

礫衝突による損傷を受けた中空鋼管の残存耐力評価実験

Experimental study on the residual strength of damaged steel pipe due to rock collision

白石 博文*, 梶田 幸秀**, 香月 智***, 石川 信隆****, 松村 和樹*****, 嶋 丈示*****

Hirobumi Shiraishi, Yukihide Kajita, Satoshi Katsuki, Nobutaka Ishikawa, Kazuki Matsumura, Joji Shima

*防衛大学校理工学研究科学生 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

**博士(工学) 防衛大学校助手 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

***工博 防衛大学校助教授 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

****工博 防衛大学校教授 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

***** (財)砂防・地すべり技術センター 砂防技術研究所 (〒102-0074 東京都千代田区九段南 4-8-21)

*****砂防鋼構造物研究会 (〒102-0093 東京都千代田区平河町 2-7-5)

Studied herein is the residual strength of the damaged steel pipe due to rock collision. In this paper, two kinds of the test are carried out in order to obtain the residual strength of the damaged steel pipe. At first, the weight dropping impact test is executed in order to give the damage to steel pipes. Next, the static flexural test is performed to find the residual strength of the damaged steel pipes. It is noted that there are inflection points in the relationship between the residual strength and the local deformation of the damaged steel pipe by which the serviceability limit and the ultimate limit states are determined. It is also found that the flexural failure mode of the damaged steel pipes is changed from the local buckling mode to the proceeding local deformation mode.

KeyWords : Damaged steel pipe, residual strength, local deformation, damaged level

キーワード : 損傷鋼管, 残存耐力, 局部変形, 損傷レベル

1. 緒言

我が国では土石流対策として砂防ダムが全国に設置されており, 主な例として写真-1に示す格子型鋼製砂防ダムがあげられる。東海地方を襲った平成12年9月の集中豪雨では, 岐阜県の阿木川で土石流が発生し, 格子形鋼製砂防ダムの部材の一部である柱材が損傷した(写真-2)。損傷の状況を見ると, 土石流の流下中に砂防ダム最上流柱をすり抜けた礫が2~4列目の柱根元に複数個衝突したため, 鋼管断面の上流部に相当する部分が過度にへこんだが, 補修の明確な基準がなく事後処理の方針はまだ決定されていない。

今回の被災例のように, 鋼製砂防ダムに土石流が作用した場合, 部材の損傷の程度により構造物が今後も使用できるか否かを判断する必要がある。現在, (財)砂防・地すべ

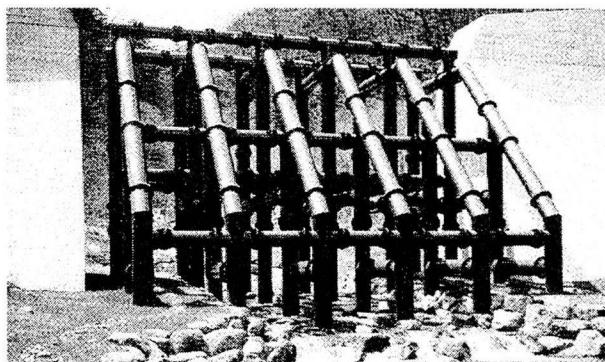


写真-1 格子形鋼製砂防ダム

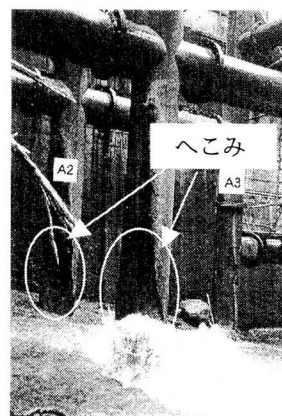


写真-2 損傷例

り技術センターの砂防構造物委員会では, 表-1 左部に示すように視認により損傷レベルを3段階に設定して対策をとっている。損傷レベルⅠは部材が健全と判断され, 何ら補修を加える必要が無いもの, 損傷レベルⅡは部材の耐力が低下し, 構造物が使用に耐えられるか否か検討の必要があるもの, 損傷レベルⅢは部材が破損したと判断され,

表-1 損傷レベルに対する考え方

現 行			本研究		
部材の状態	視認による 損傷レベル	対 策	判 定	対 策	へこみ
変形なし	I	放 置	健 全	放 置	
変形あり	II	耐力の低下 を要検討	使用限界	補強・補修	αD
			損 傷		
	III	取 替	終局限界 破 壊	取 替	βD

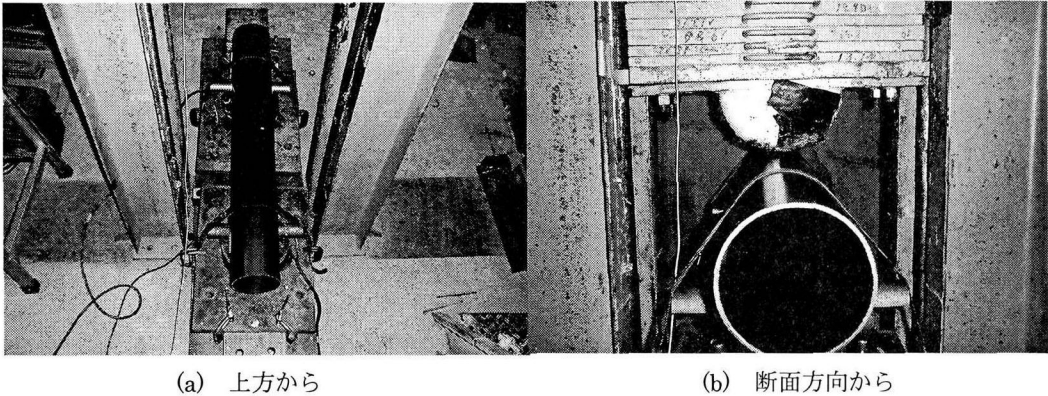


写真-3 落錘式衝撃载荷装置

取替等が必要なものをいう。ここでいう破損とは、断面のへこみ変形と部材の弾塑性変形を加えた変形がある許容範囲を超える変形状態になることをいう。

しかしながら、現在の判定基準は、外見すなわち経験的判断から設定されているため、力学的根拠に乏しく、さらに各損傷レベルの境界となる使用限界および終局限界がはっきりと定義されていない。この理由として、損傷の程度による鋼管の残存耐力が明らかになっていないためである。

従来、鋼管部材の礫衝突に関する研究は、健全な鋼管に対して数多くなされてきた。例えば、水山ら¹⁾は鋼管への局部荷重載荷時の力学的挙動ならびに崩壊までに部材が吸収できるエネルギー量に関して研究し、川井ら²⁾は実大鋼管供試体に対し静的載荷による部材耐力実験を行っている。また、斎藤ら^{3),4)}は、鋼管片持ちばりに対し重錘衝突実験を行い、その局部変形や衝撃吸収エネルギーについて解明し、星川ら^{5~8)}は、中空鋼管はりの静的および動的終局限界に関して塑性回転容量に着目して実験を行い、動的塑性回転容量を基準とした耐衝撃設計法を提案している。さらに、中島ら⁹⁾は大径鋼管の落錘衝撃実験と衝撃解析を実施し、巨礫の衝突に対する格子型鋼製砂防ダムの鋼管部材の局部変形について解明している。このように、健

全な鋼管に対する研究では設計法の提案に至るまでの詳細な研究が行われている。また、損傷を受けた鋼管に関しては上田、Rashed¹⁰⁾が海洋構造物を対象として局部変形および曲げ変形を受けた鋼管部材の最終強度までの挙動を実験および解析により明らかにしているが、局部変形量(へこみ量)は、健全時の10%と非常に小さい範囲で行っている。

そこで、本研究では以下のような2段階実験を行って、礫衝突による損傷を受けた中空鋼管部材の残存耐力評価を行った。まず第1段階として重錘落下衝突実験を行い、中空鋼管に損傷を与え、次に、第2段階として損傷を与えた鋼管に対し静的載荷実験を行い、荷重～変位関係から無損傷の鋼管と損傷を受けた鋼管の耐力比較を行い、へこみ量と残存耐力の関係を明らかにした。さらに、得られた実験結果より、損傷を受けた鋼管の残存耐力評価判定の基準について、表-1右部に示すような、使用限界へこみ量($\delta_\alpha = \alpha D$ 、 α :使用限界へこみ率、 D :鋼管径)および終局限界へこみ量($\delta_\beta = \beta D$ 、 β :終局限界へこみ率)により使用限界(この値までは部材を放置して良い)および終局限界(この値を超えると部材を取り替える)を定量的に定義しようとしたものである。

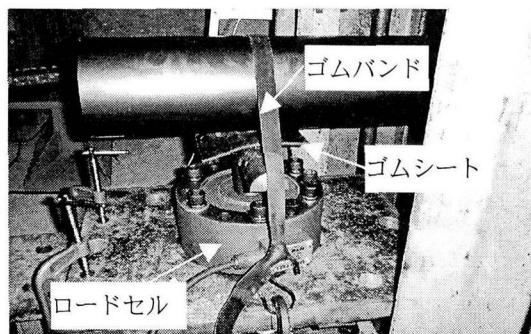


写真-4 支点近傍状況

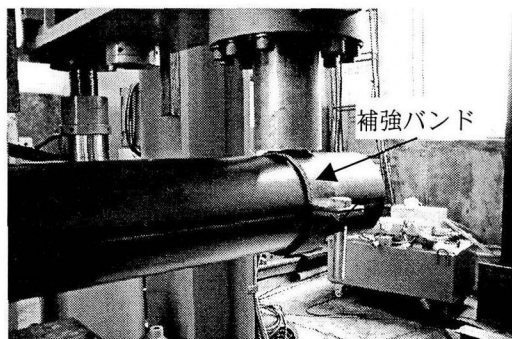


写真-6 補強バンド

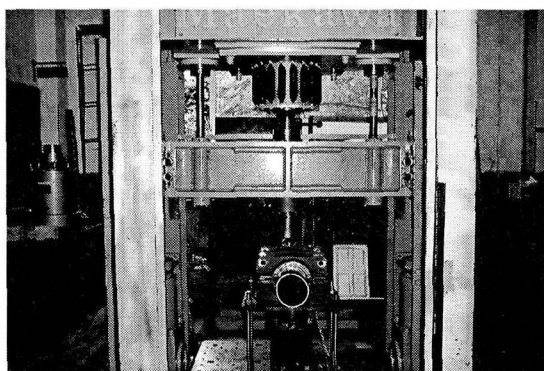


写真-5 静的曲げ载荷実験風景

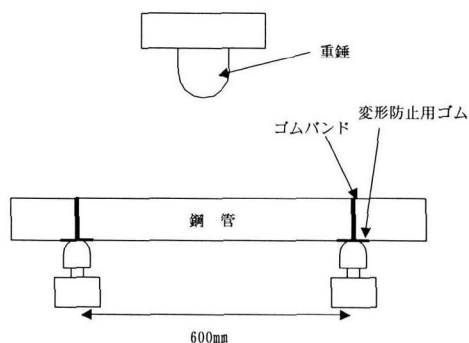


図-1 第1段階: 重錘落下衝突実験と測定項目

2. 2段階実験の概要

2段階実験つまり第1段階として重錘落下衝突実験により鋼管にへこみ変形を生じさせ、第2段階としてそのへこみ変形のある鋼管に対し静的曲げ実験を行い、残存耐力を評価した。

この2段階実験を採用した背景としては、緒言でも述べたように、当初土石流の巨礫が衝突して鋼管にへこみ変形が生じ、その後、後続流としての流体圧や堆砂圧に対して鋼管にどれだけの残存耐力が残っているかを調べようとするものである。

2.1 供試体

本実験に用いた鋼管は、一般構造用炭素鋼管(JIS G 3444 材質 STK400)であり、直径 139.8mm、長さ 1000mm、肉厚 3.5mm および 4.5mm(径厚比 40 および 31)のものである。実際の鋼製砂防構造物では径厚比 20～50 程度の鋼管が使用されており、本実験においてもこの値をもとに径厚比 31 と 40 の鋼管を使用した。

2.2 第1段階: 重錘落下衝突実験(礫衝突による損傷実験)

重錘落下衝突実験は、写真-3 に示すような落錘式衝撃载荷装置を用いた。本研究では、へこみを有する鋼管の残存耐力を得ることが目的であるため、重錘の高さを徐々に上げて落下させ、鋼管中央部にへこみ変形を発生させた。本実験では、へこみ変形のみを発生させるためにスパン長を短くしてはり変形を防止し、かつ支点部での鋼管の損傷を防ぐため、支点部には写真-4 に示すように変形防止用

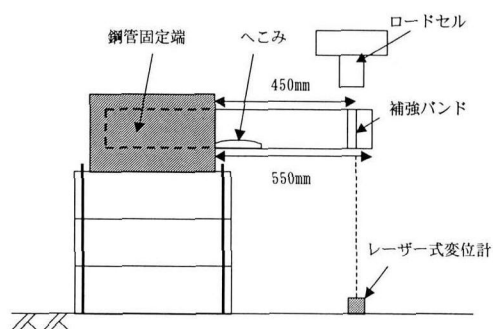


図-2 第2段階: 片持ばりの静的曲げ実験と測定項目

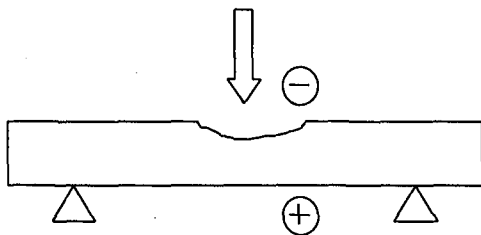
のゴムシートを敷いた。

実験は図-1 に示すように、鋼管はりのスパン長を 600mm とし、スパン中央部に重錘が落下するように設置した。写真-4 に示すとおり、支点にはロードセル上に鋼製のカメラコ型の治具を取り付け、その上にゴムシートを敷き、上下方向はゴムバンドにより鋼管の移動を拘束した。重錘質量は 200kg、重錘先端部は直径 220mm の半球状である。本実験の主目的は鋼管に損傷を与えることであるため、計測項目としては鋼管のへこみ量(局部変形)を実験終了後、ノギスにより測定した。

2.3 第2段階: 静的曲げ载荷実験(残存耐力評価実験)

静的曲げ载荷実験は、写真-5 に示すような高速载荷実験装置の油圧を調整して用いた。

今回は、へこみが生じた鋼管の残存耐力評価法として、図-2 のようにへこみ(損傷部)を下側(圧縮側)にし、片持ちばりにより耐力を評価する方法を採用した。この理由は、



(⊕ : 引張, ⊖ : 圧縮)

図-3 単純ばりによる曲げ耐力評価

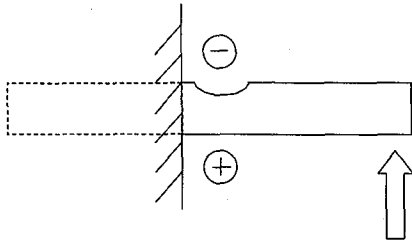


図-4 片持ちばりによる実験 1

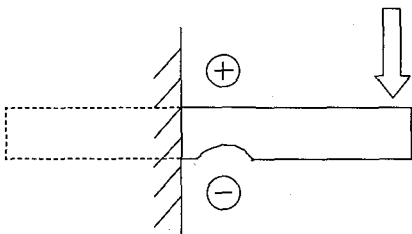
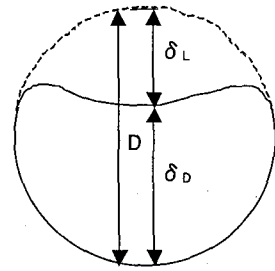


図-5 片持ちばりによる実験 2

図-3 のように単純ばりのままでへこみ変形を受けた鋼管の曲げ耐力を評価しようとする、と、荷重位置がはり中央であるため既にへこみ変形を受けたところに荷重することになり、さらにへこみ変形が促進し、真の曲げ耐力を測定することができない。そこで図-4 のように片持ちばりとし、へこみ変形を受けた部分に単純ばりの場合と同様に圧縮作用(-)が生じるように荷重をすれば、へこみ変形を促進させることなく、へこみ変形を受けた鋼管の曲げ耐力を測定できる。ところが、実験の容易さから図-5 のようにへこみ部を下にして片持ちばりの先端部を上から荷重すれば、へこみ部を上にした場合と同じ力学的関係となり、効率よくへこみ変形を受けた鋼管の曲げ耐力を測定できると判断した。鋼製砂防ダムの設計における曲げの方向とは逆であるが、各損傷の度合いごとに鋼管の残存耐力を合理的に評価するためには、荷重によってへこみ変形を促進させない図-5 の方法が適切であり、ここでの耐力評価を実鋼製砂防ダムの設計に適用しても差し支えないと判断した。

実験の状況としては、図-2 に示すとおり片持ちばりの



へこみ率 $\alpha_L = \delta_L / D$

図-6 へこみ率の定義

スパンは 550mm とし、荷重位置は固定端より 450mm とした。これは、へこみの中心位置(端部より 500mm)では、重錘落下実験によりへこみ変形しているため鋼管が楕円形状になっており、固定治具による固定が不可能であるため、50mm だけスパンを長くし、鋼管を確実に固定治具により固定するためである。

さらに、荷重位置では鋼管断面の変形を拘束するため写真-6 に示すような補強バンドを取り付けている。なお、荷重変位は試験機的能力から最大 100mm とした。計測項目は図-2 に示すとおり、ロードセルによる荷重点荷重とレーザー式変位計による荷重点変位の 2 種類である。

2.4 実験ケース

本実験では損傷の度合いをへこみ率という物理量で表すことにした。へこみ率とは鋼管のへこみ量 δ_L を鋼管径 D で割った値(δ_L / D)である。図-6 に示すとおり重錘落下衝突実験終了後の鋼管の断面径(δ_D)をノギスにより計測し、へこみ変形($\delta_L = D - \delta_D$)を求め、鋼管径 D で無次元化して求めた。次に、目標へこみ率を表-2 の一番左の列のように 8 通り設定した。目標へこみ率を達成するような重錘の落下高さの設定方法として、式(1)に示す修正エリナス式を参考にした⁸⁾。修正エリナス式は、両端固定はりにおける動的荷重～へこみ変形関係を与えた式であるが、本実験ではスパンが短いため、両端固定はりのように重錘の衝突エネルギーのほとんどがへこみ変形により吸収され则认为、予測式として用いた。

$$P = \frac{161}{4} \left(\frac{D_0}{D} \right)^{0.11} \sigma_{yd} t^2 \left(\frac{\delta_L}{D} \right)^{0.8} \dots (1)$$

ただし、

P : へこみ変形に対応する動的荷重

σ_{yd} : 鋼管材料の動的降伏応力度 ($= 1.2 \sigma_{ys}$)

σ_{ys} : 鋼管材料の静的降伏応力度 (240 N/mm^2)

t : 鋼管肉厚

D : 鋼管外径 (139.8mm)

δ_L : へこみ変形

D_0 : 礫の直径 (220mm)

表-2 重錘落下高ささと測定へこみ率

	目標へこみ率	t=3.5mm		t=4.5mm	
		重錘落下高さ (cm)	測定へこみ率	重錘落下高さ (cm)	測定へこみ率
1	0.00	0	0.00	0	0.00
2	0.05	11	0.05	15	0.02
3	0.10	20	0.10	30	0.07
4	0.20	40	0.15	70	0.16
5	0.30	70	0.22	90	0.20
6	0.40	100	0.31	170	0.31
7	0.50	150	0.41	260	0.41
8	0.55	200	0.51	380	0.56

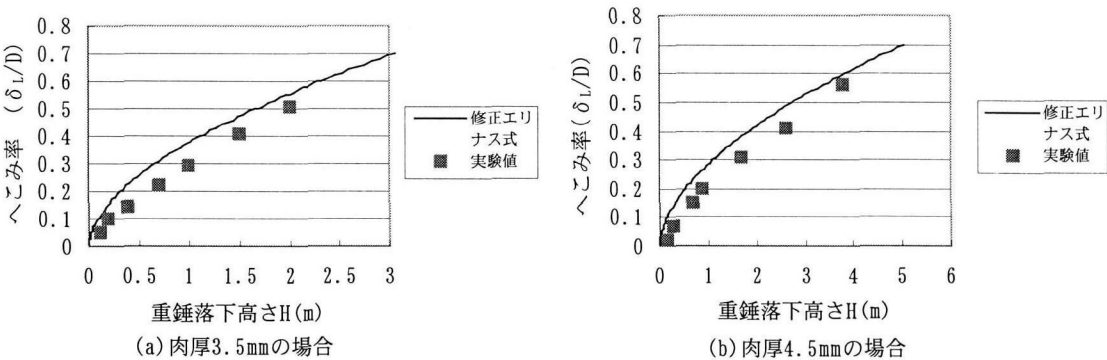


図-7 へこみ率～重錘落下高さ関係

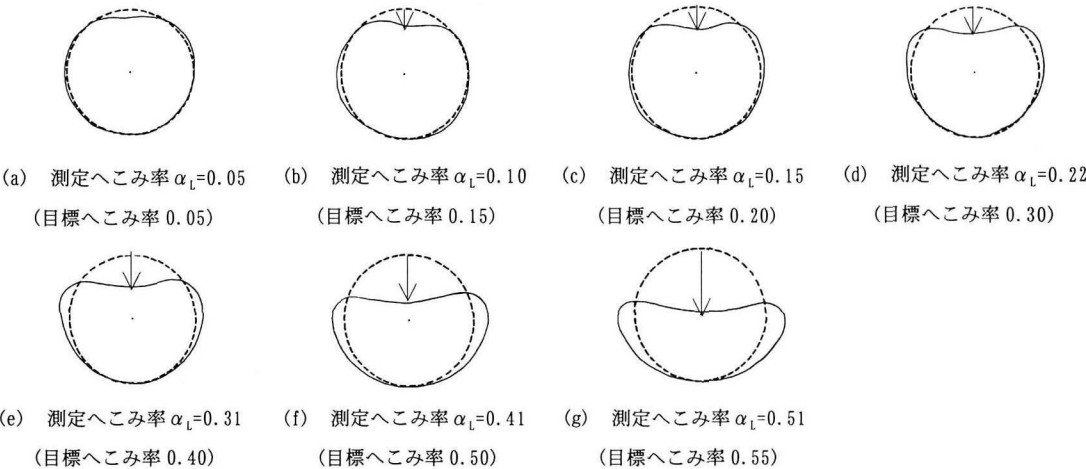


図-8 鋼管のへこみ状況 (t=3.5mm の場合)

式(1)をへこみ量 δ_L で積分するとへこみ変形による吸収エネルギー U_L が式(2)のように求められる。

$$U_L = \frac{161}{7.2} D_0^{0.11} D^{0.89} \sigma_{yd} t^2 \left(\frac{\delta_L}{D} \right)^{1.8} \cdots (2)$$

重錘の位置エネルギー $E (=WH)$ 、 W :重錘重量、 H :重錘落下高さ)がすべてへこみ変形による吸収エネルギーに変換されるもの($E=U_L$)として目標へこみ率に対応する重錘落下高さ H が式(3)のように求まり、表-2のように決定される。

$$H = \frac{U_L}{W} \cdots (3)$$

ただし、
 H : 重錘落下高さ
 W : 重錘重量

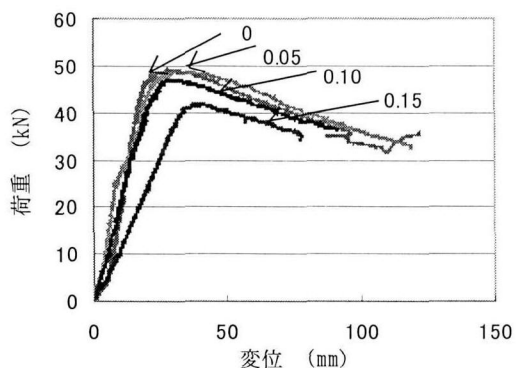
3. 実験結果と考察

3.1 重錘落下実験

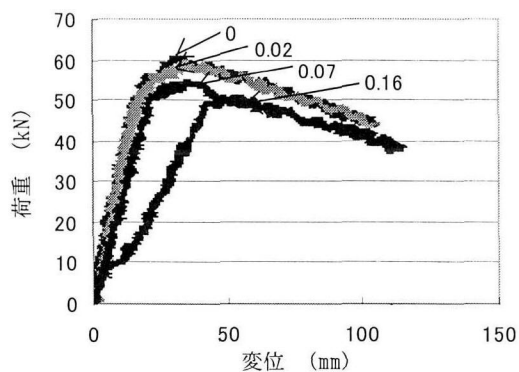
(1) へこみ率～落下高さ関係

表-2 の測定へこみ率は重錘落下高さに応じて図-6 の定義に基づきノギスにより測定された値である。図-7 の実線は式(3)を用いて修正エリナス式によるへこみ率～重錘落下高さの関係を表している。

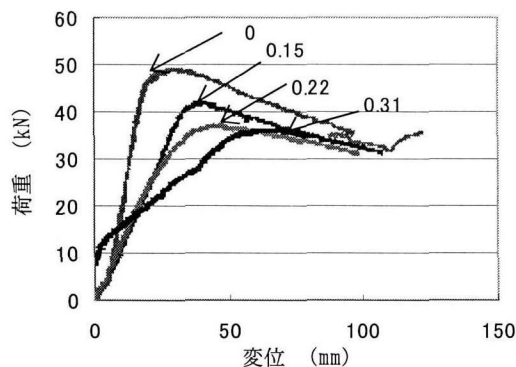
図-7(a),(b)は、肉厚 $t=3.5\text{mm}$ と 4.5mm の場合を示したもので、いずれの肉厚においても実験で得られた重錘落下高さ～へこみ率関係が修正エリナス式を下回っている。これは先に述べたとおり、修正エリナス式が両端固定はりに対して定式化されているため、今回の支持条件(単純支持)



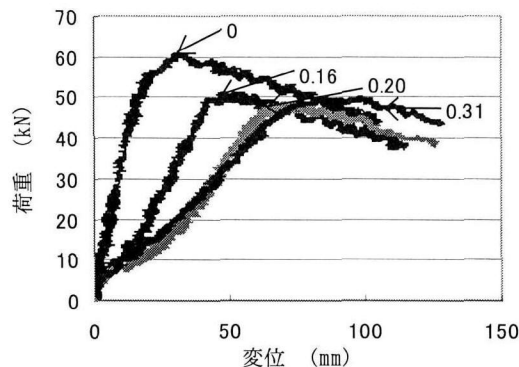
(a) へこみ率 α_L が小さい場合



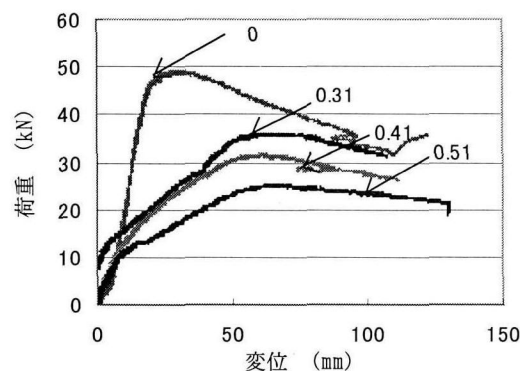
(a) へこみ率 α_L が小さい場合



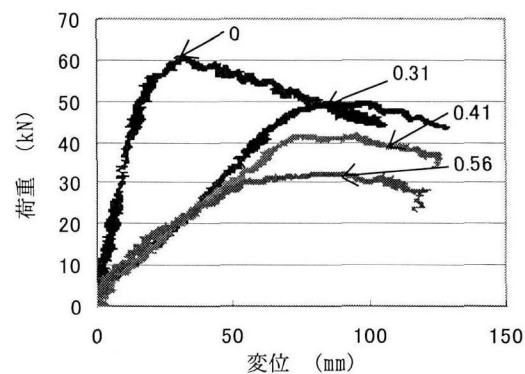
(b) へこみ率 α_L が中程度の場合



(b) へこみ率 α_L が中程度の場合



(c) へこみ率 α_L が大きい場合



(c) へこみ率 α_L が大きい場合

図-9 荷重～変位関係 ($t=3.5\text{mm}$)

図-10 荷重～変位関係 ($t=4.5\text{mm}$)

において、スパン長を短くして、はりの変形をおさえたといえ、はりの曲げ変形による吸収エネルギーがある分だけへこみ率が小さくなったと考えられる。

(2) 鋼管のへこみ形状

重錘落下により損傷を受けた鋼管(肉厚 3.5mm)の実験終了後のへこみ状況を図-8 に示す。鋼管の断面図は、鋼管の外周に軟質の針金を沿わせ複写する方法を用いて図示化した。点線は実験前(無損傷)を表している。図-8 より、へこみの増大に伴い、横方向につぶれるようにして鋼管断面が変形していることがわかる。この結果、へこみの視認による使用限界すなわち表-1 に示すような健全であると

判断されるへこみ率は、礫衝突部が少しへこむが全体形状がほぼ円形をとどめている測定へこみ率 $\alpha_L=0.10\sim0.15$ の範囲が妥当であると思われる。一方、終局限界すなわち交換が必要であると判断されるへこみ率は、礫衝突部が大きくへこみ、鋼管が横方向に大きくはらみだした測定へこみ率 $\alpha_L=0.41\sim0.51$ の範囲が妥当であると思われる。

3.2 静的載荷実験

(1) 荷重～変位関係

肉厚 $t=3.5\text{mm}$ および $t=4.5\text{mm}$ の場合の静的載荷実験から得られた荷重～変位関係をそれぞれ図-9 および図-10

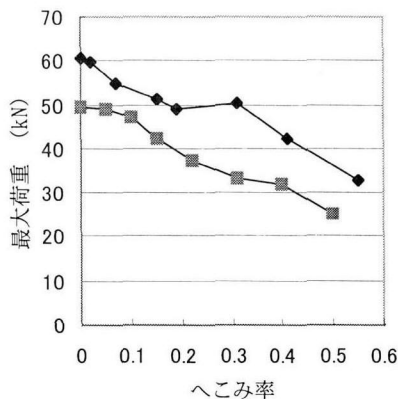


図-11 最大荷重～へこみ率関係

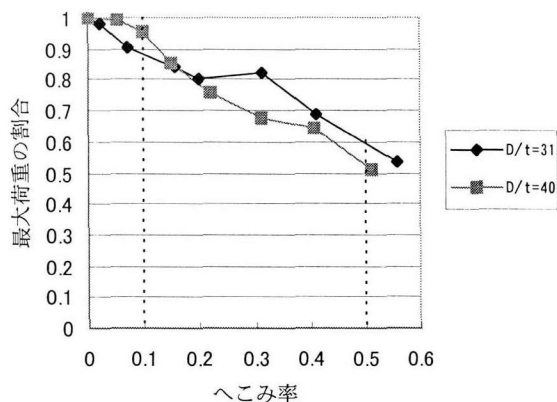
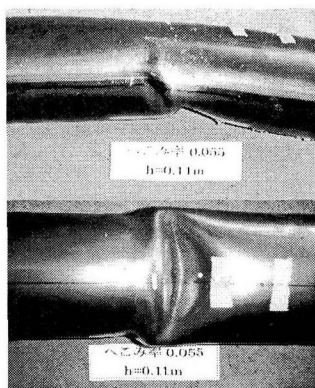


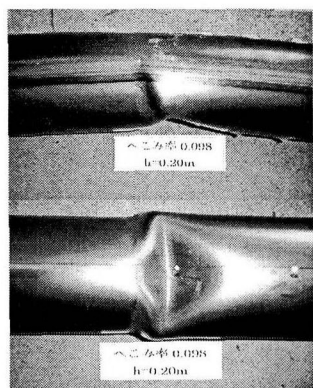
図-12 各へこみ率における最大荷重の割合



(ア) へこみ率 $\alpha_L=0$

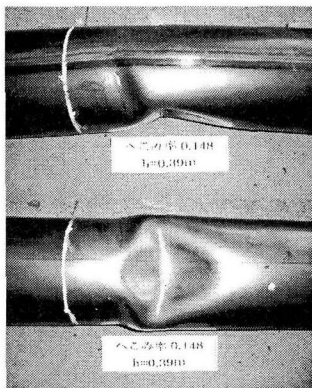


(イ) へこみ率 $\alpha_L=0.05$

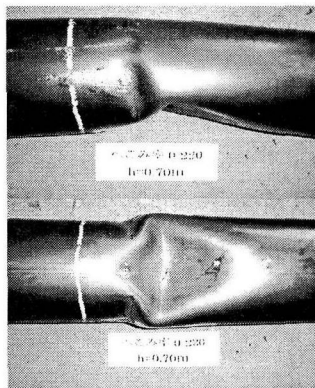


(ウ) へこみ率 $\alpha_L=0.10$

(a) 局部座屈による変形状態



(エ) へこみ率 $\alpha_L=0.15$



(オ) へこみ率 $\alpha_L=0.22$

(b) へこみの増進による変形状態

写真-7 各鋼管のへこみ変形 (t=3.5mm)

に示す。すなわち、図-9,10 いずれも(a)へこみ率 α_L が小さい場合 ($\alpha_L=0\sim0.16$)、(b)へこみ率 α_L が中程度の場合 ($\alpha_L=0.15\sim0.31$)、(c)へこみ率 α_L が大きい場合 ($\alpha_L=0.31\sim0.56$)に分類して示している。これらより、(a)の場合はあまり耐力の低下が認められないが、(b)および(c)の場合は無損傷鋼管に比べかなり大きな低下が認められる。耐力低下の定量的評価については以下の図-11,12に示す。

(2) 最大荷重～へこみ率関係

図-9, 10 より得られた最大荷重とへこみ率 α_L の関係を

図-11に、さらにへこみ率が0の時の最大荷重を基準とし、各へこみ率における最大荷重の割合を図-12に示す。図-11および図-12よりへこみ率0.10と無損傷鋼管の最大耐力はほとんど変わらず、へこみ率0.10では耐力の低下は $t=3.5\text{mm}$ ($D/t=40$) が5%、 $t=4.5\text{mm}$ ($D/t=31$) が10%程度である。ところが、へこみ率0.15になるとどちらの肉厚においても耐力の低下率が10%を超え、さらにへこみ率が大きくなると最大荷重はほぼ直線的に低下している。すなわち、最大荷重が直線的に低下し始める点(最大荷重の変

曲点)がへこみ率0.10を超えたところに存在することが分かる。よって、使用限界の耐力低下率を10%とすると、損傷を受けた鋼管の使用限界へこみ率は $\alpha \approx 0.1$ となる。さらに、へこみ率が0.5になると最大耐力は無損傷鋼管の約半分まで低下している。損傷を受けた鋼管の終局限界を無損傷鋼管の最大耐力の50%とすると、終局限界へこみ率は $\beta \approx 0.5$ となる。

(3) 静的曲げ実験後の鋼管の変形状態

各鋼管の静的曲げ実験終了時の変形状態を写真・7に示す。すなわち、変形状態は2種類に分類され、写真・7(a)は片持ちばり固定端下側の局部座屈による変形状態を、写真・7(b)は片持ちばり固定端下側のへこみがさらに増進した変形状態を示す。固定端下側に完全な局部座屈がみられたのはへこみ率0と0.05の場合で、わずかな局部座屈とみられる鋼管のふくらみが見えたのがへこみ率0.10の場合である。

しかし、へこみ率が0.15より大きくなると損傷を受けた位置から曲がり始め、鋼管は横方向につぶれているのがわかる。これは、図・9,10に示した荷重～変位関係からも読み取ることができる。すなわち、へこみ率0～0.10までの初期剛性とへこみ率0.15の初期剛性は明確に変化しており、これにより局部座屈により損傷するか、あらかじめ損傷したところのへこみがさらに増進して損傷するかに分けることができる。また、へこみ率が0.15より大きくなると最大荷重を迎える際の剛性が徐々に小さくなっていくのが分かる。これは、へこみ率が大きいほど損傷を受けていた部位の断面2次モーメントが小さくなるため剛性も小さくなったと考えられる。

(4) 径厚比の違いによる最大荷重の低下率について

図・11より、肉厚が厚くなると当然ながら最大荷重は大きくなり無損傷の場合($\alpha_1=0$)は約1.2倍の増加率であった。しかし、図・12を見ると無損傷鋼管の最大荷重に対する損傷を受けた鋼管の最大荷重の割合は径厚比の違いによる大きな差異は認められず、いずれの場合もへこみ率0.10付近で5～10%耐力が低下しており、へこみ率0.5付近で50%耐力が低下していることが分かる。これにより、最大荷重の低下率に関しては径厚比の影響はあまり大きくないのではないかと考えられる。

4. 結論

本実験は損傷を受けた鋼管の残存曲げ耐力に着目し、損傷の度合い(へこみ率)と残存耐力の関係を2段階実験により明らかにしたものである。以下に本実験により得られた結果をまとめると次のようになる。

(1)へこみ率と最大荷重の割合より本実験の径厚比の範囲ではへこみ率が0.05までは無損傷鋼管と比較して最大荷重はほぼ同じであるが、へこみ率が0.10以上になると最大荷重が下がり始める。

(2)へこみ率が0.10を超えると最大荷重が直線的に下がり始める点(変曲点)が存在する。これは、へこみ率が小さい

場合、鋼管の変形は局部座屈によるが、へこみ率が大きくなると鋼管の局部座屈は発生せず、損傷を受けた場所がさらにへこむという変形状態をとることから、変曲点は変形状態が局部座屈からへこみを増進させる損傷への移行点ともいえると考えられる。

(3)最大耐力の低下率10%を損傷を受けた鋼管の使用限界とすると、使用限界へこみ率を $\alpha \approx 0.1$ として差し支えないのではないかとと思われる。

(4)最大耐力の低下率50%を損傷を受けた鋼管の終局限界とすると、終局限界へこみ率を $\beta \approx 0.5$ として良いと思われる。

本実験は同一径で肉厚を変化させた2種類の鋼管に対して実験を行った。本実験の手法により損傷を受けた鋼管の残存耐力の評価や使用限界・終局限界の設定法を提案できたと考えるが、実験パラメータとして不十分な点もあるため、今後は鋼管径を変化させた実験や解析も必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 水山高久, 中西 宏, 松村和樹: 大口径鋼管に対する衝撃実験, 新砂防, Vol.38.No.4(141), 1985.11.
- 2) 川井 豊, 石橋正夫, 山野井節雄: 鋼管部材の耐力実験, 落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, pp.9-14, 1991.3.
- 3) 斎藤英明, 石川信隆, 大野友則, 水山高久: 鋼管片持ちばりの衝撃吸収エネルギーに関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第386号/I-8, pp.321-328 1987.10.
- 4) 斎藤英明, 大野友則, 石川信隆, 水山高久: 局部変形を考慮した鋼管片持ちばりの衝撃吸収エネルギーに関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.1057-1068, 1989.3.
- 5) 星川辰雄, 石川信隆, 彦坂 熙, 阿部宗平: 半球状の重錘落下による鋼管固定はりの衝撃応答変位, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.1543-1554, 1994.3.
- 6) 星川辰雄, 石川信隆, 彦坂 熙, 阿部宗平: 局部変形とひずみ速度効果を考慮した鋼管固定はりの衝撃応答変位, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.101-115, 1995.4.
- 7) 星川辰雄, 石川信隆, 彦坂 熙, 阿部宗平: 鋼管はり部材の動的終局限界に関する一考察, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.139-152, 1995.10.
- 8) 星川辰雄, 石川信隆, 彦坂 熙, 水山高久, 阿部宗平: 鋼製透過型砂防構造物の弾塑性衝撃応答解析と耐衝撃設計法, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.159-173, 1996.10.
- 9) 中島一義, 中西 宏, 井村章雄: 大径鋼管の落錘式衝撃実験と衝撃解析, 神戸製鋼技法, Vol.35, No.4, pp.101-104, 1992.
- 10) 上田幸雄, Sherif M.H.Rashed: 損傷パイプ部材の挙動と最終強度, 日本造船学会春季講演会, pp.439-448, 1984.5.
- 11) (財)砂防・地すべり技術センター 鋼製砂防構造物委員会: 鋼製砂防構造物設計便覧, 平成13年版.

(2001年9月14日受付)