

鉄骨鉄筋コンクリート橋脚模型を用いた 変形特性に関する一実験

An Experiment on Deformation Characteristics Using S. R. C
Piar Model

吉田 紘一* 佐藤 昌志** 黒田 英文**

近年北海道内においても鉄骨鉄筋構造を有する比較的高橋脚の橋梁が2, 3架設されている。鉄骨鉄筋コンクリート(以下 SRC 構造という)を橋脚に採用する主な理由を便宜上 RC 構造のそれと比較すると

- 1) 支保工を建てにくい地形の場合
- 2) 大型橋脚など RC のみでは構築しにくい場合
- 3) 耐震性などの関係上、部材に特に“粘り”をもたせたい場合

などがあげられる。

今回、特に上記 3) について SRC 橋脚模型による変形特性について実験を行い資料を得たので報告する。

《橋脚；鉄骨鉄筋コンクリート構造；耐震設計》

1. ま え が き

近年の橋梁においては、山間地施工も多いことなどから比較的高橋脚を有する場合が増大している。このような場合、施工性のほか、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、SRC 構造を採用していることも少なくない。

現在、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、変形性など力学的挙動は十分解明されるにいたっていない。しかし、一般に耐震特性に関し優れているといわれている 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、既往の文献など^{1), 2), 3)}でも一部、履歴特性、じん性および減衰性について研究がなされているが、今回の試験では橋脚断面形状に着目し、単一橋脚柱に関する上記特性について橋脚断面形状を2種類作製し、それぞれ RC 構造、SRC 構造の比較を行った。

2. コンクリート橋脚における耐震性向上の要素

鉄筋コンクリート橋脚の耐震性を向上させるための材料に要求される要素としては、“強度”と“粘り”およ

び“減衰性”が考えられる。図-1は、形状が同じである2種類の橋脚の荷重-変位曲線を模式的に示したものである。初期剛性がほとんど同じでも、配筋、材料特性などが異なった場合、降伏点を越えた後の余剰強度、“粘り”に差があることを示している。“粘り”は一般にじん性という言葉で表わされ、橋脚であれば断面全体が降伏状態を越えた後もある範囲内ではぜい性的な破壊を生じることなく変形しうる能力を示すものである。

図-1においては、①は降伏後のじん性には劣るが、余剰強度があるため見かけの剛性が大きくなる。したがっ

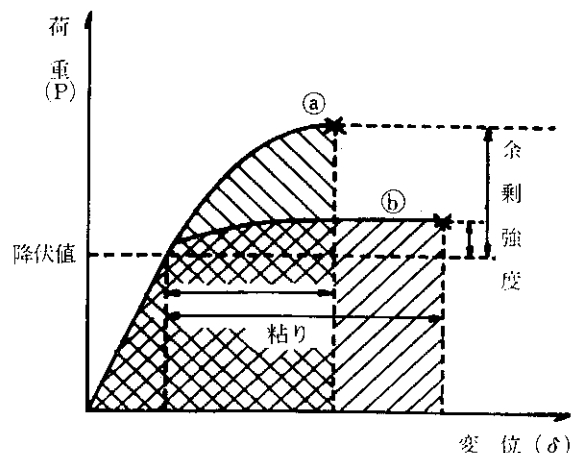


図-1 荷重～変位模式図

*構造研究室長 **同室員

て、減衰は望めないが固有周期が小さくなり応答変位も小さい。⑤は逆に固有周期は大きくなるが減衰性に期待できるので、同じ強度でじん性に期待できないものと比較すれば、応答変位は小さくなる。

したがって、設計においては降伏後の余剰強度およびじん性の両方を十分付与させるよう構造、主鉄筋量、帯鉄筋量、その他使用材料等で工夫すべきである。

図-2は、橋脚に周期的外力が作用した時の1サイクルにおける履歴を模式的に示した図である。図中 ΔW は損失エネルギーを表わし、この部分が大きいほど外力によるエネルギーの吸収性がよいことを示しており、応答加速度、変位量などは小さくなる。

したがって、同荷重で同変位を与える構造でも履歴ループを大きくできるような構造、材料などを選定すべきであろう。

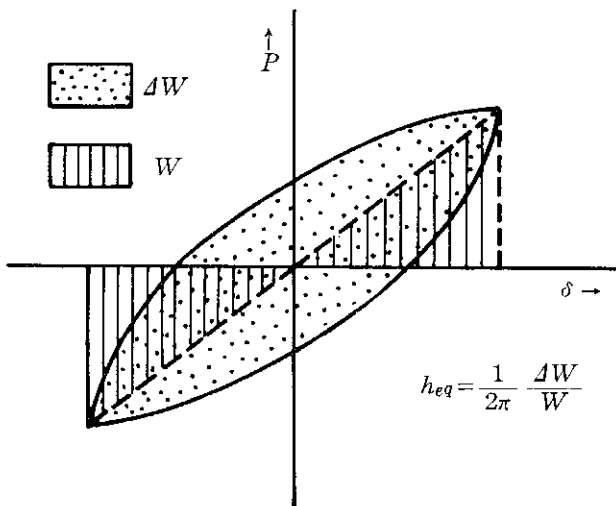


図-2 履歴模式図

3. 実験概要

実験では前述の内容をふまえ、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) 弾塑性応答解析に用いられる交番荷重下での荷重～変位履歴曲線
- 3) 降伏荷重、破壊終局荷重とそれらの変位、じん性
- 4) 履歴曲線から得られる等価減衰定数と等価固有周期などである。

実験は図-3に示すように、橋脚模型の断面軸力が 10 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、鉄筋ひずみなどを測定した。

解析に必要な等価減衰定数 (h_{eq})、等価固有周期 (T_{eq})

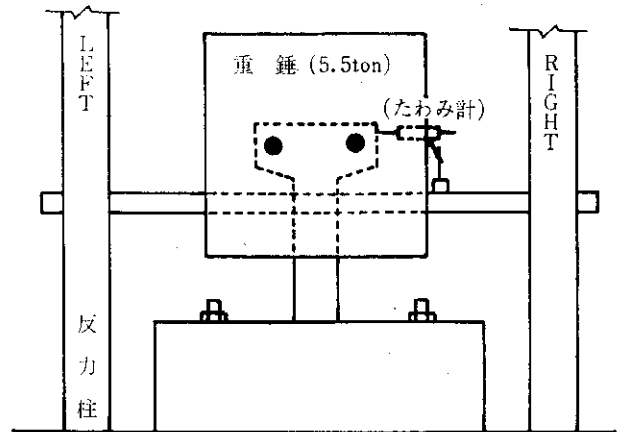


図-3 実験概要図

は荷重～変位履歴曲線より (式-1)、(式-2) から求めている (図-2 参照)。

等価減衰定数

$$h_{eq} = 1/2\pi \cdot \Delta W/W \quad \dots\dots\dots (1)$$

等価固有周期

$$T_{eq} = 2\pi \cdot \sqrt{w/(g \cdot k)} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 W : 外力によるエネルギー

ΔW : 内部消費エネルギー

w : 橋脚の等価剛性 (P/δ)

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。

4. 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-4, 5に示した。2, 3の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よそ1:10程度の形状が比較

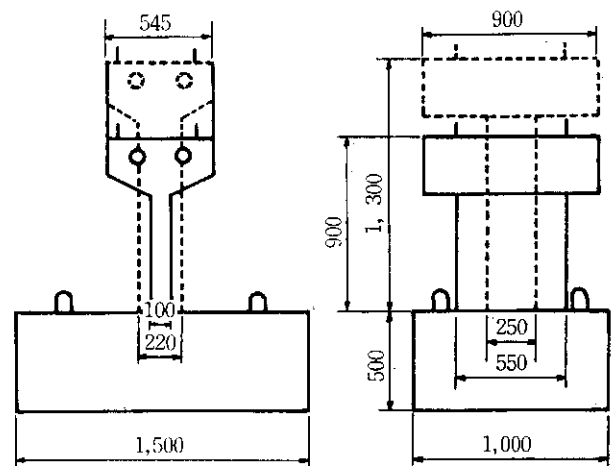
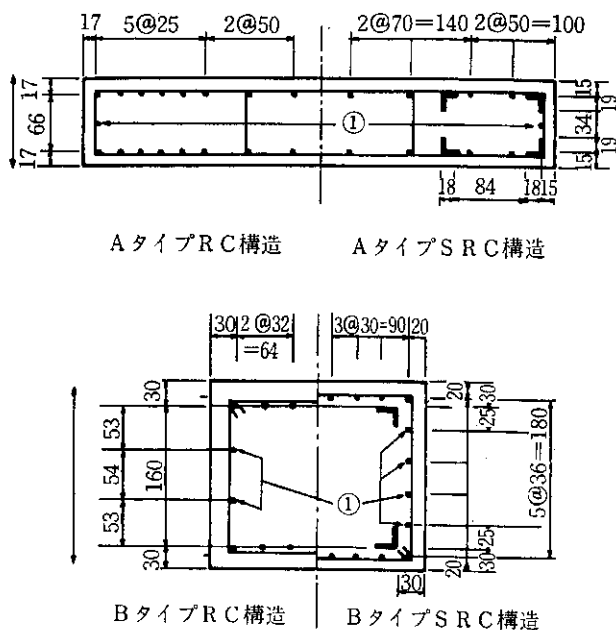


図-4 供試体一般図



図—5 供試体断面図
(左側矢印は荷重作用方向を示す)

的によく用いられていることから、Aタイプの形状についても検討を行った。

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という)の4種を2供試体ずつ計8体作製した。表-1に設計条件、使用材料を示した。表-2、3は使用材料特性の試験値である。また、コンクリート弾性係数は初期弾性係数値である。

5. 実験結果と考察

1) 耐力(強度)とじん性

じん性を評価する方法として、じん性率(=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、耐力が降伏耐力を越えて最大に達した後に低下をはじめるが、降伏耐力以下に低下する直前の最大変位を終局変位とみなしている(定義1)。

しかし、実験においては耐力が降伏耐力以下となる前

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準強度 (kg/cm ²)	210	210	210	210
使用鋼材	SR 24, φ 6	SR 24, φ 6, SSC 41, L型 18×19×2.3	SR 24, φ 9	SR 24, φ 6, SSC 41, L型 25×25×2.3
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
帯鉄筋比 (%)	0.2	0.2	0.2	0.2
断面軸力 (kg/cm ²)	10.0	10.0	10.0	10.0
断面2次モーメント (引張無視) (cm ⁴)	1800	1800	9400	9400

表—2 コンクリートの圧縮強度試験結果

	圧縮強度 (kg/cm ²)	弾性係数 (kg/cm ²)
A, B-RC 1	180	200,000
A, B-RC 2	120	160,000
A, B-SRC 1	180	220,000
A, B-SRC 2	180	220,000

表—3 鋼材引張試験結果

	降伏強度 (kg/cm ²)	降伏ひずみ (μ)
SR-24 φ 6	3,200	1600
SR-24 φ 9	3,800	1800
SSC-41	3,800	1800

に、すでにコンクリート圧縮縁の圧壊が確認されている。一般に曲げが作用する構造に関する荷重と変位の関係において、最大耐力を示す点は終局強度を与える。

また、実験でもほぼ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)。

降伏変位は、引張鉄筋が表-3の降伏ひずみに達した点としている。

表-4.1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を、表-4.2に降伏、終局変位を示した。表中A~RC1, A~RC2の変位については、測定

表-4.1 降伏、終局荷重実験値と理論値

供試体	理 論 値 (kg)				実 験 値 (kg)	
	降 伏 荷 重	終 荷 局 重			降 伏 荷 重	終 局 荷 重
	case 1	case 1	case 2	case 3		
A~RC 1	1290	1300	1290	—	800	—
A~RC 1	1280	1280	1280	—	800	1080
A~SRC 1	—	—	1360	1290	1150	—
A~SRC 2	—	—	1360	1290	1200	1450
B~RC 1	2560	2800	2560	—	1450	2600
B~RC 2	2510	2770	2560	—	1650	2700
B~SRC 1	—	—	2580	2550	1300	2350
B~SRC 2	—	—	2580	2550	1400	2350

case 1: 道路橋示方書 耐震設計編による場合

case 2: 鉄骨を鉄筋と考えた場合の終局荷重

case 3: 累加強度方式による終局荷重

表-4.2 降伏、終局変位実験値と理論値

	理 論 値 (cm)			実 験 値 (cm)		
	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~RC 1	0.6/1.3	0.8/4.6	1.3/3.5	0.8	—/—	—/—
A~RC 2	0.7/1.6	0.9/4.1	1.3/2.6	0.7	2.0/—	2.9/—
A~SRC 1	—	—	—	0.9	—/—	—/—
A~SRC 2	—	—	—	1.0	2.4/5.4	2.4/5.4
B~RC 1	0.7/1.6	1.1/4.9	1.6/3.1	0.6	1.7/9.7	2.8/16.2
B~RC 2	0.8/1.9	1.2/4.3	1.5/2.3	0.8	2.0/8.4	2.5/10.5
B~SRC 1	—	—	—	0.7	3.5/8.9	5.0/12.7
B~SRC 2	—	—	—	0.6	2.9/8.8	4.8/14.7

理論値 (鉄筋伸びだし無視/鉄筋伸びだし考慮)

実験値 (定義1による終局変位/定義2による終局変位)

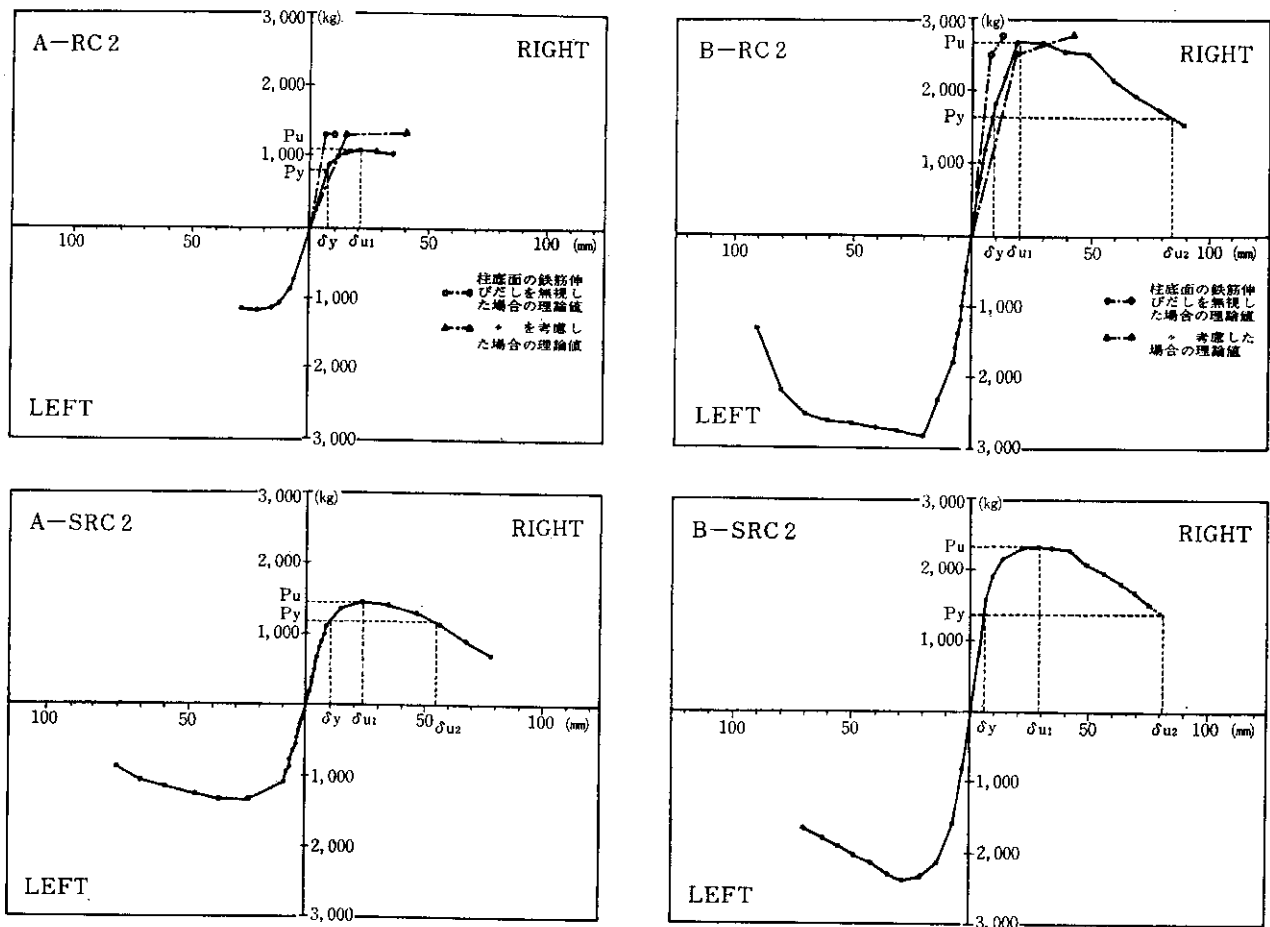


図-6 荷重～変位包絡線図

中変位計がはずれたため測定されていない。

また、図-6, 7にはA-RC 2, A-SRC 2, B-RC 2, B-SRC 2の荷重～変位包絡線および荷重～主鉄筋、鉄骨ひずみを示した。

AタイプでRC構造はSRC構造に比較し、終局耐力に関しやや劣る傾向を示しているが、これは以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考えられる。

1) 弾性域内での曲げ剛性 ($E \cdot I$) の実測値は、SRC 2が理論値の90%であったのに対し、RC 2は75%程度であった。

2) 鉄筋の降伏強度が、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る。

したがって、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-4.1中CASE 2は、鉄骨を鉄筋と考えた場合の終局荷重、CASE 3は、RC部の終局荷重に鉄骨部

の終局荷重を加算し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差があり不明な点も多いが、Bタイプの方が余剰強度に富んでいる。この傾向は主に荷重作用直角方向に配置した主筋(図-5①)によるものである。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断面ではなく、I型鋼などの充腹断面を有するものを使用した方が余剰強度に富むと考えられる。

変形性能におけるじん性率は、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、RC, SRC構造とも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、じん性率がやや大きい傾向を示している。

定義1に基づくじん性率は、Aタイプで約5.0, Bタイプでは約10.0～15.0を示し、破壊形状(写真-1, 2)からはやや適用性に乏しい。しかし、定義2に関しても明

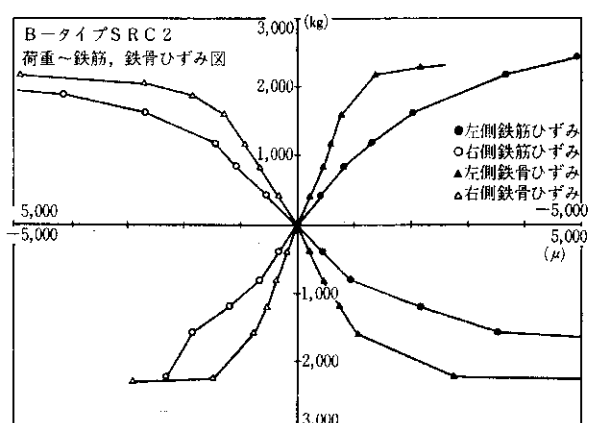
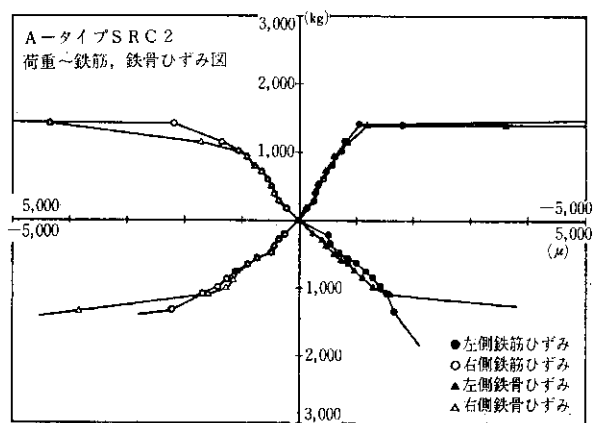
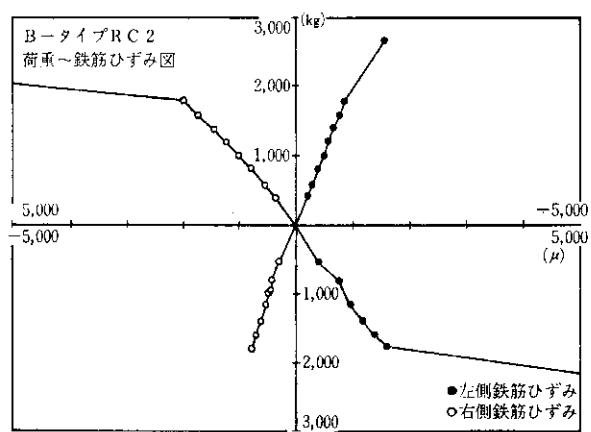
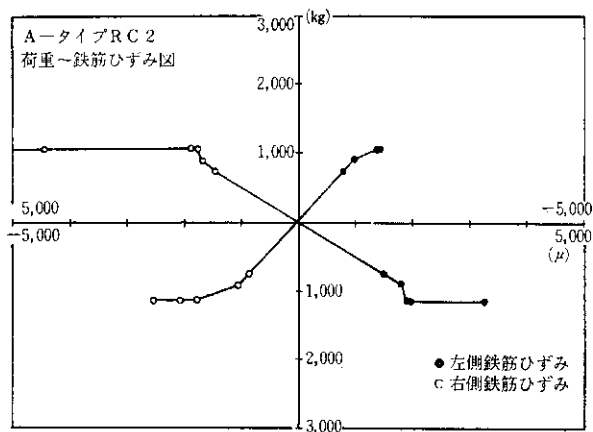


図-7 荷重～主鉄筋、鉄骨ひずみ図



写真-1 A-RC 破壊状況



写真-2 B-RC 破壊状況

確な破壊点を決定することはできず、終局変位の定義については不十分な点が残っている。

表-4.2 に示した理論値は、CASE1 による場合である。鉄筋の伸びだし量については、供試体に丸鋼を用い

たことから鉄筋付着応力を文献 8) により文献 4) 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かった結果を得ている。

図-8 は B タイプの帯鉄筋、鉄骨トラス斜材のひずみ

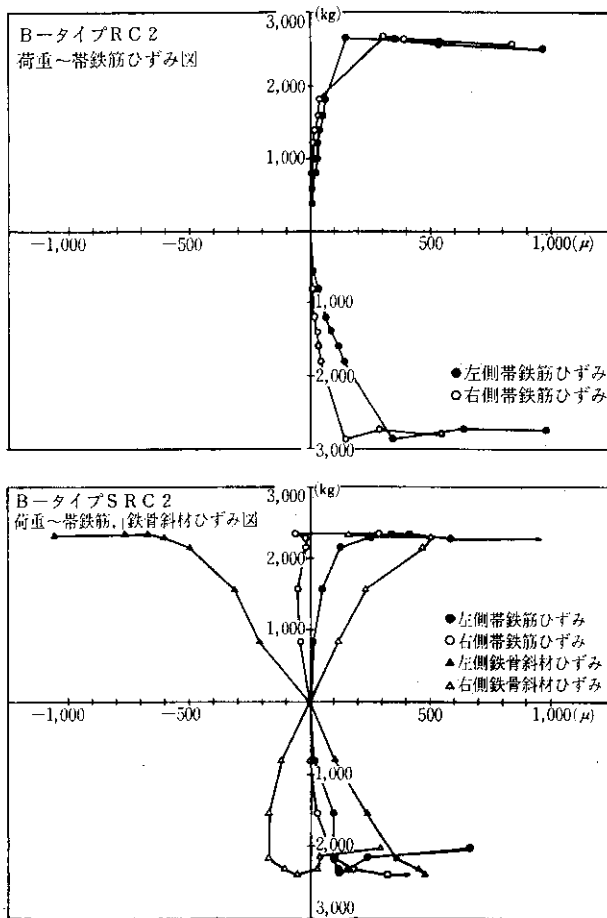


図-8 荷重～帯鉄筋，鉄骨斜材ひずみ図

を示したものである。RC，SRC 構造において，帯鉄筋は主鉄筋降伏後の塑性変形が増大した時点で主鉄筋，鉄骨の座屈防止などに効果があるようである。一方，斜材は荷重に比例し，鉄骨部の変形に対し有効性を示している。

2) 減衰特性

橋脚が強震の作用を受けた場合，断面内応力が塑性域に入ることがある。この場合，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うえ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，次式で表わされる。

$$m\ddot{y} + F(y, \dot{y}, t) = -m\ddot{y}_0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

特に復元力 F は，速度に関する減衰力と変位履歴に関するものに分けられ，次式によることが多い。

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

ただし，

m : 質 量

c : 粘性減衰係数 ($= 2h\sqrt{m \cdot k}$)

h : 減衰定数 ($\div 0.02$)

k : 弾塑性復元力に関する係数

$F(y)$: 弾塑性復元力

y, y_0 : 応答変位および地動変位

応答量は (式-4) をルンゲクッタ法などの逐次積分法で求めるか，または履歴減衰を等価粘性減衰に換算するとともに，等価剛性を用い等価線形化法を用いる方法など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) およびこれから等価粘性減衰定数 (h_{eq}) を求めた。

等価粘性減衰定数は，一般に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，以下に示すように，履歴モデルを設定したもとの種々の等価粘性減衰定数式が提案されている。

- 1) バイリニアモデル (完全弾塑性型)

$$h_{eq} = \frac{2}{\pi} \cdot \left(1 - \frac{1}{\mu}\right) \quad \dots\dots\dots$$

- 2) 剛性低下型バイリニアモデル

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad \dots\dots\dots$$

- 3) 剛性低下型トリリニアモデル

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \cdot \left(1 - \frac{1}{\mu}\right) \quad \dots\dots\dots$$

- 4) Gulkan & Sozen の提案式

$$h_{eq} = 0.2 \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad \dots\dots\dots$$

..... (5)

ただし，

μ : 塑性率

図-9 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-10 には各供試体の履歴時主要ループ， 図-11 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-11 中の実線は 3) のモデル，破線は 2) のモデルの値である。

図-10 に示すように，各々の構造がどのような履歴特性を有するかは塑性率にも大きく依存することから判断しがたい。

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-11 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移行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 5 程度までが問

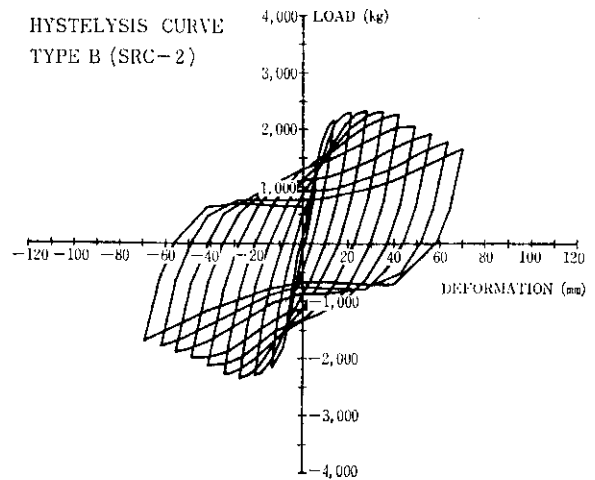
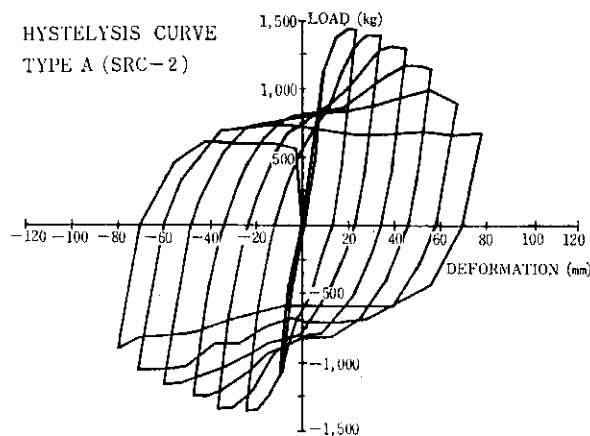
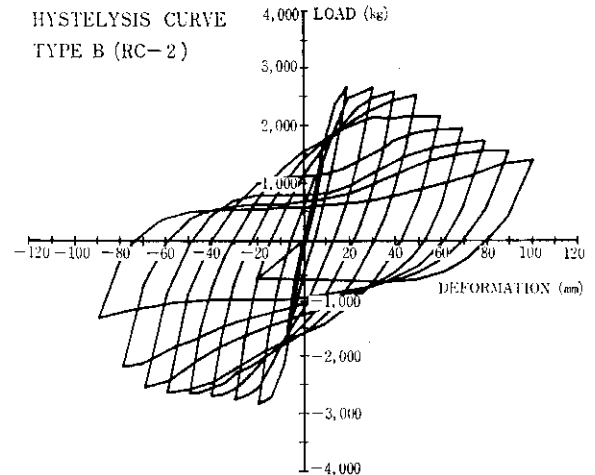
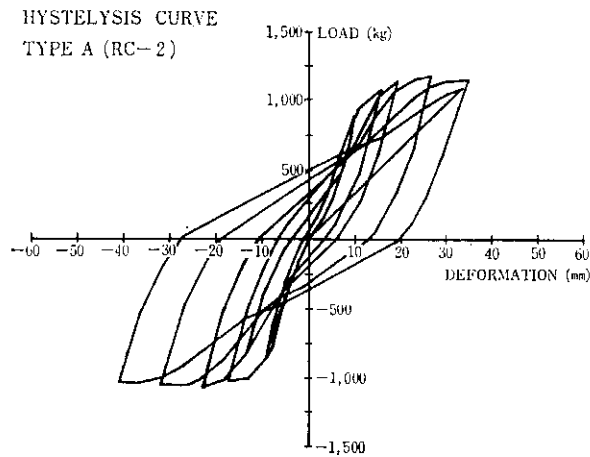


図-9 荷重～変位履歴曲線

題となるから、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。

SRC 構造の履歴特性で、A タイプは完全弾塑性型の履歴特性に近く、かなり大きな減衰性を示し、また B タイプにおいては、トリリニアでもスリップの大きい履歴特性を有していることに特徴がうかがわれる。

6. あとがき

実験では RC 構造および SRC 構造について、それぞれ 2 種類の断面形状を有した鉄筋コンクリート橋脚模型を作製し、その変形性能と動的解析時に用いられる減衰定数などを測定した。これらの実験によりおおそ以下の結果を得た。

1) 変形性能において、終局変位の定義に不十分さは残るが、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 構造に有意な差がなく、約 2.5～3.0 のじん性率であった。また、B タイプ断面でのじん性率は RC 構造で約 3.0、SRC 構造で約 5.0 であり、SRC 構造で若干有意性を示した。

2) 主鉄筋降伏後の余剰耐力は、荷重作用直角方向の主鋼材量に大きく依存する。したがって、余剰耐力とともに終局変位量を期待するのであれば、RC 構造では荷重作用直角方向の主鉄筋量 (図-5 ①) に着目する必要がある、また SRC 構造では鉄骨に充復断面を用いるべきであろう。

3) 荷重～変位履歴曲線は、A タイプではおおそバイリニア型、B タイプではトリリニア型で近似すればよいと考えられる。

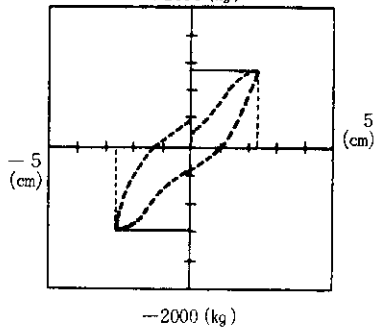
4) 荷重～変位履歴曲線から得られる等価粘性減衰数においては、A-SRC 構造以外、剛性低下型バイリニアの減衰特性から剛性低下型トリリニアの減衰特性に移行する特徴を有する結果を得た。

今回の実験に用いた SRC 構造の模型には、非充復断面としてのトラス組み鉄骨模型を使用したことから、鉄骨の特性が十分に反映されなかったものと考えられる。すなわち、鉄骨そのものが弾性域から塑性域にかけて鉄筋と同様な挙動を示したものと思われる。

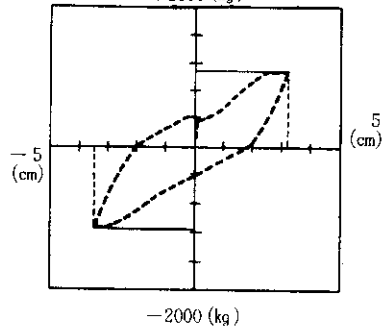
また RC、SRC 構造に関係なく、終局変位の定義法も

A-TYPE-RC2

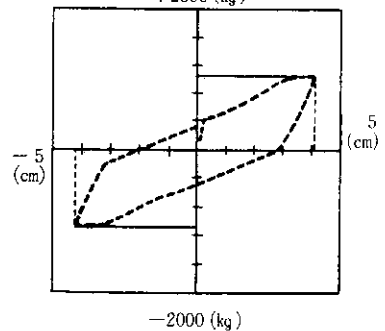
No = 5 INT_W = +2.85E+03
EXT_W = +2.81E+03
he = 16.2%
+2000 (kg)



No = 6 INT_W = +4.63E+03
EXT_W = +3.71E+03
he = 19.9%
+2000 (kg)

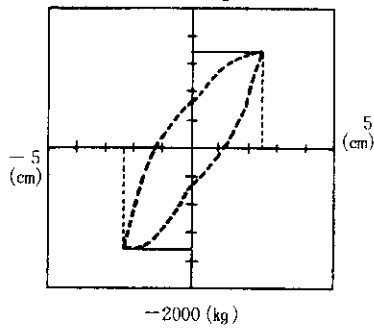


No = 7 INT_W = +6.18E+03
EXT_W = +4.45E+03
he = 22.1%
+2000 (kg)

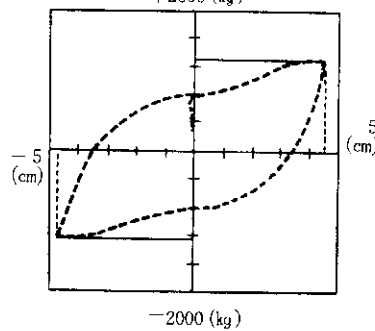


A-TYPE-SRC2

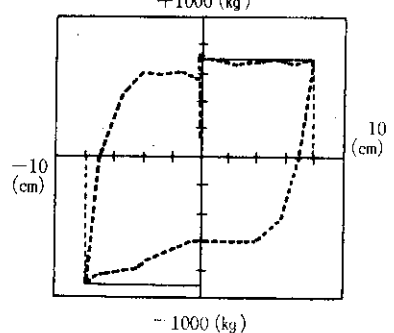
No = 11 INT_W = +4.72E+03
EXT_W = +3.36E+03
he = 22.4%
+2000 (kg)



No = 13 INT_W = +1.23E+04
EXT_W = +5.88E+03
he = 33.4%
+2000 (kg)

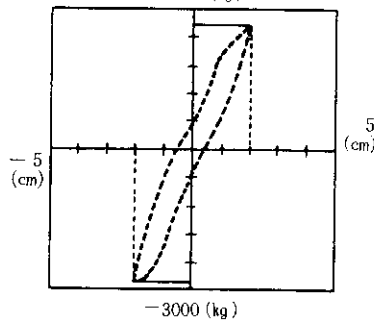


No = 16 INT_W = +1.75E+04
EXT_W = +6.30E+03
he = 44.2%
+1000 (kg)

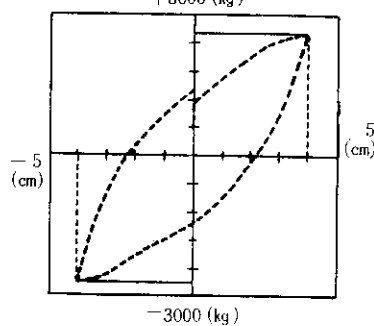


B-TYPE-RC2

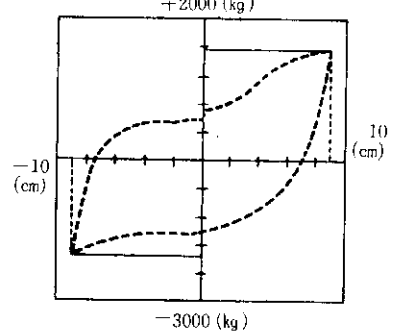
No = 9 INT_W = +4.19E+03
EXT_W = +5.46E+03
he = 12.2%
+3000 (kg)



No = 11 INT_W = +1.81E+04
EXT_W = +1.06E+04
he = 24.3%
+3000 (kg)

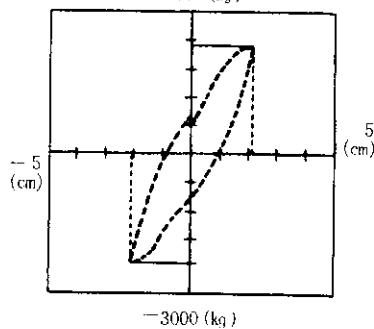


No = 16 INT_W = +2.63E+04
EXT_W = +1.31E+04
he = 31.8%
+2000 (kg)

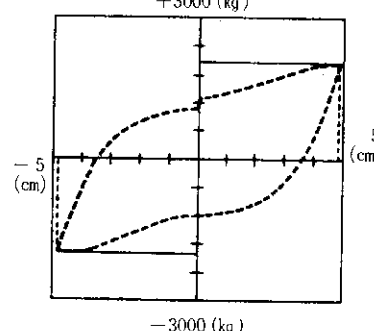


B-TYPE-SRC2

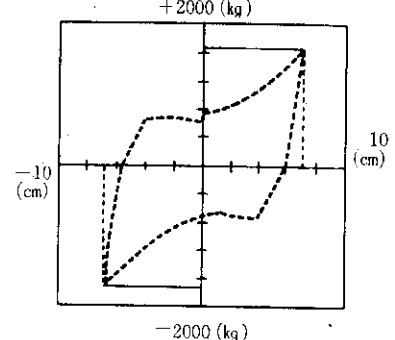
No = 4 INT_W = +5.71E+03
EXT_W = +4.85E+03
he = 18.7%
+3000 (kg)



No = 8 INT_W = +1.97E+04
EXT_W = +9.95E+03
he = 31.6%
+3000 (kg)



No = 11 INT_W = +2.03E+04
EXT_W = +1.17E+04
he = 27.6%
+2000 (kg)



[No = ループ番号, INT_W = 内部エネルギー損失量, EXT_W = 外力エネルギー, he = 等価粘性減衰定数]

図-10 主要履歴ループ図

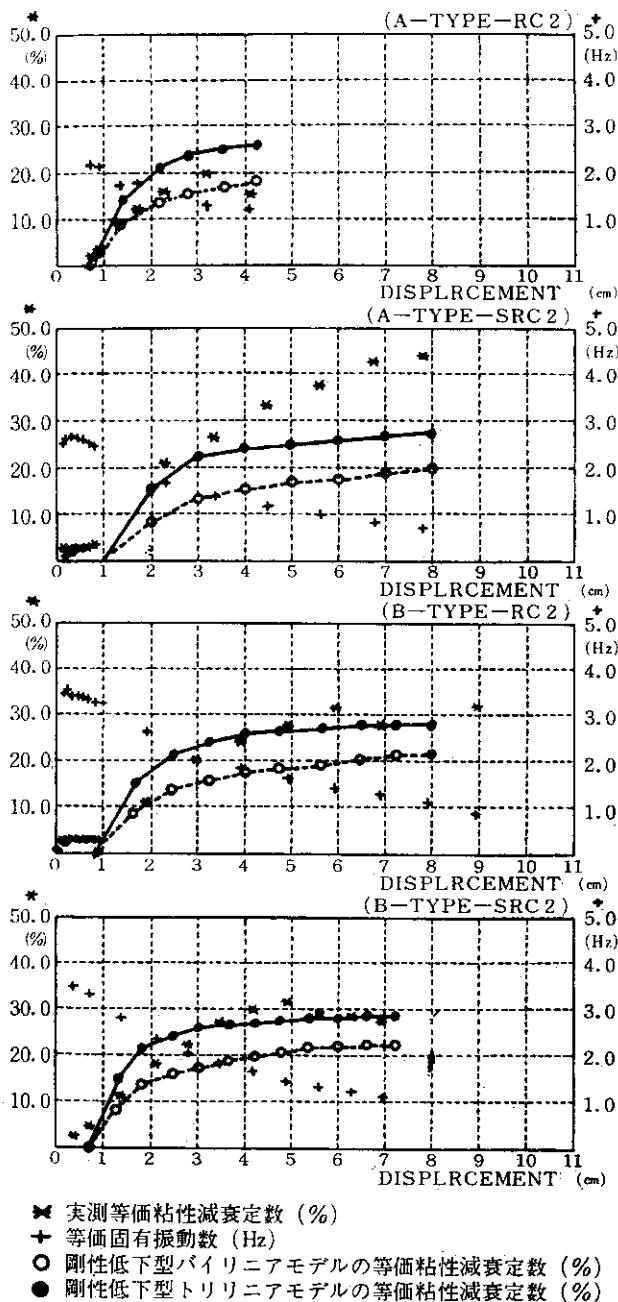


図-11 変位～等価粘性減衰定数，等価固有振動数

いまだ不十分なものと考えられることから，上記と合わせ今後の調査，研究を進めなければならないと考える。

参考文献および引用文献

- 1) 小野正二，酒井秀昭；鉄骨鉄筋コンクリート構造体の靱性に関する研究（その1）．昭和53年度日本道路公団試験所報告，昭和54年12月．
- 2) 石原静夫，中村正人，酒井秀昭；鉄骨鉄筋コンクリート構造体の靱性に関する研究（その2）．昭和54年度日本道路公団試験所報告，昭和55年12月．
- 3) 石原静夫，中村正人，曾田信雄；鉄骨鉄筋コンクリート構造体の靱性に関する研究（その3）．昭和55年度日本道路公団試験所報告，昭和56年11月．
- 4) 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．建設省土木研究所資料第1513号，昭和54年7月．
- 5) 昭和51年度総合技術開発プロジェクト；耐震技術に関する研究開発総合報告書．建設省土木研究所資料第1250号，昭和52年3月．
- 6) 総プロ「新耐震設計法の開発」研究報告；新耐震設計法（案）．建設省土木研究所資料第1185号，昭和52年3月．
- 7) 柴田明徳；最新耐震構造解析．森北出版，1981年．
- 8) 杉木太郎，河野清；曲げ供試体による鉄筋とコンクリートの付着強度試験．コンクリートライブラリー2号，1962年．
- 9) 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．