

火災時におけるプレストレストコンクリート部材の
爆裂挙動と火災後の耐荷性に関する研究

令和2年2月

群馬大学大学院理工学府
博士後期課程理工学専攻
環境創生理工学領域

藤本 謙太郎

目 次

第1章 序論	1
1. 1 研究の目的	1
1. 2 研究の背景	1
1. 2. 1 プレストレストコンクリート部材の耐火性能	1
1. 2. 2 プレストレストコンクリートの耐火対策	2
1. 3 論文の構成	3
参考文献	5
第2章 プレストレストコンクリートの耐火性に関する既往の研究	6
2. 1 はじめに	6
2. 2 プレストレストコンクリートの耐火性に関する既往の研究	6
2. 2. 1 はじめに	6
2. 2. 2 プレストレストコンクリートの耐火性能	6
2. 2. 3 耐火性能評価	8
2. 2. 4 おわりに	9
2. 3 コンクリートの爆裂に関する既往の研究	10
2. 3. 1 はじめに	10
2. 3. 2 コンクリートの爆裂現象	10
2. 3. 2. 1 コンクリートの爆裂現象の特徴	10
2. 3. 2. 2 爆裂現象の分類	11
2. 3. 2. 3 爆裂発生メカニズム	11
2. 3. 3 おわりに	13
2. 4 各種材料の高温特性に関する既往の研究	14
2. 4. 1 はじめに	14
2. 4. 2 コンクリート	14
2. 4. 2. 1 はじめに	14
2. 4. 2. 2 化学的性質	14
2. 4. 2. 3 物理的性質	15
2. 4. 2. 4 力学的性質	18
2. 4. 3 鋼材	20
2. 4. 3. 1 はじめに	20
2. 4. 3. 2 化学的性質	20
2. 4. 3. 3 物理的性質	20
2. 4. 3. 4 P C鋼棒の力学的性質	20
2. 4. 3. 5 鉄筋の力学的性質	21
2. 4. 4 おわりに	22
参考文献	23

第3章 PC部材の耐火性能評価	28
3.1 はじめに	28
3.2 試験計画	28
3.3 実験概要	29
3.3.1 試験体の形状寸法	29
3.3.2 加熱試験	32
3.3.3 載荷試験	35
3.4 加熱試験結果	36
3.4.1 爆裂状況観察結果	36
3.4.2 コンクリート内部の温度変化	40
3.4.3 鉄筋およびPC鋼材のひずみ	42
3.4.4 変形挙動	47
3.4.5 まとめ	51
3.5 載荷試験結果	52
3.5.1 荷重変位曲線および曲げひび割れ幅	52
3.5.2 最大荷重と引張鉄筋降伏強度	53
3.5.3 まとめ	55
3.6 おわりに	55
参考文献	56
第4章 PC部材の爆裂評価手法の提案	57
4.1 はじめに	57
4.2 引張ひずみ破壊モデルを用いた爆裂深さの評価	57
4.2.1 引張ひずみ破壊モデル	58
4.2.2 非線形温度分布による拘束応力ひずみの算出	59
4.2.3 爆裂深さの推定	61
4.3 有限要素法による爆裂深さの経時変化の評価に関する検討	65
4.3.1 解析方法および概要	65
4.3.2 物性値および熱伝達境界	67
4.3.3 解析結果	67
4.4 おわりに	70
参考文献	71

第5章 PC部材の火害後の残存耐力評価手法の提案	72
5.1 はじめに	72
5.2 検討概要	72
5.3 検討結果	73
5.4 おわりに	75
参考文献	76
第6章 結論	77
6.1 はじめに	77
6.2 PC部材の耐火性能評価	77
6.3 PC部材の爆裂評価手法	78
6.4 PC部材の火害後の耐力評価手法	79
6.5 今後の展望	79
謝辞	80
発表論文	81

第1章

「序論」

第 1 章 序論

1. 1 研究の目的

プレストレストコンクリート（以下、PC と記す）構造物は、コンクリートにあらかじめ初期圧縮力（プレストレス）を導入し、コンクリートに生じる引張応力やひび割れ幅を制御できる特徴を有し、鉄筋コンクリート（以下、RC と記す）構造と比較して優れた力学性能を有する。この優れた力学性能により、橋梁やトンネル、石油およびガス貯蔵施設、防衛施設などの公共設備や構造建築物において多岐にわたり使用されており、構造物の大規模化に寄与してきた。PC 構造物は、高強度コンクリートや高強度引張鋼材が使用されており、プレストレスによる拘束応力下のコンクリート構造という特異な点を有している。このことは、火災時にコンクリートの表層部が爆発的に剥離・剥落する爆裂現象（以下、爆裂と記す）が発生するリスクが潜在的にあることを意味しており、古くから PC 構造物は RC 構造物に比べて爆裂が発生しやすいことなどが知られている。

一般に、PC 構造物は RC 構造物同様に耐火構造であるという認識であったため、その耐火性に関する研究はさほど活発に行われておらず、プレストレスト構造に対する耐火性能の評価と設計法の確立は十分とは言えないのが現状である。しかし、近年、耐火構造であると考えられてきた RC 構造もコンクリートの高強度化に伴い、火災時に爆裂が生じることが知られており、耐火性の検討が進められている。

近年、交通事故を発端とする火災による橋梁の損傷（火害）が報告されているが、橋梁をはじめとする土木構造物においては、耐火対策を基準化している事例はほとんどなく、復旧に対しての指針類も範囲を限定して用いられている状態であることから、迅速な対応が可能とは言い難い状況である。さらに、近年、技術の発展に伴い、高強度コンクリートや高強度 PC 鋼材を用いて、今までよりさらに大きなプレストレスの導入が可能となり、部材断面の省力化が図られているが、これらの新技術を用いた PC 構造物の火災時の性状は明確に判明していないのが現状である。そこで本研究では、高強度コンクリートを用いた PC 梁部材の爆裂性状などの耐火性能評価を行い、爆裂評価手法の構築および火害後の PC 梁部材の耐力推定手法を構築することを目的とした。

1. 2 研究の背景

1. 2. 1 プレストレストコンクリート部材の耐火性能

RC(構)造は、建築基準法第二条 7 号において耐火構造として明記されている。一方、PC(構)造については明記されていないが、RC と同様に、コンクリートと鋼材からなる材料で構成されることから一般的に耐火構造として扱われている。「プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説（日本建築学会 1998.11 月）」[1]では、プレストレストコンクリート構造に必要な耐火性能として、「設計の対象とする火災時間中に構造部材が破壊しないように決定」する必要があるとしている。しかし、一方で、「プレストレストコンクリート構造の耐火性は構造材料の温度分布・高温性状・熱応力性状など複雑な要因があるため、簡単に表現できない」ことから、種々の条件を無視して「PC 鋼材の高温降伏値が常温値の 1/2 以下に低下しないようにすることで耐火性能を確保できるとすれば、PC 鋼材の平均温度が設計火災期間中に表の温度を超えないように

コンクリートおよび耐火被覆などで保護すればよい」としており、建築物の部分やPC鋼材の種類に応じた許容平均温度が示されている。また、そのPC鋼材の許容温度を超えないために必要なかぶり厚さとして、最小かぶり厚が提案されており、一般的にはこれを準用している。

近年、コンクリートの高強度化に伴い、これまで耐火構造であると考えられてきたRC構造でも火災時にコンクリートの表層が爆裂することが知られている。そのため、日本建築学会では、「建築工事標準示方書 JASS5 鉄筋コンクリート工事 (2015)」[2]の高強度コンクリートにおいて、「(6) コンクリートの耐火性：設計基準強度 80N/mm^2 以上のコンクリートを使用する場合の耐火性(爆裂製)の検討とその対策の設計仕様への反映」を検討すべき事項として挙げている。また、「高強度コンクリート施工指針(案)・同解説 2013」[3]でも、「コンクリートは火災時に耐火上または構造耐力上有害と認められる変形や破壊が生じないこと、設計基準強度 80N/mm^2 以上の高強度コンクリートについては、部材の耐火性能を信頼できる資料または実験などにより検討し、耐火性能確保のための対策が必要な場合は適切な措置をとる。」としている。また、コンクリートの爆裂防止策として、(1)表層部の温度上昇・温度勾配の低減、(2)蒸気圧の低減、水分移動を容易にさせる、(3)爆裂によるコンクリートの飛散を防止を挙げ、具体的な対策方法を紹介している。

一方、土木学会では、「2017年制定 コンクリート標準示方書[設計偏：標準]」[4] 5章に耐火性に対する照査について記述されており、「コンクリート構造物の耐火性は、主にかぶりとコンクリート自体の耐火性に依存するため、一般には、コンクリートがかぶりに応じた所要の耐火性を満足すれば、構造物としての耐火性は確保されると考えられる」とし、コンクリート構造物のかぶりの重要性を解説している。また、「一般的な環境下において耐久性を満足するかぶりの値に 20mm 程度を加えた値を最小値とすれば、耐火性に対する照査は省略してよい」としている。ただし、「プレストレスの導入された構造物や部材等では、火災等の熱による急激な耐力低下を招く場合もあり、このようなことが想定される場合には、耐火性に対する慎重な検討が必要である」とし、PC構造の耐火性については慎重な検討を行うように促している。また、設計基準強度 $50\sim 100\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートについては、「2017年制定 コンクリート標準示方書[施工偏：特殊コンクリート]」[5] 4章において、「高強度コンクリートは組織が緻密であるため、火災によってコンクリート表面が高温に曝されると、水結合材比が小さいほど爆裂を生じる可能性が高くなり、その損傷の程度も大きくなる傾向がある」と解説している。そして、「耐火性を必要とする構造物に高強度コンクリートを使用する場合には爆裂の対策を講じる必要がある」としている。また、爆裂の対策として「コンクリート中に合成繊維の短繊維を混入する方法、鋼板等により爆裂した場合の飛散を防止する方法、耐火被覆により温度上昇を低減する方法などがあり、実施にあたってはその効果が十分に確認された方法を採用するのがよい」ことが記されている。しかし、PC構造の土木構造物において、これまで実際に火災による火害を受けた事例は極端に少なく、PC構造に関する耐火性能について明確な基準がないのが現状である。

1. 2. 2 プレストレストコンクリートの耐火対策

コンクリートの爆裂防止対策としては、一般的に耐火被覆材料によりコンクリート表面を被覆する方法やコンクリート中に合成繊維などを混入させる対策が施されている。これらの対策をPC部材に適用した事例についても報告がある。青山ら[6]は、トンネル内に設置されるPC天井版を想定し、爆裂防止対策としてポリビニールアルコール(PVA)、ポリプロピレン(PP)な

どの有機繊維の種類,ならびに混入量をパラメータとしたPC版のRABT曲線による加熱試験,ならびに加熱試験終了後に載荷試験を実施している.その結果,PP繊維を混入したPC版では爆裂が生じなかったこと,PVA繊維を混入したPC版では繊維混入量を0.15%としたものは爆裂範囲が非常に軽微であったとしている.また,松井ら[7]はPCスラブの試験体に耐火被覆を15mm施し,RABT曲線を用いた試験結果について報告を行っている.

1.3 論文の構成

図-1.3.1に本論文の構成をフロー図で示す.本論分は6章から構成されており,各章の概要は以下のとおりである.

第1章「序論」では,プレストレストコンクリートの耐火性能に関する現状の考え方や動向などについて述べ,研究の目的および本論分の構成を示した.

第2章「コンクリート構造物の耐火性に関する既往の研究」では,プレストレストコンクリートの耐火性に関する既往の研究をはじめ,コンクリートの爆裂に関する既往の研究,各種材料の高温特性に関する既往の研究について紹介するとともに整理を行った.プレストレストコンクリートの耐火性に関する既往の研究では,プレストレストコンクリートの爆裂現象や耐火性能評価,数値解析シミュレーションに関する既往の研究について紹介し,PC構造物の耐火性に関する動向について述べた.コンクリートの爆裂に関する既往の研究では,プレストレストコンクリートの耐火性能評価について考えるにあたり,爆裂現象について把握する必要があることから,コンクリートの爆裂に関する国内および海外の研究成果について整理した.また,コンクリートの爆裂発生の要因として,水蒸気圧説,熱応力説,それらの複合作用説が挙げられているが,具体的な爆裂発生メカニズムについては解明されていないことを紹介した.各種材料の高温特性に関する既往の研究では,プレストレストコンクリートの残存耐力の評価を考えるにあたり,各種材料の高温時の材料特性に関する既往の研究について整理を行った.

第3章「PC部材の耐火性能評価」では,現状のPC梁部材の耐火性能を確認するため,幅200×高さ160×長さ1,500mmのPC梁の加熱試験を実施し,PC部材の爆裂性状や変形挙動,爆裂に伴うプレストレストの減少を明らかにした.さらに,加熱後のPC梁の載荷試験を実施し,爆裂や高温環境下に曝された場合にPC梁が受ける影響について検証を行った.

第4章「PC部材の爆裂評価手法の提案」では,PC梁部材の爆裂評価を行う方法を提案し,本研究で実施したPC梁部材と比較することにより,その妥当性の検証を行った.また,爆裂評価手法を用いたFEM解析を実施し,爆裂深さの経時変化について検討を行った.

第5章「PC部材の火害後の残存耐力評価手法の提案」では,終局時にPC鋼材の降伏が生じずに曲げ圧縮破壊となる定着部が健全なPC梁部材の火害後の残存耐力評価手法を提案し,鋼材の受熱温度が大きな強度低下が生じない範囲であれば導入プレストレスト量の減少を加味することにより評価が可能であることを示した.

第6章「結論」では,本研究の成果をまとめるとともに,今後の課題および展望について整理を行った.

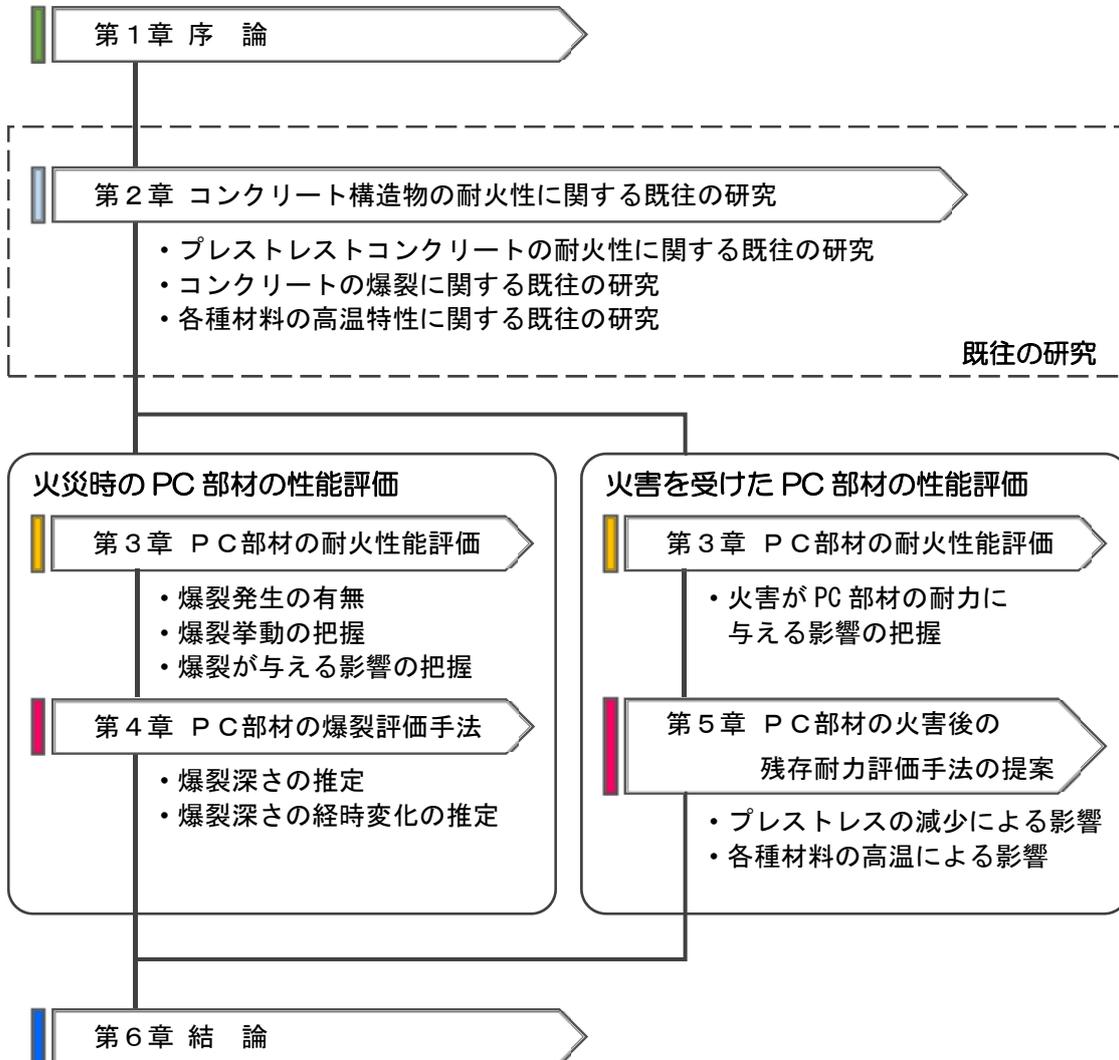


図-1.3.1 論文の構成

参考文献

- [1] 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説，1998.
- [2] 日本建築学会：建築工事標準仕様書 JASS 5 鉄筋コンクリート工事，2018.
- [3] 日本建築学会：高強度コンクリート施工指針（案）・同解説，2013.
- [4] 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】，2017.
- [5] 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書【施工編】，2017.
- [6] 青山敏幸，鈴木雅博，遊佐秀逸，須藤昌照：有機繊維を混入したプレテンション方式 PC 版の耐火性能に関する検討，プレストレストコンクリート技術協会 第 14 回シンポジウム論文集，pp.463-466，2005.
- [7] 松井淳，中村秀三，濱田譲，田村聖：PC スラブの RABT 火災曲線による耐火試験，土木学会 第 59 回年次学術講演会，pp.967-968，2004.

第2章

「プレストレストコンクリートの 耐火性に関する既往の研究」

第2章 プレストレストコンクリートの耐火性に関する既往の研究

2. 1 はじめに

一般に、プレストレストコンクリート（以下、PCと記す）構造物は鉄筋コンクリート（以下、RCと記す）構造物同様に耐火構造であるという認識であったため、その耐火性に関する研究はさほど活発に行われていない。しかし、近年、耐火構造であると考えられてきたRC構造物もコンクリートの高強度化に伴い、火災時に爆裂が生じることが知られており、耐火性の検討が進められている。また、近年、技術の発展に伴い、高強度コンクリートや高強度PC鋼材を用いて、今までよりさらに大きなプレストレスの導入が可能となり、部材断面の省力化が図られているが、これらの新技術を用いたPC構造物の火災時の性状は明確に判明していないのが現状である。そのため、火災時のPC部材の性能評価および火災後のPC部材の性能評価を行うことは重要である。

そこで本章では、火災時のPC部材の性能評価および火災後のPC部材の性能評価を考えるにあたり、既往のプレストレストコンクリートの耐火性に関する研究について述べる。また、コンクリート構造物の耐火性能を考える上で、コンクリートの爆裂は重要な現象のひとつである。しかし、コンクリートの爆裂発生メカニズムについては明確な結論が未だに得られていない。このことから、コンクリートの爆裂に関する既往の研究について整理することとした。さらに、火災時のPC部材の性能評価および火災後のPC部材の性能評価を考えるうえで、PC部材の構成材料であるコンクリートと鋼材の高温特性に大きく影響される。従って、各種材料の高温特性について、既往の研究より得られている知見について整理した。

2. 2 プレストレストコンクリートの耐火性に関する既往の研究

2. 2. 1 はじめに

PC構造物は、コンクリートにあらかじめ初期圧縮力（プレストレス）を導入し、コンクリートに生じる引張応力やひび割れ幅を制御できる特徴を有し、RC構造と比較して優れた力学性能を有する。この優れた力学性能により、公共設備や構造建築物において多岐にわたり使用されており、構造物の大規模化に寄与してきた。PC構造物は、高強度コンクリートや高強度引張鋼材が使用されており、プレストレスによる拘束応力下のコンクリート構造という特異な点を有している。このことは、火災時にコンクリートの表層部が爆発的に剥離・剥落する爆裂現象が発生するリスクが潜在的にあることを意味しており、古くからPC構造物はRC構造物に比べて爆裂が発生しやすいことなどが知られている。本項では、PC部材の耐火性に関する既往の研究について述べる。

2. 2. 2 プレストレストコンクリートの耐火性能

PCの耐火性に関する既往の研究を見ると、日本国内における研究としては1956年に川越ら[1]により「PSコンクリート床版の耐火性」について報告がなされており、日本国内では1950年代頃からは行われたものと推察される。PCの耐火性に関する既往の研究により得られている知見として、以下のものが挙げられる。

(1) 川越らによる報告[1]

川越らは、昭和 27(1952)年東京駅のプラットホーム増設に梁および床にプレストレストコンクリートが採用されることになり、当事の国鉄から依頼を受けて実施した床版の耐火試験について報告を行っている。報告の中では、「点火して5分位たつと、機関銃のようにパンパン音を立てて床版下面がはじけはじめ、あるものは一気に爆裂飛散し、前面に貫通孔をあけてしまった。」と述べており、PC床版が加熱開始後すぐに爆裂が生じたことを報告している。一方、「新潟の大火調査で15cm厚ほどの現場打鉄筋コンクリートスラブが大爆裂をし、1坪位の貫通孔があいている例を3カ所発見した。」とも報告しており、爆裂がPCに限らずRCでも生じ、爆裂は「多かれ少なかれセメント硬化物に潜在する宿命的な性質」と結論づけている。

川越らは、爆裂がコンクリート内部に含まれる水分が加熱されることにより発生する蒸気の原因があるものとし、「(1)コンクリートが緻密で蒸気が逃げにくい時。(2)含水量が多くて逃げ出す量より蒸気の発生量の方が多いとき。(3)温度上昇が急激で蒸気が逃げ出しきれない時。」などを爆裂が生じる要因として挙げている。そのため、PC部材ではRC部材に比べて高強度のコンクリートを使用しており、かつプレストレスによる圧縮応力が導入されているため、他のコンクリート構造物に比べて爆裂をおこしやすいとしている。また、「比較的ゆるい温度上昇で加熱するガス炉の試験では、現場打コンクリートが爆裂した例がないのに、PSコンクリートは爆裂の公算がほかと比べて甚だしく大きい。」とも述べており、PC部材の方が、爆裂が生じやすいことを報告している。

(2) N. H. Yi らによる報告[2]

N. H. Yi らは、1,000mm(幅)×1,400mm(長さ)×300mm(厚さ)の同一形状のRC版と2方向からプレストレスを導入したPC版をRABT30加熱曲線による加熱荷試験を実施し、プレストレスが導入されているPC版の方が爆裂による損傷が激しいことを示している。また、爆裂による損傷に伴う導入プレストレスの減少の影響によりPC版の耐力が低下したことを報告している。また、爆裂による損傷の主要因として、鉄筋やシース、PC鋼材などの鋼材とコンクリートの線膨張係数の違い、コンクリート中の水和生成物の微細構造の変化などを挙げている。

(3) 林らによる報告[3]

林らは、250mm(幅)×5,400mm(長さ)×350mm(高さ)のPC梁のISO834加熱曲線による側面と底面からの3面加熱荷試験を実施している。その結果、いずれの試験体でも爆裂が生じ加熱中のPC梁の剛性が低下すること、加熱により残存強度が低下することを報告している。

(4) W. Z. Zheng らによる報告[4]

W.Z.Zheng らは、PC部材の爆裂に与える要因を把握する目的で、600mm(幅)×3,500mm(長さ)×80mm(厚さ)の単径間スラブ、600mm(幅)×5,300mm(長さ)×80mm(厚さ)の2径間連続スラブをISO834加熱曲線による加熱試験を行い報告している。その中で、PC部材の爆裂の有無に与える要因として、プレストレス導入量、コンクリート強度、コンクリート中の含水量などを挙げている。また、同一の加熱条件および同種の骨材などの限られた範囲であるが、コンクリートの内部温度からPCスラブ部材の爆裂発生の有無を判断できる評価式を提案している。

2. 2. 3 耐火性能評価

(1) V. K. R. Kodur らによる報告[5]

V.K.R. Kodur らは中空プレキャストプレストレストコンクリート(PCaPC)スラブの耐火性能を評価するための3次元FEM解析を実施し、解析による応答予測値と加熱実験結果の比較検討を行っている。解析は幾何学および材料非線形扱うことが可能な汎用有限要素解析ソフトを用い、各材料の高温時特性を考慮し、火災の発生からスラブの破壊までを時刻歴解析により行っている。解析に用いる各種材料の熱特性および機械的特性は、Eurocode2に定義されている特性を用い、解析した断面温度やたわみ等の応答値からPCaPCスラブの破壊を予測している。解析による応答値と実際の加熱実験結果を比較し、両者は精度良く一致したと報告している。

(2) 西山らによる報告[6]

西山らは、PC鋼材の高温特性についてモデル化、熱伝導の簡易式を用いて部材断面内温度分布を算定する略算式を提案している。また、簡易式から求められた温度と実際の実験結果との比較およびEurocode2で求められる断面内温度分布との比較を行っている。その結果、断面下部については、等温線の位置は隅角部を含めて計算値と実験値が良く一致すること、Eurocode2とは加熱から60分後までは同様の温度分布を示すことを報告している。さらに、PC鋼材の高温特性と略算式を用いたPC梁断面の温度分布に基づき、PC部材の高温下での曲げ耐力評価法を提案するとともに、PC基準に示されるPC鋼材かぶり厚さの妥当性について検証を行っている。

(3) P. Bamonte らによる報告[7]

P.Bamonte らは一般の火災を想定したISO834標準加熱曲線を対象とし、I桁およびT桁のPC梁部材の断面形状による影響の比較検討などを数値的解析により実施している。その結果、断面形状の影響は、主に部材のコンクリートかぶりと与えられる熱質量により決定されるとしている。また、加熱終了後の除冷段階においても、除冷速度の影響を受けることなどを報告している。

2. 2. 4 おわりに

本項では、本節で述べた PC 部材の耐火性に関する既往の研究について総括する。すべての文献を網羅することは難しいが、国内外の文献を調べた範囲では PC 部材の耐火性に関する既往の報告は、RC 部材に比べて非常に少ない。「1章 序章」でも述べたが、一般に、PC 構造物は RC 構造物と同様に、コンクリートと鋼材からなる材料で構成されることから、同様に耐火構造であるという認識であり、その耐火性に関する研究はさほど活発に行われていないのが現状である。また、PC 部材の耐火性に関する既往の報告では、その多くは PC 部材を加熱した際に生じる爆裂の発生有無や変形挙動、ならびに爆裂抑制対策に関する報告が多い。一方、加熱試験中の PC 部材の爆裂に伴う PC 部材の挙動や爆裂継続期間中の挙動、つまり、プレストレス導入量の経時変化やひずみ変化を計測して報告している例は数例と限りなく少なかった。PC 構造物は、コンクリートにあらかじめ初期圧縮力（プレストレス）を導入し、コンクリートに生じる引張応力やひび割れ幅を制御することにより優れた力学性能を有している。そのため、PC 構造物の耐火性を評価するためには、爆裂発生の有無のみにとどまらず、爆裂の発生に伴うプレストレス導入量の変化や断面内のひずみ変化を把握することは非常に重要なことであり、これらの研究成果の蓄積が必要であると考えられる。

一方、コンクリート部材（PC 部材、RC 部材を含む）の耐火性に関するシミュレーションや火害後の耐力評価に関する報告はなされておらず、コンクリート構造物が火災に遭遇した際の、温度分布の評価、爆裂発生有無の評価、火害後の耐力評価などがある。PC 部材に関する報告には、解析で得られた断面内の温度分布やたわみ量からスラブの破壊を評価する方法や PC 鋼材の高温特性と略算式を用いた PC 梁断面の温度分布に基づき、PC 部材の高温下での曲げ耐力を評価する手法などが提案されている。しかし、これらのシミュレーションや耐力評価では、コンクリートや PC 鋼材などの各材料に関する高温時挙動はモデル化され取り込まれているが、爆裂に伴う断面欠損の影響などは考慮されていない。特に、爆裂発生によるかぶりコンクリートの剥離・剥落をモデル化した事例はほとんど見られない。爆裂現象により、かぶりが減少し内部の鉄筋や PC 鋼材が高温環境下に曝された場合は構造体として崩壊する危険性も考えられる。また、PC 部材の場合、コンクリートの爆裂による断面欠損が生じるとあらかじめ導入されているプレストレス力が再分配されるため、異なる力学的性状を示すことになる。そのため、PC 部材の爆裂によるかぶりコンクリートの損傷度合を評価することは非常に重要となる。

RC 構造物やコンクリートおよび鉄筋、ならびに PC 鋼材などの各種材料に関する高温時挙動に関する報告に比べて、PC 構造物の耐火性に関する研究事例はあまり多くはないため、更なる研究成果の蓄積が必要である。

2. 3 コンクリートの爆裂に関する既往の研究

2. 3. 1 はじめに

コンクリート構造物の耐火性能を考える上で、コンクリートの爆裂は重要な現象のひとつである。一般的に鉄筋コンクリート構造は耐火性能に優れており、建築分野においては、建築基準法により耐火構造として定義されている。一方、プレストレストコンクリート構造は、建築基準法により明確に耐火構造として定義されていないものの、鉄筋コンクリート構造と同様の材料からなる構造であることから耐火構造として取り扱われている。また、『プレストレストコンクリート設計・施工指針』（建築学会）では、プレストレストコンクリート構造に必要な耐火性能として、軽微な爆裂は許容しうるが火災時に構造耐力上有害な爆裂が生じないこと、PC鋼材の高温降伏値が常温値の1/2以下に低下しないようなPC鋼材の許容受熱温度などについて記されている。しかし、近年、コンクリート材料の高強度化に伴い、コンクリートの表層部が爆裂的に剥離・剥落する爆裂現象が生じることが知られており、研究が行われている。プレストレストコンクリート構造物についても、高強度コンクリート材料を使用していることから、プレストレストコンクリート構造の爆裂についても検討を進めることは重要である。

本節では、コンクリートの爆裂発生メカニズムに関する既往の研究についてまとめる。

2. 3. 2 コンクリートの爆裂現象

2. 3. 2. 1 コンクリートの爆裂現象の特徴

既往の研究成果により、コンクリートの爆裂現象の一般的な特徴が日本建築学会の「構造材料の耐火性ガイドブック 2017」[9]に以下のようにまとめられている。これによれば、コンクリートの爆裂は加熱条件、加熱時のコンクリートの含水率、使用材料や配合、応力状態など様々な要因がコンクリートの爆裂に関係していると考えられる。

- 爆裂は、耐火試験の初期に生じやすい。
- 爆裂の発生する確率は、加熱昇温速度が大きいほど高くなる。
- コンクリートの含水率が高いほど、爆裂を発生する確率は高くなる。
- 骨材の岩種やコンクリートの調合が爆裂に影響する。
- コンクリート部材の形状や大きさも重要な要因である。
- 外部から与えられる荷重による応力が増加すると、爆裂を発生する可能性は高くなる。
- プレストレストコンクリート部材においては、導入プレストレスト力が高いほど爆裂を生じやすく、I型梁の薄いウェブも爆裂を起こしやすい。
- 構造部材の隅角部における鉄筋の集中は、爆裂の危険性を増大させる。

2. 3. 2. 2 爆裂現象の分類

コンクリートの爆裂現象について、Gary[10]~[12]、Mayer-Ottens[13]、Baileyら[14]が次の6つに分類している。1)「Aggregate spalling」(骨材の剥離)、2)「Corner spalling」(隅各部の剥離)、3)「Surface spalling」(表層の剥離)、4)「Explosive spalling」(爆発的な剥離)、5)「Sloughing-off spalling」(脆弱的な剥離)、6)「Post-cooling spalling」(冷却後の剥離)である。

爆裂の影響因子として、1)「骨材の熱膨張」、2)「骨材の熱拡散」、3)「コンクリートのせん断強度」、4)「コンクリートの引張強度」、5)「コンクリートの材齢」、6)「加熱速度」、7)「荷重および拘束」、8)「加熱特性」、9)「骨材の種類」、10)「通気性」、11)「部材の断面形状」、12)「鉄筋」、13)「骨材の寸法」、14)「最高温度」、15)「含水率」、16)「部材の断面寸法」、17)「吸水特性」など17種類を挙げている。爆裂現象で6分類、影響因子で17種類が挙げられていることから、コンクリートの爆裂現象は様々な条件や要因が重なっており複雑であることが推察される。

2. 3. 2. 3 爆裂発生メカニズム

爆裂の原因に関する研究は古くからなされており、日本国内におけるコンクリートの爆裂現象に関する研究について、山崎ら[16]が爆裂発生メカニズムに関する論文で「爆裂微史」として紹介している。日本最古のものとしては、「2. 2 プレストレストコンクリートの耐火性に関する既往の研究」で紹介した、川越ら[1]の報告などがある。また、Bazant[17]は爆裂原因の研究に関する歴史について次のように紹介している。Harmathy[18]は1965年に爆裂の主要因がコンクリート中の水蒸気の圧力であると指摘(水蒸気圧説)し、Saito[19]は1966年に爆裂の主原因は熱応力であると指摘(熱応力説)した。1972年にChristiaanseら[20]は熱応力と含水量の各々を独立して考えることはできない(複合作用説)とし、緻密で高品質のコンクリートの方が低品質なコンクリートよりも爆裂を生じ易いことを示した。1974年にMeyer-Ottens[21]は含水率が爆裂に与える影響に関する研究を行い、含水率が低い場合は爆裂が生じにくく、より高い含水率のときに爆裂が生じると指摘している。1970年代前後に精力的に検討がなされていたが、コンクリートの爆裂発生メカニズムについては、未だに十分な解明がなされていないが、爆裂発生メカニズムとして、上述した水蒸気圧説、熱応力説、複合作用説が主なメカニズムとして多くの研究者によって提唱されている。以降に、各爆裂の発生メカニズムについて述べる。

(1) 熱応力説

斉藤[22]は、プレストレストコンクリートの耐火試験による爆裂現象から、熱応力による表層コンクリートの圧縮破壊現象が爆裂現象の主要因であると報告している。図-2.3.2.3.1(a)に熱応力説の爆裂発生メカニズムの模式図を示す。図に示すように、熱応力説はコンクリートが加熱された場合に、コンクリート表面は加熱により急激に高温となり、内部は表面からの熱伝導により熱が伝達されるため温度上昇が緩やかとなるため、コンクリート表面と内部で温度勾配が発生する。このときに、加熱表面付近のコンクリートの熱膨張が内部の鉄筋や加熱表面から離れた低温部のコンクリートに拘束され、加熱表面部のコンクリートには圧縮応力(拘束応力)が生じる。熱応力説は、この温度変化に起因する熱応力がコンクリートの圧縮応力の限界値を超えて圧縮破壊が生じ、爆裂が生じるものとしている。

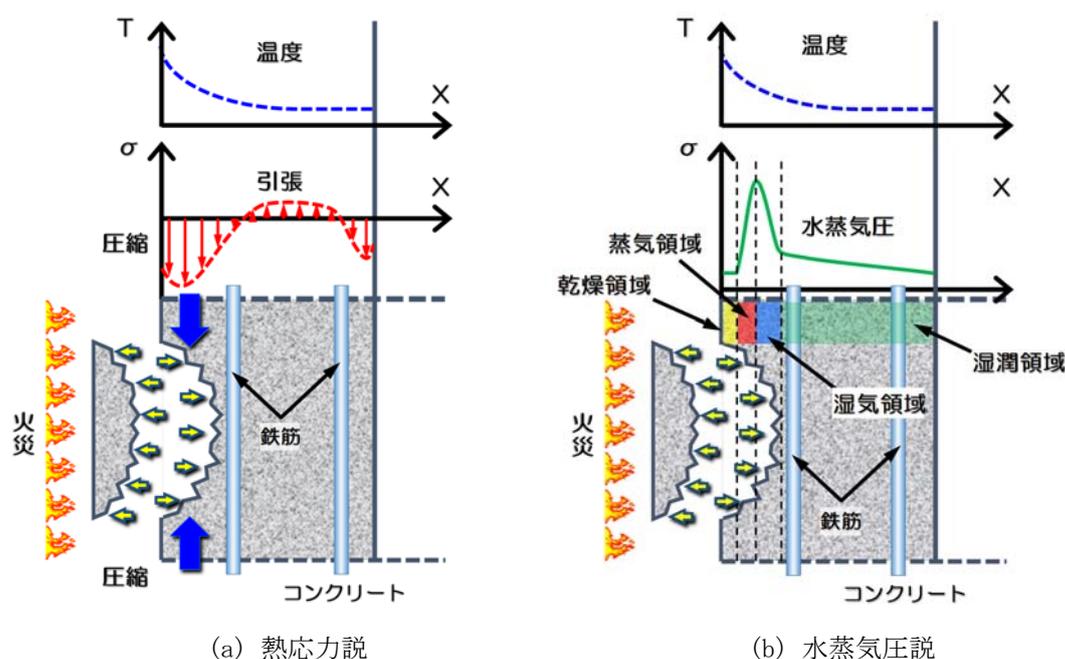


図-2.3.2.3.1 爆裂発生メカニズム

(2) 水蒸気圧説

Harmathy[18]は、コンクリート中の水分が加熱により水蒸気となり、この水蒸気により生じる圧力により爆裂が発生すると報告している。図-2.3.2.3.1(b)に水蒸気圧説の爆裂発生メカニズムの模式図を示す。コンクリートが加熱されることにより、コンクリート中の空隙に含まれる水分は水蒸気となり圧力が発生する。この際に生じる圧力勾配により、発生した水蒸気の一部は加熱面から外部へと逸散し、一部は内部へ移動する。低温域である内部に移動した水蒸気は熱が奪われることにより水に凝縮を繰り返す。そのため、加熱面側から乾燥領域、蒸気領域、湿気領域、湿潤領域が形成され、蒸気領域において水蒸気圧が高まる[18], [23]。発生するとしている。水蒸気圧説では、この蒸気領域において発生する水蒸気圧に起因する膨張圧により、コンクリートに引張応力が生じ、この引張応力がコンクリートの引張限界を超えることにより、爆裂が生じるものとしている。

(3) 複合作用説

複合作用説では、熱応力と水蒸気による複合作用により爆裂が発生するとしている。Christiannseら[20]は熱応力と含水量の各々を独立して考えることはできないと述べており、複合作用により爆裂が生じているとする報告が多数されている[23]~[25]。森田[25]は、表層部と内部の温度差により生じる拘束応力により弾性解析ではコンクリートの圧縮強度を超える場合があるが、高温時における遷移クリープひずみを考慮した弾性解析では、発生する拘束応力でコンクリートの圧縮強度は超えることはないとしている。しかし、コンクリートの2軸強度試験において、一方の軸に引張力を作用させ、他方の軸に圧縮量を漸増させた場合の圧縮強度は、引張力を作用させない場合に比べて低くなることから、水蒸気圧に起因する膨張圧がこの引張力に相当すると考えれば、熱応力と複合作用によって爆裂が発生しやすいと述べている。しかし、熱

応力と水蒸気圧がそれぞれ爆裂にどのような役割を果たしているのかは明確にされている報告はない。

(1)～(3)で述べた各爆裂発生メカニズムは、爆裂の特徴や影響因子が反映されたものであるが、明確に示されているものはなく、未だ爆裂発生メカニズムは解明されていない状況である。

2. 3. 3 おわりに

本項では、本節で述べたコンクリートの爆裂に関する既往の研究について総括する。コンクリートの爆裂に関する研究は古くからなされており、国内では1956年に川越らにより報告され、1970年前後に、爆裂発生メカニズムに関して研究が活発にされている。近年、コンクリート材料の高強度化に伴い、これまで耐火構造とされていたRC構造でも高温環境下で爆裂が生じるとの報告がなされ、昨今、活発な研究がなされている。コンクリートの爆裂発生しやすい要因として、既往の研究により火災により部材が加熱される初期や急速な加熱、含水率や骨材種類による影響、さらには外力またプレストレスなどの拘束応力などが挙げられている。しかしながら、爆裂の発生メカニズムについては未だに明確に解明されておらず、今後も検討が必要な課題である。

爆裂の発生メカニズムとして、(1)熱応力説、(2)水蒸気圧説、そして熱応力と水蒸気圧の複合作用による(3)複合作用説が主な発生メカニズムとして提唱されている。熱応力説では、コンクリート表面が火災により加熱され、内部との温度勾配により拘束応力が生じ、その拘束応力がコンクリートの圧縮応力の限界を超えた時に爆裂が発生するとしている。一方、水蒸気圧説ではコンクリートの空隙中に含まれ水分が加熱により水蒸気になり、その圧力により爆裂が発生しているとしている。複合作用説は、熱応力と水蒸気による複合作用によるものである。

火災加熱を受けるコンクリートの爆裂に対する抵抗性を試験する方法として、リング拘束供試体法(JCI-S-014-2018)がある。リング拘束供試体法では鋼管外周のひずみを計測することによりコンクリートに作用している拘束応力、コンクリート内部に発生する水蒸気圧を計測可能であり、爆裂の発生状況と影響因子の関係をみるのが可能である。リング拘束供試体法に関する既往の研究として、谷辺ら[26]、Ozawaら[27]が報告しており、熱応力と水蒸気圧が爆裂の発生に関係していることが分かる。これらの報告を見ると、コンクリートの爆裂現象を熱応力や水蒸気圧のどちらか一方の説だけですべて説明することは難しく、熱応力と水蒸気圧の複合作用により爆裂が発生していると考えの方がより理解しやすい。そのため、PC梁部材の耐火性評価を考えるにあたり、熱応力および水蒸気圧による両方を考慮しながら検討を進める必要がある。しかし、熱応力と水蒸気圧がそれぞれ爆裂にどのような役割を果たしているのかは明確にされている報告は未だなく、爆裂発生メカニズムが明確に解明されているとはいえない。

2.4 各種材料の高温特性に関する既往の研究

2.4.1 はじめに

コンクリート構造物の火災時に発生する爆裂性状の把握ならびに評価をするためには、構造物に用いられる各種材料の高温特性を把握することは極めて重要である。各材料の高温特性を適切に評価し、熱伝導解析および熱応力解析に適切に用いることで、コンクリート構造物の爆裂性状の評価、さらには耐火設計を行うことができる。そこで、本節ではプレストレストコンクリート構造物に用いられる主要材料のうち、コンクリート、P C鋼材および鉄筋の高温特性に関する既往の研究において得られている知見について述べる。

2.4.2 コンクリート

2.4.2.1 はじめに

コンクリートは、セメント、水、細骨材、混和材料から構成されており、コンクリートが火災による火害を受けて物性に变化が生じる主な要因の一つとして、セメントと水の水和反応により生成されるセメント硬化体に含まれる結合水、吸着水、毛管水、自由水などの脱水とそれに伴う微細構造の変化と考えられている[28]~[31]。本項では、コンクリートの高温特性に関する既往の研究により得られている知見について、①化学的性質、②物理的性質、③力学的性質に分けて述べる。

2.4.2.2 化学的性質

ポルトランドセメントと水の水和反応により生成させるセメント硬化体の主成分は、けい酸カルシウム水和物(C-S-H)、ポルトランドイト($\text{Ca}(\text{OH})_2$)、エトリングイト($(\text{Aft})\text{C}_3\text{A}_3\text{CSH}_{32}$)、モノサルフェイト($(\text{AFm})\text{C}_3\text{ACSH}_{12}$)などがある。けい酸カルシウム水和物は、コンクリートの物性に大きな影響を与えている水和生成物のひとつであり、吸着水および組織内に毛管水を保持しているが、水和反応が進むにつれてけい酸カルシウム水和物中の水は少なくなる傾向にある。

既往の種々の報告によれば、多少のばらつきがあるが、けい酸カルシウム水和物は概ね100~450°C、ポルトランドイトは450~600°C、エトリングイトおよびモノサルフェイトは300°C以下で段階的に脱水が生じると言われている。また、ポルトランドイトは300~400°Cの高温環境に長時間曝されると徐々に脱水し、酸化カルシウム(CaO)に分解されると言われている。さらには、分解して生成された酸化カルシウムと空気中の二酸化炭素(CO_2)が反応して(CaCO_3)が生成されること[32]、[33]や、加熱後の冷却過程において水蒸気と酸化カルシウムが反応し、結晶性の低いポルトランドイトが生成されることが報告されている[32]~[34]。各水和物の温度による影響は、ポルトランドイト以外の水和生成物は300°C以下で分解し、結合水や吸着水、毛管水などの脱水が生じる。一方、ポルトランドセメントの主要構成鉱物である、アルミン酸三カルシウム(C_3A)、けい酸三カルシウム(C_3S)、けい酸二カルシウム(C_2S)、鉄アルミン酸四カルシウム(C_4AF)は500°C以下では分解が生じない。このことから、コンクリートが火害を受けて物性に变化が生じる主な要因として、セメント硬化体に含まれる水の脱水に伴う影響と考えられる。また、ポルトランドセメントは、主要構成鉱物の割合や粒子の多きさなどにより、セメント種類が分けられている。しかし、これら各種セメントにより生成されるセメント硬化体中の構成比に大きな差はなく、高温による化学的性質の変化は同程度であるとされている。

2. 4. 2. 3 物理的性質

高温環境下におけるコンクリートの物理的性質として、密度、比熱、熱伝導率、熱膨張係数について述べる。しかしながら、熱伝導解析を行ううえで重要な高温環境下における熱定数に関する諸データは比較的少なく、特に高強度コンクリートに関するデータは非常に少ないのが現状である。

(1) 密度

コンクリートの密度は、主要構成材料である水、結合材、細骨材、粗骨材などの各種材料の密度や配合割合に大きな影響を受け、一般的にコンクリートの密度は概ね $2,100\sim 2,400\text{kg/m}^3$ 程度である。高温環境下にコンクリートが曝された場合、コンクリート内の空隙に含まれる自由水やセメントペースト中の結合水などが脱水されるため質量が減少する。

山崎ら[35][36]は、水セメント比(W/C)を 60%で一定とし、骨材の種類を変化させたコンクリートが長期間熱を受けた場合の諸物性に関して報告している。試験条件は、加熱温度 200°C で加熱期間 3 ヶ月、養生条件は材齢 7 日まで水中養生(20°C)とし、それ以降材齢 28 までは 20°C 、湿度 80%の室内で気中養生としている。山崎らの試験によると、長期間加熱後のコンクリート質量は減少し、その減少率は骨材の種類により異なること、吸水率が大きな骨材を使用したコンクリートほど質量減少率が大きくなることが示されている。

廣畑ら[37]は、セメントの種類、水セメント比、養生方法、養生期間などの条件が異なる高強度コンクリートとモルタルの高温加熱後の単位容積質量の変化について報告している。試験は、コンクリートは $\phi 10\times 20\text{cm}$ の円柱供試体、モルタルは $\phi 5\times 10\text{cm}$ の円柱供試体を用い、加熱方法は 1 時間あたり 150°C の昇温速度で所定の温度まで加熱し、3 時間保持した後に自然冷却としている。高温加熱を受けた場合の高強度コンクリートおよび高強度モルタルの単位質量の減少は、水セメント比が大きい場合、養生期間が長い場合に減少量が大きくなることを報告している。これは、水セメント比が大きい方が空隙の割合が多く水分を多く含んでおり、養生期間が長い方が多く含水し水和が促進されており、自由水と気散とゲル水の脱水による質量変化が多いためと結論づけている。また、コンクリートおよびモルタル供試体ともに、加熱温度 200°C までは急激に単位容積質量が減少し、それ以降は減少が緩やかになっていることから、高温環境下のコンクリート密度に与える脱水の影響が大きいことが分かる。

(2) 熱伝導率

熱伝導率は、1つの物質内の熱が伝わる速さを表す値である。コンクリートの熱伝導率は、コンクリートを構成する各種材料の熱伝導率により決定され、試験時の含水量、骨材種類、セメント種類や配合、空気量などの影響を受ける。コンクリートの熱伝導率に関して以下の報告がなされている。

徳田ら[38]は、単位骨材量の違いによるコンクリートの熱伝導率について報告しており、骨材量が多くなるほど熱伝導率が大きくなり、単位骨材量とコンクリートの単位容積重量比 A/ρ と熱伝導率の関係があることを示している。また、セメントペーストと粗骨材の熱伝導率からコンクリートの熱伝導率を求める算出式を示し、普通骨材として用いられている火成岩の熱伝導率を測定した結果を報告している[38][39]。椎葉ら[40]は、セメントの種類、骨材の種類を要因としてコンクリートの熱伝導率の計測を行っており、その結果として砕石を用いたコンクリートの

熱伝導率は概ね $1.3\sim 1.6\text{kcal/m}\cdot\text{h}\cdot^\circ\text{C}$ であることを報告している。

原田ら[41]の報告によれば、コンクリートの熱伝導率は温度上昇とともに著しく減少し、 $700\sim 800^\circ\text{C}$ では常温の50%程度となるとしている。長尾ら[42]は、フライアッシュセメントを用いた各種骨材コンクリートの熱伝導率について検討を行っており、同様にコンクリートの熱伝導率が温度上昇とともに減少すると報告している。また、加熱に伴うコンクリート中の水分移動が熱伝導率に影響するとしている。土井ら[43]は、 $20\sim 100\text{N/mm}^2$ のコンクリートを対象に試験を行い、コンクリートの熱伝導率は加熱温度が高くなるにつれてほぼ直線的に小さくなり、常温時の20%~30%程度となること、高強度のコンクリートになるほど熱伝導率が大きくなることを報告している。道越ら[44]は、Eurocode2におけるコンクリートの熱伝導率について紹介している。Eurocode2[45]によれば、コンクリートの熱伝導率の上限と下限を定め、この範囲内で各国独自で決定している。

(3) 熱拡散率

熱拡散率は、温度勾配により運ばれる熱エネルギーの拡散係数を意味し、熱伝導率を単位体積あたりの熱容量（密度×比熱）で除したものである。熱拡散率は、熱拡散係数、温度伝導率、温度拡散率とも呼ばれ、この値が大きい物体ほど温度変化が速い。熱拡散率は、熱伝導率に比べて測定が比較的容易であり、一般的には熱拡散率を測定して熱伝導率を求める方法が取られている。コンクリートの熱拡散率に関して以下の報告がなされている。

徳田・庄谷ら[38][46]は、コンクリートの熱拡散率は骨材料の増加とともにほぼ一定の割合で増加あるいは減少する傾向があり、この傾向は使用骨材の石質によって異なると報告している。また、骨材自身の熱拡散率がこれを用いたコンクリートの熱拡散率に大きな影響を与えており、単位骨材量が多いほど熱拡散率が大きくなるとしている。

土井ら[43]は、高温環境下におけるコンクリートの熱拡散率について次のように報告している。普通強度コンクリートの場合 $500\sim 600^\circ\text{C}$ の加熱時で熱拡散率は最も小さい値を示し、その後増大する傾向があるのに対して、高強度および超高強度コンクリートでは増大する傾向が見られないとしている。

(4) 比熱

比熱とは、比熱容量とも呼ばれ、単位質量の物質の温度を単位温度だけ上昇させるのに必要な熱量のことである。常温時のコンクリートの比熱は、一般的に $1.05\sim 1.26\text{kJ/kg}^\circ\text{C}$ である[47]。高温環境下におけるコンクリートの比熱は、上述した高温環境下におけるコンクリートの密度、熱伝達率、熱拡散率の関係から、常温時に比べて低下（値が大き）する傾向となる。

道越ら[44][45]は、Eurocode2におけるコンクリートの比熱について紹介している。Eurocode2では、コンクリートの比熱は水分の蒸発潜熱の影響を考慮し、 $100^\circ\text{C}\sim 115^\circ\text{C}$ の間である一定値をとり、 115°C から 200°C を結んだ線形モデルとしている。また、Eurocode2では、含水率1.5%および含水率3.0%の場合のモデル例が提示されており、その他の含水率については線形補間してよいとしている。

(5) 熱膨張係数

コンクリートの常温における熱膨張係数は、一般的に $7\sim 12\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ である。コンクリートは加熱されると膨張し、その膨張量は熱伝導率と同様にコンクリートを構成する各種材料の影響を受ける。コンクリート温度が $80\sim 90^{\circ}\text{C}$ まではセメントペーストおよび骨材ともに膨張するが、 110°C を超えるとコンクリート中のセメントペーストに含まれる水分が脱水する影響を受け、セメントペースト部分は収縮する。そのため、高温環境下におけるコンクリートでは骨材による熱膨張と脱水によるセメント部分の収縮が同時に起こる。

徳田ら[38]は、コンクリートの熱膨張係数に関して、単位骨材量、骨材の種類、含水状態、温度などに着目した報告をしている。報告では、セメントペーストの熱膨張係数は $11\sim 20\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ と一般に骨材の熱膨張係数より大きいこと、単位骨材量が多いコンクリートほど熱膨張係数が小さいこと、単位骨材量と熱膨張係数の関係を示すとおり、骨材量が多いコンクリートほど熱膨張係数が小さくなること、コンクリートの熱膨張係数は使用骨材の熱膨張係数の影響を大きく受けること、熱膨張係数には温度依存性が認められ、高温になるほど熱膨張係数は大きくなることなどが報告されている。

2. 4. 2. 4 力学的性質

(1) 圧縮強度

コンクリートの高温時の力学的性状については、高温時（火災時）における圧縮強度を測定（熱間試験）および加熱冷却後（火災終了後）における圧縮強度を測定（冷間試験）に関しては多数の報告が見られる[35].

安部ら[48]は同一配合のコンクリートの高温時・加熱後冷却後の圧縮強度と温度の関係を報告している。安部らの報告によれば、すべての配合において 100℃で強度低下しており、200～300℃で常温時とほぼ同等の強度を示すとしている。100℃において強度が低下する要因として、骨材の膨張と同時に遊離水の蒸発によるセメント水和物の収縮が生じ自己ひずみ応力が発生するため、強度が低下すると推測している。また、高強度コンクリートでは 400℃以上で強度が急激に低下すること、700℃では全ての配合でほぼ同等の強度となることが報告されている。一方、加熱冷却後については、全ての配合で受熱温度の上昇に伴って徐々に強度が減少すること、高温時の圧縮強度に比べて加熱冷却後の強度は若干低い値を示すことなどが報告されている。

他の文献においても、高温時および加熱冷却後におけるコンクリートの圧縮強度と温度の関係は概ね安部らの報告のとおりであるが、シュナイダーら[49]によれば、骨材の種類が高温時、加熱冷却後の圧縮強度に大きな影響を及ぼすことなどが報告されている。また、骨材の種類でも石灰岩砕石を使用したコンクリートは砂質砂岩砕石を使用したコンクリートに比べて加熱冷却後の圧縮強度が大きく低下することなどの報告もある[50]～[53].

圧縮強度の定式化に関する検討についても多数の文献が報告されている。「構造材料の耐火性ガイドブック 2017」[35]の中では、これらの多数の文献のデータを整理し高温時および加熱冷却後の残存強度比に関する提案がなされており、Eurocode に規定されている関係との比較を行っている。

(2) 弾性係数

コンクリートが加熱を受けると、「2.4.2.2 化学的性質」、「2.4.2.3 物理的性質」で述べたように、コンクリート中のセメント硬化体に含まれる水の脱水に伴いセメントペーストの収縮、骨材の膨張が同時に生じるため、内部応力によるひび割れが発生する。この内部応力によるひび割れがヤング係数を低下させる主要因として考えられている。

安部ら[48]は同一配合のコンクリートにおいて加熱温度 700℃までの範囲について、高温時・加熱後冷却後の圧縮強度と温度の関係を報告している。安部らの報告によれば、高温時におけるヤング係数は 100℃で急激に低下し、100～200℃で低下が緩やかとなり、その後急激に低下している。また、700℃では高強度コンクリートと普通コンクリートのヤング係数が同程度となっている。「(1)圧縮強度」の頁で述べたとおり、高温時強度は、100℃で強度低下しており、200～300℃で常温時とほぼ同等の強度を示し、700℃では全ての配合でほぼ同等の強度を示していることから、高温時のヤング係数にも圧縮強度との関係性があると考えられる。

他の文献においても、高温時・加熱冷却後のヤング係数と加熱温度の関係は概ね同様の傾向を示すが、圧縮強度と同様に骨材の種類がヤング係数に大きな影響を与えるとの報告がある[49]. また、右田ら[54]は、ポリプロピレン繊維（PP 繊維）を混入したコンクリートは、混入しないコンクリートに比べて 100～400℃の範囲で圧縮強度は低下しないが、ヤング係数が小さくなる傾向が見られたと報告している。

ヤング係数の定式化に関する検討についても多数の文献が報告されている。「構造材料の耐火性ガイドブック 2017」[35]の中では、これらの多数の文献のデータを整理し高温時および加熱冷却後の残存強度比に関する提案がなされている。

(3) 応力-ひずみ関係

応力-ひずみ関係についても多数の報告がなされている。安部ら[48]は、高温時・加熱冷却後の応力-ひずみ曲線についても報告している。報告を見ると、高温時の応力-ひずみ曲線は300°C前後までは常温時と同様の勾配かつ、高い応力レベルまで直線的な変化をしている。しかし、400°C以降の高温時の応力-ひずみ曲線は丸みを帯びた形状になると同時に、常温時に比べて応力に対するひずみは増加し勾配が緩やかになっている。その傾向は温度が高くなるほど強くなるのが分かる。一方、加熱冷却後の応力-ひずみ曲線を見ると、加熱温度に関わらず全ての温度で載荷開始時にひずみが多く生じ、載荷初期は下側に凸となり、その後応力の上昇とともに一定の勾配を示し、S字形の形状となっている。加熱温度による差は、高温時の応力-ひずみ曲線と同様に温度が高くなるほど勾配が緩やかになっている。

他の文献においても、高温時・加熱冷却後の応力-ひずみ曲線の形状について概ね同様の傾向が報告がされているが、圧縮強度およびヤング係数と動揺に骨材の種類などによる影響があるとされている。シュナイダーら[49]は、高温時のコンクリートの応力-ひずみ曲線の形状について骨材の種類が影響与えるとしており、圧縮強度やヤング係数と同様に主な影響要因として、骨材セメント比および骨材の種類を挙げている。

道越ら[55]は、高温コンクリートの応力-ひずみ関係におけるひずみの三次元的な挙動をおよび圧縮応力が加わった状態で加熱を受けるコンクリートの三次元的なひずみ挙動を解明するため、載荷方向の軸ひずみとそれに直交する横方向のひずみを測定し、コンクリートの三次元的なひずみ挙動について報告している。また、得られたひずみを弾性ひずみと塑性ひずみに分解し、軸方向のひずみと横方向の塑性ひずみ関係を明らかにしている。

2. 4. 3 鋼材

2. 4. 3. 1 はじめに

鋼材（鉄）は、通常その成分の90数重量パーセント（wt%）は金属元素の鉄「Fe」からできており、一般的に用いられている鉄には炭素「C」、珪素「Si」、燐「P」、硫黄「S」、マンガン「Mn」を含んだ合金が用いられている。炭素の含有量により鉄の強度は左右され、含有量が少ないほど柔らかくて延びやすい性質を示し、含有量が多いほど硬さと強度は増大するが、一方で延性が減少し脆性的な破壊を示すことが知られている。合金元素の種類および含有量により金属組織が変化するため、高温特性が変わる。本項では鋼材の高温特性に関する既往の研究により得られている知見について述べる。

2. 4. 3. 2 化学的性質

鋼材の高温時の強度は、合金に含まれる元素および含有量により金属組織が異なる。このような性状から、鋼材の高温時強度引張試験に抛らず、化学成分から推定する手法が村上ら[56]により紹介されている。村上らは、ある鋼材の350℃以上の温度での高温強度を把握できれば、その鋼材の任意温度での高温強度が推定できるとしており、さらに耐火鋼における強度保証温度かつ素材の高温強度の試験温度として採用されている600℃における高温強度の推定式を提案している。

2. 4. 3. 3 物理的性質

一般鋼に関する温度と物理的な性質の関係については、文献[57]において①比熱、②熱伝導率、③熱膨張率について報告されている。一般鋼の物理的な性質としては、温度とともに比熱および熱膨張率（線膨張係数）が大きくなり、熱伝導率は減少する。Eurocode3[58]では比熱と温度の関係、熱伝導率と温度の関係、熱膨張率と温度の関係についてそれぞれモデル化がされている。Eurocode3では1200℃までモデル化がなされおり、600℃までの範囲は文献[57]に示されている傾向と同様に、温度とともに比熱および熱膨張率が大きくなり、熱伝導率が減少するモデルとしている。600℃以降に着目すると比熱は600～735℃で急激に大きくなり、735～900℃で減少、900℃以降は一定値としている。また、熱膨張率は750℃まで増加し、750～860℃は一定値、その後また増加している。一方、熱伝導率は800℃まで減少し、それ以降は一定値をとっている。

2. 4. 3. 4 PC鋼棒の力学的性質

(1) 応力—ひずみ関係

PC鋼棒の高温時における応力—ひずみ曲線に関して、伊藤ら[59]の報告がある。伊藤らはPC鋼棒（SBPR1080/1230）を各高温化での引張試験を実施している。高温になるにつれて、PC鋼材の強度低下とともに、応力—ひずみ曲線が丸みを帯びてきているのが分かる。しかし、鋼棒の太さによる違いは認められない。

(2) 各種耐力

PC鋼棒の高温時強度および加熱冷却後に関する文献としては、伊藤ら[59]の報告、「日本構造協会 技術委員会 耐久性分科会 耐火小委員会」[60]により纏められているものがある。「日本構造協会」により示されているPC鋼棒の高温時強度を見ると、全ての鋼材において温度の上昇に

伴い強度の低下が見られており、特に 300℃を超えるあたりから急激に強度が減少していることが分かる。加熱温度 600℃では、常温時の降伏点強度と比較して 1/4～1/10 程度、引張強度は 1/3～1/6 程度と、降伏点強度・引張強度ともに大きく減少している。一方、加熱冷却後の強度を見ると、SBPR1080/1230 では 300℃を超えるあたりで降伏点強度・引張強度が低下し始めるが、それ以外の種類の鋼材では 500℃までは降伏点強度・引張強度は常温時とほぼ変わらず、500℃を超えるあたりから急激に強度が低下する。しかし、高温時強度に比べて 600℃での常温時強度に対する低下は、降伏点強度・引張強度ともに最大で 1/2 程度である。

西山[61]は、伊藤ら[59]、「日本構造協会」[60]が行った SBPR1080/1230 の PC 鋼棒の高温時強度の試験結果から、PC 鋼棒の強度低下式を提案している。PC 鋼棒の強度低下が 100℃付近から始まっていることから、この式では常温時から 260℃、260℃以降の 2 段階で強度低下を考慮している。SBPR1080/1230 の高温時強度は 100℃から低下するという実験結果もあり、加熱冷却後の強度は 300℃程度までであれば常温時の降伏強度まで回復するとされているが、鋼材に初期応力が導入されている PC 部材の修復性を考慮した耐火設計では、この点に留意する必要があると述べている。

(3) クリープ特性

PC 鋼棒のクリープ特性に関する文献としては、林ら[62]により報告されている。林らは、温度を一定とした後に載荷する定常クリープ試験と、載荷荷重を一定とした後に温度上昇を行う非定常クリープ試験の結果について報告している。定常クリープ試験の結果を見ると、100℃まではクリープひずみはほとんど生じておらず小さいが、温度が高くなるにつれてクリープひずみは大きくなる傾向を示している。また 250℃以上の環境下での試験ではクリープひずみが急激に増大していることが分かる。また、非定常クリープ試験では定常クリープ試験と同様に 100℃まではほぼクリープひずみが生じないものの、300℃では目標温度に達してからもクリープひずみが徐々に増加していく様子が分かる。

2. 4. 3. 5 鉄筋の力学的性質

(1) 応力—ひずみ関係

鉄筋の応力—ひずみ曲線に関しては、高温時[63]～[65]および加熱冷却時[65]、[66]について報告がなされている。高温時における鉄筋の応力—ひずみ曲線は、温度の上昇に伴い降伏強度が低下し、明瞭な降伏減少し、消失し降伏棚が認められなくなる。丹羽ら[64]らは、降伏強度が SD295～SD490 の普通強度から高強度鉄筋、さらには降伏強度が 685N/mm² 以上である USD685 鉄筋について報告を行っている。鉄筋の強度があがるにつれて、明瞭な降伏現象が消失し、温度が低くなっており、SD295 および SD345 鉄筋は 300℃、SD390 鉄筋は 200℃、SD490 鉄筋と USD685 は 100℃を超えると降伏棚が消失すると述べている。

加熱冷却後における応力—ひずみ曲線は、丹羽ら[66]によれば鉄筋の受熱温度が 600℃までであれば、非加熱の応力—ひずみ曲線とほぼ一致している。受熱温度が 650℃を超えると、鉄筋の降伏点応力が低下し、降伏棚が長くなる傾向を示している。試験温度の最大値 1000℃でも、明確な降伏点および降伏棚を有することが分かる。

(2) 各種耐力

鉄筋の高温時強度、加熱冷却後の常温時強度に関する報告は多数なされている[60], [64], [66]～[72]. 「構造材料の耐火ガイドブック 2017」[35]では、高温時の既往研究結果と Eurocode との比較を行っている. 鉄筋の高温時強度は、鉄筋の強度に関わらず、400℃を超えると降伏強度・引張強度が低下することが報告されている. 加熱冷却後の常温時強度は、一般的に良く用いられている高強度鉄筋 SD490 より強度が低い鉄筋では、鉄筋の受熱温度が 600℃程度までは、常温時の強度とほぼ変わらない性状を示している. しかし、600℃を超えると強度の低下が認められる.

2. 4. 4 おわりに

本項では、本節で述べた各種材料の高温特性に関する既往の研究について総括する. コンクリートが火災による火害を受けて物性に变化が生じる主な要因の一つとして、セメントと水の水和反応により生成されるセメント硬化体に含まれる結合水、吸着水、毛管水、自由水などの脱水とそれに伴う微細構造の変化と考えられている. そのため、セメントと水の水和反応生成物の高温環境下での化学的性質変化、また、水和反応生成物および骨材などに起因する物理的性質変化、それに伴う力学的性質変化について比較的多数の報告がなされている. これらの研究成果をもとに、「構造材料の耐火性ガイドブック 2017」ではコンクリートの高温時・加熱冷却後の圧縮強度や弾性係数に関する残存比、圧縮強度時ひずみの推定式などが提案されている. また、それらの推定式は Eurocode 2 で提唱されている推定式と類似している. また、本節の中で全てを取り上げることはできなかったが、コンクリートの高温環境下における鉄筋との付着強度との関係、引張強度や曲げ強度、さらにはクリープひずみなどに関する研究が報告されており、高温時および加熱冷却後のコンクリートの特性について概ね明らかにされており、信頼ある推定式が提唱されていると言える.

一方、鋼材については本節では述べていないが、SS 材や SM 材、SN 材などの一般鋼、ステンレス鋼などの高温特性に関する報告が多数みることができた. PC 鋼材の耐火性を検討するにあたり必要となる、鉄筋や PC 鋼棒の高温特性に関する報告もなされているが、その数は一般鋼に比べると少なく、コンクリートの高温特性に関する研究と比較するとさらにその数は非常に少ない. 「構造材料の耐火性ガイドブック 2017」では、鉄筋の高温時・加熱冷却後の常温時の降伏強度や引張強度の既往の成果と Eurocode 3 で提唱されている推定式と比較を行っており、概ね一致しているとしている. また、PC 鋼材についても「日本構造協会 技術委員会 耐久性分科会 耐火小委員会」などにより纏められている文献がある. 鉄筋および PC 鋼材の高温特性に関する報告数はあまり多くはない状態ではあるが、コンクリート材料と比較して鋼材量は安定した品質を示すことを考えると、PC 部材の耐火性評価あるいは爆裂評価、火害後の残存耐力の評価を行う上で十分なデータが得られていると考えられる.

参考文献

- [1] 川越邦雄 : PS コンクリート床版の耐火性, 建築技術, No.40, pp.34-42, 1956.
- [2] N.H.Yi, S.J.Choi, S.W.Lee, J.HJ.Kim : Failure behavior of unbonded bi-directional prestressed concrete panels under RABT fire loading, Fire Safety Journal, Vol.71, pp.123-133, 2015.
- [3] 林成俊, 古沢陽子, 谷昌典, 原田和典, 西山峰広 : プレストレスコンクリート梁の高温時力学性状に関する実験的研究(その1 実験概要と実験結果概要)(その2 実験結果と考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.913-916, 2008.
- [4] W.Z. Zheng, X.M. Hou, D.S. Shi, M.X. Xu : Experimental study on concrete spalling in prestressed slabs subjected to fire, Fire Safety Journal, Vol.45, pp283-297, 2010.
- [5] Venkatesh K. R. Kodur, Anuj M. Shakya : Modeling the response of precast, prestressed concrete hollow-core slabs exposed to fire, PCI Journal, Vol.59, No.3, pp.78-97, 2014.
- [6] 西山峰広, 原田和典, 谷昌典 : プレストレストコンクリート梁部材の高温時曲げ耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第606号, pp.171-178, 2006.
- [7] Patrick Bamonte, Natasa Kalaba, Roberto Felicetti : Computational study on prestressed concrete members exposed to natural fires, Fire Safety Journal, Vol.97, pp.54-65, 2018.
- [8] 吉田正友 : プレストレストコンクリート構造の耐火性に関する研究の動向, Journal of the Society of Materials Science, Vol.63, No.8, pp.571-581, 2014.
- [9] 日本建築学会 : 構造材料の耐火性ガイドブック, 2017.
- [10] Gary, M. : Brandproben an Eisenbetongbasuten (in German), Deutscher Ausschlutss für Eisenbetong, Heft 11, Berlin, Germany, 1911.
- [11] Gary, M. : Brandproben an Eisenbetongbasuten (in German), Deutscher Ausschlutss für Eisenbetong, Heft 33, Berlin, Germany, 1916.
- [12] Gary, M. : Brandproben an Eisenbetongbasuten (in German), Deutscher Ausschlutss für Eisenbetong, Heft 41, Berlin, Germany, 1918.
- [13] Mayer-Ottens C. : Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung, PhD-thesis, Braunschweig, Germany, 1972.
- [14] C. Bailey, G. A. Khoury : Performance of Concrete Structures in Fire, A cement and Concrete industry publication, MPA-The Concrete Centre, 2011
- [15] コンクリート工学 : コンクリートの高温特性とコンクリート構造物の耐火性能に関する研究委員会報告書, 2012.
- [16] 山崎徹敏 : コンクリートの爆裂メカニズム仮説の条件, 2004年度日本建築学会関東支部研究報告書, pp.385-388, 2004.
- [17] Zdenek P. Bazant and Maurice F. Kaplan : Concrete at High Temperatures, Longman, 1996.
- [18] Harmathy, T. Z : Effect of moisture on the fire endurance of building materials. Moisture in Materials in Relation to Fire Tests. ASTM Special Technical Publication No.385, ASTM, Philadelphia, pp.74-95, 1965.

- [19] Saito, H : Explosive spalling of prestressed concrete in fire, In Fire Resistance of Prestressed Concrete, Proceedings of a symposium at Braunschweig, June 1965, Bauersverlag GmbH, Wiesbaden, p.80, 1964.
- [20] Christiaanse, A. E., Langhorst, A. and Gerritse, A. : Discussion on the fire resistance of light weight concrete and spalling. STUVO report 12, Amsterdam, 1972.
- [21] Mayer-Ottens C. : Verhalten von Betonbauteilen im Brandfall. Beton, 24(4), 133-6, 24(5), 175-8, 1974.
- [22] 齊藤光: プレストレストコンクリート部材の爆裂について, 日本火災学会論文集, Vol.15, No.2, pp.23-30, 1966.
- [23] Consolazio, G. R., Mc Vay, M. C., Rish III, J. W. : Measurement and prediction of pore pressures in saturated cement mortar subjected to radiant heating, ACI Materials Journal, Vol.95, M50, pp.525-536, 1998.
- [24] Zheiml, M, Leithner, D, Lackner, R, Mang, H. A. : How do polypropylene fibers improve the spalling behavior of in-situ concrete?, Cement and Concrete Research, Vol.36, pp.929-942, 2006.
- [25] 森田武: コンクリートの爆裂とその防止対策, コンクリート工学, Vol.45, No.9, pp.87-91, 2007.
- [26] 谷辺徹, 小澤満津雄, 鎌田亮太, 内田裕市, 六郷恵哲: 高温環境下での高強度コンクリートの耐爆裂性評価における爆裂発生指標の提案, 土木学会論文集 E2, Vol.70, No.1, pp.104-117, 2014.
- [27] Ozawa, M., Tanibe, T., Kamata, R., Uchida, Y., Rokugo, K. and Parajuli, S. S. : Behavior of ring-restrained high-performance concrete under extreme heating and development of screening test, Construction and Building Materials, Vol.162, pp.215-228, 2018.
- [28] 田中弘文, 戸谷陽一, 齊藤豊: セメント硬化体の加熱後の性質と再水和, セメント技術年報 36, pp.45-48, 1982.
- [29] 齊藤豊, 戸谷陽一, 内田清彦: 加熱および再水和過程におけるセメント硬化体の微構造変化, セメント技術年報 37, pp.73-76, 1983.
- [30] 近藤連一, 後藤誠史, 大門正機, 保坂義公: セメントの水和におよぼす加熱養生の影響, セメント・コンクリート, No.321, pp.2-8, 1973.
- [31] 日本建築学会: 火災とコンクリート, pp.11-13, 2001.
- [32] 吉田夏樹, 新大軌, 木野瀬透, 奥村勇馬: 火災による熱を受けたコンクリートの化学的変化に関する検討, GBRC, Vol.44, No.1, pp.22-28, 2019.
- [33] B.Georgali, P.E.Tsakiridis : Microstructure of fire-damaged concrete.A case study, Cem.Concr.Compos., Vol.27, pp.255-259, 2005.
- [34] M.Castellote, et al. : Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction, Cem.Concr.Res., Vol.34, pp.1633-1644, 2004.

- [35] 日本建築学会：構造材料の耐火性ガイドブック，2017.
- [36] 山崎敏敏，柿崎正義，阿部保彦，依田彰彦：長期間熱を受けるコンクリートの諸物性に関する研究，鹿島建設技術研究所年報，No.24，1976.
- [37] 廣畑光生，河辺伸二，岡島達雄，賀屋善行：高温加熱後の高強度コンクリートの力学的性質，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.1，pp.625-630，1997.
- [38] 徳田弘：コンクリートの熱的性質，コンクリート工学，Vol.22，No.3，pp.29-37，1984.
- [39] 高崎馨：本邦産岩石の熱伝導率の測定，応用物理，Vol.27，No.6，pp.336-370，1958.
- [40] 椎葉大和，本田悟，荒木恵：各種セメントを用いた高強度軽量コンクリートの諸特性に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13，No.1，pp.33-38，1991.
- [41] 原田有：高温度におけるセメントモルタル及びコンクリートの熱伝導率の変化，日本建築学会研究報告，No.24，pp.1-8，1952.
- [42] 長尾覚博，中根淳：高温加熱されるコンクリートの熱伝導率，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.1，pp.395-400，1990.
- [43] 土井文好，太田福男，齊藤辰彦：超高強度コンクリートの熱的性質に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.1，pp.109-114，1993.
- [44] 道越真太郎，豊田康二：ユーロコードにおける耐火設計 その2 コンクリート構造物の耐火設計，火災（275号），Vol.55，No.2，2005.
- [45] Eurocode 2, Design of concrete structures – Part 1-2 : General rules – Structural fire design, CEN EN 1992-1-2 : 2004.
- [46] 徳田弘，庄谷征美：コンクリートの熱特性値の測定と二，三の考察，土木学会論文報告集，第212号，pp.89-98，1973.
- [47] 土木学会：2017年制定 コンクリート標準示方書【設計編】2017.
- [48] 安部武雄，古村福次郎，戸祭邦之，黒羽健嗣，小久保勲：高温度における高強度コンクリートの力学特性に関する基礎的研究，日本建築学会構造系論文集，第515号，pp.163-168，1999.
- [49] U. シュナイダー著，森永繁，山崎庸行，林章二訳：コンクリートの熱的性質，技報堂，1983.
- [50] 奥山治也，奥野亨，佐藤忠博，嵩英雄：コンクリートの耐熱性におよぼす骨材の影響に関する研究（その1 高温加熱を受けた骨材およびコンクリートの性状の変化，その2 20～300℃の高温に長期間さらされたコンクリートの諸性質），日本建築学会大会 学術講演概要集（東北），pp.217-220，1973.
- [51] 森田武，西田朗，山崎庸行：高強度コンクリート（圧縮強度 120N/m²）の加熱後の残存強度特性，日本火災学会研究発表会概要集，pp.338-341，2000.
- [52] 一瀬賢一，川口徹，長尾覚博：高温加熱を受けた高強度コンクリートにおける粗骨材の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，No.1，pp.285-290，2002.
- [53] 市川博也，河辺伸二，岡田和寿，小林竜平：粗骨材と細骨材に石灰石を用いたコンクリートの高温加熱後の力学的特性，日本建築学会大会学術講演概要集（北陸），pp.1329-1330，2010.

- [54] 右田周平, 平島岳夫, 前田幸一: 高強度コンクリートの高温時力学的特性に及ぼすポリプロピレン繊維および水分の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.1, pp.1126-1131, 2012.
- [55] 道越真太郎, 小林裕, 黒岩秀介: 圧縮力を受けるコンクリートの高温時におけるひずみ挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 621 号, pp.169-174, 2007.
- [56] 村上行夫ほか: 建築構造用鋼の高温強度推定手法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演概要集, A-2, pp.203-204, 2014.
- [57] 日本建築センター: 建築物の総合防火設計法 第 4 巻 耐火設計法, 1989.
- [58] Eurocode 3, Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, prEN 1993-1-2 : 2005.
- [59] 伊藤清陽, 深野徹, 西山峰広, 原田和典: PC 鋼棒の高温下における引張試験, 日本建築学会大会学術講演概要集 (近畿), pp.49-50, 2005.
- [60] 日本構造協会 技術委員会 耐久性分科会 耐火小委員会 高温強度班: 特集 鉄筋コンクリート用棒鋼および PC 鋼棒・鋼線の高温時ならびに加熱後の機械的性質, JSSC, Vol.5, No.45, pp.1-62, 1969.
- [61] 西山峰広: プレストレストコンクリート建築構造部材の耐火性 –耐火設計の考え方と PC 鋼材の高温時力学特性に基づく部材耐力の変形の評価–, プレストレストコンクリート, Vol.53, No.4, pp.24-29, 2011.
- [62] 林成俊, 西山峰広: PC 鋼棒の高温クリープに関する研究, 日本建築学会大会学術講演概要集, C-2, pp.819-820, 2009.
- [63] 金津努: 高温下におけるコンクリートおよび鉄筋の物性, 土木学会論文集, No.697, V-54, pp.13-24, 2002.
- [64] 丹羽博則, 長沼一洋: 鉄筋コンクリート用棒鋼の高温時における力学的性質, 日本建築学会大会学術講演概要集 (関東), pp.11-12, 2006.
- [65] 宮元圭一, 安部武雄: 高強度鉄筋の高温時および加熱冷却後の力学的性質, 日本建築学会大会学術講演概要集 (九州), pp.25-26, 2007.
- [66] 丹羽博則, 長沼一洋: 高強度鉄筋の加熱冷却後の力学的性質, 日本建築学会大会学術講演概要集 (近畿), pp.51-52, 2005.
- [67] 長尾覚博, 江戸宏彰, 丹羽博則, 上杉英樹: 鉄筋コンクリート用棒鋼の高温引張試験結果, 日本建築学会大会学術講演概要集 (東北), pp.75-76, 2000.
- [68] 馬場重彰, 小林裕, 道越真太郎: 高強度鉄筋コンクリート用棒鋼の高温性能, 日本建築学会大会学術講演概要集 (北陸), pp.25-26, 2002.
- [69] 松戸正士, 野中英, 杉野英治, 高橋考二, 井上超, 吉野茂, 平島岳夫, 吉田正友, 上杉英樹: 高強度鉄筋の高温引張試験, 日本建築学会大会学術講演概要集 (東海), pp.175-176, 2003.
- [70] 越路正人, 阿部康晴, 吉野次彦: 高強度電炉鉄筋の開発に関する研究 (その 2) USD685 の高温時の特性, 日本建築学会大会学術講演概要集 (北陸), pp.27-28, 2002.

- [71] 清水秀夫, 小山清一: 高強度・高品質鉄筋の開発に関する研究(その6: 高温時の力学特性), 日本建築学会大会学術講演概要集(関東), pp.103-104, 1993.
- [72] 道越真太郎, 馬場重彰, 小林裕: 火災加熱を受けた異形PC鋼棒の強度およびその推定法, 日本建築学会大会学術講演概要集(東海), pp.177-178, 2003.

第3章

「PC部材の耐火性能評価」

第3章 PC部材の耐火性能評価

3.1 はじめに

従来、鉄筋コンクリート（以下、RCと略）構造は耐火性能の高い構造であると考えられてきた。一方、プレストレスコンクリート（以下、PCと略）構造もRC構造と同様にコンクリートと鋼材からなる構造であることから、一般にRC構造と同様に耐火構造であると考えられている。しかし、コンクリートの高強度化に伴い、火災時にコンクリートの表層部が爆発的に剥離・剥落する爆裂現象が生じることが種々の研究に明らかにされており、近年耐火性に関する研究が進められている[1]。PC構造物はプレストレスによる拘束応力下のコンクリート構造という特異な点を有しており、火災時の挙動はRC構造物と異なることから、PC構造物の耐火性に関しても検討を進めていくことは重要である。そこで、本章ではPC部材の火災における高温の影響を受けたPC梁の爆裂性状とともに、加熱試験後に静的曲げ載荷試験を実施し、その耐荷特性について実験的に検討を行った結果について記す。

3.2 試験計画

表-3.2.1に試験体概要を示す。試験体は幅が200mm、高さが160mm、長さが1,500mmのPC梁部材とし、試験体下縁側が5N/mm²程度の圧縮応力状態となるように計画した。導入プレストレス量はYiら[2]が実施したPC版の導入プレストレス量と爆裂による損傷の程度、既往研究のリング拘束試験[3]、[4]での爆裂発生時の熱膨張による拘束応力などを参考に決定した。なお、試験体数はそれぞれの条件で各1体ずつとした。

表-3.2.1 試験体概要

No.	試験体名	セメント種類	コンクリート強度(N/mm ²)	プレストレス導入量(%)	加熱条件	加熱時材齢
1	PC-H80-100-N	早強 ポルトランド セメント	80	100%	加熱なし	—
2	PC-H80-100-I3m			100%	ISO834	3ヶ月
3	PC-H80-100-R3m			100%	RABT30	3ヶ月
4	PC-H80-100-R2y			100%	RABT30	2年
5	PC-N50-100-N	普通 ポルトランド セメント	50	100%	加熱なし	—
6	PC-N50-100-I3m			100%	ISO834	3ヶ月
7	PC-N50-100-R3m			100%	RABT30	3ヶ月
8	PC-N50-50-R3m			50%	RABT30	3ヶ月
9	PC-N50-0-R3m			0%	RABT30	3ヶ月



3.3 実験概要

3.3.1 試験体の形状寸法

試験体の形状寸法を図-3.3.1.1に示す。試験体は幅が200mm、支間中央部の高さが160mm、長さが1500mmのPC梁部材とした。試験体端部はPC鋼材を定着するため、試験体の高さを支間中央部から40mm変化させて200mmとした。PC鋼材にはSBPR930/1080φ17mmのPC鋼棒を、シースにはφ35mmの鋼製シースを用いた。試験体の軸方向鉄筋にはD10(SD345)を、スターラップにはD6(SD295A)をそれぞれ用いた。試験体は、コンクリート打設翌日に脱枠して、材齢3日目まで湿布養生を行った。その後は加熱試験開始まで実験室内での気中養生とした。

表-3.3.1.1(a)および表-3.3.1.1(b)に本研究で用いたコンクリートの計画配合と使用材料をそれぞれ示す。水セメント比は33.5%とし、セメントは早強ポルトランドセメントを用いた。表-3.3.1.1(c)にフレッシュ性状を、表-3.3.1.1(d)に圧縮強度試験結果と含水率測定結果を示す。なお、含水率の測定は圧縮強度試験前に試験体寸法および試験体重量を測定し、試験後に回収した試料を105℃の乾燥器で減量が恒量となるまで乾燥させ、乾燥後の重量を測定して算出した。表-3.3.1.2(a)および表-3.3.1.2(b)に普通コンクリートの示方配合と使用材料をそれぞれ示す。水セメント比は34.4%とし、セメントは普通ポルトランドセメントを用いた。表-3.3.1.1(c)にフレッシュ性状を、表-3.3.1.1(d)に圧縮強度試験結果と含水率測定結果を示す。なお、含水率の測定は圧縮強度試験前に試験体寸法および試験体重量を測定し、試験後に回収した試料を105℃の乾燥器で減量が恒量となるまで乾燥させ、乾燥後の重量を測定して算出した。表-3.3.1.3 および表-3.3.1.4に試験体に用いた鉄筋およびPC鋼材の強度特性をそれぞれ示す。

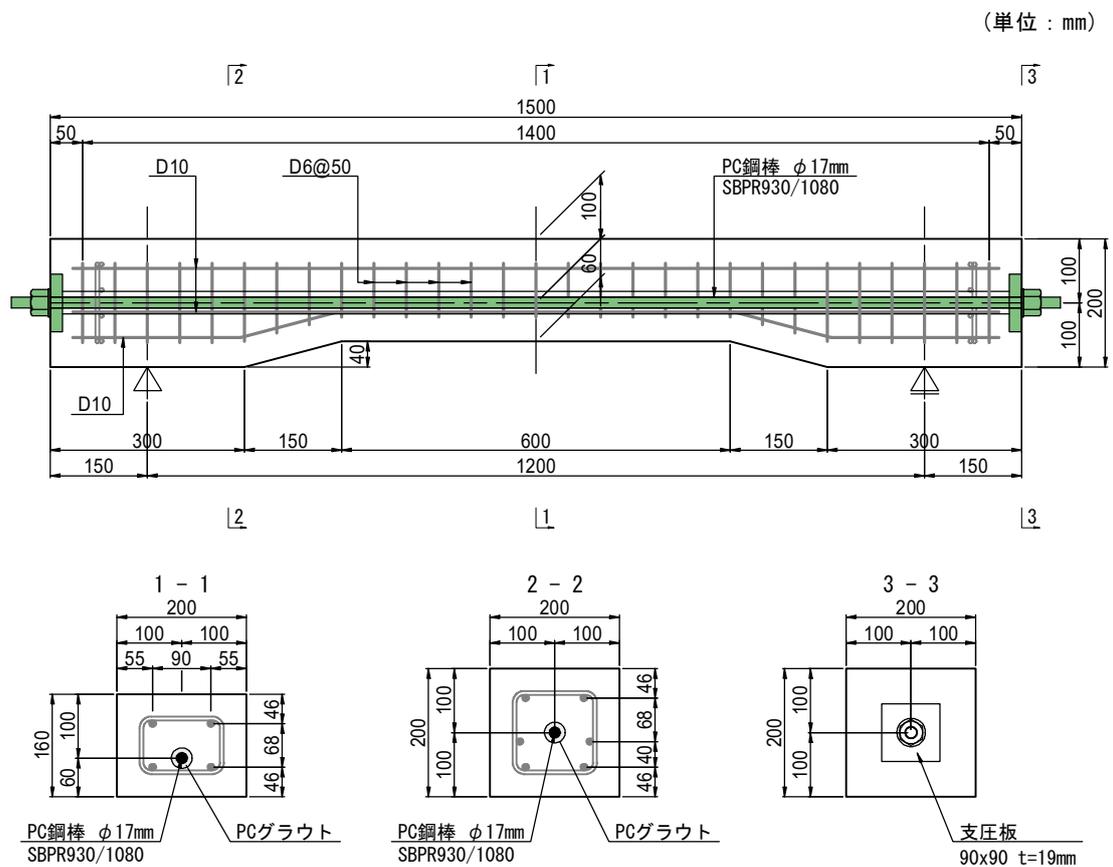


表-3.3.1.1(a) 早強コンクリートの示方配合

W/C (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m ³)					
		W	C	S1	S2	G	Ad
33.5	38.9	165	493	454	192	1045	394

表-3.3.1.1(b) 早強コンクリートの使用材料

セメント C	早強ポルトランドセメント (密度: 3.13g/cm ³)
細骨材 S1	足柄上郡産川砂 (吸水率: 2.84%, 絶乾密度: 2.57g/cm ³)
細骨材 S2	足柄上郡産山砂 (吸水率: 3.01%, 絶乾密度: 2.52g/cm ³)
粗骨材 G	碎石 [花崗岩] (吸水率: 3.01%, 絶乾密度: 2.52g/cm ³)
高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸系

表-3.3.1.1(c) フレッシュ性状

温度 (°C)	スランプ (cm)	空気量 (%)
23.7	14.5	3.4

表-3.3.1.1(d) 強度試験および含水率

圧縮強度 (N/mm ²)		含水率※ (%)
材齢 7 日	加熱試験時	
75.7	86.3(85.5)	5.1(3.3)

※加熱試験時の値

※()内は材齢 28 ヶ月

表-3.3.1.2(a) 普通コンクリートの示方配合

W/C (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m ³)					
		W	C	S1	S2	G	Ad
34.4	42.6	165	480	488	221	998	3.84

表-3.3.1.2(b) 普通コンクリートの使用材料

セメント C	普通ポルトランドセメント (密度: 3.16g/cm ³)
細骨材 S1	千葉県市原市産山砂 (表乾密度: 2.57g/cm ³)
細骨材 S2	栃木県佐野市産砕砂 [石灰砕砂] (表乾密度: 2.70g/cm ³)
粗骨材 G	栃木県佐野市産砕石 [石灰砕石] (表乾密度: 2.70g/cm ³)
高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸系

表-3.3.1.2(c) フレッシュ性状

温度 (°C)	スランプ (cm)	空気量 (%)
27.6	13.0	3.5

表-3.3.1.2(d) 強度試験および含水率

圧縮強度 (N/mm ²)		含水率※ (%)
材齢 3 日	加熱試験時	
36.8	59.8	4.3

※加熱試験時の値

表-3.3.1.3 鉄筋種別および強度特性

項目	軸方向鉄筋	スターラップ
種別	SD345	SD295A
引張強度 (N/mm ²)	490 以上	440~600
降伏強度 (N/mm ²)	345~440	295 以上

表-3.3.1.4 PC 鋼材種類および強度特性

種類	B 種 1 号
記号	SBPR930/1080
引張強度 (N/mm ²)	1080 以上
降伏強度 (N/mm ²)	930 以上

試験体へのプレストレスの導入はコンクリートの圧縮強度が 30N/mm² 以上となるのを確認した後、材齢 2 日目に緊張した。プレストレス導入量 100%とした試験体の PC 鋼材初期緊張力は 113.5kN (約 2500 μ) とし、ロードセルおよび PC 鋼棒に貼付けしたひずみゲージにより導入緊張力の管理を行った。プレストレス導入後、PC 鋼材とシースの空隙に PC グラウトを注入し一体化した。PC グラウトにはプレミックスタイプのものを使用した。なお、プレストレス導入量 50%の試験体では PC 鋼材初期緊張力を 56.8kN (約 1250 μ) とした。また、プレストレス導入量 0%の試験体は PC 鋼材の緊張を行わずに PC グラウトの注入を行った。材齢 28 日における PC グラウトの圧縮強度を表-3.3.1.5 に示す。

表-3.3.1.5 PC グラウト強度 (材齢 28 日)

試験体種類	圧縮強度 (N/mm ²)
H シリーズ試験体	87.5
N シリーズ試験体	103.2

3.3.2 加熱試験

(1) 加熱試験概要

加熱試験に用いた高性能水平炉および試験体設置状況を写真-3.3.2.1 に示す。加熱試験には、加熱面積が 900mm 角の高性能水平ガス炉を用いた。加熱試験は PC 梁試験体中央 500mm の範囲を下面からの 1 面加熱とし、加熱面以外は耐熱ブランケットで試験体を被覆した。図-3.3.2.1 に耐熱ブランケットの設置状況を示す。耐熱ブランケットは加熱面となる PC 梁下面側は 25mm のものを 2 層とし、側面は厚み 25mm を 1 層とした。

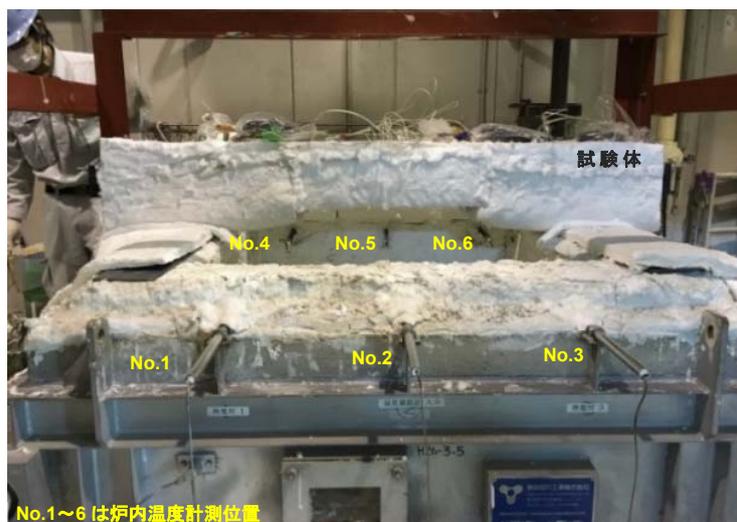
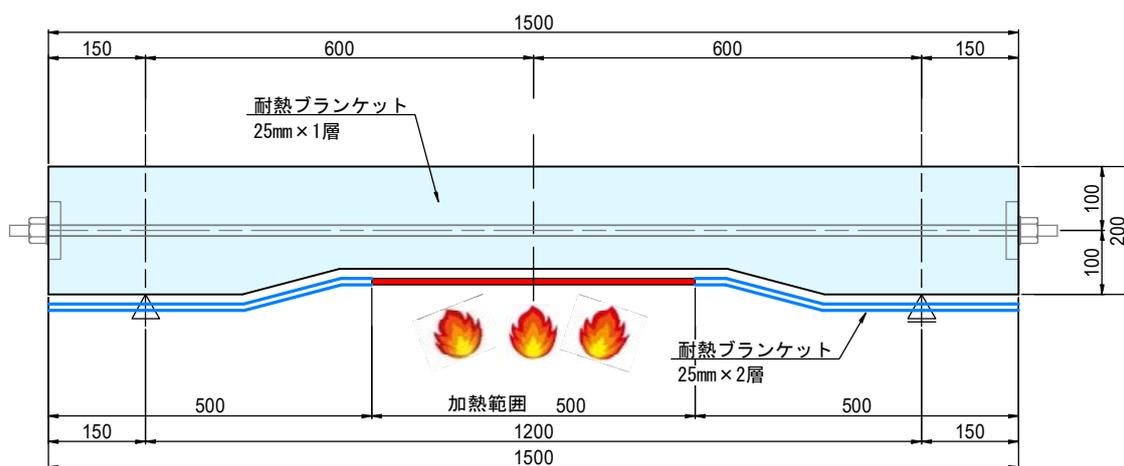


写真-3.3.2.1 高性能水平炉および試験体設置状況

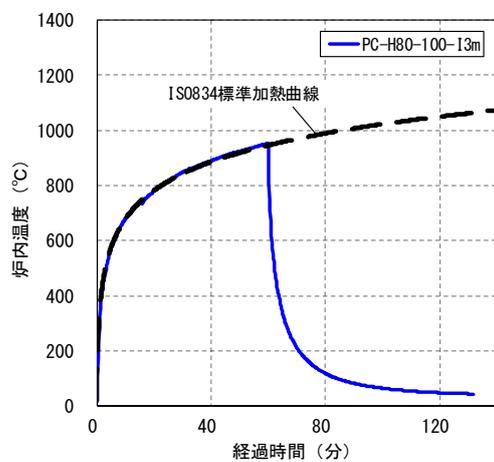


(単位：mm)

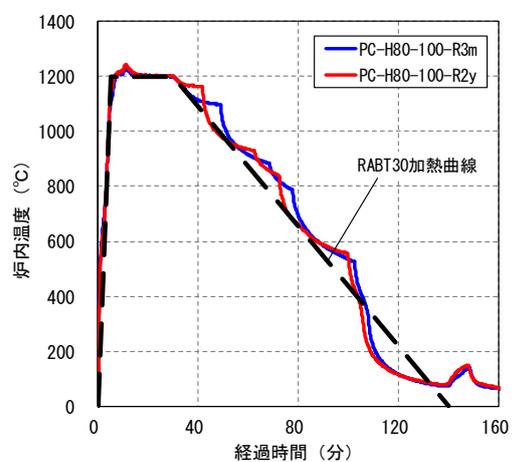
図-3.3.2.1 耐熱ブランケット設置状況

(2) 加熱条件

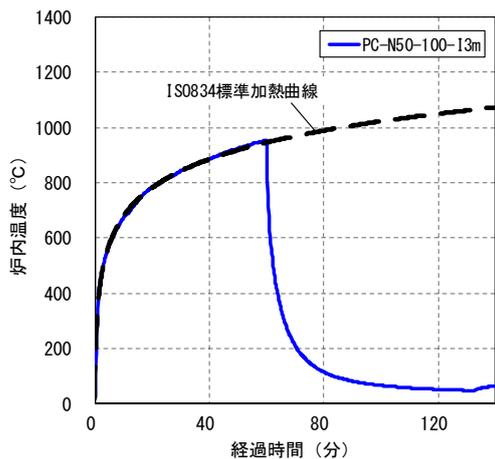
試験体の加熱条件は2水準とした。すなわち、耐火試験でよく用いられる ISO834 標準加熱曲線の1時間加熱（以下、ISO834）と RABT30 加熱曲線（以下、RABT30）とした。ISO834 標準加熱曲線は一般的な火災を想定したものであり、建築と土木の両方で用いられている。一方、RABT30 加熱曲線は、トンネル構造物の耐火性能評価に一般的に適用されており、5分間で1200℃まで昇温させ、30分間1200℃を保持した後、110分間で常温まで除冷する急速加熱の試験である。図-3.3.2.2に加熱曲線および加熱試験時の炉内温度の経時変化を示す。全ての試験において、概ね良好に加熱試験で加熱条件を再現することができた。



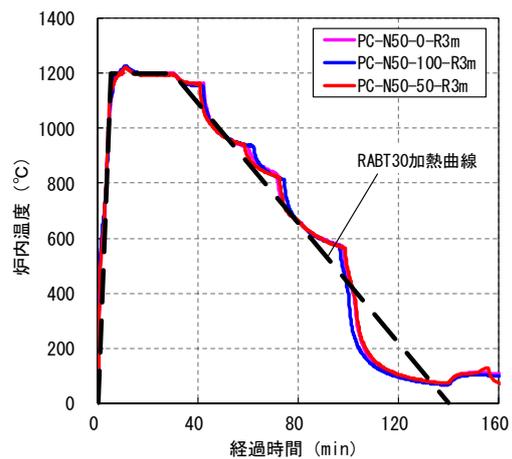
(a) H シリーズ ISO 標準加熱 (1 時間)



(b) H シリーズ RABT30 加熱曲線



(c) N シリーズ ISO 標準加熱 (1 時間)



(d) N シリーズ RABT30 加熱曲線

図-3.3.2.2 加熱曲線および各試験における炉内平均温度

(3) 測定項目

図-3.3.2.3にPC梁部材の加熱試験時の計測に用いた熱電対の設置位置を示す。加熱試験では、炉内温度とコンクリート内部温度およびPC梁部材の表面温度を計測した。温度の計測には熱電対を使用した。炉内温度は熱電対を試験体加熱面と平行に約15cm離れた6箇所を設置し計測した(写真-3.3.2.1)。コンクリート内部温度の計測に用いる熱電対の設置位置は、加熱範囲となる試験体中央の加熱面から5, 10, 20, 40, 60mm および 125mm の位置に設置した。また、PC鋼材と鉄筋には常温用ひずみゲージ(許容温度80℃)をそれぞれ貼付し、加熱時のひずみを計測した。ひずみゲージの計測値は測定値付近の熱電対の計測温度を用いて温度補正を行った。加熱時のPC梁部材の変形挙動を把握するために、支点部および試験体中央の変位を計測した。加熱試験中の爆裂状況は、水平炉の小窓より爆裂片飛散状況の目視および爆裂音により観察した。加熱試験後、爆裂範囲と爆裂深さを厚み計により計測した。爆裂深さは、加熱範囲を中心に断面幅の6分割点を試験体軸方向に5cm毎に計測した。

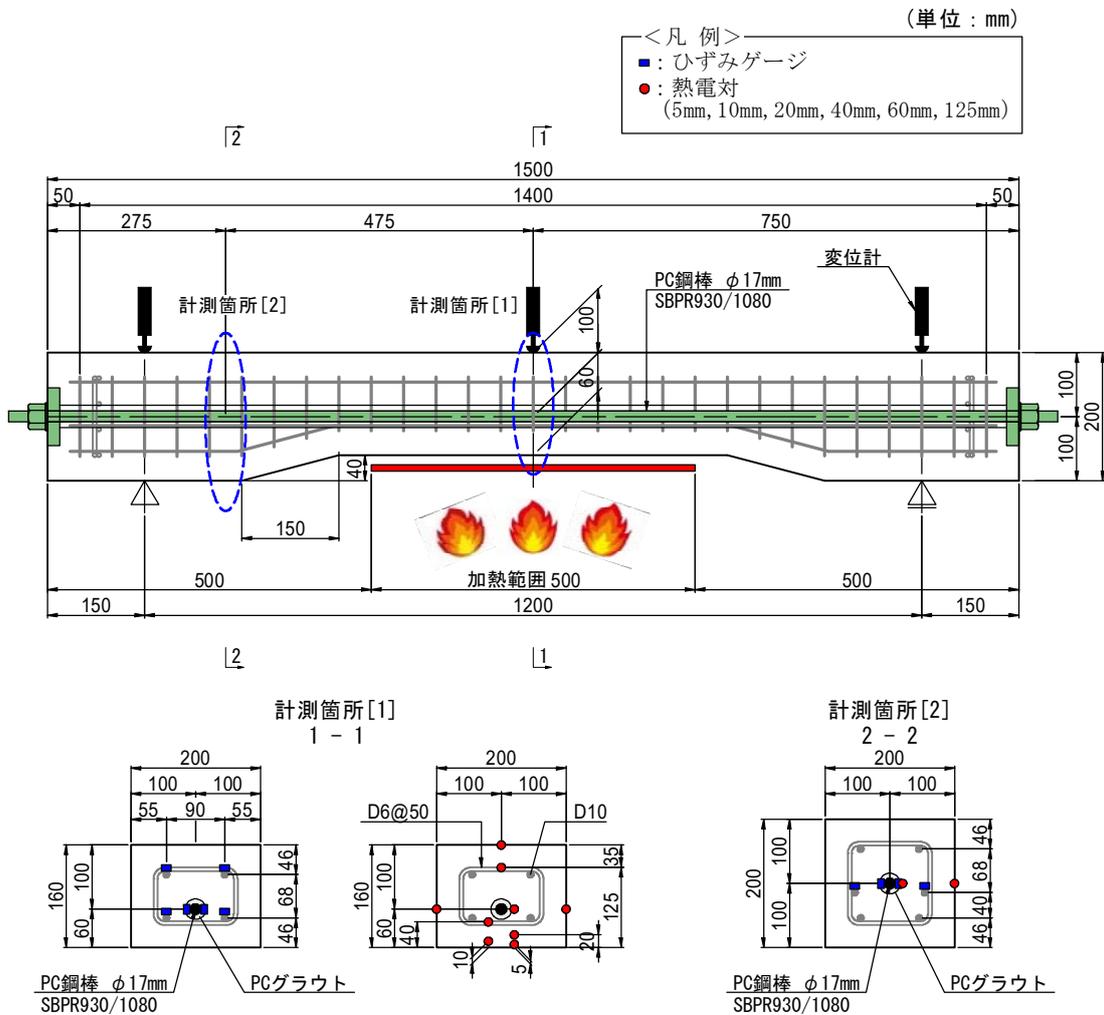


図-3.3.2.3 熱電対および計測機器設置箇所概略図

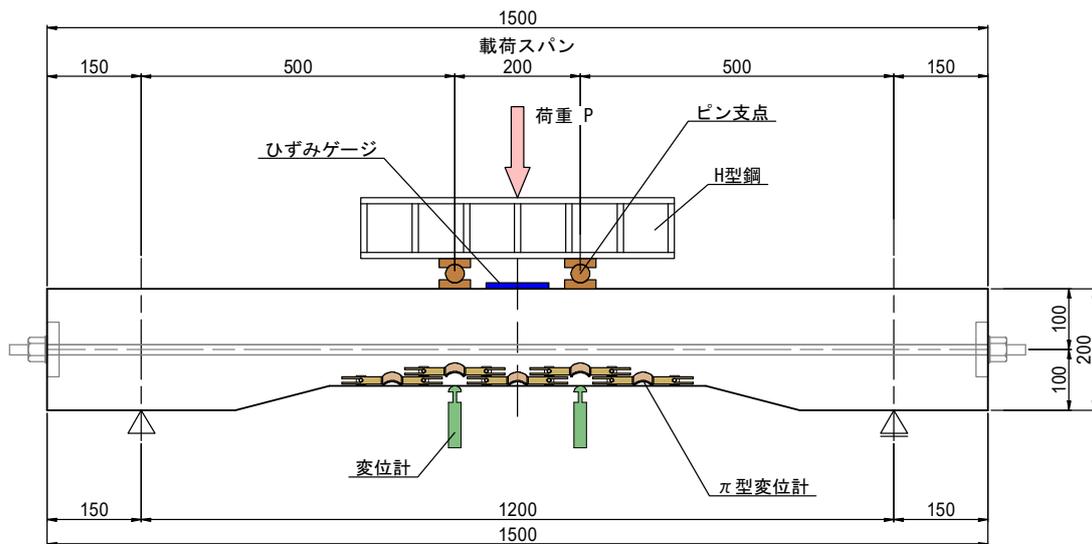
3.3.3 載荷試験

(1) 載荷試験方法

図-3.3.3.1にPC梁部材の載荷試験方法および測定位置を示す。載荷試験では、支点間距離が1200mm、載荷スパンが200mmの2点集中載荷とした。また、載荷方法は静的漸増載荷試験とした。載荷試験は加熱試験を実施した試験体と、比較検討用に加熱試験を行わない試験体についても実施した。

(2) 測定項目

載荷試験では、ひび割れ幅 w 、たわみ δ 、コンクリートの圧縮ひずみ ϵ'_c 、鉄筋のひずみ ϵ'_s 、PC鋼棒のひずみ ϵ_p の測定を行った。図-3.3.3.1に示すように、ひび割れ幅の測定は、測定長が100mmの π 型変位計を用い、試験体側面のコンクリート下面側の曲げモーメント一定区間の曲げひび割れ幅について測定を行った。なお、加熱試験を実施した試験体は、試験体下面側に爆裂による断面欠損が生じていることから、断面欠損後のPC梁最下縁側の側面に π 型変位計を取り付けて計測を行っている。コンクリートの圧縮ひずみは曲げモーメント一定区間の中央位置で測定を行った。



(単位：mm)

図-3.3.3.1 載荷試験方法および載荷位置

3.4 加熱試験結果

3.4.1 爆裂状況観察結果

写真-3.4.1.1 に各試験の加熱試験後の試験体の様子を、図-3.4.1.1 に爆裂分布図を示す。材齢2年後に加熱試験を実施した PC-H80-100-R2y 試験体を除く全ての試験体において加熱範囲全面に爆裂が生じ、RABT30 加熱曲線で加熱した試験体はスターラップが露出した箇所があった。RABT30 加熱曲線は急速加熱であるため、コンクリート内部の温度分布が加熱側(試験体下面側)で急勾配となり、熱応力が増大した影響により ISO834 加熱試験体に比べて爆裂が加熱初期に生じ、損傷も大きくなったものと考えられる。一方、材齢2年後に RABT30 加熱曲線で加熱した PC-H80-100-R2y 試験体は加熱面の約90%程度で爆裂が生じたものの、一部の領域では爆裂が生じない結果となった。また、スターラップの露出等も生じておらず、材齢3ヶ月で行った試験体に比べて損傷の程度は小さかった。材齢3ヶ月後の加熱試験時の含水率が5.1%、材齢2年後の加熱試験時の含水率が3.1%であった。コンクリートの爆裂発生要因として、熱応力や水蒸気圧の影響などが挙げられているが、材齢の経過とともに乾燥などによりコンクリート中に含まれる水分量が低下した場合には、爆裂の規模が小さくなることが知られており、本研究でも同様の結果を示した。

図-3.4.1.2 に H シリーズの ISO834 加熱試験と RABT30 加熱試験の爆裂深さの経時変化の比較結果を示す。爆裂深さの経時変化は、コンクリート内部に埋め込んだ熱電対の温度計測結果より、加熱領域の熱電対の計測値が急激に上昇した時間を爆裂発生時間として推定した。爆裂深さは ISO834 加熱試験で 26.6mm、RABT30 加熱試験では 32.9mm であった。爆裂継続時間は ISO834 加熱試験で 8.3 分、RABT30 加熱試験で 4.2 分であった。また、爆裂開始時間は ISO834 加熱試験で 15.8 分、RABT30 加熱試験で 4.1 分である。RABT30 加熱試験は急速加熱であるため、加熱開始初期に爆裂が生じた。一方、ISO834 加熱試験は RABT30 加熱試験に比べて比較的緩やかに加熱されるため爆裂の発生が遅くなったものと推察される。図-3.4.1.3 に N シリーズの ISO834 加熱試験と RABT30 加熱試験の爆裂深さの経時変化の結果を示す。爆裂深さは ISO834 加熱試験で 26.6mm、RABT30 加熱試験では 32.5mm であった。爆裂継続時間は ISO834 加熱試験で 4.7 分、RABT30 加熱試験で 3.3 分と H シリーズと同様に RABT30 加熱試験の方が爆裂による損傷が大きく、爆裂継続時間は短い結果となった。また、爆裂開始時間についても同様に、RABT30 加熱試験の方が加熱初期に爆裂が生じる結果を得た。

図-3.4.1.4 に H シリーズの加熱試験を材齢3ヶ月後に行った試験体 [PC-H80-100-R3m] と材齢2年後に行った試験体 [PC-H80-100-R2y] の爆裂深さの経時変化を比較した結果を示す。爆裂深さは、材齢3ヶ月後の試験体では 32.9mm であったのに対して、材齢2年後の試験体は 19.9mm と約40%程度減少した。また、爆裂継続時間も材齢3ヶ月後の試験体は 4.2 分、材齢2年後の試験体は 1.3 分と材齢2年後の試験体が短い。一方、爆裂開始時間は材齢3ヶ月の試験体は 4.1 分、材齢2年後の試験体は 4.5 分と材齢2年後の方が若干遅い傾向を示すがほぼ同程度であった。

図-3.4.1.5 に N シリーズのプレストレス導入量を変化させ RABT30 加熱曲線で加熱試験を実施した試験体の爆裂深さの経時変化を比較した結果を示す。最大爆裂深さはプレストレス導入量を 100% (113.5kN) とした試験体が 32.5mm、50%とした試験体が 30.1mm、0% (RC 部材) とした試験体が 32.9mm と、本試験においてはプレストレス導入量による差はあまり見られなかった。また、爆裂継続時間は 100%とした試験体が 3.3 分、50%とした試験体が 1.2 分、0%とした試験体が 1.6 分とプレストレス導入量が小さくなると継続時間が短くなる傾向であった。一方、

爆裂開始時間は100%とした試験体が3.7分、50%とした試験体が3.5分、0%とした試験体が3.9分とほぼ同程度であった。このことから、爆裂深さは加熱試験時の材齢つまり含水率の影響を大きく受けるものと推察される。一方、爆裂開始時間は加熱条件つまり遭遇する火災の温度上昇に大きく影響を受けると思われる。

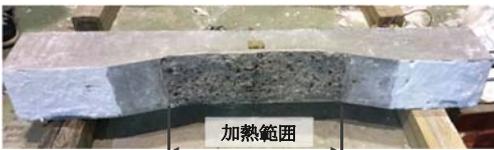
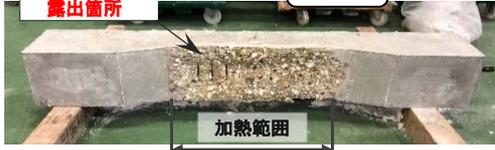
	ISO834 加熱試験	RABT30 加熱試験
Hシリーズ	 <p>ISO834 加熱範囲 PC-H80-100-I3m</p>	 <p>スターラップ露出箇所 材齢3ヶ月 RABT30 加熱範囲 PC-H80-100-R3m</p>
		 <p>材齢2年 RABT30 加熱範囲 PC-H80-100-R2y</p>
Nシリーズ	 <p>ISO834 加熱範囲 PC-N50-100-I3m</p>	 <p>スターラップ露出箇所 プレストレス100% RABT30 加熱範囲 PC-N50-100-R3m</p>
		 <p>スターラップ露出箇所 プレストレス50% RABT30 加熱範囲 PC-N50-50-R3m</p>
		 <p>スターラップ露出箇所 プレストレス0% RABT30 加熱範囲 PC-N50-0-R3m</p>

写真-3.4.1.1 加熱試験後の試験体外観状況

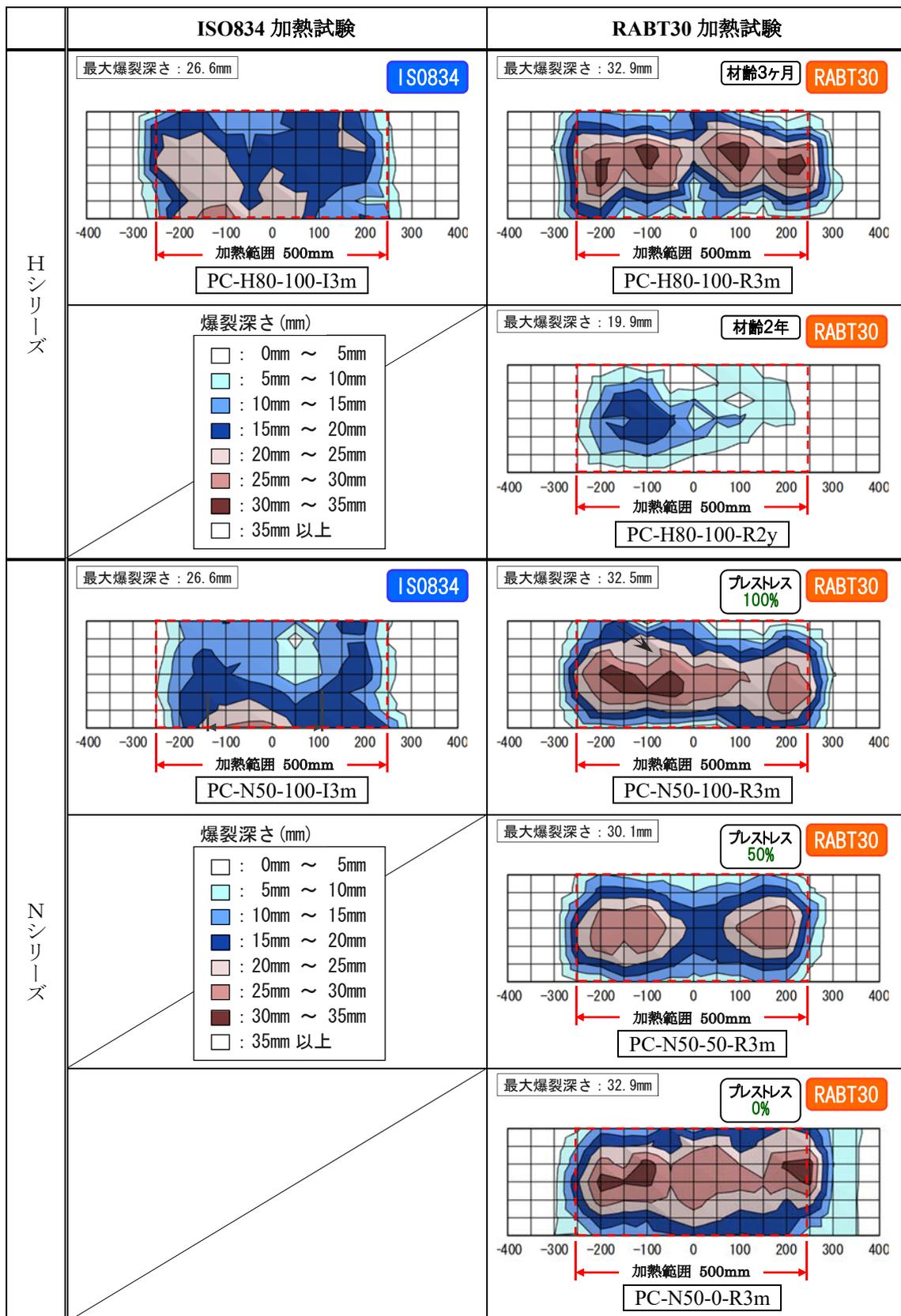
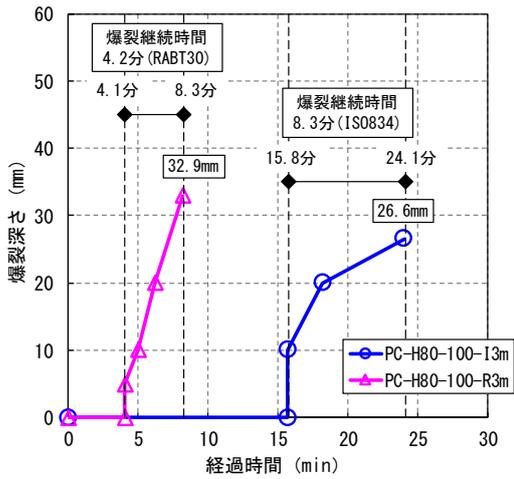
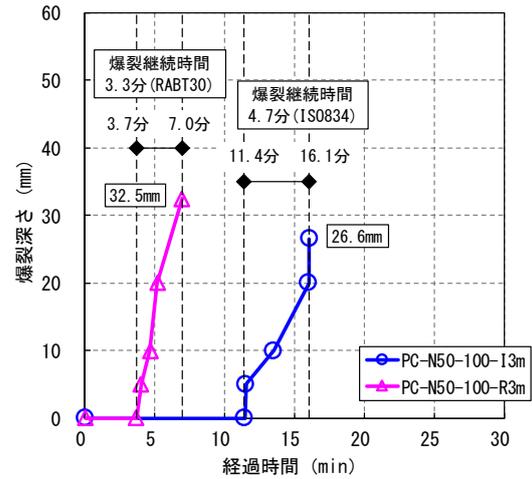


図-3.4.1.1 爆裂深さ分布図



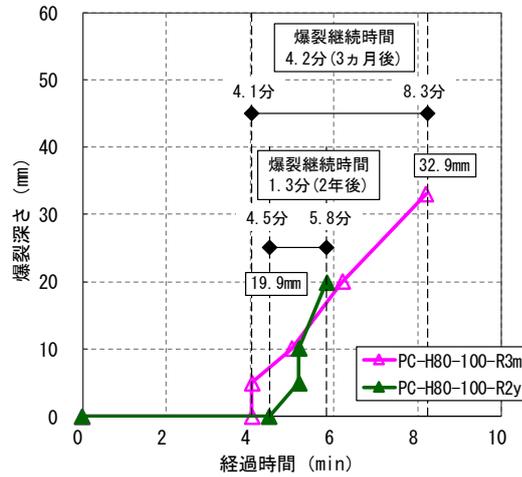
(Hシリーズ IS0834 と RABT30 の比較)

図-3.4.2.2 爆裂深さの経時変化



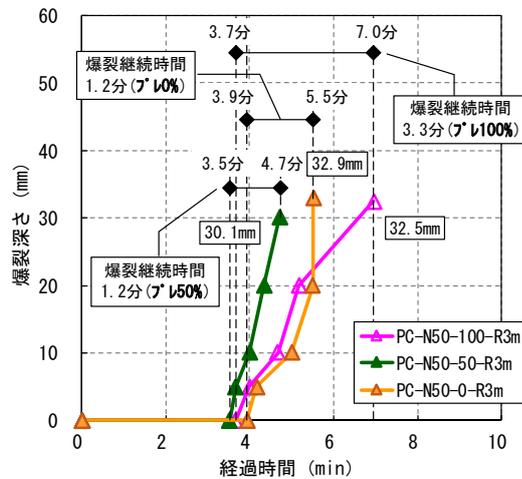
(Nシリーズ IS0834 と RABT30 の比較)

図-3.4.2.3 爆裂深さの経時変化



(Hシリーズ 加熱試験時の材齢による比較)

図-3.4.2.4 爆裂深さの経時変化



(Nシリーズ プレストレス導入量による比較)

図-3.4.2.4 爆裂深さの経時変化

3. 4. 2 コンクリート内部の温度変化

図-3.4.2.1(a)~(c)にHシリーズ試験体のコンクリート内部温度の経時変化を、図-3.4.2.2(a)~(d)にNシリーズ試験体のコンクリート内部温度の経時変化を示す。図-3.4.2.1(a)より、ISO834加熱試験では、加熱開始と同時にコンクリート内部の温度が上昇した。その後、加熱開始約16分で爆裂が発生し、加熱面から5mm、10mm位置の温度が加熱開始17分あたりから急激に上昇しており、爆裂が各深さまで進展したものと推測される。また、加熱面から20mmの位置においても加熱開始20分で温度の変曲点を確認でき、爆裂の発生によってかぶりが減少したものと考えられる。加熱面から40mm位置の温度は加熱開始から緩やかに上昇するものの、急激な温度上昇等は見られないことから40mm位置まで爆裂は進展していないことが分かる。図-3.4.2.1(b)および図-3.4.2.1(c)より、RABT30加熱試験では、加熱開始と同時に5、10、20mmの加熱面に近い試験体表層部のコンクリート温度が上昇しているのに対して、40mmより内部の温度はほとんど

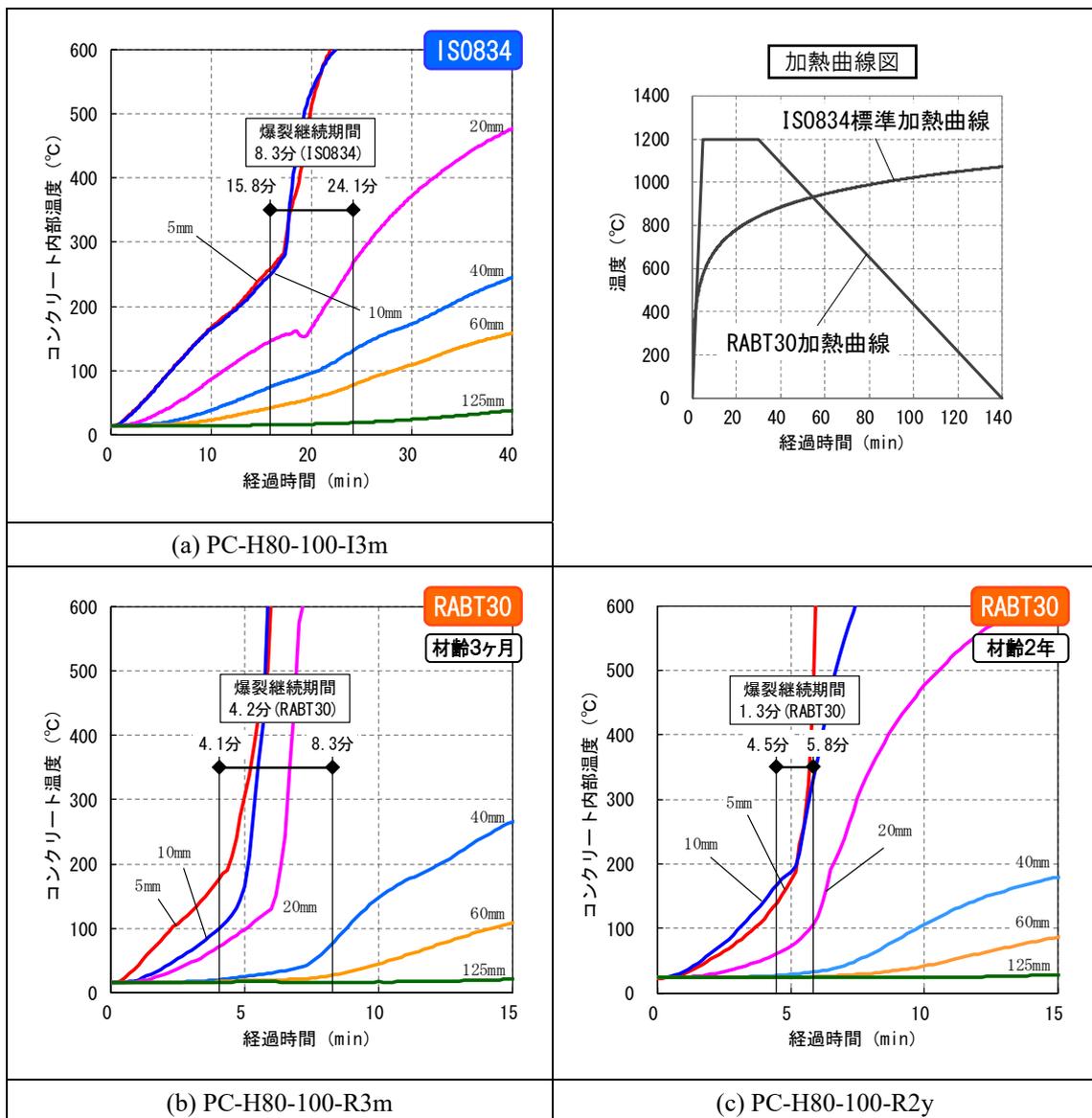


図-3.4.2.1 コンクリート内部温度の経時変化 (Hシリーズ)

上昇していない。その後、加熱開始約4分で爆裂が発生し、加熱面から5, 10, 付近の温度が急激に上昇しており、各深さまで爆裂が進展したものと考えられる。図-3.4.2.1(b)に示した材齢3ヶ月で加熱した試験体は、加熱開始約6分から20mm位置の温度に急激な変曲点が見られ、20mm位置まで爆裂が進展したと考えられる。40mm位置の温度は加熱から約7分で変曲点が見られるが、温度の上昇は緩やかである。爆裂の進展により、コンクリートが炉内に露出し、40mmの温度が上昇したものと考えられる。爆裂終了以降は40mm位置のコンクリート温度の上昇はほぼ一定となっており、爆裂は進展していない。一方、図-3.4.2.1(c)に示す材齢2年で加熱した試験体は、爆裂が終了する加熱開始約6分あたりから加熱面から20mm付近の温度が急激に上昇しそれ以降は一定の傾きで上昇している。また、加熱面から40mm付近は爆裂終了時に温度の変曲点が見られるが、それ以降は緩やかに上昇するのに留まっていることから、爆裂終了時に20mm付近まで爆裂が進展したものと推測される。これは、爆裂深さの計測結果とも一致している。

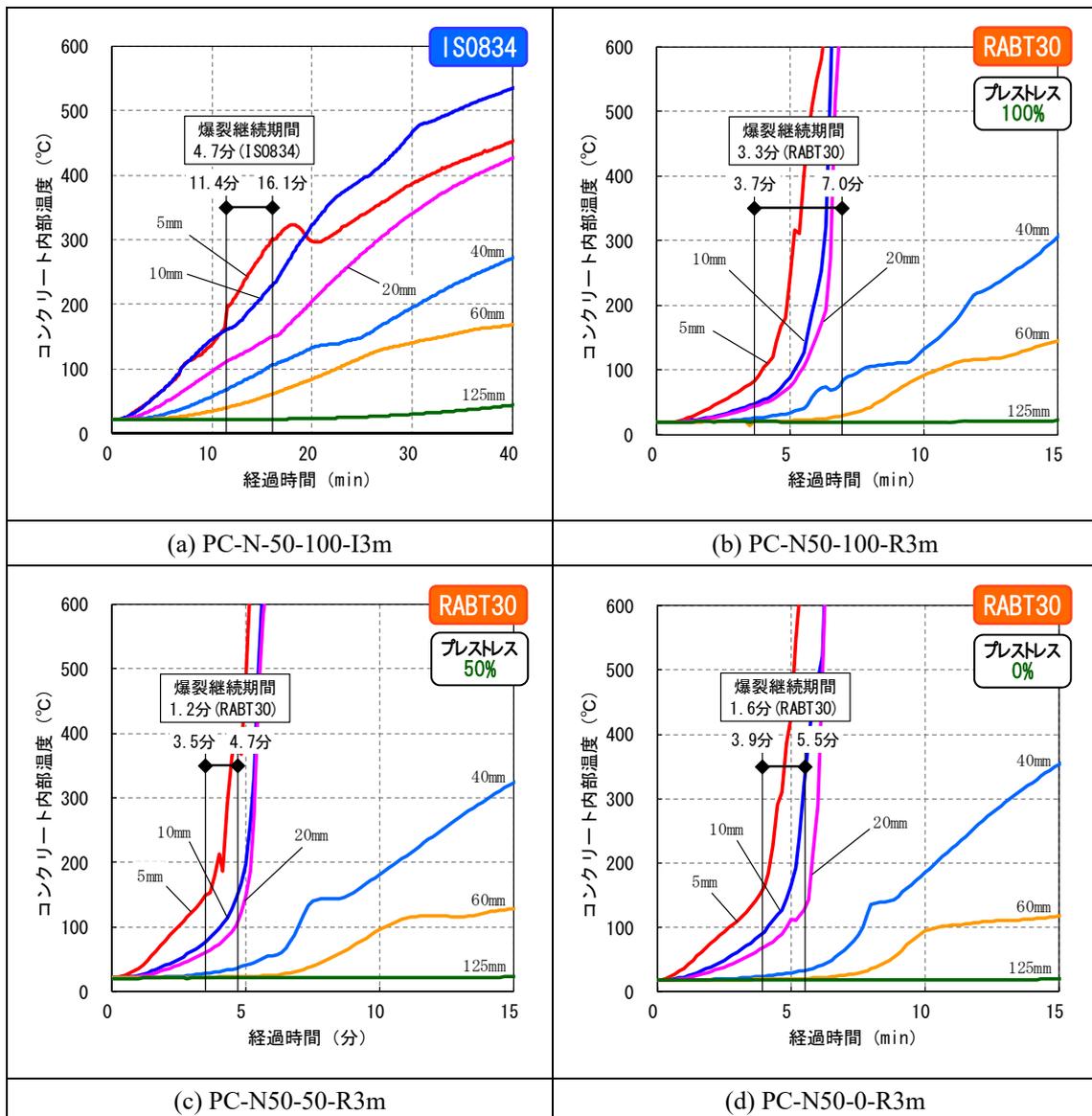


図-3.4.2.2 コンクリート内部温度の経時変化 (N シリーズ)

図-3.4.2.2(a)に N シリーズの ISO834 加熱試験を、図-3.4.2.2(b)~(d)に N シリーズの RABT30 加熱試験のコンクリート内部温度の計測結果を示す。計測結果より、H シリーズの試験体と同様に爆裂の進展によるかぶりの減少により内部温度の急激な温度上昇が見られる。図-3.4.2.2(a)に示した ISO834 加熱試験では、加熱開始から約 5 分の爆裂と同時に加熱面から 5mm 位置の温度が急激に上昇しており爆裂によりかぶりが減少したことが伺える。さらに、加熱開始から約 6 分程度で加熱面から 10mm 位置の温度も急激に上昇しており、各深さまで爆裂が進展したものと推測される。一方、加熱面から 20mm, 40mm 位置の温度は加熱開始から一様な温度上昇を見せており爆裂による急激な温度上昇は生じなかった。図-3.4.2.2(b)~(d)に示した RABT30 加熱試験では、加熱開始から約 4 分の位置で爆裂の発生とともに、加熱面から 5mm 位置の温度が急激に上昇した。また、加熱面から 10mm, 20mm 位置の温度に爆裂の進展とともに変曲点が認められる。一方、加熱面から 40mm 位置の温度は爆裂の発生とともにかぶりが減少し、炉内温度に近づき急激に上昇するが、ある箇所温度上昇が停滞する傾向が ISO834 加熱試験に比べて顕著に見られた。コンクリート中の水分が加熱の影響により、コンクリート内の空隙あるいは加熱に伴い生じたひび割れを通して加熱面と反対側の上面側に移動することから、その過程で温度上昇が停滞したものと思われる。

RABT30 加熱試験は ISO834 加熱試験と比較すると、爆裂開始時間が早い傾向であった。RABT30 加熱試験では加熱開始から 5 分で 1200℃まで急速加熱を行うことから、その急速加熱の影響により、ISO834 加熱試験に比べて加熱開始直後からコンクリート表面と加熱面から 5mm の位置、5mm~10mm の位置における温度勾配が大きく生じている。そのため、温度勾配による熱応力（拘束応力）が増大した結果、ISO834 加熱試験に比べて爆裂開始時間が早くなったものと考えられる。つまり、コンクリート内部の温度分布に起因する熱応力が PC 部材の爆裂にも RC 部材同様に関係していることが推察される。

3. 4. 3 鉄筋およびPC鋼材のひずみ

図-3.4.3.1, 図-3.4.3.2 に H シリーズおよび N シリーズの PC 梁支間中央部における PC 鋼材ひずみと鉄筋ひずみの経時変化を示す。ひずみの正の値が伸長、負の値が収縮を示す。計測に用いたひずみゲージは常温用ひずみゲージ（許容温度 80℃）であることから、加熱試験中にひずみゲージ貼付け位置付近の熱電対の計測温度が 80℃以下の計測値を示している。また、計測値は計測温度を用いて温度補正を行ったものである。

図-3.4.3.1(a)より、H シリーズの ISO834 加熱試験では、加熱面から深さ 60mm の位置にある PC 鋼材のひずみ (PC-1) は、加熱開始から熱膨張して爆裂開始時に 300 μ となった。その後、爆裂とともにひずみが急激に減少した。また、加熱面から深さ 46mm の位置にある鉄筋のひずみ (TL-1) は PC 鋼材同様に熱膨張の影響により増加し、加熱開始 10 分後には 250 μ となった。その後、爆裂が生じる前にひずみが減少した。また、加熱面から深さ 116mm の位置にある鉄筋のひずみ (TU-1) は、加熱開始直後から増加して爆裂開始前までに 100 μ となった。爆裂継続期間はひずみの増加割合が小さくなるが、その後は再び増加し最大 200 μ となった。図-3.4.3.2(a)より、N シリーズの ISO834 加熱試験では、加熱面から深さ 60mm の位置にある PC 鋼材のひずみ (PC-1) は、加熱開始から熱膨張して爆裂開始時に 220 μ とまで増加し、爆裂の発生とともにひずみが急激に減少した。また、加熱面から深さ 46mm の位置にある鉄筋のひずみ (TL-1) も加熱開始から 10 分後に 280 μ まで増大し、爆裂の発生とともに急激にひずみが減少しており、H シ

リーズ、Nシリーズともに同様の傾向を示した。

図-3.4.3.1(b)に示すHシリーズのRABT30加熱試験では、加熱面から深さ60mmの位置にあるPC鋼材のひずみ(PC-1)は加熱開始から熱膨張して爆裂開始時に100 μ まで増加した。爆裂の開始とともにひずみが減少し、爆裂継続期間中はひずみの減少・増加を繰り返す挙動を示した。その後、ひずみが減少した。加熱面から46mmの位置にある鉄筋のひずみ(TL-1)は、加熱開始から爆裂開始前までに熱膨張により220 μ まで増加し、爆裂とともに減少した。加熱面から深さ116mmの位置にある鉄筋のひずみ(TU-1)は加熱開始後から増加し最大120 μ まで増加した。

図-3.4.3.2(b)に示すNシリーズのRABT30加熱試験では、加熱面から深さ60mmの位置にあるPC鋼材のひずみ(PC-1)は爆裂開始時までに130 μ まで増加し、Hシリーズと同様に爆裂開始とともにひずみが減少し、爆裂継続期間中はひずみの減少・増加を繰り返す挙動を示した。RABT30加熱試験を行ったすべての試験体で同様の傾向が見られた。

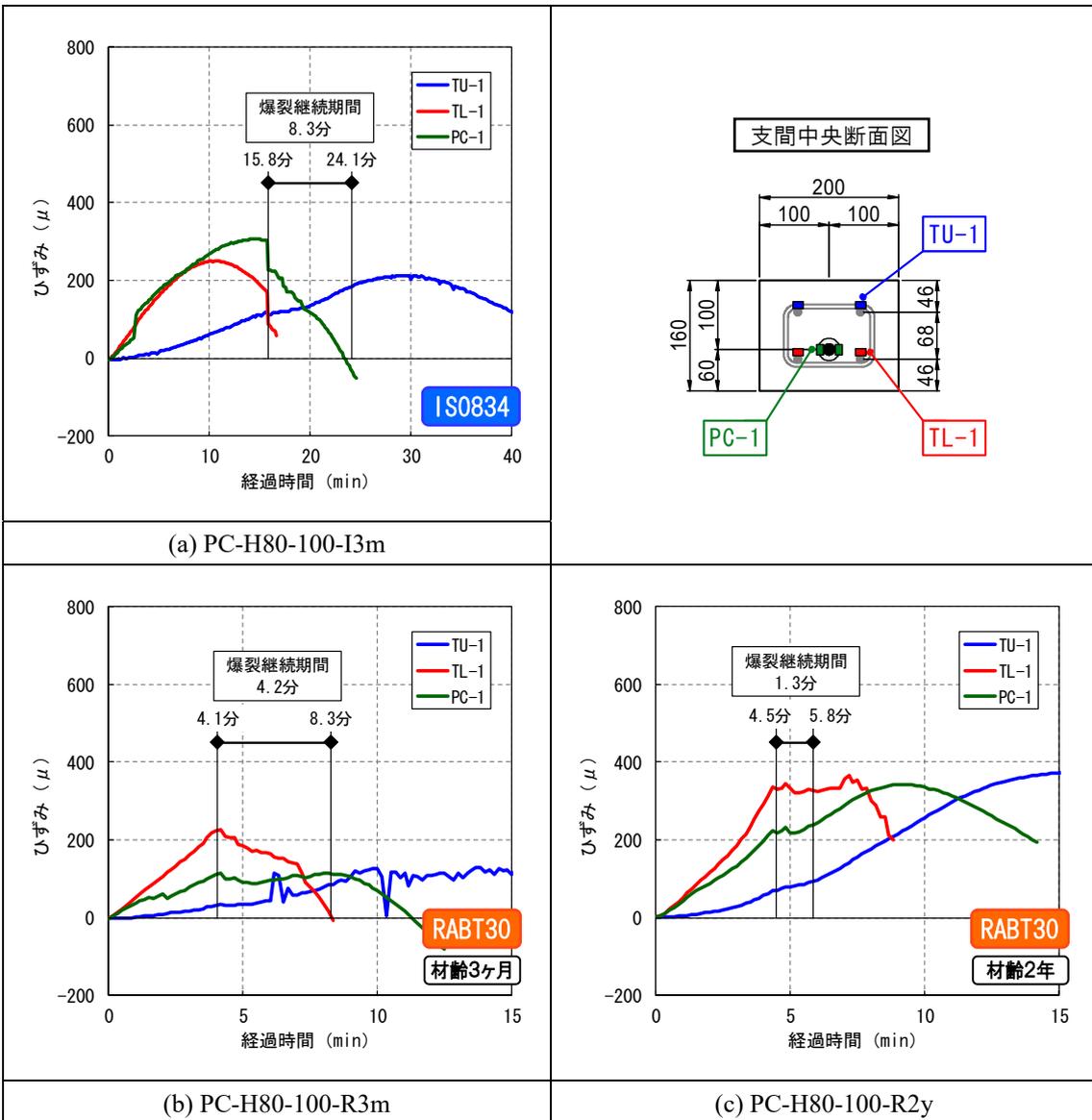


図-3.4.3.1 鉄筋およびPC鋼材ひずみの経時変化 (Hシリーズ)

図-3.4.3.2(b)~(d)にNシリーズのプレストレス導入量を100%, 50%, 0%に変化させて試験体の支間中央部のひずみ計測結果を示す。プレストレス導入量の変化によらず、爆裂開始までに全ての試験体で熱膨張変形により鉄筋およびPC鋼材ひずみが増加した。加熱面から60mmの位置にあるPC鋼材のひずみ(PC-1)に着目すると、プレストレス導入量を100%としたPC-N50-100-R3m(図-3.4.3.2(b))は爆裂開始前までに130 μ 、導入量を50%としたPC-N50-50-R3m(図-3.4.3.2(c))は爆裂開始前まで160 μ 、導入量を0%としたPC-N50-0-R3m(図-3.4.3.2(d))は爆裂開始前までに260 μ まで増加した。また、加熱面から46mmの位置にある鉄筋のひずみ(TL-1)はプレストレス導入量を100%とした試験体は爆裂開始前までに240 μ 、50%とした試験体は310 μ 、0%とした試験体は560 μ とプレストレス導入量が小さいほど、ひずみの増加が大きくなる傾向を示した。また、爆裂継続期間のひずみ挙動を見ると、プレストレス導入量を100%とした試験体は増減を繰り返しながら減少しているのに対して、50%とした試験体はある一定の範囲で増

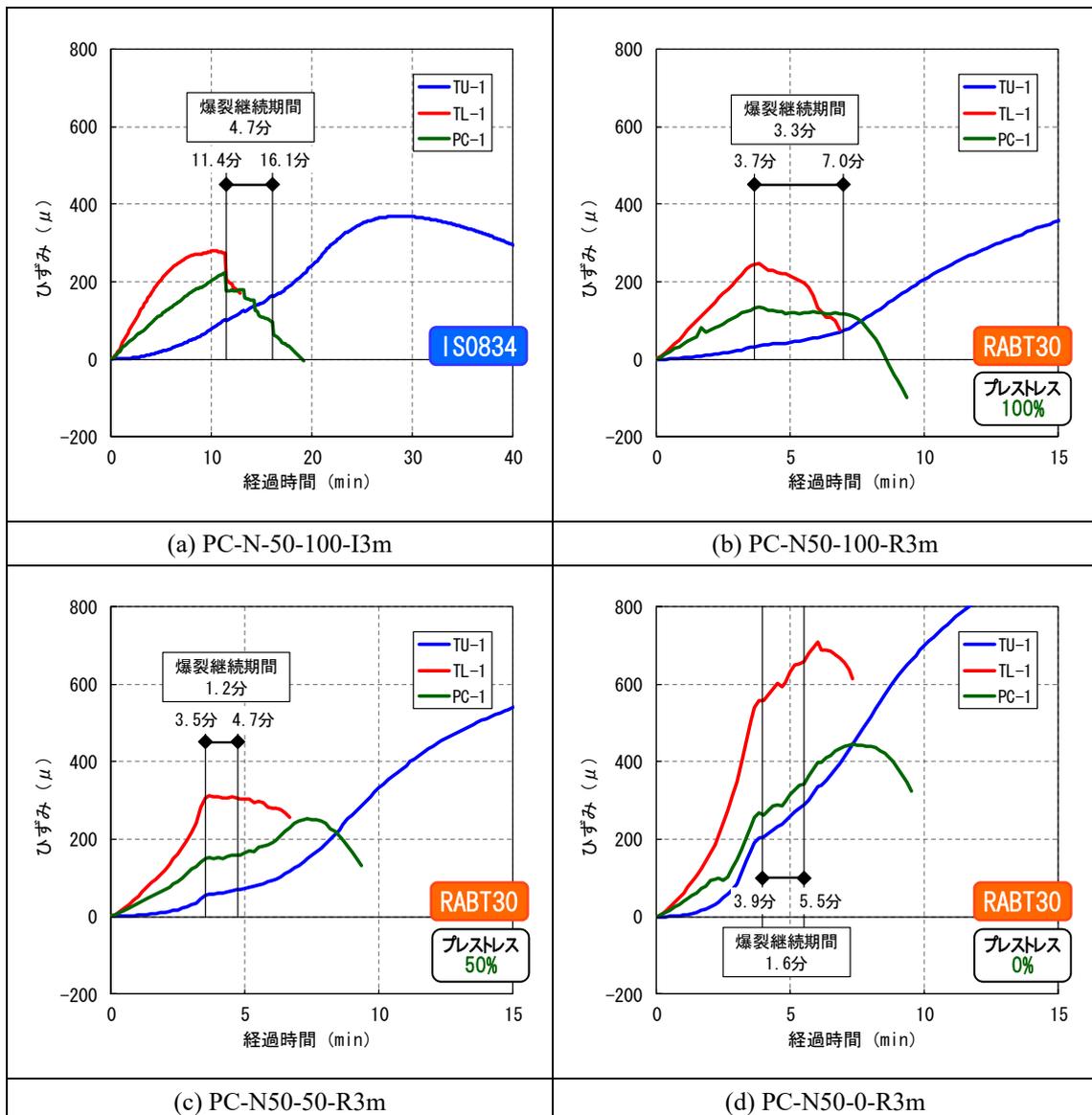


図-3.4.3.2 鉄筋およびPC鋼材ひずみの経時変化 (Nシリーズ)

減を繰り返しており、0%の試験体では増減を繰り返しながらひずみが増加している。これらのことから、プレストレスが導入されることにより、熱膨張変形による膨張ひずみが拘束されていることが分かる。つまり、PC部材では、加熱面側と内部のコンクリート温度勾配による拘束応力以外にもプレストレスによる拘束応力が生じているものと考えられる。

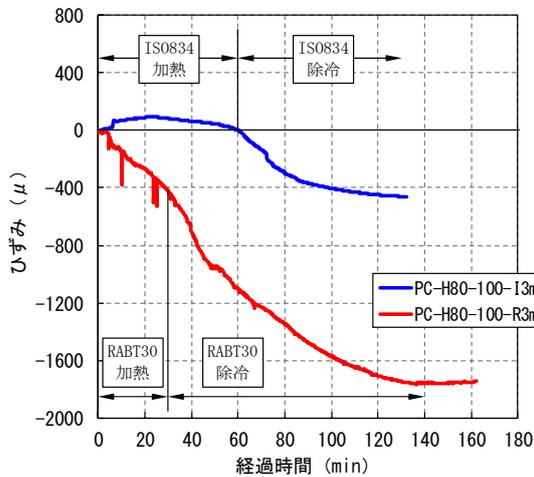
図-3.4.3.1(b)、図-3.4.3.1(c)に加熱試験時の材齢を3ヶ月後とした試験体と2年後とした試験体の支間中央部のPC鋼材および鉄筋のひずみ計測結果をそれぞれ示す。どちらの試験体も、加熱開始と同時にひずみが増加した。材齢3ヶ月としたPC-H80-100-R3m(図-3.4.3.1(b))の爆裂開始前のPC鋼材のひずみ(PL-1)は 100μ 、鉄筋のひずみ(TU-1)は 220μ であったのに対して、2年後としたPC-H80-100-R2y(図-3.4.3.1(c))の爆裂開始前のPC鋼材のひずみ(PL-1)は 220μ 、鉄筋のひずみ(TL-1)は 350μ と材齢2年後に加熱試験を実施した試験体の方が大きい値を示した。コンクリート内部温度の経時変化(図-3.4.2.1(b)、図-3.4.2.1(c))を見ると、同一経過時間におけるコンクリート内部温度は材齢3ヶ月の方が高い温度であることから、熱膨張による膨張ひずみは材齢3ヶ月後の方が大きくなる。しかし、実際のひずみは材齢3ヶ月の方が小さい結果となった。材齢の経過とともにコンクリートのクリープ・乾燥収縮の影響により、導入プレストレスが減少する。この影響により、材齢2年後に加熱した試験体の方がプレストレスによる拘束応力が小さくなったためと思われる。

全ての試験体において、加熱に伴う熱膨張変形により鉄筋およびPC鋼材のひずみが増加し、爆裂の発生とともに減少する傾向を示した。主桁断面内の温度勾配により生じた拘束応力が爆裂の発生により解放されたものと推察される。特に、ISO834加熱試験(図-3.4.3.1(a)、図-3.4.3.2(a))では、1回目の爆裂の発生と同時に大きくひずみが減少しており、内部拘束により溜め込まれていた拘束応力が一気に解放されている。一方、RABT30加熱試験(図-3.4.3.1(b)~(c)、図-3.4.3.2(a)~(d))では、PC鋼材のひずみが爆裂発生から減少と増加を繰り返しており、小さな爆裂が継続的に発生し、内部拘束による拘束応力が解放されていたものと推察される。

図-3.4.3.3、図-3.4.3.4にHシリーズ、NシリーズそれぞれのISO834加熱試験、RABT30加熱試験の試験体中央から475mm離れた非加熱範囲におけるPC鋼材ひずみの経時変化を示す。非加熱領域に設置した熱電対におけるコンクリートの温度は概ね $10\sim 80^{\circ}\text{C}$ 程度であり、加熱による温度変化の影響はほとんど受けていない。しかし、全ての試験体においてPC鋼材ひずみが減少し、HシリーズのISO834加熱試験では最大 462μ 、RABT30加熱試験では最大 1770μ 、NシリーズのISO834加熱試験では最大 327μ 、RABT30加熱試験では最大 1046μ ひずみが減少した。Hシリーズ、Nシリーズともに加熱前に導入したプレストレス量が減少し収縮していることから、加熱前に導入したプレストレス量が減少しているものと推察される。また、爆裂による損傷が大きいRABT30試験体のひずみ減少量が大きくなる傾向を示した。RABT30試験体の方がひずみの減少量が大きくなった要因としては、爆裂による断面減少に伴うプレストレスの損失の影響、コンクリートが高温に曝された影響によるコンクリートの剛性低下の影響などが考えられる。

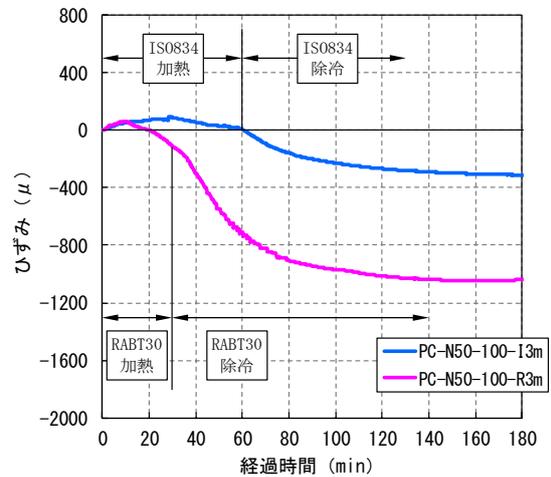
図-3.4.3.5にHシリーズのRABT30加熱試験の材齢3ヶ月と材齢2年の試験体中央から475mm離れた非加熱範囲におけるPC鋼材ひずみの経時変化を示す。材齢3ヶ月で試験を行ったPC-H80-100-R3mでは最大 1770μ 、材齢2年で試験を行ったPC-H80-100-R2yでは最大 756μ ひずみが減少した。材齢2年で試験を行ったPC-H80-100-R2yの試験体は、爆裂による損傷をあまり受けておらず、その結果としてPC鋼材ひずみの減少量が小さくなったものと推察される。

図-3.4.3.6 に N シリーズの RABT30 加熱試験のプレストレス導入量を変化させて試験体の試験体中央から 475mm 離れた非加熱範囲における PC 鋼材ひずみの経時変化を示す。プレストレス導入量を 0% (RC) とした PC-N50-0-R3m 試験体は、加熱開始とともに PC 鋼材ひずみが 220 μ まで増大し、除冷とともに減少した。プレストレス導入量を 100% とした PC-N50-100-R3m 試験体は最大で 1046 μ 、導入量を 50% とした PC-N50-50R3m 試験体は最大で 387 μ と導入量が高い試験体ほどひずみの減少量が大きくなる傾向であった。最大爆裂深さはプレストレス導入量を 100% とした試験体が 32.5mm、50% とした試験体が 30.1mm と断面欠損にほとんど差はない。PC 梁に爆裂による断面欠損が生じた場合、導入されているプレストレス力は断面欠損後の梁に再分配される。つまり、プレストレス力が高いほど、再分配されたプレストレス力による PC 梁の短縮量は大きくなる。そのため、プレストレス導入量を 100% とした PC-N50-100-R3m 試験体の方が、ひずみ減少量が大きくなったものと推察される。



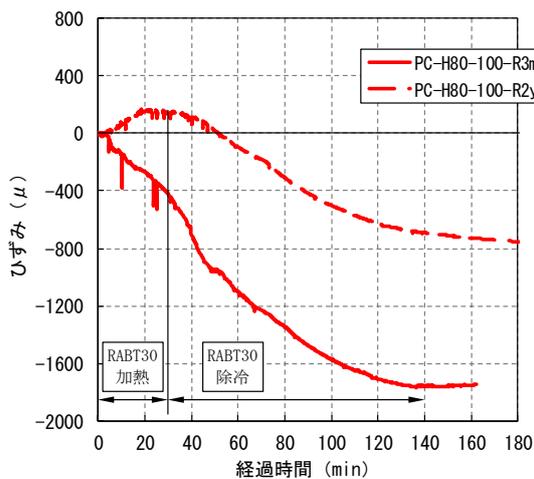
(H シリーズ IS0834 と RABT30 の比較)

図-3.4.3.3 PC 鋼材ひずみ(支点)



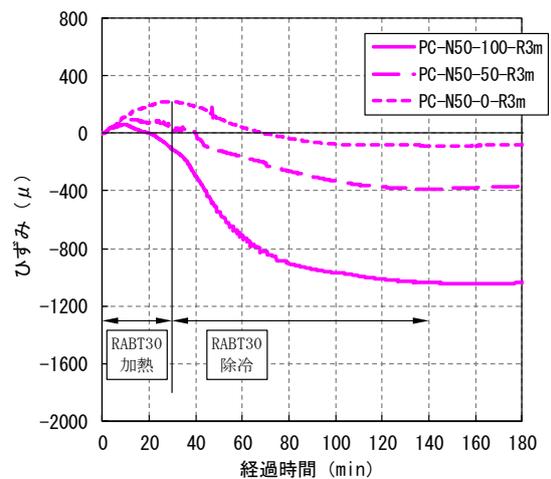
(N シリーズ IS0834 と RABT30 の比較)

図-3.4.3.4 PC 鋼材ひずみ(支点)



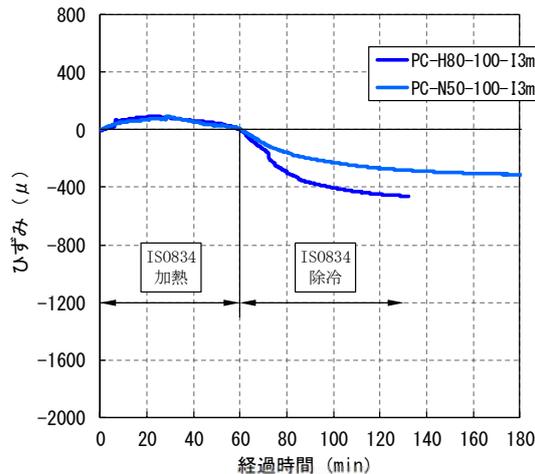
(H シリーズ 加熱試験時の材齢による比較)

図-3.3.4.5 PC 鋼材ひずみ(支点)



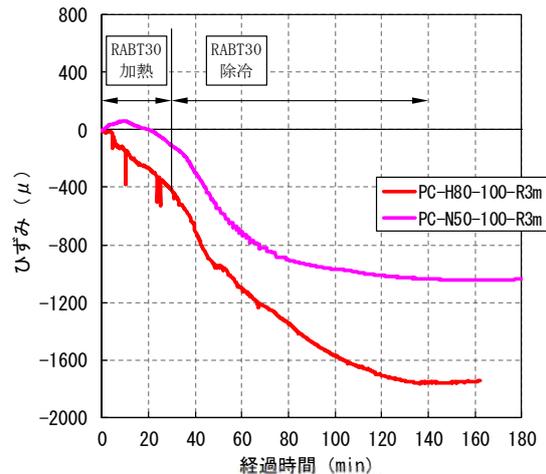
(N シリーズ プレストレス導入量による比較)

図-3.3.4.6 PC 鋼材ひずみ(支点)



(ISO834 加熱試験 H, N シリーズの比較)

図-3.3.4.7 PC 鋼材ひずみ(支点)



(RABT30 加熱試験 H, N シリーズの比較)

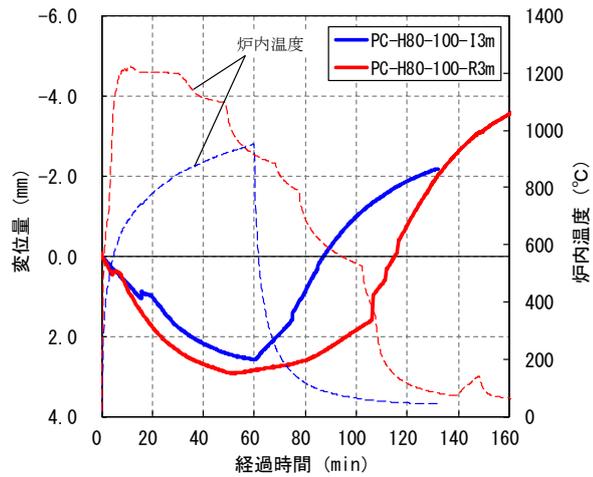
図-3.3.4.8 PC 鋼材ひずみ(支点)

図-3.3.4.7 および図-3.3.4.8 に N シリーズと H シリーズ試験体の試験体中央から 475mm 離れた非加熱範囲における PC 鋼材ひずみの経時変化を比較したものを示す。図-3.3.4.7 が ISO834 加熱試験，図-3.3.4.8 が RABT30 加熱試験である。ISO834 加熱試験では H シリーズが 462μ ，N シリーズが 327μ ，RABT30 加熱試験では H シリーズが 1770μ ，N シリーズが 1046μ と加熱試験方法にかかわらず，コンクリート強度が高い H シリーズの試験体の方が PC 鋼材ひずみの減少量が大きくなった。最大爆裂深さは，ISO834 加熱試験では H シリーズ，N シリーズともに 26.6mm，RABT30 加熱試験では H シリーズが 32.9mm，N シリーズが 32.5mm と断面欠損による差はほとんどない。プレストレス導入量の比較でも述べたとおり，PC 梁に爆裂による断面欠損が生じた場合，導入されているプレストレス力は断面欠損後の梁に再分配される。安部ら[2]によると，コンクリートが高温環境下に曝された場合，普通コンクリートに比べて高強度コンクリートは強度が著しく低下し，その影響によりヤング係数も大きく低下することが報告されている。再分配されたプレストレス力による PC 梁の短縮量は，コンクリートのヤング係数に影響される。高強度コンクリートを使用した H シリーズの試験体では，N シリーズ試験体に比べてコンクリートのヤング係数が大きく低下した影響を受けることにより，PC 鋼材ひずみの減少量も大きくなったものと推察される。

3. 4. 4 変形挙動

図-3.4.4.1 に H シリーズの ISO834 加熱試験および RABT30 加熱試験の加熱試験中の支間中央の変位と炉内温度の関係を示す。変位量は正の値が下反り，負の値が上反りの変形を示す。加熱面の温度が上昇するにつれて，試験体は下向きに凸の変形が生じ，ISO834 加熱試験では最大 2.4mm，RABT30 加熱試験では 3.0mm の変形が生じた。ISO834 加熱試験では加熱試験終了後，炉内温度の降下に合わせて変形量も急激に減少に転じた。ISO834 加熱試験では加熱 1 時間後（1 時間耐火）に直ぐに炉内の燃焼を止めるため，急激にコンクリート内部の熱が放熱されるためである。一方，RABT30 加熱試験では加熱開始 5 分で 1200°C まで急速加熱し，その後 30 分まで 1200°C まで保持した後，徐々に温度を降下させている。従って，炉内温度が降下し始める加熱開

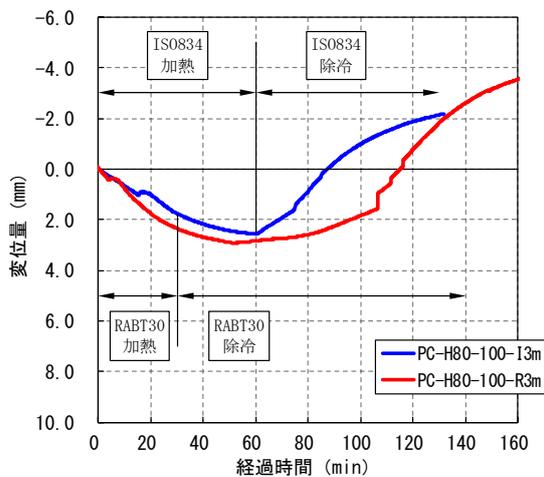
始 30 分以降もコンクリート表面から急激な放熱は行われない。そのため、炉内温度降下後もコンクリート内部に熱が伝導されることから、支間中央の変位が増大している。その後、コンクリート表面からの放熱量の増加とともに支間中央の変位が減少し常温まで降下させた時には最終的に上向きの残留変位が生じた。プレストレス導入量を 100%としたすべての試験体で同様の変形挙動を示した。爆裂により PC はり下面側の断面が失われたことにより、PC 鋼材偏心量の増加や断面剛性の低下の影響によるものと推察される。



(Hシリーズ ISO834 と RABT30 加熱試験)

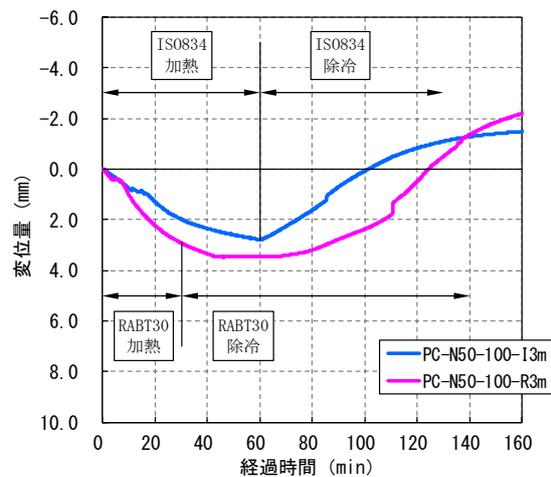
図-3.4.4.1 支間中央の変位挙動と炉内温度の関係

ISO834 加熱試験と RABT30 加熱試験の支間中央の変位挙動比較図を図-3.4.4.2 に H シリーズ、図-3.4.4.3 に N シリーズを示す。加熱試験中の最大変位を見ると、H シリーズの ISO834 加熱試験では最大 ISO834 加熱試験では最大 2.4mm, RABT30 加熱試験では 3.0mm の変形が生じた。また、N シリーズの ISO834 加熱試験では最大 ISO834 加熱試験では最大 2.8mm, RABT30 加熱試験では 3.5mm の変形が生じた。H シリーズ、N シリーズともに RABT30 加熱試験の方が加熱試験中に生じる支間中央の最大変位が大きい結果となった。加熱試験中の PC 梁は、加熱により試験体下面側が熱膨張することにより下側に凸の変形が生じる。RABT30 加熱試験では、急速加熱の影響により試験体下縁側が高温の影響を受けるため、ISO834 加熱試験に比べて熱膨張ひずみが大きくなり、その結果として支間中央の変位が大きくなったものと推察される。また、爆裂による損傷による断面剛性の低下、高温環境下に曝されることによりコンクリートの弾性係数が低下する影響も受け、変形が大きくなったものと思われる。



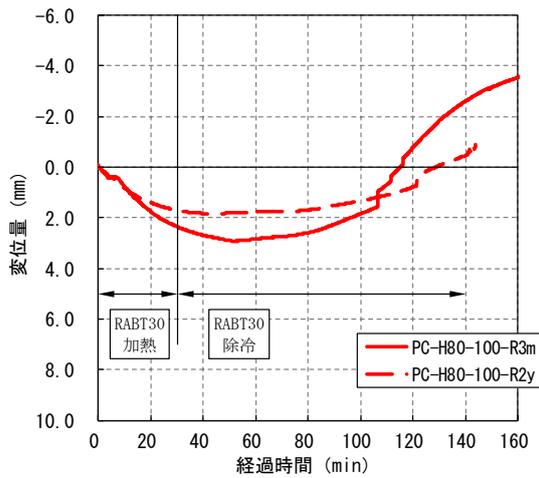
(Hシリーズ ISO834 と RABT30 の比較)

図-3.4.4.2 支間中央の変位挙動



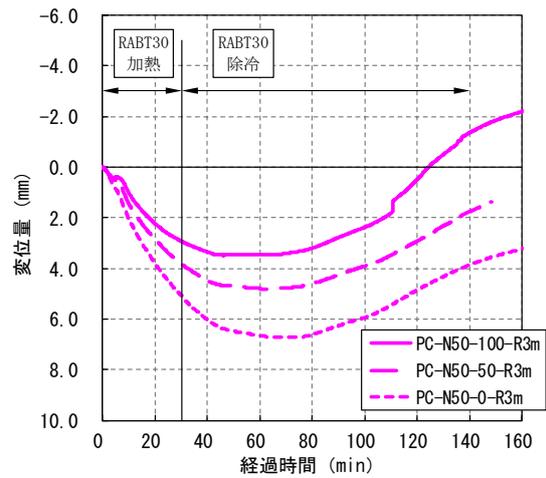
(Nシリーズ ISO834 と RABT30 の比較)

図-3.4.4.3 支間中央の変位挙動



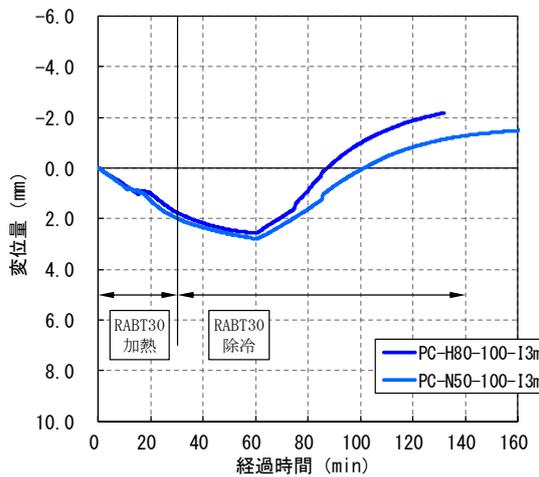
(H シリーズ 加熱試験時の材齢による比較)

図-3.4.4.4 支間中央の変位挙動



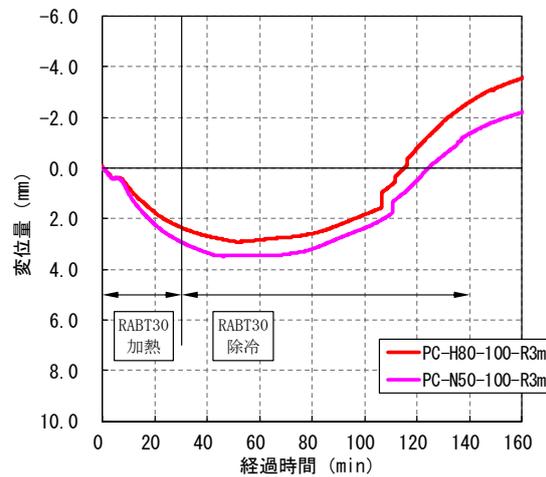
(N シリーズ プレストレス導入量による比較)

図-3.4.4.5 支間中央の変位挙動



(IS0834 加熱試験 H, N シリーズの比較)

図-3.4.4.6 支間中央の変位挙動



(RABT30 加熱試験 H, N シリーズの比較)

図-3.4.4.7 支間中央の変位挙動

図-3.4.4.4 に H シリーズの加熱時の材齢を 3 ヶ月とした試験体と材齢 2 年とした試験体の支間中央の変位挙動比較図を示す。材齢 3 ヶ月で加熱した PC-H80-100-R3m 試験体の最大変位は 3.0mm, 材齢 2 年で加熱した PC-H80-100-R2y 試験体の最大変位は 1.9mm であった。爆裂による損傷による断面剛性の低下, 高温によるコンクリート弾性係数の低下による影響を受け変形が大きくなったものと思われる。

図-3.4.4.5 に N シリーズのプレストレス導入量を変化させた試験体の支間中央の変位挙動比較図を示す。プレストレス導入量を 100%とした PC-N50-100-R3m 試験体の最大変位は 3.5mm, プレストレス導入量を 50%とした PC-N50-50-R3m 試験体は 4.8mm, プレストレス導入量を 0% (RC) とした PC-N50-0-R3m 試験体は 6.7mm と導入プレストレス量が大きいほど加熱試験中の変形が大きくなる結果となった。加熱試験中は試験体下面側が高温に曝され, 熱膨張の影響により下側に凸の変形を示す。一方, 加熱により爆裂による断面欠損が生じると断面の中立軸が上縁側に移動するため, その結果として PC 鋼材の偏心量が増加する。そのため, 爆裂による断面欠

損により導入されているプレストレス力が再分配される際に、偏心モーメントが大きくなり、上向きに凸の変形がプレストレスにより生じる。プレストレス導入量を変化させて試験体の爆裂深さは、プレストレス導入量を 100% (113.5kN) とした試験体が 32.5mm, 50%とした試験体が 30.1mm, 0% (RC 部材) とした試験体が 32.9mm と、本試験においてはプレストレス導入量による差はあまり見られていない。そのため、爆裂による断面欠損に伴う PC 鋼材偏心量の差はほとんど生じなかったため、導入プレストレス力が大きい試験体ほど上側に凸の変形が大きくなり、その結果としてプレストレス導入量が多い試験体ほど加熱試験中の支間中央の変位が小さくなったものと推察される。

図-3.4.4.6 および図-3.4.4.7 に N シリーズと H シリーズ試験体の支間中央の変位挙動比較図を示す。ISO834 加熱を行った H シリーズの PC-H80-100-I3m 試験体の最大変位は 2.4mm, N シリーズの PC-N50-100-I3m 試験体は 2.8mm, RABT30 加熱を行った H シリーズの PC-H80-100-R3m 試験体は 3.0mm, N シリーズの PC-N50-100-R3m 試験体は 3.5mm とコンクリート強度が低い N シリーズ試験体の方が支間中央の変位が大きい結果となった。各試験体の爆裂深さは、ISO834 加熱を行った H シリーズの PC-H80-100-I3m 試験体は 26.6mm, N シリーズの PC-N50-100-I3m 試験体は 26.6mm, RABT30 加熱を行った H シリーズの PC-H80-100-R3m 試験体は 32.9mm, N シリーズの PC-N50-100-R3m 試験体は 32.5mm とほとんど差はない。爆裂による断面欠損に伴う PC 鋼材偏心量に差がほとんど生じないことから、H シリーズと N シリーズのヤング係数が異なる影響が差として現れたものと思われる。

3. 4. 5 まとめ

PC部材の火災における高温の影響を受けたPC梁の爆裂性状を把握するため、各種試験体の加熱試験を行った。本研究で用いた試験体はPC梁部材の爆裂挙動を確認するため、プレストレスによる拘束応力の影響が明確となるようPC鋼材量を決定し、さらにプレストレス導入量を変化させて試験体の加熱試験を実施した。しかし、本試験の範囲ではプレストレス導入量とPC梁部材の爆裂深さの関係については明確なデータを得ることはできなかった。既往の研究[3], [4]によれば、プレストレス導入量が多いほど爆裂が生じ易いとの報告がなされており、本加熱試験においても、導入プレストレス量を100%としたPC-N50-100-R3mの最大爆裂深さが32.5mm、50%としたPC-N50-50-R3mが30.1mmと僅かであるが導入量が多い方が爆裂による損傷が大きくなっている。また、支間中央部の爆裂深さのみに着目すると導入プレストレス量を100%としたPC-N50-100-R3m試験体が28.1mm、50%としたPC-N50-50-R3mが18.3mmでありその差は大きい。導入プレストレス量を50%としたPC-N50-50-R3m試験体、0%としたPC-N50-0-R3m試験体の爆裂深さが最大となる箇所は、加熱領域中心部から離れた加熱領域の両端部2箇所が生じた。本試験では、PC梁の断面変化点近傍まで加熱領域としたため、断面変化部では試験体鉛直方向(縦方向)と軸方向(水平方向)に温度勾配が生じ、熱膨張による拘束応力が2軸で生じ、その結果として断面変化部に応力が集中し、爆裂が加熱領域の両端部で生じ易くなった可能性が考えられる。しかし、加熱中のPC鋼材ひずみの挙動はプレストレス導入量により異なる挙動を示しており、かつ変形挙動も異なる性状を示していることから、プレストレスによる拘束の影響が少なからずPC部材の高温時の性状に何らかの影響を与えているものと思われる。今後、更なる検討が必要と思われる。

本加熱試験で得られた知見を以下にあげる。

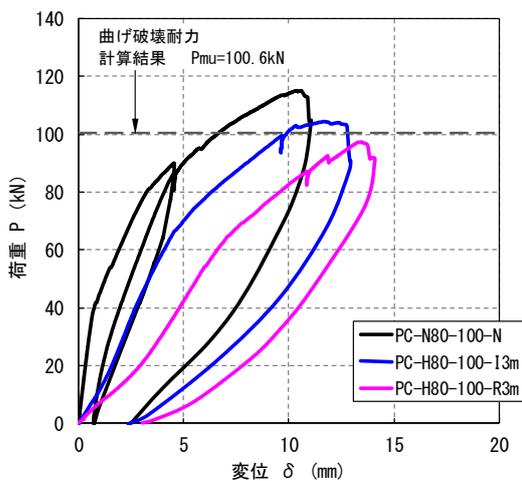
- 1) 加熱面近くに配置された鉄筋・PC鋼材のひずみは加熱面から熱膨張して爆裂とともにひずみが減少する。
- 2) ISO834 加熱試験では、爆裂とともにPC鋼材のひずみが減少したが、急速加熱となるRABT30 加熱試験では爆裂継続期間中はひずみの減少・増加を繰り返すような挙動を示す。
- 3) 加熱によるPC鋼材ひずみの減少の要因として、高温の影響によるコンクリートの剛性低下や爆裂による断面減少に伴うプレストレスの損失の影響、PC鋼材の受熱による影響などが考えられる。
- 4) 爆裂深さはISO834 標準加熱曲線、RABT30 加熱曲線などの加熱条件の影響を受ける。RABT30などの急速加熱を受けた場合、爆裂による損傷が大きくなる。また、RC部材同様にコンクリート中に含まれる水分量(含水率)の影響を受ける。
- 5) PC梁部材が高温加熱の影響を受けた場合、加熱開始後に下側に凸の変形を示し加熱時間の経過とともに増大する。しかし、除冷とともに次第に下側に凸の変形量は減少する。
- 6) 加熱中のPC梁部材の変形挙動は、加熱曲線、導入プレストレス量、コンクリート強度の影響を受ける。

3.5 荷重試験結果

3.5.1 荷重変位曲線および曲げひび割れ幅

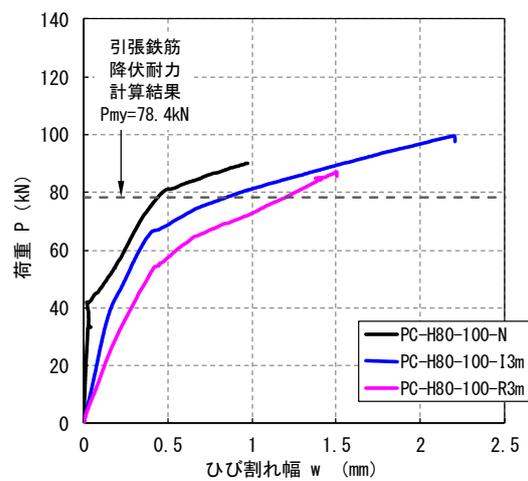
Hシリーズの曲げ荷重試験の荷重－変位の関係を図-3.5.1.1に示す。加熱試験を実施したPC-H80-100-I3m, PC-H80-100-R3m試験体では、爆裂による断面欠損や加熱試験時に生じたひび割れの影響などにより、初期剛性が大きく低下し、荷重初期から大きな変位が生じた。加熱試験を行わなかったPC-H80-100-N試験体にひび割れが発生する直前の40kNと比較した場合、加熱試験を行わなかったPC-H80-100-N試験体の試験体中央の変位量が0.7mm程度であったのに対して、加熱試験を行った試験体ではISO834で加熱を行ったPC-H80-100-I3m試験体が2.7mm, RABT30で加熱を行ったPC-H80-100-R3m試験体が4.8mmと約4～7倍大きな変位が生じた。また、最大荷重時変位は加熱試験を行わなかったPC-H80-100-N試験体が11.0mm, ISO834で加熱を行ったPC-H80-100-I3m試験体が12.9mm, RABT30で加熱を行ったPC-H80-100-R3m試験体が14.1mmと同様の結果であった。

図-3.5.1.2に荷重－曲げひび割れ幅の関係を示す。曲げひび割れ幅の値は、中央のπ型変位計の計測結果である。加熱試験を行っていないPC-H80-100-N試験体は、41kN程度でひび割れが発生し、それ以降徐々にひび割れ幅が増大し、引張鉄筋が降伏する81kNあたりからひび割れ幅が急激に増大した。一方、加熱試験を実施した試験体では加熱試験時に生じたひび割れの影響により、荷重初期からひび割れが発生し荷重の増加とともに増大した。加熱試験を行っていないPC-H80-100-N試験体でひび割れが発生した41kN時点でのひび割れ幅に着目すると、ISO834で加熱を行ったPC-H80-100-I3m試験体が0.17mm, RABT30で加熱を行ったPC-H80-100-R3m試験体が0.29mmと加熱試験時により大きな損傷を受けた試験体の方が、ひび割れ幅が大きくなる傾向を示した。同一荷重におけるひび割れ幅を比較すると加熱試験を行っていない試験体に比べて、加熱試験を行った試験体は2～3倍程度ひび割れ幅が大きくなる傾向が見られ、加熱試験時の損傷が大きかったRABT30加熱試験体ではより顕著にその影響が見られた。これは、RABT30加熱試験体の方は加熱試験時の損傷が大きく、高温の影響によるコンクリートの剛性低下、爆裂による断面減少に伴う導入プレストレス量の減少が大きかったことから、PC鋼材による拘束度合いが小さくなった影響によりひび割れ幅にも差が生じたものと思われる。



(Hシリーズ ISO834 と RABT30 の比較)

図-3.5.1.1 荷重－変位の関係



(Hシリーズ ISO834 と RABT30 の比較)

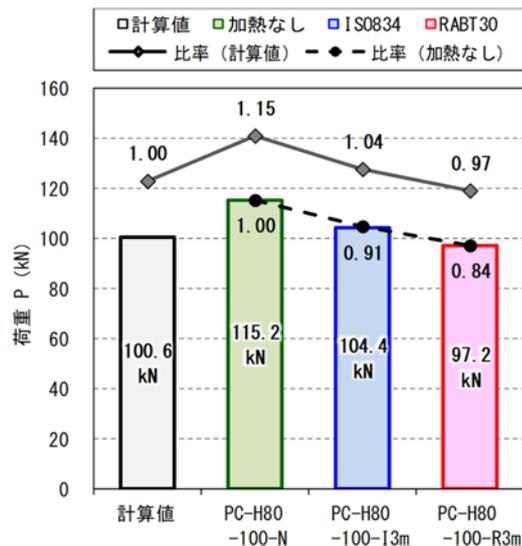
図-3.5.1.2 荷重－ひび割れ幅の関係

3. 5. 2 最大荷重と引張鉄筋降伏荷重および破壊形状

本研究で用いた試験体は、PC 梁部材の爆裂挙動を確認するため、プレストレスによる拘束応力の影響が明確となるように PC 鋼材量を決定した。そのため、試験体が破壊に至るまで PC 鋼材は降伏せずに最終的に曲げ圧縮破壊となる。従って、ここでは最大荷重と引張鉄筋降伏荷重および破壊形状について比較検討を行う。

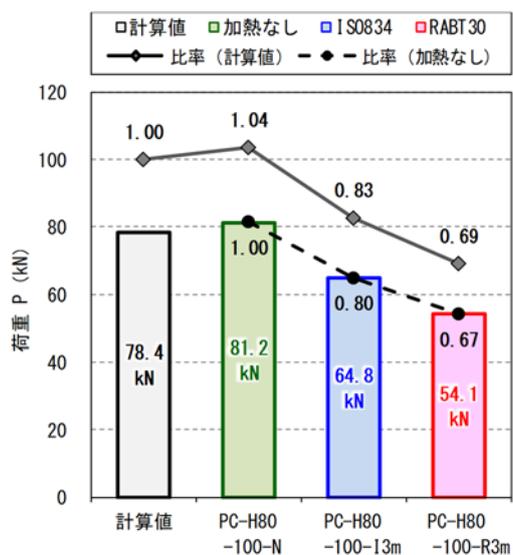
H シリーズの加熱試験後に行った各試験体の最大荷重と曲げ耐力の比較結果を図-3.5.2.1 に、引張鉄筋降伏荷重と降伏耐力の比較結果を図-3.5.2.2 にそれぞれ示す。試験体の引張鉄筋降伏荷重は変位および曲げひび割れ幅の計測結果をもとに、各計測値が急激に増加した時点の荷重値を試験体の引張鉄筋降伏荷重とした。曲げ耐力および引張鉄筋降伏耐力の計算には、コンクリート強度は設計基準強度である 80.0N/mm²、PC 鋼材および鉄筋の引張強度については材料特性値を用いた。なお、PC 鋼材によるプレストレス力はクリープ・乾燥収縮などによる減少量を加味し、加熱試験直前での PC 鋼材ひずみ測定結果より 106.6kN (約 2349μ)として算出した。全ての試験体において、PC 鋼材の破断などの現象は見られず、試験体の破壊は上縁側のコンクリートが圧縮破壊し破壊に至る曲げ圧縮破壊であった(写真-3.5.2.1)。図-3.5.2.1 に示すとおり、加熱試験を実施していない PC-H80-100-N 試験体の最大荷重の実測値は 115.2kN であったのに対して、加熱試験を行った試験体では ISO834 で加熱を行った PC-H80-100-I3m 試験体が 104.4kN、RABT30 で加熱を行った PC-H80-100-R3m 試験体が 97.2kN と最大荷重が 10%~16%程度低下した。引張鉄筋降伏時の荷重は図-3.5.2.2 に示すとおり、加熱試験を実施していない PC-H80-100-N 試験体の実測値が 81.2kN、ISO834 で加熱を行った PC-H80-100-I3m 試験体が 64.8kN、RABT30 で加熱を行った PC-H80-100-R3m 試験体が 54.1kN と引張鉄筋降伏時の荷重が 20%~33%程度低下しており、最大荷重と同様に加熱試験を行った試験体の方が小さくなる傾向を示した。

最大荷重と曲げ耐力の計算値を比較すると、全ての試験体において同等あるいは同等程度の値を示した。一方、引張鉄筋降伏荷重と引張鉄筋降伏時の降伏耐力の計算値では、降伏耐力の計算値に比べて加熱試験を行った試験体が 17%~30%程度小さい結果を示した。加熱試験を実施した試験体では、爆裂に伴いかぶりコンクリートがはく落し、プレストレス量の減少が確認されている。一方、引張鉄筋位置のコンクリート内部温度は 360℃~560℃程度であり、既往の研究[5]、[6]から加熱冷却後の鉄筋降伏応力の低下はほとんど生じていないと考えられる。本試験では、PC 鋼材が破壊に至るまで降伏せずに最終的に曲げ圧縮破壊となる。そのため、引張鉄筋降伏時の降伏耐力および終局耐力は PC 鋼材による軸圧縮力の大きさに影響される。加熱試験を実施した試験体では爆裂による断面欠損や高温の影響によるコンクリートの剛性低下などにより、プレストレス量が減少したのを受けて引張鉄筋降伏時の降伏耐力が低下したものと推察される。



(H シリーズ ISO834 と RABT30 の比較)

図-3.5.2.1 最大荷重と曲げ耐力の比較結果



(Hシリーズ ISO834 と RABT30 の比較)

図-3.5.2.2 引張鉄筋降伏荷重と降伏耐力の比較結果



写真-3.5.2.1 載荷試験後の試験体状況

3. 5. 3 まとめ

本研究では、加熱後も定着部が健全な状態のポストテンション方式 PC 梁試験体の加熱冷却後常温時の荷重試験を実施した。また、本研究で用いた試験体は、PC 梁部材の爆裂挙動を確認するため、プレストレスによる拘束応力の影響が明確となるように PC 鋼材量を決定しているため、試験体が破壊に至るまで PC 鋼材は降伏せずに最終的に曲げ圧縮破壊となった。

本荷重試験で得られた知見を以下に挙げる。

- 1) PC 梁部材が加熱を受けると、爆裂による断面欠損や加熱中に生じたひび割れの影響、コンクリート剛性の低下などにより、加熱試験を行っていない試験体に比べて変形が大きくなる傾向を示す。また、爆裂による損傷、コンクリートの受熱温度が大きいほど、大きな変形を示す傾向にある。
- 2) 加熱後の PC 梁部材の引張鉄筋降伏荷重は、加熱により生じる断面欠損、断面欠損による導入プレストレスの損失などの影響を受け、加熱試験を行っていない試験体に比べて低下する。また、その低下の割合は、爆裂による損傷、コンクリートおよび鋼材の受熱温度が大きいほど、大きく低下する。
- 3) 試験体が破壊に至るまで PC 鋼材は降伏せずに最終的に曲げ圧縮破壊となるような PC 梁部材で、定着部が健全かつ PC 鋼材の受熱温度が降伏耐力の低下が生じない範囲であれば、終局耐力への影響はほぼないと考えられる。

3. 6 おわりに

本項では、PC 部材の耐火性能評価として、本研究で実施した PC 梁部材の加熱試験および加熱冷却後の常温時の荷重試験について総括する。本研究で用いた試験体は、PC 梁部材の爆裂挙動を確認するため、プレストレスによる拘束応力の影響が明確となるように PC 鋼材量の決定、さらにプレストレス導入量を変化させて試験体の加熱試験を実施した。しかし、本試験の範囲ではプレストレス導入量と PC 梁部材の爆裂深さの関係については明確なデータを得ることはできなかった。しかしながら、これまで得られている知見と同じ傾向を示すことを確認することができた。また、本試験では加熱に伴うコンクリート内に配置された鉄筋や PC 鋼材ひずみの挙動、さらには断面欠損やコンクリート剛性の低下などによるプレストレス導入量の減少を確認すると同時に、加熱条件やコンクリートの含水率、またはプレストレス導入量による違いが生じることを明らかにすることができた。

一方、荷重試験では、PC 部材が加熱された場合、加熱により生じる断面欠損、断面欠損による導入プレストレスの損失などの影響を受け、引張鉄筋降伏耐力が低下することを確認することができた。また、その低下の割合は、爆裂による損傷、コンクリートおよび鋼材の受熱温度が大きいほど低下する。しかし、試験体が破壊に至るまで PC 鋼材は降伏せずに最終的に曲げ圧縮破壊となるような PC 梁部材において、限定的な範囲、つまり定着部が健全かつ PC 鋼材の受熱温度が降伏耐力の低下が生じない範囲であれば、加熱の影響が構造物の崩壊等につながる終局耐力に影響しないことが確認できた。しかしながら、実構造物において火害の影響は定着部にも及ぶ可能性が十分に考えられる。そのため、定着部近傍が加熱された場合、あるいは終局時に圧縮となる領域のコンクリートが加熱された場合など、今後さらに検討する必要がある。

参考文献

- [1] 土木学会：コンクリート構造物の耐火性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，No.63，2004.
- [2] 安部武雄，古村福次郎，戸祭邦之，黒羽健嗣，小久保勲：高温度における高強度コンクリートの力学的特性に関する基礎的研究，日本建築学会構造系論文集，第515号，pp.163-168，1999.
- [3] 齊藤光：プレストレストコンクリート部材の爆裂について，日本建築学会論文報告集，pp.688，1966.
- [4] 吉田正友：プレストレストコンクリート構造の耐火性に関する研究の動向，材料，Vol.63，No.8，pp.571-581，2014.
- [5] 日本鋼構造協会技術委員会耐久性分科会耐火小委員会高温強度班：特集鉄筋コンクリート用棒鋼およびPC鋼棒・鋼線の高温時ならびに加熱後の機械的性質，JSSC，Vol. 5，No. 45，pp. 1-62，1969.
- [6] 清水秀夫，小山清一：高強度・高品質鉄筋の開発に関する研究（その6：高温時の力学特性），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp. 103-104，1993.

第 4 章

「PC部材の爆裂評価手法の提案」

第4章 PC部材の爆裂評価手法の提案

4.1 はじめに

高温環境下におけるPC部材のシミュレーションに関する既往の研究では、「2章 2.2.3 耐火性能評価」で述べたように種々の報告がなされている。しかし、PC部材の爆裂発生をモデル化した事例はほとんど見られない。爆裂現象により、かぶりが減少し内部の鉄筋やPC鋼材が高温環境下に曝された場合は構造体として崩壊する危険性も考えられるため、PC部材の爆裂発生をモデル化することは重要である。

本章では、本研究で実施したPC梁部材の耐火試験結果より、PC部材の爆裂深さおよび爆裂深さの経時変化の推定に関する評価について述べる。

4.2 引張ひずみ破壊モデルを用いた爆裂深さの評価

爆裂深さの評価は、谷辺ら[1]が提案した引張ひずみ破壊モデルにより爆裂深さを推定することとした。谷辺らは、丹羽ら[2]が二軸圧縮応力下では自由面に平行(xy面)に薄片状の破壊が生じるとの報告から、二軸圧縮応力により面外方向に引張ひずみが生じ、この引張ひずみがある限界値を超えた場合に破壊が生じると考え、引張ひずみ破壊モデルを提案している。

外部拘束を受けない梁部材が底面より急速加熱を受けた場合、コンクリート内部の温度分布は非線形分布となる。そのため、熱膨張ひずみの分布は直線上にはならないが、梁部材には曲げ変形が生じ、実際のひずみ分布は直線となる。平面保持の法則が成り立つものと仮定した場合、部材内の非線形温度分布による熱膨張ひずみが拘束されることにより、実際のひずみ分布が直線となっていることを意味する。つまり、梁部材には熱膨張ひずみを拘束するための拘束応力が生じていることになる(図-4.2.1)。そこで、本研究ではこの内部拘束応力に着目し、内部拘束応力により面外方向に生じる引張ひずみを用いて検討を行うこととした。検討では得られた実験結果より、爆裂発生時および爆裂終了時の非線形温度分布より拘束応力を算出し、提案されている引張ひずみ破壊モデルを用いてPC部材の爆裂深さの推定を試みることにした。

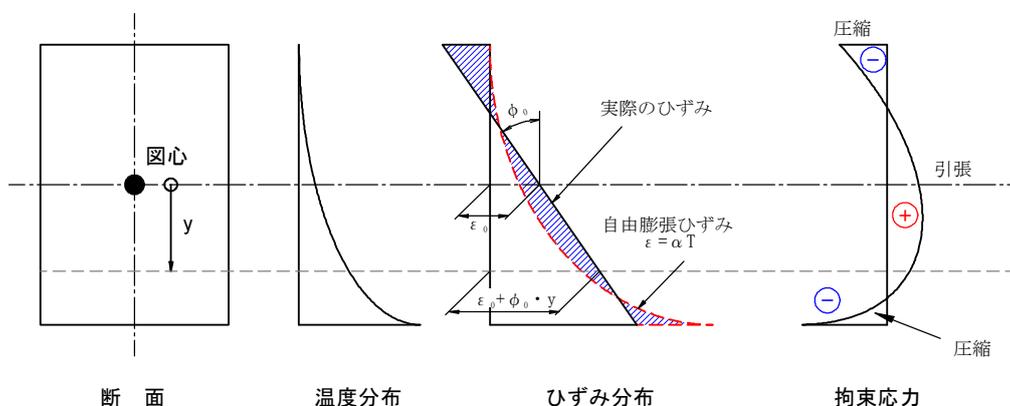


図-4.2.1 非線形温度分布による拘束応力とひずみ

4.2.1 引張ひずみ破壊モデル

非線形温度分布により部材に生じる拘束応力は加熱面に平行に生じるが、見かけのポアソン効果により面外方向に引張ひずみ(ε_y)が生じる。この面外方向に発生する引張ひずみが引張破壊ひずみ(ε_{t-f})を超えると爆裂が生じると仮定し爆裂深さの推定を行った。引張ひずみの算出式を式(4.2.1.1)～式(4.2.1.5)に示す。本研究の梁軸直角方向に生じるひずみが微小であることから、梁軸方向の一軸圧縮応力に着目し、谷辺らの研究を適用するにあたり、鉛直方向に生じる面外直ひずみの算出方法を式(4.2.1.2)とした。なお、見かけのポアソン比と引張破壊時のひずみは道越らの研究を参考に仮定した[3]。

$$\varepsilon_x = \varepsilon_T + \varepsilon_{pl} \quad \dots \quad (4.2.1.1)$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_x \cdot \nu \quad \dots \quad (4.2.1.2)$$

$$I_{\varepsilon-f} = \varepsilon_y / \varepsilon_{t-f} \geq 1.0 \quad \dots \quad (4.2.1.3)$$

$$\varepsilon_T = (\alpha T - \varepsilon_0 - y \cdot \varphi_0) \quad \dots \quad (4.2.1.4)$$

$$\varepsilon_{pl} = \left(\frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{Z(y)} \right) \cdot \frac{1}{E_c} \quad \dots \quad (4.2.1.5)$$

- ここに、
- ε_x : 面内直ひずみ (梁軸方向)
 - ε_{pl} : プレストレスによる圧縮ひずみ
 - ε_T : 熱応力による拘束ひずみ
 - P : プレストレス力
 - e : PC鋼材の偏心量
 - A : 部材の断面積
 - Z : 部材の断面二次係数
 - E_c : コンクリートのヤング係数
 - ε_y : 面外直ひずみ (梁鉛直方向)
 - ν : 見かけのポアソン比
 - ε_{t-f} : 引張破壊ひずみ
 - $I_{\varepsilon-f}$: 引張ひずみ破壊指標

4. 2. 2 非線形温度分布による拘束応力ひずみの算出

非線形温度分布により生じる拘束ひずみは、式(4.2.2.1), 式(4.2.2.2)を満たす直線 ($\varepsilon = \varepsilon_0 + \varphi_0 \cdot y$), つまりこの直線とこの温度分布により生じる自由膨張ひずみ曲線とで囲まれた面積の差し引きが等しくなる直線と, 自由膨張ひずみ曲線との差により求めることができる.

$$\int (\alpha T - \varepsilon_0 - y \cdot \varphi_0) dy = 0 \quad \dots \dots (4.2.2.1)$$

$$\int (\alpha T - \varepsilon_0 - y \cdot \varphi_0) y dy = 0 \quad \dots \dots (4.2.2.2)$$

ここに, α : コンクリートの線膨張係数 ($10^{-5}/^{\circ}\text{C}$)
 T : 距離 y における温度上昇
 ε_0 : 軸ひずみ
 φ_0 : 曲率
 y : 基準点からの距離

拘束応力のひずみの算出は以下の方法[4]により, 求めることとした. 部材が長さ方向の繊維から構成されていると考え, 隣接する繊維の拘束がないものとするれば, ひずみ ε_f は自由に伸長することができるため, 温度分布によるひずみは下式により表される.

$$\varepsilon_f = \alpha T \quad \dots \dots (4.2.2.3)$$

ここに, T : 距離 y における任意繊維の温度上昇
 α : 熱膨張係数

しかしながら, 実際の梁部材では隣接した繊維の拘束によりこのひずみは拘束される. その拘束状態の応力は以下の式で表される.

$$\sigma_{restrained} = -E\varepsilon_f \quad \dots \dots (4.2.2.4)$$

ここに, E : 弾性係数

この応力の合力は, 基準点 O での軸力 ΔN と曲げモーメント ΔM により表すことができる.

$$\Delta N = \int \sigma_{restrained} dA \quad \dots \dots (4.2.2.5)$$

$$\Delta M = \int \sigma_{restrained} y dA \quad \dots \dots (4.2.2.6)$$

式(4.2.2.4)を式(4.2.2.5), 式(4.2.2.6)にそれぞれ代入すると, 以下のようになる.

$$\Delta N = - \int E\varepsilon_f dA \quad \dots \dots (4.2.2.5)$$

$$\Delta M = - \int E\varepsilon_f y dA \quad \dots \dots (4.2.2.6)$$

この拘束力を基準点 O において、軸力 $-\Delta N$ と曲げモーメント $-\Delta M$ を作用させることにより解除すると、軸ひずみと曲率は式(4.2.2.7)、応力は式(4.2.2.8)で表される。

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\psi \end{Bmatrix} = \frac{1}{E(AI - B^2)} \begin{bmatrix} I & -B \\ -B & A \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\Delta N \\ -\Delta M \end{Bmatrix} \quad \dots \quad (4.2.2.7)$$

$$\Delta\sigma = E[\Delta\varepsilon_0 + (\Delta\psi)y] \quad \dots \quad (4.2.2.8)$$

ここに、
 A : 断面積
 B : 基準点 O に関する断面 1 次モーメント
 I : 基準点 O に関する断面 2 次モーメント

基準点 O が断面の図心にあるとき、 $B=0$ となり式(4.2.2.7)は次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\psi \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{Bmatrix} -\Delta N/A \\ -\Delta M/I \end{Bmatrix} \quad \dots \quad (4.2.2.9)$$

また、応力は温度により実際に生じる $\sigma_{restrained}$ と $\Delta\sigma$ の和となるため、式(4.2.2.10)で表される。

$$\Delta\sigma = E[-\varepsilon_f + \Delta\varepsilon_0 + (\Delta\psi)y] \quad \dots \quad (4.2.2.10)$$

部材の高さ方向に m 次方物線状の温度変化を受ける矩形断面の軸力および曲げモーメントは式(4.2.2.5)、式(4.2.2.6)より、式(4.2.2.11)のようになる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix} = \alpha_t T_{top} E \begin{Bmatrix} -\frac{bh}{m+1} \\ bh^2 \frac{m}{2(m+1)(m+2)} \end{Bmatrix} \quad \dots \quad (4.2.2.11)$$

式(4.2.2.9)に式(4.2.2.11)を代入し、 $A = bh$ 、 $I = bh^3$ とすると、軸ひずみと曲率は以下の式により求められる。

$$\varepsilon_0 = \frac{\alpha_t T_{top}}{m+1} \quad \dots \quad (4.2.2.12)$$

$$\psi = -\frac{\alpha_t T_{top}}{h} \frac{6m}{(m+1)(m+2)} \quad \dots \quad (4.2.2.13)$$

本研究では、部材の温度分布が m 次の放物線で表されると仮定し、式(4.2.2.12)、式(4.2.2.13)を用いて拘束による軸ひずみを算出した。なお、本研究では鋼材とコンクリートのヤング係数が異なる影響は、推定結果に与える影響が小さいことから無視することとした。

4. 2. 3 爆裂深さの推定

図-4.2.3.1に各加熱試験における爆裂開始時と終了時の試験体中央の温度分布状況を示す。非線形温度分布による熱応力に伴う拘束ひずみは、主桁断面内の温度分布が式(4.2.3.1)に示されるn次の放物線によりあらわされるものと仮定して算出した。各加熱試験における試験体中央の温度分布から算出した各係数を表-4.2.3.1に示す。爆裂発生時のコンクリート温度が250℃程度、加熱試験実施時の水セメント比が33～35%であることから、道越らの研究[3]を参考に見かけのポアソン比を0.30、引張破壊ひずみを200μと仮定し、各加熱試験の爆裂深さの推定値を求めた。図-4.2.3.2に算出結果を示す。

$$T_{(h)} = \alpha \cdot h^n + \beta \quad \dots \dots (4.2.3.1)$$

ここに、 $T_{(h)}$: 断面hの位置におけるコンクリート温度
 h : 上縁側からの距離
 α, β : 係数

表-4.2.3.1 試験体中央の温度分布から算出した係数

試験体名	加熱条件	爆裂時期	各係数		
			n	α	β
H シ リ ー ズ	PC-H80-100-I3m	開始時	4.476	1.0E-03	14.9
		終了時	3.000	7.3E-02	15.3
	PC-H80-100-R3m	開始時	13.288	2.0E-14	16.2
		終了時	10.750	1.0E-10	17.8
	PC-H80-100-R2y	開始時	16.779	2.0E-18	24.0
		終了時	12.754	2.0E-13	24.4
N シ リ ー ズ	PC-N50-100-I3m	開始時	4.850	3.0E-04	21.5
		終了時	4.197	2.4E-03	21.8
	PC-N50-100-R3m	開始時	11.504	2.0E-12	20.3
		終了時	10.468	2.0E-10	20.1
	PC-N50-50-R3m	開始時	11.387	3.0E-12	21.3
		終了時	12.699	4.0E-13	22.3
	PC-N50-0-R3m	開始時	13.906	4.0E-15	20.4
		終了時	19.478	5.0E-21	20.6

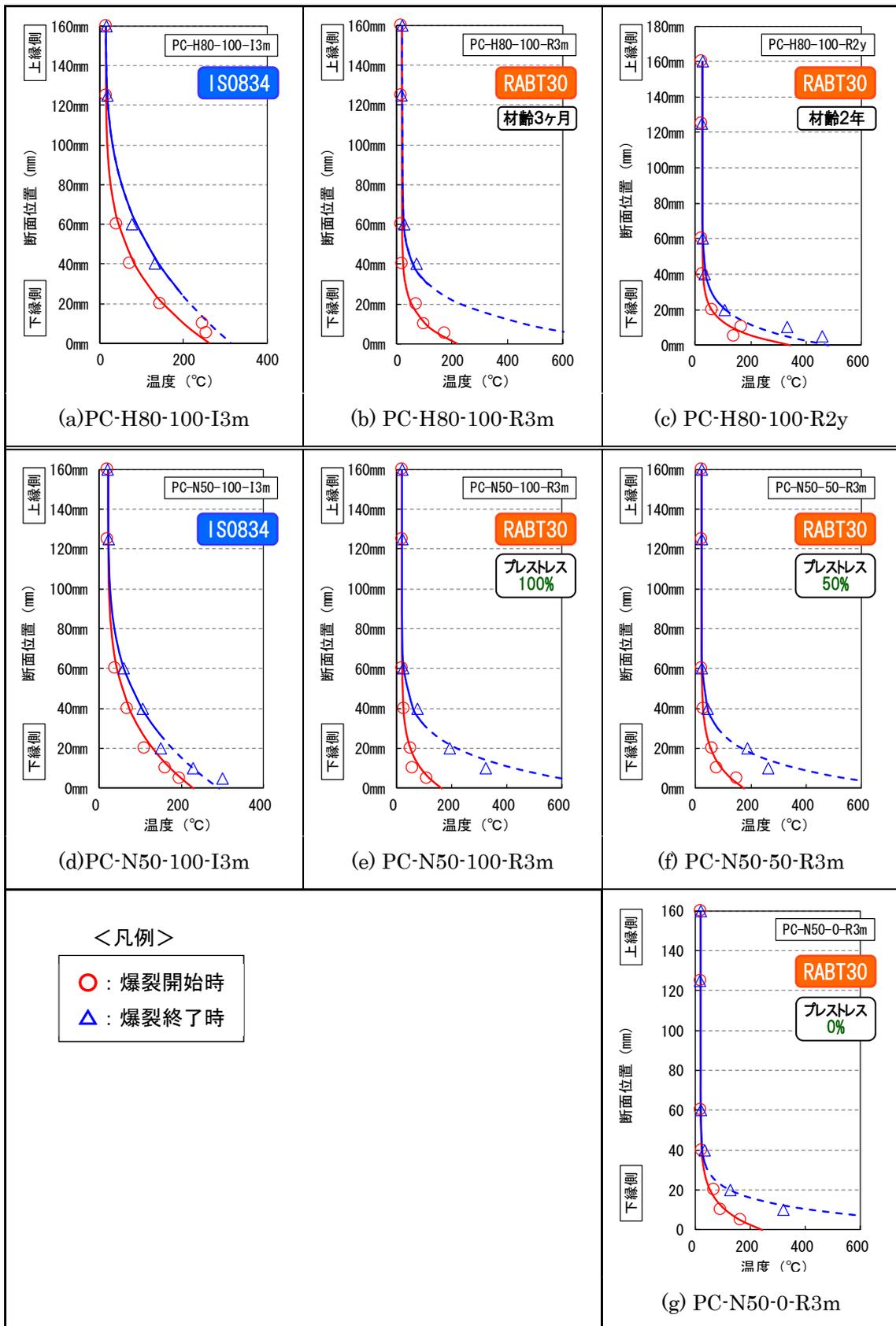


図-4.2.3.1 各加熱試験における爆裂開始時と終了時の温度分布

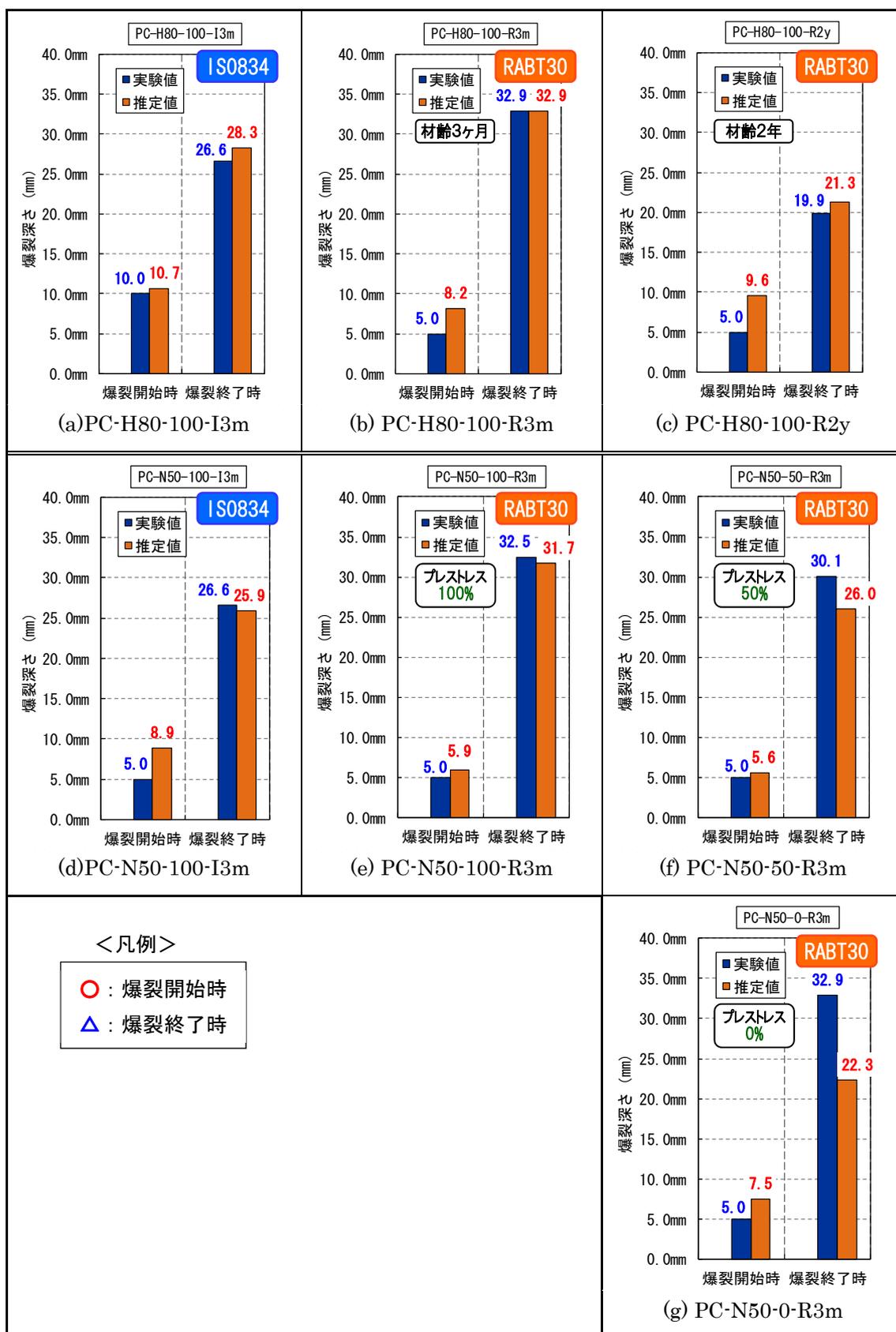


図-4.2.3.2 爆裂深さの推定結果

図-4.2.3.3に各試験体の爆裂深さの推定値と実測値の比を示す。爆裂開始時の推定値と実測値の比率は107%から192%であり、最大で約2倍程度の誤差が生じた結果となった。これは、爆裂開始時の爆裂深さは、試験体に埋め込んだ熱電対の温度が急激に上昇した時間を爆裂発生として推定しているのもあり、推定値・実測値とも誤差を大きく含んでいるため乖離が生じているものと考えられる。一方、爆裂終了時の推定値と実測値の比率は68%~107%であった。また、プレストレス導入量を50%, 0%に変化させたNシリーズのPC-N50-50-R3m, PC-N50-0-R3mの2つの試験体を除けば、爆裂終了時の推定値と実測値の比率は97%~107%と、推定値と実測値はほぼ一致した。

プレストレス導入量を変化させたPC-N50-100-R3m, PC-N50-50-R3m, PC-N50-0-R3m試験体の爆裂終了時の爆裂深さに着目すると、プレストレス導入量が小さくなるほど推定値と実測値の乖離が大きくなっている。プレストレス導入量が100%の推定値は31.7mm, 50%は26.0mm, 0%は22.3mmと導入量が小さくなるにつれ爆裂深さの推定値も小さくなっており、爆裂深さに導入プレストレスによる影響が評価されている。一方、実測値の爆裂深さの最大値は、プレストレス導入量が100%は32.5mm, 50%は30.1mm, 0%は32.9mmとプレストレス導入量による差は見られない。「3章 PC部材の耐火性能評価」で述べた通り、導入プレストレス量を変化させたN50-50-R3m試験体, PC-N50-0-R3m試験体の最大爆裂深さは、加熱領域中心部から離れた加熱領域の両端部で生じた。本試験では、PC梁の断面変化点近傍まで加熱領域とした影響により断面変化部に応力が集中し、爆裂が加熱領域の両端部で生じやすくなった可能性が考えられる。その結果として、推定値と実験値の乖離が大きくなった可能性が考えられる。また、推定に用いた温度分布は熱電対を設置した加熱領域中央の値であり、最大爆裂深さが生じた箇所の温度勾配を正しく評価できていない可能性も考えられる。熱電対を設置した加熱領域中央の最大爆裂深さを見ると、プレストレス導入量が50%の爆裂終了時が24.1mm, 50%は28.1mmであり、推定値と実測値の比率はそれぞれ108%, 126%となる。プレストレス導入量を0%とし

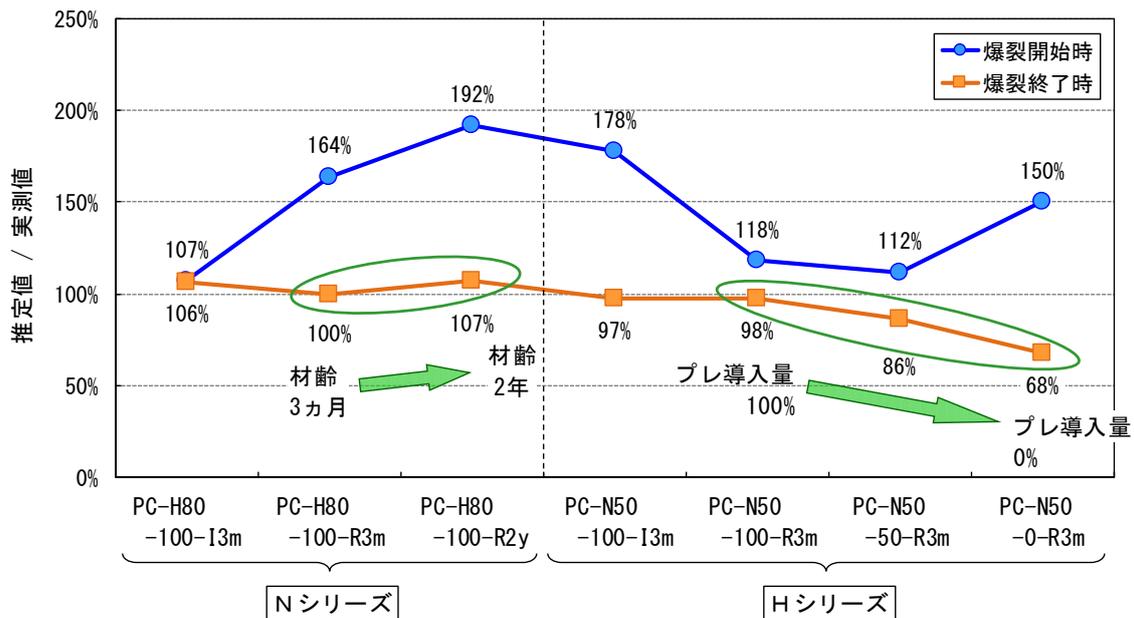


図-4.2.3.3 爆裂深さの推定値と実測値の比率

た試験体では推定値と実測値に乖離は生じているものの、それ以外の試験体では爆裂終了時の爆裂深さについては、ほぼ近似した値となる。以上のことから、PC部材についても引張ひずみ破壊モデルを用いることにより、ある程度の精度で爆裂深さの推定を行うことが可能であると考えられる。今後は、加熱によるプレストレスの減少、爆裂や拘束応力により断面内に発生したひび割れの影響、各材料の高温時の影響を考慮し、爆裂深さの推定精度を向上する必要がある。

4.3 有限要素法による爆裂深さの経時変化の評価に関する検討

4.3.1 解析方法および概要

谷辺らが提案している引張ひずみ破壊モデルを用いることにより、PC梁部材についてもある程度の精度で爆裂終了時の爆裂深さの評価が可能であることが分かった。しかし、爆裂開始時や爆裂継続期間などの途中段階などの爆裂深さの経時変化を推定するためには、経過時間ごとの温度分布を把握する必要がある。そこで、コンクリートの温度応力解析ソフト (ATEA-MACS) を使用し、爆裂深さの経時変化の推定を試みた。実際のPC梁部材では、爆裂に伴いかぶりコンクリートが剥離し熱伝達境界面が推移して行き、内部温度が上昇する。経過時間ごとにおける温度分布の推定精度が爆裂深さの推定精度に影響を及ぼすことから、この爆裂による熱伝達境界面の推移を考慮する必要がある。そこで、解析では計算で得られた鉛直方向の引張ひずみが引張破壊ひずみ(ϵ_{t-f})の値を超えると爆裂が生じるものと仮定し、要素が剥離するものとした(図-4.3.1.1)。また、水蒸気圧が爆裂に影響を与えているとの報告もあることから、その影響を考慮するため破壊判定に蒸気圧の影響を組み込んだ解析も実施した。蒸気圧を考慮するモデルでは、引張破壊ひずみ(ϵ_{t-f})と蒸気圧の限界値(P_{Vmax})の両方を超えると爆裂が生じ、要素が剥離するものとした。なお、蒸気圧の算定は、図-4.3.1.2に示す飽和水蒸気圧曲線[5]をもとにコンクリート温度から算出する方法とした。解析では、道越ら[3]の研究をもとに引張ひずみの限界値を 200μ 、ポアソン比を0.3とした。また、蒸気圧を考慮するモデルでは村上ら[6]の研究を参考に蒸気圧の限界値を2MPaと仮定した。図-4.3.1.3に解析モデルを示す。解析は、PC梁試験体の1/2対象モデルを用いた。解析対象範囲の要素は1要素あたり長さ2.5mmとした。なお、FEM解析による爆裂深さの経時変化の評価は、HシリーズのISO834加熱曲線(PC-H80-100-I3m)とRABT30加熱曲線(PC-H80-100-R3m)を対象に行い比較することとした。解析ケースを表-4.3.1.1に示す。

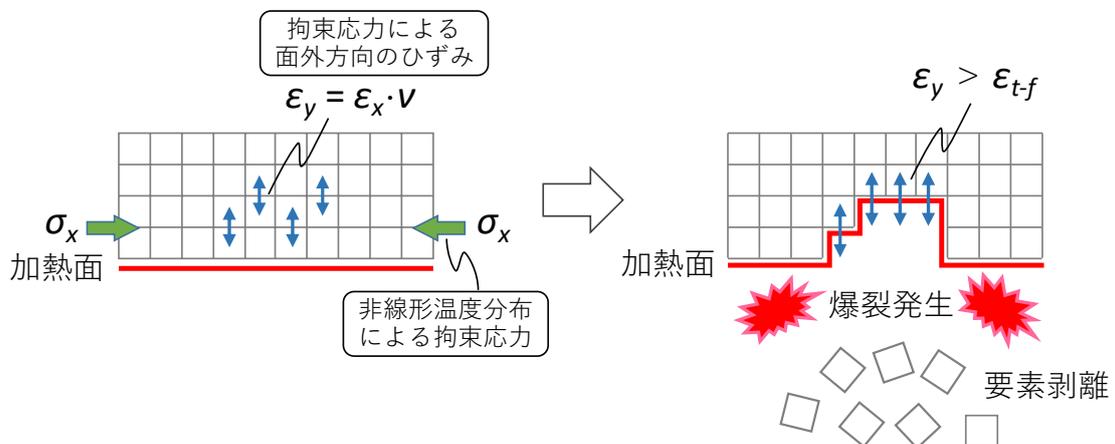


図-4.3.1.1 剥離モデルのイメージ図

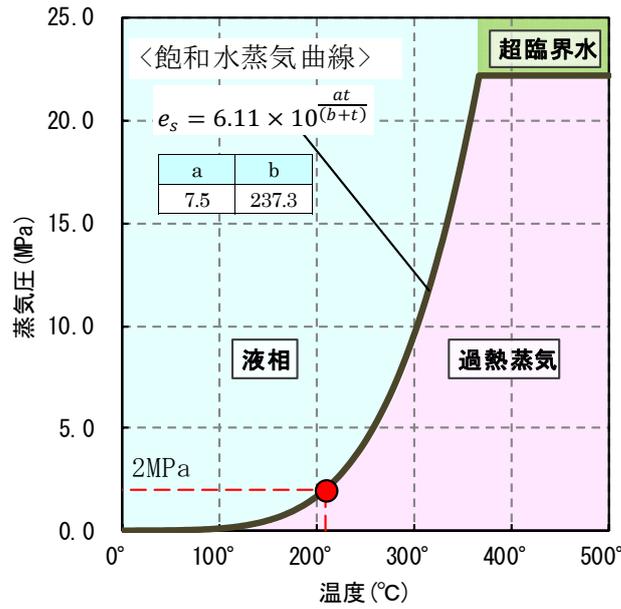


図-4.3.1.2 飽和水蒸気曲線

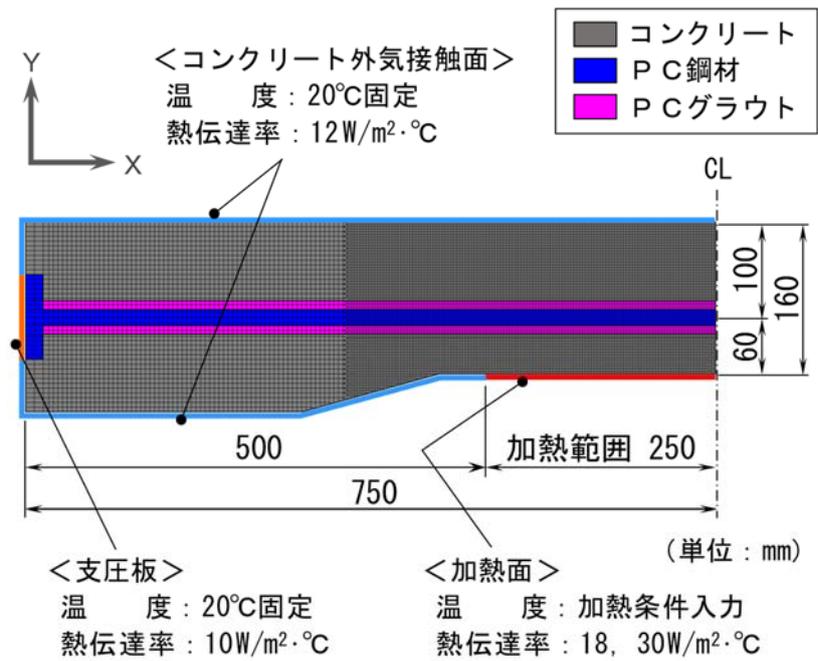


図-4.3.1.3 解析モデル図

表-4.3.1.1 解析ケース

解析ケース	爆裂判定基準
ケース 1	引張ひずみ 200 μ
ケース 2	引張ひずみ 200 μ , 蒸気圧 2.0MPa

4.3.2 物性値および熱伝達境界

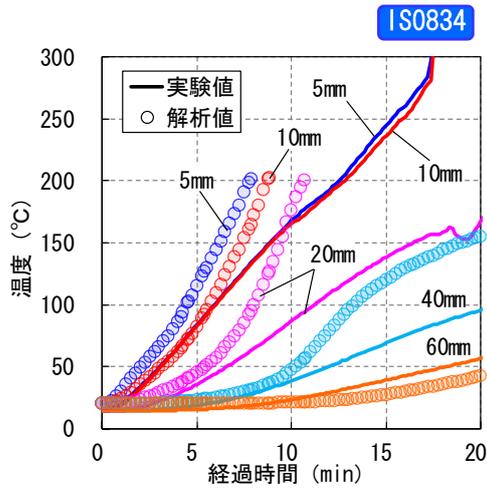
コンクリートと鋼材の熱特性および高温時の力学的特性は、既往の研究をもとにモデル化を行った。コンクリートおよび鋼材の圧縮強度および引張強度、弾性係数は日本建築学会の高温時残存比をもとにした[7]、[8]。コンクリートおよび鋼材の熱伝導率と比熱は田嶋ら[9]の研究をもとに設定した。プレストレス力はPC鋼材を緊張してPC鋼材の復元力(収縮)によりプレストレスが導入されることから、解析上はPC鋼材要素に収縮ひずみを与えることにより擬似的にモデル化を行った。なお、解析は2次元解析モデルであるため、プレストレスによりコンクリートに生じる圧縮応力が試験体と同等となるように1750 μ の収縮ひずみとした。

コンクリートの熱伝達境界は明石らの研究[10]を参考にした。図-4.3.1.3の解析モデルに示すとおり、コンクリート表面の熱伝達率は12W/m²°Cとし、PC鋼材定着部などの鋼材表面は10W/m²°Cとした。また、加熱面の熱伝達率は解析値と実験値のコンクリート温度の経時変化がほぼ同じになるようにRABT30加熱曲線の解析では30W/m²°C、ISO834加熱曲線の解析では18W/m²°Cとした。解析において爆裂による要素の剥離が生じた場合は、剥離した次の要素に新しく熱伝達境界が形成されるものとした。

4.3.3 解析結果

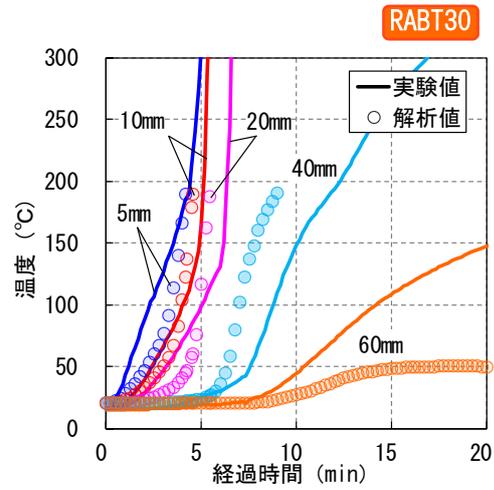
(1) コンクリート内部温度

図-4.3.3.1および図-4.3.3.2にHシリーズのISO834加熱試験を実施したPC-H80-100-I3mとRABT30加熱試験を実施したPC-H80-100R3mの試験体中央のコンクリート内部温度の解析値と実験値の比較結果を示す。なお、解析値はケース2の蒸気圧を考慮した解析ケースの値である。解析値の値が途中で無くなるが、これは、爆裂が生じたため要素が剥離したことを意味している。両解析ともに加熱初期の5分程度までの温度は比較的良好に一致している。5分以降は5、10、20、40mm位置のコンクリート内部温度の解析値が高くなる傾向を示した。本研究の解析モデルでは含水率、潜熱による影響が含まれていないため、コンクリート内部温度が、水が蒸発する100°Cを超えてくる5分以降で温度に差が生じたものと思われる。また、図-4.3.3.1に示すISO834加熱試験の解析では、7~10分付近から20、40mm位置の解析値と実験値の値が実験値と大きく乖離する結果となった。解析では加熱開始7.5分で爆裂が生じ、その後10分程度で20mmの深さまで爆裂が進展する結果となったことから、爆裂によって要素が剥離し熱境界が新たに形成された影響により、解析値の温度が急激に上昇し乖離した。本研究の解析モデルでは含水率、潜熱による影響などが含まれておらず、コンクリートの含水率に影響する比熱の値が小さく設定されていたため、内部温度の解析値は、時間の経過とともに実験値と乖離が生じたものと思われる。また、熱応力や蒸気圧によりコンクリート内部に発生するひび割れなどの影響も考慮できていないことも影響していると推察される。今後の課題として、これらの諸条件を加味し、コンクリート内部温度の推定精度を向上するとともに、爆裂の判定条件についても検討が必要である。



Hシリーズ(PC-H80-100-I3m)

図-4.3.3.1 PC 梁内部温度の経時変化



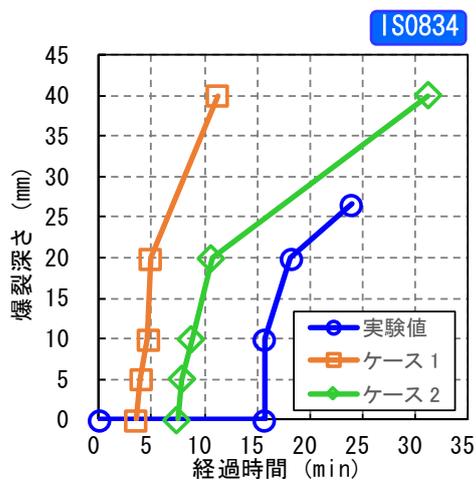
Hシリーズ(PC-H80-100-R3m)

図-4.3.3.2 PC 梁内部温度の経時変化

(2) 爆裂深さの経時変化

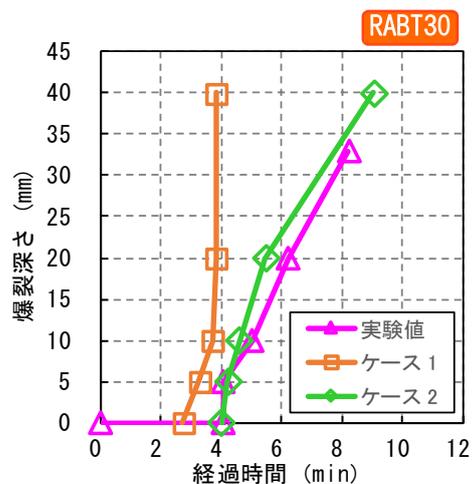
図-4.3.3.3 および図-4.3.3.4 に H シリーズの ISO834 加熱試験を実施した PC-H80-100-I3m と RABT30 加熱試験を実施した PC-H80-100R3m の爆裂深さの経時変化の推定値と計測値の比較結果を示す。爆裂の判定条件を引張ひずみ 200μ としたケース 1 の解析では、ISO834 および RABT30 とともに爆裂開始時間および爆裂の経時変化はあまり一致しなかった。一方、蒸気圧も考慮したケース 2 の RABT30 の解析では、解析値の爆裂開始時間が加熱開始後 4.0 分、5、10、20mm の深さまでの爆裂進展時間がそれぞれ 4.2 分、4.6 分、5.5 分に対して、実験値は爆裂開始時間が 4.1 分、5、10、20mm の深さまでの爆裂進展時間がそれぞれ 4.1 分、5.0 分、6.2 分とほぼ再現することができた。一方、ISO834 の解析では爆裂開始時間が 7.5 分、実験値が 15.7 分と一致しなかったが、爆裂開始後の各深さまで爆裂が進展する過程の形状は概ね一致した。

図-4.3.3.5 に RABT30 解析ケース 2 の加熱開始から 3.9 分と 4.6 分および 5.5 分の爆裂状況と温度コンター図を示す。図より、加熱開始から 3.9 分では爆裂が生じておらず、コンクリート表面の温度は 227°C である。4.6 分の時点では試験体中央部の 10mm の深さまで爆裂が生じ、爆裂によって生じた加熱境界面の温度は 166°C であった。加熱開始 5.5 分で、爆裂深さは 20mm 程度であり実験結果を概ね再現できていることが分かる。しかし、解析では加熱開始 10.9 分で 40mm 程度まで爆裂が進み、加熱終了まで爆裂が継続する結果となった。これは、爆裂によって剥離した要素の境界面に新たに加熱境界が形成され、温度上昇に伴う熱応力が増大し深さ方向 (Y 方向) のひずみが増大することにより、爆裂が進行し続ける結果となったものと考えられる。今後、含水率や潜熱による影響を加味すると同時に、熱応力により断面内に生じる引張応力で断面内部に生じたひび割れから水蒸気圧が逸散される影響などを考慮し、爆裂の進展がとまる基準について検討を進める必要がある。



Hシリーズ(PC-H80-100-I3m)

図-4.3.3.3 爆裂深さの経時変化の推定結果



Hシリーズ(PC-H80-100-R3m)

図-4.3.3.4 爆裂深さの経時変化の推定結果

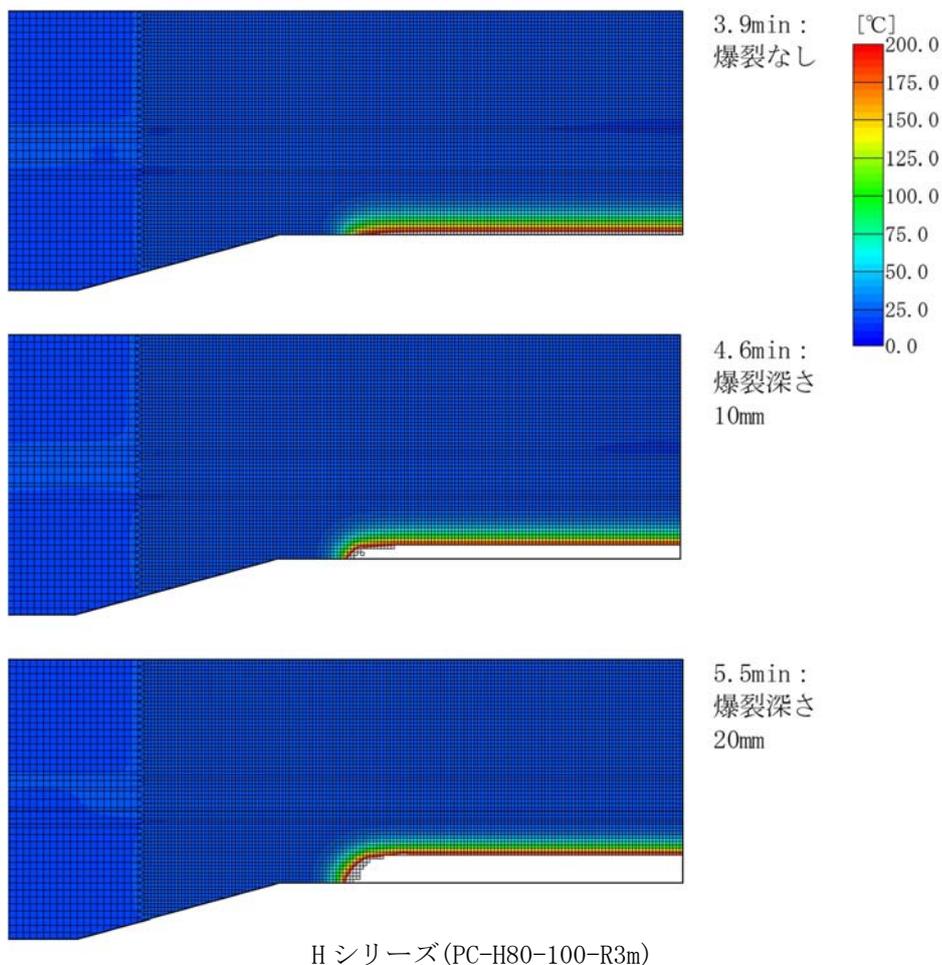


図-4.3.3.5 爆裂状況と温度コンターズ (ケース2)

4.4 おわりに

本項では、本章で述べたPC部材の爆裂評価について総括する。谷辺ら[1]が提案している引張ひずみ破壊モデルを用いて、PC部材の爆裂深さの推定方法を提案した。谷辺らが提案している引張ひずみ破壊モデルは2軸圧縮状態を対象としている。一方、本検討で使用したPC梁部材は奥行き方向の幅が小さく、かつ加熱条件を一面加熱としていることから概ね一軸圧縮応力状態である。また、PC部材ではプレストレスによる圧縮応力があらかじめコンクリート部材に導入されており初期ひずみが生じている。そこで、PC梁部材の爆裂深さの推定方法を提案するにあたり、これらのことを考慮した推定式を提案した。さらには、コンクリートが加熱されることにより生じる熱応力（拘束応力）を用い、概略的に爆裂深さの推定を行う方法を提案した。提案式を用いて、爆裂開始時および爆裂終了時の断面内の温度分布計測結果より爆裂深さを推定値と実験値が概ね一致することから、提案式および提案方法を用いてある程度の精度でPC部材の爆裂深さの推定が可能であることを示した。しかし、提案方法には加熱によるプレストレスの減少、爆裂や拘束応力により断面内に発生したひび割れの影響、各材料の高温時の影響が考慮されていないため、これらを考慮し爆裂深さの推定精度をさらに向上する必要があると考える。

谷辺らが提案している引張ひずみ破壊モデルを用いることにより、PC梁部材についてもある程度の精度で爆裂終了時の爆裂深さの評価が可能であることが分かった。爆裂深さの経時変化を推定するためには、経過時間ごとの温度分布を把握する必要があることから、コンクリートの温度応力解析ソフト（ATEA-MACS）を使用し、コンクリート内部温度の推定および爆裂深さの経時変化の推定を試みた。これまでの既往の研究により報告されているシミュレーションでは、コンクリートやPC鋼材などの各材料に関する高温時挙動はモデル化され取り込まれているが、爆裂に伴う断面欠損の影響などは考慮されていない。特に、爆裂発生によるかぶりコンクリートの剥離・剥落をモデル化した事例はほとんど見られない。そこで、本モデルでは引張ひずみ破壊モデルを用い、爆裂によるコンクリートかぶりの減少を、限界値を超える引張ひずみが生じた場合には要素を剥離させることにより、擬似的にモデル化した。また、「3章 コンクリートの爆裂に関する既往の研究」で述べたとおり、コンクリートの爆裂発生要因として、熱応力と水蒸気圧による複合作用により爆裂が発生していると思われることから、引張ひずみ破壊モデルにTetensら[5]が示している飽和水蒸気圧曲線から蒸気圧と温度の関係を破壊条件に組み込んだモデルについても検討を行った。検討を行った結果、爆裂深さの経時変化は引張ひずみ破壊と水蒸気圧を考慮したモデルの方が、実験結果に近くなることを示した。しかし、解析では加熱終了まで爆裂が継続する結果となった。これは、爆裂によって剥離した要素の境界面に新たに加熱境界が形成され、温度上昇に伴う熱応力が増大し深さ方向(Y方向)のひずみが上昇することにより、爆裂が進行し続ける結果となったものと考えられる。今後、含水率や潜熱による影響を加味すると同時に、熱応力により断面内に生じる引張応力で断面内部に生じたひび割れから水蒸気圧が逸散される影響などを考慮し、爆裂の進展がとまる基準について検討を進める必要があると考える。

参考文献

- [1] 谷辺徹, 小澤満津雄, 鎌田亮太, 六郷恵哲: 拘束リング試験法を適用したコンクリートの高温環境下における耐爆裂性評価に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.1, pp.1138-1143, 2012.
- [2] 丹羽義次, 小柳治, 小林昭一: 人口軽量コンクリートの三軸圧縮破壊条件, 土木学会論文集, 第143号, pp.28-35, 1967.
- [3] 道越真太郎, 小林裕, 黒岩秀介: 圧縮力を受けるコンクリートの高温時におけるひずみ挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第621号, pp.169-174, 2007.
- [4] A.Ghali and R.Favre 著, 川上洵, 櫻福浄他訳: コンクリート構造物の応力と変形 [クリープ・乾燥収縮・ひび割れ], 技報堂出版, pp.28-31, 1995.
- [5] Tetens, O.: Uber einige meteorologische begriffe, Z. Geophys., Vol. 6, pp. 297-309, 1930.
- [6] 村上真聖, 小澤満津雄, 明石孝太, 杉野雄亮: 熱応力と水蒸気圧を考慮した高強度コンクリートの爆裂解析, コンクリート工学年次論文集, pp.1047-1052, Vol.40, No.1, 2018.
- [7] 日本建築学会: 構造材料の耐火性ガイドブック, 2017.
- [8] 日本コンクリート工学会: コンクリートの高温特性とコンクリート構造物の耐火性能に関する研究委員会, pp.105-112, 2012.
- [9] 田島仁志, 岸田政彦, 神田亨, 森田武: 火災高温時におけるシールドトンネルRC覆工断面の変形挙動解析, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.3, pp.606-618, 2006.
- [10] 明石孝太, 小澤満津雄, 藤本謙太郎, 鎌田亮太: 引張ひずみ破壊モデルを適用した火災時のコンクリートの爆裂解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 38, No. 1, pp. 1299-1304, 2016.

第5章

「PC部材の火害後の 残存耐力評価手法の提案」

第5章 PC部材の火害後の残存耐力評価手法の提案

5.1 はじめに

PC梁の加熱試験を行った結果、PC部材が火災による高温環境下に曝された場合、コンクリート表面のかぶり剥離・剥落する爆裂減少が生じることが確認された。また、爆裂に伴うコンクリート断面の減少、高温の影響によるコンクリート剛性の低下などに伴い、PC部材に導入されているプレストレス量が減少することが分かった。プレストレスコンクリートはコンクリートにプレストレスを導入することにより、RC部材に比べて高い力学的性状を示している。そのため、プレストレス量の減少はPC部材の力学的性状に影響を与える。構造物においては鋼材の降伏耐力や終局耐力は構造の安全性を左右することから、PC部材の火害後の残存耐力を把握することはとても重要と考えられる。

そこで、本章では本研究で実施したPC梁部材の耐火試験結果より、PC部材の火害後の残存耐力評価について述べる。

5.2 検討概要

本検討では、載荷試験を実施しているHシリーズのISO834加熱試験を行ったPC-H80-100-I3m試験体、RABT30加熱試験を行ったPC-H80-100-R3m試験体について残存耐力の推定を行い、載荷試験結果との比較を行うこととした。残存耐力の推定は、加熱試験時のPC鋼材のひずみ測定結果より、爆裂に伴うプレストレス減少の影響を考慮してPC梁部材の引張鉄筋降伏時の降伏耐力を算出することとした。また、爆裂によるコンクリートの断面欠損の影響についても考慮した。さらに、引張鉄筋位置でのコンクリート内部温度測定結果より引張鉄筋の受熱温度を推定し、既往の研究[1]、[2]を参考に強度低下を考慮した。表-5.2.1および表-5.2.2にプレストレス量の残存比、鉄筋の残存強度比を示す。なお、本研究で用いた試験体はPC梁部材の爆裂挙動を確認するため、プレストレスによる拘束応力の影響が明確となるようにPC鋼材量を決定している。そのため、試験体が破壊に至るまでPC鋼材は降伏せずに最終的に曲げ圧縮破壊となることから、引張鉄筋降伏時を降伏耐力としている。降伏耐力、終局耐力の算出にはFORUM8社の「RC断面計算 ver.8」を使用し、載荷スパンおよび支点距離から降伏荷重、終局荷重を算出した。

表-5.2.1 プレストレスの残存比

試験体名	加熱曲線	プレストレス 減少量※1	プレストレス 残存比※2
PC-H80-100-I3m	ISO834	462 μ	0.80
PC-H80-100-R3m	RABT30	1770 μ	0.25

※1 加熱試験結果

※2 加熱試験前のプレストレス量 (2349 μ) に対する残存比

表-5.2.2 鉄筋の残存強度比

試験体名	加熱曲線	引張鉄筋 受熱温度※1	降伏強度 残存比※2	引張強度 残存比※2
PC-H80-100-I3m	ISO834	357.9℃	1.00	1.00
PC-H80-100-R3m	RABT30	559.2℃	0.99	0.97

※1 加熱試験結果

※2 引張鉄筋の受熱温度をもとに既往の研究成果より推定

5.3 検討結果

表-5.3.1, 表 5-3.2 に降伏モーメントと終局モーメントの算出結果をそれぞれ示す. 降伏モーメントおよび終局モーメントの算出結果から降伏荷重および終局荷重の推定値を求めた結果を図-5.3.1 に示す. 各モーメントから推定荷重の算出にあたっては, 載荷試験の方法に従い, 載荷スパン $a=0.200\text{m}$, 支点間距離 $\ell=1.200\text{m}$ として式(5.3.1)により算出した.

$$P = 4M(\ell - a) \quad \dots \dots (5.3.1)$$

ここに, P : 終局荷重, 降伏荷重(kN)
 M : 終局モーメント, 降伏モーメント(kN・m)
 ℓ : 支点間距離(m)
 a : 載荷スパン(m)

降伏荷重の推定値と実測値の比は ISO834 試験体で 0.91, RABT30 試験体で 1.04 と概ね良好な関係を示した. また, 終局荷重の推定値と最大荷重の実測値の比もそれぞれ 1.04, 0.97 と精度よく推定できている. 本試験では加熱試験により爆裂が生じたものの, 引張鉄筋の受熱温度が 360℃~560℃, PC 鋼材の受熱温度が最大で 360℃といずれも大きな強度低下が生じない範囲であった. 以上のことから, 終局時に PC 鋼材の降伏が生じずに曲げ圧縮破壊が生じるような PC 梁部材では, 引張鋼材の大きな強度低下が生じない受熱温度の範囲内であれば, プレストレスの減少を考慮することにより, 降伏荷重および終局荷重をある程度の精度で推定することが可能と思われる. 今後は鉄筋とコンクリートの付着力の低下, PC 鋼材と PC グラウトの付着力の低下などを考慮し, さらに精度を向上する必要がある.

表-5.3.1 降伏モーメント算出結果

試験体名		PC-H80-100-N		PC-H80-100-I3m		PC-H80-100-R3m	
断面寸法 (m)	B1 H1	0.200	0.160	0.200	0.130	0.200	0.120
	B2 H2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	B3 H3	-----	0.000	-----	0.000	-----	0.000
鉄筋量	d1 / As1 (m)(cm ²)	0.0460	1.427 (2.000-D10)	0.0460	1.427 (2.000-D10)	0.0460	1.427 (2.000-D10)
	d2 / As2 (m)(cm ²)	0.1140	1.427 (2.000-D10)	0.1140	1.427 (2.000-D10)	0.1140	1.427 (2.000-D10)
	d3 / As3 (m)(cm ²)	0.1000	2.270 -----	0.1000	2.270 -----	0.1000	2.270 -----
	合計 cm ²		5.124		5.124		5.124
Con の基準強度 (N/mm ²)		80.0		80.0		80.0	
鉄筋1降伏点応力度(N/mm ²)		345.0		345.0		342.0	
PC1 鋼材引張強度 (N/mm ²)		1080.0		1080.0		1080.0	
中立軸 x	m	0.0407		0.0391		0.0339	
Con 圧縮縁 ε		0.0009579		0.0008993		0.0007230	
曲率 φ	1/m	0.023534051		0.023020302		0.021342521	
降伏 My	kN.m	19.610		17.991		13.223	

注 1) x は、圧縮縁からの距離を示す。

注 2) 赤字は加熱を行っていない PC-H80-100-N 試験体と異なる入力条件箇所を示す。

表-5.3.2 終局モーメント算出結果

試験体名		PC-H80-100-N		PC-H80-100-I3m		PC-H80-100-R3m	
断面寸法 (m)	B1 H1	0.200	0.160	0.200	0.130	0.200	0.120
	B2 H2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	B3 H3	-----	0.000	-----	0.000	-----	0.000
鉄筋量	d1 / As1 (m)(cm ²)	0.0460	1.427 (2.000-D10)	0.0460	1.427 (2.000-D10)	0.0460	1.427 (2.000-D10)
	d2 / As2 (m)(cm ²)	0.1140	1.427 (2.000-D10)	0.1140	1.427 (2.000-D10)	0.1140	1.427 (2.000-D10)
	d3 / As3 (m)(cm ²)	0.1000	2.270 -----	0.1000	2.270 -----	0.1000	2.270 -----
	合計 cm ²		5.124		5.124		5.124
Con の基準強度 (N/mm ²)		80.0		80.0		80.0	
鉄筋1降伏点応力度(N/mm ²)		345.0		345.0		342.0	
PC1 鋼材引張強度 (N/mm ²)		1080.0		1080.0		1080.0	
中立軸 x	m	0.0301		0.0301		0.0298	
Con 圧縮縁 ε		0.0025000		0.0025000		0.0025000	
曲率 φ	1/m	0.083000521		0.083190581		0.083815234	
終局 Mu	kN.m	25.161		25.095		24.874	

注 1) x は、圧縮縁からの距離を示す。

注 2) 赤字は加熱を行っていない PC-H80-100-N 試験体と異なる入力条件箇所を示す。

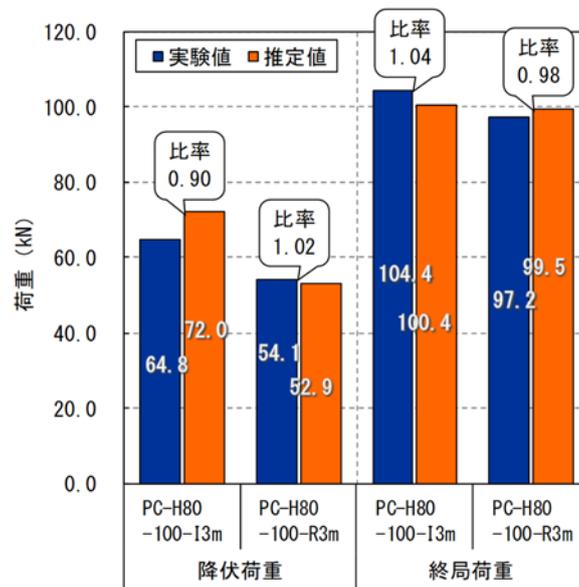


図-5.3.1 降伏荷重と終局荷重の実験値と推定値

5. 4 おわりに

本項では、本章で述べた PC 部材の火害後の残存耐力評価について総括する。「5章 PC 部材の耐火性能評価」で述べたように、火災などの高温環境下に PC 部材が曝された場合、コンクリートの爆裂による断面欠損やコンクリート剛性の低下、さらには爆裂による断面欠損の影響によるプレストレス力の再分配などにより導入プレストレス量に損失が生じることが実験を通して分かった。そこで、本章では加熱試験時の PC 鋼材のひずみ測定結果より、爆裂に伴うプレストレス減少の影響を考慮し、火害後の PC 梁部材の残存耐力、つまり引張鉄筋降伏時の降伏耐力と終局耐力を算出し、載荷試験結果との比較を行った。その結果、終局時に PC 鋼材の降伏が生じずに曲げ圧縮破壊が生じるような PC 梁部材では、引張鋼材の大きな強度低下が生じない受熱温度の範囲内であれば、プレストレスの減少を考慮することにより、降伏荷重および終局荷重をある程度の精度で推定することが可能と考えられることを示すことができた。しかし、本検討では鉄筋とコンクリートの付着力の低下、PC 鋼材と PC グラウトの付着力の低下などを考慮しておらず、これらを考慮してさらに精度を向上する必要があると考える。また、本研究で用いた PC 梁部材は、PC 梁部材の爆裂挙動を確認するため、プレストレスによる拘束応力の影響が明確となるように PC 鋼材量を決定している。そのため、PC 梁部材の破壊性状の限定的な範囲のみ取り扱っており、今後さらに様々な破壊形式の場合について検討が必要である。また、実構造物の火害の影響は定着部にも及ぶ可能性が十分に考えられことから、定着部近傍が加熱された場合、あるいは終局時に圧縮となる領域のコンクリートが加熱された場合など、様々な破壊ケースを想定しながら、今後、議論する必要があると思われる。

参考文献

- [1] 日本鋼構造協会技術委員会耐久性分科会耐火小委員会高温強度班：特集鉄筋コンクリート用棒鋼および PC 鋼棒・鋼線の高温時ならびに加熱後の機械的性質, JSSC, Vol.5, No.45, pp.1-62, 1969.
- [2] 清水秀夫, 小山清一：高強度・高品質鉄筋の開発に関する研究（その 6：高温時の力学特性）, 日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）, pp. 103-104, 1993.

第6章

「結論」

第6章 結論

6. 1 はじめに

従来、鉄筋コンクリート（以下、RC と略）構造は耐火性の高い構造であると考えられてきた。一方、プレストレストコンクリート（以下、PC と略）構造も RC 構造と同様にコンクリートと鋼材からなる構造であることから、一般に RC 構造同様に耐火構造であると考えられている。しかし、コンクリートの高強度化に伴い、火災時にコンクリートの表層部が爆発的に剥離・剥落する爆裂現象が生じることが種々の研究により明らかにされており、近年耐火性に関する研究が進められている。PC 構造物はプレストレスによる拘束応力下のコンクリート構造という特異な点を有しており、火災時の挙動は RC 構造物と異なることから、PC 構造物の耐火性に関しても検討を進めていくことは重要である。また、一般に、PC 構造物は RC 構造物同様に耐火構造であるという認識であったため、その耐火性に関する研究はさほど活発に行われておらず、PC 構造に対する設計法の確立は十分とは言えないのが現状である。そこで、PC 部材の火災による高温の影響を受けた PC 梁の爆裂挙動を確認するため、PC 梁の加熱試験を実施し、現状の PC 部材の耐火性能評価を行った。また、加熱試験後の試験体を用いて、加熱冷却後の常温時の静的曲げ載荷試験を行い、火害後の PC 部材の耐荷特性について実験的に検討を行った。さらには、PC 構造物の耐火設計方法を構築することを目的に、PC 梁部材の爆裂評価手法の提案、PC 梁部材の火害後の耐力評価手法の提案を行った。以下に、その研究成果についてまとめる。

6. 2 PC 梁部材の耐火性能評価

本研究では、現状の PC 部材の耐火性能評価を行うため、各種加熱条件および各種使用材料での PC 梁部材の一面加熱試験を実施し、さらに一部の試験体において加熱冷却後の常温時載荷試験を実施した。

「3章 PC 部材の耐火性能評価」の加熱試験結果では、PC 梁部材が高温環境下に曝された場合の爆裂挙動および変形挙動について次のことを確認することができた。高温環境下に曝された PC 梁部材に爆裂が発生すると、コンクリートの断面欠損が生じ、コンクリートの内部拘束力が開放されると同時にプレストレス力の再分配が生じ、PC 鋼材ひずみの減少とともに導入プレストレス力の損失が起こる。また、この現象は、(1)導入プレストレス力が大きい、(2)含水率が大きい、(3)コンクリート強度が大きい、(4)より厳しい加熱条件の場合ほど、損失量が大きくなる傾向になることを示した。さらに、爆裂継続期間中の PC 鋼材および鉄筋のひずみ挙動から、加熱条件により加熱による熱膨張と爆裂の発生に伴う伸縮挙動が異なることを示した。

本研究を通して、PC 部材が火災による損傷が生じた場合のプレストレス導入量の損失の過程を明らかにすることができた。また、加熱条件により爆裂発生時期、爆裂継続期間中のひずみ挙動などを明らかにすることができた。さらには、コンクリート強度、加熱時の材齢や含水率などにより PC 部材の爆裂による損傷の程度、導入プレストレスの損失の違いを明らかにした。これらが本研究における画期的な点である。

「3章 PC 部材の耐火性能評価」の載荷試験結果では、高温環境下に曝された PC 梁部材の耐荷性について検討を行った結果、次のような知見を得ることができた。(1)PC 梁部材が火災による高温の影響を受けると、爆裂による断面欠損や火災に生じたひび割れの影響、コンクリート

剛性の低下などにより、荷重による変形が大きくなる傾向を示す。また、爆裂による損傷、コンクリートの受熱温度が大きいほど、大きな変形を示す傾向にある。(2)火災後の PC 梁部材の引張鉄筋降伏荷重は、爆裂により生じる断面欠損、断面欠損による導入プレストレスの損失などの影響を受け低下する。また、その低下の割合は、爆裂による損傷、コンクリートおよび鋼材の受熱温度が大きいほど、大きく低下する。(3)定着部が健全かつ PC 鋼材の受熱温度が降伏耐力の低下が生じない範囲であれば、終局耐力への影響はほぼないと考えられる。本研究では、加熱試験後においても、定着部が健全な状態のポストテンション方式の PC 梁試験体を加熱冷却後に載荷試験を実施している。また、本研究で用いた試験体は、PC 梁部材の爆裂挙動を確認するため、プレストレスによる拘束応力の影響が明確となるように PC 鋼材量を決定しているため、試験体が破壊に至るまで PC 鋼材は降伏せずに最終的に曲げ圧縮破壊となった。そのため、本研究の成果で得られた範囲は、PC 部材の火災による損傷が定着部に及ばず、かつ試験体が破壊に至るまで PC 鋼材は降伏せずに最終的に曲げ圧縮破壊となるような PC 部材に限定される。しかし、通常起こりえる火災では、火害の影響が定着部に及ぶ可能性も考えられるため、今後さらに検討を進める必要がある。

6.3 PC 梁部材の爆裂評価手法

PC 梁部材の爆裂評価手法として、「第4章 PC 部材の爆裂評価手法の提案」では、PC 梁部材の(1)爆裂深さの推定、(2)爆裂深さの経時変化の推定に関する提案を行った。

爆裂深さの推定では、谷辺らが提案している引張ひずみ破壊モデルを用いて、PC 部材の爆裂深さの推定方法を提案した。谷辺らが提案している引張ひずみ破壊モデルは 2 軸圧縮状態を対象としている。本研究で提案した式は一軸圧縮応力状態である。また、PC 部材ではプレストレスによる圧縮応力があらかじめコンクリート部材に導入されていることから、プレストレスにより生じる初期拘束力を考慮した推定式とした。さらには、コンクリートが加熱されることにより生じる熱応力（拘束応力）を用い、概略的に爆裂深さの推定を行う方法を提案した。以上が、本研究における画期的な方法である。爆裂開始時および爆裂終了時の断面内の温度分布計測結果より、提案式を用いて爆裂深さの推定値の検証を行った。その結果、推定値と実験値が概ね一致することから、提案式および提案方法を用いてある程度の精度で PC 部材の爆裂深さの推定が可能であることを示した。

爆裂深さの経時変化の推定に関する提案では、コンクリートの温度応力解析ソフト (ATEA-MACS) を使用し、コンクリート内部温度の推定および爆裂深さの経時変化の推定を試みた。これまでの既往の研究により報告されているシミュレーションでは、コンクリートや PC 鋼材などの各材料に関する高温時挙動はモデル化され取り込まれているが、爆裂に伴う断面欠損の影響などは考慮されていない。特に、爆裂発生によるかぶりコンクリートの剥離・剥落をモデル化した事例はほとんど見られない。そこで、本モデルでは引張ひずみ破壊モデルを用い、爆裂によるコンクリートかぶりの減少を、限界値を超える引張ひずみが生じた場合には要素を剥離させることにより、擬似的にモデル化した。また、引張ひずみ破壊モデルに Tetens ら[5]が示している飽和水蒸気圧曲線から蒸気圧と温度の関係を破壊条件に組み込んだモデルについても検討を行った。検討を行った結果、爆裂深さの経時変化は引張ひずみ破壊と水蒸気圧を考慮したモデルの方が、実験結果に近くなることを本研究の成果として示した。しかし、解析では加熱終了まで爆

裂が継続する結果となった。これは、爆裂によって剥離した要素の境界面に新たに加熱境界が形成され、温度上昇に伴う熱応力が増大し深さ方向(Y方向)のひずみが上昇することにより、爆裂が進行し続ける結果となったものと考えられる。今後、含水率や潜熱による影響を加味すると同時に、熱応力により断面内に生じる引張応力で断面内部に生じたひび割れから水蒸気圧が逸散される影響などを考慮し、爆裂の進展がとまる基準について検討を進める必要があると考える。

6.4 PC梁部材の火害後の耐力評価手法

火災などの高温環境下にPC部材が曝された場合の火害後の耐力評価手法として、PC梁部材の降伏耐力および終局耐力の評価手法について提案を行った。PC梁部材が火災に曝された場合、コンクリートの爆裂による断面欠損やコンクリート剛性の低下、さらには爆裂による断面欠損の影響によるプレストレス力の再分配などにより導入プレストレス量に損失が生じる。そこで、本研究では、PC梁部材の残存耐力の推定方法として、爆裂に伴うプレストレス減少の影響を考慮し、火害後のPC梁部材の残存耐力、つまり引張鉄筋降伏時の降伏耐力と終局耐力を算出する方法を提案した。提案法を用いて算出したPC梁部材の降伏耐力と終局耐力と試験結果の比較を行い、提案法の検証を行った。その結果、終局時にPC鋼材の降伏が生じずに曲げ圧縮破壊が生じるようなPC梁部材では、引張鋼材の大きな強度低下が生じない受熱温度の範囲内であれば、プレストレスの減少を考慮することにより、降伏荷重および終局荷重をある程度の精度で推定することが可能であることを本研究の成果として示した。

6.5 今後の展望

本研究で得られた成果をもとに、今後の展望について述べる。本研究ではPC梁部材の耐火性能評価として、PC部材が火災による損傷が生じた場合のプレストレス導入量の損失の過程や、爆裂によるひずみ挙動などを明らかにすることができた。また、PC梁部材の引張鉄筋降伏荷重は、爆裂により生じる断面欠損、断面欠損による導入プレストレスの損失などの影響を受け低下すること、定着部が健全かつPC鋼材の受熱温度が降伏耐力の低下が生じない範囲であれば、終局耐力への影響はほぼないことを明らかにした。しかしながら、本研究はPC部材の火災による損傷が定着部に及ばず、かつ試験体が破壊に至るまでPC鋼材は降伏せずに最終的に曲げ圧縮破壊となるようなPC部材に限定される。しかし、通常起こりえる火災では、火害の影響が定着部に及ぶ可能性も考えられるため、定着部が火災による損傷を受けた場合、さらには終局時の圧縮領域側が火害による損傷を受けた場合など、今後さらに検討を進める必要がある。

爆裂評価手法の提案では、引張ひずみ破壊モデルを用いて爆裂深さの推定が可能であることを示した。また、本研究では剥離モデルを用いた有限要素解析により、爆裂深さの経時変化の推定方法を提案した。この有限要素解析では、PC鋼材をモデル化していることから、爆裂による断面欠損やコンクリートの剛性低下などによるPC鋼材ひずみの減少についての推定も可能である。しかしながら、本研究では爆裂深さが加熱終了時まで進展する結果となり、PC鋼材のひずみ減少を正確に推定するまでに至らなかった。今後、含水率や潜熱による影響を加味すると同時に、熱応力により断面内に生じる引張応力で断面内部に生じたひび割れから水蒸気圧が逸散される影響などを考慮し、爆裂の進展がとまる基準について検討を進める必要があると考える。

謝辞

本論文は、筆者が（株）ピーエス三菱 東京土木支店 土木技術部および群馬大学 大学院理工学府 理工学専攻 環境創生理工学領域 博士後期課程在籍中に実施した研究成果およびとりまとめたものであります。

主指導教員の群馬大学 理工学府 環境創生部門 准教授 小澤満津雄博士におかれましては、研究内容の計画から実験方法や論文のとりまとめに至る細部までのご指導を頂いたこと、国内外での論文発表の機会を与えていただいたことを心より感謝申し上げます。

また、岐阜大学 工学部 社会基盤工学科 教授 内田裕市博士、太平洋マテリアル（株）開発研究所 谷辺徹博士、（株）ピーエス三菱 東京土木支店 大規模更新推進室長 井筒氏においては、研究内容に対するご指導、ご意見を頂きました。深く感謝申し上げます。

群馬大学博士課程への入学ならびに本研究を実施する機会を与えて頂くとともに、多大なるご支援を頂きました（株）ピーエス三菱 代表取締役社長 藤井敏道氏、同 代表取締役福社長 森拓也氏に深く感謝申し上げます。

本研究の遂行に際し、ご意見やご助言を頂きました（株）ピーエス三菱 本社 技術本部副本部長 大山博明氏、同 技術本部 中村修氏、に深く感謝申し上げます。また、本研究を遂行するにあたり試験体の製作にご協力頂いた（株）ピーエス三菱 本社 土木本部土木基礎グループ 杉本昌由氏、同 技術研修所 遠藤俊之氏に深く感謝申し上げます。そして、本研究の遂行にご理解とご協力を頂いた太平洋マテリアル（株）開発研究所 杉野雄亮氏に深く感謝申し上げます。また、実験作業にご協力いただきました群馬大学 小澤研究室の皆さんに感謝申し上げます。

また、本研究の実施および研究成果のとりまとめにあたり、ご支援・ご協力を賜りました（株）ピーエス三菱 東京土木支店 土木技術部長 川除達也氏をはじめ、同 土木技術部の皆様に感謝申し上げます。そして、研究を進めるにあたり、ご支援・ご協力を賜りながら、ここにお名前を記すことができなかつた多くの方々に心より感謝を申し上げます。

最後に、本論文は多くの方々のご理解、ご指導、ご協力のもとで遂行されたものです。ここで改めて深く感謝の意を表し、本論文の謝辞とさせていただきます。

2020年3月
藤本 謙太郎

発表論文

1. 発表論文

(1) 博士論文に含まれる論文

- 1) 藤本謙太郎, 小澤満津雄, 井筒浩二, 谷辺徹, 内田裕市: 火災時におけるプレストレストコンクリート部材の爆裂挙動と火災後の耐荷性に関する検討, 土木学会論文集, E2, Vol.75, pp.251-264, 2019.
- 2) 藤本謙太郎, 小澤満津雄, 山本哲, 谷辺徹: 火災時におけるプレストレストコンクリート部材の爆裂挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.1, pp.1135-1140, 2017.
- 3) Kentaro Fujimoto, Mitsuo Ozawa, Satoru Yamamoto and Koji Izutsu: "Explosive spalling behavior and load capacity of prestressed concrete members exposed to fire", Proceedings for the 2018 *fib* Congress held in Melbourne, pp.214-215, 7-11 October 2018.

(2) 博士論文に含まれない論文

- 1) 池谷拓由紀, 藤本謙太郎, 小澤満津雄: PCはりとりング拘束供試体の加熱試験による爆裂性状の比較, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.1, pp.989-994, 2019.
- 2) H.Ikeya, M.Ozawa, K.Fujimoto: Comparison of fire spalling behavior between prestressed concrete beams and ring restraint specimens, Proceedings of 4th International Symposium on Concrete and Structures for Next Generation, pp.178-187, 2019.
- 3) M.Ozawa, Y.Sakoi, K.Fujimoto, K.Tetsura, S.S. Parajuli: "Estimation of chloride diffusion coefficients of high-strength concrete with synthetic fibers after fire exposure", Construction and Building Materials 143, pp.322-329, 2017.
- 4) 明石孝太, 小澤満津雄, 藤本謙太郎, 鎌田亮太: 引張ひずみ破壊モデルを適用した火災時のコンクリートの爆裂解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.1, pp.1299-1304, 2016.
- 5) 鉄羅健太, 小澤満津雄, 迫井裕樹, 藤本謙太郎: 火災損傷を受けたコンクリートの塩化物イオンの見かけの拡散係数による耐久性評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.1, pp.1293-1298, 2016.
- 6) K.Akashi, M.Ozawa, K.Fujimoto, S.S. Parajuli: "Numerical Analysis for a Fire-related Spalling Failure Model of High-strength Concrete", Proceeding of The 2016 Structures Congress(Structures16), IASEM, 2016.
- 7) K.Tetsura, M.Ozawa, K.Fujimoto, Y.Sakoi, S.S. Parajuli: "Estimation of chloride diffusion coefficients of high-strength concrete with synthetic fibers after fire exposure", Proceeding of The 2016 Structures Congress(Structures16), IASEM, 2016.

(3) その他の発表

- 1) 池谷拓由紀, 藤本謙太郎, 小澤満津雄 : PC はりと同一のコンクリート配合で作製したリング拘束供試体の加熱試験による爆裂性状の検討, 第 73 回セメント技術大会講演要旨 pp.122-123 (2019).
- 2) 藤本謙太郎, 小澤満津雄, 山本哲, 井筒浩二 : 拘束リング試験法を適用したコンクリートの高温環境下における耐爆裂性評価の PC 部材への適用に関する検討, 第 72 回セメント技術大会講演要旨 pp.196-197 (2018).