

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante el choque térmico  
sometido a cambios súbitos de temperatura**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**AUTOR**

**Denis Eisten Perez Diaz**

**ASESOR**

**Evelyng Lorena Rios Villanueva**

<https://orcid.org/0000-0003-4690-7022>

**Chiclayo, 2025**

**Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante el choque  
térmico sometido a cambios súbitos de temperatura**

PRESENTADA POR  
**Denis Eisten Perez Diaz**

A la Facultad de Ingeniería de la  
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo  
para optar el título de:

**INGENIERO CIVIL**

APROBADA POR

Angel Alberto Lorren Palomino  
PRESIDENTE

Juan Jacobo Sanchez Bautista  
SECRETARIO

Evelyng Lorena Rios Villanueva  
VOCAL

## **Dedicatoria**

La culminación de este trabajo de investigación es un premio a mi esfuerzo y convicción por querer descubrir el mundo y entender su comportamiento, esa es la finalidad de la humanidad, salir de sus confines y conquistar nuevos horizontes, es por ello que dedico el trabajo a mi madre por permitirme ver el mundo de esa manera y a mi “Yoyita” mi abuela, quien despertó la curiosidad e imaginación en mi niñez. Gracias a esas dos mujeres por su gran fortaleza de espíritu.

# Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante el choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura

## INFORME DE ORIGINALIDAD

<b>14%</b>	<b>13%</b>	<b>3%</b>	<b>3%</b>
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

## FUENTES PRIMARIAS

<b>1</b>	<b>hdl.handle.net</b> Fuente de Internet	<b>3%</b>
<b>2</b>	<b>revistaalconpat.org</b> Fuente de Internet	<b>2%</b>
<b>3</b>	<b>repositorio.uss.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>4</b>	<b>tesis.usat.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>5</b>	<b>repositorio.unheval.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>
<b>6</b>	<b>www.scipedia.com</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>
<b>7</b>	<b>www.researchgate.net</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>
<b>8</b>	<b>Submitted to Universidad Peruana Union</b> Trabajo del estudiante	<b>&lt;1%</b>

## Índice

<b>Resumen</b> .....	<b>11</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>12</b>
<b>Introducción</b> .....	<b>13</b>
<b>Revisión de literatura</b> .....	<b>15</b>
<b>Materiales y métodos</b> .....	<b>45</b>
<b>Resultados y discusión</b> .....	<b>79</b>
<b>Conclusiones</b> .....	<b>101</b>
<b>Recomendaciones</b> .....	<b>102</b>
<b>Referencias</b> .....	<b>104</b>
<b>Anexos</b> .....	<b>109</b>

## Lista de figuras

Fig. 1. Campo de temperaturas e isotermas de la sección de una viga [11].....	22
Fig. 2. Fenómeno de spalling en vigas de concreto armado [21].....	29
Fig. 3. Grietas a lo largo de una viga de hormigón armado debido a la exposición del fuego [27] .....	30
Fig. 4. Redistribución de momentos solicitantes una viga continua de concreto armado en situación de incendio [28]. .....	30
Fig. 5. Proceso físicoquímico del concreto en situación de incendio [32].....	31
Fig. 6. Comportamiento de varios agregados durante el calentamiento [25].....	32
Fig. 7. Hidratación de una partícula de cemento [52].....	44
Fig. 8. Peso Unitario Suelto.....	52
Fig. 9. Peso Unitario Suelto.....	52
Fig. 10. Muestra 2 Pesos Unitarios .....	52
Fig. 11. Muestra 3 Pesos Unitarios .....	52
Fig. 12. Muestra 1 Contenido de Humedad.....	53
Fig. 13. Granulometría de Agregado Fino.....	53
Fig. 14. Granulometría de Agregado Grueso .....	53
Fig. 15. Pesos retenidos en Agregado Fino.....	54
Fig. 16. Pesos retenidos en Agregado Fino.....	54
Fig. 17. Peso de la Fiola.....	54
Fig. 18. Fiola con Agregado Fino.....	54
Fig. 19. Muestra 1 Peso del Agregado Grueso Sumergido.....	55
Fig. 20. Muestra 2 Peso del Agregado Grueso Sumergido.....	55
Fig. 21. Distribución del refuerzo positivo en una sección incendiada [10].....	56
Fig. 22. Viga peraltada y losa aligerada [53].....	57
Fig. 23. Sección de concreto sometida al Ciclo térmico de Ensayo .....	57
Fig. 24. Boquilla de Rociador de Fuego .....	62
Fig. 25. Rociador de Fuego.....	62
Fig. 26. Balones de Gas.....	63
Fig. 27. Soplador Portátil. ....	63
Fig. 28. Soplador Fijo .....	63
Fig. 29. Conducto Metálico.....	64
Fig. 30. Pirómetro 1 .....	64
Fig. 31. Pirómetro 2 .....	64
Fig. 32. Tenazas para Probetas.....	64
Fig. 33. Guantes Antiquemaduras .....	65
Fig. 34. Lentes Protectores.....	65
Fig. 35. Sistema Final para CTE de probetas.....	66
Fig. 36. Punto de Control (S7) .....	66
Fig. 37. Punto de Control (S6) .....	66
Fig. 38. Punto de Control (S5) .....	66
Fig. 39. Punto de Control (S4) .....	66
Fig. 40. Punto de Control (S3) .....	66
Fig. 41. Punto de Control (S2) .....	66
Fig. 42. Punto de Control (S1) .....	66
Fig. 43. Contenedores de Agua para choque térmico.....	67
Fig. 44. Tesista finalizando etapa de enfriamiento.....	67
Fig. 45. Toma de temperatura con pirómetros.....	68
Fig. 46. Sistema final para CTE de vigas .....	68
Fig. 47. Rociador lateral del sistema .....	69
Fig. 48. Fuego lateral proveído por el rociador .....	69
Fig. 49. Temperaturas de control S4 para CTE en vigas.....	70
Fig. 50. Temperaturas de control S5 para CTE en vigas.....	70
Fig. 51. Temperaturas de control S6 para CTE en vigas.....	70
Fig. 52. Temperaturas de control S7 para CTE en vigas.....	70
Fig. 53. Piscinas de enfriamiento con choque térmico .....	70

Fig. 54. Fisuración del concreto a temperaturas mayores a 600° .....	71
Fig. 55. Fisuración del concreto a temperaturas mayores a 600° .....	71
Fig. 56. M7-TC-P luego de CTE .....	71
Fig. 57. M6-CT-P luego de CTE .....	72
Fig. 58. Medida de la reducción de sección y spalling en viga armada.....	72
Fig. 59. Medida de la reducción de sección y spalling en viga armada.....	72
Fig. 60. Spalling en muestra de M7-CT-P .....	73
Fig. 61. Spalling en muestra de M6-CT-P .....	73
Fig. 62. Spalling en muestra de M5-TA-P .....	73
Fig. 63. Spalling en muestra de M4-TA-P.....	73
Fig. 64. Spalling en muestra M7-CT-C.....	73
Fig. 65. Spalling en muestra M6-CT-C.....	73
Fig. 66. Protuberancia en M5-CT-P .....	74
Fig. 67. Protuberancia en M4-CT-P .....	74
Fig. 68. Cambio de coloración por capas de concreto en sección de viga V-CTE.....	74
Fig. 69. Cambio de color del concreto en M4-CT-P.....	74
Fig. 70. Cambio del color del concreto en M2-TA-P .....	74
Fig. 71. Manchas en el concreto en M6-CT-P.....	75
Fig. 72. Manchas en el concreto en M5-TA-P.....	75
Fig. 73. Manchas en el concreto en M6-TA-P.....	75
Fig. 74. Manchas en el concreto en M4-TA-P.....	75
Fig. 75. M6-CT-P luego de la ruptura a compresión.....	76
Fig. 76. Manchas en el concreto en M6-CT-P.....	76
Fig. 77. Rotura a compresión .....	77
Fig. 78. Rotura a flexión de viga armada .....	77
Fig. 79. Sección incendiada de concreto.....	99

## Lista de tablas

TABLA I. CONDUCTIVIDAD TÉRMICA DE LOS MATERIALES A TEMPERATURA AMBIENTE [15] .....	23
TABLA II. PARÁMETRO DE TEMPERATURA [21] .....	27
TABLA III. CLASIFICACIÓN DE SPALLING Y SUS RESPECTIVOS AGENTES INFLUYENTES [21] .....	28
TABLA IV. FACTORES DE REDUCCIÓN PARA ARMADURA [16] .....	32
TABLA V. REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA AGREGADOS FINOS [41] .....	39
TABLA VI. REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS PARA AGREGADO GRUESO [43].....	40
TABLA VII. COMPUESTOS QUÍMICOS DEL CEMENTO [47].....	41
TABLA VIII. LÍMITES PERMISIBLES DEL AGUA PARA CONCRETO [50] .....	43
TABLA IX. MUESTREO PARA PROBETAS TIPO P-CTE .....	46
TABLA X. MUESTREO DE PROBETAS DE CONCRETO PATRÓN MP-P .....	46
TABLA XI. MUESTREO PARA VIGA ARMADA V-CTE .....	47
TABLA XII. MUESTREO PARA VIGA PATRÓN MP-V .....	48
TABLA XIII. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES .....	49
TABLA XIV. VARIABLES INTERVINIENTES .....	51
TABLA XV. TIEMPO Y TEMPERATURAS CURVA ESTÁNDAR ISO 834 .....	60
TABLA XVI. PUNTOS DE CONTROL (S) EN ISO 834 .....	61
TABLA XVII. MATRIZ DE CONSISTENCIA .....	78
TABLA XVIII. RESULTADOS DE ENSAYOS DE AGREGADOS .....	79
TABLA XIX. PROPORCIONES DE LOS COMPONENTES PARA UNA TANDA DE ENSAYO CON CORRECCIÓN DE SLUMP (3-4) PULG .....	79
TABLA XX. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE MUESTRAS PATRÓN .....	80
TABLA XXI. PROMEDIO DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LAS MP .....	80
TABLA XXII. RESULTADOS DEL ENSAYO A COMPRESIÓN DESPUÉS DEL CTE .....	81
TABLA XXIII. RESISTENCIA RESIDUAL PARA P-CTE ENFRIADAS AL AMBIENTE $f'c (R, TA)$ kg/c .....	82
TABLA XXIV. RESISTENCIA RESIDUAL PARA P-CTE ENFRIADAS CON CHOQUE TÉRMICO $f'c(R, CT)$ kg/cm .....	83
TABLA XXV. VARIACIÓN $f'c(R, TA)$ y $f'c(R, CT)$ kg/cm <sup>2</sup> .....	84
TABLA XXVI. RESULTADOS A FLEXIÓN DE VIGAS PATRÓN .....	87
TABLA XXVII. RESULTADOS A FLEXIÓN DE V-CTE .....	88
TABLA XXVIII. REDUCCIÓN DE $M_{su} (R, TA)$ .....	89
TABLA XXIX. REDUCCIÓN DE $M_{su} (R, CT)$ .....	90
TABLA XXX. RELACIÓN ENTRE $M_{su}(R, TA)$ Y $M_{su}(R, CT)$ .....	91

## Lista de gráficos

Graf. 1. Límites de conductividad térmica de concreto sometido a fuego [14].	22
Graf. 2. Calor específico de concreto sometido a elevadas temperaturas y diferentes humedades [16]	24
Graf. 3. Masa específica de concreto incendiado ( $\rho=2400 \text{ kg/m}^3$ valor a temperatura ambiente) [17].	25
Graf. 4. Perfiles de temperatura idealizadas que simulan tres escenarios de simulación de incendios (túneles, hidrocarburos y edificios) [34].	35
Graf. 5. Curvas de fuego estándar (ISO 834, ASTM E119, JIS A 1304) [34].	36
Graf. 6. Curvas Temperatura-tiempo referentes a los ejes de las barras de acero de refuerzo proporcionado por Super Tempacalc [58].	47
Graf. 7. Resistencia residual para $f'c(R, TA)$	81
Graf. 8. Factor de corrección ( $KTA, \vartheta$ ).	82
Graf. 9. Resistencia residual para $f'c(R, CT)$ .	83
Graf. 10. Factor de corrección ( $KCT, \vartheta$ )	84
Graf. 11. Variación $f'c(R, TA)$ y $f'c(R, CT)$	85
Graf. 12. $f'c(R, TA)$ respecto el tiempo	85
Graf. 13. $f'c(R, CT)$ respecto el tiempo	86
Graf. 14. Momento resistente $Msu(R, TA)$	88
Graf. 15. Momento último residual de $Msu(R, TA)$ .	89
Graf. 16. Momento resistente $Msu(R, CT)$ .	90
Graf. 17. Momento último residual de $Msu(R, CT)$ .	91
Graf. 18. Relación entre $Msu(R, TA)$ y $Msu(R, CT)$ .	92
Graf. 19. $Msu(R, TA)$ en el tiempo.	92
Graf. 20. $Msu(R, CT)$ en el tiempo.	93

## Lista de ecuaciones

<i>Ecuación 1: Deformación térmica .....</i>	<i>21</i>
<i>Ecuación 2: Conductividad térmica del concreto límite inferior.....</i>	<i>23</i>
<i>Ecuación 3: Conductividad térmica del concreto límite superior .....</i>	<i>23</i>
<i>Ecuación 4: Calor específico para <math>20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \vartheta_c \leq 100\text{ }^{\circ}\text{C}</math>.....</i>	<i>23</i>
<i>Ecuación 5: Calor específico para <math>100\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \vartheta_c \leq 200\text{ }^{\circ}\text{C}</math>.....</i>	<i>23</i>
<i>Ecuación 6: Calor específico para <math>200\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \vartheta_c \leq 400\text{ }^{\circ}\text{C}</math>.....</i>	<i>23</i>
<i>Ecuación 7: Calor específico para <math>400\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \vartheta_c \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}</math>.....</i>	<i>23</i>
<i>Ecuación 8: Masa específica para <math>20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \vartheta_c \leq 115\text{ }^{\circ}\text{C}</math> .....</i>	<i>25</i>
<i>Ecuación 9: Masa específica para <math>115\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \vartheta_c \leq 200\text{ }^{\circ}\text{C}</math> .....</i>	<i>25</i>
<i>Ecuación 10: Masa específica para <math>200\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \vartheta_c \leq 400\text{ }^{\circ}\text{C}</math> .....</i>	<i>25</i>
<i>Ecuación 11: Masa específica para <math>400\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \vartheta_c \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}</math> .....</i>	<i>25</i>
<i>Ecuación 12: Difusividad térmica .....</i>	<i>26</i>
<i>Ecuación 13: Ley de Fourier.....</i>	<i>33</i>
<i>Ecuación 14: Ecuación diferencia para flujos de calor en distintas caras de incendio .....</i>	<i>34</i>
<i>Ecuación 15: Curva Fuego Estándar .....</i>	<i>36</i>
<i>Ecuación 16: Módulo de fineza .....</i>	<i>40</i>
<i>Ecuación 17: Momento nominal teórico .....</i>	<i>58</i>
<i>Ecuación 18: Bloque en compresión.....</i>	<i>58</i>

## Resumen

La respuesta mecánica del concreto sometido a incendio disminuye progresivamente a medida que aumenta la temperatura, esta disminución se incrementa aún más cuando el enfriamiento del concreto ocurre por choque térmico, puesto que, la sección del concreto se somete a una alternación de estados de compresión-tensión provocados por el calentamiento y enfriamiento súbito de temperatura. Por ello en esta investigación se sometieron muestras de concreto a un proceso de incineración denominado ciclo térmico de ensayo (CTE) que consto de 4 etapas: calentamiento, fuego estándar, enfriamiento y templanza térmica. La etapa de calentamiento fue donde se suministró calor a las muestras siguiendo un comportamiento logarítmico de la curva de fuego estándar ISO 834; la etapa de fuego estándar supone alcanzar un punto de control "S" de dicha curva, mientras que, en la etapa de enfriamiento mitad de las muestras se enfriaron a temperatura ambiente (TA) y la otra mitad con choque térmico (CT) siguiendo los lineamientos de la norma ASTM E119, finalmente la templanza térmica supuso el fin del CTE con el equilibrio térmico en la sección a acusa de los dos tipos de enfriamiento. Los ensayos para evaluar la respuesta mecánica se hicieron un vez acabado el CTE y se evidenció que el tipo de enfriamiento afecta directamente a la resistencia residual del concreto, puesto que, la resistencia a compresión en muestras enfriadas con choque térmico (P-CT) disminuyó un 7, 22, 18, 11 y 10% más que las muestras enfriadas al ambiente (P-TA) para temperaturas de 600, 700, 800, 900 y 1000°C, así mismo, el momento último residual de las vigas enfriadas con choque térmico (V-CT) disminuyó un 4, 11, 16 y 15% más que las vigas enfriadas a temperatura ambiente (V-TA) para temperaturas de 700°, 800°, 900° y 1000° respectivamente. Además, se determinó que el concreto a compresión solo puede resistir temperaturas por debajo de los 575°C, mientras que, para el caso de vigas, el concreto armado deja de comportarse estructuralmente a temperaturas mayores de 750°C debido a que el calor alcanza el eje del refuerzo de acero.

**Palabras clave:** Choque térmico, Resistencia residual, Concreto, Fuego estándar, Concreto armado.

## Abstract

The mechanical response of concrete subjected to fire progressively decreases as the temperature increases, this decrease increases even more when the cooling of the concrete occurs by thermal shock, since the concrete section is subjected to an alternation of compression-tension states caused by sudden heating and cooling of temperature. Therefore, in this investigation, concrete samples were subjected to an incineration process called thermal test cycle (CTE) which consisted of 4 stages: heating, standard fire, cooling and thermal tempering. The heating stage was where heat was supplied to the samples following a logarithmic behavior of the ISO 834 standard fire curve; The standard fire stage involves reaching a control point "S" of said curve, while in the cooling stage half of the samples were cooled to room temperature (TA) and the other half with thermal shock (CT) following the guidelines of the ASTM E119 standard, finally thermal tempering meant the end of the CTE with thermal equilibrium in the section after both types of cooling. The tests to evaluate the mechanical response were performed once the CTE was finished and it was evident that the type of cooling directly affects the residual strength of the concrete, since the compressive strength in samples cooled with thermal shock (P-CT) decreased by 7, 22, 18, 11 and 10% more than the samples cooled at room temperature (P-TA) for temperatures of 600, 700, 800, 900 and 1000 ° C, likewise, the ultimate residual moment of the beams cooled with thermal shock (V-CT) decreased by 4, 11, 16 and 15% more than the beams cooled at room temperature (V-TA) for temperatures of 700 °, 800 °, 900 ° and 1000 ° respectively. Furthermore, it was determined that compression concrete can only withstand temperatures below 575°C, while, in the case of beams, reinforced concrete stops behaving structurally at temperatures greater than 750°C because the heat reaches the axis of the steel reinforcement.

**Keywords:** Thermal shock, Residual strength, Concrete, Standard fire, Reinforced concrete.

## Introducción

El concreto es el material constructivo más usado en la ingeniería civil, es por ello, que existen múltiples investigaciones para su conservación en todo el rango de su ciclo de vida, o en su defecto, preservar la vida de los usuarios antes de incurrir en fallas plásticas. Gran porcentaje de estas investigaciones han focalizado sus estudios en el análisis sísmico estructural, y otro más, en la durabilidad del material. Sin embargo, los riesgos a los que se enfrenta el concreto en una estructura, son múltiples y complejos. Según un reporte elaborado por RPP (Radio Programas del Perú) solamente entre los meses de enero y abril del año 2022, se atendieron 3440 emergencias por incendios en todo el país, siendo la gran mayoría de ellos, en Lima, capital peruana [1].

Para la gran mayoría de ciudadanos, el peligro de un incendio culmina cuando este es rezagado a través de chorros de agua, y solo es cuestión de tiempo, para hacer los revoques arquitectónicos que maquillen al inmueble, para su posterior rehúso. Es decir, nadie toma en cuenta los efectos del choque térmico que ha sufrido la estructura en tal evento, y en parte, es porque al concreto siempre se le ha conocido por sus propiedades de incombustibilidad y baja conductividad térmica, pero, ¿realmente serán suficiente estas propiedades para que el concreto mantenga su misma capacidad de respuesta mecánica después de horas de exposición a altas temperaturas?

La temperatura de un incendio depende de las condiciones con las que se produjo el evento, hoy en día, se describe el concepto del fuego haciendo uso de cuatro componentes: calor, oxidante, combustible y reacción en cadena; denominado “Tetraedro del fuego”. Generalmente, un incendio urbano produce gases de combustión que se encuentra entre los 400°C y 600°C de temperatura a los pocos minutos de desencadenarse el fuego. Sadrmomtazi et al. En un estudio reciente, señala que, a esa temperatura el concreto pierde entre el 40% y 64% de su resistencia a la compresión, y el 83% de su resistencia a la tracción a temperaturas de 825°C, lo cual, lo hace vulnerable para posteriores eventos de riesgo [2], además la respuesta mecánica del concreto disminuye casi un 90% de su resistencia de diseño cuando se superan los 800° C de temperatura. Sin embargo, en un contexto real, para lograr controlar un incendio, necesitamos disminuir el calor de manera brusca, es decir, la disminución súbita de la temperatura en la edificación, ocasionando un choque térmico. Esto a su vez causa grandes esfuerzos internos que producen agrietamiento del material, provocados por la deshidratación del CH con temperaturas mayores a los 400°C, seguida de una hidratación por el agua inyectada.

Un estudio realizado en 2020 por Alaskar, et al. [3] Señala que, a medida que la resistencia a la compresión se aumenta, tanto la resistencia a la tracción y la resistencia a la flexión no mejoran en condiciones de temperaturas elevadas. Al momento de evaporarse el agua interna, se generan contracciones que agrietan el concreto, perdiendo la adherencia y un desconchado progresivo, por ello, es que el módulo de elasticidad se reduce hasta más del 80% cuando al concreto se les somete a temperaturas de más de 800° C [4], cabe resaltar que la edad tuvo una influencia insignificante en la tracción de adherencia del concreto. Por otro lado, a temperaturas mayores de 800° C, tanto los concretos de alta resistencia y los concretos convencionales, disminuyen su resistencia a la tracción de manera muy similar, aproximadamente en un 83%, esto implica que, la resistencia de las propiedades mecánicas es irrelevante a temperaturas elevadas, con lo cual, podemos deducir que para mejorar la respuesta mecánica del concreto a elevadas temperaturas, es necesario enfocarse directamente en los componentes intrínsecos con los que se elabora el concreto.

En un incendio la sección del concreto sufre cambios repentinos y de manera no uniforme cuando se presentan condiciones temperaturas extremas, el verdadero inconveniente es el gradiente térmico que se genera, puesto que, cada parte de la sección tiende a expandirse o contraerse en proporciones diferentes, y a la vez cada parte está restringida por la región contigua, el choque térmico genera estos procesos al momento de reducir súbitamente la temperatura provocando esfuerzos y deformaciones transitorios, afectando la estructura interna del concreto con la aparición de fisuras y grietas, es decir, el choque térmico merma la vida útil del material. Como prueba visual de la afectación de las elevadas temperaturas, es el cambio de color en el concreto, de acuerdo con estudios realizados, luego de superar los 300°C los cambios físicos y de color comienzan a percibirse, [5] indica que las transiciones de los colores van desde el rosa, gris ceniza y amarillo ocre (1200°C) sucesivamente, mientras aumenta la temperatura, en esta última instancia, el porcentaje de resistencia residual del concreto a la compresión está entre el 20 y 0% de la resistencia original.

A todo esto, la normativa peruana vigente trata a esta problemática de manera muy superficial, sin incurrir en detalles y solamente considerando recubrimientos y sistemas contra incendios (rociadores, agua pulverizada, espumas, etc). Es decir, no contempla apartados en donde se establezcan requerimientos de diseño para soportar temperaturas de incendio, tampoco especifica cuanto debería ser la resistencia residual mínima del concreto luego del siniestro, ya que, como mencioné, luego de un evento de incendio las resistencias de los elementos estructurales de concreto disminuyen considerablemente, reduciendo el tiempo de ciclo de vida de la edificación. Así como en las estructuras que han soportado cargas de sismo, es necesario

también establecer parámetros para evaluar una posible demolición de la estructura luego del siniestro, a fin de salvaguardar la vida de las personas.

En esta investigación se pretende estudiar el concreto que está sometidos a choque térmico (calentamiento-enfriamiento). Evaluar la respuesta mecánica del concreto después de eventos donde son sometidos a temperaturas superiores a las comunes, entre este grupo se encuentran las chimeneas, cimientos de concreto para el lanzamiento de transbordadores y naves espaciales, concreto cerca de hornos, silos de Clinker, centrales nucleares y concretos sometidos a fuego que luego se extingue con agua.

En el ciclo de vida del concreto, hay muchos riesgos que no se consideran en la sostenibilidad del proyecto, el mantenimiento rutinario y periódico es fundamental para que un proyecto cumpla todo su ciclo de vida, sin embargo, existen eventos ajenos que suponen nuevos riesgos, tal es el caso de posibles incendios, es por ello, que la prevención de estos, como la mejora de la respuesta mecánica ante incendios, supone ahorros a largo plazo en una construcción que potencialmente puede estar sometida a ciclos de calentamiento- enfriamiento.

Para cumplir con la finalidad, esta investigación plantea lograr como objetivo general: evaluar la respuesta mecánica del concreto de  $f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$  ante el choque térmico, ocasionado por cambios súbitos de temperatura. Así mismo se contempla la realización de los siguientes objetivos específicos: diseñar el concreto patrón de  $f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$  para ensayos de compresión y flexión de viga armada a 28 días, evaluar las propiedades mecánicas del concreto (compresión y flexión de viga armada) para diferentes tiempos de exposición (30, 45 y 60 mín.) e intensidades de temperaturas mayores a  $400^\circ\text{C}$ , evaluar las propiedades mecánicas del concreto (compresión y flexión de viga armada) para diferentes tiempos de exposición (30, 45y 60 min) e intensidades de temperaturas mayores a  $400^\circ\text{C}$  enfriadas súbitamente con agua. Comparar la variación de las propiedades mecánicas entre las probetas enfriadas al ambiente yenfriadas con agua, determinar la temperatura máxima a la que un concreto puede estar expuesto sin que sufra una disminución significativa de sus propiedades mecánicas a causa del choque térmico, determinar el tiempo mínimo que un concreto puede estar expuesto a temperaturas extremas sin que sufra disminución significativa de sus propiedades mecánicas a causa del choque térmico.

## **Revisión de literatura**

### **Antecedentes**

#### **Antecedentes locales**

**[56] Calderón, E** en su investigación “**Evaluación de las propiedades mecánicas del concreto armado expuesto al fuego en intervalos de tiempos, Lambayeque. 2018**” Esta

investigación analiza el impacto del fuego en las propiedades mecánicas de elementos de concreto armado con resistencias de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$  y  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . Se diseñaron, fabricaron y curaron 36 cilindros de concreto de 6"x12" para evaluar la resistencia a la compresión y 24 vigas de 12 cm x 16 cm x 50 cm para medir la resistencia a la flexión, utilizando agregados de la cantera de Pátapo y cemento Mochica Tipo I. Las propiedades del concreto fresco fueron evaluadas, y posteriormente, en su estado endurecido, los elementos fueron sometidos a una simulación de incendio, retirándose en intervalos de 15, 30 y 60 minutos, con temperaturas entre 550°C y 850°C. Los resultados fueron registrados en guías de observación del laboratorio de ensayos, demostrando que las probetas cilíndricas con mayor  $f'c$  tuvieron mejor rendimiento en la compresión, mientras que las vigas con menor  $f'c$  mostraron mejor comportamiento a la flexión.

### **Antecedentes Nacionales**

[6] Navarro, J y Colque, L en su investigación **“Comportamiento del concreto reforzado sometido a altas temperaturas por incidencia del fuego directo en la región Tacna, 2020”** ensaya una viga de 180 cm de largo, 15 cm de base y 10 cm de altura; la viga cuenta con refuerzo  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ , 4 barras de acero de 10 mm de diámetro tanto para la parte superior e inferior, para el acero transversal se cuenta con 7 estribos de 8 mm de diámetro repartidos a 10 cm; la viga cuenta con recubrimiento de 2.5 cm de espesor, el diseño de mezcla se diseñó para un  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , el elemento se expuso al fuego directo. Los resultados concluyeron a medida que incrementa la temperatura, la resistencia disminuye de forma progresiva, la ratio de temperatura para este ensayo fue de 100°C cada 15 minutos, el mayor daño registrado fue cuando la temperatura se elevó a 750°C, con una exposición de 180 minutos, al momento del ensayo de rotura la viga soportó 32 KN de carga.

[7] Olortin, A y Chuquiyaui, E; en su investigación **“Evaluación de las propiedades mecánicas del concreto al incrementar su temperatura por exposición al fuego”** estudia la degradación de las propiedades mecánicas del concreto al ser sometido a elevadas temperaturas por exposición a fuego directo. Se elaboró el diseño de mezcla de acuerdo a la normativa ACI, en primera instancia se determinó las propiedades físicas de los agregados para luego fabricar las muestras de concreto con 3 relaciones de agua/cemento (0.62, 0.55, y 0.45).

Después de haber curado por 28 días las muestras de concreto, se les agruparon en 3 grupos experimentales y un grupo control, para un T1 (de 190° a 210° C), para un T2 (de 390° a 410° C) y para un T3 (de 580° a 600° C); el tamaño de muestra para el ensayo de resistencia a la compresión fue 7, mientras que para el módulo elástico fueron 3. Luego de haber realizado

los ensayos se logró concluir que a medida que aumenta la temperatura por exposición al fuego directo, disminuye la resistencia a la compresión y módulo de elasticidad. El porcentaje promedio de  $f_c$  que disminuye para el grupo T1 es de 21.48 %, para el grupo T2 el  $f_c$  disminuye en un 39.69%, y por último para el grupo T3 el  $f_c$  disminuye en un 63.62%. Para los resultados del ensayo de módulo elástico se registró que para el grupo T1, el módulo de elasticidad disminuyó un 33.95%, para el grupo T2 el módulo de elasticidad disminuyó un 56.00%, y por último para el grupo T3 el módulo de elasticidad disminuyó un 74.42%.

### **Antecedentes Internacionales**

[8] **Ali Nazari et al.** En su investigación “**Termal shock reactions of Ordinary Portland cement and geopolymmer concrete: Microstructural and mechanical investigation**” hace una comparativa de concreto elaborado con cemento Portland ordinario (OPC) y concreto elaborado con geopolímeros construido con cenizas volantes de Gladstone ambos sometidos a altas temperaturas de 400° C, 600°C, 800°C y 1000°C. las muestras se analizaron mediante pruebas de resistencia a la compresión, microscopía electrónica de barrido, difracción de rayos X en polvo y espectroscopia de dispersión de energía. La finalidad de esta investigación fue la evaluación de la resistencia a la compresión y la composición de su microestructura al momento de soportar temperaturas elevadas. Los resultados concluyeron que el concreto elaborado con geopolímeros muestra mayor resistencia a la compresión a temperaturas elevadas, es más, la incorporación de geopolímeros eleva su resistencia en un 72% cuando se expone a temperaturas de 400° C, para luego comenzar a debilitarse progresivamente mientras se aumenta la temperatura. El cambio de la microestructura del concreto elaborado con geopolímeros luego de ser sometido al choque térmico fue determinado por las pruebas de XRD, las cuales identificaron la formación de fases débiles, como albita, hematita y paragonita en el aglutinante del geopolímero. La recristalización es la principal causa del debilitamiento, esto se magnifica cuando se somete a choque térmico provocando una reforma en la microestructura del concreto.

[9] **Al Rousan** en su investigación “**Impact of elevated temperatura on the behavior of strengthened RC beams with CFRP**” pretende mejorar el comportamiento a flexión de vigas de concreto armado sometidas a temperatura de hasta 500° C de temperatura. En este estudio no se considera como variables a los componentes del concreto (áridos, aglutinante, agua), sino que se le da un enfoque ajeno a mejorar las propiedades intrínsecas del concreto, en este caso, mejorar la resistencia a la flexión post esfuerzo térmico usando hojas de Polímero reforzado con fibras de carbono (CFRP), es decir Al Rousan propone una solución externa a mejorar las propiedades del concreto para soportar elevadas temperaturas, lo que él denomina

el problema de la teoría moderna de las vigas de concreto armado deficientes a flexión, la finalidad de esta investigación, tal como el señala, es modernizar los edificios existentes, principalmente aquellos a temperaturas elevadas.

Para realizar esta investigación se fabricaron treinta y dos vigas de 1100 mm de largo y dimensiones de sección transversal de 150 y 250 mm. Los principales parámetros que se investigaron en el estudio son la longitud de las láminas de CFRP (400, 600 y 800 mm) y la temperatura a la que se va a someter la viga (23°C, 150°C, 250°C y 500°C). Como resultados se obtuvo que la lámina de CFRP unió las grietas por flexión proporcionando una longitud de desarrollo adecuada, atrapando los dos lados de la grieta de flexión principal, por otro lado, a medida que aumenta el número láminas de CFRP, aumenta también la ductilidad, la absorción de la energía y la carga última, para igualar o mejorar las propiedades iniciales de los elementos estructurales que han soportado elevadas temperaturas.

**[57] Efecto del tiempo de exposición al fuego en la resistencia a flexión de vigas de hormigón armado.** En este artículo analiza la resistencia a flexión de vigas de concreto armado de sección cuadrada expuestas al fuego durante diferentes períodos de tiempo. Después de la exposición, se enfriaron a temperatura ambiente durante 24 horas. En este punto, los cambios resultantes fueron evaluados mediante observación. Las temperaturas alcanzadas estuvieron entre 750°C y 1050°C. Utilizando las pruebas ASTM C78, se descubrió que la resistencia a la flexión disminuye considerablemente a medida que aumentan la temperatura y el tiempo que las vigas están expuestas al fuego, mostrando diversos signos de deterioro que van desde calcificación leve y decoloración que incluso conducen a la pérdida de la sección transversal del elemento. Este estudio encontró que la resistencia a la flexión disminuyó en más del 90% en comparación con las vigas que no estuvieron expuestas al fuego. Este resultado se logró cuando se alcanzó una temperatura de 1050° C después de 180 minutos de exposición al fuego.

**[58] “Propiedades mecánicas del concreto de mediana resistencia sometido a altas temperaturas de fuego”** El objetivo principal de este trabajo es evaluar cómo las altas temperaturas de fuego afectan las propiedades mecánicas del concreto de media resistencia. Los agregados finos y gruesos provinieron de la cantera Christopher, sus propiedades fueron confirmadas mediante estudios y pruebas correspondientes en el laboratorio de JBO Ingenieros S.A.C. determinado. Para la elaboración del concreto de resistencia media se utilizó  $f'c$ : 210 kg/cm<sup>2</sup>,  $f'c$ : 245 kg/cm<sup>2</sup> y  $f'c$ : 280 kg/cm<sup>2</sup> calidades finas y gruesas y cemento (tierra). Portland Tipo I para que el concreto  $f'c$  alcance la resistencia requerida. Para evaluar el concreto de resistencia media a una temperatura de 900 °C se utilizó una mufla u horno durante una hora. Se realizaron ensayos sobre probetas cilíndricas (108 probetas) y probetas prismáticas (54

probetas) de resistencia a compresión, tracción y flexión de concreto estándar de resistencia media y concreto expuesto a una temperatura de 900 °C durante el período de una hora. Las pruebas correspondientes se realizaron en el laboratorio de JBO Ingenieros S.A.C. logrado. Todos los dispositivos fueron calibrados antes de realizar las pruebas y se encuentran en perfecto estado. Los resultados obtenidos se utilizan para realizar un análisis comparativo entre el hormigón estándar y el hormigón expuesto a una temperatura de 900°C, con el fin de entender qué concreto de resistencia media es mejor utilizar.

**[59] Cohelo, A** en su investigación **“Influência do choque térmico por resfriamento brusco do concreto após exposição a elevadas temperaturas em simulação de incêndio”**. Este artículo busca analizar el comportamiento del concreto expuesto a altas temperaturas y su posterior enfriamiento abrupto. Para ello, se estudiaron las resistencias características del concreto con  $f'c$  de 25, 35 y 40 MPa. Los análisis evidenciaron pérdidas en la resistencia, cambios de color y la aparición de grietas en el concreto. Las muestras fueron sometidas a temperaturas de 300, 600, 900 y 1200°C durante 90 minutos y luego enfriadas. Las resistencias a la compresión obtenidas se compararon con las de un concreto de referencia y con datos bibliográficos, mostrando la pérdida de resistencia del concreto tras el enfriamiento abrupto. Los resultados revelaron que los concretos con  $f'c$  de 35 y 40 MPa experimentaron mayores pérdidas de resistencia en comparación con los de 25 MPa. Sin embargo, a 900 y 1200°C, la pérdida porcentual fue similar entre los concretos. Esto se debe a que, cuanto más resistente es el concreto, mayor es el porcentaje de pérdida y la aparición de grietas cuando es sometido a variaciones térmicas.

**[60] Borja, F et al.** En su investigación **“Análisis experimental de la pérdida de adherencia hormigón-acero en hormigones sometidos a altas temperaturas”** Este estudio se enfoca en analizar la adherencia residual entre el hormigón y las barras de acero corrugado soldable, después de exponer las muestras a altas temperaturas y dejarlas enfriar naturalmente hasta la temperatura ambiente. Se examinaron hormigones de resistencia convencional, hormigones de alta resistencia, y hormigones reforzados con fibras de polipropileno y acero. La adherencia entre el hormigón y el acero se evaluó mediante el ensayo de pull-out. Además, se midieron la resistencia a compresión y a tracción indirecta. Algunas muestras fueron ensayadas a los 28 días a temperatura ambiente, y a los 60 días se repitieron las pruebas a temperatura ambiente y tras calentarlas en un horno industrial a tres niveles de temperatura: 450°C, 650°C y 825°C. Antes del calentamiento, las muestras se sometieron a un secado a 120°C durante 3 horas. Con esta metodología, se logró caracterizar cómo la adherencia residual entre el hormigón y el acero disminuye a medida que se incrementa la temperatura. Aunque la

adición de fibras no tuvo un impacto significativo en la adherencia a temperatura ambiente, se observó una mejora notable en la adherencia residual en hormigones reforzados con fibras de acero cuando fueron expuestos a altas temperaturas.

### **Bases teóricas**

#### **Choque térmico**

El choque térmico es el cambio brusco de temperatura que sufre un cuerpo al someterlo a eventos extremos, generando un estado de tensión térmica que pueden causar grietas y fisuras, o en su defecto el fallo del material, el choque térmico ocasiona un gradiente de temperatura en la sección de un cuerpo, este gradiente de temperatura, a su vez, genera la expansión y contracción de las capas del material, la alternación de estos eventos puede incurrir en una falla por fatiga térmica. El choque térmico afecta de distinta manera, dependiendo el material, ya que las propiedades termofísicas son específicas para cada uno. Aún sin la existencia de rotura, el choque térmico perjudica en gran medida al concreto, ocasionando desconchamiento por concentración de tensiones.

Las propagaciones de fisuras se dan generalmente en zonas de discontinuidad del material. La severidad del daño solo depende de la performance de las propiedades del concreto, si no, también, de las condiciones de calentamiento y enfriamiento, lo que tenga que ver básicamente la con velocidad de calentamiento, velocidad de enfriamiento, gradiente térmico, medio de enfriamiento, número de ciclos y de factores geométricos (tamaño y forma). Tomando en cuenta la situación planteada anteriormente, es necesario empezar una nueva rama investigativa que vincule la influencia de cada variable antes descrita con la afectación del concreto bajo choque térmico.

#### **Deformaciones y esfuerzos Térmicos**

Tanto las deformaciones y esfuerzos térmicos son dependientes del gradiente de temperatura, al momento de ocurrir un calentamiento rápido, las capas superficiales incrementan su temperatura de manera acelerada, mientras que la temperatura del núcleo de la sección se incrementa lentamente; de la misma manera, cuando se produce el choque térmico, la temperatura de las caras superficiales disminuye súbitamente y la temperatura del núcleo de la sección disminuye lentamente. La diferencia de temperatura superficial y promedio viene a ser una medida del gradiente térmico que experimenta la superficie [10].

El incremento rápido de temperatura ocasiona que las capas superficiales se expandan más rápido que las capas internas de la sección, donde la temperatura es menor. Estas expansiones de las capas superficiales son impedidas por la masa las capas internas, generando deformaciones superficiales compresivas. Análogamente, cuando se disminuye súbitamente la

temperatura, las capas superficiales se contraen, pero estas contracciones son restringidas por las capas internas de la sección, ocasionando deformaciones tensiles. La alternación de estos estados de compresión-tensión conducirán a un potencial agrietamiento por fatiga térmica [10].

Para poder cuantificar la deformación térmica, es necesario conocer la diferencia entre la temperatura superficial y la temperatura promedio, para luego hallar el producto de esa diferencia y el coeficiente de expansión térmica del material en el rango de temperatura que se está evaluando, a continuación, se muestra la ecuación descrita anteriormente.

$$\varepsilon = \alpha(T_{AV} - T_S) \quad (1)$$

Donde:

$\varepsilon$  = deformación térmica

$\alpha$  = coeficiente de expansión térmica

$T_{AV}$  = temperatura promedio del material

$T_S$  = temperatura superficial

### **Gradiente térmico**

El gradiente térmico es la variación de temperatura por unidad de distancia, el cuerpo más caliente es el que hace la transferencia de energía hacia el cuerpo más frío. En el caso de un incendio, la energía llega inicialmente a las capas superficiales de una sección de concreto, para luego ser transmitidas a las capas internas. Al día de hoy incluso ya se tienen modelos numéricos que son usados como una alternativa a los costosos ensayos físicos cuando se quiere saber sobre la distribución de temperaturas en una sección.

En [11] se muestra un campo de temperaturas de una viga de concreto en una prueba de incendio según la curva de fuego estándar (ISO-834, 2000), el modelo se llevó a cabo a través del Módulo Térmico Super Templac del programa sueco Temperature Calculation and Design, mediante un análisis bidimensional de estructuras que están bajo fuego, para el estudio se supuso que tanto las caras laterales e inferior estarían expuestas al fuego figura (1). La malla quedó definida con elementos rectangulares de cuatro nodos de 0.5 cm, la temperatura ambiente considerada fue de 20° C con tiempos de exposición al fuego de hasta 135 minutos.

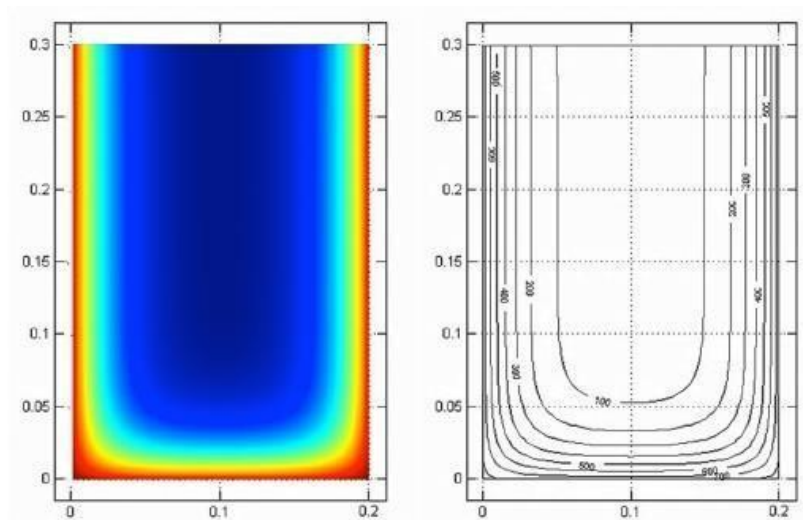
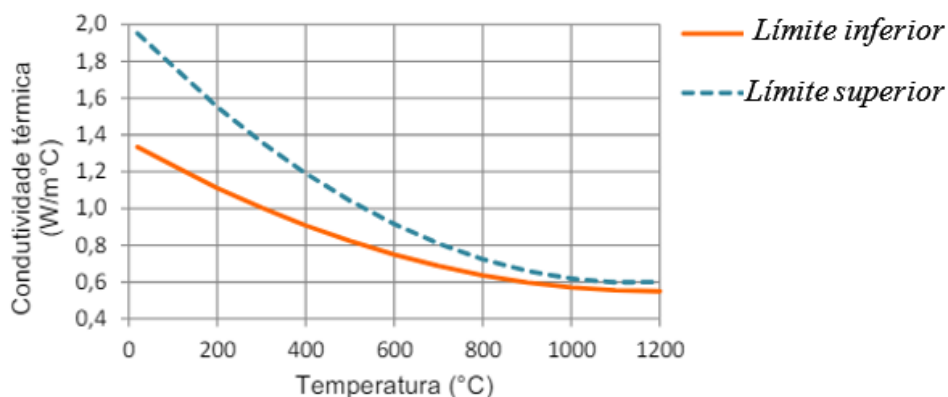


Fig. 1. Campo de temperaturas e isotermas de la sección de una viga [11].

## Propiedades termofísicas

### Conductividad térmica

Se describe como la habilidad intrínseca del material para transferir o conducir calor, este evento se da por agitación molecular y por contacto, el progreso del calor deriva en el surgimiento de un gradiente térmico, que va desde un área con alta energía molecular, hasta un área con menor energía molecular. La transferencia culmina cuando se alcanza el equilibrio térmico [12]. Mientras mayor es la conductividad térmica del material, menores serán los gradientes térmicos, como resultado, menores deformaciones térmicas en el material [13]. De manera simplificada la conductividad térmica ( $\lambda$ ) del concreto puede medirse como  $1.3 \text{ w/m } ^\circ\text{C}$ , esta premisa es porque la razón entre la conductividad térmica y la temperatura se mantiene constante, a continuación, se muestra la conductividad térmica para concretos de densidad normal ( $2000 - 2800 \text{ kg/m}^3$ ).



Gráf. 1. Límites de conductividad térmica de concreto sometido a fuego [14].

Este gráfico responde a las siguientes funciones de la conductividad térmica para rangos de  $20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$ .

*Ecuación 2: Conductividad térmica del concreto*

$$\lambda_c, \theta_c = 1.36 - 0.136 * \left(\frac{\theta_c}{100}\right) + 0.0057 * \left(\frac{\theta_c}{100}\right)^2 \quad (2)$$

$$\lambda_c, \theta_c = 2 - 0.2451 * \left(\frac{\theta_c}{100}\right) + 0.0107 * \left(\frac{\theta_c}{100}\right)^2 \quad (3)$$

Donde:

$\lambda_c, \theta_c$ = conductividad térmica del concreto a temperatura  $\theta_c$  [W/(m °C)]

$\theta_c$  = temperatura del concreto [°C]

La conductividad térmica del concreto se reduce mientras aumenta la temperatura del concreto, la hipótesis que se tiene sobre ello es que al aumentar la temperatura el agua retenida en los poros de la pasta se convierte en vapor y es reemplazada por el aire, aumentando así la porosidad del material, en consecuencia, el aire al tener menor conductividad térmica que la pasta de cemento, incluso menor que la del agua reduce la conductividad térmica del concreto.

*TABLA I. CONDUCTIVIDAD TÉRMICA DE LOS MATERIALES A TEMPERATURA AMBIENTE [15]*

<b>CONDUCTIVIDAD TÉRMICA DE LOS MATERIALES A TEMPERATURA AMBIENTE</b>	
<b>Material</b>	<b>Conductividad térmica (W/m °C)</b>
Agregados	0.7-4.2
Concretos saturados	1.0-3.6
Pasta de cemento endurecida	1.1-1.6
Agua	0.5150
Aire	0.0034

### **Calor específico**

El calor específico varía esencialmente con la temperatura, llegando a ser constantes para algunos rangos de temperatura y para otros más altos responden a una función lineal, a continuación, se presentan los valores del calor específico para rangos de temperatura:

*Ecuación 4: Calor específico para  $20\text{ °C} \leq \theta_c \leq 100\text{ °C}$*

$$C_p, \theta_c = 900 \quad (4)$$

*Ecuación 5: Calor específico para  $100\text{ °C} \leq \theta_c \leq 200\text{ °C}$*

$$C_p, \theta_c = 900 + (\theta_c - 100) \quad (5)$$

*Ecuación 6: Calor específico para  $200\text{ °C} \leq \theta_c \leq 400\text{ °C}$*

$$C_p, \theta_c = 1000 + \frac{\theta_c - 200}{2} \quad (6)$$

*Ecuación 7: Calor específico para  $400\text{ °C} \leq \theta_c \leq 1200\text{ °C}$*

$$C_p, \theta_c = 900 \quad (7)$$

Donde:

$C_p, \theta_c$ = calor específico del concreto a temperatura  $\theta_c$  [J/(kg °C)]

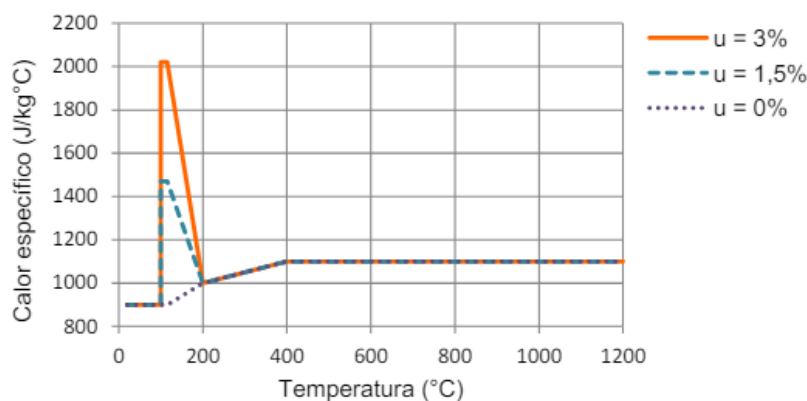
La humedad es un factor determinante en el calor específico del hormigón, especialmente a temperaturas inferiores a 200 °C. De ese modo, con base en la norma brasileña, cuando no esté explícitamente considerado en el método de cálculo, la función de calor específico para hormigones con agregados calcáreos o silíceos puede ser modelada por un valor constante situado entre 100 y 115 °C, con una disminución lineal entre 115 y 200 °C como se muestra a continuación.

Para humedad = 0% en peso:  $C_{p,u} = 900 \text{ J}/(\text{kg } ^\circ\text{C})$ :

Para humedad = 1,5% en peso:  $C_{p,u} = 1470 \text{ J}/(\text{kg } ^\circ\text{C})$ :

Para humedad = 3% en peso:  $C_{p,u} = 2020 \text{ J}/(\text{kg } ^\circ\text{C})$ .

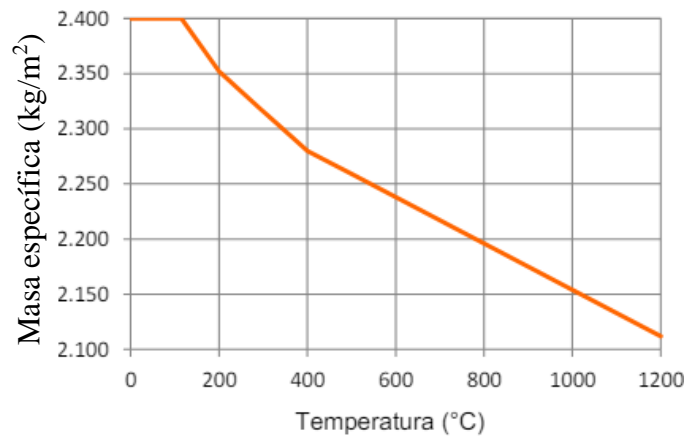
Estos valores máximos, ilustrados en la gráfica 2 corresponden a la cantidad de energía térmica necesaria para que se evapore el agua libre en la pasta de cemento. Por tanto, a mayor humedad, mayor será el calor específico del hormigón, dado que se necesita más calor para calentar el agua.



Gráf. 2. Calor específico de concreto sometido a elevadas temperaturas y diferentes humedades [16].

### Masa específica

La masa específica del hormigón se reduce debido a las altas temperaturas provocadas durante los incendios, como se muestra en gráfica 3. Esto pasa, principalmente, por la evaporación del agua libre y, secundariamente, por aumento de volumen por expansión térmica, resultante de transformaciones mineralógicas debido a que los agregados sufren temperaturas superiores a los 500 °C [17].



Gráf. 3. Masa específica de concreto incendiado ( $\rho=2400 \text{ kg/m}^3$  valor a temperatura ambiente) [17].

La ABNT NBR 15200:2012 presenta las siguientes ecuaciones para determinar la variación de la masa específica del concreto con la temperatura.

*Ecuación 8: Masa específica para  $20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 115 \text{ }^\circ\text{C}$*

$$\rho_{\theta c} = \rho(20 \text{ }^\circ\text{C}) \quad (8)$$

*Ecuación 9: Masa específica para  $115 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 200 \text{ }^\circ\text{C}$*

$$\rho_{\theta c} = \rho(20 \text{ }^\circ\text{C}) * \left(1 - \left(\frac{0.02(\theta_c - 115)}{85}\right)\right) \quad (9)$$

*Ecuación 10: Masa específica para  $200 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 400 \text{ }^\circ\text{C}$*

$$\rho_{\theta c} = \rho(20 \text{ }^\circ\text{C}) * \left(0.98 - 0.03 * \left(\frac{\theta_c - 200}{200}\right)\right) \quad (10)$$

*Ecuación 11: Masa específica para  $400 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$*

$$\rho_{\theta c} = \rho(20 \text{ }^\circ\text{C}) * \left(0.95 - 0.07 * \left(\frac{\theta_c - 400}{800}\right)\right) \quad (11)$$

Donde:

$\rho_{\theta c}$  = masa específica de concreto a temperatura  $\theta_c$  [kg/cm<sup>3</sup>]

A temperatura ambiente, se estipula una masa específica de 2400 kg/m<sup>3</sup> para hormigón simple y de 2500 kg/m<sup>3</sup> para hormigón armado (ABNT NBR 6118:2007). Como en el análisis térmico sólo se modela la masa de hormigón, se supone  $\rho(20 \text{ }^\circ\text{C}) = 2400 \text{ kg/cm}^3$ .

### Difusividad térmica

Es la propiedad específica de cada material para caracterizar la conducción de calor en condiciones no estacionarias. Para cuantificar este valor es necesario dividir la conductividad térmica entre el producto de su densidad y la capacidad calorífica específica de una materia, y nos ayuda a predecir procesos de enfriamiento y simulaciones de temperatura; es este valor que debe ser conocido para resolver la ecuación diferencial de Fourier para la conducción de calor en condiciones no estacionarias [18]. A continuación, se muestra la fórmula para determinar la

difusividad térmica:

$$\alpha = \frac{k}{\rho \cdot C_p} \quad (12)$$

Donde

$\alpha$  = difusividad térmica

K = conductividad térmica

$\rho$  = densidad

Cp = Calor específico

La conductividad y la difusividad térmicas son los parámetros más importantes en el choque térmico, estos determinan la magnitud de los gradientes térmicos y su tasa de desarrollo, respectivamente [10].

### **Dilatación térmica**

Se describe como el aumento de volumen de un cuerpo, cuando se eleva su temperatura a una presión constante. Cuando la temperatura se eleva, las partículas del cuerpo se agitan más rápido, aunque generalmente la dilatación térmica no es perceptible fácilmente, desarrollan esfuerzos muy grandes, que pueden fisurar al material [19]. La manera de cuantificar a este material es obteniendo el coeficiente de dilatación térmica, entonces, haciendo un hincapié en la ecuación de la deformación térmica, y dado que, en ella, las deformaciones térmicas son directamente proporcionales al valor del coeficiente de expansión térmica, es razonable pensar que, para tener pocas tensiones térmicas, el coeficiente de expansión térmica debe ser bajo [10].

### **Límite de elasticidad en caliente**

Mientras mayor sea el límite de elasticidad en caliente, la resistencia a la fatiga térmica aumenta, puesto que, dotará al material de un porcentaje de deformación elástica, sin incurrir en deformaciones permanentes, o en su defecto, la fractura.

### **Propiedades mecánicas**

#### **Resistencia a la deformación**

Un material sometido a altas razones de suministro de calor y a la vez a cargas mecánicas, como es el caso del concreto en eventos de incendio, está expuesto a perder la dureza asociada a la resistencia al revenido. La manera de confrontar la acción conjunta de alta temperatura y la carga mecánica es controlando las deformaciones, en algunos casos la fatiga térmica es producida también por cargas mecánicas cíclicas a una temperatura constante, lo cual da lugar a fisuras [20].

#### **Ductilidad**

Es la capacidad de un material para la resistencia a la deformación plástica, sin que este se fracture, la ductilidad soporta en gran medida el número de ciclos que se necesitan para que aparezcan las primeras fisuras visibles ocasionados por fatiga térmica. Sin embargo, su relevancia decrece en la fase de crecimiento y propagación de fisuras [20]; la homogeneidad y pureza de un material, influencia directamente en su ductilidad.

### Tenacidad

Es la capacidad que tiene un material para resistir tensiones sin llegar a generar grietas en sitios donde se desarrollan grandes esfuerzos, es una propiedad que varía de acuerdo al material y de esta propiedad depende la facilidad con la que una grieta se propaga, es necesario tener una alta tenacidad para poder retardar la propagación de las grietas.

### Condiciones de operación

Cuando hay ciclos térmicos, a la temperatura se le puede estudiar bajo cuatro parámetros descritos en la tabla 2, si se mantiene constante un parámetro, los demás forzosamente tienen que variar. Cuando se mantiene constante  $T_{Min}$  y se incrementa  $T_{Max}$ , el diferencial de temperatura y por ende las deformaciones térmicas incrementarán.

TABLA II. PARÁMETROS DE TEMPERATURA [21]

<i>Parámetros de temperatura</i>	
$T_{Máx}$	Temperatura máxima
$T_{Mín}$	Temperatura mínima
$\Delta T = T_{Máx} - T_{Mín}$	Delta de temperatura
$T_{Prom} = (T_{Máx} + T_{Mín}) / 2$	Temperatura promedio

El decaimiento de las propiedades mecánicas de un material está directamente vinculado con el parámetro  $T_{Max}$ , ya que supone incrementos en el esfuerzo de cedencia, el cual, con un mismo esfuerzo, ocasiona un mayor componente plástico de deformación [22]. Este parámetro también modifica el modo en que se agrieta el material [23].

### Tiempo de ciclo

Son cuatro etapas las que conforman el ciclo del choque térmico, iniciando por el calentamiento a  $T_{Max}$ , permanencia en  $T_{Max}$ , enfriamiento a  $T_{Min}$  y, por último, permanencia en  $T_{Min}$ . La razón de deformación esta influenciada directamente por el tiempo de calentamiento y enfriamiento (razón de cambio de temperatura). Cuando un material posee baja conductividad térmica y es sometido a altas razones de suministro de calor, el diferencial de temperatura aumenta y con ello, las razones de cambio de temperatura, es decir, de razón de deformación. El grado de cambio microestructural y de relajación por termofluencia dependen de los tiempos de permanencia de los parámetros Temperaturas inducidas y  $T_{Mín}$ .

### Spalling

Es un fenómeno físico en donde las capas superficiales de la sección de concreto o de cualquier elemento estructural se desprenden violentamente, esto sucede en consecuencia de la exposición a temperaturas elevadas y rápidas tasas de calentamiento. El spalling es un potencial causante de la reducción de la sección transversal y dependiendo de su magnitud (leve, normal y severo) en algunas ocasiones puede incluso llegar a exponer al refuerzo del concreto hacia el estuoso ambiente. Debe aclararse que el spalling no es un mecanismo de fallo o colapso estructural del elemento, sin embargo, dependiendo de la rapidez en la que la sección de reduce puede desencadenar un mecanismo de colapso estructural, como las fallas tradicionales causadas por compresión, flexión o cizallamiento [24]. A continuación, en la siguiente tabla se muestran las diferentes categorías de spalling y sus agentes influyentes.

*TABLA III. CLASIFICACIÓN DE SPALLING Y SUS RESPECTIVOS AGENTES INFLUYENTES [25]*

Clasificación de spalling	Tiempo de ocurrencia (probabilística)	Naturaleza	Aspectos sonoros	Gravedad	Grandes influencias*
Agregado	entre 7 y 30 minutos	agrietamiento / grietas	pequeños estalos (tipo palomitas de maíz) paletas pequeñas (tipo palomitas de maíz)	superficial	H, A, S, D W
Borde	entre 30 y 90 minutos	no violento	ninguno	puede ser severo	T, A, Ft, R
Superficial	entre 7 y 30 minutos	violento	tipo de ocurrencia de grietas / crujidos	puede ser severo	H, W, P, Ft
Explosivo	entre 7 y 30 minutos	violento	flequillo / fuertes explosiones	severo	H, A, S, Fs, G, L, O, P, Q, R, S, W, Z
Delaminación	cuando el concreto se vuelve friable (pierde resistencia)	no violento	ninguno	puede ser severo	T, Fs, L, Q, R
Post enfriamiento	durante y después del enfriamiento por absorción de humedad	no violento	ninguno	puede ser severo	T, Fs, L, Q, R, W1, AT

Donde;

A= expansión térmica del agregado

D= difusividad térmica del agregado

Fs = esfuerzo cortante de concreto

Ft = tensión de tracción de concreto

G = edad del concreto

H = velocidad de calentamiento

L = carga/restricción

O = perfil de calentamiento

AT = tipo de agregado

P = permeabilidad

Q = forma transversal (geometría)

R= refuerzo

S = tamaño del agregado

T = temperatura máxima

W = contenido de humedad

Z = tamaño de la sección transversal

W1 = absorción de humedad



*Fig 2. Fenómeno de spalling en vigas de concreto armado [21].*

Según comenta [26] cuando el concreto es expuesto a  $400^{\circ}\text{C}$  la presión de vapor de agua es extremadamente alta dentro de la masa del concreto alcanzando valores de 8 MPa, superando así la propia resistencia a la tracción del concreto.

### **Concreto reforzado sometido a altas temperaturas**

Una manera visual de saber si la temperatura alcanzó al refuerzo del concreto es fijándonos en el color de la capa superficial del concreto después del siniestro, recordemos que los agregados gobiernan el comportamiento térmico del concreto sometido a incendio, y la intensidad de cambio de color depende principalmente del tipo de agregado, los cambios de color proporcionan una indicación visual de cuan profundo la temperatura ha estado presente en una sección de concreto, otorgándonos una temperatura aproximada del refuerzo de acero subyacente [27].

Al momento de ocurrir el spalling, el acero de refuerzo puede quedar expuesto al ambiente en pleno evento, ya que esta investigación está enfocada en el concreto estructural, es decir, en elementos que soportan cargas, con lo cual bajo esta premisa podemos afirmar que este acero de refuerzo está contribuyendo estructuralmente en elementos principales, lo que significa que se encuentra bajo dos condiciones: condición de carga estructural y condición de carga térmica, incluso lo ideal sería evaluarlo bajo una combinación de cargas de ambas condiciones. [27] señala que a temperaturas de  $600^{\circ}\text{C}$  el límite elástico y la ductilidad del acero de refuerzo puede verse reducida.



Fig 3. Grietas a lo largo de una viga de hormigón armado debido a la exposición del fuego [27].

La adherencia del concreto y el refuerzo de acero también son afectados dependiendo de la magnitud y duración del calentamiento. [17] Señala que, por encima de los  $600^{\circ}\text{C}$  ya existe una pérdida significativa de la adherencia. Una de las hipótesis [28] fue que en vigas continuas existe una redistribución de momentos tensionantes (de positivos a negativos) cuando la viga ganaba calor, este efecto de alguna manera se considera favorable para las resistencias de dichas partes, su hipótesis de estos autores fue comprobada experimentalmente, realizando ensayos de exposición al fuego bajo la curva ASTM E119, luego de los ensayos determinaron que, efectivamente las vigas continuas tienen mayor resistencia al fuego que las vigas simplemente apoyadas que no están cubiertas por una redistribución de momentos.

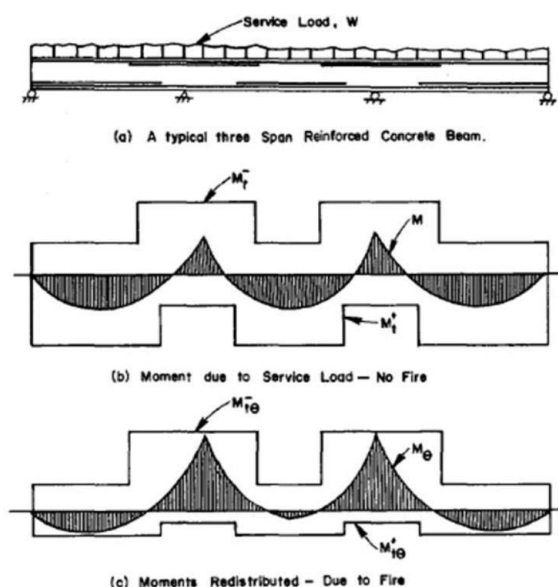


Fig 4. Redistribución de momentos solicitantes de una viga continua de concreto armado en situación de incendio [28].

En [29] se presentó un modelo numérico para analizar estructuras de hormigón armado en situaciones de incendio. Con el objetivo de resolver el problema termo mecánico (evaluación de distribución de temperatura y comportamiento estructural), se aplicó el método de elementos finitos, dividiendo las estructuras en elementos de viga con dos nodos (cada uno con tres grados de libertad), se discretizó la sección transversal. con una malla de elementos rectangulares y se

utilizó el procedimiento de Newton-Raphson para considerar el comportamiento no lineal del material. El modelo desarrollado fue validado comparando resultados numéricos y experimentales. Para ello se analizó una viga de hormigón armado simplemente apoyada y de sección rectangular, calentada según la norma contra incendios ISO 834 y sometida a dos fuerzas concentradas.

El estudio realizado por Lin; Ellingwood y Piet [30] se convirtió en la base para varios otros trabajos, ya que llevaron a una conclusión importante: la resistencia a la flexión de vigas expuestas al fuego es principalmente una función de la historia de la temperatura del refuerzo. Por ello, algunos autores, como Zha (2003) y Shi et al. (2004), percibieron la necesidad de analizar la influencia, en este aspecto, del espesor del recubrimiento de las barras de acero. En ese estudio se concluyó que la adición de cubierta contribuye a mejorar la resistencia al fuego de las vigas de concreto armado. Sin embargo, Shi et al. (2004) enfatizaron que debe haber un límite a este aumento y que la mayor influencia la ejerce la cobertura inferior, la cobertura lateral tiene poco efecto.

Ante esta situación se quiso probar lo mismo para el esfuerzo cortante resistente. También en [31] se probó la influencia del recubrimiento en la reducción de la respuesta cortante en vigas. La principal conclusión obtenida en este trabajo fue que el espesor de la cubierta no es preponderante en la resistencia al corte de vigas de concreto armado.

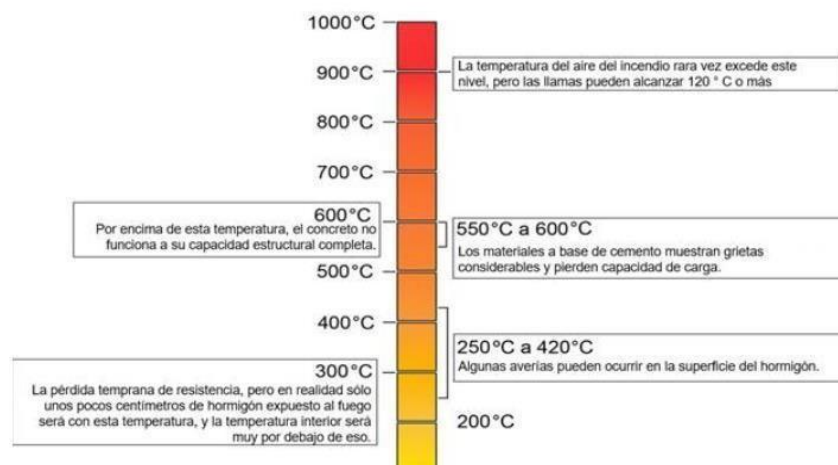


Fig 5. Proceso fisicoquímico del concreto en situación de incendio [32].

## Acero

El esfuerzo del acero también se ve mermado para condiciones de incendio, tanto los aceros usados para resistir la flexión y los que son usados para resistir esfuerzos axiales. Los factores de reducción de resistencia según la norma brasilera (ABNT NBR 15200:2012) para refuerzo cuando su deformación específica del acero en fluencia es superior a 2% (normalmente refuerzo a tracción de vigas, losas o tirantes) o cuando es inferior al 2% (generalmente refuerzo

comprimido de columnas, vigas o losas). Se permite la interpolación lineal para valores de temperatura intermedio.

TABLA IV. FACTORES DE REDUCCIÓN PARA ARMADURA [16]

**Valores de  $k_s$ ,  $\theta$  para aceros de armadura**

Temperatura de acero (°C)	Ks, $\theta$ (adimensional)		
	Tracción		Compresión
	CA-50	CA-60	CA-50 O CA-60
20	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00
200	1.00	1.00	0.89
300	1.00	1.00	0.78
400	1.00	0.94	0.67
500	0.78	0.67	0.56
600	0.47	0.40	0.33
700	0.23	0.12	0.10
800	0.11	0.11	0.08
900	0.06	0.08	0.06
1000	0.04	0.05	0.04
1100	0.02	0.03	0.02
1200	0.00	0.00	0.00

### Agregados

El comportamiento térmico del concreto como material compuesto sometido a elevadas temperaturas está gobernada principalmente por las características técnicas de los agregados, esta hipótesis se deriva a partir de que: el volumen que ocupan los agregados en el concreto es generalmente entre el 60 y 80 % de toda la masa; la naturaleza litológica pueden cambiar las propiedades térmicas del concreto como compuesto; tanto el agregado fino como el agregado grueso reaccionan distintamente ante el calor, muchas veces complicando la predicción del daño, dado que se tratan de características térmicas distintas; los agregados solos responsables de restringir las expansiones y contracciones que ocurren en la alternación de estados que más adelante se va a profundizar.

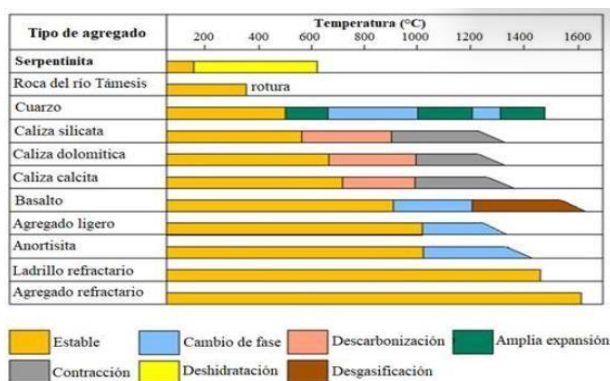


Fig 6. Comportamiento de varios agregados durante el calentamiento [25].

### Campo térmico

Como es de esperar en una sección de concreto, las temperaturas no serán las mismas para todos los puntos infinitesimales de la sección, estas temperaturas varían de acuerdo con su posición, con la tendencia de que, los puntos que corresponden a las capas superficiales estarán más calientes que los de las capas más cercanas al núcleo, es así cómo se forma el gradiente de temperatura en dirección del flujo de calor. La convección y la conducción son las maneras más comunes de transferir calor en un incendio, para una edificación bajo siniestro, los gases al ser menos densos que el aire tienden a subir a los techos de los entresijos, provocando una acumulación de calor en vigas y losas y otros más en las juntas viga columna, por ende, y usando esta lógica en las consideraciones de la presente investigación, se considera que tanto vigas y losas estarán expuestas directamente al calor en la base de su sección.

Para el caso de vigas peraltadas la condición más crítica es que sus tres caras expuestas al ambiente también estarán expuestas al calor cuando de un evento de incendio se trate, con respecto a la cara superior se considerará fuera del análisis ya que, como se mencionó anteriormente, el flujo de calor es de abajo hacia arriba, y si en algún momento se espera que exista calor en la cara superior de una losa o viga, este tiende a seguir el flujo de calor antes mencionado, con lo cual no proporciona energía térmica a la sección de concreto, y de hacerlo es irrelevante con respecto a la condición crítica ya planteada.

Después de desatado el evento, los gases y la llama interactúan con los elementos estructurales proporcionando energía al sistema, alterando la estabilidad de las partículas del concreto, pues, recordemos que el calor excita a las partículas de las capas superficiales y enseguida estas agitaran a las contiguas en dirección del núcleo de la sección, es decir transmitiendo el calor a través de un flujo conductivo. Joseph Fourier presentó, en el libro *Théorie Analytique de la Chaleur*, el fundamento que rige la propagación del calor por conducción, expresado por la ecuación (13). Conocida como Ley de Fourier, se dedujo a partir de la verificación de experimentos, y puede superponerse a flujos de calor unidimensionales en estado estacionario, es decir, en los que la temperatura aplicada a un determinado elemento es constante en el tiempo.

$$\varphi_{\text{cond}} = \lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (13)$$

Donde:

$x$  = coordenada cartesiana de flujo de calor [adimensional]

$\varphi_{\text{cond}}$  = flujo de calor conductivo por unidad de área de un elemento incendiado [ $\text{W}/\text{m}^2$ ]

$\lambda$ = conductividad térmica del material [W/ (m<sup>2</sup> °C)]

$\partial\theta$ = gradiente térmico entre los extremos del elemento calentado

Durante el incendio, el régimen de conducción es transitorio y aplicando la Ley de Conservación de la Energía, que consta de la primera Ley de la termodinámica, la ecuación (12) se puede ajustar a temperaturas variables. También es necesario considerar su ampliación de dicha ecuación para flujos de calor bidimensionales, dado que en la presente investigación se contempla bajo la premisa de tres caras expuestas en vigas peraltadas. A partir de estas consideraciones se obtiene la ecuación diferencial (14).

$$\varphi_{\text{cond}} = - \left( \rho * C_p \frac{\partial\theta}{\partial t} \lambda \frac{\partial\theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda \frac{\partial\theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda \frac{\partial\theta}{\partial y} \right) \quad (14)$$

Donde:

$y$ = coordenada cartesiana del flujo de calor [adimensional]

$C_p$ = calor específico del material [J/ (kg °C)]

$\rho$ = masa específica del material [kg/m<sup>3</sup>]

Es importante aclarar que, para su resolución, se deben imponer condiciones iniciales y de contorno. Respecto al primero, la temperatura del elemento se especifica en el instante inicial ( $t = 0$ ) de la transferencia de calor. En condiciones de contorno, se indican las caras calentadas mediante procesos de convección y radiación.

### **Fuego**

Al fuego se le define como el proceso de combustión desencadenado por una reacción química de oxidación con suficiente intensidad como para emitir luz y calor y en muchos casos, llama. Son cuatro las clasificaciones de fuego que brinda la UNAM y todas dependen intrínsecamente de los agentes que provocan el siniestro:

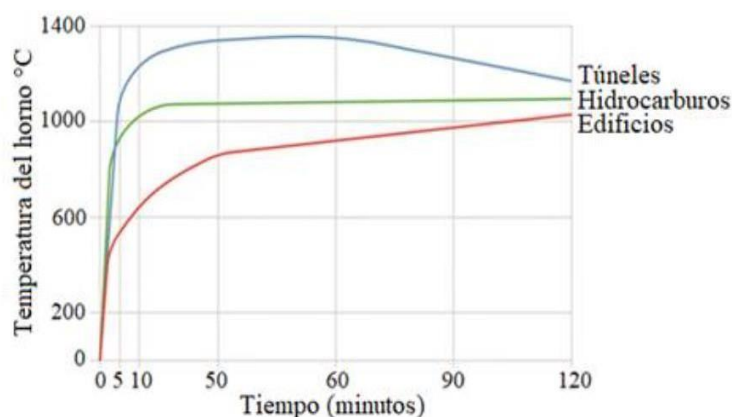
- Clase A: se da en presencia de material combustible sólido, lo que llamamos de naturaleza orgánica, y cuya combustión se realiza normalmente con formación de brasas.
- Clase B: se da en presencia de líquidos y gases combustibles e inflamables.
- Clase C: involucran aparatos y equipos eléctricos energizados.
- Clase D: se da con la intervención de metales combustibles.

### **Curvas del fuego**

Los incendios urbanos son difíciles de clasificar por su temperatura, ya que esta depende de múltiples factores y no es constante en el espacio donde se desarrolla el siniestro, varios autores como Chiu, Y; Corvo F señalan que a partir de los 400°C de exposición se desencadena una reducción significativa de la resistencia mecánica del concreto producto de la pérdida de

agua del gel del cemento, mientras que, en el acero de refuerzo se produce un incremento acelerado en la disminución de la resistencia a la tracción, de ahí en adelante señalan los autores comienza el proceso de disgregación del concreto producto de la fuerte y diferenciada expansión de los agregados ( $600^{\circ}$ ), consecuentemente provocando la exposición del refuerzo hacia al estuoso ambiente.

Según señala también el portal argentino “Argentina.gob.ar” el inicio de combustión inicia desde los  $300^{\circ}$  a  $400^{\circ}$  C de temperatura, desencadenando la gasificación de los componentes estructurales, a partir de ahí y cercana a los  $600^{\circ}$ C la combustión puede continuar por sí sola, es decir, aun si se retirara la fuente de calor el proceso de combustión puede predominar en el tiempo.



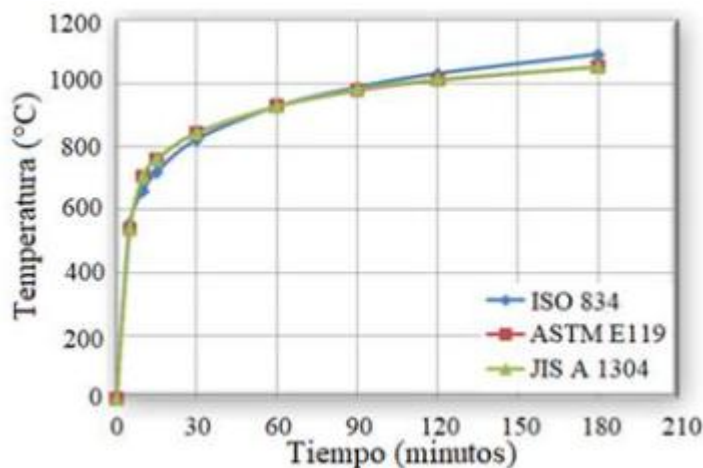
Gráf. 4. Perfiles de temperatura idealizadas que simulan tres escenarios de simulación de incendios (túneles, hidrocarburos y edificios) [34].

Al margen de ello si somos realistas las temperaturas de incendio en una estructura de concreto es bastante única, puesto que cada punto de dicha estructura estará expuesto a condiciones diferentes (velocidad de calentamiento, temperatura máxima alcanzada, y duración del evento). Es por ello que Costa y Silva [33] en el 2003 y 2006 a través de modelos matemáticos de incendios facilitaron la determinación de la acción térmica en las estructuras, con esto se busca describir la variación de temperatura del compartimiento como una función del tiempo de fuego, la estandarización de esta función es lo que se denomina la “curva estándar del fuego” que a continuación se presentan:

En la imagen se aprecia las curvas idealizadas para incendios en túneles, de origen en materiales a base de hidrocarburos y en edificaciones con origen en materiales a base de celulosa. Al inspeccionar en la gráfica notamos que el perfil rojo (edificios) obtiene un comportamiento curvo cercano a los  $400^{\circ}$  C, tal como las consideraciones de los autores antes mencionado.

### Curvas de Fuego Estándar

Las tres curvas idealizadas y estandarizadas más comunes en el ámbito técnico, y también empleadas en estudios experimentales que incluyen simulaciones de incendios provocados por materiales a base de celulosa en elementos de concreto, son: ISO 834, ASTM E119 y JIS A 1304 [34]. Estas curvas se muestran superpuestas en la gráfica 5. De hecho, tienen tendencias muy similares.



Gráf. 5. Curvas de fuego estándar (ISO 834, ASTM E119, JIS A 1304) [34].

La curva ISO 834 es una de las más empleadas en estudios experimentales a nivel internacional y también ha sido adoptada en Brasil, donde está transcrita en la norma ABNT NBR 5628: 2001. Esta curva establece que la muestra debe ser sometida a un aumento de temperatura en el horno, determinado por la siguiente ecuación logarítmica:

$$\theta - \theta_0 = 345 \log_{10} 8(t + 1) \quad (15)$$

Donde:

t = tiempo, expresado en minutos (mín.)

$\theta$  = temperatura interior del horno en el tiempo t, expresado en grados Celsius (°C)

$\theta_0$  = temperatura interior inicial del horno, expresado en grados Celsius (°C)

Otras curvas estándar para materiales inflamables, como ASTM E1549, RWS y RABT, han sido diseñadas en función de la severidad del incendio y se recomiendan a nivel internacional para situaciones específicas. También existen las llamadas "curvas naturales", que se parametrizan según la cantidad de material combustible (carga de fuego), el nivel de ventilación y las propiedades térmicas y físicas de los materiales de compartimentación y son modelos simplificados del fuego real. Para el desarrollo de la presente investigación se tomó en cuenta la Curva de fuego estándar ISO 834.

### Concreto

El concreto ha sido a lo largo de las últimas décadas el material constructivo más usado, se obtiene básicamente de la mezcla de cemento, agregado fino, agregado grueso y agua. Hoy en

día existen algunas variaciones de acuerdo a los requerimientos que se necesiten en obra, como la incorporación de aditivos. Las proporciones del contenido de la mezcla van a depender de los requerimientos de diseño que tiene que cumplir.

## **Propiedades del concreto**

### **Propiedades del concreto fresco**

#### **Trabajabilidad**

Es una propiedad en estado fresco del concreto que determina la facilidad de transporte, colocado y también vibrado, para que la mezcla se muestre consolidada correctamente sin segregación de los áridos. También se puede entender por la calidad de trabajo interno que involucra a la mezcla en función de su utilidad para su estado compactado, puesto que, al concentrar la mezcla en un encofrado, tenemos que superar la fricción interna de la mezcla más una fricción externa entre el encofrado y la mezcla.

#### **Consistencia**

La consistencia tiene que ver con el estado de fluidez en estado fresco, todo se resume a cuanto fluye la mezcla de concreto, también es considerado como el grado de humedad de la mezcla del concreto fresco.

#### **Plasticidad**

La plasticidad nos indica la facilidad de moldeamiento de la mezcla, esta puede variar si se saca el molde. Hay que tener en cuenta que las masas más húmedas son más trabajables que las mezclas con poca agua, sin embargo, si se tienen dos mezclas con igual consistencia no siempre son igual de trabajables, todo tiene que ver con el grado de plasticidad.

#### **Segregación**

Este concepto se refiere a la separación de los componentes que conforman una mezcla heterogénea, a consecuencia de ello, la mezcla deja de ser uniforme, las causas que aumentan la segregación son: la mala distribución granulométrica, mal mezclado, diferencia de tamaño de partículas, mal transporte, mal vibrado, etc.

#### **Exudación**

Sucede cuando el agua se separa de la mezcla durante el proceso de fragua, puede ser causada por distintas densidades, sin embargo, existen aditivos que controlan esta condición.

#### **Temperatura**

La temperatura es un factor muy relevante del concreto en estado fresco, puesto que, afecta a todas las potenciales prestaciones en estado plástico, como el contenido de aire y asentamiento. Lamentablemente no existe un método normalizado para su medición, pero se ha considerado pertinente recomendar el uso de un termómetro con precisión para su medición.

## **Propiedades del concreto endurecido**

### **Resistencia a la compresión**

La resistencia a la compresión es una de las propiedades más relevantes del concreto, básicamente viene a ser la capacidad del concreto para soportar una carga por una unidad de área, su medición se hace en unidades de esfuerzo (Mpa, kg/cm<sup>2</sup>). Para su medición se divide la carga máxima obtenida antes de la falla entre el área de aplicación de la carga, para evaluar esta propiedad es necesario acudir a la norma NTP 330.034.

### **Resistencia a la flexión**

Esta propiedad está relacionado a cuanto esfuerzo de tracción puede soportar la sección del testigo de concreto, mide la resistencia a la falla por momento de una viga de concreto sin acero. Su indicador es el módulo de rotura, este módulo se encuentra en unidades de esfuerzo, una característica de este indicador es que su valor representa entre el 10 al 20% del  $f'c$  (resistencia a la compresión) [35].

### **Durabilidad**

Es la capacidad de la resistencia a la intemperie, acciones químicas peligrosas, desgaste durante su vida útil, y la verificación de la funcionalidad dentro de la estructura, es decir, depende también del entorno y ambiente de exposición, así como también de las condiciones de trabajo, y no solo del diseño de la mezcla.

### **Resistencia a la abrasión**

Esta propiedad corresponde a la habilidad de la superficie de concreto a soportar los desgastes ocasionado por el rozamiento, fricción e incluso frotamiento. Es una propiedad mecánica del concreto que se ve afectada cuando el material está sometido a soportar cargas de tránsito intenso o la fluencia de líquidos. Principalmente lo que proporciona al concreto una buena resistencia a la abrasión es la resistencia de los agregados, el diseño de mezcla, acabado y por último el curado [36].

### **Extensibilidad**

Esta propiedad es la que permite al concreto su deformación sin la aparición de grietas, la cual está en relación con la deformación unitaria sin la aparición de fisuraciones, son dos los factores atribuidos a esta propiedad, una es la elasticidad y el otro es el flujo plástico, este último posee la capacidad de recuperarse parcialmente [37].

### **Estabilidad volumétrica**

Al momento de endurecerse el concreto, este adquiere algunos cambios volumétricos, estos cambios van variando desde el 0.01% hasta el 0.08% del volumen o de la longitud del testigo, por otro lado, los cambios volumétricos por temperatura son para el refuerzo.

## Elasticidad

Esta propiedad es un indicador que refleja cuanto puede deformarse elásticamente el concreto bajo cargas [38]. Para su medición se usa el término “Módulo de elasticidad (E)” el cual se encuentra en unidades de esfuerzo. El módulo de elasticidad nos proporciona la rigidez relativa del material y se obtiene al dividir el esfuerzo por la elongación unitaria.

## Componentes del concreto

### Agregados

Los agregados vienen a ser un material de tipo granular ya sea arena, piedra chancada, grava o escoria. Estos agregados son de origen natural o artificial y con tamaños que van desde una piedra, hasta partículas casi invisibles que junto con el material cementante y el agua conforman los ingredientes necesarios para poder fabricar el concreto [39].

### Clasificación de los agregados

#### Agregado fino

Un agregado fino es el material que pasa por el tamiz de 9.51mm, ósea el tamiz N°3/8, pero sin pasar la malla N°200, el agregado fino proviene básicamente de arenas naturales o trituración de rocas, gravas; aunque el más usado es la arena, la cual, se obtiene de la desintegración de rocas [40]. A continuación, se presentan los requisitos de gradación para los agregados finos.

*TABLA V. REQUISITOS DE GRADACIÓN PARA AGREGADOS FINOS [41]*

#### **Requisitos de gradación para agregados finos**

<b>Tamiz</b>	<b>Porcentaje que pasa (%)</b>
3/3"	100
No.4	95-100
No.8	80-100
No.16	50-85
No.30	25-60
No.50	10-30
No.100	2-10

#### Agregado grueso

El agregado grueso es aquel material que queda retenido en el tamiz N°4, lo obtenemos gracias a la desintegración de rocas y se clasifican en piedra chancada y en gravas [42]. En la tabla 3 se presenta los requisitos granulométricos para el agregado grueso:

TABLA VI. REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS PARA AGREGADO GRUESO [43]

Tamaño Nominal	% Pasa por los tamices normalizados												
	100mm (4")	90mm (3½")	75mm (3")	63mm (2½")	50mm (2")	37.5mm (1½")	25mm (1")	19mm (¾")	12.5mm (½")	9.5mm (3/8")	4.75mm (N°4)	2.36mm (N°8)	1.18mm (N°16)
90 mm a 37.5 mm (3½" a 1½")	100	90 a 100	--	25 a 60	--	0 a 15	--	0 a 5	--	--	--	--	--
63 mm a 37.5 mm (2½" a 1½")	--	--	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	--	0 a 5	--	--	--	--	--
50 mm a 25 mm (2" a 1")	--	--	--	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	--	0 a 5	--	--	--	--
50 mm a 4.75 mm (2" a N°4)	--	--	--	100	95 a 100	--	35 a 70	--	10 a 30	--	0 a 5	--	--
37.5 mm a 19 mm (1½" a ¾")	--	--	--	--	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	--	0 a 5	--	--	--
37.5mm a 4.75mm (1½" a N°4)	--	--	--	--	100	95 a 100	--	35 a 70	--	10 a 30	0 a 5	--	--
25 mm a 12.5 mm (1" a ½")	--	--	--	--	--	100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 5	--	--	--
25 mm a 9.5 mm (1" a 3/8")	--	--	--	--	--	100	90 a 100	40 a 85	10 a 40	0 a 15	0 a 5	--	--
25 mm a 4.75 mm (1" a N°4)	--	--	--	--	--	100	95 a 100	--	25 a 65	--	0 a 10	0 a 5	--
19 mm a 9.5 mm (¾" a 3/8")	--	--	--	--	--	--	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	0 a 5	--	--
19 mm a 4.75 mm (¾" a N°4)	--	--	--	--	--	--	100	90 a 100	--	20 a 55	0 a 10	0 a 5	--
12.5mm a 4.75mm (½" a N°4)	--	--	--	--	--	--	--	100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	--
9.5mm a 2.38mm (3/8" a N°8)	--	--	--	--	--	--	--	--	100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5

### Tamaño máximo nominal

El TMN viene a ser un concepto de granulometría, es el menor tamiz por donde todo el agregado (fino y grueso) pasa sin dejar resto [44].

### Módulo de fineza

El módulo de fineza se presenta como un concepto que no es un índice granulométrico, más bien, es el grosor o finura del agregado [45], su cálculo se da de la siguiente manera:

$$MF = \frac{\sum \% \text{Acumulados retenidos (1 } \frac{1}{2}'' , \frac{3}{4}'' , \frac{3}{8}'' , N^{\circ}4, N^{\circ}8, N^{\circ}16, N^{\circ}30, N^{\circ}50 \text{ y } N^{\circ}100)}{100} \quad (16)$$

### Cemento

Es un material que posee propiedades adhesivas y cohesivas, sirve como material aglutinante, ya que une partículas de áridos para formar un compacto. El cemento hidráulico actualmente es el conglomerante más usado, su composición química contiene arcillas y materiales calcáreos, además de otros materiales que pueden contener alúmina, sílice y óxidos de hierro. Su producción se hace en hornos rotatorios a elevadas temperaturas, entre 1.450° y 1.480 °C con la adición de yeso, esta masa homogénea la denominamos Clinker, este es el componente básico después de ser triturado finamente. A través de la hidratación, este material fragua y se endurece, mostrando solidez como adherente y aglutinante [46].

### Propiedades del cemento

Finura: se refiere a la superficie de contacto, puesto que, se tiene el conocimiento que, la velocidad de hidratación depende de la fineza de las partículas de cemento, esto ayuda al concreto a ganar resistencia más rápidamente [47].

Tiempo de fragua: es el tiempo que demora una mezcla con plasticidad continua que va a endurecerse gradualmente, este proceso se lleva a cabo gracias al contacto con el agua [47].

Consistencia normal: tiene que ver con la fluidez del concreto respecto a una cantidad de agua, esto se relaciona con la calidad del cemento y con el tiempo de fragua del concreto [47].

Resistencia mecánica: lo que proporciona resistencia mecánica al concreto en mayor medida es el cemento [47].

Calor de hidratación: el proceso de hidratación ocasiona una reacción donde se emite calor, es un indicador de la temperatura máxima que desarrolla el concreto fresco. También es importante saber en qué momento se alcanza este calor de hidratación [47].

### Composición del cemento

Los principales componentes del cemento hidráulico vienen a ser la alúmina, sílice y la cal con pequeñas incorporaciones de magnesia, trióxido de azufre, óxido de hierro y álcalis. A continuación, se presenta los porcentajes de los compuestos químicos para elaborar el cemento:

TABLA VII. COMPUESTOS QUÍMICOS DEL CEMENTO [47]

#### Compuestos químicos del cemento

Compuesto	Símbolo	Porcentaje
Silicato tricálcico	3CaO SiO <sub>2</sub> (C3S)	40%
Silicato dicálcico	2CaO SiO <sub>2</sub> (C2S)	30%
Aluminato tricálcico	3CaO Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (C3A)	11%
Aluminato tetracálcico	4CaO Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	11%

### Tipos de cemento

#### Cemento tipo I

Es el cemento que se usa para construcciones trabajos de albañilería y de concreto, específicamente donde no se necesitan prestaciones especiales en la mezcla, se usa habitualmente en climas fríos y en la construcción de pavimentos y cimentaciones [48].

#### Cemento puzolánico IP

Es un material de color rojizo, su característica es que permite la retención del agua obteniendo una mayor capacidad de adhesión, este cemento tiene una incorporación de hasta un 15% de material puzolánico. Su obtención deriva a partir de arcillas calcinadas, ladrillos pulverizados o de cenizas volcánicas [48].

#### Cemento tipo II

Este cemento se usa para trabajos en donde se requiera una resistencia a los potenciales ataques de sulfatos, los cuales se encuentran principalmente en aguas subterráneas y al tener un contacto con el concreto, logran deteriorarlo [48].

### **Cemento tipo III**

Este tipo de cemento se usa básicamente cuando se requiere el desarrollo temprano de resistencia, por ejemplo, cuando es necesario un desencofrado rápido, el calor de hidratación es alto para este tipo de cementos, con lo cual su uso es habitualmente en climas muy fríos [48].

### **Cemento tipo IV**

Se usa principalmente para vaciados donde se requiera gran cantidad de concreto, tal es el caso de presas de gravedad, el calor generado al endurecer la masa de concreto deberá ser minimizado [48].

### **Cemento tipo V**

Este cemento se usa principalmente cuando se requiere protección a los ambientes salinos o al agua, tal es el caso de canales, alcantarillado, estructuras; que estén en contacto con suelos ácidos o aguas subterráneas. También su uso es habitual en obras expuestas al mar como por ejemplo puertos [48].

### **Aditivos para el concreto**

Es un componente del concreto que son distintos al cemento, agregado o agua, su colocación puede ser antes o durante la mezcla del concreto. Los aditivos se usan principalmente para mejorar las potenciales prestaciones mecánicas y de trabajabilidad del concreto con la finalidad de cumplir los requerimientos necesarios.

### **Agua**

Es el elemento con el cual se consigue hidratar a la mezcla de concreto, especialmente al cemento para alcanzar su propiedad de aglutinante para luego endurecer la composición global. El inconveniente de este proceso es que no toda el agua se queda retenida en el concreto, sino que, un porcentaje de ella se evapora por procesos naturales. Es necesario tener en cuenta que el agua usada para fraguar el concreto debe ser clara y muy limpia y que esté libre de cantidades excesivas de ácidos, aceites, sales, compuestos orgánicos u otras sustancias que a la larga perjudiquen las propiedades del concreto o del refuerzo [49].

### **Características físicas y químicas del agua de mezclado**

Es importante tener en cuenta que el acero puede corroerse a consecuencia del contenido de cloruros en aguas usadas para la fragua, esta corrosión también puede producirse en los cables de tensión de los concreto preesforzado.

La resistencia potencial del concreto también está relacionada con el contenido de carbonatos de calcio y magnesio, aunque estos compuestos no sean muy solubles en presencia del agua. El tiempo de fraguado y la resistencia pueden ser afectadas por el contenido de sales tanto de magnesio, zinc, cobre, estaño y plomo en el agua que se usa para la mezcla. Las altas concentraciones de alcalinidad y de aceites en el agua también reducen la resistencia potencial del concreto. Además de ello es relevante que el agua que se usa en el concreto no debe contener presencia de algas, puesto que, estas incorporan aire adicional a la mezcla, afectando a la hidratación del concreto. Si se pretende usar agua de mar, debemos tener en cuenta que es recomendable usarla para concreto no reforzado, puesto que, el acero de refuerzo del concreto es muy corrosivo en presencia de este tipo de agua.

### Requisitos de calidad del agua

Mediante la NTP 333 088 se conocen los límites que son permisibles para el agua usada en el concreto, ya sea en el uso como mezcla o curado.

TABLA VIII. LÍMITES PERMISIBLES DEL AGUA PARA CONCRETO [50]

Límites permisibles del agua para el concreto			
Descripción	Limite permisible		
Sólidos en suspensión	5000	ppm	Máximo
Materia Orgánica	3	ppm	Máximo
Alcalinidad (NaHCO <sub>3</sub> )	1000	ppm	Máximo
Sulfatos (ion SO <sub>4</sub> )	600	ppm	Máximo
Cloruros (ion Cl <sup>-</sup> )	1000	ppm	Máximo
pH	5 a 8	ppm	Máximo

### Aire

Al mezclar los componentes del concreto, algunas partículas de aire se quedan atrapados, por ello es necesario el vibrado correspondiente para cada tipo de concreto, aunque su eliminación total de contenido de aire es imposible, ya que siempre quedará un contenido de aire residual en la masa endurecida.

### Vibrado del concreto

El vibrado se hace en el concreto fresco con la finalidad de consolidar a la mezcla para lograr su resistencia, baja permeabilidad y densidad potencial. La incorporación del vibrado en el concreto fresco ayuda a formar una masa monolítica en los extremos de los elementos, juntas planificadas o ambos. También es indispensable para que el concreto llene todo el volumen del encofrado y no formar cangrejas, de esta manera todos los elementos de refuerzo, conductos, cables, anclajes y empotramientos queden rodeados por completo de la mezcla fresca de concreto. El buen vibrado elimina el aire atrapado innecesario que perjudica a las propiedades

finales del concreto, estéticamente también tiene un fin, ya que, se produce una superficie moldeada al encofrado [51].

### Curado del concreto

Es el proceso final de la fabricación del concreto, pero no por ello deja de ser importante, ya que es un factor que influye en las prestaciones finales del concreto ya fraguado. El curado es necesario ya que mantiene la humedad del concreto para desarrollar las características para las cuales fue diseñado. El cemento usado para hacer concreto tiene partículas muy finas, estas no terminan de hidratarse por completo, de esta manera desaprovechamos el potencial del cemento como material aglutinante, en la siguiente imagen vemos como el agua empieza a hidratar desde la parte externa hacia la parte interior de la partícula de cemento, dejando al núcleo sin reaccionar con el agua [52].

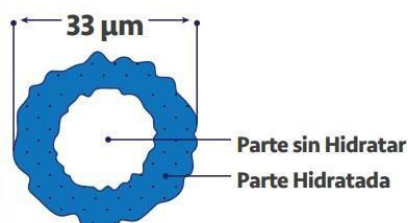


Fig 7. Hidratación de una partícula de cemento [52].

### Normatividad

#### NTP 399.034.

Es la normativa vigente para realizar ensayos de resistencia a la compresión del concreto. En esta norma se especifica el campo de aplicación, los aparatos, probetas, procedimientos y cálculos para determinar la resistencia a la compresión de una probeta de concreto. La NTP 399.034 a su vez depende de otras normas para cumplir su propósito.

#### ASTM C 293

La norma ASTM C293, titulada "**Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam With Center-Point Loading)**", especifica un método para determinar la resistencia a la flexión del concreto mediante una viga simple sometida a carga en el centro. En este ensayo, una muestra de concreto en forma de viga se coloca sobre dos apoyos y se aplica una carga en el centro de la viga hasta que se produce la rotura.

#### ISO 834

La ISO 834, titulada "**Fire-resistance tests -Elements of building construction**", es una norma internacional que establece los métodos para evaluar la resistencia al fuego de los elementos de construcción. Su objetivo es determinar cuánto tiempo una estructura o elemento

puede mantener su integridad estructural y cumplir con las funciones de compartimentación o protección contra incendios cuando se expone a un fuego estándar.

## **Materiales y métodos**

### **Tipo de investigación**

La presente investigación es aplicada, ya que tiene como objetivo utilizar los conocimientos para saber cuándo es posible conservar una estructura después de un incendio y cuando es mejor demolerla o reforzarla.

### **Nivel de investigación**

Esta investigación tiene un enfoque cuantitativo de nivel explicativo, ya que se realizó mediciones numéricas de los resultados para luego ser analizado con técnicas de estadística y también se midió la relación que existe entre las variables (causa-efecto).

### **Diseño de investigación**

La presente investigación es específicamente experimental puro, puesto que manipula dos variables independientes a través de ensayos de laboratorios.

### **Preguntas de investigación**

¿Cuál es la respuesta mecánica del concreto simple y armado de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  ante el choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura?

### **Hipótesis**

En esta investigación pretendemos demostrar que: la respuesta mecánica del **concreto simple y armado** disminuirá ante el choque térmico ocasionado por cambios súbitos de temperatura.

Las variables consideradas en esta investigación son las siguientes:

#### **Variables Independientes:**

- Temperatura inducida (Curva ISO 834)

#### **Variables dependientes:**

- Respuesta mecánica del concreto (compresión)
- Respuesta mecánica del concreto armado (flexión de viga armada)

### **Población, muestra y muestreo**

#### **Población**

Todas las construcciones que incluyan elementos estructurales como vigas, losas y columnas; de sistemas estructurales pórtico, dual y albañilería confinada.

#### **Muestra**

Elementos estructurales como columnas, vigas y losas.

#### **Muestreo**

El muestreo depende del número de ensayos que se van a desarrollar en la investigación y la variabilidad a la que vamos a someter el experimento, los cuales incluirá tanto las probetas de concreto patrón y las probetas de concreto que van a estar sometidas al ciclo térmico de ensayo (CTE). A continuación, se presentan tres tablas para determinar el muestreo:

**TABLA IX. MUESTREO PARA PROBETAS TIPO P-CTE**  
**MUESTREO DEL CONCRETO SOMETIDO A CHOQUE TÉRMICO (P-CTE) (COMPRESIÓN)**

MUESTRA	Temperatura inducida	Tiempo de exposición (minutos)	Enfriamiento		Compresión	Parcial
			Choque Térmico (CT)	Temperatura Ambiente (TA)		
M1- P	400 °C	5'30"	3	3	28 días	6
M2- P	500 °C	7'30"	3	3	28 días	6
M3- P	600 °C	9'30"	3	3	28 días	6
M4- P	700 °C	11'30"	3	3	28 días	6
M5- P	800 °C	22'30"	3	3	28 días	6
M6- P	900 °C	44'18"	3	3	28 días	6
M7- P	1000 °C	86'30"	3	3	28 días	6
<b>TOTAL</b>						42

Todas las muestras fueron escogidas con la finalidad de cumplir con la curva estándar del fuego ISO 834, tanto para el enfriamiento con choque térmico como para el enfriamiento a temperatura ambiente, el número de probetas para cada muestra fueron 6, (3 para P-CT y 3 para P-TA) con el fin de cumplir con el número de probetas mínima para ensayo a compresión en muestras de 10 cm de diámetro por 20 cm de alto.

**TABLA X. MUESTREO DE PROBETAS DE CONCRETO PATRÓN MP-P**  
**MUESTREO DEL CONCRETO PATRÓN MP-P (COMPRESIÓN)**

MUESTRA	Temperatura inducida	Tiempo de exposición (minutos)	Enfriamiento	Compresión			Parcial
				3	14	28	
MP-P	-	-	-	3	3	3	9
<b>TOTAL</b>							9

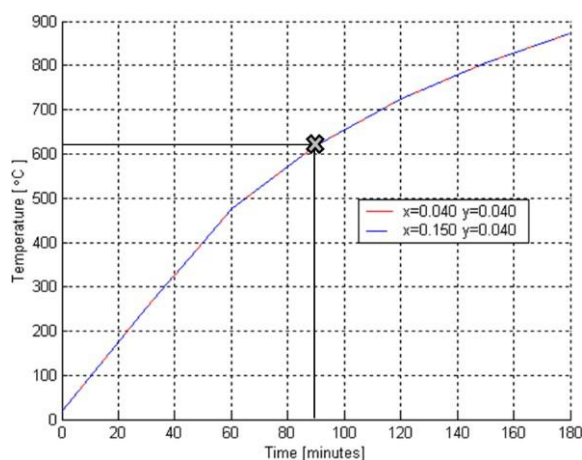
Las muestras patrón fueron ensayadas a los 3, 14 y 28 días para el control de resistencia durante el tiempo, para cada edad se ensayaron 3 muestras de 10 cm de diámetro por 20 cm de alto.

TABLA XI. MUESTREO PARA VIGA ARMADA V-CTE  
**MUESTREO DEL CONCRETO SOMETIDO A CHOQUE TÉRMICO (V-CTE) (FLEXIÓN)**

MUESTRA	Temperatura inducida	Tiempo de exposición (minutos)	Enfriamiento		Flexión	Parcial
			Choque Térmico (CT)	Temperatura Ambiente (TA)		
M1-CT-V	700 °C	11'30"	3	3	28 días	6
M3-CT-V	800 °C	22'30"	3	3	28 días	6
M2-TA-V	900 °C	44'18"	3	3	28 días	6
M3-TA-V	1000 °C	86'30"	3	3	28 días	6
<b>TOTAL</b>						24

Para la elección de las muestras en viga armada la presente investigación tomó en cuenta la información que proporciona la ABNT NBR 15200:2012, en la cual presenta información sobre los factores de reducción de resistencia a tracción y compresión para el acero de refuerzo proporcionado en la tabla (4). De manera simplificada la reducción de resistencia del refuerzo en tracción inicia a partir de temperaturas cercanas a los 500° C en el eje de la barra de acero, ya que una de las propiedades del concreto es la baja conductividad térmica, las capas superficiales del concreto en ese instante estarán muchos grados más calientes.

Una manera de saber la temperatura del acero de refuerzo para un fuego estándar ISO 834, es a través de modelos matemáticos, los cuales usan la ley de Fourier acondicionado para tres caras expuestas presentado en la ecuación (13). Esta ecuación usa la masa específica, calor específico y las coordenadas de la dirección del flujo de calor para poder saber el campo térmico en la sección del concreto. En un estudio presentado por [58], usa el programa matemático Super Tempcalc para saber el campo térmico de la sección del concreto bajo el parámetro de curva estándar del fuego ISO 834. Los resultados del análisis matemático determinaron que para un recubrimiento de 2.5 centímetros de espesor y para un tiempo de exposición de 90 minutos, la temperatura del refuerzo positivo es de 619° tal como se muestra en la siguiente gráfica.



Gráf. 6. Curvas Temperatura-tiempo referentes a los ejes de las barras de acero de refuerzo proporcionado por Super Tempcalc[58].

Si hacemos un análisis visual de la gráfica de la curva estándar del fuego ISO 834 a ese tiempo de exposición la temperatura del elemento expuesto debe bordear los 1000° C. Basándonos en esta lógica para que la temperatura afecte al refuerzo del acero debe estar alrededor de 300°C por encima de la temperatura del eje de la barra de refuerzo, es una manera conservadora de elegir la muestra, puesto que, estamos hablando para un tiempo de exposición altísimo respecto a los tiempos en que la temperatura superficial alcanza dichas intensidades.

*TABLA XII. MUESTREO PARA VIGA PATRÓN MP-V*  
**MUESTREO DEL CONCRETO PATRÓN MP-V (FLEXIÓN)**

<b>MUESTRA</b>	<b>Temperatura inducida</b>	<b>Tiempo de exposición (minutos)</b>	<b>Enfriamiento</b>	<b>Flexión de viga armada</b>	<b>Parcial</b>
<b>MP-V</b>	-	-   -   -	-	28 días	3
<b>TOTAL</b>					<b>3</b>

Teniendo en cuenta que el módulo de rotura ( $M_r$ ) al igual que el  $f'_c$  alcanzan su valor máximo a la edad de 28 días, se ensayaron a flexión a dicha edad, con 3 muestras de repetición.

## Operacionalización de variables

TABLA XIII. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

*Operacionalización de variables*

Variables		Dimensiones	Indicadores	Unidad de medida	Rango de variación	Escala de medición	Instrumentos	
Independientes	Temperatura	Temperatura de calentamiento	Concreto simple	° C	400° 500° 600° 700° 800° 900° 1000°	Intervalo	Pirómetro	
			Concreto armado	° C	700° 800° 900° 1000°	Intervalo		
		Temperatura de enfriamiento	Concreto simple	° C	Temperatura ambiente 19°	Intervalo	Termómetro	
			Concreto armado	° C	Temperatura ambiente 19°			
	Dependiente	Concreto simple	Caracterización de agregados	Granulometría	TMN (pulg.)	1 muestra	Razón	NTP. 400. 012
					Módulo de fineza (adimensional)	1 muestra		NTP. 400. 012
Pesos unitarios				Kg/m <sup>3</sup>	3 muestras	Razón	NTP. 400. 017	
Humedad				%	3 muestras	Razón	NTP. 339. 185	
Peso específico				gr./cm <sup>3</sup>	3 muestras	Razón	NTP. 400. 022 NTP. 400. 021	

			Absorción	%	3 muestras	Razón	NTP. 400. 022 NTP. 400. 021
		Diseño de mezcla	Dosificación en peso	kg	1 diseño	Razón	ACI 211
		Propiedades mecánicas sin choque térmico (1)	Compresión	Kg/cm <sup>2</sup>	3 muestras por t°	Razón	NTP 339, 034
		Propiedades mecánicas con choque térmico (2)	Compresión	Kg/cm <sup>2</sup>	3 muestras por t°	Razón	NTP 339, 034
		Comparación (1) y (2)	Resistencia residual	%	7 (Temperaturas)	Razón	Estadística
		Temperatura máx. sin daño	Temperatura	°C	1	Razón	Estadística
		Tiempo mín. sin daño	Tiempo	Minutos	1	Razón	Estadística
	Concreto armado	Propiedades mecánicas sin choque térmico (1)	Flexión de viga	Kg/cm <sup>2</sup>	3 muestras por t°	Razón	ASTM C 293
		Propiedades mecánicas con choque térmico (2)	Flexión de viga	Kg/cm <sup>2</sup>	3 muestras por t°	Razón	NTP 339.078
		Comparación (1) y (2)	Resistencia residual	%	4 (Temperaturas)	Razón	Estadística
		Temperatura máx. sin daño	Temperatura	°C	1	Razón	Estadística
		Tiempo mín. sin daño	Tiempo	Minutos	1	Razón	Estadística

TABLA XIV. VARIABLES INTERVINIENTES

<i>Variables</i>	<b>Unidad de medida</b>	<b>Valor</b>
<i>Tipo de cemento</i>	Tipo	MS
<i>F'c de diseño</i>	Kg/cm <sup>2</sup>	210
<i>Tamaño máximo del agregado</i>	Pulgada	3/4

Para el criterio de la elección de variables intervinientes se tomó en cuenta los insumos usados para la construcción de edificaciones en una zona costera de Perú.

### **Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

Esta investigación se basa en técnicas como la observación directa, experimentación y análisis de resultados.

**Observación directa:** se basa en la observación de las variables consideradas en la presente investigación al ser sometidos a las experimentaciones previamente propuestas. Es decir, se observará el comportamiento del concreto al ser expuesto a Temperaturas inducidas y al enfriamiento brusco ocasionando un choque térmico con distintos gradientes de temperatura. Algunos de los indicadores visuales del daño producido al concreto cuando es sometido a temperaturas extremas de incendio es el cambio de color (gris, rosa, beige) dependiendo de la carga térmica soportada. El sapalling (desconchamiento) es otro indicador visual, ya que, consta del desprendimiento de las capas superficiales del concreto producto de las altas presiones del vapor de agua interna a consecuencias de la ganancia de temperatura.

**Experimentación:** se trata de someter las variables a las condiciones que se desea evaluar, para computar su comportamiento ante la acción de cambios súbitos de temperatura y compararlo con los patrones ya establecidos y normados. En esta investigación se evaluará la respuesta mecánica del concreto de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  sometido a distintos gradientes térmicos ocasionado por el suministro de calor hasta temperaturas máximas de la curva del fuego estándar ISO 834 y el enfriamiento súbito con agua y a temperatura ambiente, con el fin de provocar un choque térmico de laboratorio.

**Análisis de contenido:** a través de los antecedentes y las bases teóricas se cumple con esta técnica. Básicamente nos ayuda a resolver la problemática planteada y elaborar una hipótesis que resuelva la problemática planteada. En este caso el planteamiento gira en torno al gradiente de temperatura en la sección del concreto, el cual provoca la reducción de la respuesta mecánica del concreto, reducción de la resistencia del acero de refuerzo y por ende la reducción global de la resistencia del concreto armado.

**Instrumentos:** para el desarrollo de la presente investigación se usaron laboratorios de ingeniería para ensayar el concreto, también se hizo uso de la literatura como fuente de consulta,

entre ellas incluye: tesis, artículos científicos, informes, normas técnicas nacionales e internacionales. Para la organización, cómputo de datos y resultados se usaron programas de Microsoft (Word, Excel, Power Point).

## Procedimientos de Ensayos

### Agregados

Estos ensayos nos ayudarán a caracterizar los agregados, tanto para el agregado fino, como para el agregado grueso con el fin de que cumplan los requerimientos necesarios para ser usados en la elaboración de concreto. Todos los ensayos están normados y se mencionan a continuación:

### Pesos Unitarios



Fig. 8.y 9 Peso Unitario Suelto



Fig. 10. Muestra 2 Pesos unitarios Fig. 11. Muestra 3 Pesos Unitarios

Los pesos unitarios se realizaron en laboratorio de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, se usó como recipiente una probeta de metal de 15 cm de diámetro por 30 centímetros de altura tanto para los pesos unitarios sueltos como para los pesos unitarios compactados. Para el caso de peso unitario compactado se usó también una varilla de metal para el chuseado y una comba de goma para el golpeado de la probeta con el fin de que el

agregado se homogenice y ocupe todo el espacio dentro de la probeta.

### Contenido de humedad



*Fig. 12. Muestra 1 Contenido de Humedad*

Para el ensayo de contenido de humedad se usó el horno del laboratorio de concreto de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, el peso que nos proporciona la muestra dejada en horno por 24 horas es el peso seco, es decir sin humedad, mientras que el peso representativo de la muestra obtenida de la cantera se consideró como el peso húmedo, este ensayo esencial para hacer las correcciones por humedad futuras en el diseño de mezcla.

### Granulometría



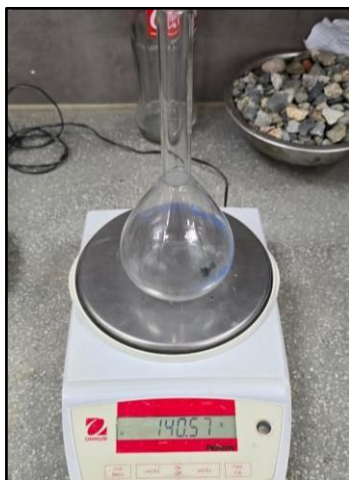
*Fig. 13 y 14. Granulometría del Agregado fino y grueso*



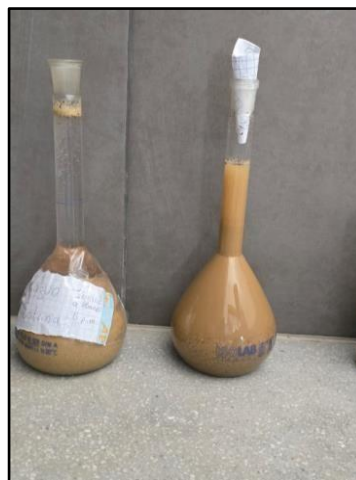
*Fig. 15 y 16. Pesos retenidos en agregado fino*

Este ensayo nos proporciona información sobre la distribución del tamaño de agregado en pesos y verificar que cumpla con los usos normativos tanto para agregado grueso y también para agregado fino. Otro parámetro que se obtuvo de este ensayo fue el tamaño máximo nominal (agregado grueso) y el módulo de fineza (agregado fino). Ambos parámetros son indispensables para elaborar el diseño de mezcla.

#### **Peso específico y absorción del agregado**



*Fig. 17. Peso de la Fiola*



*Fig. 18. Fiola con agregado fino*



*Fig. 19 y 20. Peso del Agregado Grueso de muestra 1 y muestra 2*

El peso específico del agregado fino se realizó usando la normativa NTP. 400.022, mientras que el peso específico del agregado grueso se hizo bajo la norma NTP. 400.021.

### **Diseño de mezcla**

El diseño de mezcla estará regido bajo el método ACI 211, el cual presenta tablas guía para el diseño de mezcla basados en experimentaciones hechas por el instituto. El diseño de mezcla para utilidad de esta investigación se elaborará priorizando que el  $f^c$  cumpla con los 210 Kg/cm<sup>2</sup> propuestos en los objetivos. El método consiste en elegir de acuerdo con nuestros requerimientos una serie de parámetros consecutivos que irán dando forma y adecuándose al diseño. Los parámetros que contempla el diseño son: asentamiento, TMN del agregado, contenido de aire, cantidad de agua, relación A/C, cemento, verificación granulométrica, etc.

### **Concreto para compresión**

Las probetas patrón fueron elaboradas usando el diseño de mezcla para un concreto de  $f^c = 210$  kg/cm<sup>2</sup> usando agregados provenientes de la cantera de Pátapo. Las MP-P tienen dimensiones normativas de 10 cm de diámetro y 20 cm de alto, y fueron evaluadas a compresión para los 3, 14 y 28 días. Las MP no fueron sometidas a cambios súbitos de temperatura, ni tampoco se les indujo calor para luego enfriarlas al ambiente, son totalmente exoneradas de los experimentos que suponen el aumento del gradiente térmico en la sección, si bien es cierto en una sección de concreto el gradiente térmico varía mientras nos alejamos del núcleo de la sección, para el caso de las MP esta variación se considera despreciable.

### **Concreto armado para flexión**

La verificación de las propiedades de respuesta mecánica del concreto armado viene dado por la experimentación de vigas de concreto reforzado a escala para sus dimensiones espaciales, mientras que, para el refuerzo de acero, la premisa que sigue contemplando es evaluar sus ubicaciones más críticas en donde el refuerzo puede ser más vulnerable respecto a

otras posiciones a continuación se presenta la siguiente gráfica para una explicación más detallada:

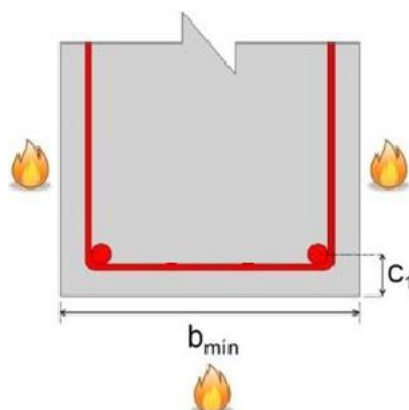


Fig. 21. Distribución del refuerzo positivo en una sección incendiada [10].

La imagen anterior nos marca la manera convencional de colocar el acero principal positivo a flexión, este patrón es el común denominador en viviendas, a ello también sumado que las vigas peraltadas (elemento a ser estudiado), a pesar de que los parámetros de albañilería confinada no lo contemplan como tal, ya que en dicho sistema de construcción la única función de las vigas es ser parte del confinamiento de muros, más no, ser usado como elementos estructurales que transfieren carga, en la idiosincrasia peruana un gran porcentaje de viviendas nacionales usan un sistema híbrido para construir sus viviendas, este sistema es usado principalmente en nuestro país, ya que, las lotizaciones en el marco nacional corresponden a un predio que, por lo general el frontis equivale a la mitad de la longitud del fondo, lo que genera una mala densificación de muros en este sistema estructural, obligando a una recompensa de rigidez adquirida a partir de pórticos en el sentido del frontis, todo esto con el afán de no sobrepasar las derivas máximas determinadas por la Norma E.060 y E.070 de concreto armado y albañilería confinada, respectivamente.

Esta tesis sólo contempla el daño ocasionado al refuerzo principal positivo, porque es el más crítico con respecto al acero de refuerzo negativo, dado que este último está inmerso en la losa y estará rodeado de mayor volumen de concreto tal como se muestra en la fig. 22, además partiendo de la premisa antes mencionada sobre que el flujo de calor siempre tiende a subir a los techos, a consecuencia de una baja densidad de los gases que los hacen menos pesados que el aire, por ende la única manera de adquirir calor para el refuerzo negativo es cuando el flujo viene por debajo de él, más no por la parte superior (piso del siguiente nivel), ya que el flujo de calor no descenderá forzosamente para penetrar el piso donde está inmerso el acero negativo, sino que este va a seguir la tendencia de ir al techo.

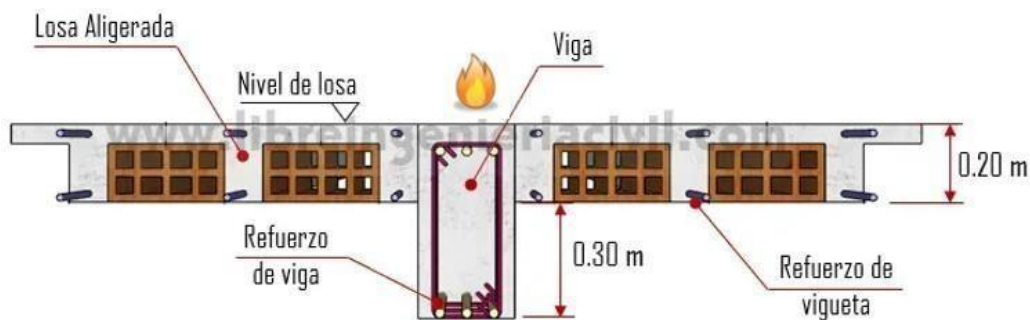


Fig. 22. Viga peraltada y losa aligerada [53]

Por otro lado, los estribos tampoco son de mucha relevancia para este análisis, ya que estos no contribuyen a resistir momentos de flexión en vigas, su aporte tendría que ser evaluado en donde se requiera analizar la reducción de los esfuerzos cortantes en vigas sometidas a incendio, lo cual pertenece a un indicador que escapa de mis fines investigativos, por lo cual no será considerado en la presente. Tampoco se consideró a los estribos como un aportante al campo térmico en la sección de concreto, puesto que, se supone que absorberá instantáneamente la temperatura de la capa superficial más contigua y sin generar brechas térmicas estará listo para derivar el flujo conductivo a la siguiente capa, esto sucede, por su razonable conductividad térmica con respecto al concreto, de esta manera su aporte es insignificante.

Habiendo limitado las condiciones de evaluación para viga peraltada, es necesario determinar las ubicaciones de los aceros de refuerzo, el criterio como siempre es simular las condiciones más desfavorables y posibles. Analicemos que, mientras más esquinada sea su posición con respecto a la base inferior de la viga, el acero estará más expuesto, ya que, obligatoriamente existirá menos volumen de concreto a su alrededor. Las esquinas entonces serán las ubicaciones más críticas para el refuerzo positivo, porque en estos casos, ambos refuerzos de cada esquina serán atacados térmicamente por dos caras (inferior y lateral) como se muestra en la fig. 21, las dos barras de acero estarán dentro de una sección de 6 x 6 pulg. de concreto y con un recubrimiento normativo de 4 cm en ambas caras tal como muestra la fig. 23.

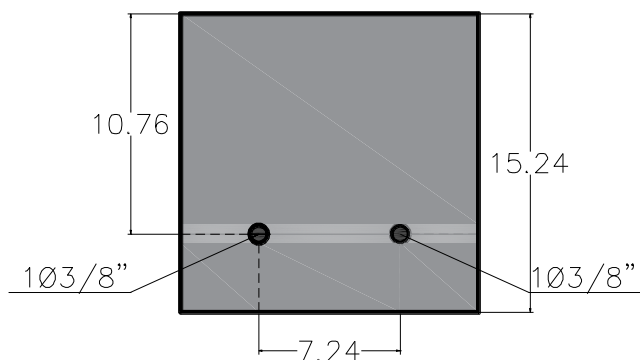


Fig. 23. Sección de concreto (cm) sometida al Ciclo térmico de Ensayo.

### Concreto armado patrón (MP-V)

Al igual que en las probetas MP-P, las MP-V estuvieron completamente exoneradas de los cambios súbitos de temperatura, dado que se necesita una medida comparativa para el cálculo de la resistencia residual a flexión en vigas sometidas a incendio, con lo cual se adoptaron 3 vigas armadas de sección típica para ser ensayadas bajo condiciones térmicas normales a los 28 días de curado.

### Momento nominal resistente teórico

El momento nominal resistente es valor teórico a la que la sección puede estar expuesta sin incurrir en fallas estructurales. La ecuación (17) relaciona el área de acero con el momento resistente de la sección, posteriormente este valor se comparó con los momentos resistentes experimentales de las vigas sometidas al CTE. Esta comparación determinó si el momento resistente teórico se asemeja al momento resistente experimental encontrado en laboratorio.

$$Mn = As * fy * \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (17)$$

Donde:

$Mn$  = momento nominal resistente (kg-cm)

$As$  = área de acero (cm<sup>2</sup>)

$fy$  = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

$d$  = peralte efectivo (cm)

$a$  = altura del bloque de compresión (cm)

La altura del bloque de compresión para secciones simplemente reforzadas se determina con la siguiente expresión:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} \quad (18)$$

Donde:

$a$  = altura del bloque en compresión (cm)

$As$  = área de acero (cm<sup>2</sup>)

$fy$  = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

$f'c$  = resistencia a compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

$b$  = ancho de la sección (cm)

### Elaboración de probetas cilíndricas

- Siguiendo la normativa NTP 339.183 CONCRETO. Práctica normalizada para la elaboración y curado de especímenes de concreto en el laboratorio.

- La superficie interior del molde debe tener un desmoldante para facilitar su posterior retiro.
- Se procede a pesar los componentes del concreto (agregados, agua cemento) de acuerdo al diseño de mezcla.
- Luego se mezclan los componentes del concreto, este proceso se puede hacer con mezcladora o manualmente, sin embargo, este último método está limitado solo para cantidades de mezcla menores a 0.007 m<sup>3</sup> de concreto.
- Luego de homogeneizar la muestra en el trompo se realizó el ensayo de asentamiento, para cumplir con un slump normativo de 3 a 4 pulg.
- A continuación, se llenan las probetas por capas (3), seguidamente de cada capa, se consolida al concreto con una varilla de acero húmeda con las puntas esféricas, el número de golpes depende del diámetro del molde. La última capa debe ser acomodada tal que, quede al ras del molde, sin hendiduras ni protuberancias exagerada.
- Luego de fraguar el concreto, se sumerge por completo la probeta en agua con el fin de realizar el último paso de la elaboración del concreto, el curado. Este proceso debe llegar a los 28 días para que el concreto desarrolle su resistencia de diseño.

### **Elaboración de viga**

- Se hace el armado del refuerzo considerando la sección típica antes establecida.
- Se debe usar un desmoldante en el encofrado de las vigas con el fin de facilitar su posterior retiro, además esto ayudará con la protección de la superficie cuando se retira el molde o encofrado.
- Se pesan los componentes a utilizar en la fabricación del concreto, la cuantificación de los pesos se hará usando una balanza y los pesos tienen que cumplir con el diseño de mezcla.
- Luego de ello se mezclan los componentes para darle la consistencia que se busca, generalmente esto se hace por medio de una mezcladora, pero también se puede hacer manualmente, hasta cierta cantidad de concreto.
- Inmediatamente después se llenan los moldes o encofrados de las vigas seguidamente de la compactación y vibración necesaria.
- Finalmente, luego de un día de fraguado se sumerge en agua para su respectivo curado por 28 días, a esa edad, ya tiene las propiedades de diseño para ensayarlas.

### **Temperatura y tiempos de exposición**

Tanto en el eurocódigo, las curvas ISO 834, ASTM E119 y JIS A 1304, proporcionan gráficos de curvas estándar adoptadas en ensayos de laboratorio, que son perfiles que simulan un escenario de incendio estándar, es decir la temperatura de un incendio a cierta cantidad de tiempo transcurrido de incendio, en tal sentido las 4 metodologías (DIN EN 1993-1-2, ISO 834, ASTM E119, JIS A 1304) se asemejan unas a otras en cuanto a curvas de incendio estándar, siendo la ISO 834 la elegida para el desarrollo de esta investigación. Resolviendo la ecuación 15 podemos generar un cuadro resumen de las temperaturas objetivo respecto a tiempos críticos en la curva ISO, todo ello con el fin del cumplimiento o acercamiento a los parámetros ISO 834.

TABLA XV. TIEMPO Y TEMPERATURAS CURVA ESTÁNDAR ISO 834

<b>Tiempo y temperaturas curva estándar ISO 834</b>	
<i>Minutos</i>	<b>Grados °C</b>
0'	20°
15'	738°
30'	841°
45'	902°
60'	945°
75'	978°
90'	1006°

### **Ciclo térmico de ensayo (CTE)**

Para la presente investigación; calentamiento, fuego estándar, enfriamiento y templanza térmica forman parte de un concepto global denominado: Ciclo térmico de ensayo, pilar fundamental para cumplir con el objetivo general de la investigación planteada. El ciclo térmico de ensayo es el procedimiento para provocar modificaciones en las propiedades térmicas, mecánicas, físicas y químicas del concreto armado a consecuencia de la ganancia térmica por flujo conductivo, todas las muestras elaboradas (probetas y vigas) excepto las de tipo MP-P o MP-V, fueron sometidas a estrés térmico en las mismas condiciones y se logró gracias al cumplimiento de cada una de las cuatro etapas:

- **Etapas 1 – Calentamiento**

Inicio de ciclo térmico de ensayo, etapa en donde:  $\theta = \theta_0$ . Luego de este instante la temperatura entra en contacto con la superficie de las muestras a ensayar, iniciando el flujo conductivo. Esta etapa finaliza en el momento en que se logra alcanzar un punto de la curva del fuego estándar ISO 834.

- **Etapas 2 – Fuego estándar**

Alcanzado un punto de control en la curva ISO 834, esta etapa se mantiene fija y las temperaturas seguirán la curva de fuego estándar, la tabla (16) presenta un cuadro resumen de las temperaturas y en qué tiempos estas deben ser alcanzados, en P-CT y P-TA, se evaluarán

alrededor de 7 temperaturas a 7 tiempos, es decir para cada punto evaluado existirán 6 probetas (P-CTE) con estrés térmico. En el caso de vigas el criterio de los puntos de control seleccionados es diferente, dado que el estado de arte nos proporciona información al respecto, el recubrimiento es suficiente para proteger al acero de refuerzo positivo a temperaturas menores de 600°, en la misma dirección la ABNT NBR 15200:2012 en la tabla (4) presenta factores de reducción para temperaturas que varían hasta los 1200°C, analizando dicho cuadro, los factores de reducción comienzan a minorar la resistencia del refuerzo a tracción cuando recién alcanzan los 500°C en el eje neutro de la barra, se espera entonces que la temperatura superficial del concreto sea mucho mayor en comparación de la barra de refuerzo.

Planteado a lo anterior, es que las temperaturas en V-CTE serán a partir de los 700°C en adelante, de igual manera existirán dos paquetes de vigas (V-CT y V-TA) y ambos paquetes constan de 3 vigas. Los puntos de control para P-CTE y V-CTE consiste en tomar la temperatura en los tiempos establecidos en la tabla (16), todas las tomas se hicieron en la superficie de cada elemento, posterior a la toma de control se retiraron los elementos del horno, simbolizando así, su fin, en la etapa de fuego estándar.

TABLA XVI. PUNTOS DE CONTROL (S) EN ISO 834

<i>Puntos de control para ISO 834</i>		
<i>Punto control</i>	<i>Tiempo (mín.)</i>	<i>Temperatura (°C)</i>
<i>S1</i>	5'30"	400°
<i>S2</i>	7'30"	500°
<i>S3</i>	9'30"	600°
<i>S4</i>	11'30"	700°
<i>S5</i>	22'30"	800°
<i>S6</i>	44'18"	900°
<i>S7</i>	86'30"	1000°

Los 3 primeros puntos de control (S1, S2 y S3) fueron modificados para la presente investigación puesto que al realizar un intento previo al CTE las temperaturas y tiempos variaban respecto la ISO 834, ya que dicha curva estándar supone tener 346° C de temperatura para un tiempo pequeño de 6 segundos, algo que fue difícil de lograr en un horno artesanal, con lo cual se optó por modificar estos tres puntos de control de acuerdo al ritmo de calentamiento del horno, sin embargo los siguientes puntos de control (S4, S5, S6 y S7) siguen estrictamente la curva ISO 834, incluso no fue necesario forzar las condiciones para cumplir con los puntos de control, ya que realmente el calentamiento en las muestras seguía esta tendencia sin ninguna exigencia. Esto no supondría mucho cambio, ya que los tres primeros puntos “S” se modificaron tratando de seguir la forma lineal del primer tramo de la curva ISO 834.

- **Etapa 3 – Enfriamiento**

La etapa de enfriamiento inicia en el momento en que los elementos son retirados del horno después de las tomas de control, esta etapa a su vez se ramifica en dos tipos de enfriamiento:

Choque térmico (CT): disminución súbita de temperatura, sin previa preparación del concreto, las muestras inmediatamente recién retiradas del horno se colocan en agua produciendo esfuerzos de tensión por la contracción de sus capas, el agua debe estar en contacto con la superficie expuesta al entorno cálido, esto con el fin de lograr la alternación de estados compresión-tensión en la sección del concreto. La norma ASTM E119 menciona que en promedio la duración del enfriamiento con agua para tiempos de exposición menores a 1 ½ horas debe ser de 1 minuto, si la superficie expuesta del espécimen no sobrepasa los 100 ft<sup>2</sup>, es decir 9 m<sup>2</sup>. Siguiendo tal parámetro de la norma y ya que, tanto probetas y como vigas a ensayar no sobrepasan los 9 m<sup>2</sup> de superficie de exposición al fuego, el enfriamiento por choque térmico se estableció por 1 minuto tanto para P-CTE y V-CTE.

Temperamental (TA): luego de ser retiradas las muestras del horno, la temperatura irá disminuyendo lentamente conforme se pierde energía a consecuencia de exponerlo al ambiente, es decir las muestras se enfriaron solas con el pasar de las horas.

- **Etapa 4 – Templanza térmica**

Etapa final del ciclo térmico de ensayo, consta del equilibrio térmico en la sección del concreto, es decir, cuando toda la energía se disipa a consecuencia del entorno y del choque térmico, el concreto deberá tomarse el tiempo para equilibrar la temperatura de su sección luego del estrés térmico antes provocado, en esta etapa el campo térmico de la sección es homogéneo ya que no existe ningún tipo de transferencia de flujo de calor. Todas las muestras a ensayar finalizarán el ciclo térmico de ensayo en esta etapa y en las mismas condiciones de templanza, luego de ello se ensayaron sus propiedades mecánicas.

### **Sistema del Ciclo Térmico de Ensayo (CTE) para compresión**

#### **Equipos**

#### **Rociadores de fuego**



*Fig. 24. Boquilla de Rociador de Fuego.*



*Fig. 25. Rociador de Fuego.*

Se usaron dos rociadores de fuego para que todas las probetas estén expuestas de igual manera a la llama, estos rociadores fueron alimentados por 4 balones de gas convencionales. Los rociadores de fuego fueron acondicionados de tal manera que proporcionen la temperatura conforme la ISO 834 propone.

### **Balones de gas**



*Fig. 26. Balones de Gas.*

Se usaron 4 balones de gas convencionales para no quedarnos sin energía y preservar la continuidad del ensayo.

### **Soplador portátil**



*Fig. 27. Soplador Portátil*

Para asegurarnos de que el fuego se expanda por todo el horno se usaron dos sopladores, uno de ellos es el portátil (FIG.33.) y se usó para expandir el fuego por todos los espacios del horno y homogenizar el volumen de la llama.

### **Soplador fijo**



*Fig. 28. Soplador Fijo.*

Al igual que el soplador portátil la función fue expandir el fuego en todo el espacio del horno, este soplador fijo se colocó a 50 cm de los conductos que encausa a la llama.



*Fig. 29. Conducto Metálico.*

Estos conductos metálicos sirvieron para encausar la llama y aprovechar el 100% del fuego, se usaron 2, uno por cada entrada del fuego.

### **Pirómetro**



*Fig. 30. Pirómetro 1*



*Fig. 31. Pirómetro 2*

La temperatura se supo a través de dos pirómetros que tiraban un rayo láser hacia la superficie en donde se requería saber la temperatura.

### **Tenaza**



*Fig. 32. Tenazas para Probetas.*

La extracción de probetas se hizo a través de una tenaza de presión para no estar en contacto con las altas temperaturas, además de ello se usó guantes para proteger la piel de la radiación.

## Guantes



*Fig. 33. Guantes Antique maduras.*

Para evitar posibles quemaduras se usaron guantes que cubrían todo el brazo del operador ya que las temperaturas con las que se interactuó fueron muy elevadas.

## Lentes



*Fig. 34. Lentes Protectore*

Se usaron lentes para evitar que los ojos estén expuestos a la radiación, además de ello se contó con los EPP ya conocidos y habitualmente usados.

## Sistema final

la fig.41 muestra la disposición final del sistema, luego de ello, se procedió a encender los rociadores de fuego para calentar a las probetas hasta las temperaturas de control, es necesario aclarar que antes de realizar el ciclo térmico de ensayo, se realizó un simulacro con probetas elaboradas con la misma muestra, la finalidad de este simulacro fue saber las condiciones iniciales de nuestro sistema, para poder acercarnos lo máximo posible a las disposiciones de la ISO 834, dado que, al tratarse de un horno elaborado de manera artesanal, se corre el riesgo de estar proporcionando cantidades de energía térmica distintas a lo propuesto, es por ello que se plantearon los puntos de control antes descritos para poder llevar la cuenta y conformidad de la curva del fuego estándar.



Fig. 35. Sistema Final para CTE de probetas.

Los puntos de control descritos en la tabla (16) y se midieron para todas las probetas ensayadas con el pirómetro mostrado anteriormente. El CTE se realizó con la ayuda de 8 personas más que facilitaron el trabajo al momento de retirar las probetas del horno y no impedir la continuidad del ensayo. Una vez llegada a la temperatura de control que le corresponde a cada tipo de muestra se le retiraba inmediatamente del horno, tres de estas muestras se dejaban enfriar al ambiente y las otras tres restantes se le sometía a choque térmico, sumergiéndolo en agua, la cual tenía que ser potable.



Fig. 36. Punto de Control (S7)



Fig. 37. Punto de Control (S6)



Fig. 38. Punto de Control (S5)



Fig. 39. Punto de Control (S4)



Fig. 40. Punto de Control (S3)



Fig. 41. Punto de Control (S2)



Fig. 42. Punto de Control (S1)

Las imágenes muestran los puntos de control capturados por los pirómetros, los puntos de control se hicieron por paquetes de 6 probetas (M-CT-P y M-TA-P) cada uno, y la temperatura se tomó para cada probeta de dicho paquete. Los pirómetros siempre estuvieron apuntando a la superficie de las probetas y la toma de dichas temperaturas fue responsabilidad de dos personas. También fue necesario el uso de un cronómetro para controlar el tiempo requerido para cada temperatura bajo los requerimientos de la curva ISO 834. Todo el ensayo se realizó con conocimientos empíricos previos obtenidos del simulacro hecho anteriormente en el mismo horno y que proporcionó la experiencia necesaria para poder realizar el CTE de manera adecuada.



*Fig. 43. Contenedores de agua para choque térmico.*



*Fig. 44. Tesista finalizando etapa de enfriamiento.*

Luego de ser retirado del horno comenzaba la etapa 3 del CTE, las probetas únicamente tenían dos destinos, las M-TA-P que eran enfriadas al ambiente y las M-CT-P que eran enfriadas con choque térmico, sumergiendo toda su superficie en contenedores con volúmenes de agua similares, esto con el fin de que la presión ejercida por el agua sea constante para todas las probetas ensayadas. Es necesario mencionar que no se reutilizó agua para dos paquetes de probetas, dado que, se logró observar que el agua para algunas temperaturas de control llegó a hervir, disminuyendo el volumen de agua y por ende la presión ejercida sobre la probeta. Además de ello, el agua cambiaba drásticamente de temperatura luego de cada enfriamiento, por ende, finalizado la etapa de enfriamiento para cada paquete, el agua tuvo que ser desechada

y reemplazada por un volumen nuevo de agua potable.

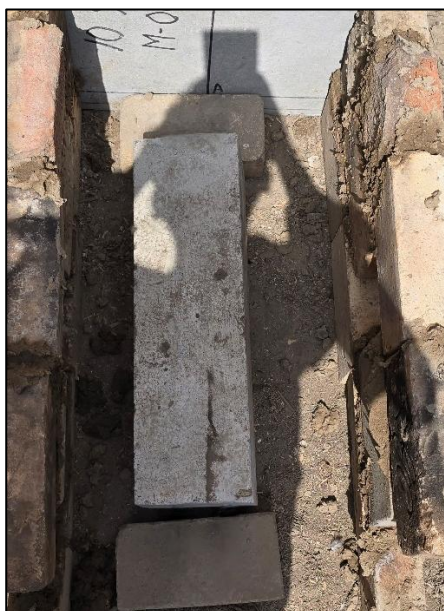


*Fig. 45. Toma de temperatura con pirómetros*

Las imágenes anteriormente mostradas corresponden los dos pirómetros en la toma de temperaturas, junto con el pirómetro cada responsable llevaba el control del tiempo a través de dos cronómetros sincronizados.

### **Sistema del Ciclo Térmico de Ensayo (CTE) para flexión**

Se utilizaron los mismos equipos e implementos de seguridad usados en el sistema para probetas, sin embargo, la disposición del sistema fue diferente puesto que las vigas tienen mayor longitud y se tuvo que ensayar individualmente. Con el fin de proveer fuego a tres caras de la viga se tuvo que colocar dos rociadores en los laterales de la viga. A continuación, se presenta el sistema final

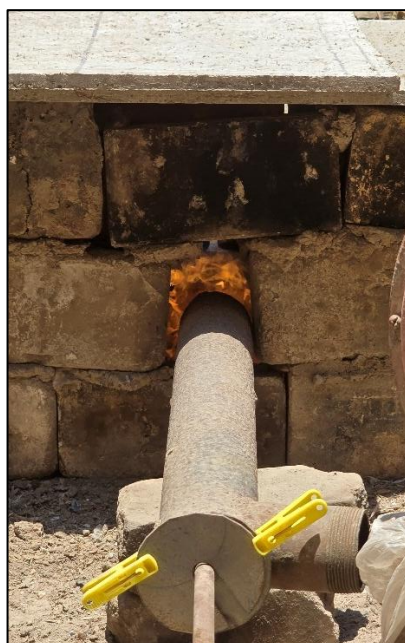


*Fig. 46. Sistema final para CTE de vigas*



*Fig. 47. Rociador lateral del sistema.*

Las temperaturas también fueron controladas por dos pirómetros en los extremos. El sistema se mantuvo cerrado en todo momento para que haya fugas de calor, las únicas entradas fueron los rociadores de los laterales del sistema



*Fig. 48. Fuego lateral proveído por el rociador.*

El calor fue suministrado para 4 puntos de control de la curva del fuego estándar ISO 834, a través de pirómetro se midió la temperatura por ambas caras, con el fin de aproximarnos a las temperaturas y tiempos de los puntos de control se optó por hacer un simulacro al igual

que con las probetas en compresión. Después de dicha experiencia se pudo acercar demasiado a las temperaturas y tiempos especificados en la ISO 834 para vigas V-CTE.



*Fig. 49,50,51 y 52. Temperaturas de control S4, S5, S6 y S7 para CTE en vigas.*

Después de suministrar calor a través de fuego en las vigas, mitad de la muestra se enfrió a temperatura ambiente, lo que se le conoce como V-TA y para la otra mitad se le aplicó un enfriamiento sumergiéndolo en agua, es decir, con choque térmico lo que se conoce como V-CT, en la figura 53 se presentan las piscinas de enfriamiento para vigas de esta clasificación.



*Fig. 53. Piscinas de enfriamiento con choque térmico.*

### **Muestras luego del CTE**

Luego de someterlo a las cuatro etapas del CTE, el concreto mostro daños físicos (spalling, fisuración, reducción de masa), químicos (cambio de color, protuberancias, manchas), y mecánicos (reducción de resistencia). A continuación, se muestra las P-CTE en la última etapa del CTE, templanza térmica.



*Fig. 54 y 55. Fisuración del concreto a temperaturas mayores a 600°*

Las muestras corresponden a probetas tipo M7-TA-P expuestas a 1000° C, se puede observar fisuras en la parte superior y en toda la circunferencia de la muestra, al igual que esta todas sus similares tuvieron la misma patología. Por otro lado, también se aprecia la coloración beige en la imagen izquierda.



*Fig. 56. M7-TC-P luego de CTE*

Se aprecian la degradación de la muestra de tipo M7-TC-P, expuestas a 1000° C, al igual que la anterior se aprecia una degradación de la probeta, pero un tanto mayor, se infiere porque esa adición de degradación en la muestra es debido a su enfriamiento brusco por choque térmico.



*Fig. 57. M6-CT-P luego de CTE*

Las fisuraciones fueron claramente visibles y estaban repartidas homogéneamente por toda la superficie como se aprecia en las imágenes anteriores, estas mismas tenían una tendencia hexagonal, al palpar con la mano la superficie de la probeta se notó que estaba a punto de desprenderse la capa superficial tan solo con el rose, esto sucedió a temperaturas de  $800^{\circ}$  en adelante.

La fisuración se dio en toda la circunferencia y en las caras superior e inferior de las probetas, las formas hexagonales estaban muy apegadas una de la otra y de áreas muy similares, además su distribución fue isotrópica, una a continuación de la otra. Junto con la fisuración el concreto tomó un tono rosáceo y beige y blanquecino en algunos casos

### Spalling



*Fig. 58 y 59. Medida de la reducción de sección y spalling en viga armada.*

Spalling en vigas tipo V-CTE, al momento de la etapa de calentamiento se logró escuchar como el concreto reventaba, al mismo tiempo se observó humo salir del horno. La

reducción de la sección fue crítica disminuyendo de 2.5 a 3 cm como se observa en la imagen anterior.



*Fig. 60 y 61. Spalling en muestra M7-CT-P y M6-CT-P*



*Fig. 62 y 63. Spalling en muestra M4-TA-P y M5-TA-P*



*Fig. 64 y 65. Spalling en muestra M7-CT-P y M6-CT-P*

El spalling ocurrió a temperaturas mayores a 600° C, y no tuvo un patrón de aparición, gracias al spalling pudimos apreciar las capas contiguas, las cuales habían cambiado de color, tornándose un tanto beige, esto es debido a las altas temperaturas.

## Protuberancias



Fig. 66 y 67. Protuberancia en M5-CT-P y M4-CT-P

Algunas protuberancias brotaron de la superficie del concreto de aspecto chicloso, esto sucedió para probetas de tipo M4-CT-P y M5-CT-P, sin embargo, esto no tuvo nada que ver con el enfriamiento con choque térmico, ya que el brote sucedió en el horno

## Cambio de color del concreto

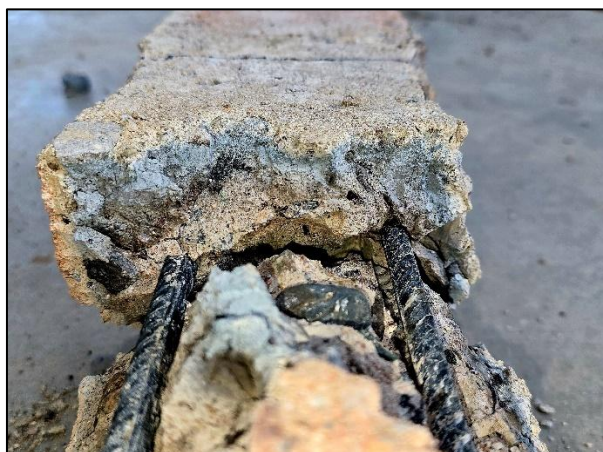


Fig. 68. Cambio de coloración por capas de concreto en sección de viga V-CTE

La imagen muestra una viga de tipo V7-CT, donde se observa como el cambio de coloración se da por capas, como se menciona en esta investigación las capas superficiales se calientan mucho más rápido que las capas cercanas al núcleo, es por ello que sucede este fenómeno.



Fig. 69 y 70. Cambio del color del concreto en M4-CT-P y M2-TA-P

Lo sufrieron todas las muestras ensayadas, en parte sucedió por el contacto del fuego con el concreto adoptando un tono grisáceo producto del contacto con el material inerte, sin embargo, en imágenes anteriores se mostró que por acción sola de la temperatura el concreto va cambiando de color con el solo calor, es decir sin necesidad de contacto con fuego directo. La imagen de la izquierda representa dicha premisa, dado que como se ve en su superficie, el color es gris claro y con tendencia al beige, pero que, gracias al spalling podemos notar que la capa interior contigua es gris oscuro, haciendo un énfasis en que la coloración del concreto depende de la sola temperatura y que el color beige es un indicador que resulta de una exposición a temperaturas más elevadas respecto del color gris oscuro.

### **Manchas en el concreto**



*Fig. 71 y 72. Manchas en el concreto en M6-CT-P y M5-TA-P*



*Fig. 73 y 74. Manchas en el concreto en M6-TA-P y M4-TA-P*

Este tipo de manchas sucedió en probetas tipo M4-TA-P, M5-TA-P, M6-CT-P. Parece ser que la temperatura activó reacciones químicas en el agregado que ocasionaron manchas que tenía aspecto de estar en estado líquido cuando se le extrajo del horno, esta premisa se puede afianzar al analizar sus formas, ya que parecen estar cayendo por acción de la gravedad. La imagen fig.79 nos muestra lo que ha sucedido internamente en el concreto para que estas manchas broten hacia la superficie.



*Fig. 75. M6-CT-P luego de la ruptura a compresión*

La imagen corresponde a instantes después de la ruptura a compresión de la probeta M5-TA-P, parece ser que la mancha es totalmente superficial y como se dijo en un inicio, el agregado grueso sufrió alteración química que desprendió coloración hacia la parte superficial del concreto y esta misma se escurrió hacia abajo por acción de gravedad. La tendencia de salir hacia la superficie puede justificarse por la degradación de las capas superficiales las cuales lo hacen más permeable, facilitando el transporte del líquido



*Fig. 76. Manchas en el concreto en M6-CT-P*

La muestra corresponde a las probetas tipo M6-CT-P y la coloración es un tono beige, al momento de retirarlo del horno se encontró un tipo de protuberancia descrita anteriormente, parece ser que tal fenómeno se desprende internamente del ya que incluso no quedo rastro del rotulador con el que se digito el nombre del investigador.

### **Rotura de probetas luego del CTE**

Al finalizar la cuarta etapa del CTE, todas las probetas fueron ensayadas a compresión en el laboratorio de la universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo. La finalidad de este ensayo es saber la resistencia residual  $f'_{c(R,CT)}$  y  $f'_{c(R,TA)}$ . Una vez obtenidas ambas resistencias

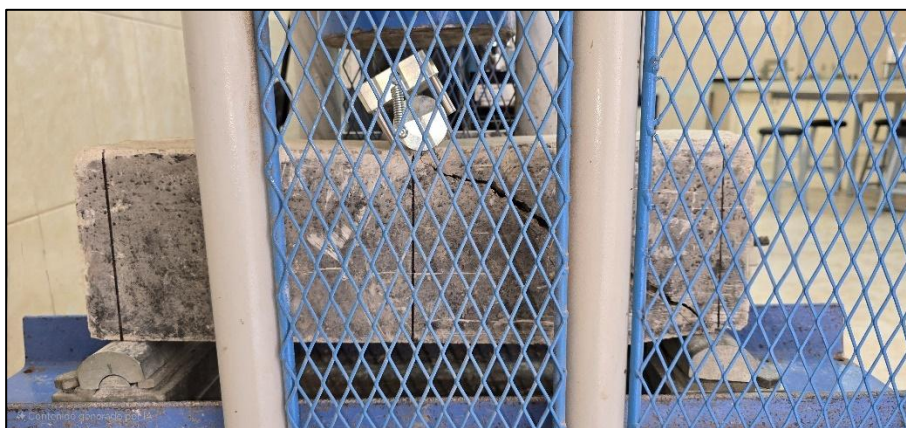
residuales para todos los paquetes de probetas se compraron los resultados entre probetas enfriadas al ambiente y enfriadas con choque térmico.



*Fig. 77. Rotura a compresión.*

#### **Rotura de viga armada a flexión luego del CTE**

Luego de la cuarta etapa del ciclo térmico de ensayo (templanza térmica) todas las vigas V-CTE fueron ensayadas a flexión para reportar la resistencia residual a flexión en vigas enfriadas al ambiente ( $f_{ss(R, TA)}$ ) y enfriadas con choque térmico ( $f_{ss(R, CT)}$ ). Actualmente no existe norma que regularice el ensayo, sin embargo, se ha tomado en cuenta la norma ASTM C 293 para su realización, es decir se aplicó una carga en mitad de la viga hasta lograr la falla.



*Fig. 78. Rotura a flexión de viga armada*

## Matriz de consistencia

TABLA XVII. MATRIZ DE CONSISTENCIA

Problemas	Objetivos	Hipótesis	Variable		Indicadores	Metodología
¿Cuál es la respuesta mecánica del concreto simple y armado de $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> ante el choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura?	Evaluar la respuesta mecánica del concreto de $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> ante el choque térmico, ocasionado por cambios súbitos de temperatura.	La respuesta mecánica del concreto simple y armado disminuirá ante el choque térmico ocasionado por cambios súbitos de temperatura.	Independientes	Temperatura	Concreto simple	<p><b>Tipo de investigación</b> La presente investigación es aplicada ya que tiene como objetivo la aplicación de los conocimientos para saber cuándo es posible conservar una estructura después de un incendio y cuando es mejor demolerla o reforzarla.</p> <p><b>Nivel de investigación</b> Esta investigación tiene un enfoque cuantitativo de nivel explicativo, ya que se realizó mediciones numéricas de los resultados para luego ser analizado con técnicas de estadística y también se midió la relación que existe entre las variables (causa-efecto).</p> <p><b>Diseño de investigación</b> La presente investigación es específicamente experimental puro, puesto que manipula dos variables independientes a través de ensayos de laboratorios.</p>
¿Cuál será las proporciones del diseño de mezcla para un concreto de $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> ?	Diseñar el concreto patrón de $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> para ensayos de compresión y flexión de viga armada a 28 días.	La proporción del diseño de mezcla para un concreto de $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> es alrededor de 1:2:2 en bolsas			Concreto simple	
¿Cuál es la respuesta mecánica del concreto simple y armado de $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> sometido a diferentes intensidades de temperatura?	Evaluar las propiedades mecánicas del concreto (compresión y flexión de viga armada) para diferentes tiempos de exposición (30, 45 y 60 min) e intensidades de temperaturas mayores a 400°C.	La respuesta mecánica del concreto simple y armado disminuirá al ser sometido a diferentes intensidades de temperatura			Concreto armado	
¿Cuál es la respuesta mecánica del concreto simple y armado de $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> sometido a diferentes intensidades de temperatura y enfriado con choque térmico?	Evaluar las propiedades mecánicas del concreto (compresión y flexión de viga armada) para diferentes tiempos de exposición (30, 45 y 60 min) e intensidades de temperaturas mayores a 400°C enfriadas súbitamente con agua.	La respuesta mecánica del concreto simple y armado disminuirá aun más al ser sometido a diferentes intensidades de temperatura y enfriado con choque térmico	Dependiente	Concreto simple	Granulometría	
¿Cuál es la variación de las propiedades mecánicas entre las probetas enfriadas al ambiente y las enfriadas con choque térmico?	Comparar la variación de las propiedades mecánicas entre las probetas enfriadas al ambiente y enfriadas con agua	Las probetas enfriadas con choque térmico disminuirán su respuesta mecánica en mayor medida con respecto a las probetas enfriadas al ambiente			Pesos unitarios	
¿Cuál es la temperatura máxima a la que un concreto puede estar expuesto sin que sufra una disminución significativa de sus propiedades mecánicas a causa del choque térmico?	Determinar la temperatura máxima a la que un concreto puede estar expuesto sin que sufra una disminución significativa de sus propiedades mecánicas a causa del choque térmico	La temperatura máxima a la que un concreto puede estar expuesto sin que sufra una disminución significativa de sus propiedades mecánicas es la temperatura en donde la resistencia del concreto no se reduzca menos del 0.85 $f'c$ según la NTP 339.059			Humedad	
¿Cuál es el tiempo mínimo que un concreto puede estar expuesto a temperaturas extremas sin que sufra una disminución significativa de sus propiedades mecánicas a causa del choque térmico?	Determinar el tiempo mínimo que un concreto puede estar expuesto a temperaturas extremas sin que sufra una disminución significativa de sus propiedades mecánicas a causa del choque térmico.	el tiempo mínimo a la que un concreto puede estar expuesto sin que sufra una disminución significativa de sus propiedades mecánicas es tiempo en donde la resistencia del concreto no se reduzca menos del 0.85 $f'c$ según la NTP 339.059			Peso específico	
					Absorción	
					Dosificación en peso	
					Compresión	
					Compresión	
					Resistencia residual	
					Temperatura	
			Tiempo			
			Flexión de viga			
			Flexión de viga			
			Resistencia residual			
			Temperatura			
			Tiempo			

## Resultados y discusión

A continuación, se presentan los resultados obtenidos durante la ejecución del proyecto, los cuales comprenden los ensayos de agregados (fino y grueso), ensayos del concreto en estado fresco y finalmente los ensayos realizados para el concreto en estado endurecido (compresión y flexión de viga armada)

### Resultados de ensayo de agregados

La siguiente tabla muestra el resumen de las características de los agregados fino y grueso que van a servir para el diseño de mezcla de concreto  $f'c$  210 kg/cm<sup>2</sup> (ver anexo 2).

TABLA XVIII. RESULTADO DE ENSAYOS DE AGREGADOS

#### Resultados de ensayos de agregados

<i>Ensayo</i>	<i>Ag. Fino</i>	<i>Ag. Grueso</i>
<i>Humedad %</i>	0.763	0.267
<i>Absorción %</i>	0.44	0.74
<i>Mod. Fineza</i>	2.89	-
<i>Peso unitario suelto</i>	1599.93	1457.71
<i>Peso unitario compactado</i>	1795.99	1652.015
<i>Peso específico</i>	2604	2710
<i>TMN</i>	-	3/4"

### Diseño de mezcla

Se elaboró el diseño de mezcla para un concreto de  $f'c$  210 kg/cm<sup>2</sup>, para ello se usaron los datos de las características de los agregados. Sin embargo, luego de obtener las proporciones en peso del diseño de mezcla se tiene que corregir experimentalmente por slump, la tabla XIX muestra dicha corrección por slump.

TABLA XIX. PROPORCIONES DE LOS COMPONENTES PARA UNA TANDA DE ENSAYO CON CORRECCIÓN DE SLUMP(3-4 PULG)

#### Proporción por tanda de ensayo

<i>Cemento</i>	4.012	kg
<i>Agua</i>	2.247	Lt
<i>Arena</i>	6.296	kg
<i>Grava</i>	6.772	kg
<i>Total</i>	<b>19.327</b>	<b>kg</b>

- Proporción en peso (cemento, arena, piedra, agua)  
1.00: 1.57: 1.69: 23.8lt.
- Proporción en Volumen (cemento, arena, piedra, agua)  
1.00: 1.47: 1.74: 23.8lt

La corrección de la tanda de ensayo por slump, es debido a que la humedad de los agregados varia en el tiempo, con lo cual se necesita un procedimiento experimental que corrija

dicho fenómeno. Este diseño de mezcla es el último de todos, y el que fue usado para esta investigación, tanto para P-CTE y V-CTE.

## Resultados de la respuesta mecánica del concreto

### Resistencia a la compresión

#### Muestra Patrón de Probetas (MP-P)

Las muestras patrón en probetas fueron exoneradas de toda acción térmica en su sección que modifique sus propiedades técnicas, estas muestras solo sirvieron para poder hacer el control de calidad del concreto en condiciones normales. Las muestras fueron ensayadas a los 3, 14 y 28 días de curado. La siguiente tabla muestra los resultados de dichos ensayos de rotura a compresión.

TABLA XX. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE MUESTRAS PATRÓN

#### *Resistencia Muestra Patrón*

Días	Resistencia en kg/cm <sup>2</sup>		
	MP-P1	MP-P2	MP-P3
3	118.04	126.18	115.2
28	253.2	257.5	243.4

Las resistencias obtenidas para las MP-P cumplen con la curva de resistencias a lo largo del tiempo de curado.

TABLA XXI. PROMEDIO DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LAS MP

#### *Porcentaje respecto a f'c de diseño*

Días	Promedio	% respecto al (f'c)	f'c diseño: 210kg/cm <sup>2</sup>
3	119.81	57.1%	
28	251.37	119.7%	

Las MP-P estuvieron en el rango de resistencia con respecto a la resistencia de diseño  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

### Resultados del Ensayo a Compresión P-CTE

Las muestras fueron ensayadas tras alcanzar el equilibrio térmico en la sección, es decir en la última etapa del CTE (templanza térmica). Esto con el fin de saber el  $f'c$  residual de las probetas enfriadas al ambiente ( $f'c_{(R, TA)}$ ), y el  $f'c$  residual de las probetas enfriadas con choque térmico ( $f'c_{(R, CT)}$ ). A continuación, se muestra una tabla en donde se cuantifica experimentalmente dichas resistencias residuales.

TABLA XXII. RESULTADOS DEL ENSAYO A COMPRESIÓN DESPUÉS DEL CTE

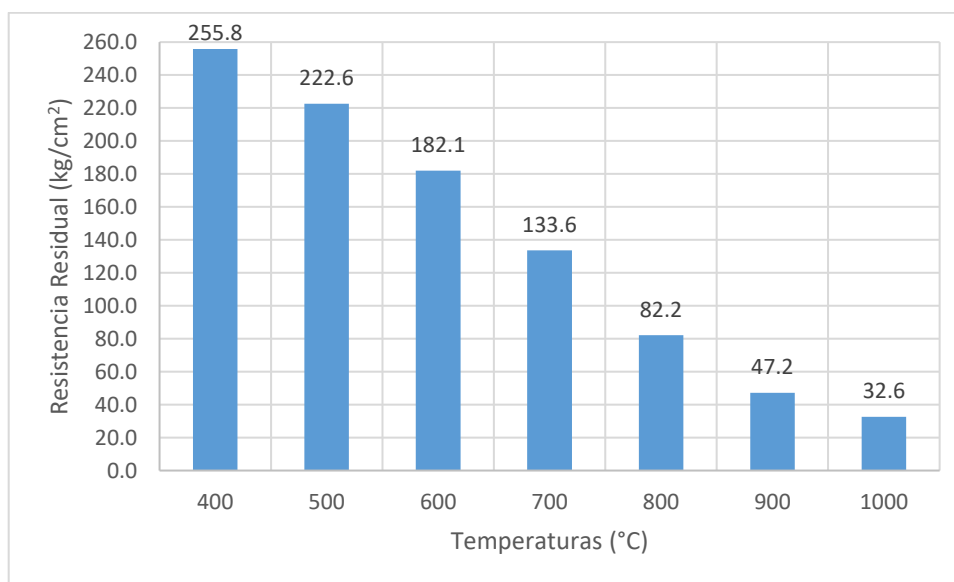
## Resultados del ensayo a compresión después del CTE

P-CTE	$f'_{c(R, TA)}$ kg/cm <sup>2</sup>				$f'_{c(R, CT)}$ kg/cm <sup>2</sup>			
	1	2	3	Prom.	1	2	3	Prom.
<b>M1-P (400°)</b>	250.3	263.3	253.9	<b>255.8</b>	254.5	237.1	242.7	<b>244.8</b>
<b>M2-P (500°)</b>	216.9	221.7	229.1	<b>222.6</b>	206.5	213.3	209.6	<b>209.8</b>
<b>M3-P (600°)</b>	184.6	182.4	179.3	<b>182.1</b>	161	167.3	174.3	<b>167.5</b>
<b>M4-P (700°)</b>	133.3	138.1	129.5	<b>133.6</b>	86.5	93.9	82.6	<b>87.7</b>
<b>M5-P (800°)</b>	82.81	86.5	77.4	<b>82.2</b>	45.6	48.3	41.2	<b>45.0</b>
<b>M6-P (900°)</b>	45.5	48.3	47.8	<b>47.2</b>	19.8	22.3	29.3	<b>23.8</b>
<b>M7-P (1000°)</b>	29.3	35.7	32.9	<b>32.6</b>	10.6	12.9	11.8	<b>11.8</b>

Sin lugar a duda existe una clara reducción de la respuesta mecánica del concreto al ser sometido a temperaturas extremas de incendio, por otro lado, las CT-P (probetas sometidas a choque térmico) disminuyeron en mayor medida su resistencia y es notoria cuando se superan los 600° C, ahí es cuando hay una clara separación entre las resistencias de tipo “ $f'_{c(R, TA)}$ ” que fueron enfriadas al ambiente de las “ $f'_{c(R, CT)}$ ” que fueron enfriadas con choque térmico, llegando incluso a ser la mitad del  $f'_{c(R, TA)}$  para algunas temperaturas.

**Resistencia Residual  $f'_{c(R, TA)}$** 

La resistencia residual de las probetas sometidas a elevadas temperaturas y enfriadas al ambiente respecto de la resistencia de diseño ( $f'_{c} = 210$  kg/cm<sup>2</sup>) comienzan su descenso a partir de los 500° C en adelante.

Gráf. 07. Resistencia residual para  $f'_{c(R, TA)}$ 

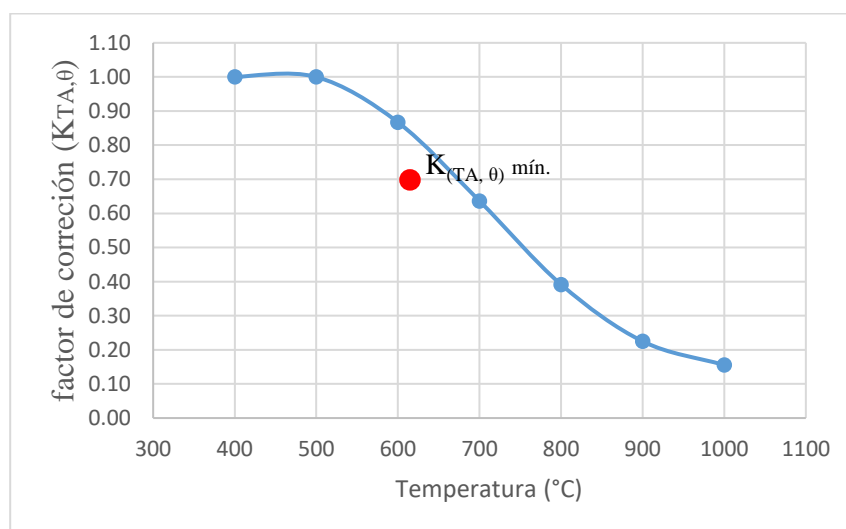
Según la NTP 339.059, el concreto pierde su capacidad estructural cuando la resistencia residual es menor a  $0.85 f'_{c}$ , por ello podemos considerar que la temperatura máxima a la que

puede estar expuesta un concreto sin que sufra una disminución significativa del  $f'c$  al ser sometido a elevadas temperaturas y enfriadas al ambiente es de  $600^\circ$  aproximadamente.

TABLA XXIII. RESISTENCIA RESIDUAL PARA P-CTE ENFRIADAS AL AMBIENTE  $f'c(R, TA)$  kg/c

<b>Resistencia residual para P-CTE enfriadas al ambiente</b> $f'c(R, TA)$ kg/cm <sup>2</sup>			
<b>P-CTE</b>	<b><math>f'c(R, TA)</math></b>	<b><math>f'c(MP)</math></b>	<b>Factor de corrección</b> $f'c(R, TA) / f'c(MP)$
<b>M1-P (400°)</b>	255.8	210	1.00
<b>M2-P (500°)</b>	222.6		1.00
<b>M3-P (600°)</b>	182.1		0.87
<b>M4-P (700°)</b>	133.6		0.64
<b>M5-P (800°)</b>	82.2		0.39
<b>M6-P (900°)</b>	47.2		0.22
<b>M7-P (1000°)</b>	32.6		0.16

A continuación, se presenta el siguiente el gráfico en donde se relaciona el factor de corrección ( $K_{TA,\theta}$ ) con las temperaturas inducidas:

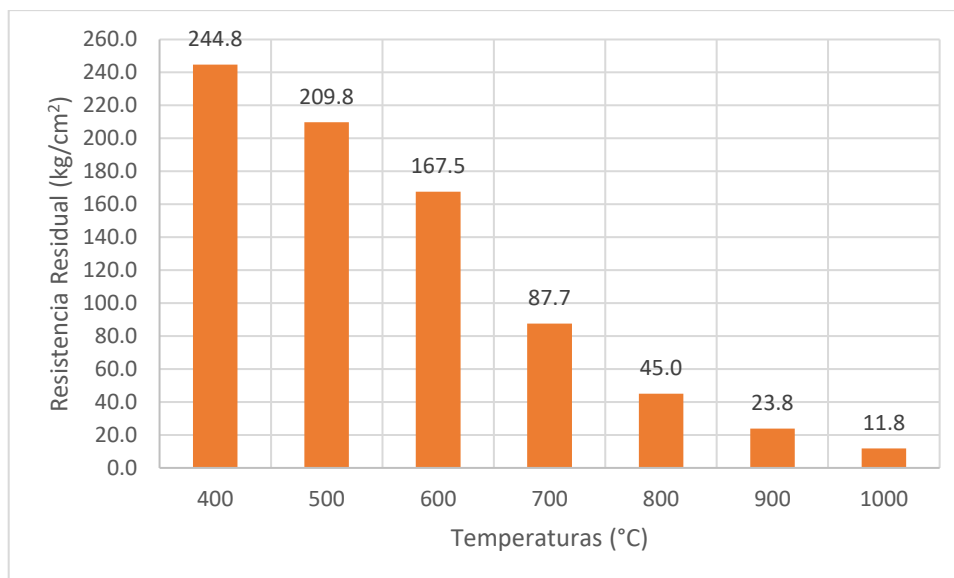


Gráf. 08. Factor de corrección ( $K_{TA,\theta}$ ).

La gráfica nos muestra los diferentes factores de corrección para distintas temperaturas que varían desde  $400^\circ$  hasta  $1000^\circ$  C al inicio de la gráfica los factores son 1 para temperaturas de  $400^\circ$  y  $500^\circ$ , pero a medida que avanza la temperatura los factores se reducen significativamente, al igual que las resistencias del concreto, llegando incluso a ser la sexta parte de la resistencia de diseño, el punto rojo indica el factor mínimo de corrección para una resistencia mínima residual normativa según NTP 339.059.

### Resistencia Residual $f'c(R, CT)$

La resistencia residual de las probetas sometidas a elevadas temperaturas y enfriadas con choque térmico respecto la resistencia de diseño ( $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>) comienzan su descenso a partir de los  $500^\circ$  C en adelante.



Gráf. 09. Resistencia residual para  $f'c_{(R, CT)}$

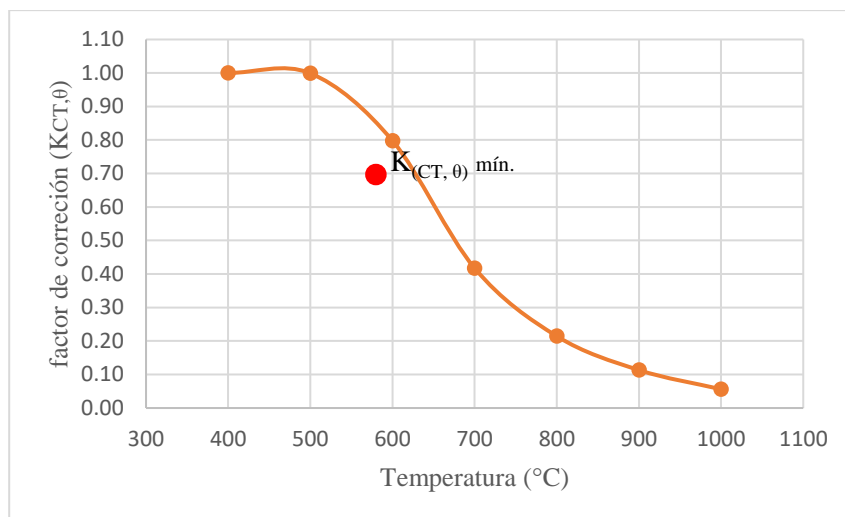
Según la NTP 339.059, el concreto pierde su capacidad estructural cuando la resistencia residual es menor a  $0.85 f'c$ , por ello podemos considerar que la temperatura máxima a la que puede estar expuesta un concreto sin que sufra una disminución significativa del  $f'c$  al ser sometido a elevadas temperaturas y enfriadas con choque térmico es de  $600^\circ$  aproximadamente.

TABLA XXIV. RESISTENCIA RESIDUAL PARA P-CTE ENFRIADAS CON CHOQUE TÉRMICO  $f'c_{(R, CT)}$  kg/cm

**Resistencia residual para P-CTE enfriadas con choque térmico  $f'c_{(R, CT)}$  kg/cm<sup>2</sup>**

<b>P-CTE</b>	<b><math>f'c_{(R, CT)}</math></b>	<b><math>f'c_{(MP)}</math></b>	<b>Factor de corrección <math>f'c_{(R, CT)} / f'c_{(MP)}</math></b>
<b>M1-P (400°)</b>	244.8		1.00
<b>M2-P (500°)</b>	209.8		1.00
<b>M3-P (600°)</b>	167.5		0.80
<b>M4-P (700°)</b>	87.7	210	0.42
<b>M5-P (800°)</b>	45.0		0.21
<b>M6-P (900°)</b>	23.8		0.11
<b>M7-P (1000°)</b>	11.8		0.06

A continuación, se muestra una gráfica en donde se relaciona el factor de corrección ( $K_{CT,\theta}$ ) con las temperaturas inducidas



Gráf. 10. Factor de corrección ( $K_{CT,\theta}$ ).

La respuesta mecánica a compresión para las probetas enfriadas con choque térmico disminuye considerablemente en relación a las enfriadas al ambiente, tal es el caso que a partir de los 800° C estas resistencias llegan a ser la mitad de la resistencia residual de las probetas enfriadas a temperatura ambiente, al mismo tiempo los factores de corrección también disminuyen, el punto rojo indica el factor de corrección para que las probetas enfriadas con choque térmico no disminuyan menos del 0.85f'c según NTP 339.059.

#### Relación entre $f'_{c(R, TA)}$ y $f'_{c(R, CT)}$

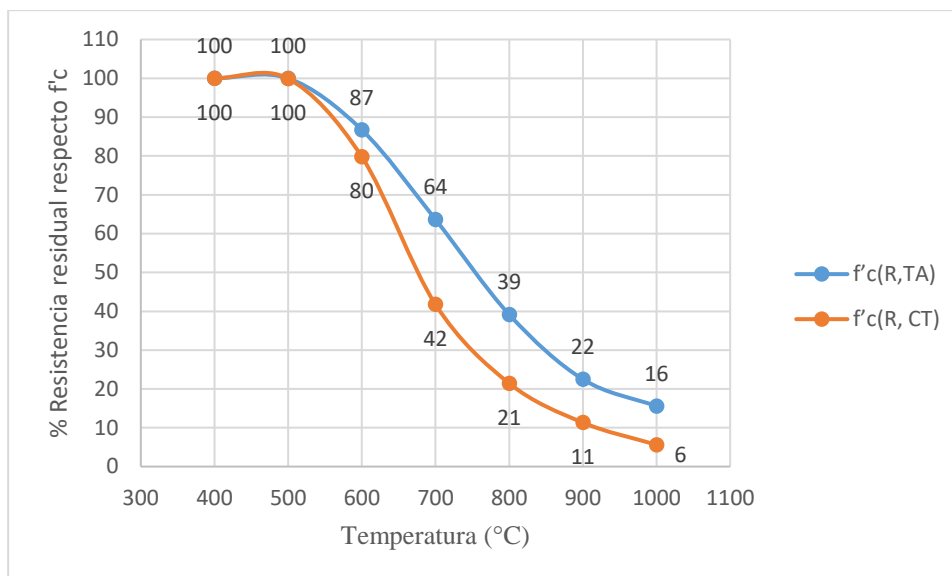
La tabla muestra como la relación  $f'_{c(R, CT)} / f'_{c(R, TA)}$  también es afectada a medida que aumenta la temperatura, llegando a ser el 50% a los 800° C de disminución de resistencia para concretos enfriados con choque térmico en comparación a los enfriados al ambiente.

TABLA XXV. VARIACIÓN  $f'_{c(R, TA)}$  y  $f'_{c(R, CT)}$  kg/cm<sup>2</sup>

#### Variación $f'_{c(R, TA)}$ y $f'_{c(R, CT)}$ kg/cm<sup>2</sup>

<i>P-CTE</i>	$f'_{c(R, TA)}$ %	$f'_{c(R, CT)}$ %	$f'_{c(R, CT)} - f'_{c(R, TA)}$ %
<b>M1-P (400°)</b>	100	100	0
<b>M2-P (500°)</b>	100	100	0
<b>M3-P (600°)</b>	86.71	79.78	6.93
<b>M4-P (700°)</b>	63.63	41.75	21.88
<b>M5-P (800°)</b>	39.16	21.44	17.72
<b>M6-P (900°)</b>	22.49	11.33	10.76
<b>M7-P (1000°)</b>	15.54	5.60	9.94

La siguiente gráfica muestra el porcentaje de resistencia para probetas calentadas y enfriadas con choque térmico con respecto a las enfriadas a temperatura ambiente.

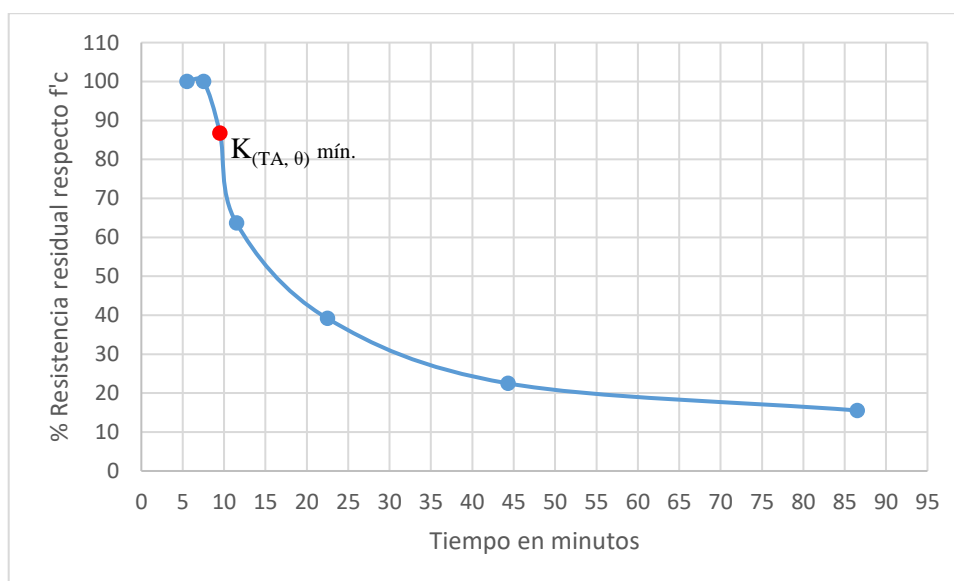


Gráf. 11. Variación  $f'_c(R, TA)$  y  $f'_c(R, CT)$

Como vemos las resistencias son parecidas para temperaturas menores a 600° C, sin embargo, al cruzar esta barrera las resistencias de las probetas enfriadas con choque térmico disminuyen drásticamente conforme aumenta la temperatura, dando clara señal que cuando se someten a esfuerzos de alternos de compresión-tensión la respuesta mecánica si se ve afecta en mayor medida.

### $f'_c(R, TA)$ en el tiempo

La resistencia de las probetas sometidas a choque térmico y enfriadas al ambiente también varía respecto al tiempo, puesto que para cada temperatura existe un tiempo ya determinado, estas variaciones serán las mismas que en el caso de las temperaturas puesto que, el tiempo pertenece a la misma coordenada de cada punto de control de la curva ISO 834.

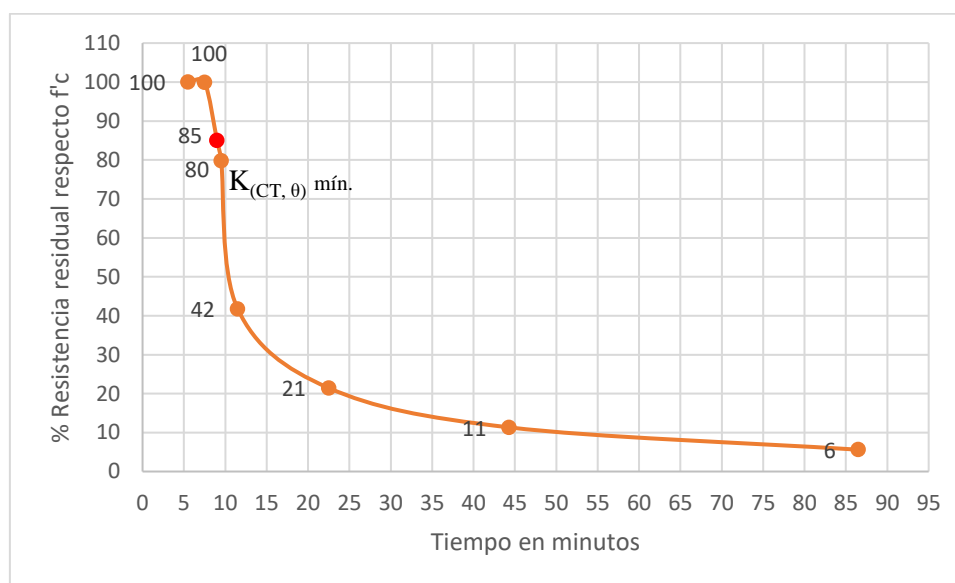


Gráf. 12.  $f'_c(R, TA)$  respecto el tiempo

El gráfico 12 muestra como varia la resistencia residual respecto al tiempo de cada punto de control ensayado en CTE, siguiendo la misma línea de la temperatura, el concreto pierde su capacidad estructural cuando la resistencia residual es menor al  $0.85f'_c$  de diseño, es decir que para las P-TA el tiempo mínimo a la que deben estar expuestas en un incendio es de 10 minutos el cual está representado por el punto rojo.

### $f'_c(R, CT)$ en el tiempo

Para el caso de probetas sometidas a altas temperaturas y enfriadas con choque térmico la resistencia decayó más en comparación de las que fueron enfriadas al ambiente, es decir el tiempo mínimo a las que pueden estar expuestas también disminuye.



Gráf. 13.  $f'_c(R, CT)$  respecto el tiempo

El gráfico 13 muestra como varia la resistencia de probetas tipo P-CT es decir enfriadas con choque térmico respecto del tiempo de exposición a incendio, de igual manera se juzgó con la NTP 339.059, es decir, la resistencia residual no debe disminuir menos del  $0.85f'_c$  de diseño. Con lo cual se determinó que para un concreto expuesto a altas y temperaturas y enfriado con choque térmico el tiempo mínimo de exposición es de 9 minutos antes de que pierda significativamente su respuesta mecánica a la compresión.

### Resistencia a flexión de viga armada

#### Resistencia de viga Patrón (VP)

Esta resistencia fue obtenida experimentalmente en laboratorio a los 28 días de curado en agua. Las vigas patrón servirán para una comparativa posterior, ya que tiene la misma sección y área de acero, pero no fueron sometidas al ciclo térmico de ensayo. Actualmente no existe una norma que regularice el ensayo a flexión de una viga armada, sin embargo, se siguió de acuerdo la ASTM C 293.

TABLA XXVI. RESULTADOS A FLEXIÓN DE VIGAS PATRÓN

**Momento último experimental a flexión en VP**

<b>Muestra</b>	<b>Psu (VP) (kg)</b>	<b>Prom. (VP)</b>	<b>Mu exp. (kg-cm)</b>
<b>VP-1</b>	4626.0	4673.8 kg	59357.7
<b>VP-2</b>	4710.4		
<b>VP-3</b>	4685.1		

Los resultados que se muestra en la tabla anterior son los obtenidos en laboratorio, en la mitad de la longitud de la viga se aplicó una carga última (Psu) en el momento de la falla por flexión, esta carga generó un momento ultimo experimental (Mu exp.) que posteriormente será comparado con el momento ultimo teórico.

**Momento ultimo resistente**

Este momento es el obtenido teóricamente usando la fórmula 16 y al igual que el experimental, es el momento que genera la falla por flexión en la viga. Usando la fórmula 17 determinamos primero la altura del bloque comprimido “a”

$$a = \frac{1.42 * 4200}{0.85 * 210 * 15}$$

$$a = 2.23 \text{ cm}$$

Una vez obtenido la altura del bloque en compresión obtenemos el momento ultimo resistente con la fórmula 16.

$$Mn = 1.42 * 4200 * \left(10.76 - \frac{2.23}{2}\right)$$

$$Mn = 57522.78 \text{ kg}$$

Este valor del momento es sin aplicar el factor de reducción por flexión  $\phi = 0.90$ ; de acuerdo al ACI 318S (2014) para concretos de peso normal.

**Resultados experimentales del ensayo a flexión después del CTE**

Experimentalmente se halló la carga que provoca la falla por flexión luego de ser cometido a incendio en el CTE, al igual que en las VP una vez obtenida la carga Psu se calculó el momento ultimo experimental para cada temperatura de control. La tabla XXVII muestra las cargas últimas y momentos últimos provocados por dichas cargas para vigas enfriadas al ambiente y vigas enfriadas con choque térmico.

TABLA XXVII. RESULTADOS A FLEXIÓN DE V-CTE

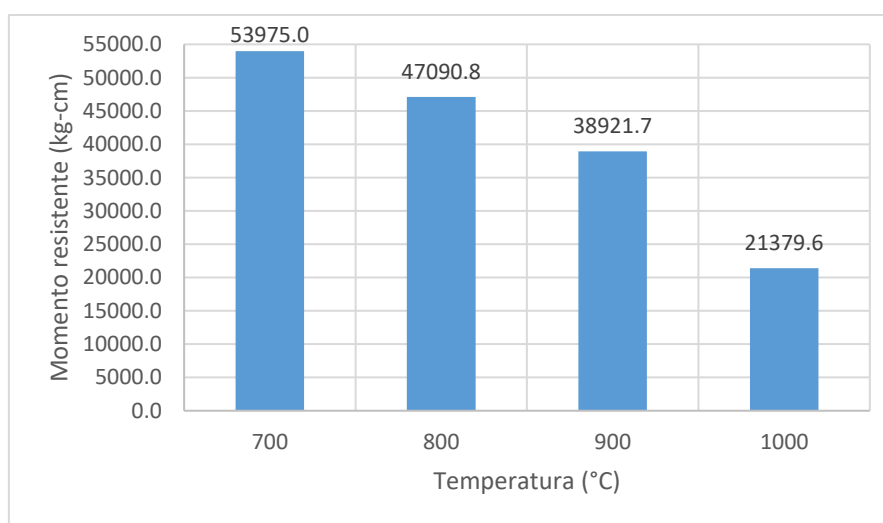
*Resultados experimentales del ensayo a flexión después del CTE*

V-CTE	Psu(R,TA) (kg)				Mu (exp.)(kg-cm)	Psu(R,CT) (kg)				Mu (exp.)(kg-cm)
	1	2	3	Prom.		1	2	3	Prom.	
VP (T0)	4626.0	4710.4	4685.1	4673.83	59357.7	4626.0	4710.4	4685.1	4673.8	59357.7
M4-V (700°)	4309.4	4235.0	4205.6	4250.0	53975.0	4019.3	4123.7	4059.1	4067.4	51655.6
M5-V (800°)	3775.9	3635.8	3712.1	3707.9	47090.8	3235.6	3166.8	3225.8	3209.4	40759.4
M6-V (900°)	3120.5	2977.9	3095.7	3064.7	38921.7	2298.1	2145.8	2555.5	2333.1	29630.8
M7-V (1000°)	1734.7	1680.6	1635.0	1683.4	21379.6	1054.9	1040.4	936.3	1010.5	12833.8

Al igual que en las P-CTE la resistencia disminuye en menor medida cuando existe enfriamiento por choque térmico, a medida que aumenta la temperatura la resistencia disminuye progresivamente, un indicio de que el calor ha logrado llegar al eje de las barras acero proveído. Las muestras a partir de los 800°C sufrieron el efecto de spalling, reduciendo significativamente el área de la sección del concreto.

**Momento resistente último de vigas enfriadas al ambiente ( $M_{su(R, TA)}$ )**

El momento resistente para vigas enfriadas al ambiente  $M_{su(R, TA)}$  disminuyó respecto al momento teórico nominal calculado.

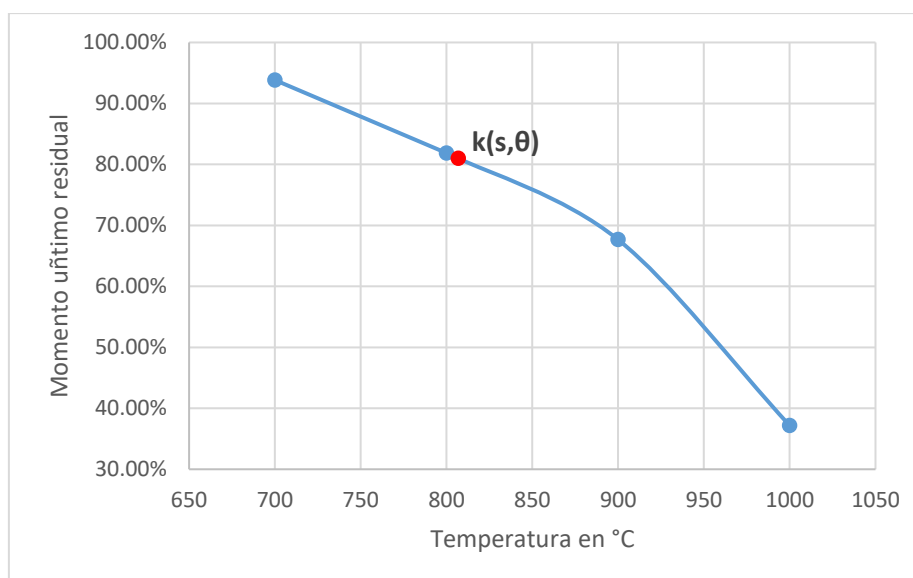
Gráf. 14. Momento resistente  $M_{su(R, TA)}$ 

Se demostró una disminución significativa del momento ultimo resistente residual en vigas que fueron enfriadas a temperatura ambiente, es decir el calor suministrado por los rociadores si llega hasta las barras de acero de refuerzo.

TABLA XXVIII. REDUCCIÓN DE  $M_{su(R, TA)}$ 

Porcentaje de reducción de $M_{su(R, TA)}$ respecto $M_{su(VP)}$			
V-CTE	$M_{su(R, TA)}$ (kg-cm)	$M_{su(VP)}$	$M_{su(R, TA)}$ respecto $M_{su(VP)}$
M4-V (700°)	53975.0	57522.78	93.83%
M5-V (800°)	47090.8		81.86%
M6-V (900°)	38921.7		67.66%
M7-V (1000°)	21379.6		37.17%

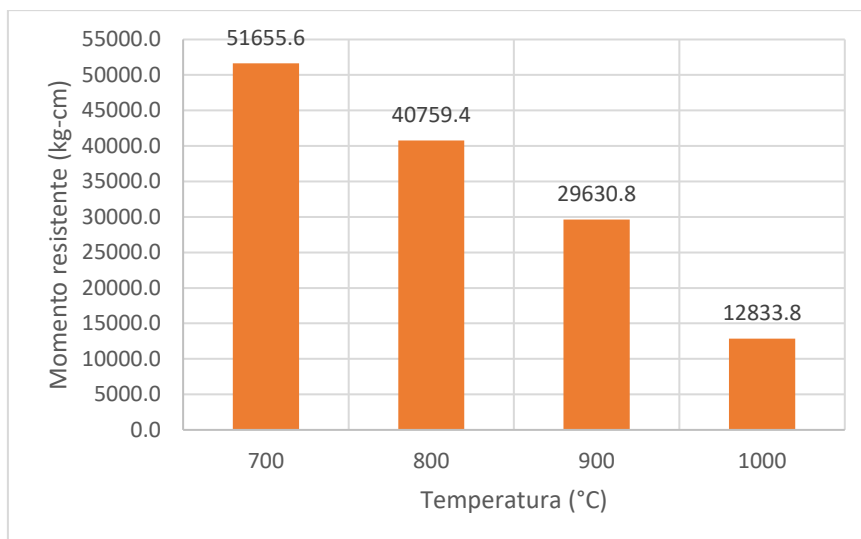
La tabla anterior muestra como el porcentaje de momento último disminuye progresivamente al aumentar la temperatura, el pico de la reducción de momento resistente es de 37.17 % a una temperatura de 1000°C.

Gráf. 15. Momento último residual de  $M_{su(R, TA)}$ .

El gráfico muestra la disminución progresiva del momento último resistente al aumentar la temperatura de ensayo, el punto rojo representa el factor de corrección de resistencia mínimo ( $k_{(s, \theta)}$ ) para el acero calculado con la ecuación (19) en el apartado de discusión de resultados.

#### Momento resistente último de vigas enfriadas mediante choque térmico ( $M_{su(R, CT)}$ )

El momento resistente en vigas sometidas al ciclo térmico de ensayo (CTE) y enfriadas con choque térmico disminuyó en mayor medida respecto las vigas que fueron enfriadas a temperatura ambiente.



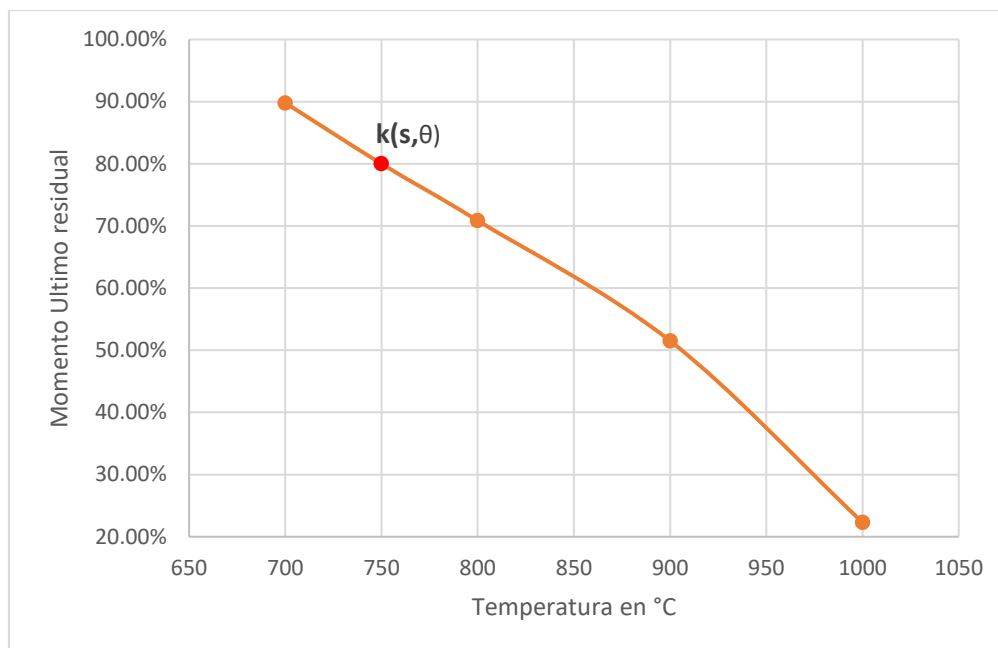
Gráf. 16. Momento resistente  $M_{su(R, CT)}$

Para el caso de V-CT la reducción del momento resistente fue mayor, se deduce que es debido al enfriamiento por choque térmico, que las vigas fueron ensayadas en las mismas condiciones previas.

TABLA XXIX. REDUCCIÓN DE  $M_{su(R, CT)}$ .

Porcentaje de reducción de $M_{su(R, CT)}$ respecto $M_{su(VP)}$			
V-CTE	$M_{su(R, CT)}$ (kg-cm)	$M_{su(VP)}$	$M_{su(R, CT)}$ respecto $M_{su(VP)}$
M4-V (700°)	51655.6	57522.78	89.80%
M5-V (800°)	40759.4		70.86%
M6-V (900°)	29630.8		51.51%
M7-V (1000°)	12833.8		22.31%

El momento residual resistente de vigas enfriadas con choque térmico se redujo progresivamente a medida que aumentó la temperatura, llegando a ser tan solo el 22.31% a una temperatura de 1000°C, esta reducción debe estar asociado directamente con la reducción de la resistencia del acero.



Gráf. 17. Momento último residual de  $M_{su(R, CT)}$ .

El gráfico muestra la reducción del momento resistente  $M_{su(R, CT)}$  a partir de los 700°C hasta los 1000°C que es el último punto de control de la curva ISO 834, el punto rojo representa el factor de corrección mínimo para que el elemento se comporte como concreto armado en situación de incendio y no disminuya significativamente su resistencia, este factor es general para todas las vigas V-CTE y se calculó a partir de un equilibrio en la sección con la ecuación 19.

#### Relación entre $M_{su(R, TA)}$ y $M_{su(R, CT)}$

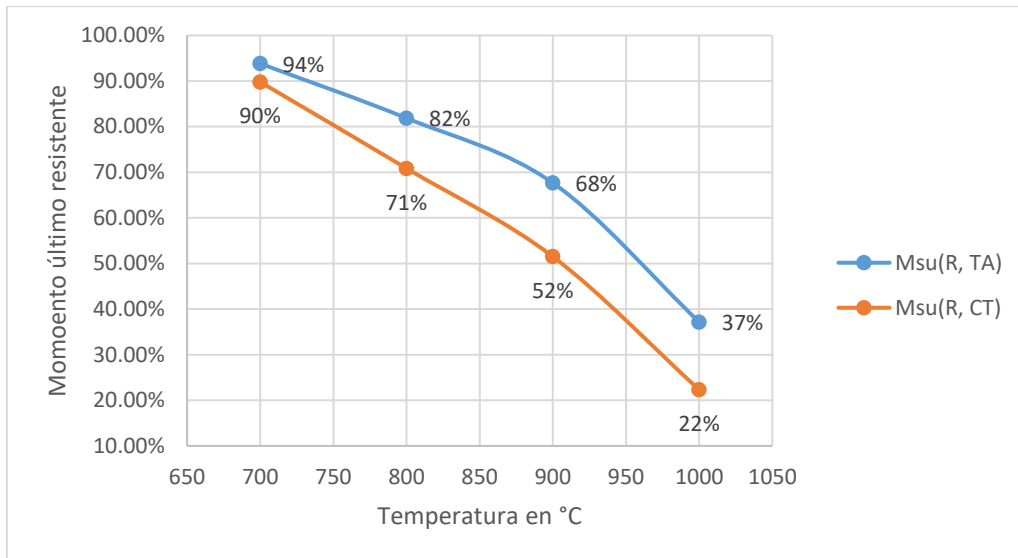
Al igual que en probetas P-CTE, en vigas V-CTE también existe una brecha de reducción de resistencia entre  $M_{su(R, TA)}$  y  $M_{su(R, CT)}$  que aumenta de manera progresiva al aumentar la temperatura.

TABLA XXX. RELACIÓN ENTRE  $M_{su(R, TA)}$  Y  $M_{su(R, CT)}$

#### Relación entre $M_{su(R, TA)}$ y $M_{su(R, CT)}$

V-CTE	$M_{su(R, TA)}$	$M_{su(R, CT)}$	$M_{su(R, TA)} - M_{su(R, CT)}$
<b>M4-V (700°)</b>	93.83%	89.80%	4.03%
<b>M5-V (800°)</b>	81.86%	70.86%	11.01%
<b>M6-V (900°)</b>	67.66%	51.51%	16.15%
<b>M7-V (1000°)</b>	37.17%	22.31%	14.86%

La brecha de reducción del momento resistente llega a su pico cuando la temperatura es de 900°C en donde se llega a un 16.15% de porcentaje de brecha de reducción, a partir de ahí dicha brecha tiene a reducirse paulatinamente.

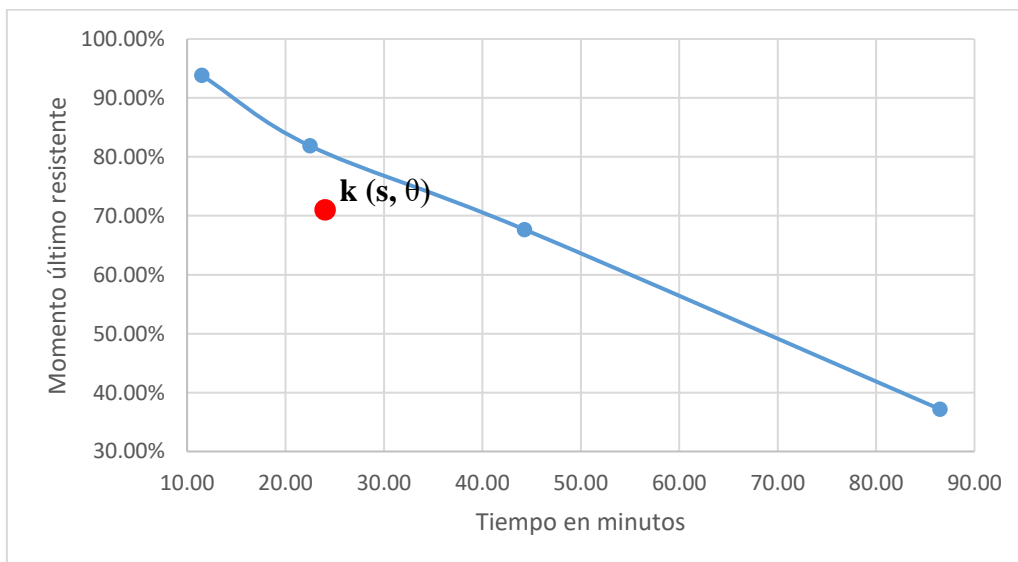


Gráf. 18. Relación entre  $M_{su(R, TA)}$  y  $M_{su(R, CT)}$ .

La gráfica muestra que mientras aumenta la temperatura los momentos resistentes disminuyen progresivamente tanto para V-TA y V-CT, pero los valores varían para cada caso siendo las vigas V-CT las más perjudicadas con respecto a la reducción del momento último resistente.

### $M_{su(R, TA)}$ en el tiempo

El momento ultimo resistente para V-TA también disminuye al aumentar el tiempo de exposición, es algo lógico puesto que, al aumentar el tiempo de exposición, también aumenta la temperatura.

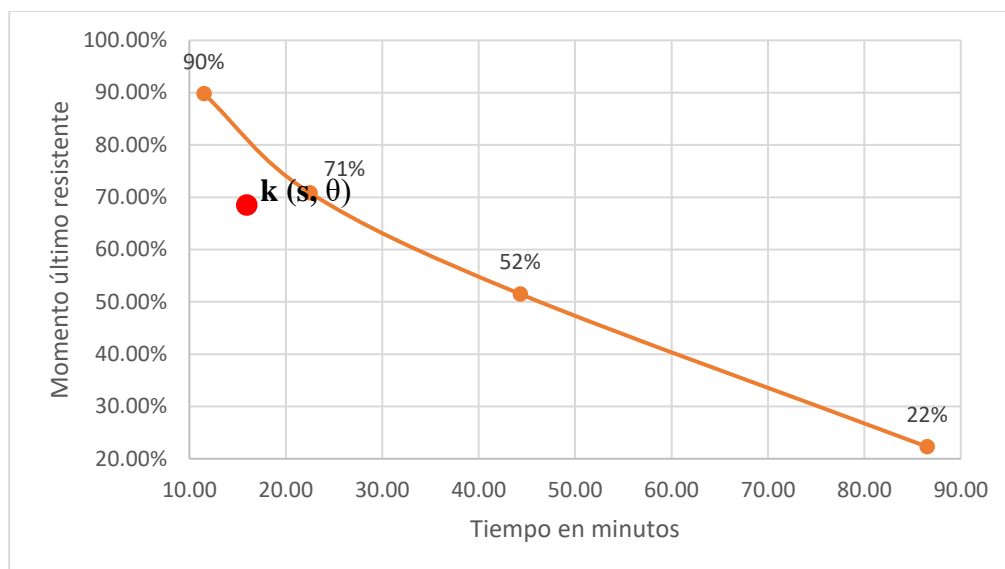


Gráf. 19.  $M_{su(R, TA)}$  en el tiempo.

La gráfica muestra como disminuye el porcentaje de momento último resistente respecto del tiempo, la última medición de temperatura se hizo a los 86'30" en donde la temperatura alcanzo los 1000°C

### **$M_{su(R, CT)}$ en el tiempo**

El enfriamiento por choque térmico redujo en mayor medida el momento último resistente de las V-CT al someterlo a 4 tiempos de exposición al fuego. La reducción del momento ultimo resistente en el tiempo fue mayor que para V-TA.



*Gráf. 20.  $M_{su(R, CT)}$  en el tiempo.*

La gráfica muestra como disminuye el momento último resistente de las vigas sometidas a incendio y enfriadas con choque térmico en vigas de concreto armado de tipo V-CT.

### **Discusión de resultados**

1. Para el diseño de muestra patrón se necesitó la caracterización del agregado fino y grueso, los resultados se muestran en la tabla (XVIII), cumpliendo con el límite de graduado para el agregado fino respecto del porcentaje que pasa por cada tamiz establecido en el apartado 6 en la norma ASTM C33 el cual indica que, el porcentaje que debe pasar es del 100% para la malla de  $\frac{3}{8}$ ", de 95 a 100% para la malla No. 4, de 80 a 100% para la malla No. 8, de 50 a 85% para la malla No. 16, de 25 a 60% para la malla No 30, de 5 a 30% para la malla No. 50 y de 0 a 10% para la malla No. 100. Y con los requerimientos de tamizado del agregado grueso dispuesto en el apartado 4 para un tamaño nominal de  $\frac{3}{4}$ ", donde se indica que, para el tamiz de  $1\frac{1}{2}$ " debe pasar el 100%, para el tamiz de 1" debe pasar entre el 90 y 100%, para un tamiz de  $\frac{3}{4}$ " debe pasar entre el 40 y 85%, para un tamiz de  $\frac{1}{2}$ " debe pasar entre el 10 al 40%, para el tamiz de  $\frac{3}{8}$ " debe pasar entre el 0 a 15% y para el tamiz No. 4 debe pasar entre el 0 y 5%.

El contenido de humedad del agregado fino y grueso son 0.763 y 0.267 % respectivamente, actualmente no existen límites explícitos para el contenido de humedad, sin embargo, la normativa europea (UNE-EN 12620:2020: Aggregates for concrete) recomienda que la humedad de los agregados finos debe pasar el 7%, mientras que para el agregado grueso los valores de la humedad no deben pasar el 2%. Estos rangos se establecieron para no generar inconvenientes en el proceso constructivo. Finalmente, la proporción en peso del diseño de mezcla fue 1.00: 1.57: 1.69: 23.8 lt. Así mismo la proporción en volumen fue 1: 1.47: 1.74: 23.8lt.

2. La resistencia residual a la compresión en probetas de concreto sometidas a temperaturas elevadas y enfriadas al ambiente son: 255.8, 222.6, 182.1, 133.6, 82.2, 47.2 y 32.6.kg/cm<sup>2</sup> para temperaturas de 400, 500, 600, 700, 800, 900 y 1000°C respectivamente. Se observa una notable disminución del  $f_c$  cuando el concreto es sometido a cambios bruscos de temperatura; en la tabla (XXIII) se indica que, a 400 y 500°C, la resistencia no presenta una reducción significativa, aunque, a partir de los 500°C, la disminución se vuelve progresiva; desde ese punto, la resistencia continúa reduciéndose, llegando al 50% del  $f_c$  en el rango de 700 a 800°C y alcanzando apenas el 16% del  $f_c$  cuando las temperaturas llegan a los 1000°C. La investigación hecha por Orlotin, A y Chuquiyauri, E, concluye que a una temperatura de entre 580 a 600° C el  $f_c$  residual es el 36.38% de la resistencia de diseño. Por otro lado, la NTP 339.059 señala que el concreto pierde su capacidad estructural cuando la resistencia residual es menor que 0.85  $f_c$ .

En un estudio más amplio la norma brasilera (ABNT NBR 15200:2012) presenta un gráfico de reducción de resistencia del  $f_c$  del concreto, en donde se puede apreciar la misma tendencia de reducción de resistencia encontrada en la presente investigación, puesto que, tanto en la norma brasileña como en la presente investigación se ha seguido los parámetros de la curva de fuego estándar ISO 834, mientras que Olortin. A. solamente señala temperaturas y tiempos de exposición a criterio propio. En tal sentido el tiempo y la temperatura a la que el concreto puede estar sometido sin perder su resistencia estructural según la presente investigación es de 9' 30" a una temperatura máxima de 600°C.

El momento resistente residual de vigas de concreto armado enfriadas al ambiente se redujo progresivamente siendo el 93.83, 81.86, 67.66 y 37,17% del momento nominal resistente a temperaturas de 700, 800, 900 y 1000°C respectivamente. Esta reducción se asocia directamente a la disminución de la resistencia del acero de refuerzo, es decir el

recubrimiento no es suficiente barrera para aislar el acero de la temperatura. Según la investigación de Alvarado, el momento resistente llega al 80.31, 71.08 y 41.21% del momento resistente de vigas patrón sin ser expuesta al fuego a temperaturas de 800, 900 y 1000°C, asemejándose mucho a los porcentajes obtenidos en esta investigación cuando la temperatura es mayor de 800°. Por otro lado, Navarro y Colque señalan que el momento residual resistente para vigas sometidas a 750°C es del 60% respecto a vigas ensayadas a temperatura normal, en contraste, la investigación hecha por Calderón señala que el fuego no disminuye la resistencia a flexión en vigas, pero si lo hace con la propiedad mecánica de compresión, una vez más cabe resaltar que ningún autor uso un fuego estándar normado. Es evidente que la reducción del momento último resistente de la sección de la viga se debe principalmente a que el calor llegó al eje de la barra de refuerzo del acero, el campo térmico del concreto está lleno de temperaturas diferentes para cada punto de la sección, estas temperaturas aumentan a medida que se alejan del núcleo de la sección, por ello podemos decir que la temperatura a la que estuvo el acero debe ser menor que la temperatura en la capa superficial de la sección. Es necesario hacer un modelo matemático que relacione el flujo del calor por conducción y las propiedades térmicas del concreto para la obtención del campo térmico del concreto usando una ampliación de la ley de Fourier (ecuación 14) de esa manera podríamos saber a qué temperatura se encuentra el acero de refuerzo, a pesar de que experimentalmente no podemos saber la temperatura del eje de la barra del acero, si podemos encontrar los factores de reducción de resistencia del acero respecto de la temperatura superficial del concreto para vigas de 4 cm de recubrimiento normativo, en la tabla (XXVIII) se muestra el momento último resistente para cada temperatura, el cual, en porcentaje también representa el factor de disminución de resistencia  $K_{(s; \theta)}$  del acero para temperaturas de 700 a 1000°C.

3. La resistencia residual a la compresión en probetas de concreto sometido a temperaturas elevadas y enfriadas con choque térmico son: 244.8, 209.8, 167.5, 87.7, 45.0, 23.8 y 11.8kg/cm<sup>2</sup> para temperaturas de 400, 500, 600, 700, 800, 900 y 1000°C respectivamente. Estos resultados confirman que el enfriamiento brusco ocasionado por el medio acuoso reduce en mayor medida la resistencia del concreto, llegando a ser el 42% del  $f'_c$  a una temperatura de 700°C y una destrucción total del concreto a una temperatura de 1000° que representó tan solo el 6% del  $f'_c$  de diseño. Según los resultados obtenidos en la investigación de Coelho, Adenilson et. al, cuando el concreto es sometido a temperaturas de incendio y enfriado mediante choque térmico la

resistencia del concreto disminuye un 69.05; 94.05; 95.58% a temperaturas de 600, 900, 1200 respectivamente, aunque, una vez más, el tiempo y las temperaturas son tomadas a criterio del propio de autor. Por otro lado, no existe actualmente normativa que regule ensayos para determinar la resistencia residual del concreto sometido a cambios súbitos de temperatura y por ende tampoco existen dichos valores de resistencias residuales en un fuego estándar. Podemos entonces decir que un porcentaje de la pérdida acumulada de la resistencia depende directamente del enfriamiento por choque térmico.

El momento resistente último de vigas de concreto armado sometidas a incendio y enfriadas con choque térmico representó un 89.80, 70.86, 51.51 y 22.31% del momento nominal resistente a temperaturas de 700, 800, 900 y 1000°C. Indiferentemente del tipo de enfriamiento el calor siempre llega al eje del refuerzo proveído, esto es lo que genera la reducción del momento último resistente. Para el caso de vigas de concreto armado el enfriamiento brusco afecta más la resistencia del concreto que la del acero, ya que, el refuerzo al estar embebido dentro del concreto se aísla de la temperatura superficial, sumado a ello el tiempo de enfriamiento que señala la norma ASTM E119 es muy corto como para que la pérdida de calor se haga de una manera súbita en el refuerzo. Sería interesante la implementación de un modelo matemático que no solo obtenga los campos térmicos de la sección sometida a fuego, sino que también contemple el enfriamiento brusco y la pérdida súbita del calor a causa del choque térmico. Al igual que para las V-TA también podemos saber los factores de reducción de resistencia, pero en este caso del elemento más no del solo refuerzo, los valores en porcentaje de  $M_{su(R, CT)}$  de la tabla (XXIX) también se pueden juzgar como factores de reducción de resistencia  $K_{(S, CT)}$  para vigas sometidas a incendio y enfriadas mediante choque térmico.

4. La tabla (XXV) muestra como la resistencia disminuye de manera diferente para probetas de tipo CT-P y TA-P, a medida que se incrementa la temperatura la brecha de reducción de temperatura aumenta entre CT-P y TA-P, llegando a su pico en 700°C, en donde la reducción de la resistencia de CT-P es un 22% más que TA-P, A partir de esta temperatura la brecha de reducción de resistencia disminuye, llegando a un 10% a los 1000°C de temperatura. Esta disminución puede deberse a que, a esas temperaturas, el concreto ya presenta grietas antes de ser sometido al choque térmico, en las figuras (54, 55, 56 y 57) se observa el estado de degradación del concreto expuesto al ciclo térmico de ensayo, como resultado, durante la contracción de las capas en la sección del

concreto, estas tienen mayor libertad para deformarse y liberar energía térmica sin generar esfuerzos tensiles que supongan un incremento en la degradación del concreto.

Si comparamos los resultados de Olortin.A y Coelho la brecha que existe entre la reducción del concreto enfriado al ambiente y concreto enfriado con choque térmico es de 5.43% para una temperatura de 600°C, muy cercano al 7% de la presente investigación a la misma temperatura. Las deformaciones y esfuerzos térmicos son dependientes del gradiente de temperatura, en la ocurrencia de un siniestro las capas superficiales incrementan su temperatura de manera acelerada, en tanto el núcleo de la sección lo hace lentamente, de la misma manera, en el momento en que se produce el choque térmico del enfriamiento, la temperatura de las capas superficiales disminuye súbitamente, mientras que las secciones del núcleo apenas se enfrían. El incremento rápido de temperatura genera que las capas superficiales logren expandirse más rápido que las capas internas de la sección, donde la temperatura es menor. Las expansiones que se generan en dichas capas superficiales son impedidas por las capas internas, ocasionando deformaciones superficiales compresivas. Análogamente entonces, cuando se disminuye súbitamente la temperatura, las capas superficiales se contraen, pero estas contracciones son restringidas por las capas internas de la sección ocasionando deformaciones tensiles. La alternancia de estos estados de compresión-tensión es lo que genera el aumento de la brecha de reducción de resistencia e incluso inducir a un potencial agrietamiento por fatiga térmica.

La reducción del momento último resistente para V-CT es un 4.03, 11.01, 16.15 y 14.86% respecto de las V-TA que son enfriadas al ambiente para temperaturas de 700, 800, 900 y 1000°C y fue progresiva a medida que aumentó la temperatura, esta diferencia puede estar asociado directamente con la pérdida de resistencia a la tracción del concreto en la etapa del enfriamiento por choque térmico, mientras que la reducción del momento resistente para todas las vigas V-CTE también puede estar asociado a la pérdida de adherencia concreto-acero debido al calor. Según señala Borja et al. La adherencia residual con respecto a la adherencia en temperatura normal de 20°C para un concreto sometido a 450, 650 y 825°C es de 70.2, 29.6 y 11.0% respectivamente, en la misma investigación se concluye que la evolución de la resistencia a la tracción también se vio mermada, llegando a ser el 79.90, 33.97 y 20.57% para las mismas temperaturas antes mencionadas, sin embargo esta resistencia residual a tracción del

concreto puede ser incluso menor si es que el enfriamiento hubiese sucedido por choque térmico y es precisamente lo que estaría marcando la diferencia entre V-TA y V-CT.

5. La resistencia residual para probetas sometidas a temperaturas elevadas y enfriadas mediante choque térmico ( $f'_c (R_{CT})$ ) indicado en el punto 3, demuestran que la resistencia del concreto luego del P-CTE se reduce significativamente a partir de los 500°C en adelante, a partir de esa temperatura la resistencia residual para cada punto de control (S) siempre es menor que el 80% del  $f'_c$  de diseño. Para Coelho et. a la resistencia del concreto disminuye un 37.94, 69.05, 94.05, 95.58 % para temperaturas de 300, 600, 900 y 1200°C respectivamente. Correspondientemente para Olortin, A, quién señala que el porcentaje promedio  $f'_c$  que disminuye es de 21.48, 39.69, 63.62% para temperaturas de 200, 400 y 600°C respectivamente, pero solamente considerando el calentamiento, es decir sin una reducción súbito de temperatura (choque térmico).

Los resultados de ambos antecedentes no consideran un fuego estándar o normado como los de ISO 834, ASTM E119 o JSL A 1304. Ambos autores han considerado valores de temperatura a criterio propio, haciéndolos constante en el tiempo. Sin embargo, en un incendio real la temperatura nunca es constante y varía con respecto al tiempo, es decir, no es un valor permanente como el asumido por ambos investigadores, asumir esta premisa también involucra el factor tiempo en el que el concreto está sometido al siniestro, no es lo mismo asumir que un incendio dura 90 minutos con la misma temperatura; que asumir, que en ese mismo lapso de tiempo la temperatura incrementa progresivamente y jamás será constante.

La primera premisa puede hacer pensar que cualquier temperatura mínima es perjudicial para el concreto, ya que, al prolongarlo por un gran lapso de tiempo, permite que el concreto reduzca su resistencia, pero por la misma prolongación de tiempo, más no por la temperatura inducida. Por lo contrario, la segunda premisa al considerar una variación de temperaturas que obedece a un comportamiento logarítmico con respecto al tiempo es la más veraz y realista. En tal sentido, según la NTP 339. 059 el concreto pierde su capacidad estructural cuando la resistencia residual es menor al  $0.85f'_c$ , por ello, podemos considerar que la temperatura máxima a la que un concreto puede estar expuesto sin que sufra una disminución significativa del  $f'_c$  al ser sometido a elevadas temperaturas y luego enfriarlo mediante choque térmico es de 575°C.

Es complicado determinar la temperatura a la que un elemento de concreto armado puede estar sometido sin que su resistencia se reduzca significativamente, puesto que, en el caso de vigas, el diseño por resistencia depende básicamente del momento último

por amplificación de cargas y de las dimensiones del elemento, es decir, se escoge el refuerzo de acuerdo a las solicitaciones únicas para dicho diseño y varía dependiendo la arquitectura de la edificación, el único parámetro universal que podemos atacar son las resistencias que dependen intrínsecamente del material como lo es el  $f'c$  del concreto y el  $f_y$  del acero. Al someter a incendio a la sección de concreto, el único parámetro que podemos juzgar es el  $f'c$  de diseño, a partir de ahí podemos saber el  $f_y$  residual haciendo equilibrio en la sección, esta premisa se basa en que después del siniestro no se pueden extraer muestras de concreto armado para someterles a ensayos de flexión, y determinar si aún resisten el momento último para el que se diseñó, sin embargo, existen algunos ensayos destructivos como la diamantina que nos arrojan directamente un valor real de la resistencia residual a compresión, este  $f'c$  residual no debe ser menor que el 85% de la resistencia de diseño según la norma NTP 339.059, usando este dato podemos hacer un análisis en la sección incendiada del concreto.

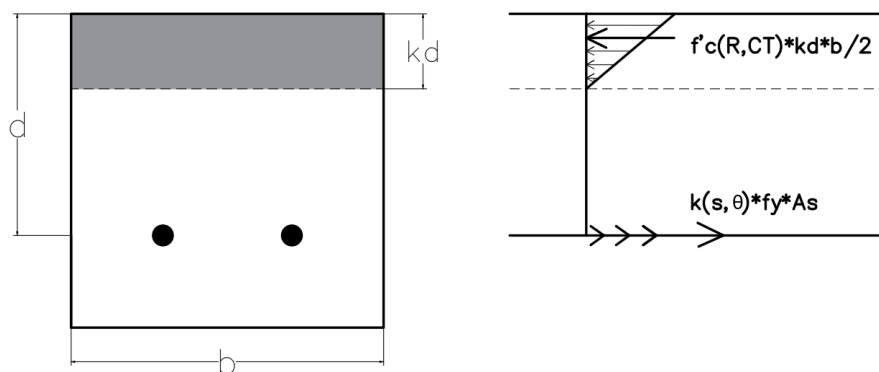


Fig. 79. Sección incendiada de concreto

En la imagen se muestra el equilibrio en la sección incendiada, en donde la fuerza resultante del concreto depende del  $f'c_{(R, CT)}$  mínimo según la NTP 339.050, mientras que la resistencia del acero estará corregida por un  $k_{(s, \theta)}$  que se encontró al hacer equilibrio en la sección (ecuación 19)

$$f'c_{(R, CT)} * kd * \frac{b}{2} = k_{(s, \theta)} * f_y * A_s \quad (19)$$

$$k_{(s, \theta)} = \frac{f'c_{(R, CT)} * kd * b}{2 * f_y * A_s}$$

El valor del  $f'c_{(R, CT)}$  es el  $0.85f'c$ , es decir  $178.5 \text{ kg/cm}^2$ , mientras que para hallar el eje neutro ( $kd$ ) se aplicó equilibrio de primer momento de área para una sección agrietada, reemplazando tenemos:

$$k_{(s, \theta)} = \frac{178.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3.64\text{cm} * 15\text{cm}}{2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.42\text{cm}^2}$$

$$k(s, \theta) = 0.817$$

$k(s, \theta)$  es el factor de reducción mínimo para garantizar la adherencia y comportamiento de concreto armado, este factor se puede aplicar directamente como una corrección del esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ ), es decir también afecta al momento último resistente de la sección como un porcentaje del momento nominal para vigas patrón. Mediante interpolación en la gráfica (19) del momento último residual ( $M_{su(R, CT)}$ ) podemos ubicar este factor de reducción  $k(s, \theta)$ , el cual se encuentra cuando la temperatura llega a los 750° C. dicho valor se considera entonces como la temperatura máxima a la que una viga de concreto armado puede estar expuesta sin que sufra una reducción significativa de sus propiedades mecánicas.

6. En el gráfico (13) se presenta la curva Tiempo - Resistencia residual, es claro que la resistencia disminuye a partir de los 7'30" en adelante puesto que para tiempos de 9'30", 11'30", 22'30", 44'18" y 86'30" la resistencia residual llega al 80, 42, 21, 11 y 6% del  $f_c$  de diseño. Es complicado comparar los tiempos de exposición ya que, para cada investigación, los autores consideraron este valor bajo su criterio propio, además la mayoría de antecedentes no considera el enfriamiento inducido por choque térmico y algunos que sí lo hacen simplemente trabajan con un único tiempo de exposición, sin considerar un fuego estándar normado. Es por ello que, para una comparativa más amplia se ha tomado la investigación de Calderón, E. quien optó por ensayar tiempos de 15, 30 y 60 minutos sin enfriamiento inducido y con una disminución de resistencia de 14.18, 22.03 y 26.70% respectivamente, resultados que contrastan con el 64, 83 y 90% de la presente investigación para los mismos tiempos de exposición, una vez más recalco que se debería a que Calderón, E; considera la temperatura constante en el tiempo. De la misma manera que para la temperatura la resistencia residual no debe pasar el  $0.85f_c$  para considerarse estructural, en tal sentido el tiempo mínimo a la que el concreto puede estar expuesto a incendio y sin sufrir una reducción significativa de sus resistencias a compresión después de un enfriamiento por choque térmico es de 9 minutos.

Luego de haber hecho un análisis de la sección incendiada de una viga V-CT se determinó que la temperatura máxima a la que puede estar expuesta sin sufrir reducción significativa de sus propiedades mecánicas es de 750°C. esta temperatura se alcanza para un tiempo ya determinado que se obtiene mediante la ecuación de la curva de fuego estándar ISO 834 (ecuación 15), al resolver dicha ecuación con el parámetro de temperatura ya obtenido (750°C), se encontró que el tiempo mínimo a la que una viga

de concreto armado puede estar expuesto sin reducir significativamente sus propiedades mecánicas es de 15'20".

### **Conclusiones**

Se evaluó la respuesta mecánica del concreto sometido a choque térmico demostrando que la resistencia residual de compresión disminuye significativamente para temperaturas mayores a 575°C y el momento resistente residual de viga de concreto armado disminuye considerablemente para temperaturas mayores a 750°C en donde el calor también afecta al acero de refuerzo, esta reducción de la respuesta mecánica se debió a la alternación de estados compresión y tensión del concreto.

Se diseñó el concreto patrón  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , para ello se caracterizó primeramente los agregados y posteriormente se obtuvo el diseño de mezcla, que tuvo proporciones (cemento: arena: piedra: agua) en peso de 1.00: 1.57: 1.69: 23.8 lt, así mismo en volumen, 1: 1.47: 1.74: 23.8lt; este diseño fue utilizado en la elaboración de las muestras patrón de probetas (MP-P), probetas expuestas al ciclo térmico de ensayo (P-CTE), viga patrón (MP-V) y vigas sometidas al ciclo térmico de ensayo (V-CTE).

Se evaluó las propiedades mecánicas del concreto sometido a incendio y enfriado a temperatura ambiente y se determinó que la resistencia residual a la compresión respecto el  $f'c$  de diseño fue 87, 64, 39, 22 y 16% para temperaturas de 600, 700, 800, 900 y 1000°C respectivamente; así mismo, el momento último residual en viga armada respecto el momento último nominal fue de 94, 82, 68 y 37% a temperaturas de 700, 800, 900 y 1000°C respectivamente; esta disminución de la resistencia fue ocasionado principalmente por que el calor alcanzó el eje de la barra de refuerzo, mermando su resistencia y provocando la pérdida de adherencia concreto-acero, sumado a ello, el daño ocasionado por el estado de compresión en la fase de calentamiento, que incluso provocó la aparición de grietas visibles.

Se evaluó las propiedades mecánicas del concreto sometido a incendio y enfriado mediante choque térmico y se determinó que la resistencia residual a compresión respecto el  $f'c$  de diseño fue de 80, 42, 21, 11 y 6% para temperaturas de 600, 700, 800, 900 y 1000°C respectivamente; así mismo, el momento último residual en viga armada respecto el momento último nominal fue de 90, 71, 52 y 22% a temperaturas de 700, 800, 900 y 1000°C respectivamente; además de la reducción de resistencia y pérdida de adherencia concreto-acero que ocasionó el calor en el refuerzo y el daño ocasionado por el estado de compresión en la etapa de calentamiento, se suma también el daño ocasionado por enfriamiento súbito de temperatura, el cual dio lugar a otro estado de tensión que redujo aún más la respuesta mecánica del concreto, la alternación de estos estados ocasionan ciclos de fatiga térmica.

Se comparó la respuesta mecánica del concreto enfriado al ambiente y el concreto enfriado con choque térmico, encontrándose que la resistencia a la compresión del concreto enfriado mediante choque térmico (P-CT) disminuye un 7, 22, 18, 11 y 10% más que el concreto enfriado al ambiente (P-TA) para temperaturas de 600, 700, 800, 900 y 1000°C respectivamente. Así mismo el momento último residual de las vigas enfriadas con choque térmico (V-CT) disminuyó un 4, 11, 16 y 15% más que las vigas enfriadas a temperatura ambiente (V-TA) para temperaturas de 700°, 800°, 900° y 1000° respectivamente. Esta brecha de disminución de resistencia se debe a que en las muestras sometidas a choque térmico se genera un nuevo estado de tensión, ocasionado por el cambio súbito de temperatura, al perder calor repentinamente las capas superficiales tienden a comprimirse, pero son restringidas por las capas menos frías cercanas al núcleo, creando dicho estado de tensión.

Se determino la temperatura máxima a la que el concreto puede estar expuesto sin que sufra una disminución significativa de sus propiedades mecánicas a causa del choque térmico, para el caso de resistencia a la compresión la temperatura máxima es de 575°C, mientras que para las vigas de concreto armado la temperatura máxima es de 750°C

Se determino el tiempo mínimo a la que un concreto puede estar expuesto a temperaturas extremas sin que sufra disminución significativa de sus propiedades mecánicas a causa del choque térmico. Para el caso de resistencia a la compresión el menor tiempo respecto esa temperatura máxima es de 9 minutos, mientras que para el caso de vigas de concreto armado el menor tiempo respecto esa temperatura es de 15'60".

### **Recomendaciones**

Se recomienda evaluar las propiedades mecánicas del concreto para diferentes relaciones de agua-cemento, ya que, al aumentar esta relación habrá mucha más agua en el concreto aumentando el daño por spalling y reduciendo significativamente la sección del concreto.

Luego de haber sometido a las vigas de concreto armado al ciclo térmico de ensayo se pueden evaluar la resistencia a la flexión de la viga para tramos de luces continuas, con diferentes puntos de aplicación de carga, con el fin de convertirlo en un sistema hiperestático y sea evidente la redistribución de momento flector causado por las temperaturas de incendio.

Se recomienda hacer el análisis en otro elemento estructural, como puede ser en columnas, losas y muros de albañilería, y determinar el tiempo y la temperatura mínima de exposición para que no pierdan su comportamiento estructural, los resultados pueden servir para hallar la relación de reducción de resistencia que existe entre elementos estructurales.

Comparar los resultados con un programa de elementos finitos que pueda obtener el campo térmico de la sección a partir del flujo de calor y de las propiedades térmicas del material, y verificar con las normativas existentes (Eurocodigo, ABNT NBR 15200:2012, etc.) si es que los factores de reducción de resistencia coinciden.

Ampliar la investigación para incendios con carga aplicada en los elementos sometidos al ciclo térmico de ensayo y evaluar su comportamiento mecánico por efecto del incendio y de la carga misma.

Evaluar la resistencia residual del esfuerzo cortante del concreto sometido al ciclo térmico de ensayo.

## Referencias

- [1] RPP (Radio Programas del Perú), «Incendios frecuentes en la ciudad: ¿cómo se originan y cómo podemos prevenirlos?,» RPP, 16 mayo 2022. [En línea]. Available: <https://rpp.pe/campanas/valor-compartido/incendios-frecuentes-en-la-ciudad-como-e->
- [2] S. G. B. T. A Sadrmomtazi, «Residual strength and microstructure of fiber reinforced self-compacting concrete exposed to high temperatures,» *Construction and Building Material*, p. 230, 2020.
- [3] A. A. A. S. R. A. H. M. A Alaskar, «Performance evaluation of high-strength concrete reinforced with basalt fibers exposed to elevated temperatures,» *Journal of Building Engineering*, 2020.
- [4] A. P. B. S. D. G. A. B. A. V. V Jeronimo, «Influence of concrete admixture on the bond strength of reinforced concrete submitted to high temperature,» *Structures and Materials Journal*, pp. 212-221, 2020.
- [5] M. H. C. N. A. R. C Sangluaia, «Behaviour of Reinforced Concrete Slab Subjected to Fire,» 2013.
- [6] L. C. José Navarro, Comportamiento del concreto reforzado sometido a altas temperaturas por incidencia del fuego directo, Tacna: Universidad Privada de Tacna, 2020.
- [7] E. C. Alex Olortin, Evaluación de las propiedades mecánicas del concreto al incrementar su temperatura por exposición al fuego, Huánuco: Universidad Nacional Hermilio Valdizán, 2020.
- [8] A. B. J. G. S. M. D. C. M. P. Z. S. Z. Ali Nazari, «Thermal shock reactions of Ordinary Portland cement and geopolymer concrete: Microstructural and mechanical investigation, » *Construction and Building Materials*, pp. 492-498, 2019.
- [9] R. Z. Al-Rousan, «Impact of elevated temperature and anchored grooves on the shear behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP composites,» *Case Studies in Construction Materials*, 2021.
- [10] E. Glenny, «Thermal Fatigue,» *Metallurgical Reviews*, vol. 6, pp. 387-466, 2013.
- [11] R. L. H. W. M. M. I. Diaz, «Simplified methods to determine shear strength in reinforced concrete beams with fiber-reinforced polymers exposed to fire,» *Revista Ingeniería de Construcción RIC*, vol. 36, nº 1, pp. 97-106, 2021.
- [12] Thermtest, «Thermtest Instruments - Latin América,» 2020 marzo 05. [En línea]. Available: <https://thermtest.com/latinamerica/que-es-la-conductividad-termica>. [Último acceso: 23 octubre 2023].

- [13] D. W. J. B. S. Schwam, Effect of design factors on thermal fatigue cracking of die casting dies, Cleveland, Ohio.: Case Western Reserve University, 2004.
- [14] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.2: general rules, Bruselas: CEN, 2004.
- [15] «Boletim nº 38 da fib-CEB,» 2007. [En línea].
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200:, Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio., Rio de Janeiro, 2012.
- [17] C. N. Costa, Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio, Sao Paulo: Escola Politécnica. Universidade de Sao Paulo, 2008.
- [18] NETZSCH, «NETZSCH Proven Excellence - Analyzing & Testing, » NETZSCH, [En línea]. Available: [https://analyzing-testing.netzsch.com/es/training-know-how/glosario/difusividad.termica#:~:text=La%20Difusividad%20T%C3%A9rmica%20\(a%20con,a%20un%20cambio%20de%20temperatura.](https://analyzing-testing.netzsch.com/es/training-know-how/glosario/difusividad.termica#:~:text=La%20Difusividad%20T%C3%A9rmica%20(a%20con,a%20un%20cambio%20de%20temperatura.) [Último acceso: 23 de octubre].
- [19] TREMCO, «TREMCO Construction Products Group, » [En línea]. Available: [https://www.illbruck.com/es\\_ES/servicio/blog/dilatacion.termica.materiales/#:~:text=La%20dilataci%C3%B3n%20t%C3%A9rmica%20de%20los%20materiales%20es%20el%20aumento%20de,part%C3%ADculas%20que%20forman%20el%20cuerpo.](https://www.illbruck.com/es_ES/servicio/blog/dilatacion.termica.materiales/#:~:text=La%20dilataci%C3%B3n%20t%C3%A9rmica%20de%20los%20materiales%20es%20el%20aumento%20de,part%C3%ADculas%20que%20forman%20el%20cuerpo.) [Último acceso: 23 octubre 2023].
- [20] Uddeholm, «Tool Steels for Die Casting, » octubre 2019. [En línea]. [Último acceso: 24 octubre 2023].
- [21] A. Abbasi y P. J. Hogg, «Fire testing of concrete beams with fibre reinforced plastic rebar, » *Applied Science and Manufacturing*, vol. 37, nº 1142-1150, 2006.
- [22] J. B. J. Sjöström, «Thermal fatigue testing of chromium martensitic hot-work tool steel after different austenitizing treatments.,» *Journal of Materials Processing Technology*, 2004.
- [23] A. H. T. Weronki, «Thermal fatigue of metals,» CRC PRESS, 2019.
- [24] C. A. Britez, Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência submetidos a elevadas temperaturas, São Paulo: Tese (Doutorado em Engenharia), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2011.
- [25] (fib) Fédération Internationale Du Béton, Fire design of concrete structures – materials, structures and modeling - State-of-art report, Lausana: Bulletin d'information, 38, 2007.
- [26] V. K. R. Kodur, Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns, Ottawa: Report NRCC-47729, 2005.
- [27] J. W. Jacob Borgerson, «Nondestructive Evaluation of Fire-Damaged Reinforced Concrete, » *CONCRETE REPAIR BULLETIN*, pp. 1-2, 2021.

- [28] T. D. G. A. H. LIN y M. S. ABRAMS, «Fire endurance of continuous reinforced concrete beams. Skokie: Portland Cement Association, » *Research and Development Bulletin RD07.01B*, p. 23.
- [29] J. C. DOTREPPE y J. M. FRANSSSEN, «The use of numerical models for the fire analysis of reinforced concrete and composite structures., » *Engineering Analysis*, vol. 2, n° 2, pp. 67-74, 1985.
- [30] T. Lin, B. Ellingwood y O. Piet, «Flexural and shear behavior of reinforced concrete beams during fire tests. Skokie: Portland Cement Association, » *Research and Development Bulletin RD072.01B*, p. 81, 1981.
- [31] M. e. a. EL-HAWARY, «Effect of fire on flexural behaviour of RC beams, » *Construction and building materials*, vol. 10, n° 2, pp. 147-150, 1996.
- [32] J. Jacobs y P., «Comprehensive fire protection and safety with concrete, » *European Concrete Platform. 30p.*, 2007.
- [33] C. N. Costa y V. P. Silva, «Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio In: Seminário Internacional NUTAU,» *Tecnologia de Durabilidade, São Paulo: NUTAU- USP.*, 2006.
- [34] The Concrete Centre, «Concrete and fire: using concrete to achieve safe, efficient buildings and structures, » Camberley.
- [35] «El concreto en la práctica,» [En línea]. Available: <https://concretesupplyco.com/wp-content/uploads/2017/01/16pes.pdf>. [Último acceso: 25 octubre 2023].
- [36] G. C. Rómel Solis, «Desgaste por abrasión del concreto con agregado calizo de alta absorción,» UANL, Monterrey, 2020.
- [37] T. Cholan, «Propiedades del concreto en estado endurecido,» UNC, 2014.
- [38] D. P. María Serrano, «Análisis de sensibilidad para estimar el módulo de elasticidad estático del concreto,» *Concreto y cemento. investigación y desarrollo*, 2010.
- [39] SUPERMEX, «SUPERMEX,» 2022. [En línea]. Available; SUPERMEX, «SUPERMEX,» 2022. [En línea]. Último acceso: 25 Octubre 2023].
- [40] Universidad Alas Peruanas, «UAP,» [En línea]. Available: <https://tecnologiadeconcreto.home.blog/semana-4/>. [Último acceso: 25 octubre 2023].
- [41] INGENIERÍA CIVIL, «INGENIERÍA CIVIL,» [En línea]. Available: <https://www.ingenierocivilinfo.com/2010/05/53-tamano-maximo-del-agregado.html>. [Último acceso: 25 octubre 2023].
- [42] Universidad Alas Peruanas, «UAP,» [En línea]. Available: <https://tecnologiadeconcreto.home.blog/semana-4/>. [Último acceso: 25 octubre 2023].

- [43] Universidad Militar-NUEVA GRANADA, «Facultad de estudios a Distancia,» [En línea]. Available:  
[http://virtual.umng.edu.co/distancia/ecosistema/ovas/ingenieria\\_civil/tecnologia\\_del\\_concreto\\_y\\_laboratorio/unidad\\_1/medios/documentacion/p10h10.php](http://virtual.umng.edu.co/distancia/ecosistema/ovas/ingenieria_civil/tecnologia_del_concreto_y_laboratorio/unidad_1/medios/documentacion/p10h10.php). [Último acceso: 26 octubre 2023].
- [44] W. Gamboa, «issuu,» 14 01 2013. [En línea]. Available:  
<https://issuu.com/williamgamboa/docs/granulometria>. [Último acceso: 26 octubre 2023].
- [45] J. Ramos, «Módulo de Fineza,» 2014. [En línea]. Available:  
<https://www.scribd.com/document/232116410/Modulo-de-Fineza>.
- [46] CEMENTO TEQUENDAMA, «CEMENTO TEQUENDAMA,» 31 12 2017. [En línea]. Available: <https://cetesa.com.co/blog/que-es-el-cemento-y-cual-es-su-composicion/>. [Último acceso: 26 Octubre 2023].
- [47] BYOND, «BYOND,» 02 01 2013. [En línea]. Available:  
<https://www.byond.es/blog/tipos-de-cementos/>. [Último acceso: 26 octubre 2023].
- [48] ACEROS AREQUIPA, «CONSTRUYENDO SEGURO,» [En línea]. Available:  
<https://www.construyendoseguro.com/conoce-los-diversos-tipos-de-cemento-usados-en-la-construccion/>. [Último acceso: 26 octubre 2023].
- [49] UNIVERSIDAD DISTRITAL FRANCISCO JOSÉ CALDAS, «Especificaciones Técnicas para construcción de viviendas,» [En línea]. Available:  
<https://sites.google.com/a/correo.udistrital.edu.co/manualviviendas/3-especificaciones-de-materiales/morteros/agua.para.elaboracion.de.concretos#:~:text=El%20agua%20debe%20ser%20clara,el%20concreto%20o%20el%20refuerzo>. [Último acceso: 26 Octubre 2023].
- [50] L. Pacheco, «PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO FRESCO Y ENDURECIDO,» UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI, MOQUEGUA, 2017.
- [51] MULTIQUIP, «Teoría de consolidado del hormigón».
- [52] EUCLID GROUP TOXEMENT, «GUÍA BÁSICA PARA EL CURADO DEL CONCRETO,» 2016.
- [53] LIBRE INGENIERIA CIVIL, «LIBRE INGENIERIA CIVIL,» [En línea]. Available:  
[https://www.libreingenieriacivil.com/2023/03/tipos-de-vigas-de-concreto.html#google\\_vignette](https://www.libreingenieriacivil.com/2023/03/tipos-de-vigas-de-concreto.html#google_vignette). [Último acceso: 10 junio 2024].
- [54] CEMEX, «CEMEX,» [En línea]. Available:  
<https://www.cemexico.com/productos/agregados#:~:text=El%20agregado%20es%20un%20material,a%20su%20uso%20y%20aplicaci%C3%B3n..> [Último acceso: 13 06 2023].

- [55] Propiedades del concreto en estado fresco y endurecido utilizando cementos comerciales en la ciudad de huacavelica, huancavelica: universidad nacional de huancavelica, 2019.
- [56] E. Calderón, Evaluación de las propiedades mecánicas del concreto armado expuesto al fuego en intervalos de tiempos, Lambayeque, Lambayeque: Universidad Señor de Sipán, 2018.
- [57] G. Alvarado y M. Ureña, «Efecto del tiempo de exposición al fuego en la resistencia a flexión de vigas de hormigón armado,» Gaceta Técnica, vol. 19, n° 2, 2018.
- [58] A. Roque, Propiedades mecánicas del concreto de mediana resistencia sometido a altas temperaturas del fuego, Lima, Lima: Universidad Cesar Vallejo, 2020.
- [59] A. Coelho, G. Roveda, C. Cardoso, H. Samy y T. Furlaneto, «Influência do choque térmico por resfriamento brusco do concreto após exposição a elevadas temperaturas em simulação de incêndio,» Revista Materia, vol. 25, n° 01, 2020.
- [60] B. Varona, J. Baeza, S. Ivorra y D. bru, «Análisis experimental de la pérdida de adherencia hormigón-acero en hormigones sometidos a altas temperaturas,» Tecnología de la construcción, vol. 90, n° 1, 2015.

## Anexos

## Anexo 01: Ensayos de agregados



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



**Tesista** : Denis Pérez Díaz  
**Escuela** : Escuela de Ingeniería Civil Ambiental  
**Tesis** Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante el choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura  
**Lugar** : Dist. Chiclayo, Prov. Lambayeque, Reg. Lambayeque.  
**Fecha de emisión** :-

**Ensayo** : Peso unitario del agregado fino  
**Referencia** : Norma ASTM C-29 ó N.T.P. 400.017

**Canetra** : Cantera La Victoria-Pátapo.

**1.- PESO UNITARIO SUELTO**

1.- Peso de la muestra suelta + recipiente	(gr.)	<b>18599</b>	<b>18596</b>	<b>18583</b>
2.- Peso del recipiente	(gr.)	10046	10046	10046
3.- Peso del material		8553	8550	8537
4.- Volumen del recipiente	(m <sup>3</sup> )	0.005	0.005	0.005
5.- Peso unitario suelto húmedo	(kg/m <sup>3</sup> )	1613.332	1612.766	1610.314
6.- Peso unitario suelto seco (Promedio)	(kg/m <sup>3</sup> )	<b>1599.928</b>		

**2.- PESO UNITARIO COMPACTADO**

1.- Peso de la muestra suelta + recipiente	(gr.)	<b>19634</b>	<b>19638</b>	<b>19648</b>
2.- Peso del recipiente	(gr.)	10046	10046	10046
3.- Peso del material		9588	9592	9602
4.- Constante ó Volumen	(m <sup>3</sup> )	0.005	0.005	0.005
5.- Peso unitario compactado húmedo	(kg/m <sup>3</sup> )	1808.562	1809.316	1811.203
6.- Peso unitario compactado seco (Promedio)	(kg/m <sup>3</sup> )	<b>1795.988</b>		

**Ensayo** : Contenido de humedad del agregado fino  
**Referencia** : Norma ASTM C-535 ó N.T.P. 339.185

**C.- CONTENIDO DE HUMEDAD**

A.- Peso de muestra húmeda	(gr.)	<b>602.12</b>		<b>602.12</b>
B.- Peso de muestra seca	(gr.)	<b>597.56</b>		<b>597.56</b>
C.- Peso de recipiente	(gr.)	0.0		0.0
D.- Contenido de humedad	(%)	0.763		0.763
E.- Contenido de humedad (promedio)	(%)	<b>0.763</b>		





UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



**Tesista** : Denis Pérez Díaz  
**Solicitante** : Escuela de Ingeniería Civil Ambiental  
**Tesis** : Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante el choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura  
**Lugar** : Dist. Chiclayo, Prov. Lambayeque, Reg. Lambayeque.  
**Fecha de emisión** : -

**Ensayo** : Peso unitario del agregado grueso  
**Referencia** : Norma ASTM C-29 ó N.T.P. 400.017

Cantera : Confitillo-Tres Tomas-Ferreñafe.

#### A.- PESO UNITARIO SUELTO

1.- Peso de la muestra suelta + recipiente	(gr.)	<b>17796</b>	<b>17787</b>	<b>17801</b>
2.- Peso del recipiente	(gr.)	10046	10046	10046
3.- Peso del material		7750	7741	7755
4.- Constante ó Volumen	(m <sup>3</sup> )	0.00530	0.00530	0.005
5.- Peso unitario suelto húmedo	(kg/m <sup>3</sup> )	1461.864	1460.167	1462.807
6.- Peso unitario suelto seco (Promedio)	(kg/m <sup>3</sup> )	<b>1457.714</b>		

#### B.- PESO UNITARIO COMPACTADO

1.- Peso de la muestra suelta + recipiente	(gr.)	<b>18826</b>	<b>18836</b>	<b>18829</b>
2.- Peso del recipiente	(gr.)	10046	10046	10046
3.- Peso del material		8780	8790	8783
4.- Constante ó Volumen	(m <sup>3</sup> )	0.00530	0.00530	0.00530
5.- Peso unitario compactado húmedo	(kg/m <sup>3</sup> )	1656.151	1658.037	1656.717
6.- Peso unitario compactado seco (Promedio)	(kg/m <sup>3</sup> )	<b>1652.015</b>		

**Ensayo** : Contenido de humedad del agregado grueso  
**Referencia** : Norma ASTM C-535 ó N.T.P. 339.185

#### C.- CONTENIDO DE HUMEDAD

A.- Peso de muestra húmeda	(gr.)	<b>1000.85</b>		<b>1000.85</b>
B.- Peso de muestra seca	(gr.)	<b>998.18</b>		<b>998.18</b>
C.- Peso de recipiente	(gr.)	0.0		0
D.- Contenido de humedad	(%)	0.267		0.267
E.- Contenido de humedad (promedio)	(%)	<b>0.267</b>		

Henry Rivadeneyra Oblitas  
Tec. Laboratorio USAT





FACULTAD DE INGENIERIA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES

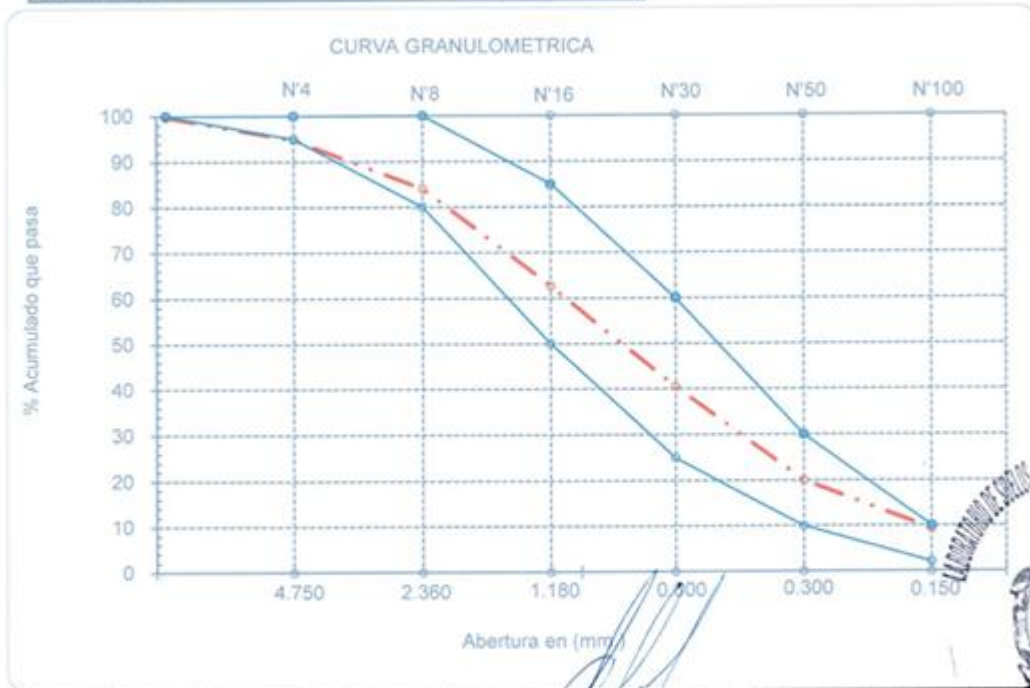


**Tesista** : Denis Pérez Díaz  
**Escuela** : Escuela de Ingeniería Civil Ambiental  
**Tesis** : Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante el choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura  
**Lugar** : Dist. Chiclayo, Prov. Lambayeque, Reg. Lambayeque.  
**Fecha de emisión** :

Ensayo : Análisis granulométrico por tamizado del agregado fino  
 Referencia : Norma ASTM C-136 ó N.T.P. 400.012

**Cantera** : Cantera La Victoria-Pátapo. **P. Inicial H.** 602.1 **% de Humedad =** 0.76  
**P. Inicial S.** 597.6

Malla		Peso Ret.	(% Ret.)	(% Acum. Ret.)	(% Acum. Que Pasa)	Especificaciones:	
Pulg.	(mm.)						
1/2"	12.700	0	0.0	0.0	100.0	100	100
3/8"	9.500	1.44	0.2	0.2	99.8	100	100
Nº 04	4.750	29.93	5.0	5.2	94.8	95	100
Nº 08	2.360	64.04	10.7	16.0	84.0	80	100
Nº 16	1.180	127.74	21.4	37.3	62.7	50	85
Nº 30	0.600	132.62	22.2	59.5	40.5	25	60
Nº 50	0.300	122.17	20.4	80.0	20.0	10	30
Nº 100	0.150	63.9	10.7	90.7	9.3	2	10
Fondo		55.61	9.3	100.0	0.0		
<b>Módulo de Fineza</b>				<b>2.890</b>			
<b>Abertura de malla de referencia</b>				<b>9.500</b>			



Henry Rivadeneira Oblitas  
 Tec. Laboratorio USAT





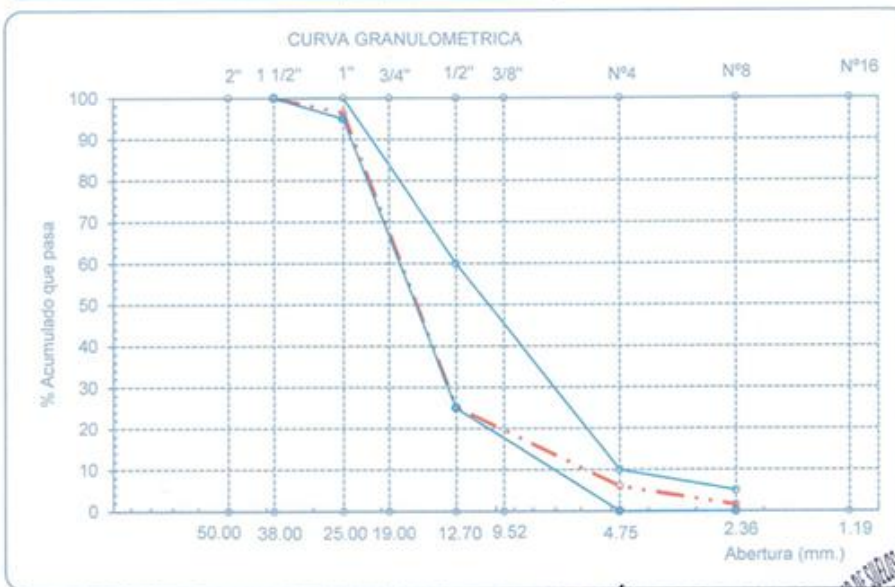
UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYO DE MATERIALES



**Tesista** : Denis Pérez Díaz  
**Escuela** : Escuela de Ingeniería Civil Ambiental  
**Tesis** : Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante el choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura  
**Lugar** : Dist. Chiclayo, Prov. Lambayeque, Reg. Lambayeque.  
**Fecha de emisión** :  
**Ensayo** : Análisis granulométrico por tamizado del agregado grueso  
**Referencia** : Norma ASTM C-136 6 N.T.P. 400.012

**Cantera** : Confitillo-Tres Tomas-Ferreñafe. **P. Inicial H.** 1000.85  
**P. Inicial S.** 5027

Malla		Peso	(%)	(%) Acum.	(%) Acum.	Especificaciones	
Pulg.	(mm.)	Ret.	Ret.	Ret.	Que Pasa	USO 56	
2"	50.00	0.000	0.0	0.0	100.0		
1 1/2"	38.00	0.000	0.0	0.0	100.0	100.0	100.0
1"	25.00	180.220	3.6	3.6	96.4	90.0	100.0
3/4"	19.00	1447.310	28.8	32.4	67.6	40.0	85.0
1/2"	12.70	2130.850	42.4	74.8	25.2	10.0	40.0
3/8"	9.52	611.450	12.2	86.9	13.1	0.0	15.0
Nº 04	4.75	357.170	7.1	94.0	6.0	0.0	5.0
Nº 08	2.36	223.870	4.5	98.5	1.5	0.0	0.0
Nº 16	1.19	76.130	1.5	100.0	0.0	0.0	0.0
Fondo		0.0	0.0	100.0	0.0		
Tamaño Maximo			1"	38.00			
Tamaño Maximo Nominal			3/4"	25.00	5027.0	0.00	



Henry  
 Rivadeneyra  
 Oblitas  
 Tec. Laboratorio  
 USAT





UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYO DE MATERIALES



**Tesista** : Denis Pérez Díaz  
**Solicitante** : Escuela de Ingeniería Civil Ambiental  
**Tesis** : Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante el choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura  
**Lugar** : Dist. Chiclayo, Prov. Lambayeque, Reg. Lambayeque.  
**Fecha de emisión** : -

**Ensayo** : Contenido de humedad del agregado fino  
**Referencia** : Norma ASTM C-535 ó N.T.P. 339.185

Cantera : Cantera La Victoria-Pátapo.

I.- Datos

A.- Peso de muestra húmeda	(gr.)	<b>602.120</b>	<b>602.120</b>
B.- Peso de muestra seca	(gr.)	<b>597.56</b>	<b>597.56</b>
C.- Peso de recipiente	(gr.)	0.0	0
D.- Contenido de humedad	(%)	0.763	0.763
E.- Contenido de humedad (promedio)	(%)	<b>0.763</b>	

**Ensayo** : Contenido de humedad del agregado grueso  
**Referencia** : Norma ASTM C-535 ó N.T.P. 339.185

Cantera : Confitillo-Tres Tomas-Ferreñafe.

I.- Datos

A.- Peso de muestra húmeda	(gr.)	<b>1000.85</b>	<b>1000.85</b>
B.- Peso de muestra seca	(gr.)	<b>998.18</b>	<b>998.18</b>
C.- Peso de recipiente	(gr.)	0.0	0
D.- Contenido de humedad	(%)	0.267	0.267
E.- Contenido de humedad (promedio)	(%)	<b>0.267</b>	

Observaciones :

  
 Henry Rivadeneira Oblitas  
 Tec. Laboratorio USAT





**Tesista** : Denis Pérez Díaz  
**Solicitante** : Escuela de Ingeniería Civil Ambiental  
**Tesis** Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante el choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura  
**Lugar** : Dist. Chiclayo, Prov. Lambayeque, Reg. Lambayeque.  
**Fecha de emisión** :

**Ensayo** : Peso específico y Absorción del agregado fino

**Referencia** : Norma ASTM C-128 ó N.T.P. 400.022

Cantera

: Cantera La Victoria-Pátapo.

### I.- Datos.

1.- Peso de la Arena Sup. Seca + Peso del Frasco + Peso del Agua	(g)	<b>949.4</b>	<b>949.4</b>
2.- Peso de la Arena S Peso de la Arena Sup. Seca + Peso del Frasco	(g)	640.57	640.57
3.- Peso del Agua	(g)	308.82	308.82
4.- Peso de la Arena Secada al Horno + Peso del Frasco	(g)	638.36	638.36
5.- Peso del Frasco	(g)	<b>140.57</b>	<b>140.57</b>
6.- Peso de la Arena Secada al Horno	(g)	<b>498</b>	<b>498</b>
7.- Volumen del frasco	(g)	500	500

### II.- Resultados

A.- PESO ESPECIFICO DE MASA	(g/cm <sup>3</sup> )	<b>2.604</b>	
B.- PESO ESP. DE MASA SAT. SUP. SECO	(g/cm <sup>3</sup> )	2.615	
C.- PESO ESPECIFICO APARENTE	(g/cm <sup>3</sup> )	2.634	
D.- PORCENTAJE DE ABSORCIÓN	(%)	<b>0.44</b>	*9856965

**Ensayo** : Peso específico y Absorción del agregado grueso

**Referencia** : Norma ASTM C-127 ó N.T.P. 400.021

Cantera

: Confitillo-Tres Tomas-Ferreñafe.

### I.- Datos.

1.- Peso de la muestra secada al horno	(g)	<b>1410</b>	<b>1300</b>
2.- Peso de la muestra superficialmente seca	(g)	<b>1420</b>	<b>1310</b>
3.- Peso de la muestra dentro del agua + peso del canastilla	(g)	<b>1790</b>	<b>1720</b>
4.- Peso de la canastilla	(g)	<b>890</b>	<b>890</b>
5.- Peso de la muestra saturada dentro del agua	(g)	900	830

### II.- Resultados

A.- PESO ESPECIFICO DE MASA	(g/cm <sup>3</sup> )	<b>2.710</b>	
B.- PESO ESP. DE MASA SAT. SUP. SECO	(g/cm <sup>3</sup> )	2.730	
C.- PESO ESPECIFICO APARENTE	(g/cm <sup>3</sup> )	2.765	
D.- PORCENTAJE DE ABSORCIÓN	(%)	<b>0.74</b>	



Referencia : Norma ASTM C-127 ó N.T.P. 400.021  
: Confitillo-Tres Tomas-Ferreñafe.

## Anexo 02: Diseño de mezcla

## DISEÑO DE MEZCLA

Tesista: Denis Perez Diaz  
 Ejercicio: DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO (Sin aire incorporado)  
 Referencia: RECOMENDACIÓN ACI 211

Resistencia del Diseño:

f<sub>c</sub> = 210 kg/cm<sup>2</sup>

## I.) DATOS DEL AGREGADOS:

Parametro	AG	AF
01.- Tamaño máximo nominal	3/4"	----- pulg.
02.- Peso Unitario suelto seco	1457.71	1599.93 kg/cm <sup>3</sup>
03.- Peso Unitario compactado seco	1652.01	1795.99 kg/cm <sup>3</sup>
04.- Peso específico de masa seco	2710.00	2603.78 kg/cm <sup>3</sup>
05.- Contenido de humedad	0.27	0.76 %
06.- Contenido de absorción	0.74	0.44 %
11.- Módulo de fineza (adimensional)	-----	2.890

## II.) DATOS DE LA MEZCLA Y OTROS

12.- Resistencia especificada a los 28 días	84	f' <sub>cr</sub>	294 kg/cm <sup>2</sup>
13.- Contenido de aire atrapado			2 %
14.- Relación agua cemento		R <sup>af</sup>	0.560
15.- Asentamiento			4 Pulg.
16.- Volumen unitario del agua			205 Lit <sup>3</sup>
17.- Volumen del agregado grueso			0.610 m <sup>3</sup>
18.- Peso específico del cemento			3140 kg/cm <sup>3</sup>

Henry Rivas Obilias  
 Tec. Laboratorio USAT





III.) Cálculo de volúmenes absolutos, corrección por humedad y aporte de agua

a) Cemento	366	Kg/m <sup>3</sup>	0.117	m <sup>3</sup>		
b) Agua	205	L/m <sup>3</sup>	0.205	m <sup>3</sup>	Corrección por humedad	
c) Aire	2	%	0.020	m <sup>3</sup>		Agua Efectiva
d) Arena	746	Kg/m <sup>3</sup>	0.287	m <sup>3</sup>	752	2.4
e) Grava	1008	L/m <sup>3</sup>	0.372	m <sup>3</sup>	1010	-4.8
	2327		1.000	m <sup>3</sup>		-2.4

IV.) Resultado final de diseño (húmedo)

a) Cemento	366	Kg/m <sup>3</sup>	3.029	kg	
b) Agua	207	L/m <sup>3</sup>	1.716	Lt	
c) Arena	752	Kg/m <sup>3</sup>	43	6.221	kg
d) Grava	1010	Kg/m <sup>3</sup>	57	8.361	kg
e) Aditivo	0.00	L/m <sup>3</sup>	0.00	0.000	Lt
	2336		19.327	kg	

V.) Tarda de ensayo

0.0093	m <sup>3</sup>	0.0055	m <sup>3</sup>
F <sub>prueba</sub>	8.6	Bolsas	
R <sub>pr</sub>	0.560	Diseño	
R <sub>pr</sub>	0.566	Obra	
Aditivo	0.000	Kg/m <sup>3</sup>	

VI.) Dosificación en volumen (materiales con humedad natural)

Proporción en peso:	100	2.05	2.76	24.1	0.000	Lts/Pie <sup>3</sup>
Proporción en volumen:	100	1.93	2.84	24.1	0.000	Lts/Pie <sup>3</sup>

AJUSTE DE LA MEZCLA DE PRUEBA:

f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>

Peso Tarda de Ensayo	19.327	Kg	Peso volumetrico	2362	
Peso Unit. de la Mezcla Teorica	2362	Kg	Peso Especifico de la mezcla	2371	
Rendimiento	0.0082	Kg	% de vacios	0.37	
Rendimiento	48.3	148 %	Tarda	0.0082	m <sup>3</sup>

		Diseño N°1	Diseño N°2	F <sub>prueba</sub>	
a) Cemento	490	Kg/m <sup>3</sup>	4.012	kg	11.5
b) Agua	275	L/m <sup>3</sup>	2.247	Lt	0.560
c) Arena	575	Kg/m <sup>3</sup>	4.708	kg	0.566
d) Grava	1022	Kg/m <sup>3</sup>	8.361	kg	36 %
e) Aditivo	0.00	L/m <sup>3</sup>	0.000	Lt	64 %
Aditivo	0.00	%	0.000	Lt	0.000
	2362		19.327	kg	0.000
			19.327	kg	

Obra

Ubicación

DISEÑO DE RESISTENCIA

f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup>

Ajuste de agua de tanda

Cantidad de agua sobrante o incrementada	ml	470	470
	lt	0.47	0.47

Consistencia del concreto fresco (Slump)

Slump teorico del diseño	Pulg	4	4
	mm.	101.6	101.6

Slump obtenido en comprobación	Pulg	1.6	1.6
	mm.	40.64	40.64

Ajuste de cantidad de agua	Litros	12.192	12.192
----------------------------	--------	--------	--------

Peso unitario del concreto fresco

N° de prueba	Sin / Corr	Corregida
N° de molde		
Peso de la muestra + peso del molde	21580	21580
Peso del molde	8550	8550
Volumen ó Constante del molde	0.00552	0.00552
Peso unitario del concreto fresco sin aire incorporado	2362	2362

Página 2



### Anexo 03: Ensayo a flexión en probetas sometidas a incendio (V-TA)



**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO  
DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE CONCRETO INGENIERIA CIVIL**

**Tesista** Pérez Díaz Deni Eisten  
**Solicitante** ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
**Tesis** Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura.  
**lugar** Chiclayo, Lambayeque  
**Fecha** 23 de octubre del 2024

**Ensayo** : Rotura a flexión  
**Norma** : Norma ASTM C 293

VIGA ARMADA ENFRIADA AL AMBIENTE								
Tipo	FECHA DE VACIADO	FECHA DE ENSAYO	DÍAS	CARGA(kg)	ANCHO(cm)	ALTO(cm)	LUZ(cm)	MMONETO NOMINAL KG-M
PATRON	02/09/2024	15/10/2024	28	4626.0	15.24	15.24	50.8	58750.20
PATRON	02/09/2024	15/10/2024	28	4710.4	15.24	15.24	50.8	59822.08
PATRON	02/09/2024	15/10/2024	28	4685.1	15.24	15.24	50.8	59500.77
V4-TA-1	03/09/2024	15/10/2024	28	4309.4	15.24	15.24	50.8	54729.38
V4-TA-2	03/09/2024	15/10/2024	28	4235.0	15.24	15.24	50.8	53784.50
V4-TA-3	03/09/2024	15/10/2024	28	4205.6	15.24	15.24	50.8	53411.12
V5-TA-1	04/09/2024	15/10/2024	28	3775.9	15.24	15.24	50.8	47953.93
V5-TA-2	04/09/2024	15/10/2024	28	3635.8	15.24	15.24	50.8	46174.66
V5-TA-3	04/09/2024	15/10/2024	28	3712.1	15.24	15.24	50.8	47143.67
V6-TA-1	05/09/2024	15/10/2024	28	3120.5	15.24	15.24	50.8	39630.35
V6-TA-2	05/09/2024	15/10/2024	28	2977.9	15.24	15.24	50.8	37819.33
V6-TA-3	05/09/2024	15/10/2024	28	3095.7	15.24	15.24	50.8	39315.39
V7-TA-1	06/09/2024	15/10/2024	28	1734.7	15.24	15.24	50.8	22030.69
V7-TA-2	06/09/2024	15/10/2024	28	1680.6	15.24	15.24	50.8	21343.62
V7-TA-3	06/09/2024	15/10/2024	28	1635.0	15.24	15.24	50.8	20764.50



## Anexo 04: Ensayo a flexión en probetas sometidas a incendio y enfriadas con choque térmico (V-TC)



**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO  
DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE CONCRETO INGENIERIA CIVIL**

**Tesista** Pérez Díaz Deni Eisten  
**Solicitante** ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
**Tesis** Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura.  
**lugar** Chiclayo, Lambayeque  
**Fecha** 23 de octubre del 2024

Ensayo : Rotura a flexión  
Norma : Norma ASTM C 293

VIGA ARMADA ENFRIADA CON CHOQUE TERMICO								
Tipo	FECHA DE VACIADO	FECHA DE ENSAYO	DÍAS	CARGA(kg)	ANCHO(cm)	ALTO(cm)	LUZ(cm)	MMONETO NOMINAL KG-M
PATRON	09/09/2024	15/10/2024	28	4626.0	15.24	15.24	50.8	58750.20
PATRON	09/09/2024	15/10/2024	28	4710.4	15.24	15.24	50.8	59822.08
PATRON	09/09/2024	15/10/2024	28	4685.1	15.24	15.24	50.8	59500.77
V4-CT-1	10/09/2024	15/10/2024	28	4019.3	15.24	15.24	50.8	51045.11
V4-CT-2	10/09/2024	15/10/2024	28	4123.7	15.24	15.24	50.8	52370.99
V4-CT-3	10/09/2024	15/10/2024	28	4059.1	15.24	15.24	50.8	51550.57
V5-CT-1	11/09/2024	15/10/2024	28	3235.6	15.24	15.24	50.8	41092.12
V5-CT-2	11/09/2024	15/10/2024	28	3166.8	15.24	15.24	50.8	40218.36
V5-CT-3	11/09/2024	15/10/2024	28	3225.8	15.24	15.24	50.8	40967.66
V6-CT-1	12/09/2024	15/10/2024	28	2298.1	15.24	15.24	50.8	29185.87
V6-CT-2	12/09/2024	15/10/2024	28	2145.8	15.24	15.24	50.8	27251.66
V6-CT-3	12/09/2024	15/10/2024	28	2555.5	15.24	15.24	50.8	32454.85
V7-CT-1	13/09/2024	15/10/2024	28	1054.9	15.24	15.24	50.8	13397.23
V7-CT-2	13/09/2024	15/10/2024	28	1040.4	15.24	15.24	50.8	13213.08
V7-CT-3	13/09/2024	15/10/2024	28	936.3	15.24	15.24	50.8	11891.01

TABLA XX. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE MUESTRAS PATRÓN

Días	Resistencia en kg/cm <sup>2</sup>		
	MP-P1	MP-P2	MP-P3
3	118.04	126.18	115.2
28	253.2	257.5	243.4

Las resistencias obtenidas para las MP-P cumplen con la curva de resistencias a lo largo del tiempo de curado.

TABLA XXI. PROMEDIO DE LA RESISTENCIA A COMPRESION DE LAS MP

Días	Promedio	Porcentaje respecto a f <sub>c</sub> de diseño	
		% respecto al (f <sub>c</sub> )	f <sub>c</sub> diseño: 210kg/cm <sup>2</sup>
3	119.81	57.1%	f <sub>c</sub> diseño: 210kg/cm <sup>2</sup>
28	251.37	119.7%	



## Anexo 05: Ensayo a compresión en probetas sometidas a incendio (P-TA)



**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO  
DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE CONCRETO INGENIERIA CIVIL**

**Tesista** Pérez Díaz Deni Eisten  
**Solicitante** ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
**Tesis** Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura.  
**lugar** Chiclayo, Lambayeque  
**Fecha** 23 de octubre del 2024  
**Ensayo** : Resistencia a compresión  
**Norma** : Norma NTP 339. 034

PROBETAS ENFRIADAS A TEMPERATURA AMBIENTE						
Muestra N°	IDENTIFICACIÓN	Fecha de vaciado	Fecha de ensayo	Diámetro (d) (cm)	Carga (P) (kg)	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )
1	M1-P1	06/05/2024	20/06/2024	10	19648.6	250.3
2	M1-P2	06/05/2024	20/06/2024	10	20669.1	263.3
3	M1-P3	06/05/2024	20/06/2024	10	19931.2	253.9
4	M2-P1	06/05/2024	20/06/2024	10	17026.7	216.9
5	M2-P2	06/05/2024	20/06/2024	10	17403.5	221.7
6	M2-P3	06/05/2024	20/06/2024	10	17984.4	229.1
7	M3-P1	06/05/2024	20/06/2024	10	14491.1	184.6
8	M3-P2	06/05/2024	20/06/2024	10	14318.4	182.4
9	M3-P3	06/05/2024	20/06/2024	10	14075.1	179.3
10	M4-P1	07/05/2024	20/06/2024	10	10464.1	133.3
11	M4-P2	07/05/2024	20/06/2024	10	10840.9	138.1
12	M4-P3	07/05/2024	20/06/2024	10	10165.8	129.5
13	M5-P1	07/05/2024	20/06/2024	10	6500.6	82.8
14	M5-P2	07/05/2024	20/06/2024	10	6790.3	86.5
15	M5-P3	07/05/2024	20/06/2024	10	6075.9	77.4
16	M6-P1	07/05/2024	20/06/2024	10	3571.8	45.5
17	M6-P2	07/05/2024	20/06/2024	10	3791.6	48.3
18	M6-P3	07/05/2024	20/06/2024	10	3752.3	47.8
19	M7-P1	08/05/2024	20/06/2024	10	2300.1	29.3
20	M7-P2	08/05/2024	20/06/2024	10	2802.5	35.7
21	M7-P3	08/05/2024	20/06/2024	10	2582.7	32.9



## Anexo 06: Ensayo a flexión en probetas sometidas a incendio y enfriadas con choque térmico (V-TC)



**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO  
DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE CONCRETO INGENIERIA CIVIL**

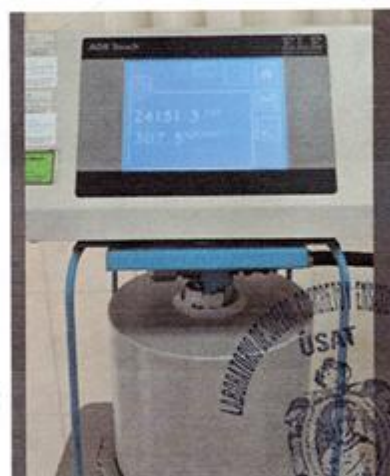
**Tesista** Pérez Díaz Deni Eisten  
**Solicitante** ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
**Tesis** Respuesta mecánica del concreto simple y armado de 210 ante choque térmico sometido a cambios súbitos de temperatura.  
**lugar** Chiclayo, Lambayeque  
**Fecha** 23 de octubre del 2024  
**Ensayo** : Resistencia a compresión  
**Norma** : Norma NTP 339. 034

PROBETAS ENFRIADAS A CHOQUE TÉRMICO						
Muestra N°	IDENTIFICACIÓN	Fecha de vaciado	Fecha de ensayo	Diámetro (d) (cm)	Carga (P) (kg)	f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
1	M1-P1	09/05/2024	20/06/2024	10	19978.3	254.5
2	M1-P2	09/05/2024	20/06/2024	10	18612.4	237.1
3	M1-P3	09/05/2024	20/06/2024	10	19052.0	242.7
4	M2-P1	09/05/2024	20/06/2024	10	16210.3	206.5
5	M2-P2	09/05/2024	20/06/2024	10	16744.1	213.3
6	M2-P3	09/05/2024	20/06/2024	10	16453.6	209.6
7	M3-P1	09/05/2024	20/06/2024	10	12638.5	161.0
8	M3-P2	09/05/2024	20/06/2024	10	13133.1	167.3
9	M3-P3	09/05/2024	20/06/2024	10	13682.6	174.3
10	M4-P1	10/05/2024	20/06/2024	10	6790.3	86.5
11	M4-P2	10/05/2024	20/06/2024	10	7371.2	93.9
12	M4-P3	10/05/2024	20/06/2024	10	6484.1	82.6
13	M5-P1	10/05/2024	20/06/2024	10	3579.6	45.6
14	M5-P2	10/05/2024	20/06/2024	10	3791.6	48.3
15	M5-P3	10/05/2024	20/06/2024	10	3234.2	41.2
16	M6-P1	10/05/2024	20/06/2024	10	1554.3	19.8
17	M6-P2	10/05/2024	20/06/2024	10	1750.6	22.3
18	M6-P3	10/05/2024	20/06/2024	10	2300.1	29.3
19	M7-P1	13/05/2024	20/06/2024	10	832.1	10.6
20	M7-P2	13/05/2024	20/06/2024	10	1012.7	12.9
21	M7-P3	13/05/2024	20/06/2024	10	926.3	11.8

  
 Ricardo Obitas  
 Tec. Laboratorio USAT

  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

**Anexo 07: Panel fotográfico de ensayos en laboratorio agregados, rotura a compresión y slumps**





*Henry Rivadeneyra Oblitas*  
Henry Rivadeneyra Oblitas  
Tec. Laboratorio USAT  
USAT  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE SANTIAGO DE LOS CABALLEROS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE SANTIAGO DE LOS CABALLEROS  
USAT  
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE LABORATORIOS



Henry  
Rivadenevra  
Oblitas  
Téc. Laboratorio  
USAT



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES  
USAT  
TÉCNICO DE LABORATORIO

**Anexo 08: Panel fotográfico de ensayos de r tura a flexión de viga armada y sección de concreto armado afectada por incendio.**



F. R vora  
Oblitos  
Tec. Labor  
USAF



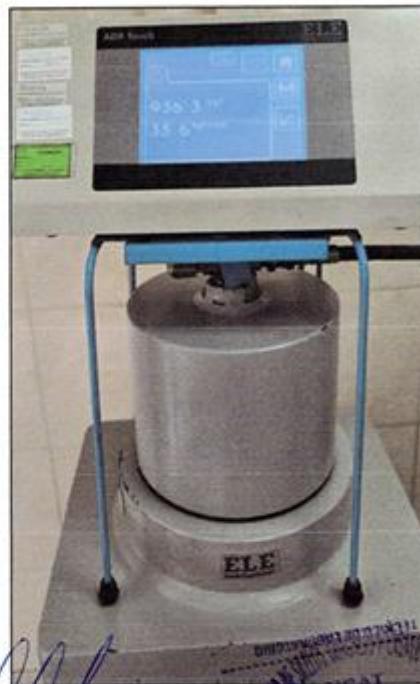


USAT  
TECNICO DE LABORATORIO



Rivadeneira Obitas  
USAT  
Laboratório de Análise de Solo

DIRETORIA DE GESTÃO DE MATERIAIS  
LABORATÓRIO DE ANÁLISE DE SOLO  
USAT  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
INSTITUTO DE ENGENHARIA DE MATERIAIS  
TECNICO DE LABORATORIO



Henry Rivadeneira Obitas  
Tec. Laboratorio  
USAT





