

(10) コンクリート充填2重鋼管接合構造を有する鋼製橋脚の耐震性能に関する研究

白谷 昌也¹・橋本 国太郎²・中西 克佳³・加藤 真志⁴・杉浦 邦征⁵

¹学生会員 京都大学大学院工学研究科 修士課程 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
E-mail:m.shirovani@fx8.ecs.kyoto-u.ac.jp

²正会員 京都大学大学院工学研究科 助教 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
E-mail:hashimoto@mbox.kudpc.kyoto-u.ac.jp

³正会員 JFEスチール株式会社スチール研究所 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町1-1)
E-mail: kat-nakanishi@jfe-steel.co.jp

⁴正会員 JFEスチール株式会社スチール研究所 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町1-1)
E-mail: masa-kato@jfe-steel.co.jp

⁵正会員 京都大学大学院工学研究科 教授 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
E-mail:sugiurak@mbox.kudpc.kyoto-u.ac.jp

現在、鋼製橋脚の合理化を目指し多くの手法が提案されており、鋼製橋脚内にコンクリートを充填したコンクリート充填鋼管やコンクリート充填二重鋼管の研究が多くなされている。このコンクリート充填二重鋼管を応用し、橋脚および基礎の合理化を目的として橋脚と杭基礎を外鋼管および充填コンクリートによって一体化させた構造形式が提案されている。この構造形式は、フーチングの省略が可能で合理的であるが、接合部を含めた橋脚全体の力学的挙動や耐震性能が明確になっていない。

本研究では、二重鋼管接合部を有する鋼製橋脚の基本的な力学的挙動および耐震性能を把握することを目的として、正負交番載荷実験を行った。その結果、二重鋼管接合部を有する構造は接合部のない構造とほぼ等しい耐荷性能を有するが、変形性能が劣ることが分かった。

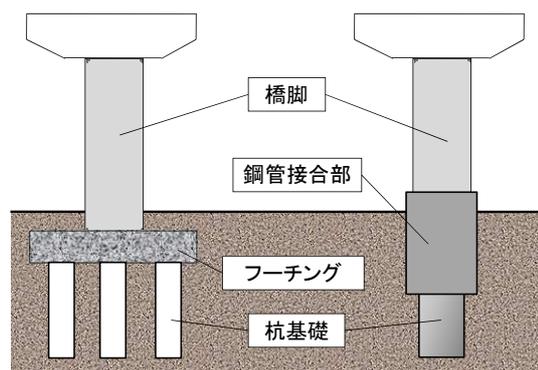
Key Words : concrete-filled double steel tube, connection between pier and pile, cyclic loading test, seismic performance

1. はじめに

現在、鋼製橋脚に関して、その耐震性能の向上や構造的・経済的な合理化を目指し、多くの手法が提案され実用化されている。

そのような状況の中、複合構造の分野では、鋼製橋脚内にコンクリートを充填したコンクリート充填鋼管構造（以下、CFT構造）についての多くの研究がされてきた。CFT構造は、橋脚の耐震性能を向上させると同時に経済的であることが確認され実用化されている。また、CFT構造のさらなる合理化を目指したコンクリート充填二重鋼管構造（以下、CFDT構造）が提案され、実用化に向けて実験や解析による研究がされている^{1)~4)}。このCFDT構造は、外鋼管および内鋼管を配置し、その間にコンクリートを充填させるという構造でCFT構造に比べてコンクリート充填量を減らすことで、軽量となり、耐震性および経済性の向上が期待できる構造である。

本研究では、このCFDT構造の考えを応用し、橋脚および基礎構造の合理化を目指し、図-1(b)に示す



(a) 従来構造 (b) 合理化構造
図-1 従来構造と合理化構造

ように橋脚と杭基礎を外鋼管および充填コンクリートによって一体化させた構造形式を提案する。図-1(a)には、従来構造を、図-1(b)には提案した構造形式を示している。この構造形式は、フーチングの省略が可能で、合理的であるが、接合部を含めた橋脚全体の力学的挙動や耐震性能に関しては、必ずしも明確になっていない。従来構造では、フーチングを

表-1 供試体の構造緒元

	外鋼管			内鋼管(橋脚・杭)			鉛直荷重 (kN)	降伏 水平荷重 (kN)	降伏 水平変位 (mm)	特徴
	外径 (mm)	板厚 (mm)	径厚比 パラメータ	外径 (mm)	板厚 (mm)	径厚比 パラメータ				
CFT	-	-	-	216.3	2.6	0.08	40.6	12.47	7.96	部分充填橋脚
CFDT	318.5	3.2	0.09	216.3	2.6	0.08	43.0	13.20	8.61	2重鋼管接合構造, 支圧板有
CFDT-2	318.5	3.2	0.09	216.3	2.6	0.08	43.0	13.20	8.61	2重鋼管接合構造, 支圧板無

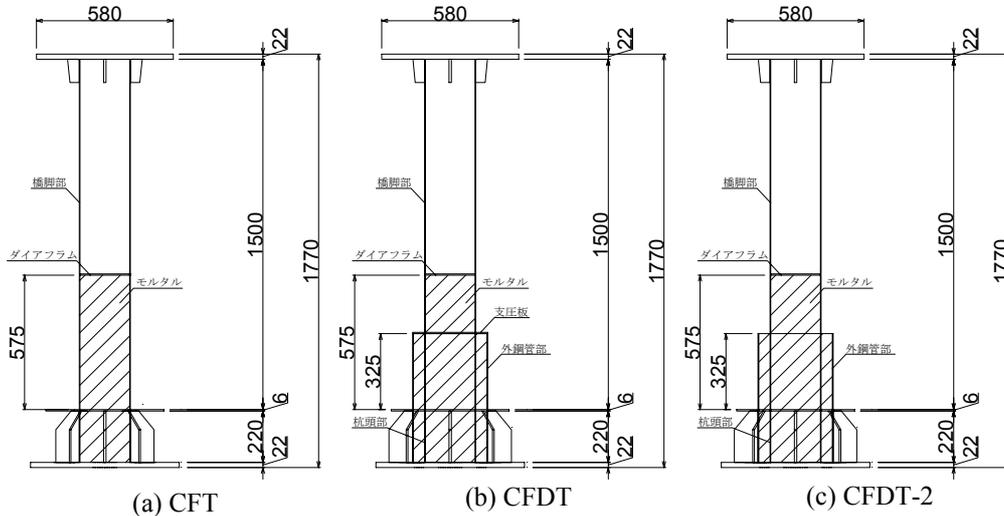


図-2 供試体概略 (寸法単位: mm)

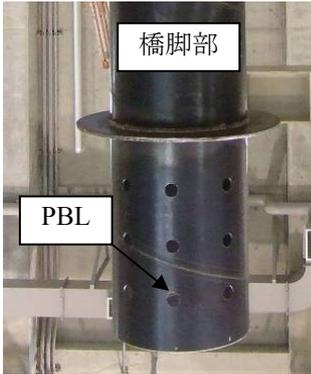


図-3 PBL

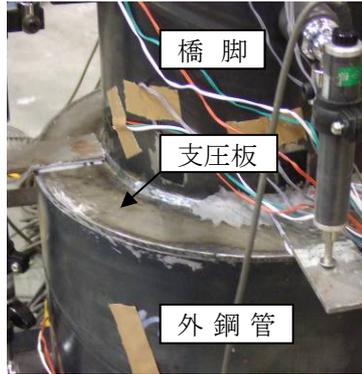


図-4 支圧板

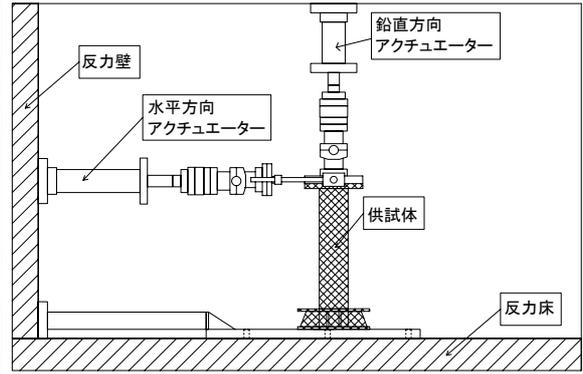


図-5 載荷装置と供試体の設置状況

介して橋脚と基礎構造を接合させ、上部構造からの力をフーチングや基礎構造を經由して支持地盤に伝達している。合理化構造では、そのフーチングの省略が可能であり、省略することで、施工手順を簡略化することができ、工期の短縮および工費の縮減が可能である。この合理化構造と類似の構造形式としては、鉄道分野において採用実績のあるソケット式構造形式⁵⁾が挙げられる。また、このような構造形式に関してはいくつかの検討事例が報告されてきている⁶⁾が、主に接合部だけの検討となっている。

そこで、本研究では、接合構造の基本的な力学的挙動を検討するだけでなく、通常の橋脚に対して、その接合部分を含めた構造の耐力および変形性能を把握することを目的として、正負交番載荷実験を行った。

2. 実験概要

(1) 実験供試体

本実験で使用する供試体は、図-2に示すように実鋼製橋脚の1/10程度の縮小モデルを想定した3体の供試体である。表-1に供試体の構造諸元を、図-2に供試体の側面図をそれぞれ示す。表中の径厚比パラメータ R_t は式(1)によって定義される。

$$R_t = \frac{r}{t} \cdot \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad (1)$$

ここに、 r : 円筒半径 (板厚中心まで)、 t : 板厚、 σ_y : 降伏応力、 E : ヤング係数、 ν : ポアソン比である。なお、径厚比パラメータ R_t は、文献7)を参考にし、部分充填されている内鋼管部の径厚比パラメータ R_{ti} が $R_{ti} \leq 0.08$ 、完全充填される外鋼管部の径厚比パラメータ R_{te} が $R_{te} \leq 0.12$ となるように鋼管の板厚と径を決定した。

表-2 鋼材の材料試験結果

	弾性係数 (MPa)	ポアソン比	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	適用部位
鋼材1	194000	0.30	232.7	336.1	CFT供試体の内管・杭
鋼材2	189767	0.27	246.2	341.3	CFDT供試体の内管・杭
鋼材3	204183	0.28	342.1	428.3	外管

表-3 モルタルの材料試験結果

	弾性係数 (MPa)	ポアソン比	圧縮強度 (MPa)	養生期間	適用部位
モルタル1	19859	0.20	42.0	5日	CFT供試体
モルタル2	24595	0.19	48.0	10日	CFDT供試体
モルタル3	25600	0.15	45.0	30日	CFDT-2供試体

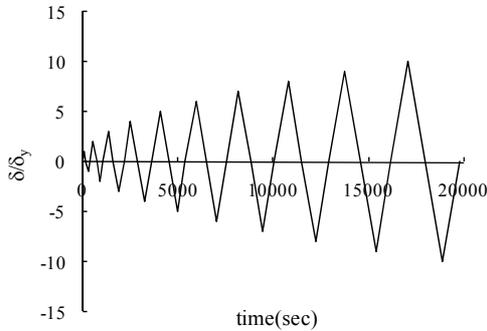


図-6 荷重パターン

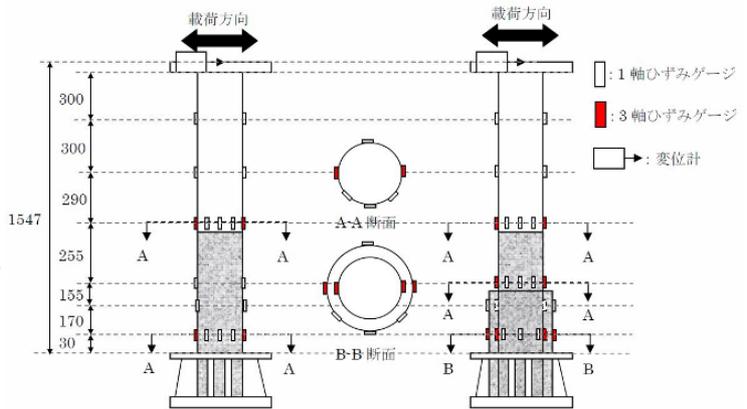


図-7 ひずみゲージ貼付位置

図-2に示すように、CFDT 供試体およびCFDT-2供試体は、橋脚部、杭頭部および外鋼管部の3つの部分で構成され、外鋼管部内および橋脚部内の一部と杭頭部にコンクリートを充填することで、橋脚部と杭頭部を一体化している。また、図-3に示すように、橋脚部と充填コンクリートおよび杭頭部と充填コンクリートの接合に用いるずれ止めには、鋼管に円孔をあけてその孔や鋼管の外側・内側にコンクリートを充填し、一体化させる孔明き鋼板ジベル(Perfo-Bond Leisten, 以下PBL)を採用した。PBLは、ドイツで開発された⁸⁾ ずれ止めで、スタッドジベルよりもせん断耐力が高く、製作性に優れており、我が国でも複合ラ-メン橋の剛結部などに適用実績がある。PBLの設計は、文献9)を参考にし、 $\phi=20\text{mm}$ の孔を設けた。なお、CFDT 供試体およびCFDT-2供試体の両者のコンクリート充填高さは、接合部端面(基部から325mmの位置)における応力集中を避けるため、基部から525mmの位置とした。なお、コンクリートを拘束し、強度を十分に発揮させるために内鋼管内にはダイヤフラムを溶接している。

さらにCFDT供試体は、図-4に示すように橋脚部にドーナツ型の鋼板(以下、支圧板)を溶接している。支圧板は、上部構造からの力がスムーズに外鋼管に伝達することと外鋼管部に充填したコンクリートを拘束することを目的としている。また、CFDT-2 供試体は、CFDT供試体をさらに簡略化した構造で、この支圧板を取り付けていない。

CFT供試体は、杭と橋脚の接合部分を有さないコンクリート部分充填鋼製橋脚をモデル化したものであり、上述した2つの供試体との比較のために用意した。コンクリートの充填高さは、2つの供試体と条件を一致させるため、基部から高さ525mmまで部分的に充填している。なお、CFDT供試体およびCFDT-2供試体と同様に、コンクリートを拘束し、

強度を十分に発揮させるために鋼管内にはダイヤフラムを溶接している。

充填コンクリートは、寸法効果を考慮して、早強モルタル(設計強度35MPa)を打設した。また、打設上の制約から供試体の下部のベースプレートに設けた孔から打設した。

供試体に用いた鋼管は、鋼管杭など土木・建築分野において実績のあるスパイラル鋼管を使用した。このスパイラル鋼管に使用した鋼板の材料は、SPHC材(引張強度規格値:270MPa以上)である。

(2) 材料試験

実験に使用したスパイラル鋼管および早強モルタルの材料試験結果を表-2および表-3にそれぞれ示す。鋼管は、3種類用いたため、合計3種類の鋼材に対して引張試験を行った。また、モルタルは、圧縮試験を各供試体の試験日に合わせて、それぞれ3体ずつ行った。なお、鋼材の引張試験およびモルタルの圧縮試験はJIS規格に準じて行った。

表-2および表-3より、それぞれ規格値および設計値を満足していることがわかる。

(3) 実験方法

実験に用いた荷重装置と供試体の設置状況を図-5に示す。上部構造の死荷重を想定した一定鉛直荷重 P を荷重した状態で実験を行う。一定鉛直荷重 P は、基準断面(供試体の最下部の内鋼管部の断面)における降伏鉛直荷重 P_y の10%に相当する荷重であり、降伏鉛直荷重 P_y は、引張試験の結果から得られた降伏点から算出した。また、基準断面において、最外縁が降伏する時の水平荷重を降伏水平荷重 H_y と定義し、これに対応する荷重点の水平変位を降伏水平変位 δ_y と定義した。これらの値は、橋脚の基部を固定端とした片持ち梁として初等梁理論(式(2)および

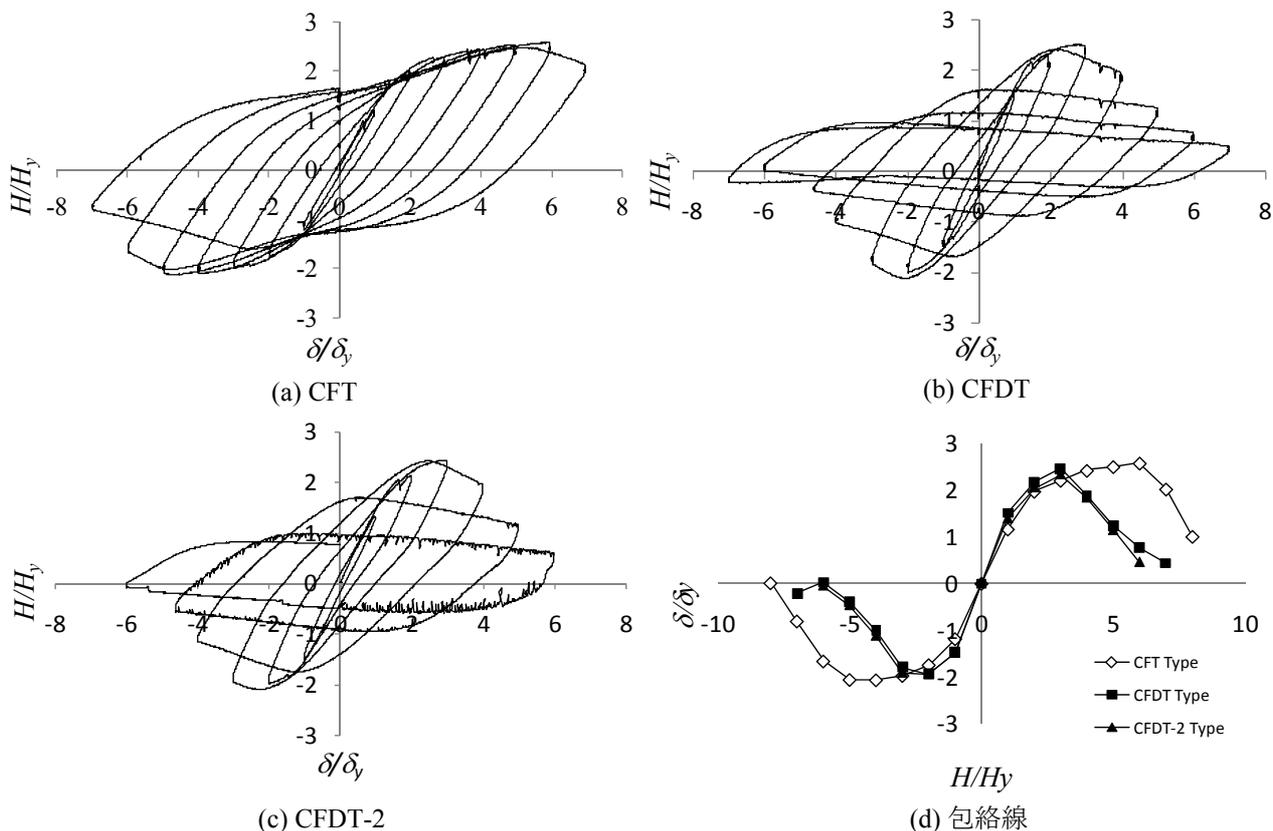


図-8 履歴曲線および包絡線

式(3)) によってそれぞれ算出した。なお、今回使用した供試体は、部分充填鋼管であるため降伏水平荷重 H_y と降伏水平変位 δ_y を算出する際、鋼断面のみ考慮している。

$$H_y = \frac{I_x}{h_y} \left(\sigma_y - \frac{P}{A} \right) \quad (2)$$

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI_x} \quad (3)$$

ここに、 I_x ：供試体の基準断面における断面二次モーメント、 h ：基部から荷点までの高さ、 y ：断面における中立軸から最外縁までの距離、 σ_y ：降伏点、 P ：鉛直荷重（降伏軸力の10%）、 A ：断面積（基準断面における鋼管の断面積）、 E ：鋼管のヤング係数である。なお、降伏水平荷重 H_y と降伏水平変位 δ_y の算出する際、 I_x 、 h 、 y 、および A は設計値を用い、 σ_y および E は引張試験の結果を用いた。

実験は初めに鉛直荷重 P を荷し一定に保った状態とし、次に地震時の上部構造重量の慣性力を想定した水平力 H を荷した。繰り返し水平荷重は、供試体荷点に設置したワイヤ式変位計（東京測器研究所㈱、DP-200S）による変位制御で与えた。

荷重パターンは、図-6に示すように降伏水平変位 δ_y を基準に、 $+\delta_y$ 、 $-\delta_y$ 、 $+2\delta_y$ 、 $-2\delta_y$ ・・・という順に漸増荷重を行い、荷重が大きく低下する、もしくは、荷重装置の能力の限界まで実験を続けた。

本実験での比較項目は、最大荷重、エネルギー吸収能、ひずみ分布、および局部座屈の進行状況である。荷した鉛直荷重および降伏水平変位を表-1

内に、ひずみの計測位置を図-7にそれぞれ示す。

3. 実験結果および考察

(1) 履歴曲線

本実験より得られた各供試体の水平荷重—水平変位の履歴曲線を図-8 (a)~(c)に示す。グラフの縦軸の水平荷重 H と横軸の水平変位 δ は、それぞれ降伏水平荷重 H_y と降伏水平変位 δ_y によって無次元化している。無次元化に用いた各供試体の降伏水平荷重 H_y および降伏水平変位 δ_y を表-1内に示す。なお、CFT供試体およびCFDT供試体は、7サイクル目までの実験結果を示しているが、CFDT-2供試体のみ6サイクル目で実験を終了したため6サイクル目までの結果を示している。

各供試体の座屈の発生は、CFT供試体は6サイクル目（ $6\delta_y$ ）、CFDT供試体およびCFDT-2供試体は3サイクル目（ $3\delta_y$ ）で局部座屈を目視で確認することができた。局部座屈の発生場所は、いずれもダイアフラム直上の鋼管（モルタル未充填部下端）であった。その後、ダイアフラム直上の座屈変形量は、繰り返し荷が進むにつれて顕著になり、荷重が低下した。また、履歴曲線の最大値を比較すると、CFT供試体は6サイクル目（ $6\delta_y$ ）、CFDT供試体およびCFDT-2供試体は3サイクル目（ $3\delta_y$ ）で最大値に到達し、各供試体の値はほぼ等しい値となった。

なお、図-8(c)において、6サイクル目で荷重の小さな変動が見られるが、これは荷重中に制御用の変

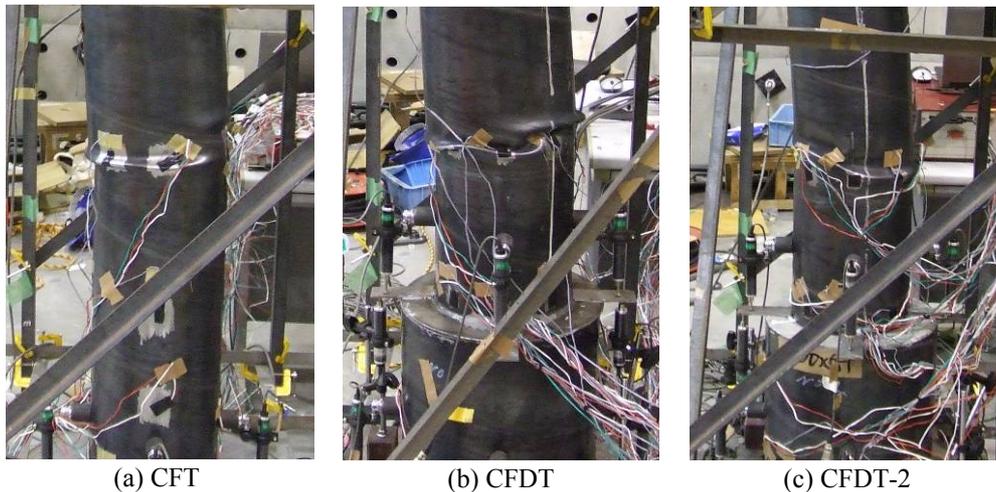


図-9 座屈状況

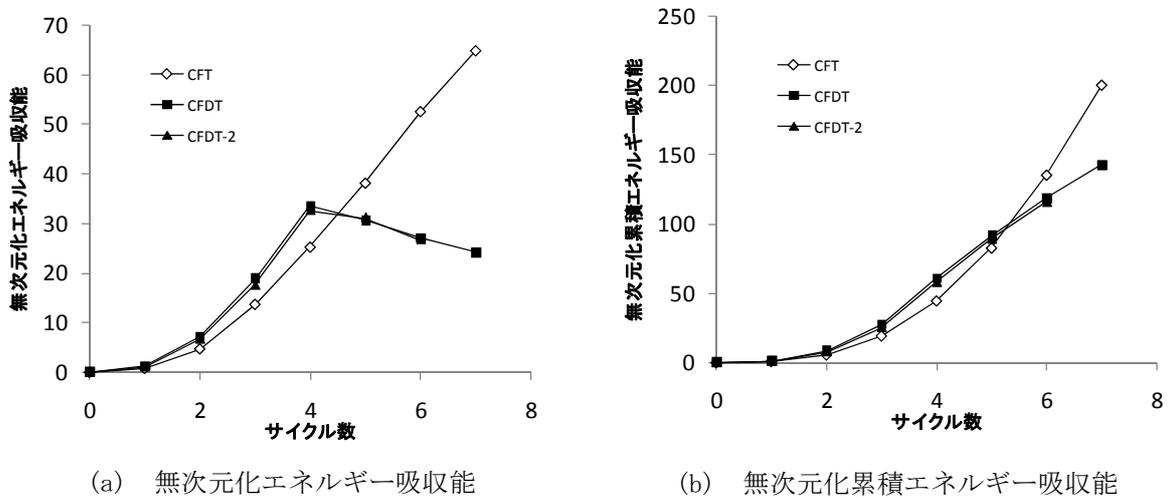


図-10 エネルギー吸収能

位計取り付け部と荷重フレームが接触しており、制御が不安定になっていたためである。

実験終了後の終局状態を、図-9に示す。図-9より3つの供試体すべてにおいて、ダイアフラム直上のコンクリート未充填部の鋼管に局部座屈が発生し、崩壊したことがわかる。また、供試体による崩壊モードの違いがないことがわかる。

(2) 包絡線

図-8(a)~(c)の履歴曲線の各サイクルにおける目標変位とそれに対応する荷重から得られる包絡線を図-8(d)に示す。包絡線は、降伏水平荷重 H_y および降伏水平変位 δ_y で無次元化している。

図-8(d)より、3つの供試体を比較すると、最大耐力はほぼ等しいが、CFDT供試体およびCFDT-2供試体はCFT供試体と比べて最大荷重到達後の強度低下率が大きい。また、最大荷重に到達したサイクル数に関しても、CFDT供試体およびCFDT-2供試体はCFT供試体と比べてかなり早い段階で到達していることがわかる。これは、CFDT供試体およびCFDT-2供試体では、外鋼管およびモルタルによって橋脚基部の変形が拘束されており、その分、橋脚のモルタ

ル未充填部に変形が負担されたことによって、この部分で早期に局部座屈が生じたと考えられる。この早い段階での局部座屈がCFDT供試体およびCFDT-2供試体の変形性能を低下させたと考えられる。なお、包絡線より明らかなように支圧板の有無による耐力および変形性能の違いは見られなかった。

(3) エネルギー吸収能

各サイクルにおける履歴エネルギー吸収量 E を図-10(a)に、累積履歴エネルギー吸収量 E_c を図-10(b)に示す。縦軸の履歴エネルギー吸収量は弾性ひずみエネルギー $E_e = \delta_y \cdot H_y / 2$ で除して無次元化している。

図-10(a)より各供試体の各サイクルにおけるエネルギー吸収能を比較すると、座屈進展前の4サイクル目以前では、CFDT供試体およびCFDT-2供試体は、CFT供試体と比べて高いエネルギー吸収能を発揮しているが、座屈の進展とともにエネルギー吸収能が下がっているのがわかる。また、図-10(b)より明らかなように、早期に座屈が生じ、進展しているCFDT供試体およびCFDT-2供試体は、終局状態における総エネルギー吸収能がCFT供試体よりも低いことがわかる。

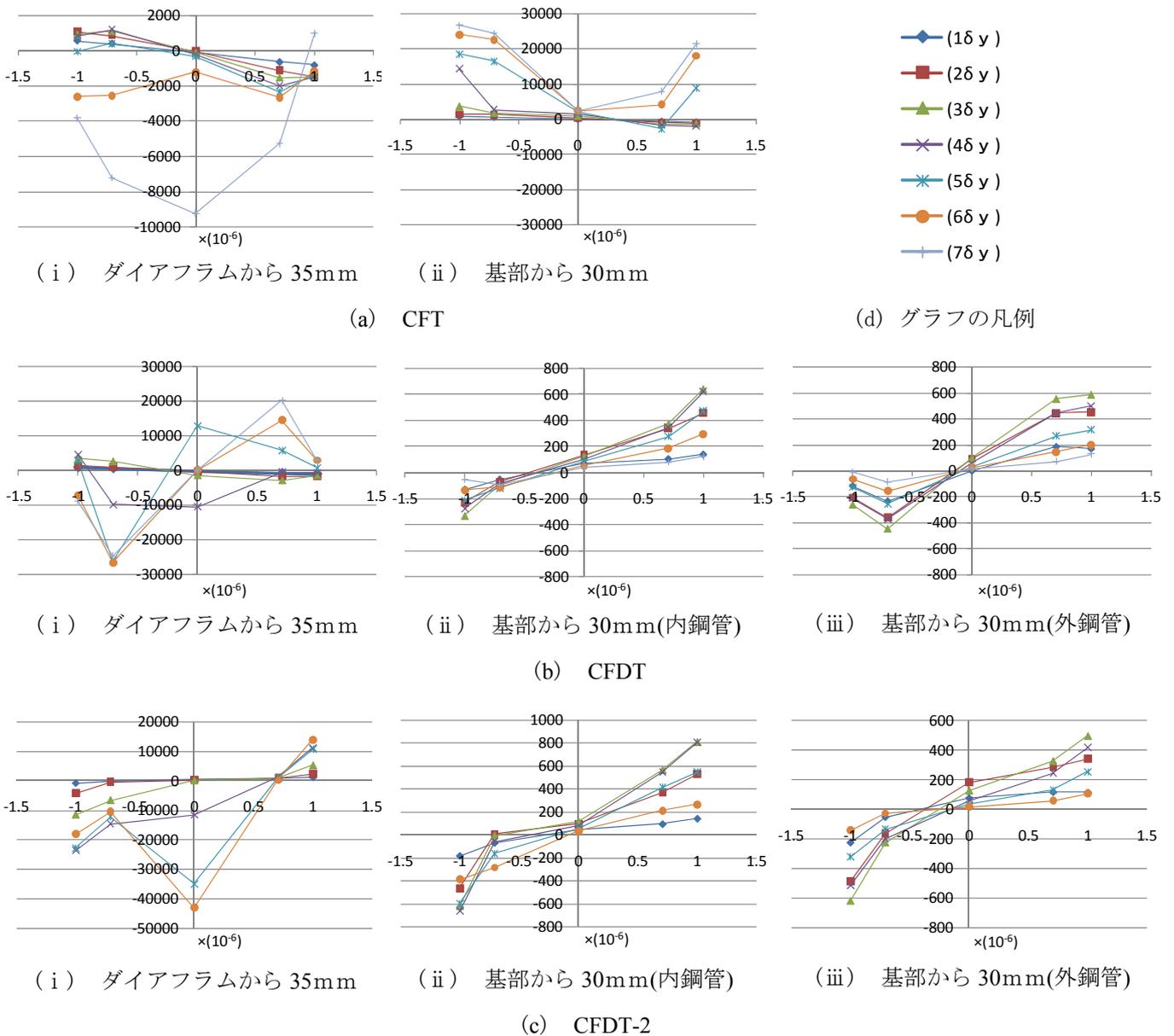


図-11 軸方向ひずみ分布

(4) ひずみ分布

本実験より得られた、(i)ダイアフラムから35mmの位置、(ii)橋脚（内鋼管）の基部から30mmの位置、および(iii)外鋼管の基部から30mmの位置の軸方向のひずみ分布を図-11に示す。図の縦軸がひずみ値、横軸は、鋼管半径と中心からの位置との比である。なお、正載荷時と負載荷時は概ね同様の結果になることを確認しており、図-11には、各サイクルの+側の値のみプロットした。

図-11(a)より、CFT供試体に関しては、 $5\delta_y$ 以前では、線形的なひずみ分布をしており、平面保持が成り立っていることがわかる。しかし、基部付近で局部座屈が生じた $4\delta_y$ 以降（図では $5\delta_y$ から）で、基部から30mm位置のひずみが大きくなり、ひずみ分布形状が大きく変化していることがわかる。さらに、 $6\delta_y$ 以降では、ダイアフラムから35mm位置のひずみが大きく変化し、分布形状も変化していることがわ

かる。ダイアフラム直上の局部座屈は、この6サイクル目で生じているため、局部座屈が生じたことによってひずみが大きくなり、ひずみ分布形状が大きく変化したと考えられる。

図-11(b)および図-11(c)より、CFDT供試体およびCFDT-2供試体は共に、外鋼管および内鋼管の基部から30mm付近のひずみ分布は、載荷終了まで、ほぼ線形的なひずみ分布をしており、局部座屈等の大きな変形は生じていなかったことがわかる。また、CFDT供試体は外鋼管と内鋼管のひずみ量はほぼ同じ程度生じていることから、外鋼管にも力が十分に伝達していたことがわかる。一方、CFDT-2供試体の外鋼管のひずみ量は内鋼管のひずみ量と比べると小さい。このことから支圧板がある場合の方が、外鋼管に力を伝達しやすいことが確認できた。さらに、両供試体ともダイアフラムから35mm位置のひずみ分布から、 $3\delta_y$ 以降でひずみおよびその分布形状に

変化が生じており、これも、局部座屈が生じたことが原因と考えられる。これらのことから、外鋼管を配置し、モルタルを充填することで、基部の局部座屈を抑えることができる。しかし、基部における変形量を抑えたため、その分がモルタル未充填部に負担され、CFDT供試体ではこのモルタル未充填部分で、早期に局部座屈が生じたと考えられる。

4. まとめ

本研究では、橋脚基礎の合理化構造として、コンクリート充填二重鋼管構造を利用した接合部構造に対して、その基本的な耐震性能を把握するために正負交番載荷実験を行った。

本研究で得られた結果および今後の課題を以下にまとめる。

- 1) 2重鋼管接合部を有するCFDT 供試体およびCFDT-2供試体は、接合部のないCFT供試体とほぼ同等の耐力を有することがわかった。
- 2) 2重鋼管接合部を有するCFDT 供試体およびCFDT-2供試体は、接合部のないCFT供試体と比べ、早い段階でダイアフラム直上のモルタル未充填部に局部座屈が生じ、変形性能が低いことがわかった。
- 3) 2重鋼管接合部を有するCFDT 供試体およびCFDT-2供試体は、接合部のないCFT供試体と比べエネルギー吸収能が低いことがわかったが、局部座屈の発生を遅らせることができれば、高いエネルギー吸収能を発揮できる可能性がある。
- 4) 合理化構造の接合部は、上部構造からの慣性力を外鋼管にも十分に伝達できることがわかった。特に、支圧板がある方が、力が外鋼管に伝達しやすいことがわかった。

今後、本構造形式の変形性能を向上させるために、コンクリート充填高さを変えるなどの検討が必

要である。また、実験を精度良く評価できる解析モデルを構築し、様々な構造諸元を変化させたパラメトリック解析を行い、本構造形式の最適な形状を検討する必要がある。

謝辞：本研究は、JFEスチール株式会社との共同研究により行われたことを付記し、ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 杉本雅人, 柳下文夫, 谷平勉, 園田恵一郎: 中空式二重鋼管合成柱の変位靱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.20, No3, 1998.
- 2) 柳下文夫, 谷平勉, 鬼頭宏明, 園田恵一郎: 中空式二重鋼管合成柱の繰返し挙動: コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No2, 2002.
- 3) 林堂靖史, 杉浦邦征, 河野広隆, 大島義信: コンクリート充填二重鋼管構造の曲げ耐荷特性に関する実験的研究, 第7回複合構造の活用に関するシンポジウム, 2007.11.
- 4) 杉浦邦征, 林堂靖史, 橋本国太郎, 大島義信, 河野広隆: コンクリート充填中空式2重鋼管構造橋脚の耐震性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.55A, 2009.3.
- 5) 石井大吾, 坂本真一, 塚越英夫, 辰己佳裕, 渡辺泰志: 杭頭リングソケット構法の開発—外鋼管を用いた鋼管杭頭・鉄骨柱脚接合構法—, 清水建設研究所報, 第84号, 2006.10.
- 6) 美島雄士, 田原潤, 若林保美, 笹谷輝勝, 福井次郎, 竹口昌弘: 鋼製橋脚と杭基礎との接合構造に関する実験的研究, 橋梁と基礎, Vol.41, No.11, 2007.11.
- 7) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書[耐震設計編], 2008.
- 8) F.Leonhardt, W.Andra, H.P.Andra, und W.Harre: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund – Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, BETON- UND STAHLBETONBAU, pp.325~331
- 9) 保坂鐵矢, 光木香, 平城弘一, 牛島祥貴, 橋吉宏, 渡辺 滉: 孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, 2003.3.

STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL PIER WITH CONCRETE FILLED DOUBLE STEEL TUBE CONNECTION

Masaya SHIROTANI, Kunitaro HASHIMOTO, Katsuyoshi NAKANISHI,
Masashi KATO and Kunitomo SUGIURA

Concrete-filled double steel tube (CFDT) has possibility of rationalization in various composite piers, and the connectional structure using CFDT which joint steel piers and steel piles has been proposed already. But the seismic performance of steel pier with CFDT connection has not been studied for details yet. Therefore, in this study, cyclic loading test for steel piers with CFDT connection and with non connection are carried out, in order to investigate the seismic performance of them experimentally. From the result, it is found that load carrying capacity and the local buckling behavior of the pier with concrete-filled double steel tube connection are almost same as those of the pier with non connection.