

## 論文 鋼管を用いた合成構造橋脚定着部の耐荷性状

篠崎 裕生\*1・三上 浩\*2・岡本 隆\*3・水谷 慎吾\*4

要旨：著者等は、施工の省力化を目的として、鉄筋代替の外面リブ付き鋼管、型枠兼用のプレキャストコンクリートセグメントおよび中詰めコンクリートからなる合成構造橋脚を考案し、その力学特性について検討を行ってきた。本研究は、合成構造橋脚の定着部に着目し、定着方法を鋼管の埋込み形式とした場合の定着性状を、鋼管の埋込み深さおよびスタッドの有無をパラメータとして検討した。その結果、埋込み深さが鋼管径の1.5倍の試験体ではフーチングに大規模なせん断破壊面が生じること、本試験体の規模では、スタッド補強によるせん断破壊の抑制が見られないこと等が明らかとなった。

キーワード：合成構造橋脚、外面リブ付き鋼管、フーチング、定着

### 1. はじめに

近年、技能労働者の不足あるいは建設労働者の高齢化を背景に、省力化工法の開発が強く求められている。著者等は、高橋脚を有する橋梁工事の増加をふまえ、現場作業の軽減を目的に外面リブ付き鋼管、プレキャストコンクリートセグメントおよび中詰めコンクリートからなる合成構造橋脚を考案し、その力学特性の検討を行ってきた。図-1に橋脚断面の概念図を示す。これまでに、梁の曲げ試験や柱の水平交番載荷試験等により、本合成構造橋脚がRC構造と同等の耐力を有し、非常に靱性に富む構造であること、終局耐力および柱の水平変位は従来のRC橋脚の解析方法を用いて精度よく推定できること、等を確認した[1,2]。

本合成構造橋脚のフーチングへの定着は、主引張部材である外面リブ付き鋼管のコンクリートとの付着が良好であることから、鋼管を一定の深さフーチングへ埋込む「埋込み」方式を採用している。定着部の耐力は埋込み深さの影響を受けると考えられるが、柱に軸力および水平力が作用した場合には、限られた範囲での結果ではあるが、埋込み深さを鋼管径の3倍(3D)とすることで、十分な定着が得られることを確認している[2]。しかし、今後、実構造物への適用を検討していく上で、埋込み深さや定着方法が定着部の耐荷性状に与える影響を検討する必要があると考えられる。

本研究では、文献[2]で用いた柱試験体と同規模で、鋼管の埋込み深さを3D、2D、1.5Dにした試験体および1.5Dについてはスタッドで定着補強した試験体の水平交番載荷試験を行い、定着部の耐荷性状について破壊性状および鋼管のひずみ分布などのデータをもとに考察を行った。

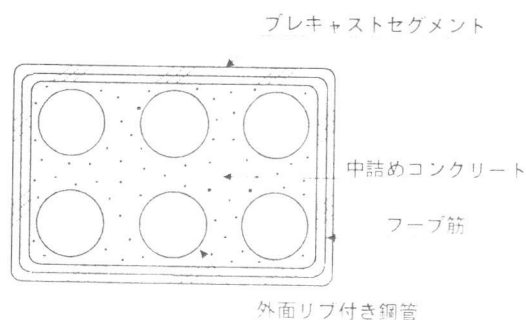


図-1 合成構造橋脚断面の概念図

\*1 三井建設(株) 技術研究所 (正会員)

\*2 三井建設(株) 技術研究所 主任研究員, 工博 (正会員)

\*3 日本鋼管(株) 基盤技術研究所 主任研究員, 工博

\*4 日本鋼管(株) 基盤技術研究所

## 2. 実験概要

試験体は、フーチングの大きさが幅 1400×奥行 2000×高さ 900mm、柱の断面寸法は 320×620mm で、せん断スパン長は 1800mm とした。本研究では、定着部の性状に着目するためプレキャストコンクリートセグメントはモデル化しなかった。

鋼管の外径 200mm に対し、埋込み深さは 600mm (3D)、400mm(2D)、300mm(1.5D)の 3 種類とし、1.5D 試験体については埋込み部に頭付きスタッド (13φ, L=80mm) を配置したものも加えた(1.5DS)。

図-2 に試験体の形状を、図-3 にスタッドの配置を示す。

鋼管は厚さ 7mm で、シームレスの厚板鋼管から高さ 2.5mm、幅 4mm、

間隔 40mm の外面リブを削り出したものを使用した。鋼管埋込み部分の内面には、軸方向に 50mm 間隔でひずみゲージを貼り付けた。コンクリートの配合は全試験体共通とした。表-1 および表-2 に使用した鋼材とコンクリートの力学特性を示す。

水平力の加力サイクルを図-4 に示す。降伏変位  $\delta_y$  は、鋼管が降伏ひずみに達したときの載荷位置での変位量とし、鋼管

に貼り付けたひずみゲージの値により鋼管の降伏を確認した。図-5 に示すように鋼管の伸び出し等による柱基部の回転は、柱に埋込んだ鋼棒と変位形①で、フーチングの浮き沈みについては変位計②により測定した。なお、すべての変位計は試験体周囲の専用フレームに固定した。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況

2D、1.5D、1.5DS 試験体の荷重-変位履歴曲線を図-6 に示す。また、1 $\delta_y$  および最終破壊時のフーチング上面と柱のひびわれ状況を図-7 に示す。以下に各試験体の破壊状況を述べる。なお、3D 試験体の挙動は 2D 試験体とほぼ同様であるので、荷重-変位曲線の図は省略した。

2D(3D)試験体の降伏変位  $\delta_y$  は 7.4(6.9)mm で、6(7) $\delta_y$  で最大耐力を示したあと柱基部のコンクリ

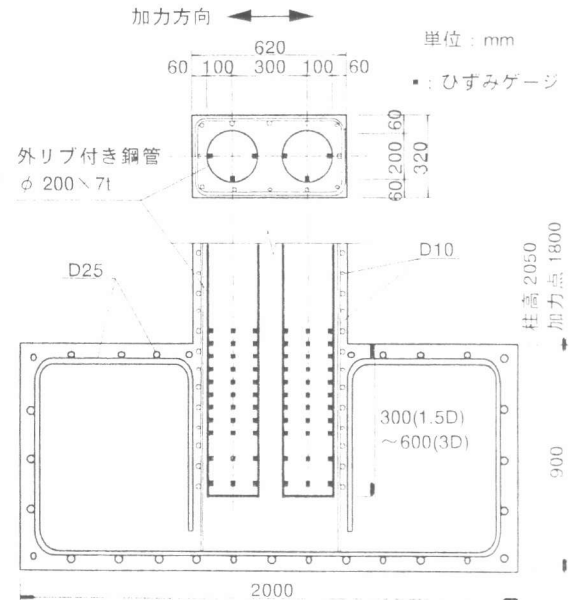


図-2 試験体の形状

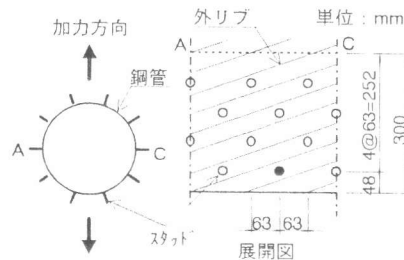


図-3 スタッドの配置

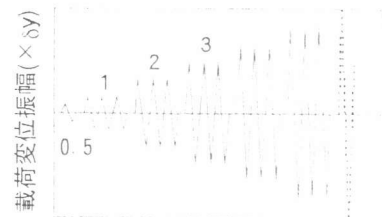


図-4 加力サイクル

表-1 コンクリートの力学特性(kgf/cm<sup>2</sup>)

|       | 圧縮強度 | 引張強度 | 弾性係数                    |
|-------|------|------|-------------------------|
| フーチング | 497  | 33.9 | 3.411 × 10 <sup>5</sup> |
| 柱     | 432  | 31.4 | 3.454 × 10 <sup>5</sup> |

表-2 鋼材の力学特性(kgf/cm<sup>2</sup>)

|                 | 降伏強度 | 引張強度 | 弾性係数                   |
|-----------------|------|------|------------------------|
| 鋼管(STKM13A)     | 2769 | 4592 | 2.10 × 10 <sup>6</sup> |
| 鉄筋 D10(SD295)   | 3758 | 5183 | 1.91 × 10 <sup>6</sup> |
| スタッド φ13(SS400) | 3259 | 4832 | 2.11 × 10 <sup>6</sup> |

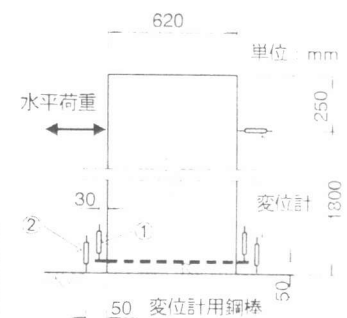


図-5 変位測定位置

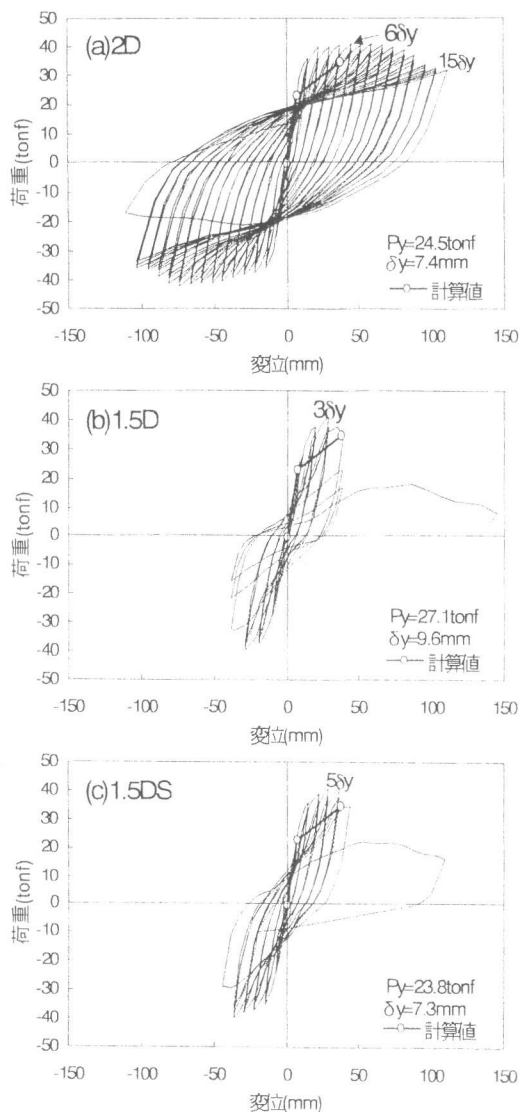


図-6 荷重-変位曲線

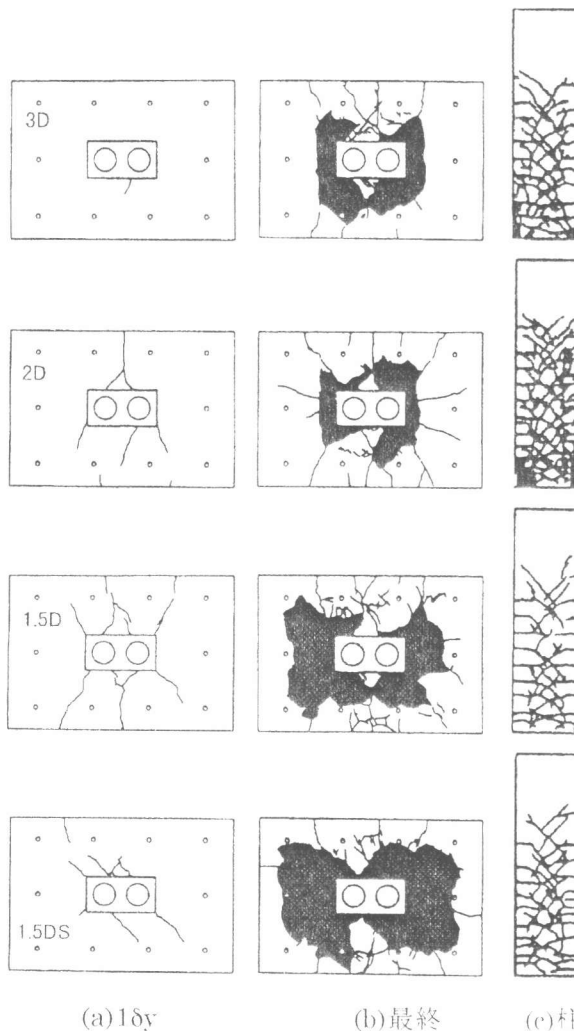


図-7 ひびわれ状況

ートの圧壊が進行するとともに耐力が徐々に低下し、 $13(15)\delta_y$  で鋼管の座屈、 $15(16)\delta_y$  で鋼管に亀裂が生じて耐力が大きく低下し試験を終了した。損傷は柱基部に集中し、フーチングに大きな損傷は見られなかった。2D、3D 試験体とも、柱部の水平ひびわれはほぼ等間隔に柱全体に分散しており、これらは  $1\sim 2\delta_y$  までに発生した。フーチング上面のひびわれは  $1\delta_y$  においては 2D 試験体の方が多く、一部フーチングの側面に達するものも見られた。両試験体とも、荷重初期は鋼管を中心に放射状に伸びるひびわれが目立ち、その後  $5\sim 7\delta_y$  でフーチングコンクリートの一部圧壊が見られたが、この圧壊による耐力の低下はなかった。

1.5D 試験体の降伏変位  $\delta_y$  は  $9.6\text{mm}$  で、 $3\delta_y$  で最大耐力を示し、 $4\delta_y$  1 サイクル目の加力途中でフーチングに鋼管を中心とした円周状のひびわれが生じて耐力が低下した。 $4\delta_y$  の 2、3 サイクルでひびわれ面が徐々に浮き上がり、さらに耐力が低下したため交番荷重を終了した。柱の水平ひびわれは 3D、2D 試験体と同様であるが、柱基部の損傷はほとんど見られなかった。耐力低下の原因となった円周状のひびわれは、フーチング固定用の PC 鋼棒の位置にまで達し、試験終了後の調査で、ひびわれ面が鋼管の下端近くまで達していたことが確認された。

$1\delta_y$  におけるフーチング上面のひびわれ本数は、2D 試験体よりもさらに多くなり、フーチング側面にも達していた。鋼管の回転の影響が、埋込み深さが短くなるに従いフーチングのひびわれとな

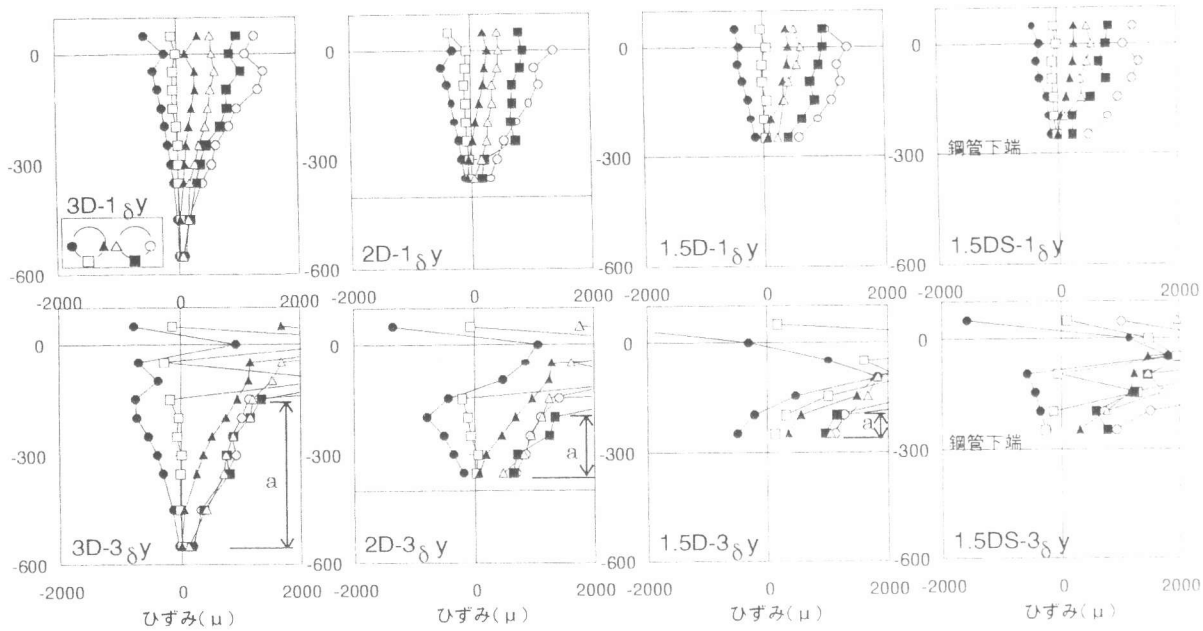


図-8 鋼管のひずみ分布

って、荷重初期から現れていたと考えられる。

1.5DS 試験体の降伏変位  $\delta y$  は 7.3mm で、 $5\delta y$  までは耐力を保持したが、 $6\delta y$  の 1 サイクル目で 1.5D 試験体と同様に、円周状の破壊面が生じて耐力が低下した。2 サイクル目でさらに耐力が低下したため試験を終了した。柱基部では、コンクリートの損傷が 1.5D 試験体よりも多少進行したが、耐力の低下につながるものではなかった。 $1\delta y$  におけるフーチング上面のひびわれは 1.5D 試験体に比較して少なくなり、スタッドの補強効果が見られた。

### 3.2 鋼管およびスタッドのひずみ

図-8 に荷重振幅  $1\delta y$  および  $3\delta y$  における鋼管埋込み部分のひずみ分布を、図-9 に鋼管下端のスタッド（図-3 中の黒丸）の軸ひずみを示す。

鋼管のひずみ分布は付着応力の大きさに応じた勾配で、鋼管自由端の方向に収束する。 $1\delta y$  では、同じ位置および深さの計測点におけるひずみの大きさは、各試験体ともほぼ同じになる結果が得られた。柱の曲げにより引張力の生じる側の鋼管では、全断面に引張ひずみが、もう一方の鋼管には引張ひずみと圧縮ひずみが混在した。各計測ラインはほぼ等間隔に並んでおり、2 本の鋼管の断面内において、ひずみの大きさは加力軸に沿ってほぼ直線的に変化している（ひずみの平面保持が成り立っている）ことを示していた。

$3\delta y$  においては、1.5DS を除く各試験体で、鋼管が降伏した領域は深さ 15~20cm に達し、柱の曲げにより引張力の生じる側の鋼管では全断面が塑性化した。全断面が塑性化した鋼管の弾性領域のひずみ分布は各計測ラインでほぼ等しく（図中 a）なり、また、同じ深さであれば各試験体でそのひずみ値もほぼ等しくなる傾向が見られた。

1.5DS 試験体はスタッドの影響と思われるひずみのばらつきが  $3\delta y$  で顕著になった。スタッドの軸ひずみは、せん断破壊面が生じた  $6\delta y$  から急激に増加し、スタッドが定着部の耐力を受け持つ割合が大きくなったと考えられる。しかし、本試験体の規模ではせん断破壊面の形成および耐力の低下を抑制するほどの補強効果は見られなかった。

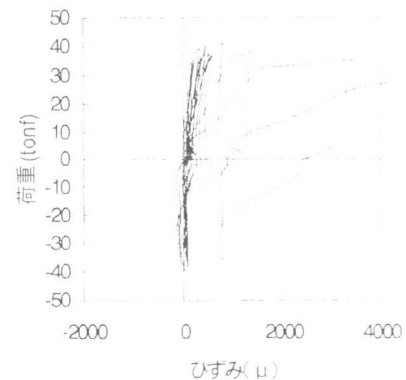


図-9 スタッドのひずみ

### 3.3 降伏時および終局時の耐力・変位

表-3に柱の降伏時および終局時の耐力と変位を計算値とともに示す。ここで、実験における終局耐力は最大荷重とする。計算値は、鋼管を鉄筋に換算して「道路橋示方書V耐震設計編」[3]に従い、特性値に材料試験値を用いて算出した。加力点の変位には、フーチングからの鋼材の伸び出しによる柱基部の回転に伴う変位を考慮した。鋼材伸び出し量の算定では、鉄筋の平均付着応力度と最大ひずみの関係から付着応力度分布長を算出し、定着部ひずみの三角形分布を仮定した太田の方法[4]を準用した。表には実験値として $\delta_k$ ：柱基部の回転により生じる加力点の変位(変位計①の値から算出)、 $\delta_{st}$ ：鋼管の伸び出しにより生じる加力点の変位(鋼管埋込み部のひずみ積分値から算出)、 $\delta_f$ ：フーチングの浮き沈みにより生じる加力点の変位(変位計②の値から算出)を示した。なお、 $\delta_{sl}$ は鋼管とコンクリートとのずれや、埋込み部の回転など前記の要因以外の要因により生じる変位で、 $\delta_{sl}=\delta_k-\delta_{st}-\delta_f$ として算出した。

各試験体間で、降伏時および終局時の耐力に大きな差は見られず、また、計算値ともよく一致していた。3D、2D、1.5DS試験体の降伏時の $\delta_k$ については、計算値と概ね一致していたが、1.5D試験体では、 $\delta_f$ と $\delta_{sl}$ の影響が大きくなることが分かった。図-10に加力点の変位 $\delta$ に対する $\delta_k$ の割合の変化を示した。3D、2D試験体は各変位振幅で45%程度で一定あるいは暫増しているのに対し、1.5D、1.5DS試験体は変位振幅とともに $\delta_k$ の割合が急増する傾向が見られた。

柱基部の回転による変位を要因別に整理することで、鋼管の伸び出し以外の要因が加力点の変位に与える影響が各試験体で明らかとなった。また、鋼管の埋込み深さ1.5Dでは載荷初期からフーチングの変形の影響が大きくなること、靱性率が3D、2Dの場合と比較して劣ることなどから本試験体の規模では、埋込み深さは2D以上とするのが好ましいと考えられる。

鉄筋を仮定した太田の方法によれば、付着応力度分布長は58cmとなり2D、1.5D試験体の埋込み深さを越えていた。鋼管を引張部材として用いた本構造の場合、鋼材伸び出し量の算定においてはリブ付き鋼管独自のひずみ分布形状を考慮するのが適切と考えられる。

### 3.4 定着部耐力の検討

フーチングに生じた円周状のひびわれは、鋼管埋込み部の回転による生じる鋼管下端の支圧力や、引張側鋼管の引き抜き力、さらに繰り返し載荷の影響など種々の要因が混在して発生したと考えられる。ここでは、鋼管下端に発生する支圧力に着目し検討を行った。

表-3 降伏時および終局時の耐力・変位

| 試験体                      |         |               | 3D         | 2D      | 1.5D    | 1.5DS   |       |
|--------------------------|---------|---------------|------------|---------|---------|---------|-------|
| 降伏時                      | 変位 (mm) | 計算値           | $\delta$   | 7.30    | 7.30    | 7.30    | 7.30  |
|                          |         |               | $\delta_k$ | 3.30    | 3.30    | 3.30    | 3.30  |
|                          | 実験値     | $\delta$      | 6.90       | 7.40    | 9.60    | 7.30    |       |
|                          |         | $\delta_k$    | 2.96       | 2.63    | 4.15    | 2.81    |       |
|                          |         | $\delta_{st}$ | 1.96       | 1.72    | 1.63    | 1.49    |       |
|                          |         | $\delta_f$    | 0.79       | 0.74    | 1.12    | 0.52    |       |
|                          |         | $\delta_{sl}$ | 0.21       | 0.17    | 1.40    | 0.80    |       |
| 耐力 (tf)                  | 計算値     |               | 22.6       | 22.6    | 22.6    | 22.6    |       |
|                          | 実験値     |               | 24.6       | 24.7    | 27.3    | 23.9    |       |
| 終局時                      | 変位 (mm) | 計算値           | $\delta$   | 37.00   | 37.00   | 37.00   | 37.00 |
|                          |         |               | $\delta_k$ | 22.00   | 22.00   | 22.00   | 22.00 |
|                          | 実験値     | $\delta$      | 41.4(6)    | 44.4(6) | 28.8(3) | 36.5(5) |       |
|                          |         | $\delta_k$    | 20.21      | 20.05   | 15.07   | 18.41   |       |
|                          |         | $\delta_{st}$ | 18.72      | 14.22   | 9.26    | 9.54    |       |
|                          |         | $\delta_f$    |            | -       | 3.62    | 4.73    |       |
|                          |         | $\delta_{sl}$ |            | -       | 2.19    | 4.14    |       |
| 耐力 (tf)                  | 計算値     |               | 34.9       | 34.9    | 34.9    | 34.9    |       |
|                          | 実験値     |               | 41.7       | 41.2    | 41.1    | 41.1    |       |
| 靱性率( $\delta/\delta_y$ ) |         |               | 16         | 15      | 3       | 5       |       |

計算値は「道路橋示方書V耐震設計編」[3]による

( )内は $\delta/\delta_y$ 、-はひびわれにより測定不可能

$\delta$ ：加力点における変位( $\delta=\delta_k+\delta_s$ )、 $\delta_s$ ：柱自体の曲げ変形による変位

$\delta_k$ ：柱基部の回転による変位( $\delta_k=\delta_f+\delta_{sl}$ )、 $\delta_f$ ：鋼材の伸び出しによる変位

$\delta_f$ ：フーチングの浮き沈みによる変位、 $\delta_{sl}$ ：鋼管とコンクリートとのずれ等による変位

靱性率は降伏耐力以上の耐力を保持した最大の変位振幅

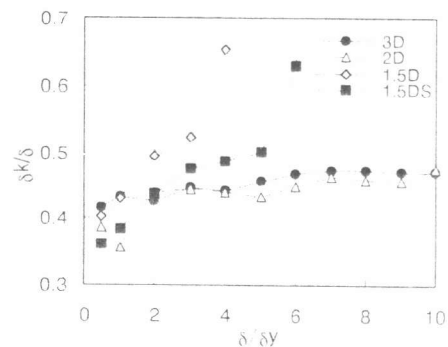


図-10  $\delta$ に占める $\delta_k$ の割合

図-11に示す水平力と支圧力  $Q_1$ ,  $Q_2$  の釣り合いから、支圧力  $Q_1$  は式(1)で求められる[5]。

$$Q_1 = \frac{(h_0 + d_c)}{(d - d_c)} Q \quad (1)$$

よって、鋼管の支圧力によるせん断破壊によって決まる耐力  $Q_a$  は式(2)で示される。

$$Q_a = \sigma_t \times A_{sh} \times \frac{Q}{Q_1} \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_t$  : コンクリートの引張強度、 $A_{sh}$  : せん断破壊面の面積である。

本試験体の場合、水平力は2本の鋼管で均等に受け持つと考え、せん断破壊面を生じた側の鋼管1本について水平力  $P$  を  $1/2$  にして計算を行った。また、せん断破壊面はひびわれ状況を参考に、図-12に示すように鋼管下端からフーチング上面の試験体固定用のPC鋼棒の位置まで鋼管中心から  $90^\circ$  に開いた三角形平面を仮定した。

表-4に示した計算結果は、せん断破壊によって決まる耐力  $Q_a$  は  $1.5D$  試験体で加えた最大水平力の  $1/2$  以下となり、定着部のせん断破壊の可能性が高いことを示した。

ここでの水平力の扱いや破壊面の仮定には、未だ検討の余地があるが、概ね鋼管の埋込み深さと破壊モードの関係を表現していると考えられる。

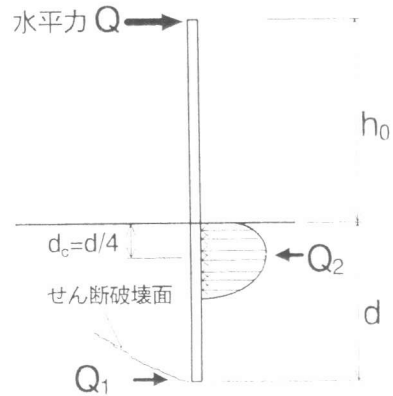
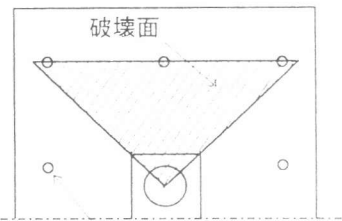


図-11 支圧力の概念



試験体固定用PC鋼棒

図-12 せん断破壊面

表-4 定着部の耐力

| 試験体                                     | 3D   | 2D    | 1.5D  |
|---|------|-------|-------|
| 最大支圧力 $Q_1$ (kgf)                       | 90.4 | 130.5 | 171.3 |
| せん断破壊面積( $\text{cm}^2$ )                | 7208 | 5200  | 4502  |
| $\sigma_t$ ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) | 33.9 | 33.9  | 33.9  |
| $Q_a$ (t)                               | 56.4 | 27.8  | 18.3  |
| $Q(t)=P/2$                              | 20.9 | 20.6  | 20.6  |

#### 4. まとめ

合成構造橋脚定着部の、鋼管埋込み深さおよびスタッドの有無をパラメータとした柱の水平交番荷重試験を行い以下のことが明らかとなった。

①鋼管の埋込み深さが  $1.5D$  ( $D$  は鋼管径) の試験体は、 $4\delta_y$  (スタッドを配置した場合は  $6\delta_y$ ) で鋼管下端からフーチング上面へ至るせん断破壊面が生じたため、 $3D$  や  $2D$  試験体のような靱性率が確保出来なかった。

②  $1.5D$ ,  $1.5DS$  試験体では、フーチングのひびわれや鋼管とコンクリートとのずれ等の影響により、加力点の変位に占める柱基部の回転に基づく変位の割合が大きくなった。

③水平力の釣り合いから求めた鋼管下端に生じる支圧力と、破壊面におけるコンクリートのせん断耐力の関係から、鋼管埋込み深さと破壊モードの関係を表現することが出来た。

#### 5. 参考文献

- [1] 篠崎裕生, 三上 浩, 加島清一郎, 跡部俊郎, 田村多佳志: リブ付き鋼管とコンクリート合成構造梁の力学特性, 三井建設技術研究報告, No.18, pp.39-47, 1995
- [2] 跡部俊郎, 田村多佳志, 岡本 隆, 水谷慎吾: 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, Vol.6, No.2, pp.107-117, 1995.7
- [3] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1990
- [4] 太田 実: 繰り返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第292号, pp.65-74, 1979.12
- [5] 秋山 宏, 黒沢 稔, 和国信之, 西村 功: 鋼構造埋込形式柱脚の強度と変形, 日本建築学会論文報告集, 第335号, 1984.1