

小型鋼管橋脚模型の耐震性能に関する 鋼材の応力-ひずみ関係の影響

岸 徳光¹・池田憲二²・小枝日出夫³・小室雅人⁴

¹正会員 工博 室蘭工業大学教授 建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

²正会員 北海道開発土木研究所室長 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

³正会員 (株)日本製鋼所主任研究員 室蘭研究所 (〒051-8505 室蘭市茶津町4)

⁴正会員 博士(工学) 室蘭工業大学助手 建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

本論文では、鋼製橋脚の合理的な耐震設計法を確立するための基礎資料を得ることを目的として、応力-ひずみ特性の異なる3種類の鋼材を用いた小型鋼管橋脚模型を製作し、耐荷力、変形能およびエネルギー吸収量に与える鋼材の材料特性の影響について実験的に検討を行った。ここでは、3種類の実験法(静的単調載荷実験、静的漸増繰り返し交番載荷実験、基部加振実験)に基づいて実験を実施し、降伏比、降伏棚の有無などが鋼管橋脚の耐震性に与える影響について検討を行った。実験の結果、加工硬化を受け降伏棚が消失した鋼材を用いる場合が降伏棚が消失していない鋼材を用いる場合に比較して耐震性に優れていることなどが明らかになった。

Key Words: steel bridge pier, seismic performance, local buckling, cyclic loading, base vibration

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、鋼製橋脚の耐震性向上に関する実験的・解析的研究が各研究機関や大学で精力的に行われている。実験的研究としては、主に静的繰り返し交番載荷実験およびハイブリッド応答実験が実施されている^{1)~12)}。これまでの研究は、鋼製橋脚の耐荷力および変形能に与える軸力比、寸法比(径厚比あるいは幅厚比)、負荷履歴などの影響について検討したものがほとんどである^{1)~10)}。一方、実鋼製橋脚はその製作工程において多くの塑性加工や溶接作業工程を経て施工されるため、その程度により降伏棚の消失や残留応力が発生し、鋼材の応力-ひずみ特性が大きく変化することが知られている¹³⁾。しかしながら、このような鋼材の応力-ひずみ特性に着目した橋脚の耐震性能に関する実験的研究はそれほど多くはない^{11), 12)}。鋼製橋脚の合理的な耐震設計法を確立するためには、軸力比や寸法比のみならず鋼材の応力-ひずみ特性が耐荷力および変形能など鋼製橋脚の耐震性能に与える影響について詳細に検討することが必要であるものと判断さ

れる。

このような観点より、本論文では応力-ひずみ特性の異なる鋼材を用いた小型鋼管橋脚模型を製作し、材料特性が鋼管橋脚模型の耐荷力、変形能およびエネルギー吸収量に与える影響について実験的に検討を行った。本研究では、応力-ひずみ関係の異なる3種類の鋼材を対象として形状寸法をほぼ等しくした小型鋼管橋脚模型を製作し、3種類の実験法(静的単調載荷実験;静的漸増繰り返し交番載荷実験;正弦波基部加振実験)に基づいて実験を実施した。

静的載荷実験に関しては、水平荷重-水平変位曲線や局部座屈発生位置近傍部の軸ひずみ-水平変位曲線に着目して検討を行っている。また、加振実験に関しては、1)鋼管橋脚模型の頂部に設置した鉛塊重心位置の絶対加速度応答倍率や、2)基部変位に対する相対変位応答倍率、および3)これら絶対加速度-相対変位曲線、4)時間ごとのエネルギー吸収量、5)局部座屈形状を用い、鋼材の降伏比および降伏棚の有無などが鋼管橋脚の耐震性能に与える影響について比較検討を行った。また、単調載荷実験結果の水平荷重-水平変位曲線や繰り返し載荷実験におけ

表-1 試験体の形状寸法および各パラメータ

試験体名 ^{*1}	鋼種	荷重点高さ L (mm)	鋼管高さ L' (mm)	板厚中心半径 R (mm)	板厚 t (mm)	細長比 パラメータ $\bar{\lambda}^{*2}$	径厚比 パラメータ R _t ^{*3}
K-m, -c, -d	STK400	631.5	500	48.00	1.5	0.511	0.099
G-m, -c, -d	STPG370			48.00		0.478	0.086
P-m, -c, -d	SGP			48.75		0.372	0.055

^{*1} -m: 静的単調載荷, -c: 静的繰り返し載荷, -d: 基部加振実験,

$$^{*2} \bar{\lambda} = \frac{2L}{\pi r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E_s}}, \quad ^{*3} R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E_s} \sqrt{3(1-\nu^2)}$$

表-2 鋼種および材料特性

鋼種	降伏応力 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	弾性係数 E _s (N/mm ²)	ポア ソン比 ν	降伏比 σ_y/σ_u	降伏ひずみ ϵ_y (μ)
STK400	384	516	2.06×10 ⁵	0.3	0.75	1,866
STPG370	336	550			0.61	1,633
SGP	210	425			0.50	1,020

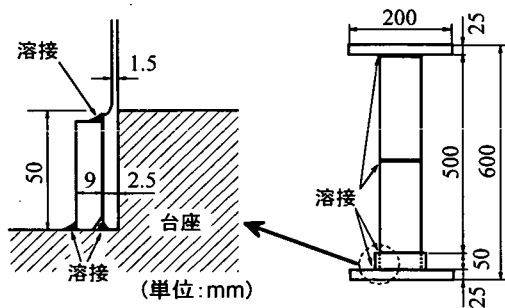


図-1 試験体の形状寸法

るそれらの包絡線分布と加振実験結果から得られる加速度を用いて評価した換算最大水平荷重-最大相対変位関係の比較により、静的水平荷重-水平変位曲線と動的耐荷力特性の関係についても検討している。

なお、軸力比や径厚比パラメータが鋼製橋脚の耐荷性状に大きく影響することは周知の事実である。従って、静的載荷実験に関してはこれらのパラメータを固定して検討すべきであるものと考えられる。しかしながら、動的な観点から考えると、特に径厚比パラメータを固定する場合には、材料の降伏強度の違いにより板厚が異なることとなり、これに対応して鋼管橋脚模型の曲げ剛性、固有振動数も異なり、結果的に弾性応答性状が異なることとなる。本研究では、上述のように鋼管橋脚模型の静的耐荷性状とともに弾性から弾塑性、終局に至る動的耐荷性状について比較検討することとしていることより、比較の基本となる弾性応答性状は各試験体で類似なもの

にすべきであるものと判断される。このようなことから、本研究では、各鋼管橋脚模型の曲げ剛性および系の全固有振動数を類似なものにするために、上部工質量模擬用の鉛塊質量を同一とし、かつその形状寸法をほぼ同一とした。従って、軸力比、径厚比パラメータは各鋼管橋脚模型間で異なっている。しかしながら、この場合でも各材料特性に対応した鋼管橋脚に関する定性的な耐荷性状の比較は可能であるものと判断される。

2. 実験概要

(1) 試験体

鋼管橋脚の耐荷力と変形能に大きく影響するパラメータとして、鋼種、細長比、径厚比、軸力、荷履歴などが考えられる。本研究では、鋼材の応力-ひずみ関係の鋼管橋脚の耐震性能への影響について、3種類の実験法（静的単調載荷実験、静的漸増繰り返し交番載荷実験、基部加振実験）により検討することとした。図-1には本研究に用いた試験体の形状寸法を、また表-1には試験体名、形状寸法および各パラメータを一覧にして示している。試験体名は鋼種の名称および実験方法が容易に明らかになるように、それらを記号化して定義している。すなわち、第1項目は鋼材を示しており、K: 一般構造用炭素鋼鋼管 (JIS G 3444 STK400-E-G); G: 圧力配管用炭素鋼鋼管 (JIS G 3454 STPG370 90A); P: 配管用炭素鋼鋼管 (JIS G 3452 SGP-B) である。また第2項目は実験方法を意味しており、-m: 静的単調載

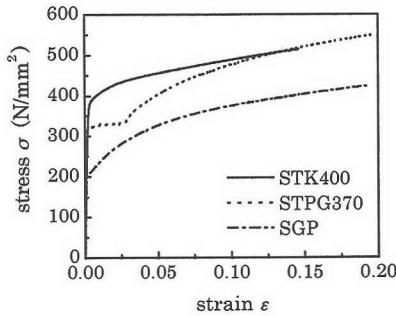


図-2 真応力-真ひずみ関係

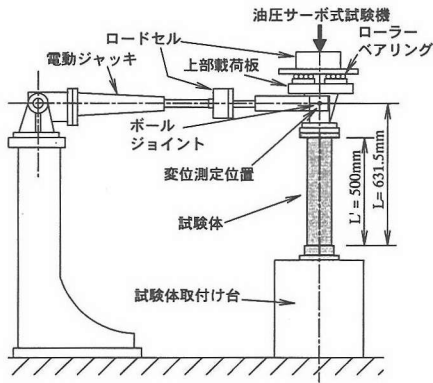


図-3 静的載荷実験装置の概要

荷実験； -c：静的漸増繰り返し交番載荷実験； -d：基部加振実験である。なお、まえがきにも述べているように基部加振時における各試験体の弾塑性から終局に至る耐荷性状を弾性応答特性が同一の状態下で比較するために、各試験体の固有振動数、曲げ剛性が等しくなるように、上部工質量および試験体の形状寸法を可能な限り同一とした。従って、表からも明らかなように板厚 t を全て 1.5 mm としているため、細長比パラメータ λ および径厚比パラメータ R_t は、各鋼材の降伏応力 σ_y の違いにより、それぞれ 0.372～0.511 および 0.055～0.099 となっている。

試験体の鋼管部は各素材鋼管を所定の長さに切断後、旋盤加工により内外面を切削して製作している。板厚および径の加工公差は ± 0.05 mm である。鋼管基部は、剛体変形をできるだけ小さくするために、図-1 に示すような凸状の台座に鋼管を差し込み、さらに外側に肉厚 9mm の鋼製リングをはめ込んで溶接している。また、鋼管上部には、橋梁上部工の質量を模擬した軸力を作用させるため、あるいは鉛塊を固定するために板厚 25 mm の鋼板を周溶接により取り付けている。なお、表-1 より、P 試験体

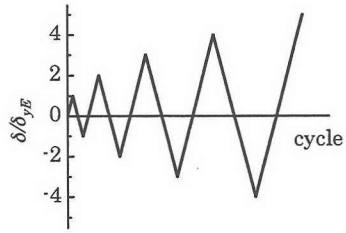


図-4 繰り返し載荷方法

と K および G 試験体における板厚中心半径 R の違いは、素材鋼管の寸法が異なるため、同一寸法の試験体の製作が困難であったためである。

表-2 には本実験で使用した鋼種およびその材料特性を示している。鋼材の材料特性は各試験体から切り出した JIS 6 号試験片を用いて、引張試験により求めている。また、図-2 には各鋼材の真応力-真ひずみ関係を示している。図より、STPG370 材が明確な降伏棚があるのに対して、STK400 材および SGP 材は製作時の加工硬化の影響により降伏棚の消失していることがわかる。降伏応力 σ_y に着目すると、STK400 材が最も大きく SGP 材の約 1.8 倍程度となっている。また、降伏比 σ_y/σ_u に関しても、STK400 材が 0.75 と大きく、SGP 材は 0.50 となっている。なお、STK400 材は道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編)¹⁴⁾ に規定されている鋼材であり、STPG370 材は加工硬化や残留応力の無い鋼材を、SGP 材は降伏点が低く加工硬化の大きい低降伏点鋼を想定している。

(2) 実験装置および載荷方法

a) 静的載荷実験

図-3 には静的載荷実験装置の概要を示している。鉛直荷重は油圧サーボ式試験機を用いて後述の基部加振実験における軸力と等価になるように鉛塊重量に相当する 11.8 kN を載荷している。また、試験体上端には、ローラーベアリングを設置し常に荷重が鉛直下向きに作用するようにしている。水平荷重は、ストローク 200 mm の電動式ジャッキを用い、基部加振実験と荷重作用点高さが等しくなるように鉛塊重心高さに相当する位置で載荷している。また、水平荷重の載荷点部にはボールジョイントを設置し、試験体上端部に生じる水平および鉛直方向の変位と回転をできるだけ拘束しないように工夫している。

実験における測定項目は、荷重載荷点における水平変位と水平荷重、および試験体の載荷方向両面の局部座屈が発生すると予想される基部近傍各点におけるひずみである。水平変位はひずみゲージ式変位計を用いて測定し、水平荷重載荷位置と試験体基部

表-3 静的載荷実験条件

試験体名	軸力 P (kN)	P_y ($=A \times \sigma_y$) (kN)	軸力比 P/P_y	降伏水平荷重 H_y (kN)	降伏水平変位 δ_y^{*1} (mm)	実験降伏水平変位 δ_{yE} (mm)
K-m, -c	11.8	173.4	0.068	6.05	4.736	5.616
G-m, -c		152.1	0.078	5.25	4.109	4.898
P-m, -c		98.2	0.120	3.28	2.454	2.972

$$*1 \delta_y = \frac{H_y L^3}{3E_s I_s}$$

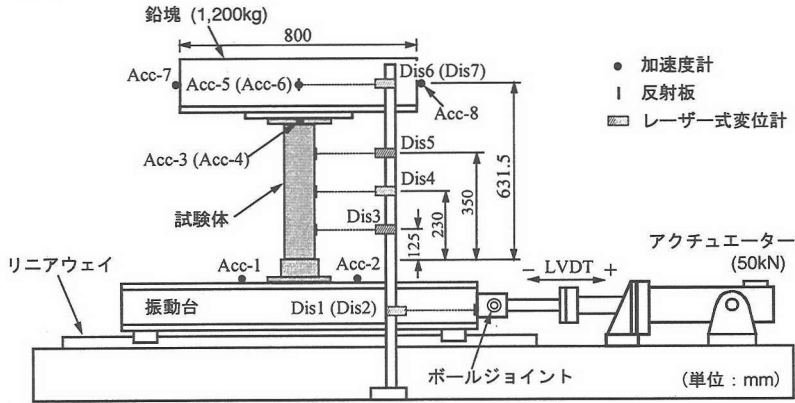


図-5 基部加振実験装置の概略図

表-4 基部加振実験条件

試験体名	鉛塊質量 m (ton)	最低次固有振動数 f_0 (Hz)	加振振動数 f_i (Hz)	入力加速度 α_i (gal)	破壊性状 (残留変位)
K-d1 -d2	1.2	4.14	3.0	125, 250, 375	B側に倒壊
		4.10		375	B側に傾斜 (12.8mm)
4.08		125, 250, 375		A側に倒壊	
4.17		375		B側に倒壊	
P-d1 -d2		4.32		125, 250, 375	A側に倒壊
		4.34		375	B側に倒壊

A側：アクチュエーター側，B側：反アクチュエーター側

固定板との相対変位を用いて評価することとした。また、水平荷重の測定には容量 50kN のロードセルを使用している。

実験は水平変位制御方式により、2種類の載荷方法で行った。すなわち、1) 一方向に変位を単調増加させる実験 (以後、単調載荷)、2) 1 サイクルごとの漸増変動変位による繰り返し交番載荷 (以後、繰り返し載荷) である。その載荷方法は、実験結果から得られた降伏水平変位 δ_{yE} (以後、単に実験降伏水平変位) を基準にして、図-4 に示すように各サイクルで水平変位振幅をその整数倍に漸増させながら正負方向に繰り返し与えるものである。なお、変位振幅の基準となる実験降伏水平変位 δ_{yE} は、次式で定義される降伏水平荷重 H_y に対応する変位として単調載荷実験より求めている。

$$H_y = \frac{(\sigma_y - P/A)I_s}{(R+t/2)L} \quad (1)$$

ここで、 H_y は鋼管基部最外縁が降伏応力 σ_y に達するときの水平荷重 (降伏水平荷重)、 P は軸力、 A は鋼管の断面積、 I_s は鋼管の断面 2 次モーメントである。なお、降伏応力 σ_y には材料試験より得られた実測値を用いている。

表-3 には静的載荷実験の条件を示している。表より、実験降伏水平変位 δ_{yE} と降伏水平変位 δ_y に差があることがわかる。この差は、実測変位に基部の弾性変形などに起因する試験体の剛体変形が含まれているためと推察される。なお、各試験体の両者の比 δ_{yE}/δ_y が 1.19~1.21 程度となっており、いずれの試験体においても、剛体変形量は降伏水平変位 δ_y

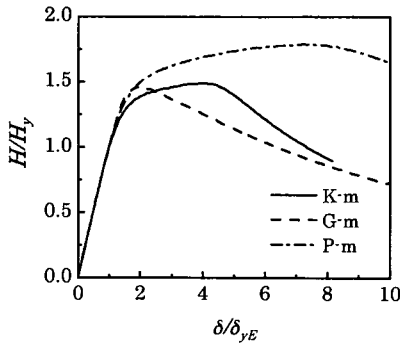


図-6 水平荷重-水平変位曲線(単調載荷実験)

の20%程度となっている。

b) 基部加振実験

図-5には基部加振実験に用いた簡易振動台(以後、単に振動台)の概略図を示している。振動台は2本のリニアウェイ上に設置され、ボールジョイントを介して最大荷重50kN、油圧源吐出量31.7l/minのアクチュエーターに接続されている。試験体上部には橋梁上部工の質量を模擬した1,200kgの鉛塊が設置されている。本実験では、鋼管橋脚模型の動的弾塑性挙動を把握するために、ひずみゲージ式加速度計を振動台および鉛塊の高さ方向重心位置などの8箇所、レーザー式変位計を振動台、試験体および鉛塊の高さ方向重心位置の7箇所に設置している。また、試験体の加振方向両面に対して局部座屈が発生すると考えられる基部近傍の他、高さ方向数箇所にはひずみゲージを貼付している。実験は次の2種類について実施した。すなわち、1)アクチュエーターを強制停止することにより試験体に自由振動状態を励起させ最低次固有振動数を求める実験、2)試験体の動的弾塑性挙動を検討するために、所定の入力加速度振幅(以後、単に加速度)および振動数を有する正弦波で基部加振する実験、である。

表-4には基部加振実験の条件、最低次固有振動数 f_0 および実験終了後における試験体の破壊性状を一覧にして示している。表より、いずれの試験体においても倒壊または傾斜した状態で実験を終了している。また、最低次固有振動数 f_0 はK-dおよびG-d試験体の場合には約4.1Hz、P-d試験体の場合には4.3Hz程度となっている。なお、鋼管部にシェル要素を用いた有限要素法による概算値が、K、G試験体で4.43Hz、P試験体で4.54Hzとなっており、実測結果が解析結果よりそれぞれ7%、5%程度小さな値となっている。この差は前述のように実試験体の場合に基部の弾性変形による剛体変形が発生し、見かけ上たわみ剛性が低減するためと推察される。また、P試験体の固有振動数が他試験体より

0.2Hz程度大きいのは、板厚中心半径 R が他の2試験体と比較して0.75mm大きく、試験体の曲げ剛性が大きいことに起因しているものと推察される。なお、減衰定数 h_d は試験体によって若干異なるものの、大略2~4%であった。

動的弾塑性挙動を検討するための加振実験は、加振振動数 f_i を3.0Hz(最低次固有振動数 f_0 の約75%)と固定し、1)初期加速度 α_{in} および増分加速度 $\Delta\alpha$ を125galと設定して、試験体が倒壊または傾斜に至るまで繰り返し加振実験(以後、繰り返し加振実験)と2)繰り返し加振実験での最終加速度 α_{final} で単に加振する実験(以後、単一加振実験)の2種類について実施した。本実験では、アクチュエーターが設定加速度状態に達するまでに4~5秒程度要することを前提に、3秒程度の調和振動状態を励起させることとし、加振開始8秒後にアクチュエーターの電源を遮断することとした。なお、電源遮断後、振動台はほぼ線形に加速度を低減し静止状態に至っている。

3. 実験結果および考察

(1) 単調載荷実験

図-6には単調載荷実験における各試験体の水平荷重-水平変位曲線を示している。図は縦軸に無次元水平荷重 H/H_y 、横軸に無次元水平変位 δ/δ_{yE} を取って整理している。図より、 $H/H_y=1.125$ 前後までは3試験体とも同一で線形な荷重-変位曲線を示しているが、その後各試験体で異なった軟化特性を示し終局に至っていることがわかる。各試験体の軟化性状を調べると、降伏棚の消失しているK-mおよびP-m試験体の場合には、最大荷重時における水平変位 δ_m の δ_{yE} に対する比(後述の塑性率 μ_m)が大きく、最大荷重値 H_m に至るまで緩やかな荷重の上昇が見られ、ほぼトリリニア型の分布性状を示している。一方、降伏棚を有するG-m試験体の場合には塑性率 μ_m が前述の2試験体に比較して小さいため、その後の荷重上昇が見られずほぼバイリニア型の分布性状を示している。以下に、これらの性状を基部近傍に貼付した軸方向ひずみゲージ出力を用いて検討することとする。

図-7は、各試験体の水平荷重-水平変位曲線と局部座屈発生位置近傍(基部からの高さ h はG-m試験体の圧縮側ひずみが $h=15$ mmで、他はすべて $h=20$ mm)における軸ひずみ-変位曲線の関係を示したものである。図の横軸は無次元水平変位 δ/δ_{yE} 、左縦軸は無次元ひずみ $\varepsilon/\varepsilon_y$ 、および右縦軸は無次元

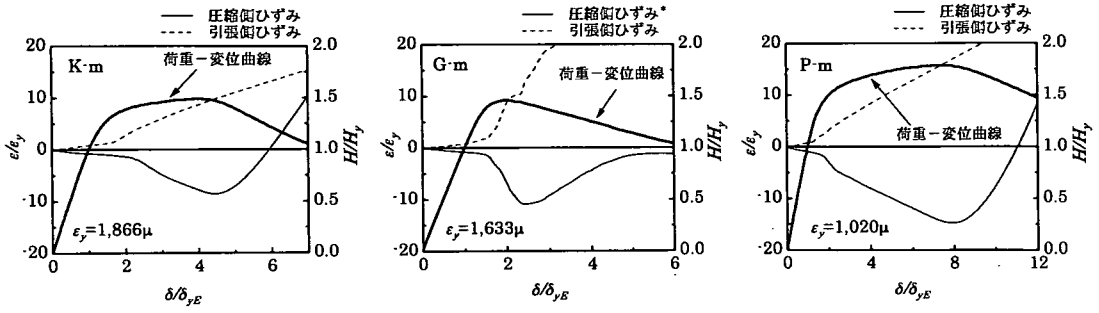
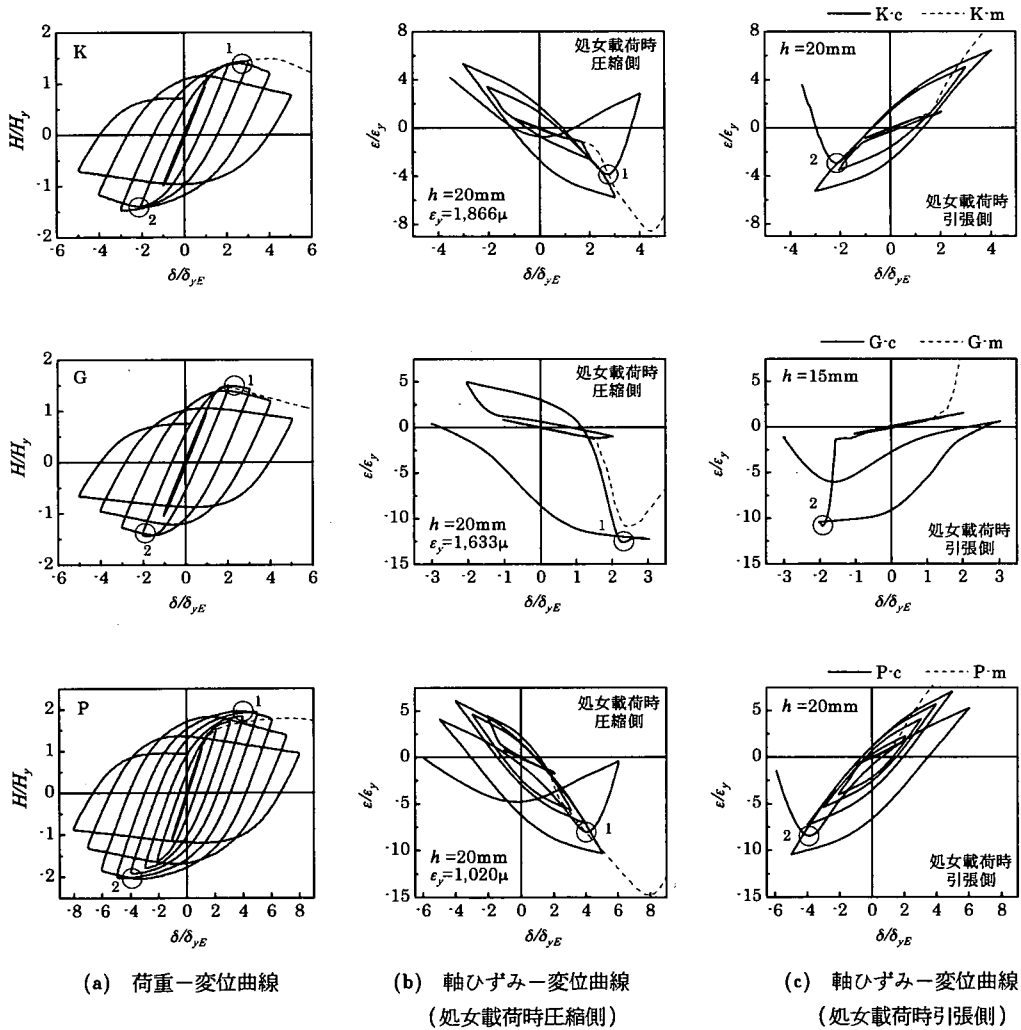


図-7 単調載荷実験による水平荷重-水平変位曲線と局部座屈発生位置近傍における軸ひずみ-水平変位曲線の関係 (*印は $h = 15\text{mm}$, 他はすべて $h = 20\text{mm}$)



(a) 荷重-変位曲線

(b) 軸ひずみ-変位曲線
(処女載荷時圧縮側)

(c) 軸ひずみ-変位曲線
(処女載荷時引張側)

図-8 静的繰り返し載荷時の水平荷重-水平変位履歴曲線および軸ひずみ-水平変位曲線 (○印: 局部座屈発生時の点を示す)

表-5 静的載荷実験における最大水平荷重および塑性率一覧

試験体名	最大水平荷重 H_m (kN)	H_m/H_y	δ_m^{*1} (mm)	μ_m ($=\delta_m/\delta_{yE}$)	δ_u^{*2} (mm)	μ ($=\delta_u/\delta_{yE}$)	座屈形態	座屈発生位置 ^{*4} (mm)	
								圧縮側	引張側
K-m	9.01	1.49	22.5	4.01	41.2	7.34	EFB ^{*3}	21	--
K-c	8.76	1.45	15.8	2.82	25.1	4.47		19	20
G-m	7.69	1.46	9.68	1.98	31.1	6.35		18	--
G-c	7.80	1.49	10.2	2.08	22.4	4.58		20	17
P-m	5.88	1.79	21.6	7.28	52.8	17.78		20	--
P-c	6.46	1.97	10.5	3.54	23.2	7.82		21	20

*1 最大水平荷重時の変位, *2 最大水平荷重 H_m から H_y まで低下したときの変位, *3 Elephant Foot Bulge,

*4 基部からの高さ

水平荷重 H/H_y である。図より、トリリニア型の荷重-変位曲線を示している K-m および P-m 試験体の軸ひずみ-変位曲線を見ると、 $H/H_y=1.1$ 前後から最大水平荷重値（以後、最大荷重値） H_m に達する領域において、各ひずみは遷移領域を経て弾性域における増加勾配の2~3倍程度の大きさで線形的に増加している。その後、除荷領域では引張側ひずみが増加勾配一定の状態で単調増加しているのに対して、圧縮側のひずみは極小値を示しその後引張方向に推移している。これは、圧縮側ひずみゲージ貼付位置近傍部において外側に凸状のモードを示す局部座屈が発生し、その振幅が成長していることを暗示している。また、2試験体とも圧縮側ひずみが極小値を示す直前で最大荷重値 H_m に達していることがわかる。

一方、降伏棚を有しバイリニア型の荷重-変位曲線を示す G-m 試験体の場合には、引張側ひずみは弾性域から最大荷重値 H_m に到達する直前 ($H/H_y \approx 1.3$) までほぼ線形に増加し、降伏ひずみに到達後弾性域における増加勾配の8倍程度の大きさでさらに線形に増加している。また、圧縮側ひずみは最大荷重値 H_m に到達する直前で降伏ひずみに達した後、急激な圧縮側への増加傾向を示し、最大荷重値 H_m に到達後極小値を示し零ひずみ近傍まで単調に増加している。この急激な圧縮側への増加傾向は、1) 降伏ひずみ値 ϵ_y に達した後に発生していること、2) 水平荷重が微少な増加状態で発生していることより、ひずみゲージ貼付部の鋼材が降伏棚域の応力状態下にあることを暗示している。また、圧縮ひずみの引張方向への増加傾向は、K-m、P-m 試験体の場合と同様に局部座屈の発生によるものと考えられる。

以上より、1)加工硬化によって降伏棚が消失している鋼材の場合には、塑性域に移行して荷重-変位曲線の勾配が低減するものの、荷重は未だ増加傾向を示し、やがてひずみの増大とともに局部座屈が発

生して荷重の増加率が低減する、トリリニア型の分布性状を示すこと、2)降伏棚を有する鋼材の場合には、圧縮側ひずみが降伏ひずみに達するや否やそのひずみが急激に増大し局部座屈が発生して耐力を失うため、荷重-変位曲線はバイリニア型の分布性状を示すこと、が明らかとなった。

(2) 繰り返し載荷実験

図-8には繰り返し載荷実験における無次元水平荷重-無次元水平変位(a図)および無次元軸ひずみ-無次元水平変位履歴曲線(b, c図)を単調載荷実験結果と比較して示している。軸ひずみは局部座屈発生位置近傍部に貼付したひずみゲージ出力であり、図中の h は基部からひずみゲージ位置までの高さを示している。なお、(b)、(c)図はそれぞれ処女載荷時に軸ひずみが圧縮および引張となる側面での結果である。また、軸ひずみは、変位振幅の増大に伴う局部座屈の発生によりひずみゲージが剝離するため、局部座屈発生時近傍までを示すこととした。表-5には最大荷重値 H_m 、塑性率 μ_m 、 μ 、座屈形態および座屈発生位置を一覧にして示している。なお、塑性率は、1)最大荷重時変位 δ_m を用いる場合と、2)水平荷重が最大値より H_y まで低下した時点の変位 δ_u を用いる場合について、それぞれ $\mu_m = \delta_m / \delta_{yE}$ 、 $\mu = \delta_u / \delta_{yE}$ として示している。

図-8(a)および表-5より、繰り返し載荷時の最大荷重値 H_m を単調載荷時の場合と比較すると、繰り返し載荷時の K-c および G-c 試験体の場合はいずれも単調載荷時と同程度の値となっている。これより、これらの試験体の場合には、繰り返しひずみ硬化による著しい荷重の上昇が見られず、その効果は期待できないことがわかる。これに対して、P-c 試験体の場合には最大荷重値 H_m が約 $2H_y$ を示し、繰り返しひずみ硬化による荷重の上昇を確認できる^{2),9)}。これは、K-c および G-c 試験体の降伏比が

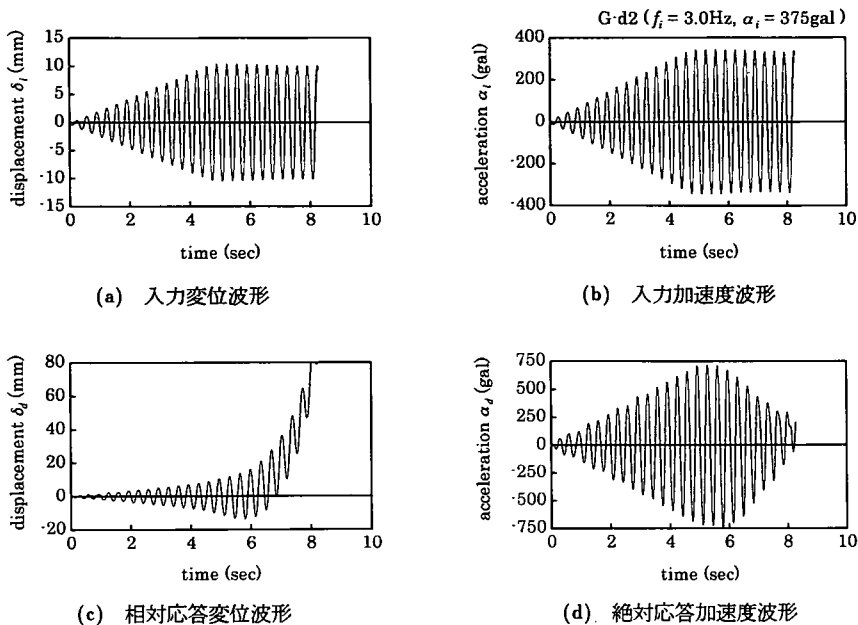


図-9 入力波形と鉛塊重心位置における応答波形の一例 (G-d2 試験体)

$\sigma_y/\sigma_u = 0.75, 0.61$ であるのに対して、P-c 試験体の場合は $\sigma_y/\sigma_u = 0.50$ であることに起因しているものと推察される。

また、塑性率に着目すると、繰り返し載荷時の μ_m は降伏棚の消失した K-c および P-c 試験体では単調載荷時よりも小さく示されるのに対し、降伏棚を有する G-c 試験体ではほぼ同程度となっている。なお、いずれの試験体においても δ_u から算出される繰り返し載荷時の塑性率 μ が単調載荷時よりも小さくなっており、繰り返し載荷によって最大荷重値 H_m 到達後の塑性率は低下することがわかる。

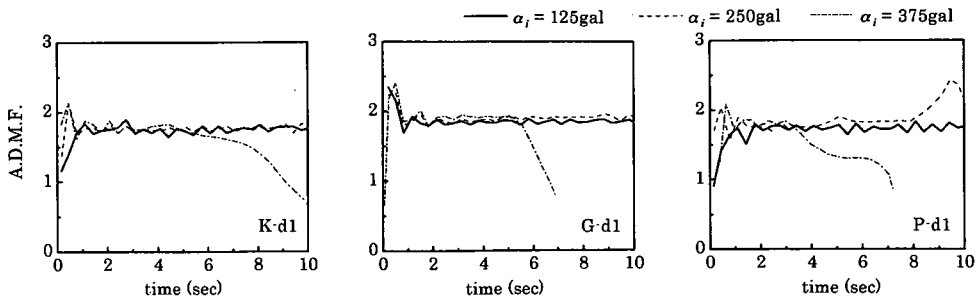
次に図-8 (b), (c)の軸ひずみ-水平変位曲線に着目する。繰り返し載荷時の降伏棚の消失した K-c および P-c 試験体の場合、載荷初期から最大荷重値 H_m に到達するまでの交番載荷によるひずみ履歴分布が原点に対してほぼ点対称な分布となっており、履歴ループの中心は原点付近に存在していることがわかる。これに対して、降伏棚を有する G-c 試験体の場合には、各ひずみが圧縮側の降伏ひずみに到達後急激に増大することから、前者とは異なり履歴ループの中心が原点から圧縮ひずみの増加する方向に偏心していくことがわかる。

正・負載荷時の局部座屈発生時における座屈発生位置近傍部 (図中、○印近傍で、1, 2 がそれぞれ正、負載荷時に対応する)の軸ひずみに着目すると、降伏棚の消失した K-c, P-c 試験体の場合における

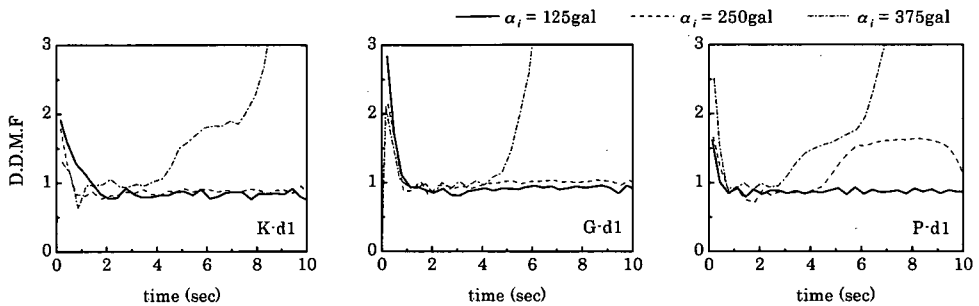
ひずみは、1, 2 近傍において極小値を示し、引張方向へ大きく推移していることがわかる。これは、単調載荷実験における局部座屈発生時の圧縮側軸ひずみ分布性状と類似であることから、各試験体は軸ひずみが極小値を示す直前で最大荷重値に達し、その後局部座屈の発生により除荷状態に至ったことを暗示している。

一方、G-c 試験体に関するひずみ分布性状を見ると、(c)図において、処女載荷時引張側軸ひずみは2サイクル目の負載荷時 $\delta/\delta_{yE} \approx 1.5$ に無限大に近い増加率で圧縮側に増加し、やがて極小値を示している。この急激なひずみの増加は単調載荷時と同様、ひずみゲージ貼付部の鋼材が圧縮側の降伏棚域の応力状態に至っていることを意味している。負載荷時の最大荷重が $\delta/\delta_{yE} \approx 2$ で発生していることより、最大荷重は単調載荷実験結果 (G-m 試験体、図-7 参照)と同様、圧縮側軸ひずみが降伏ひずみに到達後に発生していることがわかる。

また、(b)図の処女載荷時圧縮側軸ひずみ分布に関しては、3サイクル目の正載荷時 $\delta/\delta_{yE} \approx 1.0$ 近傍から徐々に圧縮側への増加率が大きくやがて極小値に至っている。しかしながら、このひずみ増加率は、前述の2サイクル目の負載荷時における処女載荷時引張側軸ひずみ (c図) より小さい。これは、前述のように2サイクル目の負載荷時に引張側の降伏棚域に至っており、残留ひずみの発生とともに繰



(a) 絶対応答加速度倍率



(b) 相対変位応答倍率

図-10 鉛塊重心位置における絶対加速度および相対変位応答倍率の時間的推移
(繰り返し加振実験, $f_i = 3.0$ Hz)

り返しひずみ硬化の影響を受けているためと推察される。正載荷時の最大荷重は3サイクル目で軸ひずみが極小値に至る直前である $\delta/\delta_{yE} \approx 2$ に発生しており、負載荷時の場合と性状が異なる。この現象も2サイクル目の繰り返しひずみ硬化の影響によるものと推察される。処女載荷時圧縮側、引張側軸ひずみとともに極小値を示した後直ちに規定変位振幅値に達し、変位の増加方向が強制的に反転するため、軸ひずみの引張方向への増加も緩やかなものとなっている。このため、この時点ではいずれの側面においても未だ明確な局部座屈が形成されていないものと推察される。

(3) 基部加振実験

a) 応答波形の概要

図-9には振動台における入力波形および鉛塊重心位置における応答波形の一例として、単一加振実験である G-d2 試験体 (入力加速度 $\alpha_i = 375$ gal, アクチュエーター側に倒壊) の結果を示している。(a), (b) 図はそれぞれ入力変位および入力加速度波形, (c), (d) 図はそれぞれ基部に対する鉛塊重心位置の相対応答変位 (以後, 応答変位) および絶対応

答加速度波形 (以後, 応答加速度) である。(a), (b) 図より, 入力変位および入力加速度は加振開始から約5秒後に定常状態となっていることがわかる。一方, 応答加速度波形 (d図) は, 約5.5秒後に最大値を示し, その後減少を開始しやがて零レベルに至っている。これは基部近傍部に局部座屈が発生し, 局部座屈発生位置近傍部における塑性エネルギー吸収量が増加していくことにより, 逆に頂部へのエネルギー伝達が零レベルまで減少することによるものと考えられる。また, 応答変位波形 (c図) は, 鉛塊が応答加速度の減少と連動して, 振動を伴いながら一方向に変位しそれが増大していくことを示している。このような状況下で試験体が倒壊に至ることがわかる。なお, いずれの波形も約8秒付近で終了しているが, これは試験体がこの時点で倒壊したためである。

b) 繰り返し加振時の動的応答倍率の性状

図-10には, 繰り返し加振実験における各試験体の鉛塊重心位置における実測絶対加速度応答倍率 (以後, 単に加速度応答倍率, A.D.M.F.) および実測相対変位応答倍率 (以後, 単に変位応答倍率, D.D.M.F.) の時間的な推移状況を示している。図は縦

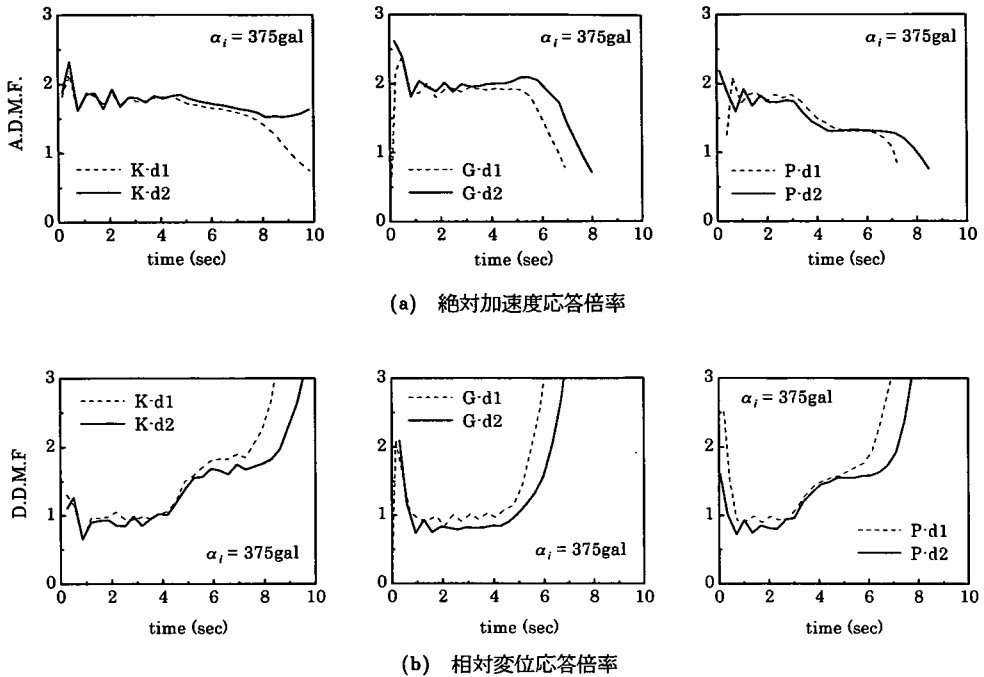


図-11 単一加振と繰り返し加振実験の鉛塊重心位置における絶対加速度および相対変位応答倍率の比較 ($f_i = 3.0 \text{ Hz}$, $\alpha_i = 375 \text{ gal}$)

軸に実測応答倍率，横軸に時間を取って整理している．なお，応答倍率は入力および応答波形における位相差の影響を取り除くため，それらの波形を一周期ごとに分割し各周期の振幅比（応答振幅／入力振幅）を用いて評価している．

(a), (b) 図より，入力加速度が $\alpha_i = 125 \text{ gal}$ の場合には，加振開始初期の約 2 秒間を除き，いずれの試験体においても加速度および変位応答倍率は時間的にほぼ同様な値を示していることがわかる．その時の加速度応答倍率，変位応答倍率は，それぞれ 1.8, 0.9 程度となっている．固有振動数 $f_0 = 4.1 \text{ Hz}$ ，減衰定数 $h_d = 3\%$ と設定した場合の一質点系モデルの計算値がそれぞれ 2.1, 1.1 程度であることから，実測値は計算値に比較して若干小さな値となっている．

入力加速度が $\alpha_i = 250 \text{ gal}$ の場合においても，K-d1 および G-d1 試験体に関しては $\alpha_i = 125 \text{ gal}$ の場合と同様な分布性状を示している．一方，P-d1 試験体に関しては，(a) 図の加速度応答倍率が加振開始約 4 秒後から若干上昇傾向を示している．これは，試験体基部の塑性化に伴う固有振動数 f_0 の低下により，固有振動数 f_0 が加振振動数 f_i に接近するためと考えられる．なお，8 秒後の加速度応答倍率の急激な上昇は，アクチュエーターの電源遮断後の入

力加速度の減少率に比べて応答加速度の減少率が小さいため，相対的に大きな応答値を示したことによるものと推察される．(b) 図の変位応答倍率においても，加振開始約 4 秒後から応答倍率が約 0.9 から約 1.5 まで上昇しており，塑性化による試験体の剛性低下を確認できる．これらの現象は，SGP 材の降伏応力が他の 2 試験体に比較して小さいことより，小さな入力加速度レベルから塑性化が進行したためと考えられる．

入力加速度が $\alpha_i = 375 \text{ gal}$ の場合には，いずれの試験体においても加速度応答倍率の急激な減少や変位応答倍率の著しい上昇傾向が示され，全ての試験体は倒壊に至ったことがわかる．なお，倒壊に至るまでの過程を詳細に検討すると，(b) 図より，降伏棚を有する G-d1 試験体の場合には，加振開始から約 5 秒後に変位応答倍率が急激に増大し倒壊に至っている．これに対して，降伏棚が消失している K-d1 および P-d1 試験体の場合には，加振開始から約 4 秒あるいは 3 秒後にそれぞれ変位応答倍率が急激に上昇するものの倒壊には至らず，その後変位倍率が緩やかに上昇する区間が数秒間存在し，再度急激に上昇して倒壊に至っている．その区間の加速度応答倍率 (a 図) は，緩やかな減少傾向を示している．これは，試験体が傾きながら振幅の緩やかに減少す

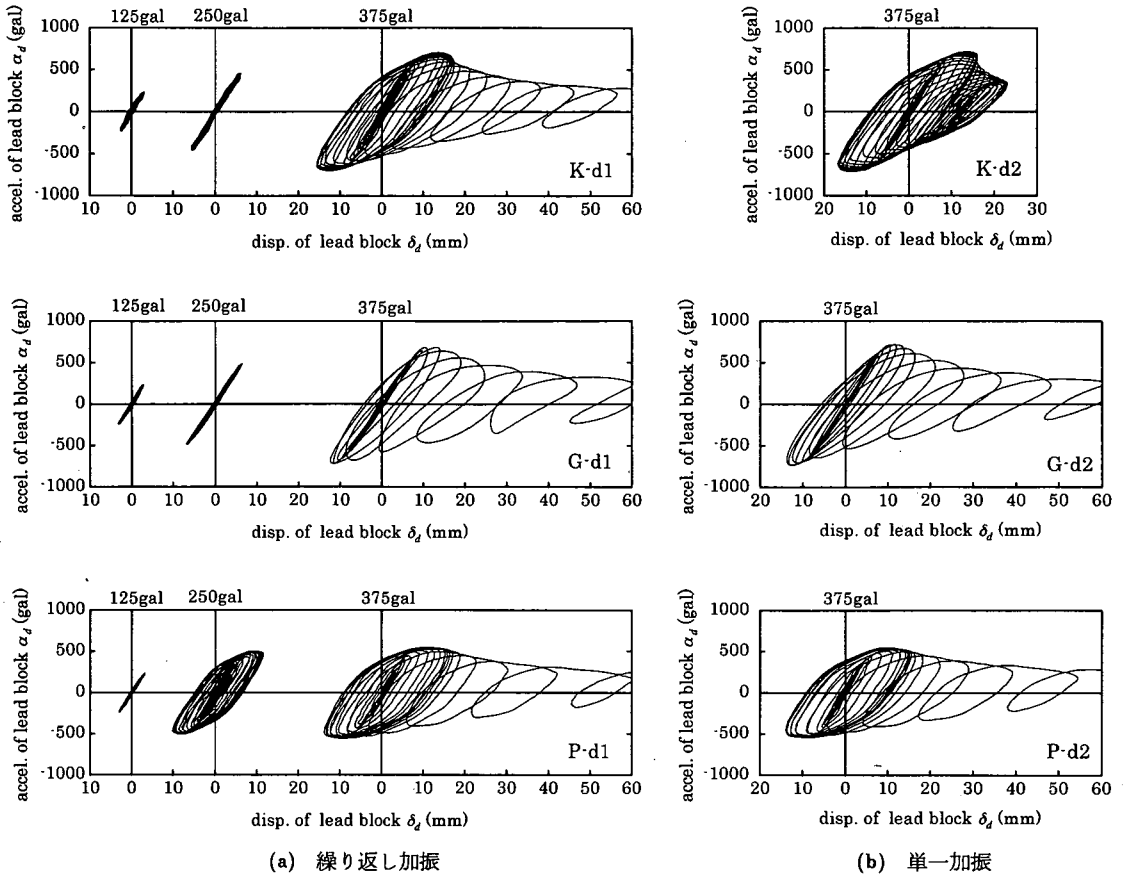


図-12 鉛塊重心位置における応答加速度-相対変位曲線

る振動状態が数秒間継続することを意味している。

以上より、降伏棚の有無によって試験体の倒壊メカニズムが異なることがわかる。

c) 加振履歴の動的応答倍率への影響

図-11には、 $f_i = 3.0 \text{ Hz}$ 、 $\alpha_i = 375 \text{ gal}$ 入力時の単一加振実験 (K/G/P-d2) における実測応答倍率の時間的推移を、最終加速度 $\alpha_i = 375 \text{ gal}$ 入力時の繰返し加振実験 (K/G/P-d1) 結果と比較して示している。

K 試験体の加速度応答倍率に着目すると、定常振動状態 (加振開始約 5 秒以降) において、単一加振実験結果 (K-d2) は繰返し加振実験結果 (K-d1) より若干大きな応答値を示している。また、(b) 図より単一加振実験の変位応答倍率は繰返し加振実験結果より小さいことがわかる。一方、図-10の繰返し加振時の $\alpha_i = 125$ および 250 gal における加速度および変位応答倍率がほぼ一定値を示していることより、繰返し加振による顕著な塑性化の進

行は確認できない。これより、終局に近い場合には繰返し加振の場合が単一加振の場合よりも塑性化の進行が著しくなるものと推察される。また、単一加振と繰返し加振実験による応答性状が類似であることより、崩壊メカニズムにおよぼす加振履歴の影響は小さいものと推察される。なお、8 秒以降において両者の応答値に大きな差が見られる。これは、単一加振では試験体が倒壊せず傾斜したのに対し、繰返し加振では倒壊に至っているためである。

G 試験体の応答性状について検討すると、繰返し加振時における倒壊直前の加速度応答倍率の減少傾向、変位応答倍率の増加傾向は単一加振時よりも 1 秒程度早く現れている。しかしながら、それらの応答性状が類似しており、崩壊メカニズムは加振方法によらず両者等しいものと推察される。

K, G 試験体に比較して降伏点の低い鋼材を使用した P 試験体の応答性状に着目すると、(a), (b) 図より、繰返し加振時の倒壊に至るまでの時間が単

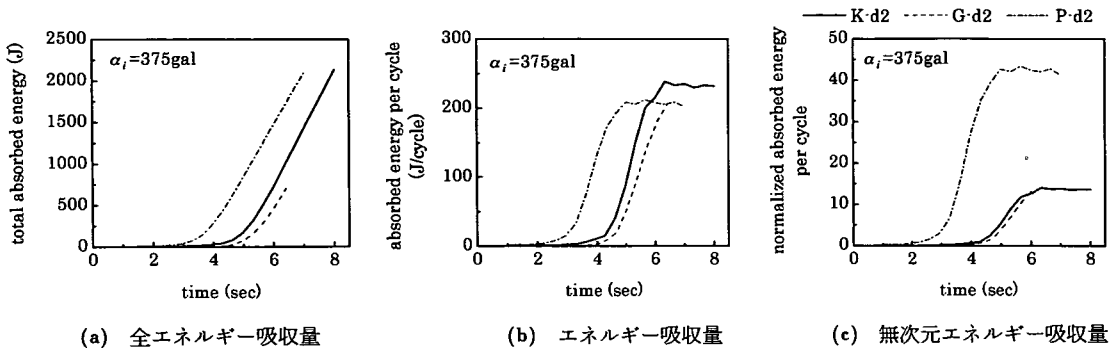


図-13 エネルギー吸収量の時間的推移 (単一加振実験, 入力加速度振幅 $\alpha_i = 375 \text{ gal}$)

一加振時より若干早いものの、両者の応答性状はほぼ等しいことがわかる。図-10に示しているように、繰り返し加振を受けた P-d1 試験体は、 $\alpha_i = 250 \text{ gal}$ 入力時に既に試験体の塑性化がみられる。しかしながら、 $\alpha_i = 375 \text{ gal}$ 入力時の P-d1 試験体の応答性状は P-d2 試験体の応答性状と同様な傾向を示している。これは、繰り返し加振の $\alpha_i = 250 \text{ gal}$ 入力によって、塑性化による軟化が進行していないことを意味している。

d) 応答加速度-相対変位曲線の性状

図-12には各試験体の鉛塊重心位置における応答加速度-相対変位曲線を示している。(a)図より、繰り返し加振実験の $\alpha_i = 125 \text{ gal}$ 入力時には、いずれの試験体も線形な分布特性を呈し、弾性的な挙動を示していることがわかる。

また、 $\alpha_i = 250 \text{ gal}$ 入力時には、K-d1 および G-d1 試験体は $\alpha_i = 125 \text{ gal}$ 入力時と同様に弾性状態を保っているものの、P-d1 試験体は、塑性化を意味するループ状の履歴曲線が示されている。これは、図-2および表-2に示した各試験体の真応力-真ひずみ関係や材料特性値からも明らかなように、P-d1 試験体の降伏応力が他の2試験体より 100 N/mm^2 以上小さいことに起因しているものと推察される。

さらに、 $\alpha_i = 375 \text{ gal}$ 入力時にはいずれの試験体もループを描きながら一方に偏心を増大させ倒壊に至っていることがわかる。 $\alpha_i = 375 \text{ gal}$ 入力時の各試験体の動的応答性状を検討すると、降伏棚の消失した K-d1、P-d1 試験体の場合には、振幅の小さい弾性状態から振幅の増大に伴う塑性化の進行度合いに対応してループの面積も拡大している。それに対して、G-d1 試験体の場合には弾性状態から比較的少ない振動数で急激に塑性化が進行していることがわかる。これは、K-d1 および P-d1 試験体が、加工硬化によって降伏棚が消失し降伏後も応力が単調に

増加する特性を有しているのに対して、G-d1 試験体は降伏棚を有しているため、基部の局部座屈発生位置近傍部が降伏棚の応力状態に陥り急激な変位の増加が誘発され塑性化の進行度合いも大きくなるためと考えられる。このことは、巨大地震によって倒壊に至る可能性のある単柱式橋脚の場合には、降伏棚を有する鋼材よりも加工硬化によって降伏棚が消失した鋼材が靱性に優れた性状を示すことを示唆している。

図-12(b)には、単一加振時の鉛塊重心位置における応答加速度-相対変位曲線を示している。図より、K試験体は一方に偏心傾向を示しているものの倒壊には至っていない。G試験体は(a)図の繰り返し加振時よりも弾性から塑性状態に至る振動数が増加しているものの、やがて(a)図と同様倒壊に至っていることがわかる。

P試験体の場合も(a)図の繰り返し加振時とほぼ等しい分布性状を示している。これは、繰り返し加振の $\alpha_i = 250 \text{ gal}$ 入力時に生じた塑性化の影響が小さいことを示している。すなわち、前述の応答倍率における議論でも述べているように、 $\alpha_i = 250 \text{ gal}$ 入力時の塑性化の進行が小さく、試験体の軟化傾向を示していないことによるものと考えられる。

e) エネルギー吸収性状

図-13には単一加振実験における各試験体のエネルギー吸収量の時間的推移を比較して示している。エネルギー吸収量は絶対応答加速度 α_d に鉛塊質量 m を乗じて得られる換算水平荷重 (慣性力) H_d と鉛塊重心位置における相対応答変位 δ_d のなす履歴ループ曲線の面積から算定している。(a)図は全エネルギー吸収量を、(b)図は1サイクル当たりのエネルギー吸収量を、(c)図は1サイクル当たりのエネルギー吸収量を弾性エネルギー $H_y \delta_{yE} / 2$ で除して得られる無次元エネルギー吸収量を示している。な

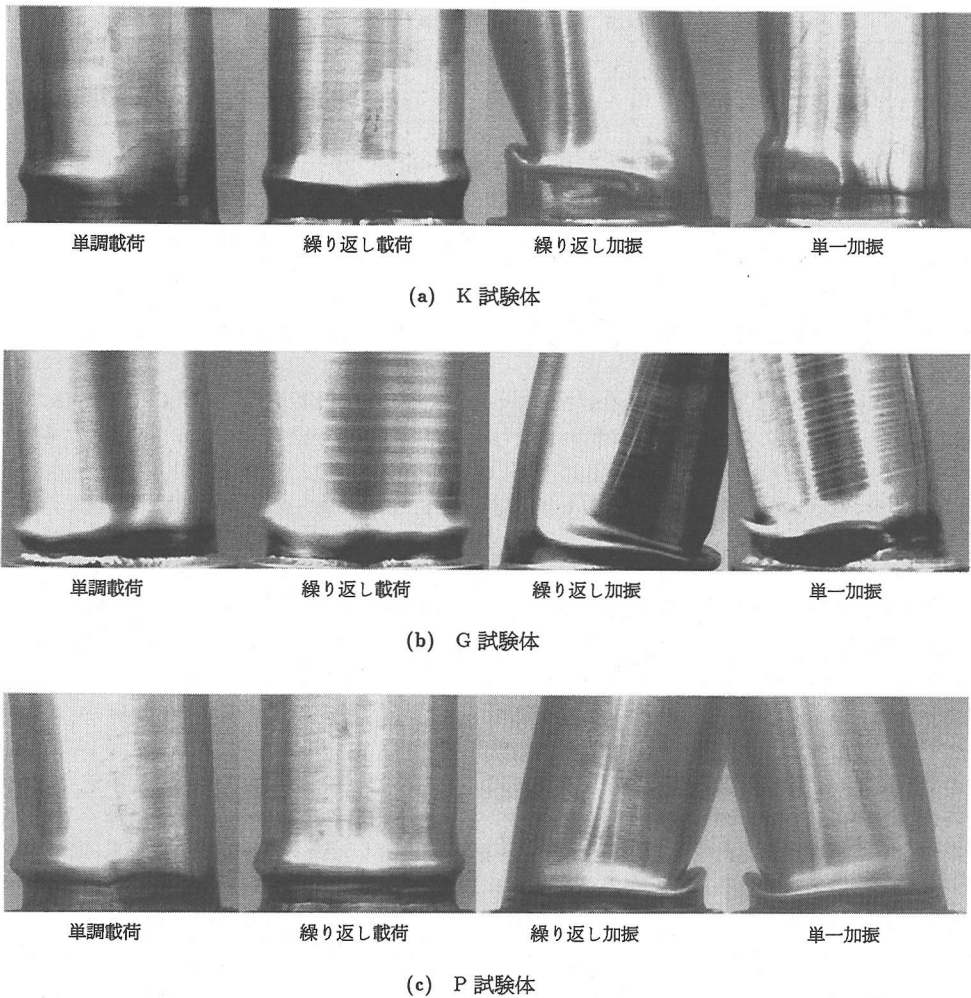


図-14 実験終了後の局部座屈形状の比較

お、いずれの場合も応答変位振幅の中心が一方向に偏心する直前までのエネルギー量のみを考慮している。

図-13 (a) より、降伏点の低い P-d2 試験体は加振開始約 2 秒後からエネルギー吸収量が増加しており、他の試験体よりも早い段階から塑性化の進行していることがわかる。しかしながら、倒壊直前までの全エネルギー吸収量は、K-d2 試験体とほぼ等しく約 2,200 J となっている。これより、K-d2 および P-d2 試験体の場合には鋼材の応力-ひずみ関係が異なるものの、エネルギー吸収量の観点からみると、ほぼ同程度の耐震性を有しているものと考えられる。ただし、K-d2 試験体は倒壊には至らず傾斜した状態で実験を終了している。一方、降伏棚を有する G-d2 試験体における全エネルギー吸収量は、約 750 J と他の試験体の 1/3 程度となっており、降伏棚を有

する鋼材を用いる場合には少ないエネルギー吸収量で倒壊に至る可能性があることを示唆している。

また図-13 (b) より、1 サイクル当たりのエネルギー吸収量に着目すると、いずれの試験体においても、倒壊時には約 200~250 J/cycle のエネルギー吸収能力のあることがわかる。しかしながら、降伏棚を有する G-d2 試験体では最大エネルギー吸収量に達した後、直ちに試験体が倒壊に至るのに対し、降伏棚の消失した K-d2 あるいは P-d2 試験体では、最大エネルギー吸収量を示す状態が 2 秒程度持続した後倒壊に至っている。このことは、エネルギー吸収量の面からも降伏棚の消失した K-d2 および P-d2 試験体が降伏棚を有する G-d2 試験体よりも耐震性に優れていることを意味している。

また、図-13 (c) より、1 サイクル当たりの無次元エネルギー吸収量は、降伏比の小さい P-d2 試験

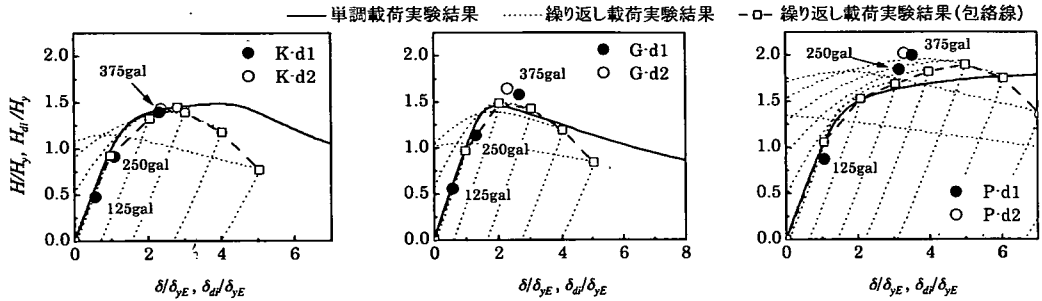


図-15 静的載荷実験と基部加振実験における無次元水平荷重-水平変位分布の比較

体の場合が最も大きく、試験体が傾斜する直前で45程度を示しているのに対し、他の試験体の場合には約15となっている。これより、降伏比の小さいP試験体は塑性域に大きなエネルギー吸収効果を期待できることがわかる。

(4) 静的載荷実験および基部加振実験の比較

a) 局部座屈形状

図-14には、各試験体の実験終了後における局部座屈発生状況について、静的載荷および基部加振実験結果を比較して示している。図より、静的載荷実験の場合には、いずれの試験体においても、単調載荷時には載荷方向の一側面に、繰り返し載荷時には全周に渡るEFB (Elephant Foot Bulge) 型の局部座屈が基部近傍に発生していることがわかる。その発生箇所は試験体によって若干異なるものの、基部からの高さが約20mmの位置となっている。

一方、繰り返しおよび単一加振実験の場合における局部座屈は、加振方向の一側面のみが発生し、単一加振時のK試験体を除き、最終的には局部座屈の上方部が内側に食い込むような形となり“く”の字に変形し倒壊している。その座屈形状は、同様に一側面に局部座屈が発生する静的単調載荷結果とは大きく異なっている。この両者の座屈形状の差異は、実験終了時における試験体の傾斜角 θ の差によるものと考えられる。すなわち、静的単調載荷実験における傾斜角は $\theta \approx 3^\circ$ であるのに対し、加振実験の場合には $\theta \approx 14^\circ$ となっており、傾斜角 θ が増大すると局部座屈部の上部が内側に食い込んで倒壊に至るものと推察される。なお、加振実験における倒壊過程を撮影したビデオカメラの映像から、倒壊直前の座屈形状は単調載荷実験結果のそれと類似していることを確認している。また、局部座屈発生位置について検討すると、降伏点の高いK試験体では静的載荷実験の場合とは異なり、基部からの高さ約35mm付近に発生している。一方、降伏棚を有する

G試験体および降伏点の低いP試験体の場合には、静的載荷実験結果とほぼ等しい高さに発生していることがわかる。

b) 水平荷重-水平変位曲線の性状

図-15には3種類の実験法から得られる無次元水平荷重-水平変位分布を比較して示している。図の縦軸および横軸は、それぞれ降伏水平荷重 H_y および実験降伏水平変位 δ_{yE} で無次元化している。なお、基部加振実験結果は、各入力加速度 α_i における最大絶対対応加速度 α_{dmax} から算出される換算水平荷重(以後、単に換算荷重) H_{di} とその時の相対応答変位 δ_{di} の関係を示している。図中の●印が繰り返し加振、○印が単一加振実験結果である。

図より、繰り返し加振実験結果に着目すると、弾性応答領域内である無次元換算荷重 H_{di}/H_y が1以下の場合には、いずれの試験体においても加振実験結果は単調載荷実験から得られる曲線とほぼ一致していることがわかる。降伏比の小さいP-d1試験体の場合には、入力加速度 $\alpha_i = 250$ galにおける換算荷重 H_{di} が単調載荷実験結果の曲線よりも大きな値を示しているものの、試験体は倒壊に至っていない。これは、基部加振実験においても軟化状態に至らない限り繰り返しひずみ硬化によって耐力の向上効果が期待できることを暗示している。

試験体が倒壊または傾斜に至った $\alpha_i = 375$ galの場合には、試験体によって無次元水平荷重-水平変位分布特性の異なることがわかる。すなわち、降伏棚が消失し降伏比の大きいK試験体の場合には、最大換算荷重 H_{dmax} は静的単調あるいは繰り返し載荷実験の荷重-変位曲線とほぼ一致している。また、降伏棚が消失し降伏比の小さいP試験体の最大換算荷重 H_{dmax} は繰り返し載荷実験結果より若干大きい分布を示している。一方、降伏棚を有するG試験体の場合には、最大換算荷重 H_{dmax} が静的載荷実験結果の最大荷重 H_m よりも大きい。なお、繰り返し加振と単一加振実験結果の最大換算荷重 H_{dmax} を比

較すると、単一加振の場合が若干大きく示されているものの、両者に明確な差異は見られない。

以上より、静的載荷実験から得られる無次元水平荷重-水平変位曲線の分布特性が鋼材の応力-ひずみ関係によって異なるものの、各試験体はいずれの場合も静的載荷時の無次元水平荷重-水平変位曲線に対応するあるいはそれ以上の慣性力が作用した場合に倒壊に至ることがわかる。これらの結果が、小型試験体を用いて得られた実験結果であることを前提に言い換えると、鋼管橋脚の動的耐荷力は、静的実験結果から得られる耐力を用いることによって、設計的に安全側で評価可能であることがわかる。このことは、鋼製橋脚の合理的な耐震設計法確立に向けて、一つの重要な知見を与えているものと判断される。

4. まとめ

本研究では、鋼製橋脚の耐震性能におよぼす鋼材の応力-ひずみ関係の影響について検討を行うことを目的として、小型鋼管橋脚模型を用いた(1)静的単調載荷実験、(2)静的漸増繰り返し交番載荷実験、および(3)基部加振実験を実施した。ここでは、降伏比、降伏棚の有無などが異なる3種類の鋼材を対象に比較検討を行った。本実験の範囲内で得られた結果を整理すると、

静的単調載荷実験結果より、

- (1) 鋼材の応力-ひずみ関係における降伏棚の有無は、水平荷重-水平変位曲線の分布性状に大きな影響を与える。すなわち、降伏棚が消失した鋼材を用いる場合にはトリリニア型の分布曲線を示すのに対し、降伏棚を有する鋼材の場合にはバイリニア型の分布曲線となる。

静的漸増繰り返し載荷実験より、

- (2) 降伏棚を有する鋼材もしくは降伏棚が消失し降伏比が大きい鋼材の場合には、繰り返しひずみ硬化による耐力の向上効果は見られず、最大荷重値は単調載荷実験結果とほぼ同程度である。一方、降伏棚が消失し降伏比が0.50程度と小さい鋼材の場合には、繰り返しひずみ硬化により耐力の向上効果が期待でき、最大荷重値は単調載荷の場合よりも大きくなる。

基部加振実験結果より、

- (3) 降伏棚の有無により、鋼管橋脚模型の倒壊メカニズムが異なる。すなわち、降伏棚が消失した鋼材を用いる場合には、最大応答加速度に到達

後、倒壊に至るまでに同一応答変位振幅を有する振動が数秒間継続する。一方、降伏棚を有する鋼材を用いる場合には最大応答値に到達後、基部の局部座屈発生位置近傍部が降伏棚に対応する応力状態に陥り直ちに倒壊する。

- (4) また、降伏棚の消失した鋼材を用いる場合が、降伏棚を有する鋼材を用いる場合よりも倒壊に至るまでのエネルギー吸収量が大きく、耐震性に優れている。これは(3)に示す倒壊メカニズムの差異に起因している。
- (5) 降伏棚が消失し降伏比の小さい鋼材を使用することにより、塑性域における大きなエネルギー吸収量が期待できる。

静的載荷実験および基部加振実験の比較により、

- (6) 鋼材の材料特性にかかわらず、静的載荷実験より得られる水平荷重-水平変位曲線よりも大きな慣性力が作用する場合には倒壊に至る。
- (7) すなわち、鋼管橋脚の動的耐荷力は静的載荷実験結果の耐力を用いることにより設計的に安全側で推定可能であるものと考えられる。

謝辞：本研究を行うにあたり、室蘭工業大学建設システム工学科岡健一教授には貴重なご意見を戴いた。また、当時室蘭工業大学大学院建設システム工学専攻の梶山義晴氏（現北電興業株式会社）、市ノ渡誉将氏（現横河工事株式会社）、渡部弘信氏（現北海道旅客鉄道株式会社）および同大学院在学中の渡部将行君に多大なる御支援を戴いた。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 宇佐美勉、坂野 茂、是津文章、青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響、構造工学論文集、Vol. 39A, pp. 235-247, 1993.3.
- 2) 鈴木森晶、宇佐美勉、竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究、土木学会論文集、No. 507/I-30, pp. 99-108, 1995.1.
- 3) 水谷慎吾、宇佐美勉、青木徹彦、伊藤義人、岡本隆：パイプ断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 42A, pp. 105-114, 1996.3.
- 4) 西川和廣、山本悟司、名取 暢、寺尾圭史、安波博道、寺田昌弘：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 42A, pp. 975-986, 1996.3.
- 5) 井浦雅司、熊谷洋司、小牧 理：横力と一定軸力を受ける円筒シェルの終局状態に関する研究、土木学会論文集、No. 556/I-38, pp. 107-118, 1997.1.
- 6) 才塚邦宏、宇佐美勉、芳崎一也、鈴木森晶：兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答

- 実験による鋼製橋脚の激震時挙動, 土木学会論文集, No. 556/I-38, pp. 119-129, 1997.1.
- 7) 北田俊行, 中井 博, 中西克佳, 竹野晃司: 中空合成箱形断面を有する橋脚柱の耐震性に関する実験的研究, 土木学会, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 225-236, 1997.3.
 - 8) 小枝日出夫, 岸 徳光, 佐藤昌志, 小室雅人: 軸力と交番曲げを受ける円形鋼管柱の弾塑性挙動, 応用力学論文集, Vol. 1, 土木学会, pp. 549-558, 1998.8.
 - 9) 三木千寿, Jorge Müller, 佐々木哲也: 断面変化部を有する円形断面鋼製橋脚の耐震性能の検討, 土木学会論文集, No. 605/I-45, pp. 117-127, 1998.10.
 - 10) Watanabe, E., Sugiura, K. and Oyawa, W.O.: Effects of multi-directional displacement paths on the cyclic behavior of rectangular hollow steel columns, *Journal of Struct. Mech. Earthquake Eng.*, JSCE, No. 647/I-51, pp. 79-95, 2000.4.
 - 11) 富永知徳, 安波博道: 厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp. 189-200, 1994.3.
 - 12) 安波博道, 寺田昌弘, 青木徹彦, 山田将樹: 高張力鋼 (SM570Q) 鋼管柱の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 591/I-43, pp. 233-242, 1998.4.
 - 13) 西村宣男, 竹内修治, 村上茂之, 讃井一将: 製作円形鋼管部材の曲げ座屈強度特性, 鋼構造論文集, Vol. 3, No. 9, pp. 47-55, 1996.3.
 - 14) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, pp. 72-73, 1994.2.

(2000.9.13 受付)

EFFECTS OF STRESS-STRAIN RELATION ON SEISMIC PERFORMANCE OF SMALL STEEL-PIPE PIER MODELS

Norimitsu KISHI, Kenji IKEDA, Hideo KOEDA and Masato KOMURO

To investigate the effects of stress-strain relation of steel on seismic performance of steel-pipe bridge piers, three types of loading test are performed using small pipe-pier models, which are: static monotonic-loading test; static cyclic-loading test; and base-vibration test. Here, three kinds of steel are used which are of different level of yield stress and of with/without yield-plateau. The results obtained from this study are: 1) the steel-pipe without yield-plateau are of bigger capacity of ductility and of bigger energy-absorption than those with yield-plateau; and 2) dynamic ultimate strength of the piers can be rationally estimated by using those static ultimate strength under monotonic-loading.