

関西大学工学部 正会員 三 上 市 藏
 関西大学工学部 正会員 森 沢 敬 文
 (株)片山鉄工所 正会員 小 沢 健 作

1. まえがき 高くて多数の補剛材を有する箱桁やプレートガーダーの腹板が設計されることが多いが、その設計法は十分に確立されてはならず、その耐力についてわからない点が多い。著者らは先に¹⁾多補剛プレートガーダーの曲げ耐力実験を行ったが、さらに模型5体に対する実験を行ったので、その結果を報告する。

2. 実験の概要 実験桁は Model C1, C2, C3, C4 および C5 の5体であるが、先の実験の Model C0 とあわせて以下に述べる。図-1(a)に示すように2点载荷により実験対象パネルに純曲げを作用させた。実験対象パネルの実測寸法を表-1に示す。縦横補剛材は Model C0, C1, C2 および C4 が図-1(b), Model C3 が図-1(c), Model C5 が図-1(d)に示すように配置されている。この間隔は道路橋示方書²⁾に準拠して決定した。すなわち、曲げ応力に対して水平補剛材間隔を定め、中立軸を含むパネルにおいて縁応力と大きさの等しいせん断応力を考え、曲げせん断パネルとして垂直補剛材の間隔を定めた。補剛材の剛比を表-2に示す。道路橋示方書に基づく補剛材の剛比 $Y_{x, spec}$ および $Y_{y, spec}$ は各実験桁の補剛材間隔に対して決定した。実験桁の補剛材は表-2の()内に示す値を目標に設計したものである。

3. 実験結果および考察 鋼種は SS41 でその材料試験結果は表-3のようである。部材によっては降伏応力がかなり異なり、Model C3 はハイブリッド桁のようになっている。図-2に上フランジおよび1段目と2段目の水平補剛材の水平曲げひずみと荷重との関係を示す。Model

C1, C2, C4 および C5 では上フランジが水平座屈する前に水平補剛材に大きな水平曲げが生じている。Model C0 および C3 では上フランジの水平座屈まで水平補剛材は水平曲げを生じなかった。

図-3に2段目の水平補剛材の崩壊後の残留水平変位を示す。Model C1, C4 および C5 は初期たわみの影響で非対称に変形している。Model C1 以外の桁は垂直補剛材間での1半波のモードと対象パネル全長に渡る1半波のモードとが合成されたモードで崩壊して

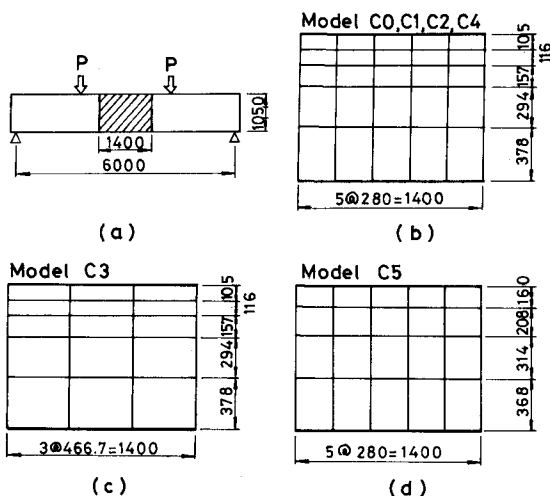


図-1

表-1

Model	水平補剛材			垂直補剛材			腹板		
	幅 (mm)	厚さ (mm)	本数	幅 (mm)	厚さ (mm)	本数	長さ (mm)	高さ (mm)	厚さ (mm)
C0	22.82	3.24	4	50.60	3.19	4	1398.0	1047.0	2.19
C1	25.09	3.03	4	50.06	3.01	4	1394.0	1047.7	2.23
C2	20.27	3.30	4	40.30	2.99	4	1396.3	1046.6	2.23
C3	21.10	3.25	4	49.90	3.25	2	1398.4	1047.6	2.65
C4	15.98	2.92	4	38.97	2.88	4	1397.5	1047.7	2.28
C5	15.76	3.11	3	39.31	3.02	4	1397.9	1047.7	2.19

表-2

Model	水平補剛材			垂直補剛材		
	Y_x	$Y_{x, spec}$	$Y_x/Y_{x, spec}$	Y_y	$Y_{y, spec}$	$Y_y/Y_{y, spec}$
C0	12.83	8.01	1.602(1)	137.7	112.2	1.227(1)
C1	15.18	7.98	1.902(2)	119.8	113.0	1.060(1)
C2	8.73	8.00	1.092(1)	62.2	112.6	0.552(0.5)
C3	5.77	13.35	0.432(-)	76.4	40.4	1.890(-)
C4	3.56	8.00	0.445(0.5)	50.9	112.4	0.453(0.5)
C5	4.10	8.01	0.512(0.5)	61.8	112.3	0.550(0.5)

表-3

Model	降伏応力 (kg/cm ²)			弾性係数 (kg/cm ²)	ポアソン比
	フランジ	補剛材	腹板		
C0	2570	2960	3160	2.04x10 ⁶	0.29
C1	3030	2120	2510	2.19	0.28
C2	3030	2120	2510	2.19	0.28
C3	3570	5540	1960	2.19	0.28
C4	2980	2820	2800	2.15	0.27
C5	3410	2840	2700	2.12	0.27

いるが、Model C1 だけは全体の1半波のモードで崩壊しており、これは初期たわみの影響と思われる。

図-4に Model C2 の崩壊状況を示す。水平補剛材が垂直補剛材間で水平座屈しているのがわかる。

表-4に崩壊荷重 P_{max} とフランジ降伏モーメントおよび全塑性モーメントに対する荷重 P_y および P_p を示す。ひずみ硬化、溶接残留応力、降伏応力のばらつき、支点の摩擦などが原因と思われるが、すべての桁で $P_{max} > P_p$ となった。

崩壊荷重をはりの横倒れ座屈応力曲線上にプロットすると図-5のようになる。実験桁の座屈パラメータは $\alpha = 0.21 \sim 0.26$ と小さく、耐荷力が大きくなる傾向にある。図-5には α の値の小さい実験例を比較のために併記した。

結果の詳細とその考察は講演会当日に述べる。

〔謝辞〕 模型の設計にあたって助力を得た舞鶴工専武田ハ郎助教授に感謝の意を表する。

1) 三上・森沢・武田・米沢：多数の補剛材を有するプレートガーダーの曲げ耐荷力実験，土木学会関西支部年次講演，昭54-6。

2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，昭48年。

3) 森脇良一・藤野真之：初期不整を有するプレートガーダーの純曲げ強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 264，昭52-8。

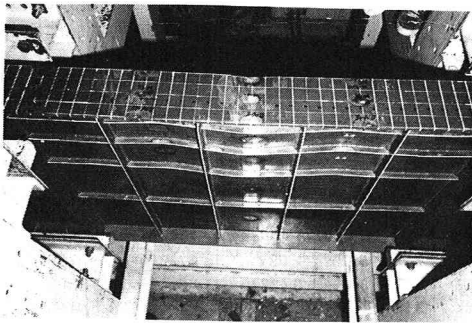


図-4

表-4

Model	P_y (tons)	P_p (tons)	P_{max} (tons)	P_{max}/P_y	P_{max}/P_p
C0	27.00	32.71	34.6	1.28	1.06
C1	32.13	33.93	37.0	1.15	1.09
C2	32.03	33.83	34.5	1.08	1.02
C3	39.70	38.81	44.0	1.11	1.13
C4	30.64	33.22	39.76	1.30	1.20
C5	33.14	34.87	38.7	1.17	1.11

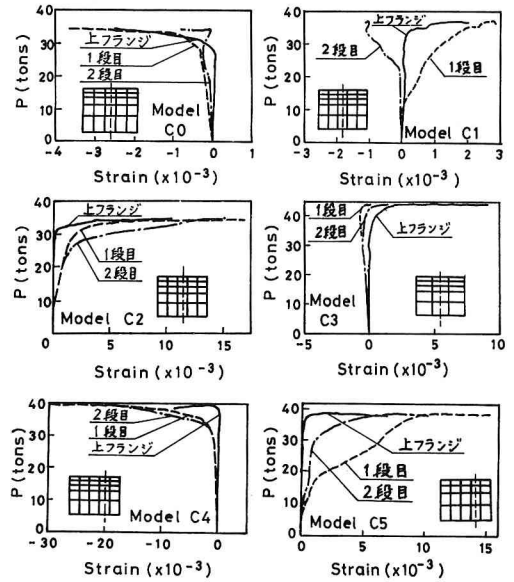


図-2

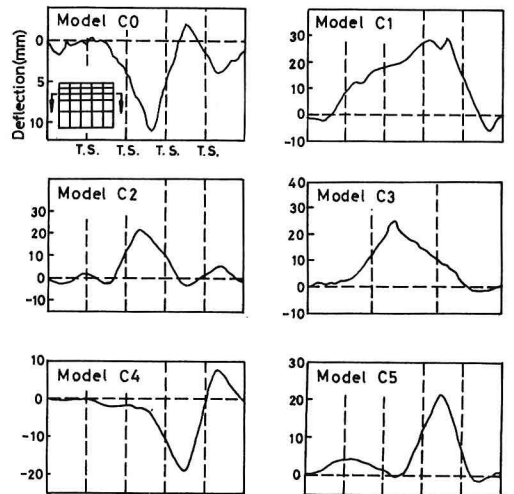


図-3

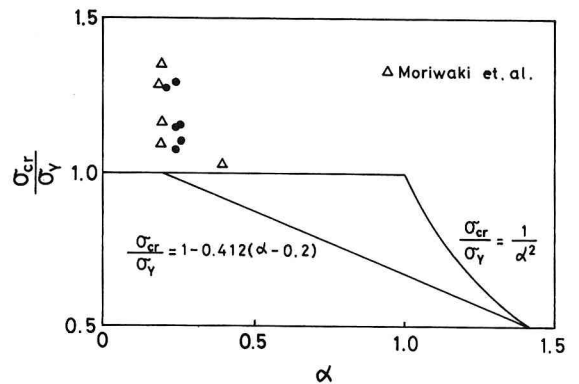


図-5