

土 木 研 究 所 資 料

落石防災対策工設計法に関する実験報告書

平成10年3月

建 設 省 土 木 研 究 所
構 造 橋 梁 部 構 造 研 究 室

Copyright © (1998) 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。

落石防災対策工設計法に関する実験報告書
土木研究所資料 第 3570 号 平成 10 年 3 月
の訂正

P 5 6 ～ P 5 9 を別紙のように差し替えて下さい。

4. 6. 5 重錘衝撃力と載荷点変位

衝撃載荷実験の重錘衝撃力と主梁載荷点直下の最大変位の関係を図-4・6・3 a～bに示す。

図-4・6・3 aの主梁中央に載荷した場合では、基本形（曲げ）のI-2と水平変位がある場合のI-1と比較すると、載荷点変位が60mm程度までは重錘衝撃力の大きさに変化が無く影響は小さいと考えられる。変形が大きくなると水平変位のあるI-1の方が大きな重錘衝撃力を示している。また斜め載荷のI-6と比較すると、重錘衝撃力は基本形（曲げ）より全体的に値が小さい傾向となっている。

図-4・6・3 bの柱近傍に載荷した場合では、主梁中央に載荷した曲げの場合より大きな重錘衝撃力となっている。基本形（せん断）のI-3と水平変位があり、斜め載荷の場合のI-11と比較すると、かなり大きな重錘衝撃力となっている。I-3とI-11は静的実験結果のせん断破壊後は強度が低下するが、その後もある程度の強度を有するという荷重変位関係とパターンが類似しているが、それ以外では異なった形状となっている。また、全剛接としたI-8では基本形（せん断）より全体的に値が小さい傾向となっている。

重錘衝撃力と載荷点変位の関係から見ると、水平変位の影響はあまり見られず、載荷方向と支持条件による影響が見られる。

また、衝撃載荷実験の重錘衝撃力と主梁載荷点直下の残留変位の関係を図-4・6・4 a～bに示す。

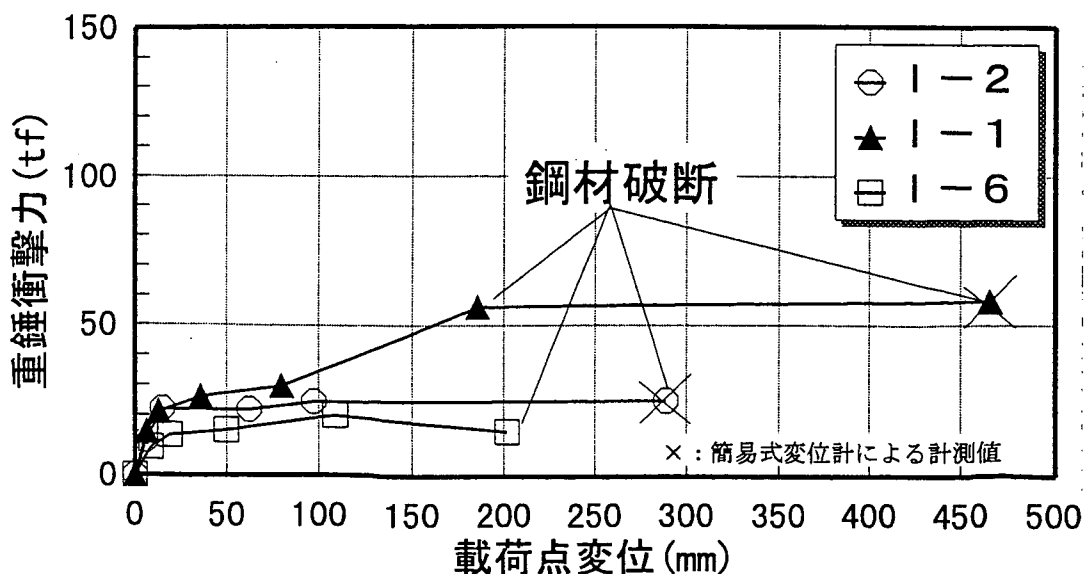
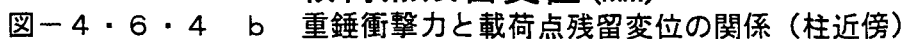
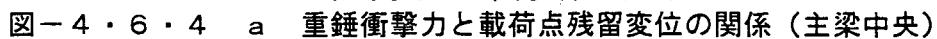
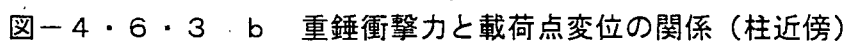


図-4・6・3 a 重錘衝撃力と載荷点変位の関係（主梁中央）



4. 6. 6 位置エネルギーと荷点変位

衝撃荷実験の重錘の位置エネルギーと主梁荷点直下の最大変位の関係を図-4・6・5 a～bに示す。

図-4・6・5 aの主梁中央に荷した場合には、同一位置エネルギーで比較すると、基本形（曲げ）のI-2よりも水平変位がある場合のI-1と斜め荷としたI-6の方が変位量は少ない。しかし、I-2ではPC鋼線は破断しておらず、I-1とI-6より耐力を有していることがわかる。I-1でPC鋼線が破断したのは落下高さ2.0mの2回目の荷時である。

図-4・6・5 bの柱近傍に荷した場合には、主梁中央に荷した曲げの場合より大きな位置エネルギーに耐えている。基本形（せん断）のI-3と水平変位がある場合のI-10では、同一位置エネルギーで比較すると、水平変位がある場合の方が荷点の変位が大きくなっており変形しやすい構造となっている。

また、衝撃荷実験の重錘の位置エネルギーと主梁荷点直下の残留変位の関係を図-4・6・6 a～bに示す。

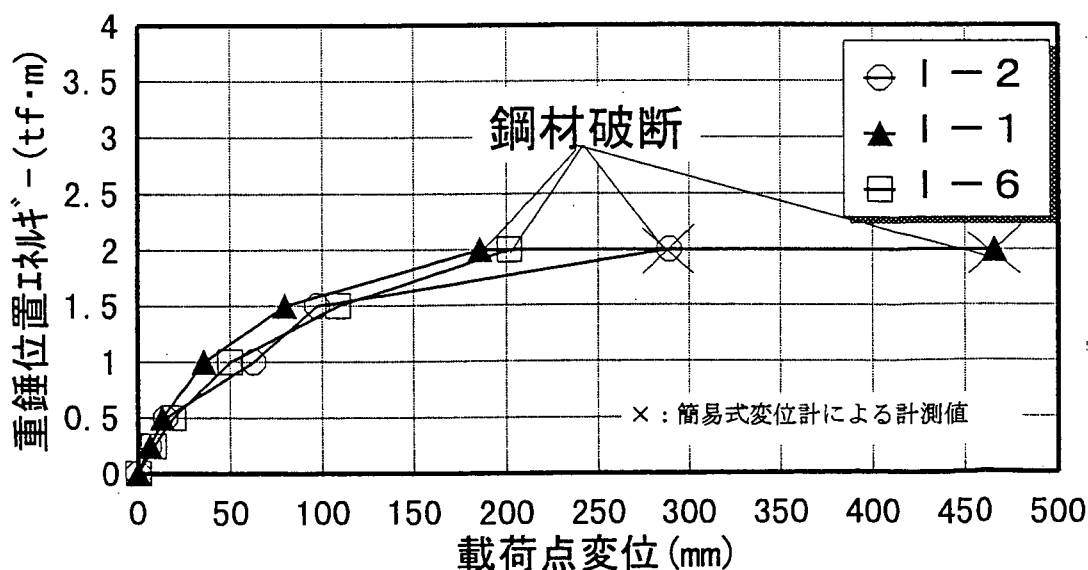


図-4・6・5 a 重錘位置エネルギーと荷点変位の関係（主梁中央）

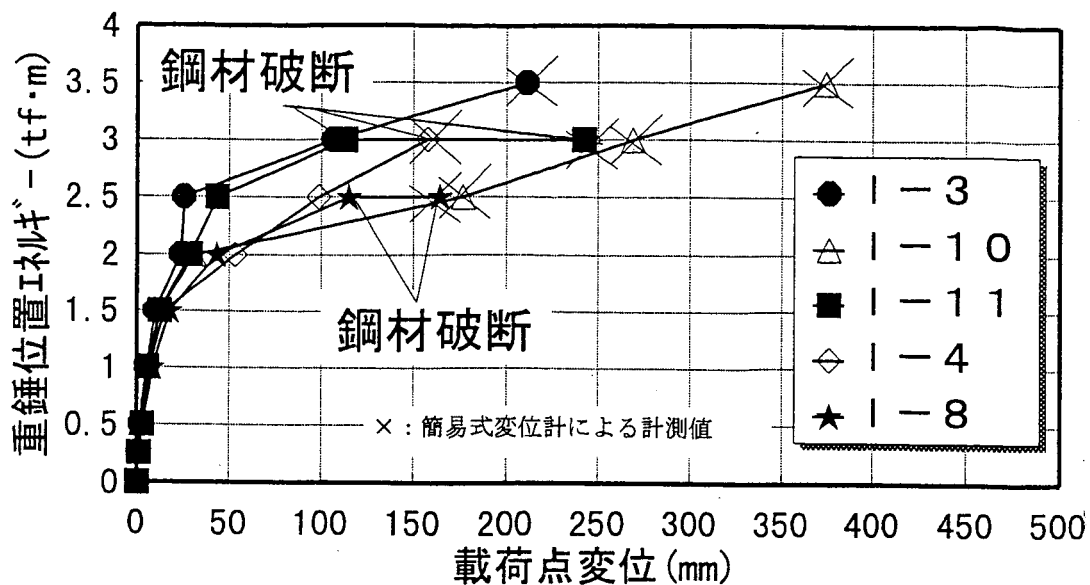


図-4・6・5 b 重錘位置エネルギーと载荷点変位の関係 (柱近傍)

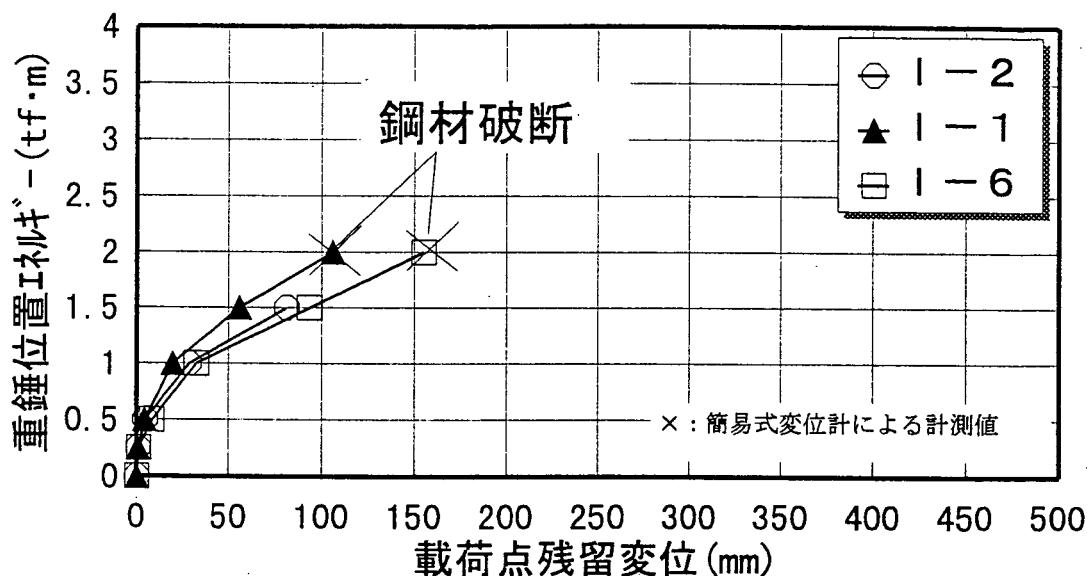


図-4・6・6 a 重錘位置エネルギーと载荷点残留変位の関係 (主梁中央)

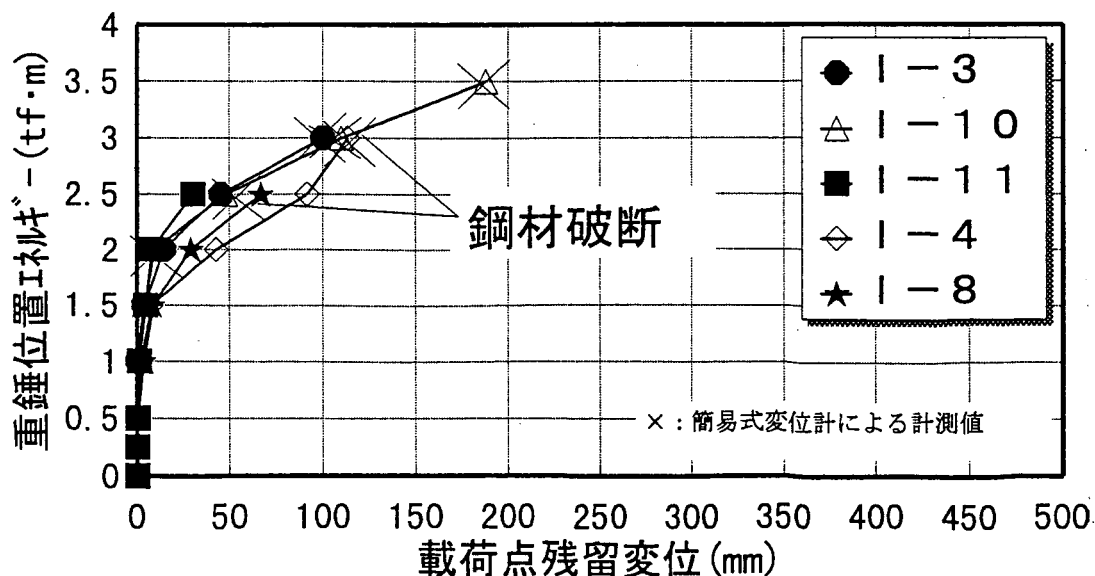


図-4・6・6 b 重錘位置エネルギーと载荷点残留変位の関係 (柱近傍)

落石防災対策工設計法に関する実験報告書

構造橋梁部 構造研究室長 佐藤 弘史
研 究 員 間 瀧 利明
二川 英夫

要 旨

本報告書は、落石防災対策工設計法に関する調査の平成9年度の成果を報告するものである。ロックシェッドの落石作用位置の影響については、梁中央部では曲げ、柱近傍ではせん断によって破壊することが確かめられた。落石作用方向の影響については、傾斜した場合には鉛直の場合と比較して重錘衝撃力が低下する傾向が明らかとなった。

キーワード：ロックシェッド、衝撃載荷実験、衝撃力、落石、PC、耐荷力

目 次

1. まえがき	1
2. 全体系模型	2
2.1 供試体の設計	2
2.2 供試体の諸元	4
2.2.1 C-1 K (アンボンド) 供試体	4
2.2.2 C-1 K (ボンド) 供試体	4
2.2.3 C-4 K 供試体	4
3. 静的載荷実験	7
3.1 目 的	7
3.2 実験概要	7
3.3 計測機器と計測方法	8
3.4 実験ケース	12
3.5 実験結果	15
3.5.1 概 説	15
3.5.2 材料試験結果	15
3.5.3 荷重変位関係	16
3.5.4 ひび割れ状況	19
3.5.5 部材の性状	27
3.5.6 終局状態	37
3.6 ま と め	46
4. 衝撃載荷実験	47
4.1 目 的	47
4.2 実験概要	48
4.3 緩 衝 材	49
4.4 計測機器と計測方法	50
4.5 実験ケース	51
4.6 実験結果	52
4.6.1 概 説	52
4.6.2 材料試験結果	52

4. 6. 3	水平荷重と擁壁変位	54
4. 6. 4	重錘衝撃力と落下高さ	54
4. 6. 5	重錘衝撃力と載荷点変位	56
4. 6. 6	位置エネルギーと載荷点変位	58
4. 6. 7	ひび割れ状況	60
4. 6. 8	部材の性状	105
4. 6. 9	終局状態	129
4. 7	ま と め	153
5.	今後の課題	154
謝 辞		155
付属資料	緩衝材予備実験結果	159
	実験供試体設計詳細図	162
	水平載荷装置詳細図	168

1. まえがき

現在、ロックシェッドには、比較的大きな落石荷重に対応できるものとして、P C製ロックシェッドとR C製ロックシェッドの2種類のものがある。P C製ロックシェッドは、施工性に優れているが靱性にやや難があり、一方のR C製ロックシェッドは、靱性に富んでいるが施工性にやや難がある。今後の施工における人手不足や道路防災施設に対する安全性の推進から、両者の長所を取り入れ、施工性および耐衝撃性に優れ、靱性を高めたP C製ロックシェッドを開発し、その設計法を確立する必要がある。これまでに、主梁のP C鋼材量と鉄筋量のバランスに関する検討、主梁の靱性改善に関する検討、各接合部に関する検討等を行ってきた。

ロックシェッドの被災事例や破壊形態をみると、はじめにロックシェッド山側擁壁背面の裏込め部分に落石などが落下しロックシェッド全体が谷側に押し出された状況の下に、さらに落石がロックシェッド本体に作用し、本来ロックシェッドが持っている耐力を十分に発揮せずに破壊に到っているのではないかと推定された。

また、従来の衝撃载荷による実験的な検討では主梁部分に着目し、その中央部に鉛直に衝撃力を作用させる曲げ破壊に関する検討がほとんどである。落石が落下する場所はロックシェッドのいかなる地点にも可能性があることから、落石の作用位置を変えた場合の検討が必要である。

また、落石は斜面状況にも左右されるが、鉛直に落下してくる場合のみではない。これまでは安全側との判断から鉛直载荷による検討がなされているが、落石の落下方向の影響についてはほとんど検討されていない。

本研究では、水平荷重を受けたロックシェッドの挙動および、落石の作用位置、作用方向の影響を調べるために、鉄筋量の増加あるいは接合部の剛接化などにより靱性を高めたロックシェッド模型を用い、静的及び衝撃実験を行った。実験方法、実験結果をとりまとめて報告を行う。

2. 全体系模型

2. 1 供試体の設計

供試体は、靱性を高めたP Cロックシェッドにおける1／4縮尺の全体系モデルを作成した。供試体の概要を図-2・1・1に示す。主梁部材、山側擁壁および柱部材よりなる門形の構造に底版を設けたもので、道路軸方向は桁1本分を対象とした断面の全体系模型である。供試体は主梁の鋼材比率（ $= \text{P C 鋼材量} / (\text{鉄筋量} + \text{P C 鋼材量})$ ）と、主梁・擁壁部、主梁・柱部、および柱・底版部を剛節、あるいはピン構造とする接合方法と、P C鋼線をボンド、アンボンド定着とする方法を組み合わせた以下の3タイプとした。

- ・ C-1 K（アンボンド）供試体：1 剛接 2 ヒンジ逆 L 形（主梁の鉄筋量を増加し、擁壁パラペットを補強したもの、鋼材比率 4 4 %，主梁と柱部の P C 接合をアンボンドとした）
- ・ C-1 K（ボンド）供試体：1 剛接 2 ヒンジ逆 L 形（C-1 の主梁の鉄筋量を増加し、擁壁パラペットを補強したもの、鋼材比率 4 4 %，主梁と柱部の P C 接合をボンドとした）
- ・ C-4 K 供試体：3 剛接 0 ヒンジ門形（接合部全てを剛接し、主梁・擁壁部、柱・底版部を鉄筋で補強したもの、鋼材比率 5 5 %）

ここでは使用していないが C-1 K の改良する前の条件を参考までに示す。

- ・ C-1 供試体：1 剛接 2 ヒンジ逆 L 形（主梁・柱部を剛接にした基本構造タイプ、鋼材比率 7 5 %，主梁と柱部の P C 接合をアンボンドとした）

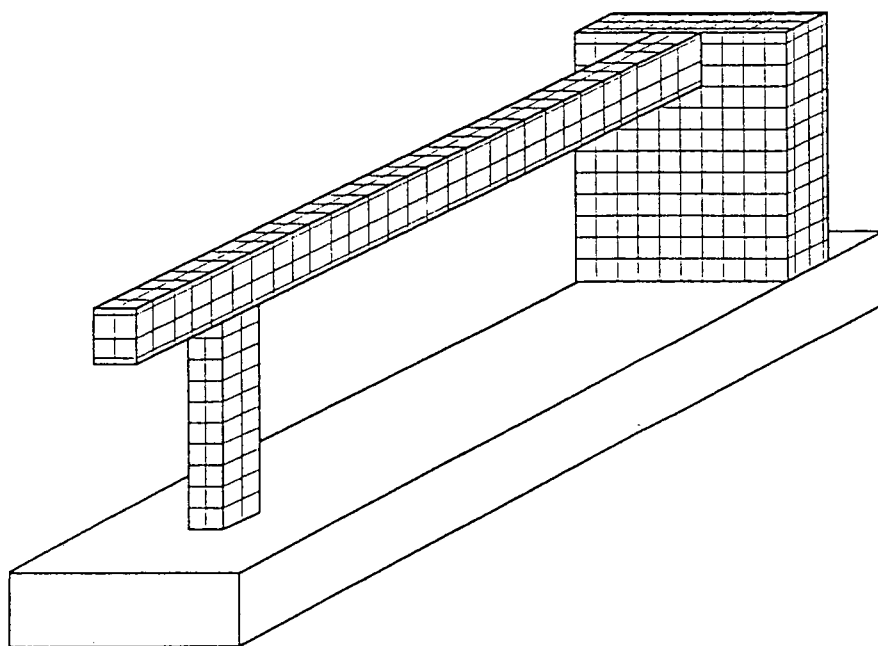


図-2・1・1 供試体の形状

供試体の設計は、以下のような条件に基づいて計算を行い、断面諸元を決定した。

- ・設計落石荷重：6.4tf（集中荷重）

設計落石荷重相当の重錘衝撃力（重錘加速度×重錘質量）は、重錘質量1tonの場合、落下高さは約25cmとなる。

- ・落石時許容応力度：（許容応力度割増係数 1.5）

コンクリート $\sigma_{ca} = 190 \times 1.5 = 285 \text{kgf/cm}^2$

鉄筋 $\sigma_{sa} = 1,800 \times 1.5 = 2,700 \text{kgf/cm}^2$ (SD295)

- ・設計材料強度

コンクリート 600kg/cm^2

鉄筋 $3,000 \text{kgf/cm}^2$

各供試体の落石時作用曲げモーメント（MD），抵抗曲げモーメント（MR），破壊抵抗曲げモーメント（MU）は表－2・1・1のとおりであり，設計時安全率が各供試体とも，ほぼ同じ程度になるように設計した。C－1は断面の改良をする前の条件であり，参考までに示す。

表－2・1・1 供試体の抵抗モーメント

項目	供試体名 部位	C－1	C－1 K	C－4 K	
		中央	中央	中央	山側擁壁
作用モーメント（MD）（tf・m）		3.41	3.41	2.42	-2.23
抵抗モーメント（MR）（tf・m）		3.93	3.93	2.80	-2.51
設計時安全率（MR／MD）		1.15	1.15	1.16	1.13
破壊抵抗モーメント（MU）（tf・m）		7.16	5.84	4.34	-3.35
破壊時安全率（MU－MD）		2.10	1.71	1.79	1.50

2. 2 供試体の諸元

本実験シリーズに用いた供試体は、図-2・2・1～図-2・2・2に示すように、主梁部材に断面200mm×250mm、長さ3,100mmの鉄筋を併用することにより靱性を高めたPC桁を用い、柱部が断面150mm×200mm、高さ1,000mmで、擁壁部が幅1,000mm×厚さ350mm、高さ1,250mmおよび底版部が幅1,000mm×厚さ350mm、長さ3,500mmの外形寸法のものである。図-2・2・3に主梁断面の配筋図を示す。C-1の配筋図も参考までにあわせて示す。

2. 2. 1 C-1K (アンボンド) 供試体

C-1供試体は、図-2・2・1に示すように、主梁端部と擁壁頭部にゴム支承を用い、これら接合部はアンカー筋を用いて接合し、柱と底版の接合をヒンジ構造とした逆L形の部分を試験区間としたものである。

主梁部材は鉄筋を併用することにより靱性を高めたPC断面とし、設計基準強度が $\sigma_{ck}=600\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートを用い、D10の異形鉄筋を部材上下面より40mmの位置に上面2本、下面4本、計6本を配置した。またPC鋼より線 (SWPR7AN, $\phi 9.3\text{mm}$) を上縁から170mmの位置に4本配置したものである。プレストレスによる初期応力 σ_{pe} は $8,000\text{kgf/cm}^2$ である。柱部材はPC断面とし、設計基準強度が $\sigma_{ck}=600\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートを用い、軸方向鉄筋としてD10の異形鉄筋を8本配置した。またPC鋼材としては、アンボンドのSWPR7BN, $\phi 12.7\text{mm}$ を2本配置した。プレストレストによる初期応力 σ_{pe} は $10,100\text{kgf/cm}^2$ である。柱部材下部のヒンジは、合成ゴムを用い、コーキングを行って作製した。

2. 2. 2 C-1K (ボンド) 供試体

C-1K (ボンド) 供試体はC-1K (アンボンド) と基本的には同じであり、柱部の軸方向のPC鋼材による接合部は、PC鋼材の被覆ゴムを取り除き、PC鋼材とコンクリートの接着力を持たせた定着方法とした。

2. 2. 3 C-4K 供試体

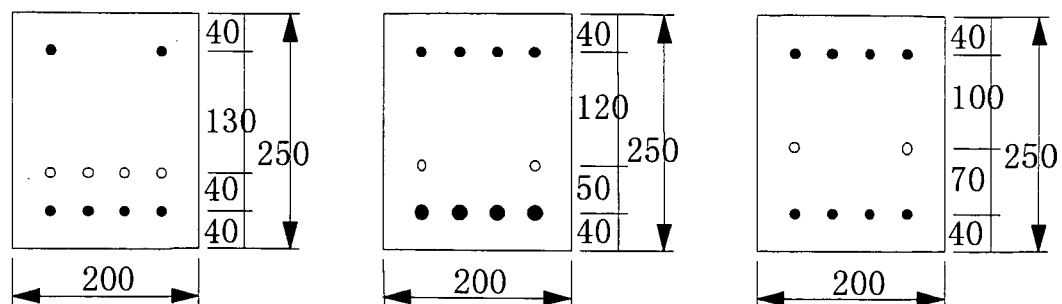
C-4K供試体は、図-2・2・2に示すように、主梁端部と擁壁頭部を場所打ちコンクリートを用いて剛節にし、さらに柱と底版の接合を箱抜きしたのち場所打ちコンクリートを用いて剛節にした門形の部分が試験区間となるものである。主梁部材は、C-1K供試体と同様に鉄筋を併用することにより靱性を高めたPC断面とし、設計基準強度が $\sigma_{ck}=600\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートを用い、D10の異形鉄筋を部材上下面より40mmの位置に4本ずつ、計8本を配置した。またPC鋼より線 (SWPR7AN, $\phi 9.3\text{mm}$) を上縁から140mmの位置に2本配置したものである。プレストレスによる初期応力 σ_{pe} は $8,000\text{kgf/cm}^2$ である。柱部材はPC断面とし、設計基準強度が $\sigma_{ck}=600\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートを用い、軸方向鉄筋としてD10の異形鉄筋を8本配置した。またPC鋼材

[illegible]

Architectural drawing showing a cross-section of a building structure. The drawing includes dimensions and labels for various components:

- Dimensions:**
 - Overall width: 3200
 - Overall height: 1600
 - Top horizontal dimensions: 550, 2490, 300
 - Second horizontal dimensions: 450, 200, 2250, 300
 - Vertical dimensions on the right: 250, 140, 10, 990, 350
 - Bottom horizontal dimensions: 400, 300, 2200, 300, 300
 - Bottom vertical dimensions: 50, 200, 50
 - Left vertical dimensions: 250, 1000, 350
 - Bottom-left horizontal dimensions: 80, 270, 10, 20, 240
- Labels and Components:**
 - 主梁** (Main Beam): Indicated by a line pointing to the top horizontal structure.
 - 柱** (Column): Indicated by a line pointing to the vertical structural element.
 - 箱抜き 300×250×270 塙所打ちコンクリート** (Box cutout 300×250×270, concrete cast in place): Indicated by a line pointing to the rectangular cutout in the main beam.
 - なじみモルタル** (Bonding Mortar): Labeled on two vertical surfaces.
 - 下部工 (擁壁)** (Substructure (Retaining Wall)): Labeled on the lower right side.
 - 塙所打ちコンクリート** (Concrete cast in place): Labeled on the right side, pointing to the vertical structure.

- 5 -



- 鉄筋上段 D10
 - PC 鋼材 $\phi 9.3$
 - 鉄筋下段 D10
- 鋼材比率*75%
C-1

(参考)

- 鉄筋上段 D10
 - PC 鋼材 $\phi 9.3$
 - 鉄筋下段 D13
- 鋼材比率 44%
C-1 K

(アンボント^ゝ, ホント^ゝ)

- 鉄筋上段 D10
 - PC 鋼材 $\phi 9.3$
 - 鉄筋下段 D10
- 鋼材比率 55%
C-4 K

C-4 K

*鋼材比率=PC 鋼材量/(鉄筋量+PC 鋼材量)

(単位:mm)

図-2・2・3 主梁断面の配筋図

3. 静的載荷実験

3. 1 目的

ロックシェッドの静的載荷強度を把握する事は、衝撃載荷実験時の強度の推定や、設計法の検討の際に重要である。

今までのロックシェッドの被災事例やロックシェッドの崩壊形態等から、はじめにロックシェッド背面に予め落石などの荷重を受け構造物全体が谷側に前傾した状態に、さらに落石がロックシェッドに作用したため、被害がより大きくなったのではないかと考えられる。

また、主梁中央にのみに着目し載荷する例が多く、荷重載荷位置の影響に関する検討はほとんどなされてこなかった。

そこで、擁壁背面から作用する水平荷重および荷重載荷位置がロックシェッドの静的強度に与える影響を明らかにするために静的実験を行った。

3. 2 実験概要

実験は写真-3・2・1に示す、土木研究所の構造物実験施設内に設置された50tf/150tf繰り返し載荷試験装置を用いて行った。載荷方法は一点集中荷重とし、破壊に至るまで漸次増加荷重を載荷した。

載荷点直下の主鉄筋が降伏するまでは荷重制御で行い、降伏後は変位制御で載荷を行った。

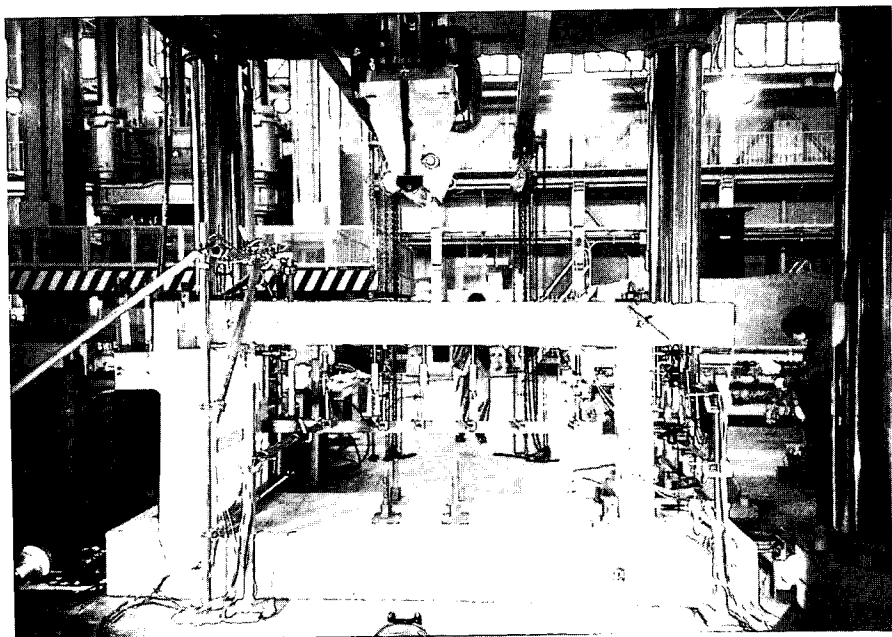


写真-3・2・1 繰り返し載荷試験装置

3. 3 計測機器と計測方法

計測機器の一覧を表-3.3.1に示す。計測システムは、図-3.3.1のように鉛直荷重（試験器の荷重出力），水平荷重（ロードセル），鉄筋ゲージ，コンクリートゲージおよび変位計を延長コードを用いて結線し，データロガーに接続した。データロガーに取り込んだデータはGPIBケーブルを介してパソコンのFDに記録した。

変位計の設置位置を図3.3.2に，鉄筋ひずみゲージの取り付け位置を図3.3.3に，コンクリートひずみゲージの取り付け位置を図-3.3.4 a～dに示す。

計測方法は荷重，ひずみおよび変位は荷重が落ち始めるまでは0.25tf毎に計測を行い，それ以降は載荷点変位の値によって計測を行った。

表-3.3.1 計測機器一覧

	型 式	定格容量	定格出力	応答周波数
変位計	CDP-50	50mm	5mV/V $\pm$ 0.1%	4 Hz
変位計	SDP-100C	100mm	2.5mV/V $\pm$ 0.2%	1 Hz
ロードセル	CLC-10S	10tf	1.5mV/V $\pm$ 0.5%	——
鉄筋歪ゲージ	FLA-3-11-5LT	——	——	——
鉄筋歪ゲージ	YFLA-2-5LT	——	——	——
コンクリート歪ゲージ	KC-70-120-A1-11	——	——	——
コンクリート歪ゲージ (円柱供試体用)	KC-70-120-A1-11	——	——	——
データロガー	UCAM-10B	0.05秒/点	$\pm$ 2V	——
スイッチボックス	ASW-50C	50点	——	——

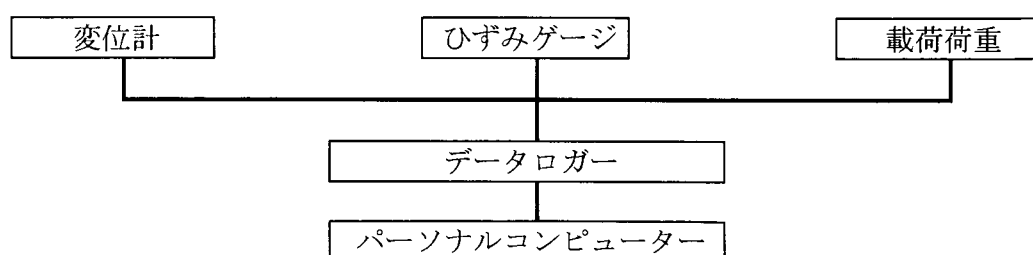


図-3.3.1 計測システム

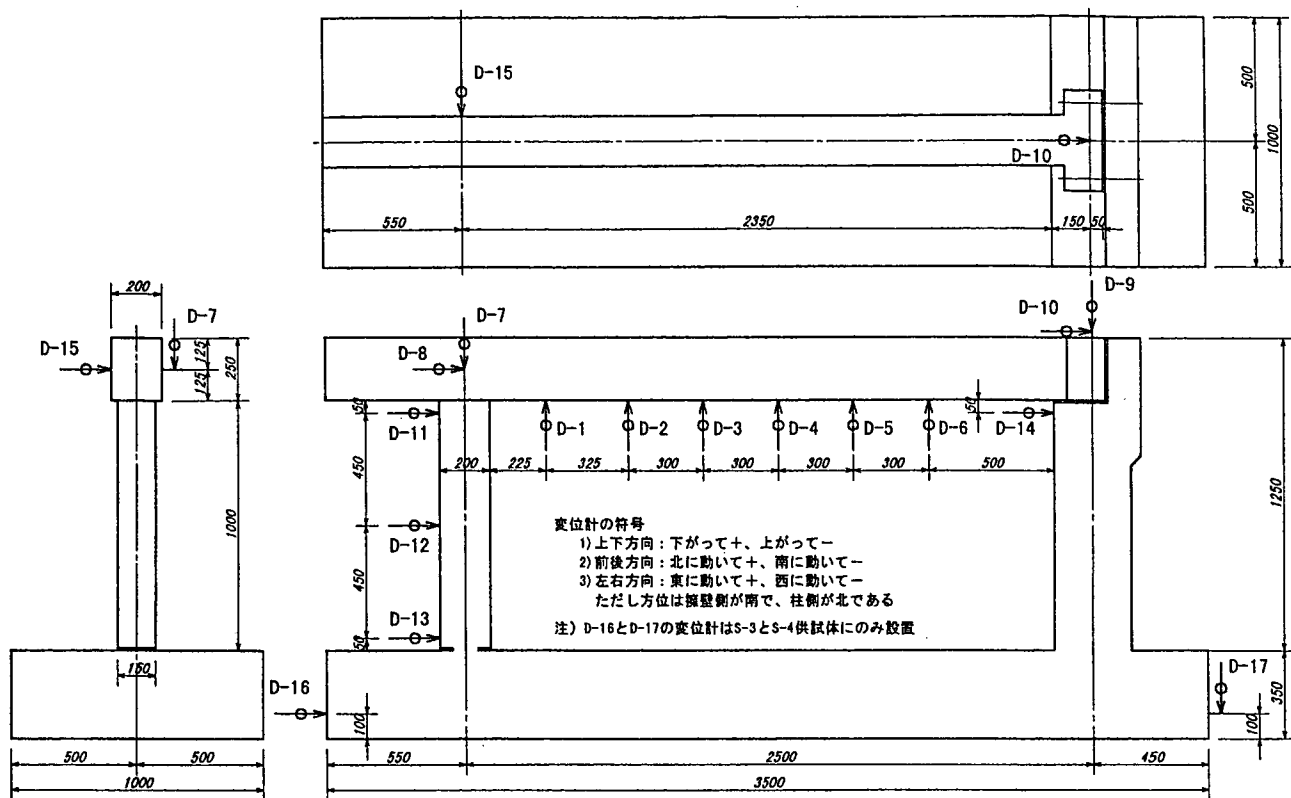


図-3・3・2 変位計の取り付け位置

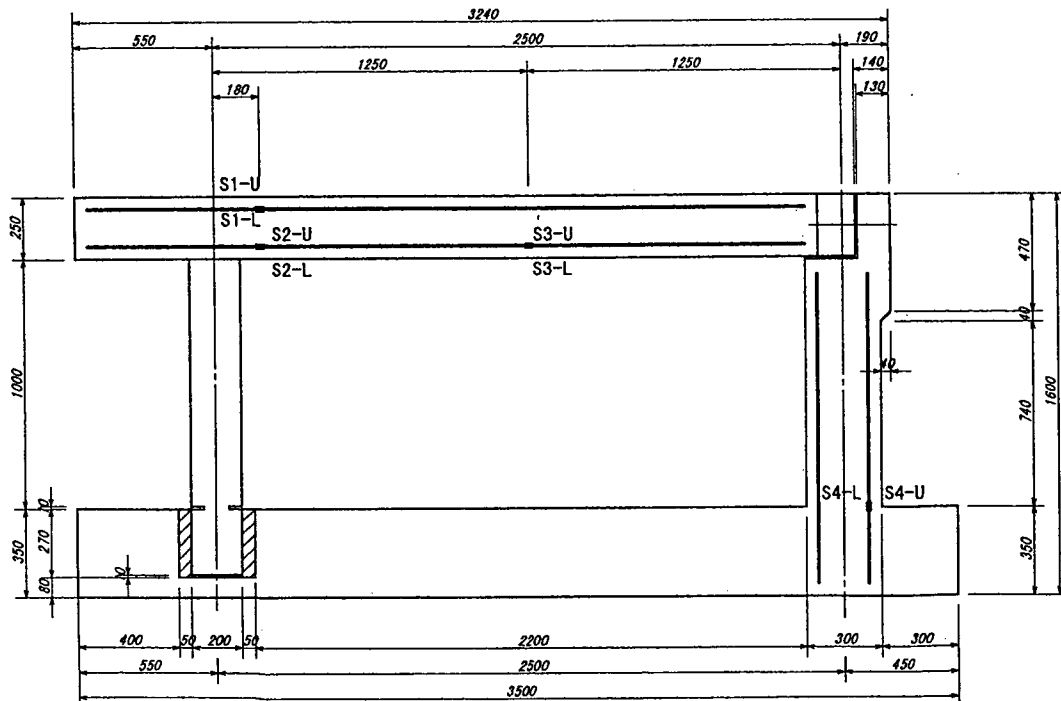


図-3・3・3 鉄筋ひずみゲージの取り付け位置

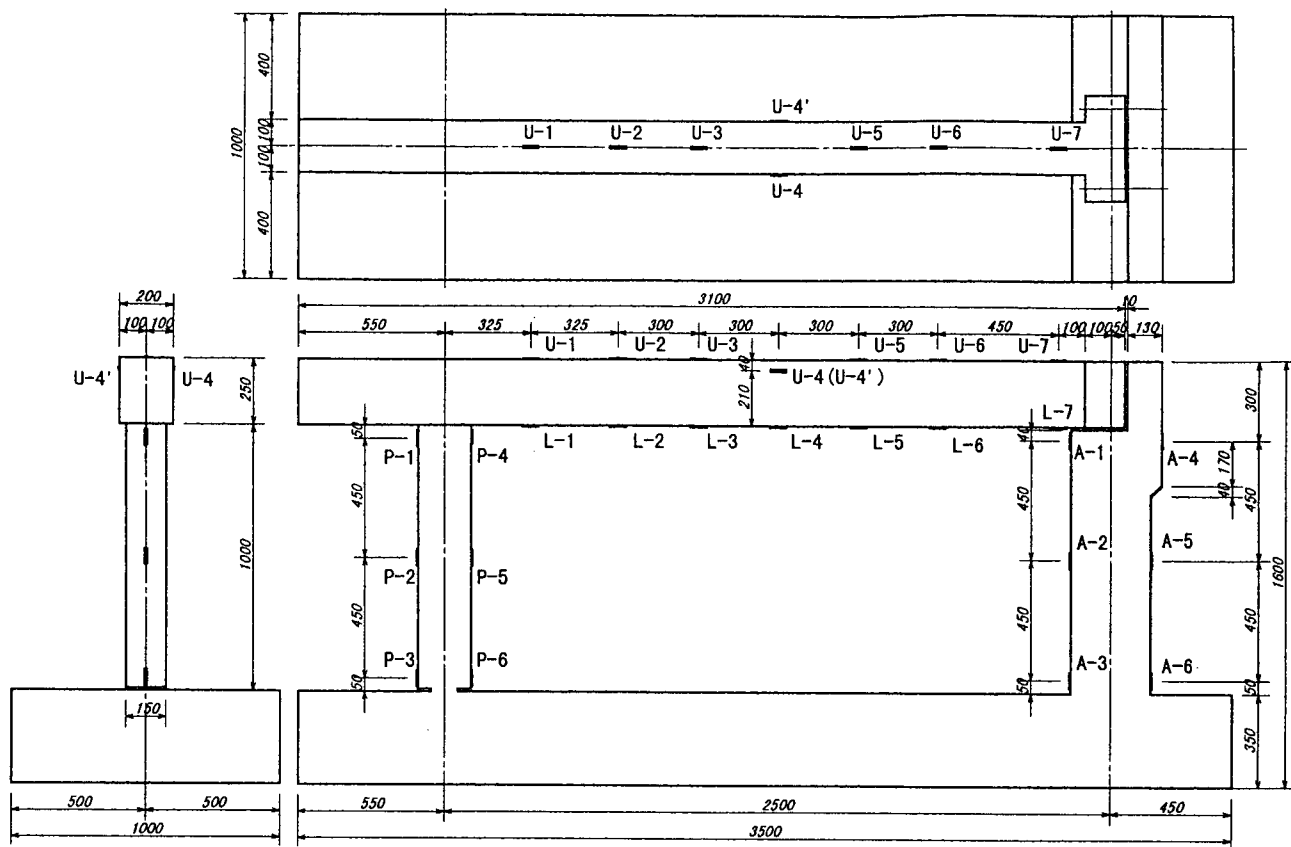


図-3・3・4 a コンクリートひずみゲージの取り付け位置 (S-1 供試体)

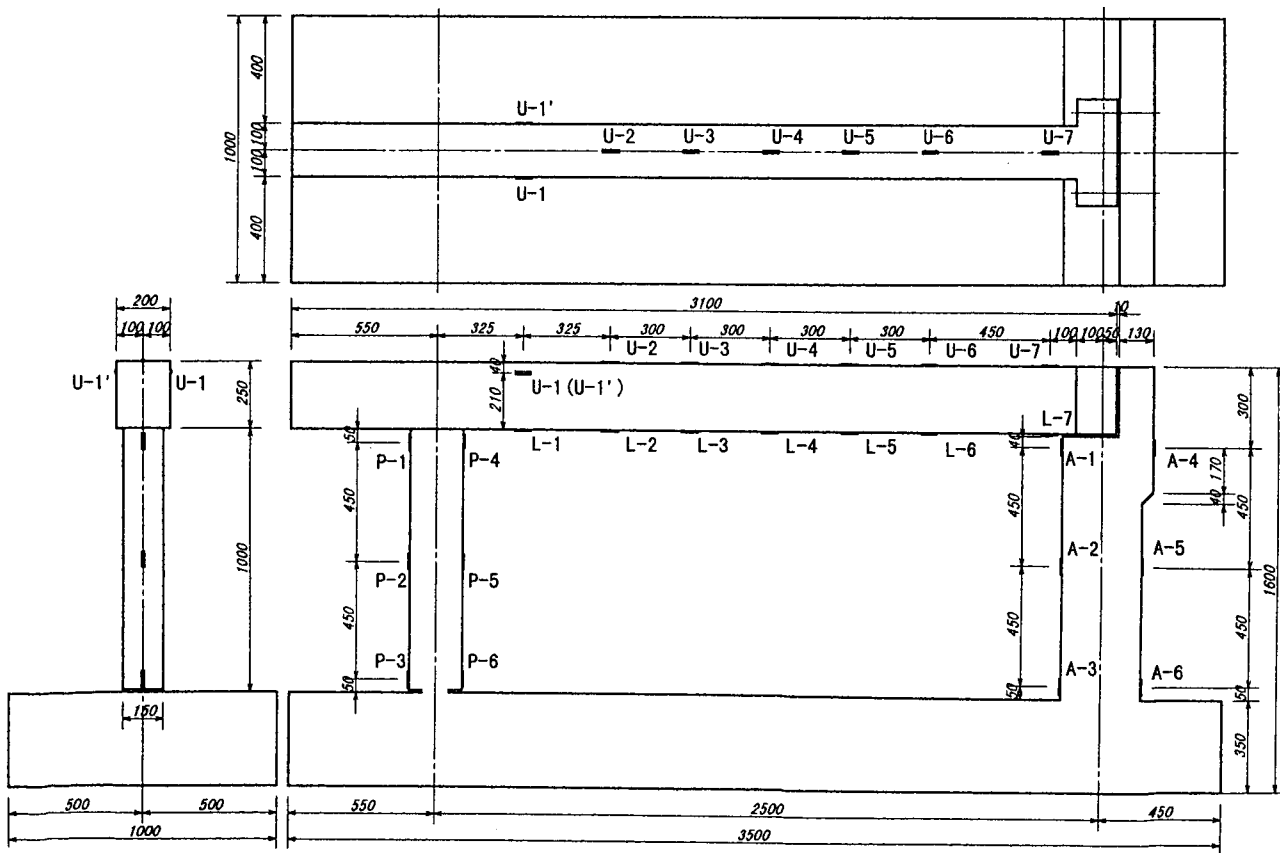


図-3・3・4 b コンクリートひずみゲージの取り付け位置 (S-2 供試体)

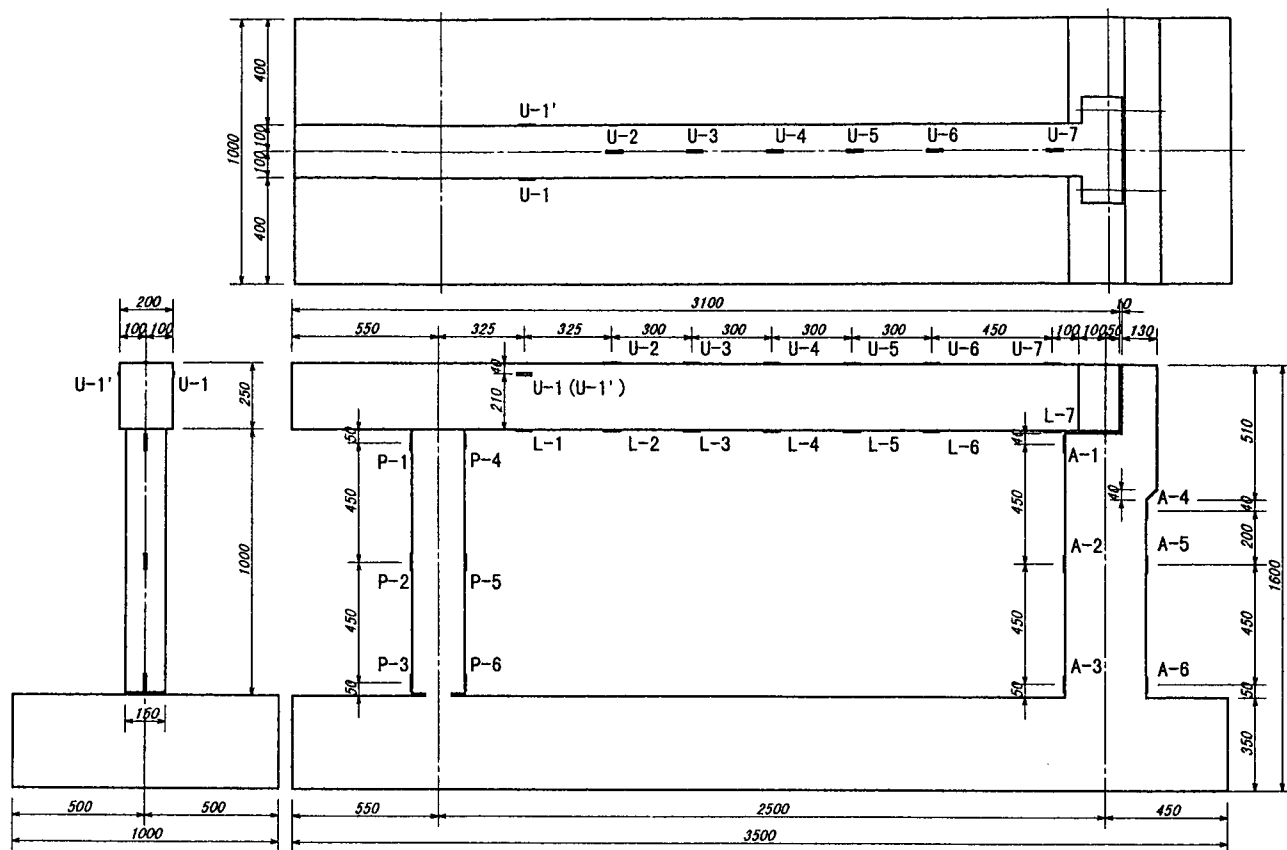


図-3・3・4 c コンクリートひずみゲージの取り付け位置 (S-3 供試体)

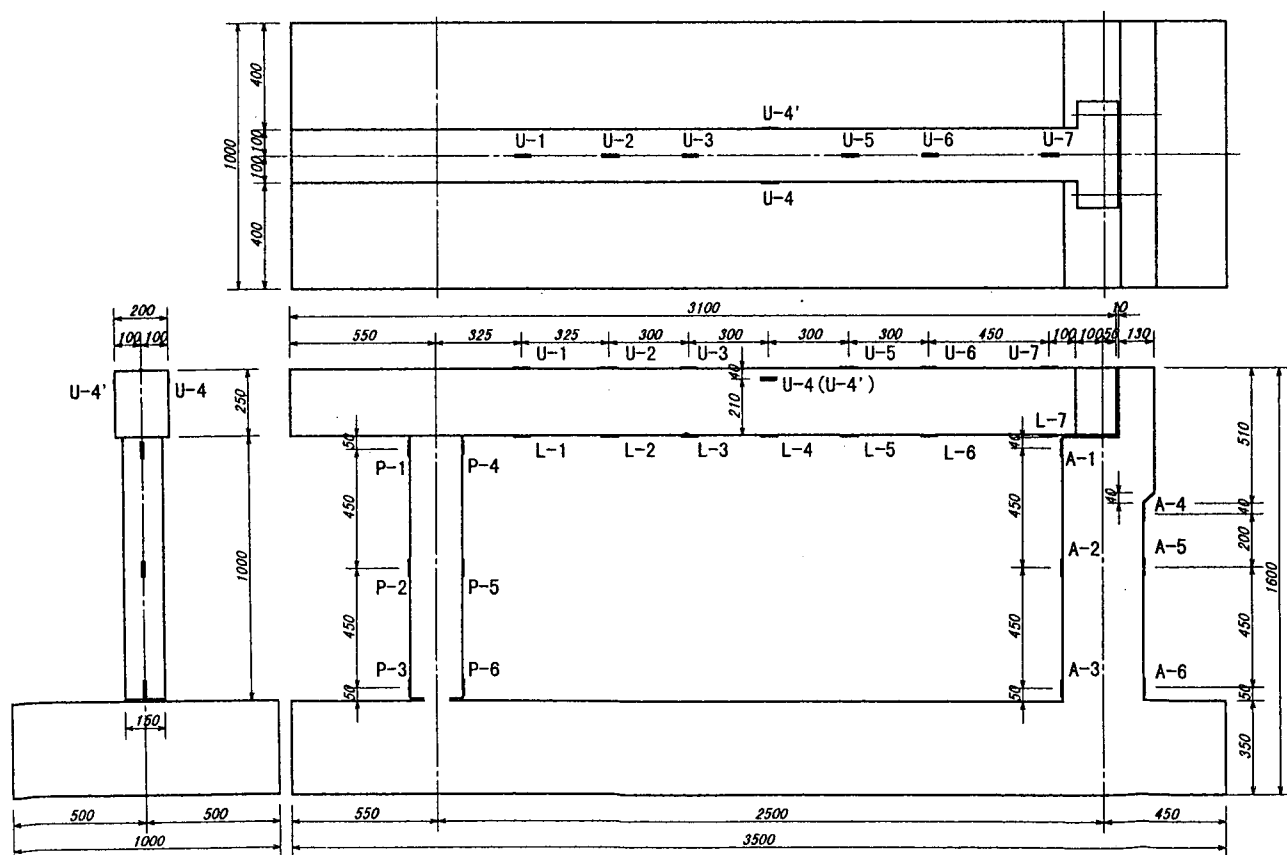
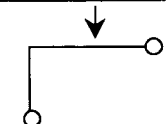
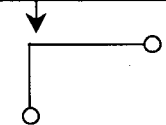
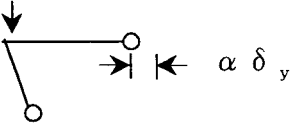
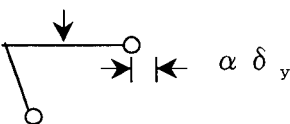


図-3・3・4 d コンクリートひずみゲージの取り付け位置 (S-4 供試体)

3. 4 実験ケース

供試体はC-1KのPC逆Lタイプのアンボンドの構造系モデルを使用し、水平荷重の有無と荷重載荷位置を組み合わせた、表-3・4・1に示す4通りについて行った。荷重の詳細な載荷位置を図-3・4・1 a~dに示す。ここで、水平変位量は、非線形平面解析から求めた山側擁壁下端部の降伏する変位量0.254mmを目標としたが、載荷実験を行うと1.0mmでも擁壁下端の鉄筋ゲージが降伏を示さなかったため実験状況を見ながら1.0cmとした。

表-3・4・1 静的載荷実験ケース一覧

実験 ケース	水平変位 $\alpha \delta_y$ (cm)	載荷 位置	載荷 角度 (°)	接合 条件	支持 条件	備 考
S-1	0	主梁 中央	0°	アンボンド	ヒンジ	
S-2	0	柱 近傍	0°	アンボンド	ヒンジ	
S-3	1.0	柱 近傍	0°	アンボンド	ヒンジ	
S-4	1.0	主梁 中央	0°	アンボンド	ヒンジ	

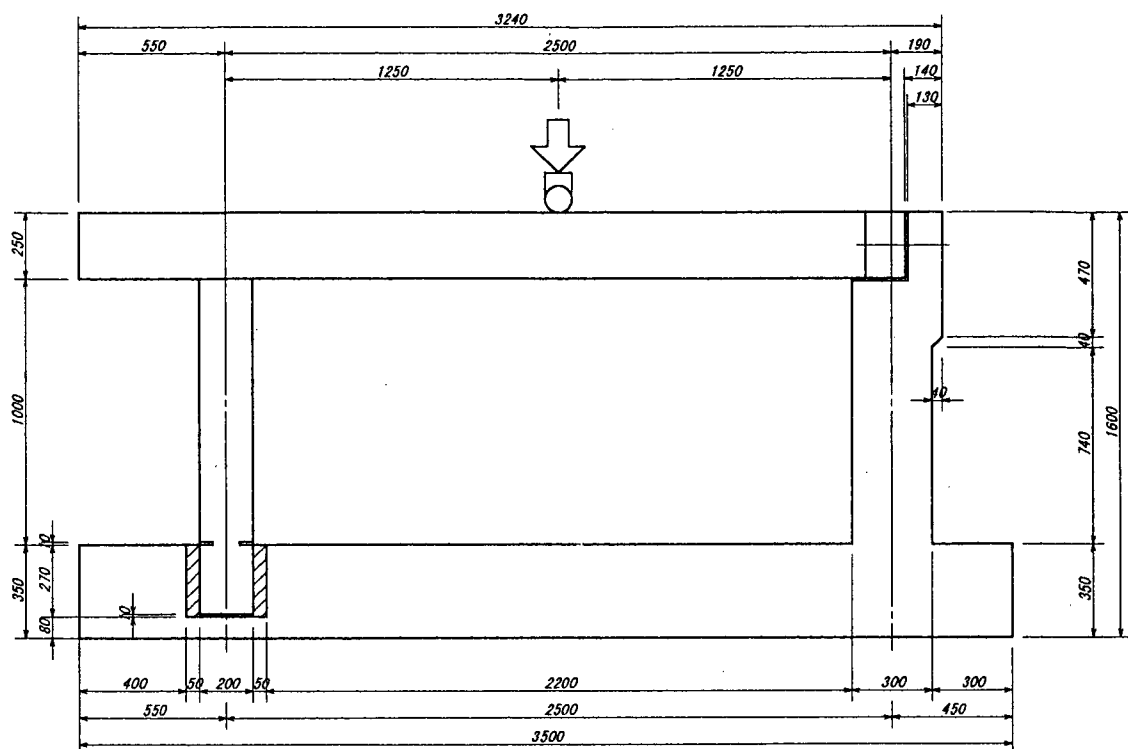


圖-3·4·1 a 荷重載荷位置 (S-1 供試體)

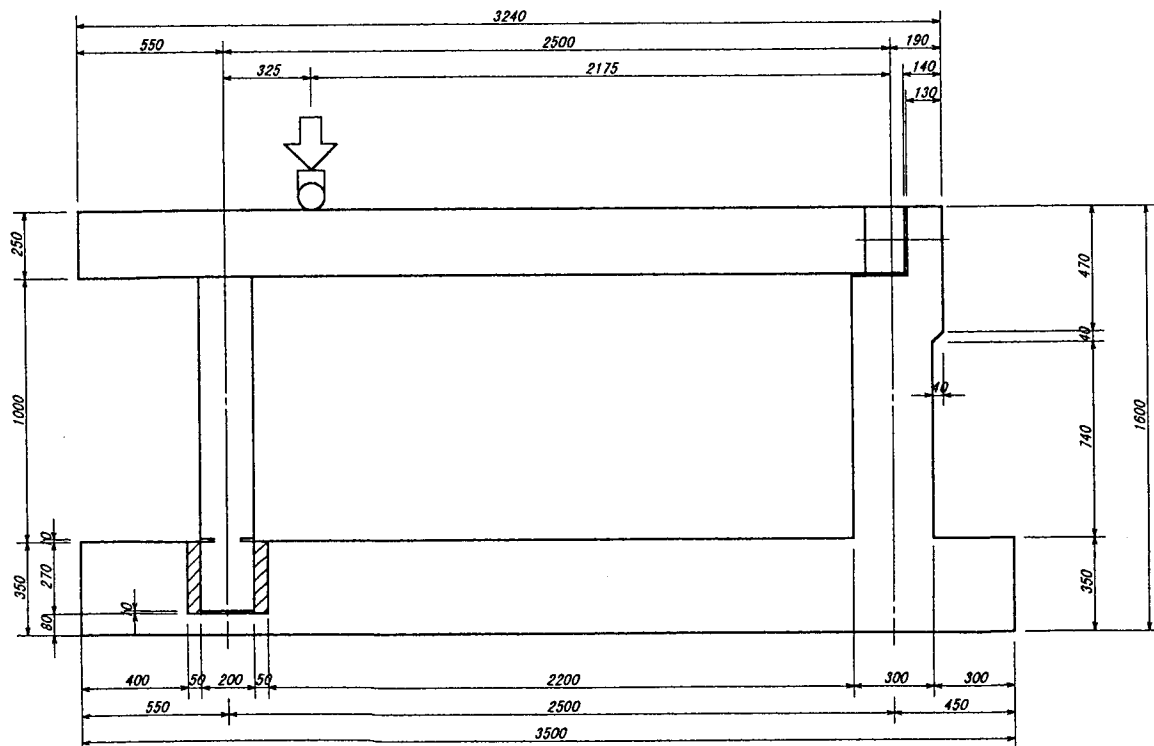


圖-3·4·1 b 荷重載荷位置 (S-2 供試體)

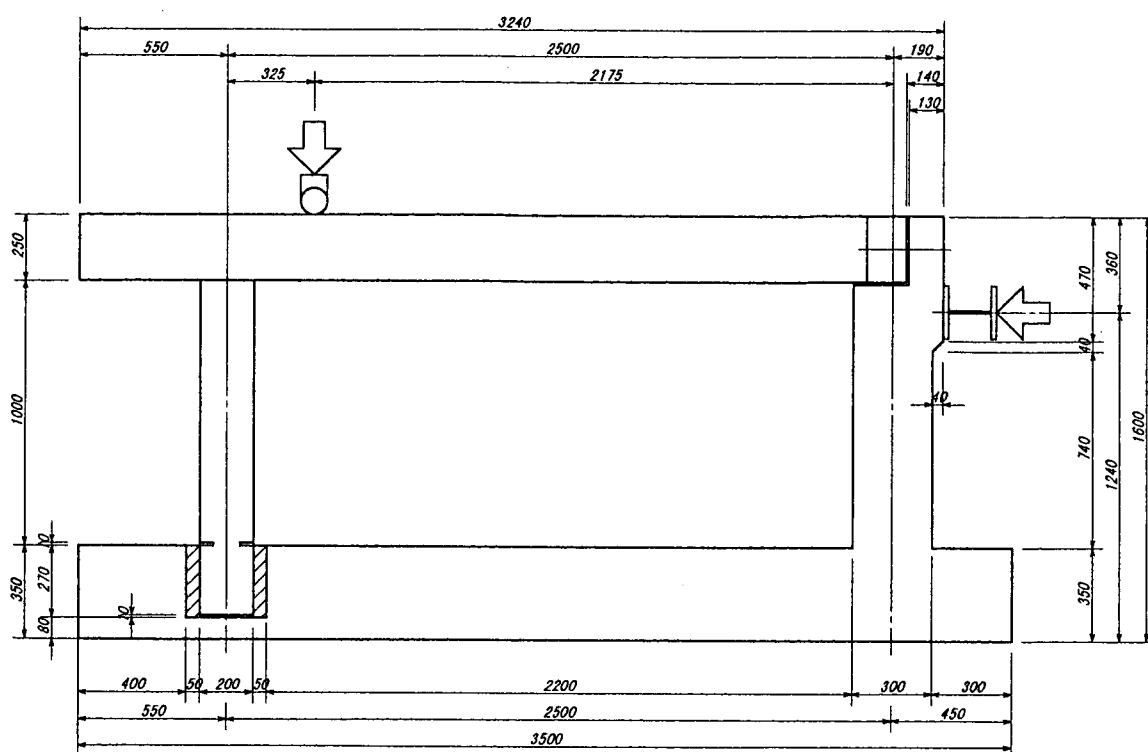


图-3·4·1 c 荷重載荷位置 (S-3 供試体)

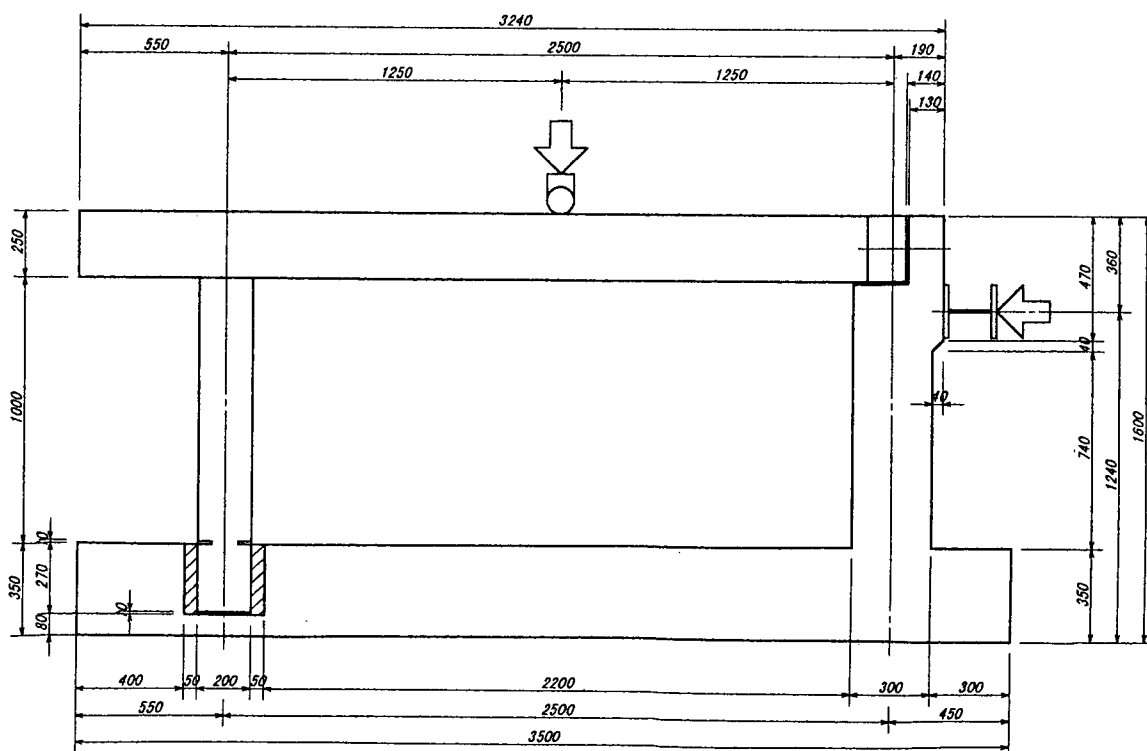


图-3·4·1 d 荷重載荷位置 (S-4) 供試体

3. 5 実験結果

3. 5. 1 概説

主梁の中央に載荷したS-1, S-4供試体は梁の曲げ破壊を, 柱近傍に載荷したS-2, S-4供試体は梁のせん断破壊を示した。4ケースとも急激に耐力が失われるのではなく, 最大荷重以降もある程度の強度を有しており, 変形が進むとともに強度が低下している。

3. 5. 2 材料試験結果

供試体のコンクリート強度については, 実験日の前日あるいは後日にテストピースの圧縮試験を行い確認している。表-3・5・1に圧縮強度試験の結果を示す。

表-3・5・1 圧縮強度試験結果

テストピース 番号	直径 (cm)			最大荷重 (tf)	圧縮強度(kgf/cm ²)		弾性係数(*10 ⁵ kgf/cm ²)		材令 (日)
	D-1	D-2	平均値		測定値	平均値	測定値	平均値	
S 1 梁柱	1	10.03	10.00	10.02	49.19	624	3.919	3.991	23
	2	10.05	10.02	10.04	51.85	656	3.945		
	3	10.01	9.99	10.00	55.65	709	4.110		
S 1 擁壁	1	10.00	10.02	10.01	29.03	369	3.477	3.270	16
	2	10.04	10.00	10.02	23.49	298	2.934		
	3	10.01	10.01	10.01	27.16	345	3.400		
S 2 梁柱	1	9.97	10.01	9.99	58.15	742	4.134	4.300	32
	2	10.01	10.00	10.01	16.97	725	4.501		
	3	10.00	9.97	9.99	56.35	720	4.265		
S 2 擁壁	1	10.00	10.00	10.00	25.53	325	2.954	2.731	27
	2	10.02	10.04	10.03	23.81	301	2.471		
	3	9.98	10.04	10.01	23.96	304	2.769		
S 3 梁柱	1	10.05	10.01	10.03	60.92	771	4.225	4.395	31
	2	10.05	10.06	10.06	60.70	764	4.470		
	3	10.04	10.01	10.03	61.17	775	4.489		
S 3 擁壁	1	10.05	9.99	10.02	26.31	334	2.962	2.916	25
	2	10.04	10.06	10.05	22.16	279	2.899		
	3	10.04	10.04	10.04	24.02	306	2.886		
S 4 梁柱	1	10.03	10.06	10.05	53.36	673	4.315	4.339	28
	2	10.03	10.05	10.04	51.94	656	4.286		
	3	10.00	10.03	10.02	55.01	698	4.415		
S 4 擁壁	1	10.02	10.03	10.03	26.42	335	3.027	2.885	22
	2	10.02	10.05	10.04	26.74	338	2.766		
	3	10.04	10.07	10.06	24.69	311	2.862		

3. 5. 3 荷重変位関係

ロードセルの鉛直荷重と荷重載荷点直下の変位を図-3・5・1 a～dに示す。

また、水平変位のあるS-3、S-4については、水平ジャッキの荷重と擁壁の水平変位の関係を図-3・5・2 a～bに示す。

S-1供試体の図-3・5・1 aでは15tfで最大荷重となり、変位が110mmでPC鋼線が2本ほぼ同時に破断した。その後、荷重はほとんど変化せず、曲げ変形により変位のみが進行し、変位が240mmで鉄筋が1本破断した。残りの3本の鉄筋が一本ずつ破断していく曲げ破壊を示し、ほとんど荷重が無くなった段階で実験を終了した。

S-2供試体の図-3・5・1 bでは39tfで最大荷重となり、主梁がせん断破壊した。せん断破壊後は荷重が急激に低下したが、ある程度の強度を有しながら変形のみが進行していった。途中、載荷装置の角部がコンクリートと接触し強度が見かけ上増加しているところも見られるが、変位が140mmに達するとほとんどコンクリートが抜け落ち、PC鋼線及び鉄筋のみ荷重抵抗している段階で実験を終了した。

S-3供試体の図-3・5・2 aでは変位が8mm程度から荷重が急激に増加している。水平荷重10tf、水平変位10mmを目標として載荷を行い、その後鉛直載荷を行った。鉛直荷重と荷重載荷点直下の変位の関係は図-3・5・1 cのようになり、37tfで最大荷重となり、主梁がせん断破壊した。せん断破壊後はS-2供試体とほぼ同様な傾向を示した。せん断破壊後の強度はS-2供試体と比較すると全体的に低下しており、水平変位の影響とも考えられる。

S-4供試体の図-3・5・2 bでは変位が8mm程度から荷重が急激に増加している。S-3と同様に水平載荷の後、鉛直載荷を行った。鉛直荷重と荷重載荷点直下の変位の関係は図-3・5・1 dのようになり、15tfで最大荷重となった。その後は変形のみが進行するようになったが、S-1供試体のようにPC鋼線及び鉄筋は破断しなかった。コンクリートのみが剥離していき、PC鋼線及び鉄筋のみが抵抗する状態となり、また実験装置の盛り換えを行う毎に耐力を失い、ほとんど荷重が無くなった段階で実験を終了した。水平変位によりPC鋼線及び鉄筋に明確な破断が見られなくなっている。

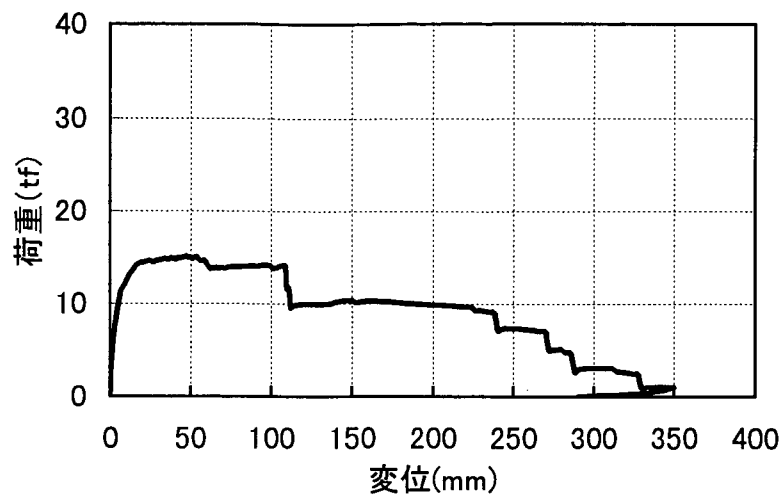


図-3・5・1 a 荷重-変位関係 (S-1)

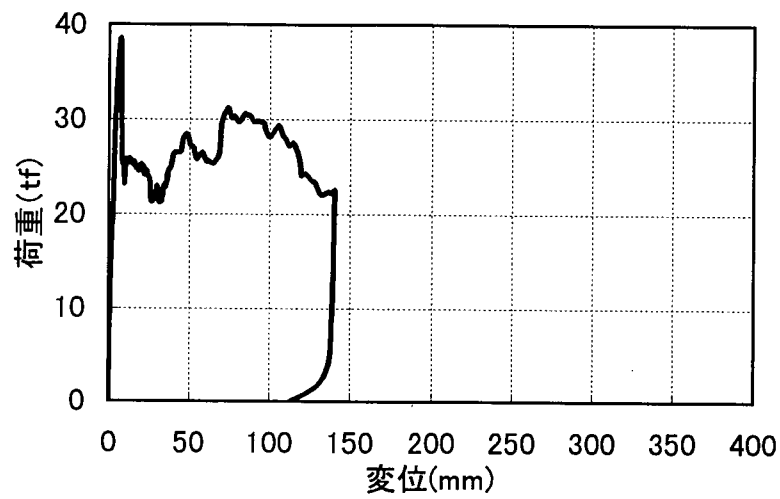


図-3・5・1 b 荷重-変位関係 (S-2)

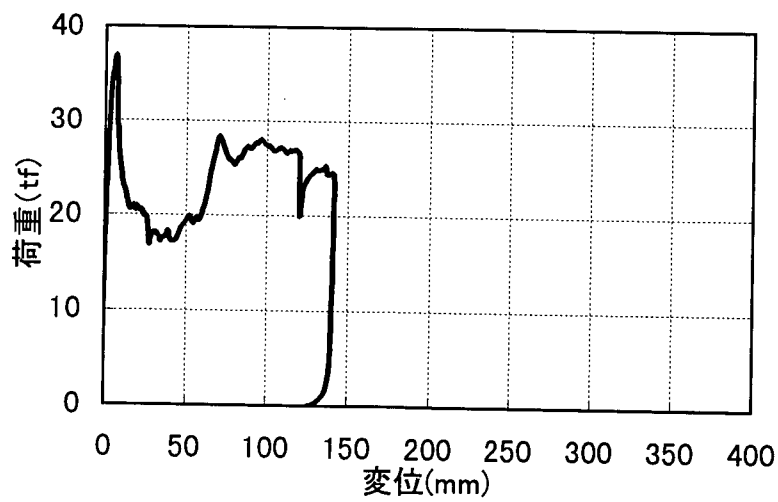


図-3・5・1 c 荷重-変位関係 (S-3)

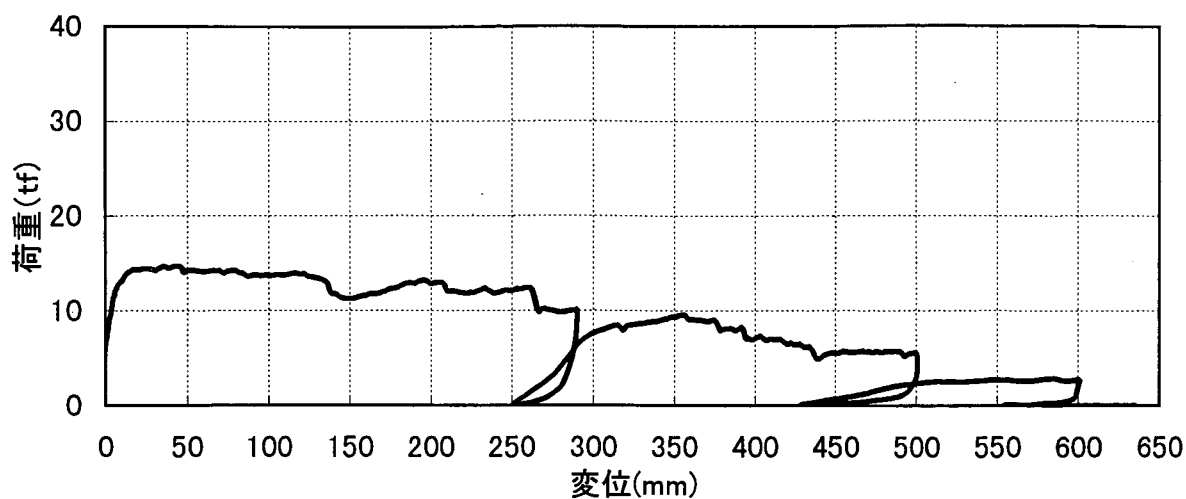


図-3・5・1 d 荷重-変位関係 (S-4)

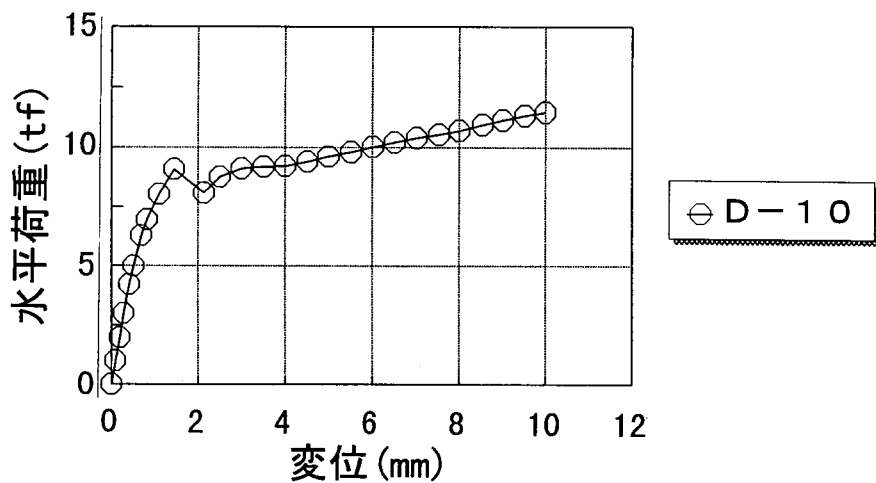


図-3・5・2 a 水平荷重-擁壁変位関係 (S-3)

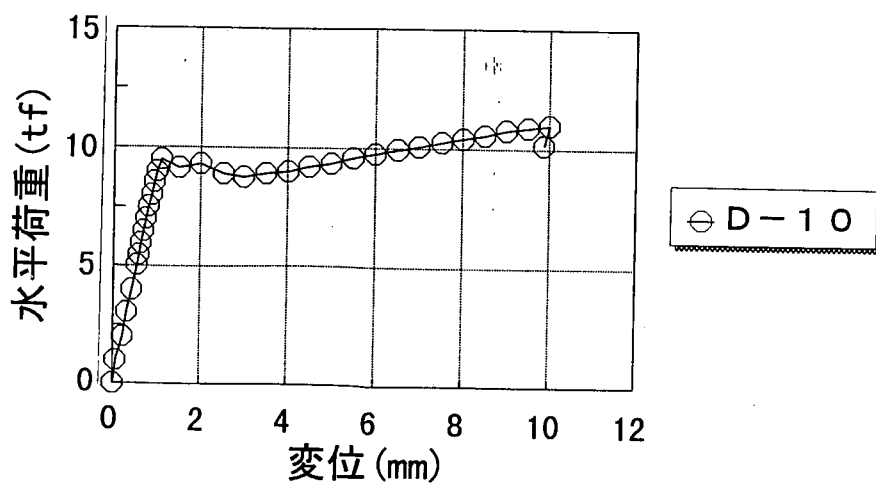


図-3・5・2 b 水平荷重-擁壁変位関係 (S-4)

3. 5. 4 ひび割れ状況

図-3.5.3～図-3.5.6に各実験ケースのひび割れ発生状況を示す。
また、表-3.5.2～表-3.5.5に損傷状況を示す。

梁西面

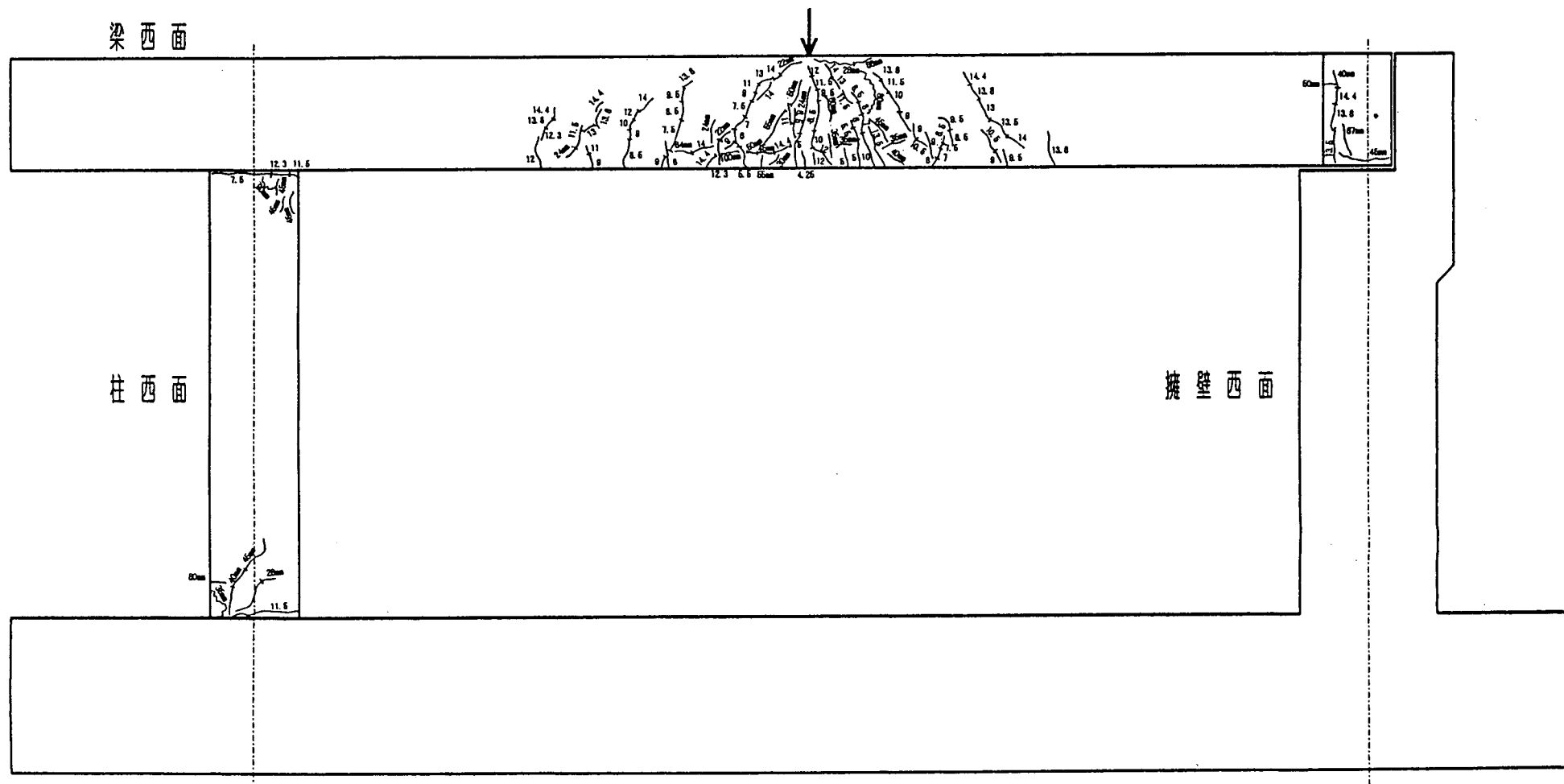


図-3・5・3 ひび割れ発生状況 (S-1, 西面)

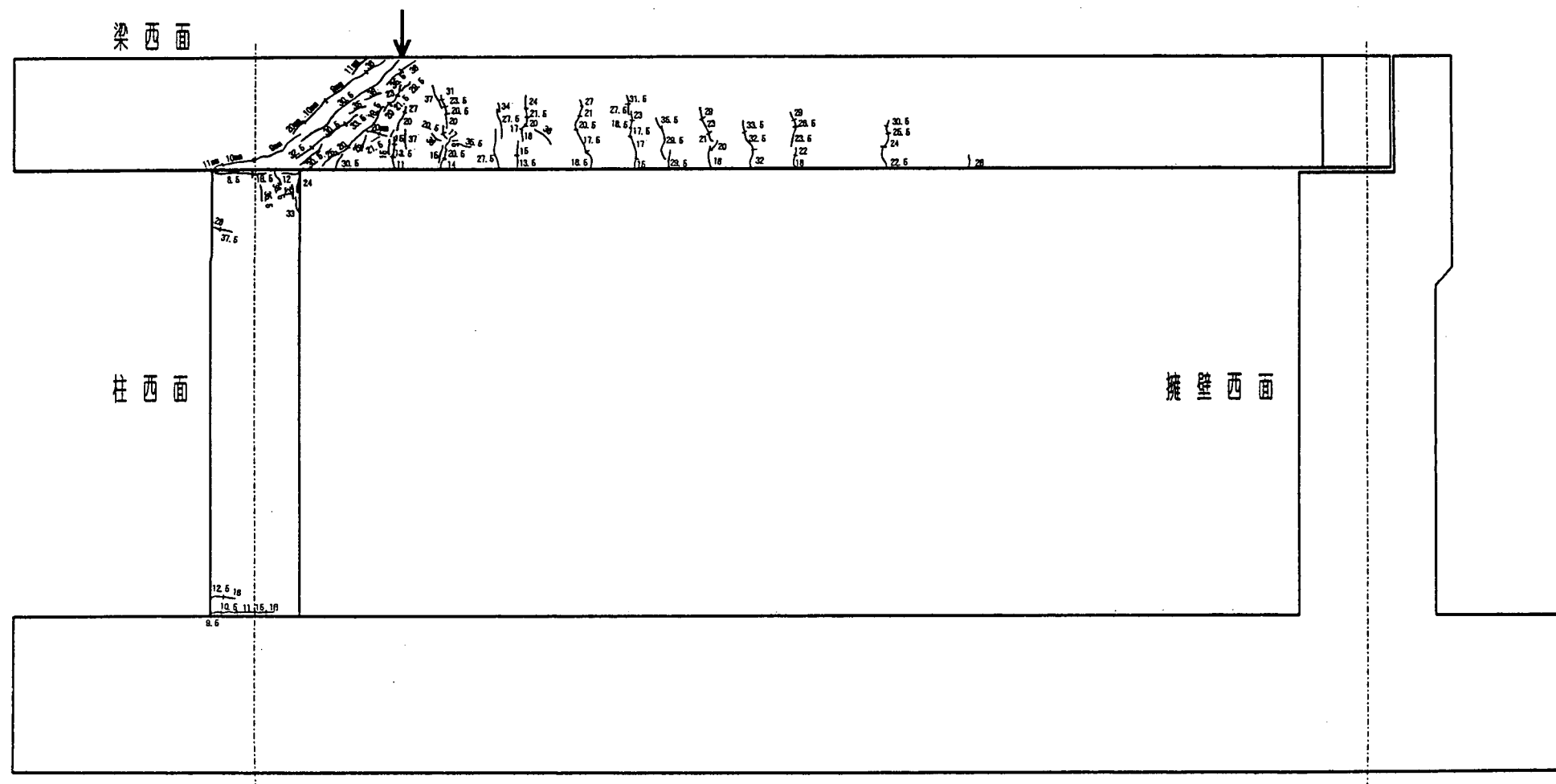


図-3・5・4 ひび割れ発生状況 (S-2, 西面)

実線：鉛直载荷によるひびわれ

破線：水平载荷によるひびわれ

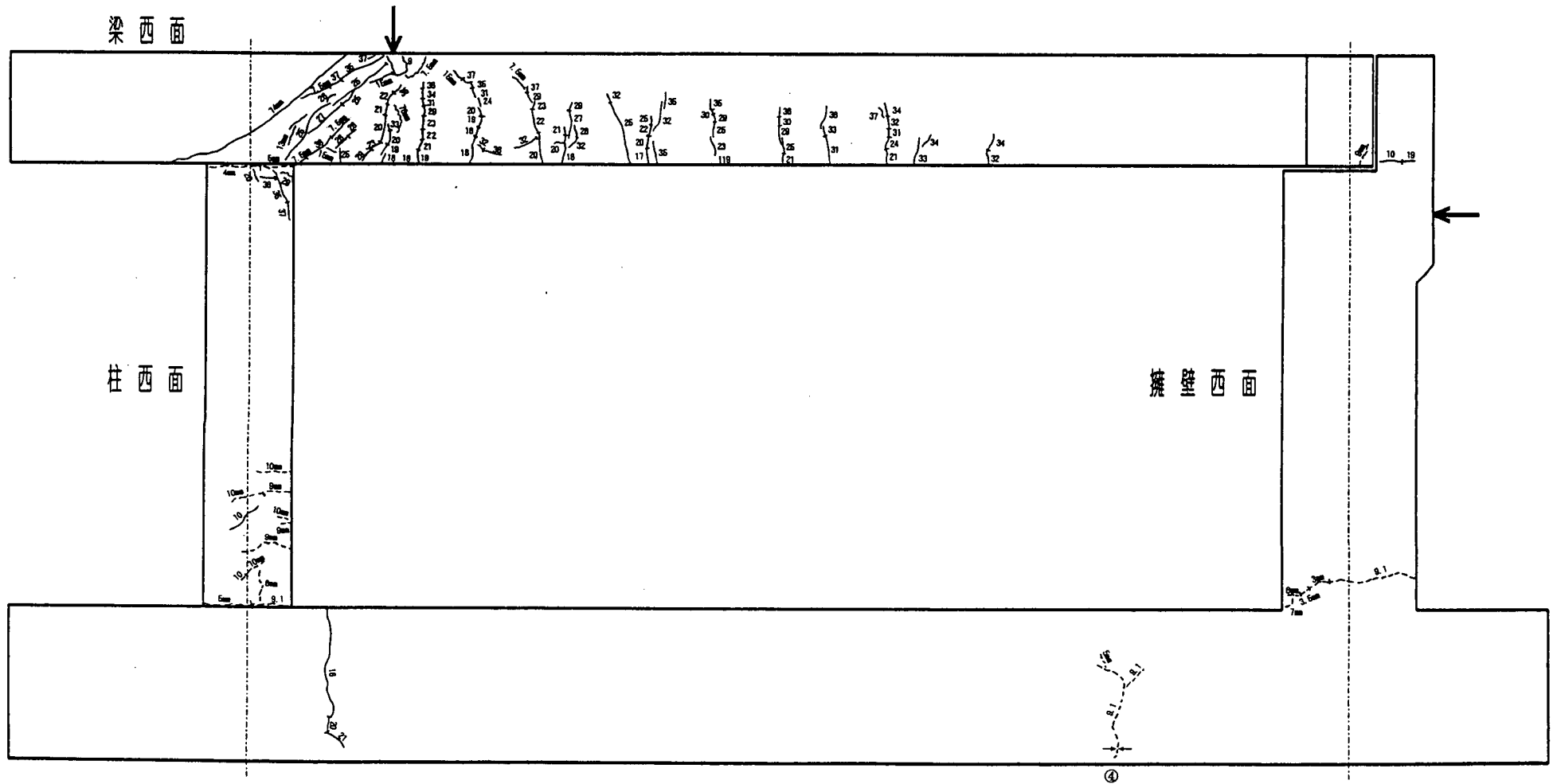


図-3・5・5 ひび割れ発生状況 (S-3, 西面)

実線：鉛直载荷によるひびわれ
破線：水平载荷によるひびわれ

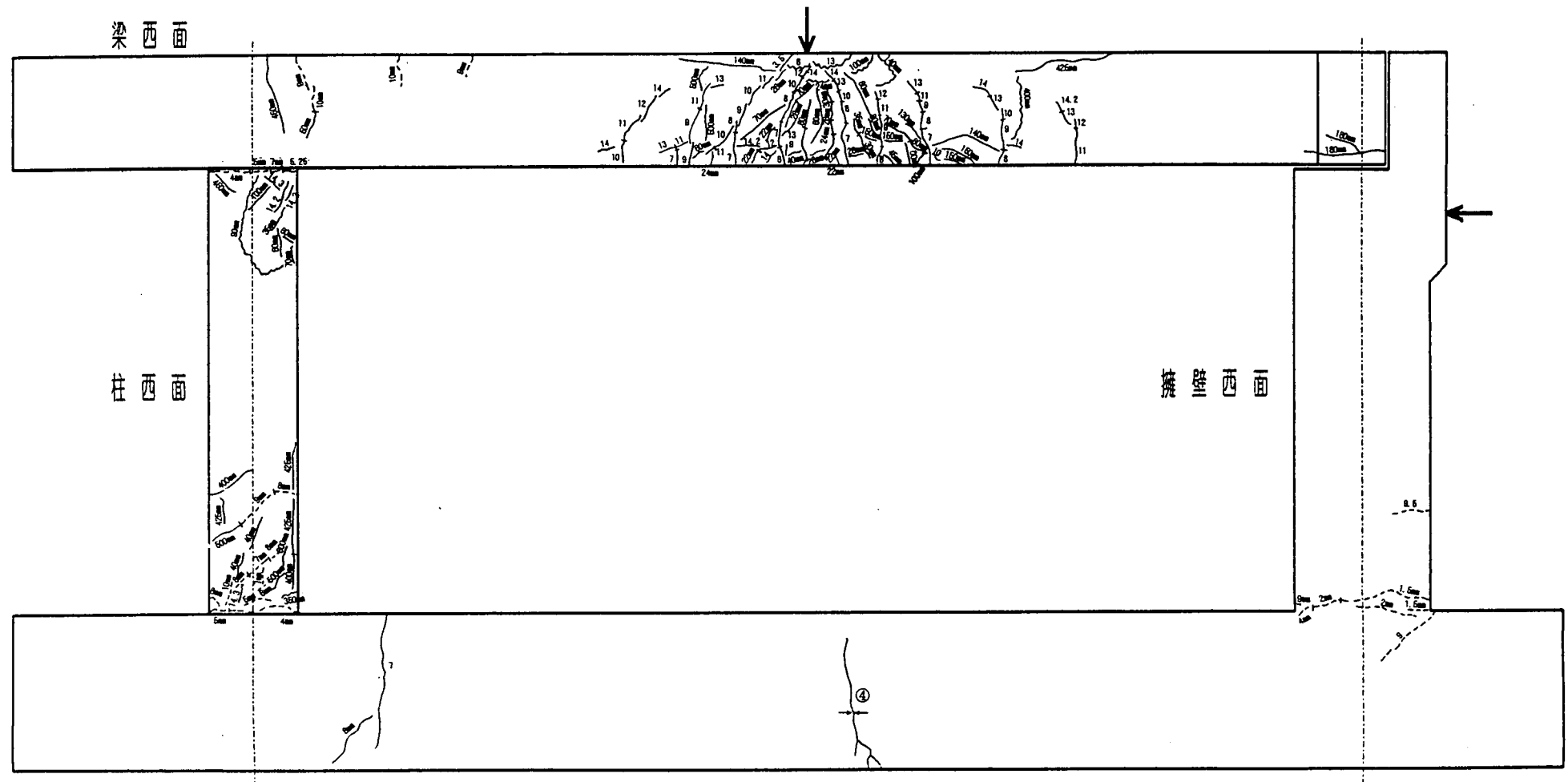


図-3・5・6 ひび割れ発生状況 (S-4, 西面)

表-3・5・5 S-1 供試体の損傷状況

荷 重 (tf)	たわみ (mm)	載荷速度	備 考
0.00	0.00	0.01tf/sec	荷重制御
4.27	1.07		梁に曲げひびわれ発生
11.52	6.75		柱南側上端圧壊
11.72	7.70	0.02mm/sec	主鉄筋降伏、変位制御に切り替える
12.30	9.51		梁の擁壁側端部にひびわれ発生
14.44	20.09	0.03mm/sec	載荷点の圧壊始まる
14.59	24.05		柱北側下端圧壊
14.85	40.09	0.06mm/sec	変位計を盛り替える
15.07	47.06		載荷中に最大荷重=15.13tfを記録
14.22	60.15	0.08mm/sec	水平アンカー1本破断
14.07	61.09		
13.71	62.09		水平アンカーさらに1本破断、
13.77	63.16		荷重若干ダウン
14.04	100.07	0.15mm/sec	変位計を盛り替える
11.60	109.90		PC鋼より線1本破断、荷重ダウン
9.57	112.07		PC鋼より線さらに1本破断、
9.73	113.10		荷重急激にダウン
10.37	150.31	0.20mm/sec	ひびわれ観察はここまで
10.18	152.00		D4を500mm変位計に取り替えて、
10.23	154.00		他の計器は全て取り外す
7.15	240.00		内側の主鉄筋が1本破断
5.04	272.00		内側の主鉄筋がさらに1本破断
2.69	288.00		外側（西側）の主鉄筋が1本破断
0.95	330.00		外側（東側）の主鉄筋が1本破断、
0.99	332.00		これで主鉄筋4本全て破断
1.01	350.00		終局
0.00	290.00		実験終了

表-3・5・6 S-2 供試体の損傷状況

荷 重 (tf)	たわみ (mm)	載荷速度	備 考
0.00	0.00	0.02tf/sec	荷重制御
10.94	0.75		梁に曲げひびわれ発生
19.51	2.24		梁西面にせん断ひびわれ発生
30.54	4.08		梁東面にせん断ひびわれ発生
30.78	4.18	0.01mm/sec	変位制御に切り替える
38.56	6.95		最大荷重=38.56tf
31.05	7.51		せん断で破壊、荷重急激にダウン
21.31	26.05		帯筋が1本破断して荷重ダウン
21.28	31.11		帯筋がさらに1本破断して荷重ダウン
31.05	73.10		載荷ポンチの角部がコンクリートを
31.23	74.22		押し始める
29.76	80.20	0.10mm/sec	変位計を盛り替える、写真撮影
28.20	100.23		柱南側上部が座屈、写真撮影
24.01	119.70	0.10mm/sec	”ブツ”と音がして荷重ダウン
24.22	120.38		帯筋か結束線の破断？
22.47	140.24		終局
0.00	112.78		実験終了

表-3・5・7 S-3 供試体の損傷状況

鉛直荷重 (tf)	たわみ D1 (mm)	水平荷重 (tf)	水平変位 D10 (mm)	載荷速度	備 考
0.00	0.00	0.00	0.00		水平荷重載荷開始
0.00	-0.10	9.10	1.44		擁壁に曲げひびわれ発生
0.00	-0.11	8.10	2.13		水平荷重ダウン
0.00	-1.06	11.48	10.00	.02tf/sec	これより水平荷重を維持
0.56	-1.05	11.01	10.02		鉛直載荷開始 (荷重制御)
10.03	-0.40	11.82	10.04		パラペットに曲げひびわれ発生
25.05	1.64	13.27	10.27		梁にせん断ひびわれ発生
35.26	5.19	14.32	10.71	.01mm/sec	変位制御に切り替える
36.99	6.54	14.33	10.87		最大荷重=37.03tf
32.55	7.29	13.74	10.93		梁がせん断で破壊、荷重ダウン
16.96	27.25	9.59	13.30		帯筋が1本破断
17.46	40.10	8.60	15.18	.10mm/sec	変位計を盛り替える
20.31	60.14	7.33	18.06		変位計を盛り替える
25.38	66.37	7.41	18.99		載荷ポンチの角部がコンクリートを
26.73	68.32	7.46	19.26		押し始める
27.46	100.29	6.79	23.50		変位計を盛り替える
26.35	120.30	6.74	25.91	.10mm/sec	ホルト`中に帯筋1本破断
24.36	137.18	6.62	27.95		変位計を盛り替える
24.38	141.51	6.61	28.56		終局
19.86	141.50	6.62	28.43		鉛直荷重除荷開始
0.00	127.10	6.21	26.29		鉛直荷重除荷終了
0.00	126.62	5.97	26.19		水平荷重除荷開始
0.00	125.71	0.00	23.70		水平荷重除荷終了、実験終了

表-3・5・8 S-4 供試体の損傷状況

鉛直荷重 (tf)	たわみ D1 (mm)	水平荷重 (tf)	水平変位 D10 (mm)	載荷速度	備 考
0.00	0.00	0.00	0.00		水平荷重載荷開始
0.00	-0.23	5.97	0.63		擁壁基部(東)にひびわれ発生
0.00	-0.23	6.49	0.69		擁壁(東)に曲げひびわれ発生
0.00	-0.34	8.98	0.99		擁壁基部(西)にひびわれ発生
0.00	-0.43	9.12	1.50		擁壁基部のひびわれが開いて
0.00	-0.47	9.30	2.00		荷重ダウン
0.00	-1.89	10.89	9.50		梁上面に曲げひびわれ発生
0.00	-1.96	10.99	10.00		水平載荷時の最大荷重11.21tf
0.00	-1.88	10.15	9.86	.02tf/sec	これより水平荷重を維持して
0.62	-1.76	10.21	9.92		鉛直載荷開始(荷重制御)
5.91	-0.20	10.72	10.19		梁下面に曲げひびわれ発生
11.55	5.37	11.25	11.56		主鉄筋降伏(S3)
13.05	10.27	11.68	12.23	.04mm/sec	変位制御に切り替える
14.29	18.18	12.09	13.27		載荷点のコンクリート圧壊始まる
14.65	44.20	12.34	16.52		鉛直荷重最大 PV=14.69tf
14.00	48.22	12.22	17.26		載荷点のコンクリート完全に圧壊
14.16	50.13	12.28	17.60	.10mm/sec	変位計を盛り替える
13.75	108.06	11.99	30.45		遊んでいた水平アンカーが効き
13.75	110.13	11.94	30.83		始める
12.91	136.19	10.40	36.30		載荷点のコンクリート著しく損傷
11.19	150.11	9.53	39.16		変位計を盛り替える
12.87	200.27	7.92	50.75		変位計D4を大容量のものと
12.96	202.26	7.73	51.23	.10mm/sec	取り替える
12.19	250.59	7.27	62.14		変位計を盛り替える
11.17	264.43	7.94	65.59		水平アンカー一本破断(西側)
9.87	266.43	8.58	66.56		水平アンカーさらに一本破断
10.10	290.31	8.53	74.51		試験機のストロークが限界となる
7.14	289.51	8.54	73.93		いったん除荷
0.02	250.09	7.63	63.02	.10mm/sec	載荷再開
7.82	302.71	8.28	77.39	.15mm/sec	変位計を盛り替える
7.91	318.37	8.12	82.73		結束線が切れる
9.34	350.33	7.90	93.57		変位計を盛り替える
8.08	382.39	7.64	取り外し		変位計はD4を残して他は全て
8.08	384.44	7.61			取り外す
6.12	430.53	7.80			柱下部載荷側のコンクリートが剥離
5.51	500.49	7.79			試験機のストロークが限界となる
3.66	500.84	7.73			いったん除荷
1.07	462.99	6.91			載荷再開
2.74	600.53	6.85			終局
0.09	565.64	7.08			鉛直荷重除荷終了
0.03	635.41	0.00			水平荷重除荷終了、実験終了

3. 5. 5 部材の性状

(1) 主梁の性状

図-3・5・7～図-3・5・10は主梁上面に設置した変位計と、供試体表面に添付したコンクリートひずみの変化の様子を示したものである。

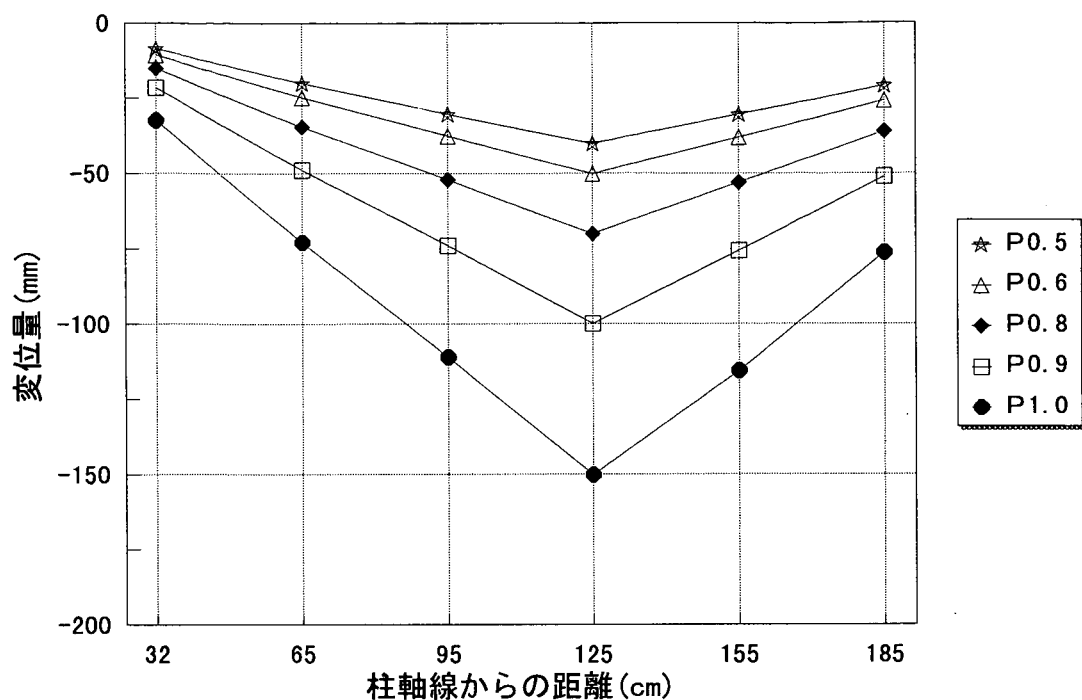


図-3・5・7 a S-1 供試体の主梁全体の様相 (変位)

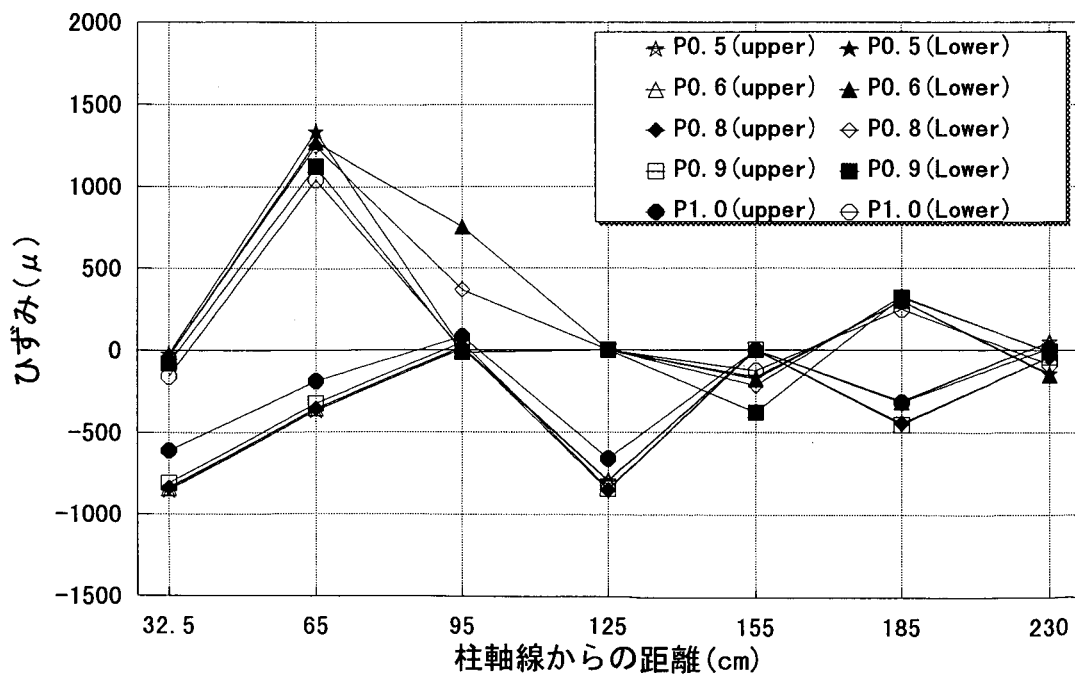


図-3・5・7 b S-1 供試体の主梁全体の様相 (ひずみ)

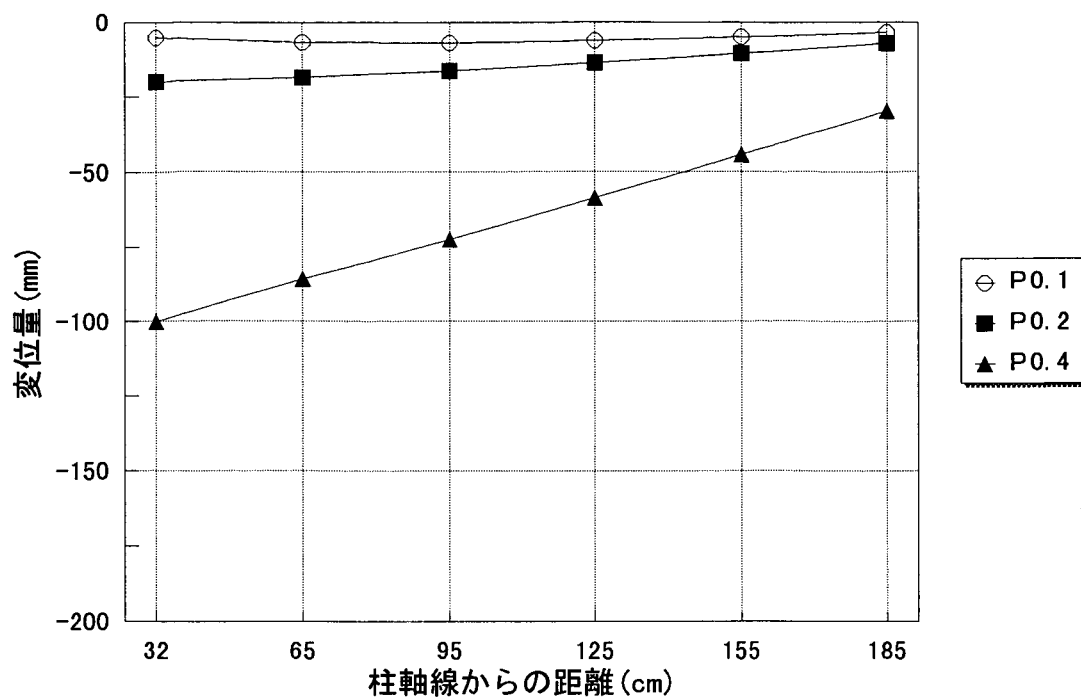


図-3・5・8 a S-2 供試体の主梁全体の様相 (変位)

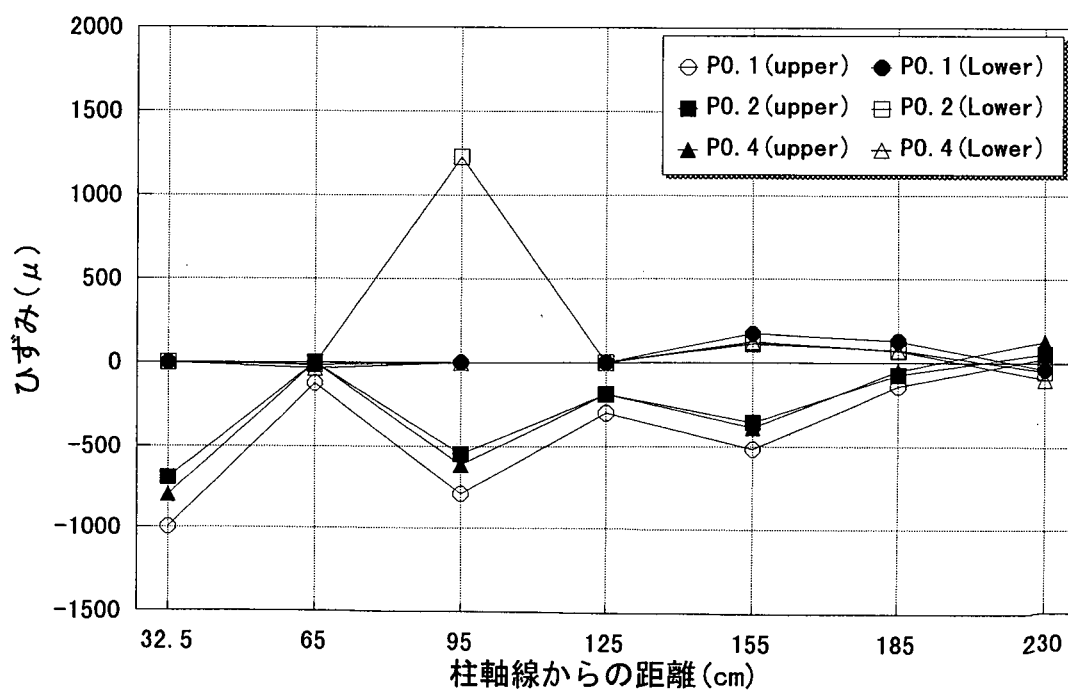


図-3・5・8 b S-2 供試体の主梁全体の様相 (ひずみ)

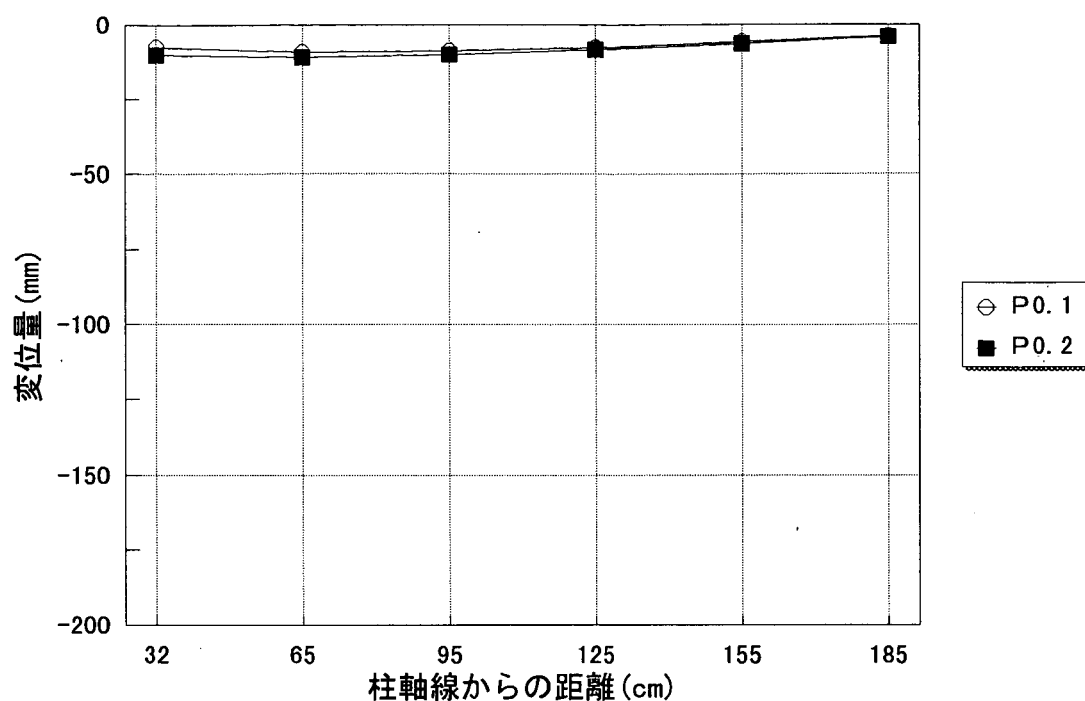


図-3・5・9 a S-3 供試体の主梁全体の様相 (変位)

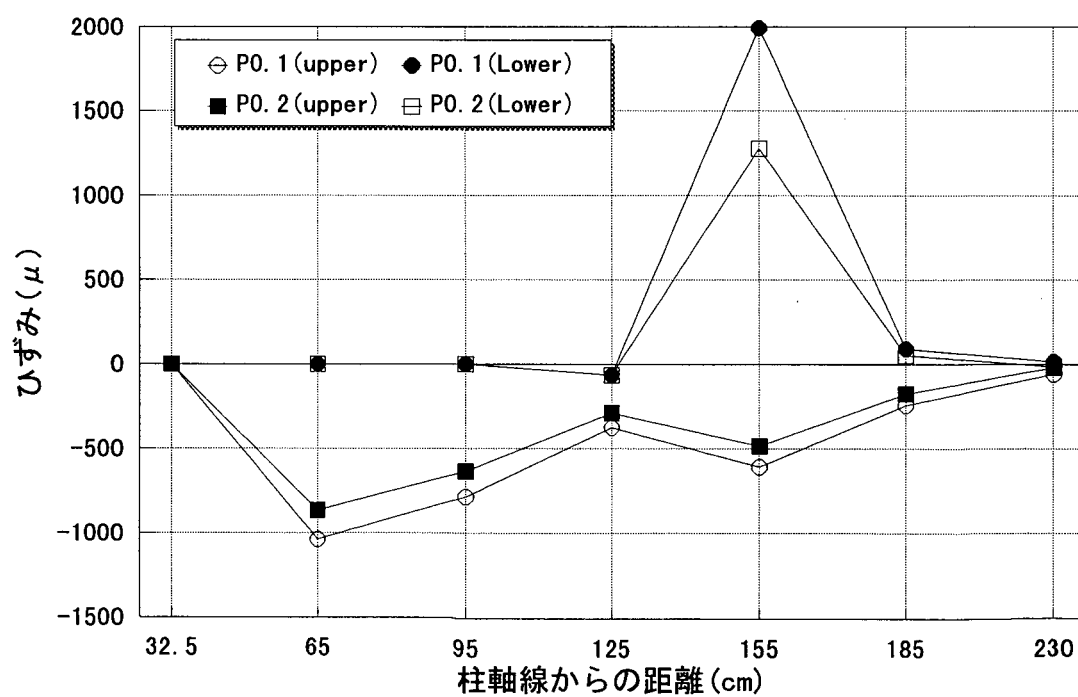


図-3・5・9 b S-3 供試体の主梁全体の様相 (ひずみ)

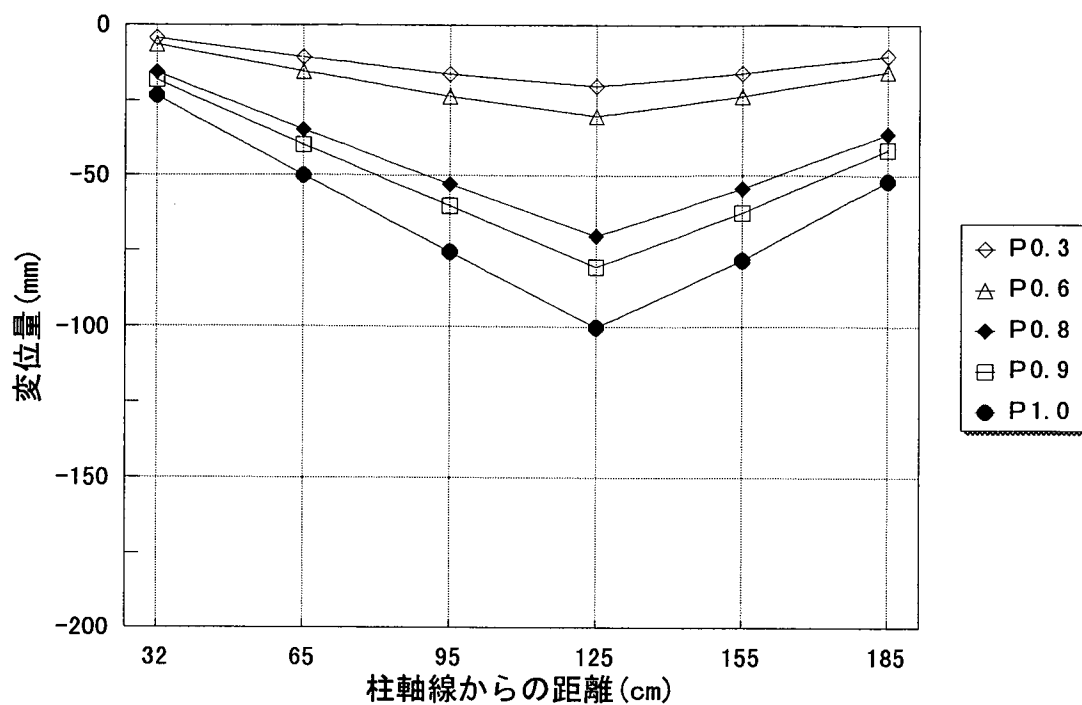


図-3・5・10 a S-4 供試体の主梁全体の様相 (変位)

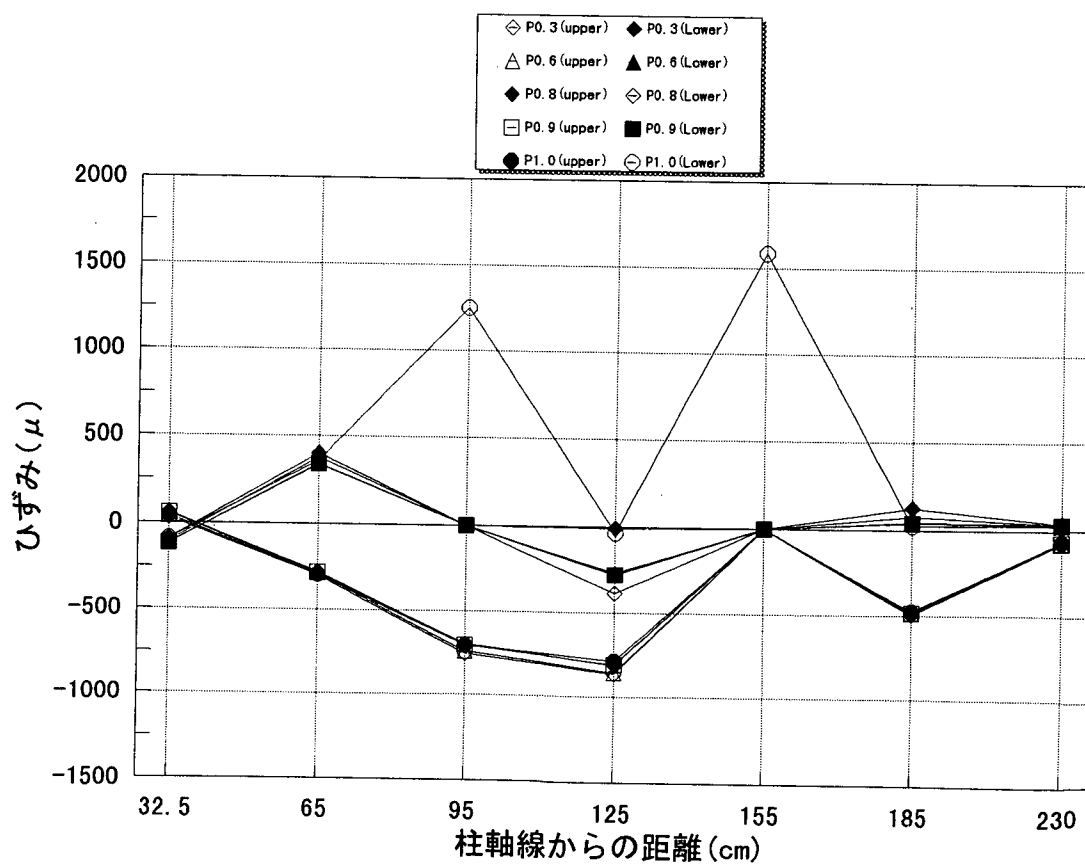


図-3・5・10 b S-4 供試体の主梁全体の様相 (ひずみ)

(2) 柱の性状

図-3・5・11～図-3・5・14は柱の谷側に設置した変位計と、供試体表面に添付したコンクリートひずみの変化の様子を示したものである。

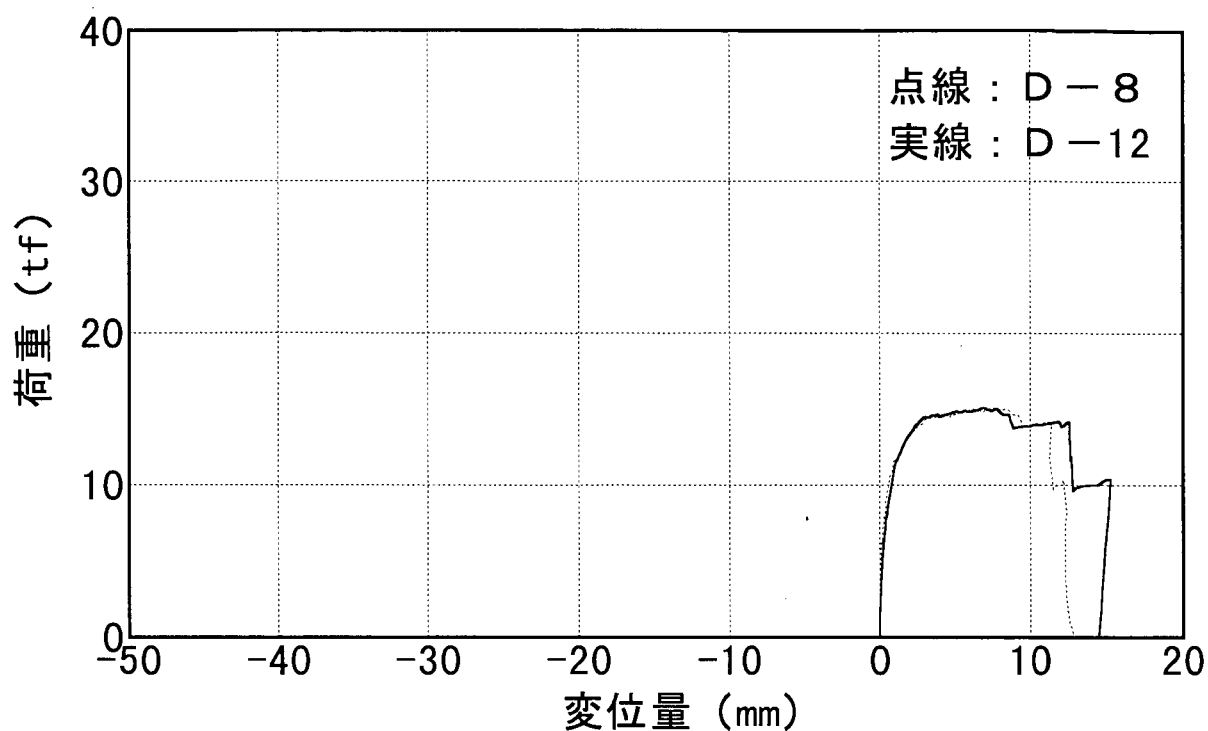


図-3・5・11 a S-1 供試体の柱全体の様相 (変位)

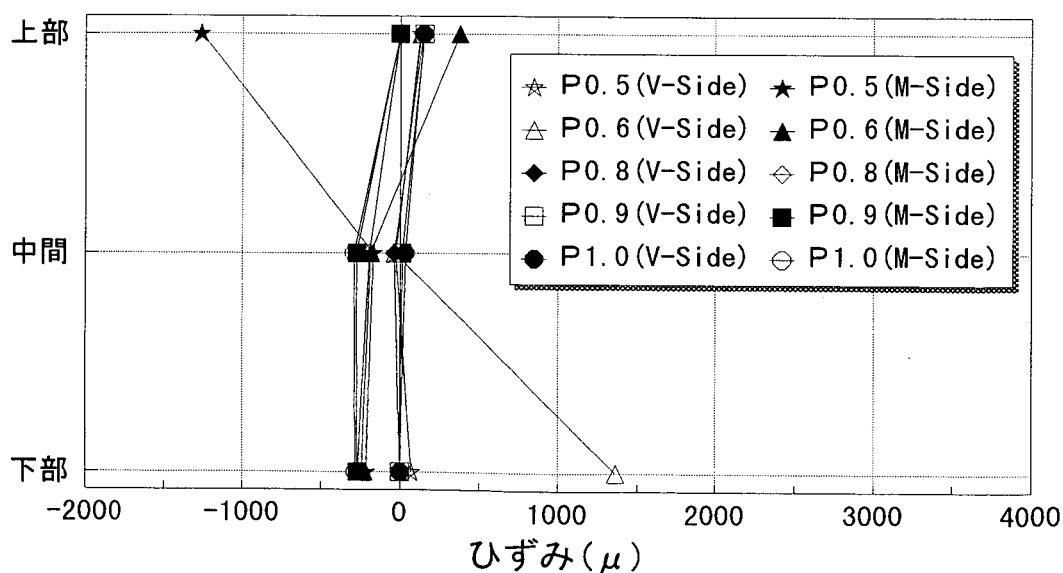


図-3・5・11 b S-1 供試体の柱全体の様相 (ひずみ)

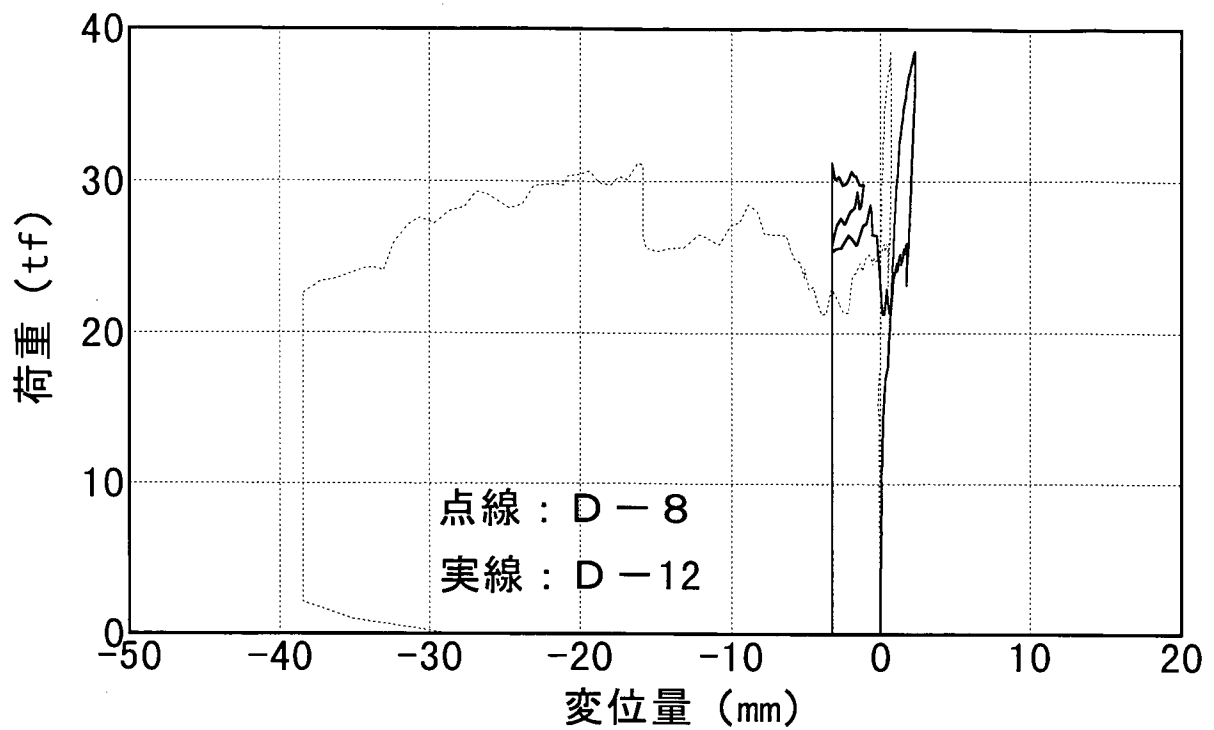


図-3・5・12 a S-2 供試体の柱全体の様相 (変位)

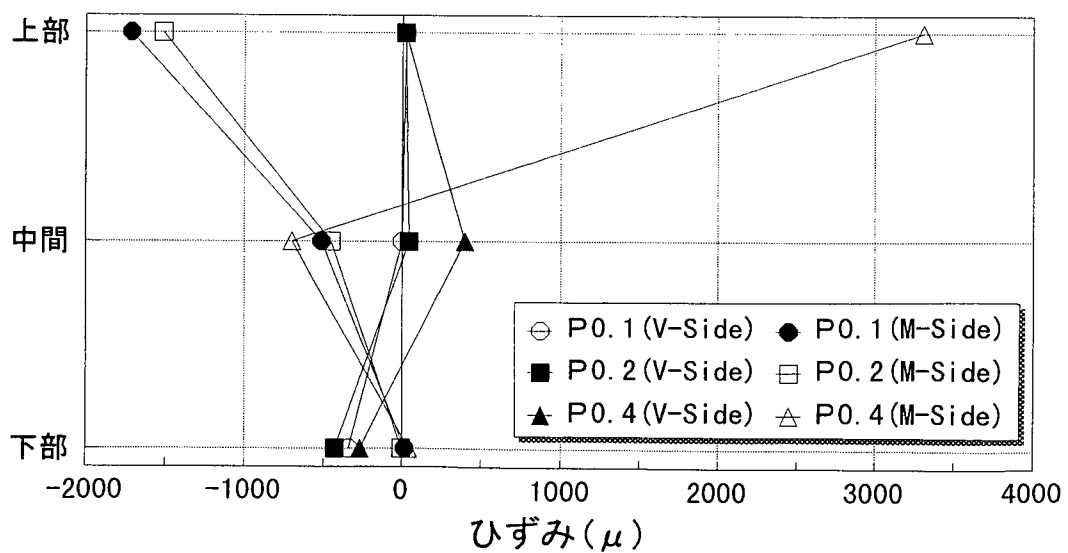


図-3・5・12 b S-2 供試体の柱全体の様相 (ひずみ)

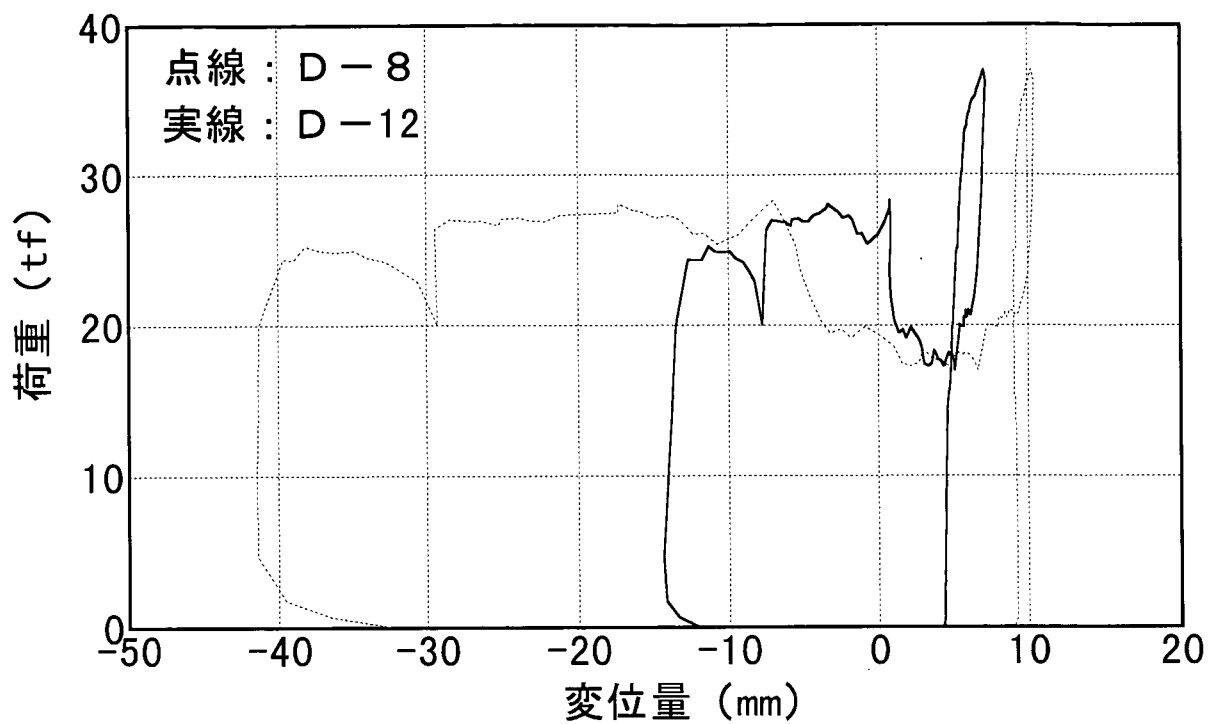


図-3・5・13 a S-3 供試体の柱全体の様相 (変位)

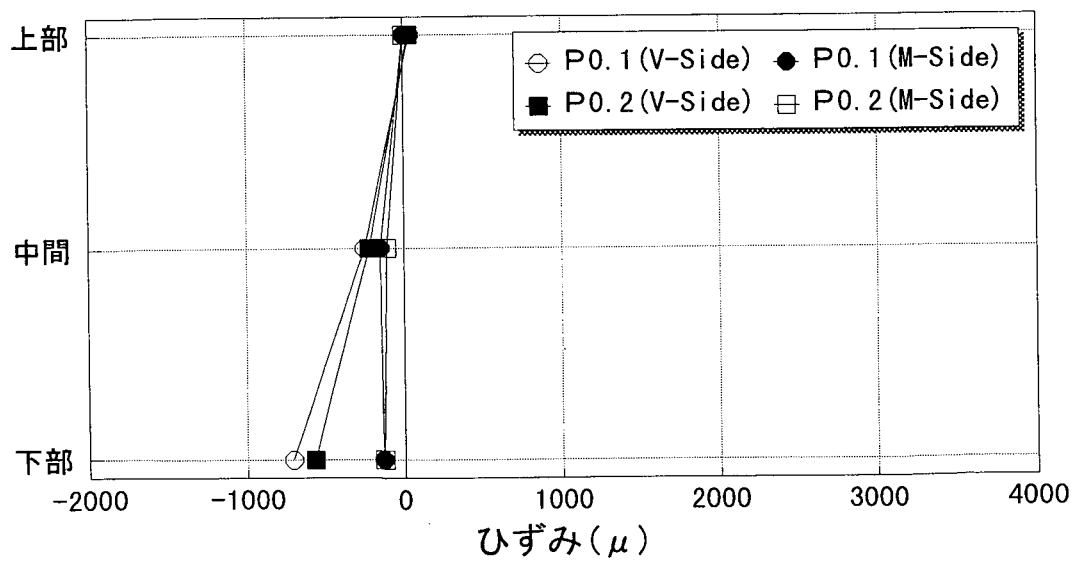


図-3・5・13 b S-3 供試体の柱全体の様相 (ひずみ)

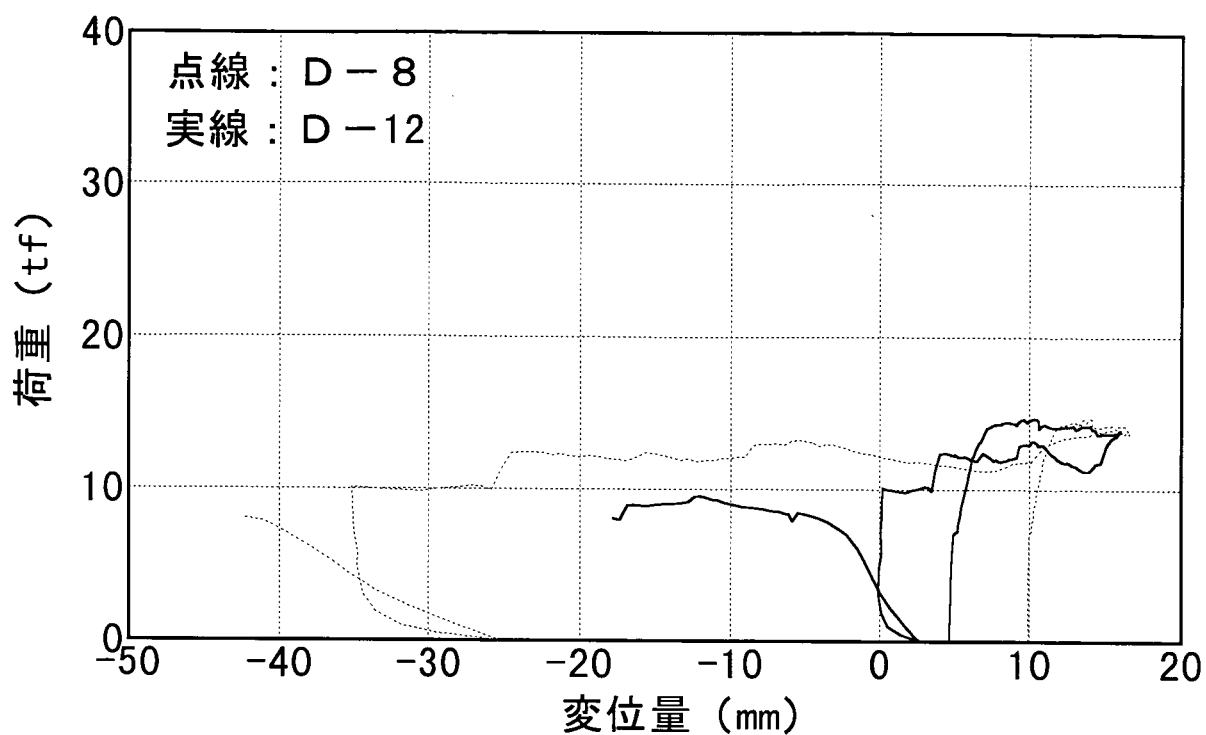


図-3・5・14 a S-4 供試体の柱全体の様相 (変位)

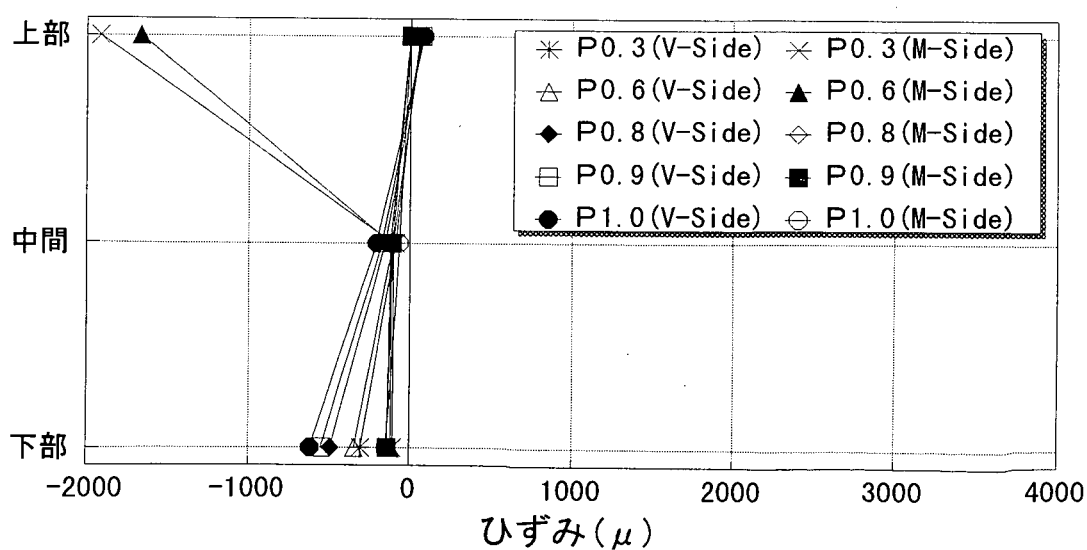


図-3・5・14 b S-4 供試体の柱全体の様相 (ひずみ)

(3) 擁壁の性状

図-3・5・15～図-3・5・18は擁壁の内側に設置した変位計と、供試体表面に添付したコンクリートひずみの変化の様子を示したものである。

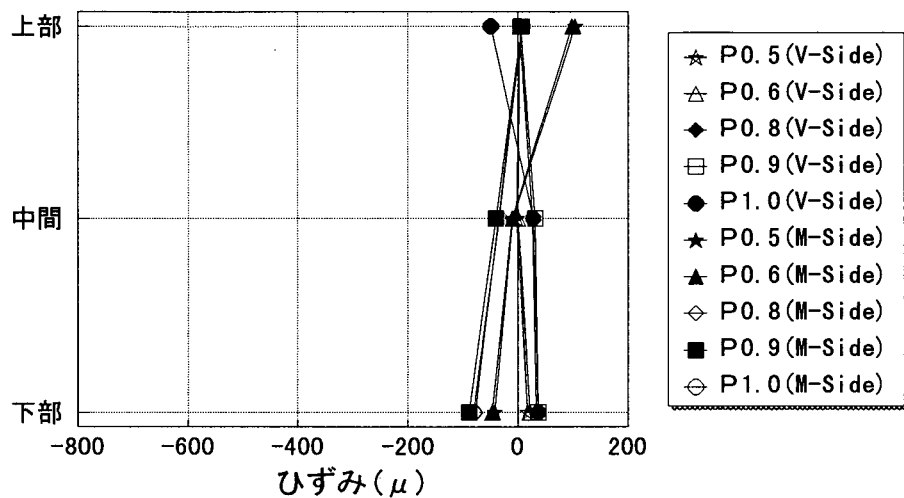


図-3・5・15 S-1 供試体の擁壁全体の様相 (ひずみ)

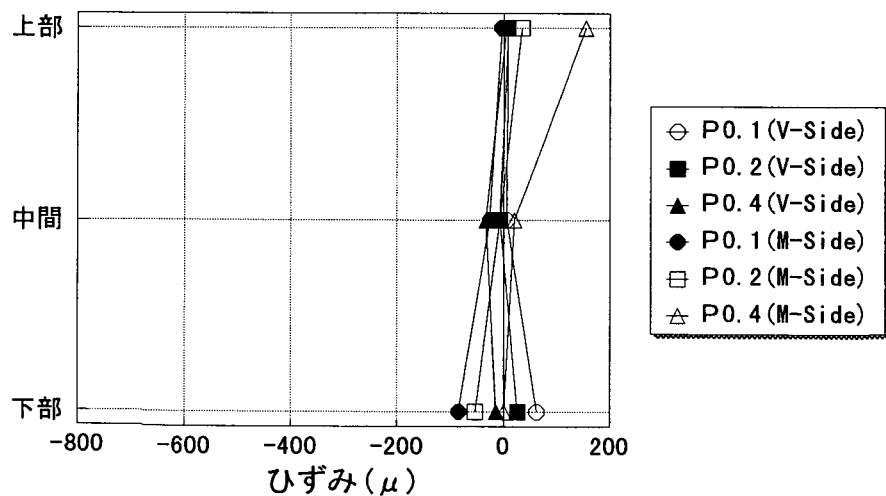


図-3・5・16 S-2 供試体の擁壁全体の様相 (ひずみ)

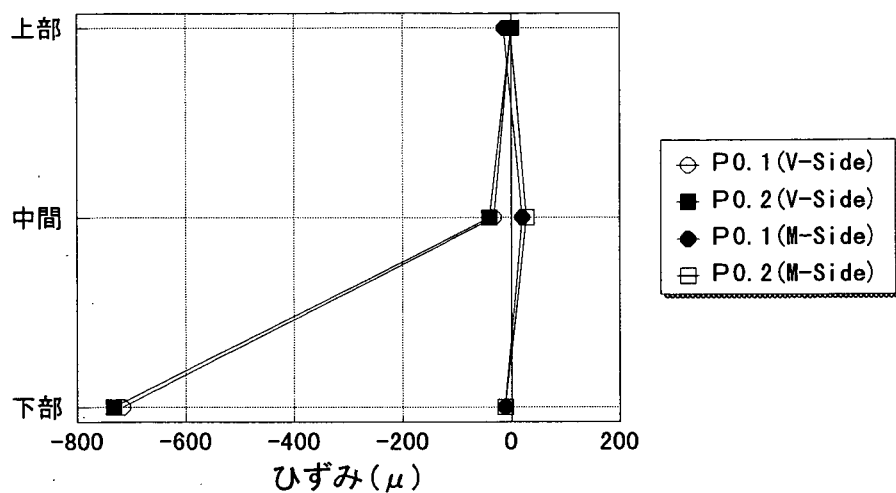


図-3・5・17 S-3 供試体の擁壁全体の様相 (ひずみ)

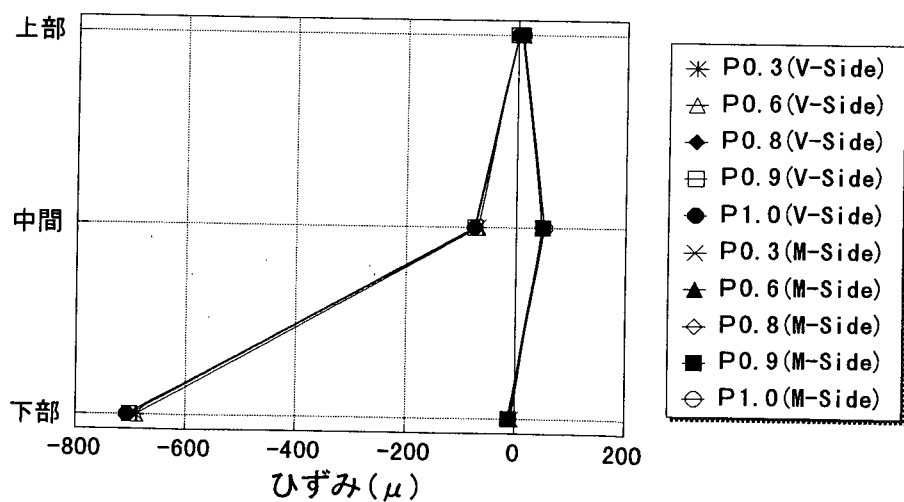


図-3・5・18 S-4 供試体の擁壁全体の様相 (ひずみ)

3. 5. 6 終局状態

各供試体ごとの接合部及び載荷位置における様相を写真-3・5・1～写真-3・5・4に示す。

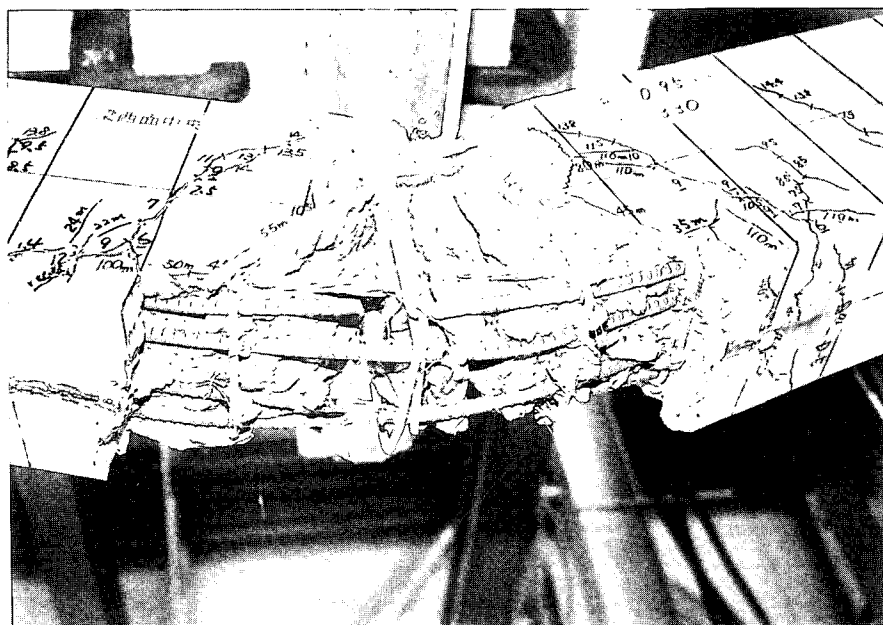


写真-3・5・1 a S-1供試体主梁載荷点西面 ($\delta=330\text{mm}$)

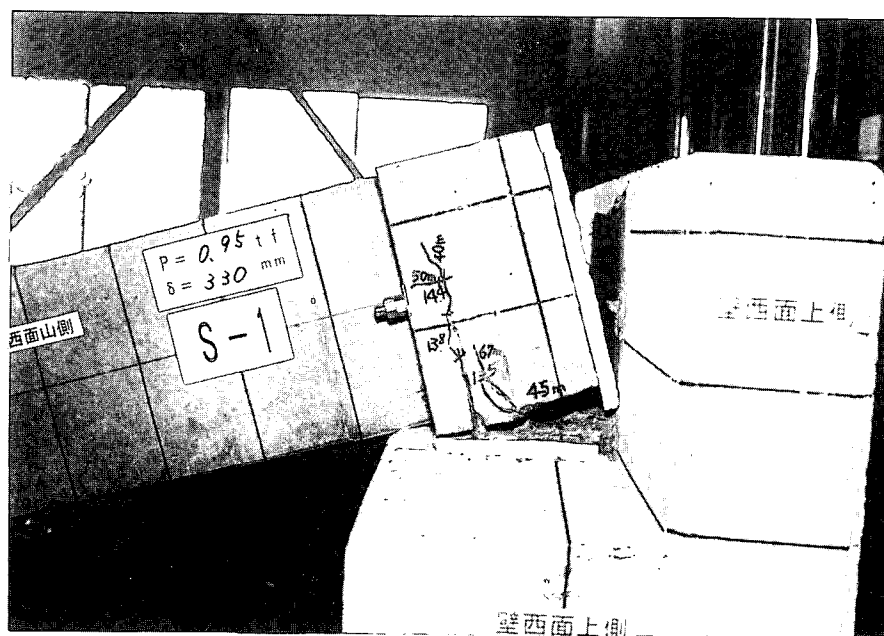


写真-3・5・1 b S-1 供試体柱西面上側 ($\delta=330\text{mm}$)

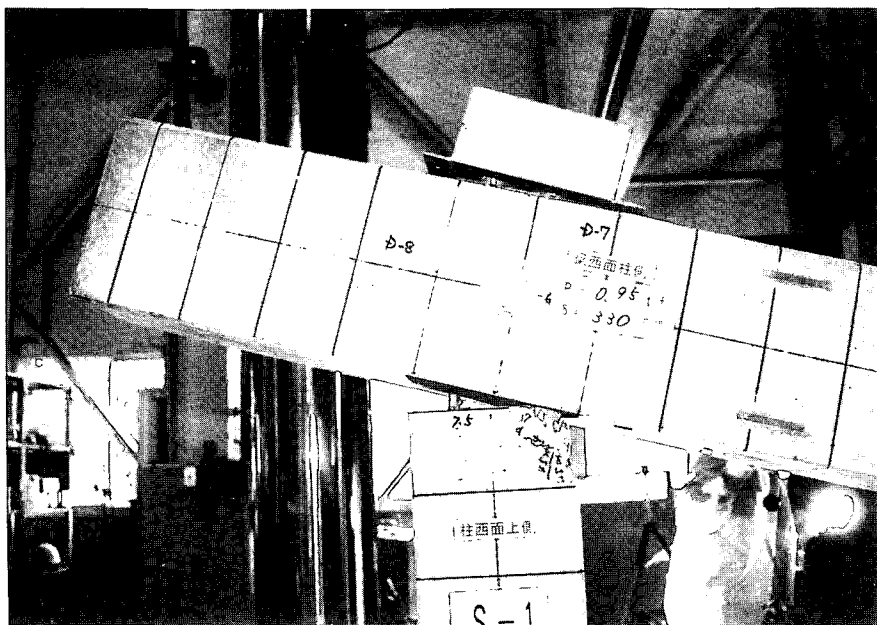


写真-3・5・1 c S-1 供試体擁壁西面上側 ($\delta = 330\text{mm}$)

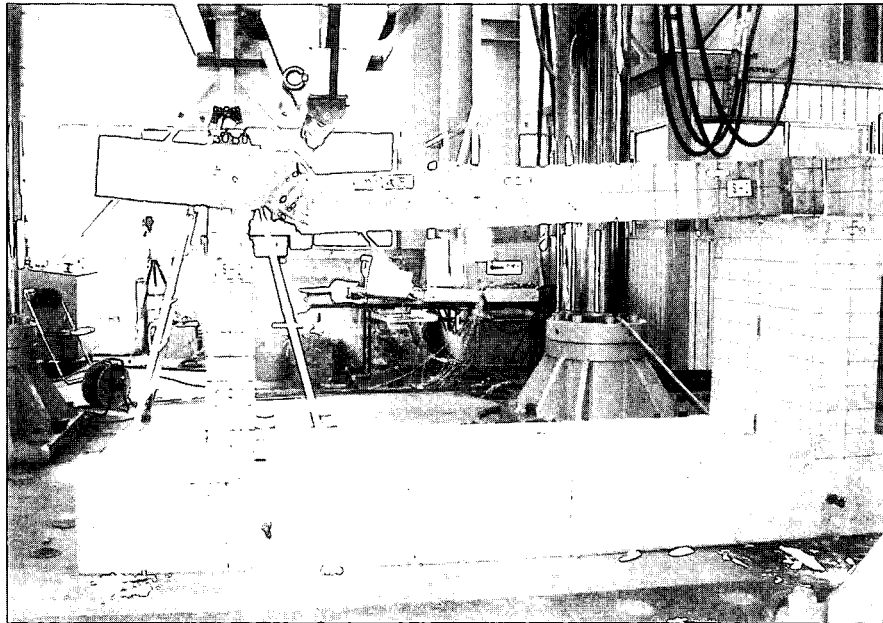


写真-3・5・2 a S-2供試体全体西面（終局状況）

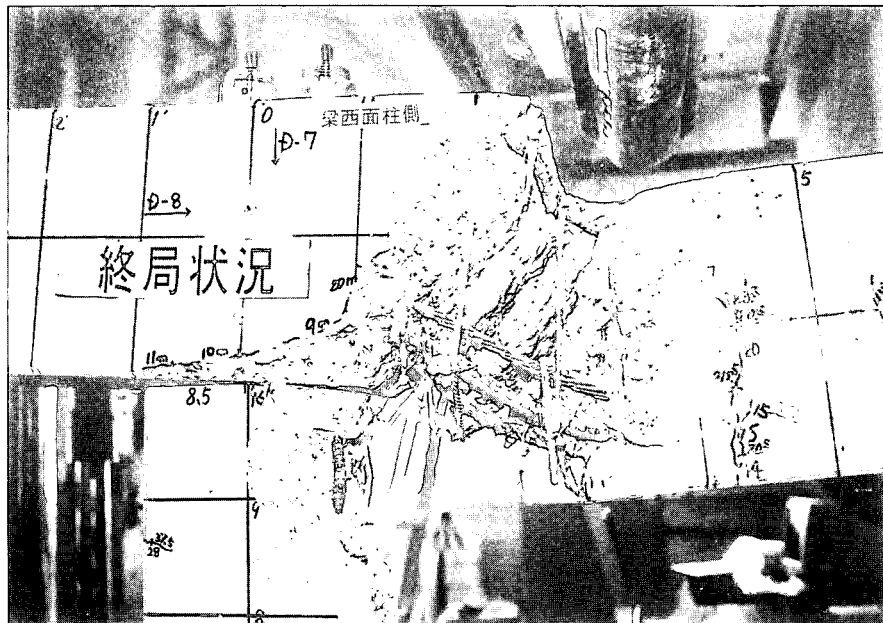


写真-3・5・2 b S-2供試体柱西面上側（終局状況）

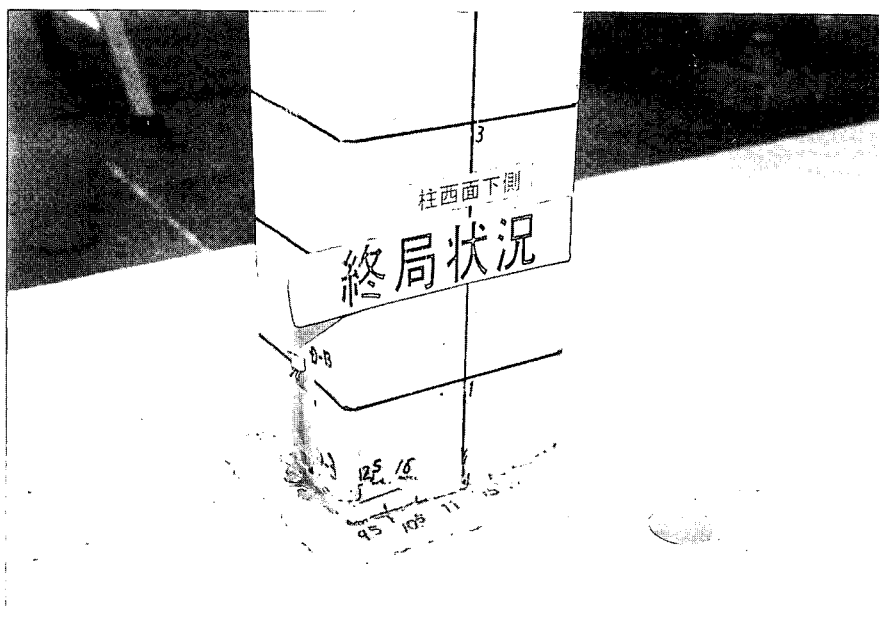


写真-3・5・2 c S-2供試体柱西面下側（終局状況）

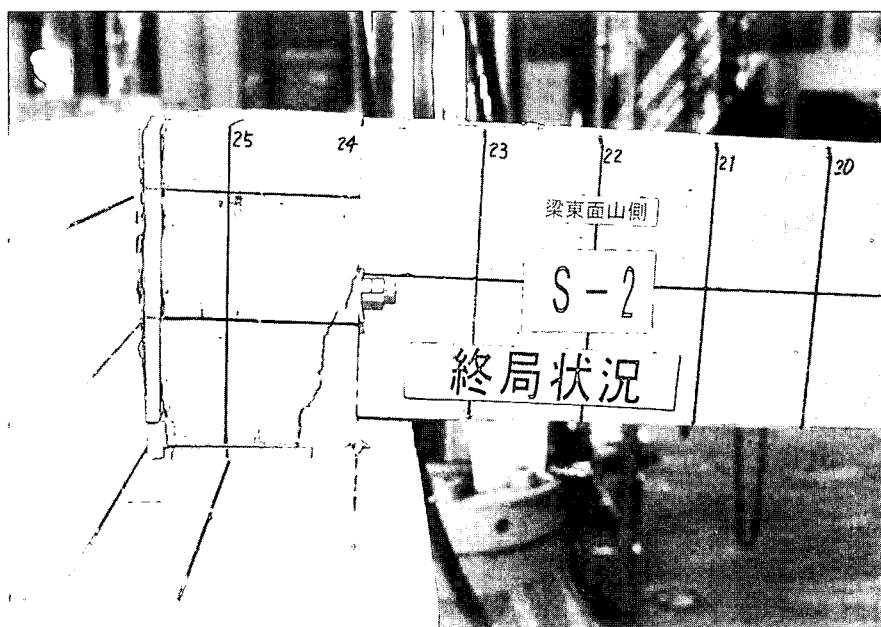


写真-3・5・2 d S-2供試体擁壁東面上側（終局状況）

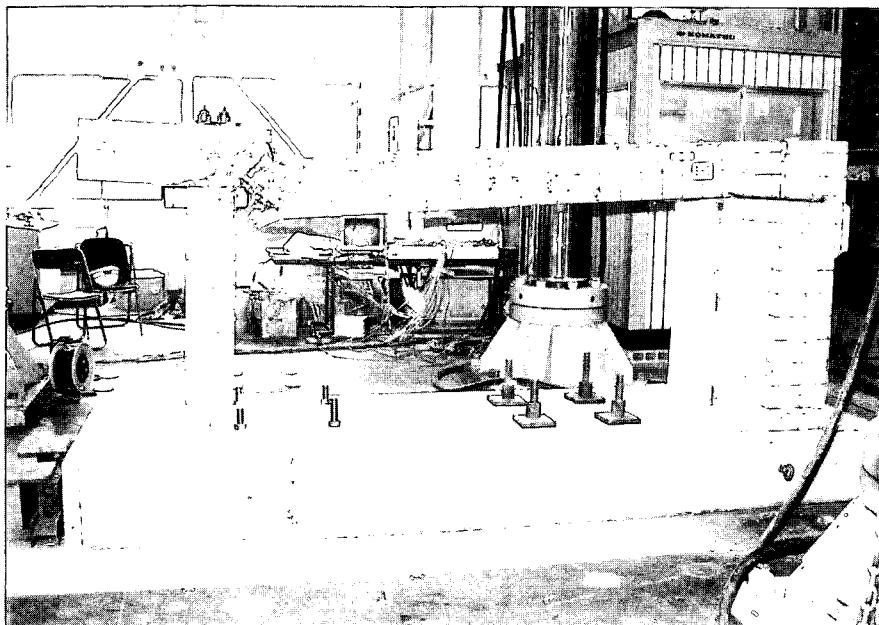


写真-3・5・3 a S-3供試体全体西面（終局状況）

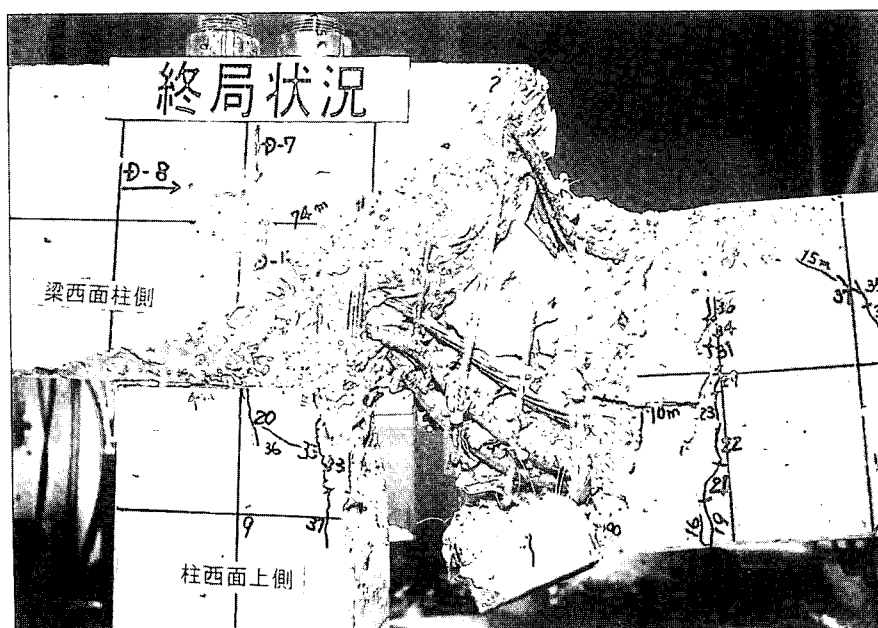
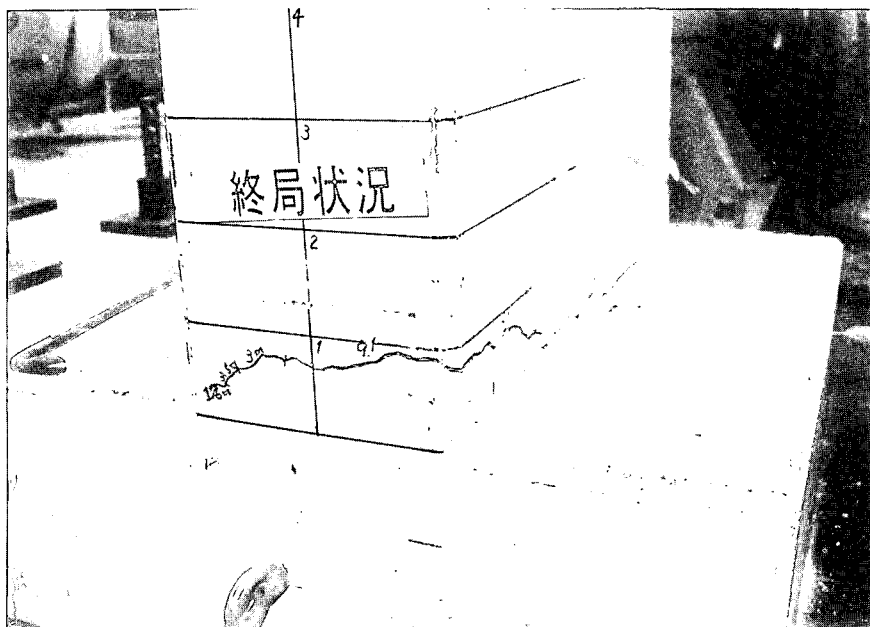
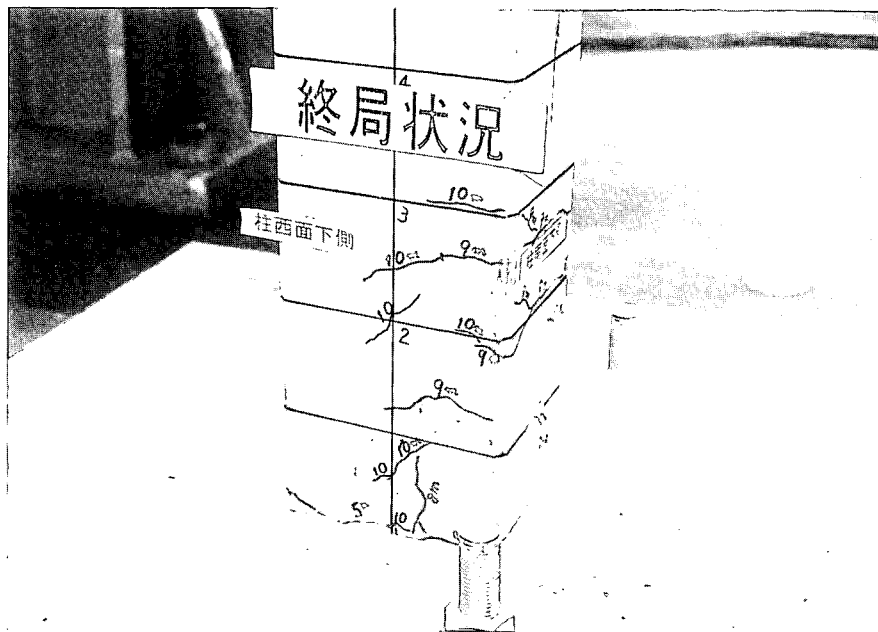


写真-3・5・3 b S-3供試体柱西面上側（終局状況）



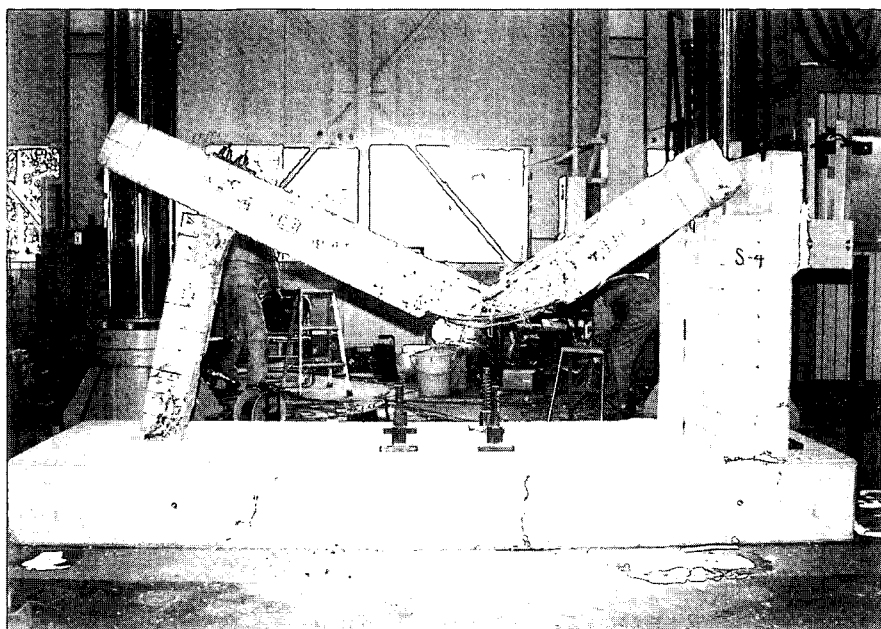


写真-3・5・4 a S-4供試体全体西面（終局状態）

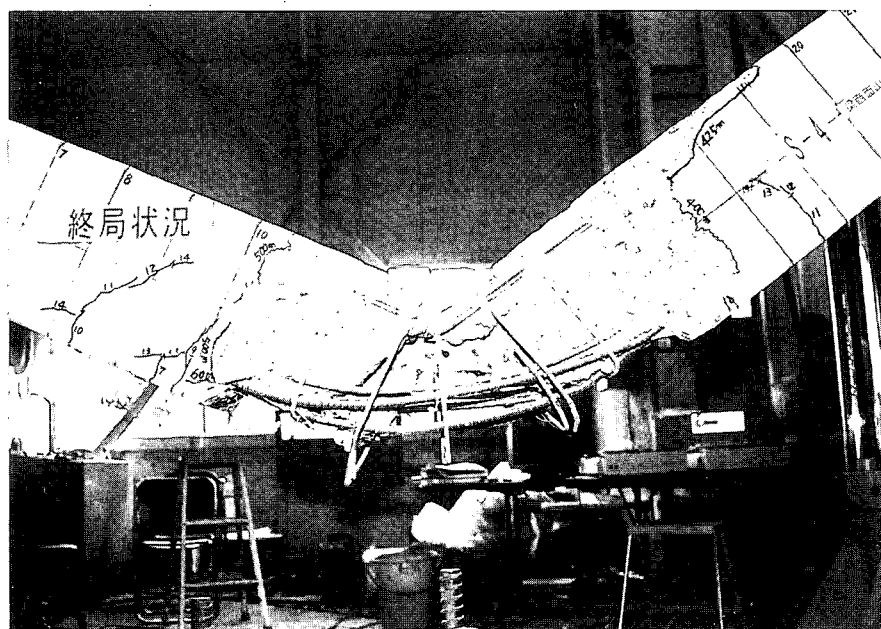


写真-3・5・4 b S-4供試体主梁載荷点西面（終局状態）

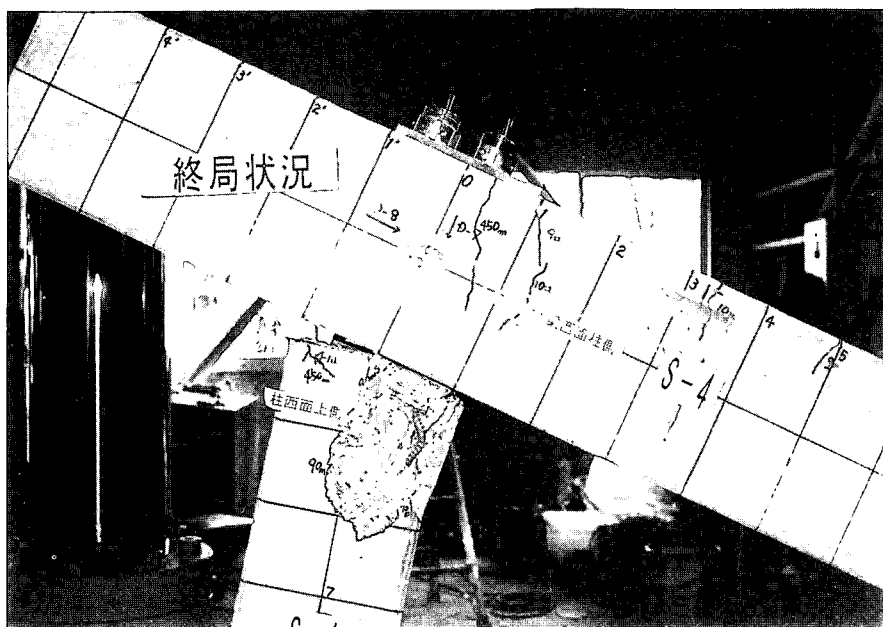


写真-3・5・4 c S-4 供試体柱西面上側（終局状態）

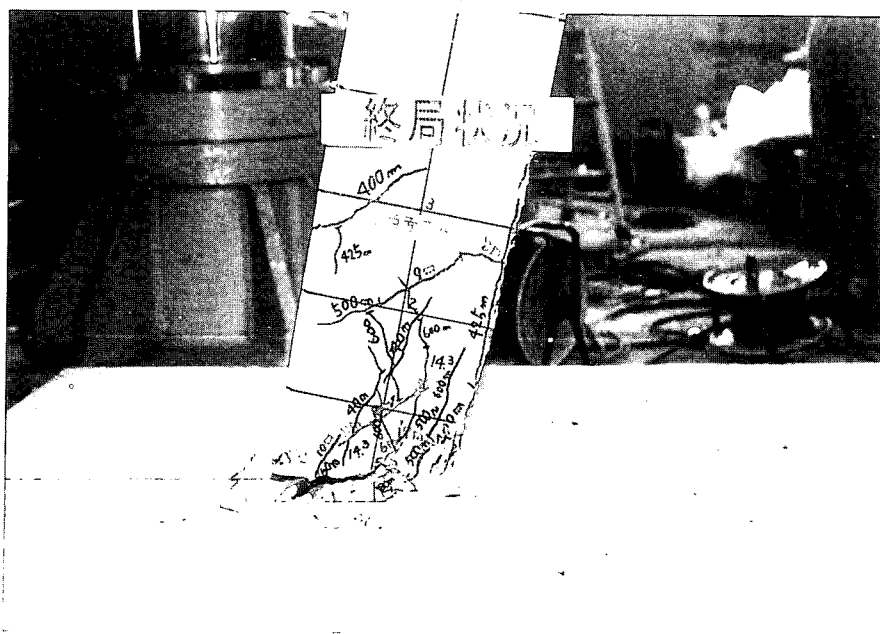


写真-3・5・4 d S-4 供試体柱西面下側（終局状態）

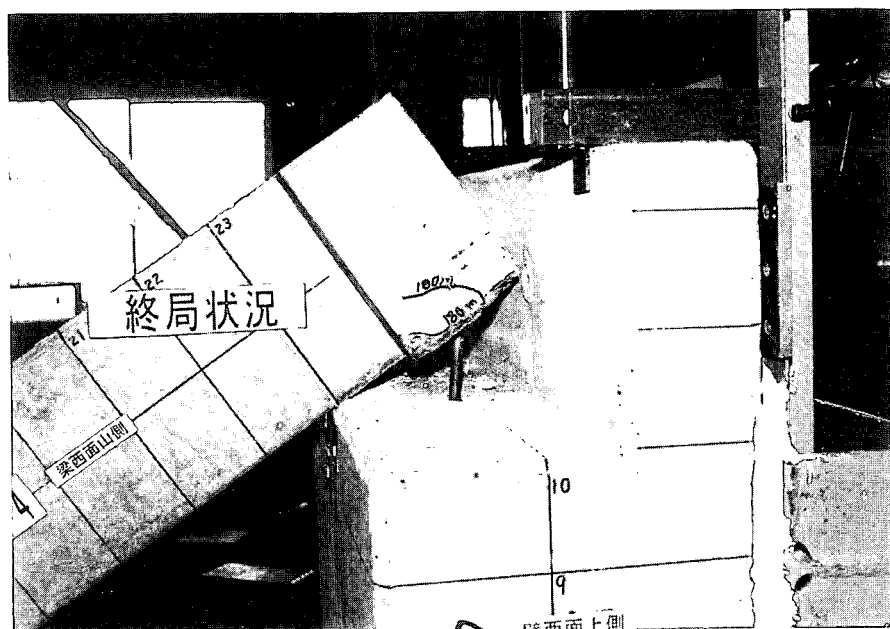


写真-3・5・4 e S-4 供試体擁壁西面上側（終局状態）



写真-3・5・4 f S-4 供試体擁壁西面下側（終局状態）

3. 6 まとめ

逆L形式のC-1K供試体について、荷重位置及び水平変位の有無の静的強度への影響を調べるために静的荷重実験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

①荷重位置の影響：

主梁中央荷重の場合の強度より柱近傍荷重の場合の強度の方が大きいことがわかった。柱近傍荷重では柱への大きな影響は見られなかった。

②水平変位の影響：

主梁中央荷重では水平変位がある場合にはPC鋼線が破断せず、大きく変形した。柱近傍荷重ではあまり大きな影響は見られなかった。

③曲げが支配的となる主梁中央荷重の場合にはPC鋼線が破断した後も、強度は低下するがある程度の強度を有していることがわかった。

せん断が支配的となる柱近傍荷重の場合でも、せん断破壊が起こったあとでは強度は低下するがある程度の強度を有していることがわかった。

4. 衝撃載荷実験

4. 1 目的

ロックシェットの被災事例や破壊形態をみると、はじめにロックシェット山側擁壁背面の裏込め部分に落石などが落下しロックシェット全体が谷側に押し出された状況の下に、さらに落石がロックシェット本体に作用し、本来ロックシェットが持っている耐力を十分に発揮せずに破壊に到っているのではないかと推定された。

また、主梁中央にのみに着目し鉛直に載荷する例が多く、荷重載荷位置や載荷方向の影響に関する検討はほとんどなされてこなかった。

そこで、擁壁背面から作用する水平荷重および荷重載荷位置がロックシェットの耐衝撃性に与える影響を明らかにすることを目的として土木研究所所有の写真-4・1・1に示す衝撃載荷装置（傾斜式）を用いた実験を行った。

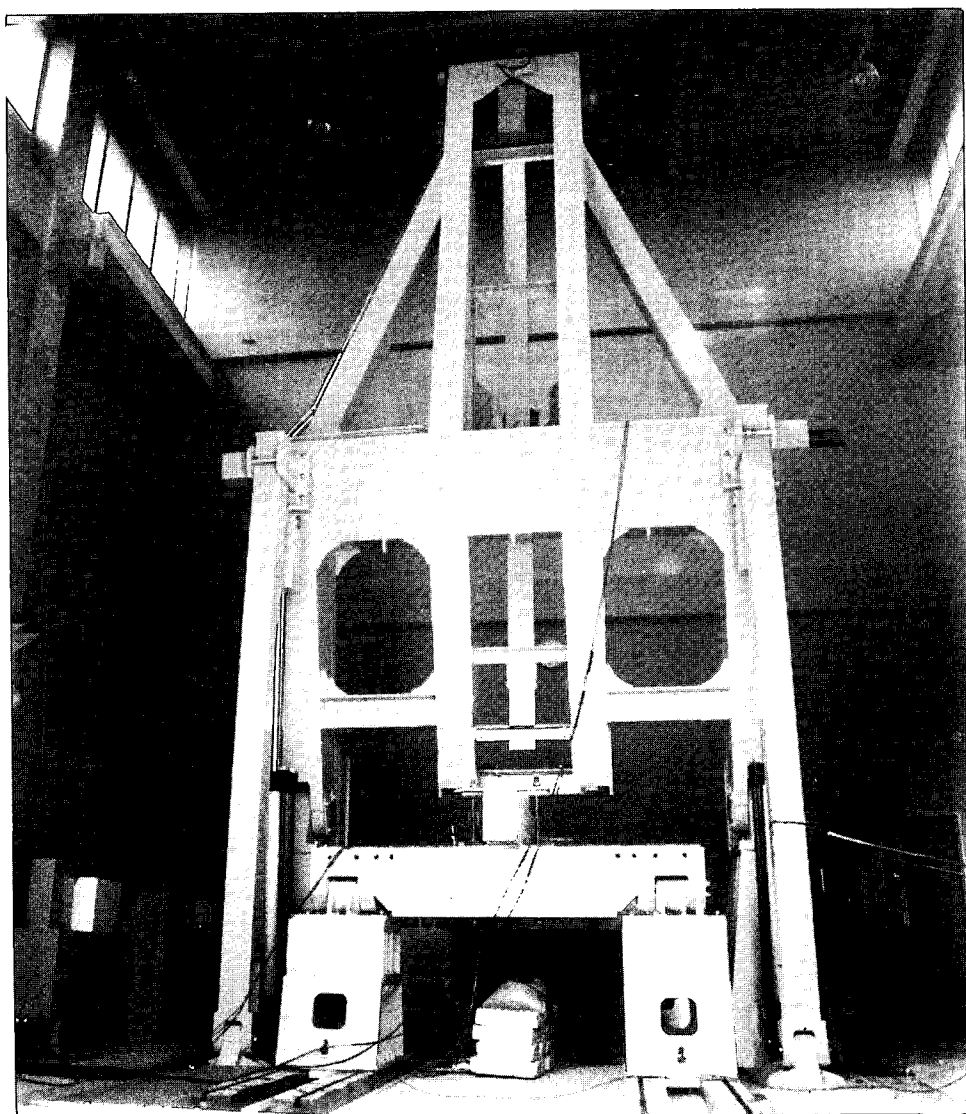
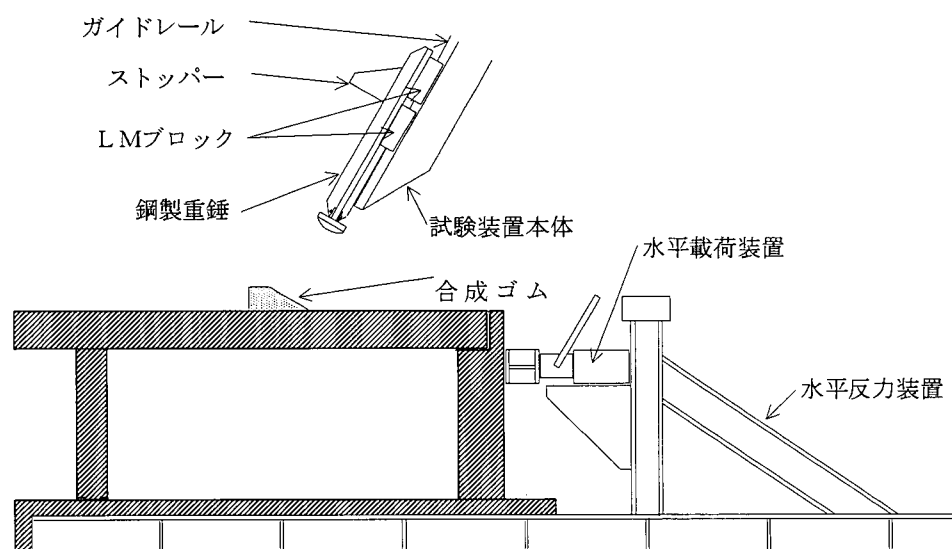


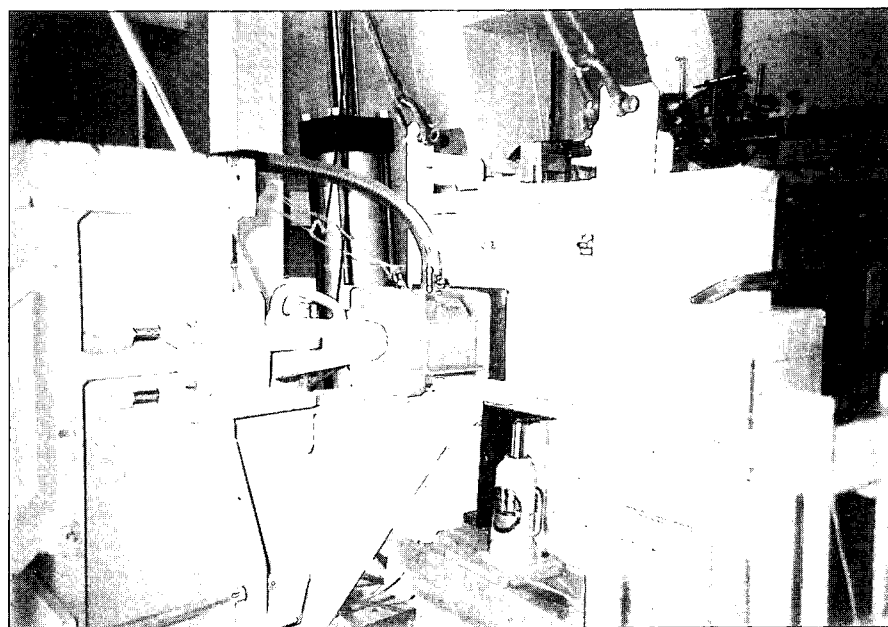
写真-4・1・1 衝撃載荷装置（傾斜式）

4. 2 実験概要

実験は図－4・2・1のように全体系供試体を底版部で4箇所、実験室の床に設置したアンカーボルトによって固定した。主梁支間中央あるいは柱中央から265mm内側（山側）に入った地点に鉛直および斜め方向から、質量1.0tonの鋼製重錘のガイドレールに沿った自由落下により衝撃力の载荷を行い、载荷位置、载荷方向および水平荷重の有無の影響を調べた。写真－4・2・1に水平载荷装置を示す。



図－4・2・1 衝撃载荷実験概要



写真－4・2・1 水平载荷装置概要

4. 3 緩衝材

ロックシェッド上には、一般的に落石による衝撃力を緩和する目的で緩衝材が敷かれている。実構造物では、緩衝材として主に砂が用いられるが、本実験に砂を使用する場合には供試体上への設置が困難であり、また締固め度や含水比によって緩衝効果に変化するなどの問題点がある。このため、本実験では品質が一定で設置が容易である合成ゴム（CR）を緩衝材として使用した。

これまでの実験では、単位体積重量 30kgf/m^3 の発泡スチロール（EPS）を25cmの厚さで使用していた。これは、EPSには単位体積重量が $12\text{kgf/m}^3 \sim 30\text{kgf/m}^3$ のものがあ、設計落石時荷重と同じ大きさの衝撃力を供試体に作用させるために必要なEPS厚を、重錘の載荷面積、EPSの応力-ひずみ曲線をもとに求めている。

従来の実験では鉛直载荷のみであったことから、鋼製重錘の先端形状は $20 \times 40\text{cm}$ の矩形平底を使用していた。しかし今回の载荷方向を考慮した実験を従来の平底重錘で行うと、重錘の角が供試体に線荷重として作用するため本来の落石の衝突と異なる、また载荷方向を各種変えた場合にはその衝突の角の当たり方が一定でなくなるなど、の問題点がありそのまま使用することはできない。

そこで、本実験では図-4・3・1に示すような、R50の円柱の一部を接着した先端形状とした。当初は先端形状を従来型から変更によって作用面積の減少や斜め载荷による影響は、使用するEPSの密度あるいは厚さ等を変えて対応できるものと考えていた。しかし予備的な実験を行うと（付属資料-1 参照）EPSのみでは十分な緩衝効果が得られず、EPSが破片となって弾け飛ぶ状況であった。EPSの合成ゴム版などと組み合わせた実験も行ったが、十分な効果が得られず、最終的には合成ゴム（縦 300mm×横 200mm×厚さ 50mm）のみとすることとした。

また、斜め载荷実験を予備的に行ったときに、重錘に圧縮力以外の力が作用し、重錘に変形が発生したため、重錘の変形を押さえるために、リブを溶接した。あわせて、圧縮力以外の力ができるだけ作用しないようにするため、緩衝材の接触面を载荷角度にあわせて傾斜させて実験を行った。

実験では、各载荷ステップごとにCRを新品のものと交換し実験を行っている。

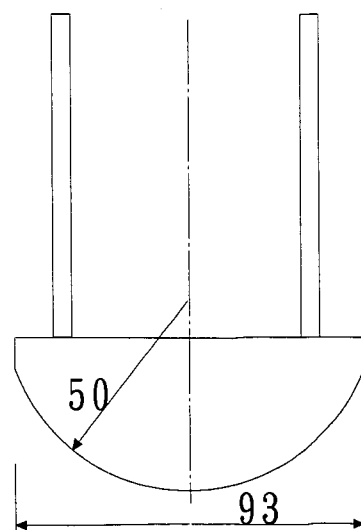


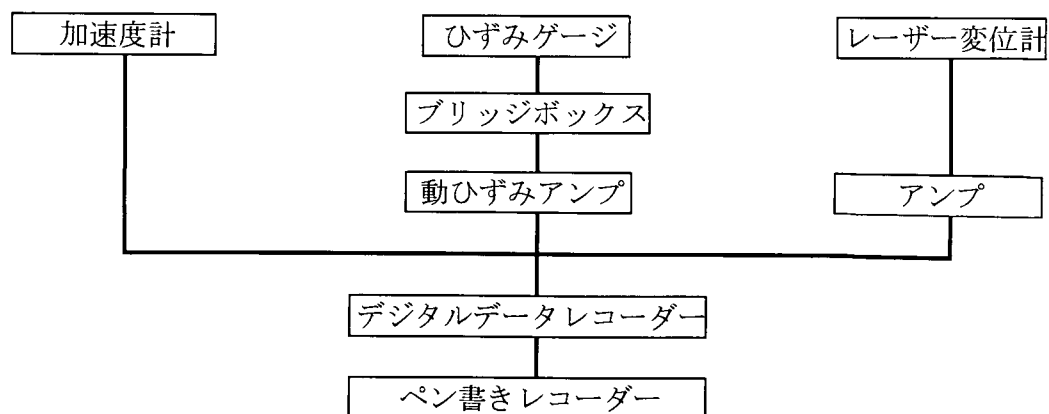
図-4・3・1 重錘先端形状

4. 4 計測機器と計測方法

計測機器は重錘及び主梁の加速度を測定するためのひずみゲージ式加速度計，供試体変位を測定するためのレーザー変位計，鉄筋及びコンクリートのひずみを測定するためのひずみゲージである。使用した計測機器の仕様を表－4・4・1に示す。また各計測機器からの出力は動ひずみアンプを介してデジタルデータレコーダーに収録した。計測システムを図－4・4・1に示す。なお，デジタルデータレコーダーのサンプリング周波数は2,000Hzで，1秒以上収録した。

表－4・4・1 計測機器の仕様

	型 式	定格容量	定格出力	応答周波数
加速度計	AS-100HA	100G	0.1G/ μ	0～2000Hz
加速度計	AS-200HA	200G	0.2G/ μ	0～3500Hz
レーザー変位計	LB-01：LB-60	±40mm	0.01mm/mV	0～700Hz
レーザー変位計	LB-300：LB-1200	±100mm	0.02mm/mV	0～915Hz
ロードセル	LU-E	—	2mV/V $\pm$ 0.2%	—
動ひずみアンプ	6M82S	±9999 μ	±10V	0～2.0KHz
動ひずみアンプ	DPM-711	±9999 μ	±10V	0～2.5KHz
動ひずみアンプ	DPM-611	±9999 μ	±10V	0～2.5KHz
動ひずみアンプ	DPM-310	±9990 μ	±10V	0～2.5KHz
鉄筋歪ゲージ	FLA-3-11-5LT	—	—	—
鉄筋歪ゲージ	YFLA-2-5LT	—	—	—
コンクリート歪ゲージ	KFG-30-120-C1-11L3M3R	—	—	—
コンクリート歪ゲージ (円柱供試体用)	KC-70-120-A1-11	—	—	—
デジタルデータレコーダー	DR-M3b	AC90～132V	—	1Hz～200Hz
ブリッジボックス	DBB-120A	—	—	—

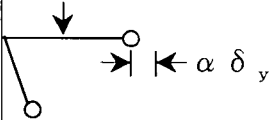
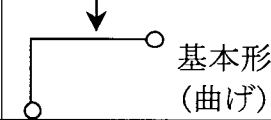
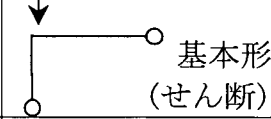
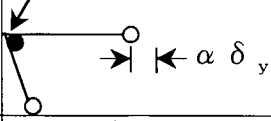
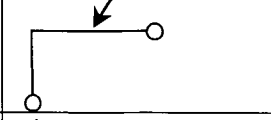
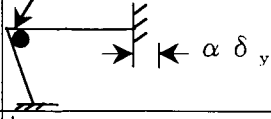
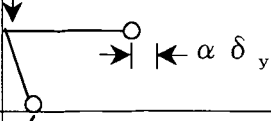
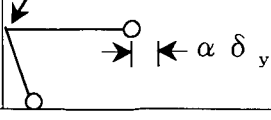


図－4・4・1 計測システム

4. 5 実験ケース

供試体はC-1KのPC逆Lタイプのアンボンドを基本に、水平荷重の有無、荷重載荷位置および載荷角度を組み合わせ、表-4・5・1に示す8通りについて行った。ここで、水平変位の有無、載荷位置、載荷角度の他のパラメータとして、耐衝撃性を高めると考えられるPC逆Lタイプのボンドと全剛タイプの構造系モデルを使用した。ここで、水平変位量は、静的載荷実験と同様に、非線形平面解析から求めた山側擁壁下端部の降伏する変位量0.254mmを目標としたが、載荷実験を行うと1.0mmでも擁壁下端の鉄筋ゲージが降伏を示さなかったため実験状況を見ながら1.0cmとした。

表-4・5・1 衝撃載荷実験ケース一覧

実験 ケース	水平変位 $\alpha \delta_y$ (cm)	載荷 位置	載荷 角度 (°)	接合 条件	支持 条件	落下高さ (m)	備 考
I-1	1.0	主梁 中央	0°	アンボンド	ヒンジ	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2, 2	
I-2	0	主梁 中央	0°	アンボンド	ヒンジ	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2	
I-3	0	柱 近傍	0°	アンボンド	ヒンジ	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 3.5	
I-4	1.0	柱 近傍	30°	ボンド	剛	0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2, 2.5, 3, 3	
I-6	0	主梁 中央	30°	アンボンド	ヒンジ	0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2	
I-8	1.0	柱 近傍	30°	ボンド	剛	0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2, 2.5, 2.5	
I-10	1.0	柱 近傍	0°	アンボンド	ヒンジ	0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2, 2.5, 3, 3.5	
I-11	1.0	柱 近傍	30°	アンボンド	ヒンジ	0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2, 2.5, 3, 3	

4. 6 実験結果

4. 6. 1 概説

主梁の中央に載荷した I-1, I-2, I-6 供試体は梁の曲げ破壊を示した。斜め載荷の場合は鉛直載荷に比較して、重錘衝撃力（重錘質量に重錘に取り付けた加速度をかけたもの）が低下する傾向が見られる。また、水平載荷を受ける場合には受けない場合と比較して重錘衝撃力が大きめの値となっている。

柱近傍に載荷した I-3, I-4, I-8, I-10, I-11 供試体は梁のせん断破壊を示した。水平載荷有りの斜め載荷の I-11 が大きな重錘衝撃力となった。主梁と柱の剛接部がボンドの場合の I-4 はあまり変化がなかった。全剛タイプの I-8 では重錘衝撃力が全体的に低い値となった。

4. 6. 2 材料試験結果

供試体のコンクリート強度については、実験日の前日あるいは後日にテストピースの圧縮試験を行い確認している。表-4・6・1 に圧縮強度試験の結果を示す。

表-4・6・1 圧縮強度試験結果

			No. 1	No. 2	No. 3	平均
I-1	橋台	圧縮強度(kgf/cm ²)	290	280	285	285
		ヤング係数(kgf/cm ²)	2.62×10^5	2.16×10^5	2.49×10^5	2.42×10^5
	梁・柱	圧縮強度(kgf/cm ²)	767	702	705	725
		ヤング係数(kgf/cm ²)	4.25×10^5	3.83×10^5	3.92×10^5	4.00×10^5
I-2	橋台	圧縮強度(kgf/cm ²)	286	301	315	300
		ヤング係数(kgf/cm ²)	2.94×10^5	2.60×10^5	2.64×10^5	2.73×10^5
	梁・柱	圧縮強度(kgf/cm ²)	727	730	778	745
		ヤング係数(kgf/cm ²)	4.06×10^5	3.84×10^5	3.91×10^5	3.97×10^5
I-3	橋台	圧縮強度(kgf/cm ²)	370	379	319	356
		ヤング係数(kgf/cm ²)	2.92×10^5	3.23×10^5	3.14×10^5	3.10×10^5
	梁・柱	圧縮強度(kgf/cm ²)	764	572	718	685
		ヤング係数(kgf/cm ²)	3.92×10^5	3.80×10^5	3.90×10^5	3.87×10^5
I-4	橋台	圧縮強度(kgf/cm ²)	331	357	347	345
		ヤング係数(kgf/cm ²)	3.18×10^5	2.95×10^5	3.02×10^5	3.05×10^5
	梁・柱	圧縮強度(kgf/cm ²)	703	677	666	682
		ヤング係数(kgf/cm ²)	4.18×10^5	4.02×10^5	3.90×10^5	4.04×10^5
I-6	橋台	圧縮強度(kgf/cm ²)	281	286	311	293
		ヤング係数(kgf/cm ²)	2.83×10^5	2.88×10^5	3.14×10^5	2.95×10^5
	梁・柱	圧縮強度(kgf/cm ²)	650	613	664	642
		ヤング係数(kgf/cm ²)	3.82×10^5	3.78×10^5	3.38×10^5	3.66×10^5
I-8	橋台	圧縮強度(kgf/cm ²)	344	324	317	328
		ヤング係数(kgf/cm ²)	3.62×10^5	3.14×10^5	2.89×10^5	3.22×10^5
	梁・柱	圧縮強度(kgf/cm ²)	786	759	764	770
		ヤング係数(kgf/cm ²)	4.39×10^5	3.71×10^5	4.17×10^5	4.09×10^5
	接合部	圧縮強度(kgf/cm ²)	535	568	553	552
		ヤング係数(kgf/cm ²)	3.44×10^5	3.67×10^5	3.37×10^5	3.49×10^5
I-10	橋台	圧縮強度(kgf/cm ²)	338	281	313	311
		ヤング係数(kgf/cm ²)	2.72×10^5	2.62×10^5	3.05×10^5	2.80×10^5
	梁・柱	圧縮強度(kgf/cm ²)	563	662	577	601
		ヤング係数(kgf/cm ²)	4.17×10^5	4.08×10^5	4.05×10^5	4.10×10^5
I-11	橋台	圧縮強度(kgf/cm ²)	350	341	349	347
		ヤング係数(kgf/cm ²)	2.62×10^5	2.84×10^5	3.03×10^5	2.83×10^5
	梁・柱	圧縮強度(kgf/cm ²)	789	708	675	724
		ヤング係数(kgf/cm ²)	3.96×10^5	4.24×10^5	3.88×10^5	4.03×10^5

4. 6. 3 水平荷重と擁壁変位

水平荷重と擁壁変位の関係を図-4・6・1に示す。変位が2mm程度までは比例的に荷重は増加するが、それ以降は変形のみが進行する状態となる。I-8はタイプが全剛接のC-4Kのためか、強度が他に比べ大きくなっている。

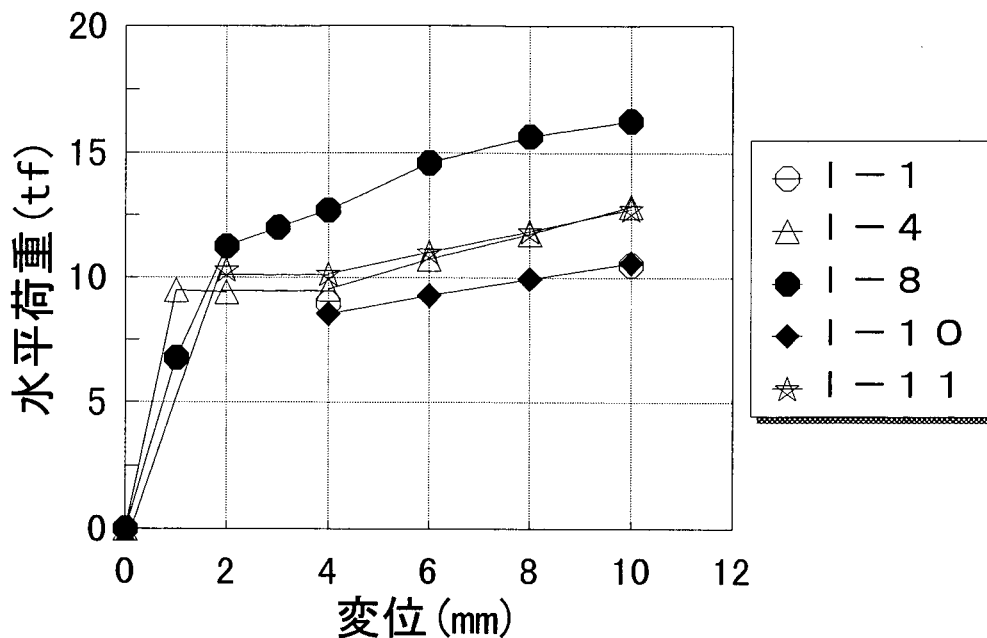


図-4・6・1 水平荷重—擁壁変位関係

4. 6. 4 重錘衝撃力と落下高さ

衝撃载荷実験の重錘衝撃力と重錘落下高の関係を図-4・6・2 a～bに示す。ここで重錘衝撃力とは重錘質量 (1.0ton) と重錘に取り付けた加速度計によって計測された加速度の積である。

図-4・6・2 aの主梁中央に载荷した場合では、重錘衝撃力は落下高さ50cmまでは落下高の増加に伴い増加しているが、それ以降はほぼ一定の値となり増加は見られない。基本形 (曲げ) のI-2と水平変位がある場合のI-1と比較すると、重錘衝撃力の大きさに変化が無く影響は小さいと考えられる。また斜め载荷のI-6と比較すると、重錘衝撃力は基本形 (曲げ) より全体的に値が小さい傾向となっている。

図-4・6・2 bの柱近傍に载荷した場合では、主梁中央に载荷した曲げの場合より大きな重錘衝撃力となっている。基本形 (せん断) のI-3と水平変位があり、斜め载荷の場合のI-11と比較すると、かなり大きな重錘衝撃力となっている。また、全剛接としたI-8では基本形 (せん断) より全体的に値が小さい傾向となっている。

重錘衝撃力と落下高の関係から見ると、水平変位の影響はあまり見られず、载荷方向と支持条件による影響が見られる。

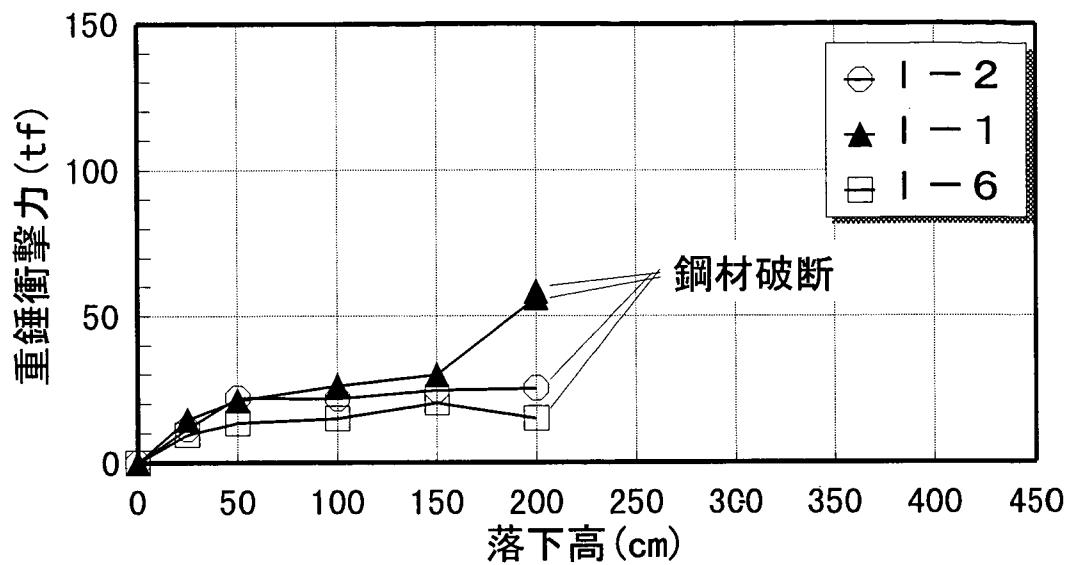


図-4・6・2 a 重錘衝撃力と落下高さの関係（主梁中央）

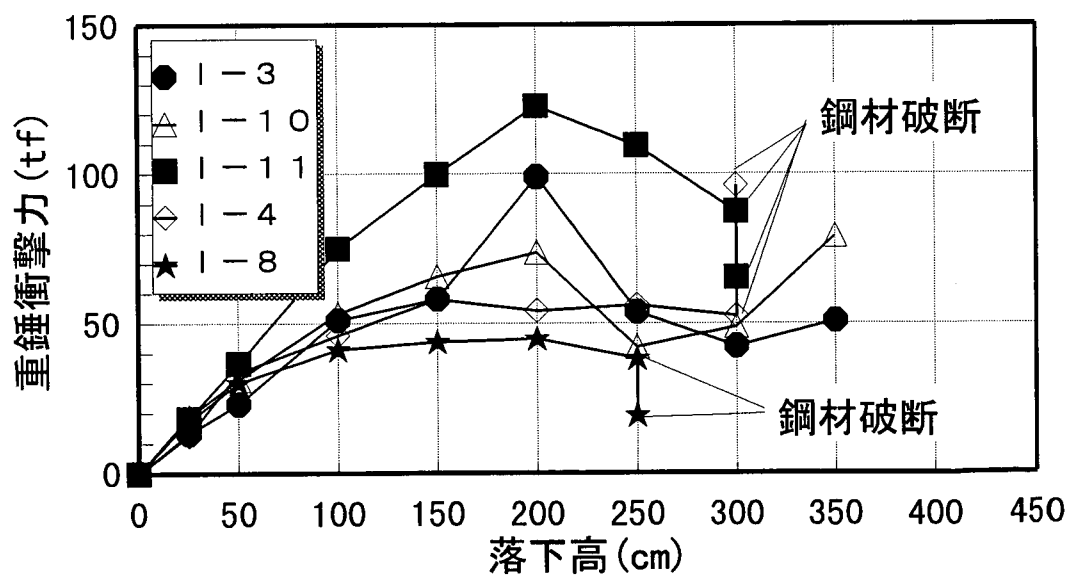


図-4・6・2 b 重錘衝撃力と落下高さの関係（柱近傍）

4. 6. 5 重錘衝撃力と荷点変位

衝撃荷実験の重錘衝撃力と主梁荷点直下の最大変位の関係を図-4・6・3 a～bに示す。

図-4・6・3 aの主梁中央に荷した場合には、基本形（曲げ）のI-2と水平変位がある場合のI-1と比較すると、荷点変位が60mm程度までは重錘衝撃力の大きさに変化が無く影響は小さいと考えられる。変形が大きくなると水平変位のあるI-1の方が大きな重錘衝撃力を示している。また斜め荷のI-6と比較すると、重錘衝撃力は基本形（曲げ）より全体的に値が小さい傾向となっている。

図-4・6・3 bの柱近傍に荷した場合には、主梁中央に荷した曲げの場合より大きな重錘衝撃力となっている。基本形（せん断）のI-3と水平変位があり、斜め荷の場合のI-11と比較すると、かなり大きな重錘衝撃力となっている。I-3とI-11は静的実験結果のせん断破壊後は強度が低下するが、その後もある程度の強度を有するという荷重変位関係とパターンが類似しているが、それ以外では異なった形状となっている。また、全剛接としたI-8では基本形（せん断）より全体的に値が小さい傾向となっている。

重錘衝撃力と荷点変位の関係から見ると、水平変位の影響はあまり見られず、荷方向と支持条件による影響が見られる。

また、衝撃荷実験の重錘衝撃力と主梁荷点直下の残留変位の関係を図-4・6・4 a～bに示す。

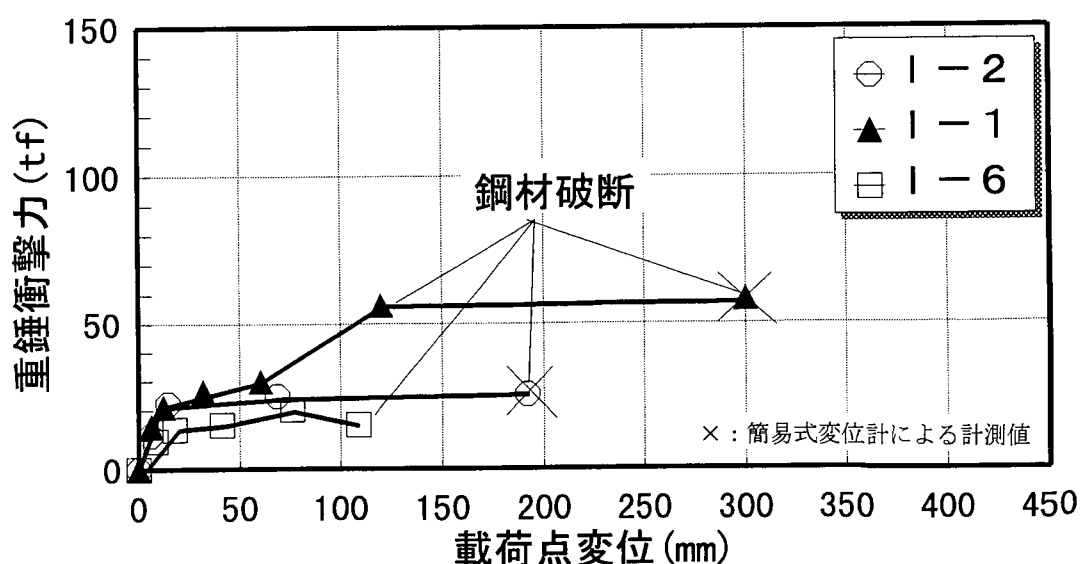
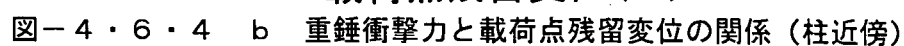
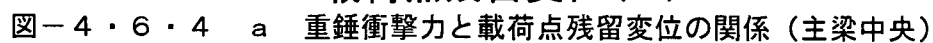
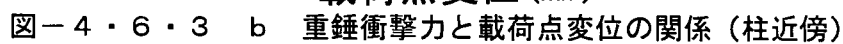


図-4・6・3 a 重錘衝撃力と荷点変位の関係（主梁中央）



4. 6. 6 位置エネルギーと載荷点変位

衝撃載荷実験の重錘の位置エネルギーと主梁載荷点直下の最大変位の関係を図-4・6・5 a～bに示す。

図-4・6・5 aの主梁中央に載荷した場合では、同一位置エネルギーで比較すると、基本形（曲げ）のI-2よりも水平変位がある場合のI-1と斜め載荷としたI-6の方が変位量は少ない。しかし、I-2ではPC鋼線は破断しておらず、I-1とI-6より耐力を有していることがわかる。I-1でPC鋼線が破断したのは落下高さ2.0mの2回目の載荷時である。

図-4・6・5 bの柱近傍に載荷した場合では、主梁中央に載荷した曲げの場合より大きな位置エネルギーに耐えている。基本形（せん断）のI-3と水平変位がある場合のI-10では、同一位置エネルギーで比較すると、水平変位がある場合の方が載荷点の変位が大きくなっており変形しやすい構造となっている。

また、衝撃載荷実験の重錘の位置エネルギーと主梁載荷点直下の残留変位の関係を図-4・6・6 a～bに示す。

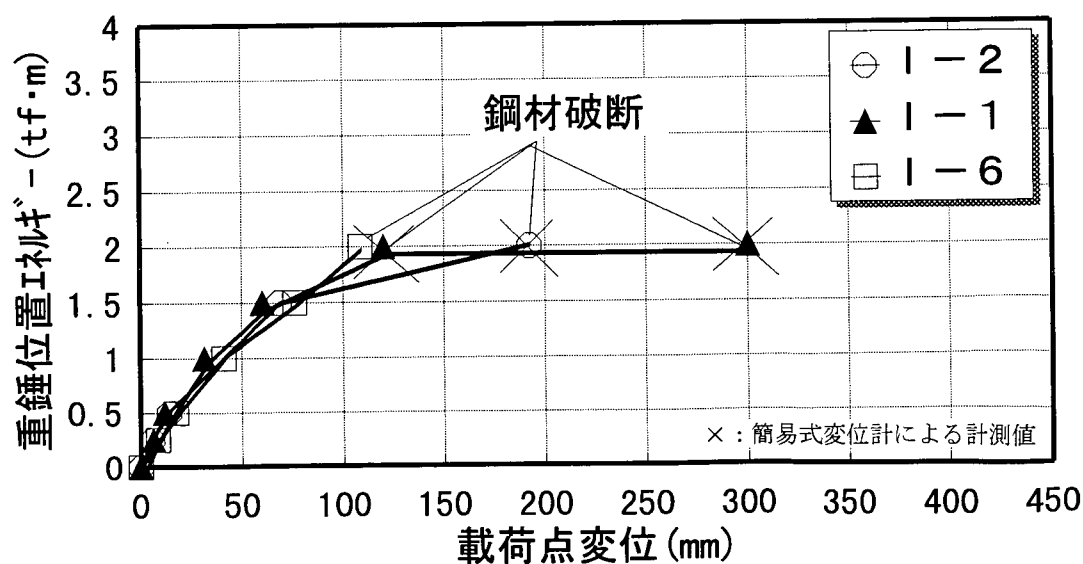


図-4・6・5 a 重錘位置エネルギーと載荷点変位の関係（主梁中央）

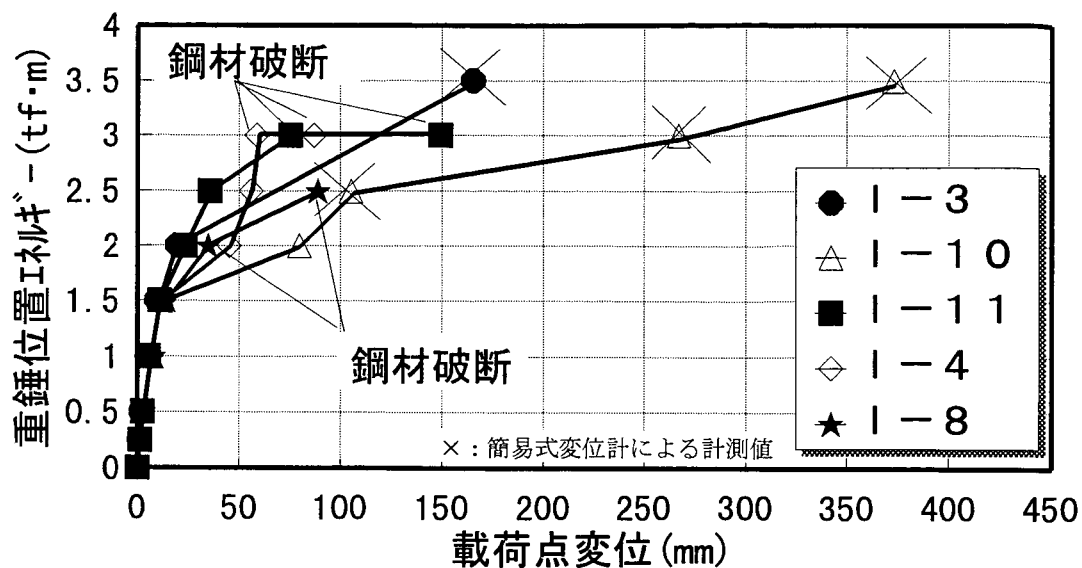


図-4・6・5 b 重錘位置エネルギーと载荷点変位の関係 (柱近傍)

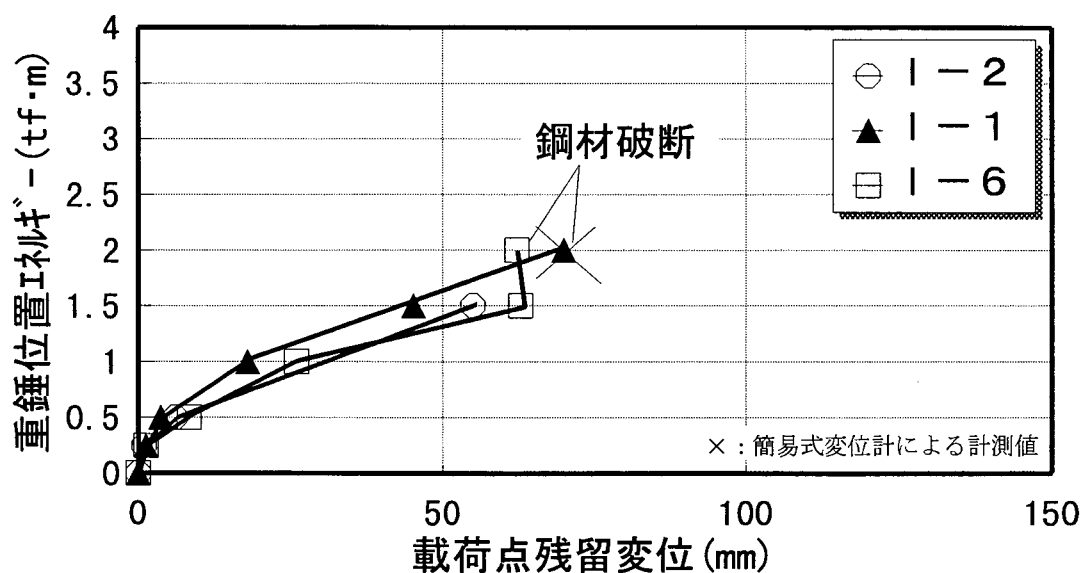


図-4・6・6 a 重錘位置エネルギーと载荷点残留変位の関係 (主梁中央)

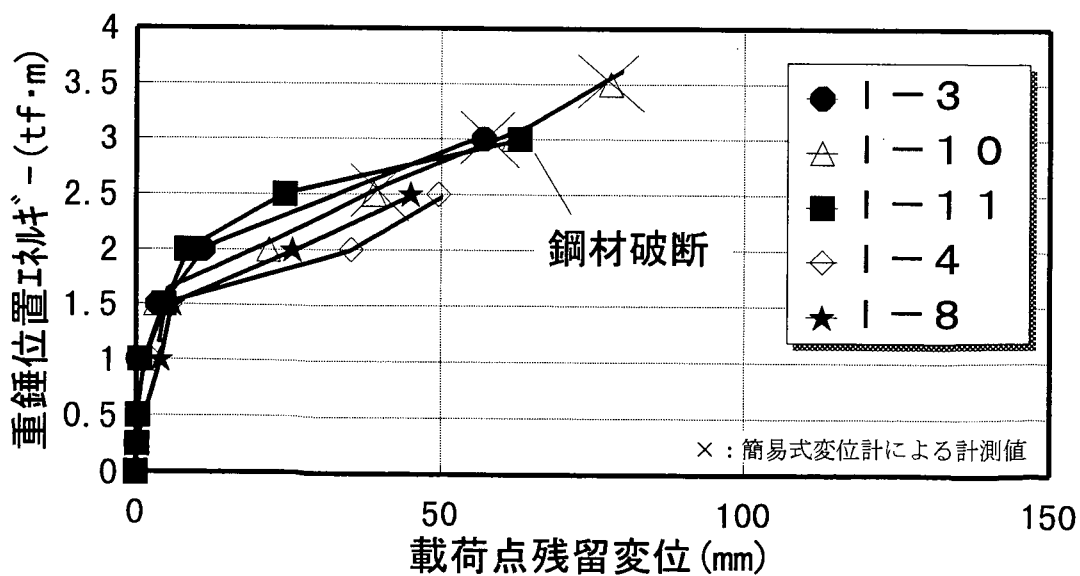


図-4・6・6 b 重錘位置エネルギーと载荷点残留変位の関係 (柱近傍)

4. 6. 7 ひび割れ状況

図-4・6・7～図-4・6・14に各実験ケースのひび割れ発生状況を示す。
また、表-4・6・2～表-4・6・9に損傷状況を示す。

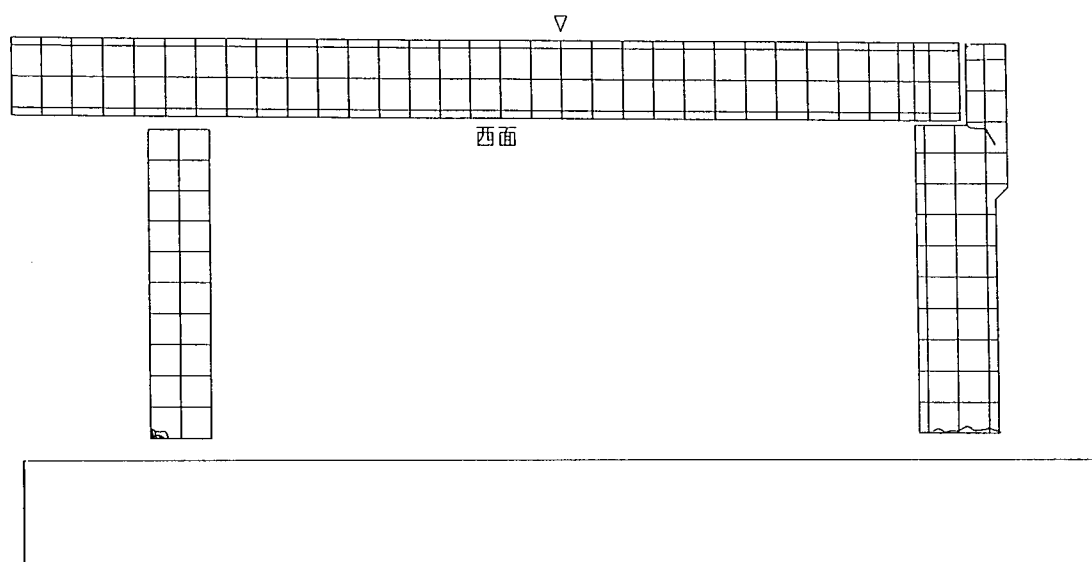


図-4・6・7 a ひび割れ発生状況 (I-1, 水平変位 10mm)

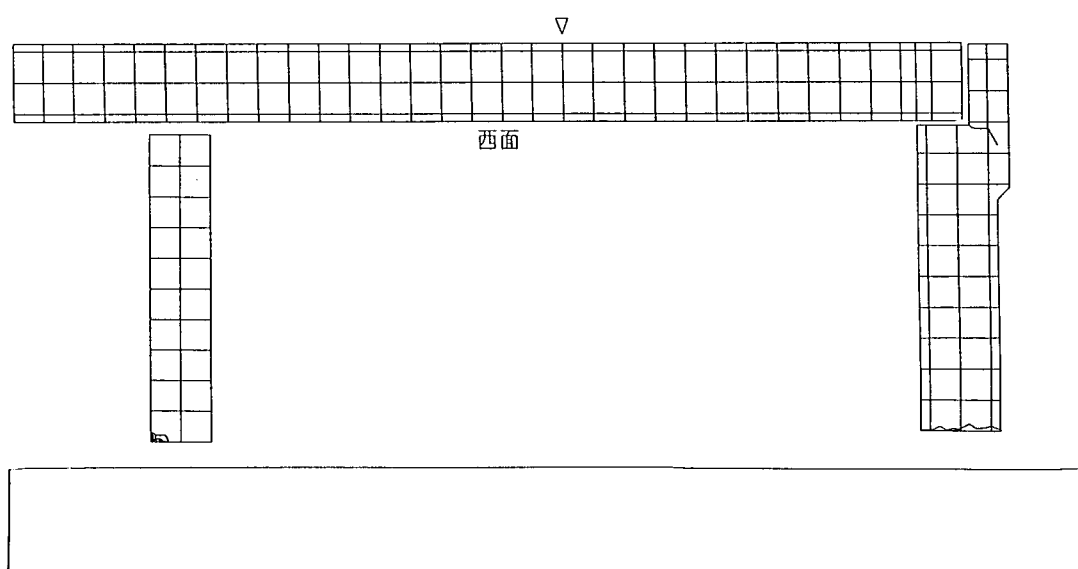
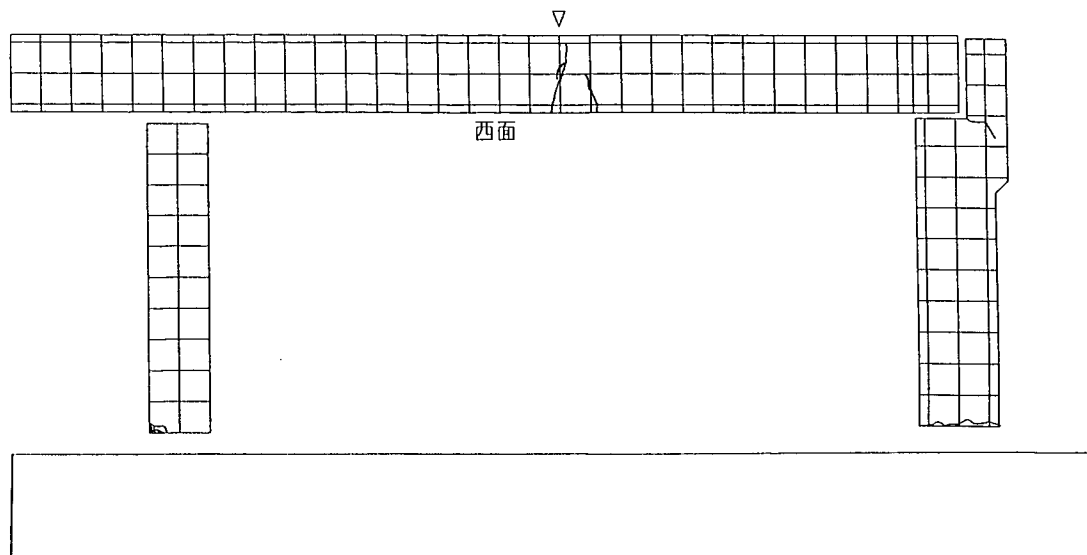
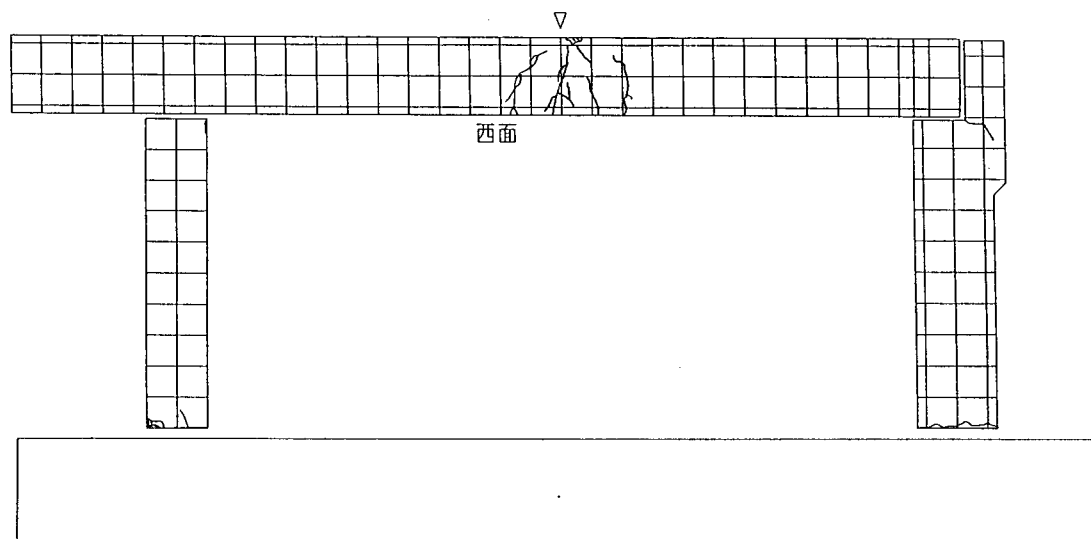


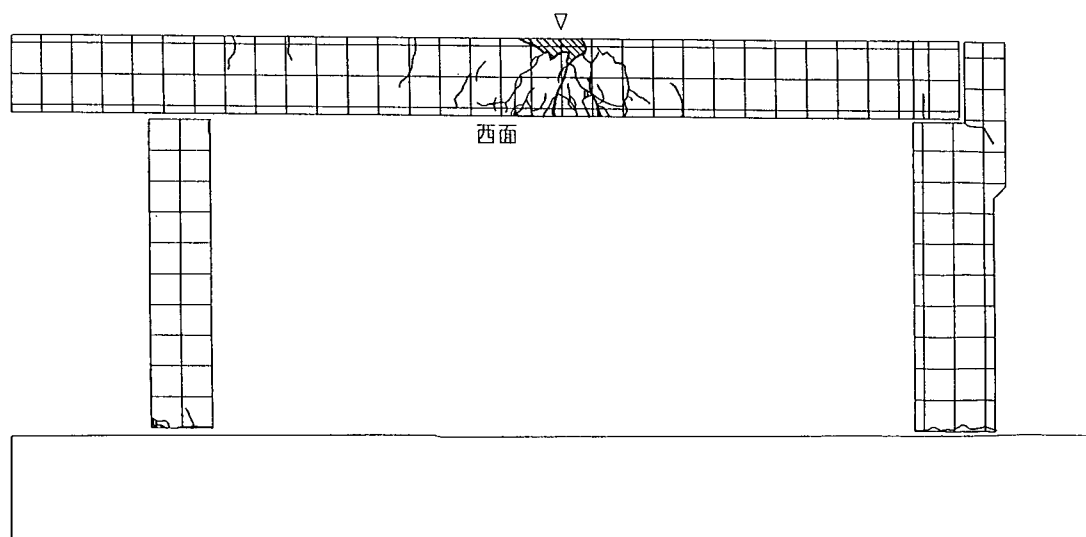
図-4・6・7 b ひび割れ発生状況 (I-1, 落下高さ 0.25m)



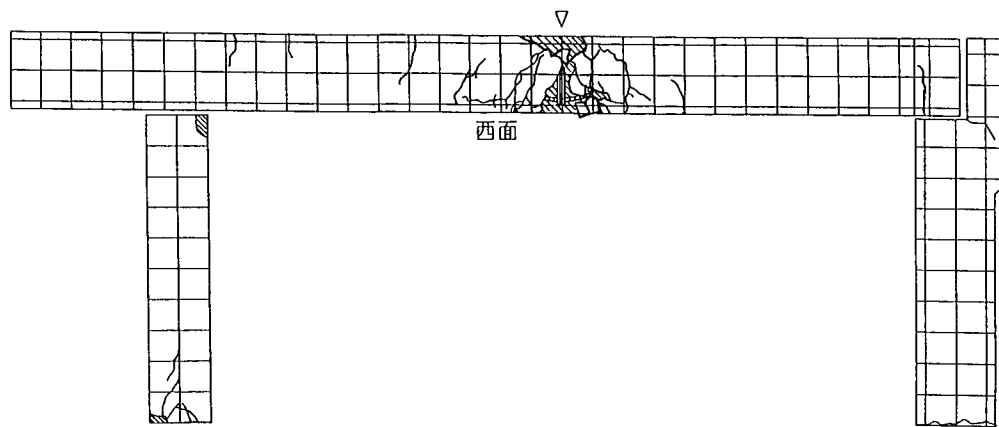
図—4・6・7 c ひび割れ発生状況 (1-1, 落下高さ0.5m)



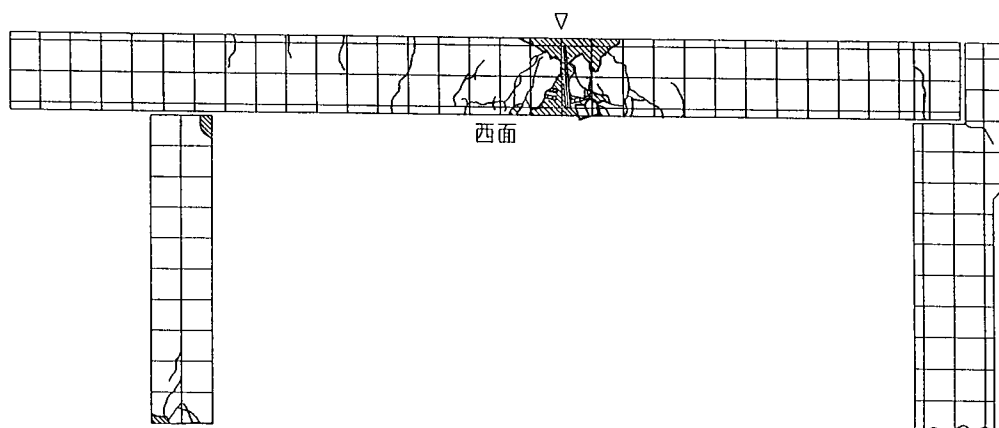
図—4・6・7 d ひび割れ発生状況 (1-1, 落下高さ1.0m)



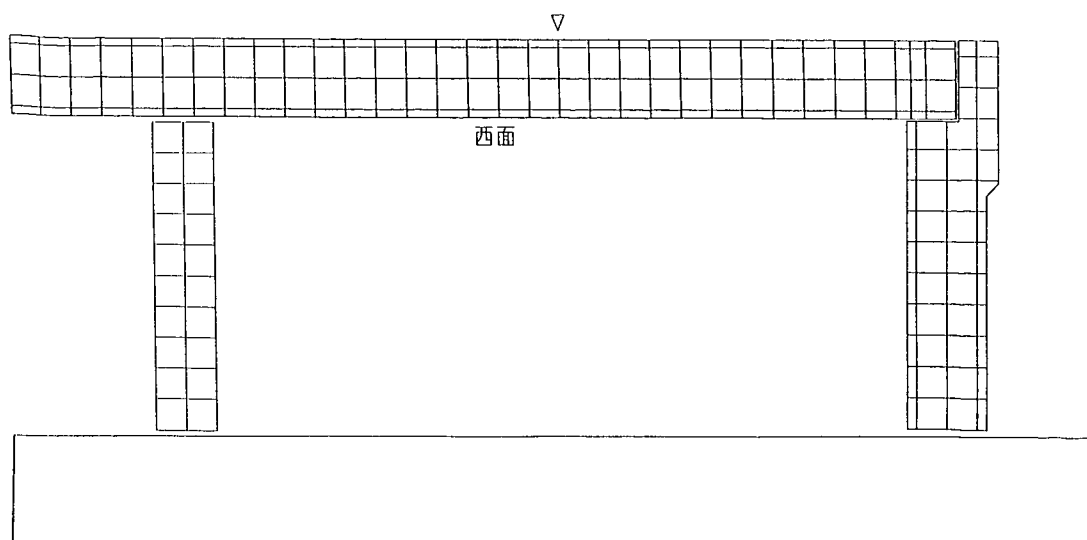
図—4・6・7 e ひび割れ発生状況 (1-1, 落下高さ1.5m)



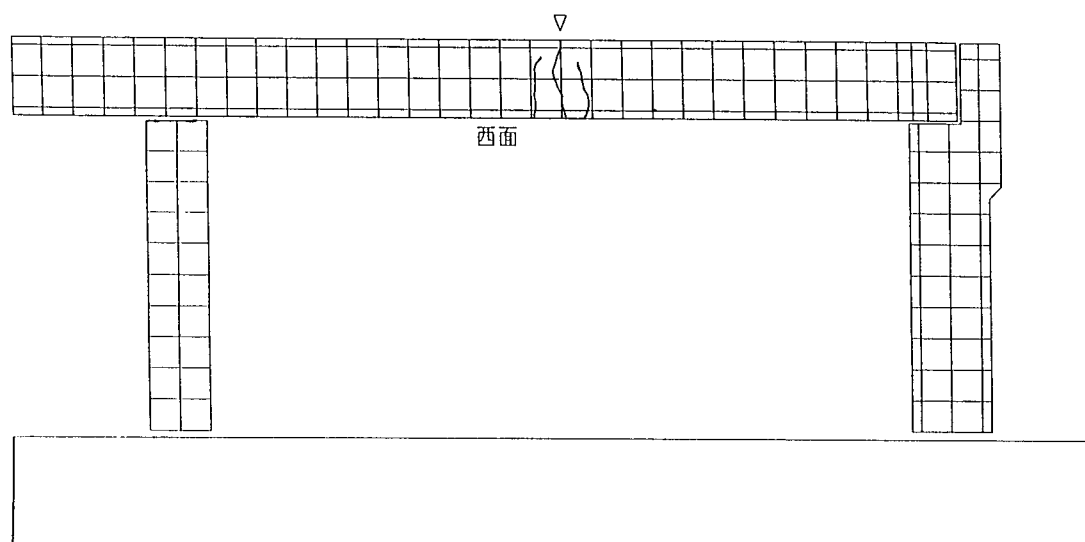
図—4・6・7 f ひび割れ発生状況 (1-1, 落下高さ2.0m, 1回目)



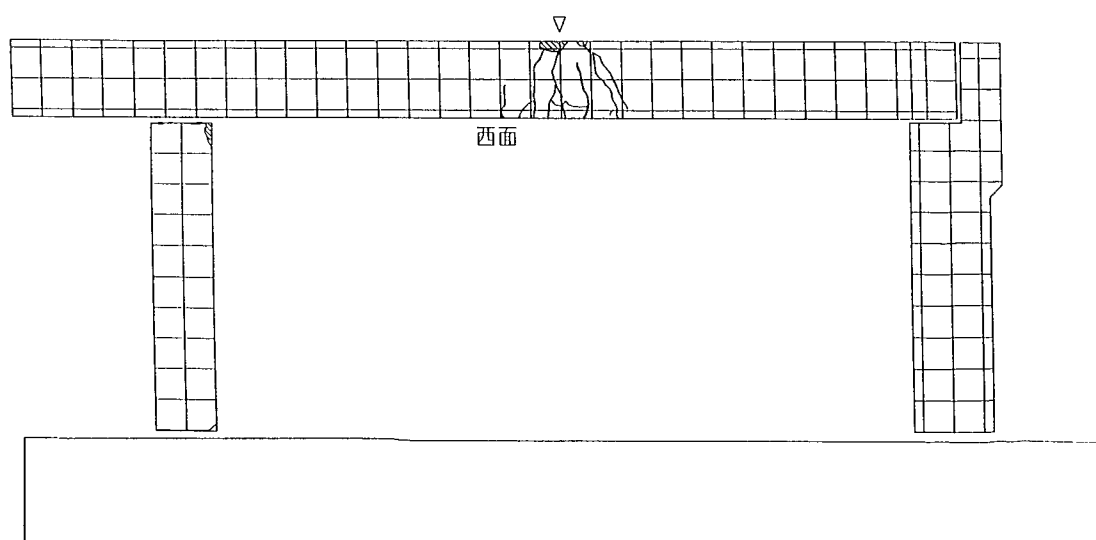
図—4・6・7 g ひび割れ発生状況 (1-1, 落下高さ2.0m, 2回目)



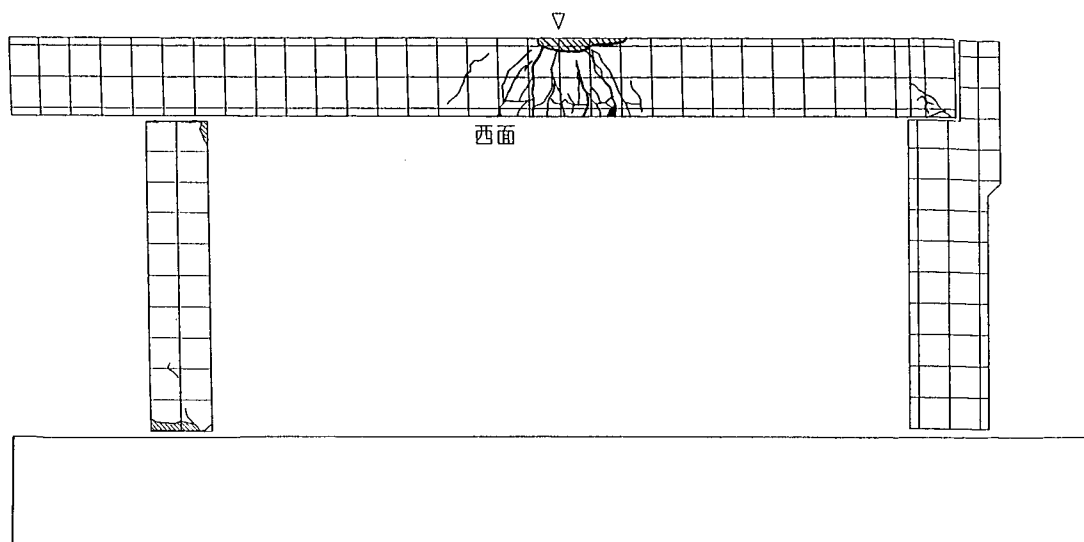
図—4・6・8 a ひび割れ発生状況 (1-2, 落下高さ0.25m)



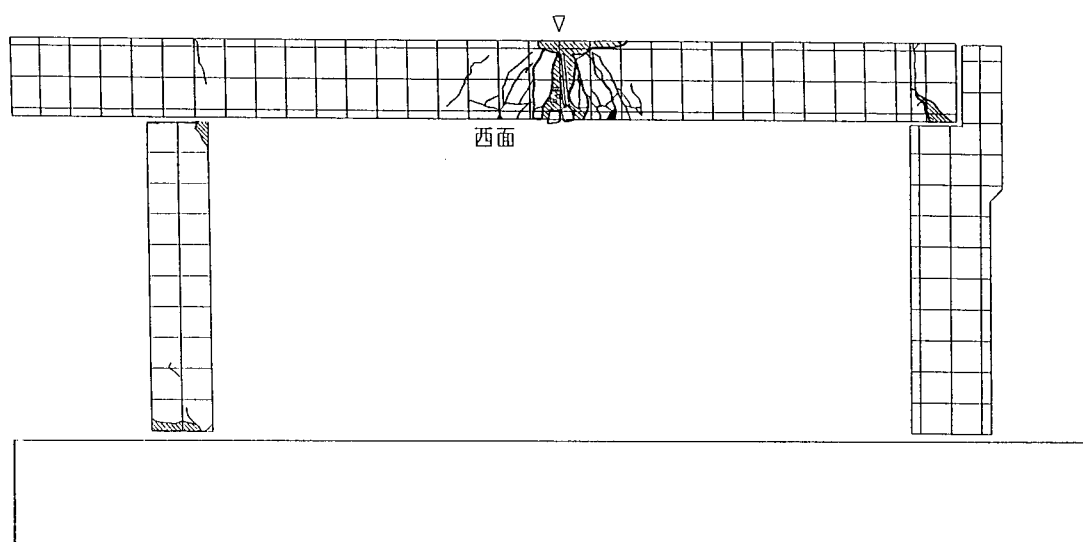
図—4・6・8 b ひび割れ発生状況 (1-2, 落下高さ0.5m)



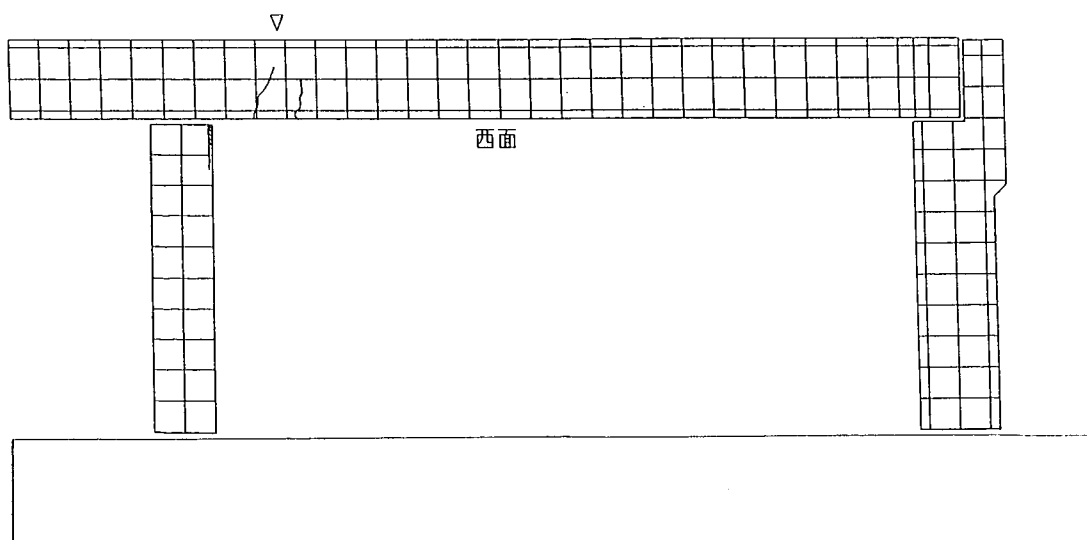
図—4・6・8 c ひび割れ発生状況 (1-2, 落下高さ1.0m)



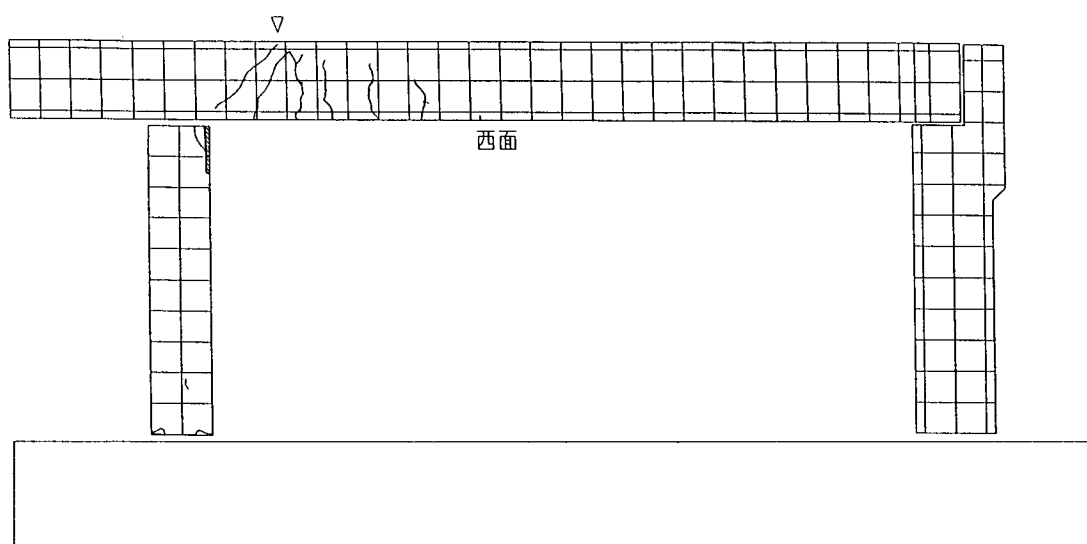
図—4・6・8 d ひび割れ発生状況 (1-2, 落下高さ 1.5m)



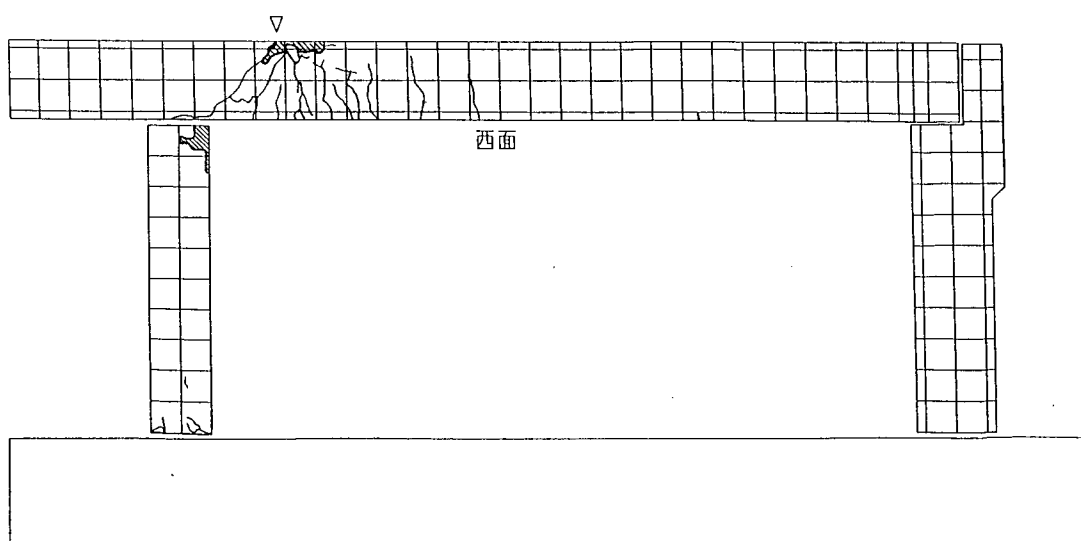
図—4・6・8 e ひび割れ発生状況 (1-2, 落下高さ 2.0m)



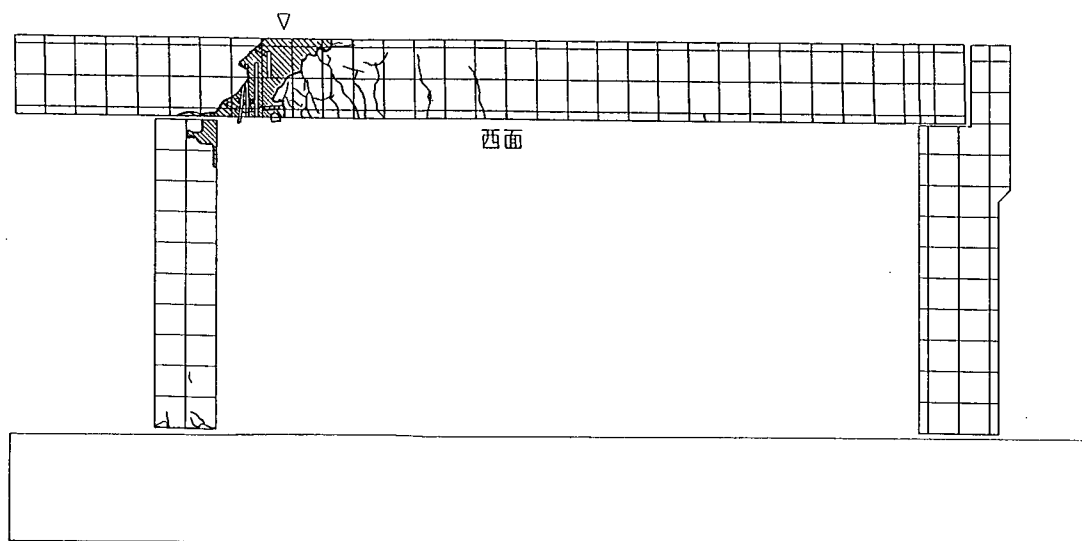
図—4・6・9 a ひび割れ発生状況 (1-3, 落下高さ1.0m)



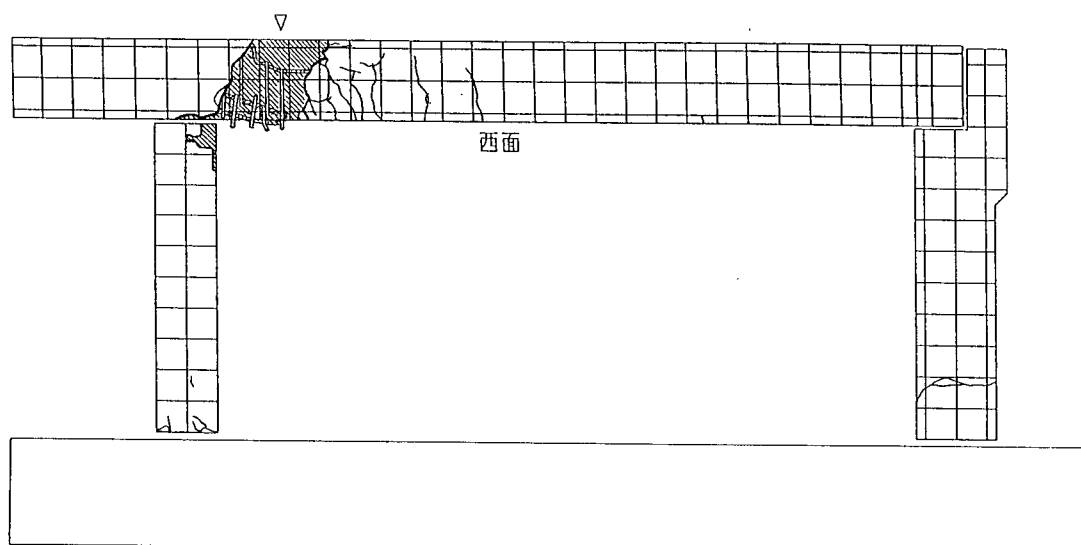
図—4・6・9 b ひび割れ発生状況 (1-3, 落下高さ1.5m)



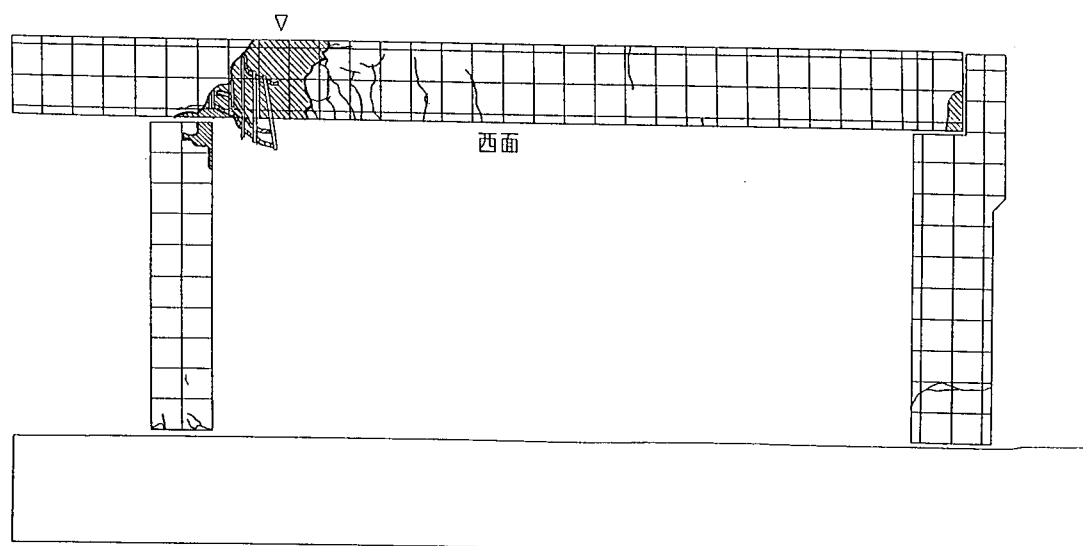
図—4・6・9 c ひび割れ発生状況 (1-3, 落下高さ2.0m)



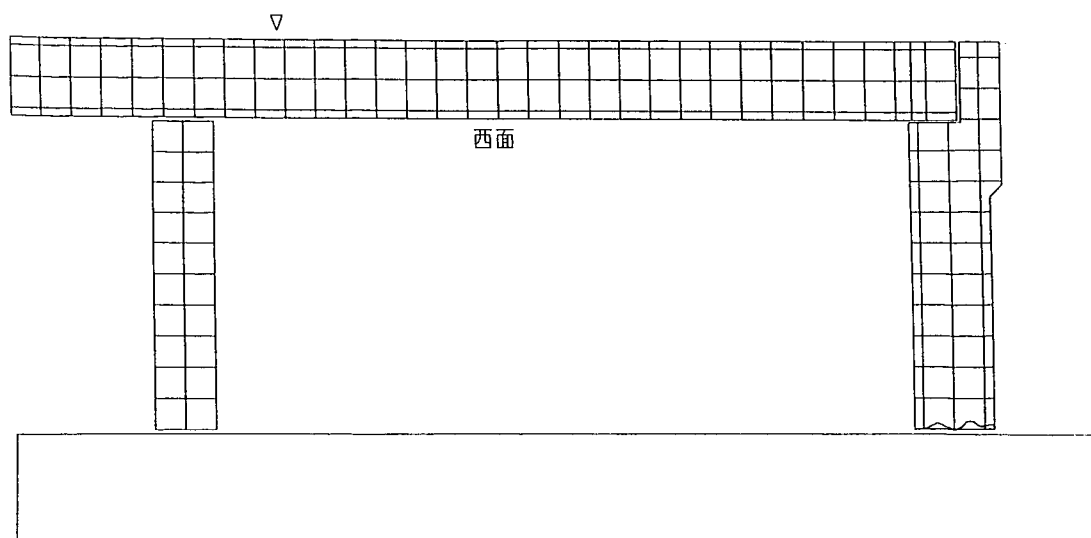
図—4・6・9 d ひび割れ発生状況 (1-3, 落下高さ2.5m)



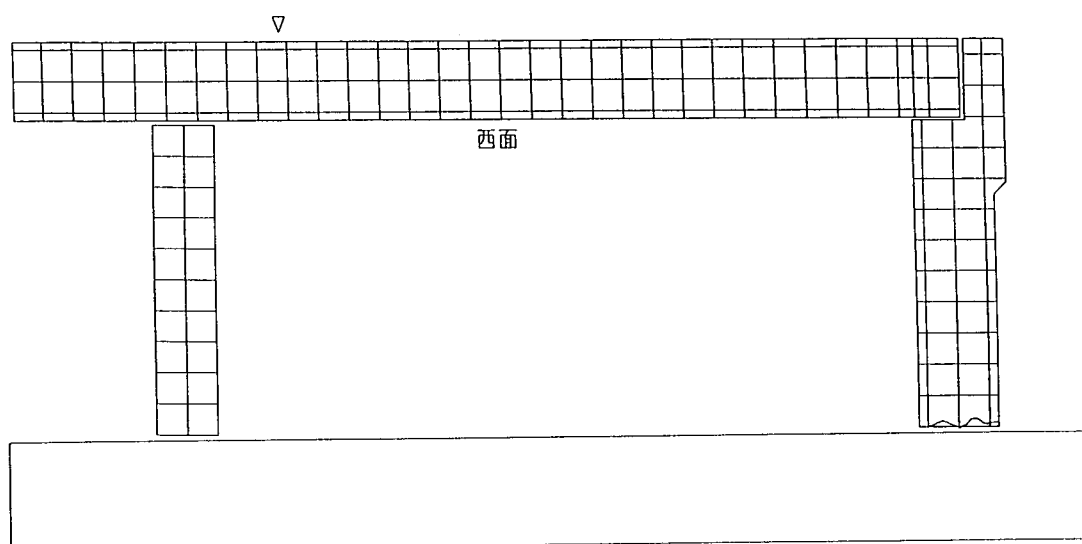
図—4・6・9 e ひび割れ発生状況 (1-3, 落下高さ3.0m)



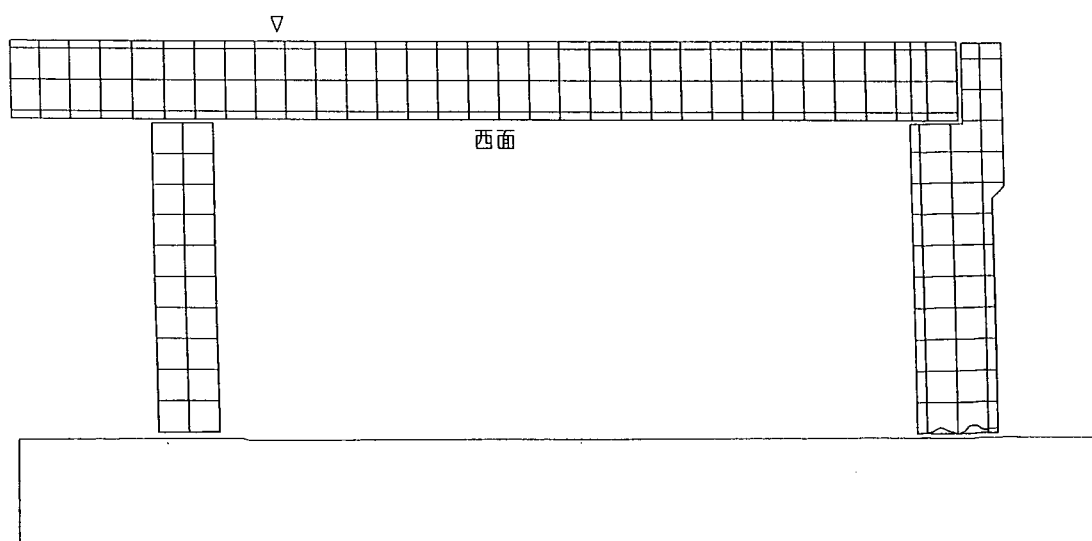
図—4・6・9 f ひび割れ発生状況 (1-3, 落下高さ3.5m)



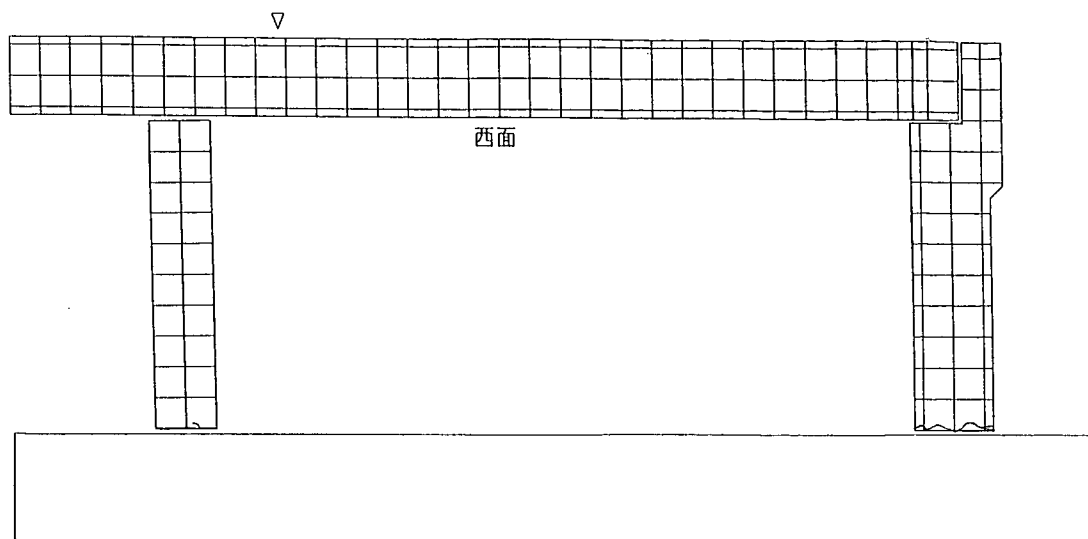
図—4・6・10 a ひび割れ発生状況 (1-4, 水平変位 2mm)



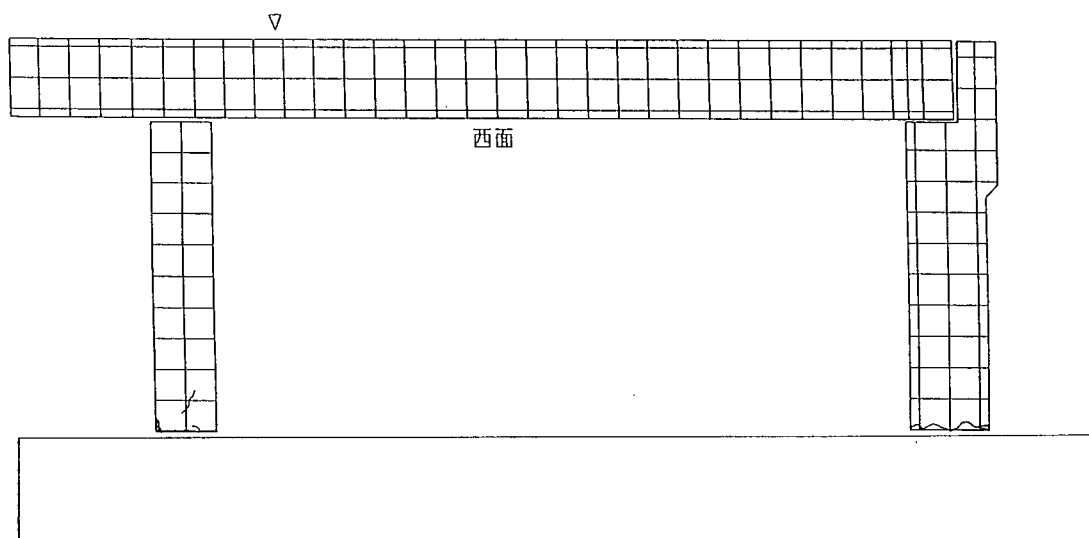
図—4・6・10 b ひび割れ発生状況 (1-4, 水平変位 4mm)



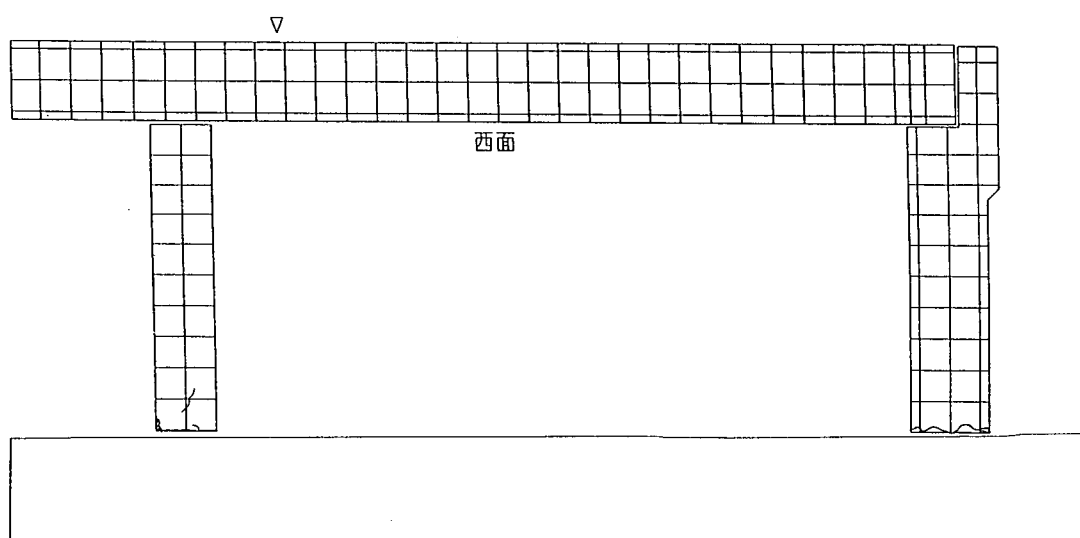
図—4・6・10 c ひび割れ発生状況 (1-4, 水平変位 6mm)



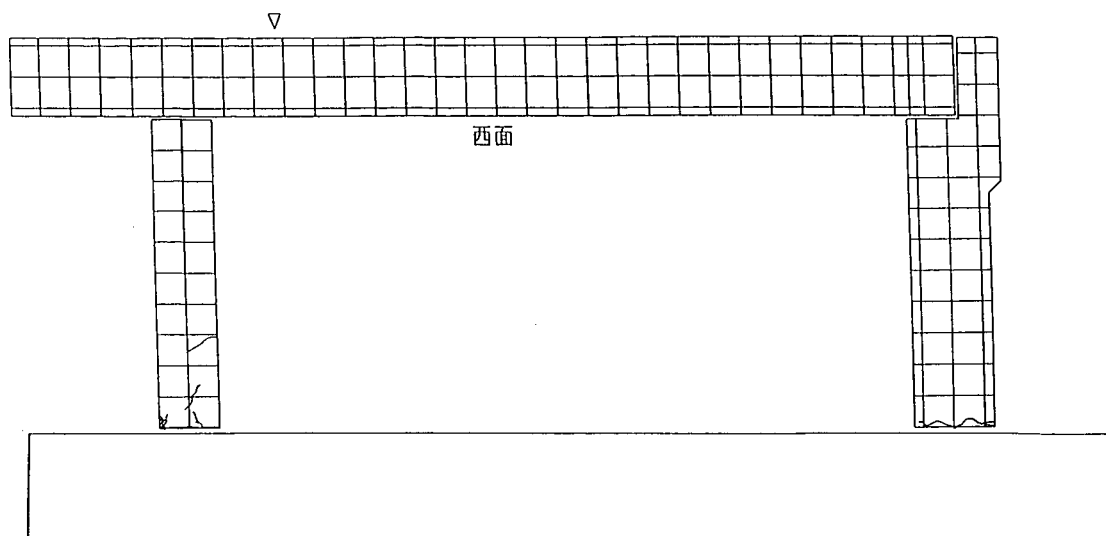
図—4・6・10 d ひび割れ発生状況 (1-4, 水平変位 8 mm)



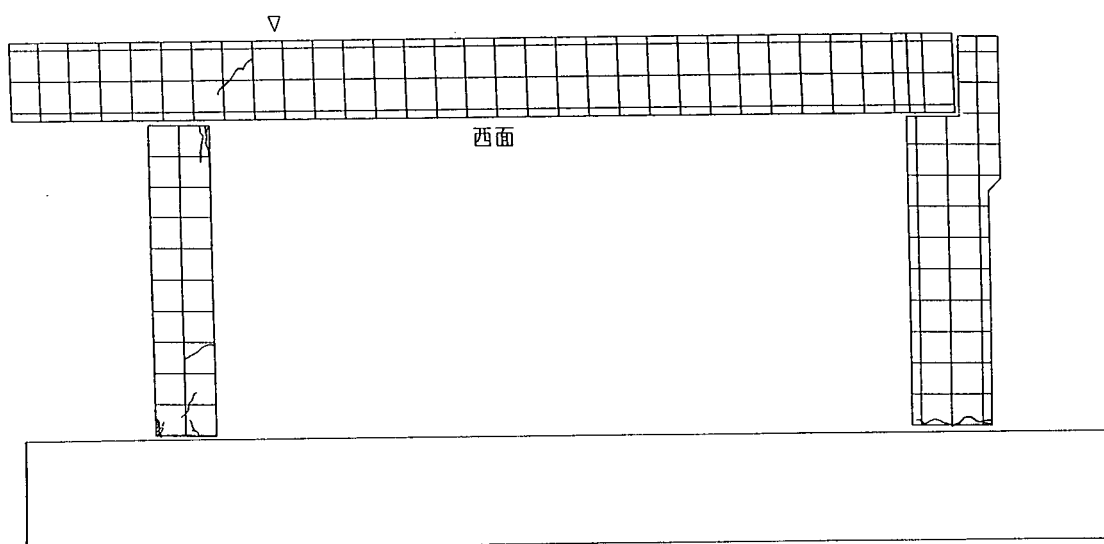
図—4・6・10 e ひび割れ発生状況 (1-4, 水平変位 10 mm)



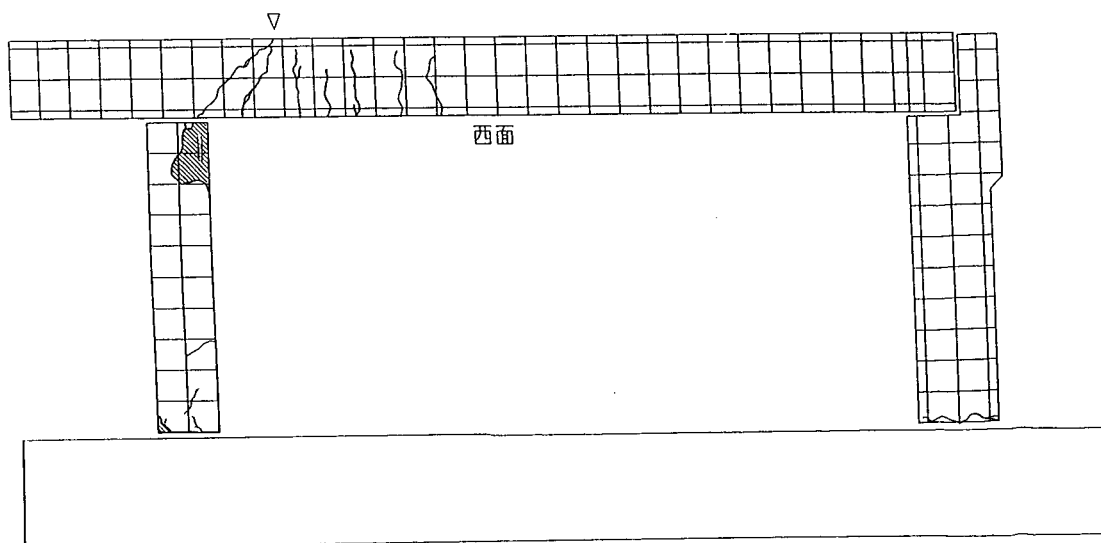
図—4・6・10 f ひび割れ発生状況 (1-4, 落下高さ 0.25 m)



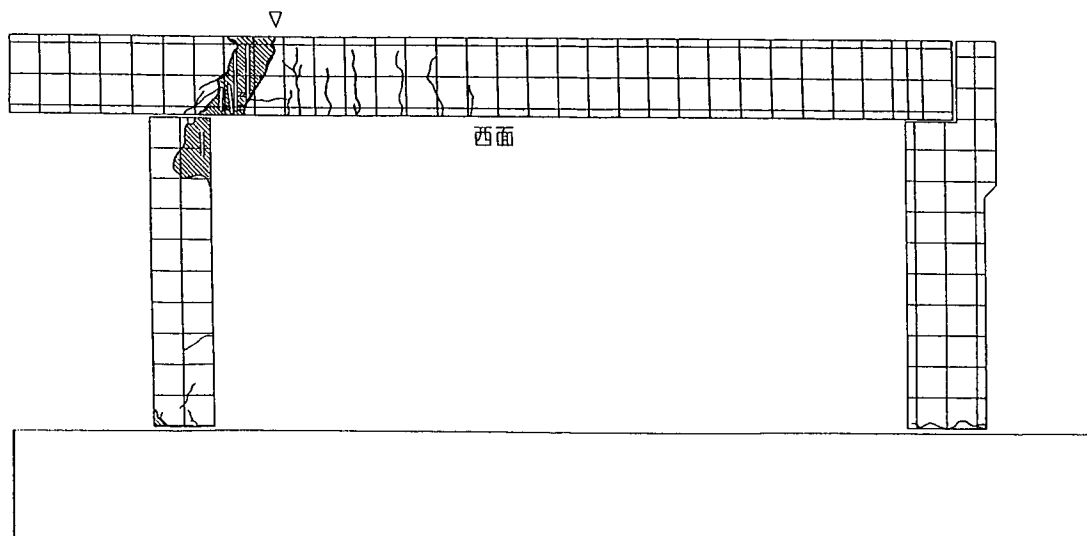
図—4・6・10 g ひび割れ発生状況 (1-4, 落下高さ0.5m)



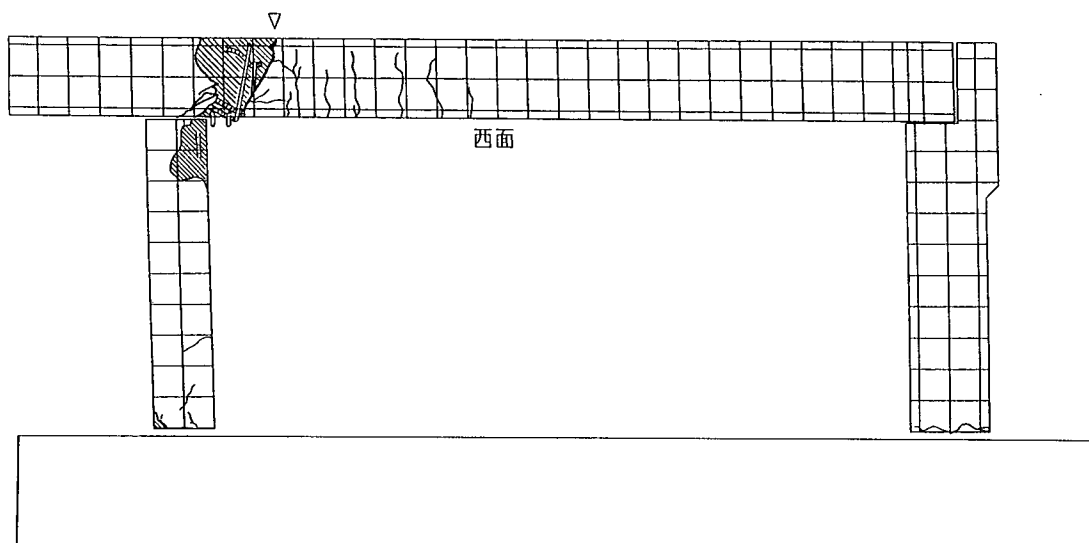
図—4・6・10 h ひび割れ発生状況 (1-4, 落下高さ1.0m)



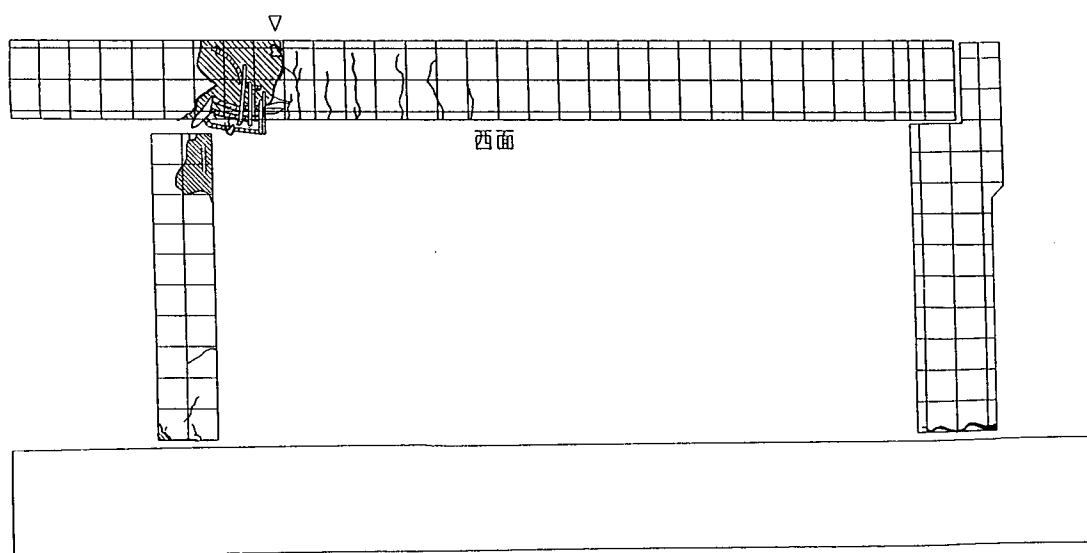
図—4・6・10 i ひび割れ発生状況 (1-4, 落下高さ1.5m)



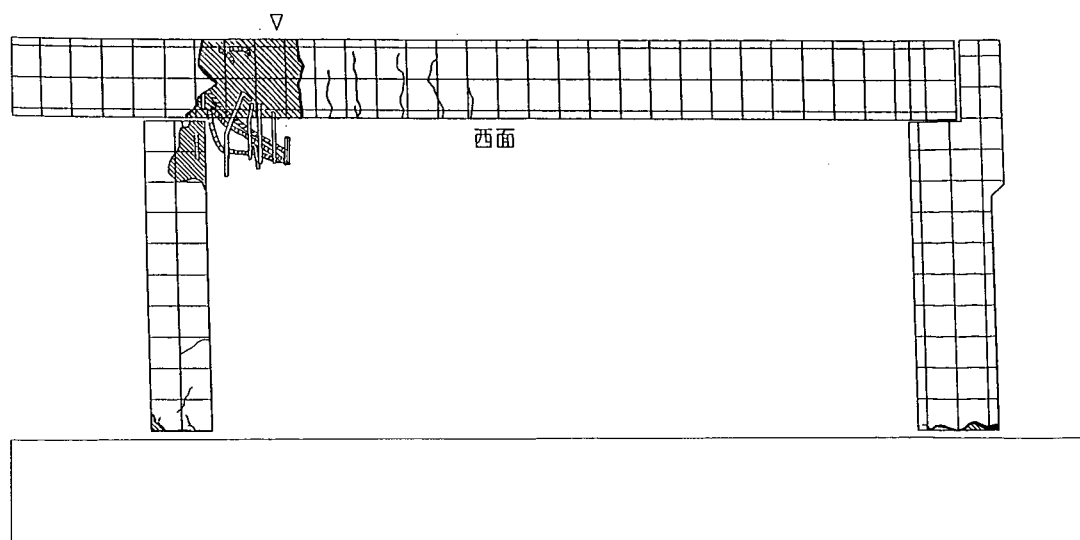
図—4・6・10 j ひび割れ発生状況 (1-4, 落下高さ2.0m)



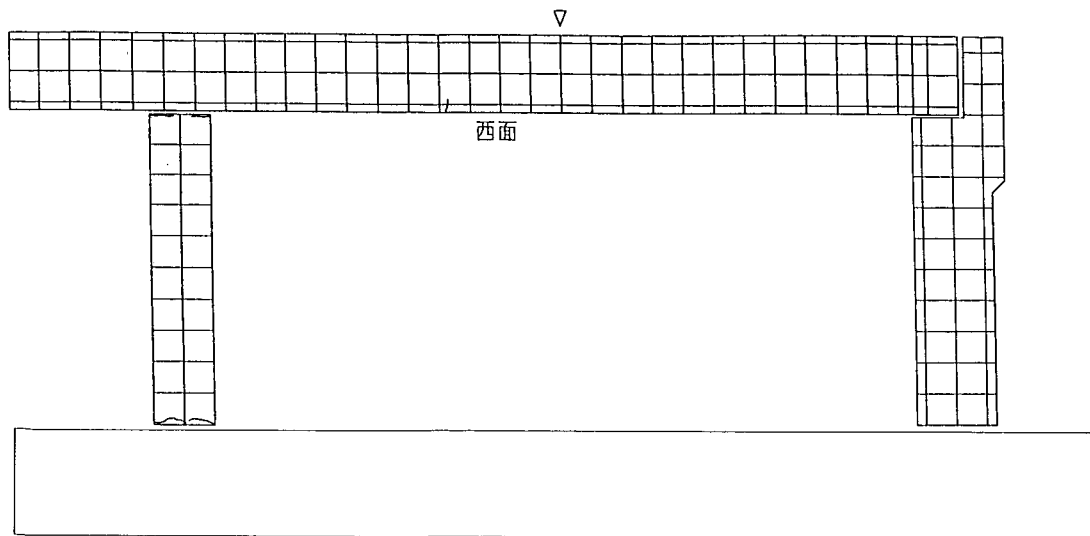
図—4・6・10 k ひび割れ発生状況 (1-4, 落下高さ2.5m)



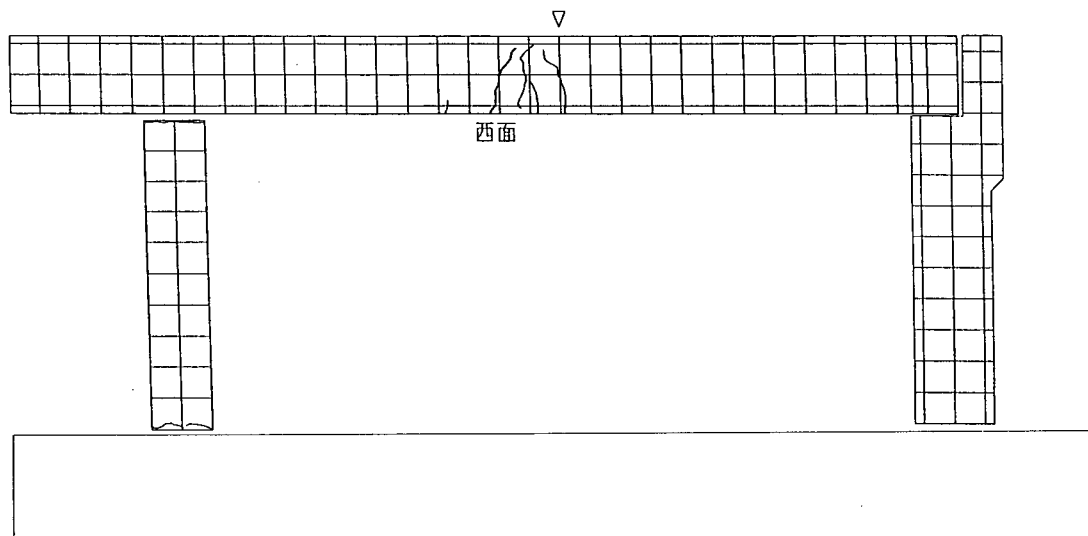
図—4・6・10 l ひび割れ発生状況 (1-4, 落下高さ3.0m, 1回目)



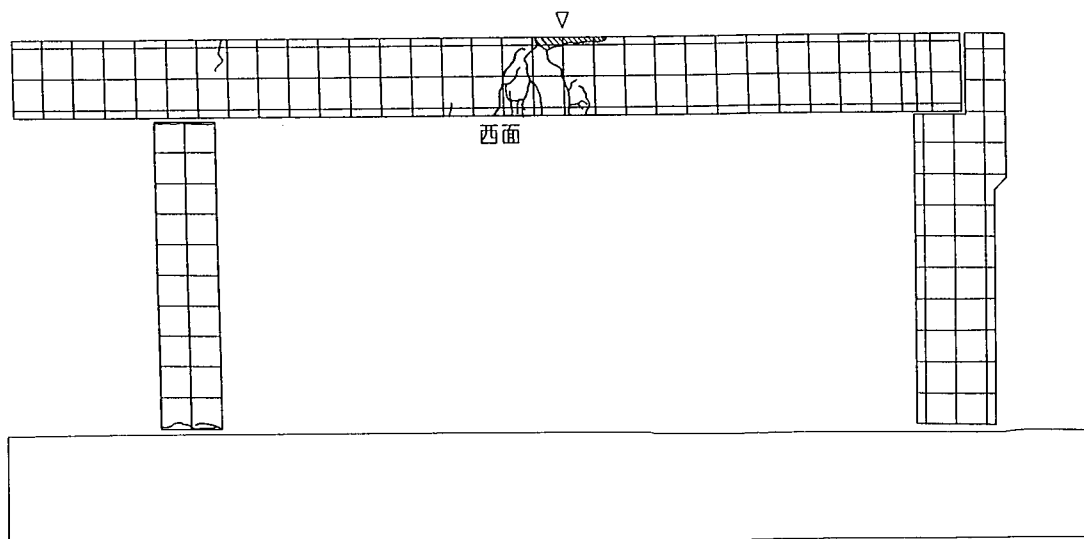
図—4・6・10 m ひび割れ発生状況（1－4，落下高さ3.0m，2回目）



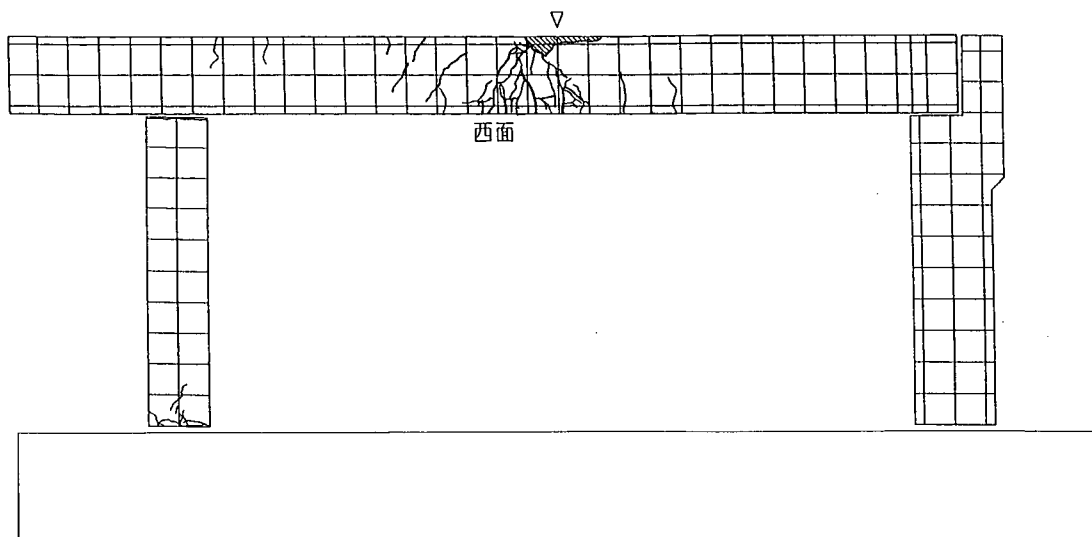
図—4・6・11 a ひび割れ発生状況 (1-6, 落下高さ0.25m)



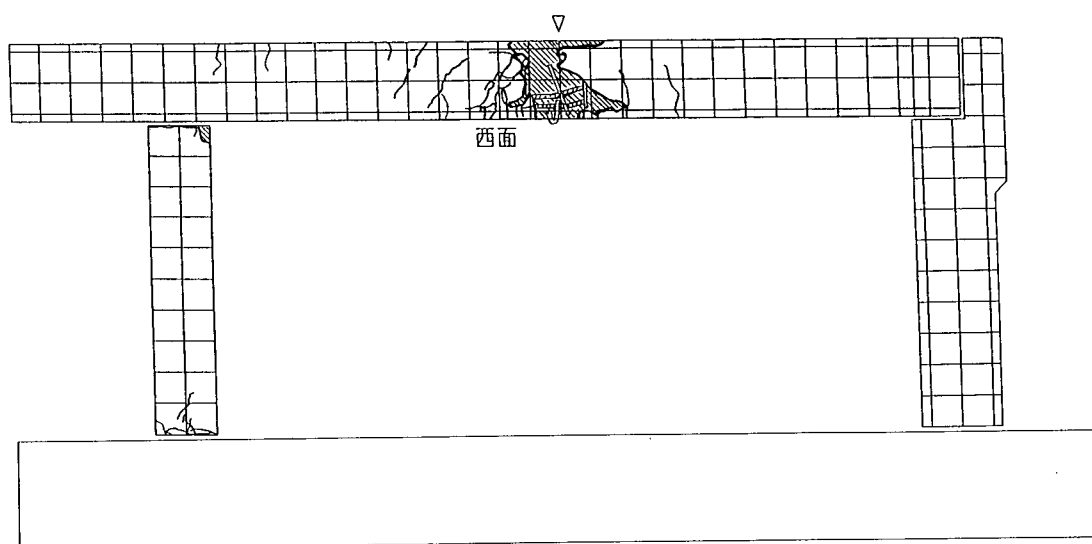
図—4・6・11 b ひび割れ発生状況 (1-6, 落下高さ0.5m)



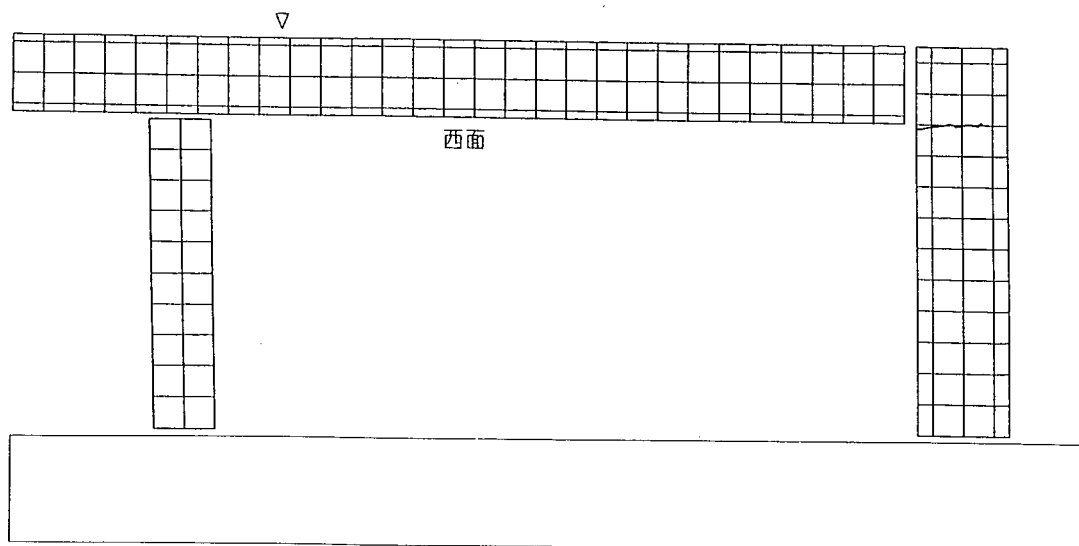
図—4・6・11 c ひび割れ発生状況 (1-6, 落下高さ1.0m)



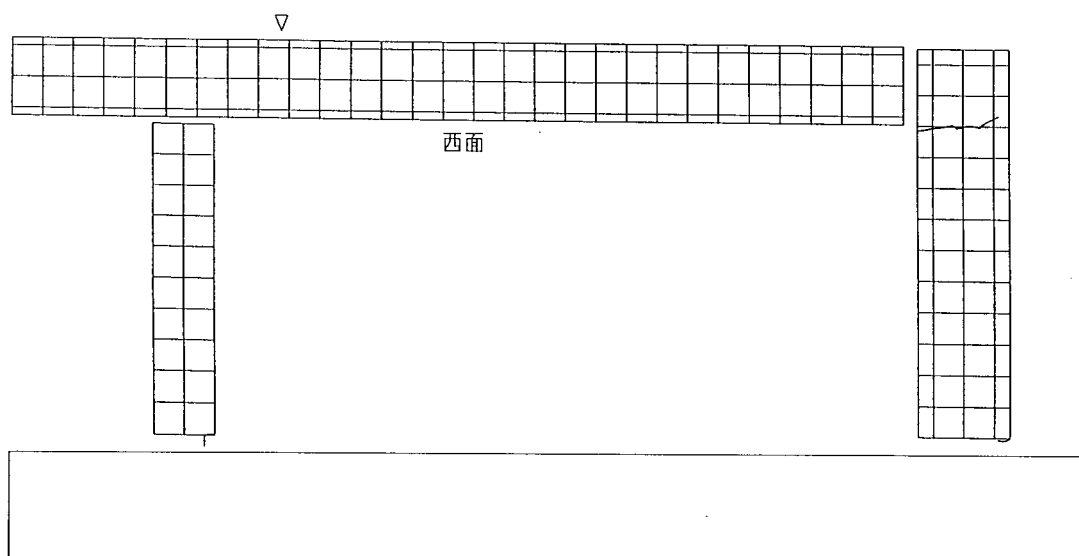
図—4・6・11 d ひび割れ発生状況 (1-6, 落下高さ1.5m)



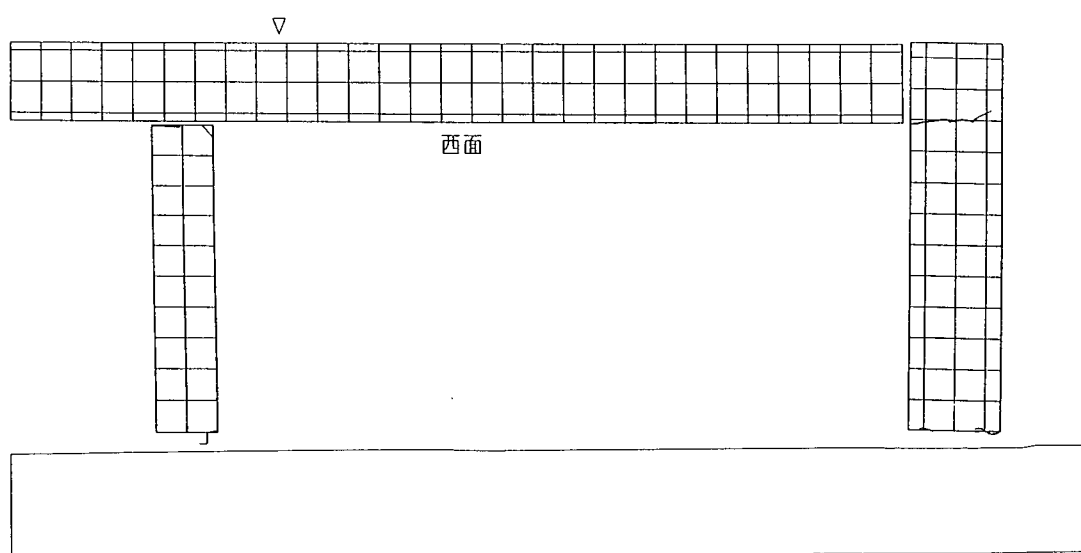
図—4・6・11 e ひび割れ発生状況 (1-6, 落下高さ2.0m)



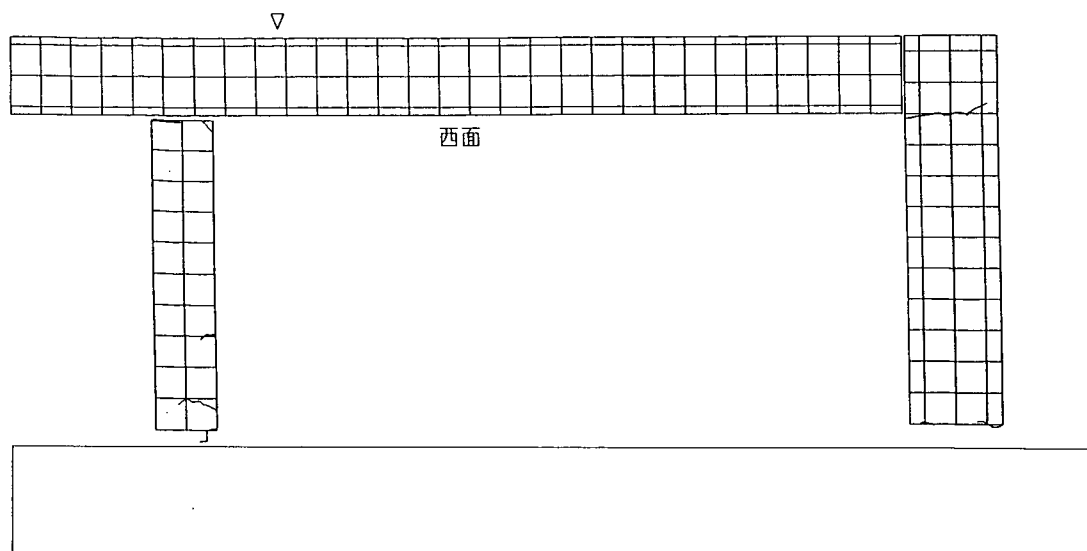
図—4・6・12 a ひび割れ発生状況 (1-8, 水平変位 3mm)



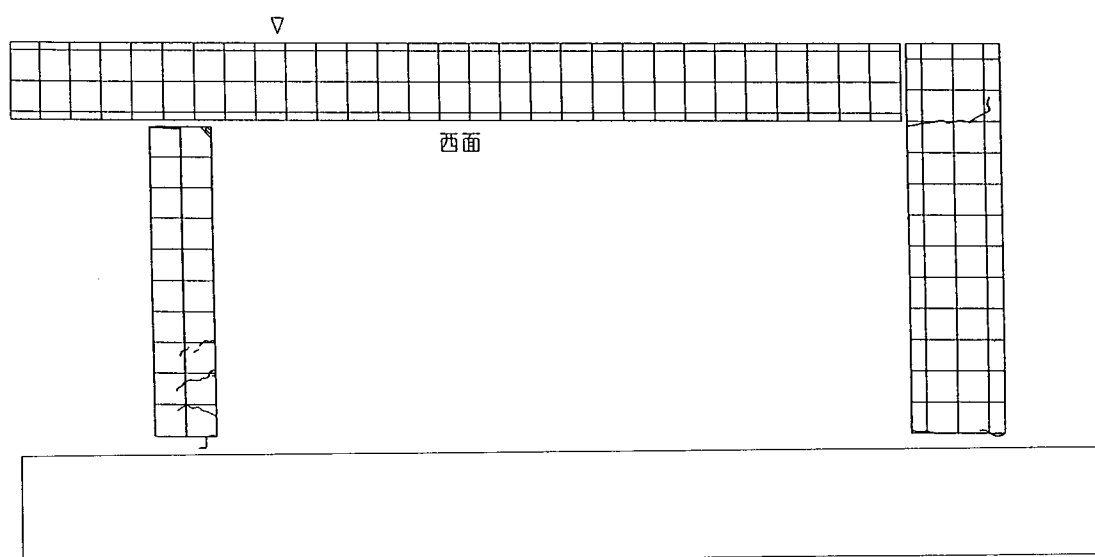
図—4・6・12 b ひび割れ発生状況 (1-8, 水平変位 4mm)



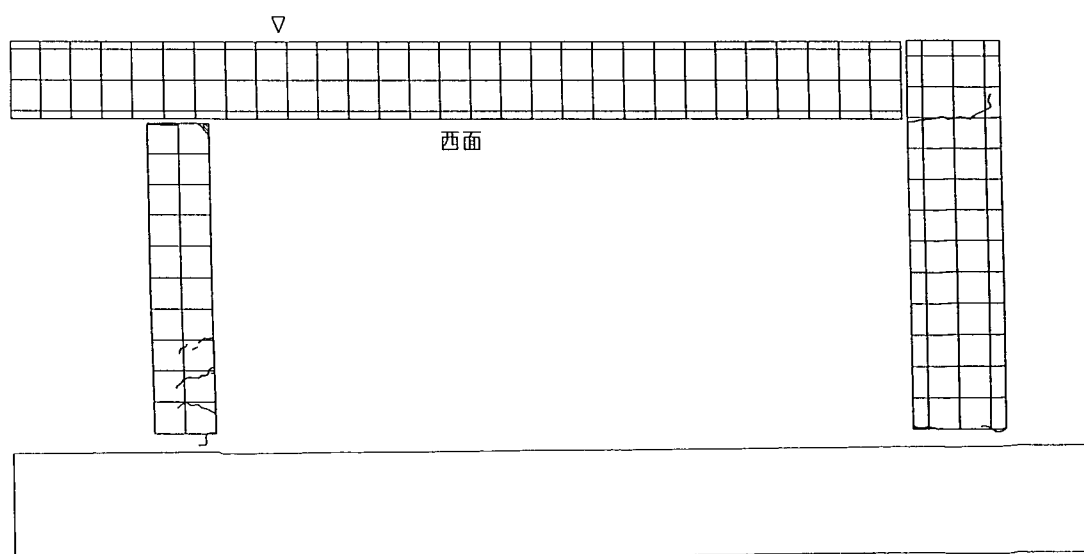
図—4・6・12 c ひび割れ発生状況 (1-8, 水平変位 6mm)



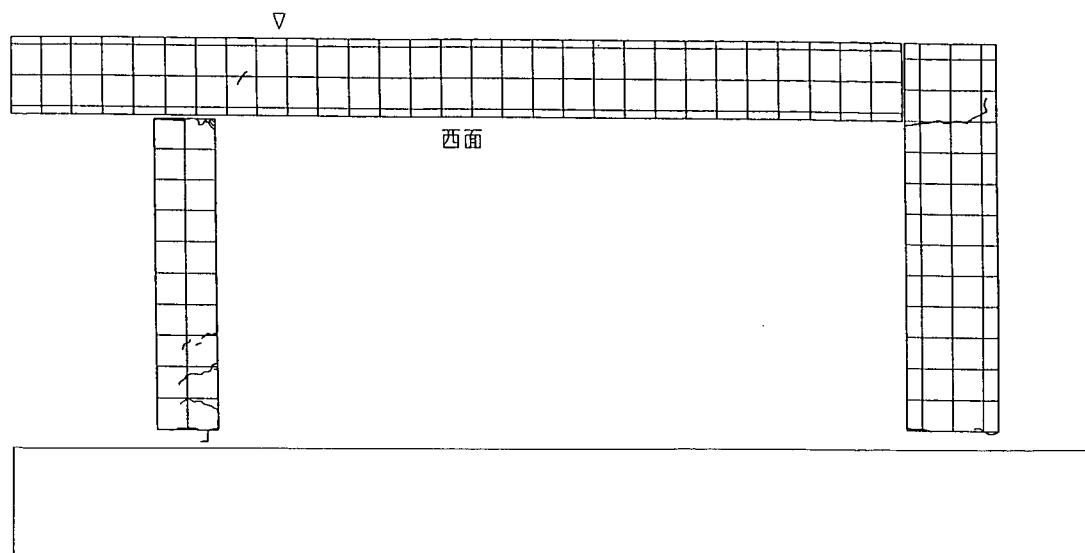
図—4・6・12 d ひび割れ発生状況 (1-8, 水平変位 8mm)



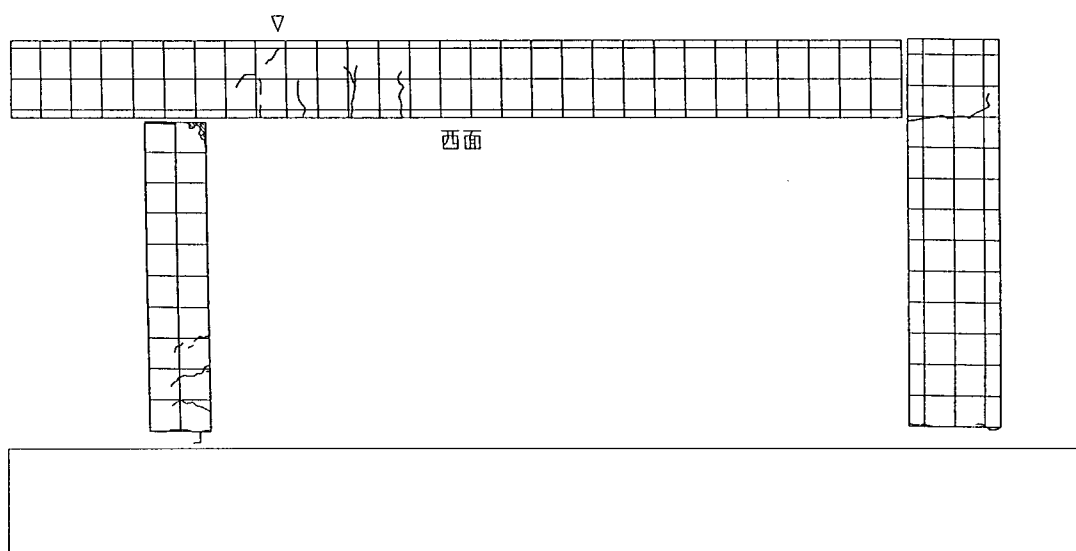
図—4・6・12 e ひび割れ発生状況 (1-8, 水平変位 10mm)



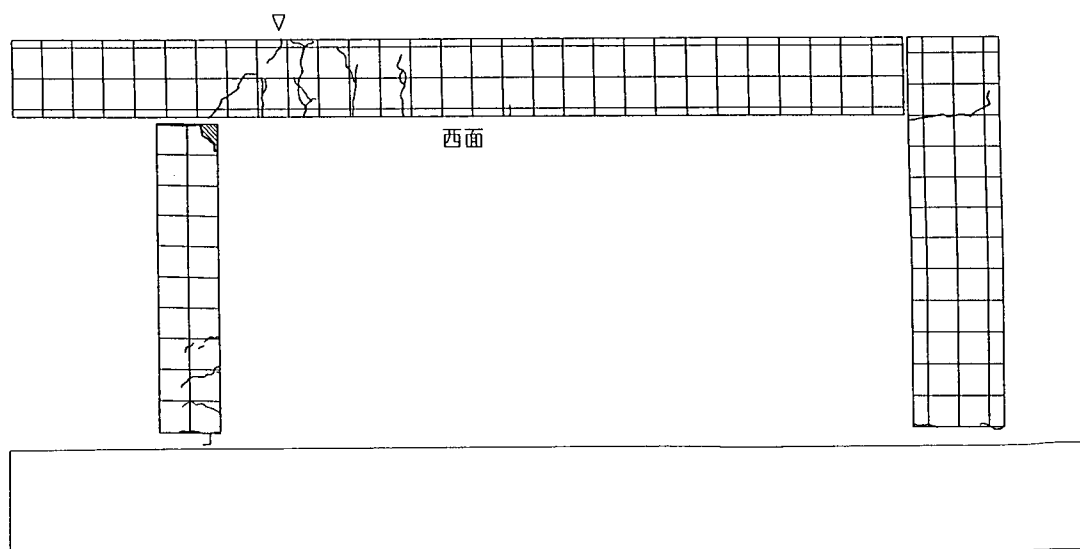
図—4・6・12 f ひび割れ発生状況 (1-8, 落下高さ 0.25m)



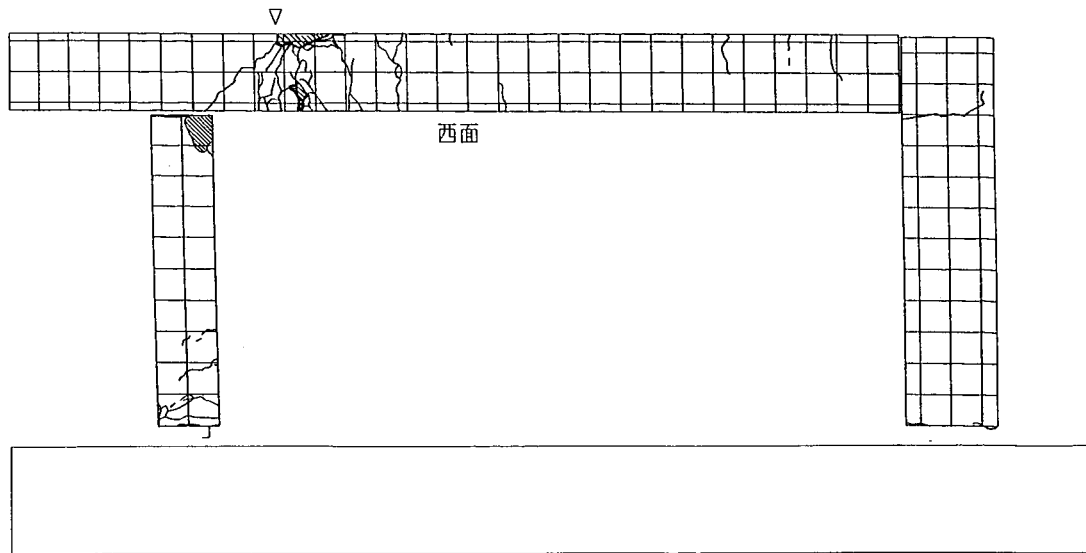
図—4・6・12 g ひび割れ発生状況 (1-8, 落下高さ0.5m)



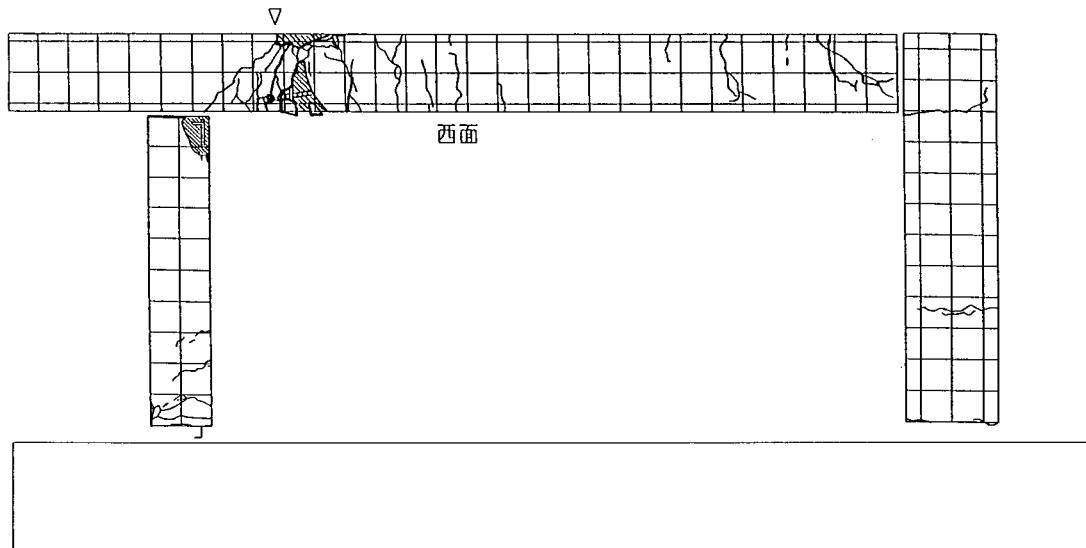
図—4・6・12 h ひび割れ発生状況 (1-8, 落下高さ1.0m)



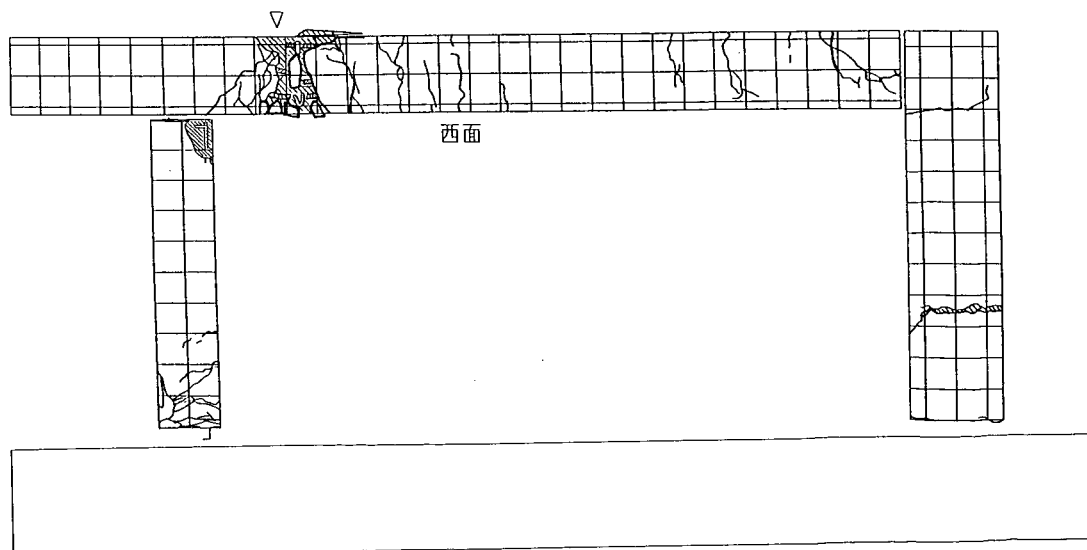
図—4・6・12 i ひび割れ発生状況 (1-8, 落下高さ1.5m)



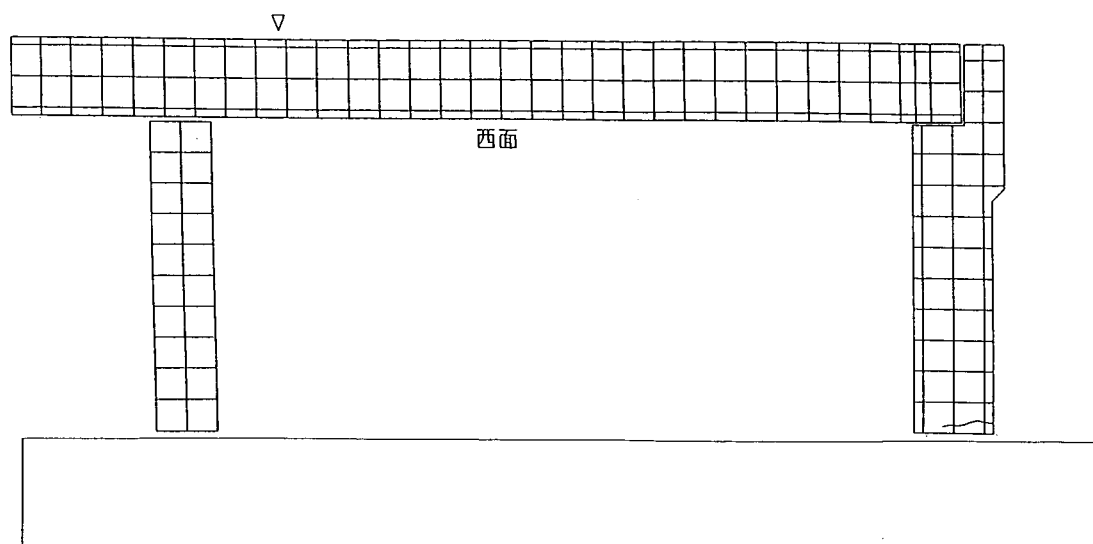
図—4・6・12 j ひび割れ発生状況 (1-8, 落下高さ2.0m)



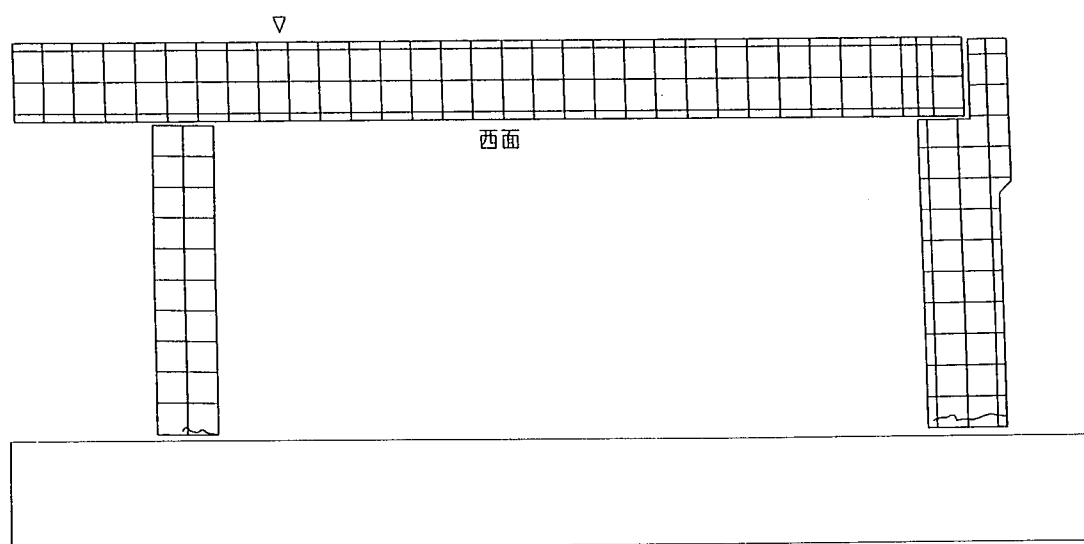
図—4・6・12 k ひび割れ発生状況 (1-8, 落下高さ2.5m, 1回目)



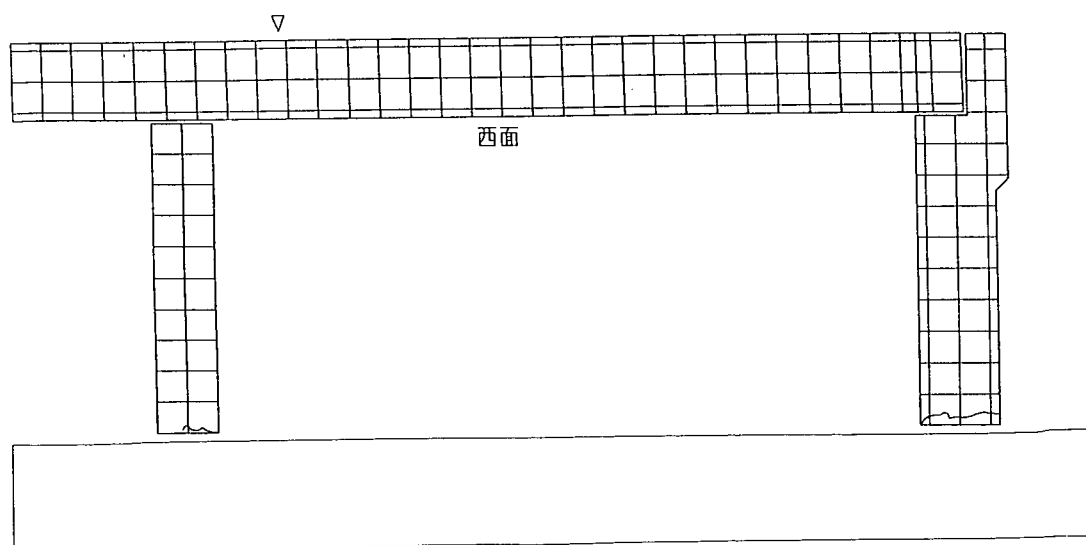
図—4・6・12 l ひび割れ発生状況 (1-8, 落下高さ2.5m, 2回目)



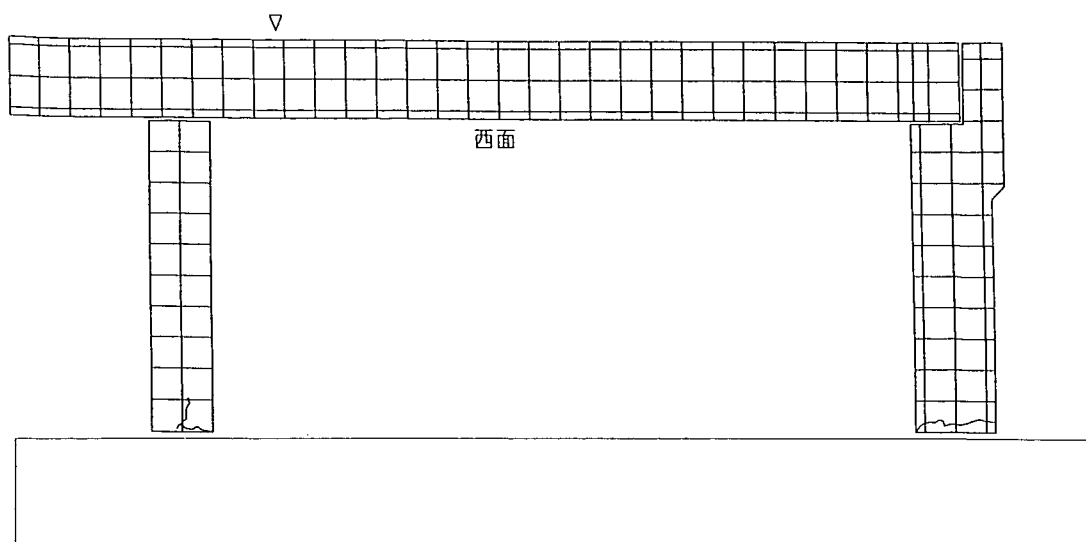
図—4・6・13 a ひび割れ発生状況 (I-10, 水平変位 4.2mm)



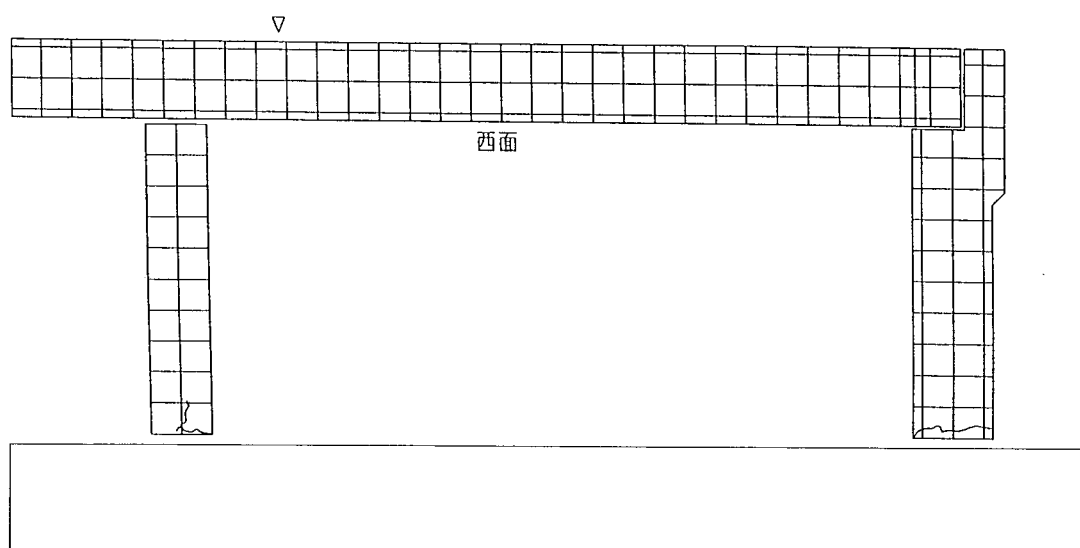
図—4・6・13 b ひび割れ発生状況 (I-10, 水平変位 6mm)



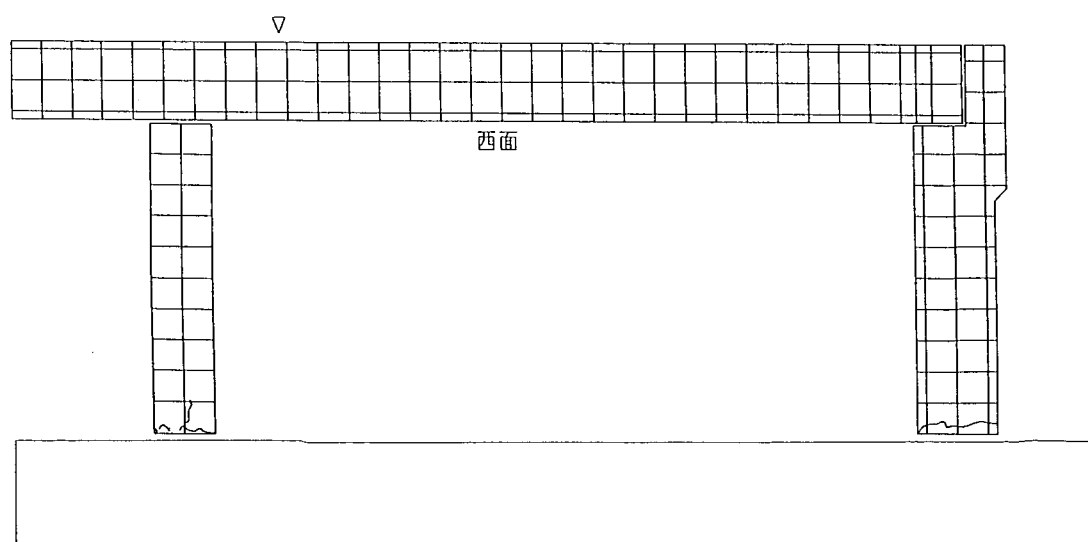
図—4・6・13 c ひび割れ発生状況 (I-10, 水平変位 8mm)



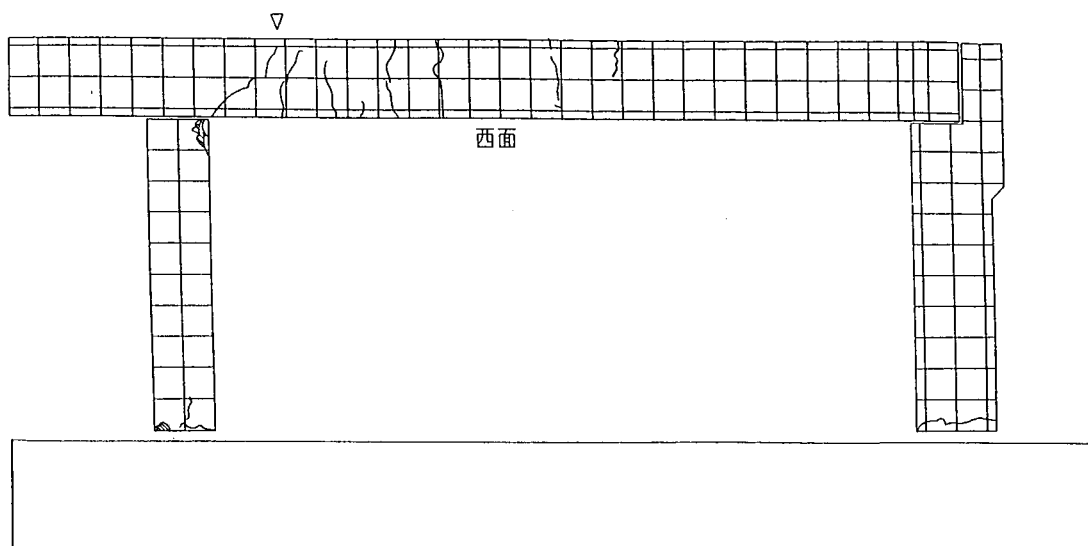
図—4・6・13 d ひび割れ発生状況 (1-10, 水平変位10mm)



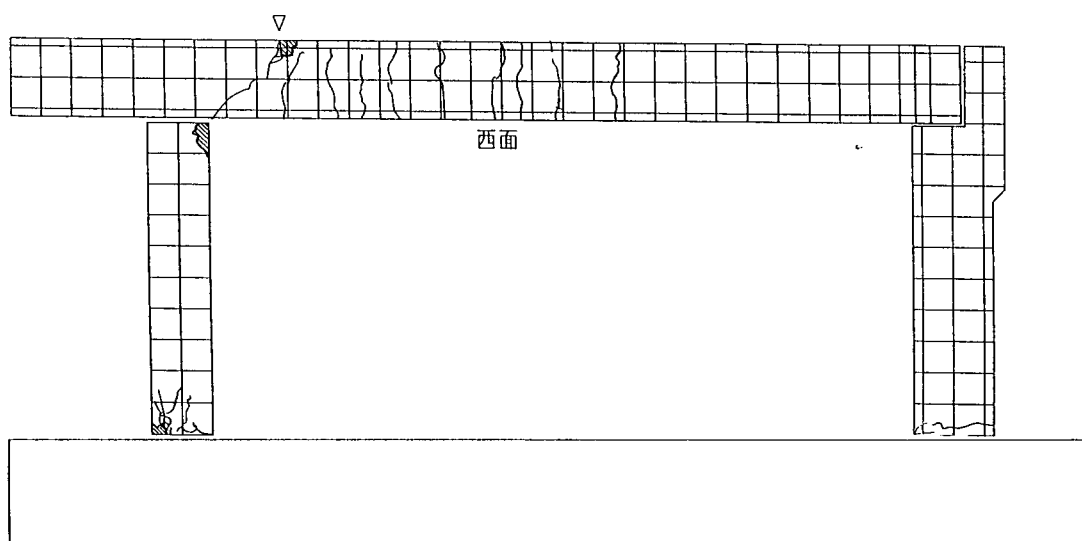
図—4・6・13 e ひび割れ発生状況 (1-10, 落下高さ0.25m)



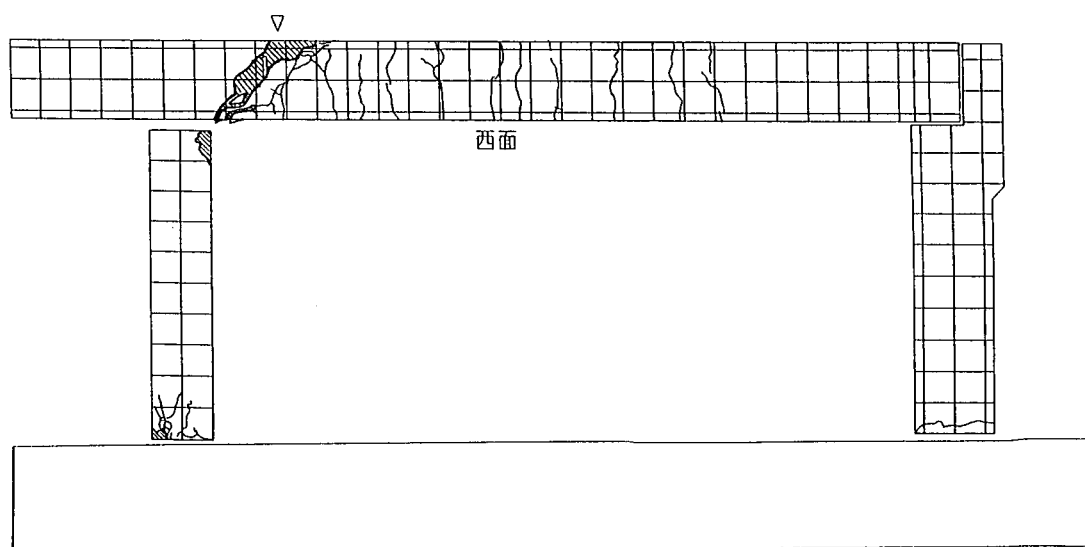
図—4・6・13 f ひび割れ発生状況 (1-10, 落下高さ0.5m)



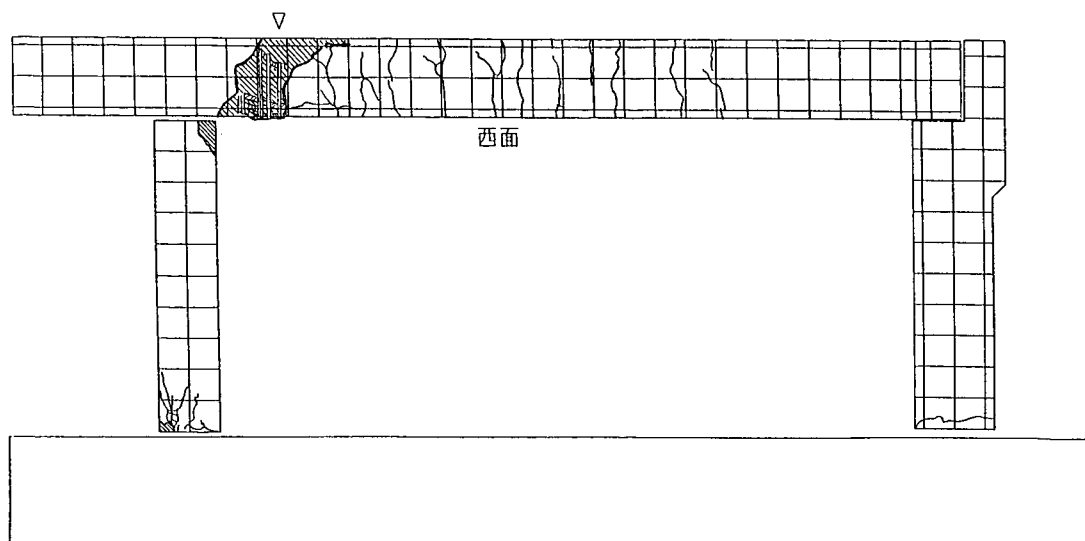
図—4・6・13 g ひび割れ発生状況 (1-10, 落下高さ1.0m)



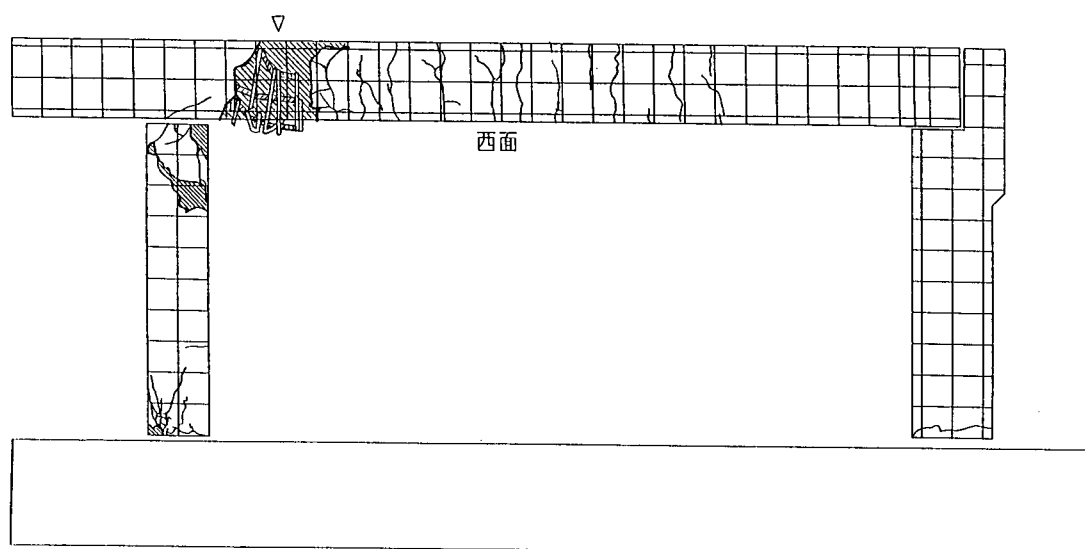
図—4・6・13 h ひび割れ発生状況 (1-10, 落下高さ1.5m)



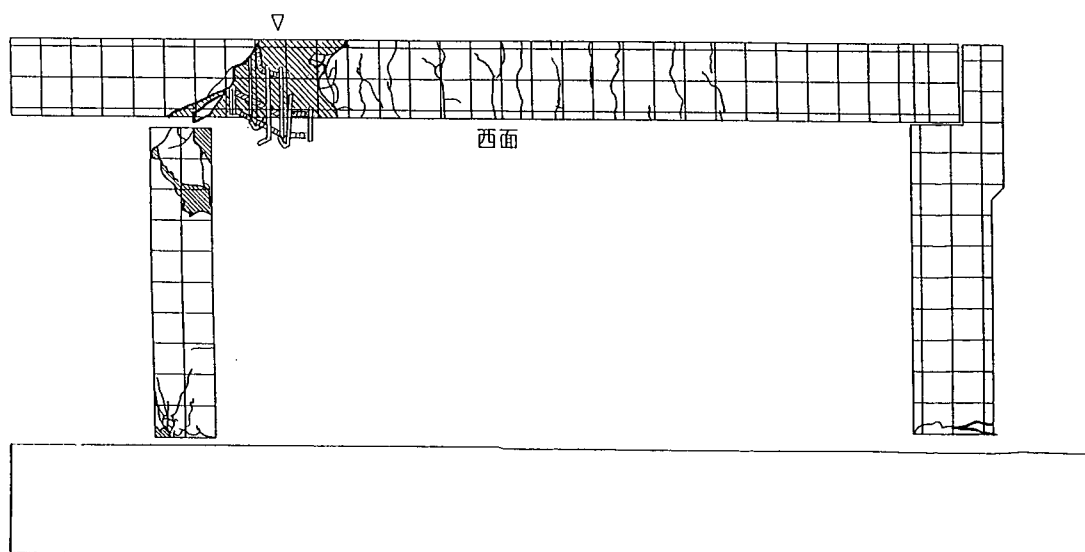
図—4・6・13 i ひび割れ発生状況 (1-10, 落下高さ2.0m)



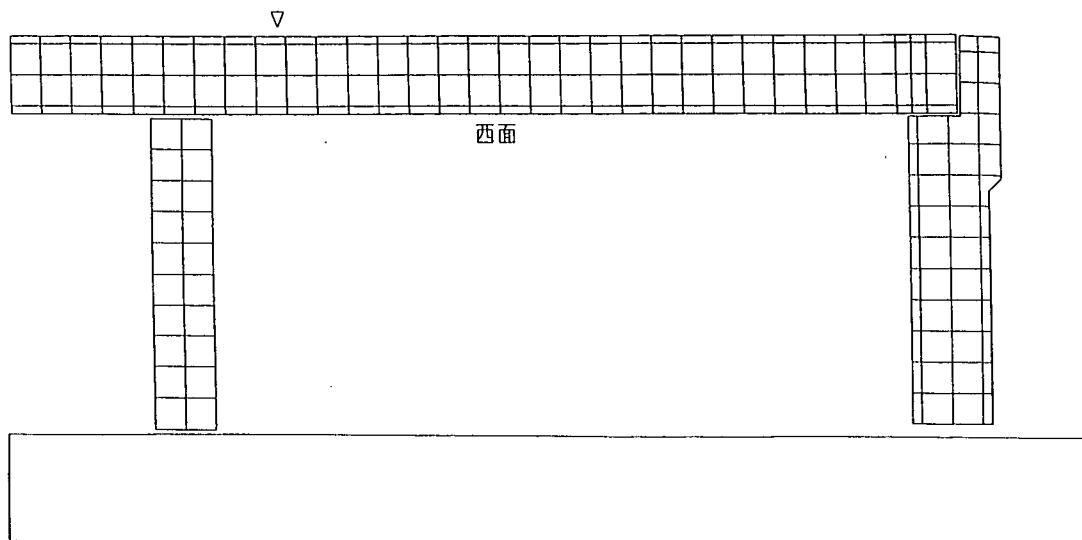
図—4・6・13 j ひび割れ発生状況 (I-10, 落下高さ2.5m)



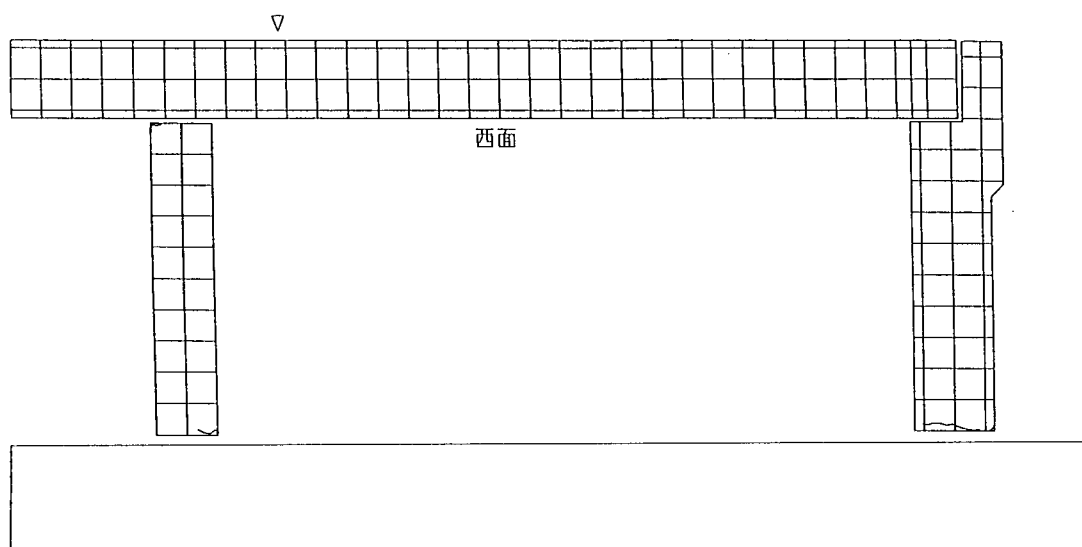
図—4・6・13 k ひび割れ発生状況 (I-10, 落下高さ3.0m)



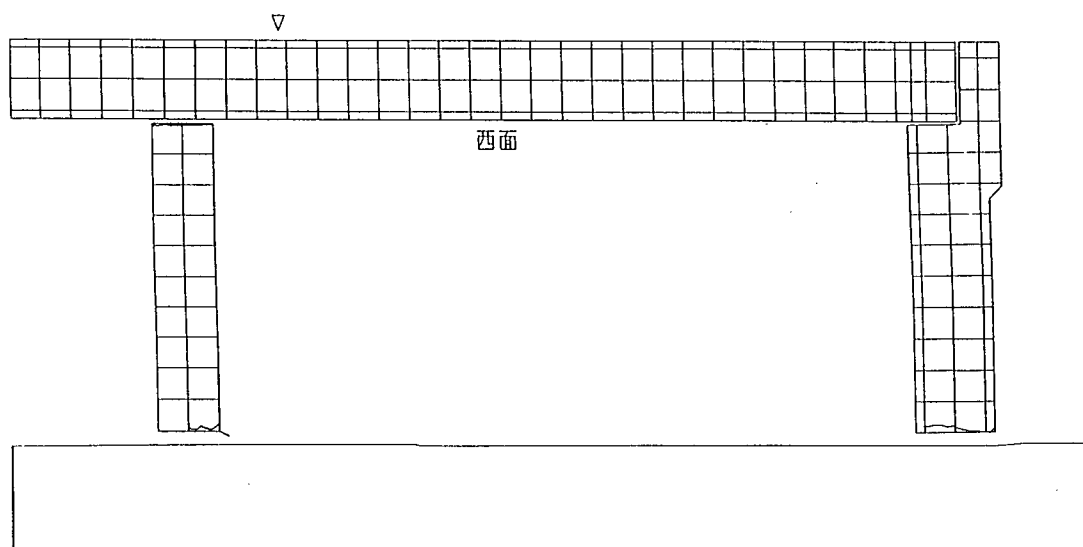
図—4・6・13 l ひび割れ発生状況 (I-10, 落下高さ3.5m)



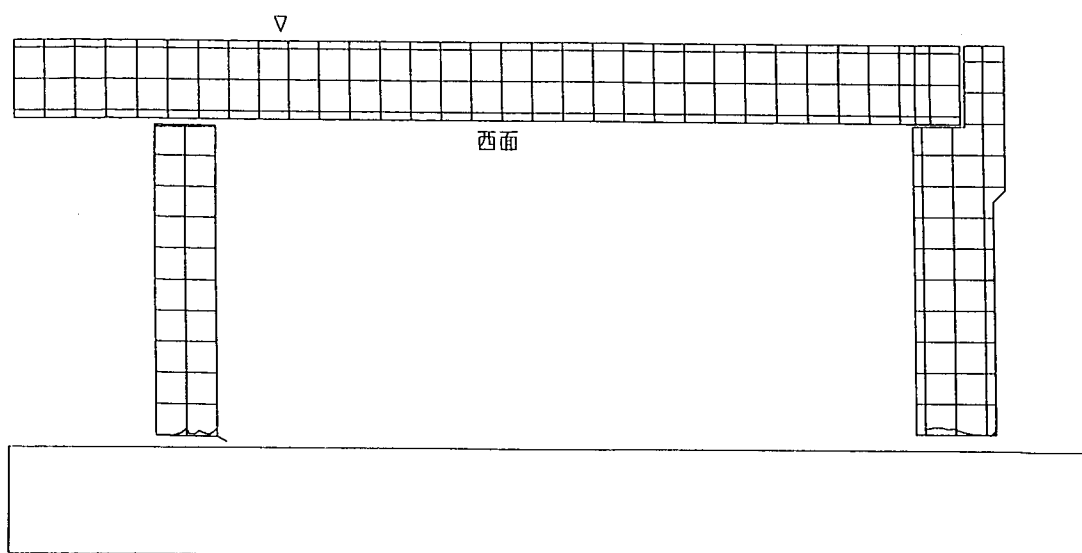
図—4・6・14 a ひび割れ発生状況 (1-1 1, 水平変位 2 mm)



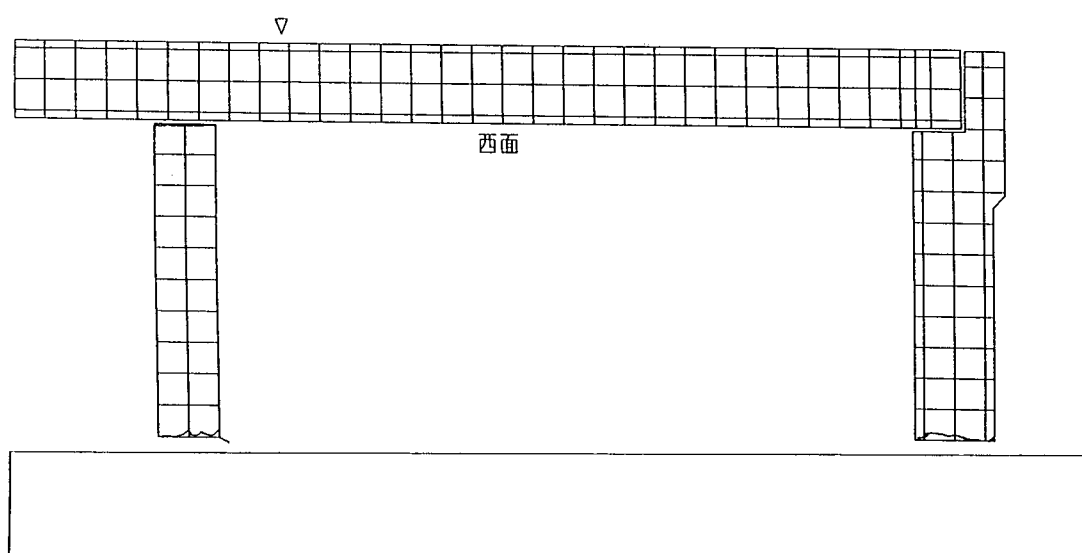
図—4・6・14 b ひび割れ発生状況 (1-1 1, 水平変位 4 mm)



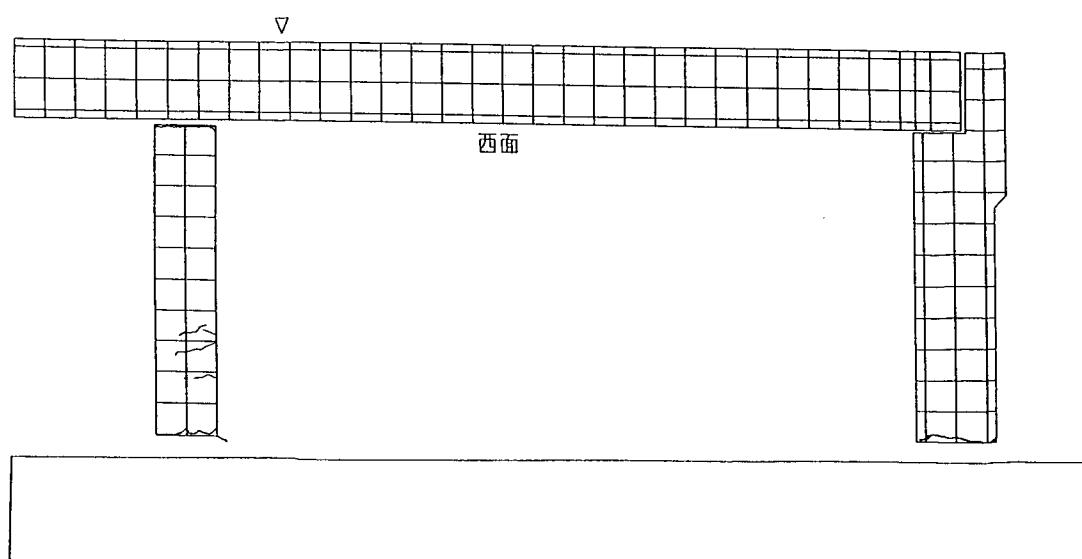
図—4・6・14 c ひび割れ発生状況 (1-1 1, 水平変位 6 mm)



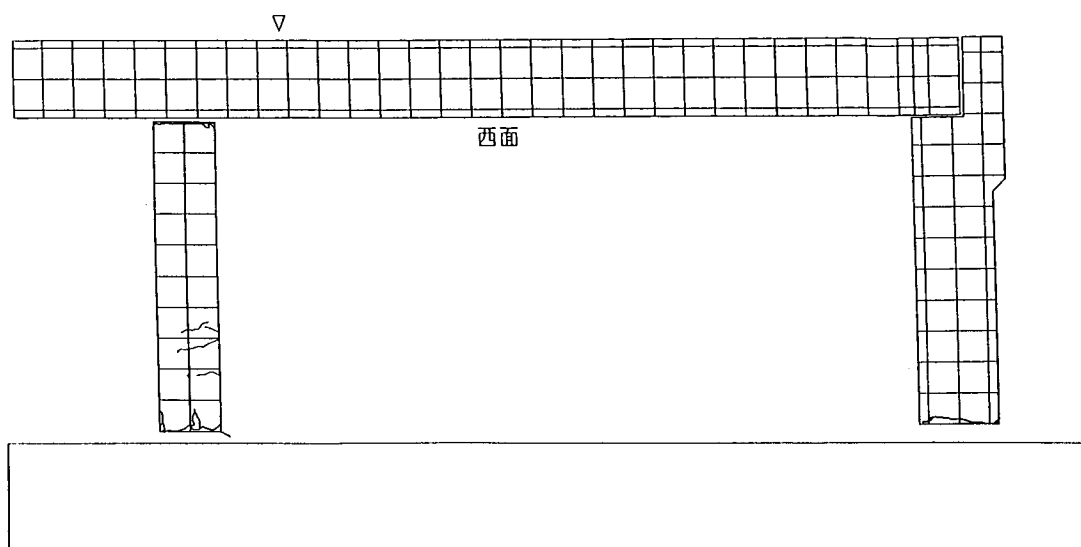
図—4・6・14 d ひび割れ発生状況 (1-11, 水平変位 8 mm)



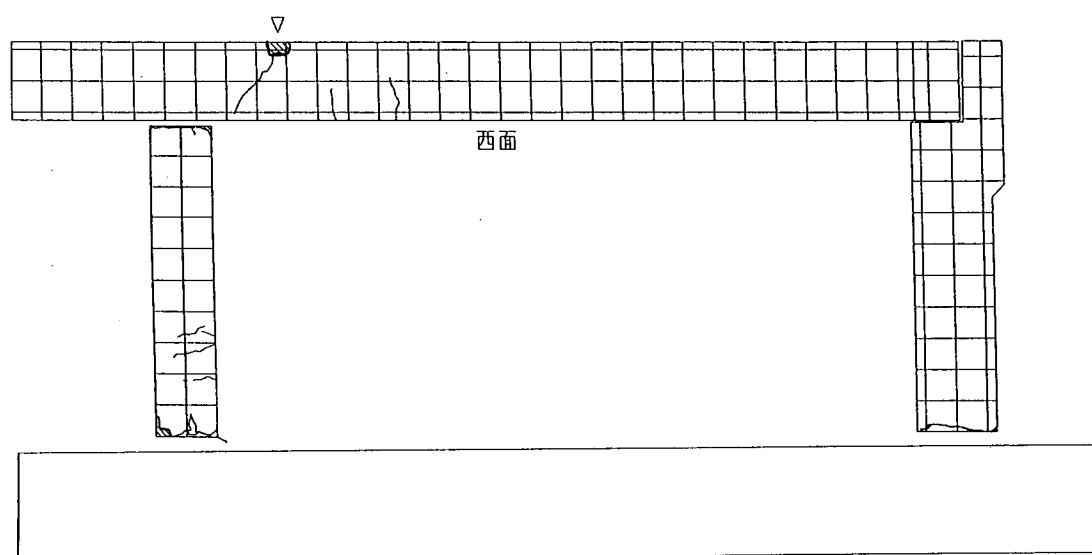
図—4・6・14 e ひび割れ発生状況 (1-11, 水平変位 10 mm)



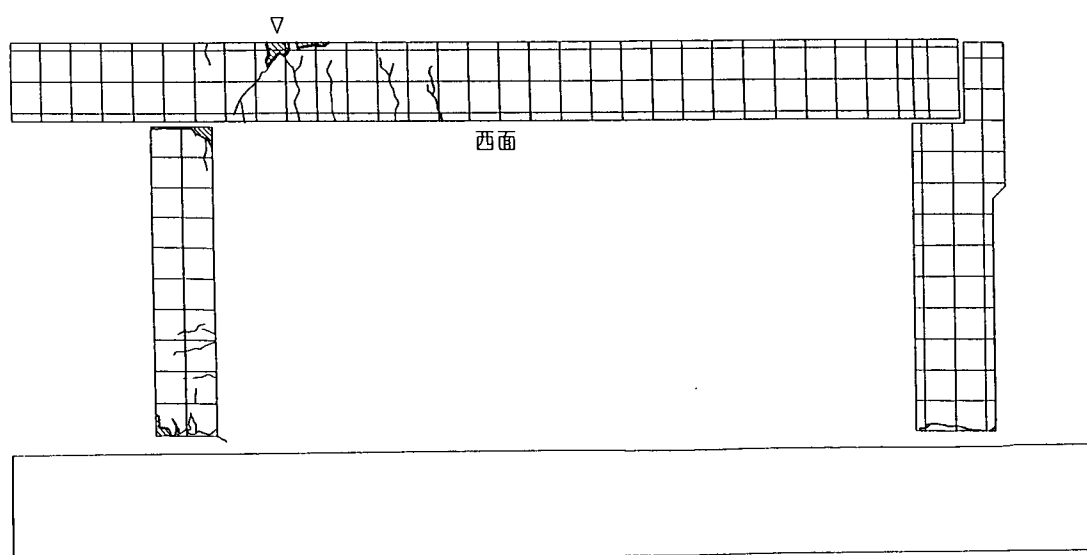
図—4・6・14 f ひび割れ発生状況 (1-11, 落下高さ 0.25 m)



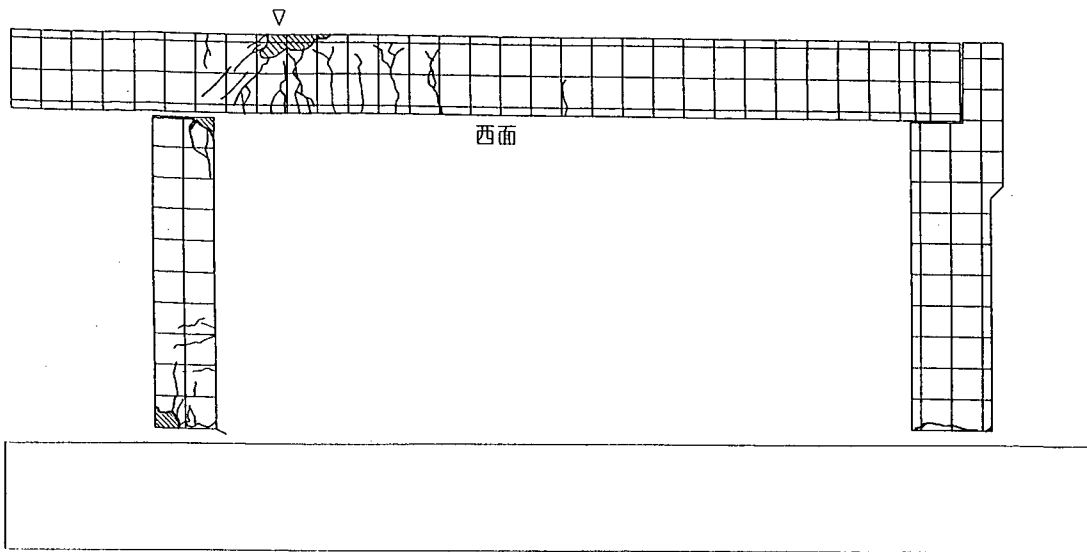
図—4・6・14 g ひび割れ発生状況 (1-11, 落下高さ0.5m)



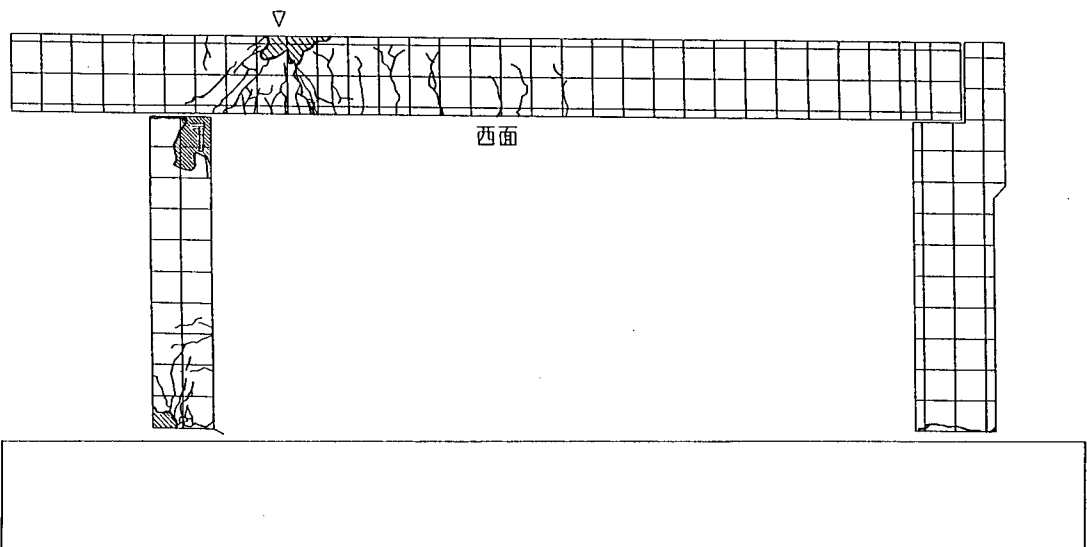
図—4・6・14 h ひび割れ発生状況 (1-11, 落下高さ1.0m)



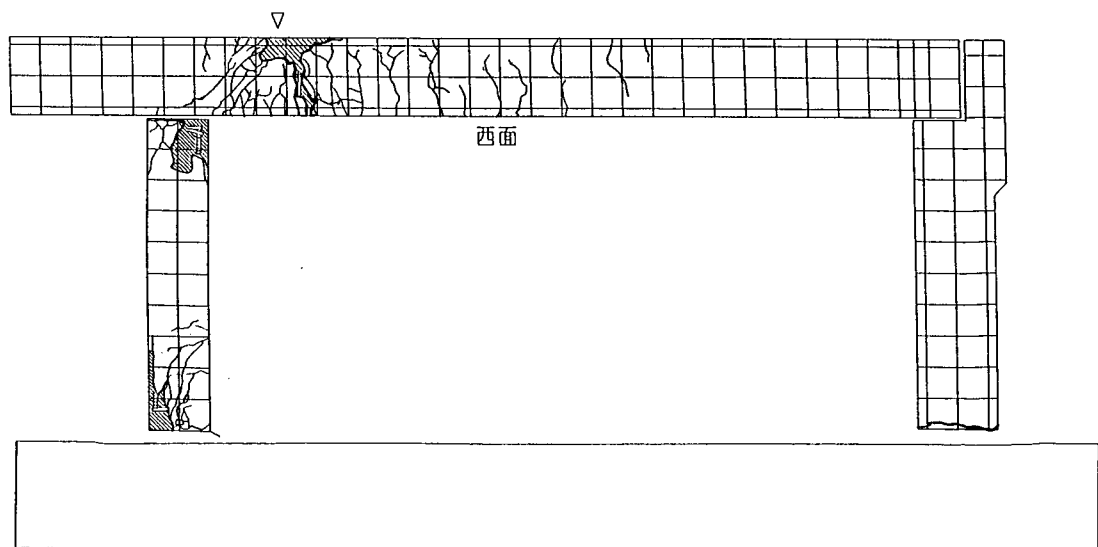
図—4・6・14 i ひび割れ発生状況 (1-11, 落下高さ1.5m)



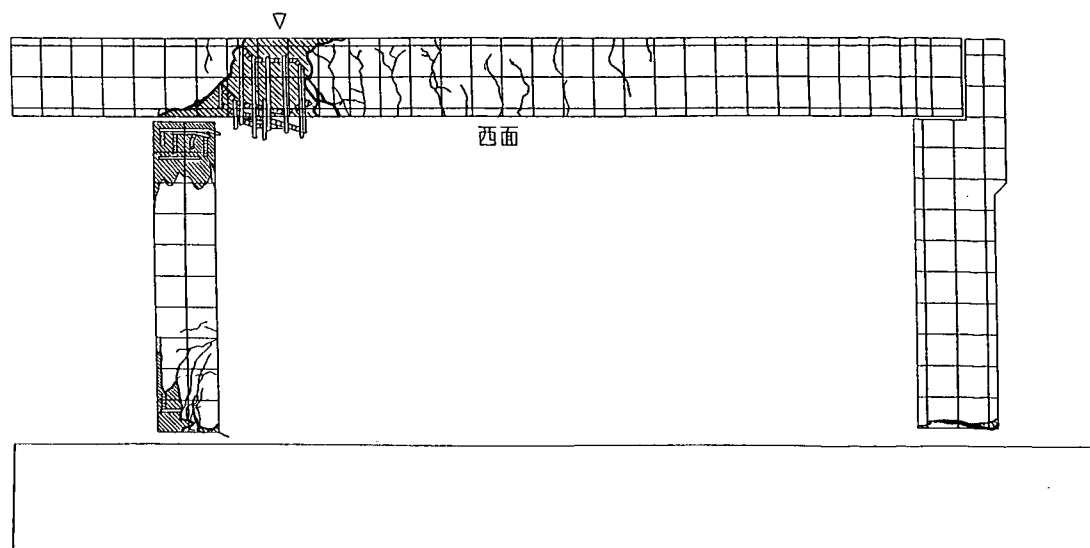
図—4・6・14 j ひび割れ発生状況 (1-11, 落下高さ2.0m)



図—4・6・14 k ひび割れ発生状況 (1-11, 落下高さ2.5m)



図—4・6・14 l ひび割れ発生状況 (1-11, 落下高さ3.0m, 1回目)



図—4・6・14 m ひび割れ発生状況（1-11, 落下高さ3.0m, 2回目）

表-4・6・2 a 1-1 供試体の損傷状況

水平変位	損傷状況	
載荷後	梁	変化無し。
	柱	西・南・東面, 基部にひびわれが発生する。 西面, 基部の北側の表面コンクリートが剥離する。
	壁	西・東面, 基部及び天端より南側30cm付近にひびわれが発生する。 南面, 基部に西面から東面にかけてひびわれが発生する。

落下高さ	損傷状況	
0.25m	梁	下面, ひずみゲージL-1, 6にひびわれが発生し, 測定不能になる。
	柱	変化無し。
	壁	梁支持台部分にひびわれが発生する。
0.50m	梁	西・東面, 載荷点位置と山側に10cmの位置にひびわれが発生する。 下面, 載荷点位置から山側に10cmにひびわれが発生する。L-1のひびわれが西・東面までのびる。L-7, 8にひびわれが発生する。
	柱	梁接合部に間隙が発生する。 南面, 梁接合部にひびわれが発生する。
	壁	変化無し。
1.0m	梁	西・東面, 載荷点位置より山側に20cmから谷側に15cmの範囲でひびわれが発生する。 下面, 載荷点位置から山側に20cmと谷側に15cmの位置にひびわれが発生する。
	柱	接合部の間隙幅が広がる。 北面, 基部にひびわれが発生する。 南面, 梁接合部から5cmの範囲と梁接合部より東側10cmから15cmの範囲で, 表面コンクリートが剥離する。梁接合部より5cmから10cmの範囲でひびわれが発生する。 東面, 基部にひびわれが発生する。梁接合部の南側に表面コンクリートが剥離する。
	壁	変化無し。
1.5m	梁	西面, 載荷点位置より上側±10cmの範囲で, 表面コンクリートが剥離する。載荷点位置より±40cmの範囲でひびわれが発生し, ひびわれ幅が広がる。壁接合部から谷側へ10cmでひびわれが発生する。 東面, 載荷点位置から谷側10cmの範囲で, 表面コンクリートが剥離する。載荷点位置より±40cmの範囲でひびわれが発生し, ひびわれ幅が広がる。 下面, 載荷点位置から山側に20cmの範囲でひびわれが発生する。ひびわれ幅が広がる。
	柱	梁接合部の間隙幅が広がる。 南面, 表面コンクリートの剥離が広がる。
	壁	変化無し。

表-4・6・2 b 1-1 供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
2.0m 1回目	梁	PC鋼棒が1本切断する。 西面, 載荷点位置の±30cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落し, PC鋼線, 軸方向鉄筋, 帯鉄筋が露出する。 東面, 載荷点位置より山側30cmから谷側40cmの範囲でひびわれが発生する。表面コンクリートの剥離とひびわれ幅が広がる。 下面, 載荷点位置付近で, かぶりコンクリートがはく落し, 軸方向鉄筋, 帯鉄筋が露出する。
	柱	梁接合部の間隙幅が広がる。 西面, 基部から25cmの範囲でひびわれが発生する。梁接合部の南側から8cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。 南面, 梁接合部の表面コンクリートの剥離が広がり, 帯鉄筋が露出する。 東面, 梁接合部の南側の表面コンクリートの剥離が広がり, ひびわれが発生する。
	壁	変化無し。
2.0m 2回目	梁	PC鋼線, 軸方向鉄筋下側4本が切断する。 西・東面, 載荷点位置で上側の表面コンクリートの剥離及び下側のかぶりコンクリートのはく落が広がる。 下面, 載荷点位置より山側15cmから谷側10cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落し, 軸方向鉄筋, 帯鉄筋が露出する。
	柱	北側のPC鋼線が切断する。梁接合部の間隙幅が広がる。
	壁	水平アンカーが切断する。

表-4・6・3 a 1-2 供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
0.25m	梁	下面, ひずみゲージ-1, 6, 7に1~5cm程度のひびわれが発生し, 測定不能になる。
	柱	変化無し。
	壁	変化無し。
0.50m	梁	西・東面, 載荷点位置を中心に±10cmの範囲で, 3本のひびわれが発生する。 下面, 載荷点位置を中心に±20cmの範囲で5本のひびわれが発生する。 L-7のひびわれが5cmのびる。
	柱	北・西・東面, 梁接合部に間隙が発生する。 東面, 基部にひびわれが発生する。 南面, 梁接合部より5cmの範囲でひびわれが発生する。
	壁	変化無し。
1.0m	梁	西・東面, 載荷点位置を中心に±20cmの範囲でひびわれが発生し, 上面側で表面コンクリートが剥離する。 下面, ひびわれ幅が広がる。載荷点位置より山側15cmのひびわれが西面まで伸びる。
	柱	梁接合部に間隙が広がる。 西・東面, 基部にひびわれが発生する。梁接合部の南側で表面コンクリートが剥離する。 南面, 基部でひびわれが発生する。梁接合部から15cm付近まで表面コンクリートが剥離する。
	壁	変化無し。
1.5m	梁	西面, 載荷点位置を中心に山側25cmから谷側20cmの範囲と, 谷側30cm付近でひびわれが発生する。上側で表面コンクリートが剥離し, 広がる。壁接合部でひびわれが発生する。 東面, 載荷点位置を中心に±20cmの範囲でひびわれが発生し, ひびわれ幅が広がる。上側の表面コンクリートの剥離が広がる。壁接合部でひびわれが発生する。 下面, 載荷点位置を中心に山側25cmから谷側20cmの範囲と, 谷側45cm付近でひびわれが発生し, ひびわれ幅が広がる。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 北面, 基部にひびわれが発生する。 西面, 基部から20cmまでひびわれが発生する。 南面, 梁接合部から10cmの東側にひびわれが発生する。 東面, 基部から10cmまでひびわれが発生する。梁接合部から15cm付近まで南側にひびわれが発生する。
	壁	水平アンカーゆるむ。 南面, 基部にひびわれが発生する。

表-4・6・3 b 1-2 供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
2.0m	梁	かぶりコンクリートがはく落し、PC鋼線、軸方向鉄筋、帯鉄筋が露出する。PC鋼線2本、下側軸方向鉄筋2本が切断する。 西・東・北面、載荷点位置を中心として±20cmの範囲でかぶりコンクリートはく落し、ひびわれ幅が広がる。 西面、壁接合部のかぶりコンクリートがはく落し、帯鉄筋が露出する。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。北側のPC鋼線が切断する。 西面、基部の表面コンクリートが剥離する。 南面、基部の西側にひびわれが発生する。 東面、梁接合部の南側の表面コンクリートが剥離する。
	壁	水平アンカーが切断する。 北面、基部に西側から東側にかけてひびわれが発生する。 東面、基部のひびわれがのびる。

表-4・6・4 a 1-3 供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
0.25m	梁	変化無し。
	柱	変化無し。
	壁	変化無し。
0.50m	梁	変化無し。
	柱	変化無し。
	壁	変化無し。
1.0m	梁	西面, 載荷点位置より山側に5cmと谷側に10cmの下側にひびわれが発生する。 東面, 載荷点位置から谷側に10cmの範囲でひびわれが発生する。また, 山側に30, 15, 10cmの位置の下側にひびわれが発生する。 上面, U-6にひびわれが発生し, 測定不能になる。 下面, 載荷点位置から山側に5cmと谷側に10cmの位置で西側から東側にかけてひびわれが発生する。また, 山側に75cmから10cmの範囲でひびわれが発生し, ひずみゲージ-5, 6が測定不能になる。
	柱	梁接合部に間隙が発生する。 北面, 基部にひびわれが発生する。 西面, 梁接合部の南側にひびわれが発生し, 5cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。 基部にひびわれが発生する。 南面, 梁接合部から10cmの範囲でひびわれが発生し, 5cmの範囲で表面コンクリートの剥離が発生する。 東面, 梁接合部の南側でひびわれが発生する。
	壁	変化無し。
1.5m	梁	緩衝材のゴム板が破断する。 西面, 上側の載荷点位置から下側の谷側20cmの位置まで約45°の角度でひびわれが発生する。載荷点位置より山側に45cmから15cmの範囲でひびわれが3本発生する。 東面, 上側の載荷点位置から下側の谷側20cmの位置まで約45°の角度でひびわれが発生する。載荷点位置から山側に85cmの範囲でひびわれが発生する。
	柱	北面, 基部から3cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。 西面, 基部と基部から15cmの位置にひびわれが発生する。梁接合部から15cmの範囲の南側で表面コンクリートが剥離する。 南側, 梁接合部から15cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。 東面, 梁接合部から15cmの範囲の南側で表面コンクリートが剥離する。
	壁	変化無し。

表-4・6・4 b 1-3 供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
2.0m	梁	緩衝材のゴム材が破断する。 西面, 載荷点位置より山側に15cmから谷側に5cmの範囲の上側で表面コンクリートが剥離する。柱結合位置でひびわれが発生し, 表面コンクリートが剥離する。載荷点位置より山側に60cmから谷側に20cmの範囲でひびわれが発生したりのびており, ひびわれ幅も広がる。 東面, 載荷点位置と山側に15cmの位置の2カ所に表面コンクリートの剥離が発生する。載荷点位置より山側に85cmから谷側に10cmの範囲でひびわれが発生したりのびており, ひびわれ幅も広がる。 下面, 柱側から中央部の範囲でひびわれが発生し, ひびわれ幅が広がる。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 北面, 基部東側から10cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。 西面, 基部からひびわれが発生する。梁接合部の表面コンクリートの剥離が広がる。 南面, 梁接合部で帯鉄筋が露出する。 東面, 基部から10cmの範囲でひびわれが発生し, 北側で表面コンクリートが剥離する。梁接合部南側の表面コンクリートの剥離が広がる。
	壁	変化無し。
2.5m	梁	載荷点より山側と谷側で段差が発生し, せん断破壊が見られる。 西面, 載荷点位置から±15~20cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落し, PC鋼線, 軸方向鉄筋, 帯鉄筋が露出する。帯鉄筋1本が切断する。 東面, 載荷点位置から±20cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落し, PC鋼線, 軸方向鉄筋, 帯鉄筋が露出する。 下面, 柱南面位置から15cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落し, 軸方向鉄筋, 帯鉄筋が露出する。ひびわれ幅が広がる。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 南面, PS-3にひびわれが発生する。 東面, 梁接合部の表面コンクリートの剥離が広がる。
	壁	変化無し。
3.0m	梁	載荷点より山側と谷側で段差が広がる。 西・東・下面, かぶりコンクリートのはく落が広がり帯鉄筋4本露出する。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 西・東面, 梁接合部の南側の表面コンクリートの剥離が広がる。
	壁	西・南・東面の基部から20cmの位置でひびわれが発生する。
3.5m	梁	載荷点より山側と谷側で段差が広がる。 西・東・下面, かぶりコンクリートのはく落が広がる。 西面, 壁支持部の下側でコンクリートがはく落し, 帯鉄筋が露出する。 東面, 壁支持部の下側でひびわれが発生する。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 北側のPC鋼線が切断される。 西面, 梁接合部の表面コンクリートの剥離が広がる。
	壁	水平アンカーが切れ, 梁と壁が10cm離れる。

表-4・6・5 a 1-4供試体の損傷状況

水平変位	損傷状況	
2mm	梁	変化無し。
	柱	変化無し。
	壁	西面, 基部にひびわれが発生する。 南面, 基部の東側にひびわれが発生する。 東面, 基部の南側にひびわれが発生する。
4mm	梁	変化無し。
	柱	変化無し。
	壁	南面, 基部のひびわれが中央部までのびる。
6mm	梁	変化無し。
	柱	西面, 基部にひびわれが発生する。 東面, 基部の南側にひびわれが発生する。
	壁	変化無し。
8mm	梁	変化無し。
	柱	西面, 基部にひびわれが発生する。 東面, 基部のひびわれがのびる。
	壁	西面, 基部にひびわれが発生する。 南面, 基部のひびわれが西側までのびる。ひびわれ幅が広がる。 東面, 基部にひびわれが発生する。
10mm	梁	変化無し。
	柱	北面, 基部の西側で表面コンクリートが剥離する。 西面, 基部の北側で表面コンクリートが剥離する。基部から10cmの位置でひびわれが発生する。 南面, 基部でひびわれが発生する。 東面, 基部の北側にひびわれが発生する。
	壁	西・東面, 基部のひびわれが北側にのびる。

落下高さ	損傷状況	
0.25m	梁	変化無し。
	柱	梁接合部に間隙が発生する。 南面, 基部から30cmの位置にひびわれが発生する。 東面, 基部から10cmの範囲でひびわれが発生する。
	壁	変化無し。
0.50m	梁	下面, ひずみゲージ-1, 6にひびわれが発生し, 測定不能になる。
	柱	西面, 基部から30cmの範囲でひびわれがのびる。 東面, 基部の北側で表面コンクリートが剥離する。
	壁	南面, 基部のひびわれ幅が広がる。 東面, 基部の南側のひびわれがのびる。

表-4・6・5 b 1-4供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
1.0m		フーチング、柱から30cmにひびわれが発生する。
	梁	西・東面、載荷点位置より谷側に20cmから5cmの範囲で斜め約45°にひびわれが発生する。 下面、L-6のひびわれが広がる。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 西・東面、梁接合部の南側で表面コンクリートが剥離し、ひびわれが発生する。 南面、梁接合部から10cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。
	壁	梁の接合部に間隙が発生する。
1.5m	梁	西面、載荷点位置から山側に60cmの範囲でひびわれが発生する。 東・下面、載荷点位置より山側に70cmから谷側に10cmの範囲でひびわれが発生する。
		梁接合部の間隙が広がる。
	柱	西面、基部北側の表面コンクリートの剥離が広がる。梁接合部の南側でかぶりコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋が1本露出する。 南面、梁接合部から20cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落し軸方向鉄筋2本と帯鉄筋1本が露出する。 東面、基部北側の表面コンクリートの剥離が広がる。梁接合部から15cmの範囲の南側でかぶりコンクリートがはく落する。
	壁	変化無し。
2.0m		載荷点位置より山側と谷側で段差が発生する。
	梁	西面、載荷点位置から柱南面までの範囲で幅10cmのかぶりコンクリートがはく落し、PC鋼線1本、軸方向鉄筋2本、帯鉄筋3本が露出する。 東面、載荷点位置から谷側に10cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋1本、帯鉄筋3本が露出する。 下面、載荷点位置より10cmから柱南面までの範囲でかぶりコンクリートがはく落する。
	柱	南面、梁接合部のかぶりコンクリートのはく落が進む。
	壁	南面、基部のひびわれ幅が広がる。
2.5m	梁	載荷点位置より山側と谷側で段差が広がる。 西面、載荷点位置付近のかぶりコンクリートのはく落が広がり、帯鉄筋が1本切断される。 東面、載荷点位置付近のかぶりコンクリートのはく落が広がる。
	柱	西面、梁接合部のかぶりコンクリートのはく落が広がる。
	壁	北面、基部の西側から東側までひびわれが発生する。 南面、基部のひびわれが広がる。
3.0m 1回目	梁	載荷点位置より山側と谷側で段差が広がり、15cmになる。 西・東面、載荷点位置付近のかぶりコンクリートのはく落が広がる。 上面、かぶりコンクリートのはく落が広がり、内側の軸方向鉄筋2本が切断する。
	柱	接合部の間隙の幅が縮まる。
	壁	南面、基部のひびわれ幅が広がる。

表-4・6・5 c 1-4供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
3.0m 2回目	梁	載荷点位置より山側と谷側で段差が広がる。 西・東・下面, 載荷点位置付近のかぶりコンクリートのはく落が広がる。 上面, 西側の軸方向鉄筋が切断する。
	柱	梁接合部の間隙が縮まる。
	壁	南面, 基部のひびわれ幅が広がる。

表-4・6・6 1-6供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
0.25m	梁	西面, 載荷点位置より谷側に35cmの位置の下側にひびわれが発生する。 東面, 載荷点位置より山側に35cmの位置の下側にひびわれが発生する。
	柱	梁接合部に間隙が発生する。 西面, 基部及び梁接合部にひびわれが発生する。 南面, 梁接合部にひびわれ及び表面コンクリートの剥離が発生する。 東面, 梁接合部の南側にひびわれ及び表面コンクリートの剥離が発生する。
	壁	変化無し。
0.50m	梁	西・東・下面, 載荷点位置から±10cmの範囲にひびわれが発生する。
	柱	北面, 基部にひびわれが発生する。 西面, 梁接合部にひびわれが発生する。 東面, 基部及び梁接合部にひびわれが発生する。
	壁	東面, 基部にひびわれが発生する。
1.0m	梁	西面, 載荷点位置より20cmの範囲の上側で表面コンクリートの剥離が発生する。載荷点位置より山側に15cmから谷側に10cmの範囲でひびわれが発生する。 東面, 載荷点位置より山側に10cmの範囲の上側で表面コンクリートの剥離が発生する。 載荷点位置より±15cmの範囲でひびわれが発生する。 下面, 載荷点位置より±15cmの範囲でひびわれが発生する。ひびわれ幅が広がる。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 北・西・東面, 基部にひびわれが発生する。 南面, 梁接合部から10cmの範囲の西側で表面コンクリートの剥離が広がる。
	壁	東面, ほぼ全面に渡ってひびわれが発生する。
1.5m	梁	西・東面, 載荷点位置の表面コンクリートの剥離が広がる。載荷点位置から±15cmの範囲のひびわれで幅が広がる。 下面, 載荷点位置から±15cmの範囲でひびわれが発生し, ひびわれ幅が広がる。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 西面, 基部にひびわれが発生し, 北側の表面コンクリートが剥離する。 梁接合部の南側で表面コンクリートが剥離する。 南面, 梁接合部から20cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落し, 帯鉄筋が露出する。 東面, 基部にひびわれが発生し, 北側で表面コンクリートが剥離する。 梁接合部の南側でも表面コンクリートが剥離する。
	壁	水平アンカーが緩み, 間隙が広がる。 東面, 基部及び中央付近でひびわれが発生する。
2.0m	梁	西・東面, 載荷点位置付近でかぶりコンクリートがはく落し, PC鋼線, 軸方向鉄筋, 帯鉄筋が露出する。PC鋼線が切断する。 下面, 載荷点位置付近でかぶりコンクリートがはく落する。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 北面, 基部東側で表面コンクリートが剥離する。
	壁	梁接合部の間隙が広がる。

表-4・6・7 a 1-8 供試体の損傷状況

水平変位	損傷状況	
1mm	梁	変化無し。
	柱	変化無し。
	壁	変化無し。
2mm	梁	変化無し。
	柱	変化無し。
	壁	変化無し。
3mm	梁	変化無し。
	柱	梁接合部の北側に間隙が発生する。 南面, 基部にひびわれが発生する。
	壁	北・西・東面, 梁天端から25cmの位置でひびわれが発生する。
4mm	梁	変化無し。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 西面, 基部の南側からフーチングにかけてひびわれが発生する。 東面, 基部の南側にひびわれが発生する。
	壁	西・東面, 天端より25cmの位置のひびわれが南側にのびる。基部の南側にひびわれが発生する。 南面, 基部にひびわれが発生する。
6mm	梁	変化無し。
	柱	西・南面, 梁接合部にひびわれが発生する。
	壁	西・東面, 基部にひびわれが発生する。
8mm	梁	変化無し。
	柱	西面, 基部から10・30cmの南側の位置にひびわれが発生する。 南面, 基部から10・30cmの位置にひびわれが発生する。 東面, 基部から10・30cmの位置にひびわれが発生する。梁接合部にひびわれが発生する。
	壁	南面, 基部のひびわれ幅が広がる。
10mm	梁	変化無し。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 西・南・東面, 下側でひびわれが発生する。 南面, 梁接合部の東側でひびわれが発生する。 東面, 梁接合部の南側でひびわれが発生する。
	壁	北面, 天端から25cmの位置のひびわれ幅が広がる。 南面, 基部のひびわれ幅が広がる。

落下高さ	損傷状況	
0.25m	梁	変化無し。
	柱	東面, 梁接合部にひびわれが発生する。
	壁	東面, 天端より25cmの南側にひびわれが発生する。

表-4・6・7 b 1-8 供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
0.5m	梁	U-3・L-1にひびわれが発生し、測定不能になる。 東面、載荷点から谷側に約45°の角度でひびわれが発生する。
	柱	西面、基部及び梁接合部にひびわれが発生する。 南面、梁接合部の表面コンクリートが剥離する。
	壁	変化無し。
1.0m		フーチング、柱から30cmにひびわれが発生する。
	梁	西・東・下面、載荷点位置より山側に40cmから谷側に10cmの範囲でひびわれが発生する。
	柱	西面、梁接合部の南側でひびわれが発生し、表面コンクリートが剥離する。 南面、梁接合部の表面コンクリートの剥離が広がる。 東面、上部の南側でひびわれが発生し、表面コンクリートが剥離する。
1.5m	壁	変化無し。
	梁	西・下面、載荷点位置付近のひびわれがのびて、ひびわれ幅が広がる。 東面、載荷点位置から山側に5cmの位置で表面コンクリートが剥離する。 載荷点位置付近のひびわれが発生し、ひびわれ幅が広がる。
	柱	西・東面、梁接合部の南側の表面コンクリートの剥離が広がる。 南面、上部の表面コンクリートの剥離が、梁接合部から20cmまで広がる。
2.0m	壁	変化無し。
	梁	西面、載荷点位置の上側で表面コンクリートが剥離する。載荷点位置付近でひびわれが発生し、ひびわれ幅が広がる。壁接合部から20cmの位置にひびわれが発生する。 下面、載荷点位置より山側のひびわれ幅が広がる。 東面、載荷点位置から山側に10cmの上側の範囲で表面コンクリートが剥離する。載荷点位置付近のひびわれ幅が広がる。壁接合部から20cmの位置にひびわれが発生する。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 北面、基部から7cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。 西面、基部から10cmの範囲でひびわれが発生する。梁接合部の南側でかぶりコンクリートがはく落し、帯鉄筋が露出する。 南面、基部にひびわれが発生し、ひびわれ幅が広がる。梁接合部のかぶりコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋2本、帯鉄筋1本が露出する。 東面、基部の北側でひびわれとコンクリートの剥離が発生する。梁接合部の南側でかぶりコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋と帯鉄筋が露出する。
	壁	北面、天端から25cmの位置にあるひびわれ幅が縮まる。 南面、天端から20cmの位置にひびわれが発生する。

表-4・6・7 c 1-8 供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
2.5m 1回目	梁	西・東面、載荷点位置の下側でかぶりコンクリートがはく落し、PC鋼線、軸方向鉄筋、帯鉄筋が露出する。壁接合部から25cmの範囲でひびわれが発生する。 下面、載荷点位置でかぶりコンクリートがはく落し軸方向鉄筋と帯鉄筋が露出し、軸方向鉄筋の西側2本が切断する。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 北面、基部から20cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。 西面、基部から10cmの範囲でひびわれや表面コンクリートの剥離が発生する。梁接合部から15cmの南側でかぶりコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋と帯鉄筋が露出する。 南面、基部から10cmの範囲でひびわれが発生し、ひびわれ幅が広がる。 梁接合部から15cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋と帯鉄筋が露出する。 東面、基部から20cmの北側で表面コンクリートが剥離する。梁接合部から10cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落して軸方向鉄筋と帯鉄筋が露出する。
	壁	西・南・東面、基部より40cmから20cmの範囲でひびわれが発生する。
2.5m 2回目	梁	載荷点位置で、PC鋼線2本、下側軸方向鉄筋4本が切断する。上側の軸方向鉄筋のみで梁がつながっている。 西・東面、載荷点位置で下側の軸方向鉄筋及びPC鋼線が切断し10cm以上の間隙が発生する。 下面、載荷点位置で軸方向鉄筋が切断され10cm以上の間隙が発生する。
	柱	柱全体が谷側に傾き、梁接合部で谷側の間隙が大きく広がりPC鋼線がのびる。 西・東・南面、基部から10cmの範囲で南側のひびわれ幅が広がり、塑性化している。梁接合部の南側で梁がめり込む。
	壁	北面、基部より15cmから30cmの範囲でひびわれが発生する。 西・南・東面、基部より40cmから20cmの範囲で発生したひびわれの幅が大きく広がり、軸方向鉄筋が1本切断する。

表-4・6・8 a 1-10 供試体の損傷状況

水平変位	損傷状況	
4.2mm	梁	変化無し。
	柱	変化無し。
	壁	西面, 基部に南側からひびわれが発生する。 南面, 基部にひびわれが発生する。
6mm	梁	変化無し。
	柱	西・東面, 基部にひびわれが発生する。
	壁	西面, 基部のひびわれがのびる。
8mm	梁	変化無し。
	柱	東面, 基部のひびわれがのびる。
	壁	西面, 基部のひびわれがのびる。 南面, 基部のひびわれがフーチングまでのびる。
10mm	梁	変化無し。
	柱	西・東面, 基部にひびわれが発生する。
	壁	南面, 基部のひびわれ幅が広がる。

落下高さ	損傷状況	
0.25m	梁	変化無し。
	柱	変化無し。
	壁	変化無し。
0.5m	梁	U-6・L-3にひびわれが発生し測定不能になる。
	柱	西・東面, 基部の北側にひびわれが発生する。
	壁	南面, 基部の東側からフーチングにひびわれがのびる。
1.0m	梁	西・東面, 載荷点から柱接合部にかけて約45°の角度でひびわれが発生する。載荷点位置から山側に50cmの範囲でひびわれが発生する。 下面, 載荷点位置から山側に50cmの範囲でひびわれが発生する。
	柱	西面, 基部の北側で表面コンクリートが剥離する。梁接合部の南側でひびわれが発生し, 表面コンクリートが剥離する。 南面, 梁接合部から10cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。 東面, 梁接合部の南側でひびわれが発生し, 表面コンクリートが剥離する。
	壁	変化無し。
	壁	変化無し。
1.5m	梁	緩衝材のゴム板が破断する。 西・東面, 載荷点位置で表面コンクリートが剥離する。梁中央でひびわれが発生する。 下面, 梁中央でひびわれが発生する。
	柱	北面, 基部でひびわれが発生する。 西・東面, 基部の北側でひびわれと表面コンクリートの剥離が広がる。 梁接合部の南側で表面コンクリートの剥離が広がる。 南面, 梁接合部から10cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落し, 帯鉄筋が露出する。
	壁	変化無し。
	壁	変化無し。

表-4・6・8 b 1-10供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
2.0m	梁	緩衝材のゴム板が破断する。載荷点から山側と谷側で段差が発生する。 西・東面、載荷点から柱接合部の南面まで斜め約45°の角度でかぶりコンクリートがはく落し、帯鉄筋が露出する。 下面、柱接合部から10cmの範囲でひびわれ幅が広がる。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 西面、梁接合部の表面コンクリートの剥離が広がる。 南面、梁接合部のかぶりコンクリートのはく落が広がる。 東面、基部の北側にひびわれと表面コンクリートの剥離が発生する。
	壁	変化無し。
2.5m	梁	載荷点から山側と谷側で段差が広がる。 西・東面、載荷点位置から谷側でかぶりコンクリートが約20cmの幅ではく落し、PC鋼線、軸方向鉄筋、帯鉄筋が露出する。 西面、帯鉄筋が1本切断される。 下面、載荷点位置から柱接合部までの範囲でかぶりコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋と帯鉄筋が露出する。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 西・東面、梁接合部の南側でかぶりコンクリートがはく落し、帯鉄筋が露出する。 西面、下側でひびわれがのびる。 南面、基部でひびわれが発生する。
	壁	変化無し。
3.0m	梁	載荷点から山側と谷側で段差が広がる。 西・東面、載荷点位置から柱接合部までの範囲でかぶりコンクリートがはく落し、PC鋼線、軸方向鉄筋、帯鉄筋が露出する。 下面、柱接合部から山側に20cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落する。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 西面、梁接合部から30cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。 西・東面、下側でひびわれが発生する。 南面、上側でひびわれが発生する。
	壁	基部のひびわれ幅が広がる
3.5m	梁	載荷点位置から柱接合部にかけてひびわれが広がり、鉄筋のみの部分が発生する。 西・東面、載荷点位置から山側に10cm谷側に30cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落する。 下面、柱接合部から40cmの範囲でかぶりコンクリートがはく落する。
	柱	梁接合部の南側が狂壊し梁がめり込む。 北面、基部で表面コンクリートが剥離する。 西面、上側でかぶりコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋3本、帯鉄筋2本が露出する。 基部にひびわれが発生し、ひびわれ幅が広がる。 南面、かぶりコンクリートがはく落し軸方向鉄筋が露出する。 東面、下側でひびわれが発生し、表面コンクリートが剥離する。
	壁	基部のひびわれ幅が広がる。

表-4・6・9 a 1-11 供試体の損傷状況

水平変位	損傷状況	
2mm	梁	変化無し。
	柱	変化無し。
	壁	南面, 基部にひびわれが発生する。
4mm	梁	変化無し。
	柱	梁接合部にひびわれが発生する。 西面, 基部にひびわれが発生する。
	壁	東面, 基部にひびわれが発生する。
6mm	梁	変化無し。
	柱	基部にひびわれが発生する。
	壁	変化無し。
8mm	梁	変化無し。
	柱	西面, 基部にひびわれが発生する。 南・東面, 梁接合部にひびわれが発生する。
	壁	変化無し。
10mm	梁	変化無し
	柱	東面, 梁接合部にひびわれが発生する。
	壁	西面, 基部にひびわれが発生する。

落下高さ	損傷状況	
0.25m	梁	西・南面, 下側にひびわれが発生する。
	柱	変化無し。
	壁	変化無し。
0.5m	梁	変化無し
	柱	北面, 基部でひびわれが発生し, 表面コンクリートが剥離する。 西面, 基部と梁接合部でひびわれが発生し, 表面コンクリートが剥離する。 東面, 基部でひびわれが発生する。
	壁	変化無し。
1.0m	梁	西・東面, 載荷点付近の表面コンクリートが剥離し, 谷側に斜め約45°の角度でひびわれが発生する。載荷点位置から山側に20cmと40cmの位置でひびわれが発生する。 下面, 載荷点位置から山側に20cmと40cmの位置でひびわれが発生する。
	柱	北面, 基部から10cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。 西・東面, 基部の北側と梁接合部の南側で表面コンクリートが剥離する。 南面, 梁接合部でかぶりコンクリートがはく落し, 軸方向鉄筋が露出する。
	壁	東面, 上側でひびわれが発生する。

表-4・6・9 b 1-11 供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
1.5m	梁	西面, 載荷点位置の表面コンクリートの剥離が広がる。載荷点位置から梁中央の範囲でひびわれが発生する。 東面, 載荷点位置±10cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。梁中央から柱側にかけてひびわれが発生する。 下面, 梁中央から柱側にかけてひびわれが発生する。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 北面, 基部の表面コンクリートの剥離が広がる。 西面, 基部と梁接合部の南側で表面コンクリートの剥離が広がる。 南面, 梁接合部でかぶりコンクリートのはく落が広がる。
	壁	変化無し。
2.0m	梁	緩衝材のゴム板が破断する。 西面, 載荷点位置より山側に15cm谷側に5cmの範囲の上側で表面コンクリートが剥離する。柱位置から梁中央にかけてひびわれが発生する。 下面, 載荷点位置周辺でひびわれが発生し, ひびわれ幅が広がる。 東面, 載荷点位置より山側に10cm谷側に5cmの範囲の上側で表面コンクリートが剥離する。載荷点位置周辺でひびわれが発生し, ひびわれ幅が広がる。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 西面, 基部の北側及び梁接合部の南側で表面コンクリートの剥離が広がる。 南側, 梁接合部のかぶりコンクリートのはく落が広がり, 軸方向鉄筋が1本露出する。 東面, 基部でひびわれと表面コンクリートの剥離が広がる。梁接合部でかぶりコンクリートのはく落し軸方向鉄筋が露出する。
	壁	変化無し。
2.5m	梁	西面, 載荷点位置周辺の下側でひびわれ幅が広がり, 表面コンクリートが剥離する。 下面, 載荷点位置のひびわれ幅が広がり, 東側でかぶりコンクリートのはく落する。 東面, 載荷点位置より±15~20cmの範囲の上側で表面コンクリートが剥離する。載荷点位置から山側に5cmでかぶりコンクリートのはく落し, PC鋼線と軸方向鉄筋が露出する。
	柱	梁接合部の間隙が広がる。 北面, 基部から25cmの範囲で表面コンクリートが剥離する。 西面, 下側でひびわれが発生する。梁接合部でかぶりコンクリートのはく落し軸方向鉄筋が露出する。 南面, 梁接合部のかぶりコンクリートのはく落が広がり, 軸方向鉄筋が2本露出する。
	壁	変化無し。

表-4・6・9 c 1-11 供試体の損傷状況

落下高さ	損傷状況	
3.0m 1回目	梁	西面, 柱位置より50cmの範囲でひびわれ幅の拡大, かぶりコンクリートのはく落が発生し, PC鋼線, 軸方向鉄筋, 帯鉄筋が露出する。 下面, 載荷点位置より±15cmの範囲でひびわれ幅の拡大, かぶりコンクリートのはく落が発生する。軸方向鉄筋と帯鉄筋が露出し, 東側の軸方向鉄筋が切断される。 東面, 載荷点位置より±15cmの範囲でかぶりコンクリートのはく落し, PC鋼線, 軸方向鉄筋, 帯鉄筋が露出する。下側の軸方向鉄筋が切断される。
	柱	梁接合部の南側でコンクリートが圧壊する。 北面, 基部でかぶりコンクリートのはく落し軸方向鉄筋と帯鉄筋が露出する。 西面, 基部の北側でかぶりコンクリートのはく落し軸方向鉄筋と帯鉄筋が露出する。上側でひびわれが発生する。 南面, 梁接合部でかぶりコンクリートのはく落が進む。
	壁	北面, 基部にひびわれが発生する。 南面, ひびわれ幅が広がる。
3.0m 2回目	梁	西・東面, 載荷点位置より山側に10cm谷側に30cmの範囲でかぶりコンクリートのはく落し, PC鋼線, 軸方向鉄筋, 帯鉄筋が露出する。PC鋼線が切断する。 下面, 載荷点位置より山側に10cm谷側に30cmの範囲でかぶりコンクリートのはく落し, 軸方向鉄筋と帯鉄筋が露出する。
	柱	北面, 上側の西面でかぶりコンクリートのはく落し, 軸方向鉄筋が露出する。 西面, 下側でひびわれ及びかぶりコンクリートのはく落が広がる。梁接部から20cmの範囲でかぶりコンクリートのはく落し, 軸方向鉄筋4本と帯鉄筋2本が露出する。 東面, 下側でひびわれが広がる。
	壁	南面, 基部のひびわれ幅が大きく広がり, 軸方向鉄筋2本が切断する。

4. 6. 8 部材の性状

(1) 主梁の性状

図-4・6・15～図-4・6・22 は主梁の上面に設置した変位計と、供試体表面に添付したコンクリートひずみの変化の様子を示したものである。

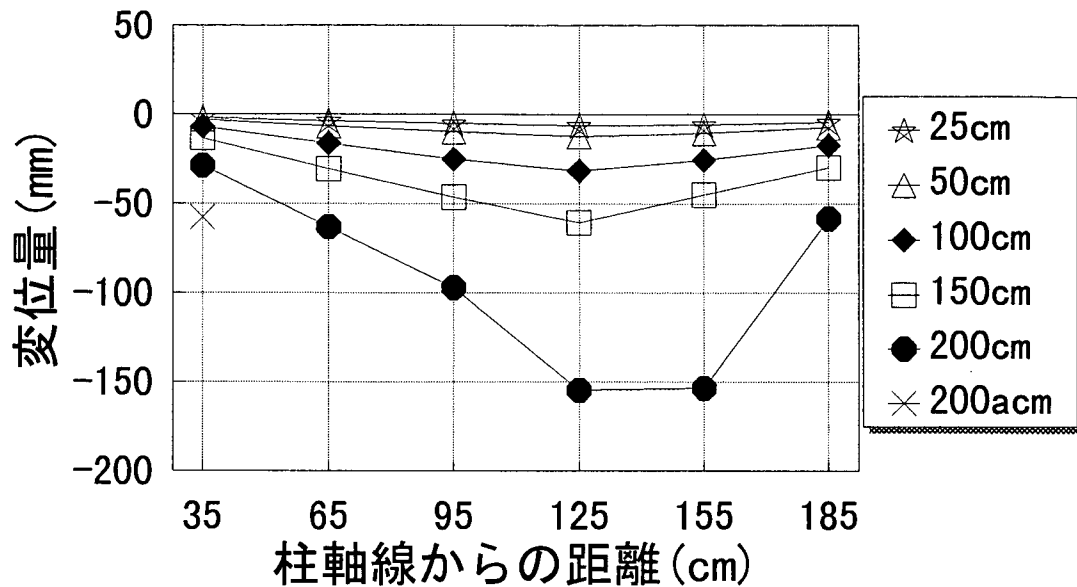


図-4・6・15 a 1-1 供試体の主梁全体の様相 (変位)

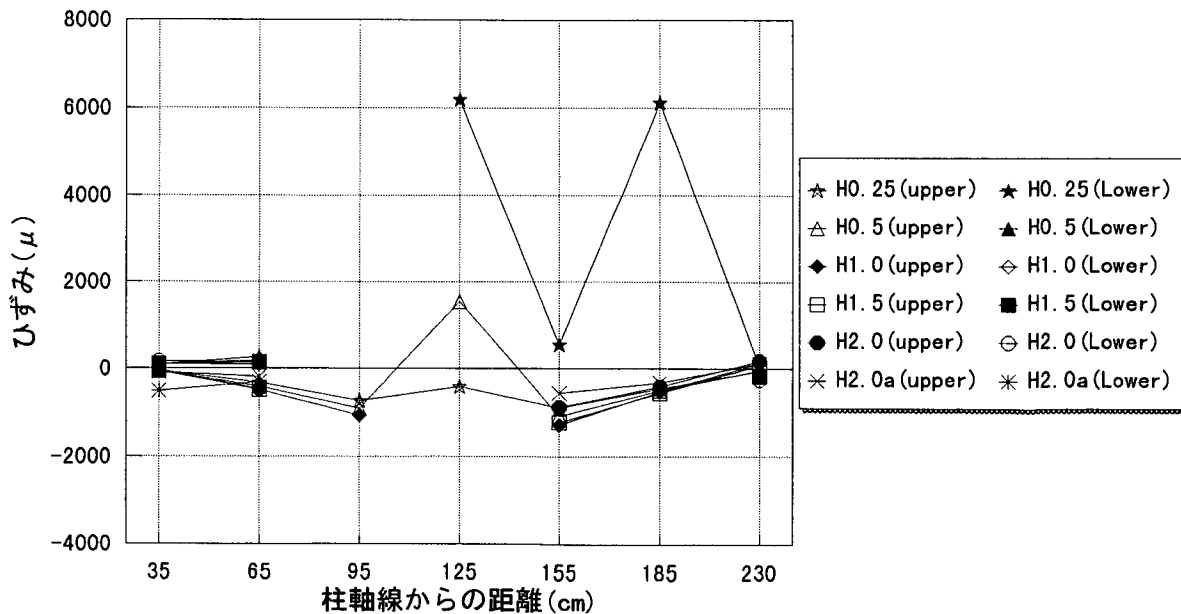


図-4・6・15 b 1-1 供試体の主梁全体の様相 (ひずみ)

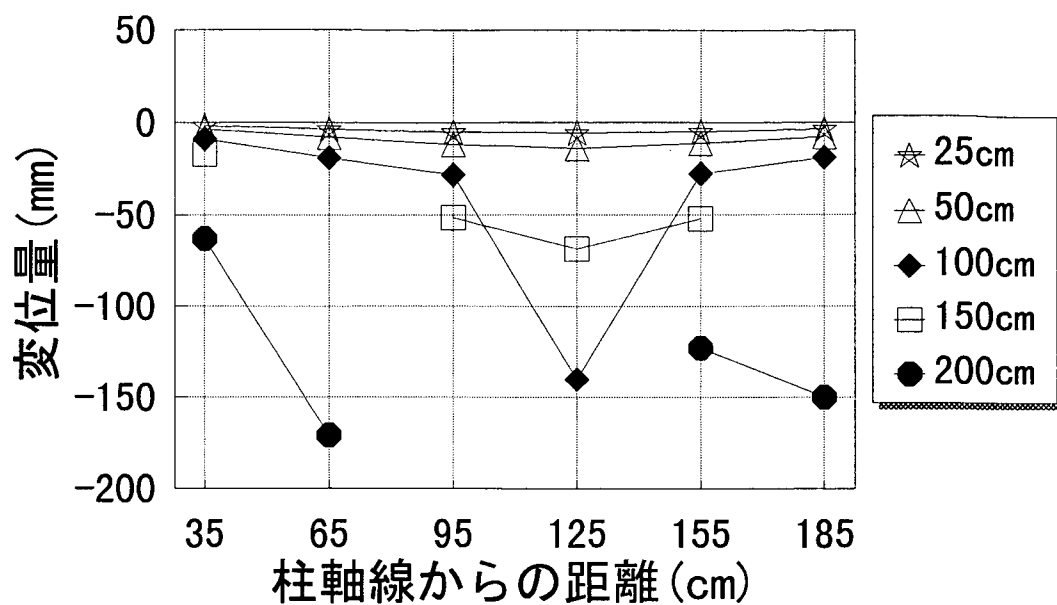


図-4・6・16 a 1-2 供試体の主梁全体の様相 (変位)

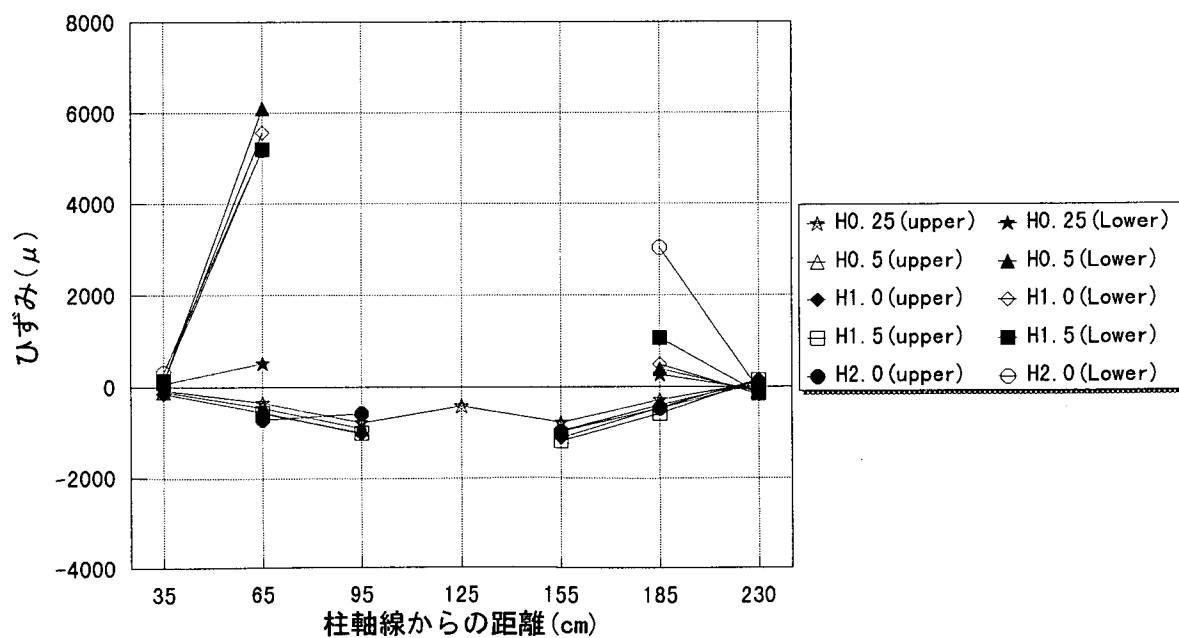


図-4・6・16 b 1-2 供試体の主梁全体の様相 (ひずみ)

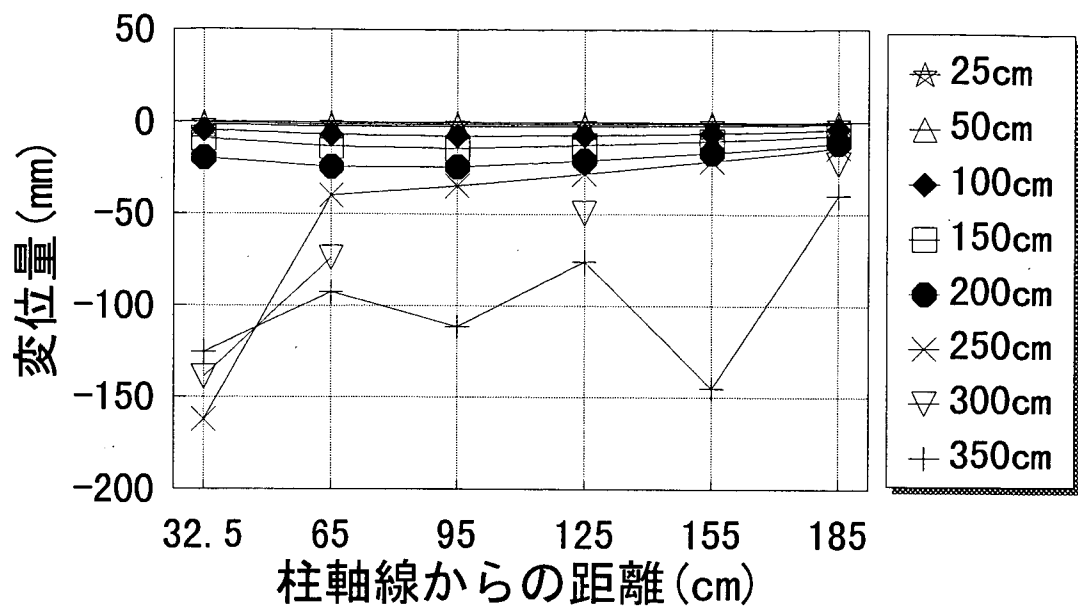


図-4・6・17 a 1-3 供試体の主梁全体の様相 (変位)

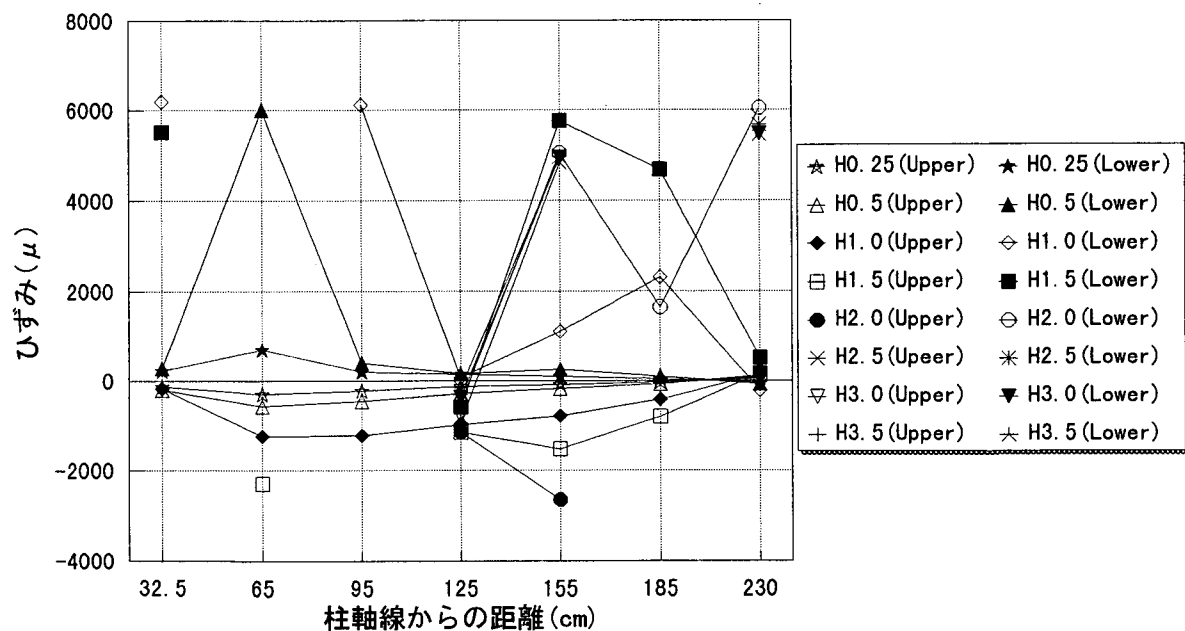


図-4・6・17 b 1-3 供試体の主梁全体の様相 (ひずみ)

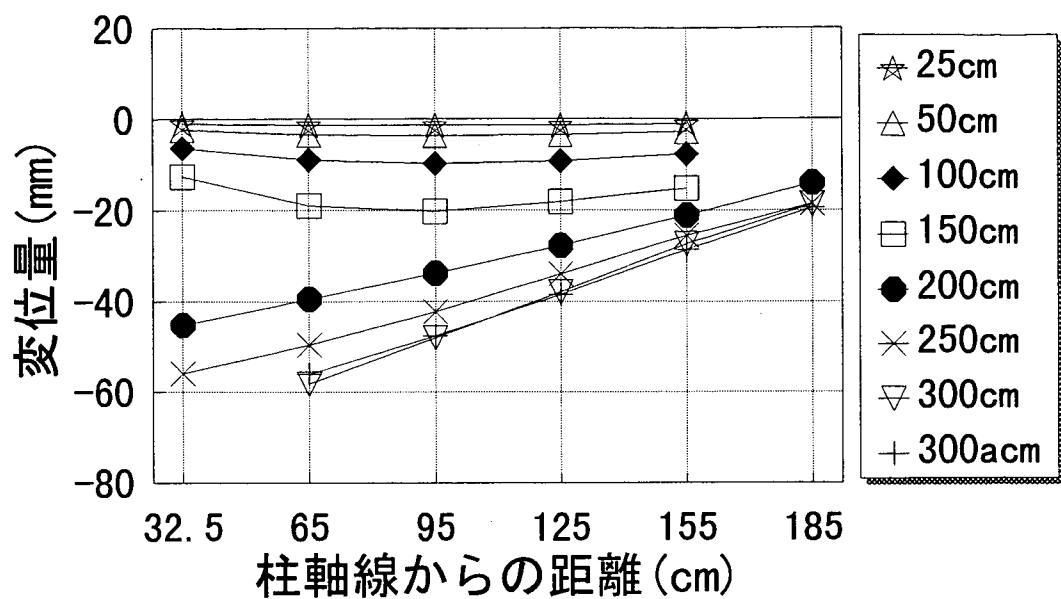


図-4・6・18 a 1-4 供試体の主梁全体の様相 (変位)

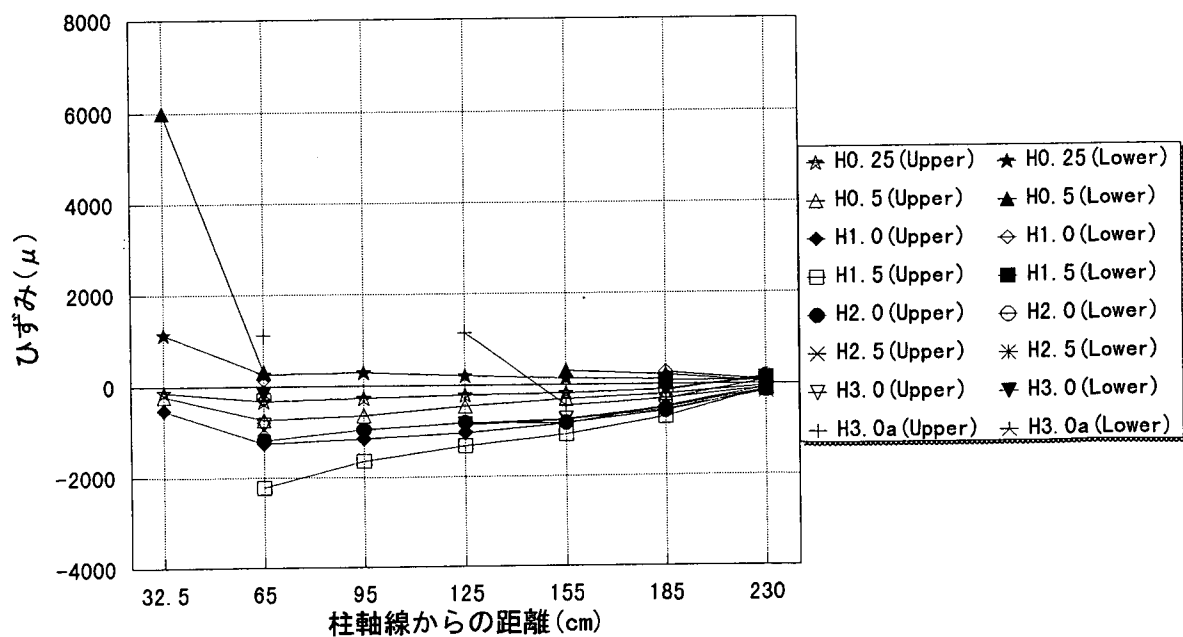


図-4・6・18 b 1-4 供試体の主梁全体の様相 (ひずみ)

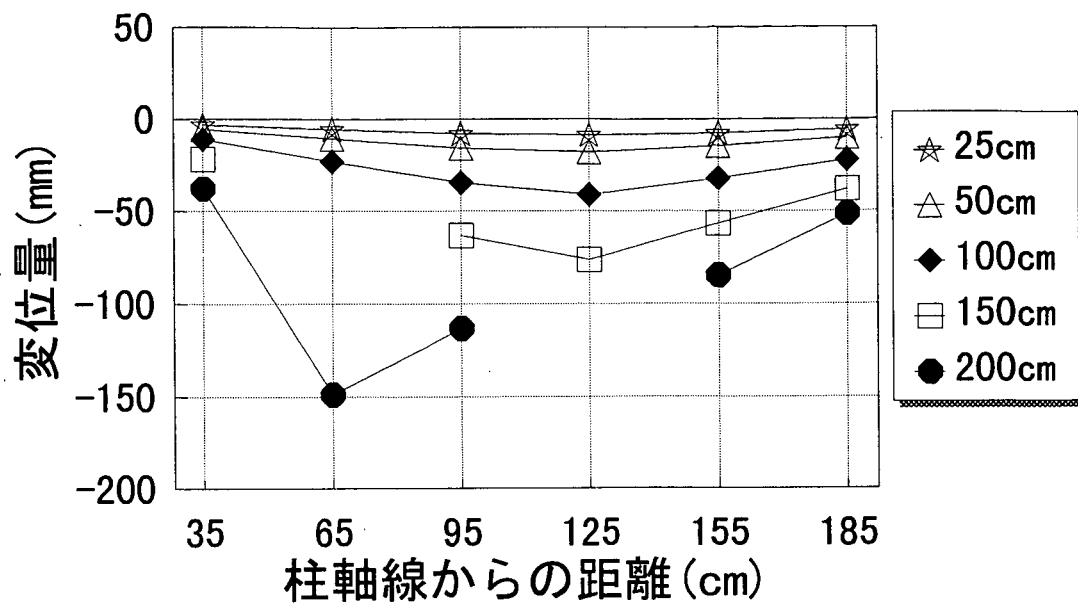


図-4・6・19 a 1-6 供試体の主梁全体の様相 (変位)

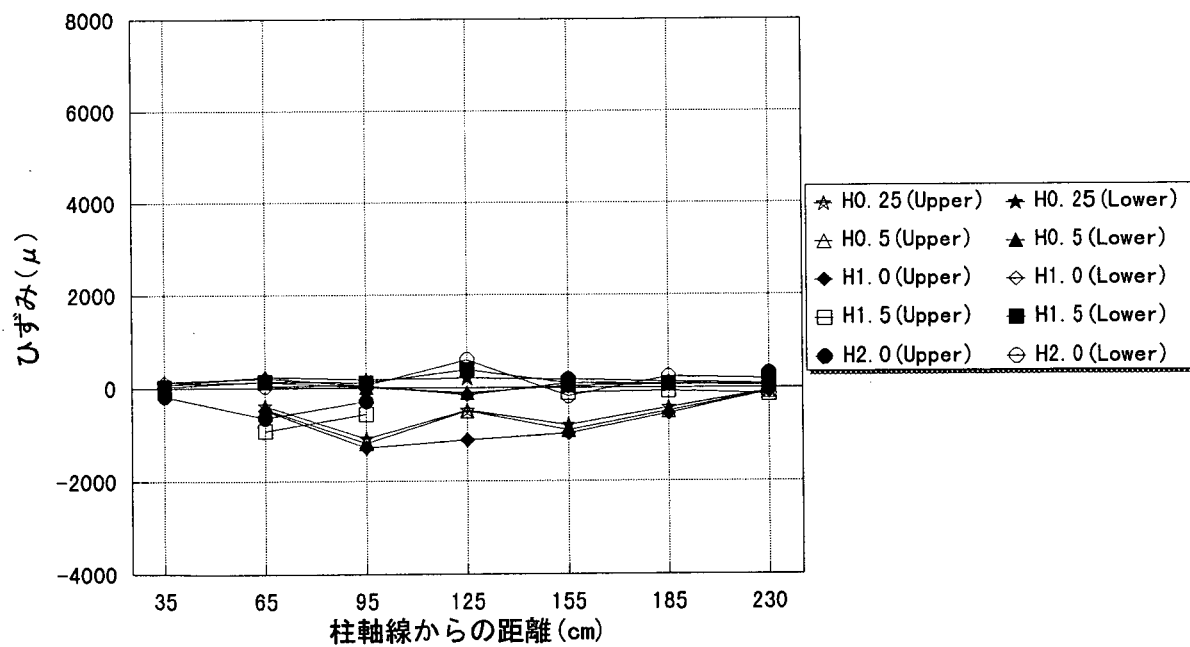


図-4・6・19 b 1-6 供試体の主梁全体の様相 (ひずみ)

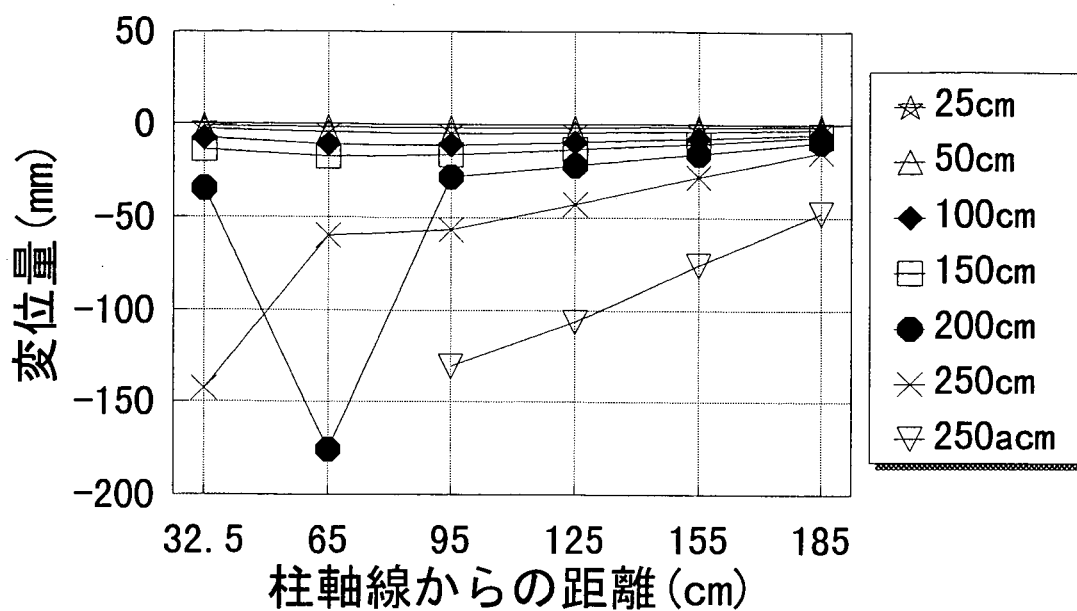


図-4・6・20 a 1-8 供試体の主梁全体の様相 (変位)

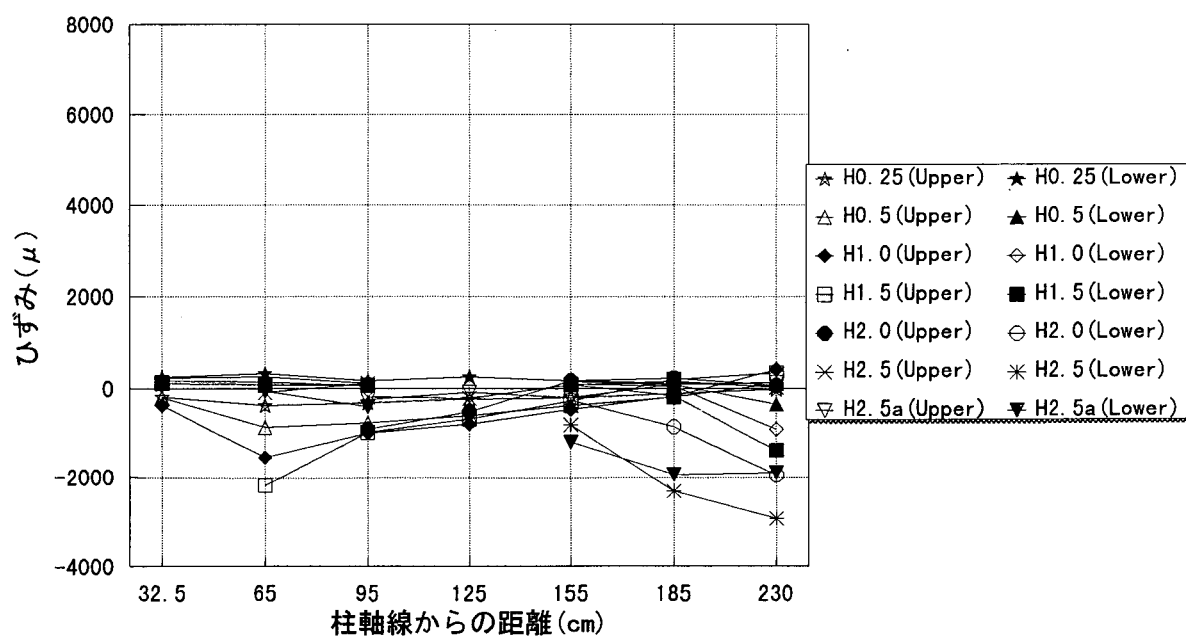


図-4・6・20 b 1-8 供試体の主梁全体の様相 (ひずみ)

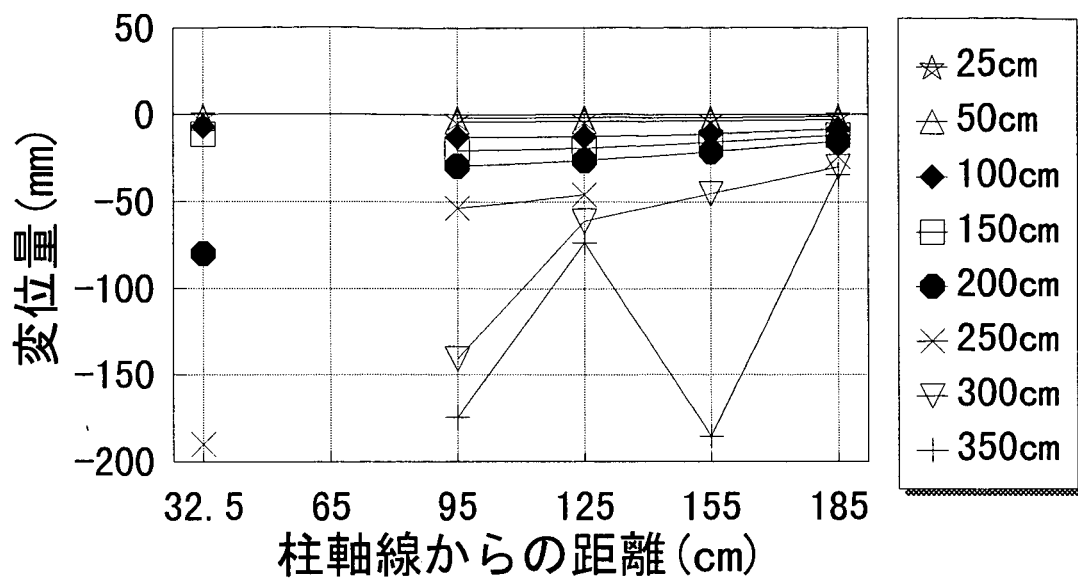


図-4・6・21 a 1-10 供試体の主梁全体の様相 (変位)

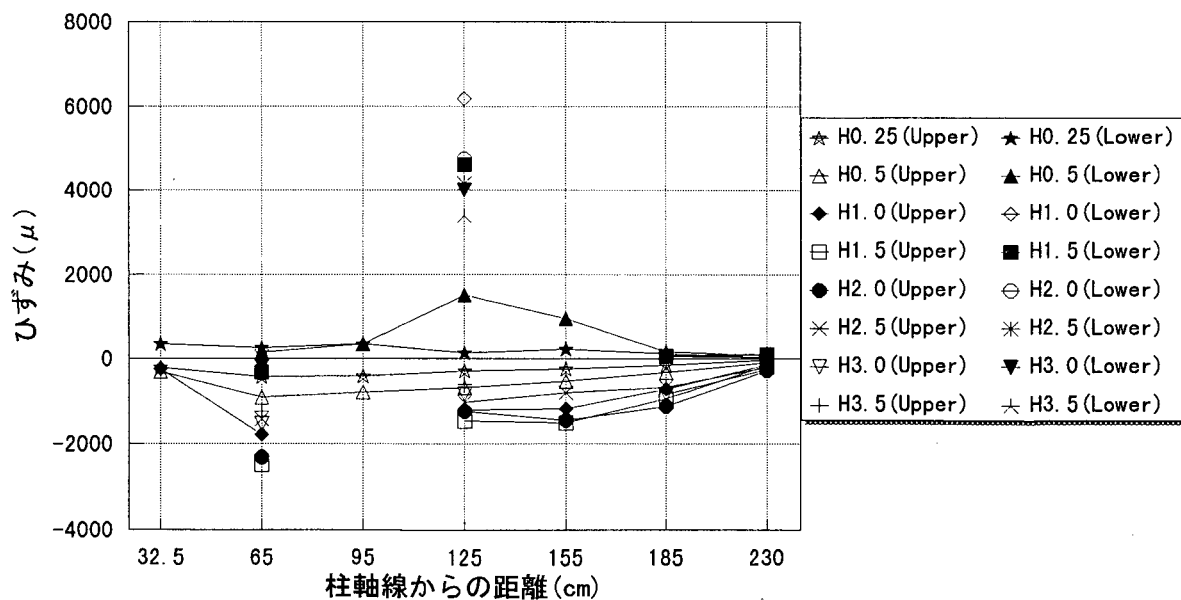


図-4・6・21 b 1-10 供試体の主梁全体の様相 (ひずみ)

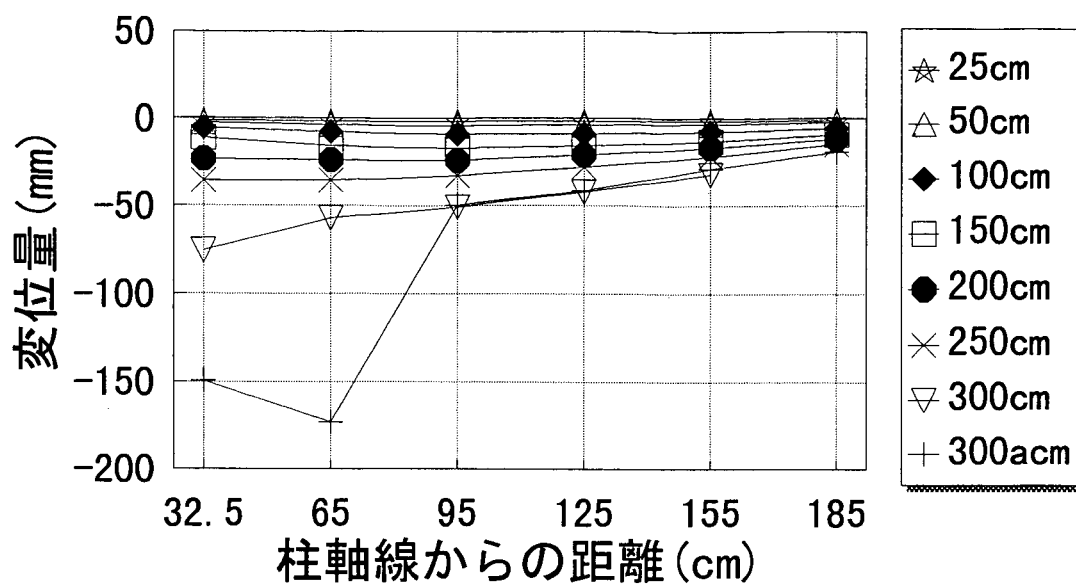


図-4・6・22 a 1-1 供試体の主梁全体の様相 (変位)

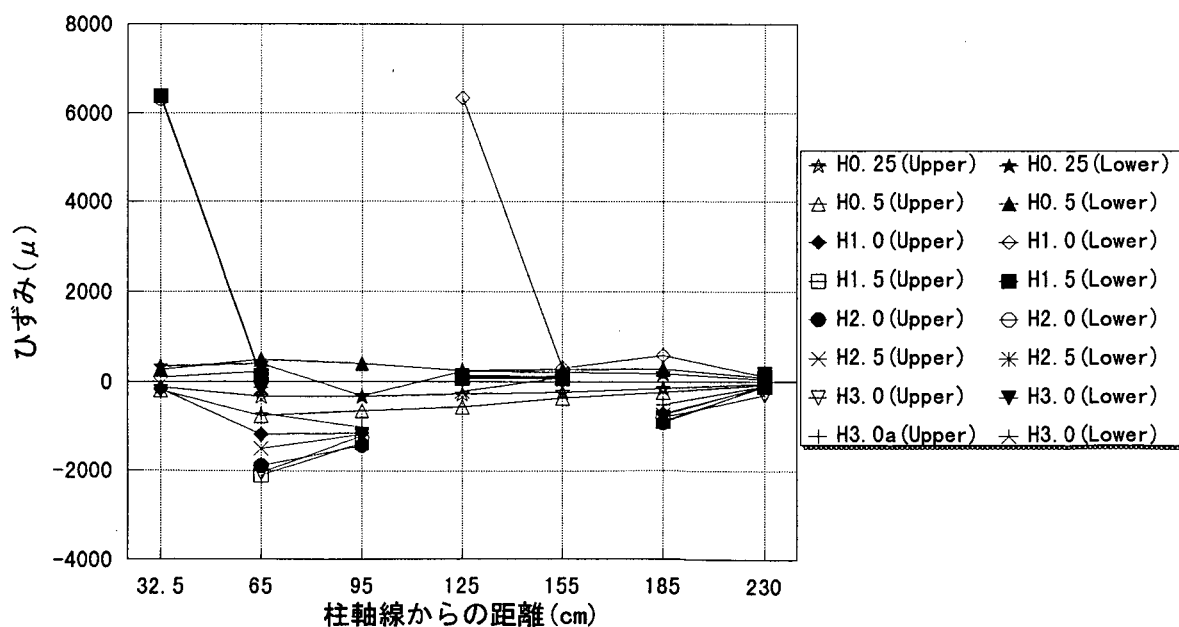


図-4・6・22 b 1-1 供試体の主梁全体の様相 (ひずみ)

(2) 柱の性状

図-4.6.23～図-4.6.30は柱の谷側に設置した変位計と、供試体表面に添付したコンクリートひずみの変化の様子を示したものである。

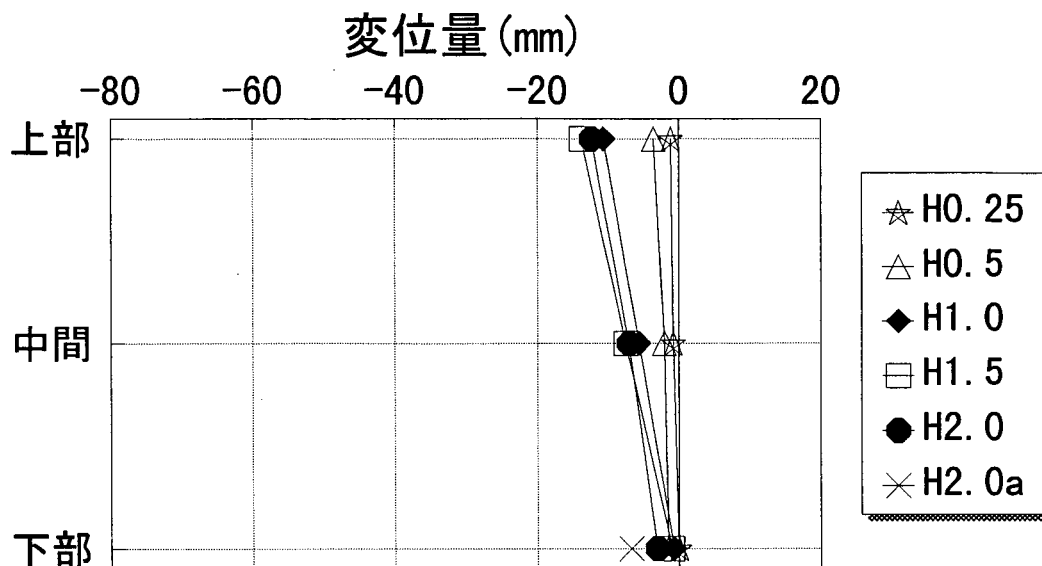


図-4.6.23 a 1-1 供試体の柱全体の様相 (変位)

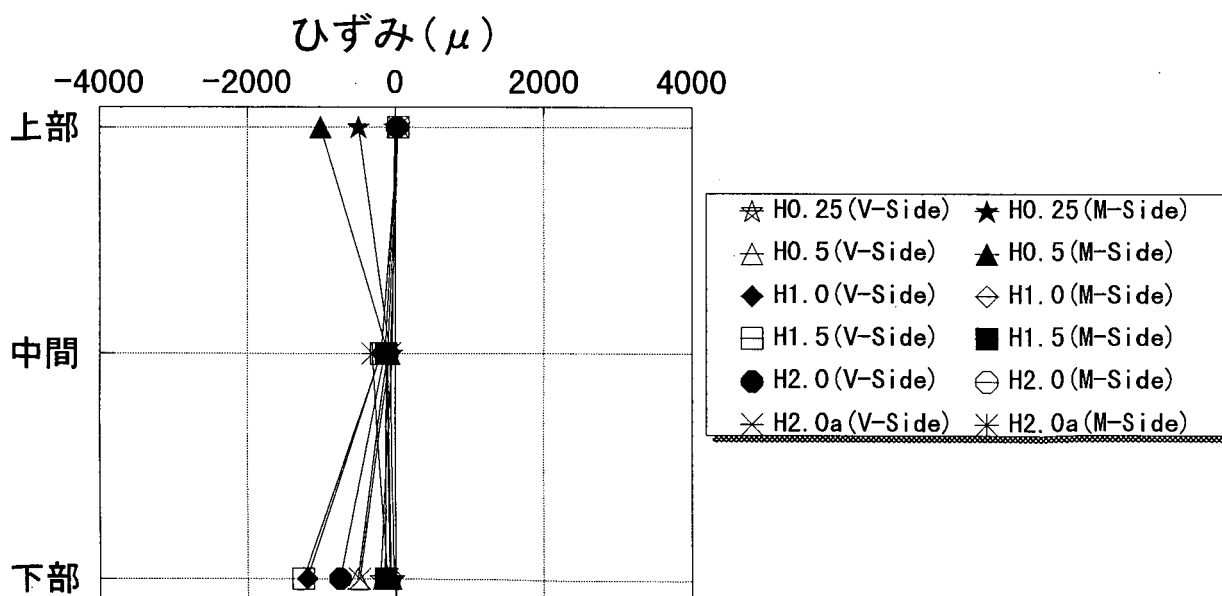


図-4.6.23 b 1-1 供試体の柱全体の様相 (ひずみ)

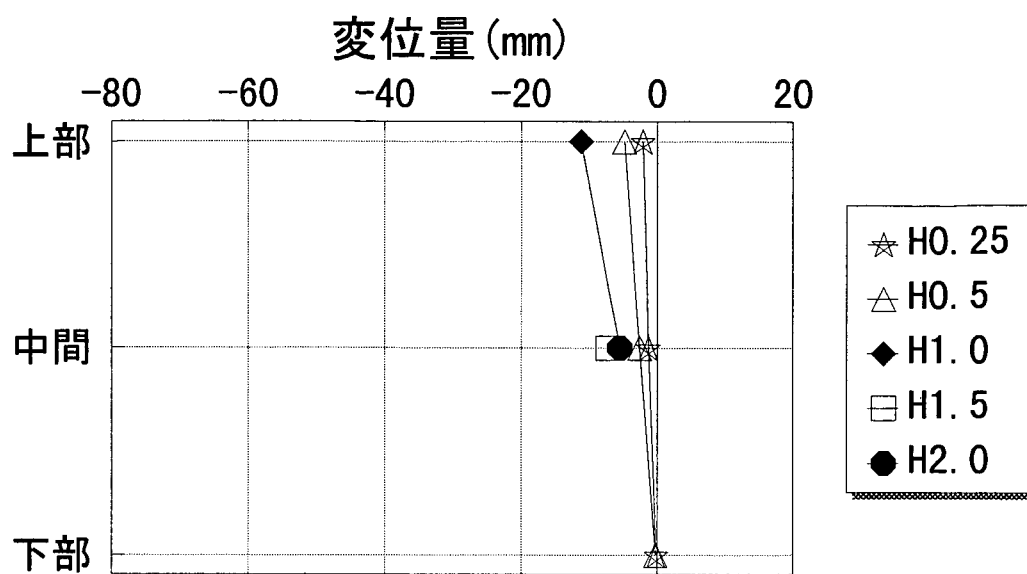


図-4・6・24 a 1-2 供試体の柱全体の様相 (変位)

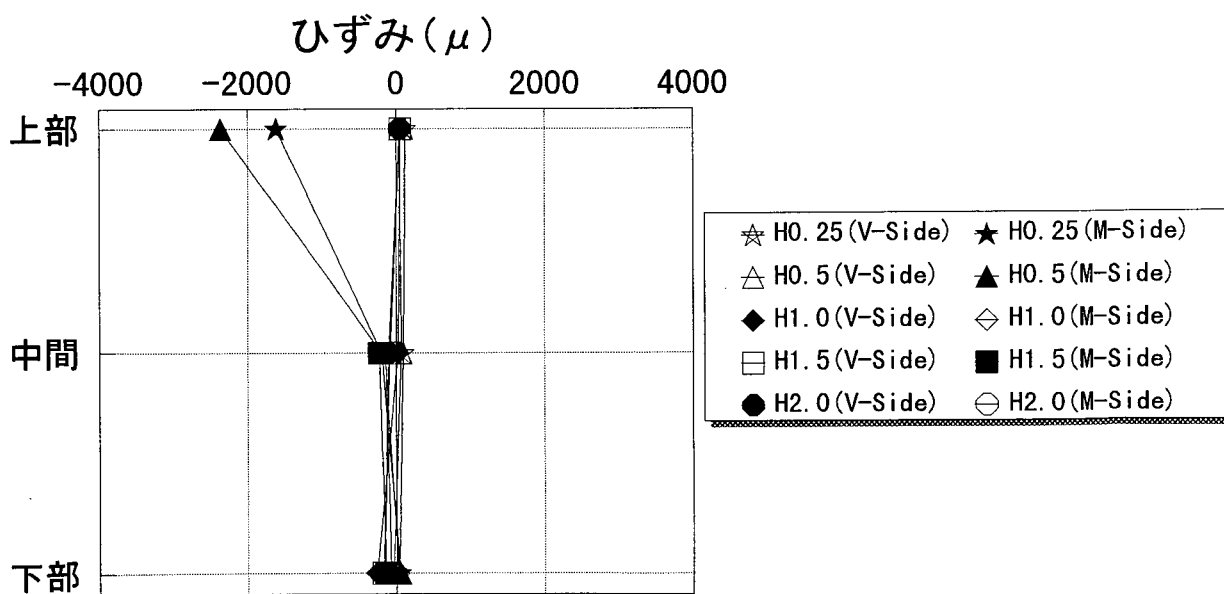


図-4・6・24 b 1-2 供試体の柱全体の様相 (ひずみ)

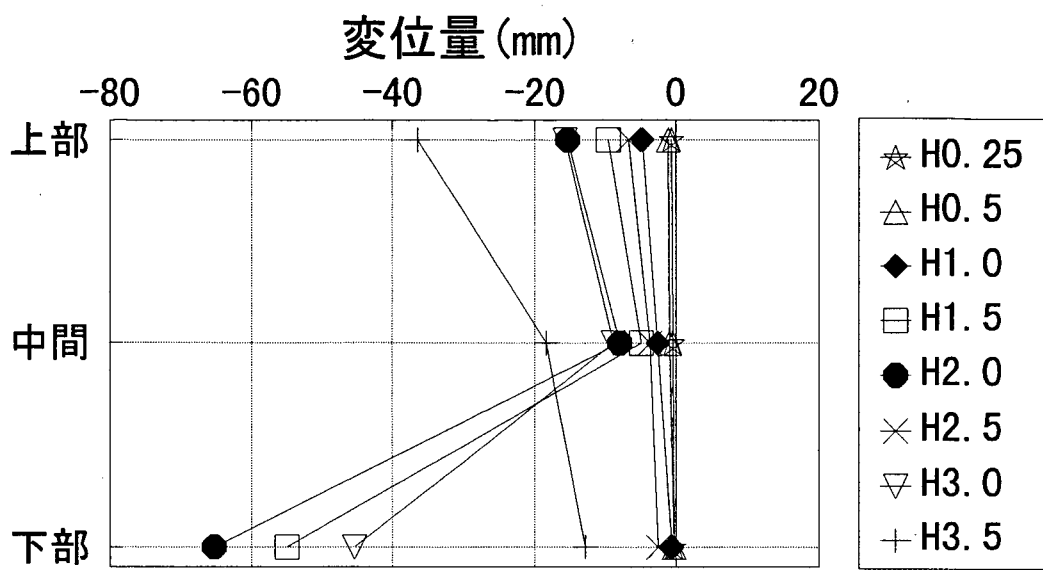


図-4・6・25 a 1-3 供試体の柱全体の様相 (変位)

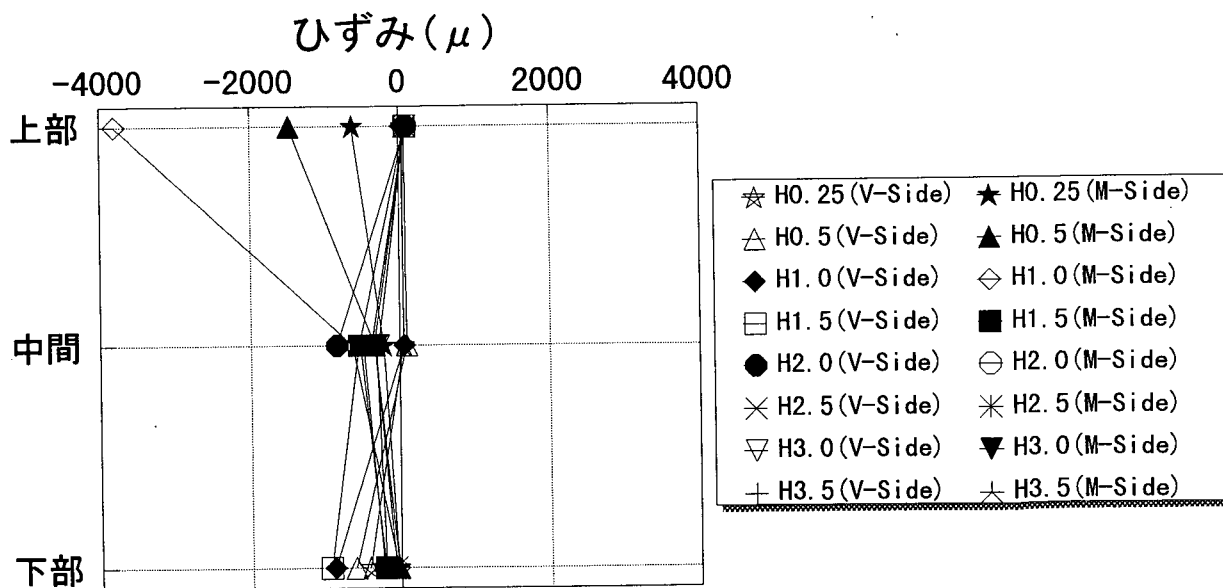


図-4・6・25 b 1-3 供試体の柱全体の様相 (ひずみ)

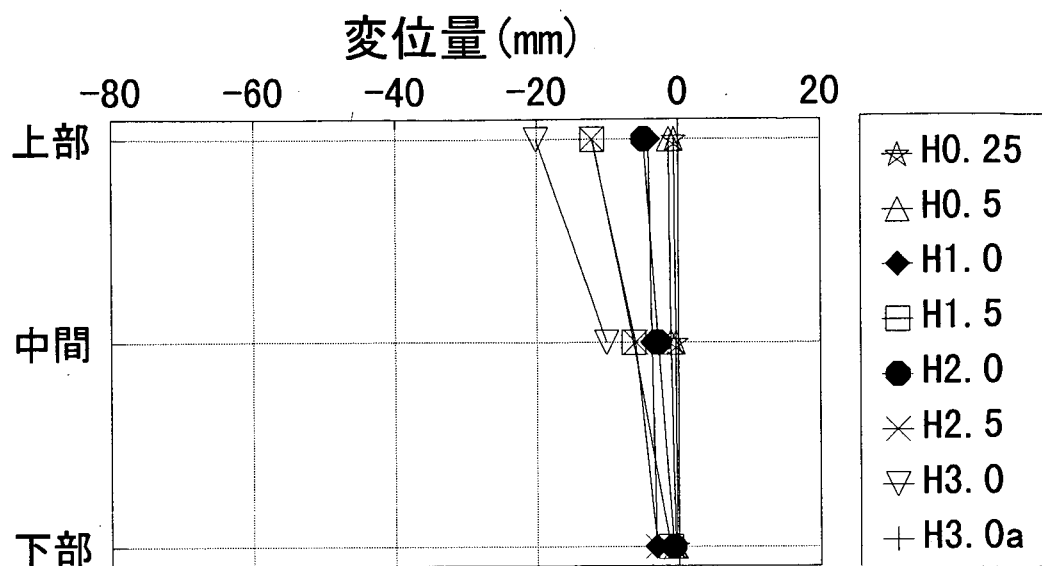


図-4・6・26 a 1-4 供試体の柱全体の様相 (変位)

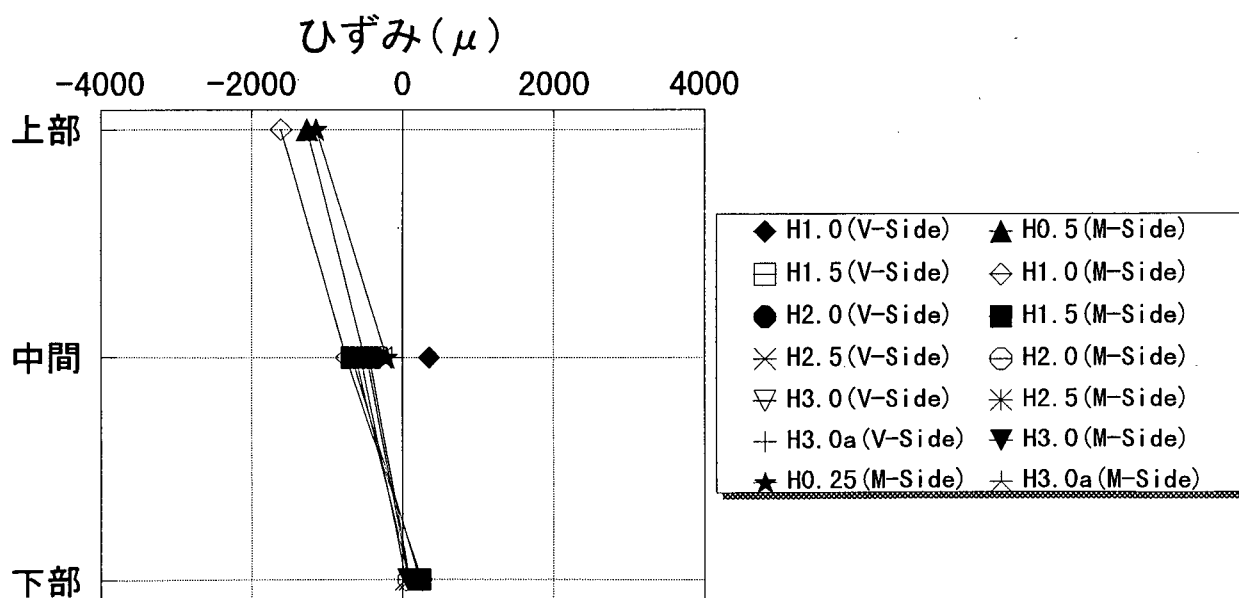


図-4・6・26 b 1-4 供試体の柱全体の様相 (ひずみ)

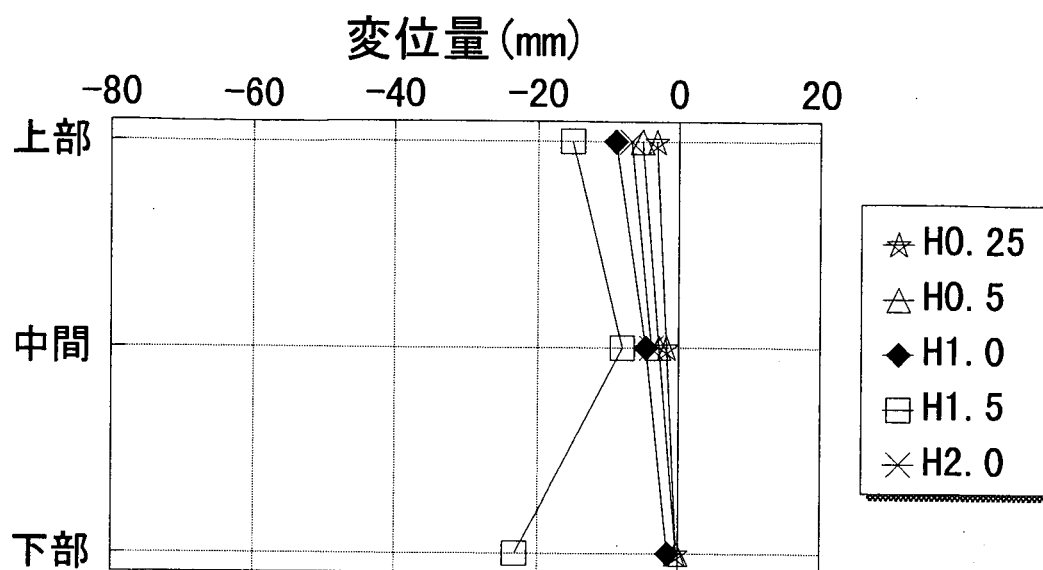


図-4・6・27 a 1-6 供試体の柱全体の様相 (変位)

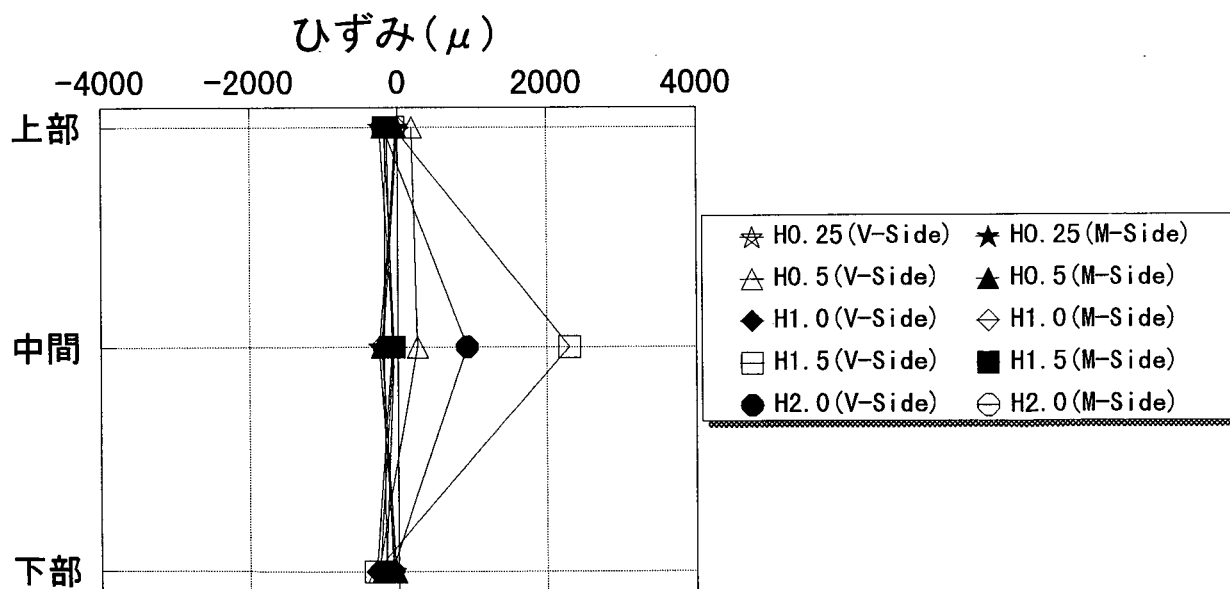


図-4・6・27 b 1-6 供試体の柱全体の様相 (ひずみ)

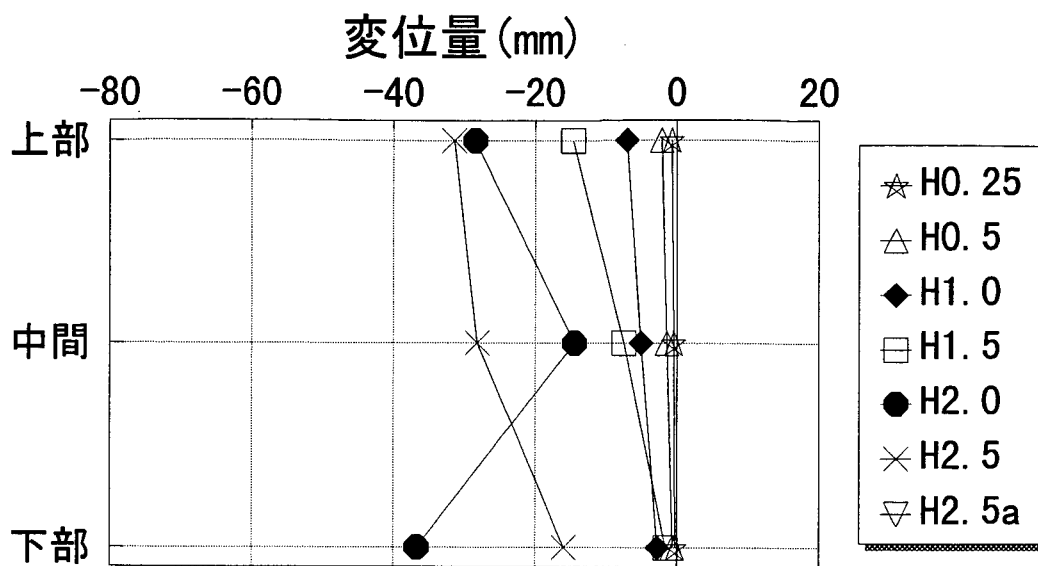


図-4・6・28 a 1-8 供試体の柱全体の様相 (変位)

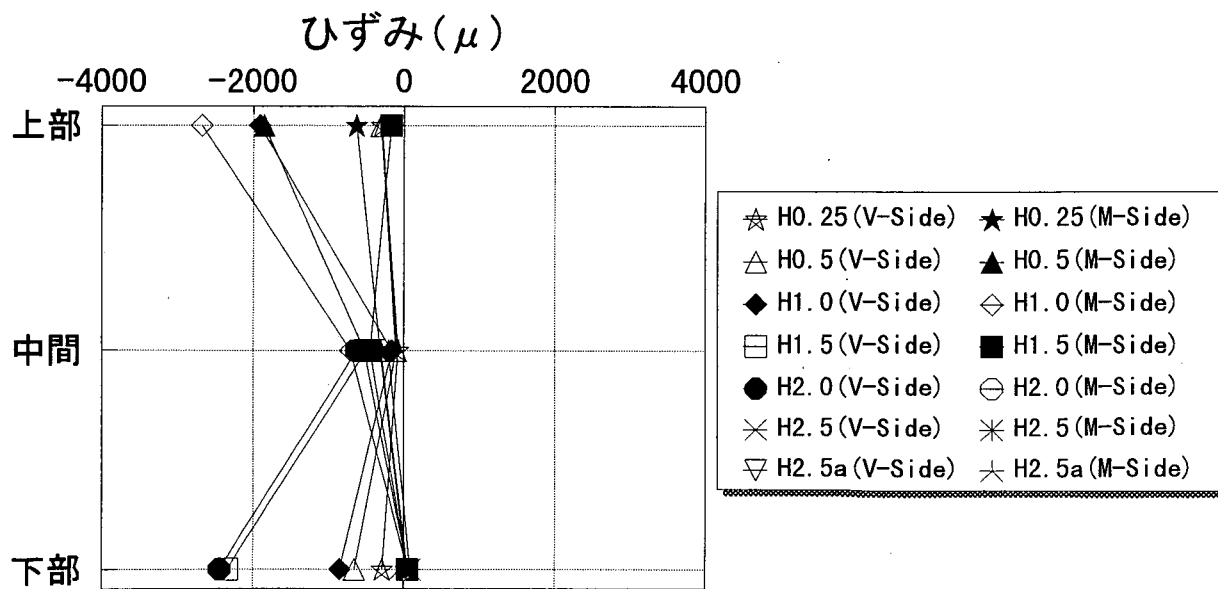


図-4・6・28 b 1-8 供試体の柱全体の様相 (ひずみ)

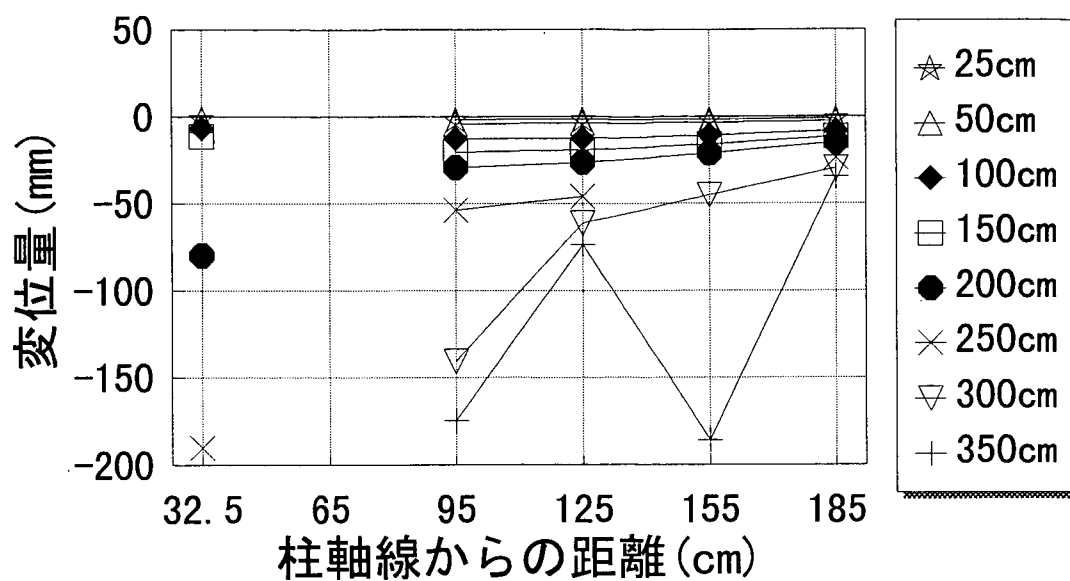


図-4・6・29 a 1-10供試体の柱全体の様相 (変位)

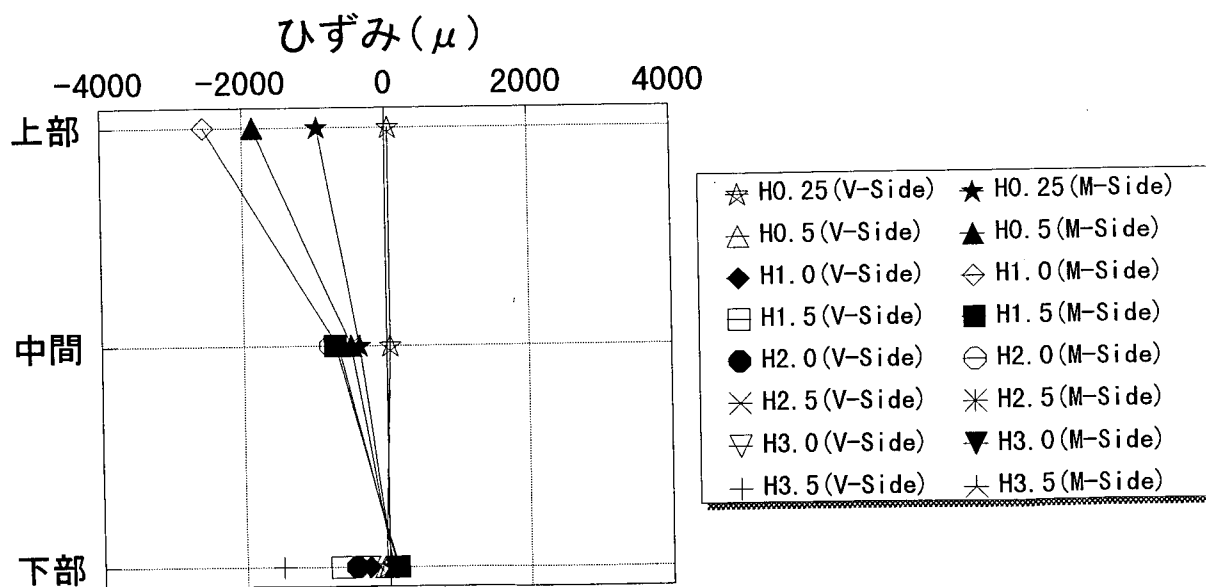


図-4・6・29 b 1-10供試体の柱全体の様相 (ひずみ)

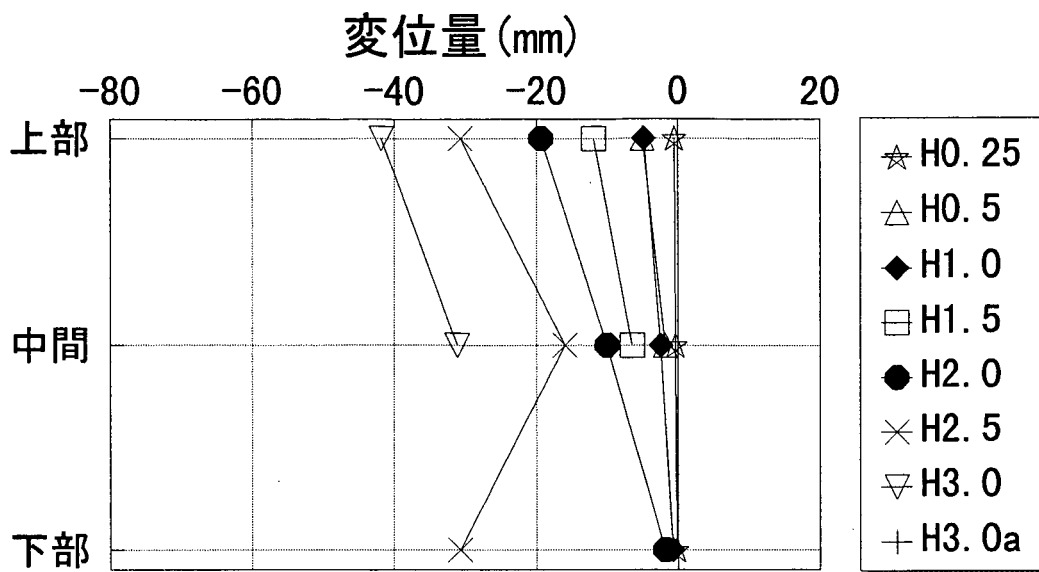


図-4・6・30 a 1-11 供試体の柱全体の様相 (変位)

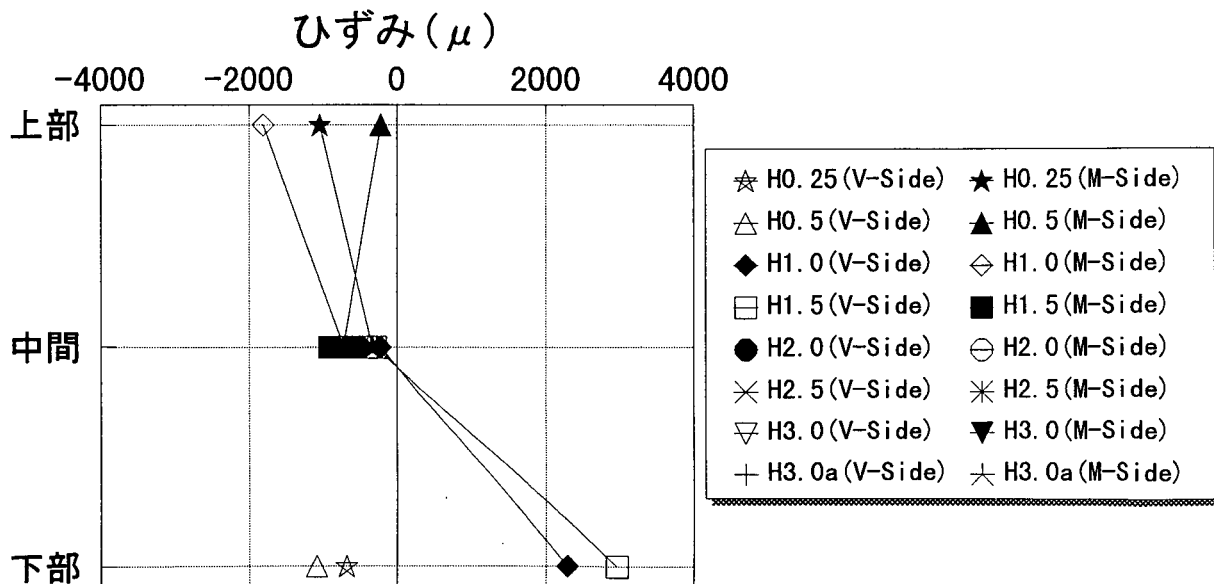


図-4・6・30 b 1-11 供試体の柱全体の様相 (ひずみ)

(3) 擁壁の性状

図-4.6.31～図-4.6.38は擁壁の内側に設置した変位計と、供試体表面に添付したコンクリートひずみの変化の様子を示したものである。

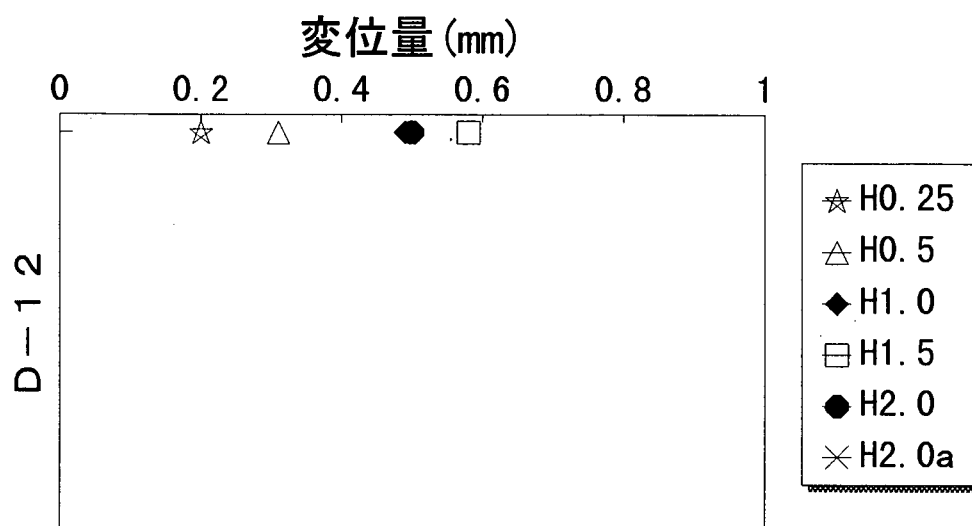


図-4.6.31 a 1-1 供試体の擁壁全体の様相 (変位)

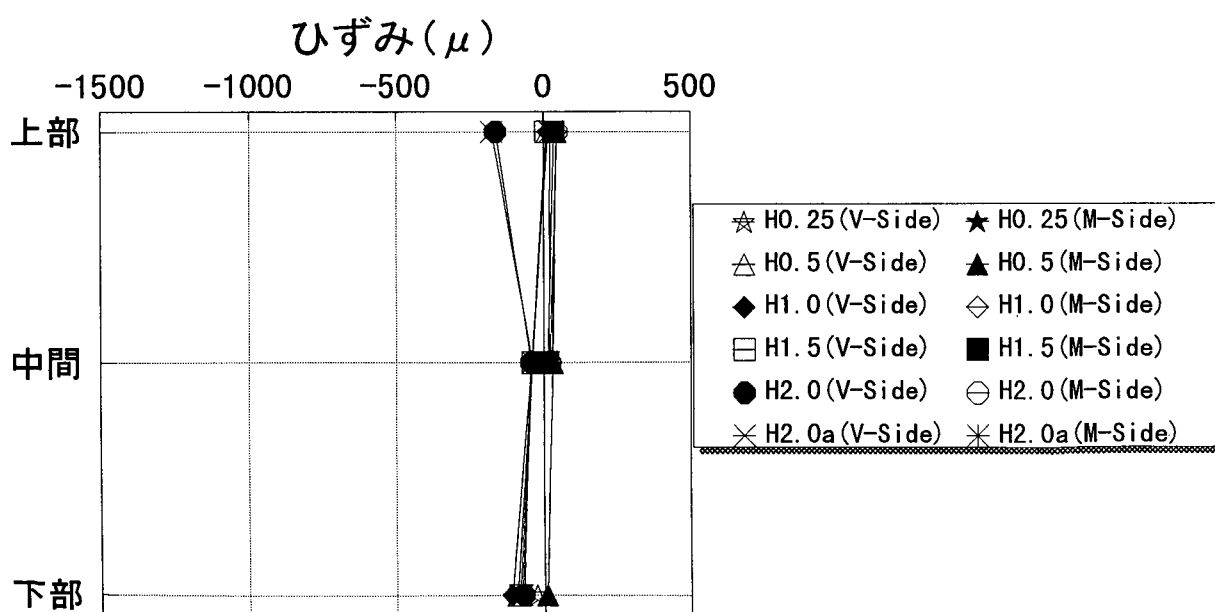


図-4.6.31 b 1-1 供試体の擁壁全体の様相 (ひずみ)

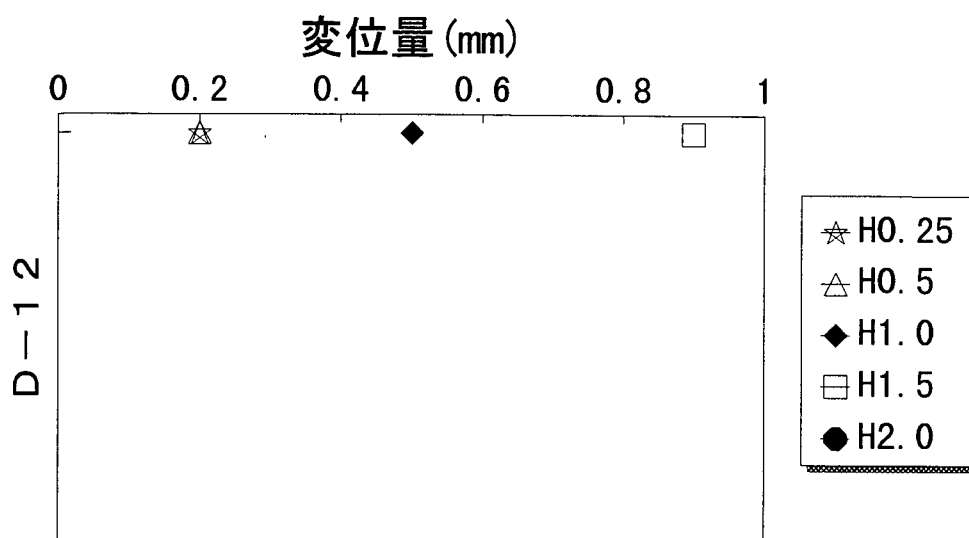


図-4・6・32 a 1-2 供試体の擁壁全体の様相 (変位)

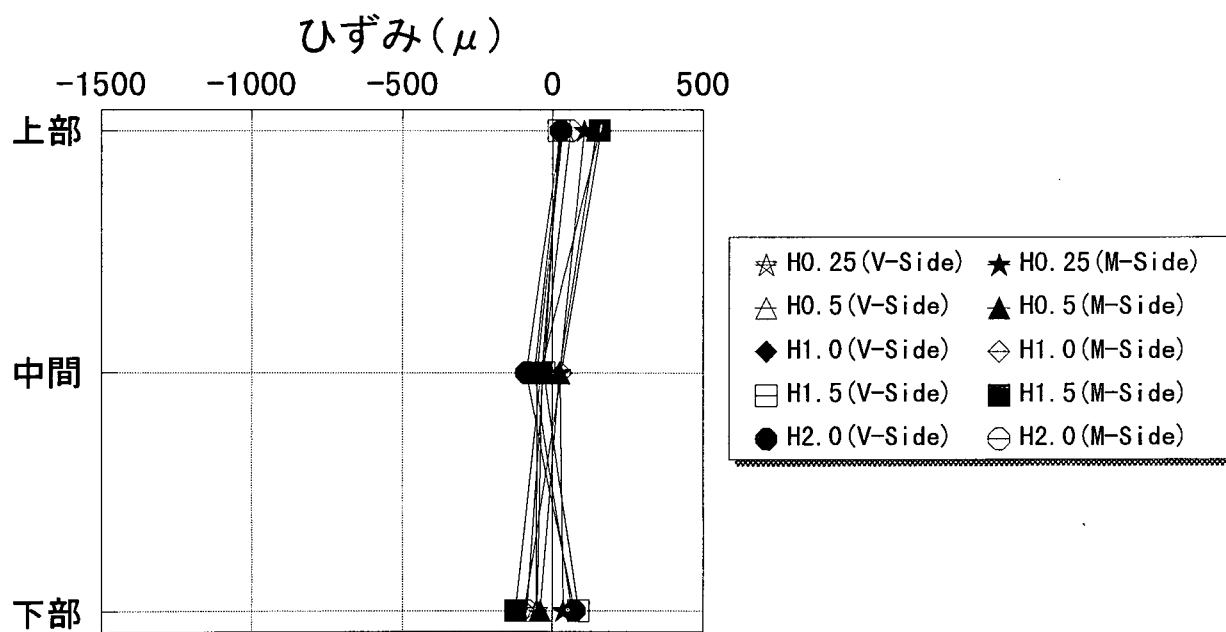


図-4・6・32 b 1-2 供試体の擁壁全体の様相 (ひずみ)

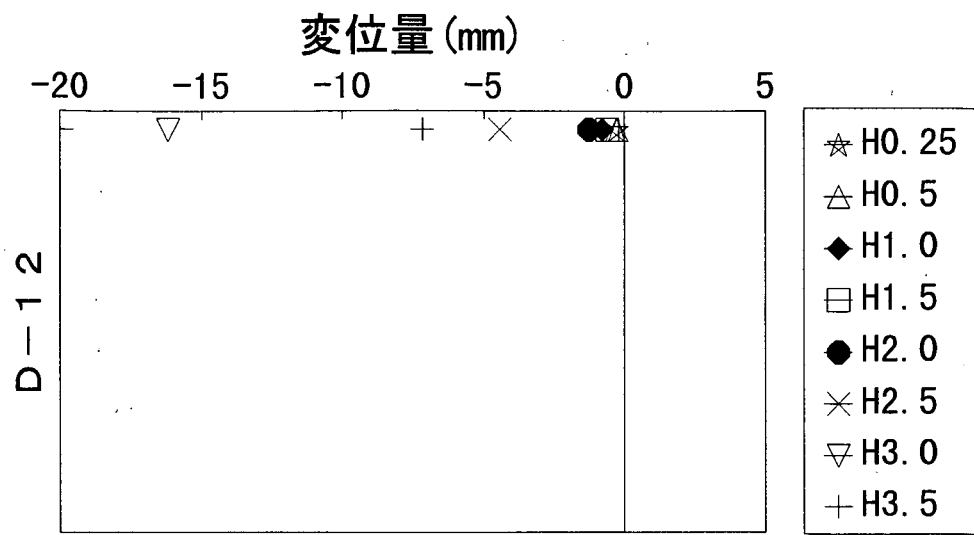


図-4・6・33 a 1-3 供試体の擁壁全体の様相 (変位)

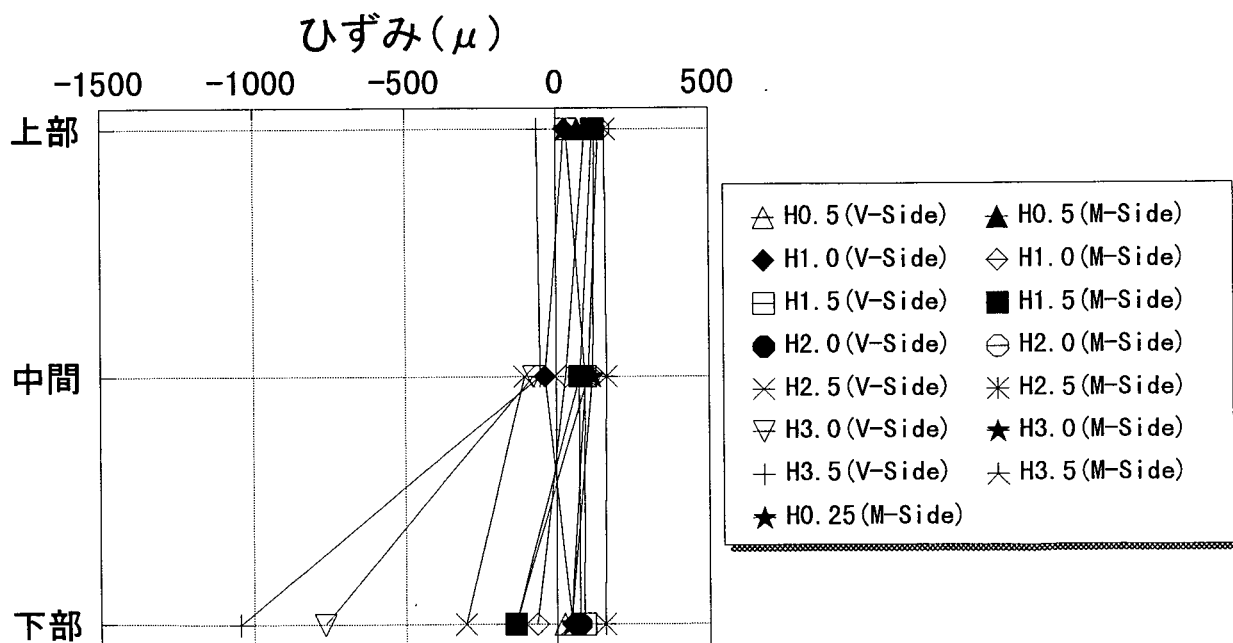


図-4・6・33 b 1-3 供試体の擁壁全体の様相 (ひずみ)

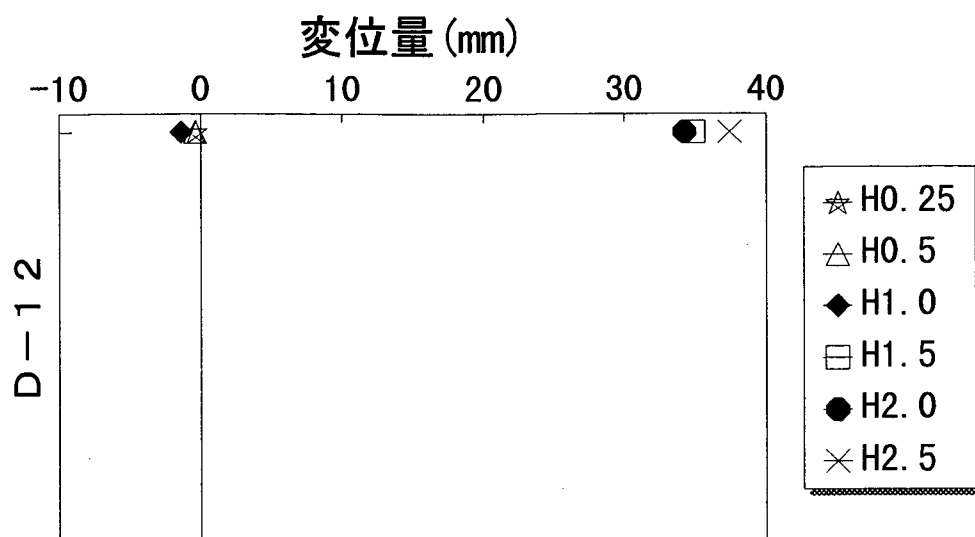


図-4・6・34 a 1-4 供試体の擁壁全体の様相 (変位)

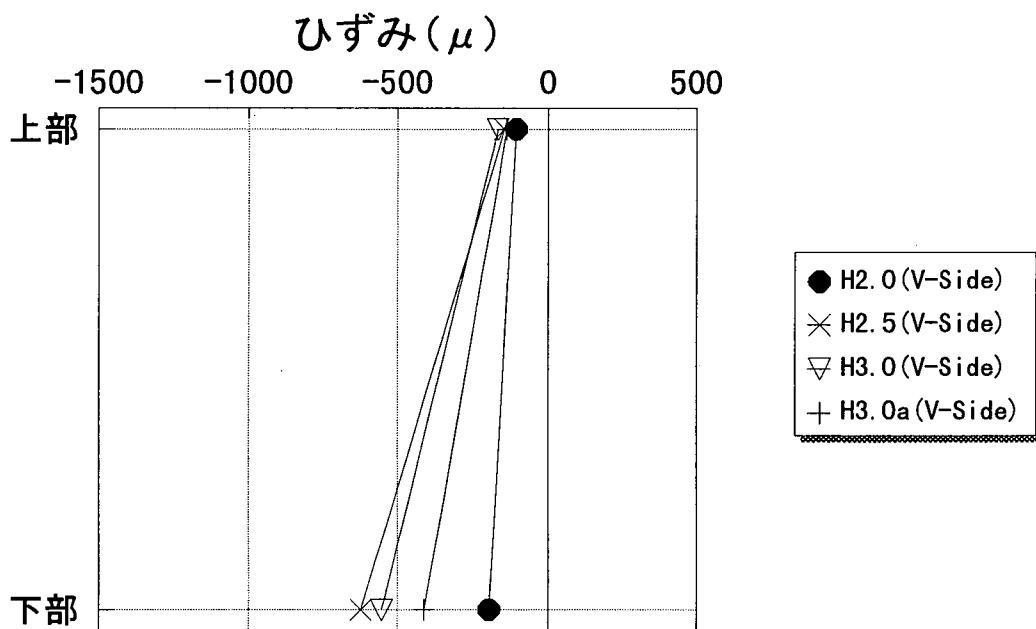


図-4・6・34 b 1-4 供試体の擁壁全体の様相 (ひずみ)

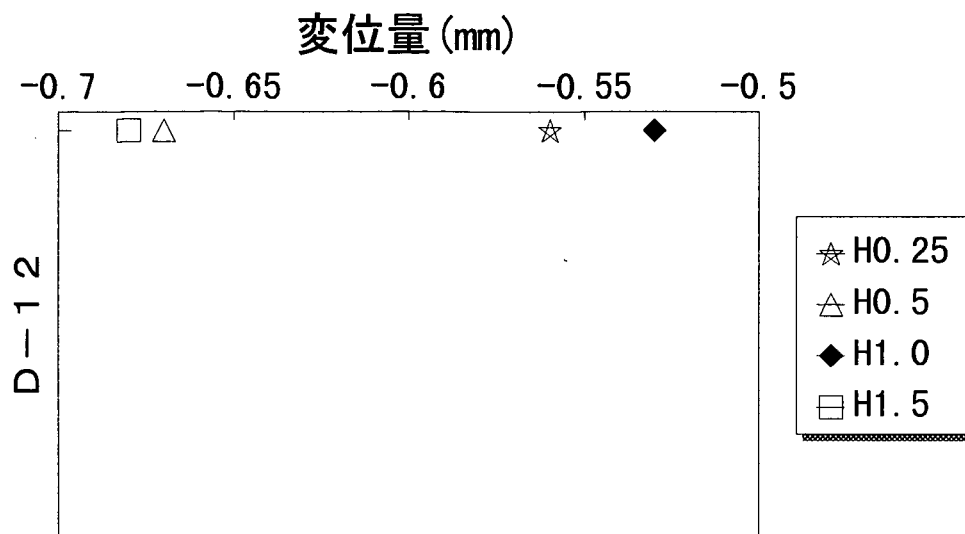


図-4・6・35 a 1-6 供試体の擁壁全体の様相 (変位)

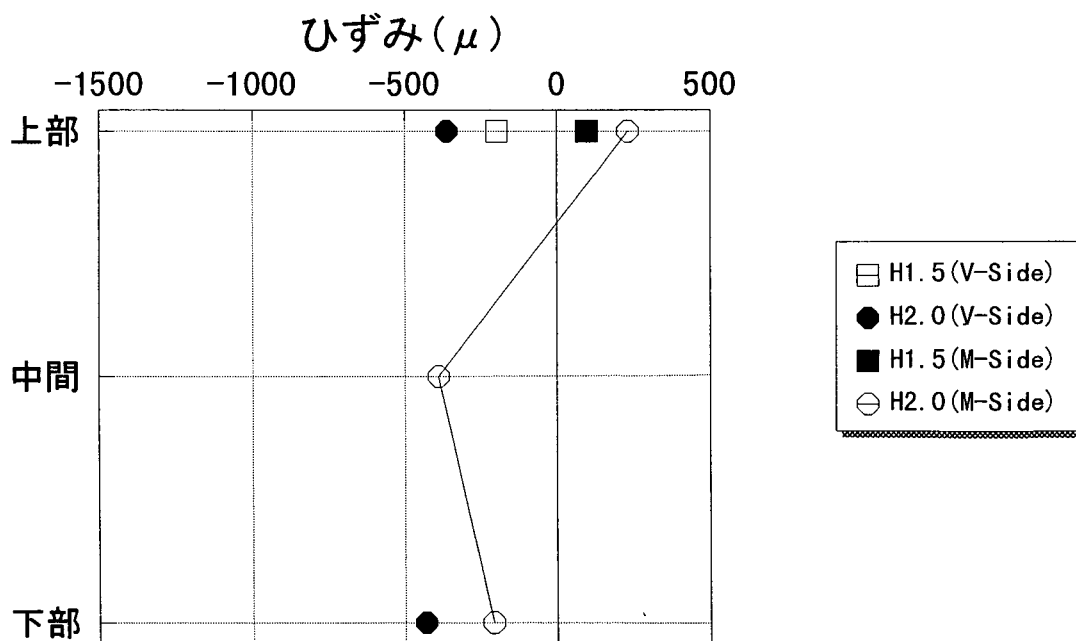


図-4・6・35 b 1-6 供試体の擁壁全体の様相 (ひずみ)

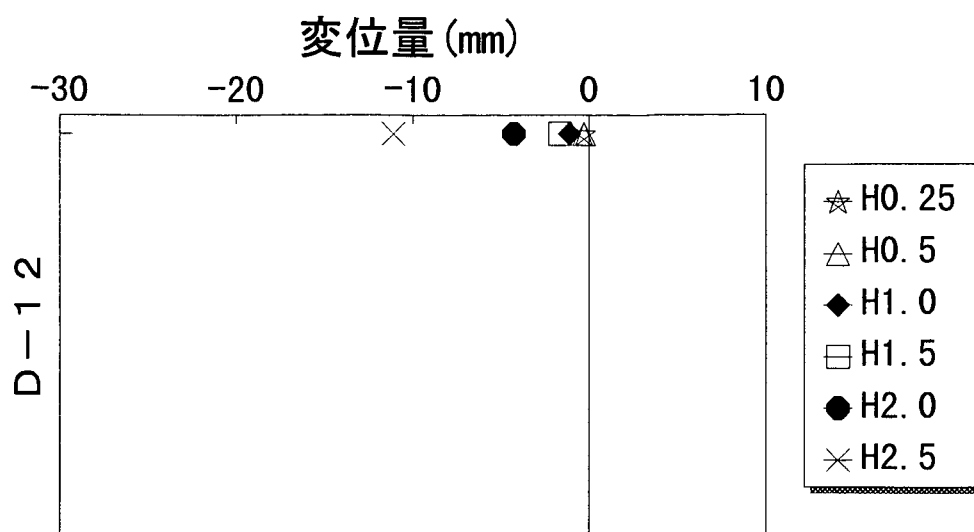


図-4・6・36 a 1-8 供試体の擁壁全体の様相 (変位)

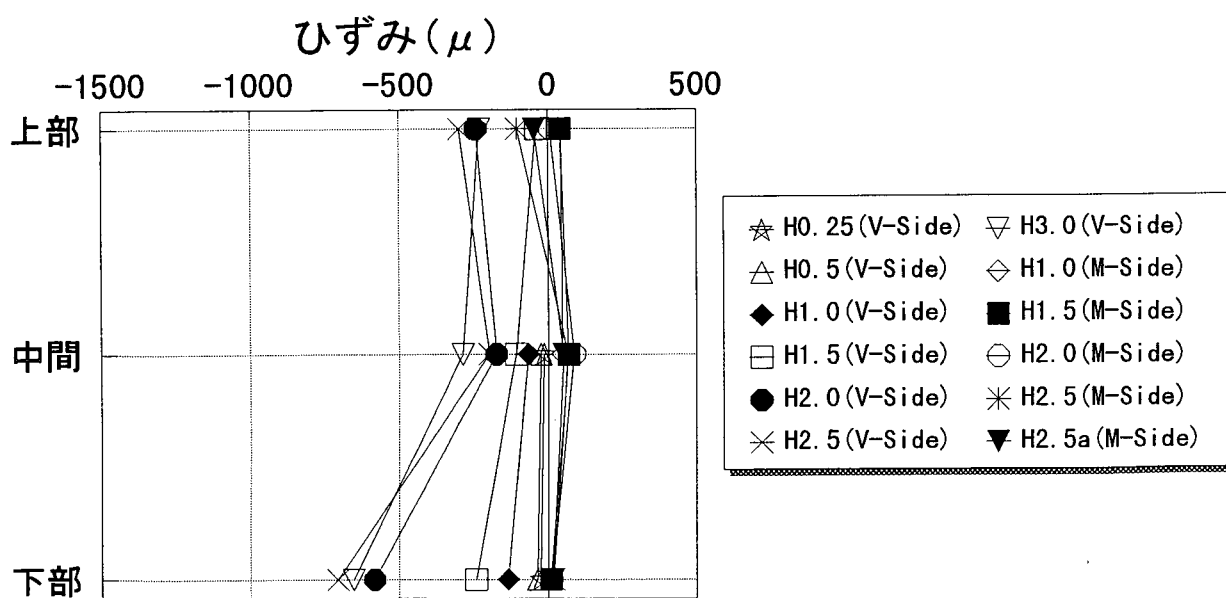


図-4・6・36 b 1-8 供試体の擁壁全体の様相 (ひずみ)

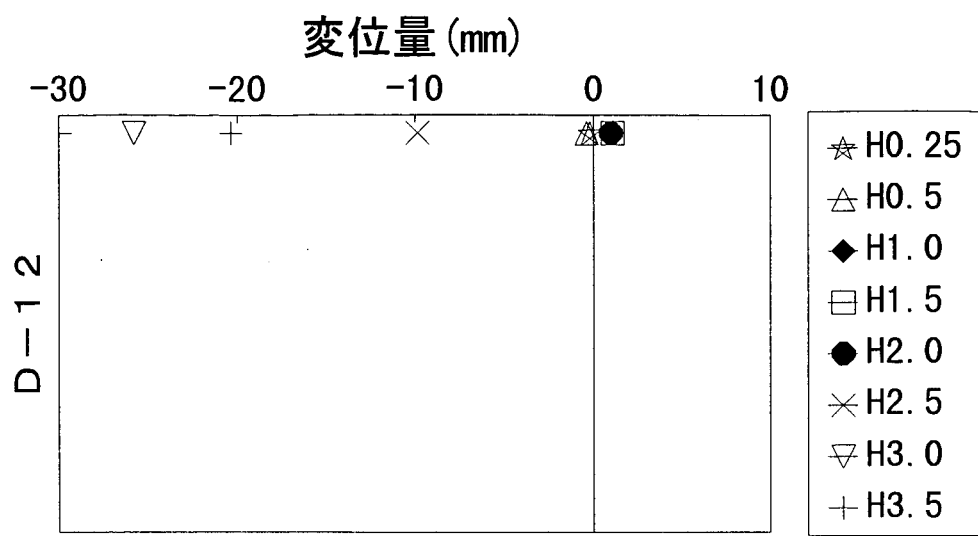


図-4・6・37 a 1-10 供試体の擁壁全体の様相 (変位)

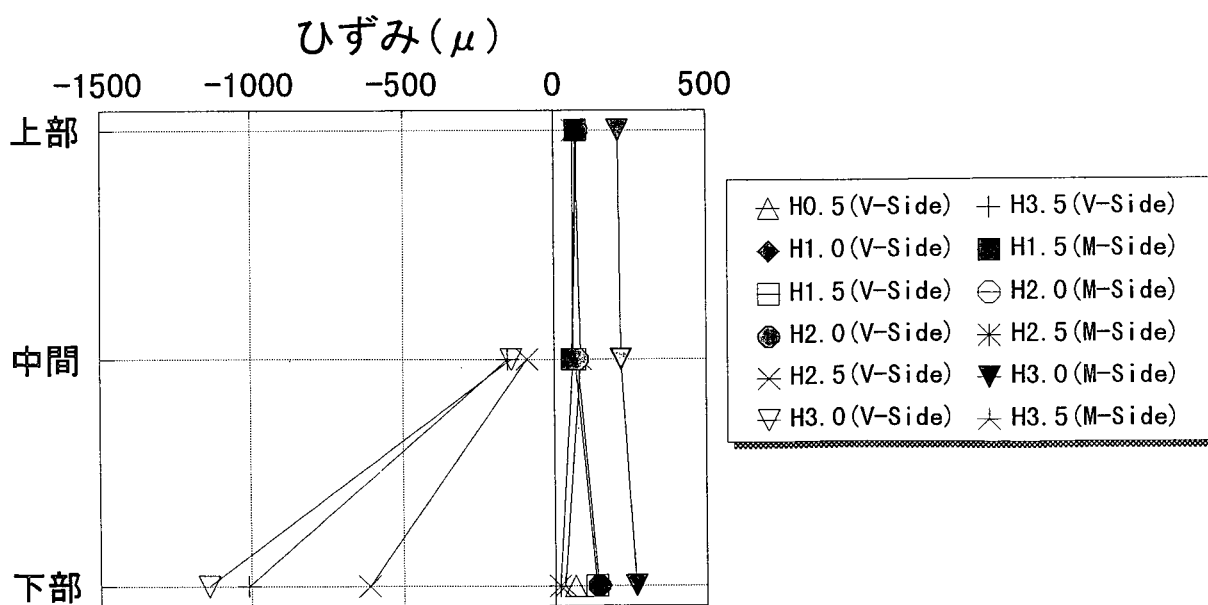


図-4・6・37 b 1-10 供試体の擁壁全体の様相 (ひずみ)

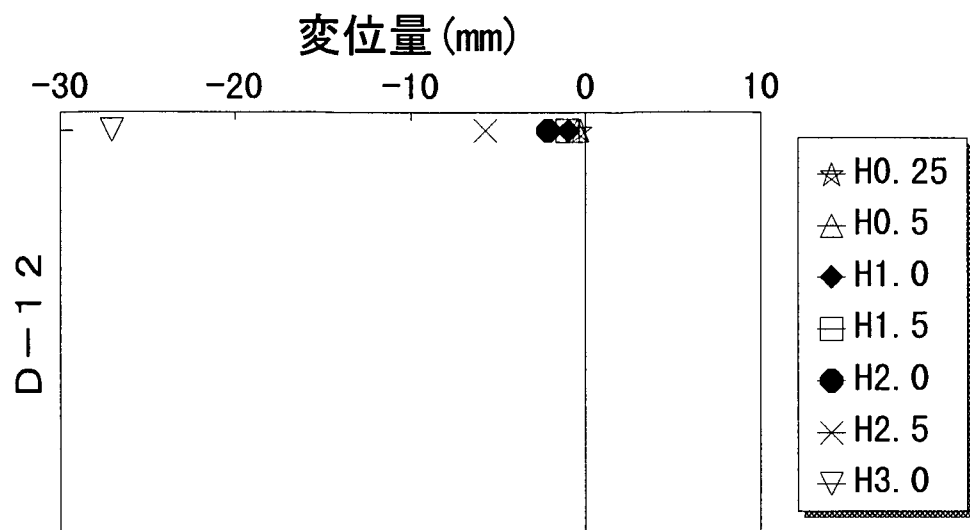


図-4・6・38 a 1-11 供試体の擁壁全体の様相 (変位)

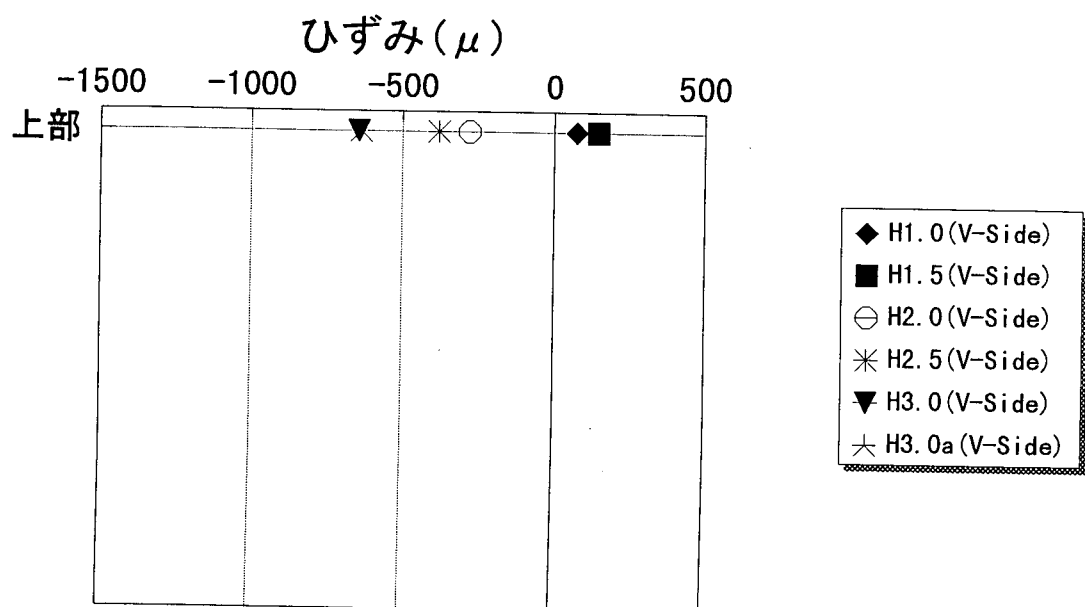
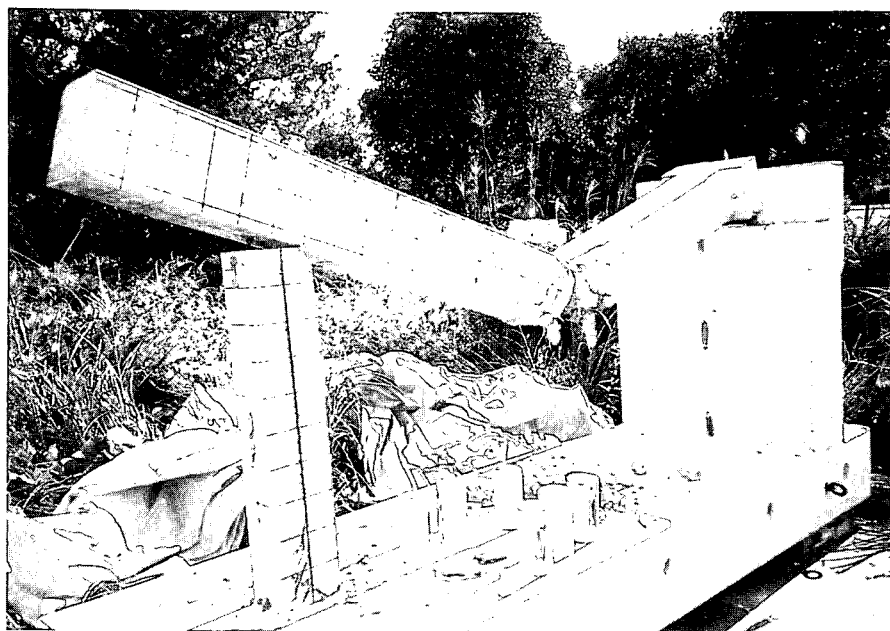


図-4・6・38 b 1-11 供試体の擁壁全体の様相 (ひずみ)

4. 6. 9 終局状態

各供試体ごとの接合部及び載荷位置における様相を写真－4. 6. 1～写真4. 6. 8に示す。



写真－4－6－1 a 1－1 供試体全体西面 (2.0m, 2回目)



写真－4－6－1 b 1－1 供試体主梁載荷点西面 (2.0m, 2回目)

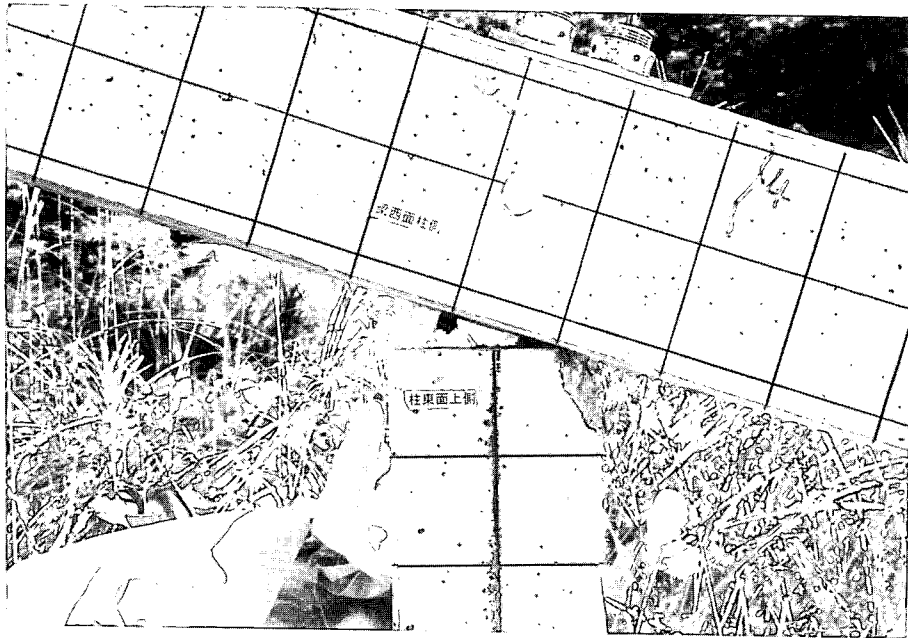


写真-4-6-1 c 1-1 供試体柱西面上側 (2.0m, 2回目)



写真-4-6-1 d 1-1 供試体柱西面下側 (2.0m, 2回目)

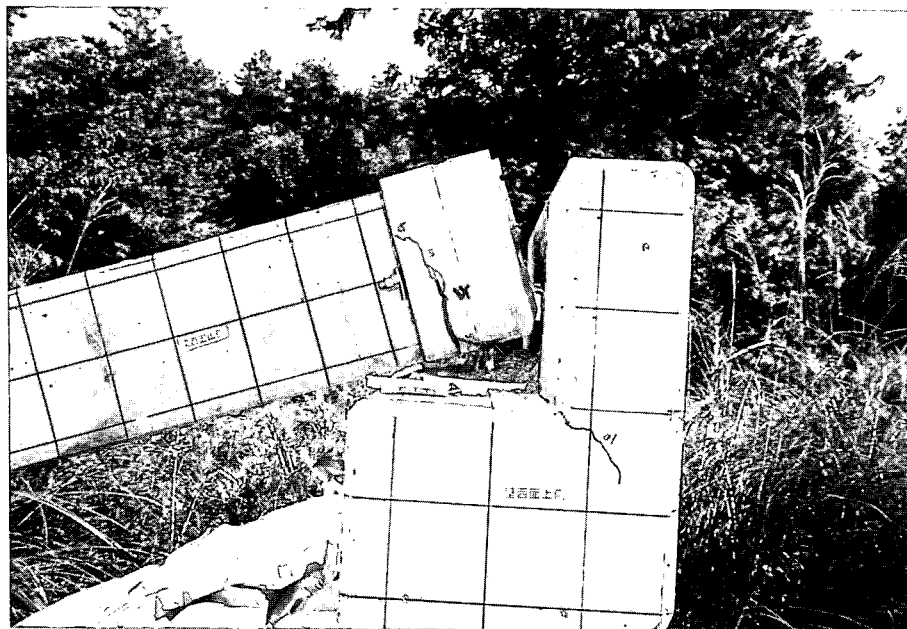


写真-4-6-1 e 1-1 供試体擁壁西面上側 (2.0m, 2回目)

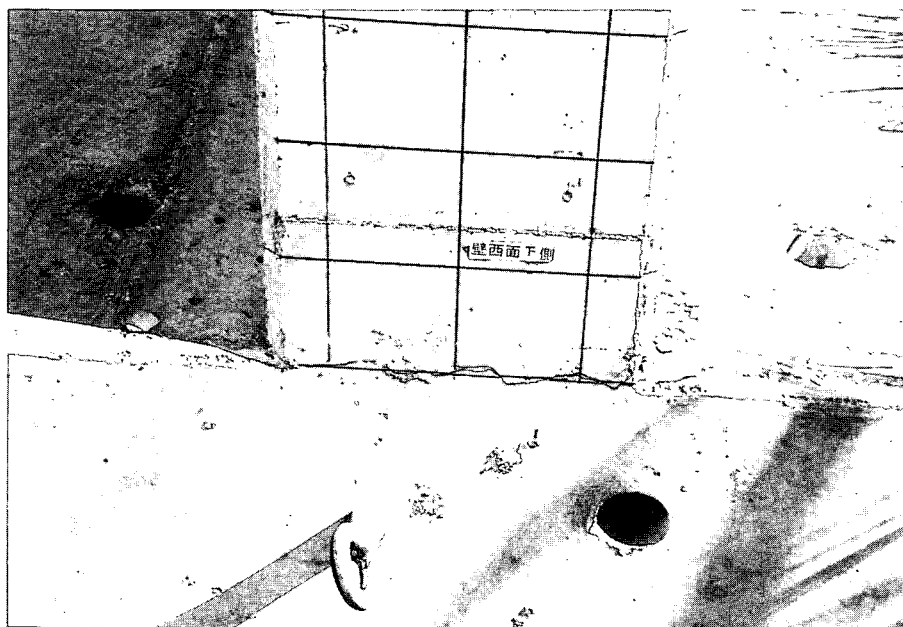


写真-4-6-1 f 1-1 供試体擁壁西面下側 (2.0m, 2回目)

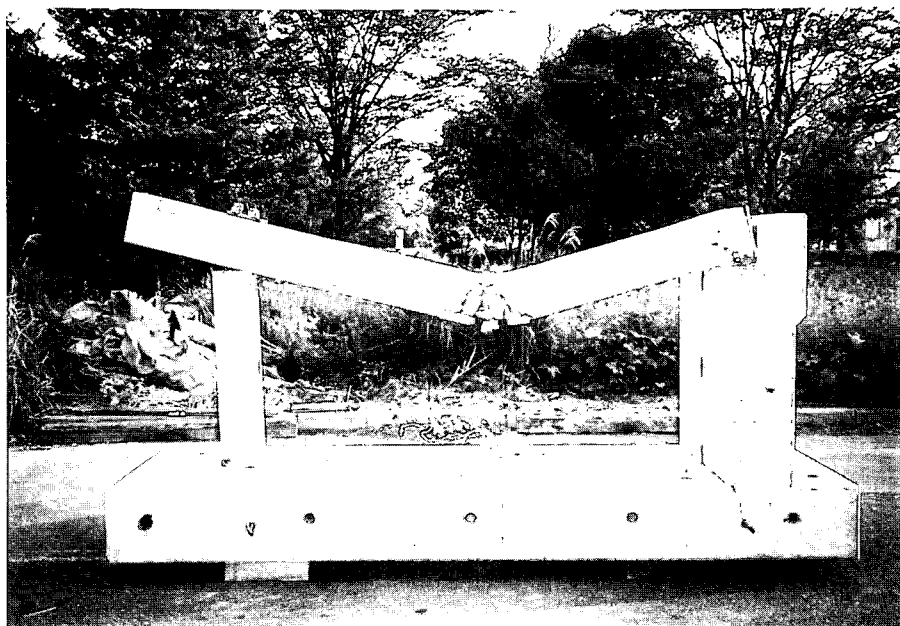


写真-4-6-2 a 1-2 供試体全体西面 (2.0m)

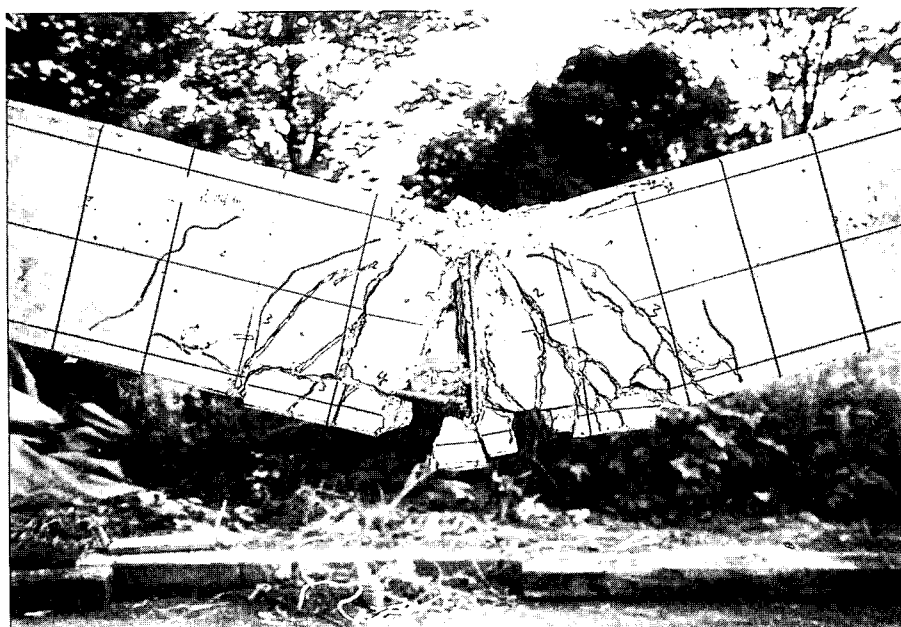


写真-4-6-2 b 1-2 供試体主梁載荷点西面 (2.0m)

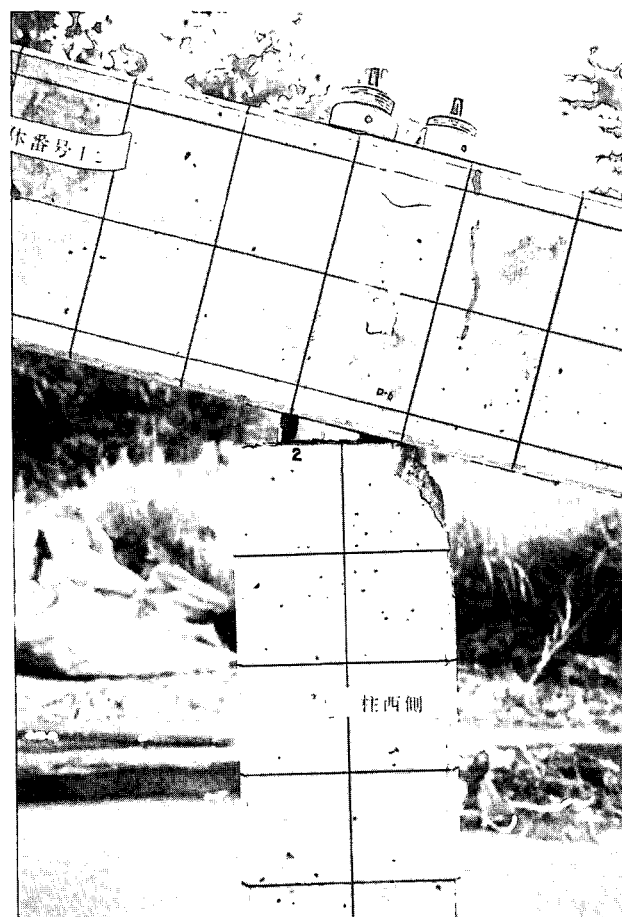


写真-4-6-2 c 1-2 供試体柱西面上側 (2.0m)

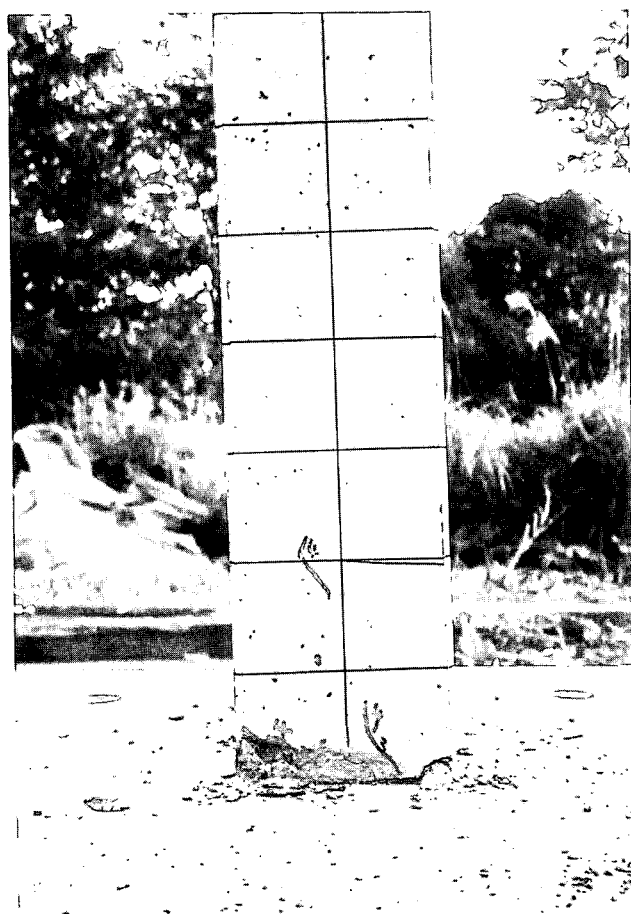


写真-4-6-2 d 1-2 供試体柱西面下側 (2.0m)

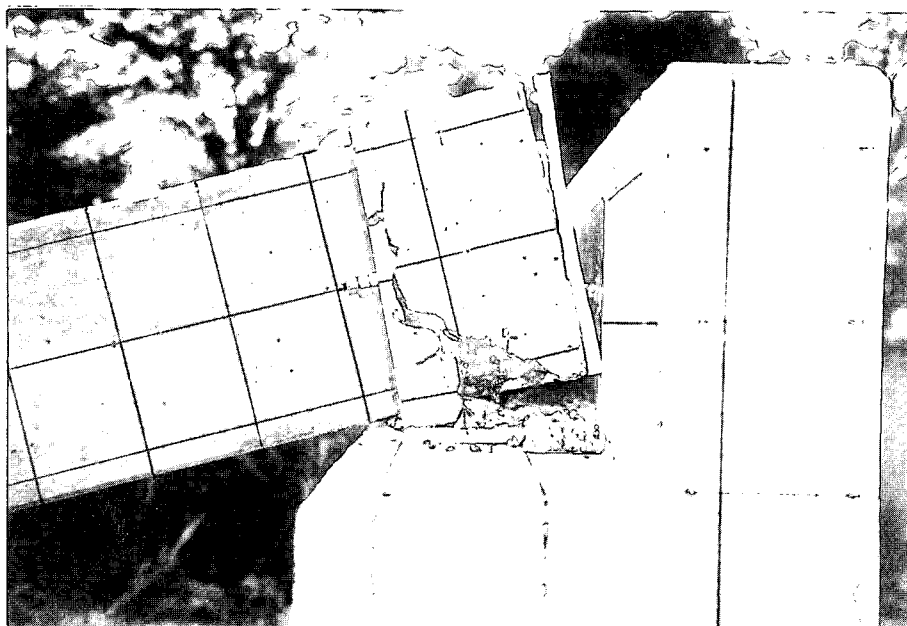


写真-4-6-2 e 1-2 供試体擁壁西面上側 (2.0m)

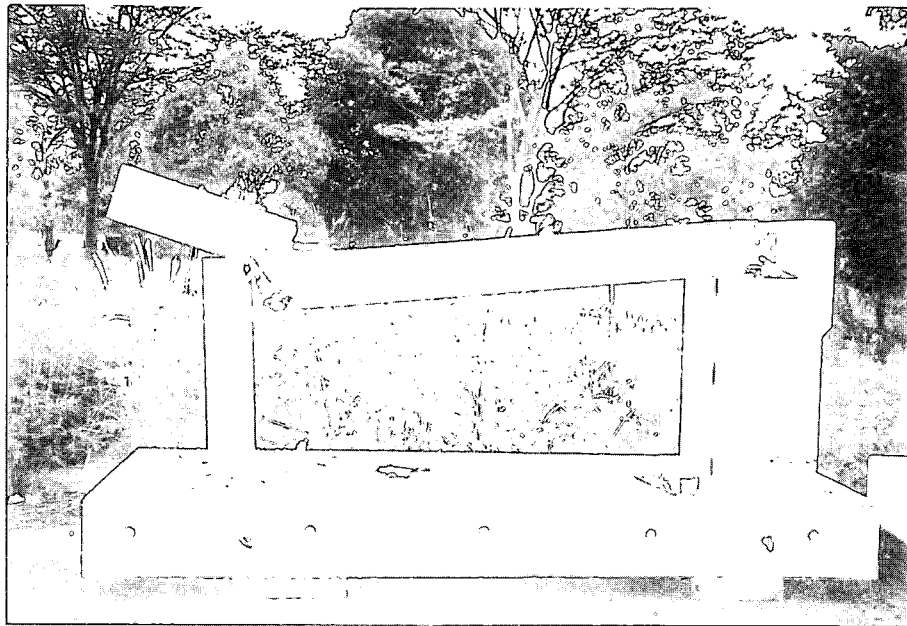


写真-4-6-3 a 1-3 供試体全体西面 (3.5m)

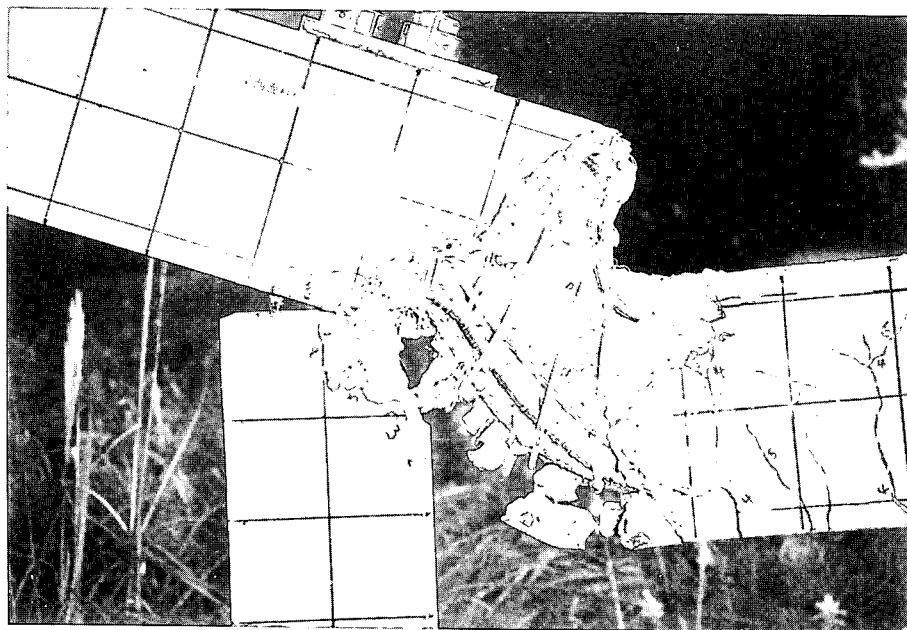


写真-4-6-3 b 1-3 供試体主梁載荷点西面 (3.5m)

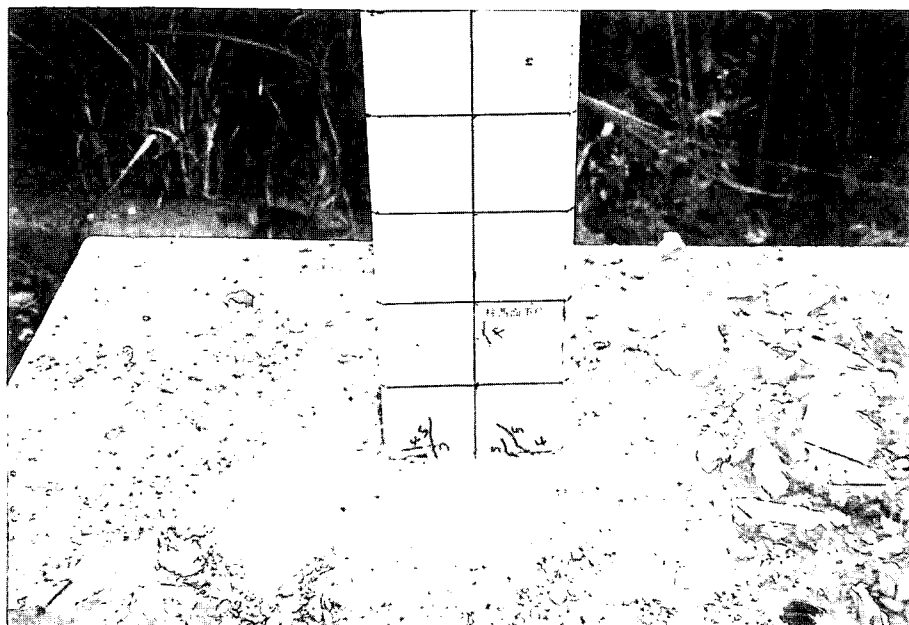


写真-4-6-3 c I-3 供試体柱西面下側 (3.5m)

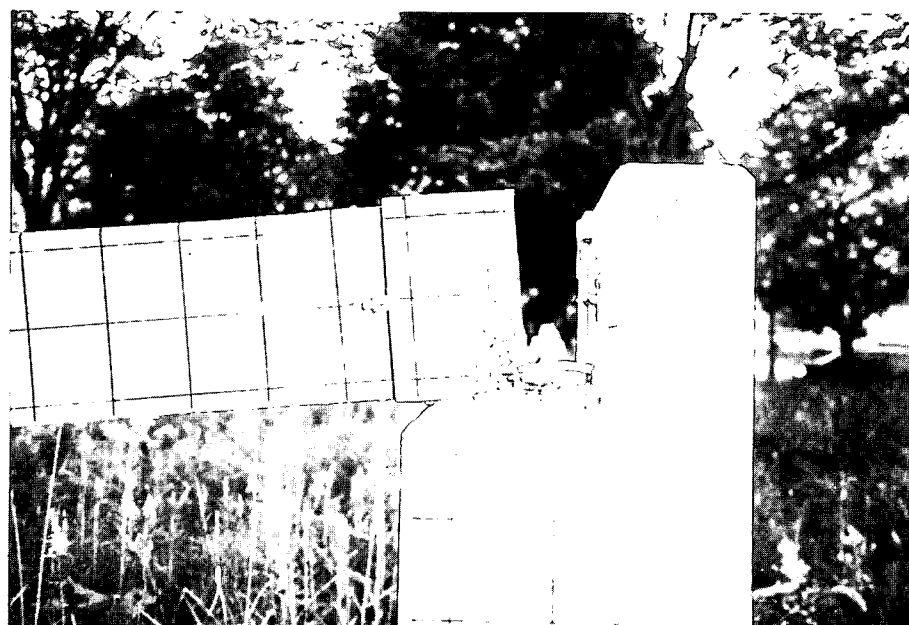


写真-4-6-3 d I-3 供試体擁壁西面上側 (3.5m)

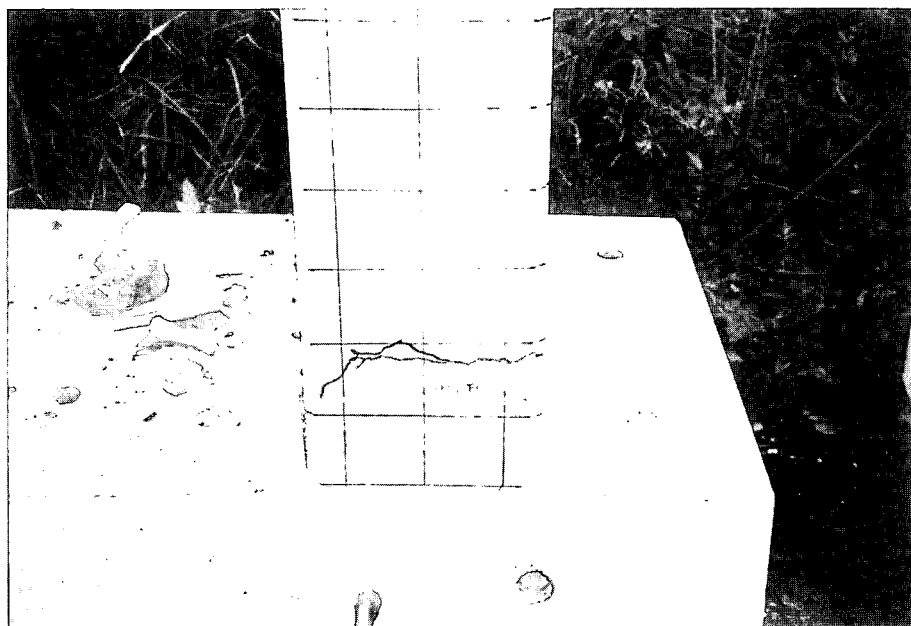


写真-4-6-3 e 1-3 供試体擁壁西面下側 (3.5m)

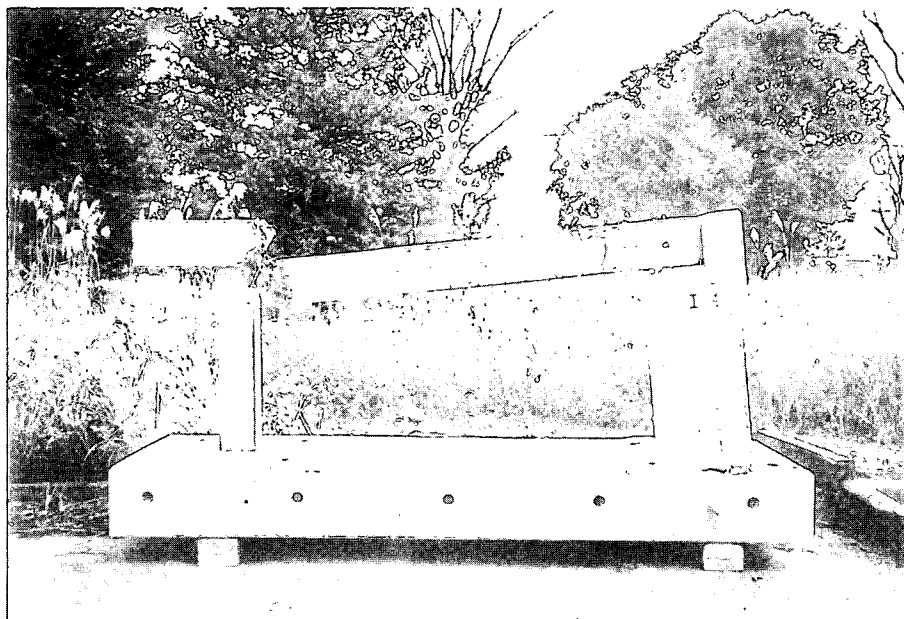


写真-4-6-4 a 1-4 供試体全体西面 (3.0m, 2回目)



写真-4-6-4 b 1-4 供試体主梁載荷点西面 (3.0m, 2回目)



写真-4-6-4 c I-4 供試体柱西面下側 (3.0m, 2回目)

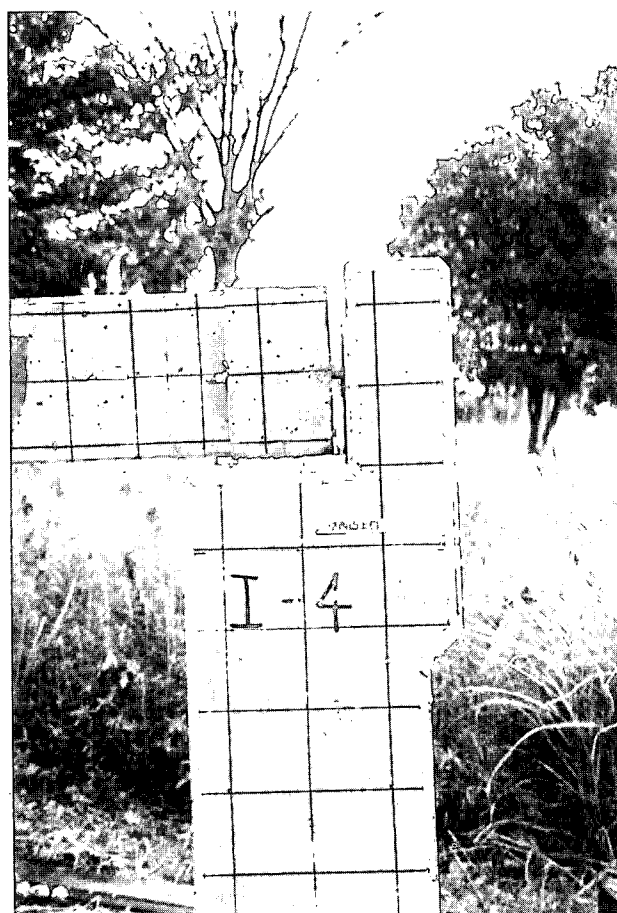


写真-4-6-4 d I-4 供試体擁壁西面上側 (3.0m, 2回目)

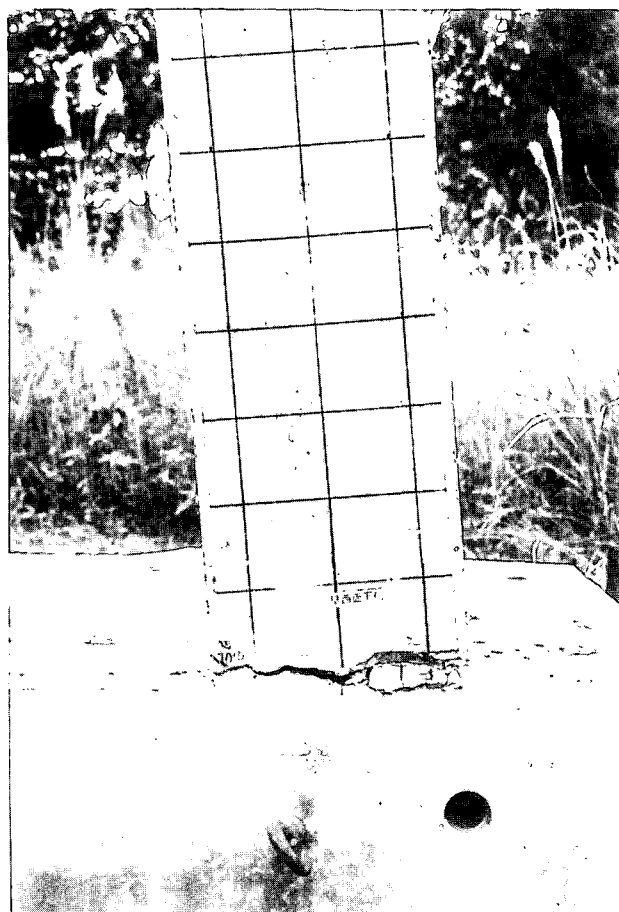


写真-4-6-4 e 1-4 供試体擁壁西面下側 (3.0m, 2回目)

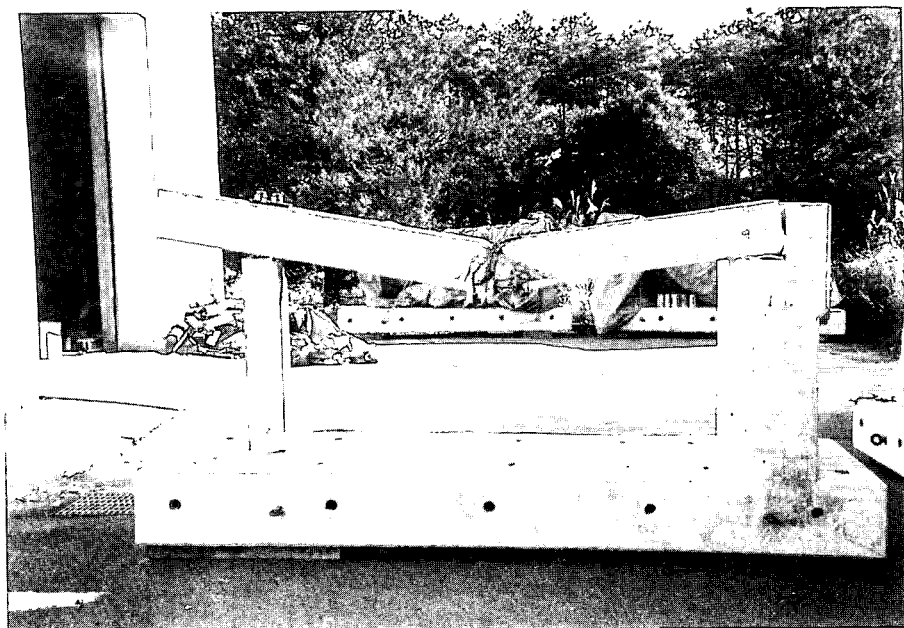


写真-4-6-5 a 1-6 供試体全体西面 (2.0m)

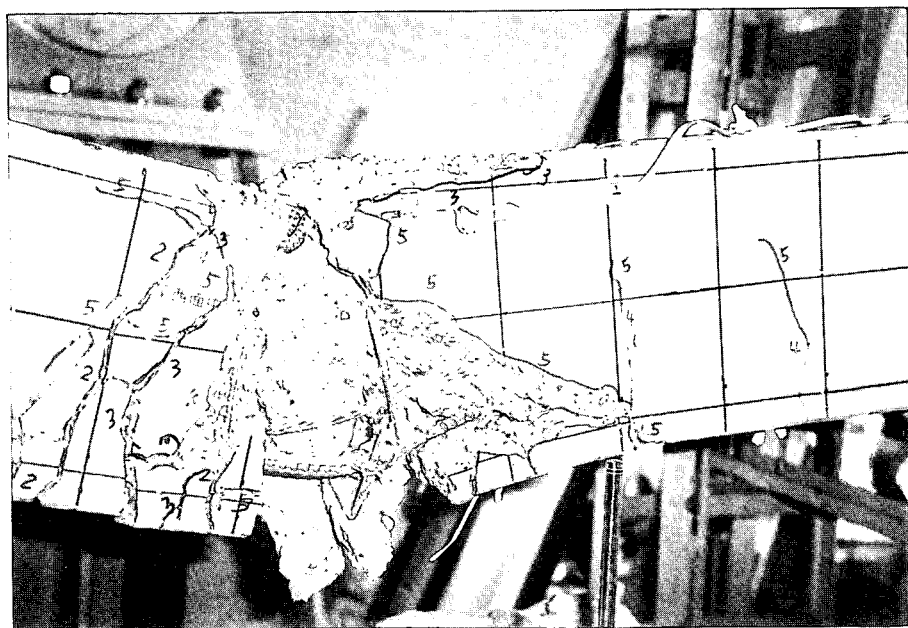


写真-4-6-5 b 1-6 供試体主梁載荷点西面 (2.0m)



写真-4-6-5 c 1-6供試体柱西面上側 (2.0m)

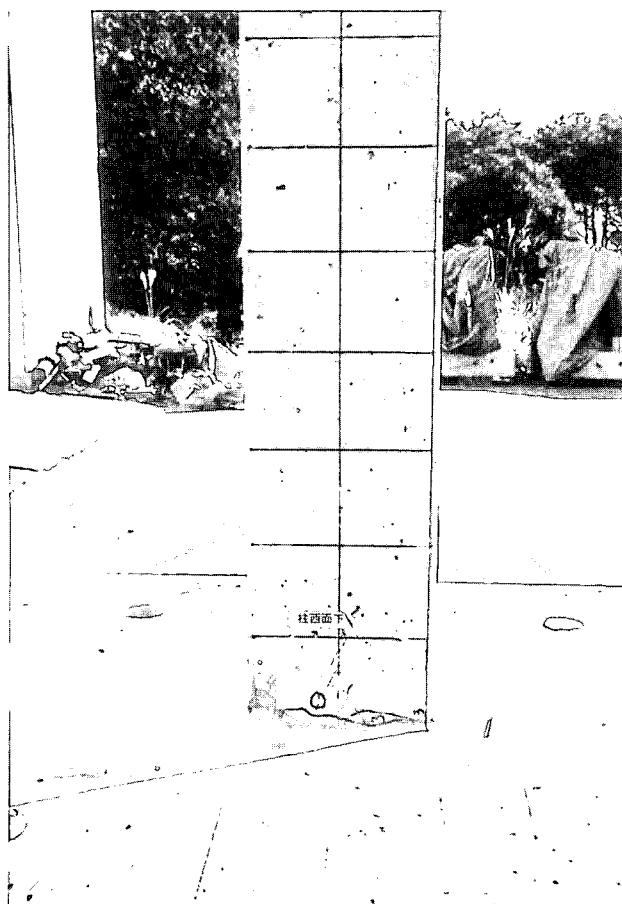


写真-4-6-5 d 1-6供試体柱西面下側 (2.0m)

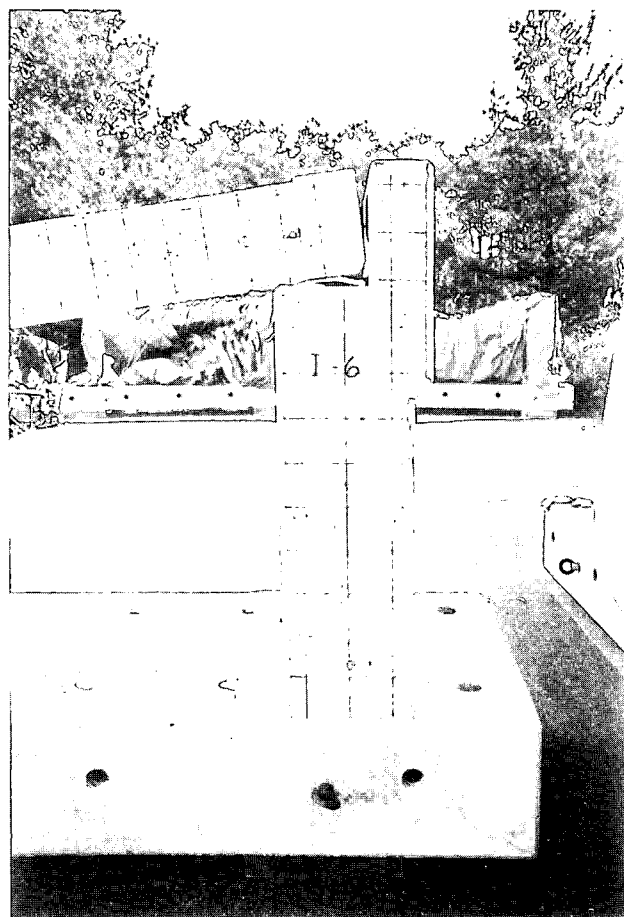


写真-4-6-5 e I-6 供試体擁壁西面 (2.0m)

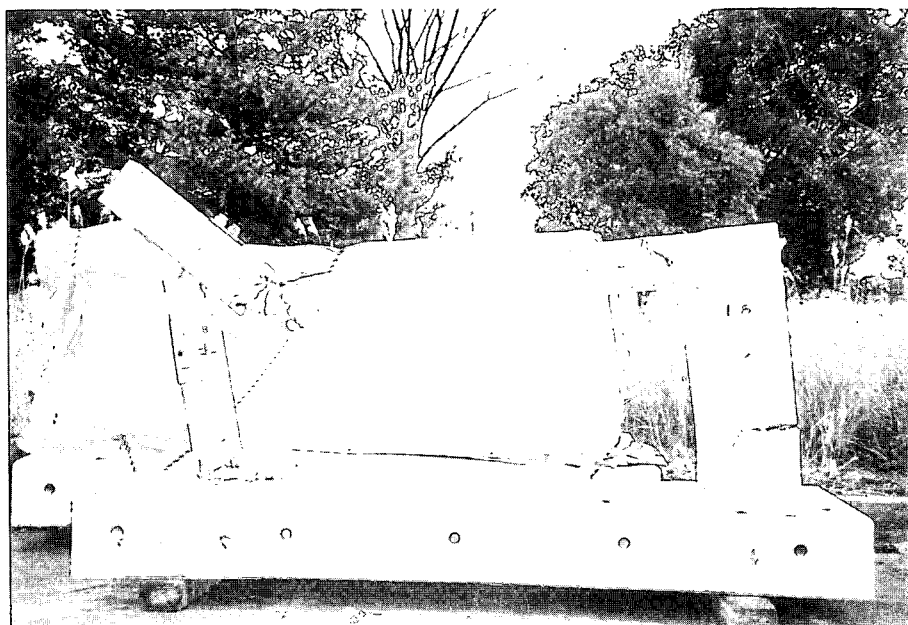


写真-4-6-6 a 1-8 供試体全体西面 (2.5m, 2回目)

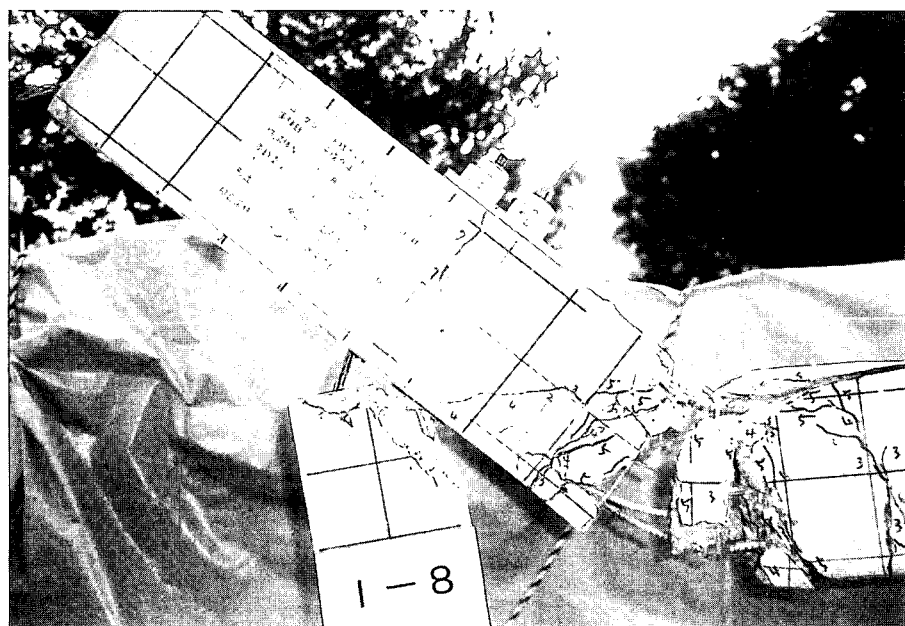


写真-4-6-6 b 1-8 供試体主梁載荷点西面 (2.5m, 2回目)

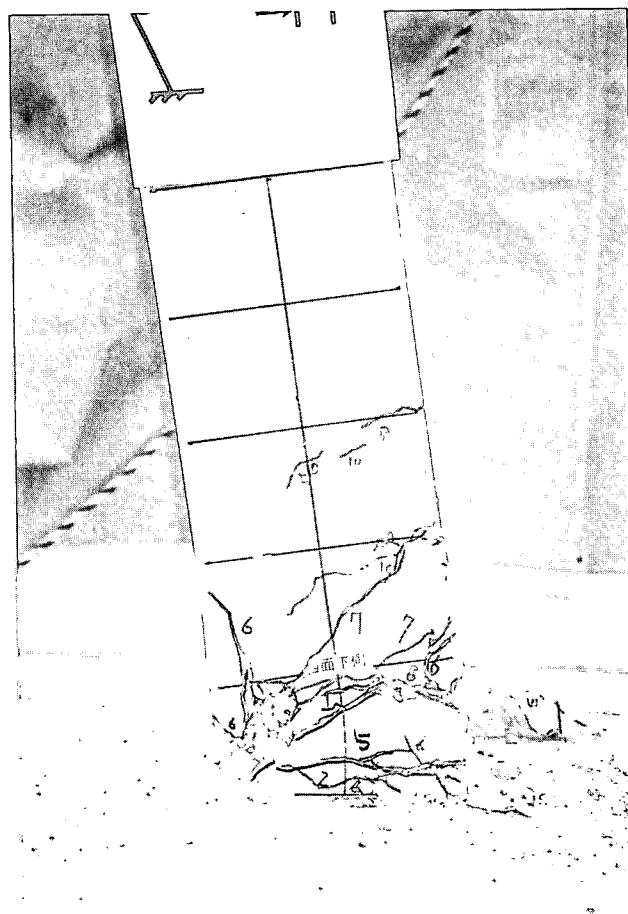


写真-4-6-6 c 1-8 供試体柱西面下側 (2.5m, 2回目)

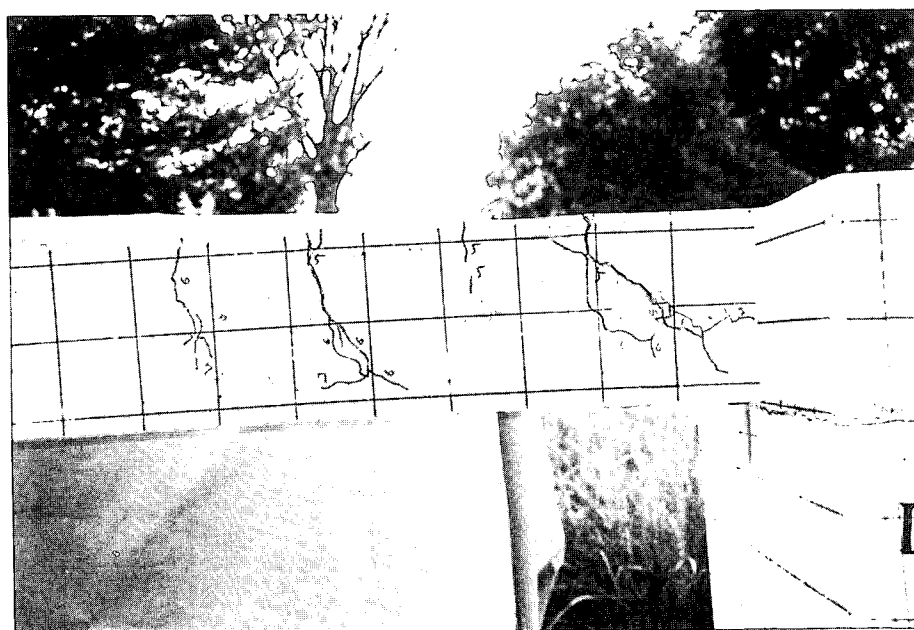


写真-4-6-6 d 1-8 供試体擁壁西面上側 (2.5m, 2回目)



写真-4-6-6 e 1-8 供試体擁壁西面下側 (2.5m, 2回目)

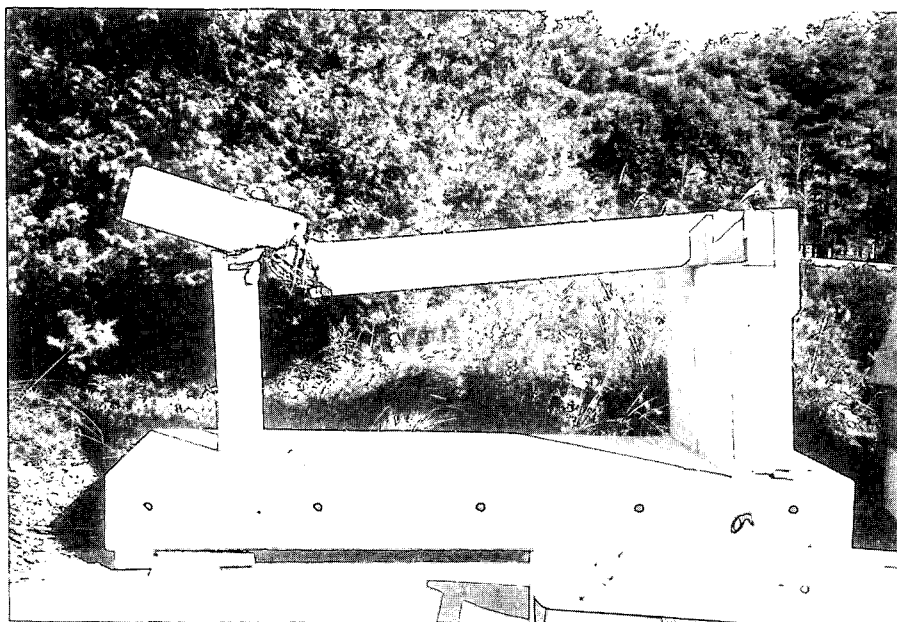


写真-4-6-7 a 1-10供試体全体西面 (3.5m)

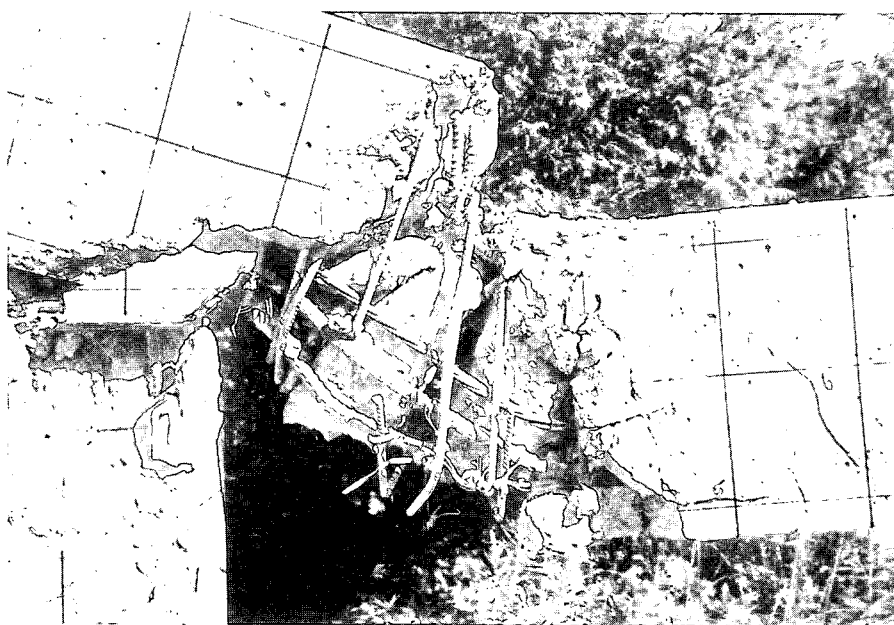


写真-4-6-7 b 1-10供試体主梁載荷点西面 (3.5m)

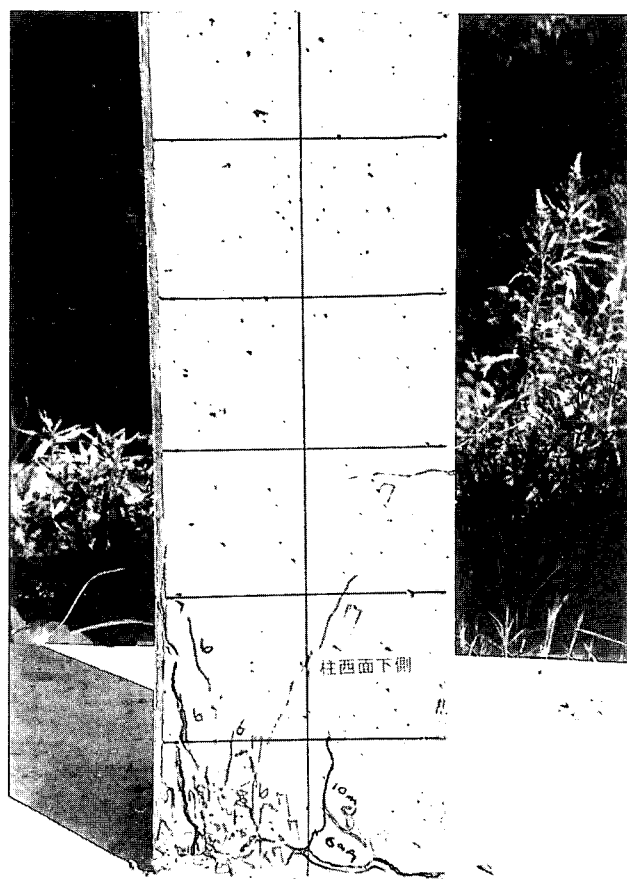


写真-4-6-7 c I-10供試体柱西面下側 (3.5m)

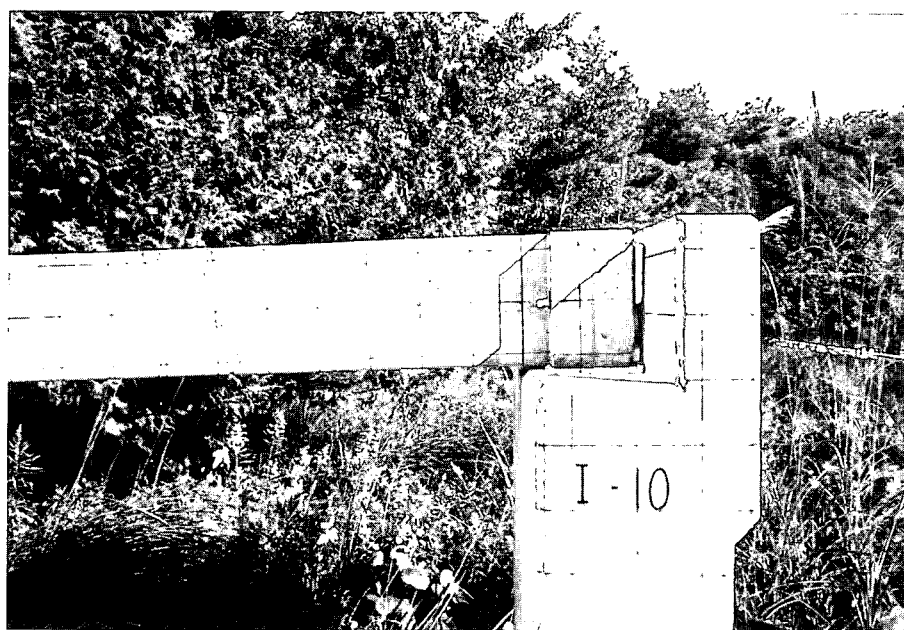


写真-4-6-7 d I-10供試体擁壁西面上側 (3.5m)

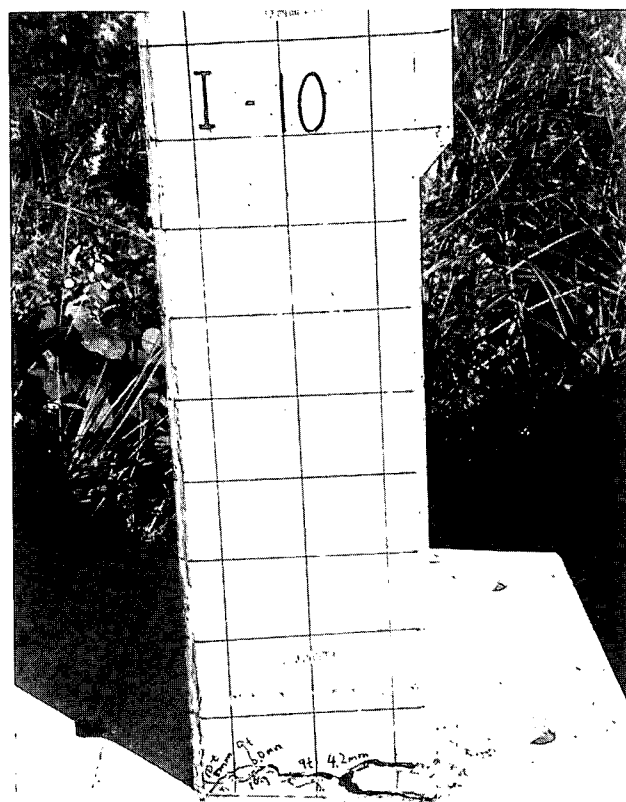


写真-4-6-7 e I-10 供試体擁壁西面下側 (3.5m)

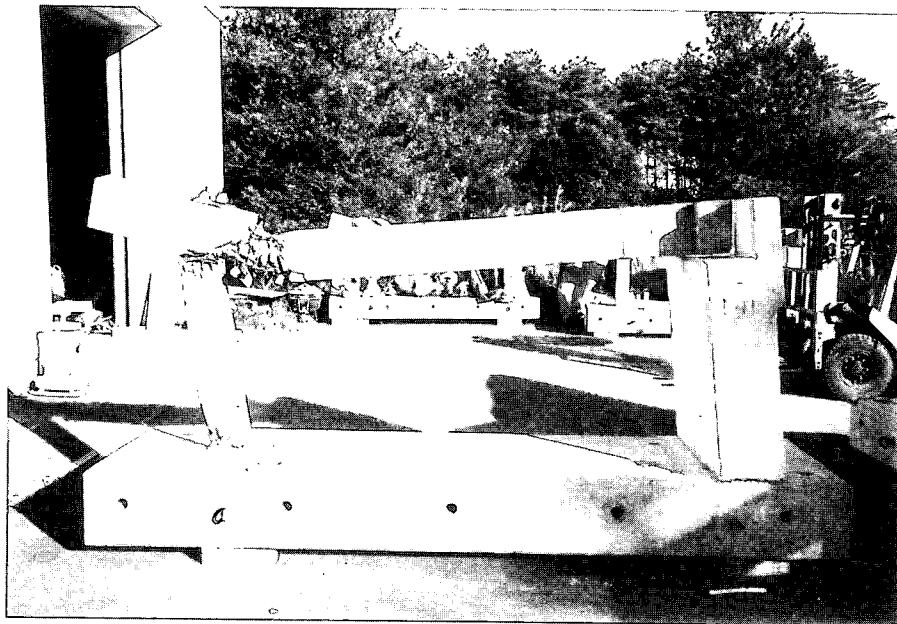


写真-4-6-8 a 1-11 供試体全体西面 (3.0m, 2回目)

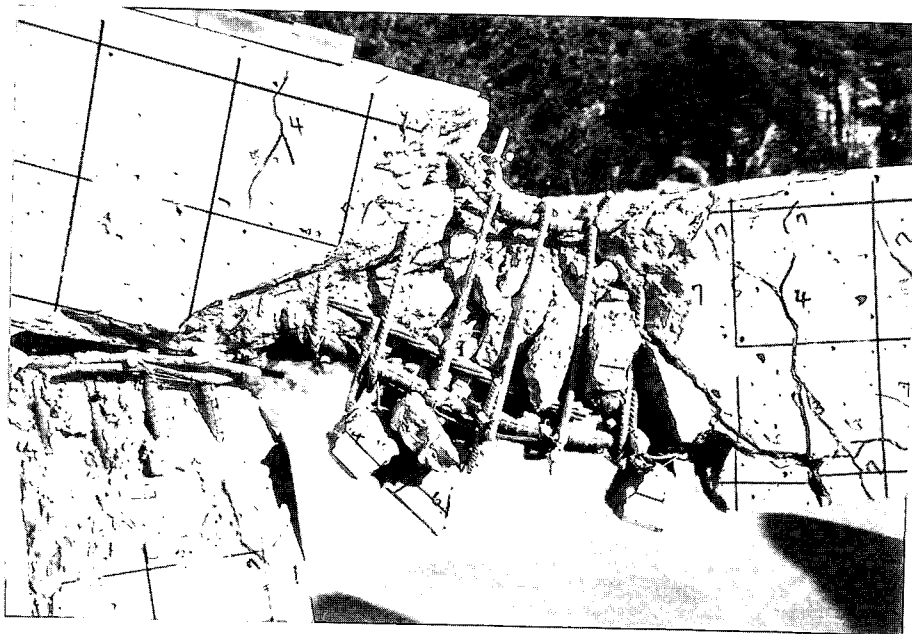


写真-4-6-8 b 1-11 供試体主梁載荷点西面 (3.0m, 2回目)

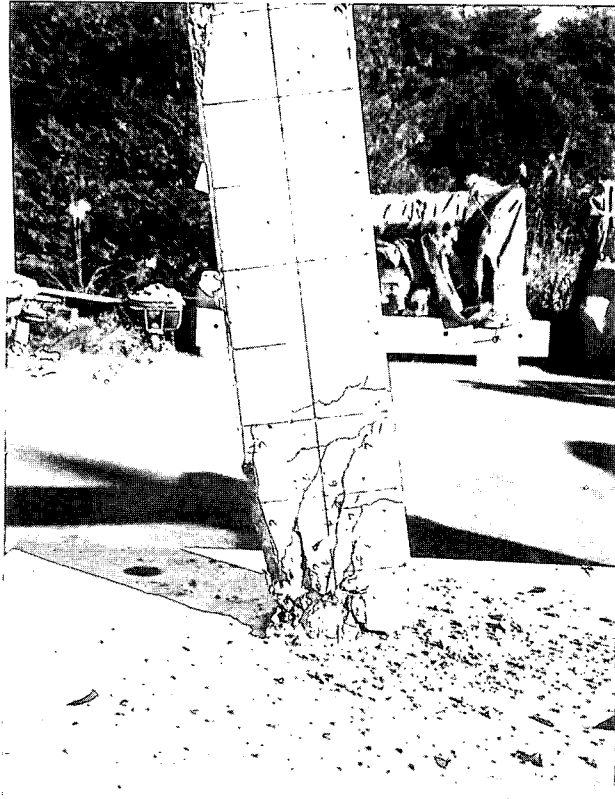


写真-4-6-8 c 1-11 供試体柱西面下側 (3.0m, 2回目)

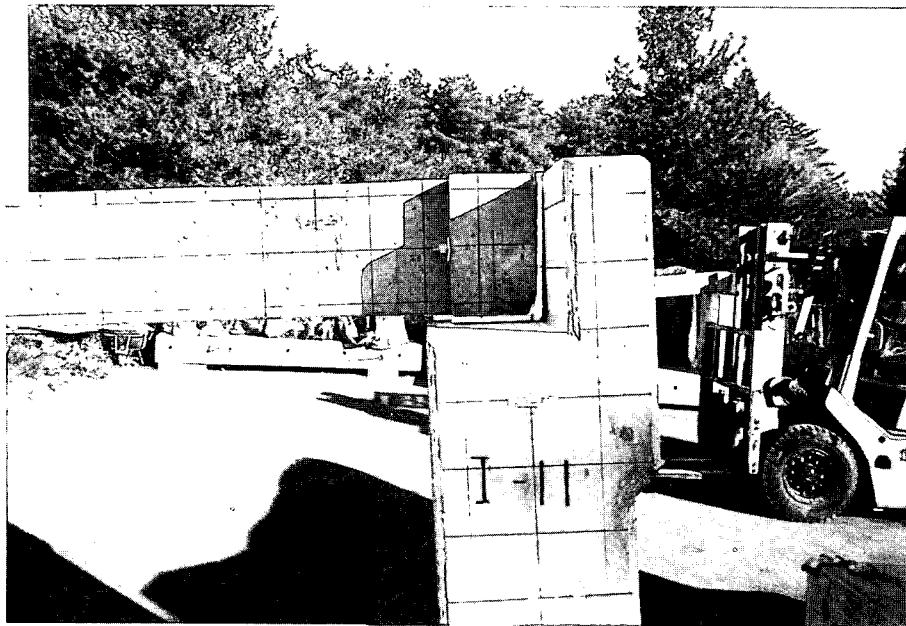


写真-4-6-8 d 1-11 供試体擁壁西面上側 (3.0m, 2回目)

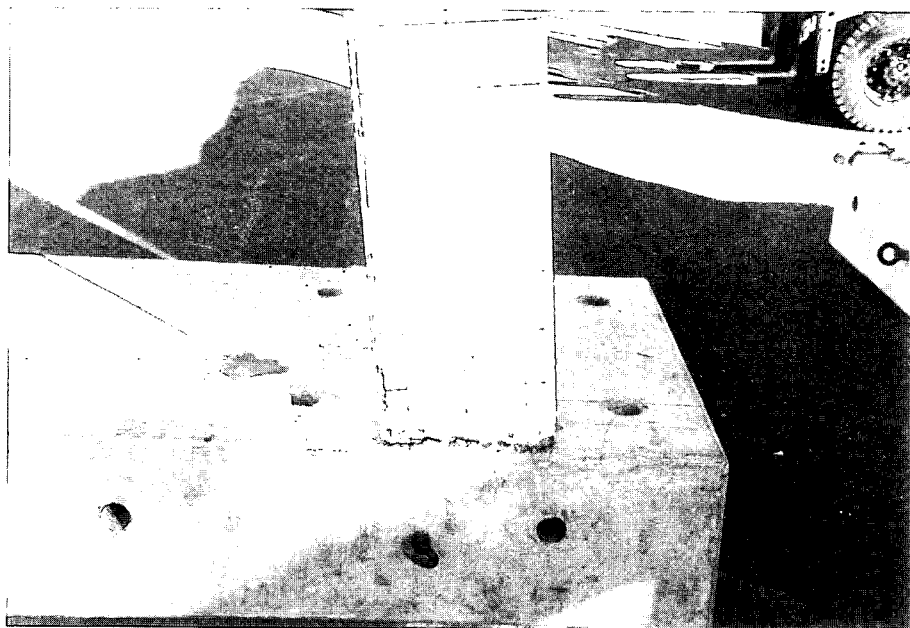


写真-4-6-8 e 1-1 1 供試体擁壁西面下側 (3.0m, 2回目)

4. 7 まとめ

逆L形式のC-1K供試体を基本として、載荷位置、載荷方向、水平変位の有無の衝撃強度へ影響について繰り返し衝撃載荷実験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

①載荷位置の影響：

主梁中央載荷の曲げ強度より柱近傍載荷のせん断強度の方が大きいことがわかった。柱近傍載荷では柱部材での破壊は見られなかった。

②載荷方向の影響：

主梁中央への斜め載荷は重錘衝撃力がかなり小さく、柱近傍への斜め載荷では重錘衝撃力、載荷点変位とも大きくなっており異なる傾向が見られた。

③水平変位の有無の影響：

水平変位がある場合には変形量が大きくなる傾向が見られる。衝撃強度への影響はあまり見られない。

5. 今後の課題

靱性を高めたPCロックシェッドの設計法の開発のために、鉄筋量の増加あるいは接合部の剛接化などにより靱性を高めたロックシェッド模型を用い、静的実験及び衝撃実験を実施し載荷位置、載荷方向および水平変位の影響などを検討した。今後の課題は以下の通りである。

- ①載荷位置、載荷方向および水平変位の影響に関して、解析的な検討を行い実験と比較する必要がある。
- ②実験結果、解析結果をとりまとめて設計法として体系立てて整理する必要がある。

謝辞

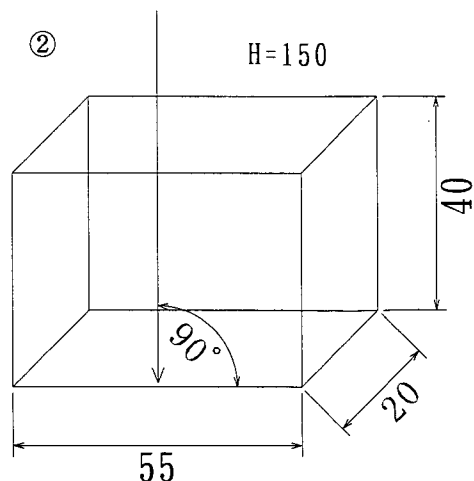
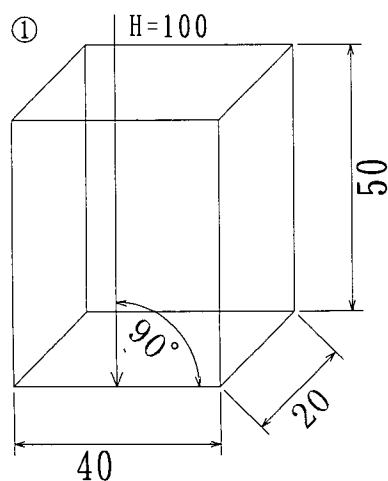
本実験は防衛大学校，（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会と土木研究所の三者による共同研究の一環として行われたものであり，実験供試体については（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会から，実験方法，評価などについては防衛大学校の関係各位から多大な協力を得たことを記し，ここに謝意を表します。

付 属 資 料

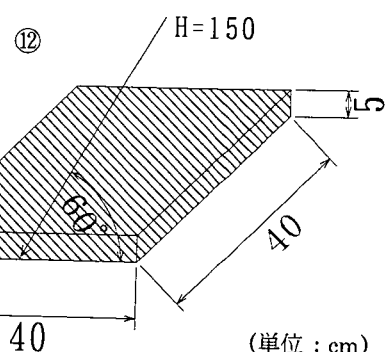
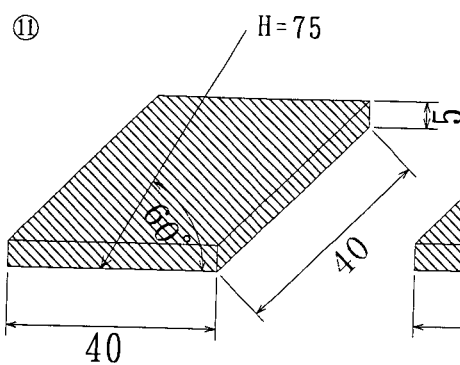
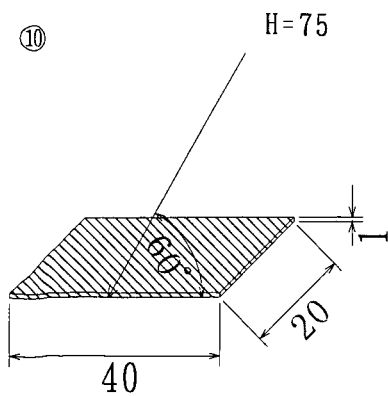
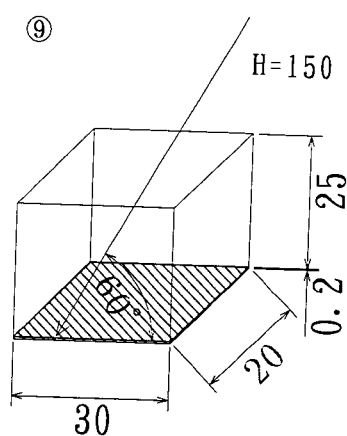
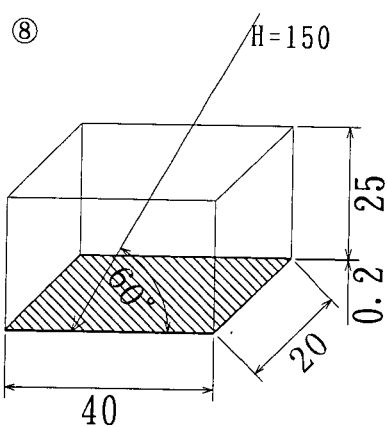
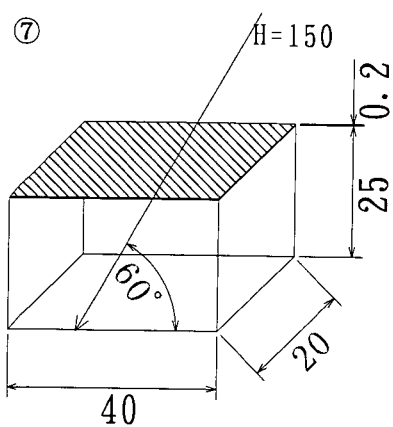
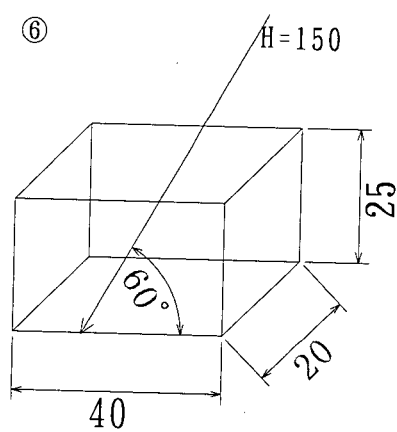
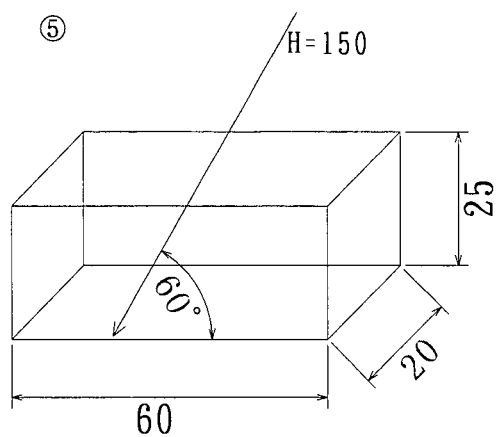
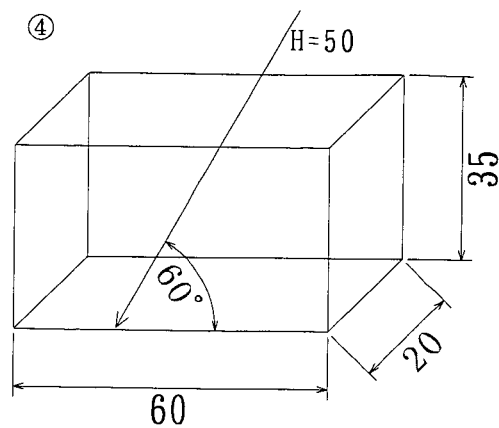
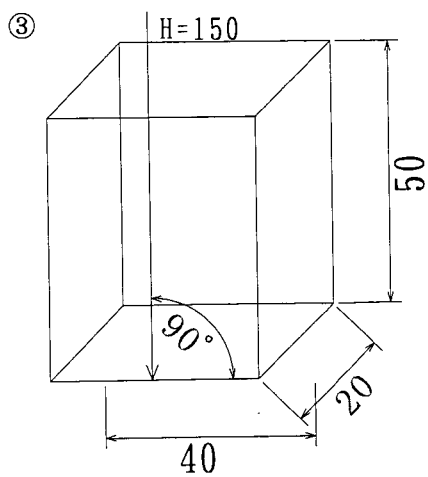
緩衝材予備実験（その１）

実験 ケース	供 試 体 寸 法 (長さ×厚さ×幅 mm)	落下高 (m)	载荷方向	実験結果	重錘加速度 (G)
①	400×500×200 (E P S)	1.0	鉛直	一部破壊	計測不能
②	550×400×200 (E P S)	1.5	鉛直	破壊・飛散	20.0
③	400×500×200 (E P S)	1.5	鉛直	破壊・飛散	53.5 47.0
④	600×350×200 (E P S)	1.5	30° 傾斜	破壊・飛散	87.5 計測不能
⑤	600×250×200 (E P S)	1.5	30° 傾斜	破壊・飛散	98.0 101
⑥	400×250×200 (E P S)	1.5	30° 傾斜	破壊・飛散	123 77.8
⑦	上 400×2×200 (ゴム) 下 400×250×200 (E P S)	1.5	30° 傾斜	破壊・飛散 ゴム破断	119 99.0
⑧	上 400×250×200 (E P S) 下 400×2×200 (ゴム)	1.5	30° 傾斜	破壊・飛散 ゴム破断	78.0 81.2
⑨	上 350×250×250 (E P S) 下 350×2×250 (ゴム)	1.5	30° 傾斜	破壊・飛散 ゴム破断	105 101
⑩	400×10×200 (ゴム)	1.5	30° 傾斜	ゴム破断	121 153
⑪	400×50×200 (ゴム)	0.75	30° 傾斜		29.8 37.9
⑫	400×50×200 (ゴム)	1.5	30° 傾斜		52.1 73.7

重錘加速度…重錘の前後に貼り付けた加速時計のデータ



(単位 : cm)

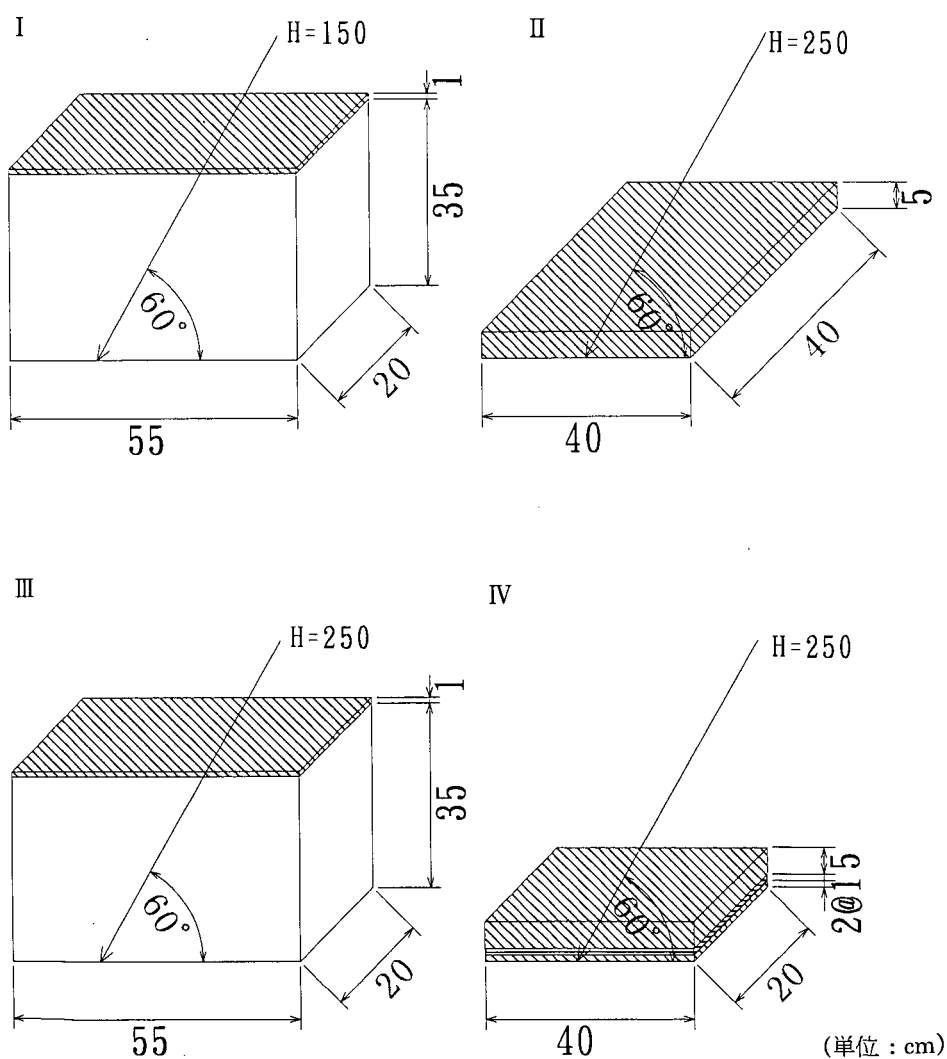


(単位 : cm)

緩衝材予備実験（その2）

実験 ケース	供試体寸法 (長さ×厚さ×幅 mm)	落下高 (m)	载荷方向	実験結果	重錘加速度 (G)
I	上 550×10×200 (ゴム) 下 550×350×200 (E P S)	1.5	30° 傾斜	ゴム破断せず E P S 飛断	25.1 31.8
II	400×50×400 (ゴム)	2.5	30° 傾斜	ゴム破断	87.6 174
III	上 550×350×10 (ゴム) 下 550×350×200 (E P S)	2.5	30° 傾斜	ゴム破断 E P S 飛断	95.9 89.8
IV	400×50×200 (ゴム) 400×10×200 (ゴム 2 枚)	1.5	30° 傾斜		65.3 91.3

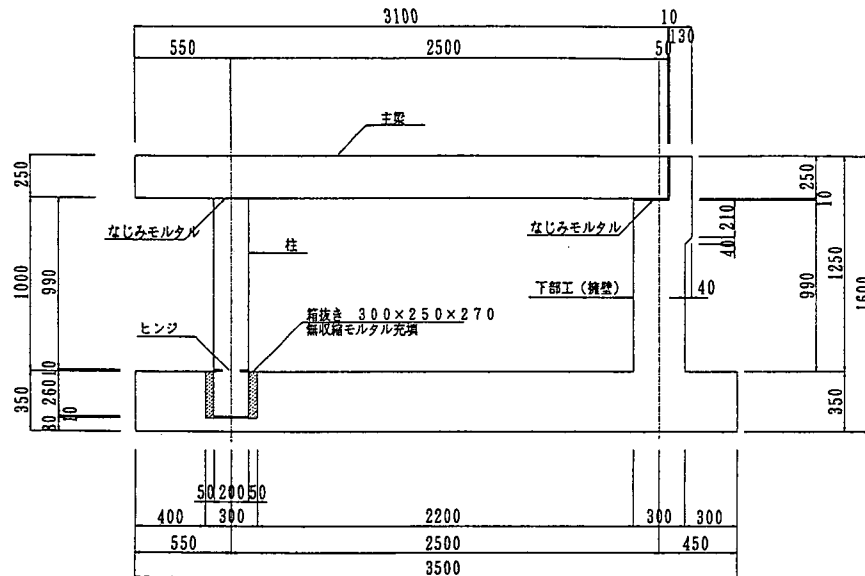
重錘加速度…重錘の前後に貼り付けた加速時計のデータ



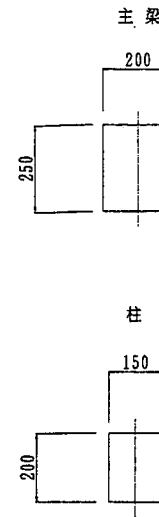
一般図

従来・改良逆L

横断面図



断面図

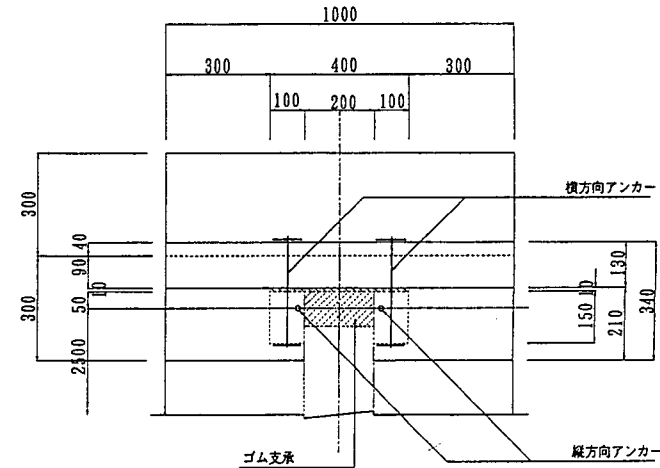


設計条件

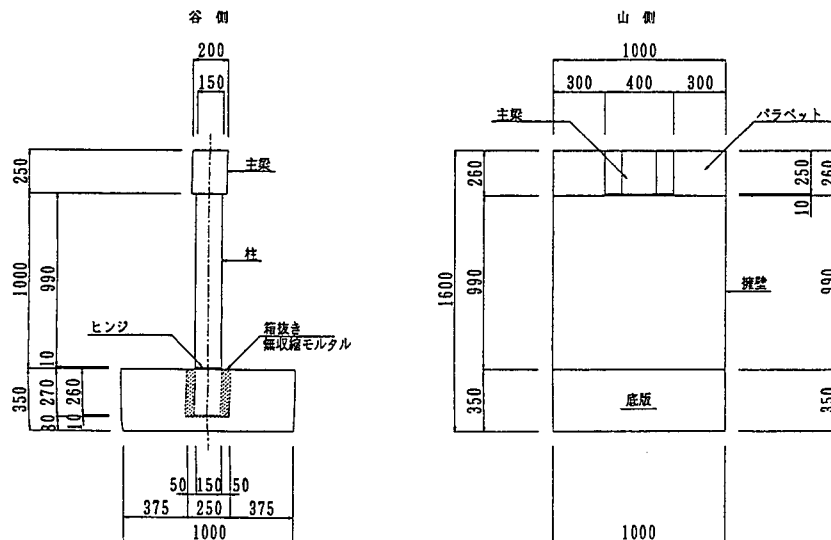
種別	PRCロックシェッド供試体C-1 (逆L型:山側77%a-接合)
支間	2.5m
主梁・柱	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 60.0 \text{ kgf/cm}^2$
下部工(擁壁)	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 21.0 \text{ kgf/cm}^2$
落石荷重	集中荷重: 6.4tf (曲げ耐力モーメント 5.0tf・m相当)
PC鋼材・鉄筋	主梁: SWPR7AN $\phi 9.3$ 、D10 (PRC部材) 柱: SWPR7BN $\phi 12.7$ 、D10
許容応力度	主梁: コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 27.0 \text{ kgf/cm}^2$ (落石時) 鉄筋の引張応力度 $\sigma_{sa} = 27.0 \text{ kgf/cm}^2$

平面図

擁壁



縦断面図



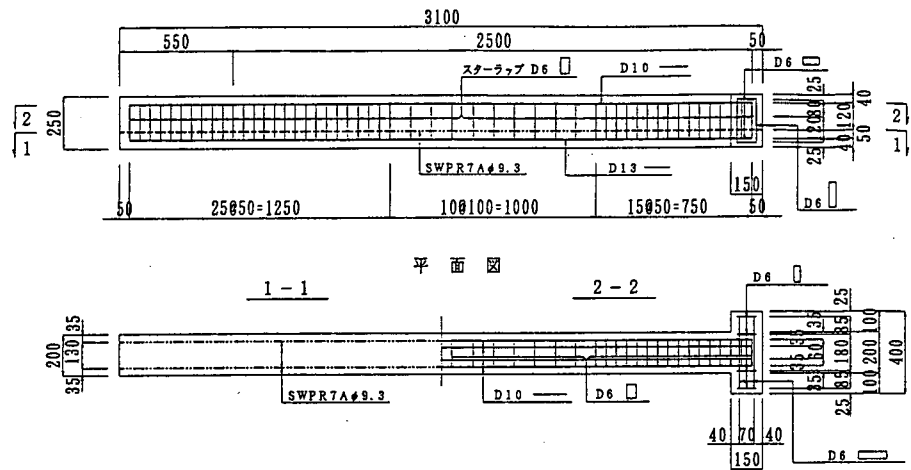
構造図 (その1)

主 梁

側 面 図

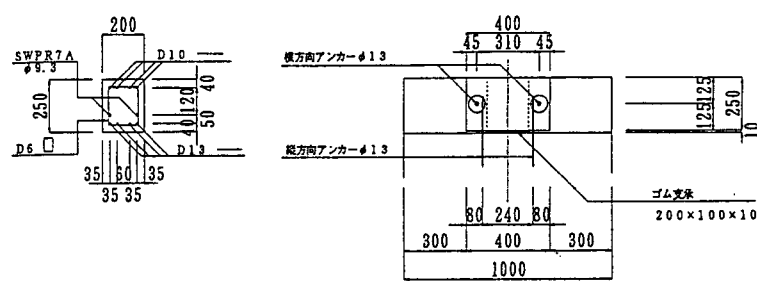
断 面 図

改良逆L



標準部

山側アンカー連結部



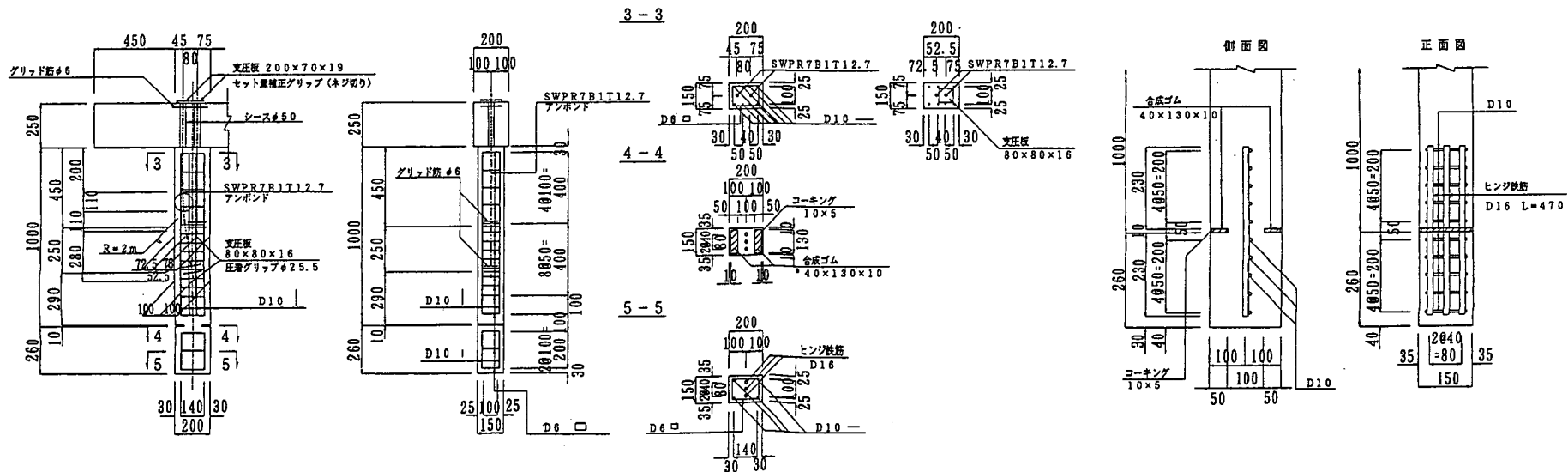
柱

側 面 図

正 面 図

断 面 図

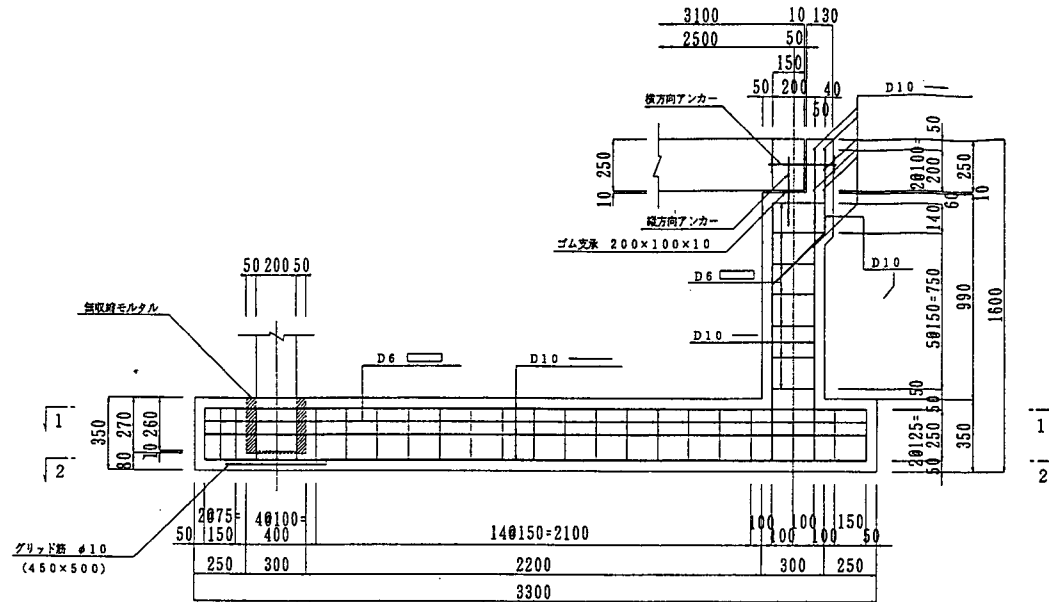
ヒンジ詳細図



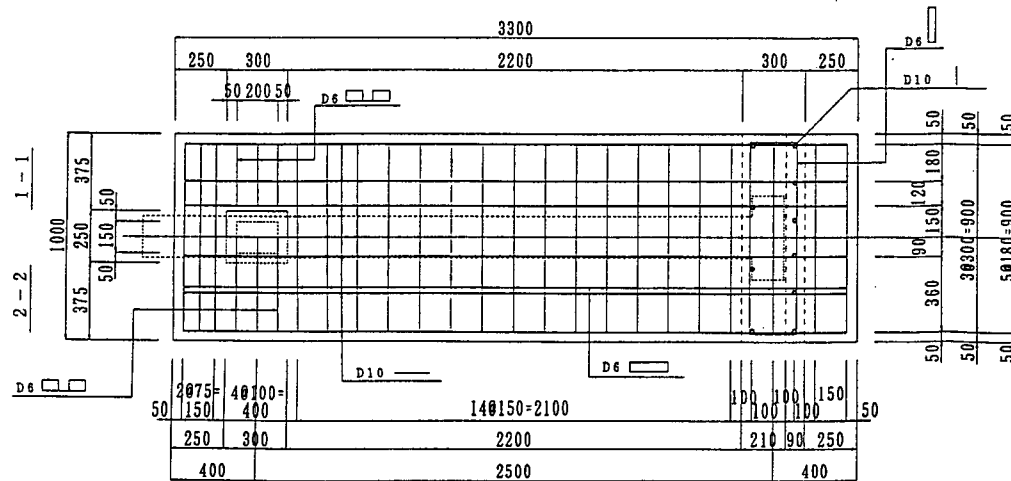
構 造 図 (その2)

下 部 工 (擁 壁)

側 面 図

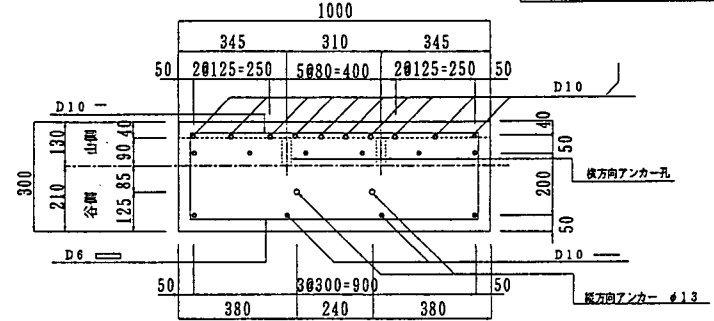


平 面 図

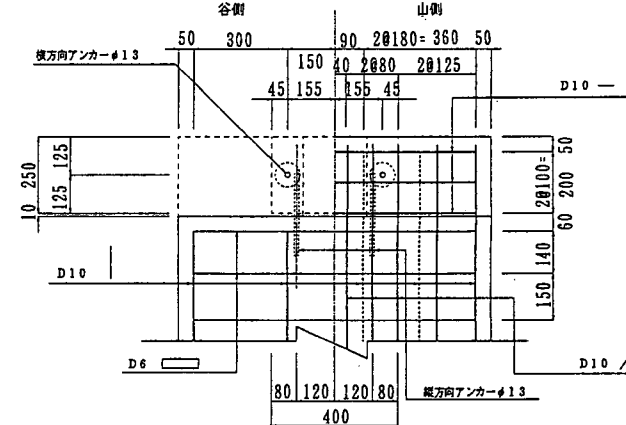


断 面 図

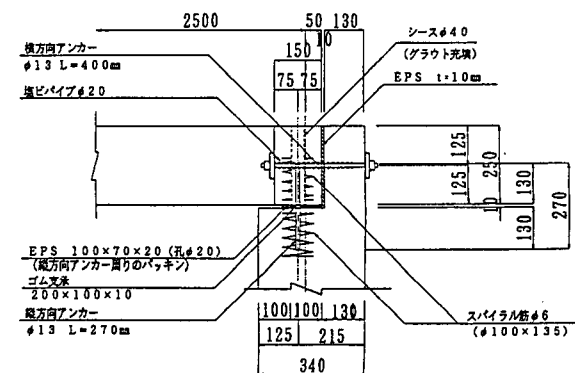
従来・改良逆L



正 面 図



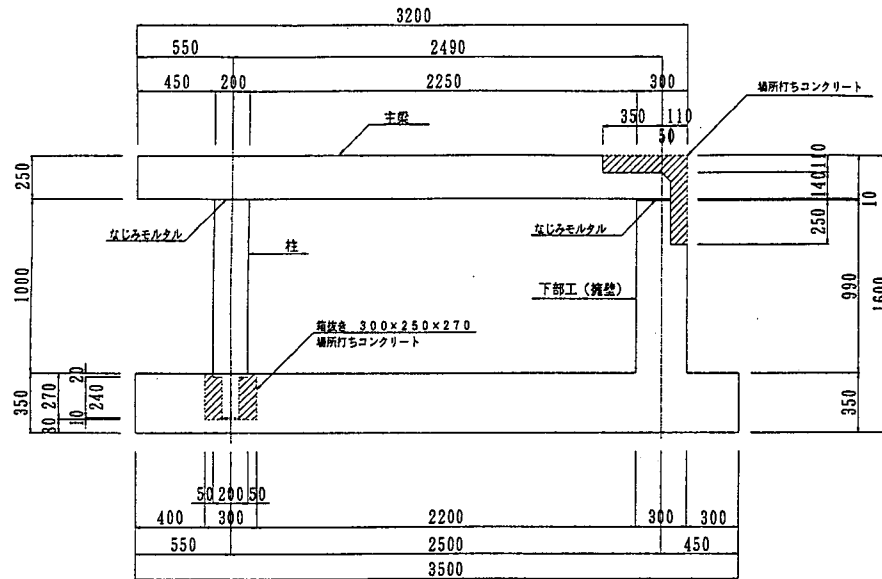
山側アンカー接合部詳細図



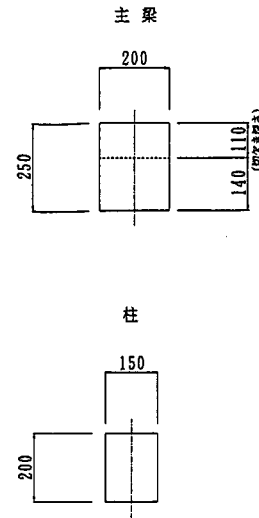
一般図

改良全剛接

横断面図



断面図

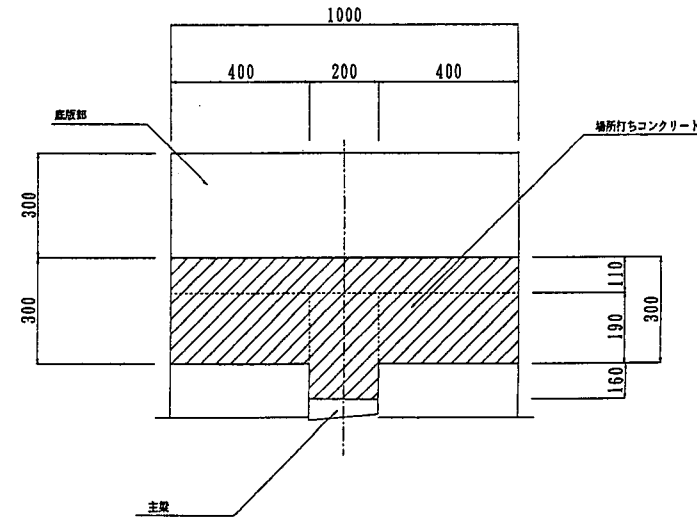


設計条件

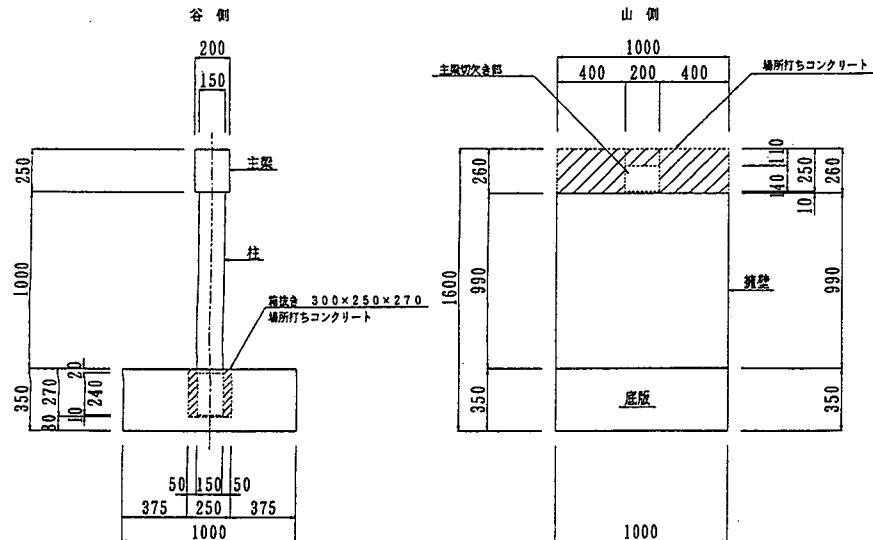
種別	PRCロックシェッド供試体 (門型:山側・谷側RC剛接)
支間	2.5 m
主梁・柱	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 60.0 \text{ kgf/cm}^2$
下部工(擁壁)	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 21.0 \text{ kgf/cm}^2$
落石荷重	集中荷重: 6.4 tf (曲げ耐力モーメント 5.0 tf・m 相当)
PC鋼材・鉄筋	主梁: SWPR7AN $\phi 9.8$ 、D10 (PRC部材) 柱: SWPR7BN $\phi 12.7$ 、D10
許容応力度	主梁: コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 27.0 \text{ kgf/cm}^2$ (落石時) 鉄筋の引張応力度 $\sigma_{sa} = 27.0 \text{ kgf/cm}^2$

平面図

擁壁

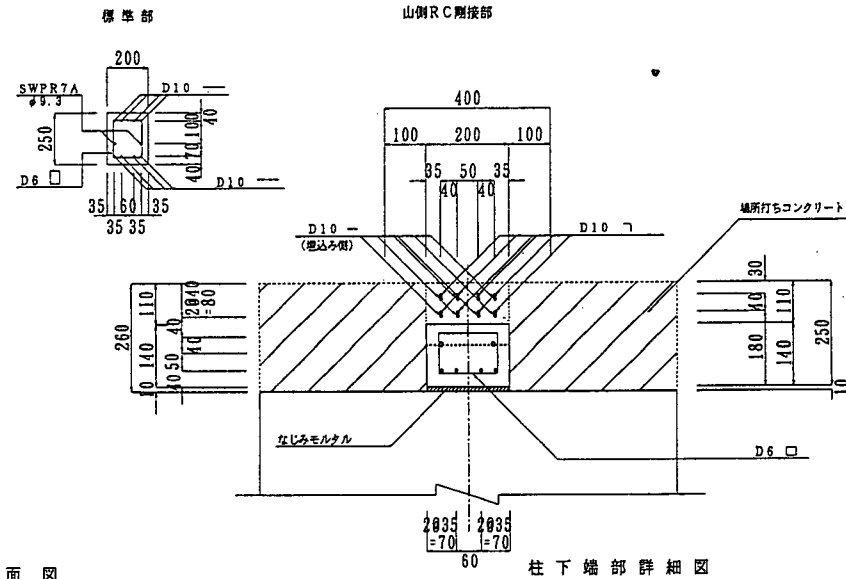


縦断面図



改良全剛接

断面図



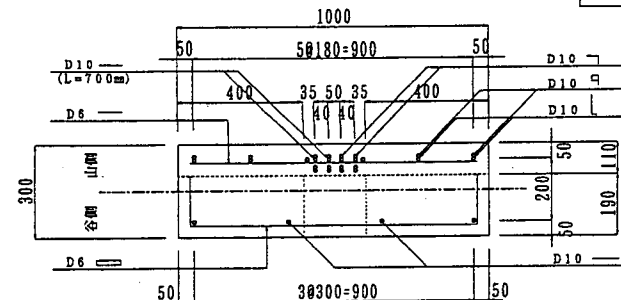
断面図



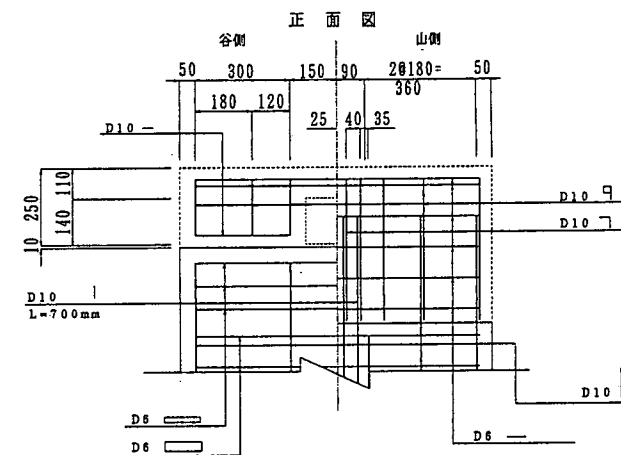
下部工（擁壁）

断面図

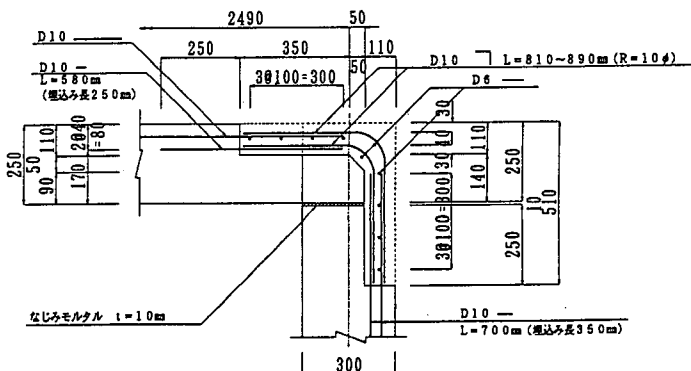
改良全剛接

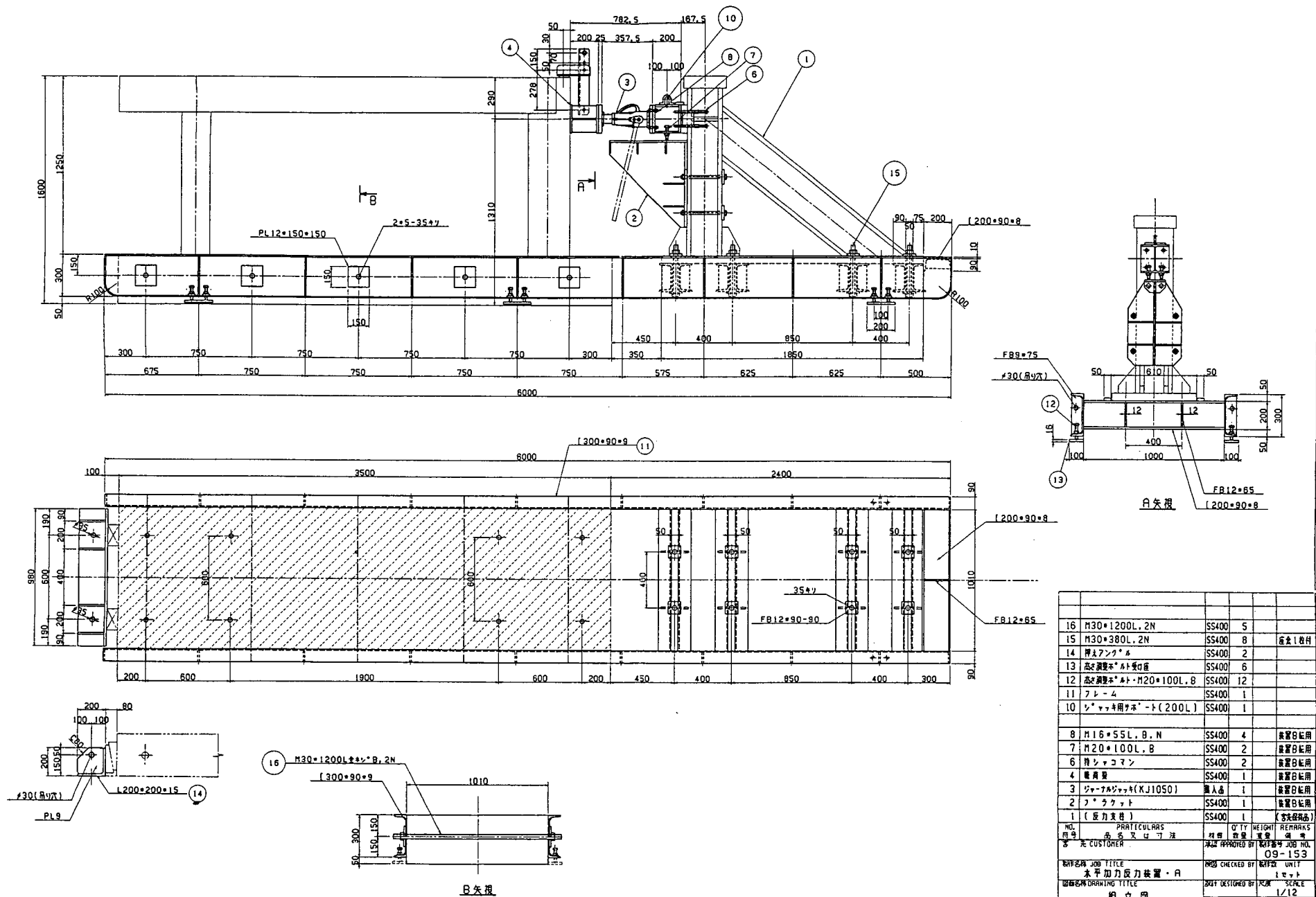


正 面 图

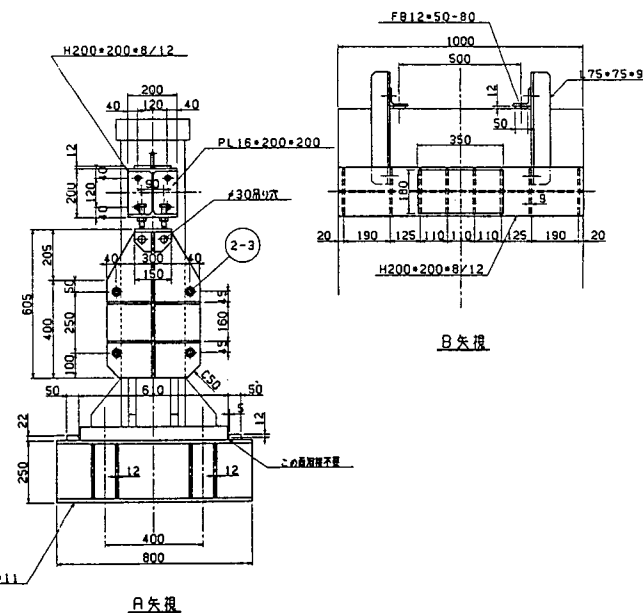
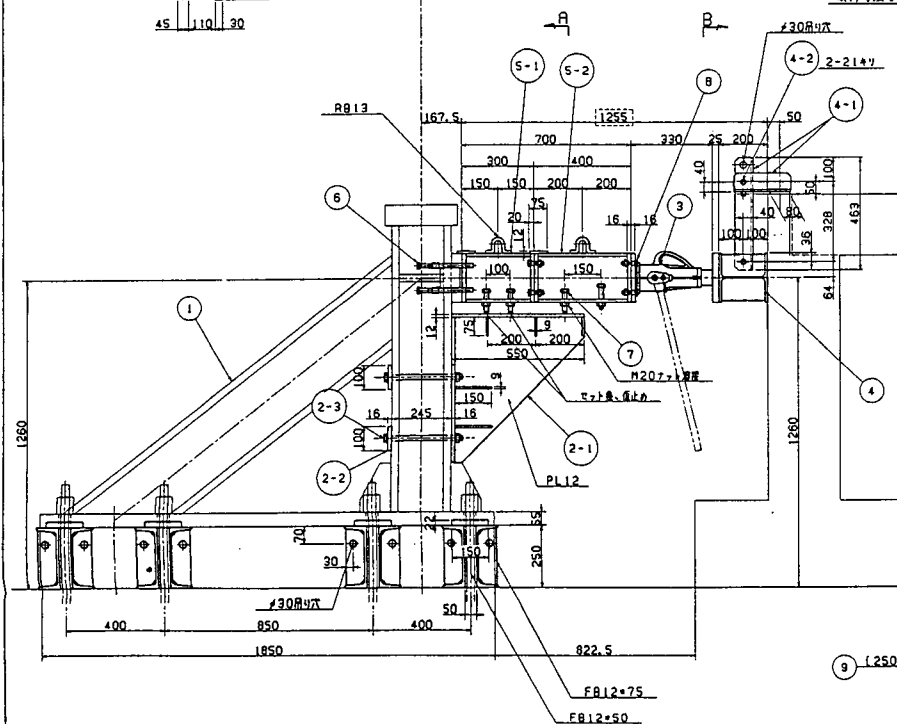
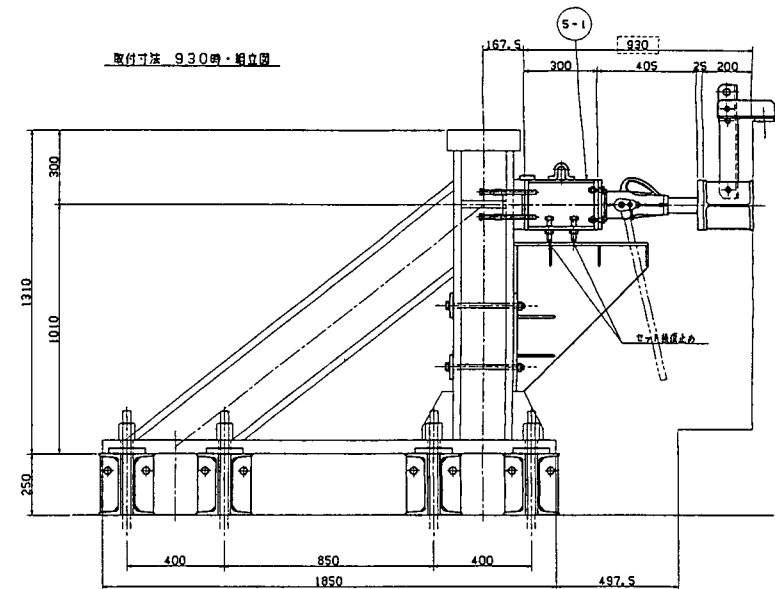
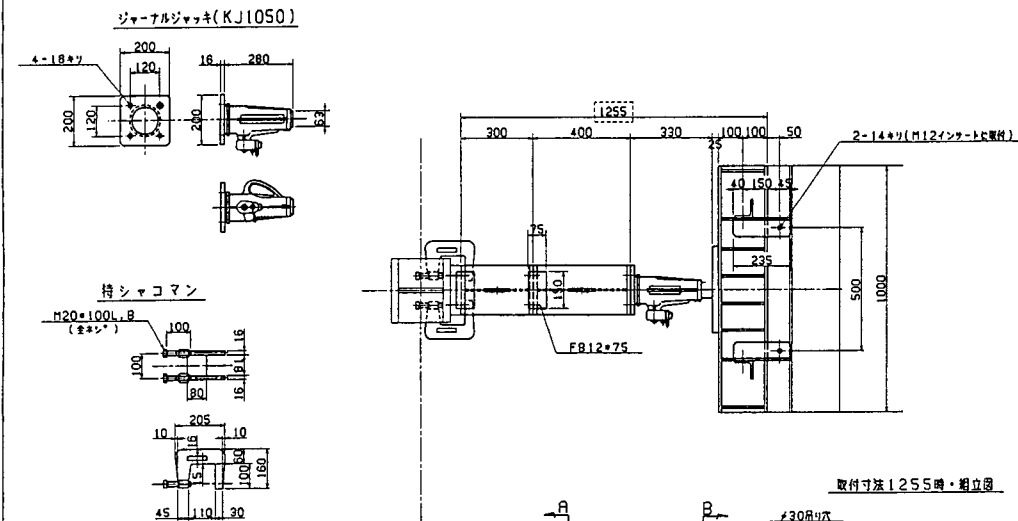


山側 R C 剛接部詳細図





16	M30×1200L, 2N	SS400	5			
15	M30×380L, 2N	SS400	8			倉金 1 枚付
14	押入アングル	SS400	2			
13	高圧調整ボルト 4 個付	SS400	6			
12	高圧調整ボルト・M20×100L, 8	SS400	12			
11	フレーム	SS400	1			
10	シャッター用ボルト (200L)	SS400	1			
8	M16×55L, B, N	SS400	4			装置台付属
7	M20×100L, B	SS400	2			装置台付属
6	持シヤコマン	SS400	2			装置台付属
4	電機翼	SS400	1			装置台付属
3	ジャンパルジャンキ (KJ1050)	輸入品	1			装置台付属
2	フタケット	SS400	1			装置台付属
1	(反力支柱)	SS400	1			(注文係品)
NO. 品名	PARTICULARS 品名 数量 単位	材質	QTY 数量	HEIGHT 高さ	REMARKS 備考	
8	光 学 鏡 面	鏡面	APPROVED BY	DATE	09-153	
製作名称 JOB TITLE	0901 CHECKED BY	0901 UNIT				
水平加力力 装置・A		1 セット				
図面名称 DRAWING TITLE	0901 DESIGNED BY	0901 SCALE				
組立図		1/12				
	0901 DRAWN BY	0901 DATE				
	石井	97/09/24				
0901 図番	09-153-002					



注 記

1. シ・マ・ナルシ・マキとシ・マキ用サホートは
相立して、出荷すること。(品番～3・5-1・5-2)
2. 塗装色・うす緑
3. 本図部品の一部は、〔反力装置・A〕に共用。

9	反力支持受け台	SS400	4		
8	H16×55L-B.N	SS400	8		
7	H20×100L,全キシ* B	SS400	8		矢野川加工
6	鉄シコマン	SS400	2		
5-2	ジャッキ用クワ*ント(400L)	SS400	1		
5-1	ジャッキ用クワ*ント(300L)	SS400	1		
4-2	H20×65L,全キシ* B, 2N	SS400	4		
4-1	橋脚型吊り金具	SS400	2個		
4	橋脚型	SS400	1		
3	フック*ジャック(KJ1050)	鋼丸丸	1		フクナシ* 州
2-3	H20×310L-B.N	SS400	4		
2-2	F16B×100	SS400	2		
2-1	フ*カウト	SS400	1		
1	(反力支保)	SS400	(11)		(実装後部品)

NO.	PARTICULARS	QTY	HEIGHT	REMARKS
用号	品名又は寸法	枚数	高さ	備考
先主 CUSTOMER		承認 APPROVED BY 設計者 監製 監考		
製図名 呼称 JOB TITLE		単位 CHECKED BY 単位 UNIT		
水平反力耐力装置・B		1 個		
図面名称 DRAWING TITLE		設計者 DESIGNED BY 氏名 SCALE		
組立 図		K.S. 1/10		
		製図者 DRAWN BY 氏名 DATE		
		6月 97/09/24		
		監製 監考		
		09-153-001		