

開削トンネルの構造耐火性に関する研究

A Study on Structural Fire Resistance of Cut and Cover Tunnel

志村敦¹・伊藤学²・中井勉³・青山哲也⁴・森田武⁵

Atsushi Shimura, Manabu Ito, Tsutomu Nakai, Tetsuya Aoyama and Takeshi Morita

¹正会員 阪神高速道路株式会社 技術管理室 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

²正会員 工修 阪神高速道路株式会社 技術管理室 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

³正会員 工修 阪神高速道路株式会社 大阪建設部 (〒559-0043 大阪市住之江区南港北1-14-16)

⁴正会員 工修 清水建設株式会社 関西事業本部 (〒541-8520 大阪市中央区本町3-5-7)

⁵正会員 博士(工学) 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17)

If a large fire break out in a traffic tunnel, the temperature in the tunnel will be over 1,000 degrees centigrade. The high temperature causes the loss of mechanical properties of structural materials and often spalling of concrete. Due to the changes in mechanical properties of materials, it is possible the tunnel structure deforms and influences to the infrastructure on the tunnel. Taking above as a background, the structural fire resistance of the cut and cover tunnel was investigated experimentally and analytically. As the results of the investigation, it is confirmed the application of concrete mixed with polypropyrene fibers can improve the fire resistance of reinforced concrete structure.

Key Words : cut and cover tunnel, fire resistance, concrete, spalling, synthetic fiber

1. はじめに

道路トンネル内において大量の可燃物を積載した車両の火災が発生した場合、トンネル内の温度は短時間で1000℃以上に達する¹⁾。コンクリートや鋼材は、火災のような高温に曝されると力学的性質が低下する。また、コンクリートにあっては、表層部分の飛散・はく離といった爆裂を生じて、断面欠損する場合がある。このような構造材料の力学的性質の低下やコンクリートの爆裂が原因で、トンネル構造体に変形が生じ、上部の社会基盤施設等に影響を及ぼす可能性がある。こうしたことから、トンネル構造自体が耐火性能を有していることが望ましい。

トンネル構造体の従来の耐火対策としては、高断熱性を有する耐火被覆材をトンネル内表面に施す工法がある。一方、有機繊維をコンクリートに混入してコンクリートの爆裂を抑制し、コンクリート自体の耐火性能を向上する技術が超高強度コンクリートを用いた建築物で実用化されている²⁾。有機繊維混入コンクリートによる耐火対策は、耐火被覆のようにトンネル内空に影響することがなく、また施工の省力化やコストの面からも利点があると考えられた。

そこで、本研究では、開削トンネルの耐火性能および有機繊維混入コンクリートの有効性の確認を目的として、実験的および解析的な検討を行った。実験的検討^{3),4)}では、開削トンネルの頂版部材を想定した試験体に対して、供用状態を模擬した正曲げ状態(下面(加熱面)側が引張応力状態)および負曲げ状態(下面(加熱面)側が圧縮応力状態)における載荷加熱を行い、部材内部温度、変形性状およびコンクリートの爆裂性状を確認した。また、加熱後の試験体の剛性・耐力を確認するため、静的加力実験を行った。解析的検討では、載荷加熱実験における試験体の部材内部温度および変形挙動を数値計算によってシミュレートして、解析手法の妥当性を検証し、さらに開削トンネル断面の火災時の変形挙動解析を行った。

2. 実験方法

(1) 試験体

a) コンクリート

試験体に用いたコンクリートの使用材料および配

合を表-1、表-2に示す。セメントには低熱ポルトランドセメント、粗骨材には硬質砂岩碎石を使用した。爆裂の抑制を目的としてコンクリートに混入する有機繊維には、超高強度コンクリートで実績のあるポリプロピレン繊維（以下、PP繊維と称す）を用いた。

想定した実際の開削トンネルにおけるコンクリートの配合は水セメント比55%、単位水量165kg/m³であり、材齢91日における平均的な圧縮強度が約42N/mm²であった。一方、加熱実験は材齢約1ヶ月で実施する計画であった。このことから、爆裂はコンクリートの圧縮強度と含水率に大きく影響されると考え、試験体コンクリートの配合では、単位水量を実際と同じ165kg/m³とし、加熱実験時における圧縮強度が42N/mm²となるように、コンクリートの養生期間中の積算温度を考慮した調査検討を行って、水セメント比を38%とした。コンクリートの種類は、繊維無混入のPL-38とPP繊維を1kg/m³（0.11vol%）

表-1 コンクリートの使用材料

材料	種類	仕様
セメント	低熱ポルトランドセメント	密度 3.22g/cm ³ 、比表面積 3420cm ² /g
粗骨材	硬質砂岩碎石	表乾密度 2.70g/cm ³ 、吸水率 0.56% 最大寸法 20mm
細骨材	山砂	表乾密度 2.59g/cm ³ 、吸水率 2.22%
混和剤	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸系化合物
繊維	ポリプロピレン	径48μm、長さ10mm

表-2 コンクリートの示方配合

配合名	W/C (%)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	PP繊維
PL-38	38.0	12	4.5	42.0	165	434	712	1026	0
PP-38	38.0	12	4.5	42.0	165	434	712	1026	1

の割合で混入したPP-38の2種類とした。PP繊維の混入量は実験検討結果³⁾に基づいて決定した。

b) 試験体の形状・寸法

試験体の形状・寸法および配筋を図-1に示す。形状は、頂版部材を模擬することから、版厚をできるだけ厚くするとともに幅を版厚の2倍程度とすることにした。寸法は、加熱実験施設の条件（加熱面積、支点位置、クレーン揚重能力など）を勘案して決定した。正曲げ試験体は、長さ:6,000mm×幅:1,160mm×厚さ:500mm、負曲げ試験体は、長さ:9,400mm×幅:870mm×厚さ:500mmの版状とした。主鉄筋はD19@145（SD345）で純被りは80mmとし、純曲げ区間の配力筋はD16@290（SD345）とした。なお、負曲げ試験体の引張鉄筋は、载荷によって許容応力度を越えないように、D35@145（SD345）とした。

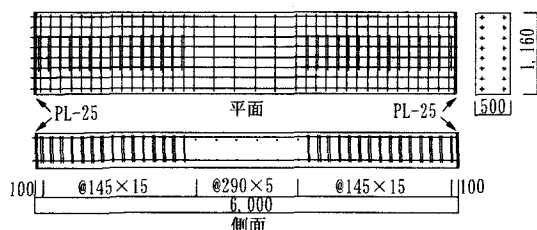
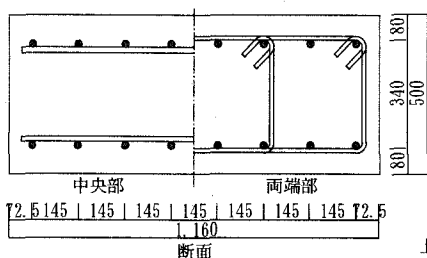
c) 試験体の種類、製作および材料の性質

試験体一覧および試験時におけるコンクリートの性質を表-3に示す。正曲げ試験体は、加熱実験に供するもの2体、加熱せずに加力実験にのみ供するもの2体の合計4体、負曲げ試験体は、加熱実験に供す

表-3 試験体一覧およびコンクリートの性質

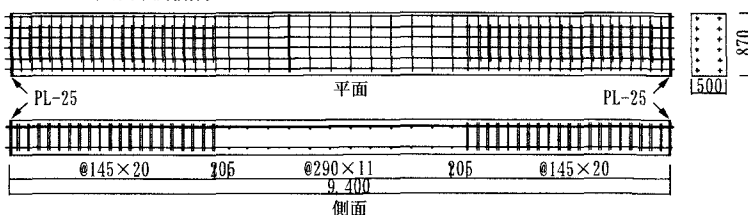
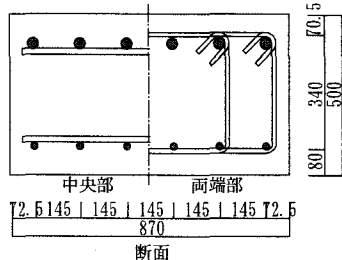
試験体名	曲げ荷重	実験		コンクリート					
		加熱	加力	種類	加熱時			加力時	
					fc	Ec	m	fc	Ec
PL-T-H	正	○	○	PL-38	43.8	3.08	5.5	49.2	3.09
PL-T-N	正	○	○	PL-38	—	—	—	48.3	3.46
PP-T-H	正	○	○	PP-38	43.5	3.43	5.5	46.5	3.43
PP-T-N	正	○	○	PP-38	—	—	—	45.5	3.09
PL-C-H	負	○	○	PL-38	40.5	3.15	5.8	43.3	3.01
PP-C-H	負	○	○	PP-38	39.8	2.80	5.7	41.9	3.03
PP-C-N	負	○	○	PP-38	—	—	—	42.2	2.85

fc:圧縮強度(N/mm²)、Ec:ヤング係数(×10⁴N/mm²)、m:含水率(wt%)



上下主鉄筋: D19 (SD345) 配力筋: D16 (SD345) @290 補強筋: D13 (SD345) @145

<正曲げ試験体>



上側主鉄筋: D35 (SD345) 下側主鉄筋: D19 (SD345)
配力筋: D16 (SD345) @290 補強筋: D13 (SD345) @145

<負曲げ試験体>

図-1 試験体の形状・寸法および配筋 (単位: mm)

るもの2体、加熱せずに加力実験にのみ供するもの1体の合計3体とした。各試験体は、コンクリート表面の乾燥を避けるため、加熱実験実施まで湿空中で封かん養生とした。なお、加熱実験時におけるコンクリートの圧縮強度はほぼ目標強度を満足した。

PP繊維を混入した加熱試験体に関しては、コンクリート中の繊維の混入割合を試験体製作時に確認した。PP繊維混入コンクリートは、ベースコンクリートを積んだアジテータ車に所定量の繊維を投入し、高速で約2分間攪拌して製造した。試験体へのコンクリート打込み時に、アジテータからコンクリート

を1m³排出する毎にコンクリート試料（約2リットル×2）をサンプリングし、繊維を洗い出した。洗い出した繊維は絶乾状態にしてその質量を測定し、コンクリート1m³当たりの繊維量を算出した。結果を表-4に示す。いずれの試験体においても、各サンプリング時（累積排出量1, 2, 3, 4m³の時）におけるPP繊維の混入量はほぼ所定の1kg/m³となっており、PP繊維は均一に混入されていたと判断される。

(2) 加熱実験方法

実験装置への試験体の設置方法および変位と温度

表-4 繊維分散状況の確認結果（洗出し試験結果）

試験体名	排出量 (m ³)	試料 No.	繊維乾燥質量 (g)	繊維混入率(kg/m ³) 平均値
PP-T-H	1	1	2.02	1.01
		2	2.02	
	2	1	2.11	1.02
		2	1.99	
	3	1	2.01	1.00
		2	2.02	
PP-C-H	1	1	1.94	1.00
		2	2.06	
	2	1	2.04	1.05
		2	2.19	
	3	1	2.05	1.03
		2	2.10	
	4	1	2.23	1.09
		2	2.14	

試料容積：No.1=2014cm³，No.2=2006cm³

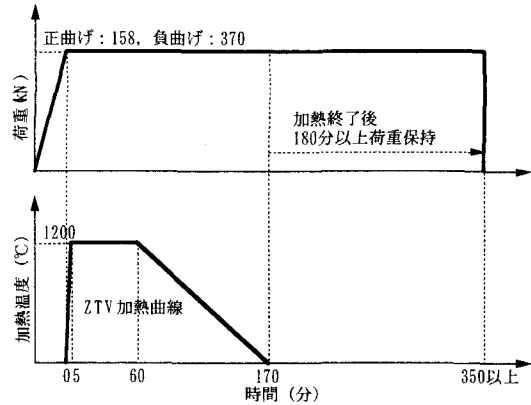


図-3 載荷および加熱の制御方法

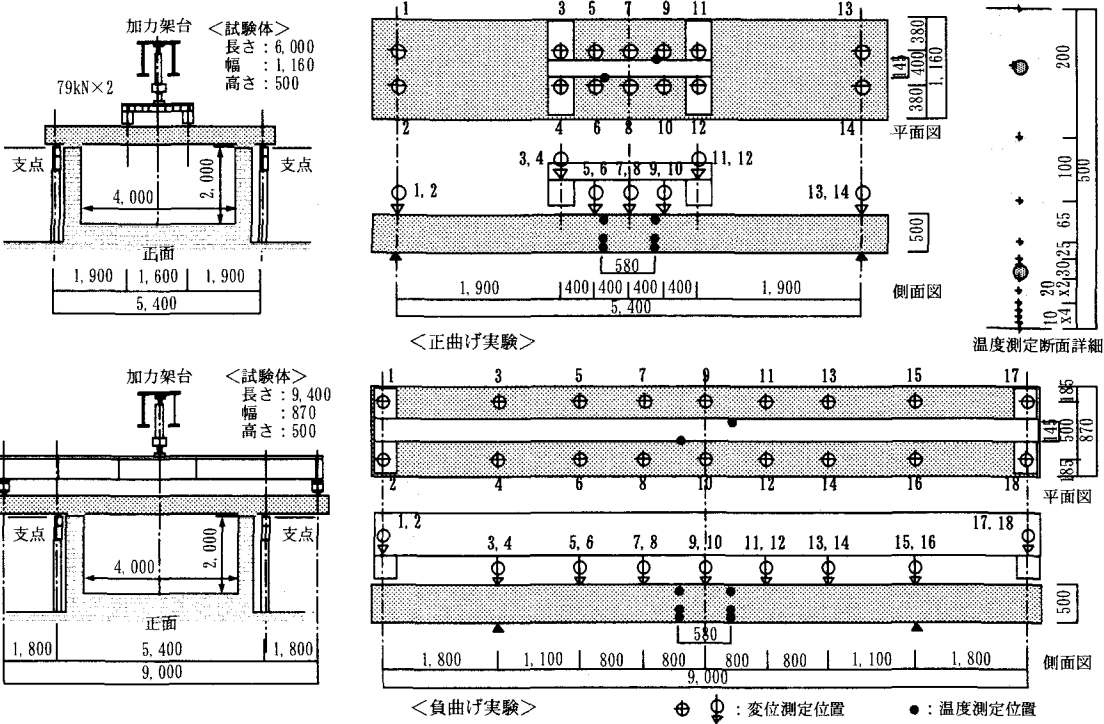


図-2 実験装置への試験体の設置方法および温度・変位の測定位置（単位：mm）

の測定位置を図-2に、載荷および加熱の制御方法を図-3に示す。支持方法は支点間距離5,400mmの単純支持とした。正曲げ実験では支点の内側で、負曲げ実験では支点の外側で鉛直荷重を作用させた。各試験体のコンクリートおよび主鉄筋の温度は、図-2に示す位置にK熱電対を取り付けて測定した。

正曲げ実験の載荷荷重は、下側主鉄筋の引張応力度が許容引張応力度の $180\text{N}/\text{mm}^2$ となるように、1載荷点当たり79kN、合計158kNとした。負曲げ実験の載荷荷重は、下面のコンクリートの縁応力度が許容圧縮応力度の $10\text{N}/\text{mm}^2$ となるように、1載荷点当たり185kN、合計370kNとした。荷重は、加熱に先立って作用させ、加熱中および加熱終了後3時間以上は一定に保持した。加熱は、日本における既往の研究で多く採用されている、ドイツ交通省が定めるZTV加熱曲線⁶⁾（日本ではRABT加熱曲線と呼ばれている）に準じ、炉内温度を5分間で常温から1200℃まで昇温、1200℃を55分間維持した後、170分間で常温まで降下させる時刻歴とした。加熱実験は、独立行政法人建築研究所の水平部材耐火試験炉で実施した。

(3) 加力実験方法

加力実験は、加熱実験時と同じ支点間距離、載荷点距離および支持条件で試験体を設置して行った。加力は、4段階の加力レベルを目標に荷重を漸増して進め、各加力レベルに至った後は、降伏以降の剛性変化を除荷時の挙動から把握するために、一旦ゼロ荷重まで除荷した。加力レベルは、正曲げでは、

1) ひび割れ発生荷重レベル、2) 下側引張鉄筋の応力度が許容応力度である $180\text{N}/\text{mm}^2$ となる荷重レベル、3) 引張鉄筋が降伏する荷重レベル、4) 最大荷重レベルの4段階とし、負曲げでは、前述の2)を試験体の純曲げ区間下側のコンクリート縁圧縮応力度が許容応力度である $10\text{N}/\text{mm}^2$ となる荷重レベルとする4段階とした。加力は、最大耐力を確認した後、最大耐力の80%程度まで耐力が低下するまで続行した。

3. 実験結果および考察

(1) 加熱実験

a) 試験体の状況

各試験体の加熱面の状況を写真-1に示す。繊維無混入のPL-T-HおよびPL-C-Hでは爆裂が発生し、PL-C-Hにあっては加熱面側の主鉄筋が露出した。一方、PP繊維を混入したPP-T-HおよびPP-C-Hでは爆裂が全く発生しなかった。PP繊維によって爆裂が抑制されたのは、PP繊維が消失することによって生じる管状空隙がコンクリート中の水蒸気圧と熱応力を緩和したためだと考えられる。なお、いずれの試験体においても、加熱実験後の観察で、加熱面の粗骨材の膨張あるいは熔融の痕跡が認められたが、骨材の顕著な変質は加熱面の表層5mm程度に限られていた。

PL-T-Hの爆裂は加熱開始後約2～30分の間に発生し、PL-C-Hでは加熱開始後約3～25分の間に発生した。爆裂開始時の炉内温度は概ね700℃程度、爆裂

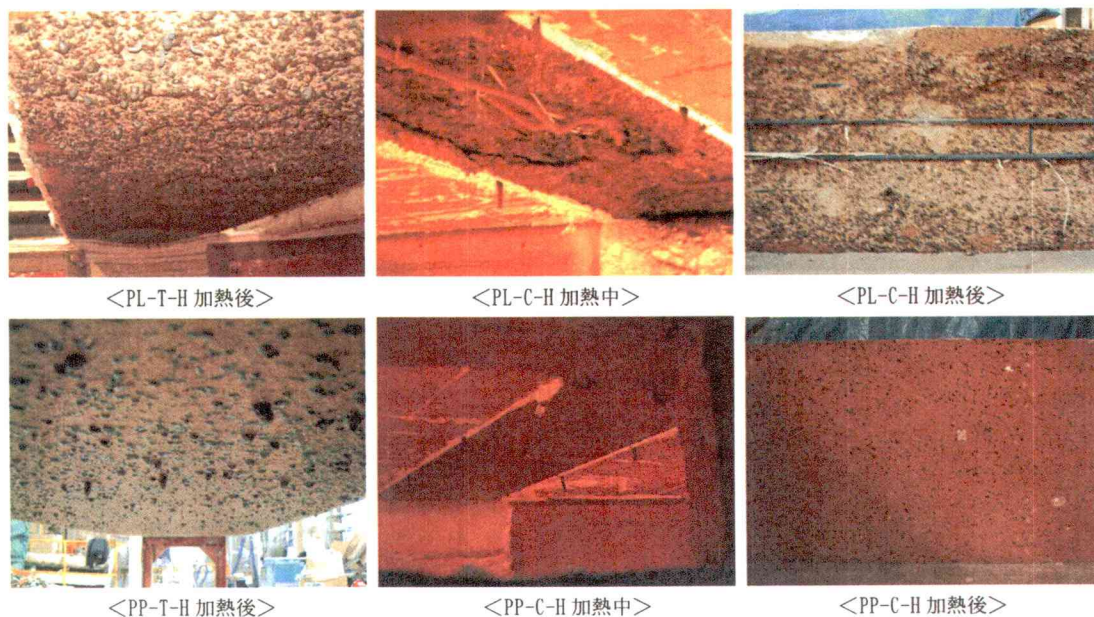
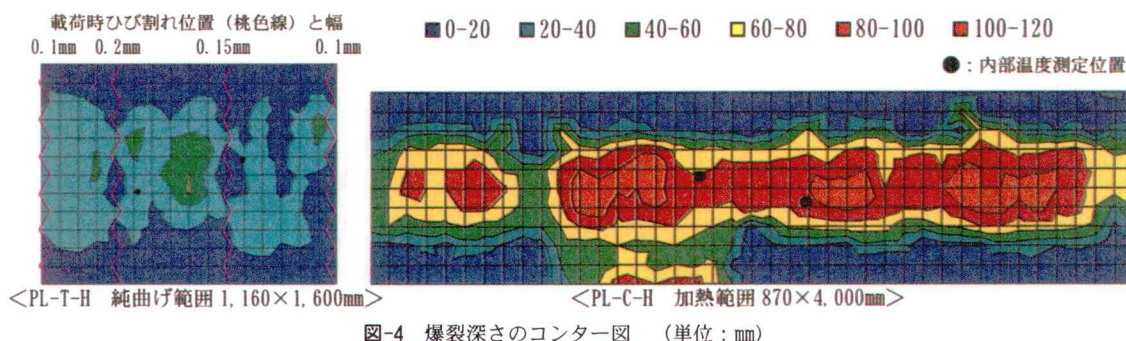


写真-1 試験体の加熱面の状況



は加熱開始後10～15分程度が最も激しかった。試験体純曲げ区間の爆裂深さ測定結果を図-4に示す。PL-T-Hの爆裂深さは、最大で62mm、平均で18mm、試験体幅約1/2の範囲（加熱面材軸方向中心線の両側30cmの範囲）の平均で27mmであった。これに対して、PL-C-Hの爆裂深さは、最大で120mm、平均で44mm、試験体幅約1/2の範囲（加熱面材軸方向中心線の両側20cmの範囲）の平均で77mmであった。負曲げの爆裂深さは、最大値および平均値のいずれにおいても正曲げの2倍程度であり、爆裂による断面欠損の程度は負曲げの方が大きくなることが明らかになった。

爆裂の原因としては、加熱面側に生じる熱応力（圧縮）や内部の水蒸気圧が挙げられる。負曲げでは、載荷によって加熱面側のコンクリートに圧縮応力が常時作用しているため、加熱時における熱応力との複合で加熱面側の圧縮応力度は正曲げに比べて高くなり、爆裂が発生しやすい状態であったと考えられる。また、正曲げの実験において、加熱に先立って所定の荷重を載荷した時点でコンクリートにひび割れが発生した部分（図-4中、桃色線で示した部分）では、ひび割れがない部分に比べて爆裂深さが浅くなっていた。ひび割れ部分ではコンクリート内部の水蒸気が抜けやすい状態にあり、爆裂深さが浅くなったものと判断される。負曲げでは、加熱面側のコンクリートに常時圧縮力が作用しているためにひび割れの発生が抑制され、水蒸気の逃げ道が形成されにくい状態であることも、爆裂深さが深くなった原因として考えられる。

なお、正曲げ、負曲げに関係なく、試験体幅方向の爆裂深さは、側面側で浅く、中心部で深くなった。このような断面欠損形状になった理由として、試験体側面部では中心部に比べて内部温度が上がりにくいこと、および部材幅方向のコンクリートの熱膨張に対する配筋の拘束力が小さく、発生する熱応力が小さかった可能性があることなどが考えられる。

b) 試験体内部温度

試験体内部温度の経時間変化を後述する熱伝導解

析結果と併せて図-5に示す。繊維無混入試験体に関して、PL-T-Hでは加熱面から約30mmまで、PL-C-Hでは下側圧縮鉄筋まで、いずれも加熱開始後30分までに急激な温度上昇を呈し、ほぼ加熱温度と同等な温度に達した。この急激な温度上昇は、表層部のコンクリートが爆裂によって失われたために生じたといえる。なお、PL-C-Hの鉄筋下面温度はセンサーが爆裂で破損し、30分以降のデータは収録できなかった。

一方、PP繊維混入試験体では爆裂が発生しなかったため、PP-T-HおよびPP-C-Hのいずれにおいても加熱面側の部材内部温度が急激に上昇することはなかった。加熱面側の主鉄筋の最高温度は、PL-T-Hで約500℃、PL-C-Hで約1100℃となり、PP-T-Hで約250℃、PP-C-Hで約220℃となった。

c) 変形

試験体スパン中央部の支点に対する相対鉛直変位および純曲げ区間における相対鉛直変位の経時変化を図-6に示す。純曲げ区間の相対変位は、図-2の変位測定点において、正曲げでは7, 8の変位の平均値から3, 4, 11, 12の変位の平均値を差し引いて算出し、負曲げでは9, 10の変位の平均値から5, 6, 13, 14の変位の平均値を差し引いて算出した。なお、純曲げ区間の変位の図には、後述する変形挙動解析の結果を併せて示した。

正曲げの場合、加熱前の所定の載荷によって、約5mm下に凸の変形となっていた。PL-T-Hでは、下側主鉄筋温度が最高温度に達する加熱開始後120分まで変位が増加し、最大変位は約60mmであった。その後変位は減少に転じ、実験終了時（加熱開始後350分）の除荷後の残留変位は約25mmであった。PP-T-Hでは、下側主鉄筋が最高温度に達する加熱後180分まで変位が増加し、最大変位は約40mmであった。その後変位は減少に転じ、実験終了時（加熱開始後350分）の除荷後の残留変位は約20mmであった。繊維混入の方が残留変位は小さく、爆裂の有無による下側主鉄筋温度の差異が最大たわみの違いに顕著に現れたものと判断される。

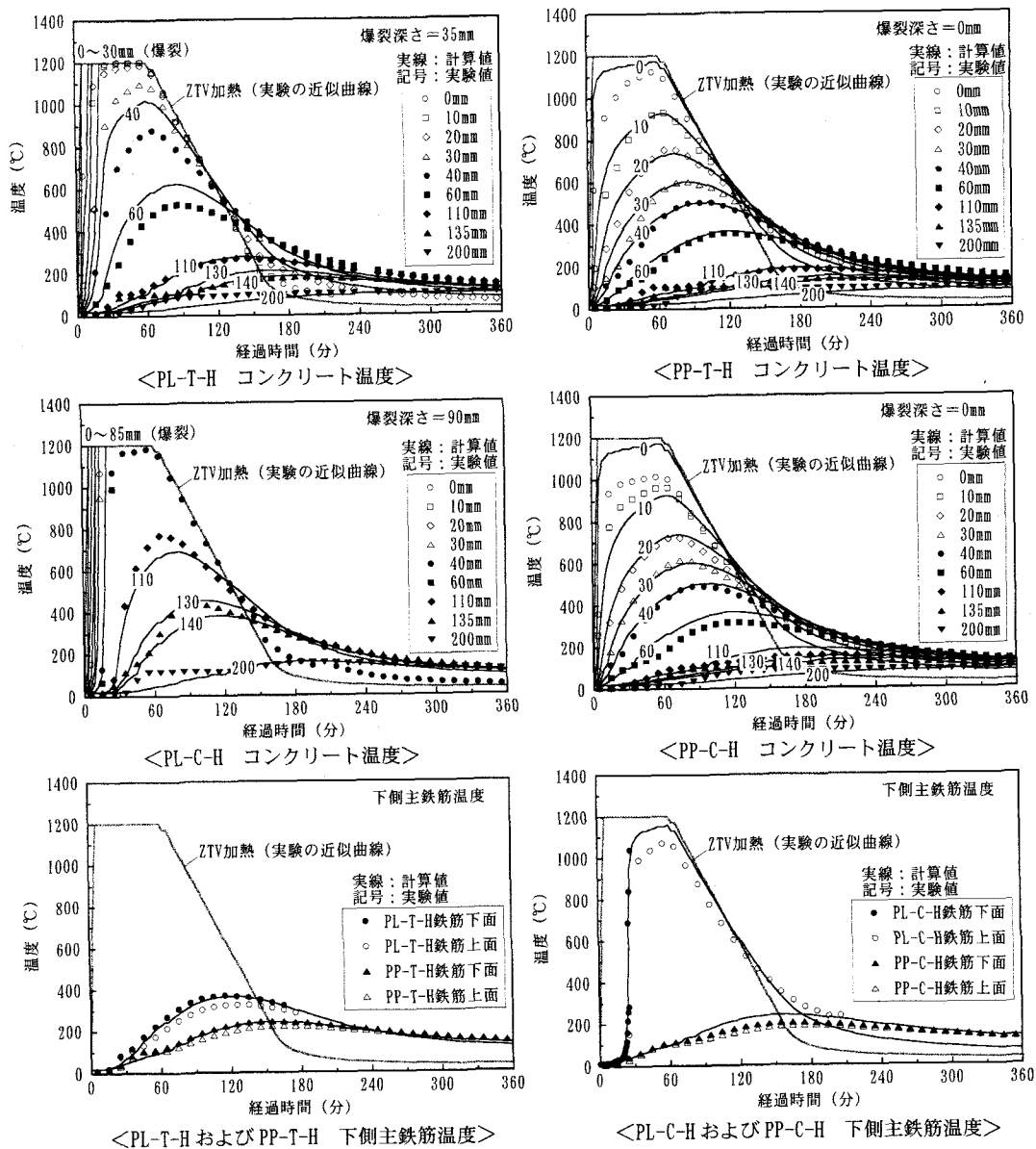


図-5 試験体内部温度の測定結果および熱伝導計算結果

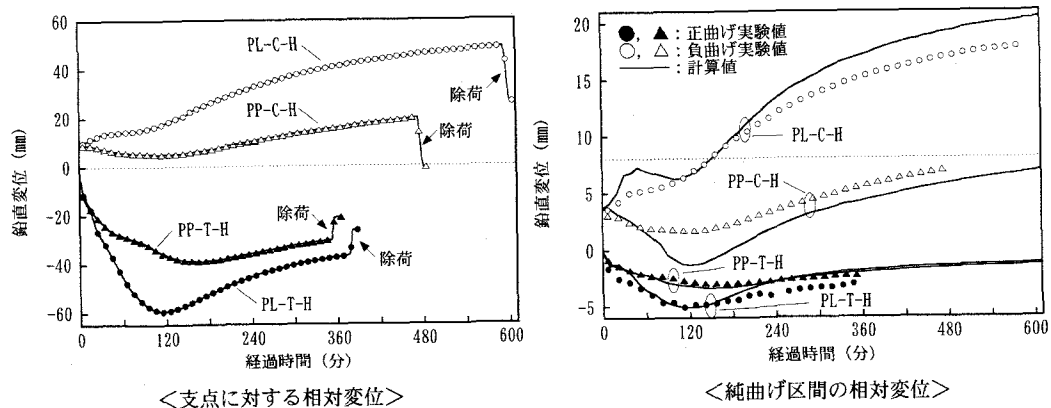


図-6 試験体スパン中央部の鉛直変位

負曲げの場合、加熱前の所定の载荷によって、10mm程度上に凸の変形となっていた。PL-C-Hでは、加熱開始後から一貫してスパン中央部が上方に変位する傾向を呈した。これに対してPP-C-Hでは加熱開始後120分程度までは下方に変位し、その後上方への変位に転じた。PL-C-Hは、加熱面側の断面が欠損するとともにコンクリートおよび鉄筋が高温になることによって強度およびヤング係数が低下し、中立軸が上方へ移動したため、スパン中央部の上方への変形量が増大したものと考えられる。

一方、PP-C-Hでは、加熱表面に近い部分のコンクリートの強度およびヤング係数が早期に低下するが、内部のコンクリートおよび鉄筋は急激に温度上昇せず、200℃程度までであれば強度およびヤング係数は大きく低下しない。下方への最大変位は加熱後約120分の時点で観測され、この時、加熱面から60mmの位置におけるコンクリート温度が最高温度の約300℃に達していた。下側主鉄筋温度が約220℃の最高温度に達したのは、下方への最大変位が観測された時間よりも30分ほど遅い約150分であった。試験体の厚さ方向に温度勾配があり、加熱側コンクリートおよび下側主鉄筋の熱膨張によって、パイメタル効果で下方へ変位したといえる。

除荷後の残留変位については、加熱開始後約600分に除荷したPL-C-Hで約20mm上に凸となっていたのに対し、加熱開始後約480分に除荷したPP-C-Hでは、残留変位はほとんど生じなかった。

(2) 加力実験

正曲げおよび負曲げの加力実験における、除荷過程を取り除いた包絡線と降伏までの領域を拡大した荷重－変形関係を図-7に示す。

正曲げの場合、加熱試験体の载荷初期剛性は、非加熱試験体に比べて低くなった。これは、主に引張側、すなわち加熱側のコンクリートにおいて、载荷時および加熱時にひび割れが生じたことや、高温履歴による力学的性質の劣化が影響していると考えられる。非加熱試験体にひび割れが発生する荷重レベル以上では、非加熱試験体の曲げ剛性が徐々に低下して、加熱試験体の曲げ剛性に漸近した。引張主鉄筋が降伏する荷重レベル以上では、加熱試験体と非加熱試験体の剛性に大きな差異は認められなかった。降伏荷重（引張主鉄筋が降伏した荷重）は、いずれの試験体においてもほぼ同程度であった。この理由として、加熱実験における引張主鉄筋の最高履歴温度が繊維混入の有無に関わらず500℃以下であった

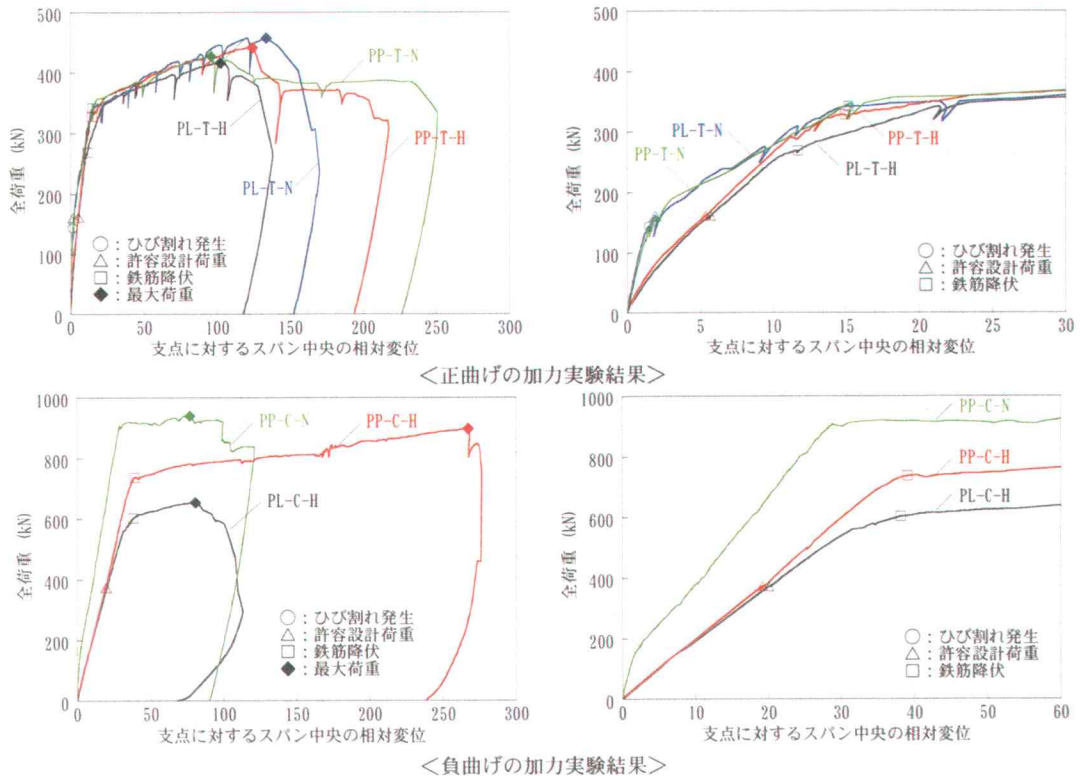


図-7 加力実験における試験体の荷重－変位関係

ことが挙げられる。最高履歴温度が500℃以下であれば、常温まで冷却された鉄筋の力学的性質は加熱前と同等に回復するため¹⁾、引張主鉄筋の降伏強度に強く影響される構造降伏耐力に差異が生じなかったものと考えられる。

正曲げの各試験体の最大荷重を比較すると、加熱試験体と非加熱試験体とで曲げ耐力に有意な差はなかった。これは、曲げ引張側コンクリートが加熱の影響を受けたのに対して、圧縮側コンクリートは温度上昇も少なく加熱の影響がほとんどなかったため、曲げ圧縮側コンクリートの圧縮強度および引張主鉄筋の降伏強度に大きく支配される曲げ耐力に、有意な差異が現れなかったものと考えられる。最大荷重以降のポストピーク挙動に関しては、繊維無混入コンクリートの試験体に比べて、PP繊維混入試験体ではじん性的な特性を示した。この結果から、混入量は少ないものの、PP繊維によるコンクリート材料自体のじん性能の向上効果があったものと考えられる。このじん性能の向上は曲げ圧縮側コンクリートのものだけではなく、引張主鉄筋周辺のコンクリートの引張硬化も寄与していたと考えられる。

負曲げの場合も、正曲げの場合と同様に、加熱試験体の載荷初期剛性が、非加熱試験体に比べて低くなった。これは加熱時に非加熱面側のコンクリートに生じたひび割れや、加熱側コンクリートの力学的性質の劣化が影響しているといえる。降伏荷重は、 $PP-C-N > PP-C-H > PL-C-H$ の順に大きく、その比率は、 $1.00 : 0.81 : 0.67$ であった。正曲げの場合と異なり、各試験体間で差異が大きくなったのは、各試験体における曲げ圧縮側コンクリートの状況が異なるためだといえる。試験体PP-C-Nは、加熱されていないため、曲げ圧縮側コンクリートが健全であり、降伏耐力が劣化せず最も大きな値を示したといえる。加熱によって曲げ圧縮側コンクリートの爆裂が生じた試験体PL-C-Hは、曲げ耐荷能力の支配因子である有効高さが減少しているため、最も小さな降伏耐力になったと考えられる。加熱によって曲げ圧縮側コンクリートに爆裂は生じなかったが、力学的性質の劣化が生じたPP-C-Hでは、試験体PP-C-NとPL-C-Hの中間的な降伏耐力になった。

負曲げの各試験体の最大耐力の大小関係は、降伏耐力の大小関係と同じとなり、その比率は $PP-C-N : PP-C-H : PL-C-H = 1.00 : 0.95 : 0.70$ となった。最大荷重以降のポストピーク挙動に関しては、PP-C-NおよびPL-C-Hに比較して、PP-C-Hは延性的な挙動を示した。高温を履歴したコンクリートのヤング係数や圧縮強度は加熱前より低下するとともに、延性的な

応力-ひずみ関係になることが知られている⁷⁾。このことから、PP-C-Hの加熱側のコンクリートは高温履歴を受けて延性的な応力-ひずみ関係になっていたと考えられ、これが、PP-C-Hの最大耐力時の変形を大きくしたものと考えられる。

(3) 実験のまとめ

PP繊維混入コンクリートを使用した場合、コンクリートの爆裂が防止されるため、繊維無混入コンクリートに比べて、加熱による主鉄筋の温度上昇や部材の変形量の増加を抑制でき、冷却後の構造性能に関しても、降伏耐力および最大耐力の低下を抑制できることが明らかとなった。

4. 火災時の変形挙動に関する解析

(1) 解析手法

a) 熱伝導解析手法

熱伝導解析は、差分法^{8),9)}を適用した非定常熱伝導解析プログラム¹⁰⁾を用いて行った。差分法では、解析対象断面を微小要素に分割し、要素内は一様温度として取り扱い、解析時間を微小時間間隔に分割した繰り返し計算により各要素の温度を算出する。その際、微小時間間隔内では要素の温度は一定とする。解析における前提条件は以下のとおりとした。

- ・加熱面および非加熱面の熱伝達：放射熱伝達および対流熱伝達による熱エネルギーの収支を取り扱う。加熱面における放射熱伝達については、コンクリート表面の放射率を0.9、火炎の放射率を0.9とした合成放射率0.82を採用する。

- ・コンクリートと鉄筋の比熱・熱伝導率：温度依存性を考慮したEUROCODE4¹¹⁾のモデルを適用する。

- ・コンクリートの温度停滞：コンクリートの温度は、その上昇過程において、含水分の潜熱によって100℃近傍で停滞する。本解析では、100℃で温度上昇の停滞が起こるものとする。また、コンクリート中の水分は温度変化によって移動するが、本解析ではコンクリート中の水分移動は無いものとする。要素内の含水分が0%になった次の時間段階から再度温度上昇するものとする。

- ・コンクリートの爆裂：コンクリートの爆裂については、未だ解析による定量的な予測手法は確立されていない。そこで、本解析では、図-8に示すように爆裂による断面欠損が時間に依存して加熱面から内部に進行するものと仮定し、爆裂によって新たに加熱面に露出する要素の表面について、火炎からの放

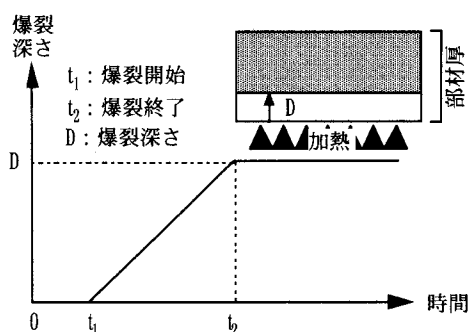


図-8 爆裂による断面欠損の経時変化モデル

射および高温ガスの対流による熱伝達を計算する。爆裂深さの進行に関する時間依存性については、加熱実験結果を参考にして設定する。

b) 熱応力変形解析手法

熱応力変形解析には、弾塑性熱応力変形解析プログラム^{12), 13)}に、鉄筋とコンクリートの線膨張係数および鉄筋の応力-ひずみ関係として温度依存性を考慮したEUROCODE4モデルを、コンクリートの応力-ひずみ関係として温度依存性と作用応力の影響を考慮したMSモデル^{14), 15)}を導入したプログラムを用いた。

当該解析では、平面保持を仮定し、時間積分直接剛性法による繰返し計算によって、非定常計算を行うものである。そのため、部材内部温度の時間変動は、熱伝導解析と同様に段階的なものとし、区分された微小時間内では要素の温度は一定として取り扱う。また、部材断面を微小要素に分割するとともに、部材の材長方向についても複数の要素に分割する。繰返し計算の収束の判定は、部材を材長方向に分割した各節点における力の釣合いによって行う。すなわち、節点に作用する外力と部材断面の応力を積分して求めた内力の和との差によって、時間段階毎に収束を判定する。収束計算過程における不釣り合い力分の増分変位の算定は、部材断面の各要素の剛性（要素のひずみ履歴を考慮した応力-ひずみ曲線における接線の勾配）を積分して求めた接線剛性と不釣り合い力から算定する。不釣り合い力分の増分変位は収束計算過程において節点変位に逐次累加する。

(2) 頂版試験体に関する解析および考察

PL-T-H, PP-T-H, PL-C-HおよびPP-C-Hについて、熱伝導解析および熱応力変形解析を行った。

a) 解析概要

解析モデルは、試験体の厚さ方向を厚さ2~10mm程度の層で55分割して、底面から加熱を受ける一次元モデルとした。加熱は、加熱実験と同じZTV加熱曲線（60分）とした。本解析では、図-8に示した

爆裂による断面欠損の時刻歴モデルにおいて、正曲げでは、 t_1 （爆裂開始時間）=2分、 t_2 （爆裂終了時間）=20分、 D （爆裂深さ）=35mmとし、負曲げでは、 t_1 （爆裂開始時間）=3分、 t_2 （爆裂終了時間）=25分、 D （爆裂深さ）=90mmとした。爆裂開始時間および終了時間は、加熱実験時の観察結果に基づいて決定した。爆裂深さは、部材内部温度測定位置における爆裂深さとした。

熱応力変形解析の解析対象範囲は、正曲げでは載荷点間の1,600mm（スパン中央の両側800mm）、負曲げでは加熱範囲かつ純曲げ区間である3,200mm（スパン中央の両側1,600mm）とした。試験体断面の分割は熱伝導解析と同じとし、試験体長さ方向の分割は、正曲げで18分割、負曲げで20分割とした。

b) 試験体内部温度

実験結果と計算結果の比較を図-5に示す。実験では加熱面から135mmの試験体内部に熱電対を配置して温度を測定したが、解析では135mmの位置で温度を計算していないため、130mmおよび140mmの位置における計算値を示した。繊維無混入コンクリートを想定した爆裂有りの計算およびPP繊維混入コンクリートを想定した爆裂なしの計算結果において、実験値と計算値は概ね一致した。また、加熱面から135mmにおける実験値は、130mmおよび140mmの解析値の間に位置しており、ほぼ解析でトレースできているものと判断される。下側主鉄筋温度に関して、解析では鉄筋の代表温度を一点で扱っており、実験のように鉄筋の下面温度と上面温度を区別していないが、計算値はほぼ実験値と同等な温度を示している。加熱面のコンクリート温度に若干の差異を生じた原因としては、試験体製作時に加熱面0mmの熱電対先端部表面に、ごく薄いモルタル層ができてしまったためと考えられる。

本解析結果から、熱伝導解析手法、および爆裂による断面欠損について仮定した時刻歴モデルがほぼ妥当であったものと判断される。

c) 変形

純曲げ区間におけるスパン中央部の変位の実験結果と計算結果の比較を図-6に示す。

正曲げについては、爆裂の有無にかかわらず、最大たわみまでの計算結果と実験結果はほぼ一致した。最大たわみ以降の変位は、計算値が実験値よりも小さくなった。これは、コンクリートに生じたひび割れが、計算上は完全に閉じるのに対して、実際のひび割れは完全に閉じないなど、コンクリートのひび割れに関するモデル化に原因があると思われる。

負曲げのPL-C-Hに関する鉛直変位の実験値は、加

熱開始後約30分まで急激に上方に変位し、30～90分は変位の増加が一時緩やかになり、その後再び上方へ変位した。解析でも、上方変位の[急増→停滞→再増加]といった3段階に分けられる時間－変位曲線の形状が得られた。計算値と実験値で定量的な差が生じた原因として、数値計算ではすべての下側主鉄筋が露出するモデルで行ったのに対して、実験では6本の下端主鉄筋のうち中央の2本しか露出しなかったことが挙げられる。実験において側面側の2本ずつの圧縮鉄筋が炉内の高温に直接曝されなかったのは、かぶりコンクリートが完全には失われなかったためであり、特に試験体側面下端の隅角部のかぶりコンクリートは厚く残存していた。この隅角部の熱膨張力が上方への変位を抑制したこと、および圧縮鉄筋の温度上昇がかぶりコンクリートで抑制されたことなどによって、実験における上方への変位量が計算値よりも小さくなったと考えられる。

爆裂しなかったPP-C-Hの鉛直変位については、加熱初期における下方への変位量の増加、加熱開始後120分から再び上方へ変位する傾向が解析によって再現できた。下方への変位量は、実験値よりも計算値の方が大きくなった。計算では断面内の温度を一次元として取り扱っており、中心部も側面側も同じ温度となる。実験では前述したように側面側の温度が上がりにくく、バイメタル効果で試験体を下方に変位させる試験体下側の熱膨張力は、断面内温度分布を均一に仮定している計算の方が大きいことが影響したものと考えられる。

以上、若干の定量的な差異はあるものの、爆裂有りの場合および爆裂無しの場合のいずれにおいても、計算結果と実験結果の定性的な傾向は一致しており、本解析手法によって、コンクリート構造物の変形挙

動が概略予測できるものと判断される。

(3) 開削トンネル断面の解析および考察

解析ケースは、繊維無混入コンクリートを使用したトンネルで火災によりコンクリートが爆裂する場合と、繊維混入コンクリートを使用したトンネルでコンクリートが爆裂しない場合の2ケースとした。

a) 解析概要

解析したトンネル断面を図-9に示す。頂版、底版および側壁は厚さ1,100mm、中壁は厚さ1,000mmであり、片側断面の内寸は高さ7,300mm、幅9,500mmである。解析では、左側の断面空間に火災を想定した。本解析における前提条件を以下に列記する。

- ・トンネル長さ方向の取扱い：使用する解析プログラムは2次元モデルについて計算するものであるため、トンネル長さ方向の拘束条件については考慮せず、奥行き1mとして計算する。
- ・コンクリートおよび鉄筋：コンクリートの圧縮強度は 42N/mm^2 、含水率は非供用トンネルおよび供用トンネルで実際に測定した含水率の上限値である6%とし、鉄筋種類はSD345とする。
- ・爆裂の取扱い：爆裂は、火災前のモーメント分布において、正曲げ域および負曲げ域を分けし、各々の領域について、頂版試験体の解析で用いた時刻歴モデルを適用する。
- ・トンネル内火災温度および分布：火災温度－時間関係は、ZTV加熱曲線（60分）とする。火災温度分布に関しては、天井面付近の火災温度が任意の時刻における最高温度になるものとし、壁面の火災温度は、壁面と天井面が曝される火災温度の連続性を考えて、天井面を最高温度、床面温度を 20°C としてその間の温度を直線補完する。本仮定により、ZTV加

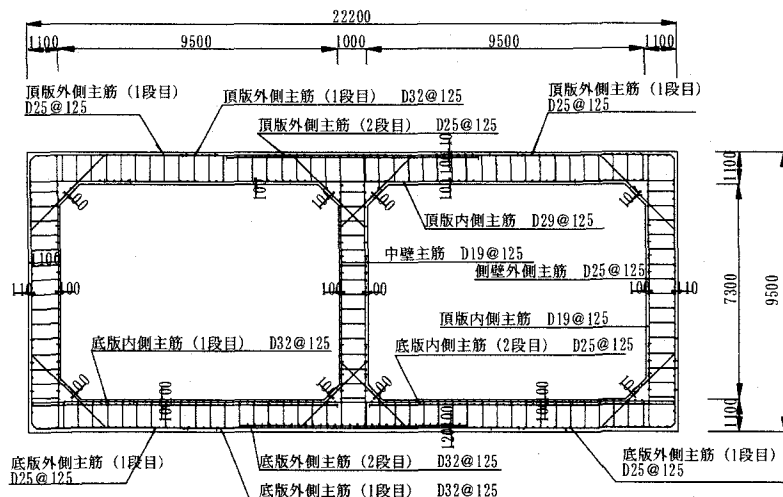


図-9 開削トンネル断面の解析モデル

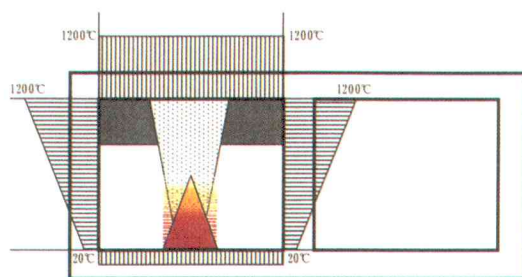


図-10 トンネル断面内火災温度分布の仮定

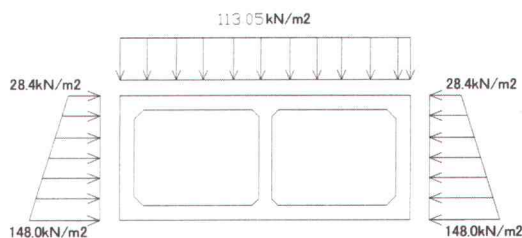
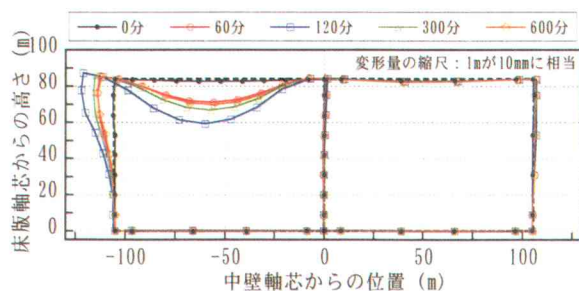
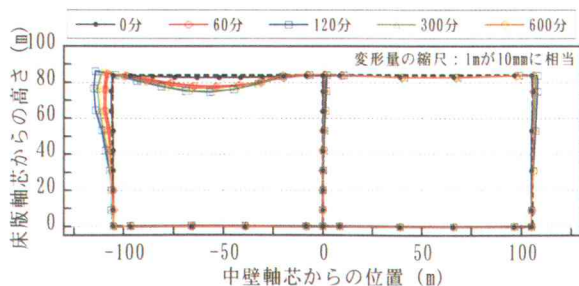


図-11 作用荷重（土水圧）の仮定

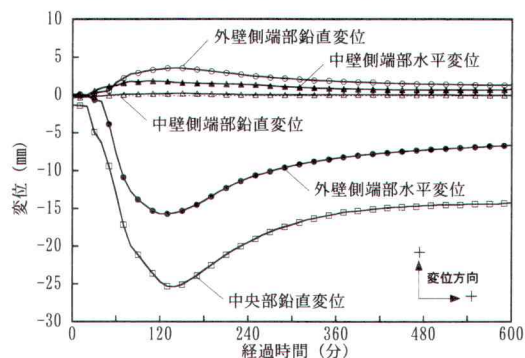


＜繊維無混入コンクリート（爆裂有り）＞

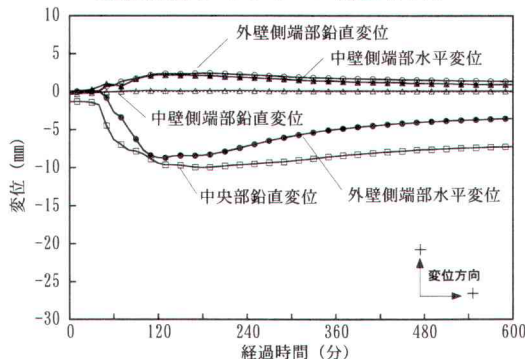


＜PP 繊維混入コンクリート（爆裂無し）＞

図-12 開削トンネル断面変形図



＜繊維無混入コンクリート（爆裂有り）＞



＜PP 繊維混入コンクリート（爆裂無し）＞

図-13 開削トンネル断面頂版部材の変形の経時変化

熱曲線における5～60分のトンネル内温度分布は図-10のようになる。

・土水圧：トンネル構造体に作用する土水圧は、図-11のように与える。

b) 解析結果

トンネル断面の変形を図-12に、頂版部材の中央および端部に関する変位の経時変化を図-13に示す。爆裂が発生する場合の頂版部材中央部の下方への鉛直変位は最大で25mm程度となり、爆裂が発生しない場合は最大で10mm程度となった。爆裂の有無にかかわらず、火災区画に隣接する右側断面には、変形がほとんど生じなかった。頂版部材端部の水平変位については、爆裂が発生する場合の外壁側の水平変位が爆裂しない場合に比べて2mm程度大きくなったが、中壁側の水平変位については、爆裂の影響は見られない。中壁側の水平変位は右側断面の健全部材によって抑制されたといえる。

(4) 解析のまとめ

加熱実験のシミュレーションによって妥当性を検証した解析手法を用いて、負曲げ域および正曲げ域の爆裂深さの違いを考慮した繊維無混入コンクリート使用の開削トンネルの断面解析、および繊維混入コンクリートを使用して爆裂が生じない場合の断面解析の2ケースを行った。その結果、爆裂が発生する場合、頂版部材中央の鉛直方向の最大変位量は、爆裂のない場合の2.5倍となった。この結果から、PP繊維混入コンクリートを使用した構造体は、火災時の爆裂が抑制されることによって耐火性能が向上し、繊維無混入コンクリートを使用した構造体と比べて、変位量が小さくなることが明らかとなった。

5. 結論

開削トンネルの耐火性能およびPP繊維混入コンクリートの有効性の確認を目的として、正曲げおよび負曲げ状態にある頂版部材を想定した加熱実験と加熱後の加力実験を行うとともに、部材内部温度および変形挙動に関する解析的検討を行った。

実験の結果、繊維無混入コンクリートを使用した場合には、加熱によって爆裂が発生し、負曲げでの爆裂深さは、正曲げの2倍程度となって主鉄筋が露出した。PP繊維を $1\text{kg}/\text{m}^3$ の割合で混入したコンクリートでは、完全に爆裂が防止され、繊維無混入に比べて、主鉄筋の温度上昇、加熱による変形が抑制された。加熱後の耐力については、正曲げの場合、繊維混入の有無にかかわらず、降伏耐力は低下するが最大耐力は加熱していない試験体と同程度であった。負曲げの場合、加熱によって降伏耐力、最大耐力ともに低下するが、繊維混入コンクリートでは最大耐力の低下は非加熱に対して1割程度であった。

解析では、実験結果と計算結果の比較から、適用した熱伝導解析手法および熱応力変形解析手法がほぼ妥当であることが確認された。その解析手法を用いて、開削トンネル断面の火災時構造挙動解析を行った結果、繊維混入コンクリートを用いて爆裂を抑制した構造体では、頂版部材の鉛直変位量が繊維無混入の場合の1/2.5となった。

以上から、PP繊維混入コンクリートは、火災時における爆裂が抑制され、コンクリート構造体の耐火性能の向上に有効であることが明らかとなった。

謝辞：加熱実験の実施にあたり、独立行政法人建築研究所増田秀昭主任研究員ならびに財団法人ベタリーピング遊佐秀逸部長にご指導頂いた。ここに記して謝意を表します。

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。
- 2) 森田 武、西田 朗、刑部 章、河内 二郎：耐火性に優れた超高強度コンクリートの仕様と施工，コンクリート工学，Vol. 39, No. 11, 社団法人日本コンクリート工学協会，2001。
- 3) 伊藤学、藤井康男、中井勉：開削トンネルの耐火性能に関する研究，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，pp. 275-280, 土木学会，2004。
- 4) 中井勉、志村敦、森田武：圧縮力を受けるコンクリー

トの耐火性能に関する実験的検討，土木学会第60回年次学術講演会講演概要集，pp. 829-830, 2005。

- 5) 長沼敏彦、小林寛、吉村敏志：ファイバーコンクリートの耐火性能に関する実験的検討，土木学会第58回年次学術講演会講演概要集，pp. 1111-1112, 2005。
- 6) BUNDESMINISTERIUM FUER VERKEHR Abteilung Strassenbau : ZTV-TUNNEL Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien fuer den Bau von Strassentunneln Teil 1 Geschlossene Bauweise, Bundesministerium fuer Verkehr, 1995。
- 7) Schneider, U. : Concrete at High Temperatures - A General Review, Fire Safety Journal, 13, pp. 55-68, 1988。
- 8) 若松孝旺：火災時における建物部材の内部温度算定に関する研究（第一報）－算定式の誘導，算定条件および算定要素－，日本建築学会論文報告集，第109号，1965。
- 9) 若松孝旺：火災時における建物部材の内部温度算定に関する研究（第二報）－算定式の解法－，日本建築学会論文報告集，第111号，1965。
- 10) Morita, T., Wakamatsu, T., Uesugi, H., and Saito, H. : Analyses of Composite Beams and Frames at Elevated Temperature, Fire Safety Science - Proceedings of the Third International Symposium on Fire Safety Science, pp. 761-770, 1991。
- 11) EUROCODE 4 Design of Composite Steel and Concrete Structures Part 1.2 : Structural Fire Design, CEN/TC250/SC4, Second Draft, 1992。
- 12) Koike, H. and Uesugi, H. : FIRES-FRAME I A Computer Program for the Fire Response of Steel Structures of Tall Buildings, Chiba University, 1988。
- 13) 上杉英樹、小池浩：高層鉄骨架構の熱応力解析（その1），日本建築学会構造系論文報告集，第381号，pp. 73-79, 1987。
- 14) Schneider, U., Morita, T. and Franssen, J-M. : A Concrete Model Considering the Load History Applied to Centrally Loaded Columns under Fire Attack, Fire Safety Science - Proceedings of the Fourth International Symposium on Fire Safety Science, pp. 1101-1112, 1994。
- 15) Morita, T., Schneider, U. and Franssen, J-M. : Influence of Stress History Function in the Schneider-concrete-model under Fire Attack, Fire Safety Science - Proceedings of the Fifth International Symposium on Fire Safety Science, pp. 1057-1068, 1997。