



土木研究所資料

第 201 号

R C 斜め床版橋に関する研究

昭和 41 年 7 月

建設省土木研究所

はしがき

橋梁設計の標準化の一環として、鉄筋コンクリート床版橋（以下「RC床版橋」と略称する）の標準設計を作成するための予備設計を行なつたが、その妥当性を確かめるため、設計案の一つについての供試体による検証試験と、板理論にもとづく計算結果の分析による設計基本事項の検討とを行なつた。

予備設計の対象とした範囲は、支間（斜支間） $l = 2.0 \sim 7.0 \text{ m}$ 、幅員 $b = 8.0 \sim 9.5 \text{ m}$ 、 $l/b \div 0.2 \sim 0.8$ で、鉄筋コンクリート道路橋設計示方書（以下「RC道示」と略称する）4.5条に示される l/b の区分によれば、主として $l/b < 0.7$ の範囲に属するものであり、また、斜角 φ は $0^\circ \sim 75^\circ$ の範囲とし、RC道示に規定のない $\varphi < 45^\circ$ の場合についても標準設計ならびにそれに必要な資料を得ることを目的とした。

その結果、今後床版橋の標準設計を作成する際にとくに問題となる l/b の小さい範囲についての一応の設計資料が得られた。

この報告は、主として上記のような供試体による検証試験と電算解析の結果についてまとめたものである。

電算解析の実施にあたっては、名古屋大学教授・成岡昌夫博士の御指導をいただき、演算に際しては同・教授の作られたプログラムの使用をお許しいただいた。ここに深甚なる感謝の意を表します。

また、この課題の遂行にあたり、終始御指導をいただいた土木研究所・多田構造橋梁部長および国広橋梁研究室長に対し、感謝の意を表します。

担当

橋梁研究室

建設技官 太田 実

目 次

はしがき

1 概 説	1
1.1 記号および定義	
1.2 標準設計のための予備設計の概要	
1.3 設計上の問題点	
1.4 試験計画	
2 供 試 体	4
2.1 構造概要	
2.2 使用材料ならびに強度試験結果	
3 施工性の調査	7
3.1 施工精度の調査結果	
3.2 施工精度の調査結果に対する検討	
3.3 鈍角部の用心鉄筋について	
4 供試体の載荷試験	14
4.1 試験の種類と目的	
4.2 試験方法	
4.3 試験結果	
4.4 試験結果の検討	
5 等方性板理論による計算	36
5.1 解析法	
5.2 計算の対象	
5.3 計算結果	
5.4 計算結果の検討	
6 設計基準への示唆	41
あ と が き	43

1. 概 説

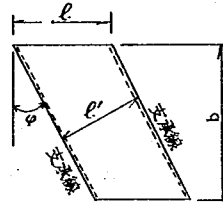
1.1 記号および定義

ℓ : 斜めの支間

ℓ' : 支承線に直角な方向の支間: $\ell \cos \varphi$

b : 版 幅

φ : 斜 角。図 1.1 のように定義する。



1.2 標準設計のための予備設計の概要

図 1.1

標準設計において対象とした構造寸法の範囲、設計条件、設計法を一括して示すと、表 1.1 のとおりである。

〔表 1.1〕 予 備 設 計 の 概 要

項 目	主 要 事 項	内 容						
範 囲	設計の対象とした 支間と斜角との組 合せ	$\ell(m) \backslash \varphi$	0°	30°	45°	60°	75°	Case
		2.0 0	○		○			2
		3.0 0	○		○			2
		5.0 0	○	○	○	○		4
		7.0 0	○	○	○	○	○	5
		Case 数	4	2	4	2	1	13
(幅員 8.0 mおよび 9.5 mのおののについて)								
設計条件	橋 の 等 級	1 等 橋						
	幅 員	8.0 0 mおよび 9.5 0 m						
	考慮すべき荷重の 種類	1) 死荷重: 高欄死荷重は 5 0 Kg/m とする 2) 活荷重: T-2 0 3) 衝 撃						
	材料の許容応力度	コンクリート	$\sigma_{ca} = 70 \text{ Kg/cm}^2$ および 8 0 Kg/cm ²					
		鉄 筋	$\sigma_{sa} = 1,800 \text{ Kg/cm}^2$ [SD 30] = 1,400 " [SR 24]					
		1) 舗 装 : アスファルト, 6cm厚 2) 地 覆 : 幅 4 0 cm, 高さ (舗装上) 1 5 cm						

曲げモーメント計
算式

1) $\varphi \leq 45^\circ$ の場合
RC道示(昭和39年6月, 日本道路協会)による。
 $M = 1.8\ell + 0.5(t \cdot m/m)$
ただし $\begin{cases} 1.3 > \ell/b \geq 0.7, & \varphi = 0 \sim 15^\circ \text{ のときは } \ell' \\ & \varphi = 15 \sim 45^\circ \text{ のときは } \frac{\ell + \ell'}{2} \\ \ell/b < 0.7 & \text{のときは } \ell' \end{cases}$
を上式中の ℓ 値として用いる。

2) $\varphi > 45^\circ$ の場合 ($\varphi = 60^\circ, 75^\circ$)

a) 版中央部
 $M = 1.8\ell' + 0.5(t \cdot m/m)$

b) 版端部 $\ell/5$ 区間
 $M = 1.8\ell + 0.5(t \cdot m/m)$

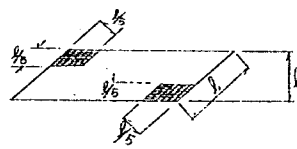
配筋方法

1) 主鉄筋
版端部は ℓ 方向, 版中央部は ℓ' 方向

2) 配力鉄筋
RC道示による

3) 鈍角部の用心鉄筋

a) 範囲
右図のように鈍角部において相隣る2辺と, それらから垂直距離 $\ell/5$ を隔てた平行線とによって囲まれる平行四辺形部分



b) 用心鉄筋量
幅1mあたりの用心鉄筋量は支間中央の幅1m当りの正鉄筋量に, 斜角に応じてつぎの係数kをかけた値とする。

φ	$0^\circ \sim 15^\circ$	$15^\circ \sim 30^\circ$	$30^\circ \sim 45^\circ$	$45^\circ \sim 60^\circ$	$60^\circ \sim 75^\circ$
k	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4

1.3 設計上の問題点

RC斜床版橋の設計にあたり、問題となるのはつぎの諸点であると考えられる。

(1) 設計モーメントのとり方

l/b および φ あるいは版の部分(中央部、側端部)に応じた合理的な設計モーメントのとり方。 $\varphi \leq 45^\circ$ の範囲に対してはRC道示に規定があるが、 $\varphi > 45^\circ$ については規定がないのでこの範囲に対しても設計基準を定める必要がある。

(2) 配力鉄筋量

$\varphi \leq 45^\circ$ の範囲に対してはRC道示に規定があるが、 $\varphi > 45^\circ$ に対してはこれがない。主鉄筋方向の曲げモーメントに対する主鉄筋に直角な方向のその比は、斜角が大きくなるほど増大するので、とくに、示方書に規定のない $\varphi > 45^\circ$ の場合について配力筋の妥当な量を明らかにする必要がある。

(3) 鈍角部における用心鉄筋量

$\varphi \leq 45^\circ$ の範囲に対してはRC道示4.5条の解説に標準値が示されている。鈍角部に生ずる負モーメントの割合は斜角が大きいくほど増大すると考えられるから、これについても、とくに $\varphi > 45^\circ$ の場合について明らかにしておかなければならない。

予備設計においては、これらの諸点に関しては表1.1に示したように仮定したが、これは、 $\varphi \leq 45^\circ$ の範囲に対してはRC道示に従い、 $\varphi > 45^\circ$ の範囲に対してはRC道示の規定を φ の大きな範囲にまで拡張せしめたような考えによっている。

このような仮定のもとに設計したものについて、供試体による検証実験と原理論による計算結果より検討を加えて、その妥当性をたしかめ、必要があれば当初の仮定を修正して、合理的な設計基準を見出すこととした。

1.4 試験計画

予備設計の対象としたもののうち、代表的な1つのCaseについて実大供試体を作製し、製作過程におけるその施工性の調査を行なうとともに、完成した供試体について載荷試験を行なうて、その耐力を検証するものである。

おもな調査項目はつぎのとおりである。

(1) 施工性の調査

a) 床版寸法の施工誤差、配筋精度等の調査

b) 鈍角部用心鉄筋の施工に関する調査

b)は、とくに斜角の大きい場合に用心鉄筋量がかかなり多くなることを予想し、配筋作業、コンクリート打設・締固めなど施工性の面から、施工可能な用心鉄筋の限界量(最大量)を判断しようとするものである。

(2) 載荷試験

a) 曲げ耐力の調査

b) 支承部近傍におけるせん断耐力の調査

c) 破壊状況の調査

2. 供 試 体

2.1 構 造 概 要

$\ell = 5.0 \text{ m}$, $b = 9.5 \text{ m}$, $\varphi = 60^\circ$ の場合を対象とし、予備設計にしたがつて、図 2.1 のような設計とした。試験室のスペースの関係で、全幅員のほぼ中央で 2 分割したものの半分のみを製作した。分割にともなう版中央部の剛度の低下を補うため分割線には地震状の付加断面を設けるとともに I C - 200 $\times$ 90 $\times$ 8 を埋込んだ。

2.2 使用材料ならびに強度試験結果

(1) 鉄 筋

用いた鉄筋の種類とそれぞれの使用箇所は図 2.1 に示すとおりで、その試験片による強度試験結果は、表 2.1 のとおりである。

表 2.1 鉄筋の強度試験結果

種 類	公称断面 面積 (cm^2)	降伏点 荷重 (t)	破断荷重 (t)	降伏点 応力度 (kg/cm^2)	引張強さ (kg/cm^2)	伸 び (%)	破断箇所*	使用箇所
D ϕ 19 (SD30)	2.865	10.380	15.640	36	55	25	B	主 鉄 筋
		10.300	15.500	36	54	25	B	
		10.300	15.640	36	55	23	B	
D ϕ 16 (SD30)	1.986	7.370	10.780	37	54	23	B	用心鉄筋
		7.370	10.780	37	54	23	B	
		7.360	10.770	37	54	22	B	
D ϕ 13 (SD30)	1.267	4.600	6.880	36	54	—	C	組立鉄筋 配力鉄筋
		4.570	6.800	36	54	24	B	
		4.530	6.870	36	54	25	A	
ϕ 13 (SR24)	1.527	3.750	5.300	28	40	31	A	地 覆 筋 組立鉄筋
		3.800	5.290	29	40	34	A	
		3.750	5.340	28	40	31	B	
ϕ 9 (SR24)	0.636	1.780	2.480	28	39	29	A	"
		1.800	2.400	28	39	32	B	
		1.780	2.680	31	42	32	A	

* A: 標点間の中心から標点距離の $\frac{1}{2}$ 以内で切断したもの

B: 標点間の中心から標点距離の $\frac{1}{2}$ をこえ標点以内で切断したもの

C: 標点外で切断したもの

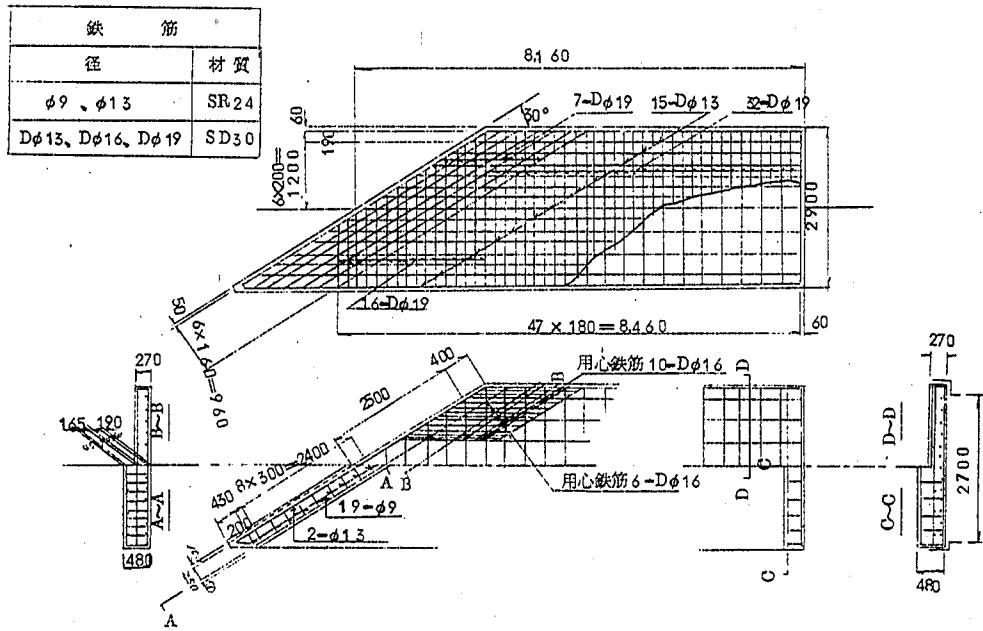


図-2.1 供試体の概要

(2) コンクリート

生コン使用。コンクリート材料は表2.2のとおり。骨材の物理的性質は表2.3のとおり。

表2.2 コンクリート材料

材 料	摘 要
セメント	アサノペロセメント
細 骨 材	川砂(鬼怒川産・外浪瀬浦産混合)
粗 骨 材	川砂利(利根川産)

表2.3 骨材の物理的性質

物理的性質	種 類	砂	砂 利		フルイ目の開き (mm)	通過百分率(%)	
						砂	砂 利
最大寸法(mm)			25	ふる い 分 け 試 験	25		99
					20		74
比 重	2.61	2.67			15		60
					10		25
単位容積重量 (kg/m ³)	1,660	1,720			5	98	2
					2.5	85	
吸 水 量 (%)	2.45	1.01			1.2	73	
					0.6	50	
有機不純物試験による合否	合 格	—			0.3	18	
					0.15	2	
洗い試験による損失量(%)	0.7	—			粗 粒 率	2.74	6.99

コンクリートの示方配合は表2.4のとおり。

表2.4 コンクリートの示方配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	W(kg/m ³)	C(kg/m ³)	w/c(%)	S(kg/m ³)	G(kg/m ³)	s/a(%)	スランプ (cm)
25	173	353	49	727	1,162	39	

備 考 運搬車種：ドラム回転式アジテータートラック

図2.2 コンクリートの $\sigma \sim \epsilon$

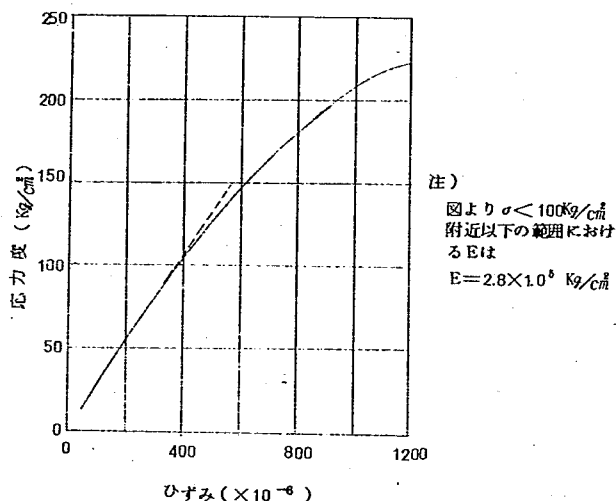


表2.5 コンクリートの圧縮強さ

供試体	$\sigma_{28} (\text{kg/cm}^2)$	平均
1	297	280
2	263	

注) 供試体: $\phi 15 \times 30 \text{ cm}$
 養生: 現場養生

材令28日における現場養生供試体の圧縮強さ試験結果は表2.5のとおりである。また、この供試体について弾性係数を求めた結果は図2.2のようである(ヒズミ測定はワイヤストレーンゲージによる)。

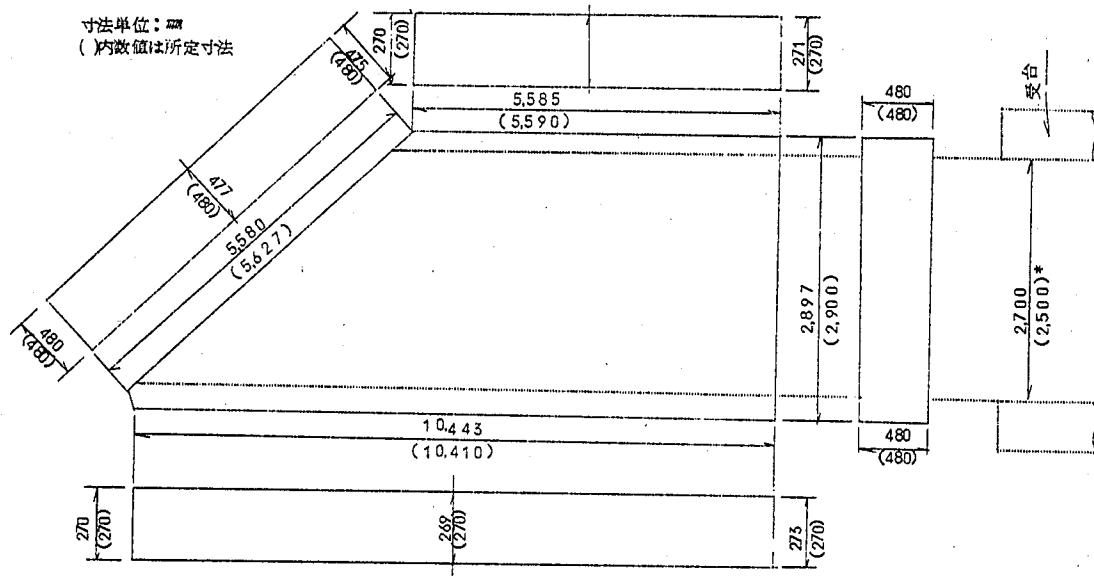
以上のように、材料はすべて規格値または設計基準値を満足するものである。

3. 施工性の調査

3.1 施工精度の調査結果

供試体の製作途上において、寸法精度および配筋精度の調査を行なった。その結果はつ

図 3.1 型枠の寸法



* 設計支間は，2500であるが、載荷試験において版支承部近傍についてのセン断耐荷力を苛酷な条件で照査するた、版が受台にかかる部分の幅を100mmとした。従つて、載荷試験は支間2700として行なつた。

ぎのとおりである。

(1) 寸法精度

型枠の組立が完了した段階においてその寸法精度を照査した結果は、図3.1に示すとおりである。型枠はすべて木製である。

(2) 配筋精度

配筋高さの所定位置に対する誤差は表3.1のようであった。配筋高測点位置は図3.2に示すとおりである。

主鉄筋は版端部で90°折曲げて止めてあるが、その折曲げ端の鉄筋面と型枠内側(側面)との間隔、すなわちコンクリートのかぶり厚は図3.3に示すようであった。

なお、この床版の配筋にあたっては矩形状に折り曲げた組立鉄筋を用いたが、その配置箇所を図3.4に示す。

表3.1 配筋精度(有効高の誤差) (寸法単位: mm)

用途 種類 位置	主 鉄 筋			組 立 鉄 筋		配 力 鉄 筋			
	Dφ19			Dφ13		Dφ13			
	橋 軸 方 向			橋 軸 方 向		橋 軸 直 角 方 向			
	下 側			上 側		下 側		上 側	
所定寸法	4 9.5			2 3 6.5		6 2.5		2 2 3.5	
1	R	53	+ 3.5	210	-26.5	67	+ 4.5	198	-25.5
	C	53	+ 3.5	210	-26.5	63	+ 0.5	200	-23.5
	L	52	+ 2.5	221	-15.5	59	- 3.5	206	-17.5
2	R	50	+ 0.5	212	-24.5	63	+ 0.5	200	-23.5
	C	49	- 0.5	212	-24.5	62	- 0.5	200	-23.5
	L	51	+ 1.5	216	-20.5	62	- 0.5	202	-21.5
3	R	50	+ 0.5	217	-19.5	64	+ 1.5	206	-17.5
	C	50	+ 0.5	214	-22.5	61	- 1.5	203	-20.5
	L	45	- 4.5	223	-13.5	64	+ 1.5	210	-13.5
4	R	50	+ 0.5	215	-21.5	62	- 0.5	205	-18.5
	C	51	+ 1.5	220	-16.5	63	+ 0.5	210	-13.5
	L	50	+ 0.5	224	-12.5	68	+ 5.5	207	-16.5
5	R	49	- 0.5	218	-18.5	62	- 0.5	206	-18.5
	C	50	+ 0.5	220	-16.5	65	+ 2.5	208	-15.5
	L	50	+ 0.5	226	-10.5	61	- 1.5	211	-12.5
6	R	48	- 1.5	224	-12.5	63	+ 0.5	207	-16.5
	C	50	+ 0.5	214	-22.5	63	+ 0.5	204	-19.5
	L	51	+ 1.5	221	-15.5	62	- 0.5	205	-18.5
7	R	51	+ 1.5	222	-14.5	64	+ 1.5	208	-15.5
	C	45	- 4.5	217	-19.5	62	- 0.5	205	-18.5
	L	45	- 4.5	220	-16.5	62	- 0.5	205	-18.5

用途 種類 位置	主 鉄 筋		組 立 鉄 筋		配 力 鉄 筋			
	D ϕ 19		D ϕ 13		D ϕ 13			
	橋 軸 方 向 下 側		橋 軸 方 向 上 側		橋 軸 直 角 方 向 下 側 上 側			
所定寸法	42.5		234.5		62.5 223.5			
8	R							
	C	46 -3.5	217 -19.5	63 +0.5	205 -18.5			
	L	43 -6.5	220 -16.5	62 -0.5	209 -14.5			
9	R							
	C	47 -2.5	216 -20.5	61 -1.5	205 -18.5			
	L	49 -0.5	219 -17.5	62 -0.5	207 -16.5			
10	R							
	C	46 -3.5	215 -21.5	58 -4.5	204 -19.5			
	L	49 -0.5	217 -19.5	62 -0.5	206 -17.5			
11	R							
	C	50 +0.5	231 -5.5	62 -0.5	220 -3.5			
	L	47 -2.5	217 -19.5	62 -0.5	205 -18.5			
12	R							
	C							
	L	51 +1.5	213 -23.5	62 -0.5	201 -22.5			
平 均		-0.5	-18.5	0	-18.0			
Max	+	+3.5		+5.5				
	-	-6.5	-26.5	-4.5	-25.5			

注 1) 鉄筋高さは便宜上型枠底面から鉄筋上面までの距離で示す。

2) 誤差は、所定位置より高いものを(+), 低いものを(-)で示す。

図 3.2 鉄筋高さ照査箇所
(○印)

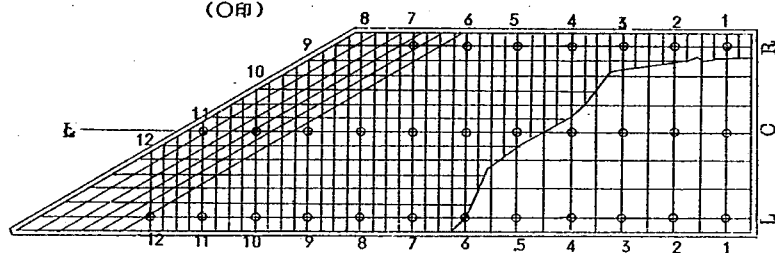
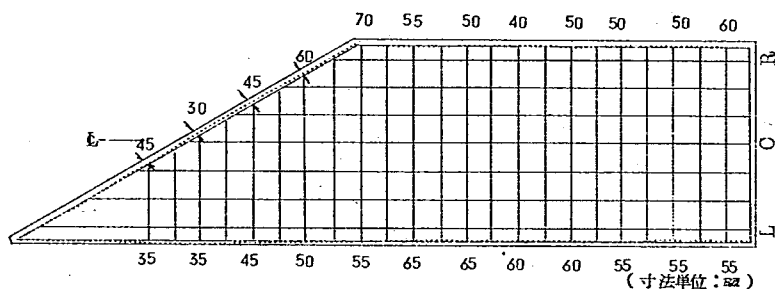
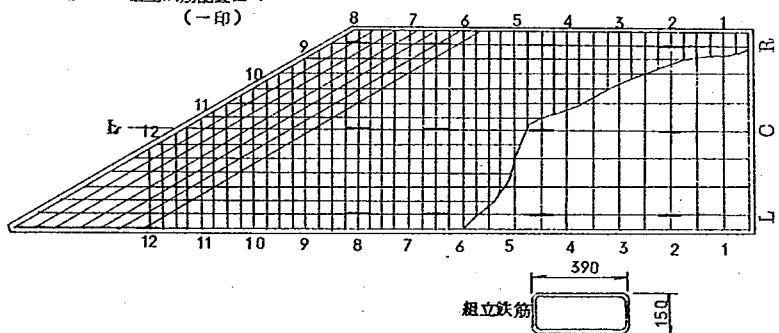


図 3.3 かぶりの誤差 (版の側面)



設計値: $60 - \frac{\phi 13}{2} \approx 53.5$

図 3.4 組立鉄筋配置箇所
(一印)



3.2 施工精度の調査結果に対する検討

この供試体の施工を担当した業者は、この種の施工経験がほとんどなく、ことにRC橋の配筋ははじめて手がけたもので、型枠製作・鉄筋加工・配筋作業等は与えられた設計図のみを頼りになされたものである。その間、精度等はとくに指示せず、施工者の行なりままにまかせた。その結果得られたものについて寸法照査を行なったものである。従つてこの場合の施工条件としては、施工者が熟練していない点で、普通程度以下とみてよからう。

まず、版の寸法精度については、型枠組上り状態で図3.1に示すように、版厚の寸法誤差は最大値で3mm、設計値に対して約1%となつている。木製型枠の場合、この程度の誤差はやむを得ないと思われ、一方、この程度の版厚誤差が耐力力におよぼす影響も無視しうるものと考えられる。

つぎに、配筋精度、なかんづく重要な有効高さの精度を主鉄筋の場合についてみると、全体的には誤差の正負量が相殺してほとんど設計値に一致（全体平均：-0.5mm）しているが、部分的には3～5mm程度の誤差がある区間にわたつて生じている。一般には、さらに大きな誤差も生じうるものと考えられる。その場合の強度におよぼす影響の程度をみるため、この版の場合について主鉄筋有効高さの変動にともなう版の抵抗モーメント M_r の変化を求めると、図3.5のようである。これよりみて、有効高さ d の±5mmの誤差にともなう M_r の変動は±2%強で、この程度の配筋誤差なら耐力力に影響しない程度と見做し得よう。しかし誤差がかりに20mmともなると、これが1側に生じたときは10%ちかい耐力力減少をきたすこととなり、その影響が大きくなるので、配筋精度の向上をはかることが重要である。このような配筋誤差が部分的に集中して起らないように注意する必要がある。

3.3 鈍角部の用心鉄筋について

RC道示4.5条の解説には、 $\varphi \leq 45^\circ$ の場合に鈍角部の用心鉄筋量をつぎのように与えている。

$$\text{用心鉄筋量} = k \times (\text{支間中央部の正鉄筋量})$$

$\varphi (^\circ)$ *	k
0 ~ 15	0.60
15 ~ 30	0.80
30 ~ 45	1.00

$\varphi > 45^\circ$ の場合に対してはk値は与えられていないので、これを明らかにする必要があるが、

実験的にこれを求めることはむづかしいと思われるので、これについては板理論による計算の結果から傾向を見出すこととし、ここでは施工性の観点から考察する。

供試体施工時の用心鉄筋配筋の際に、用心鉄筋量を種々変化した場合の配筋を実地に行なつて、それぞれの場合の施工性を観察により調査した（表3.2）。

その結果、主鉄筋D ϕ 19に対して用心鉄筋にD ϕ 16を用いた場合、これを1段に配

* φ のとり方は、示方書では直橋を $\varphi = 90^\circ$ としている。

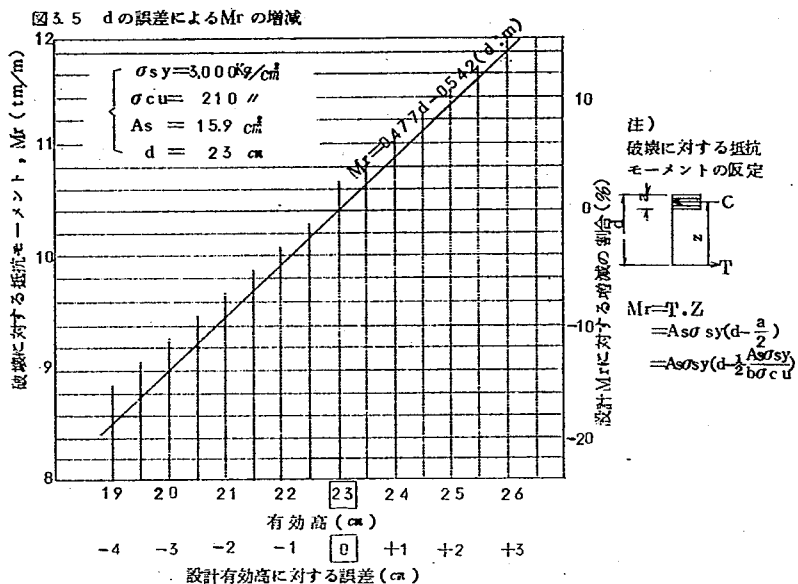
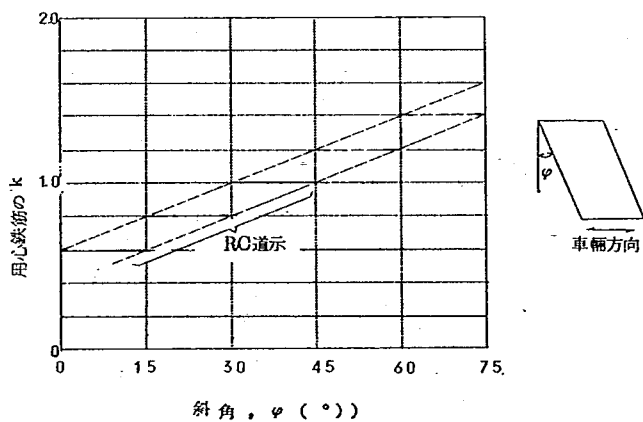


図3.6 鈍角部の用心鉄筋量



筋しうの限度は $k = 1.5$ 以下の範囲であり、それ以上は2段に配せざるを得ないと判断された。鈍角部は、 ℓ' および ℓ 方向の組立鉄筋が斜めに交差し、これに配力筋が交つて、用心鉄筋を配する前にすでに3段に交差しているの、これに用心鉄筋を加える場合に段数がさらに増さないように前記上筋の間にはさむと、用心鉄筋の実際のピッチは表3.2の

表 3.2 用心鉄筋の配筋調査

R	R・As (cm^2)	D ϕ 16によるとき	
		ピッチ(cm)	本数(本/m)
1.20	19.1	10	10
1.30	20.7	9	11
1.40	22.3	8.5	12
1.50	23.9	8	13
1.70	27.0	7	14

値より大巾に減少することになる。このようなことから、この供試体については、コンクリートの打設が比較的容易に行ないうる限度は k 値にして $1.2 \sim 1.4$ 程度のところであろうと結論された。 $\varphi = 60^\circ$ で $k = 1.8 \sim 1.4$ という値は、丁度、RC道示に示されている $\varphi \leq 45^\circ$ に対する値を $\varphi > 45^\circ$ の範囲にまで直線的に延長した値に相当する(図3.6)。

4. 供試体の 載荷 試験

4.1 試験の種類と目的

試験の種類と目的を一括して示すと、表4.1のとおりである。

4.2 試 試 方 法

載荷は、土木研究所橋梁研究室の橋梁大型模型載荷試験装置によつた。本装置の概要は図4.1のとおりで、能力250tのジャッキ2基を有するが、この試験ではジャッキは1基のみを用いて、単一集中載荷を行なつた。

載荷板の面積は $20\text{cm} \times 50\text{cm}$

とし、荷重の等分布な作用を得るため、図4.2に示すように30mm厚鉄板と供試体載荷面との間に30mm厚の硬質ゴム板を用いた。

供試体の設置は図4.3のように行なつたが、受台と供試体との接触面における不陸に対処するため、両者の接触部に高強度のセメントモルタル層を設けた。

図 4.2

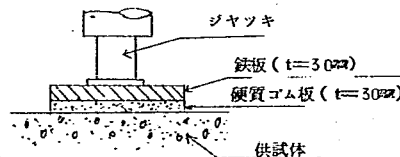


表 4.1 載荷試験内容

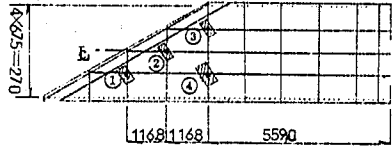
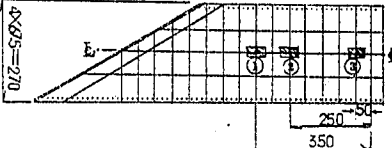
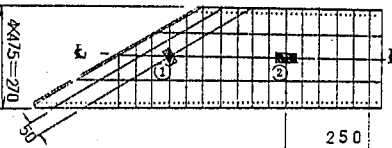
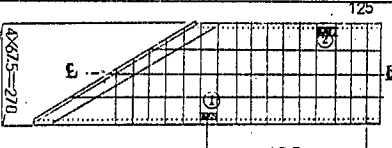
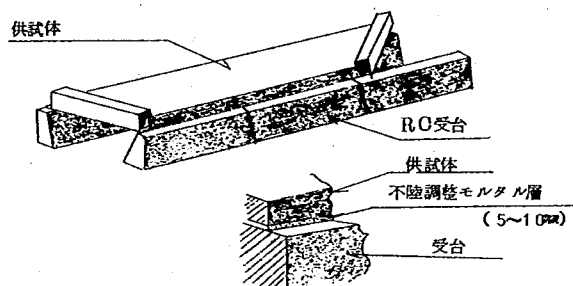
試験番号	試験の種類	目 的	調 査 項 目	載 荷 位 置	荷 重	載荷板
I	タワミ試験	静的タワミ曲面をもとめ、それより曲げモーメントの傾向を把握する。 (版の側端部について)	(1) タワミ (ダイヤルゲージ) (2) 変形状況の観察		40 t	20×50 cm
II	"	" (版の中央部について)	"		40 t	20×50 cm
III	曲げ破壊試験	曲げ耐荷力の調査	(1) 破壊荷重 (2) 破壊状況の観察		破壊まで	20×50 cm
IV	せん断破壊試験	版端部におけるせん断耐荷力の調査	"		破壊まで	20×50 cm

図 4. 3



4.3 試 験 結 果

(1) 静的タワミ

版の側端部に載荷したとき(試験Ⅰ)のタワミ測定結果を図4.4～図4.9に、版の中央部に載荷したとき(試験Ⅱ)のそれを図4.10～図4.14に示す。

これらは、実測値をそのまま記したものであるが、支承部に不陸調整のためのモルタル層を設けたことが、結果的に測定精度を損うこととなつた。すなわち、載荷によつて大きな正の反力を生じた部分では、モルタル層の圧縮が生じて支点沈下を生じ、一方負反力の部分では浮上りを生じて(供試体はアンカーボルトなどで受台に固定していない)これら支点における変位の大きさは支間部のタワミ値に比較して到底無視しえないほど大きなものとなつた。

従つて、この結果を計算値と対比するにあつては、これらの値を補正して用いることとする。

(2) 破 壊 荷 重

曲げ破壊荷重および版端部におけるせん断破壊荷重は、図4.15に示すごとくであつた。

(3) 破 壊 状 況

試験ⅡおよびⅣにおける破壊状況(版上面の)を図4.16～図4.18に示す。写真(巻末)参照。

図 4.4 試験Ⅰ— 載荷位置

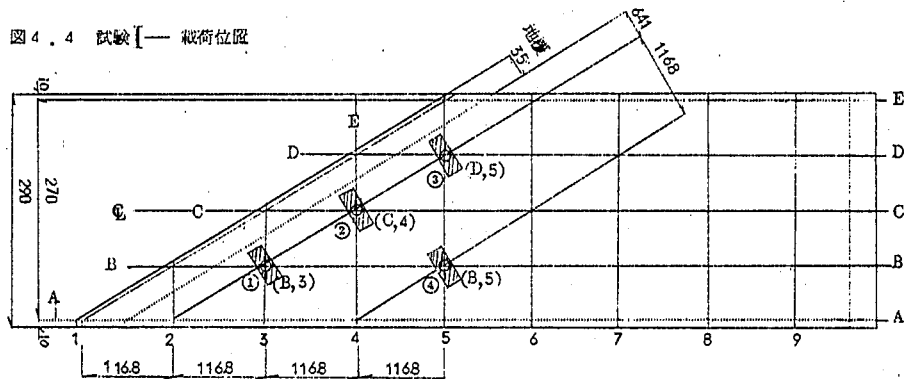


図 4.5 試験Ⅰ— タワミ測点
(○印: ダイアルゲージ位置)

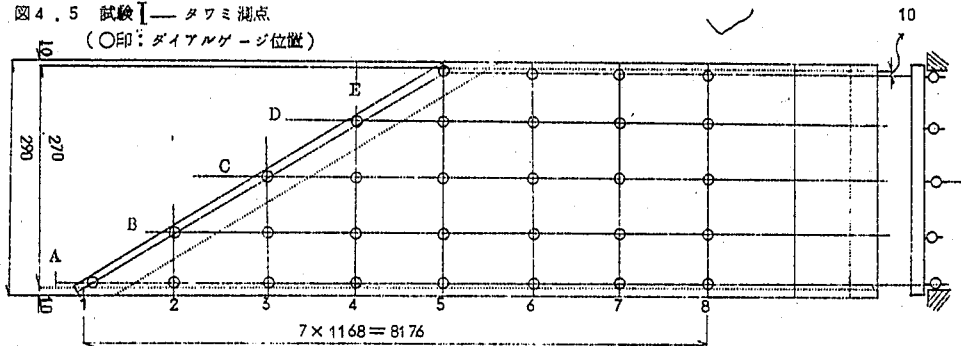


図 4 . 6

試 験 I	
載荷点	① (B 3)
荷 重	4 0 t
タワミ	× 1/100mm

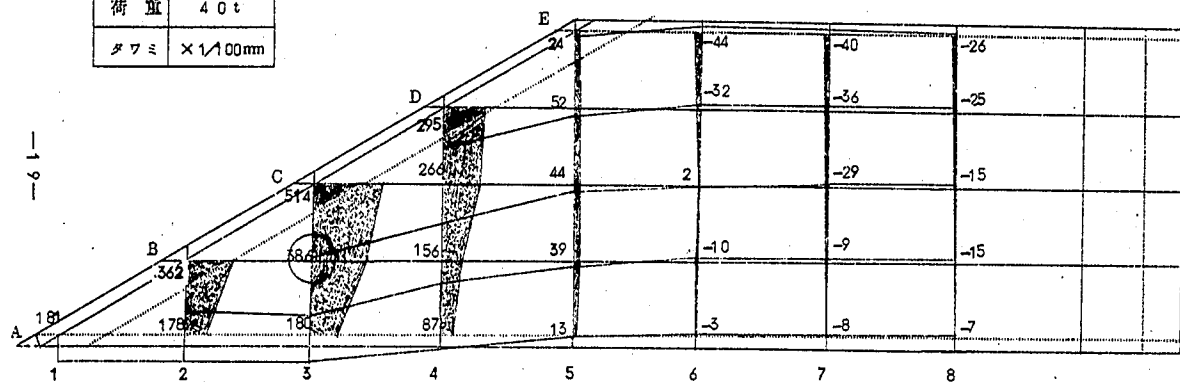


図4.7

試験 I	
載荷点	② (C4)
荷重	40t
タワミ	× 1/100 縮

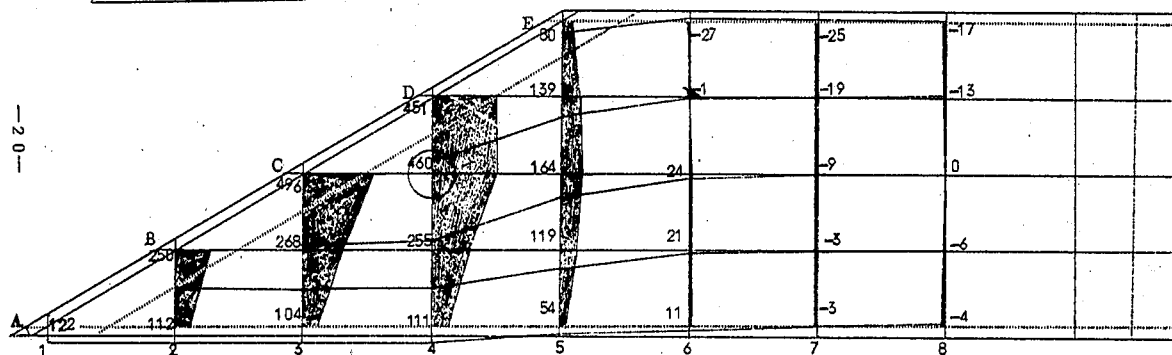


図 4 . 8

試 験 I	
載荷点	③ (D 5)
荷 重	4 0 t
タワミ	× 1/100 縮

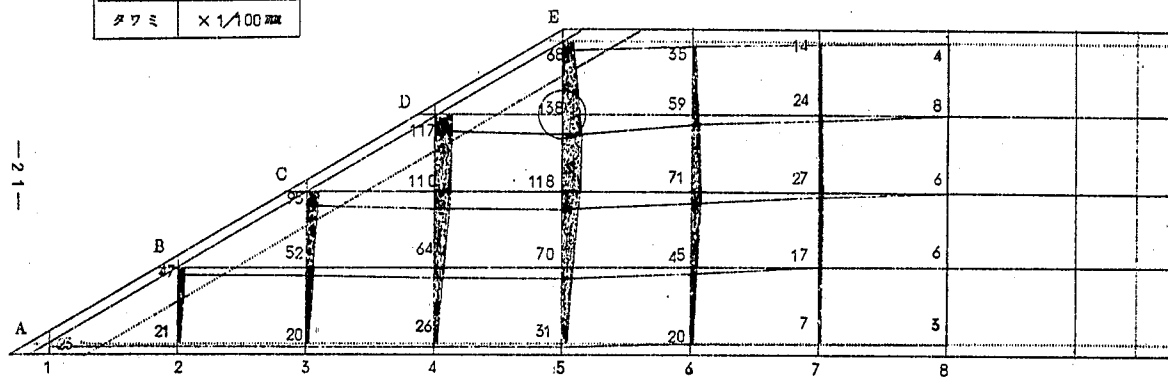


図 4 . 9

試 験 I	
載荷点	④ (B 5)
荷 重	4 0 t
デワミ	$\times 1/100$ mm

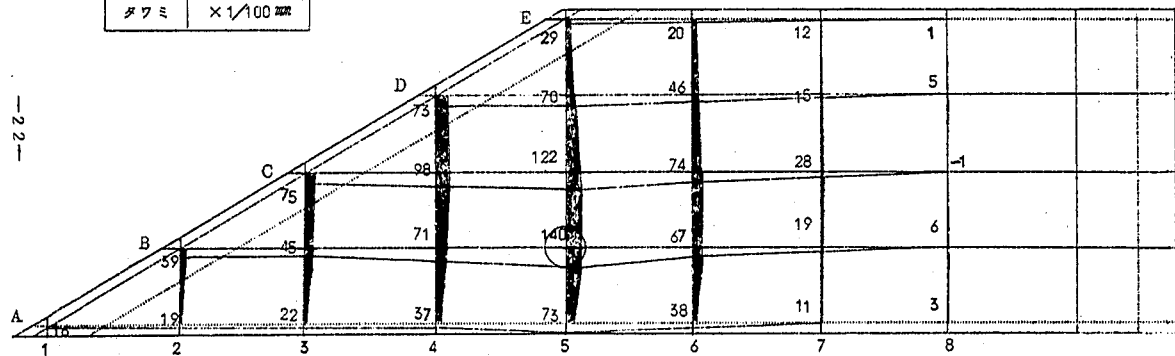


図4.10 試験Ⅱ——載荷位置

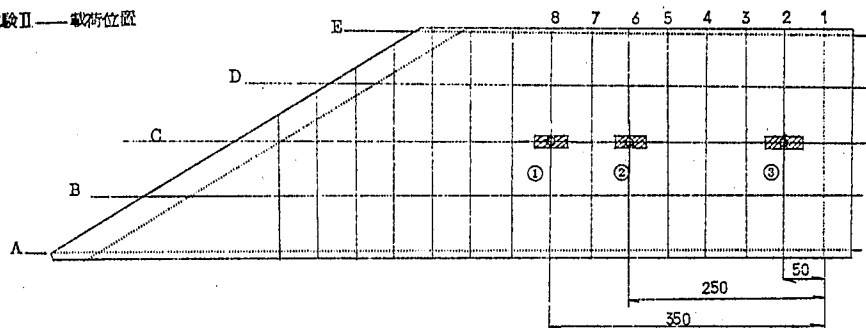
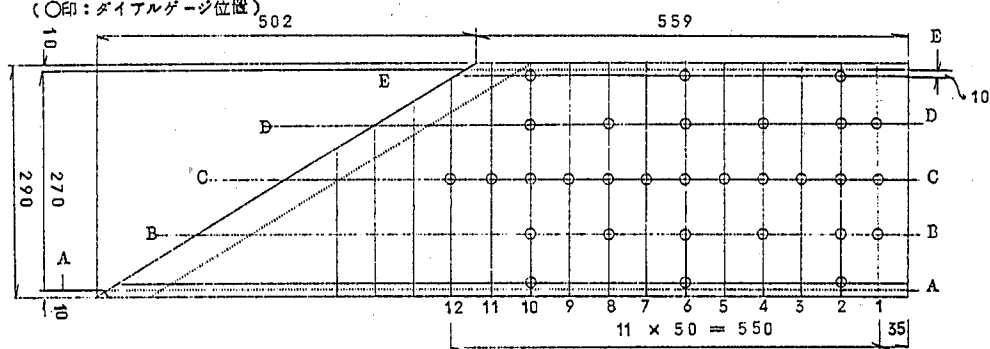


図4.11 試験Ⅱ——タワミ測点
(○印：ダイヤルゲージ位置)



-24-

試 験 II	
載 荷 点	① (C8)
荷 重	40 t
タ ワ ミ	$\times 1/100\text{mm}$

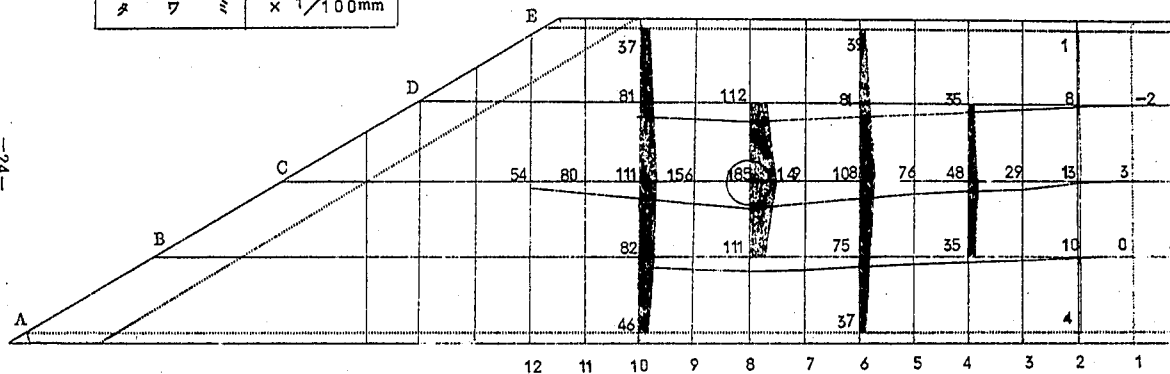


図 4.13

試験 II	
載荷点	③ (C6)
荷重	40 t
タワミ	$\times 1/100$ mm

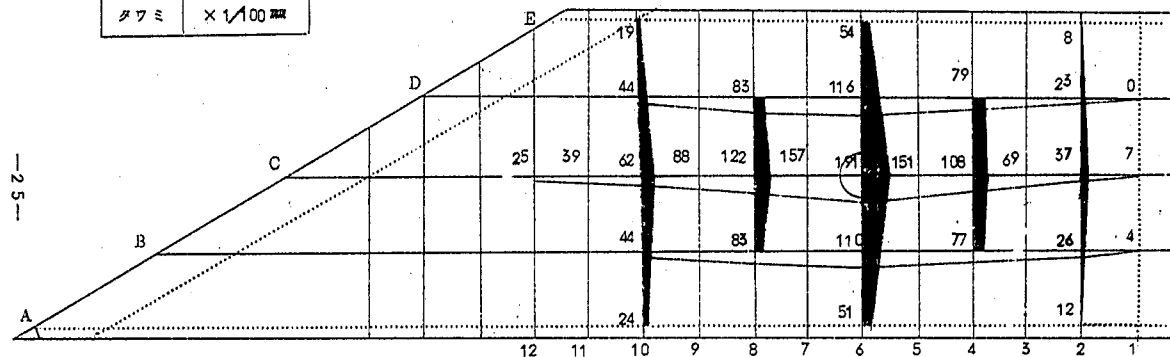


図 4. 1 4

試 験 II	
載 荷 点	③ (C 2)
荷 重	40 t
タ ヲ ミ	$\times 1/100$ mm

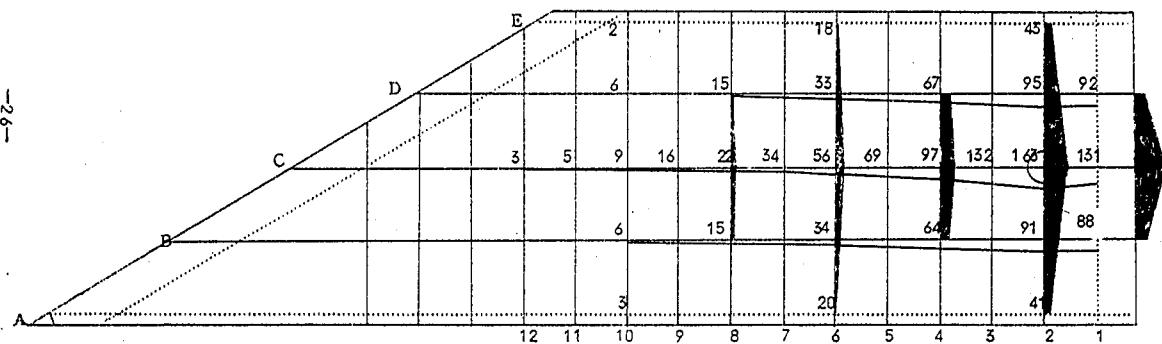


図4.15 破壊荷重
(試験Ⅲ、試験Ⅳ)

曲 げ セ ン 断	載荷位置	破壊荷重(t)
	地 覆 寄	78.5
	中 央 部	90.0
	支 点 部	109.0
		115.0

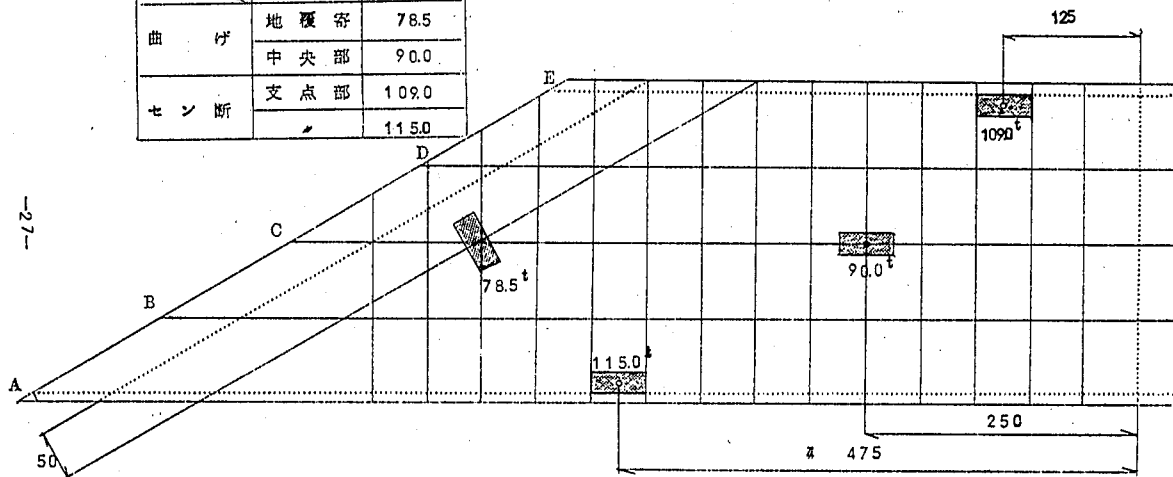


図4.16 破壊状況

試 験 III	
載 荷 点	$l/2$ 地覆より50cm
破 壊 荷 重	78.5 t

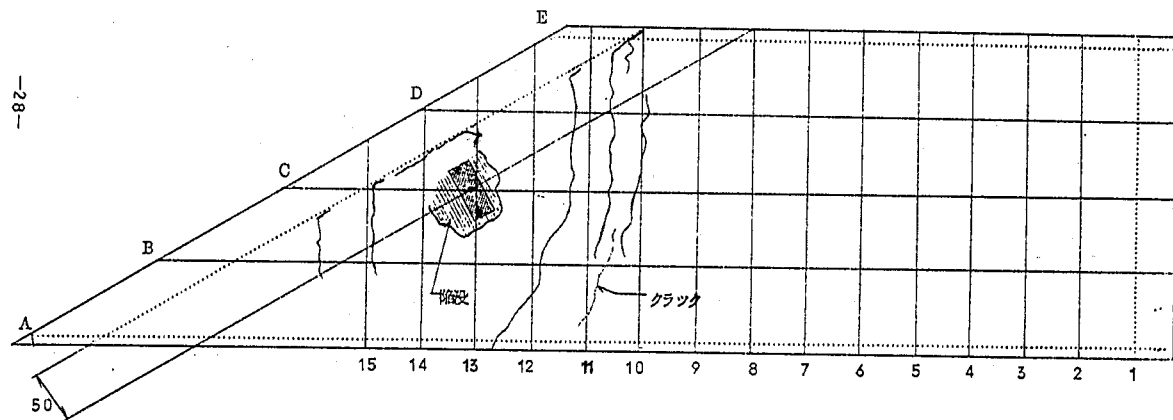


図 4.17 破壊状況

試験 III	
載荷点	C 6
破壊荷重	90.0 t

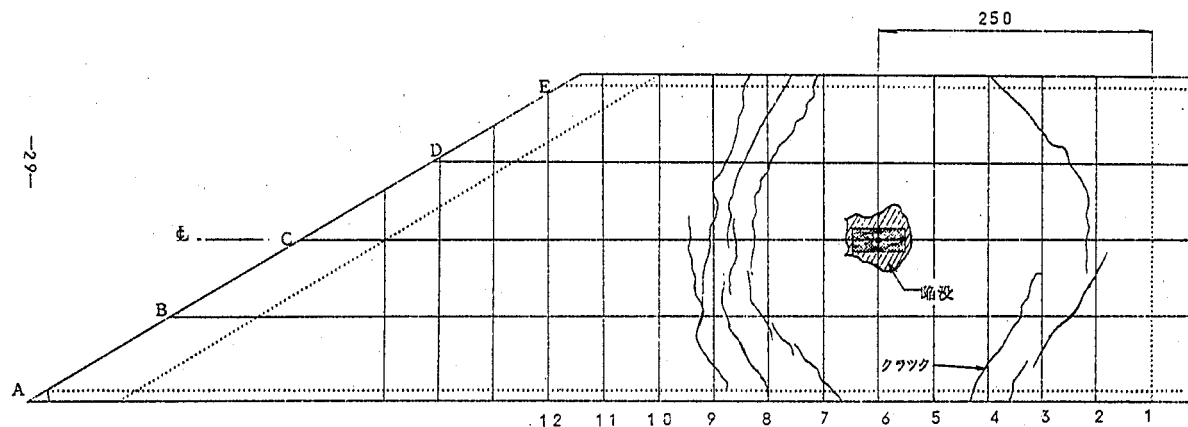
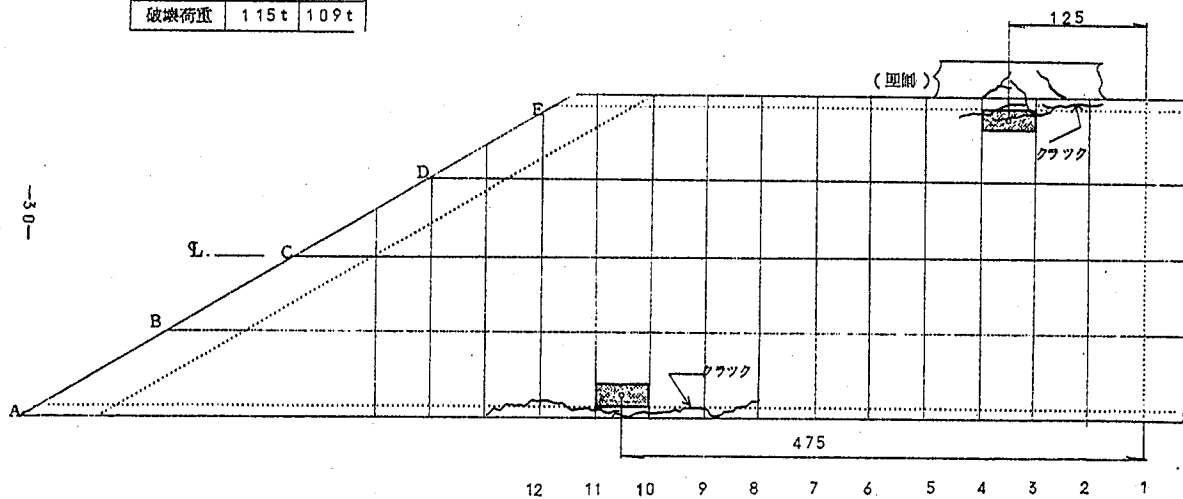


図 4.18 破壊状況

試 験 IV		
載 荷 点	①	②
破壊荷重	115t	109t



4.4 載荷試験結果の検討

(1) タワミについて

4.3(1)にのべたように、実測値は支点変位の影響が大きく、従つてこれからただちに版の曲げモーメント分布の傾向を求めることは困難である。そこでタワミについては5.1のべる計算の結果得られた値と、おおよその傾向を対比するにとどめる。

図4.6～図4.14に示す実測値を支点上のタワミが0となるように修正したものを、前述の計算値と比較した場合の一例を図4.19～図4.22に示す。ただし、この場合の計算値は、 $\ell = 5.0\text{ m}$ ($\ell = 2.5\text{ m}$) に対して得られた値を、供試体の ℓ に合せるため両者の支間の3乗比を用いて概略的に換算した値である。

これらについてみると、とくに版の側端一ぱいに載荷した場合をのぞいては、実験値と計算値とはよく近似しており、側端部載荷の場合も、タワミの傾向はほぼ近似しているといえよう。

(2) 破壊強度について

試験Ⅲの曲げ破壊試験の結果、側端部および中央部載荷の場合の破壊荷重はそれぞれ78.5 tおよび90 tであつたが(図3.16, 図3.17), これを設計荷重と対比してみる。

まず、幅1 mあたりの破壊時の釣合を図4.23のように考えて、実際に使用した材料による抵抗モーメントに対する規定値どおりの材料を用いた場合の抵抗モーメントの比を求めてそれを破壊荷重に乗ずれば、規定値どおりの材料を用いた場合の破壊荷重が推定される。その値を鉄筋の降伏点応力度($3,000\text{ Kg/cm}^2$)と許容応力度($1,800\text{ Kg/cm}^2$)との比で除すと、鉄筋が許容応力度に達するときの荷重が求まる。このようにして得られる値を設計荷重と対比すると、表4.2のようである。

図4.23

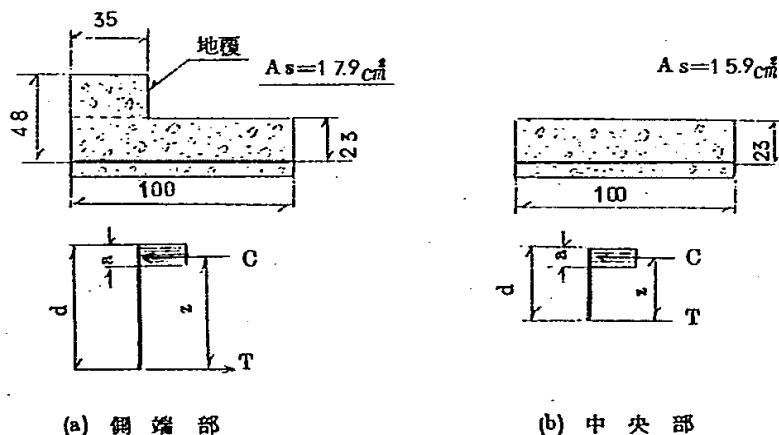


表 4.2 破壊荷重 設計荷重との対比

	載 荷 位 置	摘 要	
		側 面* (図3.16)	中 央 (図3.17)
① 実測破壊荷重 (t)	78.5	90	1点載荷。載荷板: 20×50cm
② 抵抗モーメント (tm/m) $\left[\begin{matrix} \sigma_{cu} = 280 \\ \sigma_{sy} = 3600 \end{matrix} \right]$ のとき	28.7	12.6	実際に用いた材料について
③ 抵抗モーメント (tm/m) $\left[\begin{matrix} \sigma_{cu} = 210 \\ \sigma_{sy} = 3000 \end{matrix} \right]$ のとき	23.8 (11.6)	10.4	規格値どおりの材料について
④ ③/②	0.83 (0.40)	0.83	
⑤ ①×④ (t)	65.1 (31.3)	74.6	
⑥ $\sigma_{sy} / \sigma_{sa}$	1.67	1.67	3,800/1,800
⑦ ⑤/⑥ (t)	39.0 (18.7)	44.7	
⑧ 設計輪荷重 P (t)	10.9	11.1	衝撃係数は、側端部は斜支間、中央部は直支間について
⑨ 載荷点におよぼす多輪荷重による荷重係数, α_1 (注1)	1.0	1.35	注目点に最大の影響をもたらすように、橋軸方向に向けてのりうるだけトラックを載荷したとき
⑩ 載荷点におよぼす多輪荷重による荷重係数, α_2 (注2)	1.0	2.0	トラックの向きにかかわらず注目点に最大の影響をもたらすようにのせたとき
⑪ ⑧×⑨	10.9	15.0	
⑫ ⑧×⑩	10.9	22.2	
⑬ ⑦/⑪	3.5 (1.7)	2.9	設計荷重に対する実測値の比
⑭ ⑦/⑫	3.5 (1.7)	2.0	

* 側端部については、地覆も有効断面と仮定。()内数値は、「載荷試験においては、地覆も有効に作用したが、設計断面としてはこれを無視する」とした場合を示す。

注1) 等方性斜板の階差法による解析(5.参照)によつて得られた曲げモーメントの影響面を用い、橋軸方向に平行に何台かのトラック荷重をのせて注目点に最大の曲げモーメントを生じさせるように輪荷重を位置させたとき、注目点上にある1輪荷重がその点に生ぜしめる曲げモーメントを1としたときの注目点上の荷重をふくむすべての輪荷重による当該注目点の曲げモーメントの割合、つまり、設計荷重たる何個かの輪荷重を注目点上の1輪荷重で代表させるために1後輪荷重に乘すべき係数。この場合の設計荷重状態は図4.24のとおり。

図 4.19

中央部 C-6 点载荷
の場合のタワミ

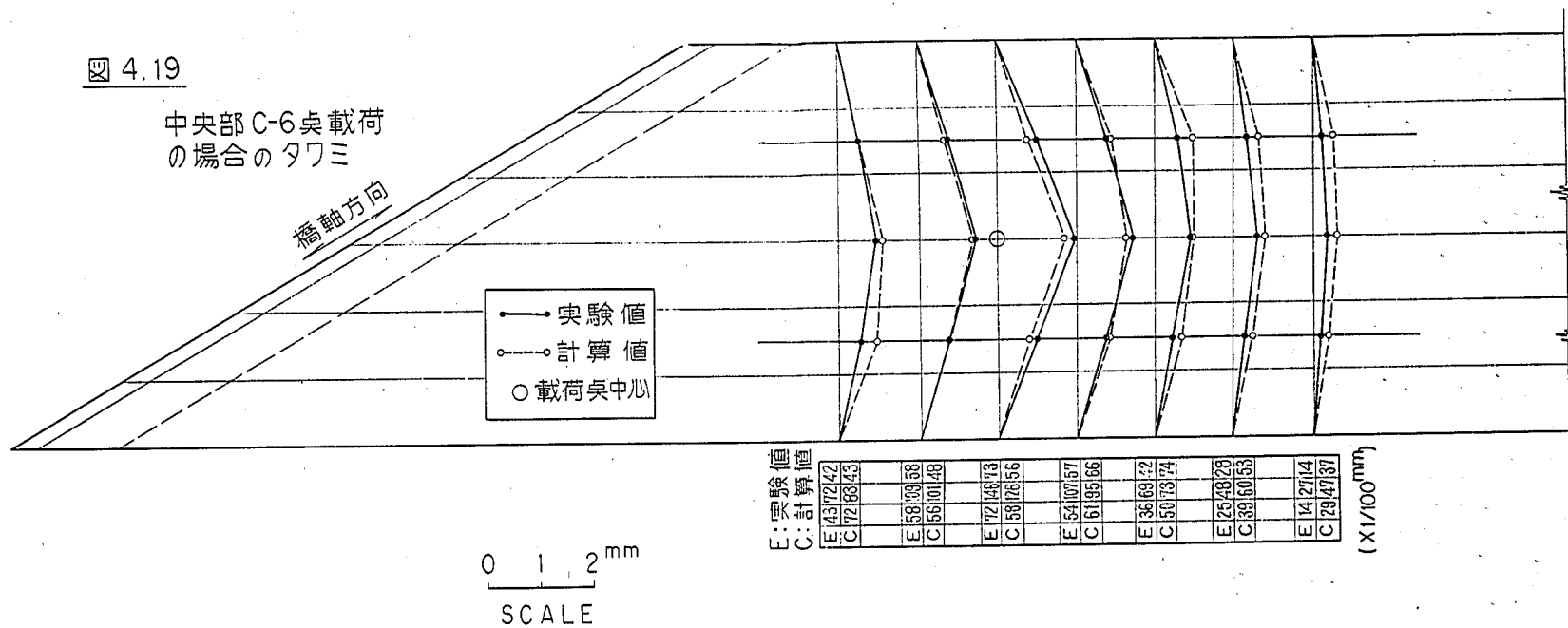


図 4.20

中央部 C-8 点载荷
の場合のタワミ

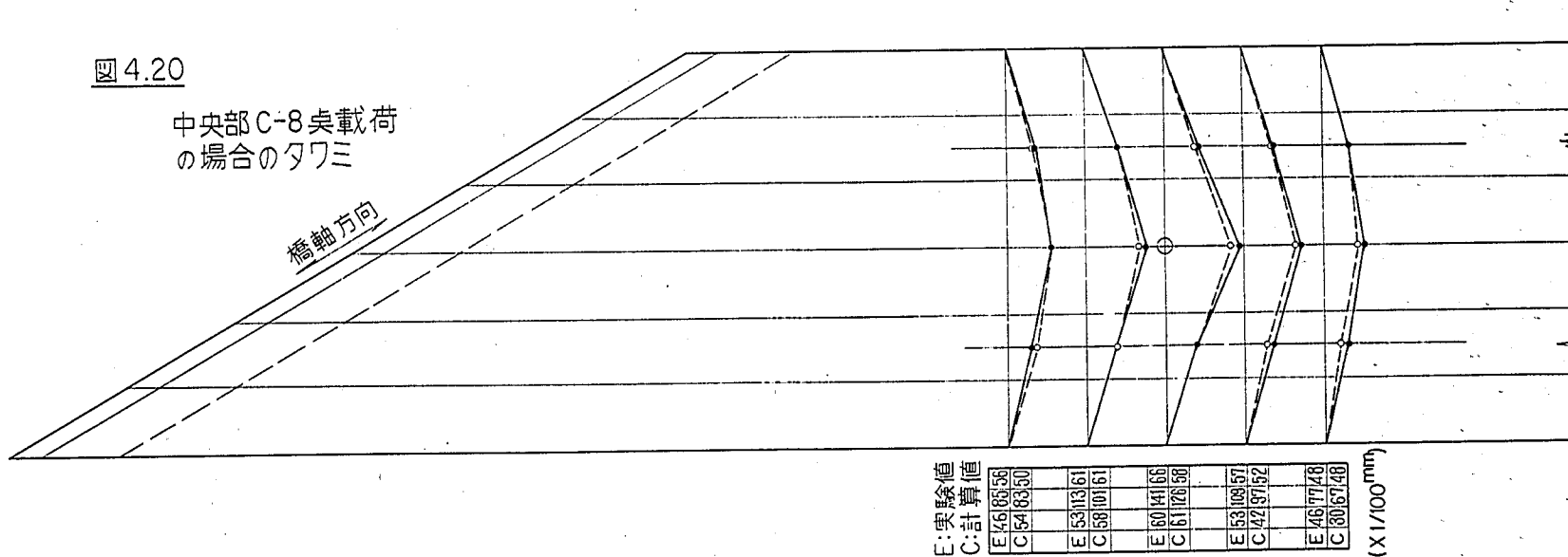


図 4.21

B-5 点载荷の場合
のタワミ

E: 実験値
C: 計算値

E 13 62 54
C 13 62 54

E 26 79 51
C 54 84 48

E 51 106 31
C 57 107 30

E 110 55 5
C 95 48 20
(X 1/100 mm)

橋軸方向

● 実験値
○ 計算値
○ 载荷点中心

図 4.22

C-4 点载荷の場合
のタワミ

E: 実験値
C: 計算値

E 140 33 30
C 140 33 30

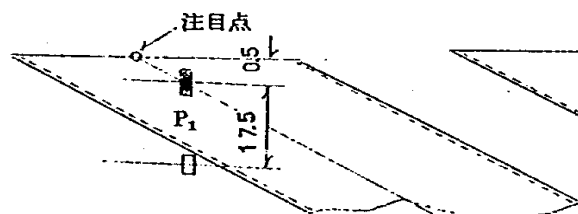
E 100 47 181
C 108 65 165

E 103 75 8
C 126 134 43

E 40 23 34
C 100 65 16
(X 1/100 mm)

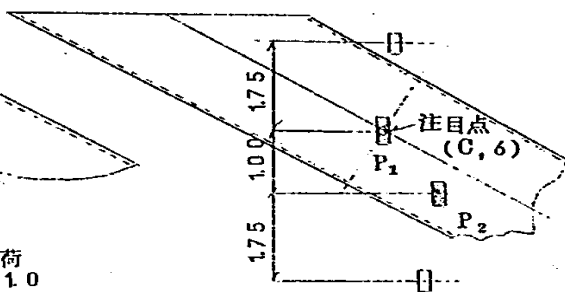
SCALE
0 1 2 3 4 mm

橋軸方向



(a) 側端部

注目点に影響を与える輪荷重は P_1 1 個のみ。 $\alpha = 1.0$

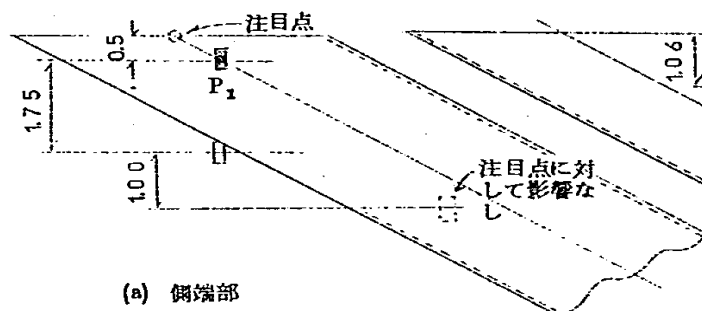


(b) 中央部

注目点に影響を与える輪荷重は P_1, P_2 の 2 個
 $\alpha = 1.5$

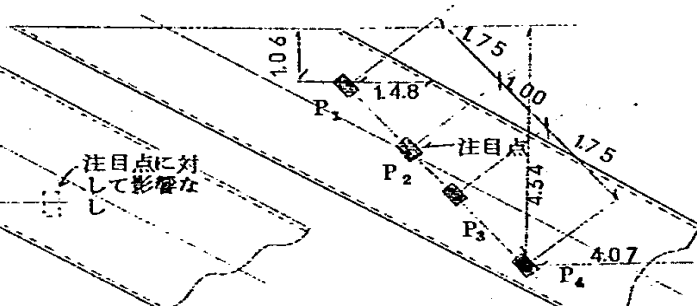
図 4.2 4 表 4.2 ⑨の載荷状態

注 2) 注 1) にのべた方法で、トラックの向きにこだわらず、最悪荷重状態となる位置に輪荷重をのせるだけのせた場合 (図 4.2 5)。これは参考までに求めたものである。



(a) 側端部

P_1 のみ。 $\alpha_2 = 1.0$



(b) 中央部

P_1, P_2, P_3, P_4 の 4 個。

$\alpha_2 \approx 2.0$

図 4.2 5 表 4.2 ⑩の載荷状態

表 4.2 よりみて、この供試体の場合、設計荷重に対して 3 倍程度の破壊安全度を有するものといえる。側端部は、地覆がはじめから無かつたとしても設計荷重に対して 1.7 倍の余裕があると推定される。従つて、この設計による床版橋の曲げ耐力は十分であるといえる。

つぎに版端部におけるセン断耐力は $20 \times 50 \text{ cm}$ の面積に載荷の場合 110 t 程度で (図 4.1 8) きわめて大きく、このような版のセン断耐力については、まったく危惧するところがないといえる。

5. 等方性板理論による計算

5.1 解析法

成岡博士によつて誘導された等方性板理論にもとづく解析法で、その要点については、つぎの文献にのべられている。

〔文献〕 成岡昌夫「階差法とその構造力学への応用」，土木学会誌 43-7，

S33.7, PP44~46

本法は，等方性板のタワミ曲面の微分方程式

$$\nabla^4 w = \frac{P}{N}$$

ここに， w ：タワミ， P ：分布荷重の強度， N ：板剛度

を *Triangular Network* を用いて階差表示し，*Network* の各点についての階差方程式群を連立に解いてタワミを求め，つぎにそのタワミ値から断面力を求めるものである。

5.2 計算の対象

斜スパン $\rho=5.0m$ ，幅員 $10.3m$ の場合で，斜角 15° ， 30° ， 45° ， 60° ， 75° の 5 case を対象とした。載荷試験に用いた供試体はこれらのうち斜角 60° の場合にはほぼ対応する（供試体では $\rho=5.4m$ ）。

5.1 の解析法にもとづく電算プログラムを用いて計算を行なつたが，今回の計算における *Input Data* の数値と *Output Data* の項目を示すとつぎのようである。

(1) *Input Data*

支間（斜め支間），幅員，*Network* 分割数，板厚，斜角，弾性係数，ポアソン比等で，荷重は *Network* 分割間隔 λ_x ， λ_y がきまれば載荷点のまわりの λ_x ， λ_y なる微小平行四辺形部分に 1kg/cm^2 の分布荷重が与えられる。*Input* の数値は表 5.1 のとおり。

表 5.1 Input Data

Case	network		VL (cm)	HL (cm)	板厚, H (cm)	斜角, φ (°)	ポアソン 比, ν	弾性係数, E (Kg/cm^2)	略 図
	M	N							
1	10	5	1030	500	38	15	0.15	3.0×10^5	
2	10	5	1030	500	35	30	0.15	3.0×10^5	
3	10	5	1030	500	31	45	0.15	3.0×10^5	
4	10	5	1030	500	27	60	0.15	3.0×10^5	
5	10	5	1030	500	22	75	0.15	3.0×10^5	

(2) Output Data

つぎのものが得られる。

- 1) Input Data および落差方程式中の常数值, network配列図
- 2) Stiffness Matrix および Flexibility Matrix
- 3) タワミ影響値
- 4) $M_x, M_y, M_{xy}, M_{max}$ および M_{min} とその方向 の影響値

5.3 計算結果

以下の図表に用いる Network の番号を図 5.2 に示す。計算結果を整理して得られたおもな資料をかかげる。

(1) T 荷重による曲げモーメント

x, y 座標系に関して得られた M_x, M_y の影響面を用いて、ある注目点に最大の影響をもたらすようにのせうだけの T 荷重を被荷したときの当該注目点における影響値（その点における設計最大曲げモーメントに対応するもの）を求めると、図 5.3 のようである。

同様にして、 x', y' 座標への変換によつて得られた M_x', M_y' についてのそれを求めると、図 5.4 のようである。

これらから、 θ 方向または θ' 方向に平行な各断面における最大値をとり、それらの横断方向の変化を示すと図 5.5 のようである。

(2) $M_{max} \sim \theta$ の一例

2.3 の代表的な点について、 M_{max} とその方向が斜角によつてどのように変化するかを示すと、図 5.6 のようである。

(3) $(-M)_{max} \sim \theta$ の一例

鈍角部に生ずる負モーメントの傾向をみるため、2.3 の鈍角部近傍点について、負モーメントの最大値とその方向の斜角による変化を示すと、図 5.7 のようである。

5.4 計算結果の検討

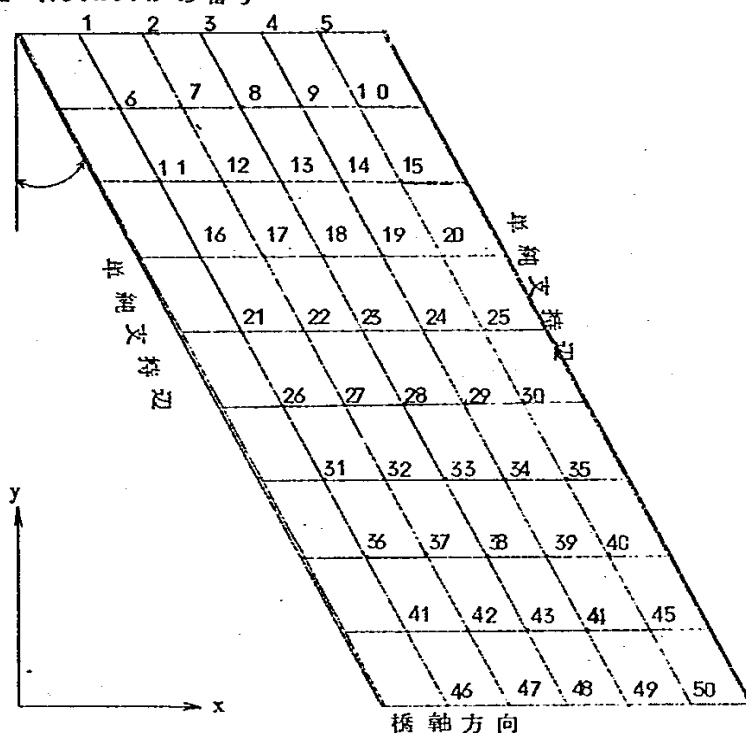
5.3 に示した資料により、1 にのべた予備設計において用いた諸仮定の妥当性について検討する。

(1) 設計曲げモーメントについて

予備設計では「側端部 $\ell/5$ 区間は斜め支間 ℓ を、その他の部分は直支間を設計支間として RC 道示の算式を適用し、主鉄筋の向きはそれぞれ θ および θ' の方向とする」としたが、このことを図 5.5 により検討する。

同図において、 ℓ および ℓ' を支間としたときの RC 道示式による値と電算解析によつて得られた M_x および M_x' とを比較して、つぎのことがいえる。

図 5.2 Network の番号



- 1) 版の側端部におけるモーメントは、 $\varphi = 15^\circ \sim 60^\circ$ の範囲において $Mx > \alpha Mx'$ となるが、その区間はせいぜい縁から $\ell/5$ 程度で、斜角の増大につれてこの区間は小さくなる。
- 2) 版中央部については常に $Mx' > Mx$ であり、斜角が大きくなるほど Mx' がより支配的となる。
- 3) 全般的にみて、版の部分や斜角にかかわらず Mx および Mx' は RC 道示式に斜め支間 ℓ' を支間として用いた値よりも小さく、この傾向は斜角の大きい場合ほどいちぢるしい。 $\varphi = 15^\circ$ の場合、 $\alpha Mx, \alpha Mx'$ は部分的に $M = 1.8 \ell' + 0.5$ の値を超えているが、 $\alpha Mx, \alpha Mx'$ の算定にあたっては輪荷重を 1 点にかかる集中荷重として影響値を求めており、従つてこれらは通常の輪荷重分布の拡がりや考慮した場合より過大に見積られているものであることを考えると、この場合も前述の RC 道示式の値以下になるものと推定される。
- 4) 以上のことから、今考えているような ℓ/b および φ の範囲に対して、かりに設計モーメントを $M = 1.8 \ell' + 0.5$ で求めるものとすれば、設計モーメント値は φ が大きいものほど余裕をもった値となるが、 φ が大きいものほど応力状態は複雑に

なると考えられるので、それだけ安全度を増しておくと考えればよい。

5) これらのことから、予備設計で用いた「側端部 $\ell/5$ 区間は φ にかかわらず斜支間 ℓ を設計支間として設計する」との仮定は、 φ が大きいものほど側端部断面を必要以上に過大に与えることとなり、この仮定は妥当でなかったといえる。

6) 主鉄筋の配筋方向を、側端部 $\ell/5$ 区間は ℓ 方向、中央部は ℓ' 方向とするのは図 5.6 において主モーメントの流れがほぼこの傾向となつていふことと、施工の便利の上からも妥当といえよう。

(2) 配筋鉄筋量について

RC 道示 4.5 条には、 $\ell/b < 0.7$, $\varphi < 45^\circ$ の場合に対する配筋鉄筋量をつぎのように与えている。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{配筋鉄筋量 (引張主鉄筋側)} > \alpha A_s \\ \text{" (引張主鉄筋の反対側)} = \frac{1}{3} (\alpha A_s) \\ \text{ただし } \alpha = \frac{0.6}{\sqrt{\ell}} \leq 0.5, \quad \ell = \text{支間 (m)} \end{array} \right.$$

計算の対象とした 5.ase のうち $\varphi \leq 45^\circ$ の場合について、かりに上記の α 算式中の ℓ として直支間 ℓ' を用いたときの α の値を求めると図 5.5 右端の表に () で示した値となる。

一方、主鉄筋方向 (側端部以外のほとんどが ℓ' 方向) および配筋鉄筋の方向 (支承線に平行な方向) のモーメント Mx' と My' のそれぞれの最大値を比較し、 Mx' に対する My' の割合を求めると、図 5.5 右の表のようになる。配筋鉄筋量は x' および y' 方向のモーメントの大きさの比に応じて配するものとすれば、この値はそのまま、主鉄筋量に対する配筋鉄筋量の割合 α を示すものとなる (これをかりに α' とよぶ)。

この α' と、前述の RC 道示によつて求めた α とを比較すると、 $\varphi < 45^\circ$ の範囲において一般に α' の方が α よりもやや大き目の値となるが、 α' を求める際の $(Mx')_{\max}$ の代りに設計モーメント $M = 1.8 \ell' + 0.5$ ($\varphi = 15^\circ$ の場合のみ $M = 1.8 \ell + 0.5$ を採るものとして) を採ると、 α' の値はほぼ α の値に一致する。以上のことから、RC 道示に与えられている配筋鉄筋量は、かりに床版橋を 2 方向版のように考えた場合の y' 方向モーメント My' にも十分抗しうるものであり、配筋鉄筋のもつ本来の意義からみて、示方書の値は十分かつ妥当な値であることがわかる。

$\varphi > 45^\circ$ の範囲に対しては、かりに $\alpha = \frac{0.6}{\sqrt{\ell}}$ をそのまま適用した場合 (ℓ の代りに ℓ' を用いて)、 $\varphi = 60^\circ$ および $\varphi = 75^\circ$ に対する α 値はそれぞれ 0.38 および 0.53 となり、図 5.5 の $\varphi = 60^\circ$ および $\varphi = 75^\circ$ の M -図における $(My')_{\max}$ と $M = 1.8 \ell' + 0.5$ との比とくらべて、十分な値であるといえる。従つて、 $\varphi > 45^\circ$ の範囲に対しても RC 道示の $\alpha = \frac{0.6}{\sqrt{\ell}}$ において、 ℓ の代りに ℓ' を用いれば、これを

をそのまま適用することができよう。

(3) 鈍角部の用心鉄筋量について

図5.7は鈍角点に比較的近い内点(9, 10)における負モーメントの傾向を示しているが、今回の計算に用いたnetworkの大きさは鈍角部近傍の局所的な範囲内における断面力の状態をせんさくするには網目が大きすぎて、十分な資料が得られなかった。鈍角部についての資料をうるためには、今回の計算に用いたnetworkの数倍の分割数とする必要があろう。

6. 設計基準への示唆

以上のべたところから、斜角がごく大きい範囲までを対象とした設計基準の手がかりとして、 ℓ/b が0.5にちかいものについて(推論的には、RC道示における区分 $\ell/b < 0.7$ の範囲全般について)、傾向的につぎのことがいえよう。

- 1) 曲げモーメントは $\varphi = 0^\circ \sim 75^\circ$ (RC道示における φ のとり方に従えば、 $\varphi = 70^\circ \sim 15^\circ$)の全域に対して、次式で求めることができる。

$$\text{1等橋の場合: } M = 1.8 \ell' + 0.5 \quad (1 - \gamma_m)$$

$$\text{2等橋の場合: } M = (\text{1等橋の場合の} 70\%)$$

ここに、 M = 床版橋の巾1mあたりの活荷重モーメント

(衝撃をふくむ)

ℓ' = 支承線に直角な方向の支間(m)

- 2) 主鉄筋は、版の縁端から $\ell/5$ までの区間では、 ℓ 方向に、それ以外の区間では ℓ' 方向に配置する(図6.1)

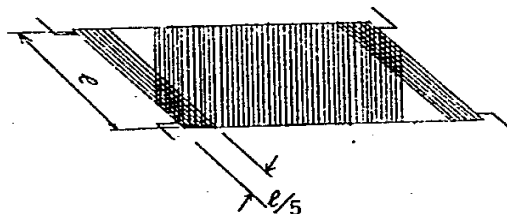


図6.1 主鉄筋の配置

- 3) 配力鉄筋は支承線に平行な方向に配置することとし、 ℓ' 方向の長さ1m当りの配力鉄筋量は次式によつて求める。

$$\text{配力鉄筋量} = \alpha A_s$$

ただし $\alpha = \frac{0.6}{\sqrt{\ell'}}$

ここに、 As = 支承線方向の巾 1 m 当りの主鉄筋量

ℓ' = 支承線に直角な方向の支間 (m)

- 4) 鈍角部の用心鉄筋は、斜め版の鈍角部において相隣る 2 辺とそれから垂直距離 $\ell/5$ を隔てた平行線とによつて囲まれる平行四辺形の部分に、版の辺と支承のおののちに平行な 2 方向に配置するものとし、それぞれの方向の巾 1 m 当りの用心鉄筋量は、支間中央の巾 1 m 当りの正鉄筋量に斜角に応じてつぎの係数 R をかけた値とする。

φ (°) *	0 ~ 15	15 ~ 30	30 ~ 45	45 ~ 60	60 ~ 75
R	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4

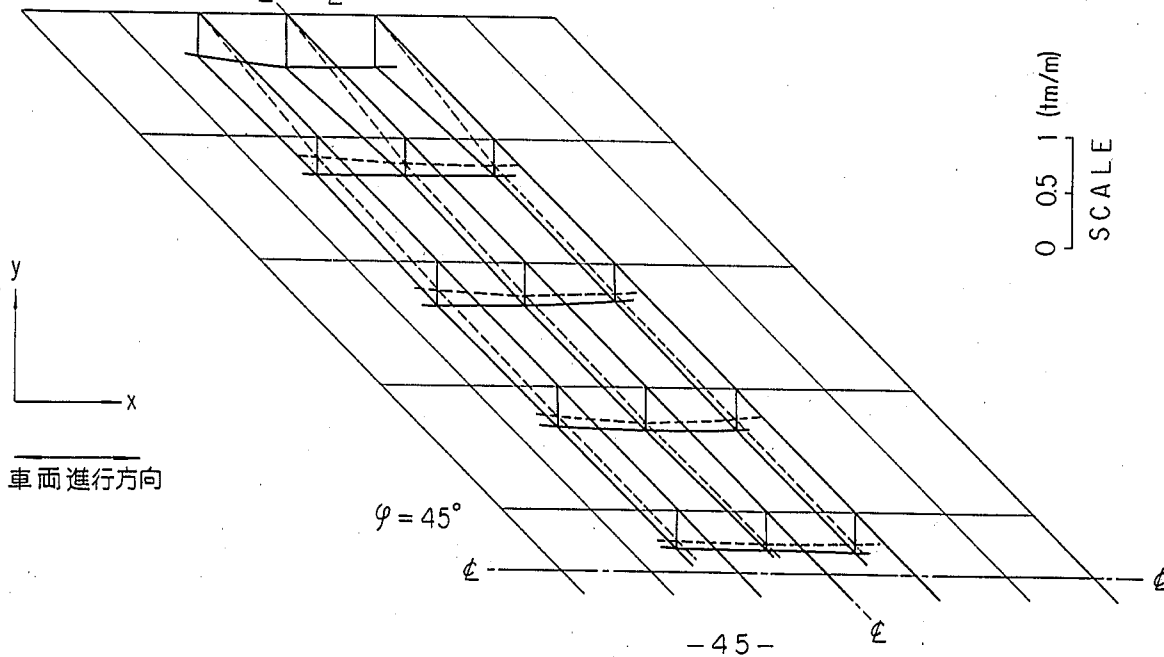
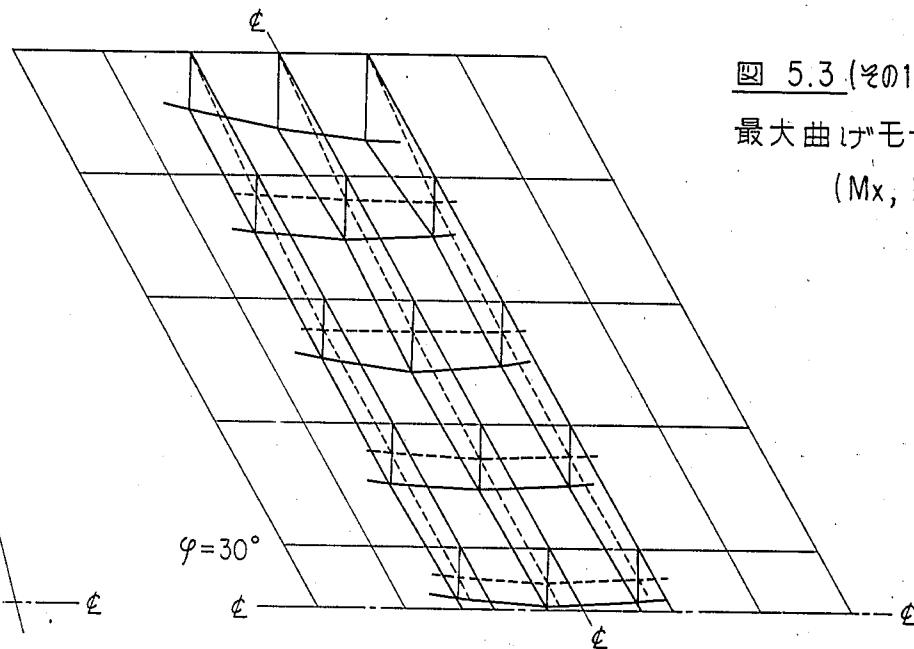
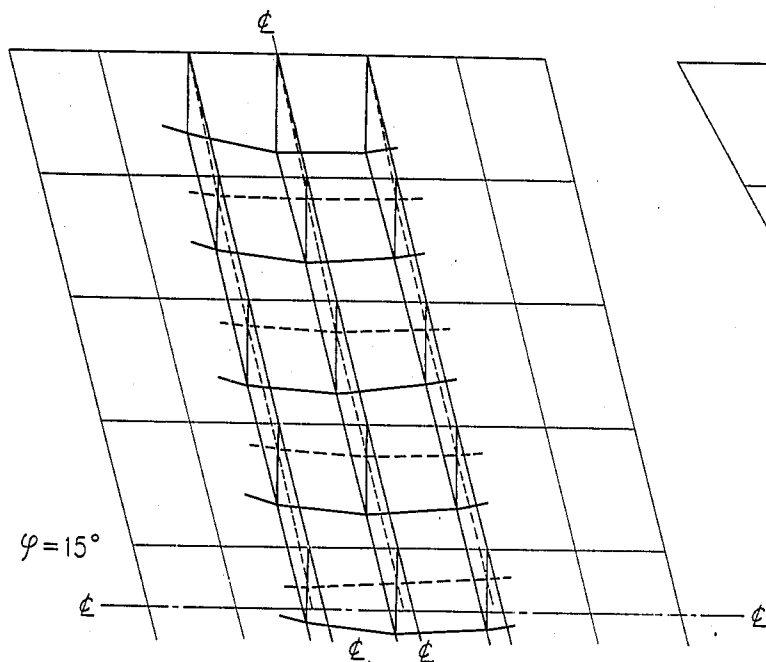
* φ のとり方は、RC 道示におけるそれと異なる。

なお、4) については施工性の面から妥当と思われる値であり、理論的な検証は今後の課題である。

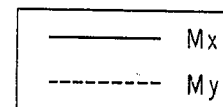
あ と が き

載荷試験は、支承部の不陸調整の方法が適当でなかったために、十分満足すべき資料が得られなかったが、これに関連した電算解析の結果からは、 l/b の小さな、かつ斜角がかなり大きい範囲までの斜床版橋の設計に必要な資料の一部を得ることができた。

今回は、 $l/b \approx 0.5$ の一種についてのみ計算を行なったにすぎないが、さらに各種の l/b についての資料を集積すれば、 l/b との関連をもふくめて、 l/b の小さな範囲に対する一層明確な資料が得られるものと思われる。



SCALE
0 0.5 1 (tm/m)



注). トラックの台数を制限せず、注目点において M_x, M_y がそれぞれ最大となるように載荷した場合。ただし、1 後輪荷重 $P = 1 \text{ ton}$ あたりの値を示す。

図 5.3 (その1)
最大曲げモーメント^{注)}
(M_x, M_y)

図 5.3 (その2)

最大曲げモーメント
(M_x , M_y)

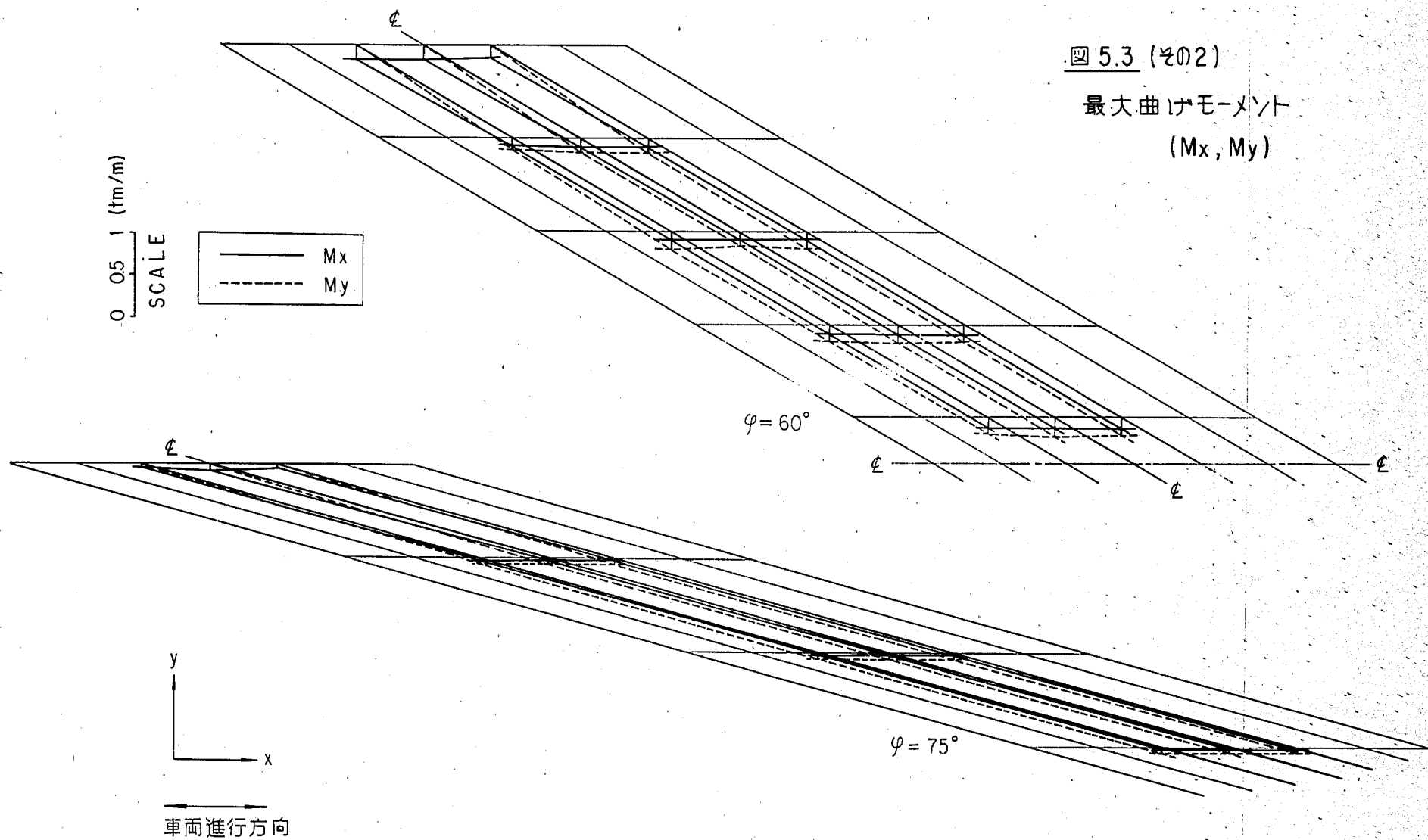


図 5.4 (その1)

最大曲げモーメント
($M_{x'}$, $M_{y'}$)

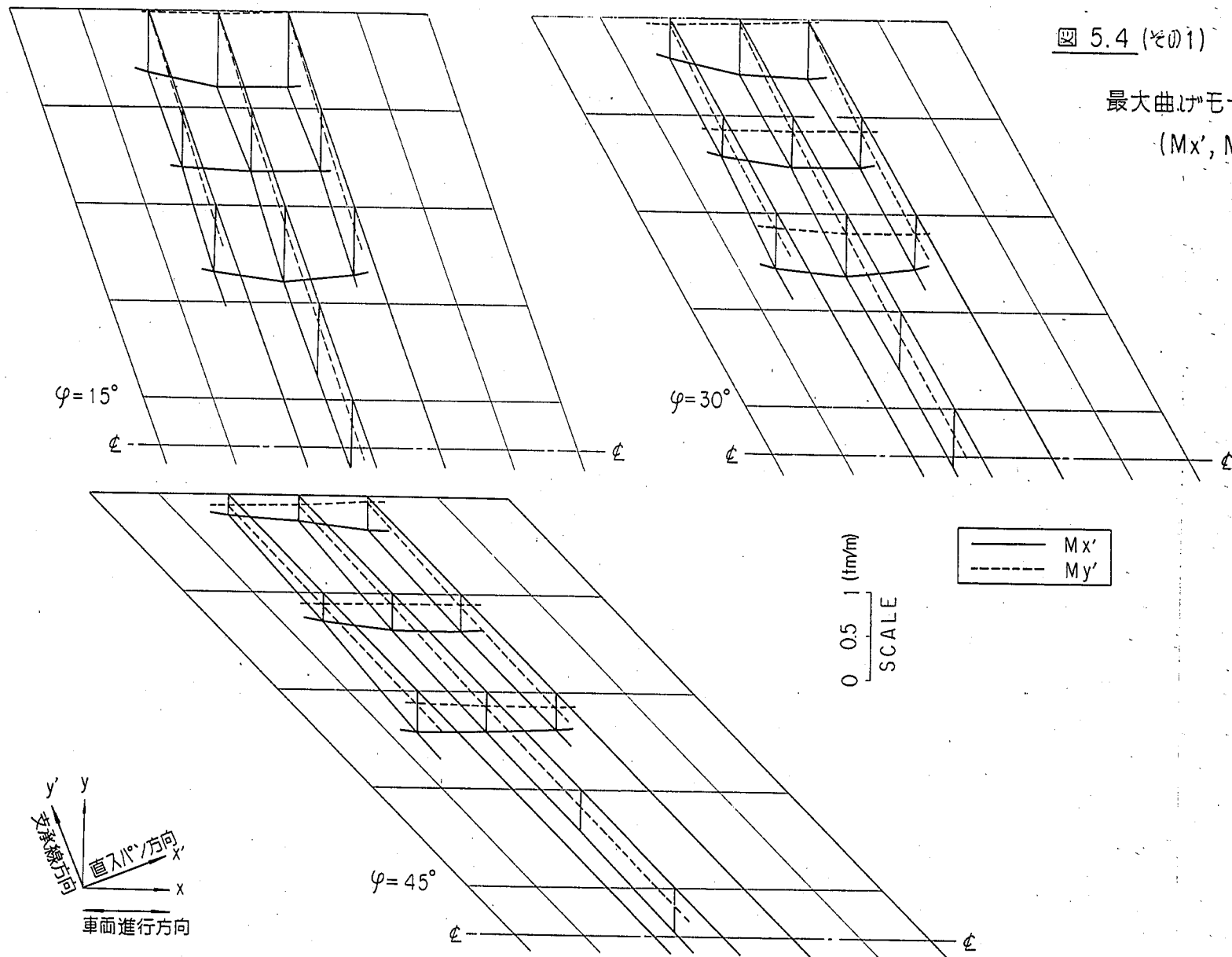


図 5.4 (その2)

最大曲げモーメント
(Mx' , My')

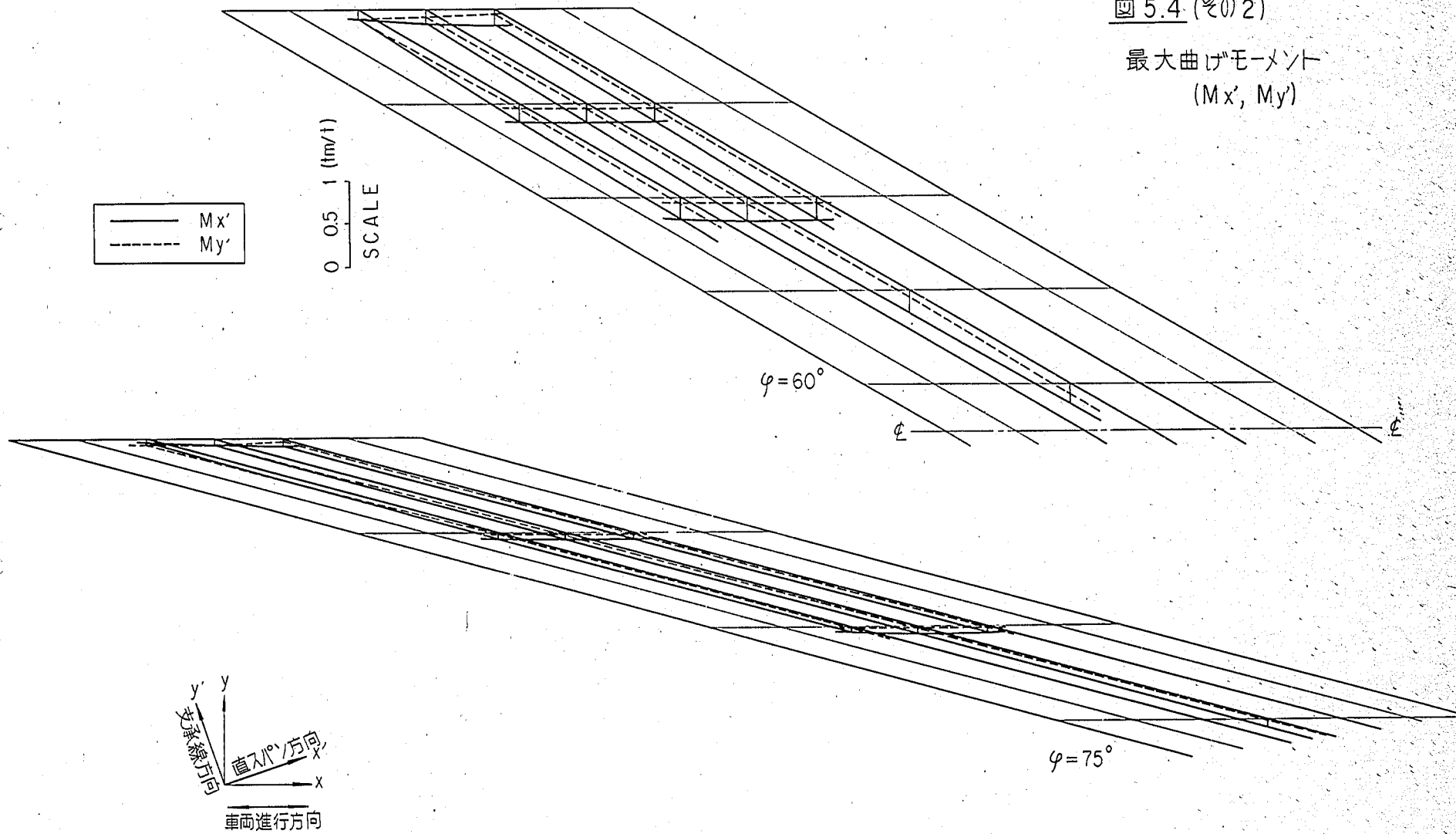


図 5.5

最大曲げモーメント, RC 道示による設計値との比較

注. 版理論による M_x, M_y, M_x', M_y' の値は, 図表 2A における各断面ごとの最大値をとる.
RC 道路橋設計示方書によるモーメント算式は $M = 1.8\ell + 0.5$ (t/m/m)
いずれも, 1 後輪荷重 $P = 1$ ton の場合のモーメント値を示す

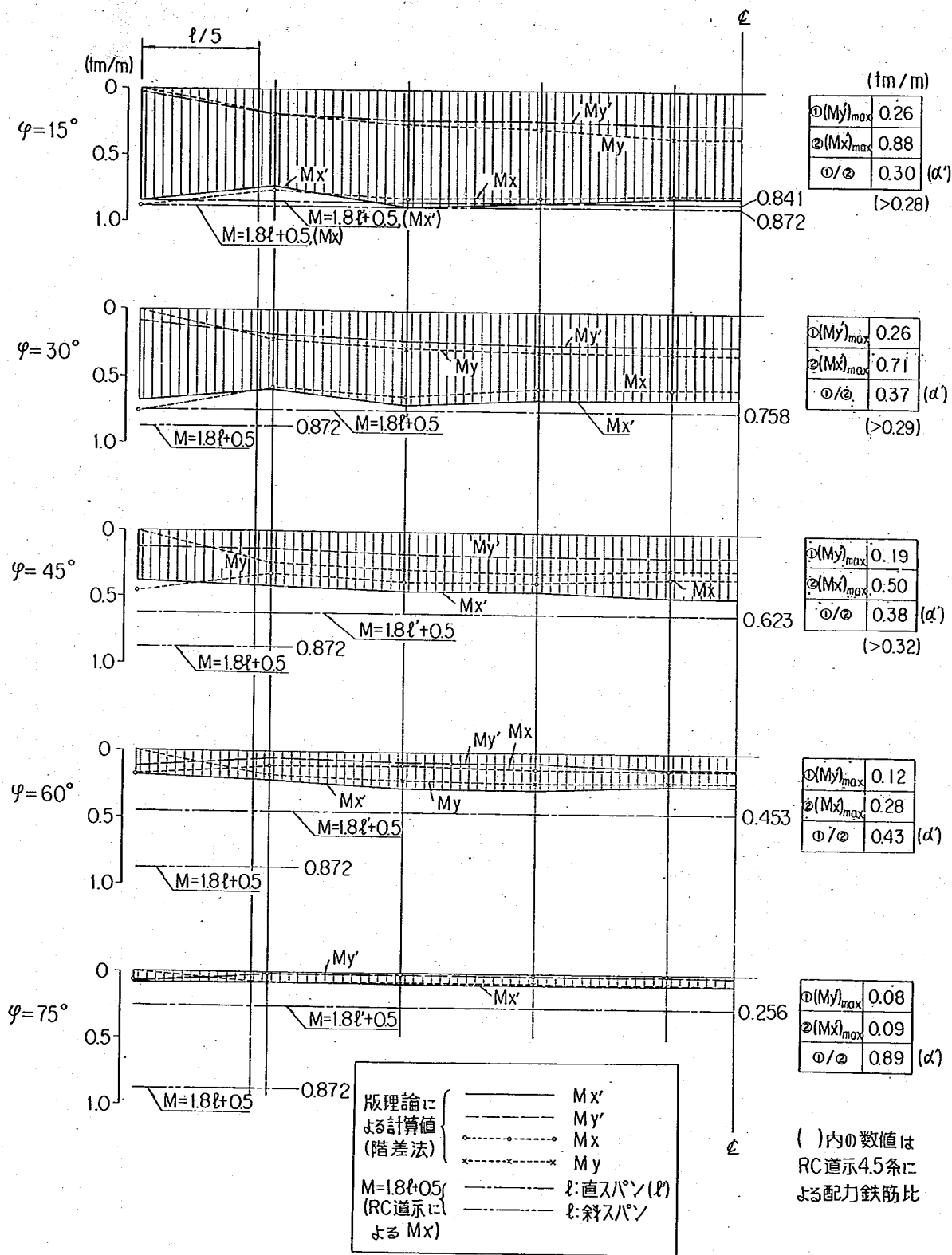


圖 5.6 (1)

$(+M)_{\max, \theta}$ の影響値

○ 注目点: Point-3

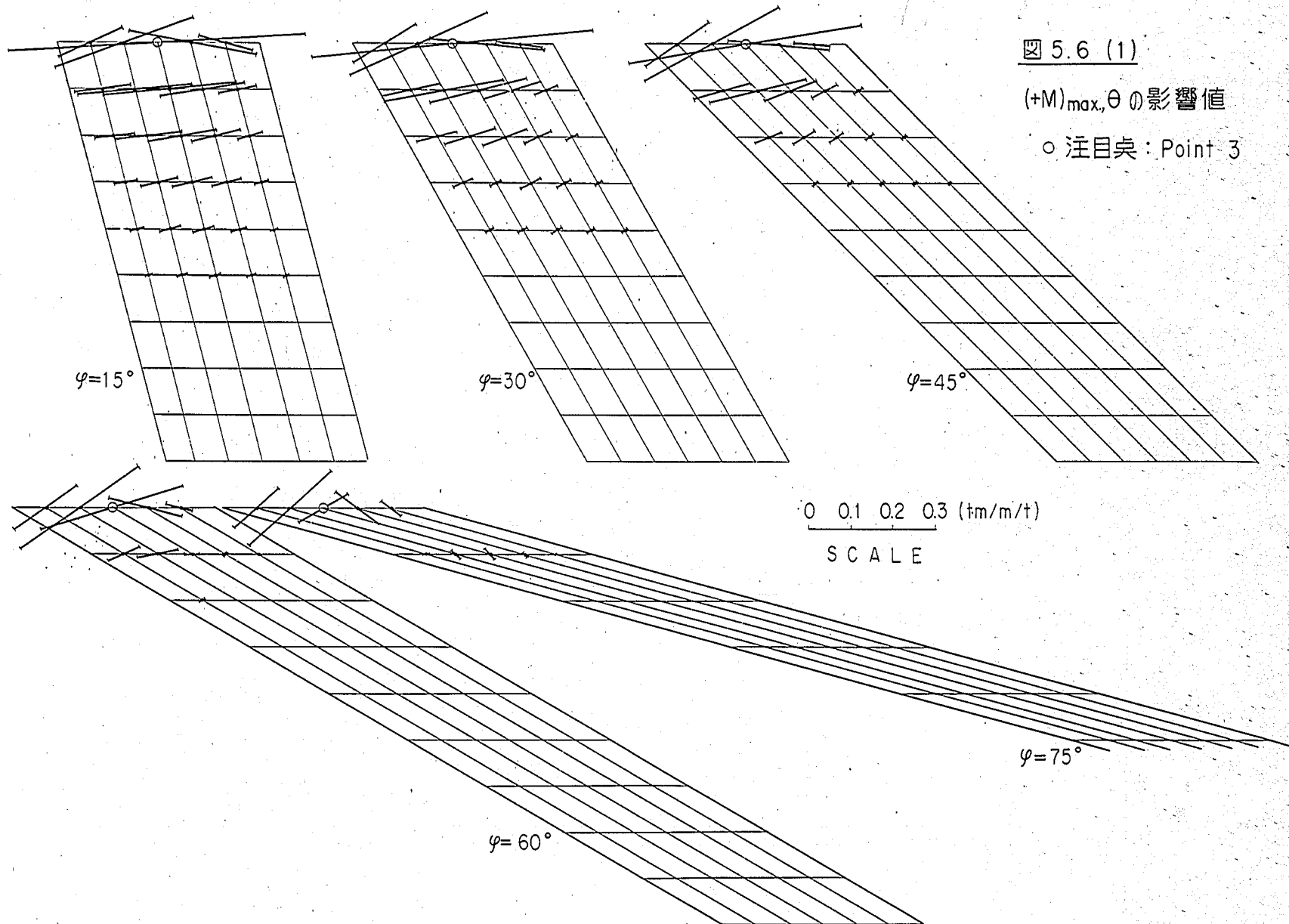


図 5.6 (2)

$(+M)_{\max.}, \theta$ の影響値

○ 注目点 : Point 8.

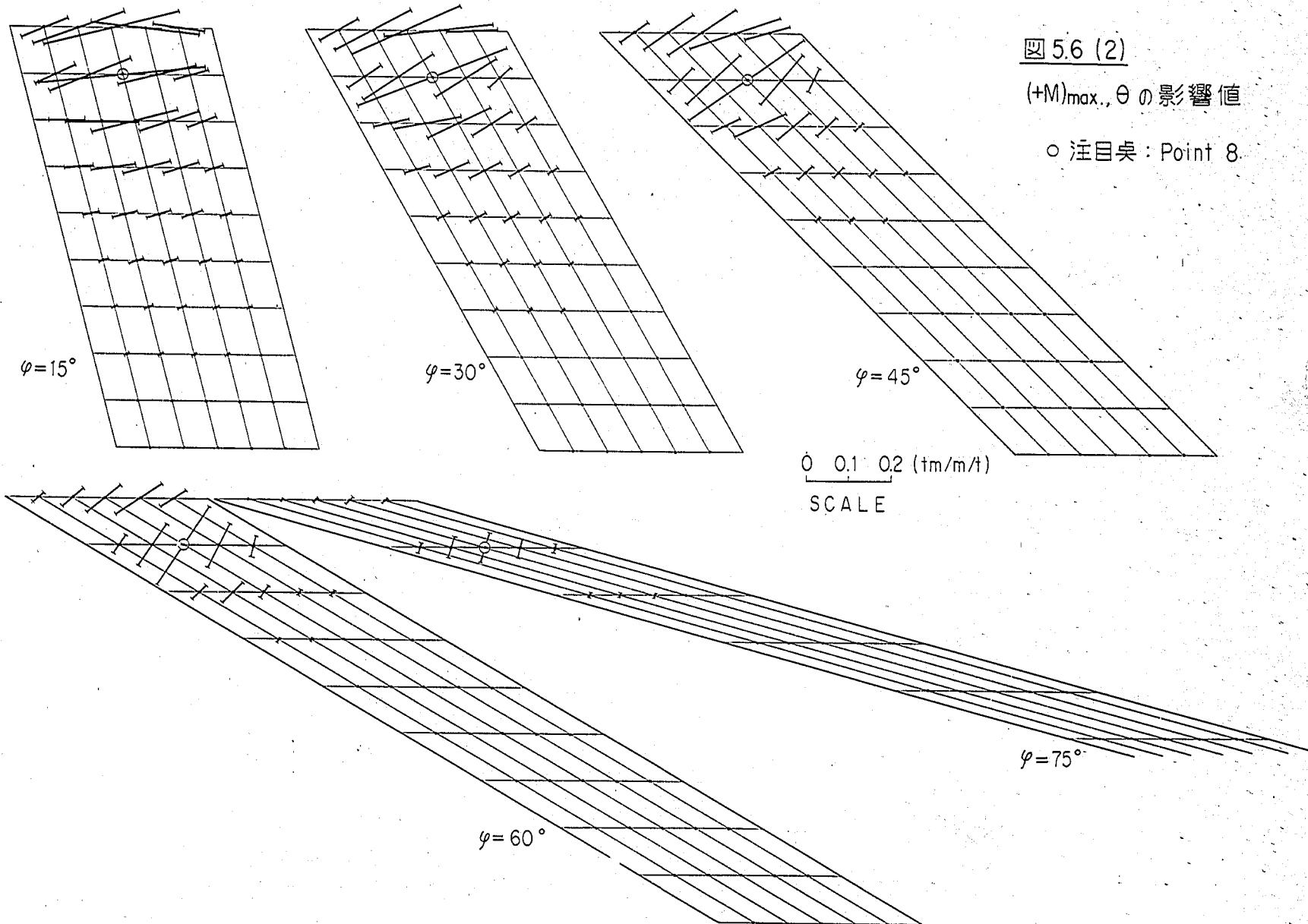


圖 5.6.(3)

$(+M)_{\max.}, \theta$ の影響値

○ 注目点: Point 13

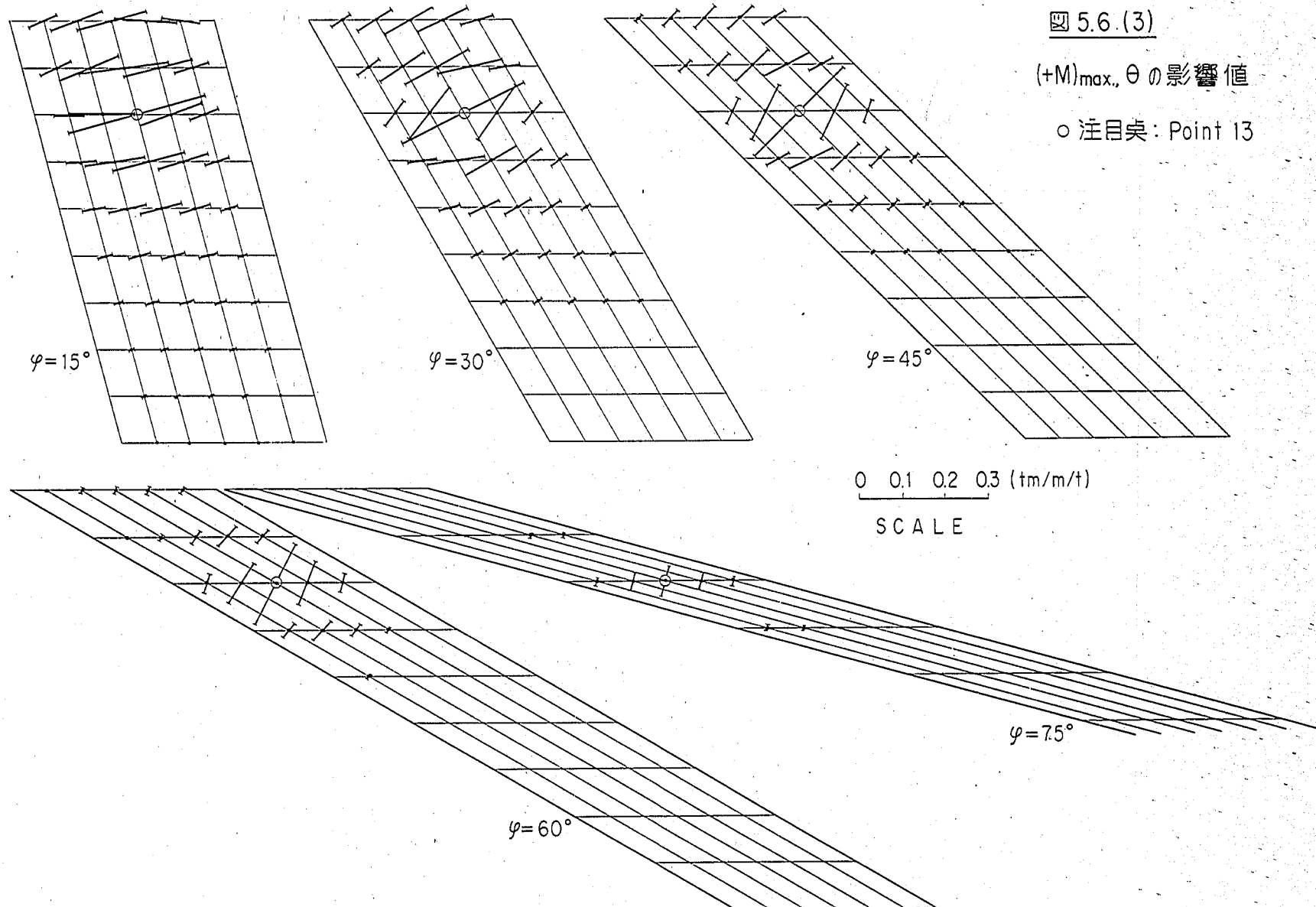


図 5.6 (4)

(+M)_{max.}, θ の影響値

○ 注目点: Point 23

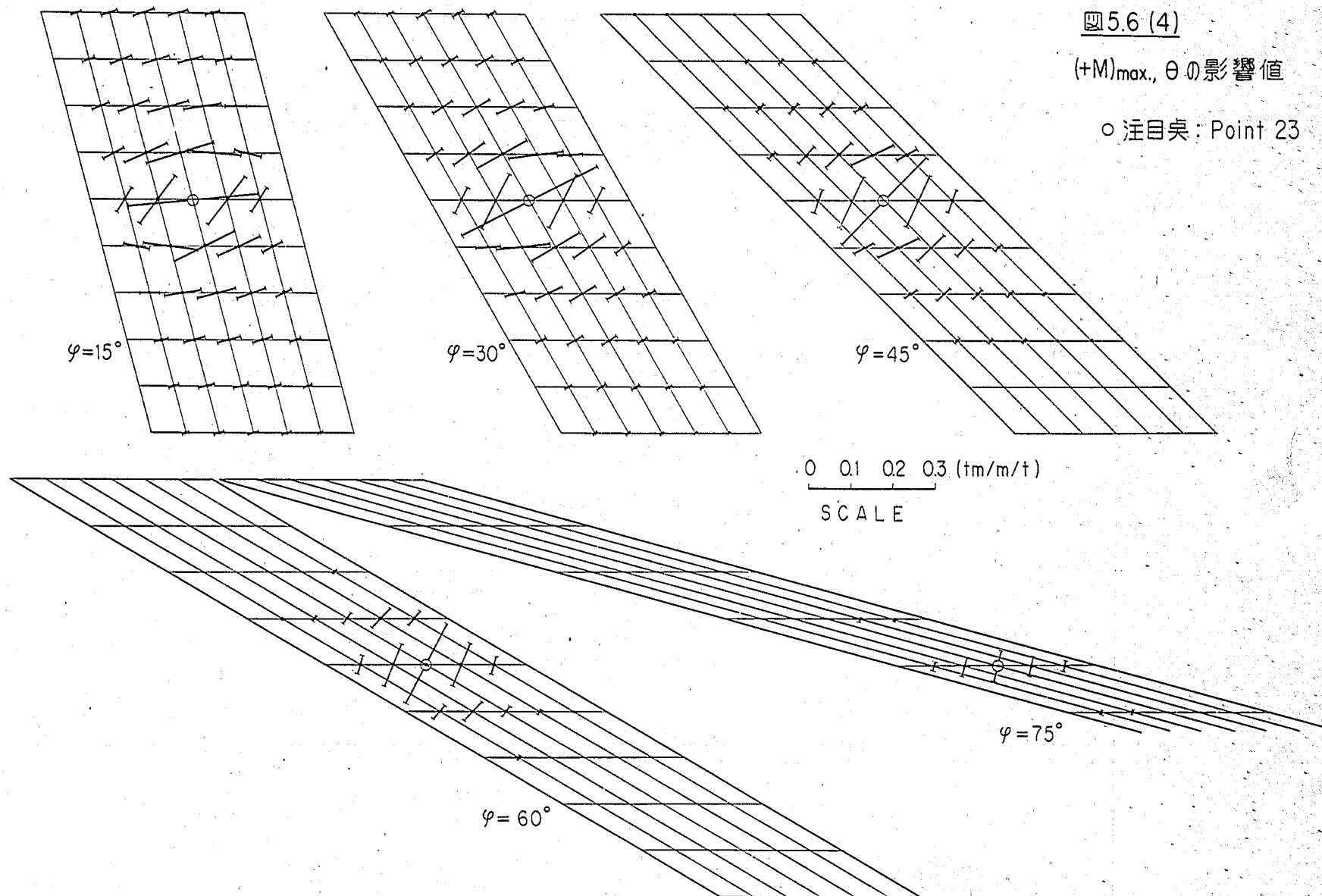
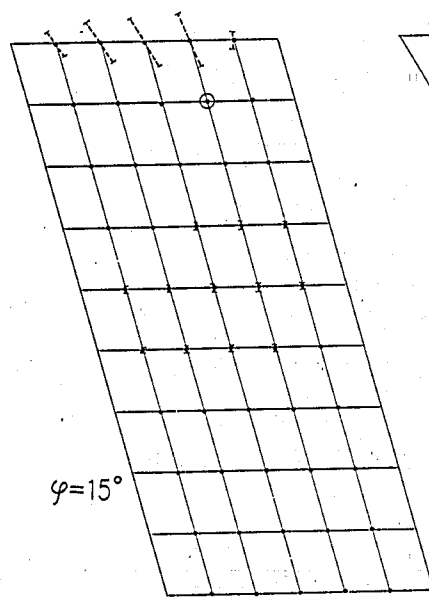


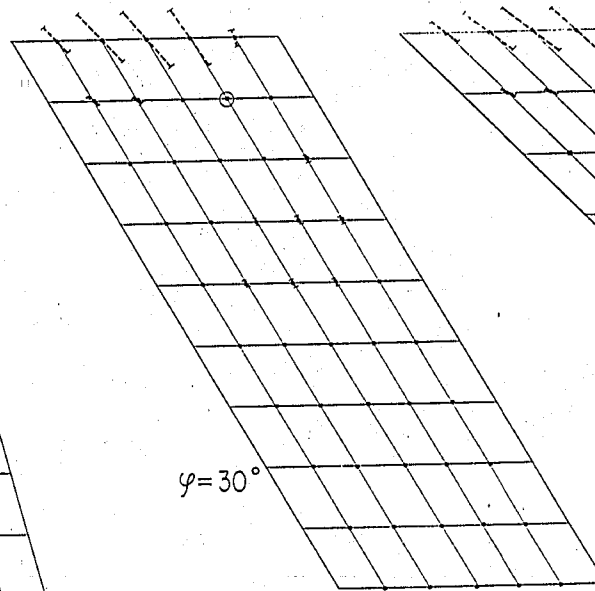
圖 5.7(1)

$(-M)_{\max}, \theta$ の影響値

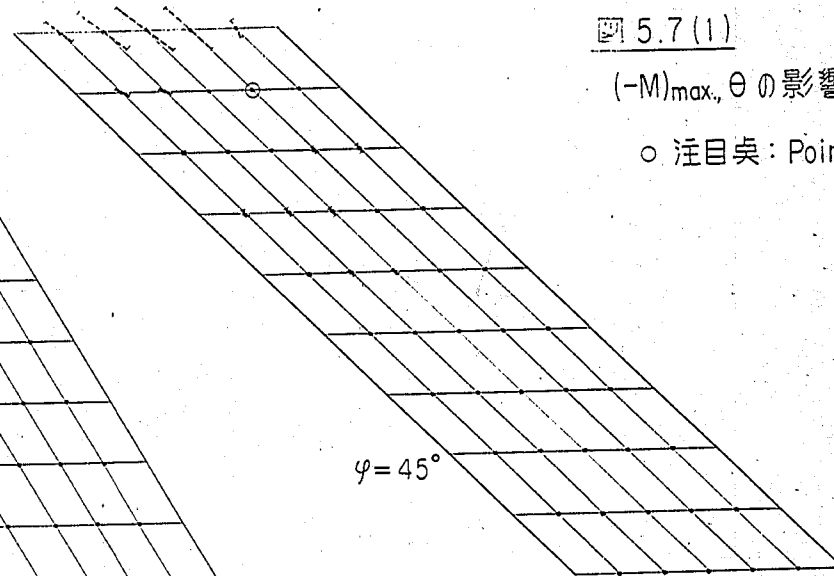
○ 注目点: Point 9



$\varphi = 15^\circ$

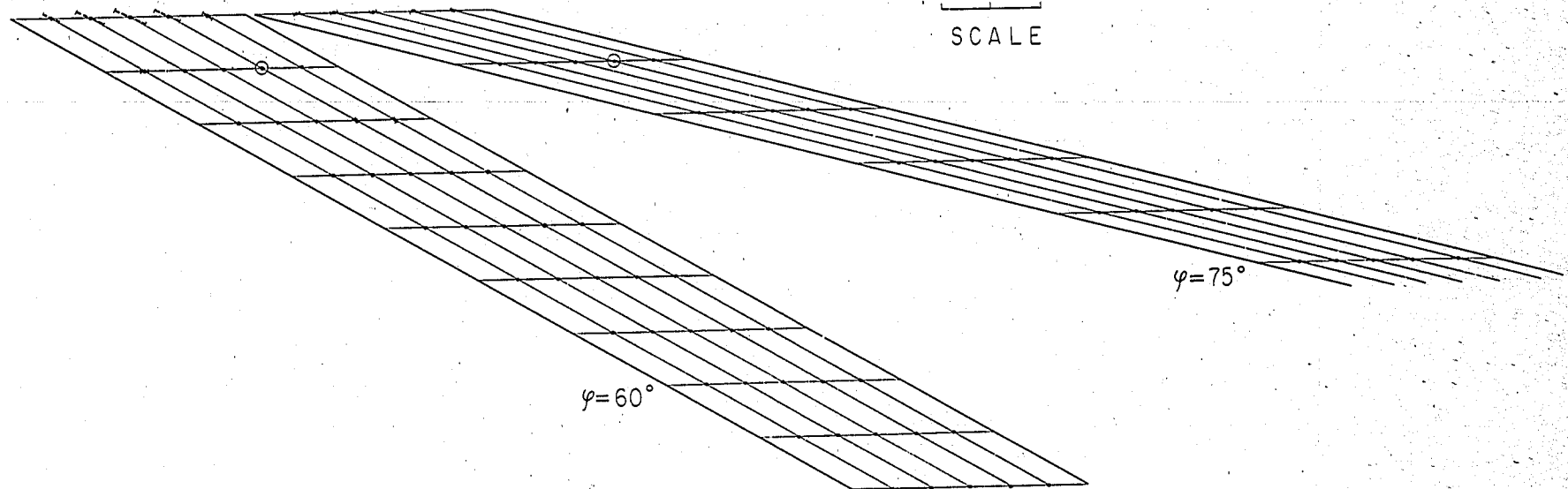


$\varphi = 30^\circ$



$\varphi = 45^\circ$

0 0.1 0.2 (tm/m/t)
SCALE



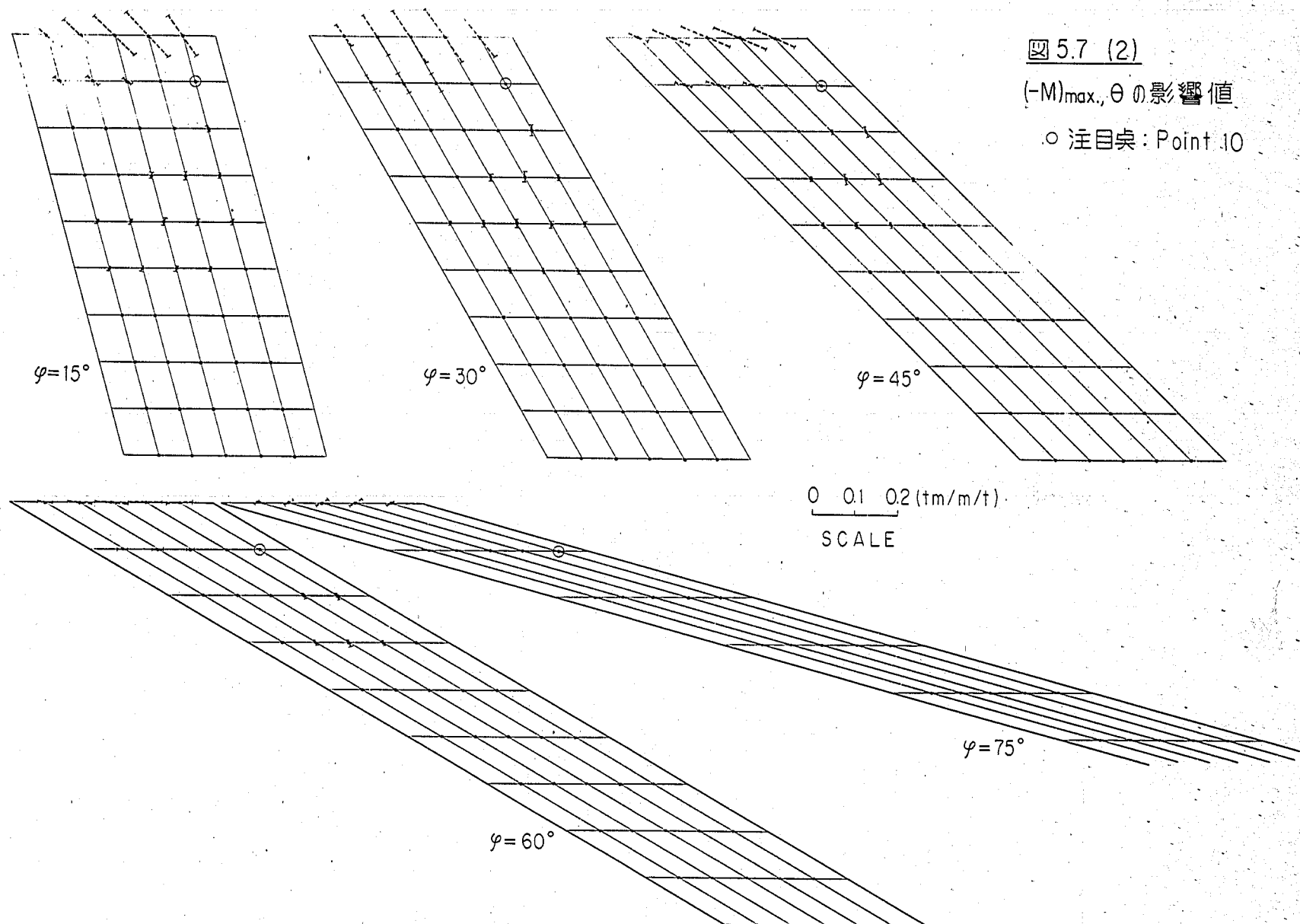
$\varphi = 60^\circ$

$\varphi = 75^\circ$

図 5.7 (2)

$(-M)_{\max, \theta}$ の影響値

○ 注目点: Point 10



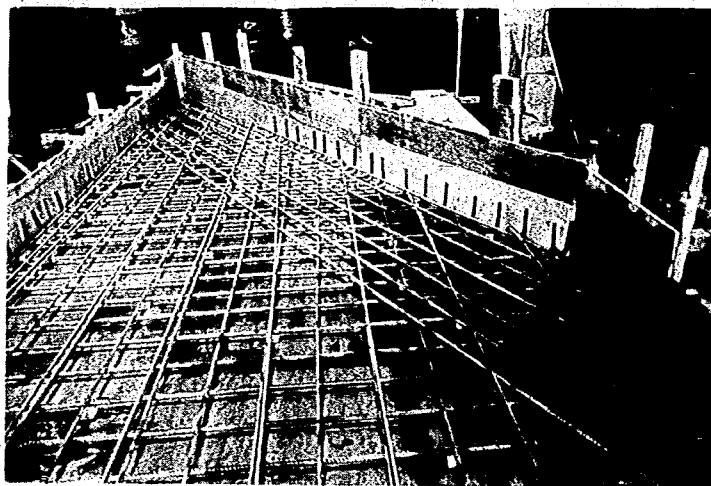


写真 1 配筋状況

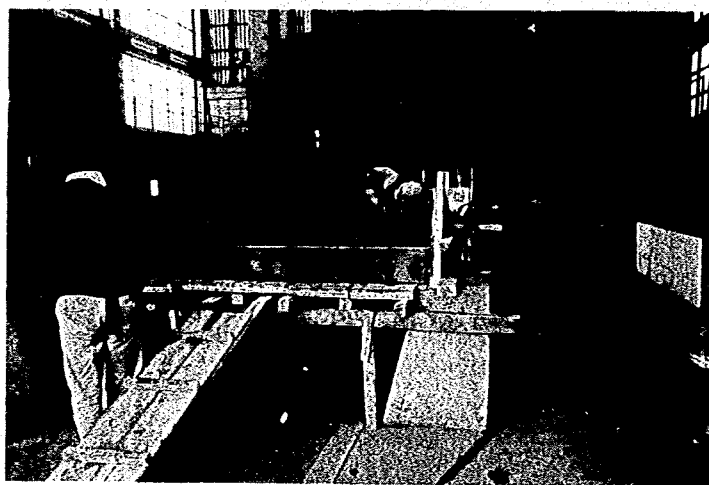


写真 2 施工状況

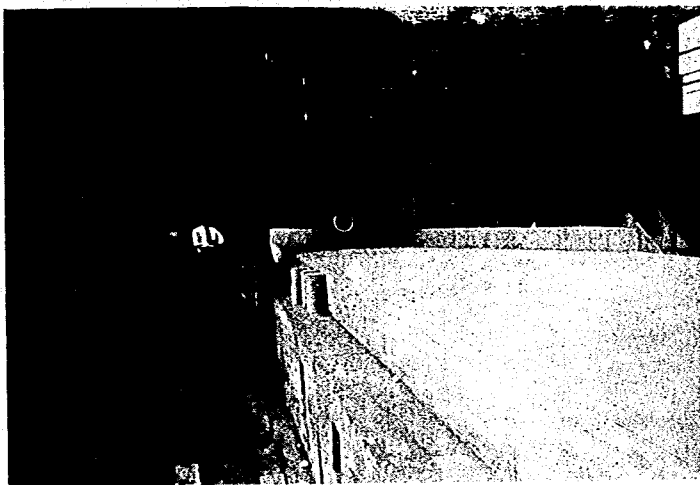


写真 3 供試体全容



写真 4 側端部載荷状況

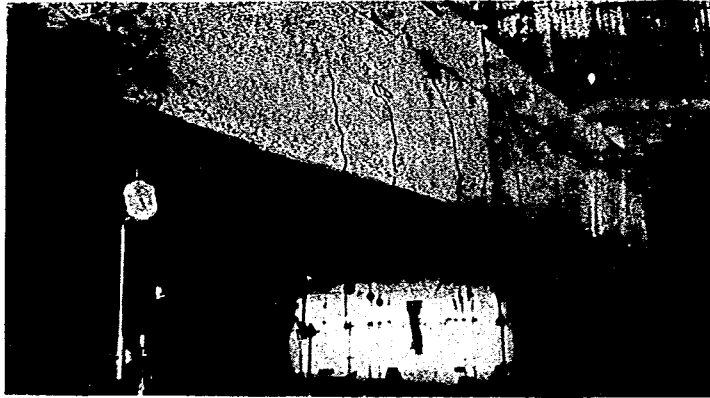


写真 5 側端部のクラック発生状況

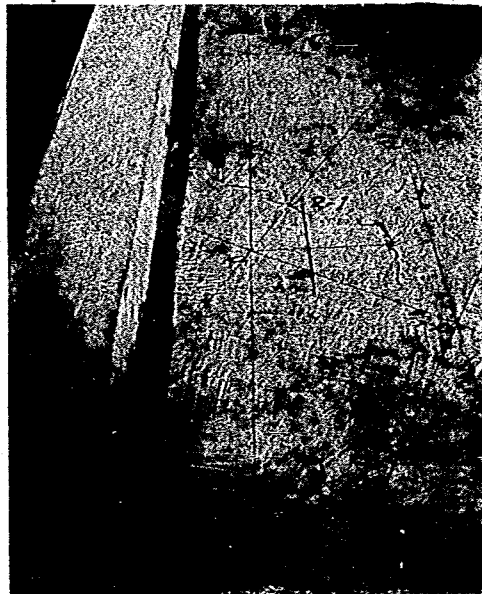


写真 6 側端部曲げ破壊後の表面

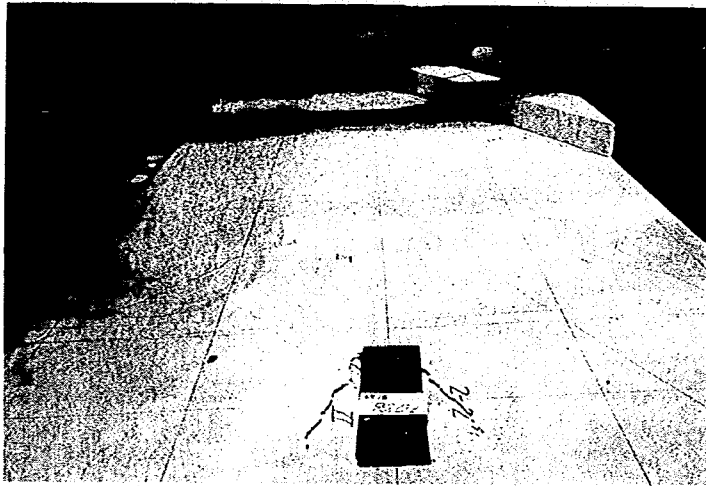


写真 7 中央部曲げ破壊後の表面

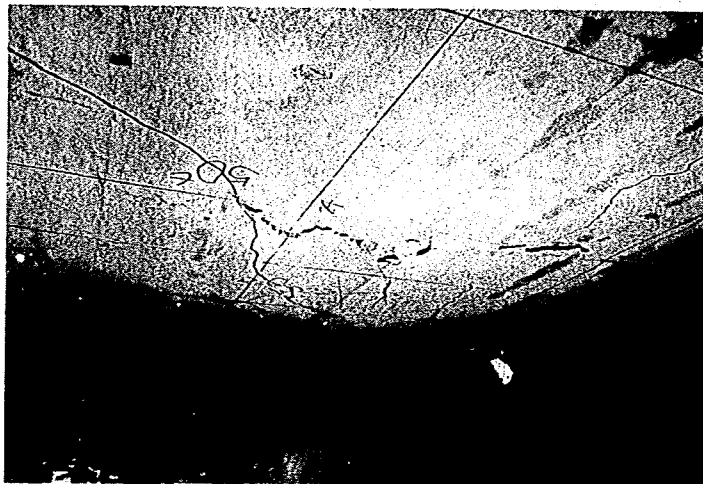


写真 8 中央部曲げ破壊後の底面

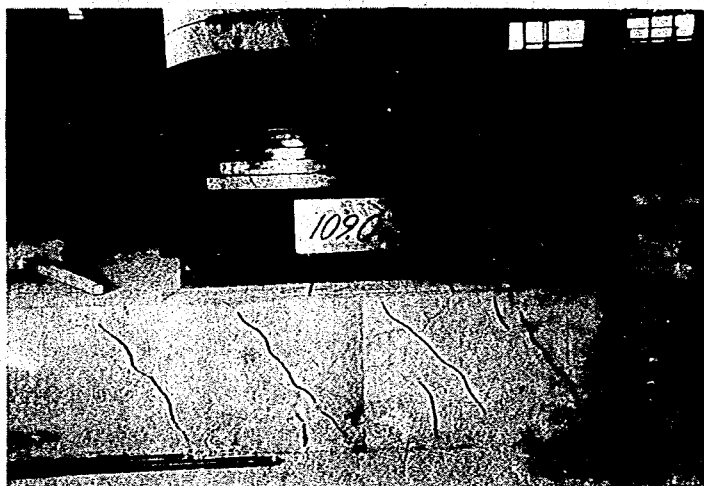


写真 9 版端部載荷状況



写真 10 版端部載荷による破壊後の状況