

I S S N 0386—5878

土研資料第1849号

土 木 研 究 所 資 料

富士山土石流衝擊力実験報告書（Ⅲ）

昭和57年4月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © 1981年度 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

は　じ　め　に

土石流による災害を防止し、被害を軽減させる目的で砂防ダムを建設する場合、その砂防ダムに期待する効果としては土石流として流下してくる土石の総量を減少させること、巨石が下流へ行かないように阻止すること、ピーク流量を小さくすること等が期待される。この場合必要なことは土石流の衝撃力をうけて堤体の一部または全体が損傷を受けず、倒壊もしないことである。

また、土石量が多い場合には1基のダムの機能で所期の効果を得るのは困難であり、多数のダムを組合せて施工することになる。ここで問題になるのはまず、砂防ダムが単体として衝撃力に対抗する場合の強度であり、ついで、所要の強度をもつダムを安価にしかも短時間で建設できることである。

この2つのことが解決されることにより、砂防ダムの信頼性が高くなり、全国の危険渓流により多くの砂防ダムが建設でき、崩壊や火山の噴火等による流域状況の急激な変化に対応した迅速な施工が可能となって、流域の土砂管理——土石流災害防止に資するところが大きいと考えられる。

土石流衝撃力実験は昭和54、55年度の2カ年で、小規模と大規模のモデルを用いて実験を行い、エネルギー損失、供試体の変形特性、破壊状況について知見が得られた。今回はこれまでに確立された手法を用いて、建設コストを下げる試みの一部をプレバクトコンクリートの考え方によって実験的に考察した。なお、本研究は中部地方建設局富士砂防工事事務所（小川裕示所長）の測量及試験費を受けて行われた。

実験施設は供試体固定のための強固な床版と鋼球を下げ振りとして打ちおろせる空間を有する土木研究所基礎特殊実験棟を使用した。また、供試体のコアリング、圧縮試験に地質研究室、コンクリート研究室の施設を使用した。記して感謝申し上げる。

昭和57年 4 月

土木研究所 砂防部砂防研究室

室　長　渡　辺　正　幸

研究員　水　山　高　久

伊　巻　幹　雄

福　本　晃　久

目 次

はじめに

1. 実験の目的と実験条件	1
2. 実験供試体	2
2.1 衝撃荷重実験の供試体	2
2.2 供試体の材料	4
2.3 施工及び養生	6
2.4 圧縮破壊試験の供試体	9
3. 実験装置	10
3.1 载荷装置	10
3.2 測定装置	12
3.3 ひずみゲージの配置	14
4. 圧縮試験等	23
4.1 モルタルの圧縮試験	23
4.2 岩石の圧縮試験およびせん断試験	28
4.3 プレバクトコンクリートの圧縮試験	33
5. 実験結果	34
5.1 球速の測定	34
5.2 時間 (t) — ひずみ (ϵ) 曲線	37
5.3 最大ひずみ	59
5.4 破壊状況	64
6. 中央载荷の応答機構の検討	67
6.1 構造モデル	67
6.2 定数の決定	69
6.3 計算結果	73
6.4 計算結果とモデル計算の比較	76
7. 隅部载荷の応答・破壊機構の検討	79
7.1 検討方法	79
7.2 構造モデル	79
7.3 計算結果および実験結果との比較	83
8. 結論および今後の問題点	87

1. 実験の目的と実験条件

本実験は渓床に堆積している礫を集積し、これにモルタルを注入して固結させたものを土石流対策砂防ダムとして用いる場合に考えられる諸問題のうち、衝撃力に対する応答特性と施工性について実験的に考察することを目的にしたものである。

本実験は上記のようにして作られた砂防ダム（以下プレパクト砂防ダム）のモデルについて、テストピースによる圧縮破壊試験と実物大モデルによる衝撃荷重実験とからなる。実験における試験と測定項目はつぎのとおりである。

圧縮破壊試験：縦ひずみ，横ひずみ，応力

衝撃荷重実験：球速，コンクリートの表面ひずみ，破壊状況

試験の種類と衝撃実験の条件を表－1，図－1に示す。

2. 実験供試体

2.1 衝撃荷重実験の供試体

供試体は実物大の礫を用い、砂防ダムの袖の実物大に近い大きさの片持壁とした。供試体は石礫を長さ 2 m、厚さ 0.5 m、幅 1.2 m のフトン箆に詰めて積み上げ、その空隙にモルタルを注入してプレバクトコンクリートとした。その寸法を図-2 に示す。片持壁の下端は固定支点とするため、鉄筋コンクリートのベースを打設してボルトで床版に固定した。型枠の内法寸法はフトン箆寸法と同じにしたため、フトン箆の鉄線のカブリは 0 である。

表 1 実験 ケ ー ス

試験の種類		試験体の材料	試験体の寸法		試験個数	載荷方法		その他	
圧縮破壊試験		モルタル	φ 5 ^{cm} × 10 ^{cm}		6	静的載荷		28日強度	
"		岩石	"			"		花崗岩	
"		プレバクトコンクリート	φ 30 ^{cm} × 60 ^{cm}		5	"		粗骨材の最大方法20 ^{cm}	
大型片持壁の衝撃荷重実験									
Run	載荷速度 (m/s)	鋼球径 (cm)	載荷位置 (m)		Run	載荷速度 (m/s)	鋼球径 (m)	載荷位置 (m)	
			X	Y				X	Y
1	0.5	50	3	1	14	2.4	70	5	1
2	2.5	"	"	"	15	5.6	"	"	"
3	5.5	"	"	"	16	2.1	50	1	"
4	1.6	70	"	"	17	5.5	"	1	"
5	2.8	"	"	"	18	1.7	"	0.5	0.5
6	6.3	"	"	"	19	3.9	"	"	"
7	0.8	"	"	"	20	1.7	70	5.5	"
8	2.0	"	"	"	21	2.8	"	"	"
9	3.4	"	"	"	22	3.4	50	5.75	0.25
10	1.8	50	"	0.5	23	2.1	70	"	"
11	2.0	70	"	"	24	6.0	"	0.25	"
12	6.7	50	"	"	25	1.5	50	"	"
13	5.1	70	"	"	26	3.1	70	"	"

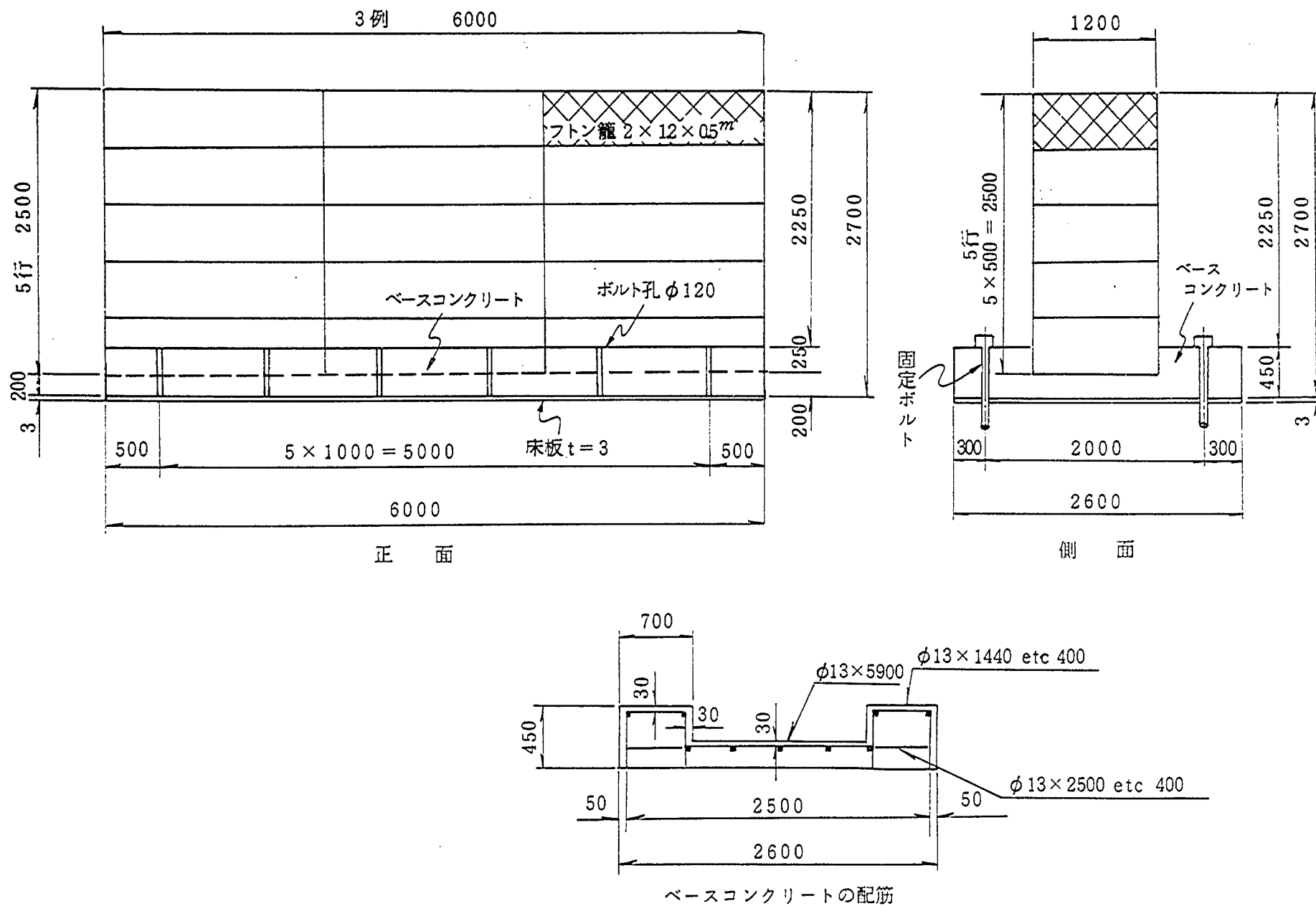


図 - 1 試験体の寸法 (S = 1 : 50)

2.2 供試体の材料

(1) フトン籠

寸 法	長さ 2 m, 厚さ 0.5 m, 幅 1.2 m
鉄線の太さ	8 番線
網目の形状	15 cm の菱形 (図-2 参照)

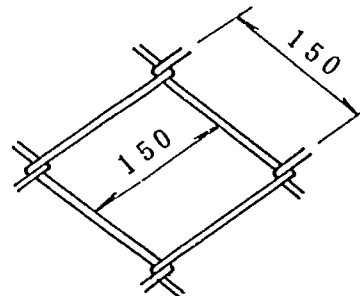


図-2 網目の形状

(2) 中詰め石

粒 径	$\phi 15 \text{ cm} \sim \phi 20 \text{ cm}$
岩 質	花崗岩
形 状	碎石で角ばったもの
空 隙 率	55%

(3) 注入用モルタル

注入用モルタルの配合は試験練りをもとに強度, コンシステンシー (フロー値) を考慮して下記のようにした。

$W/C+F$	$= 57.2 \%$	モルタル 1 m^3 あたり	$C = 689 \text{ Kg}$
$F/C+F$	$= 10 \%$		$F = 76 \%$
$S/C+F$	$= 107.5 \%$		$W = 437 \%$
			$S = 823 \%$

e : セメント, F : フライアッシュ, W : 水, S : 砂

配合の砂は 2 mm フルイを通過したものとし, その粒度分布は図-3 のとおりである。砂の表面水量は 2.08 % であり現場配合は下記のとおりとした。

$W = 420 \text{ Kg} / m^3$
$C = 689 \%$
$F = 76 \%$
$S = 840 \%$

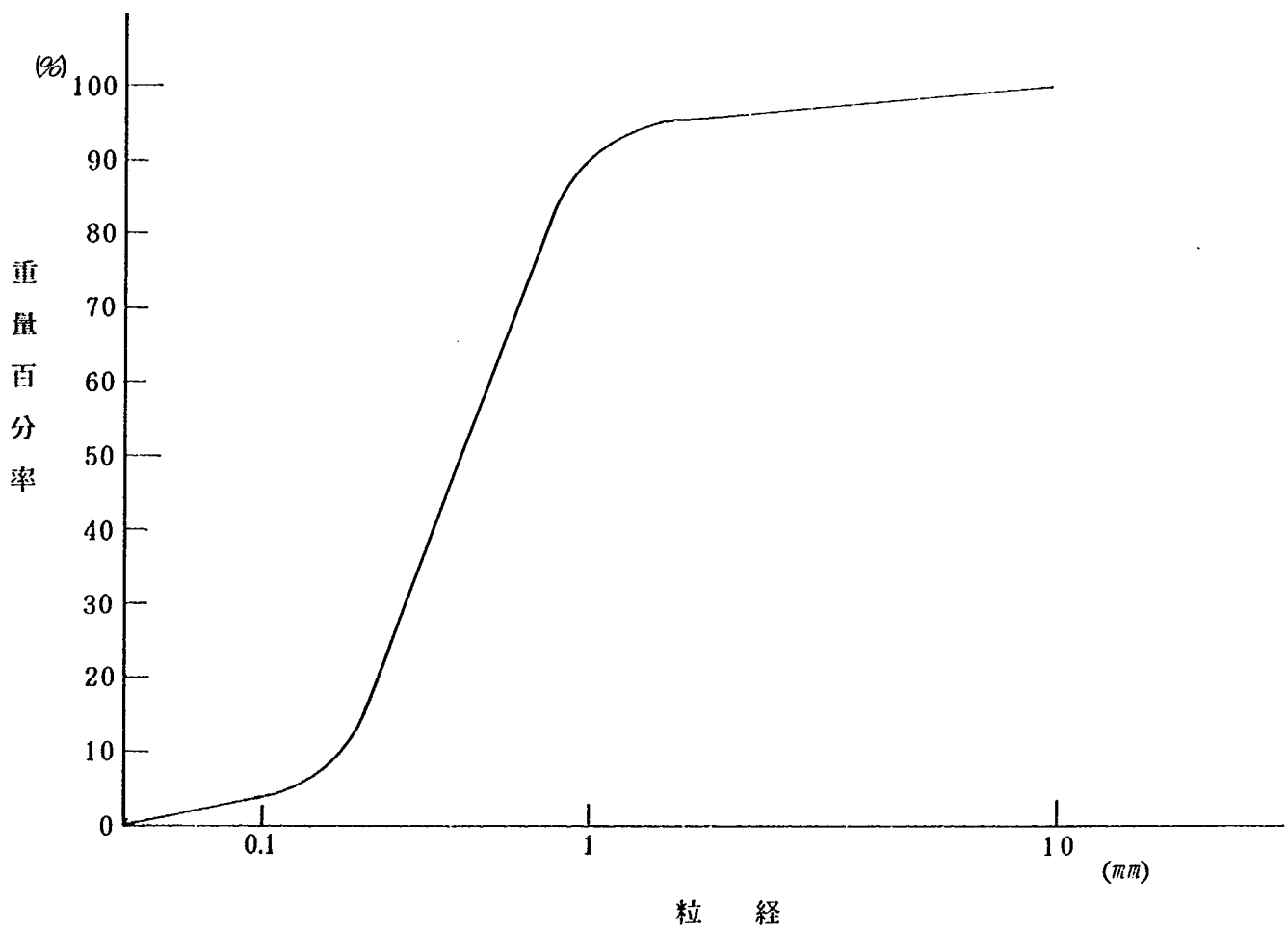


図-3 細骨材の粒度分布

(4) ベースコンクリートの配合

ベースコンクリートはレディミクスコンクリートA種 (JIS A 5308) で配合は表-3. 1 のとおりであった。

表-2 ベースコンクリートの配合

設計強度	粗骨材の 最大寸法	スランプ	W/C	細骨材率	単 位 量 (Kg / m ³)			
					C	W	S	G
180 Kg/cm ²	40 cm	5 cm	0.64	42.4 %	235	150	808	1124

2.3 施工および養生

(1) モルタルの練り混ぜと注入

モルタルは 0.15 m^3 モルタルミキサーにより

空練り 1分

水練り 2分

とした。モルタルの練り混ぜは2工程に分けて実施したが、その時のフロー値は図-5の
(Jロート)
おりはほとんど11~16秒となっている。フロー値試験の状況を図-4に示した。

モルタルの注入はミキサーから樋を通して自然に流し込んだ。試験体の中央部で流し込む
ことにより両端までモルタルは自然と行きわたった。モルタルはほとんど水に近い状態であ
り、型枠の小さい隙間(番線孔、合板の継目)からセメントミルク、分離した水の漏れがあ
り、型枠の漏水防止に注意を要した。



図-4 フロー値試験

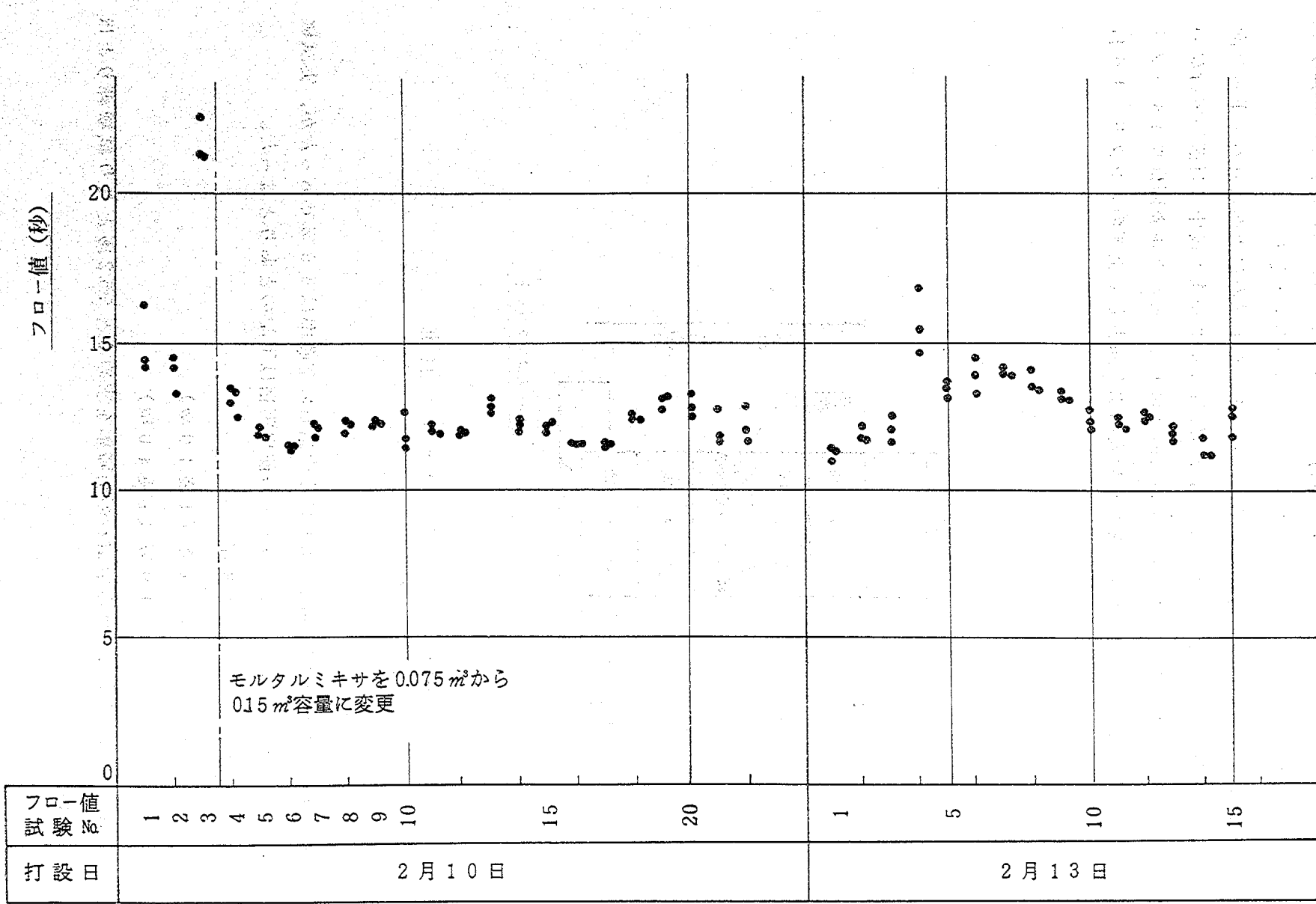


図 - 5 モルタルのフロー値

(2) コンクリート打継ぎ面の処理

プレパクトコンクリートはモルタルの注入能力および型枠の強度の面から2工程に分けて打設した。打継面は図-6に示すように第3層フトンカゴの中央とした。

打継面は中詰石を第3層の中央付近まで詰め、モルタルを中詰石最上面より若干下った面まで注入し、打継面の処理を行なった。打継面の処理はモルタル注入後中2日置いて行ない中詰石で $\frac{2}{3}$ 以上がモルタルに埋っていないものは除去し、モルタル表面はワイヤーブラシでレイタンスを除去し、さらに水洗いを行ない表面水を除去して上部のコンクリートを打設した。

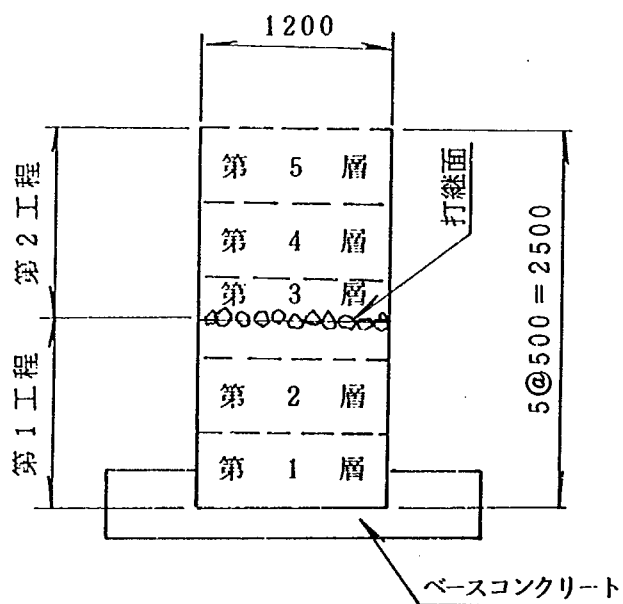


図-6 コンクリートの打継

(3) モルタルの注入実績

プレパクトコンクリートの試験練りにおける中詰石の空隙率は55%であったが、実試験体の打設におけるセメント、フライアッシュの使用実績は下記のとおりとなった。

試験体の体積	18 m ³
使用セメント量	171袋 (1袋40Kg)
フライアッシュ	19袋 (1袋40Kg)

以上の実績から実試験体における中詰石の空隙率を求めると55.2%となり試験練りとはほとんど変わらない。

$$\text{全モルタル体積} = \frac{171 \times 40 \text{ Kg}}{689 \text{ Kg/m}^3} = 9.93 \text{ m}^3$$

$$\text{中詰石の空隙率} = \frac{9.93}{18} = 55.2\%$$

(4) 養生

モルタルを注入した後は表面をビニールシートで覆い、1日放置し第2日目～第6日目は型枠および天端に散水して養生し、第7日目に脱型した。

ブリージングによるコンクリート打設面の下りは3～5mm程度であった。また脱型時モルタルの充填状況を観察したが空隙部はみられなかった。試験体の表面には微少な表面クラックが多数みられ、これはフトンカゴの鉄線沿いのものがほとんどで網目状になっている。この原因はフトンカゴの鉄線のかぶりが0であることが原因である。

2.4 圧縮破壊試験の供試体

(1) 注入モルタル

注入モルタルは標準供試体とした。寸法は $\phi 5 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ である。配合は(3)節で示すもので、衝撃試験供試体施工時にその一部から採取した。養生は大型供試体と同一の現場養生で28日とした。

(2) 岩石

プレパクトコンクリートに使用する花崗岩礫から $\phi 5 \text{ cm} \times 12 \text{ cm}$ のコアを採取し、両端をダイヤモンドカッタで平滑に仕上げた。

直接せん断試験は圧縮試験と同一の供試体を用いて行った。

(3) プレパクトコンクリート

供試体の寸法は $\phi 30 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$ である。粗骨材は供試体の直径の $1/3$ を最大とし、 $\phi 5 \text{ cm} \sim 10 \text{ cm}$ とした。粗骨材は花崗岩の碎石で空隙率は55%である。(これは注意深く密になるように詰めても、投げ込みで詰めても差はなかった。)

注入モルタルは下記の配合によって本実験に先立ち試験練りを行い、円柱供試体を作成した。

配 合	
W/F + C	55%
W	420 Kg/m ³
C	689
F	76
S	840

ここに、W：水、C：セメント、F：フライアッシュ、S：砂

3. 実 験 装 置

3. 1 載荷装置

試験体に対する衝撃荷重は図-7に示すように鋼球を走行クレーンから吊し、振子の原理を利用して速度を与え試験体に衝突させた。

衝突速度は $v = 1.1 \sim 8 \text{ m/s}$ (振子の最大巻上高 $\Delta h_{\text{max}} = 3.27 \text{ m}$) とし、鋼球は下記の2種類とした。

No 1 球 $\phi = 50 \text{ cm}$ $W = 500 \text{ Kg}$

No 2 球 $\phi = 70 \text{ cm}$ $W = 1400 \text{ Kg}$

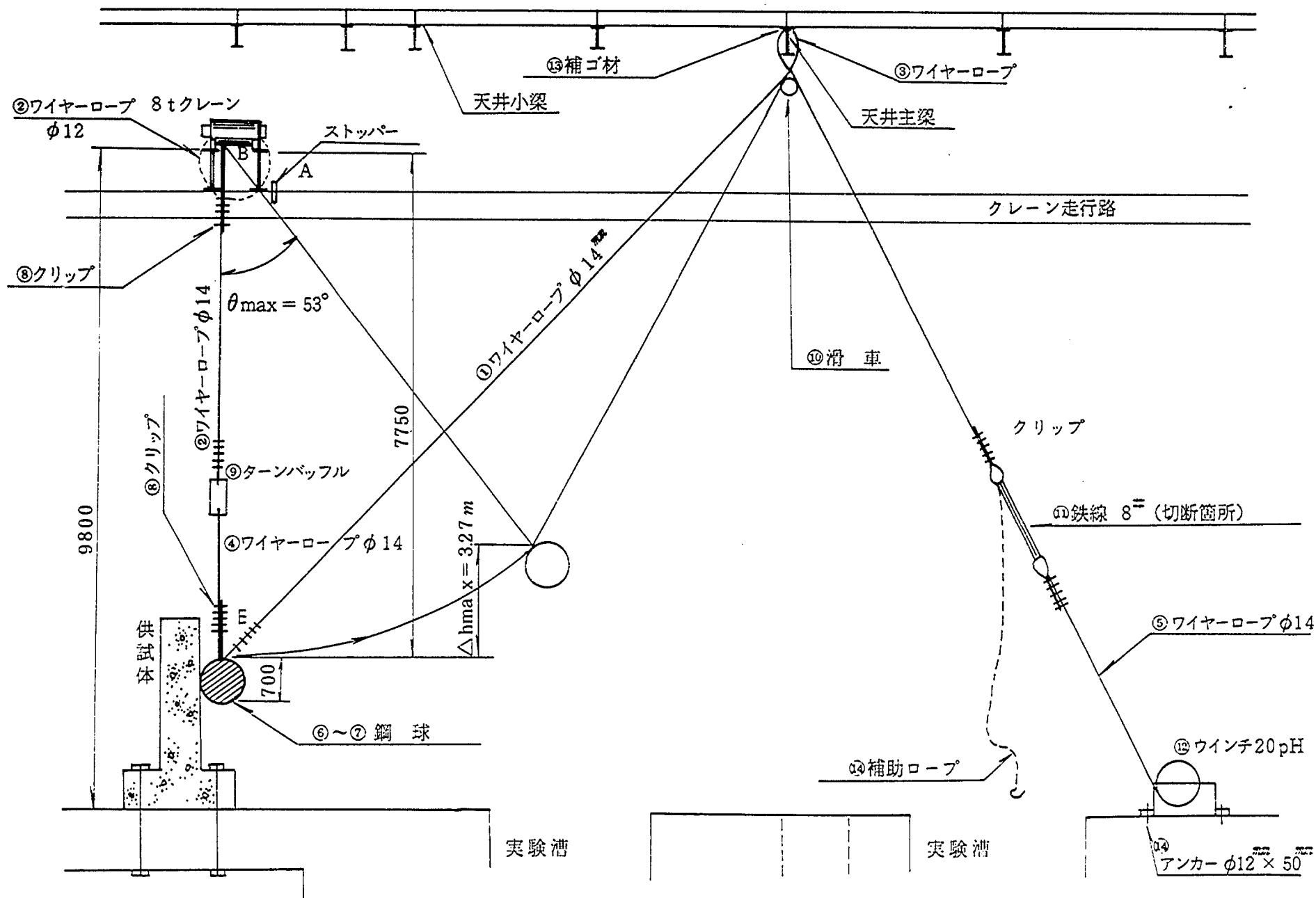


図 - 7 荷 重 装 置

3.2 測定装置

本実験における測定はコンクリート表面のひずみおよび鋼球の衝突速度でありそれぞれ表-3の器材を用いて行なった。測定器材の配置概要は図-8のとおりとした。

表-3 測定器材

測定項目		区分	測定器材
ひずみ		動ひずみ計	NEFF (8ch), CDV-230A (6ch)
		記録計	DM7100 (8ch), DM7110 (8ch)
		モニター用シンクロ	メモリースコープ
		プロッター	WX 4411
球速	第1方法	センサー	KD
		記録計	DM510
		プロッター	WX 4411
	第2方法		8mmカメラ (18コマ/s)
	第3方法		落高の測定

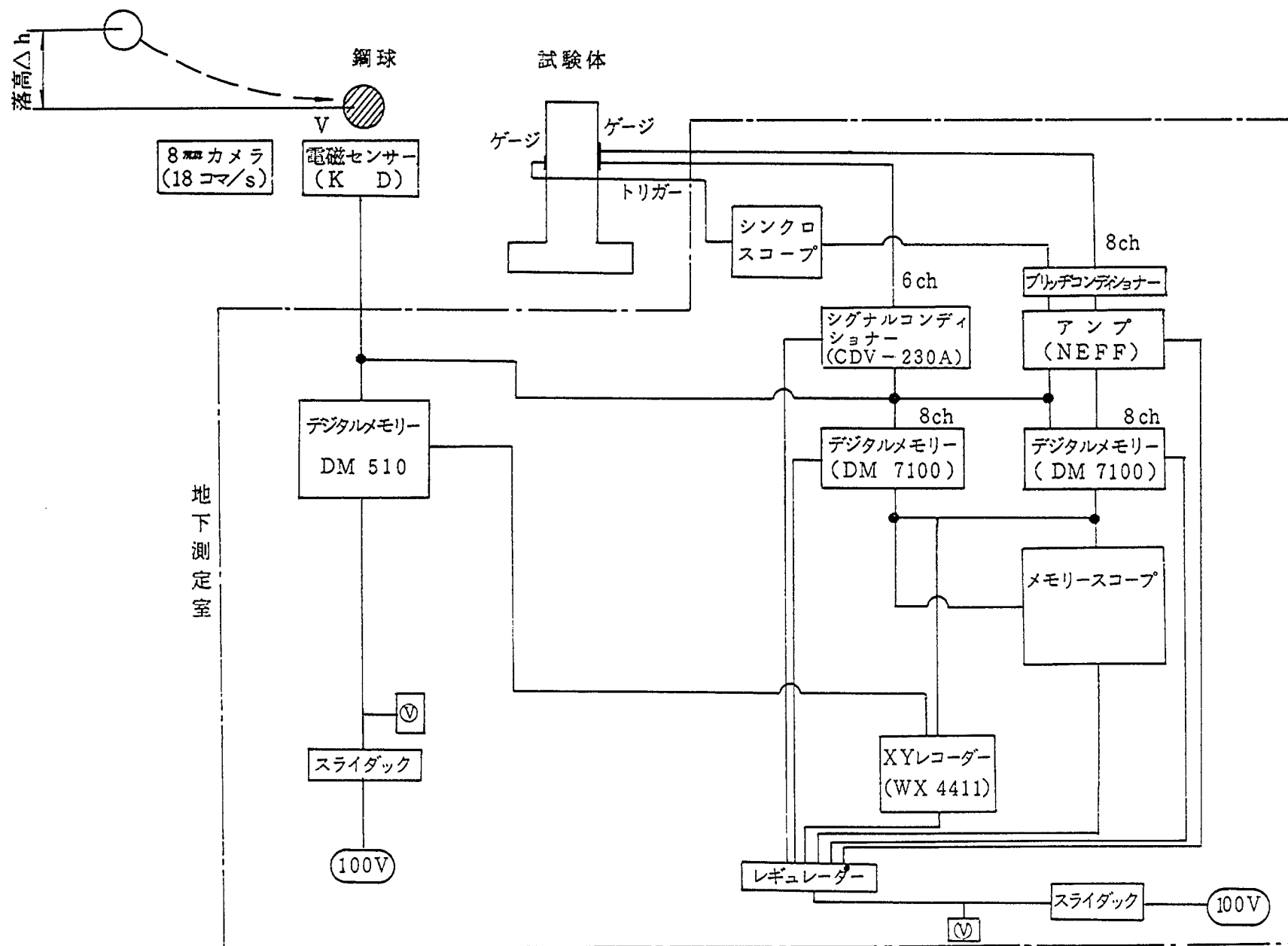


図-8 測定器材のレイアウト

3.3 ひずみゲージの配置

(1) ひずみゲージの種類

ひずみゲージとしては、ポリエステルベースのワイヤーストレンゲージを用いた。ストレンゲージの諸元は表-4のとおりである。

表-4 ひずみゲージの諸元

型 名	寸 法 (mm)			抵 抗 値 (Ω)	ゲージ率
	ゲージ長	ゲージ巾	ベース		
PL-120	120	1	135×8	120+0.3	2.1

(2) ひずみゲージの配置

ひずみゲージの配置は実験ケースにより異なり、各ケース毎にその配置を図-9-1～図-9-8に示した。

ゲージの接着はコンクリート表面をグラインダーで平滑に仕上げ、アセトンで清浄した後接着材P-2又はCNにより接着した。正規のゲージ位置に鉄線又はクラックがみられる場合は若干横移動した位置に接着した。

Rum 1 ~ 9

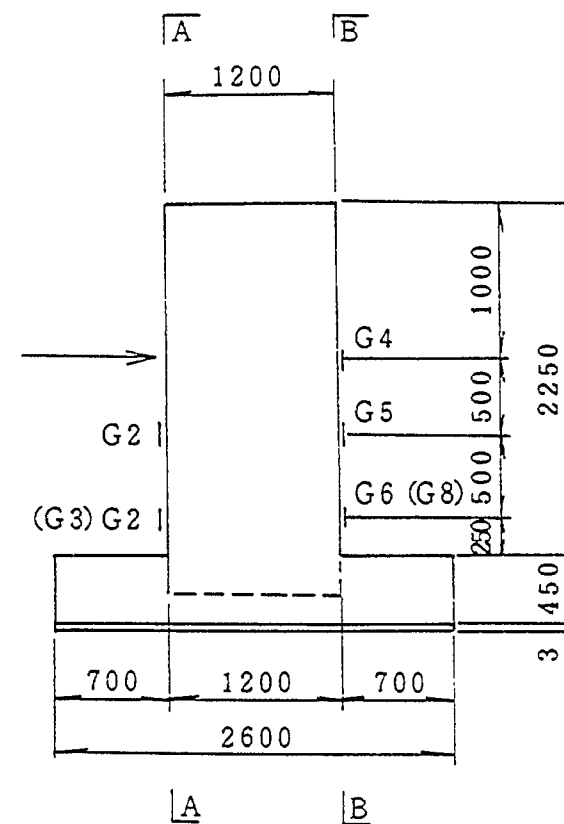
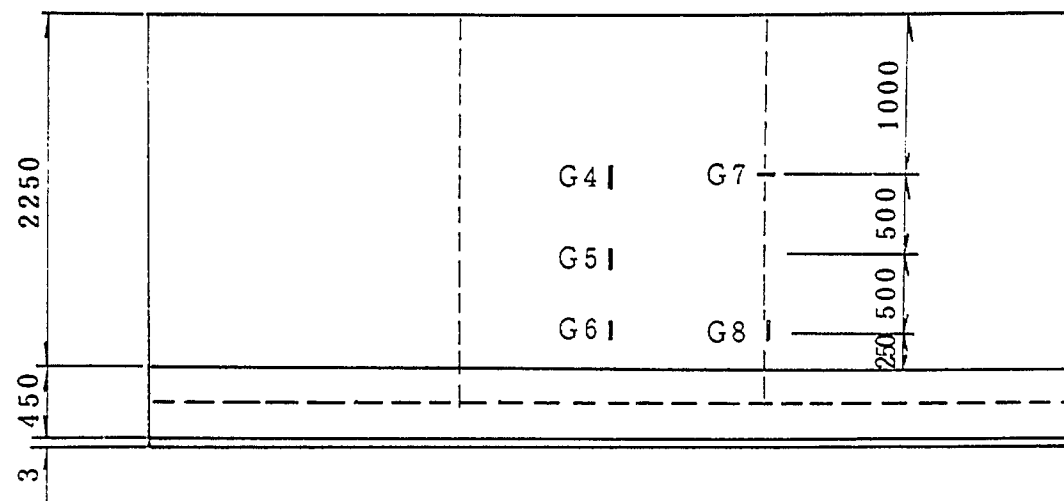
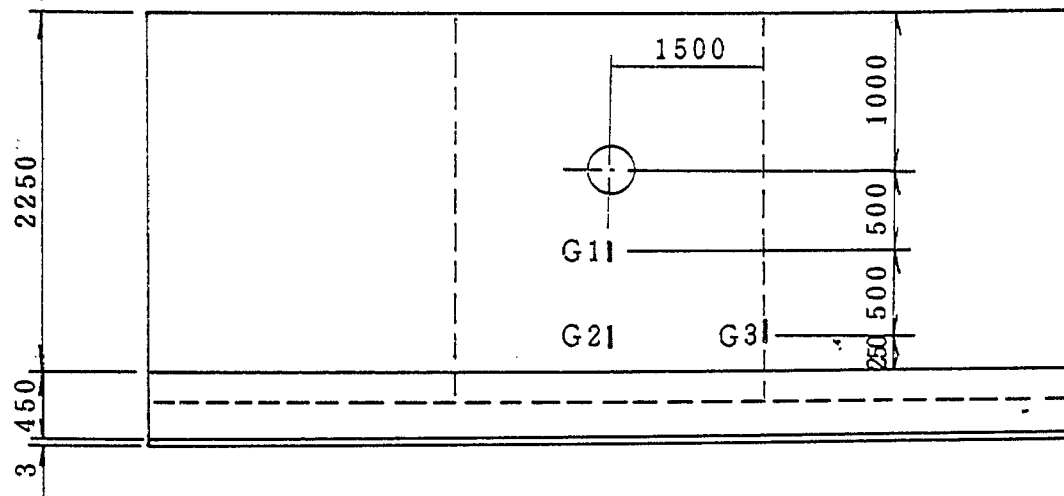


図-9-1 ゲージの配置

Rum 10 ~ 13

-- 9 I --

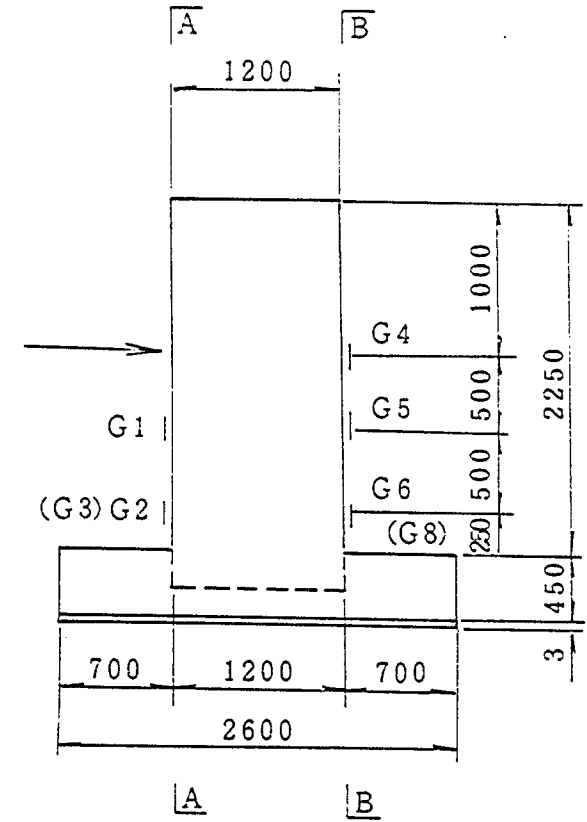
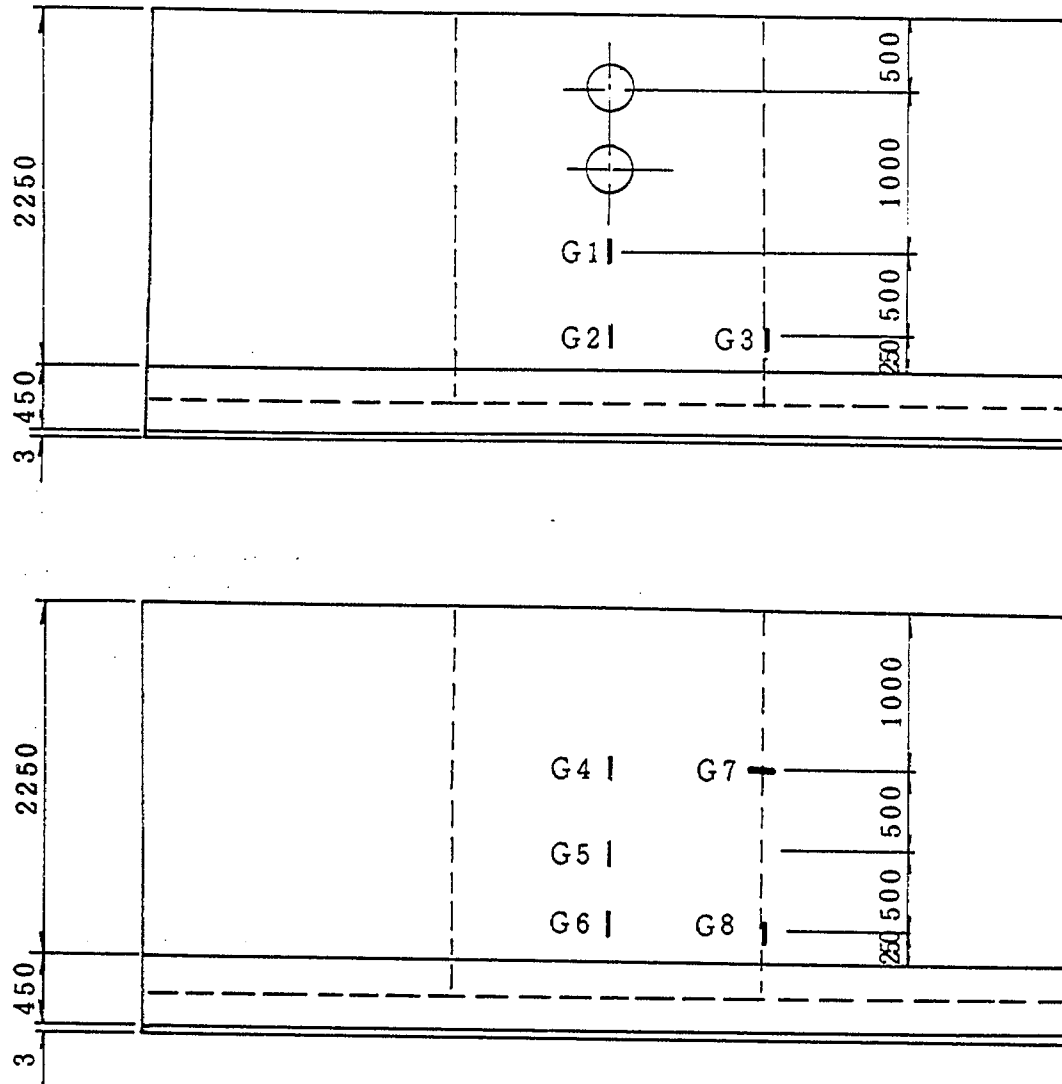


図-9-2 ゲージの配置

— L I —

Rum 14 . 15

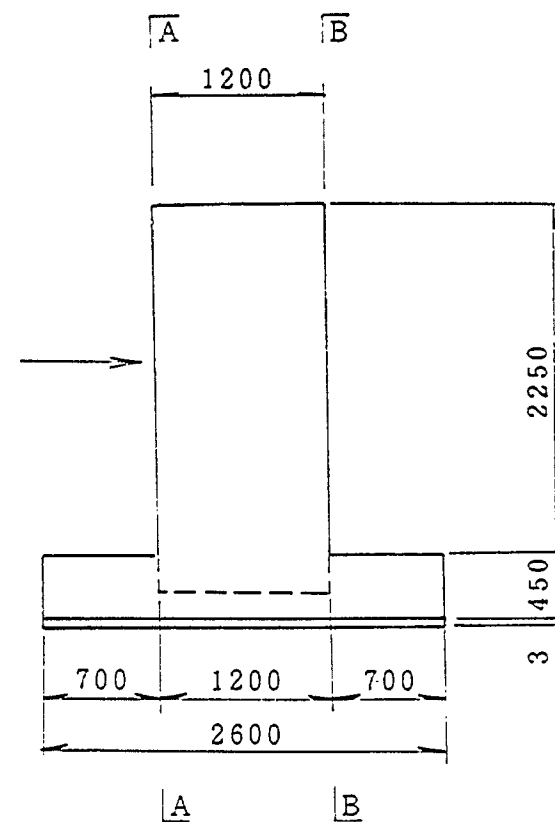
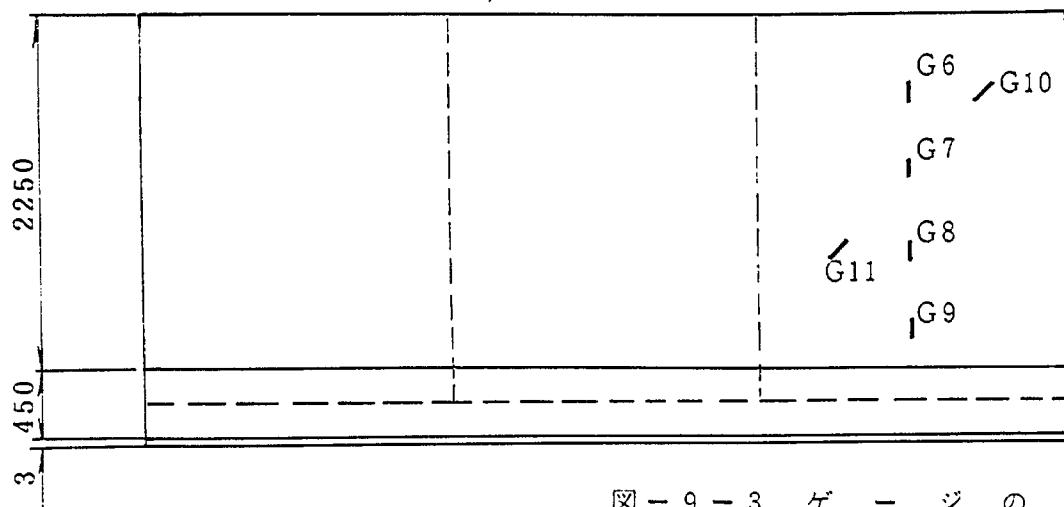
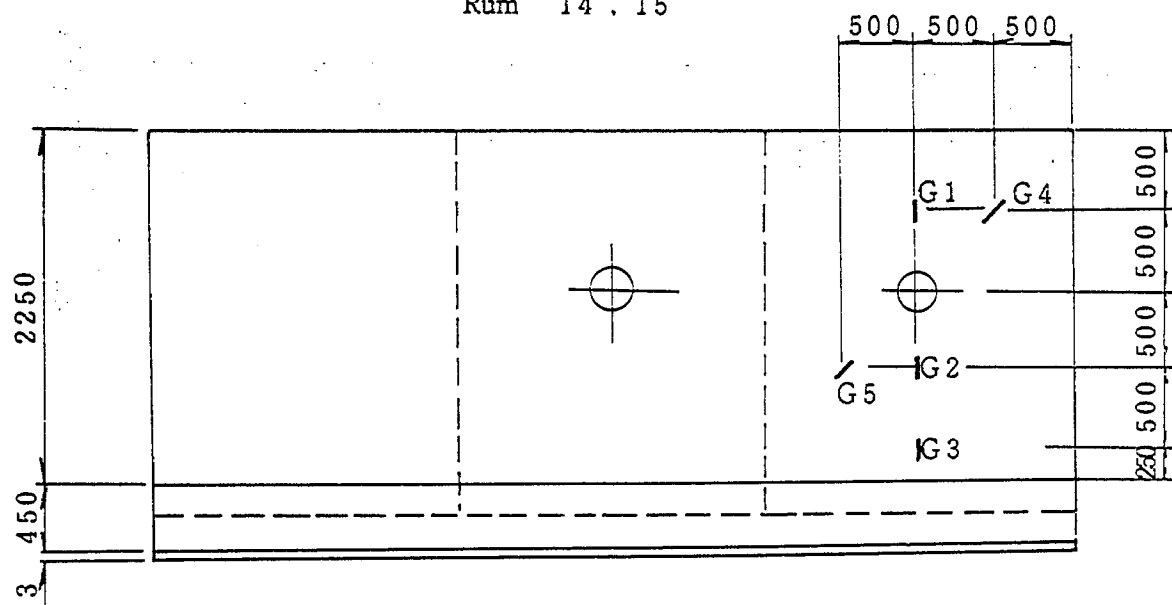


図 - 9 - 3 ゲージの配置

Rum 16 . 17

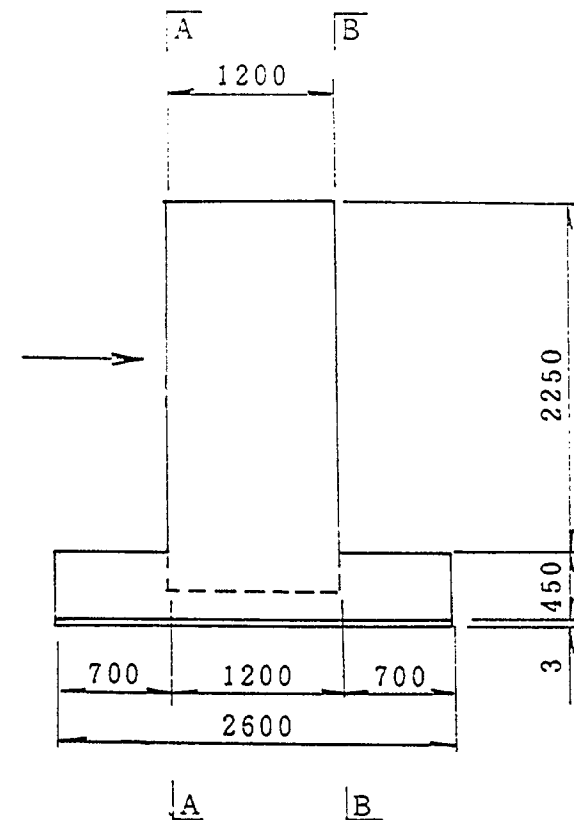
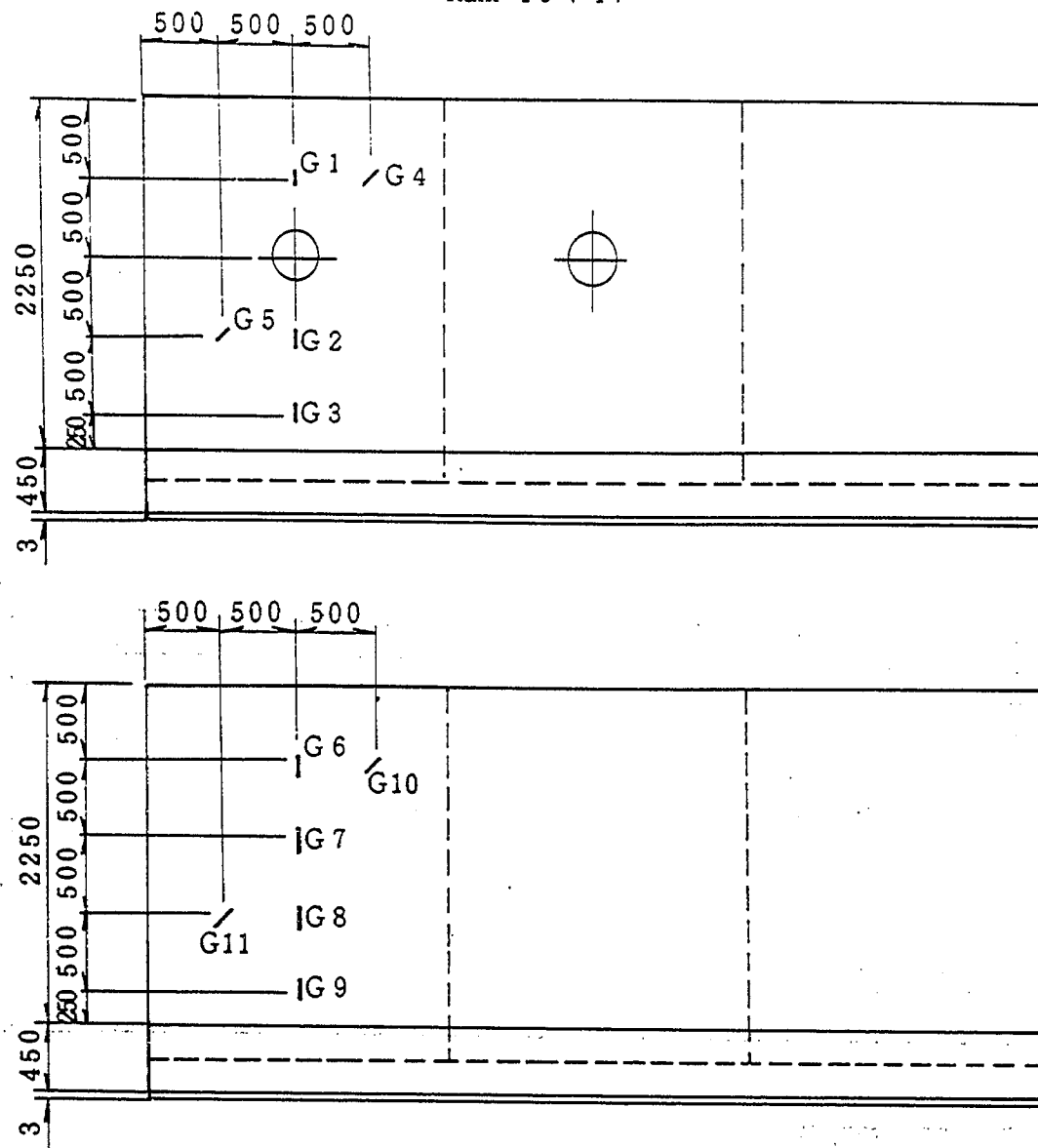


図 - 9 - 4 ゲージの配置

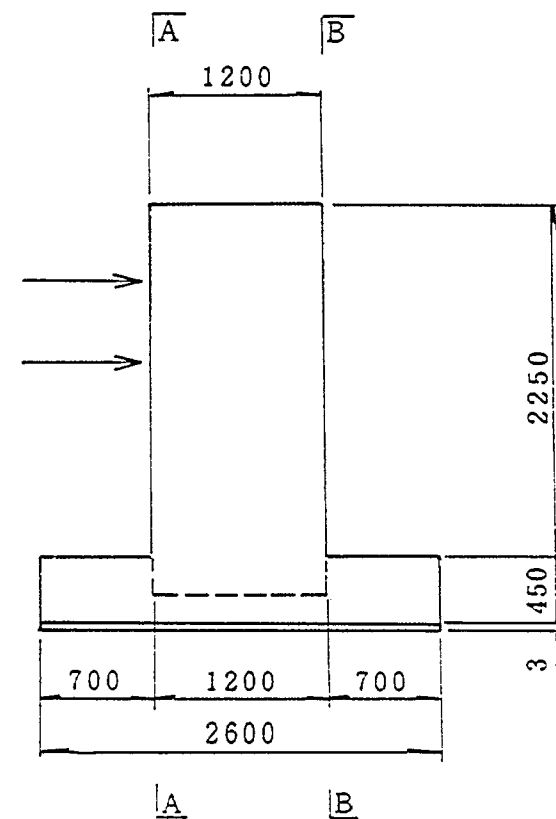
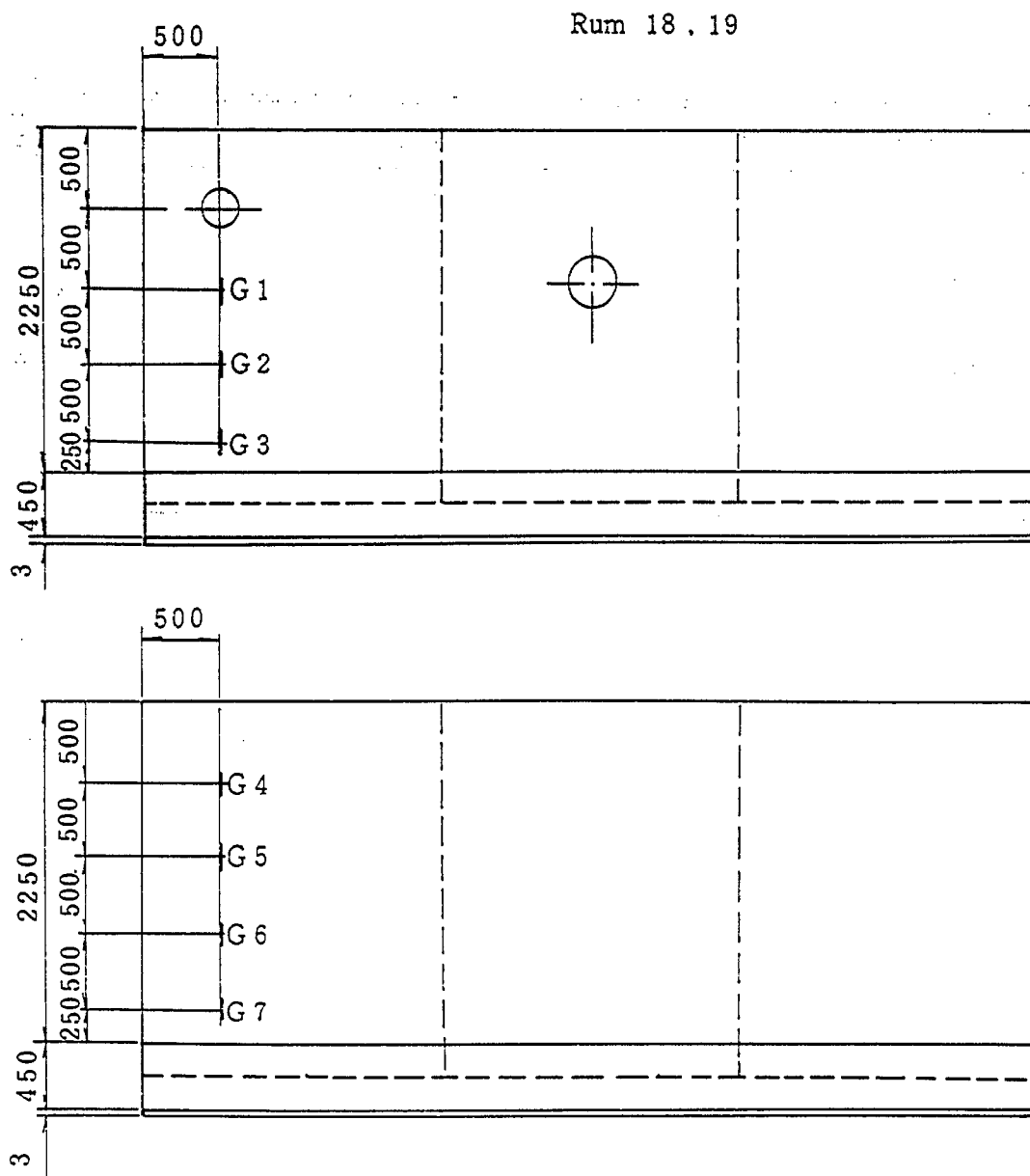


図-9-5 ゲージの配置

Rum 20, 21

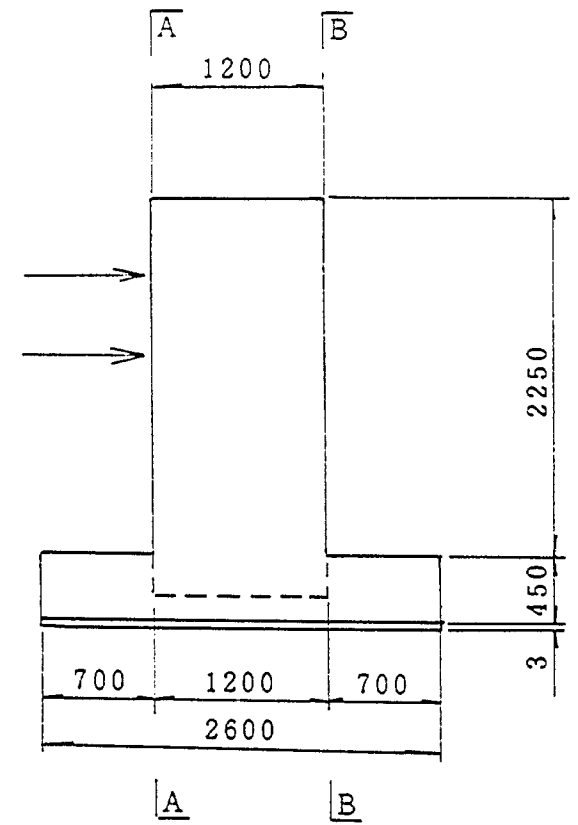
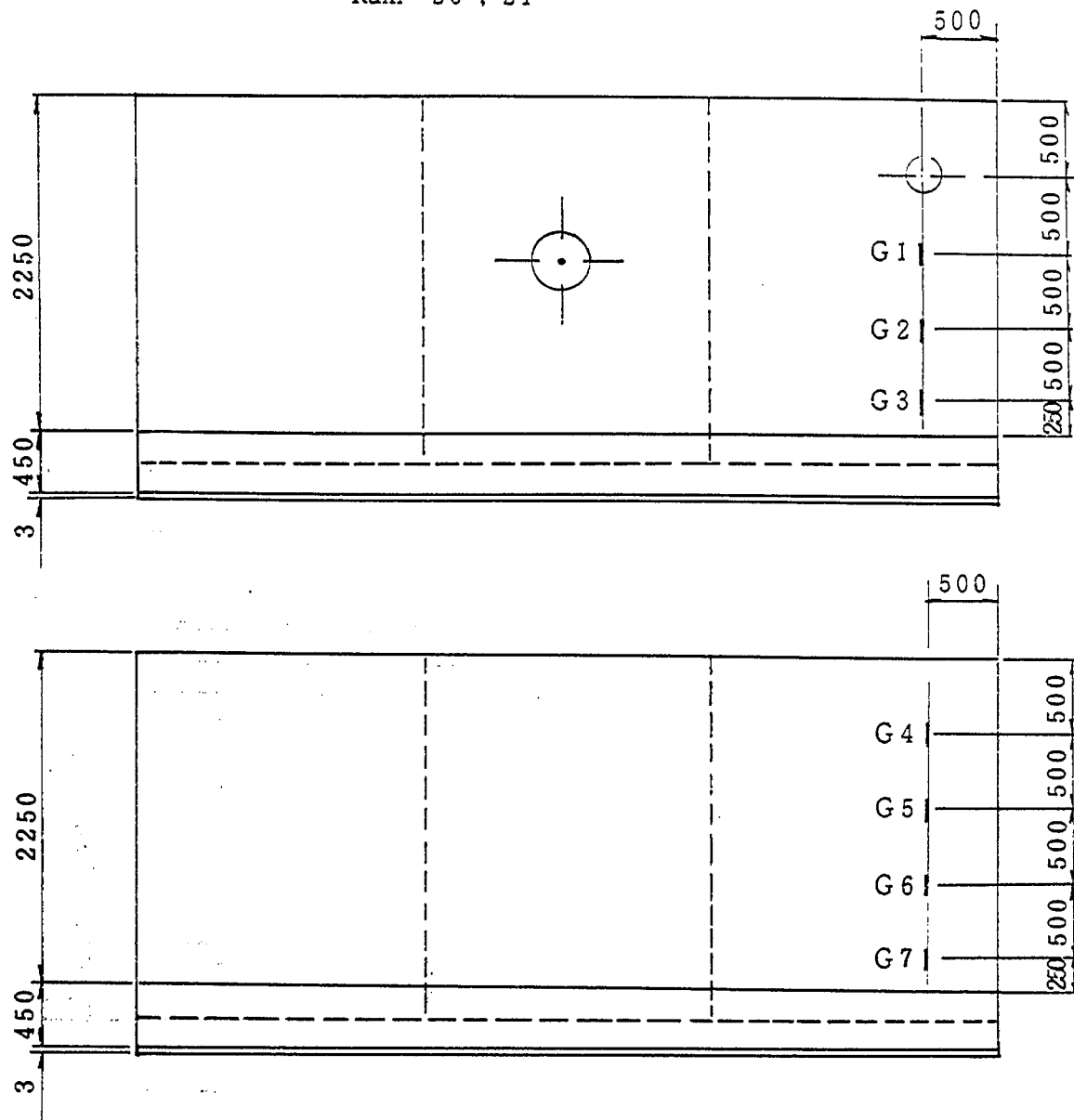


図-9-6 ゲージの配置

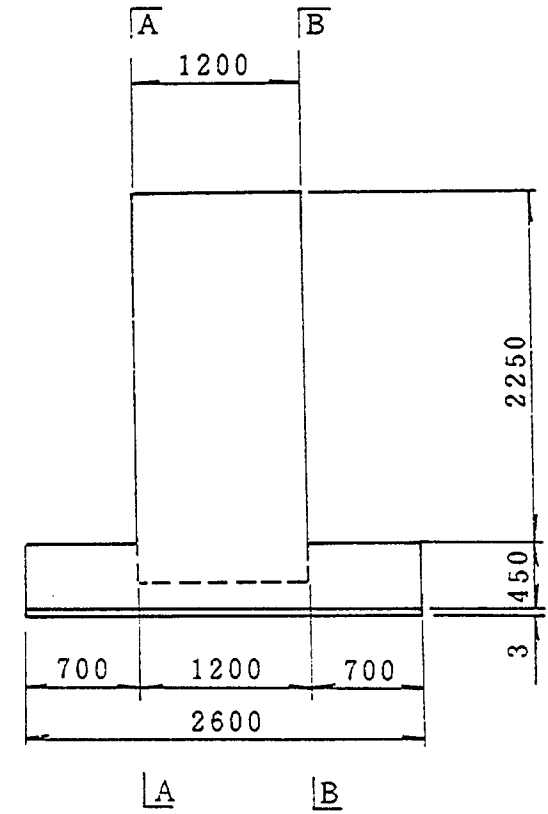
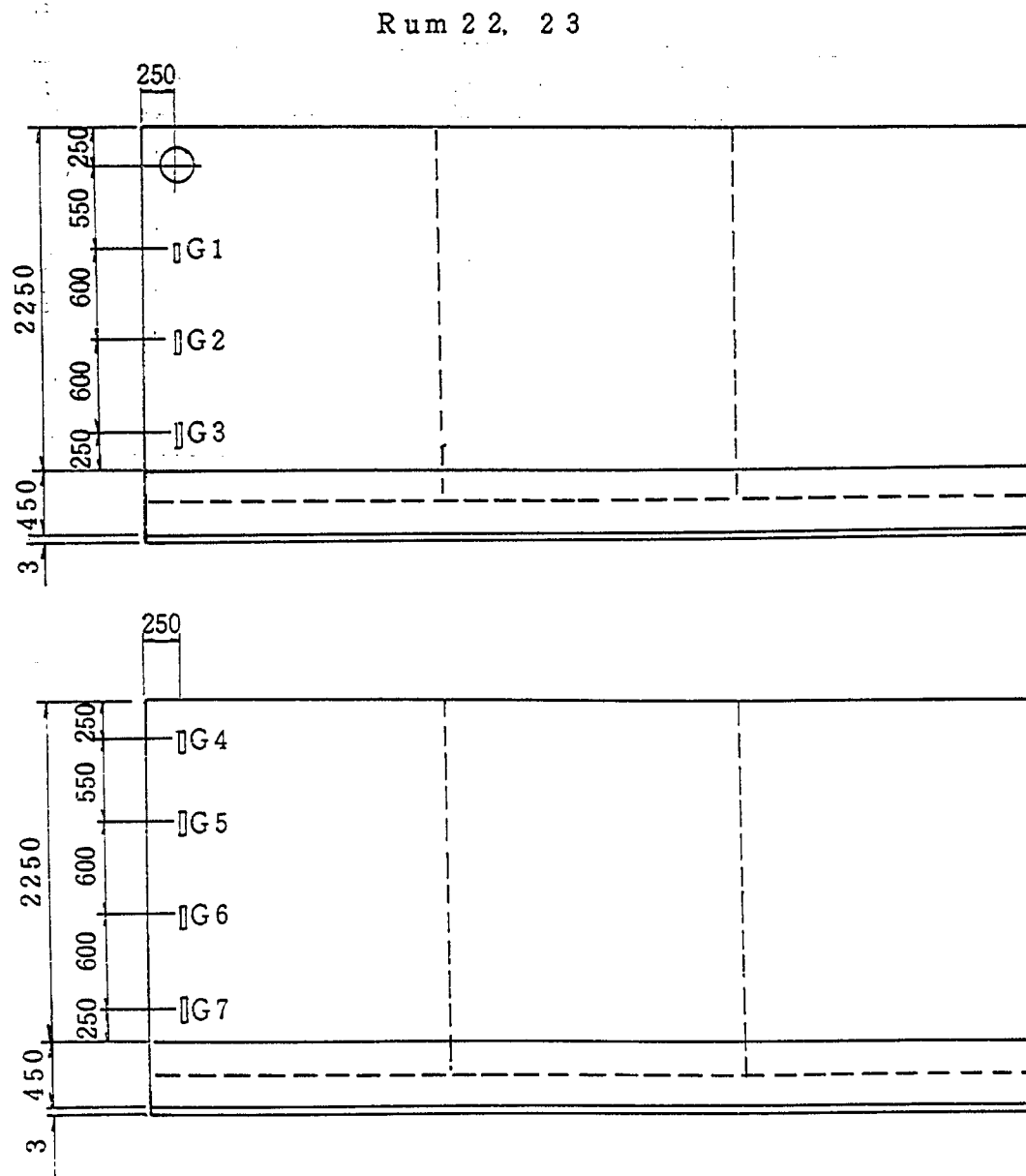


図 - 9 - 7 ゲージの配置

Rum 24 ~ 26

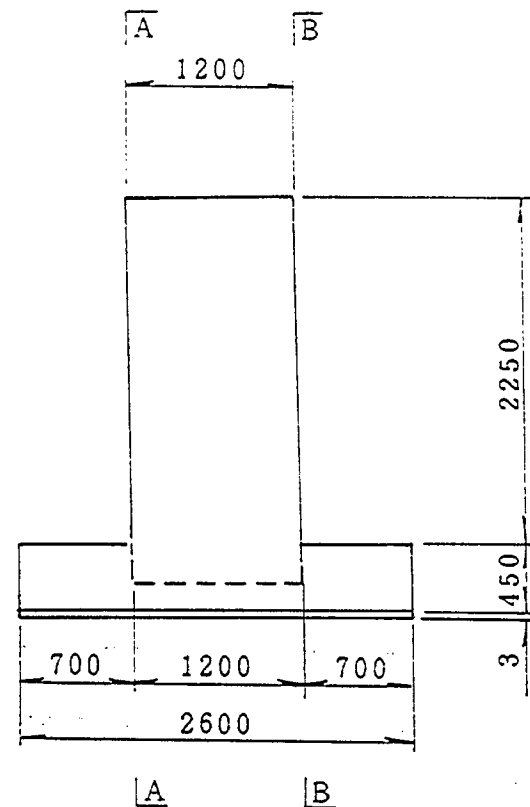
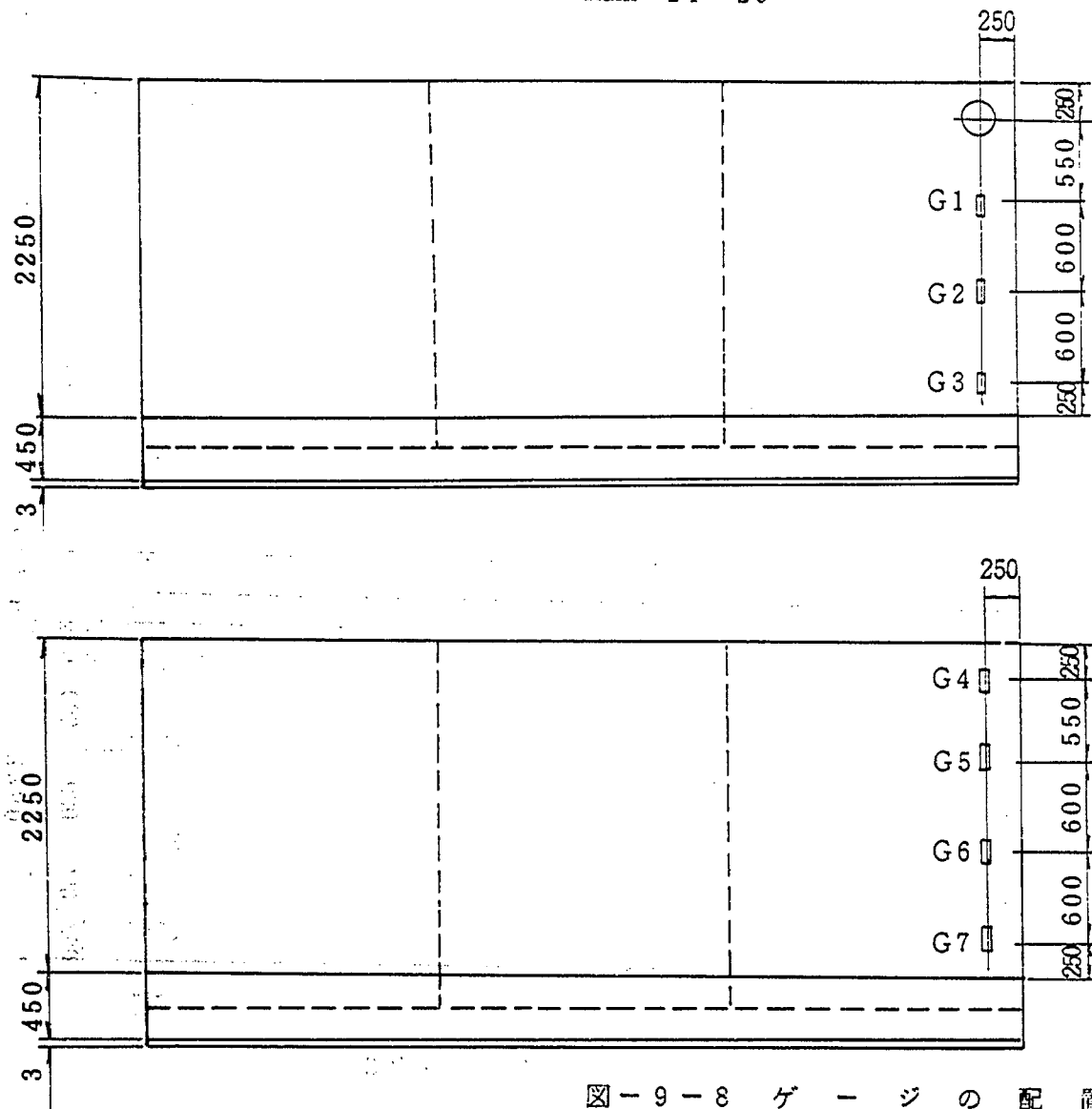


図-9-8 ゲージの配置

4. 圧 縮 試 験 等

4.1 モルタルの圧縮試験

2月10日および2月13日の打設中のバッチから注入用モルタルを採取して、それぞれφ5cm×10cmの円柱試験体3本を作成し、28日間の現場養生を行った。円柱試験体は採取後24時間でセメントペースト(W/C=28%)でキャッピングを行なった。

圧縮試験においては、縦ひずみ、横ひずみ、荷重を測定した。荷重速度は20Kg/sec程度とし、ひずみの測定は下記のゲージおよび測定器によった。

ストレンゲージ (PL-30)	ゲージ長	30mm
	抵抗	120Ω

静ひずみ計
(TDS100)

測定方法

1枚ゲージ法

試験結果は表-5に示すとおりであり、これらのσ-εカーブは図-10-1~10-4に示すとおりとなる。

表-5 モルタルの圧縮試験結果

打 設 日	試 験 体 No	破壊強度σ ₂₈	½割線弾性係数 E _½ (Kg/cm ²)	終局強度弾性 係 数 Ef (Kg/cm ²)	½ 強 度 ポマソン比
2月10日	No. 1	204 Kg/cm ²	0.93×10 ⁵	0.81×10 ⁵	1/5.0
	2	225 "	0.34×10 ⁵	0.44×10 ⁵	1/5.7
	3	209 "	0.51×10 ⁵	0.72×10 ⁵	1/6.6
	平 均	213 "	0.59×10 ⁵	0.66×10 ⁵	1/5.7
2月13日	No. 1	217 "	0.99×10 ⁵	0.91×10 ⁵	1/6.1
	2	183 "	2.03×10 ⁵	0.52×10 ⁵	1/6.5
	3	229 "	0.82×10 ⁵	0.82×10 ⁵	1/5.6
	平 均	210 "	1.28×10 ⁵	0.75×10 ⁵	1/6.0

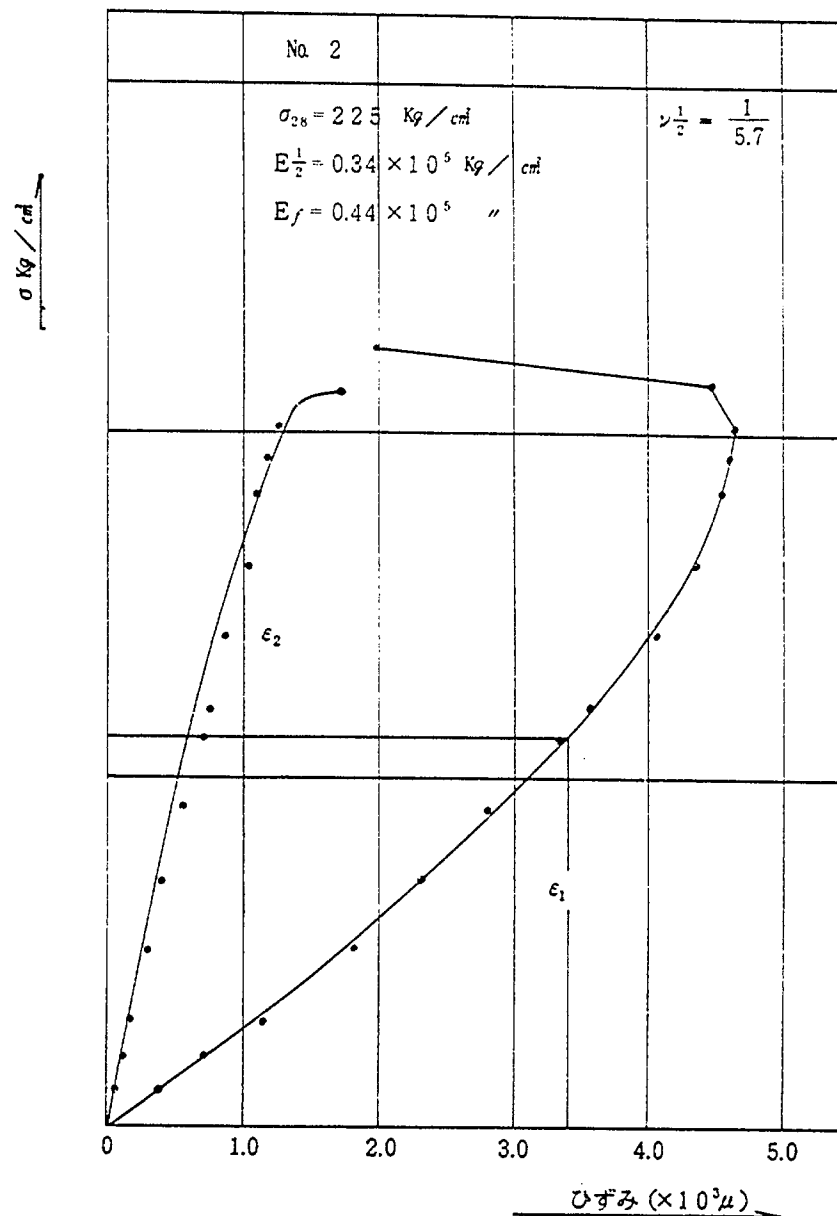
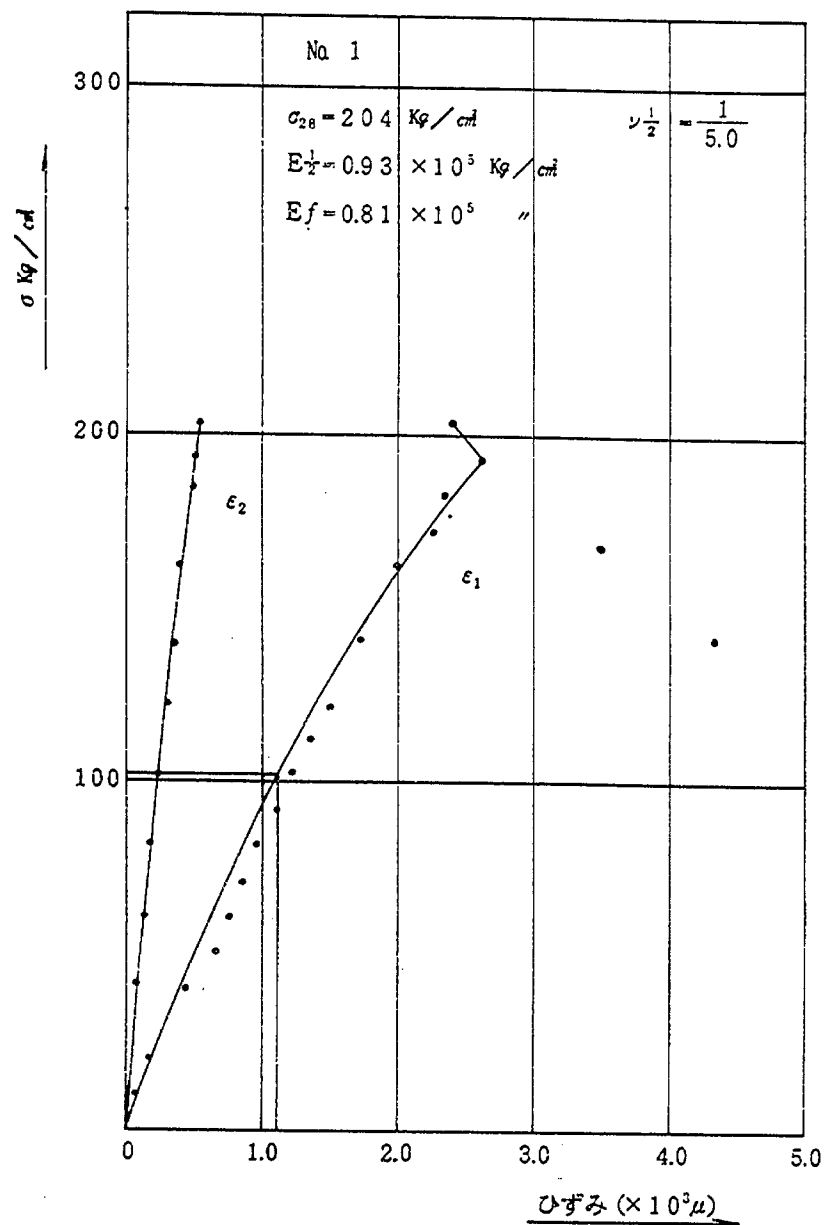


図 - 10 - 1 モルタルの σ - ϵ (2月10日打設)

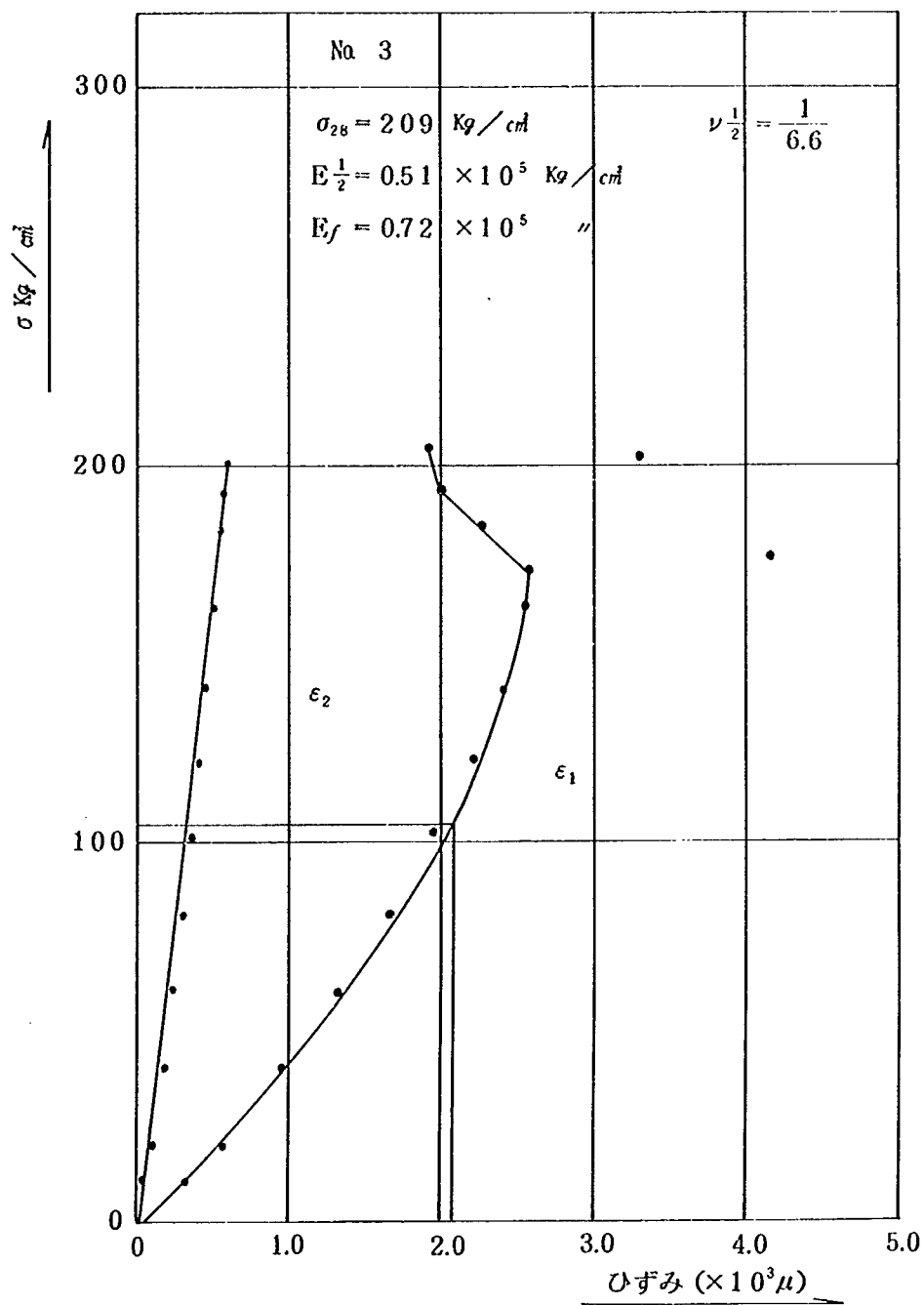


図-10-2 モルタルの $\sigma - \epsilon$ (2月10日打設)

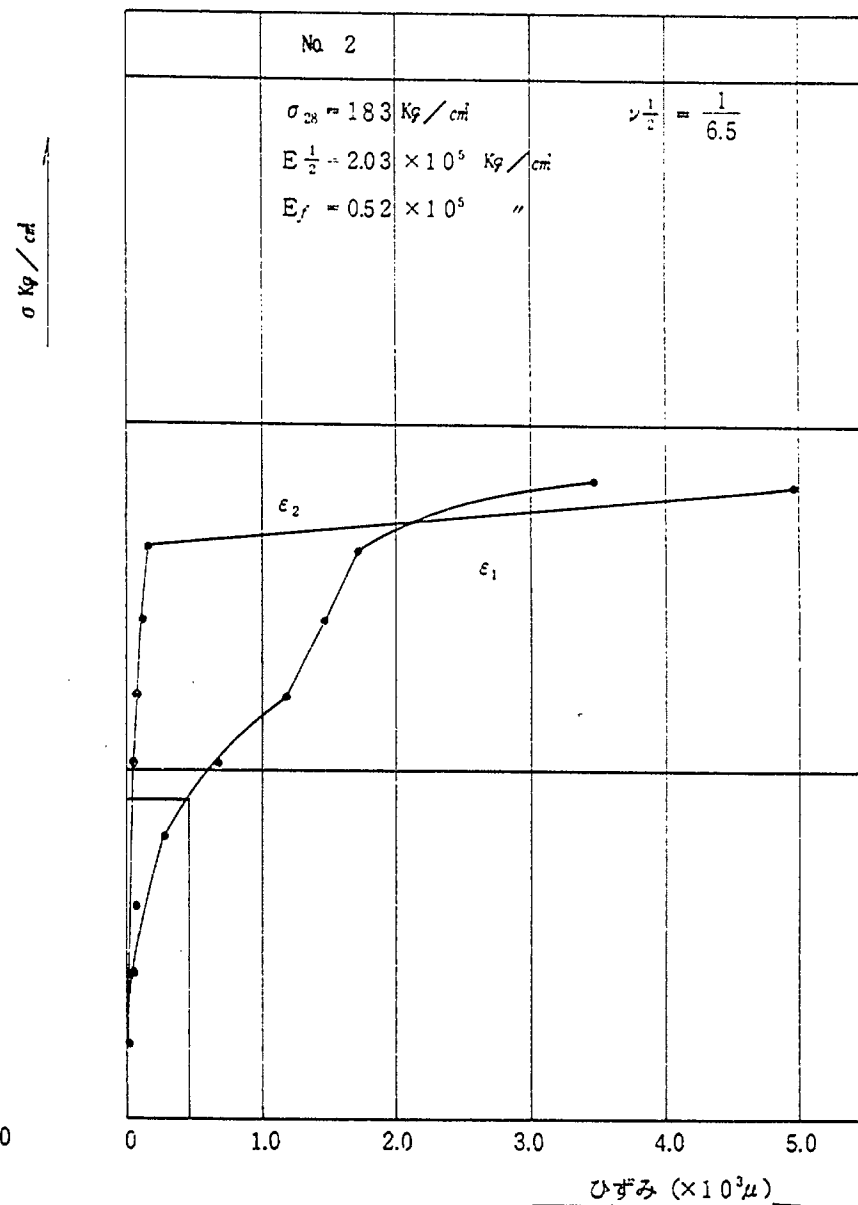
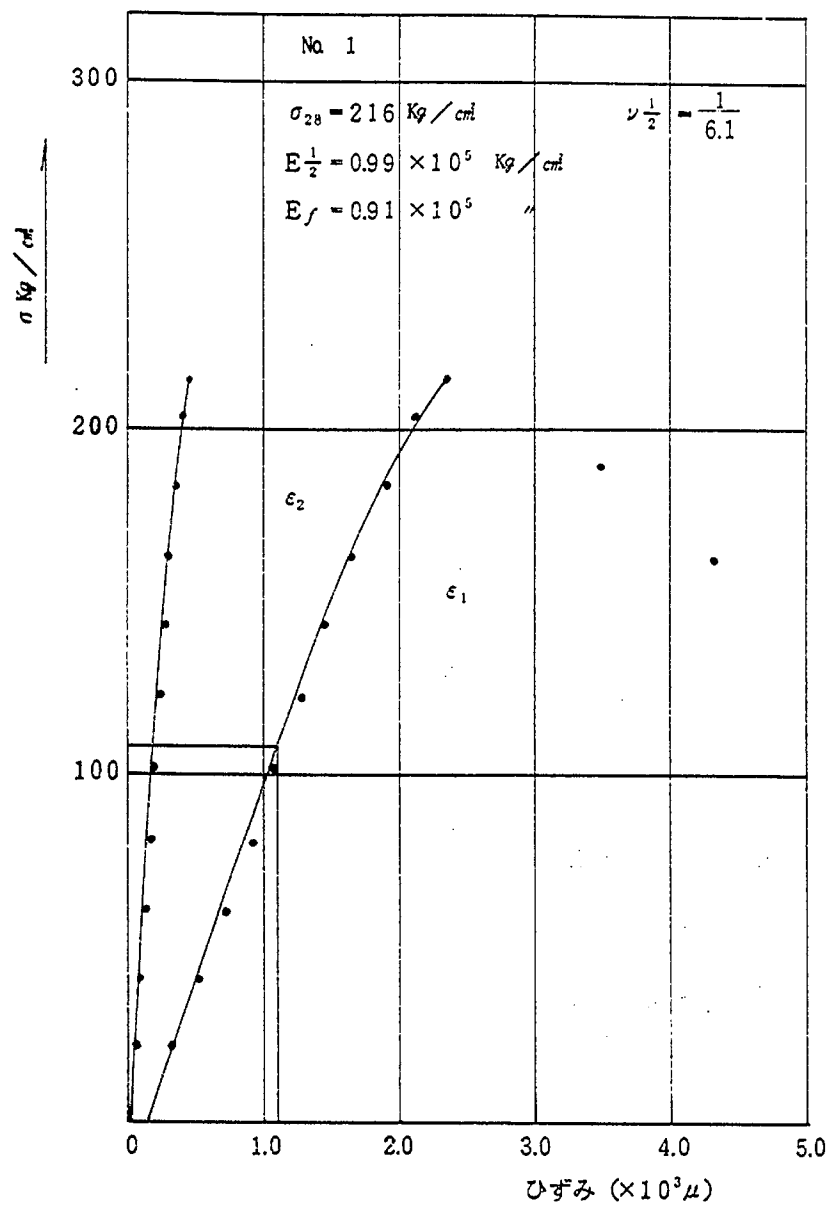


図 - 10 - 3 モルタルの $\sigma - \epsilon$ (2月13日打設)

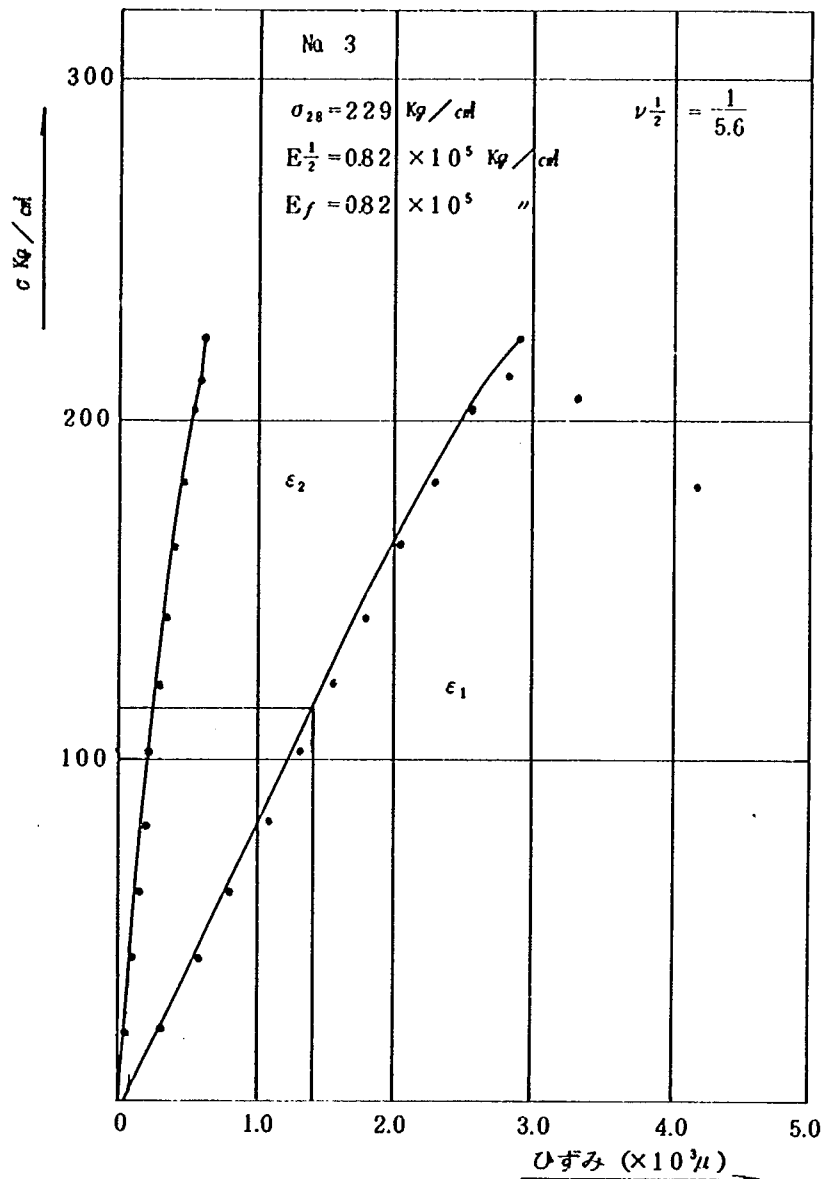


図-10-4 モルタルの $\sigma-\epsilon$ (2月13日打設)

表-5からモルタルの弾性係数が非常に低い値を示している。また $\frac{1}{2}$ 割線弾性係数($E_{\frac{1}{2}}$)と終局強度弾性係数(E_f)がほぼ同じ値を示している。

強度については、フライマッシュを用いたモルタルの短期強度は $\frac{W}{C}$ に支配され*とされており、一般的なコンクリートの強度推定式*

$$\sigma_{28} = -120 + 215 \frac{C}{W}$$

において本試験体の配合により $\frac{C}{W} = \frac{689}{437} = 1.577$ を代入すると

$$\sigma_{28} = 219 \text{ kg/cm}^2$$

となる。これに対して実際の強度は $\sigma_{28} = 183 \sim 229 \text{ Kg/cm}^2$ (平均 211 Kg/cm^2) となっており若干低めではあるが、実際の供試体が冬期 ($2/10 \sim 3/10$) の養生であることを考慮すると目標どおりの値と考えてよい。

プレバクトコンクリート施工指針；土木学会

大内・秋元・小原・小泉；コンクリートポケットブック，山海道，P 35

以後の解析においては図-10-3に示すように2月13日打設のNo.2が極端な挙動を示しているため、これを除外して $E_{1/2}$ 、 E_f 、 ν の平均値をモルタルの特性値として用いるものとする。ここで $E_{1/2}$ と E_f はほとんど同じ値を示しており、 $E_{1/2} = E_f$ として平均値を求めた

$$E_{1/2} = E_f = 0.73 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\nu = \frac{1}{5.75} = 0.174$$

4.2 岩石の圧縮試験およびせん断試験

プレバクトコンクリートの中詰石として用いた花崗岩の圧縮試験およびせん断試験とそれぞれ2ケづつ実施した。

圧縮試験は $\phi 5 \text{ cm} \times 12 \text{ cm}$ にクロス状にストレンゲージを荷重と同時に縦ひずみ、横ひずみを測定した。試験結果は表-6に示したとおりであり、これらの $\sigma - \epsilon$ カーブは図-11に示した。

表-6 岩石の圧縮試験結果

試験体 No	破壊強度 σ (Kg/cm ²)	1/2割線弾性係数 $E_{1/2}$ (Kg/cm ²)	終局強度弾性係数 E_f (Kg/cm ²)	ポアソン比 ν
No. 2	402	4.19×10^5	4.65×10^5	$\frac{1}{6.77}$
No. 3	425	3.22×10^5	2.88×10^5	$\frac{1}{6.99}$

岩石のせん断試験は $\phi 5 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ 。円柱試験体に軸力の σ_1 を加えた直接せん断試験を行ない、破壊時の軸力 σ とせん断力 τ の測定を行なった測定結果は図-12のとおりである。この図-12から純せん断強度 τ_0 と内部摩擦角 ϕ を求めると

$$\tau_0 = 144 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 56^\circ$$

となる。

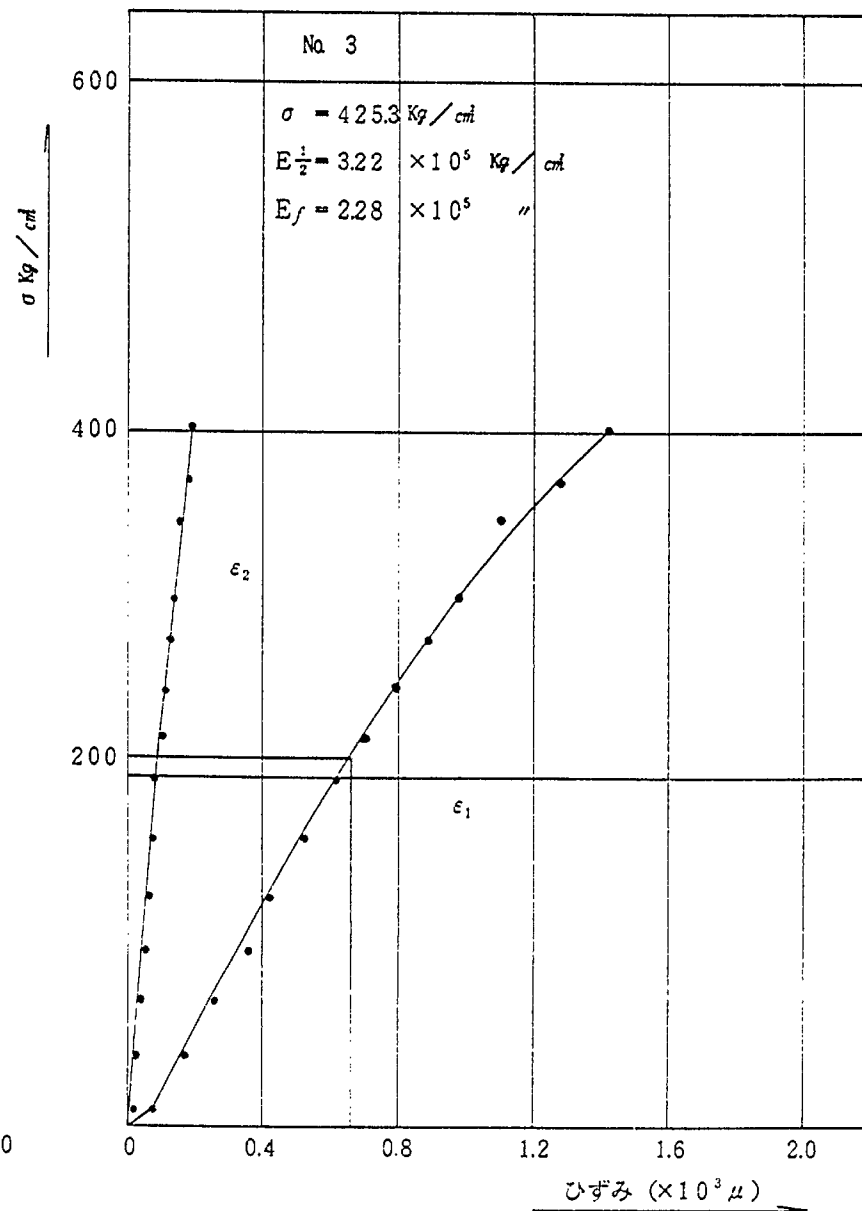
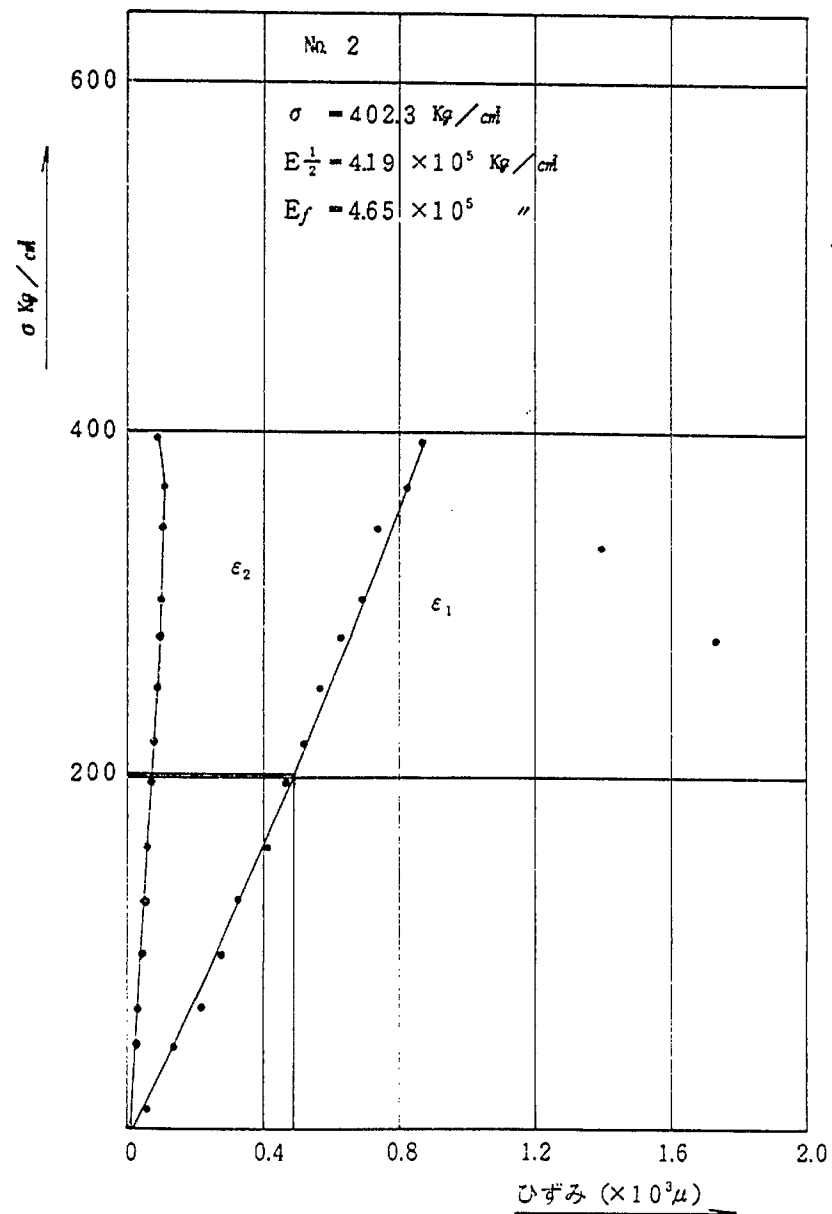


図-11 岩石の圧縮試験

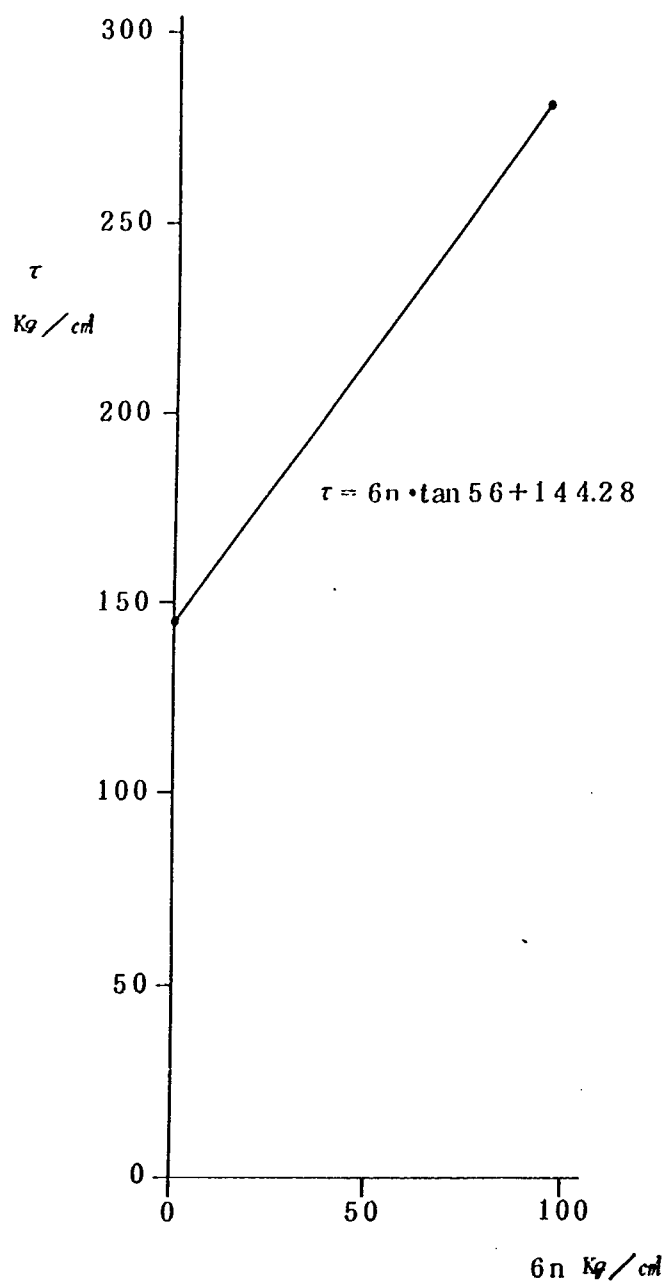


図-12 岩石せん断試験結果

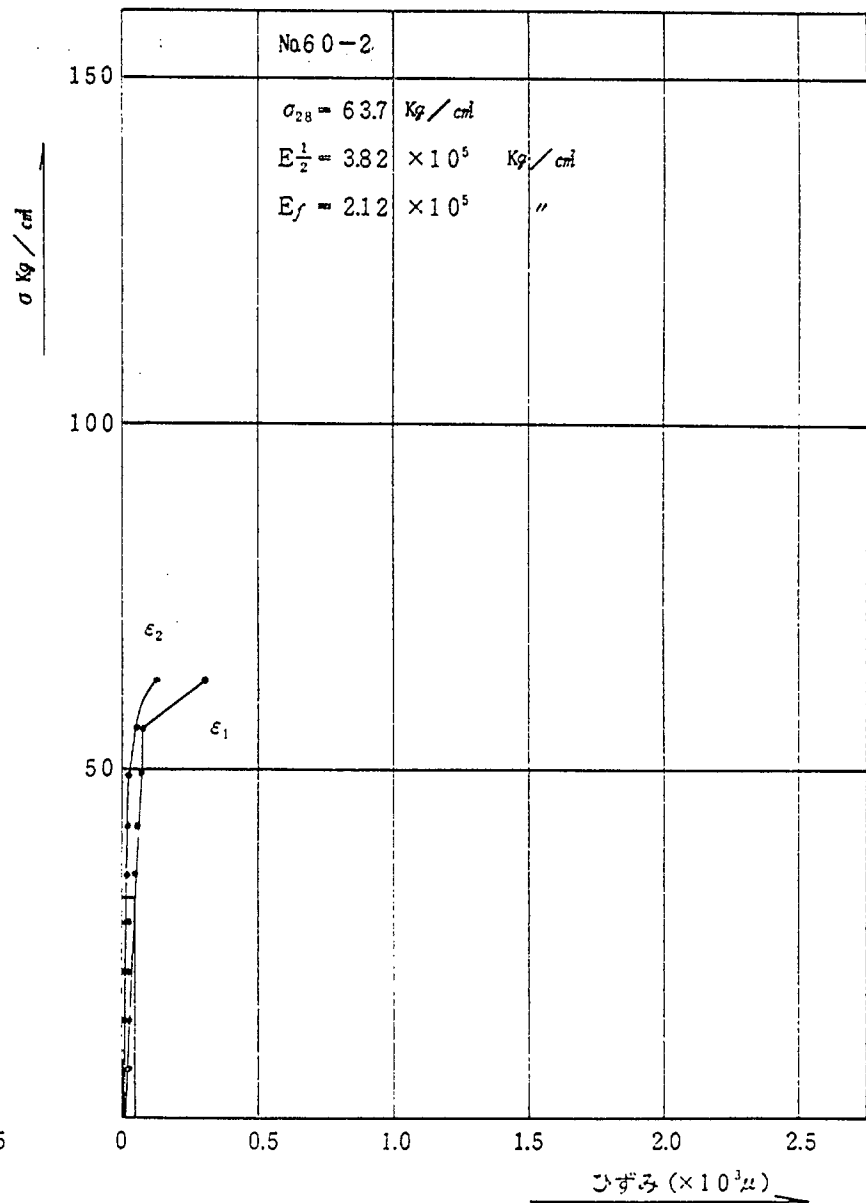
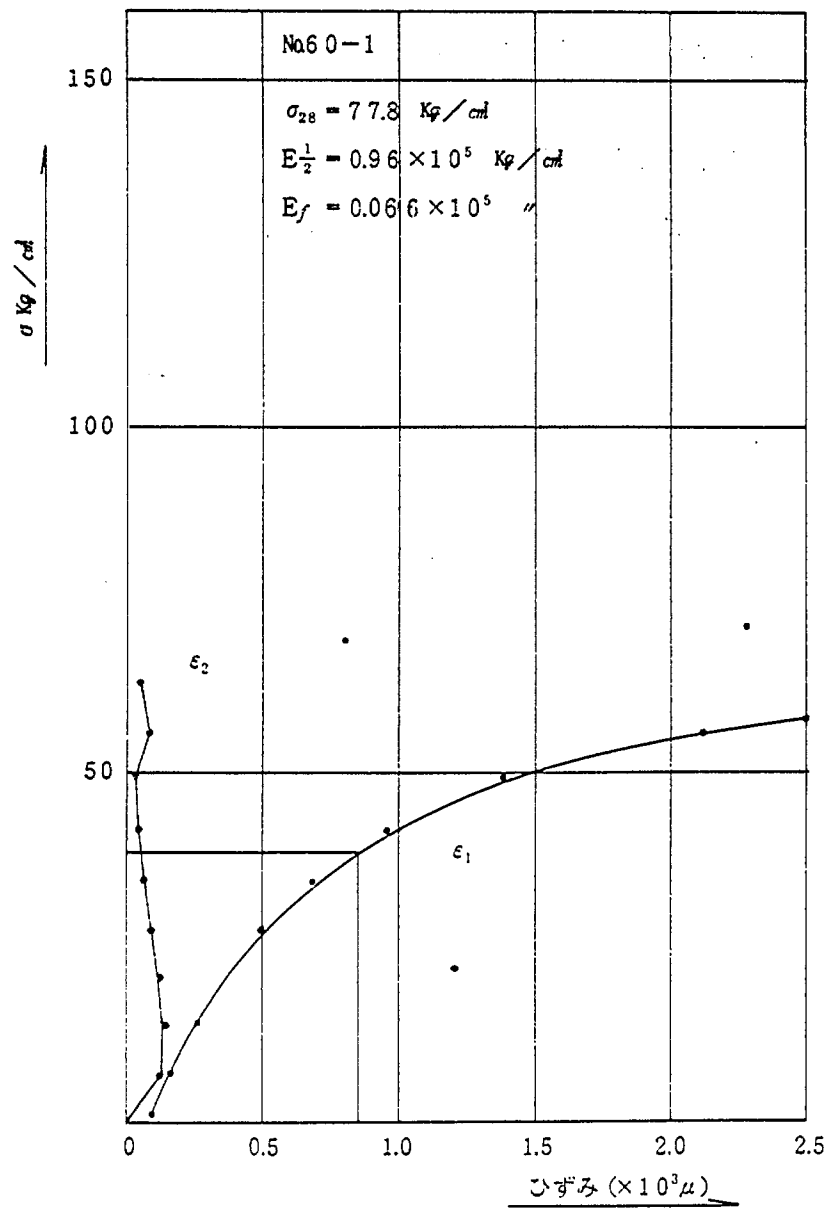


図-13-1 プレパクトコンクリートの圧縮試験 (W/C = 55%)

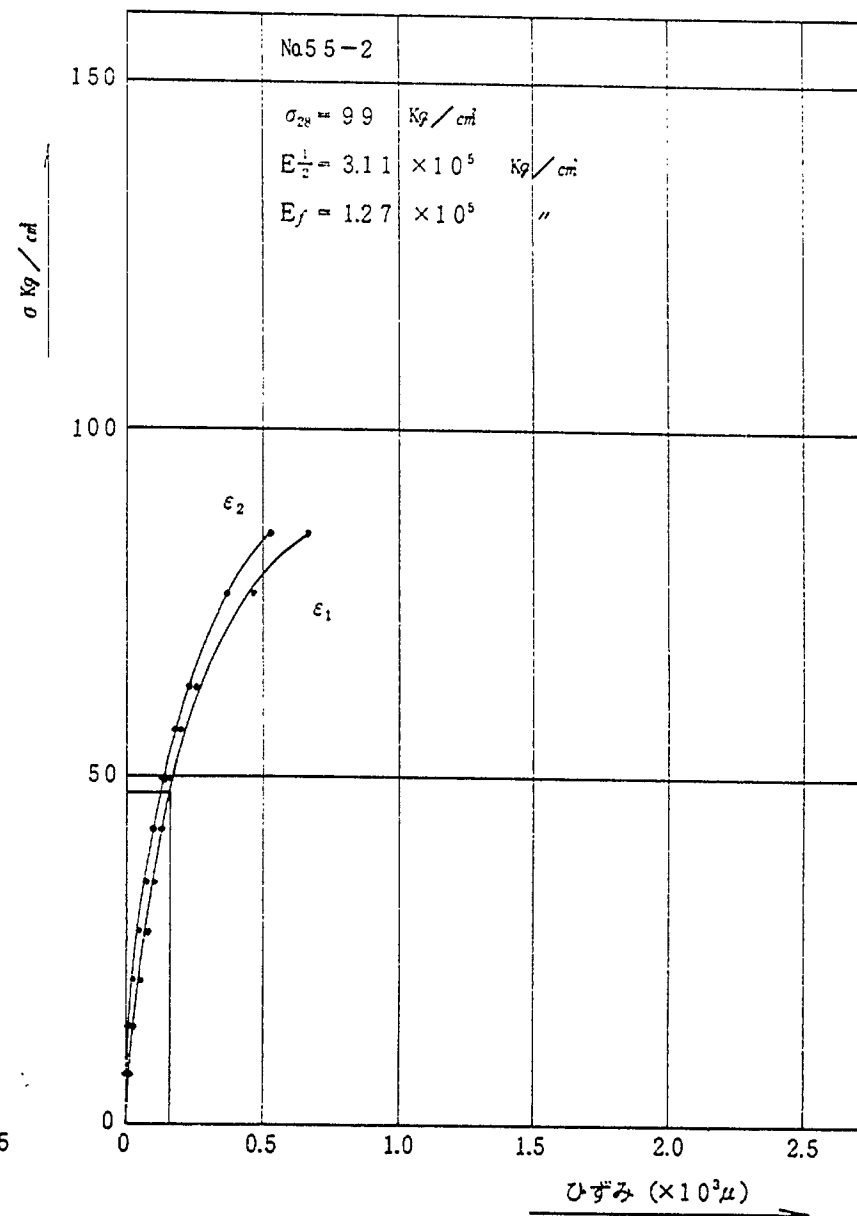
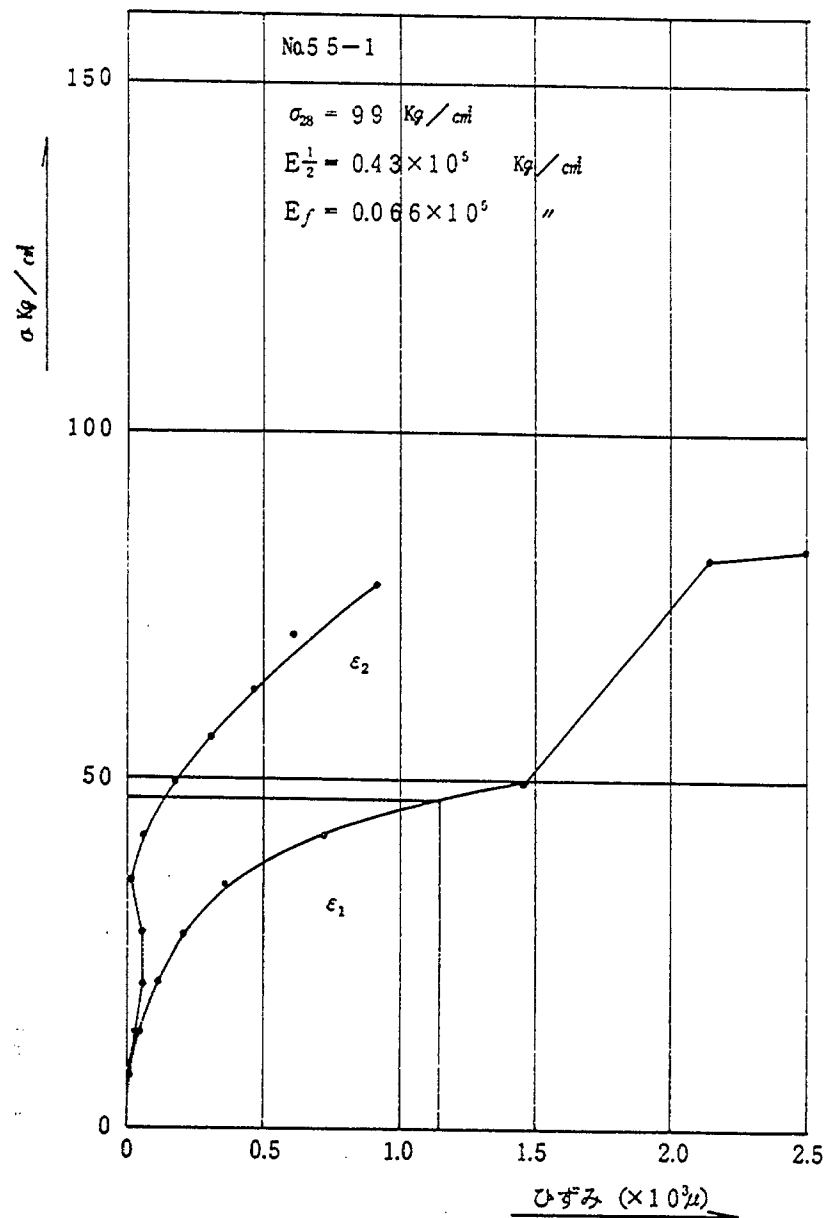


図-13-2 プレパクトコンクリートの圧縮試験 (W/C = 55%)

4.3 プレパクトコンクリートの圧縮試験

試験練りのプレパクトコンクリート $\phi 30\text{ cm} \times 60\text{ cm}$ の試験体にゲージ長ス120mm のストレンゲージを縦横2ヶ所に貼付し応力と同時にひずみを測定した。ひずみの測定は2枚ゲージ法によった。試験結果は表-7のとおりであり、 $\sigma - \epsilon$ カーブを図-13に示した。

表-7 プレパクトコンクリートの圧縮試験*

区 分	試 験 体 No	圧 縮 強 度 Kg/cm ²	1/2 強 度 割 線 弾 性 係 数 Kg/cm ²	終局強度弾性係数 Kg/cm ²
W/C = 55%	Na 55-1	99	0.430×10^5	0.066×10^5
	Na 55-2	99	3.11 × "	1.270 "
W/C = 60%	Na 60-1	78	0.46 "	0.066 "
	Na 60-2	74	3.82 "	2.12 "

表-7からするとプレパクトコンクリートはW/C = 55%も60%の場合もNa 1とNa 2の試験体により強度および弾性係数が大巾にことなる。この結果を4.1節に示したモルタルと比較した場合、 $E_{1/2}$ については低い方の値がモルタルの値に近い値を示している。高い方はモルタルよりはるかに大きい値を示しており、岩石の $E_{1/2}$ とモルタルの $E_{1/2}$ の中間的な値となっている。

以上のことから推測するとゲージ位置の試験体表面に骨材が存在するかどうかにより、ゲージに表わされるひずみの値がことなるのではないかと考えられる。すなわち骨材が表面近くにあるとNa 55-2, Na 60-2のようにひずみは小さく表われ、ない場合はNa 55-1, Na 60-1のようにモルタルとほぼ等しいひずみが表われているのではないかと考えられる。

* 岩の上に gauge があつたらしい (表面近い骨材)

ゲージの方が岩石より小さいので kock の変形を測っている

5. 実 験 結 果

5.1 球速の測定

鋼球の速度は表－3に示したようにセンサーを用いる方法，8mmカメラによる方法，落高よりの計算による方法の3方法で測定した。これらの結果を表－9に示した。

これらの各測定方法による速度の関係を示すと図－14のようになる。速度の精度としてはセンサーによる方法 V_2 が最も精度があり，次に図－14からわかるように8ミリカメラによる場合が V_2 に対しての誤差が少ない。したがって実験結果の球速 V は表－9の測定結果から下記のようにして求める。

V_2 の実測のあるもの

$$V = V_2$$

V_2 がない場合

$$\begin{cases} V_3 \text{ がある場合} & V = 1.25 V \\ V_3 \text{ がない} & \begin{cases} \phi = 50 & V = 0.86 V_1 \\ \phi = 70 & V = 0.75 V_1 \end{cases} \end{cases}$$

以上のようにして求めた実験における球速は表－8のようになる。

表－8 球 速

RUN	球 速(m/s)	RUN	球 速(m/s)	RUN	球 速(m/s)
1	0.52	10	1.80	19	3.9
2	(2.5)	11	2.01	20	(1.7)
3	(5.5)	12	6.66	21	2.75
4	(1.6)	13	5.12	22	3.38
5	2.80	14	2.44	23	(2.1)
6	6.30	15	5.63	24	(6.0)
7	(0.8)	16	2.14	25	(1.5)
8	(2.0)	17	(5.5)	26	(3.1)
9	(3.4)	18	(1.7)		

() は8ミリカメラより，〔 〕は落高より求めた。

表-9 銅 球 速 度

RUN	落高から求める速度		カウンターによる速度 V_2 (m/s)	8ミリカメラによる速度		
	落高 Δh (m)	$V_1 = \sqrt{2gh}$ (m/s)		通過距離 L (m)	コマ数 N	$V_3 = \frac{L}{N} \times 9$ (m/s)
1	0.20	2.0	0.52			
2	0.85	4.1	—	1.8	8	2.0
3	3.30	8.0	—	1.48	3	4.4
4	0.20	2.0	—	1.0	7	1.3
5	0.82	4.0	2.80	1.8	6	2.7
6	3.30	8.0	6.30	1.72	3	5.2
7	0.06	1.1	—	—	—	
8	0.33	2.5	—	1.8	10	1.6
9	0.99	4.4	—	1.52	5	2.7
10	0.23	2.1	1.80	1.6	13	1.1
11	0.20	2.0	2.01	1.8	14	1.2
12	3.30	8.0	6.66	1.8	3	5.4
13	3.30	8.0	5.12	1.48	3	4.4
14	0.30	2.4	2.44	1.8	10	1.6
15	3.30	8.0	5.63	—	—	
16	0.20	2.0	2.14	1.8	13	1.25
17	3.30	8.0	—	1.48	3	4.4
18	0.20	2.0	—			
19	0.87	4.1	3.90	1.8	6	2.7
20	0.20	2.0	—	1.8	12	1.35
21	0.67	3.6	2.75	1.6	6	2.4
22	0.87	4.1	3.38	1.6	5	2.9
23	0.25	2.2	—	1.48	8	1.7
24	3.30	8.0	—	—	—	
25	0.25	2.2	—	1.8	14	1.2
26	0.81	4.1	—	—	—	

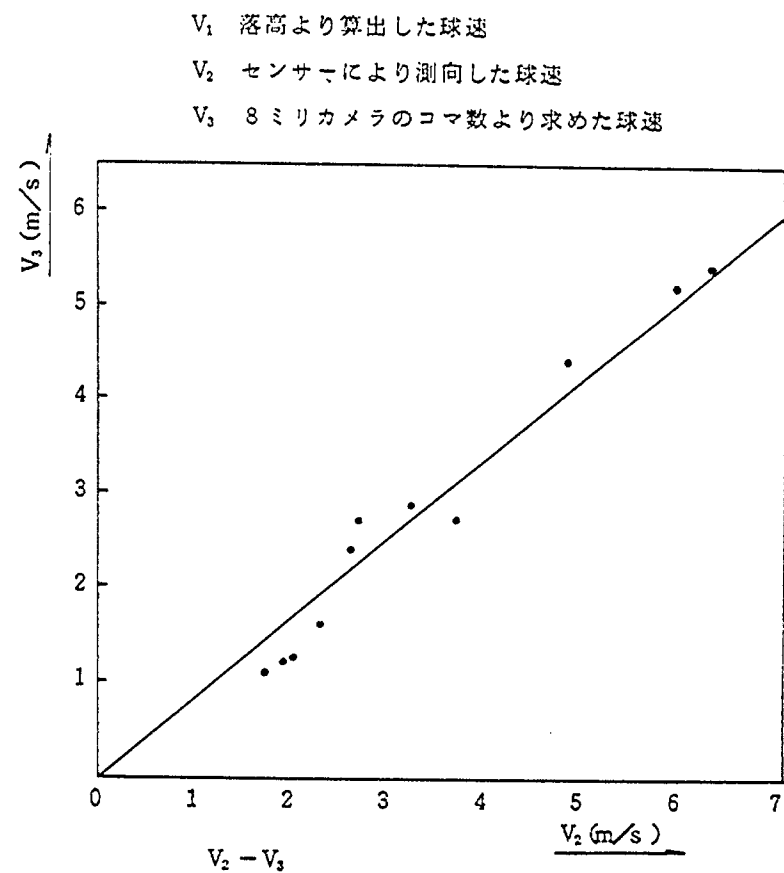
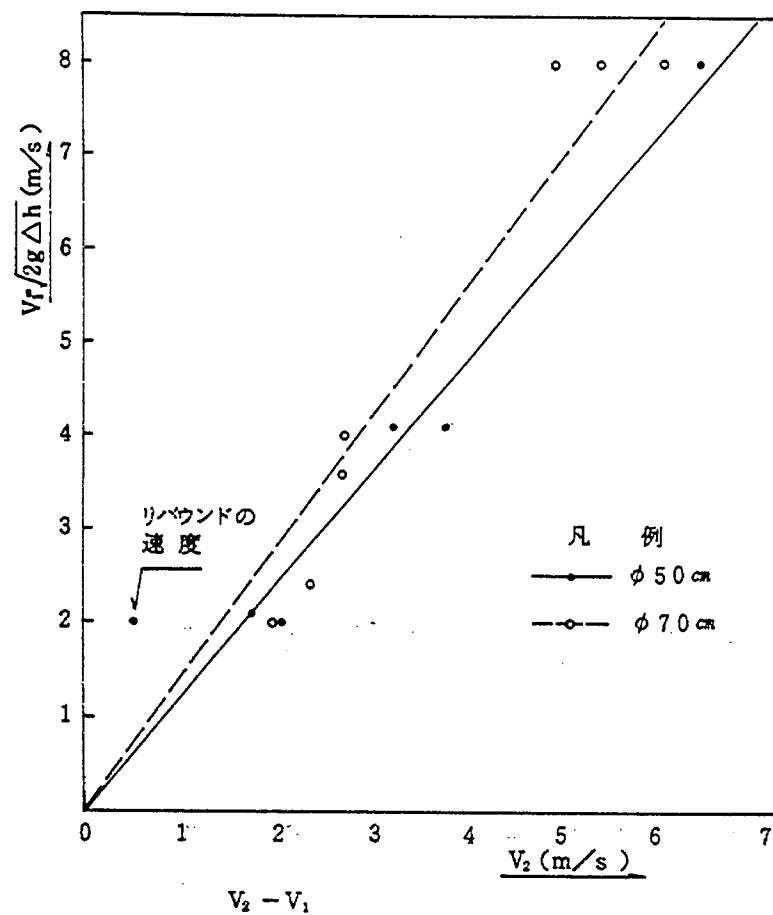


図-14 救速の測定結果

5.2 時間—ひずみ ($t - \epsilon$) 曲線

(1) $t - \epsilon$ 曲線

各 Run の各ゲージ毎の $t - \epsilon$ 曲線を巻末資料に示した。

(2) 中央載荷 (Run 1 ~ 13) の $t - \epsilon$ 曲線の整理

コンクリート壁の変形特性を整理するにあたって、片持梁と考えた場合に同一出力が予想される (表裏で+—のちがいはある。) G^2 と G^3 , G^6 と G^8 を同一グラフにプロット図—15—1 ~ 図15—3に示した。

次にコンクリート壁を片持梁と考えた場合、相似な挙動を示すと考えられる G^1 と G^2 , G^5 と G^6 および打撃点真裏の G^4 を同一グラフにプロットし図15.4 ~ 15.6に示した。 G^4 のみの $t - \epsilon$ 曲線を図—15.7に示した。

横方向ひずみである G^7 については Run 1 ~ Run 13 の全ケースを図—15.8 ~ 15.10に示した。

図—15に示した $t - \epsilon$ 曲線のそれぞれの位置は図—9に示している。また $t - \epsilon$ 曲線の作成にあたって Run 1 は出力は非常に小さいので上記の整理は行なわなかった。

図—15 $t - \epsilon$ 曲線から鋼球を受けるコンクリート壁の変形特性として下記の特性が認められる。

- ① コンクリート壁の根元に貼ったゲージ出力は表と裏で符号が逆であり表 (載荷側) が引張りで裏が圧縮となっており片持梁の曲げ変形特性を示している。
- ② 横方向ひずみ G^7 が相当大きい値を示しており、水平方向のコンクリート壁の変形も生じていることを示している。

以上2点はS.55年度実験でも認められた特性であるが、今回はS.55年実験と異なる特性としてさらに下記の事が認められる。

- ③ 衝突する鋼球速度が増大しても $t - \epsilon$ 曲線の乱れ (S.55年実験で認められた周期の小さい波形) はあまりみられない。
- ④ G^6 , G^8 , G^3 の最大ひずみはほぼ同じ値 (表裏では符号が逆) を示しているが、 G^2 はこれらの50% ~ 90%と小さい値を示している。これは試験体のゲージ位値が頂度中詰石が表面に現われているために、5.3節に示したのと同様の理由からひずみが小さいものと考えられる。

- ⑥ $t - \epsilon$ 曲線は立上りからピークに達するまでの時間 ΔT_p は球速に関係なく

$$\begin{cases} \text{打撃位置が上端より 1 m の時} & \Delta T_p = 3 \sim 4 \text{ msec} \\ \text{〃} & 0.5 \text{ m の時} & \Delta T_p = 2.5 \sim 3 \text{ msec} \end{cases}$$

となっている。

* 富士山土石流衝撃力実験報告書；土研資料，砂防研究室，S.56.3

⑥ 打撃地点に近い G^1 とその裏面の G^5 は鋼球の衝突速度が小さい場合は符号が逆で同じ形の波形を示すが速度が大きくなると打撃点の波形 (G^4) によく似た波形となる。

ただし、打撃点が上端から 50 cm の位置となった場合は (ゲージと打撃位置も 1.0 m と遠くなる) G^1 と G^5 は符号が逆の相似的な波形を示す。これは先に示した根本のゲージ出力と同様にコンクリート壁の曲げ変形の特徴を示しているものと考えることができる。

前述のゲージが打撃位置に近い場合は打撃面自身において発生する応力の影響を受けるものと考えられる。この打撃面に発生するひずみは打撃面においても裏面においても張りひずみが増加する傾向にある。

⑦ 打撃面の裏の G^4 は最初大きな引張ひずみが発生し、その後振動しながら減衰する。

⑧ G^1 と G^4 の最大ひずみの符号は各ケースにより異なる。これは打撃面に発生するひずみと曲げ変形にともなうひずみが合成されているためであると考えられる。

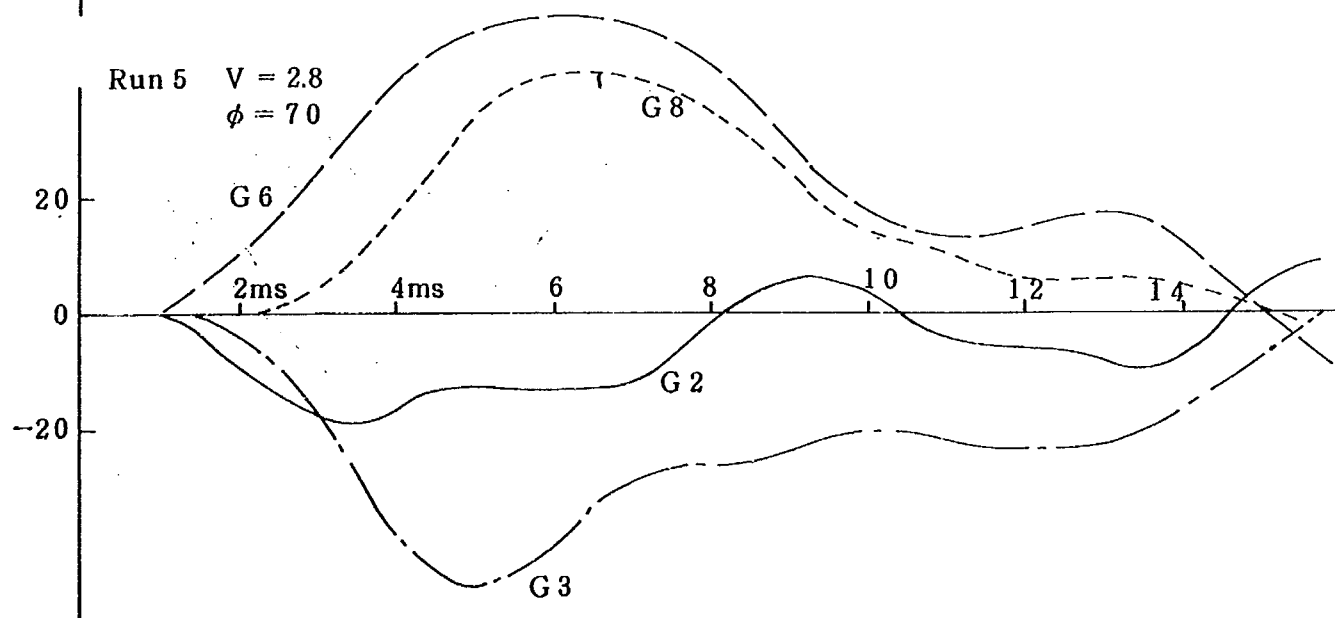
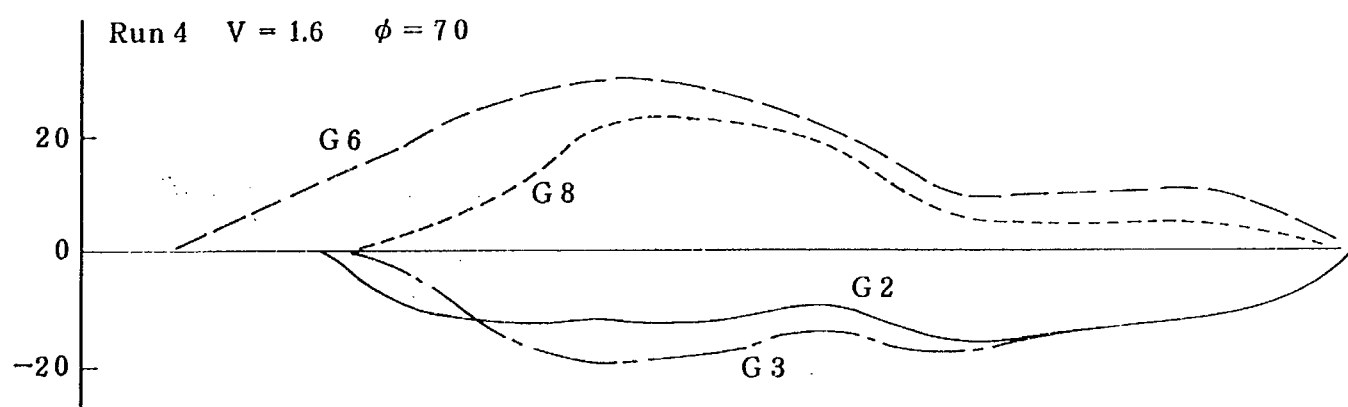
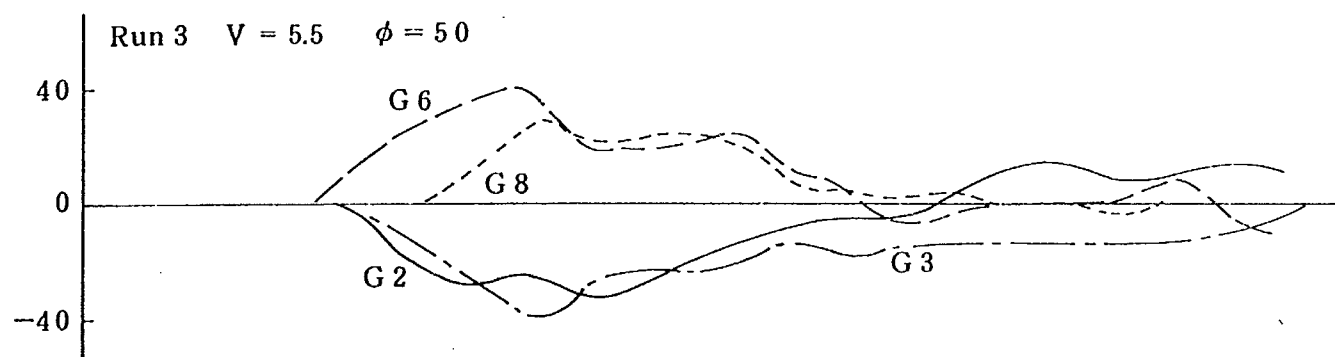
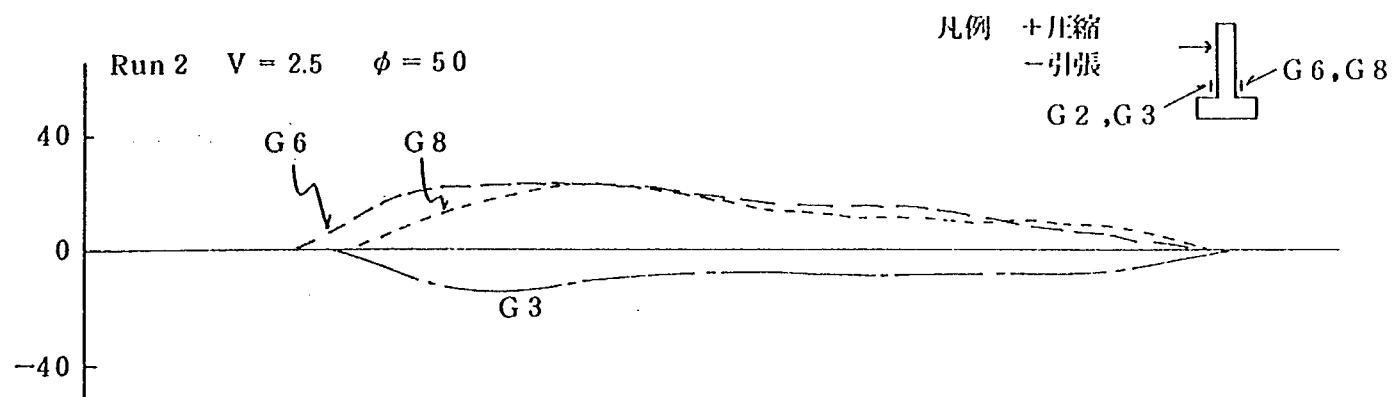


图 15-1 $t - \epsilon$ 曲线

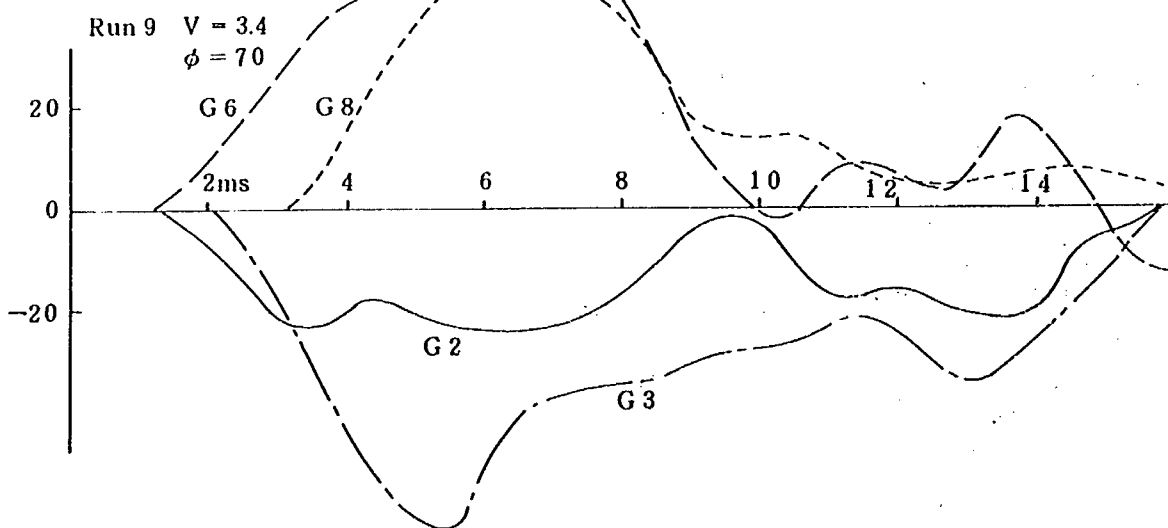
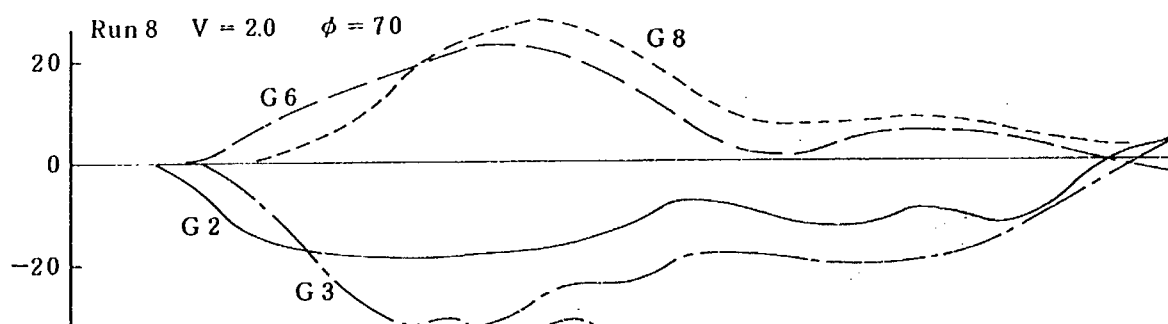
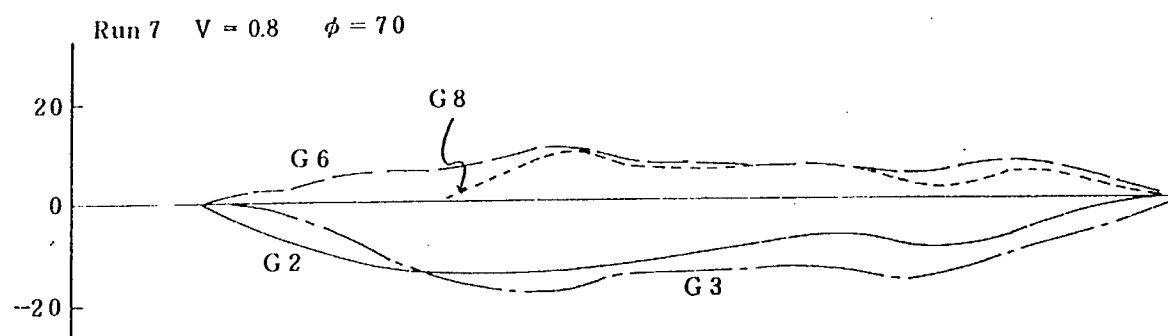
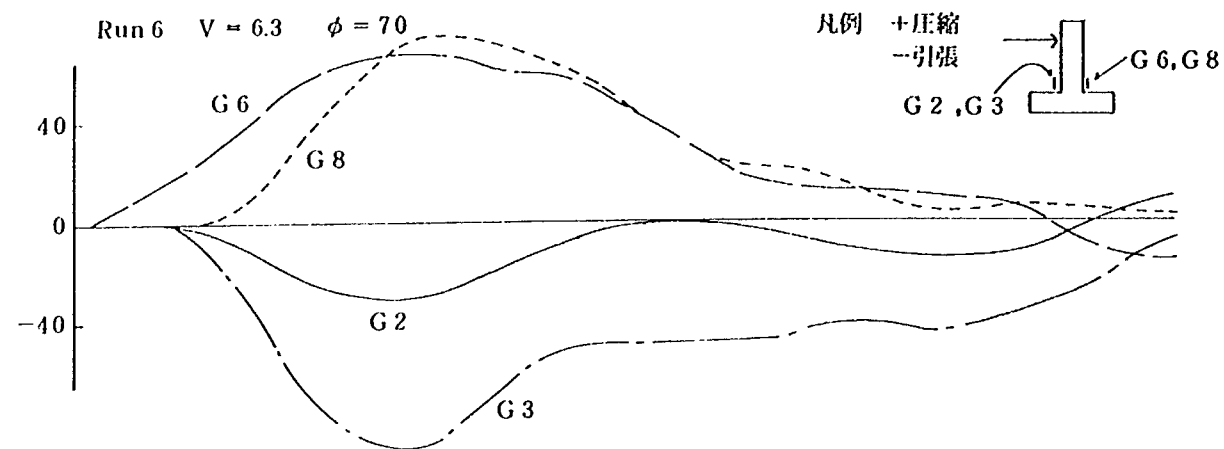


圖 15-2 $t - \epsilon$ 曲線

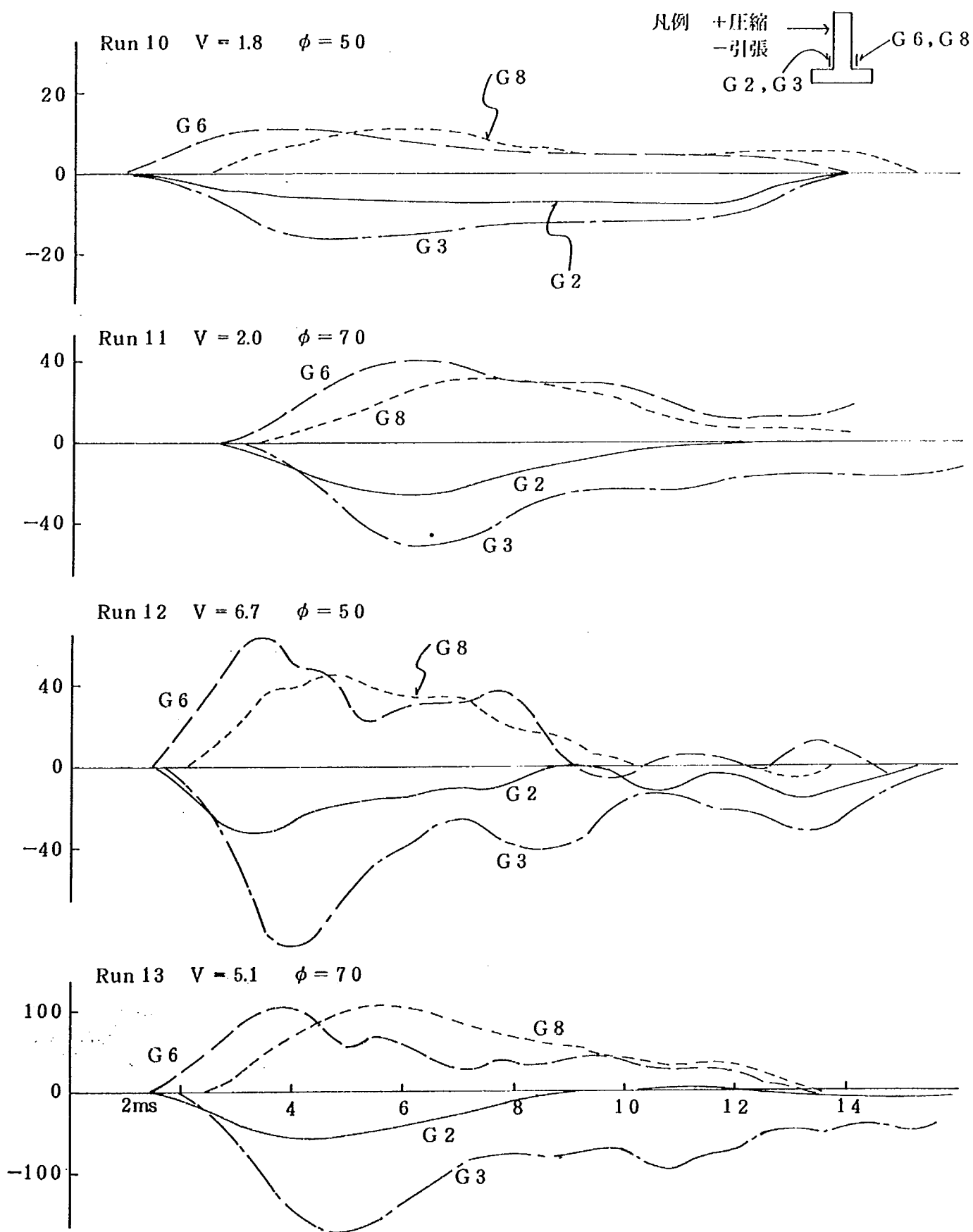


图 15-3 $t - \epsilon$ 曲线

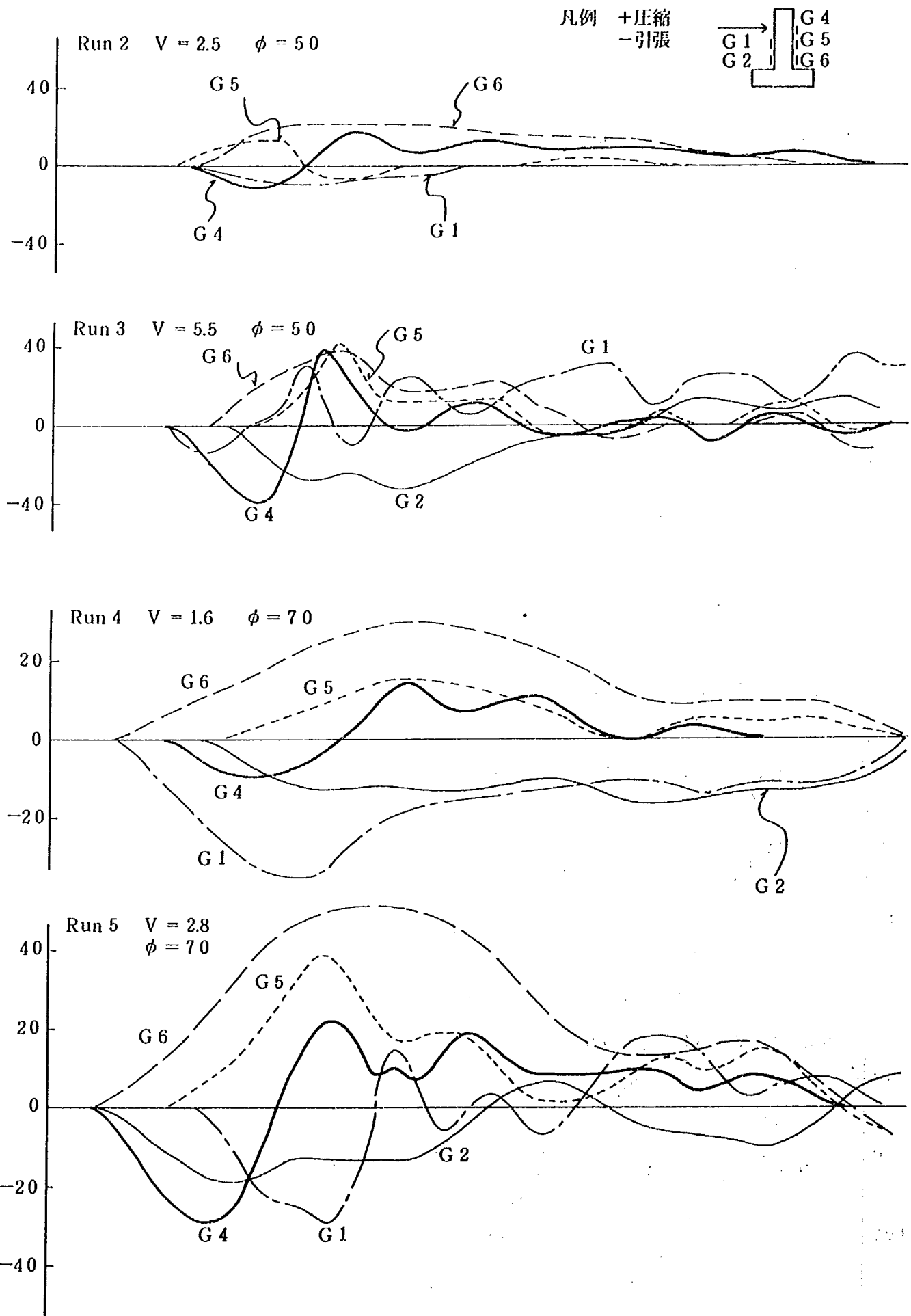


图 15-4 $t - \epsilon$ 曲线

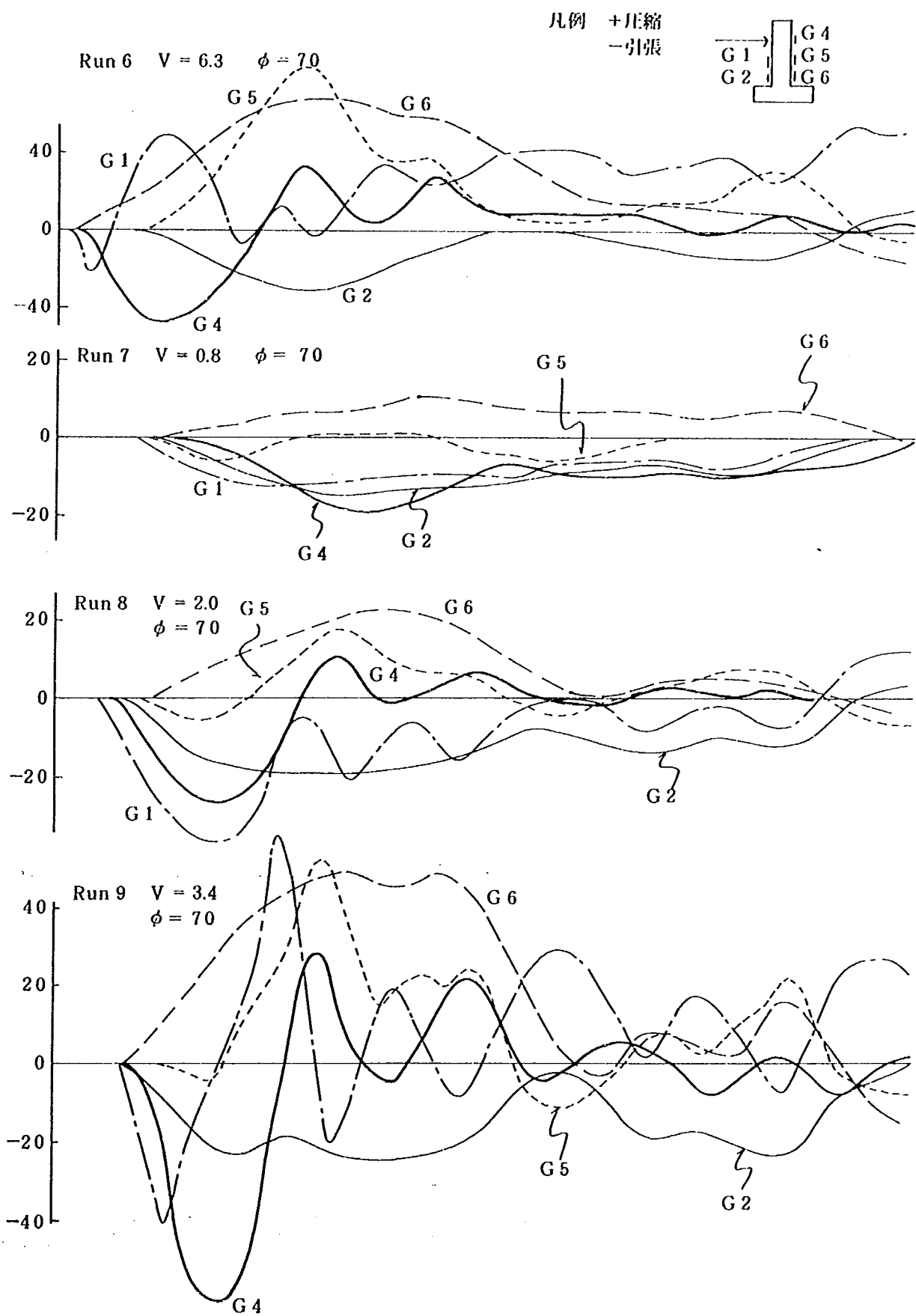


图 15-5 $t-\epsilon$ 曲线

凡 例 +壓縮
-引張

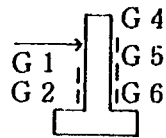
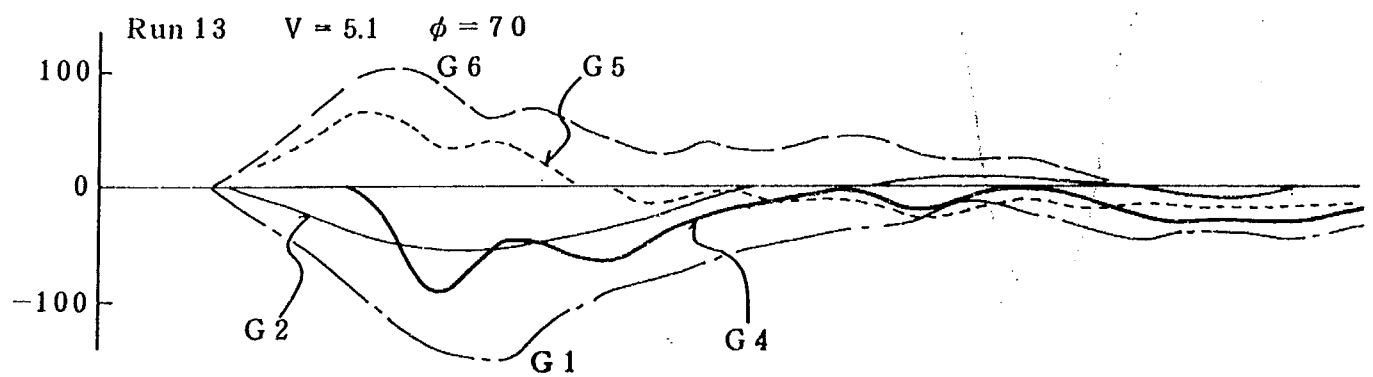
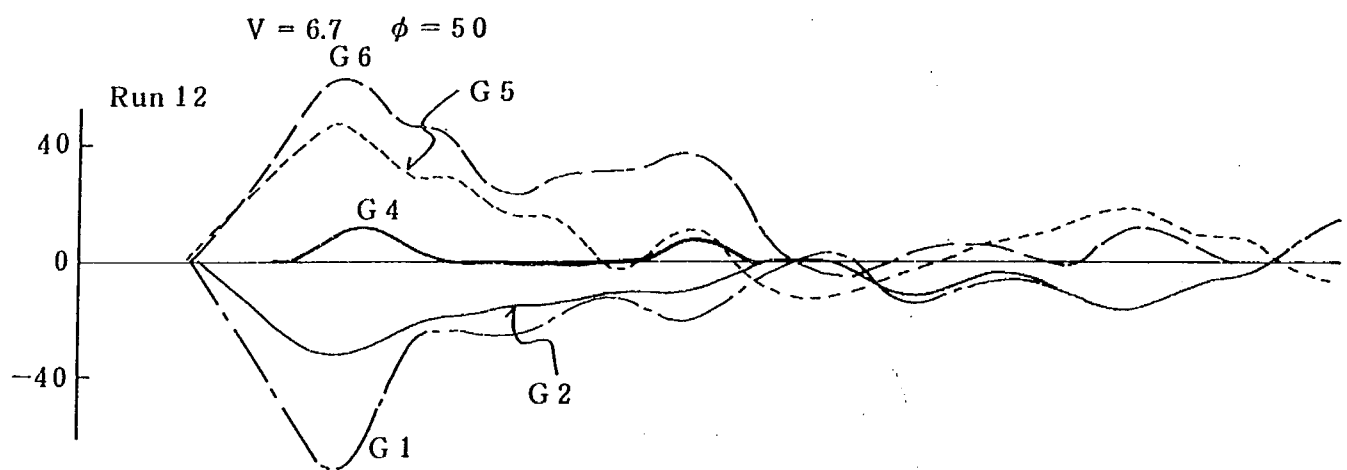
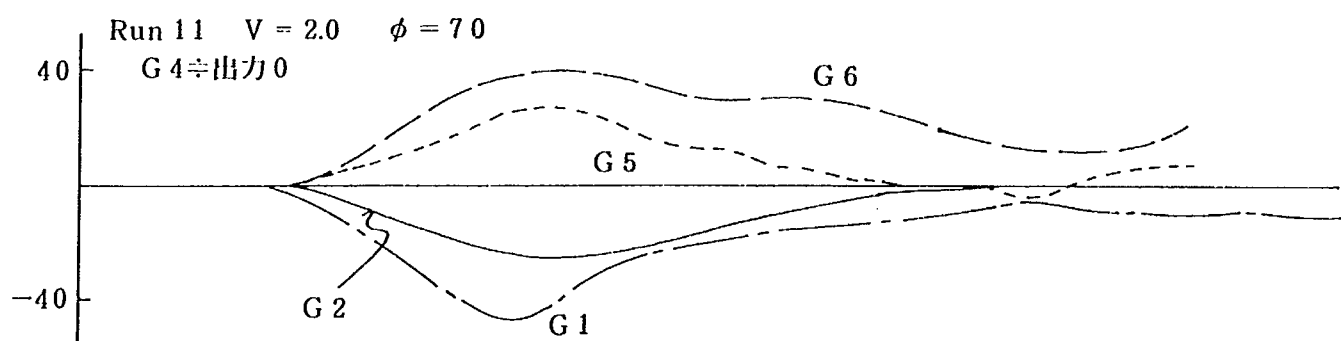
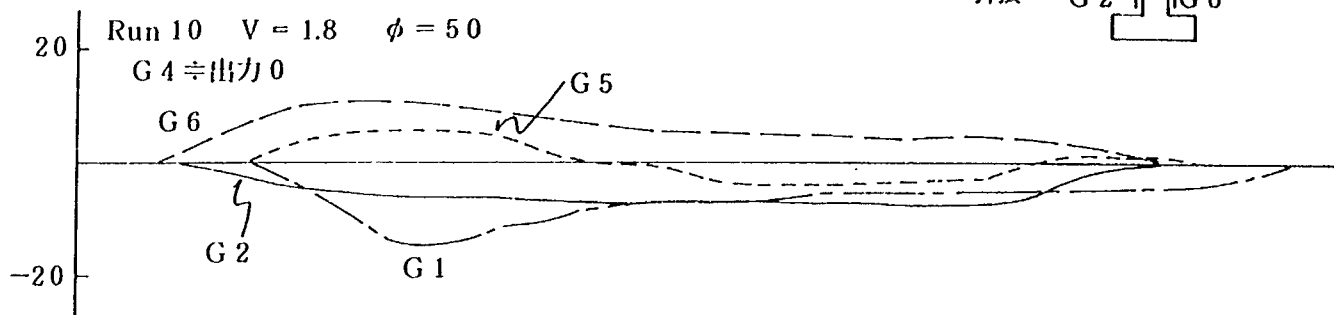



圖 15-6 $t-\epsilon$ 曲 線

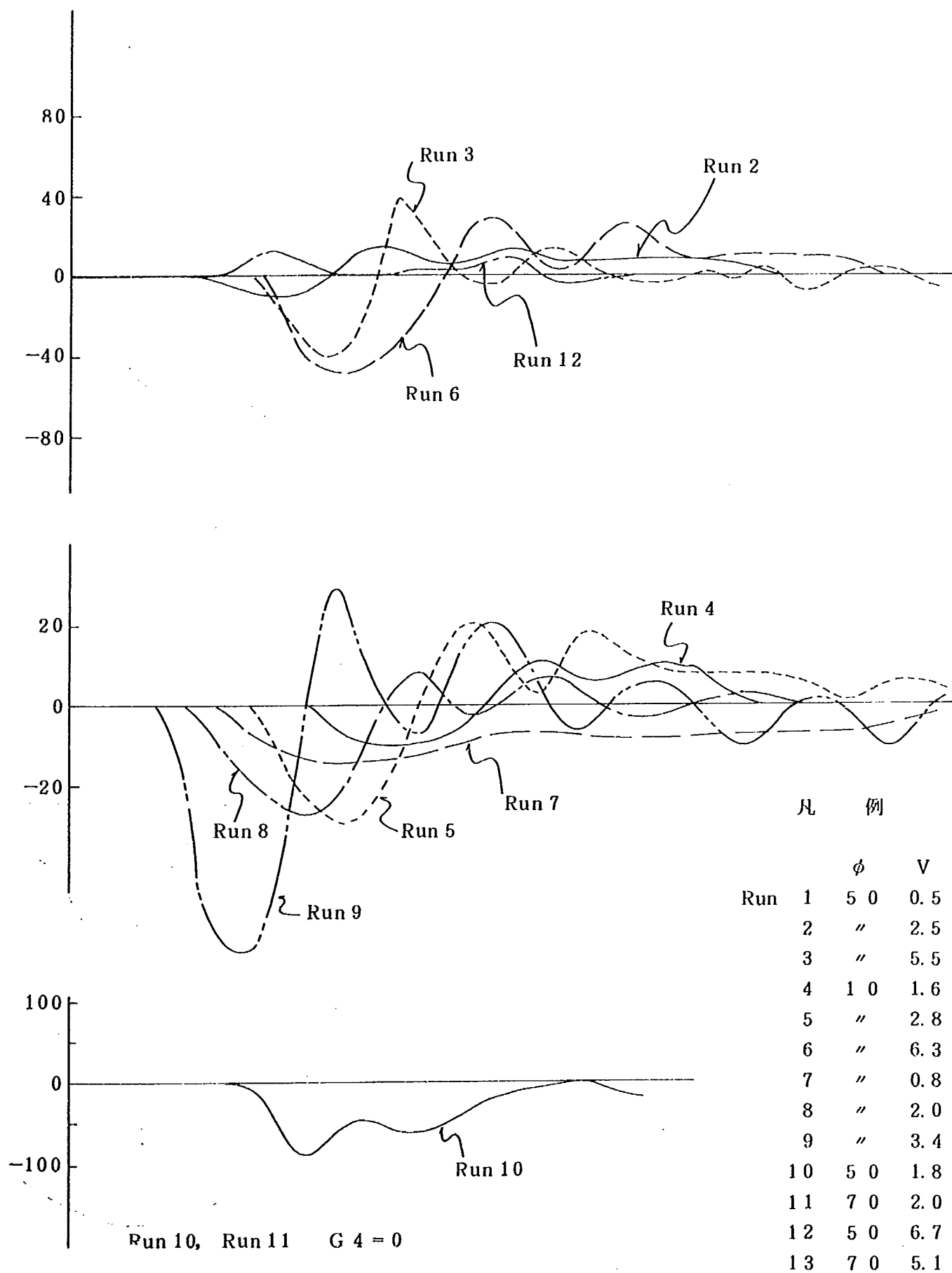


図 1-5-7 G_4 の $t - \epsilon$ 曲線

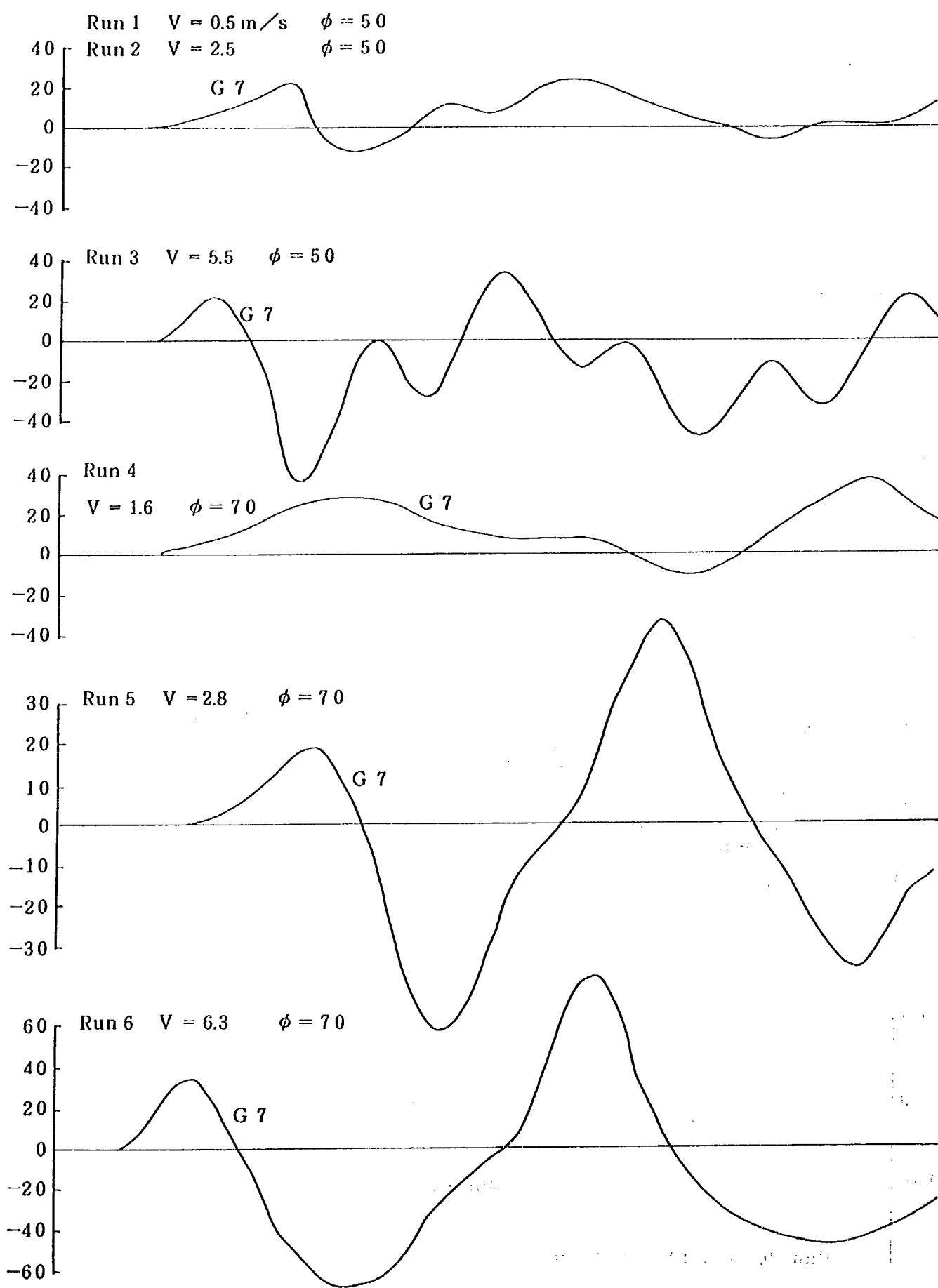


图 15-8 $t - \varepsilon$ 曲线 (G^7)

凡 例

+ 压缩
- 引张

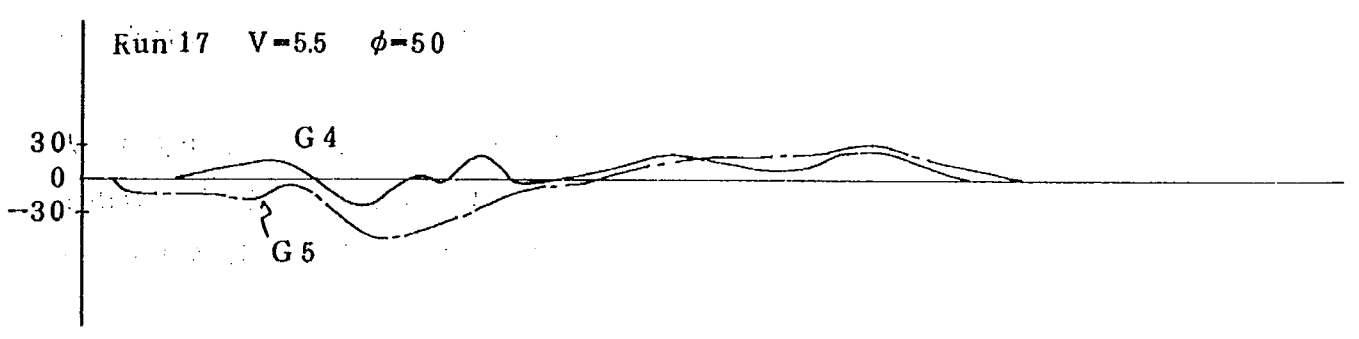
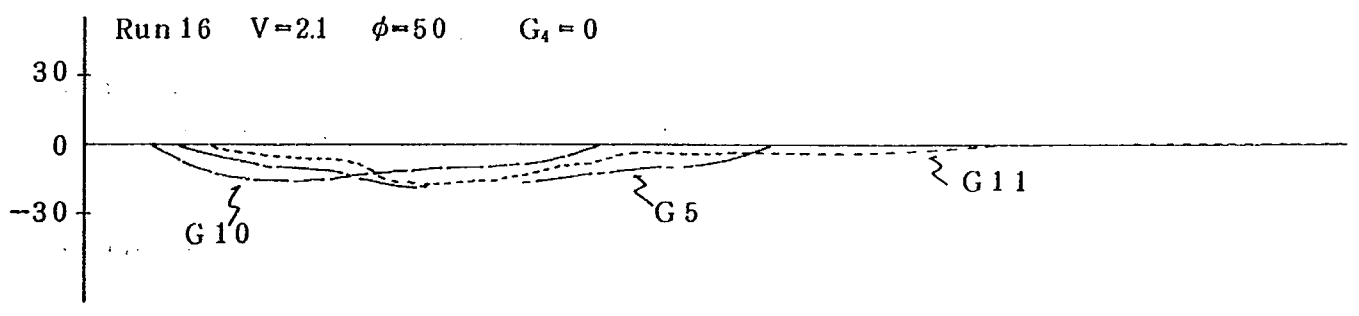
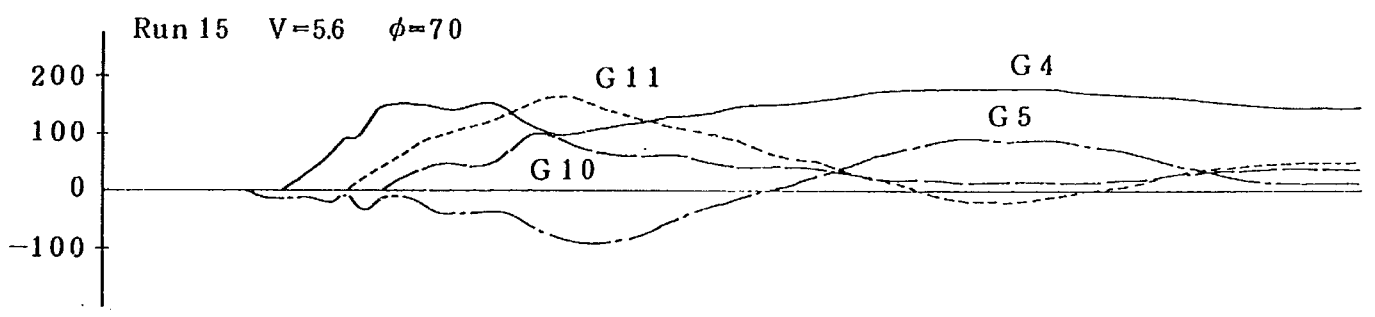
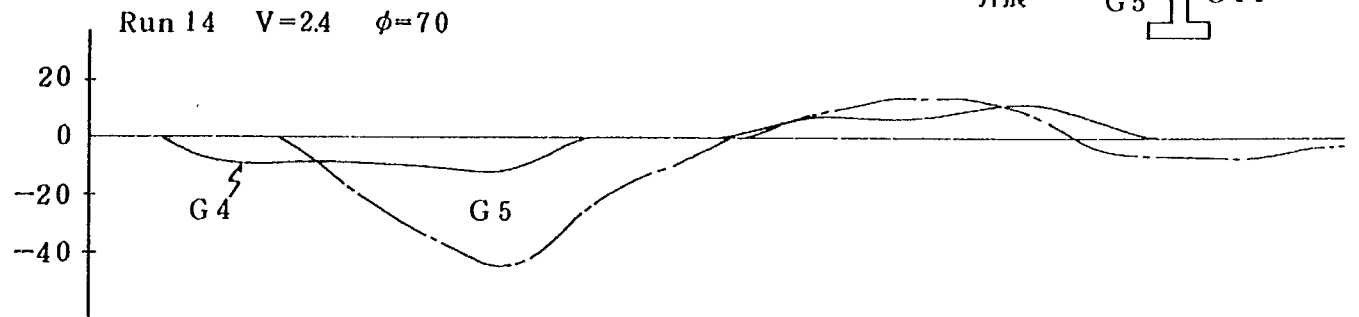
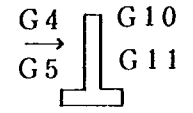


图 15-9 $t - \epsilon$ 曲线

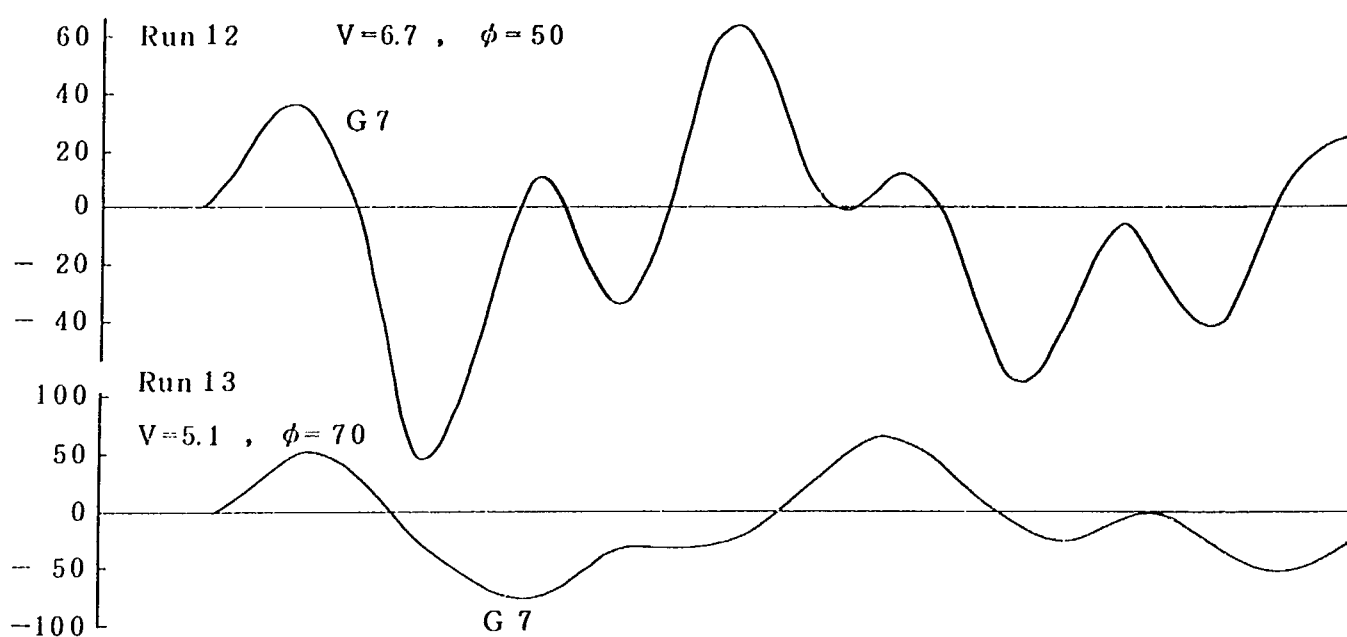


図 15-10 $t - \epsilon$ 曲線 (G^7)

(3) 隅部載荷 (Run 19 ~ 26) の $t - \epsilon$ 曲線

コンクリート壁の変形特性を整理するうえで、垂直方向の片持梁と考えた場合に同一出力が予想される。 G^2 と G^6 、 G^3 と G^7 を図-16-1~図-16-4の $t - \epsilon$ 曲線に示した。また打撃面近くの G^1 、 G^4 、 G^5 を図-16-5~図-16-7の $t - \epsilon$ 曲線に示した。Run 14~17の他のゲージの記録を図-16-8~図-16-10に示した。

隅部載荷においては6.4節に示すように自由面に達するクラックも発生しており、これらのクラックが表面ひずみに及ぼす影響も考えなければならない。図-6の隅部載荷の $t - \epsilon$ 曲線から下記の特性がみられる。

① Run 14 ~ 17のひずみは表裏で出力が必ずしも逆ではなく、荷重速度によっても変わり複雑な応答を示している。

これに対してRun 18 ~ 26における G^2 と G^6 、 G^3 と G^8 は表裏で符号が逆であり載荷側が引張り裏面が圧縮となっている。これは隅部載荷においても垂直方向の曲げ変形特性がみられることを示している。しかし、載荷側の引張りひずみは圧縮側に比較して非常に小さい値となっている。

② 打撃点の真裏のひずみ (Run 14 ~ 17では G^7 、Run 18 ~ 26では G^4)は引張りで大きさは小さいが、Run 15, 23, 26だけが圧縮で大きい値を示している。これはRun 15, 23, 26が打撃点を含む斜めのクラックが発生していることとの関係が考えられる。

- ③ 打撃点周辺の G^1, G^5 は、载荷側の G^1 が引張り、裏面の G^5 が圧縮となっている。（例外としてRun 2 3において G^5 が引張力となっている。）
- ④ Run 1 4～1 7において打撃点を中心に水平と 45° 方向に貼布したストレインゲージ（ G^4, G^5, G^{10}, G^{11} ）の出力は载荷側 G^4, G^5 が引張り、裏面 G^{10}, G^{11} は圧縮を示す例が多い。これらの出力も垂直方向の出力 G^3, G^8 とはほぼ同じであり、壁の変形としては垂直方向だけでなく斜め方向あるいは水平方向もあるものと考えられる。
- ⑤ ①～④を総合的に考えると、打撃点から離れた位置の表面ひずみは曲げ変形の特徴を示しており、全体としては曲げ変形が考えられる。しかし全体としては引張ひずみが小さい。

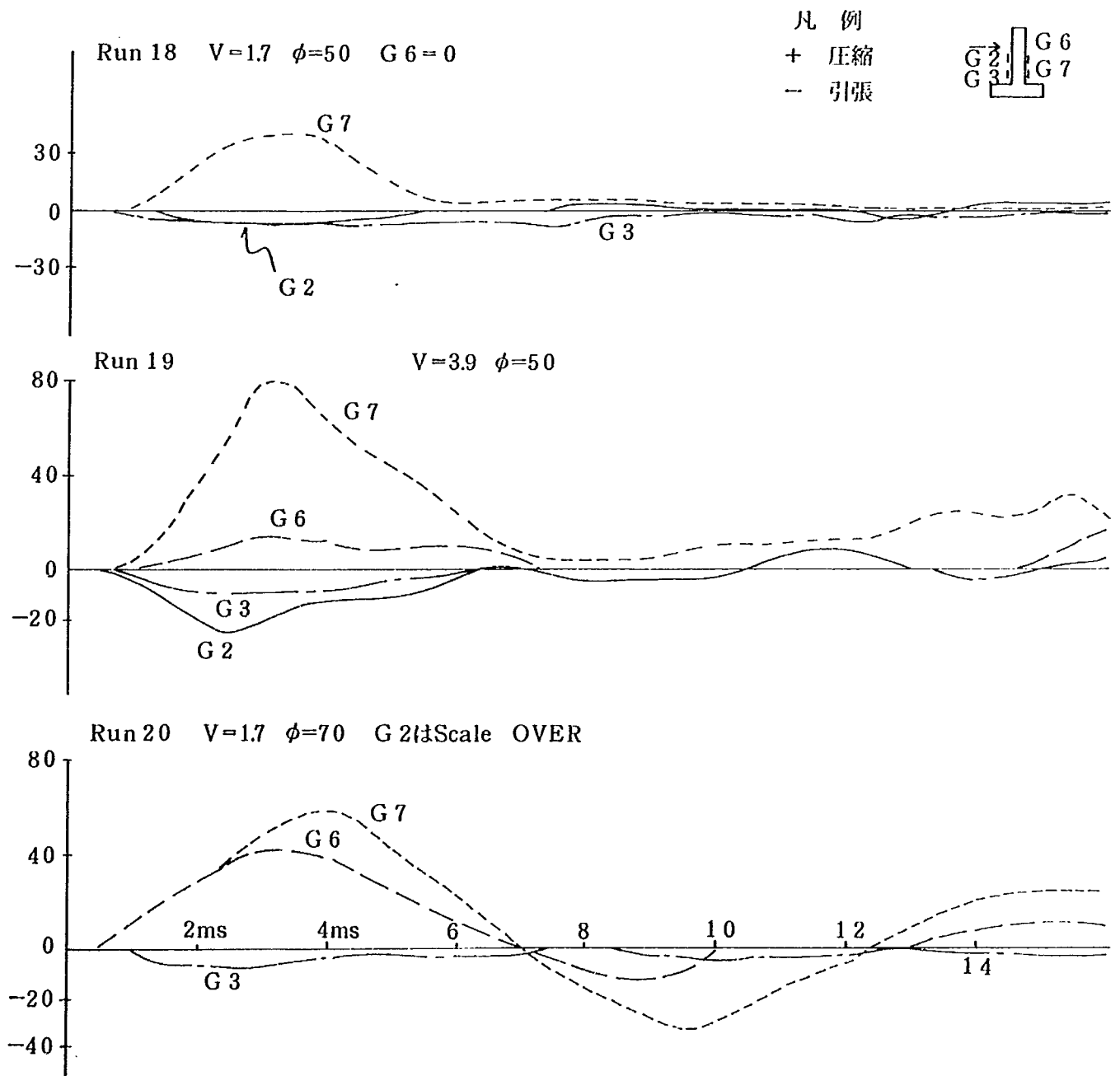


図 - 16 - 1 $t - \epsilon$ 曲 線

Run 21 $V=2.8$ $\phi=70$ G 2はScale OVER

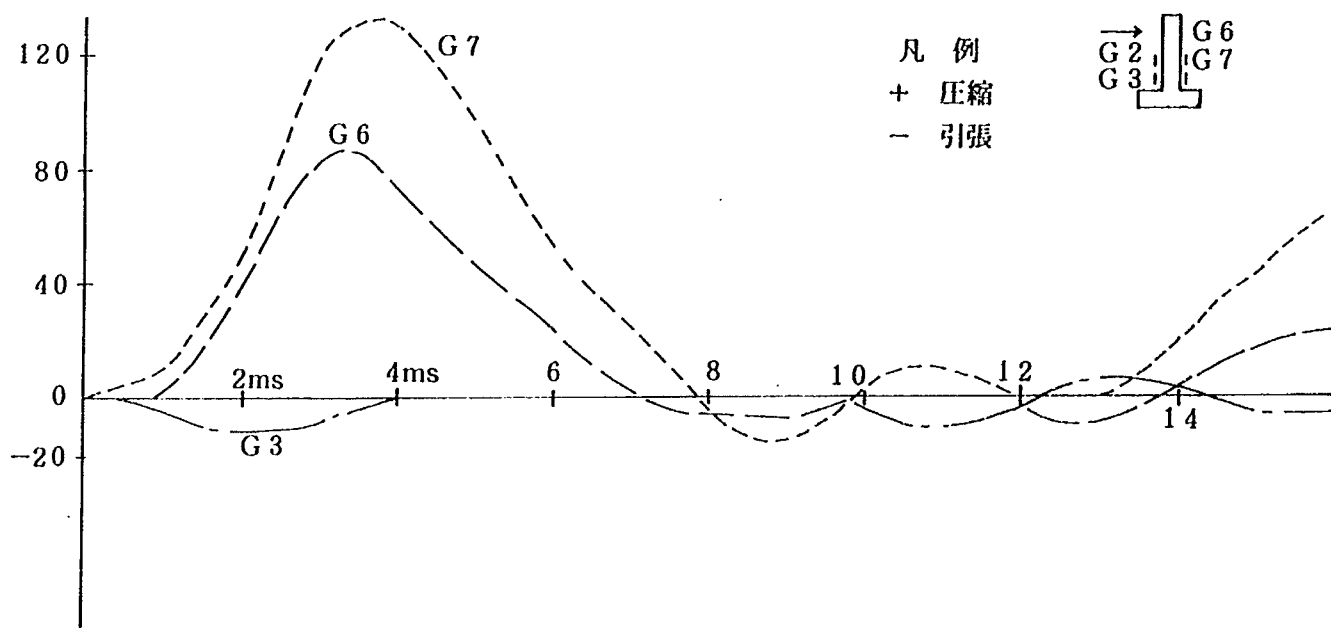
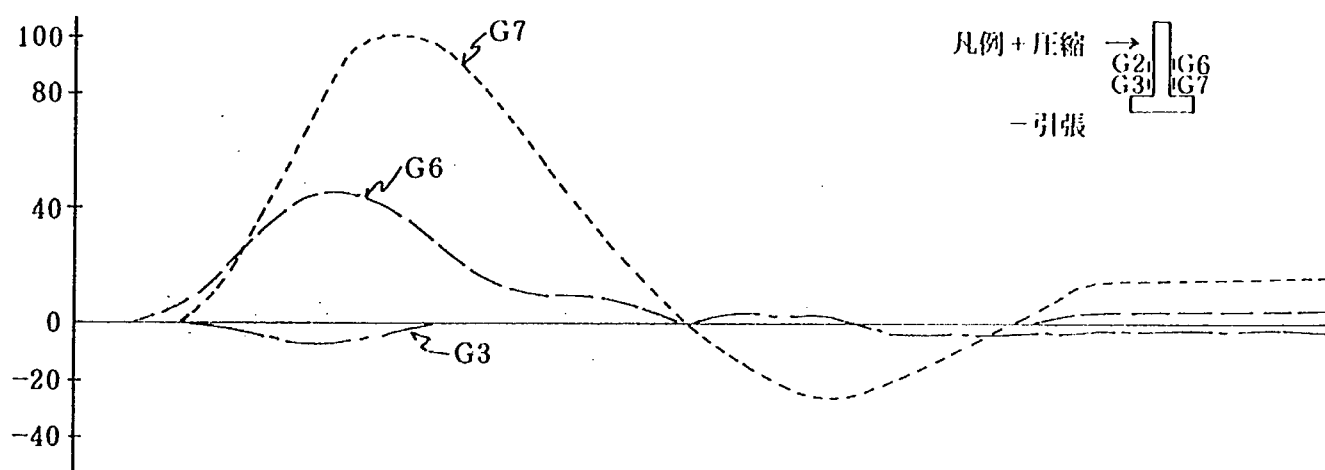
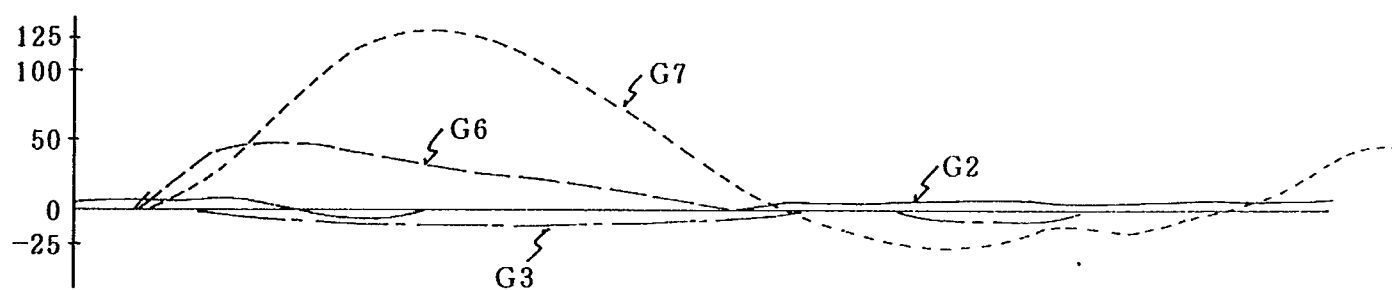


図-16-2 $t-\epsilon$ 曲 線

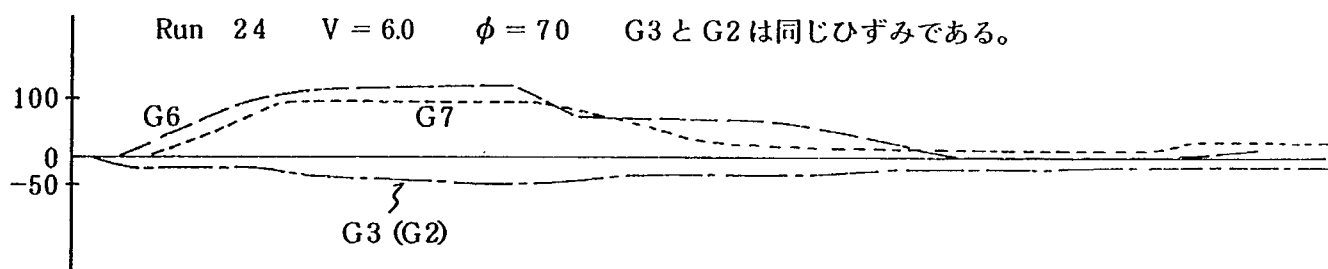
Run 22 $V = 3.4$ $\phi = 50$ G_2 は 0



Run 23 $V = 2.1$ $\phi = 70$



Run 24 $V = 6.0$ $\phi = 70$ G_3 と G_2 は同じひずみである。



Run 25 $V = 1.5$ $\phi = 50$

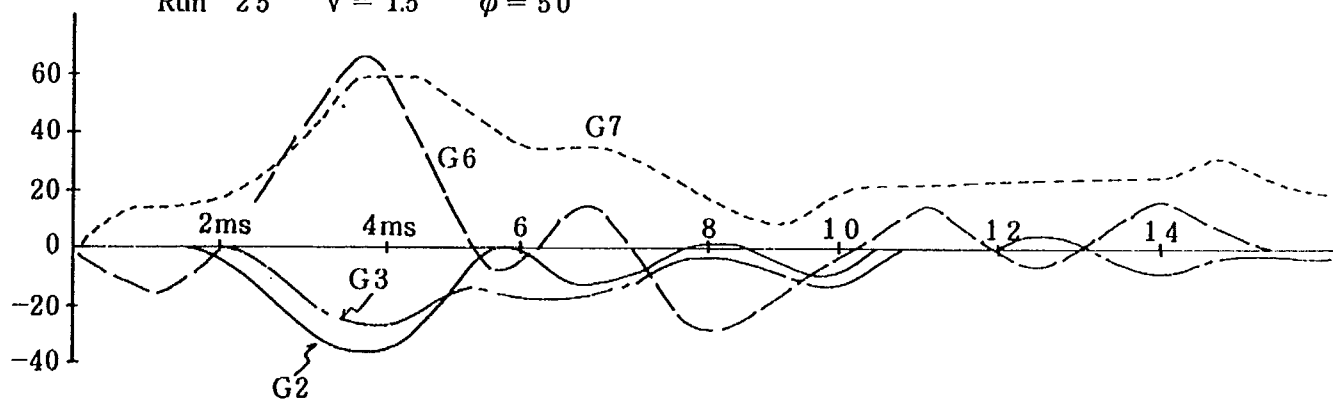


図-16-3 $t - \epsilon$ 曲線

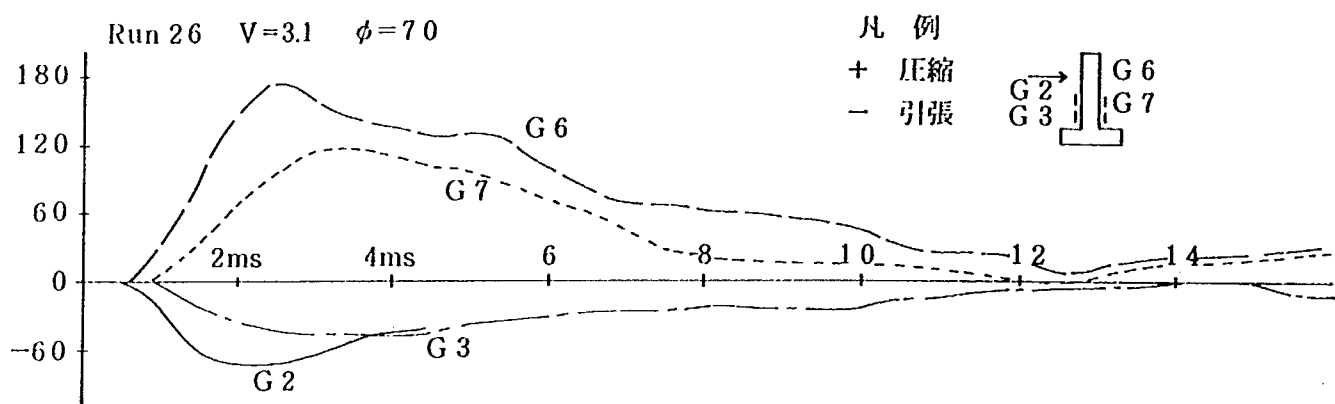


圖-16-4 $t - \epsilon$ 曲線

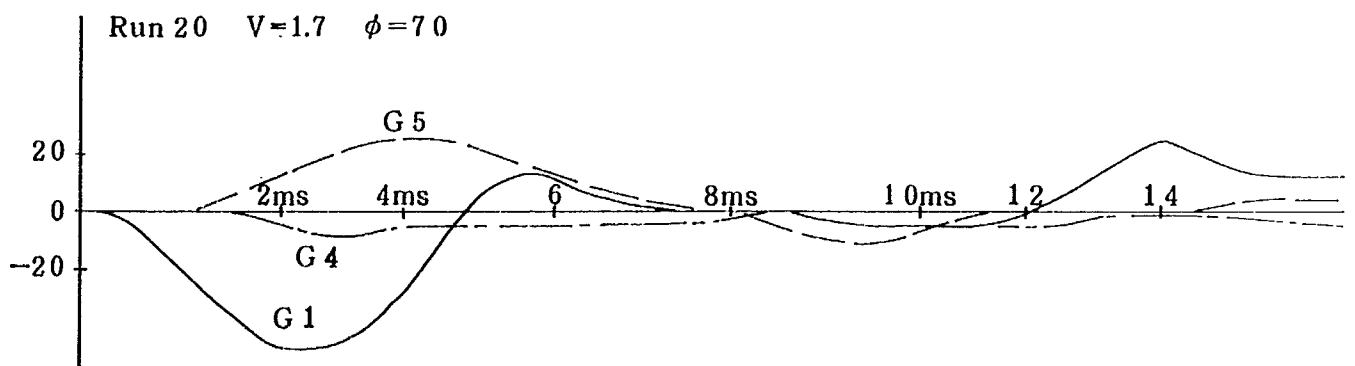
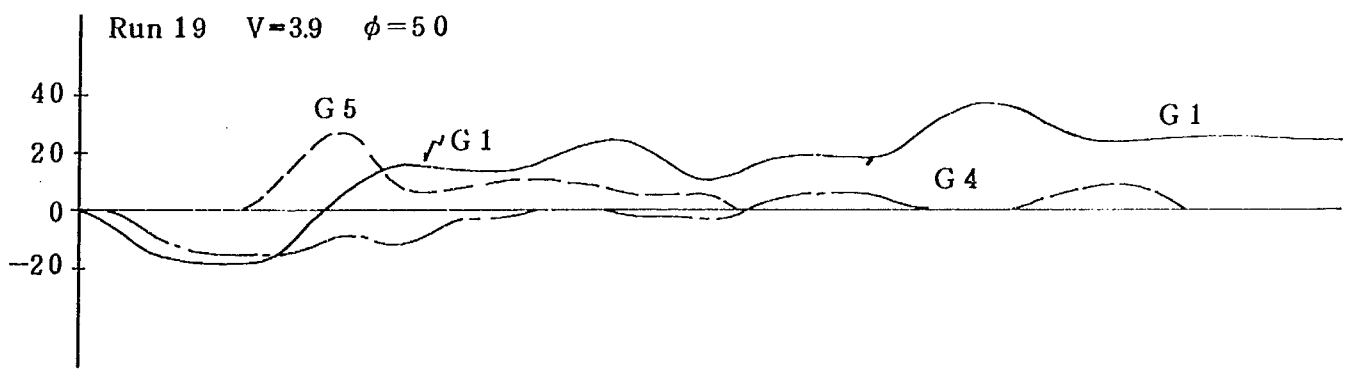
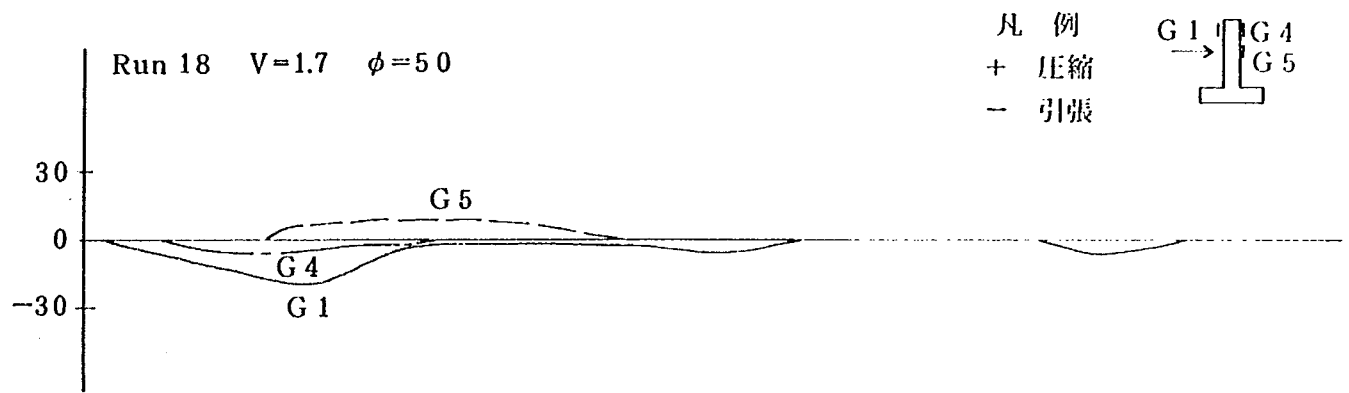
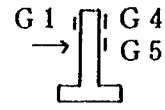
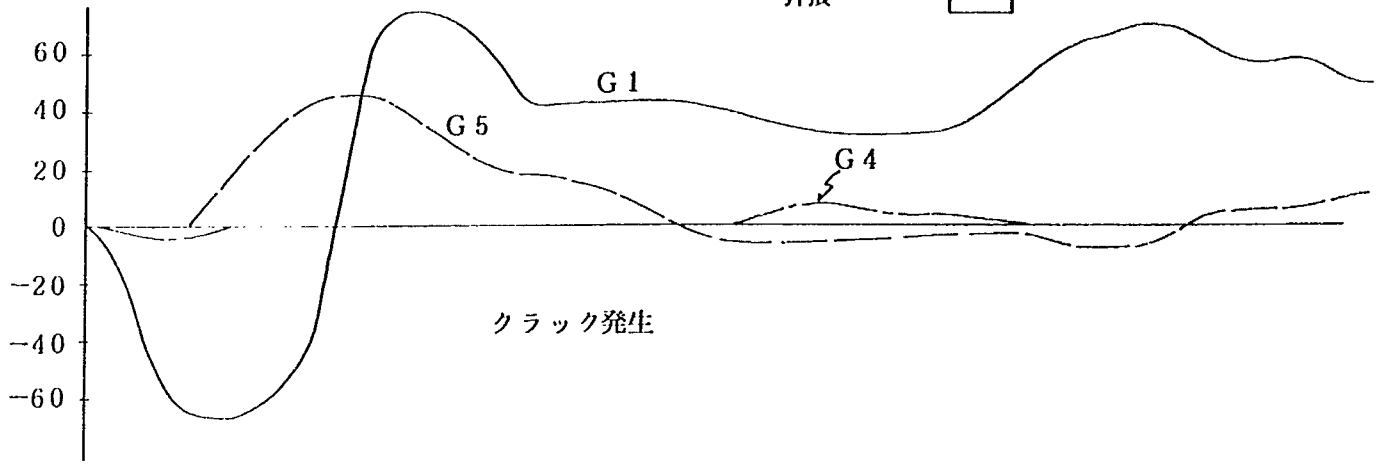


图-16-5 $t-\epsilon$ 曲线

凡 例
+ 圧縮
- 引張

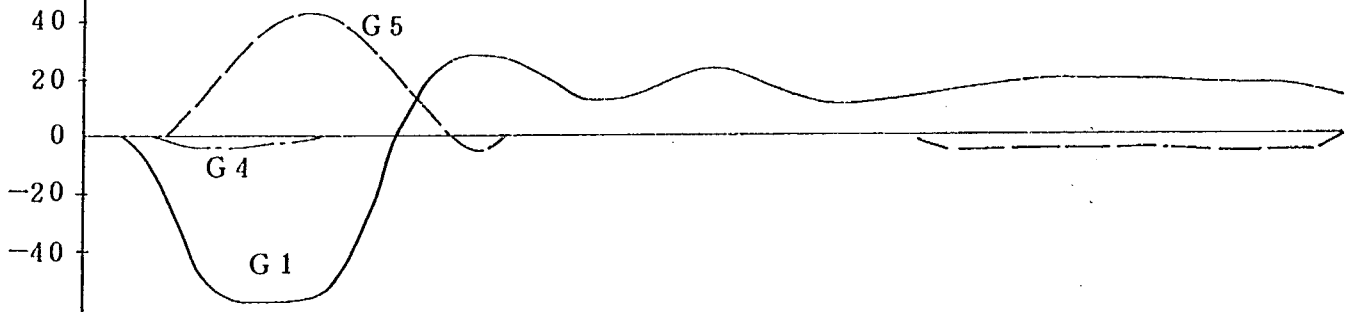


Run 21 $V=2.8$ $\phi=70$



Run 22 $V=3.4$ $\phi=50$

クラック発生



Run 23

$V=2.1$ $\phi=70$ クラック発生

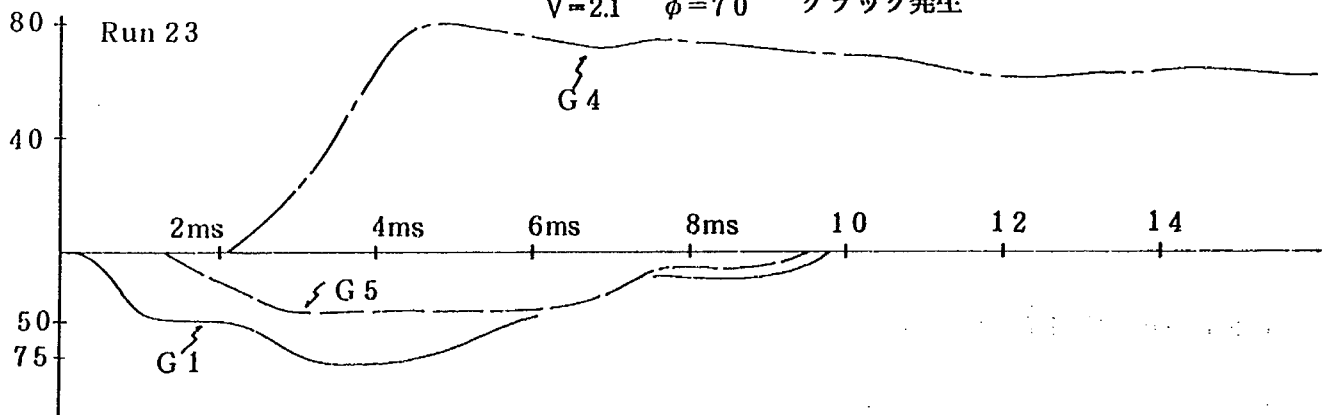


図-16-6 $t-\epsilon$ 曲線

凡 例
+ 圧縮
- 引張

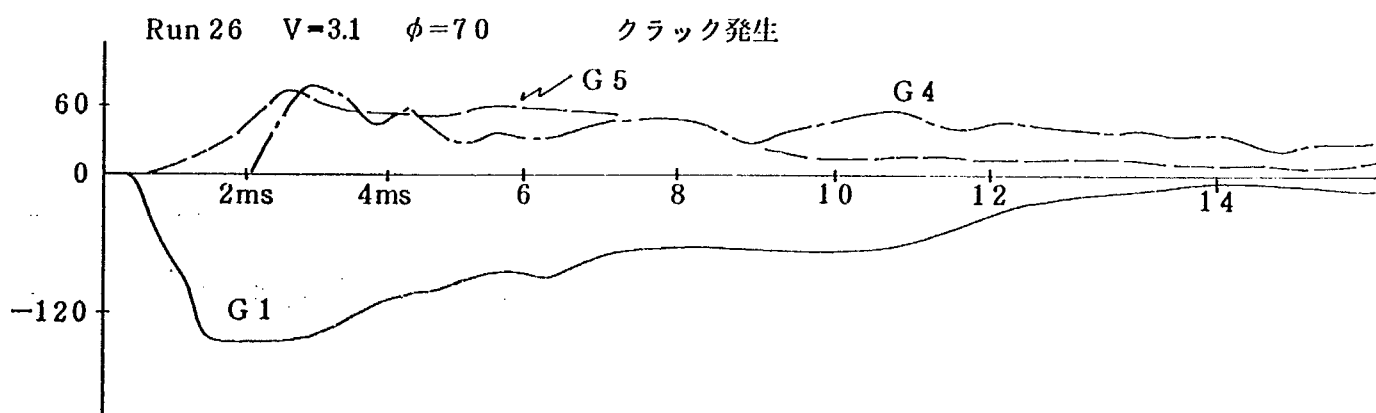
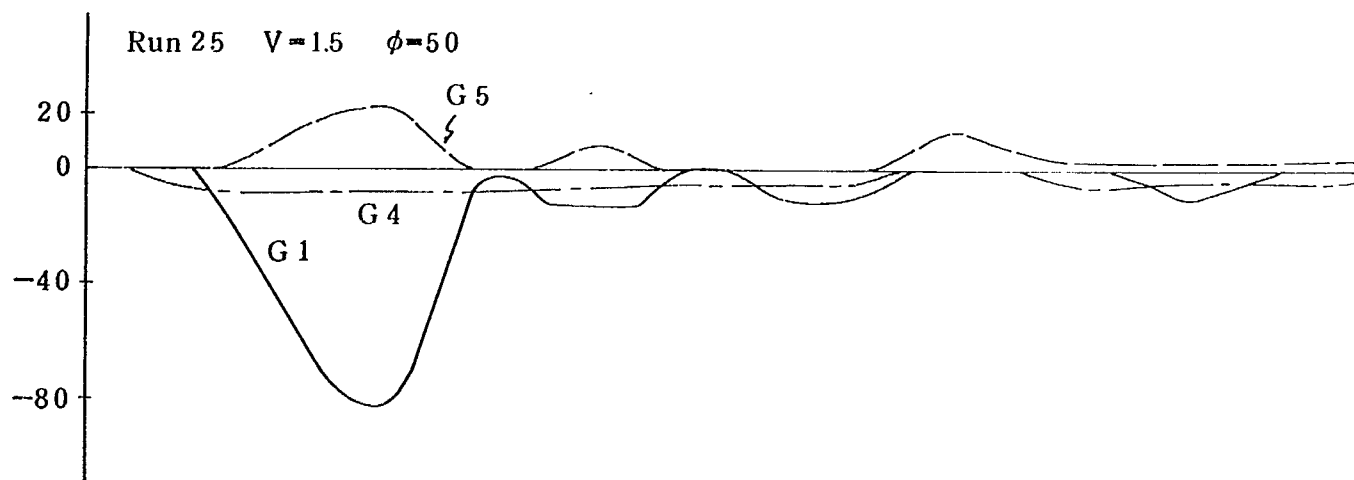
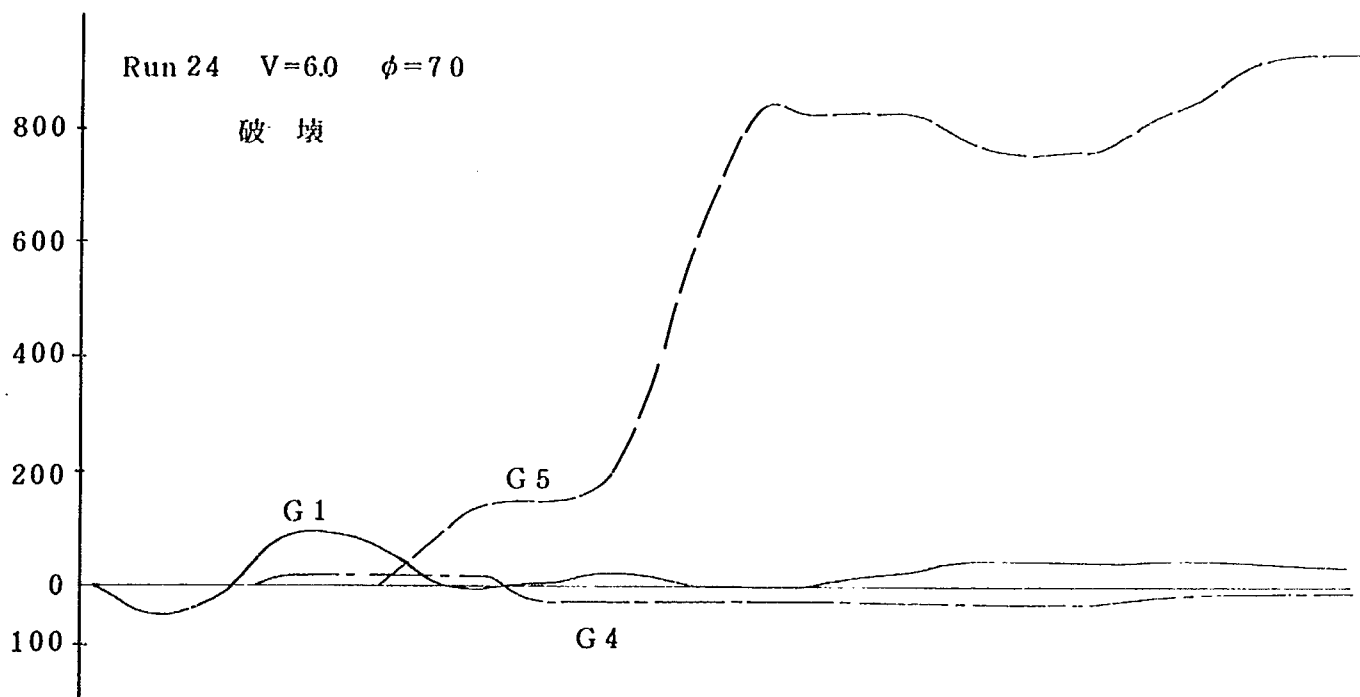
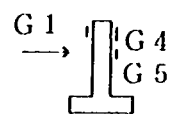


図-16-7 $t-\epsilon$ 曲 線

凡例
+ 壓縮
- 引張

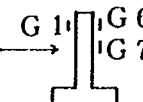
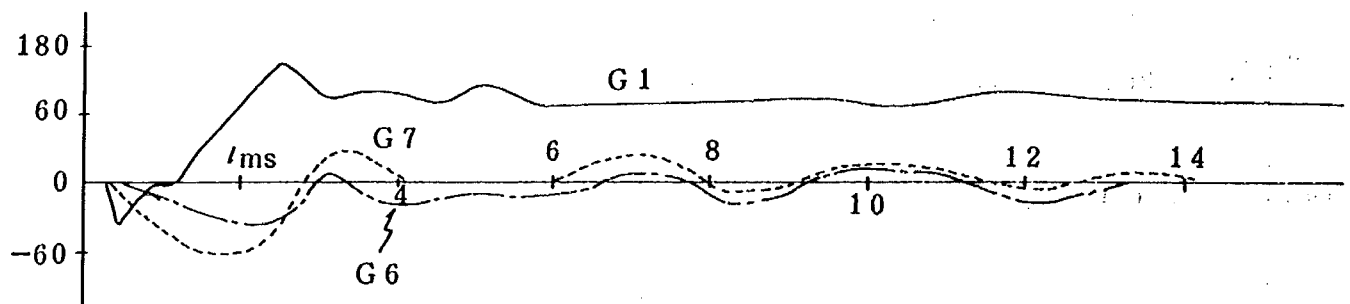
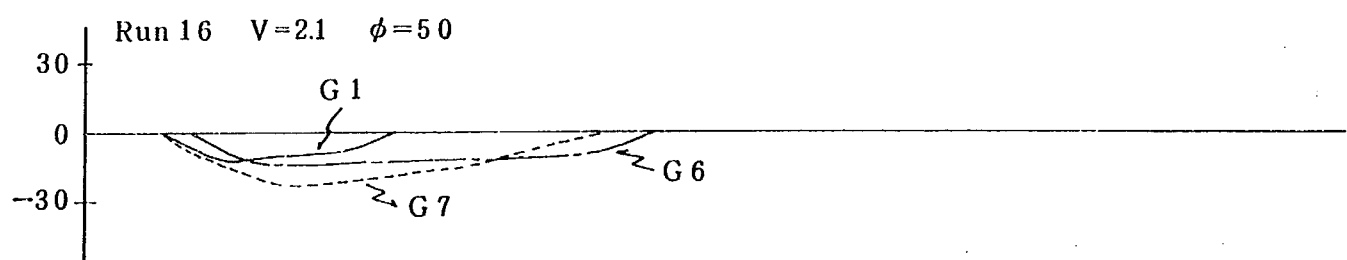
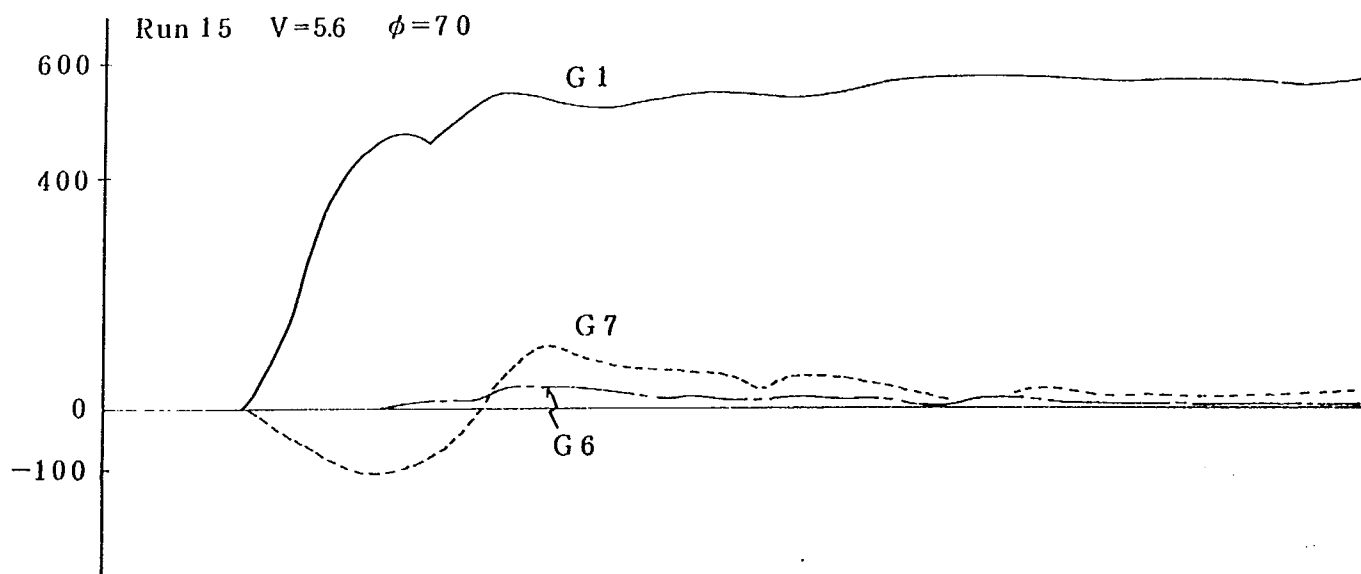
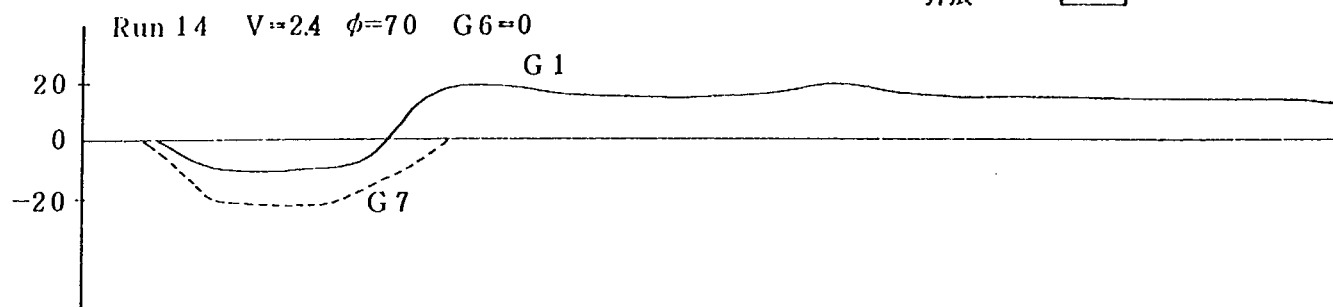



圖-16-8 $t-\epsilon$ 曲線

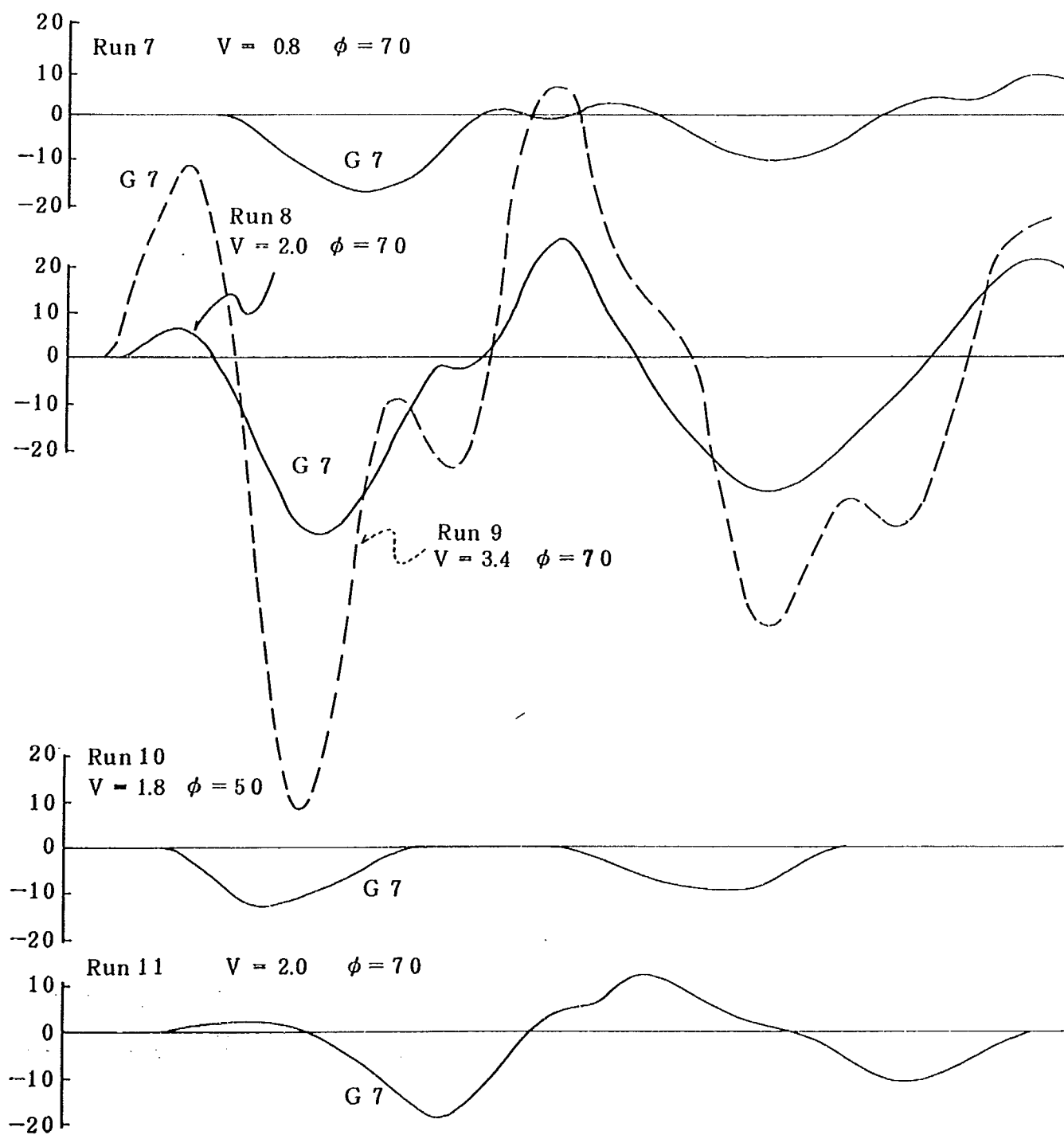


圖-16-9 $t - \epsilon$ 曲線

凡 例

+ 圧縮

- 引張

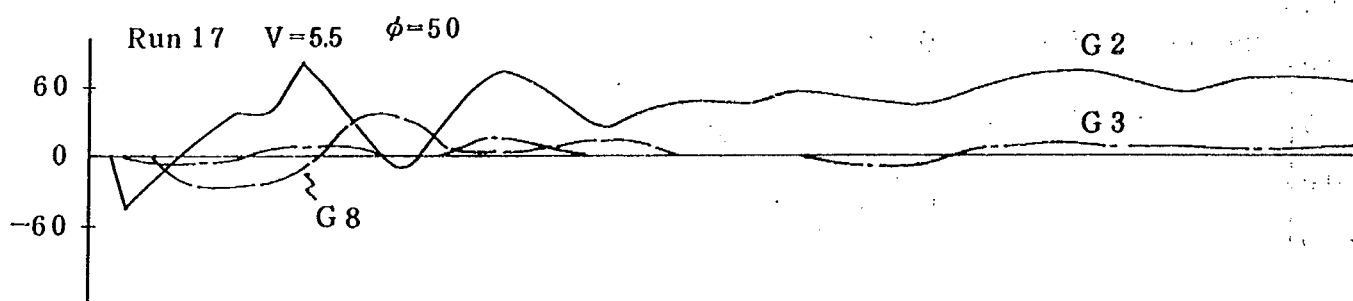
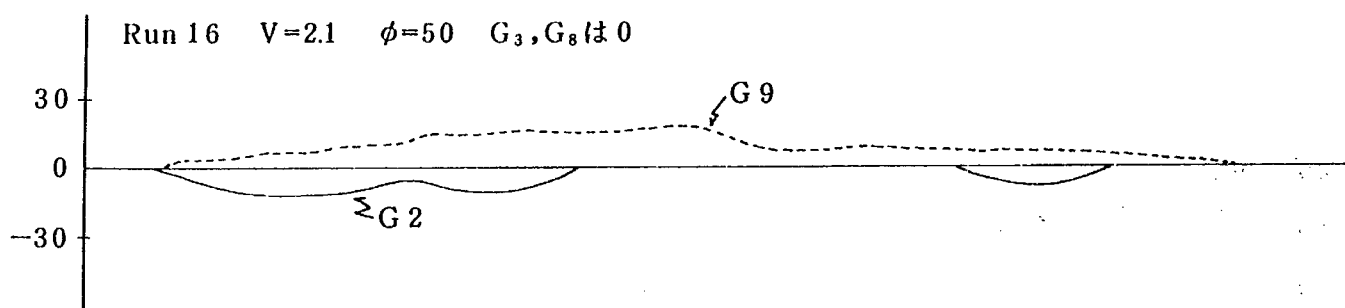
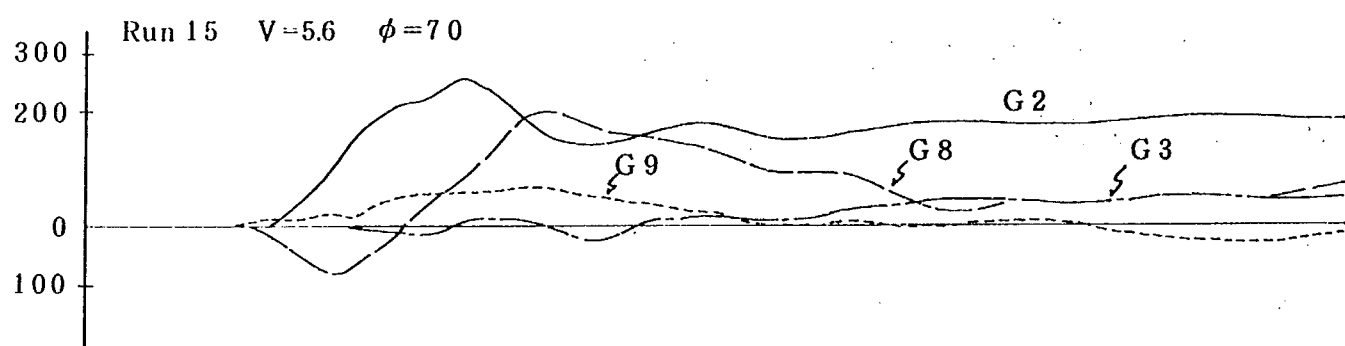
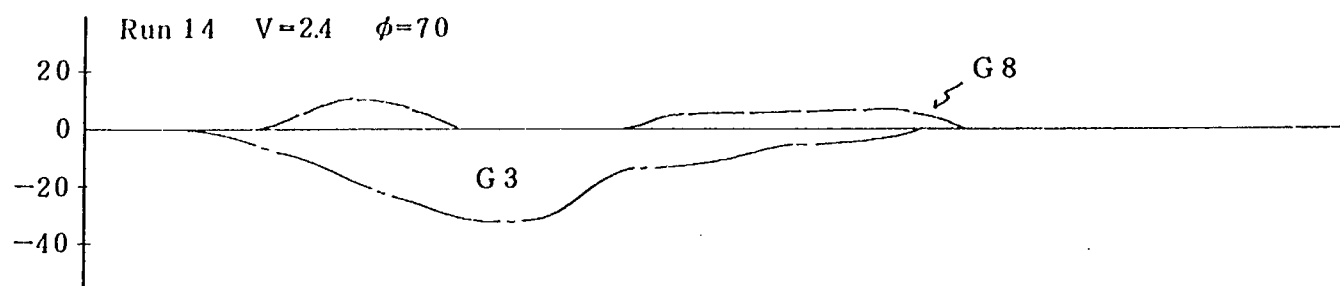
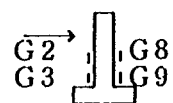


図-16-10 $t-\epsilon$ 曲線

5.3 最大ひずみ

(1) 最大ひずみ

5.2 節の $t - \epsilon$ 曲線から各Run 毎、各ゲージの最大ひずみを整理して表-9 に示した。表-9 においては、S.5 5 年度実験とあわせるため圧縮を-引張りを+としており、5.2 節の $t - \epsilon$ 曲線と逆になっている。

表-9 最 大 ひ ず み （-圧縮， +引張）

Run	球 径 (cm)	落 高 △ h (m)	球 速 m/s	最 大 ひ ず み												備 考
				G ¹	G ²	G ³	G ⁴	G ⁵	G ⁶	G ⁷	G ⁸	G ⁹	G ¹⁰	G ¹¹		
1	50	0.20	0.52	3		3	-7	0	-10	-0	-3				中央 載荷 D= 1 m	
2	"	0.85	2.5	6		16	-16	-11	-23	13	-21					
3	"	3.30	5.5	-24	29	43	41	-37	-39	68	-25					
4	70	0.20	1.6	35	12	20	-12	-15	-29		-23					
5	"	0.82	2.80	27	20	45	30	-40	-52	51	-41					
6	"	3.30	6.3	-48	31	89	47	-80	-67	65	-75					
7	"	0.06	0.8	11	13	17	14	4	-12	17	-12					
8	"	0.33	2.0	33	18	33	28	-18	-23	39	-29					
9	"	0.99	3.4	-56	25	64	61	-32	-49	99	-46					
10	50	0.23	1.8	16	9	19	0	-6	-11	13	-9				中央 載荷 D=0.5 m	
11	70	0.20	2.01	48	25	48	-8	-27	-39	32	-31					
12	50	3.30	6.66	75	32	88	-11	-49	-65	91	-45				隅部 載荷 D=1 m	
13	70	3.30	5.12	170	61	170	92	-60	-100	83	-109					
14	"	0.30	2.44	+9		33	19	35	9	24	-8				隅部 載荷 D=0.5 m	
15	"	3.30	5.63	-547	-253	-13	-147	93	-40	-113	-195	-68	-91	-160		
16	50	0.20	2.14	12	12	3	7	17	15	18	13	-15	18	16	隅部 載荷 D=0.5 m	
17	"	3.30	5.5	-100	-77	-10	-20	-45	33	67	23					
18	"	0.20	1.7	18	9	9	6	-10	-17	-40					隅部 載荷 D=0.25m	
19	"	0.87	3.90	17	23	11	15	-27	-13	-79						
20	70	0.20	1.7	48	オーバー	6	7	-24	-33	-57					隅部 載荷 D=0.25m	
21	"	0.67	2.75	69	"	13	4	-45	-85	-133						
22	50	0.87	3.38	64		7	4	-45	-40	-101					隅部 載荷 D=0.25m	
23	70	0.25	2.1	77	11	11	-393	43	-53	-119						
24	"	3.3	6.0	-93	27	27	-13	-828	-120	-93					隅部 載荷 D=0.25m	
25	50	0.25	1.5	84	38	27	7	-19	-56	-45						
26	70	0.87	3.1	153	77	49	-85	-67	-167	-120						

(2) 中央载荷における救速と最大ひずみ

表-9 をもとに鋼球の速度 (V) と最大ひずみ ($\epsilon_{\max}$) の関係を作成して図-17-1 図-17-2 に示した。同図で各Run により最大値が⊕になったり⊖になったり符号の変わる G^4 , G^1 は絶対値を示した。

同図から、2~3 の例外を除けば、鋼球の衝突速度の増大に従い、各点のひずみが増大することがわかる。

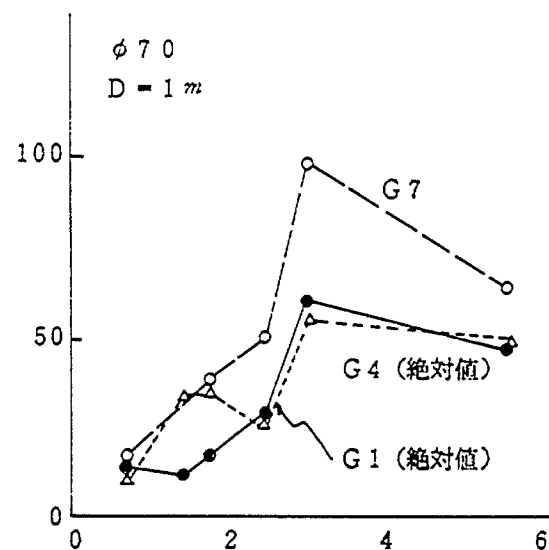
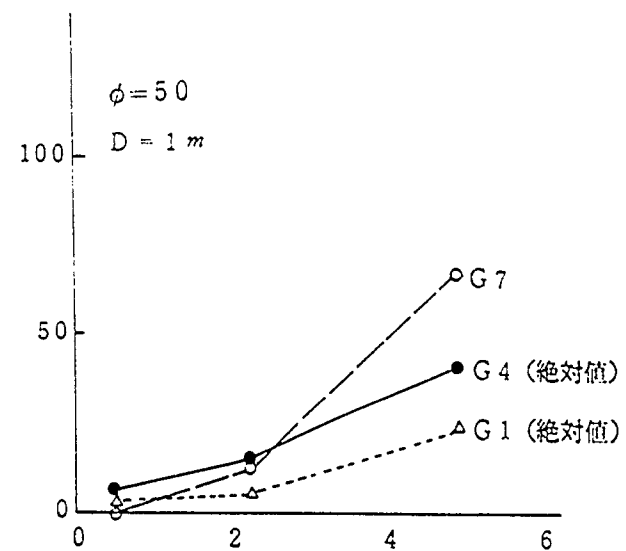
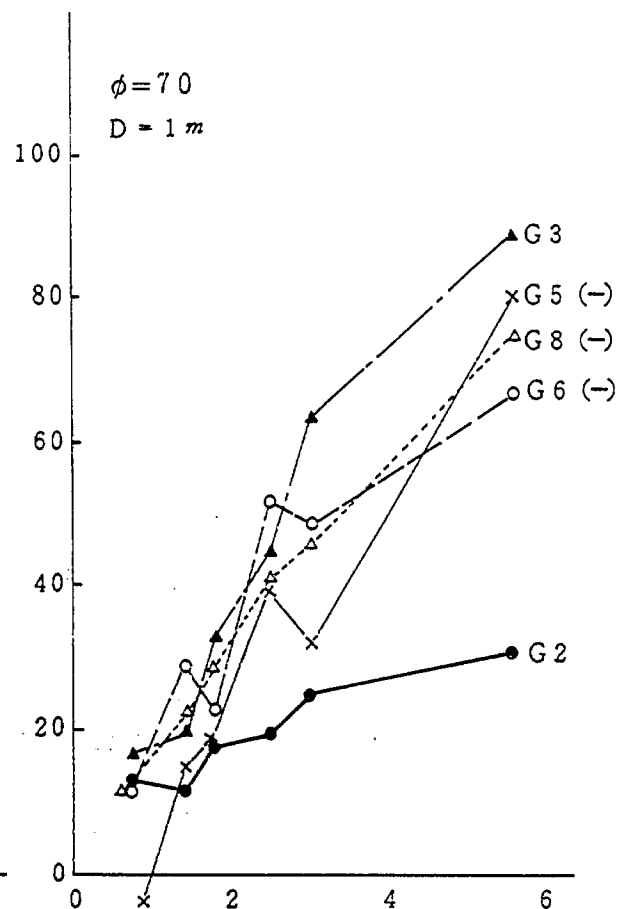
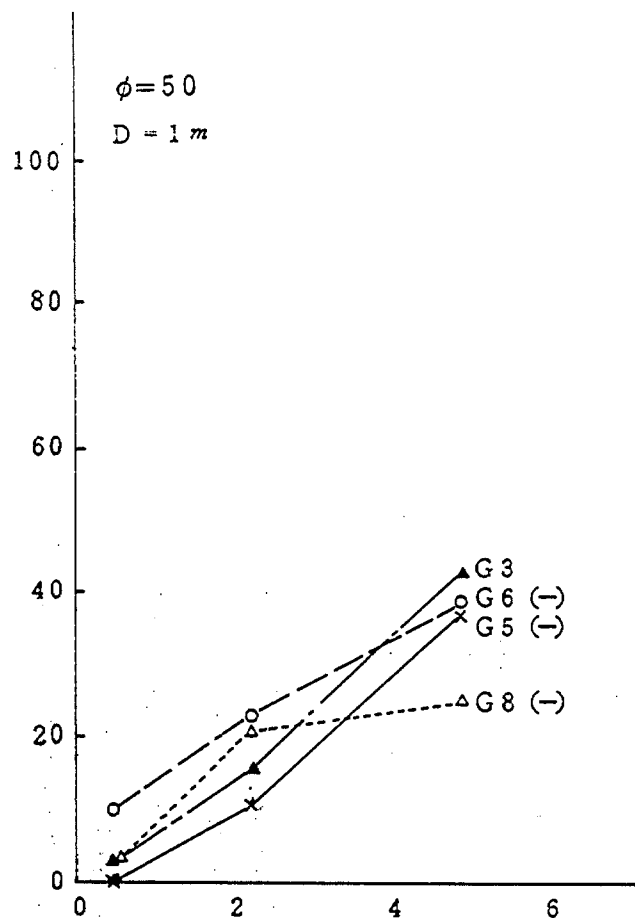


図 - 17 - 1 $V - \epsilon_{\max}$

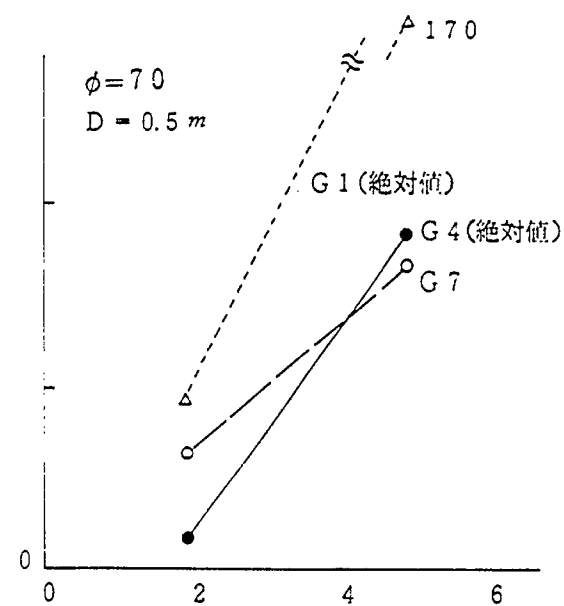
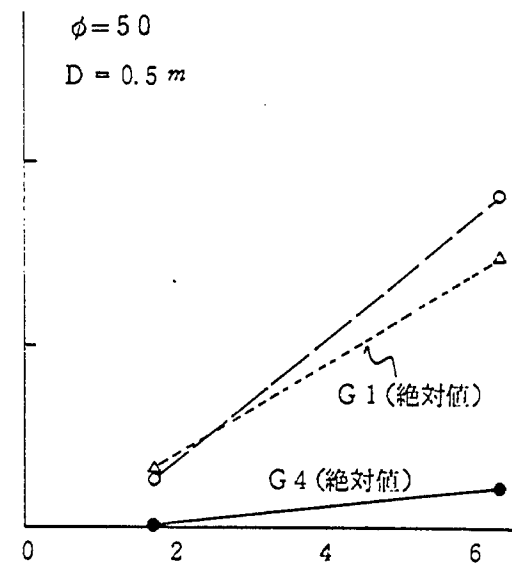
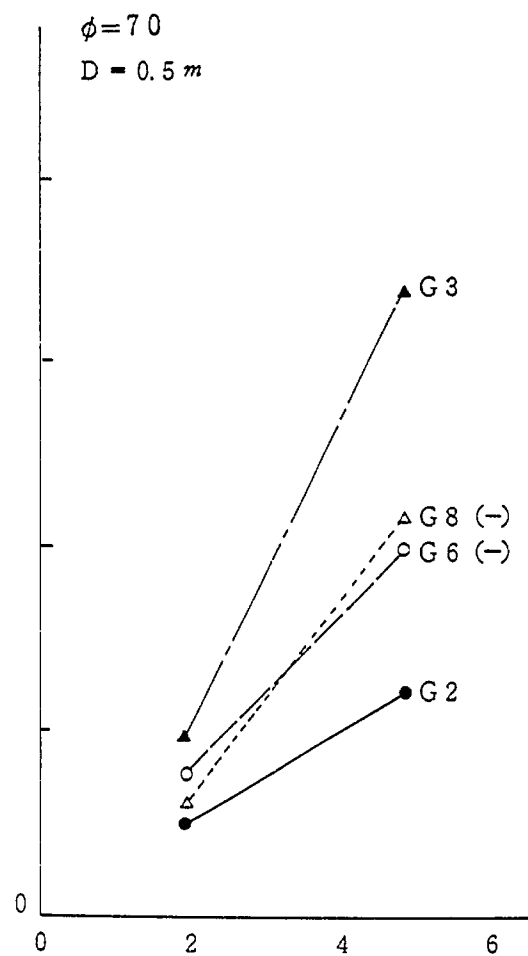
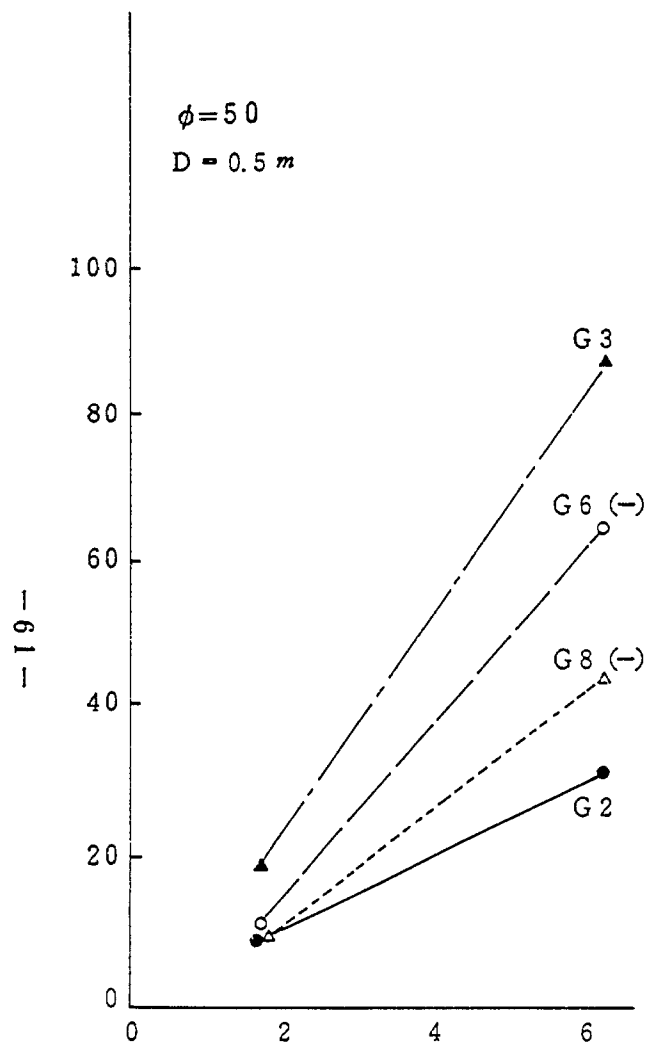


図 - 17 - 2 $V - \epsilon_{\max}$

(3) 隅部载荷における球速と最大ひずみ

表-9をもとに隅部载荷における鋼球速度 (V) と最大ひずみ ($\epsilon_{\max}$) の関係を図-18に示した。

図-18において全体としては球速の増大とともに各点のひずみも増大する傾向を示すが、供試体の隅部が完全に破壊する $\phi 70$, $D = 0.25 \text{ m}$, $V = 6 \text{ m/s}$ では発生ひずみは小さくなっている。これはその前の試験ですでにクラックが発生していた事等の影響によるものと考えられる。

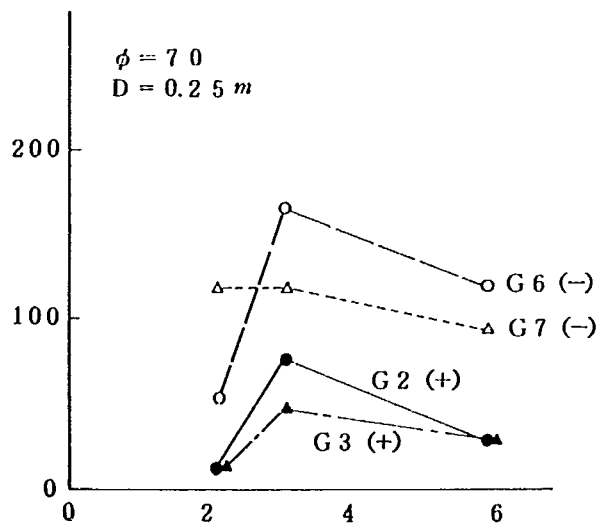
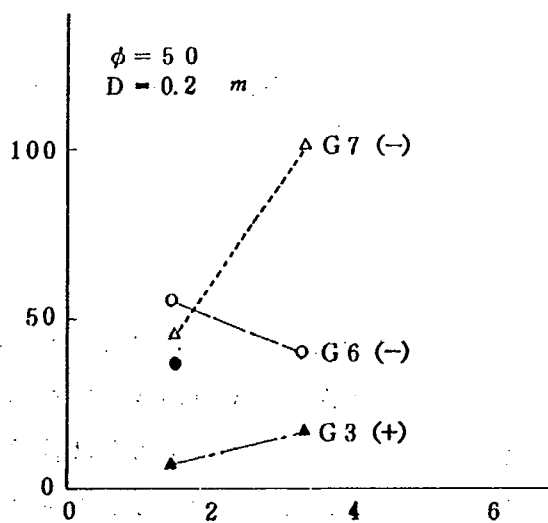
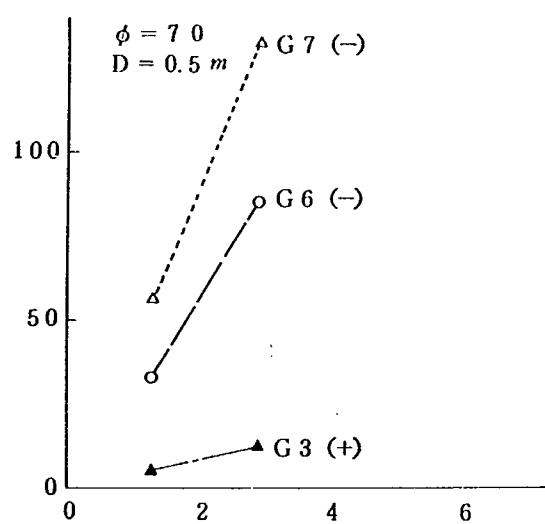
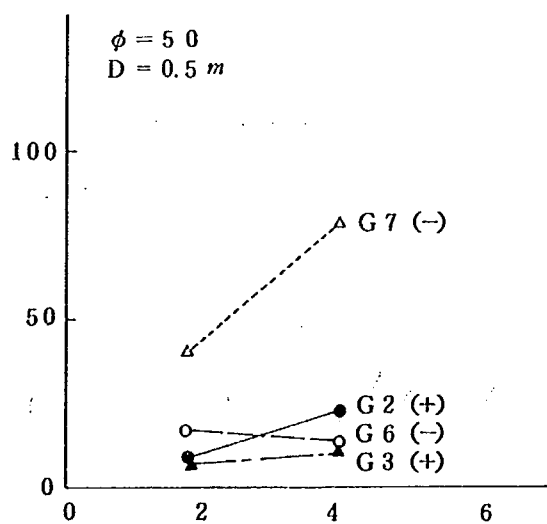
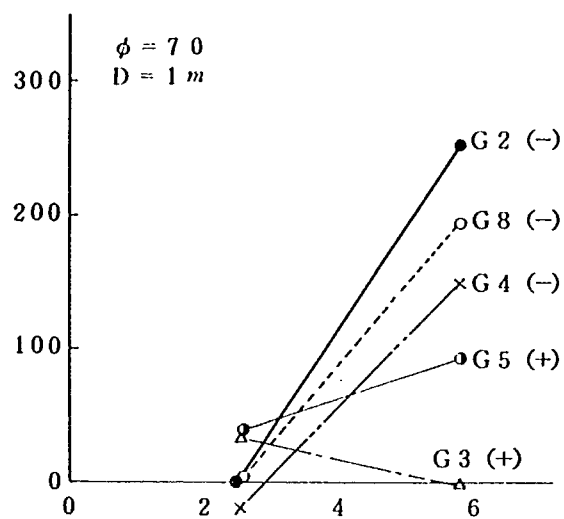
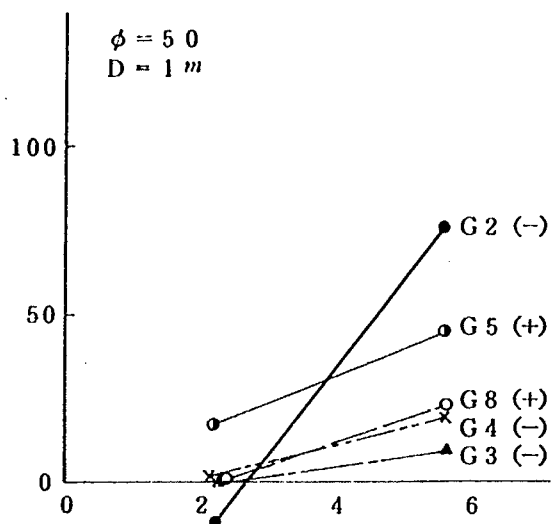


图-18 $V - \epsilon_{\max}$ (隅部载荷)

5.4 破壊状況

(1) 中央載荷

中央載荷で打撃点为天端から1 mの場合 (Run 1 ~ 9) には、天端に達するようなクラックは発生していない。打撃地点のめりこみと打撃点を中心とした30 ~ 40 cm範囲にクラックがみられた。さらにS.55年度の普通コンクリートによる実験とその相異として、打撃点はモルタルが破壊し飛散し、中詰の石がむき出しになるような破壊状況を示していることである。中央載荷で天端から1 mの打撃位置の最終の破壊状況を図-19(a)に示した。

中央載荷で打撃点为天端から0.5 mの場合 (Run 10 ~ 13) において、打撃速度が小さい場合は上記と同様な、打撃点のめりこみと、その周辺のクラックだけであるが、Run 13 ($\phi = 70 \text{ cm}$, $V = 5.1 \text{ m/s}$) においては、天端および裏面に対する全体破壊としてのクラックがみられた。このクラックの状態は図-19(b)に示した。

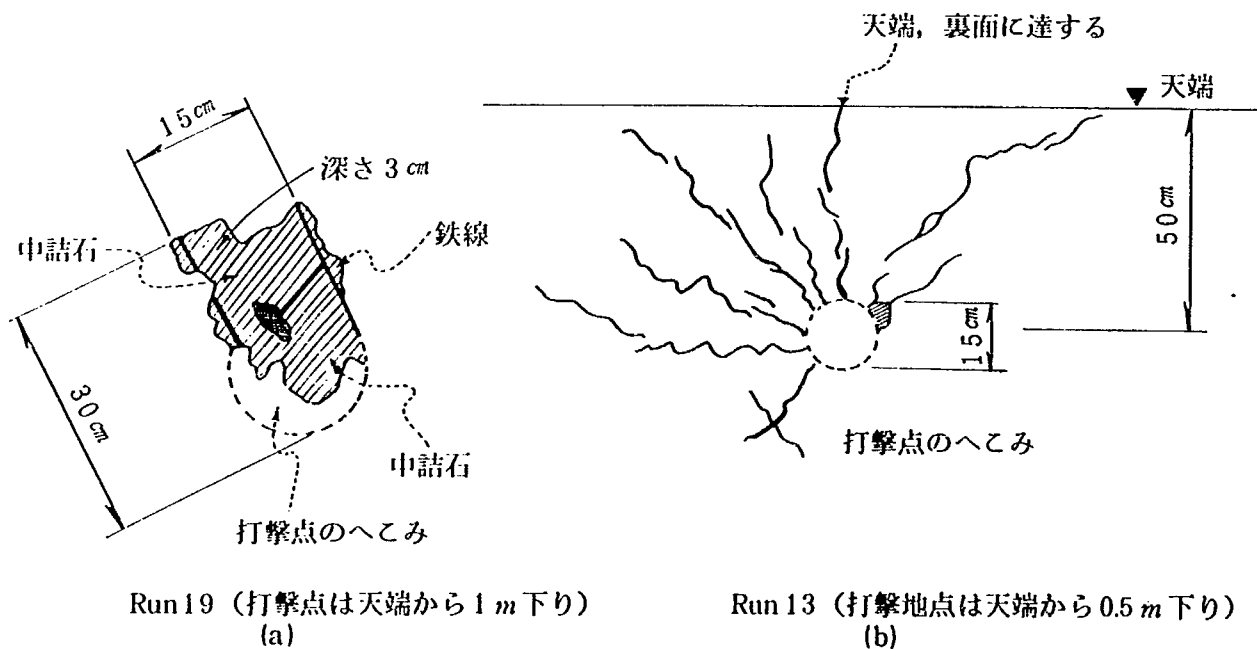


図-19 中央載荷の破壊状態

(2) 隅部載荷

隅部載荷による破壊状況は表-10にとりまとめた。鋼球の速度が小さい場合は中央載荷と同様に打撃点の周辺のクラックであるが、速度が大きくなるか、打撃点がさらに隅へ近づくに従い、天端・側面の自由端へ達するクラックがみられた。クラックの主方向は試験の角を対角とする三角形の斜辺方向 (図-20) であり、打撃点を通ることおよびクラックの形状からせん断破壊であると判断される。

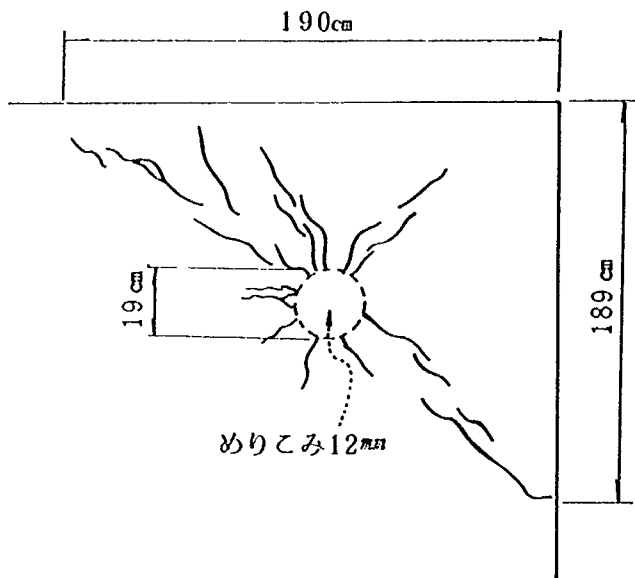
隅部の破壊状況で、S.55年度実験の普通コンクリートとことなる点は、今回はフトンカ

ゴの鉄線があるために完全な破壊しているにもかかわらずコンクリート塊が飛散しないで本体にくっついていることである。

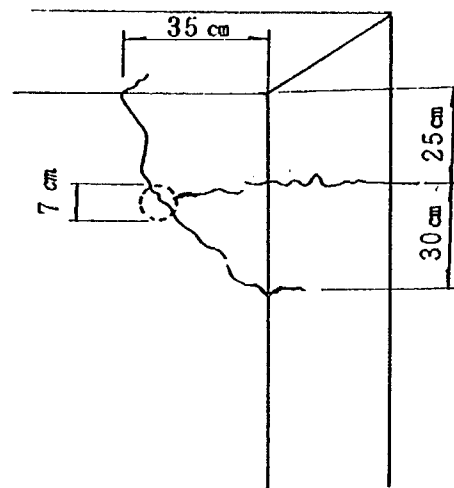
表-10 隅部载荷の破壊状況

Run	打撃位置		荷重条件		破壊状況	参考図
	X (m)	Y (m)	球径 cm	球速 m/s		
14	5	1	φ70	2.4	打撃点のめりこみだけ	
15	"	"	"	5.6	側面に達するクラック	図-6 (a)
16	1	"	φ50	2.1	めりこみだけ	
17	"	"	"	5.5	めりこみと周辺クラック	
18	0.5	0.5	"	1.7	めりこみだけ	
19	"	"	"	3.9	"	
20	5.5	"	φ70	1.7	"	
21	"	"	"	2.8	斜めの長いクラック	
22	5.75	0.25	φ50	3.4	天端・側面に達するクラック	図-6 (b)
23	"	"	φ70	2.1	上記のクラックが拡大	図-6 (c)
24	0.25	"	"	6.0	完全な破壊	
25	"	"	φ50	1.5	めりこみだけ	
26	"	"	φ70	3.1	天端・側面に達するクラック	図-6 (d)

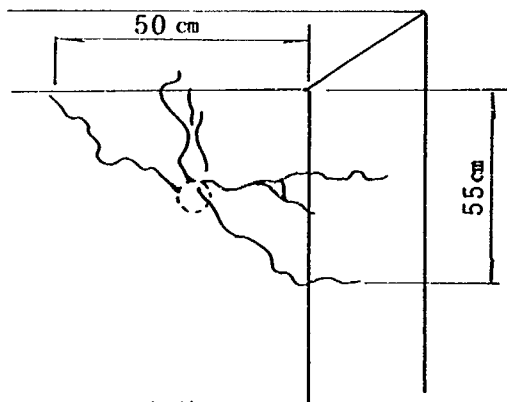
(a) Run 15



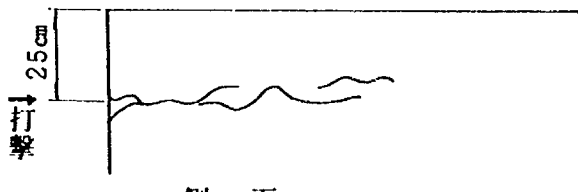
(b) Run 22



(c) Run 23



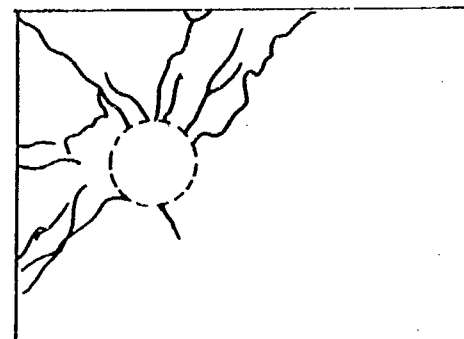
全体図



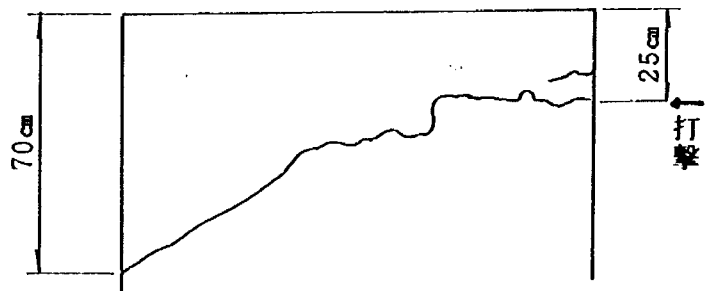
側面

(d) Run 26

正面



側面



天端

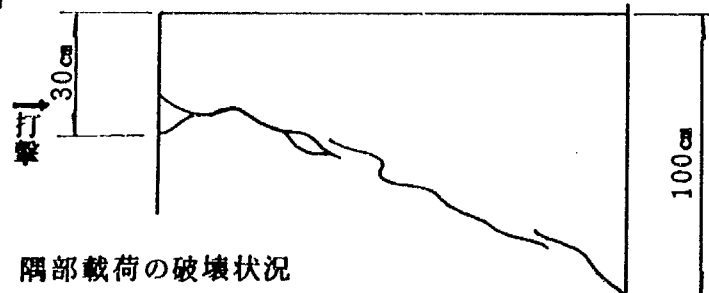


図-20 隅部載荷の破壊状況

6. 中央載荷応答機構の検討

6.1 構造モデル

本実験の試験体は基礎コンクリートとして厚さ 45 cm を打設し、これを床に $\phi 100$ mm のボルトで固定している（図-1 参照）ことおよび、6.2 節で整理した $t - \epsilon$ 曲線から下記に示す片持梁としての特性がみられることから片持梁として扱うことができる。

- (1) 表裏のひずみは載荷側が引張りで裏が圧縮である。
- (2) 表裏のゲージの $t - \epsilon$ 曲線は同様な波形をしており大きさもほぼ等しい。

しかし、S.55 年度実験と同様に水平方向のひずみ G^7 が大きい値を示しており、水平方向のコンクリート壁の変形も生じているものと考えられ、片持梁要素だけにするには若干の問題もある。

さらに本実験では G^1 , G^5 は打撃面で発生するひずみの影響を受けており、 $\frac{G^1}{G^2}$, $\frac{G^5}{G^6}$ が必ずしも一定の値を示していない。 $\frac{G^1}{G^2}$ は、この他に G^2 自身が中詰石の真上に貼ったゲージであることから、ひずみが小さくなっていることもあり、 $\frac{G^1}{G^2} > 1$ と片持梁の特性からすると逆の傾向を示している。

中央載荷は、打撃位置が天端から 1 m 下りと 0.5 m 下りの 2 ケース実施しており、この 2 ケースについてモデル解析を行う。鋼球の衝突による片持梁と鋼球の動的応答は土研資料 No.1662 と同様に図-2.1 に示す 2 質点の等価質点モデルとして解析を行う。

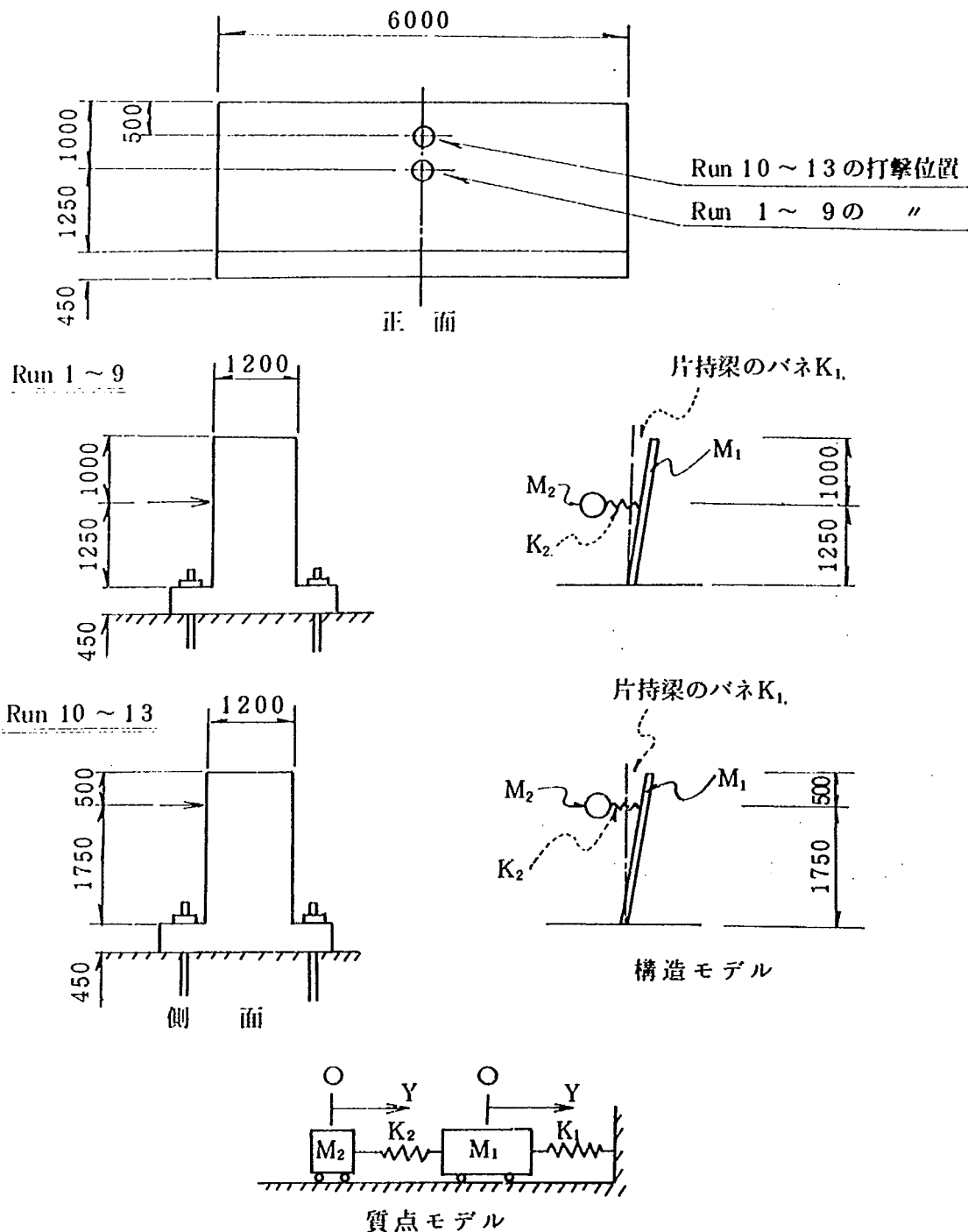


図-21 構造モデル

図-21に示した2質点の等価質量モデルの衝突の応等計算式は土研資料No 1662に示すように(6.1~6.9)式で表わされる。

$$\ddot{Y}_2 = -\frac{k_2}{M_2} (y_2 - y_1) \dots\dots\dots (6.1)$$

$$\ddot{Y}_1 = \frac{k_2}{M_1} (y_2 - y_1) - \frac{k_1}{M_1} y_1 \dots\dots\dots (6.2)$$

$$\ddot{Y}_1 = -\frac{k_1}{M_1} y_1 \dots\dots\dots (y_2 - y_1 \leq 0) \dots\dots\dots (6.3)$$

$$\dot{Y}_{s+1} = \dot{Y}_s + \ddot{Y}_s \Delta t \dots\dots\dots (6.4)$$

$$Y_{s+1} = Y_s + \frac{\dot{Y}_s + \dot{Y}_{s+1}}{2} \Delta t \dots\dots\dots (6.5)$$

$$\left. \begin{aligned} k_2 &= \sqrt{\frac{1}{9\pi^2} \frac{6R_2}{(K_1 + K_2)^2}} (Y_2 - Y_1)^{0.5} \\ k_1 &= \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1'} \quad k_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.6)$$

$$k_1 = \left(\frac{h^3}{3E_1 I} + \frac{k}{QA} \right)^{-1}, \quad G = \frac{E_1}{2(1 + \nu_1)} \dots\dots\dots (6.7)$$

$$M_2 = \frac{4}{3} \pi R^3 \frac{\sigma}{g} \dots\dots\dots (6.8)$$

$$M_1 = \beta M_1' \dots\dots\dots (6.9)$$

M_1 : 鋼球の質量 ($\text{Kg}/\text{m}^3/\text{sec}^2$) M_2 : 梁の等価質量 ($\text{Kg}/\text{m}^3/\text{sec}^2$)

$Y_n, \dot{Y}_n, \ddot{Y}_n$: 変位 (m), 速度 (m/sec), 加速度 (m/sec^2)

サフィックスは $n = 1$ が梁, $n = 2$ が鋼球を表わす。

R_2 : 鋼球の半径 (m) E_1 : モルタルのヤング率 (Kg/m^2)

E_1' : モルタルの変形係数 (Kg/m^2) E_2 : 鋼のヤング率 (Kg/m^2)

ν_1 : モルタルのポアソン比 ν_2 : 鋼のポアソン比

G : せん断弾性係数 (Kg/m^2) I : 梁の断面 2 次モーメント (m^4)

k : 1.2 (形状係数) σ : 鋼の単重 (Kg/m^3)

M_1' : 梁の真の質量 ($\text{Kg}/\text{m}^3/\text{sec}^2$) h : 基礎から打撃点までの距離 (m)

6.2 定数の決定

1 節に示した構造モデルにより鋼球とコンクリート片持壁の動的応答計算に必要な定数を定める。

(1) コンクリートの材料特性

4 章で実施した材料試験結果をもとにコンクリートの材料に関する定数を定める。試験体はプレキャストコンクリートとして作成されているが、4 章で実施したプレキャストコンクリートの圧縮試験の結果弾性係数に極端なバラツキがあること、強度がきわめて低く実際に制作した片持梁試験体の性状と圧縮試験用の円柱試験体とが同一とは思われない(円柱試験体は片持梁試験体とは別に試験練りを行い制作したものである。)等の理由から、片持梁試験体製

作時の注入モルタルの圧縮試験結果をもとに定数を定めた。

したがって試験体の材料特性を 4.1 節の結果をもとに、弾性係数についてはひずみ速度効果 20% を割増して下記のように定めた。

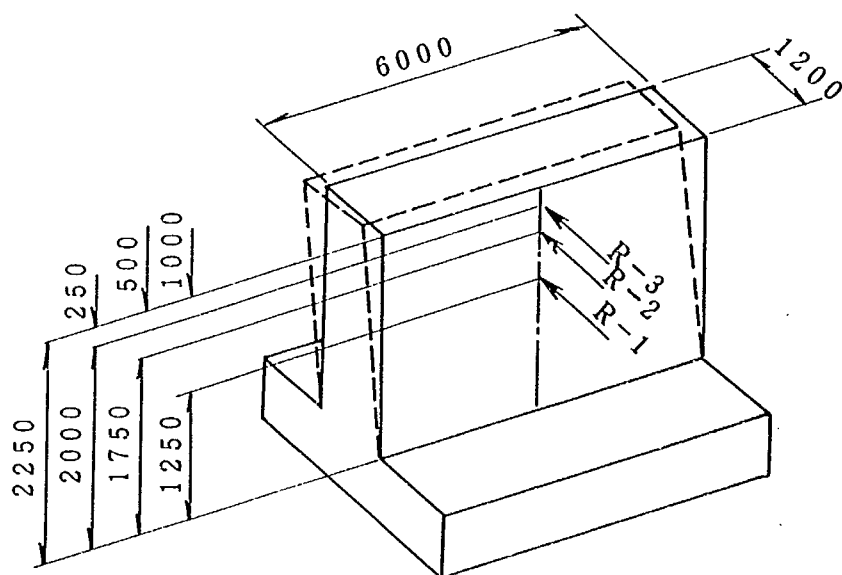
弾性係数 $E_1 = 0.88 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$

終局強度係数 $E_1' = 0.88 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

ポアソン比 $\nu_1 = \frac{1}{5.75} = 0.174$

(2) 試験体の構造特性

試験体が 6 m の全幅にわたり一様な片持梁として変形するものとして構造に関する定数を求めると表-11 のとおりとなる。



R-1, R-2, R-3
は載荷位置のちがいを示す。

図-22 コンクリート壁の変形

表-11 試験体の構造特性

定数		単位	数値
名称	記号		
断面 2 次モーメント	I	m^4	0.864
梁のせい	d	m	1.20
梁の断面積	A	m^2	7.20
形状係数	α	—	1.2
計算式	$I = \frac{Bd^3}{12}$, $A = B \cdot d$ B:梁幅		

(3) 梁の等価質量

他の試験体の構造特性と同様にコンクリート壁全中にわたり一様な片持梁の変形を生じるものとして(4.10)～(4.14)の式から* 梁の等価質量を求めると、各載荷位置によって下記の値となる。表-12の値でコンクリートの単重は配合より $\gamma_c = 2540 \text{ Kg/m}^3$ とした。

表-12 梁の等価質量

載荷ケース	載 荷 位 置			真の質量 M_1' $\text{Kg/m}^3/\text{sec}^2$	等 価 質 量 式	等 価 質 量 M_1 $(\text{Kg/m}^3/\text{sec}^2)$
	l (m)	h (m)	$\frac{h}{l}$			
R-1	2.25	1.25	0.556	4119	$M_1 = 1.33 M_1'$	5584
R-2	"	1.75	0.778	"	$M_1 = 0.47 M_1'$	1973
R-3	"	2.00	0.889	"	$M_1 = 0.3 M_1'$	1260

$$W_1 = \frac{Pl^3}{6EI} \left(1 - \frac{x}{l}\right)^2 \left\{ 3\left(\frac{h}{l}\right) - 1 + \frac{x}{l} \right\} \dots\dots\dots (6.10)$$

$$W_2 = \frac{Pl^3}{6EI} \left\{ -\left(\frac{h}{l}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{l}\right)^2 - 3\left(\frac{h}{l}\right)\left(\frac{x}{l}\right) \right\} \dots\dots\dots (6.11)$$

$$Y_1 = \frac{Ph^3}{3EI} \dots\dots\dots (\text{作用点の変位}) \dots\dots\dots (6.12)$$

$$T = \frac{1}{2} MV^2 = \frac{1}{2} \rho A \int_0^a \left(\frac{\partial W_2}{\partial t}\right)^2 dx + \frac{1}{2} \rho A \int_a^l \left(\frac{\partial W_1}{\partial t}\right)^2 dx \dots\dots\dots (6.13)$$

$$M' = 2.25 \rho A \dots\dots\dots (6.14)$$

* 土研資料No.1662：前出

(4) 鋼球の諸元

鋼球は $\phi 50 \text{ cm}$ と $\phi 70 \text{ cm}$ の2種類使用したが、その諸元は表のとおりである。表-13において E_2, ν_2 は鋼材の一般的な値を用いた。

表-13 鋼球の諸元

区 分	球の半径 R_2 m	球の質量 M_2 $\text{Kg/m}^3/\text{sec}^2$	弾性係数 E_2 Kg/m^2	ポアソン比 ν^2
$\phi 50$	0.25	52.4	2×10^{10}	$\frac{1}{3}$
$\phi 70$	0.35	142.9	"	$\frac{1}{3}$

(5) 定数のまとめ

(1)~(4)で検討した計算条件をまとめると表-14のとおりとなる。

表-14 計算条件のまとめ

項 目	記 号	単 位	載 荷 条 件					
			R - 1		R - 2		R - 3	
			$\phi 50$	$\phi 70$	$\phi 50$	$\phi 70$	$\phi 50$	$\phi 70$
コンクリートの弾性係数	E_1	Kg/m^2	0.88×10^9	0.88×10^9	0.88×10^9	0.88×10^9	0.88×10^9	0.88×10^9
破壊までの "	E'_1	"	"	"	"	"	"	"
コンクリートのポアソン比	ν_1		0.174	0.174	0.174	0.174	0.174	0.174
梁の断面2次モーメント	I	m^4	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864
荷重の作用点	h	m	1.25	1.25	1.75	1.75	2.00	2.00
梁のせん断断面積	A	m^2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
形状係数	α		1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
梁の等価質量	M_1	$\text{Kg}/\text{m}^3/\text{sec}^2$	5584	5584	1973	1973	1260	1260
鋼球の質量	M_2	"	52.4	142.9	52.4	142.9	52.4	142.9
鋼の弾性係数	E_2	Kg/m^2	2×10^{10}	2×10^{10}	2×10^{10}	2×10^{10}	2×10^{10}	2×10^{10}
鋼のポアソン比	ν_2		0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333
鋼球の半径	R_2	m	0.25	0.35	0.25	0.35	0.25	0.35
計算時間間隔	Δt	sec	2×10^{-6}	2×10^{-6}	2×10^{-6}	2×10^{-6}	2×10^{-6}	2×10^{-6}
全計算時間	$\Sigma \Delta t$	sec	30×10^{-3}	30×10^{-3}	30×10^{-3}	30×10^{-3}	30×10^{-3}	30×10^{-3}
アウトプットの時間	ΔT	sec	2×10^{-4}	2×10^{-4}	2×10^{-4}	2×10^{-4}	2×10^{-4}	2×10^{-4}
初期 条件	変 位	m	$Y_1 = Y_2 = 0$			同		
	加 速 度	m/sec^2	$\ddot{Y}_1 = \ddot{Y}_2 = 0$			"		
	速 度	m/sec	$\dot{Y}_1 = 0$			$\dot{Y}_2 = 1 \quad 2 \quad 4 \quad 6 \quad 8$		

6.3 計算結果

中央載荷のモデル計算結果から載荷点の梁の最大変位 $Y_1 \max$ を整理して表-14に示した。
また、(4.15)～(4.17)式を用いて G^2, G^3, G^6, G^8 および G^1, G^5 地点のひずみを求め表-15、図-23に示した。

$$\text{片持梁のバネ力} \quad \rho = K_1 Y_1 \quad (7.15)$$

$$\text{〃 曲げ応力} \quad \sigma = \frac{\rho h}{Z} \quad (7.16)$$

$$\text{〃 曲げひずみ} \quad \epsilon = \frac{\sigma}{E_1} = \frac{k_1 h'}{Z E_1} \cdot Y_1 \quad (7.17)$$

$$Z : \text{梁の断面係数} \quad Z = \frac{B d^2}{\sigma}$$

h' : 載荷点とゲージ間の距離

その他は前出

(7.17) の $\frac{k_1 h'}{Z E_1}$ の値は表-15のとおりである。

表-15 定数表

Run	ゲージNo	k_1 (Kg/m)	Z (m^3)	h' (m)	$\frac{k_1 h'}{Z E_1}$ (Kg/m)
1～9	G_2, G_3 G_6, G_8	0.708×10^9	1.44	1.0	0.558
	G_1, G_5	〃	〃	0.5	0.279
10～14	G_2, G_3 G_6, G_8	0.320×10^9	〃	1.5	0.379
	G_1, G_5	〃	〃	1.0	0.253

(参考) k_1 の算出

$$\text{Run 1～9} \quad G = \frac{0.88 \times 10^9}{2(1+0.174)} = 0.375 \times 10^9 \quad \text{Kg/cm}$$

$$k = \left(\frac{1.25^3}{3 \times 0.88 \times 10^9 \times 0.864} + \frac{1.2 \times 1.25}{0.375 \times 10^9 \times 7.2} \right)^{-1} = 0.708 \times 10^9$$

$$\text{Run 10～14} \quad k = \left(\frac{1.75^3}{3 \times 0.88 \times 10^9 \times 0.864} + \frac{1.2 \times 1.75}{0.375 \times 10^9 \times 7.2} \right)^{-1} = 0.320 \times 10^9$$

表-16 計算より求めた最大ひずみ

Run	球速(V) (m)	球 速 (V) (m/s)	最 大 変 位 $Y_1 \max$ ($\times 10^{-3}m$)	ひ ず み ($\times 10^{-6}$)		最大変位までの時間 $\Delta T\rho$ (ms)
				G_2, G_3 G_6, G_8	G_1, G_5	
1 ~ 9	5 0	1	0.0 4 9 3	2 8	1 3	7.2
		2	0.1 0 0 3	4 9	2 8	6.6
		4	0.2 0 2 0	1 1 3	5 6	6.6
		6	0.3 0 5 5	1 7 0	8 5	6.6
		8	0.4 0 9 0	2 2 8	1 1 4	6.6
	7 0	1	0.1 2 6 2	7 0	3 5	8.4
		2	0.2 5 8 8	1 4 4	7 2	7.8
		4	0.5 2 7 3	2 9 4	1 4 7	7.8
		6	0.7 9 9 1	4 4 6	2 2 3	7.2
		8	1.0 7 3 6	5 9 9	3 0 0	7.2
10 ~ 13	5 0	1	0.1 1 9 6	4 5	3 0	7.2
		2	0.2 4 4 7	9 4	6 2	6.6
		4	0.4 9 3 2	1 8 7	1 2 5	6.6
		6	0.7 4 6 0	2 8 3	1 8 9	6.0
		8	1.0 0 0 8	3 7 9	2 5 3	6.0
	7 0	1	0.2 9 6 9	1 1 3	7 5	7.8
		2	0.6 1 0 6	2 3 1	1 5 4	7.2
		4	1.2 5 2 5	4 7 5	3 1 7	7.2
		6	1.8 9 4 5	7 1 8	4 7 9	6.6
		8	2.5 5 2 4	9 6 7	6 4 6	6.6

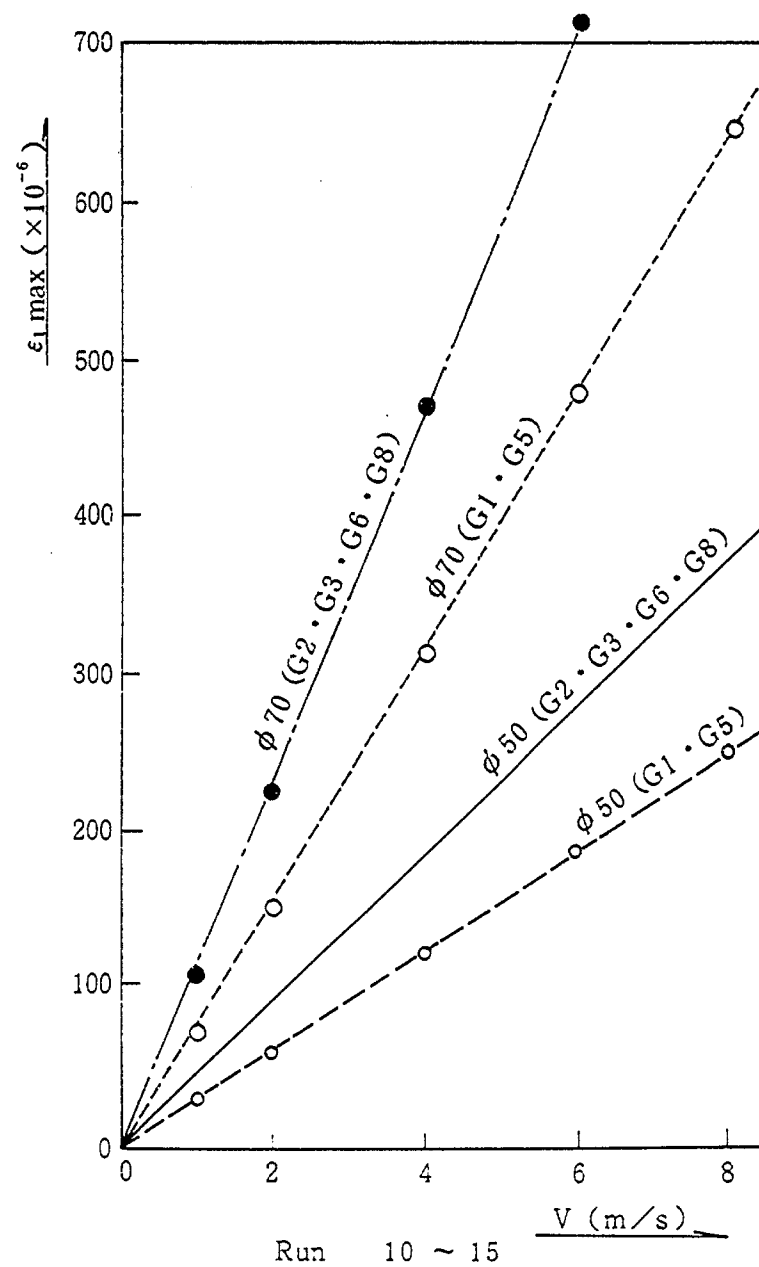
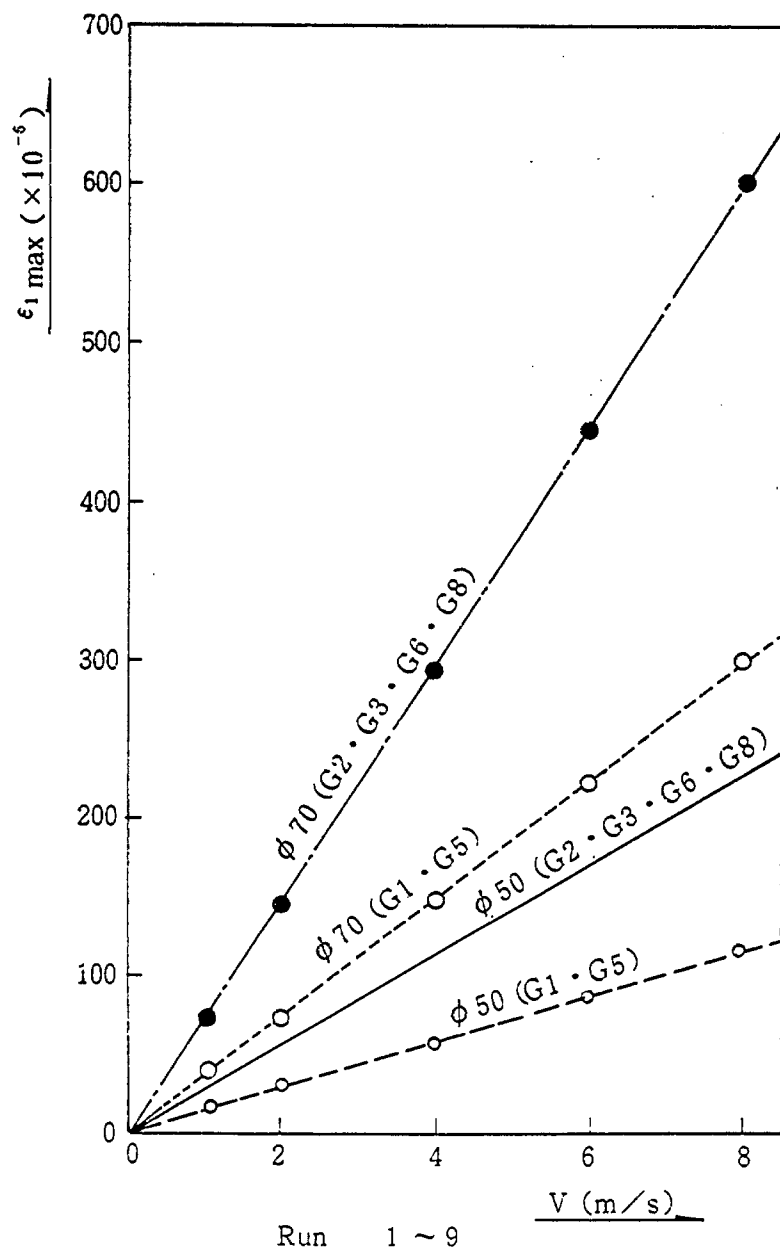


図-23 計算の最大ひずみ

6.4 実験結果とモデル計算の比較

実験結果とモデル計算の比較を行うにあたり、土研資料Noと同様に $\frac{M_2}{M_1} \cdot V^2$ と $\frac{\text{実測値}}{\text{計算値}}$ の関係で整理した。G 2は6.2節で示したように中詰石の上で出力が小さいので、G 1は打撃面で発生するひずみの影響を大きく受けているため比較から除いた。比較は表-17、図-18に示した。

表-17 実験値と計算値の比較

Run	M_1 kg/m ³ /sec ²	M_2 kg/m ³ /sec ²	球速 V m/sec	$\frac{M_2}{M_1} V^2$	実 測 値 / 計 算 値		
					$\frac{G3-G8}{2}$	G 6	G 5
1	5584	52.4	0.5	0.00235	0.20	0.67	—
2	"	"	2.5	0.0586	0.28	0.34	0.32
3	"	"	5.5	0.284	0.22	0.25	0.51
4	"	142.9	1.6	0.0655	0.19	0.25	0.26
5	"	"	2.8	0.2006	0.21	0.25	0.39
6	"	"	6.3	1.016	0.18	0.14	0.34
7	"	"	0.8	0.0164	0.27	0.21	0.14
8	"	"	2.0	0.1024	0.22	0.16	0.25
9	"	"	3.4	0.2958	0.22	0.20	0.26
10	1973	52.4	1.8	0.0860	0.17	0.13	0.11
11	"	142.9	2.0	0.2897	0.17	0.17	0.18
12	"	52.4	6.7	1.192	0.21	0.21	0.23
13	"	142.9	5.1	1.884	0.23	0.17	0.15

表-18 (実測ひずみ) / (計算ひずみ)

Run	球 径 m	球 速 V (m/s)	計 算		実 測			実 測 / 計 算		
			G 2, G 3 G 6, G 8	G 1, G 5	$\frac{G 3 - G 8}{2}$	G 6	G 5	$\frac{G 3 - G 8}{2}$	G 6	G 5
1	0.5	0.5	15	7	3	10	0	0.20	0.67	—
2	"	2.5	68	34	19	23	11	0.28	0.34	0.32
3	"	5.5	155	73	34	39	37	0.22	0.25	0.51
4	0.7	1.6	115	57	22	29	15	0.19	0.25	0.26
5	"	2.8	206	103	43	52	40	0.21	0.25	0.39
6	"	6.3	468	234	82	67	80	0.18	0.14	0.34
7	"	0.8	56	28	15	12	4	0.27	0.21	0.14
8	"	2.0	144	72	31	23	18	0.22	0.16	0.25
9	"	3.4	250	125	55	49	32	0.22	0.20	0.26
10	0.5	1.8	84	56	14	11	6	0.17	0.13	0.11
11	0.7	2.0	230	153	40	39	27	0.17	0.17	0.18
12	0.5	6.7	315	210	67	65	49	0.21	0.21	0.23
13	0.7	5.1	605	404	140	100	60	0.23	0.17	0.15

図-24において本実験において、(実験ひずみ)/(計算ひずみ) f は $\frac{M_2}{M_1} V^2$ の値に関係なく $f = 0.2$ に集中している。ただし f の最大値は $\frac{M_2}{M_1} V^2$ に比例して減少する傾向を示している。この後に示した特性は S.5 4 年度実験においても見られた特性であり、衝撃荷重による片持梁が単純な一次モード振動だけでなく高次モード振動あるいは応力波が発生して複雑な応答を示しているものと考えられる。

また図-24において、本実験の結果 f の値が過去の実験より小さい値となっているのは材料実験結果より定めた E_1, E_1' の値に原因がある。いま $E_1 = 1.5 \times 10^9 \text{ Kg/m}^2$ $E_1' = 0.88 \times 10^9 \text{ Kg/m}^2$ とすると全体的に f の値は 20~30% 大きくなり $\frac{M_2}{M_1} V^2$ に比例して小さくなる傾向となる。

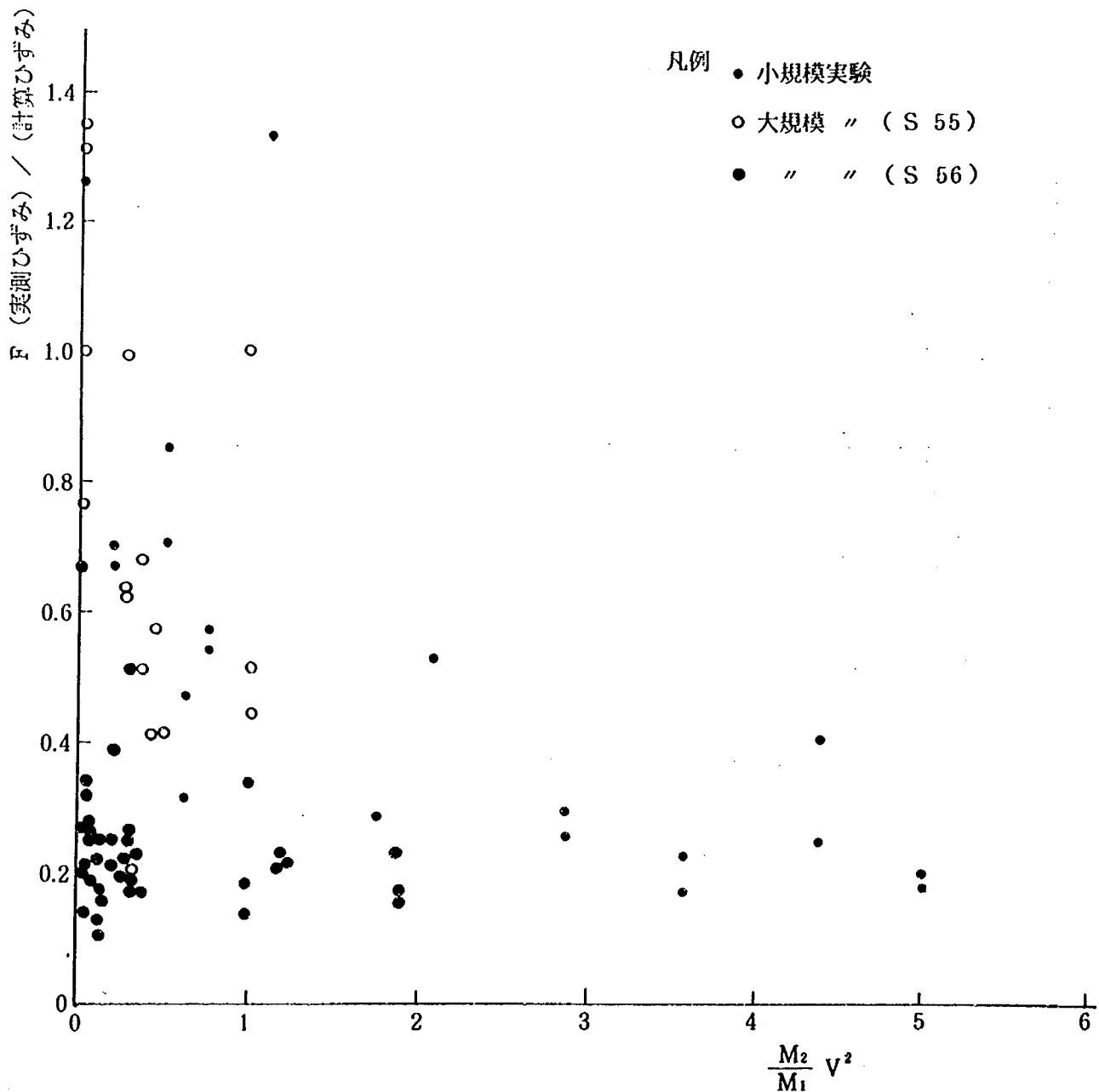


図-24 実験値と計測値の比較

7. 隅部載荷の応答・破壊機構の検討

7.1 検討方法

隅部載荷においては $t - \epsilon$ 曲線，破壊状況から

変形は垂直方向および水平と 45° 方向の曲げ変形がみられる。

破壊は水平と 45° 方向のせん断破壊の形態を示す。

表面ひずみは表裏が逆符号でない場合および各速度によって変わる場合もあり，複雑である。

破壊（フラック発生を含む）したケースが多い。

の特性がみられる。したがって，隅部載荷の応答破壊機構の検討においては，中央載荷のようにコンクリート表面ひずみの検討を行うのではなく，土研資料No 1662と同様に図-25のフローに従い，破壊が非破壊の検討を行った。

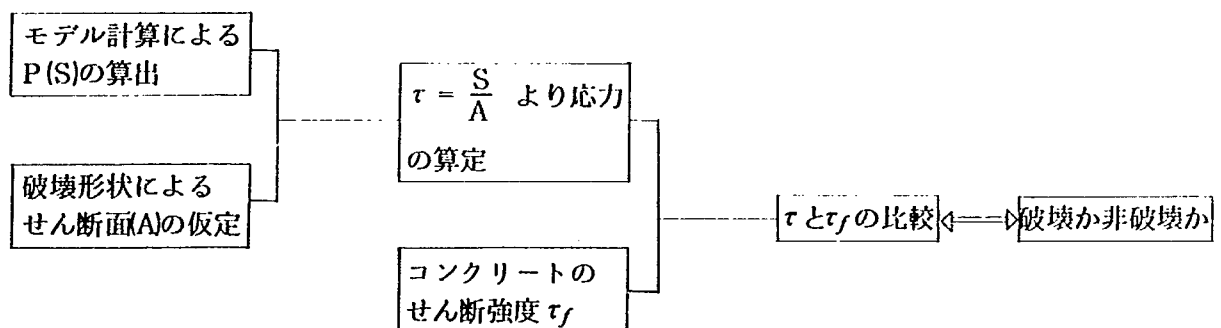


図-25 隅部載荷の検討フロー

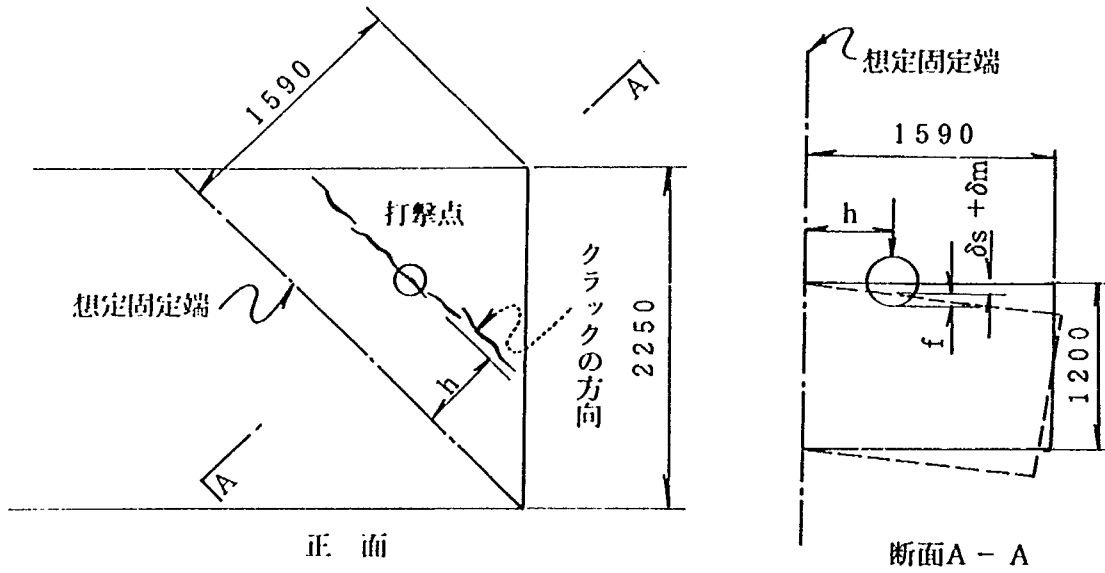
7.2 構造モデル

(1) 変形モデル

構造モデルは $t - \epsilon$ 曲線，破壊形状をもとに検討するが，7.1節にも示したように全体的には曲げ変形がみられること，および破壊は載荷点を通るせん断破壊であること等から，中央載荷と同様に曲げとせん断変形および打撃点のめり込みを考えた2質点モデルとする。

せん断変形は破壊が水平と 45° 方向であることから，図-26に示すようにこの破壊面と同じ断面とする。

曲げ変形は $t - \epsilon$ 曲線からは垂直方向，水平と 45° 方向の両方の曲げ変形の傾向がみられ，その特性と完全に把握するまでには致っていないが，近似的な解として土研資料No 1662と同様に図-26に示した三角形状に突出した片持梁とした。



δ_s : せん断変位
 δ_m : 曲げ変位
 δ : 打撃点のめりこみ

図-26 隅部の構造モデル

(2) 質点モデル

(1)の変形モデルを2質点モデルとして動的応答計算を行なった。計算式は(6.1)～(6.9)式に示すとおりであるが、梁の形状は図-26のように三角形の張出しとなるが、土研資料No 1662と同様に梁の質量が同じとなるような仮想の梁を考えて、梁の断面2次モーメント等の定数を定めた。

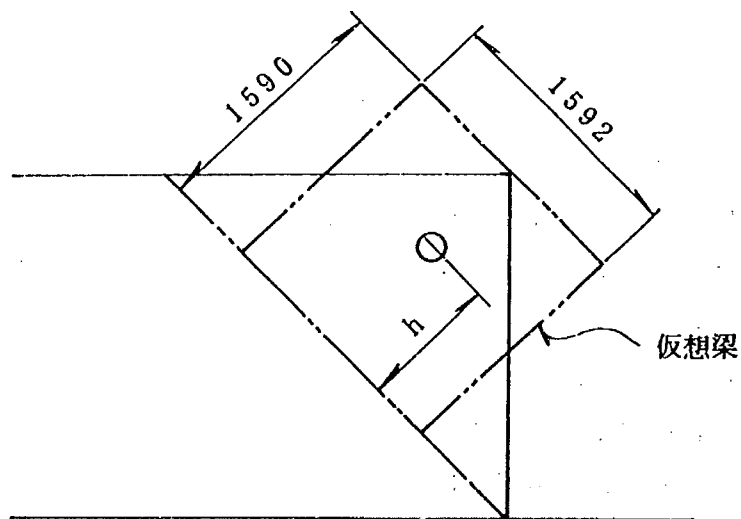


図-27 隅部の仮想梁

(3) 定数の決定

物理定数に関しては 6 章の中央載荷と同じであるが、断面特性としては下記のようなになる。

$$\text{梁の断面 2 次モーメント} \quad I = \frac{Bh^3}{12} = \frac{1.592 \times 1.2^3}{12} = 0.229 \text{ } m^4$$

$$\text{梁の断面積} \quad A = 1.592 \times 1.2 = 1.91 \text{ } m^2$$

$$\text{梁の等価質量} \quad M = \beta M' (M' = 787 \text{ } Kg / m^3 / sec^2)$$

$$D = 1 \text{ } m \quad h = 0.176 \text{ } m \text{ のとき } \beta = 1.15 \quad M = 9051 \text{ } Kg / m^3 / sec^2$$

$$D = 0.5 \text{ } m \quad h = 0.883 \quad " \quad \beta = 1.4 \quad M = 1102 \quad "$$

$$D = 0.25 \text{ } m \quad h = 1.236 \quad " \quad \beta = 0.48 \quad M = 378 \quad "$$

モデル計算は打撃点の位置により $D = 1, 0.5, 0.25 \text{ } m$ の 3 ケースについて実施するが、計算の定数を表 - 19 に整理した。

表 - 1 9 計算条件のまとめ

項 目	記 号	単 位	載 荷 条 件					
			R - 4		R - 5		R - 6	
			$\phi 50$	$\phi 70$	$\phi 50$	$\phi 70$	$\phi 50$	$\phi 70$
コンクリートの弾性係数	E_1	Kg/m^2	0.88×10^9	0.88×10^9	0.88×10^9	0.88×10^9	0.88×10^9	0.88×10^9
破壊までの "	E_1'	"	"	"	"	"	"	"
コンクリートのポマソン比	ν_1		0.174	0.174	0.174	0.174	0.174	0.174
梁の断面2次モーメント	I	m^4	0.229	0.229	0.229	0.229	0.229	0.229
荷 重 の 作 用 点	h	m	0.176	0.176	0.883	0.883	1.236	1.236
梁のせん断断面積	A	m^2	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92
形 状 係 数	α		1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
梁の等価質量	M_1	$Kg/m^2/sec^2$	9051	9051	1102	1102	378	378
球の質量	M_2	"	52.4	142.9	52.4	142.9	52.4	142.9
球の弾性係数	E_2	Kg/m^2	2×10^{10}	2×10^{10}	2×10^{10}	2×10^{10}	2×10^{10}	2×10^{10}
鋼のポマソン比	ν_2		0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333
鋼球の半径	R_2	m	0.25	0.35	0.25	0.35	0.25	0.35
計算時間間隔	Δt	sec	6×10^{-6}	6×10^{-6}	6×10^{-6}	6×10^{-6}	6×10^{-6}	6×10^{-6}
全計算時間	$\Sigma \Delta t$	"	18×10^{-3}	18×10^{-3}	18×10^{-3}	18×10^{-3}	18×10^{-3}	18×10^{-3}
アウトプット時間	ΔT	"	6×10^{-4}	6×10^{-4}	6×10^{-4}	6×10^{-4}	6×10^{-4}	6×10^{-4}
初期 条件	変 位	$Y_1 Y_2$	m	$Y_1 = Y_2 = 0$	同 左			
	加 速 度	$\ddot{Y}_1 \ddot{Y}_2$	m/sec^2	$\ddot{Y}_1 = \ddot{Y}_2 = 0$	"			
	速 度	$\dot{Y}_1 \dot{Y}_2$	m/s	$\dot{Y}_1 = 0$	$\dot{Y}_2 = 2 \quad 4 \quad 6$			

7.3 計算結果および実験結果との比較

(1) 計算結果

表-20, 図-28にはモデル計算より求めたコンクリート壁の載荷点の最大変位 $Y_{1\max}$ を示した。さらに $Y_{1\max}$ より (7.1) 式 (7.2) 式を用いて求めた最大せん断応力 τ を一諸に示した。

$$\rho_1 = k_1 Y_{1\max} \quad \dots\dots\dots (7.1)$$

$$\tau = \frac{P}{A} = \frac{k_1 Y_{1\max}}{A} \quad \dots\dots\dots (7.2)$$

ρ_1 : 衝撃荷重

k_1 : 梁のバネ定数

$Y_{1\max}$: 梁載荷点の最大変位

A : 想定したせん断面積 $A = 2 (1.59 - k) \times 1.2$

表-20 モデル計算結果

載荷 ケース	球径 ϕ (m)	載荷点の天端か らの距離 D (m)	$V = 2 \text{ m/s}$		$V = 4 \text{ m/s}$		$V = 6 \text{ m/s}$	
			$Y_{1\max}$ (10^{-3} m)	τ (Kg/cm^2)	$Y_{1\max}$ (10^{-3} m)	τ (Kg/cm^2)	$Y_{1\max}$ (10^{-3} m)	τ (Kg/cm^2)
R-4	50	1.0	0.0338	3.3	0.0689	6.7	0.1060	10.3
	70		0.0808	7.8	0.1711	16.6	0.2580	25.0
R-5	50	0.5	0.2773	6.2	0.5609	12.6	0.8623	18.6
	70		0.6433	14.5	1.3490	30.3	2.0755	46.6
R-6	50	0.25	0.5970	15.2	1.2256	31.3	1.8596	47.5
	70		1.2510	31.9	2.6579	67.8	4.0837	104.3

(参考)

$$R-4 \quad k_1 = \left(\frac{0.176^3}{3 \times 0.88 \times 10^9 \times 0.229} + \frac{1.2 \times 0.176}{0.375 \times 10^9 \times 1.91} \right)^{-1} = 3.29 \times 10^9 \text{ Kg/m}$$

$$A = 3.39 \text{ m}^2$$

$$R-5 \quad k_1 = \left(\frac{0.883^3}{3 \times 0.88 \times 10^9 \times 0.229} + \frac{1.2 \times 0.883}{0.375 \times 10^9 \times 1.91} \right)^{-1} = 0.382 \times 10^9 \text{ Kg/m}$$

$$A = 1.70 \text{ m}^2$$

$$R-6 \quad k_1 = \left(\frac{1.236^3}{3 \times 0.88 \times 10^9 \times 0.229} + \frac{1.2 \times 0.883}{0.375 \times 10^9 \times 1.91} \right)^{-1} = 0.217 \times 10^9 \text{ Kg/m}$$

$$A = 0.850 \text{ m}^2$$

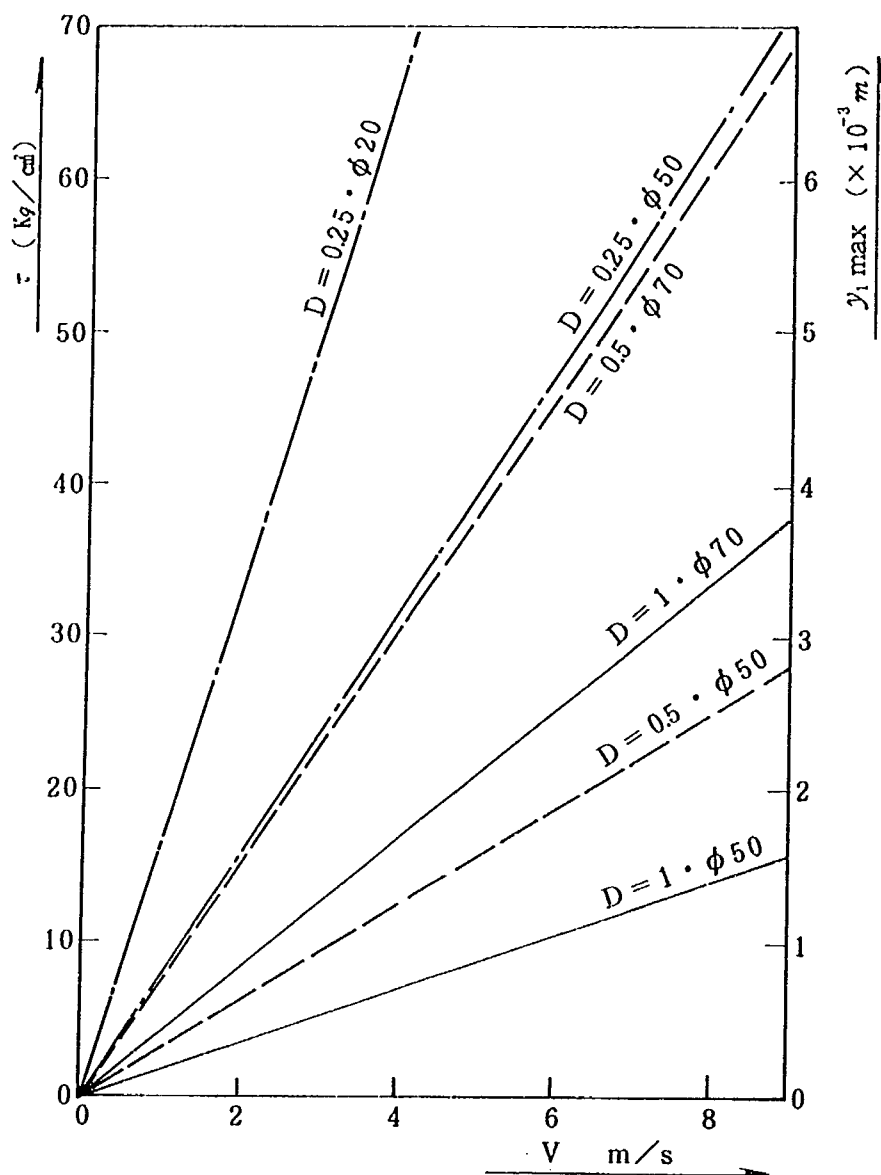


図-28 変位(y_1)せん断応力(τ)—流速(V)

(2) 実験の破壊状況と計算応力

表-10に示した実験の破壊状況と各実験ケースに対応して、図-28のモデル計算結果より求めた最大せん断応力 τ を表-21に示した。

表 - 2 1 破壊状況と計算応力

Run	打撃位置 (天 端からの距離) <i>m</i>	球 径 ϕ <i>cm</i>	球 速 <i>V</i> <i>m/s</i>	$\frac{M_2}{M_1} V^2$	せん断応力 τ (計算値) <i>Kg/cm²</i>	破壊か 非破壊か	破 壊 状 況
14	1.0	7 0	2.4	0.09	9.5		
15	"	"	5.6	0.50	23.3	○	側面に達するクラック
16	"	5 0	2.1	0.03	3.2		
17	"	"	5.5	0.18	9.4		
18	0.5	5 0	1.7	0.14	4.0		
19	"	"	3.9	0.72	16.0		
20	"	7 0	1.7	0.37	12.4		
21	"	"	2.8	1.02	21.0	○	側面までは達しないが、斜めの 長いクラックが発生
22	0.25	5 0	3.4	1.60	26.6	○	天端側面に達するクラック
23	"	7 0	2.1	1.67	33.6	○	"
24	"	"	6.0	13.61	103.5	◎	完全な破壊
25	"	5 0	1.5	0.31	11.5		
26	"	7 0	3.1	3.63	51.0	○	天端側面に達するクラック

表 - 2 1 に示した $\frac{M_2}{M_1} V^2$ と $\frac{\tau}{\tau_f}$ の関係において、破壊・非破壊を図 - 2 9 に示した。ここに τ は計算上の発生せん断力、 τ_f はコンクリート圧縮試験結果から $\tau_f = \frac{1}{5} \sigma_f$ (σ_f : コンクリートの圧縮強度) の式により求めたコンクリートのせん断強度である。図 - 2 9 には土研資料 No. 1662 のデータも一諸に示している。

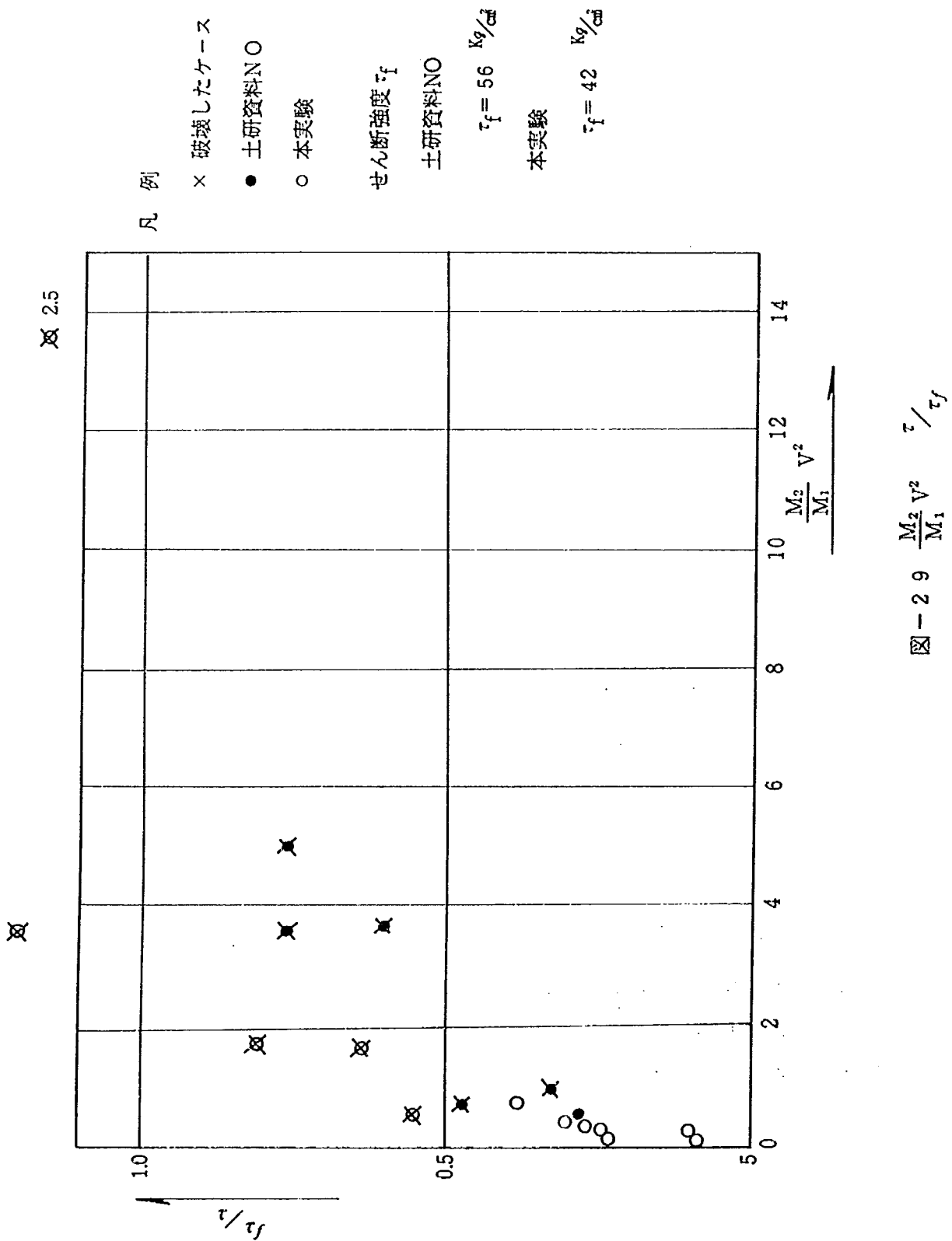


図 - 2 9 において τ/τ_f と破壊するかどうかの関係をみると、 τ/τ_f が 0.3 ~ 0.4 のところに破壊と非破壊の境界がみられる。この破壊と非破壊の境界が $\frac{M_2}{M_1} V^2$ により変化するかどうかはデータ数が少なく明らかでない。

τ/τ_f の値は本来なら $\tau/\tau_f = 1$ であるはずが、計算モデルのパネ定数のとり方、 τ_f のとり方等が問題となり、これらについては今後さらに、検討が必要であろう。

8. 結論および今後の問題点

本実験においては、石礫にモルタルを注入して作る砂防ダムの施工法およびその材料特性に関して下記の結論が得られた。

- (1) $\phi 150 \sim 200 \text{ mm}$ の碎石に $\frac{W}{C+F} 57\%$, $F/C = 10\%$ (C : セメント, F : フライマッシュ, W : 水) のモルタルを流し込むことにより碎石の空隙を充填できる。モルタルのフロー値は $\frac{W}{C+F}$ に大きく左右される。
- (2) 上記のようにして作ったコンクリート構造物は、コンクリート表面には、フトンカゴの鉄線沿いに表面クラックが多数みられたが、全体的な強度には影響は少ないようである。コンクリートの強度特性については、本実験では把握されていない。

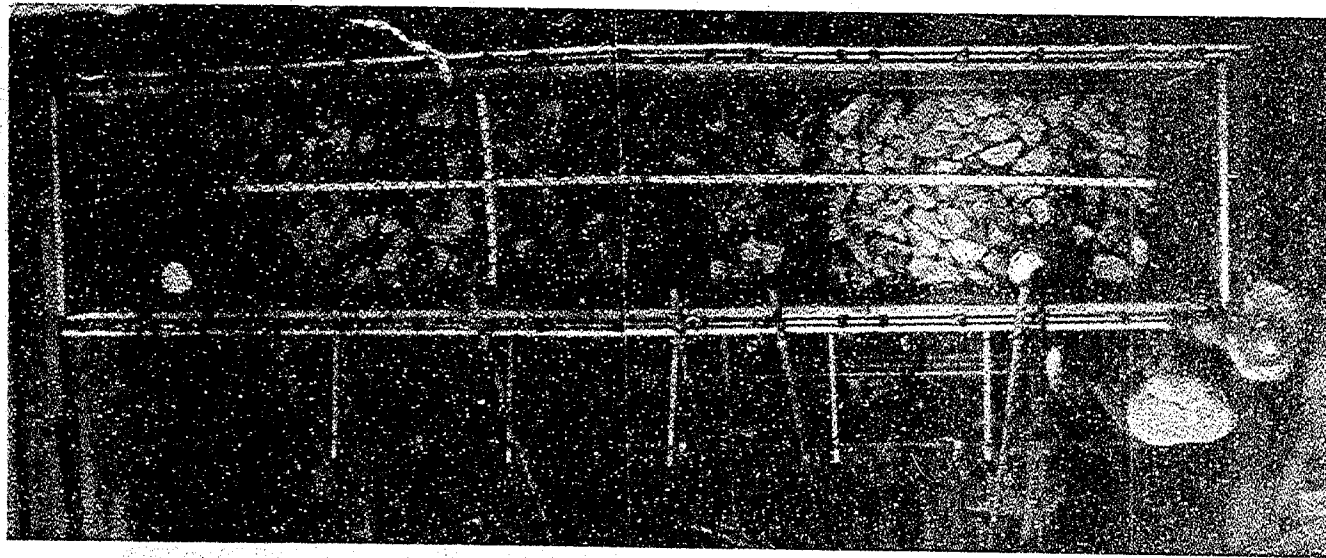
次に、鋼球の衝突時の応答特性として下記の結論が得られた。

- (1) 衝撃荷重に対しても、普通コンクリートとほぼ同様な強度特性を示す。
- (2) 打撃点から離れた位置の垂直方向のひずみは曲げ変形特性を示している。水平方向のひずみも大きい値を示しており、水平方向の変形もみられる。
- (3) 打撃点周辺のコンクリート表面ひずみは打撃面で発生する応力波の影響を受けるため複雑な挙動を示す。
- (4) コンクリート壁を片持梁として等価質点モデルにより動的応答を行い（実測ひずみ）／（計算ひずみ） f をみると $\frac{M_2}{M_1} V^2$ に関係なく、 $f = 0.2$ に集中しているが、 f の最大値は $\frac{M_2}{M_1} V^2$ に比例して減少する傾向を示す。また f の値は全体的に既往の実験値より小さい値を示すが、これはモデル計算において $E_1 = E_1' = 0.88 \times 10^9 \text{ kg/m}^3$ と小さい値を用いている事等が挙げられる。
- (5) 隅部载荷においては、打撃位置が自由端に近く、打撃エネルギー ($M_2 V^2$) が大きくなるとクラックの発生、破壊がみられる。フトンカゴの鉄線の効果によりコンクリート塊が飛散することはない。
- (6) 隅部载荷においては、垂直方向の曲げ特性および水平と 45° 方向の曲げ特性がみられるが、中央载荷のように明確でない。
- (7) 隅部载荷においてモデル計算より求めたせん断力(τ)とコンクリートのせん断強度(τ_f)を用いて $\frac{\tau}{\tau_f}$ と破壊境界について検討したところ $\frac{\tau}{\tau_f} = 0.3 \sim 0.4$ となる。この破壊境界が $\frac{M_2}{M_1} V^2$ により変化するかどうかはデータ数も少なく明らかでない。

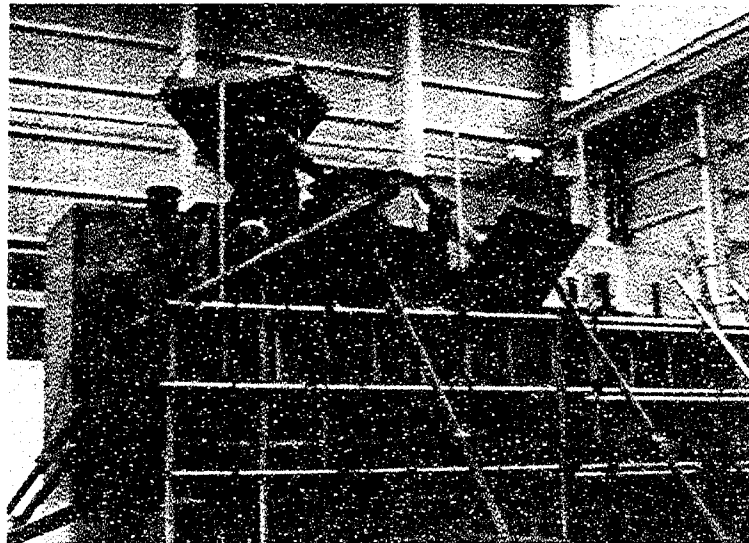
本実験においては、以上の結論が得られたが、今後検討を要する事項として下記の項目があげられる。

- (1) 碎石にモルタルを注入したコンクリートの材料特性の把握が必要であり、このためには大型円柱試験体の圧縮試験を行い、荷重とコンクリート表面ひずみの測定を行うことが考えられる。

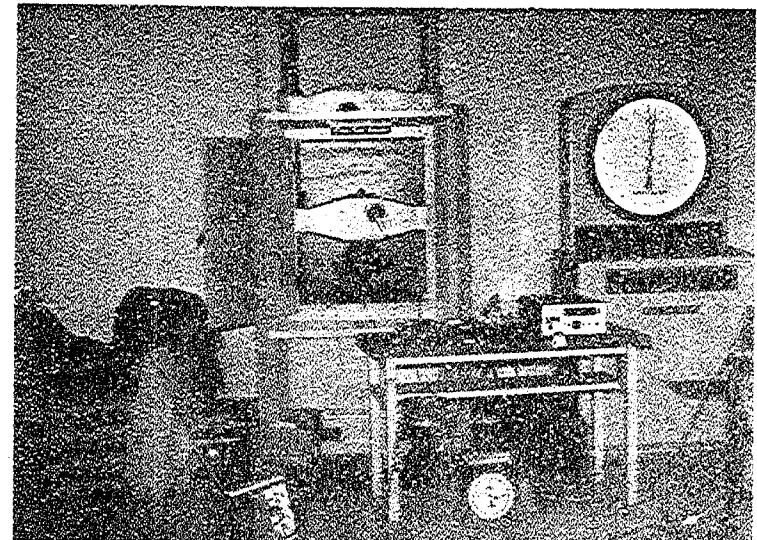
- (2) 中央載荷における水平方向の変形もモデル計算に取り入れた、さらに精度の高い計算を行うためには、静的載荷実験（小規模の模型で可）を行い、ひずみおよび変位を測定し変形特性を把握することが必要である。
- (3) 隅部載荷においては、まだ変形特性が把握されていないので、先ず静的載荷試験（小規模模型で可）を行い、ひずみおよび変位を測定し変形特性を把握することが必要である。
- (4) 中央載荷実験においては、今回の実験範囲が $\frac{M_2}{M_1}V^2$ が小さい範囲であり、さらに実験範囲を広げるには、壁厚を小さくし $\frac{M_2}{M_1}V^2$ の大きい範囲とするのが望ましい。



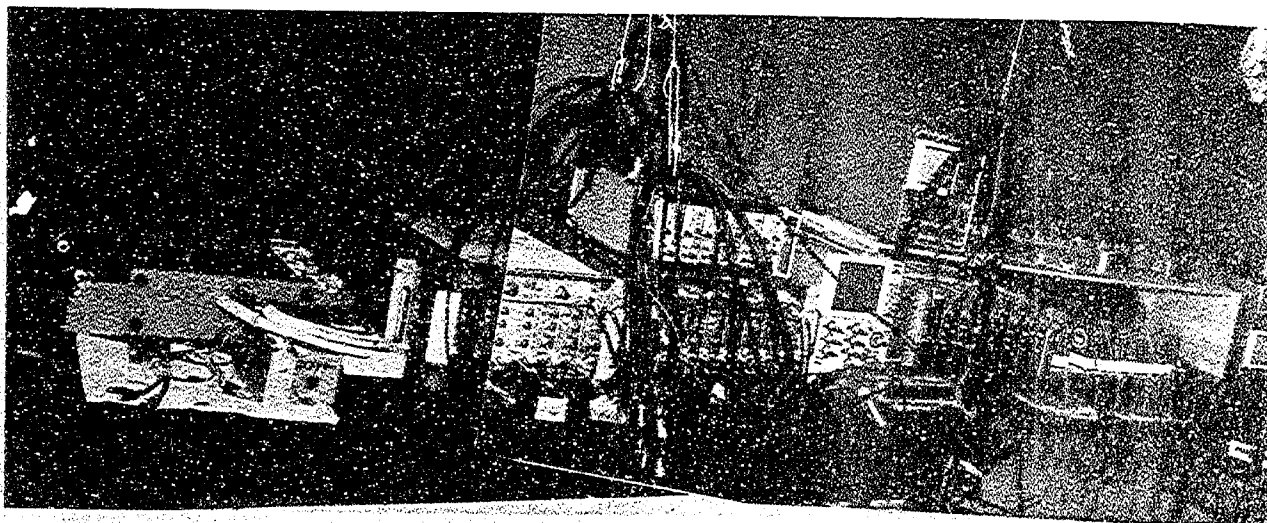
施工中のふとんかご供試体



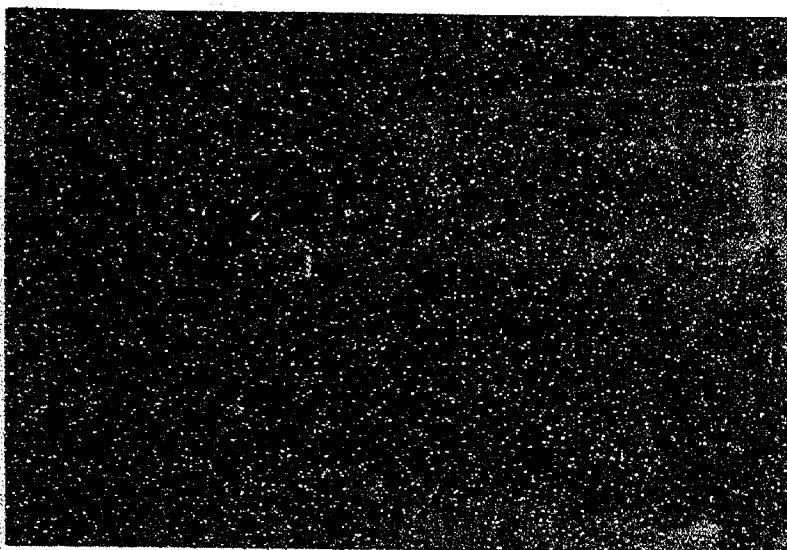
施 工 中



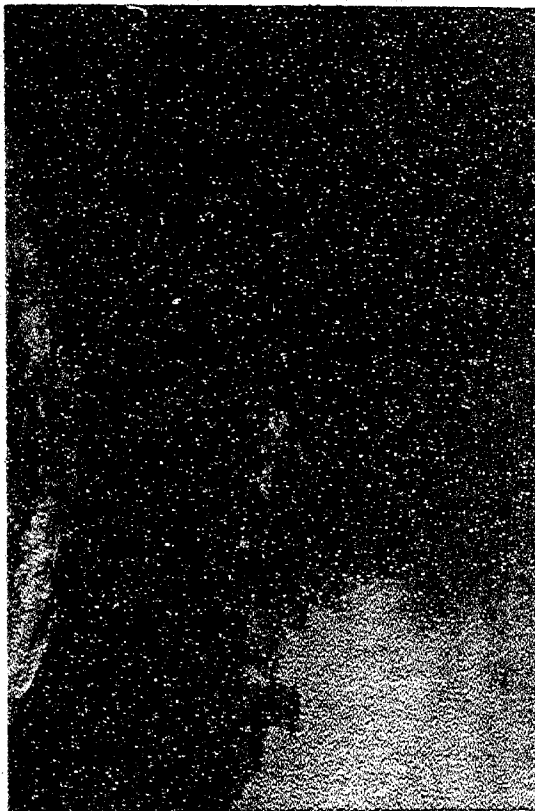
モルタルテストピース破壊試験



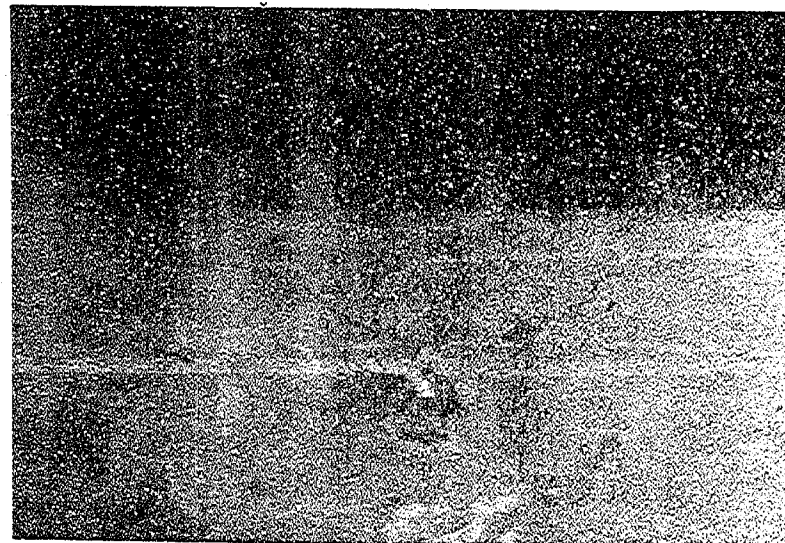
動的ひずみ記録システム



試験装置全景
(基礎特殊実験棟)



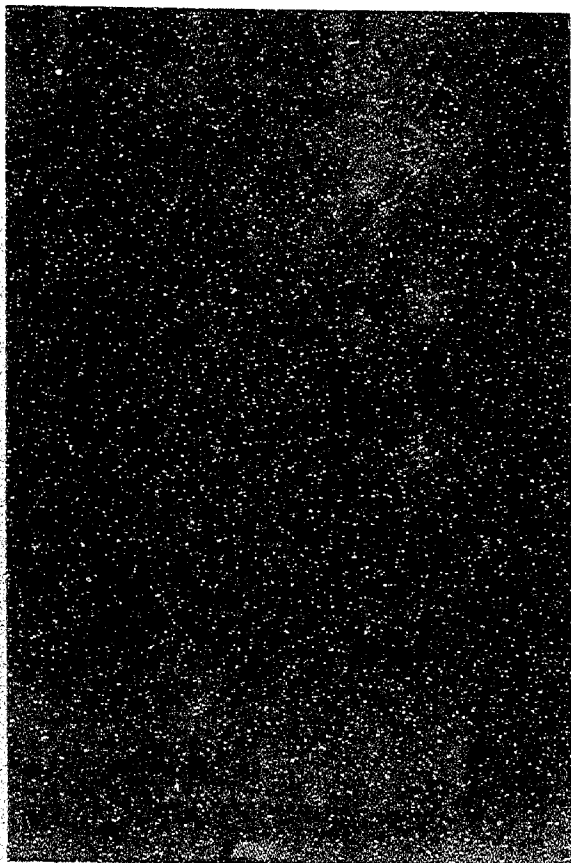
衝撃付加時の試体面



ひびわれ状況



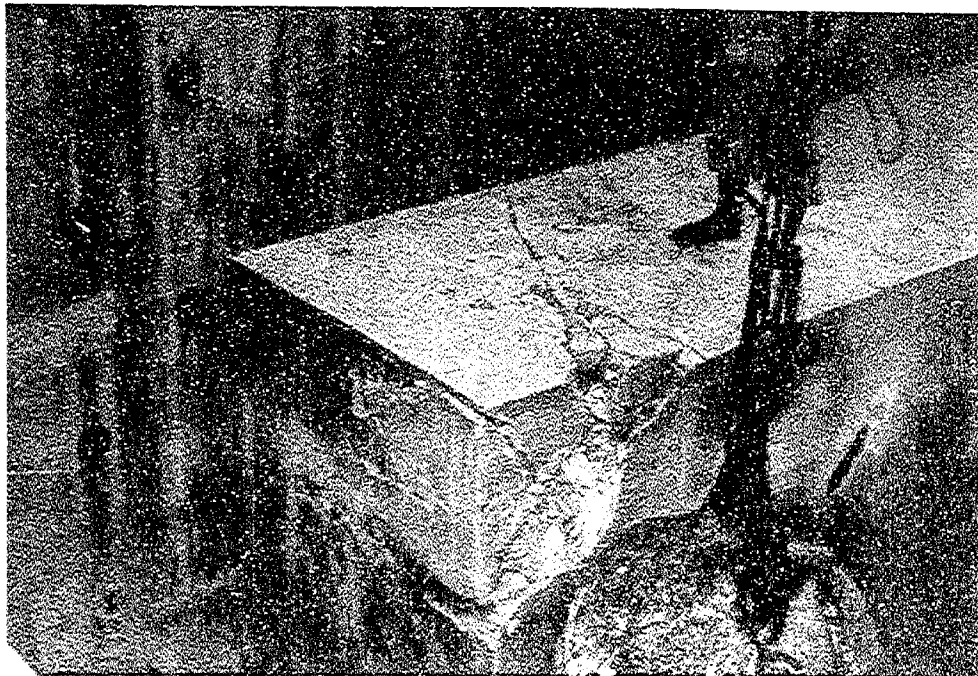
ひびわれ



隅部ひびわれ



隅部破壊状況



同 上

要 旨



郵便はがき

40円切手
をはって
下さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防研究室

御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1849号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印