

# 外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚構築工法 （ML工法）の耐震性能

## An Seismic Performance of Composite Bridge Column Consisting of Concrete and Steel Pipes with Outer-Ribs

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

竹之井 勇 ISAMU TAKENOI

土木設計部 澤井 淳司 JYUNJI SAWAI

土木設計部 村尾 光則 MITSUNORI MURAO

外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚の構築工法である ML 工法は、鉄筋や型枠の組立て作業を大幅に削減できることから施工コストの低減や工期短縮が可能である。ML 工法により構築される橋脚の耐震性能を、計 15 体の模型試験体の正負交番載荷試験結果をもとに考察した。考察ではまず、破壊の進展状況を踏まえて終局変位を定義するとともに終局変位塑性率を整理して、その評価式を構築した。そして、必要とされる耐震性能が確保できるように安全率を設定した。

**キーワード：**外面リブ付鋼管，耐震性能，終局変位塑性率

A structural system of composite bridge pier consisting of concrete and steel pipe with outer ribs named ML system enables to reduce construction cost and period by decreasing assembly work of the re-bars and forms. The authors have studied seismic performance of ML bridge pier by means of evaluating static seismic tests based on 15 scaled models. In this study ultimate horizontal deformation considering destructing process is defined, estimating formulae of ductility factor is derived, and finally safety factor is defined in order to preserve required seismic performance.

**Key Words:** Steel Pipe with Outer Ribs, Seismic Performance, Ductility Factor

### 1. はじめに

本工法は図-1 に示すように外面リブ付鋼管を断面内に配置した複合（Multiple）構造で、レンコン（Lotus）を輪切りにした断面形状に似ていることから ML と命名されている。ML 工法は、（財）国土技術研究センターから技術審査証明を取得<sup>10)</sup>しており、NETIS（国土交通省新技術情報提供システム）にも登録している。

ML 工法により構築された橋脚（以下、ML 橋脚）は、外面リブにより鋼管とコンクリートの一体性を確保することにより、鋼管を軸方向鉄筋の代わりとして用いる。そのため多くの場合、従来の軸方向鉄筋の多段配置を解消できる。また、鋼管自体がせん断力を負担するため、その分の帯鉄筋を削減できる。以上から、橋脚施工で課題となっていた過密な鉄筋配置が解消され、施工性やコンクリートの充填性が向上する。

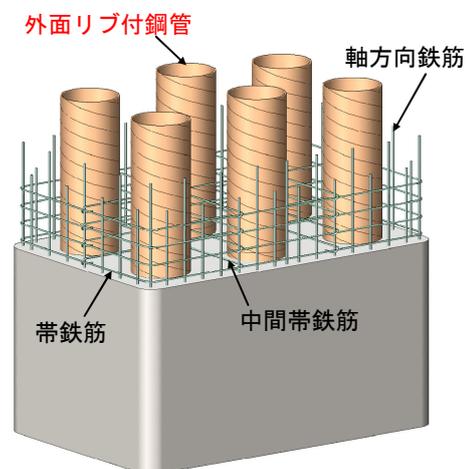


図-1 ML 橋脚の構造概念

高橋脚では重量低減や断面を有効に活用する観点から中空断面が合理的となるが、中空を確保するための内型枠および足場支保工作業が煩雑である。ML橋脚では鋼管が内型枠として機能するため、これらの作業が不要となり、省力化と工期短縮が可能となる。

ML橋脚の設計法に関しては、ML橋脚の曲げ耐力は、鋼管を鉄筋とみなしてひずみの平面保持を仮定した計算方法で精度良く推定できることを梁部材の曲げ試験により確認している<sup>1)</sup>。また、せん断耐力は鉄筋コンクリート部分のせん断耐力に鋼管のせん断耐力（鋼管の全塑性モーメントをせん断スパンで除した値）を加えた値で、十分に安全に評価できることを確認している<sup>2)</sup>。橋脚の耐震設計で重要となる変形性能については、橋脚模型の正負交番載荷試験により鉄筋コンクリート橋脚と同等以上であることを確認している。しかし、鋼管を鉄筋に置き換えて道路橋示方書に従って計算した終局変位は、同じ耐力を持つ鉄筋コンクリート橋脚の値と比較して小さく計算されることが分かっている。これは、ML橋脚の帯鉄筋量や中間帯鉄筋の間隔が鉄筋コンクリート橋脚よりも小さく、終局変位の計算値に最も影響が大きい終局ひずみの値が小さく評価されることが大きな要因である。このように、ML橋脚の変形性能についてはそれを適切に評価する方法が求められていた。

そこで、これまでに実施した正負交番載荷試験の結果から、帯鉄筋と鋼管の量に基づいた指標によりML橋脚の終局変位塑性率を推定する方法を検討した。また、ML橋脚の破壊の進展を整理して道路橋示方書<sup>3)</sup>に示される耐震性能を満足するための終局変位塑性率に対する安全率を提案した。

## 2. 正負交番載荷試験の概要

### (1) 試験体の概要

試験体一覧を表-1、表-2に示す。ここでは、5種類の断面形状でそれぞれ断面諸元を変えた計15体の試験体<sup>4)~11)</sup>である。使用した鋼管の降伏強度は182~360N/mm<sup>2</sup>の範囲である。鉄筋はすべてSD345を使用した。コンクリートの圧縮強度は29.4~55.5N/mm<sup>2</sup>の範囲である。

いずれの試験体も、橋脚基部からh(hは荷重方向の断面高さ)の高さまで鋼管内に中詰めコンクリートを打設している。これは塑性ヒンジが形成される領域において鋼管が内側へ座屈することを防止するためである。また、鋼管のフーチングへの埋込み長は2D(Dは鋼管外径)以上として、鋼管の拔出しを防止している(図-2)。

荷重方法は、鋼材の降伏変位 $\delta_{y0}$ の整数倍の変位を

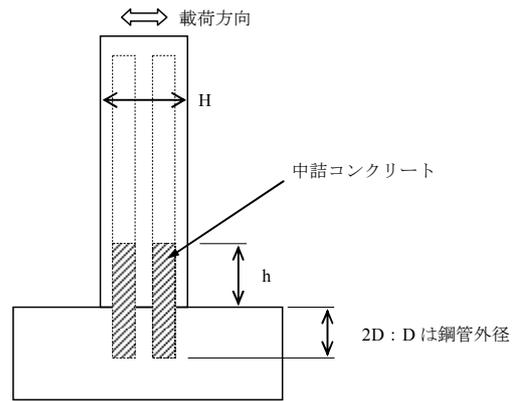


図-2 鋼管中詰めコンクリートの概要

表-1 試験体の断面形状

試験シリーズと鋼管配置		断面形状 (単位: mm) (荷重方向は紙面上下方向)
I <sup>4),5)</sup>	1列 2本	
II <sup>6),7)</sup>	1列 3本	
III <sup>8),9)</sup>	2列 2本	
IV <sup>10)</sup>	2列 6本	
V <sup>11)</sup>	2列 8本	

表-2 試験体諸元

Series	No.	B (mm)	H (mm)	a/d	主鉄筋	鋼管	帯鉄筋	軸力 (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma$ %	$p_w$ (%)	$\rho_s$	$\kappa$
I	K2-1	420	180	4.9	16-D6	$\phi$ 77.6-t4.5	D6-120	0.0	25	0.19	0.0059	0.0091
	K2-2	420	180		12-D10	$\phi$ 75.6-t3.5	D6-150	0.0	54	0.10	0.0023	0.0036
	K2-3	420	180		12-D10	$\phi$ 75.6-t3.5	D6-120	0.0	54	0.19	0.0059	0.0083
	K2-4	420	180		12-D10	$\phi$ 75.6-t3.5	D6-60	0.0	54	0.38	0.0117	0.0142
	K2-5	420	180		16-D10	$\phi$ 73.6-t2.5	D6-120	0.0	102	0.19	0.0059	0.0076
	K2-6	420	180		12-D10	$\phi$ 75.6-t3.5	D6-150	2.0	54	0.10	0.0023	0.0036
	K2-7	420	180		12-D10	$\phi$ 75.6-t3.5	D6-120	2.0	54	0.19	0.0059	0.0083
II	K3-1	2500	800	4.8	40-D19	$\phi$ 500-t6.0	D13-100	0.5	41	0.20	0.0064	0.0079
	K3-2	2500	800		40-D19	$\phi$ 500-t6.0	D13-100	1.0	41	0.20	0.0064	0.0079
III	R2-1	320	620	5.0	—	$\phi$ 200-t7.0	D10-75	2.5	10	0.59	0.0146	0.0209
	R2-2	320	620	2.9	12-D10	$\phi$ 200-t7.0	D10-75	0.0	10	0.59	0.0146	0.0209
IV	R6-1	1000	500	4.0	78-D10	$\phi$ 150-t2.0	D6-75	1.0	80	0.28	0.0094	0.0104
	R6-2	1000	500		78-D10	$\phi$ 150-t2.0	D10-50	1.0	80	0.29	0.0063	0.0070
	R6-3	1000	500		78-D10	$\phi$ 150-t2.0	D6-100	1.0	80	0.13	0.0042	0.0053
V	R8-1	1250	500	5.0	30-D13	$\phi$ 114.3-t3.5	D6-85	0.0	39	0.24	0.0070	0.0082

B: 断面幅, H: 断面高さ, a/d: セン断スパン比, 主鉄筋: 本数-径, 鋼管: 外径-厚, 帯鉄筋: 径-間隔,  $\gamma$ : 鉄筋鋼管比 (軸方向鉄筋全断面積/鋼管全断面積 $\times$ 100),  $p_w$ : 帯鉄筋比,  $\rho_s$ : 横拘束筋の体積比 ( $4 \times A_h / (d \times s)$ ,  $A_h$ : 帯鉄筋1本あたりの断面積,  $d$ : 横拘束筋の有効長,  $s$ : 横拘束筋の間隔),  $\kappa$ : 鋼管および帯鉄筋の量に関するパラメータ ( $\rho_s + 0.1 \times A_t / d^2$ ,  $A_t$ : 鋼管1本あたりの断面積)

正負3回ずつ繰り返し、荷重が大きく低下するまで行った。なお、シリーズIVに関しては、後述する式(1)により計算した  $\delta_y$  を降伏変位として載荷を行った。

(2) 試験結果

試験結果をまとめて表-3 に示す。鋼材降伏時の荷重および最大荷重については、鋼管を鉄筋とみなして道路橋示方書に示される方法で精度良く推定できることが分かる。

15体の試験から ML 橋脚の荷重と変形の関係および損傷の進展は図-3 に示すようになることが分かった。

図-4 には、ML 橋脚の損傷を模式的に示した。

ML 橋脚の損傷は、まず、橋脚基部付近に曲げひび割れが発生する。次に軸方向鉄筋や鋼管の最外縁が降伏すると橋脚の剛性が徐々に低下し始める。その後、橋脚側面では曲げひび割れが斜め方向に進展し、正負交替することによりそれが貫通するようになる。最大荷重を示した後、軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートの剥落が生じて荷重が徐々に低下する。さらに橋脚を变形させると軸方向鉄筋の破断や軸方向鉄筋の内側のコアコンクリートの損傷が進展することにより荷重が大きく低下する。

軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートの剥離により徐々に荷重が低下し、軸方向鉄筋の破断やコアコンクリートの損傷により荷重が大きく低下するという損傷の進展は鉄筋コンクリートとほぼ同じであり、ML 橋脚の破壊が鉄筋コンクリート部分の損傷に大きく支配されていることが分かる。鋼管の座屈が確認された R2-1、

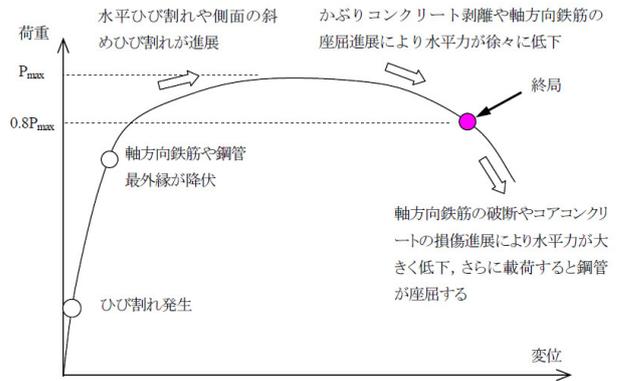


図-3 荷重-変位関係と損傷

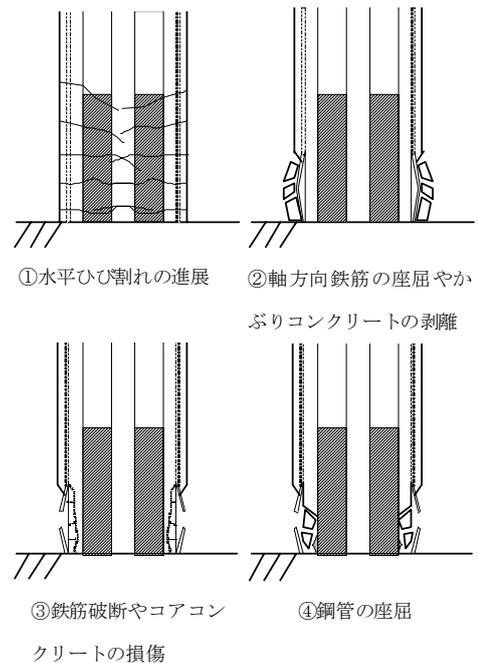


図-4 損傷の進展

表-3 試験結果一覧

Series	No.	降伏時						最大荷重 (kN)		終局変位塑性率		
		荷重(kN)		変位(mm)			先に降伏した鋼材	実験値	計算値	実験値	計算値①*1	計算値②*2
		実験値	計算値	実験値	計算値	$\delta_y$						
I	K2-1	37.9	35.9	5.6	4.7	8.3	主鉄筋	61.9	44.4	8.7	4.1	6.5
	K2-2	45.9	44.4	7.4	5.5	8.5	主鉄筋	61.7	48.4	7.2	3.8	6.1
	K2-3	45.2	44.4	6.9	5.3	8.6	主鉄筋	62.7	49.1	7.7	4.2	6.4
	K2-4	44.2	44.3	6.6	5.5	9.0	主鉄筋	62.7	49.7	9.5	4.9	6.9
	K2-5	48.7	46.2	6.5	5.4	8.1	主鉄筋	62.8	50.3	7.7	4.5	6.4
	K2-6	55.1	51.8	6.8	4.9	8.3	主鉄筋	71.6	55.3	6.9	3.6	6.1
	K2-7	54.0	51.3	6.5	4.9	8.4	主鉄筋	69.4	56.4	7.4	4.0	6.4
II	K3-1	895	906	27.5	23.0	32.0	主鉄筋	1352	1165	8.6	4.1	6.4
	K3-2	892	992	23.3	21.1	32.0	主鉄筋	1387	1207	8.1	4.3	6.4
III	R2-1	142	156	16.8	18.9	23.4	主鉄筋	228	192	7.6	3.6	7.3
	R2-2	241	222	6.9	7.3	9.1	主鉄筋	395	329	9.1	4.7	7.3
IV	R6-1	319	341	7.8	8.8	10.2	鋼管	466	390	8.6	4.9	6.6
	R6-2	281	337	7.3	9.1	11.1	鋼管	456	381	7.2	4.2	6.3
	R6-3	330	375	8.0	8.8	11.6	鋼管	476	417	6.7	3.4	6.2
V	R8-1	269	260	15.5	13.6	17.2	鋼管	423	314	9.0	5.4	6.4

\*1: 計算値①は道路橋示方書<sup>3)</sup>にしたがって計算した終局変位塑性率、

\*2: 計算値②は式(4)で計算した終局変位塑性率。

R2-2, R6-3 試験体のうち、軸方向鉄筋を配置していない R2-1 試験体以外はいずれも鋼管の座屈は軸方向鉄筋の破断が生じてから荷重が大きく低下した後に確認された。R6-3 試験体は帯鉄筋の量が比較的小さい試験体で、軸方向鉄筋が破断し始めてからさらに変形を増大させたときに、軸方向鉄筋内側のコアコンクリートの損傷が進行した。損傷したコンクリートを取り除いてみたところ鋼管の座屈が観察された(写真-1)。R2-2 試験体も、軸方向鉄筋が破断した後軸方向鉄筋の内側のコアコンクリートの損傷が大きくなり、鋼管の座屈が確認された。R2-1 試験体は軸方向鉄筋を有しない試験体であるが、比較的早い段階で鋼管の周りのコンクリートが損傷を受けて鋼管が露出したものの鋼管の座屈は見られなかった。その後、11  $\delta_y$  という極めて大きな変形を受けて初めて鋼管が座屈して荷重が低下した。これらのことから、鋼管の座屈は軸方向鉄筋の内側のコアコンクリートの損傷が進展して大きく橋脚が変形した後に生じることが分かる。



写真-1 鋼管の座屈 (R6-3)

傷し始めたりして水平荷重が最大荷重の 80%に低下した時点と定義した。

各試験体の終局変位を降伏変位  $\delta_y$  で除して終局変位塑性率を求めた。終局変位塑性率算出の基準となる降伏変位はガイドライン(案)<sup>12)</sup>に従って、以下の式(1)で求めた。

$$\delta_y = \frac{P_{max}}{P_{y0}} \times \delta_{y0} \quad (1)$$

ここに、 $\delta_y$ : 降伏変位、 $P_{max}$ : 材料の強度試験結果を用いて計算した部材の水平耐力、 $P_{y0}$ : 材料の強度試験結果を用いて計算した最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏するときの水平力である。

各試験体の終局変位塑性率は 6.7~9.5 の範囲となった。これに対して道路橋示方書に準じて計算した終局変

### 3. 耐震性能の評価

#### (1) 終局変位の定義と終局変位塑性率

ML 橋脚の破壊の進展は鉄筋コンクリート部分の損傷に大きく支配される。また、ML 橋脚特異の現象である鋼管の座屈は、軸方向鉄筋の破断やコアコンクリートの損傷が進み、水平荷重が大きく低下した後に発生する。これらのことから、終局変位は鉄筋コンクリート橋脚を参考に、軸方向鉄筋が破断したりコアコンクリートが損

位塑性率は 3.4～5.4 と実験値をかなり小さく評価する。これは、ML 橋脚の断面は RC 橋脚断面と比較して中間帯鉄筋の配置間隔が広く、横拘束筋の体積比が相対的に小さく計算されることなどが主な理由である。図-5 は各試験体の終局変位塑性率の実験値と計算値の比である。図には各シリーズで同時に実施している RC 試験体の結果も併記した。ML 橋脚試験体では終局変位塑性率の実験値と計算値の比は平均で約 1.9 倍、RC 模型供試体の平均は 1.1 倍であり、ML 橋脚の場合、かなり安全側の評価になることが分かる。

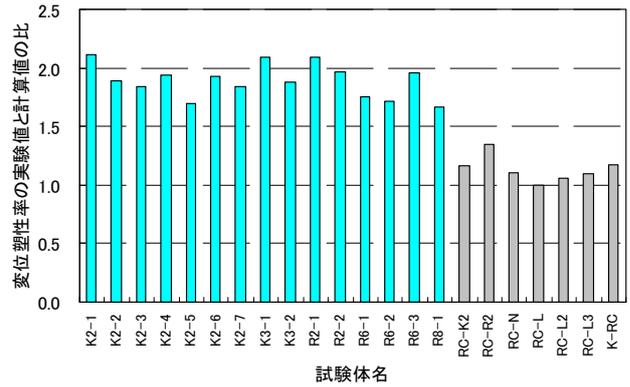


図-5 終局変位塑性率の実験値と計算値の比

(2) 終局変位塑性率の評価

鉄筋コンクリート橋脚の終局変位塑性率は、軸力やせん断スパン比など荷重条件や、曲げせん断耐力比や鉄筋比、帯鉄筋比など断面諸元の影響を受けることが知られている<sup>13)</sup>。ML 橋脚では、これらに加えて鋼管の配置や径、厚さなどの影響があると考えられる。

これらをパラメータとした回帰分析の結果から、横拘束筋の体積比と終局変位塑性率には図-6 に示すように良い相関があることが分かった。これは、ML 橋脚も鋼管の周りの鉄筋コンクリート部分の損傷に変形性能が依存しており、帯鉄筋や中間帯鉄筋の量が軸方向鉄筋の座屈やコンクリートのはらみ出しに影響を与えているためである。

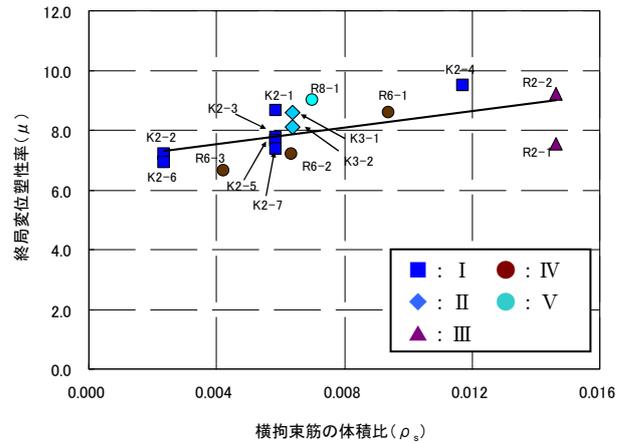


図-6 横拘束筋の体積比と終局変位塑性率の関係

一方、鋼管が変形性能に与える影響について考察すると、最大荷重時から終局に至る大変形時においても、橋脚基部断面の中立軸位置は鋼管を跨いでいる<sup>10)</sup>ため鋼管および鋼管の中詰めコンクリートの一部が圧縮力を負担している。中詰めコンクリートはその変形（膨張）が鋼管に拘束されているため鋼管の外側のコンクリートに及ぼす影響はほとんどない。したがって、鋼管の外側のコンクリートの負担はその分だけ軽減され、それにもない横拘束筋の負担も減り、見かけ上横拘束筋の体積比 ( $\rho_s$ ) が増加していると考えられる。

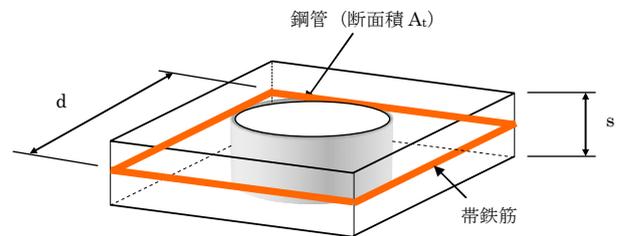


図-7  $R_v$  の概念図

鋼管が横拘束筋と同じ機能を持つと仮定して、式(2)で表される量を定義した。

$$R_v = K \times \frac{A_t}{d^2} \quad (2)$$

ここに、 $K$ ：係数、 $A_t$ ：鋼管の断面積、 $d$ ：横拘束筋の有効幅（中間帯鉄筋の配置間隔）である。

式(2)の意味は、図-7 に示すように、中間帯鉄筋を含む帯鉄筋に囲まれた領域に含まれる鋼管の体積割合である。図中の  $s$  は帯鉄筋の間隔である。図-8 は  $R_v$  と終局変位塑性率の関係である。両者は一定の相関が見られる。

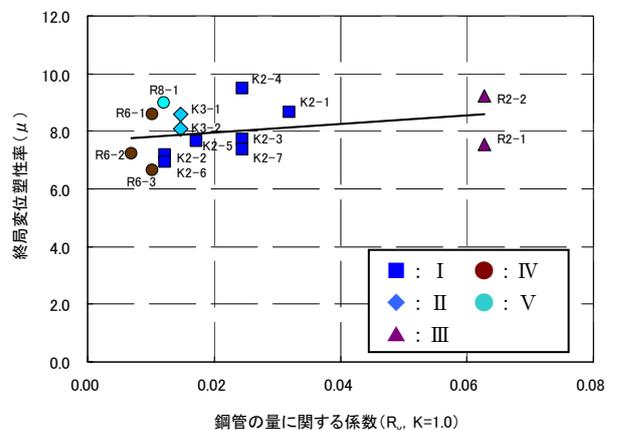


図-8  $R_v$  と終局変位塑性率の関係

次に、横拘束筋の体積比  $\rho_s$  と鋼管の体積比  $R_v$  の和を  $\kappa$  として式(3)で定義した。 $\kappa$  と終局変位塑性率の関係から両者の相関が最も高くなるように式(2)中の係数  $K$  の値 0.1 と定めた。

$$\kappa = \rho_s + 0.1 \times \frac{A_t}{d^2} \quad (3)$$

$\kappa$  と終局変位塑性率の関係を図-9 に示す。ばらつきはあるものの、両者は一定の相関を示している。両者の関係を直線で近似し、標準偏差  $\sigma$  の 2 倍を差し引いた値を式(4)として終局変位塑性率  $\mu$  を安全に算定できる。

$$\mu = 71.5 \times \kappa + 5.84 \quad (4)$$

(3) 終局変位塑性率に対する安全率の設定

道路橋示方書では、終局変位塑性率に対して地震動のタイプと要求される耐震性能に応じて設定された安全率を考慮して所要の損傷状態に留まるように橋脚の耐震設計を行う。道路橋示方書に示されている地震時に許容される橋脚の損傷度を表-4 に示す。

地震動のタイプは、タイプ I がプレート境界型の大規模な地震、タイプ II が兵庫県南部地震のような内陸直下型地震である。2. で示した橋脚模型の正負交番載荷試験は、繰り返し載荷回数が少ないタイプ II 地震動を想定している。また、要求される耐震性能については、耐震性能 1 は、許容応力度法による設計であるので、ここではタイプ II 地震動に対する耐震性能 2 および 3 を満足するための安全率の設定を行う。

許容塑性率と安全率の関係は以下の式(5)で表される。

$$\mu_a = 1 + \frac{(\delta_u - \delta_y)}{\alpha \times \delta_y} \quad (5)$$

ここに、 $\mu_a$  : 許容塑性率、 $\delta_u$  : 終局変位、 $\delta_y$  : 降伏変位、 $\alpha$  : 安全率、右辺 2 項目を  $\delta_y$  で除すと式(6)が得られる。

$$\mu_a = 1 + \frac{(\mu - 1)}{\alpha} \quad (6)$$

ここに、 $\mu$  は終局変位塑性率である。  
式(6)を変形して  $\alpha$  は以下の式(7)で求められる。

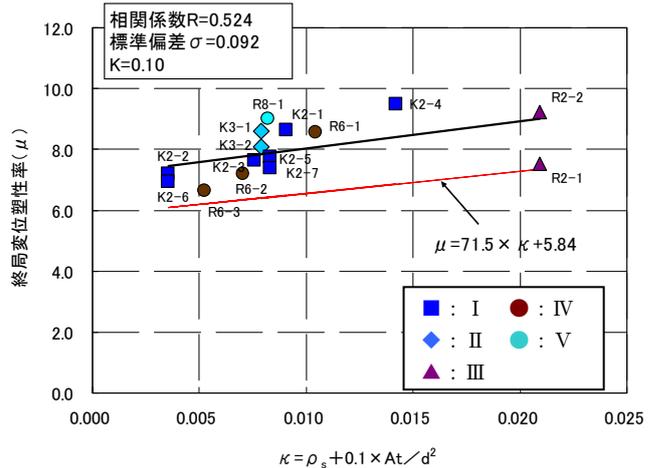


図-9 κ と終局変位塑性率の関係

表-4 地震時に許容される橋脚の損傷度<sup>10)</sup>

要求される耐震性能	地震動のタイプ	
	タイプ I	タイプ II
耐震性能 1	各部材が許容応力度以下	各部材が許容応力度以下
耐震性能 2	ある程度の幅の水平ひび割れが生じるような損傷度	かぶりコンクリートが大きく剥落する前の状態
耐震性能 3	ある程度の幅の水平ひび割れが生じるような損傷度	かぶりコンクリートが大きく剥落するかしないかの状態

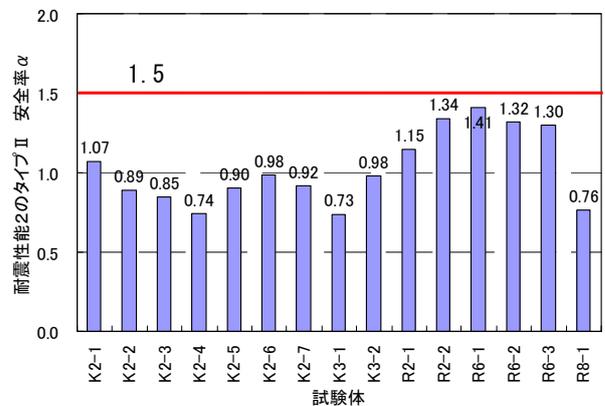


図-10 耐震性能 2 における安全率  $\alpha$

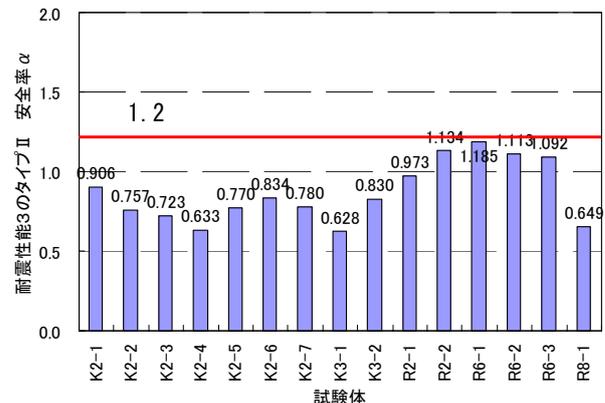


図-11 耐震性能 3 における安全率  $\alpha$

$$\alpha = \frac{(\mu - 1)}{(\mu_a - 1)} \quad (7)$$

各試験体の損傷の状況から表-4 に示される損傷度合いに達する変位塑性率を  $\mu_a$ 、式(4)で計算される終局変位塑性率を  $\mu$  として安全率  $\alpha$  の値を求めた。耐震性能 2 における安全率を図-10 に、耐震性能 3 における安全率を図-11 に示す。

耐震性能 2 に対する安全率は 0.73~1.41 であり、おおむね 1.5 を設定すれば十分許容される損傷度に収めることができる。一方、耐震性能 3 に対してはその安全率の範囲は 0.65~1.19 であり、おおむね 1.2 程度の安全率を設定することにより許容される損傷度に収めることができる。

#### 4. まとめ

外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚を構築する ML 工法の 15 体の橋脚模型試験体の正負交番載荷試験の結果を評価して、その耐震設計法を提案した。本検討で得られた知見を以下に示す。

- ① ML 橋脚の変形性能は鋼管の周りの鉄筋コンクリート部分の損傷に大きく支配される。
- ② ML 橋脚の損傷の進展を考慮して、その終局変位を軸方向鉄筋の破断やコアコンクリートの損傷により水平荷重が最大荷重の 80% に低下した時点と定義した。鋼管の座屈は、終局変位よりも大きな変位で発生する。
- ③ 鋼管が横拘束筋と同等の機能を持つと考え、横拘束筋に囲まれた領域中の鋼管の量 ( $R_v$ ) を定義し、横拘束筋の体積比 ( $\rho_s$ ) と  $R_v$  の和により終局変位塑性率を精度良く評価できる。
- ④ 耐震性能 2 および 3 で許容される損傷度合いに収めるための安全率はそれぞれ 1.5、1.2 程度となることが分かった。

#### 参考文献

- 1) 篠崎，三上，岡本，水谷：外面リブ付鋼管・コンクリート合成はりの静的耐荷挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16， No.2， pp.1199-1204， 1994
- 2) 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はりのせん断耐力について，コンクリート工学年次論文集，Vol.22， No.3， pp.1117-1122， 2000

- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，平成 14 年 3 月
- 4) 三上，田村，岸，池田：外面リブ付鋼管を用いた合成構造橋脚の耐荷性状に関する一考察，構造工学論文集 Vol.47A， pp.1433-1444， 2001.3
- 5) 三上，田村，岸，池田：鋼管・コンクリート合成構造橋脚の耐荷性状に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.49A， pp.1087-1096， 2003.3
- 6) 池田，皆川，三上，岸：外面リブ付鋼管とコンクリートを合成した大型壁式橋脚模型の載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.24， No.2， pp.1591-1596， 2002
- 7) 皆川，池田，三上，岸：鋼管・コンクリート合成壁式大型橋脚模型の交番載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.26， No.2， pp.1453-1458， 2004
- 8) 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
- 9) 篠崎，三上，岡本，水谷：鋼管を用いた合成構造橋脚定着部の耐荷性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18， No.2， pp.1313-1318， 1996
- 10) (財) 国土技術研究センター：ML 工法建設技術審査証明報告書，2010
- 11) 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， 2001
- 12) 橋の耐震性能の評価に活用する試験に関するガイドライン（案）：土木研究所資料 平成 18 年 8 月
- 13) 町田，睦好，豊田：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，第 378 号/V-6， pp.203-212， 2001