

外付け制震補強構法 (KG 構法) の開発 その 5 PC 鋼棒緊張力確認実験

古谷祐希^{*1}・田畑 卓^{*1}・大谷昌史^{*2}・牧田敏郎^{*3}・野中康友^{*4}

KG 構法はピン接合形式による外付け制震補強構法である。本構法ではピン装置を梁端部に貫通させた PC 鋼棒により圧着することとしているが、この場合、地震時に梁が損傷することによって PC 鋼棒の緊張力が減退することが考えられる。そこで本報では、梁端に PC 鋼棒を定着した片持ち梁に対して加力を行い、梁の損傷による PC 鋼棒の緊張力変化を調べた。その結果、PC 鋼棒に導入した緊張力は変形の増大とともに低下し、その程度は既存躯体のコンクリート強度および定着プレート厚さに影響されることが分かった。また、緊張力の低下について評価式を提案し実験結果との適合性を検討した。

キーワード：制震補強、PC 鋼棒、緊張力、梁部材、曲げせん断実験、損傷

1. はじめに

KG 構法は、既存躯体に取り付けたピン装置 (KG ピン) を介して、制震デバイス (KG デバイス) を含む鉄骨造のラーメンフレーム (KG フレーム) を取り付ける制震補強構法である。

本構法ではピン装置を梁端部に貫通させた PC 鋼棒により圧着することとしているが、この場合、地震時に梁の損傷によって PC 鋼棒の緊張力が減退することが考えられる。そこで、梁端部に PC 鋼棒を定着した片持ち梁の実験を行い、梁が損傷することによる PC 鋼棒の緊張力変化を調べた。また緊張力変化の評価法について検討を行った。

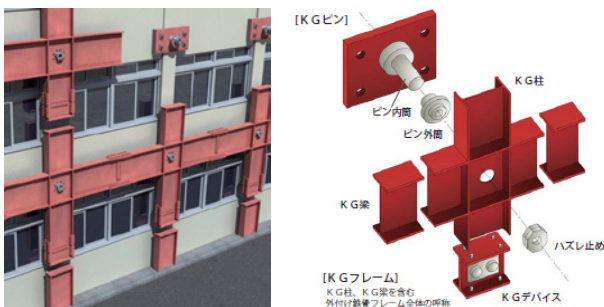


図-1 KG 構法の概要

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧を、図-2 に試験体形状および配筋図を示す。試験体は実大スケールの片持ち梁 3 体である。梁せい bD を 650mm とし、梁端部の危険断面から 150mm の位置にアンボンド PC 鋼棒用の貫通孔 ($\phi 50$) を設けた。

アンボンド PC 鋼棒 ($\phi 26$) と定着プレートをセットしたのち、貫通孔内にグラウトを充填し、養生後アンボンド PC 鋼棒に緊張力 $P=260\text{kN}$ ($\sigma=P/A_s=490\text{N/mm}^2$, $\sigma_y=930\text{N/mm}^2$, A_s : PC 鋼棒断面積) の緊張力を導入した。

試験体の実験因子は梁のコンクリート強度とアンボンド PC 鋼棒の定着プレート板厚であり、基準となる試験体 No. 2 はコンクリート強度を Fc33、定着プレート板厚を 25mm とした。これに対し試験体 No. 1 はコンクリート強度を Fc18 とした。また試験体 No. 3 は基準試験体 No. 2 に対して定着プレート板厚を 50mm とした。定着プレートの板厚の変動に対してアンボンド PC 鋼棒の有効長さが等しくなるように梁幅を調整し、試験体 No. 1 と試験体 No. 2 の梁幅 b を 400mm、試験体 No. 3 を 350mm とした。定着プレートの大きさは $\square - 220\text{mm} \times 220\text{mm}$ とした。

試験体の設計にあたっては、梁の損傷が最も厳しい状況における PC 鋼棒の緊張力変化を調べるため、梁曲げ降伏を先行させながら躯体に十分な損傷が生じさせる方針とし、鉄筋コンクリート造建物靱性保証型耐震設計指針式¹⁾ (以下、靱性保証指針) によって求めた $R_p=20.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ におけるせん断耐力 V_d が曲げ略算式による曲げ終局強度 Q_{mu} の概ね 1.10 倍となるようにあばら筋を配置した。表-2 に使用鉄筋の材料試験結果を示す。

2.2 実験方法

図-3 に加力装置図を示す。片持ち梁先端に取り付けた油圧ジャッキにて正負交番繰返し载荷を行った。加力方向は、下端主筋引張時を正加力とした。加力は部材角 (スタブと加力点との相対変位) による変形制御とし、加力サイクルは表-3 に従った。

*1 建築研究第一部 *2 技術部 *3 構造設計部 *4 技術本部

表-1 試験体一覧

試験体	No.1	No.2	No.3
想定破壊形式	曲げ降伏先行型		
コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	22.8	37.9	39.0
断面 (mm)	400×650		350×650
定着プレート板厚 (mm)	25		50
主筋	4-D25 SD345 $\rho_t=0.87\%$		4-D25 SD345 $\rho_t=0.99\%$
あばら筋	2-D10 @150 SD295A $\rho_w=0.24\%$	2-D10 @200 SD295A $\rho_w=0.18\%$	2-D10 @175 SD295A $\rho_w=0.23\%$
※1 曲げ終局強度 Q_{mu} (kN)	257	257	257
※2 せん断耐力 V_u (kN)	314	299	308
せん断余裕度 V_u/Q_{mu}	1.22	1.16	1.20
※3 付着耐力 V_{bu} (kN)	320	399	372
付着余裕度 V_{bu}/Q_{mu}	1.24	1.55	1.45
実験因子	コンクリート強度	基準試験体	定着プレート板厚

※1 曲げ終局強度 Q_{mu} : 曲げ略算式による
 ※2 せん断耐力 V_u : 靱性保証指針式¹⁾ ($R_p=20.0 \times 10^{-3} \text{rad}$)
 ※3 付着耐力 V_{bu} : 靱性保証指針式¹⁾ ($R_p=20.0 \times 10^{-3} \text{rad}$)

表-2 鉄筋材料試験結果

種類	材質	使用箇所	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	降伏ひずみ ϵ_y (μ)	弾性係数 sE (kN/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
D10	SD295	あばら筋	360	2020	178	483	16.9
D25	SD345	梁主筋	374	2073	180	553	18.5

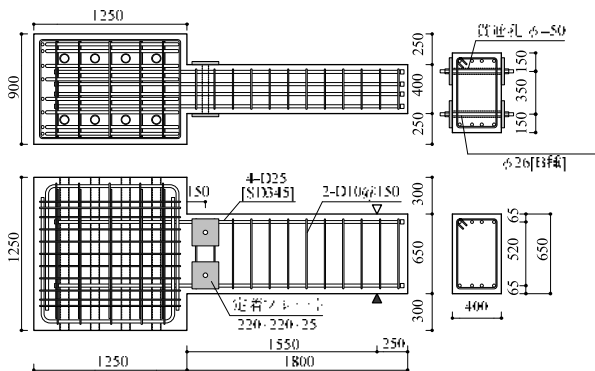


図-2 試験体形状および配筋図

計測項目は、加力点における梁の鉛直変位とした。また図-4に示すように梁主筋、あばら筋及びアンボンドPC鋼棒の主要な位置でのひずみ計測を行った。

3. 実験結果

3.1 履歴性状および破壊性状

表-4に実験結果一覧、図-5にせん断力-部材角関係、写真-1に部材角+1/25rad時の破壊状況を示す。図-5中の破線は曲げ終局強度計算値 Q_{mu} 、一点鎖線は靱性保証指針式によるせん断耐力計算値 V_u を表している。

試験体 No.1 では、部材角 $2.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ においてせん断ひび割れが梁端から 400mm 程度の位置で発生した。また部材角 $5.8 \times 10^{-3} \text{rad}$ において主筋が降伏し、部材角+1/100rad の加力サイクルにおいて最大耐力に達した。正加力においては部材角 $30.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで耐力を維持していたが、その後せん断ひび割れの幅が大きくなり荷重

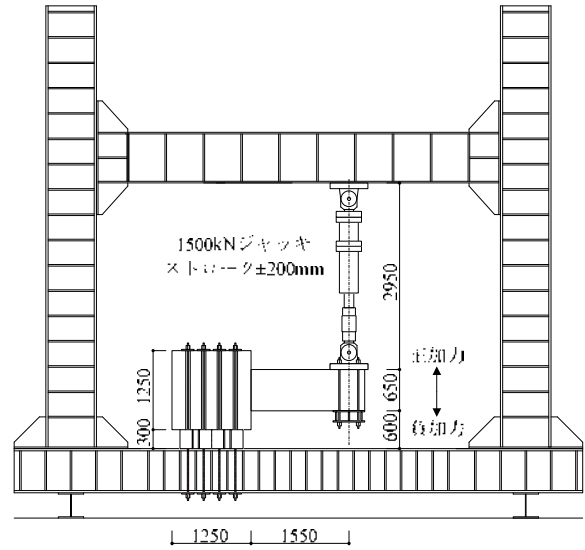


図-3 加力装置図

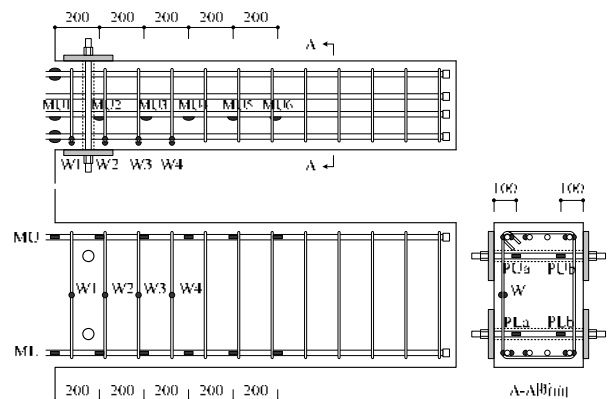


図-4 ひずみ計測位置

表-3 加力サイクル

部材角 (rad)	1/400	1/200	1/100	1/67	1/50	1/33	1/25
Cycle	±1	±1	±2	±2	±2	±2	+1

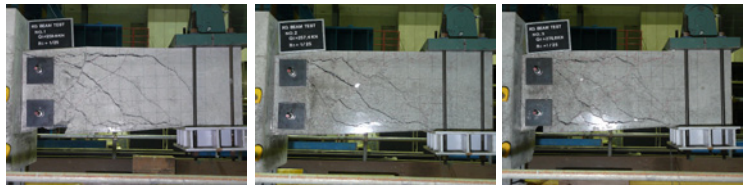
が低下した。一方、負加力においては、上端主筋に沿って付着ひび割れが進行し耐力が低下した。試験体 No.2 と試験体 No.3 では、部材角 $2.9 \sim 3.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ でせん断ひび割れが発生し、部材角 $4.6 \sim 4.9 \times 10^{-3} \text{rad}$ で主筋が降伏した。部材角+1/33radまで耐力を維持したがその後はNo1と同様に、せん断ひび割れ幅が大きくなり耐力が低下した。最大耐力は各試験体で明確な差は確認されなかった。

3.2 主筋およびあばら筋のひずみ性状

図-6に主筋とあばら筋のひずみ分布を示す。正加力時では下端主筋が部材角 1/200 ~ 1/100rad のサイクルにおいて梁端部で降伏し、部材角 1/50rad のサイクルで梁端から 600mm の位置まで降伏域が進展した。なお試験体 No.1 では付着劣化に伴い上端主筋の降伏範囲が若干狭くなっていた。あばら筋は部材角 1/100rad のサイクルで降伏しており、主筋の降伏とほぼ同じタイミングであった。

表-4 実験結果一覧

試験体		No.1	No.2	No.3
曲げ ひび割れ時	Q_{nc} (kN)	80.8	69.6	73.3
	R_{nc} ($\times 10^{-3}$ rad)	0.5	0.7	0.4
せん断 ひび割れ時	Q_{vc} (kN)	160	206	199
	R_{vc} ($\times 10^{-3}$ rad)	2.1	3.1	2.9
梁引張主筋 降伏点	Q_{By} (kN)	292	258	270
	R_{By} ($\times 10^{-3}$ rad)	5.8	4.9	4.6
最大耐力	Q_{max} (kN)	301	304	305
	R_{max} ($\times 10^{-3}$ rad)	10.1	30.0	30.2
破壊形式	曲げ降伏 ↓ せん断破壊 付着破壊	曲げ降伏 ↓ せん断破壊	曲げ降伏 ↓ せん断破壊	



(a) 試験体 No. 1 (b) 試験体 No. 2 (c) 試験体 No. 3

写真-1 部材角 + 1/25rad 時の破壊状況

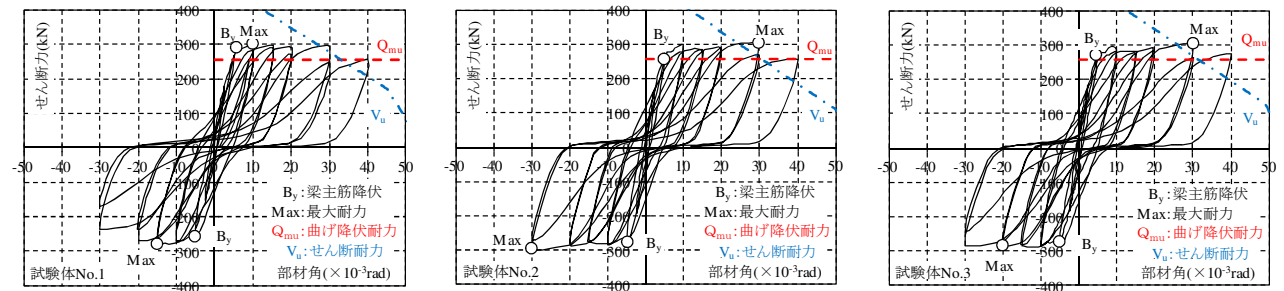


図-5 せん断力 - 部材角関係

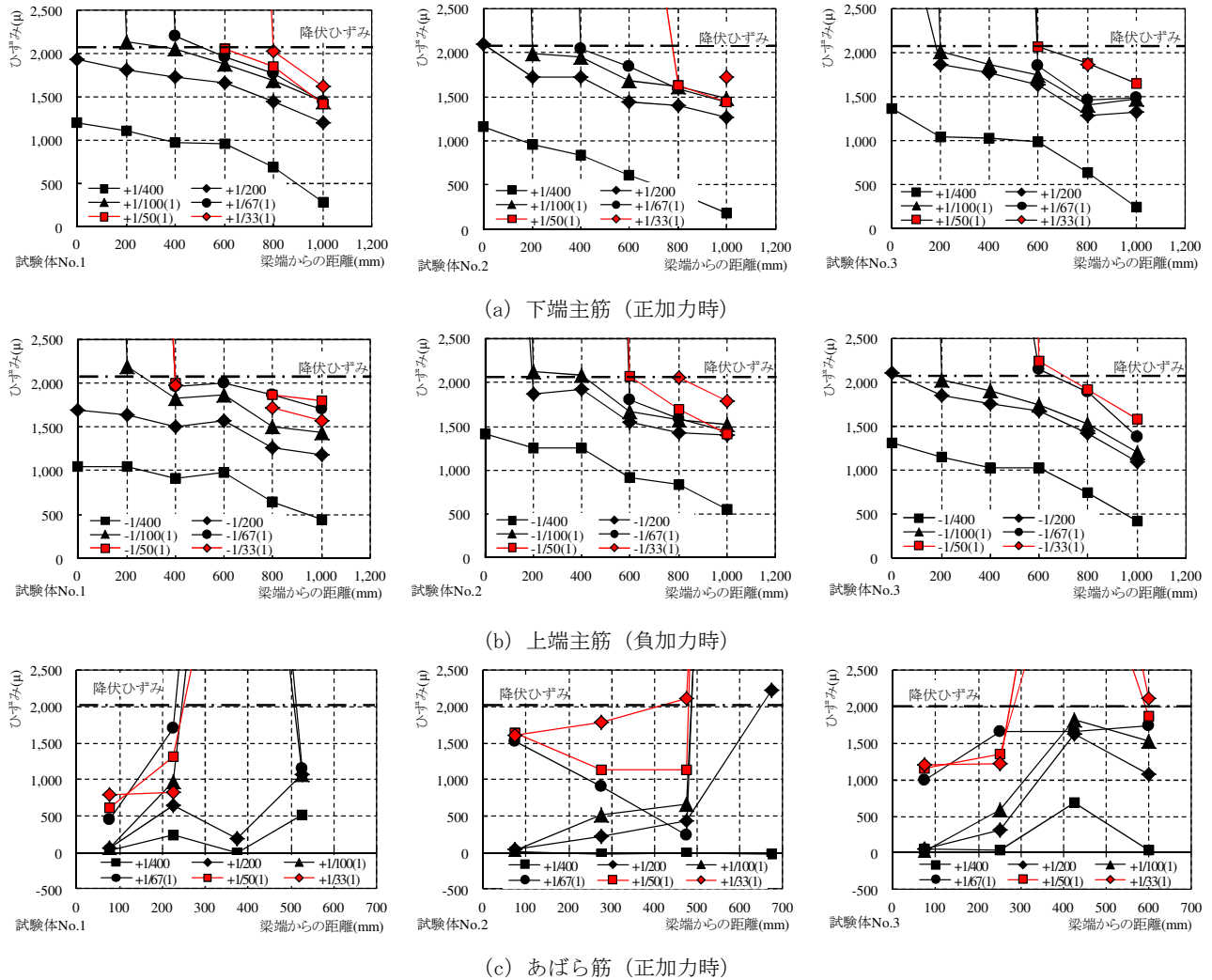


図-6 主筋とあばら筋のひずみ分布

3.3 PC 鋼棒の緊張力計測結果

図-7にPC鋼棒の残存緊張力比と部材角の関係を示す。ここで、残存緊張力比は実験開始時に対する各部材角時の緊張力の比とし、PC鋼棒のひずみ測定値より求めた。各PC鋼棒ではサイクルピークに着目すると、変形の増大とともに緊張力が低下する性状を示しているが、いずれも正負に非対称な履歴を示す点が特徴的である。例えば、梁上側のPC鋼棒では、正加力から負加力に向かう方向では緊張力が低下あるいは横ばいなのに対して、負加力から正加力に向かう方向ではサイクルピークに向かって緊張力が増大する傾向を示す。このことから、梁の曲げ圧縮応力によってPC鋼棒が直交方向に拘束されると緊張力は回復し、圧縮応力が解放され引張応力下になると低下する性状がうかがえる。

大変形領域ではコンクリートの損傷は進行したが、緊張力の低下傾向は頭打ちとなる結果であった。また、試験体相互では最終的な残存緊張力に明確な差を生じており、既存躯体のコンクリート強度および定着プレート厚さの影響が認められた。

4. 残存緊張力の評価

本評価においては、梁の損傷によるPC鋼棒の緊張力の低下は、曲げ応力により生じた材端ヒンジ域の引張りひずみの影響で梁幅方向(PC鋼棒緊張方向)のコンクリート圧縮強度および圧縮剛性が低下することに起因すると考える。

4.1 コンクリート圧縮強度の低下率

圧縮直交方向の引張りひずみの影響を考慮したコンクリート圧縮強度を、飯塚ら²⁾の提案式(1)によって評価する。同式によると、圧縮強度は図-8に示すように圧縮直交方向の引張りひずみの増大に伴い低下することになる。

$$\beta_m = \frac{\sigma'_m}{\sigma_{max}} = EXP \left[-0.2 \cdot \left(\frac{\epsilon_t}{\epsilon_{max}} \right) \cdot k_{fc} \right] \quad (1)$$

$$k_{fc} = 0.16 \cdot \sigma_{max}^{1/3} \quad (2)$$

ここで、 β_m : 圧縮強度低下率、 σ'_m : 直交方向に引張力を受けるコンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 σ_{max} : コンクリートの一軸圧縮強度 (N/mm²)、 ϵ_t : 圧縮直交方向の引張りひずみ、 ϵ_{max} : コンクリート圧縮強度時ひずみ

ところで、PC鋼棒に導入した緊張力は定着プレートを介して支圧力として既存躯体コンクリートに伝達される。

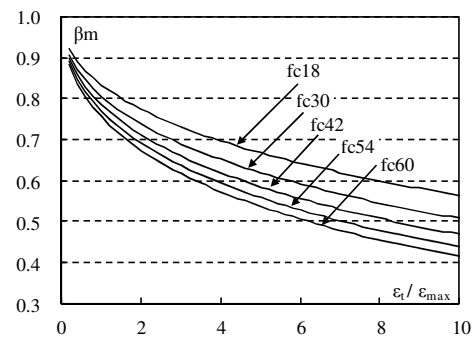


図-8 圧縮強度低下率 β_m

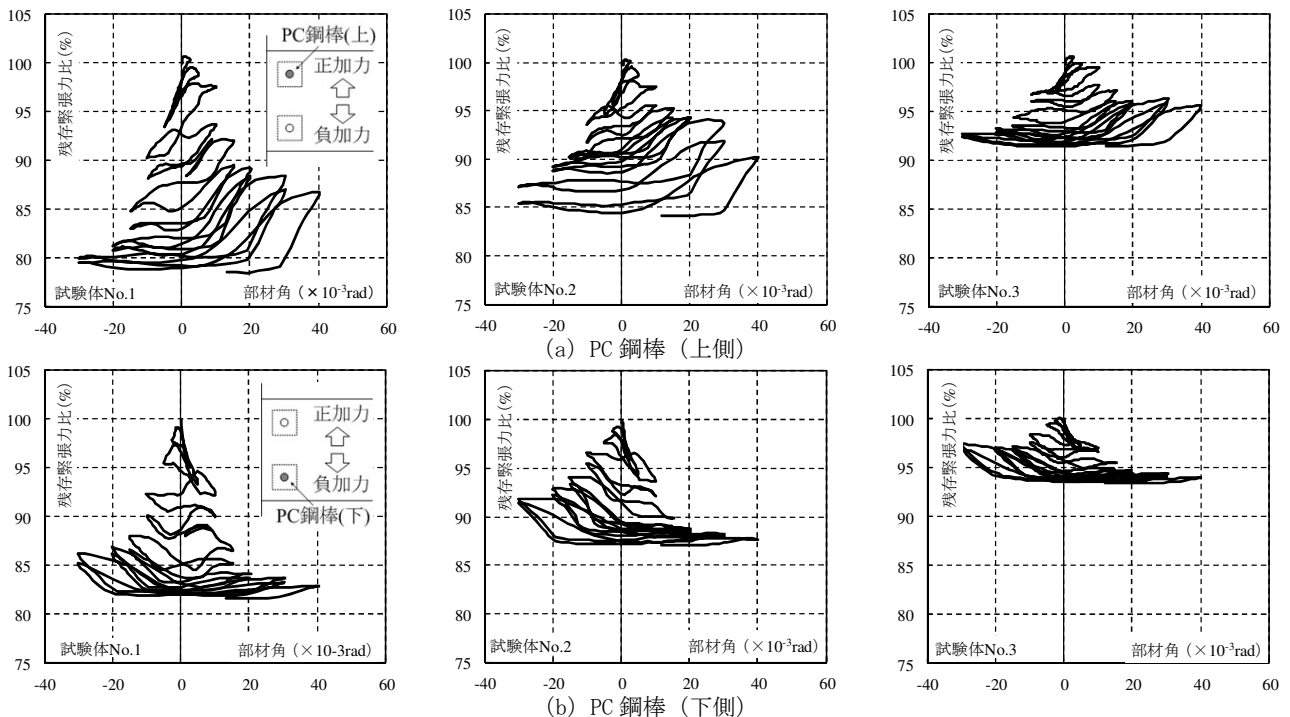


図-7 PC 鋼棒の残存緊張力比

そこで、上記の σ_{max} は PC 規準³⁾ に準じ式 (3) により評価する。

$$\sigma_{max} = \sqrt{\frac{A_c}{A_p}} \cdot \sigma_B \quad \text{ただし} \quad \sqrt{\frac{A_c}{A_p}} \leq 2.0 \quad (3)$$

$$A_c = 2W \cdot L - \phi_s^2 \cdot \frac{\pi}{4} \quad (4)(4)$$

$$A_p = (d + 3t)^2 - \phi^2 \cdot \frac{\pi}{4} \quad (5)(5)$$

ここで、 A_c : 支圧面積 (mm²) (図-9 参照), A_p : 支圧面積 (mm²) (図-9 参照), σ_B : コンクリートのシリンダー強度 (N/mm²), d : PC 鋼棒ナットの対辺寸法 (mm), t : 定着プレートと座金の厚さの合計 (mm), ϕ : 定着プレートの孔径 (mm), ϕ_s : PC 鋼棒径 (mm), W : 梁端から PC 鋼棒までの水平距離 (mm), L : 梁上下端から PC 鋼棒までのへりあき寸法を 2 倍とした長さとして上下 PC 鋼棒間距離のうち小さい方の値 (mm)

4.2 部材の変形と

材軸方向引張ひずみの関係

式 (1) における ϵ_t と部材変形の間を定義するため、図-10 に示す曲率分布を仮定する。このとき部材角 R は L_p 範囲の弾性変形を無視し、塑性ヒンジ部材角 R_p だけで評価するものとすれば式 (6) により算定できる。さらに、PC 鋼棒高さにおける ϵ_t は、図-11 より式 (7) で表される。

$$R = R_p = \phi_p \cdot L_p \quad (6)(6)$$

$$\epsilon_t = \phi_p \cdot (D - Xn - d) \quad (7)(7)$$

ここで、 ϕ_p : ヒンジ区間の曲率, D : 梁せい (mm), Xn : 中立軸高さ (mm), d : 引張り縁から PC 鋼棒までの距離 (mm)

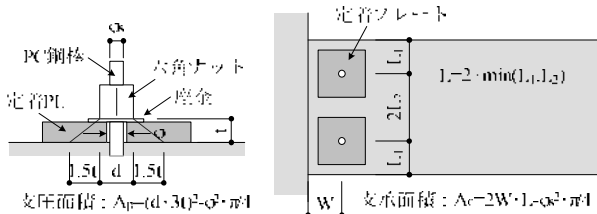


図-9 支圧面積および支圧面積の算定

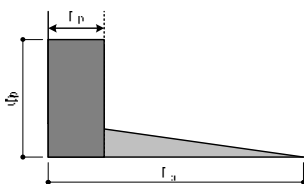


図-10 材軸方向曲率分布の仮定



図-11 断面内ひずみの分布

式 (6) および式 (7) より、PC 鋼棒位置の材軸方向引張りひずみと部材角の関係式として式 (8) が得られる。

$$\epsilon_t = \frac{R \cdot (D - Xn - d)}{L_p} \quad (8)(8)$$

4.3 PC 鋼棒緊張力と

コンクリート圧縮応力の釣り合い

式 (1) と式 (8) から R に応じた $\sigma_{max}' (= \beta_m \cdot \sigma_{max})$ を求め、 σ_{max}' に基づくコンクリートの応力-ひずみ関係を NewRC モデル⁴⁾ により評価する。この場合、変形の増大に伴ってコンクリートの圧縮特性が変化するため、初期緊張力導入時に対してコンクリートの圧縮ひずみが増大し (梁方向にコンクリートが縮み)、その結果、PC 鋼棒の緊張力が減退する。このときの釣り合い条件は、断面積を支圧面積とする柱状のコンクリートを仮定すれば、式 (9) で表される。PC 鋼棒の残存緊張力は同式中の圧縮ひずみ変化量 ($\Delta \epsilon$) を算出することにより求めることができる。

$$A_s \cdot E_s \cdot ({}_0\epsilon_s - \Delta \epsilon) = A_p \cdot E_c \cdot ({}_0\epsilon_c + \Delta \epsilon) \quad (9)$$

ここで、 A_s : PC 鋼棒の断面積 (mm²), E_s : PC 鋼棒のヤング係数 (N/mm²), ${}_0\epsilon_s$: PC 鋼棒の初期緊張時引張りひずみ, A_p : コンクリートの支圧面積 (N/mm²), E_c : σ_{max}' に応じたコンクリートのヤング係数 (N/mm²), ${}_0\epsilon_c$: 初期緊張時のコンクリート圧縮ひずみ

4.4 残存緊張力の実験値と計算値の対応

図-12 に PC 鋼棒の残存緊張力の実験値と計算値の対応を示す。ここで、実験値は 2 本の PC 鋼棒の平均値とした。本評価法では塑性ヒンジ長さ (L_p) を仮定する必要がある。そこで、図中では暫定的に 3 水準の L_p を仮定した。計算値は試験体相互の実験結果の差異を定性的に表現できており、 $L_p = 0.5D$ とすることで各試験体の部材角 $1/50\text{rad}$ までの範囲の残存緊張力の推移を概ね推定できた。ただし、本実験では主筋降伏が生じた部材角 $1/200\text{rad}$ の時点で既に緊張力が低下し始めているが、本評価方法は R_p に基づくため、主筋降伏以前の評価法については適切とは言えない。 L_p の合理的な設定方法および曲げ降伏以前の残存緊張力の合理的な評価は今後の課題である。

5. まとめ

梁端部に定着した PC 鋼棒について梁の損傷が緊張力に与える影響を確認する目的で実験を行った。

その結果、いずれの試験体も部材角 $1/200 \sim 1/100\text{rad}$ で主筋が降伏し、最終的に $1.0 \sim 1.5D$ (D : 梁せい) まで降伏域が進展していたこと、主筋の降伏後せん断ひび割

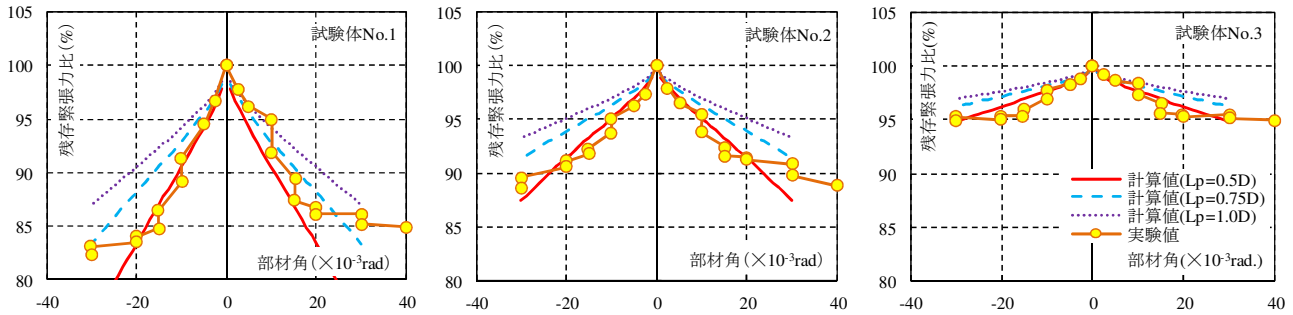


図-12 PC 鋼棒の残存緊張力の実験値と計算値の対応

れが複数発生し、ひび割れ幅についても大きくなったことから、実験条件として十分な損傷を生じていることが確認できた。PC 鋼棒に導入した緊張力は変形の増大とともに低下するが、大変形領域ではその傾向が頭打ちになることがわかった。それに加え残存緊張力は、既存躯体のコンクリート強度および定着プレート厚さに影響されることが分かった。本報で提案した評価法は非常に簡易ではあるが、実験結果による残存緊張力の低下性状を概ね良好に捉えることができた。

謝辞：本報の内容は、東亜建設工業（株）、西武建設（株）と（株）安藤・間の3社によるKG 構法研究会における研究成果の一部である。またご指導いただいた日本大学藤本利昭教授をはじめ、研究会の関係各位に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.142-159, pp175-190, 1999.8
- 2) 飯塚崇文，野口博：普通強度から高強度コンクリートまでを対象とした圧縮特性の定式化，構造工学論文集，pp329-338, 1991
- 3) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，1998
- 4) 建設省総合開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建物の超軽量化・超高層化の技術開発報告書，(C-7) コンファインドコンクリートの力学特性に関する資料のとりまとめ，建設省，1993.3

Development on Seismic Retrofit by Outframe (Key Grid System)
Part 5 Test of Prestressing Force of PC Bars

Yuuki KOYA, Taku TABATA, Masafumi OHTANI, Toshiro MAKITA and Yasutomo NONAKA

The Key Grid System joins a plate with a pin to the existing building by post-tensioning with PC bars. In this case, PC bars penetrate the existing beam. However, damage to the existing beam might reduce the prestressing force of PC bars.

The effect of damage of the existing beam on the prestressing force of PC bars was investigated. Variation in the prestressing force of PC bars was confirmed. Moreover, the test result was evaluated by the proposed equation.