

急激な温度上昇履歴を受けた コンクリートの劣化性状

学生氏名 新名正英
指導教員 吉川弘道 栗原哲彦

本研究では、急激な温度上昇履歴を受けたコンクリートの劣化に着目し、模擬トンネルによる火災実験を行い、普通強度コンクリート及び高強度コンクリートの耐火性能をそれぞれ実験的に検討した。その結果、高強度コンクリートは普通強度コンクリートに比べ熱伝導率が高く、加熱時の内部温度上昇速度及び熱変形量が大きいことが分かった。さらに、急激な温度上昇によって、高強度コンクリートは爆裂を生じ、普通強度コンクリートはひび割れ発生及び著しい強度低下を生じることが確認できた。また、ECCで高強度コンクリートを増厚することで爆裂を低減することができた。

Key Words : tunnel fire, temperature – time curve, spalling, fire resistance

1. はじめに

近年のトンネル火災に代表される大規模な土木構造物の火災によって、それまで火に強いと考えられてきたコンクリートは多大な被害を受ける結果となった。国外においては、ユーロトンネル（英仏海峡）やゴッドハルドトンネル（スイス・イタリア）で発生した大規模な火災や、国内では日本坂トンネル（東名高速道路）における火災がその代表的な例である。これらの火災は、多くの犠牲者を出し、構造的にも大きな被害をもたらした。今後も車両の大型化や、交通量の増大、運搬物の多様化により火災発生の危険性及び大規模火災に至る確率は増加することが予想される。これまでのトンネル火災では、トンネルが完全に崩壊するという大事故には至っていないが、シールドトンネルや沈埋トンネルにおいては、火災によりトンネルそのものが崩壊する可能性も大いに考えられる¹⁾。こうした背景から、コンクリートの耐火性能について再検討をする必要性が叫ばれ始め、国内外において盛んに研究が行われるようになってきた。しかし、ここ数年で火害に対する意識は高くなったものの、海外と比べると実績が追いついていないのが現状である。

コンクリートの耐火性能の研究が始められるようになってから現在に至るまで、コンクリートの受熱最高温度に着目した研究は多くなされてきた。しかし、トンネル火災のように閉鎖的な空間において発生する火災は、急激な温度上昇による影響をコンクリートが受けることに

よって、過去には前例のない被害が生じることが近年の被害報告によって明らかになってきている。このような背景から、我が国では、2000～2001年に日本コンクリート工学協会にコンクリート構造物の火災安全性研究委員会が設置され、国内外の火災事例をはじめ、火害によるコンクリートの劣化について調査・研究が行われた。その後、2002～2003年に土木学会にコンクリート構造物の耐火技術研究小委員会が設置された。ここでは、委員会作成のコンクリート構造物の耐火設計マニュアル（案）が示されている。現在では、1200℃までの火災曲線を高温釜によって再現し、爆裂・ひび割れ性状と供試体内部温度との関係を実験により明らかにし、材料の特性を検討する機会が多い²⁾。しかし、ガスバーナー等で加熱する高温釜では十分にトンネル火災時のコンクリート劣化を再現できているかは不明である。そこで昨年度の研究はコンクリートに急激な温度勾配を与えられる簡易的な加熱システムを作製し、その有効性を確認した³⁾。この加熱システムは過去の実大トンネル火災実験⁴⁾で測定されたトンネル内の火災曲線を再現し、火災発生時の材料特性を検討することを目的としている。

近年、高強度コンクリートは、そのニーズが高まってきているといえるが、その耐火性能については検討が始まったばかりであることから、未解明な部分が多く残されている。そこで、本研究では実際のトンネル火災と同様の急激な温度上昇履歴をコンクリートに与え、それによる劣化性状及び要因を明らかにすることを目的とする。

2. 模擬トンネルを用いた加熱システム

(1) システム概要

本研究においては、昨年度構築された模擬トンネルを用いた加熱システム³⁾を用いて急激な温度上昇履歴がコンクリートの劣化に及ぼす影響を確認した。ここで、加熱システムの概要を以下に示す。

a) 模擬トンネル

図-1に模擬トンネルの詳細を示す。

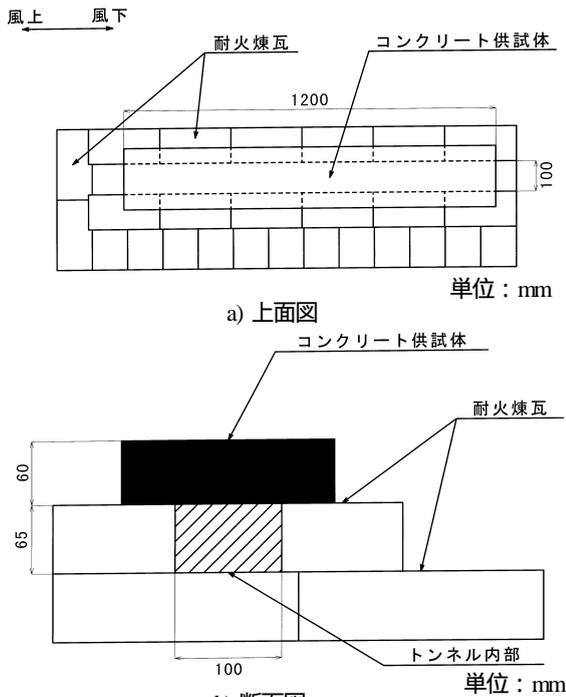


図-1 模擬トンネル図面

模擬トンネルの長さは、供試体作製の関係上1200mmで一定とした。ここで、今回の実験では、トンネル火災において最も劣化の著しいトンネル上面に着目し、上面部分にコンクリート供試体を設置し検討を行った。その他の側面及び底面についてはJIS規格の耐火煉瓦（一般的に1000以上の温度に耐えることができる）を使用した。また、トンネル内からの熱の発散を防ぐために、耐火煉瓦の継ぎ目部は耐火モルタルによって目地埋めをし、コンクリート供試体と耐火煉瓦の隙間は供試体設置後にシリコン系目地材によって目地埋めをした。

b) 火源

写真-1に模擬トンネルの火源となる火皿を示す。火源の燃料には、ガソリンと同程度の発熱量⁶⁾を持ち、沸点が高く、ガソリンと比べ比較的取り扱いが容易な灯油を用いた。また、灯油を定期的に給油できるように火皿からパイプを通し給油タンクに繋げ、タンクの入り口に開閉用のコックを取付けた。図-2に示すように火皿の中心位置は、トンネル風下方向を進行方向とし、トンネル風下出口より615mm、トンネルの左側壁より25mmとした。

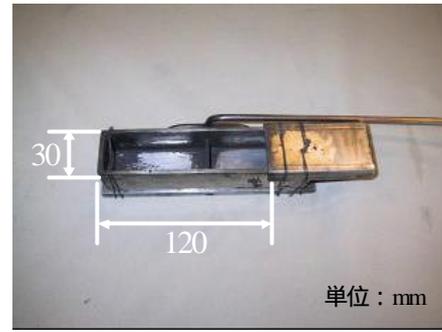


写真-1 火皿(火源)

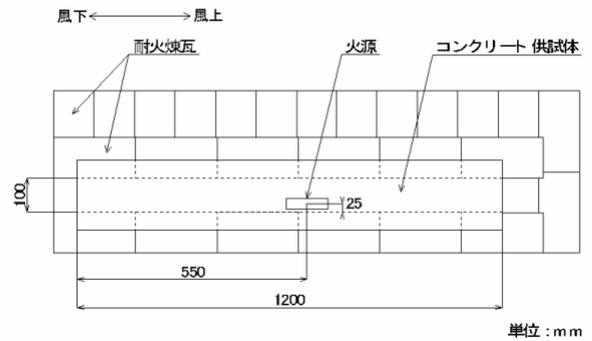


図-2 火源位置

高い発熱量を得ることのできる完全燃焼⁷⁾に必要な最適風速は2.0~3.0m/secである⁵⁾。そこで、耐火試験時にこの最適風速をトンネル内に送り込むためにトンネル入口前にファンを設置し、トンネル内への送風を行った。

(2) 標準時間 温度曲線

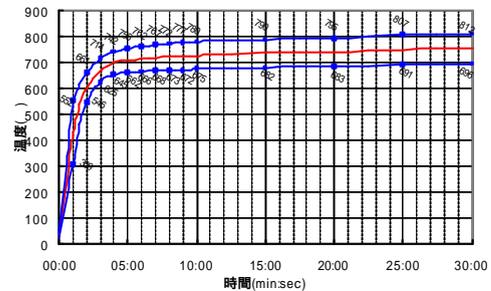


図-3 本研究の火災曲線（平均値）

本加熱実験前に、20回の予備加熱実験を行い、そこで得られた火災曲線より標準偏差を算出した。この標準偏差より本実験における火災曲線の許容誤差を求めたものを図-3に示す。なお、火災曲線の測定方法は次章で述べる。この許容誤差から火災曲線が外れた場合は、その耐火実験は失敗とみなし実験を中止し再実験を行う必要があると考えられる。ただし、この検討は加熱後5分以内のものでは厳しく判定したものの、それ以降の温度保持時に温度低下を見せたものに対してはある程度許容した（実験日の天候などの条件によって温度保持が難しくなる場合が多かったため）。以上より、本研究では、「約5分で最高温度の700に達した後に、25分間の温度保持

を行い、その後、100 程度まで温度が降下するまで自然冷却をする」ということを前提とし、このようにして得られた火災曲線を本実験システムの標準温度 時間曲線と決定した。

3. 各種コンクリートの耐火実験

(1) 実験概要

a) 供試体の作製

トンネル上面となる供試体部分は、普通強度コンクリート（W/C=50%：以下、シリーズ名をC-50とする）及び2種類の高強度コンクリート（W/B=20%, W/C=30%：以下、シリーズ名をH-20, H-30とする）の計3種類のコンクリートにより作製（寸法：高さ60mm×幅200mm×長さ1200mm）した。ここで、H-20に関しては混和材を用いているため、水結合材比を示した。各シリーズの配合及び硬化性状・フレッシュ性状を表-1及び表-2に示す。なお、28日間の水中養生の後、1シリーズ2体ずつの耐火試験を実施した。

表-1 配合表

シリーズ名	W/B (%)	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)							
			W	C	SF	S	G	Ad ¹	Ad ²	Ad ³
C-50		50	177	353		789	972	0.88		0.04
H-20	20		108	533	97.6	767	871		22.1	
H-30		30	176	588		639	928		4.33	0.04

SA：シリカヒューム，*1：AE減水剤，*2：高性能AE減水剤，

*3：補助AE剤

表-2 硬化性状及びフレッシュ性状

シリーズ名	フレッシュ性状		硬化性状	
	スランプ(cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)
H-20		2.5	90.0	12.9
H-30	16	3.5	63.0	8.00
C-50	14	6.5	39.4	5.50

ここで、セメントには普通ポルトランドセメント（密度：3.16g/cm³），細骨材には相模川水系産川砂（表乾密度：2.60 g/cm³），粗骨材には八王子産砕石（表乾密度：2.65 g/cm³）を使用した。H-20においては、内部構造をより緻密化するため、セメントの質量の15%をシリカヒュームで置換（SF/(C+SF)=0.15），また混和剤にはAE減水剤，高性能AE減水剤及び補助AE剤を使用した。

b) 火災曲線及び供試体内部温度測定方法

トンネル内の火災曲線の測定は、図-4に示すようにトンネル内部（トンネル上面より10mm下）に配置したK型シース熱電対によって行った。また、同図に各測定ポイントの番号を示す。火源から150mm風下方向へ離れた地点がトンネル内温度が最も高くなるため、その位置をpoint 1とし、それを基準にその他のポイントを配置した。

供試体内部温度の測定位置（供試体内の厚さ方向）は、図-5に示す火源から150mm風下の地点を中心に左右100mm間隔に3ポイントずつ埋込みK型熱電対を供試体

断面断面内部に配置した。また、各ポイントの断面深さ方向では供試体下面より5mm・15mm・25mm・45mmの位置の温度測定を行った。なお、H-20は測定ポイントを絞って内部温度を測定した（Point e,f,g,h,i,jを測定）。

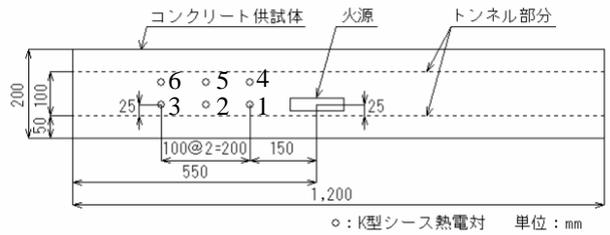


図-4 K型シース熱電対配置位置

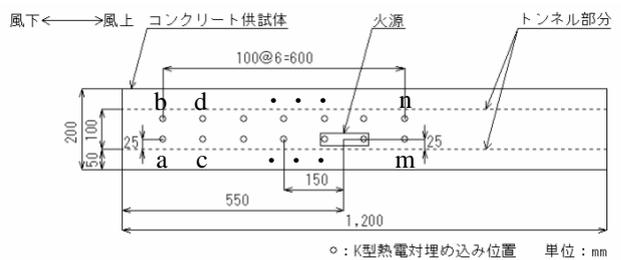
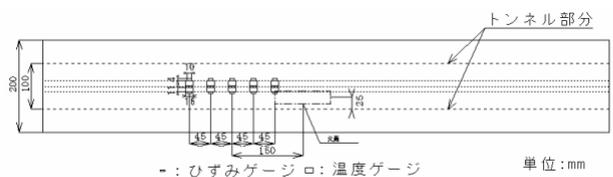


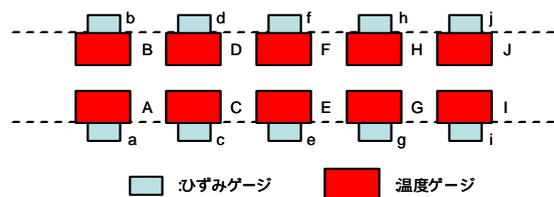
図-5 埋込みK型熱電対配置位置

c) 熱変形量の測定方法

熱変形のメカニズムを知るためには、加熱面である供試体下面の変形を把握することが最も重要であるといえる。しかし、加熱面に測定器具を取付け、測定を行うことは困難であるため、ここでは、供試体上面にひずみゲージ（Point a~j）及び温度ゲージ（Point A~J）を設置し、その変形量・温度変化を並行して測定することで供試体全体の変形をある程度予測することとした。ただし、トンネル長手方向のみの測定とした。ひずみゲージ及び温度ゲージの設置位置を図-6に示す。



a) 全体図



b) 拡大図

図-6 ひずみゲージ配置位置

d) ひび割れ性状及び爆裂規模の測定

ひび割れ及び爆裂分布の把握は、加熱試験終了直後に、加熱面のひび割れを目視により観察した。また、爆裂を生じたものは、爆裂深さの測定も行った。

e) 曲げ強度分布の測定

曲げ強度分布の測定には、加熱試験終了後28日間気中で放置した供試体を使用した。これは、加熱されたコンクリートは、加熱後1ヶ月で最も強度が低下し、その後は自然回復を見せるという報告¹⁾があり、加熱後1ヶ月程度で強度試験を行うことが最も危険側で評価されると考えたためである。試験方法は、加熱試験28日後の供試体（寸法：60mm×200mm×1200mm）を、トンネル長手方向（1200mm部分）を60mm間隔に切断した60mm×60mm×200mmの角柱供試体を用いて、4点曲げ載荷試験（スパン150mm）を行い荷重を測定し、曲げ強度を算出した。

(2)実験結果

a) トンネル内の火災曲線

トンネル内の火災曲線は、全てのシリーズで同程度であり、温度上昇速度・最高温度がほぼ同じとなったため、ここでは一例としてH-30 No.1の火災曲線を図-7に示す。各ポイントの最高温度はPoint1（火源より150mm地点）で750程度、Point2,3（火源側から250,350mm）が約600～630であり、Point4が約250、point5が約450、Point6が約600程度であった。Point

4は、Point 1とトンネル長手方向では同位置だが、送風を行うことで火も熱もほとんど伝わらなかったため最も低い温度となった。また、H-20に関しては、No.1で加熱開始から5分後、No.2で6分45秒後にそれぞれ大きな爆裂音が確認できた。爆裂音は、初めて爆裂音を確認した時間から加熱終了時まで随所に確認できた。

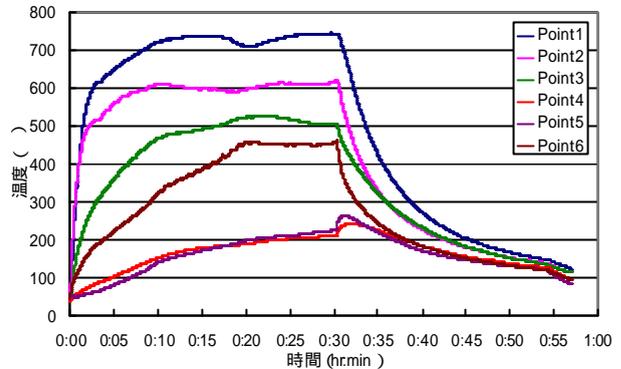
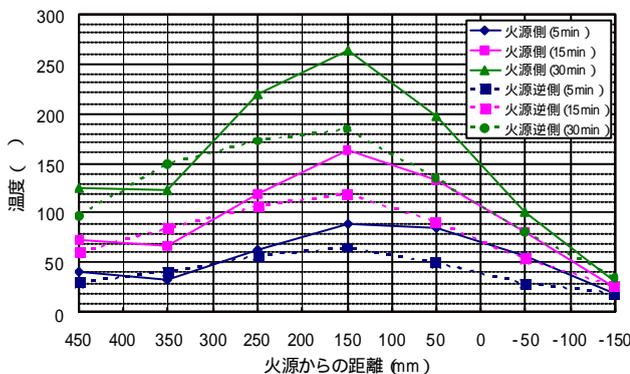


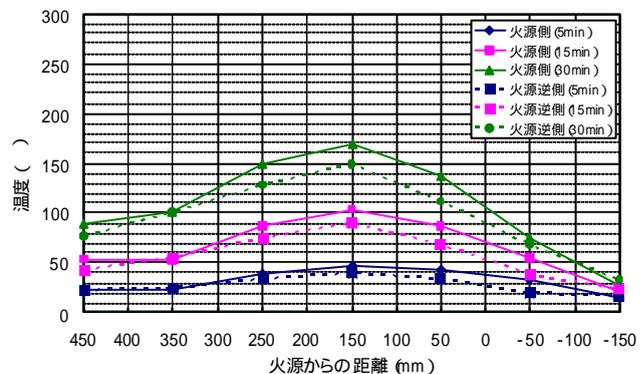
図-7 火災曲線 H-30No.1

b) 供試体内部温度

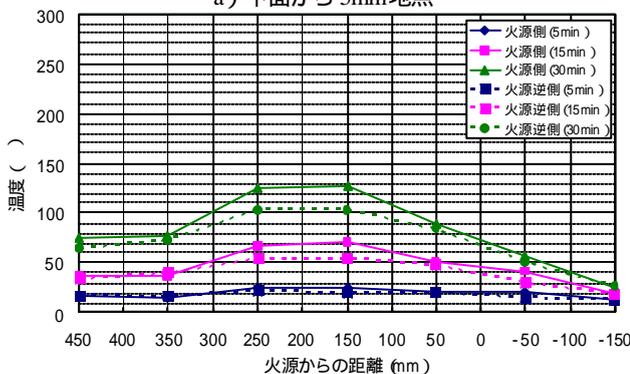
図-7に示した火災曲線によって加熱されたトンネル長手方向の供試体内部温度を図-8（火源からの距離は風下方向に正，風上方向に負の値をとった）に示す。ここで、H-30とC-50は最高温度に若干の違いがあるものの、両者の火災曲線はほぼ同程度となり、またH-20は爆裂を生じ、温度分布が純粋な熱伝導によるものではないと判断したため、ここでは一例としてH-30の結果を示した。



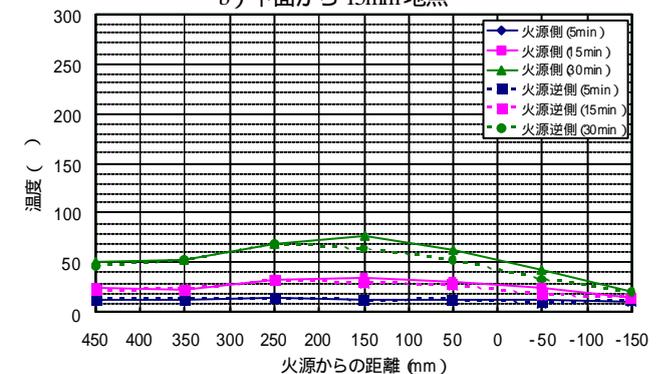
a) 下面から5mm地点



b) 下面から15mm地点



c) 下面から25mm地点



d) 下面から45mm地点

図-8 トンネル長手方向の内部温度分布 (H-30)

図-8より、火源側と火源逆側を比較すると、火源側のほうが温度が高くなっていることが分かる。ここで風下側に着目すると、測定ポイントにおいて温度に差はあるものの、全体的な温度変化の挙動はほぼ同程度であることが分かる。このことから、熱伝導率が一定であるため最も加熱の影響を受ける火源から150mmの地点から一様に熱伝導が生じているといえる。

風上方向に着目すると、風下方向で示した挙動とは異なり、最も火源から離れた地点では、加熱終了時である30分後においても温度が変化していないことが見て取れる。これは、風上方向においては直接炎により加熱されていない部分であるため、風下方向よりも伝達される熱量（5～10分、10～15分、15～20分、20～25分、25～30分の温度上昇量）が小さかったためであると考えられる。それに比べ、風下方向は炎の直上部分であるため、伝達される熱量が大きくなり、火源からの距離が同距離であっても風上方向よりも最高温度が高くなったと推測できる。

ここで、H-20の爆裂前である加熱開始から5分後における各シリーズの内部温度を図-9に示す。これより、爆裂の生じたH-20の内部温度に着目すると、爆裂発生直前において火源から250mmにおいては約130、150mmにおいては約150 になっていることが確認できる。これはC-S-H系水和物（ケイ酸カルシウム水和物）の脱水温度（100～130）及びエトリンガイトの脱水温度（100前後）¹⁾とほぼ一致する。したがって、コンクリート内の自由水に加えC-S-H系水和物及びエトリ

ンガイトの脱水により生成された水分が気化・蒸発することによって生じる膨張圧が爆裂発生の要因の一つであるということが容易に推察できる。また、他のシリーズでは爆裂を生じなかったことから、爆裂発生には強い内部拘束力が関係しているということも同時に考えることができる。

H-30、C-50の内部温度に着目すると、全てのポイントにおいてH-30の方がC-50よりも若干温度が高い温度となっていることが分かる。このことから、熱伝導率はH-20>H-30>C-50の順番に強度の高いものほど大きくなること

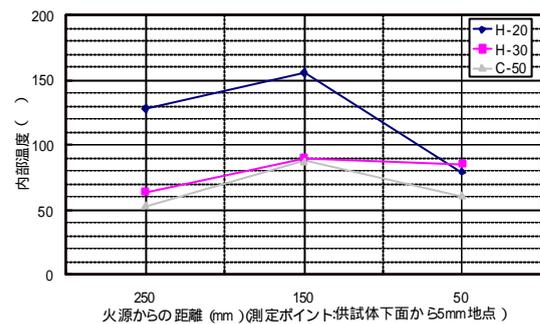


図-9 加熱開始から5分後の内部温度

c) 熱変形量

内部温度測定結果より最も受熱温度が高くなるのは火源から150mmであった。そこで火源から150mmの位置を加熱中心点として、その部分を中心とした熱変形についての検討を行った。トンネル長手方向のひずみ分布を図-10に、測定ポイントの温度変化を表-3に示す。

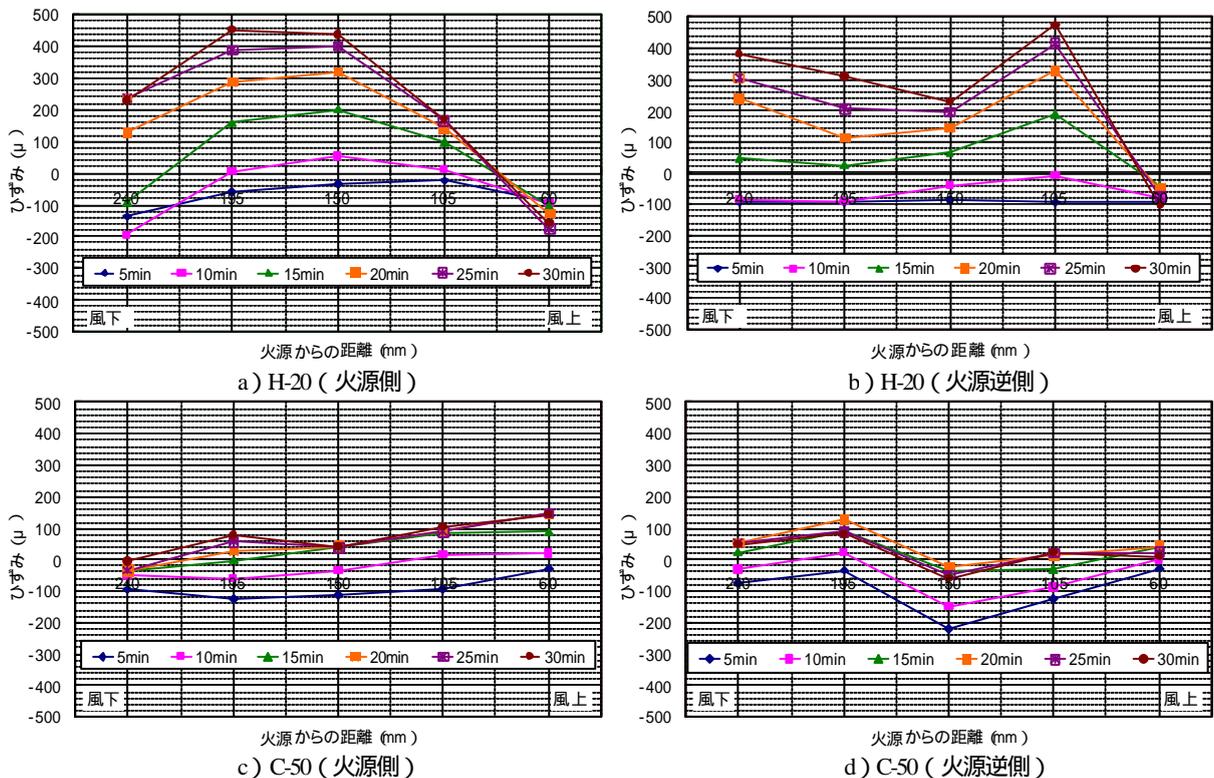


図-10 トンネル長手方向のひずみ分布

表-3 測定ポイントの温度変化

シリーズ名	火源からの距離 (mm)	各経過時間における温度変化 (°C)				
		5min	10min	20min	30min	40min
H-20	150mm	0.9	11.7	45.5	75.4	98.5
	195mm	0.6	10.7	50.9	90.9	113.4
	240mm	0.7	10.6	56.3	103.2	124.4
H-30	150mm	0.6	11.3	45.2	70.1	82.6
	195mm	0.6	11.5	45.3	70.7	83.0
	240mm	0.6	10.0	41.7	66.5	81.8
C-50	150mm	0.7	10.9	41.7	67.4	75.6
	195mm	0.9	10.5	40.6	64.7	76.2
	240mm	0.5	8.9	37.0	61.3	74.9

図-10より、H-20、C-50ともに加熱開始から5分後までは、全てのポイントが圧縮側に変形し、それ以降は引張に変形した。表-3より、供試体上面部の温度上昇が生じるのは加熱開始から5分以降であるといえ、上面部の温度上昇に伴いひずみが引張に移行することが確認できた。これより加熱初期においては、加熱面の熱膨張が生じ⁸⁾、温度の上がない上面部が圧縮になったものと考えられる。加熱開始から15分以降のひずみの挙動に着目すると、H-20は加熱終了時までほとんどのポイントが引張側に大きく変形し続けたのに対し、C-50は15分以降においては引張側に変化するものの、変化の割合は5～15分と比べると小さいものであった（爆裂を生じなかったH-30はC-50とほぼ同様の挙動を示した）。

H-20は加熱開始から6分45秒後に爆裂を生じており、その爆裂は加熱終了時まで継続して発生している。したがって、コンクリートの剥離した部分が再び直接加熱され、その加熱部分が再度爆裂し、また剥離部分が加熱されていたことになる。つまり、C-50及びH-30は熱伝導により、ひずみ測定部分と供試体下面の温度差が時間の経過とともに縮まり変形量も小さくなるのに対し、H-20は爆裂によりコンクリート内部であった部分が直接炎に曝され、さらに多くの熱が上面に伝達されたため、上面部が大きく変形したと考えられる。

C-50及びH-30においては火源逆側におけるポイントのほとんどが経過時間に伴い、加熱前の状態から引張側に変形する傾向は確認できたが、最終的に圧縮側に点するポイントが多くみられた。このことから、図-11に示すように、加熱によって長手方向にのみ変形するのではなく、加熱中心点付近では火源側が長手直角方向にも熱膨張し、その影響を受け火源逆側の圧縮ひずみが大きくなっていることが推測できる。これより、長手方向及び長手直角方向において熱膨張を生じ、3次元的な熱変形があったものと考えられる。

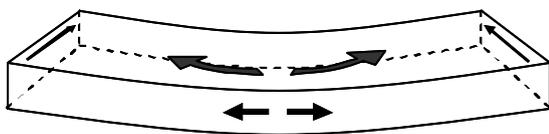
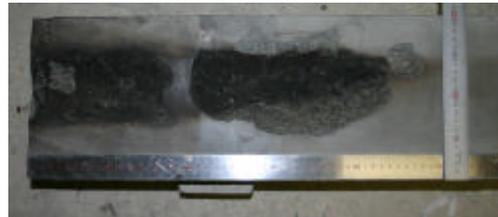


図-11 熱変形予想図

d) 爆裂規模の測定

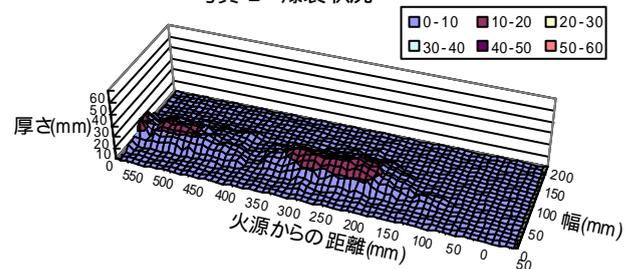
爆裂の生じたH-20 No.1及びNo.2の爆裂状況及び爆裂範囲・深さ分布をそれぞれ写真-2、図-12に示す。最も受熱温度が高くなる部分から風下方向に向けて爆裂は分布しており、火源から550mmの部分（トンネル出口部分）まで達していることが分かる（写真-2参照）。爆裂は、前述したように発生時間から加熱終了まで継続していたことから、加熱部分から風下方向に徐々に熱伝導を生じ、内部温度が100～150℃付近まで上昇した時点で爆裂したと考えることができる。これより、爆裂要因の一つがコンクリート内の水分の気化・膨張により生じる膨張圧であることは容易に推察できる。また、受熱温度が高くなる火源から150～250mmの部分は爆裂深さが大きくなっており、最大爆裂深さは、No.1が19mm、No.2が30mmであった。これは、爆裂により剥離を生じた部分が加熱され、深さ方向に熱伝導し、再び爆裂に至るといった過程を繰り返し生じたためであると考えられる。



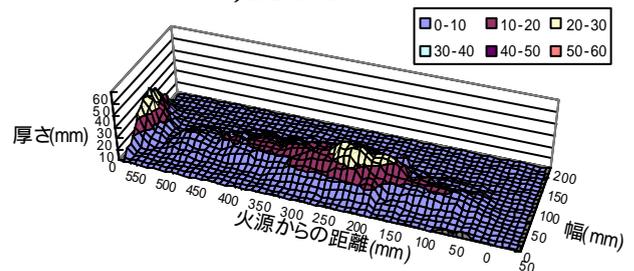
a) H-20 No.1



b) H-20 No.2
写真-2 爆裂状況

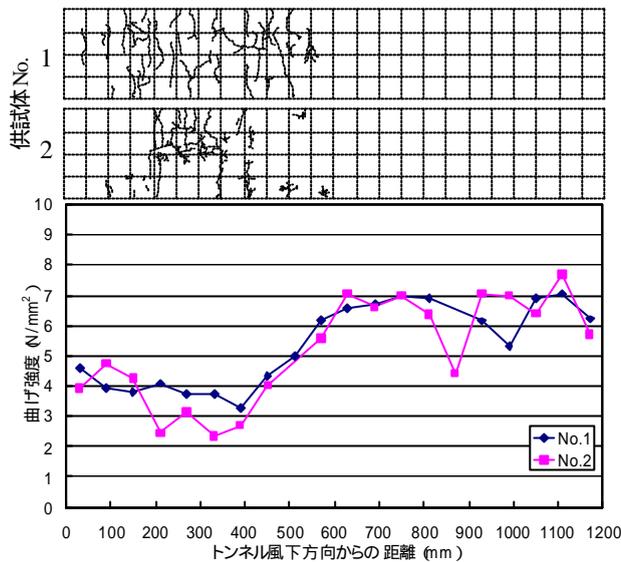


a) H-20 No.1

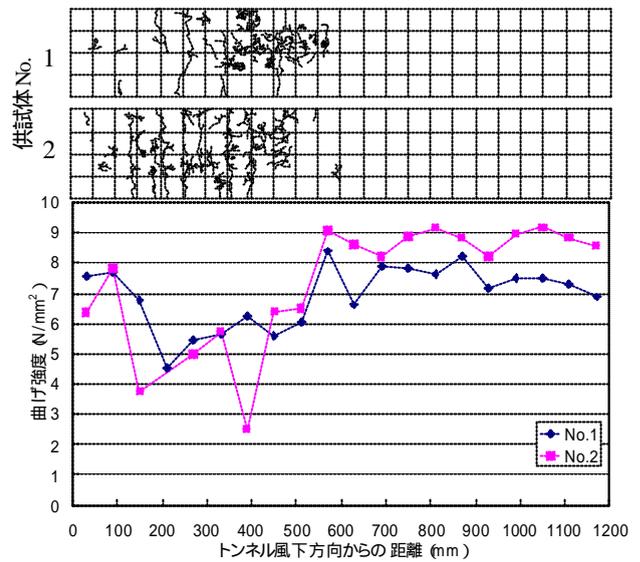


b) H-20 No.2

図-12 爆裂範囲・深さ分布



a) C-50



b) H-30

図-13 ひび割れスケッチ及び曲げ強度分布

e) ひび割れ性状及び曲げ強度分布

爆裂を生じなかったC-50, H-30のひび割れ図及び曲げ強度分布図を図-13に示す。ただし、供試体下面をスケッチしたためスケッチ図はトンネル長手直角方向は逆転している（火源位置がスケッチの上側となる）。C-50, H-30共にでトンネル内部温度の高くなる風下方向から0～550mm付近（火源から風下方向の全範囲）で無数のひび割れを確認することができた。しかし、ひび割れの発生温度までは確認することができなかった。水セメント比の違いについて比較すると、ひび割れの発生状況に関しては、H-30よりもC-50の方がひび割れが多く確認でき、ひび割れ幅に関してもC-50の方が小さかった。このことから、セメント量が強く強度の高いH-30（圧縮強度：63.0N/mm²）よりも、セメント量が少なく強度の低いC-50（圧縮強度：39.4N/mm²）の方がひび割れ発生に関しては耐火性能に優れている⁹⁾といえる。

ここで、目視によるひび割れが観察された領域と強度低下の起こった領域が一致していることが確認できる。このことより、強度低下の原因のひとつがひび割れの発生であることがわかる。これは、曲げ強度算出には全断面有効としているため、ひび割れが発生することでその有効断面は縮小されていることは考慮していない。そのため、結果的にひび割れ発生箇所からの破壊となる¹⁰⁾。また、C-50, H-30共に0～600mm間において強度が低下しており、その中でも300mm～500mm間において最も強度が低下していることが分かる。ここで600mm付近から強度低下を生じていることから考えると、内部温度測定結果より、この付近の受熱温度は80～140程度であった。この温度は、前述のようにコンクリート中の空隙部分の水分蒸発温度（100前

後）、C-S-H系水和物（ケイ酸カルシウム水和物）の脱水温度（100～130）及びエトリンガイトの脱水温度（100前後）¹⁾と一致する。これより、硬化セメントペースト中の脱水作用において内部のゲル崩壊が生じると共に、コンクリート内部で水蒸気圧が上昇したため、ひび割れが発生し、その結果強度低下に繋がったといえる。また、内部拘束力の強い高強度コンクリート（H-20 圧縮強度：90.0N/mm²）に関しては、これにより爆裂に至ると考察できる。

ここで、曲げ強度残存率と受熱温度の関係を図-14に示す（トンネル風下方向より700mm以上風上であればコンクリートは健全なままであったと判断し、曲げ強度残存率を算出した）。ここでいう内部受熱温度とは、曲げ強度測定用の供試体とは別の供試体で内部温度を熱電対により測定した温度測定結果のうち、供試体下面から5mmの位置における温度のことをいう。さらに、この温度測定位置と曲げ強度用供試体の同位置における曲げ強度から図-14を作成している。

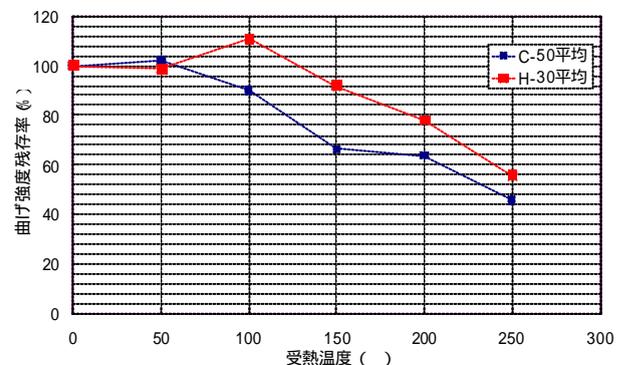


図-14 受熱温度と曲げ強度残存率の関係

普通強度コンクリートは、受熱温度が50で曲げ強度が約10%程度増加したのち、それ以降強度低下を生じ

たのに対し、高強度コンクリートは受熱温度が 100 で曲げ強度の 10%程度の上昇が確認された後、強度低下を生じた。曲げ強度の増加した要因としてはコンクリート中の未水和セメントの反応⁹⁾とも考えられるが、これに関してもあくまで推測の範囲であり、確かな原因を明らかにすることはできなかった。しかし、高強度コンクリートは普通強度コンクリートに比べると、劣化が生じるのが遅く、強度低下が生じると普通強度コンクリートとほぼ同じ割合で低下する（強度低下後の傾きが同勾配）ことが分かった。本研究において検討した受熱温度範囲（0～250）では、強度の高いものが残存率が高くなる傾向にあったが、H-30 No.2のようにひび割れ状況によっては急激に強度低下を生じるものも確認された。したがって、高強度コンクリートの残存率は高くなったが破壊するときは急激に強度が低下し、危険な破壊形態をとる危険性を有しているといえる。

4. 爆裂防止策に関する検討

(1) 実験概要

近年の高強度コンクリートのニーズの増加に伴い、爆裂防止対策に関する検討も盛んに行われてきている。その方法としては、耐火被覆を施すものやポリプロピレン繊維（PP）などの有機繊維+を高強度コンクリート製造時に同時に混入するなどの対策が挙げられる。ここでは、高強度コンクリート（前章のH-20）の一部を繊維補強コンクリートに置き換えて、同様の加熱実験を行った。繊維補強コンクリートにはECC（Engineered Cementitious Composites）を用い、コンクリート供試体の下面1cm部分を増厚する形で供試体を2体作製した。ここで、ECCとは、直径が数十～数百ミクロンのポリエチレン繊維やビニロン繊維などの有機繊維や鋼繊維を体積で1～2%程度含有しており、数%のひずみ能力を有するひずみ硬化特性とマルチプルクラッキング特性を示し、一般的なコンクリートの脆性的な性質を克服した材料である¹⁰⁾。ECCの配合を表-4に示す。

表-4 配合表

W/B (%)	単位数 (kg/m ³)						
	W	C	FA	S	F	Ad ¹	Ad ²
39	380	682	292	487	26	1.91	4.52

FA：フライアッシュ，S：7号砕砂，F：ビニロン繊維，

*1：増粘剤，*2：高性能AE減水剤

ここで、繊維にはビニロン繊維（径：20μm×長さ：13mm，比重：1.30g/cm³）を用いた。フライアッシュはセメントを質量比で30%置換（FA/(C+FA)=30%）して用い、水結合材比を39%（W/B=W/(C+FA)=39%）

とした。また、ビニロン繊維は容積の20%の混入率とした。施工方法については、図-15に示すようにまず高強度コンクリート（H-20）を打設し、翌日にECCをその上から打設した。供試体を脱型し、14日間の水中養生後、耐火実験を行い爆裂の有無を観察した。

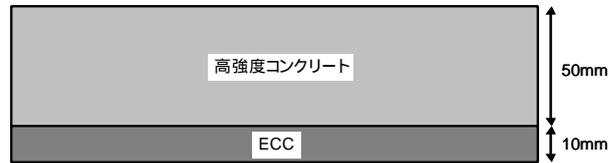


図-15 供試体概要（側面図）

(2) 実験結果

a) トンネル内の火災曲線

トンネル内の火災曲線は、供試体No.1，No.2共にほぼ同程度の火災曲線を得ることができたため、ここでは一例としてNo.1の火災曲線を図-16に示す。

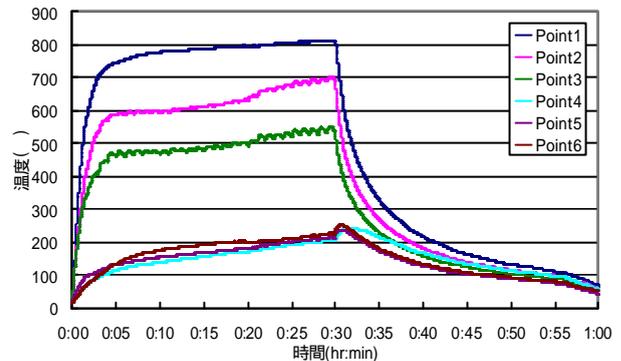


図-16 火災曲線（No.1）

前述したように、高強度コンクリートの加熱実験を行った際は、最初の爆裂音は比較的早い時間（加熱開始から5分程度）で発生し、爆裂音確認後は加熱終了時まで爆裂は続いた。しかし、ECCで増厚した供試体は表-5に示すようにNo.1においては加熱開始から4分程度で爆裂音（ようやく耳で聞き取れるほど小さいもの）が確認されたものの、それ以降は爆裂音の確認回数は高強度コンクリートのみの場合より少なくなった。

表-5 爆裂音確認時間

	1回目	2回目	3回目
No.1	4分20秒	19分30秒	30分00秒
No.2	19分39秒		

ここで、No.1の1回目の爆裂音に関しては、加熱開始から間もないこともあり、高強度コンクリート部分には熱が伝わっていないと考えられるため、ECC被覆部分のものであると推測できる。ECC被覆部分にて爆裂が生じた原因としては、繊維の配向性に問題があった

こと及び不均一性が生じていたことが考えられるが、これらについては確認をしていない。それ以外のECCで爆裂しなかった理由は、ECC内部に混入されたビニロン繊維が加熱により溶解し、それによって生じた空隙部分が内部の水分膨張による膨張圧を緩和した¹⁾ためであると考えられる。

b) 爆裂規模の測定

供試体No.1, No.2の爆裂部分の写真及び爆裂範囲・分布を写真-3, 図-17にそれぞれ示す。

ここで、写真-3 (No.1) を見ると、写真右側 (白い部分の左隣) における小さな爆裂部分は、爆裂深さが浅く、剥離部分に骨材も確認できないため、前述した加熱開始から 4 分後における ECC の爆裂部分であると考えられる。また、写真中央部の爆裂部分の最も深い部分においては高強度コンクリートの骨材が確認できる。このことより、写真中央部の大きな爆裂部分は高強度コンクリート部分であると考えられ、加熱開始から 19 分後以降に生じたものであると考えられる。前章の高強度コンクリートの爆裂開始時間が 5 分程度であったのに対し、ここでの高強度コンクリートの爆裂開始時間が約 19 分となった理由は、熱の伝達が遅れたためである。ECC の熱伝導率は通常のコンクリートより低いことが分かっている (W/B=42.5%/・繊維混入率 2.0% の ECC の熱伝導率: 0.1395W/m・k, 普通コンクリートの熱伝導率: 2.1W/m・k^{2,12)} といわれている)。そのため、高強度コンクリートへの熱の伝達が遅れ、結果、爆裂が遅延したと考えることができる。しかし、No.1 のように、ECC が爆裂していると判断できる部分も確認で

き、ECC 自体の爆裂特性など今後さらなるデータを蓄積することで評価していくことが必要である。図-17より爆裂深さを読み取ると、No.1, No.2 共に 0~10mm の深さとなっており、爆裂範囲・深さの両面から考えると、爆裂防止には至らなかったが爆裂規模を低減できたといえる。

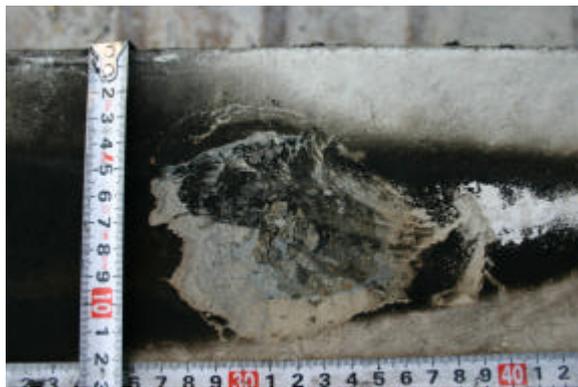
以上より、高強度コンクリートをECCで増厚することにより、爆裂を完全に防止するには至らなかったが、爆裂の規模を大幅に低減するができた。爆裂防止にまでは至らなかった原因として、十分な増厚厚さを確保できていなかったことが挙げられる。今後、増厚厚さを15mm, 20mmと変化させ検討を行うことによって、最適増厚厚さを確保することができれば、コンクリート中全てに有機繊維を混入させるよりも効果的に爆裂防止対策を講じることのできる可能性があることが確認できた。

5. 結論

本研究は、急激な温度上昇履歴を受けたコンクリートの劣化に着目し、模擬トンネルを用いた火災実験より普通強度コンクリート及び高強度コンクリートの耐火性能について検討した。これらより得られた知見を以下に示す。

[供試体内部温度]

- 内部温度測定結果より、高強度コンクリートは普通強度コンクリートよりも熱伝導率が高といえる。

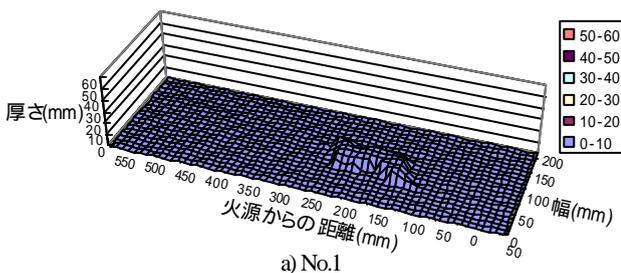


a) No.1

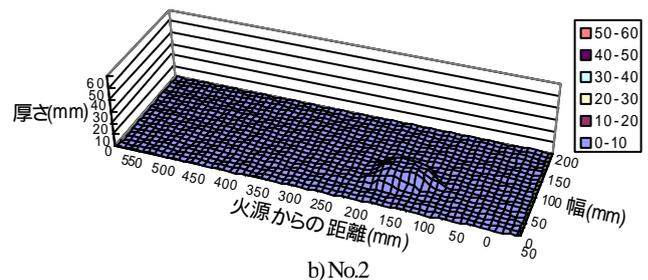


b) No.2

写真-2 爆裂部分



a) No.1



b) No.2

図-17 爆裂範囲・深さ分布

[熱変形量]

- ・ 加熱開始直後から供試体上面のひずみは圧縮域となった。これより、加熱面では熱膨張が生じ引張力が働いていると考えられる。
- ・ 熱膨張はトンネル長手方向だけではなく長手直角方向にも生じ、3次元的な熱変形が生じていたと考えられる。

[破壊性状]

- ・ 高強度コンクリートは、急激な温度上昇履歴を受けると、加熱開始から5分程度で爆裂を生じた。爆裂発生の要因の一つに、コンクリート内部の水分の気化・蒸発によって生じる膨張圧が考えられる。
- ・ 普通強度コンクリートでは爆裂は生じなかったが、微細なひび割れが数多く確認できた。これは、硬化セメントペースト中の脱水作用及び熱膨張によるものだと考えられる。
- ・ コンクリート強度が高いものほど、ひび割れは多く、ひび割れ幅も大きくなった。
- ・ 爆裂を生じなくても、250 程度の加熱を受けるとコンクリート強度によらず、曲げ強度の残存率は50%前後まで低下した。
- ・ 高強度コンクリートは普通強度コンクリートに比べると強度低下が生じるのが遅く、強度低下を生じると普通強度コンクリートとほぼ同じ割合で低下した。

[爆裂防止策に関する検討]

- ・ 高強度コンクリートに厚さ1cmのECCを増厚したところ、爆裂防止には至らなかったが、大幅に爆裂規模を低減することができた。これより、コンクリート中全てに繊維を混入させるよりも効果的に爆裂防止策を講じる可能性があることを確認した。

謝辞：本研究を進めるにあたり、吉川弘道教授・栗原哲彦助教・斉藤秀夫技士には、よき理解者として見守っていただきました。

また、太田技術事務所 太田義和氏には、適切なアドバイスと多大な資料を提供していただいたことをここに付記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 社団法人 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の火災安全性研究委員会 報告書，2002.6
- 2) 社団法人 土木学会：コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびにシンポジウム論文集，コンクリート技術シリーズ，2004.10.
- 3) 西元守人：模擬トンネルを用いたコンクリートの耐火性能評価，2005年度 武蔵工業大学大学院 修士論文
- 4) EUREKA - PROJECT EU 499: FIRES IN TRANSPORT TUNNELS REPORT ON FULL - SCALE TESTS, Editor: Studiengesellschaft Stahlanwendung e. V. , 1995.11
- 5) Massachusetts Highway Department , Bechtel / Parsons Brinckerhoff : Memorial Tunnel Fire Ventilation Test Program Test Report , Central Artery/Tunnel Project , 1995.11
- 6) 小林清志，荒木信幸，牧野敦：燃焼工学，pp5-20，森北出版，1988.8
- 7) 日野幹雄：明解水理学，丸善株式会社，1983.7
- 8) Joris H.H. Fellingner, M.Sc Dr.C.(Kees) Both , Theory of thermal stresses
- 9) 一瀬賢一，川口徹：高温加熱後における高強度コンクリートの各種強度特性，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)，2000.9
- 10) 吉川弘道：鉄筋コンクリートの設計 [限界状態設計法と許容応力度設計法] ，丸善株式会社，1997.12
- 11) 社団法人 日本コンクリート工学協会：高韌性セメント複合材料を知る・作る・使う，高韌性セメント複合材料の性能評価と構造利用研究委員会報告書，2002.1
- 12) 社団法人 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強モルタルの評価と利用，コンクリート技術シリーズ 64

DETERIORATION OF CONCRETE UNDER RAPID TEMPERATURE RISE

Masahide NIINA

Deterioration of concrete under rapid temperature rise were focused on in this study. Fire resistances of high strength concrete (HC) and normal concrete (NC) were discussed by using model tunnels. It was confirmed that the thermal conductivity of HC is higher than NC because the internal temperature rise of HC was larger than that of NC. The large spalling occurred in the case of HC with the strength of 90 N/mm². Many thin cracks and the large reduction in strength after heating test occurred in the case of NC. A certain effect on the spalling resistance of ECC (Engineered cementitious composites) was confirmed from the result of ECC underlaid HC members.