

鋼材種および変形量を考慮した PC 梁部材の終局曲げ耐力算定法

大阪大学大学院 正会員 ○柴田 祐丞
 大阪大学大学院 正会員 博士 (工学) 岸本 一蔵

1. 背景

PC梁部材の終局曲げ耐力算定式は、プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説¹⁾をはじめいくつかの指針等^{2), 3)}で提案されている。文献 4 ではそれらの精度が検討されており、いずれの式も比較的精度が良いと結論づけられている。同文献では終局曲げ耐力算定式の検証に、既往の実験の最大耐力を採用しているが、実験データの中には最大耐力が非常に大きな変形時に出現しているものもあり、建物の一般的な変形範囲では実験で得られるような最大耐力に達しない場合も十分考えられる。これはPC部材では 1) PC鋼材が主筋より断面の内側に配置される 2) グラウトとPC鋼材間に付着の劣化がある 3) PC鋼材では降伏するまでの弾性範囲が普通鉄筋に較べ大きい等の理由から、PC鋼材が降伏ひずみに達しにくいことに起因している。以上の事から、実際にはPC鋼材の降伏を仮定する従来の曲げ耐力算定式では実部材の曲げ耐力を過大

評価する可能性がある。

この問題を解決するために、筆者等はPC鋼材に発生する応力を部材の変形量との関係で算定することにより、終局曲げ耐力を精度よく求める方法を文献 5 において発表している (式 (1) ~ (3))。同式にあるように、PC鋼材に発生するひずみ (ϵ_{pc}) は、初期導入時のひずみ (ϵ_{ori})、PC鋼材の配置位置 (d_{p2})、鋼材係数 (q_{pr})、部材変形角 (R)、ひずみ適合係数 (F値 図-1参照) をパラメータとして算定されることとなっているが、PC鋼材-コンクリート間の付着程度の影響を表すF値については具体的な値が不明であり、実際に使用することは困難であった。

そこで本研究では、既往の実験結果および部材解析(分割要素解析と断面解析)を用いて、PC鋼材に丸鋼および異形鋼を用いた場合に対して、同式に用いるひずみ適合係数 (F値) を求める。

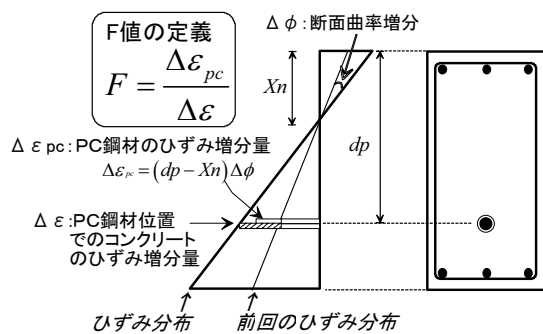


図-1 ひずみ適合係数 (F値)

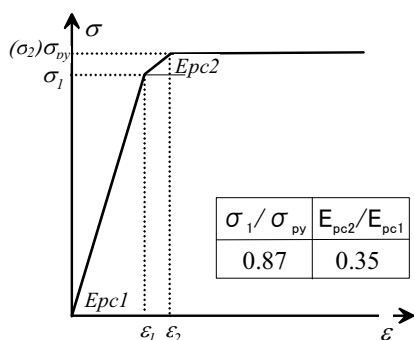


図-2 PC鋼材応力度-ひずみ関係

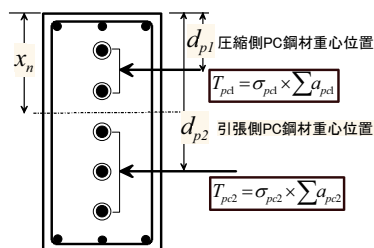


図-3 qsp算出時に考慮するPC鋼材の力

2. 変形を考慮した曲げ耐力算定式

以下に変形を考慮した曲げ耐力算定式を示す。

$$M_u = T_{pc1} \cdot d_{p1} + T_{pc2} \cdot d_{p2} + T_{sy} \cdot d_t - C_{sy} \cdot d_c - (T_{pc1} + T_{pc2} + T_{sy} - C_{sy}) \cdot k_2 \cdot x_n \quad (1)$$

ここで、

- $T_{pc1} = \sigma_{pc1} \cdot a_{pc1}$: 有効プレストレス力 ($\sigma_{pc1} = E_{pc} \cdot \epsilon_{ori}$)
- $T_{pc2} = \sigma_{pc2} \cdot a_{pc2}$: 引張側 PC鋼材負担力
- $T_{sy} = \sigma_{sy} \cdot a_t$: 引張鉄筋降伏時力
- $C_{sy} = \sigma_{sy} \cdot a_c$: 圧縮鉄筋降伏時力

σ_{pc2} は (2)式による。

$$\sigma_{pc2} = \begin{cases} E_{pc1} \cdot \varepsilon_{pc} & \cdots (0 < \varepsilon_{pc} \leq \varepsilon_1) \\ \sigma_1 + E_{pc2} \cdot (\varepsilon_{pc} - \varepsilon_1) & \cdots (\varepsilon_1 < \varepsilon_{pc} \leq \varepsilon_2) \\ \sigma_{py} & \cdots (\varepsilon_2 < \varepsilon_{pc}) \end{cases} \quad (2) \quad \text{(式 (2) 中の } \varepsilon_1, \varepsilon_2 \text{ は図-2参照)}$$

$$\varepsilon_{pc} = \left(d_{p1} - \frac{q_{pr}}{2} - 0.25 \right) \cdot F \cdot R + \varepsilon_{0ri} \quad (3)$$

$a_{pc1}, a_{pc2}, a_t, a_c$: 圧縮側PC鋼材, 引張側PC鋼材, 引張鉄筋, 圧縮鉄筋断面積 b, D : 梁幅, 梁せい

d_{p1}, d_{p2}, d_t, d_c : 圧縮側PC鋼材, 引張側PC鋼材, 引張鉄筋, 圧縮鉄筋の重心置から梁断面圧縮縁までの距離

x_n : 圧縮縁から中立軸位置までの距離 $x_n = (q_{sp}/k_1 k_3) D$ (mm) $q_{sp} = (a_{p1} + a_{p2})\sigma_{py} + a_c\sigma_y - a_t\sigma_y / (b \cdot D \cdot F_c)$

・ q_{sp} は、上記の x_n の説明からわかるように、多段に配筋された個々のPC鋼材について、圧縮側、引張側のいずれに算入するか(図-3参照)を判定するために必要である。ここでは、 q_{sp} を計算する場合のPC鋼材の力は便宜的にPC鋼材全鋼材が降伏しているとして(= $(a_{p1} + a_{p2})\sigma_{py}$)求める。

$\sigma_{pc1}, \sigma_{pc2}$: 圧縮側PC鋼材の応力度 (有効プレストレス時の応力度)、(2)式より求める引張側PC鋼材の応力度 (N/mm²)

F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

k_1, k_2, k_3 : 曲げ圧縮部コンクリートのストレスブロック係数 ($k_1 k_3 = 0.83, k_2 = 0.42$) d_{p1} : PC鋼材位置比 (d_{p1}/D)

q_{pr} : 鉄筋鋼材係数 $q_{pr} = (a_p\sigma_{pc} + a_t\sigma_y - a_c\sigma_y) / (b \cdot D \cdot F_c)$

・ q_{pr} 算定式中の $a_p\sigma_{pc}$ は、「圧縮側に位置する鋼材の力」(総てのPC鋼材長期有効張力) + 「引張側に位置する鋼材の力」(式(3)により求まるひずみから計算されるプレストレス力)として計算する。なお、圧縮側、引張側の判定は前記の x_n を用いて行う(図-3参照)。

F : ひずみ適合係数 (図-1参照) R : 部材角 ε_{0ri} : PC鋼材の初期ひずみ (有効プレストレス力/ E_{pc1})

3. 検討方法とその手法

3.1 検討方法

先に述べたように、式(3)ではPC鋼材のひずみを部材変形角(R)の関数としており、実験時のPC鋼材のひずみ測定値があれば、同式での計算値とそれらを直接比較することにより適切なひずみ適合係数(F値)を求めることができる。しかしながら、実験時のPC鋼材ひずみ測定は容易ではなく、またその情報を公表している論文もない。そこで本論文では以下のようなプロセスによりF値を求めることとした。

1) まず、曲げとせん断を受ける既往のPC梁部材の荷重実験を対象として、実験により得られた荷重-変形関係と分割要素解析(詳細は後述)によるそれとを比較し、解析が最もよく実験値をトレースする場合(剛性が最もよく一致する場合)のPC鋼材の付着強度(τ)の値を求める。

2) 次に、1)で求めた付着強度(τ)を用いて分割要素解析を行って得られるPC鋼材応力(T_{pc})-部材変形角(R)関係と、同じ断面を、PC鋼材-コンクリート間の付着程度を、式(3)で用いられている適合係数(F値)で考慮してファイバー法により解析を行ったときの T_{pc} -R関係との比較から、両者が最もよく一致するとき(PC鋼材が降伏応力に達した時の部材角Rが最もよく一致する場合)のF値を求める。

鋼材種別にF値を求め、その値に及ぼすスパン長や柱・梁の接合形式(圧着型、一体型)の影響について検討を行う。

3) 以上の結果から得られるF値を式(3)で用いる値として提案する。

3.2 検討に用いた既往の実験の概要

検討に用いた既往の実験は、中塚等が2000年に行ったものの一部である⁶⁾。試験体は図-4に示す断面を有する片持ち梁で、柱・梁接合形式(圧着型と一体型)、シアスパン比、PC鋼材種、鋼材係数 q_{sp} 等が異なる9体の試験体で、荷重方法はすべて一方向の単調荷重である。表-1に試験体名称の説明、表-2に各試験体の概要と材料特性を示す。

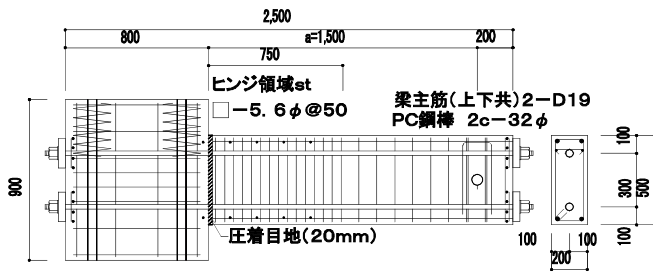


図-4 試験体

表-1 試験体名称

MA3-06R2	鋼材係数 : qsp=0.1, 0.2
	PC鋼材種 (R:丸形, D:異形)
	補強筋量 : Pw=0.6(%)
	シアスパン比 : a/D=2, 3, 5
	柱・梁接合形式 (A:圧着型, B:一体型)
M:単調載荷	

表-2 試験体概要および材料特性

試験体名	MA2-06R2	MA3-06R2	MA5-06D2	MA3-06R1	MB2-06R1	MB3-06R1	MB5-06R1	MB3-06D1	MB5-06D1
柱・梁接合形式	圧着型 (Aタイプ)				一体型 (Bタイプ)				
シアスパン比	2	3	5	3	2	3	5	3	5
コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²) : 37.4		45.4		42.5			45.4	
	ヤング係数 (kN/mm ²) : 40.8		41.2		29.0			41.2	
普通鉄筋 (2-D19)	降伏強度 (N/mm ²) : 378.6								
	ヤング係数 (kN/mm ²) : 190.0								
PC鋼材	断面積 (mm ² /本) : 804.2		794.2		530.9			506.7	
	降伏強度 (N/mm ²) : 818.8		811.7		632.2			611.8	
	ヤング係数 (kN/mm ²) : 200.0		200.0		201.0			200.0	
	プレストレス力 (kN/本) : 320.0		348.0		239.0			299.0	
横補強筋 (5.6φ@50mm)	降伏強度 (N/mm ²) : 337.5								

3.3 解析手法

(1) 分割要素解析

分割要素解析⁷⁾は各部材を部材せい方向および材軸方向にそれぞれ分割して剛性マトリックスを誘導する方法である (図-5)。同手法は、鋼材-コンクリート間の付着を両者間の付着応力 (τ) -すべり (S) 関係に基づき解析可能であり、既往の報告⁷⁾では、PC部材の荷重-変形角関係を良好な精度で計算できることが確認されている。PC鋼材-コンクリート間の付着 (τ-S関係) を図-6(a), (b)の様に仮定し、材料の応力-ひずみ関係については図-7(a)~(c)のモデルを用いた。

なお、本検討では断面せい方向の分割数は100とし、材軸方向の分割幅は75mmとして解析を行なった。

(2) 断面解析

断面解析はファイバー法に代表される断面内の力の釣り合いにより曲率を求める一般的な解析法を用いた。部

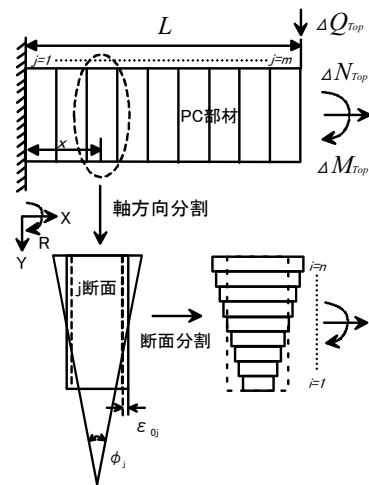


図-5 断面分割例

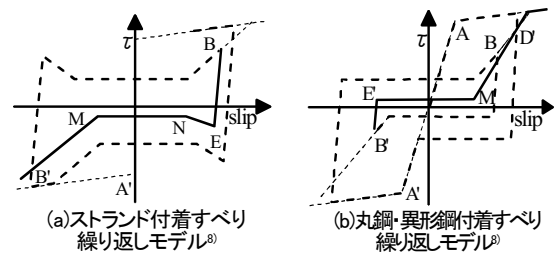


図-6 PC鋼材付着-すべり関係

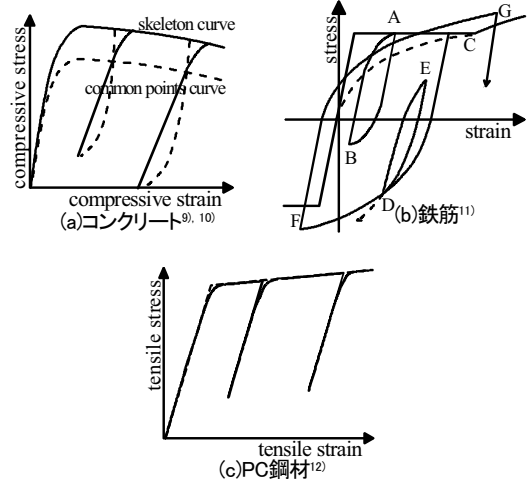
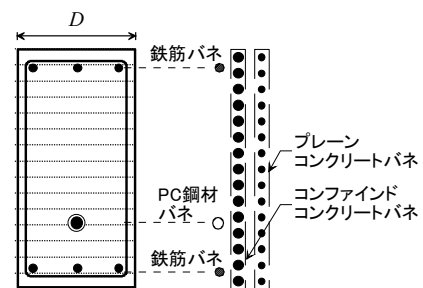


図-7 各材料の応力-ひずみ関係



解析対象断面

図-8 梁断面のモデル化例

材断面を断面せい方向に分割(分割数 100)し、分割されたそれぞれの要素に、コンクリートおよび鋼材(普通鉄筋, PC鋼材)の応力度-ひずみ度関係をモデル化したバネを考え、断面内の力の釣り合いと平面を保持しながら断面

曲率(ϕ)を漸増させて計算する方法である(図-8)。更に、この ϕ が部材の塑性ヒンジ領域(等価塑性ヒンジ領域長さ(l_{eq} : 0.5D, Dは断面せい))に等しく分布すると仮定して、ヒンジ部に発生する回転角(R)を求める式(4)。

$$R = \phi \cdot l_{eq} \quad (4)$$

解析ではコンクリート及び普通鉄筋については平面保持が成り立つものとし、PC鋼材の付着劣化についてはひずみ適合係数(F値)を用いて計算している(図-1)。材料特性に関しては分割要素解析に用いたものと同様とした。

4 実験結果と解析値の比較

4.1 P- δ 関係の比較

本節では、既往の実験結果(荷重-変形角関係)とPC鋼材-コンクリート間の付着強度(τ)をパラメータとした分割要素解析結果の比較を行い、PC鋼材種別(丸鋼, 異形鋼)の τ の値を求める。一般の引き抜き試験等により得られる τ の値は、丸鋼では 1N/mm^2 程度, 異形鋼では $8 \sim 10\text{N/mm}^2$ 程度とされていることから、本解析ではそれに近い τ の値(丸鋼: $\tau=1,2,3\text{N/mm}^2$, 異形鋼: $\tau=8,9,10\text{N/mm}^2$)で解析を行ない、これらのうちから最も適当と思われる値を判断する。

図-9に丸鋼を用いた試験体の例として試験体 MA2-06R2、図-10に異形鋼を用いた試験体の例として MB3-06D1 の実験から得られた P- δ 関係と分割要素解析の結果を重ねたものを示す。なお、ここで用いた既往の実験では CGS 系単位を用いて結果を発表している。従って比較図の荷重の単位は ton を使用する。

丸鋼の場合の一例である図-9の解析結果を

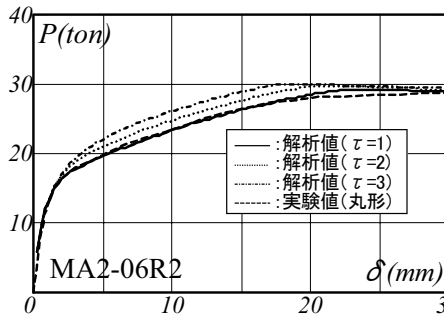


図-9 P- δ 関係比較 (丸鋼)

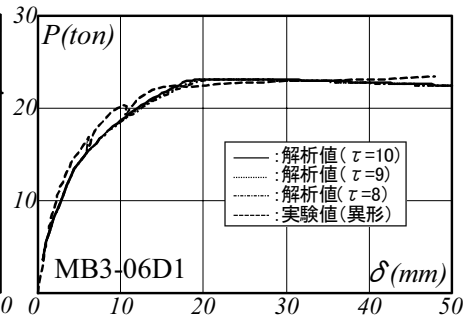


図-10 P- δ 関係比較 (異形鋼)

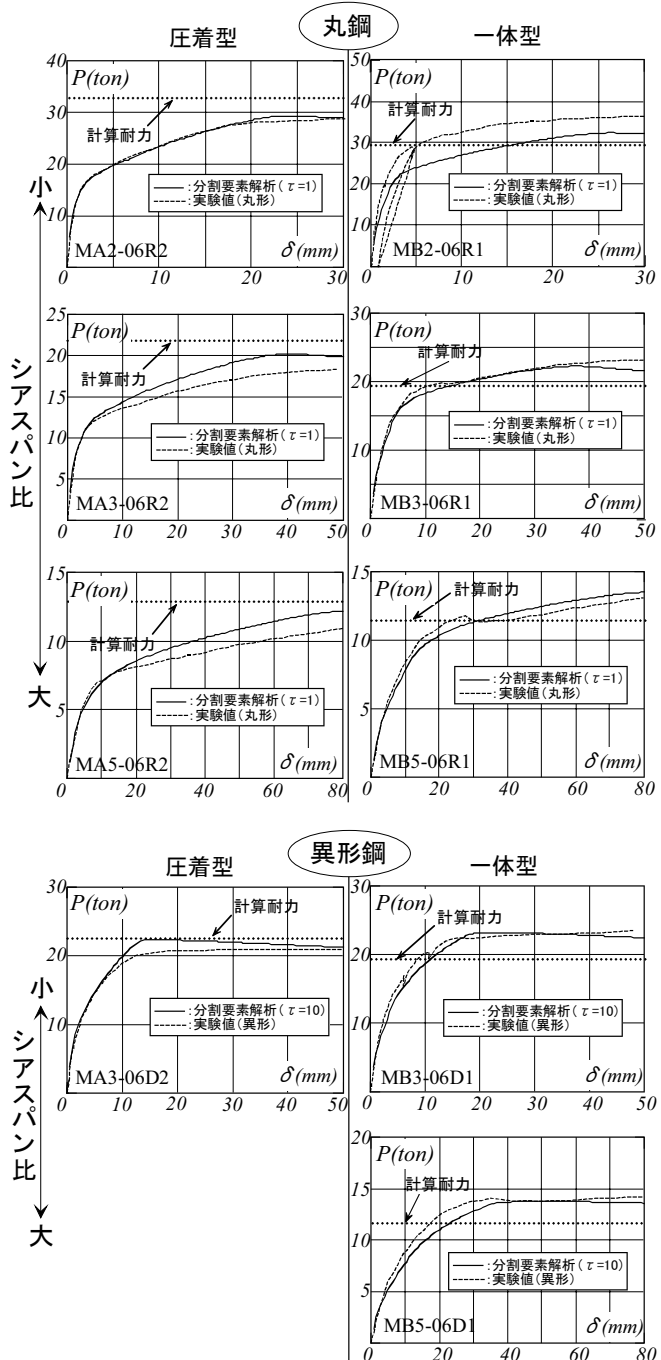


図-11 P- δ 関係比較 (全試験体)

みると、 τ の値が1~3 N/mm²と大きくなるにつれて、同一変形時における耐力が大きくなっているが、実験値との適合性は $\tau=1$ のケースが最も良い。一方、異形鋼の場合の例である図-10を見ると、 τ の値を8, 9, 10 N/mm²と変えても、解析によるP- δ 関係には変化は見られないことが分かる。つまり、 τ の値が(この解析の場合)、8以上であれば付着が完全なものとはほぼ同じ条件に相当するものと思われる。以上から、PCの付着強度(τ)については丸鋼： $\tau=1$ N/mm²、異形鋼： $\tau=10$ N/mm²として以下の検討を行なう。

図-11に全ての実験から得られたP- δ 関係と、 $\tau=1$ N/mm² (丸鋼)、 $\tau=10$ N/mm² (異形鋼)として解析を行なって得られたP- δ 関係を重ね合わせたものを示す(参考のため、図中に式(1)において”PC鋼材が降伏した”とする条件で求めた計算耐力を併記する)。実験結果と解析結果では最大耐力の不一致等がみられるものもあるが、いずれの試験体でも鋼材種やシアスパン比、柱・梁接合形式などの要因に関係なく、変形(δ)の増大に伴う荷重(P)の上昇の割合について両者は良好な一致をみせている。

4.2 PC鋼材応力度—部材角の比較

本節では前節4.1で求めた付着強度(τ)を用いた分割要素解析からPC鋼材応力度(σ_{pc})—部材角(R)関係を求め、これと、ひずみ適合係数(F値)をパラメータとした断面解析結果との比較を行うことにより、両者の関係が最も近くなるFの値を求める。ここで得られるF値を式(3)中のF値として提案する。

図-12に分割要素解析と断面解析により得られたPC鋼材の応力度(σ_{pc})—部材角(R)関係を重ねて示す。分割要素解析では付着強度に前節4.1で求めた値(丸鋼：1N/mm²、異形鋼：10N/mm²)を用い、断面解析ではF値を0.1~1.0まで変化させて解析を行なったもののうち、分割要素解析結果と比較的近い σ_{pc} -R関係となる場合を3つ選び(丸鋼：F=0.5, 0.6, 0.7, 異形鋼：F=0.8, 0.9, 1.0)示している。

図-12を鋼材種別に見ると、おおむねFの値は丸鋼の場合0.5~0.6、異形鋼の場合0.8~1.0で両解析値はよく一致している。シアスパン比別に見ると、同じ断面で、シアスパン比のみが異なる試験体であるMA2-06R2, MA3-06R2, MA5-06R2(シアスパン比はそれぞれ2, 3, 5)では、シアスパン比が大きくなるにつれてPC鋼材が降伏耐力に達する部材角が大きくなっていることが分かる。また、シアスパン比とプレストレス導入力が異なる試験体であるMB2-06R1, MB3-06R1, MB5-06R1(順にシアスパン比2, 3, 5)やPC鋼材が異形鋼であるMB3-06D1, MB5-06D1(シア

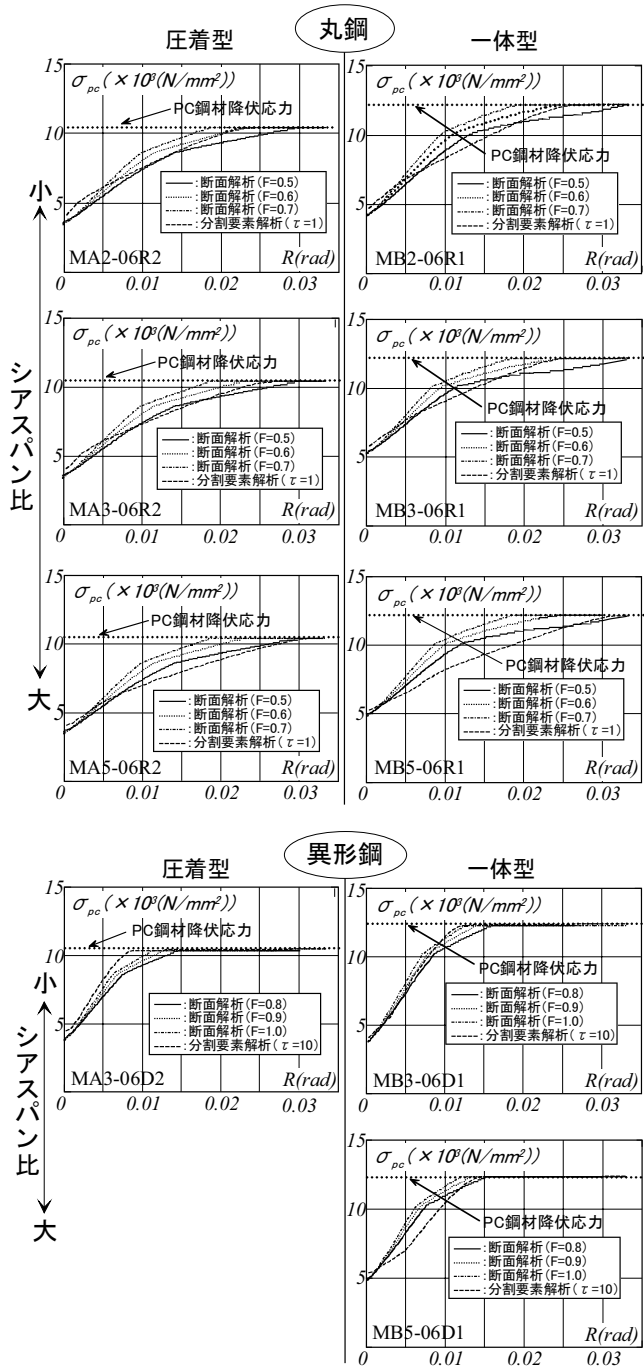


図-12 PC鋼材応力度—部材角関係比較

スパン比はそれぞれ 3, 5) でも同様の傾向がみられる。すなわち、同じ PC 鋼材種の試験体であってもシアスパン比が異なる場合は F が異なり、スパンが大きくなると F 値は小さくなることがわかる。この傾向をより詳細にみると丸鋼の場合、シアスパン比が 2, 3 の試験体では F=0.6, シアスパン比が 5 の試験体では F=0.5 で両解析値が最もよく一致しており、異形鋼の場合シアスパン比が 3 の試験体では F=1.0, シアスパン比が 5 の試験体は F=0.8 で両者は最もよく一致している。なお、柱・梁接合形式による F 値の違いは見られなかった。

以上の結果から、式 (3) に用いるひずみ適合係数 (F 値) の暫定値として、表-3 の値を提案する。

表-3 ひずみ適合係数 (F 値) の提案値

PC鋼材種 シアスパン比	丸鋼	異形鋼
2~5	0.6	1.0
5	0.5	0.8

5 まとめ

PC梁部材の曲げ耐力の算定を目的として、算定に用いるPC鋼材応力の算定のためのひずみ適合係数 (F 値) の値について、既往の実験結果、分割要素解析、断面解析を用いた検討を行った。

- ・ 既往の実験結果の荷重-変形関係と分割要素解析結果の比較から、PC鋼材として丸鋼を用いた場合の付着強度 (τ) は 1N/mm^2 、異形棒鋼では 10N/mm^2 程度で両者は良く一致した。
- ・ 付着強度 (τ) (丸鋼 1N/mm^2 、異形棒鋼 10N/mm^2) として解析を行った分割要素解析によるPC鋼材の応力度 (σ_{pc}) 一部材角 (R) 関係と断面解析によるそれらと比較し、両者がよく一致する適合係数 (F 値) の値を求めた。その結果、丸鋼の場合、シアスパン比5未満で F=0.6、シアスパン比5以上で 0.5、異形棒の場合、シアスパン比5未満で F=1.0、シアスパン比5以上で 0.8 となった。
- ・ 以上の値をPC鋼材の応力算定式に用いる値として提案した。

(謝辞)

本論文を作成するにあたり、中塚侑氏 (大阪工業大学 教授) には PC 梁部材載荷実験の貴重な実験データを提供して頂きました。ここに感謝の意を表しお礼申し上げます。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：プレストレスト設計施工規準・同解説 1998
- 2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 1990
- 3) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート (□種 PC) 構造設計・施工指針 1992
- 4) 日本建築学会：コンクリート構造 (PC、PRC) 部材の靱性設計手法と耐震架構への応用, pp.99-122, 1997
- 5) 日本建築学会：プレストレスト (鉄筋) コンクリート構造部材の設計法—現状と将来—, pp.114-117, 2000.4
- 6) 中塚侑、阿波野昌幸：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 PC 梁の耐荷・変形機構と力学性能に関する実験的考察、コンクリート工学論文集第 11 巻第 3 号、2000.9
- 7) 前田博司、岸本一蔵、西山峰広：PC 鋼材の付着すべりを考慮したプレキャスト PC 部材の履歴挙動解析法、コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.709-714, 2004
- 8) 森田司郎、角徹三「繰り返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究」、日本建築学会論文報告第 229 号、昭和 50 年 3 月
- 9) 崎野健治：「直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係」日本建築学会構造系論文集, 第 461 号, pp.95-104, 1994
- 10) F.Watanabe, J.Y.Lee, M.Nishiyama 「Structural Performance of Reinforced Concrete Columns with Different Grade Longitudinal Bars」, ACI Structural Journal, vol.92, No.4, pp.412-418, 1995.7-8
- 11) 榎本秀文「PRC 梁の履歴性質に関する解析的性質」、大阪大学大学院修士論文、1981 年
- 12) 田川浩之、西山峰広「PC 鋼棒の応力度-ひずみ度関係のモデル化」、日本建築学会学術講演梗概集, pp.885-886, 1997 年 9 月