

鋼管内壁を有する柱状構造物の開発

山口高弘¹・村田信之²・大森栄二²・小林洋一³・上條崇³

¹正会員 工修 熊谷組 土木技術部 (〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)

²正会員 熊谷組 土木技術部 (〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)

³正会員 工修 住友金属工業 建設技術部 (〒314-0255 茨城県鹿島郡波崎町砂山16-1)

高橋脚や長大橋主塔などの大型柱状構造物において、その多くは構造的合理性から中空形式や鋼・コンクリート複合構造が採用されている。著者らは、このような大断面かつ高層化する柱状構造物に対して、さらなる施工の省力化・工期短縮・工費削減を目的として、鋼管内壁を有する柱状構造物の開発を進めている。

結果として、鋼管内壁を有する柱状構造物の開発の第一段階として実施した模型加力基礎実験では地震時の保有耐力に優れた構造であることを確認し、施工の省力化、工費縮減に関して重要な要素である隣接鋼管の継手部材の簡略化に関する実験ではいくつかの有効な構造形式を選定できた。

キーワード：合成構造，複合構造，合成柱，橋脚

1. はじめに

山間部橋梁の高橋脚や長大橋主塔などの大型柱状構造物において、工費削減や工期短縮を目的として鋼・コンクリート複合構造を適用することが考えられる。このような大型柱状構造物に関して、すでにいくつかの複合構造の提案がなされており、実施工に移されているものも多い。^{1)~4)}

著者らは、このような複合構造の一つとして、図-1のような鋼管内壁を有する柱状構造物の開発を進めている。^{5)~7)}この構造は、コンクリート充填鋼管で形成した内壁を鉄筋コンクリートで被覆して中空形式の柱断面を形成しており、構造物が大型化した場合の死荷重増大を回避し、柱ならびに基礎の負担を軽減できる。

また、本構造は以下に示すような施工上のメリットも有している。

- 従来、RC 中空構造により大規模構造物を構築する場合、RC 壁の内外に太径鉄筋が多段配置され、さらに横拘束筋が多数配置されることが多く、施工性の低下が懸念される。本構造では鋼管を断面外周近くに配置することで主筋量を削減し、これらの問題を軽減している。
- コンクリート充填鋼管は曲げ剛性が高いので、外周コンクリートを内側から拘束する効果も期待できる。
- 鋼管に鉄筋代替の機能と内型枠の機能を兼用させることで、配筋、型枠作業が軽減され、大幅な省力化と工期短縮が可能になる。

本構造の開発フローを図-2に示す。開発初期の段階では鋼殻を用いた複合構造^{8)~11)}を検討したが、実構造を対象とした試設計において、以下のような課題があり、再検討により鋼管内壁を有する柱状構造物を選定した。

- 構造寸法がRC構造と比較して細くなり、上部工との取り扱い・景観等に課題が残る。
- 30m程度の比較的低い橋脚に対しては、工費において従来型のRC構造が有利となる。

また、本構造について実構造を対象とした試設計の結果、施工の省力化、工期短縮、工費縮減に関して鋼管の継手部材の簡略化が有効であることが判明し、性能面では耐震性能の検討が重要と判断した。

本論文では、この構造の耐震性能を検討するために実施した模型加力基礎実験について報告するとともに、隣接鋼管の継手部材の簡略化に関する曲げ実験について記述する。

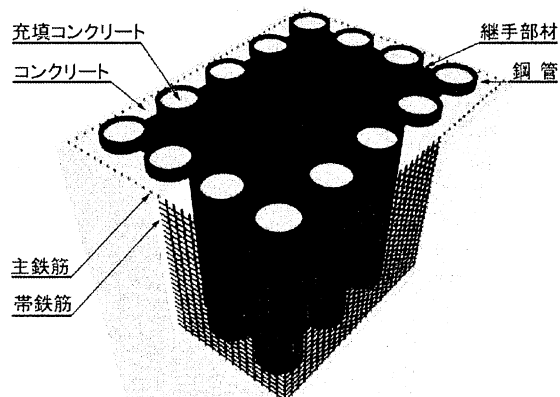


図-1 鋼管内壁を有する柱状構造

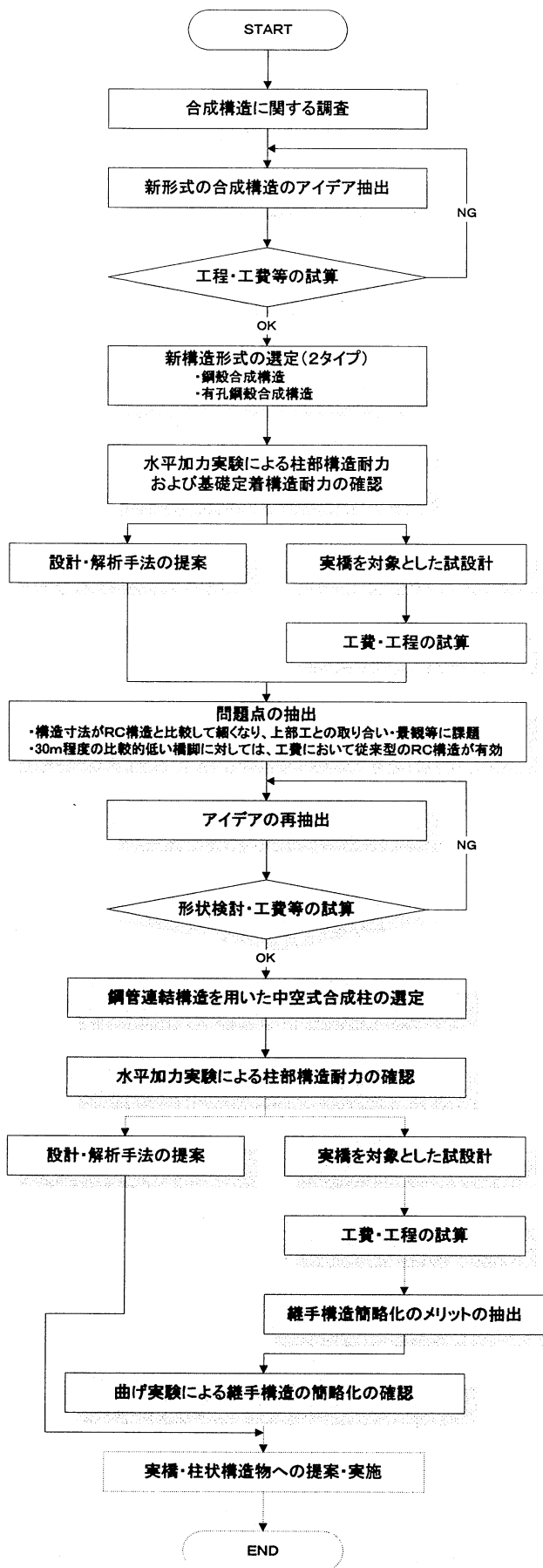


図-2 合成柱開発フロー

2. 模型加力基礎実験

(1) 実験方法

本構造の基本的な耐荷性能ならびに破壊形態を確認し、耐震設計に必要なデータを取得することを目的に繰返し載荷実験を行った。

供試体は2体製作し、隣接鋼管間の継手が柱の耐荷挙動に与える影響を検討するために、継手板を溶接取付した場合(TYPE-J)と、非連結の場合(TYPE-N)について実験した。非連結のTYPE-N 供試体では、TYPE-Jの継手板と同厚の鋼板を鋼管に取り付けているが、この鋼板にはスリットを設けて、せん断力やフープ方向の力を伝達しない構造とした。供試体の断面形状を図-3に、供試体諸元を表-1に、使用材料の強度を表-2に示す。なお、供試体には小径の鋼管(φ60.5mm×3.2mm)を使用したため、鋼管内にはコンクリートではなく、グラウトを充填した。また、鋼管の外面にははずれ止めは設けなかった。

供試体の断面寸法は実構造の試設計結果に対して1/10～1/15の縮尺率としている。ただし、供試体製作上の制約や材料入手の都合から、外周コンクリートの壁厚と鋼管の板厚は、試設計で想定しているものより大きくなっている。特に、鋼管板厚が大きいことから、鋼管断面積比が6.2%と大きい。なお、鋼管断面積比の適切な範囲については、今のところ十分に検討できていないが、3章で鋼管断面積比を小さくした実験を実施しており、その影響について後述する。

載荷方法を図-4に示す。供試体鋼管の下端にはベースプレートを立ててコンクリートフーチングに埋め込み、フーチングには十分な補強を施した。荷重載荷点の柱頭部についてもダイヤフラムを設けるとともに鋼管群の内部にコンクリートを打設して補強した。

軸力用ジャッキは、傾斜によって水平分力が供試体に加わらないように、滑り支承で支持した。

供試体への荷重載荷は、上部工死荷重相当の一定軸力245kN(1.5 N/mm²)のもとで、初降伏変位 δ_{y0} (引張縁鉄筋の降伏)を確認するまで荷重制御で載荷し、その後、 δ_{y0} の偶数倍の振幅で、各振幅3回の繰返しを行った。

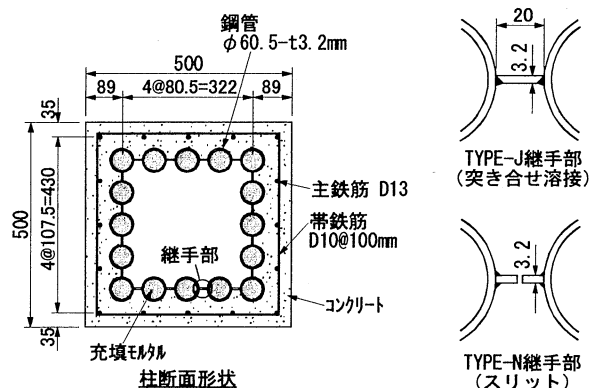


図-3 供試体断面

表-1 供試体諸元

	TYPE-J	TYPE-N
柱断面サイズ	□500mm	←
主鉄筋	16-D13	←
主鉄筋断面積比*	1.4%	←
鋼管	16-φ60.5×3.2mm	←
鋼管断面積比**	6.2%	←
帯鉄筋	D10@100mm	←
せん断スパン比	4.95	←
隣接鋼管の継手	継手板溶接	非連結

* コンクリート+グラウト断面積に対する比率

** 継手板の断面積も考慮

表-2 材料強度 (単位: N/mm²)

	TYPE-J	TYPE-N
コンクリート σ_{ck}	51.7	45.2
鋼管内グラウト σ_{ck}	49.2	53.7
鉄筋 σ_y	341.0	
鋼管 σ_y	366.1	
継手鋼板 σ_y	318.6	

(2) 実験結果と考察

実験で得られた荷重-変位関係を図-5a), b)に示す。

継手板溶接の TYPE-J(図-5a))では、 $P=157$ kN で引張鉄筋が降伏した。この時点では柱の曲げ剛性はほとんど低下せず、弾性的な挙動を保ったままであった。その後、引張側鋼管が降伏し始める $2\delta_{yo}$ 付近から剛性が低下し、 $4\sim 6\delta_{yo}$ で最大耐力に達した。最大耐力点付近では、柱基部のかぶりコンクリートが剥落し始めており、曲げ破壊型の破壊形式であった。最大耐力以降は変位の増大に伴って柱基部のコンクリートが徐々に剥落し、最終的に $16\delta_{yo}$ で引張側鋼管が破断するまで緩やかに荷重低下した。履歴ループの形状は、荷重最終段階まで紡錘型であり、優れた耐震性能を有することを確認した。

一方、鋼管同士を連結していない TYPE-N(図-5b))でも、 $P=157$ kN で引張鉄筋が降伏し、 $1\delta_{yo}\sim 2\delta_{yo}$ までは TYPE-J と同様の挙動を示していたが、 $2\delta_{yo}$ 以降、TYPE-J よりも剛性が低下した。最大耐力も TYPE-J に比べて 20%程度低くなった。最大耐力点付近で柱

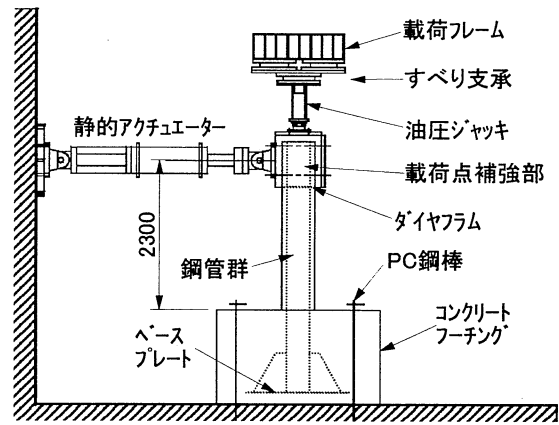


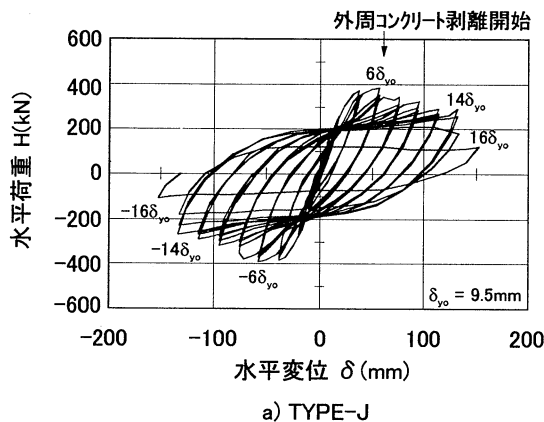
図-4 荷重方法

基部のかぶりコンクリートが剥落し始め、それ以降では基部コンクリートの剥落に伴い荷重低下しており、破壊形態は TYPE-J に類似していた。しかしながら、かぶりコンクリートの剥落が TYPE-J よりも若干早期に生じること、TYPE-J に比べて最大耐力以降の荷重低下が大きいこと、などの差違が認められた。

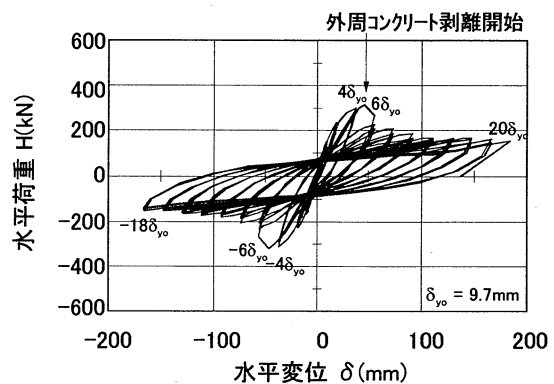
TYPE-J, N の両者について、実験終了時の外周コンクリートのひび割れ状況を図-6a), b)に示す。TYPE-N は外周コンクリートのひび割れが TYPE-J に比べて多く、外周コンクリートの負担が大きかったことが確認できる。

また、TYPE-J, N の両者について、荷重完了後の柱部の切断面の状況を写真-1に示す。切断位置は基部から約 30cm の位置で、荷重方向は写真の左右方向である。TYPE-J では外周コンクリートと鋼管に剥離が見られず、ほぼ一体挙動をしていたものと考えられる。一方、TYPE-N では、外周コンクリートと鋼管の変形状況が異なり、柱基部側面では、隣接する鋼管間にずれが生じ、鋼管間隔が狭まっていた。また、圧縮・引張縁では鋼管がコンクリート内面から剥離する挙動が観察された。なお、切断は基部から 110cm の位置（高さ方向に中心部）においても実施したが、同様の状況が確認された。

以上のように、隣接鋼管の継手の有無によって、外周コンクリートの破壊性状に差があり、柱部材としての耐荷性能にも差があることが明らかになった。



a) TYPE-J



b) TYPE-N

図-5 荷重-変位関係

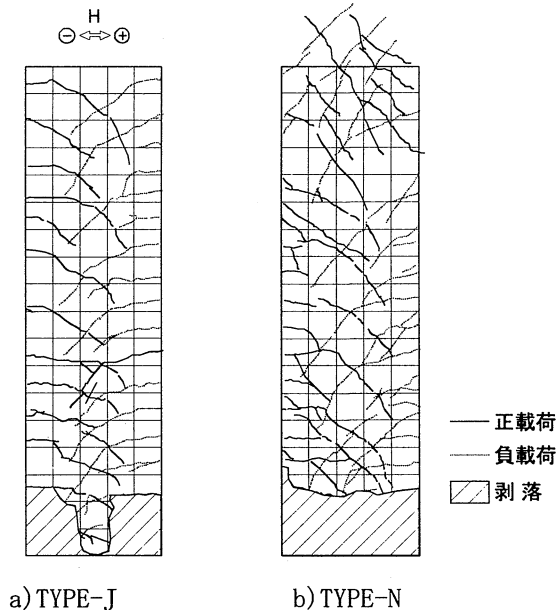


図-6 外周コンクリートのひび割れ状況（柱側面）

3. 継手部材の簡素化に関する曲げ実験

(1) 実験方法

実構造の試設計において隣接鋼管の継手部材が全体鋼重の1割以上を占め、施工性、工費、工費に及ぼす影響が大きいことから、継手部材の簡素化を目的に繰返し曲げ実験を行った。

前述の基礎実験から、隣接鋼管の継手の有無によって破壊性状、耐荷性能が異なることが明らかになり、継手部材の簡素化においては、外周コンクリートと鋼管が一体挙動することで、耐荷性能が向上すると判断された。その方法としては、1)外周コンクリートと鋼管内壁の付着の向上、2)鋼管内壁の形状保持のための補強の2点が挙げられた。

供試体は4体製作し、外周コンクリートと鋼管内壁の付着の向上について検討することを目的に、ずれ止めを鋼管に溶接取付した場合（供試体①）と、部分的にT形鋼を溶接取付した場合（供試体④／図-10参照）について実験した。また、鋼管内壁の形状保持のための補強について検討することを目的に、鋼管内壁内部に支保工（ダイヤフラム）を設けた場合（供試体②／図-9参照）についても実験した。なお、供試体③はこれらの特性を比較するために、継手板を溶接取付したものである。

供試体の断面形状を図-7に、供試体諸元を表-3に、使用材料の強度を表-4、5に示す。なお、供試体には小径の鋼管（ $\phi 60.5\text{mm} \times 2.3\text{mm}$ ）を使用し、鋼管内にはコンクリートではなく、モルタルを充填した。

供試体の断面寸法は基礎実験と同様に実構造の試設計結果に対して1/10～1/15の縮尺率としており、供試体製作上の制約や材料入手の都合から、外周コンクリートの壁厚と鋼管の板厚は、試設計で想定しているものより大

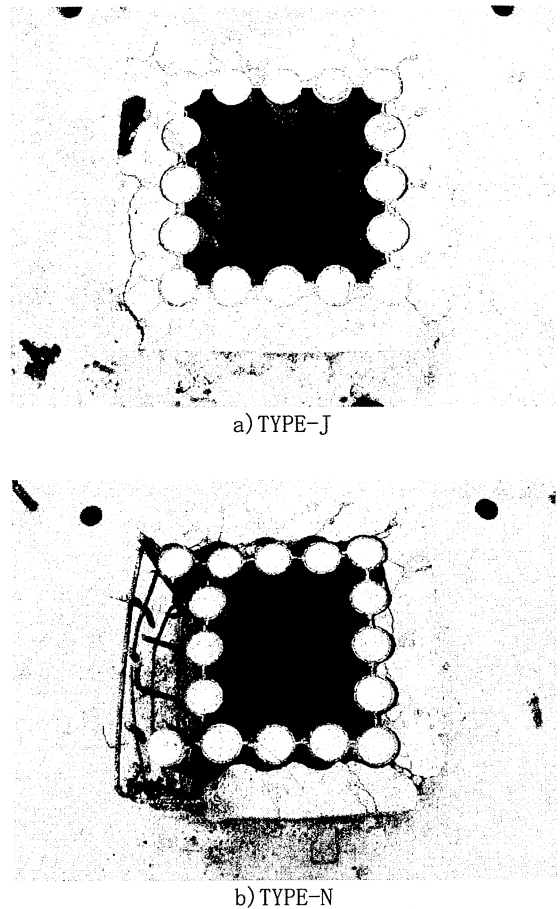


写真-1 柱部切断状況（基部から約30cm位置）

きくなっている。ただし、鋼管の板厚を2.3mmとし、本数も少なくしたこと、鋼管断面積比が2.0%となり、基礎実験の約1/3の値となっている。

載荷方法を図-8に示す。供試体の端部に軸力用ジャッキを設け、上部工死荷重相当の一定軸力245kN（1.5 N/mm²）を保持した。また、供試体への荷重載荷は載荷点に上下方向に加力する機構とした。初降伏変位 δ_{y0} （引張縁鉄筋の降伏）を確認するまで荷重制御で載荷し、その後 δ_{y0} の偶数倍の振幅で、各振幅3回の繰返しを行った。

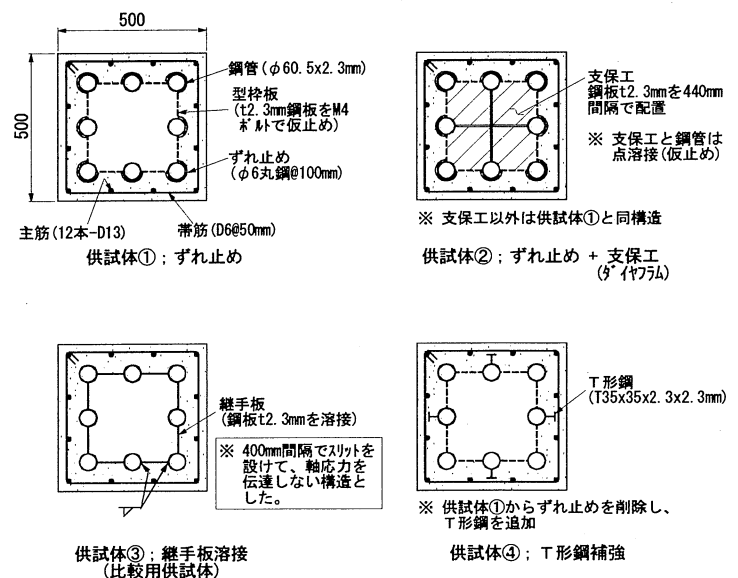


図-7 供試体の断面形状

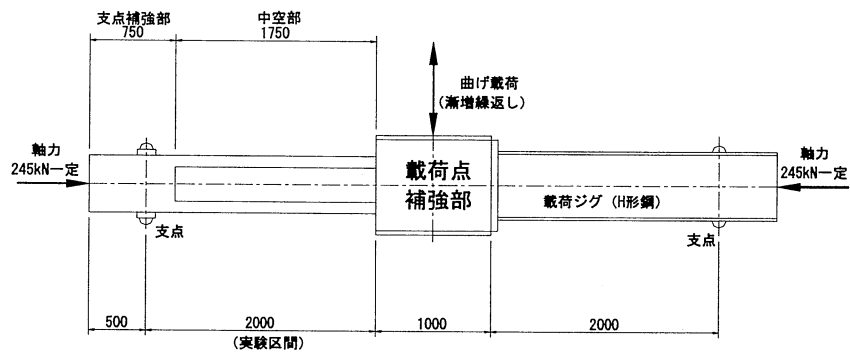


図-8 荷重方法

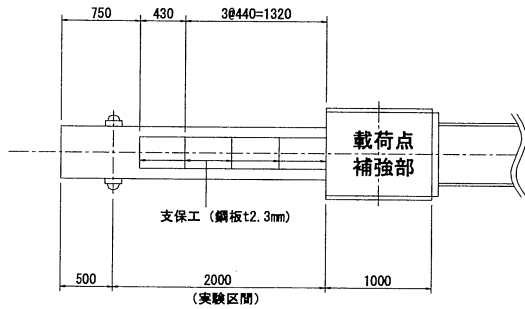


図-9 供試体②の支保工（ダイヤフラム）配置

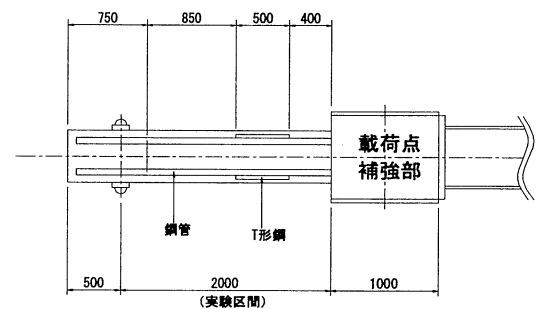


図-10 供試体④のT形鋼補強範囲

表-3 供試体諸元

	供試体①	供試体②	供試体③	供試体④
柱断面サイズ	□500mm	←	←	←
主鉄筋	12-D13	←	←	←
主鉄筋面積比	0.9%	←	←	←
鋼管	8-φ60.5×2.3mm	←	←	←
鋼管断面積比	3.0%	←	←	←
帯鉄筋	D6@50mm	←	←	←
せん断スパン比	4.95	←	←	←
継手	非連結(M4ボルト仮止)	←	継手板(2.3mm)溶接	非連結(M4ボルト仮止)
ずれ止め	φ6丸鋼@100mm	φ6丸鋼@100mm	—	—
水平支保工 (ダイヤフラム)	—	鋼板(t=3.2mm)を 440mm間隔で配置	—	—
T形鋼	—	—	—	T35×35×2.3×2.3mm ×500mmを4ヶ所補強
備考		図-9参照		図-10参照

表-4 鋼材の材料強度（3体平均値）

種類	規格	降伏点 σ_{ck} (N/mm ²)	引張強さ σ_{ck} (N/mm ²)	伸び	適用部位
鉄板 t=2.3mm	SS400相当	300	368	40.6	型枠板, 連結板, T形鋼
鉄板 t=3.2mm	SS400 相当	314	370	40.1	ブラケット, ダイヤフラム
鋼管 φ60.5×2.3mm	SS400 相当	421	484	18.6	鋼管
丸鋼 φ6mm	SS400 相当	377	481	30.7	ずれ止め
鉄筋 D6	SD295	425	513	27.3	帯鉄筋
鉄筋D13	SD295	344	481	23.6	主鉄筋

表-5 コンクリートの材料強度（3体平均値）

区分	材令	圧縮強度 σ_{ck} (N/mm ²)	弾性係数 E_c (kN/mm ²)	ポアソン比 ν	引張強度 σ_t (N/mm ²)	備考
コンクリート	34日	35.6	29.5	0.190	3.19	実験開始
	62日	36.3	28.3	0.182	3.03	実験終了
モルタル (鋼管内充填)	34日	46.3	—	—	—	実験開始
	69日	47.8	—	—	—	実験終了

(2) 実験結果と考察

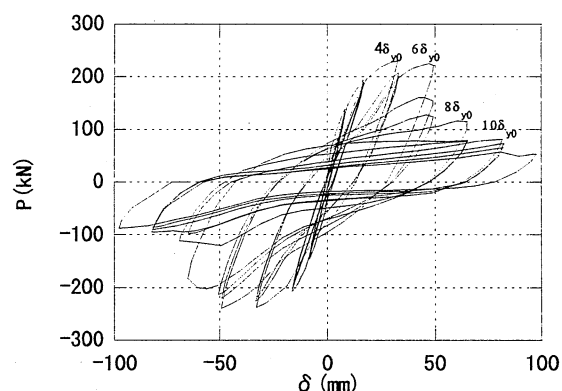
実験結果から得られた荷重－変位関係を図-11a)～d)に、結果一覧および道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成8年12月）によるRC橋脚の計算結果を表-6に、荷重－変位関係包絡線の比較を図-12に示す。

a) 耐荷挙動

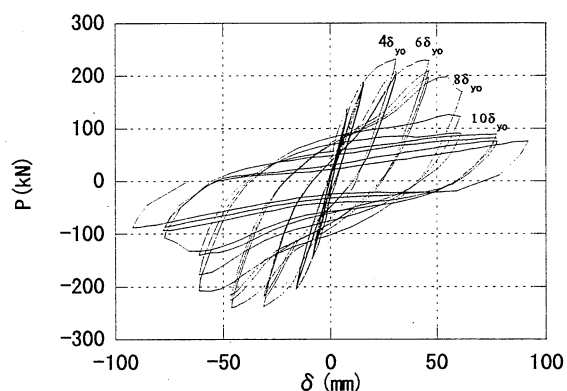
実験結果から、各供試体の最大耐力は 235～240kN の範囲内にあり、供試体間の差はほとんど見られない。初期剛性についても、供試体間の差は小さい結

果であった。これらの理由としては、以下のことが考えられる。

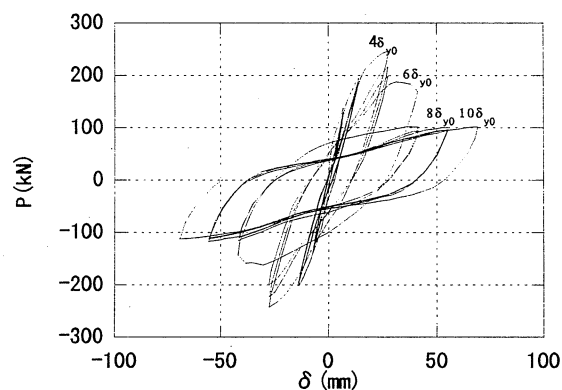
- 継手なしの場合でも、鋼管外面のずれ止めや、T 形鋼の補強効果によって、耐力低下の要因である鋼管と外周コンクリートとのたわみ差やずれ変形が抑制された。
- 今回の実験では鋼管断面積比 (p = 鋼管群断面積 / コンクリート総断面積) が、 $p=2.0\%$ で、基礎実験の $p=6.2\%$ に比べて小さく、継手連結・非連結による耐力差が生じにくい条件であったものと考えられる。



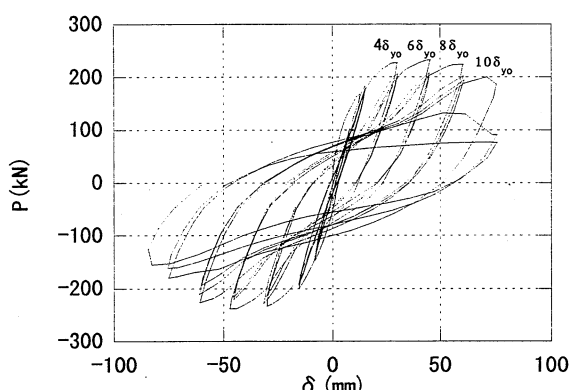
a) 供試体①：ずれ止め



b) 供試体②：ずれ止め+支保工



c) 供試体③：継手板溶接



d) 供試体④：T形鋼

図-11 荷重－変位関係

表-6 実験結果および道路橋示方書Vによる計算結果

	引張縁鉄筋降伏点		最大耐力点		終局点		備 考
	δ_{y0} (mm)	P_{y0} (kN)	δ_m (mm)	P_m (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)	
道示 V 計算 (TYPE II 地震)	6.2	137 (計算値)			27.6	193 (計算値)	鋼管を鉄筋に置換えて RC 脚として計算
供試体①	8.2		32.9	235	57.6		鋼管外面ずれ止め
〃 ②	7.8		38.5	236	59.6		鋼管外面ずれ止め+支保工
〃 ③	6.9		25.8	240	34.6		継手板溶接
〃 ④	7.5		46.2	235	71.9		T形鋼補強

注 1) 実験値は正負荷荷の平均

注 2) 実験の δ_{y0} は、荷重が P_{y0} (鉄筋降伏荷重計算値) に到達した時点の変位 (=繰返し荷重の基準振幅)

注 3) 実験の終局点は、荷重－変位関係の包絡線上で荷重が P_u (終局耐力計算値) に低下した点

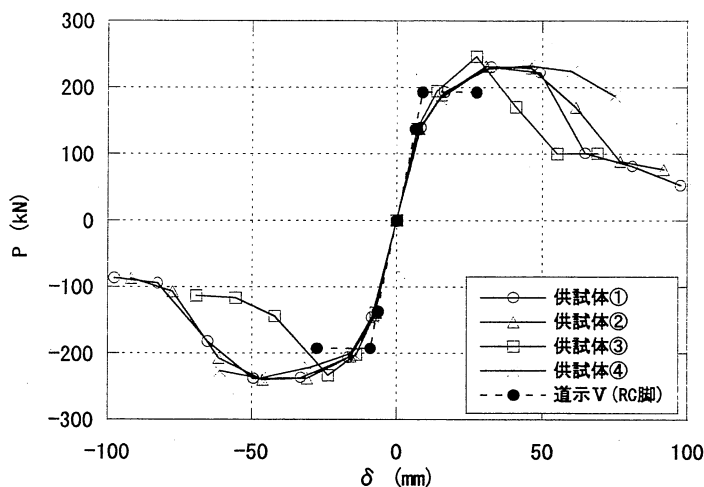
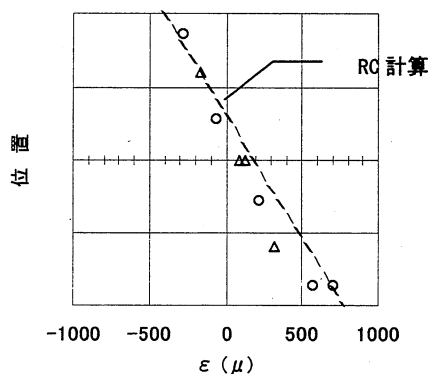
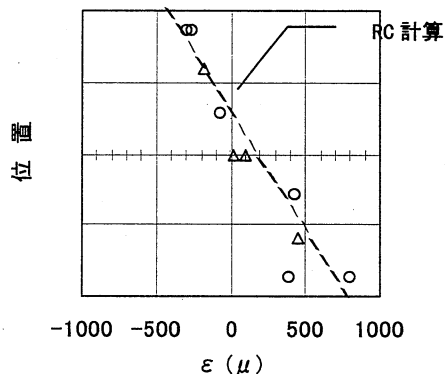


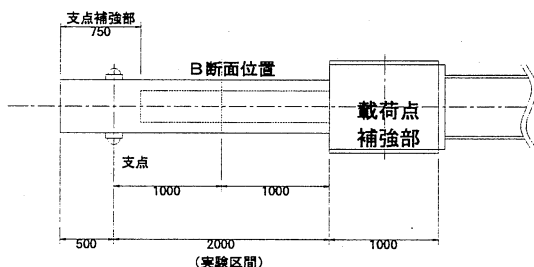
図-12 荷重-変位関係包絡線の比較



a) 供試体③：継手板溶接



b) 供試体④：T形鋼



c) 断面位置図

図-13 断面内ひずみ分布 (B断面, $1 \delta_{y0}$ 時)

b) 変形性能

じん性については、各供試体の差が比較的大きくなった。いずれの供試体においても鋼管の破断によって最終的な耐力低下を生じており、その破断は鋼管の溶接部近傍から生じていた。じん性が供試体③（継手板溶接）、供試体①（ずれ止め）、供試体②（ずれ止め＋支保工）、供試体④（T形鋼）の順番で大きくなっていくことから、溶接量が多いものほど鋼管破断時期が早く、鋼管への溶接量の大小がじん性に影響していた可能性が高いと考えられる。これは供試体では鋼管板厚が $t=2.3\text{mm}$ と極めて小さいために溶接の影響を強く受けたと考えられるが、実橋脚では鋼管板厚は 9mm 以上は確保でき、溶接条件も大幅に改善されることから、補強方法の違いによるじん性の差は縮小するものと考えられる。

c) ひずみ性状

ひずみ性状の一例として、図-13に供試体③（継手板溶接）と供試体④（T形鋼）について、B断面（実験区間の中心）の $1 \delta_{y0}$ 時のひずみ分布を示す。実験結果より、ひずみ性状は隣接鋼管の連結・非連結によらず、ほぼ平面保持が成立しており、ひずみ分布はRC計算にほぼ一致していると考えられる。

d) 鋼管のせん断応力

鋼管のせん断応力の一例として、図-14に供試体③（継手板溶接）と供試体④（T形鋼）について、B断面（実験区間の中心）の荷重-せん断応力の関係を示す。

実験結果より、隣接鋼管の連結・非連結の違いにより、鋼管発生せん断応力が異なる。また、非連結の場合には、発生せん断応力は小さく、鋼管間のばらつきも大きくなった。設計においては留意が必要な点と考えられる。

4. まとめ

本論文では、鋼管内壁を有する柱状構造物について、隣接鋼管継手の有無に着目した基礎実験と継手構造の簡素化に関する実験を実施し、検討を加えた。この結果、以下のことが明らかになった。

なお、本検討と並行して解析モデルを用いた数値解析を実施しているが、すでに参考資料 5) で報告しており、参照されたい。

- (1) 隣接する鋼管同士を十分な強度を有する継手で連結する場合、鋼管群と外周コンクリートが共同して荷重に抵抗する。最大耐力は平面保持仮定に基づく RC 計算値と同等で、優れた変形性能を有することが確認された。
- (2) 隣接する鋼管同士を連結しない場合、鋼管同士のずれや、外周コンクリートと鋼管の剥離が生じるために、最大耐力ならびに変形性能が低下

する傾向がある。ただし、コンクリート断面積に占める鋼管断面積の比率が小さくなる程、この傾向は緩和されると考えられる。

- (3) 隣接する鋼管同士を連結しない場合でも、鋼管群の型崩れ防止材としてダイヤフラムを設けることや、鋼管にT形鋼等を用いてコンクリート等の付着を増加することで、柱としての耐荷力や剛性が向上する可能性があることを確認した。
- (4) 本構造の設計においては、以下の点を留意する必要がある。

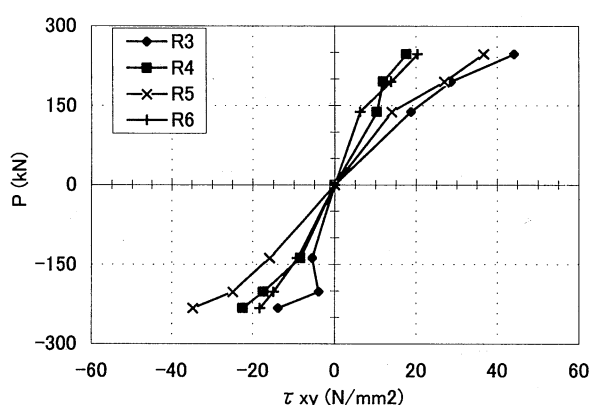
- 曲げに対しては、隣接する鋼管同士の連結・非連結の影響は小さく、いずれの場合も RC 計算で評価できる。
- 基礎実験結果から、鋼管断面積比が大きい場合には、鋼管連結・非連結で耐荷性状が大きく異なることが確認されているので、鋼管断

面積比に関する制限が必要である。

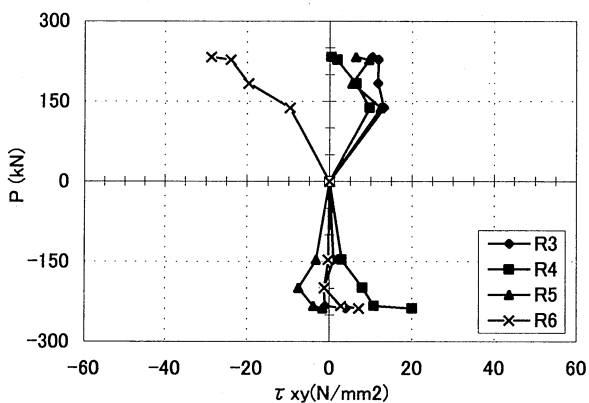
- せん断応力に対しては、鋼管連結・非連結の差が顕著であり、鋼管のせん断応力分担率にこの影響を反映させる必要がある。

参考文献

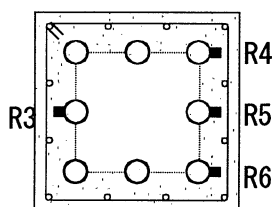
- 1) 田中浩一，大内一，長沼一洋，緒方辰男：水平力を受ける鋼管・コンクリート複合構造橋脚の挙動評価，土木学会論文集，No. 648/V-47，pp. 89-108，2000. 5
- 2) 前田良文，盛春雄，小林良，上田達哉：鉄骨コンクリート複合橋脚構造の設計と施工ー北海道縦貫自動車道大岸橋ー，橋梁と基礎，pp. 16-22，1996. 10
- 3) 福井，芦達，古賀，笠井，江口：スパイラル筋を用いた SRC 橋脚の開発について(その 1：3H 工法について)，土木学会第 53 回年次学術講演会，VI-78，pp. 156-157，1998. 10
- 4) 西海健二，沖本眞之，川端規之，緒方紀夫：鋼製エレメントを用いた合成構造中空断面橋脚における実験的研究，鋼構造論文集，第 3 巻第 9 号，pp. 57-66，1993. 3
- 5) 上條崇，小林洋一，山口高弘，横田聖剛，園田恵一郎：鋼管内壁を有する高橋脚の耐荷性能，鋼構造年次論文報告集，第 9 巻，pp. 9-16，2001. 11
- 6) 横田聖剛，山口高弘，上條崇，柳本泰伴：鋼管連結構造を用いた中空式合成柱の水平加力実験，土木学会第 55 回年次学術講演会，CS-59，2000. 9
- 7) 上條崇，松村卓，山口高弘，横田聖剛：鋼管内壁を有する合成柱の曲げ・せん断挙動に関する検討，土木学会第 56 回年次学術講演会，I-B297，2001. 10
- 8) 上條崇，柳本泰伴，小林洋一，小野源一郎，山口高弘：鋼殻・コンクリートの合成構造を用いた高橋脚の基本性能実験，土木学会第 53 回年次学術講演会，CS-176，1998. 9
- 9) 横田聖剛，伊藤洋，大本晋士郎，村田信之，上條崇：鋼殻・コンクリートの合成構造を用いた高橋脚の橋脚部水平加力実験，土木学会第 53 回年次学術講演会，CS-177，1998. 9
- 10) 大本晋士郎，大森栄二，山口高弘，鶴飼達郎，小野源一郎：鋼殻・コンクリートの合成構造を用いた高橋脚の基礎定着部加力実験，土木学会第 53 回年次学術講演会，CS-178，1998. 9
- 11) 上條崇，小野源一郎，大本晋士郎，横田聖剛：鋼殻・コンクリート合成構造による高橋脚の耐荷性能，土木学会第 54 回年次学術講演会，CS-190，1999. 9
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，平成 8 年 12 月
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 8 年 12 月



a) 供試体③：継手板溶接



b) 供試体④：T形鋼



c) 計測断面

図-14 鋼管のせん断応力