

土 木 研 究 所 資 料

PC逆L型ロックシェッド部分模型の衝撃試験

平成4年9月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

Copyright © (1992) 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 General 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、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

PC逆L型ロックシェッド部分模型の衝撃試験

構造橋梁部 構造研究室 室長 横山 功一

構造橋梁部付(併任) 大塚 久哲*

構造橋梁部 構造研究室 研究員 東久保 正徳**

長尾 彰洋

*本務先：建設省建築研究所 国際地震工学部第二耐震工学室長

**現在：建設省近畿地方建設局紀南工事事務所串本国道維持出張所

要 旨

本報告は、PC逆L型ロックシェッドにおける山側支承部の水平アンカーの効果および谷側柱受け台の柱回り折り曲げ鉄筋の効果と、剛接部の衝撃耐荷力を確認するために行った縮尺部分模型実験結果について述べたものである。

山側支承部の実験では、桁水平変位に対する水平アンカーの効果が顕著であることが確認できた。谷側支承部の実験では、折り曲げ鉄筋の効果は静的載荷時で32%、衝撃載荷時で14%の耐荷力の上昇として確認できた。剛接部の実験では、衝撃耐力が静的耐荷力の約2.7倍あることがわかった。

キーワード：ロックシェッド，PC逆L型，衝撃試験，衝撃耐力，衝撃吸収エネルギー

目 次

まえがき	1
1. 研究の目的	2
2. 試験の概要	3
2.1 試験の種類	3
2.2 試験内容	3
2.3 計測要領	4
2.3.1 静的載荷試験	4
2.3.2 衝撃載荷試験	4
2.4 データのまとめ方	5
3. 試験体	7
3.1 山側支承部供試体	7
3.1.1 供試体の形状寸法と配筋	7
3.1.2 供試体の破壊荷重等の算定	9
3.2 谷側支承部供試体	11
3.2.1 供試体の形状寸法と配筋	11
3.2.2 供試体の破壊荷重等の算定	12
3.3 剛接部供試体	14
3.3.1 供試体の形状寸法と配筋	14
3.3.2 供試体の破壊荷重等の算定	15
3.4 供試体の製作状況	18
3.5 材料試験	24
4. 山側供試体実験結果	25
4.1 静的載荷実験結果	25
4.1.1 水平アンカーなし(供試体N o. 1)	25
4.1.2 水平アンカー有り(供試体N o. 4)	29
4.2 衝撃載荷実験結果	34
4.2.1 水平アンカーなし(その1)(供試体N o. 2)	34
4.2.2 水平アンカーなし(その2)(供試体N o. 3)	34
4.2.3 水平アンカーあり(その1)(供試体N o. 5)	40
4.2.4 水平アンカーあり(その2)(供試体N o. 6)	40

4. 3 実験結果の比較	4 8
4. 3. 1 水平アンカーの有無による差	4 8
(1) 静的載荷実験の場合	4 8
(2) 衝撃載荷実験の場合	5 0
4. 3. 2 静的載荷と衝撃載荷の比較	5 6
5. 谷側供試体実験結果	5 7
5. 1 静的載荷実験結果	5 7
5. 1. 1 折曲げ筋なし(供試体N o. 1)	5 7
5. 1. 2 折曲げ筋あり(供試体N o. 4)	6 3
5. 2 衝撃載荷実験結果	7 0
5. 2. 1 折曲げ筋なし(その1)(供試体N o. 2)	7 0
5. 2. 2 折曲げ筋なし(その2)(供試体N o. 3)	7 3
5. 2. 3 折曲げ筋あり(その1)(供試体N o. 5)	7 6
5. 2. 4 折曲げ筋あり(その2)(供試体N o. 6)	7 9
5. 3 実験結果の比較	8 2
5. 3. 1 折曲げ筋の有無による差	8 2
(1) 静的載荷実験の場合	8 2
(2) 衝撃載荷実験の場合	8 4
5. 3. 2 静的載荷と衝撃載荷の比較	8 8
6. 剛接部供試体実験結果	8 9
6. 1 静的載荷実験結果(供試体N o. 2)	8 9
6. 2 衝撃載荷実験結果	9 2
6. 2. 1 衝撃載荷実験結果(その1)(供試体N o. 1)	9 2
6. 2. 2 衝撃載荷実験結果(その2)(供試体N o. 3)	9 2
6. 3 実験結果の比較	1 0 0
7. まとめ	1 0 2
7. 1 山側供試体	1 0 2
7. 2 谷側供試体	1 0 2
7. 3 剛接部供試体	1 0 3
あとがき	1 0 4

まえがき

1989年7月の国道305号越前海岸岩盤斜面崩落により、PC逆L型ロックシェッドが長さ15mにわたって崩壊する事故が発生した。この事故はこれまでにない大規模岩盤崩壊によって引き起こされたものであり、特にこれまで考慮されていなかった水平方向荷重を設計に取り入れる必要のあることを示唆する特異な事故であった。

したがってそれ以後、同型ロックシェッドの設計施工に対し、山側支承部での桁の落下を防ぐため擁壁パラペット部に水平アンカーを設けること、および谷側柱受け台を箱抜き構造とし、柱まわりに折り曲げ鉄筋を配して受け台支壁の耐荷力を増加させるよう配慮することとなった。

しかしながら、これらの効果は実験的には検証されておらず、その確認が急がれるところであった。そこで、本研究所構造研究室では1991年（平成3年）度に山側支承部と谷側支承部、さらに梁柱剛接部の部分模型を製作して、それらの静的載荷実験および衝撃載荷実験を実施し、補強効果および衝撃耐力の確認を行った。

本資料は、静的載荷時および衝撃載荷時の破壊に到るまでの供試体の挙動を詳細に報告すると共に、特に耐荷力および衝撃吸収エネルギーの観点からまとめた補強効果に関する考察を報告するものである。

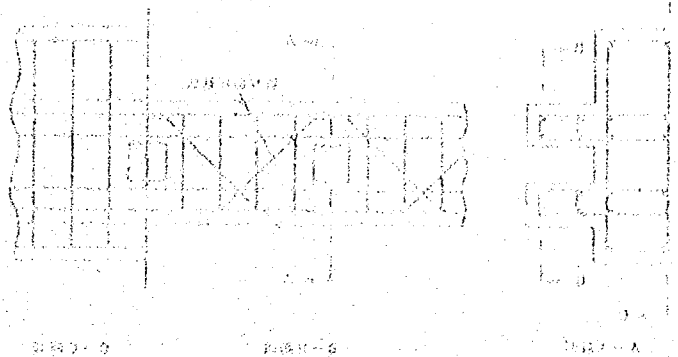
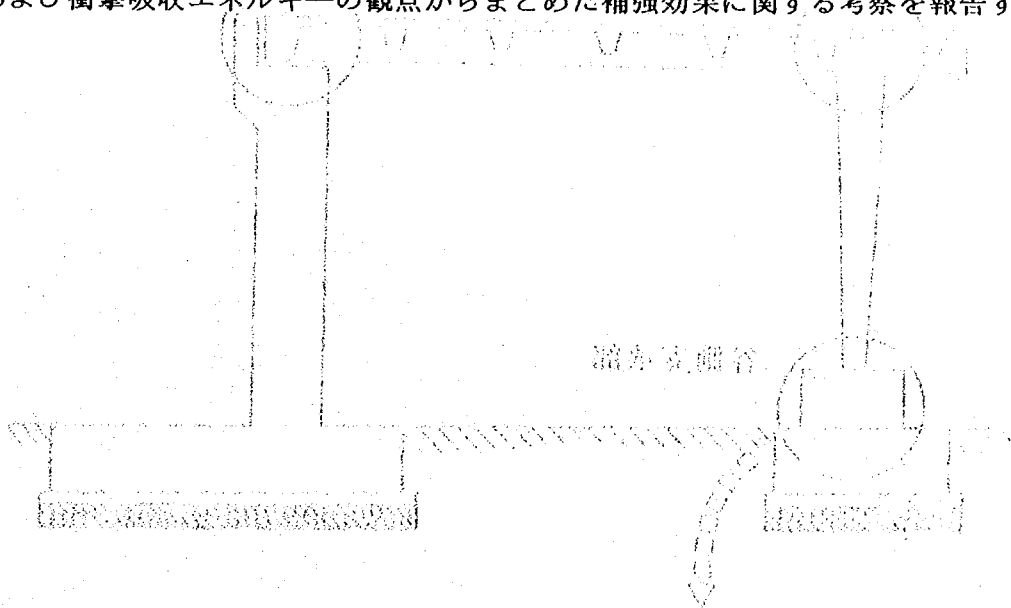


図1 実験模型

1. 研究の目的

PC逆L型ロックシェッドにおいては、現在、図-2. 1に示すように山側支承部での桁の落下を防ぐため擁壁パラペット部に水平アンカーを設け、また、谷側柱受け台を箱抜き構造とし、柱まわりに折り曲げ鉄筋を配して設計・施工を行うようになっている。

本研究は、このような構造を持つ新しいタイプのロックシェッドに対し、水平アンカーおよび折り曲げ鉄筋の変位拘束・耐荷力・エネルギー吸収に対する効果を確認することを目的とする。あわせて、梁柱剛接部の衝撃耐力の確認も目的とする。

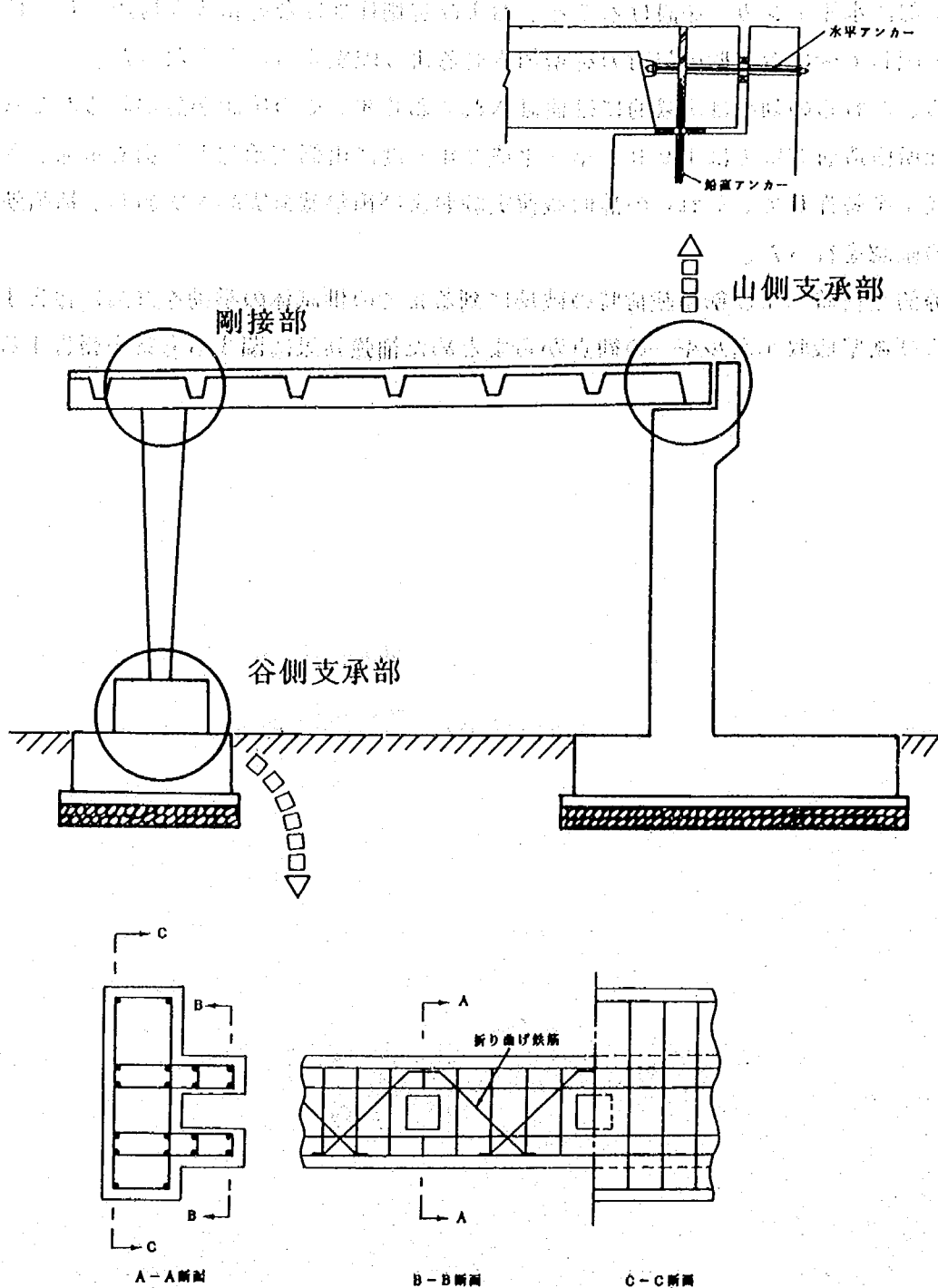


図-2. 1 PC逆L型ロックシェッドの概念図

2. 試験の概要

2. 1 試験の種類

部分模型実験は大きく分けて3シリーズ実施した。表-2. 1に模型の種類、供試体数、供試体番号を示す。

実験シリーズAは、山側支承部における水平アンカーの効果を把握するための実験で、水平アンカーの有る供試体とない供試体の2種類をそれぞれ3体ずつ製作した。

実験シリーズBは、谷側支承部における折り曲げ鉄筋の効果を把握するための実験で、折り曲げ鉄筋の有る供試体とない供試体の2種類をそれぞれ3体ずつ製作した。

実験シリーズCは、梁柱剛接部の衝撃耐力を把握するための実験で、通常施工されているタイプの供試体を1種類、3体製作した。

表-2. 1 試験の種類

実験 シリーズ 名	模 型 種 類	供試体数（括弧内は番号）	
		静的試験	衝撃試験
A	山側支承部供試体 (A-I) 水平アンカーなし (A-II) 水平アンカーあり	1 (A-1)	2 (A-2, A-3)
		1 (A-4)	2 (A-5, A-6)
B	谷側支承部供試体 (B-I) 折り曲げ鉄筋なし (B-II) 折り曲げ鉄筋あり	1 (B-1)	2 (B-2, B-3)
		1 (B-4)	2 (B-5, B-6)
C	剛接部供試体	1 (C-1)	2 (C-2, C-3)
D: 圧縮強度試験用供試体 打設回数 6回×3本=18本		5	10
		合計 15 体	

2. 2 試験内容

(1) 材料試験（コンクリート圧縮載荷試験）

最大荷重及び弾性定数を求める。荷重ステップは1ton ピッチとする。

(2) 静的載荷試験

静的試験は土木研究所所有の構造物試験機（重錘落下試験機の静的載荷機能）を使用して行う。荷重載荷ステップは、ステップ数を最大20程度として供試体の強度に合わせて設定する。

(3) 衝撃載荷試験

衝撃載荷試験は2ケース実施する。ケース1は静的載荷試験により得られた静的耐荷力をもとに、緩衝材の影響を考慮し、小さい落下高さから段階的に落下高さを上げて、段階的に破壊に至るまでの挙動をとらえる。ケース2は破壊荷重付近の載荷を重点に、落下高さのステップを粗くして、段階的に破壊に至るまでの挙動をとらえる。

2. 3 計測要領

2. 3. 1 静的載荷試験

計測は図-2. 2の計測ブロック図に示す通り、ロードセルにより載荷荷重、レーザー式変位計により供試体変位、供試体埋没ひずみゲージにより鋼材ひずみ、表面貼付ひずみゲージによりコンクリートひずみを測定し、それらのデータをデータロガーにより収集した。ひずみゲージの種類を表2. 2に示す。

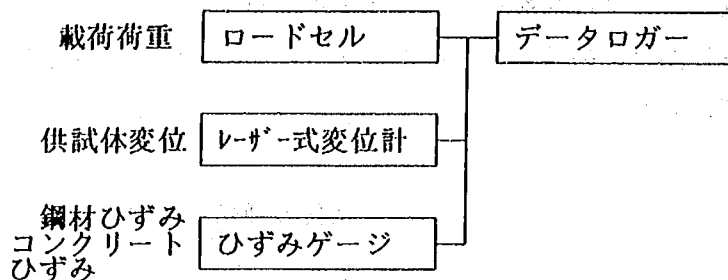


図-2. 2 計測ブロック図（静的載荷試験）

表-2. 2 ひずみゲージの種類 （単位：枚数）

		埋め込み* (1軸)	表面** (1軸)	表面** (3軸)
A 山側支承部	水平アンカーなし	4	—	—
	水平アンカーあり	8***	3	2
B 谷側支承部	折り曲げ鉄筋なし	—	—	3
	折り曲げ鉄筋あり	10	—	3
C 剛接部		8	—	—

* 埋め込みゲージは供試体製作時に貼付する。 ** 表面ゲージは実験開始前に貼付する。

*** 水平ロッド2本に貼付する4枚を含む。

2. 3. 2 衝撃載荷試験

計測は図-2. 3計測ブロック図に示す通り加速度計により重錘加速度、ロードセルにより載荷荷重、レーザー変位計により供試体変位、ひずみゲージによりひずみを測定し、データレコーダに収録する。データレコーダへのデータ収録仕様を以下に示す。

- ・収録内容：（重錘加速度）、載荷荷重、供試体変位、ひずみ
- ・サンプリング周波数：2000Hz
- ・収録時間：1秒以上

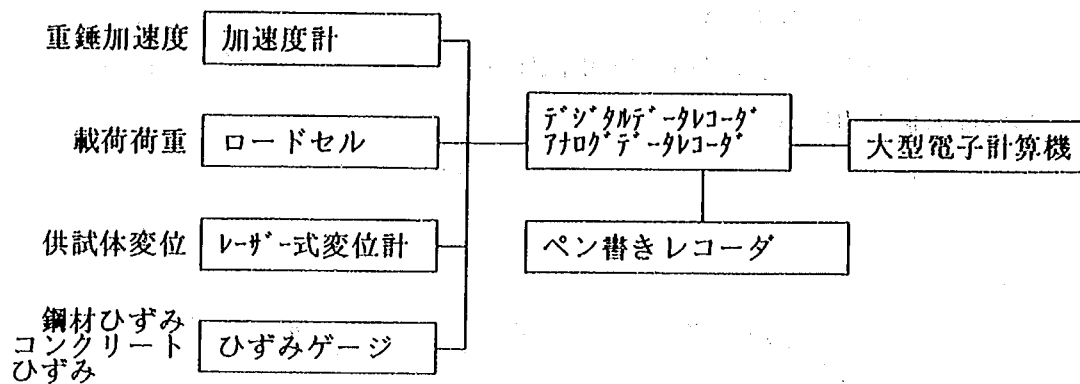


図-2.3 計測ブロック図（衝撃载荷試験）

本実験における測定点数の詳細を実験の種類ごとにまとめれば、表-2.3のようになる。データの収録はアナログレコーダの使用を原則とするが、測定器の能力から、16チャンネルを越える実験についてはデジタルレコーダを併用した。

表-2.3 計測成分

測定器		重錘加 速度計	ロード セル	変位計	ひずみ ゲージ	測定 点数
供試体	A 水平アンカーなし	1	1	4	4	10
	山側支承部 水平アンカーあり	1	1	5	17	24
B	折曲げ鉄筋なし	1	1	3	9	14
	谷側支承部 折曲げ鉄筋あり	1	1	3	19	24
C 剛接部		1	1	6	8	16

2.4 データのまとめ方

(1) 静的载荷試験

データロガーで収集したデータから測定点毎に、荷重-変位曲線、荷重-ひずみ曲線図を作成する。

(2) 衝撃载荷試験

①実験野帳の整理

試験データは磁気テープに収録し、実験条件等については、実験ケース毎に実験野帳に整理する。

②時刻歴波形図の作成

アナログデータレコーダにより収録したデータはA/D変換を行い、較正値を乗じて実波形とする。デジタルデータレコーダにより収録したデータは較正値を乗じて実波形とする。

③衝撃力の算定

ロードセル及び重錘加速度計により測定された衝撃波形から衝撃力の算定を行う。

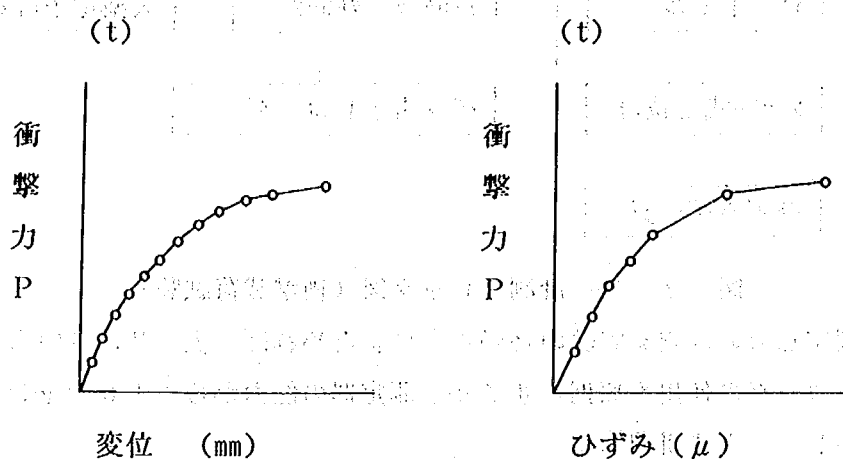
衝撃力 $P = \text{重錘の加速度} \times \text{重錘の質量}$

衝撃力 $P = \text{ロードセルの最大荷重}$

これらの衝撃力の値と重錘の位置エネルギーを対比させて整理する。

④ 衝撃荷重－変位、ひずみのとりまとめ

ロードセルによる衝撃力と、これに対応する供試体変位、鋼材ひずみの値を求める。変位及び鋼材ひずみは波形の最大値を用いる。



図－2. 4 衝撃力と変位、ひずみの関係図

⑤ 静的載荷試験結果との比較

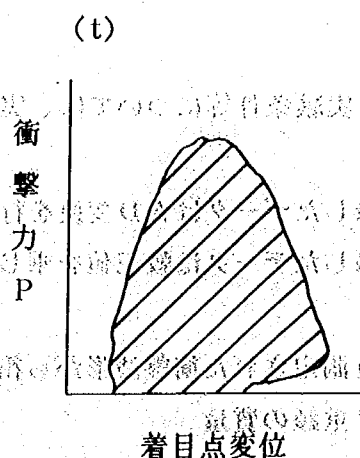
静的載荷試験での荷重－変位、ひずみ曲線と動的載荷試験での衝撃力－変位、ひずみ曲線とを対比させる。

⑥ A, B シリーズの比較

- ・ A－1, A－2 より水平ロッドの効果を見る。
- ・ B－1, B－2 より折り曲げ筋の効果を見る。

(3) 衝撃吸収エネルギーの算定

各支承部模型は試験装置床面に設置して実験すること、および衝撃荷重の作用方向と部材の変位測定方向が異なることから、各支承部に作用する衝撃エネルギーを正確に把握することは困難と考えられるが、本文ではロードセルに作用する衝撃力（荷重）と着目変位計とによって描く履歴ループの面積を衝撃吸収エネルギーと仮定した。なお、対象とするデータ区間は1ループ目とする。



図－2. 5 衝撃吸収エネルギー算定の方法

3. 供試体

3.1 山側支承部供試体（Aシリーズ）

3.1.1 供試体の形状寸法と配筋

図-3.1に山側支承部供試体の一般図を、図-3.2にその配筋図を示す。なお一般図の▼は、載荷点を示す（以下同様）。供試体は水平より 30° 傾けて製作して設置しており、これによって、鉛直荷重と共に水平荷重が載荷されるようにした。供試体は桁と山側擁壁を別々に製作し、実験室搬入後、縦アンカーをモルタル詰めした。

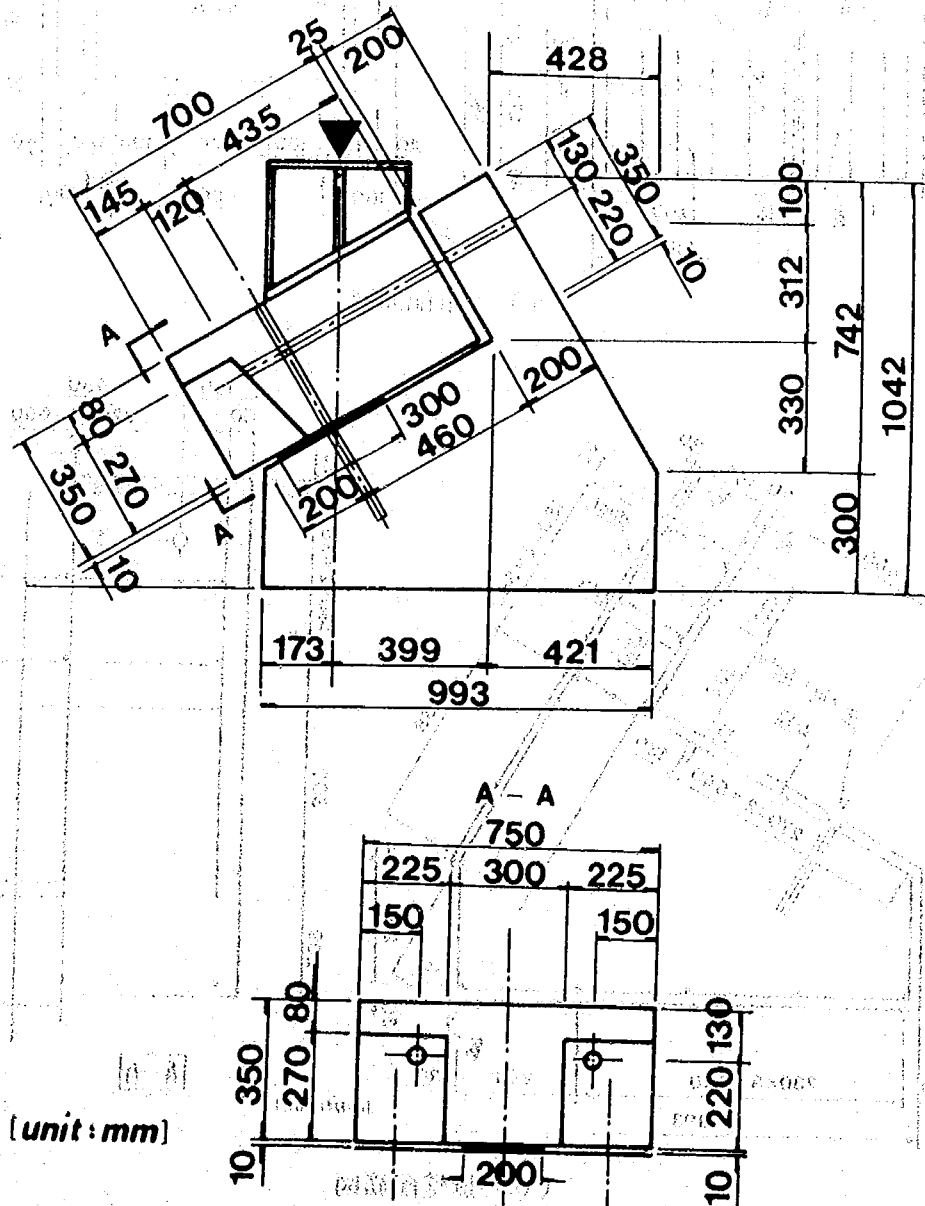


図-3.1.1 山側支承部供試体一般図

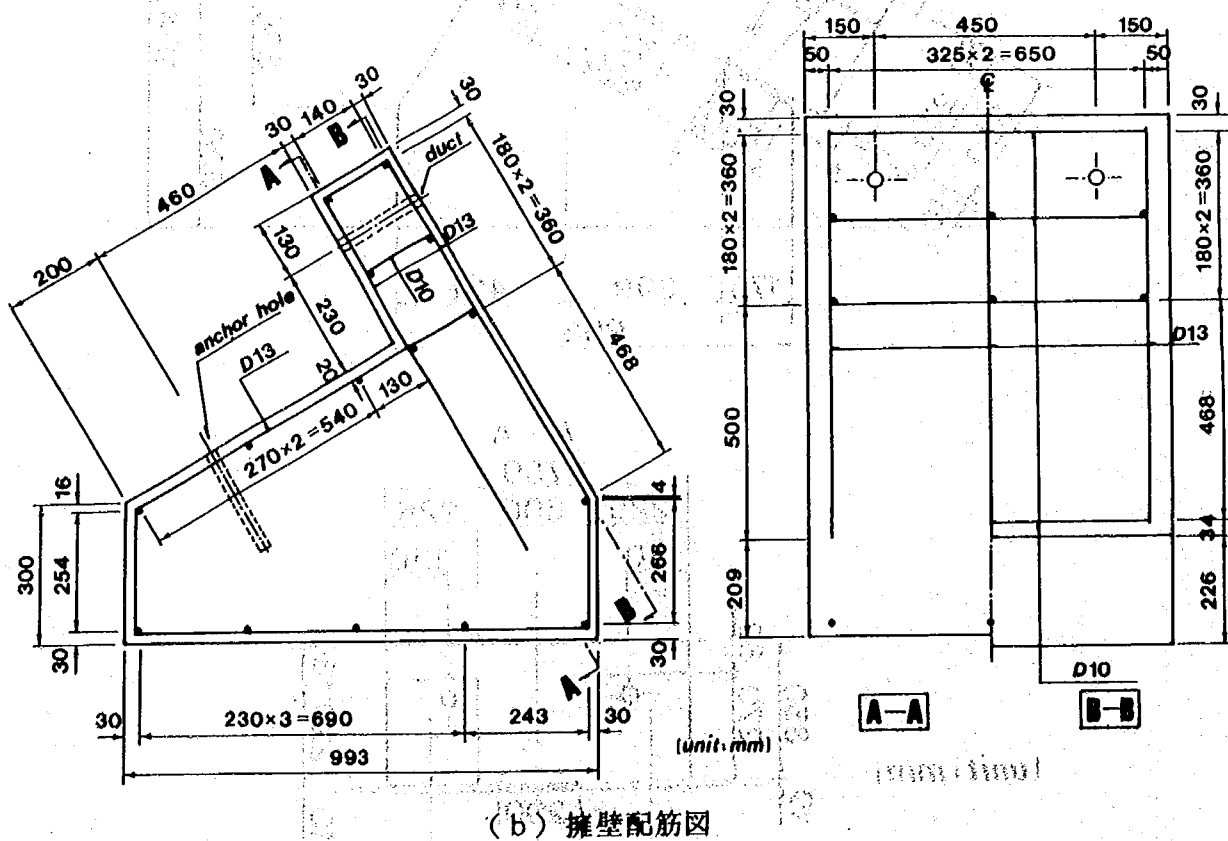
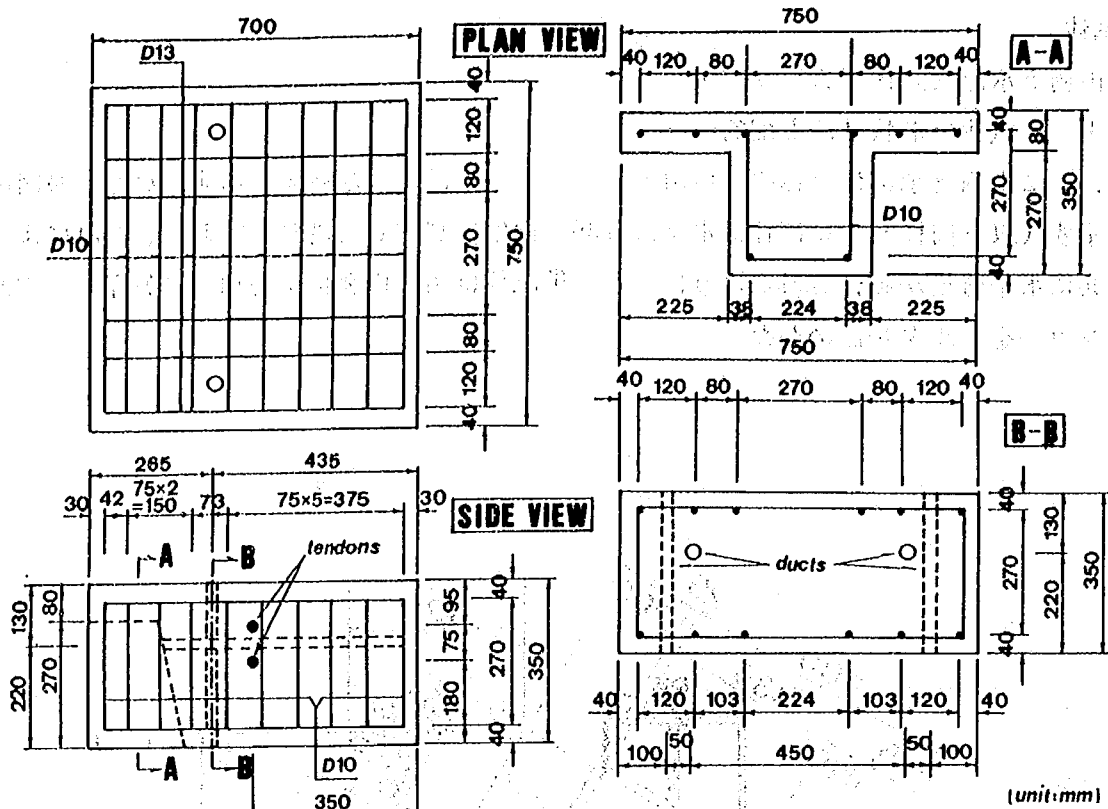


図-3 2. 山側支承部供試体配筋図

3. 1. 2 山側支承部供試体の破壊荷重の算定

鉛直載荷荷重をPとすると、供試体に作用する2方向の荷重は次式で与えられる。

$$V = P \cos 30^\circ = 0.866 P$$

$$H = P \sin 30^\circ = 0.5 P$$

(1) 水平アンカーがない場合の最終耐力及び破壊荷重

この場合には、Hに対する縦アンカーのせん断耐力 Q_{su} あるいは(降伏耐力 Q_{sy})と、Vに対するコンクリートの圧縮耐力 C_u とせん断耐力 Q_{cu} を計算して比較することにより、最終耐力が求められる。

ここで材料強度は、以下の通りである。

縦アンカー (SS400材, $\phi = 18\text{mm}$ 2本, 断面積 $A_s = 2.545\text{cm}^2/\text{本}$)

基準降伏点 $\sigma_{sy} = 2400\text{kg/cm}^2$, $\tau_{sy} = \sigma_{sy}/\sqrt{3} = 1400\text{kg/cm}^2$

引張強度 $\sigma_{su} = 4100\text{kg/cm}^2$, $\tau_{su} = 4100/\sqrt{3} = 2400\text{kg/cm}^2$

支承部コンクリート ($\sigma_c = 386\text{kg/cm}^2$, 材料試験の平均値(No. 1))

$$\therefore \tau_u = \sigma_c / 7.5 = 51.5\text{kg/cm}^2$$

したがって

$$Q_{sy} = 2.545 \times 2 \times 1400 = 7.1\text{t} = H_y \quad \therefore P_{y1} = 2H_y = 14.2\text{t}$$

$$Q_{su} = 2.545 \times 2 \times 2400 = 12.2\text{t} = H_u \quad \therefore P_{u1} = 2H_u = 24.4\text{t}$$

$$C_u = 386 \times 20 \times 30 = 231.6\text{t} = V_{u1} \quad \therefore P_{u2} = V_{u1} / 0.866 = 267.4\text{t}$$

$$Q_{cu} = 51.5 \times 40 \times 75 = 154.5\text{t} = V_{u2} \quad \therefore P_{u3} = V_{u2} / 0.866 = 178.4\text{t}$$

P_{y1} が最小であるから、本供試体は14.2tで縦アンカーが降伏し、最終耐力に達するものと予想される。

(2) 水平アンカーがある場合の最終耐力及び破壊荷重

Hが水平アンカーに作用するものとして、水平アンカーの引張耐力 N_{su} (あるいは降伏耐力 N_{sy})と、パラペット部コンクリートの曲げ破壊耐力 M_u 、せん断耐力 Q_u の3者の比較を行う。

水平アンカーには、SS400材で $\phi = 13\text{mm}$ ($A_s = 1.327\text{cm}^2$)を2本用いた。

$$N_{sy} = 1.327 \times 2 \times 2400 = 6.4\text{t} = H_y \quad P_{y1} = 2 \times H_y = 12.8\text{t}$$

$$N_{su} = 1.327 \times 2 \times 4100 = 10.9\text{t} = H_u \quad P_{u1} = 2 \times H_u = 21.8\text{t}$$

パラペット部の寸法は図-3.2(b)に示す通りであり、鉄筋はSD295材のD13を3本用いることとする($A_s = 3.801\text{cm}^2$)。この模型の $\sigma_c = 365\text{kg/cm}^2$ 、したがって $\tau_u = 48.7\text{kg/cm}^2$ である。

道示解(2.2.9)によれば破壊抵抗曲げモーメントは、次式で求められる。

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \left(d - \frac{1}{2} \times \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \cdot \sigma_c \cdot b} \right), \text{ここに } b \text{ は幅}$$

これに数値を代入して

$$= 3.801 \times 3000 \times \left(18 - \frac{1}{2} \times \frac{3.801 \times 3000}{0.85 \times 365 \times 75} \right)$$

$$= 2.02\text{tm}$$

$$\therefore S y_1 = 2.02 / 0.23 = 8.8t \quad P y_1 = 2 S y_1 = \underline{17.6t}$$

$$Q u = 75 \times 20 \times 48.7 = 73.1t = S y_2 \quad \therefore P u_2 = 2 S y_2 = \underline{146.2t}$$

引張強度を $\sigma c / 10$ として、コンクリートひびわれ荷重を求めると、

$$W = \frac{b h^2}{6} = \frac{75 \times 20^2}{6} = 5000 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{S c \times 23}{5000} \quad \therefore S c = 5000 \times 38.6 / 23 = 8.39t$$

$$\therefore P c = 2 \times S c = \underline{16.8t}$$

以上の結果をまとめれば、表-3.1のようになる。表中の最下段には、静的載荷実験結果も併せて示す。

表-3.1 計算上の破壊荷重等の一覧

	水平アンカーなし (A-1)	水平アンカー有 (A-4)
縦アンカー 降伏荷重 破壊荷重	$P y_1 = 14.2t$ $P u_1 = 24.4t$	同 左
支承部コンクリート 圧縮破壊荷重 せん断破壊荷重	($\sigma c = 386 \text{ kg/cm}^2$) 267.4t 178.4t	($\sigma c = 365 \text{ kg/cm}^2$) 252.9t 168.7t
パラペット部コンクリート 曲げ破壊荷重 せん断破壊荷重	/	17.6t 146.2t
水平アンカー 降伏荷重 破壊荷重		$P y_1 = 12.8t$ $P u_1 = 211.8t$
実験による破壊荷重	19.4t	24.6t

3. 2 谷側支承部供試体 (Bシリーズ)

3. 2. 1 供試体の形状寸法と配筋

図-3. 3に谷側支承部供試体の一般図を、図-3. 4にその配筋図を示す。本供試体は、鉛直より 20° 傾けて製作し、柱に、軸力、曲げモーメント、せん断力がすべて作用するようにした。折り曲げ鉄筋のある供試体では、受け台の最上段の水平筋がある面に一段それを配した。

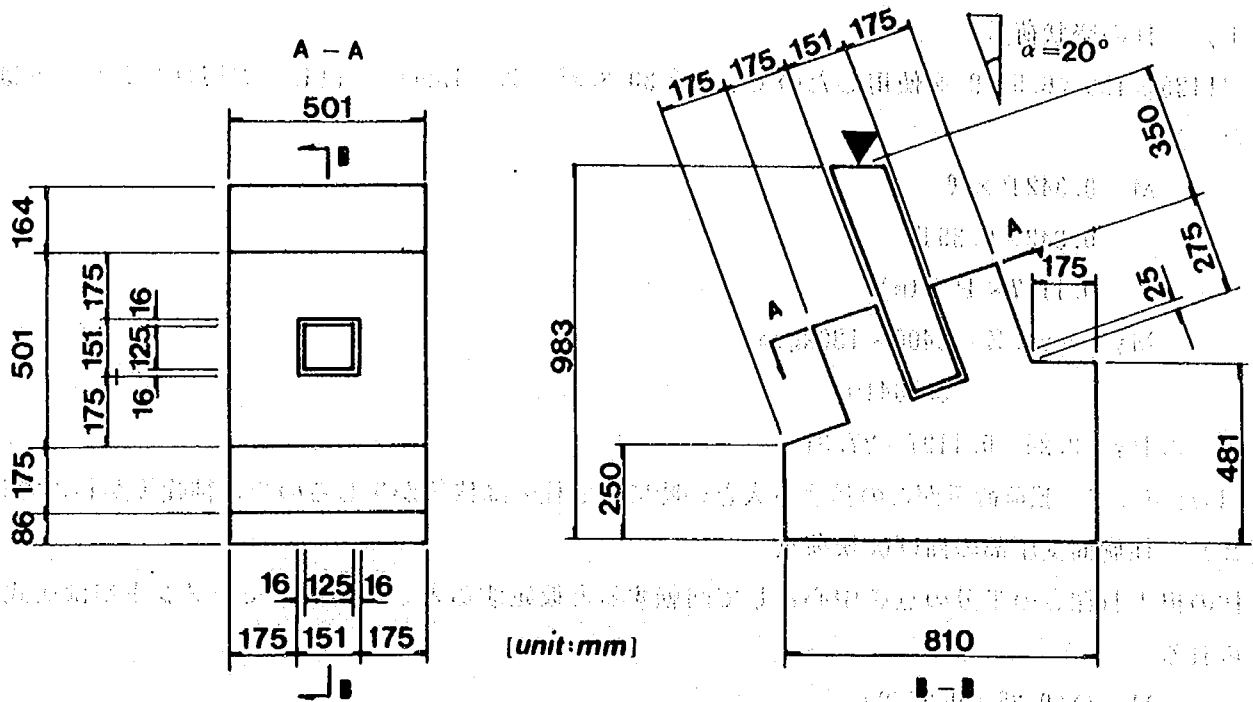


図-3. 3 谷側支承部供試体一般図

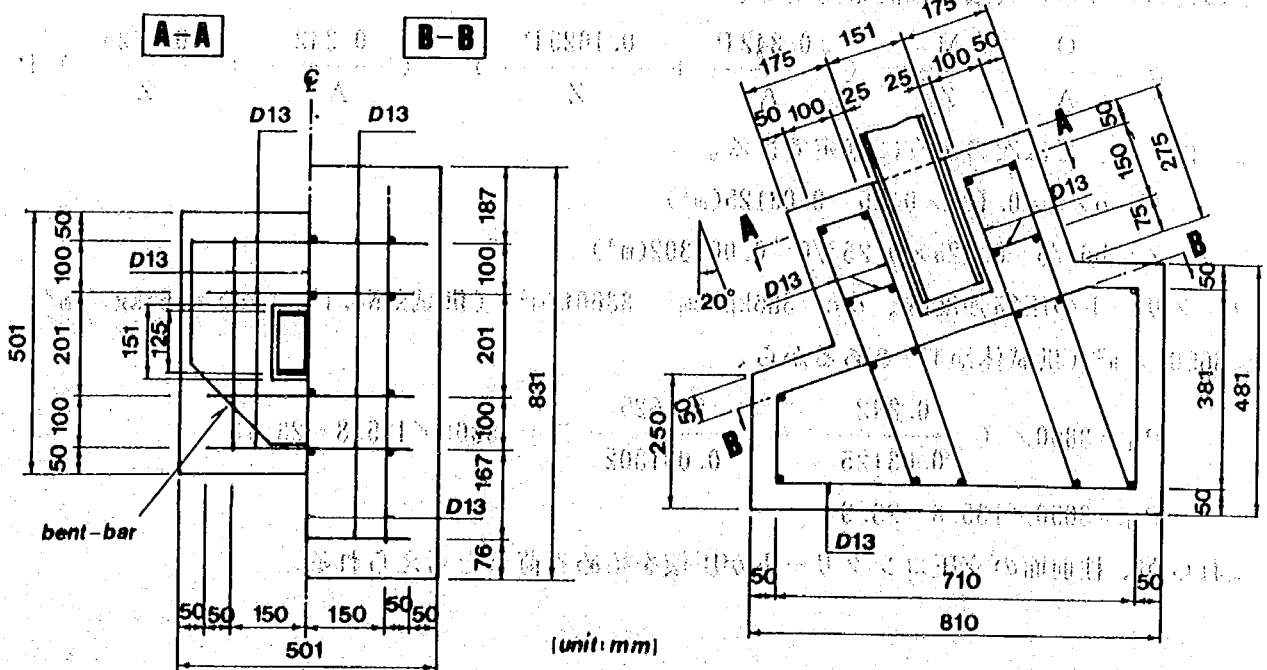


図-3. 4 谷側支承部供試体配筋図

3. 2. 2 供試体の破壊荷重等の算定

鉛直載荷荷重をPとすると、供試体は20°傾けて製作しているので、柱に作用する軸力N、せん断力Q、曲げモーメントMは次式で与えられる。ここに、ℓは柱の長さとする。

$$N = P \times \cos 20^\circ = 0.940 \times P$$

$$Q = P \times \sin 20^\circ = 0.342 \times P$$

$$M = Q \cdot \ell = 0.342 \times P \ell$$

(1) 柱の降伏荷重

H125×125×6.5×9 を使用したので、 $A = 30.3\text{cm}^2$ 、 $Z = 136\text{cm}^3$ （但し、充填コンクリートは無視した。）

$$M = 0.342 P \times \ell$$

$$= 0.342 \times 0.35 P$$

$$= 0.1197 \times P \text{ (tm)}$$

$$My = \sigma_y \times Z = 2400 \times 136 \text{kgcm}$$

$$= 3.264 \text{tm}$$

$$\therefore P_y = 3.264 / 0.1197 = 27.3 \text{t}$$

したがって、載荷荷重がこの値より大きい時には、柱の降伏等が生じるので、補強等が必要である。

(2) 柱側面支圧部の曲げ破壊荷重

柱の根入れ深さの半分の点を中心として回転すると仮定すると、柱の曲げモーメントMは次式で与えられる。

$$M = Q(0.35 + 0.25/2)$$

$$= 0.475 \times 0.342 P = 0.1625 P \text{ (t} \cdot \text{m)} \quad (\text{ただし } P \text{ の単位を t とする)}$$

このとき、受け台天端部の直応力度は、

$$\sigma = \frac{Q}{A} + \frac{M}{Z} = \left(\frac{0.342 P}{A} + \frac{0.1625 P}{Z} \right) = \left(\frac{0.342}{A} + \frac{0.1625}{Z} \right) P$$

ここに、A、Zは次のように算定できる。

$$A = b \times d = 0.125 \times 0.25 = 0.03125 (\text{m}^2)$$

$$Z = bd^2/6 = 0.125 \times 0.25^2/6 = 0.001302 (\text{m}^3)$$

コンクリートの圧縮強度は、 $\sigma_c = 386 \text{kg/cm}^2 = 3860 \text{t/m}^2$ （供試対No.1）、 $\sigma_c = 365 \text{kg/cm}^2 = 3650 \text{t/m}^2$ （供試体No.4）であるから、

$$P_1 = 3860 / \left(\frac{0.342}{0.03125} + \frac{0.1625}{0.001302} \right) = 3860 / 135.8 = 28.4 \text{t}$$

$$P_4 = 3650 / 135.8 = 26.9 \text{t}$$

これらが、柱前面の支圧コンクリートが圧壊を始める荷重と考えられる。

(3) セン断破壊荷重

せん断力に対しては、ひび割れが45° 方向に分布すると仮定し、抵抗深さは根入れ長の半分とする(図-3.5)。抵抗深さの根拠は、柱の回転中心より上側のみがせん断力に対する支圧面となると考えたことによる。このとき、せん断力を受ける面積は、次のようになる。

$$\begin{aligned} A &= \sqrt{2}d \times (h/2) \times 2 \\ &= \sqrt{2} \times 17 \times 25 \\ &= 601 \text{cm}^2 \end{aligned}$$

よって供試体No.1のせん断耐力は、コンクリートの圧縮強度試験から得られたせん断強度 51.5kg/cm^2 を用いて、

$$\begin{aligned} H &= \tau_p A = 51.5 \times 601 \\ &= 31.0 \text{t} \end{aligned}$$

これが折り曲げ鉄筋がない場合のせん断耐力である。折り曲げ鉄筋がある場合には、D13($A_s = 1.267 \text{cm}^2$)を1本配しているので、2断面分の強度が次のように求められる。

$$\text{鉄筋のせん断破壊強度} = 1.267 \times 2 \times 2400 = 6.08 \text{t}$$

供試体No.4のせん断強度の実験値は 48.7kg/cm^2 であるので、このとき $H = 48.7 \times 601 = 29.3 \text{t}$ 、これに 6.1t を上乗せして 35.4t が折り曲げ鉄筋がある場合のせん断耐力となる。

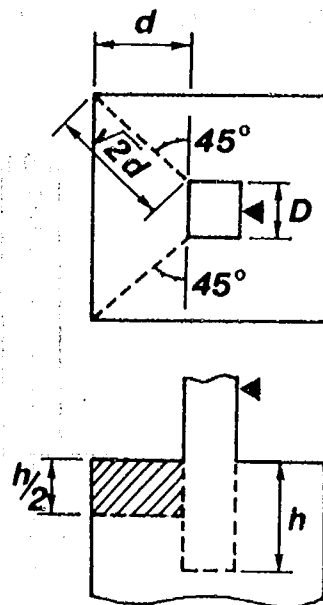


図-3.5 セン断抵抗面積の考え方

したがって、せん断破壊荷重は、

$$\text{供試体No.1} : P = H / 0.342 = 31.0 \text{t} / 0.342 = 90.6 \text{t}$$

$$\text{供試体No.2} : P = H / 0.342 = 35.4 \text{t} / 0.342 = 103.5 \text{t}$$

以上の結果をまとめれば、表-3.2のようになる。

表-3.2 計算上の破壊荷重等の一覧

	折り曲げ鉄筋なし(B-1)	折り曲げ鉄筋有り(B-4)
柱の降伏荷重	27.3t (補強前)	
受け台： 曲げ破壊荷重	28.4t	26.9t
せん断破壊荷重	90.6t	103.5t

3. 3 剛接部供試体

3. 3. 1 試験体の形状寸法と配筋

図-3.6に剛接部供試体の一般図を、図-3.7にその配筋図を示す。供試体は、鉛直より 20° 傾けて製作しているので、剛接部に軸力、せん断力、曲げモーメントが作用する。また、供試体は桁断面の方が大きいので、桁を下側にセットして実験している。

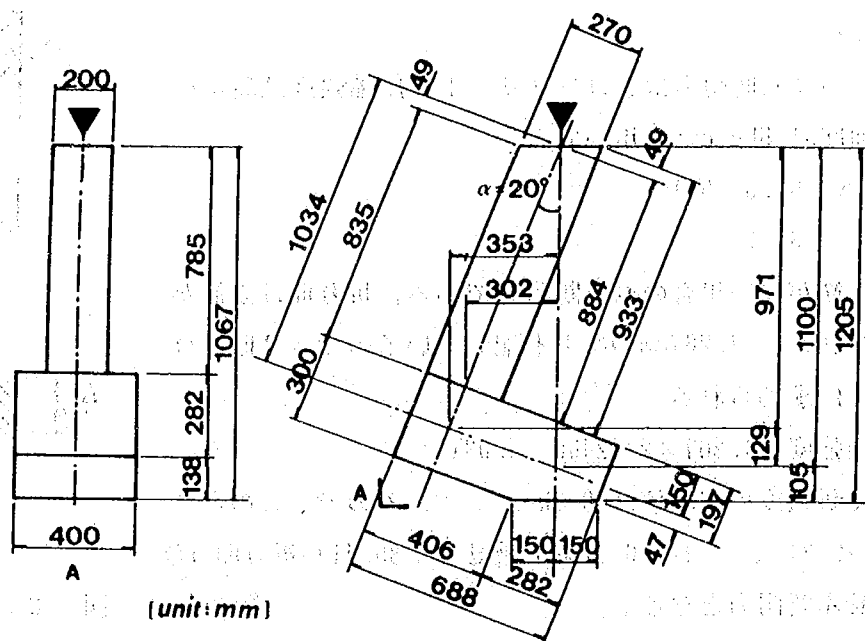


図-3.6 剛接部供試体一般図

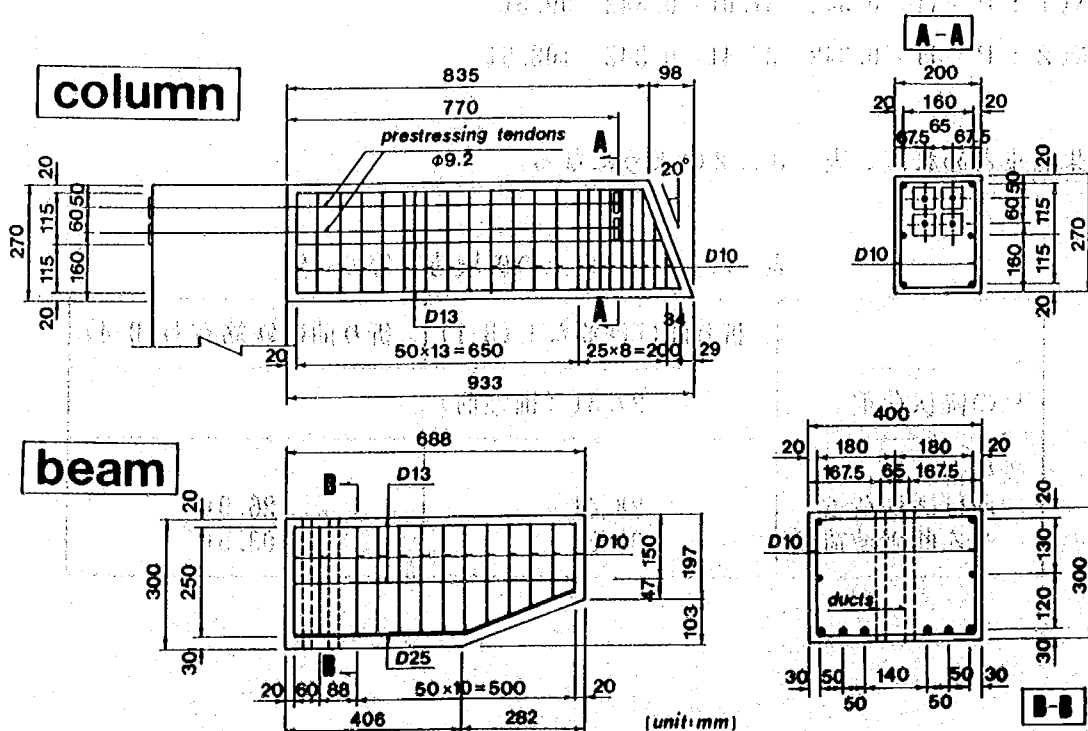


図-3.7 剛接部供試体配筋図

3. 3. 2 供試体の破壊荷重等の算定

(1) 剛接部

・開口時荷重の算出

柱断面の断面積、断面係数、偏心量および有効プレストレス量は次のようである。

$$\text{断 面 積} : A_c = 20 \times 27 = 540 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面 1 次モーメント} : Z_c = \frac{1}{6} \times 20 \times 27^2 = 2430 \text{ cm}^3$$

$$\text{偏 心 量} : e = 5.5 \text{ cm}$$

$$\text{有効プレストレス} : P_e = 4 \text{ t/本} \quad (n = 4 \text{ 本})$$

外力による荷重を P とすると軸力、せん断力、曲げモーメントは傾斜角 20° を考慮して次式で与えられる。

$$N = 0.940 P (\text{t}), \quad Q = 0.342 P (\text{t}), \quad M = 0.302 P (\text{tm})$$

外力による応力は以下のように求められる。

$$\text{上縁} \quad \sigma_{cd u} = \frac{N}{A_c} - \frac{M}{Z_c} = \frac{0.940 P \times 10^3}{540} - \frac{0.302 P \times 10^5}{2430}$$

$$= 1.74 P - 12.43 P = -10.69 P \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_{cd l} = 1.74 P + 12.43 P = 14.17 P \text{ kg/cm}^2$$

又、プレストレスによる応力は次のように計算できる。

$$\text{上縁} \quad \sigma_{cpe u} = \frac{P_e n}{A_c} + \frac{P_e n}{Z_c} e = \frac{4000 \times 4}{540} + \frac{4000 \times 4}{2430} \times 5.5$$

$$= 29.63 + 36.21 = 65.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_{cpe l} = 29.63 - 36.21 = -6.58 \text{ kg/cm}^2$$

したがって合成応力度は、

$$\text{上縁} : \sigma_{cu} = -10.69 P + 65.84$$

$$\text{下縁} : \sigma_{cl} = 14.17 P - 6.58$$

上縁において合成応力が0となる P を求めると 6.2 t を得る。すなわち、この時点で引張側の接合面が開く計算になる。

・曲げ破壊荷重の算出

終局つり合い鋼材比 p_o が以下の式を満足するとき、鋼材降伏先行型となる。

$$p_o \left(= \frac{0.68 \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.015} \cdot \frac{\sigma_{cd}}{0.93 \sigma_{pud}} \right) \geq \frac{A_p}{b d p}$$

ここに、 p_o : 終局つり合い鋼材比

ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ ($\varepsilon_{cu} \approx 0.0035$)

σ_{cd} : コンクリートの設計基準強度

σ_{pud} : P C 鋼材の引張強さ

A_p : P C 鋼材量

b : 圧縮フランジの有効幅

d_p : PC鋼材の有効高さ

数値を代入して計算すると、

$$p_o = \frac{0.68 \times 0.0035}{0.0035 + 0.015} \times \frac{654}{0.93 \times 12000} = 0.0075$$

$$\text{右辺} = \frac{0.6648 \times 4}{20 \times 19} = 0.0070$$

$$0.0075 \geq 0.0070$$

したがって、鋼材降伏先行型となり、次式で破壊曲げモーメントが計算される。

$$M_u = A_p \cdot 0.93 \sigma_{pu} d \left(1 - \frac{1}{2} \frac{A_p \cdot 0.93 \sigma_{pu} d}{0.85 \sigma_{ck} \cdot b} \right)$$

$$= 0.6648 \times 4 \times 0.93 \times 12000 \times \left(19 - \frac{1}{2} \frac{0.6648 \times 4 \times 0.93 \times 12000}{0.85 \times 654 \times 20} \right)$$

$$= 29677 \times (19 - 1.33)$$

$$= 524000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$= 5.24 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\therefore P_u = 5.24 / 0.302 = 17.4 \text{ t}$$

(2) 柱のせん断耐力

$$Q = \tau_{cu} (b w d) + \frac{A_w \cdot \sigma_s \cdot d}{1.15 a}$$

$$= 87.2 \times 20 \times 25 + \frac{1.42 \times 3000 \times 25}{1.15 \times 5}$$

$$= 43600 + 18500 (\text{kg})$$

$$= 62.1 \text{ t}$$

$$\text{ここに、} \tau_{cu} = \text{コンクリートのせん断強度} = \frac{\sigma_c}{7.5} = \frac{654}{7.5} = 87.2 \text{ kg/cm}^2$$

b w = 柱の幅

d = 柱の有効高

A_w = せん断鉄筋の断面積(D10)

σ_s = 鉄筋の降伏点

a = せん断鉄筋の間隔

したがって、柱のせん断破壊荷重は、P_u = Q / 0.342 = 181.6 t となる。

(3) 桁の破壊荷重

1) 曲げ破壊

単鉄筋長方形ばりとして考える。D25を6本配置すると、

$$A_s = 5.067 \times 6 = 30.4 \text{ cm}^2$$

$$\therefore M_y = \sigma_s \cdot A_s \cdot \frac{7}{8} d = 3000 \times 30.4 \times \frac{7}{8} \times 27 = 21.55 \times 10^5 \text{ kgcm}$$

$$= 21.55 \text{ tm}$$

$$M_y = 0.353 P \times \frac{241}{376}$$

$$\therefore P = 95.2 \text{ t}$$

2) せん断破壊

$$Q = 87.2 \times 40 \times 27 + \frac{1.42 \times 3000 \times 27}{1.15 \times 5}$$

$$= 94200 + 20000 (\text{kg})$$

$$= 114.2 \text{ t}$$

$$\therefore P = 114.2 / 0.940 = 121.5 \text{ t}$$

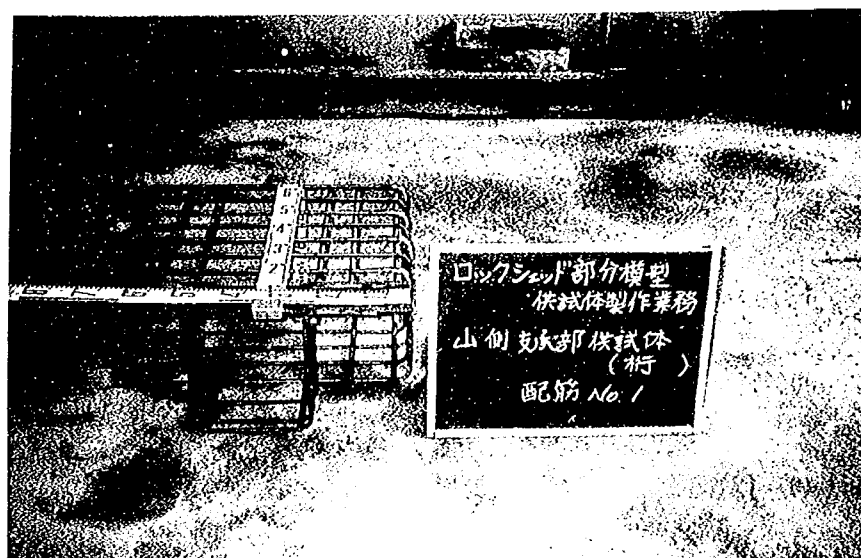
以上の結果をまとめれば、表-3.3を得る。表中の最下段には、静的載荷実験結果も併せて示す。

表-3.3 計算上の破壊荷重等の一覧

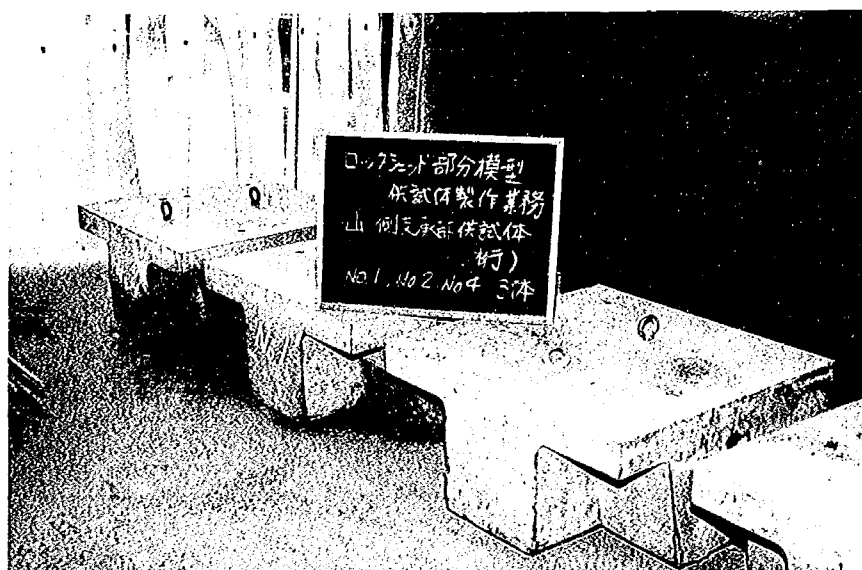
	荷重
剛接部：	
開口時荷重	6.2t
曲げ破壊荷重	17.4t
柱：	
せん断破壊荷重	181.6t
桁：	
曲げ破壊荷重	95.2t
せん断破壊荷重	121.5t
実験による破壊荷重	15.0t

3. 4 供試体製作状況

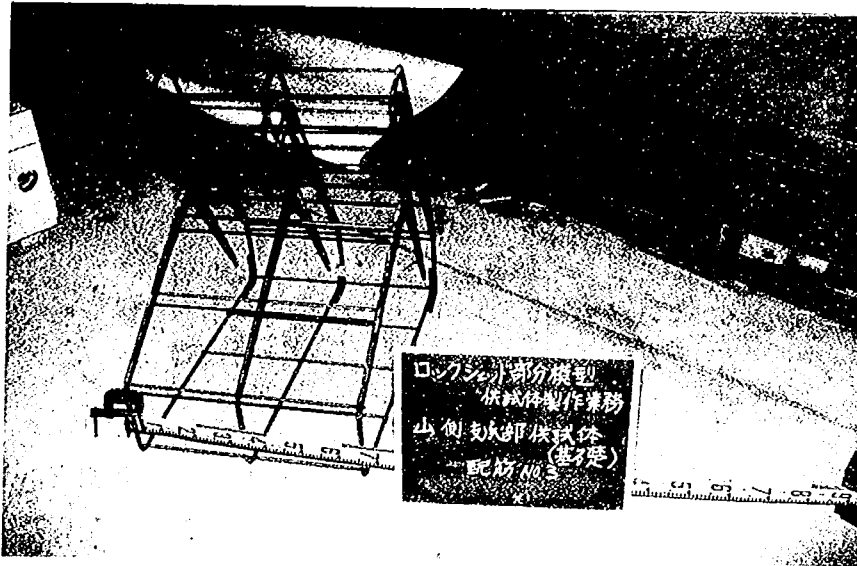
写真－3. 1～3. 15 に、各シリーズ模型供試体の製作状況を示す。



写真－3. 1 山側支承部供試体（桁）の鉄筋組立時

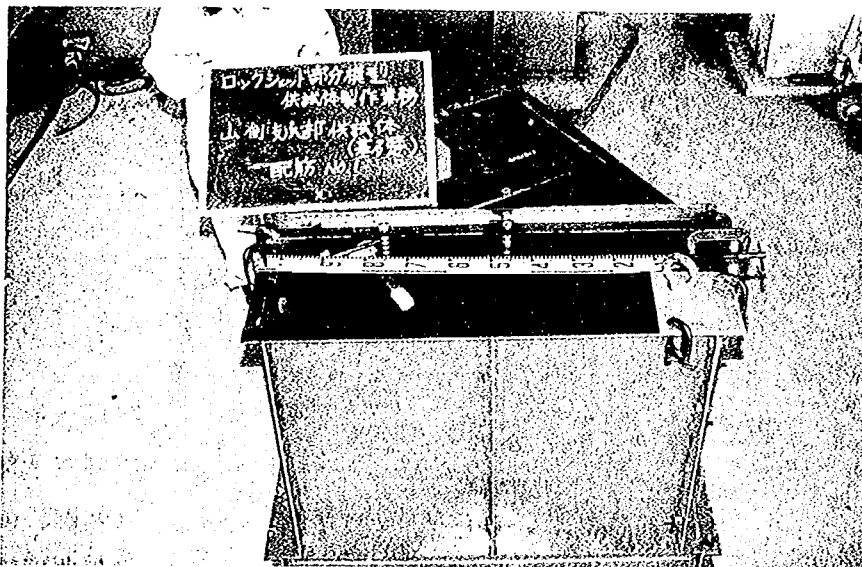


写真－3. 2 山側支承部供試体（桁）の完成時



写真－ 3 . 3

山側支承部供試体
(基礎) の鉄筋組立時



写真－ 3 . 4

山側支承部供試体
(基礎) 打設完了時



写真－ 3 . 5

山側支承部供試体
(基礎) の完成時



写真-3. 6

谷側支承部供試体
(基礎)の鉄筋組立時
(折曲げ鉄筋なし)

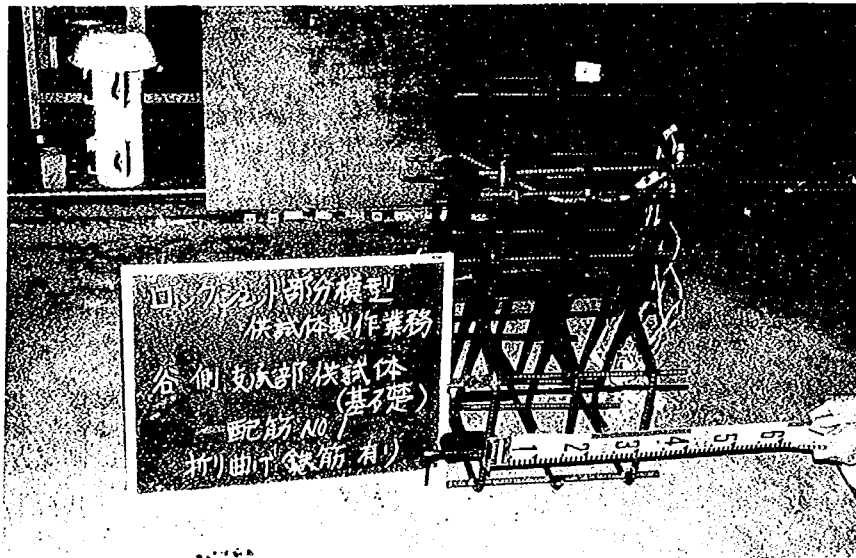


写真-3. 7

谷側支承部供試体
(基礎)の鉄筋組立時
(折曲げ鉄筋有り)

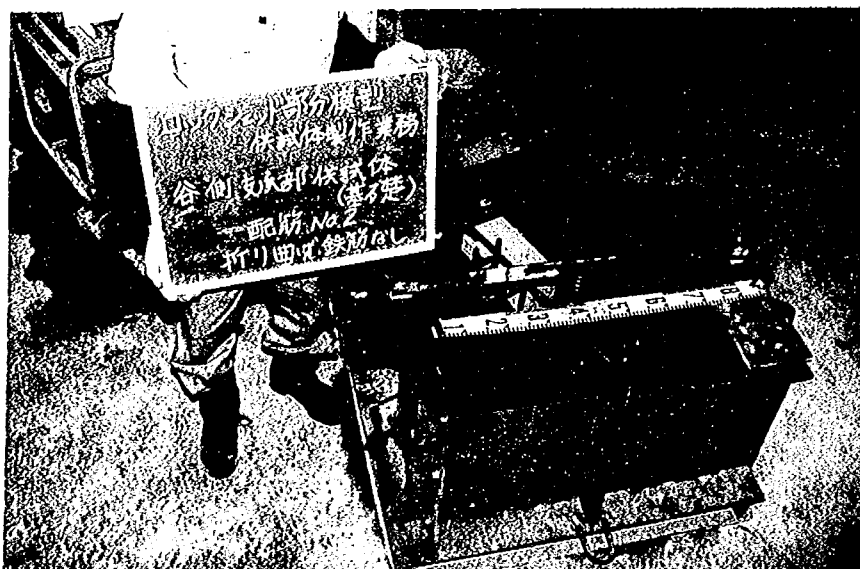
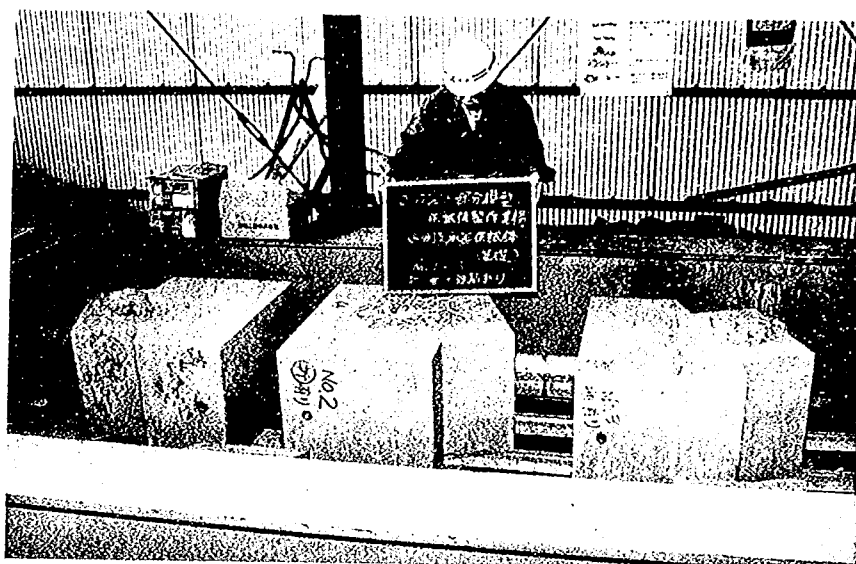


写真-3. 8

谷側支承部供試体
(基礎)の打設前



写真－ 3 . 9
谷側支承部供試体
（基礎）の完成時



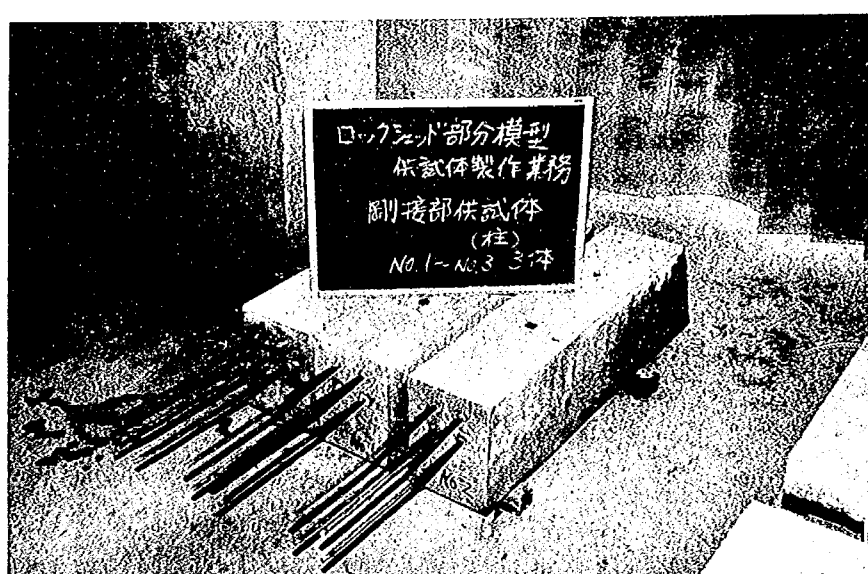
写真－ 3 . 10
谷側支承部供試体
（柱）配筋状況



写真－ 3 . 11
谷側支承部供試体
（柱）完成時



写真－3. 1 2 剛接部供試体（柱）鉄筋組立時



写真－3. 1 3 剛接部供試体（柱）完成時

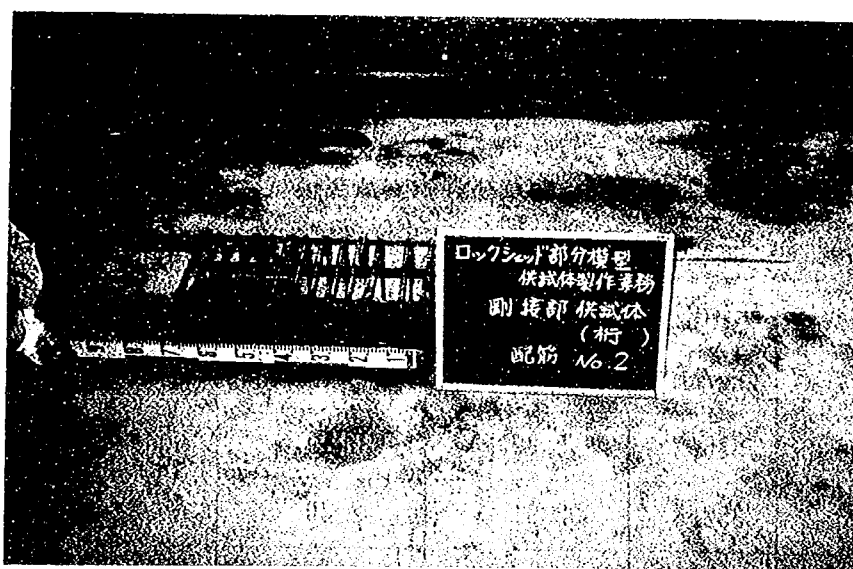


写真-3. 14 剛接部供試体（桁）鉄筋組立時



写真-3. 15 剛接部供試体（桁）完成時

3. 5 材料試験

コンクリート試験体の実験時圧縮強度と弾性定数を表-3. 4~3. 5に示す。山側支承部及び谷側支承部供試体の基礎コンクリートと、剛接部供試体コンクリートの設計基準強度は、それぞれ210kg/cm²、600kg/cm²であった。なお、山側支承部供試体中の桁及び谷側支承部供試体中の柱の設計基準強度は600kg/cm²であるが、28日強度でそれぞれ708、703kg/cm² という結果が得られており、これについては今回の実験では、破壊の対象部位ではないので、実験時の圧縮強度試験は行わなかった。

表-3. 4 山側支承部及び谷側支承部供試体基礎コンクリートの
圧縮強度試験結果

試験体 番号*	圧縮強度 (kg/cm ²)	弾性定数(×10 ⁵ kg/cm ²)		試 験 体 番 号**	
		Ee (接線)	Ey (割線)		
No. 1	386.2	3.39	2.89	No. 1	折り曲げ 鉄筋なし
No. 2	352.3	2.91	2.20	No. 2	
No. 3	398.9	3.15	2.56	No. 3	
No. 4	365.0	3.03	2.74	No. 4	折り曲げ 鉄筋あり
No. 5	390.5	3.01	2.55	No. 5	
No. 6	352.3	2.58	1.85	No. 6	

*左欄の番号は山側支承部試験体の番号,

**右欄の番号は谷側支承部試験体の番号

表-3. 5 剛接部供試体コンクリートの
圧縮強度試験結果

試験体 番 号	圧縮強度 (kg/cm ²)	弾性定数(×10 ⁶ kg/cm ²)	
		Ee (接線)	Ey (割線)
No. 1	665.9	3.54	3.00
No. 2	654.0	3.53	3.00
No. 3	645.5	3.92	3.42

4.1 靜的載荷實驗結果

変位計設置位置及びひずみゲージ貼付位置を図-4.1に示す。また、実験結果を以下の図に示す。

図-4.3 荷重～鉛直アンカーひずみ曲線

本実験の載荷状況は次のようであった（括弧内は変位計盛変え時の保持荷重）。

P = 19.44 t まで載荷後、変位計盛替え (0.5 t).

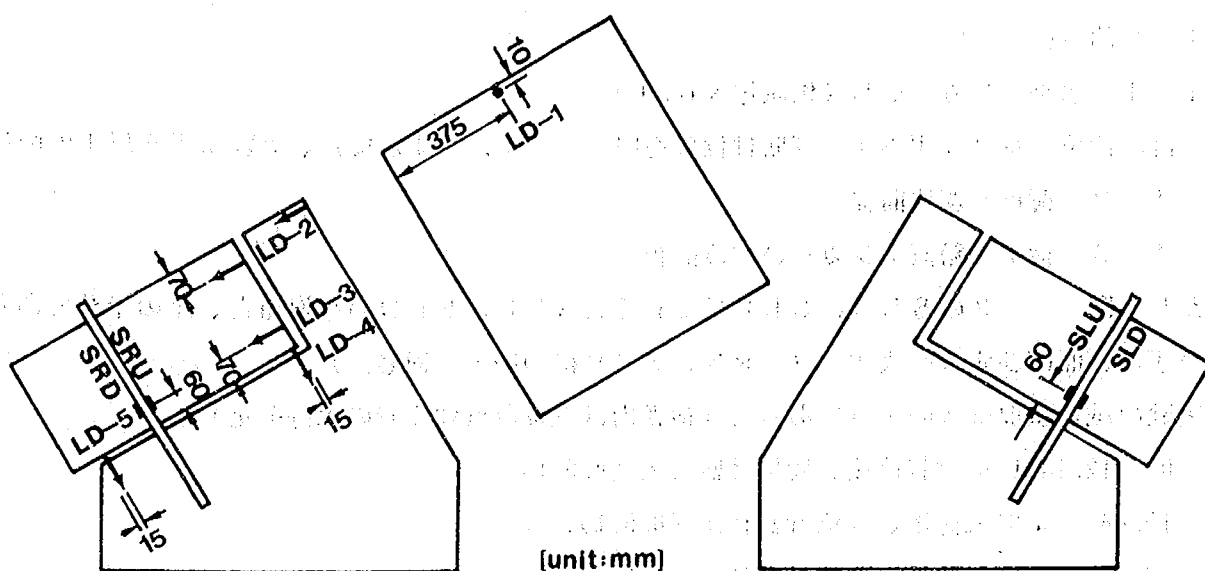
P = 15.04 t まで載荷後、変位計盛替え (0.0 t).

P = 11.71 t まで載荷後、実験終了。

最大載荷荷重は、 $P_{\max} = 19.44 \text{ t}$ であった。これは、縦アソカ一のせん断降伏荷重とせん断破壊荷重の中間にあたる。

“中国日报网” 2006 年 10 月 26 日 08:00 分 00 秒 00 毫秒

（總編輯：陳仲英）（第一版：一九八二年一月）



計測成分表

No	記号	記号の説明
1	L O R D	荷重
2	S L U	左側（東）鉛直アンカー上側ひずみ
3	S L D	左側（東）鉛直アンカー下側ひずみ
4	S R U	右側（西）鉛直アンカー上側ひずみ
5	S R D	右側（西）鉛直アンカー下側ひずみ
6	L D - 1	パラペット背面水平変位
7	L D - 2	右側上側水平変位
8	L D - 3	右側下側水平変位
9	L D - 4	右側上側鉛直変位
10	L D - 5	右側下側鉛直変位

図-4.1 変位計設置位置及びひずみゲージ貼付位置
No.1（水平アンカーなし，静的載荷試験）

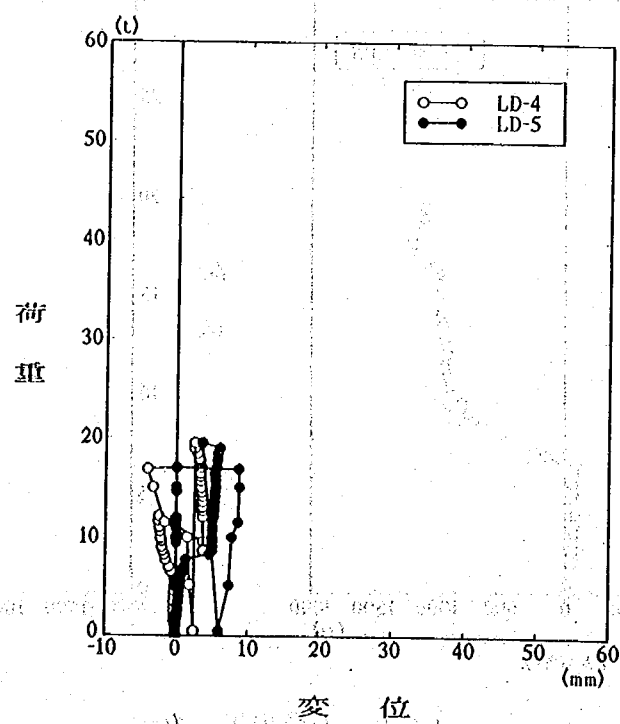
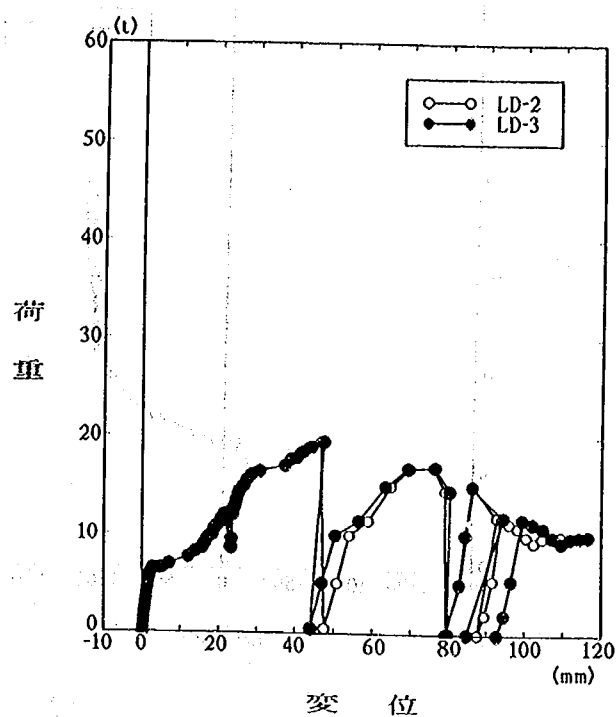
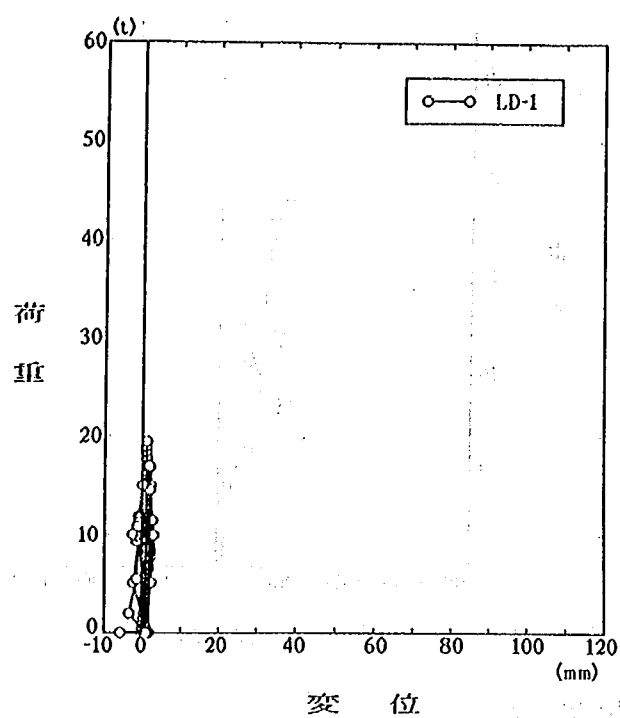
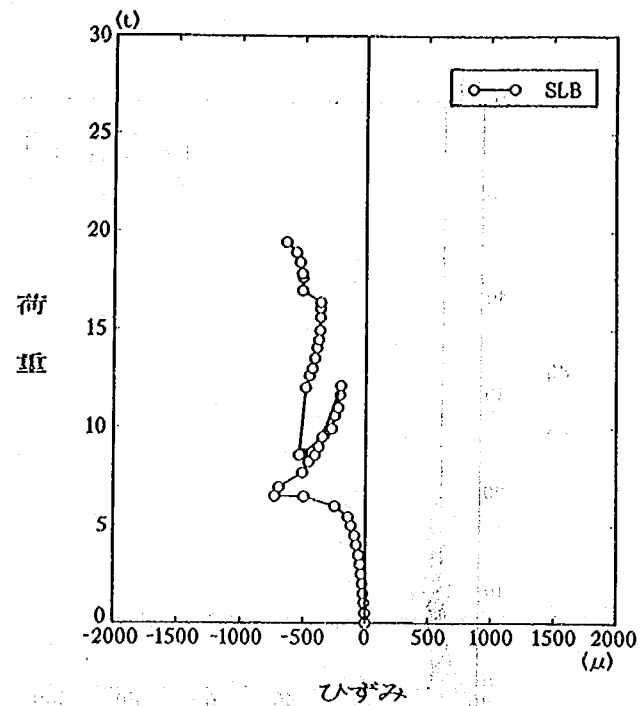
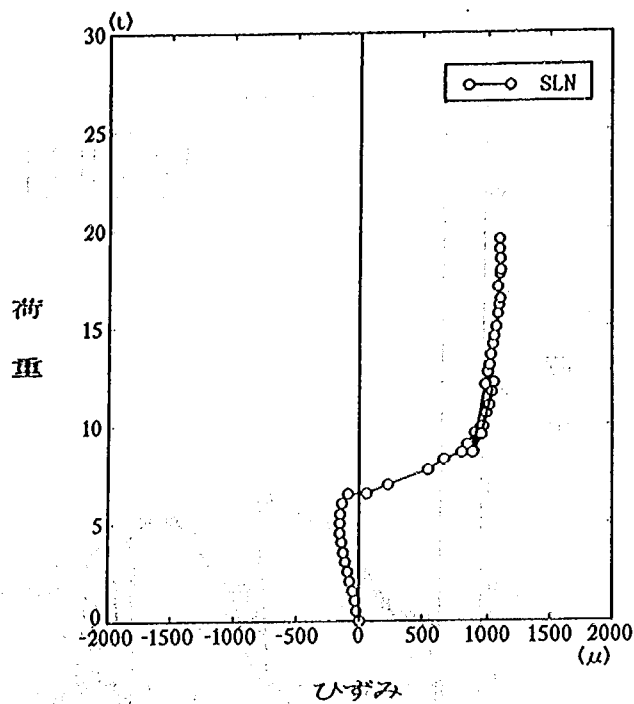
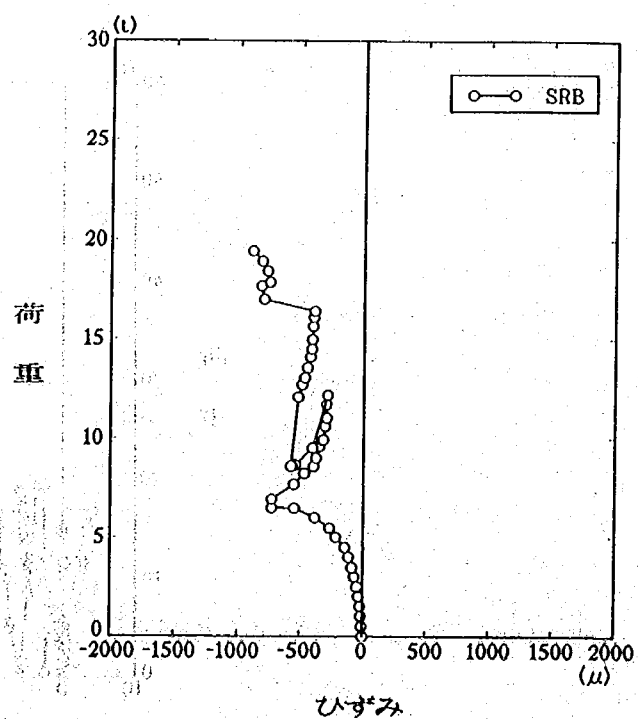
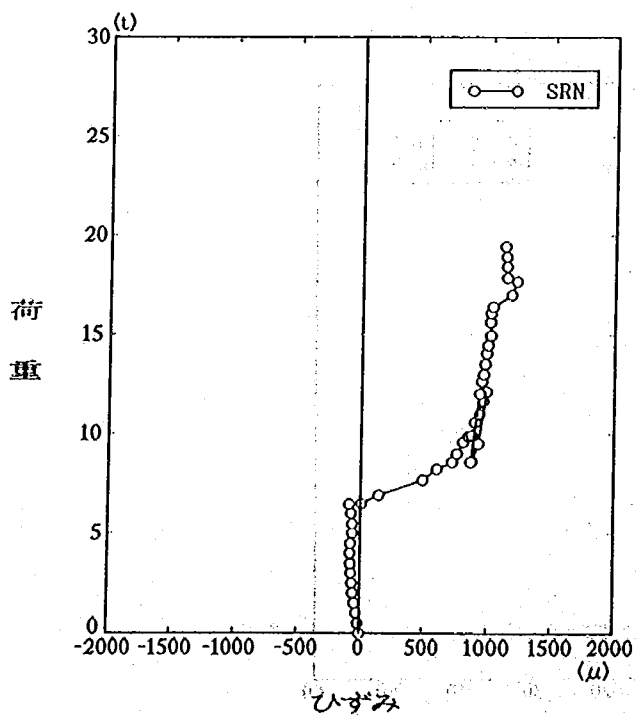


図-4.2 山側供試体N o. 1 (水平アンカーなし, 静的載荷実験)

荷重～変位曲線



(a) 左側のアンカー



(b) 右側のアンカー

図-4.3 山側供試体No.1 (水平アンカーなし, 静的載荷実験)
荷重~鉛直アンカーひずみ

4. 1. 2 水平アンカーあり（供試体N o. 4）

変位計設置位置及びひずみゲージ貼付位置を図-4. 4に示す。また、実験結果を以下の図に示す。

図-4. 5 荷重～変位曲線

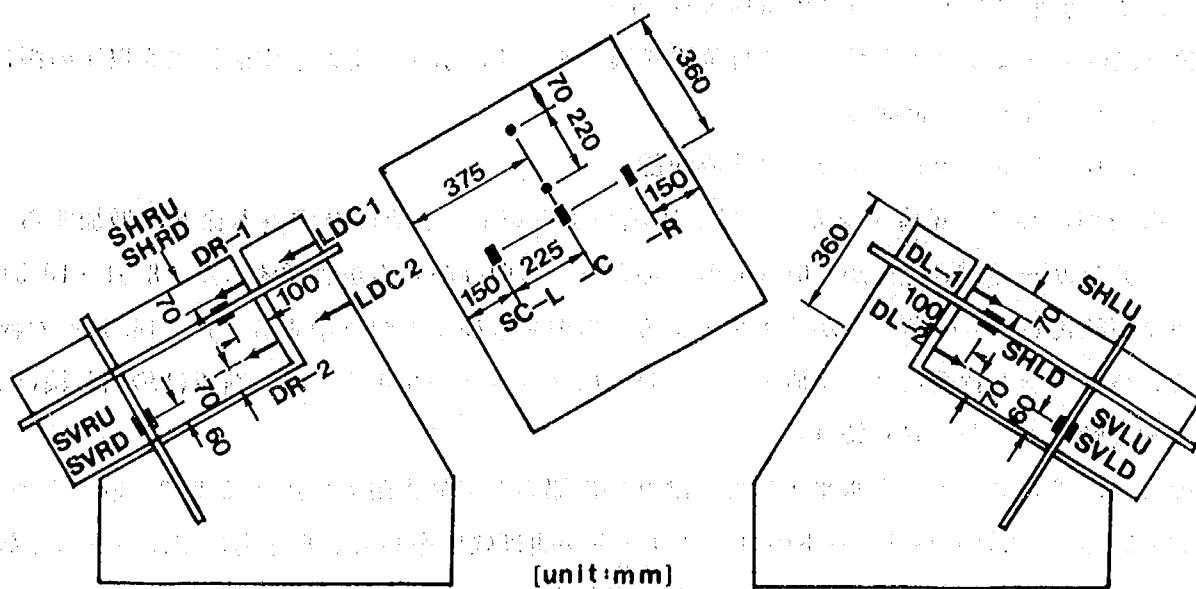
図-4. 6 荷重～鉛直アンカーひずみ曲線

荷重の増加と共に、鉛直アンカーには、圧縮ひずみが生じ、曲げひずみも徐々に増加する。左側（右側）アンカーでは、荷重が5.0t（9.0t）あたりから曲げひずみが急増するが、8.5t（10.5t）あたりで伸びが鈍化し、そのあたりから水平アンカーの引張りひずみが急増する。P=14.5tまで載荷した時点で、パラペット背面及び、鉛直アンカー付近にクラックが発生するが、荷重は増加し続け、鉛直アンカーの軸ひずみが上昇し続ける。

このように鉛直アンカーと水平アンカーは互いに協力して最大耐力に達するまで、桁の水平変位を拘束している。約25tでパラペットのコンクリートが曲げ破壊をして、水平力に耐えられなくなると水平アンカーのひずみが急激に減少し、その分の負担が鉛直アンカーにかかってひずみが急増し、全体耐荷力を失うことになる。

最大耐荷力25tは、水平アンカーが効き始める荷重値8.5tにパラペット部の曲げ破壊強度17.6tを加えた値とほぼ一致している。

荷重 (t)	変位 (mm)	鉛直アンカーひずみ (mm)
0	0	0
5.0	10	0.5
8.5	20	1.0
10.5	30	1.5
14.5	40	2.0
17.6	50	2.5
20.0	60	3.0
22.5	70	3.5
25.0	80	4.0
27.5	90	4.5
30.0	100	5.0
32.5	110	5.5
35.0	120	6.0
37.5	130	6.5
40.0	140	7.0
42.5	150	7.5
45.0	160	8.0
47.5	170	8.5
50.0	180	9.0
52.5	190	9.5
55.0	200	10.0
57.5	210	10.5
60.0	220	11.0
62.5	230	11.5
65.0	240	12.0
67.5	250	12.5
70.0	260	13.0
72.5	270	13.5
75.0	280	14.0
77.5	290	14.5
80.0	300	15.0
82.5	310	15.5
85.0	320	16.0
87.5	330	16.5
90.0	340	17.0
92.5	350	17.5
95.0	360	18.0
97.5	370	18.5
100.0	380	19.0
102.5	390	19.5
105.0	400	20.0
107.5	410	20.5
110.0	420	21.0
112.5	430	21.5
115.0	440	22.0
117.5	450	22.5
120.0	460	23.0
122.5	470	23.5
125.0	480	24.0
127.5	490	24.5
130.0	500	25.0
132.5	510	25.5
135.0	520	26.0
137.5	530	26.5
140.0	540	27.0
142.5	550	27.5
145.0	560	28.0
147.5	570	28.5
150.0	580	29.0
152.5	590	29.5
155.0	600	30.0
157.5	610	30.5
160.0	620	31.0
162.5	630	31.5
165.0	640	32.0
167.5	650	32.5
170.0	660	33.0
172.5	670	33.5
175.0	680	34.0
177.5	690	34.5
180.0	700	35.0
182.5	710	35.5
185.0	720	36.0
187.5	730	36.5
190.0	740	37.0
192.5	750	37.5
195.0	760	38.0
197.5	770	38.5
200.0	780	39.0
202.5	790	39.5
205.0	800	40.0
207.5	810	40.5
210.0	820	41.0
212.5	830	41.5
215.0	840	42.0
217.5	850	42.5
220.0	860	43.0
222.5	870	43.5
225.0	880	44.0
227.5	890	44.5
230.0	900	45.0
232.5	910	45.5
235.0	920	46.0
237.5	930	46.5
240.0	940	47.0
242.5	950	47.5
245.0	960	48.0
247.5	970	48.5
250.0	980	49.0
252.5	990	49.5
255.0	1000	50.0
257.5	1010	50.5
260.0	1020	51.0
262.5	1030	51.5
265.0	1040	52.0
267.5	1050	52.5
270.0	1060	53.0
272.5	1070	53.5
275.0	1080	54.0
277.5	1090	54.5
280.0	1100	55.0
282.5	1110	55.5
285.0	1120	56.0
287.5	1130	56.5
290.0	1140	57.0
292.5	1150	57.5
295.0	1160	58.0
297.5	1170	58.5
300.0	1180	59.0
302.5	1190	59.5
305.0	1200	60.0
307.5	1210	60.5
310.0	1220	61.0
312.5	1230	61.5
315.0	1240	62.0
317.5	1250	62.5
320.0	1260	63.0
322.5	1270	63.5
325.0	1280	64.0
327.5	1290	64.5
330.0	1300	65.0
332.5	1310	65.5
335.0	1320	66.0
337.5	1330	66.5
340.0	1340	67.0
342.5	1350	67.5
345.0	1360	68.0
347.5	1370	68.5
350.0	1380	69.0
352.5	1390	69.5
355.0	1400	70.0
357.5	1410	70.5
360.0	1420	71.0
362.5	1430	71.5
365.0	1440	72.0
367.5	1450	72.5
370.0	1460	73.0
372.5	1470	73.5
375.0	1480	74.0
377.5	1490	74.5
380.0	1500	75.0
382.5	1510	75.5
385.0	1520	76.0
387.5	1530	76.5
390.0	1540	77.0
392.5	1550	77.5
395.0	1560	78.0
397.5	1570	78.5
400.0	1580	79.0
402.5	1590	79.5
405.0	1600	80.0
407.5	1610	80.5
410.0	1620	81.0
412.5	1630	81.5
415.0	1640	82.0
417.5	1650	82.5
420.0	1660	83.0
422.5	1670	83.5
425.0	1680	84.0
427.5	1690	84.5
430.0	1700	85.0
432.5	1710	85.5
435.0	1720	86.0
437.5	1730	86.5
440.0	1740	87.0
442.5	1750	87.5
445.0	1760	88.0
447.5	1770	88.5
450.0	1780	89.0
452.5	1790	89.5
455.0	1800	90.0
457.5	1810	90.5
460.0	1820	91.0
462.5	1830	91.5
465.0	1840	92.0
467.5	1850	92.5
470.0	1860	93.0
472.5	1870	93.5
475.0	1880	94.0
477.5	1890	94.5
480.0	1900	95.0
482.5	1910	95.5
485.0	1920	96.0
487.5	1930	96.5
490.0	1940	97.0
492.5	1950	97.5
495.0	1960	98.0
497.5	1970	98.5
500.0	1980	99.0
502.5	1990	99.5
505.0	2000	100.0
507.5	2010	100.5
510.0	2020	101.0
512.5	2030	101.5
515.0	2040	102.0
517.5	2050	102.5
520.0	2060	103.0
522.5	2070	103.5
525.0	2080	104.0
527.5	2090	104.5
530.0	2100	105.0
532.5	2110	105.5
535.0	2120	106.0
537.5	2130	106.5
540.0	2140	107.0
542.5	2150	107.5
545.0	2160	108.0
547.5	2170	108.5
550.0	2180	109.0
552.5	2190	109.5
555.0	2200	110.0
557.5	2210	110.5
560.0	2220	111.0
562.5	2230	111.5
565.0	2240	112.0
567.5	2250	112.5
570.0	2260	113.0
572.5	2270	113.5
575.0	2280	114.0
577.5	2290	114.5
580.0	2300	115.0
582.5	2310	115.5
585.0	2320	116.0
587.5	2330	116.5
590.0	2340	117.0
592.5	2350	117.5
595.0	2360	118.0
597.5	2370	118.5
600.0	2380	119.0
602.5	2390	119.5
605.0	2400	120.0
607.5	2410	120.5
610.0	2420	121.0
612.5	2430	121.5
615.0	2440	122.0
617.5	2450	122.5
620.0	2460	123.0
622.5	2470	123.5
625.0	2480	124.0
627.5	2490	124.5
630.0	2500	125.0
632.5	2510	125.5
635.0	2520	126.0
637.5	2530	126.5
640.0	2540	127.0
642.5	2550	127.5
645.0	2560	128.0
647.5	2570	128.5
650.0	2580	129.0
652.5	2590	129.5
655.0	2600	130.0
657.5	2610	130.5
660.0	2620	131.0
662.5	2630	131.5
665.0	2640	132.0
667.5	2650	132.5
670.0	2660	133.0
672.5	2670	133.5
675.0	2680	134.0
677.5	2690	134.5
680.0	2700	135.0
682.5	2710	135.5
685.0	2720	136.0
687.5	2730	136.5
690.0	2740	137.0
692.5	2750	137.5
695.0	2760	138.0
697.5	2770	138.5
700.0	2780	139.0
702.5	2790	139.5
705.0	2800	140.0
707.5	2810	140.5
710.0	2820	141.0
712.5	2830	141.5
715.0	2840	142.0
717.5	2850	142.5
720.0	2860	143.0
722.5	2870	143.5
725.0	2880	144.0
727.5	2890	144.5
730.0	2900	145.0
732.5	2910	145.5
735.0	2920	146.0
737.5	2930	146.5
740.0	2940	147.0
742.5	2950	147.5
745.0	2960	148.0
747.5	2970	148.5
750.0	2980	149.0
752.5	2990	149.5
755.0	3000	150.0
757.5	3010	150.5
760.0	3020	151.0
762.5	3030	151.5
765.0	3040	152.0
767.5	3050	152.5
770.0	3060	153.0
772.5	3070	153.5
775.0	3080	154.0
777.5	3090	154.5
780.0	3100	155.0
782.5	3110	155.5
785.0	3120	156.0
787.5	3130	156.5
790.0	3140	157.0
792.5	3150	157.5
795.0	3160	158.0
797.5	3170	158.5
800.0	3180	159.0
802.5	3190	159.5
805.0	3200	160.0
807.5	3210	160.5
810.0	3220	161.0
812.5	3230	161.5
815.0	3240	162.0
817.5	3250	162.5
820.0	3260	163.0
822.5	3270	163.5
825.0	3280	164.0
827.5	3290	164.5
830.0	3300	165.0
832.5	3310	165.5
835.0	3320	166.0
837.5	3330	166.5
840.0	3340	167.0
842.5	3350	167.5
845.0	3360	168.0
847.5	3370	168.5
850.0	3380	169.0
852.5	3390	169.5
855.0	3400	170.0
857.5	3410	170.5
860.0	3420	171.0
862.5	3430	171.5
865.0	3440	172.0
867.5	3450	172.5
870.0	3460	173.0
872.5	3470	173.5
875.0	3480	174.0
877.5	3490	174.5
880.0	3500	175.0
882.5	3510	175.5
885.0	3520	176.0
887.5	3530	176.5
890.0	3540	177.0
892.5	3550	177.5
895.0	3560	178.0
897.5	3570	178.5
900.0		



No	記 号	計 測 内 容
1	L O R D	荷重
2	S V L U, S V L D	左側（東）鉛直アンカー上側，下側ひずみ
3	S V R U, S V R D	右側（西）鉛直アンカー上側，下側ひずみ
4	S H L U, S H L D	左側（東）水平アンカー上側，下側ひずみ
5	S H R U, S H R D	右側（西）水平アンカー上側，下側ひずみ
6	S C - L, C, R	パラペット コンクリート左側，中央，右側ひずみ
7	D R - 1, 2	右側水平変位 上側，下側
8	D L - 1, 2	左側水平変位 上側，下側
9	L D C 1, 2	パラペット背面変位 上側，下側

図－４．４ 変位計設置位置及びひずみゲージ貼付位置

N o . 4 （水平アンカー有り，静的載荷試験）

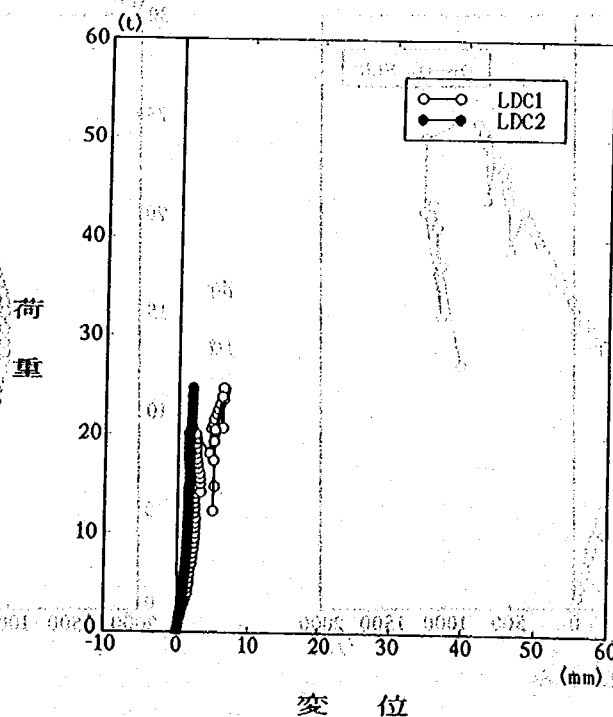
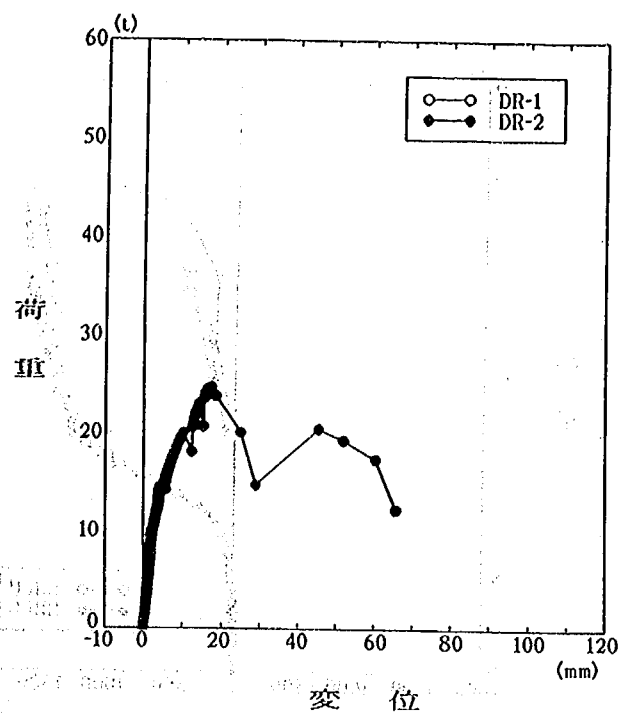
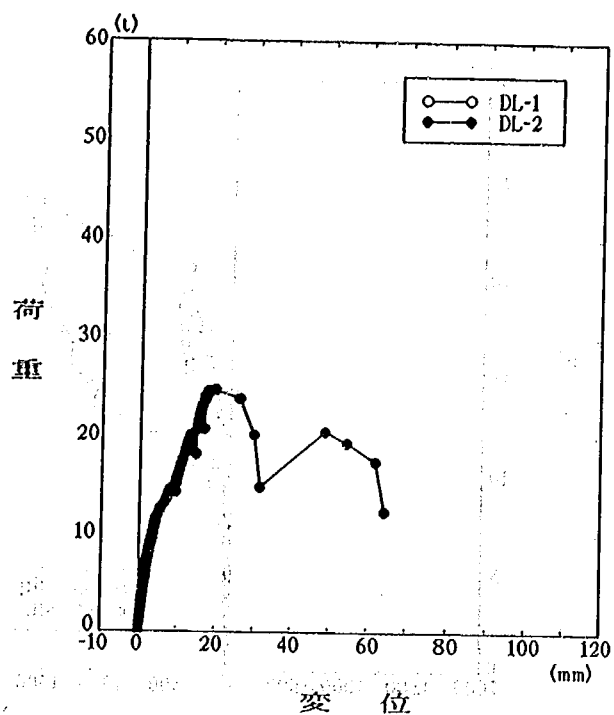
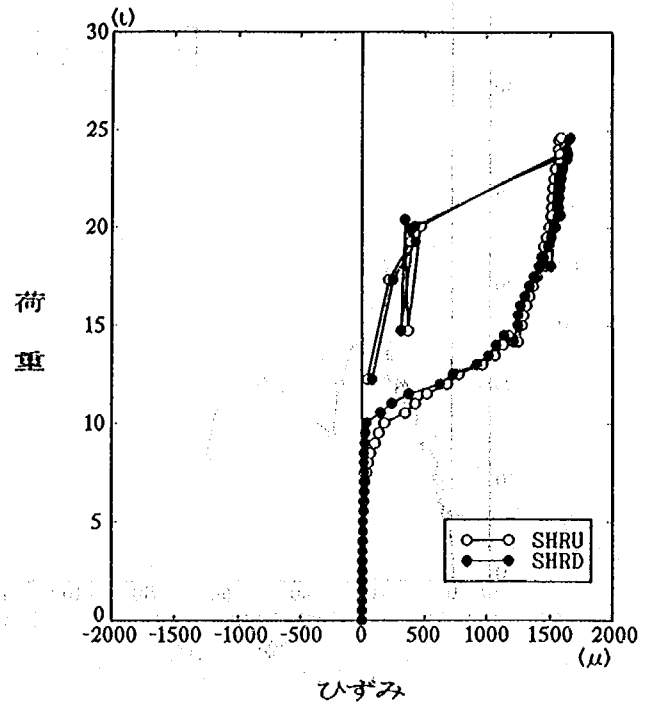
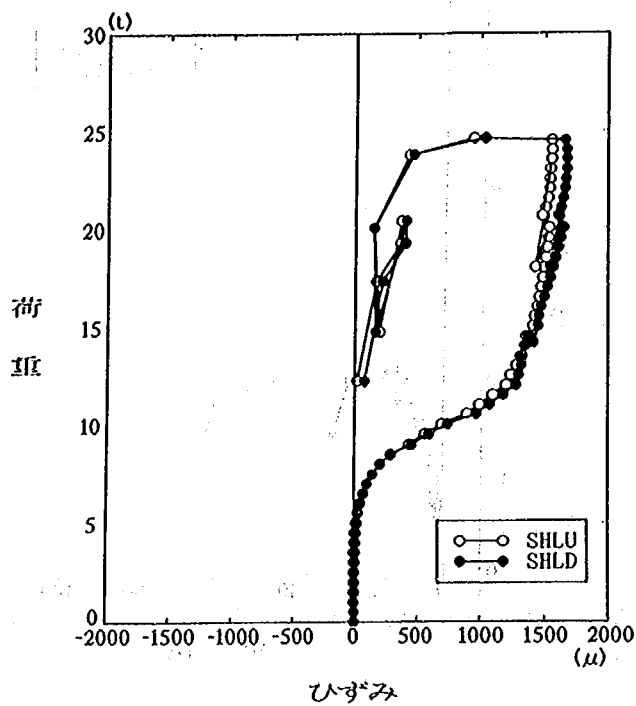
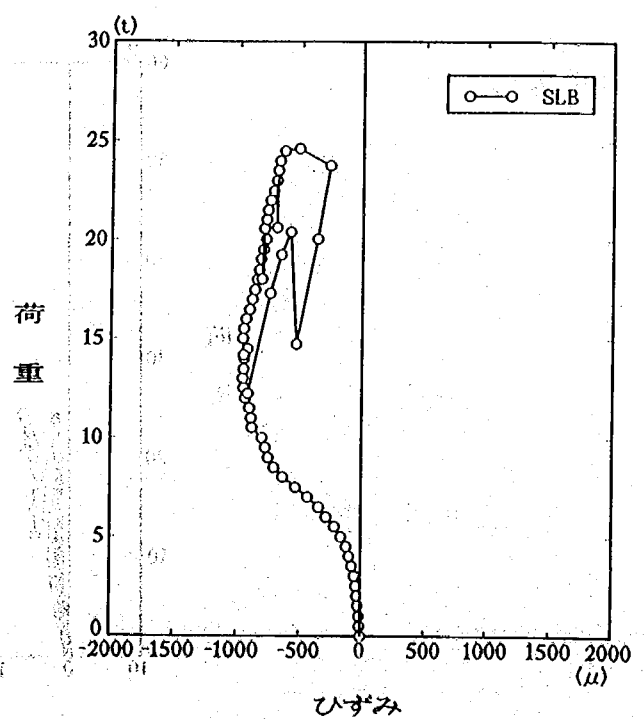
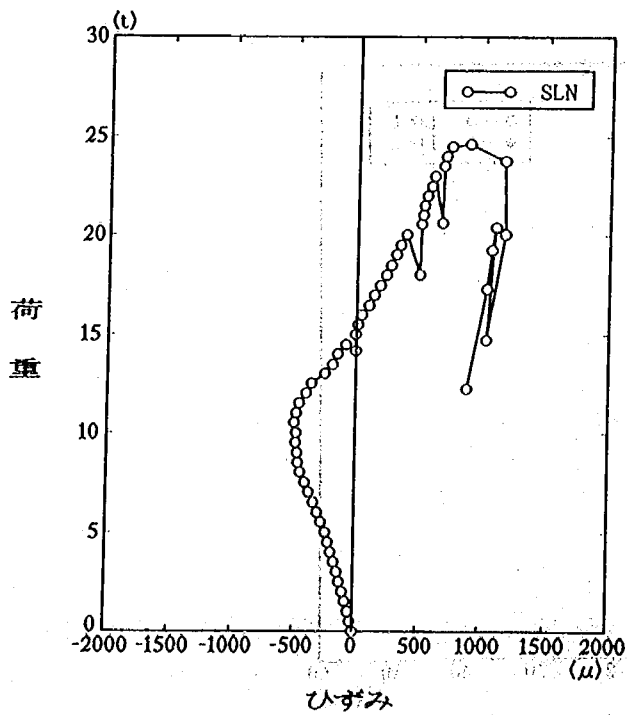


図4.5 山側供試体No.4 (水平アンカーあり, 静的載荷実験) 荷重～変位曲線

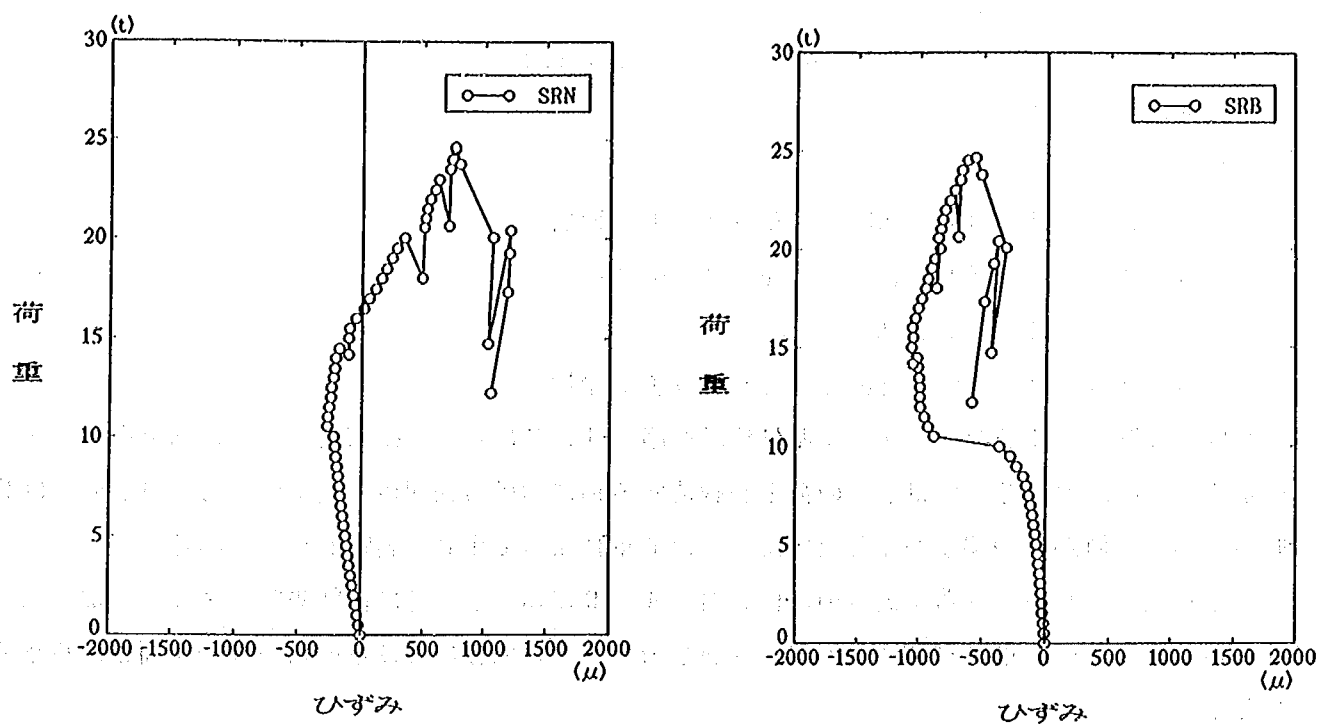


(a) 荷重～水平アンカーひずみ

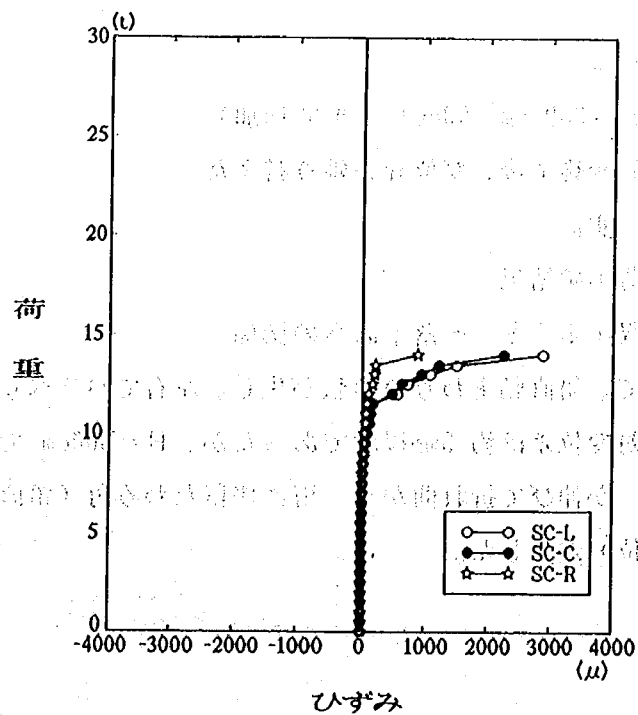


(b) 荷重～鉛直アンカー（左側）ひずみ

図-4.6 山側供試体No.4（水平アンカーあり）静的載荷実験
荷重～ひずみ曲線



(c) 荷重～鉛直アンカー（右側）ひずみ



(d) 荷重～パラペット背面ひずみ

図-4.6 山側供試体No.4（水平アンカーあり，静的載荷実験）
荷重～ひずみ曲線

4. 2 衝撃载荷実験結果

4. 2. 1 水平アンカーなし（その1）（供試体No. 2）

重錘重量 $W = 0.5 \text{ t}$

载荷ステップ:

落下高さ $H = 10 \sim 90 \text{ cm}$ (5 cmピッチで増加)

落下高さ $H = 90 \sim 170 \text{ cm}$ (10 cmピッチで増加)

落下高さ $H = 170, 200 \text{ cm}$

落下高さ $H = 200 \sim 350 \text{ cm}$ (50 cmピッチで増加)

変位計設置位置及びひずみゲージ貼付位置を図-4. 7に示す。衝撃载荷実験の結果を図-4. 8に示す。各図におけるZEROは、その荷重を载荷する前における初期値（残留値）であり、SIG は载荷時の読みとり値から初期値を差し引いた、その荷重によって生じた実質的な値である。

衝撃吸収エネルギー～落下高さの関係を図-4. 9に示す。ここに衝撃吸収エネルギーは、図-2. 4に示したように、重錘打撃による荷重（衝撃力）～変位曲線における最初のループ面積から求めている。

4. 2. 2 水平アンカーなし（その2）（供試体No. 3）

重錘重量 $W = 1.0 \text{ t}$

载荷ステップ:

落下高さ $H = 5 \text{ cm}$

落下高さ $H = 50 \sim 350 \text{ cm}$ (50 cmピッチで増加)

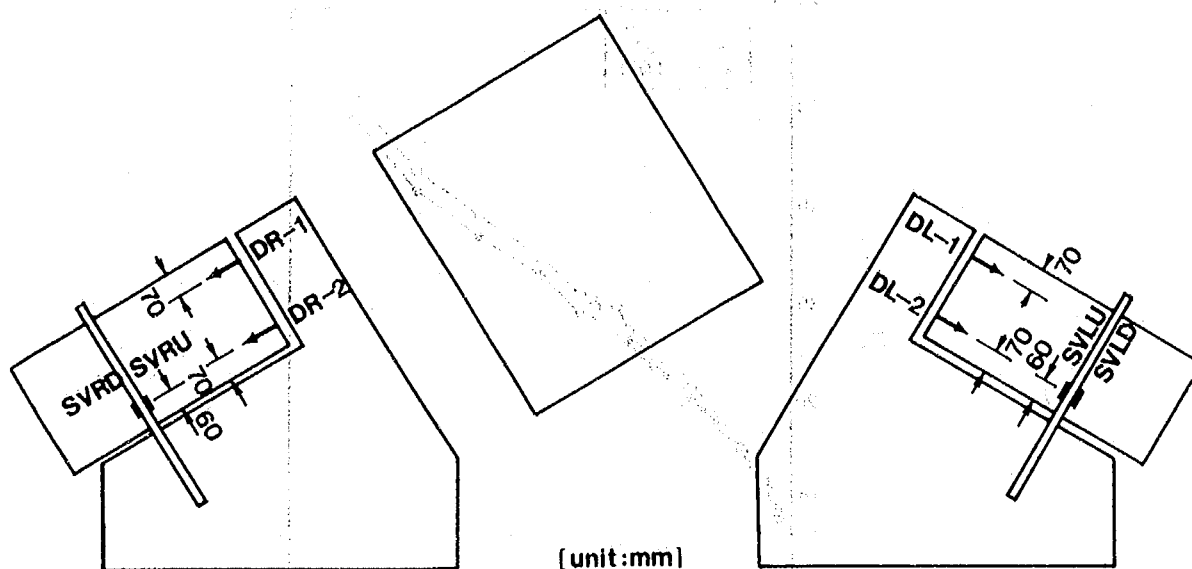
落下高さ $H = 250 \text{ cm}$ 終了後、変位計を盛り替えた。

実験結果を以下の図に示す。

図-4. 10 衝撃载荷実験結果

図-4. 11 衝撃吸収エネルギー～落下高さの関係

本実験では桁部において、鉛直軸まわりの回転が生じ、左右でパラペットとの相対変位に差が生じた。 $H = 250 \text{ cm}$ までは相対変位差は約 5 mm程度であったが、 $H = 300 \text{ cm}$ では約 10 mm以上であった。 $H = 300 \text{ cm}$ で、鉛直アンカーが伸びて折れ曲がり、桁に残留たわみ角（鉛直アンカー側で下向き変位、パラペット側で上向き変位）が生じた。



No	記 号	計 測 内 容
1	A-1	重錘加速度
2	L O R D	荷重
3	S V L U	左側（東）鉛直アンカー上側ひずみ
4	S V L D	左側（東）鉛直アンカー下側ひずみ
5	S V R U	右側（西）鉛直アンカー上側ひずみ
6	S V R D	右側（西）鉛直アンカー下側ひずみ
7	D L - 1	左側上側水平変位
8	D L - 2	左側下側水平変位
9	D R - 1	右側上側水平変位
10	D R - 2	右側下側水平変位

図-4. 7 変位計設置位置及びひずみゲージ貼付位置

No. 2, 3（水平アンカーなし，衝撃载荷実験）

東京商船大学（土木工学部）工学部附属施設（土木工学部）

建築学部附属施設（土木工学部）工学部附属施設（土木工学部）

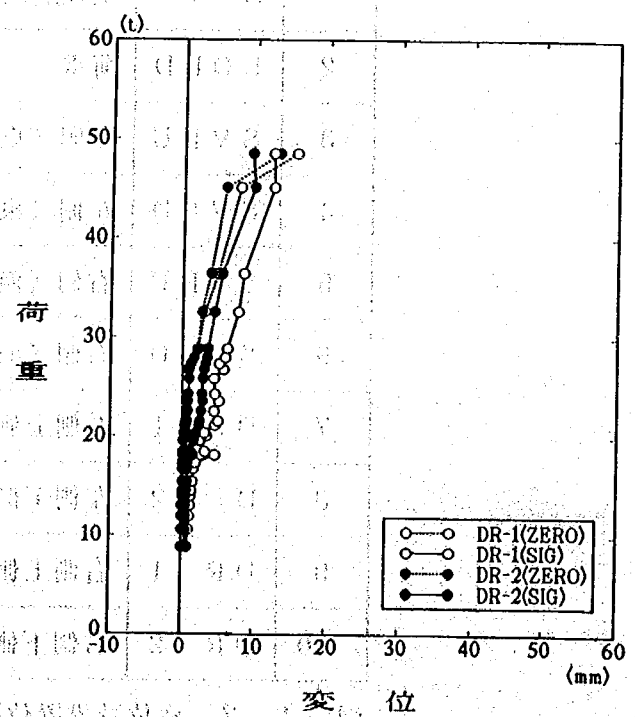
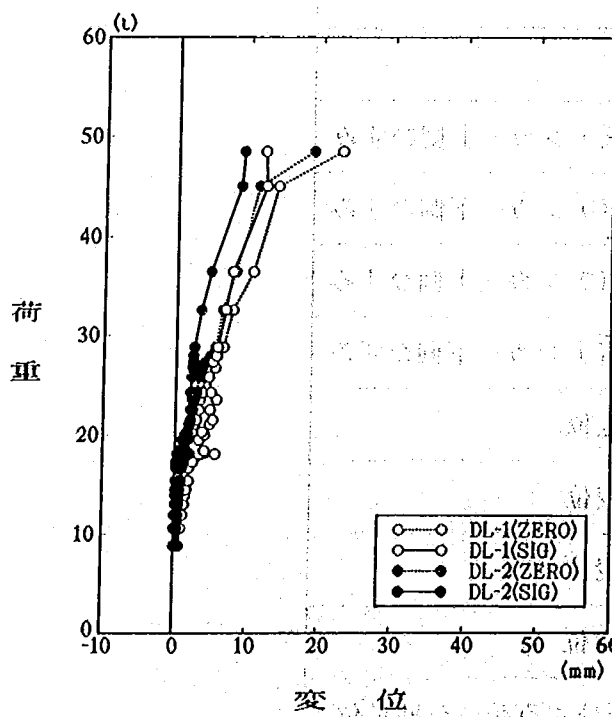
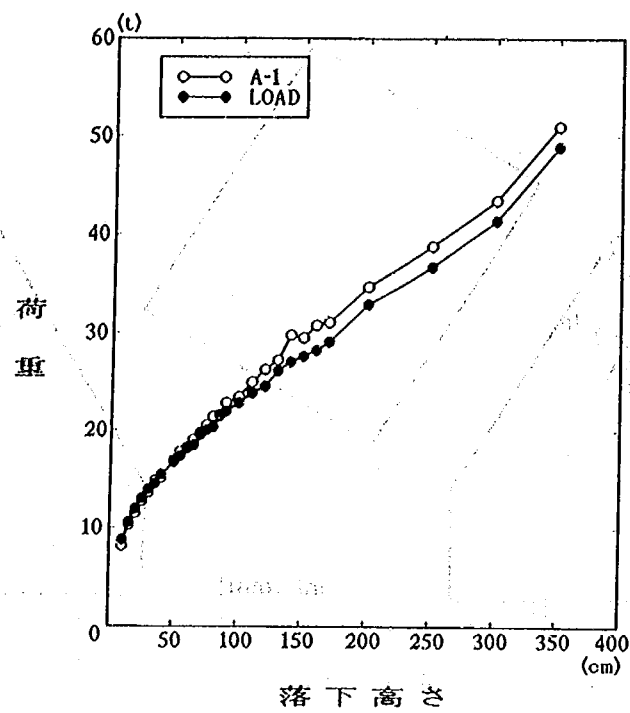


図-4. 8 (a) 山側供試体 2 (水平アンカーなし) 衝撃載荷実験
荷重～落下高さ関係, 荷重～変位曲線

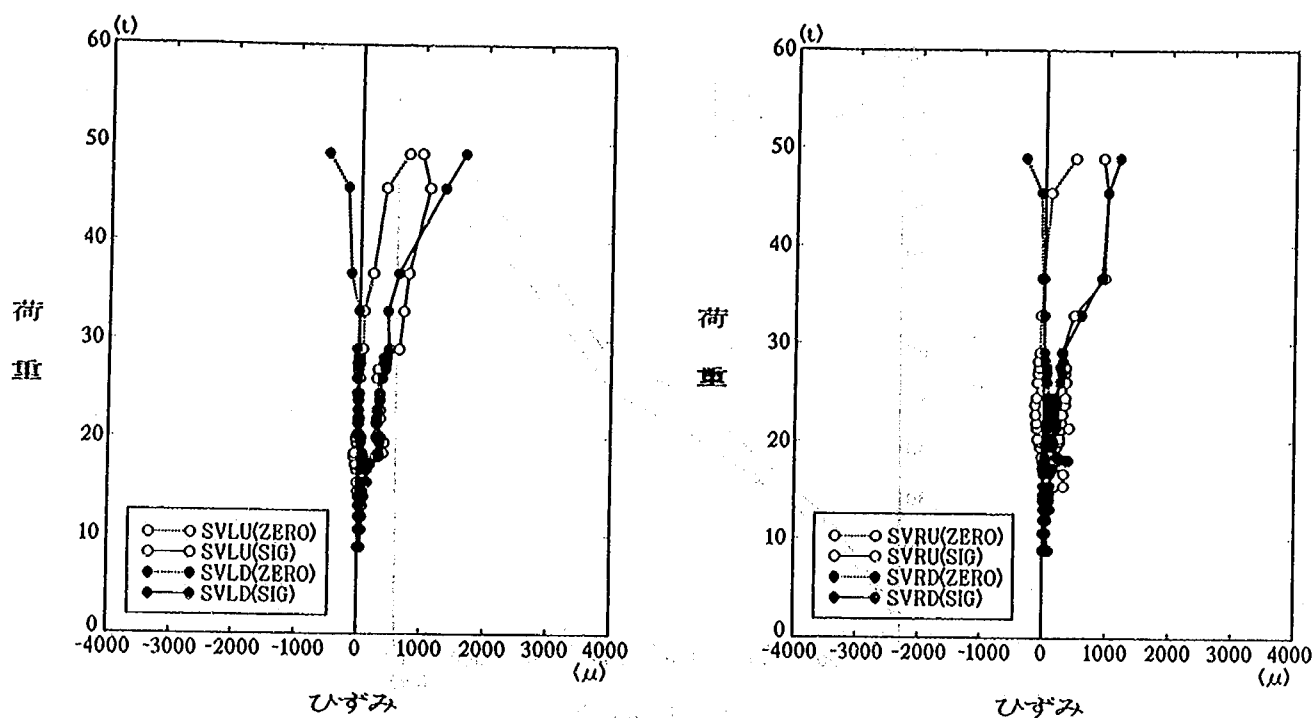


図-4.8(b) 山側供試体2(水平アンカーなし)衝撃载荷実験
荷重～ひずみ曲線

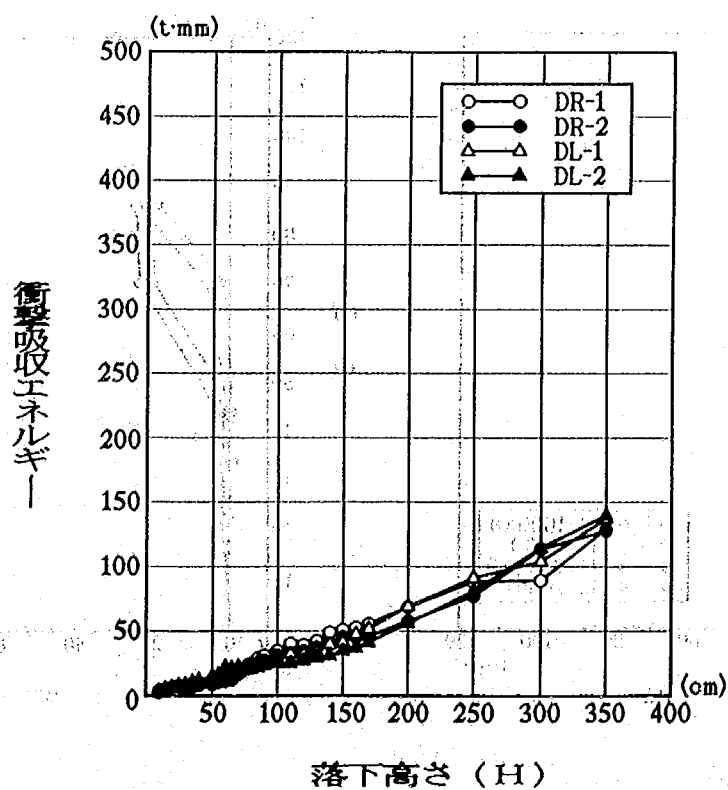


図-4.9 衝撃吸収エネルギー～落下高さの関係
山側供試体2(水平アンカーなし)重錘重量0.5t

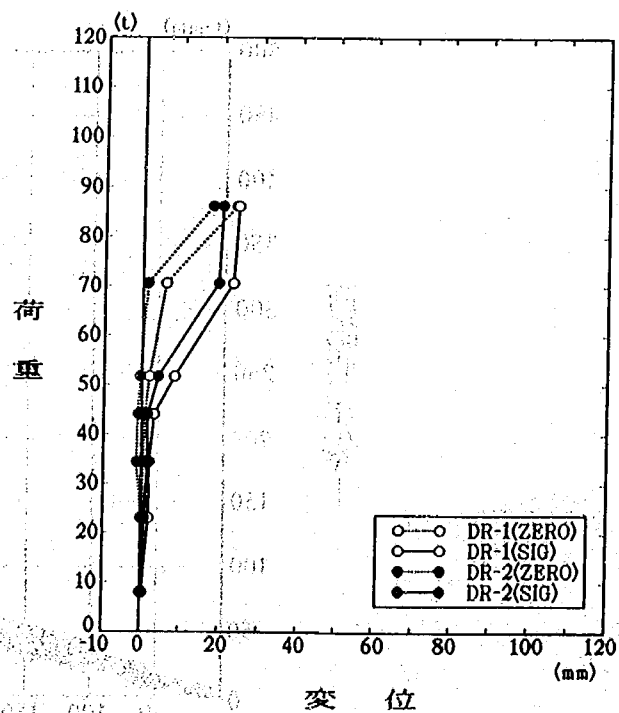
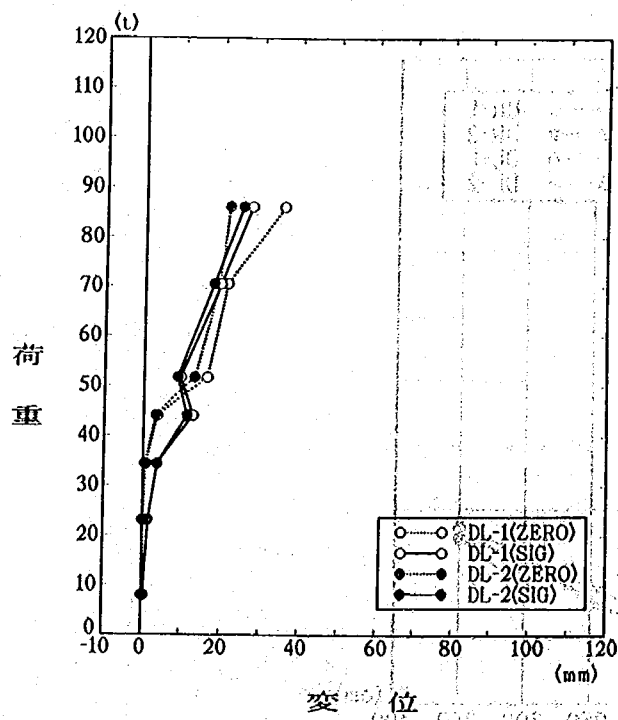
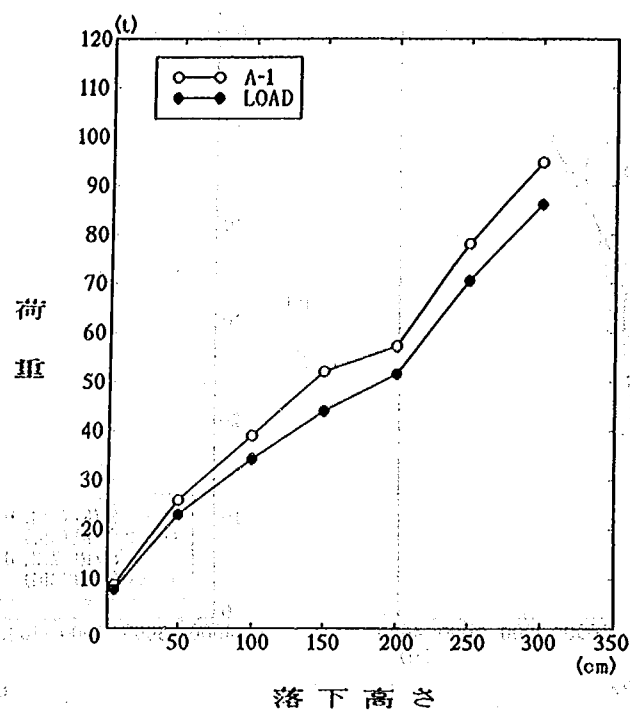


図-4. 10 (a) 山側供試体3 (水平アジガなし) 衝撃載荷実験
 10 (b) 山側供試体3 (水平アジガなし) 衝撃載荷実験
 10 (c) 山側供試体3 (水平アジガなし) 衝撃載荷実験

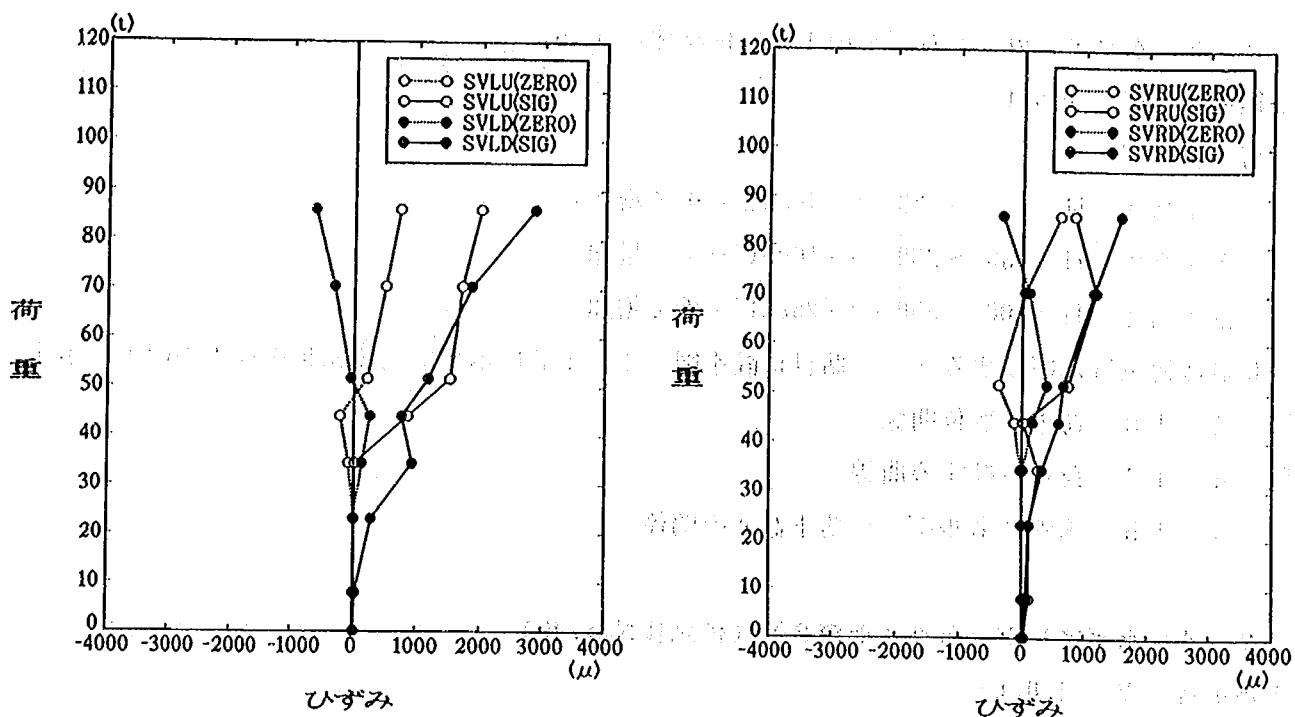


図-4.10(b) 山側供試体3 (水平アンカーなし) 衝撃载荷実験
荷重～ひずみ曲線

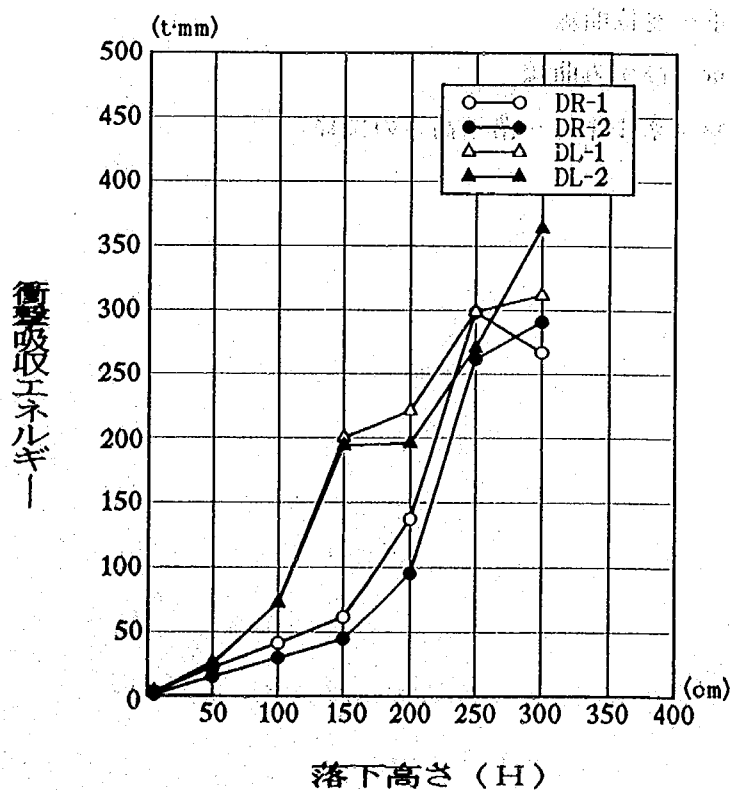


図-4.11 衝撃吸収エネルギー～落下高さの関係 (重錘重量1.0t)
山側供試体3 (水平アンカーなし)

4. 2. 3 水平アンカーあり（その1）（供試体No. 5）

重錘重量 $W = 0.5 \text{ t}$

載荷ステップ:

落下高さ $H = 5 \sim 30 \text{ cm}$ (5 cmピッチで増加)落下高さ $H = 30 \sim 200 \text{ cm}$ (10cmピッチで増加)落下高さ $H = 200 \sim 350 \text{ cm}$ (25cmピッチで増加)

変位計設置位置及びひずみゲージ貼付位置を図-4. 12に示す。実験結果を以下の図表に示す。

圖-4. 13 荷重~變位曲線

図-4. 14 荷重～ひずみ曲線

図-4. 15 衝撃エネルギー～落下高さの関係

4. 2. 4 水平アンカーあり (その2) (供試体 No. 6)

重錘重量 $W = 1.0 \text{ t}$

載荷ステップ:

落下高さ $H = 5 \text{ cm}$

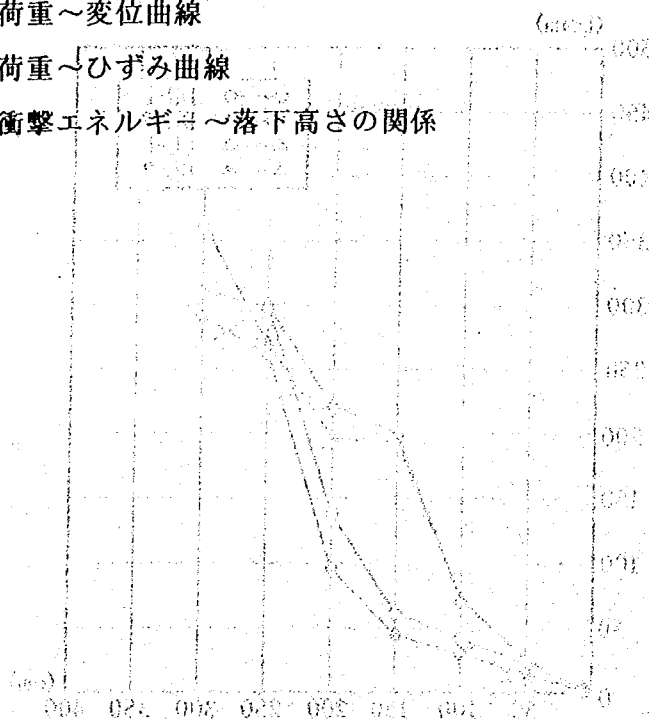
落下高さ $H = 50 \sim 350$ cm (50cmピッチで増加)

実験結果を以下の図表に示す。

圖-4. 16 荷重~變位曲線

図-4. 17 荷重～ひずみ曲線

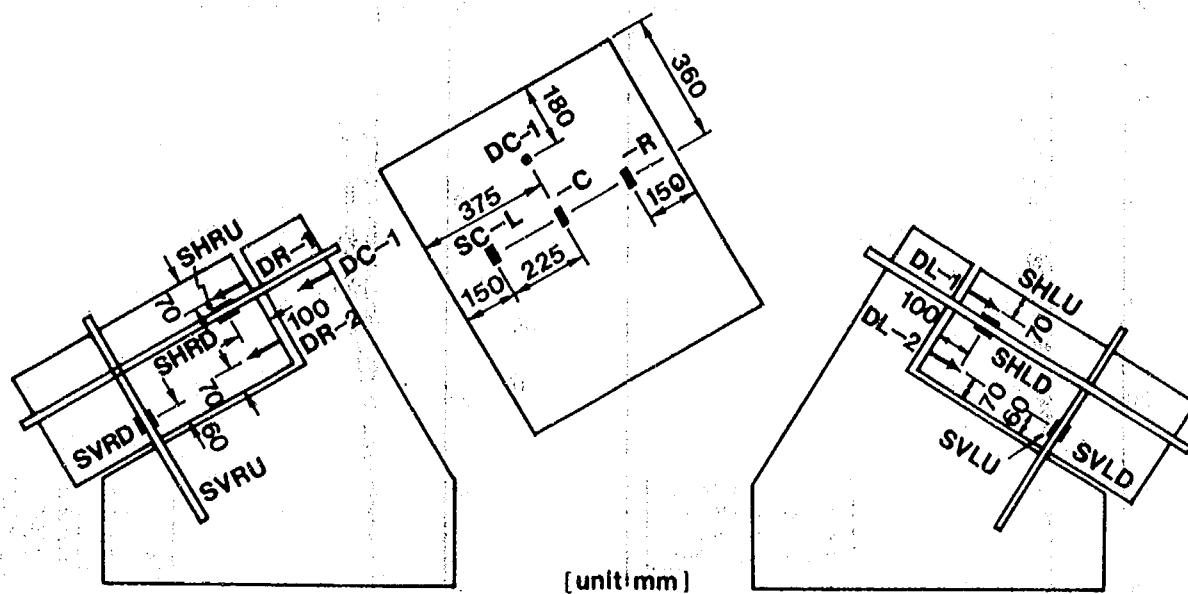
図-4, 18 衝撃エネルギー～落下高さの関係



(11) 589 40

10.10 本表由 船舶稳性计算书 编制人填写, 并经 船舶稳性计算书 审核人审核。

501-200-0000 • 501-200-0000 • 501-200-0000



No	記 号	計測内容
1	A - 1	重錘加速度計
2	L O R D	荷重
3	SVLU, SVLD	左側（東）鉛直アンカー上側，下側ひずみ
4	SVRU, SVRD	右側（西）鉛直アンカー上側，下側ひずみ
5	SHLU, SHLD	左側（東）水平アンカー上側，下側ひずみ
6	SHRU, SHRD	右側（西）水平アンカー上側，下側ひずみ
7	SC-L, C, R	パラペットコンクリート左側，中央，右側ひずみ
8	DR-1, 2	右側水平変位 上側，下側
9	DL-1, 2	左側水平変位 上側，下側
10	DC-1	パラペット背面変位 上側，下側

注）ロゼットゲージの測定結果は主ひずみのみを示す。

図－４．１２ 変位計設置位置及びひずみゲージ貼付位置

（注）図中の No. 5, 6（水平アンカーあり，衝撃載荷実験）

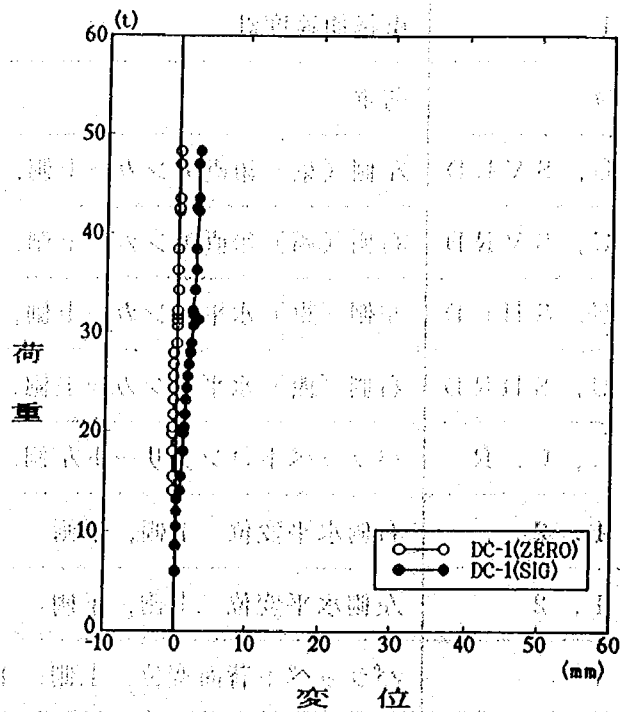
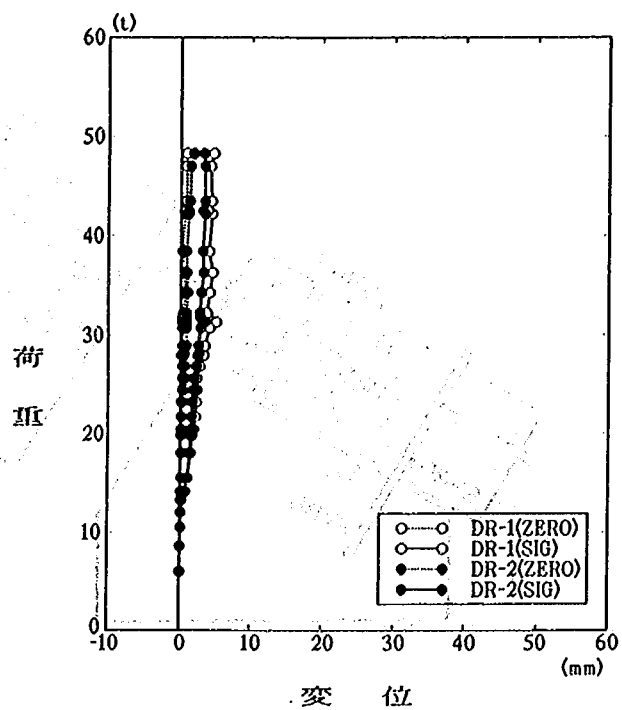
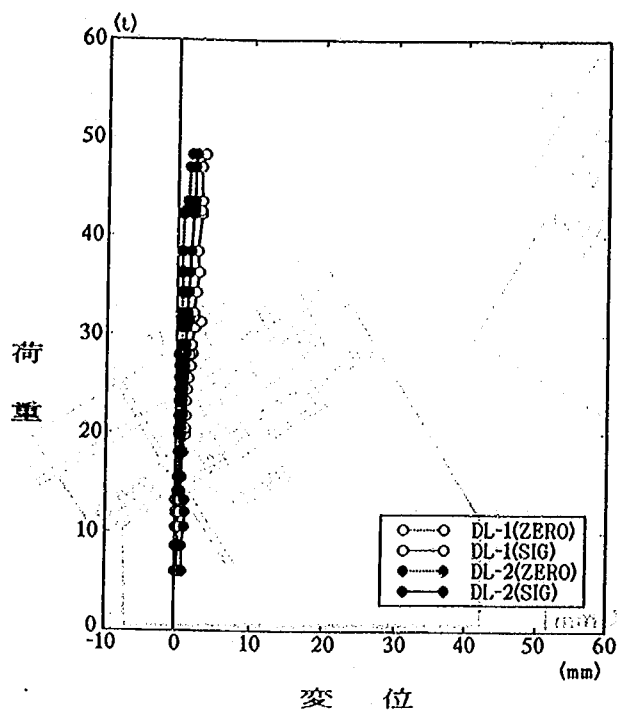


図 4.13 山側供試体 5 (水平アンカーあり) 衝撃載荷実験
荷重～変位曲線

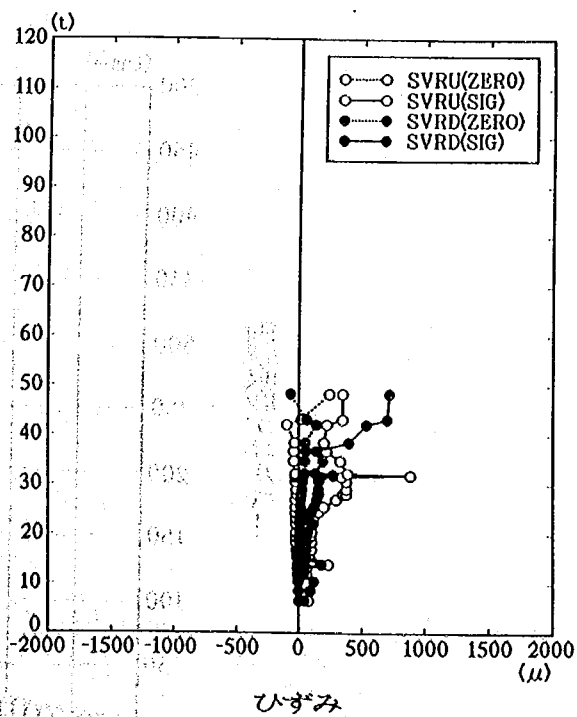
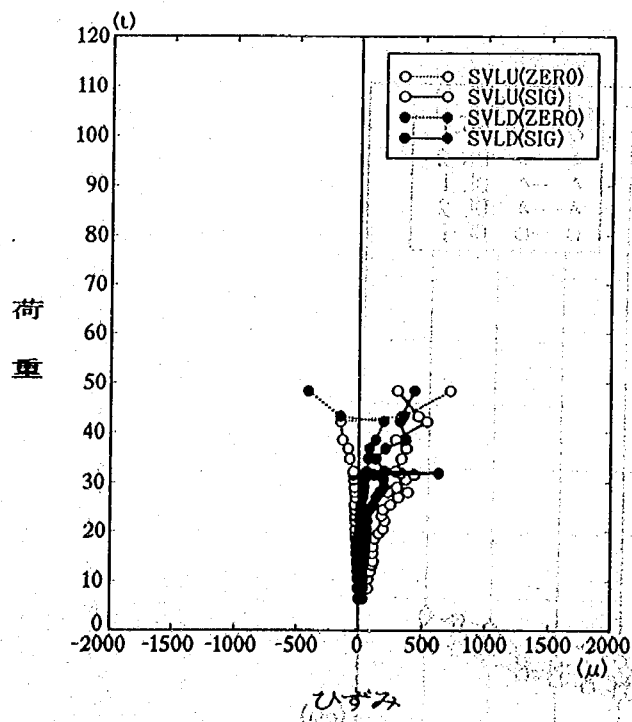
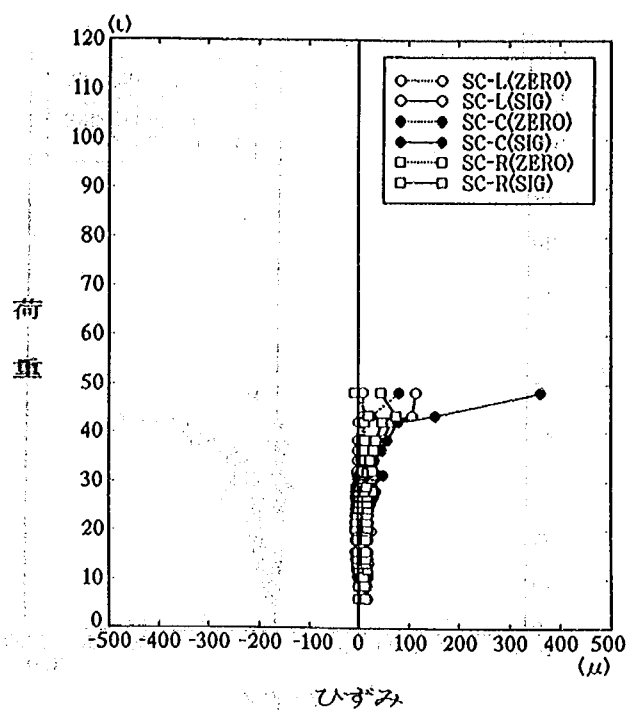
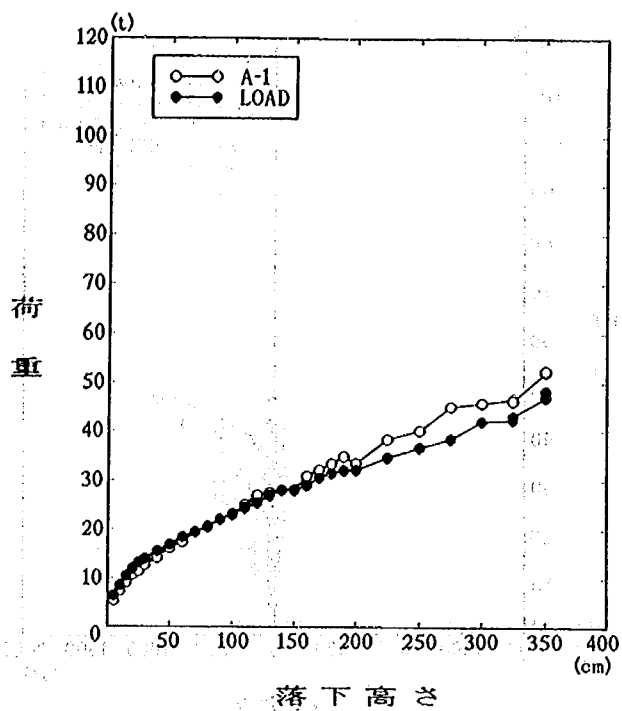


図-4a. 1. 4(a) 山側供試体5 (水平アンカーあり) 衝撃载荷実験
荷重～落下高さ関係, 荷重～ひずみ曲線

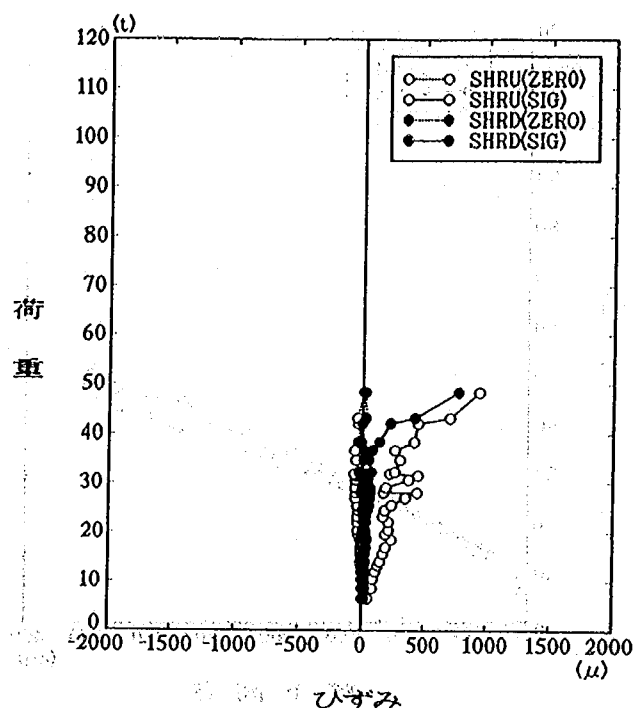
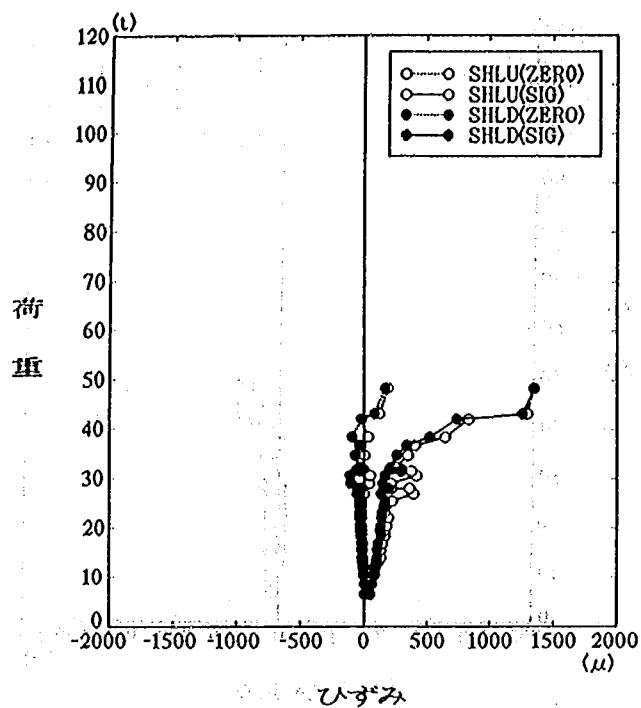


図-4. 14(b) 山側供試体5 (水平アンカーあり) 衝撃载荷実験
荷重～ひずみ曲線

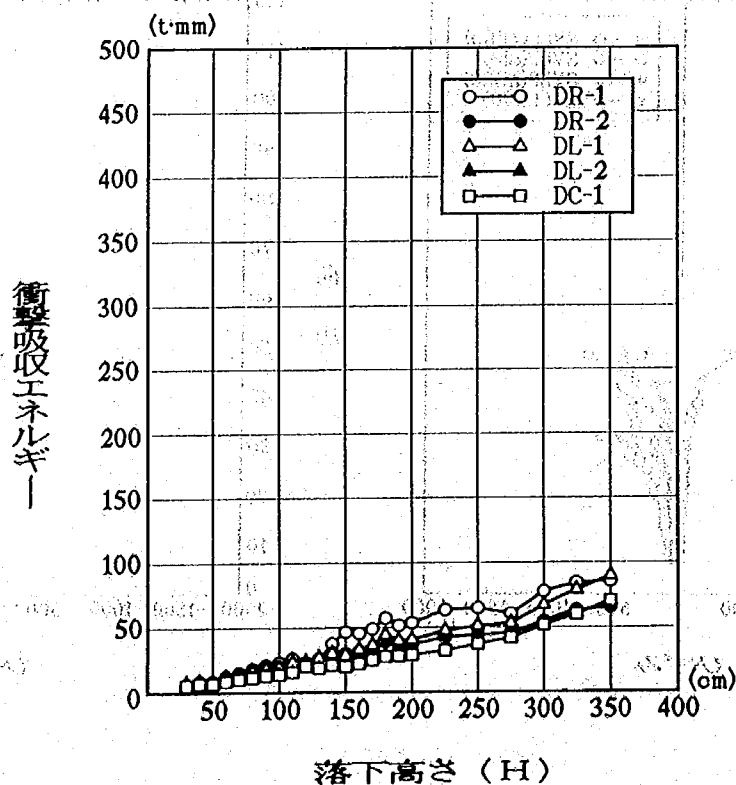


図-4. 15 衝撃エネルギー～落下高さの関係 (重鎮重量 0.5t)
山側供試体5 (水平アンカーあり)

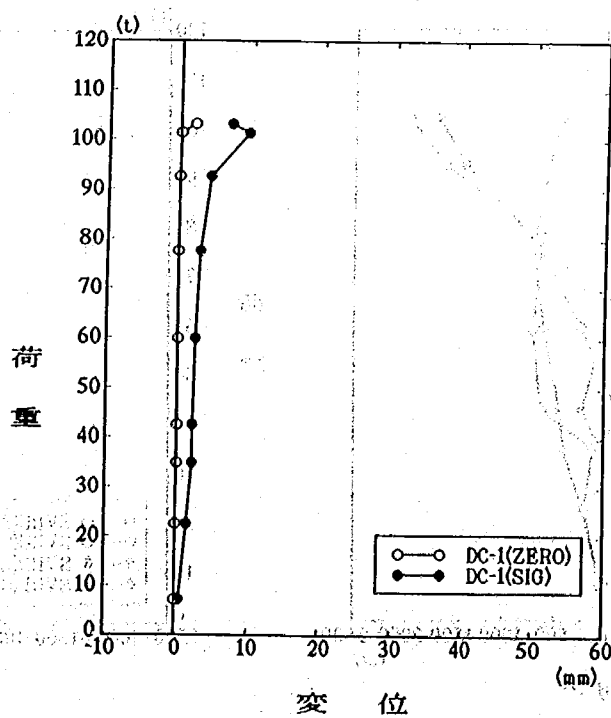
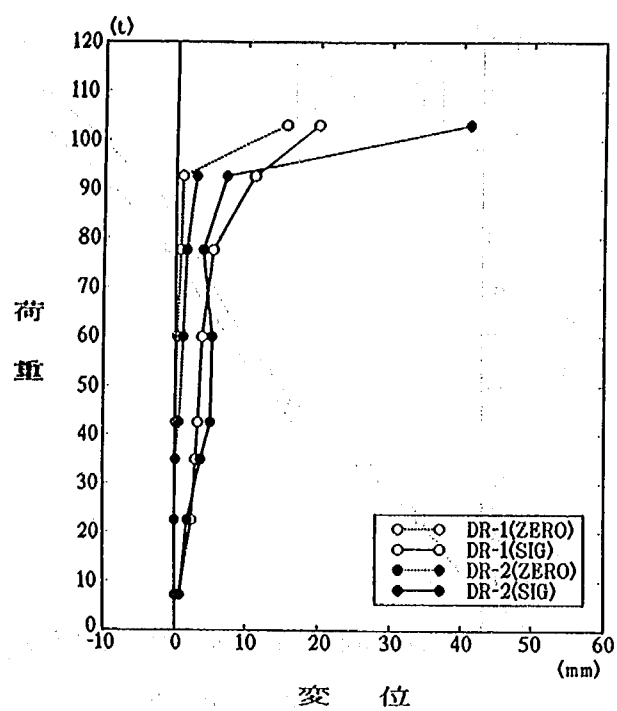
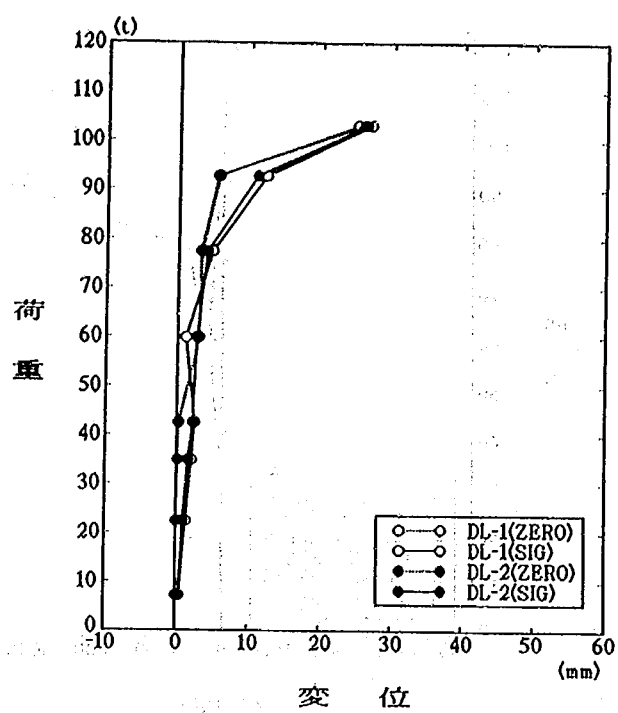


図4.1.6 (山側供試体6 (水平アンカサあり) 衝撃載荷実験

荷重～変位曲線 (単位: t, mm)

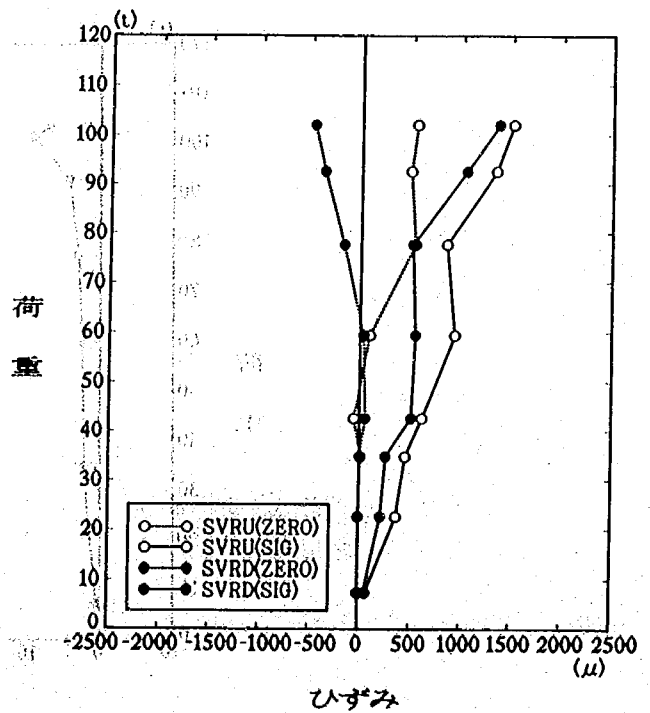
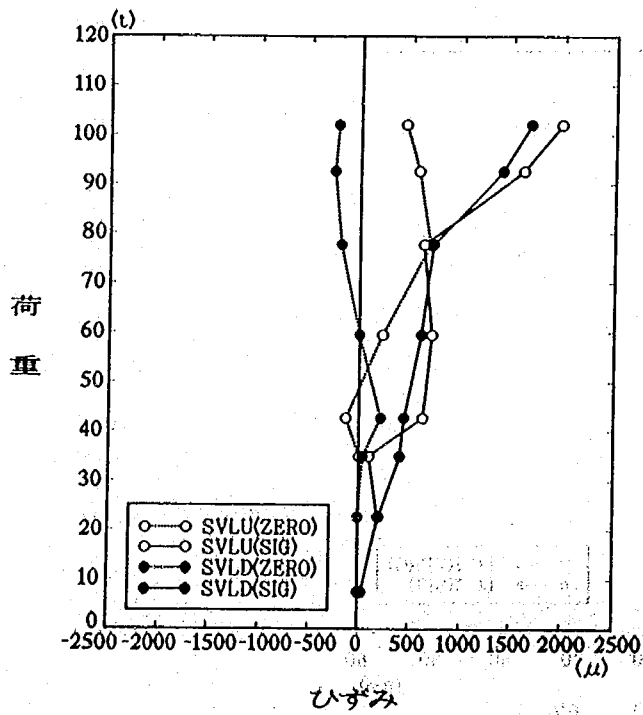
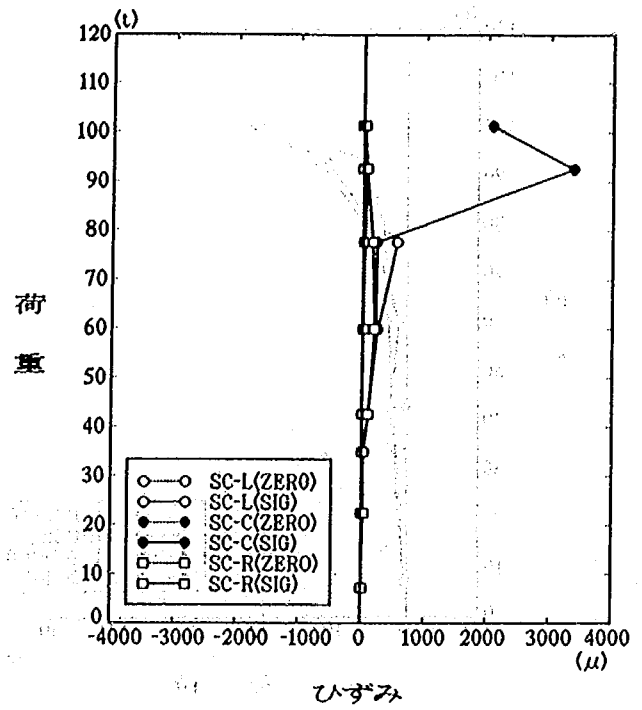
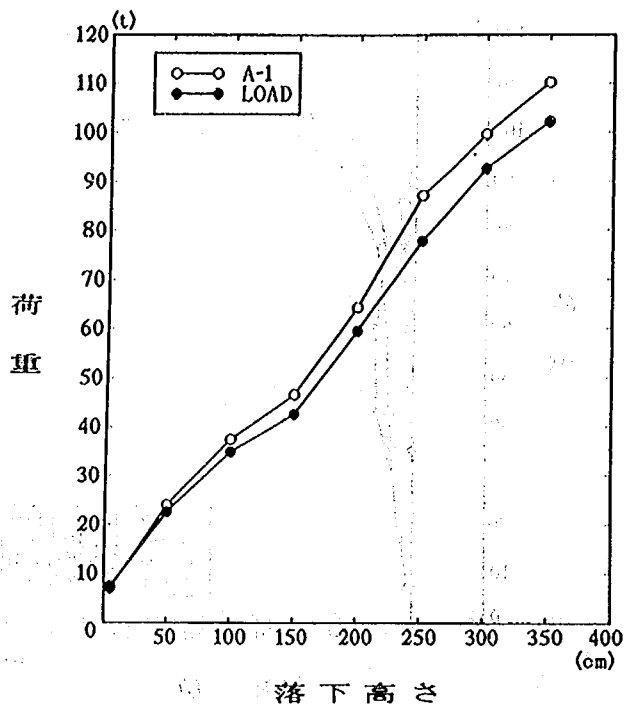


図-4.17 (a) 山側供試体6 (水平アソガーあり) 衝撃载荷実験
荷重～落下高さ関係、荷重～ひずみ曲線

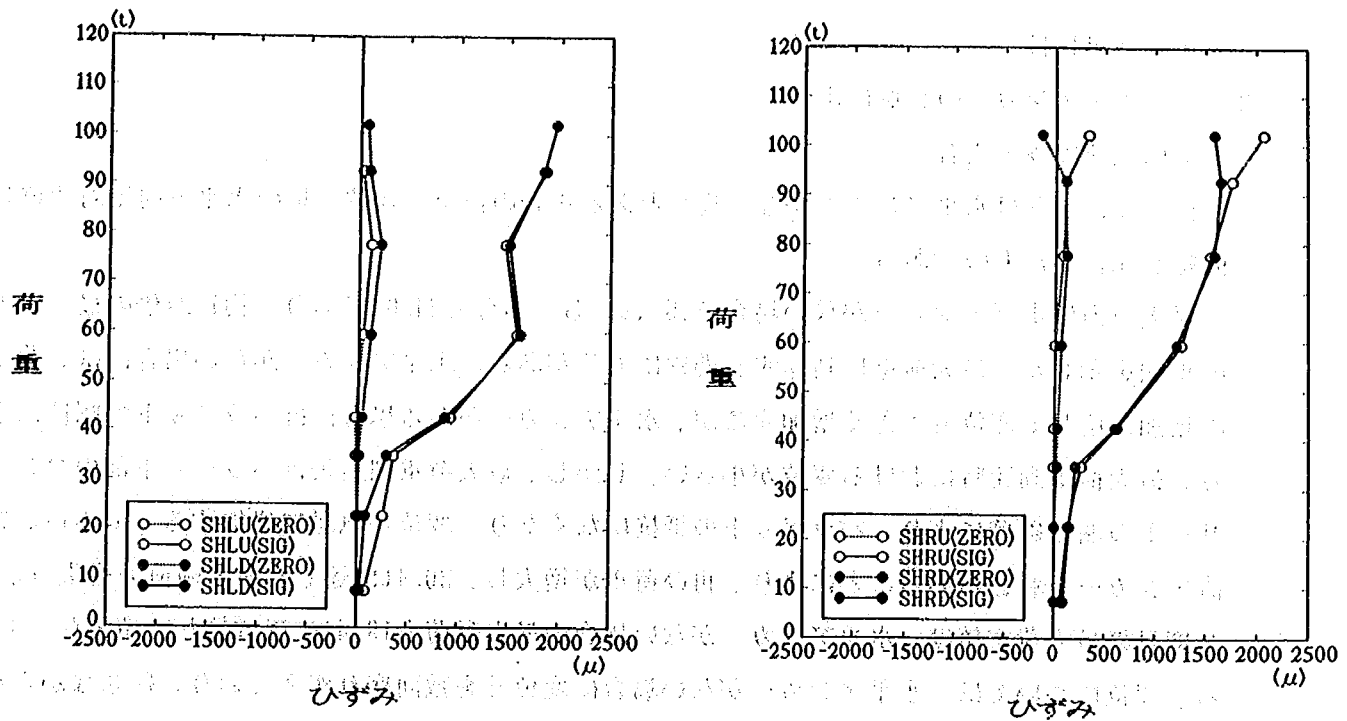


図-4.17 (b) 山側供試体6 (水平アンカーあり) 衝撃载荷実験
荷重～ひずみ曲線

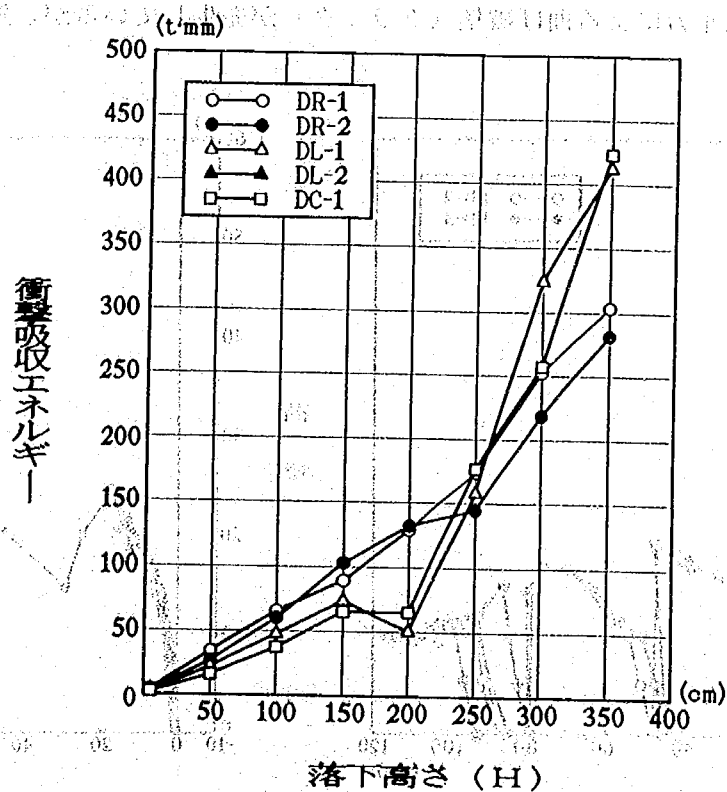


図-4.18 衝撃エネルギー～落下高さの関係 (重鎮重量 1.0t)
山側供試体6 (水平アンカーあり)

4. 3 実験結果比較

4. 3. 1 水平アンカーの有無による差

(1) 静的載荷実験の場合

図-4. 19は水平アンカーがない場合とある場合の荷重～変位（桁の水平方向絶対変位）曲線を比較したものである。

最大耐力は水平アンカーがない場合で19.4t、ある場合で24.6tであり、約1.27倍の最大耐力の増加を示した。最大荷重に到達する過程にも差がある。水平アンカーがない場合には、荷重の増加に応じて変位も大きく増加するが、水平アンカーがある場合にはパラペットの剛性により、最大荷重到達時における変位が小さい。しかし、最大荷重到達後はパラペット部のコンクリートの曲げ破壊により、パラペットの抵抗はなくなり、変位が急激に増加する。その後、鉛直アンカーが利き始めることにより、再び荷重が増大し、20.4tに達したあと耐荷力を失う。2度目の最大荷重値は、水平アンカーがない場合の最大耐荷力19.4tにほぼ等しい値となっている。変位については、水平アンカーがない場合に変位計を数回盛り変えており、残念ながら水平アンカーがある場合の変位と直接的な比較ができない。

最終損傷状況を図-4. 20, 4. 21に示す。図-4. 20は水平アンカーなし、図-4. 21は水平アンカーありである。水平アンカーなしでは鉛直アンカー位置からコンクリート縁端に向かって破壊が生じている。水平アンカーありではパラペット基部において、水平アンカーに作用する水平力による曲げ破壊（クラック）が発生しているが、鉛直アンカー周辺の損傷は小さい。

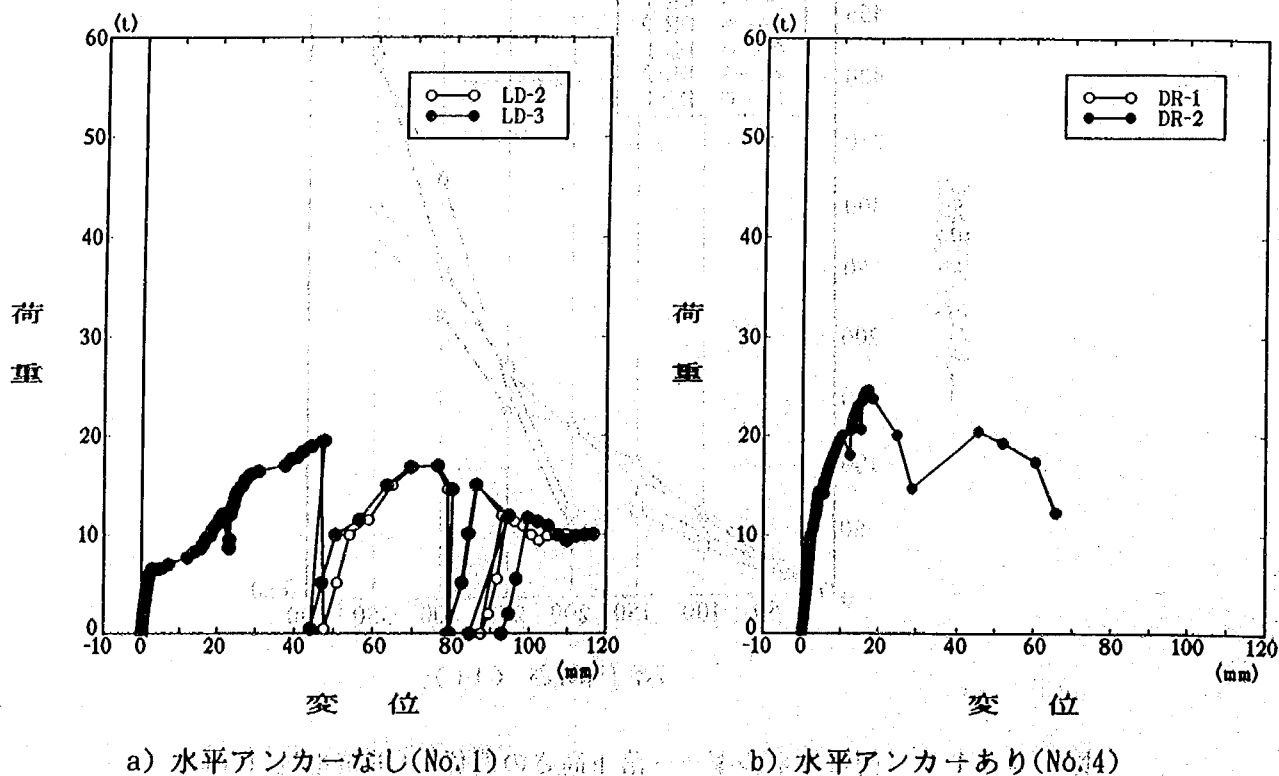
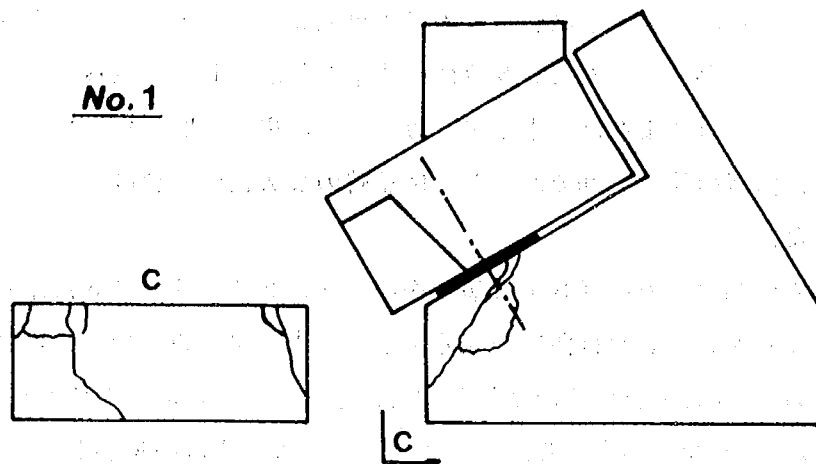
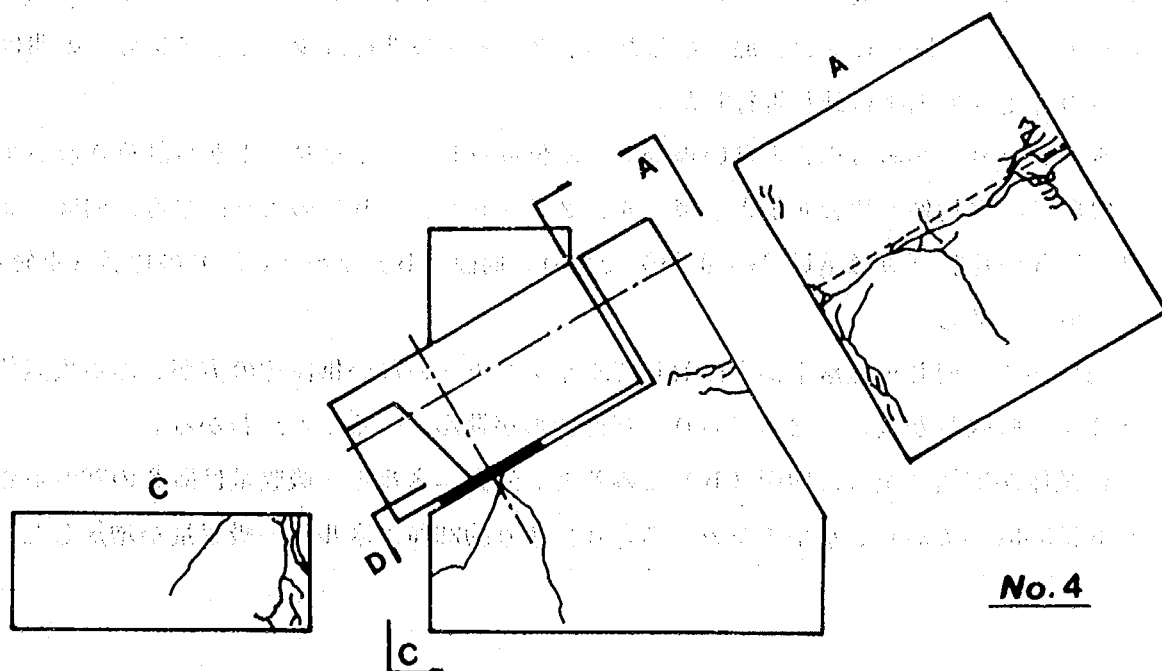


図-4. 19 荷重～変位曲線



図－４．２０ 山側供試体１（水平アンカーなし） 最終ひびわれ図



図－４．２１ 山側供試体４（水平アンカーあり） 最終ひびわれ図

(2) 衝撃載荷実験の場合

衝撃載荷実験は重錘重量 $w = 0.5t$ と $1.0t$ に対して行った。図-4.22は重錘重量 $0.5t$ での水平アンカーの有無による桁水平変位の比較であり、図-4.23は重錘重量 $1.0t$ の場合の比較である。重錘重量 $0.5t$ では、試験装置の最大可能高さまで重錘を引き上げても、両者共にまだ終局耐力に到らなかった。ただし変位には明確な差が生じた。重錘重量 $1t$ では、ほぼ最終耐力が確認された。それによれば、水平アンカーがない場合で $86.1t$ 、水平アンカーがある場合で $103.2t$ であり、両者の比は 1.20 であった。破壊時の最大衝撃変位は、 $26.1mm$ と $26.3mm$ であり、ほぼ等しかった。

衝撃載荷時の鉄筋ひずみを (SIG 値) を図-4.24, 4.25 に示す。ここに、例えば SLN は軸ひずみを、SLB は曲げひずみを表す。水平アンカーのない供試体 No. 3 でみると、 $20t$ を超えたあたりから軸ひずみの増加が顕著になっているため、変位が増加していることがわかる。No. 6 では $35t$ を超えるあたりから水平アンカーのひずみの増加が著しいが、パラペット部が破壊する $80t$ 程度までは桁の変位は抑制されており、それ以後、鉛直アンカーのひずみが増大する。このように水平アンカーがある場合には、水平アンカー (パラペット部) と鉛直アンカーが共同して荷重に抵抗していることがわかる。いずれの場合にも鉛直アンカーの曲げひずみは静的載荷の場合に対して小さいといえる。

水平アンカーを有する供試体 No. 6 の最終損傷状況を図-4.26 に示す。パラペット基部に水平力による曲げ破壊クラックが生じていることがわかる。水平アンカーのない供試体では、鉛直アンカー位置でヒンジ状態になるため、クラックの進行は少なく、アンカーの曲げによって桁の谷側への水平移動が進行した。

水平アンカーがある場合とない場合で、変位量 DL-1 と DR-1 から計算されるエネルギー吸収量の平均値を比較すると、図-4.27 (a), (b) のようになる。同図 (a) は No. 2 と No. 5 の比較 (重錘重量 $W = 0.5t$) であり、同図 (b) は No. 3 と No. 6 の比較 (重錘重量 $W = 1.0t$) である。

両図共に、同じ重錘落下高さに対して水平アンカーのない供試体の方が、ある供試体よりエネルギー吸収量が大きくなっており、塑性変形が進んでいることがわかる。

供試体が破壊に至った同図 (b) でみると、最大エネルギー吸収量は No. 3 の $299tmm$ に対し、No. 6 は $358tmm$ であり、水平アンカーの存在により約 20% エネルギー吸収量が増加したと言える。

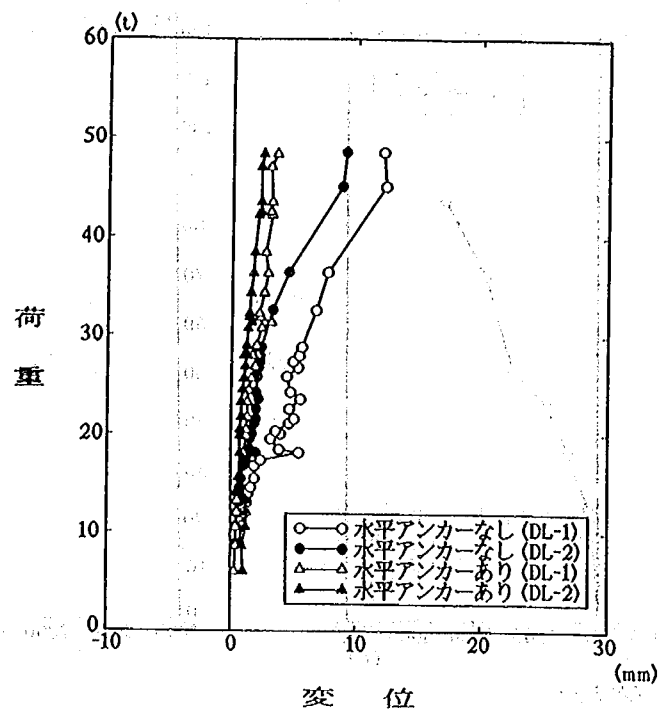


図-4.2.2 衝撃载荷実験その1 (重錘0.5t)
(No. 2 v s No. 5)

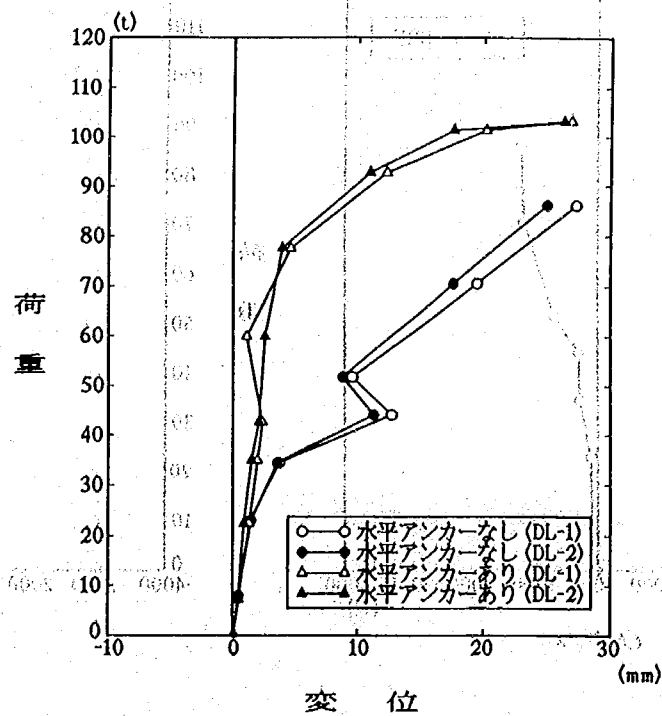
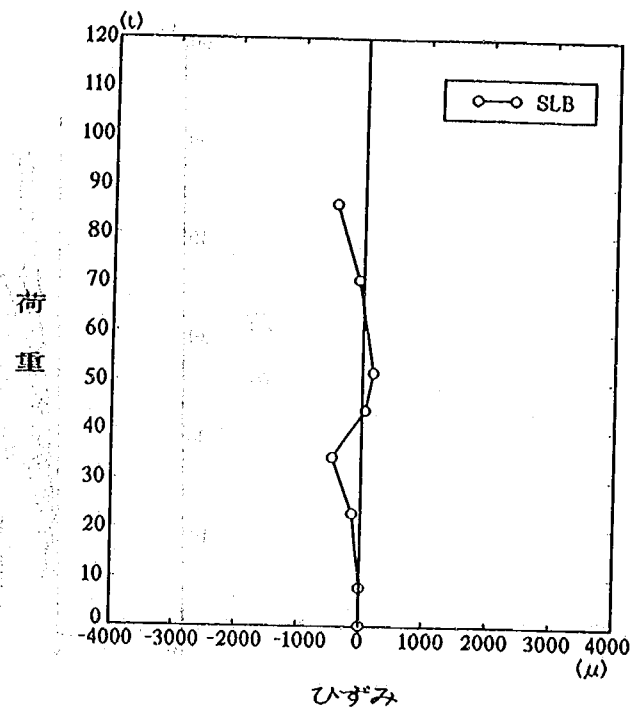
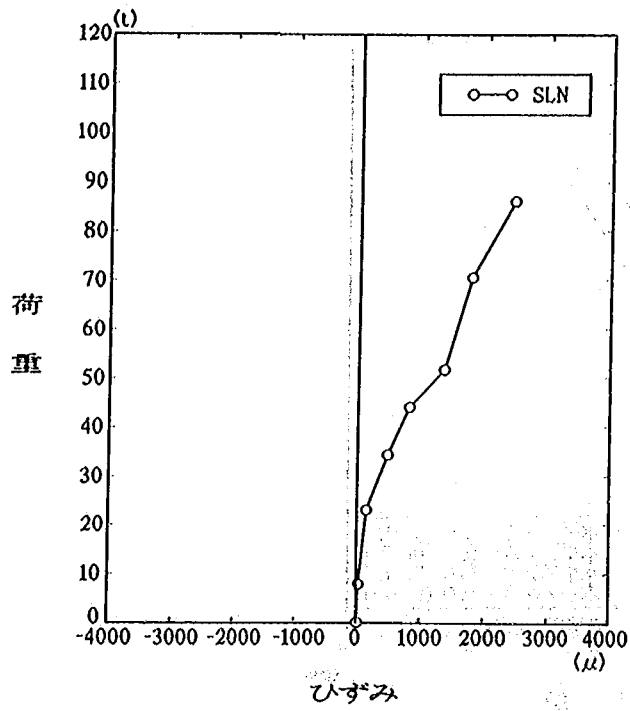
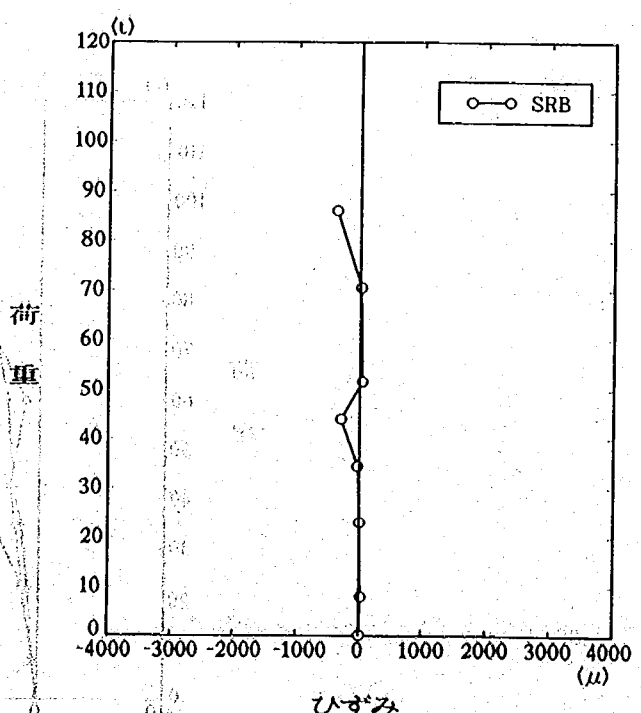
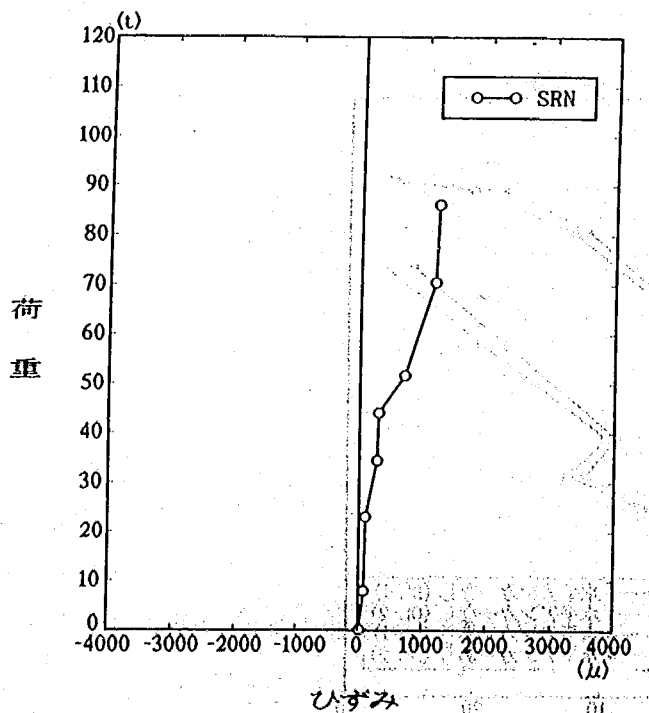


図-4.2.3 衝撃载荷実験その2 (重錘1.0t)
(No. 3 vs No. 6)



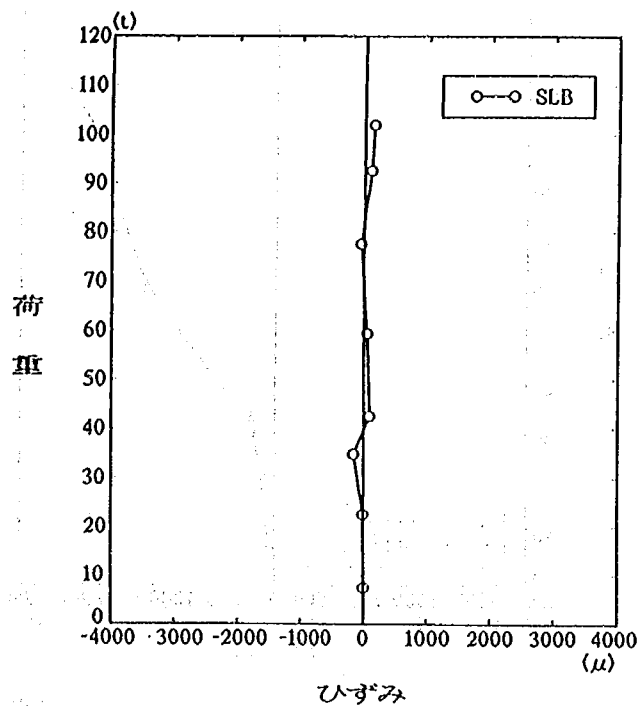
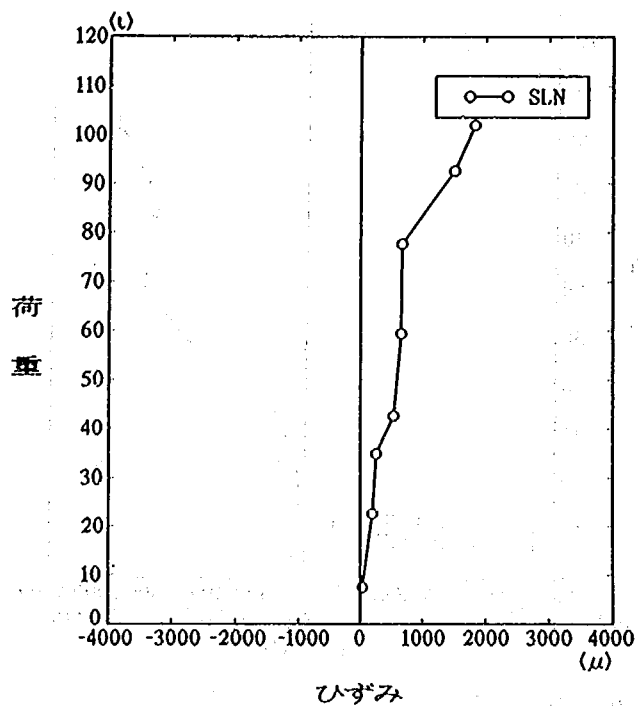
(a) 荷重～鉛直アンカー（左側）ひずみ



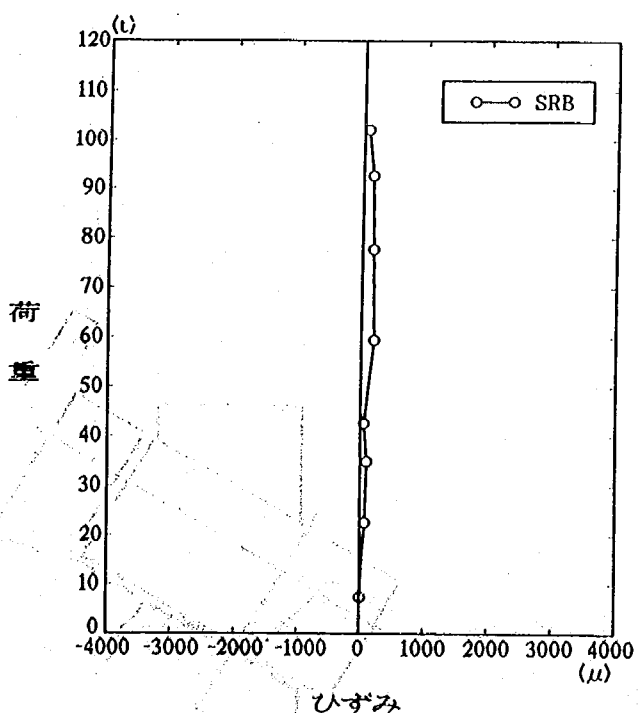
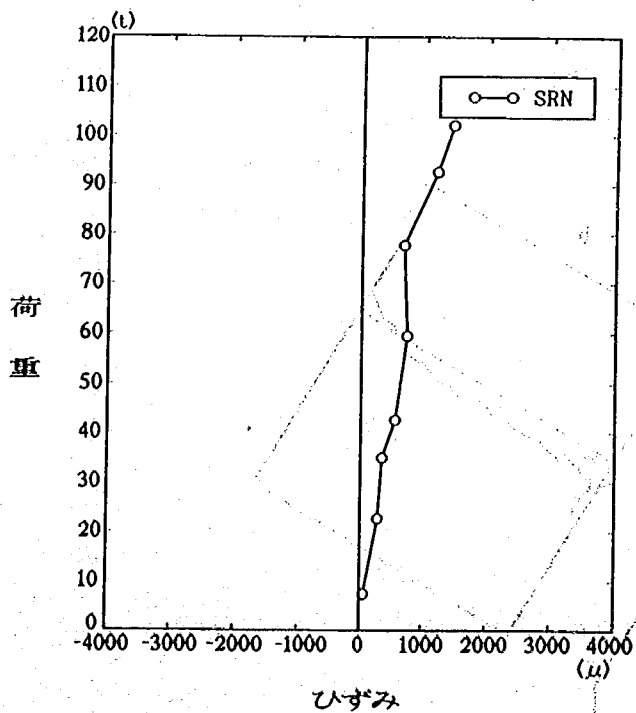
(b) 荷重～鉛直アンカー（右側）ひずみ

図-4. 2.4 山側供試体No.3（水平アンカーなし、衝撃載荷実験）

荷重～ひずみ曲線



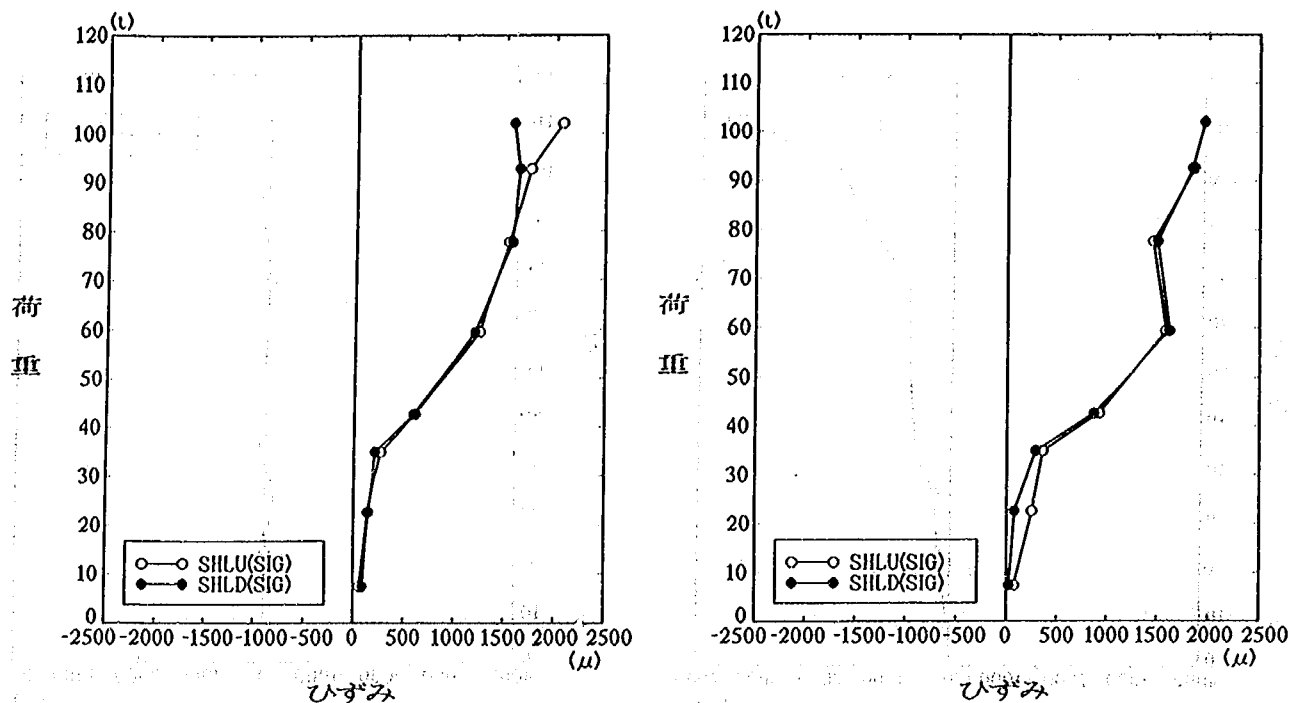
(a) 荷重～鉛直アンカー（左側）ひずみ



(b) 荷重～鉛直アンカー（右側）ひずみ

図-4. 25 山側供試体No.6（水平アンカーあり、衝撃载荷実験）

山側供試体No.6の荷重～ひずみ曲線



(c) 水平アンカーのひずみ

図-4.25 山側供試体No.6 (水平アンカーあり、衝撃载荷実験)
荷重～ひずみ曲線

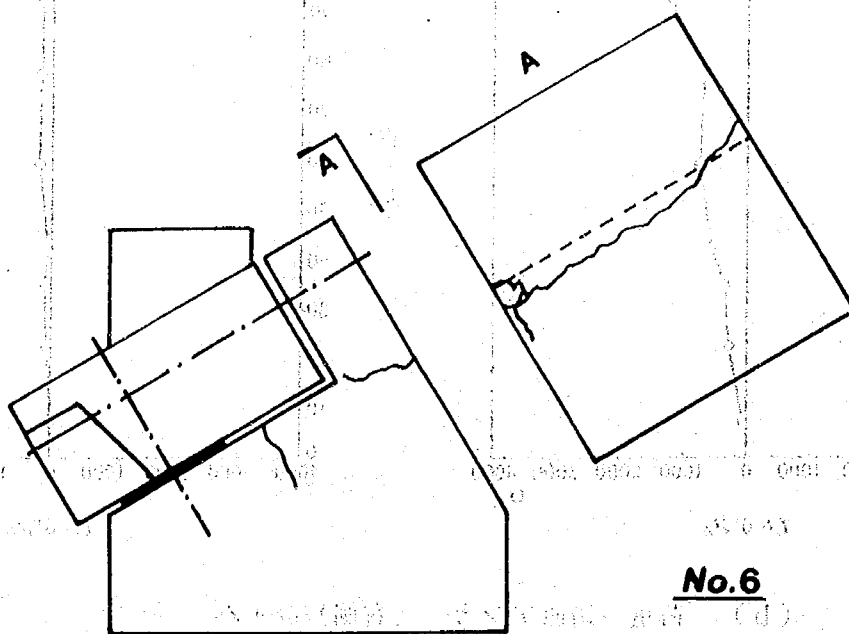


図-4.26 山側供試体No.6 (水平アンカーあり) 落下高さ 350cm

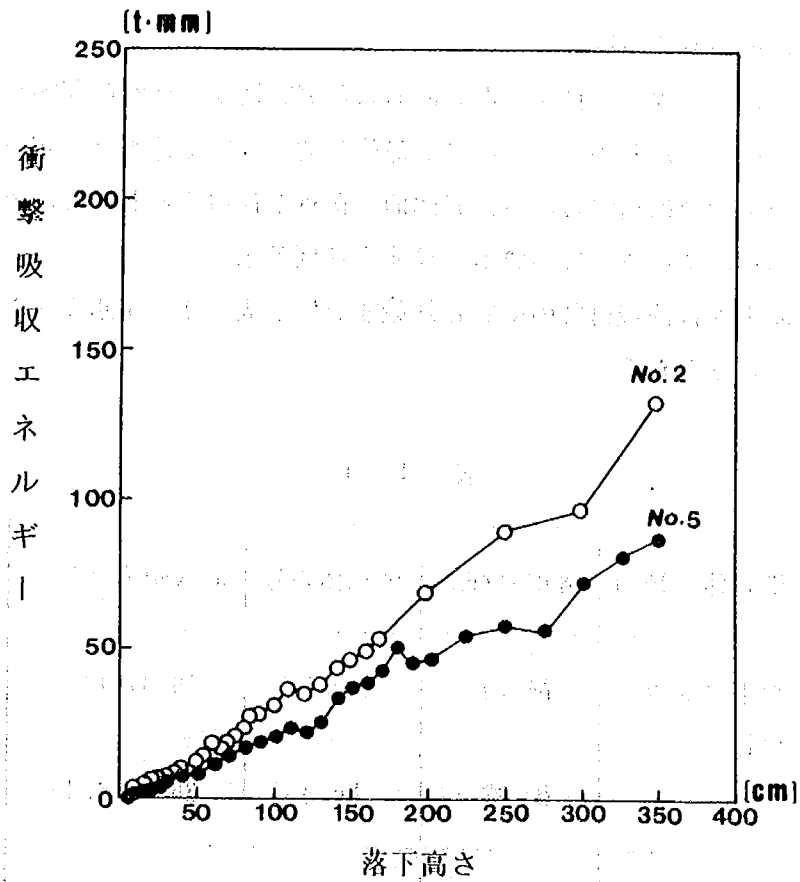


図-4.27(a) エネルギー吸収量の比較 (No. 2 vs No. 5)

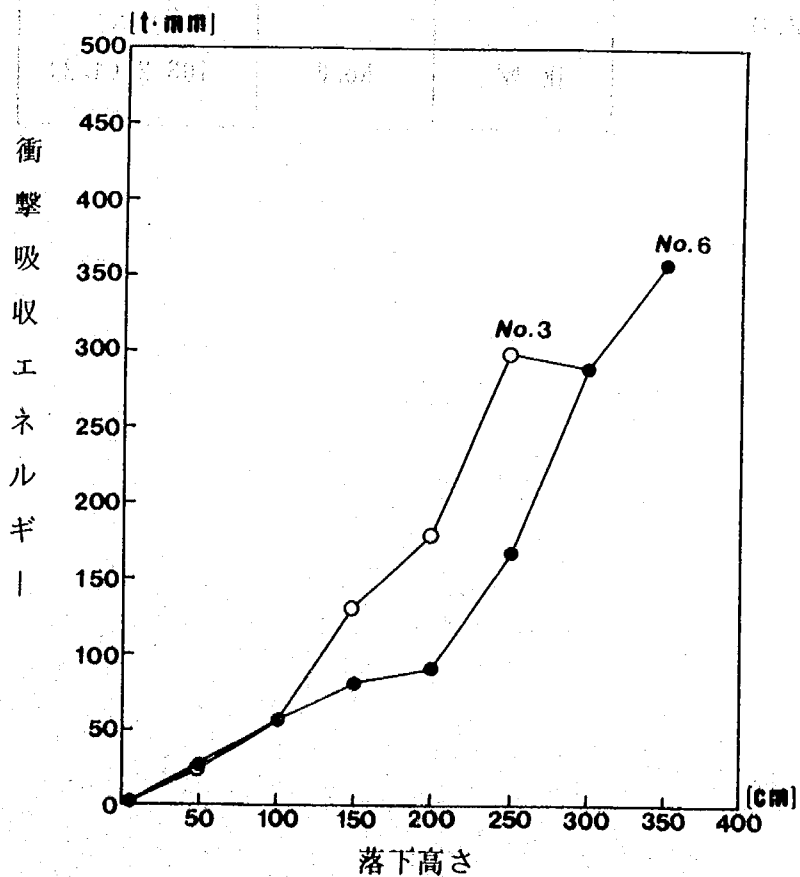


図-4.27(b) エネルギー吸収量の比較 (No. 3 vs No. 6)

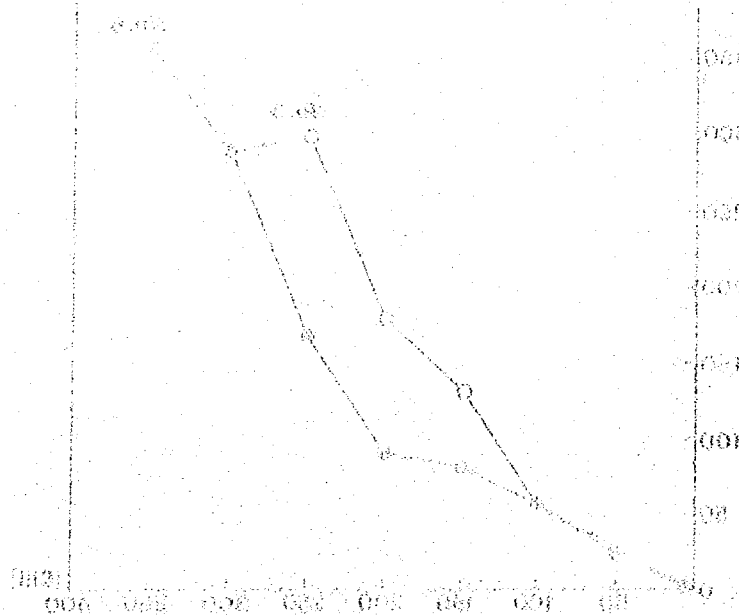
4. 3. 2 静的載荷と衝撃載荷の比較

これまで述べた荷重～変位曲線に着目すると、静的載荷実験結果は衝撃載荷実験結果に比べて、耐力が小さく変位が大きいことがわかる。これは、静的載荷実験では荷重は一定時間継続して作用するのに対して、衝撃載荷実験では衝撃時のみに瞬間的に荷重が作用するわけであり、このような荷重の作用時間の違いによる影響であると思われる（ひずみ速度効果）。

いま、衝撃載荷時の耐力を静的載荷時のそれと比較すれば、表－4. 1 水平アンカーの有無にかかわらず4 倍以上を示すことがわかる。

表－4. 1

供試体の種類	荷重の種類	供試体番号	最大耐力（比）
水平アンカーなし	静 的	No. 1	19.4t(1)
	衝 撃	No. 3	86.1t(4.4)
水平アンカーあり	静 的	No. 4	24.6t(1)
	衝 撃	No. 6	103.2t(4.2)



5. 1 靜的載荷實驗結果

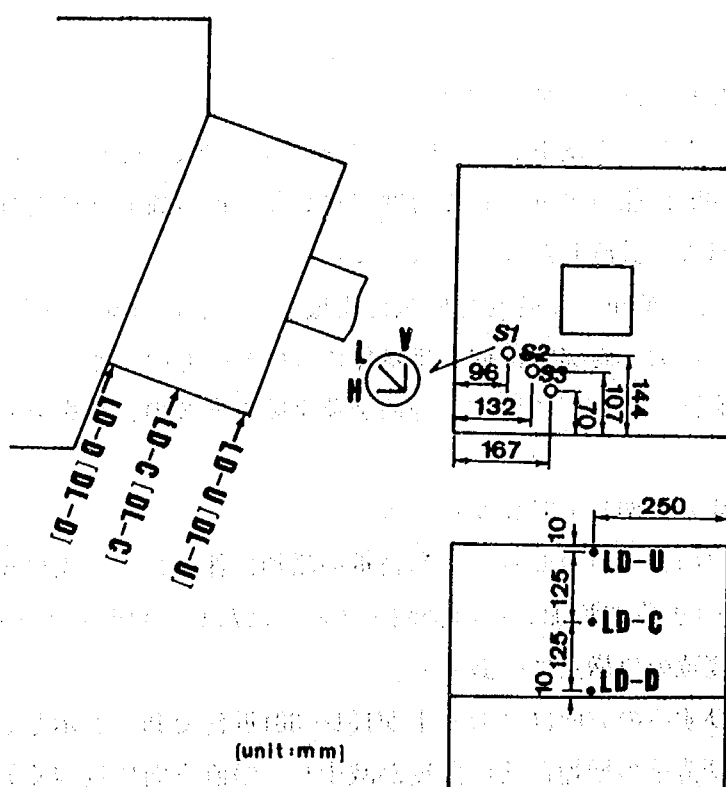
50tジャッキ、50tロードセルを使用して、67tまで載荷したが、終局に至らなかった。このため、ジャッキ、ロードセルを100tに能力アップして再度実験した。再実験では最大荷重82.24tを記録した。ただし、変位計は80.97tまで計測した後、撤去した。

変位計等設置位置図を図-5.1に示す。静的載荷実験1と2の結果をそれぞれ図-5.2, 5.3に示す。

- (1) 圧縮ひずみは、どのひずみロゼットでも荷重の増加に伴いほぼ単調に増加する。
- (2) 引張りひずみは約30tまで増加、その後減少する。ただし、ロゼット1のみ40t～50tの間で増加する。これは水平変位の急増点に一致する。
- (3) ロゼット2の主ひずみの方向はロゼットが10t～30t近傍で45°を示し、ひび割れ方向と一致する。ロゼット1では荷重の増加と共に角度が減少し（鉛直方向に近づく）、ロゼット3では逆に増加していく（水平方向に近づく）。

资料来源:根据《中国统计年鉴》(2006)整理。

[illegible]



No	記 号	記 号 の 説 明
1	L O R D	荷重
2	L D - U、C、D	レーザ変位計 上、中、下
3	S 1 H、L、V	ロゼット1 水平、45度、鉛直 ひずみ
4	S 2 H、L、V	ロゼット2 水平、45度、鉛直 ひずみ
5	S 3 H、L、V	ロゼット3 水平、45度、鉛直 ひずみ
6	S 1 P 1、S 1 P 2	ロゼット1 主ひずみ 1、主ひずみ 2
7	S 1 T H	ロゼット1 主ひずみの方向
8	S - 1 ~ 1 0	折り曲げ筋 軸ひずみ (No. 4のみ)

図-5. 1 谷側供試体変位計設置位置およびひずみゲージ貼付位置
(ロゼット2, 3の主ひずみの値および方向は、上表6, 7
番の第2数字を2, 3としたものである。)

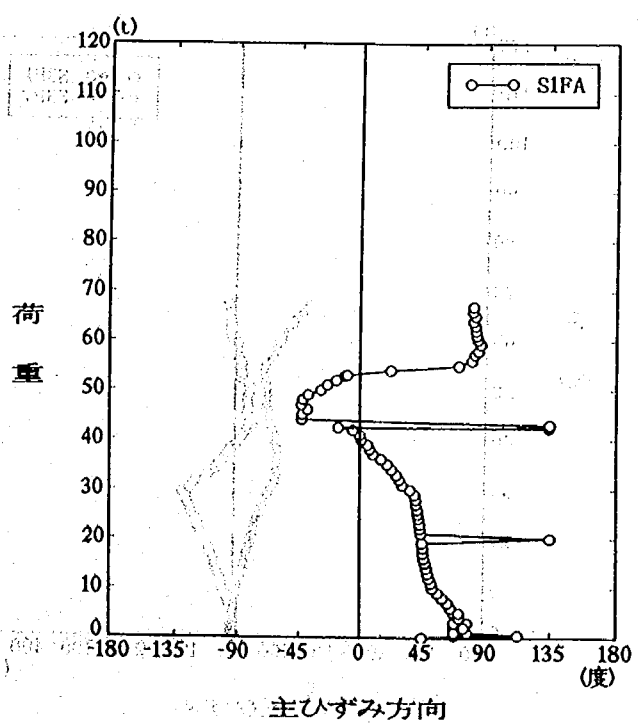
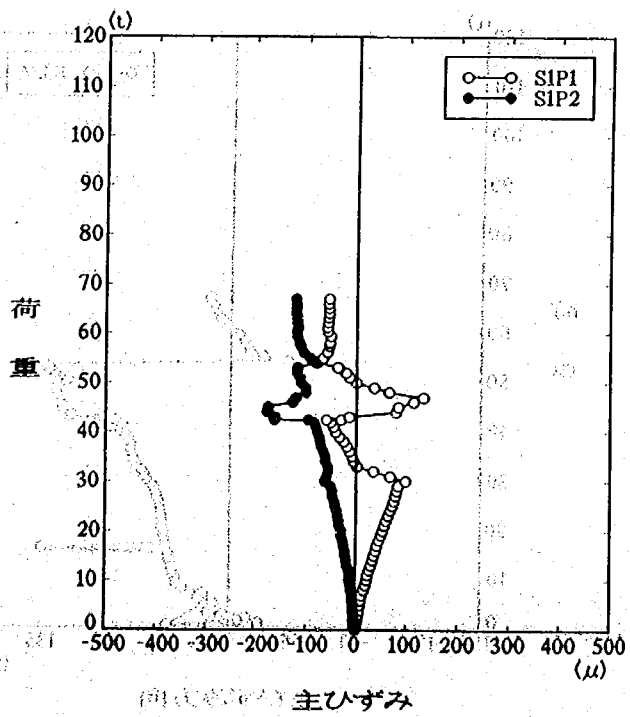
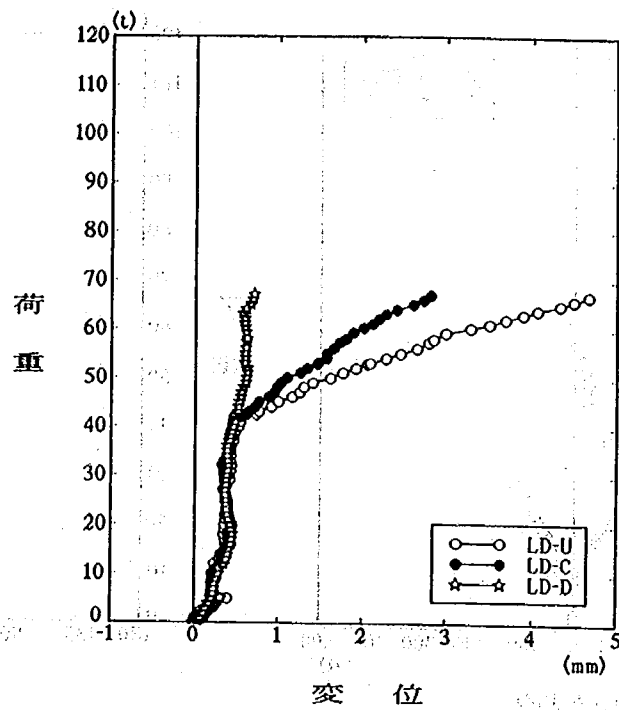
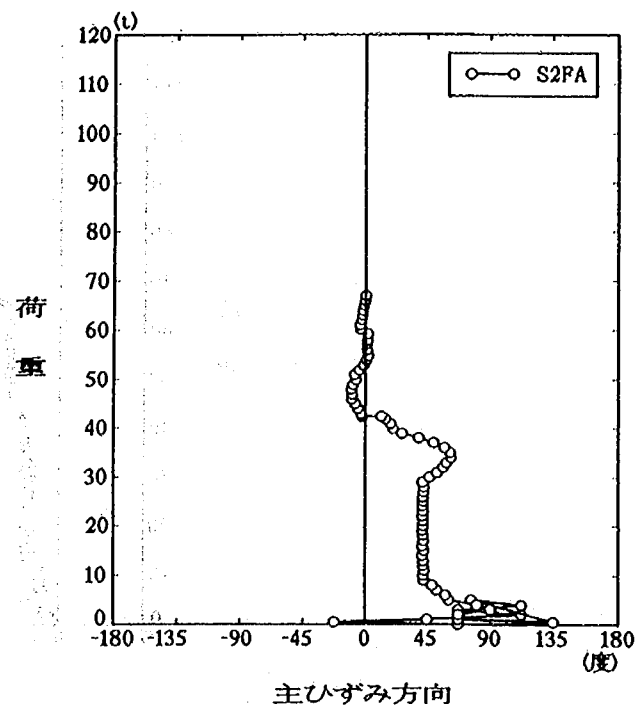
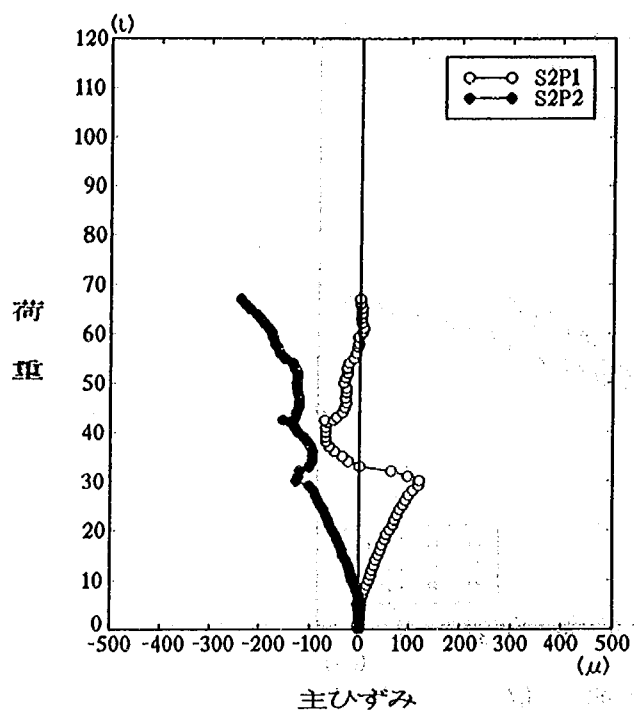
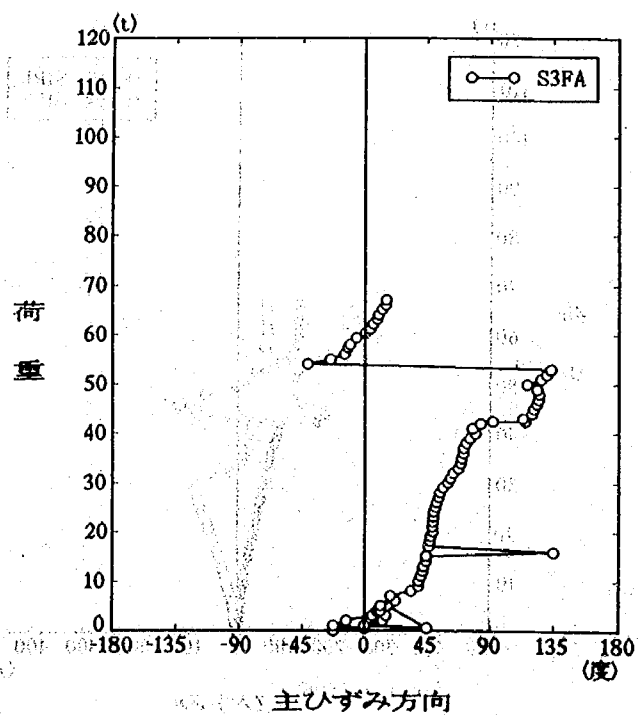
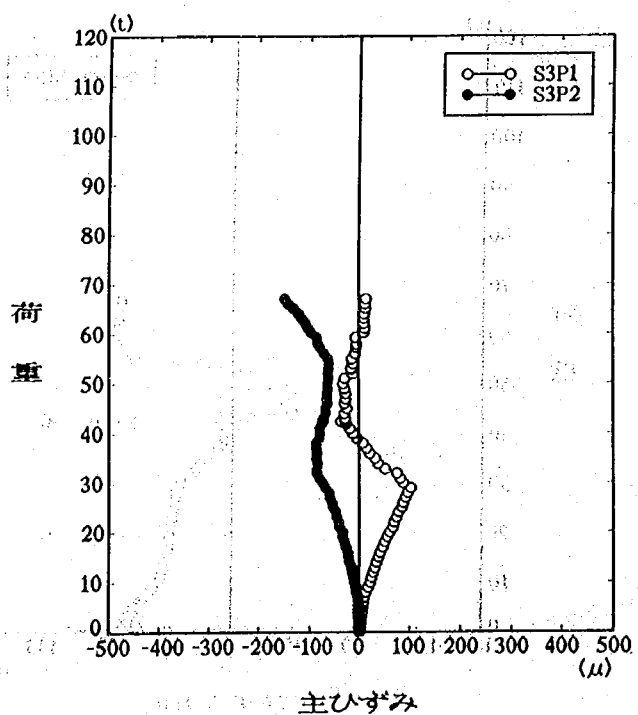


図 5 附 2 (a) 谷側供試体 1 (折曲げ筋なし) 静的载荷実験 1

荷重～変位曲線、荷重～ひずみ曲線



ロゼット 2



ロゼット 3

図-5.2(b) 谷側供試体1 (折曲げ筋なし) 静的載荷実験①
荷重～ひずみ曲線

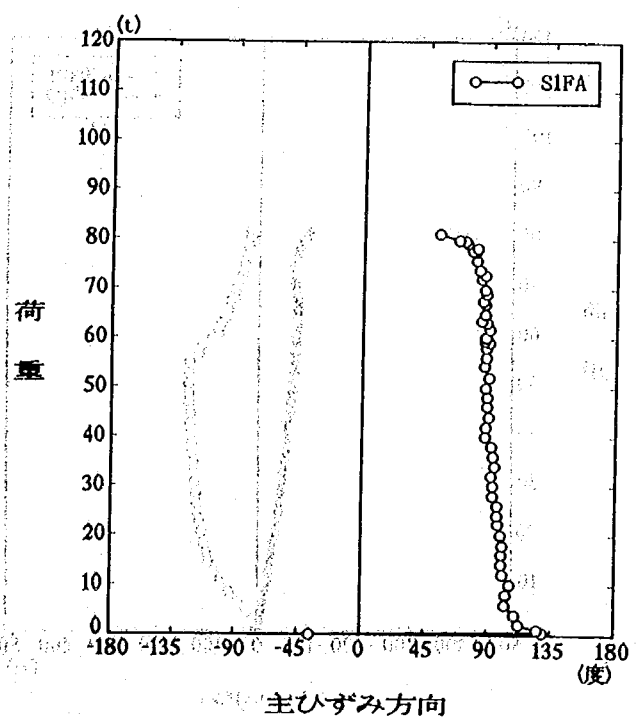
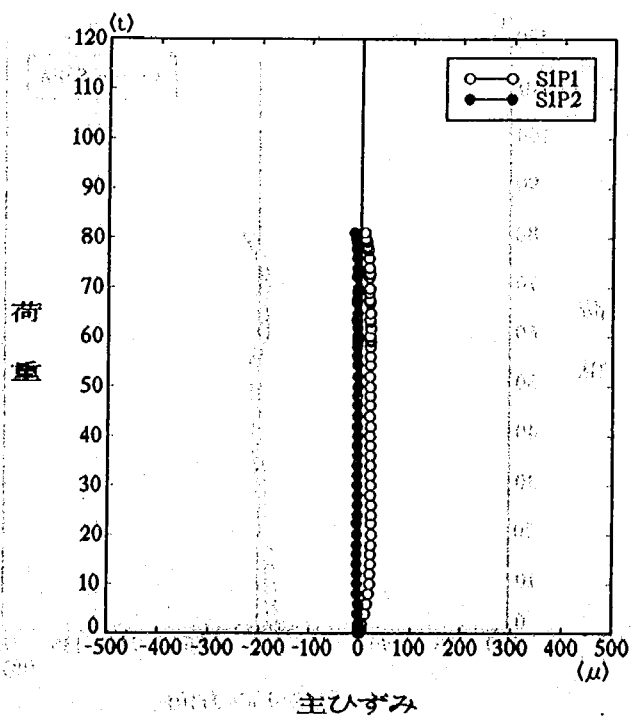
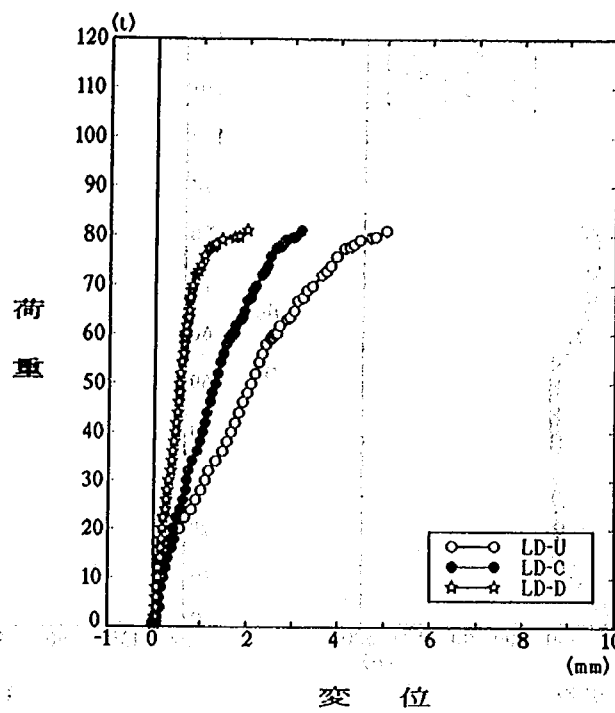
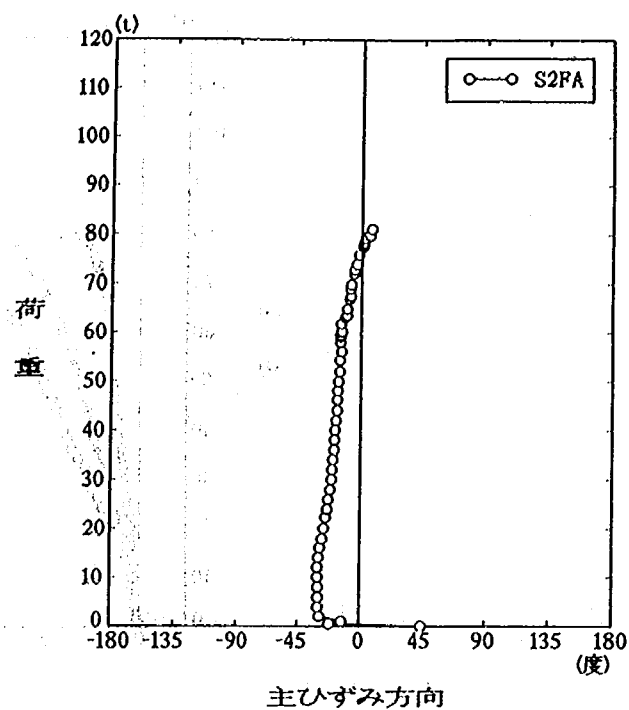
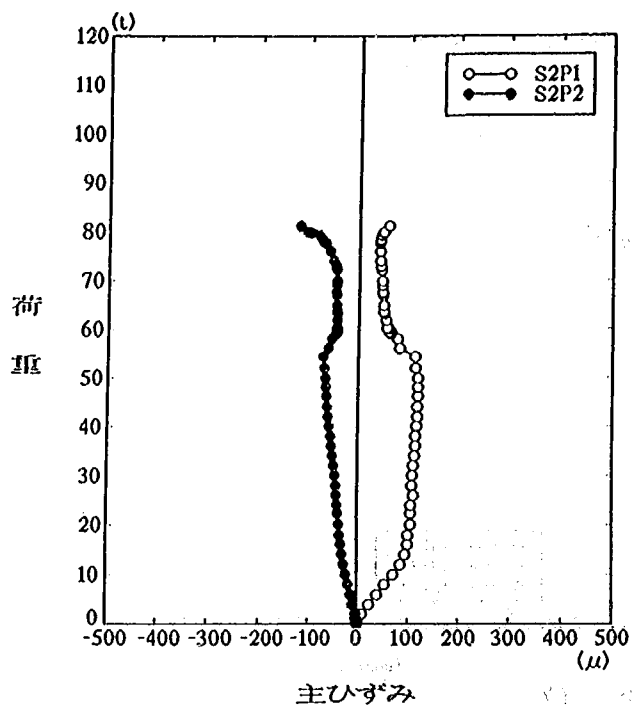
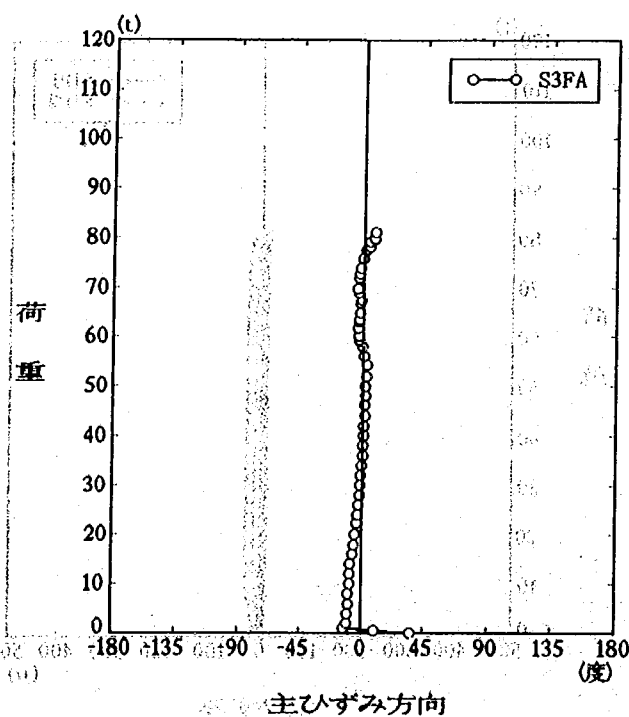
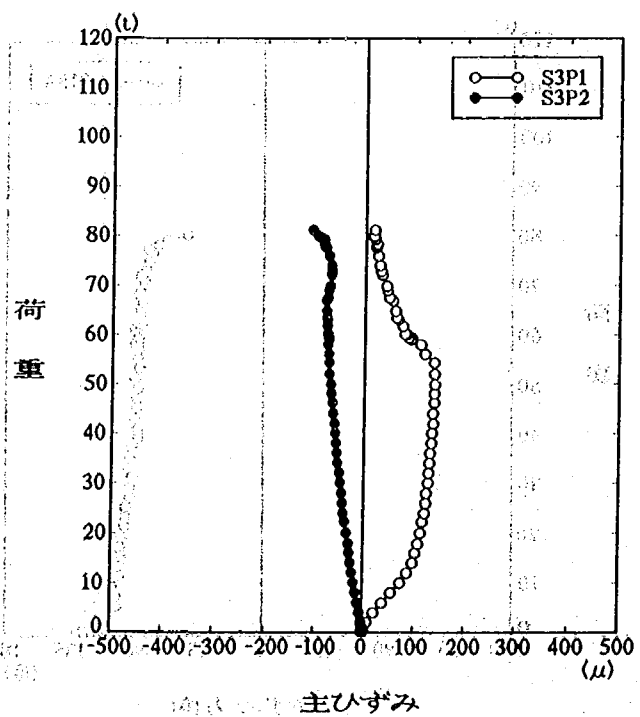


図-5.3 (a) 谷側供試体1 (折曲げ筋なし) 静的載荷実験2
 荷重～変位曲線, 荷重～ひずみ曲線



ロゼット 2



ロゼット 3

図-5.13(b) 谷側供試体1(折曲げ筋なし) 静的載荷実験2

(荷重～ひずみ曲線)

5. 1. 2 折曲げ筋あり (供試体No. 4)

同一供試体に対して、以下の2つの静的載荷実験を実施した。

・静的載荷実験 1

最大荷重95.9tまで載荷したところで、柱部コンクリートが補強H鋼から剥離して柱部が座屈したため実験を中断した。

・静的載荷実験 2

静的載荷実験1終了後に、柱部を角形鋼管で被覆（柱との隙間にはモルタルを注入して充填）して、再実験した。最大荷重108tまで載荷したが、ジャッキ能力（100t）をオーバーしたことと、載荷荷重が上昇しにくくなったため、終局に至る前ではあったが実験を終了した。

変位計設置位置及び、ロゼットゲージ位置は折曲げ筋なしの場合と同一である(図-5. 1)。折曲げ筋に貼付した埋め込みゲージ位置のみを図-5. 4に示す。静的載荷実験1と2の結果をそれぞれ図-5. 5、5. 6に示す。

静的載荷実験 1 の変位, ひずみに関して考察を行えば、

- (1) 変位は一樣に増加しているが、荷重40tで剛性の低下が見られる。
- (2) ひずみロゼット2は、50t～55t付近で引張ひずみが急増する。
- (3) ロゼット2の主ひずみ方向は45°をほぼ保っており、ひび割れと直交している（ひび割れ図は、図-5.17）。
- (4) ロゼット1では荷重の増加とともに角度が減少し、ロゼット3では逆に増加している。
- (5) 60tを超えると、折り曲げ鉄筋の特に、折り曲げ部近傍の曲げひずみが大きくなる。

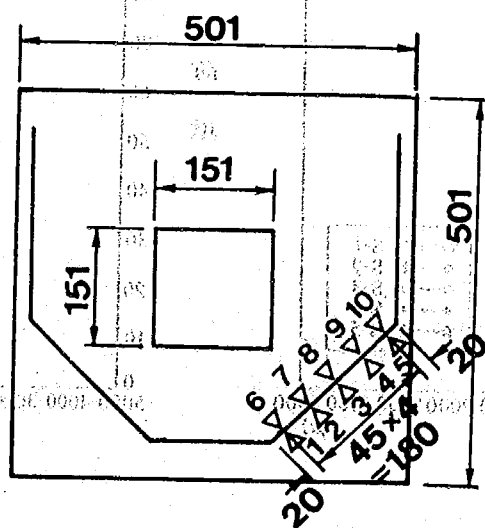


図-5.4 折曲げ筋のひずみゲージ位置(単位:mm)

(ひずみゲージ記号 S-1 ~ 10、ゲージは45mmピッチで設置)

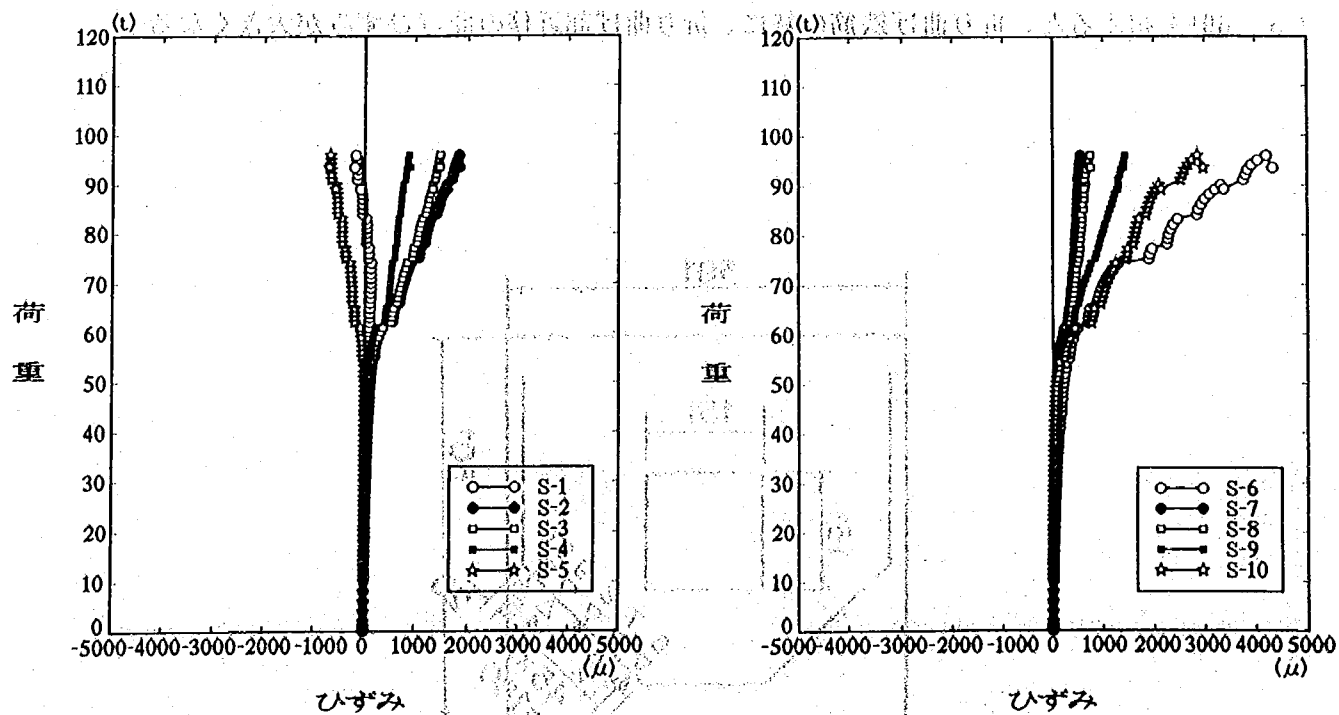
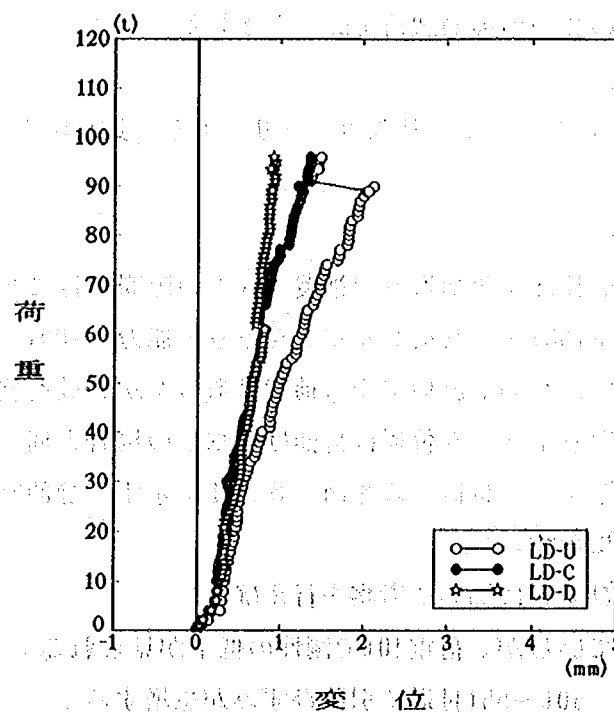
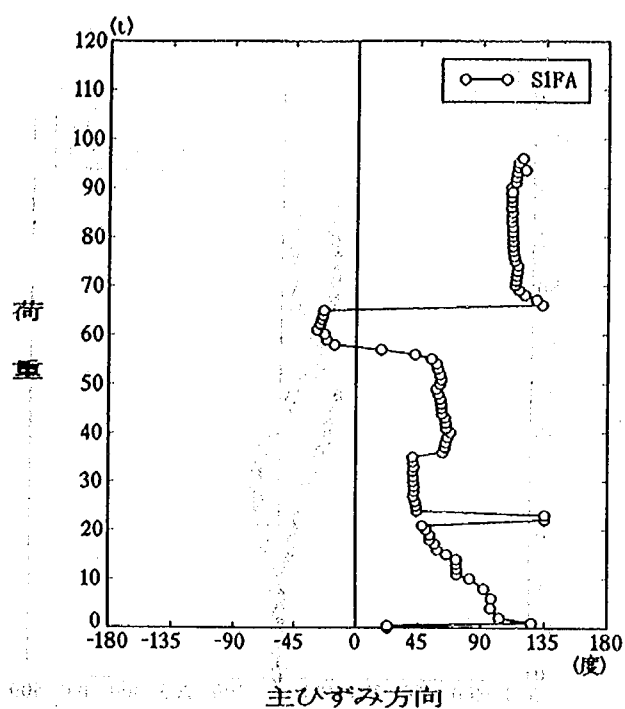
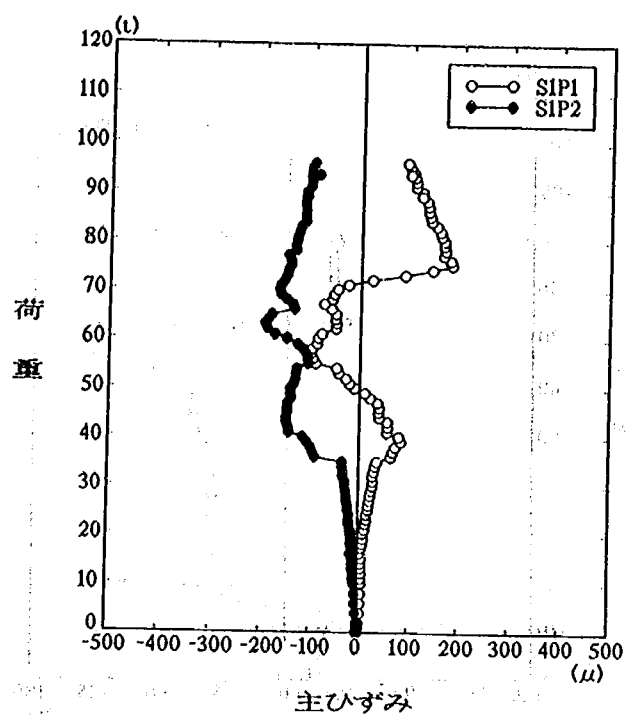
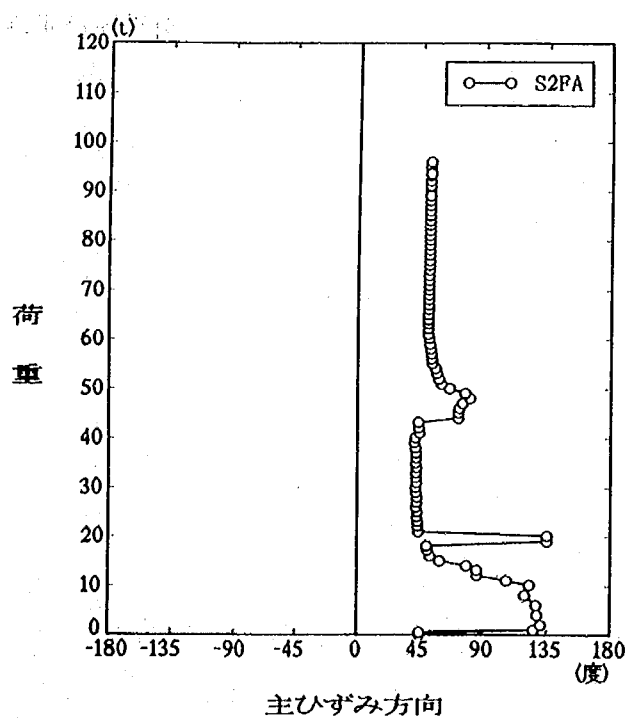
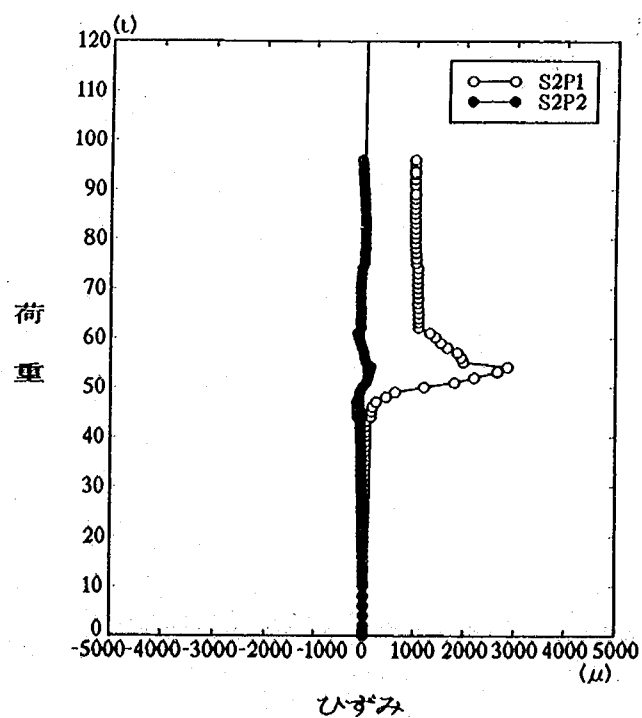


図-5. 5 (a) 谷側供試体4 (折曲げ筋あり) 静的載荷実験1

荷重～変位曲線; 荷重～ひずみ曲線

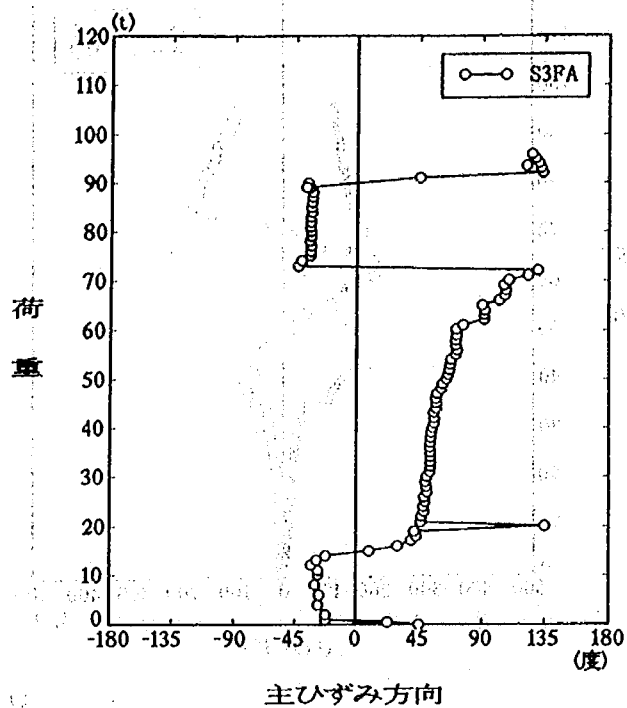
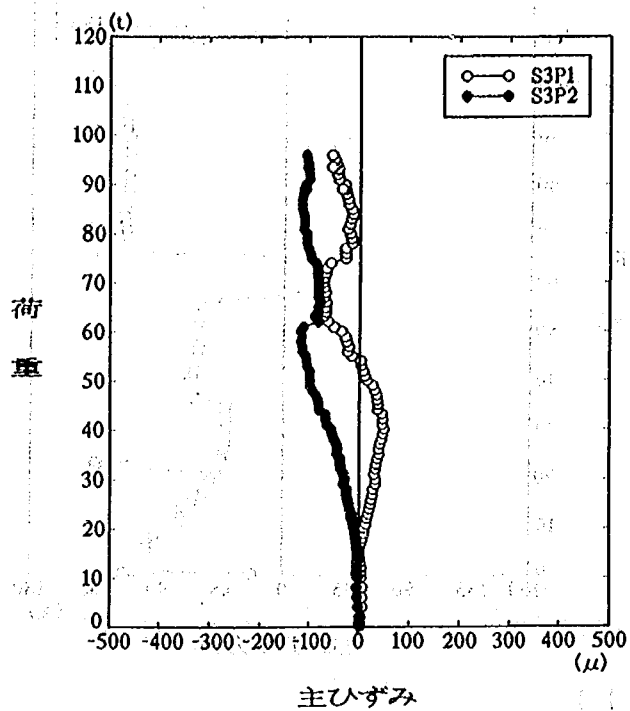


ロゼット 1



ロゼット 2

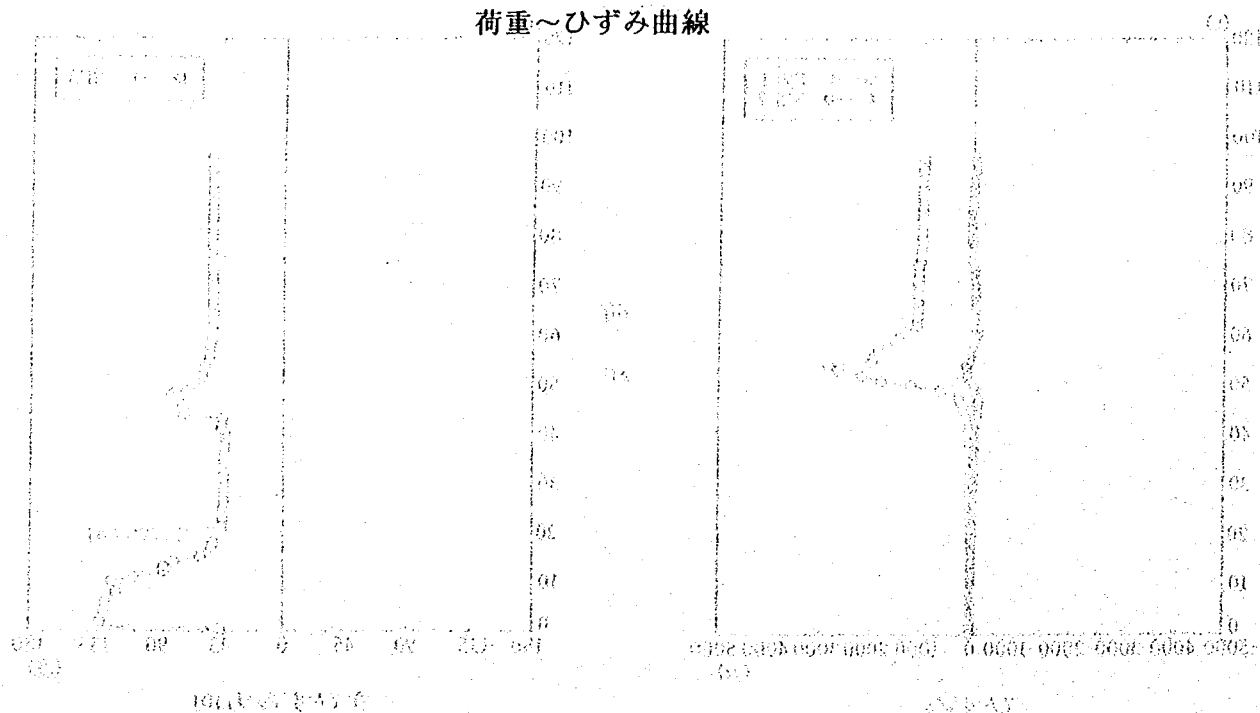
図-5. 5 (b) 谷側供試体 4 (折曲げ筋あり) 静的載荷実験 1
荷重～ひずみ曲線



ロゼット 3

図-5.5(c) 谷側供試体4(折曲げ筋あり)静的載荷実験1

荷重～ひずみ曲線



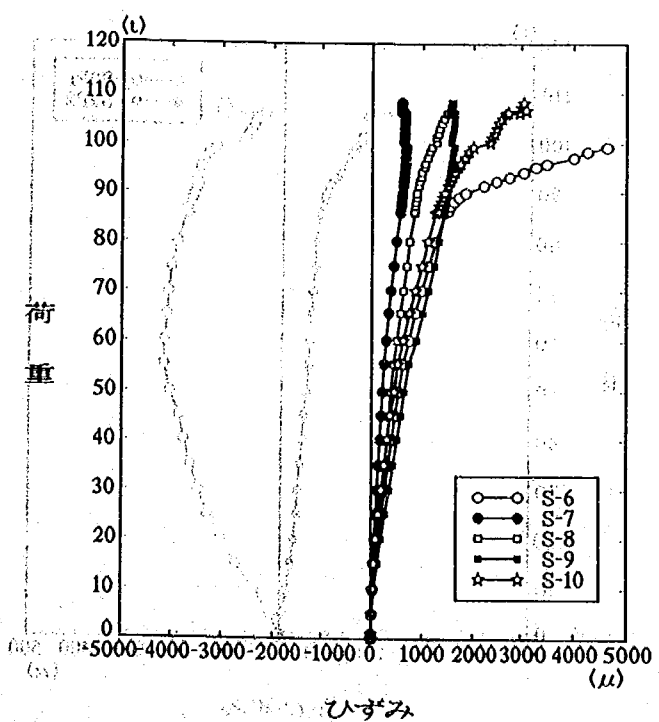
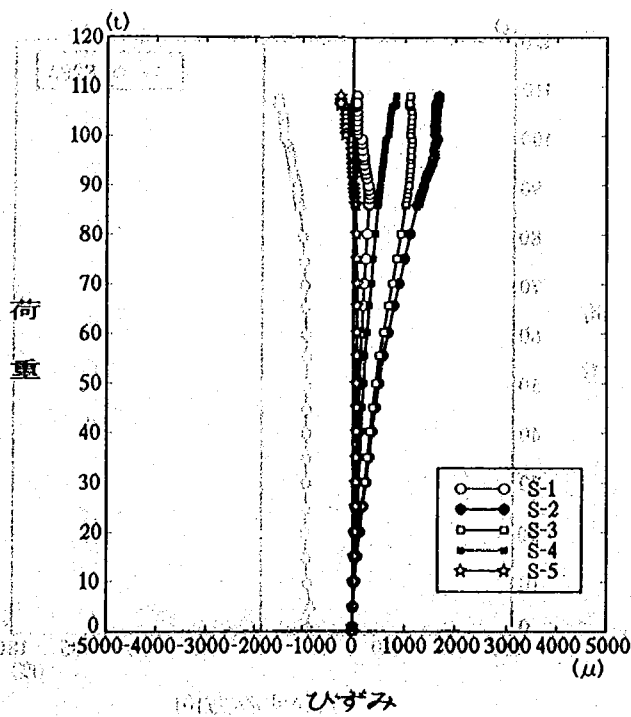
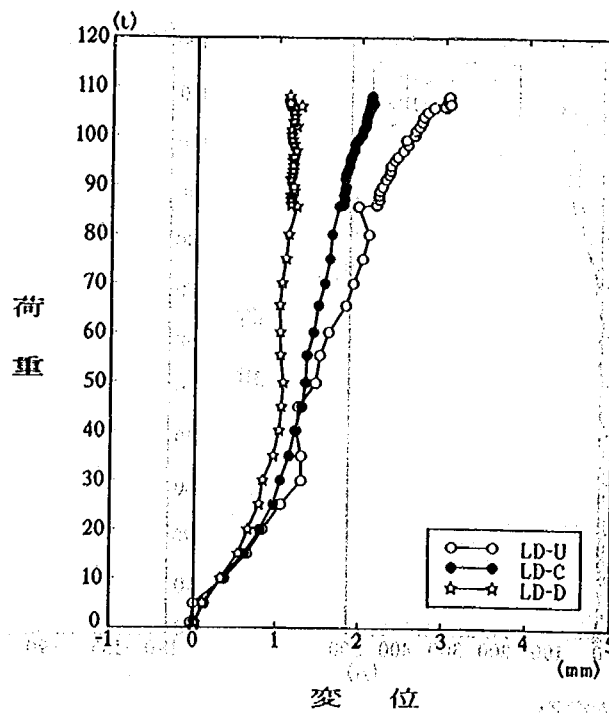
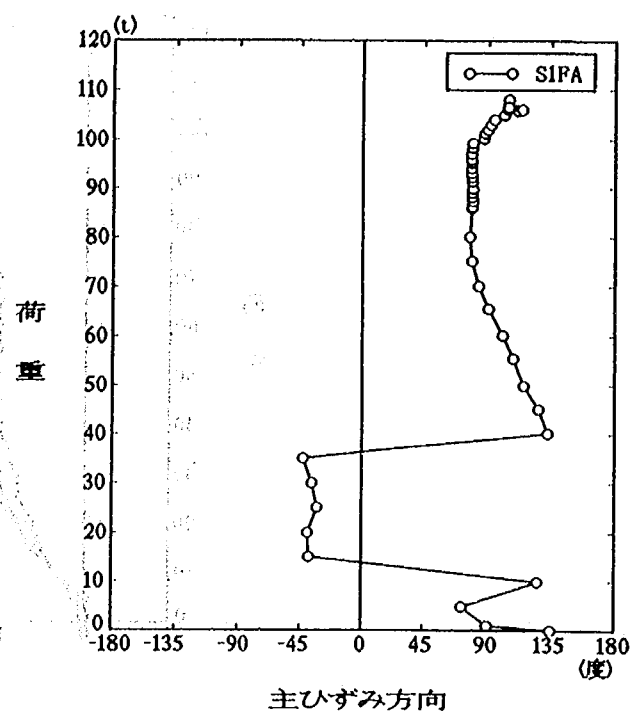
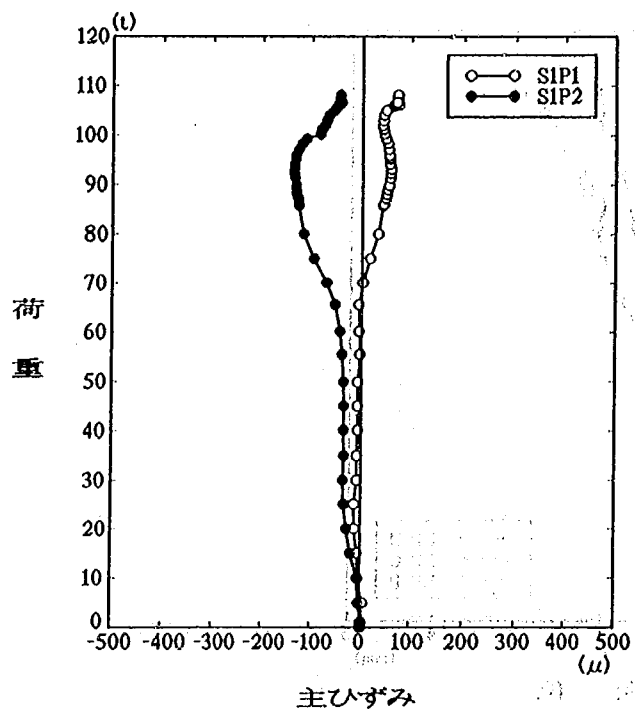
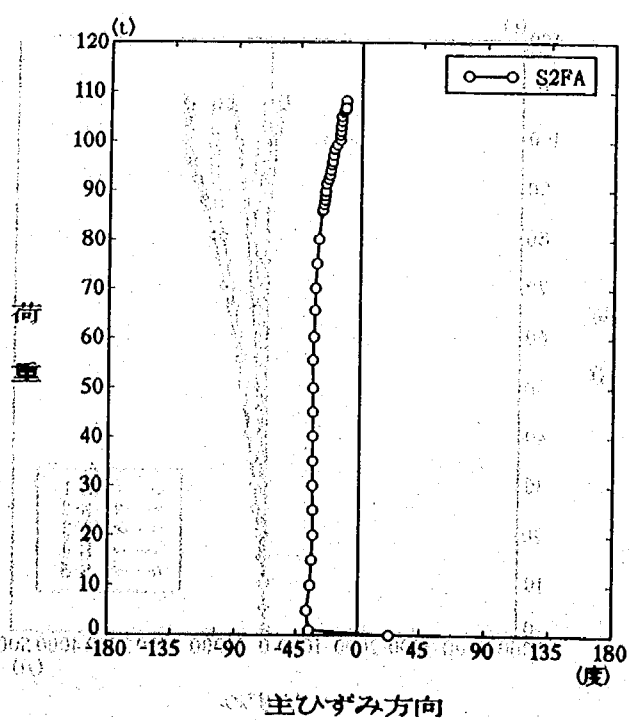
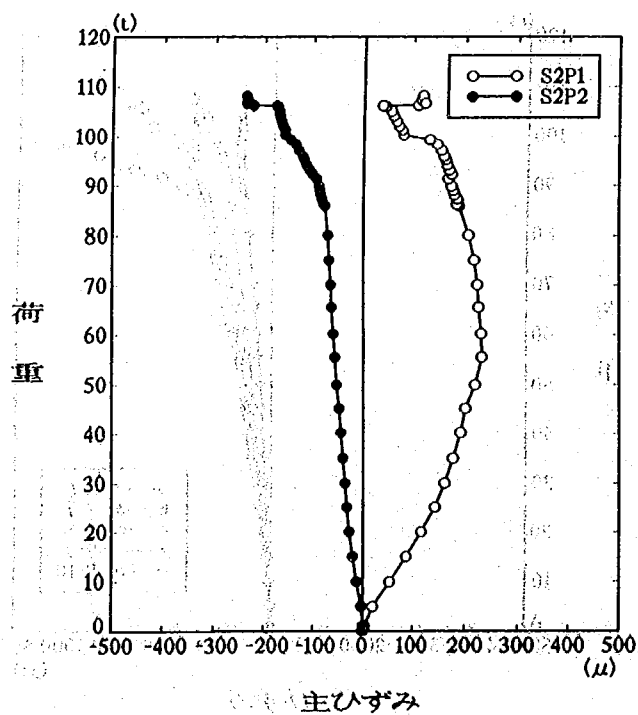


図-5.6 (a) 谷側供試体4 (折曲げ筋あり) 静的載荷実験2
荷重～変位曲線, 荷重～ひずみ曲線



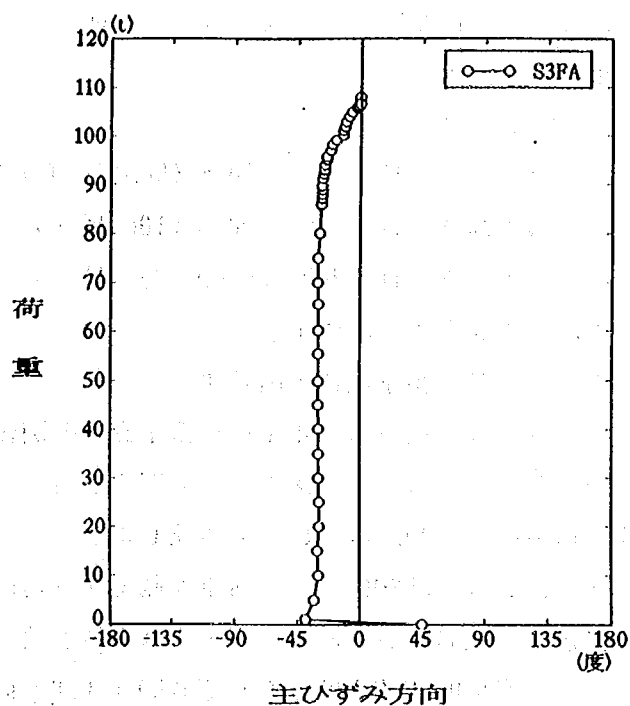
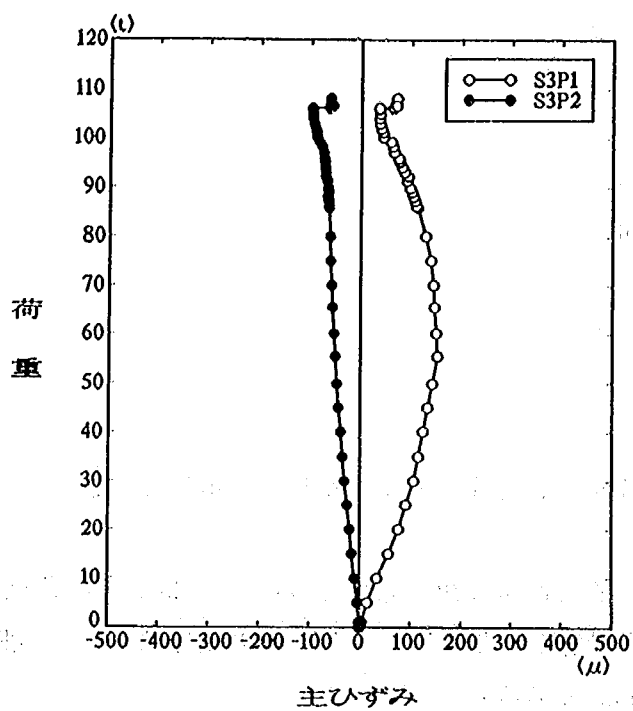
ロゼット 1



ロゼット 2

図-5.6(b) 谷側供試体4(折曲げ筋あり) 静的載荷実験2

荷重～ひずみ曲線



ロゼット 3

図-5.6(c) 谷側供試体4(折曲げ筋あり)静的載荷実験2

荷重～ひずみ曲線

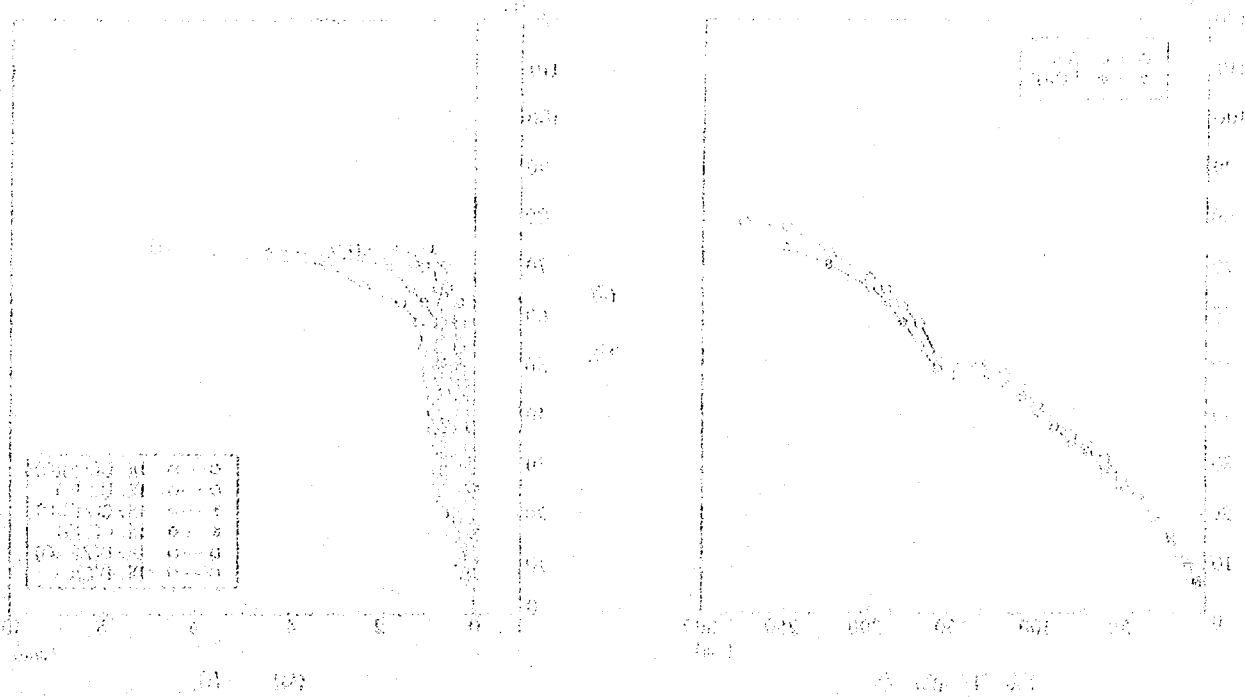


図-5.6(d) 谷側供試体4(折曲げ筋あり)静的載荷実験2

荷重～ひずみ曲線

5. 2 衝撃载荷実験結果

5. 2. 1 折曲げ筋なし（その1）（供試体N o. 2）

重錘重量 $w = 1.0t$

载荷ステップ：

落下高さ $H = 5 \sim 30cm$ (5cmピッチで増加)

落下高さ $H = 30 \sim 200cm$ (10cmピッチで増加)

落下高さ $H = 200 \sim 250cm$ (25cmピッチで増加)

実験結果を以下の図に示す。

図-5. 7 衝撃载荷実験結果

図-5. 8 衝撃エネルギー～落下高さの関係

図-5. 7には荷重～落下高さの関係、荷重～変位曲線、荷重～主ひずみ曲線を示している。主ひずみの方向は変動が激しいため省略した。

各図におけるZEROは、その荷重を载荷する前における残留値（初期値）であり、SIGは、その荷重のみによって生じた値である。A-1は重錘加速度から計算した衝撃力である（他の記号は5. 1参照。ただし、変位DL-U, C, Dは、それぞれLD-U, C, Dと同じ測点である）。

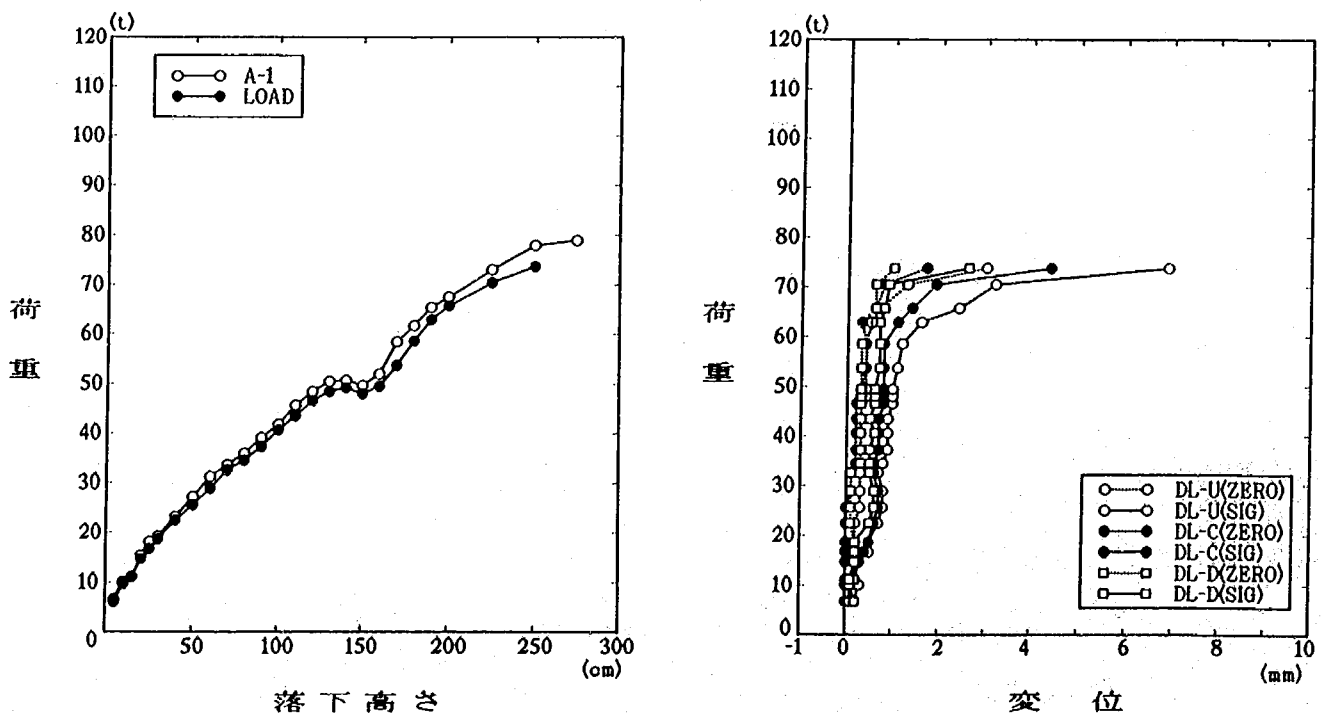


図-5. 7 (a) 谷側供試体2（折曲げ筋なし）衝撃载荷実験
荷重～落下高さ関係、荷重～変位曲線

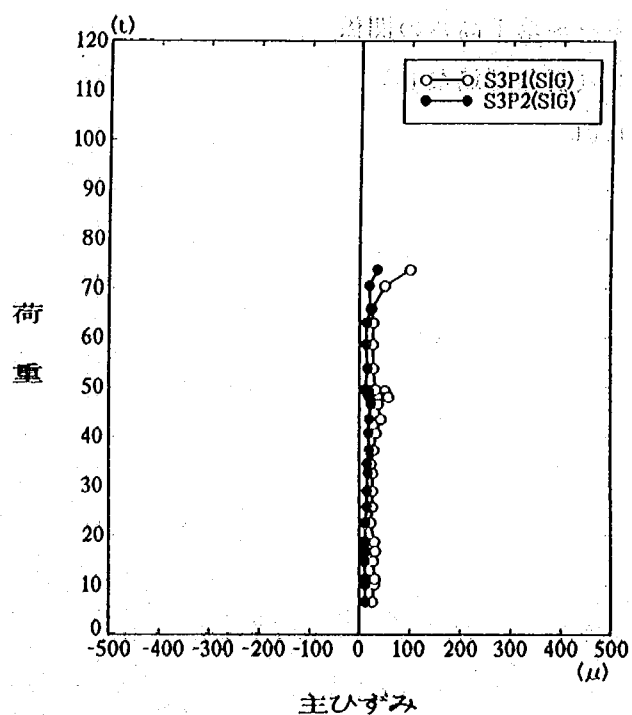
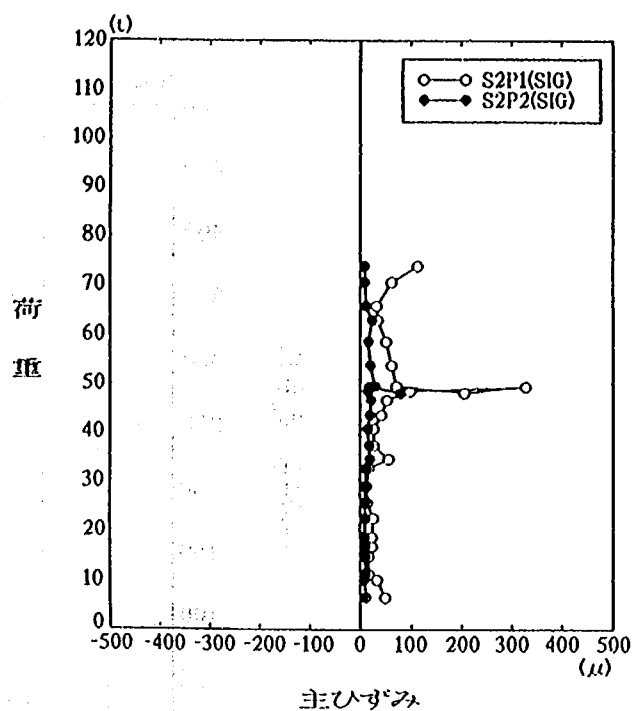
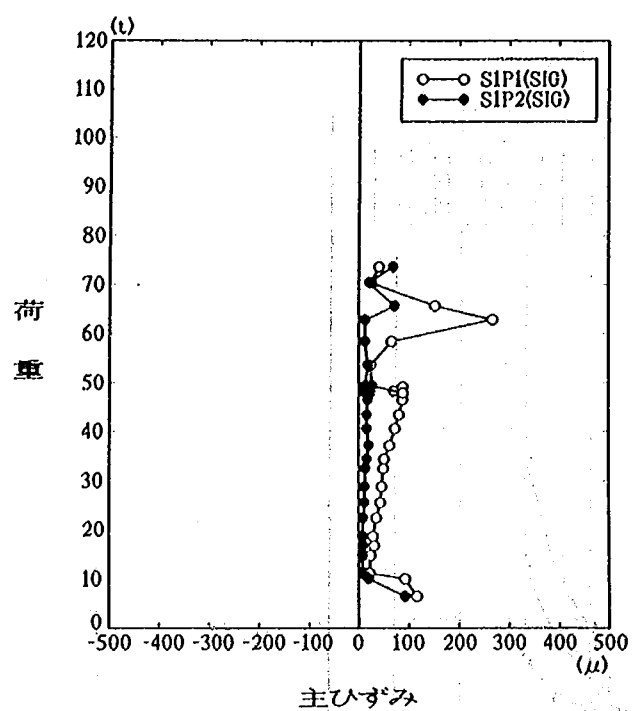


図-5.7(b) 谷側供試体2 (折曲げ筋なし) 衝撃载荷実験
荷重～ひずみ曲線

衝撃吸収エネルギー

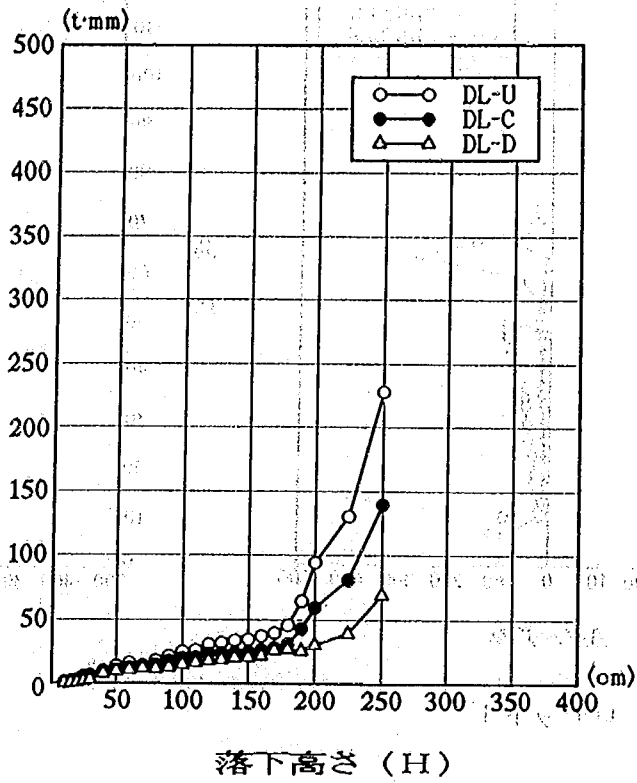


図-5.8 衝撃エネルギー～落下高さの関係
谷側供試体2 (折曲げ筋なし)
重錘重量 1.0t

5. 2. 2 折曲げ筋なし（その2）（供試体No. 3）

重錘重量 $w = 1.0t$

载荷ステップ：

落下高さ $H = 5cm$

落下高さ $H = 150 \sim 250cm$ (25cmピッチで増加)

実験結果を以下の図に示す。

図-5. 9 衝撃载荷実験結果

図-5. 10 衝撃エネルギー～落下高さの関係

図-5. 9には荷重～落下高さの関係、荷重～変位曲線、荷重～主ひずみ曲線を示している。主ひずみの方向は変動が激しいため省略した。

供試体No. 2とNo. 3のロゼットひずみについて考察すれば、以下の諸点が指摘できる。

- (1) ひずみはすべて引張ひずみである。
- (2) 主ひずみの一時的な増加はクラック発生に対応していると思われる。
- (3) 変形の増大する荷重付近でロゼット2のひずみも急増している。

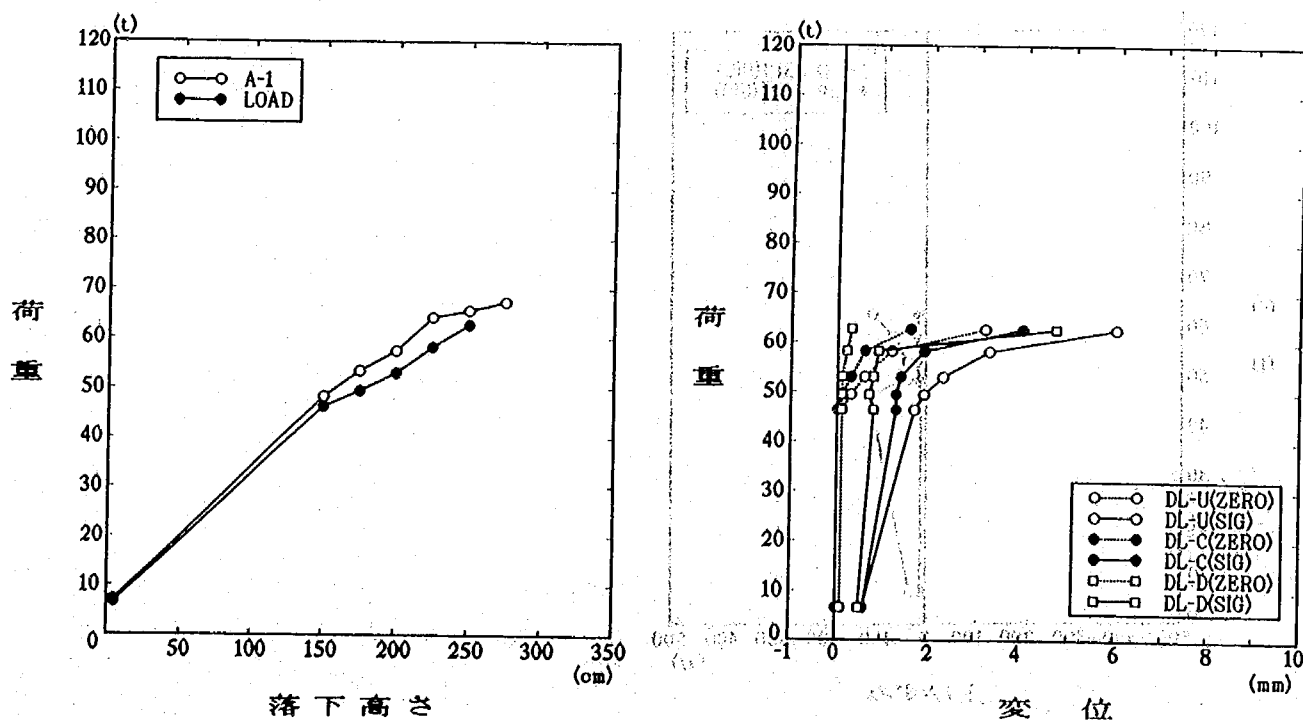
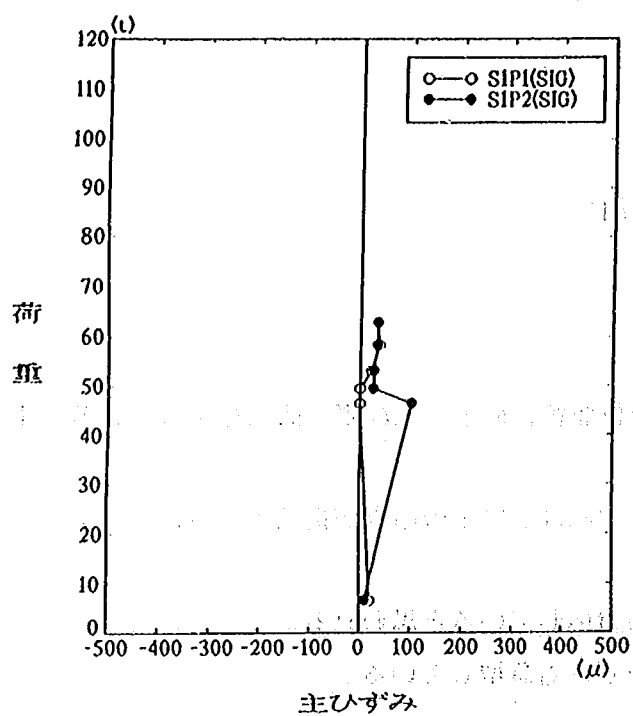
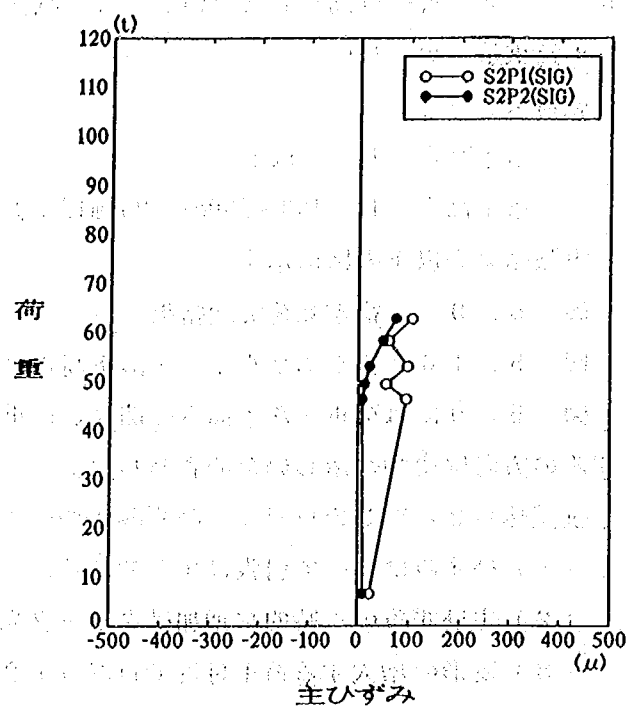


図-5. 9 (a) 谷側供試体3（折曲げ筋なし）衝撃载荷実験

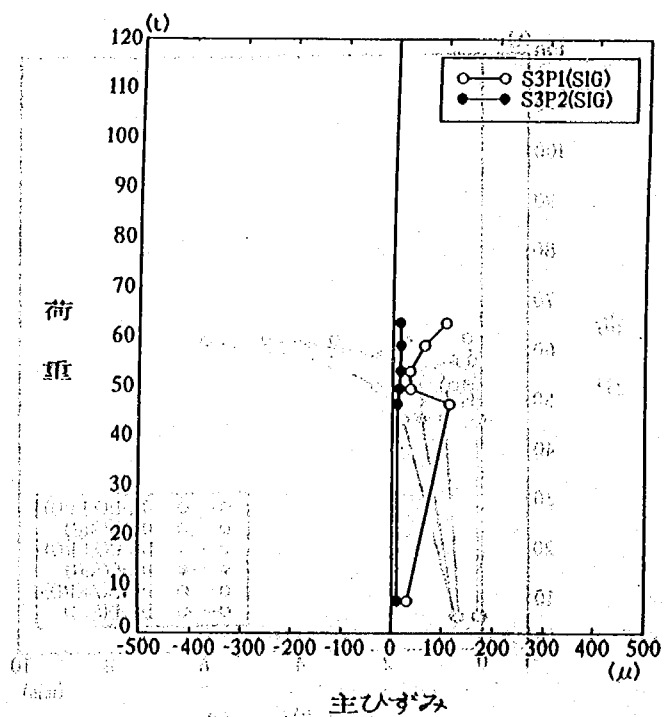
荷重～落下高さ関係、荷重～変位曲線



ロゼット 1



ロゼット 2



ロゼット 3

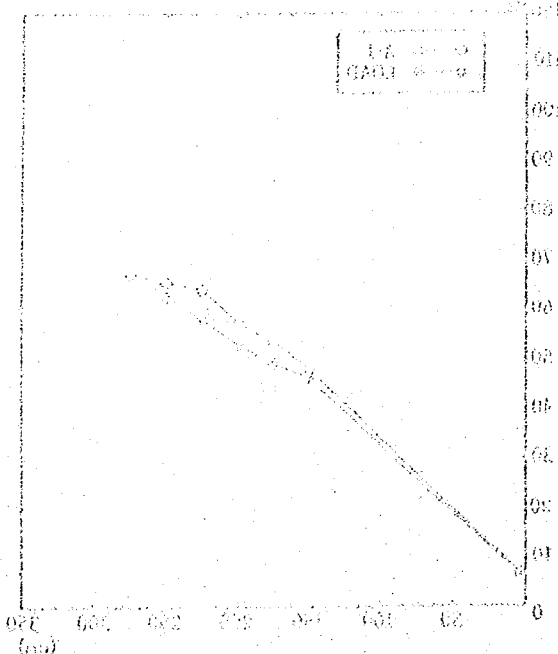


図-5.9(b) 谷側供試体3(折曲げ筋なし)衝撃载荷実験
荷重～ひずみ曲線

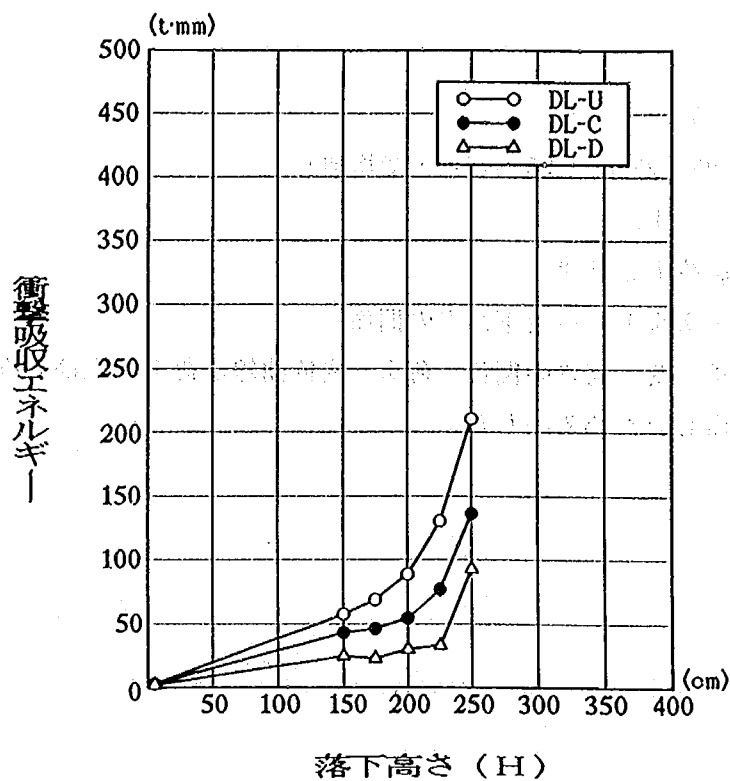
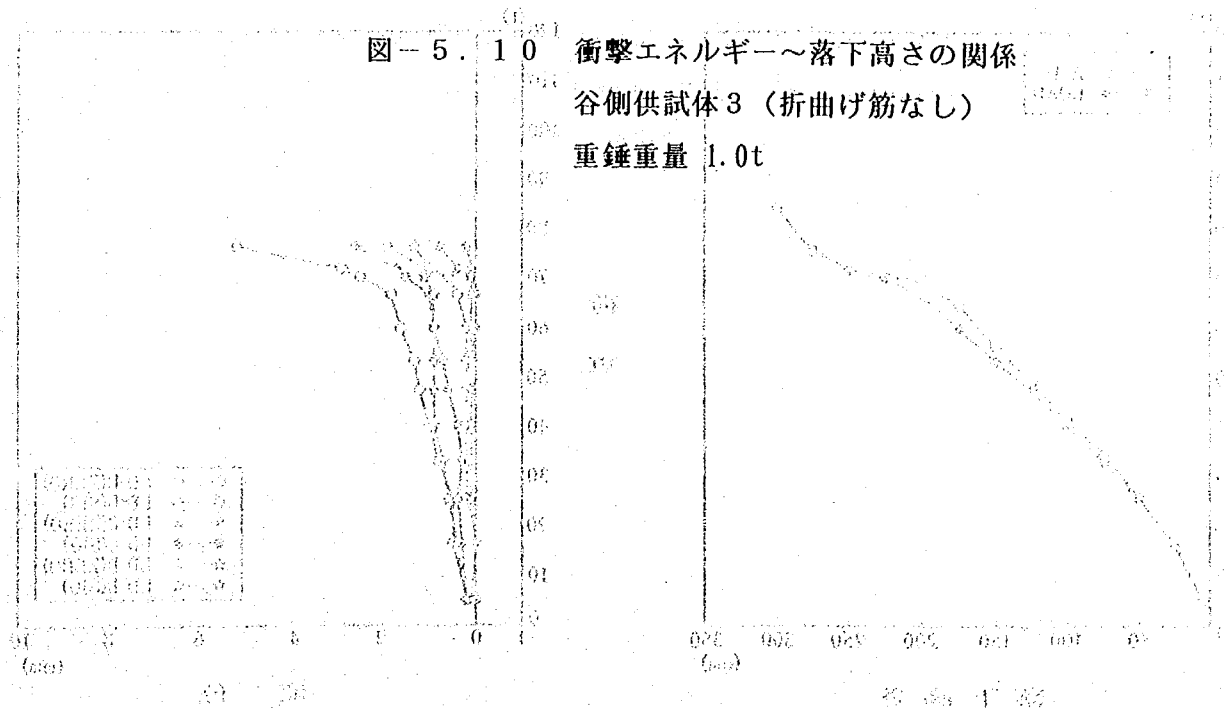


図-5.10 衝撃エネルギー～落下高さの関係
谷側供試体3 (折曲げ筋なし)
重錘重量 1.0t



落下高さ (cm) と 衝撃エネルギー (t·mm) の関係 (a) (b) 図
谷側供試体3 (折曲げ筋なし) の場合

5. 2. 3 折曲げ筋あり（その1）（供試体No. 5）

重錘重量 $w = 1.0t$

载荷ステップ：

落下高さ $H = 5cm$

落下高さ $H = 25 \sim 275cm$ (25cmピッチで増加)

実験結果を以下の図に示す。

図-5. 1 1 衝撃载荷実験結果

図-5. 1 2 衝撃エネルギー～落下高さの関係

図-5. 1 1 には荷重～落下高さの関係、荷重～変位曲線、荷重～主ひずみ曲線を示している。主ひずみの方向は変動が激しいため省略した。

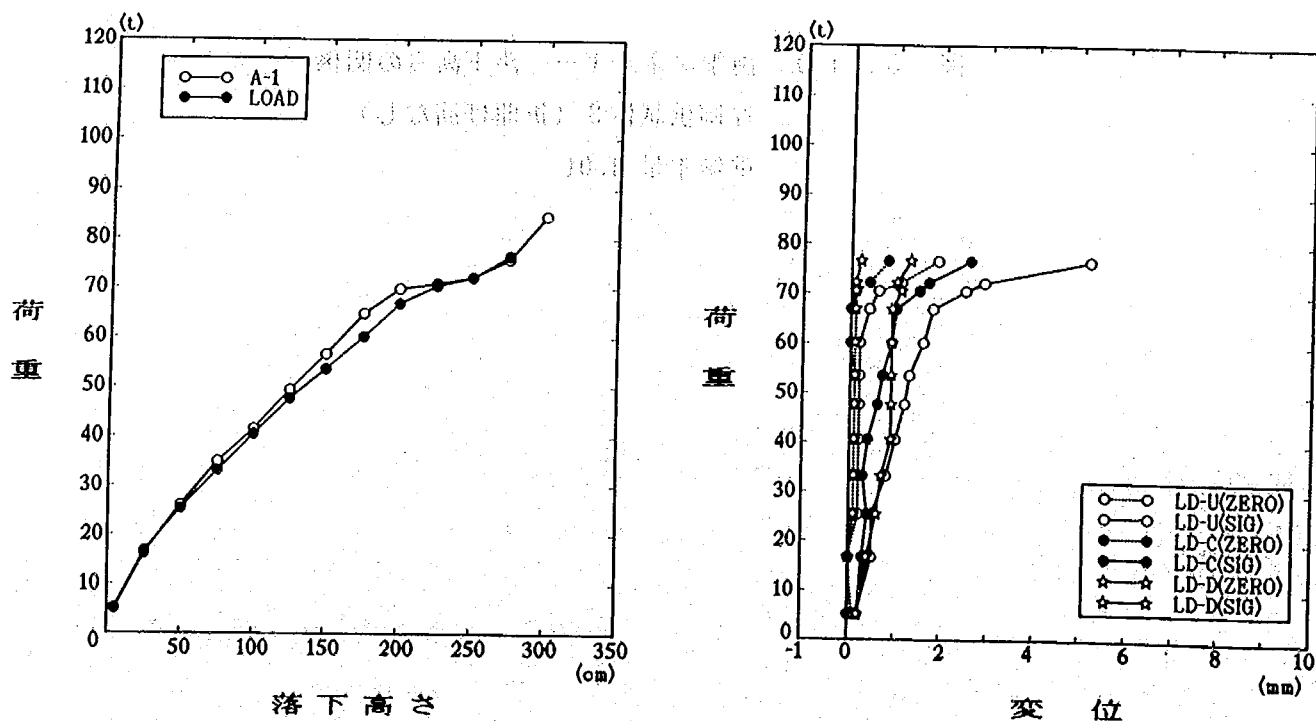
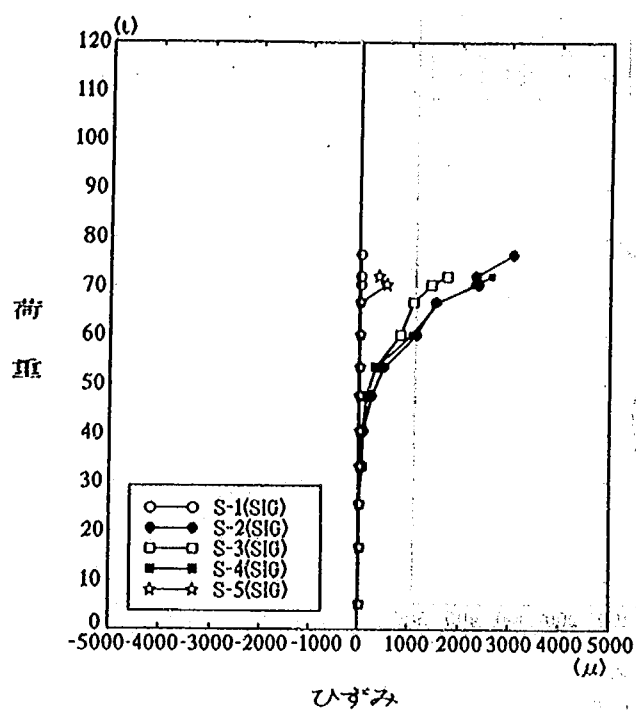
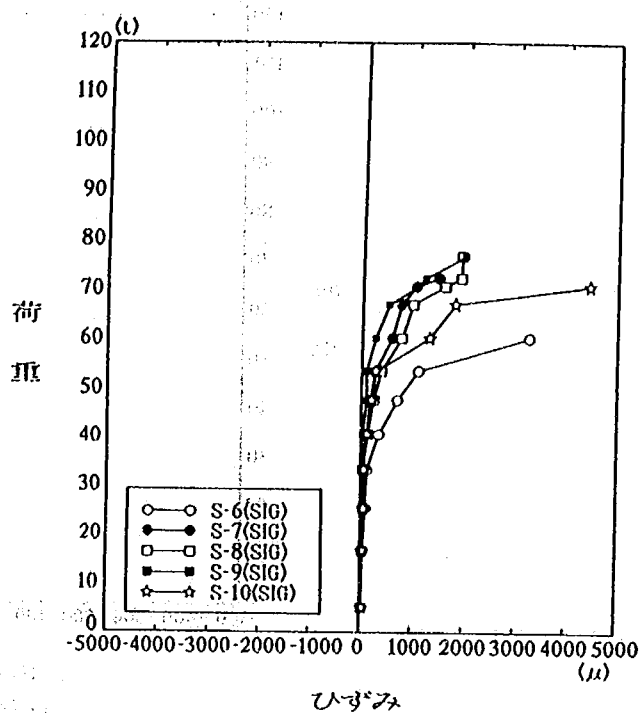


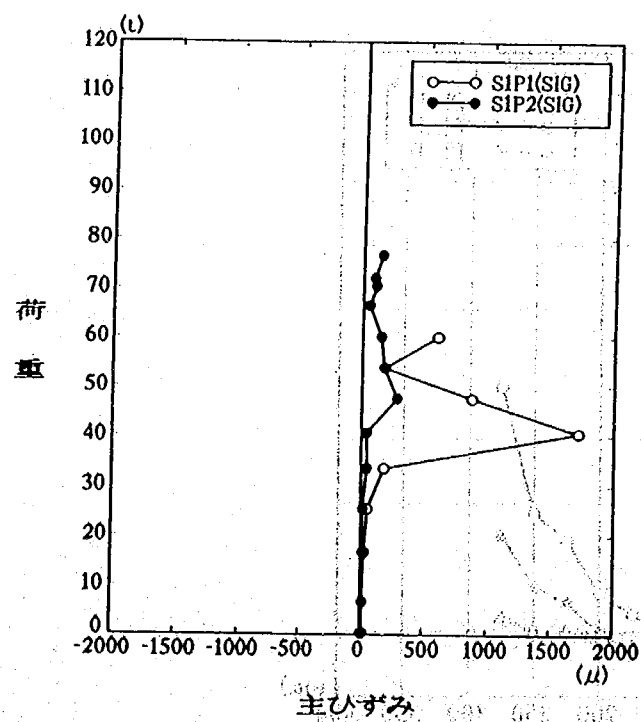
図-5. 1 1 (a) 谷側供試体5（折曲げ筋有り）衝撃载荷実験
荷重～落下高さの関係、荷重～変位曲線



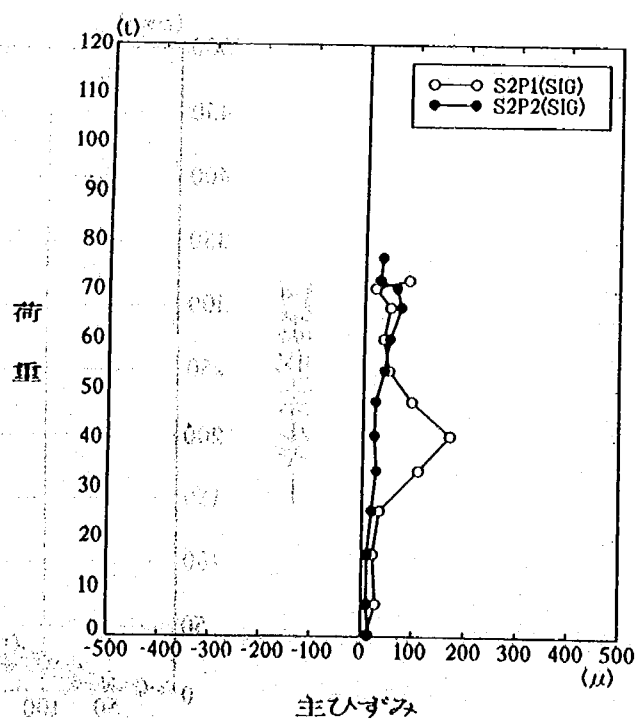
折り曲げ鉄筋



折り曲げ鉄筋



ロゼット1



ロゼット2

図-5. 11 (b) 部谷側供試体5 (折曲げ筋あり) 衝撃載荷実験
荷重～ひずみ曲線計算

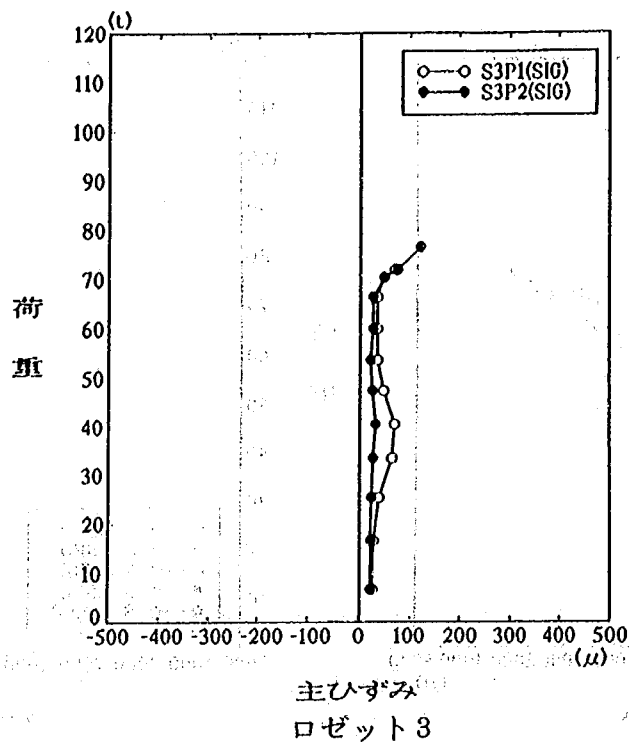


図-5. 11 (c) 谷側供試体 5 (折曲げ筋あり) 衝撃载荷実験
荷重～ひずみ曲線

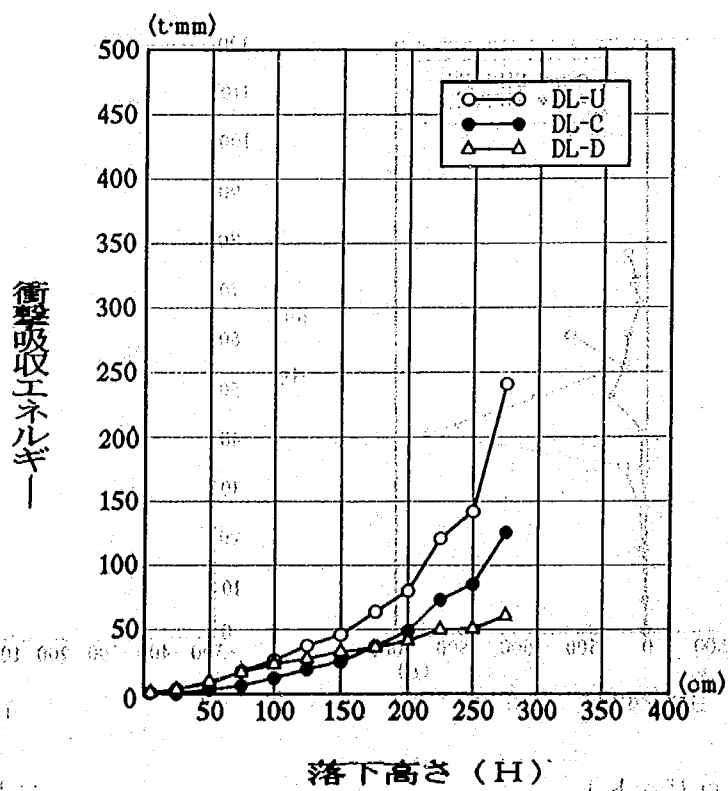


図-5. 12 衝撃エネルギー～落下高さの関係

谷側供試体 5 (折曲げ筋あり) 1.0t 重錘
重錘重量 1.0t 重錘

5. 2. 4 折曲げ筋あり（その2）（供試体N o. 6）

重錘重量 $W = 1.0\text{t}$

載荷ステップ:

落下高さ $H = 5\text{cm}$

落下高さ $H = 150 \sim 275 \text{ cm}$ (25cmピッチで増加)

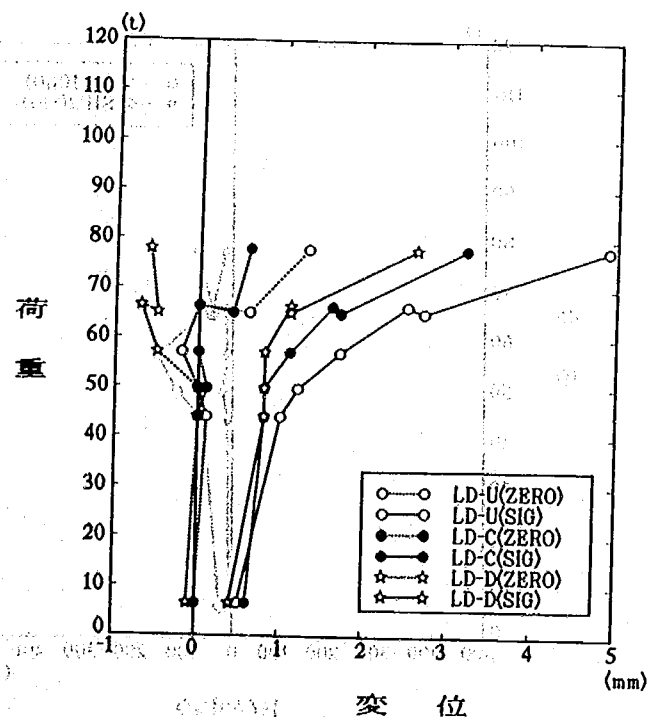
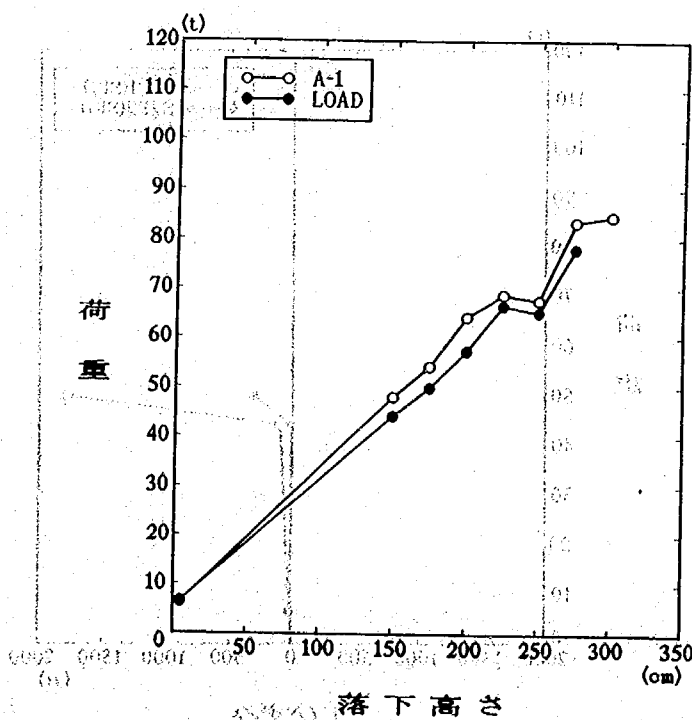
実験結果を以下の図表に示す。

圖-5.13 衝擊載荷實驗結果

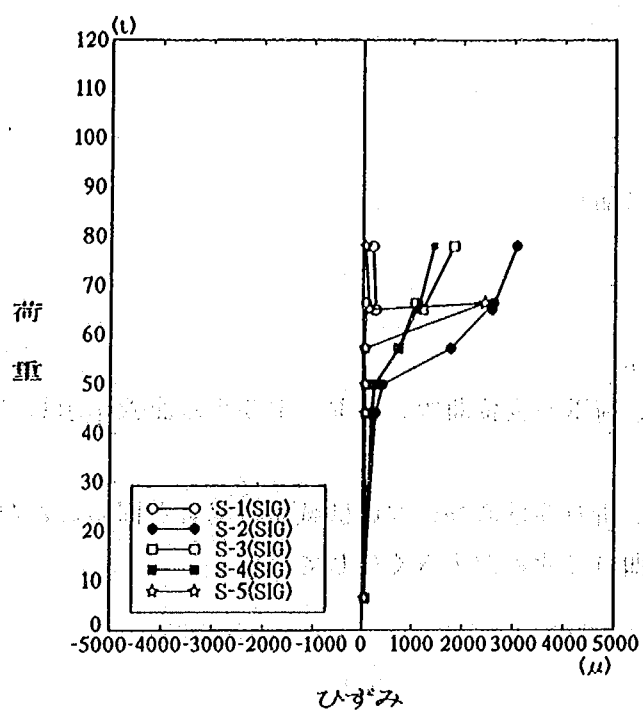
図-5. 14 衝撃エネルギー～落下高さの関係

なお、図-5. 13には荷重～落下高さの関係、荷重～変位曲線、荷重～主ひずみ曲線を示している。主ひずみの方向は変動が激しいため省略した。

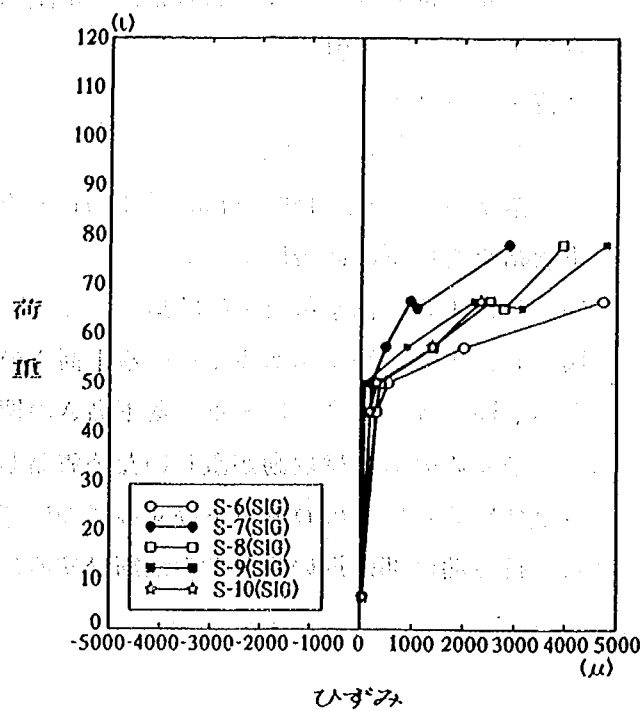
供試体No. 5 と No. 6 のロゼットひずみについては、折り曲げ鉄筋のない供試体の場合と同じことが言える。折り曲げ部に近い位置での鉄筋ひずみは、曲げひずみが大きく生じている。



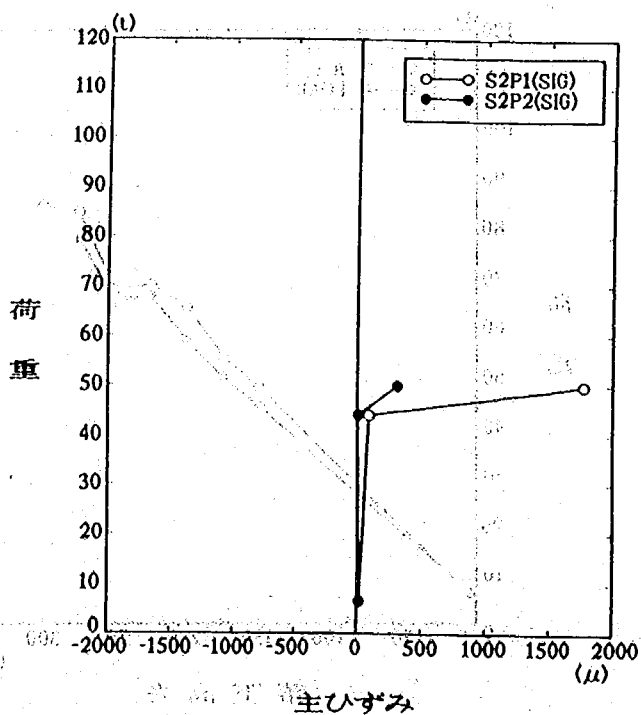
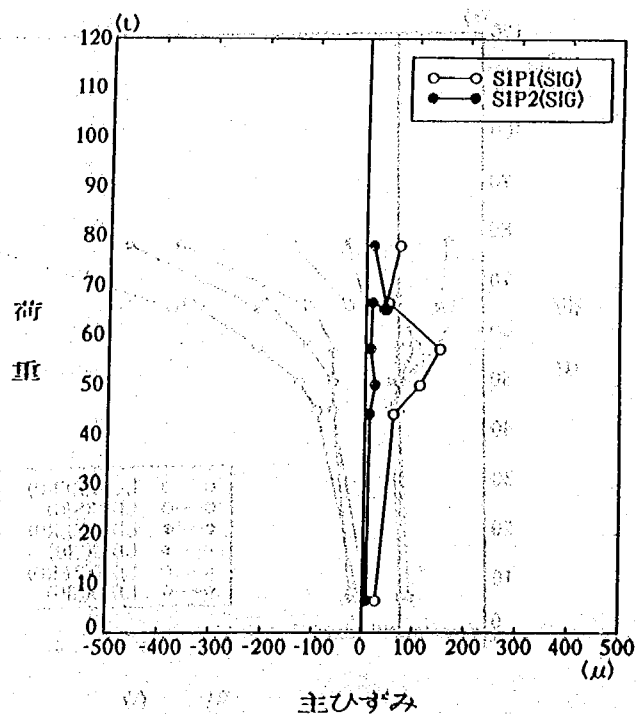
S 図—5. 13. (a) 谷側供試体 6 (折曲げ筋あり) 衝撃載荷実験
荷重～落下高さの関係, 荷重～変位曲線



折り曲げ鉄筋



折り曲げ鉄筋



ロゼット1 (荷重～ひずみ) の変形履歴 (ロゼット2)

荷重～ひずみ (荷重～ひずみ) の変形履歴

図-5. 13 (b) 谷側供試体6 (折曲げ筋あり) 衝撃载荷実験
荷重～ひずみ曲線

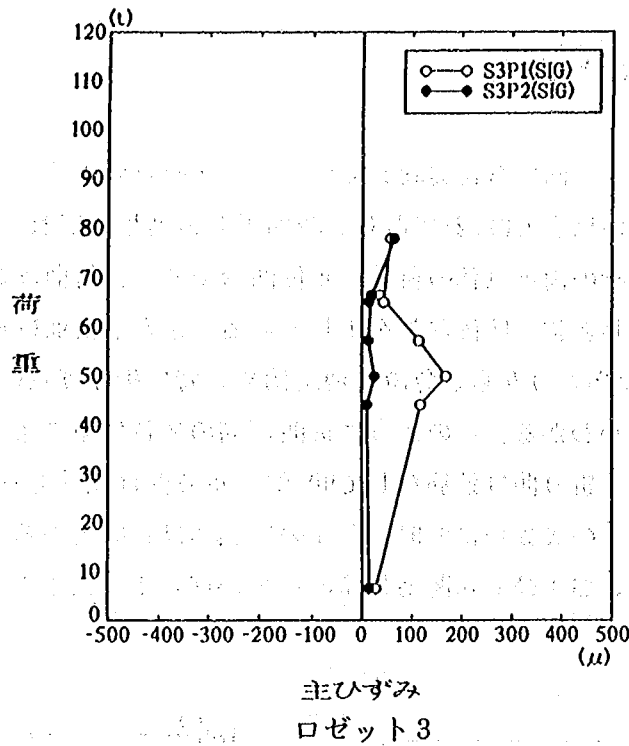


図-5.13(c) 谷側供試体6(折曲げ筋あり) 衝撃载荷実験
荷重～ひずみ曲線

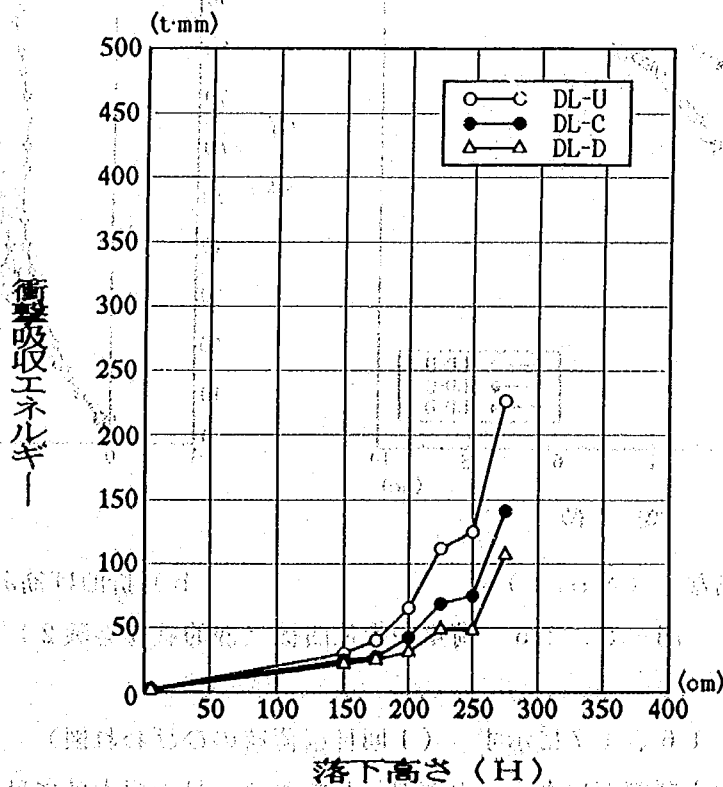


図-5.14 衝撃エネルギー～落下高さの関係

谷側供試体6(折曲げ筋あり)

重錘重量 1.0t

5.3 実験結果比較

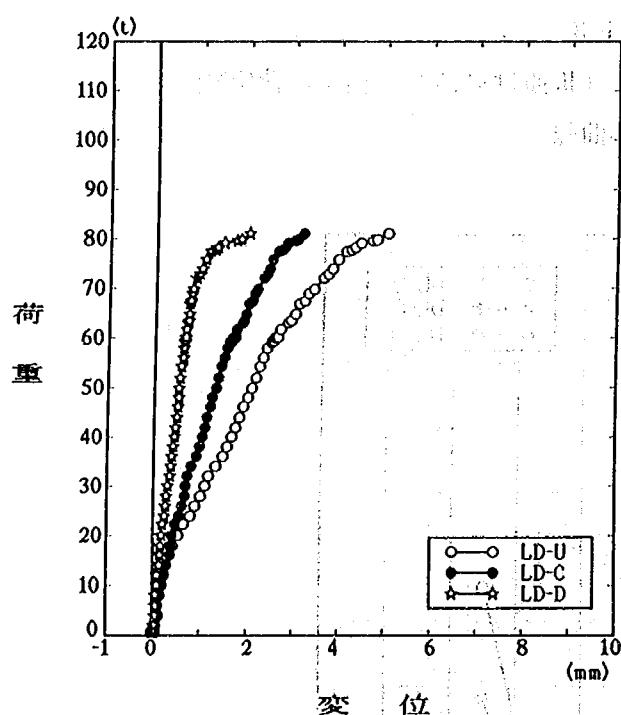
5.3.1 折曲げ筋の有無による差

(1) 静的載荷実験の場合

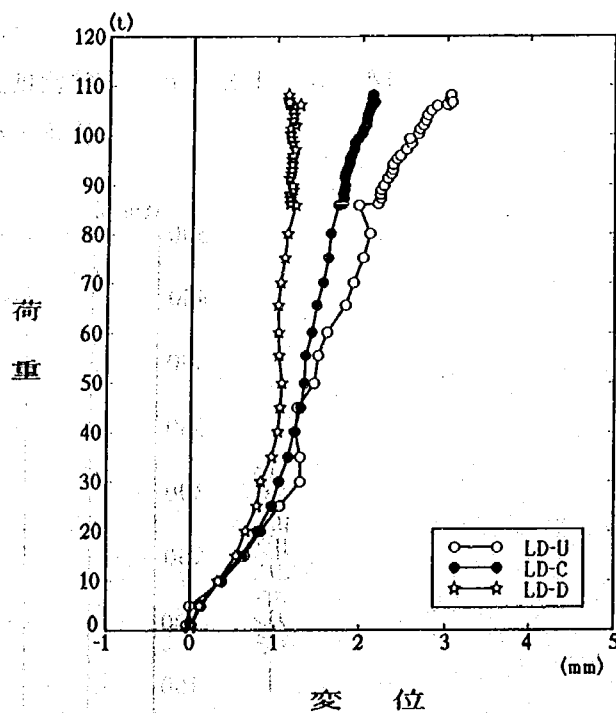
静的載荷実験は両供試体とも2回の載荷実験を実施した。2回目の実験での最終耐力は、折り曲げ鉄筋がある場合で108.1t、ない場合で82.2tであり、32%増しの効果が表れている。

図-5.15は2回目実験時の両供試体の荷重～変位曲線である。折曲げ筋の有無により支承部前面のコンクリートのはらみ出し変位に明確な差を生じている。また、折曲げ筋のひずみは図-5.5にみられるように60tを超えたあたりから、急激に増え始め、特に折曲げ点に近いS6, S10番に曲げひずみが発生していることがわかる。このように折曲げ筋の変位拘束効果が顕著に認められる。

せん断破壊荷重の理論値は、折り曲げ鉄筋なしで90.6t, 折り曲げ鉄筋有りで103.5tであったが(表-3.2)、これと比べてNo.1の実験値は0.91, No.4の実験値は1.04である。これからせん断破壊荷重の理論値はほぼ妥当なこと、およびせん断補強筋の効果が理論より大きくでることが知られる。



a) 折曲げ筋なし (No. 1)



b) 折曲げ筋あり (No. 4)

図-5.15 荷重～変位曲線(静的載荷実験2)

損傷状況を図-5.16、17に示す(1回目載荷時のひびわれ図)。折曲げ筋なしでは例えば43t時に支承部前面および側面にクラックが進行しており、最大耐力時には柱背面側のクラックが側面にも顕著に表れている。これに対し、折曲げ筋ありの方では43t時にはまだほとんどクラックは発生しておらず、60tを超えたあたりから前面と側面のクラックが観察された。最終耐力時も柱背面側のクラックが側面に表れることはなかった。このように折曲げ筋の効果が明らかに認められる。

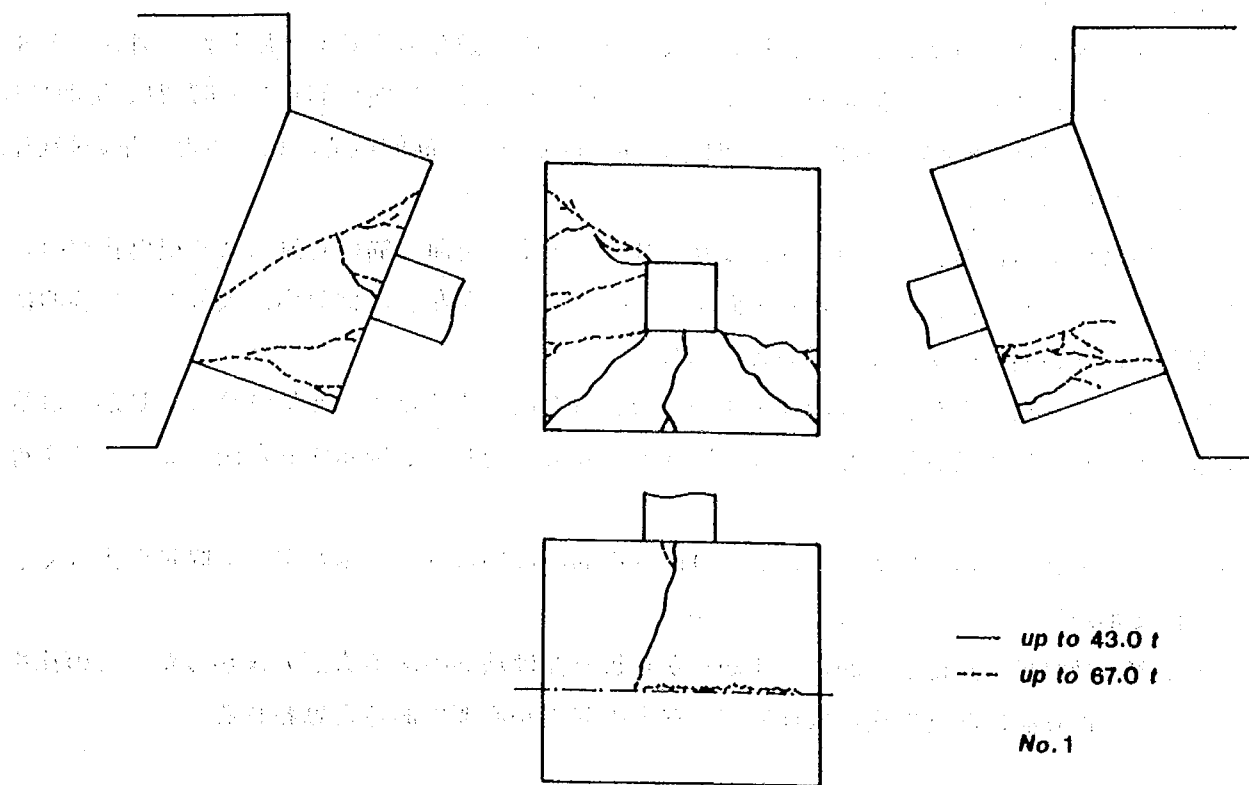


図-5.16 谷側供試体1（折曲げ筋なし）

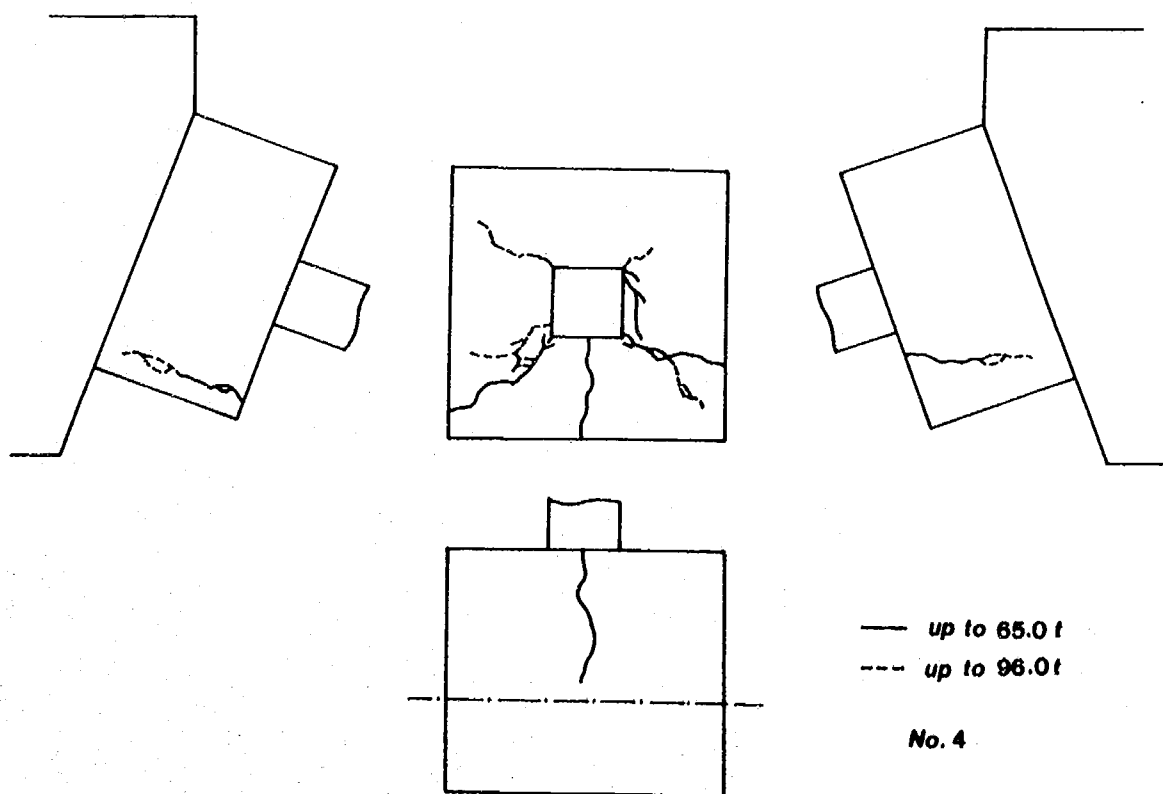


図-5.17 谷側供試体4（折曲げ筋あり）

(2) 衝撃載荷実験の場合

各供試体に対し落下高さの増分が小さい場合と大きい場合の2通りの実験を実施した。図5. 18, 19にそれぞれの場合の荷重～変位曲線を示す。最大荷重の平均は、折曲げ筋なしで67.7t、折曲げ筋ありで77.1tで、14%の増加が見られた。折り曲げ鉄筋のひずみは、静的載荷に比べると、早い時期に曲げひずみが生じ始めている。

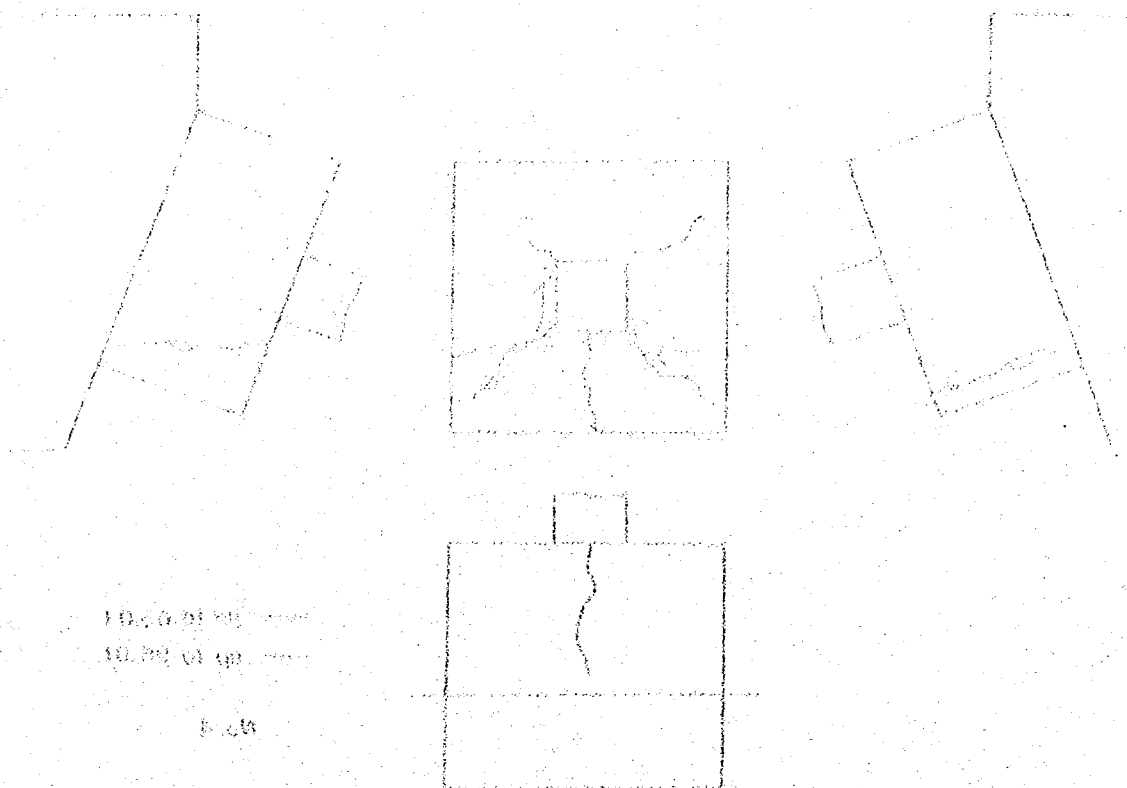
最終より一段階前での損傷状況を図-5. 20～23に示す。折曲げ筋の有無による損傷状況の差異はあまりなく、いずれの供試体でも基礎頂面手前側のクラックが左右ほぼ対称に入った。最終的には、柱背面および基礎側面のクラックが観察された。

折り曲げ鉄筋がある場合とない場合のエネルギー吸収量を比較するため、変位量 $DL-U$ から計算されるエネルギー吸収量を供試体No. 2とNo. 3, No. 5とNo. 6で平均して、図示すると図-5. 24を得る。

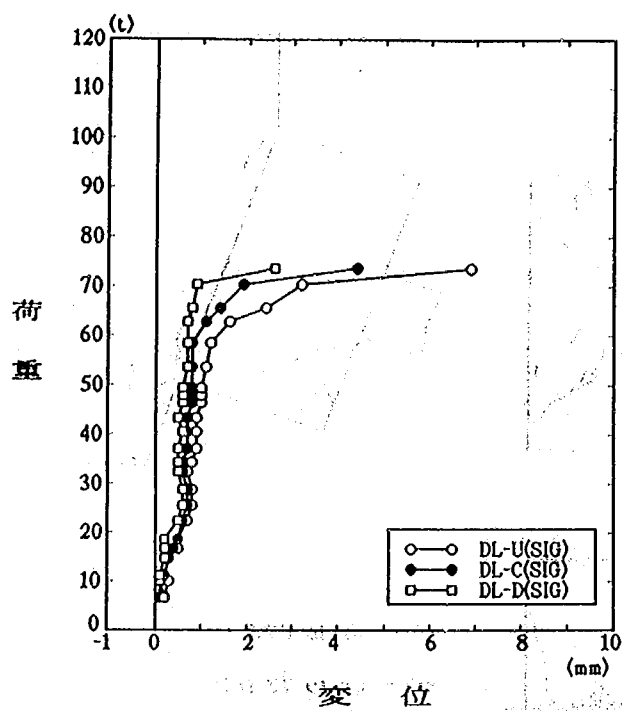
この図から同一重錘落下高さにおいては、折り曲げ鉄筋のないほうがエネルギー吸収量が大きく、それだけ塑性変形が早く進行していることがわかる。

最大エネルギー吸収量の比は、1.06とわずかながら折り曲げ鉄筋のある方が大きかった。この比を大きくするには、折り曲げ鉄筋を複数段配置するなどの対策が必要であると思われる。

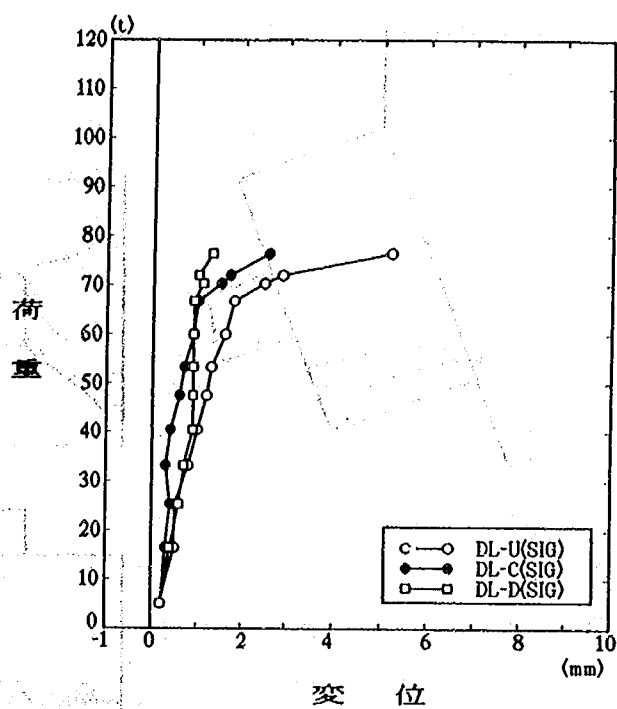
(1) 基礎面手前側 (2) 基礎面手前側 (3) 基礎面手前側 (4) 基礎面手前側



(1) 基礎面手前側 (2) 基礎面手前側 (3) 基礎面手前側 (4) 基礎面手前側

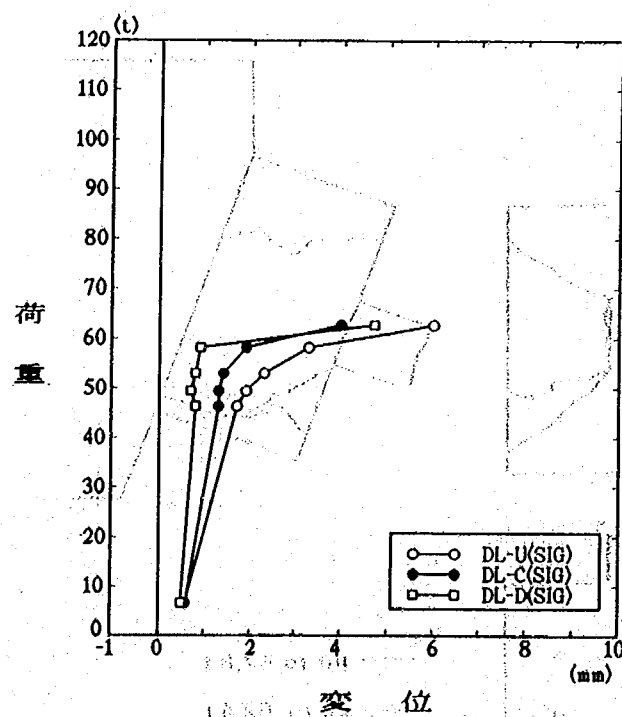


a) 折曲げ筋なし (No. 2)

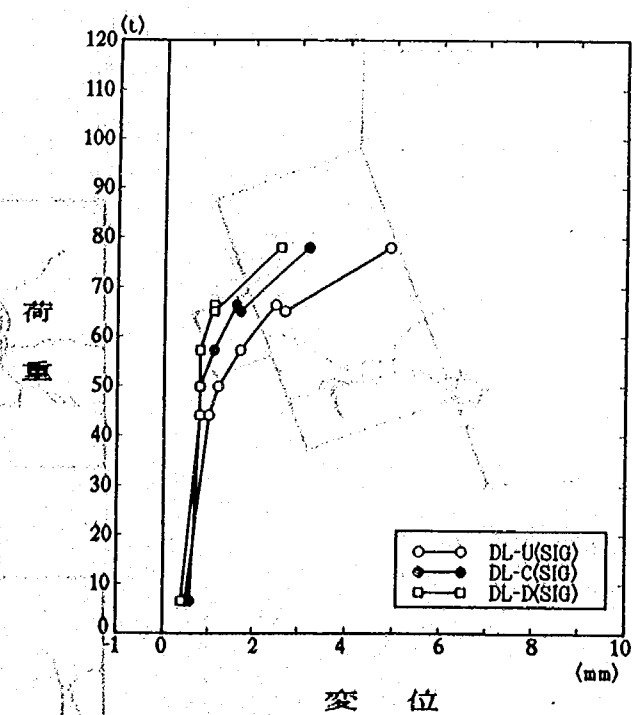


b) 折曲げ筋あり (No. 5)

図-5.18 荷重～変位曲線 落下高さ増分小



a) 折曲げ筋なし (No. 3)



b) 折曲げ筋あり (No. 6)

図-5.19 荷重～変位曲線 落下高さ増分大

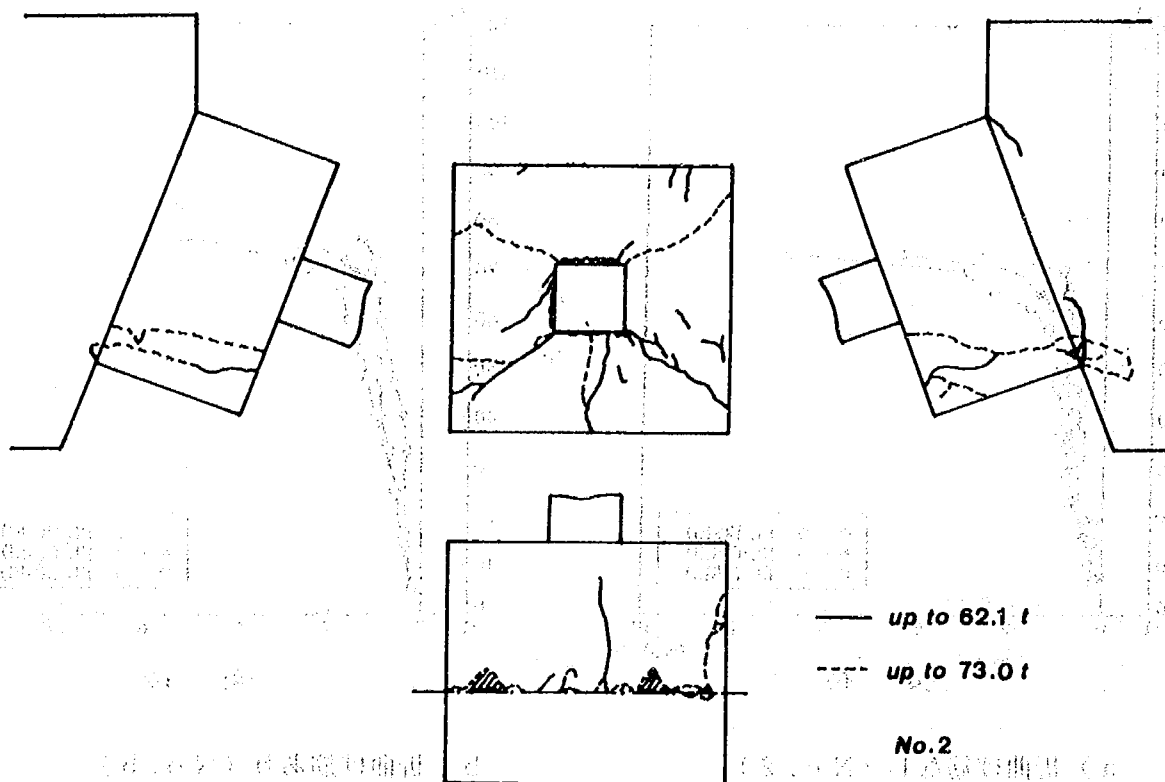


図-5.20 谷側供試体2 (折曲げ筋なし)

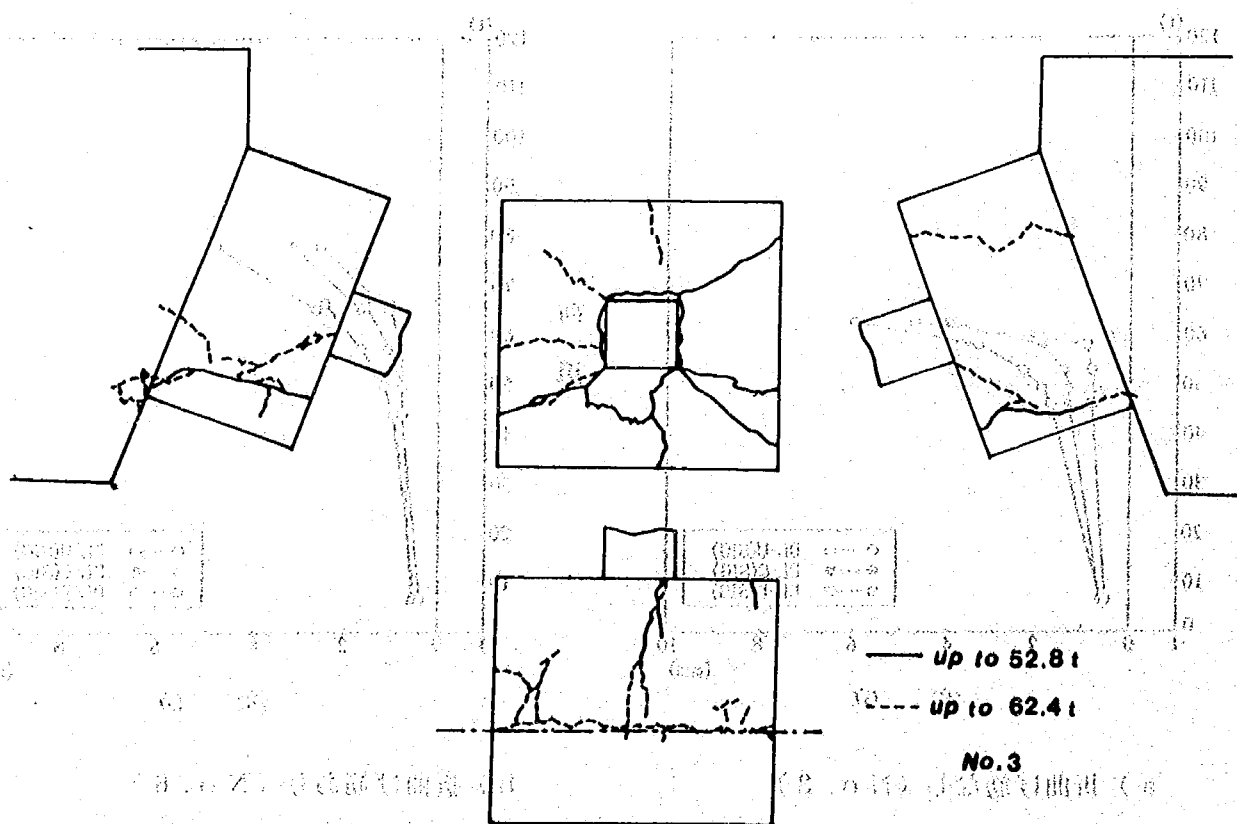


図-5.21 谷側供試体3 (折曲げ筋なし)

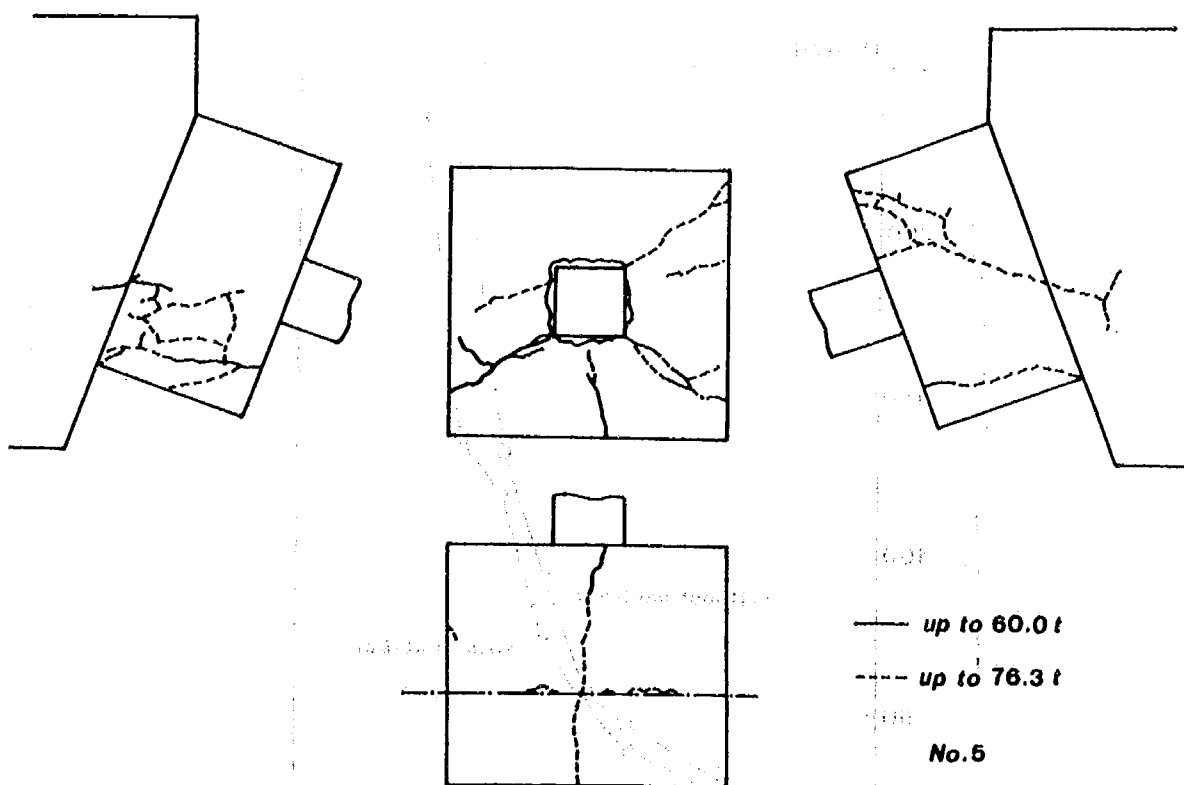


図-5.2.2 谷側供試体5（折曲げ筋あり）

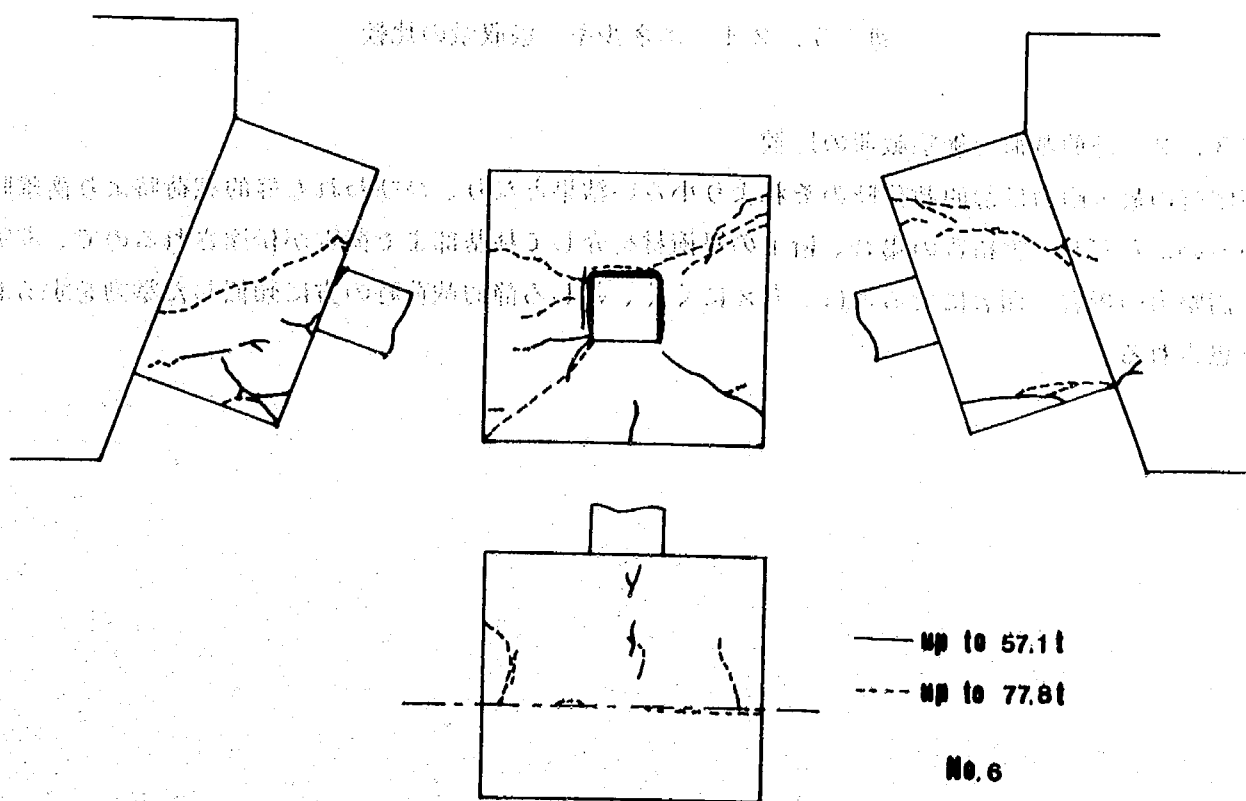


図-5.2.3 谷側供試体6（折曲げ筋あり）

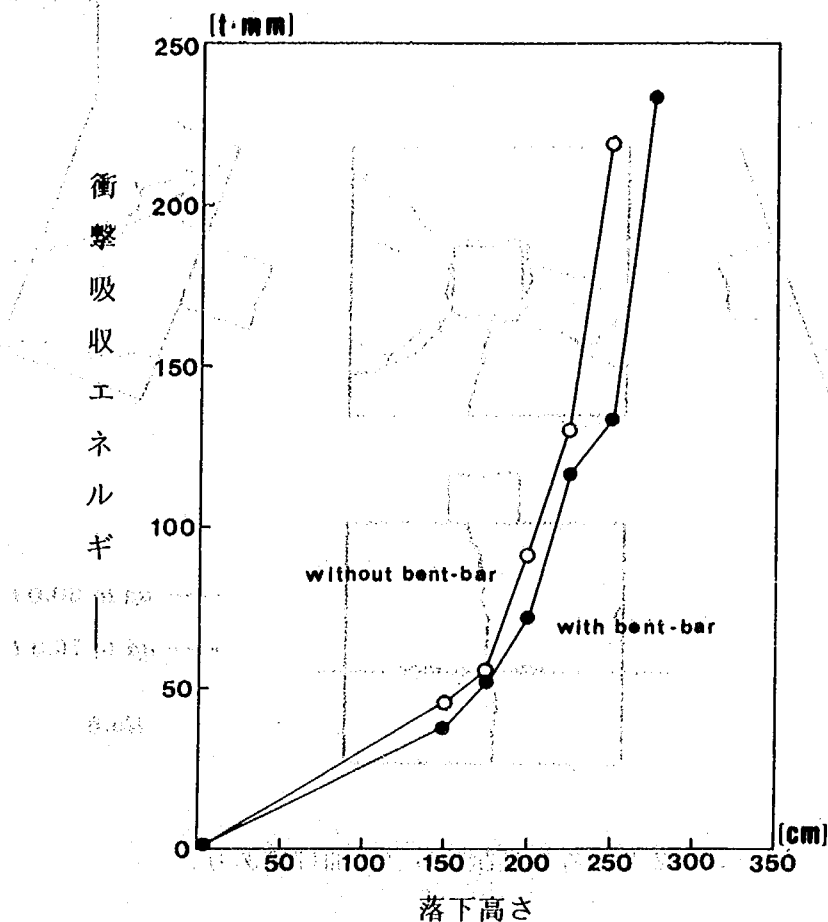
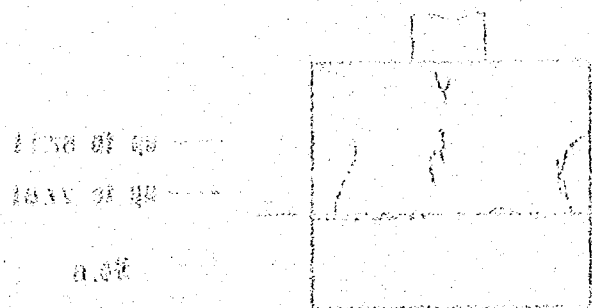


図-5.24 エネルギー吸収量の比較

5.3.2 静的載荷と衝撃載荷の比較

衝撃時の最大耐力は静的載荷時のそれより小さい結果となり、ひびわれも静的載荷時より衝撃時の方が多し。ただし、実構造の場合、桁上の緩衝材を介して柱基部まで荷重が伝達されるので、本実験ほど衝撃力の影響が顕著にでるとは、考えにくく、むしろ静的載荷時の方に類似した挙動をするものと予想される。



(C-多読(海用)) 材料性能試験 - C.5.1.6 図

6. 剛接部供試体実験結果

6. 1 静的載荷実験結果（供試体N o. 2）

P C鋼棒4本、それぞれに約4.0tの緊張力を加えた後に実験を実施した。

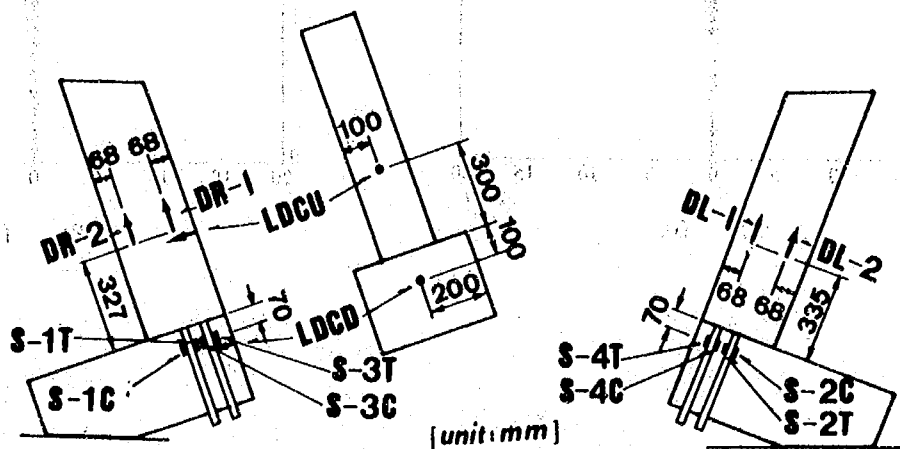
最大荷重は15.0t、このときの鉛直変位は、

右側 引張側 D R - 1 2.5mm 圧縮側 D R - 2 0.4mm

左側 引張側 D L - 1 2.1mm 圧縮側 D L - 2 -0.1mmであった。

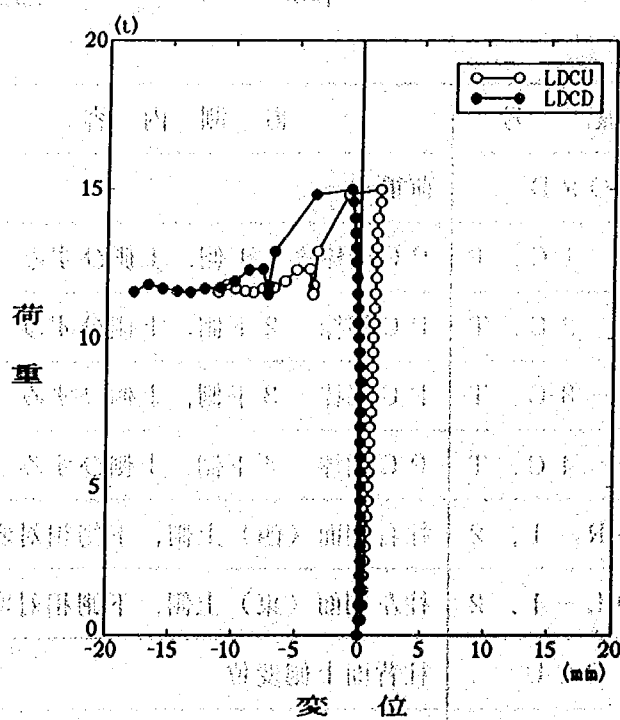
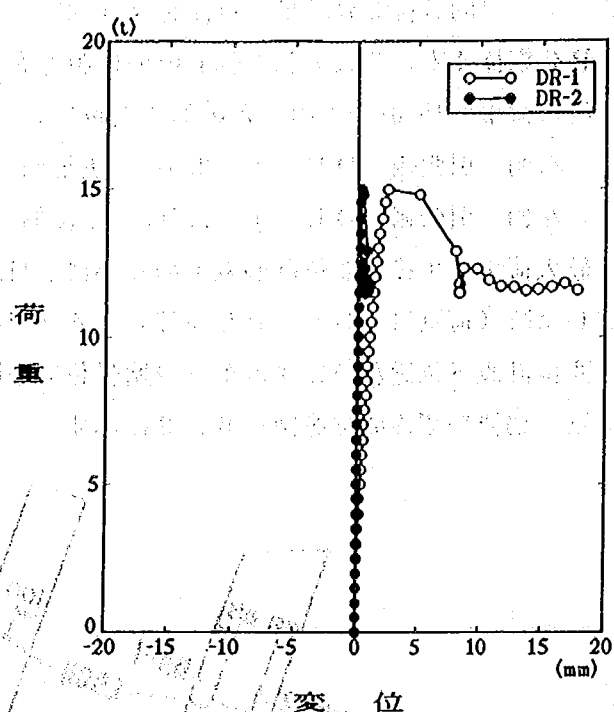
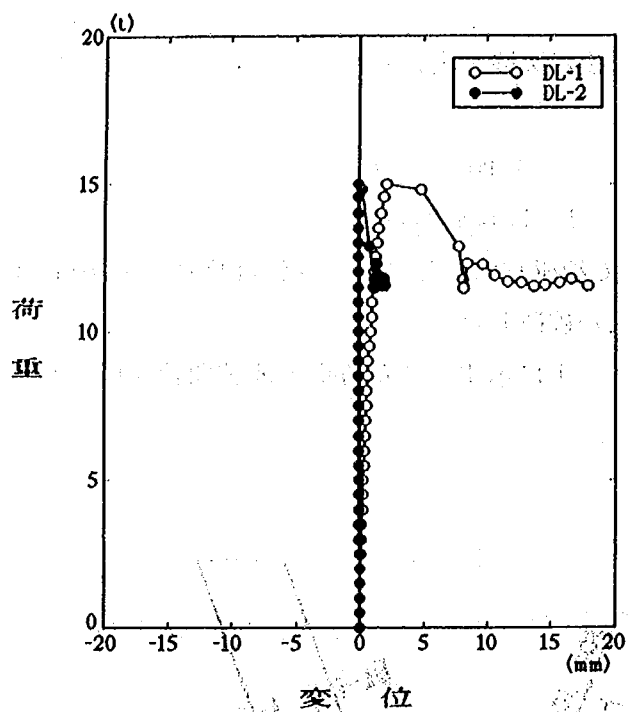
最大荷重発生後、変位計盛変えのために、11.5tまで徐荷した。その後、変位計D R - 1 が17.8mmに達した時（荷重11.56t）、P C鋼棒3、4（引張側）が破断した。

変位計設置位置及びひずみゲージ貼付位置を図-6. 1に示す。また荷重～変位曲線を図-6. 2, 荷重～鋼棒ひずみ曲線を図-6. 3に示す。



N o	記 号	計 測 内 容
1	L O R D	荷重
2	S - 1 C, T	P C鋼棒 - 1 下側, 上側ひずみ
3	S - 2 C, T	P C鋼棒 - 2 下側, 上側ひずみ
4	S - 3 C, T	P C鋼棒 - 3 下側, 上側ひずみ
5	S - 4 C, T	P C鋼棒 - 4 下側, 上側ひずみ
6	D R - 1, 2	柱右側面（西）上側, 下側相対変位
7	D L - 1, 2	柱左側面（東）上側, 下側相対変位
8	L D C U	柱背面上側変位
9	L D C D	ベース（桁）背面変位

図-6. 1 変位計設置位置及びひずみゲージ貼付位置
剛接部供試体N o. 2（静的載荷試験）



図一6.2 剛接部供試体2の静的載荷実験
荷重～変位曲線

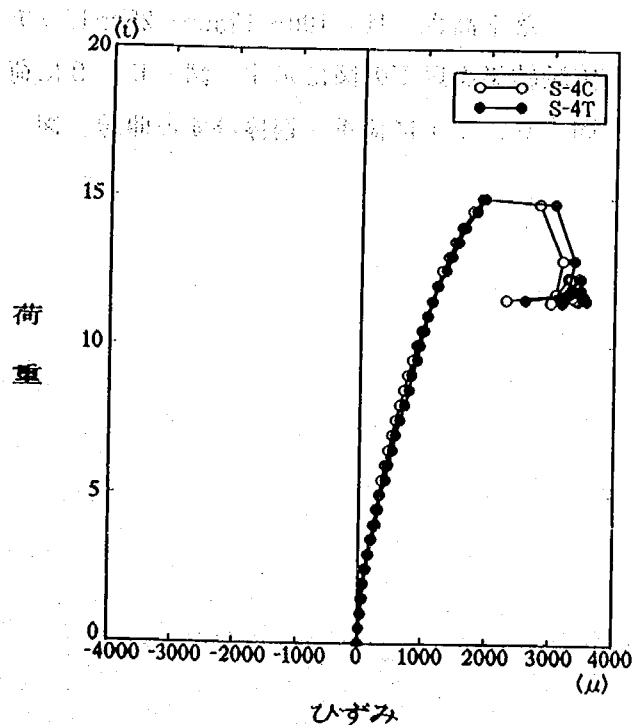
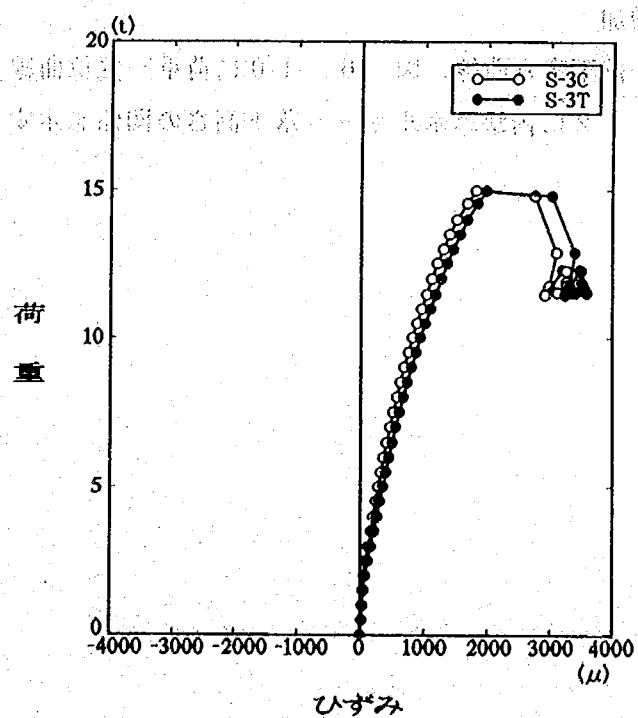
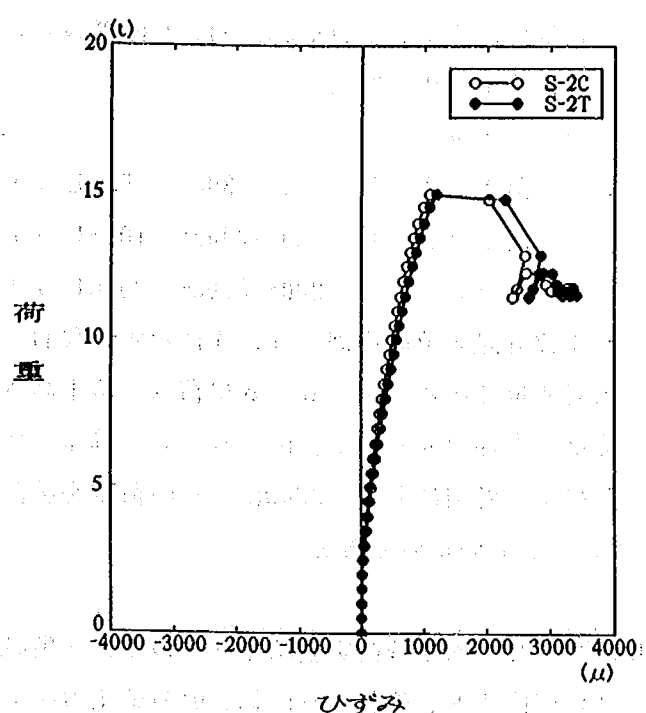
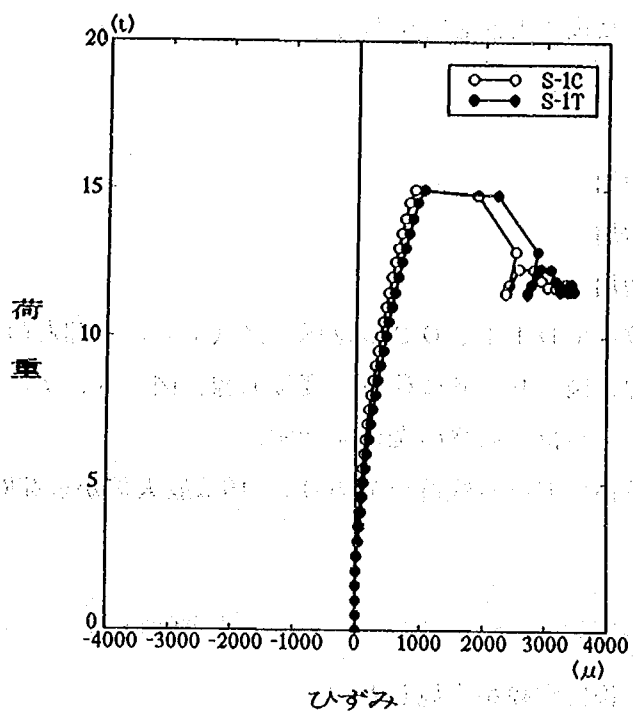


図-6.3 剛接部供試体2 静的載荷実験
荷重～ひずみ曲線

6. 2 衝撃載荷実験結果

6. 2. 1 衝撃載荷実験結果（その1）（供試体N o. 1）

P C 鋼棒 4 本、それぞれに約4.0tの緊張力を加えた後に実験を実施した。

重錘重量 $W = 0.5t$

載荷ステップ

落下高さ $H = 5 \sim 30cm$ 5cmピッチで増加

落下高さ $H = 30 \sim 200cm$ 10cmピッチで増加

落下高さ $H = 200 \sim 300cm$ 25cmピッチで増加

変位計設置位置を図-6. 4に示す。なお、変位計でD1 T、D2 Cはベース（桁）と柱部との相対変位である。図-6. 5に荷重～落下高さ曲線、図-6. 6に荷重～変位曲線、図-6. 7に荷重～鋼棒ひずみ曲線、図-6. 8に衝撃エネルギー～落下高さの関係を示す。

なお、各図におけるZEROは、その荷重を載荷する前における残留値であり、SIGは最大値からZEROを差し引いた値である。

6. 2. 2 衝撃載荷実験結果（その2）（供試体N o. 3）

P C 鋼棒 4 本、それぞれに約4.0tの緊張力を加えた後に実験を実施した。

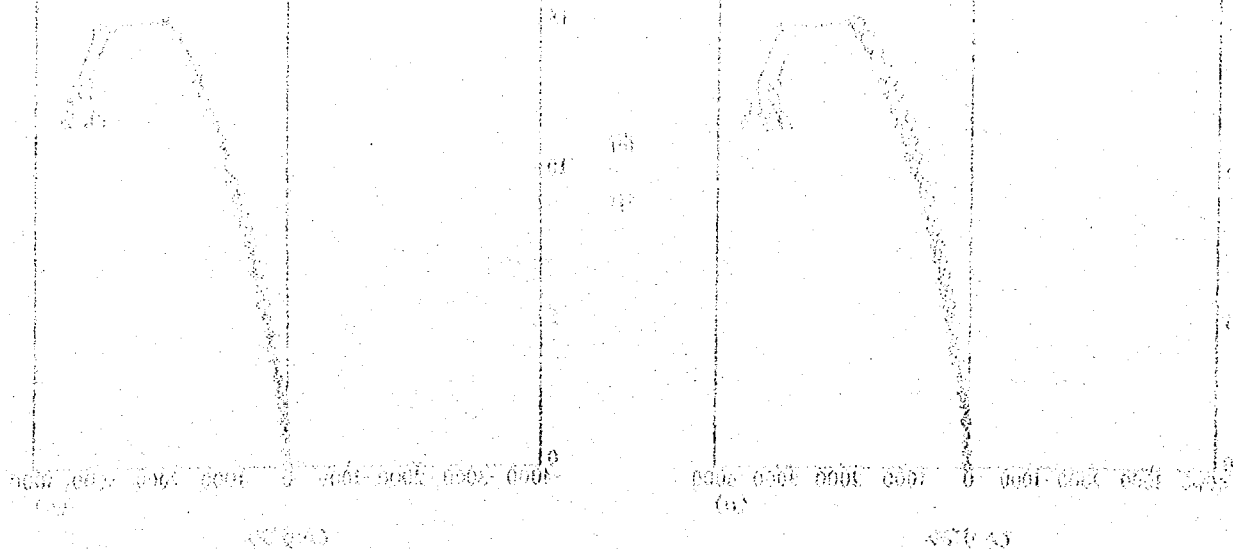
重錘重量 $w = 1.0t$

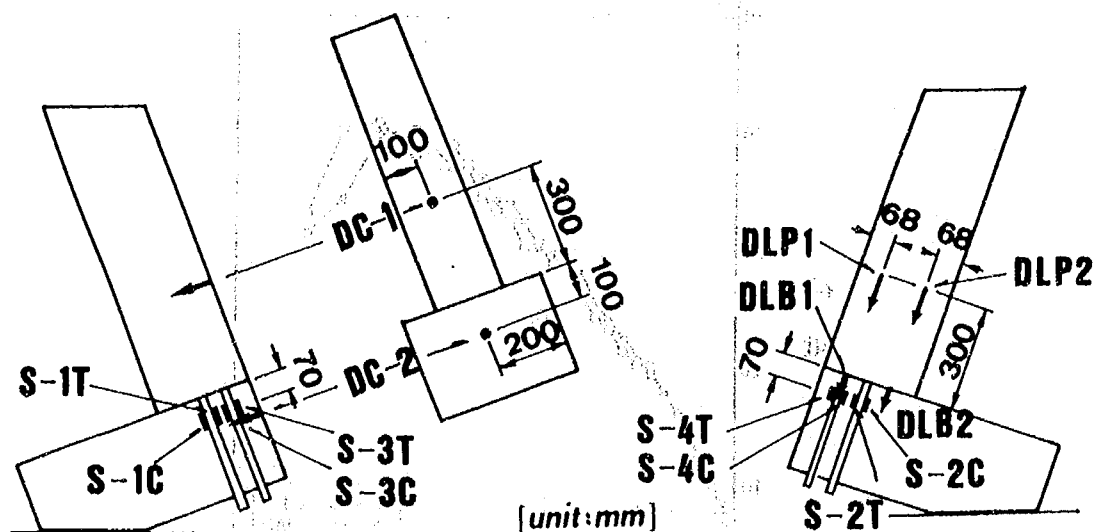
載荷ステップ

落下高さ $H = 5, 50cm$

落下高さ $H = 100 \sim 175cm$ 25cmピッチで増加

実験結果を以下の図に示す。図-6. 9に荷重～落下高さ曲線、図-6. 10に荷重～変位曲線、図-6. 11に荷重～鋼棒ひずみ曲線、図-6. 12に衝撃エネルギー～落下高さの関係を示す。





計測成分表

N o	記 号	計 測 内 容
1	A - 1	重錘加速度
2	L O R D	荷重
3	S - 1 C, T	P C 鋼棒 - 1 下側, 上側ひずみ
4	S - 2 C, T	P C 鋼棒 - 2 下側, 上側ひずみ
5	S - 3 C, T	P C 鋼棒 - 3 下側, 上側ひずみ
6	S - 4 C, T	P C 鋼棒 - 4 下側, 上側ひずみ
7	D C - 1	柱背面上側変位
8	D C - 2	柱背面下側変位
9	D 1 T	相対変位 D L P 1 - D L B 1 (D L P 1 : 左側面柱外側変位 D L B 1 : 左側面台座 (桁) 外側変位
10	D 2 C	相対変位 D L P 2 - D L B 2 (D L P 2 : 左側面柱内側変位 D L B 2 : 左側面台座 (桁) 内側変位

図 - 6 . 4 変位計設置位置及びひずみゲージ貼付位置

剛接部供試体 N o . 1 (衝撃载荷試験)

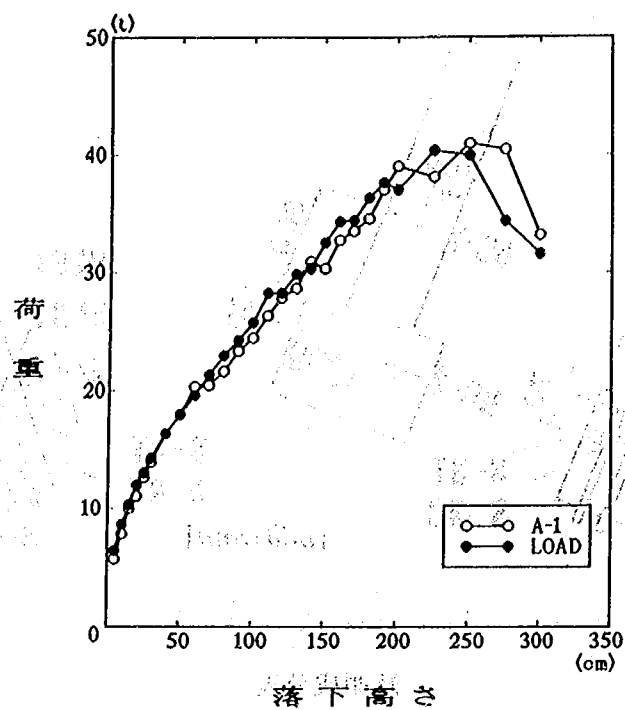


図-6.5 剛接部供試体1 衝撃载荷実験

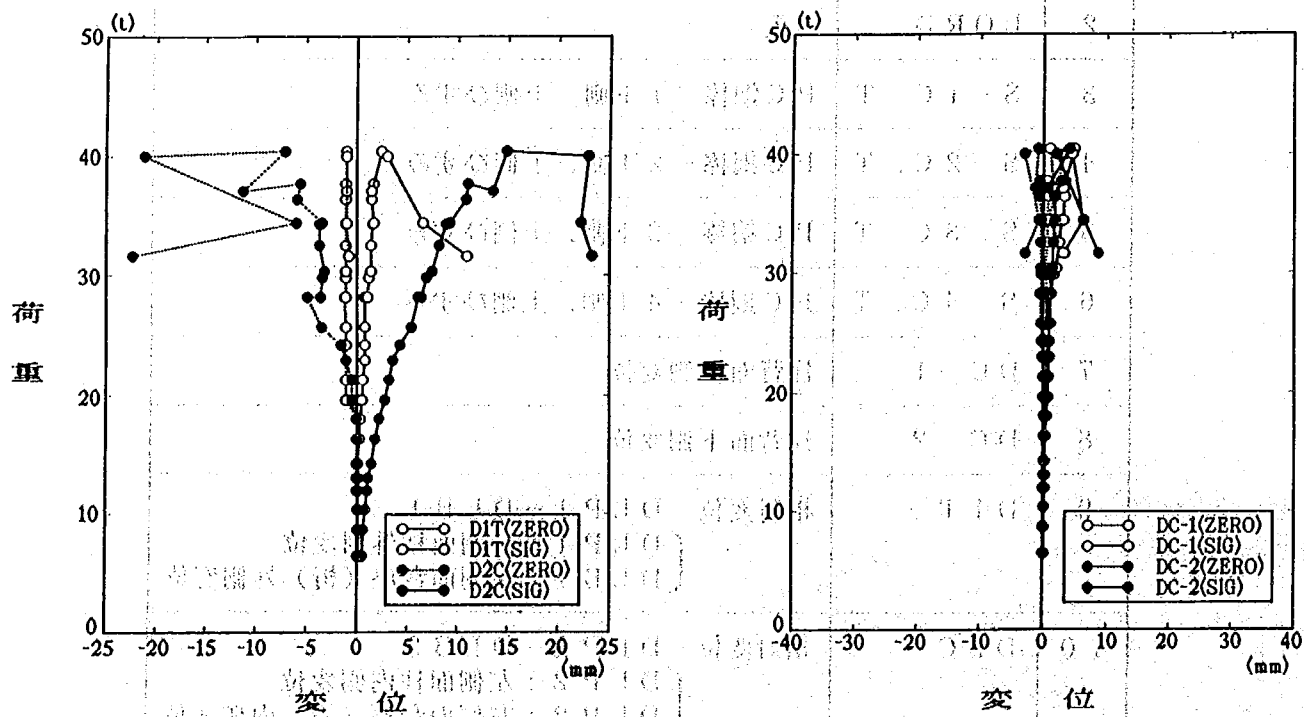


図-6.6 剛接部供試体1 衝撃载荷実験

荷重～変位曲線

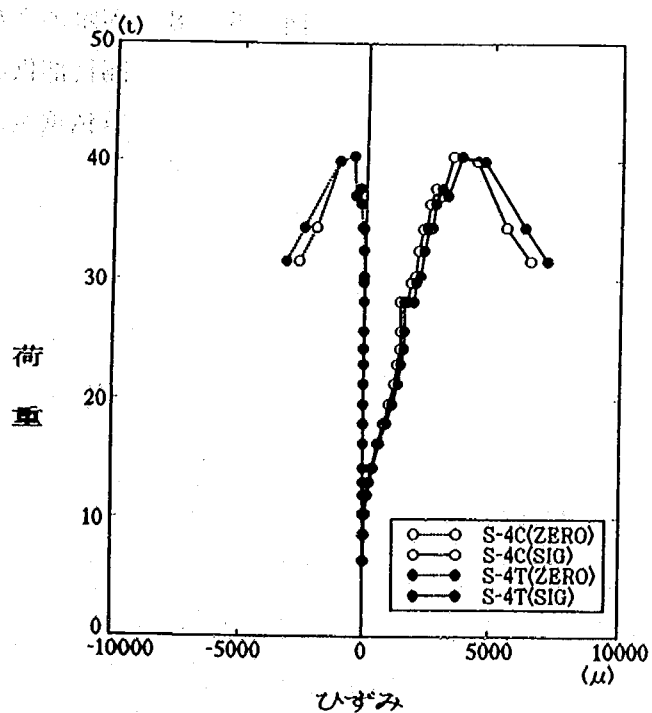
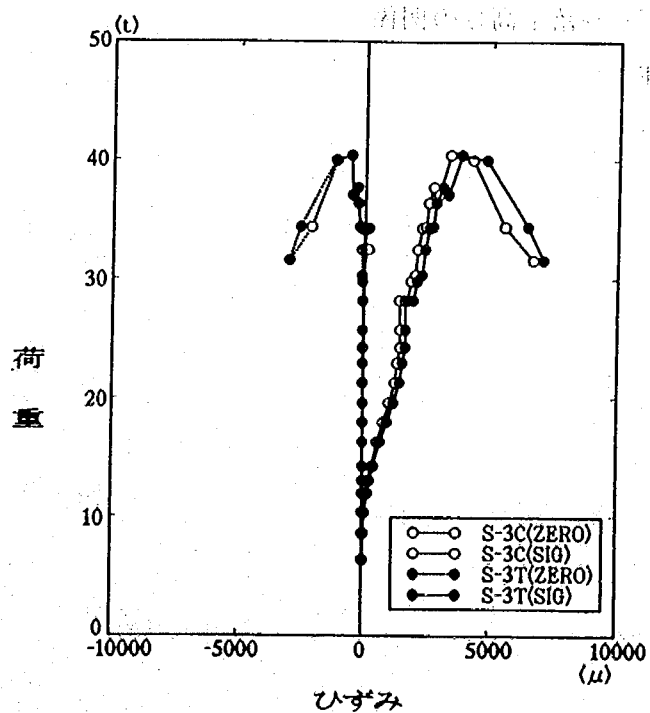
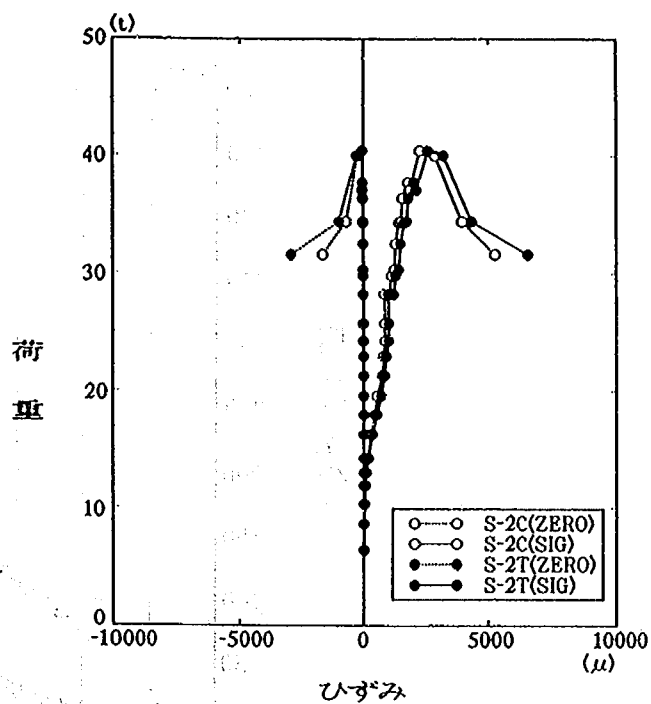
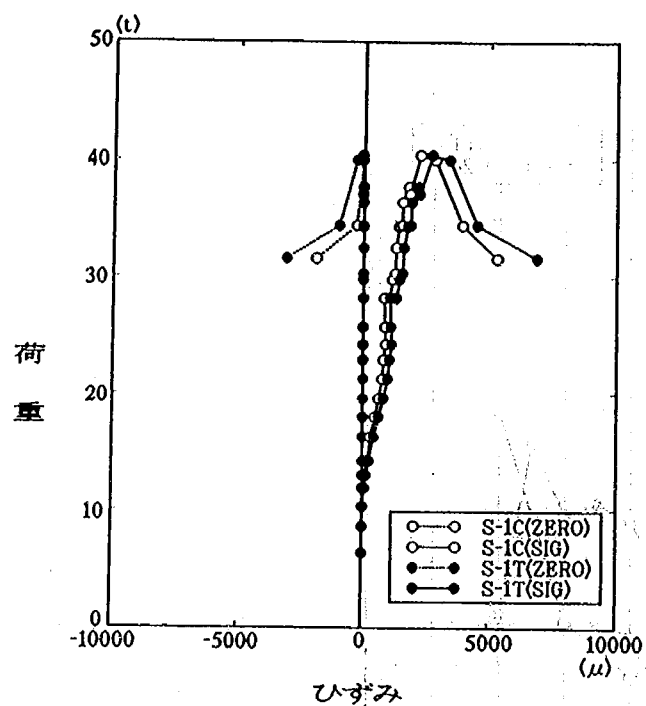


図-6.7 剛接部供試体1 衝撃载荷実験
荷重～ひずみ曲線

衝撃吸収エネルギー

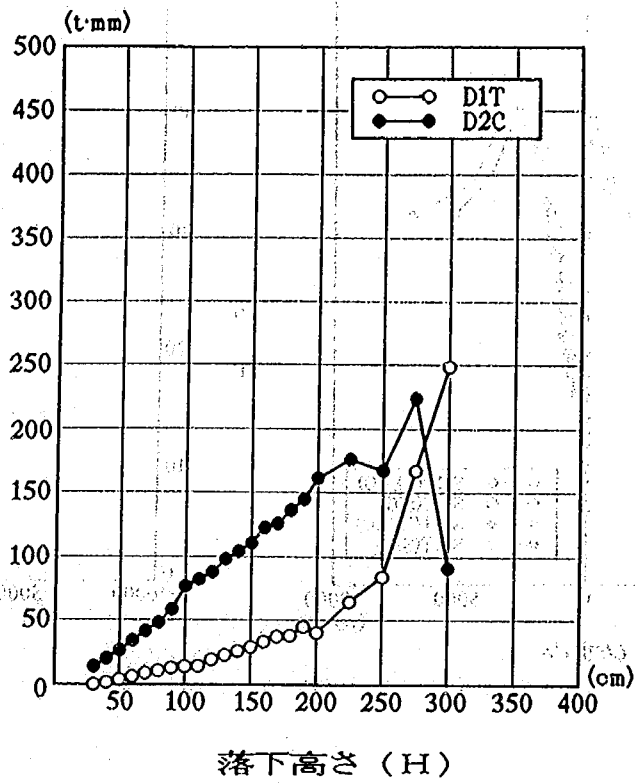
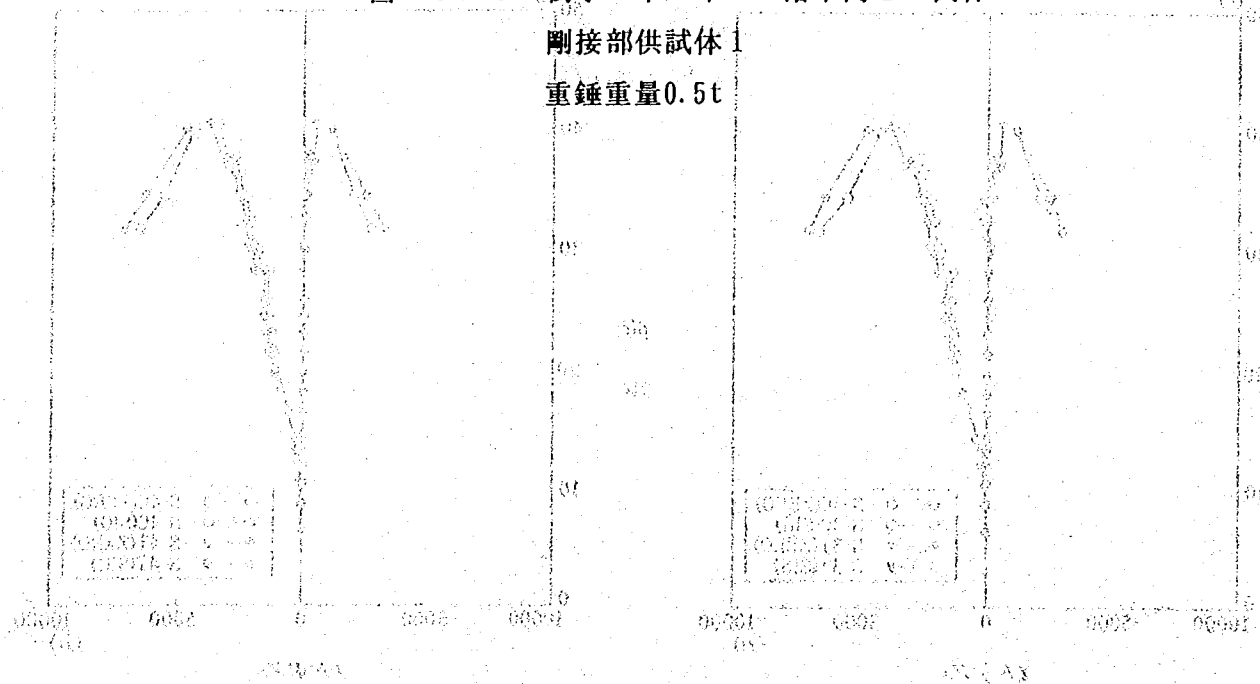


図-6.8 衝撃エネルギー～落下高さの関係

剛接部供試体1
重錘重量0.5t



鋼管部材の衝撃試験結果
鋼管部材の衝撃試験結果

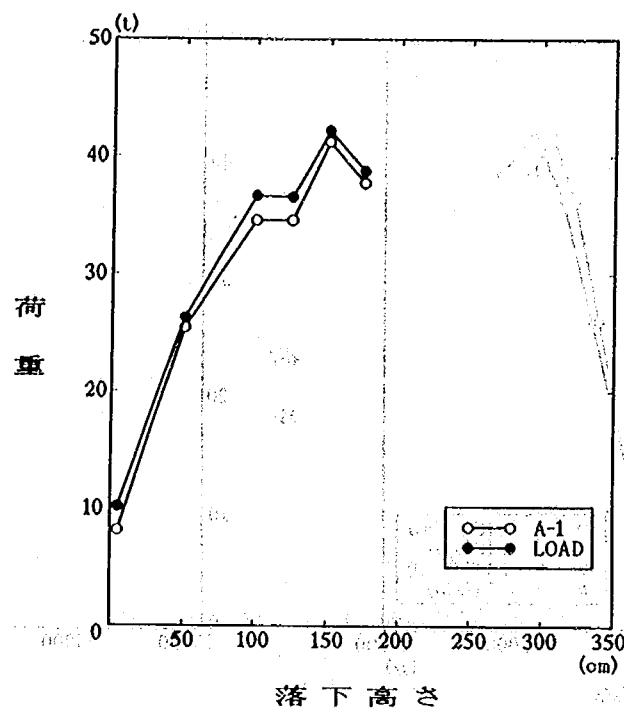


図-6.9 剛接部供試体3 衝撃载荷実験

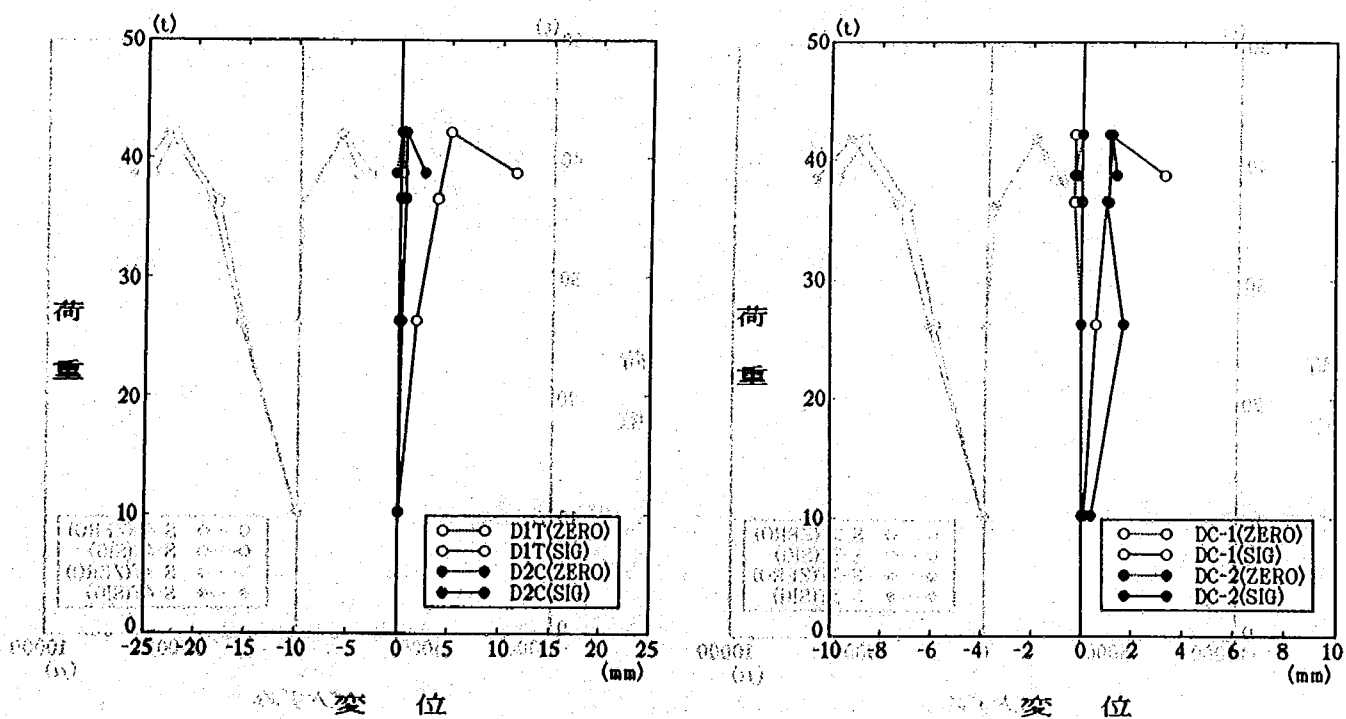


図-6.10 剛接部供試体3 衝撃载荷実験

荷重～変位曲線

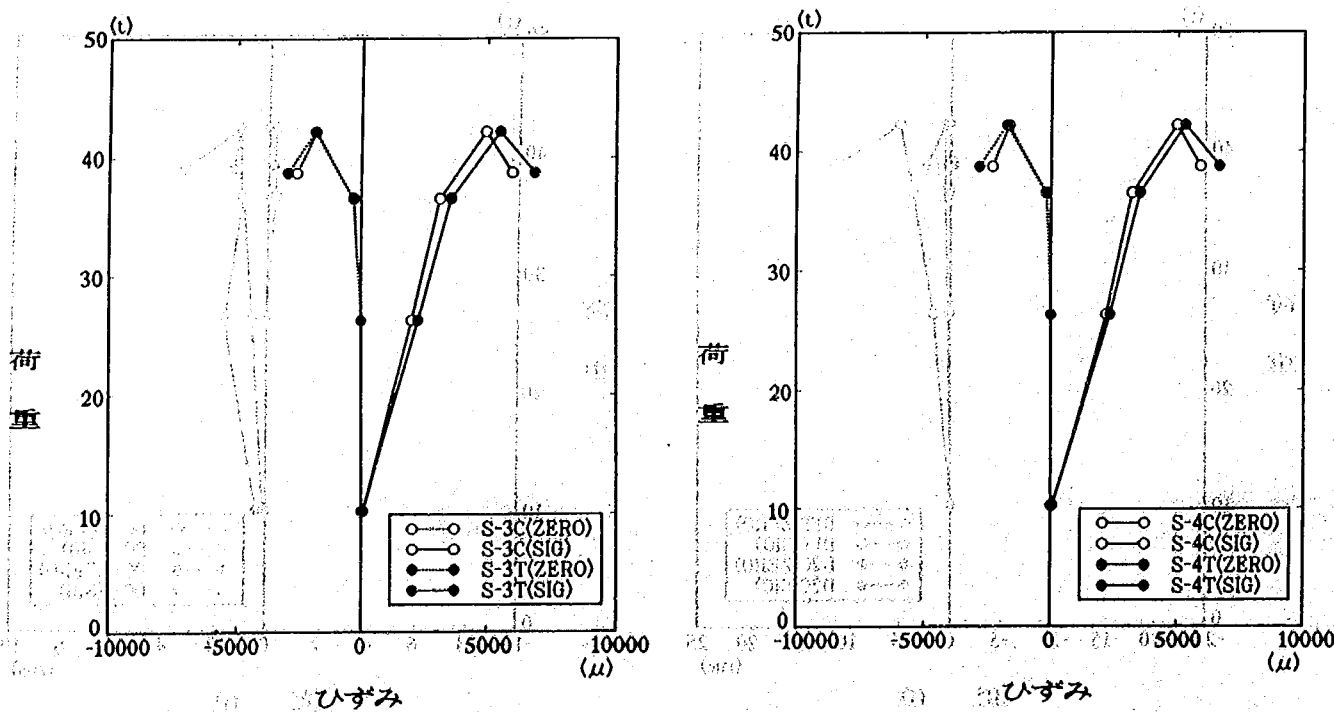
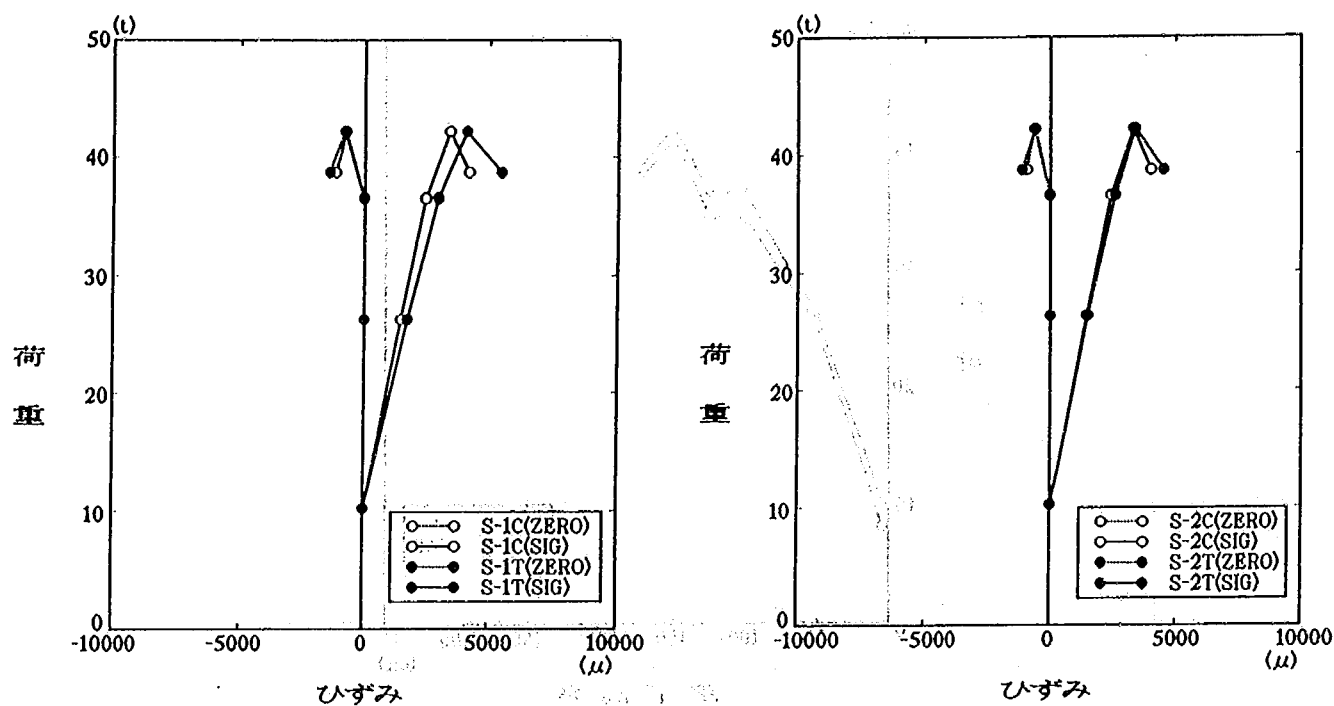


図 6.1.1.1 剛接部供試体 3 衝撃载荷実験
荷重～ひずみ曲線

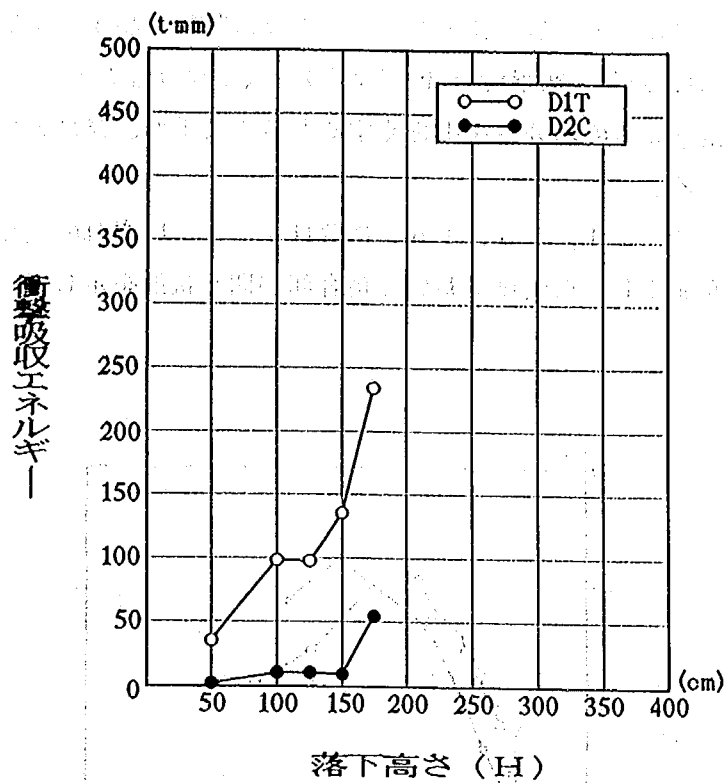


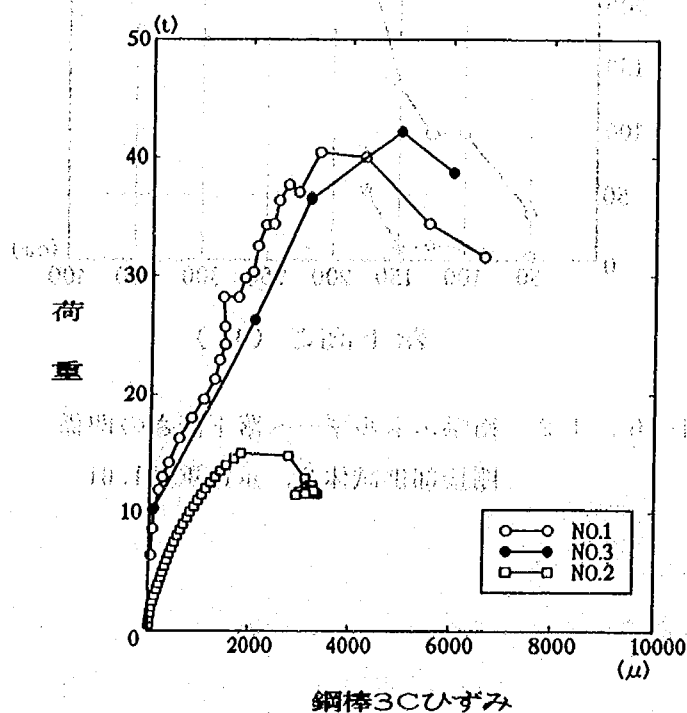
図-6.12 衝撃エネルギー～落下高さの関係
剛接部供試体3, 重錘重量1.0t

(単位) 落下高さ (cm) 衝撃エネルギー (J) 重錘重量 (t)

6.3 実験結果の比較

静的載荷実験と衝撃載荷実験を荷重～鋼棒ひずみ曲線（図－6.13）について比較すると、先ず、衝撃時には、静的載荷時に比べて、最大荷重発生時および破断時のひずみが倍程度であること、および、最大荷重も静的15.0tに対し、衝撃時41.0t（平均）と、約2.7倍であることがわかる。衝撃載荷実験どうしの比較では、落下高さの増分を小さくすると最大荷重および最大荷重発生時のひずみが小さくなる傾向を示している。

最終の損傷状況（図－6.14, 15, 16）に着目すると、いずれの実験条件でも圧縮側においてコンクリートの圧壊が発生し、引張側において接合部が開く状況を示している。



図－6.13 荷重～ひずみ曲線（ひずみはSIG値）

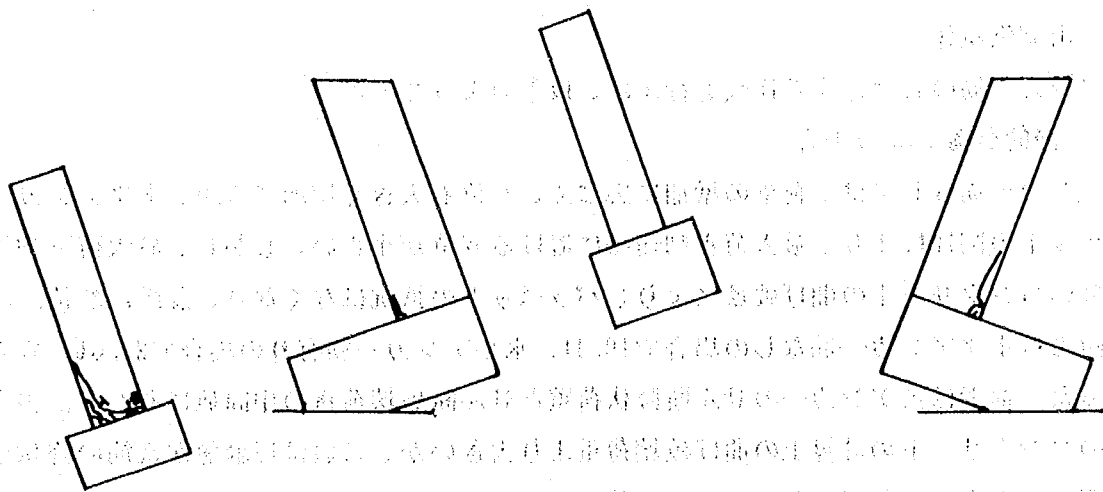


図6.1.4 剛接部供試体2 (静的載荷実験、15.0t)

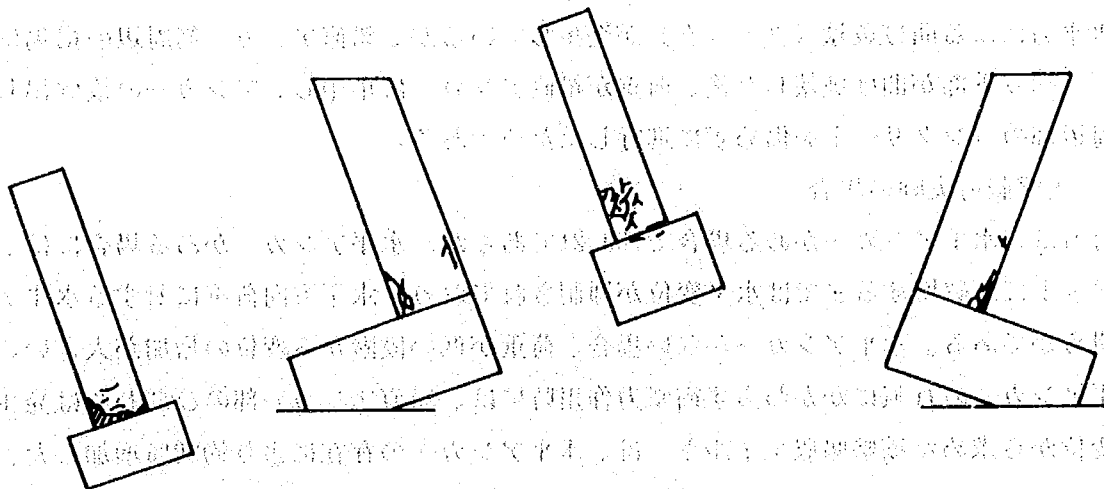


図6.1.5 剛接部供試体1 (衝撃載荷実験、40.0t)

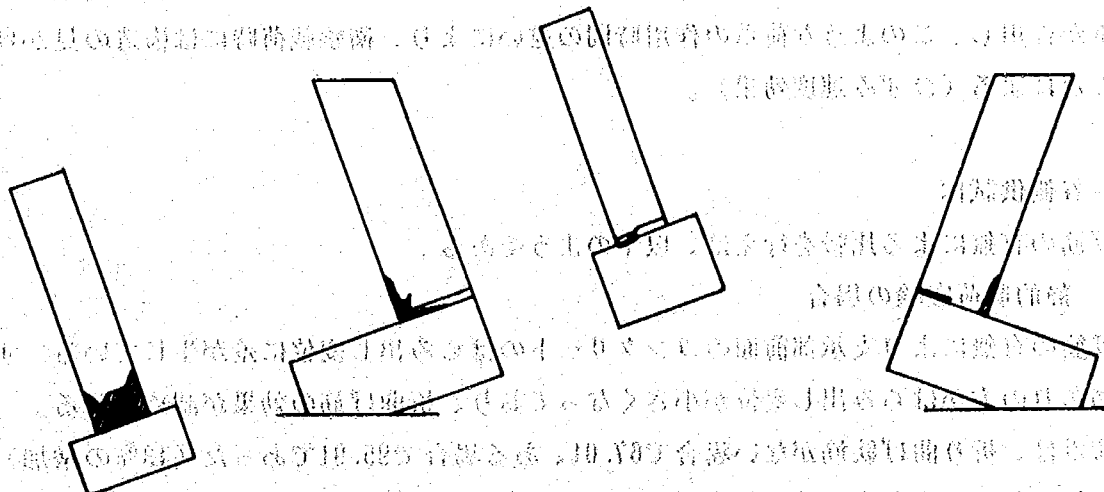


図6.1.6 剛接部供試体3 (衝撃載荷実験、42.0t)

7. まとめ

7. 1 山側供試体

水平アンカー筋の有無による比較を行えば、以下のようなものである。

(1) 静的載荷実験の場合

水平アンカー筋なしでは、荷重の増加に応じて、変位も大きく増加するが、水平アンカー筋ありではパラペットの剛性により、最大荷重到達時に置ける変位が小さい。しかし、最大荷重到達後はパラペット部のコンクリートの曲げ破壊により、パラペットの抵抗はなくなり、急激に変位が増加する。

最大耐力は水平アンカー筋なしの場合で19.4t、水平アンカー筋有りの場合で24.6t、両者の比は1.27であった。前者は縦アンカーのせん断降伏荷重とせん断破壊荷重の中間値にあたる。後者はパラペット部のコンクリートの計算上の曲げ破壊荷重より大きいが、これは理論値が鉄筋の降伏強度をもとに安全側の耐力を計算していることによる差と解釈できる。

最終損傷状況に着目すると、水平アンカー筋なしでは鉛直アンカー筋位置からコンクリート縁端に向かって破壊が生じている。水平アンカー筋ありではパラペット基部において、水平アンカー筋に作用する水平力による曲げ破壊（クラック）が発生しているが、鉛直アンカー筋周辺の損傷は小さい。これはパラペット部が曲げ破壊した後、荷重が鉛直アンカーに集中し、アンカーの抜け出しと折れ曲がり周辺部のコンクリートを傷めずに進行したためである。

(2) 衝撃載荷実験の場合

最大耐力は、水平アンカーがある場合で103.2tであった。水平アンカーがある場合には、山側受け台パラペット部が破壊するまでは水平変位が抑制されており、水平方向荷重に対する水平アンカーの効果は明らかである。水平アンカーがない場合、荷重が低い段階から変位の増加が大きいことがわかる。水平アンカーの有無にかかわらず衝撃力作用時には、鉛直アンカー部のひびわれは発生しなかった。桁変位から求めた衝撃吸収エネルギーは、水平アンカーの存在により約20%増加した。

衝撃載荷時の耐力を静的載荷時のそれと比較すれば、水平アンカーの有無にかかわらず4倍以上であった。これは、静的載荷実験では荷重が持続して作用するのに対して、衝撃載荷実験では瞬間的に衝撃荷重が作用し、このような荷重の作用時間の違いにより、衝撃載荷時には構造の見かけの剛性が上がることによる（ひずみ速度効果）。

7. 2 谷側供試体

折曲げ筋の有無による比較を行えば、以下のようなものである。

(1) 静的載荷実験の場合

折曲げ筋の有無により支承部前面のコンクリートのはらみ出し変位に差が生じている。すなわち、折曲げ筋ありの方がはらみ出し変位が小さくなっており、折曲げ筋の効果が認められる。

最大荷重は、折り曲げ鉄筋がない場合で67.0t、ある場合で95.9tであった（43%の増加）。この実験では、柱基部の変形が大きく、柱充填部のコンクリートが欠落したりしたため、柱周囲に角形鋼を全周にわたって巻いた上で再度実験をしたところ、最大荷重はそれぞれ82.2tと108.1tに上昇した。

せん断破壊荷重の理論値と第2回目の実験時の破壊荷重を比較すると、実験値と理論値の比は、折り曲げ鉄筋がない場合には0.91であるのに対し、有る場合には1.04である。これから、せん断破壊荷重の理論値はほぼ妥当であること、及び折り曲げ鉄筋の効果は、折り曲げ鉄筋のせん断強度以上のものが期待できることが知られる。

折り曲げ筋がない場合の方が早期に支承部前面および側面にひび割れが進行しており、最終時のひび割れ発生量も多いことが知られる。

(2) 衝撃載荷実験の場合

最大荷重の平均は、折り曲げ鉄筋なしで67.7t、折り曲げ鉄筋ありで77.1tで、14%の増加がみられた。受け台の変位から求めた衝撃吸収エネルギーは折り曲げ鉄筋の存在により約6%上昇するにとどまった。

折り曲げ筋の有無による損傷状況の差異はあまりなく、折り曲げ鉄筋の有無にかかわらず60t程度で受け台頂面手前側のひびわれが左右ほぼ対称に入り、最終的には、柱背面側のひびわれ、受け台側面のひびわれが観察され、静的載荷時ほど大きな差異は生じなかった。これは支承部の破壊が、静的載荷時に比べて軸方向衝撃力の影響を大きく受け、曲げモーメントの影響が小さいためと思われる。

静的載荷と衝撃載荷の比較を行えば、衝撃時の最大耐力が静的載荷時のそれより小さい結果となった。ただし、実構造の場合、桁上の緩衝材を介して柱基部まで荷重が伝達されるので、本実験ほど衝撃力の影響が顕著に出るとは考えにくく、むしろ静的載荷時の方に類似した挙動をするものと予想される。

7.3 剛接部供試体

静的載荷実験及び衝撃載荷実験共に、剛接部外側（引張側）の接合部が開いて、内側（圧縮側）のコンクリート圧壊が発生した。

静的載荷時の最大耐力の15tは、破壊抵抗曲げモーメントから求めた曲げ破壊荷重の理論値より小さく、接合面は一体構造より小さい破壊耐力しか有していないことがわかる。しかし、衝撃力作用時の変位、ひずみは同一荷重レベルで比べれば静的載荷時より小さく、耐力は2体平均で41.0tと静的載荷時に比べて約2.7倍の最大耐力を示した。このように、剛接部の挙動には前述のひずみ速度効果が顕著にあらわれていることがわかる。

最終の損傷状況は両者に明確な差異はなかった。

『あ と が き』

本研究では、ロックシェッドの部分模型に対し、全て静的載荷実験を併せ行い、衝撃実験との比較を行った。ただし、本実験の衝撃力がゴム版を介して供試体にかけているのに対し、実構造では通常、砂が緩衝材として用いられており、この点において実構造と実験供試体における衝撃力の載荷条件は異なる。したがって実構造の挙動は、本実験における静的試験と衝撃試験の中間に位置することを考慮する必要があるが、本実験により山側支承部、谷側支承部共に補強対策の効果を確認できたといえる。また、剛接部の衝撃耐力が静的耐力より大きいことも確認できた。

参考文献

(1) 建設省道路局：一般国道305号崩落事故の概要，道路，1989-8，pp.64～65

(2) 川上英男：ロックシェッドの崩壊機構，コンクリート工学年次論文報告集，12-2，1990，pp.701～706

[illegible]

PC逆L型ロックシェッド部分 模型の衝撃試験

ISSN 0386-5878
土研資料 第3144号
平成4年9月 (1992)

横山 功一，大塚 久哲
東久保 正徳，長尾 彰洋

要 旨 本報告は、PC逆L型ロックシェッドにおける山側支承部の水平アンカーの効果および谷側柱受け台の柱回り折り曲げ鉄筋の効果と、剛接部の衝撃耐荷力を確認するために行った縮尺部分模型実験結果について述べたものである。

山側支承部の実験では、桁水平変位に対する水平アンカーの効果が顕著であることが確認できた。谷側支承部の実験では、折り曲げ鉄筋の効果は静的載荷時で32%、衝撃載荷時で14%の耐荷力の上昇として確認できた。剛接部の実験では、衝撃耐力が静的耐荷力の約2.7倍あることがわかった。

キーワード：ロックシェッド、PC逆L型、衝撃試験、衝撃耐力、衝撃吸収エネルギー

郵便はがき

郵便切手をはって下さい

305 -

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

構造橋梁部構造研究室 行

No. 4

No. 4

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3144号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印