

# PC 梁の荷重-変形関係の推定法 その 2

## — マクロモデルによる解析 付着強度が大きい鋼材を有する圧着 PC 梁の場合 —

寒川 勝彦\*1・中塚 侑\*2

### 1. まえがき

異形 PC 鋼棒のように付着強度が大きい鋼材を使用した PC 梁の場合は、良好な付着によって圧着部以外にも曲げひび割れが発生し、その後、曲げせん断ひび割れに進展するなど、付着強度が小さい場合と異なったひび割れ性状、さらには耐荷変形機構を示す。ここでは、付着強度の大きい鋼材を使用した圧着 PC 梁を対象として、その荷重-変形関係を推定するマクロモデルを提示すると同時に、同モデルの解析結果から得られる各種材料損傷点についての考察を行う。

### 2. マクロモデルの概要と仮定

本マクロモデルは、実験結果を反映した以下のような仮定に基づいて、PC 鋼材降伏以後の荷重-変形関係を誘導しようとするものである。

- 1) PC 鋼材降伏以後の大変形領域において、梁圧縮部コンクリートの縮み変形量 ( $\Delta L_c$ ) と引張 PC 鋼材の柱梁接合部からの抜け出しおよび梁引張塑性部での伸び変形量 ( $\Delta L_t$ ) とが、圧着面の中立軸位置を中心として、変形適合しながら回転変形を起こす (図-1 参照)。
- 2) 圧着面 (クリティカル断面) において力の釣り合い条件が成立する。
- 3) 圧縮縮み変形  $\Delta L_c$  は、梁圧縮部コンクリート部に想定する潜在的圧縮破壊領域  $\alpha X_n$  (中立軸深さ;  $X_n$ ) 区間で生ずる。
- 4) 圧縮縮みと対応する引張側 PC 鋼棒の抜け出し・伸び変形は、付着特性を考慮したスタブ側からの抜け出し変形 ( $\Delta L_s$ ) と、曲げせん断ひび割れによってトラス機構化した、PC 鋼棒の引張塑性領域 ( $\beta_{dp}$  区間) に

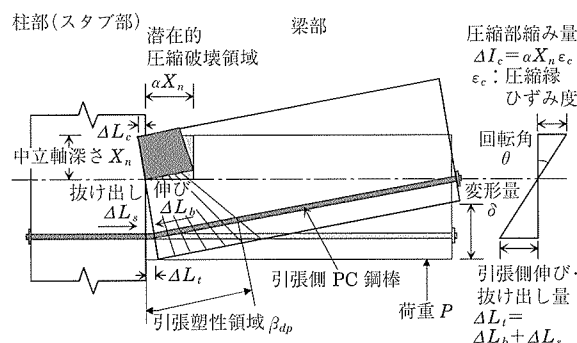


図-1 マクロモデル概要図

おける伸び変形 ( $\Delta L_b$ ) との和 ( $\Delta L_t = \Delta L_s + \Delta L_b$ ) で与えられる。

- 5) PC 鋼棒の引張塑性領域におけるトラス機構に起因する、応力シフトに伴う鋼材伸び量の算出に必要な、せん断補強筋分担力 ( $Q_s$ )-作用せん断力 ( $Q$ ) 関係は、実験結果あるいは、後述の 2.5 項で述べられるような仮定で与えられる。
  - 6) 部材の曲げ降伏後せん断破壊が、曲げ圧縮部コンクリートのせん断破壊に起因して生ずるとする仮説に必要な、圧縮力とせん断力を受ける曲げ圧縮コンクリートの破壊強度に対して適切な仮定 (2.4 項) を設ける。
- 以上の仮定内容から本モデルでは、後述する変形適合係数 ( $\alpha$ )、PC 鋼棒の付着特性、荷重-横補強筋分担力 ( $Q_s$ - $Q$ ) 関係および曲げ圧縮部コンクリートのせん断破壊強度などが算定式誘導および荷重-変形関係推定に必要な基礎事項となる。

#### 2.1 変形適合係数 ( $\alpha$ )

中立軸深さ ( $X_n$ ) に対して梁圧縮部コンクリートの縮み変形 ( $\Delta L_c$ ) と引張 PC 鋼棒の抜け出し・伸び変形の和 ( $\Delta L_t = \Delta L_s + \Delta L_b$ ) との間には、変形適合条件の仮定 1) より式 (1) の関係が成立する。

$$(\Delta L_s + \Delta L_b) / (d_p - X_n) = \Delta L_c / X_n \dots\dots\dots (1)$$

( $d_p$ : 引張側 PC 鋼棒から圧縮縁までの距離)

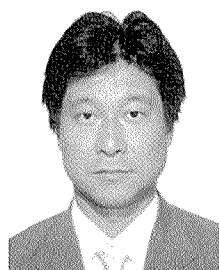
また、 $\alpha X_n$  の長さをもつ潜在的圧縮破壊領域の圧縮縮み変形量  $\Delta L_c$  は、図-1 に示すように式 (2) で表される。

$$\Delta L_c = \alpha X_n \epsilon_c \dots\dots\dots (2)$$

( $\epsilon_c$ : コンクリート圧縮縁ひずみ)

したがって、式 (1)、式 (2) より、引張 PC 鋼棒の抜け出し・伸び変形 ( $\Delta L_t$ ) と中立軸深さ  $X_n$  との間には、式 (3) の関係が成り立つことになる。

$$\Delta L_t = \Delta L_s + \Delta L_b = \alpha \epsilon_c (d_p - X_n) \dots\dots\dots (3)$$



\*1 Katsuhiko KANGAWA

(株) ビーエス三菱 大阪支店  
建築統括部 建築部 設計グループ



\*2 Tadashi NAKATSUKA

大阪大学大学院 工学研究科  
地球総合工学専攻助教授・工学博士

2.2 PC 鋼材の付着特性

本マクロモデルでは、柱スタブからの PC 鋼棒の抜け出し変形を算出するため、PC 鋼棒の付着特性が必要となる。本解析では、引張側異形 PC 鋼棒の  $\tau$ - $S$  モデルは、図 - 2 の直線で示すように、PC 鋼棒降伏時までの  $\tau$ - $S$  関係の上昇域を面積的に等しくするように平均表示した  $\tau_1$  と塑性後の収束値  $\tau_2$  とで構成されるとした。

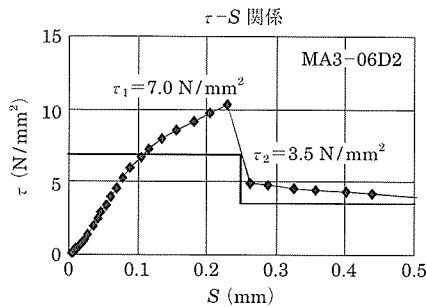


図 - 2 PC 鋼材の  $\tau$ - $S$  関係

2.3 斜めひび割れ荷重 ( $sQ_{cr}$ ) の推定<sup>2)</sup>

曲げせん断ひび割れおよびせん断ひび割れなどの斜めひび割れの発生はせん断補強筋に分担力 ( $Q_r$ ) を発生させ、また、梁の耐荷-変形機構をトラス機構に変化させて、 $Q_r$  と関係するひずみシフトによる付加伸び変形を鋼材に生じさせる。したがって、部材の荷重-変形関係の推定に、斜めひび割れ発生荷重  $sQ_{cr}$  の推定は重要なポイントとなる。

図 - 3 は、日本建築学会 RC 規準で荒川平均式<sup>5)</sup>として示されている斜めひび割れ強度に、平均プレストレス  $\sigma_o$  の効果を考慮した値を、式 (4) のように 1.1 倍した計算値と  $sQ_{cr}$  実験値<sup>3), 4), 9)</sup> とを比較したものである。同図によれば、 $sQ_{cr}$  の実験値は式 (4) によってほぼ推定できている。

$$sQ_{cr1} = A (\tau_{cr} + 0.1 \sigma_o) b \cdot j \times 1.1 \dots\dots\dots (4)$$

$$\tau_{cr} = (0.49 + F_c / 100) \times 1.3$$

$$A = k_c \cdot 6.5 / (a / D + 1.7)$$

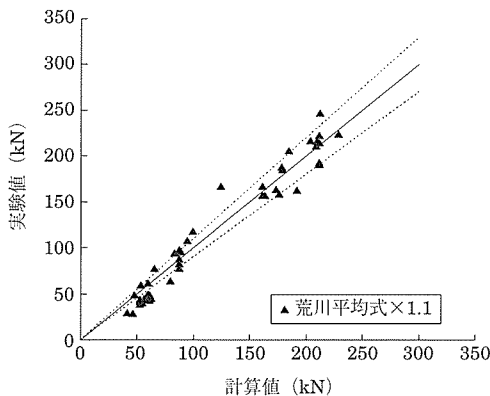


図 - 3  $sQ_{cr}$  実験値と計算値

2.4 曲げせん断圧縮破壊強度の仮定

日本建築学会の靱性保証型耐震設計指針・同解説<sup>5)</sup>では、トラス・アーチ理論から誘導されたせん断破壊強度式が採用され、また、塑性ヒンジ領域の回転角 ( $R_p$ ) の増大によ

って同強度は低下するとされている。しかし、せん断破壊強度低下と  $R_p$  との関係について明確な物理的根拠は示されていない。

本マクロモデルでは曲げ降伏後の曲げ圧縮せん断破壊という観点から、現状では根拠はないが、部材のせん断破壊強度に対する次のような仮説を設ける<sup>2)</sup>。すなわち、塑性ヒンジ部の潜在的せん断強度  $sQ_u$  は、曲げ圧縮部コンクリートのせん断耐力  $Q_{cu}$  とせん断補強筋の降伏耐力  $Q_{wy}$  の和で与えられるものとする。

$$sQ_u = Q_{cu} + Q_{wy} \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 $Q_{cu}$  は曲げ圧縮部断面と関係する式 (6) で与えられると仮定する。コンクリートのせん断強度  $\tau_{cu}$  は、大きな圧縮ひずみ下ではコンクリートの内部ひび割れの顕著な進展によって低下すると推測から、曲げ圧縮部コンクリート応力の合力位置 ( $k_2$  位置) におけるひずみ度  $\epsilon_c$  の関数であると考え、また、 $Q_{wy}$  は D 区間 (鋼材降伏区間) でのせん断補強筋の降伏耐力、式 (7) で与えられるものとする。

$$Q_{cu} = b \cdot X_n \cdot \tau_{cu} (\epsilon_c) \dots\dots\dots (6)$$

( $X_n$  は中立軸深さ)

$$Q_{wy} = (b \cdot D \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}) \dots\dots\dots (7)$$

$$\tau_{cu0} = -13.89 + 5.204 \cdot I_n (F_c) \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (8)$$

なお、圧縮強度に達する以前の曲げ圧縮部コンクリートのせん断強度  $\tau_{cu0}$  は式 (8)<sup>7)</sup> で与えられ、強度低下は図 - 4 に示すように、圧縮強度以降 ( $\epsilon_c > \epsilon_o$ ) に生ずると仮定した。本仮定では、せん断応力の存在による圧縮強度の低下を考慮できないが、モールの定理などに従う強度低下を今後検討していく必要がある。

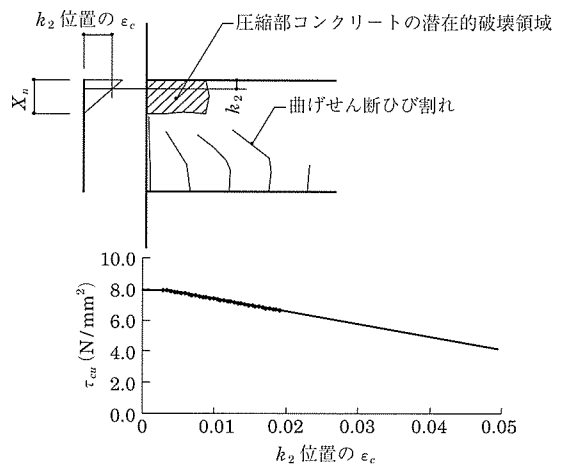


図 - 4 圧縮部コンクリートせん断強度と  $k_2$  位置  $\epsilon_c$  の関係

2.5 荷重 - せん断補強筋分担力 ( $Q - Q_r$ ) 関係

図 - 5 は、曲げ降伏後せん断破壊も考慮する、荷重-変形関係を算出する過程を模式的に示したものである。曲げひび割れ発生後、斜めひび割れが生じ (A 点)、それによってせん断補強筋分担力  $Q_r$  が発生し増加する。ここで  $Q_r$  は、同図の第 2 象限に示すように、前項 (2.4) で述べた仮定より、まず、鋼材降伏時の潜在的せん断耐力  $sQ_u$  とせん断補

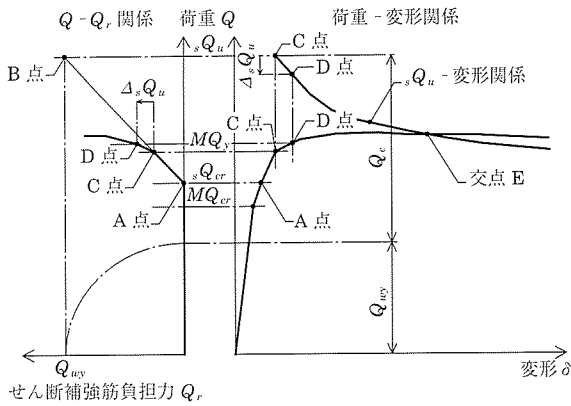


図-5 Q- $\delta$ 関係・Q-Q<sub>r</sub>関係の模式図

強筋の降伏点  $Q_{wy}$  の交点 (B 点) に向かって増加すると考え、PC 鋼材降伏時には C 点になると仮定する。C 点での  $Q_r$  が与えられると、3 項で述べる解析フローから、第 1 象限の荷重-変形関係における次のステップ点、D 点が算出される。C 点から D 点への変形の増大に伴う中立軸深さの減少やコンクリートの圧縮変形の進行に伴う  $\tau_{cu}$  の減少よって  $Q_{cu}$  (式 (6) 参照) は低下するが、鋼材降伏後の梁せん断力  $Q$  の変動が少ない領域では、その低下量  $\Delta Q_{cu}$  は横補強筋によって肩代わり負担されると仮定する。 $\Delta Q_{cu}$  は式 (5) から潜在的せん断強度の低下  $\Delta_s Q_u$  に等しい (図 2 - 5 による説明上、以下では  $\Delta_s Q_u$  と書く) ので、その結果、第 2 象限の  $Q-Q_r$  関係において、C 点から  $\Delta_s Q_u$  増加させた  $Q_r$  ラインと荷重-変形関係における D 点の  $Q$  ラインとの交点が、 $Q-Q_r$  関係での D 点として求められる。ここまでの過程によって D 点での  $Q_r$  が得られると、以上の過程を繰り返すことによって  $Q-R$  関係と同時に  $Q-Q_r$  関係が算出される。

### 3. マクロモデルによる荷重-変形関係算出フロー 1)

図 - 6 に、本マクロモデルによる荷重-変形関係の推定方法のフローを示す。同フローのポイントは、PC 鋼棒降伏後のある圧縮縁ひずみ度比 ( $X_c = \epsilon_c / \epsilon_0$ ) 時において、3 つの未知数、①作用せん断力  $Q$ 、②圧着接合面における中立軸深さ  $X_n$ 、および③引張 PC 鋼棒の塑性領域長さ比  $\beta$  が、つぎに示す 3 条件を満足するように求めることである。① 圧着接合面における圧縮合力  $C$  と引張合力  $T$  の釣り合い条件 ② 圧縮コンクリートの縮み量 ( $\Delta L_c$ ) と引張側 PC 鋼棒の伸び量 ( $\Delta L_b$ ) の変形適合条件 ③ 圧着接合面におけるモーメントの釣り合い条件。

なお、本マクロモデルは鋼材降伏後の荷重-変形関係を算出するモデルであるため、引張 PC 鋼棒降伏時の作用せん断力  $Q_y$  および中立軸深さ  $X_n$  は平面保持仮定による断面曲げ解析から算定している。

### 4. 実験結果と解析結果の対応

マクロモデルによる解析結果と実験結果<sup>9)</sup> の荷重-変形 ( $Q-R$ ) 関係を比較したものを図 - 7 に示す。同図中には、

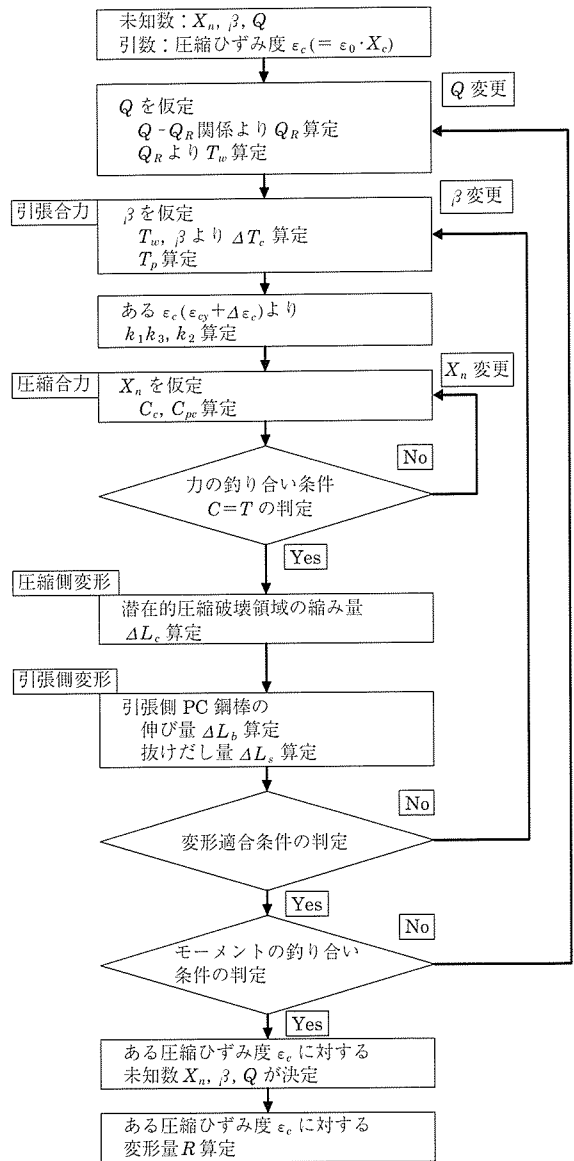


図 - 6 マクロ解析フロー

2.5 項の仮定から算出された潜在的せん断強度、 $Q_u$ -変形 ( $R$ ) 関係および靱性保証型耐震設計指針による、 $Q_u$ -変形 ( $R$ ) 関係も併記した。なお、曲げ圧縮部コンクリートの応力-ひずみ関係及び鋼材の付着強度は、当該梁の実験結果に従うものとした。

図 - 7 によれば、解析結果の  $Q-R$  関係は、 $Q_u-R$  関係と変形が 0.025 ( $R = 1 / 40$ ) 程度の所で交点をもち、その後荷重が下降する結果となったが、実験値の  $Q-R$  関係も変形が 0.025 ( $R = 1 / 40$ ) 程度のところから荷重が低下する傾向がみられ、良好な対応関係を示していると思われる。

### 5. 解析結果による各種材料損傷点の部材角

異形 PC 鋼棒 (有効導入力:  $0.65 P_y$ ) を配した  $B \times D = 500 \times 1000$  の断面をもつ PC 梁を用いて、荷重-変形関係における各種材料損傷点におよぼす諸要因の影響を調べる。すなわち、PC 鋼材降伏点、プレーン (かぶり部)、およびコンファインドコンクリート (コア部) の最外縁ひずみが

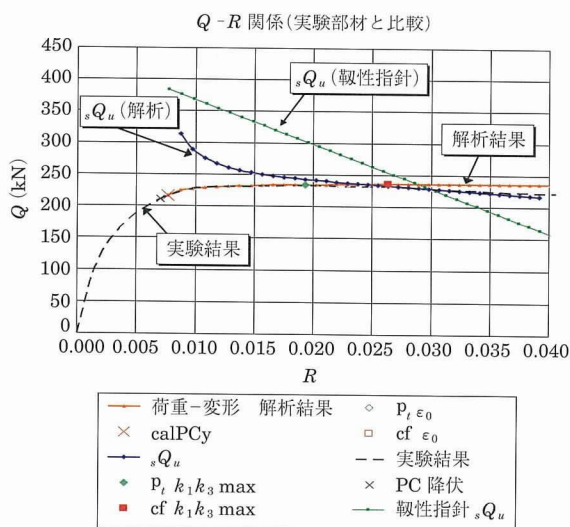


図 - 7 荷重-変形関係 (解析値と実験値比較)

圧縮強度ひずみとなる時点 ( $p_{\epsilon_0}$ ,  $cf \epsilon_0$ ), ストレスブロック係数が最大となる時点 ( $p_t k_1 k_3 \max$ ,  $cf k_1 k_3 \max$ ) におよぼす鋼材量 ( $q_m$ ), せん断補強筋量 ( $p_w$ ) の影響についての解析結果を図 - 8 および 9 に示す。同図より以下のようなことが分かる。①鋼材降伏時の部材角  $R$  は,  $q_{pr}$  の増大によって若干大きくなる傾向はみられるが,  $p_w$  の影響はほとんど受けずにほぼ同じ値となり 0.5 % (1 / 200) 程度の値を示す。

$F_c$ (MPa)	50		
引張 PC 鋼材	4 - 32 $\phi$	4 - 32 $\phi$	4 - 32 $\phi$
$P_y$ (kN/c)	3,538.8	3,538.8	3,538.8
$P_0$ (kN/c)	2,300.2	2,300.2	2,300.2
$\sigma_0$ (MPa)	9.201	9.201	9.201
$q_{pr}$	0.234	0.234	0.234
せん断補強筋 ( $p_w$ )	2 - D10 @ 100 0.28	4 - D10 @ 100 0.57	4 - D13 @ 100 1.02

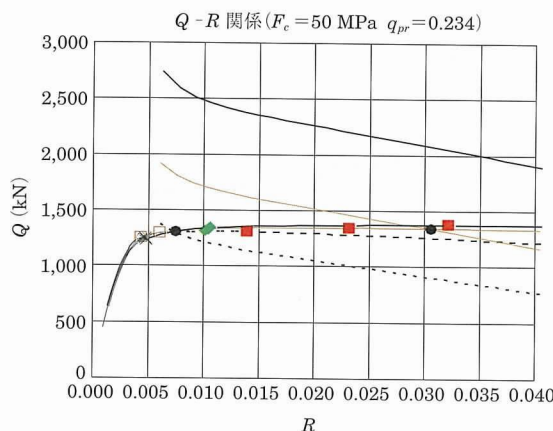
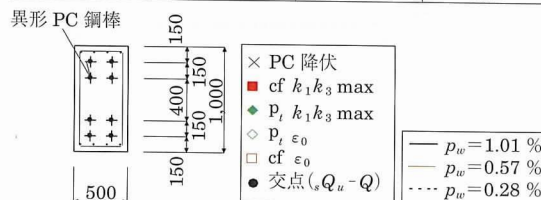


図 - 9 荷重 - 変形関係

$F_c$ (MPa)	50		
引張 PC 鋼材	4 - 26 $\phi$	4 - 32 $\phi$	4 - 36 $\phi$
$P_y$ (kN/c)	2,336.0	3,538.8	4,479.2
$P_0$ (kN/c)	1,518.4	2,300.2	2,911.5
$\sigma_0$ (MPa)	6.074	9.201	11.646
$q_{pr}$	0.154	0.234	0.296
せん断補強筋 ( $p_w$ )	4 - D10 @ 100 $p_w = 0.57\%$		

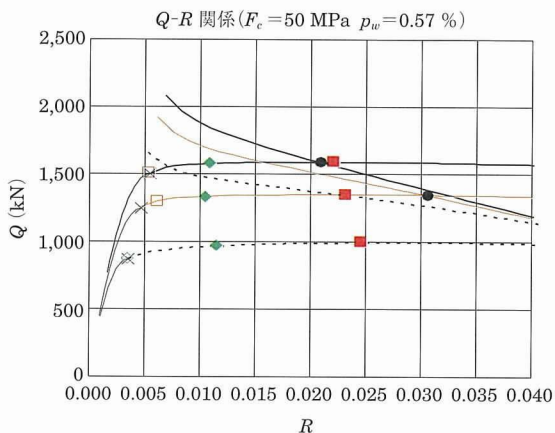
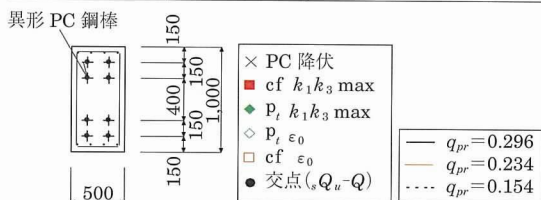


図 - 8 荷重 - 変形関係

②コンクリートの損傷点である  $cf \epsilon_0$  点は, コンファインドコンクリートの圧縮強度点ひずみが  $p_w$  の影響を受けるため,  $p_w$  の増大に対し若干増加し, 0.5 ~ 0.8 % 程度の値となった。プレーンコンクリートの  $p k_1 k_3 \max$  点は  $p_w$  および  $q_{pr}$  の影響をほとんど受けずに, ほぼ 1 % 程度の値を示した。コア部ストレスブロック係数の最大点  $cf k_1 k_3 \max$  点は,  $p_w$  の増大によるコンファインドコンクリートの変形能力増によって顕著に増大し, 1.5 ~ 3 % の値となった。

## 6. マクロモデルから推定される等価塑性ヒンジ長さ ( $L_{eq}$ ) および鋼材のひずみ適合係数 ( $F_{pt}$ )

マクロモデル解析によれば, 梁部材の荷重-変形関係, 柱梁圧着面位置における見掛けの曲率と PC 鋼材のひずみが算定される。したがって, それらの結果を用いれば実験での誘導過程と同様に, 等価塑性ヒンジ法に必要な等価塑性ヒンジ長さ ( $L_{eq}$ ) および引張側 PC 鋼材ひずみ適合係数 ( $F_{pt}$ ) が求められる。なお,  $L_{eq}$  は式 (9) によって算出した。図 - 10 に結果の一例を示すが, 付着が良好な場合の  $L_{eq}$  は 0.2 ~ 0.3 程度で, 鋼材降伏以降の  $F_{pt}$  は鋼材係数に関わらず 0.4 ~ 0.2 程度であった。

$$L_{eq} = a - \sqrt{(a^2 - 2(\delta t - \delta e) / \phi)} \dots \dots \dots (9)$$

$\delta t$ : マクロモデル解析から求まる部材角

$\delta e$ : 弾性変形

$$\delta e = Q \times a^3 / (3EI) \dots \dots \dots (10)$$



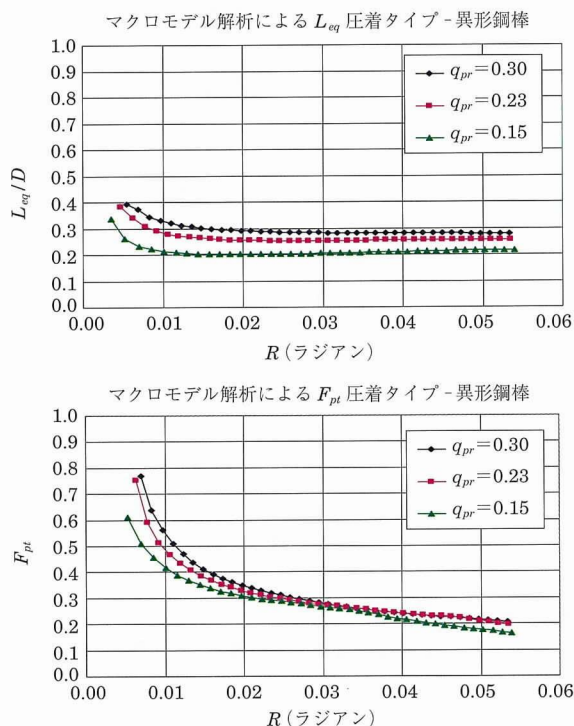


図 - 10 推定  $L_{eq}$  と  $F_{pt}$  値

## 7. まとめと今後の課題

本論説でのマクロモデルは、次のような特徴をもち、性能評価型設計法に有用なものと考えられる。①日本建築学会の RC 造性能評価型指針案で提示される、主筋の抜け出し量算定式および危険断面についての曲げ解析などにベースをおくモデルに比べ、有限のコンクリート圧縮破壊領域、鋼材の付着特性を直接考慮する、より現実に近いモデルである。②既提案のマクロモデルに、曲げ圧縮部コンクリートのせん断強度の考え方を取り入れて、曲げ降伏後せん断破壊も考慮できるように改良し、本稿で示したように、付着が良好な PC 鋼材による圧着型 PC 梁の荷重 - 変形 ( $Q-R$ ) 関係の実験結果例を曲げ降伏後せん断破壊も含めてほぼ良好に推定できている。③日本建築学会靱性保証型耐震設計指針では明確でなかった横補強筋のコンファインド効果、鋼材の塑性化領域の進展などとともに、荷重 - 変

形関係を推定できる。

しかし、鋼材の付着特性、およびそれに関係する引張コンクリートのひび割れ性状、ならびに圧縮部コンクリートの応力 - ひずみ関係、破壊領域大きさ、およびせん断強度など、本モデルの基幹をなす種々の材料特性は実験的、定量的にまだまだ十分明らかにされていない。したがって、本モデルは定性的評価手法レベルの域を出ていない面もあるが、今後さらに、実験的、解析的研究を行っていく予定である。

なお、本論説は文献 10)、11) の内容を適宜再構成したものであるため、詳細についてはそちらを参照されたい。

## 参考文献

- 1) 中塚, 阿波野, 中川: 「異形 PC 鋼棒圧着型片持ち PC 梁の荷重 - 変形関係のマクロモデルによる推定」日本建築学会構造系論文集 562 号 2002.12
- 2) 寒川, 中塚, 浅川「曲げ降伏後せん断破壊する PC 梁の荷重 - 変形関係のマクロモデルによる推定」, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道) 2004 年 8 月 23476 pp.951 ~ 952
- 3) 六車, 渡辺「鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究 (その 1)」日本建築学会論文報告集 第 332 号 昭和 58 年 10 月: 第 341 号 昭和 59 年 7 月
- 4) 鄭慶玉「外ケーブル補強による鉄筋コンクリート梁のせん断耐力向上効果に関する基礎的研究」大阪大学学位論文 2000 年 12 月
- 5) 日本建築学会: 「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」1999
- 6) 日本建築学会: 「鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」1999
- 7) 日本建築学会: 「高強度コンクリートの技術の現状」1991
- 8) 日本建築学会プレストレストコンクリート構造運営委員会: 「性能評価型 PC 規準に向けて - 設計手法とその課題 -」, 大会パネルディスカッション資料, pp.11 ~ 17, 2004.8
- 9) 中塚・阿波野: 接合形式 (圧着型・一体型) と PC 鋼材種 (丸形・異形) の異なる片持ち PC 梁の耐荷・変形機構と力学性能に関する実験的研究, コンクリート工学論文集 vol.11, No3 pp.97 ~ 110 2000 年 9 月
- 10) 日本建築学会 PC 部材終局性能・設計法小委員会: 「プレストレスト (鉄筋) コンクリート部材の終局性能評価手法, 第 2 章 PC 梁部材の荷重 - 変形関係推定法と同関係上における各種材料損傷点」, PP.35 ~ 47, 2004.1
- 11) PC 技術協会・鋼材付着制御による PC 構造性能改善研究委員会: 付着が拓く PC 構造の近未来 - 構造性能評価における鋼材付着の役割に関するシンポジウム, 4.4.3 項 2005.06

【2005 年 5 月 10 日受付】