

I-17 鉄骨鉄筋コンクリート橋脚の耐震特性に関する模型実験

北海道開発局土木試験所 正員 佐藤 昌志

吉田 絢一

1, まえがき

近年の橋梁においては、比較的高橋脚を有する場合も少なくないことから、施工性の他、特にその耐震性が設計の重要な要素となることが考えられ、一部では鉄骨鉄筋コンクリート構造（以下SRC構造という）を採用している。

現在、鉄筋コンクリート橋脚（RC橋脚）に関しても耐震設計に際しての構造履歴特性を含めた減衰性、変形性等力学的挙動は十分解明されるに至っていない。しかし、一般に耐震特性に関し優れていると言われているSRC構造橋脚についても、これらの基本的資料を得ておくことは不可欠と思われる。

SRC構造橋脚の耐震特性については、既往の文献（1）、（2）、（3）等でも一部、履歴特性、靱性および減衰性について研究がなされている。今回の実験では橋脚断面形に着目し、単一橋脚柱に関する上記特性について断面形状を2種類作製し、それぞれRC構造、SRC構造の比較を行なったので報告する。

2, 実験概要

実験では、以下に示す項目でRCおよびSRC構造の橋脚模型について測定および解析を行ない比較した。

- 1) 荷重～変位曲線の測定と理論解析値との照合
- 2) 弾塑性応答解析時に用いられる交番荷重下での荷重～変位履歴曲線の測定
- 3) 降伏荷重、破壊終局荷重とそれらの変位、および靱性
- 4) 荷重～変位履歴曲線から得られる等価粘性減衰定数（ h_{eq} ）と等価固有周期（ T_{eq} ）
- 5) 弾塑性域での自由振動試験による減衰定数（ h ）

1)～4)の測定に関する実験は、橋脚模型の断面軸力が 10^4 kg/cm^2 となるよう5.5-tonの重錘をのせた後、左右交互に荷重を作用させ所定の荷重または変位に達した時の荷重、変位等を測定した。5)の自由振動試験は鉄筋が降伏するまで荷重制御、それ以後は変位制御により供試体を段階的にPC鋼線を介して引っ張り、所定の荷重または変位になった時切断し自由振動を発生させた。

解析に必要な等価粘性減衰定数（ h_{eq} ）、等価固有周期（ T_{eq} ）は荷重～変位履歴曲線より（1）、（2）式から自由振動時減衰定数は（3）式から求めた。

$$h_{eq} = 1 / 2\pi \cdot \Delta W / W \quad \text{----- (1)} \quad \text{但し } W: \text{外カエネルギー}$$

ΔW : 内部消費エネルギー

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{W / (g \cdot R)} \quad \text{----- (2)} \quad \omega: \text{供試体重量}$$

g : 重力加速度

$$h = 1 / 2\pi \cdot \ln |y_{n+1} / y_n| \quad \text{----- (3)} \quad R: \text{等価剛性 (P/g)}$$

y_n : n 番目の変位の最大値

理論解析でRC構造橋脚模型における荷重変位曲線の理論値は「道路橋示方書」の方法によった。

3, 実験供試体

供試体一般図、および供試体断面図をそれぞれ図-1、2に示した。既往の実験で用いられている断面はBタイプのものであるが、実際のSRC構造橋脚では高橋脚のため長辺と短辺比がおおよそ1:10程度の形状が比較的良好に用いられていることからAタイプの形状についても実験を行なった。

供試体数はAタイプRC構造、AタイプSRC構造、BタイプRC構造、BタイプSRC構造（以下A-RC、A-SRC、B-RC、B-SRCと言う）の4種を2供試体ずつ計8体作製した。8体中各タイプの4体は

実験項目1)～4)の静的試験、他の4体は自由振動試験に用いた。表-1は各供試体の設計条件である。

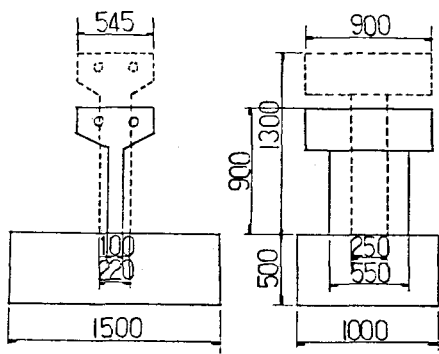


図-1 供試体一般図

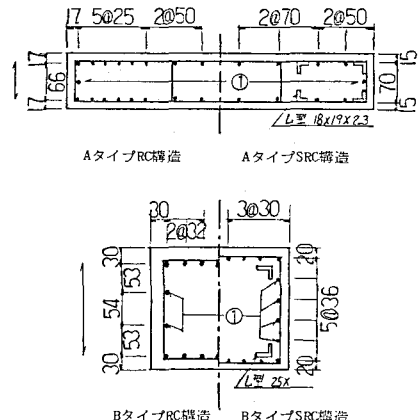


図-2 供試体断面図

(左側矢印は荷重作用方向を示す。)

4, 実験結果と考察

4-1) 耐力と靱性

靱性を評価する方法として靱性率(⇒終局変位/降伏変位)が用いられるが、これを求めるにあたって終局変位の定義が問題となる。一般には、荷重変位の破壊包絡線は、降伏点を越えて最大に達した後には低下をはじめるが、降伏点以下に低下する直前の最大変位が終局変位とみなされている(定義1)。

しかし実験においては、耐力が降伏点以下となる前にすでにコンクリート圧縮縁の破壊が確認されている。また一般に、曲げが作用する構造に関し、荷重と変位の関係において最大耐力を示す点が終局強度を与える。実験でも最大耐力点でコンクリート圧縮縁ひずみが0.035～0.04の終局ひずみに達していることから最大耐力を与える変位を終局変位と定義した(定義2)。

表-2に各供試体交番荷重載荷時の降伏、終局荷重実験値および理論値、表-3に降伏、終局変位のそれらについて示した。表中A-RC1、A-RC2の変位は実験中変位計がはずれたため測定されていない。

また図-3には、A-RC2、A-SRC2、B-RC2、B-SRC2の荷重-変位包絡線を示した。

Aタイプで、RC構造はSRC構造に比較し終局耐力に関し若干劣る傾向を示しているが、これは以

表-1 供試体の設計条件と使用材料。

	A-RC	A-SRC	B-RC	B-SRC
コンクリート設計基礎強度	210	210	210	210
使用鋼材	SR24 ϕ 6	SR24 ϕ 6SSC4	SR24 ϕ 9	SR24 ϕ 6SSC4
断面積 (cm ²)	550	550	550	550
鋼材比 (%)	1.6	1.6	1.6	1.6
鉄骨 : 鉄筋	—	4:3	—	4:3
荷鉄筋比 (%)	0.2	0.2	0.2	0.2
断面軸力 (Kg/cm)	10.0	10.0	10.0	10.0
断面2次モーメント (cm ⁴)	1800	1800	9400	9400

表-2 降伏 終局荷重実験値と理論値 (Kg)

供試体	理 論 値				実 験 値	
	降伏荷重		終局荷重		降伏荷重	終局荷重
	CASE 1	CASE 2	CASE 1	CASE 3		
A-RC1	1290	1300	1290	—	800	—
A-RC2	1280	1280	1280	—	800	1080
A-SRC1	—	—	1360	1290	1150	—
A-SRC2	—	—	1360	1290	1200	1450
B-RC1	2560	2800	2560	—	1450	2600
B-RC2	2510	2770	2560	—	1650	2700
B-SRC1	—	—	2580	2550	1300	2350
B-SRC2	—	—	2580	2550	1400	2350

CASE 1 道路橋示方書耐震設計編による場合
2 鉄筋を鉄骨と考えた場合の終局荷重
3 斜加強度方式による終局荷重

表-3 降伏 終局変位実験値と理論値 (cm)

	理 論 値			実 験 値		
	降伏変位	終局変位	じん性率	降伏変位	終局変位	じん性率
A-RC1	0.6/1.3	0.8/4.6	1.3/3.5	0.8	—/—	—/—
A-RC2	0.7/1.6	0.9/4.1	1.3/2.6	0.7	2.0/—	2.9/—
A-SRC1	—	—	—	0.9	—/—	—/—
A-SRC2	—	—	—	1.0	2.4/5.4	2.4/5.4
B-RC1	0.7/1.6	1.1/4.9	1.6/3.1	0.6	1.7/9.7	2.8/6.2
B-RC2	0.8/1.9	1.2/4.3	1.5/2.3	0.8	2.0/8.4	2.5/10.5
B-SRC1	—	—	—	0.7	3.5/8.9	5.0/12.7
B-SRC2	—	—	—	0.6	2.9/8.8	4.8/14.7

理論値 : (鉄筋伸び出し無視/鉄筋伸び出し考慮)
実験値 : (定義1による終局変位/定義2による終局変位)

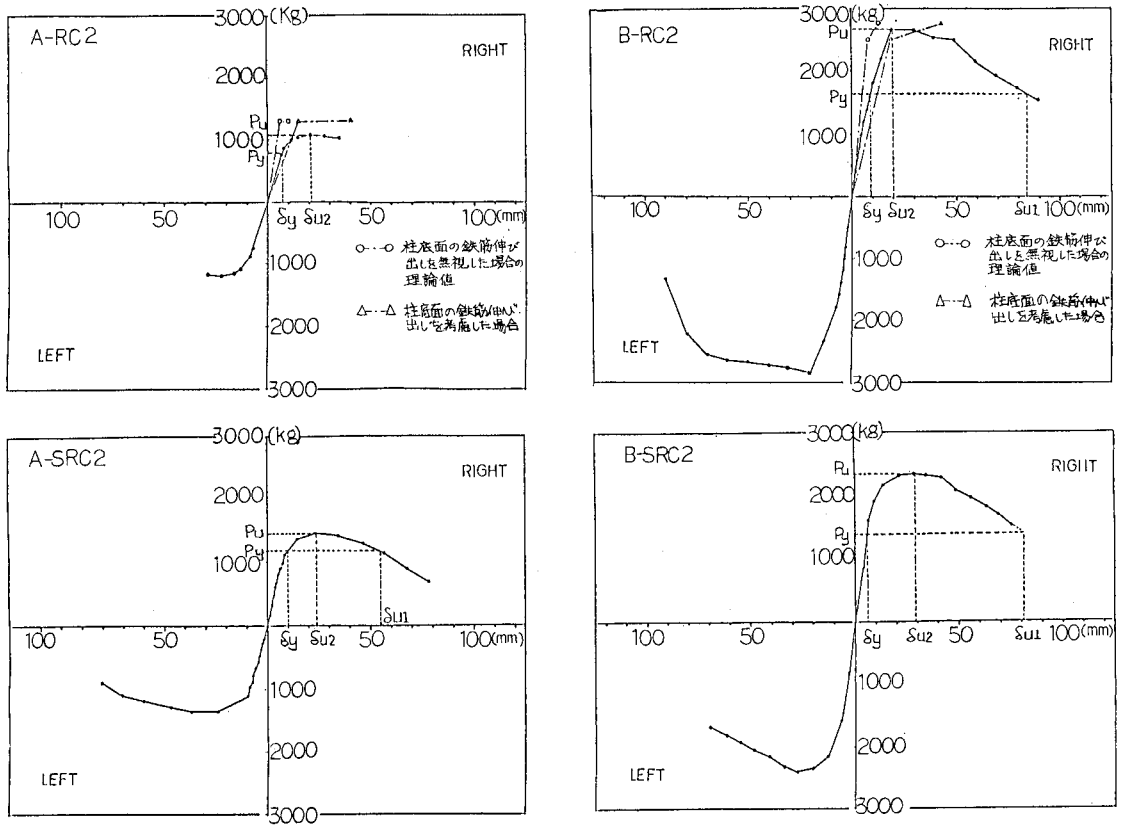


図-3 荷重～変位包絡線図

下の理由によるものであり結果としては有意な差はないものとする。

①弾性域内での曲げ剛性実験値はSRC構造が理論値曲げ剛性の90%であったのに対し、RC構造は75%程度であった。

②鉄筋(SR24φ6)の降伏強度が鉄骨として使用した軽量型鋼のそれより小さい。

BタイプはSRC構造の終局耐力がRC構造よりやや小さめとなっているが、これも鉄筋の降伏強度の差によるものと考えられ、従って耐力に関しては初期剛性が同じであればRC、SRC構造に関係なく同じであると考えてよいと思われる。表-2中、CASE2は鉄骨部を鉄筋と考えた場合の終局荷重、CASE3はRC部の終局荷重に鉄骨部の終局荷重を加えた累加強度方式による終局荷重であるが同様な値を得ている。

降伏後の余剰強度に関し、降伏荷重が実験値と理論値では大きな差があり不明な点が多いが、Bタイプの方が余剰強度に富む。この傾向はおもに荷重作用直角方向に配置した主筋(図-2①)によるものであると考える。このことから類推すると鉄骨構造も今回用いた非充腹型のトラス系断面ではなく、I型鋼等の充腹断面を有するものを使用した方が強度の余剰性には有効なものとする。

変形性能における靱性率は前述の「定義1」によればAタイプでRC、SRC構造ともに約2.5～3.0、BタイプのRC構造で約3.0、SRC構造では約5.0の結果を得た。Aタイプの荷重～変位特性はほぼ同様なものとなっているが、BタイプはRC構造が終局耐力点で急激に変位が増加しているのに対し、SRC構造は降伏後徐々に変位が増加しているため靱性率がやや大きくなる傾向を示している。

「定義1」にもとづく靱性率はAタイプで約5.0、Bタイプで10.0～15.0を示し破壊形状(写真1

、2) からやや適用性に乏しい。しかし「定義2」に関しても明確な破壊点を決定することは出来ず、終局変位の定義については不十分な点が残っている。

表-3に示した理論値はCASE1による場合である。基礎底面からの鉄筋伸び出し量について

は、供試体に丸鋼を用いたことから鉄筋付着応力を文献1)により文献3)の50%としているが、実験値において降伏点付近での影響はあまりない結果を得た。

4-2) 減衰特性

橋脚が強震を受けた場合、断面内の鉄筋等が降伏して塑性域に入ることは避け難い場合が多い。この様な時、橋脚の変形能力に伴う履歴時のエネルギー吸収能力は、強震に対する安全性を確保する上できわめて重要な因子となる。

一般に、地動を受ける1自由度系の弾塑性応答は次のつり合い式で表わされる。

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + F(y) = -m\ddot{y}_0 \quad \text{----- (4)}$$

但し m : 質量、 c : 粘性減衰係数 ($= 2\eta\sqrt{m \cdot k}$)、 h : 減衰定数 ($\div 0.02$)、 $F(y)$: 弾塑性復元力

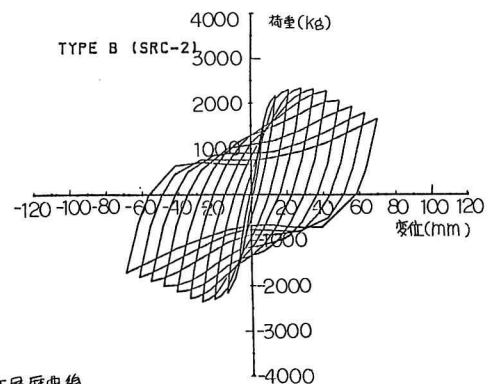
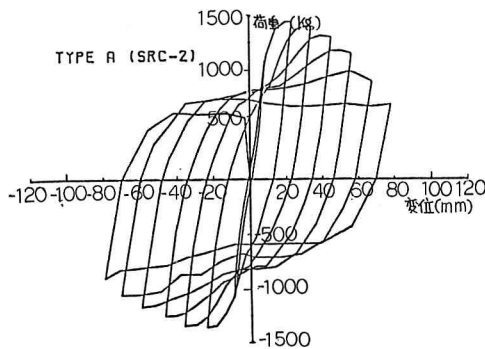
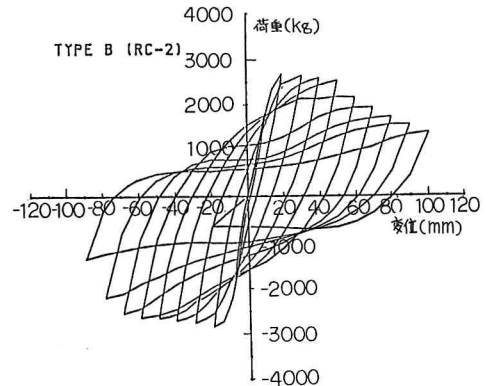
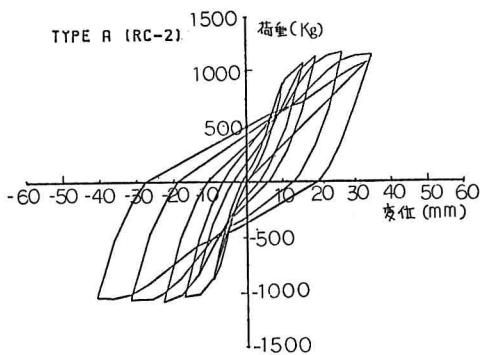


図-4 荷重-変位履歴曲線

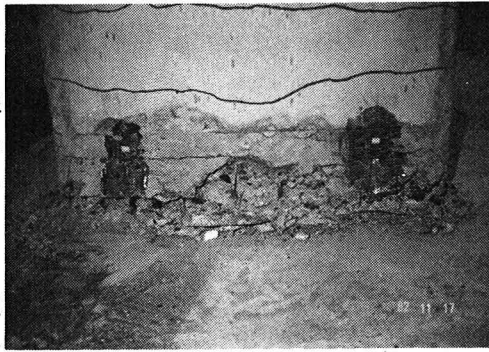


写真1 Aタイプ破壊 (A-RC2)

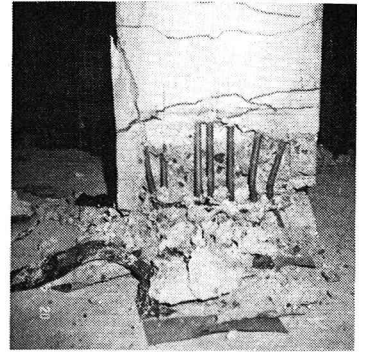


写真2 Bタイプ破壊 (B-RC2)

η 、 η_0 ：応答変位および地動変位

応答量は上式4をルンゲクッター法などの逐次積分法で求めるか、または履歴減衰を等価な粘性減衰に置換するとともに等価剛性を用い等価線形化法を用いる方法等により求められている。

いずれにしても減衰力が重要な要素となることから、実験においては自由振動による減衰定数(δ)、弾塑性復元力特性としての荷重～変位履歴曲線($P-\delta$ 曲線)、およびこれを用いた等価粘性減衰定数(δ_{eq})を求めた。

等価粘性減衰定数は、復元力に関して荷重～変位履歴の1サイクル間になす仕事が減衰力の1サイクル間になす仕事と等しいことから履歴ループが測定されれば求めることができる。また以下に示す様、履歴モデルを設定したもとで種々の等価粘性減衰定数式が提案されている。

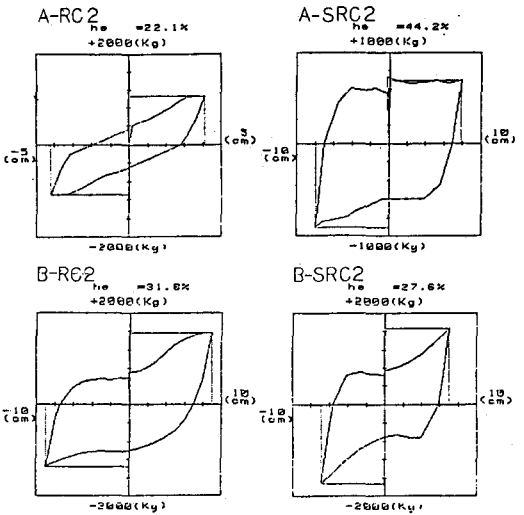
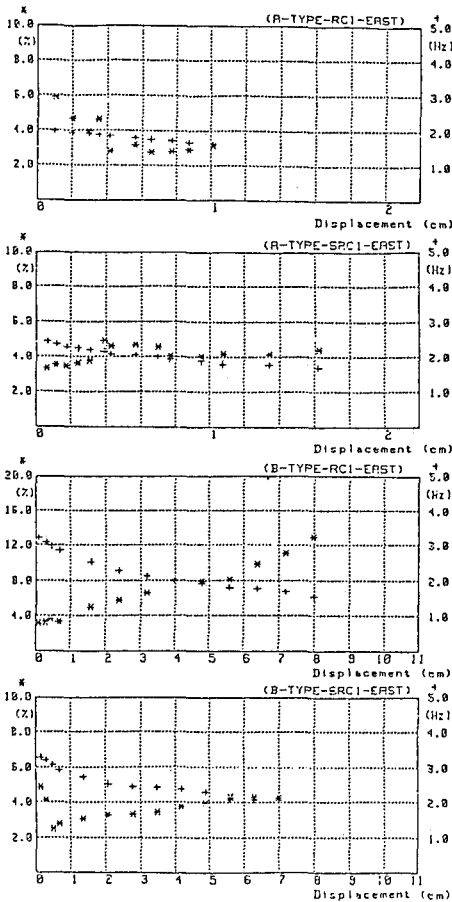
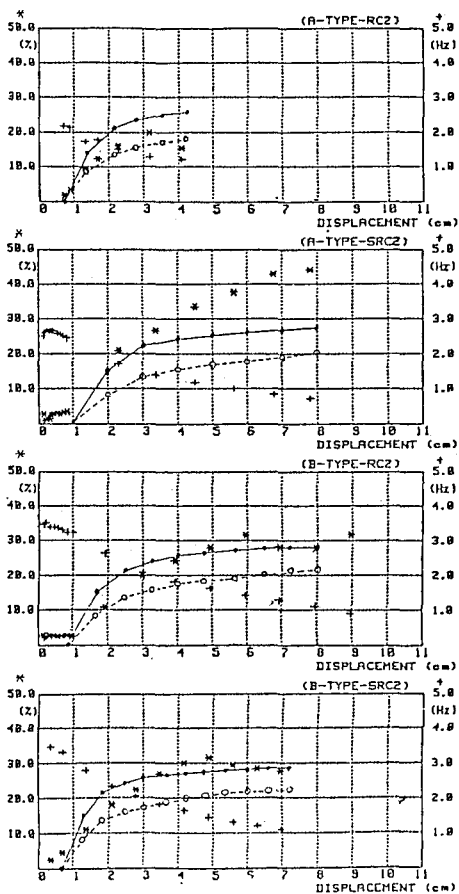


図-5 荷重 変位履歴主要ループ図



* 減衰定数
+ 固有振動数

図-6 自由振動時減衰定数と固有振動数



* 実測等価粘性減衰定数 (%)
+ 等価固有振動数 (Hz)
○ 剛性低下型バイリニアモデルの等価粘性減衰定数 (%)
● 剛性低下型トリリニアモデルの等価粘性減衰定数 (%)

図-7 変位～等価粘性減衰定数、等価固有振動数

①バイリニアモデル (完全弾塑性型) - - - -

$$k_{eq} = 2 / \pi \cdot (1 - 1 / \mu)$$

②剛性低下型バイリニアモデル

$$k_{eq} = 1 / \pi \cdot (1 - 1 / \sqrt{\mu}) \quad \text{----- (5)}$$

③剛性低下型トリリニアモデル

$$k_{eq} = 1 / \pi \cdot (1 - 1 / \mu)$$

④Gukan & Sozenの提案式

$$k_{eq} = 0.2 (1 - 1 / \sqrt{\mu}) \quad \text{-----}$$

図-4はA、Bタイプの各供試体における荷重～変位履歴曲線である。また図-5には履歴載荷時の主要ループ、図-6には履歴時等価粘性減衰定数と等価固有振動数を示した。図-5中の実線は3)のモデル、破線は2)のモデルの値である。

荷重～履歴曲線において、Aタイプはおおよそバイリニア型、Bタイプはトリリニア型で近似できそうであるが、図-6の等価粘性減衰特性から推察すれば、A-SRC構造を除きおおよそバイリニア特性からトリリニア特性へ変化しているものと考えられる。実用的には、塑性率がおおよそ程度までが問題となることから2)の剛性低下型バイリニアモデルを考えれば安全値を与えるものと思われる。

図-7は供試体に初期変位を与えた場合の自由振動時における減衰定数と固有周期を表わしている。Aタイプは初期変位が塑性率2程度までしか測定できなかったが、RC構造で約3%、SRC構造で約4%の減衰を得た。BタイプではRC構造が剛性の低下とともに3%～12%減衰定数が増加しているのに対し、SRC構造は増大傾向がみられず4%程度にとどまっている。

5. まとめ

今回の実験によりおおよそ以下の結果を得た。

- ①変形性能は、最大耐力を与える点を終局変位と考えれば(定義2)、Aタイプの断面ではRC、SRC構造に有意な差はなく靱性率2.5～3.0であった。またBタイプ断面で靱性率RC構造で約3.0、SRC構造で約5.0となりSRC構造で若干有意な差がみられた。断面形状における比較ではAタイプ断面である長方形断面が靱性にやや劣る傾向を示した。
- ②荷重～変位履歴曲線はAタイプではおおよそバイリニア型、Bタイプではトリリニア型で近似すれば良いと考える。
- ③荷重～変位履歴曲線から得られる等価粘性減衰定数においてはA-SRC構造以外、剛性低下型バイリニアの減衰特性から剛性低下型トリリニアの減衰特性に変化する特徴を有する結果を得た。
- ④自由振動時減衰定数はB-RC構造を除き、塑性率に依存せず約3.0～4.0%の値であった。B-RC構造は初期変位塑性率に比例して減衰定数が増している。

〈参考文献〉

- ①杉本六郎、河野清：「曲げ供試体による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験」、コンクリートライブラリー2号、1962年
- ②横道英雄、藤田嘉夫：「各種異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート桁の曲げ試験について」、コンクリートライブラリー2号、1962年
- ③建設省土木研究所コンクリート研究室：「単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究」土木研究所資料第1513号、昭和54年7月