論文 鉄塔脚を埋め込んだ鋼管の定着に関する研究

末永 貴志\*1・田邉 成\*2・齋藤 修一\*3・三島 徹也\*4

要旨:鋼管内にコンクリートを充填し,鉄塔脚を模した鋼管あるいは山形材に支圧板を取り 付けた脚材をその中に埋め込んだ定着方式の引抜載荷試験を実施した。試験体のパラメータ は定着長,鋼管径,鋼管厚とした。その結果,鋼管が周方向に降伏することによって,脚材 が抜け出して破壊するモードであり,定着長を長く,鋼管厚を厚くすることで定着耐力が上 昇することがわかった。

キーワード:鋼管拘束,引抜き試験,定着耐力

1. はじめに

送電用鉄塔基礎における深礎基礎,1本杭基 礎の多くは,図-1(a)のように鉄塔脚に支圧板 と称する節状の鋼材を取り付けて鉄筋コンクリ ート内に定着する支圧板定着方式が採用されて いる。しかし,大型の送電用鉄塔になるにつれ, 基礎に作用する荷重も大きくなるため,脚材定 着部の定着長,躯体径も大型化する。さらに, 地下水位が高い平野部などでは,定着長が長い と施工性が悪いため,掘削深さを浅くすること が求められる。そこで,脚材定着部の小型化を 目指して,図-1(b)のように,脚材定着部に鋼 管を設けて鉄塔脚を埋め込む方式を考案し,定 着長,鋼管径,鋼管厚等のパラメータを変えて



模型実験を実施し,鋼管が周方向に降伏破壊す るモードについて定着耐力を評価した。

2. 模型実験

## 2.1 試験体概要

本実験で行った試験体の一覧を表 - 1 に示し, 一例として KS-1 の試験体図を図 - 2 に示す。 図 - 2 のように鋼管内周にコンクリートのずれ 止め(リブ)を3段溶接する。その鋼管内に, 鉄塔脚を模擬した山形鋼材(または鋼管)に鋼 板の支圧板を設けて中央に設置し,鋼管内にコ ンクリートを充填した。リブの位置は最上段の



図-2 試験体(KS-1)

\*1 東京電力(株) 送変電建設部送変電建設センター (正会員)
\*2 東京電力(株) 送変電建設部土木建築グループ 工博(正会員)
\*3 東電設計(株) 送変電土木部 工修(正会員)
\*4 前田建設工業(株) 技術研究所 工博(正会員)

試験 番号	試験体 記号	山形 材幅 L(mm)	脚材径 <i>ϕ</i> (mm)	定着長 Le(mm)	最上端 支圧板 Ls(mm)	支圧 板数	鋼管径 D(mm)	鋼管厚 t(mm)	リブ の数	リブの 形状	脚材の 位置	コンクリート 強度f <sup>r</sup> c (N/mm <sup>2</sup> )	実 最 大 重 (kN)	破壊モード
1	KS-1	75	59.8	150	100	2	300	3.2	3	全周	中央	28.0	1140	鋼管降伏
2	KS-2	75	59.8	300	100	3	300	3.2	3	全周	中央	29.8	2009	鋼管降伏
3	KS-3	75	59.8	150	175	2	450	3.2	3	全周	中央	31.2	1240	鋼管降伏
4	KS-4	75	59.8	150	100	2	300	3.2	3	全周	偏芯	32.9	1012	鋼管降伏
5	KS-5	75	59.8	150	100	2	300	6	3	全周	中央	32.2	1343	支圧板周囲の付着
6	KS-7	75	59.8	150	100	2	300	3.2	3	部分	中央	34.7	930	鋼管降伏
7	K-1		120	240	120	4	609.6	3.2	0		中央	30.6	65	鋼管内周の付着
8	K-2		120	240	120	4	609.6	3.2	1	全周	中央	31.4	1110	鋼管降伏
9	K-3		120	240	120	4	609.6	3.2	1	全周	中央	32.9	1070	鋼管降伏

表 - 1 試験体パラメータ一覧

支圧板から 45°上方向の位置に最上段のリブ を設置した。すべて単サイクルの引揚げ載荷試 験を行い,各々の最大荷重も表-1に示した。

2.2 使用材料と配合

載荷中,試験体が脚材で破壊することのない よう,脚材と支圧板には降伏強度が780N/mm<sup>2</sup> 相当の高強度の鋼材を用いた。鋼管には実構造 物を想定したSS400材,リブには市場性があり 入手が容易なD10-SD345の異形鉄筋を採用し た。また,鋼管の外側には実験時に反力鉄筋と するD22-SD345を載荷軸方向に8本溶接した。 材料試験結果では,脚材の引張降伏点は 848N/mm<sup>2</sup>,鋼管は280 N/mm<sup>2</sup>,リブ鉄筋は392 N/mm<sup>2</sup>であった。鋼管内に充填するコンクリー トは,普通ポルトランドセメントを採用し,目 標とする強度をf'c=30N/mm<sup>2</sup>とした。

2.3 パラメータ

鋼管径は実構造物の 1/1~1/5 の寸法とし,厚 さは載荷装置の能力を考慮して決定した。また, 鋼管径 Dと脚材径の比 D/を2~7.5,定着長 Le との比 Le/を2~5とした。ここで,山形材の脚材径は,先端を結ぶ三角形の面積と等価 な面積を有する円の直径とした。

写真 - 1 に示す KS-1 を基本試験体とし,KS-2 は定着長の長い試験体,KS-3 は鋼管径の太い試 験体,KS-4 は鉄塔脚の偏芯を模擬した試験体, KS-5 は鋼管の厚い試験体,KS-7 はリブを鋼管 内全周ではなく D6,長さ 58mm の鉄筋を8本配 置した試験体とした。K-1 はリブの無い試験体, K-2,3 はリブを一段とした。また,K-2 は鋼管 内部にグリスを塗布せず,K-3 は塗布して鋼管 とコンクリートの付着を除いた試験体である。

2.4 載荷装置

載荷装置を図 - 3 に示す。反力鉄筋を載荷装 置の下部に固定し,梁の下部では鋼管を回転拘 束しないよう球座を介して固定した。また,試 験体に埋め込んだ脚材には上部のテンションロ ッドと脚材の接合部に球座を配置し,回転拘束 されないようにした。ロッドはセンターホール 型油圧ジャッキを通し,球座を介して梁の上部 に固定した。



写真 - 1 試験体内部(KS-1)



# 2.5 計測方法

計測計器の位置を図 - 4 に示す。油圧ジャッ キおよび脚材に貼付したひずみゲージ(FSB) により載荷荷重の確認を行った。脚材の抜け出 し量は図に示すように脚材下部の変位量とした。 鋼管の外周にはひずみゲージ(SH)を貼付し, 周方向のひずみを計測した。脚材には支圧板の 間にひずみゲージ(FS)を貼付して各支圧板か らコンクリートに伝達する荷重を求めた。

3. 実験結果

### 3.1 実験結果および破壊形式

写真 - 2 に例として破壊後の KS-2 のひび割 れ状況を示す。上面には,写真 - 2(a)に見られ るように脚材から鋼管に向けて放射状の割裂ひ び割れが生じた。荷重の増加と共にひび割れは 進展していくが、この割裂ひび割れでは破壊に は至らない。写真 - 2(b)に切断面のひび割れ状 況を示す。最上段の支圧板から約45°上方向の 最上段リブの位置に向けたコーン状の引抜きせ ん断ひび割れが発生した。このひび割れと共に, 最上段の支圧板から最下段の支圧板に向けた軸 方向にひび割れが発生する。最終的には,鋼管 が周方向に降伏することによって拘束効果を失 い破壊に至る。また,すべての試験体の切断面 において,このようなコーン状の引抜きせん断 ひびわれ面と支圧板間を結ぶ軸方向のひび割れ 面を見ることができた。

3.2 荷重-抜け出し量

荷重と抜け出し量の関係の例として図 - 5 に 4体示す。どの試験体も最大荷重になっても荷 重は急激に低下することなく,じん性のある破 壊モードである。

- 3.3 ひずみ分布
- (1) 脚材のひずみ分布

図 - 4の計測位置に示すひずみゲージ FS から脚材のひずみを計測した。各ひずみから求められる張力の差分が各支圧板からコンクリートに伝達する荷重と考えられる。一例として, KS-1の荷重伝達状況を図 - 6に示す。P1 が上





(a) 上面



(b) 切断面





部支圧板の荷重分担,P2が下部支圧板の荷重分 担,Pは載荷荷重である。100kN程度までは,2 枚の支圧板は同程度の荷重を分担しているが, その後100kN以降ではP1の伸びが小さくなっ ていることから,この時点でコーン状の内部ひ び割れが発生したものと予想される。しかし, その後もP1の負担する荷重は増えていること から,リブがずれ止め効果を発揮していること となる。最大荷重時においても,両支圧板が荷 重を分担していることがわかる。

(2) 鋼管のひずみ分布

鋼管の周方向のひずみ分布の例として,KS-1 と定着長の長いKS-2を図-7に示す。鋼管の 降伏ひずみを材料試験結果から1,400µとして, 最大荷重時に着目すると図-7(a)のKS-1では, 鋼管上部SH-1からSH-4まで112.5mmの範囲で 周方向に降伏している。一方,図-7(b)のKS-2 はSH-1からSH-5まで約150mmで,降伏して いる範囲が長い。しかし,いずれも鋼管上部に は応力が集中している。このように,鋼管が周 方向に降伏して破壊する場合,定着長が長い方 が鋼管の拘束する領域が広く,定着耐力の上昇 に寄与する。KS-1ではSH-1が,KS-2ではSH-4 が降伏していないが,ゲージを貼付した位置に 割裂ひび割れが発生しなかった為で,上下のひ ずみ値から降伏しているものと判断した。

4. 各因子の影響

4.1 リブの有無(K-1)

リブを設けない K-1 試験体はコンクリートに 割裂ひび割れを発生することもなく,65kN で鋼 管内周の付着切れで引抜けた。同一形状の試験 体に一段リブを設けた K-2,K-3 試験体では各々 1,110kN,1,070kN で破壊した。K-2,K-3 の最大 耐力はほぼ同じであることと,K-1 の試験結果 より,鋼管とコンクリートの付着力は小さいこ とがわかる。K-1 の付着強度は 0.14N/mm<sup>2</sup>であ った。K-1 と K-2,K-3 との最大耐力を比較する と抜け出しを防止する対策が必要であることが わかった。



4.2 定着長(KS-2)

最大耐力 - 定着長の関係を示したものが図 -8 である。3.3(2)でも述べたように,定着長の 長い KS-2 は拘束する鋼管の領域が広くなるた め,他の試験体よりも定着耐力が上昇する。 KS-1 と比較すると定着長は2倍の300mmで, 定着耐力は176%上昇した。

4.3 鋼管径(KS-3)

最大耐力 - 鋼管径の関係を示したものが図 -9である。KS-3 の鋼管径は 450mm, KS-1,2,5 は 300mm である。定着長の長い KS-2 では最大



耐力が上昇したが,他の試験体と定着長が同じ KS-3の最大荷重は,KS-1と比較しても8%しか 上昇していない。よって,鋼管径を太くしても 定着長が同じであれば,鋼管が拘束効果を発揮 する領域も同じであるため,定着耐力は上昇し ないと考えられる。

4.4 脚材配置位置の影響(KS-4)

写真 - 3 に示す KS-4 は,脚材の据付位置を 鋼管の中央ではなく,偏芯量 e を鋼管径 300mm に対して 1/5 程度とし,鋼管中心から 60mm 偏 芯させた試験体である。図 - 1 0 (a), (b)のよ うに脚材に近い鋼管が早く降伏に至り破壊する。 最大耐力は 1,012kN であり,KS-1 と比較すると 約 10%低下した。



図 - 1 2 KS-7 鋼管の周方向のひずみ分布

4.5 部分リブ(KS-7)

写真 - 4のようにリブを部分的に配置した KS-7では,図 - 12のように鋼管周方向のひず み分布は他の試験体と同様であるが,最大耐力 は930kNと小さい。リブの無いK-1と比較する とずれ止め効果のある分,最大耐力は上昇する が,リブを全周に渡って配置している KS-1と 比較すると約20%最大耐力が小さい。鋼管が KS-1と同様に降伏していることを考慮すると, リブの無い弱部で耐力が決定したと考えられ, 全周に渡って配置しているリブも拘束効果を発 揮しているものと考えられる。

4.6 鋼管厚(KS-5)

最大耐力 - 断面積の関係を示したものが図 -13である。他の試験体よりも鋼管の厚い KS-5 は,KS-1と比較すると約17%最大耐力が上昇す る結果となった。KS-1,3と定着長は同じではあ るが,鋼管は周方向に降伏せず,支圧板周囲のコ ンクリートの付着で破壊したため,破壊モード が違う。しかし,最大耐力が上昇した要因は, 鋼管を厚くしたことで,拘束する鋼管断面積が 大きく,剛性が高くなったためだと考えられる。 グラフ中の断面積 As は KS-7 の結果から,リブ の断面積も拘束効果として寄与するものとして, As = t × Le + A × n (t:鋼管厚,Le:定着長,A: リブ断面積,n:リブ段数)で算出している。

5. まとめ

比較的薄い鋼管で拘束され,コンクリート内 に埋め込まれた脚材の定着耐力について検討し, 下記のことを確認した。

(1)破壊モードは鋼管が周方向に降伏することによって,コンクリートが拘束力を失って脚材が抜け出す。

(2)鋼管の周方向のひずみは鋼管上部,最上段のリブの位置に集中するが,最大荷重時には 定着長分が抵抗する。

(3) 鋼管とコンクリートとの付着強度は
 =0.14N/mm<sup>2</sup>と小さく,ずれ止めを全周に渡って配置することが必要である。



#### 図 - 13 最大耐力と鋼管厚の関係

(4)定着長を長くすると,引抜き力に抵抗する 鋼管の領域が広くなり,拘束力が高まるため, 定着耐力は上昇する。

(5)鋼管径を変化させても定着耐力は同等。
 (6)脚材を偏芯させると近い側の鋼管が先に
 降伏して破壊に至り,脚材を中心に据え付け
 た場合よりも定着耐力は低下する。

(7)部分的にリブを配置した試験体では,リブ が鋼管と同様に周方向の拘束効果に寄与して いることがわかった。

(8)鋼管を厚くすると拘束する鋼管の剛性が 高くなるため,破壊モードがコンクリートの 付着破壊へと変わり,定着耐力が上昇する。

#### 謝辞

本研究を遂行するにあたって,東京大学教授 前川宏一博士,香川大学教授 松島学博士,中 華人民共和国 清華大学教授 安雪暉博士から 有益なご指導を賜りました。ここに記して,深 く感謝申し上げます。

参考文献

- 吉井幸雄,飯島政義,齋藤修一,松島学; 送電用鉄塔基礎の支圧板定着方式による脚 材定着手法に関する実験的研究,土木学会 論文集,No.606/V-41,pp.129-140,1998.11
- 2) 野澤伸一郎,木下雅敬,築嶋大輔,石橋忠 良;ずれ止めを用いたコンクリート充填鋼 管ソケット接合部の耐力評価,土木学会論 文集,No.634/V-45,71-89,1999.11