

論文 PC 圧着関節工法を用いた柱脚部を含む『土形』架構の構造性能に関する研究

瀬戸 俊明^{*1}・坂田 弘安^{*2}・松崎 育弘^{*3}・杉山 智昭^{*4}

要旨: PC 圧着関節工法とはコンクリート系構造において損傷制御を可能とする工法である。

これまでに本工法を用いた十字形・ト形部分架構実験

を行い、架構の力学的挙動の把握を行った。しかし本工法を用いた柱脚部の力学的特性の検討はまだ十分には行われておらず、未解明な点がある。そこで柱脚部の力学的特性および柱脚部の挙動が架構へ及ぼす影響を把握するため、基礎部分から二階の柱梁接合部までを含んだ『土形』架構実験を行い、『土形』架構の復元力特性、関節部挙動、破壊性状などの構造性能について検討した。

キーワード: 『土形』架構、柱脚部、柱プレストレス力、損傷制御効果

1. はじめに

コンクリート系構造において、PC 鋼材の伸び出しにより圧着部(関節部)に弾性回転を形成して、『非線形弾性』を実現することにより損傷制御を可能とする工法として PC 圧着関節工法を提案している。本工法は高品質かつ高強度($F_c=50\text{N/mm}^2$ 以上)の PCaPC 柱、梁部材を PC 鋼より線の規格降伏強度の 50%の緊張力で圧着するものであり、大地震時のように大きな水平力を受ける場合、柱と梁の圧着面を離間させることにより、圧着部(関節部)は弾性回転することが可能となり、部材の損傷を制御できる工法である。これまでに筆者らは、柱梁圧着に PC 鋼より線を、柱脚接合部に PC 鋼棒を用いた十字形・ト

形部分架構実験¹⁾²⁾を行い、部分架構の構造性能について把握を行った。また、非線形架構の実現には、柱脚部の回転性能の把握が必要である。そこで今回の実験では、本工法を用いた一階柱脚部(以下、柱脚部)の回転性状及び柱脚部分の挙動が架構に及ぼす影響の把握及び評価することを目的とし、基礎部分から二階の柱梁接合部までを含んだ『土形』架構実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体と材料特性

表-1 に試験体および材料特性、図-1 に試験体詳細を示す。試験体は基礎部分から二階の柱梁接合部までを含んだ『土形』架構であり、実大

表-1 試験体および材料特性

試験体	部材	柱の構造形式	コンクリート・モルタル材料特性					PC鋼材					主筋		せん断補強筋		
			σ_{pb}^{*1}	E_c^{*2}	σ_{cb}^{*3}	$m\sigma_{cb}^{*4}$	σ_{cb}^{*5}	材種	配筋	σ_{py}^{*6}	E_p^{*7}	η_p^{*8}	$\eta_p \cdot N^{*10}$	材種	D_p^{*12}	材種	D_w^{*13}
			N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²			N/mm ²	N/mm ²	(%)	(%)		%		%
No.1	梁	PCaPC	90.9	4.03	5.53	82.4	44.0 ^{*15}	SWPR7B	上下3本	1630	2.23	0.054	0.054	D10	0.32		0.39
	柱	PCaPC	90.9	4.03	5.53	74.4	23.3 ^{*16}	B種1号	8- ϕ 13	1196	2.01	0.043	0.12	D6 and D10	0.29	D6	0.37
No.2	梁	PCaPC	87.0	4.15	5.74	86.1	67.0 ^{*15}	SWPR7B	上下3本	1630	2.23	0.054	0.054	D10	0.32	(SD295A)	0.39
	柱	PCaPC	87.0	4.15	5.74	74.4	23.3 ^{*16}	B種1号	8- ϕ 13	1196	2.01	0.064	0.14	D6 and D10	0.29	(No.3の柱部材のみ中子筋を配置)	0.37
No.3	梁	PCaRC	80.0	3.80	5.30	86.1	66.5 ^{*15}	SWPR7B	上下3本	1630	2.23	0.054	0.054	D10	0.32		0.37
	柱	PCaRC	67.4	3.74	4.50	74.4	-	-	-	-	-	(-)	4.84	D16	0.90		0.56

※1 コンクリート圧縮強度、※2 コンクリートのヤング係数、※3 コンクリートの引張強度、※4 目地モルタルの圧縮強度(※3に等しい)、※5 PC 鋼材のシース管内に充填するグラウト材の強度、※6 PC 鋼材の降伏強度、※7 PC 鋼材のヤング係数、※8 柱プレストレス比 $\eta_p = P_b / DF_c$ 、 P_b : プレストレス力、 b : 梁幅、 D : 梁せい、 c : 柱せい、 F_c : コンクリート設計基準強度、※9 柱軸力比 $\eta = N_b / DF_c$ 、 N_b : 軸力、 b : 柱幅、 D : 柱せい、 F_c : コンクリート設計基準強度、※10 軸力比 $(= \eta + P_b) / DF_c$ 、※11 軸力とプレストレス力を含めた柱圧縮力 (N/mm^2) 、※12 せん断補強筋比、※13 せん断補強筋比、※14 接合部せん断補強筋比、※15 材齢 31 日、※16 材齢 17 日

*1 東京工業大学 大学院生 (正会員)

*2 東京工業大学 建築物理研究センター准教授 工学博士 (正会員)

*3 東京理科大学 工学部建築学科教授 工学博士 (正会員)

*4 東京理科大学 工学部建築学科助手 博士(工学) (正会員)

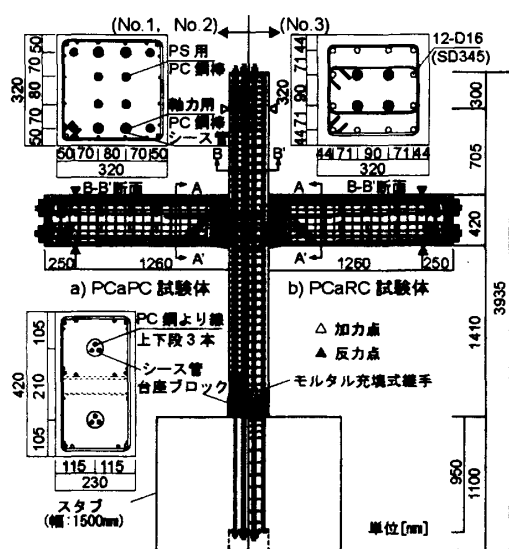


図-1 試験体詳細

の1/3スケールを想定している。試験体は柱にプレストレスが導入されているPCaPC試験体を2体、柱PCa部材がRC造であるPCaRC試験体を1体の計3体を計画した。梁PCa部材の配筋等は既往の試験体と同一とし、これまでと同様にPC鋼より線を上下段3本配置した。梁の初期導入緊張力は、PC鋼より線に $0.5P_y (=78\text{kN/本})$ 、 P_y ：規格降伏耐力(156kN)を目標として導入した。また、柱PCa部材は曲げ耐力を3試験体とも同一とした。尚、3試験体ともに降伏ヒンジの形成順序が梁端部、柱脚部の順となるように、各曲げ耐力は設定した。

以下に試験体の変動要因の詳細を示す。

[PCaPC 試験体] No.1 試験体は標準試験体とし、柱の初期導入緊張力は、PC鋼棒(8-φ13)を用い、 $0.4P_y (=49\text{kN/本})$ 、 P_y ：規格降伏耐力(123kN)を導入した。No.2 試験体は柱に導入したプレストレス力(以下、柱PS力)が柱脚部の挙動に与える影響を把握するため、No.1試験体に対して柱PS力を1.5倍($0.6P_y (=74\text{kN/本})$)にした試験体である。両試験体とも柱の設計コンクリート強度を 90N/mm^2 とした。また、建方精度を向上させるために柱脚部に台座ブロックを設けている。

[PCaRC 試験体] No.3 試験体は回転機構および柱PS力の有無による柱脚部の損傷制御効果への影響、および架構全体の挙動への影響の把握を目的とした試験体である。PCa柱部材と基礎部の接合にはモルタル充填式継手を用い、柱コンクリート設計強度を 50N/mm^2 とした。PCaPC試

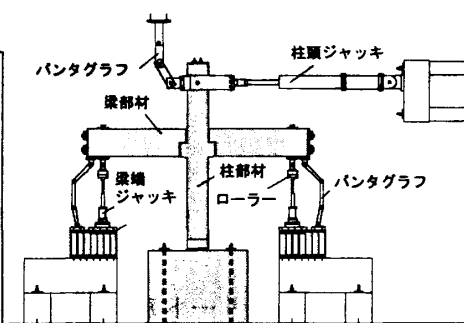


図-2 加力装置

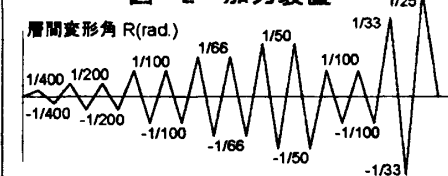
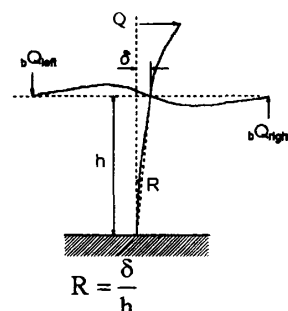


図-3 加力サイクル



Q : 層せん断力
 R : 層間変形角
 δ : 層間変位
 h : スタブ上面から接合部中心までの距離(=1620mm)
 Q_{Left} : 左梁せん断力
 Q_{Right} : 右梁せん断力

験体と柱曲げ耐力が同一となるよう柱主筋にD16 (SD345)を用いた。

2.2 加力方法

図-2に加力装置、図-3に加力サイクルを示す。加力は柱頭を加力点とした正負交番漸増繰り返し载荷とした。加力は層間変形角で制御した。梁反曲点のジャッキは常に鉛直になるように脚部はローラーとなっており、梁端の鉛直変位が接合部中央の鉛直変位と同一になるよう制御を行った。また面外変形を抑制するために、柱頭及び梁端部にパンタグラフを設けた。また全試験体に柱軸力としてアンボンドPC鋼棒(4-φ19)により計745kNの圧縮力を導入した。層せん断力に対して働く軸力用PC鋼棒の影響は小さいこととして、加力を行った。

3. 実験結果および検討

3.1 変形状

図-4に層せん断力 Q -層間変形角 R 関係(以下、 Q - R 関係)を示す。図中の初期剛性はRC規準³⁾による剛域を考慮して算出した。 Q_{max} はPC規準⁴⁾の曲げ破壊強度式を用い、梁危険断面位置、柱脚部危険断面位置が終局耐力に至り、梁端部及び柱脚部に降伏ヒンジを形成する機構を想定して算出した。PCaPC試験体(No.1, No.2)では初期の Q - R 関係は計算値による弾性剛性とほぼ等しくなった。柱および梁の緊張力と同等の引張力が作用した時点で離間が始まり、梁、柱の順に離間が生じたが、No.2試験体では柱プ

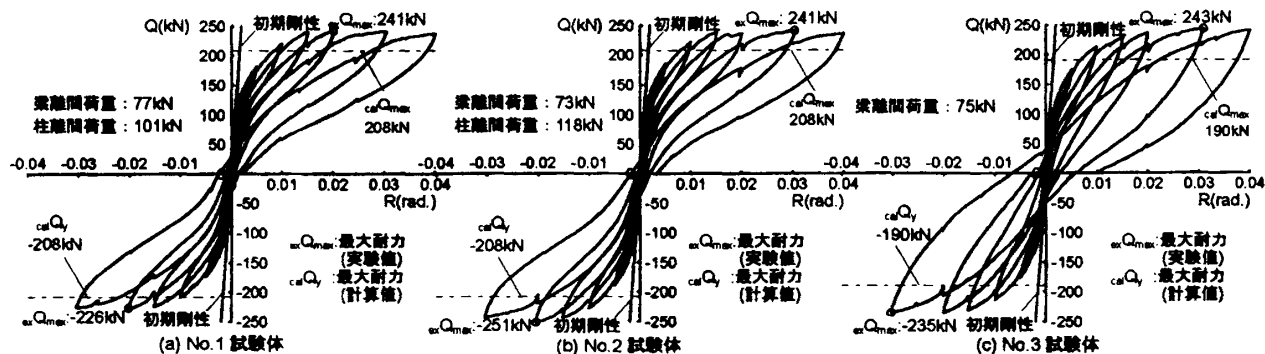


図-4 層せん断力Q-層間変形角R関係(各1サイクルのみ)

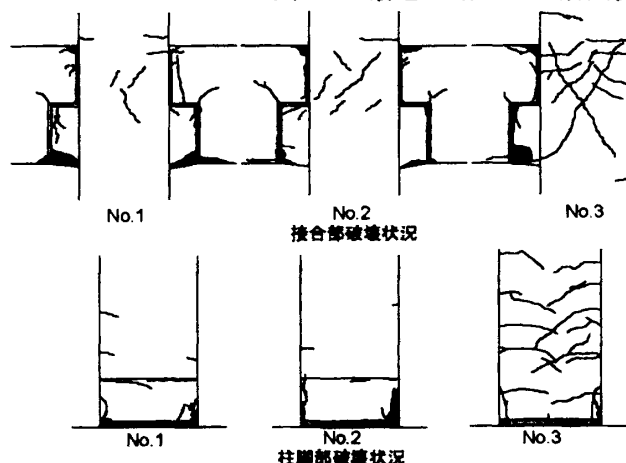
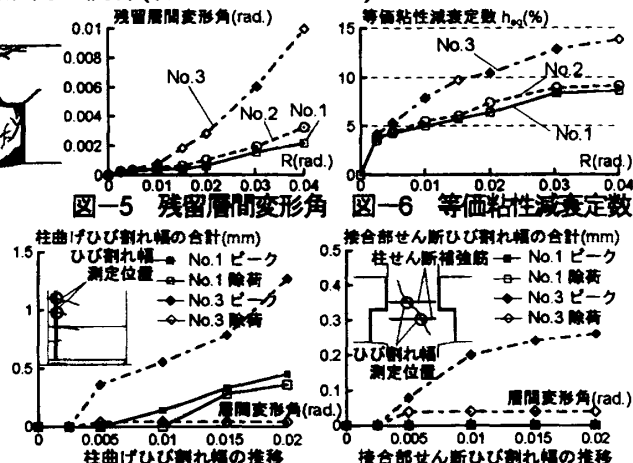
図-7 最終破壊状況(層間変形角 $R=1/25$ rad.)

図-5 残留層間変形角

図-6 等価粘性減衰定数

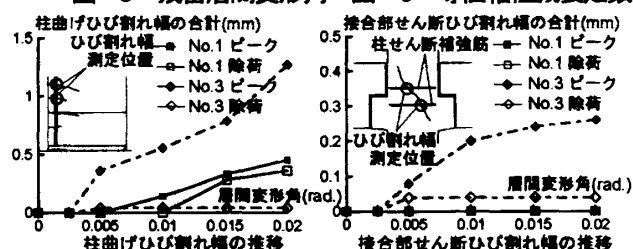


図-8 ひび割れ幅の推移

レストレス力が No.1 試験体より大きいため、No.2 試験体のほうが柱の離間荷重が若干大きい結果となった。梁・柱の離間後は剛性の低下が見られ、特に柱の離間後の剛性低下は大きく、 $R=1/66$ rad.あたりで架構の耐力が頭打ちとなり、 $R=1/25$ rad.まで耐力を維持し、靱性能に富んだ復元力特性を示した。除荷後は原点指向型の非線形弾性復元力特性を示した。一方、PCaRC 試験体(No.3)では梁に導入されたプレストレス力(以下、梁プレストレス力)と同等の引張力が作用した時点で梁端の離間が始まり、架構の剛性が低下し始めた。その後、柱脚部の曲げひび割れによる損傷が激しくなるにつれ、剛性が低下し、 $R=1/50$ rad.で架構の耐力が頭打ちとなった。復元力特性は $R=1/100$ rad.までは逆 S 字の原点指向型の履歴を示した。それ以降は履歴幅の狭い紡錘型を示した。図-5 に残留層間変形角、図-6 に等価粘性減衰定数を示す。PCaPC 試験体(No.1, No.2)は $R=1/25$ rad.経験後において、残留層間変形角が $1/400$ rad.程度と小さいものであったのに対し、PCaRC 試験体(No.3)は残留層間変形角が

$1/100$ rad.と 4 倍ほどであった。図-6 に示すように、同一層間変形角 $1/33$ rad.時における等価粘性定数が、PCaRC 試験体が 12.8%、PCaPC 試験体は 8.6%であり、PCaPC 試験体の方がエネルギー吸収能が小さい。尚、実験結果から層間変形角 $1/50$ rad.時においても、柱軸力用アンボンド PC 鋼棒の層せん断力に対する寄与分としては、全試験体とも 7%程度であることを確認している。

3.2 破壊性状

図-7 に層間変形角 $R=1/25$ rad.時の破壊状況、図-8 にひび割れ幅の推移を示す。図-7 に示すように、PCaPC 試験体は梁端離間後に梁関節部に損傷が集中し、 $R=1/66$ rad.時に梁曲げ降伏に至り、コーベル部のコンクリート表層の剥離が顕著となった。しかし、柱・梁一般部および接合部では損傷がほとんど見られなかった。また柱脚部ではスタブ・台座ブロック間(以下、圧着面)、柱部材・台座ブロック間(以下、接着面)で離間が生じ、曲げひび割れおよびせん断ひび割れによる損傷はほとんど見られなかった。 $R=1/66$ rad.付近において台座ブロックの圧壊が生じ、その

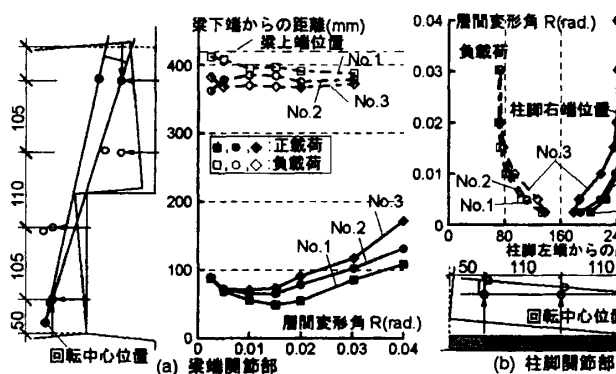


図-9 関節部回転中心位置の推移

後、No.2 試験体は $R=1/25\text{rad.}$ に向かう途中で PC 鋼棒が降伏に至ったが、No.1 試験体は $R=1/25\text{rad.}$ ピーク時においても降伏には至らなかった。最終破壊状況を比較すると、No.2 試験体は No.1 試験体に比べ若干、台座ブロック付近の損傷が目立った。PCaRC 試験体は $R=1/100\text{rad.}$ 時に柱脚部危険断面位置において柱主筋が降伏し、それ以降は柱脚部の曲げひび割れが進展していった。そして、 $R=1/66\text{rad.}$ 時に PC 鋼より線が弾性限界に達した後、コーベル部の損傷が顕著となった。また図-7、図-8 に示すように、接合部せん断ひび割れは PCaPC 試験体と比べて多数生じ、ひび割れ幅の総計を比較してわかるように損傷が大きいものであった。

3.3 関節部回転性状

図-9 に梁関節部および柱脚関節部の回転中心位置の推移、図-10 に関節部回転角が層間変形角に占める割合を示す。ここで、柱脚関節部回転角とは圧着面と接着面の回転角の合計値とする。図-9 より梁関節部の回転中心位置は圧縮縁近傍に位置している。柱脚関節部では初期には断面中心位置に近いところに回転中心位置があるが、その後、圧縮端側に回転中心位置が移動し、 $R=1/66\text{rad.}$ 時には柱芯から 80mm の位置に回転中心位置が移動し、それ以降の回転中心位置は一定の値を示した。図-10 より梁関節部は $R=1/200\text{rad.}$ 以降、全試験体において梁部材の変形角に対し、関節部回転角が大部分を占めるものであった。一方、柱脚関節部では PCaPC 試験体が $R=1/66\text{rad.}$ 以降、関節部回転角と層間変形角の比が 100% 近くなるのに対し、PCaRC 試験体のそれは最大で 80% 程度であり、PCaPC 試験体と

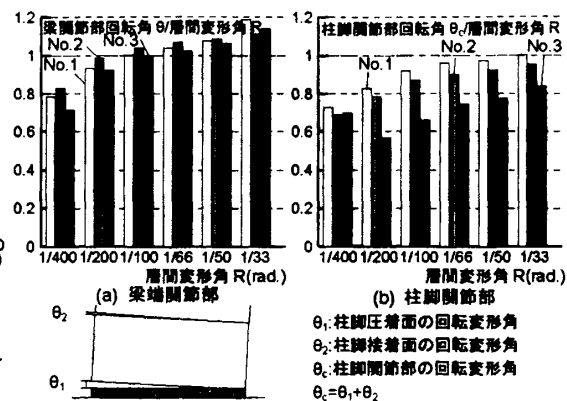


図-10 関節部回転角が層間変形角に占める割合

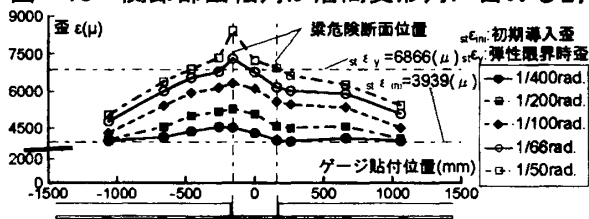


図-11 PC 鋼より線の歪分布(No.1)

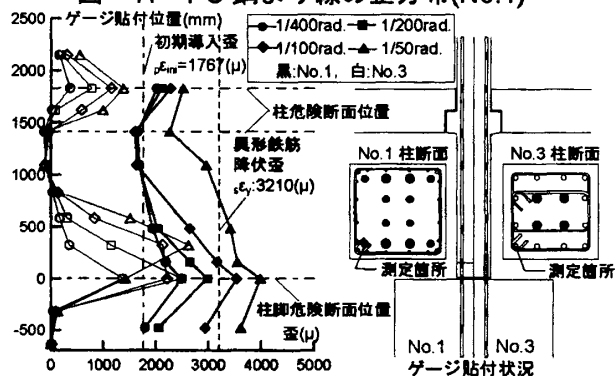


図-12 PC 鋼棒(No.1)及び柱主筋(No.3)の歪分布

比べ、回転変形の割合が小さいものであった。

3.4 歪性状

図-11 に No.1 試験体の PC 鋼より線の歪分布、図-12 に PC 鋼棒(No.1)及び柱主筋(No.3)歪分布を示す。PC 鋼材の歪の値は導入緊張力による歪と実験時の増分歪を足し合わせたものである。図-11 より PC 鋼より線の歪分布は梁危険断面を頂点とした三角形分布を示した。図-12 より、No.1 試験体の PC 鋼棒の歪分布は、柱脚危険断面位置で卓越し、PC 鋼より線と同様に、柱脚危険断面を頂点とし、緩やかに歪が減少する三角形分布を示した。一方、No.3 試験体の柱主筋歪は柱脚危険断面近傍において急激に増大し、歪勾配は大きいものであった。これは PC 鋼棒と異形鉄筋の付着性状の違いを反映したものである。

3.4 接合部せん断性状

図-13 に接合部せん断応力度の算出について

示す。その際、RC 靱性指針⁵⁾の接合部せん断強度式を用いて、算出を行った。また実験値による接合部最大せん断応力度は、図-13 の右に示すような応力状態を仮定し、算出を行った。接合部最大せん断応力度は、全試験体において実験値が計算値より小さい結果となった。これは架構の耐力が柱脚部および梁端部の降伏により決まったため、接合部の最大耐力に達する前に接合部入力せん断力が頭打ちとなり、接合部が破壊に至っていないためである。

4 土形架構の復元力特性の評価

4.1 圧着部モーメント M-回転角 θ のモデル化

土形架構の Q-R 関係のモデル化に関して述べる。まず梁端部および柱脚部の圧着部モーメント M-回転角 θ 関係(以下、M- θ 関係)のモデル化を行い、続いて、土形架構の Q-R 関係のモデル化を行う。表-2 に数式一覧を示す。

梁、柱ともに提案する M- θ 関係のモデルは第 1 折れ点を圧着部の離間時、第 2, 3 折れ点を引張側最外端の PC 鋼材が規格降伏強度に達した点(以降、この点を降伏と称す)、もしくは圧縮縁コンクリートが圧壊した時の点(以降、この点を圧壊と称す)とした 4 折れ線型と仮定する。コンクリートには Popovics の応力度 σ -歪 ε 関係を用いて、断面解析した。離間時のモーメントを求める。図-14 に梁端圧着部、柱脚圧着部の離間時までの断面内の力のつりあいと歪分布を示す。第 1 折れ点である圧着面の離間時のモーメントは、引張側最外端の PC 鋼材に初期導入緊張力と同等の引張力が作用した状態のモーメント(以下、この時のモーメントを離間モーメントと称する)とする。すなわち、初期導入緊張力による実験値の歪 ε_{s1} (PC 鋼より線: $\varepsilon_{s1} = 3697 \mu$, PC 鋼棒: $\varepsilon_{s1} = 1917 \mu$) を、表-2 の (1), (2) 式の ε_1 に代入することで算出できる。断面力によるモーメントの算定は平面保持を仮定して計算を行う。次に第 2, 第 3 折れ点を求める。図-15 に離間後の危険断面の変形状態について示す。第二折れ点以降のモーメントは、圧着部にお

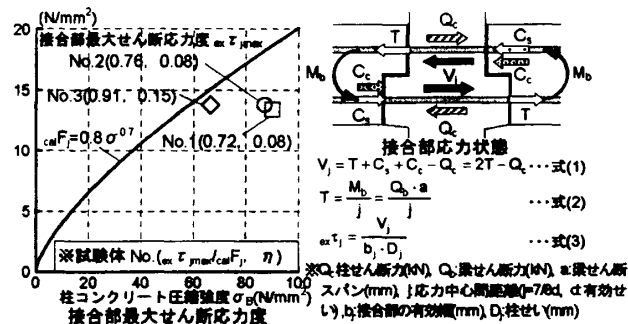


図-13 接合部せん断応力度の算出

表-2 数式一覧

$C = \sum T + N = E_s \cdot A_s \cdot \sum \eta_i \cdot \varepsilon_i + N$	(1)
$M = \sum T \cdot j + N \cdot j_c = E_s \cdot A_s \cdot j \cdot \sum \eta_i \cdot \varepsilon_i + N \cdot j_c$	(2)
$\delta_i = \theta \cdot (d_i - X_n)$	(3)
$\delta_i = \Delta \varepsilon_i \cdot l_i$	(4)
$\tau_s = E_s \cdot A_s \cdot \Delta \varepsilon_i / (\psi_s \cdot l_i)$	(5)
$\Delta \varepsilon_i = \sqrt{\theta \cdot \tau_s \cdot \psi_s \cdot (d_i - X_n) / (E_s \cdot A_s)}$	(6)
$\varepsilon_c = \delta_c / l_p = \theta \cdot X_n / (\alpha \cdot D)$	(7)

E_s : 鋼材のヤング係数(N/mm²), A_s : 鋼材の断面積(mm²), η_i : 段目の鋼材の本数, ε_i : 段目の鋼材の歪, C : コンクリートの圧縮力(kN), N : 軸力(kN), M : 圧着部モーメント, j : 軸力位置からコンクリート圧縮力までの距離(mm), δ_i : 段目の鋼材の伸び出し量(mm), d_i : 段目の鋼材の位置から圧縮縁までの距離(mm), $\Delta \varepsilon_i$: 段目の鋼材の増分歪, j_c : 段目の付着長さ(mm), ψ_s : 鋼材の付着周長(mm) [PC 鋼より線: 53.2mm], τ_s : 鋼材の付着応力度 [PC 鋼より線: 1.1(N/mm²) [PC 鋼棒: 1.4(N/mm²)], δ_c : コンクリート圧縮縁の縮み量, l_p : 塑性長さ, α : 初期導入歪, α : 塑性長さ係数(梁端部0.4, 柱脚部0.8)

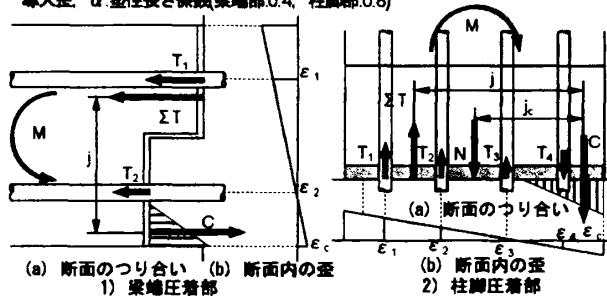


図 14 断面内の応力状態(離間前)

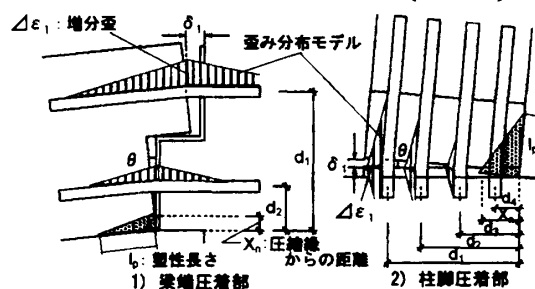


図 15 離間後の危険断面の応力状態

るコンクリートのみの変形平面保持を用いて算出を行う。まず、各段の PC 鋼材の伸び出し量を、回転角 θ と中立軸位置から圧縮縁までの距離 X_n を使い、(3)式より算出する。また、引張側最外端の PC 鋼材の伸び出し量 δ_1 は歪分布の積分値であるとする。図-15 のように三角形分布を模式化することで、(4)式により算出ができる。付着長さ l_i は (5) 式から求め、PC 鋼より線の付着応力度は既往の研究⁶⁾より 1.1N/mm², PC 鋼棒の付着応力度は実験結果から得た平均付着応

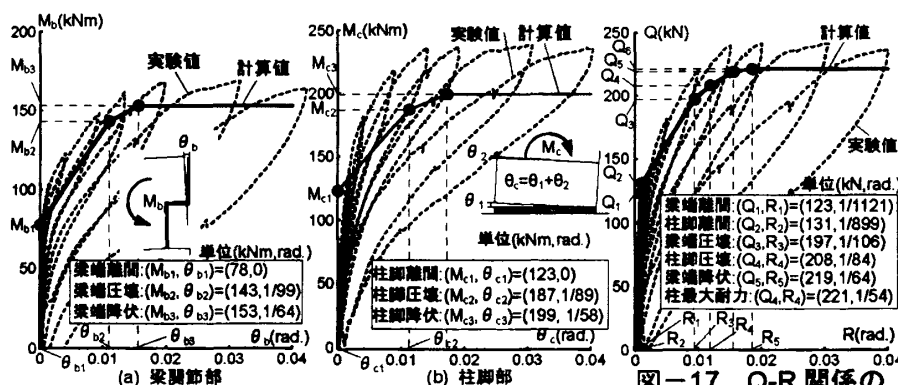
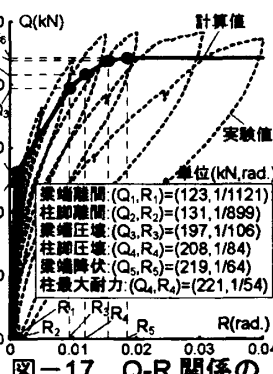
図-16 M- θ 関係のモデル

図-17 Q-R関係の骨格曲線

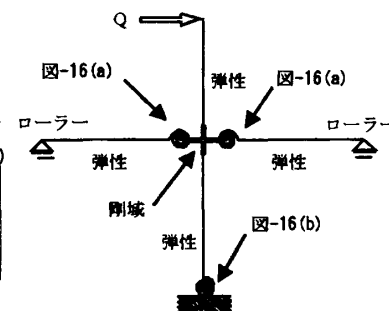


図-18 骨格曲線を求めるための骨組みモデル

力度 1.4N/mm^2 とした。これより、 θ と X_n を変数とした各段の PC 鋼材の離間後の増分歪 $\Delta \varepsilon_i$ が(6)式より求まる。コンクリートの圧縮縁歪を、図-15 に示す圧縮縁コンクリートの塑性長さ l_p を把握する必要がある。塑性長さ l_p を用いて(7)式で求める。塑性長さ l_p は実験時に目視で圧縮縁の圧壊を確認したときの変位計から得た圧縮縁の変位から、梁端部では 0.4、柱脚部では 0.8 と定めた。第 2 折れ点以降のモーメントおよび圧着部回転角は、引張最外端の PC 鋼材の降伏あるいは圧縮縁コンクリートの圧壊のいずれかの事象が起こる時として (3)~(7)式から算出する。求めた M- θ 関係を標準試験体である No.1 の実験結果とともに図-16 に示す。梁端部、柱脚部の M- θ 関係の計算値と実験結果を比較すると、計算値のほうが、離間モーメントが大きくなり、2 次剛性、最大耐力がやや低い結果となった。

4.2 Q-R 関係の骨格曲線の算出

層せん断力 Q-層間変形角 R は図-18 のモデルを用いて求めた。よって Q-R 関係の骨格曲線における各折れ点は梁端または柱脚部のモーメントがそれぞれの M- θ 関係の各折れ点に対応して求められる。図-17 に Q-R 関係における実験値との比較を示す。求めた骨格曲線を実験結果と比較すると、骨格曲線のほうが梁端、柱脚離間荷重が大きく、柱脚離間後から柱脚圧壊までの剛性がやや低かったが、概ね包絡線は一致していると考えられる。

5 まとめ

『土形』架構実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) PC 鋼棒を用いた柱脚の圧着面は目開き、弾性回転を生じる。
- 2) 架構の損傷は柱および梁の圧着面に集中していることから、損傷制御効果を有している。
- 3) 今回の範囲内のプレストレス力では、柱脚部の回転性状に大きな差異は生じない。
- 4) PC 鋼材の付着性状を評価することで、架構の骨格曲線を評価することができる。

付記

本研究の実験は、平成 18 年度国土交通省「建設技術研究開発費補助金（研究代表者、東京理科大学教授松崎育弘）」により実施した。

本研究は KTB 協会に設立された KTB 圧着技術研究所(所長:中野清司)の委員会のもとで行われたものである。

参考文献

- 1) 岡野大志他:PC 圧着関節工法を用いた損失制御架構の構造性能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.27, No2, pp547-552
- 2) 中井敏文他:PC 圧着関節工法を用いたト形部分架構の構造性能に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.28, No2, pp535-546
- 3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, AIJ, 1999.10
- 4) プレストレスコンクリート設計施工規準・同解説, AIJ, 1998.11
- 5) 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, AIJ, 1998.4
- 6) 池澤誠他:PC 圧着関節による損傷制御設計に関する研究(その 9PC 鋼より線の弾性付着性状), AIJ 大会学術講演梗概集 C-2, pp931-932, 2004.9