

コンクリートを充填した鋼管橋脚模型の弾塑性応答性状

Elasto-Plastic Dynamic Behavior of Concrete-Filled Steel-Pipe Pier Models

室蘭工業大学
北海道開発局
日本製鋼所
室蘭工業大学
室蘭工業大学

正員
正員
正員
正員
○学生員

岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
池田 憲二 (Kenji Ikeda)
小枝 日出夫 (Hideo Koeda)
小室 雅人 (Masato Komuro)
渡部 弘信 (Hironobu Watabe)

1. はじめに

平成8年に改訂された「道路橋示方書・同解説 耐震設計編」¹⁾では、鋼製橋脚の耐震性を向上させる方法として、コンクリートを充填する補強法が提案されている。これを受けて、コンクリートを充填した橋脚に関する合理的評価方法の確立を目的とした鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的・解析的研究が各研究機関で精力的に行われている²⁾。コンクリート充填鋼製橋脚に関する実験は矩形断面を対象としたものが多く、円形断面に関するものは比較的少ない。また、これらの実験的研究の多くは、変位制御方式による静的繰り返し載荷実験、あるいはハイブリット地震応答実験である。しかしながら、より耐震性に優れた鋼製橋脚の設計法を確立するためには、崩壊過程までを含めた動的实验が必要であるものと考えられる。

このような観点から、本研究ではコンクリート充填鋼管橋脚の耐震設計手法確立のための基礎データを蓄積することを目的として、簡易振動台を用いたコンクリート充填鋼管橋脚模型の基部加振実験を行った。ここでは、コンクリート充填率を変化させた鋼管橋脚模型を用いて、充填コンクリートの有無、充填率による動的応答性状の違いや耐震性への効果について検討を行った。また、過去に実施した静的載荷実験結果との比較も行っている。

2. 実験概要

2.1. 試験体

本研究では、コンクリート充填鋼管橋脚模型の動的応答性状や、その充填率が耐震性能に与える影響について検討することを主な目的としていることより、試験体は全て同一形状のものを使用し、コンクリート充填高さのみを変化させることとした。図-1には、試験体の形状および寸法を、表-1にその形状寸法および試験体パラメータを示している。表中の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、径厚比パラメータ R_t は、それぞれ次式によって定義される。

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

ここで、 L ：荷重点高さ、 r ：断面二次半径、 E_s ：弾

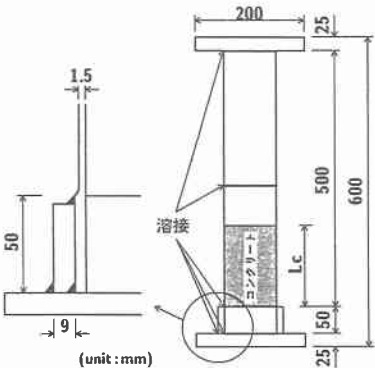


図-1 試験体の形状および寸法

表-1 試験体寸法および試験体パラメータ

荷重点 高さ L (mm)	鋼管 高さ L' (mm)	半径 R (mm)	板厚 t (mm)	細長比 パラメータ $\bar{\lambda}$	径厚比 パラメータ R_t
631.5	500	48.0	1.5	0.511	0.099

* 荷重点高さとは、試験体基部から鉛塊重心位置高さである

性係数、 σ_{ys} ：降伏応力、 R ：平均半径、 t ：板厚、 ν_s ：ポアソン比である。

試験体の鋼管部は、厚さ 5.7 mm の一般構造用炭素鋼鋼管(JIS G3444 STK400-E-G 電気抵抗溶接鋼管)を所定の長さで切断し、施盤により内外面を切削して製作した。なお、製作精度を保つために、試験体は2本の鋼管を突合わせ溶接して所定の長さとしている。板厚および径の加工公差は ± 0.05 mmである。また基部は剛体変形をできるだけ防ぐため、図-1に示すように凸状の台座に鋼管を差し込み、外側に板厚 9 mm の鋼製リングをはめ込むことにより固定している。試験体の上端部には橋梁上部工の質量を模擬した鉛塊を固定するため、幅 200 mm、板厚 25 mm の正方形板を周溶接することにより取り付けている。コンクリートは試験体上板の中央に開けられた穴から所定の高さまで中詰めした。コンクリート充填高さ L_c は鋼管高さ L' に対する比 $L_c/L' = 0.0, 0.25, 0.57$ の3種類とした。

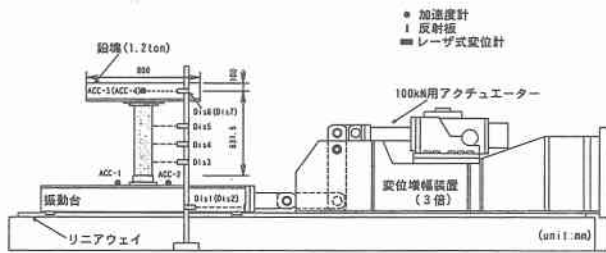
2.2. 材料試験

試験体の機械的性質を調べるために、鋼管から JIS 6 号試験片を製作して引張試験を行った。結果は降伏応力

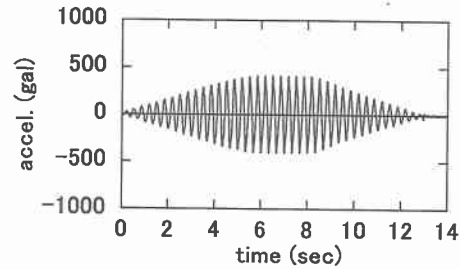
表－2 加振実験の条件および固有振動数，入力加速度，破壊形式の一覧

試験体名	コンクリート 高さ(mm)		最低次 固有振動数 (Hz)	減衰 定数 (%)	加振 振動数 f_i (Hz)	入力加速度 α_i (gal)	実験終了後の 破壊性状	座屈発生 高さ(mm)	
	L_c	L_c/L'						A側	B側
f0-I	0	0.00	4.14	3.6	3.0	125, 250, 375	凹型の局部座屈発生	--	28
f0-S			4.10	3.6		375	局部座屈発生	--	26
f1-I	125	0.25	4.83	4.8		125, 250, 375, 500	全周方向に EFB 発生	58	33
f1-S			4.80	4.9		500	全周方向に EFB 発生	71	60
f2-I	285	0.57	5.42	5.1		125, 250, 375, 500, 625	全周方向に EFB 発生 加振方向両面で亀裂破断が発生	55	78
f2-S			5.47	5.1		625	全周方向に EFB 発生	15	15

A側：アクチュエーター側， B側：反アクチュエーター側， EFB = Elephant Foot Bulge



図－2 実験装置の概要



図－3 入力加速度波形の一例 (f1-I, $\alpha_i = 125$ gal)

$\sigma_{ys} = 384$ MPa, 引張強さ $\sigma_u = 516$ MPa, 弾性係数 $E_s = 206$ GPa, ポアソン比 $\nu_s = 0.3$ である。また，充填コンクリートは設計基準強度を $f'_{ck} = 17.7$ MPa とし配合設計を行った。実験時の材料定数は，それぞれ圧縮強度 $f'_c = 19.2$ MPa, 弾性係数 $E_c = 16.7$ GPa, ポアソン比 $\nu_c = 0.21$ である。

2.3. 実験装置および実験方法

図－2 に簡易振動台を用いた実験装置の概要を示す。簡易振動台は 2 本のリニアウェイ上に設置しており，ボールジョイントを介して入力変位 3 倍増幅装置上に設置された最大荷重 100 kN 用アクチュエーターに接続されている。また，試験体上部には橋梁上部工の質量を模擬した全質量 1.2 ton の鉛塊 (800×800×185 mm) を設置し加振実験を行った。本実験では，鋼管橋脚模型の動的挙動特性を把握するため，歪ゲージ式加速度計（容量 2 G）を振動台および鉛塊重心位置高さの加振方向およびその鉛直方向の計 4 ヶ所，またレーザ式変位計（ストローク 80 mm または 200 mm）を振動台，試験体，鉛塊の高さ重心位置の計 7 ヶ所に設置した。計測は全てアナログ式データレコーダにより一括収録の後，A/D 変換を行って整理している。

実験は，1) アクチュエーターをシャットダウンさせることにより試験体に自由振動状態を励起させ，最低次固有振動数および減衰定数を求める実験，2) 弾性状態から弾塑性状態までの鋼管橋脚の動的挙動を検討するために加振振動数 $f_i = 3.0$ Hz と固定し，初期入力加速度 α_i および増分加速度 $\Delta\alpha$ を 125 gal 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），および 3) 繰り返し加振実験での最

終入力加速度 α_{final} で単一に加振する実験（以後，単一加振実験）の 3 種類について実施した。

図－3 に入力加速度波形の一例を示している。加振実験は，アクチュエーターが設定加速度加振状態に達するまで数秒間の時間を要することより，加振時間を統一化するために加振開始から 8 秒経過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。表－2 に試験体名，加振実験条件，固有振動数，入力加速度および実験終了後の破壊形式の一覧を示している。なお，試験体名 $fn-m$ の n はコンクリート充填高さを， m は I：繰り返し加振，S：単一加振を意味している。

3. 実験結果

3.1. 応答加速度および応答変位

図－4 には，コンクリート充填率 50 % 程度の試験体 f2-I, f2-S における鉛塊重心位置の絶対応答加速度（以下，単に応答加速度）と相対応答変位（以下，単に応答変位）に関する履歴曲線を示している。(a)図より，繰り返し加振実験に着目すると，入力加速度 $\alpha_i = 125, 250$ gal ではほぼ弾性的な性状を呈している。また，入力加速度 $\alpha_i = 375$ gal の場合には，履歴曲線で囲まれるループ面積が増大していることより，試験体の塑性化が進行していることがわかる。その後，入力加速度 $\alpha_i = 500$ gal では，試験体の塑性化が更に進行し，履歴曲線のループ面積が増大している。また，この時点で局部座屈の発生を確認している。その後，更に入力加速度を増加させ $\alpha_i = 625$ gal で加振実験を行っているものの，応答加速度は減少していることがわかる。この時点で，局部座屈

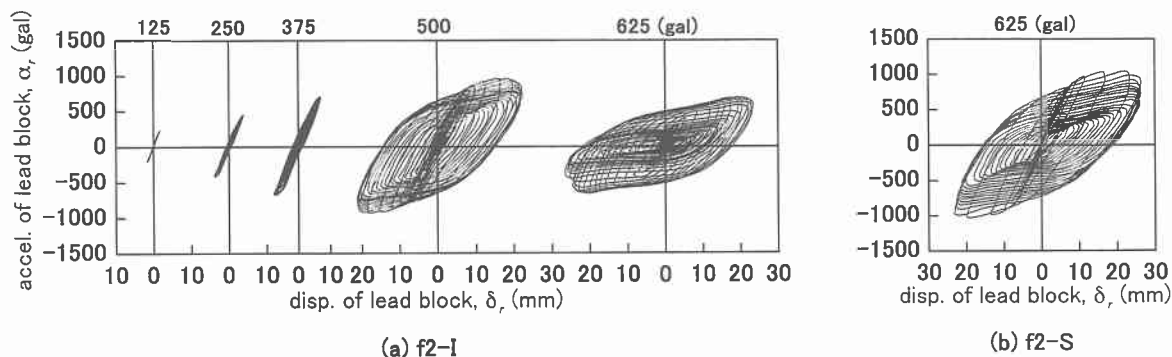


図-4 鉛塊重心位置における応答加速度—応答変位履歴曲線

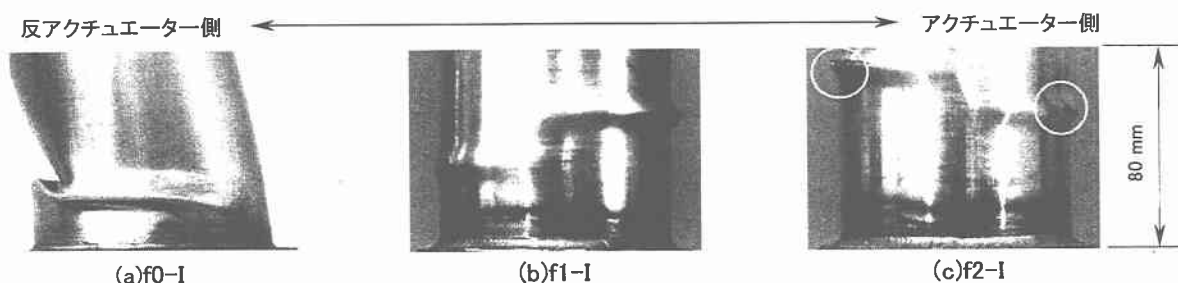


図-5 実験終了後における鋼管基部近傍の局部座屈発生状況 (繰り返し加振実験結果)

発生位置の加振方向両面に亀裂が発生していることを確認している。これより、応答加速度の減少は亀裂の発生によって系が軟化の性状を示し、免震装置的な働きをするためと推察される。また、(b)図より、 $\alpha_i = 625$ gal で単一加振した f2-S 試験体の履歴曲線は、同一入力加速度 $\alpha_i = 625$ gal で繰り返し加振した場合の履歴曲線とは大きく異なり、 $\alpha_i = 500$ gal 入力時の履歴曲線と類似している。この両者の差異は、繰り返し加振履歴による試験体の塑性化に起因するものと推察される。

3.2. 局部座屈発生状況

ここでは、繰り返し加振実験結果に着目する。図-5 に実験終了後における試験体基部近傍の局部座屈の発生状況を示している。(a)図より、コンクリート充填無し試験体 f0-I の場合には、反アクチュエーター側の基部より高さ 28 mm の位置に局部座屈が発生し、試験体が内側に食い込み“く”の字に変形し倒壊していることがわかる。一方、(b)、(c)図より、コンクリートを充填した試験体 f1-I、f2-I の場合には、全周に渡って両側面の高さが異なる EFB (Elephant Foot Bulge) 型の局部座屈が発生しているものの、倒壊せずに自立していることがわかる。また、コンクリート充填率が 50 % 程度の試験体 f2-I では、局部座屈発生位置の加振方向の両側面 (図中、○印) において亀裂が発生している。

3.3. 加速度応答倍率

図-6 には、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.) の時間的な推移状況を示している。図は縦軸に加速度応答倍率、横軸に時間を取って整理している。繰り返し加振実験に着目すると、図よりいずれの試験体においても入力加速度が $\alpha_i = 125, 250$ gal の場合には、加振開始初期

の 2 秒間を除き、加速度応答倍率はコンクリート充填無し試験体 f0-I では 1.8、コンクリート充填試験体 f1-I、f2-I では、それぞれ 1.6、1.5 程度とほぼ一定値を示していることがわかる。

(a)図より、コンクリート充填無し試験体 f0-I が倒壊に至った入力加速度 $\alpha_i = 375$ gal の場合には、加振開始 5 秒程度まではほぼ一定の値を示しているが、その後局部座屈の発生に伴う塑性化の進行により応答倍率が急激に減少していることがわかる。

一方、(b)、(c)図より、同一入力加速度 $\alpha_i = 375$ gal 入力時のコンクリート充填試験体 f1-I、f2-I に着目すると、加速度応答倍率は減少せず、ほぼ一定値を示していることがわかる。入力加速度 $\alpha_i = 500$ gal の場合には、コンクリート充填率 25 % の試験体 f1-I は加振開始 3 秒程度から加速度応答倍率が緩やかに減少している。一方、コンクリート充填率 50 % 程度の試験体 f2-I では加振開始 4.5 秒程度から加速度応答倍率は減少しているものの、その減少率は試験体 f1-I よりも小さい。なお、この時点で局部座屈の発生を確認している。その後、入力加速度 $\alpha_i = 625$ gal において、加振開始後 2 秒程度で局部座屈の一部に亀裂が発生し破壊に至っている。これより、局部座屈の発生による加速度応答倍率の減少傾向は、コンクリート充填無し試験体に比較して、コンクリート充填試験体の方が時間の経過とともに緩やかに減少する傾向にあることがわかる。

次に、単一加振実験について着目すると、コンクリート充填無し試験体 f0-S では、繰り返し加振実験を実施した試験体 f0-I とほぼ等しい応答性状を示している。一方、コンクリート充填試験体 f1-S、f2-S の場合には、繰り返し加振実験結果と比較して、加速度応答倍率の低下開始時間が遅れていることがわかる。この両者の差異は、繰り返し加振履歴による塑性化の影響と推察される。

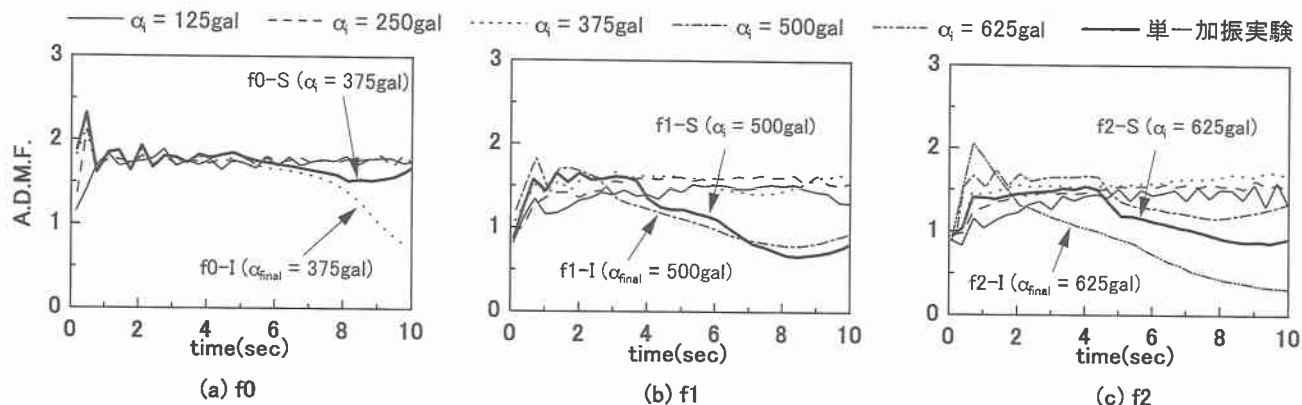


図-6 加速度応答倍率の時間的推移

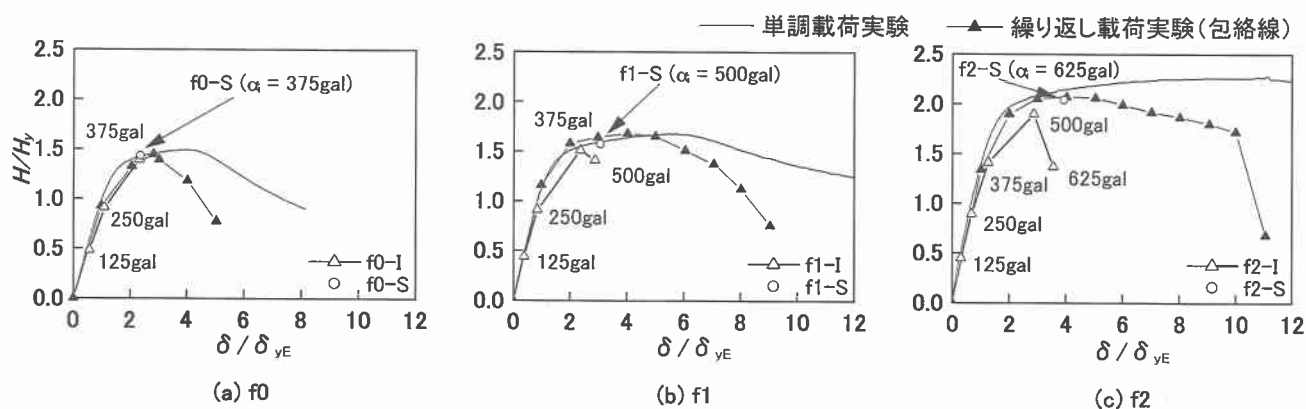


図-7 静的載荷実験と基部加振実験における換算水平荷重-応答変位関係

3.4. 基部加振実験と静的載荷実験の比較

図-7には、各入力加速度 α_i における最大応答加速度に鉛塊質量を乗じて得られる慣性力（換算水平荷重 H ）とその時の応答変位 δ の関係を示している。図は、それぞれ降伏水平荷重 H_y および降伏水平変位 δ_{yE} で無次元化している。ここで、 H_y は弾性梁理論に基づき、基部最外縁が降伏するときの水平荷重、 δ_{yE} は別途実施した静的載荷実験結果から得られた H_y 時における変位量である。なお、図中には、同一試験体における静的載荷実験結果も併せて示している。

図より、繰り返し加振実験に着目すると、弾性応答領域と考えられる無次元換算荷重 H/H_y が 1 以下の場合（ $\alpha_i = 125, 250$ gal 入力時）、コンクリート充填の有無に関わらず、いずれの試験体においても加振実験結果は静的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。また、各試験体の最大換算水平荷重 H/H_y は静的載荷実験から得られる水平荷重-水平変位曲線とほぼ同等な値を示している。このことは、コンクリート充填鋼管橋脚模型の動的耐荷力は、静的載荷実験から得られる水平荷重-水平変位曲線を用いて推定できることを意味している。

一方、繰り返し加振と単一加振実験結果の最大換算水平荷重を比較すると、単一加振実験の場合が若干大きく示されている。これは、コンクリートを充填した試験体で顕著に示されており、繰り返しによる塑性化の進行に起因するものと推察される。

4. まとめ

本研究では、鋼管橋脚の合理的な耐震設計手法を確立するための基礎データを蓄積することを目的として、小型鋼管橋脚模型を用いた加振実験を行い、充填コンクリートの有無や充填率が鋼管柱模型の耐震性に与える影響について検討を行った。本実験結果を要約すると以下のようなになる。

- 1) コンクリートを充填することにより、全周に渡って EFB 型の局部座屈が発生するものの、試験体は倒壊せずに自立している。
- 2) 従って、コンクリートを充填した試験体の加速度応答倍率は、コンクリートを充填しない試験体に比較して、緩やかに減少する傾向を示す。
- 3) コンクリート充填の有無に関わらず、最大応答加速度に鉛塊質量を乗じて得られる慣性力（最大換算水平荷重）は、静的載荷実験の荷重-変位曲線とほぼ一致する。

参考文献

- 1) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説 耐震設計編，1996.12
- 2) 岸 徳光，佐藤昌志，小枝日出夫，小室雅人，小野信市：正弦波加振を受けるコンクリート充填鋼管柱模型の弾塑性応答性状，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，土木学会，185-192，1998.11