

本州四国連絡橋公団 正会員 樋口康三
同 上 正会員 加島 聰
同 上 正会員 大田 享

1. まえがき

本四連絡橋児島～坂出ルート番の州高架橋は南北備讃瀬戸大橋のアプローチにあたる延長約2.6kmに及び道路・鉄道の併用高架橋である。本高架橋の橋脚は高さ40～70mにおよび、橋脚形式としては地震時列車走行性の観点から剛性を確保するための耐震壁付き工断面を基本としたRC構造が採用されている。

耐震壁構造については特に建築の分野で研究が進められているが、形状の差異から建築では付帯柱と壁からなる合成構造として設計を行なうのに対し、土木の分野では一般的にI形梁として設計が行なわれる。この場合、壁部のせん断耐力を確保することは勿論、さらに壁部のせん断変形の影響に留意する必要がある。そこで、I形橋脚の合理的な設計法の確立を目的として、1)破壊性状、2)終局耐力、3)ひびわれ発生に伴う剛性の変化に着目した模型実験を実施した。本報告はそれらの概要を記すものである。

2. 実験計画

供試体の一覧を表-1に、供試体の形状を図-1に示す。表中、壁筋比は壁横筋比を示し、横筋と同量の縦筋を配置してゐることを付記する。NO.1供試体を基本に考えると、NO.2は柱主鉄筋量、NO.3,4は壁筋量、NO.5,6はI断面形状及びシェアスパン比をそれぞれ変化したものである。

供試体の縮尺は1/25であり、実物との相似性に留意して鉄筋は柱主筋にはD10、柱横筋にはφ32、壁筋にはD6(実物ではそれぞれD51、D22、D32)を用い、またコンクリートは粗骨材最大寸法10mmのマイワロコンクリート($\gamma_{ck}=270\text{kg/cm}^3$)を用いた。載荷は、橋軸方向に設計荷重まで載荷後、図-2のパターンで橋軸直角方向に載荷した。載荷位置は横梁部であり、また桁反力および自重相当分の軸力は別途PC鋼棒で導入した。

3. 実験結果と考察

実験結果の一覧を表-2に示す。またNO.1供試体を例にとりてひびわれ発生図、荷重～変位曲線をそれぞれ図-3、図-4に示す。以下得られた主な事項を記す。

- (1). 最大耐力は設計荷重の5倍以上を示した。これは躯体直角方向が構造条件から決っており、かつ配筋が橋軸方向荷重によってなされているため、直角方向にはかなりの余力があることに起因するものである。
- (2). 破壊形態は柱主鉄筋の引抜きによるひびわれによる曲げ破壊であったが、それ以外の他の供試体はすべて壁部のせん断

表-1 供試体の一覧

NO.	柱主鉄筋比%	壁筋比%	軸力による圧縮力 kg/cm^2	躯体高さ cm	柱中と壁中の比
1	1.6	1.0	16	1.63	2
2	0.86	1.0	8	1.63	2
3	1.6	0.75	16	1.63	2
4	1.6	0.5	16	1.63	2
5	1.6	1.0	16	1.63	1.56
6	1.2	1.0	16	0.96	2.25

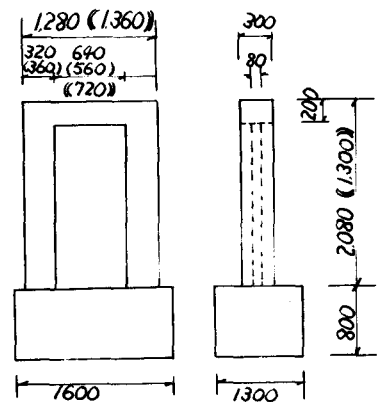


図-1 供試体一般図 () : NO.5
): NO.6

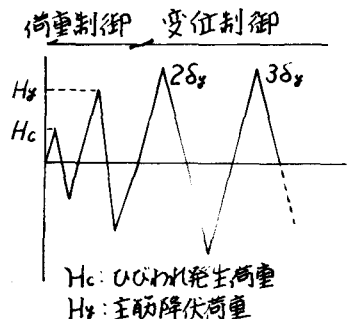
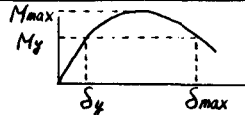


図-2 載荷パターン

表-2 試験結果一覧表

No.	設計 モーメント M_0 (t·m)	実測値		計算値		降伏 変位 δ_y (mm)	実測値 δ_{max} (mm)	破壊モード
		M_y (t·m)	M_{max} (t·m)	M_y' (t·m)	M_{max}' (t·m)			
1	18.95	70.4 3.72	107.7 5.68	78.1 1.11	101.0 0.94	6.05	28.17 4.66	せん断破壊
2	8.71	47.8 5.49	73.6 8.45	45.4 0.95	61.2 0.83	4.35	60.66 13.94	曲げ破壊
3	18.95	73.6 3.89	105.0 5.54	77.1 1.05	98.7 0.94	6.81	28.85 4.38	せん断破壊
4	18.95	77.1 4.07	98.9 5.22	76.2 0.99	96.3 0.97	8.00	24.75 3.09	"
5	15.96	73.6 4.61	111.3 6.97	81.1 1.10	106.5 0.96	6.15	27.84 4.53	"
6	8.52	68.7 8.06	85.1 9.99	73.0 1.06	91.8 1.08	3.78	16.30 4.31	"

M_y, M_y' : 降伏モーメント
 M_{max}, M_{max}' : 最大モーメント
 δ_{max} : 終局変位



---橋軸方向載荷によるひびわれ

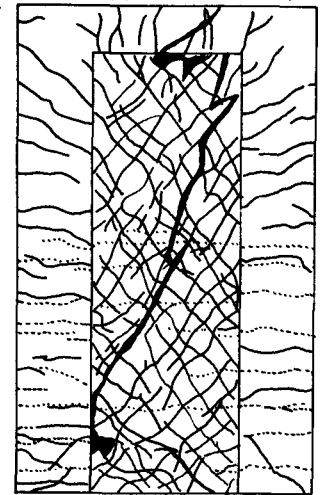


図-3 ひびわれ発生状況 (NO.1, 最大荷重時)

破壊であった。

(3). 表-2の計算値は、道路橋示方書の手法に準じI形梁として求めたものであるが、これらの値は実測値に対し $\pm 10\%$ の範囲で一致している。したがって最大モーメント時の荷重に対してもせん断耐力は確保されており、本供試体の破壊は(NO.2を除き)最大耐力に達した後、大変位の繰り返しによるせん断耐力の劣化により生じたものと思われる。劣化の度合は荷重の繰り返し回数に左右されると思われるため、繰り返し1回の本実験からのじん性率は過大評価の可能性がある。

(4). 本実験の壁筋比の範囲内では、降伏モーメント、最大モーメントに顕著な差異は生じなかった。0.5%は道路橋示方書に基いて算出した必要せん断筋量であり、同量の縦筋を配置することもあり、耐力的にはこの程度で十分と思われる。

(5). 実験結果をみる限りせん断耐力を上げればじん性は大きくなると思われるが、本橋脚の場合、せん断耐力の向上のためには壁厚を大きくすることが必要であり不経済につながる。結果的に設計荷重の5倍以上の耐力を有する本橋脚においては、その耐力の大きさにおいて十分な保有耐力が確保されていると云える。

(6). 詳しい報告は割愛するが、橋軸方向載荷によるひびわれに起因する剛性低下は20%程度であった。また本実験により得られた荷重～変位曲線は、別途実施したコンクリートの引張強度を無視した弾塑性FEM解析によりかなりの精度で再現できた。

4. あとがき

非常に基礎的な実験であるが、実験結果をみる限り、本I形橋脚の設計に関し、道路橋示方書に基いたせん断補強によって(但し必要量を横筋として配置し、かつ同量の縦筋を配置する範囲で)少なくとも曲げ耐力と同程度のせん断耐力を確保できると云えよう。

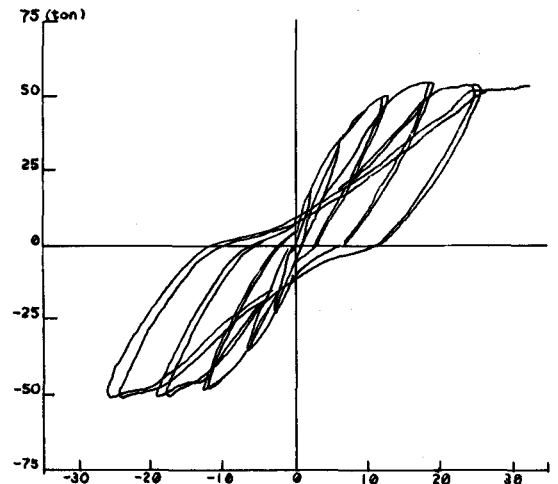


図-4 荷重～変位曲線 (NO.1)