

架構の剛性 I — 水平力を受ける変断面梁架構

塚 越 勇*, 共同研究者*

Rigidity of Framed Structure I

Isamu TSUKAGOSHI* and collaborators*

(Received September 25, 1974)

A simple way of computation is proposed in order to estimate the rigidity of the framed structures with nonuniform section beams. An computer analysis of the framed structures is made in terms of the stiffness matrix to obtain the rigidity of uniform section beams equivalent to that of nonuniform section beams. A simple relationship between the rigidity of the framed structure and that of nonuniform section beams is found.

架構の剛性 I — 水平力を受ける変断面梁架構

目 的

現在の架構の設計方法は応力を主体としたものであり架構の応力計算は部材剛比に基づくものである。しかし設計の過程においては変形量が問題となることがあるが、現在の設計方法においては架構の各部材は節点中央の断面で代表され変断面部分を含んでいてもその部分の影響は変形量に反映されていない。解析方法が手計算中心から自動計算機が主体へと移行してはいるが上述の現象は同じであり計算機による解析精度が向上すればする程、入力データとしての部材の適切な評価が要求される。しかしながら変断面部分を精度良く架構の剛性に反映させるには多くの方法があるが設計経費の経済性から実用的な方法は少ない。

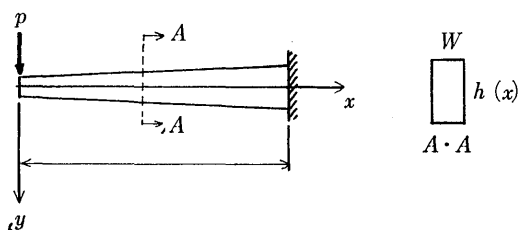
本研究は架構における梁が変断面部分を有し、水平力を受ける場合、変断面部分の影響を精度良くしかも可能なかぎり単純な方法で架構剛性に反映させる方法を提案するものである。

研究方法

架構の形態を想定し、解析は剛性法によった。解析の進め方は第1図にフローチャートとして示す。まず変断面片持梁について十分な精度を与える区分数と断面性能の表わし方について検討した。これに基づいて架構にお

ける梁の変断面部分の取り扱い方が決定されている。

区分数と断面性能の評価方法は種々あるがこれらは第2図に示す。これらの中より十分な精度を与えるものが採用された。比較する解については梁理論による微分方程式—(1)から求めた式—(2)を基準とした。



$$E \cdot I_{(x)} \cdot d^2 v / dx^2 = P \cdot x \quad (1)$$

ただし、 $v_{(x)}$ は y 方向の変位

$$I_{(x)} = I_0 (1 + n \cdot x / l)$$

I_0 : $x = 0$ の断面における断面二次モーメント

n : 任意の数値をとりうる係数

(1)式の解は次式で与えられる。

$$v = Pl^2 / n^2 EI_0 \left[\left(\frac{n}{2l} \cdot x^2 + 2x + l/n \right) - l/n \left(1 + n/l \cdot x \right) \log(1 + n/l \cdot x) + Ax + B \right] \quad (2)$$

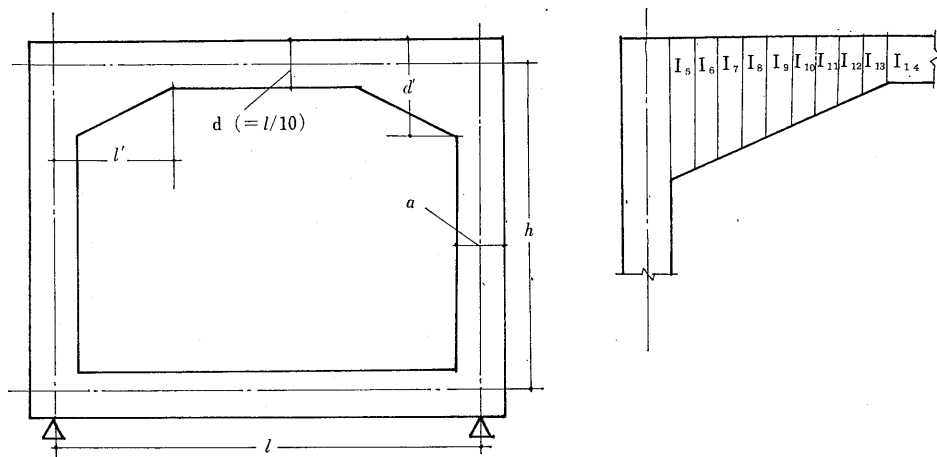
ただし

$$A = Pl^2 / n^2 EI_0 [\log(1+n) - (1+n)]$$

$$B = Pl^3 / n^2 EI_0 \left[\frac{1}{n} \cdot \log(1+n) + \frac{n}{2} - 1 - \frac{1}{n} \right]$$

* 建築学科 (Department of Architecture)

中間階を想定したモデル

D₁ 変断面部分を考慮した場合の変形量 (26節点)D₂ 変断面部分を無視した場合の変形量 (4節点)

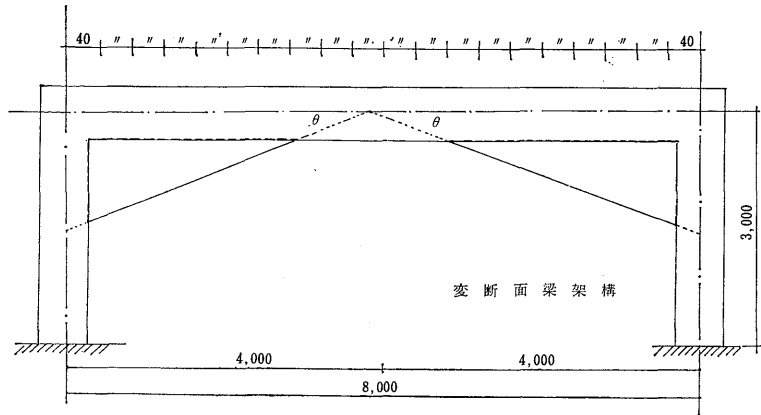
単位 cm

第1表

l	h	l'	d'	$d(=l/10)$	$\alpha=\frac{l'}{l}$	柱 断 面	梁 断 面	D ₁	D ₂	D ₁ /D ₂
400	350	170	140	40	0.85	36×36	30×40	8. 9334	12.2435	0.73
		170	100		0.85			9. 1750		0.75
		170	70		0.85			9. 7180		0.79
		120	100		0.60			9. 4916		0.78
		120	70		0.60			9. 9984		0.82
		80	70		0.40			10.3785		0.85
450	350	190	140	45	0.84	38×38	30×45	7. 2004	9. 7708	0.74
		190	100		0.84			7. 4448		0.76
		190	70		0.84			7. 9966		0.82
		130	100		0.57			7. 7167		0.79
		130	70		0.57			8. 2167		0.84
		70	140		0.31			8. 0851		0.83
		70	70		0.31			8. 6146		0.88
500	350	200	140	50	0.80	40×40	30×50	5. 9210	7. 9413	0.75
		200	100		0.80			6. 1708		0.78
		200	70		0.80			6. 6992		0.84
		130	100		0.52			6. 4332		0.81
		130	70		0.52			6. 8784		0.87
		70	70		0.28			7. 7032		0.97
600	350	220	140	60	0.73	44×44	30×60	4. 1734	5. 4784	0.76
		220	120		0.73			4. 2723		0.77
		220	100		0.73			4. 4227		0.81
		145	140		0.48			4. 3765		0.80
		145	120		0.48			4. 4585		0.82
		145	100		0.48			4. 5855		0.84
		100	100		0.33			4. 7315		0.86

l	h	l'	d'	$d(=l/10)$	$\alpha = \frac{l'}{l}$	柱断面	梁断面	D_1	D_2	D_1/D_2
650	350	240	140	65	0.74	48×48	35×65	3. 0238	3. 9396	0.77
		240	120		0.74			3. 1056		0.79
		240	100		0.74			3. 2341		0.82
		165	140		0.51			3. 1516		0.80
		165	120		0.51			3. 2244		0.82
		165	100		0.51			3. 3303		0.85
		90	100		0.28			3. 4012		0.86
750	350	250	140	75	0.67	51×51	35×75	2. 5514	3. 1557	0.81
		250	120		0.67			2. 6020		0.82
		200	140		0.53			2. 6052		0.83
		200	120		0.53			2. 6744		0.85
		150	140		0.40			2. 6750		0.85
		150	120		0.40			2. 7336		0.87
		100	120		0.27			2. 7972		0.89
800	350	245	140	80	0.61	52.5×52.5	35×80	2. 2434	2. 7377	0.82
		245	120		0.61			2. 3219		0.85
		195	140		0.49			2. 2917		0.84
		195	120		0.49			2. 3601		0.86
		145	140		0.36			2. 3559		0.93
		145	120		0.36			2. 4088		0.88
		95	120		0.24			2. 4407		0.89
850	350	250	140	85	0.59	54×54	35×85	2. 0755	2. 3724	0.87
		250	120		0.59			2. 1202		0.89
		190	140		0.44			2. 0149		0.84
		150	140		0.35			2. 0947		0.88
		150	120		0.35			2. 0502		0.86
		130	140		0.31			2. 0679		0.86
		130	120		0.31			2. 1458		0.90
900	350	250	140	90	0.56	58×58	40×90	1. 5471	1. 8353	0.84
		250	120		0.31			1. 6098		0.88
		210	140		0.47			1. 5687		0.85
		170	140		0.40			1. 5959		0.87
		130	140		0.29			1. 6253		0.89
950	350	250	140	95	0.53	60×60	40×95	1. 3902	1. 6279	0.85
		250	120		0.53			1. 4597		0.90
		190	140		0.40			1. 4176		0.90
		190	120		0.40			1. 4783		0.91
		150	140		0.35			1. 4456		0.89
		150	120		0.35			1. 4947		0.92
1000	350	240	140	100	0.48	62×62	40×100	1. 2876	1. 4519	0.89
		200	140		0.40			1. 2982		0.89
		160	140		0.32			1. 3139		0.91

変断面梁架構のモデル化説明図



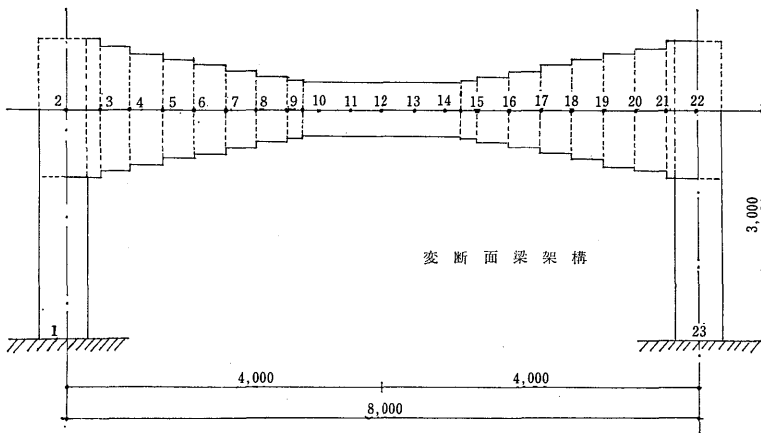
- 最適区分方法(10区分)

- 最適断面算定方法
(断面2次モーメントの平均)

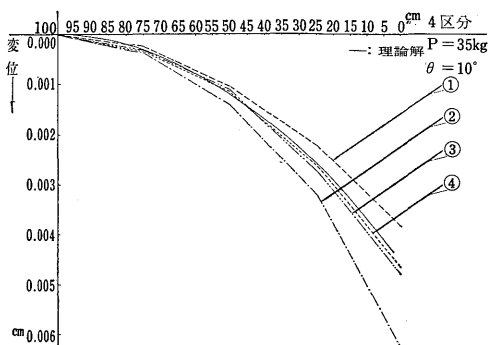
による

モデル化

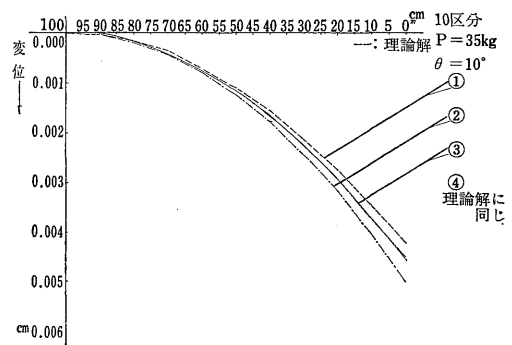
$\theta = 0^\circ, 6^\circ, 8^\circ, 10^\circ, 12^\circ$
 $14^\circ, 16^\circ, 18^\circ, 20^\circ, 25^\circ$
 $30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$



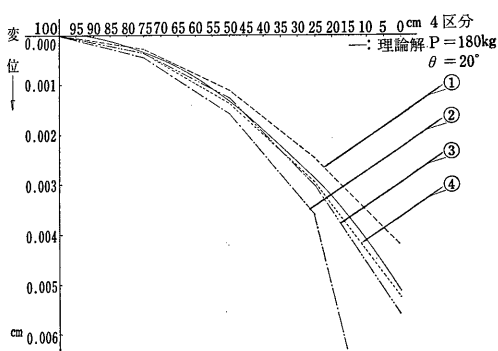
第 3 図



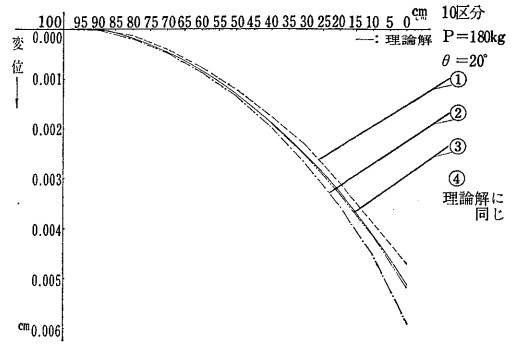
第 4 図



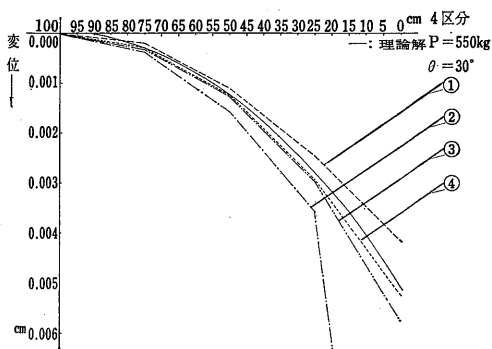
第 5 図



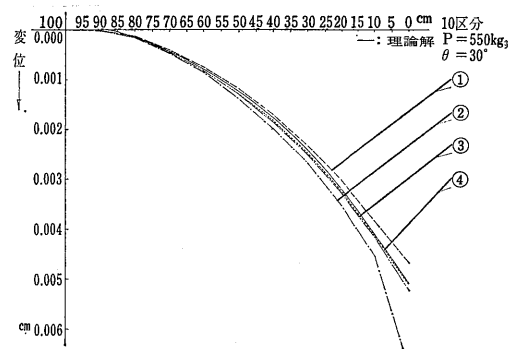
第 6 図



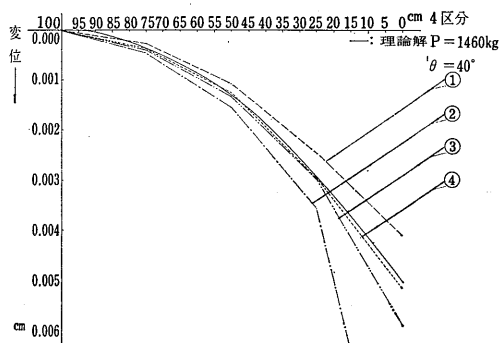
第 7 図



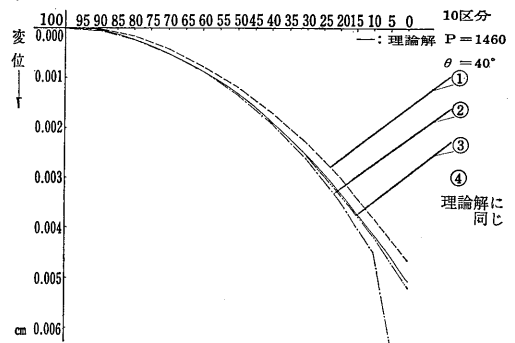
第 8 図



第 9 図



第 10 図



第 11 図

変断面梁のモデル化についても第2図に示す。架構のモデル化については第3図に示す。次に高層架構の中間階を想定したモデルを第1表に示す。

研究結果

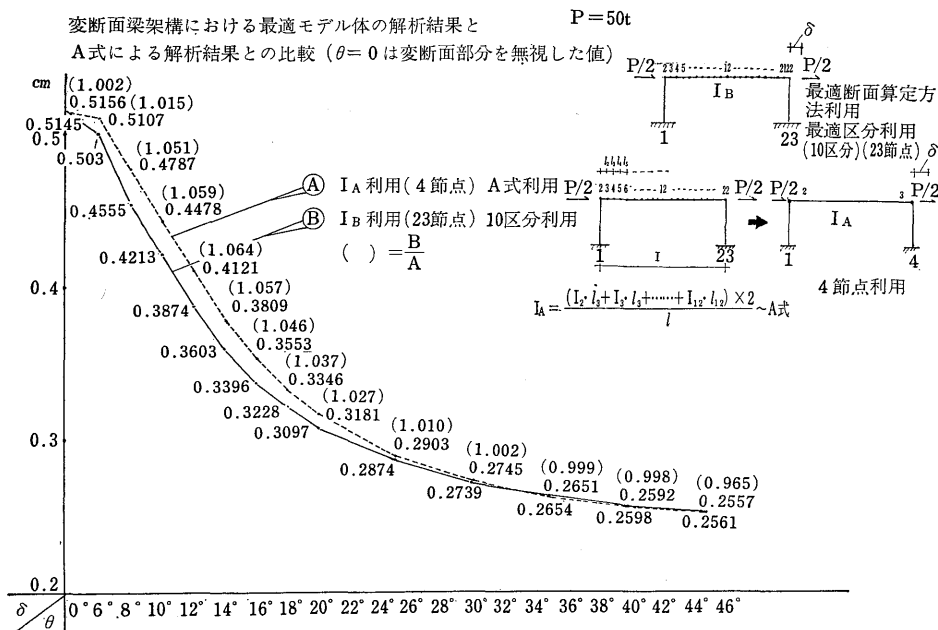
片持梁による区分数と断面性能評価については第4図から第11図に4区分と10区分について各々示してある。これによって10区分で十分な精度が与えられるとした。断面性能評価については④が良い精度を与えている。

架構のモデル化においては片持梁による結果から変断面部分の区分している。各々のモデルについての結果は第12図に示してある。以上を5層架構に適用した場合の結果を第13図に示す。中間階については第14図に示す。

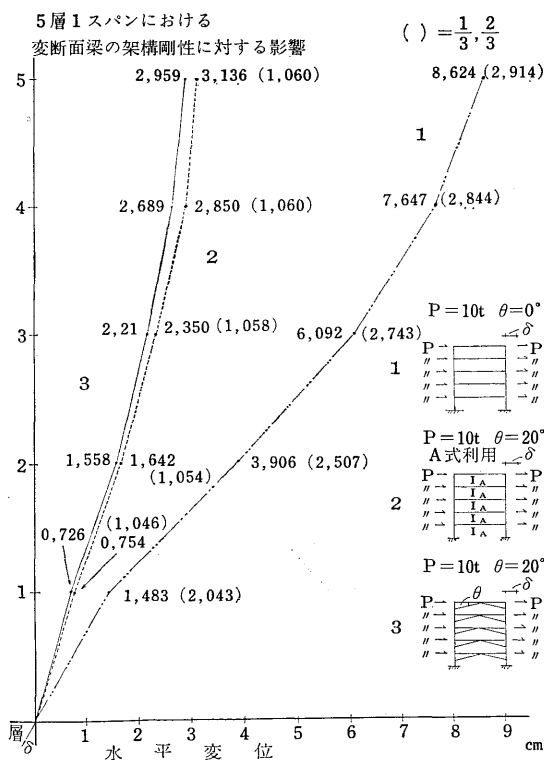
次にゴム製モデル(第15図, 写真1・2・3・4)による実験結果との比較を第16図から第19図に示す。

考 察

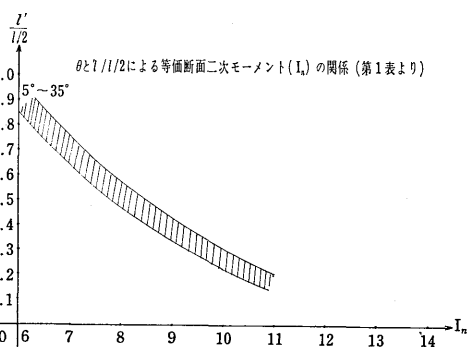
剛性法による骨組架構の解析における入力データは変



第 12 図



第 13 図



第 14 図

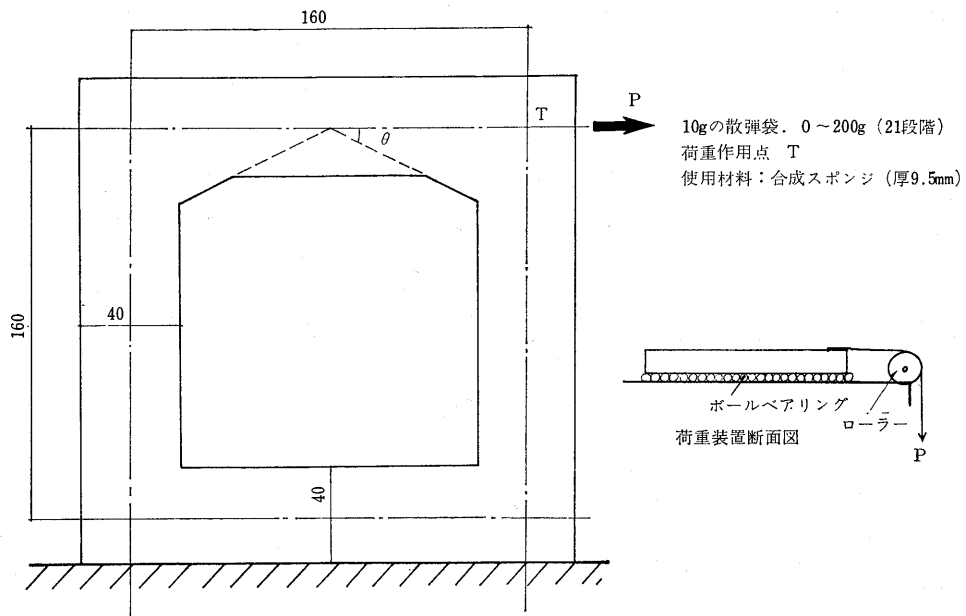
断面部分については、ある範囲内で多くの節点を設けることにより解析精度は向上するがこれは実用的でない。

実験結果との比較において、剛性法を適用するためのモデル化の過程において θ が大きくなると誤差が大きくなる。これは第 20 図に示される。

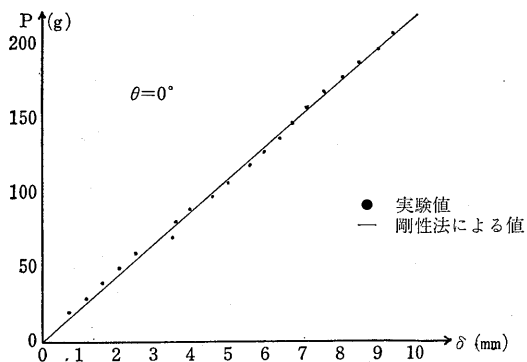
研究結果から明らかなことであるが変断面部分を無視した場合と考慮した場合とでは、無視出来ない差があり、架構の形態によって変断面部分をどの様に評価したら適切な架構剛性が与えられるかが示された。

架構のモデル化と入力データについては未解決な点もあるが継続した研究が行なわれている。

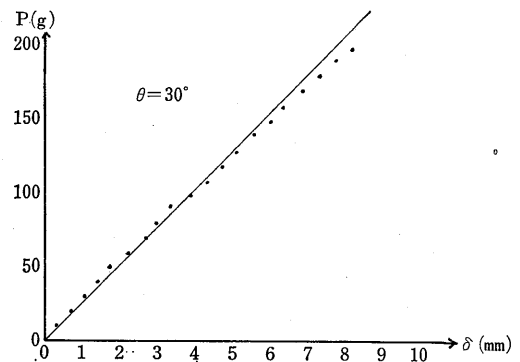
実験用ゴム板モデル寸法及び荷重装置



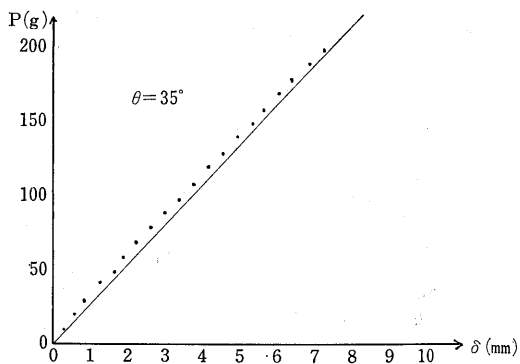
第 15 図



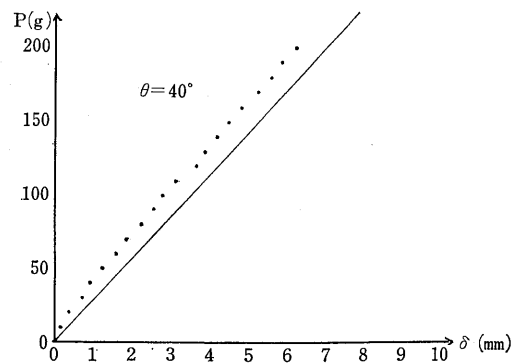
第 16 図



第 17 図

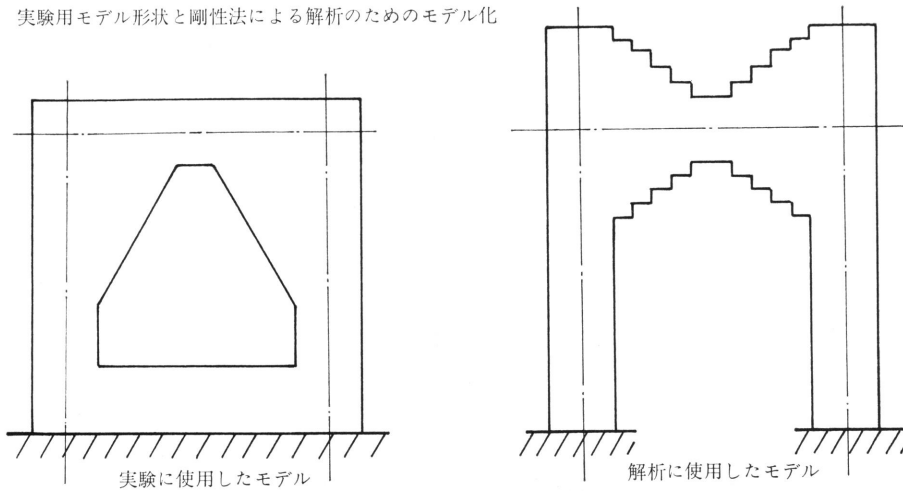


第 18 図



第 19 図

実験用モデル形状と剛性法による解析のためのモデル化



第 20 図

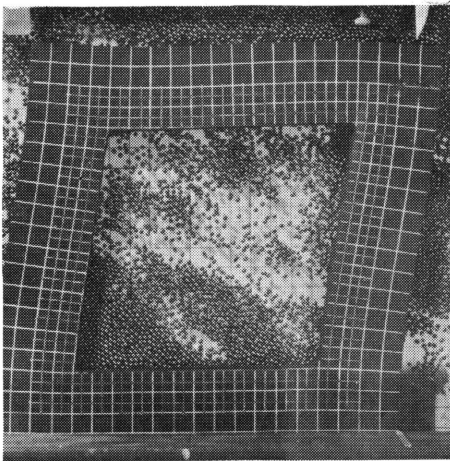


写真 1 ($\theta = 0^\circ$)

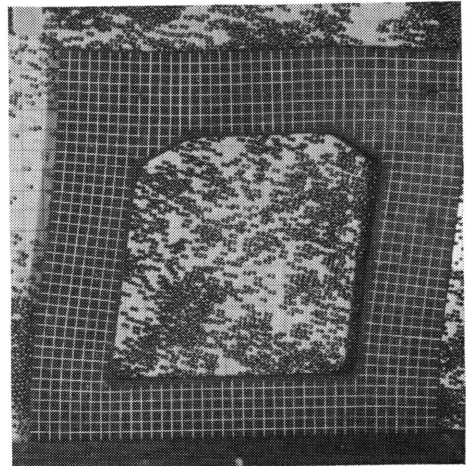


写真 2 ($\theta = 30^\circ$)

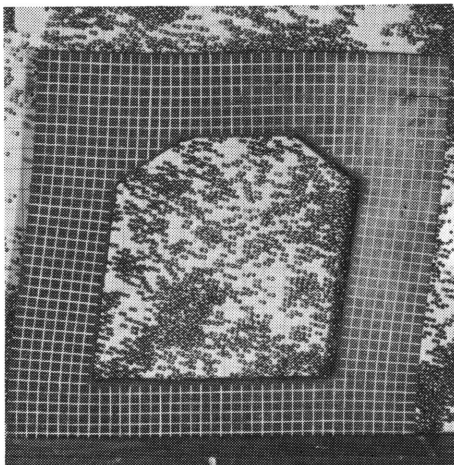


写真 3 ($\theta = 35^\circ$)

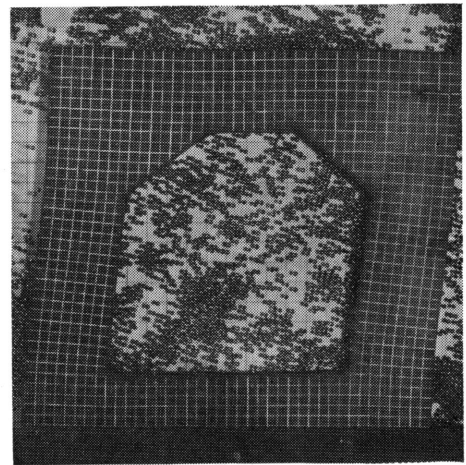


写真 4 ($\theta = 40^\circ$)

共同研究者

跡部義久, 浅井博光, 大橋忠正, 梶 武, 石川哲, 上村恭弘, 総谷
善則, 柴田直和, 高野瀬宏, 茅野芽九六, 八谷俊之, 丸山由春