

(16) 塔状構造物への鋼管・コンクリート合成構造の適用に関する実験的研究

An Experimental Study on Applying Steel Pipes and Concrete Composite Member to Towy Structure.

篠崎裕生*, 山田武正**, 柴田敏雄**, 三上浩***

Hiroo Shinozaki, Takemasa Yamada, Toshio Shibata, Hiroshi Mikami

* 三井住友建設（株）技術研究所土木構造研究室（〒270-0132 流山市駒木 518-1）

** 三井住友建設（株）土木事業本部土木設計部（〒164-0011 中野区中央 1-38-1）

*** 工博，三井住友建設（株）技術研究所土木構造研究室（〒270-0132 流山市駒木 518-1）

Recently, large towery structure like radio antenna tower or propeller tower for wind power are in demand. We have developed a composite member consisting of steel pipes with outer ribs and concrete for towery structures. In construction, pre-cast segment method is adequate for reducing cross sectional area and construction term compare with conventionally reinforced concrete structure. In order to verify the mechanical characteristics of this structure, we conducted a cyclic horizontal loading test. From test results, displacement and strength capacities in yield and ultimate states can be computed taking into account steel pipes as equivalent re-bars.

Key Words: towery structure, composite member, steel pipe with outer ribs, flexural behavior

1. はじめに

放送用タワーや風力発電塔など、比較的規模の大きい塔状構造物の需要が近年高まっている。著者等は、このような塔状構造物に、外面リブ付鋼管とコンクリートからなる合成構造を適用することを提案する。本構造は、図-1に示すように、外リブ付鋼管をコンクリートで被覆した円環プレキャストブロックを、あらかじめ地上で製作し、それらを積み重ねて塔を構築するものである。ブロック接合部において鋼管の溶接を行いブロック同士の一体化を図る。

本構造は、高橋脚の省力化施工法として開発したものであり、主鉄筋の大部分を鋼管に置き換えることができることと、鋼管の大きなせん断負担により、帯鉄筋量の削減が可能であることから、場所打ち施工の場合、鉄筋組立作業の削減による工期短縮と施工費の削減が可能である。一方、塔状構造物に適用した場合には、従来のRC構造では不可能であったセグメント施工が可能になるなど、設計・施工の柔軟性に富む構造である。

ここで提案する構造は、主鉄筋のすべてを鋼管に置き換えており、設計上の引張部材は鋼管のみである。セグメント内の軸方向鉄筋は、運搬・架設時のひび割れ防止等が必要となる最小量を配置しているのみであり、また、セグメント間で軸方向鉄筋は接続しない。したがって、セグメントブロック積み重ね後は、端面の接着（充填）と鋼管の溶接のみであり、いずれもブロック内部で作業できるため、施工性・安全性に優れている。

図-2は、高さ80mの放送用タワーをRC構造と本合

成構造とで試設計したものである。両構造ともアンテナ自重を5.0tfとして、地震動解析による断面力をもとに設計を行った。

RC構造の断面寸法が合成構造よりも大きくなるのは、RC構造において場所打ちのスリップフォーム施工を想定すると、内型枠の設置・移動のために所定の内空寸法が必要となることによる。

本合成構造は、セグメント施工により断面寸法を小さくできるため、それに伴う自重の低下と、材料使用量の大幅な削減が可能である。セグメント施工により、RC構造と比較して工期は約1/3、コストについても5~10%程度

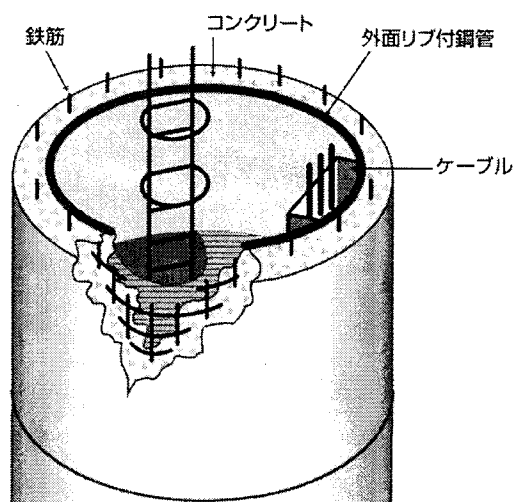


図-1 本構造の概念図

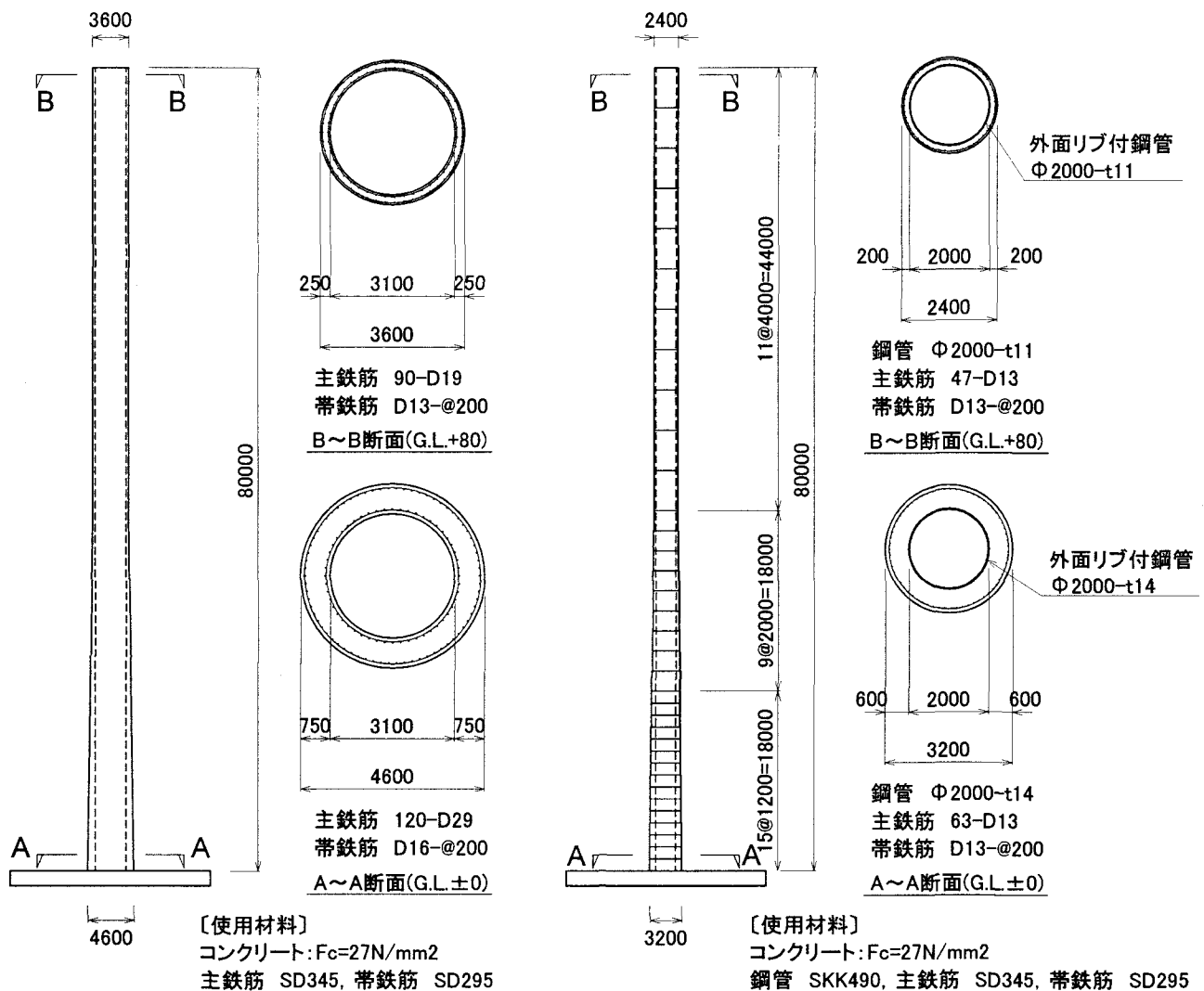


図-2 電波塔の試設計例

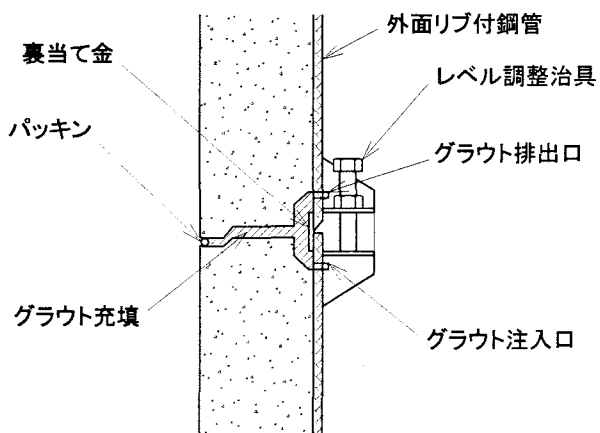


図-3 継手部の構造

の縮減できることがこの試設計から明らかとなった。

図-3にセグメント継手部の構造を示す。各継手で4箇所程度配置した調整治具により、上ブロックの水平を確保し鋼管の溶接を行う。その後、目地の充填を行い、コンクリート部分を一体化する。いずれの作業もブロック内で安

全に、かつ、天候に左右されずに行うことができる。

本構造を橋脚として用いた場合の力学特性は、柱模型試験体への正負交番載荷実験等により確認している^{2,3)}。それによれば、本構造は在来の鉄筋コンクリート (RC) 構造と比較して大きな塑性率まで耐力を保持し、優れたじん性を発揮することが分かっている。ただし、これらの試験は矩形断面で複数本の鋼管を断面内に配置した試験体を用いたものであり、塔状構造物へ本構造を適用した場合に想定される、円形断面で、単一鋼管の場合の力学特性については未確認である。また、軸鉄筋を配置しない構造については、文献2)でその構造特性の検討を行っており、鋼管とコンクリートの一体化を仮定した RC 方式での断面計算が成り立つことなどを確認しているが、断面形状・構造や軸力等の条件が異なっている。

そこで、ここでは実物の約 8 分の 1 の縮小モデル試験体を用いた正負交番載荷実験により、その耐荷性状および動的解析で用いる復元力モデル (初期剛性) について検討を行った。また、基部のじん性補強として行ったアラミドシート巻付け補強の効果を確認した。

2 実験の概要

2.1 試験体形状

試験体の形状寸法を図-4に示す。柱部の断面寸法は、高さ800mmを想定した塔構造（図-2）の基部断面を参考に、その約1/8とした。

試験体柱部の外径は400mm、内径は220mmでフーチング基面から加力点までの高さは2000mm（ $a/d=5.0$ ）とした。使用した鋼管は、 $\phi 238 \times t2.5$ mmで、 $\phi 244.5 \times t8$ の既製鋼管の内外面を切削加工したものである。外面リブのリブ間隔は40mmのスパイラル状を呈し、高さは2.5mm、リブ先端幅は4.0mmである。

実構造では、セグメント内に配置される軸鉄筋は、接合部において連続していないため、曲げ耐力には寄与しないものとして、試験体においては軸鉄筋を配置していない。帯鉄筋はD6を100mm間隔で配置した。

過去に行った、本合成構造の一連の耐荷力試験では、基部における鋼管の座屈が、鋼管内側方向に生じないように、フーチング基面から1D（Dは加力方向の柱幅）の高さまで、鋼管内にコンクリートを充填していた。しかし、今回は、塔内へ配置されるケーブルなどのメンテナンスのための通路確保の点から、鋼管内へコンクリートは充填していない。

試験体は同じものを2体製作し、1体を基本試験体とし、もう1体は基部にアラミド繊維シートを巻き付けてじん性改善を図ったものとした（じん性試験体）。アラミド繊維シートは、高強度型のケブラー素材を使用し、補強量は、セグメント内に配置した帯鉄筋（D6@100）が負担するせん断耐力と同じになるように決めた。

アラミド繊維シートによるじん性改善の効果は、すでに多くの実験により検証されており、既設構造物の補強工法

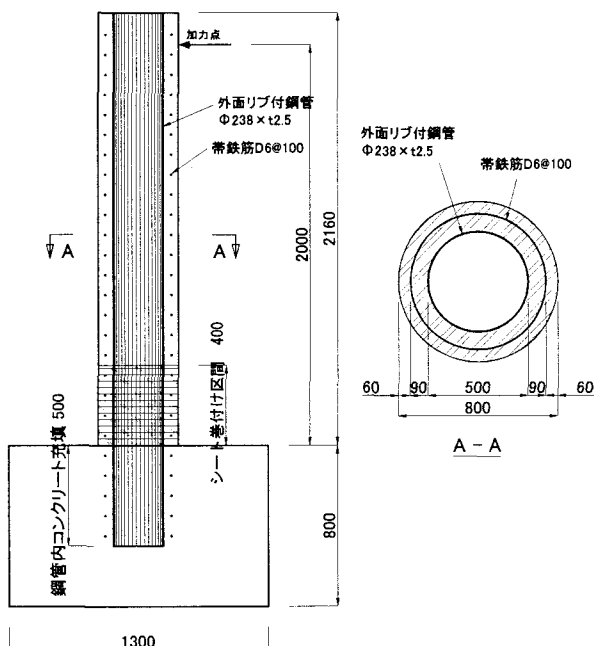


図-4 試験体形状寸法

として実構造物にも多く採用されている。ここでは、新設の構造物に適用することを想定しており、帯鉄筋を増加させる場合よりも、簡易に、かつ効果的にじん性向上を図ることができることを狙っている。

表-1、表-2に使用材料の力学的特性値を示す。

表-1 鋼材の力学的特性

鋼材の種類	鋼管(STKM13A)	鉄筋(SD295)
弾性係数(kN/mm ²)	206	206
降伏強度(N/mm ²)	310	343
引張強度(N/mm ²)	530	505

表-2 コンクリートの力学的特性

部位	柱		フーチング	
試験体	基本	じん性	基本	じん性
弾性係数(kN/mm ²)	24.4	26.2	25.9	25.8
圧縮強度(N/mm ²)	31.4	31.9	33.9	34.3
引張強度(N/mm ²)	2.76	2.62	2.86	2.82

2.2 加力方法および計測項目

荷重は鋼管降伏時変位(δy)の整数倍の変位 $2\delta y$, $3\delta y$, ... を振幅とする変位制御により、漸次変位を増加させて終局状態に達するまで3回ずつ繰り返し行った。鋼管降伏ひずみは材料試験結果を用いた。

荷重点の荷重および変位、柱基部付近の鋼管軸方向ひずみおよび帯鉄筋ひずみを計測した。

3 実験結果

3.1 荷重－変位関係

図-5に両試験体の荷重－変位関係を示す。以下、各試験体の耐荷挙動を述べる。

基本試験体は、正荷側側31.7kNで鋼管が降伏した。そのときの変位は16.5mmであった。以降、 $7\delta y$ まで、各変位振幅における最大荷重は徐々に増加し、 $8\delta y$ の正側1回目の荷重途中において、基部付近で鈍い音が発生し荷重の増加勾配がそれまでよりも緩やかになった。そして、鋼管降伏荷重を超えることはなかった。 $8\delta y$ の負側においても降伏荷重を超えなかったため、試験を終了した。

$7\delta y$ 時においても、基部コンクリートの損傷は小さく、表面のコンクリートが部分的に剥離した程度で、帯鉄筋が露出することもなかった。RC構造で見られる、主鉄筋の座屈によるかぶりコンクリートの剥離のような大きな損

表-3 試験結果一覧

	降伏時		終局時	
	荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位(mm)
計算値	29.4	11.2(13.0)	41.6	22.5(24.3)
基本	31.7	16.5	46.9	115.5
じん性	33.0	16.5	48.6	115.5

括弧内の数値は、鋼管の抜け出しを考慮したもの

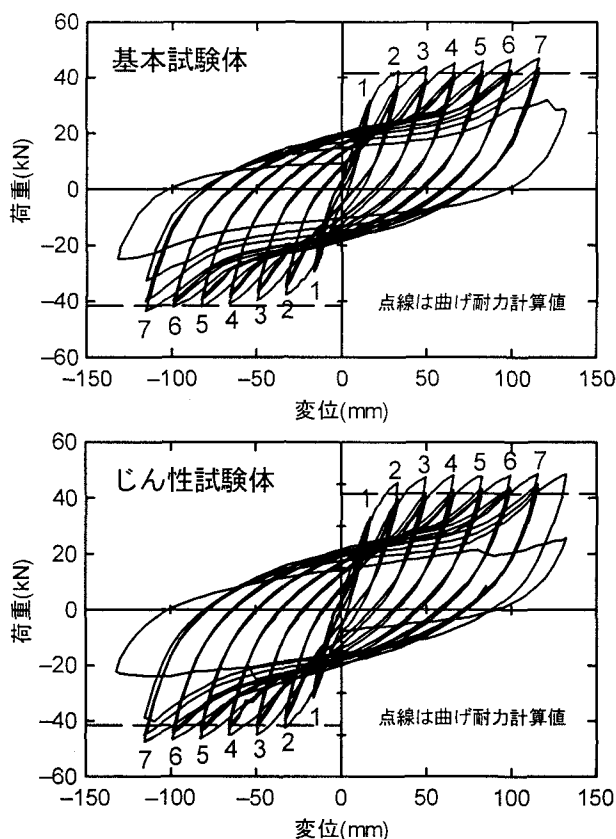


図-5 荷重-変位関係

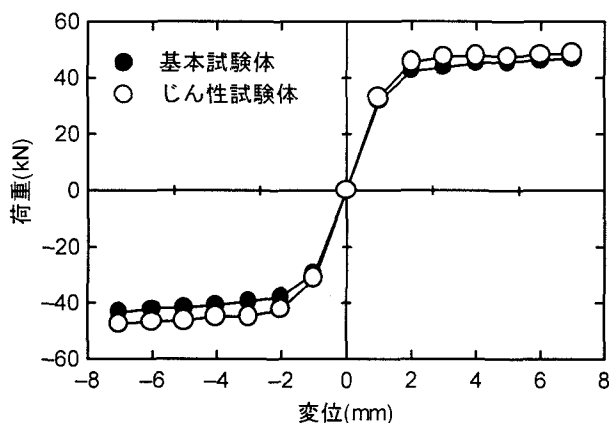


図-6 荷重-変位包絡線

傷ではない。

じん性試験体の載荷においては、基本試験体との比較のため、降伏変位を基本試験体と合わせた。降伏変位 16.5mm 時の荷重は 33.0kN で、基本試験体よりも若干大きかった。基本試験体と同様に、7 δy まで、荷重は少しずつ増加し、8 δy の負側 1 回目においてやはり鈍い音の発生とともに、荷重増加が緩やかになった。8 δy の負側 1 回目および、正側 2 回目でも降伏荷重に達しなかったため、試験を終了した。

じん性試験体は基部にアラミド繊維シートを巻いているため、基部の損傷の状況については不明な点もあるが、終局時においてもシートが破断するようなコンクリートのはらみ出しはなく健全であった。

図-5 中の点線は、曲げ耐力の計算値である。計算値は、

材料試験結果に基づいた材料特性値を用いて、鋼管とコンクリートの完全付着を仮定した断面分割法により計算した値である。断面の分割幅は 5mm (80 分割) とした。

両試験体とも、2 δy 時において最大耐力が計算値を上回っており (正載荷側)、本合成構造に対して、従来からの RC 方式による耐力計算が有効であることが確認できた。

図-6 は、両試験体の破壊包絡線である。じん性試験体の方が若干大きな耐力で変形が進んでいる以外は、ほぼ同様の挙動を示していることが分かる。

以上の通り、本合成構造は一般的な RC 構造 (じん性率は 4~5 程度) と比較して大きな変形性能を有していることが分かった。また、破壊に至るまでの耐力低下が少なく耐震性能に優れた構造と言える。これは、RC 構造の場合は、引張側の主鉄筋が一度に降伏するため、耐力の頭打ちが早く、比較的早い段階で鉄筋の座屈が発生するのに対し、本構造の場合は、柱の変位増加に伴い鋼管の降伏領域が引張縁から徐々に拡大していくためと考えられる。

3.2 計算値との比較

表-3 に鋼管降伏時および終局時の実験値と計算値を比較したものを示す。計算値は 3.1 で述べた断面分割法により求めている。断面分割法で用いた各材料の応力-ひずみ関係は、道路橋示方書⁴⁾に示されているモデルを用いており、コンクリートの圧縮強度および鋼管の降伏強度は材料実験値を用いた。コンクリートの引張応力度領域においては、引張強度以降は応力がゼロになるモデルとしている。

変位計算時の柱高さ方向の分割幅は、40mm (50 分割) とし、終局時変位の実験値は、3 回繰り返し載荷後も降伏時荷重を上回った載荷変位である 7 δy (16.5 $\times$ 7=115.5) の値とした。また、終局時変位の計算値は圧縮縁のひずみが終局ひずみ (3500 μ) に達した時点の変位とした。括弧内の変位値は、後で述べる鋼管の抜け出し量を考慮した値である。

表から、降伏時および終局時の荷重ともに、計算値は実験値とよく一致している。降伏時変位については、鋼管の伸び出しを考慮した場合の値と概ね両者は一致している。

降伏時変位は、鋼管に貼付けたひずみゲージの値で決めており、ばらつきの比較的大きいゲージの特性もあるため、ここでは、3.3 で処女載荷時の鋼管降伏までの初期剛性に着目し、計算値との比較を行った。

3.3 初期剛性

図-7 は、鋼管初降伏時までの荷重と変位の関係を実験値と計算値で比較したものである。計算値 1 は、鋼管の抜け出しを考慮していない値、計算値 2 は鋼管の抜け出しを考慮した値である。鋼管の抜け出し量は、文献 5) と同様の方法で計算した。柱基部における引張側最外縁の鋼管ひずみと平均付着応力度の関係が鉄筋と同じであると仮定し、付着応力度分布長 L (フーチング天端からの深さ) を算出した。フーチング内の鋼管ひずみ分布を積分して算出したフーチング天端での鋼管抜け出し量を柱加力点位置の変

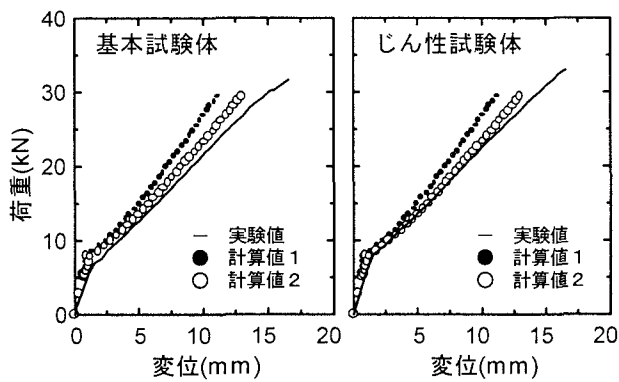


図-7 初期剛性の比較

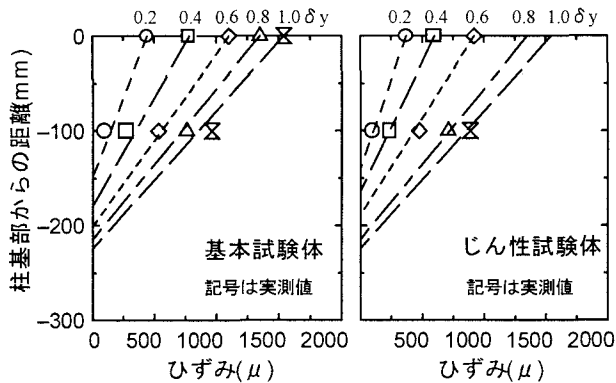


図-8 鋼管定着部ひずみの比較

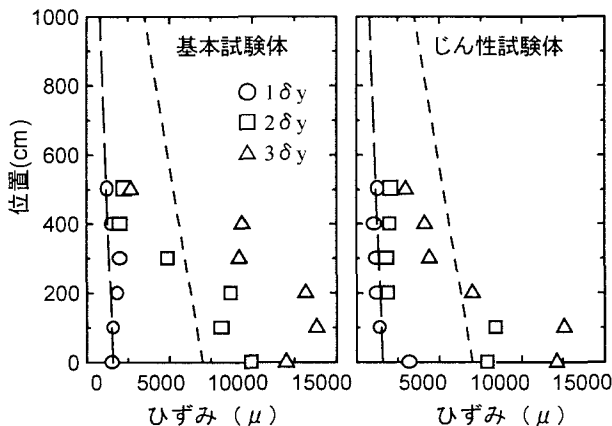


図-9 鋼管軸方向ひずみ分布

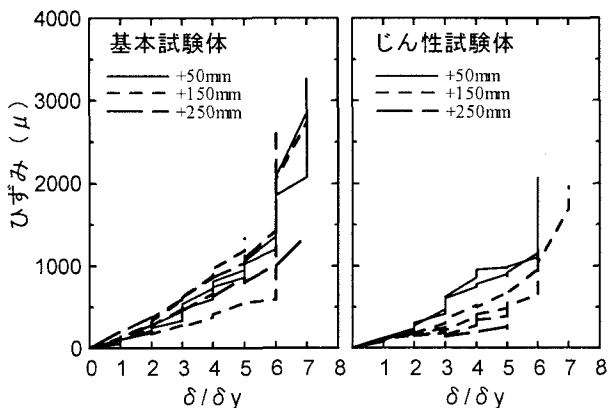


図-10 帯鉄筋ひずみ

位に換算した。

図より、鋼管の抜け出しを考慮した計算値は、実験値とよく一致していることから、本合成構造の初期剛性はRC構造と同様の方法で計算できることが分かった。

図-8では、フーチング内の鋼管軸方向ひずみについて、先の鋼管抜け出し量算出において仮定したひずみ分布と実測値を比較した。比較のため、フーチング天端における実測ひずみと計算値を合わせた。

両者はほぼ一致しており、ひずみ分布が鉄筋の場合とほぼ同等であることが確認できた。ただし、今回のひずみ計測点は2点のみであり、実際のひずみ分布形状(直線か曲線)までは特定できなかった。図-7では、荷重の増加とともに実測値と計算値の乖離が徐々に大きくなる傾向にあり、今後さらに検討する必要があると思われる。

3.4 鋼管ひずみ

図-9に柱部の鋼管最外縁軸方向ひずみを示す。計算値を破線(鋼管初降伏時)および点線(終局時)で示している。両試験体とも、 $1\delta y$ 時のひずみ分布は多少ばらつきがあるものの、計算値とほぼ一致していた。 $2\delta y$ 以降は、降伏領域が拡がりさらにばらつきが大きくなるため、本計測結果の範囲では明確な傾向が捕らえることができなかった。

これまでに行った、複数本の鋼管を配置した柱の曲げ実験²³⁾では、鋼管降伏後も外面リブの効果によりコンクリートとの一体化が保たれ、鋼管のひずみ分布がモーメント分布に近い直線状になることが分かっており、今回の実験においても、3.1、3.2で示した計算値との比較結果などから、概ねこのような傾向にあることが予想できる。

3.5 帯鉄筋ひずみ

帯鉄筋ひずみゲージは加力方向の最外縁に1断面あたり2箇所設置した。図-10には、柱基部から50mm~250mmの間に設置したものの値を示す。図には、正側載荷および負側載荷時の両方を示しており、横軸を載荷変位振幅とした。

基本試験体は、 $6\delta y$ において大部分の帯鉄筋が降伏ひずみ(1670μ)を超えているのに対し、じん性試験体では $6\delta y$ と $7\delta y$ でそれぞれ一箇所づつ降伏ひずみに達しているのみで、全体的にも帯鉄筋ひずみの増加が基本試験体と比較して緩やかである。これは、アラミド繊維シート巻付けによる拘束効果のためと考えられる。

3.6 破壊性状

図-11に破壊後のひび割れ状況を示す。ひび割れは、ほぼ20cm間隔で柱の加力点付近近くまで発生していた(ひび割れ図横罫線の間隔は20cm)。ひび割れ本数は、鋼管初降伏以降破壊に至るまでのほとんど変わらなかった。

じん性試験体の基部周辺のひび割れ状況については、シートのために詳細は不明であるが、接着で用いたエポキシ樹脂の色の変化などから、基本試験体と同様の性状である

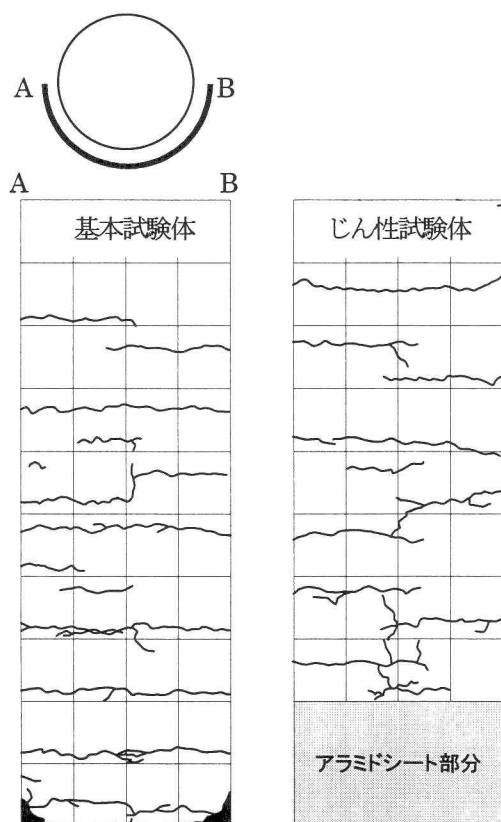


図-1.1 破壊後ひび割れ状況（展開図）

と思われる。シートがあるため、かぶりコンクリートの剥離はない。

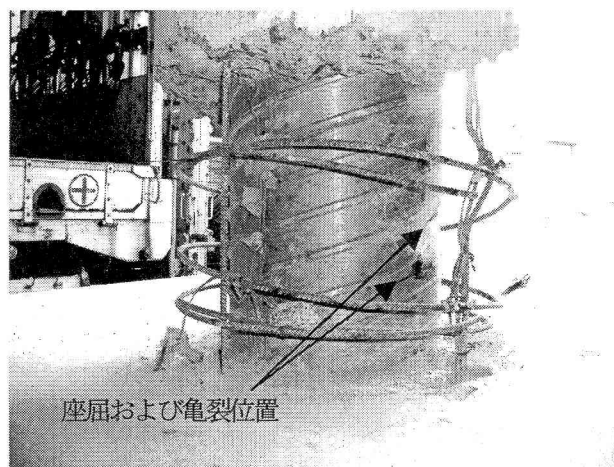
写真-1に柱基部のかぶりコンクリートを剥いで、鋼管を露出させた写真を示す。基本試験体では、フーチング基面から10～15cmの高さで、じん性試験体ではフーチング基面から約5cmの断面で、鋼管の内側の方向に座屈が生じており、同位置で亀裂も発生していた。座屈は正側、負側両方に生じていた。

今回の実験では、鋼管内にコンクリートを充填していないため、内側に座屈したものと思われる。過去に行った実験供試体との破壊性状の比較から、このような鋼管内側への座屈は、鋼管の亀裂発生時期を早めている可能性もある。このため、これを防止するための対策（鋼管内リブなど）と効果についても今後検討する必要があると思われる。

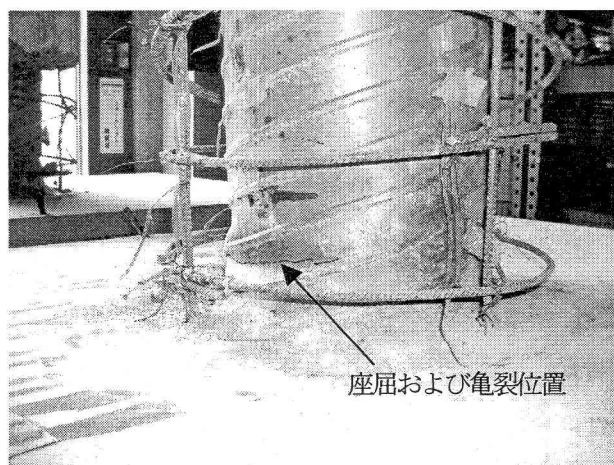
5. まとめ

塔状構造物へ、外面リブ付き鋼管・コンクリート合成構造を適用するべく、柱の交番載荷実験を行った。本実験の範囲内で明らかになった点を以下に述べる。

- (1) 柱の耐力および変形量は、鋼管とコンクリートの一体化を仮定したRC方式により精度よく推定できる。
- (2) 基部における鋼管の抜け出しによる柱の変位は、鉄筋の平均付着応力-ひずみ関係を用いて算定できる。
- (3) 基部鋼管の内側への座屈および破断に伴い耐力の低下



(a) 基本試験体



(B) じん性試験体

写真-1 鋼管の座屈と破断の状況

が発生していた。このため、基部コンクリートのはらみ出しを抑える目的で使用したアラミド繊維シート効果は小さかった。

参考文献

- 1) 跡部, 田村, 岡本, 水谷: プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の力学特性に関する研究, コンクリート工学論文集, 第6巻, 第2号, pp.107-116, 1995.7
- 2) 福本, 川端, 久, 田村, 篠崎: 鋼管・コンクリート合成構造橋脚 (ML工法) の設計と施工—本州四国連絡橋下田水高架橋 SP2 橋脚—, 橋梁と基礎, pp.10-15, 1999.3
- 3) 篠崎, 田村, 岡本, 水谷: 外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚模型の水平力交番載荷試験, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.673-678, 200
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2002
- 5) 石橋, 吉野: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, 第390号, Vol.8, 1988.2