複数開口を有する I 形断面プレストレストコンクリート梁の火災時耐力

ULTIMATE STRENGTH OF I-SHAPED PRESTRESSED CONCRETE BEAM
WITH MULTIPLE OPENINGS EXPOSED TO FIRE HEATING馬場重彰^{*1}, 道越真太郎^{*2}, 坂本成弘^{*3}, 平島岳夫^{*4}Shigeaki BABA, Shintaro MICHIKOSHI, Shigehiro SAKAMOTO
and Takeo HIRASHIMA

In order to investigate shear and bending behavior in fire of I-shaped prestressed precast concrete (PCaPC) beams with high-strength rebars and multiple large openings, three specimens for PCaPC beams were tested. The fire resistance time, temperature of cross section and deformation of PCaPC beams were confirmed from the test results. The evaluation method for bending and shear strength of PCaPC beams at high temperature, as well as the results of the fire experiment will be presented. In this analytical method of bending and shear strength, two modes of resistance mechanism of PCaPC beam are proposed. In one mode, RC beam is supposed to be the resistance mechanism, and in the other, structure of upper and lower beams. The fire resistance time calculated by this proposed method, taking into account the temperature and bond strength of longitudinal and shear rebar and concrete, is shorter than experimental results by 14 to 45 minutes.

Keywords : prestressed concrete, beam, bending strength, shear strength, multiple openings, fire

プレストレストコンクリート, 梁, 曲げ耐力, セン断耐力, 複数開口, 火災

1. はじめに

高強度異形鉄筋を緊張材と兼用したプレテンション方式のプレキャストプレストレストコンクリート(以下, PCaPC)梁が広く実施適用されている。本 PCaPC 梁では, 梁断面のスリム化・大空間化が可能であると同時に断面中央位置に, 大きな空調ダクト等の複数開口を設けることができる¹⁾。今回, さらなる PCaPC 梁の超軽量化を目的に, 高強度コンクリートを使用し, 形状を I 形断面とし開口数を増加した。なお, 本論での I 形断面とは, 開口上下部の幅に対して開口間の幅を極端に細くした断面のことである(図 1 参照)。本研究では, 複数開口を有する I 形断面 PCaPC 梁の耐火性能について検討する。

火災時において, プレストレストコンクリート部材では爆裂をしやすいことが指摘され^{2),3)}, さらに高強度コンクリートを使用した部材に関しても爆裂しやすいことが指摘されている⁴⁾。よって, PCaPC 梁ではコンクリートが爆裂し, 断面欠損や鋼材の早期温度上昇等のために耐火性能の低下が懸念される。

また, 複数開口を有する部材では, セン断耐力の低下が想定される。日本建築学会による「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」⁵⁾(以下, PC 規準と表記)では, 開口を有する梁に対し

て開口部上下を弦材にモデル化し(以後, 開口部上側を上弦材, 開口部下側を下弦材と表記), 上弦材および下弦材のトラス機構のみにより PC 有孔梁のセン断耐力を評価している。一方, 筆者らは, 矩形断面 PCaPC 梁の耐力算定方法を提案している⁶⁾。そのモデルでは, 上弦材および下弦材のセン断力を開口と開口の間(以後, 束材と表記)により伝え, さらに開口を跨ぐストラットを有するトラス機構を提案している。しかし, I 形断面では, 束材が早期に温度上昇し, 早期にセン断ひび割れが発生することで, 束材におけるセン断抵抗の消失が懸念される。

以上の観点から, 複数開口を有する I 形断面 PCaPC 梁の載荷加熱試験を実施した。本論文では, 火災時のたわみ挙動および荷重支持能力を明らかにするとともに, 文献 6 の耐力算定方法では評価できないために新たな荷重抵抗機構を考え, 火災時の曲げ耐力およびセン断耐力をトラス・アーチ機構の成立条件に基づき検討する。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体一覧を表 1, 試験体の形状・寸法例を図 1 に示す。試験体数は 3 体である。試験体長は 8000mm で, PCaPC 梁とスラブから

本論文は, 文献18), 19)に加筆・修正したものである。

*1 大成建設㈱技術センター 主任研究員・修士(工学)

*2 大成建設㈱技術センター 主任研究員・博士(工学)

*3 大成建設㈱技術センター 室長・博士(工学)

*4 千葉大学大学院工学研究科 准教授・博士(工学)

Senior Research Engineer, Technology Center, Taisei Corporation, M. Eng.

Senior Research Engineer, Technology Center, Taisei Corporation, Dr. Eng.

Chief Manager, Technology Center, Taisei Corporation, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, Chiba Univ., Dr. Eng.

構成されている。断面形状は、図 1 に示すような I 形断面とし、PCaPC 梁幅 300 mm、束材幅 100mm、PCaPC 梁せい 865 mm、スラブ幅 600 mm、スラブ厚 135 mm であり、試験体のスラブを含めた全せいは 1000 mm である。開口の直径 D は 415 mm(約 0.4H ; H は試験体せいの円形であり、加熱範囲外よりテーパを施し、支点位置では矩形断面である。せん断補強筋は、上弦材および下弦材には D13(SD295)をピッチ 100 mm、束材には D16(SD295)のプレート定着型せん断補強筋をピッチ 200 mm に配し、束材のせん断補強筋は開口脇には 2 本設けた。

本実験での試験変数は、開口間隔、プレストレス導入力および載荷荷重である。開口間隔は、No.1 試験体で 1200 mm(約 3D ; D は開口の直径)、No.2 および No.3 試験体で 800 mm(約 2D)である。下端筋は No.1 および No.2 試験体では D41(SD685)を 4 本、No.3 試験体では総ねじ PC 鋼棒(SBPD1080/1230)の D36 を 4 本使用し、これら下端筋筋すべてを緊張材として兼用し、プレテンショニング方式によりプレストレスを導入した。打設前の緊張力は、No.1 および No.2 試験体では、降伏応力の 85%相当の 3120kN、No.3 試験体では施設の関係で 3500kN(降伏強度の 80%に相当)とした。No.2 試験体では No.1 試験体に対し開口間隔を狭めた場合、No.3 試験体では No.2 試験体に対し緊張力および載荷荷重を増大させた場合である。本構法を適用する建物のスパンを 22m 程度、梁の間隔を 1.6m 程度と想定し、長期荷重による部材の最大せん断力を No.1 および No.2 試験体の載荷荷重とした。

2.2 使用材料

使用した PCaPC 梁のコンクリートの調合および使用材料を表 2、実験時のコンクリートの材料特性を表 3、鋼材の機械的特性を表 4 に示す。No.3 試験体では、緊張力を増大させたためコンクリート強度を高くするよう調合した。コンクリートには爆裂防止対策として、ポリプロピレン繊維を混入した。打設後 16 時間後にプレストレス

表 1 試験体一覧

試験体名	緊張材 (kN)	緊張力 (kN)	開口間隔 (mm)	作用せん断力 (kN)	中央位置での作用モーメント M (kN×m)	曲げ耐力 M ₁ * (kN×m)	M/M ₁
No. 1	SD685 (4-D41)	3120	1200 (3D)	220	660	2924	0.23
No. 2			800 (2D)				
No. 3	SBPD1080/ 1230 (4-D36)	3500		416	1248	3604	0.35

* 曲げ耐力 M₁ に関して、(3) 式を参照。

表 2 コンクリートの調合および使用材料

試験体名	水結合材比 W/B (%)	空気量 (%)	最大粗骨材径 G _{max} (mm)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m ³)			
					水 W	結合材 B	骨材	
							細骨材 S	粗骨材 G
No. 1, 2	22	2.0	20	46	160	727	692	845
No. 3	19	2.0	20	42	160	842	590	848

結合材：早強セメント：高強度混和材=8：2

細骨材：山砂(表乾密度 2.60 g/cm³) 粗骨材：石灰岩碎石(表乾密度 2.70 g/cm³)

有機繊維：ポリプロピレン短繊維(密度 0.91 g/cm³)

表 3 コンクリートの材料特性

試験体名	PCaPC 部				梁後打ち部、スラブ		
	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	含水率 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
No. 1	137	44.7	0.24	4.2	47.9	35.5	0.21
No. 2	134	(44.7)*	(0.24)*	3.7	44.4	38.8	0.22
No. 3	141	48.0	0.25	4.0	43.0	29.5	0.22

* : No. 1 試験体での測定結果

表 4 鋼材の機械的特性

鋼材種別	降伏点* (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
D41(SD685)	713	199	923	14.2
D35(SD390)	441	193	621	24.1
D36(SBPD1080/1230)	1157	209	1304	8.1
D16(SD345)	388	184	564	18.6
D13(SD295)	368	188	509	22.1
D10(SD295)	362	184	510	18.9

* : SBPD1080/1230 に関しては、0.2% オフセット耐力

A-A 断面

B-B 断面

(a) No.1 試験体

(b) No.2 および No.3 試験体

図 1 試験体の形状・寸法 [単位: mm]

を導入するため、PCaPC 梁には打設後に蒸気養生をおこない、打設 16 時間後に約 100N/mm^2 の強度が得られるように超早強・超高強度コンクリートを使用した。PCaPC 梁を製作後、スラブを打設した。コンクリートの圧縮強度は試験体と同じ養生をおこなった径 $100\text{mm} \times$ 高さ 200mm のシリンダーから得られた結果である。実験時の含水率は約 4% である。また、実験時の材齢は約 10 ヶ月である。

2.3 載荷加熱方法

載荷加熱方法を図 2 に示す。載荷加熱試験方法は文献 6 と同様であり、支点間距離を 6800mm 、支持条件は片側ピン片側ピンローラー、載荷位置を支点から 3000mm とし、シアスパン比は 3、等曲げ区間は 800mm とした。加力には 2000kN 油圧ジャッキを使用し、試験体に正曲げモーメントを作用させた。所定の荷重を載荷後、ISO834 に示されている標準加熱曲線により試験体を加熱し、試験体が荷重を支持できなくなるまで加熱をおこなった。また、実験時には、炉内温度、試験体の内部温度、主筋温度、せん断補強筋温度、載荷荷重および試験体上面の鉛直変位を 30 秒ごとに計測した。載荷荷重は油圧ジャッキの下部に設置したロードセルを用いて計測し、支点位置での変位量を差し引くことによりたわみ量を計算した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

各試験体の最終破壊状況を図 3 および写真 1、開口部近傍の状況を写真 2 に示す。なお、加熱初期の試験体状況および実験後の試験体を観察すると、コンクリートの爆裂は認められなかった。

作用せん断力を 220kN とした No.1 試験体は、実験終了後、束材のウェブ部分の開口間のせん断ひび割れが複数本発生した。また、上弦材および下弦材には曲げひび割れが確認できる。荷重支持能力を喪失した時間(本論では、耐火時間と定義)は 260 分であった。

No.2 試験体の作用せん断力は No.1 試験体と同一の 220kN とし

図 2 載荷加熱試験寸法(No.2 試験体) [単位: mm]

た。最終破壊状況は、No.1 試験体と比較し、開口間のせん断ひび割れがさらに顕著になった。開口間のせん断ひび割れの本数が少なくなったものの、束材のひび割れ幅およびひび割れ角度の増大が認められる。また、上下弦材には曲げひび割れを確認でき、支点位置では縦方向のひび割れが確認できた。なお、耐火時間は 248 分であった。No.1 試験体と No.2 試験体の耐火時間に有意な差がないことから、今回の載荷荷重下では開口間隔が耐火時間に与える影響は認められなかった。

図 3 試験体の最終破壊状況

(a) No.1 試験体

(b) No.2 試験体

(c) No.3 試験体

写真 1 実験後の各試験体の写真

(a) No.1 試験体

(b) No.3 試験体

写真 2 開口間および開口近傍の最終状況

No.3 試験体は No.2 試験体に対して、緊張力および載荷荷重を増大させた試験体である。作用せん断力は、416kN とした。開口間のせん断ひび割れが顕著であり、No.2 試験体と比較してさらにひび割れ幅も大きくなっている。この開口間の顕著なせん断ひび割れは加熱 60 分後には確認でき、このせん断ひび割れを発生した後も作用荷重を支持していた。また、上下弦材の曲げひび割れは本数が多く、全長に渡り発生していた。耐火時間は 100 分であった。

3.2 温度測定結果

開口部位置での上弦材および下弦材の断面内温度測定結果を図 4、主筋の温度測定結果を図 5、せん断補強筋の温度測定結果を図 6 に示す。下弦材の断面内のコンクリート温度は、何れの試験体でも加熱後約 120 分以降はデータを取得できなかった。下弦材での加熱 120 分後において、加熱表面温度は約 950℃、加熱表面から 30 mm 位置で約 600℃、加熱表面から 100 mm 位置では約 400℃であり、150 mm 位置では約 200℃であった。上弦材は下弦材に対して温度上昇速度は小さい。これは、下弦材は開口位置では 4 面加熱状態である点が挙げられる。

主筋温度は図 5 に示すように、PCaPC 梁の主筋温度はほぼ同じ結果であった。加熱後約 60 分で約 110℃であり、ほぼ直線的に温度が上昇し、加熱後 3 時間で約 380℃、加熱後 4 時間で約 490℃であった。

せん断補強筋温度は図 6 に示すように、プレート定着型せん断補強筋の温度上昇が早い。I 形断面のウェブ部分のせん断補強筋のかぶり量は 41 mm であり、加熱後 60 分で約 290℃、180 分で約 800℃、240 分で約 900℃であった。下弦材のせん断補強筋温度は、加熱後 60 分で 150℃、加熱後 120 分で 300℃程度である。また、上弦材の

せん断補強筋温度は下弦材より温度が低く、加熱後 120 分後で約 120℃、加熱後 180 分で 300℃、加熱後 240 分で 400℃であった。No.1 試験体の温度測定結果について記述したが、耐火時間まで No.2 および No.3 試験体も同様の結果であった。

3.3 たわみ測定結果

試験体中央位置でのたわみの経時変化を図 7、たわみ分布の一例として No.2 試験体の結果を図 8 に示す。同図には参考として、(1) 式に示す ISO834 に規定されている限界たわみ量 δ_u も示している。なお、本論文文中で用いる記号は、まとめて付録に示す。

$$\delta_u = L^2 / (400 \times H) \quad (1)$$

限界たわみ量は 116mm であり、この限界たわみ量に到達した時間は 200 分 (No.1 試験体)、187 分 (No.2 試験体) および 83 分 (No.3 試験体) であった。同一の作用せん断力である No.1 試験体および No.2 試験体のたわみ量の経時変化および耐火時間を比較すると、概ね同一であったことから、開口間隔が高温時の曲げ剛性および荷重支持能力に与える影響は小さいと考えられる。また、限界たわみ量を超え、限界たわみ量の 2 倍程度まで荷重を支持し、束材にせん断ひび割れを生じても耐火時間まで曲げ変形を示した。作用せん断力を増大させた No.3 試験体では、加熱初期からのたわみ量が大きく、加熱後約 55 分から急激にたわみ速度が大きくなった。これは開口間に生じたせん断ひび割れ幅が急激に大きくなり、剛性が急激に減少したためと考えられる。耐火時間時におけるたわみ量は、No.1 試験体で 235 mm、No.2 試験体で 245 mm、No.3 試験体で 200 mm であった。たわみ分布は図 8 に示すように、加熱初期より D3 位置で上に凸に曲がっている状況を確認できる。これは、プレストレスの効果による負曲げの効果、モード II (後述) の門型構造による効果

(a) 下弦材

(b) 上弦材

図 4 開口部位置での温度測定結果 (No.1 試験体)

図 6 セン断補強筋の温度測定結果 (No.1 試験体)

図 7 試験体中央位置でのたわみ経時変化

図 5 主筋の温度測定結果 (No.1 試験体)

図 8 たわみ分布 (No.2 試験体)

と類推できる。この傾向は変形量が大きくなる程、この傾向が顕著に認められた。

4. 複数開口を有する梁の火災時耐力の算定方法

複数開口を有する梁の火災時耐力評価手法を検討する。先ず、既提案の複数開口を有する梁の火災時せん断耐力評価手法⁶⁾では、上弦材と下弦材のトラス機構による耐力、開口を跨ぐストラットにより形成されるトラス機構による耐力および上弦材および下弦材のアーチ機構による耐力を合算して、火災時せん断耐力を評価した。また、曲げ耐力はRC梁部材として評価した。本報では、この破壊形式を「モードⅠ」と表記する。しかし、Ⅰ形断面梁では、幅の小さい束材部においてせん断破壊が生じ、モードⅠの開口を跨ぐストラットにより形成されるトラス機構が火災途中から成立しなくなる場合が考えられる。No.1試験体およびNo.2試験体のモードⅠによる火災時耐力検討結果を図9に示す。モードⅠの荷重抵抗機構では火災時耐力を説明できていないことが分かる。

図9 モードⅠでの検討結果

そこで、モードⅠが成立しなくなった後、上弦材および下弦材を二つの梁部材と見做した門型構造により荷重を負担するモードも想定する。この破壊形式を「モードⅡ」と表記する。以下、2つのモードに対する火災時耐力評価手法を記述する。

4.1 モードⅠでの火災時耐力

4.1.1 曲げ耐力

プレストレストコンクリート梁の曲げ耐力は、終局時にはプレストレス導入量には影響されず、引張鋼材の高温時強度に依存すると考えられ^{7, 8)}、火災時曲げ耐力算定には(2)式に示すRC梁での終局耐力式で概ね評価できる⁸⁾。本実験での加力方式は単純支持梁であるので、終局曲げ耐力時におけるせん断力は(3)式であらわせる。

$$M_1 = 0.9 \times (l_{low}^l \alpha_{low}^l \sigma_y^R \times l_{low}^u d_1 + l_{low}^u \alpha_{low}^u \sigma_y^R \times l_{low}^u d_1) \quad (2)$$

$$Q_{M1} = M_1 / L_1 \quad (3)$$

4.1.2 せん断耐力

(1) トラス機構により伝達できるせん断耐力

トラス機構は、せん断補強筋の引張力、コンクリートの斜め圧縮力および主筋とコンクリートの付着力により成立している。よって、トラス機構で伝達できるせん断耐力は、せん断補強筋の降伏、コンクリートの圧壊およびコンクリートの付着破壊により決定されるせん断耐力の最小値となる。

上弦材および下弦材におけるトラス機構により伝達できるせん断耐力は(4)式および(5)式、開口位置でのせん断耐力は(6)式となる。

$$Q_t = \min(Q_t^{rebar}, Q_t^{conc}, Q_t^{bond}) \quad (4)$$

$$Q_t^{rebar} = b \times j_t \times l_t \times p_w \times \sigma_{wy} \times \cot \phi \quad (4a)$$

$$Q_t^{conc} = b \times j_t \times v_{low} \sigma_B \times \sin \phi \cdot \cos \phi \quad (4b)$$

$$Q_t^{bond} = j_t \times A_t \times \tau_{bu} \quad (4c)$$

$$Q_t = \min(Q_t^{rebar}, Q_t^{conc}, Q_t^{bond}) \quad (5)$$

$$Q_t^{rebar} = b \times j_t \times l_t \times p_w \times \sigma_{wy} \times \cot \phi \quad (5a)$$

$$Q_t^{conc} = b \times j_t \times v_{low} \sigma_B \times \sin \phi \cdot \cos \phi \quad (5b)$$

$$Q_t^{bond} = j_t \times A_t \times \tau_{bu} \quad (5c)$$

$$Q_t = Q_t^{up} + Q_t^{low} \quad (6)$$

束材のトラス機構により伝達できるせん断耐力は(7)式である。

$$Q_t = \min(Q_t^{rebar}, Q_t^{conc}, Q_t^{bond}) \quad (7)$$

$$Q_t^{rebar} = b \times j_t \times p_w \times \sigma_{wy} \times \cot \phi \quad (7a)$$

$$Q_t^{conc} = b \times j_t \times v_p \sigma_B \times \sin \phi \cdot \cos \phi \quad (7b)$$

$$Q_t^{bond} = j_t \times l_{low} A_t \times \tau_{bu} \quad (7c)$$

ここで、開口部位置(上弦材および下弦材)でのトラス機構によるせん断力が束材部に流れることになるが、束材の方が開口部のせん断耐力より大きい場合には、上記トラス機構にくわえ、開口間を跨ぐストラットを提案し、このストラットを有するトラス機構が負担するせん断耐力をくわえる(図10参照)⁶⁾。なお、このストラットは、コンクリートストラット、主筋およびコンクリートストラットが着地する範囲の開口脇のせん断補強筋で形成され、開口部上下のせん断補強筋を使用しないことに特徴がある。この開口間を跨ぐストラットによるトラス機構で負担できるせん断耐力は(8)式に示すように、前記(6)式と(7)式の耐力の差に依存する。

$$Q_t = \min(Q_t^{rebar}, Q_t^{conc}, Q_t^{bond}) \quad (8)$$

$$Q_t^{rebar} = (Q_t - Q_t^{o}) / Q_t \times \sigma_{wy} \times A_w \times \cot \phi \quad (8a)$$

$$Q_t^{conc} = b \times x \times (v_p \sigma_B - \sigma_t) \times \sin \phi \cdot \cos \phi \quad (8b)$$

$$Q_t^{bond} = j_t \times l_{low} A_t \times (v_p \tau_{bu} - \tau_t) \quad (8c)$$

さらに、モードⅠのトラス機構でのせん断耐力は図10に示すように2つのトラス機構を考慮でき、束材の方が開口部より大きい場合には(9)式によりあらわせる。

$$Q_{Lx} = \begin{cases} Q_t + 2 \times Q_t & (p \geq o) \\ p Q_t & (p \leq o) \end{cases} \quad (9)$$

図10 想定した開口間を跨ぐストラット⁶⁾

(2) アーチ機構により伝達できるせん断耐力

アーチ機構は、斜め圧縮力とその圧縮力の水平成分を負担する引張力により成立している。本論では文献6と同様に、図11に示す上弦材および下弦材それぞれが伝達できるアーチ機構を想定する。よって、アーチ機構によるせん断耐力は(10)式～(11)式である。

$$Q_a = \min(Q_a^{rebar}, Q_a^{conc}) \quad (10)$$

$$Q_a^{rebar} = l_a \times \sigma_y^R \times \tan \theta \quad (10a)$$

$$Q_a^{conc} = b \times j_t \times \sigma_a \times \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (10b)$$

$${}_{up}\sigma_a = V \cdot {}_{up}\sigma_B - {}_{up}\sigma_t \quad (10c)$$

$${}_{low}Q_a = \min({}_{low}Q_a^{rebar}, {}_{low}Q_a^{conc}) \quad (11)$$

$${}_{low}Q_a^{rebar} = {}_{low}^l a \times {}_{low}^l \sigma_y^R \times \tan {}_{low}\theta \quad (11a)$$

$${}_{low}Q_a^{conc} = {}_{low}b \times {}_{low}j_t \times {}_{low}\sigma_a \times \sin {}_{low}\theta \cdot \cos {}_{low}\theta \quad (11b)$$

$${}_{low}\sigma_a = V \cdot {}_{low}\sigma_B - {}_{low}\sigma_t \quad (11c)$$

図 11 想定したアーチ機構⁶⁾

(3) 高温時せん断耐力

以上より、高温時の複数開口を有する部材のせん断耐力評価手法では、モード I でのせん断耐力は(12)式で表現できる。

$$Q_t = Q_{tI} + {}_{low}Q_a + {}_{up}Q_a \quad (12)$$

4.1.3 モード I における火災時耐力

以上より、モード I における火災時耐力は(13)式より得る。

$$Q_{uI} = \min(Q_{MI}, Q_t) \quad (13)$$

4.2 モード II での火災時耐力

4.2.1 曲げ耐力

本 PCaPC 梁は梁端部が補強されているので、モード II では図 12 に示すように、上弦材および下弦材を梁部材と見做した門型構造を想定する。モード II の曲げ耐力は、図 12 で想定したモーメント分布より算定する。この時、曲げ耐力時におけるせん断力は(14)式により表現できる。

$$Q_{MII} = ({}_{up}M^R + {}_{up}M^L)/L_2 + ({}_{low}M^R + {}_{low}M^L)/L_2 \quad (14)$$

$${}_{up}M^R = 0.9 \times {}_{up}^l a \times {}_{up}^l \sigma_y^R \times {}_{up}^l d_{II} \quad (14a)$$

$${}_{up}M^L = {}_{up}^u a \times {}_{up}^u \sigma_y^L \times {}_{up}^l j_t \quad (14b)$$

$${}_{low}M^R = 0.9 \times {}_{low}^l a \times {}_{low}^l \sigma_y^R \times {}_{low}^l d_{II} \quad (14c)$$

$${}_{low}M^L = {}_{low}^u a \times {}_{low}^u \sigma_y^L \times {}_{low}^l j_t \quad (14d)$$

上弦材および下弦材での応力中心間距離は部材に応じて注意深く設定する必要がある。圧縮縁コンクリートが直接火災を受け高温になる場合には、常温での応力中心間距離より短くなると考えられるためである。そこで、本論では、(14b)式と(14d)式のように、負曲げ耐力算定における応力中心間距離を上下主筋間の距離とした。

図 12 モード II で想定したモーメント分布

4.2.2 せん断耐力

モード II では束材がせん断力の抵抗機構に寄与しないため、上弦材および下弦材のトラス機構およびアーチ機構でのせん断耐力の合計がせん断耐力となる。よって、モード II でのせん断耐力評価式は(15)式である。

$$Q_{II} = {}_{low}Q_t + {}_{up}Q_t + {}_{low}Q_a + {}_{up}Q_a \quad (15)$$

4.2.3 モード II における火災時耐力

以上より、モード II における火災時耐力は(16)式より得る。

$$Q_{uII} = \min(Q_{MII}, Q_{II}) \quad (16)$$

4.3 火災時耐力の提案

複数開口を有する I 形断面梁の火災時耐力は、(17)式に示すように、モード I による耐力とモード II による耐力の大きい方を採る。

$$Q_u = \max(Q_{uI}, Q_{uII}) \quad (17)$$

図 13 の(a)~(c)は、梁の荷重-変形関係が火災時にどう変化するかを模式的に示したものであり、火災時における抵抗モードの変化を説明するための図である。常温時には、モード II に比べてモード I の剛性と耐力はかなり大きく、剛性と耐力はモード I で決まる。この際、束材部のせん断破壊を伴うモード I では脆性的な挙動を示す⁹⁾。火災時において I 形断面梁が加熱されると、幅の小さな束材部の温度上昇が大きくなり、モード I による剛性と耐力は急激に低下する。一方、上弦材と下弦材の主筋温度の上昇は束材部の温度上昇に比べて緩慢である(図 5、図 6 を参照)。また、上・下弦材が適切にせん断補強されていれば、上・下弦材は曲げ破壊形式となり靱性が期待できる。したがって、加熱時間が長くなるとモード I とモード II の耐力が逆転し、載荷荷重が小さい場合はモード II による抵抗機構へ移行すると考えられる。以上がモード I とモード II による抵抗機構の大きい値を火災時耐力として採用する理由である。

次章の実験結果との比較では、載荷荷重の小さな No.1 と No.2 試験体では図 13(c)に示すモード II の耐力で決まり、載荷荷重の大きな No.3 試験体では図 13(b)に示すモード I の耐力で決まることを示す。

図 13 火災時における抵抗モードの変化

5. 複数開口を有する梁の火災時耐力の実験結果との比較

5.1 断面内部コンクリート温度

載荷加熱試験では、離散的に温度を測定している。また、実験途中での脱線等により試験体の断面内部温度を試験終了まで測定できていた訳ではない。そこで、試験終了までの断面内部温度を把握するため、3次元熱伝導解析を実施した。解析に使用したコンクリートの熱伝導率と比熱は温度依存させた¹⁰⁾。解析モデルは図 14 に示すように、ソリッド要素とした。対称性より、同図に示すように縦方向に 2 分割し、分割した断面において境界条件は断熱とした。熱伝導解析結果を図 16 に示す。実験と解析値は概ね一致しており、

図 14 熱伝導解析モデル

図 15 各部材の有効面積

図 16 実験と解析での温度結果の比較

図 17 束材内部の温度分布

図 18 部材の平均温度

以降の検討ではこの熱伝導解析結果を使用する。束材断面の温度分布を図 17 に示す。加熱 30 分後では、加熱面で約 700℃、束材中央で約 200℃であるが、徐々に温度勾配が少なくなり、束材断面内はほぼ同温度になっていくことが分かる。

次に、上弦材、下弦材および束材のコンクリート強度を設定するための代表温度を平均温度として(18)式にて算定する。この際、トラス機構およびアーチ機構を考慮し、図 15 のように各部材の負担面積を想定した。

$${}_{up}T_{ave} = \sum {}_{up}T_{ij} \cdot {}_{up}A_{ij} / {}_{up}A \quad (18a)$$

$${}_{low}T_{ave} = \sum {}_{low}T_{ij} \cdot {}_{low}A_{ij} / {}_{low}A \quad (18b)$$

$${}_pT_{ave} = \sum {}_pT_{ij} \cdot {}_pA_{ij} / {}_pA \quad (18c)$$

部材の平均温度結果を図 18 に示す。同図より、束材温度が早期に上昇しており、加熱 3 時間後で約 900℃にもなっている。上弦材と下弦材では下弦材の方が温度上昇が早く、加熱 3 時間後で約 600℃であった。

5.2 耐力算定に用いる材料特性の高温時強度

高温時のコンクリート強度の把握を目的に、PCaPC 梁に使用したコンクリート(2 調合)に対して高温圧縮試験を実施した。载荷加熱試験方法は文献 11～12 と同様である。試験温度は、常温、200℃、300℃、400℃、600℃、800℃の 6 水準であり、各試験温度での試験体数は 1 体である。加熱には電気炉を使用し、鋼製シリンダーの芯ずれを防ぐため一定圧縮応力をくわえ、試験体表面に設置した熱電対により試験体温度を測定して表面温度 2℃/分で上昇させた。試験では、試験体表面温度が設定温度に到達後、試験体断面温度の均一化および石英棒の安定を得るために温度を 2 時間保持してから漸増载荷した。

試験温度と高温時圧縮強度の関係を図 19 に示す。温度 100℃に関しては、100℃で強度低下率 0.8 を採用して同図を示している。圧縮強度は、温度 200℃で常温とほぼ同程度となり、その後温度とともに低下し、試験温度 800℃では常温の約 30～35%であった。文献 13 で提案されているコンクリート強度に比較し、大きめの値となっ

(a) No.1 および No.2 試験

(b) No.3 試験体

図 19 コンクリートの圧縮強度の高温時残存率

図 20 コンクリート圧縮強度

図 21 付着強度の高温時残存率

(a) SD685

(b) PC 鋼棒

(c) SD390

(d) SD295

図 22 鋼材の高温時強度残存率

た。高温時耐力評価では本試験結果を用いて検討する。

次に、上弦材、下弦材および束材のコンクリート圧縮強度は図 15 に示す負担面積を採用して(19)式による平均圧縮強度とした。

$${}_{up}\sigma_{ave} = \sum {}_{up}\sigma_{ij,B} \cdot {}_{up}A_{ij} / {}_{up}A \quad (19a)$$

$${}_{low}\sigma_{ave} = \sum {}_{low}\sigma_{ij,B} \cdot {}_{low}A_{ij} / {}_{low}A \quad (19b)$$

$${}_p\sigma_{ave} = \sum {}_p\sigma_{ij,B} \cdot {}_pA_{ij} / {}_pA \quad (19c)$$

No.1 試験体に対する火災時のコンクリート圧縮強度を図 20 に示す。束材の圧縮強度の低下が著しく、加熱後約 120 分で約 40N/mm²、耐火時間(260 分)では約 5N/mm²程度であった。

次に、付着強度 τ_{bu} に関しては、常温時強度を(20)式¹⁴⁾とした。なお、(20)式の適用範囲は SD490 までであるが、SD685 まで外挿し火災時耐力を検討した。

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (20)^{14)}$$

高温時強度残存率を図 21 に示す。高温時の付着強度のデータはほとんどなく、本論では文献 15)を参考に、200℃で 80%、400℃で

65%, 600℃で10%とした。

想定した鋼材の高温時特性¹³⁾を図22に示す。No.3試験体の主筋・緊張材に使用した総ねじPC鋼棒に関しては直接に高温時データがないため、ここではPC鋼棒での高温時強度を採用した。

5.3 火災時耐力

載荷加熱試験を実施したI形断面PCaPC梁に対して本モデルを適用し、火災時耐力の検討を試みた。No.1試験体に対する検討結果を図23に示す。以下、せん断耐力の算出概要をNo.1試験体に基づき示す。まず、鋼材温度は実験値を、コンクリート内部温度は3次元FEMによる熱伝導解析結果を採用した。コンクリートの圧縮強度有効係数 ν は(21)式¹⁰⁾とした。これは、60N/mm²を超える高強度コンクリートの有効圧縮強度係数として平均的な値を示すことが報告されているためである¹⁷⁾。本報では、常温時強度に対して圧縮有効係数を算出し、火災時耐力評価においても常温時の値を採用した。

$$\nu = 1.907 \times \sigma_B^{-0.34} \quad (21)^{16)}$$

ここで、 σ_B ：圧縮強度[N/mm²]

まず、束材のトラス機構によるせん断耐力結果は図23(a)に示す耐力の最小値であてられる。ここで、PC標準⁹⁾にしたがい、傾斜角45度のトラス機構を仮定し、束材のせん断補強筋は全数分を見込んだ。ただし、束材の有効せいが開口間の内法寸法より大きい場合には、束材のトラス角度を修正した。同図には、せん断補強筋の降伏、コンクリート圧壊および付着破壊を想定した場合のせん断耐力を示しているが、せん断補強筋の降伏により耐力が決まっていることが分かる。また、開口間の上弦材および下弦材にも同様の検討を実施した結果、せん断補強筋の降伏により耐力が決まっており、さらに束材のせん断耐力が下弦材および上弦材のせん断耐力を上回っているため、開口を跨ぐストラットにより形成されるトラス機構でもせん断力を負担できる。本トラス機構でのせん断耐力を同図(b)

に示す。加熱後約100分まではこのトラス機構によるせん断力の負担が期待でき、このトラス機構でも開口脇のせん断補強筋の降伏により耐力が決定していることが分かる。次に、アーチ機構によるせん断耐力の検討をおこなう。アーチ機構で使用できるコンクリート応力は、トラス機構でのせん断耐力に使用したコンクリート応力分を差し引いた値である。下弦材のアーチ機構の検討結果を同図(c)に示す。図には、コンクリートの圧壊および主筋の降伏による耐力結果を示している。加熱後130分以降ではコンクリートの圧壊で耐力が決定している。以上より、モードIにおけるトラス機構およびアーチ機構によるせん断耐力を考慮した火災時耐力を同図(d)に示す。モードIでは、曲げ耐力時のせん断力よりせん断耐力のほうが低く、せん断破壊と想定される。モードIIでの検討結果を同図(e)に示す。モードIIでは、曲げ耐力時のせん断力の方が小さく、曲げ破壊により決定している。以上をまとめた結果が同図(f)である。実線により表現した線が火災時耐力である。No.1試験体では、火災初期においてはモードIのRC梁として荷重に抵抗していたが、束材の荷重支持能力の低下により、加熱開始約130分後よりモードIIの門型構造による荷重支持抵抗機構へと移行する。耐力算定に基づく耐火時間は、耐力と作用せん断力が交わる点となり、それは215分である。本耐力算定方法においては、モードIIでの応力中心間距離の取り方に注意が必要であるが、本検討結果は実験結果より45分短い耐火時間を与えている。

No.2試験体に対する検討結果を図24に示す。モードIではせん断破壊により、モードIIでは曲げ破壊により耐力が決定している。火災初期にはモードIによるRC梁の荷重抵抗機構であるが、加熱後約130分においてモードIIへ移行し、最終的にはモードIIによる曲げ破壊であったと考えられる。本検討結果での耐火時間は215分であり、実験での耐火時間を33分短く評価している。本検討結果

図23 火災時耐力の検討結果(No.1試験体)

(a) モード I での検討結果

(b) モード II での検討結果

(c) 火災時耐力の検討結果

図 24 火災時耐力の検討結果(No.2 試験体)

(a) モード I での検討結果

(b) モード II での検討結果

(c) 火災時耐力の検討結果

図 25 火災時耐力の検討結果(No.3 試験体)

は No.1 試験体と同様の結果であり、耐力算定結果からも本作用荷重下では開口間隔が耐火時間に与える影響は少ないと判断できる。

No.3 試験体での検討結果を図 25 に示す。モード I ではせん断破壊により、モード II では曲げ破壊により耐力が決定している。No.3 試験体では、火災初期から耐火時間までモード I による RC 梁の荷重抵抗機構を示しており、本試験体はモード I によるせん断破壊であると考えられる。なお、本検討結果での耐火時間は 86 分であり、実験結果を 14 分短く評価している。

なお、文献 6 で実施した矩形断面の検討結果は、全試験体ともにモード I により決定している。束材の耐力が十分ある場合には、モード I による抵抗機構により荷重を支持でき、開口間の破壊を想定するモード II には至らないと判断できる。

6. まとめ

複数開口を有する I 形断面 PCaPC 梁の火災時挙動を解明するため、高強度材料を使用した実大断面での載荷加熱実験を実施した。さらに、火災時耐力の評価に関する 2 種類の荷重抵抗機構を示し本実験結果との比較をおこなった。本論で得られた主な知見を以下に記す。

- 1) コンクリート強度が 100N/mm^2 を超え、かつ緊張力を導入した PCaPC 梁に対しても、有機繊維を 2.0kg/m^3 混入することにより、コンクリートの爆裂を防止できた。
- 2) 火災時の崩壊モード、断面内温度、たわみ量および耐火時間を実験により把握することができた。
- 3) 既報⁹⁾で提案した火災時耐力評価手法にくわえ、あらたな荷重抵抗機構を示し、I 形断面にも適用可能な火災時耐力評価手法を提案した。2 つのモードを想定し、それらのモードに

よる火災時耐力を比較・検討し、大きい方の抵抗機構により火災時耐力が決定されることを示した。

- 4) 本提案の火災時耐力評価手法を使用し、実験との比較を実施した。その結果、実験での火災時耐力を若干小さく評価し、耐火時間は 14 分～45 分短い時間となった。
- 5) 梁の耐力に対する荷重が比較的小さな No.1 および No.2 試験体では、モード II により耐力が決定し、上弦材および下弦材のせん断補強筋を適切に実施し曲げ破壊形式とすることにより、開口間隔の違いが耐火時間およびたわみ量にほとんど影響をあたえないことが分かった。

今後は、本論で述べた耐力評価手法に対し、火災時に実際にどのような力が流れているかおよび各モードでの荷重と変形の関係について、連続体要素を用いた FEM 解析を実施して、その挙動を検討する所存である。

参考文献

- 1) 河本慎一郎ほか：高強度異形鉄筋を用いたプレテンション方式 PCaPC 梁の構造性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 949-950，2008. 9
- 2) 斉藤光：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. 4
- 3) Saito, H: Explosive spalling of prestressed concrete in fire, BRI Occasional Report, No. 22, pp. 1-18, 1965. 6
- 4) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事，1997
- 5) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工標準・同解説，2005. 1
- 6) 馬場重彰，道越真太郎，坂本成弘，平島岳夫：複数開口を有するプレテンション方式プレストレストコンクリート梁の火災時耐力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，第 661 号，pp. 703-712，2011. 3

- 7) 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. 8
- 8) 馬場重彰, 笹井弘雄, 森田尚, 野崎浩司: 超高強度繊維補強コンクリートを有いたプレストレストスラブの耐火設計および施工, コンクリート工学, Vol. 45, No. 7, pp. 38-45, 2007. 7
- 9) 河本慎一郎ほか: 高強度鉄筋を用いたプレテンション方式 PCaPC 大梁の地震時構造性能 その 1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 861-862, 2011. 8
- 10) 道越真太郎, 小林裕: 高強度コンクリート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梗概集, A-2, pp. 79-80, 2004. 8
- 11) 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. 11
- 12) 道越真太郎, 小林裕, 黒岩秀介: 横拘束されたコンクリートの高温時における圧縮強度に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 623 号, pp. 143-147, 2008. 1
- 13) 日本建築学会: 構造材料の耐火性ガイドブック, 2009. 3
- 14) 藤井栄, 森田司郎: 異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究; 第 1 報 付着割裂強度を支配する要因についての実験結果, 日本建築学会論文報告集, 第 319 号, pp. 47-55, 1982. 9; 第 2 報 付着割裂強度算定式の提案, 日本建築学会論文報告集, 第 324 号, pp. 45-53, 1983. 2
- 15) 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. 12
- 16) 長沼一洋: 平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その 1), 日本建築学会構造系論文集, 第 421 号, pp. 39-48, 1991. 3
- 17) 日本建築学会: 高強度コンクリートの技術の現状, 2009
- 18) 馬場重彰, 道越真太郎, 坂本成弘, 平島岳夫: 多数開口を有する I 形 PCaPC 梁の耐火性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp. 79-80, 2010. 7
- 19) 馬場重彰, 道越真太郎, 坂本成弘, 平島岳夫: 多数開口を有する I 形 PCaPC 梁の耐火性能, 日本火災学会研究発表会梗概集, pp. 294-295, 2010. 5

付録

本論文中で使用する記号を以下に示す。

${}_{up}A, {}_{low}A, {}_pA$: 上弦材, 下弦材および束材の耐力算定で想定した断面積
 ${}_{up}A_{ij}, {}_{low}A_{ij}, {}_pA_{ij}$: 上弦材, 下弦材および束材の要素 ij での断面積
 ${}_{low}L_t$: 下弦材の主筋周長
 ${}_{out}A_w$: 開口間を跨ぐストラットが着地する範囲のせん断補強筋の断面積
 ${}_{low}^lA_t, {}_{up}^lA_t$: 下弦材および上弦材の下側主筋の周長
 ${}_{low}^l a, {}_{low}^u a$: 下弦材の下側および上側主筋の断面積
 ${}_{up}^l a, {}_{up}^u a$: 上弦材の下側および上側主筋の断面積
 ${}_{up}b, {}_{low}b, {}_pb$: 上弦材, 下弦材および束材の幅
 D : 開口直径(415 mm)
 ${}_{low}^l d_1$: 下弦材の下側主筋からスラブ上端までの距離(900mm)
 ${}_{low}^u d_1$: 下弦材の上側主筋からスラブ上端までの距離(800mm)
 ${}_{low}^l d_{II}$: モード II での下弦材の載荷点における有効せい(170mm)
 ${}_{up}^l d_{II}$: モード II での上弦材の載荷点における有効せい(200mm)
 H : 試験体せい(1000mm)
 ${}_{up}j_t, {}_{low}j_t$: 上弦材および下弦材の主筋中心間距離
 ${}_pj_t$: 上弦材主筋からプレート定着型せん断補強筋下端までの距離
 ${}_{up}j^R, {}_{up}j^L$: 上弦材の載荷点および加熱端位置における応力中心間距離
 ${}_{low}j^R, {}_{low}j^L$: 下弦材の載荷点および加熱端位置における応力中心間距離
 L : 支点間距離(6800mm), L_1 : せん断スパン(3000mm)
 L_2 : 加熱端端部から載荷点までの距離(2600mm)
 M_I : モード I での火災時曲げ耐力
 ${}_{low}M^R, {}_{low}M^L$: 下弦材の載荷点および加熱端位置での火災時曲げ耐力
 ${}_{up}M^R, {}_{up}M^L$: 上弦材の載荷点および加熱端位置での火災時曲げ耐力
 Q_I, Q_{II} : モード I およびモード II での火災時せん断耐力

$Q_{I,t}$: モード I でのトラス機構の火災時せん断耐力
 Q_{MI}, Q_{MII} : モード I およびモード II での曲げ耐力時におけるせん断力
 Q_u : 本論で提案する火災時耐力
 Q_{uI}, Q_{uII} : モード I およびモード II での火災時耐力
 ${}_nQ_t$: 開口間を跨ぐストラットにより形成されるトラス機構の火災時せん断耐力
 ${}_oQ_t$: 開口位置でのトラス機構の火災時せん断耐力
 ${}_{up}Q_a, {}_{low}Q_a$: 上弦材, 下弦材のアーチ機構の火災時せん断耐力
 ${}_{up}Q_t, {}_{low}Q_t, {}_pQ_t$: 上弦材, 下弦材および束材のトラス機構での火災時せん断耐力
 ${}_{rebar}_nQ_t, {}_{conc}_nQ_t, {}_{bond}_nQ_t$: 開口間を跨ぐストラットにより形成されるトラス機構のせん断補強筋の降伏, コンクリートの圧壊および付着破壊により決まる火災時せん断耐力
 ${}_{bond}_{up}Q_t, {}_{bond}_{low}Q_t, {}_{bond}_pQ_t$: 上弦材, 下弦材および束材のトラス機構での付着破壊により決まる火災時せん断耐力
 ${}_{conc}_{up}Q_a, {}_{conc}_{low}Q_a$: 上弦材および下弦材のアーチ機構でのコンクリートの圧壊により決まる火災時せん断耐力
 ${}_{rebar}_{up}Q_a, {}_{rebar}_{low}Q_a$: 上弦材および下弦材のアーチ機構での主筋の降伏により決まる火災時せん断耐力
 ${}_{conc}_{up}Q_t, {}_{conc}_{low}Q_t, {}_{conc}_pQ_t$: 上弦材, 下弦材および束材のトラス機構でのコンクリートの圧壊により決まる火災時せん断耐力
 ${}_{rebar}_{up}Q_t, {}_{rebar}_{low}Q_t, {}_{rebar}_pQ_t$: 上弦材, 下弦材および束材のトラス機構でのせん断補強筋の降伏により決まる火災時せん断耐力
 ${}_{up}P_w, {}_{low}P_w, {}_pP_w$: 上弦材, 下弦材および束材のせん断補強筋比
 ${}_{up}T_{ave}, {}_{low}T_{ave}, {}_pT_{ave}$: 上弦材, 下弦材および束材の平均温度
 ${}_{up}T_{ij}, {}_{low}T_{ij}, {}_pT_{ij}$: 上弦材, 下弦材および束材の要素 ij での温度
 x : 開口間を跨ぐストラットの上弦材主筋位置での幅(図 9 参照)
 ${}_{up}\theta, {}_{low}\theta$: 上弦材, 下弦材のアーチ機構角度
 ν : コンクリート強度の有効係数
 ${}_{up}\sigma_a, {}_{low}\sigma_a$: 上弦材および下弦材のアーチ機構に使用できるコンクリートの火災時応力
 ${}_{up}\sigma_{ave}, {}_{low}\sigma_{ave}, {}_p\sigma_{ave}$: 上弦材, 下弦材および束材のコンクリートの火災時平均圧縮強度
 ${}_{up}\sigma_B, {}_{low}\sigma_B, {}_p\sigma_B$: 上弦材, 下弦材および束材の火災時圧縮強度
 ${}_{up}\sigma_{ij,B}, {}_{low}\sigma_{ij,B}, {}_p\sigma_{ij,B}$: 上弦材, 下弦材および束材の要素 ij でのコンクリートの火災時平均圧縮強度
 ${}_{up}\sigma_t, {}_{low}\sigma_t$: 上弦材および下弦材のトラス機構で使用しているコンクリートの火災時応力
 ${}_{out}\sigma_{wy}$: 開口間を跨ぐストラットが着地する範囲のせん断補強筋の火災時降伏強度
 ${}_p\sigma_t$: 束材のトラス機構に要する火災時コンクリート応力
 ${}_{up}\sigma_t, {}_{low}\sigma_t$: 上弦材および下弦材のトラス機構で負担した火災時コンクリート応力
 ${}_{up}\sigma_{wy}, {}_{low}\sigma_{wy}, {}_p\sigma_{wy}$: 上弦材, 下弦材および束材の火災時せん断補強筋降伏強度
 ${}_{low}^l\sigma_y^R, {}_{low}^u\sigma_y^R$: 下弦材の下筋および上筋の加力点位置での火災時降伏強度
 ${}_{up}^l\sigma_y^R, {}_{up}^u\sigma_y^R$: 上弦材の下筋および上筋の加力点位置での火災時降伏強度
 τ_{bu} : 付着割裂強度
 τ_{co} : 横補強筋のない場合の付着強度, τ_{st} : 横補強筋による付着強度増分
 ${}_{up}\tau_{bu}, {}_{low}\tau_{bu}, {}_p\tau_{bu}$: 上弦材, 下弦材および束材のコンクリートと主筋の火災時付着割裂強度
 ${}_p\tau_t$: 束材のトラス機構に要する火災時付着応力
 ${}_{up}\phi, {}_{low}\phi, {}_p\phi$: 上弦材, 下弦材, 束材のトラス機構角度
 ${}_n\phi$: 開口を跨ぐストラットにより形成されるトラス機構の角度

(2012年 3 月 9 日原稿受理, 2012年 8 月23日採用決定)