

外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐震性能に及ぼす 鋼管配置の影響に関する実験的研究

三井住友建設（株） 土木設計部

正会員 村尾 光則

三井住友建設（株） 技術開発センター 正会員 ○篠崎 裕生, 三上 浩

寒地土木研究所 寒地構造チーム

今野 久志

1. はじめに

外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚（以下、ML橋脚）は、主鉄筋の大部分を鋼管に置き換えることで、煩雑な鉄筋組立作業の低減を図った省力化工法である¹⁾。ML橋脚の鋼管諸元や配置は、鋼管配置に関する規定（鋼管同士の離れ500mm以上、かぶり300mm以上など）や施工コストなどに、ある程度制限されるものの、多様な選択が可能である。

断面の扁平比が1:3を超えるような壁式橋脚の場合、通常は鋼管を一行に配置するが、図-1のように2列の配置も考えられる。これまでの研究から、荷重方向に鋼管を1列に配置するか、2列に配置するかで、耐震性能に大きな違いは確認されていないが、同じ外形寸法の断面で比較検討した例はない。そこで、図-1に示す鋼管配置で柱の正負交番荷重実験を行い、鋼管配置が耐震性能に与える影響を検討した。

2. 実験の概要

試験体断面の大きさは800mm×2500mmで、弱軸方向に荷重する。試験体は、鋼管外径500mmで厚さ6mmのものを3本配置したK3試験体と、外径216.3mm、厚さ7mmを6本配置したR6試験体である。K3試験体は文献²⁾におけるSRC-2試験体である。両試験体の鋼管全断面積がほぼ同じになるようにR6試験体の鋼管厚さを設定した。鋼管外面リブは、幅9mm、高さ6mmの帯鋼板を80mm間隔で溶接することで模した。鋼管は、フーチング内に2×D（Dは鋼管外径）埋め込み、フーチング天端から800mmの位置までコンクリートを充填している（図-2）。軸力は980kN（0.49N/mm²）とした。試験体のせん断スパン比は4.67である。荷重は、鋼材が降伏した変位（ δ_{y0} ）の整数倍の変位において3回ずつ荷重と除荷を繰り返した。試験体の諸元および試験結果を表-1にまとめて示す。

3. 実験結果

図-3に試験結果を示す。K3試験体は、 $3\delta_{y0}$ でほぼ最大荷重に達し、その後 $6\delta_{y0}$ 前後まで安定した挙動を示した。

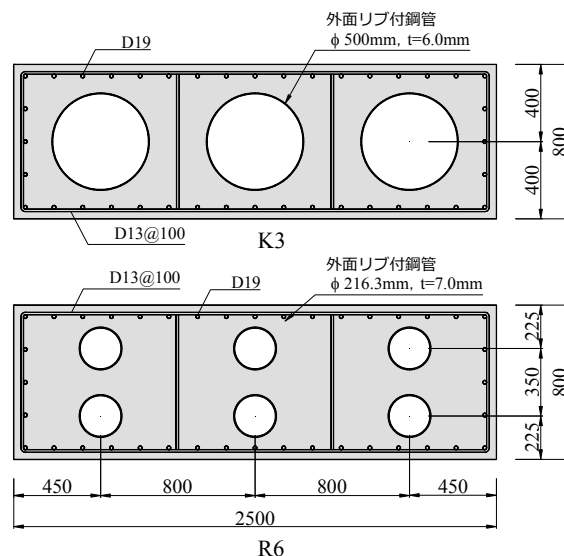


図-1 試験体断面諸元

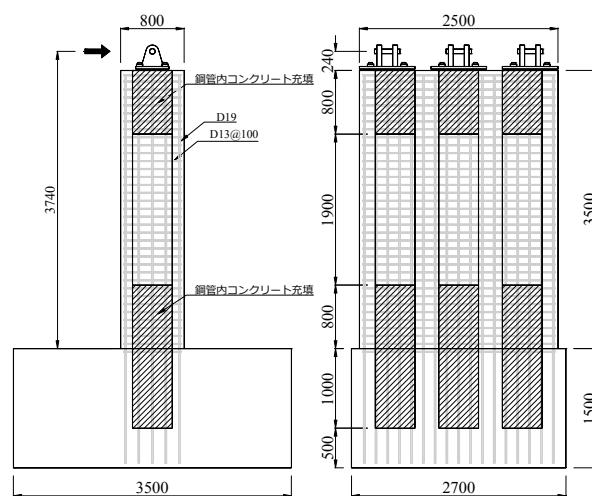


図-2 試験体形状寸法

表-1 試験体の諸元

試験体	K3	K6
コンクリート圧縮強度(N/mm ²)	31.0	36.2
鋼管降伏強度(N/mm ²)	349	374
主鉄筋降伏強度(N/mm ²)	383	385
最大荷重計算値(kN)	1166	1198
最大荷重実験値(kN)*	1344	1488
終局変位塑性率実験値	7.7	7.9
終局変位塑性率計算値 μ	6.4	6.3

*最大荷重実験値は正負の平均

その後、基部付近のかぶりコンクリートの浮きが顕著にな

り、かぶりの剥落と主鉄筋の破断が進行して荷重が徐々に低下した。R6 試験体は $4\delta_y$ でほぼ最大荷重に達し、かぶりコンクリートの浮きや剥離は $6\delta_y$ 前後で顕著になったものの、 $8\delta_y$ 前後まで安定した挙動を示した。その後、鉄筋の破断等により荷重が低下した。

図-4 で最終ひび割れ状況を比較すると、R6 試験体は鋼管の位置に生じる縦方向のひび割れが顕著である。 $4\delta_y$ 前後から生じていた。鋼管のかぶりの違いが影響していると考えられる。基部コンクリートが剥落した範囲は、K3 試験体の方が広い。また、浮きが確認された範囲も、K3 で基部から 600mm 程度、R6 で 400mm 程度であり、K3 の方が若干大きかった。

横軸を変位塑性率、縦軸を計算最大荷重で正規化した値として比較したものを図-5 に示す。ここでの降伏変位は δ_y を最大荷重まで延長した δ_y としている。図には、同じ断面の RC 構造の試験体（文献²⁾の RC 試験体）の結果も併記した。K3 試験体の正側における荷重低下が早い段階で発生しているが、総じて両者の挙動はほぼ同じであると言える。両試験体とも RC 試験体と同等以上の性能を有していることが分かる。ML 橋脚の終局変位塑性率設計値は、以下の式で簡易に求めることができる¹⁾。

$$\mu = 71.5 \times \kappa + 5.84 \quad (1)$$

$$\kappa = \rho_s + 0.1 \times A_t / d^2 \quad (2)$$

ここに、 ρ_s ：横拘束鉄筋の体積比³⁾、 A_t ：鋼管 1 本の断面積(mm^2)、 d ：横拘束鉄筋の有効長³⁾(mm)、である。この方法で計算した両試験体の終局変位塑性率は、表-1 に示す通り K3、R6 それぞれ 6.4、6.3 であり実験結果を安全側に推定し得る。

図-6 は、終局変位塑性率と κ の関係について ML 橋脚のこれまでの実験結果と比較したものである。図では、鋼管の 1 列配置と 2 列配置の違いがわかるようにしている。今回新たに実施した R6 試験体の結果は、概ね過去の結果から類推できる範囲である。

参考文献

- 1)(財)国土技術研究センター：ML 工法（外面リブ付鋼管・コンクリート合成橋脚構築工法）建設技術審査証明事業報告書，平成 22 年 7 月
- 2)皆川昌樹，池田憲二，岸徳光，篠崎裕生：外面リブ付き鋼管を用いた大型壁式橋脚模型の静載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1687-1692，2003
- 3)日本道路協会：道路橋示方書耐震設計編，2014

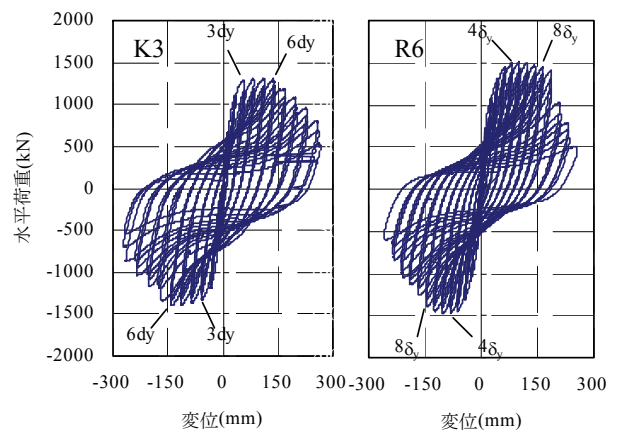


図-3 試験体形状寸法

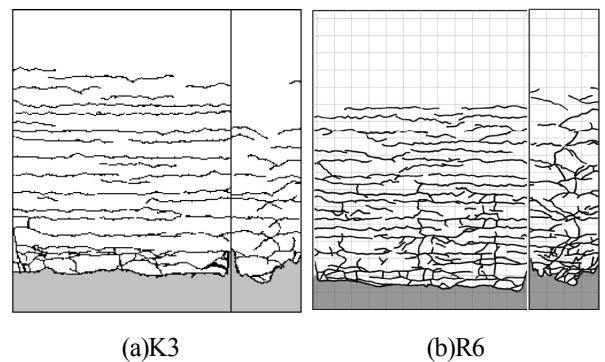


図-4 最終ひび割れ状況

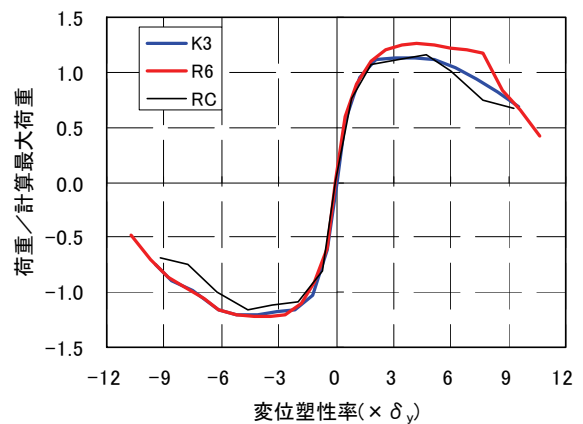


図-5 包絡線の比較

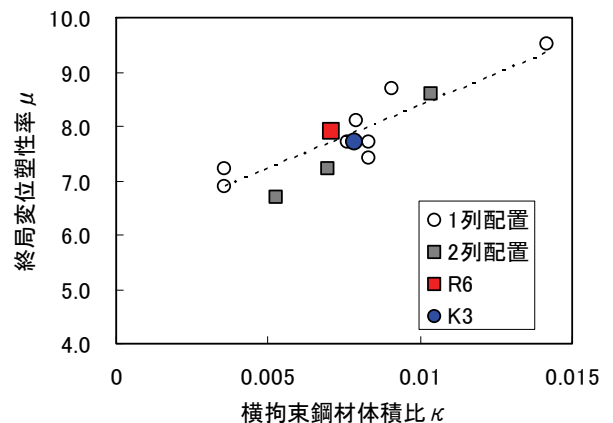


図-6 終局変位塑性率と κ の関係