

石炭灰を多量に使用した
鉄筋コンクリート部材の耐震特性に関する研究

(課題番号 11650587)

平成11年度～平成12年度科学研究費補助金
(基盤研究(C)(2))
研究成果報告書

平成13年3月

研究代表者 荒木 秀夫
(広島大学工学部教授)

は し が き

本研究「石炭灰を多量に使用した鉄筋コンクリート部材の耐震特性に関する研究」は平成 11 年度～平成 12 年度科学研究費補助金（基盤研究(C)(2)）により、産業廃棄物である石炭灰を建築構造分野に有効利用するための技術開発を目指して実施したものである。本研究の遂行にあたり、中国電力（株）技術研究センター、出雲地区生コンクリート協同組合および広島大学工学部耐震工学研究室のスタッフに多大な御協力をいただいた。ここに記し深謝の意を表す。

研究組織

研究代表者 : 荒木 秀夫（広島大学工学部・助教授）

研究分担者 : 嶋津 孝之（広島大学工学部・名誉教授）

※ 研究分担者の期間：平成 11 年 4 月～12 年 3 月まで

研究分担者 : 椋山 健二（広島大学工学部・助手）

研究経費

平成 11 年度 1,300 千円

平成 12 年度 1,000 千円

計 2,300 千円

研究発表

学会誌等発表論文

- (1) 椋山健二, 荒木秀夫, 嶋津孝之, 福島恒和 : 石炭灰を使用した鉄筋コンクリート部材の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, 第 22 巻, 第 3 号, pp.1501-1506, 2000 年 6 月
- (2) Hideo Araki, Kenji Kabayama and Tsunekazu Fukushima: Experimental Study on Seismic Performance of RC Members Containing High Volume Coal Ash, Proc. of 2nd International Conference on Engineering Materials 2001, 8 pages, 2001 (掲載決定)
- (3) Hideo Araki, Kenji Kabayama, Takayuki Shimazu, Tsunekazu Fukushima and Kenichi Wakamatsu: Seismic Performance of RC Beams Containing High Volume Coal Ash, Bulletin of the Faculty of Engineering, Hiroshima University, Vol.49, No.1, pp.69-74, April, 2001
- (4) Kenji Kabayama, Hideo Araki and Tsunekazu Fukushima: Seismic Performance of RC Columns Containing High Volume Coal Ash, Proc. of 3rd International Conference on Concrete under Severe Conditions: Environment & Loading, 8 pages, 2001 (掲載決定)

口頭発表論文

- (1) 山本兼太郎, 嶋津孝之, 荒木秀夫, 椛山健二, 山本昌則, 福島恒和: 石炭灰を使用した鉄筋コンクリート部材の力学的特性 その 1. コンクリートの素材特性, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 23 号, pp.33-36, 2000 年 3 月
- (2) 荒谷俊介, 嶋津孝之, 荒木秀夫, 椛山健二, 若松健一, 福島恒和: 石炭灰を使用した鉄筋コンクリート部材の力学的特性 その 2. 梁, 柱部材の抵抗特性, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 23 号, pp.37-40, 2000 年 3 月
- (3) 福島恒和, 嶋津孝之, 荒木秀夫, 椛山健二: 石炭灰を大量使用したコンクリートの建物躯体への適用に関する研究 その 1. 石炭灰を利用したコンクリートの配合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 巻, pp.595-596, 2000 年 9 月
- (4) 山本兼太郎, 嶋津孝之, 荒木秀夫, 椛山健二, 福島恒和: 石炭灰を大量使用したコンクリートの建物躯体への適用に関する研究 その 2. 実大コンクリート柱の力学的特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 巻, pp.597-598, 2000 年 9 月
- (5) 黒河勝之, 嶋津孝之, 荒木秀夫, 椛山健二, 福島恒和: 石炭灰を大量使用したコンクリートの建物躯体への適用に関する研究 その 3. 鉄筋コンクリート梁部材の力学的特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 巻, pp.599-600, 2000 年 9 月
- (6) 荒谷俊介, 嶋津孝之, 荒木秀夫, 椛山健二, 福島恒和: 石炭灰を大量使用したコンクリートの建物躯体への適用に関する研究 その 4. 鉄筋コンクリート柱部材の力学的特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 巻, pp.601-602, 2000 年 9 月
- (7) 黒河勝之, 菅野俊介, 荒木秀夫, 椛山健二, 山本兼太郎, 若宮祥子: 石炭灰を用いたコンクリートの素材特性, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 24 号, pp.53-56, 2001 年 3 月
- (8) 中谷誠, 菅野俊介, 荒木秀夫, 椛山健二, 荒谷俊介: 石炭灰を用いた RC 柱の耐力および変形能, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 24 号, pp.57-60, 2001 年 3 月

目次

第1章 序論	1
1-1 研究の背景	1
1-2 研究の目的	2
1-3 研究の方法	2
第2章 コンクリートの素材試験	3
2-1 コンクリートの使用材料	3
2-2 圧縮および割裂試験	5
2-2-1 試験体名称と実験変数	5
2-2-2 調合設計	5
2-2-3 試験体の作製	6
2-2-4 加力および測定方法	7
2-2-5 実験結果および考察	7
(1) 材令—圧縮強度関係	7
(2) 引張強度	9
(3) ポアソン比	10
(4) 圧縮強度時ひずみ	11
(5) ヤング係数	11
(6) 応力—ひずみ関係	12
2-3 鉄筋との付着試験	16
2-3-1 試験体名称と実験変数	16
2-3-2 調合設計	16
2-3-3 材料特性	17
2-3-4 試験体形状	18
2-3-5 試験体製作	19
2-3-6 加力および測定方法	19
2-3-7 実験結果および考察	20
(1) 破壊状況	20
(2) 付着応力度	21
(3) 付着応力度—すべり量曲線	22
2-4 まとめ	24
第3章 実大無筋コンクリート柱の載荷実験	25
3-1 実験の目的	25
3-2 実験概要	25

3-2-1	実験変数と試験体名称.....	25
3-2-2	コンクリートの材料特性.....	26
3-2-3	試験体形状	27
3-2-4	試験体の製作	28
3-2-5	加力装置および加力方法.....	29
3-2-6	計測方法	31
3-3	実験結果および考察.....	33
3-3-1	最終破壊状況	33
3-3-2	軸圧縮力—変位関係.....	36
3-3-3	ひずみ分布性状.....	40
3-3-4	最大応力	43
3-3-5	応力—ひずみ曲線.....	43
3-3-6	基準化応力—ひずみ曲線.....	45
3-3-7	力学的特性に関する素材試験結果との比較.....	46
	(1) 最大応力	46
	(2) 最大応力時のひずみ.....	47
	(3) ヤング係数	48
3-4	まとめ.....	49
第4章	準実大鉄筋コンクリート梁の載荷実験	50
4-1	実験の目的	50
4-2	実験方法	50
4-2-1	試験体名と実験変数.....	50
4-2-2	使用材料の特性.....	50
4-2-3	試験体形状および配筋.....	52
4-2-4	試験体製作	53
4-2-5	載荷方法	55
4-2-6	計測方法	58
4-3	実験結果および考察.....	60
4-3-1	ひび割れ性状	60
4-3-2	履歴曲線	76
4-3-3	最大耐力	78
4-3-4	等価粘性減衰定数.....	79
4-3-5	変位分布性状	80
4-3-6	鉄筋のひずみ分布性状.....	81
4-3-6	鉄筋のひずみ分布性状.....	82
4-4	まとめ.....	91

第5章 準実大鉄筋コンクリート柱の載荷実験	92
5-1 実験の目的	92
5-2 実験方法	92
5-2-1 試験体名と実験変数	92
5-2-2 使用材料の特性	92
5-2-3 試験体形状および配筋	94
5-2-4 試験体製作	95
5-2-5 載荷方法	97
5-2-6 計測方法	100
5-3 実験結果および考察	104
5-3-1 ひび割れ性状	104
5-3-2 水平荷重—水平変位履歴曲線	113
5-3-3 水平最大耐力	116
5-3-4 等価粘性減衰定数	117
5-3-5 水平変位分布性状	118
5-3-6 鉄筋のひずみ分布性状	120
5-3-7 曲率分布性状	128
5-3-8 せん断変形性状	130
5-3-9 軸方向変位—水平変位関係	135
5-4 まとめ	136
第6章 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊実験	137
6-1 実験の目的	137
6-2 実験方法	137
6-2-1 試験体名と実験変数	137
6-2-2 使用材料の特性	137
6-2-3 試験体形状および配筋	139
6-2-4 作成方法	139
6-2-4 作成方法	140
6-2-5 載荷方法	143
6-2-6 測定方法	146
6-3 実験結果および考察	150
6-3-1 ひび割れおよび破壊性状	150
6-3-2 水平力—水平変位履歴曲線	157
6-3-3 せん断耐力	158
6-3-4 変形能	160

6-3-5	水平変位分布性状.....	161
6-3-6	鉄筋のひずみ分布性状.....	162
6-3-7	曲率分布性状	171
6-3-8	せん断変形性状.....	173
6-4	まとめ.....	175
第7章	結語	176
参考文献	180
主要発表論文	A-1

第1章 序論

1-1 研究の背景

石炭灰とは石炭の燃焼した残渣で、主に石炭火力発電所から排出され、日本における発生量は図 1-1 に示すように今日の電力事情から数年後には 1 千万トンを超えると推測されている¹⁾。1991 年制定の「再生資源の利用の促進に関する法律」において石炭灰は指定副産物に定められ有効利用の促進が求められている。日本では現在その 6 割はセメント原料や路盤材として活用されているが、残り 4 割は埋め立て等で処分されており、図 1-2 に示すようにその量は 2000 年で 200 万トンを超えている。更に、石炭灰は世界規模で今後の増量が確実視されており、今日最優先課題である環境保全の観点から石炭灰有効利用技術の開発が急務の課題となっている²⁾。一方、コンクリートの原料はこれまで自然界からの採取に頼ってきたが、瀬戸内海地域における近年の海砂採取禁止措置に見られるように、その採取量には限界がある。しかし、コンクリートは今日の生活環境基盤を形成する主要な建設資材の一つで、今後も多量の需要が確実であり、その原料確保が緊急課題となっている。

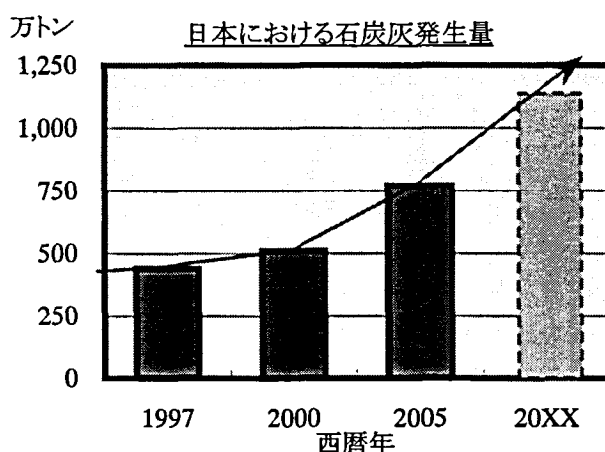


図 1-1 日本における石炭灰発生量の推移

日本での石炭灰推定発生量(2000年) ; 510 万トン

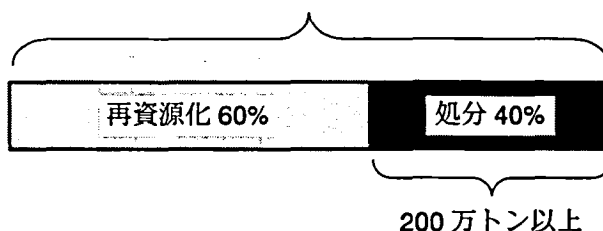


図 1-2 日本における石炭灰の処分量

石炭灰のなかでもフライアッシュは従来からコンクリートの高性能化を目的としてセメント原料や混和材に用いられ、その施工性や力学的特性についての性能把握が進んでいる^{3,4)}。近年ではフライアッシュやフ

ライアッシュ以外の石炭灰を大量に使用したコンクリートについても研究^{5~13)}が進み、その性能が明らかになりつつある。石炭灰を大量に使用したコンクリートは普通コンクリートに比べ施工性や長期強度増大など多くの優れている点を持つ反面、初期強度の低さや中性化の懸念から、現在の用途は人工漁礁等の直接に強度や剛性を要求されないものに限定されている。これまでの研究もコンクリートそのものの物性について調べたものが多く、構造材料としての性能について調べたものはほとんどないのが現状である。

大量の石炭灰をコンクリートに混入し建物等の構造材料として使用できれば、膨大な消費を見込め、なおかつコンクリート原料の自然界からの採取量を減量できることから、石炭灰を建築構造分野に有効利用するための技術開発に向け、石炭灰を混入したコンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材および構造体に関する研究が必要とされている。

1-2 研究の目的

本研究は石炭灰を混入した建物の構造性能および耐震性能を部材および構造体レベルで把握することを目的として、下記の項目に関して検討を行う。

- ・石炭灰を混入したコンクリートの構造材料としての素材特性の把握
 - コンクリートの圧縮強度や引張強度などの力学的特性、コンクリートと鉄筋の付着特性
- ・石炭灰を混入したコンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材の構造性能の検証
 - 曲げ破壊型、曲げせん断破壊型、せん断破壊型のそれぞれの部材に関する検討

本研究を通して建築分野における石炭灰の多量活用技術の開発に向けた基礎的資料を供給する。

1-3 研究の方法

上記の目的の達成に向け本研究では以下の試験および実験を実施する。実験変数はいずれも石炭灰の混入方法とし、①コンクリートの素材試験と②実大無筋コンクリート柱の載荷実験ではコンクリート強度による影響も検討する。同一仕様の普通コンクリートによる試験体の試験および実験も併せて実施し、その結果との直接の比較検討から石炭灰の混入による影響を検証・評価することを試みる。

- ① コンクリートの素材試験
 - A. 圧縮および引張試験
 - B. 鉄筋との付着試験
- ② 実大無筋コンクリート柱の載荷実験
- ③ 準実大鉄筋コンクリート梁の載荷実験
- ④ 準実大鉄筋コンクリート柱の載荷実験
- ⑤ 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊実験

第2章 コンクリートの素材試験

2-1 コンクリートの使用材料

本研究を通してコンクリートの使用材料は同一である。以下に各材料に関して列記する。

セメント

宇部三菱セメント（株）産の普通ポルトランドセメント（密度 3.16g/cm³，比表面積 3,270cm²/g）

細骨材

島根県産加工砂（風化花崗岩系山砂，表乾比重 2.58，吸水率 1.48%，FM3.13）と島根県産陸砂（表乾比重 2.58，吸水率 1.51%，FM1.68）を JIS の細骨材粒度の管理値内に納まるように体積比 7:3 で混合したもの

粗骨材

島根県産碎石のうち最大寸法 20mm（表乾比重 2.72，吸水率 1.01%，FM6.74）と最大寸法 15mm（表乾比重 2.70，吸水率 0.98%，FM6.47）の碎石を容積比 7:3 で混合し JIS の粗骨材粒度の管理値内に納まるように調整したもの

高性能減水剤

サンフロー（株）製高性能減水剤 HS-700S（ポリカルボン酸塩系）

AE 調整剤

ポゾリス（株）製 AE 調整剤ポゾリス No.303A，サンフロー（株）製フライアッシュコンクリート用 AE 調整剤 AE-9（アニオン系界面活性剤）

AE 減水剤

ポゾリス（株）製 AE 減水剤ポゾリス No.78S

練混ぜ水

出雲市上水道

石炭灰

石炭灰には中国電力（株）三隅発電所産および小野田発電所産の原粉を使用した。本研究ではより大量の石炭灰の有効利用を目指す目的に沿うため、JIS フライアッシュに分級・精製される以前の原粉の採用を選択した。各石炭灰の性状を表 2-1 に、粒度分布を図 2-1 に示す。厳密に言えば灰種は異なるが、表および図に示したように性状および粒度分布は類似していることから灰種の相違が結果に及ぼす影響は小さいと考える。なお、両者とも性状は JIS フライアッシュの第 II 種に相当している。

表 2-1 使用した石炭灰の性状

三隅発電所産

湿分 (%)	強熱減量 (%)	比重	ブレン値 cm ² /g	フロー値 (%)	MB吸着量 mg/g
0.1以下	2.30	2.16	2840	91	0.47

小野田発電所産

湿分 (%)	強熱減量 (%)	比重	ブレン値 cm ² /g	フロー値 (%)	MB吸着量 mg/g
0.1以下	3.20	2.13	3200	101	0.44

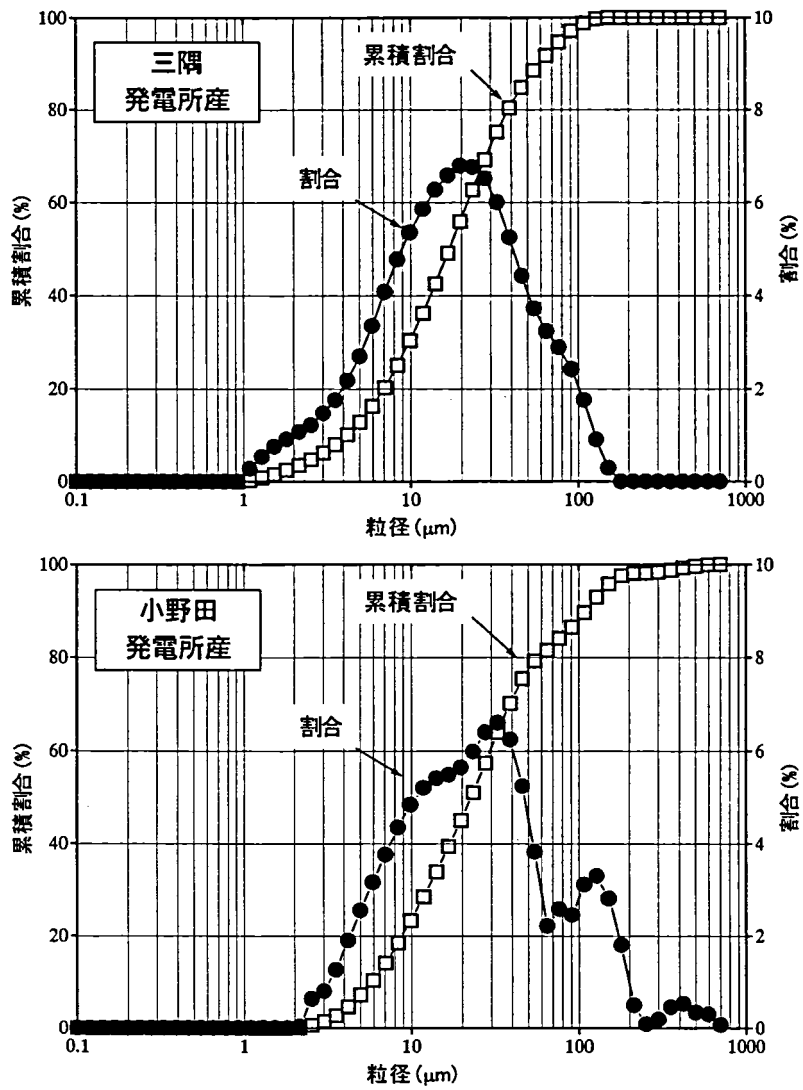


図 2-1 使用した石炭灰の粒度分布

2-2 圧縮および割裂試験

2-2-1 試験体名称と実験変数

試験体名称の一覧を表 2-2 に示す。試験体はコンクリートの設計強度および石炭灰の混入方法を実験変数としている。設計強度 27N/mm² の普通強度シリーズと、36N/mm² の高強度シリーズそれぞれにおいて石炭灰を混入しない NC (普通コンクリート)，細骨材体積の 20% と 40% を置換して混入する CA20, CA40 (石炭灰コンクリート)，粉体代替として粉体重量 (セメント+石炭灰重量) の 50% 強を混入する HF (石炭灰高流動コンクリート) の 4 種類を設定した。石炭灰コンクリートについては既往の研究で施工性の面から限界値とされている細骨材体積の 20% とその倍の場合について特性を把握するために上記のように設定した。設計強度 27N/mm² の普通コンクリート試験体についてはばらつきを確認するために 3 体設定している。

表 2-2 試験体名称一覧

	試験体名称	コンクリート種類	石炭灰混入方法
設計強度 27N/mm ²	27NC-1	普通コンクリート	なし
	27NC-2	普通コンクリート	なし
	27NC-3	普通コンクリート	なし
	27CA20	石炭灰20%コンクリート	細骨材置換
	27CA40	石炭灰40%コンクリート	細骨材置換
	27HF	高流動コンクリート	粉体代替
設計強度 36N/mm ²	36NC	普通コンクリート	なし
	36CA20	石炭灰20%コンクリート	細骨材置換
	36CA40	石炭灰40%コンクリート	細骨材置換
	36HF	高流動コンクリート	粉体代替

2-2-2 調合設計

実験に用いた 4 種類のコンクリートは事前に試し練を行い，28 日強度 27N/mm² および 36N/mm² で調合設計を行った。ただし打設日の温度や湿度により混和剤を若干変化させた。それぞれの調合を以下に示す。

普通コンクリート

設計基準強度 27N/mm² および 36N/mm² それぞれについて目標スランプ値 18±2.5cm，目標空気量 4.5% ± 1.0% で設計を行った。表 2-3 に調合表を示す。

表 2-3 普通コンクリート調合表

試験体名	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位水量 (kg/m ³)					混和剤		
			水	粉体		細骨材		粗骨材	AE剤 (%)	高性能減水剤 (%)
				セメント	石炭灰	砂	石炭灰			
27NC-1	52.0	47.9	186	358	-	810	-	927	0.5	-
27NC-2	52.0	47.9	186	358	-	810	-	927	0.5	-
27NC-3	52.0	47.9	184	354	-	815	-	930	0.5	-
36NC	43.0	46.1	187	435	-	748	-	921	1.2	-

※ 混和剤はセメント重量に対して添加

※ AE 剤 (ポソリス 78S) の添加率は，原液を 100 倍希釈したもの

石炭灰コンクリート (置換率 20%)

細骨材体積の 20% を石炭灰で置換する。この置換率はこれまでの材料試験による打設可能限界値である。20% 以上置換すると粘性が大きくなり，打設時に大きな問題となることが確認されている。また普通コンクリートに比べて単位セメント量が減少しているのは，石炭灰のポソラン反応による強度の増進を考慮してい

るためである。設計基準強度 27N/mm² および 36N/mm² それぞれについて目標スランプ値 18±2.5cm, 目標空気量 4.5%±1.0%で設計を行った。表 2-4 に調合表を示す。

表 2-4 石炭灰コンクリート（置換率 20%）調合表

試験体名	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位水量(kg/m ³)					混和剤		
			水	粉体		細骨材		粗骨材	AE剤(%)	高性能減水剤(%)
				セメント	石炭灰	砂	石炭灰			
27CA20	60.0	43.0	180	300	-	569	124	1.062	12.2	0.7
36CA20	50.0	43.0	180	360	-	591	121	1.022	6.0	1.0

- ※ 混和剤は粉体重量（セメント+石炭灰重量）に対して添加
- ※ AE 剤（サンフローAE-9）の添加率は，原液を 100 倍希釈したもの
- ※ 高性能減水剤（HS-700S）は原液を使用

石炭灰コンクリート（置換率 40%）

細骨材の体積 40%を石炭灰で置換する。JIS において 3 種類のフライアッシュセメントが規定されているが，フライアッシュの混合率は最大 30%であり，40%という置換率は実験的要素の高い調合である。また，普通コンクリートに比べ単位セメント量が減少しているのは，石炭灰コンクリート同様に石炭灰のポゾラン反応による強度の増進を考慮しているためである。設計基準強度 27N/mm² および 36N/mm² それぞれについて目標スランプ値 18±2.5cm, 目標空気量 4.5%±1.0%で設計を行った。表 2-5 に調合表を示す。

表 2-5 石炭灰コンクリート（置換率 40%）調合表

試験体名	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位水量(kg/m ³)					混和剤		
			水	粉体		細骨材		粗骨材	AE剤(%)	高性能減水剤(%)
				セメント	石炭灰	砂	石炭灰			
27CA40	60.0	43.0	180	300	-	452	259	1.051	3.6	1.2
36CA40	54.5	45.0	180	330	-	475	247	1.016	2.3	1.2

- ※ 混和剤は粉体重量（セメント+石炭灰重量）に対して添加
- ※ AE 剤（サンフローAE-9）の添加率は，原液を 100 倍希釈したもの
- ※ 高性能減水剤（HS-700S）は原液を使用

石炭灰高流動コンクリート

セメントと石炭灰の混合割合は既往の材料試験に基く研究より定めた。粉体量（セメント+石炭灰）を 550kg/m³ とし，設計基準強度 27N/mm² および 36N/mm² それぞれについてフロー値 65±5cm, 目標空気量 4.5%±1.0%, O ロート流下時間 10±5sec で設計を行った。表 2-6 に調合表を示す。

表 2-6 石炭灰高流動コンクリート調合表

試験体名	水粉体容積比 (%)	細骨材率 (%)	単位水量(kg/m ³)					混和剤		
			水	粉体		細骨材		粗骨材	AE剤(%)	高性能減水剤(%)
				セメント	石炭灰	砂	石炭灰			
27HF	80.3	48.0	175	250	300	697	-	791	7.2	1.9
36HF	77.3	58.0	175	285	285	694	-	789	2.0	1.9

- ※ 混和剤は粉体重量（セメント+石炭灰重量）に対して添加
- ※ AE 剤（サンフローAE-9）の添加率は，原液を 100 倍希釈したもの
- ※ 高性能減水剤（HS-700S）は原液を使用

2-2-3 試験体の作製

試験体のテストピースには直径 100mm, 高さ 200mm の円柱形コンクリートシリンダーを用いた。1 シリーズにつき 30 体のテストピースを作製し，脱型後に実験室内で気中養生した。

2-2-4 加力および測定方法

各シリーズともに材令 7, 14, 28, 56, 91 日に圧縮試験および割裂試験を実施した。ばらつきを考慮して各材令ともに圧縮試験では 2 体以上、割裂試験では 1 もしくは 2 体以上を対象とした。以下に示す実験データはそれらの値の平均値である。載荷装置には 600kN アムスラー試験機を用いた。荷重は試験機からの検出値を測定し、圧縮試験ではテストピース側面中央部表裏に貼付した 2 枚のコンクリート用ストレインゲージ（株東京測器研究所製 PL-60-11-1L）およびコンプレッソメーター（株東京測器研究所製 CMB-10）を用いてひずみデータを測定した。圧縮試験より圧縮強度、ヤング係数およびポアソン比を、割裂試験より引張強度を算定した。写真 2-1 に圧縮試験の様子および割裂試験の様子を示す。

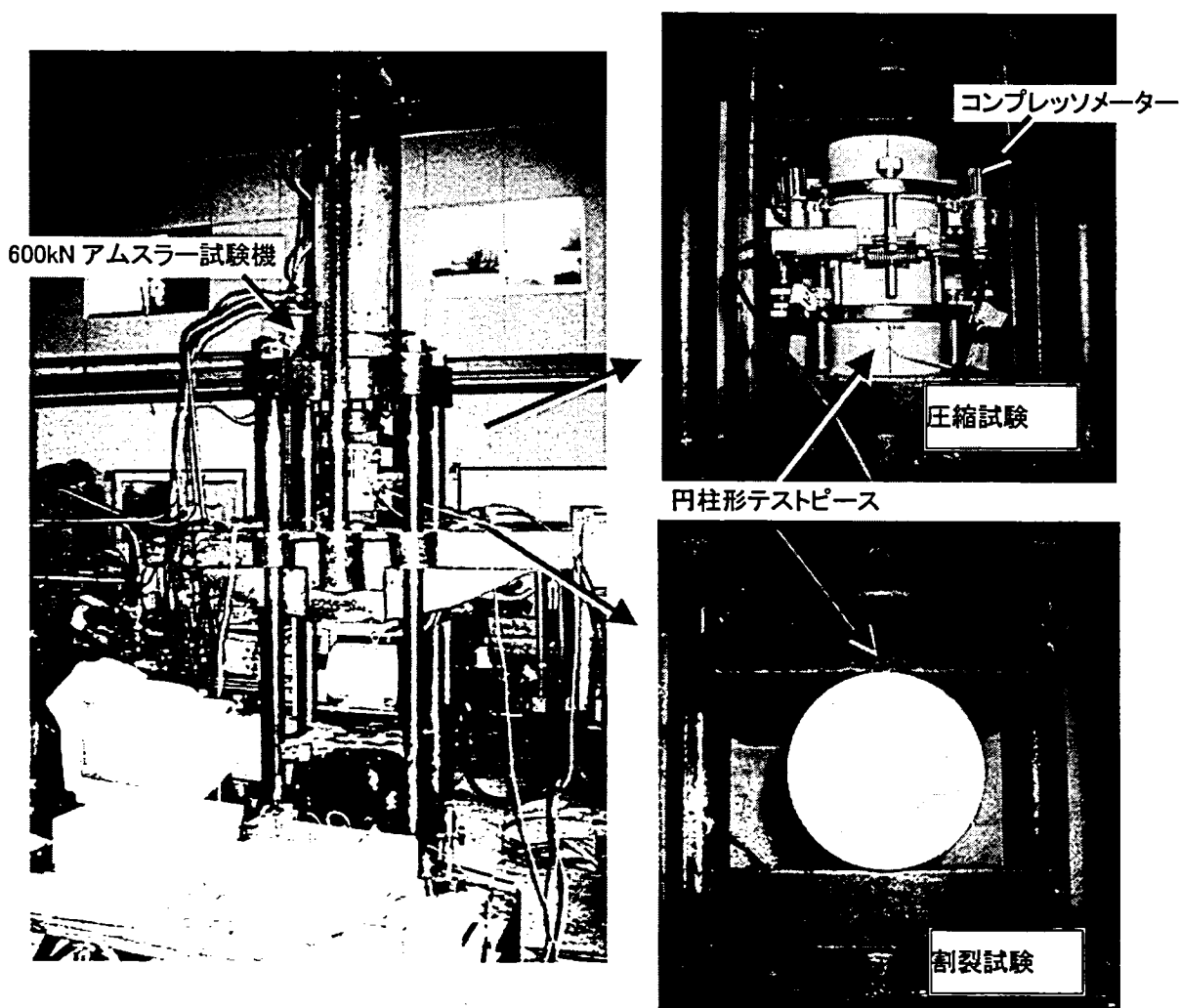


写真 2-1 コンクリートテストピースの圧縮試験および割裂試験

2-2-5 実験結果および考察

(1) 材令—圧縮強度関係

設計強度 27N/mm^2 の普通強度シリーズにおける材令—圧縮強度の関係を図 2-2 に示す。NC に比べて CA20 と CA40 は若材令時において強度発現に時間を要している。これは石炭灰のポソラン反応を考慮して、調合の際にセメント量を減少させたことが原因と考えられる。材令 28 日以降、NC は強度がほぼ頭打ちとな

るが、石炭灰を混入したコンクリートでは強度が増進していることがわかる。石炭灰を混入したコンクリートは若材令時においては強度発現に時間を要するが、材令にともなう強度増進が大きいことが確認された。

設計強度 36N/mm^2 の高強度シリーズにおける材令—圧縮強度の関係を図 2-3 に示す。普通強度シリーズとは異なり、若材令時における圧縮強度はコンクリート種類にかかわらずほぼ同じ値となっている。また、材令 28 日以降の強度増進はコンクリート種類にかかわらず表れなかった。

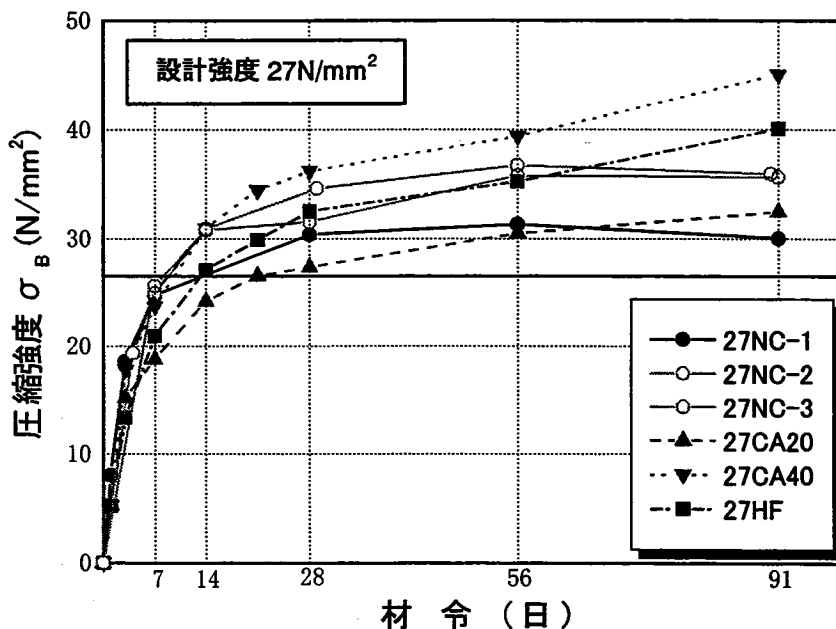


図 2-2 材令—圧縮強度関係 (普通強度シリーズ)

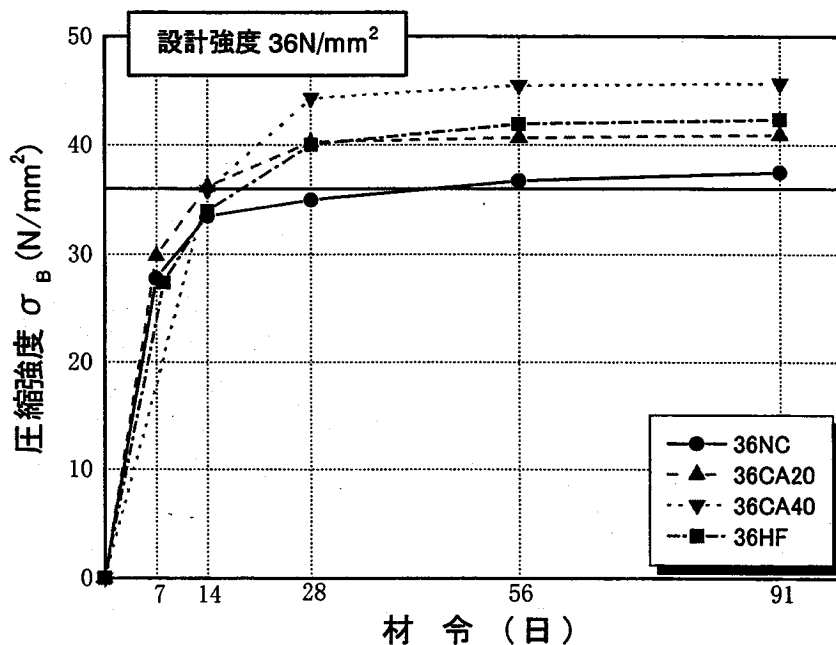


図 2-3 材令—圧縮強度関係 (高強度シリーズ)

次にコンクリート種類ごとの材令—圧縮強度関係を図 2-4 に示す。図中の実線が普通強度シリーズの値で破線が高強度シリーズの値である。またそれぞれの設計強度も併せて示す。普通コンクリートにおいて 27NC-1 が他のコンクリートに比べ低めの値となっていることが確認されるが、27NC-2、27NC-3 は同様の性状を示しており、また 36NC と比較しても特にその性状に差はみられない。石炭灰を混入したコンクリートでは、すべてのコンクリート種類において、ポゾラン反応による長期の強度増進効果は普通強度シリーズにおいてのみ確認され、高強度シリーズでは出ていない。強度増進については養生方法にも影響されるという報告もあり、さらに長期材令における強度も含め今後の検討が必要であると思われる。

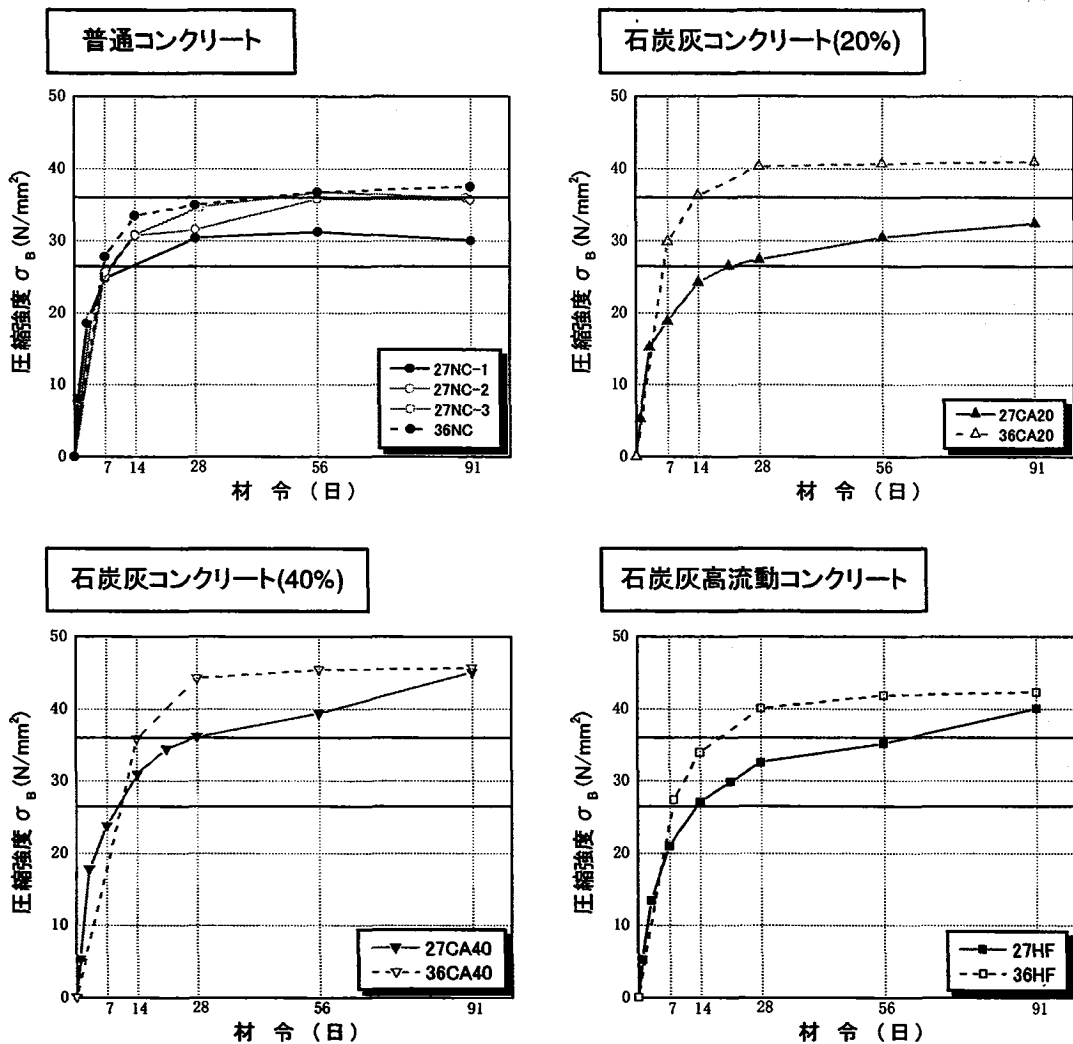


図 2-4 コンクリート種類ごとの材令—圧縮強度関係

(2) 引張強度

圧縮強度—引張強度の関係を図 2-5 に示す。同図中に普通コンクリートに対する圧縮強度と引張強度の関係評価式を学会 RC 規準式¹⁴⁾として表す。そのうち、(2.1)式は範囲を表し、(2.2)式はその平均値である。

$$\sigma_t = (0.38 \sim 0.75) \sqrt{\sigma_B} \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\sigma_t = 0.56 \sqrt{\sigma_B} \dots\dots\dots (2.2)$$

ここで、 σ_B : 圧縮強度、 σ_t : 引張強度

全体としてばらつきが認められるものの、設計強度およびコンクリートの種類にかかわらず、図中に示した曲線の範囲内にほぼ納まっており良好な対応であるといえる。また石炭灰を混入したいずれのコンクリートも普通コンクリートと比較し、その特性に大きな差がないことが確認される。

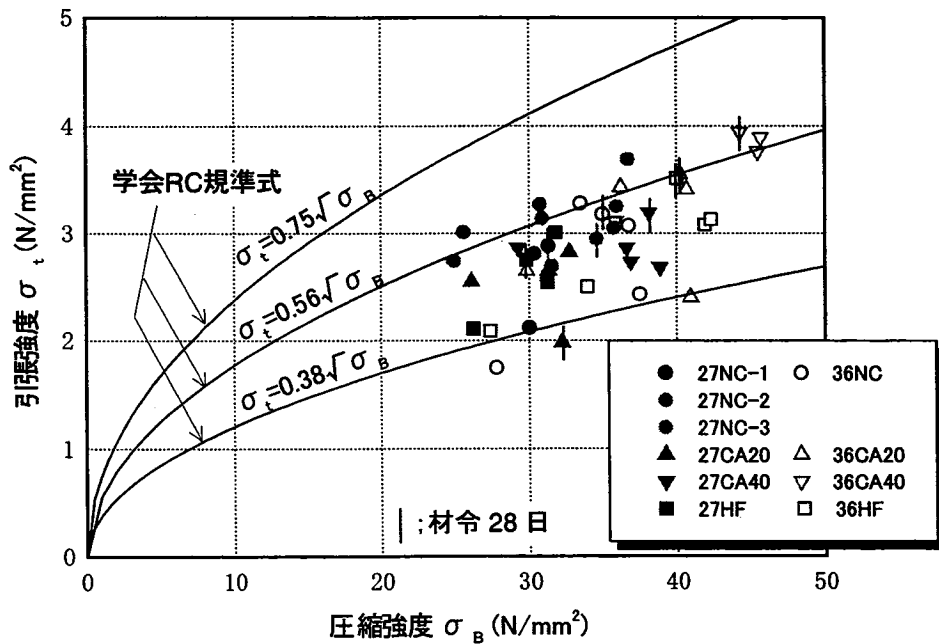


図 2-5 圧縮強度－引張強度関係

(3) ポアソン比

圧縮強度とポアソン比の関係を図 2-6 に示す。文献 14) に示されている普通コンクリートの一般的なポアソン比の値 $\nu=0.167\sim 0.20$ の範囲を学会 RC 規準式として図中に併せて示す。普通強度シリーズに若干のばらつきがみられるものの、全体として一般的なポアソン比の範囲内に入っている。

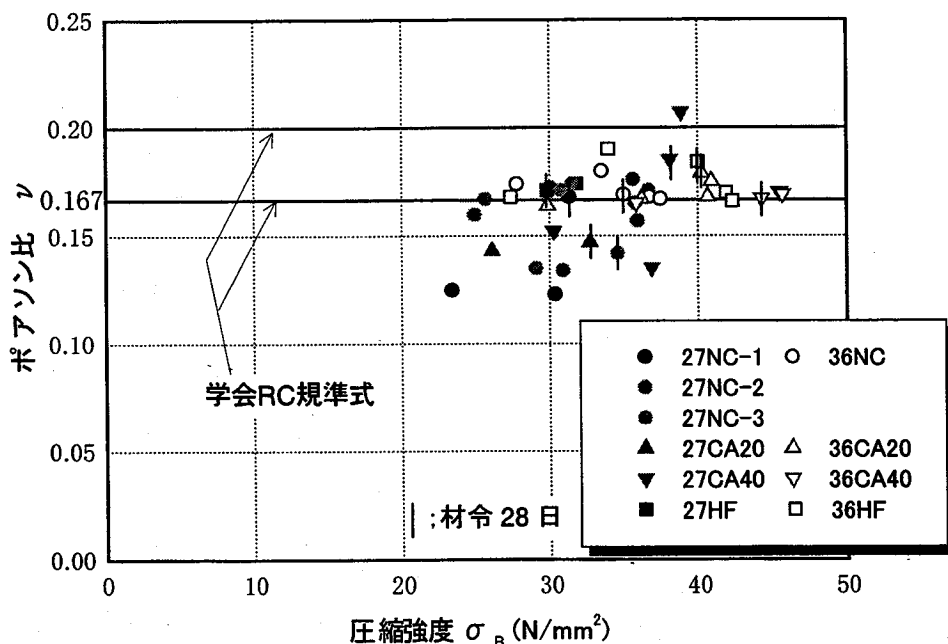


図 2-6 圧縮強度－ポアソン比関係

(4) 圧縮強度時ひずみ

圧縮強度と圧縮強度時のひずみの関係を図 2-7 に示す。文献 15, 16) に示される普通コンクリートに関する既往の実験式である野口式, Shah 式, 浜田式, Popovics 式を図中に併せて示している。設計強度にかかわらず NC シリーズ, CA20 シリーズ, CA40 シリーズとも多少のばらつきがあるものの, Popovics 式および浜田式に対して良好な対応が見られる。しかし HF シリーズに関して, 高強度 36HF は他のコンクリート同様に Popovics 式および浜田式によく対応しているのに対して, 普通強度である 27HF は全体的に値が高く野口式との対応がみられ, 圧縮強度に対する圧縮強度時のひずみの値が大きいことが確認される。

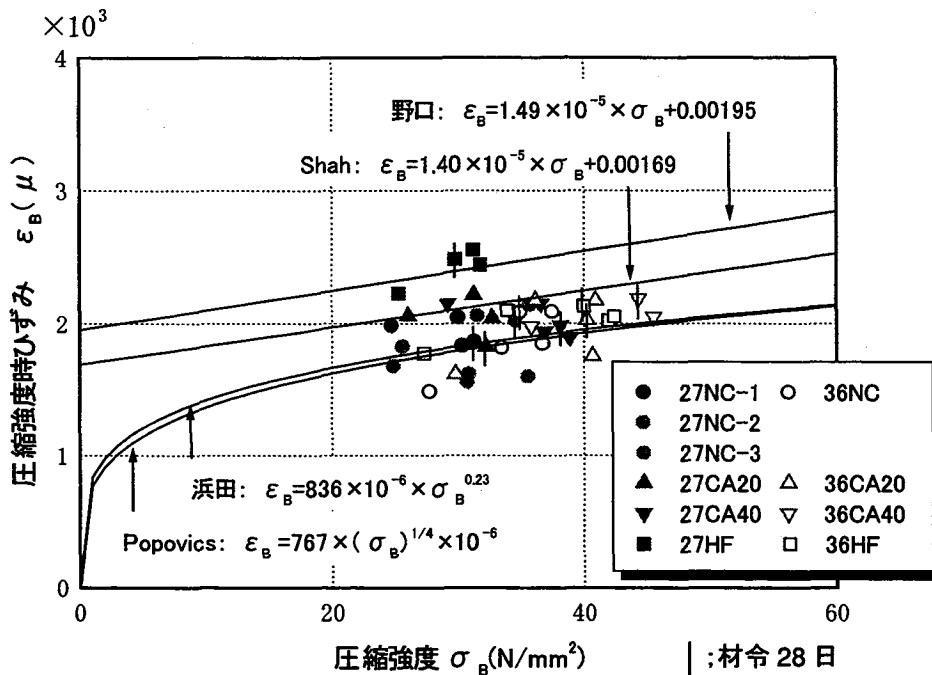


図 2-7 圧縮強度－圧縮強度時ひずみ関係

(5) ヤング係数

材令とヤング係数の関係を図 2-8 に示す。ヤング係数は JIS 原案に従い $50\mu \sim (1/3)\sigma_B$ のセカンドモデュラスを求めた。文献 14) に示されている普通コンクリートに関する式として学会 RC 規準式と NewRC 式を併せて図中に示す。それぞれの式は(2.4)式, (2.5)式として以下に示す。27HF が他の試験体比べて全体的に低い値となっているが, それ以外の試験体では設計強度, 石炭灰の混入方法にかかわらず図中に示した NewRC 式に良好な対応が見られる。

$$\text{学会 RC 規準式 } E = 21000 \times \left(\frac{\gamma}{23}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_C}{20}} \quad (F_C \leq 36N/mm^2) \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\text{New RC 式 } E = 33500 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_C}{60}\right)^{1/3} \quad (F_C > 36N/mm^2) \dots\dots\dots (2.5)$$

E: ヤング係数, γ : 比重, F_C : 圧縮強度

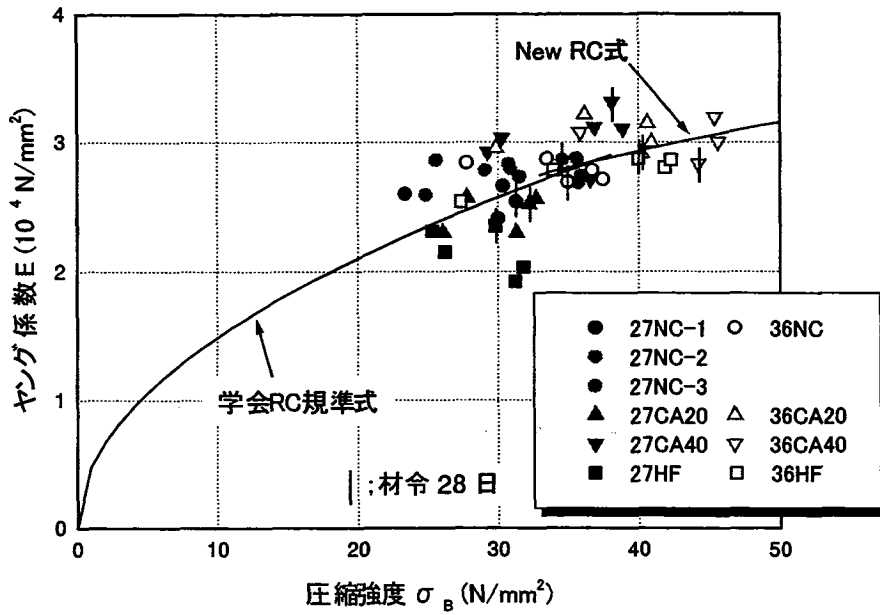


図 2-8 圧縮強度-ヤング係数関係

(6) 応力-ひずみ関係

材令 28 日における応力-ひずみ曲線を図 2-9 に示す。いずれの設計強度の場合もコンクリートの種類による明確な差違はみられない。

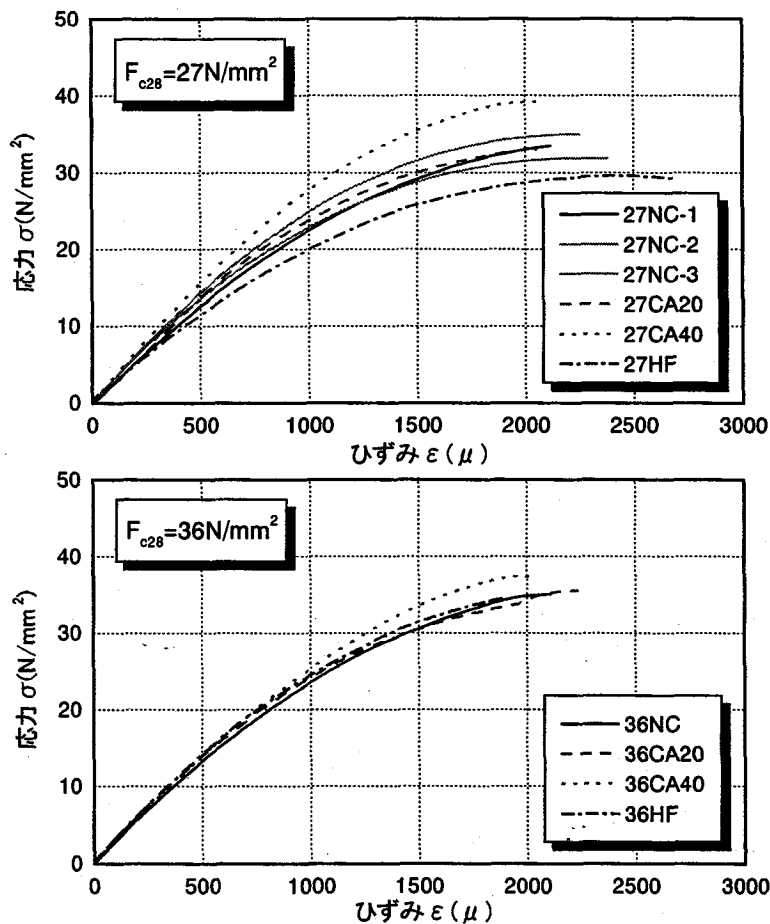


図 2-9 材令 28 日における応力-ひずみ関係

各シリーズについて試験から得られた応力 (σ) - ひずみ (ε) 曲線と既往の普通コンクリートに対する実験式との比較を図 2-10～図 2-12 に示す。図中の実験値が試験から得られた結果を表す。既往の実験式としては以下に示す文献 16) の Popovics 式, CEB-FIP 式, Park 式, 梅村式¹⁷⁾ の 4 式を用いた。多少のばらつきがあるものの, 石炭灰の混入方法にかかわらず試験結果は CEB-FIP 式および Park 式に良好な対応を示していることがわかる。

普通コンクリートに対する既往の実験式

$$\eta = \sigma / \sigma_B$$

σ : 応力, σ_B : テストピースの圧縮強度

$$\xi = \varepsilon / \varepsilon_B$$

ε : ひずみ, ε_B : テストピースの圧縮強度時のひずみ

とすると,

$$\textcircled{1} \text{ Popovics 式: } \eta = \frac{n \cdot \xi}{(n+1) + \xi^n}$$

$$n = (0.57 \times 10^{-2} \times \sigma_B) + 1$$

$$\textcircled{2} \text{ CEB-FIP 式: } \eta = 2\xi - \xi^2 \quad 0 \leq \xi \leq 1$$

$$\eta = 1 \quad 1 \leq \xi \leq k$$

$$\textcircled{3} \text{ Park 式: } \eta = 2\xi - \xi^2$$

$$\textcircled{4} \text{ 梅村式: } \eta = 6.75(e^{-0.812\xi} - e^{-1.218\xi})$$

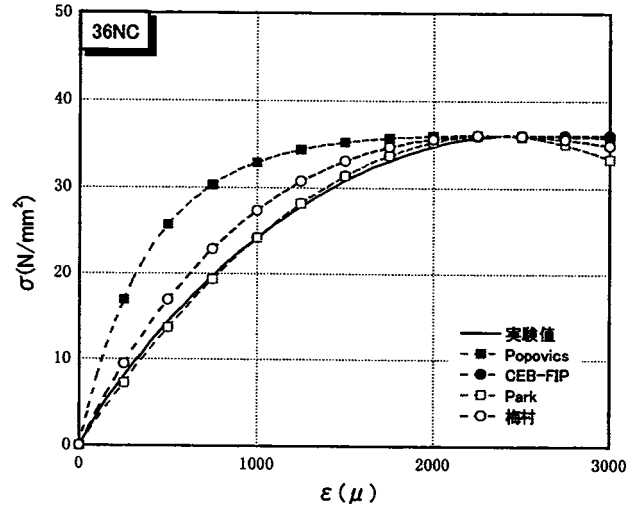
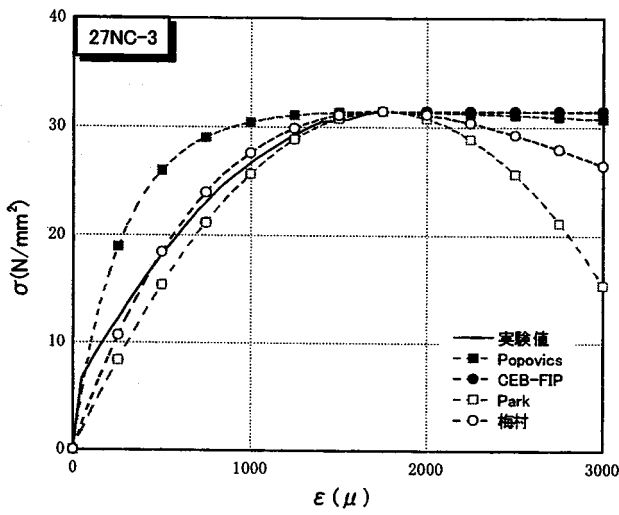
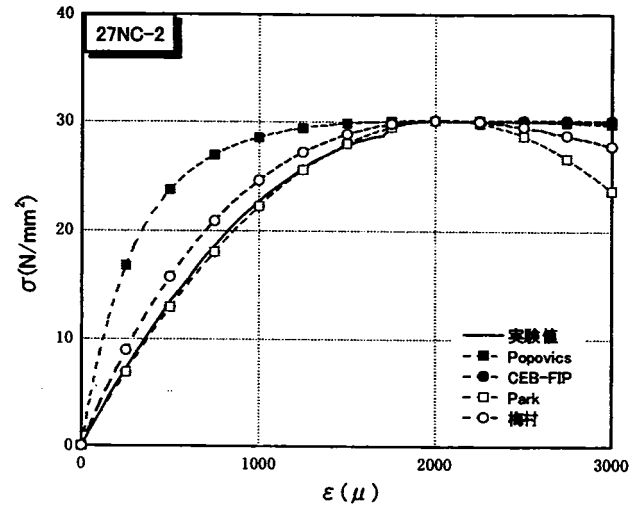
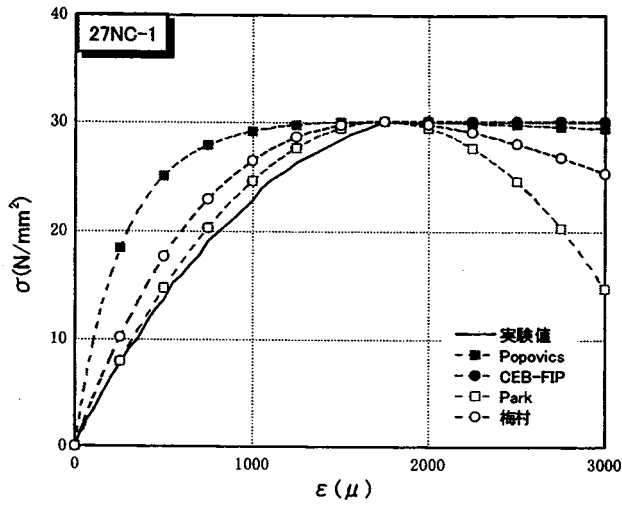


図 2-10 既往の実験式との比較 (普通コンクリート)

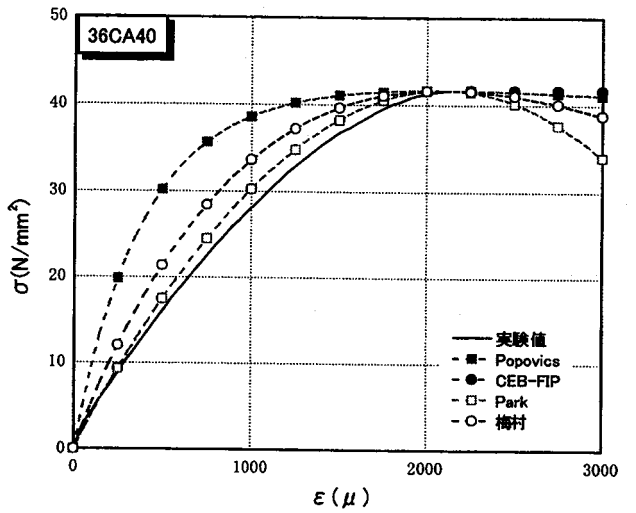
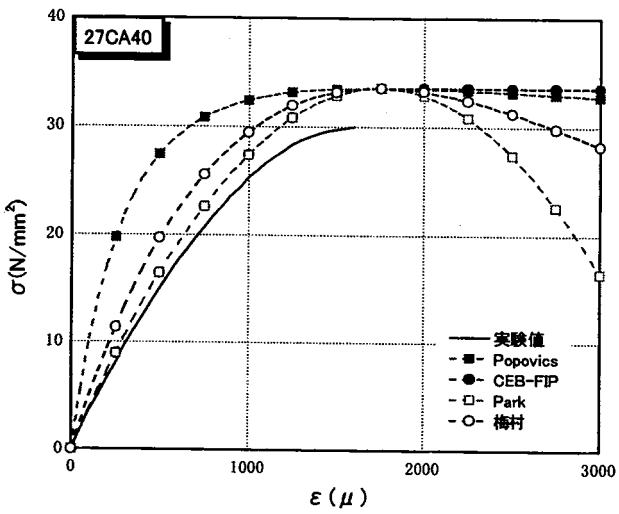
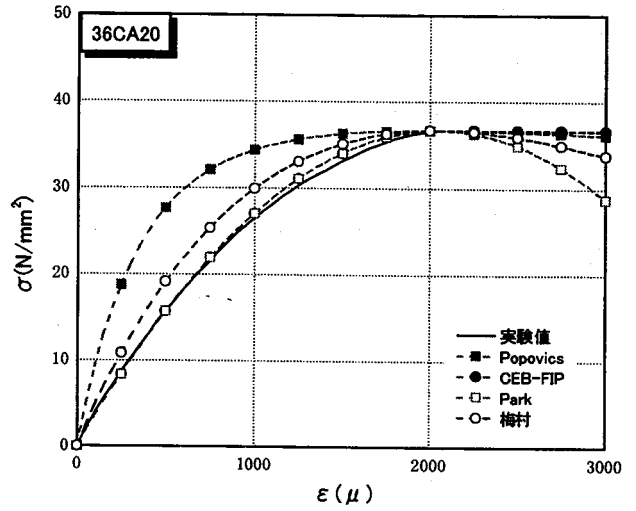
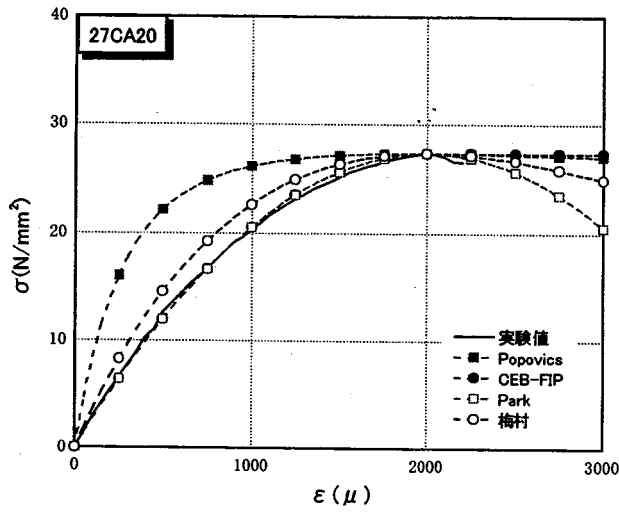


図 2-11 既往の実験式との比較 (石炭灰コンクリート)

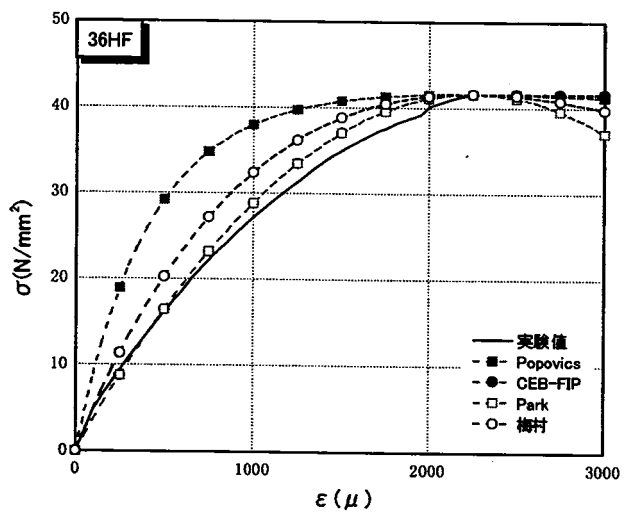
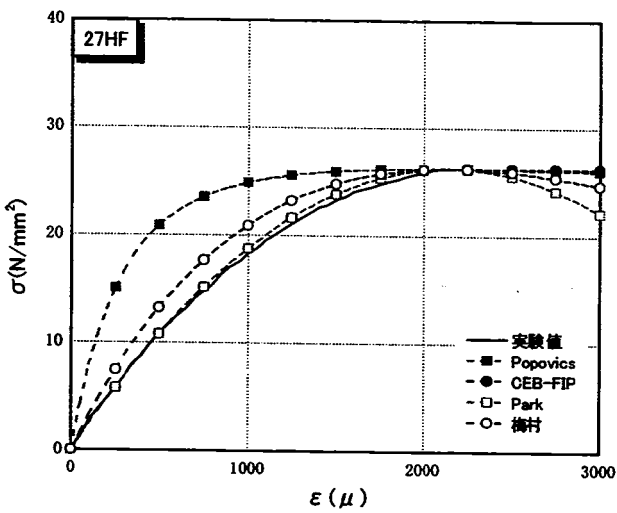


図 2-12 既往の実験式との比較 (石炭灰高流動コンクリート)

2-3 鉄筋との付着試験

2-3-1 試験体名称と実験変数

実験変数は鉄筋の種類およびコンクリートへの石炭灰の混入方法とし、鉄筋は D25, D19, D16 の 3 種類とした。石炭灰の混入方法は石炭灰を混入しない普通コンクリート、細骨材体積の 20%を置換して混入する石炭灰コンクリート、粉体代替として粉体重量の 50%強を混入する石炭灰高流動コンクリートの 3 種類を設定した。表 2-7 に試験体名称の一覧を示す。また各試験体は 1 シリーズにつき 5 体とした。

表 2-7 試験体名称

鉄筋：D25

試験体名称	コンクリート種類	石炭灰混入方法
D25N	普通コンクリート	なし
D25C	石炭灰コンクリート	細骨材置換
D25H	石炭灰高流動コンクリート	粉体代替

鉄筋：D19

試験体名称	コンクリート種類	石炭灰混入方法
D19N	普通コンクリート	なし
D19C	石炭灰コンクリート	細骨材置換
D19H	石炭灰高流動コンクリート	粉体代替

鉄筋：D16

試験体名称	コンクリート種類	石炭灰混入方法
D16N	普通コンクリート	なし
D16C	石炭灰コンクリート	細骨材置換
D16H	石炭灰高流動コンクリート	粉体代替

2-3-2 調合設計

実験に用いたコンクリートは 28 日強度 $36 \pm 3 \text{N/mm}^2$ で調合設計を行なった。ただし打設日の温度や湿度により混和剤を若干変化させた。それぞれの調合を表 2-8 に示す。石炭灰コンクリートは細骨材体積の 20%を石炭灰で代替している。石炭灰高流動コンクリートについては粉体重量の 50%強の石炭灰を混入した。普通コンクリートと石炭灰コンクリートではスランプ値 $18 \pm 2.5 \text{cm}$ 、空気量 $4.5\% \pm 1.0\%$ 、石炭灰高流動コンクリートではフロー値 $65 \pm 5 \text{cm}$ 、O ロート流下時間 $10 \pm 5.0 \text{sec}$ を目標として設計を行なった。

表 2-8 コンクリートの調合表

試験体種類	細骨材率 (%)	単位水量 (kg/m^3)					混和剤		
		水	粉体		細骨材		粗骨材	AE剤(%)	高性能減水剤(%)
			セメント	石炭灰	砂	石炭灰			
普通コンクリート	46.0	187	435	-	745	-	921	0.2	1.0
石炭灰コンクリート	43.0	180	360	-	583	121	1022	1.5	0.6
石炭灰高流動コンクリート	47.9	175	285	285	685	-	783	1.0	2.3

2-3-3 材料特性

使用した鉄筋の力学的特性を表 2-9 に、応力-ひずみ曲線を図 2-13 に示す。また強度管理のために作製したコンクリートテストピースの材料試験により得られた付着試験実施日におけるコンクリートの力学的特性を表 2-10 に、応力-ひずみ曲線を図 2-14 に示す。普通コンクリートの圧縮強度の発現が早く設計強度を大きく上回る結果となった。ただし、引張強度およびその他の特性に関しては大きな差は無い。

表 2-9 鉄筋の力学的特性

種類	降伏応力度 $\sigma_{SY}(N/mm^2)$	ヤング係数 $E_S(\times 10^5 N/mm^2)$	最大強度 $\sigma_{SU}(N/mm^2)$
D16	393	1.64	558
D19	414	2.12	597
D25	406	2.11	571

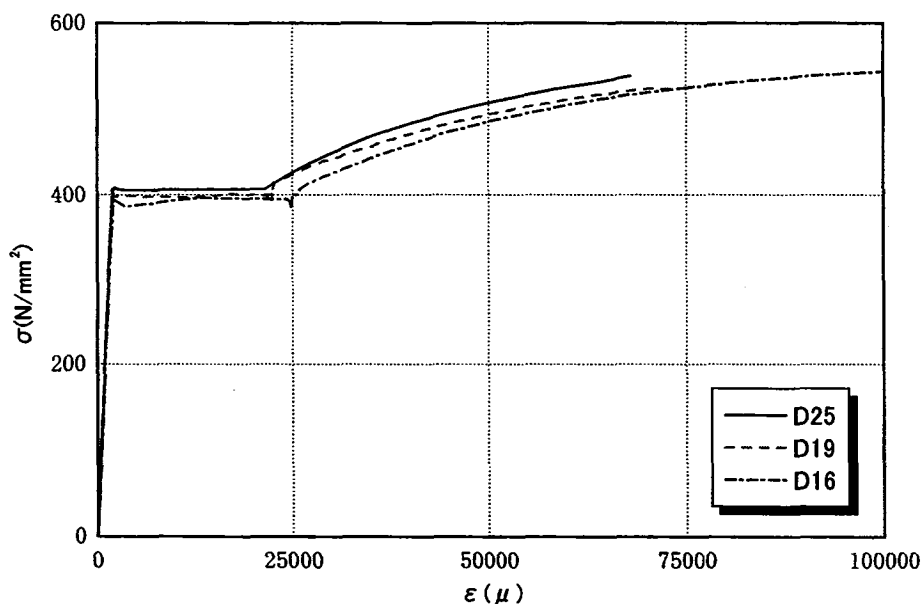


図 2-13 鉄筋の応力 (σ) - ひずみ (ϵ) 曲線

表 2-10 付着試験実施日におけるコンクリートの力学的特性

コンクリート種類	材令 (日)	圧縮強度 $\sigma_B(N/mm^2)$	引張強度 $\sigma_t(N/mm^2)$	ヤング係数 $E_C(N/mm^2)$	ポアソン比 ν
普通	25	46.83	3.63	3.54×10^4	0.188
石炭灰	23	37.23	3.65	3.16×10^4	0.170
高流動	25	37.76	2.62	3.33×10^4	0.168

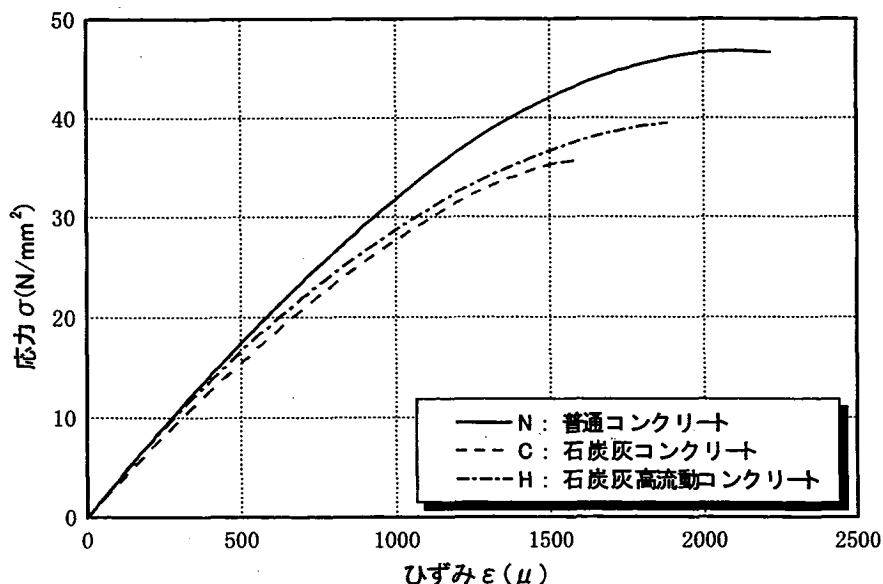


図 2-14 付着試験実施日におけるコンクリートの応力 (σ) - ひずみ (ϵ) 曲線

2-3-4 試験体形状

試験体は建材試験センターJMC 委員会が JIS 原案として答申した異形鉄筋を対象とする引張試験法¹⁸⁾に準拠し、表 2-11 および図 2-15 に示す寸法の立方体の中心線に鉄筋を配したものとした。完成後の試験体を写真 2-2 に示す。この方法は試験法が簡単確実で、異種の鉄筋間の付着性状の差異を比較する場合、コンクリートの品質の影響を調べる場合に有効であるとされている。鉄筋とコンクリートの付着区間は同図に示すように鉄筋の自由端側に設け、その長さは鉄筋径の 4 倍とする。また自由端側の鉄筋突出長さは 5mm とした。

表 2-11 試験体の寸法

鉄筋の呼び名	供試体の一辺の長さ B(cm)	付着長さ 4D(cm)
D25	15	10.2
D19	11.4	7.6
D16	10	6.4

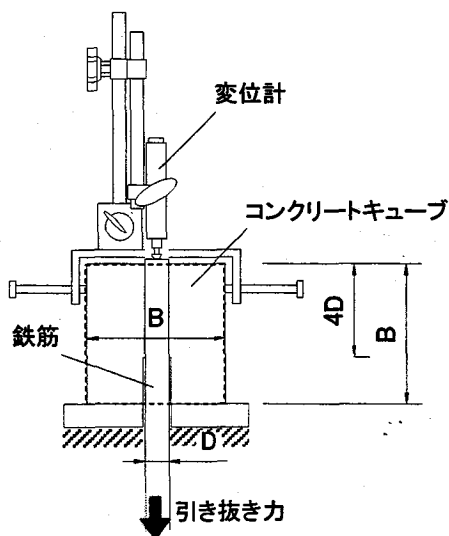


図 2-15 試験体の寸法と載荷・計測方法

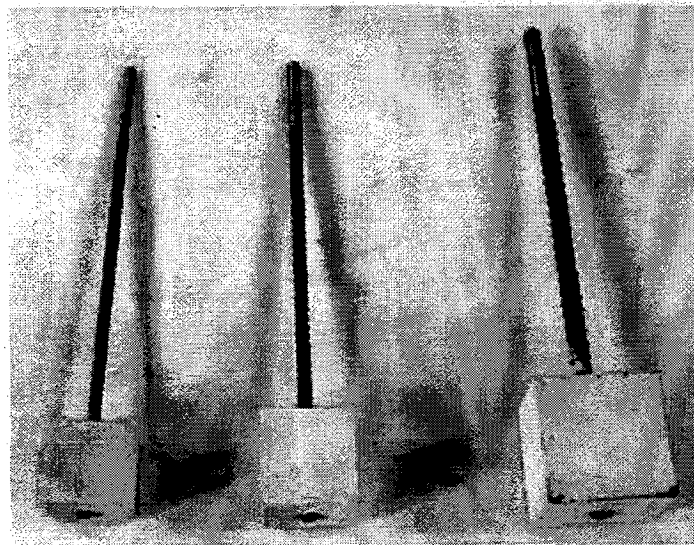


写真 2-2 試験体 (左から D16, D19, D25)

2-3-5 試験体製作

試験体の製作には鋼製型枠を用い、鉄筋が載荷面に垂直になるように型枠内に設置し、コンクリート打設を行なった。型枠へのセット状況を写真 2-3 に示す。試験体は脱型後、水中養生した。

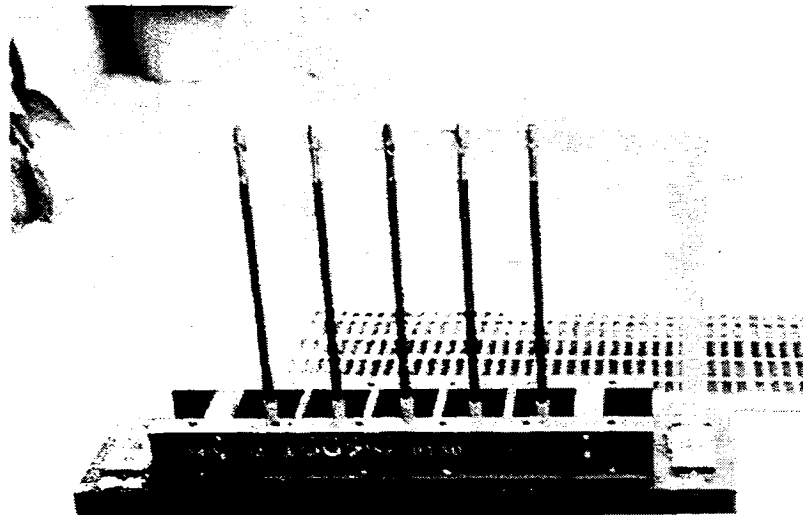


写真 2-3 鉄筋の型枠へのセット状況

2-3-6 加力および測定方法

加力には広島大学所有の 600kN アムスラー試験機を使用し、載荷速度は 50Mpa/min (1Mpa/sec) 以下とした。図 2-15 に示したように鉄筋端部の変位および引張荷重の測定を行なった。使用した変位形は東京測器製 CDP-5 (ストローク 5mm, 感度 2000 μ /mm) である。各測定値はデータロガー (日本電気三栄製 7V14) を介してパソコンにより収録した。試験実施の状況を写真 2-4 に示す。

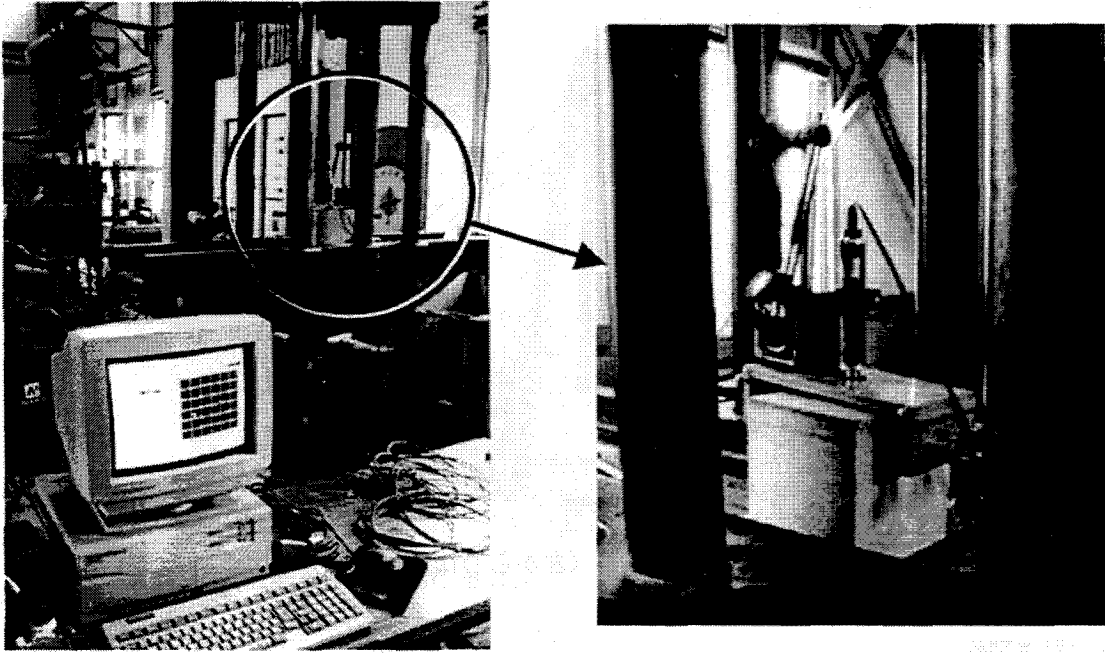


写真 2-4 試験実施の状況

2-3-7 実験結果および考察

(1) 破壊状況

試験体の最終的な破壊状況について展開図および写真を図 2-16～図 2-18 に示す。試験体数が多いため、ここでは各コンクリート種類において D25 の中から特徴的なものを選んで示している。破壊メカニズムはいずれも同様であり、付着作用によりコンクリートに伝えられた応力によって鉄筋周辺のコンクリートが割裂破壊したと考えられる。各シリーズでの破壊の特徴を以下に列記する。

普通コンクリート

鉄筋径にかかわらず、音とともにコンクリートが割れ、鉄筋が抜け落ちた。

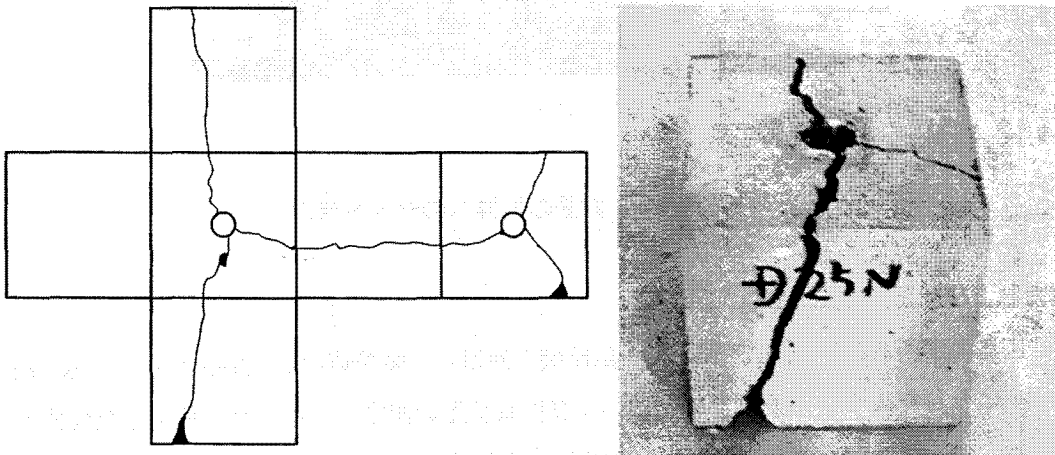


図 2-16 D25N05 の破壊状況

石炭灰コンクリート

鉄筋径にかかわらず、音とともにコンクリートにひび割れが発生したが、鉄筋の抜け出しは無かった。

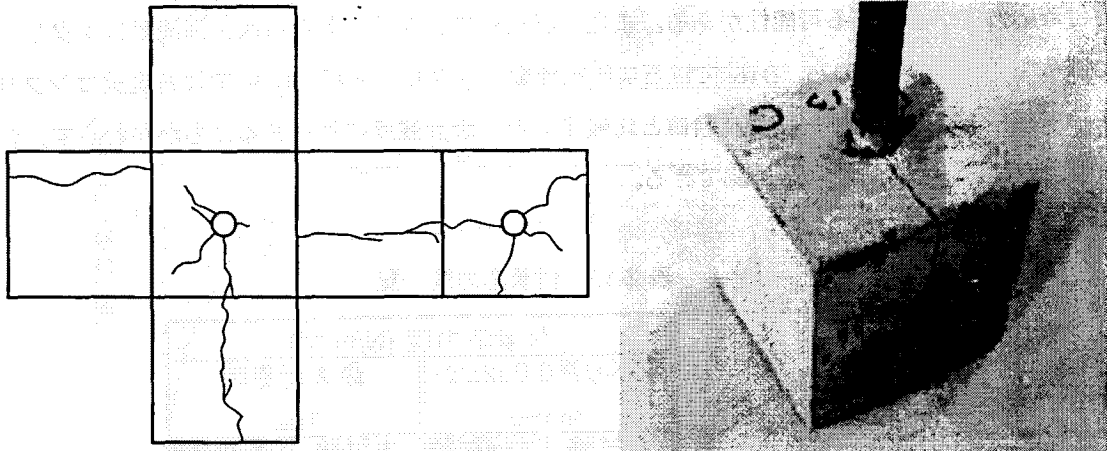


図 2-17 D25C03 の破壊状況

石炭灰高流動コンクリート

普通コンクリートシリーズと同様、音とともにひび割れが発生し、鉄筋が抜け落ちる場合が多くあった。

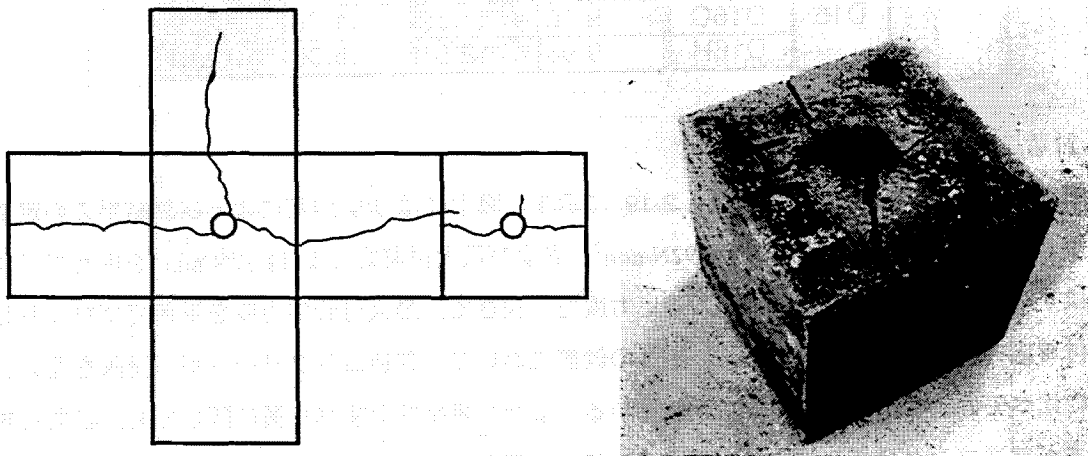


図 2-18 D25H03 の破壊状況

(2) 付着応力度

付着応力度の計算には文献 18) に従い式(2.6)を用いた。すべり量が 0.002D のときの付着応力度および最大荷重時の付着応力度の一覧を表 2-12 に示す。同表中の値は 5 体の試験体の平均値である。また事前に行なった試行試験の結果を参考値として併せて示す。試行試験ではコンクリートの設計強度 27N/mm^2 で設計し、本試験と同様に打設、脱型後に気中養生した。

$$\tau = \frac{P}{4\pi D^2} \cdot \alpha \dots\dots\dots (2.6)$$

τ : 付着応力度(N/mm^2), P : 引張荷重(N), D : 鉄筋の直径(mm)

α : コンクリート圧縮強度による補正係数

$\alpha = 300/F_c$ F_c : コンクリート圧縮強度(kgf/cm^2)

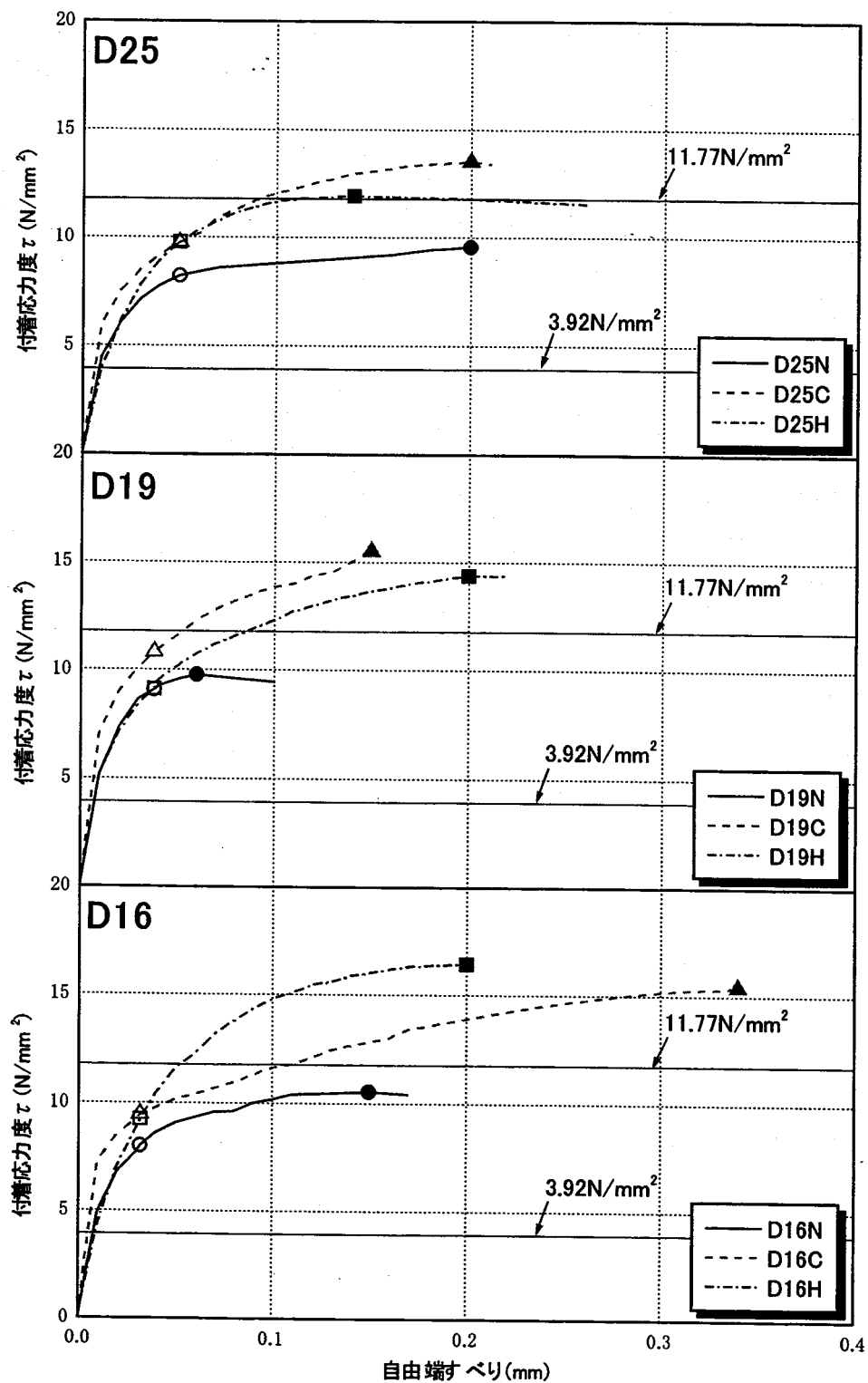
D25, D19, D16 とともに普通コンクリートの値が石炭灰コンクリート, 石炭灰高流動コンクリートの値よりも小さいことが確認できる。このことはすべり量が 0.002D のときの付着応力度, および最大付着応力度のいずれの場合についても同様の傾向を示しており, 石炭灰を混入したコンクリートは普通コンクリートに比べて付着応力度が増加する可能性がある。また, 石炭灰コンクリートと石炭灰高流動コンクリートでは実験値にばらつきがみられ, D25, D16 では石炭灰高流動コンクリートが, D19 では石炭灰コンクリートが高い値を示す結果となった。また試行試験値と比較すると, 設計強度に差があるにもかかわらず, 付着応力度には大きな差がみられないことが確認できる。

表 2-12 付着応力度一覧

		付着応力度 (N/mm ²)			
		すべり量0.002D時		最大荷重時	
		$\tau_{0.002D}$		τ_{Max}	
		本試験	試行試験	本試験	試行試験
D25	D25N	8.24	10.01	9.31	10.02
	D25C	9.48	10.92	12.21	10.52
	D25H	9.04	11.45	9.73	12.02
D19	D19N	9.08	9.92	9.58	10.03
	D19C	10.79	10.46	13.88	12.61
	D19H	9.26	7.44	14.14	10.72
D16	D16N	8.76	10.81	10.49	11.86
	D16C	9.40	11.17	11.86	12.22
	D16H	9.93	12.01	16.06	12.61

(3) 付着応力度—すべり量曲線

付着応力度—すべり量曲線の関係を図 2-19 に示す。図中には JIS 原案による試験結果の判定基準である, すべり量 0.002D における付着応力度 3.92N/mm², および最大付着応力度 11.77N/mm²を併せて示す。また各曲線状にすべり量 0.002D 時における付着応力度を白抜きで, 最大付着応力度を単色でプロットしている。前項の付着応力度でも示したように, いずれの鉄筋においても普通コンクリートが石炭灰を混入したコンクリートに比べて低い値となっていることがわかる。また, 最終的なすべり量に関しても, 石炭灰を混入した場合の方が普通コンクリートに比べて大きく, 優れた変形能力を示している。JIS 原案による判定基準のうちすべり量 0.002D における付着応力度に関してはどの試験体もクリアしているが, 最大付着応力度では石炭灰コンクリート, 石炭灰高流動コンクリートは基準を満たすものの, 普通コンクリートではすべての鉄筋で判定基準を下回る結果となった。この点に関しては, 今後更なる検討が必要である。



※ 白抜き印はすべり量 $0.002D$ 時を, 単色印は最大荷重時を表す

図 2-19 付着応力度—すべり量曲線

2-4 まとめ

石炭灰を混入したコンクリートの素材特性を検討するためにテストピースの圧縮および割裂試験を行い、また、鉄筋との付着試験を実施した。それぞれの試験に関して以下にまとめる。

圧縮および割裂試験

石炭灰の混入方法および設計強度を実験変数として、コンクリートテストピースの圧縮試験および割裂試験を実施した。結果の検討から得られた知見を以下に列記する。

- ・石炭灰を混入したコンクリートにおいて、設計強度 27N/mm^2 の場合に長期の圧縮強度増進を確認した。しかし、設計強度 36N/mm^2 の場合には普通コンクリートと同様に材令 28 日以降の顕著な強度増進は見られなかった。
- ・引張強度に関して、石炭灰を混入したコンクリートにおいても普通コンクリートに対する既往の推定式で評価できる。
- ・ポアソン比に関して、石炭灰を混入した影響は見られず、普通コンクリートと同様の傾向を示した。
- ・圧縮強度時ひずみに関して、石炭灰を混入した場合のほとんどで普通コンクリートに対する評価式である Popovics 式および浜田式と良好な対応を示す。ただし、設計強度 27N/mm^2 の高流動石炭灰コンクリートではひずみが大きくなり、野口式に近接する場合もあった。
- ・ヤング係数に関して、石炭灰を混入したコンクリートにおいても普通コンクリートに対する既往の推定式で評価できる。
- ・応力-ひずみ関係に関して、石炭灰を混入した影響は見られず、石炭灰を混入した場合も普通コンクリートと同様に CEB-FIP 式および Park 式と良好な対応を示した。

鉄筋との付着試験

石炭灰の混入方法および異形鉄筋の種類を実験変数として、コンクリートと鉄筋の付着試験を実施した。結果の検討から得られた知見を以下に列記する。

- ・石炭灰を混入したコンクリートではいずれの鉄筋においてもすべり量 $0.002D$ 時における付着応力度および最大付着応力度ともに普通コンクリートに比べ大きな値を示した。
- ・最終的なすべり量に関して、石炭灰を混入した場合の方が普通コンクリートに比べて大きく、優れた変形能力を示した。

第3章 実大無筋コンクリート柱の載荷実験

3-1 実験の目的

石炭灰の混入が実大サイズのコンクリート材の素材特性に及ぼす影響を検討する。また、コンクリート強度との相関および材料試験から得られた力学的特性との相関についても評価する。

3-2 実験概要

3-2-1 実験変数と試験体名称

実験変数はコンクリートの設計強度およびコンクリートへの石炭灰の混入方法とし、試験体はコンクリート設計強度 27N/mm^2 の普通強度が 6 体、 36N/mm^2 の高強度が 4 体の計 10 体とした。石炭灰の混入方法は素材試験のテストピースと同様に石炭灰を混入しない NC (普通コンクリート)、細骨材体積の 20% と 40% を置換して混入する CA20, CA40 (石炭灰コンクリート)、粉体代替として粉体重量の 50% 強を混入する HF (石炭灰高流動コンクリート) の 4 種類を設定した。表 3-1 に試験体名称を示す。普通強度の NC についてはばらつきを確認する目的のため 3 体設定した。

コンクリートの使用材料および調合はコンクリートの素材試験におけるテストピースと同一であり、試験体はテストピースと同一バッチの生コンクリートを用いて製作した。

表 3-1 試験体名称

コンクリート設計強度 $F_{C28}=27\text{N/mm}^2$

試験体名称	コンクリート種類	石炭灰混入方法
27NC-1	普通コンクリート	なし
27NC-2	普通コンクリート	なし
27NC-3	普通コンクリート	なし
27CA20	石炭灰20%コンクリート	細骨材置換
27CA40	石炭灰40%コンクリート	細骨材置換
27HF	高流動コンクリート	粉体代替

コンクリート設計強度 $F_{C28}=36\text{N/mm}^2$

試験体名称	コンクリート種類	石炭灰混入方法
36NC	普通コンクリート	なし
36CA20	石炭灰20%コンクリート	細骨材置換
36CA40	石炭灰40%コンクリート	細骨材置換
36HF	高流動コンクリート	粉体代替

3-2-2 コンクリートの材料特性

コンクリートテストピースによる材料試験より得られた実験実施日のコンクリートの力学的特性を表 3-2 に、また応力-ひずみ曲線を図 3-1 に示す。各シリーズとも設計強度に達したことを確認し、実験を行なった。普通強度シリーズでは 27CA40 で所定の強度に達するのが早く、逆に 27CA20 で強度発現に時間を要した。また、高強度シリーズでは 36NC の強度発現が遅かった。しかし、強度発現に要した時間を除外すれば、実験実施日の引張強度、ヤング係数、ポアソン比ともにコンクリートの種類による力学的特性の差は見られなかった。

表 3-2 実験実施時におけるコンクリートの力学的特性

コンクリート設計強度 $F_{C28}=27\text{N/mm}^2$

試験体名	コンクリート種類	材令(日)	圧縮強度 $\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	引張強度 $\sigma_t(\text{N/mm}^2)$	ヤング係数 $E_C(\text{N/mm}^2)$	ポアソン比 ν
27NC-1	普通	14	30.35	2.81	2.66×10^4	0.123
27NC-2	普通	13	29.10	—	2.78×10^4	0.135
27NC-3	普通	18	31.74	3.27	2.84×10^4	0.167
27CA20	石炭灰20%	20	27.36	—	2.57×10^4	—
27CA40	石炭灰40%	10	30.27	—	3.03×10^4	0.152
27HF	高流動	15	26.19	2.11	2.15×10^4	—

コンクリート設計強度 $F_{C28}=36\text{N/mm}^2$

試験体名	コンクリート種類	材令(日)	圧縮強度 $\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	引張強度 $\sigma_t(\text{N/mm}^2)$	ヤング係数 $E_C(\text{N/mm}^2)$	ポアソン比 ν
36NC	普通	34	36.00	2.96	2.66×10^4	0.173
36CA20	石炭灰20%	16	36.88	3.09	3.24×10^4	0.165
36CA40	石炭灰40%	19	40.05	3.08	2.99×10^4	0.180
36HF	高流動	21	37.97	3.05	2.79×10^4	0.171

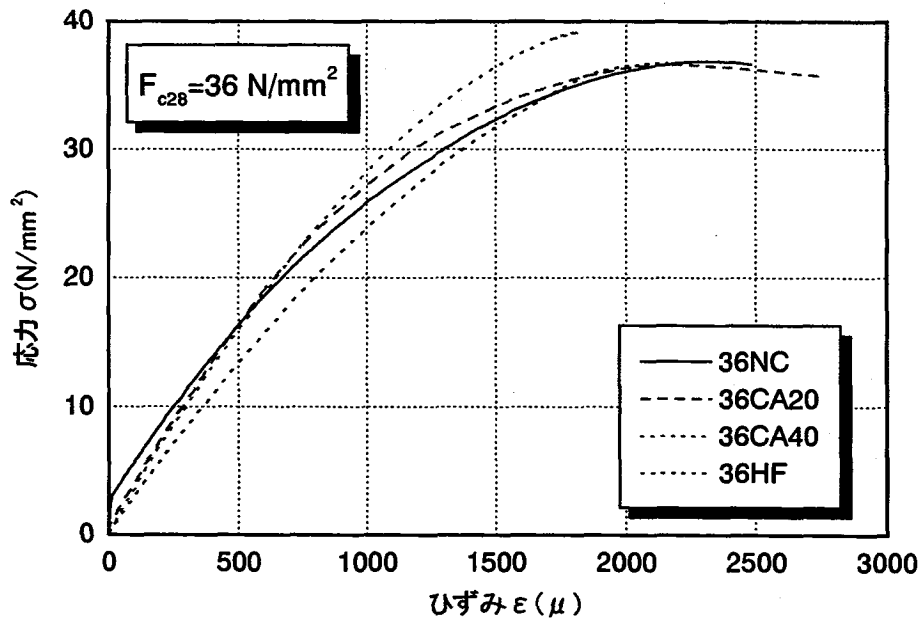
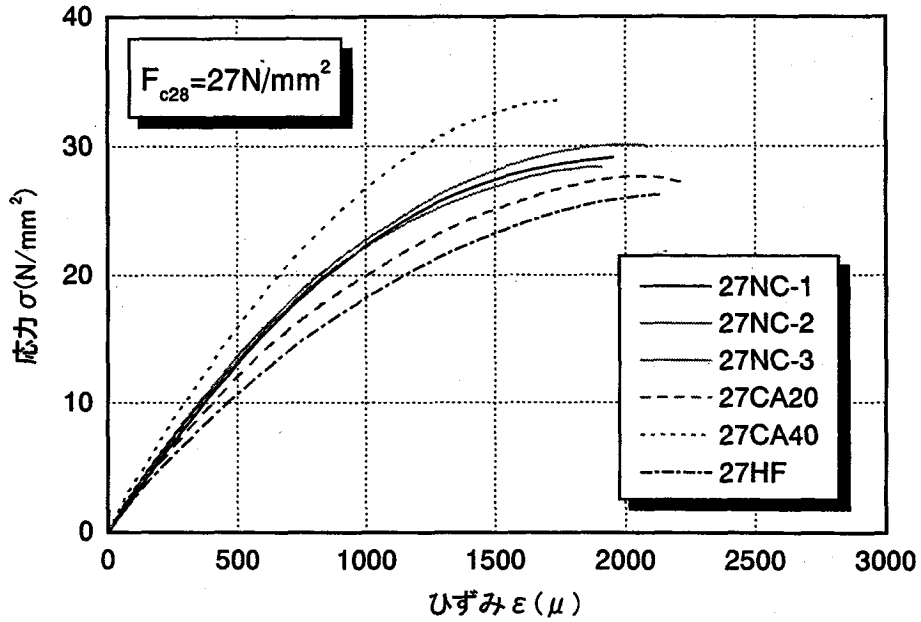


図 3-1 コンクリートの応力—ひずみ曲線

3-2-3 試験体形状

試験体は無筋の実大スケールのコンクリート柱で図 3-2 に示すように、断面 $800 \times 800 \text{mm}$ 、長さ $1,600 \text{mm}$ である。上面には吊具を取り付けるためアンカーボルトを 4 点、両側面には変位計設置用治具を取り付けるための埋め込みナットを 6 点それぞれ設置してある。

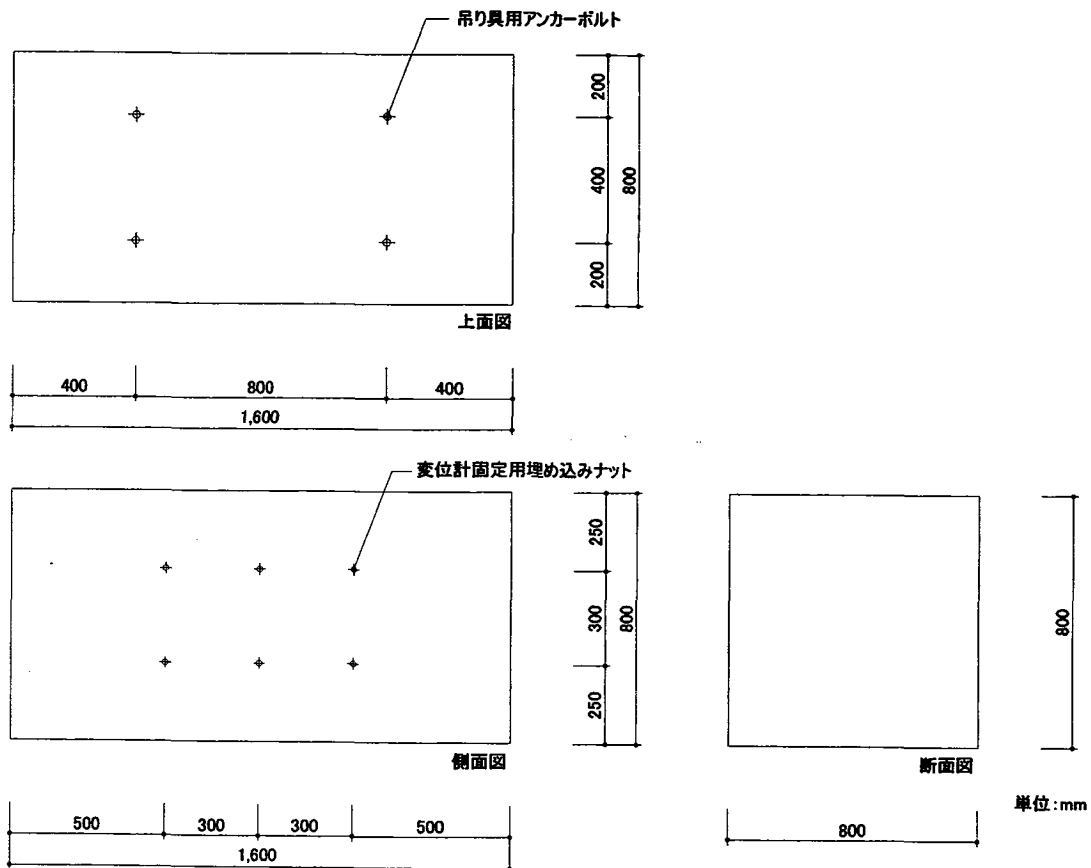


図 3-2 試験体形状

3-2-4 試験体の製作

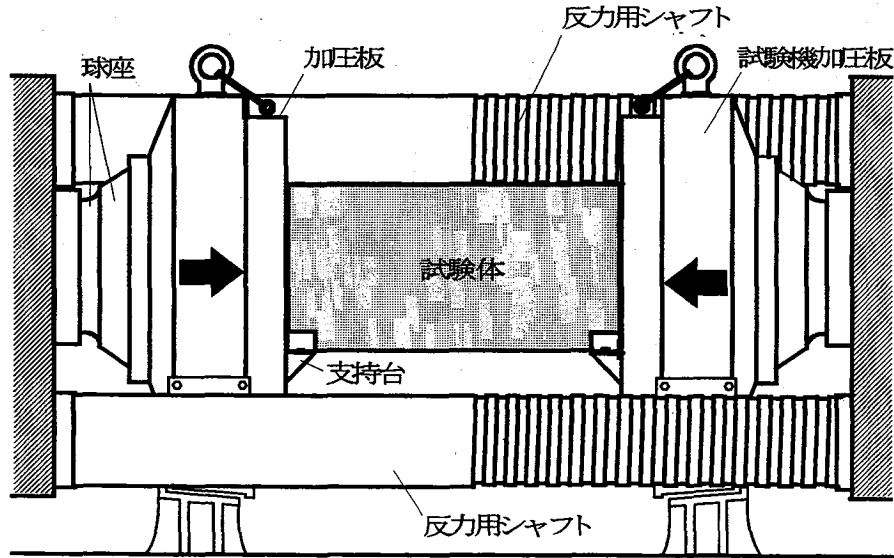
試験体の作製においては精度が高く繰り返し使用可能な鋼製型枠を使用し、柱の材軸方向を水平にして横打ちでコンクリート打設を行なった。使用した鋼製型枠を写真 3-1 に示す。試験体はテストピースと同様に脱型後、気中養生した。



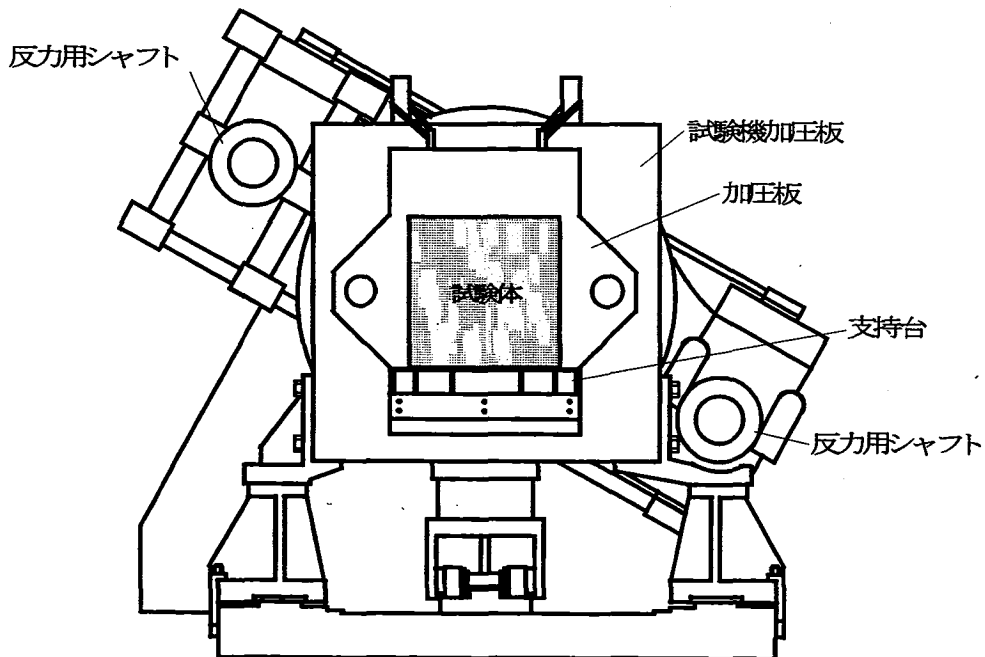
写真 3-1 使用した鋼製型枠

3-2-5 加力装置および加力方法

載荷装置には広島大学所有の 30MN 大型試験機を使用し、軸圧縮力を単調載荷した。試験体を設置した大型試験機の正面図と断面図を図 3-3 に示す。また、大型試験機の外観を写真 3-2 に、セット状況を写真 3-3 に示す。なお試験体は打設方向と同様に横置きにし、打ち込み上部である面を上にして設置した。



正面(南面)図



断面図

図 3-3 大型試験機と試験体

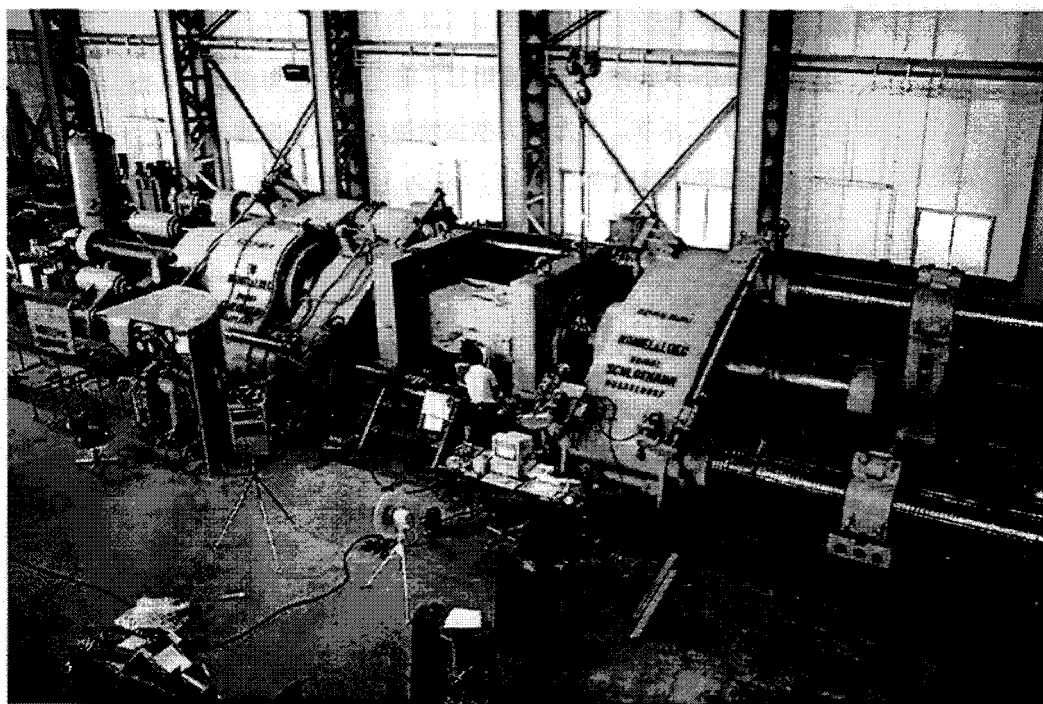


写真 3-2 大型試験機

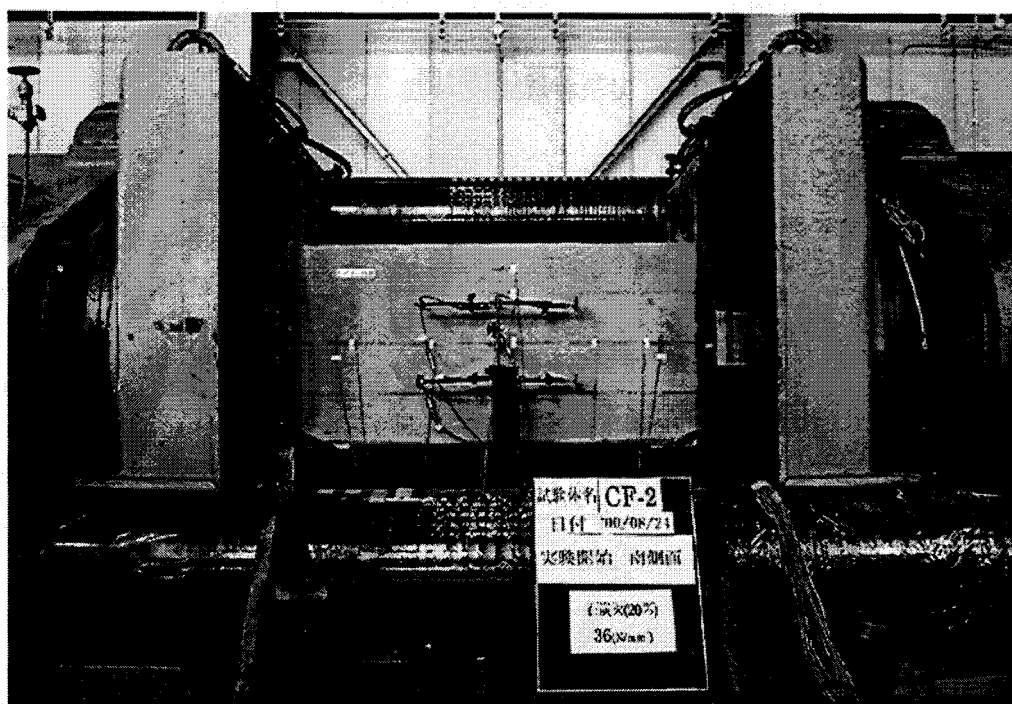


写真 3-3 大型試験機にセットされた試験体

3-2-6 計測方法

試験体に作用する圧縮軸力と試験体の変位および表面のひずみに関して測定を行なった。それぞれの詳細を以下に示す。なお各測定値はスイッチボックスとデータロガー（日本電気三栄製 7V14）を介してパソコンにより収録した。

試験体に作用する軸圧縮力

大型試験機に設置されたロードセル（共和電業製 PG-500KUM）により検出したシリンダヘッドの圧力を換算して求めた。

試験体の変位

試験体の軸方向変位を 8 台の変位計により、その直行方向の変位を 2 台の変位計により計測した。変位計設置位置を図 3-4 に示す。また試験体正面の計測状況を写真 3-4 に示す。使用した変位計は東京測器製 CDP-25（ストローク 25mm，感度 $500\mu/\text{mm}$ ）である。

試験体のひずみ

試験体表面にコンクリートゲージ（東京測器製 PL-60-1-1L）を貼付し、ひずみを計測した。コンクリートゲージの貼付位置を図 3-5 に、コンクリートゲージの貼付状況を写真 3-5 に示す。

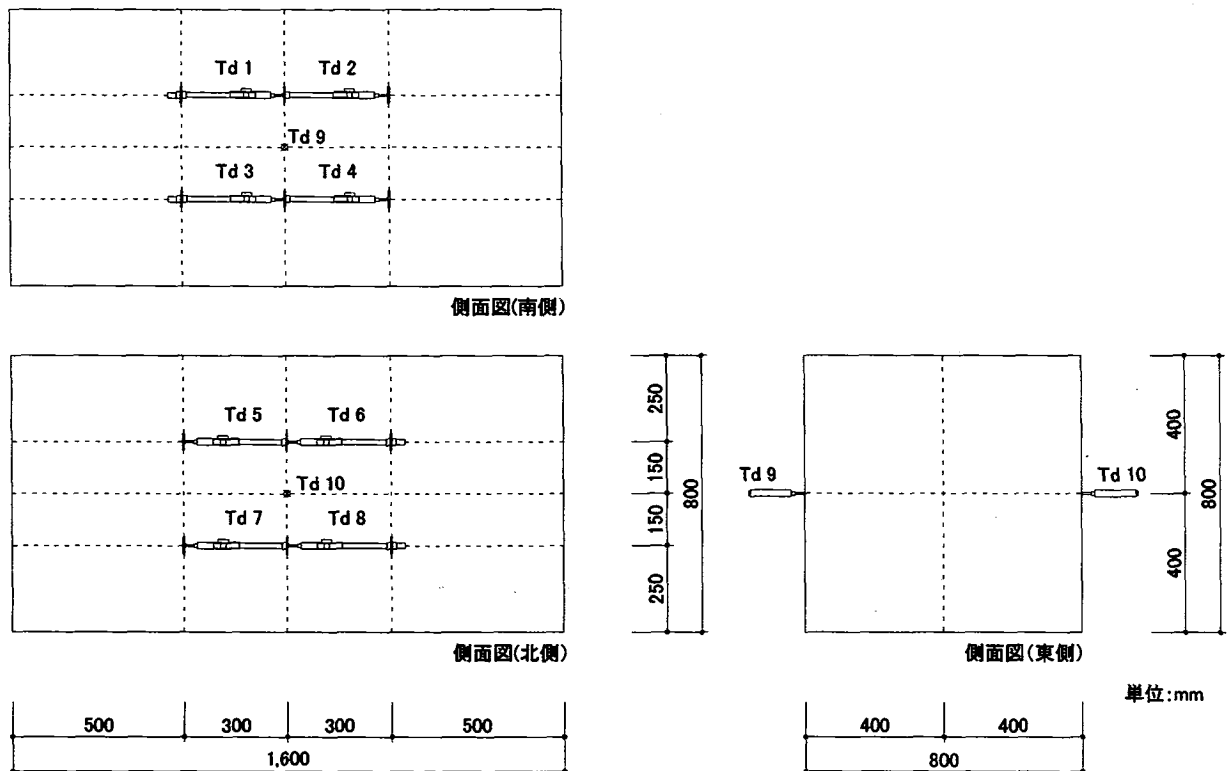


図 3-4 変位計設置位置

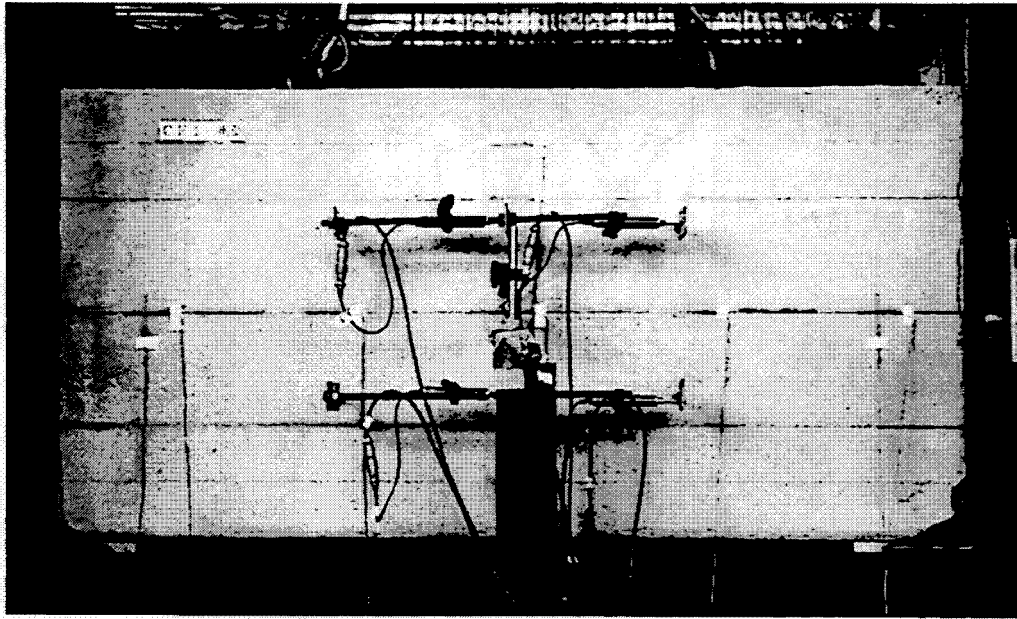


写真 3-4 変位およびひずみの計測状況

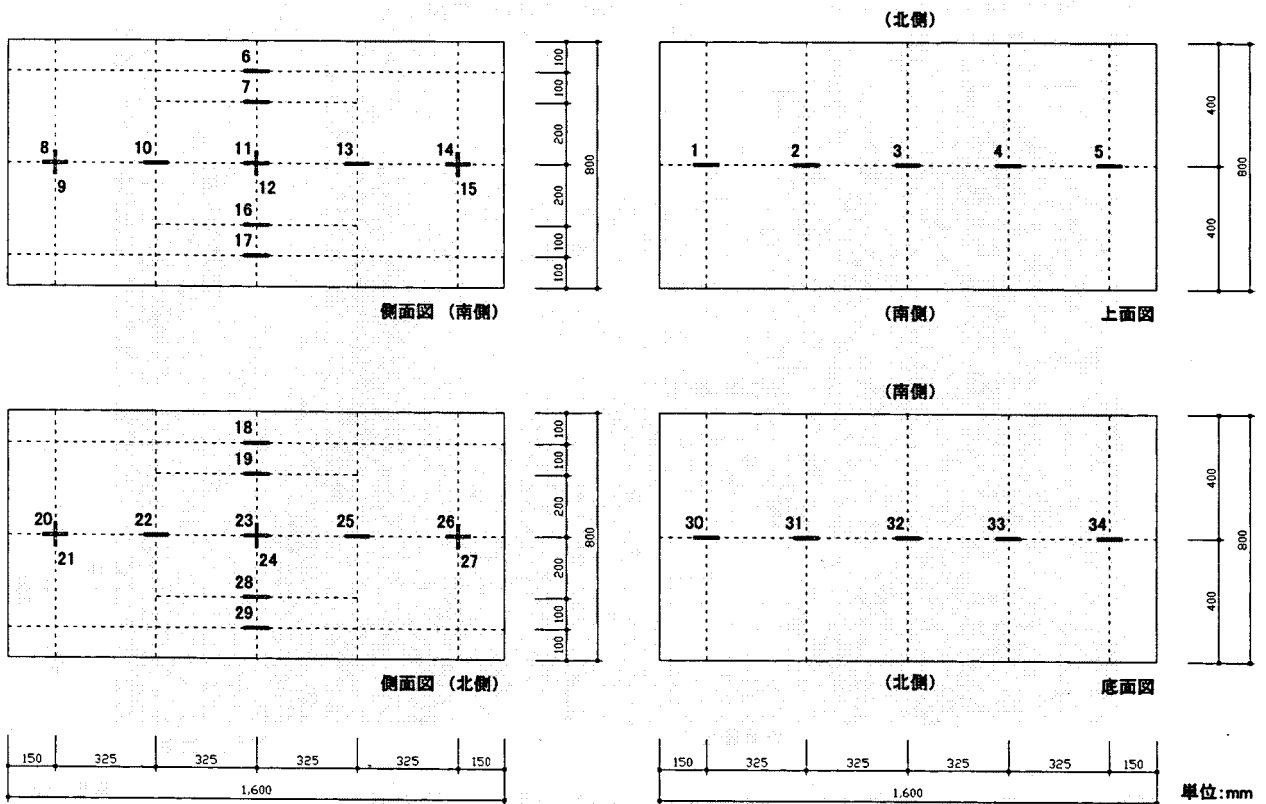


図 3-5 コンクリートゲージ貼付位置

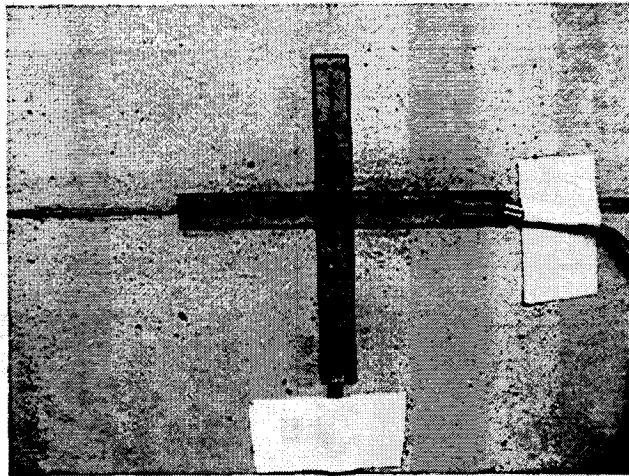


写真 3-5 コンクリートゲージ貼付詳細

3-3 実験結果および考察

3-3-1 最終破壊状況

各試験体の最終破壊状況を図 3-6～図 3-9 に示す。これらの図は上面を中心とした展開図となっており、従って、各背面は上下が逆となっている。また各図中のハッチ部分はコンクリートが剥落したことを示す。各試験体の最終破壊性状はいずれもほぼ同様の傾向を示しており、コンクリートテストピースの圧縮試験に見られるような対角方向のひび割れが顕著であった。またいずれの試験体においても大きな音とともにひび割れが急激に進展、コンクリートの剥落が起こり耐力が低下した。以下にそれぞれの破壊性状を列記する。

普通コンクリート

すべての試験体においてコンクリートテストピースの圧縮試験と同様に対角方向のひび割れが見られた。また 27NC-2, 36NC では試験体側面に大きな剥落が見られた。

石炭灰コンクリート 20%

27CA20, 36CA20 ともに普通コンクリートと同様に対角方向にひび割れが発生した。

石炭灰コンクリート 40%

27CA40 は他の試験体と同様に対角方向のひび割れが見られたが、36CA40 は音とともに正面に大きな剥落がみられ、終局となった。

石炭灰高流動コンクリート

27HF, 36HF ともに他の試験体と同様の対角方向のひび割れが発生した。

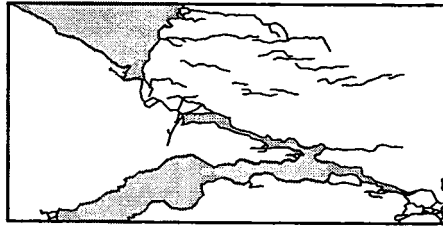
普通コンクリート



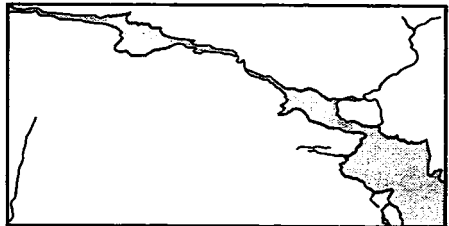
背面



上面

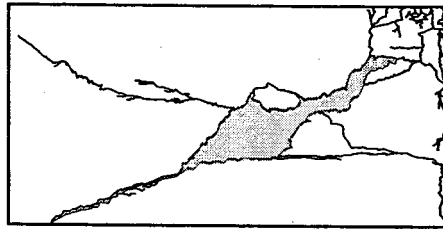


正面

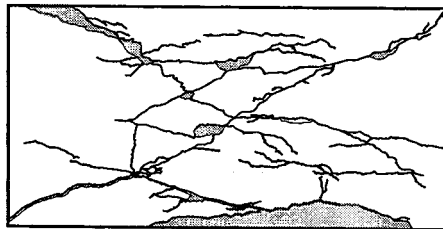
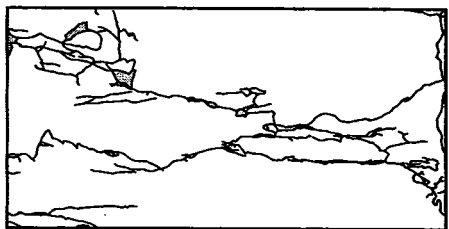


27NC-1

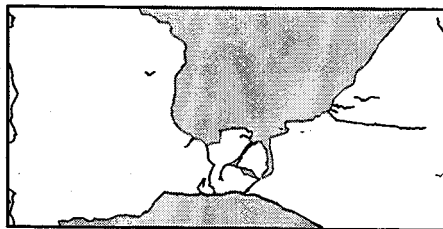
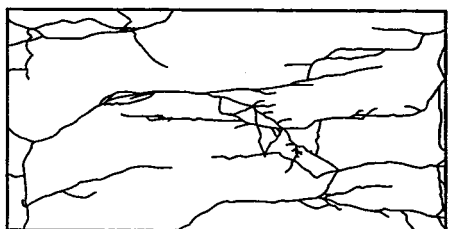
27NC-2



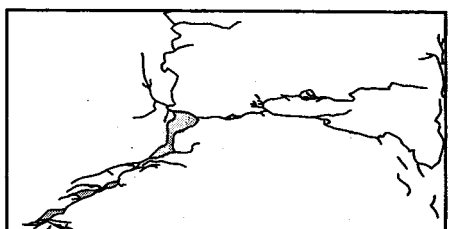
背面



上面



正面

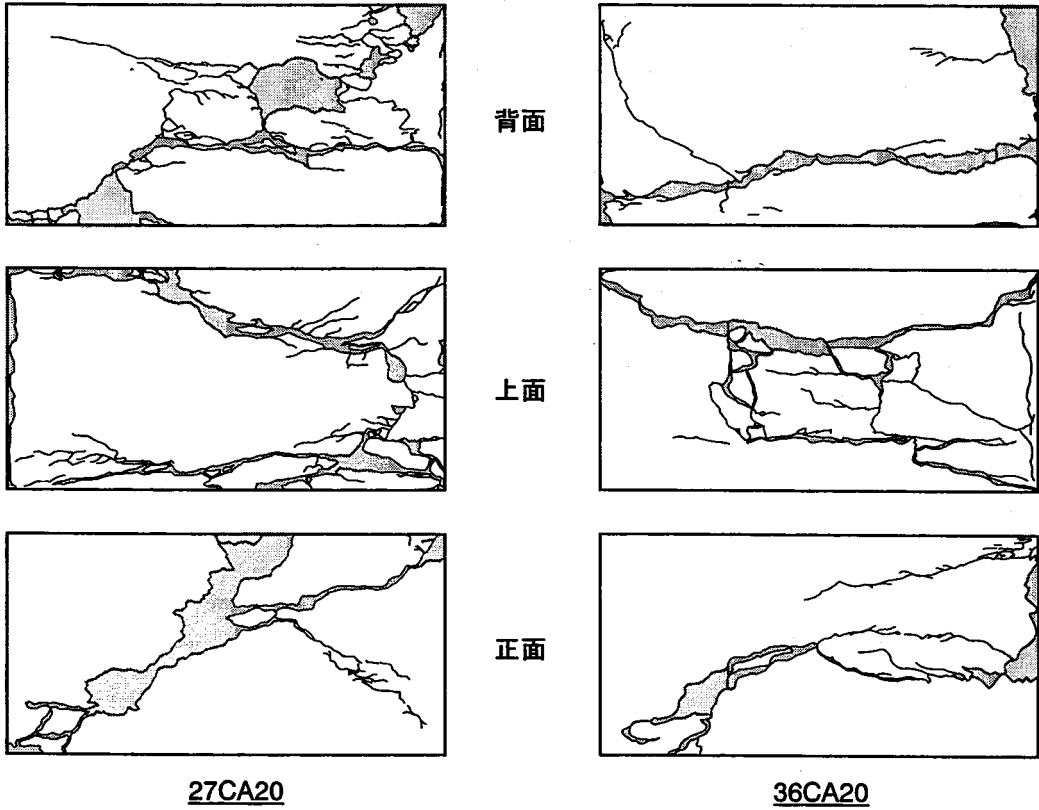


27NC-3

36NC

図 3-6 試験体の最終破壊性状 (普通コンクリート)

石炭灰コンクリート(20%)

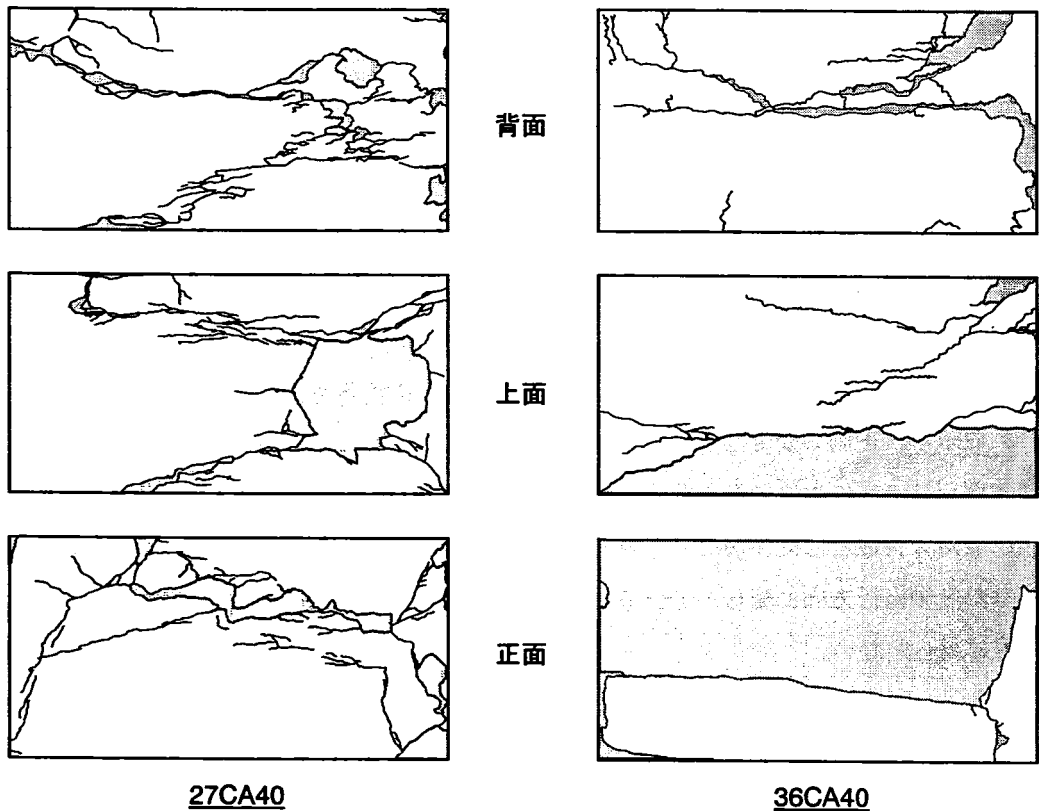


27CA20

36CA20

図 3-7 試験体の最終破壊性状 (石炭灰コンクリート 20%)

石炭灰コンクリート(40%)



27CA40

36CA40

図 3-8 試験体の最終破壊性状 (石炭灰コンクリート 40%)

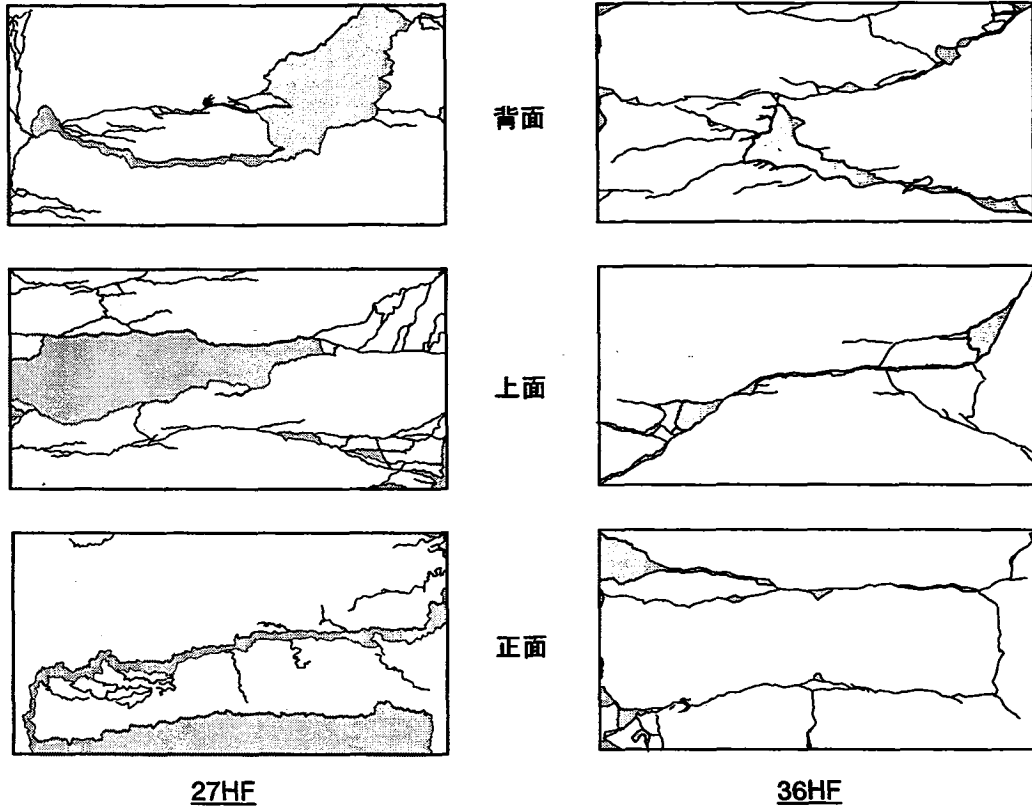


図 3-9 試験体の最終破壊性状 (石炭灰高流動コンクリート)

3-3-2 軸圧縮力—変位関係

試験体に作用する軸圧縮力 N と変位計により計測した軸方向変位 δ の関係を図 3-10 および図 3-11 に示す。27CA20 において変位計設置用治具の固定が不十分で Td2, Td6 は値が計測できていないため表示していない。27HF における Td4 も同様の理由により非表示としている。また 36NC において変位計コード不良のため Td7, Td8 の値が正確ではなく、非表示とした。それらの点を除きいずれの試験体においても計測点により多少のばらつきはあるものの同様の性状を示しており、試験体種類および設計強度による差はみられなかった。

次に試験体に作用する軸圧縮力 N と変位計により計測した軸直行方向変位 δ_y の関係を比較し図 3-12 および図 3-13 に示す。正側の変位は試験体が軸直行方向に膨らむことを意味し、負側は縮むことを意味している。普通強度シリーズにおいて低荷重時における極端な変位が見られるが、これは計測方法に起因する現象であり、試験対の特性とは関係がないと考えられる。いずれの試験体も最大耐力付近以降で変位が正側に伸びる、すなわち軸直行方向に膨らんでいることがわかるが、軸方向変位同様、試験体種類、設計強度による明確な相違は見られない。

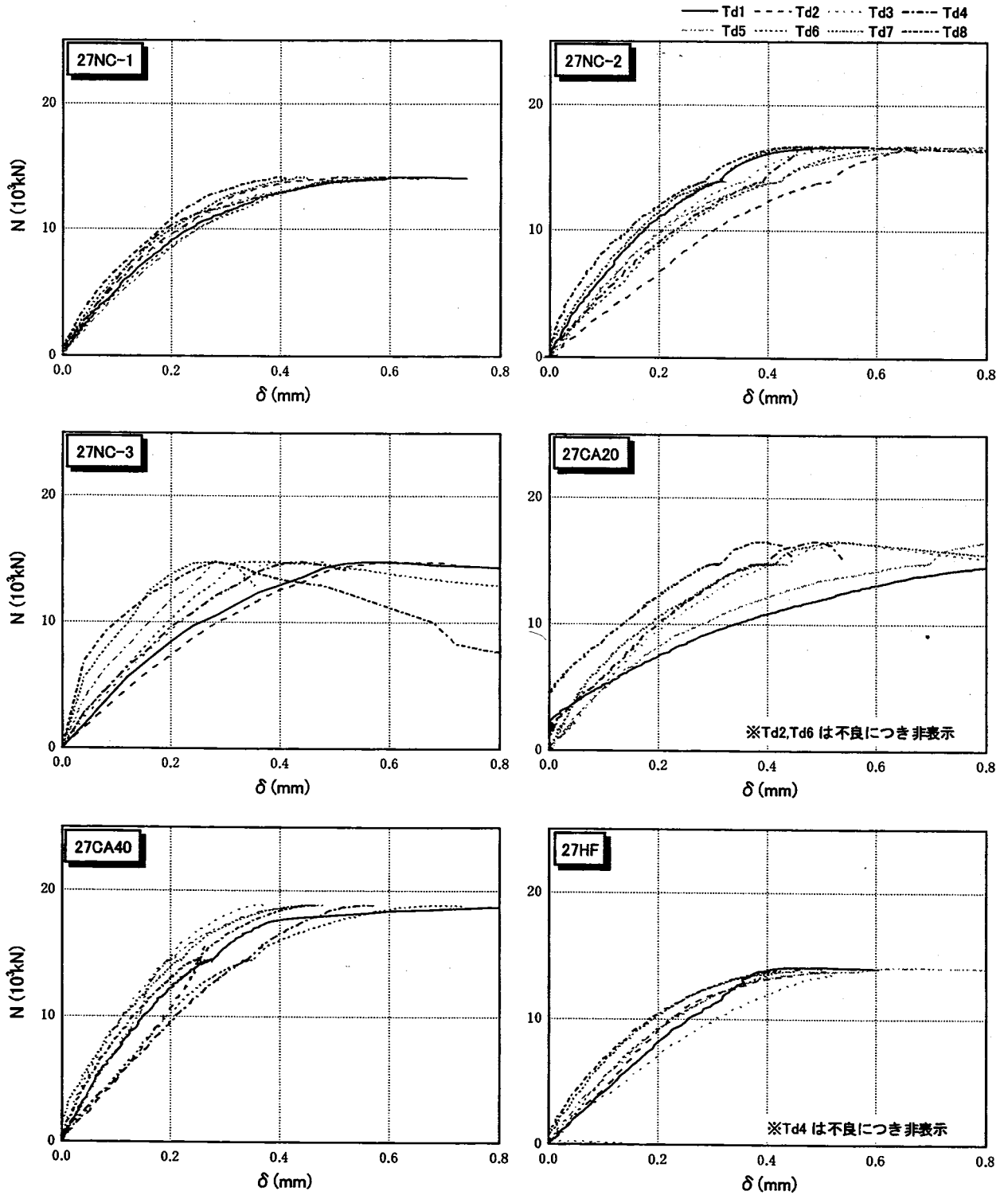
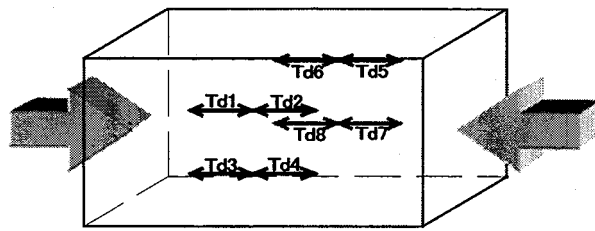


図 3-10 軸圧縮力 (N) — 軸方向変位 (δ) 関係 (設計強度 $27\text{N}/\text{mm}^2$)

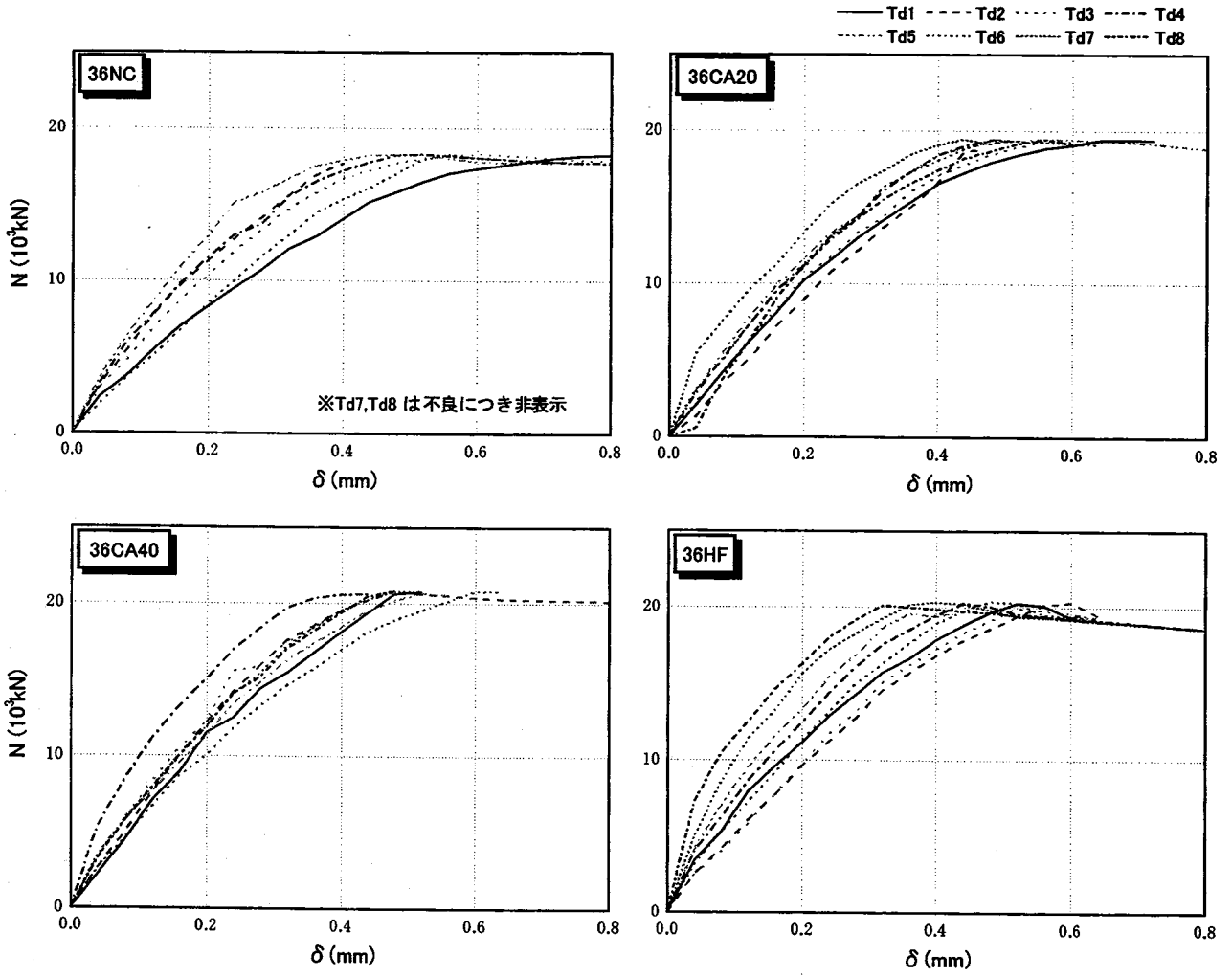
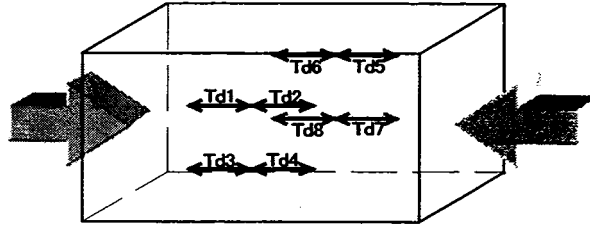


図 3-11 軸圧縮力 (N) — 軸方向変位 (δ) 関係 (設計強度 36N/mm²)

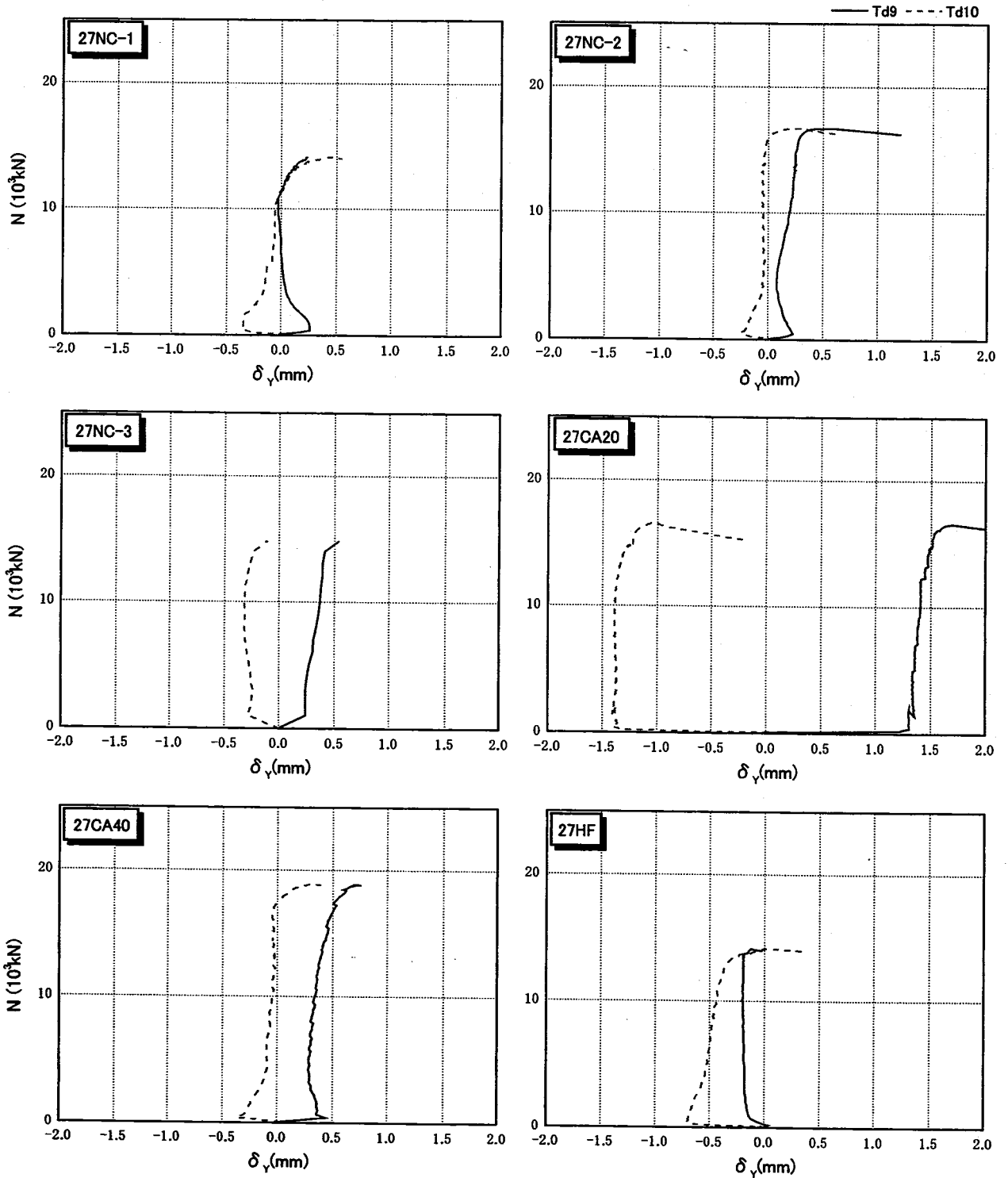
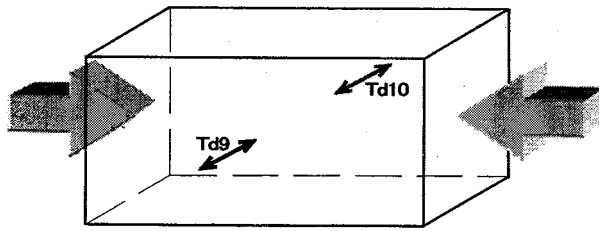


圖 3-12 軸壓縮力 (N) — 軸直行方向變位 (δ_γ) 關係 (設計強度 27N/mm²)

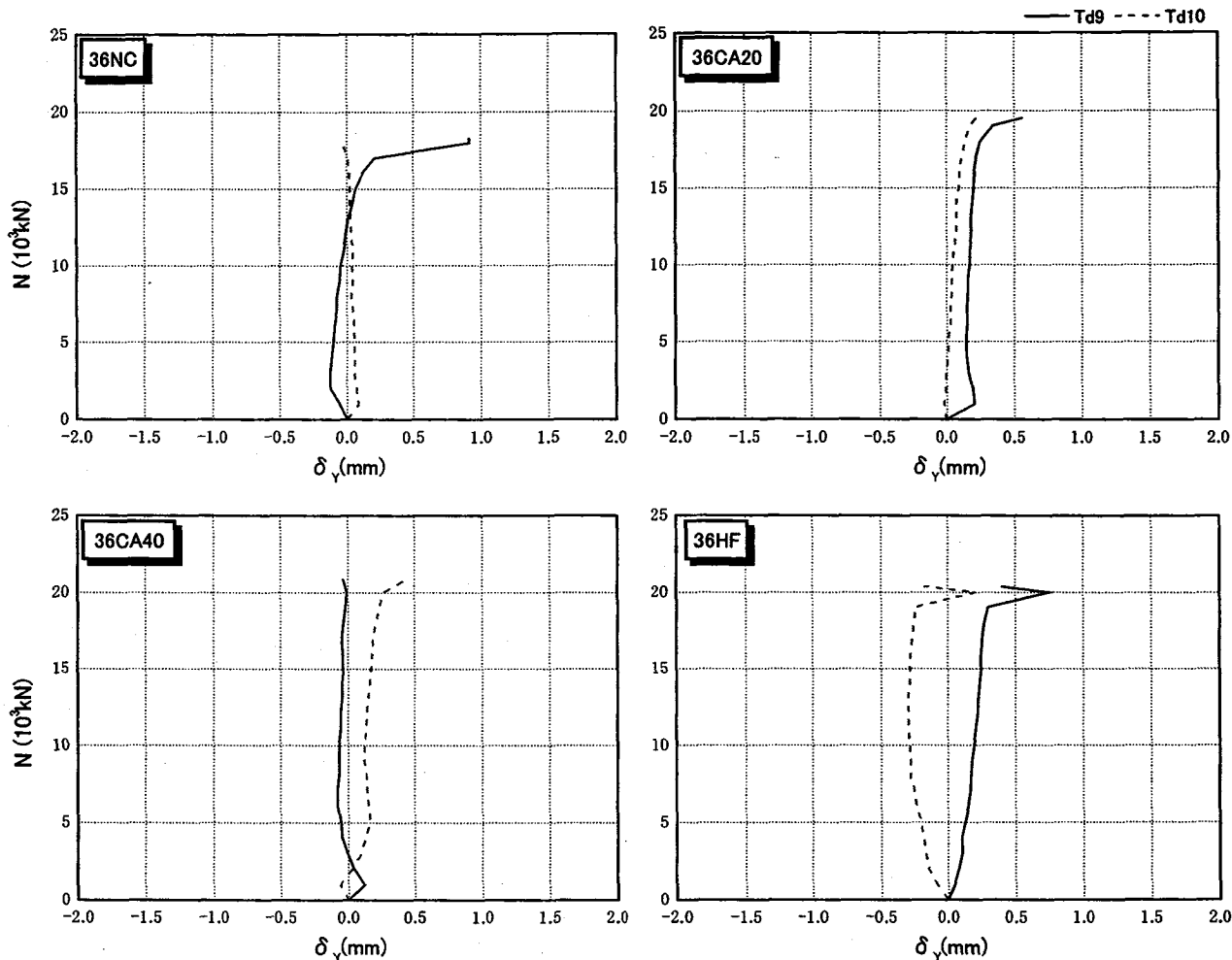
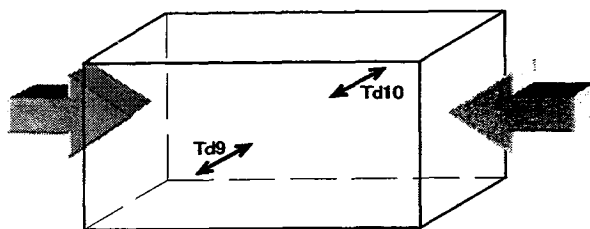


図 3-13 軸圧縮力 (N) — 軸直行方向変位 (δ_{γ}) 関係 (設計強度 $36\text{N}/\text{mm}^2$)

3-3-3 ひずみ分布性状

加力方向と同じ向きに貼付したコンクリートゲージ (ゲージ番号 3, 6, 7, 11, 16, 17, 18, 19, 23, 28, 29, 32) で測定されたひずみ分布の性状を図 3-14 および図 3-15 に示す。コンクリートゲージによるひずみの測定は圧縮域がプラス, 引張域がマイナスで表され, 縦軸が試験体高さ (mm), 横軸がひずみ (μ) である。図中にはいずれの試験体も約 $1.5\text{N}/\text{mm}^2$ ごとの応力段階におけるひずみをプロットし, 最大耐力におけるひずみは太線で示す。いずれの試験体においても上部でややひずみが大きくなっているが, これは試験機のシリンダヘッドが重力により傾くためである。ひずみの分布性状はほぼ同様であり, 同一条件で载荷されることが確認できた。なお, 27NC-2, 27CA20, 36NC, 36CA20 では最大耐力付近で大きなひずみの増加が見られたものの, いずれの場合も最大耐力時のひずみは $1500\sim 2000\mu$ 程度であった。

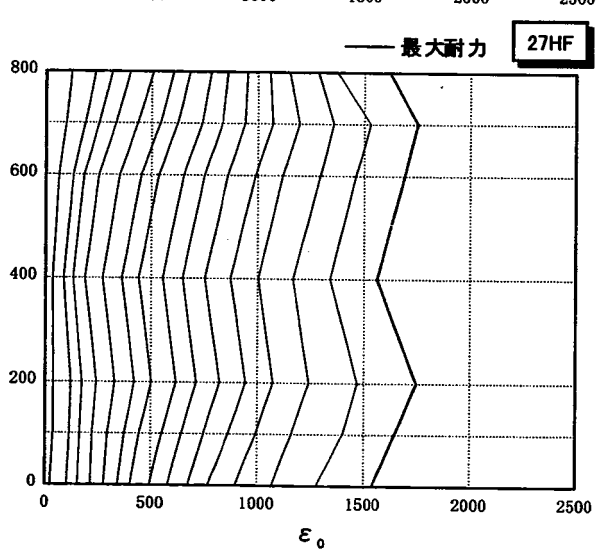
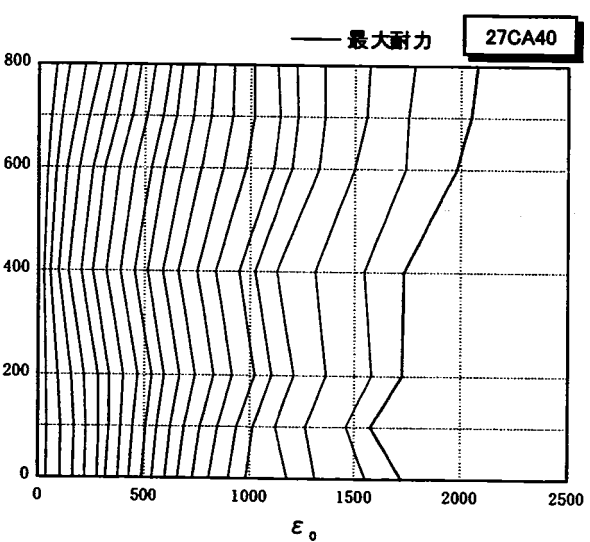
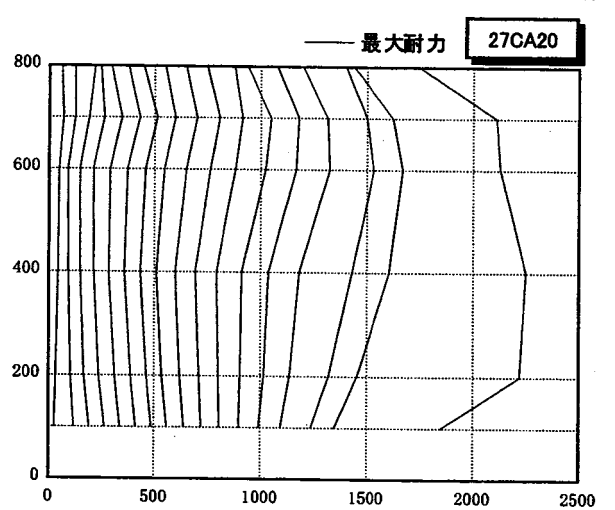
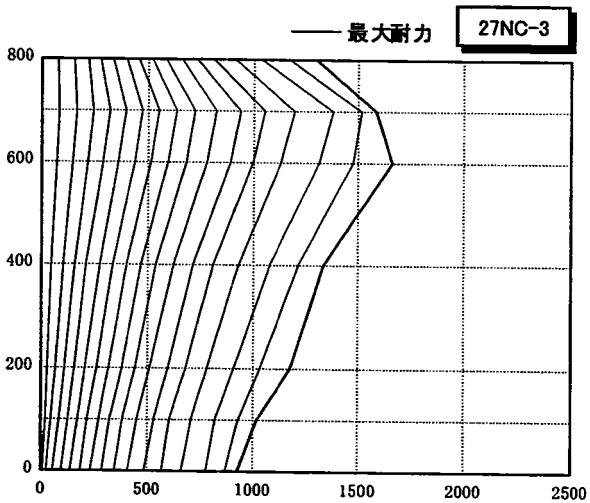
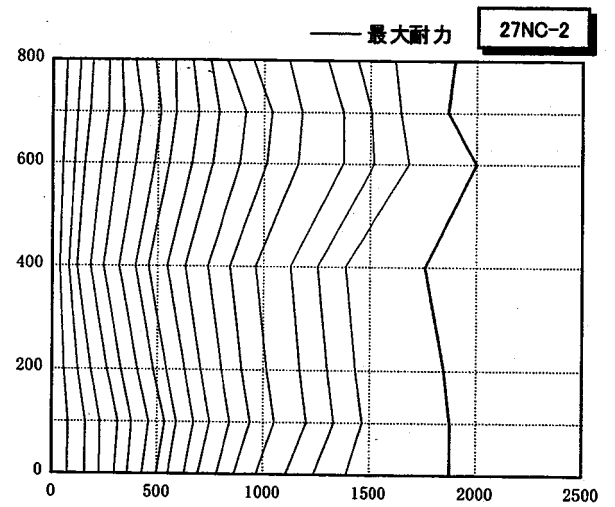
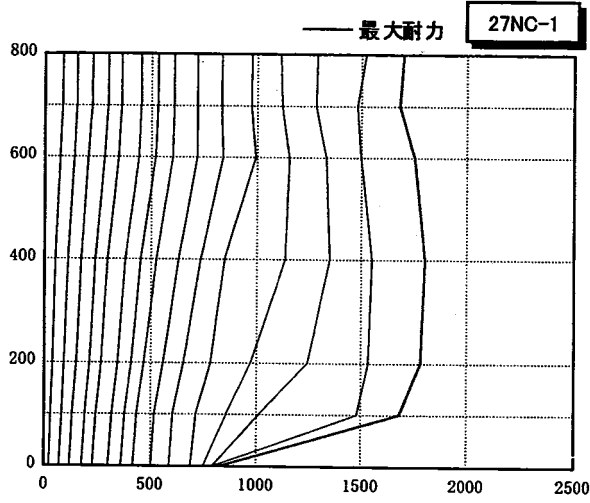
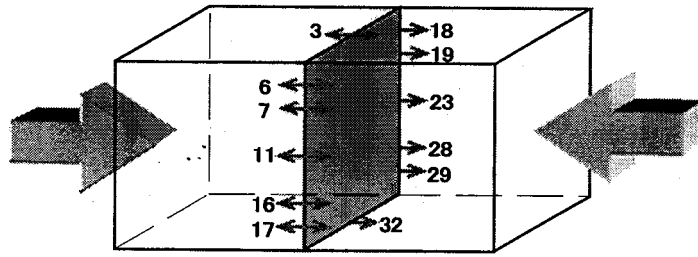


図 3-14 加力方向のひずみ分布性状 (設計強度 27N/mm²)

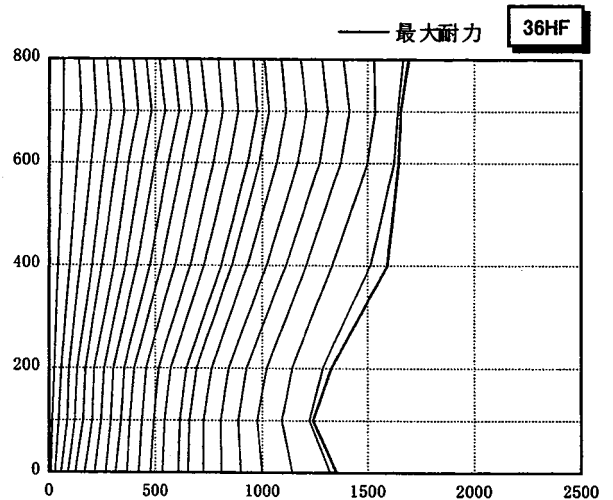
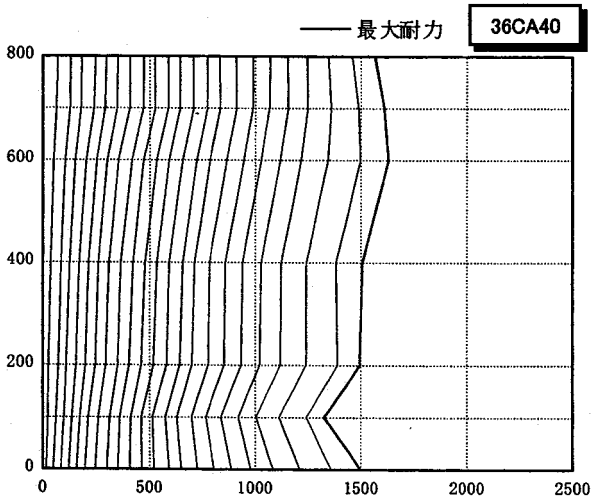
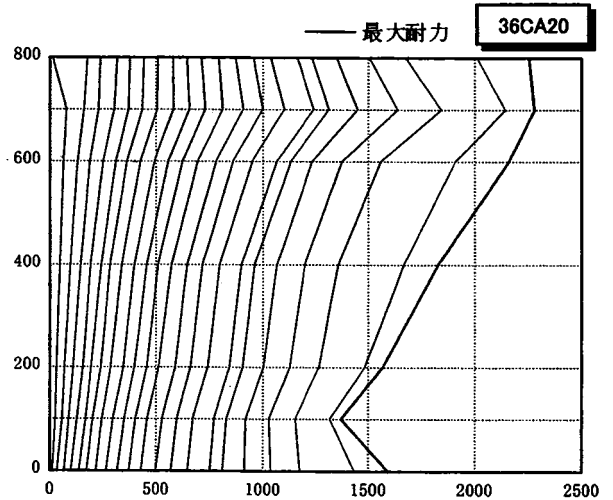
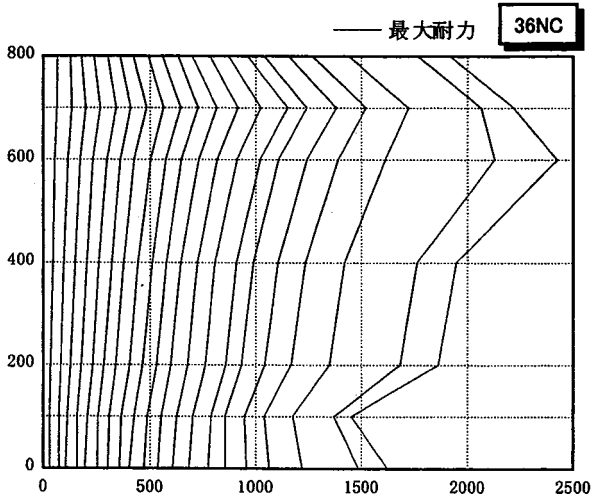
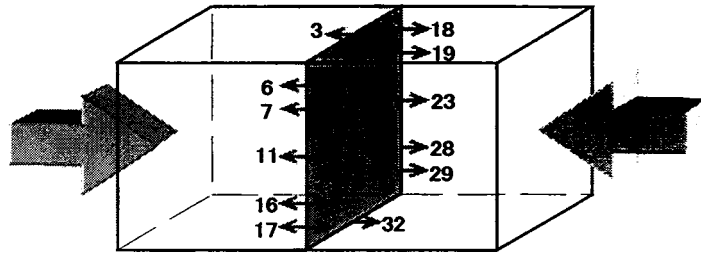


図 3-15 加力方向のひずみ分布性状 (設計強度 36N/mm²)

3-3-4 最大応力

試験体に作用した軸圧縮力の最大値である最大耐力 N_{max} 、その値を試験体断面積で除して求めた各試験体の最大応力 σ_{max} 、およびそれぞれのコンクリートの材料試験より得られた最大圧縮応力である材料強度 σ_B との比 (σ_{max}/σ_B) を併せて表 3-3 に示す。コンクリート設計強度 $27N/mm^2$ の場合において、同じ普通コンクリート 3 体のうち 27NC-2 が他よりも高い耐力を示した。その他の種類のコンクリートでは材料強度の高い 27CA40 が最も高い耐力を示し、次に 27CA20、27HF の順になった。コンクリート設計強度 $36N/mm^2$ では材料強度と同様に 36CA40 が最も高い耐力を示した。各試験体の最大応力 σ_{max} と材料強度 σ_B との比 (σ_{max}/σ_B) は寸法効果を表す数値であり、すべての試験体で寸法効果の影響が見られる。強度の高かった普通コンクリート 27NC-2 を除くその他の普通コンクリートでは石炭灰を混入した試験体よりも寸法効果の影響が大きく、特にコンクリート設計強度 $27N/mm^2$ の場合において顕著である。このことは石炭灰の混入が寸法効果に影響を及ぼす可能性があることを示す。

表 3-3 最大応力の一覧

コンクリート設計強度 $F_{C28}=27N/mm^2$

試験体名	普通コンクリート			石炭灰コンクリート (20%) (40%)		高流動 コンクリート
	27NC-1	27NC-2	27NC-3	27CA20	27CA40	27HF
最大耐力 $N_{max}(kN)$	14,117	16,673	14,779	16,518	18,832	14,097
最大応力 $\sigma_{max}(N/mm^2)$	22.06	26.05	23.09	25.81	29.42	22.03
材料強度 $\sigma_B(N/mm^2)$	30.35	29.10	31.74	27.36	30.27	26.19
σ_{max}/σ_B	0.73	0.90	0.73	0.94	0.97	0.84

コンクリート設計強度 $F_{C28}=36N/mm^2$

試験体名	普通 コンクリート	石炭灰コンクリート (20%) (40%)		高流動 コンクリート
	36NC	36CA20	36CA40	36HF
最大耐力 $N_{max}(kN)$	18,286	19,467	20,811	20,325
最大応力 $\sigma_{max}(N/mm^2)$	28.59	30.44	32.54	31.81
材料強度 $\sigma_B(N/mm^2)$	36.00	36.88	40.05	37.97
σ_{max}/σ_B	0.79	0.83	0.81	0.84

3-3-5 応力—ひずみ曲線

各試験体の応力 (σ)—ひずみ (ε) 関係を比較して図 3-16 および図 3-17 に示す。応力 σ は軸圧縮力 N を試験体断面積で除した値である。ひずみ ε は正面および背面の材中央ライン上に貼付したコンクリートゲージの値を平均して用いており、正面では図 3-5 で示したコンクリートゲージのうち No.6, 7, 11, 16, 17、背面では No.18, 19, 23, 28, 29 の平均である。なお、応力 σ が $22\sim 24N/mm^2$ 付近で曲線に段ができていている場合

があるが、これは試験機の錘を付け加えるためにこの点で载荷を中断したことが原因であり、試験体の特性によるものではない。

コンクリート設計強度 27N/mm^2 の場合、石炭灰コンクリート 40%である 27CA40 が最も高い最大応力を示し、 $\sigma-\varepsilon$ 曲線の立ち上がり勾配も急である。その点以外でコンクリート種類による特性の差は見られない。コンクリート設計強度 36N/mm^2 の場合も、石炭灰コンクリート 40%である 36CA40 が最も高い最大応力を示しているが、石炭灰の混入による顕著な特性の差は見られなかった。

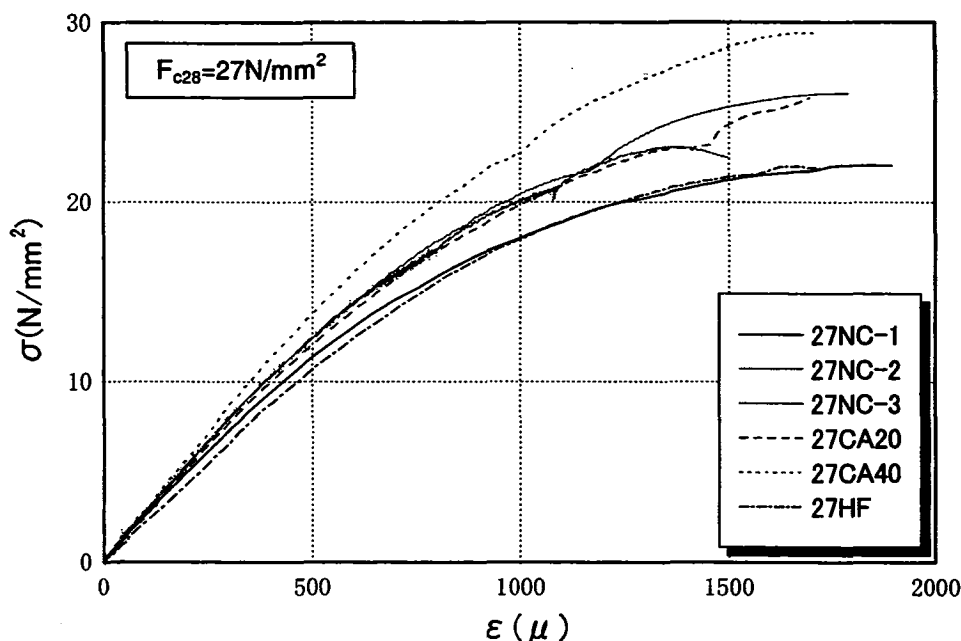


図 3-16 応力(σ)—ひずみ(ε)曲線 (設計強度 27N/mm^2)

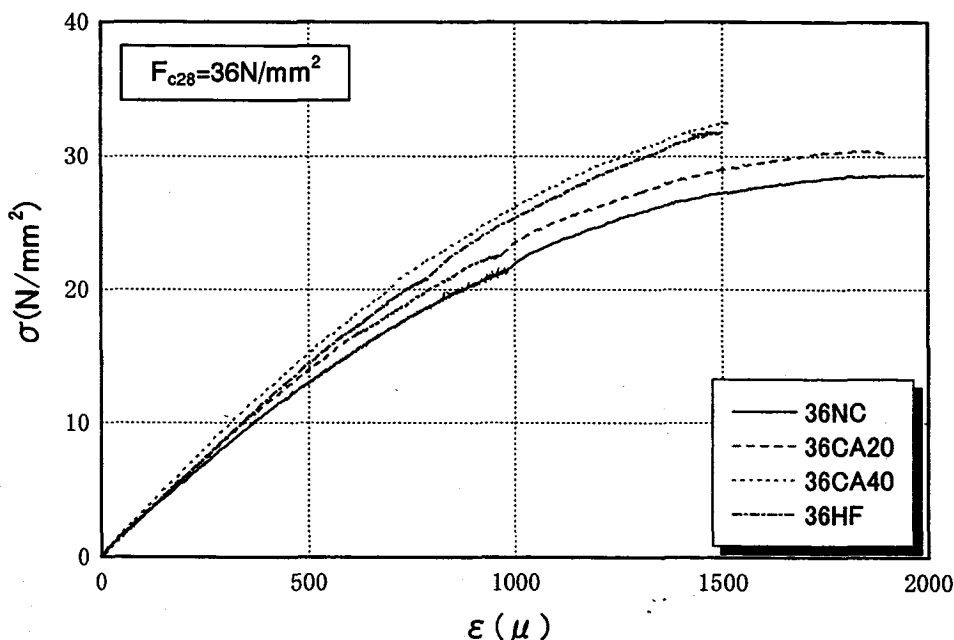


図 3-17 応力(σ)—ひずみ(ε)曲線 (設計強度 36N/mm^2)

3-3-6 基準化応力-ひずみ曲線

実験実施時のコンクリートの材料試験により得られた特性で基準化した応力-ひずみ関係を図 3-18、図 3-19 に示す。縦軸は試験体の応力 σ をコンクリートテストピースの圧縮試験で得られた圧縮強度 σ_B で除したもので、横軸は試験体のひずみ ε を圧縮試験でのコンクリートの最大圧縮応力時におけるひずみ ε_B で除したものである。コンクリート設計強度 27N/mm^2 の場合、石炭灰を混入したコンクリートの曲線は類似した性状を示し、27NC-2 を除いて普通コンクリートの曲線とは異なる結果となった。コンクリート設計強度 36N/mm^2 の場合、すべての試験体において最大応力、最大応力時ひずみともに同様の寸法効果の影響がみられ、応力-ひずみ関係曲線はコンクリート種類にかかわらず類似した性状を示した。

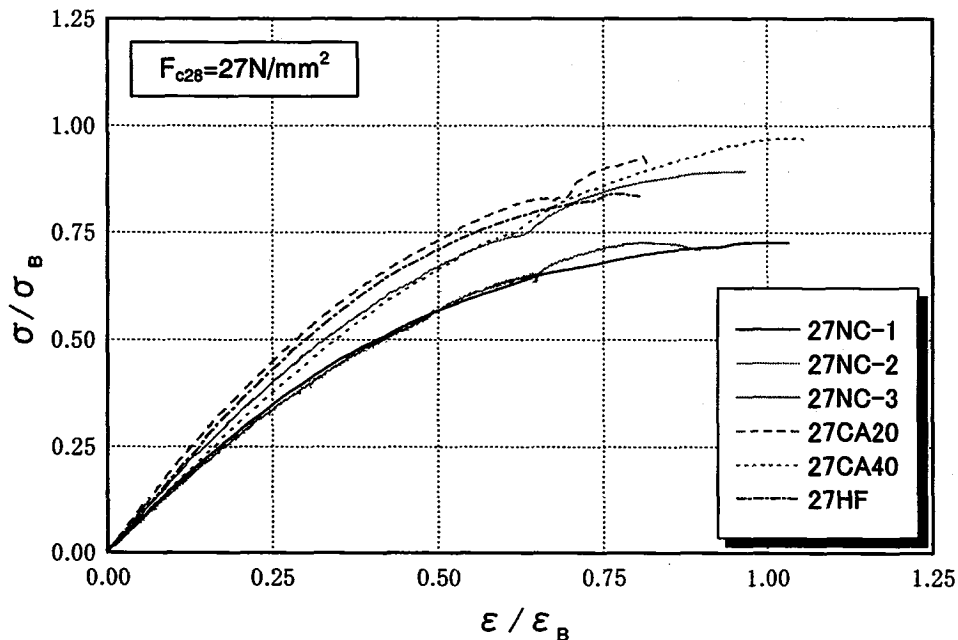


図 3-18 基準化応力(σ / σ_B)-ひずみ($\varepsilon / \varepsilon_B$)曲線 (設計強度 27N/mm^2)

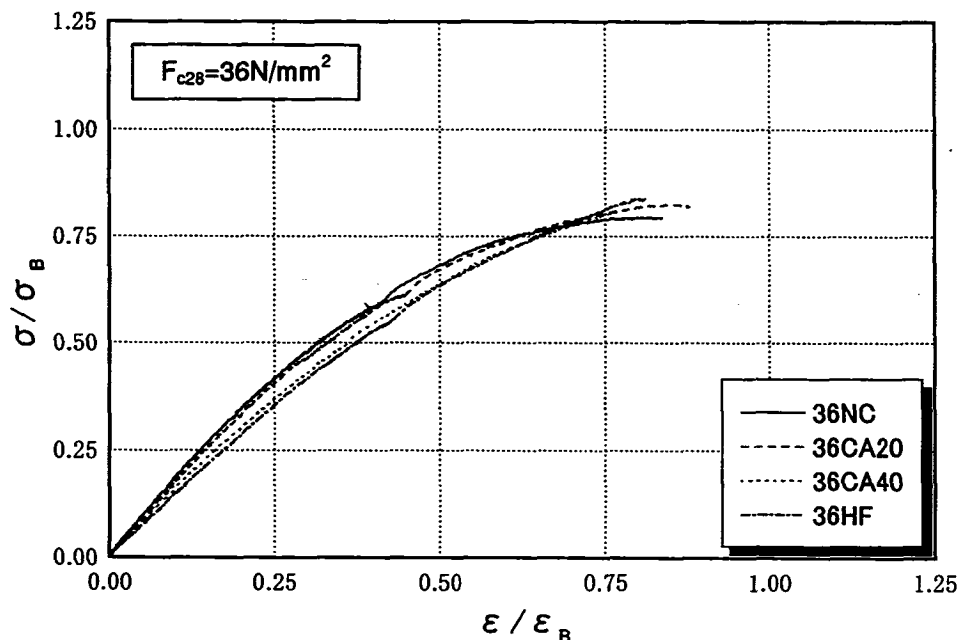


図 3-19 基準化応力(σ / σ_B)-ひずみ($\varepsilon / \varepsilon_B$)曲線 (設計強度 36N/mm^2)

3-3-7 力学的特性に関する素材試験結果との比較

(1) 最大応力

素材試験結果との比較として、コンクリート種類ごとの最大応力の一覧とそのグラフを図 3-20 に示す。同図中の表には各試験体の最大応力 σ_{max} および実験実施時のコンクリートの材料試験により得られた最大圧縮応力である材料強度 σ_B と両者の比 (σ_{max}/σ_B) を記載してある。普通コンクリートでは 27NC-2 が約 10% という低い低下率を示しているが、それ以外の試験体では約 21~27% と大きな低下がみられた。石炭灰コンクリートでは置換率にかかわらず設計強度の高い 36CA20, 36CA40 が 17~19% の低下を示している。また高流動コンクリートではほとんど変わらない低下率であった。

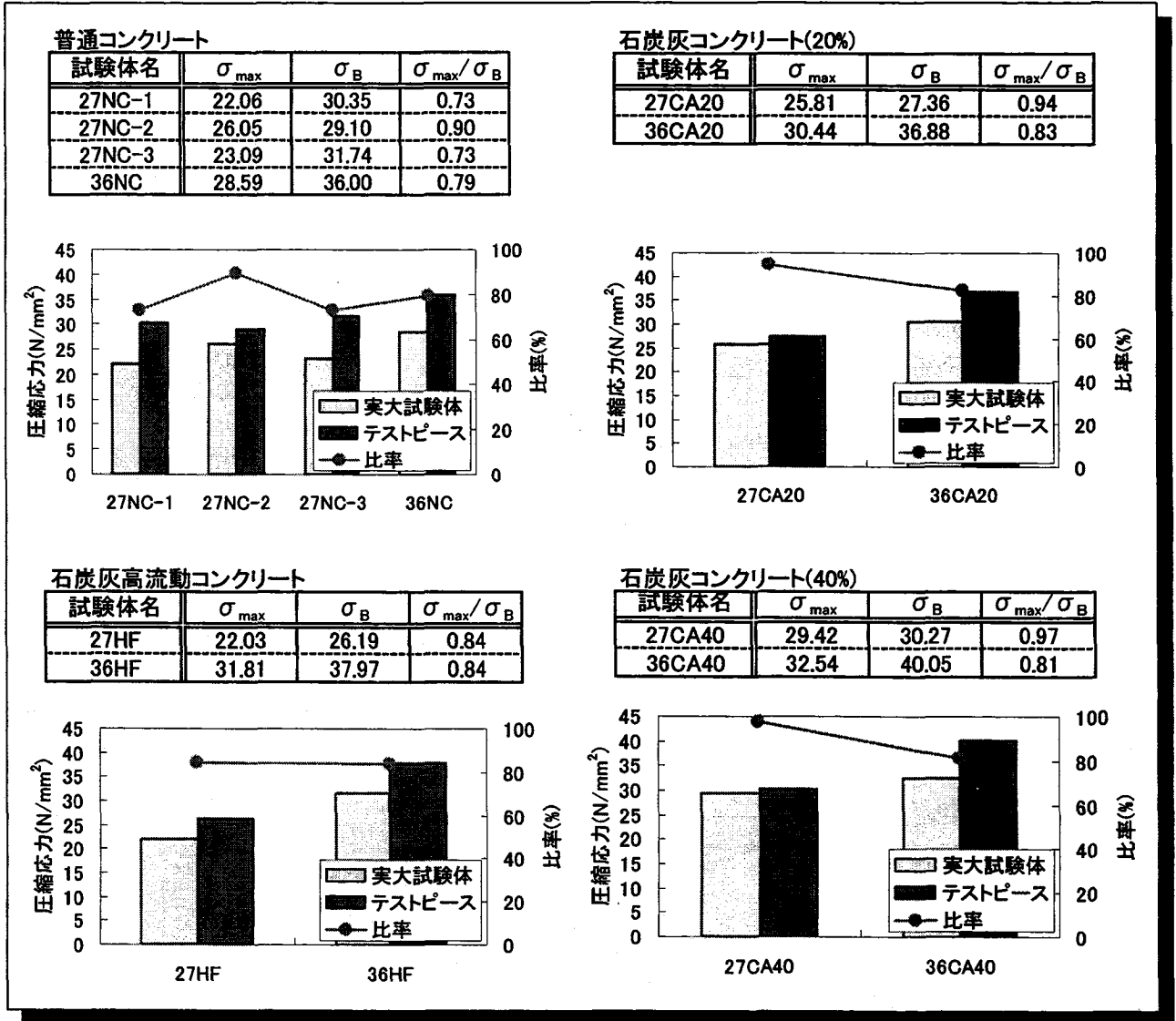


図 3-20 素材試験結果との比較 (最大応力)

(2) 最大応力時のひずみ

最大応力時のひずみの一覧 ϵ_{max} とそのグラフを図 3-21 に示す。同図中の表の ϵ_B は圧縮試験でのコンクリートの最大圧縮応力時におけるひずみを表す。石炭灰コンクリート (20%) と石炭灰高流動コンクリートでは設計強度にかかわらずほぼ同じ程度低下していることが確認される。またその他の種類のコンクリートではその程度にはばらつきがあるものの、27CA40 を除くすべての試験体が寸法効果の影響を受けているものと考えられる。

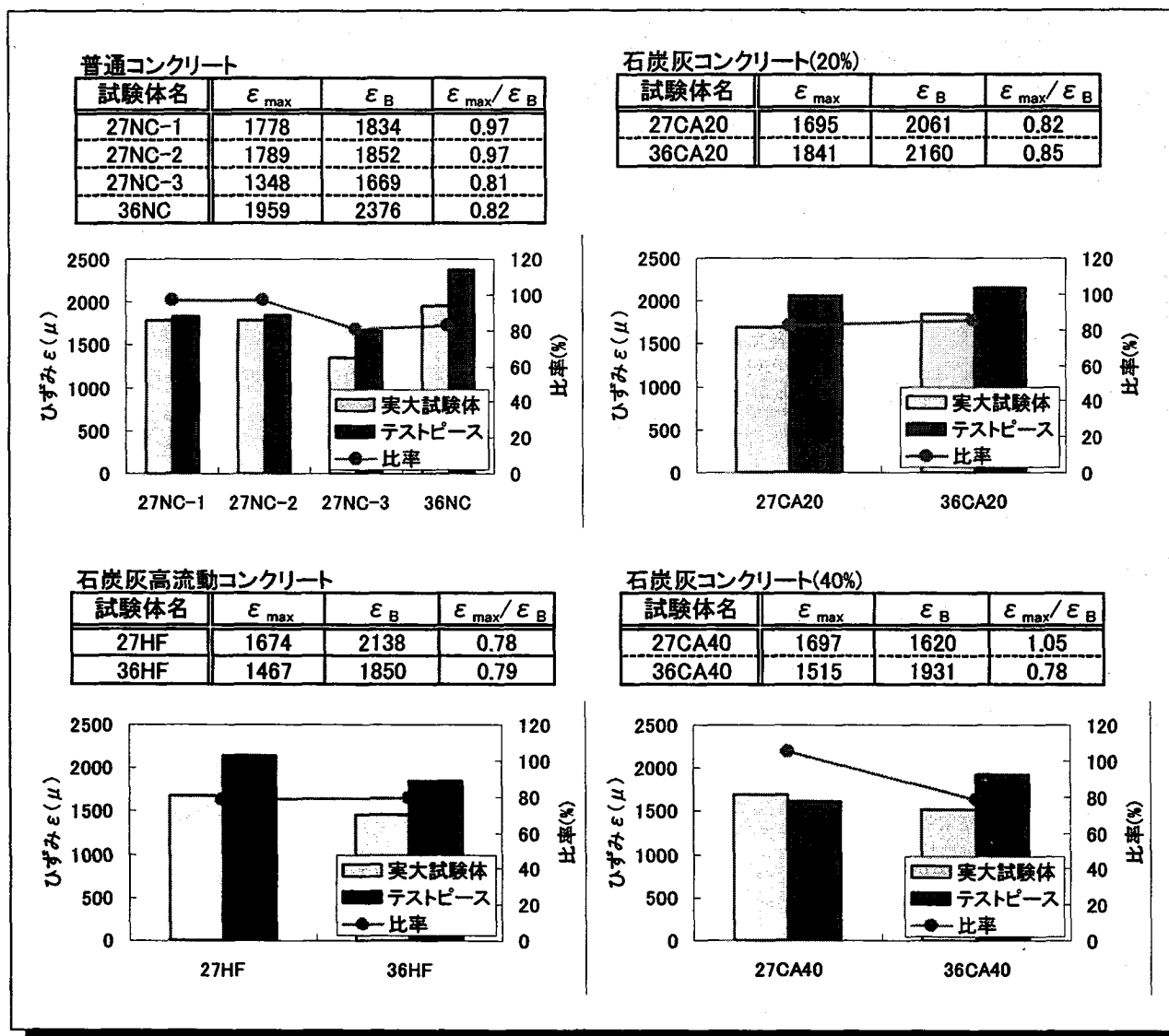


図 3-21 素材試験結果との比較 (最大応力時のひずみ)

(3) ヤング係数

各試験体のヤング係数一覧とそのグラフを図 3-22 に示す。ヤング係数は材料試験に準じて最大応力の 1/3 の点における応力-ひずみ曲線の傾きから算定した。図中の E_B はコンクリートテストピースの材料試験から得られたヤング係数である。いずれの試験体においても最大応力または最大応力時ひずみにおける寸法効果と比べるとその影響は小さいことが確認できる。

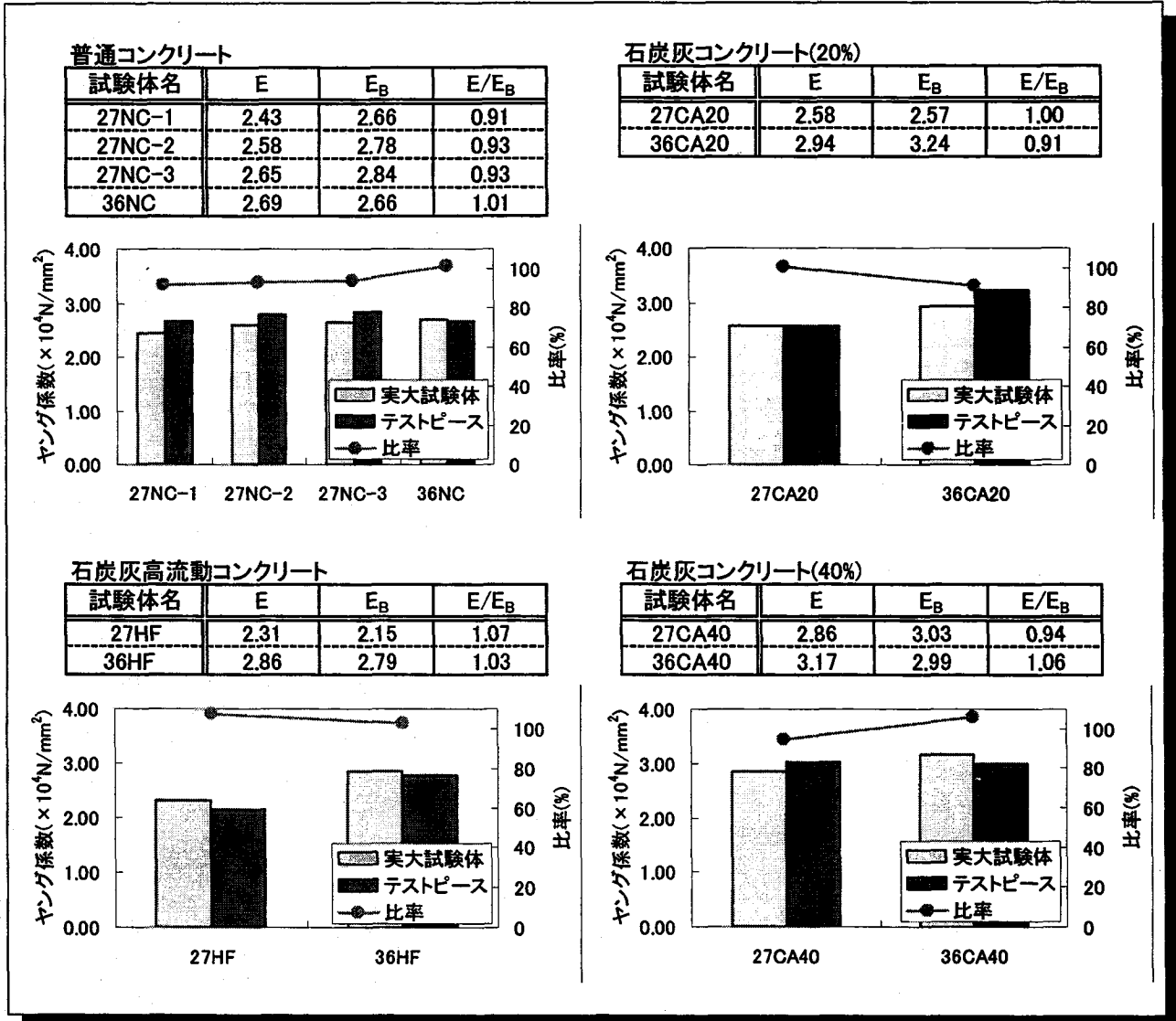


図 3-22 素材試験結果との比較 (ヤング係数)

3-4 まとめ

石炭灰の混入方法およびコンクリート設計強度を変数として、実大無筋コンクリート柱の圧縮荷重実験を実施した。コンクリート設計強度は 27N/mm^2 と 36N/mm^2 の 2 種類で、石炭灰の混入方法は石炭灰を混入しない NC (普通コンクリート)、細骨材体積の 20% と 40% を置換して混入する CA20, CA40 (石炭灰コンクリート)、粉体代替として粉体重量の 50% 強を混入する HF (石炭灰高流動コンクリート) の 4 通りを設定し、試験体数は計 10 体であった。実験結果の比較・検討から得られた知見を以下に列記する。

- ・破壊性状はいずれも類似しており、コンクリートテストピースの圧縮試験と同様に対角方向のひび割れが顕著であった。
- ・軸圧縮力-変位関係、軸圧縮力-軸直交方向変位関係ともに石炭灰を混入した影響は見られず、同様の傾向を示した。
- ・加力方向のひずみの分布性状から荷重条件はいずれの試験体においても同様であったことを確認した。また、石炭灰混入の有無およびコンクリート強度にかかわらず最大耐力時のひずみは $1500\sim 2000\mu$ 程度であった。
- ・実験結果から得られた実大コンクリート柱の最大応力と素材試験から得られたコンクリートの圧縮強度の比較からいずれの試験体においても寸法効果の影響が表れていることを確認した。コンクリート設計強度 27N/mm^2 の場合、石炭灰を混入したコンクリートにおいて普通コンクリートに比べ寸法効果の影響が低減される傾向が見られた。しかし、コンクリート設計強度 36N/mm^2 の場合では、石炭灰の混入の有無にかかわらず寸法効果の影響は同様であった。
- ・応力-ひずみ曲線において、石炭灰混入による顕著な影響は見られなかった。一方、コンクリートの材料特性で基準化した応力-ひずみ曲線においては、コンクリート設計強度 27N/mm^2 の場合、石炭灰を混入したコンクリートは普通コンクリートと異なる性状を示した。ただし、コンクリート設計強度 36N/mm^2 の場合には、石炭灰の混入の有無にかかわらず同様の性状であった。以上のことから、寸法効果の影響が石炭灰の混入及びコンクリート強度により変動する可能性があることを示した。
- ・力学的特性に関する素材試験結果との比較から、コンクリート種類のそれぞれにおいて最大応力および最大応力時のひずみが寸法効果の影響を受けていることを確認した。一方、ヤング係数には寸法効果の影響は見られず、いずれの場合も同様の性状であった。

第4章 準実大鉄筋コンクリート梁の載荷実験

4-1 実験の目的

曲げ破壊の先行する鉄筋コンクリート部材に石炭灰を混入した場合の構造特性への影響を検討する。試験体は曲げ破壊先行型に設計した準実大の鉄筋コンクリート梁とし、実験結果から破壊性状、耐力、変形性能およびエネルギー吸収能力に関して石炭灰混入の影響を評価する。

4-2 実験方法

4-2-1 試験体名と実験変数

実験変数はコンクリートへの石炭灰の混入方法とし、試験体は4体で、普通コンクリートのBS-1、BS-4と石炭灰を細骨材置換して混入する石炭灰コンクリートのBS-2および粉体代替として混入する高流動コンクリートのBS-3である。表4-1に試験体名とコンクリート種類および石炭灰混入方法を示す。なお、BS-1は加力、計測等の実験装置の動作を確認するためのパイロットテストである。

コンクリートの材料は素材試験で用いたものと同一であり、調合設計は表中に示すように素材試験のそれぞれの調合と統一しており、コンクリート設計強度は $F_{C28}=27\text{N/mm}^2$ で共通としている。

表4-1 試験体名と石炭灰混入方法

試験体名	コンクリート種類	石炭灰混入方法	調合設計	備考
BS-1	普通コンクリート	なし	27NC-1 (表2-3) に同じ	パイロットテスト
BS-2	石炭灰コンクリート	細骨材置換	27CA20 (表2-4) に同じ	
BS-3	高流動コンクリート	粉体代替	27HF (表2-6) に同じ	
BS-4	普通コンクリート	なし	27NC-1 (表2-3) に同じ	

4-2-2 使用材料の特性

コンクリートテストピースの材料試験から得られた実験実施時におけるそれぞれのコンクリートの力学的特性を表4-2に示す。また、応力-ひずみ関係の例を比較し図4-1に示す。これらの図表からコンクリート種類による材料特性の明確な差は見られない。

試験体の主筋にはD16を、あばら筋にはD6をそれぞれ使用した。各鉄筋の力学的特性を表4-3に、応力-ひずみ曲線を図4-2に示す。

表4-2 実験実施時におけるコンクリートの力学的特性

試験体名	コンクリート種類	材令 (日)	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 v
BS-1	普通コンクリート	17	26.7	2.65	2.84×10^4	0.154
BS-2	石炭灰コンクリート	17	26.1	2.17	2.77×10^4	0.181
BS-3	高流動コンクリート	15	31.8	3.40	2.90×10^4	0.143
BS-4	普通コンクリート	14	28.9	1.86	2.56×10^4	0.162

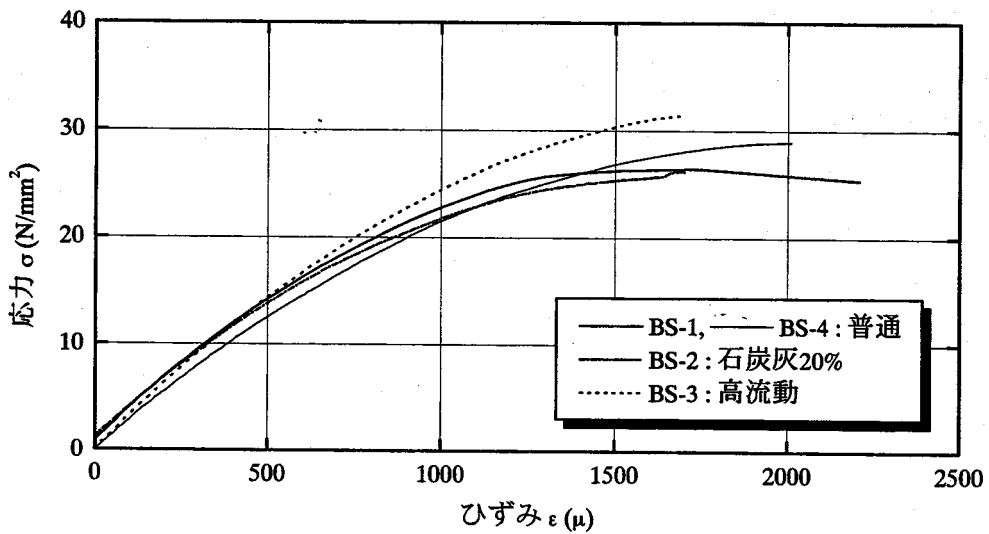


図 4-1 コンクリートの応力-ひずみ関係

表 4-3 鉄筋の力学的特性

種 類	降伏応力度 σ_{SY} (N/mm ²)	ヤング係数 E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)	最大応力度 σ_{SU} (N/mm ²)
D 6	383	1.74	552
D16	393	1.87	558

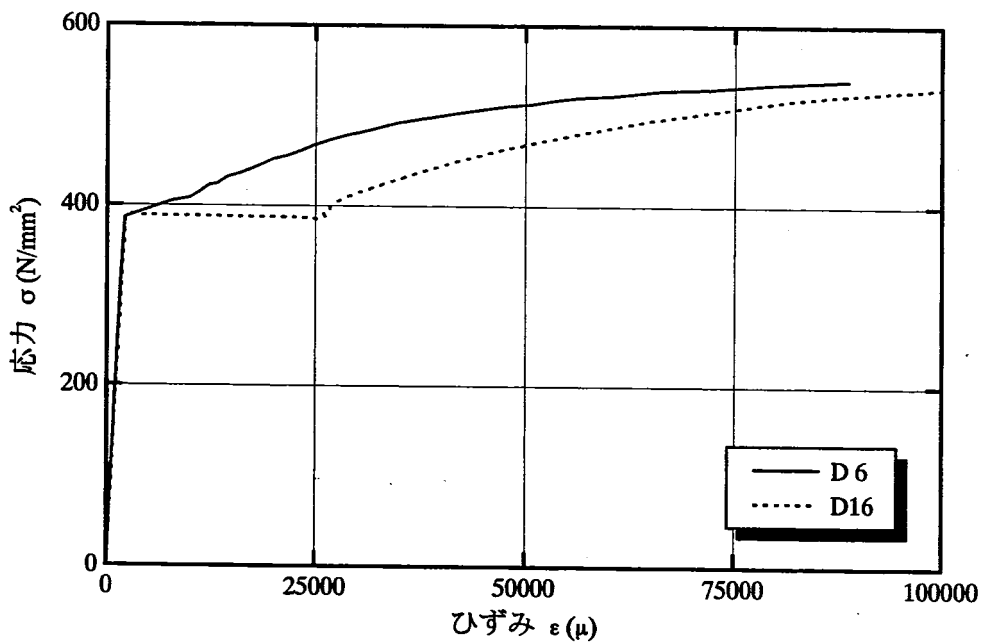


図 4-2 鉄筋の応力-ひずみ関係

4-2-3 試験体形状および配筋

試験体は低層鉄筋コンクリート造実構造物における梁部材を想定し、実験装置の能力からスケールを 3/4 に縮小した断面 300×600mm、長さ 4000mm の準実大梁型試験体である。試験体の形状および配筋を図 4-3 に示す。配筋は試験体が曲げ破壊先行型となるように設計しており、主筋には上端、下端とも 4-D16 (引張鉄筋比 $p_t=0.44\%$ 、主筋全断面積のコンクリート全断面積に対する比 $p_g=0.88\%$)、あばら筋には D6 を 100mm 間隔 (あばら筋比 $p_w=0.21\%$) で配筋した。かぶりコンクリートの厚さは 35mm としている。

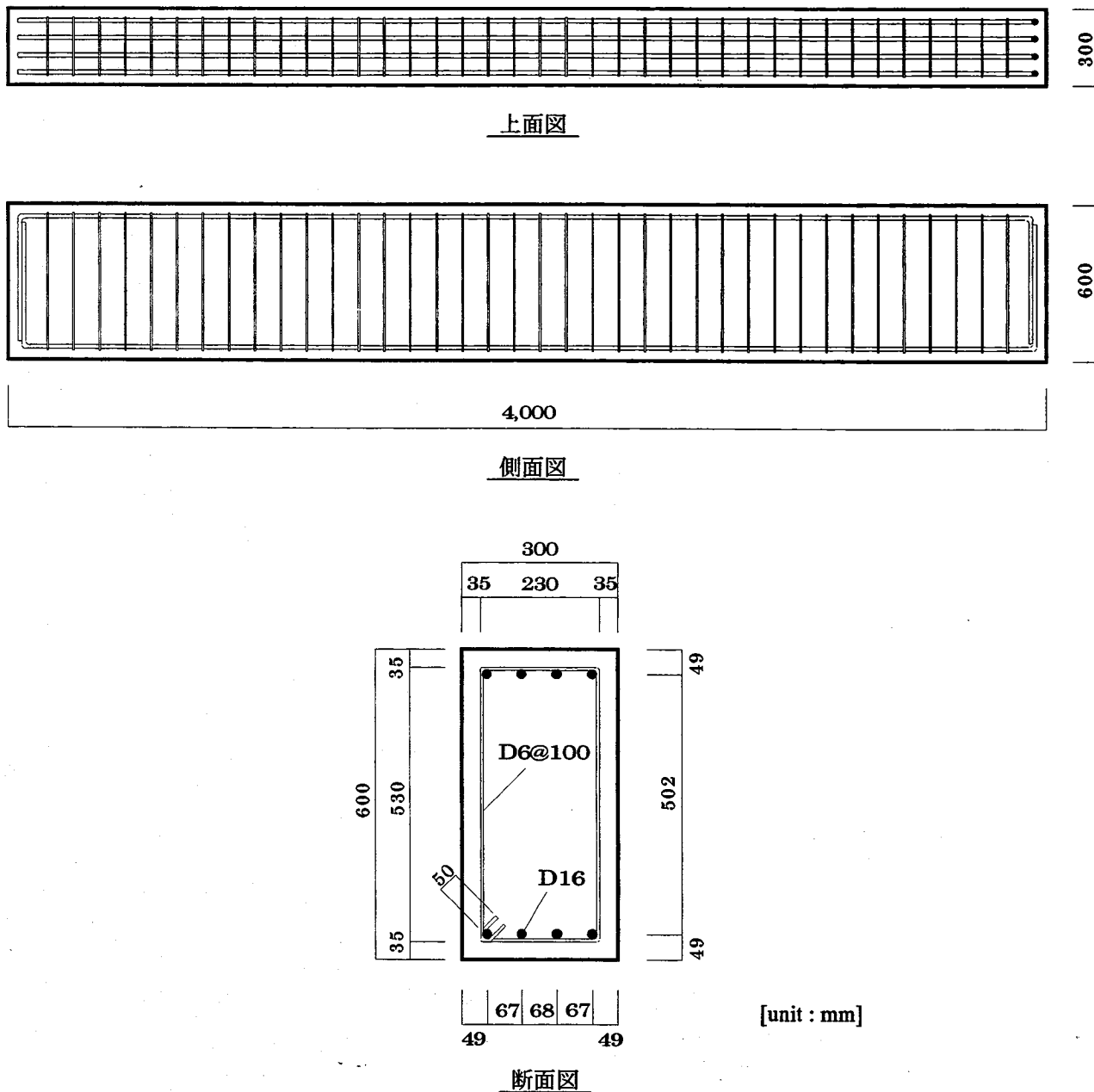


図 4-3 試験体の形状および配筋図

4-2-4 試験体製作

試験体は (有) ハイミックスにて製作した。製作の工程は下記の通りで、そのうち①, ③, ④, ⑤は出雲地区生コンクリート協同組合が, ②は広島大学工学部が担当した。写真 4-1～写真 4-4 に試験体製作の状況をそれぞれ示す。

- ① 鉄筋組み立て
- ② 鉄筋の所定位置にひずみゲージを貼付
- ③ 型枠組み立て
- ④ コンクリート打設
- ⑤ 脱型

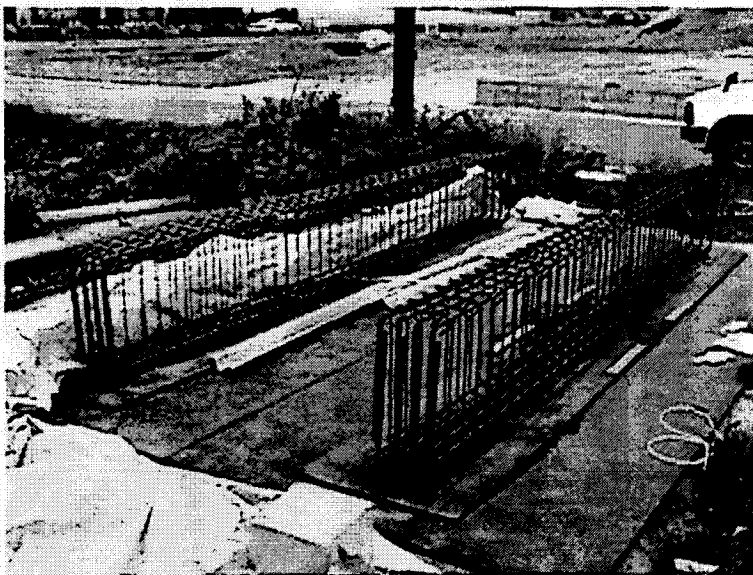


写真 4-1 組み立て後の梁試験体用の鉄筋

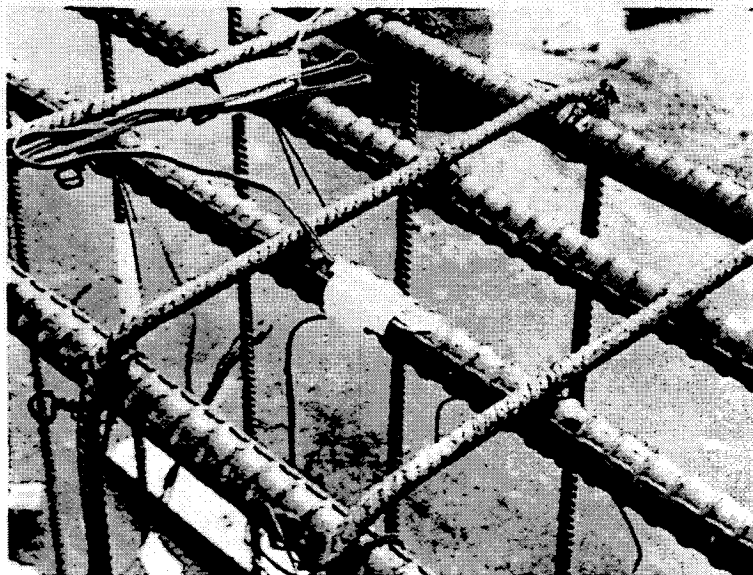


写真 4-2 鉄筋に貼付したひずみゲージ

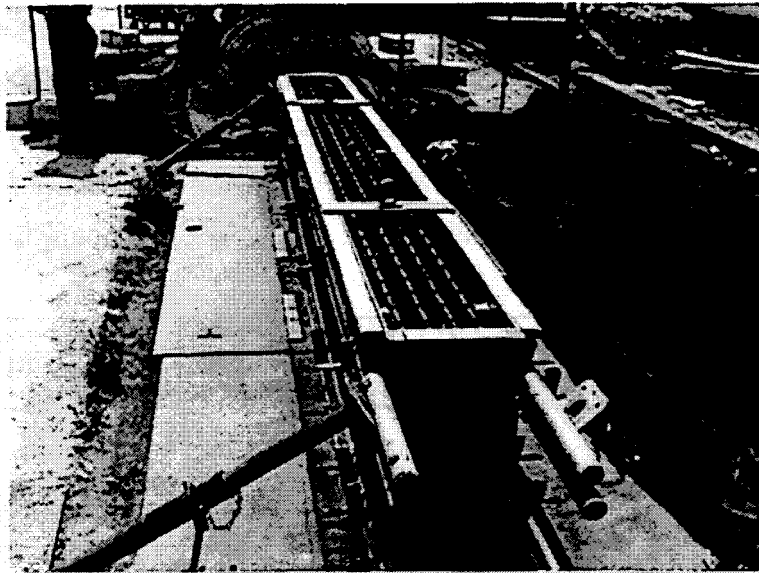


写真 4-3 型枠組み立て後の状況



写真 4-4 コンクリートの打設

4-2-5 載荷方法

載荷装置の全景を図 4-4 に示す。載荷には押引両用ジャッキ（株）大阪ジャッキ製作所製 押 500kN，引 250kN，ストローク 150mm）を用い，図に示すように 2 点集中載荷とした。ジャッキには荷重を計測するためにロードセル（株）東京測器研究所製 TCLP-50B 容量 500kN，感度 1.0mV/V）が取り付けられており，試験体はピンおよびローラー支点を介して治具により支持されている。ピンおよびローラー支点には動きを円滑にするためにテフロンシートを貼付している。試験体と周辺の治具の様子を写真 4-5 に示す。

載荷では図 4-5 の概念図に示すように，試験区間長 3.5m，載荷点間隔 1m とし，下向きの加力，すなわちジャッキが押す方向を正加力，上向きのジャッキが引く方向を負加力とした。同図に示すように試験体中央部の鉛直変位 δ を試験区間長 l の 1/2 である 1750mm で除した値を変形角 R と定義し，この変形角 R を制御の対象として載荷を行った。載荷プログラムを図 4-6 に示す。変形角 $R=1/1600, 1/800, 1/400, 1/200$ および $1/100$ rad. で 2 回ずつの正負交番繰り返し載荷を行い，変形角 $1/50$ rad. ではジャッキ能力の限界から正加力 1 回のみを行い，その後に押抜きを行っている。

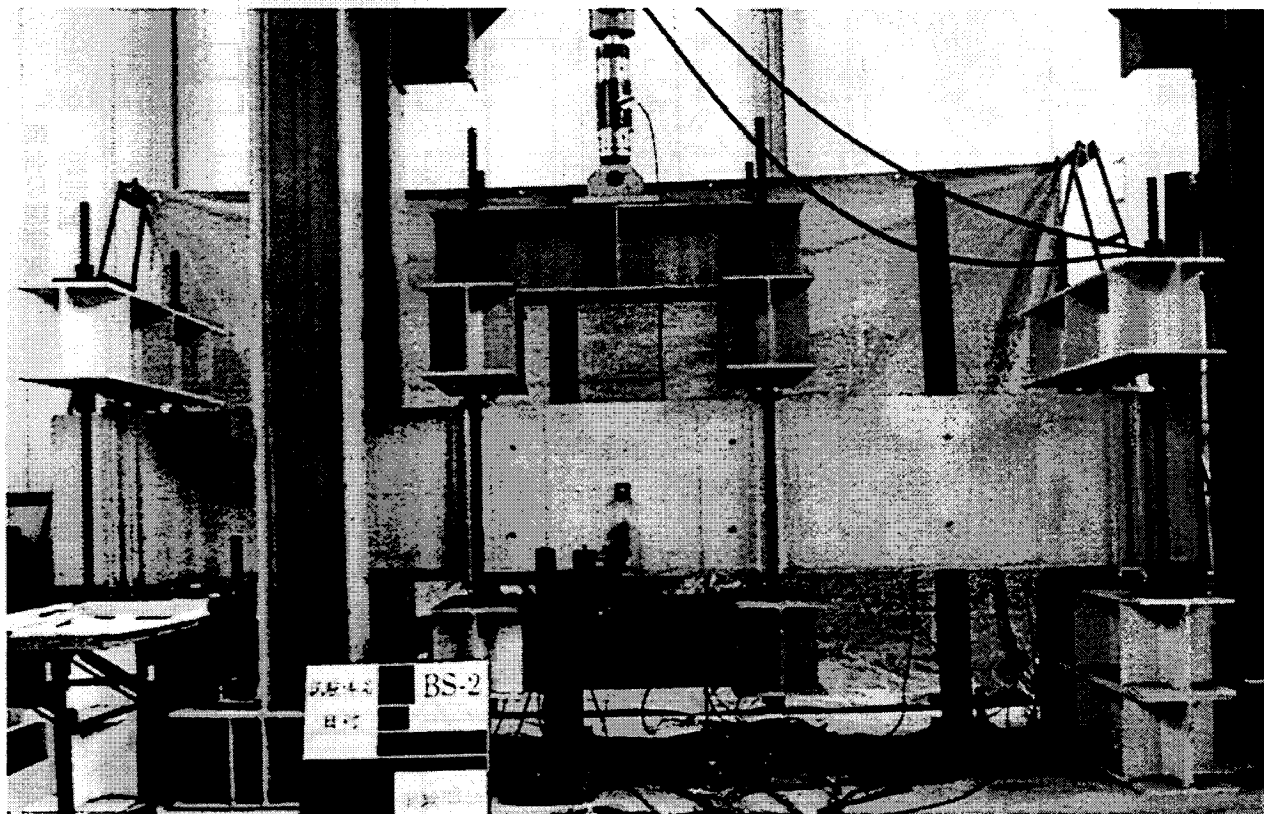
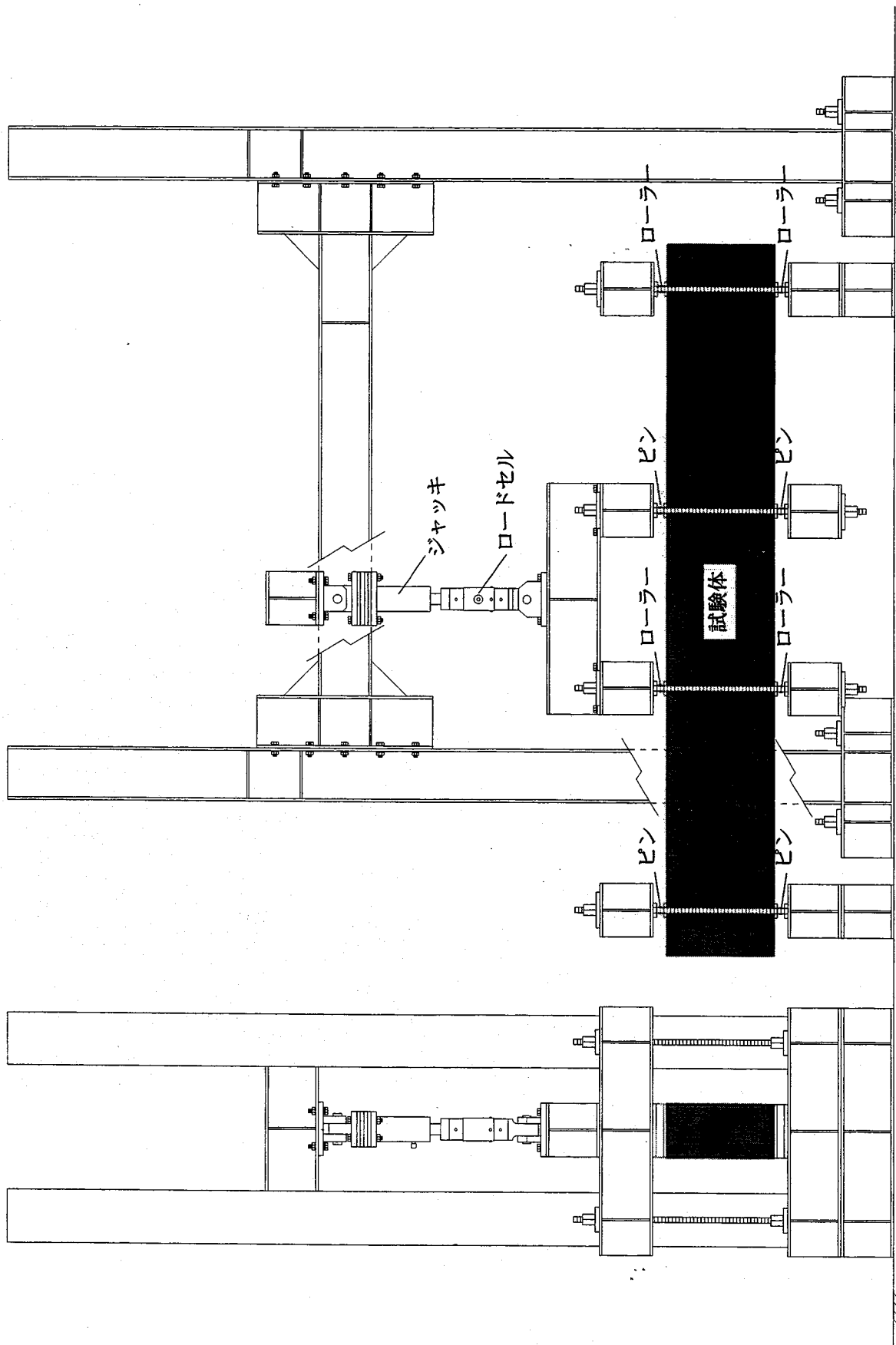
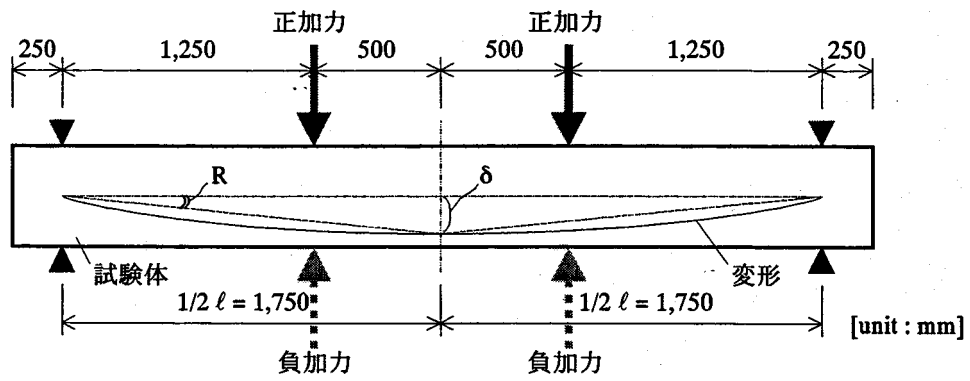


写真 4-5 試験体と周辺治具



正面図
 図 4-4 載荷装置の全景

側面図



$R = \delta / (1/2 \ell)$
 R : 変形角
 δ : 中央部鉛直変位
 ℓ : 試験区間長

図 4-5 载荷の概念図

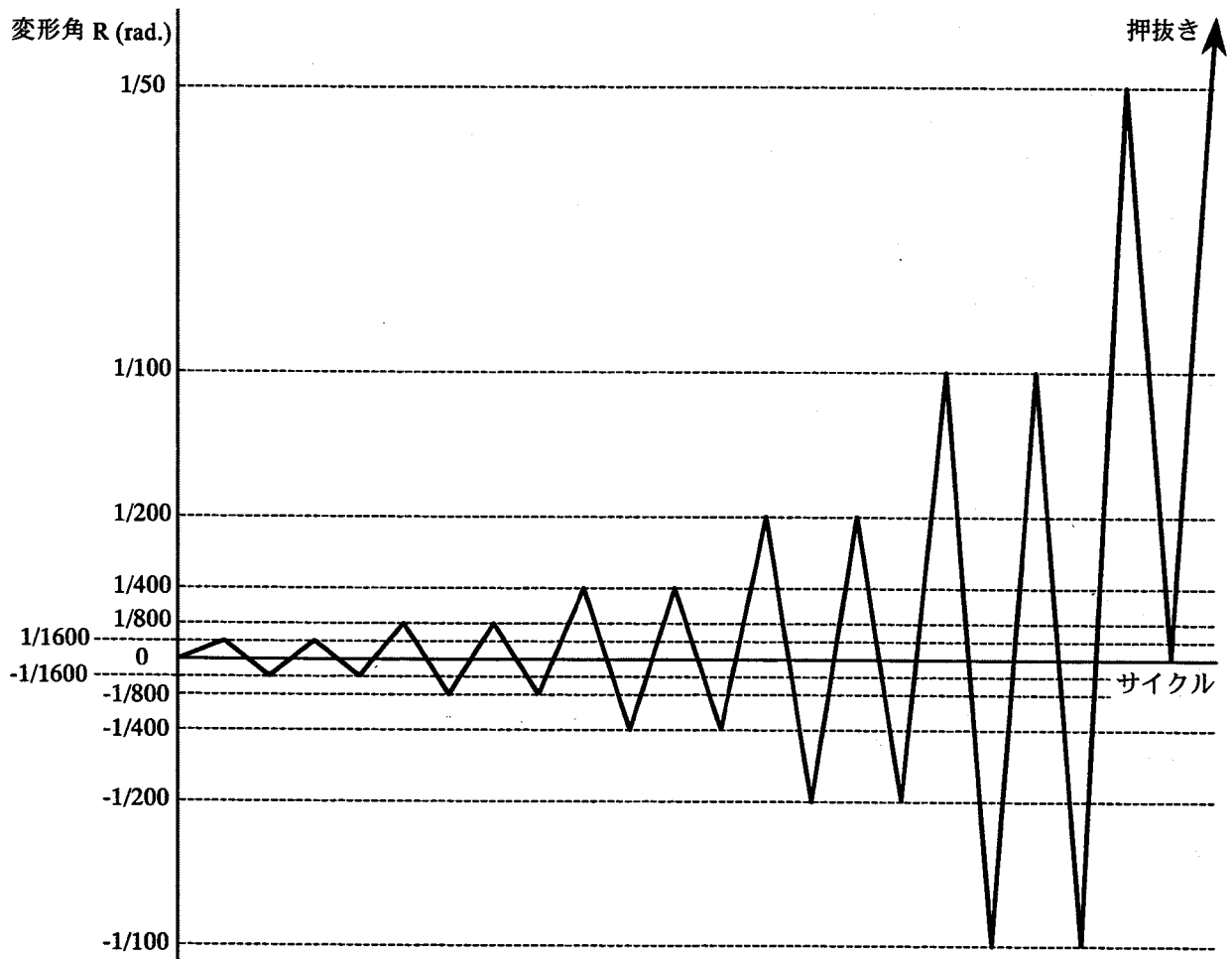


図 4-6 载荷プログラム

4-2-6 計測方法

本実験では荷重，試験体の鉛直変位，鉄筋のひずみについて測定を行う。以下 a) ~c) に各測定の詳細を記す。なお，各測定値はスイッチボックスとデータロガー（(株)日本電気三栄製 7V14）を通してパソコン（NEC 製 PC-9801US）に収録される。

- a) 荷重 図 4-4 に示したようにジャッキに取り付けたロードセル（(株)東京測器研究所製 TCLP-50B，容量 500kN，感度 1.0mV/V）を用いて測定した。
- b) 鉛直変位 写真 4-6 に示すように試験体に固定した L 字型の鋼製治具を計測対象とし，不動台に設置した変位計（(株)東京測器研究所製 CDP-25，CDP-50，SDP-100）により測定した。変位計位置と計測点番号を図 4-7 に，各変位計の種類と性能を表 4-4 にそれぞれ示す。
- c) 鉄筋のひずみ 図 4-8 に示す主筋およびあばら筋の各点について，ストレインゲージ（(株)共和電業製 KFG-2-60-C1-11L1M2R）を表裏に 1 枚ずつ貼付し，その 2 枚のゲージの平均値からひずみを算定した。

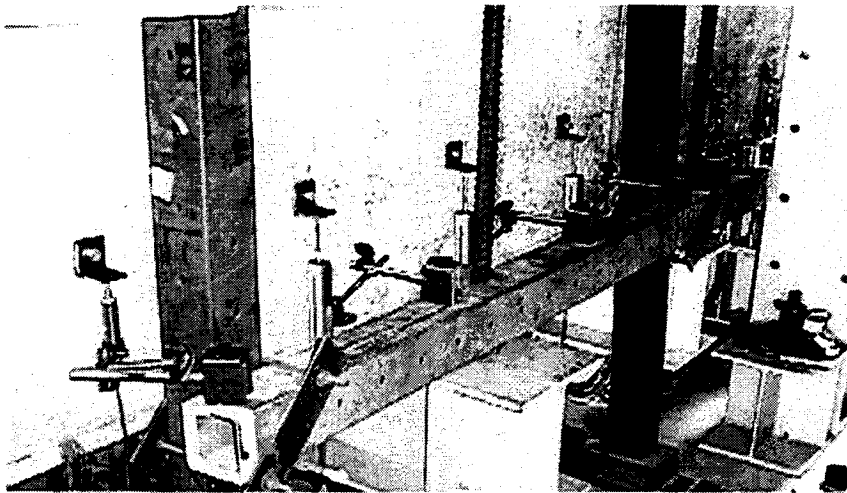


写真 4-6 試験体背面（北面）中央付近における変位計測状況

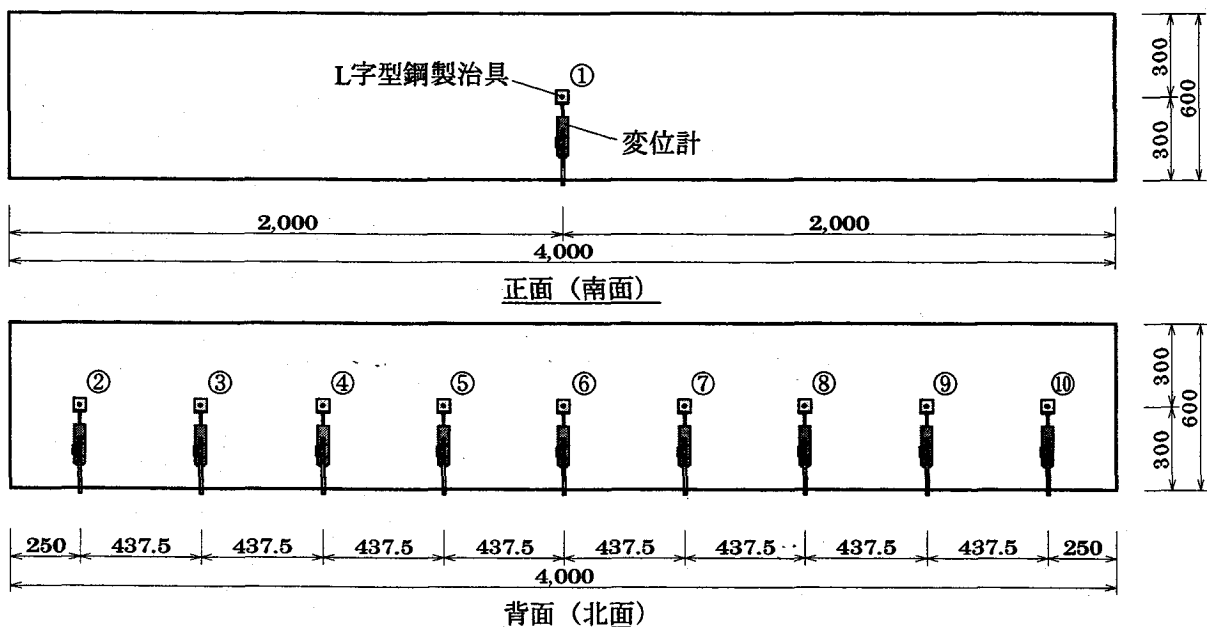
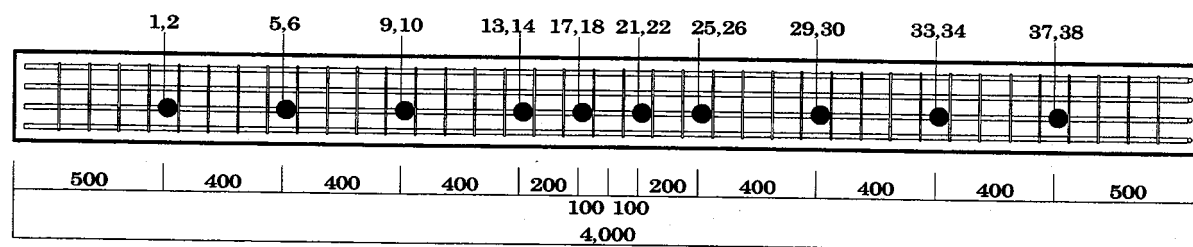


図 4-7 変位計位置と計測点番号

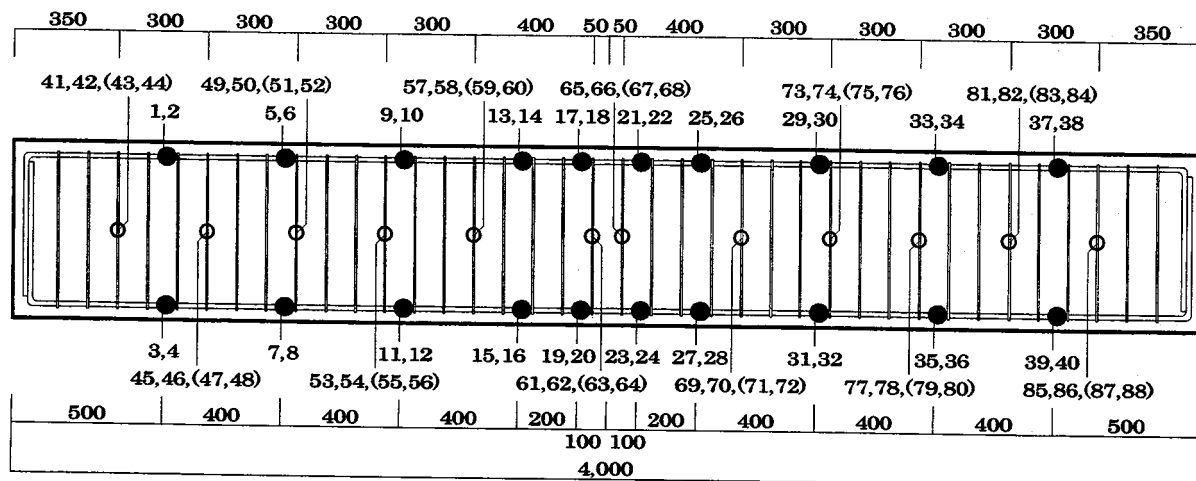
表 4-4 変位計の種類と性能

位置	背面										正面									
計測点番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
変位計種類	SDP-100R	CDP-25	CDP-25	CDP-50	SDP-100B	SDP-100B	CDP-50	CDP-50	CDP-25	CDP-25	SDP-100R	CDP-25	CDP-25	CDP-50	SDP-100B	SDP-100B	CDP-50	CDP-50	CDP-25	CDP-25
ストローク(mm)	100	25	25	50	100	100	50	50	25	25	100	25	25	50	100	100	50	50	25	25
感度 (μ/mm)	100	500	500	200	200	200	200	200	500	500	100	500	500	200	200	200	200	200	500	500

※ 変位計はすべて(株)東京測器研究所製

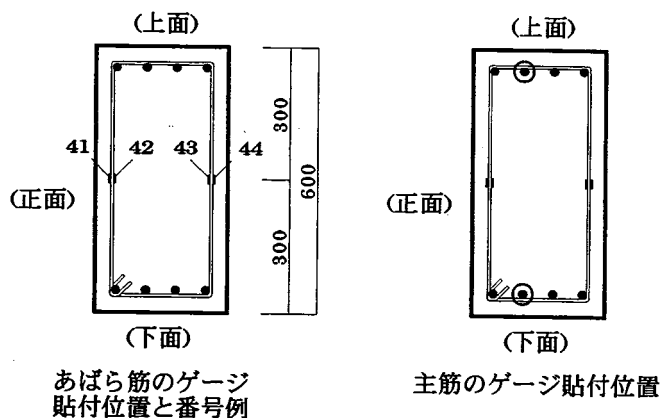


上面図



正面図

- 主筋ゲージ位置
- あばら筋ゲージ位置



あばら筋のゲージ貼付位置と番号例

主筋のゲージ貼付位置

断面図

図 4-8 ひずみゲージ貼付位置

4-3 実験結果および考察

実験結果として、以下にひび割れ性状、履歴曲線、最大耐力、等価粘性減衰定数、変位分布性状および鉄筋のひずみ分布性状を比較して示す。なお、パイロットテストである BS-1 については結果を割愛する。

4-3-1 ひび割れ性状

各試験体のひび割れの進展状況を図 4-9～図 4-11 にそれぞれ示す。いずれもそれぞれの変形角 ($R=1/1600, 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50\text{rad.}$) における 1 サイクル目の載荷終了時および終局時でのひび割れである。各図とも試験体の上面を中心とした展開図となっており、正加力時に発生したひび割れを黒線で、負加力時のそれを灰線で示している。また、試験体中のグリッド線は鉄筋位置を示す。ひび割れの進展は各試験体とも同様な性状を示しており、変形角 $R=1/1600\text{rad.}$ に達するまでに中央部に曲げひび割れが生じ、 $1/400\text{rad.}$ に達するまでに曲げせん断ひび割れが発生した。以下に各試験体について詳細を記述する。

【BS-2 (石炭灰コンクリート)】

変形角 $R=1/1600\text{rad.}$

正加力時においては、2つの載荷点の内側に梁せい 1/2 程度の 4本の曲げひび割れが発生している。負加力時においても、載荷点の内側に5本の曲げひび割れが発生しており、このうち数本は正加力時に発生した曲げひび割れとつながっている。

変形角 $R=1/800\text{rad.}$

正加力時においては、載荷点内側に曲げひび割れが、左右の曲げモーメント勾配域に曲げせん断ひび割れが発生している。既存の曲げひびわれも進展している。負加力時においても、正加力時と同様に載荷点内側と曲げモーメント勾配域にひび割れの発生が見られ、既存の曲げひびわれも進展している。

変形角 $R=1/400\text{rad.}$

正加力時において、載荷点の内側に曲げひび割れ、左右の曲げモーメント勾配域に曲げせん断ひび割れの増加、進展が見られる。負加力時においても正加力時と同様である。

変形角 $R=1/200\text{rad.}$

正加力時においては、載荷点の内側に曲げひび割れ、左右の曲げモーメント勾配域に曲げせん断ひび割れの増加、進展が見られる。負加力時においても正加力時と同様である。

変形角 $R=1/100\text{rad.}$

正加力時においては、主に載荷点内側と曲げモーメント勾配域の下端にひび割れの増加、進展が見られる。負加力時においては、載荷点付近と曲げモーメント勾配域にひび割れの増加、進展が見られる。

変形角 $R=1/50\text{rad.}$

主に載荷点付近とその内側のひび割れの増加、進展が見られ、中央下端部のひび割れ幅が 1cm 程度に広がった。

終局時

試験体全域にわたってひび割れの増加、進展が見られる。特に載荷点と中央付近下端部のひび割れの増加が著しい。

【BS-3 (高流動コンクリート)】

変形角 $R=1/1600\text{rad}$.

正加力時には、載荷点と中央付近に梁せい 1/2~3/4 程度の曲げひび割れが数本生じており、曲げモーメント勾配域にも若干のひび割れが発生している。負加力時には、載荷点の内側に梁せい 1/4~1/2 程度の曲げひび割れが数本発生している他、正加力時と同様に曲げモーメント勾配域にも若干のひび割れが発生している。

変形角 $R=1/800\text{rad}$.

正加力時には、載荷点付近とその内側に梁せい 1/2 程度の曲げひび割れが新たに発生しており、既存の曲げひび割れも進展している。負加力時には、正加力時とほぼ同様である。

変形角 $R=1/400\text{rad}$.

正加力時には、載荷点の内側では曲げひび割れの増加、進展が見られ、左右の曲げモーメント勾配域では梁せい 1/2~3/4 程度の曲げせん断ひび割れが数本発生している。負加力時には、載荷点と中央付近に曲げひび割れの増加、進展が見られ、左側の曲げモーメント勾配域では梁せい 1/2 程度の曲げせん断ひび割れが発生している。

変形角 $R=1/200\text{rad}$.

正加力時には、全体に渡ってひび割れの増加、進展が見られる。負加力時には、正加力時と同様であるが、特に左側の載荷点と支持点の中央付近に梁せい 3/4 程度の曲げせん断ひび割れが発生している。

変形角 $R=1/100\text{rad}$.

正加力時には、載荷点付近と左右の曲げモーメント勾配域の下端にひび割れの増加、進展が見られる。負加力時には、主に載荷点付近に梁せい 1/2 程度の新たな曲げひび割れの増加と、既存の曲げひび割れの進展が見られる。

変形角 $R=1/50\text{rad}$.

曲げモーメント勾配域に曲げせん断ひび割れの進展が若干見られ、また、載荷点の内側の曲げひび割れの増加、進展が著しい。

終局時

主に載荷点と中央の下端付近にひび割れの増加、進展が著しく発生した。また中央下端部の数本のひび割れ幅が 1cm 程度まで広がった。負加力時のひび割れは若干左に寄っているが、正加力時のひび割れはほぼ左右対称の性状を示している。

【BS-4 (普通コンクリート)】

変形角 $R=1/1600\text{rad}$.

正加力時には、前面、後面とも載荷点付近とその内側に数本づつ、梁右側の曲げモーメント勾配域に 1 本ずつ梁せい 1/2~3/4 程度のひび割れが発生している。負加力時には、載荷点付近とその内側に、梁せい 1/2 程度の曲げひび割れが 3 本発生している。このうち数本はすでに正加力時に発生したひび割れとながっている。

変形角 $R=1/800\text{rad}$.

正加力時においては、載荷点付近と中央部、そして右側後面の曲げモーメント勾配域に曲げひび割れの増加、進展が見られる。負加力時においても、載荷点付近と中央部に曲げひび割れの増加、進展が見られ、右側の曲げモーメント勾配域に曲げせん断ひび割れが発生している。

変形角 $R=1/400\text{rad}$.

正加力時において、左右の曲げモーメント勾配域にそれぞれ数本、 $1/2\sim 3/4$ 程度の曲げせん断ひび割れが発生し、載荷点付近とその内側のひび割れはそれぞれ増加、進展している。負加力時においては、載荷点と左右の曲げモーメント勾配域付近にひび割れの増加、進展が見られる。

変形角 $R=1/200\text{rad}$.

正加力時においては、載荷点と中央付近に曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れともに増加、進展が見られ、左側後面の曲げモーメント勾配域に梁せい $1/2$ 程度の曲げせん断ひび割れが新たに 1 本発生している。負加力時においては、載荷点と中央付近、および左右の曲げモーメント勾配域でひび割れの増加、進展が見られ、左側の曲げモーメント勾配域に顕著な曲げせん断ひび割れが発生している。

変形角 $R=1/100\text{rad}$.

正加力時においては、主に中央下端付近に曲げひび割れの増加、進展が見られ、曲げモーメント勾配域に曲げせん断ひび割れの進展が見られる。負加力時においては、載荷点付近に曲げひび割れの進展が見られ、主に左側の曲げモーメント勾配域に、曲げせん断ひび割れの進展が見られる。

変形角 $R=1/50\text{rad}$.

試験体全域に渡ってひび割れの増加、進展が見られる。特に左側後面の曲げモーメント勾配域に発生した曲げせん断ひび割れが載荷点の内側まで進展している。

終局時

試験体全域に渡ってひび割れの増加、進展が見られる

BS-2(石炭灰コンクリート)

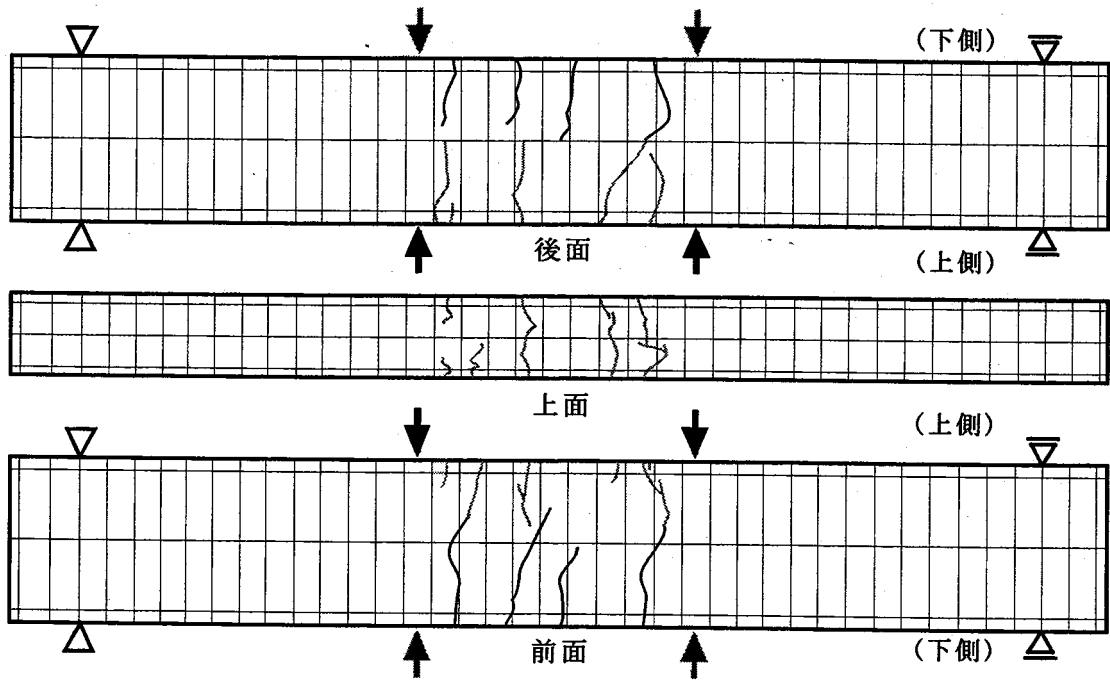


図 4-9 a) ひび割れ性状 [BS-2 ; R = 1/1600rad.]

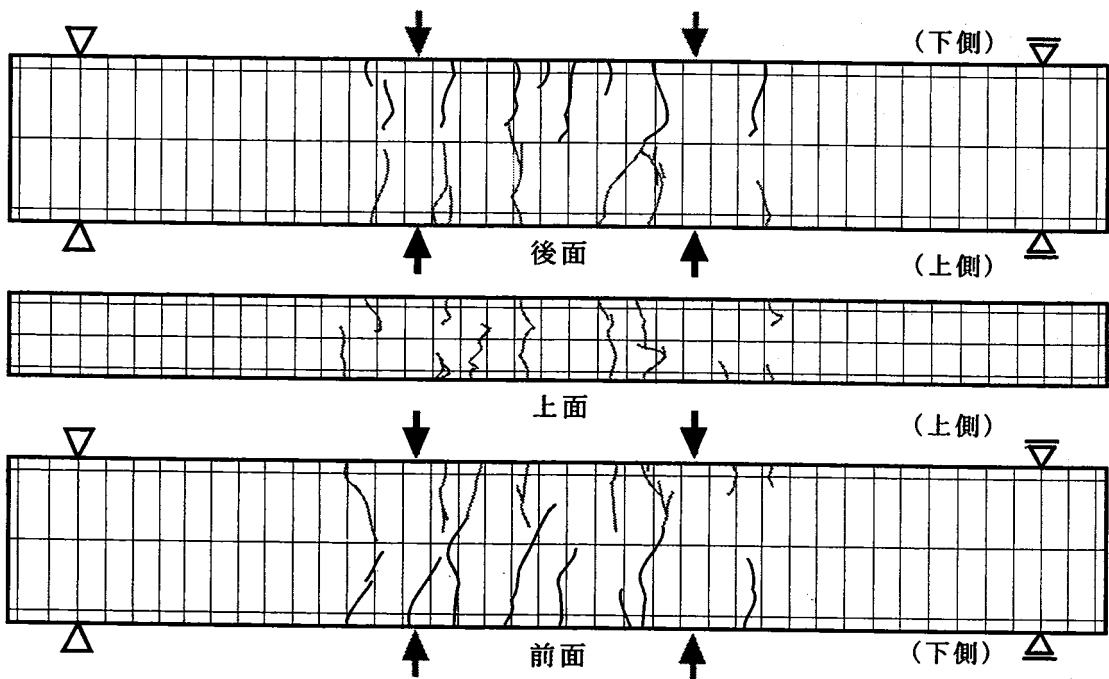


図 4-9 b) ひび割れ性状 [BS-2 ; R = 1/800rad.]

— : 正加力時(↓)
 — : 負加力時(↓)

BS-2(石炭灰コンクリート)

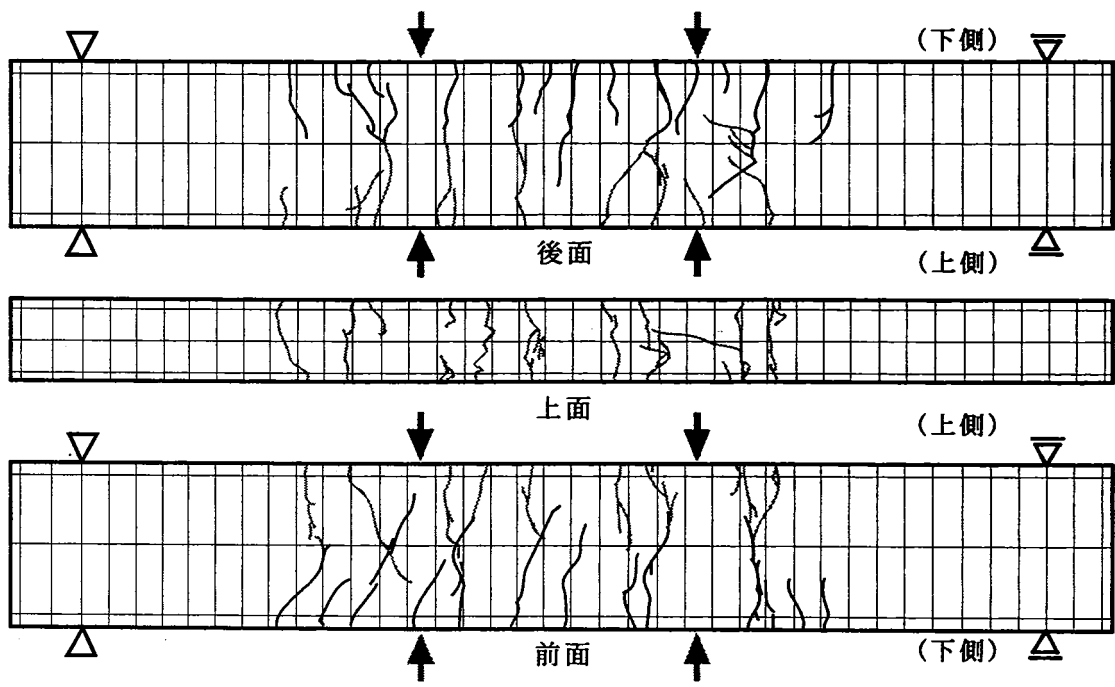


図 4-9 c) ひび割れ性状 [BS-2 ; R = 1/400rad.]

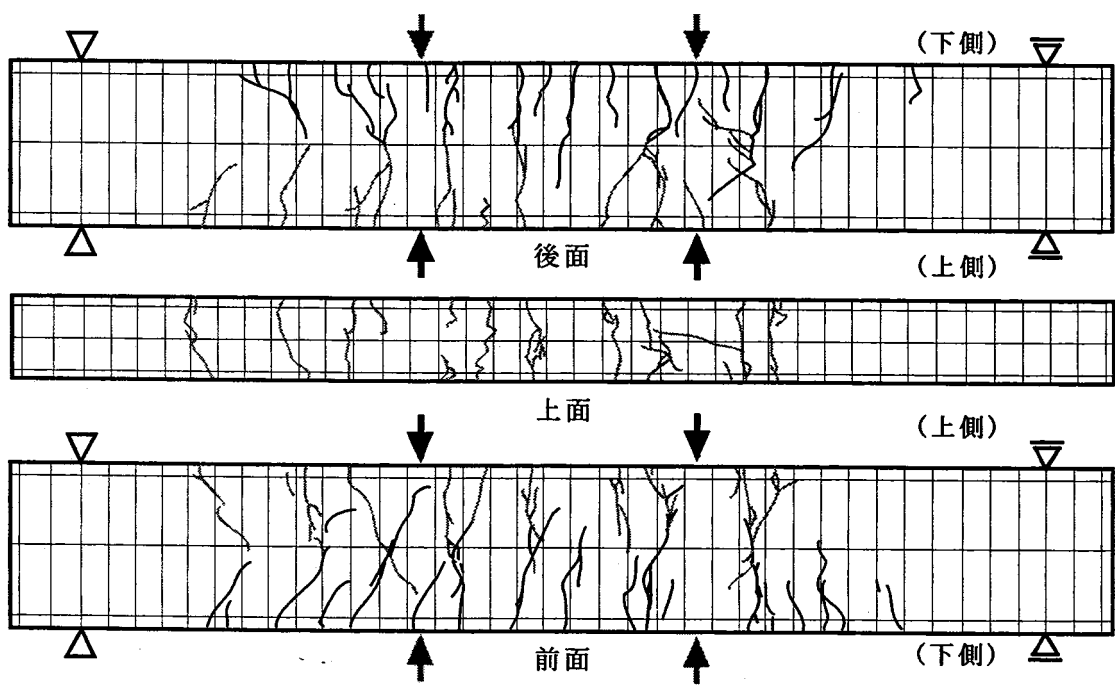


図 4-9 d) ひび割れ性状 [BS-2 ; R = 1/200rad.]

——— : 正加力時(↓)
 ——— : 負加力時(↓)

BS-2(石炭灰コンクリート)

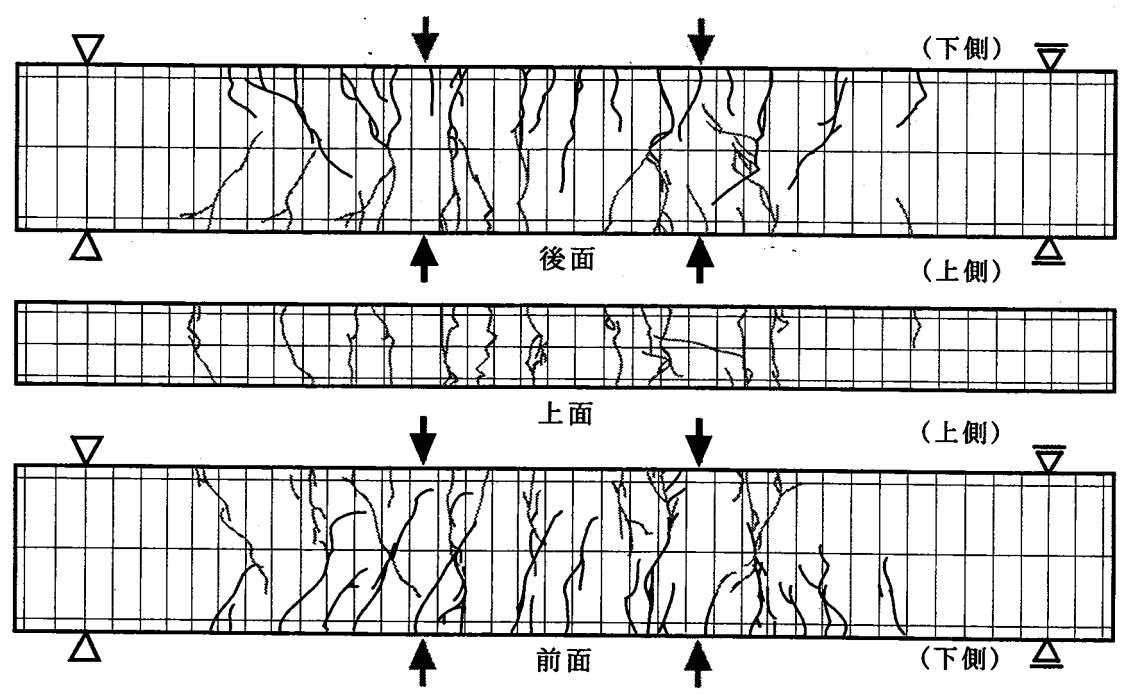


図 4-9 e) ひび割れ性状 [BS-2 ; R = 1/100rad.]

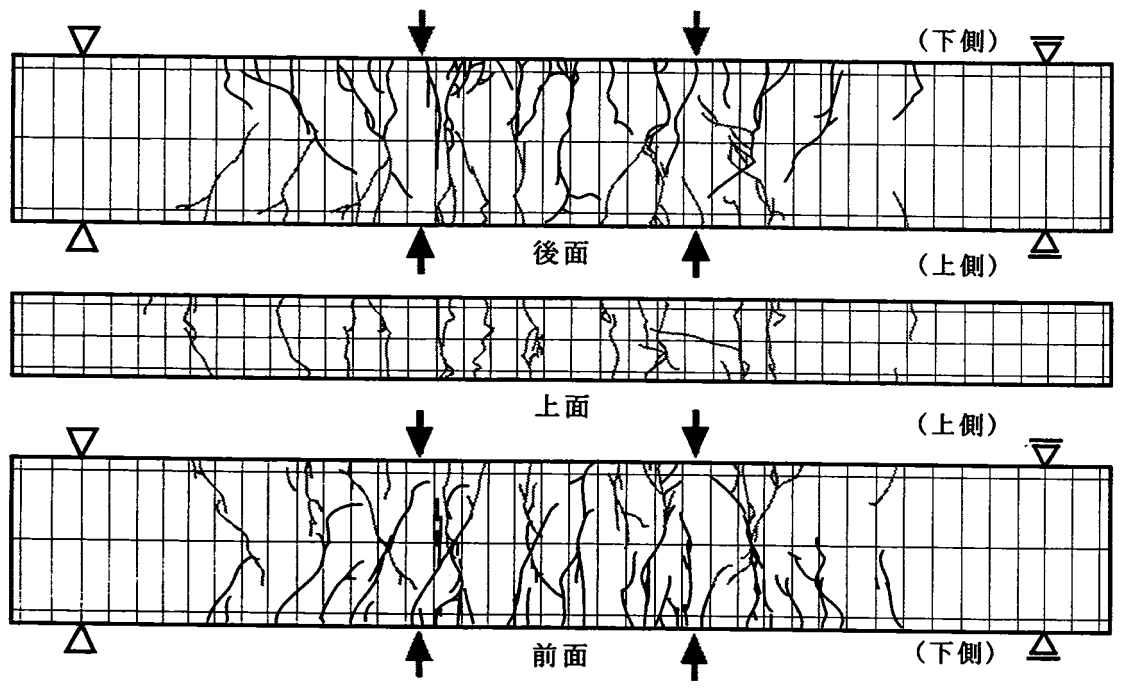


図 4-9 f) ひび割れ性状 [BS-2 ; R = 1/50rad.]

— : 正加力時(↓)
 — : 負加力時(↓)

BS-2(石炭灰コンクリート)

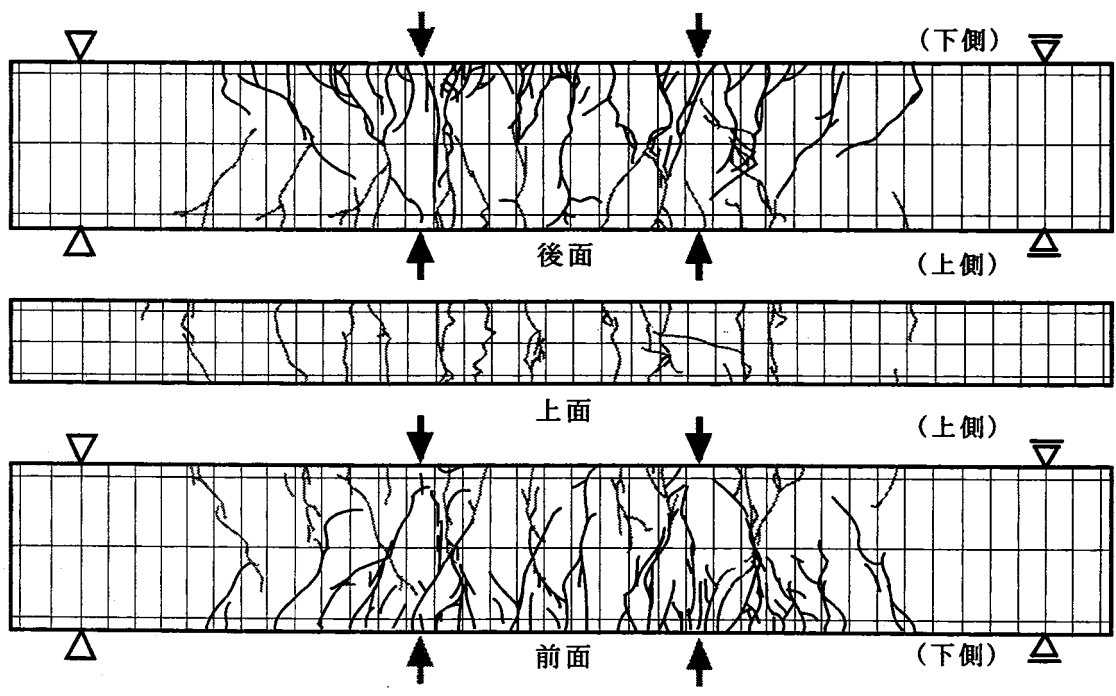


図 4-9 g) ひび割れ性状 [BS-2 ; 終局時]

—— : 正加力時(↓)
 - - - : 負加力時(↓)

BS-3(高流動コンクリート)

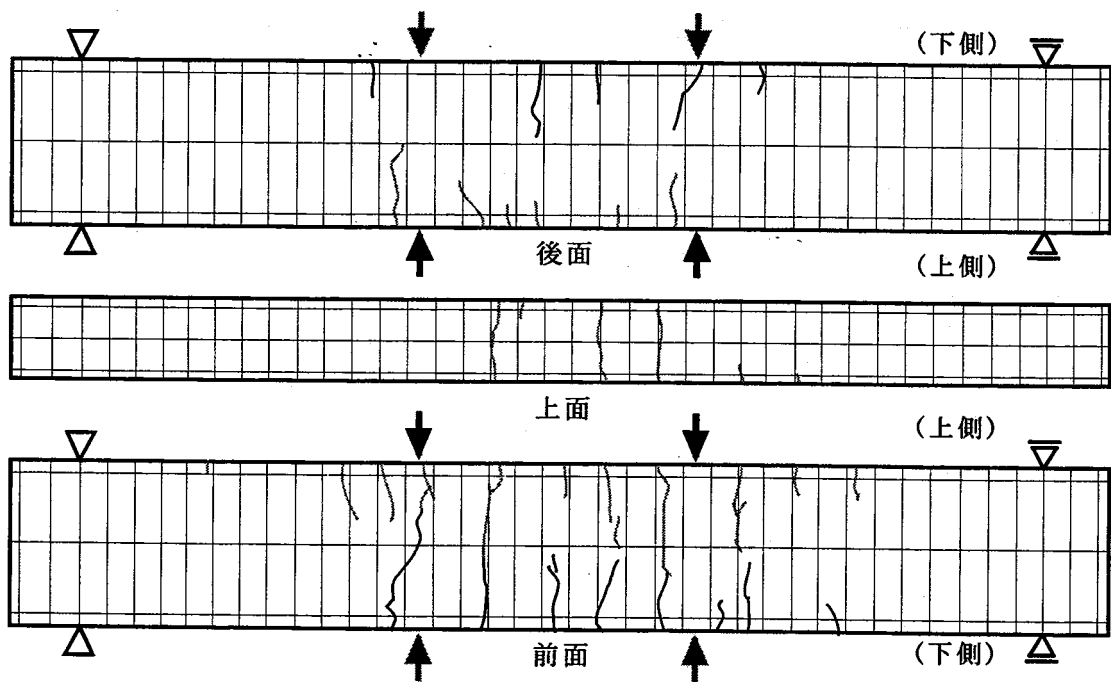


図 4-10 a) ひび割れ性状 [BS-3 ; R = 1/1600rad.]

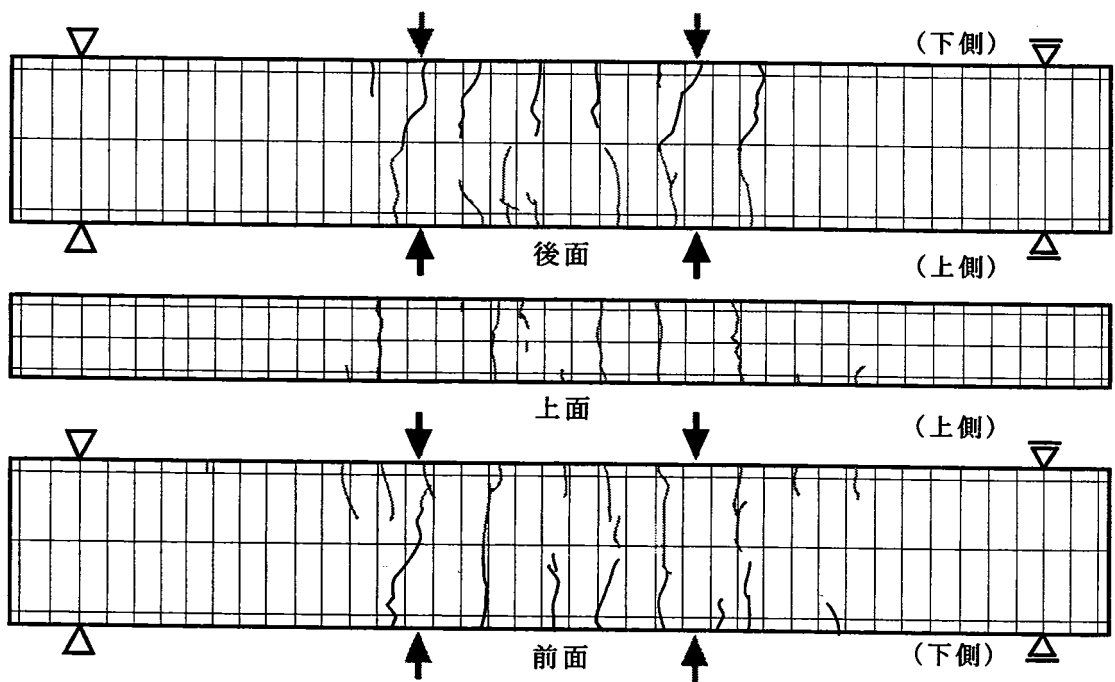


図 4-10 b) ひび割れ性状 [BS-3 ; R = 1/800rad.]

— : 正加力時(↓)
 - - - : 負加力時(↓)

BS-3(高流動コンクリート)

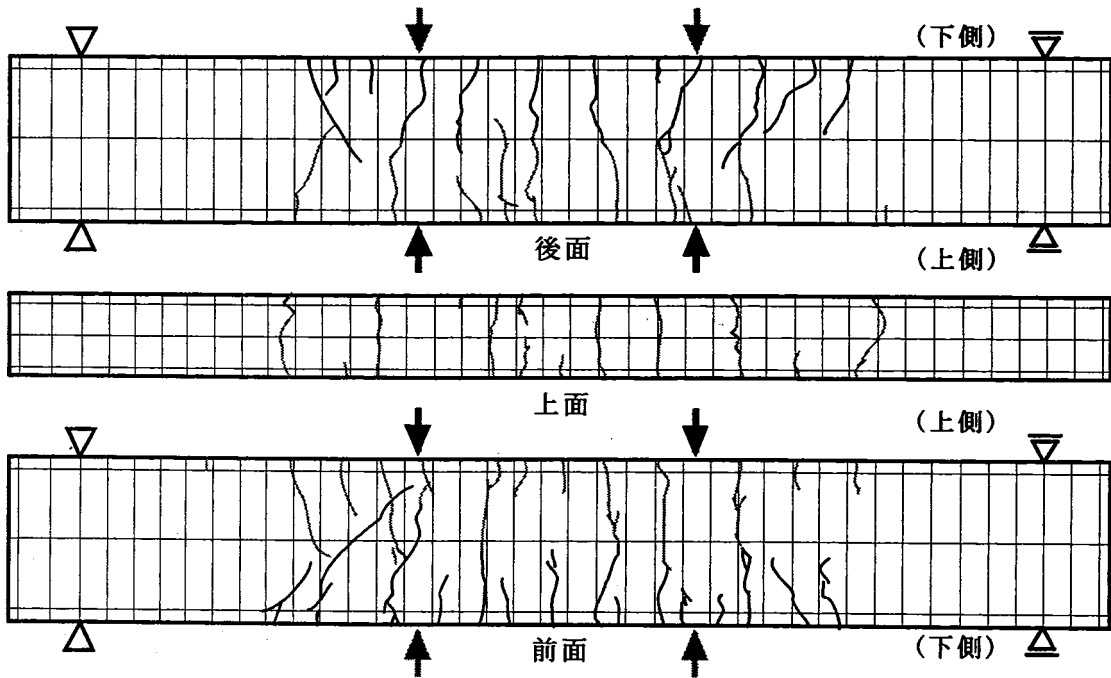


図 4-10 c) ひび割れ性状 [BS-3 ; R = 1/400rad.]

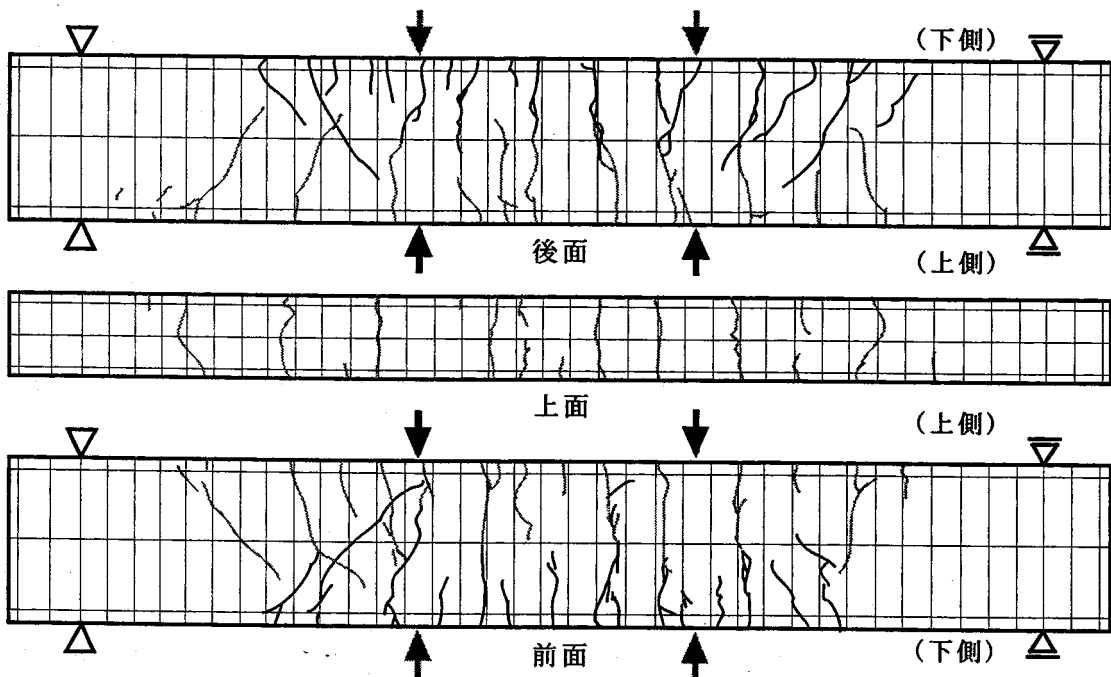


図 4-10 d) ひび割れ性状 [BS-3 ; R = 1/200rad.]

——— : 正加力時(↓)
 ——— : 負加力時(↑)

BS-3(高流動コンクリート)

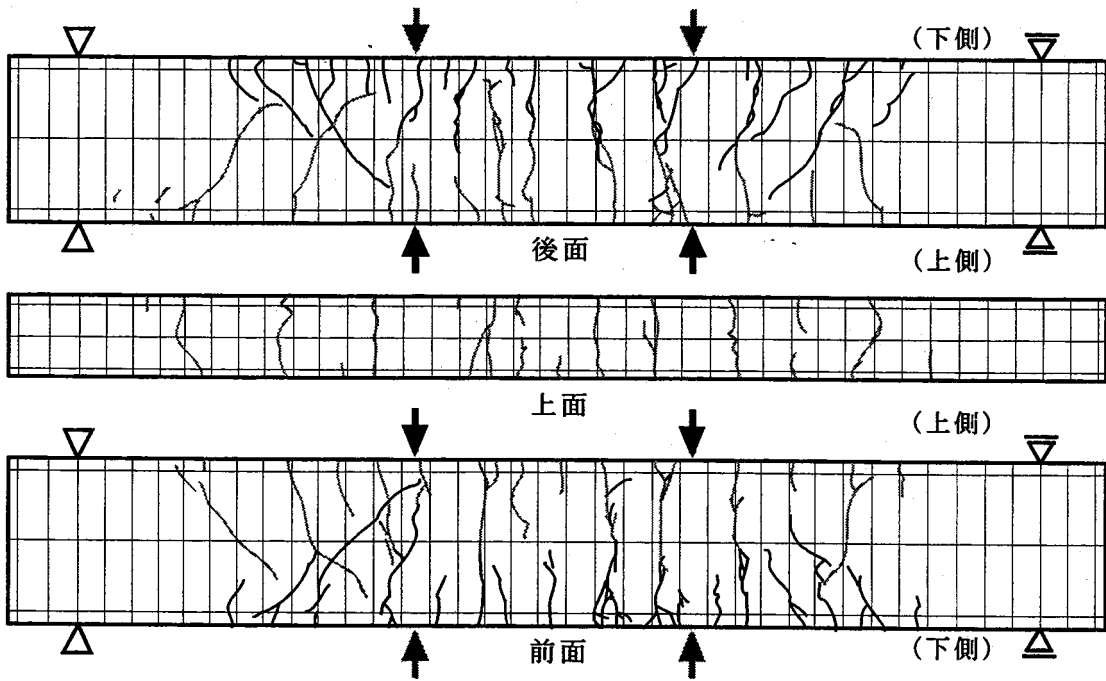


図 4-10 e) ひび割れ性状 [BS-3 ; R = 1/100rad.]

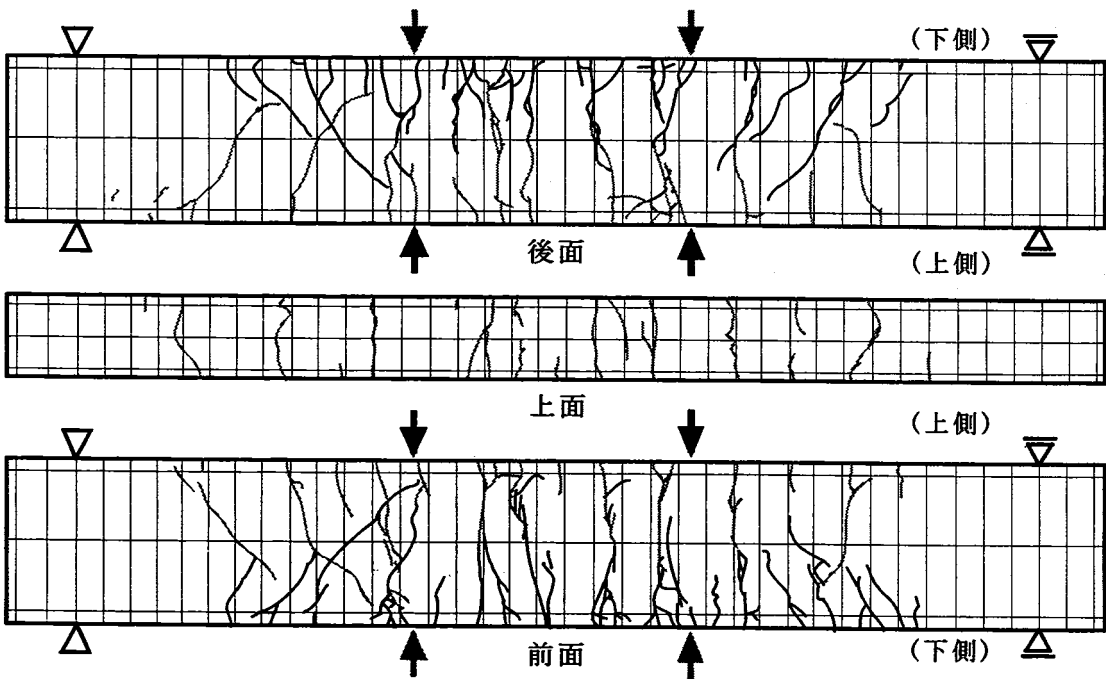


図 4-10 f) ひび割れ性状 [BS-3 ; R = 1/50rad.]

——— : 正加力時(↓)
 - - - - : 負加力時(↓)

BS-3(高流動コンクリート)

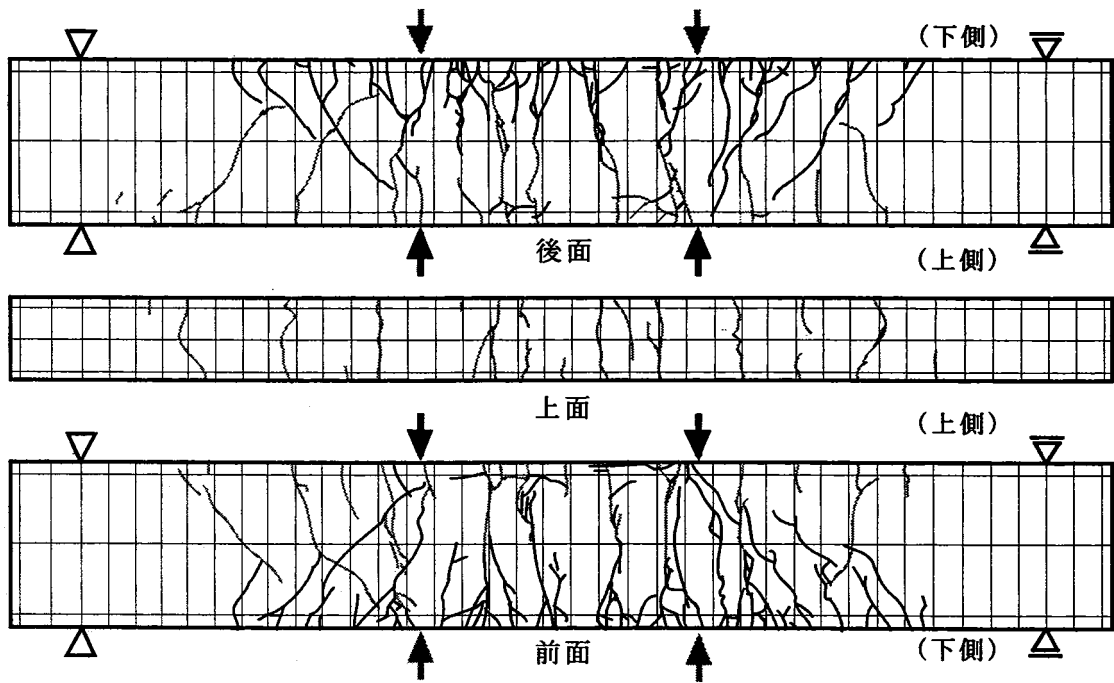


図 4-10 g) ひび割れ性状 [BS-3; 終局時]

—— : 正加力時(↓)
 - - - : 負加力時(↑)

BS-4(普通コンクリート)

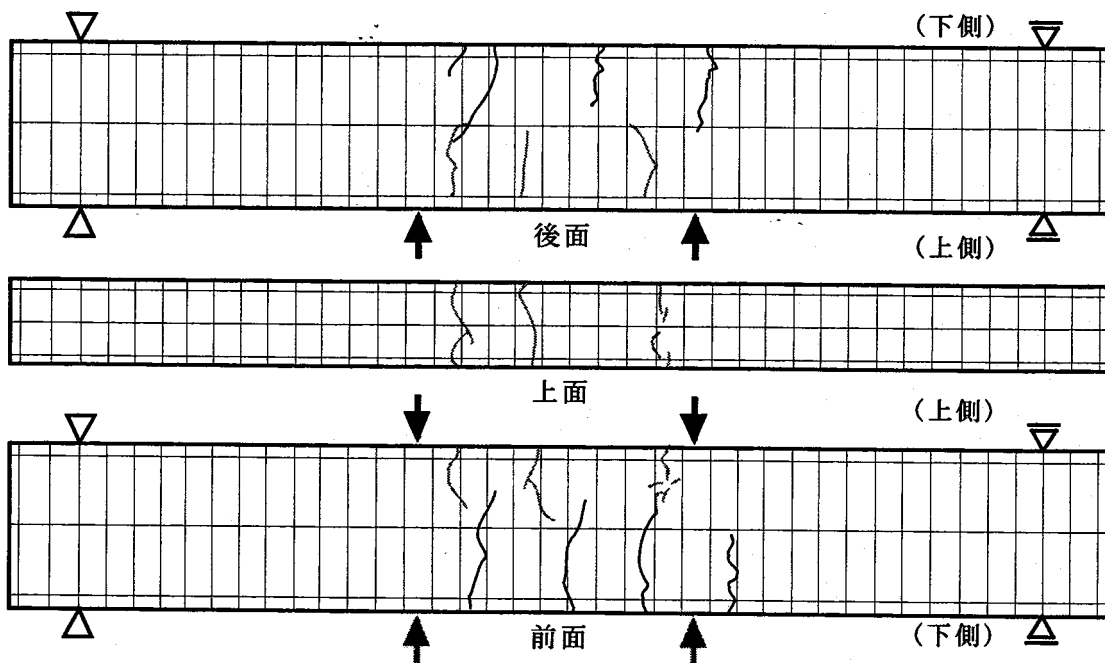


図 4-11 a) ひび割れ性状 [BS-4 ; R = 1/1600rad.]

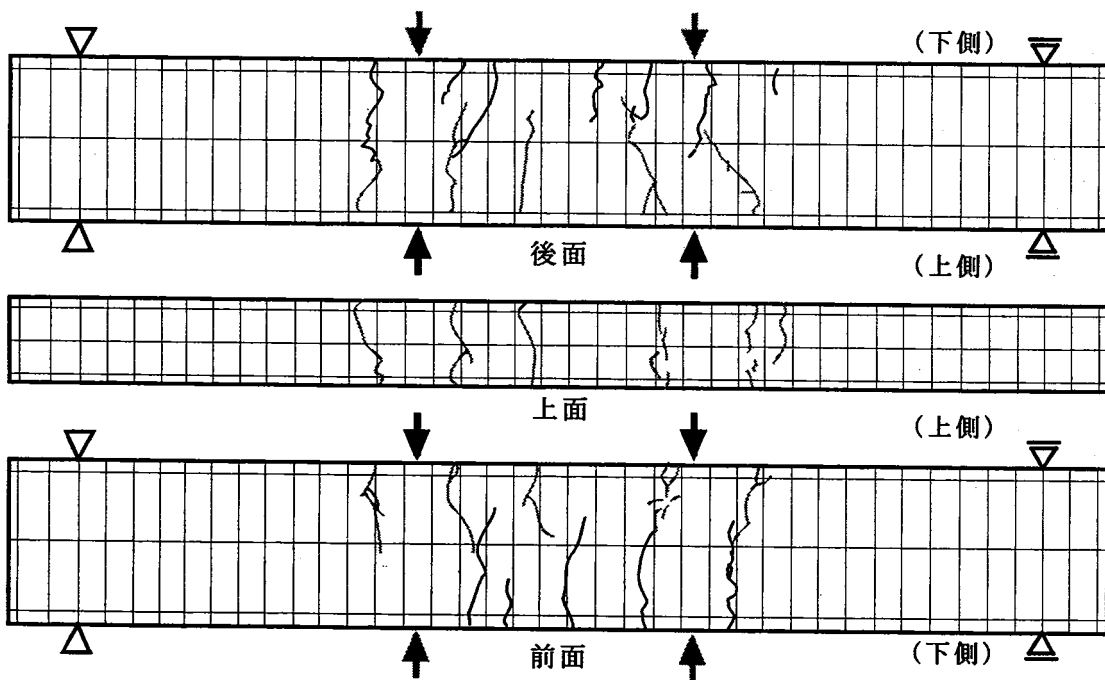


図 4-11 b) ひび割れ性状 [BS-4 ; R = 1/800rad.]

——	: 正加力時(↓)
——	: 負加力時(↓)

BS-4(普通コンクリート)

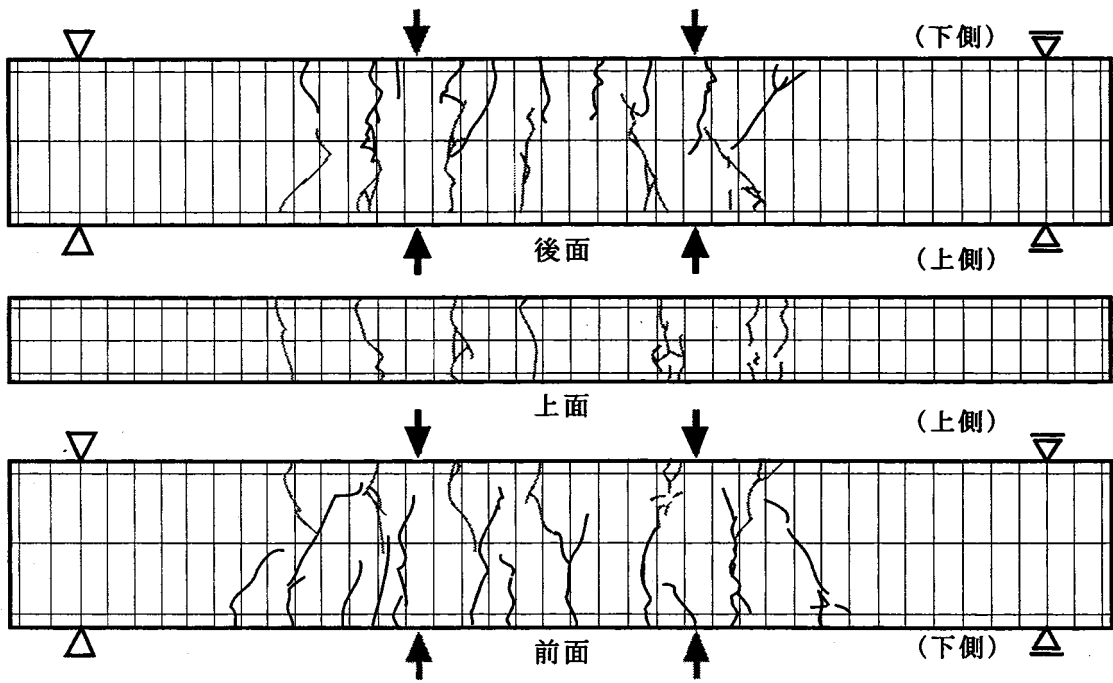


図 4-11 c) ひび割れ性状 [BS-4 ; R = 1/400rad.]

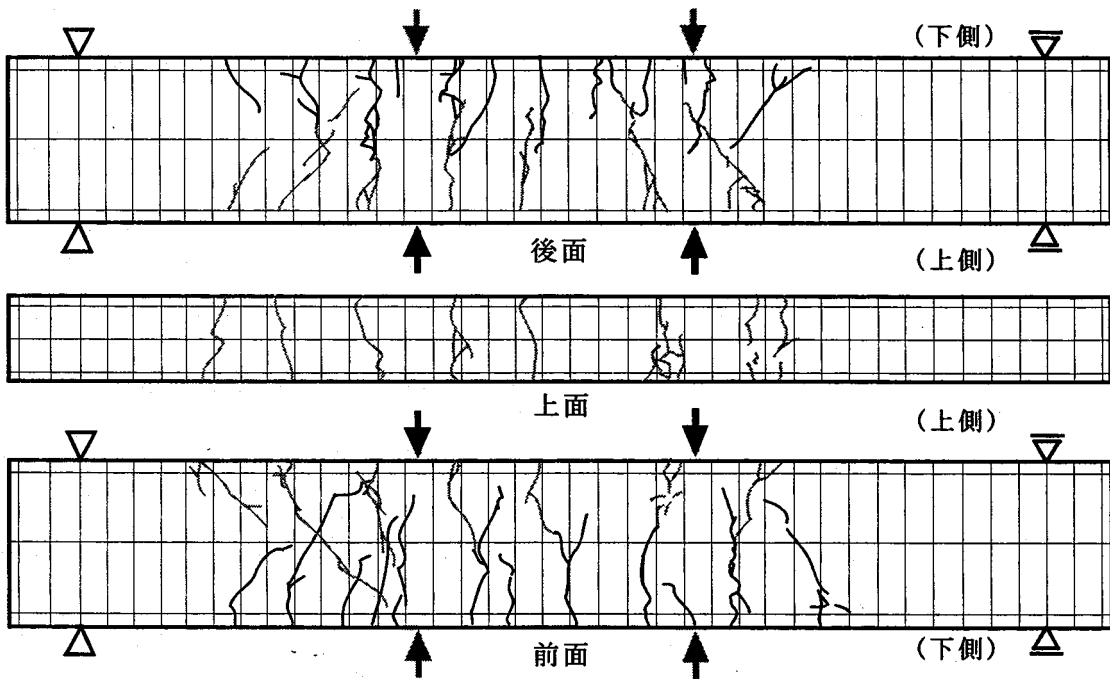


図 4-11 d) ひび割れ性状 [BS-4 ; R = 1/200rad.]

——— : 正加力時(↓)
 ——— : 負加力時(↓)

BS-4(普通コンクリート)

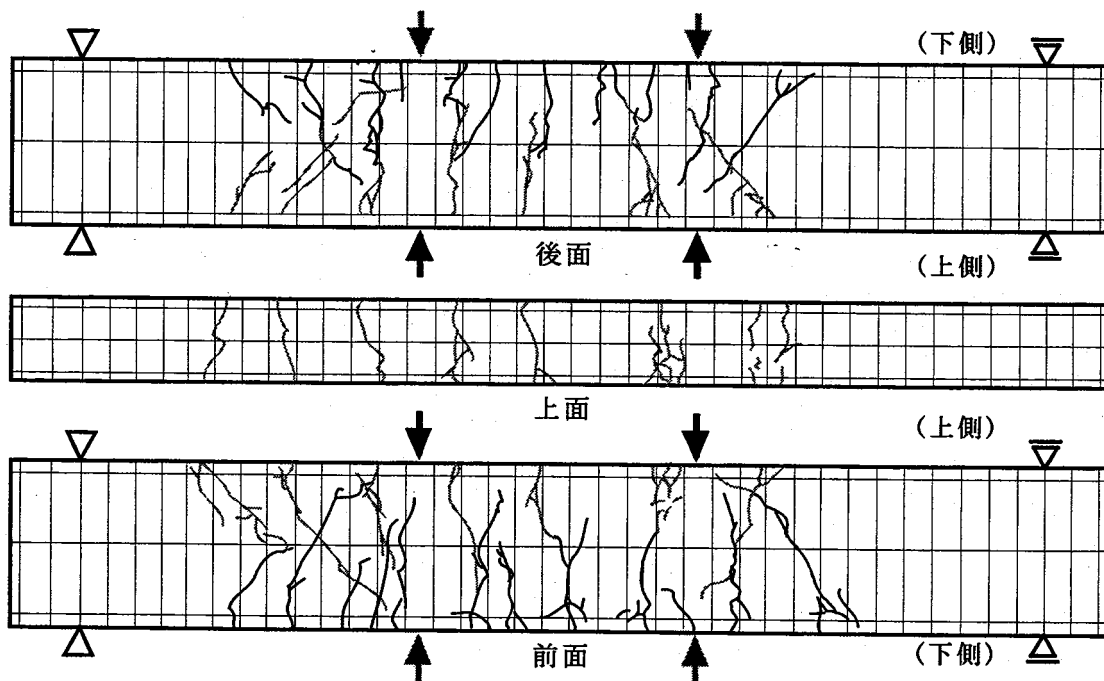


図 4-11 e) ひび割れ性状 [BS-4 ; R = 1/100rad.]

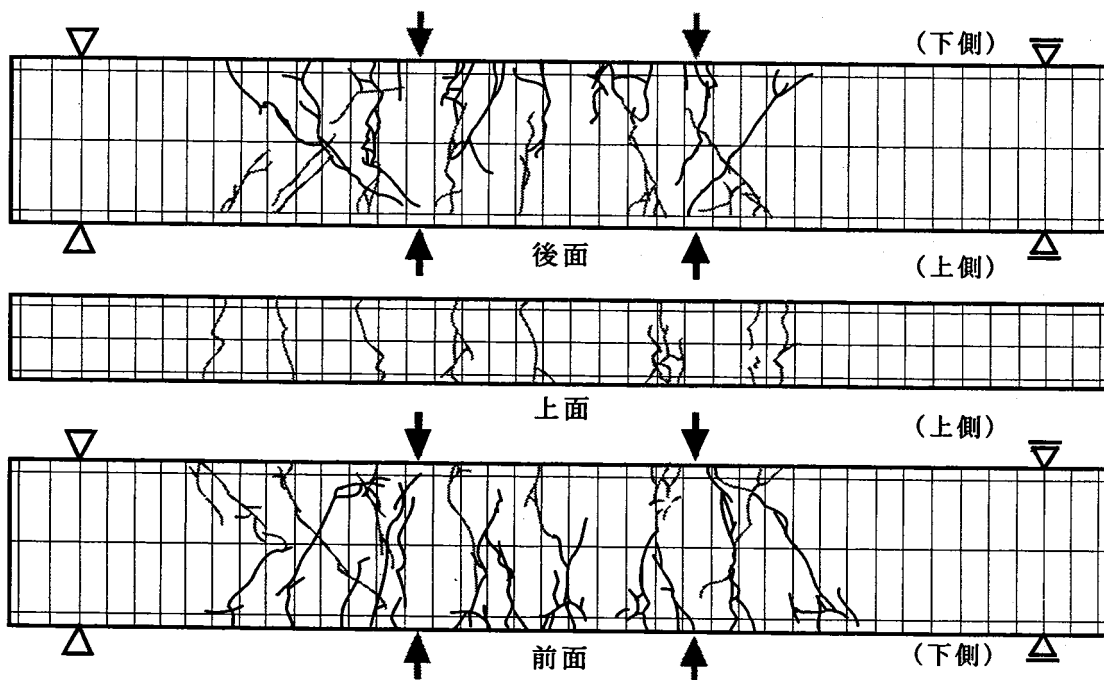


図 4-11 f) ひび割れ性状 [BS-4 ; R = 1/50rad.]

——— : 正加力時(↓)
 ——— : 負加力時(↓)

BS-4(普通コンクリート)

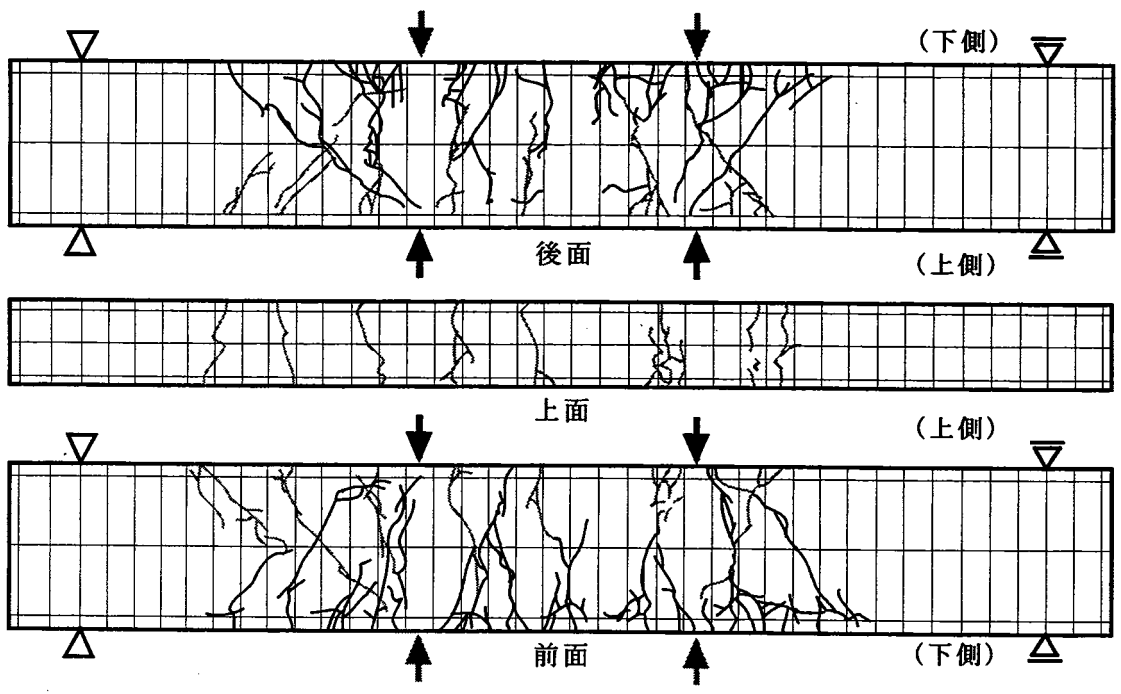


図 4-11 g) ひび割れ性状 [BS-4 ; 終局時]

— : 正加力時 (↓)
 — : 負加力時 (↓)

終局時における試験体中央部の損傷状況を比較し写真 4-7 に示す。各試験体とも正負ともに大きな斜めひび割れを生じたが、せん断破壊や急激な耐力低下を起こすことなく、変形角 $R=1/20\text{rad}$ を越えるまで変形し、ジャッキのストロークが限界に達したため終局とみなした。

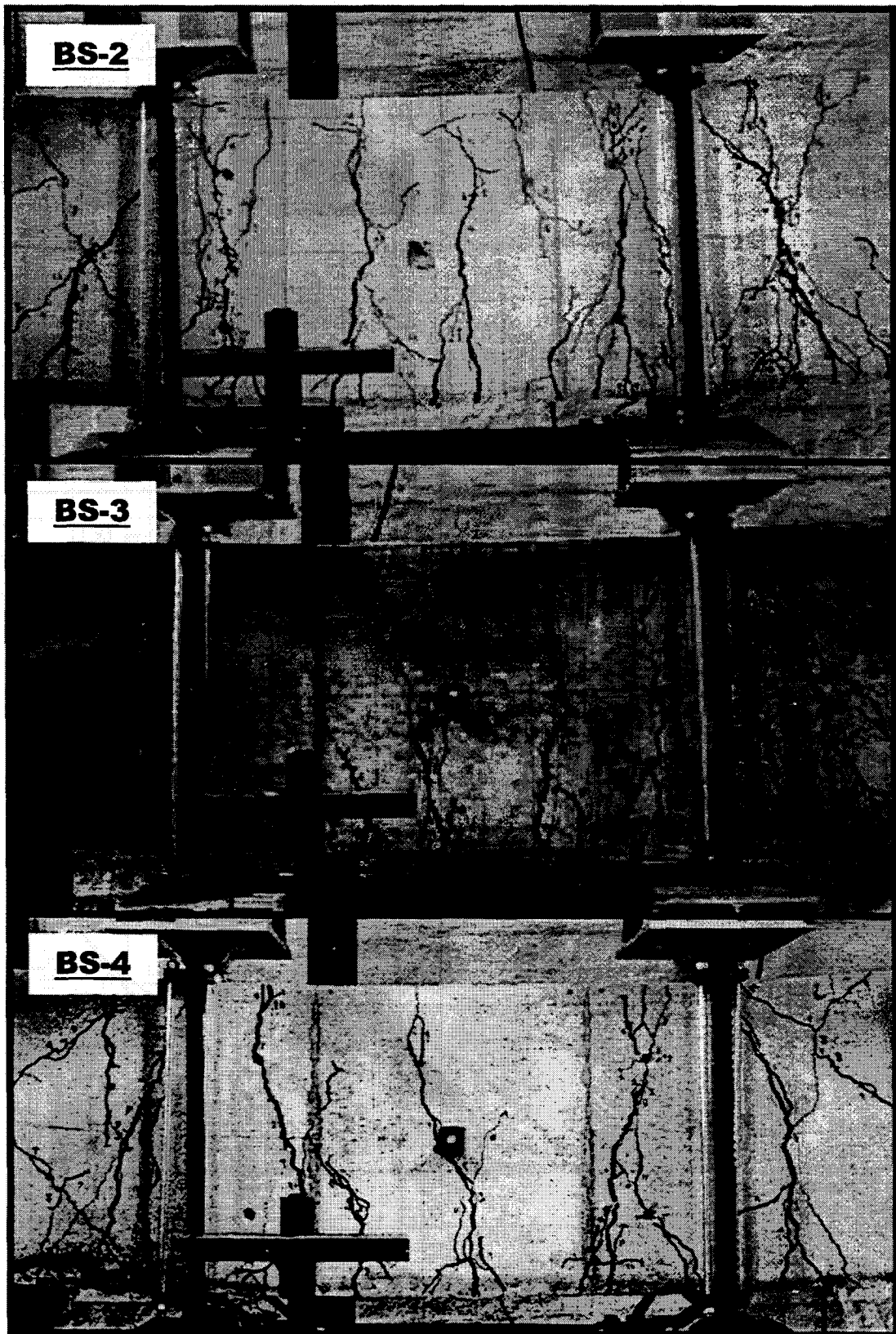


写真 4-7 各試験体の終局時における損傷状況

4-3-2 履歴曲線

ジャッキにより試験体に作用する荷重 P と試験体中央部の鉛直変位 δ の関係を表す履歴曲線を、変形角 $R=1/100\text{rad.}$ までの部分に関して図 4-12 a) に、終局状態までを図 4-12 b) にそれぞれ示す。なお、それぞれの図の横軸には変形角 R も併せて示している。

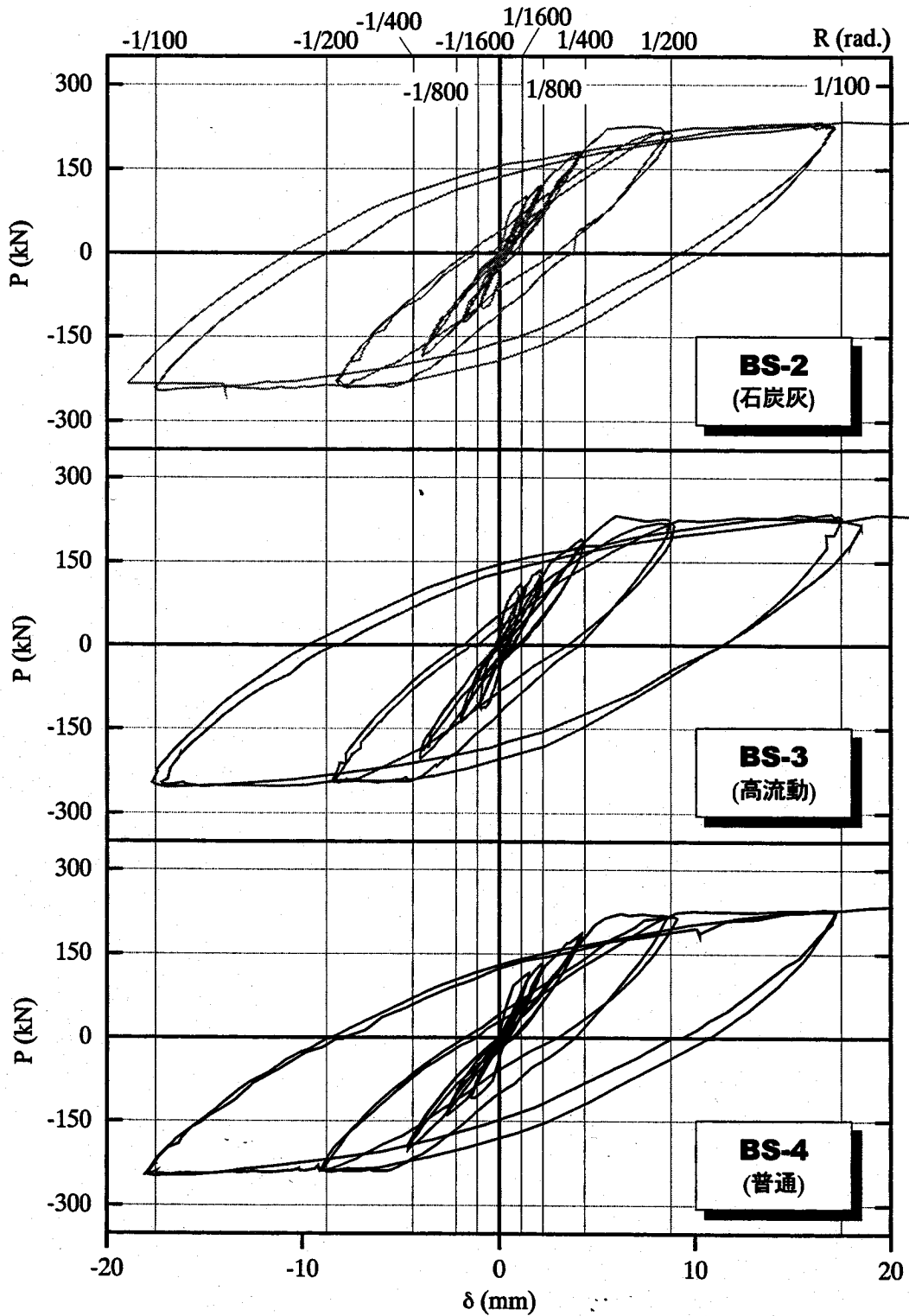


図 4-12 a) 各試験体の履歴曲線 (変形角 $R=1/100\text{rad.}$ まで)

履歴曲線はいずれも同様の紡錘形の安定したループを描いており、実験終了時まで著しい耐力低下を起さなかった。また、いずれの試験体においても変形角 $R=1/400\text{rad.}$ の後に $1/200\text{rad.}$ を目指す途中で剛性が大きく低下しており、主筋が降伏していることがわかる。

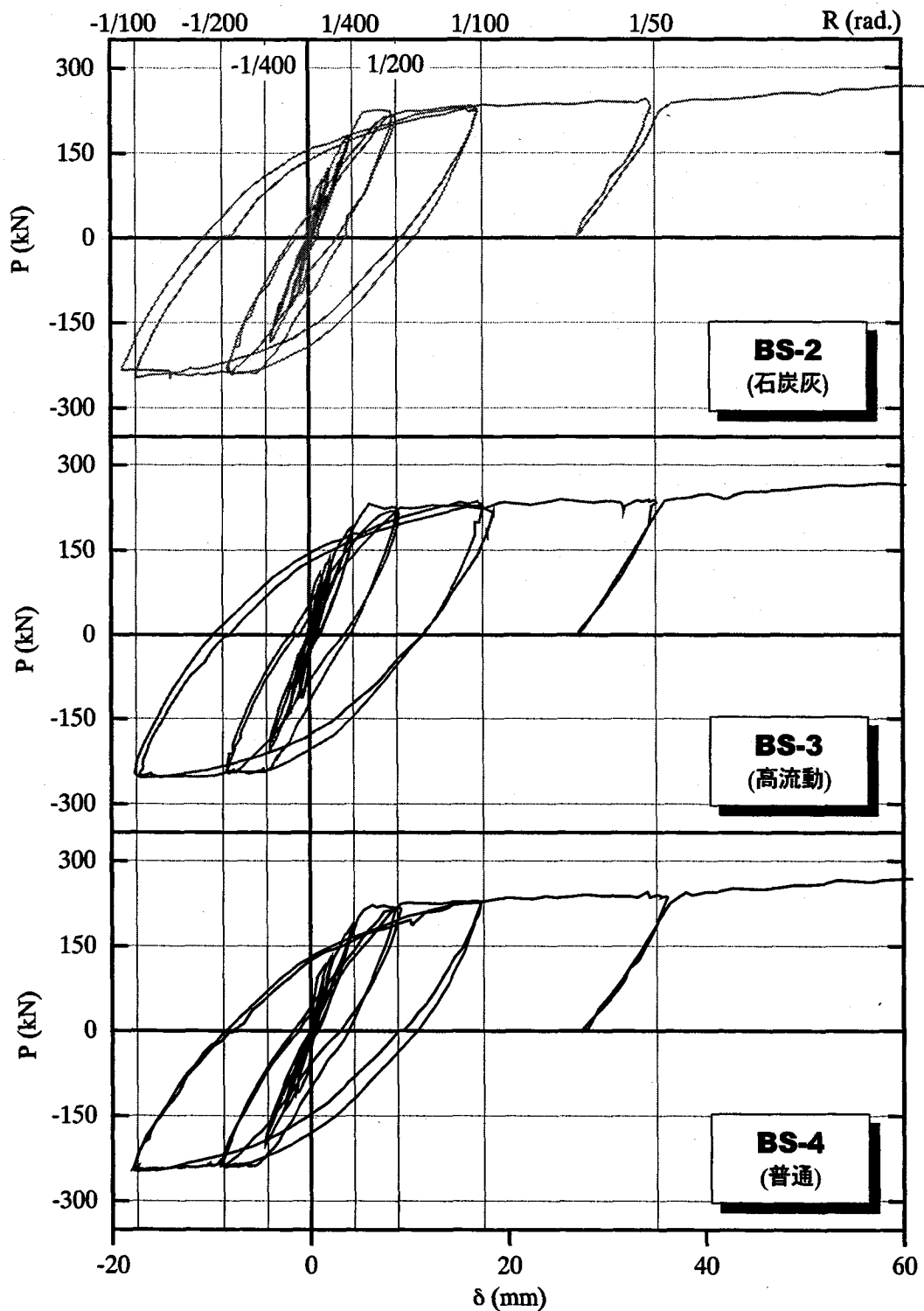


図 4-12 b) 各試験体の履歴曲線 (終局状態まで)

4-3-3 最大耐力

実験より得られた各試験体の最大耐力を表 4-5 に実験値 Q_E として示す。また、計算により求めた曲げ終局耐力 Q_{CM} とせん断終局耐力 Q_{CS} を計算値として、さらにそれぞれの実験値との比を同表中に併せて示す。なお、計算値 Q_{CM} 、 Q_{CS} は文献 19) に準じて下記の略算式により求めた。各試験体の最大耐力の実験値 Q_E は近似した値となっており、曲げ終局耐力計算値 Q_{CM} をわずかに越え、せん断終局耐力計算値 Q_{CS} を大きく下回っている。

表 4-5 最大耐力の実験値と計算値の比較

試験体名	実験値 (kN) Q_E	計算値 (kN)		実験値/計算値	
		曲げ Q_{CM}	せん断 Q_{CS}	Q_E / Q_{CM}	Q_E / Q_{CS}
BS-2	293.8	248.2	454.0	1.19	0.65
BS-3	295.8	248.2	475.6	1.19	0.62
BS-4	293.4	248.2	468.2	1.18	0.63

< 計算値 Q_{CM} 、 Q_{CS} の算出 >

..... 文献 19) 中の略算式に準ずる

① 曲げ終局耐力計算値； $Q_{CM} = 2 M_U / l$

終局曲げモーメント； $M_U = 0.9 a_t \sigma_{SY} d$

引張鉄筋断面積； $a_t = 796 \text{ mm}^2$

引張鉄筋降伏強度； $\sigma_{SY} = 393 \text{ N/mm}^2$ (主筋 D16 の材料試験結果, 表 4-3 参照)

断面の有効せい； $d = 551 \text{ mm}$

載荷点支点間距離； $l = 1,250 \text{ mm}$

② せん断終局耐力計算値； $Q_S = 2 \tau_U b j$

せん断終局応力度； $\tau_U = \frac{0.053 p_t^{0.23} (180 + \sigma_B)}{(M/Qd) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_{wY}}$

引張鉄筋比； $p_t = 0.44 \%$

コンクリート圧縮強度； σ_B 実験実施時における材料試験結果である表 4-2 に示した値

シアスパン比； $M/Qd = 2.27$

あばら筋比； $p_w = 0.0021$

あばら筋降伏強度； $\sigma_{wY} = 383 \text{ N/mm}^2$ (あばら筋 D6 の材料試験結果, 表 4-3 参照)

断面の幅； $b = 300 \text{ mm}$

断面の応力中心間距離； $j = 7/8 d = 48.21 \text{ mm}$

4-3-4 等価粘性減衰定数

各試験体の履歴特性を詳細に検討するために、各履歴ループごとに等価粘性減衰定数 h_{EQ} を図 4-13 に示す方法により算出した。等価粘性減衰定数 h_{EQ} と変形角 R の関係を図 4-14 に示す。各試験体ともいずれの変形角についても 2 点ずつプロットしてあるが上の白抜きが 1 サイクル目、下の黒塗りが 2 サイクル目の値である。なお、変形角 $R=1/1600\text{rad}$. に関しては変形が小さく誤差の影響が大きいため除外している。等価粘性減衰定数 h_{EQ} はすべて 0~30% の範囲に収まっており、いずれも各試験体とも同様の傾向を示していることがわかる。なお、いずれの試験体においても、主筋が降伏したと推定される変形角 $R=1/200\text{rad}$. 以降に履歴面積の増大に伴い等価粘性減衰定数 h_{EQ} の値が大きくなっている。

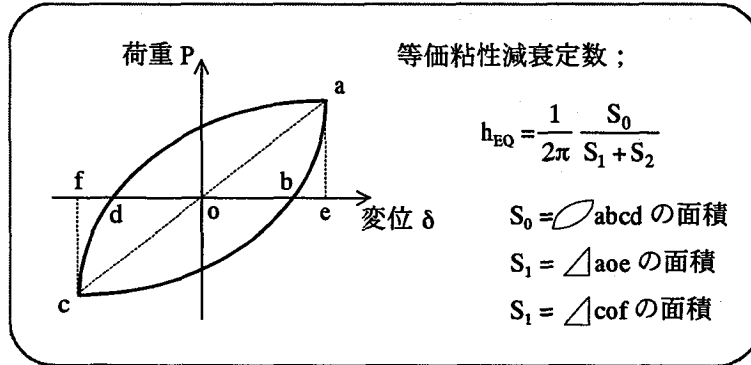


図 4-13 等価粘性減衰定数 h_{EQ} の算出方法

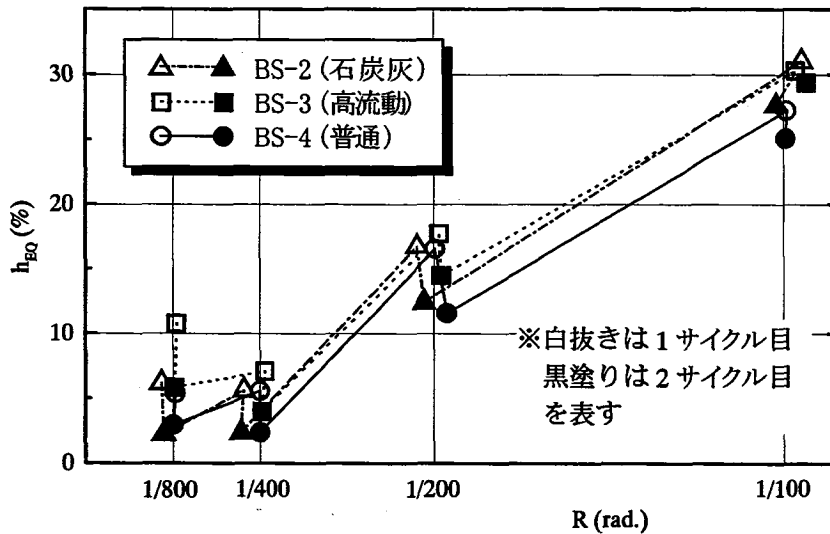


図 4-14 等価粘性減衰定数 h_{EQ} と変形角 R の関係

4-3-5 変位分布性状

それぞれの試験体における各変形角の1サイクル目について、変位計により測定した鉛直方向の変位分布を比較し図 4-15 に示す。各図において、下方向に正加力時、上方向に負加力時の変位分布を示しており、◆印は各変位の計測位置を表している。これらの図からいずれの変形角においても各試験体ともにほぼ同様の変位分布性状を示していることがわかる。以下に各試験体についての詳細を列記する。

【BS-2（石炭灰コンクリート）】

- ・変形角 $R=1/100\text{rad}$.までは左右対称の様な変位分布を示している。
- ・変形角 $R=-1/100\text{rad}$.において変位分布性状が一様でなくなっているが、この原因としては試験体に固定してあった変位測定用治具がひび割れの進展のためにずれたことが考えられる。

【BS-3（高流動コンクリート）】

- ・変形角 $R=1/100\text{rad}$.までは左右対称の様な変位分布を示している。
- ・変形角 $R=-1/100\text{rad}$.において変位分布性状が一様でなくなっているが、BS-2 と同様の理由であると推察される。

【BS-4（普通コンクリート）】

- ・変形角 $R=1/50\text{rad}$.において、左側の荷点付近の変位計（測定点番号⑦）が不良となったため、図ではその点を除いている。
- ・上記の点を除き正加力時、負加力時ともに左右対称の様な変位分布を示している。

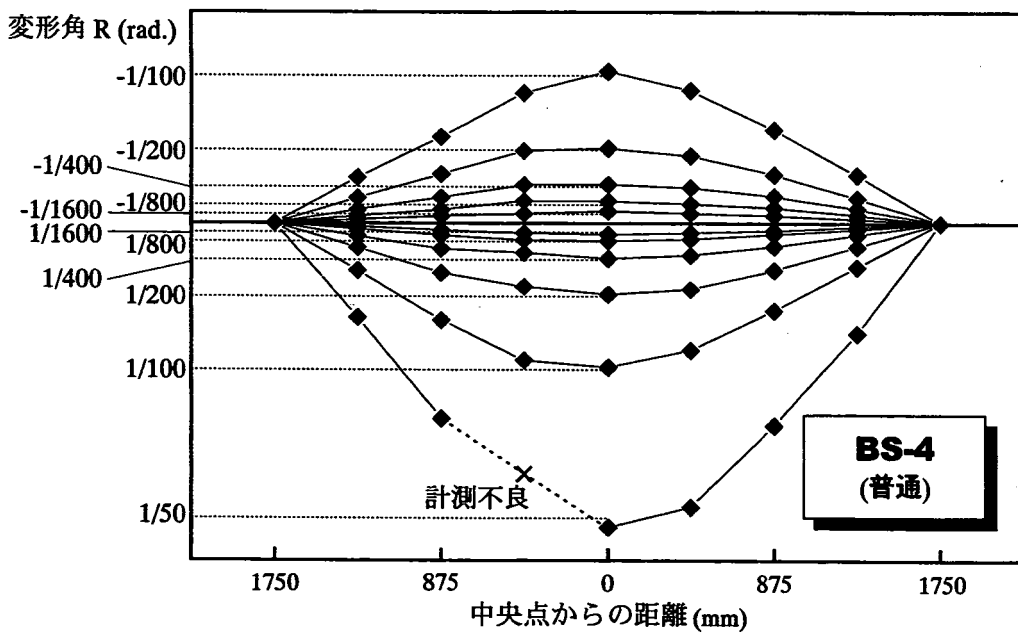
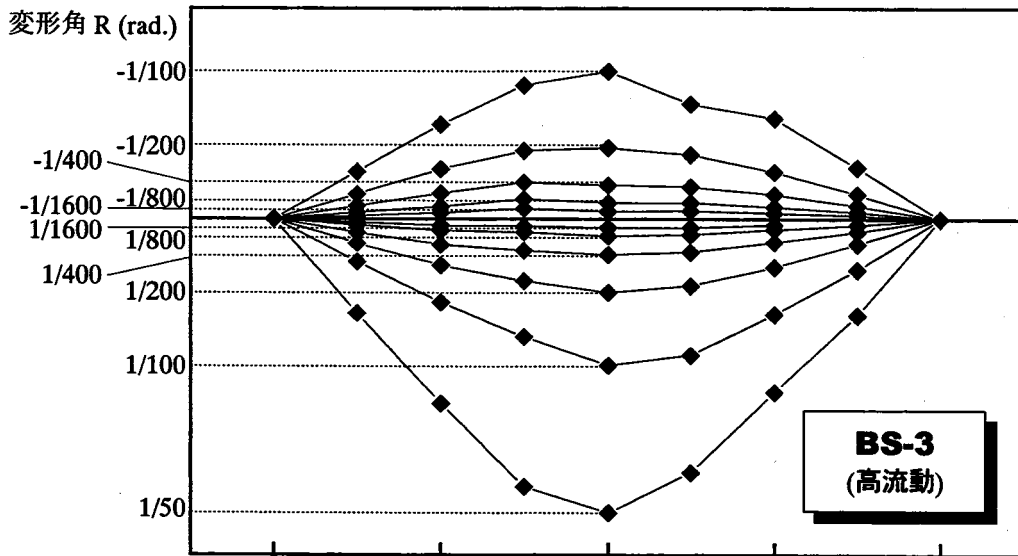
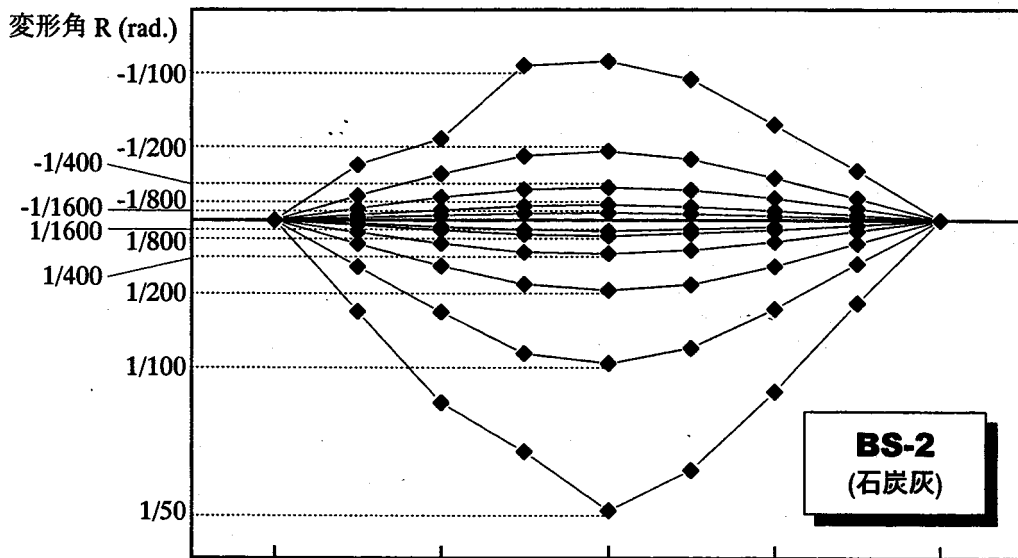


図 4-15 変位分布の比較

4-3-6 鉄筋のひずみ分布性状

A) 主筋のひずみ分布

各試験体における上端および下端の主筋のひずみ分布を変形角との関係として図 4-16～図 4-18 にそれぞれ示す。これらの図において、ひずみは鉄筋に添付したひずみゲージにより計測した値であり、伸びる方向を正とし、正加力時のひずみ分布を実線で、負加力時のひずみ分布を点線で示している。図中の記号はそれぞれの変形角を表し、■は $1/1600\text{rad.}$ 、●は $1/800\text{rad.}$ 、▲は $1/400\text{rad.}$ 、▼は $1/200\text{rad.}$ 、◆は $1/100\text{rad.}$ 、そして*は $1/50\text{rad.}$ に対応する。また、各図中に太破線で表している主筋の降伏ひずみ (ϵ_{sy}) は事前に行った鉄筋 (D16) の材料試験の結果から求めた降伏ひずみ値 ($2,102\mu$) であり降伏点の基準としている。降伏に達した後については、ひずみが極端に増大し計測が不可能であるため、図においては矢印で表している。なお、主筋のひずみ分布図とともに、各計測点について主筋の降伏ひずみに達した順序を降伏の順番として図示する。各試験体ともに下端主筋は変形角 $R=1/100\text{rad.}$ で、上端主筋は $1/100\text{rad.}$ で引張降伏に達しており、ひずみ分布も多少のばらつきはあるものの総じて同様の傾向を示している。以下に各試験体についての詳細を列記する。

【BS-2 (石炭灰コンクリート)】

上端主筋

- ・変形角 $R=1/100\text{rad.}$ において左右の荷点付近から降伏に達している。
- ・変形角 $R=1/200\text{rad.}$ 以降の負加力時において、右端に比べ左端のひずみの値が大きくなっているが、これは左側に曲げせん断ひび割れがより多く発生していたためと考えられる。

下端主筋

- ・変形角 $R=1/100\text{rad.}$ において中央部が降伏に達し、その後 $1/50\text{rad.}$ で荷点付近が降伏に達している。
- ・変形角 $R=1/200\text{rad.}$ において中央部付近の二点でひずみが突然大きくなっているが、これはこの付近のひび割れが増加、進展したためと考えられる。

【BS-3 (高流動コンクリート)】

上端主筋

- ・変形角 $R=1/100\text{rad.}$ において中央部付近が降伏に達している。
- ・変形角 $R=1/200\text{rad.}$ 以降の負加力時において、右端に比べ左端のひずみの値が大きくなっているが、BS-2と同様に左側に曲げせん断ひび割れがより多く発生していたためと考えられる。

下端主筋

- ・変形角 $R=1/100\text{rad.}$ において中央部から右側の荷点にかけて降伏に達している。
- ・右端のひずみゲージの値が変形角 $R=1/200\text{rad.}$ に達するまでに不良になったため、それ以降の値は用いていない。
- ・変形角 $R=1/200\text{rad.}$ で中央付近のひずみが突然大きくなっているが、これはこの付近でのひび割れの増加、進展が著しかったためと考えられる。

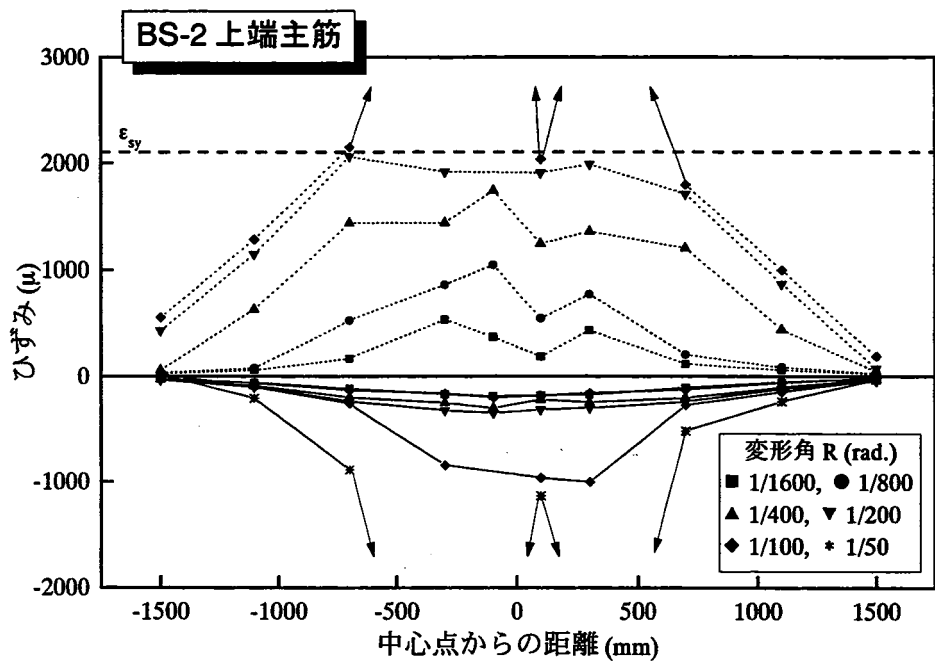
【BS-4（普通コンクリート）】

上端主筋

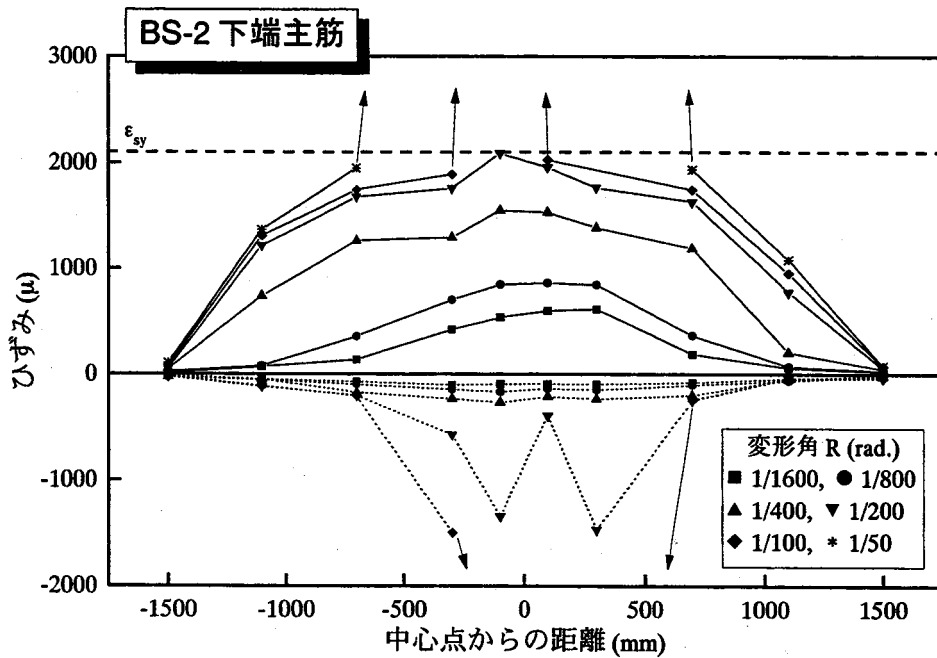
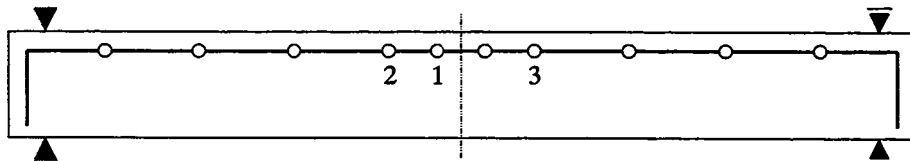
- ・変形角 $R=-1/100\text{rad}$.において中央部付近が降伏に達している。
- ・変形角 $R=-1/200\text{rad}$.以降の負加力時において、右端に比べ左端のひずみの値が大きくなっているが、BS-2と同様に左側に曲げせん断ひび割れがより多く発生していたためと考えられる。

下端主筋

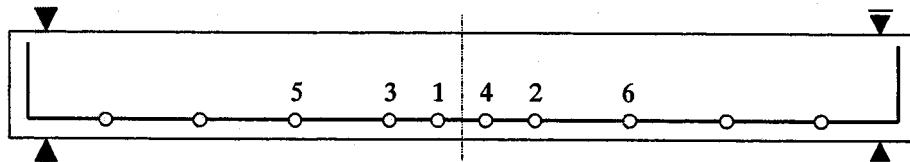
- ・変形角 $R=1/200\text{rad}$.において中央部で ϵ_{sy} を越えたが、その後も正常な値を示していたので降伏していないと判断した。その後 $1/100\text{rad}$.において中央部が降伏に達した。



[降伏の順番]

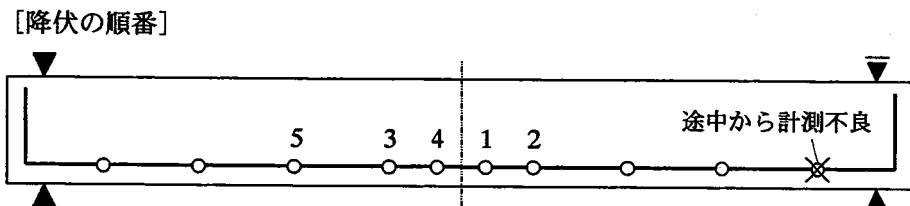
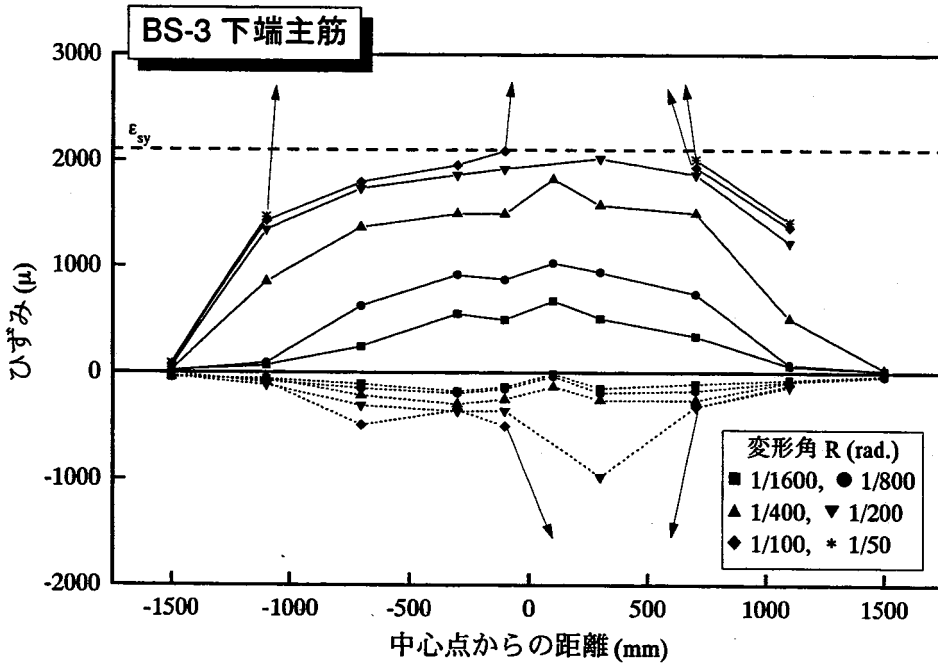
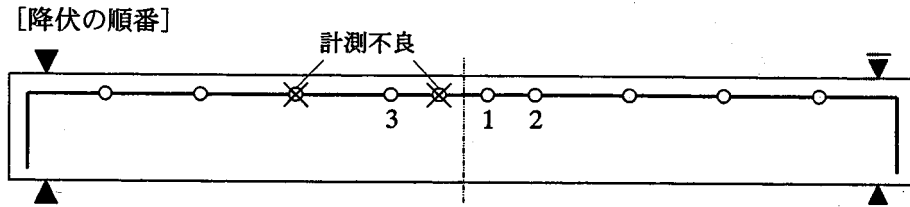
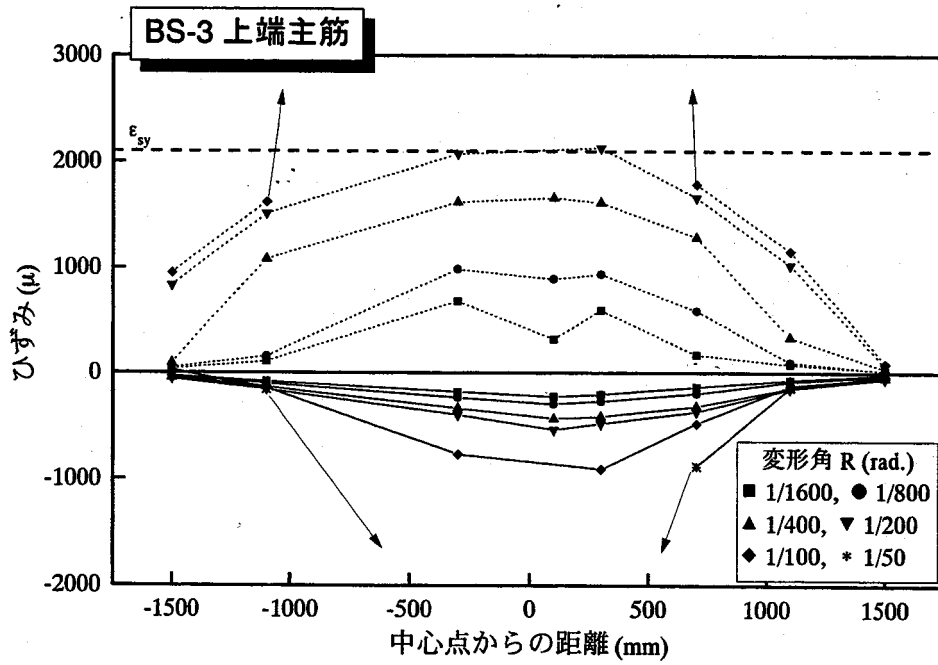


[降伏の順番]



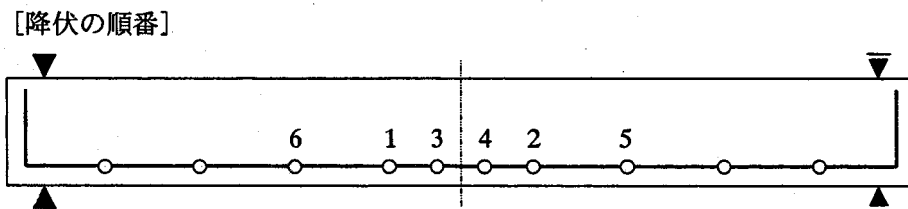
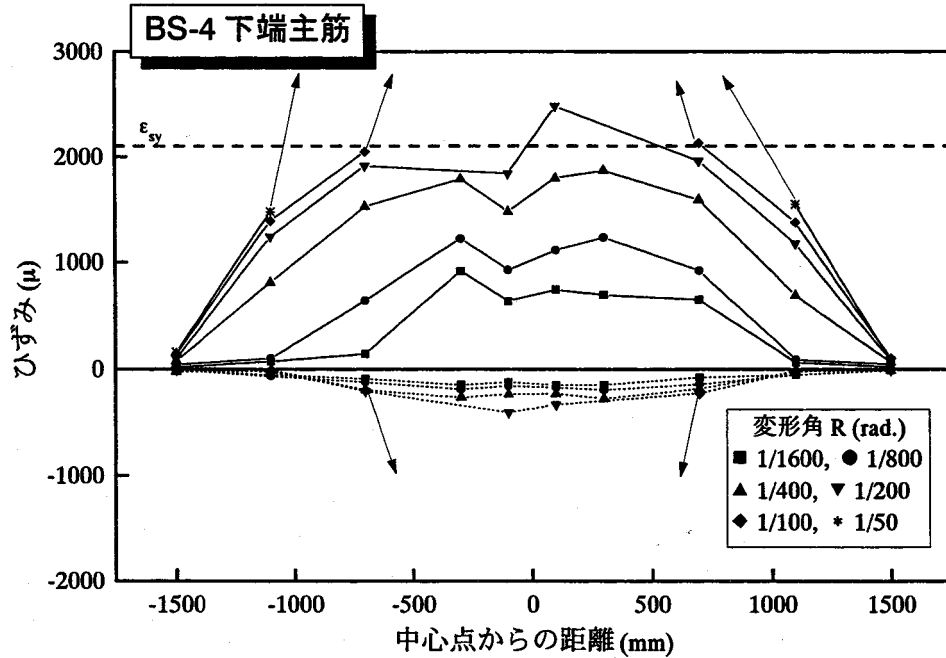
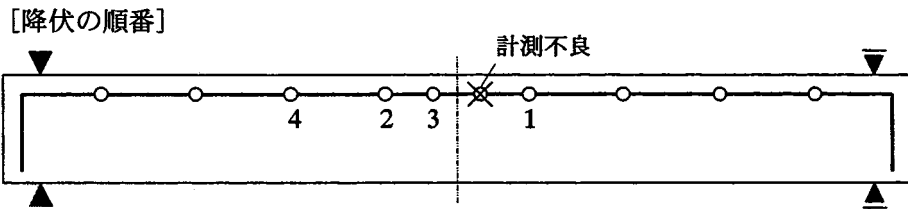
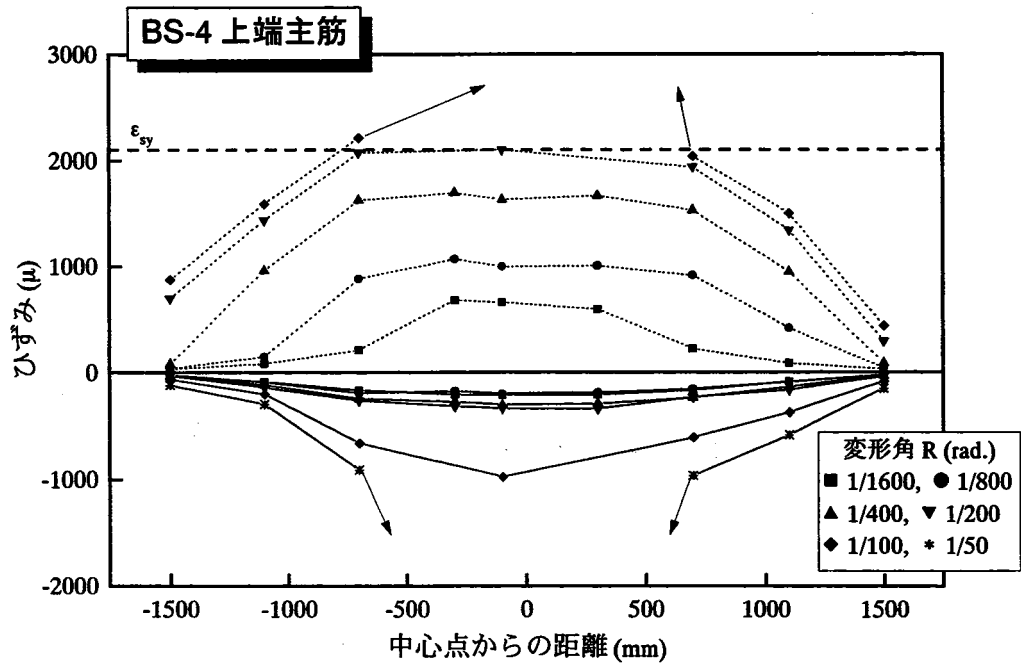
——— : 正加力時のひずみ分布 ——— : 負加力時のひずみ分布 ϵ_{sy} : 主筋の降伏ひずみ

図 4-16 BS-2 (石炭灰コンクリート) における主筋のひずみ分布



——— : 正加力時のひずみ分布 : 負加力時のひずみ分布 ϵ_{sy} : 主筋の降伏ひずみ

図 4-17 BS-3 (高流動コンクリート) における主筋のひずみ分布



——— : 正加力時のひずみ分布 ——— : 負加力時のひずみ分布 ϵ_{sy} : 主筋の降伏ひずみ

図 4-18 BS-4 (普通コンクリート) における主筋のひずみ分布

B) あばら筋のひずみ分布

各試験体の正面と背面のあばら筋のひずみ分布をそれぞれの変形角との関係として図 4-19～図 4-21 に示す。凡例等は主筋のひずみ分布図と同様であるが、あばら筋の降伏ひずみ (ϵ_{sy}) は鉄筋 (D6) の材料試験の結果に基づき $2,224\mu$ としている。試験体によりひずみ分布性状は多少異なっているが、いずれの試験体においても顕著なせん断ひび割れの発生している近辺においてあばら筋のひずみが大きくなっており、コンクリート種類による特性の差は見られない。以下に各試験体についての詳細を列記する。

【BS-2 (石炭灰コンクリート)】

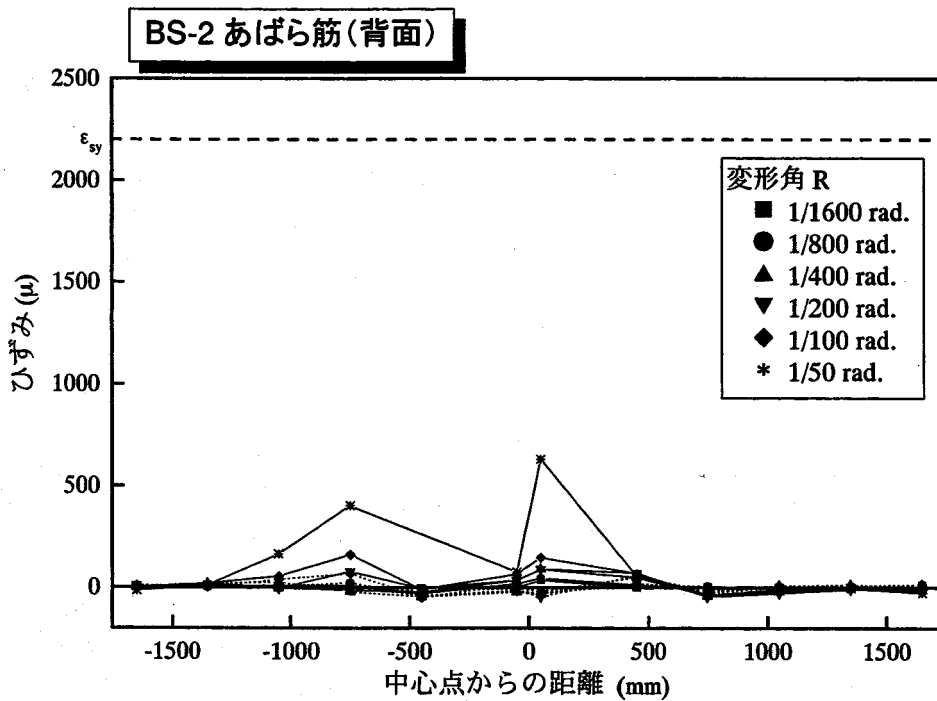
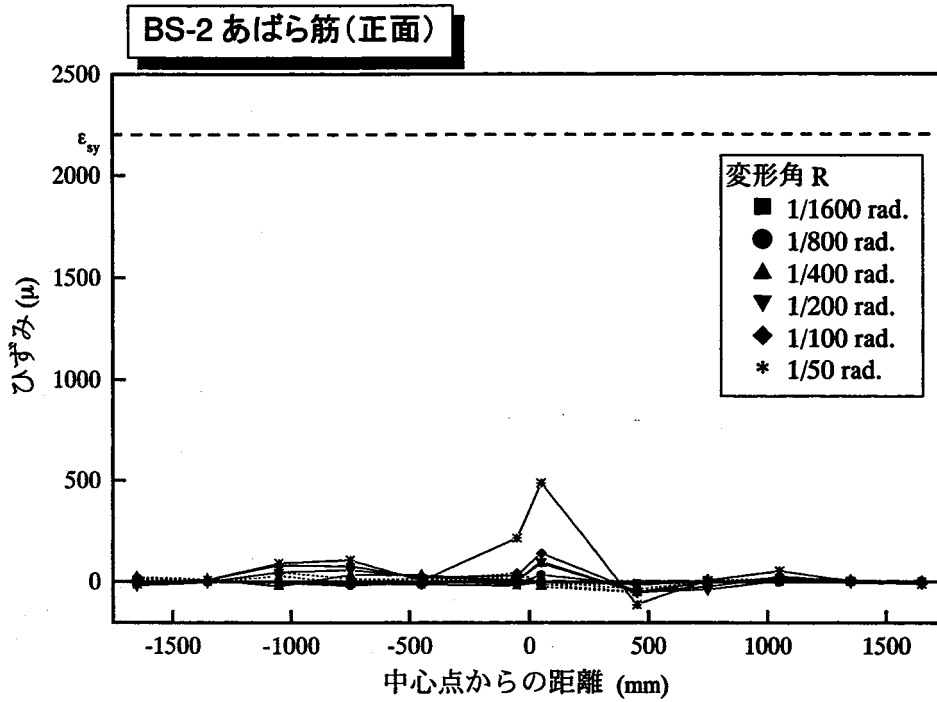
- ・両面ともあばら筋は最後まで降伏には至らなかった。
- ・前面と後面のひずみ分布性状がほぼ同様であったことから、両面において類似したひびわれ性状を示していたことが確認できる。
- ・変形角 $R=1/50rad.$ で両面ともに中央付近のひずみが大きくなっているが、これは既存の曲げひび割れの幅が広がったためと考えられる。後面では左側の曲げモーメント勾配域においてひずみが大きくなっているが、これはこの付近のせん断ひび割れの進展によるものと考えられる。

【BS-3 (高流動コンクリート)】

- ・変形角 $R=1/50rad.$ で前面左側の曲げモーメント勾配域で降伏に達した。これはこの付近に発生した大きなせん断ひび割れの影響によるものと考えられる。
- ・前面左側の曲げモーメント勾配域におけるひずみが出ていることを除けば、両面ともほぼ同様のひずみ分布性状を示しており、中央付近ではあばら筋にひずみはあまり見られず、左右の曲げモーメント勾配域であばら筋が応力を受けて伸縮していることがわかる。

【BS-4 (普通コンクリート)】

- ・両面ともあばら筋は最後まで降伏には至らなかった。
- ・前面において、梁左側の曲げモーメント勾配域でひずみが特に大きくなっているが、これはこの付近に発生したせん断ひび割れの影響によるものと考えられる。中央付近でもひずみが大きくなっているが、これはその近辺に生じた曲げひび割の幅が広がったためと考えられる。
- ・後面においては、左右の曲げモーメント勾配域においてひずみが大きくなっているが、これもこの付近に発生したせん断ひび割れの影響であると考えられる。中央付近のひずみが大きくなっているのも前面と同じ理由が考えられる。

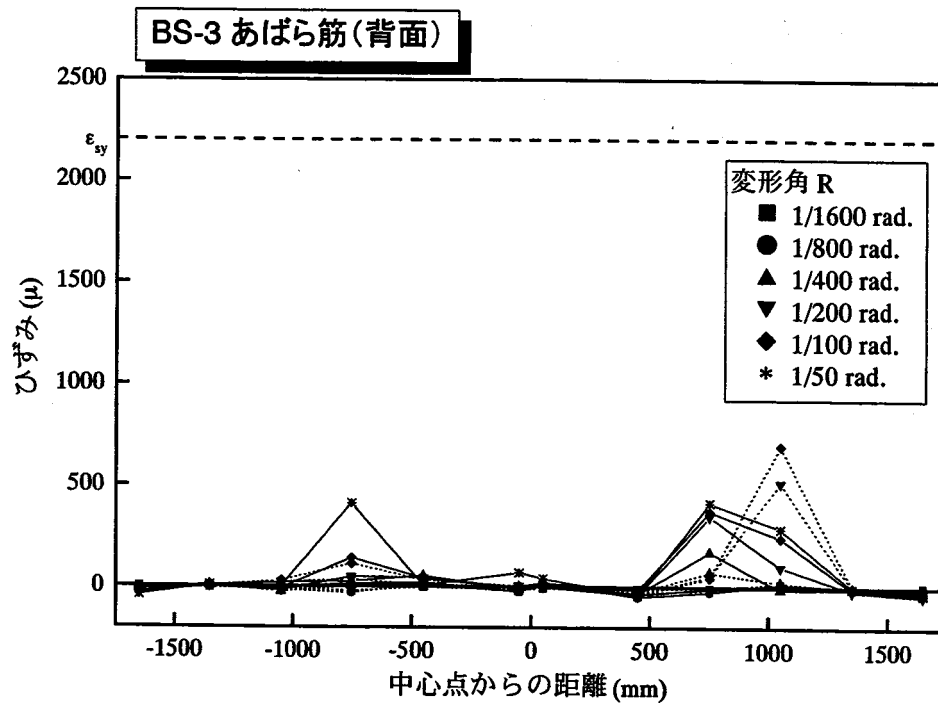
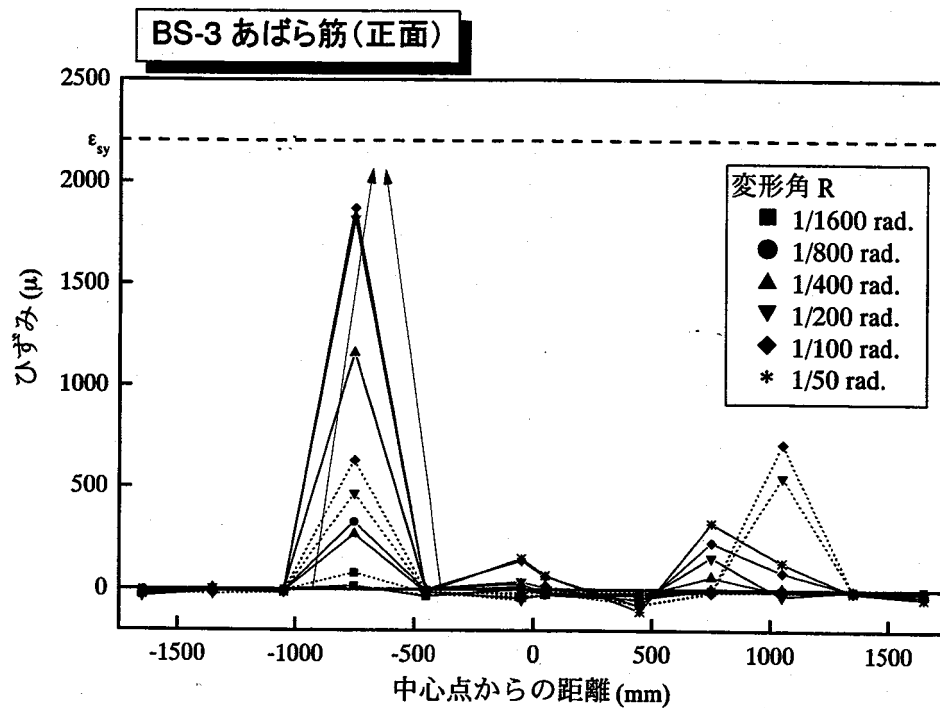


————— : 正加力時のひずみ分布

————— : 負加力時のひずみ分布

ϵ_{sy} : あばら筋の降伏ひずみ

図 4-19 BS-2 (石炭灰コンクリート) におけるあばら筋のひずみ分布

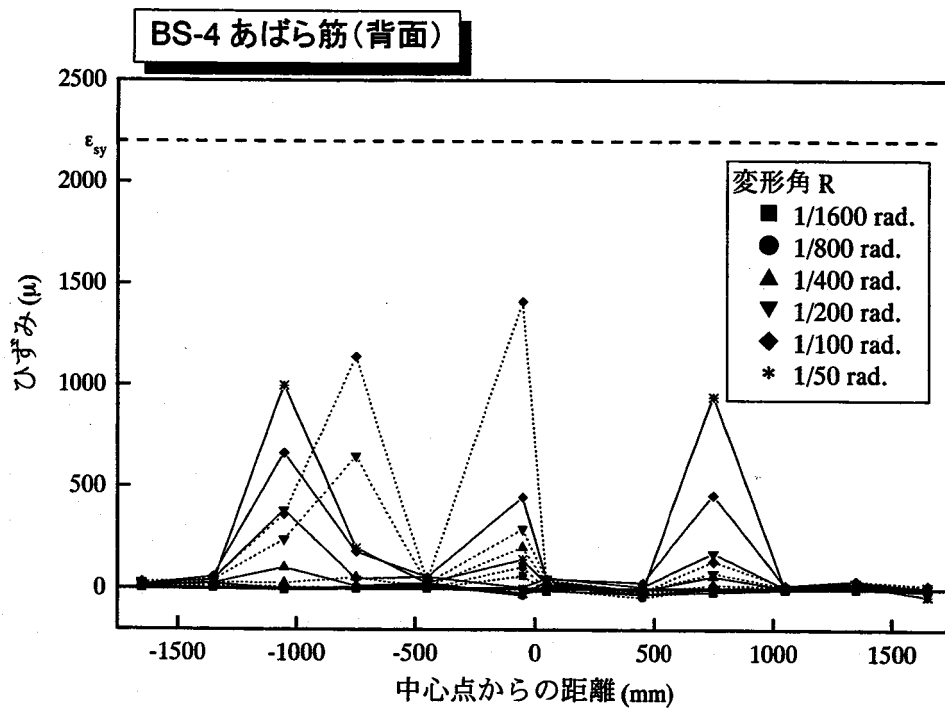
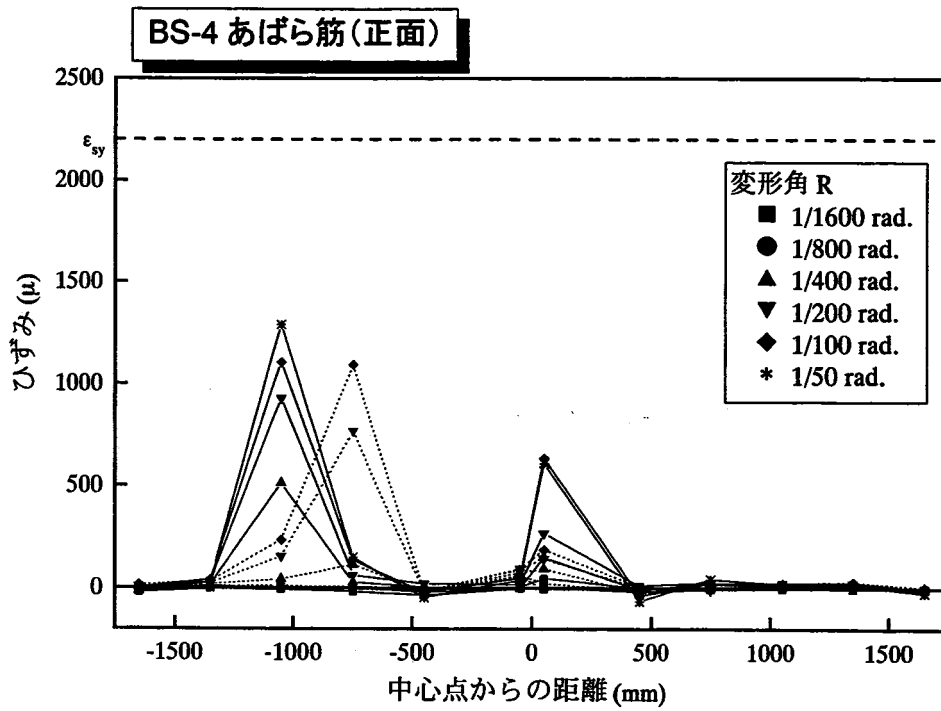


————— : 正加力時のひずみ分布

————— : 負加力時のひずみ分布

ϵ_{sy} : あばら筋の降伏ひずみ

図 4-20 BS-3 (高流動コンクリート) におけるあばら筋のひずみ分布



————— : 正加力時のひずみ分布

..... : 負加力時のひずみ分布

ϵ_{sy} : あばら筋の降伏ひずみ

図 4-21 BS-4 (普通コンクリート) におけるあばら筋のひずみ分布

4-4 まとめ

コンクリートへの石炭灰の混入方法を実験変数として、曲げ破壊が先行するように設計された準実大鉄筋コンクリート梁を試験体とした静的載荷実験を実施した。コンクリート種類は普通コンクリート、石炭灰コンクリート、高流動コンクリートの3種類であり、実験結果として下記の項目に関して比較検討を行った。

- 1) ひび割れ性状
- 2) 履歴曲線
- 3) 最大耐力
- 4) 等価粘性減衰定数
- 5) 変位分布性状
- 6) 鉄筋のひずみ分布性状

いずれの項目についてもコンクリート種類による有意な差は見られなかったことから、ここで検討した限りにおいて、石炭灰を混入したコンクリートを用いた試験体は普通コンクリートの場合と同等程度の耐震性能を有していることが推察できる。

第5章 準実大鉄筋コンクリート柱の載荷実験

5-1 実験の目的

曲げせん断破壊型の鉄筋コンクリート部材に石炭灰を混入した場合の構造特性への影響を検討する。試験体は曲げ降伏がせん断破壊にわずかに先行するよう設計した準実大の鉄筋コンクリート柱とし、一定軸力下で水平方向に漸増繰り返し載荷を行う。実験結果から破壊性状、水平耐力、変形性能およびエネルギー吸収能力に関して石炭灰混入の影響を評価する。

5-2 実験方法

5-2-1 試験体名と実験変数

実験変数はコンクリートへの石炭灰の混入方法とし、試験体は4体で、普通コンクリートのCS-1と石炭灰を体積比20%で細骨材置換して混入する石炭灰コンクリートのCS-2、粉体代替として混入する高流動コンクリートのCS-3および体積比40%で細骨材置換して混入する石炭灰コンクリートのCS-4である。試験体名と石炭灰混入方法を表5-1に示す。

コンクリートの材料は素材試験で用いたものと同一である。調合設計は表中に示すように素材試験のそれぞれの調合と統一しており、コンクリート設計強度は $F_{C28}=27\text{N/mm}^2$ で共通としている。

表5-1 試験体名と石炭灰混入方法

試験体名	コンクリート種類	石炭灰混入方法	調合設計	備考
CS-1	普通コンクリート	なし	27NC-1 (表2-3) に同じ	
CS-2	石炭灰20%コンクリート	細骨材置換	27CA20 (表2-4) に同じ	体積比20%
CS-3	高流動コンクリート	粉体代替	27CA40 (表2-5) に同じ	
CS-4	石炭灰40%コンクリート	細骨材置換	27HF (表2-6) に同じ	体積比40%

5-2-2 使用材料の特性

コンクリートテストピースの材料試験から得られた実験実施時におけるそれぞれのコンクリートの力学的特性を表5-2に示す。また、応力-ひずみ関係の例を比較し図5-1に示す。CS-2において所定の強度に達するのに時間を要したが、その他にはコンクリート種類による材料特性の差は見られない。

試験体の主筋にはD16とD16を併用し、帯筋にはD6を使用した。また、柱下部のスタブ部分にはD10とD22を使用した。各鉄筋の力学的特性を表5-3に、応力-ひずみ曲線を図5-2に示す。

表5-2 実験実施時におけるコンクリートの力学的特性

試験体名	コンクリート種類	材令 (日)	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	ポアソン比 ν
CS-1	普通コンクリート	14	27.71	3.05	2.69×10^4	0.191
CS-2	石炭灰20%コンクリート	28	26.34	1.84	2.17×10^4	0.093
CS-3	高流動コンクリート	15	27.92	2.26	2.41×10^4	0.150
CS-4	石炭灰40%コンクリート	14	26.11	2.31	2.42×10^4	0.169

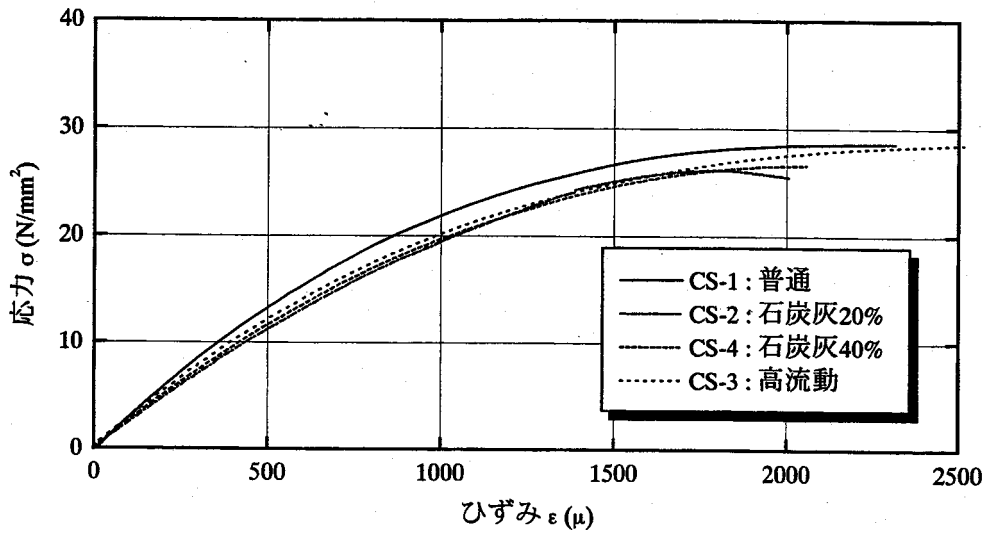


図 5-1 コンクリートの応力-ひずみ関係

表 5-3 鉄筋の力学的特性

種 類	降伏応力度 σ_{SY} (N/mm ²)	ヤング係数 E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)	最大応力度 σ_{SU} (N/mm ²)
D 6	383	1.74	552
D10	412	1.88	553
D16	393	1.87	558
D19	387	1.91	549
D22	356	1.56	511

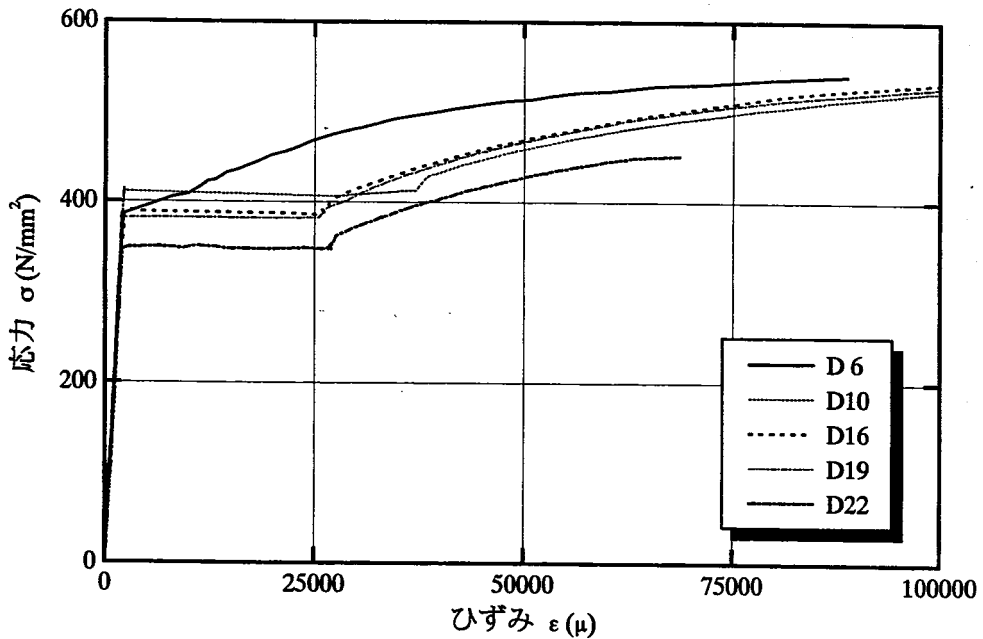
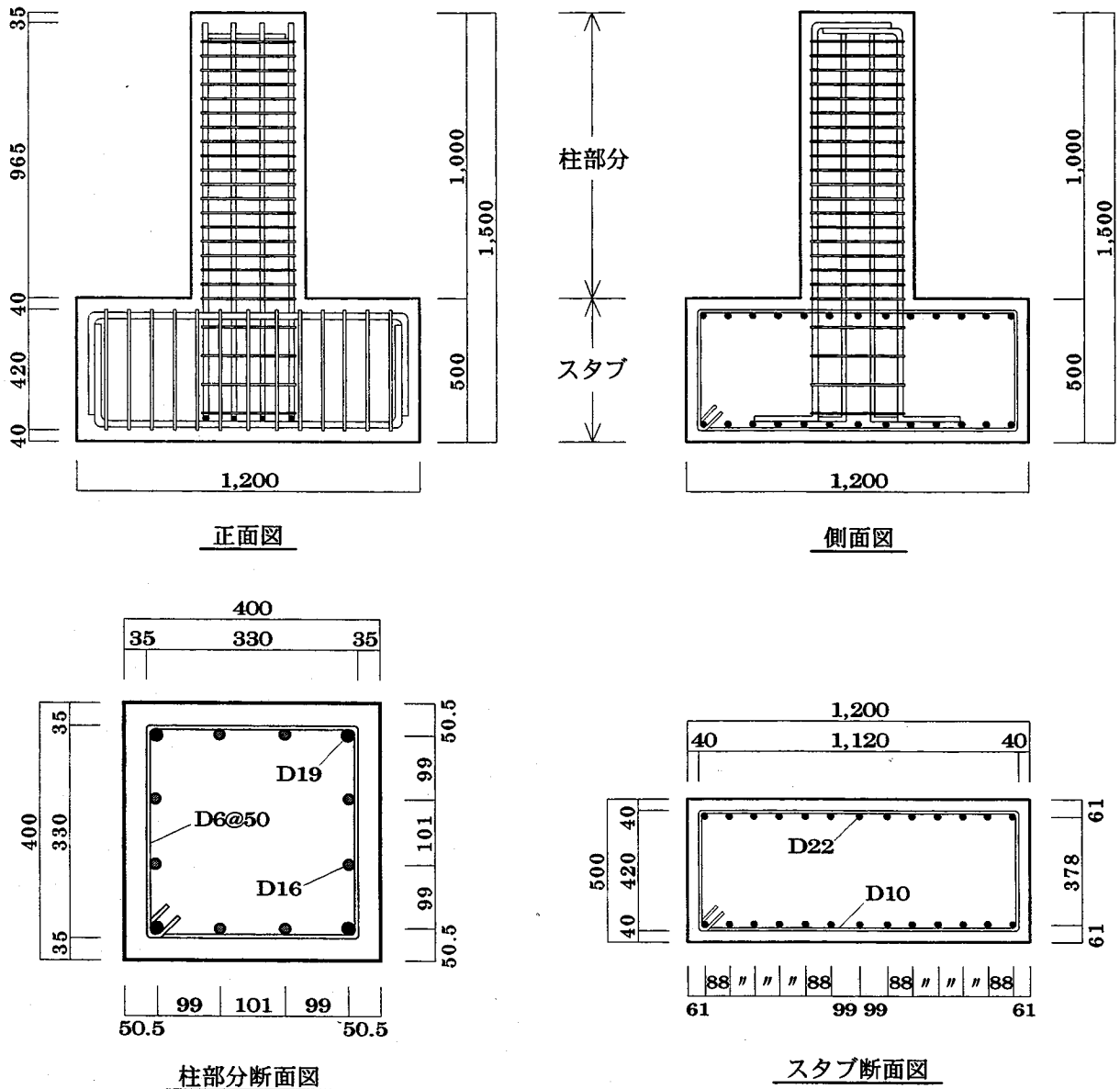


図 5-2 鉄筋の応力-ひずみ関係

5-2-3 試験体形状および配筋

試験体は低層鉄筋コンクリート造実構造物における柱部材を想定し、実験装置の能力からスケールを 2/3 に縮小した断面 400mm 角、高さ 1,000mm の柱部分に基礎固定用のスタブのついた準実大柱型試験体である。試験体の形状および配筋を図 5-3 に示す。曲げ降伏強度がせん断破壊強度をわずかに下回るように配筋を設計しており、柱部分の主筋には 4-D19 と 8-D16 の組み合わせ（引張鉄筋比 $p_t=0.61\%$ 、主筋全断面積のコンクリート全断面積に対する比 $p_g=1.71\%$ ）、帯筋には D6 を 50mm 間隔（帯筋比 $p_w=0.32\%$ ）で配筋し、かぶりコンクリートの厚さは 35mm とした。スタブでは D22 と D10 を使い、かぶりコンクリートの厚さを 40mm として十分な剛性が確保できるように配慮した。



[unit : mm]

図 5-3 試験体の形状および配筋図

5-2-4 試験体製作

試験体は準実大鉄筋コンクリート梁試験体と同様に製作した。製作の工程は下記の通りで、そのうち①、③、④、⑤は出雲地区生コンクリート協同組合が、②は広島大学工学部が担当した。写真 5-1～写真 5-3 に試験体製作の状況をそれぞれ示す。なお、CS-4（石炭灰 40%）に関してはコンクリートの粘性が高く打設のやり直しがあったことを付記する。

- ① 鉄筋組み立て
- ② 鉄筋の所定位置にひずみゲージを貼付
- ③ 型枠組み立て
- ④ コンクリート打設
- ⑤ 脱型



写真 5-1 組み立て後の試験体用の鉄筋

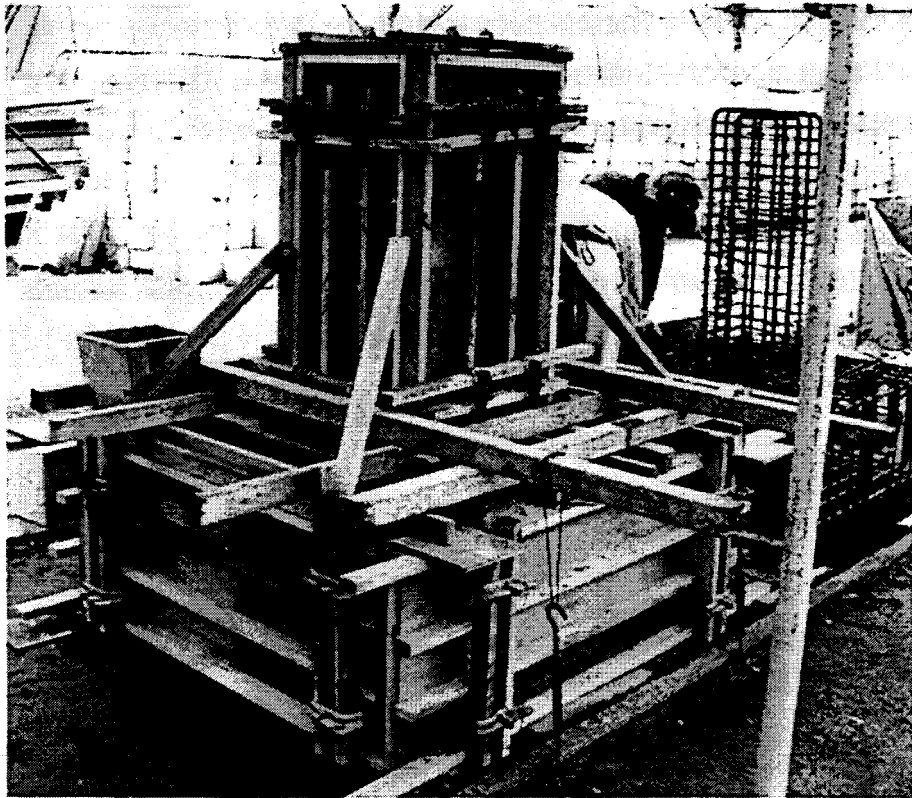


写真 5-2 型枠組み立て後の状況

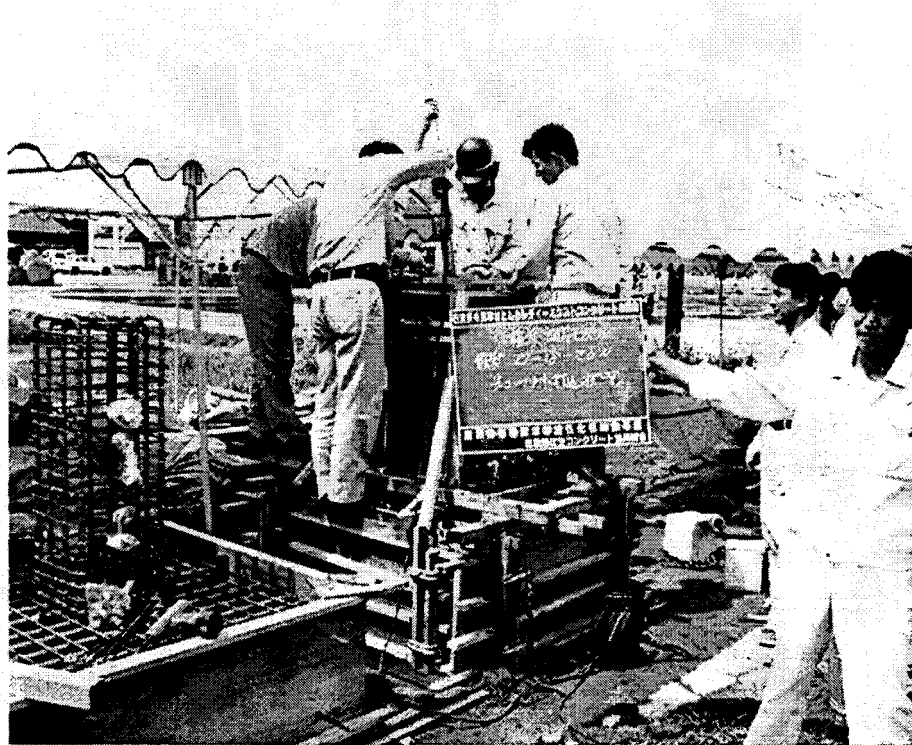


写真 5-3 コンクリートの打設

5-2-5 載荷方法

載荷装置の全景を図 5-4 に示す。PC 鋼棒にて 4 点で反力床と緊結された試験体の頂部に鉛直加力用の押引両用ジャッキ（(株)大阪ジャッキ製作所製 押 500kN, 引 250kN, ストローク 150mm）を設置し、水平加力用の押引両用ジャッキ（(株)大阪ジャッキ製作所製 押 600kN, 引 300kN, ストローク 300mm）を H 形鋼 2 本を組み合わせた加力治具を介して設置した。各ジャッキには荷重を計測するためにロードセル（(株)東京測器研究所製 TCLP-50B 容量 500kN, 感度 1.0mV/V）が取り付けられている。実験が終了した後の試験体と周辺の治具の様子を写真 5-4 に示す。

載荷では図 5-5 の概念図に示すように、試験体頂部に一定軸力を加えつつ、水平方向に正負交番の繰り返し載荷とした。一定軸力は低層建物を想定し軸力比 0.1 に相当する 441kN を目標とし、実験中はこの値を保持するように制御した。水平荷重は柱固定部から 800mm の高さの位置に作用しており、水平ジャッキが押す方向を正加力、引く方向を負加力とした。同図に示すように水平変位計測用変位計のうち最上部に設置した変位計が計測した水平変位 δ をその計測点高さ h_0 である 605mm で除した値を変形角 R と定義し、この変形角 R を制御の対象として載荷を行った。載荷プログラムを図 5-6 に示す。変形角 $R=1/800, 1/400, 1/200$ および $1/100$ rad. で 2 回ずつの正負交番繰り返し載荷を行い、変形角 $1/50$ rad. ではジャッキ能力の限界から正加力 1 回のみを行い、その後に押抜きを行っている。

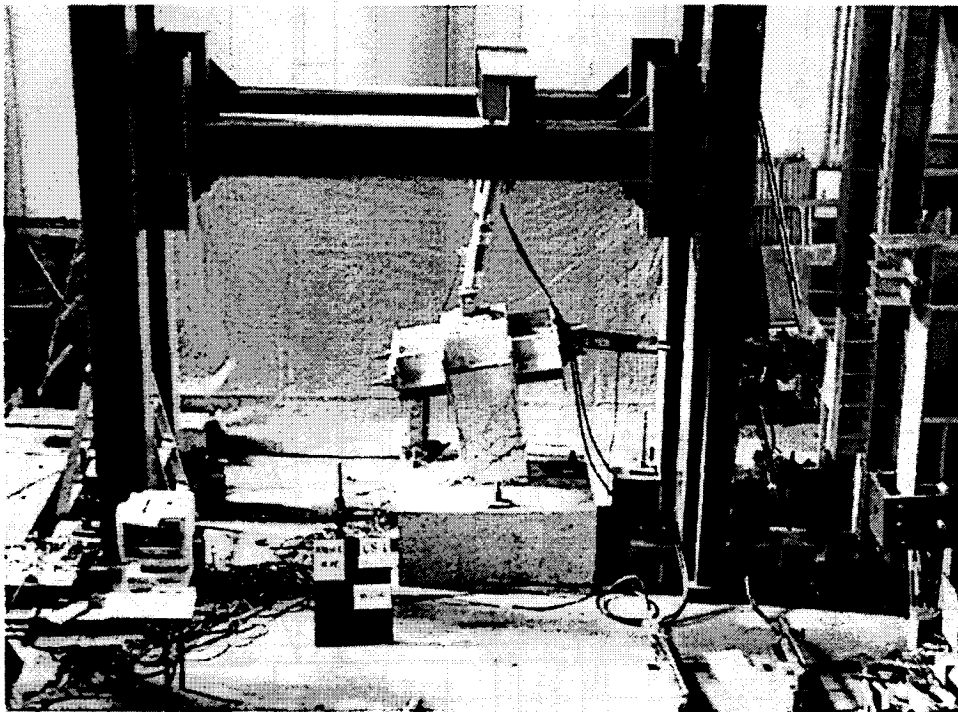
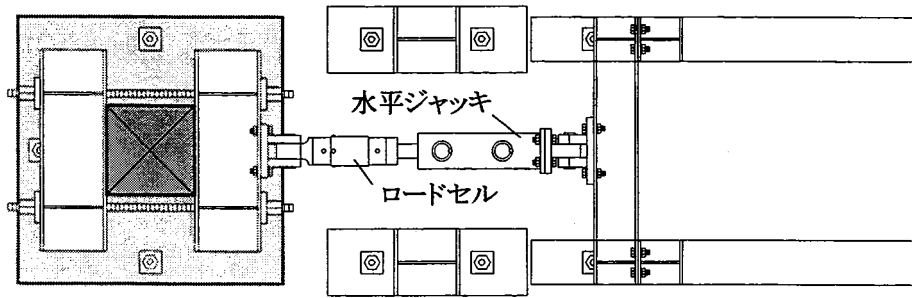
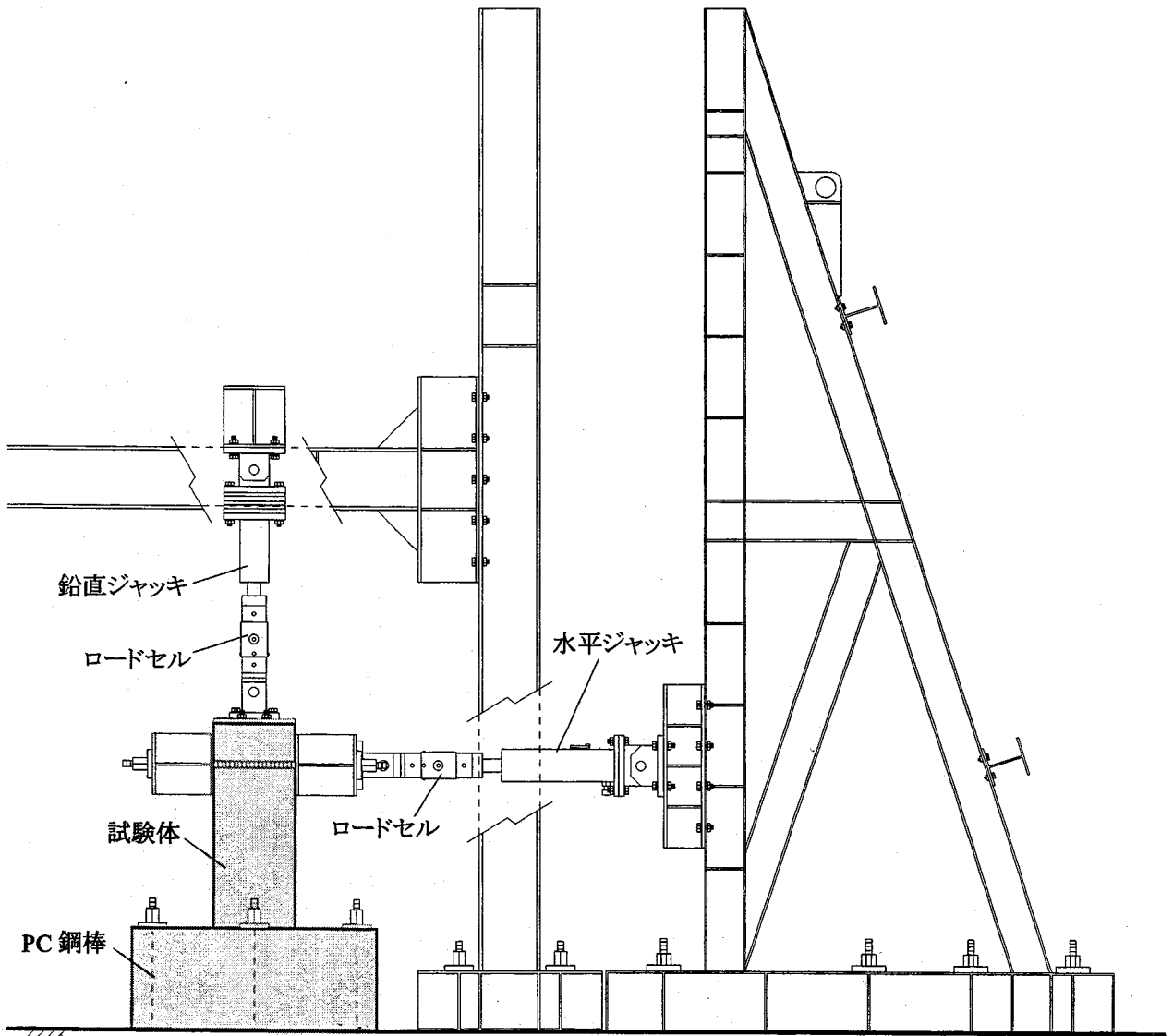


写真 5-4 実験装置にセットされた試験体 (CS-1 実験後)



上面図



正面図

図 5-4 載荷装置の全景

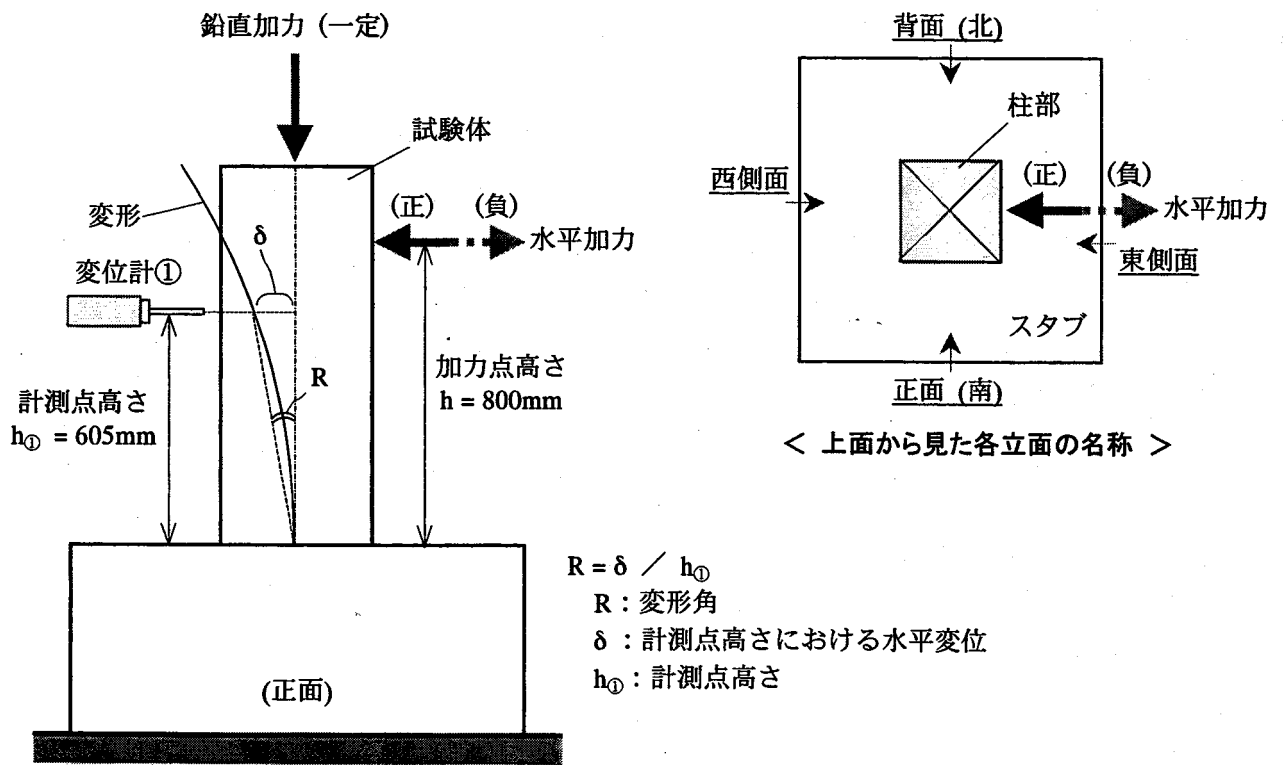


図 5-5 载荷の概念図

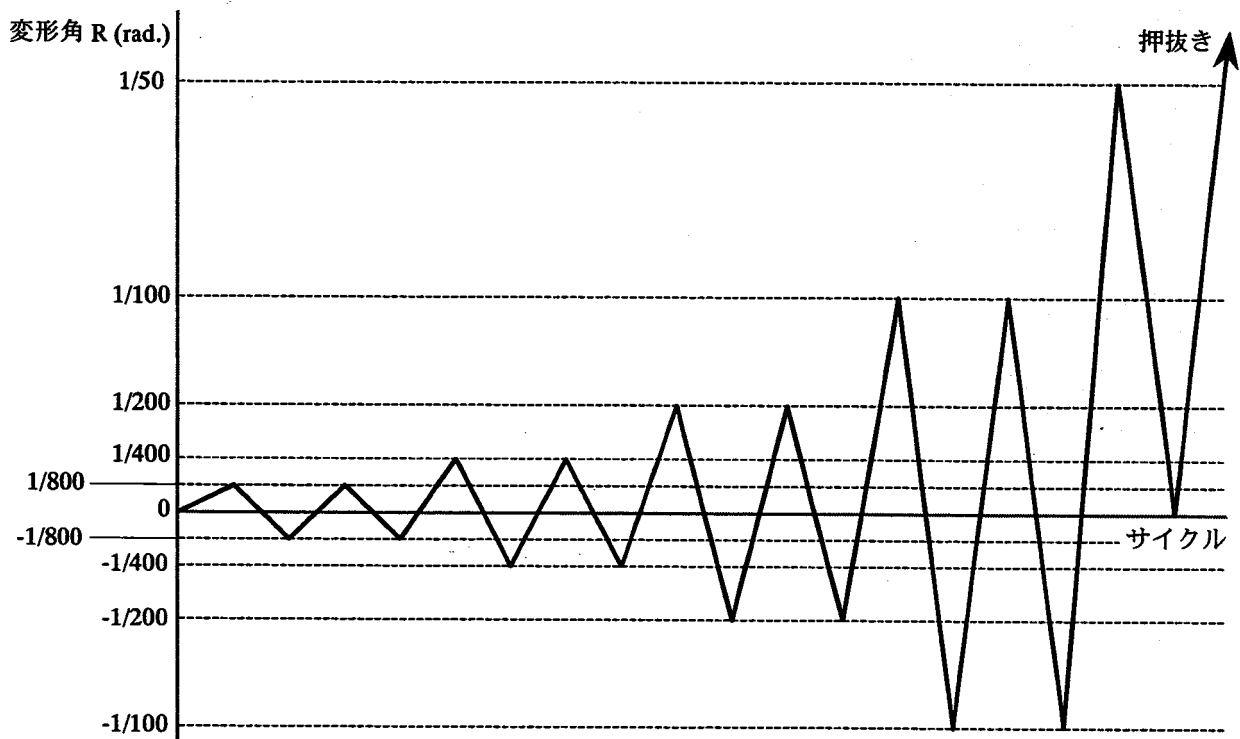


図 5-6 载荷プログラム

5-2-6 計測方法

本実験では試験体に作用する軸力と水平荷重，試験体の水平変位，軸方向変位とせん断変形，鉄筋のひずみについて測定を行う。以下 a) ～c) に各測定の詳細を記す。なお，各測定値はスイッチボックスとデータロガー（(株)日本電気三栄製 7V14）を通してパソコン（NEC 製 PC-9801US）に収録される。

- a) 試験体に作用する軸力と水平荷重 図 5-4 に示したように各ジャッキに取り付けたロードセル（(株)東京測器研究所製 TCLP-50B，容量 500kN，感度 1.0mV/V）を用いて測定した。
- b) 試験体の水平変位，軸方向変位とせん断変形 変位計測の概要を図 5-7 に示す。計測点①～⑤で柱部分の水平変位を計測点⑭でスタブの水平変位を測定する。計測点⑥～⑪で柱部分の軸方向変位を測定し，その値を元に曲率を算出する。計測点⑫，⑬で柱部分柱脚付近における斜め方向の変位を測定し，その値を元にせん断変形を算出する。各変位計の種類と性能を表 5-4 に，各変位計の設置詳細を図 5-8 にそれぞれ示す。また，写真 5-5 に試験体正面から見た変位計の設置状況を示す。
- c) 鉄筋のひずみ 図 5-9 に示す主筋，帯筋およびスタブ筋の各点について，ストレインゲージ（(株)共和電業製 KFG-2-60-C1-11L1M2R）を 1 枚もしくは表裏に 1 枚ずつ計 2 枚を貼付し，2 枚の場合は 2 つの平均値からひずみを算定した。図において計測点に対し数字が 1 つの場合は 1 枚，2 つの場合は 2 枚のゲージが貼付してある。

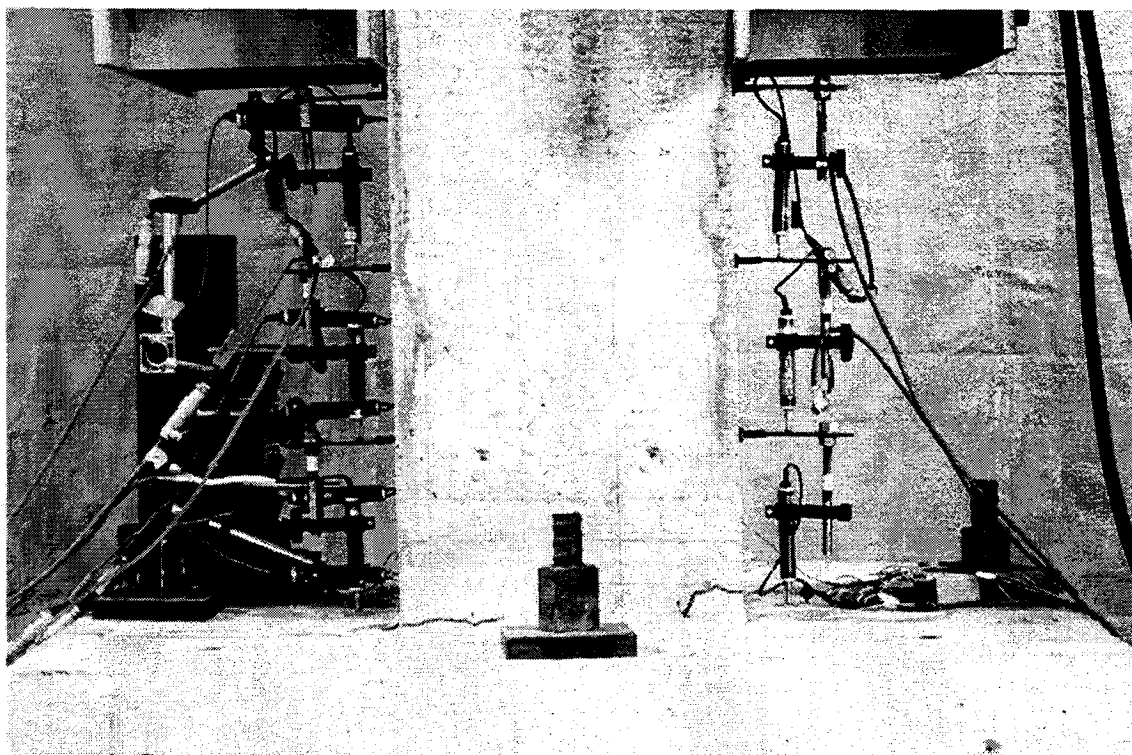
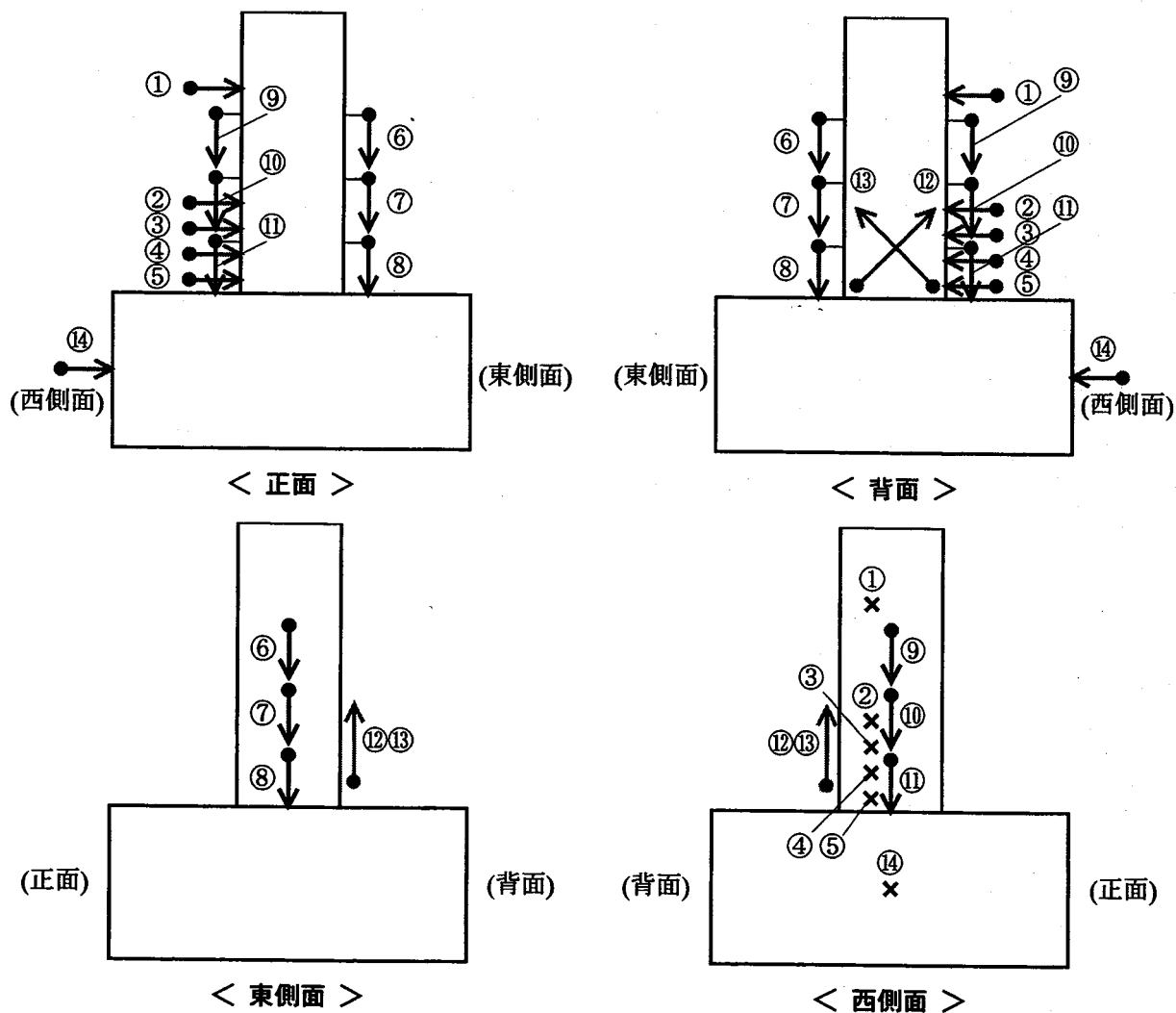


写真 5-5 試験体正面 (南面) の変位計設置状況



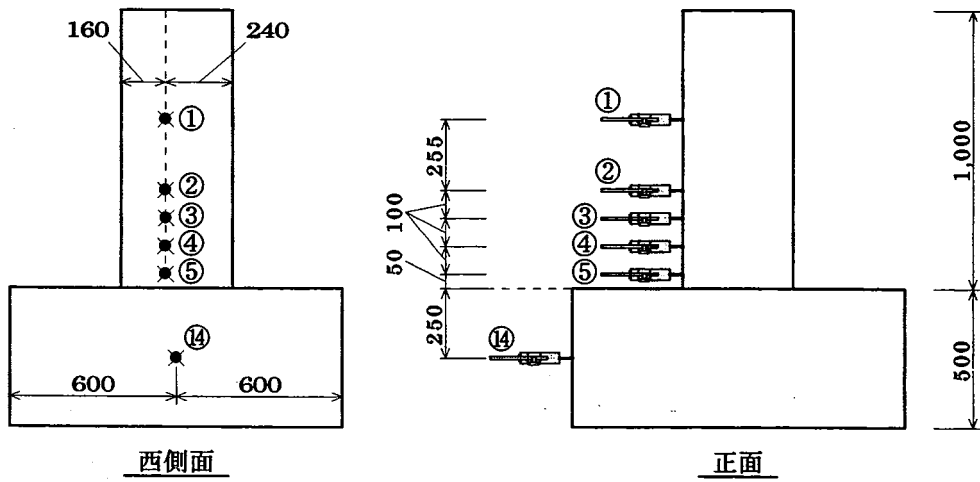
計測点①②③④⑤⑭：水平変位を計測
 計測点⑥⑦⑧⑨⑩⑪：軸方向変位を計測
 計測点⑫⑬：せん断変形を計測

図 5-7 変位計測の概要

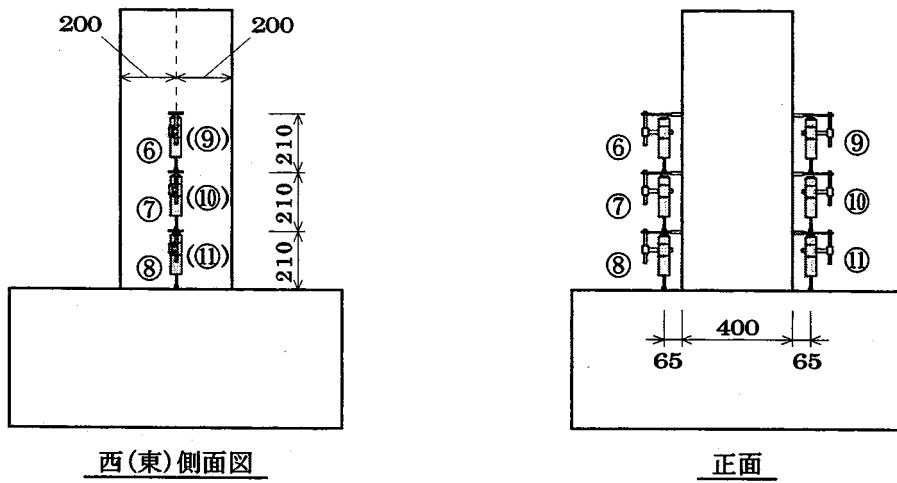
表 5-4 変位計の種類と性能

計測対象	水平変位		軸方向変位	せん断変形
計測点番号	①	②, ③, ④, ⑤, ⑭	⑥, ⑦, ⑧, ⑨, ⑩, ⑪	⑫, ⑬
変位計種類	CDP-50	CDP-25	CDP-25	CDP-25
ストローク(mm)	50	25	25	25
感度 (μ/mm)	200	500	500	500

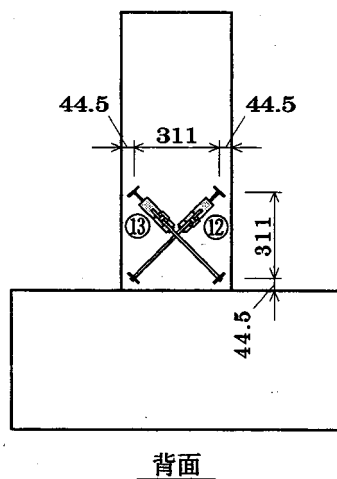
※ 変位計はすべて(株)東京測器研究所製



< 水平変位計測用 >



< 軸方向変位計測用 >



< せん断変形計測用 >

[unit : mm]

図 5-8 変位計設置の詳細

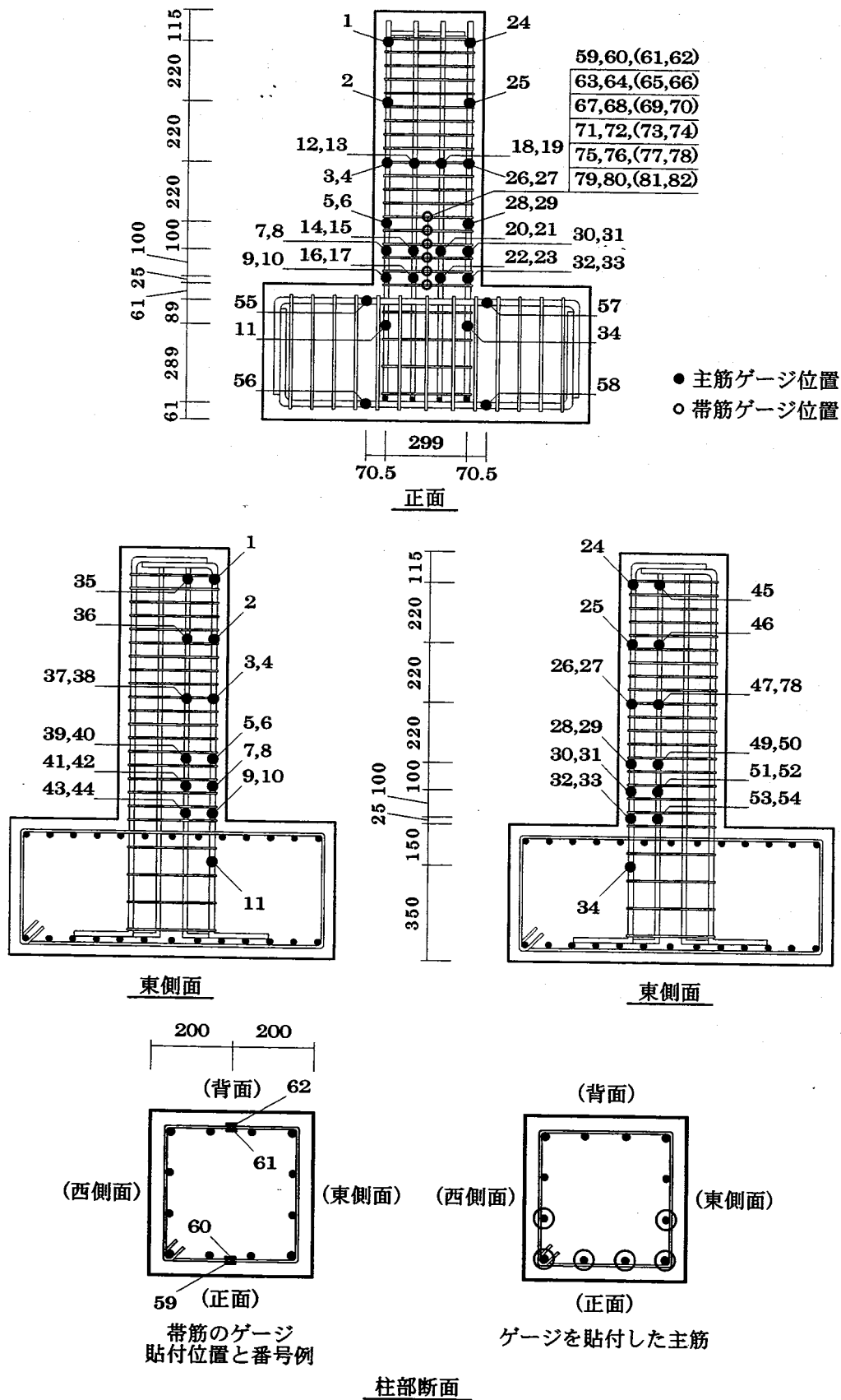


図 5-9 ひずみゲージ貼付位置

5-3 実験結果および考察

実験結果として、以下にひび割れ性状、水平荷重－水平変位履歴曲線、水平最大耐力、等価粘性減衰定数、水平変位分布性状、鉄筋のひずみ分布性状、曲率分布性状、せん断変形性状および軸方向変位－水平変位関係を比較して示す。なお、CS-4 についてはコンクリートの粘性が高いために打設をやり直した経緯があり、その影響の考慮が難しいことからここでは結果を割愛する。

5-3-1 ひび割れ性状

各試験体のひび割れの進展状況を図 5-10～図 5-12 にそれぞれ示す。いずれもそれぞれの変形角 ($R=1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50\text{rad.}$) の载荷終了時および終局時でのひび割れである。各図とも正加力時に発生したひび割れを黒線で、負加力時のそれを灰線で示し、コンクリートの剥落部は塗りつぶしてある。また、試験体中のグリッド線は鉄筋位置を表す。ひび割れの進展は各試験体ともに同様の性状を示しており、変形角 $R=1/800\text{rad.}$ までに柱脚部に曲げひび割れが生じ、 $1/200\text{rad.}$ までに曲げせん断ひび割れが発生した。なお、付着ひび割れはいずれにおいても発生しなかった。以下に各試験体について詳細を記述する。

【CS-1 (普通コンクリート)】

変形角 $R=1/800\text{rad.}$

正加力時において、柱脚部の引張側に曲げひび割れが発生している。負加力時においても、柱脚部の引張側に曲げひび割れが発生している。

変形角 $R=1/400\text{rad.}$

正加力時において、柱脚部から約 25cm 上方の付近で曲げひび割れが発生した。また柱脚部の既存の曲げひび割れはそれぞれ進展している。負加力時においても正面で柱脚部から約 25cm 上方の付近から若干のひび割れが発生している。

変形角 $R=1/200\text{rad.}$

正加力時において、柱脚部から約 25cm 上方付近のひび割れが進展し、正面では斜め方向のせん断ひび割れも発生している。柱脚部の曲げひび割れは東側面の全幅に渡っている。負加力時においても、正面および背面の引張側に柱脚部から約 25cm 上方付近に曲げせん断ひび割れが発生している。

変形角 $R=1/100\text{rad.}$

正加力時において、正面および背面に柱脚部から 55cm 上方の付近で柱幅 1/2 程度のせん断ひび割れが発生している。既存のせん断ひび割れはそれぞれ柱幅の 2/3 程度まで進展している。負加力時においては既存のひび割れがそれぞれ進展しているが、顕著なせん断ひび割れは発生していない。

変形角 $R=1/50\text{rad.}$

正加力において、特に背面の柱脚部付近で既存のせん断ひび割れの進展が見られる。

終局時

既存のひび割れの進展が若干見られる他、柱脚部から 50cm 上方の付近で若干のひび割れが発生している。また、柱脚部西側に圧縮軸力による圧壊が見られた。

【CS-2（石炭灰コンクリート）】

変形角 $R=1/800\text{rad}$.

正加力時においてはひび割れは発生しなかった。負加力時において、柱脚部および柱脚部から 10cm 上方の付近に若干の曲げひび割れが発生した。

変形角 $R=1/400\text{rad}$.

正加力時において、柱脚部の上方 10cm から 20cm の付近に曲げひび割れが発生した。負加力時においては、柱脚部の上方 15cm と 25cm の付近に曲げひび割れが発生した。

変形角 $R=1/200\text{rad}$.

正加力時において、既存の曲げひび割れがそれぞれ進展し、斜め方向のせん断ひび割れが発生している箇所もある。負加力時においても、既存の曲げひび割れが進展し、一部でせん断ひび割れが発生している。

変形角 $R=1/100\text{rad}$.

正加力時において、せん断ひび割れの進展および増加が顕著である。負加力時においても、正加力時と同様にせん断ひび割れの進展、増加が著しい。

変形角 $R=1/50\text{rad}$.

正加力時において、曲げひび割れ、せん断ひび割れともに増加、進展している。また、柱脚部の東側端で圧縮による縦方向のひび割れが発生している。

終局時

全体的にひび割れの増加、進展が顕著であり、柱脚部の西側端でコンクリートが部分的に圧壊し剥落した。

【CS-3（高流動コンクリート）】

変形角 $R=1/800\text{rad}$.

正加力時において、柱脚部およびその上方 15cm と 25cm 付近から若干の曲げひび割れが発生した。負加力時においては、柱脚部の上方 15cm 付近から若干の曲げひび割れが発生している。

変形角 $R=1/400\text{rad}$.

正加力時において、既存の曲げひび割れが進展しており、一部でせん断ひび割れが発生している。負加力時においても正加力時と同様である。

変形角 $R=1/200\text{rad}$.

正加力時において、既存の曲げひび割れ、せん断ひび割れともに進展している。負加力時においては、曲げひび割れ、せん断ひび割れともに増加、進展している。

変形角 $R=1/100\text{rad}$.

正加力時において、ひび割れが増加、進展している。また、柱脚部の東側端に圧縮による縦方向のひび割れが発生している。負加力時においてはひび割れが増加、進展している。

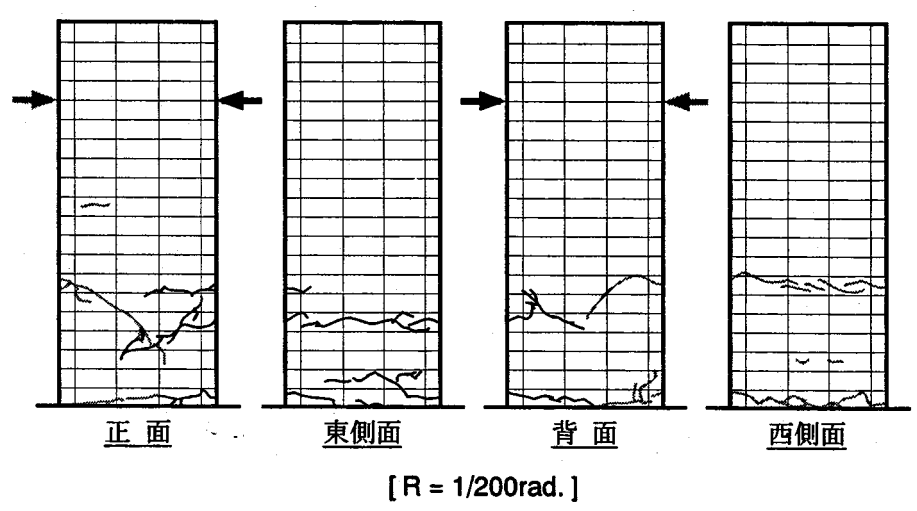
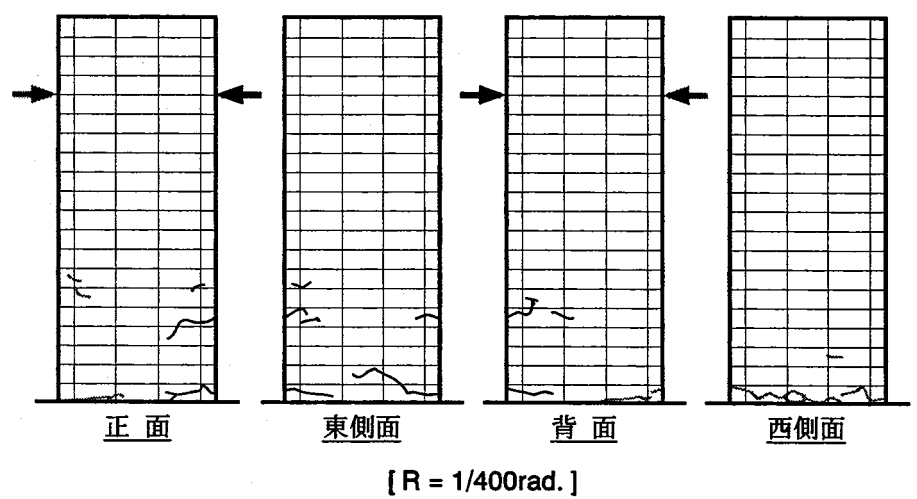
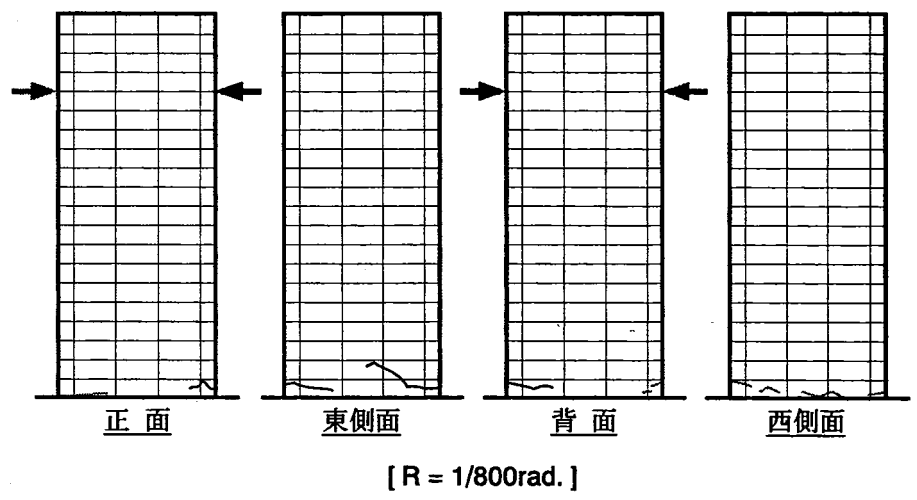
変形角 $R=1/50\text{rad}$.

柱脚部における既存のひび割れが増加、進展している。

終局時

水平加力点付近から柱脚部東側端に向けて大きなせん断ひび割れが発生し、既存の曲げひび割れ、せん断ひび割れはともに増加、進展している。また、柱脚部西側端でコンクリートが圧壊し剥落した。

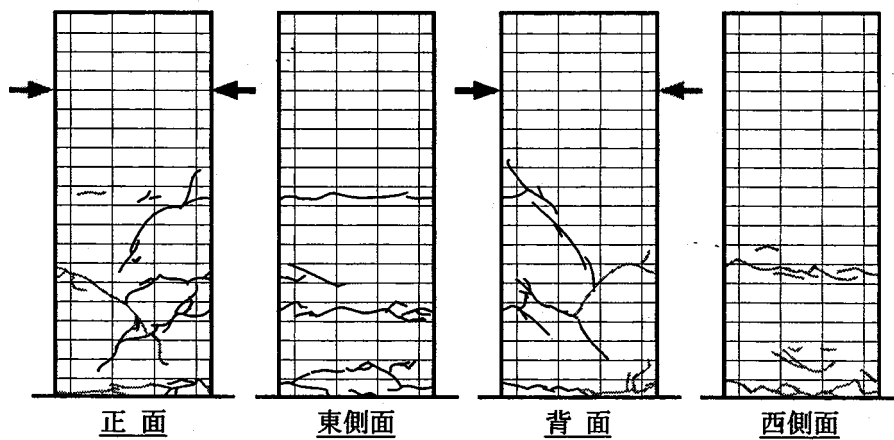
CS-1(普通コンクリート)



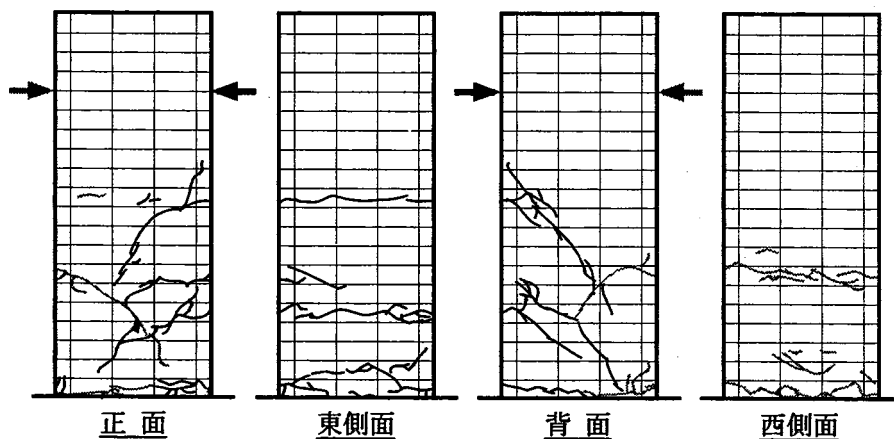
— : 正加力時 (→) ■ : 剥落部
 — : 負加力時 (←)

図 5-10 a) CS-1 のひび割れ性状 (その 1)

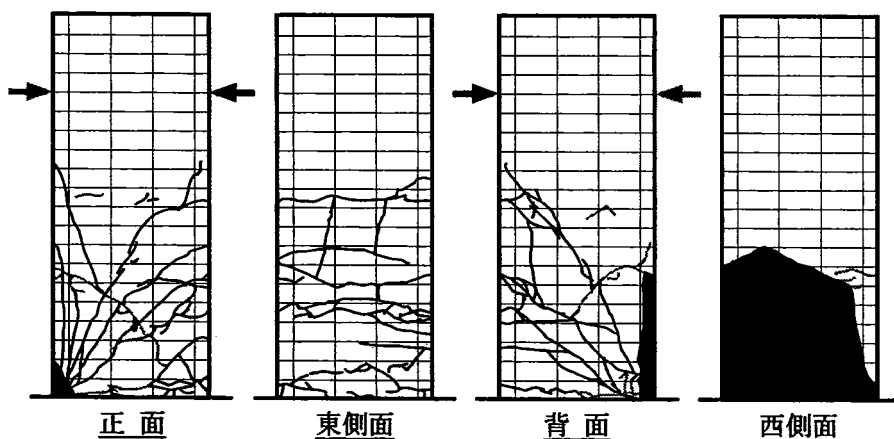
CS-1(普通コンクリート)



[R = 1/100rad.]



[R = 1/50rad.]



[終局時]

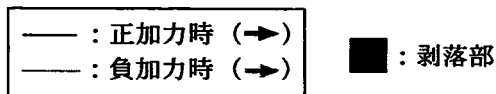
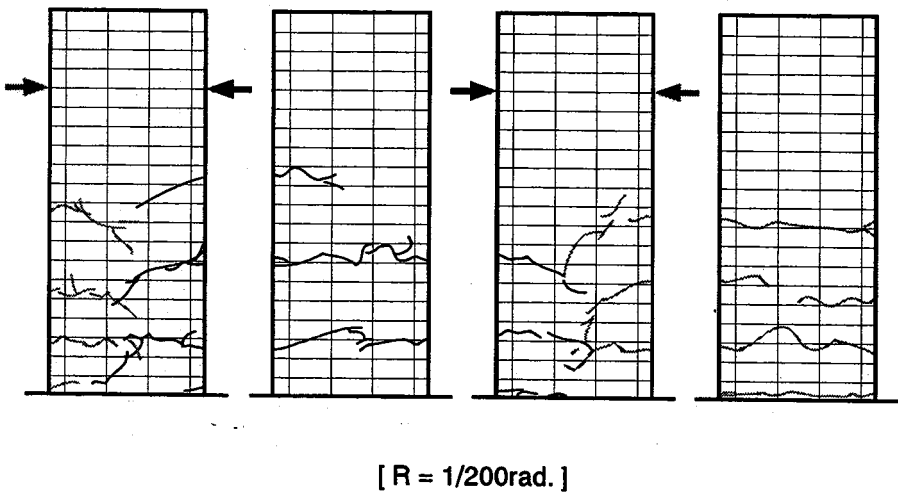
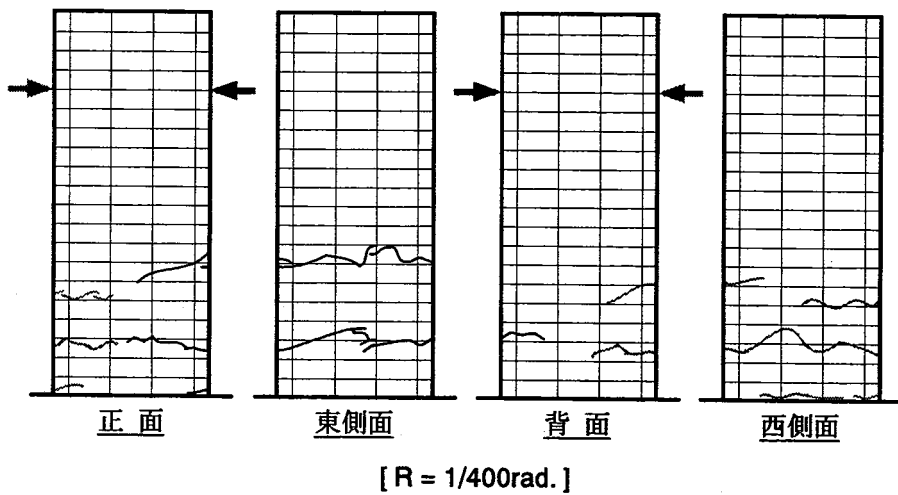
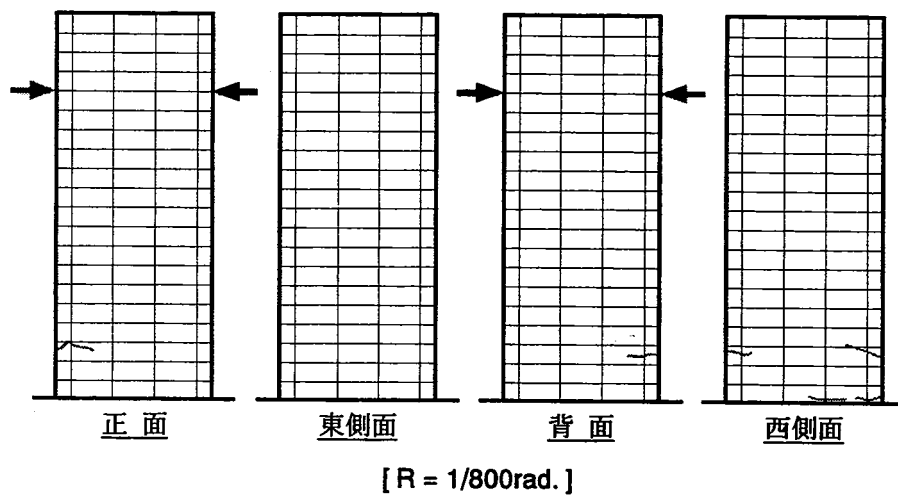


図 5-10 b) CS-1 のひび割れ性状 (その 2)

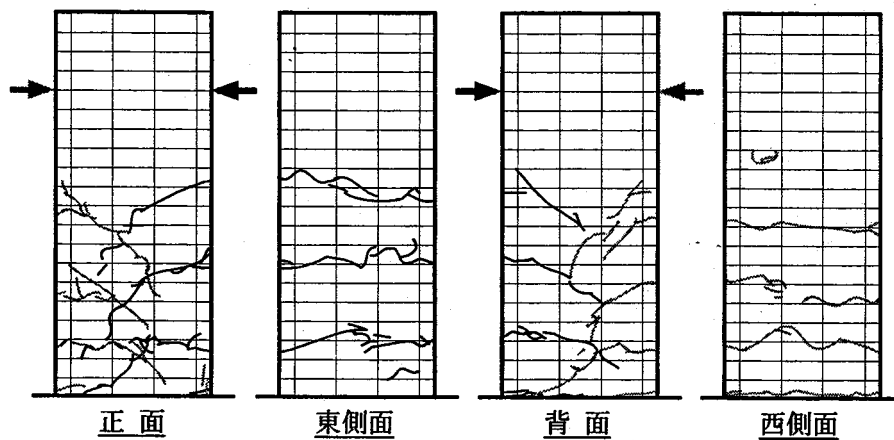
CS-2(石炭灰コンクリート)



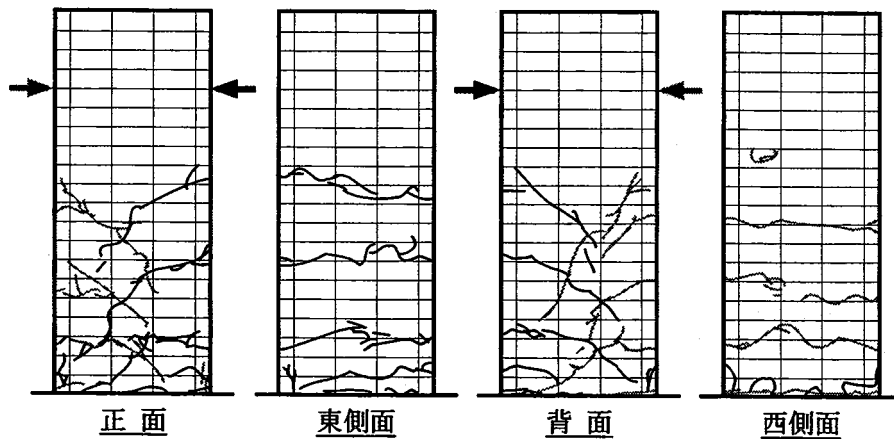
<p>— : 正加力時 (→)</p> <p>— : 負加力時 (←)</p>	<p>■ : 剥落部</p>
---	----------------

図5-11 a) CS-2のひび割れ性状(その1)

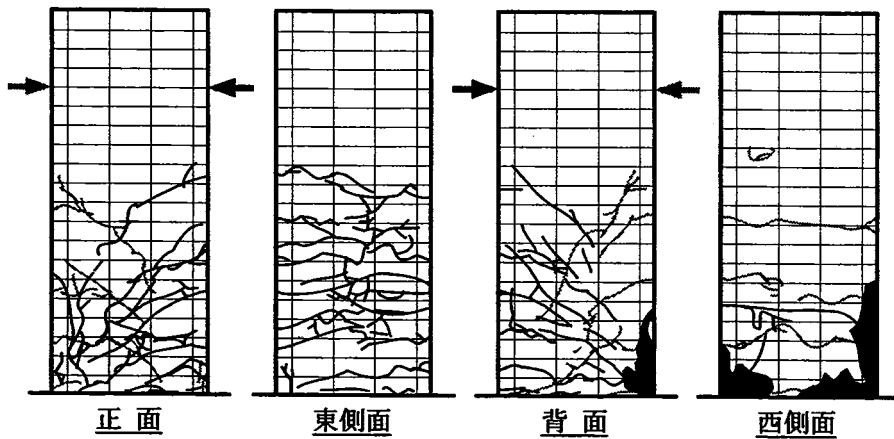
CS-2(石炭灰コンクリート)



[R = 1/100rad.]



[R = 1/50rad.]



[終局時]

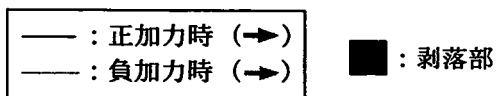
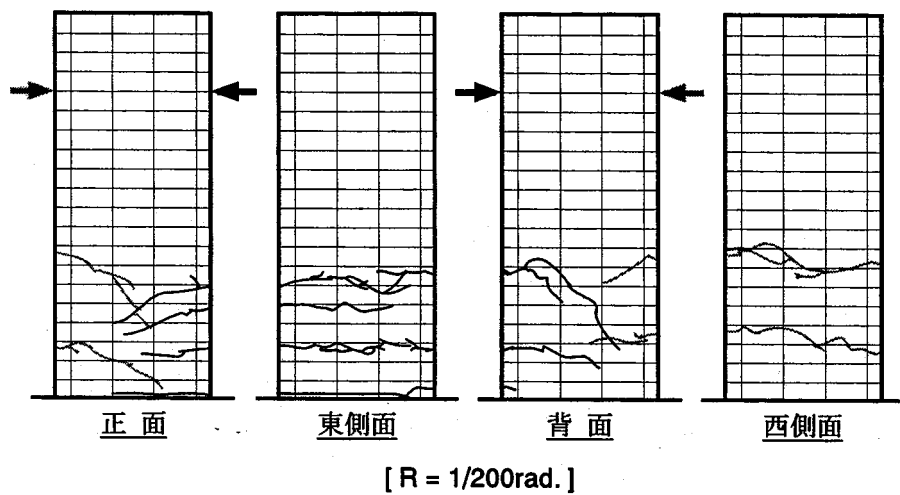
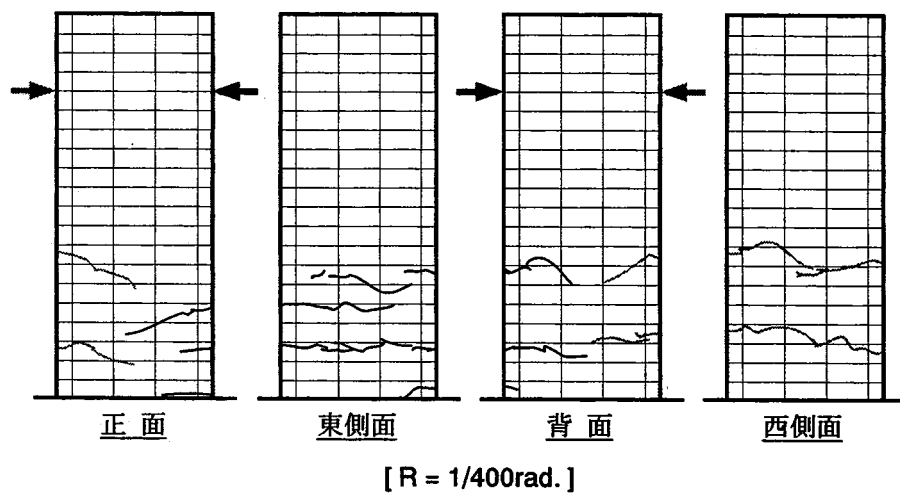
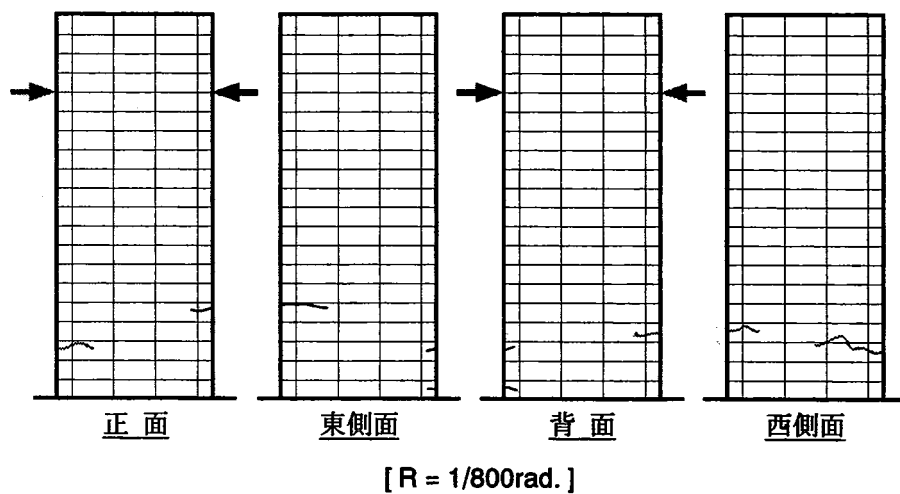


図 5-11 b) CS-2 のひび割れ性状 (その 2)

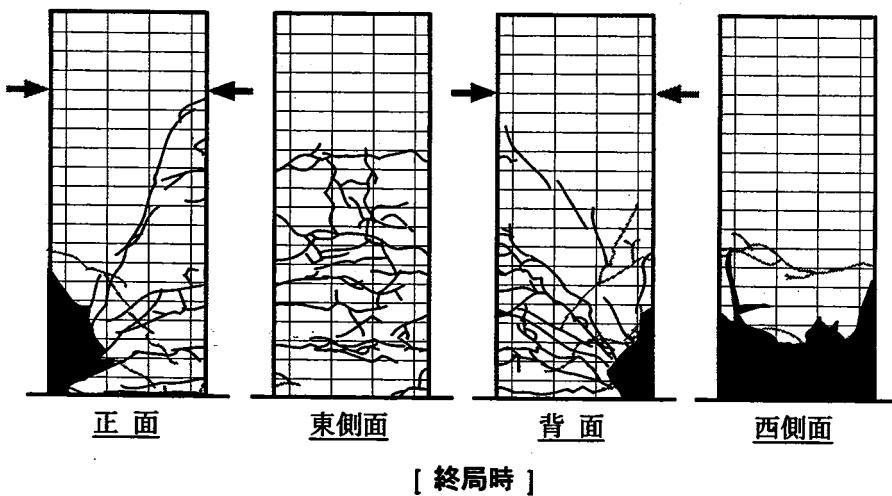
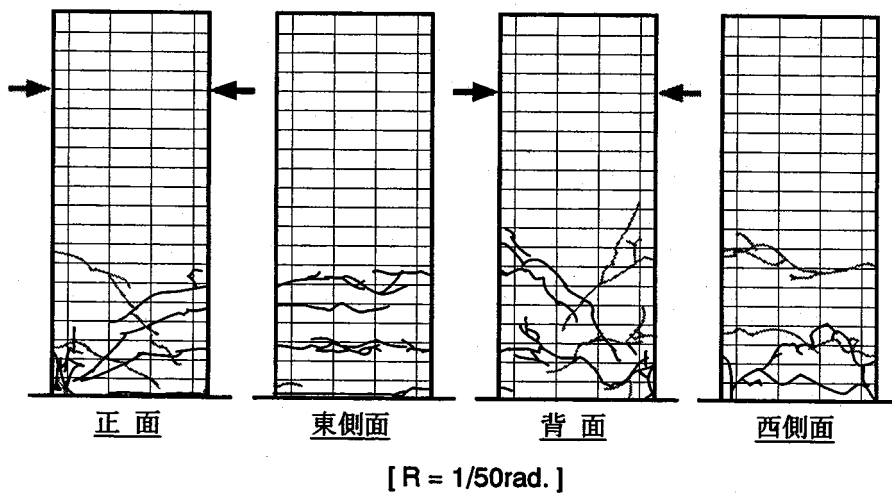
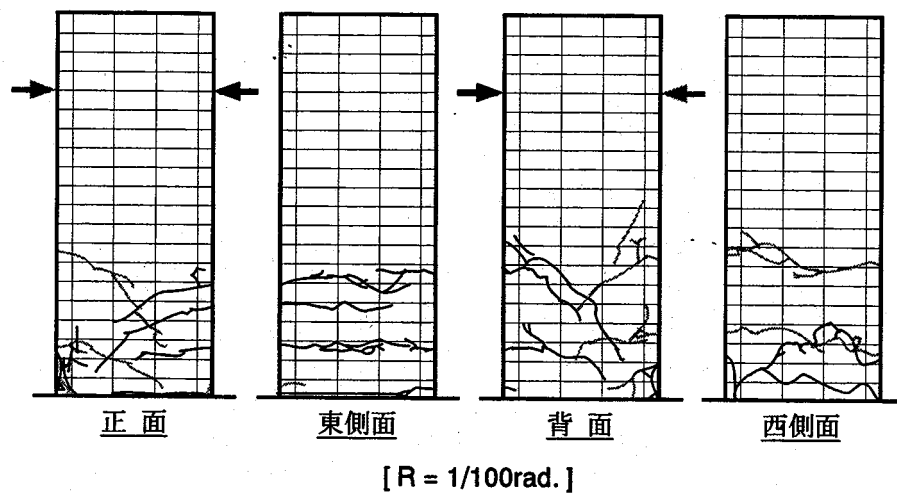
CS-3(高流動コンクリート)



— : 正加力時 (→) ■ : 剥落部
 — : 負加力時 (←)

図 5-12 a) CS-3 のひび割れ性状 (その 1)

CS-3(高流動コンクリート)



— : 正加力時 (→) ■ : 剥落部
 — : 負加力時 (←)

図 5-12 b) CS-3 のひび割れ性状 (その 2)

各試験体の終局時における損傷状況を比較して写真 5-6 に示す。いずれにおいても正負両方向に大きな斜め方向のせん断ひび割れが発生したが、せん断破壊や急激な耐力低下を起こすことなく、柱脚部の西側端が圧壊して終局に達した。

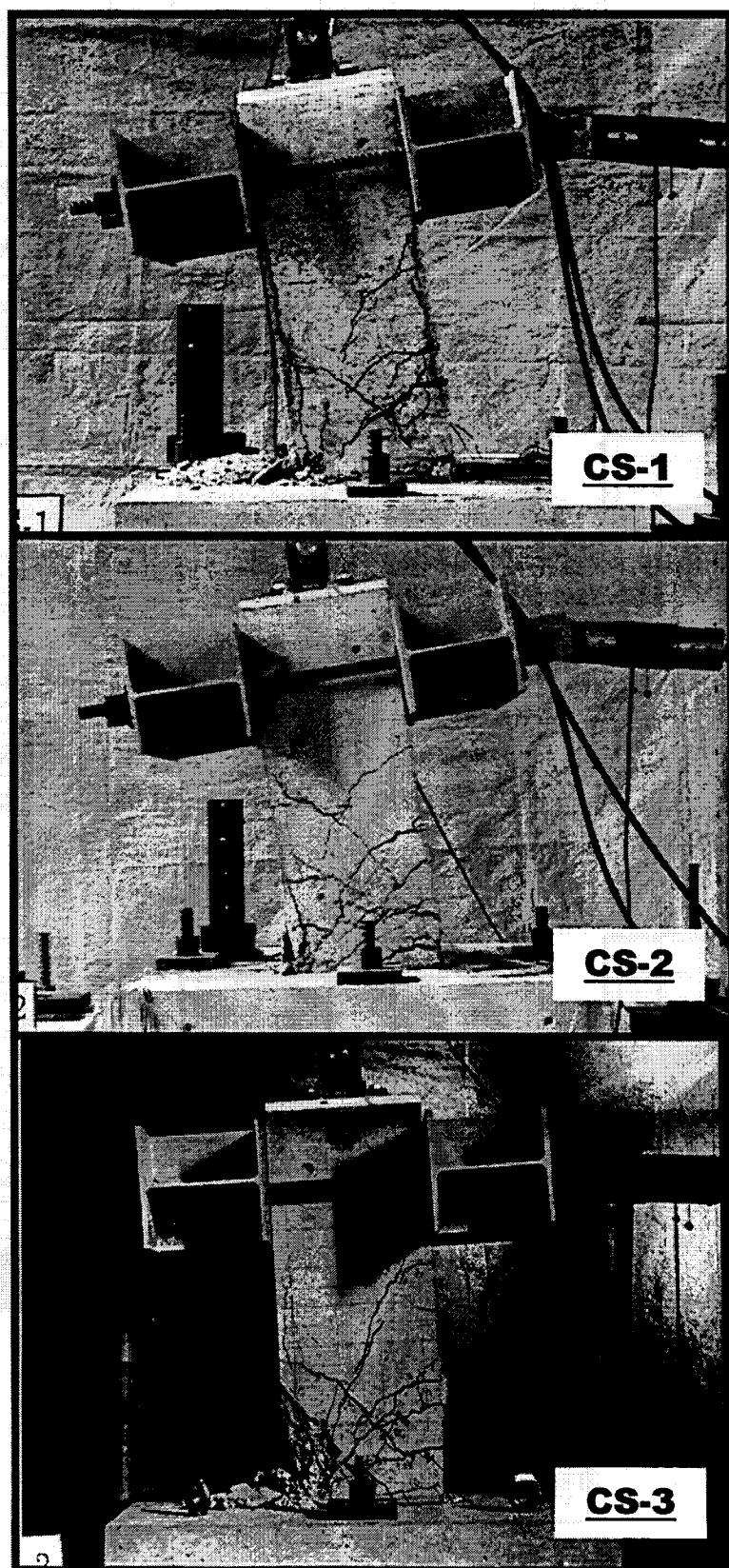


写真 5-6 各試験体の終局時における損傷状況

5-3-2 水平荷重—水平変位履歴曲線

試験体に作用する水平荷重 Q と制御用変位計の計測値である水平変位 δ の履歴を変形角 $R=1/100\text{rad}$ までの部分に関して図 5-13 a) に、終局状態までを図 5-13 b) にそれぞれ示す。なお図 5-14 に示すように、水平荷重 Q には水平ジャッキにより作用する荷重に加え、鉛直ジャッキが傾いた場合の荷重の水平成分を考慮している。

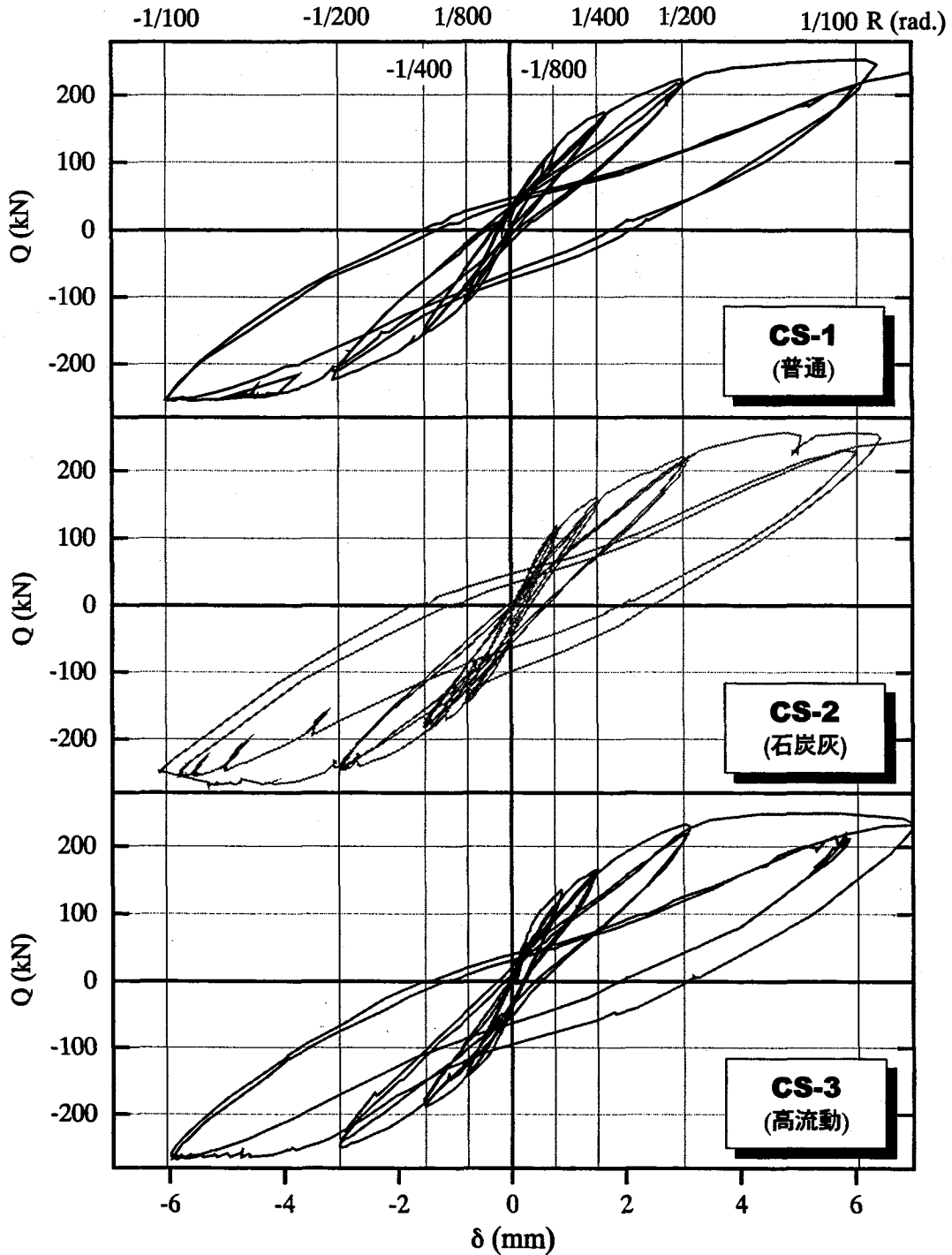


図 5-13 a) 各試験体の水平荷重—水平変位履歴曲線 (変形角 $R=1/100\text{rad}$ まで)

履歴曲線はいずれも同様の安定したループを描いており、実験終了時まで著しい耐力低下を起さなかった。また、せん断ひび割れに起因するスリップ現象が同様に見られ、そのために準実大鉄筋コンクリート梁試験体に比較し、各ループの幅が狭く面積が小さくなっている。なお、いずれの試験体においても変形角 $R=1/200\text{rad}$ 付近で剛性が大きく低下しており、主筋が降伏していることがわかる。

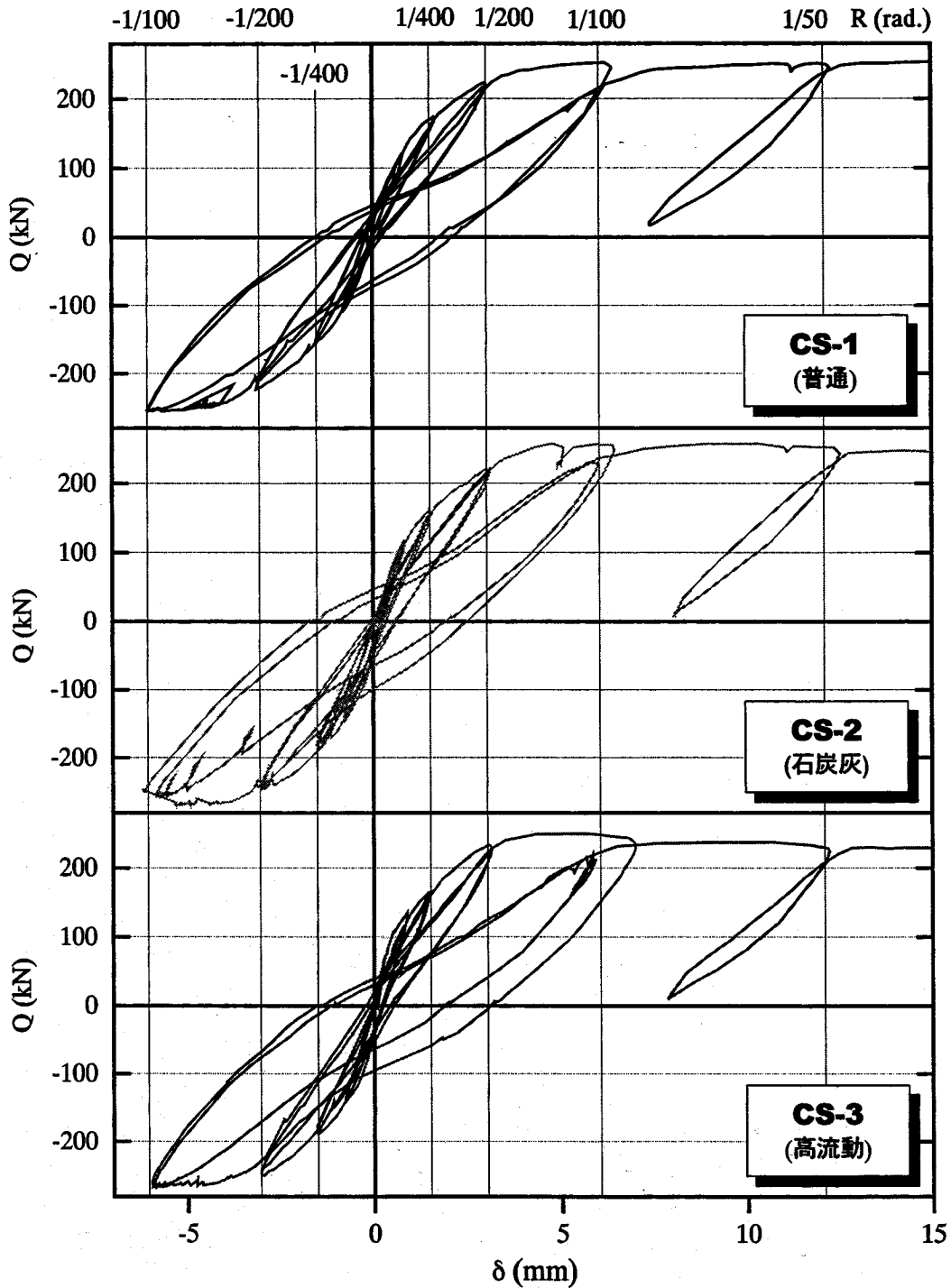
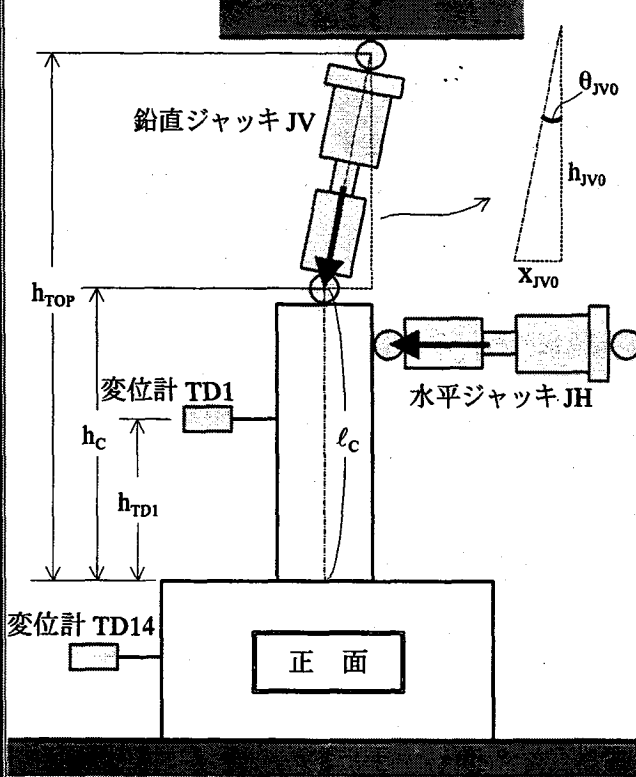


図 5-13 b) 各試験体の水平荷重－水平変位履歴曲線（終局状態まで）

<初期状態>



— 初期状態(載荷前)について —

下記の値を実測

h_{TOP} : 柱下端から鉛直ジャッキ上部ピンまでの鉛直距離

l_c : 柱下端から鉛直ジャッキ下部ピンまでの鉛直距離

h_{TD1} : 柱下端から変位計 TD1 計測点までの鉛直距離

x_{JV0} : 鉛直ジャッキの初期水平変位

(そのうち, h_{TOP} , l_c , h_{TD1} は定数)

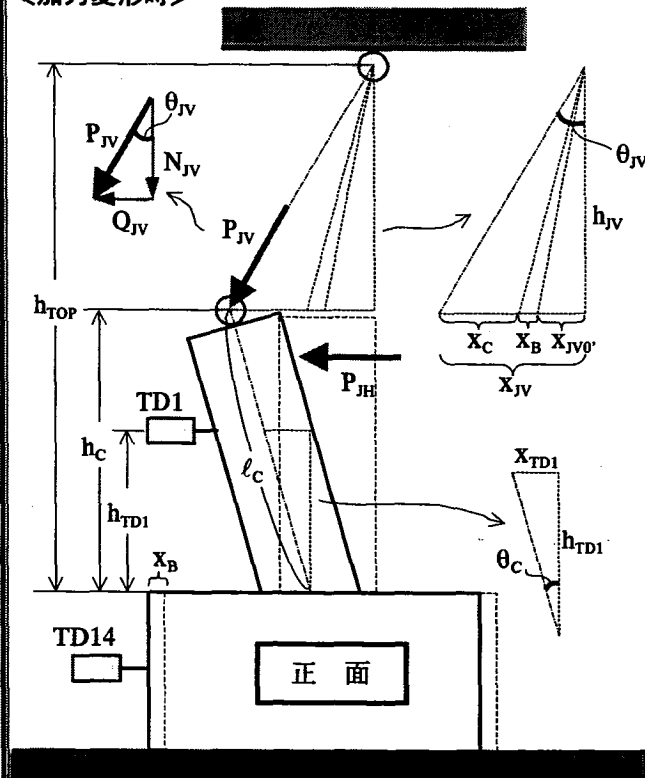
下記の値を設定

$$h_c = l_c$$

$$h_{JV0} = h_{TOP} - h_c$$

$$\theta_{JV0} = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{x_{JV0}}{h_{JV0}} \right)$$

<加力変形時>



— 加力変形時について —

下記の関係が成り立つ

x_B : 変位計 TD14 の計測値

x_{TD1} : 変位計 TD1 の計測値

$$\theta_c = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{x_{TD1}}{h_{TD1}} \right)$$

$$x_c = l_c \sin[\theta_c], \quad h_c = l_c \cos[\theta_c]$$

$$h_{JV} = h_{TOP} - h_c$$

$$x_{JV0'} = h_{JV} \tan[\theta_{JV0}]$$

$$x_{JV} = x_{JV0'} + x_B + x_c$$

$$\theta_{JV} = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{x_{JV}}{h_{JV}} \right)$$

$$Q_{JV} = P_{JV} \sin[\theta_{JV}], \quad N_{JV} = P_{JV} \cos[\theta_{JV}]$$

以上より

試験体に作用する水平荷重 ; $Q = P_{JH} + Q_{JV}$

試験体に作用する鉛直荷重 ; $N = N_{JV}$

図 5-14 鉛直ジャッキの傾斜による荷重の補正

5-3-3 水平最大耐力

実験より得られた各試験体の水平最大耐力を表 5-5 に実験値 Q_E として示す。また、計算により求めた曲げ終局耐力 Q_{CM} とせん断終局耐力 Q_{CS} を計算値として、さらにそれぞれの実験値との比を同表中に併せて示す。なお、計算値 Q_{CM} 、 Q_{CS} は文献 19) に準じて下記の略算式により求めた。曲げ終局耐力計算値 Q_{CM} とせん断終局耐力計算値 Q_{CS} は近接した値であるが、いずれにおいても曲げ終局耐力計算値 Q_{CM} がわずかに小さく曲げ破壊先行型となっていることがわかる。各試験体の水平最大耐力の実験値 Q_E はいずれも計算値と近似している。

表 5-5 水平最大耐力の実験値と計算値の比較

試験体名	実験値 (kN) Q_E	計算値 (kN)		実験値/計算値	
		曲げ Q_{CM}	せん断 Q_{CS}	Q_E / Q_{CM}	Q_E / Q_{CS}
CS-1	254.2	251.3	257.1	1.01	0.99
CS-2	263.4	250.0	253.8	1.05	1.03
CS-3	259.0	251.3	257.5	1.03	1.01

< 計算値 Q_{CM} 、 Q_{CS} の算出 >

..... 文献 19) 中の略算式に準ずる

① 曲げ終局耐力計算値； $Q_{CM} = M_U / h$

$$\text{終局曲げモーメント； } M_U = 0.8 a_t \sigma_{SY} D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{bD\sigma_B} \right)$$

引張鉄筋断面積； $a_t \dots$ D16 : 398 mm², D19 : 574 mm²

引張鉄筋降伏強度； $\sigma_{SY} \dots$ D16 : 393 N/mm², D19 : 387 N/mm² (表 5-3 参照)

軸力； $N = 441$ kN

断面の幅； $b = 400$ mm

断面の全せい； $D = 400$ mm

コンクリート圧縮強度； $\sigma_B \dots$ 実験実施時における材料試験結果である表 5-2に示した値

加力点高さ； $h = 800$ mm

② せん断終局耐力計算値； $Q_S = (\tau_U + 0.1 \sigma_0) b j$

$$\text{せん断終局応力度； } \tau_U = \frac{0.053 p_t^{0.23} (180 + \sigma_B)}{(M/Qd) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_{WY}}$$

引張鉄筋比； $p_t = 0.61$ %

シアスパン比； $M/Qd = 2.29$

帯筋比； $p_w = 0.0032$

帯筋降伏強度； $\sigma_{WY} = 383$ N/mm² (表 5-3 参照)

平均軸方向応力度； $\sigma_0 = N / (b D) = 2.76$ N/mm²

断面の応力中心間距離； $j = 306$ mm

5-3-4 等価粘性減衰定数

各試験体の履歴特性を詳細に検討するために、各履歴ループごとに等価粘性減衰定数 h_{EQ} を準実大鉄筋コンクリート梁試験体と同様に図 4-13 に示す方法により算出した。等価粘性減衰定数 h_{EQ} と変形角 R の関係を図 5-15 に示す。各試験体ともいずれの変形角についても 2 点ずつプロットしてあるが上の白抜きが 1 サイクル目、下の黒塗りが 2 サイクル目の値である。等価粘性減衰定数 h_{EQ} はすべて 0~20% の範囲に収まっており、各試験体ともに同様の傾向を示していることがわかる。いずれの試験体においても、主筋が降伏したと推定される変形角 $R=1/200\text{rad}$ 以降に履歴面積の増大に伴い等価粘性減衰定数 h_{EQ} の値が大きくなっている。なお、水平荷重-水平変位履歴曲線において記載したように、準実大鉄筋コンクリート梁試験体に比較し、ループの膨らみが小さいことから等価粘性減衰定数 h_{EQ} の値も小さくなっていることを付記する。

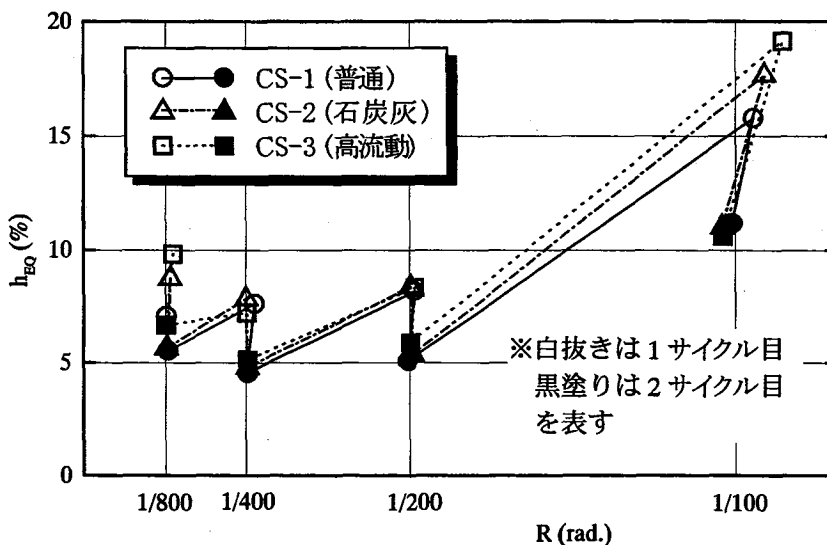


図 5-15 等価粘性減衰定数 h_{EQ} と変形角 R の関係

5-3-5 水平変位分布性状

各試験体におけるそれぞれの変形角の1サイクル目について、変位計により計測した水平方向の変位分布を図5-16に示す。この図において、右方向を正加力時、左方向を負加力時として示し、◆印はそれぞれ変位計の位置を表している。なお、CS-1およびCS-3では、実験途中でひび割れ等の損傷により変位計測用の治具が固定できず正確な計測が不能となった。よって図中では計測不能となった点は除外し点線で表している。水平変位分布はいずれの試験体においても初期の小振幅時には直線的であり、変形角 $R=1/100\text{rad}$.以降でやや柱脚部に変形が集中しており、同様の性状を示している。以下に各試験体について詳細を記述する。

【CS-1（普通コンクリート）】

変形角 $R=-1/200\text{rad}$.まではほぼ直線的になっており、 $1/100\text{rad}$.以降において柱脚部にやや変形が集中している。 $-1/100\text{rad}$.を目指す途中で試験体のひび割れのために最下点の水平変位計測が不能となった。

【CS-2（石炭灰コンクリート）】

CS-1と同様に変形角 $R=-1/200\text{rad}$.まではほぼ直線的な性状を示しており、 $1/100\text{rad}$.以降において柱脚部にやや変形が集中している。

【CS-3（高流動コンクリート）】

変形角 $R=1/200\text{rad}$.まではほぼ直線的になっており、 $-1/200\text{rad}$.以降において柱脚部にやや変形が集中している。 $1/100\text{rad}$.を目指す途中で最下点、 $-1/100\text{rad}$.を目指す途中で下から2番目の水平変位計測が試験体の損傷により不能となった。

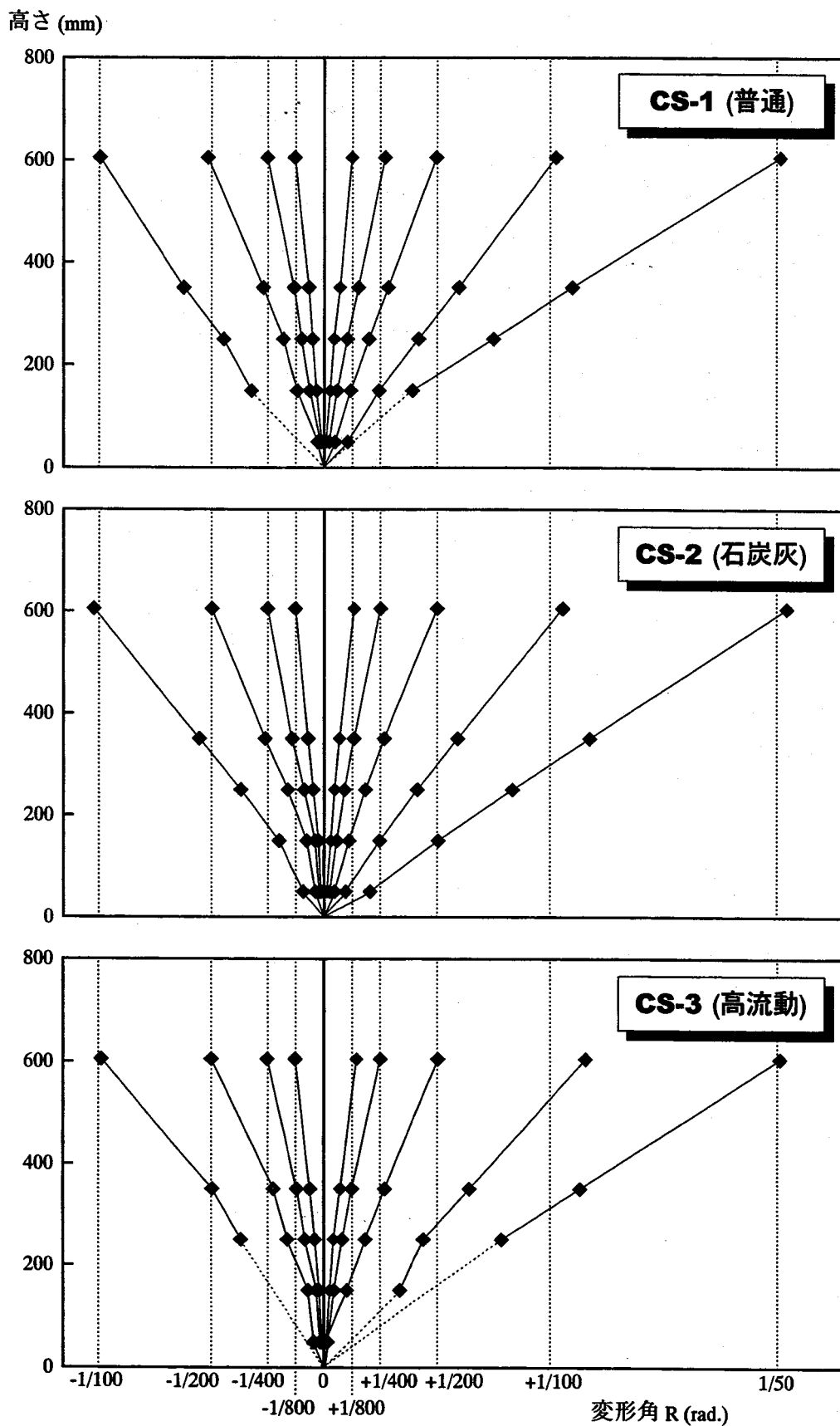


图 5-16 水平変位分布性状

5-3-6 鉄筋のひずみ分布性状

A) 主筋のひずみ分布

各試験体において正面から見たときの西端および東端の主筋におけるひずみ分布性状を図 5-17～図 5-19 にそれぞれ示す。この図において、ひずみは伸びる方向を正とし、正加力時のひずみ分布を実線で、負加力時のそれを点線で示している。図中の記号はそれぞれの変形角を表し、●は $1/800\text{rad.}$ 、▲は $1/400\text{rad.}$ 、▼は $1/200\text{rad.}$ 、◆は $1/100\text{rad.}$ 、そして*は $1/50\text{rad.}$ にそれぞれ対応する。また、図中に太破線で表している主筋の降伏ひずみ (ϵ_{sy}) は事前に行った鉄筋 (D19) の材料試験の結果から求めた降伏ひずみ値 ($2,005\mu$) であり降伏点の基準としている。ひずみ分布はいずれの試験体においても柱脚に近いほど大きな値を示し、部分的に降伏に達している場合もあり、コンクリート種類の違いによる有意な差は見られない。以下にそれぞれについて詳細を記述する。

【CS-1 (普通コンクリート)】

西側

変形角 $R=-1/400\text{rad.}$ までは正加力時、負加力時において対称的なひずみ分布を示している。 $-1/200\text{rad.}$ において高さ 400mm 付近のひずみが大きくなっているが、これはこの付近に生じたせん断ひび割れの影響によるものと考えられる。 $-1/100\text{rad.}$ で最下部が最初の降伏に達している。

東側

変形角 $R=1/200\text{rad.}$ においてひずみ分布形状がそれまでのものと異なっているが、これは高さ 200mm 付近に生じたせん断ひび割れの影響と考えられる。 $1/100\text{rad.}$ において最初の降伏に達しており、西側の主筋より早期に降伏している。

【CS-2 (石炭灰コンクリート)】

西側

変形角 $R=-1/100\text{rad.}$ において最初の降伏に達している。負加力時において高さ 200mm 付近の値が特出しているが、これはこの付近に生じたせん断ひび割れの影響によるものと考えられる。なお、最上部ではひずみゲージが不調で計測できていない。

東側

変形角 $R=1/100\text{rad.}$ において最初の降伏に達している。 $1/200\text{rad.}$ において高さ 400mm 付近の値が特出しているが、これはこの付近に生じたせん断ひび割れの影響によるものと考えられる。

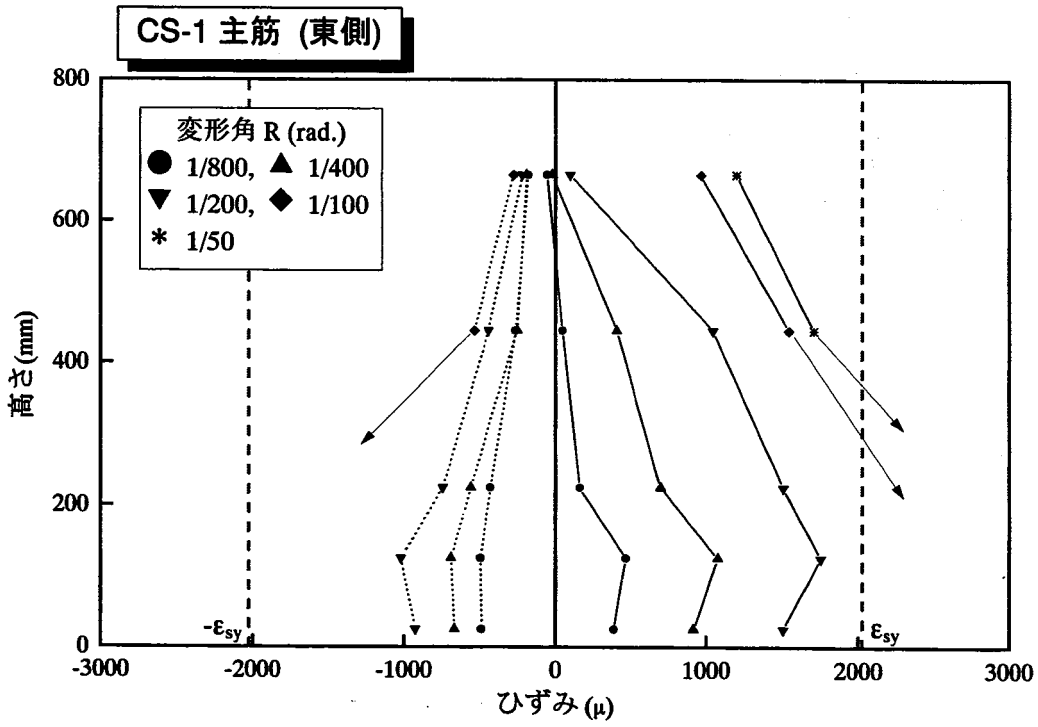
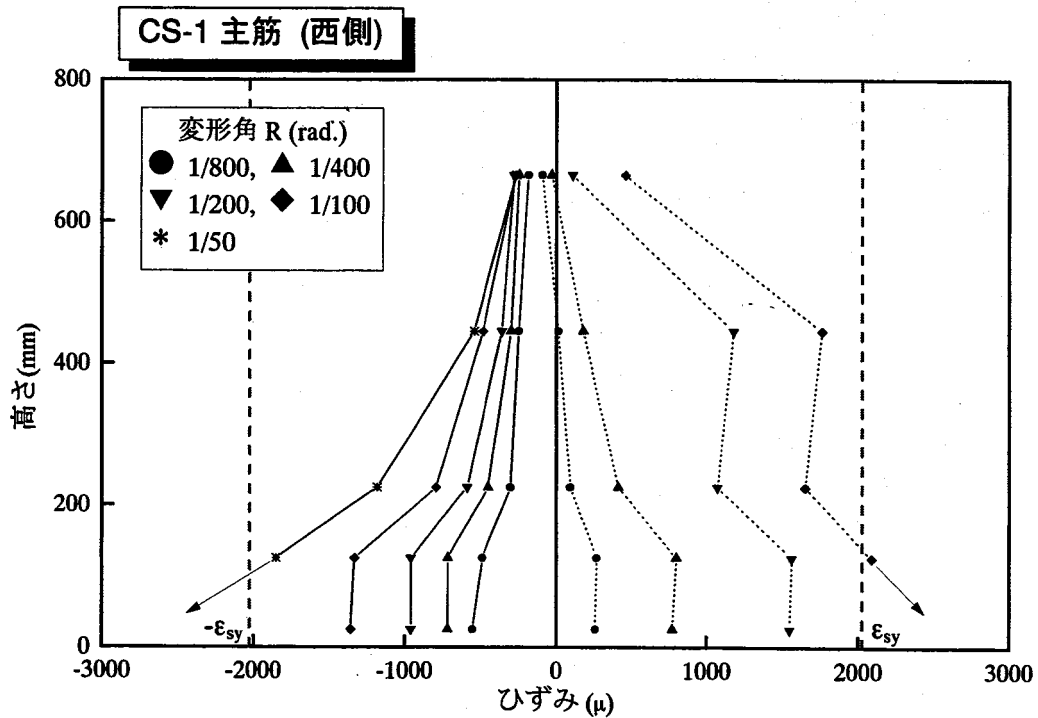
【CS-3 (高流動コンクリート)】

西側

変形角 $R=-1/100\text{rad.}$ において最初の降伏に達している。負加力時において最下部のひずみが大きい、この原因として柱脚部の曲げひび割れの増加、進展が著しかったことが考えられる。

東側

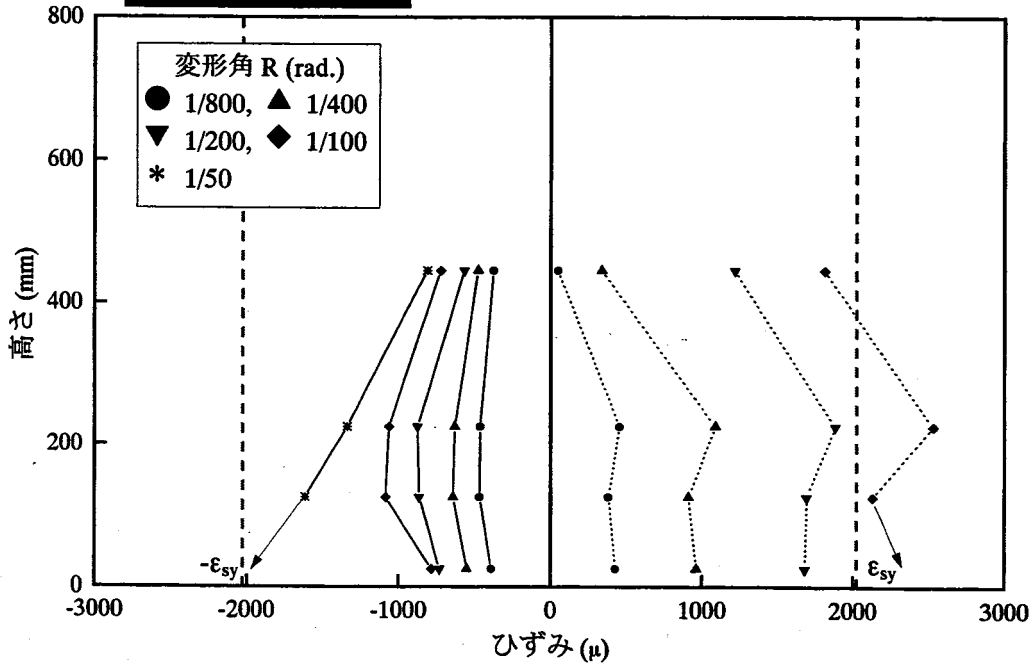
変形角 $R=1/100\text{rad.}$ において最初の降伏に達している。 $1/200\text{rad.}$ において高さ 400mm 付近の値が特出しているが、これはこの付近に生じたせん断ひび割れの影響によるものと考えられる。



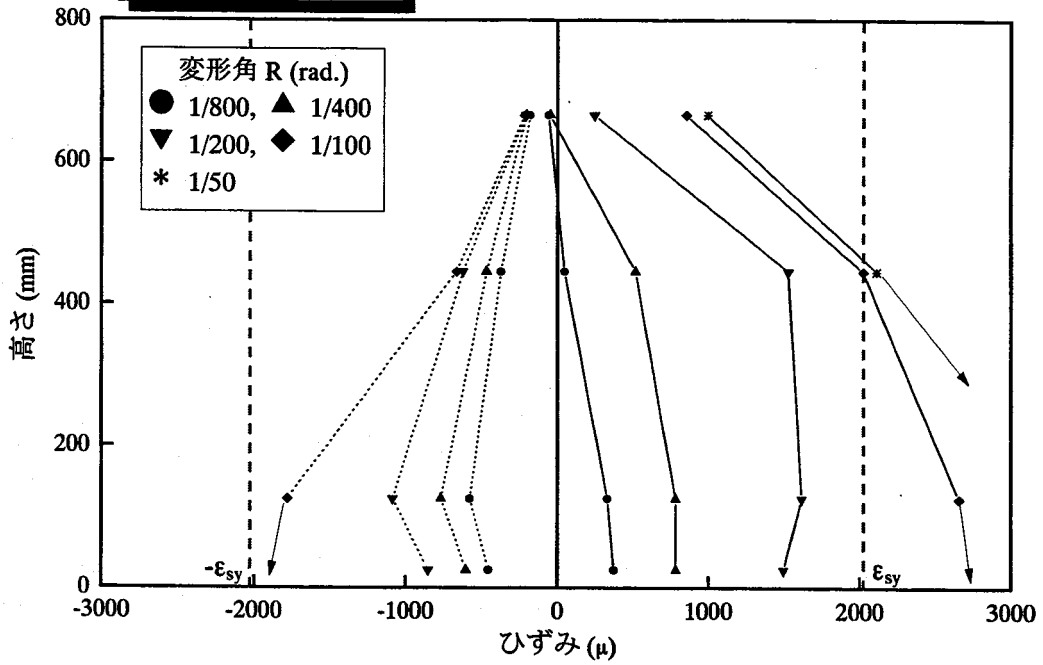
—— : 正加力時のひずみ分布
 —— : 負加力時のひずみ分布
 ϵ_{sy} : 主筋の降伏ひずみ

図 5-17 CS-1 (普通コンクリート) における主筋のひずみ分布

CS-2 主筋 (西側)



CS-2 主筋 (東側)

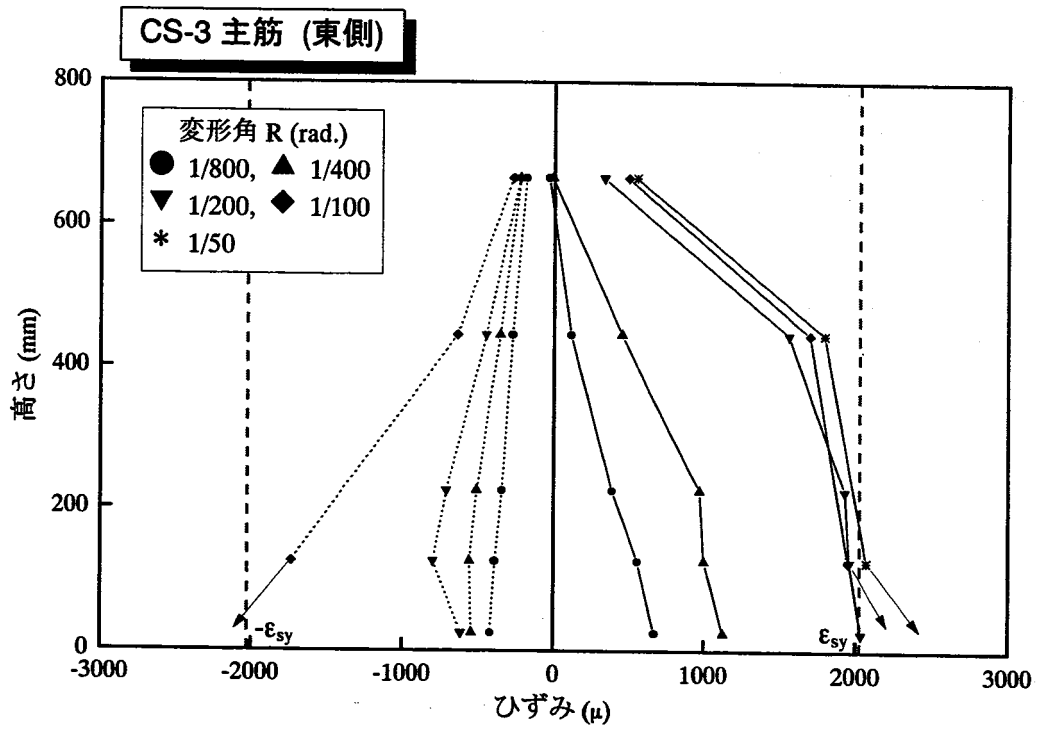
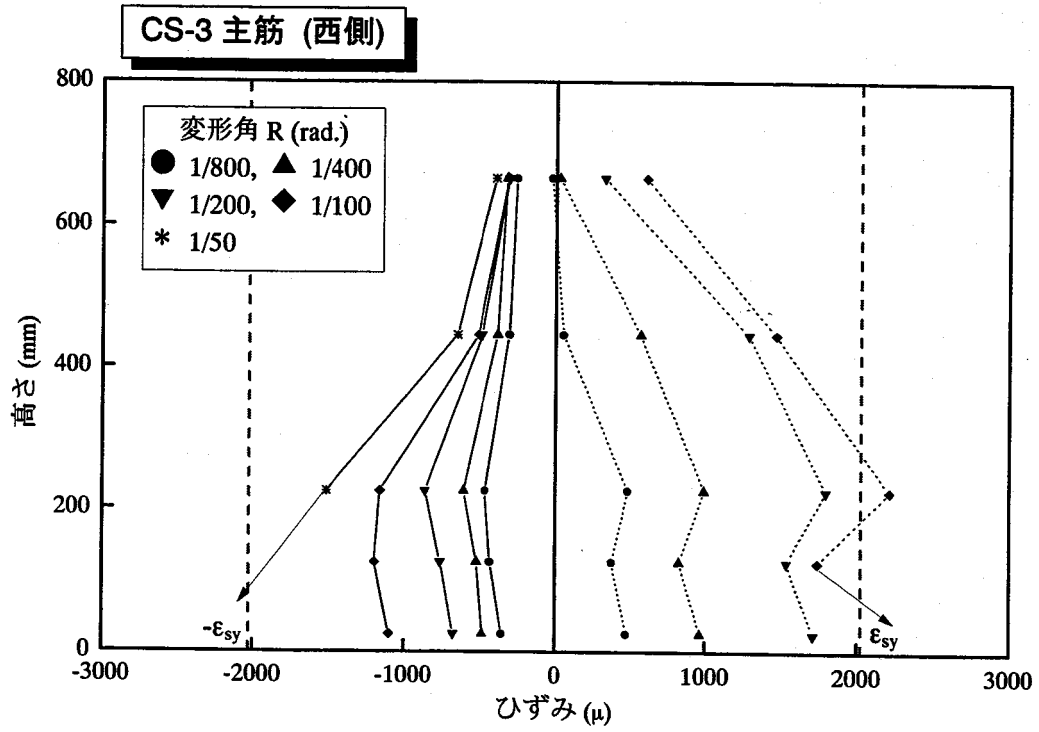


————— : 正加力時のひずみ分布

----- : 負加力時のひずみ分布

ϵ_{sy} : 主筋の降伏ひずみ

図 5-18 CS-2 (石炭灰コンクリート) における主筋のひずみ分布



————— : 正加力時のひずみ分布

————— : 負加力時のひずみ分布

ϵ_{sy} : 主筋の降伏ひずみ

図 5-19 CS-3 (高流動コンクリート) における主筋のひずみ分布

B) 帯筋のひずみ分布

各試験体の帯筋の正面と背面についてのひずみ分布性状を図 5-20～図 5-22 にそれぞれ示す。図の凡例等については主筋のひずみ分布図と同様であるが、帯筋の降伏ひずみ (ϵ_{sy}) は鉄筋 (D6) の材料試験結果に基づき $2,224\mu$ としている。試験体により帯筋のひずみ分布性状は異なっているが、いずれの試験体においても顕著なせん断ひび割れが発生している付近において帯筋のひずみが大きくなっており、コンクリート種類の差による特性の差は見られない。以下に各試験体について詳細を記載する。

【CS-1 (普通コンクリート)】

正面

帯筋は降伏には至らなかった。高さ 200mm 付近の値が特出しているが、これはこの付近に生じたせん断ひび割れの影響によるものと考えられる。

背面

変形角 $R=1/50\text{rad}$. において降伏に達している。高さ 50mm 付近の値が正面に比べて大きくなっているが、この付近に正面よりも多数の曲げせん断ひび割れが発生しているためと考えられる。

【CS-2 (石炭灰コンクリート)】

正面

変形角 $R=1/50\text{rad}$. において降伏に達している。 $1/100\text{rad}$. において最下部の値が大きくなっているが、これは柱部分とスタブとの接合部のひび割れが進展したためと考えられる。なお、高さ 200mm の位置に設置したひずみゲージが不良であったため計測できていない。

背面

帯筋は降伏には至らなかった。変形角 $R=1/100\text{rad}$. において最下部の値が大きくなっているが、これは正面と同様の理由が考えられる。高さ 150mm 付近の値が大きい、これはこの付近に生じたせん断ひび割れの影響によるものと考えられる。

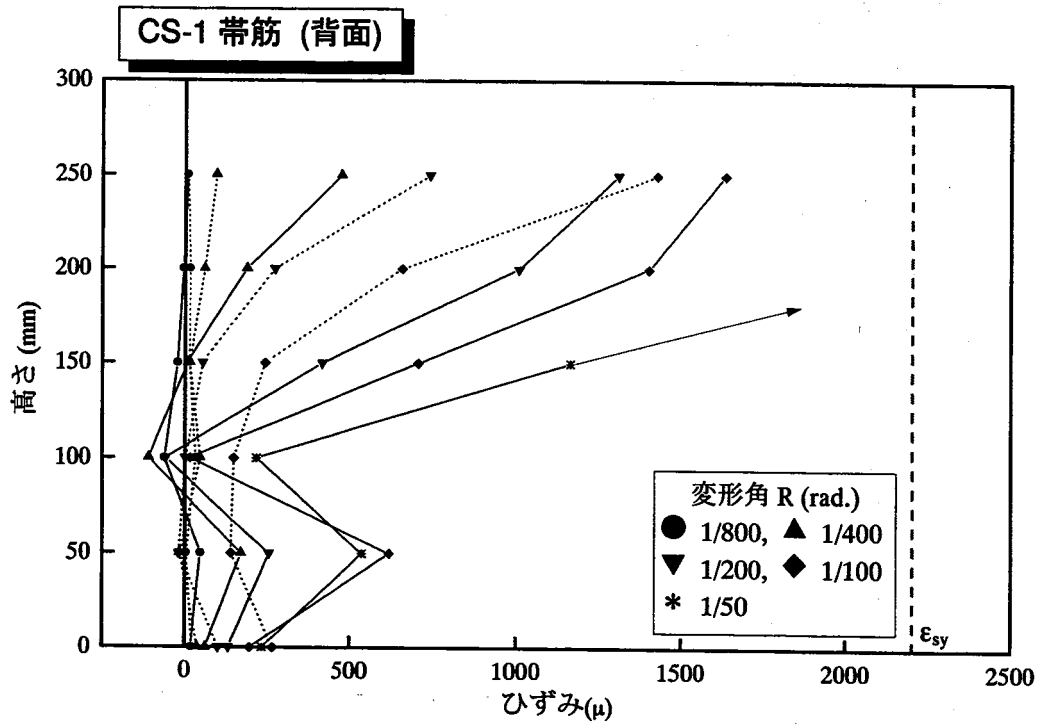
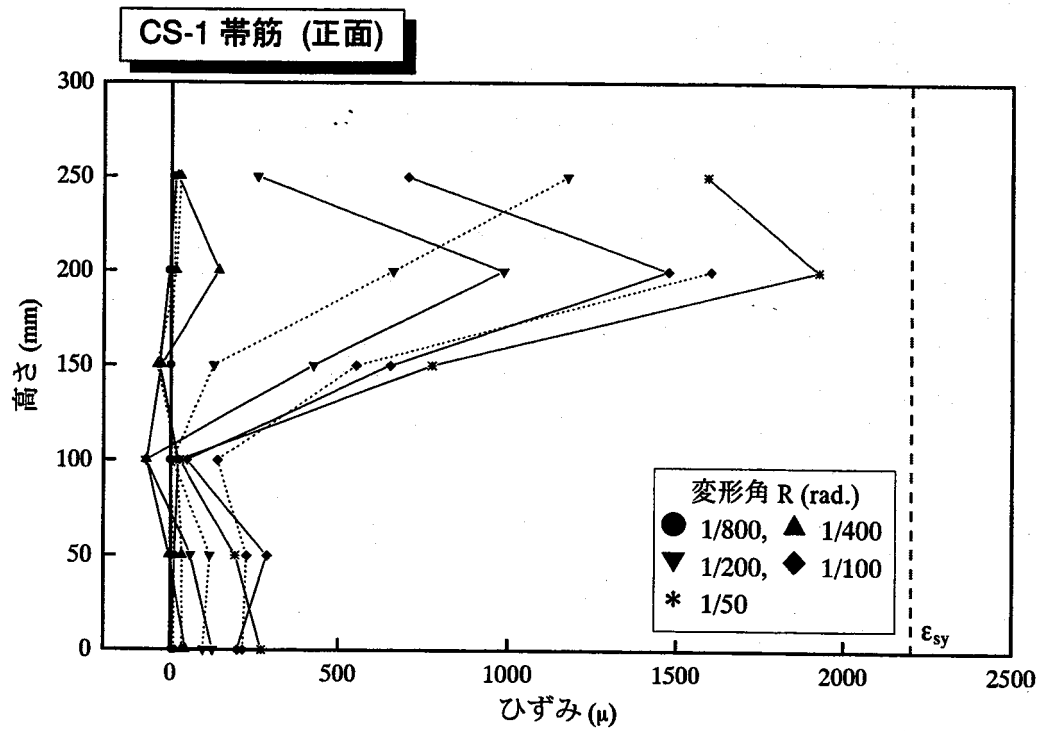
【CS-3 (高流動コンクリート)】

正面

帯筋は降伏には至らなかった。変形角 $R=1/200\text{rad}$. から $1/100\text{rad}$. にかけて高さ 100mm から 150mm 付近の値の増加が著しいが、これはこの付近のせん断ひび割れの増加、進展によるものと考えられる。また、高さ 250mm の位置では負加力時よりも正加力時の値が大きいことから、この位置では正加力時により多くのせん断ひび割れが生じたと考えられる。

背面

帯筋は降伏には至らなかった。変形角 $R=1/100\text{rad}$. から $1/50\text{rad}$. にかけて高さ 100mm 位置での値の増加が著しいが、これはこの付近のせん断ひび割れの増加、進展によるものと考えられる。

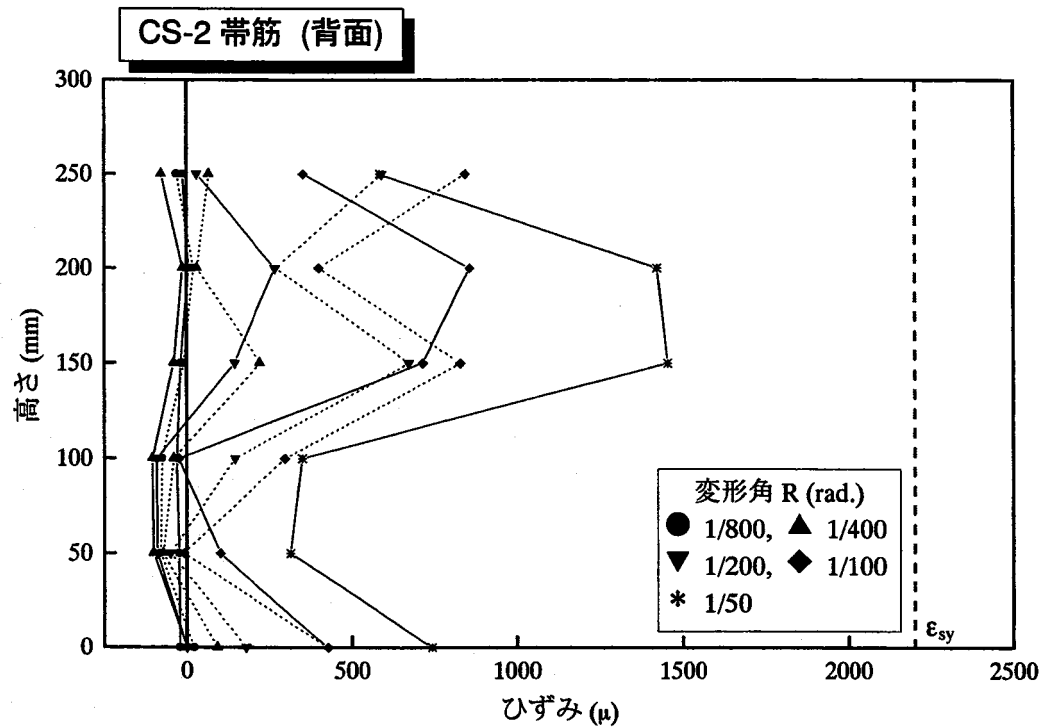
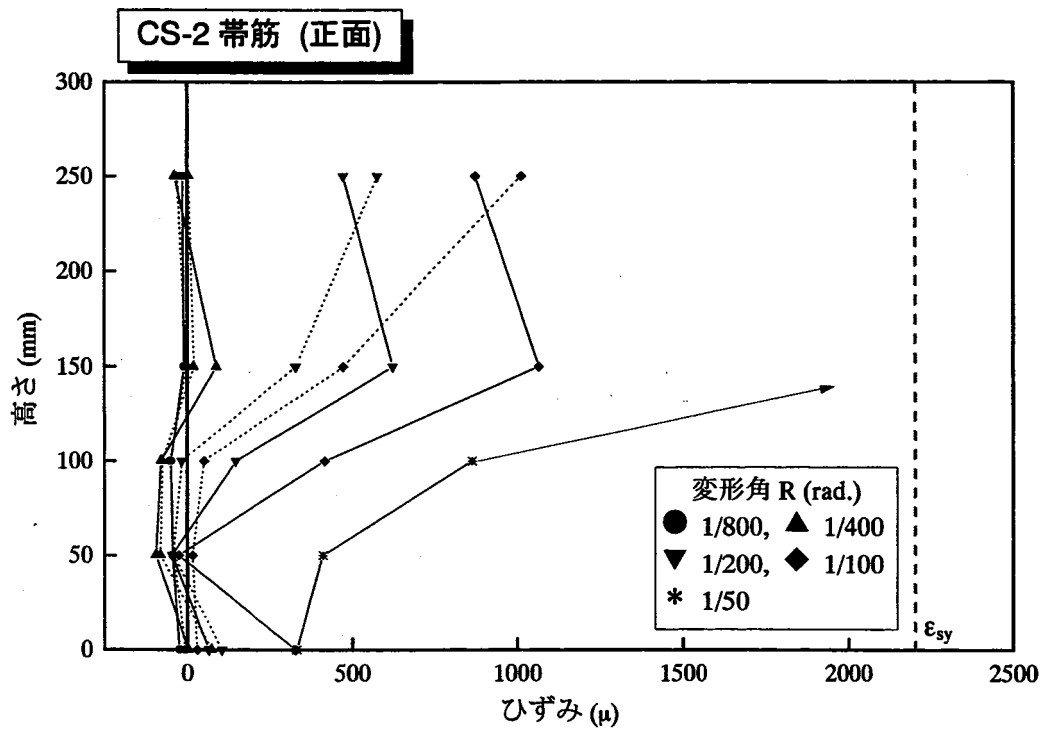


————— : 正加力時のひずみ分布

————— : 負加力時のひずみ分布

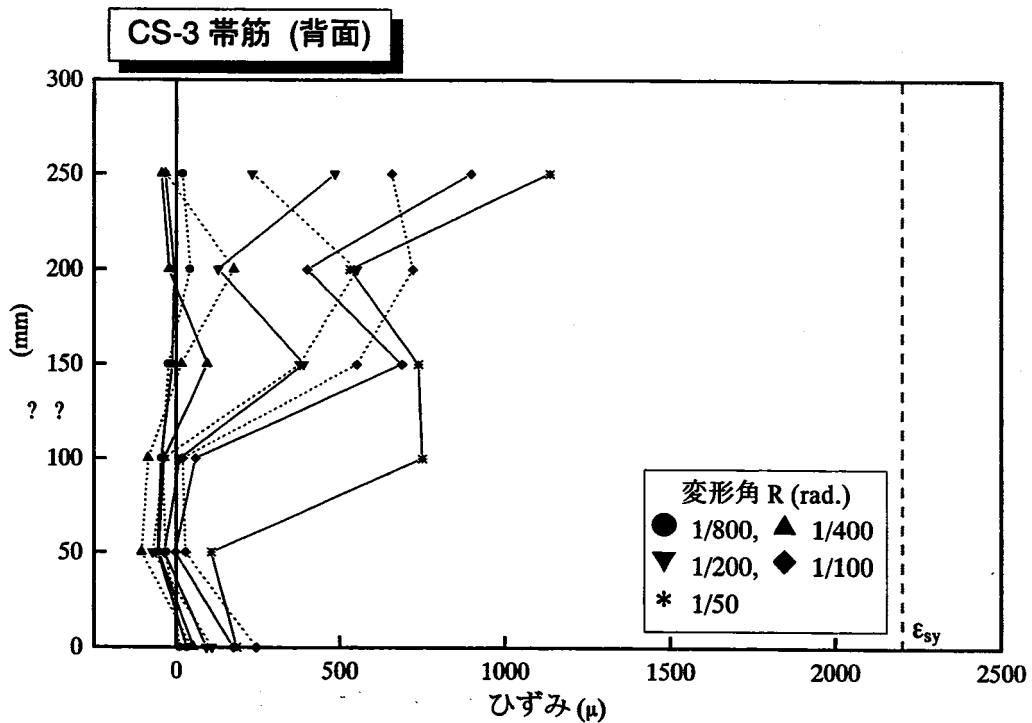
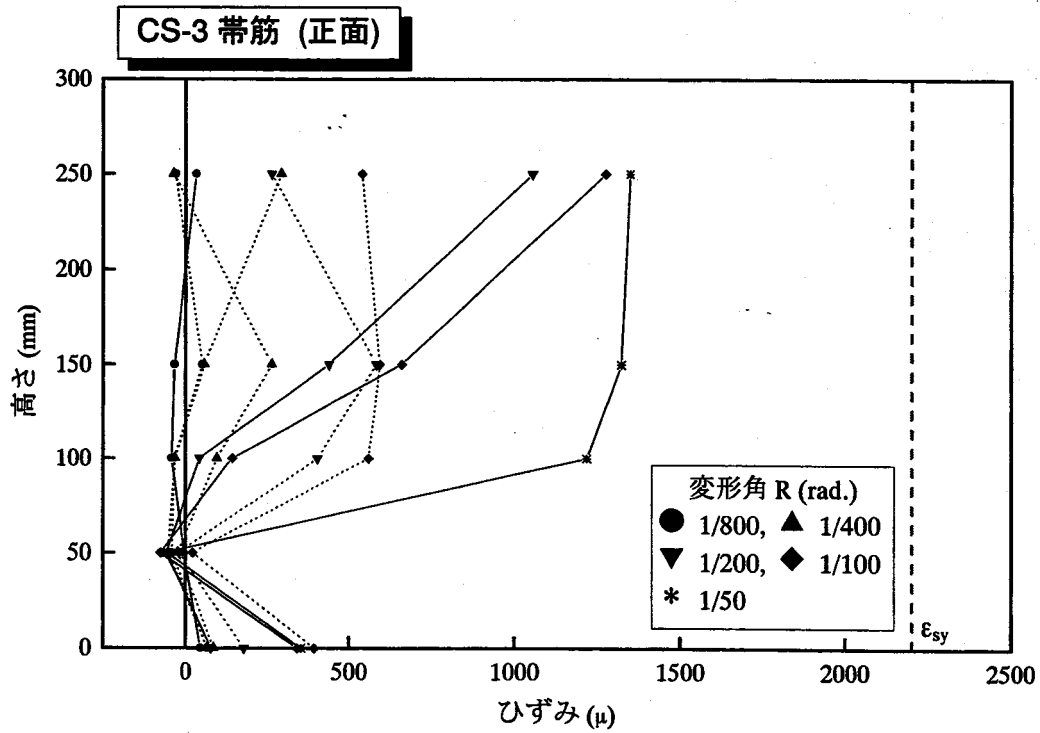
ε_{sy} : 帯筋の降伏ひずみ

図 5-20 CS-1 (普通コンクリート) における帯筋のひずみ分布



—— : 正加力時のひずみ分布
 - - - : 負加力時のひずみ分布
 ϵ_{sy} : 帯筋の降伏ひずみ

図 5-21 CS-2 (石炭灰コンクリート) における帯筋のひずみ分布



————— : 正加力時のひずみ分布

————— : 負加力時のひずみ分布

ϵ_{sy} : 帯筋の降伏ひずみ

図 5-22 CS-3 (高流動コンクリート) における帯筋のひずみ分布

5-3-7 曲率分布性状

各試験体の曲率分布性状を比較するため、試験体に設置した計6つの軸方向変位計測用変位計（図5-7における計測点⑥～⑪）の計測値に基づき、それぞれの変形角における1サイクル目の曲率を算出した。以下に算出方法を示す。

各計測点の位置を図5-23に示す。計測点の水平間距離は530mmで、鉛直方向には3段に分かれ、各段の距離は210mmとなっており、この各段について曲率を求めることができる。各変位計により計測された変位が図中の d_a および d_b に相当し、下式により各段についての中立軸距離 x が算出される。

$$x = \frac{530 \times d_a}{d_a + d_b} \quad (\text{mm})$$

また、各計測点におけるひずみは以下の式で算出される。

$$\varepsilon_a = \frac{d_a}{210}, \quad \varepsilon_b = \frac{d_b}{210}$$

したがって、各段についての曲率 ϕ は下式により算出される。

$$\phi = \frac{\varepsilon_a}{x} = \frac{\varepsilon_b}{530 - x}$$

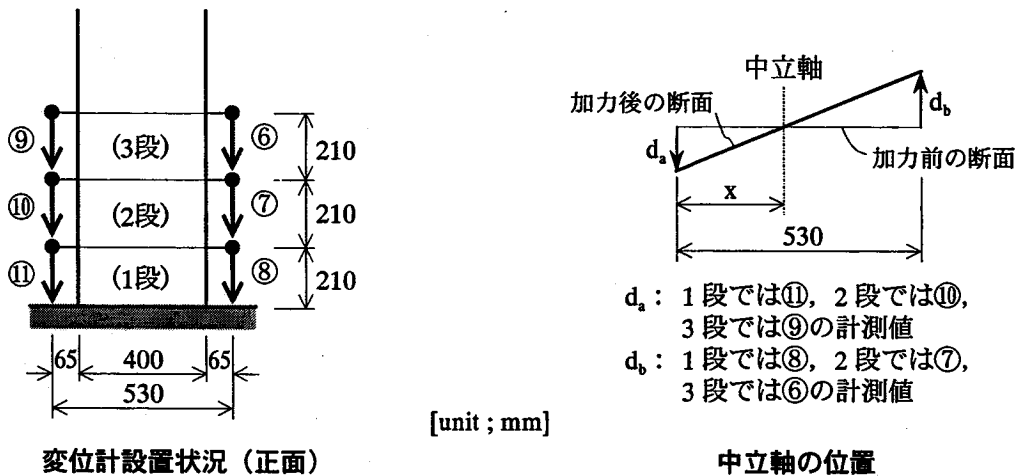


図5-23 曲率算出のための変位計状況と中立軸

上記に基づき算出した各試験体の各段の曲率を高さ方向の分布として変形角に応じて図5-24に示す。図中において記号が変形角を表し、●は1/800rad., ▲は1/400rad., ▼は1/200rad., ◆は1/100rad., そして*は1/50rad.にそれぞれ相当する。また、実線は正加力時の、点線は負加力時の分布であることを表す。曲率分布性状はCS-2とCS-3では同様の性状を示し、変形角 $R=1/200\text{rad.}$ までは直線的であるが、それ以降は1段目に曲率の集中が見られる。なお、CS-1に関しては他と特性が異なるが、この原因としては、1段目の変位計用治具の固定が不十分で、そのために1段目と2段目で正確な計測ができていないことが考えられ、コンクリート種類の差に起因するものではないと推察する。

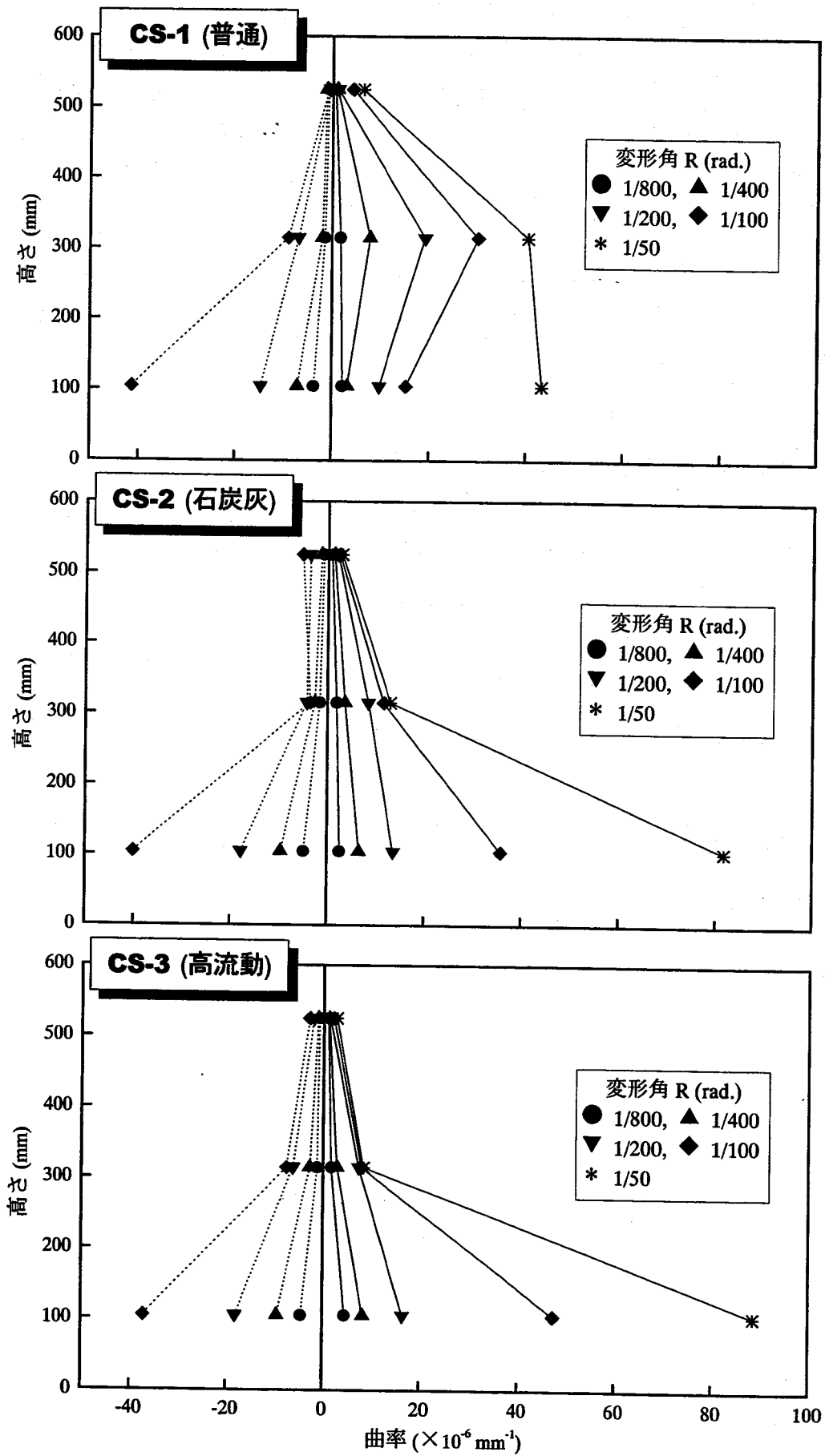


图 5-24 曲率分布性状

5-3-8 せん断変形状

各試験体のせん断変形状を比較するため、試験体に設置した2つのせん断変形計測用の変位計（図5-7における計測点⑫、⑬）の計測値に基づき、実験の各ステップごとにせん断変形角 γ を算出した。以下に算出方法を示す。

せん断変形のモデルを図5-25に示す。初期状態において計測点は正方形を形成しており、その対角線の長さ d_0 は式(5-1)となる。

$$d_0 = \sqrt{h_0^2 + \ell_0^2} \dots\dots\dots (5-1)$$

図に示すようにせん断変形し、計測点が平行四辺形となった場合、対角線の長さ m 、 n は式(5-1)から式(5-2)、式(5-3)で表すことができる。

$$m = d_0 + d_{12} = \sqrt{h_0^2 + \ell_0^2} + d_{12} \dots\dots\dots (5-2)$$

$$n = d_0 + d_{13} = \sqrt{h_0^2 + \ell_0^2} + d_{13} \dots\dots\dots (5-3)$$

ただし、 d_{12} ：計測点⑫の変位計測値、 d_{13} ：計測点⑬の変位計測値

直角三角形である $\triangle AOD'$ と $\triangle BOC'$ において三平方の定理より式(5-4)、式(5-5)が成り立つ。

$$(\ell_0 + \delta)^2 + h^2 = m^2 \dots\dots\dots (5-4)$$

$$(\ell_0 - \delta)^2 + h^2 = n^2 \dots\dots\dots (5-5)$$

式(5-4)と式(5-5)を連立させ整理すると、せん断変形 δ は式(5-6)となる。

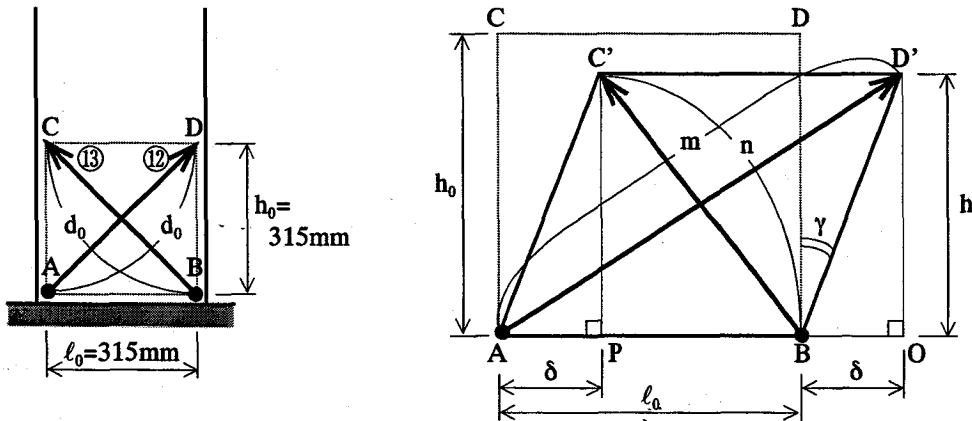
$$\delta = \frac{m^2 - n^2}{4\ell_0} \dots\dots\dots (5-6)$$

式(5-4)を整理し平行四辺形の高さ h は式(5-7)で表すことができる。

$$h = \sqrt{m^2 - (\ell_0 + \delta)^2} \dots\dots\dots (5-7)$$

せん断変形角 γ は式(5-8)で表すことができ、この式に式(5-2)、式(5-3)、式(5-6)および式(5-7)を代入し各ステップにおける値を計算できる。

$$\gamma = \text{Tan}^{-1} \left(\frac{\delta}{h} \right) \dots\dots\dots (5-8)$$



変位計初期設置状況（背面）

せん断変形状態

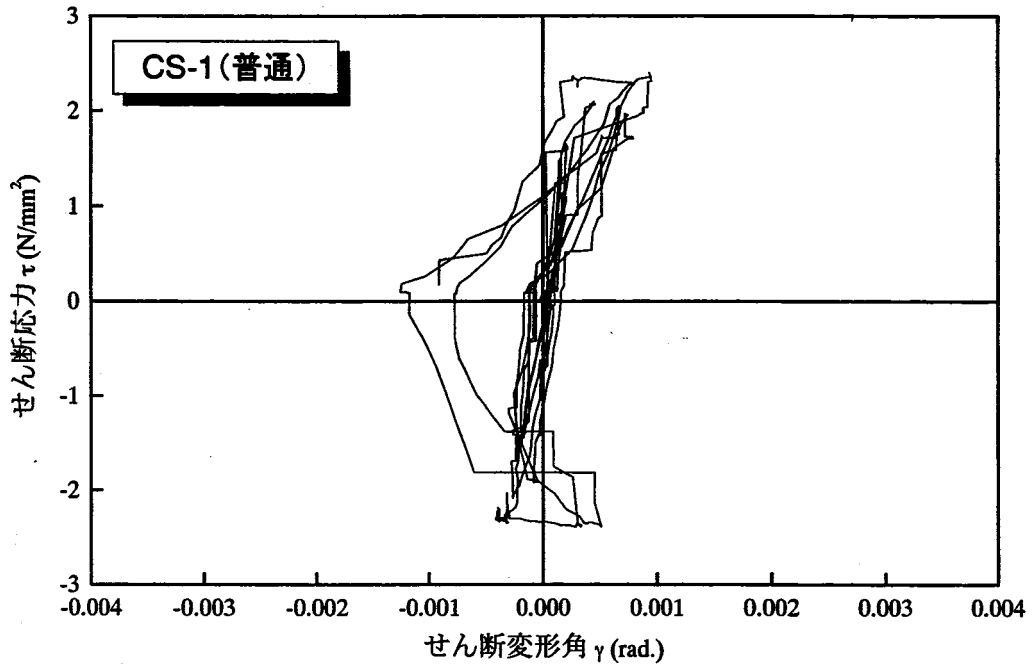
図5-25 せん断変形のモデル

上記に基づき算出した各試験体のせん断変形角 γ をせん断応力 τ との関係として図 5-26～図 5-28 に示す。いずれの図においても上に履歴曲線を、下に各変形角におけるループの頂点をプロットしたものを示している。なお、せん断応力 τ は式(5-9)により算出している。

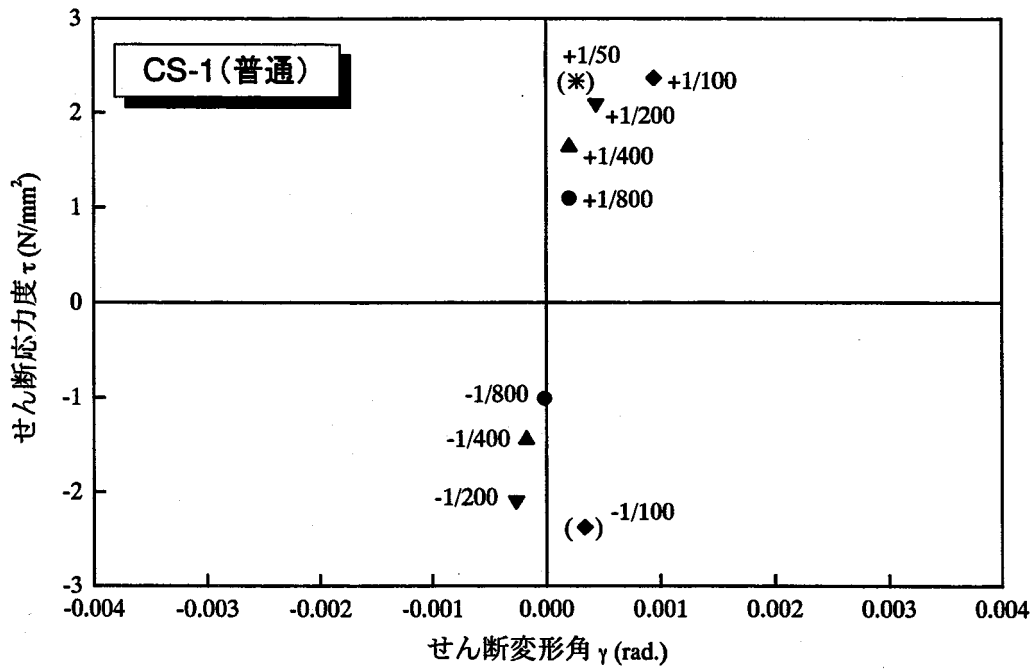
$$\tau = \frac{3}{2} \frac{Q}{bD} \dots\dots\dots (5-9)$$

ただし、Q：水平荷重、b、D：断面の幅とせい

せん断変形角 γ -せん断応力 τ 関係は試験体により性状が異なるが、この原因としては変位計設置用の治具が試験体の損傷に応じて動き、正確なせん断変形が計測されていないことが考えられ、コンクリート種類の差による影響は少ないと推察される。なお、ループの頂点のプロットにおいて計測データの不確かな点は () で示している。

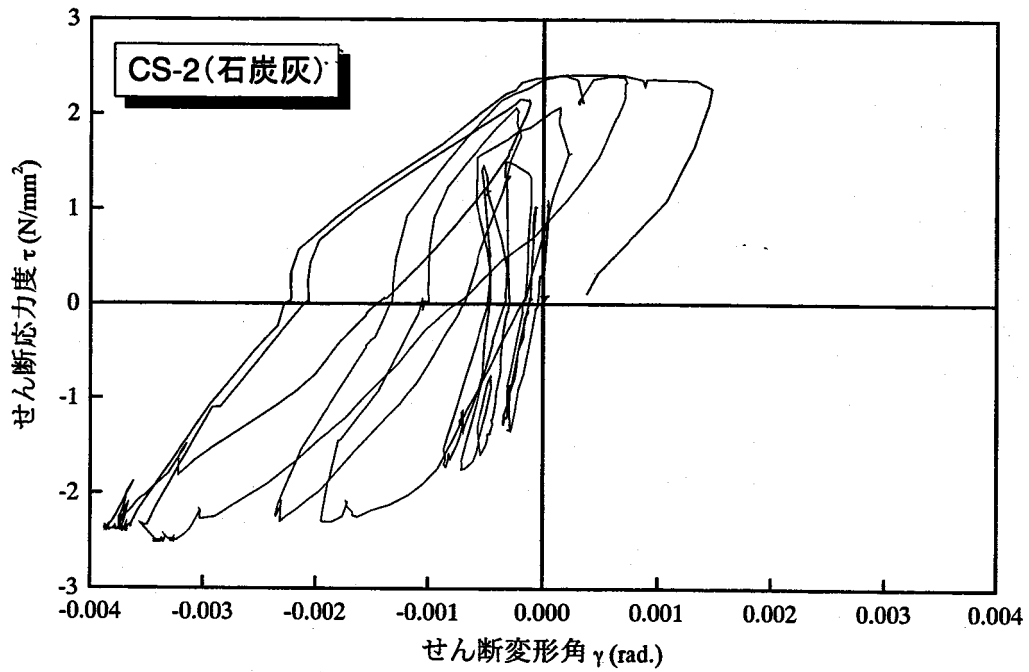


履歴曲線

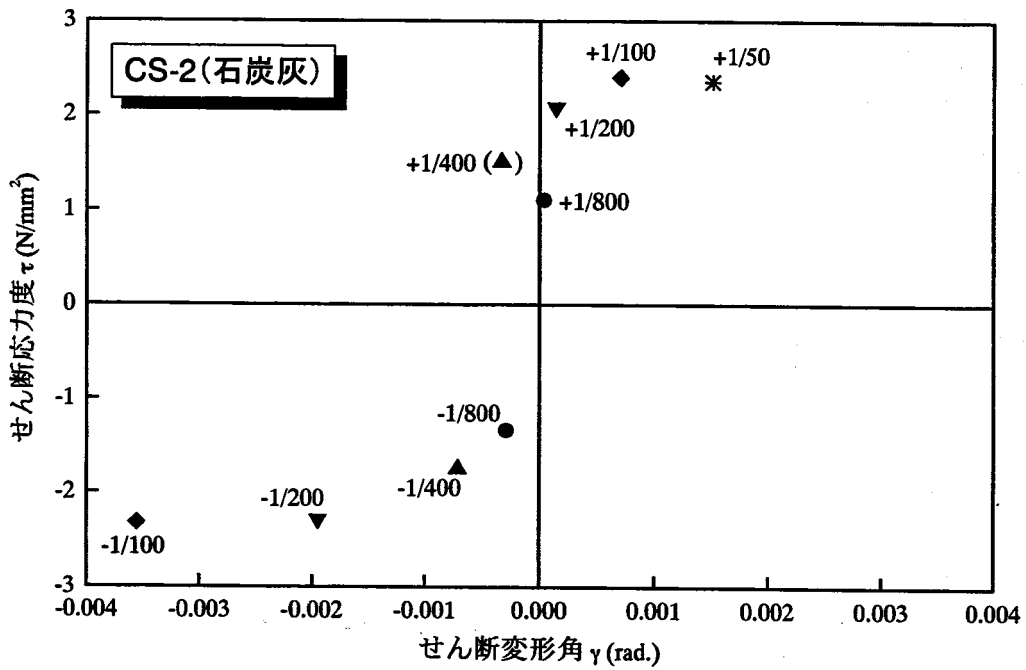


各変形角におけるループの頂点

図 5-26 CS-1 におけるせん断変形角 γ - せん断応力 τ 関係

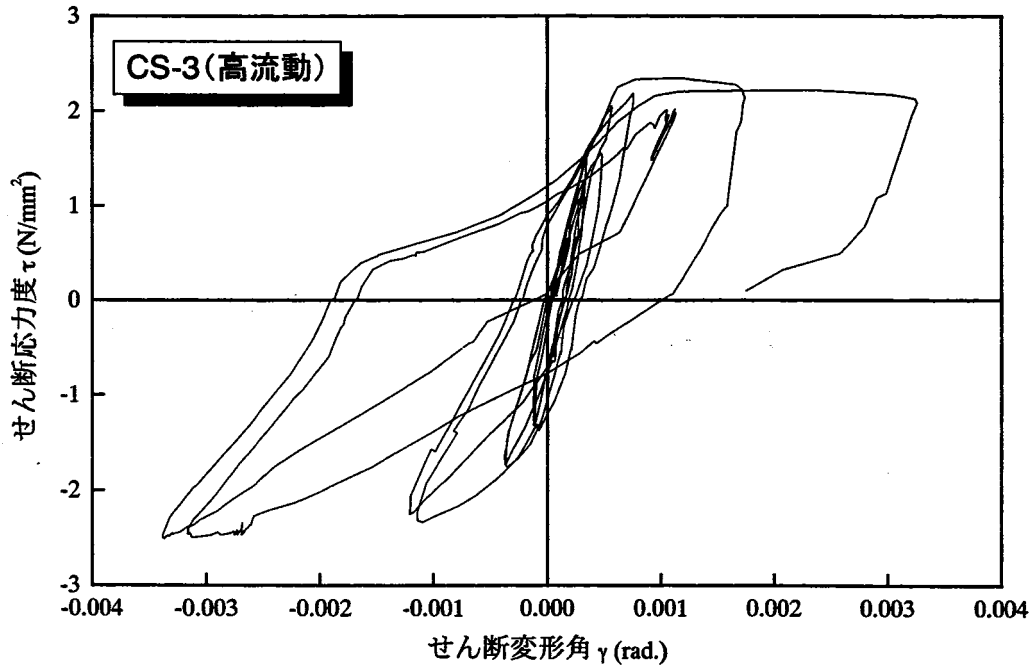


履歴曲線

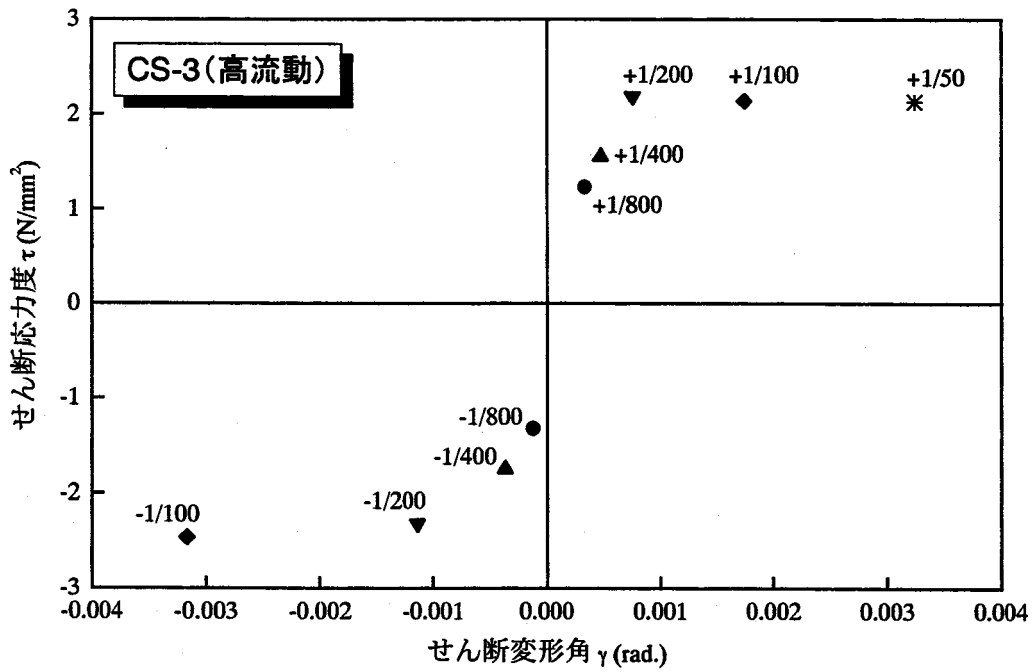


各変形角におけるループの頂点

図5-27 CS-2におけるせん断変形角 γ -せん断応力 τ 関係



履歴曲線



各変形角におけるループの頂点

図 5-28 CS-3 におけるせん断変形角 γ - せん断応力 τ 関係

5-3-9 軸方向変位—水平変位関係

各試験体の軸方向変位—水平方向変位関係を図 5-29 に示す。水平変位は図 5-7 における計測点①の計測値を用い、軸方向変位には軸方向最下部の計測点である⑧と⑩の平均値を用いた。ただし、CS-1 に関しては最下部の変位計が不良であったため、2 段目の⑦と⑩の値を用いている。軸方向変位—水平方向変位関係は CS-1 では計測位置が異なるために特性が異なるが、CS-2 と CS-3 では同様の性状を示しており、変形角 $R=1/200\text{rad}$ までは原点を中心に挙動しているが、 $1/100\text{rad}$ 以降は軸方向変位が進行し、 -0.25mm 付近を中心に挙動している。しかしながら、この関係からもコンクリート種類の差による特性の違いは見られない。

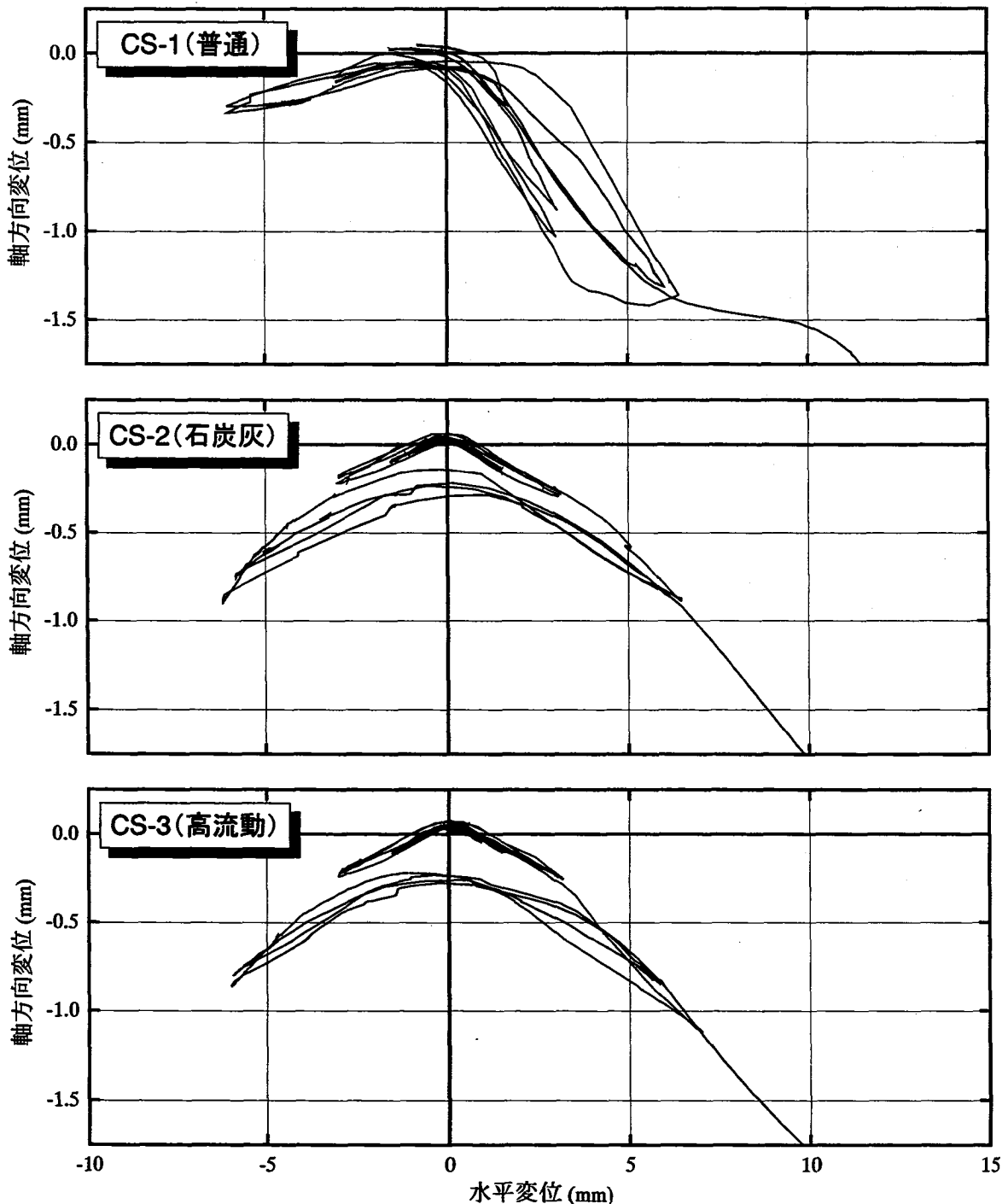


図 5-29 軸方向変位—水平変位関係

5-4 まとめ

コンクリートへの石炭灰の混入方法を実験変数として、曲げとせん断が作用する準実大鉄筋コンクリート柱を試験体とした静的載荷実験を実施した。コンクリート種類は普通コンクリート、石炭灰コンクリート、高流動コンクリートの3種類であり、実験結果として下記の項目に関して比較検討を行った。

- 1) ひび割れ性状
- 2) 水平荷重—水平変位履歴曲線
- 3) 水平最大耐力
- 4) 等価粘性減衰定数
- 5) 水平変位分布性状
- 6) 鉄筋のひずみ分布性状
- 7) 曲率分布性状
- 8) せん断変形性状
- 9) 軸方向変位—水平変位関係

いずれの項目についてもコンクリート種類による有意な差は見られなかったことから、ここで検討した限りにおいて、石炭灰を混入したコンクリートを用いた試験体は普通コンクリートの場合と同等程度の耐震性能を有していることが推察できる。

第6章 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊実験

6-1 実験の目的

せん断破壊の先行する鉄筋コンクリート部材に石炭灰を混入した場合の構造特性への影響を検討する。試験体はせん断破壊が先行するよう設計した鉄筋コンクリート柱とし、一定軸力下で水平方向に漸増繰り返し載荷を行う。実験結果から破壊性状、せん断耐力、変形性能に関して石炭灰混入の影響を評価する。

6-2 実験方法

6-2-1 試験体名と実験変数

実験変数はコンクリートへの石炭灰の混入方法とし、試験体は4体作成した。普通コンクリートのCS-36N、石炭灰を細骨材置換材として混入する石炭灰コンクリートでは体積比20%のCS-36A20と体積比40%のCS-36A40の2体、および石炭灰を粉体代替として混入する高流動コンクリートのCS-36HFである。試験体名と石炭灰混入方法を表6-1に示す。

コンクリートの材料は素材試験で用いたものと同一である。調合設計は表中に示すように素材試験のそれぞれの調合と統一しており、コンクリート設計強度は $F_{c28}=36\text{N/mm}^2$ で共通としている。

表 6-1 試験体名と石炭灰混入方法

試験体名	コンクリート種類	石炭灰混入方法	調合設計	備考
CS-36N	普通コンクリート	なし	36NC (表 2-3) に同じ	
CS-36A20	石炭灰20%コンクリート	細骨材置換	36CA20 (表 2-4) に同じ	体積比 20%
CS-36A40	石炭灰40%コンクリート	細骨材置換	36CA40 (表 2-5) に同じ	体積比 40%
CS-36HF	高流動コンクリート	粉体代替	36HF (表 2-6) に同じ	重量比 50%

6-2-2 使用材料の特性

実験実施日におけるコンクリートテストピースの材料試験から得られたコンクリートの力学的特性を表6-2に示す。また、応力-ひずみ関係の例を比較して図6-1に示す。これらの図表からコンクリート種類による材料特性の明確な差は見られない。

試験体に使用した鉄筋は4φ、D6、D10、D19の4種類である。各鉄筋の力学的特性を表6-3に、応力-ひずみ曲線を図6-2に示す。

表 6-2 実験実施時におけるコンクリートの力学的特性

試験体名	コンクリート種類	材令 (日)	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	ポアソン比 ν
CS-36N	普通コンクリート	34	36.01	2.96	2.65×10^4	0.204
CS-36A20	石炭灰20%コンクリート	15	36.82	2.85	3.27×10^4	0.144
CS-36A40	石炭灰40%コンクリート	20	41.84	3.08	2.99×10^4	0.186
CS-36HF	高流動コンクリート	20	38.44	3.05	2.76×10^4	0.188

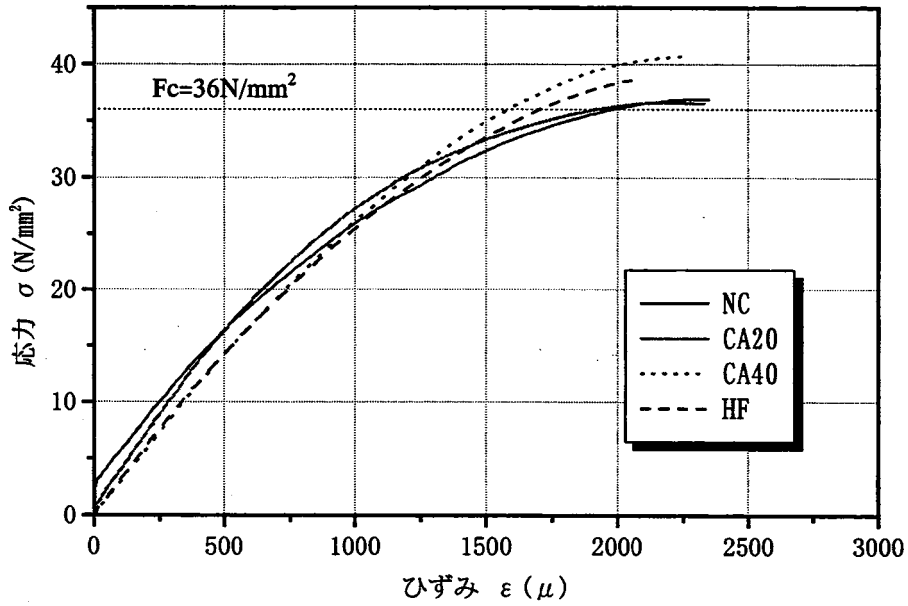


図 6-1 コンクリートの応力-ひずみ関係

表 6-3 鉄筋の力学的特性

種類	降伏応力度 σ_{SY} (N/mm ²)	最大応力度 σ_{SU} (N/mm ²)	ヤング係数 E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)
4φ	348.3	481.4	1.99
D6	336.6	565.0	1.75
D10	416.6	544.8	1.75
D19	413.8	597.0	2.12

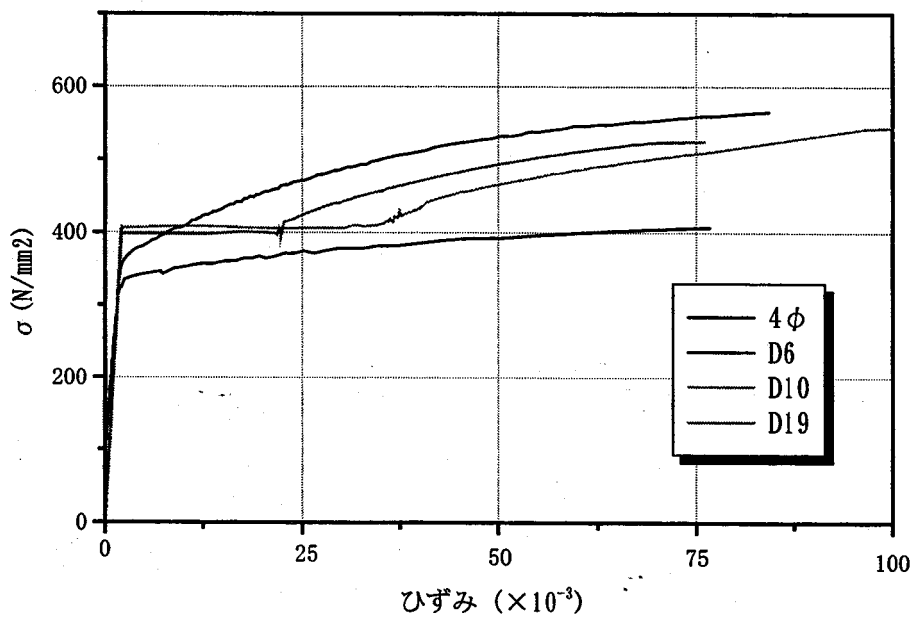


図 6-2 鉄筋の応力-ひずみ関係

6-2-3 試験体形状および配筋

試験体は低層鉄筋コンクリート造実構造物における柱部材を想定し、実験装置の能力からスケールを 1/3 に縮小した断面 200×200mm、高さ 400mm の柱部分に頂部固定用、基礎固定用のスタブのついた柱型試験体である。試験体の形状および配筋を図 6-3 に示す。配筋は試験体がせん断破壊先行型となるように設計しており、柱部分の主筋には 4-D10（引張鉄筋比 $p_t=0.54\%$ 、主筋全断面積のコンクリート全断面積に対する比 $p_g=1.43\%$ ）、帯筋には 4φを 50mm 間隔（帯筋比 $p_w=0.25\%$ ）で配筋し、主筋かぶりコンクリートの厚さは 20mm とした。スタブでは補強筋に D19 と D6 を用い、かぶりコンクリートの厚さを 15mm とし十分な剛性が確保できるよう配慮した。

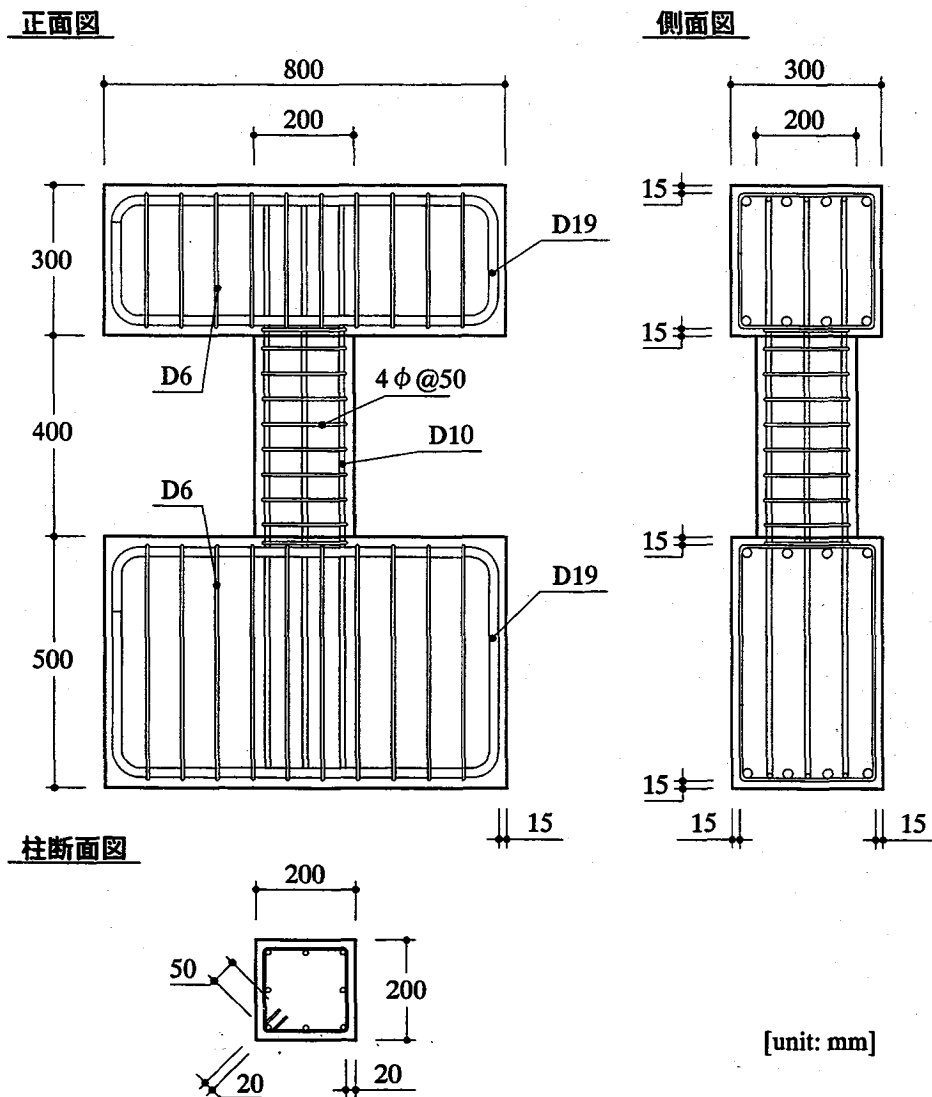


図 6-3 試験体形状および配筋図

6-2-4 作成方法

試験体の作成手順を以下に示す。なお手順の①、②については広島大学で行い、③、④、⑤については出雲地区生コンクリート協同組合にて行った。

① 鉄筋組み立て

前項の配筋図に従い、鉄筋を結束線により拘束し組み立てた。(写真 6-1)

② 鉄筋の所定位置にストレインゲージ貼付け

計測位置の鉄筋表面をベルトサンダーにて平らに削り、その後にストレインゲージ((株)共和電業製 KFG-2-60-C1-11L1M2R, KFG-2-120-C1-11L1M2R)を60Ωのものは表裏2枚, 120Ωのものは1枚貼り付け, 防水テープを巻きつけて防水処理を施した。(写真 6-2)

③ 型枠組み立て

上記手順で組み立てられた鉄筋を鋼製型枠内に設置した。(写真 6-3)

④ コンクリート打設

打設方法は横打ちとし, 出雲地区生コンクリート協同組合にて打設を行った。(写真 6-4)

⑤ 型枠脱型

打設後 3~4 日気中養生を行った上で鋼製型枠を脱型し, 材齢 1~2 週間程度で広島大学へ搬出した。

(写真 6-5)

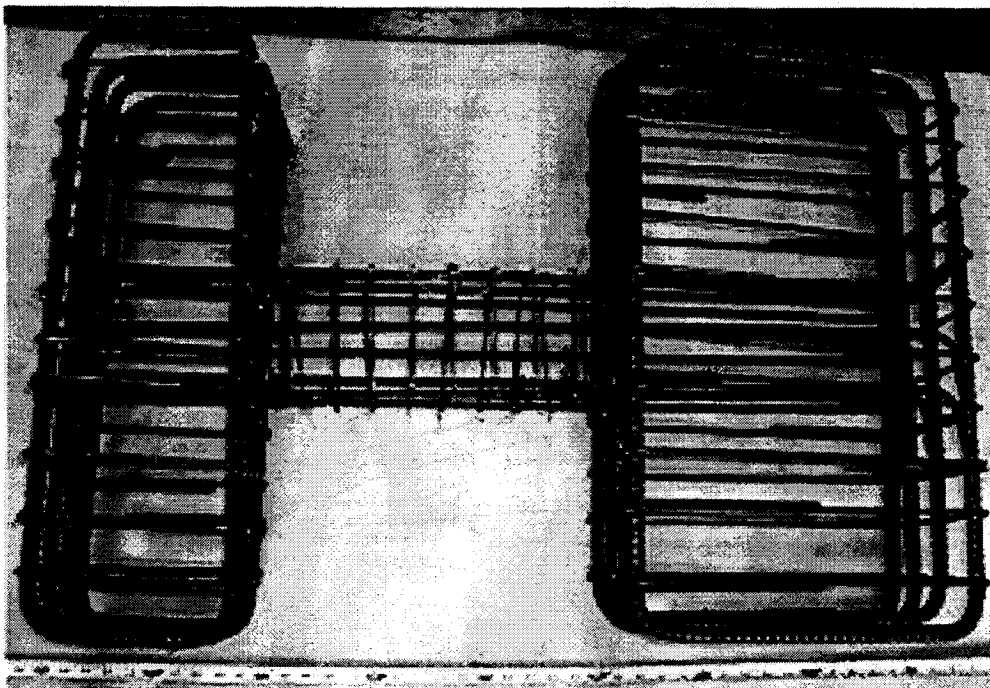


写真 6-1 鉄筋組み立て

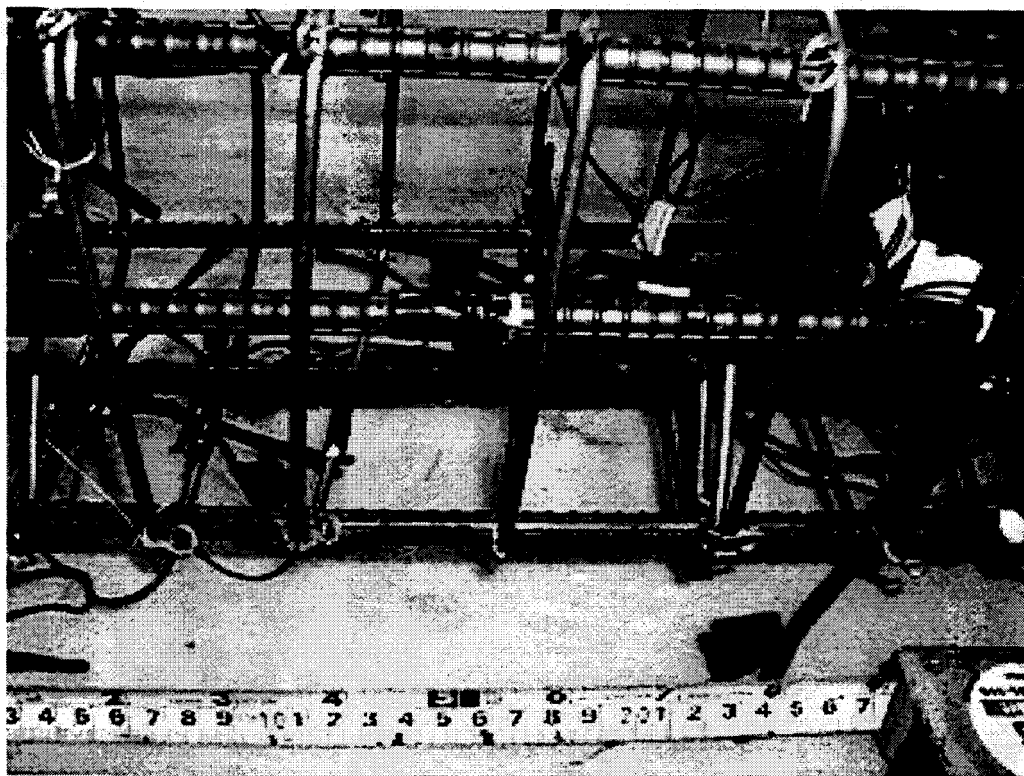


写真6-2 ストレインゲージ貼付け

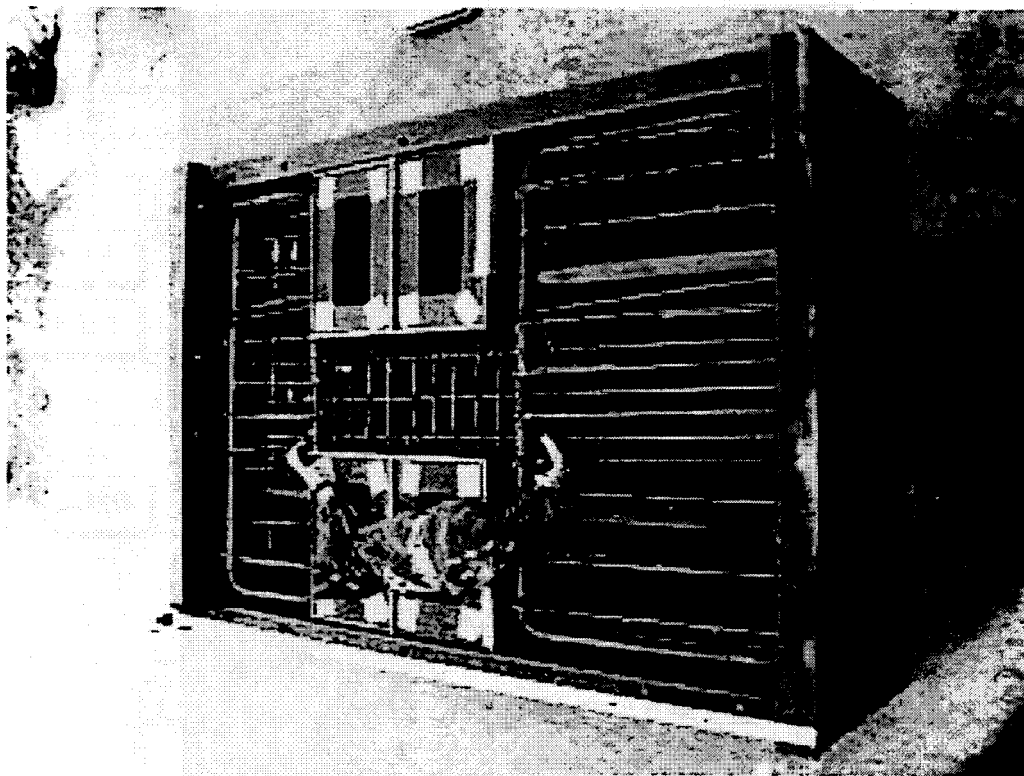


写真6-3 型枠組み立て

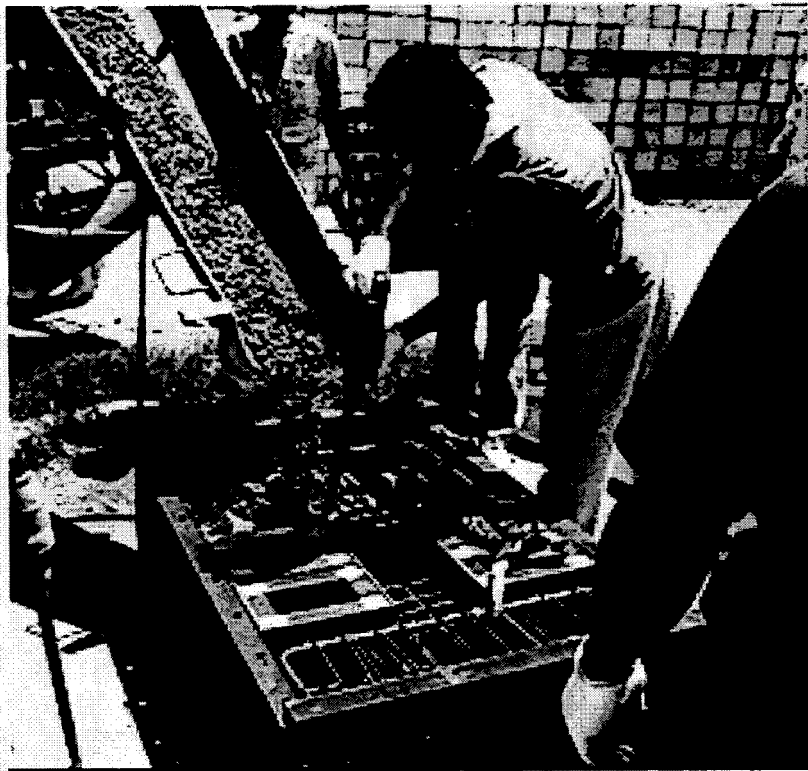


写真 6-4 コンクリート打設状況

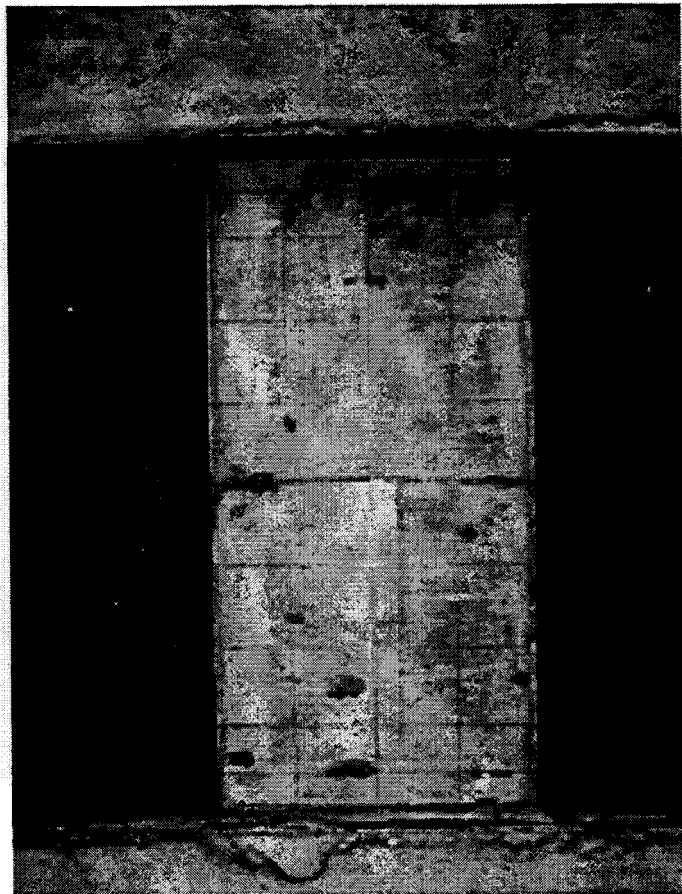


写真 6-5 脱型後の試験体

6-2-5 載荷方法

載荷装置の全景を図 6-4 に示す。冶具を介して PC 鋼棒にて 4 点で反力床と緊結された試験体の頂部に H 型鋼 2 本を組み合わせた L 型加力冶具を緊結し、その上部に鉛直加力用の押引両用ジャッキ (株)大阪ジャッキ製作所製 押 2000kN, 引 1000kN, ストローク 300mm) を設置した。また, L 型加力冶具の側面に水平加力用の押引ジャッキ (株)大阪ジャッキ製作所製 押 600kN, 引 300kN, ストローク 150mm) を設置している。逆対称載荷を行うために L 型加力冶具にはパンタグラフが設置してある。また, 水平変位による鉛直荷重の傾きを防ぐために鉛直加力用ジャッキの上部にローラーを配し, 同ジャッキが試験体の水平変形に追従して移動するよう工夫している。各ジャッキには荷重を計測するためにロードセル (鉛直方向; (株)東京測器研究所製 CLP-200B 容量 2000kN, 感度 1.5mV/V, 水平方向; (株)東京測器研究所製 TCLP-50B 容量 500kN, 感度 1.0mV/V) が取り付けられている。実験開始時の試験体と周辺の冶具の状況を写真 6-6 に示す。

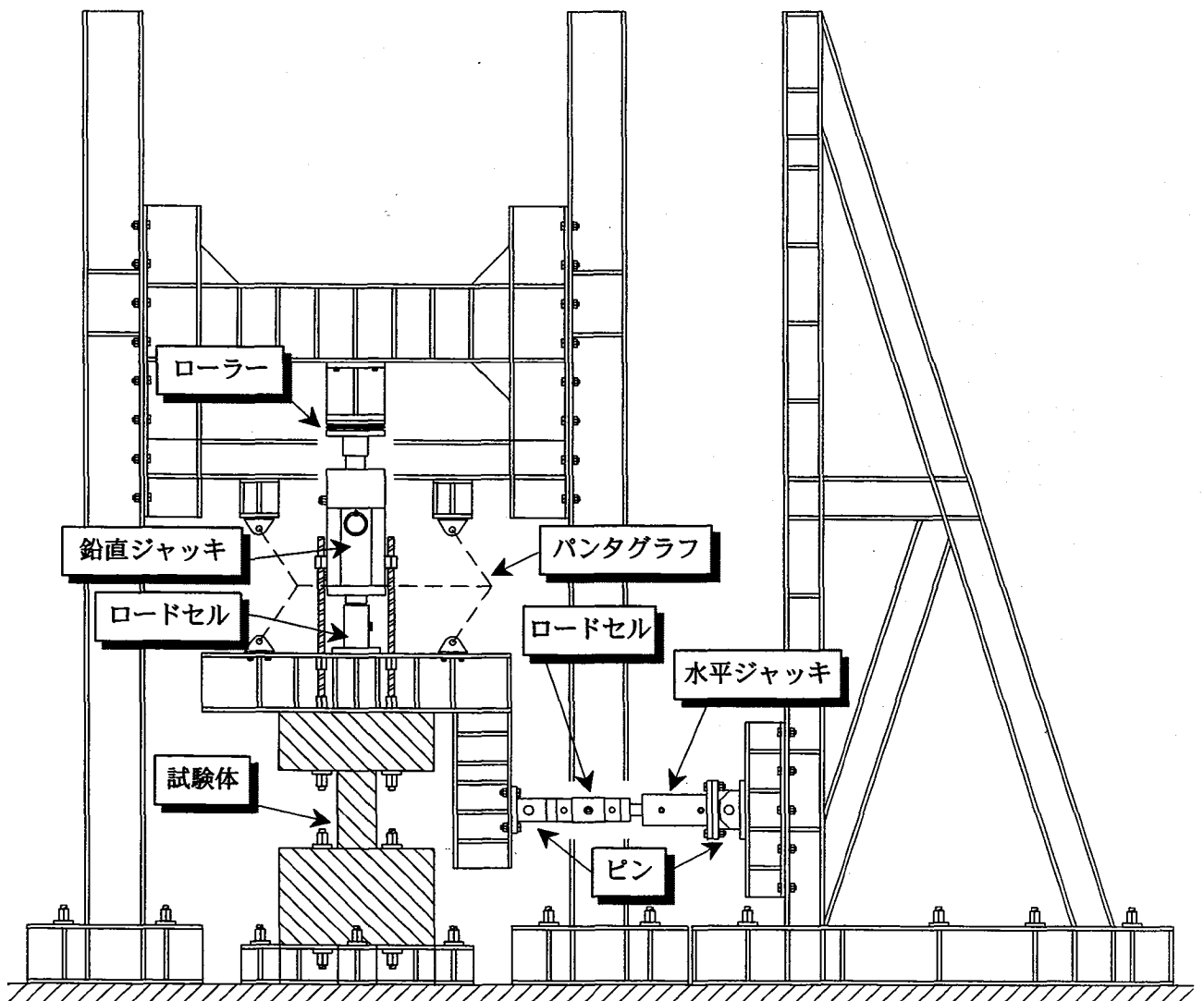


図 6-4 載荷装置

荷重は図 6-5 の荷重概念図に示すように、試験体頂部に一定軸力を加えつつ、水平方向に正負交番の繰り返し荷重とした。鉛直方向の一定軸力は低層建物を想定し軸力比 0.1 にあたる 144kN を目標値として、実験中はこの値を保持するように制御した。水平方向は逆対称荷重とし、試験体頂部の水平変位 δ を試験体高さ 400mm で除した値を変形角 R と定義して、この変形角 R を制御の対象として荷重を行った。荷重プログラムを図 6-6 に示す。変形角 $R=1/800, 1/400\text{rad.}$ で 2 回ずつの正負交番繰り返し荷重を行い、その後に押し抜きを行う計画とした。

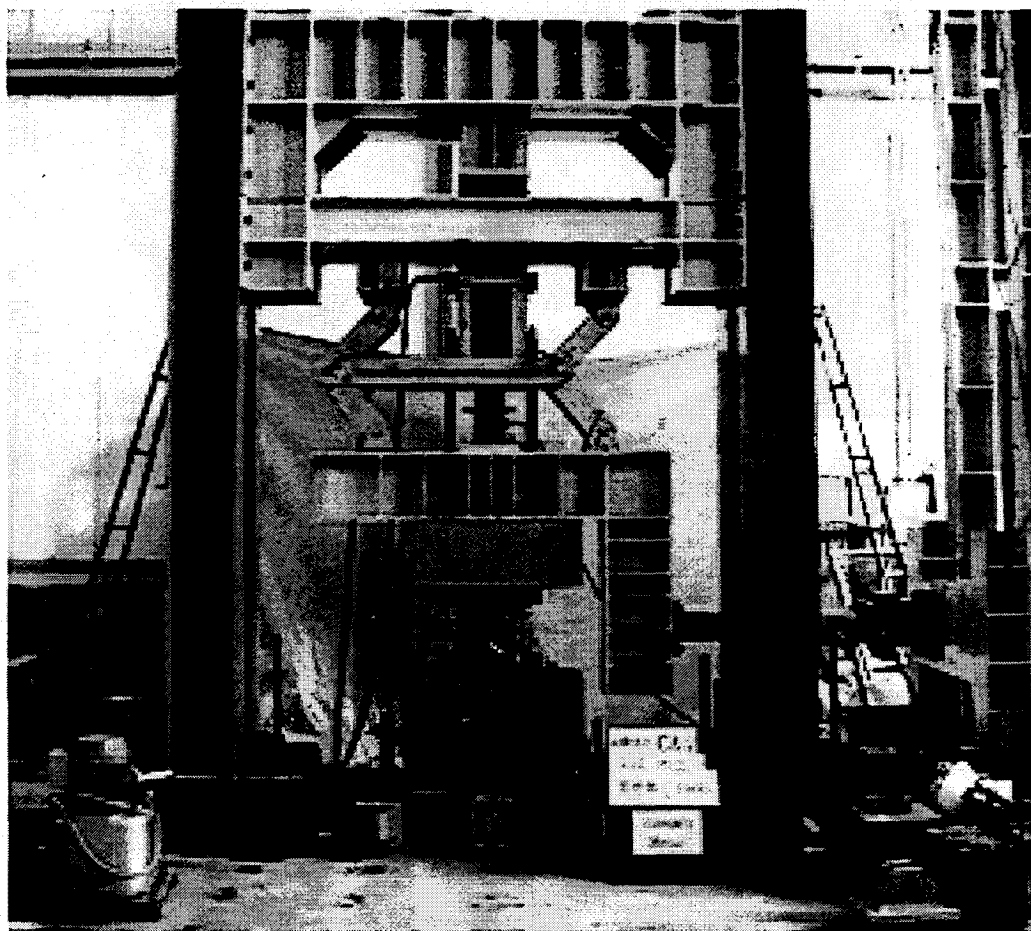


写真 6-6 試験体と荷重装置

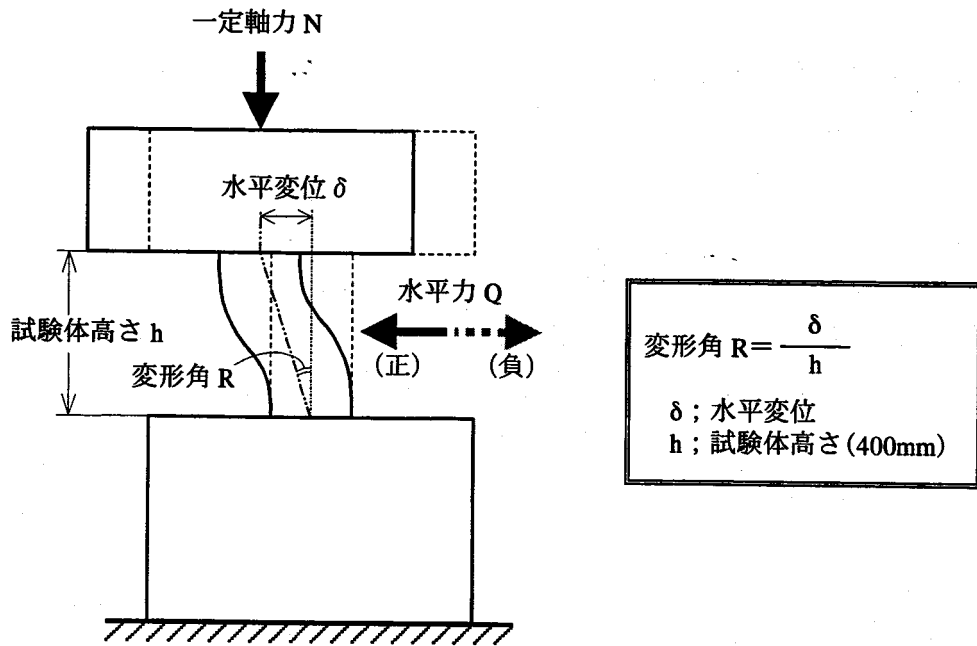


図 6-5 載荷概念図

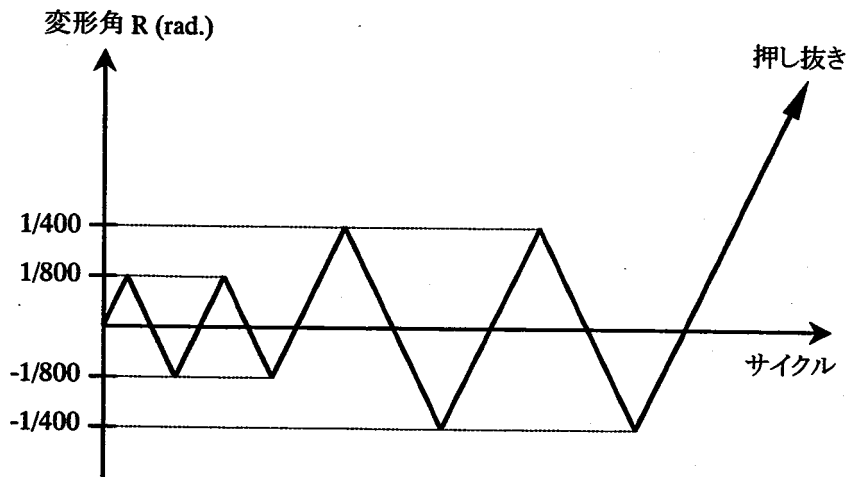


図 6-6 水平載荷プログラム

6-2-6 測定方法

本実験では試験体に作用する軸力と水平力，試験体の水平変位，軸方向変位とせん断変形，鉄筋のひずみについて測定を行う。以下①～③に各測定の詳細を記す。なお，各測定値はスイッチボックスとデータロガー（株）日本電気三栄製 7V14）を通してパソコン（NEC 製 PC-9801US）に収録される。

① 試験体に作用する軸力と水平力

各ジャッキに取り付けたロードセル（鉛直方向；（株）東京測器研究所製 CLP-200B 容量 2000kN，感度 1.5mV/V，水平方向；（株）東京測器研究所製 TCLP-50B 容量 500kN，感度 1.0mV/V）を用いて測定した。

② 試験体の水平変位，軸方向変位とせん断変形

変位計測の概要を図 6-7 に示す。測定点(1)と(2)でスタブの水平変位を，(3)～(5)で柱部分の水平変位を測定する。測定点(6)～(9)，(12)～(15)で柱部分の軸方向変位を測定し，その値を元に曲率を算出する。また測定点(10)，(11)の変位計はせん断変形を測定する目的で取り付けた。各変位計の機種と性能を表 6-4 に，各変位計の設置詳細を図 6-8 にそれぞれ示す。また，写真 6-7 に試験体正面から見た変位計の設置状況を示す。

③ 鉄筋のひずみ

図 6-9 に示す主筋，帯筋およびスタブ筋の各点について，ストレインゲージ（（株）共和電業製 KFG-2-60-C1-11L1M2R，KFG-2-120-C1-11L1M2R）を 60 Ω のものは表裏 2 枚，120 Ω のものは 1 枚貼り付け，2 枚の場合はその平均値からひずみを測定した。

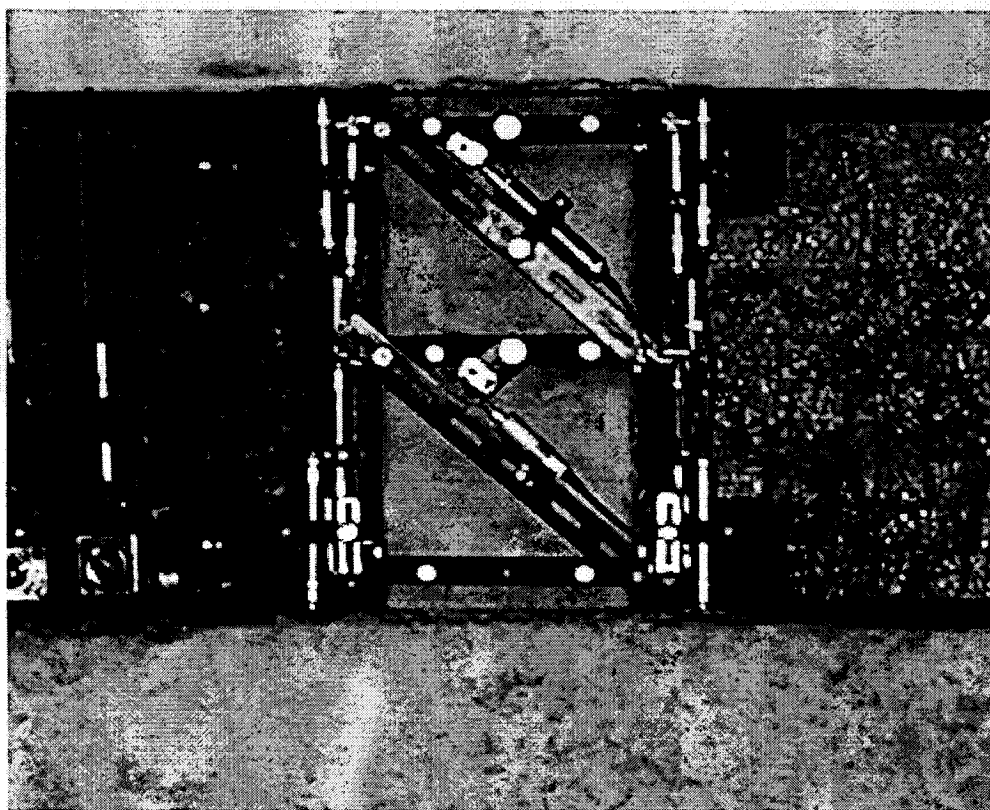


写真 6-7 試験体正面（南面）の変位計設置状況

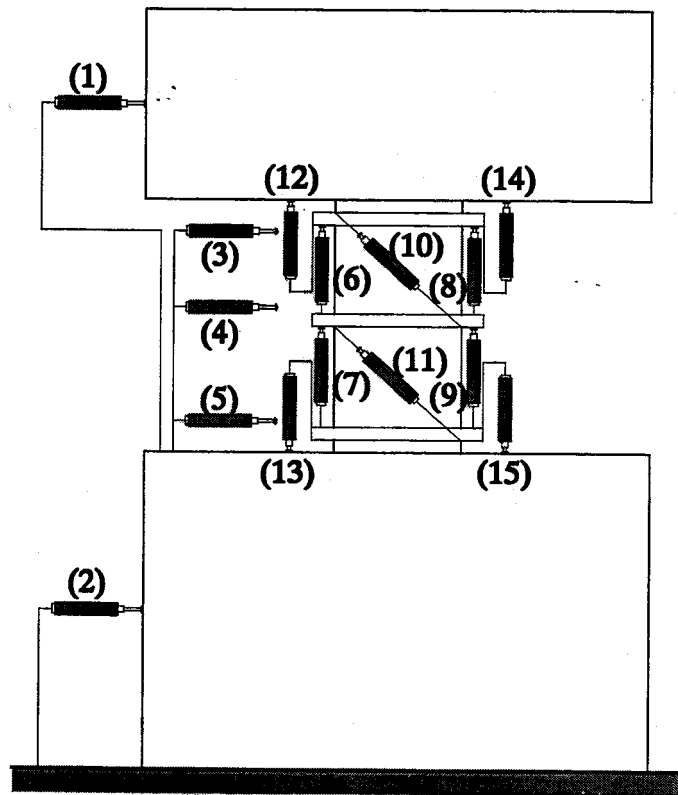
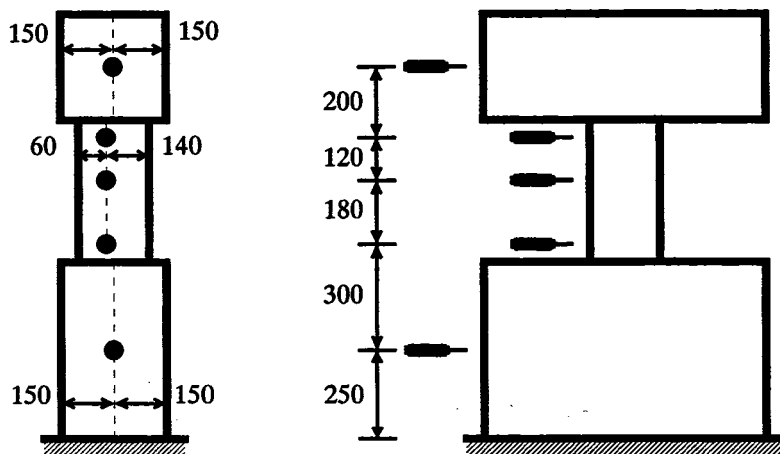


図 6-7 変位計の設置状況と変位計番号

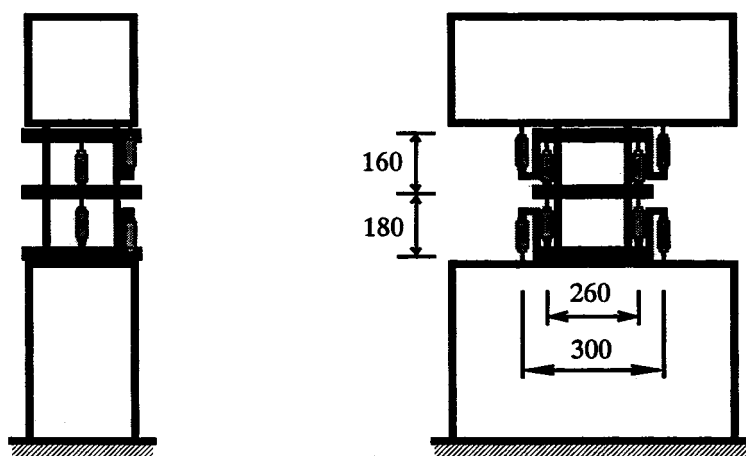
表 6-4 変位計の機種と性能

変位計番号	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
測定方向	水平	水平	水平	水平	水平	鉛直	鉛直	鉛直	鉛直
機種	東京測器 CDP-25	東京測器 CDP-25	東京測器 CDP-25	東京測器 CDP-25	東京測器 CDP-25	東京測器 CDP-5	東京測器 CDP-5	東京測器 CDP-5	東京測器 CDP-5
ストローク (mm)	25	25	25	25	25	5	5	5	5
感度 (μ /mm)	500	500	500	500	500	2000	2000	2000	2000

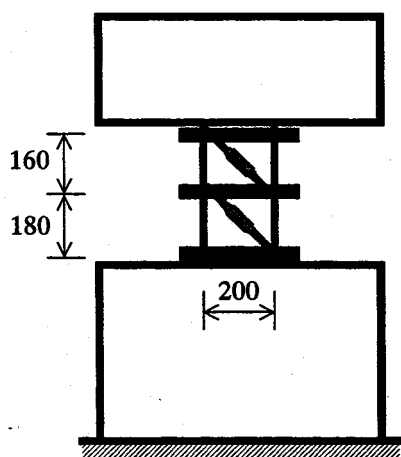
変位計番号	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
測定方向	せん断	せん断	鉛直	鉛直	鉛直	鉛直
機種	東京測器 CDP-5	共和電業 DTH-A-5	東京測器 CDP-5	東京測器 CDP-5	東京測器 CDP-5	東京測器 CDP-5
ストローク (mm)	5	5	5	5	5	5
感度 (μ /mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000



[水平変位測定用]



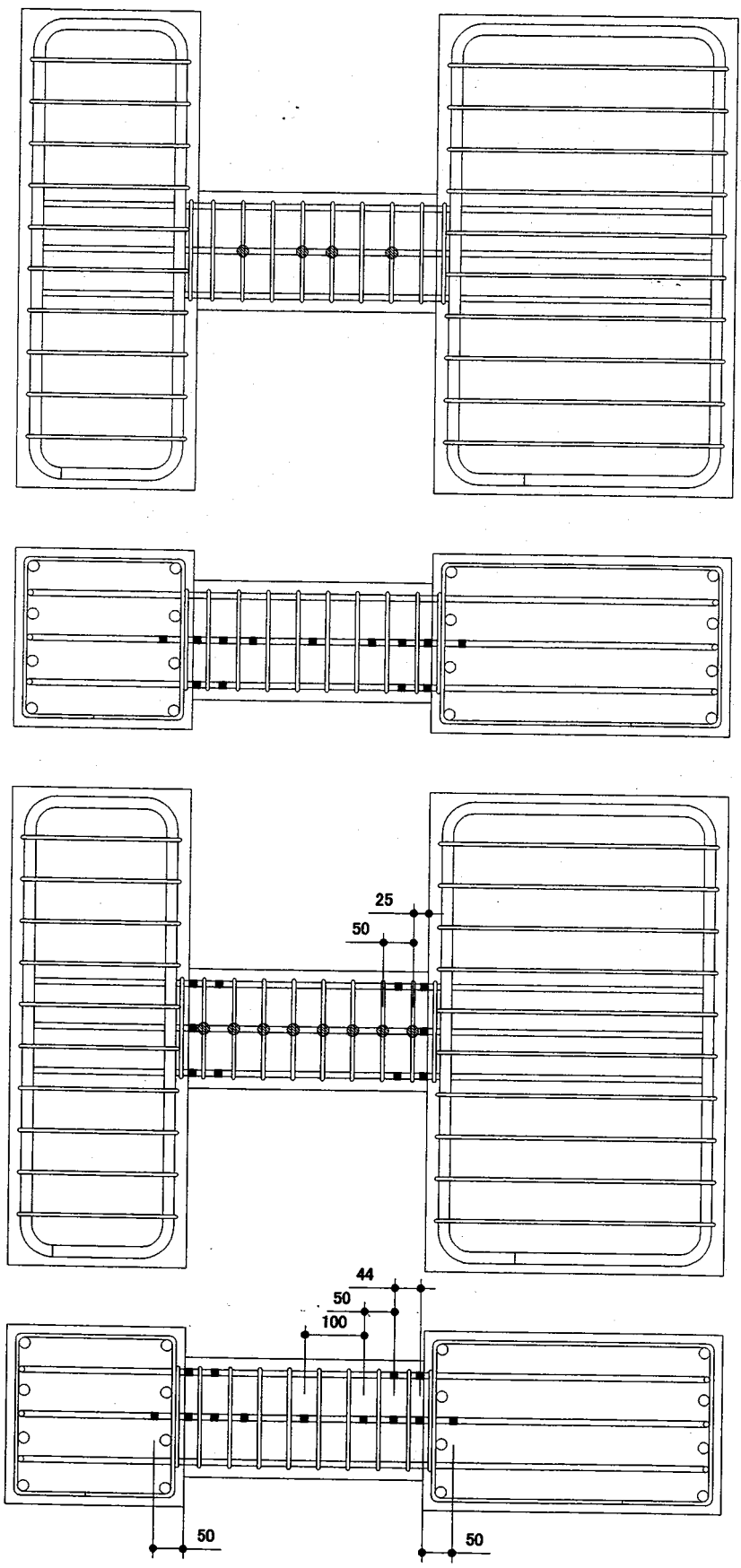
[軸方向変位測定用]



[せん断変形測定用]

[単位：mm]

図 6-8 変位計設置の詳細



背面(北)

側面(東)

正面(南)

側面(西)

- 7-7 120Ω STRAIN GAGE
- 主筋 120Ω STRAIN GAGE
- 主筋 60Ω STRAIN GAGE

図 6-9 ストレインゲージ貼付け位置

6-3 実験結果および考察

6-3-1 ひび割れおよび破壊性状

各試験体の終局時におけるひび割れ性状を図 6-10～図 6-13 に示す。各図ともコンクリートの剥落部分は塗りつぶしてある。また、同図に示す方位は試験体正面を南面としている。

ひび割れの進展状況は試験体により異なったが、最終的な破壊性状はいずれの試験体においても同様のせん断破壊で、柱頭部から柱脚部にかけて対角方向のせん断ひび割れが発生もしくは拡大したことにより急激な耐力低下を起こした。実験終了時における各試験体の破壊性状を比較して写真 6-8 に示す。以下に各試験体のそれぞれの変形角におけるひび割れ状況について詳細に記載する。

[CS-36N (普通コンクリート)]

変形角 $R=1/800rad$.

正方向加力時に柱頭部、柱脚部引張側に曲げひび割れが発生した。負方向加力時においても同様に引張側に曲げひび割れが発生した。東面では柱頭部、柱脚部ともに曲げひび割れが全幅に渡って発生した。

変形角 $R=1/400rad$.

柱頭部、柱脚部ではいずれの方向でも全幅に渡る曲げひび割れの進展が見られた他、南面では高さ約 23cm 付近から斜めのせん断ひび割れが上方約 10cm 程度発生し、高さ約 12cm の位置から柱幅の 1/2 程度の曲げひび割れが発生した。東面、北面についてもそれぞれ約 5cm 程度の斜めひび割れが発生した。

終局時

変形角 $R=1/400rad$.を過ぎたところで南面、北面において柱頭端部から柱脚端部にかけて対角方向にせん断ひび割れが発生し、顕著な耐力低下を起こして終局に達した。南面のせん断ひび割れは柱脚部に達する前に西面へと繋がっており、柱頭端部ではコンクリートの剥落が見られた。

[CS-36A20 (石炭灰 20%コンクリート)]

変形角 $R=1/800rad$.

負方向加力時に南面柱頭端部において曲げひび割れが発生し、高さ約 5cm、約 32cm 付近にも 5cm 程度の曲げひび割れが確認できた。西面では 2cm 程度のひび割れがいくつか発生していた。

変形角 $R=1/400rad$.

負方向加力時に東面の高さ約 20～25cm、約 33cm 付近に全幅に渡る曲げひび割れを生じており、このひび割れは南面にも達している。また、負方向加力時に南面、北面に柱頭端部から柱脚端部にかけて対角方向のせん断ひび割れが発生し、水平変位が変形角 $R=1/200rad$.近くまで伸びた。しかし、顕著な耐力低下は起こらなかったため、載荷を継続し正方向で押し抜いた。

終局時

正方向加力時においても変形角 $R=1/400rad$.を過ぎたところで南面、北面に柱頭端部から柱脚端部にかけて対角方向のせん断ひび割れが発生した。しかし、耐力低下は起こらず載荷を継続したところ、その後もわずかに耐力上昇しながら、 $1/100rad$.手前でそのひび割れが拡大してせん断破壊を起こした。東面では高さ約

15cm 付近に全幅に渡る曲げひび割れが発生し、高さ約 20~33cm にかけてコンクリートの剥落が見られた。西面では既存のひび割れに進展が見られた他、高さ約 25cm と柱頭付近に柱幅のおよそ 3/4 に及ぶ曲げひび割れが発生しており、柱脚部にはコンクリートの剥落も見られた。

[CS-36A40 (石炭灰 40%コンクリート)]

変形角 $R=1/800\text{rad}$.

正方向加力時、負方向加力時ともに柱頭、柱脚引張側に曲げひび割れが発生した。特に西面柱脚部では全幅に渡る曲げひび割れが負方向加力時に発生していた。また、高さ約 37cm 付近にて南面から東面にかけて約 30cm の曲げひび割れを確認した。

変形角 $R=1/400\text{rad}$.

柱頭部、柱脚部の曲げひび割れの進展が見られた他、負方向加力時に高さ約 30cm 付近に南面、東面、北面に繋がる大きなひび割れを生じた。その他、東面、北面にも高さ約 8cm におよそ 25cm に及ぶ曲げひび割れが発生した。

終局時

変形角 $R=1/250\text{rad}$.付近で南面、北面に柱頭端部から柱脚端部にかけて対角方向にせん断ひび割れが発生したが、耐力をほぼ維持し、その後の载荷により $1/150\text{rad}$.付近でそのひび割れが拡大してせん断破壊を起こした。西面では高さ約 25~30cm 付近に全幅に渡るひび割れが発生し、東面では柱頭部付近にひび割れが生じた他、高さ約 20cm 付近に 10cm 足らずの曲げひび割れ 2 つを確認した。

[CS-36HF (高流動コンクリート)]

変形角 $R=1/800\text{rad}$.

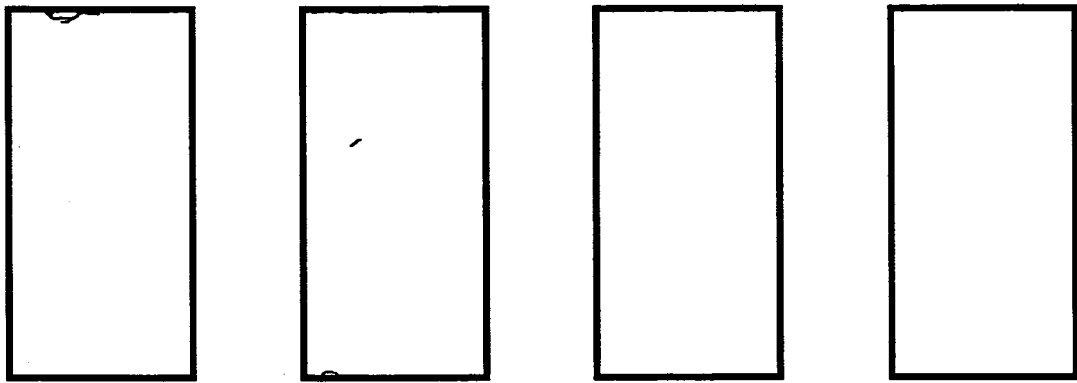
正方向、負方向加力時ともに柱頭部、柱脚部引張側に曲げひび割れが発生した他、南面では、高さ約 7cm に柱幅の 1/2 程度のひび割れが発生し、高さ約 28cm 付近に全幅に渡る曲げひび割れが生じた。また、高さ約 28cm 付近の曲げひび割れは西面、東面にも達していた。

変形角 $R=1/400\text{rad}$.

南面では既存のひび割れの進展が見られ、曲げひび割れ端から斜め方向のひび割れが派生していた。西面でも高さ約 28cm 付近の曲げひび割れに進展が見られた他、高さ約 7cm に 10cm 程度の曲げひび割れが発生した。東面でも高さ約 28cm 付近の曲げひび割れに 5cm 程度の進展が見られた。

終局時

変形角 $R=1/200\text{rad}$.を過ぎたところで南面、北面に柱頭端部から柱脚端部にかけて対角方向のせん断ひび割れが発生し、顕著な耐力低下を起こして終局に達した。既存のひび割れもそれぞれ進展を見せており、高さ約 28cm の曲げひび割れは東面から北面にかけて進展し、50cm に及ぶ長さになっている。高さ約 10cm 付近でも西面から南面、東面にかけて曲げひび割れが繋がっており、その長さは 45cm に及んだ。



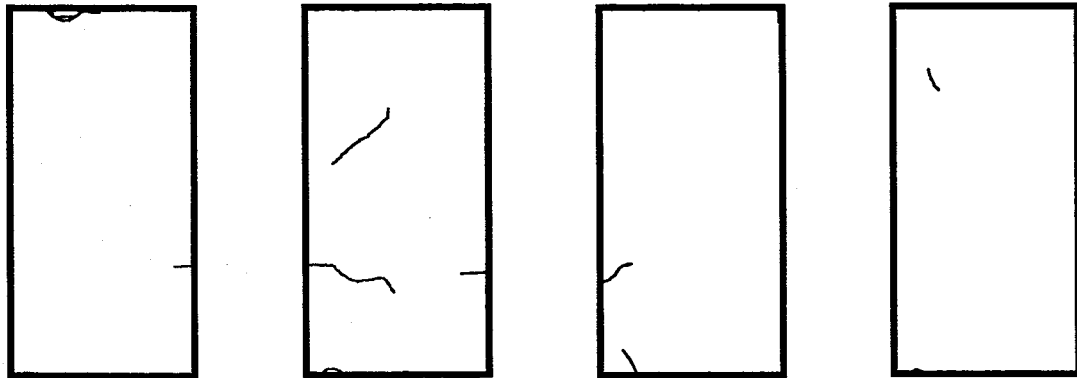
西面(側面)

南面(正面)

東面(側面)

北面(背面)

[1/800rad.]



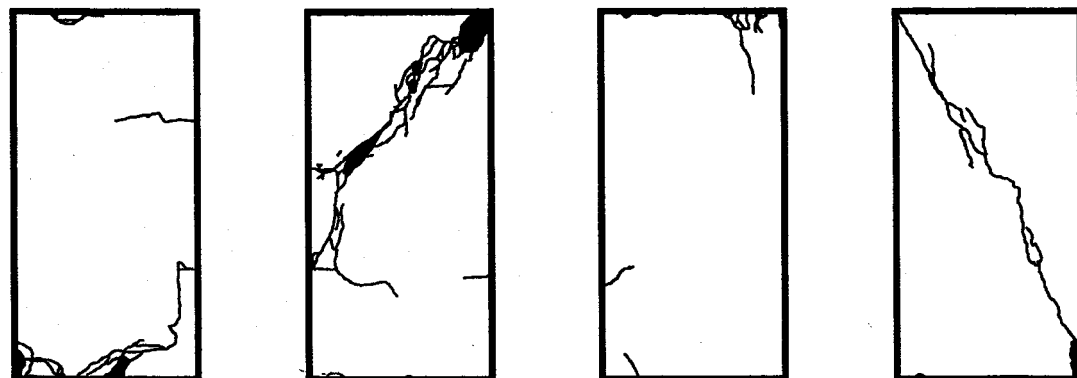
西面(側面)

南面(正面)

東面(側面)

北面(背面)

[1/400rad.]



西面(側面)

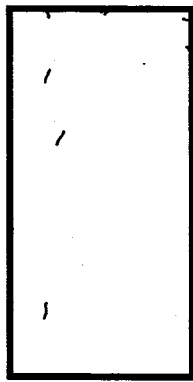
南面(正面)

東面(側面)

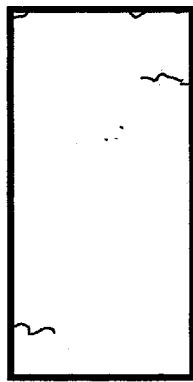
北面(背面)

[終局時]

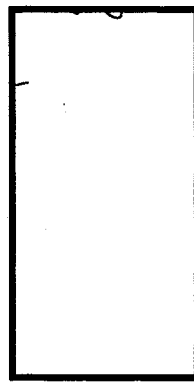
図 6-10 CS-36N (普通コンクリート) のひび割れの進展および破壊性状



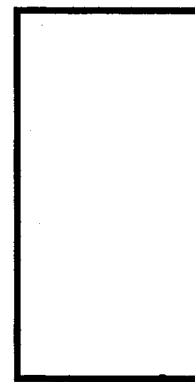
西面(側面)



南面(正面)

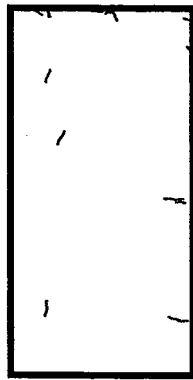


東面(側面)

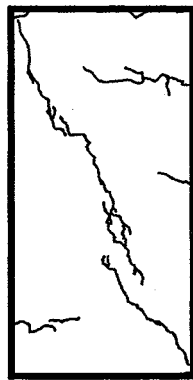


北面(背面)

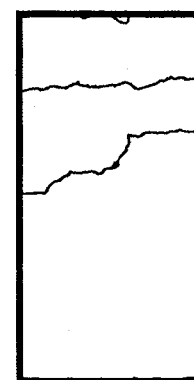
[1/800rad.]



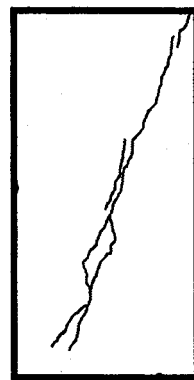
西面(側面)



南面(正面)

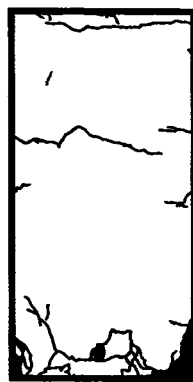


東面(側面)

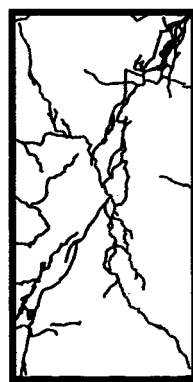


北面(背面)

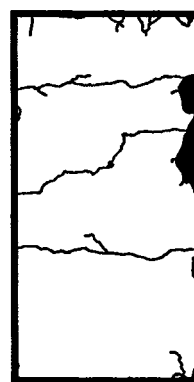
[1/400rad.]



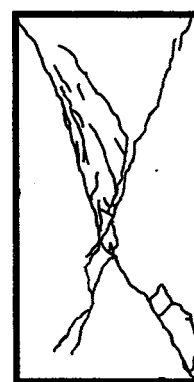
西面(側面)



南面(正面)



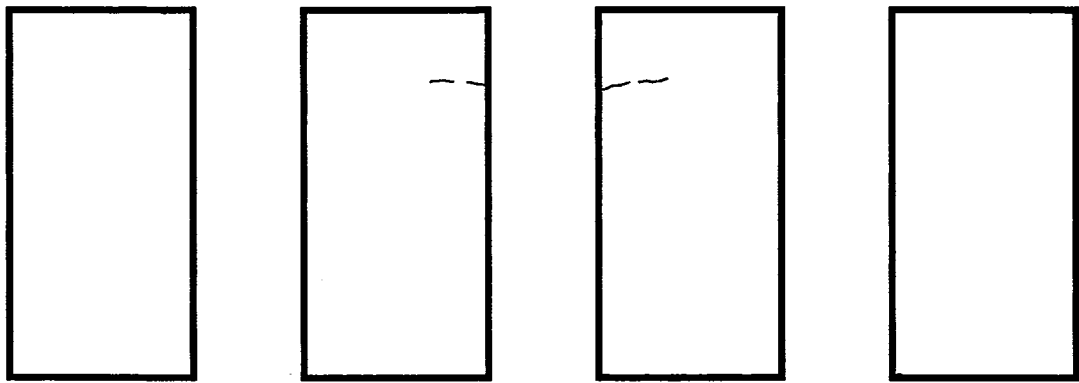
東面(側面)



北面(背面)

[終局時]

図 6-11 CS-36A20 (石炭灰 20%コンクリート) のひび割れの進展および破壊性状



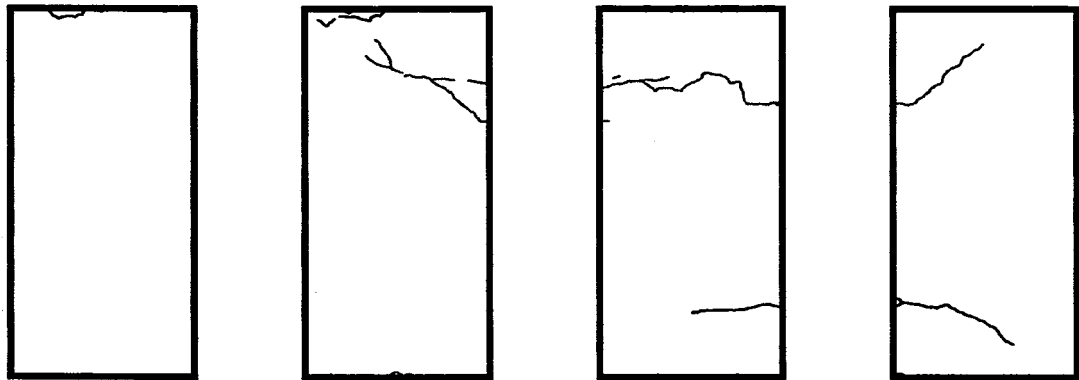
西面(側面)

南面(正面)

東面(側面)

北面(背面)

[1/800rad.]



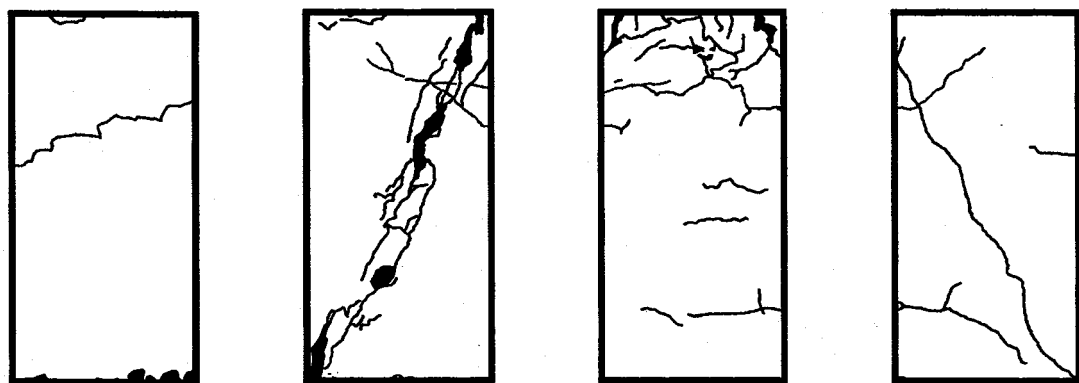
西面(側面)

南面(正面)

東面(側面)

北面(背面)

[1/400rad.]



西面(側面)

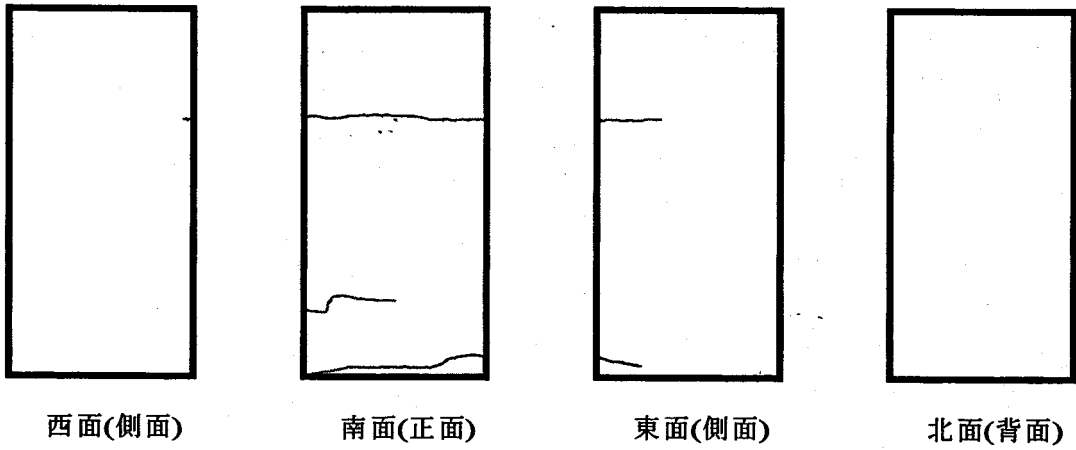
南面(正面)

東面(側面)

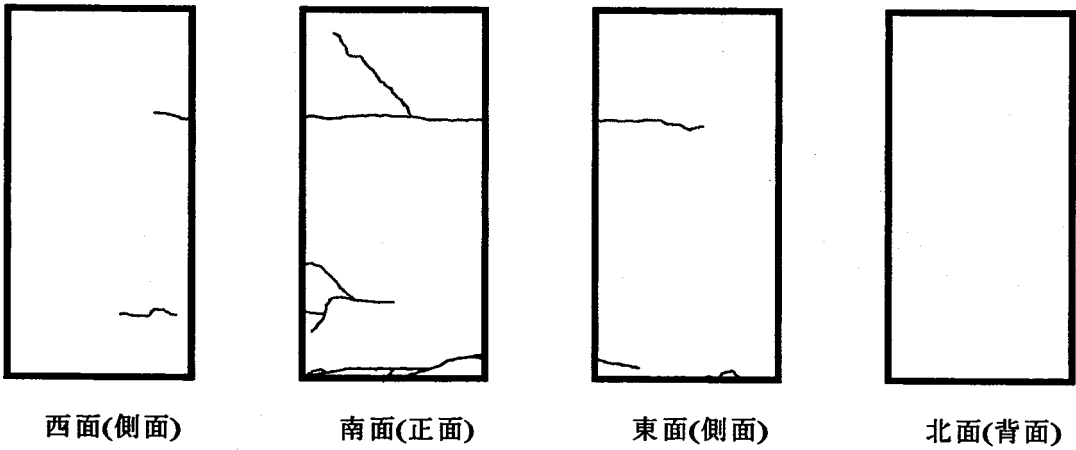
北面(背面)

[終局時]

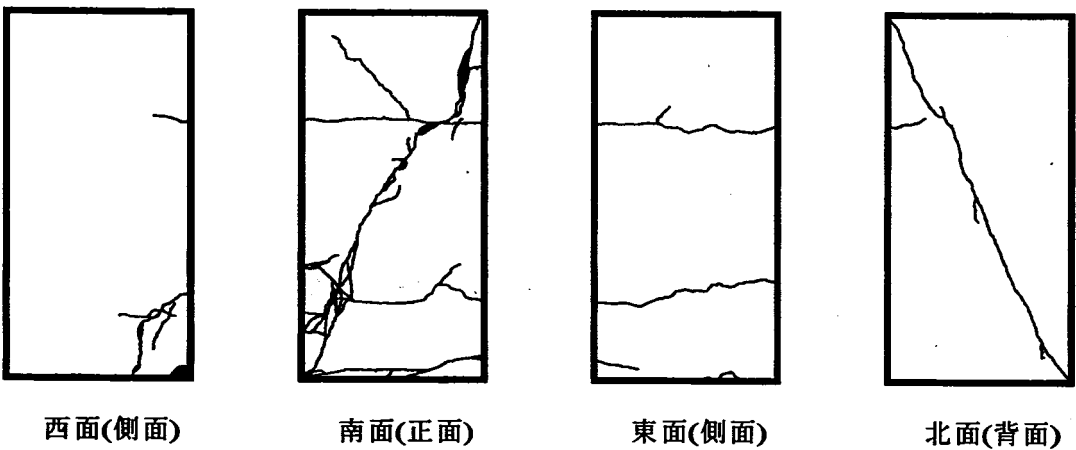
図 6-12 CS-36A40 (石炭灰 40%コンクリート) のひび割れの進展および破壊性状



[1/800rad.]

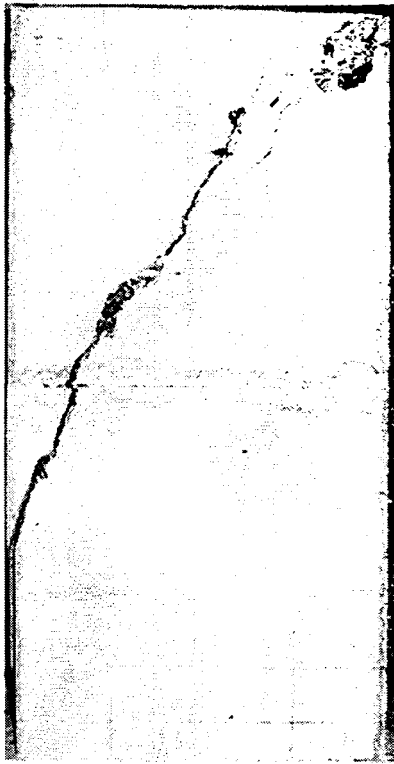


[1/400rad.]

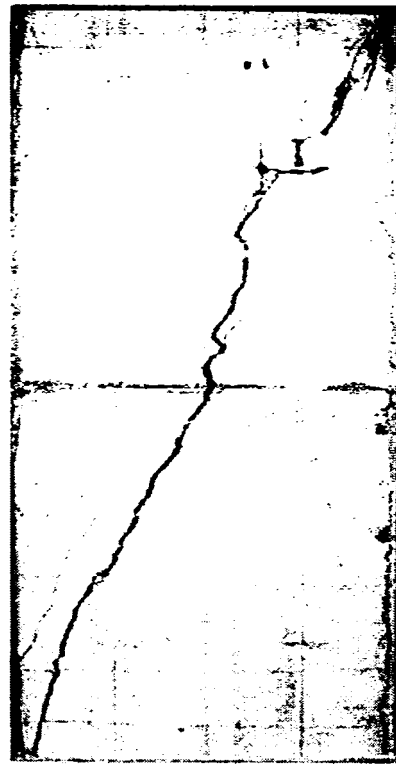


[終局時]

図 6-13 CS-36HF (高流動コンクリート) のひび割れの進展および破壊性状



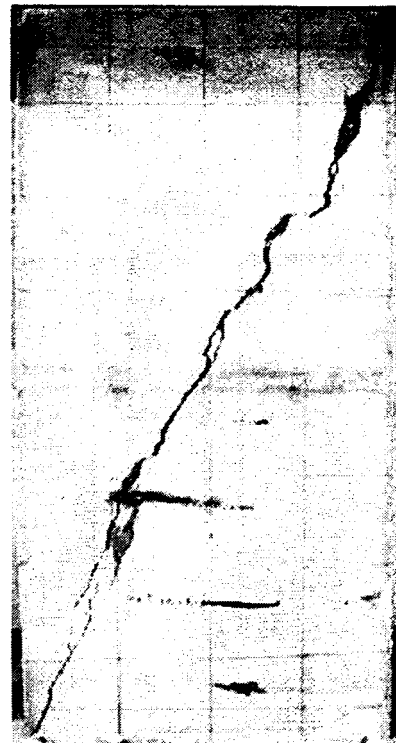
CS-36N



CS-36A20



CS-36A40

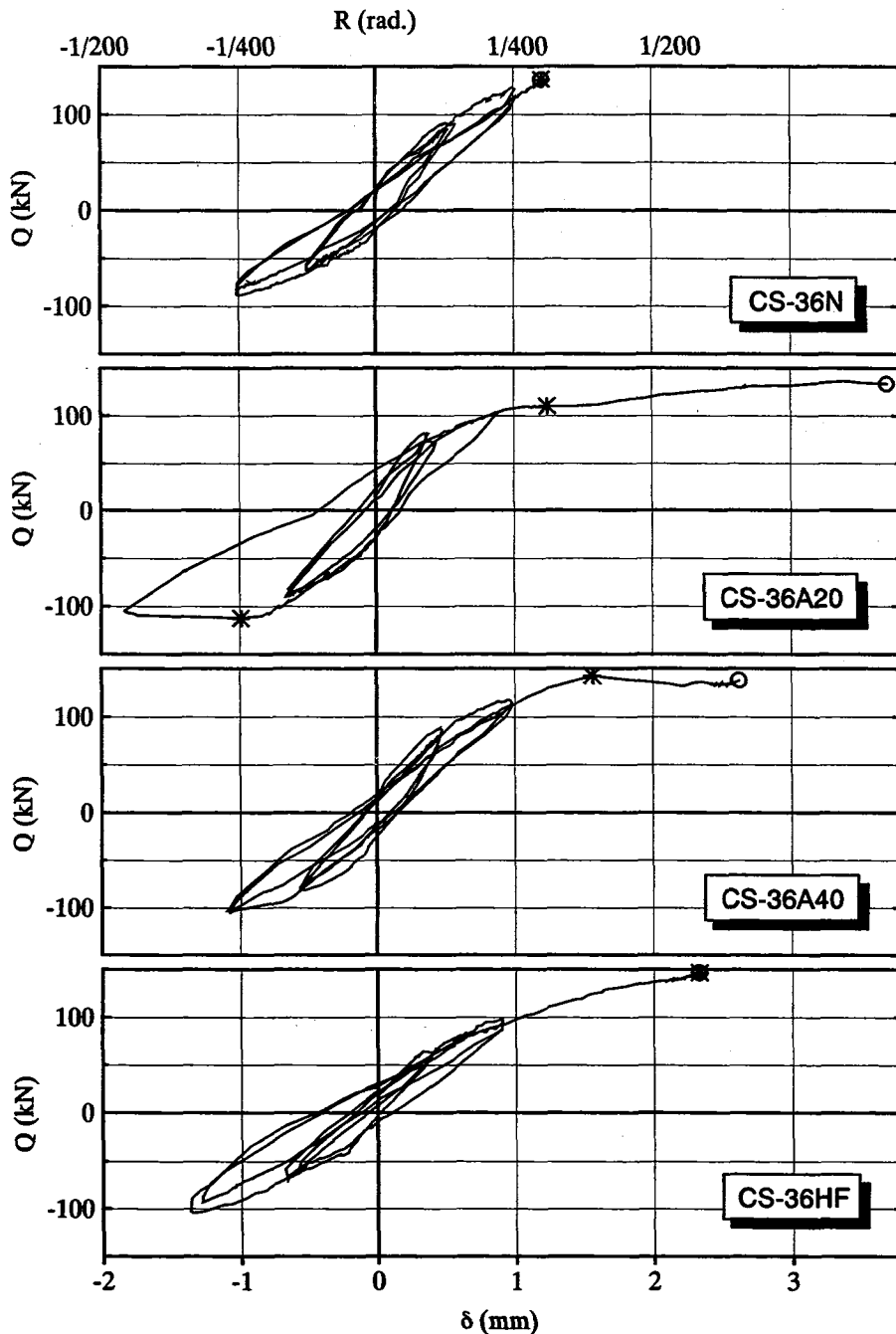


CS-36HF

写真 6-8 最終破壊性状の比較

6-3-2 水平力-水平変位履歴曲線

試験体に作用する水平力 Q と試験体頂部における水平変位 δ の終局状態に至るまでの履歴を図 6-14 に示す。図中の * 印は対角方向のせん断ひび割れの発生を表し、○印はせん断破壊点を表す。普通コンクリートの CS-36N と高流動コンクリートの CS-36HF では対角方向のせん断ひび割れの発生と同時に破壊に至ったために 2 つの印が重なっている。対角方向のせん断ひび割れが発生する以前は同様の履歴性状を示しており、石炭灰混入の影響は見られない。対角方向のせん断ひび割れ発生点は試験体により差があり、変形角 $R=1/400 \sim 200 \text{rad}$ 付近であった。せん断破壊点については石炭灰を混入した場合の方が普通コンクリートに比べ変形角が大きくなった。



* ; 対角方向のせん断ひび割れ発生点, ○ ; せん断破壊点

図 6-14 水平力-水平変位履歴曲線

6-3-3 せん断耐力

各実験から得られた試験体のせん断ひび割れ耐力およびせん断最大耐力を表 6-5 にまとめる。ここでせん断ひび割れ耐力とは対角方向のせん断ひび割れが発生した際のせん断力である。また、同表にそれぞれの耐力を式(6.1)、式(6.2)に示すように $b \cdot j$ (断面の幅と応力中心間距離) で除して求めたせん断応力を併せて示す。さらに材料試験から得られたコンクリートの引張強度に対するそれぞれのせん断最大応力の比率を同表中に記載している。CS-36A20 以外ではせん断ひび割れ点とせん断最大耐力点は同一である。

同表に示すように、せん断ひび割れ応力は $3.5 \sim 4.6 \text{ N/mm}^2$ の範囲に入っており石炭灰混入の影響は見られない。また、せん断最大応力はいずれも 4.5 N/mm^2 の付近で近似している。同様にコンクリート引張強度に対するせん断最大応力の比率は 1.5 の付近で近似しており、せん断に対して石炭灰を混入した場合も普通コンクリートと同等の強度を有していることが確認できる。

表 6-5 せん断耐力の実験値の比較

試験体	せん断ひび割れ点		せん断最大点		$\frac{E\tau_{SU}}{\sigma_t}$
	耐力 EQ_{SC} (kN)	応力 $E\tau_{SC}$ (N/mm^2)	耐力 EQ_{SU} (kN)	応力 $E\tau_{SU}$ (N/mm^2)	
CS-36N	136.1	4.32	136.1	4.32	1.46
CS-36A20	112.6	3.57	136.3	4.33	1.52
CS-36A40	142.5	4.52	142.5	4.52	1.47
CS-36HF	146.5	4.65	146.5	4.65	1.52

σ_t : コンクリート引張強度 (表 6-2参照)

$$\text{せん断ひび割れ応力; } E\tau_{SC} = EQ_{SC} / bj \dots\dots\dots (6.1)$$

$$\text{せん断最大応力 ; } E\tau_{SU} = EQ_{SU} / bj \dots\dots\dots (6.2)$$

ここで、 EQ_{SC} : せん断ひび割れ耐力

EQ_{SU} : せん断最大耐力

b : 断面の幅

j : 断面の応力中心間距離

それぞれの試験体のせん断ひび割れ耐力 Q_{SC} を式(6.3)により、せん断終局耐力 Q_{SU} を式(6.5)により、曲げ終局耐力 Q_{MU} を式(6.7)により算出し表 6-6 に示す。これらの算出式は文献 15) および文献 20) に示されている略算式に準じている。なお、コンクリートおよび鉄筋の特性には材料試験の結果を用いた。同表中には計算耐力と実験結果 EQ_{SC} 、 EQ_{SU} との比率を併せて記載する。

せん断ひび割れ強度については石炭灰 20%コンクリートの CS-36A20 において実験値と計算値が極めてよい対応を示している他は、実験値に対する計算値の比率が 0.8 程度と近似した値となった。また、いずれの試験体においてもせん断最大耐力の実験値はせん断終局耐力と曲げ終局耐力の間に収まっており、それぞれの比率はほぼ均一であることがわかる。従って、本研究で試験体とした石炭灰を混入した部材のせん断耐力算定には既往の普通コンクリートに関する算定式を適用可能であることが検証できた。

表 6-6 耐力に関する計算値と実験値の比較

試験体	計算耐力			比率(計算耐力/実験結果)		
	せん断ひび割れ cQ _{SC} (kN)	せん断終局 cQ _{SU} (kN)	曲げ終局 cQ _{MU} (kN)	cQ _{SC} /EQ _{SC}	cQ _{SU} /EQ _{SU}	cQ _{MU} /EQ _{SU}
CS-36N	117.5	120.7	147.2	0.86	0.89	1.08
CS-36A20	114.3	122.1	148.7	1.02	0.90	1.09
CS-36A40	121.0	131.0	157.7	0.85	0.92	1.11
CS-36HF	120.1	125.0	151.6	0.82	0.85	1.04

せん断ひび割れ耐力:

$$cQ_{SU} = \phi \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \sigma_0} bD/\kappa \dots\dots\dots (6.3)$$

ただし, $\sigma_0 = N/bD \dots\dots\dots (6.4)$

ここで, b: 断面幅

D: 断面せい

N: 軸方向力

σ_t : コンクリートの引張強度

ϕ : 耐力係数, ここでは $\phi = 1.0$ とした

κ : 断面形状係数, ここでは $\kappa = 1.5$ とした

せん断終局耐力:

$$cQ_{SU} = (\tau_U + 0.1\sigma_0)bj \dots\dots\dots (6.5)$$

ただし, $\tau_U = \frac{0.092k_U k_P (180 + \sigma_B)}{(M/Qd) + 0.12} + 2.7\sqrt{p_W \sigma_{WY}} \dots\dots\dots (6.6)$

ここで, j: 断面の応力中心間距離

k_U : 断面寸法による補正係数

k_P : 引張鉄筋比による補正係数

M/Qd: せん断スパン比

p_W : 帯筋比

σ_B : コンクリート圧縮強度

σ_{WY} : 帯筋降伏強度

曲げ終局耐力:

$$cQ_{MU} = 2M_U/h \dots\dots\dots (6.7)$$

ただし, $M_U = 0.8a_t \sigma_{SY} D + 0.5ND(1 - N/bD\sigma_B) \dots\dots\dots (6.8)$

ここで, a_t : 引張鉄筋断面積

h: 試験体高さ

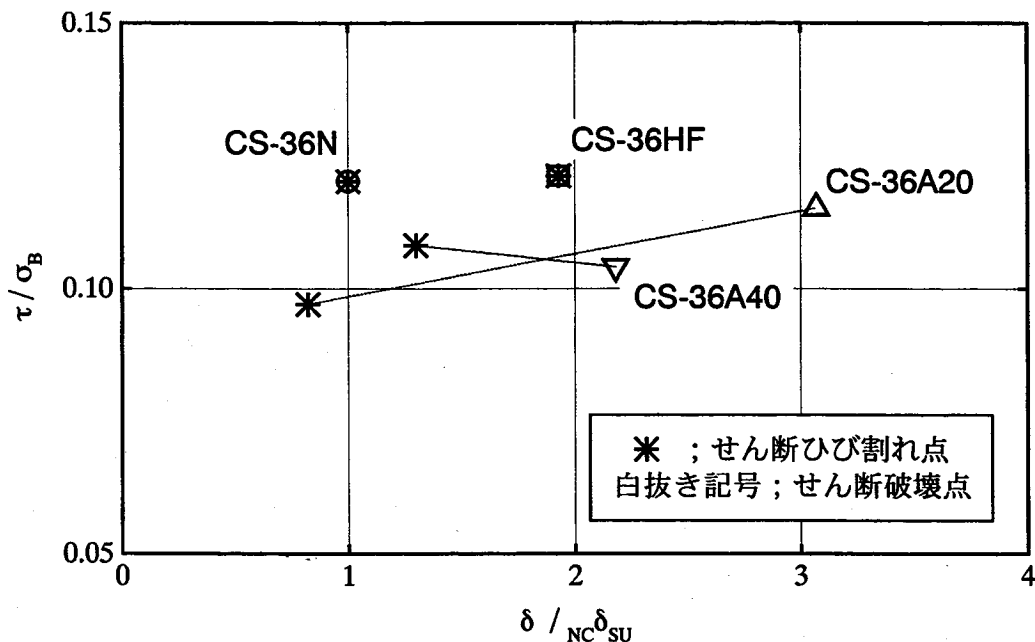
σ_{SY} : 引張鉄筋降伏強度

6-3-4 変形能

各実験から得られた試験体の対角方向のせん断ひび割れ点およびせん断破壊点の変位と変形角を比較して表 6-7 に示す。せん断ひび割れ点に関しては、ばらつきが大きく石炭灰の混入方法による有意な差は見られない。せん断破壊点に関しては、普通コンクリートの CS-36N に比べ石炭灰を混入した CS-36A20, CS-36A40, CS-36HF の方がせん断変形角が大きくなっていることがわかる。更に詳細に検討するため、各試験体のせん断ひび割れ点とせん断破壊点の水平変位 δ を普通コンクリートの CS-36N のせん断破壊点変位 ${}_{NC}\delta_{SU}$ で基準化し、コンクリート圧縮強度 σ_B に対するせん断応力 τ の比率との関係として図 6-15 に示す。せん断ひび割れ点についてはばらつきが大きく有意な差は見られないが、せん断破壊点については石炭灰を混入した CS-36A20, CS-36A40, CS-36HF ともに変位の比率がほぼ 2 以上である。試験体数は少ないが、本研究に関する限り石炭灰の混入によってせん断に対する変形能が低下することはなく、普通コンクリートと同等以上の性能を確保できることを確認した。

表 6-7 変形能の比較

試験体	せん断ひび割れ点		せん断破壊点	
	変位 δ_{SC} (mm)	変形角 R_{SC} (rad.)	変位 δ_{SU} (mm)	変形角 R_{SU} (rad.)
CS-36N	1.20	1/332	1.20	1/332
CS-36A20	0.99	1/404	3.70	1/108
CS-36A40	1.56	1/256	2.63	1/152
CS-36HF	2.33	1/172	2.33	1/172



δ ; 水平変位, ${}_{NC}\delta_{SU}$; CS-36N のせん断破壊点変位
 τ ; せん断応力 ($\tau=Q/bj$) , σ_B ; コンクリート圧縮強度

図 6-15 変形能とせん断応力の関係

6-3-5 水平変位分布性状

各試験体のそれぞれの変形角について、水平変位測定用変位計により計測した水平方向の変位分布を図 6-16 に示す。図中の右方向が正方向加力時、左方向が負方向加力時の水平変位である。また、同図中の●等の印はそれぞれ変位計の位置を示している。ひび割れの発生等により分布が乱れている場合があるが、概して水平変位の分布性状は同様であり、石炭灰混入による影響は見られない。

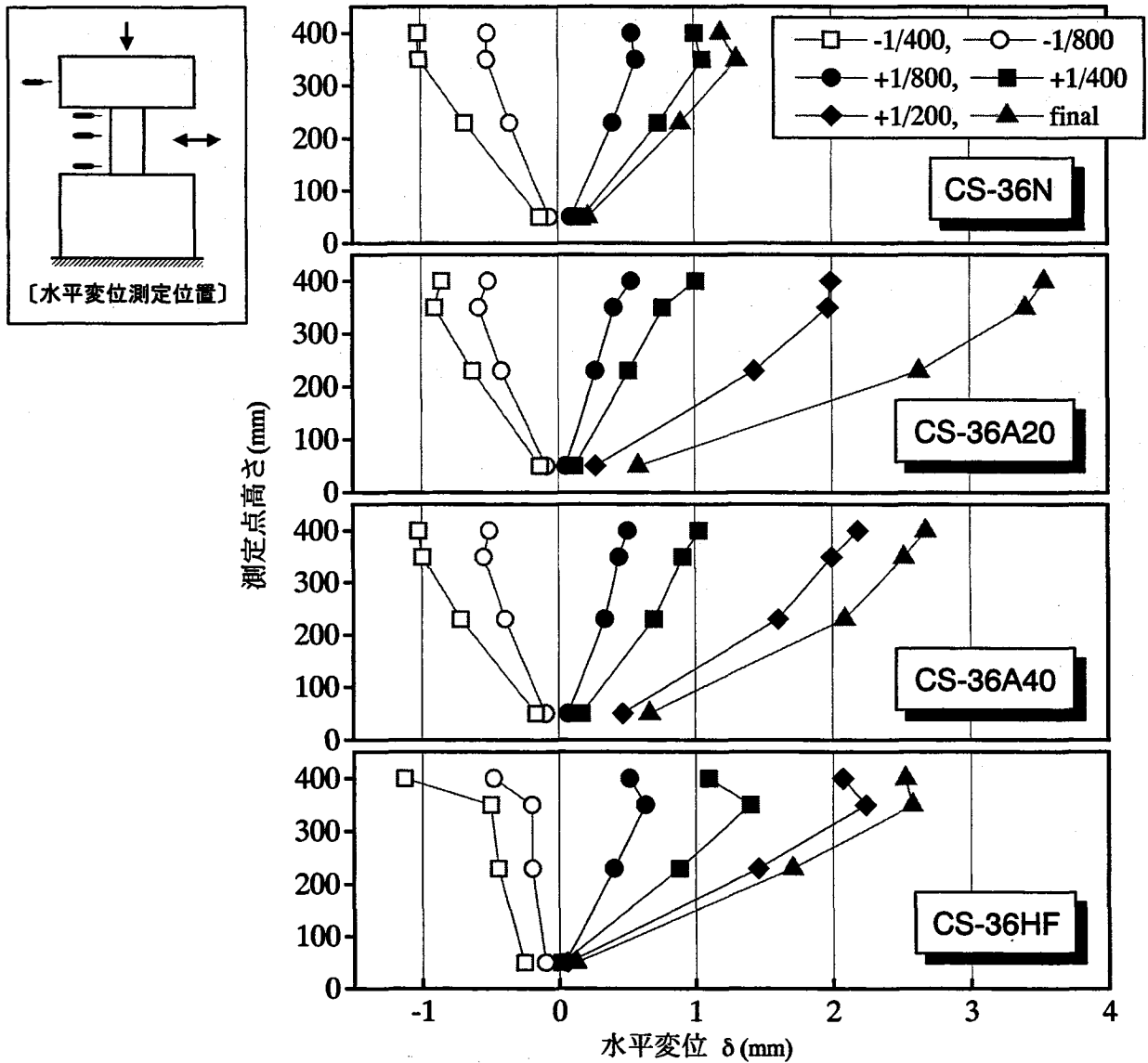


図 6-16 水平変位分布性状の比較

6-3-6 鉄筋のひずみ分布性状

鉄筋に貼り付けたストレインゲージによって測定したひずみ分布性状を主筋および帯筋のそれぞれに関して以下に記す。なお、いずれにおいても石炭灰の混入による特性の差違は観察されていない。

A) 主筋のひずみ分布

それぞれの試験体における主筋のひずみ分布性状を図 6-17～図 6-20 に示す。図中の●等の記号はそれぞれの変形角におけるひずみの計測値を表している。また、同図中に点線で示した主筋の降伏ひずみ (ϵ_{sy}) は事前に行った鉄筋 (D10) の材料試験の結果より求めた値 (2225μ) であり、降伏点の基準としている。

いずれの試験体においてもせん断破壊により終局に至る以前に主筋が降伏した場合はなく、破壊形式は曲げ降伏前のせん断破壊であったことが確認できる。

B) 帯筋のひずみ分布

それぞれの試験体における帯筋のひずみ分布性状を図 6-21～図 6-24 に示す。図中の●等の記号はそれぞれの変形角におけるひずみの計測値を表している。また、同図中に点線で示した帯筋の降伏ひずみ (ϵ_{sy}) は事前に行った鉄筋 (4φ) の材料試験の結果より求めた値 (2660μ) であり、降伏点の基準としている。

いずれの試験体においてもせん断ひび割れが発生する以前では帯筋のひずみが極めて小さく、せん断ひび割れの発生に伴いひずみも生じていることがわかる。また、対角方向のせん断ひび割れの発生によりひずみが顕著に増大し、せん断破壊後の終局状態では降伏している箇所が多数見られた。

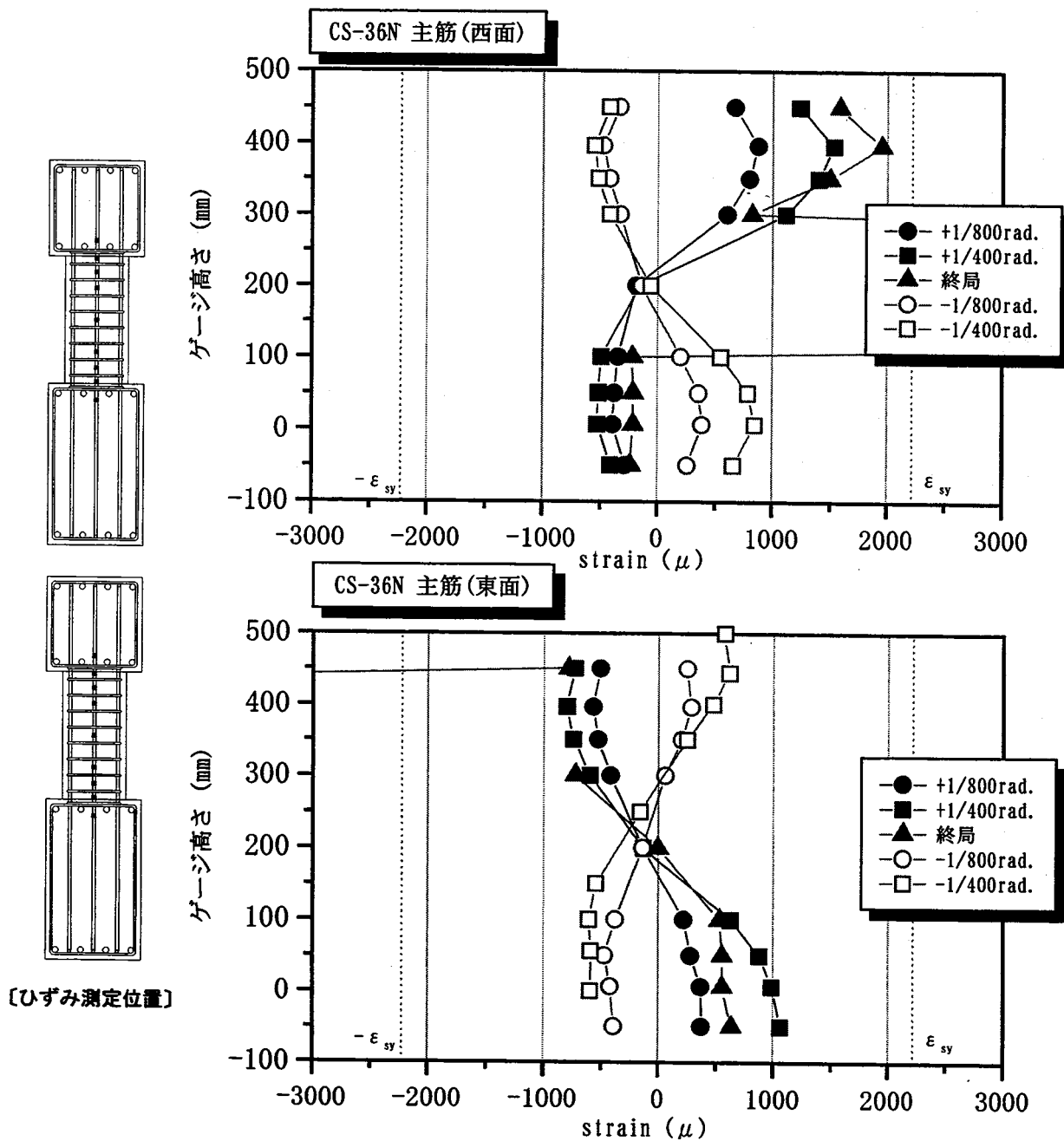


図 6-17 主筋のひずみ分布性状 [CS-36N (普通コンクリート)]

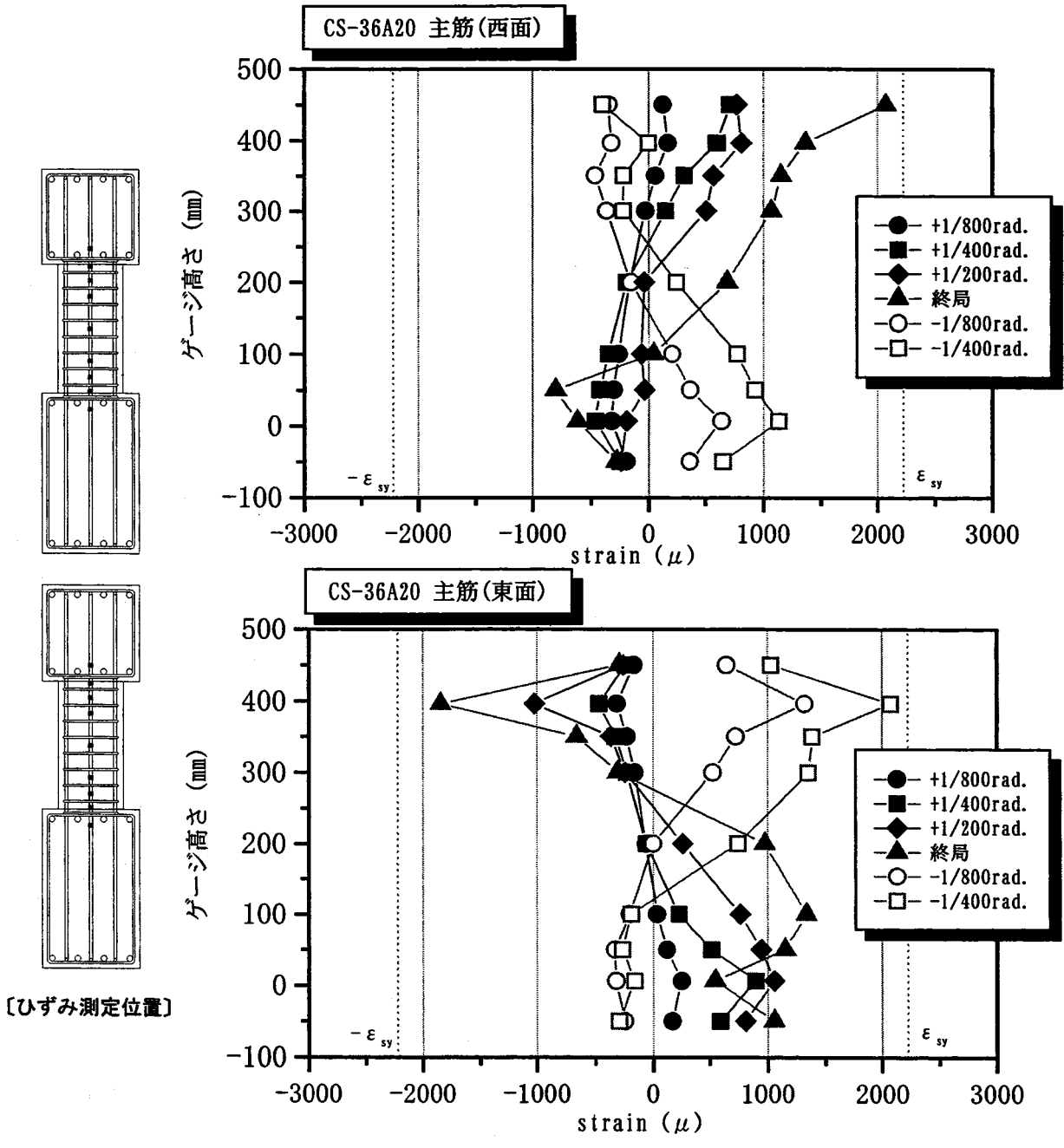


図 6-18 主筋のひずみ分布性状 [CS-36A20 (石炭灰 20% コンクリート)]

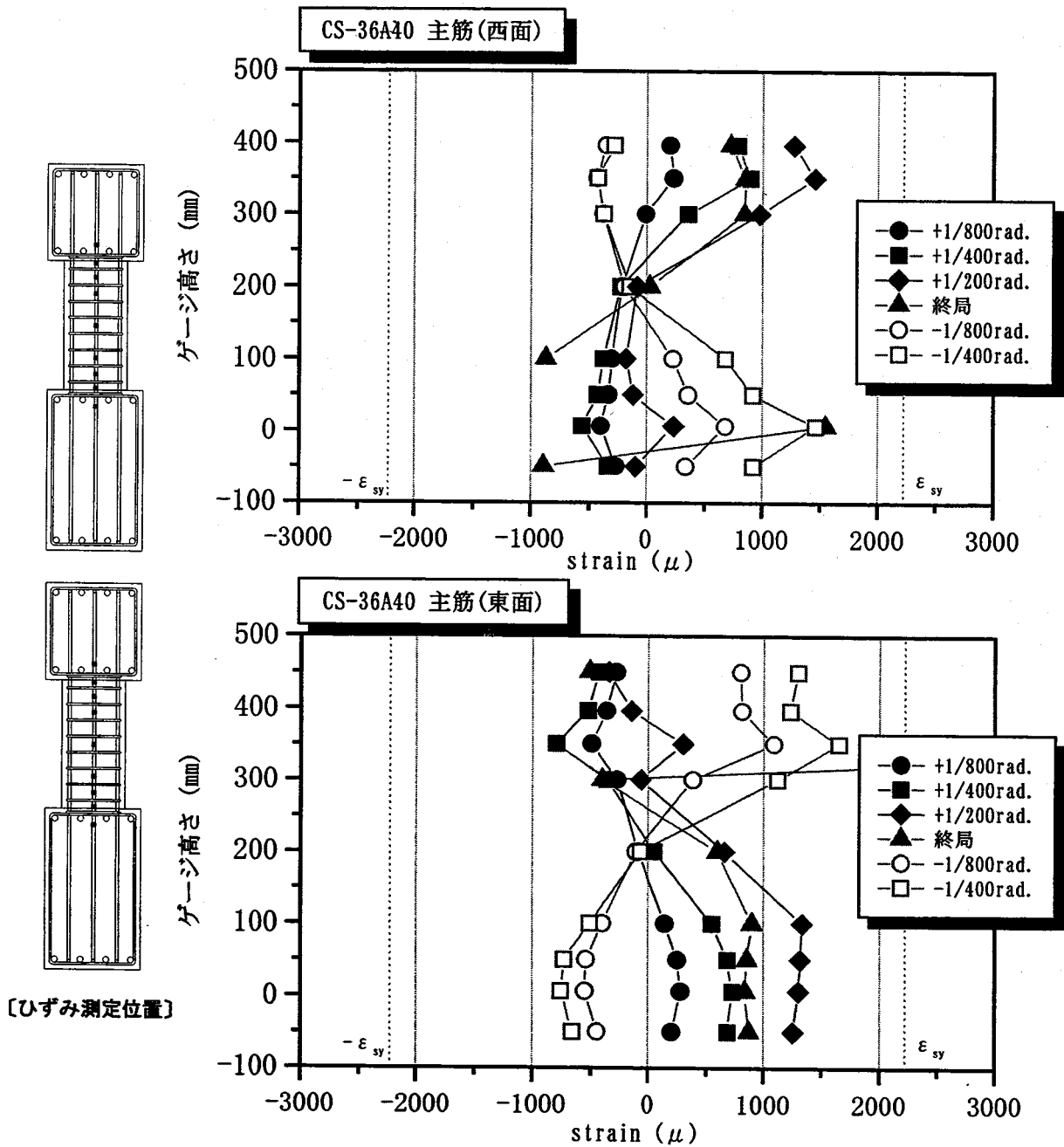


図 6-19 主筋のひずみ分布性状 [CS-36A40 (石炭灰 40%コンクリート)]

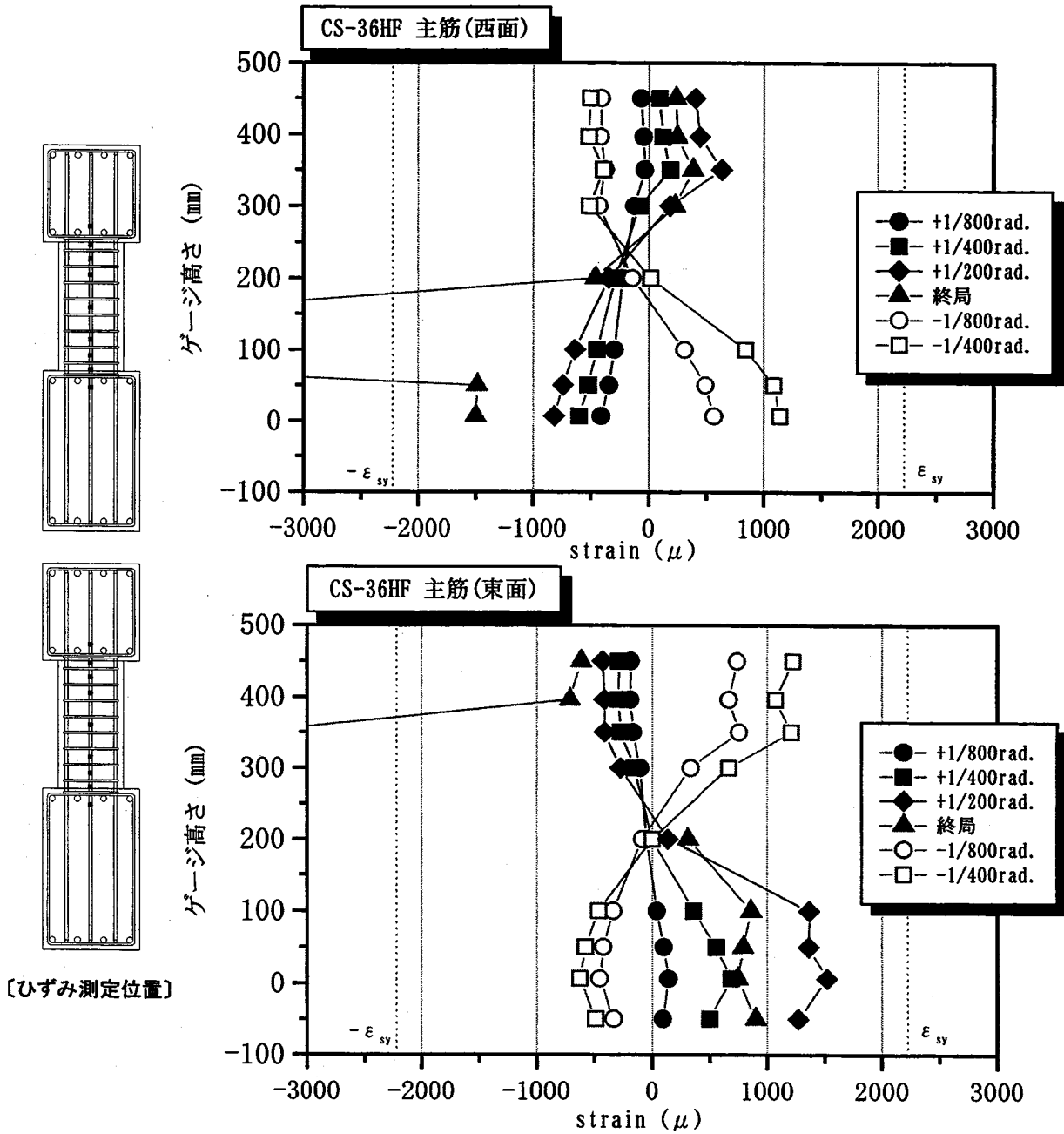


図 6-20 主筋のひずみ分布性状【CS-36HF (高流動コンクリート)】

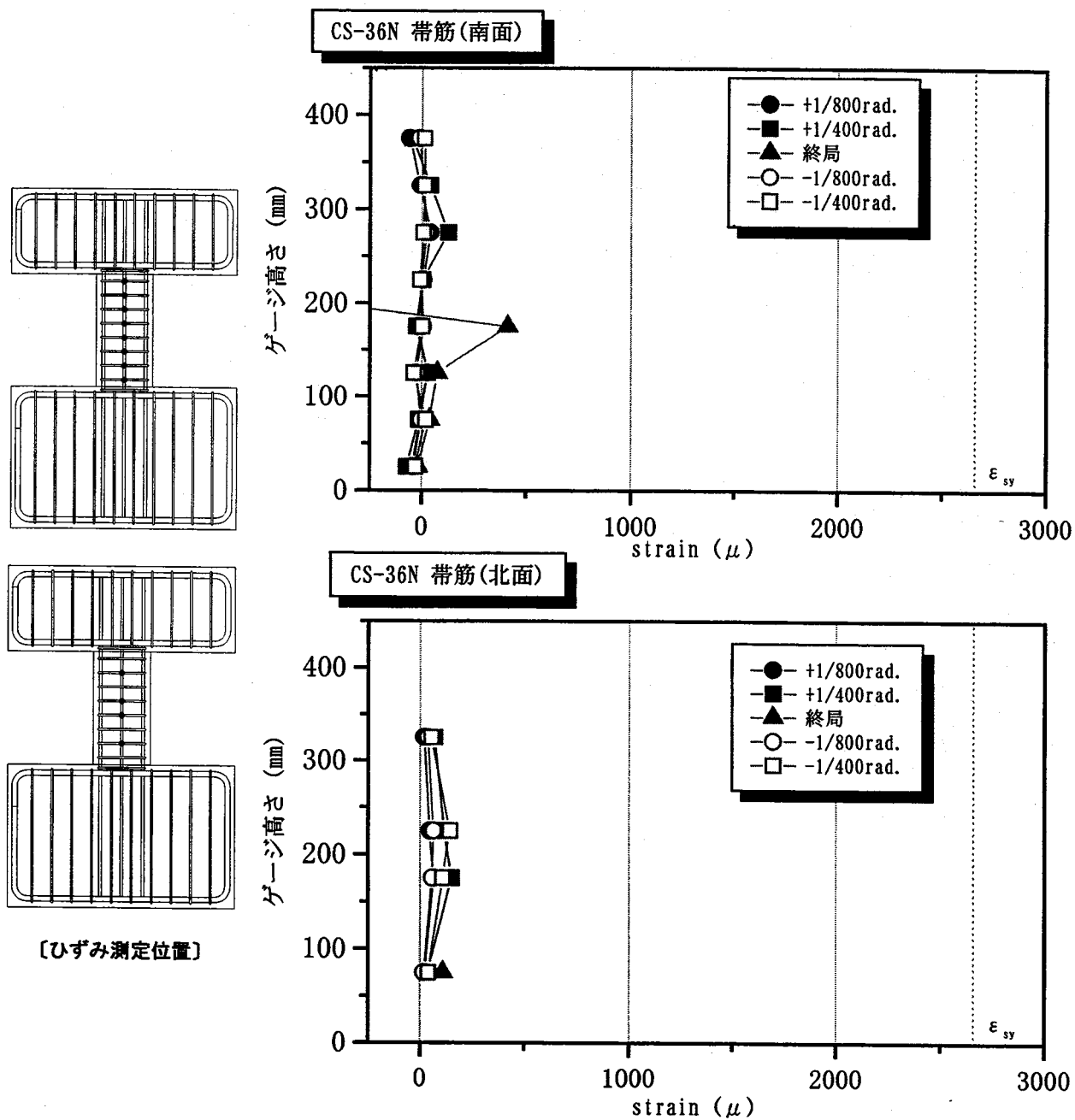


図 6-21 帯筋のひずみ分布性状【CS-36N (普通コンクリート)】

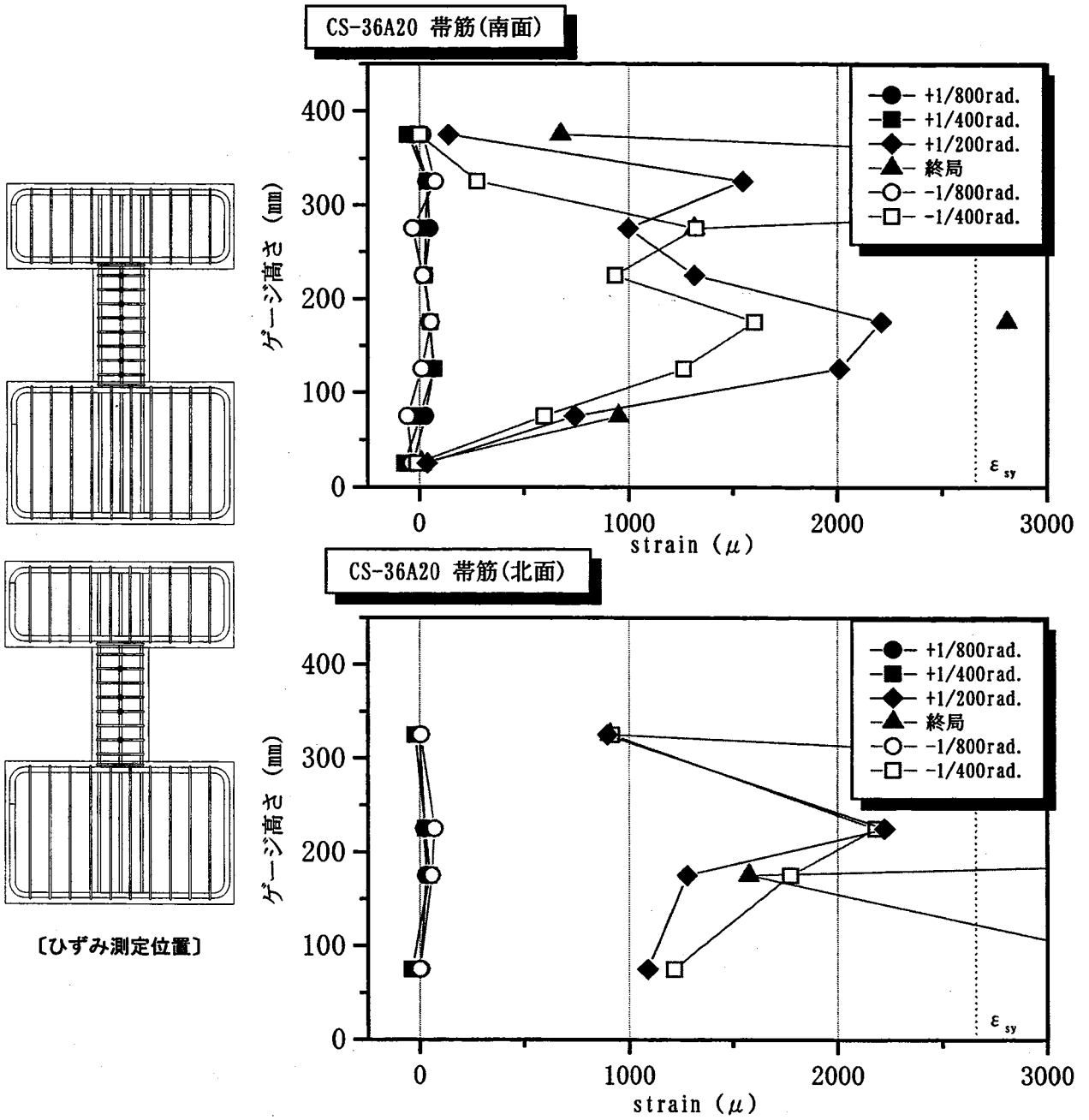


図 6-22 帯筋のひずみ分布性状【CS-36A20 (石炭灰 20%コンクリート)】

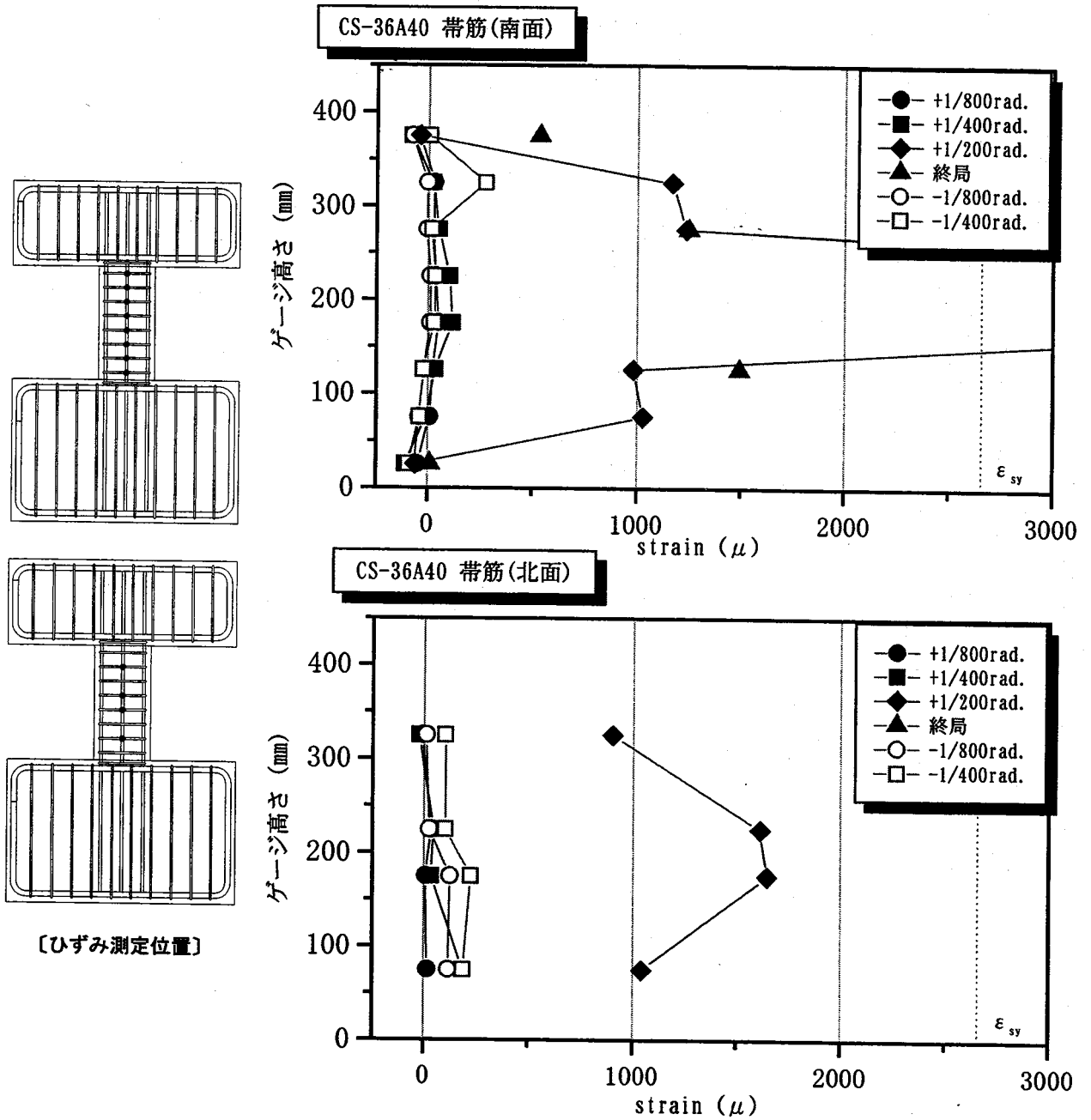


図 6-23 帯筋のひずみ分布性状 [CS-36A40 (石炭灰 40%コンクリート)]

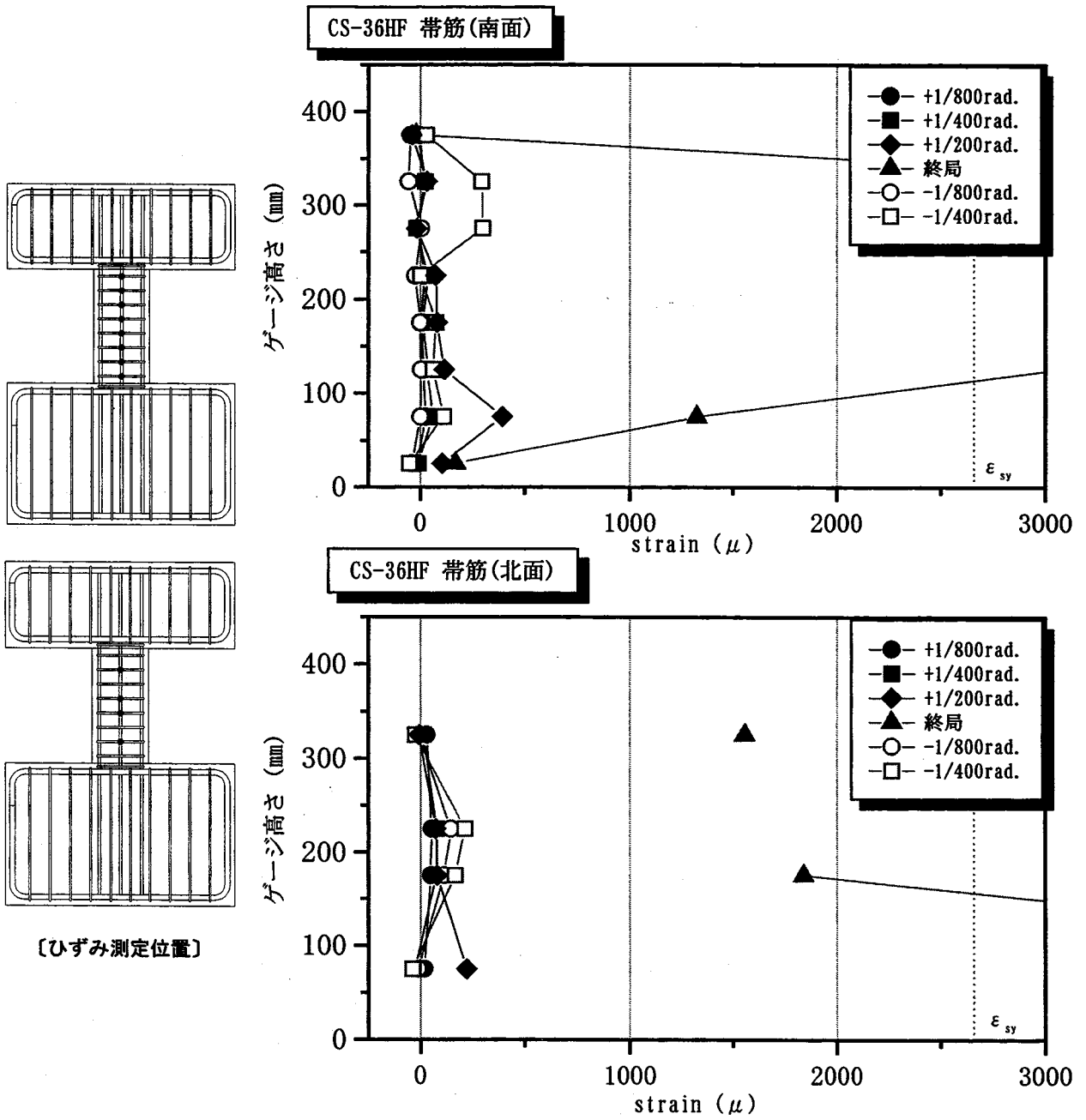


図 6-24 帯筋のひずみ分布性状【CS-36HF (高流動コンクリート)】

6-3-7 曲率分布性状

各試験体の曲率分布性状を比較するため、試験体に設置した計 8 つの軸方向変位測定用変位計の計測値に基づき、それぞれの変形角における曲率を算出した。以下にその算出方法を示す。各変位計の位置を図 6-25 に示す。同図に示すように、鉛直方向に試験体を 4 段に分けて変位計を設置しており、この各段について曲率を求めることができる。図中の d_a および d_b が各変位計により計測された変位にあたり、式(6.9)を用いて格段についての中立軸距離 x が算出される。

$$x = \frac{L \times d_a}{d_a + d_b} \quad (\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (6.9)$$

また、各計測点におけるひずみは式(6.10)、(6.11)で算出される。

$$\varepsilon_a = \frac{d_a}{H} \quad \dots\dots\dots (6.10)$$

$$\varepsilon_b = \frac{d_b}{H} \quad \dots\dots\dots (6.11)$$

ここに、 H : 1, 4 段目では 30mm, 2, 3 段目では 170mm

従って、格段についての曲率 ϕ は式(6.12)により算出される。

$$\phi = \frac{\varepsilon_a}{x} = \frac{\varepsilon_b}{L-x} \quad \dots\dots\dots (6.12)$$

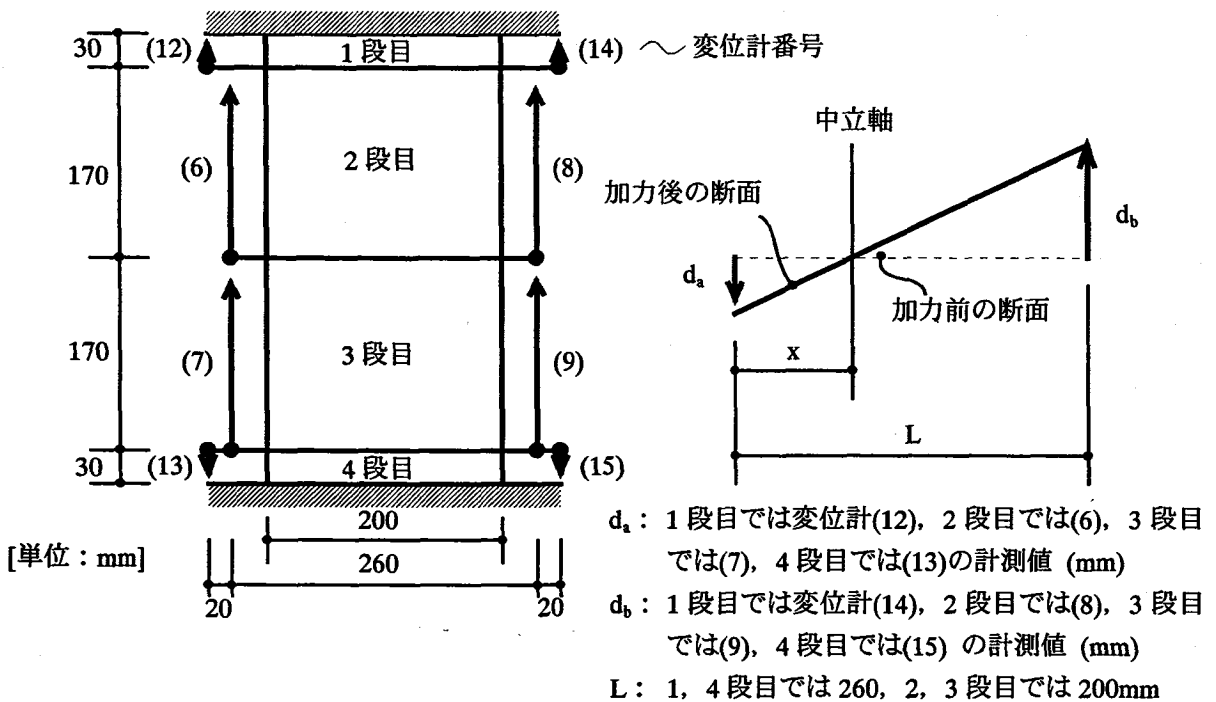


図 6-25 軸方向変位計と曲率算定方法

上記に基づき算出した各試験体の各段の曲率を高さ方向の分布として変形角に応じて図 6-26 に示す。図中において●, ■, ▲等の記号は各変形角を示し, ○, □の白抜き記号は負方向加力時の分布であることを示している。試験体の損傷により分布が乱れている場合を除き、各試験体の変形角ごとの曲率分布は同様の性状を示しており、石炭灰混入の影響は見られない。

柱脚における曲率を変形角との関係として比較し図 6-27 に示す。せん断ひび割れが発生する以前については、試験体の種類にかかわらず直線上に分布し、極めてよい対応を示している。すなわち、いずれの試験体もせん断ひび割れが発生するまでは曲率が水平変位に比例して推移していたことが確認できる。

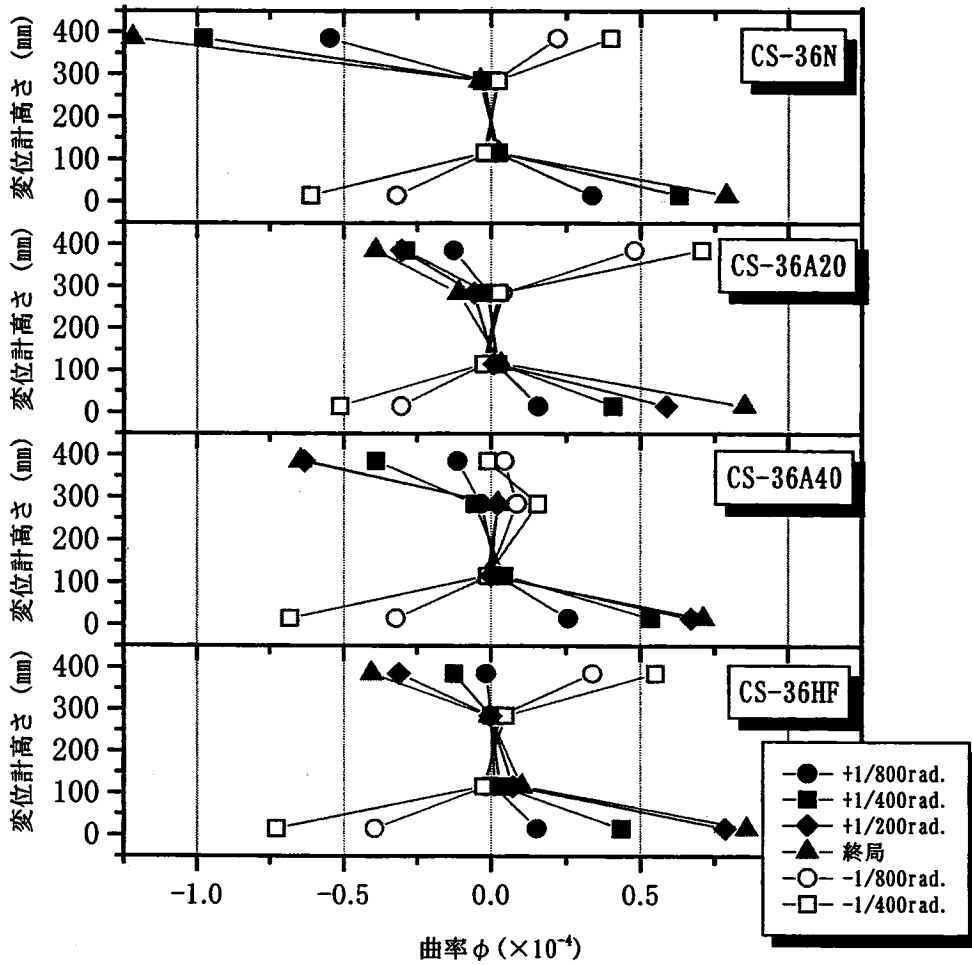


図 6-26 曲率分布性状の比較

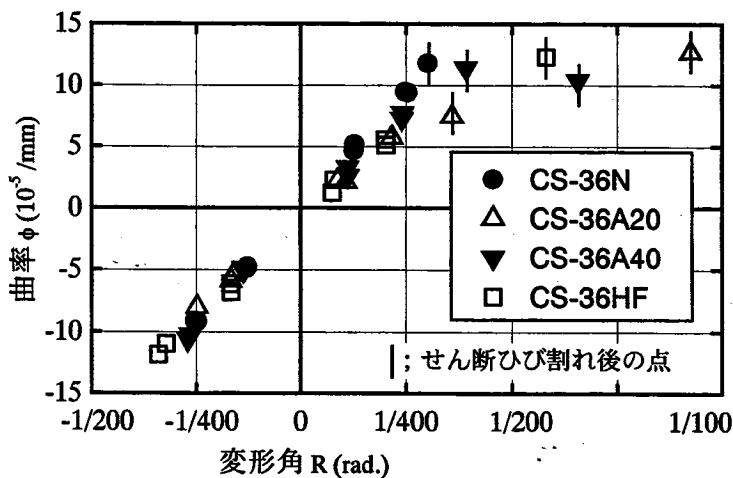


図 6-27 柱脚における曲率の比較

6-3-8 せん断変形状

各試験体におけるせん断変形状を比較するため、試験体の上下2段に斜め方向に設置した変位計の測定値に基づき、図6-28に示す手順で、せん断変形角 γ を求めた。各試験体のせん断変形角の分布をまとめて変形角との関係として図6-29に示す。

同図からわかるように、せん断ひび割れが発生する以前は試験体の種類にかかわらずほぼ直線上に分布しており、ひび割れ発生後はいずれも値が顕著に増大している。

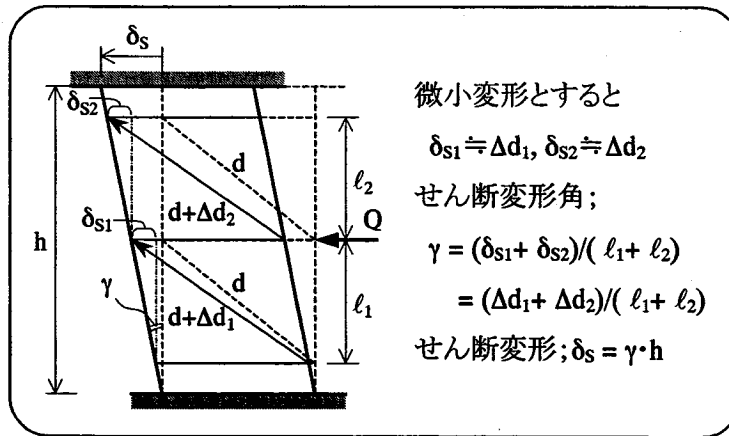


図6-28 せん断変形角 γ とせん断変形 δ_s の算定方法

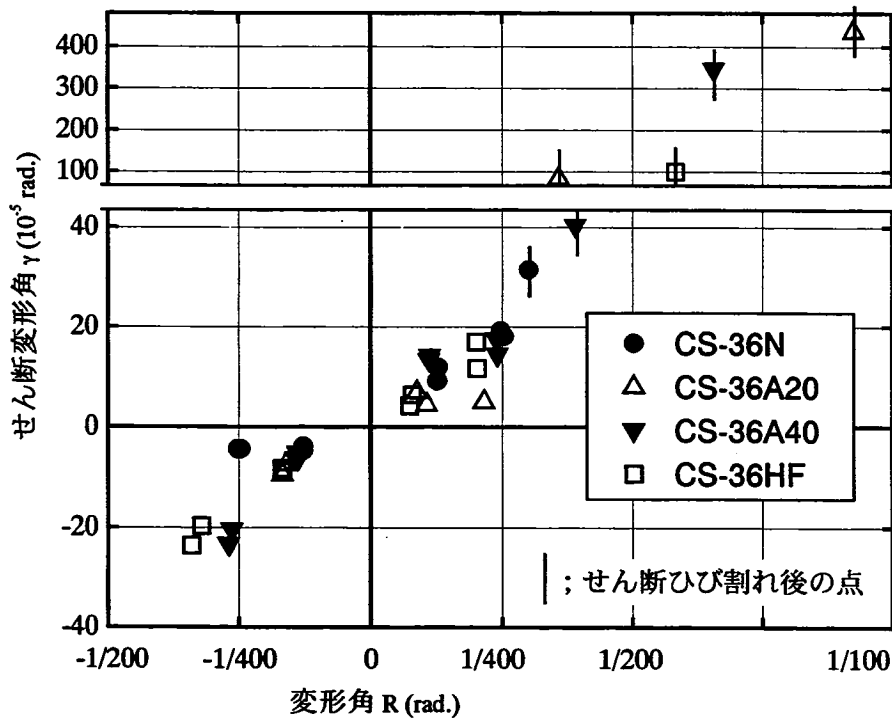


図6-29 せん断変形角の分布の比較

各試験体のそれぞれの変形角におけるせん断応力 τ とせん断変形角 γ の関係を図 6-30 に示す。なお、せん断応力 τ は式(6.13)により算出している。

各試験体ともに同様の分布をしており、石炭灰を混入した影響は見られない。従って、石炭灰を混入した試験体も普通コンクリートと同様にせん断応力-せん断変形関係を評価できるものと推察される。

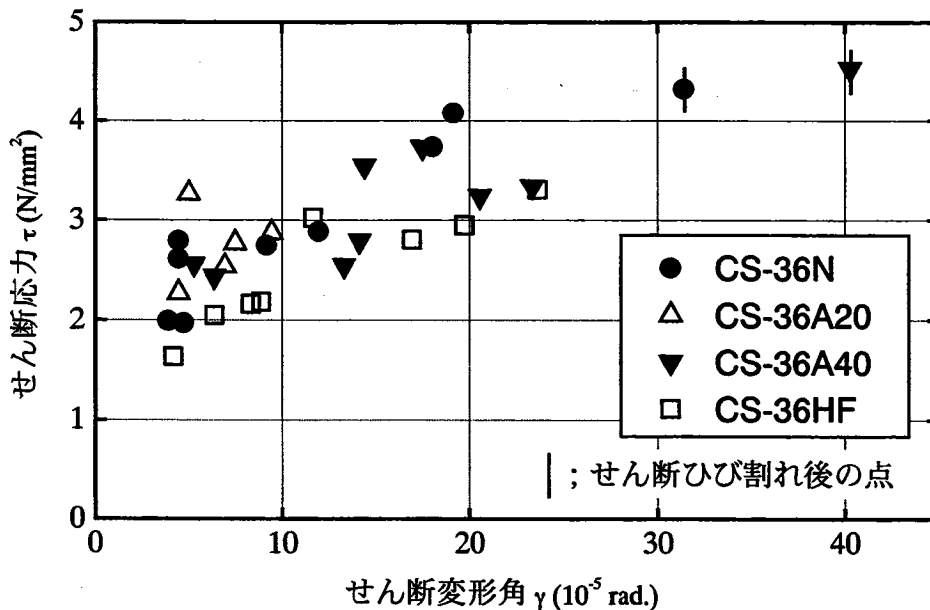


図 6-30 せん断応力とせん断変形角の関係

せん断応力； $\tau = Q/bj$ (6.13)

ここで、 Q ：水平力

b ：断面の幅

j ：断面の応力中心間距離

6-4 まとめ

本章では石炭灰を用いたせん断破壊の先行する鉄筋コンクリート柱部材の耐震性能を把握するため、普通コンクリート、石炭灰コンクリート、高流動コンクリートの計4体の試験体を対象として、一定軸力下における正負漸増繰り返し加力実験を実施した。下記の項目に関して実験から得られた結果を比較および検討を行った。

- 1) ひび割れおよび破壊性状
- 2) 水平荷重－水平変位履歴曲線
- 3) せん断耐力
- 4) 変形能
- 5) 水平変位分布性状
- 6) 鉄筋のひずみ分布性状
- 7) 曲率分布性状
- 8) せん断変形性状

試験体の破壊性状はいずれも同様の対角方向のせん断破壊であった。ひび割れ性状、曲率分布、せん断変形性状はいずれの試験体も同様の傾向を示し、石炭灰混入の影響は見られなかった。石炭灰を使用した試験体に関してせん断ひび割れおよび最大耐力は普通コンクリートと同等程度でありせん断に関する既往式で推定できることを確認した。また、変形能についても普通コンクリートと同等以上の性能を発揮した。以上の結果から、試験体数は少ないものの、石炭灰を使用したせん断破壊の先行する鉄筋コンクリート柱においても普通コンクリートによる場合と同様のせん断性能を示すことを検証した。

第7章 結語

石炭火力発電所から排出される産業廃棄物であり、環境保全および資源リサイクルの観点から有効利用の拡大が緊急課題とされている石炭灰を建設材料として建築分野に多量活用するための技術開発を目指し、本研究では石炭灰を混入した鉄筋コンクリート造建物の構造性能および耐震性能を部材および構造体レベルで把握することを目的として下記の試験および実験を実施した。

- ① コンクリートの素材試験
 - A. 圧縮および引張試験
 - B. 鉄筋との付着試験
- ② 実大無筋コンクリート柱の載荷実験
- ③ 準実大鉄筋コンクリート梁の載荷実験
- ④ 準実大鉄筋コンクリート柱の載荷実験
- ⑤ 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊実験

それぞれの試験および実験の概要および結果から得られた知見を以下にまとめる。

(1) コンクリートの素材試験

A. 圧縮および引張試験

石炭灰の混入方法および設計強度を実験変数として、コンクリートテストピースの圧縮試験および割裂試験を実施した。結果の検討から得られた知見を以下に列記する。

- ・石炭灰を混入したコンクリートにおいて、設計強度 27N/mm^2 の場合に長期の圧縮強度増進を確認した。しかし、設計強度 36N/mm^2 の場合には普通コンクリートと同様に材令 28 日以降の顕著な強度増進は見られなかった。
- ・引張強度に関して、石炭灰を混入したコンクリートにおいても普通コンクリートに対する既往の推定式で評価できる。
- ・ポアソン比に関して、石炭灰を混入した影響は見られず、普通コンクリートと同様の傾向を示した。
- ・圧縮強度時ひずみに関して、石炭灰を混入した場合のほとんどで普通コンクリートに対する評価式である Popovics 式および浜田式と良好な対応を示す。ただし、設計強度 27N/mm^2 の高流動石炭灰コンクリートではひずみが大きくなり、野口式に近接する場合もあった。
- ・ヤング係数に関して、石炭灰を混入したコンクリートにおいても普通コンクリートに対する既往の推定式で評価できる。
- ・応力-ひずみ関係に関して、石炭灰を混入した影響は見られず、石炭灰を混入した場合も普通コンクリートと同様に CEB-FIP 式および Park 式と良好な対応を示した。

B. 鉄筋との付着試験

石炭灰の混入方法および異形鉄筋の種類を実験変数として、コンクリートと鉄筋の付着試験を実施した。結果の検討から得られた知見を以下に列記する。

- ・石炭灰を混入したコンクリートではいずれの鉄筋においてもすべり量 $0.002D$ 時における付着応力度およ

び最大付着応力度ともに普通コンクリートに比べ大きな値を示した。

- ・最終的なすべり量に関して、石炭灰を混入した場合の方が普通コンクリートに比べて大きく、優れた変形能力を示した。

(2) 実大無筋コンクリート柱の載荷実験

石炭灰の混入方法およびコンクリート設計強度を変数として、実大無筋コンクリート柱の圧縮載荷実験を実施した。コンクリート設計強度は 27N/mm^2 と 36N/mm^2 の 2 種類で、石炭灰の混入方法は石炭灰を混入しない NC (普通コンクリート)、細骨材体積の 20% と 40% を置換して混入する CA20、CA40 (石炭灰コンクリート)、粉体代替として粉体重量の 50% 強を混入する HF (石炭灰高流動コンクリート) の 4 通りを設定し、試験体数は計 10 体であった。実験結果の比較・検討から得られた知見を以下に列記する。

- ・破壊性状はいずれも類似しており、コンクリートテストピースの圧縮試験と同様に対角方向のひび割れが顕著であった。
- ・軸圧縮力-変位関係、軸圧縮力-軸直交方向変位関係ともに石炭灰を混入した影響は見られず、同様の傾向を示した。
- ・加力方向のひずみの分布性状から載荷条件はいずれの試験体においても同様であったことを確認した。また、石炭灰混入の有無およびコンクリート強度にかかわらず最大耐力時のひずみは $1500\sim 2000\mu$ 程度であった。
- ・実験結果から得られた実大コンクリート柱の最大応力と素材試験から得られたコンクリートの圧縮強度の比較からいずれの試験体においても寸法効果の影響が表れていることを確認した。コンクリート設計強度 27N/mm^2 の場合、石炭灰を混入したコンクリートにおいて普通コンクリートに比べ寸法効果の影響が低減される傾向が見られた。しかし、コンクリート設計強度 36N/mm^2 の場合では、石炭灰の混入の有無にかかわらず寸法効果の影響は同様であった。
- ・応力-ひずみ曲線において、石炭灰混入による顕著な影響は見られなかった。一方、コンクリートの材料特性で基準化した応力-ひずみ曲線においては、コンクリート設計強度 27N/mm^2 の場合、石炭灰を混入したコンクリートは普通コンクリートと異なる性状を示した。ただし、コンクリート設計強度 36N/mm^2 の場合には、石炭灰の混入の有無にかかわらず同様の性状であった。以上のことから、寸法効果の影響が石炭灰の混入及びコンクリート強度により変動する可能性があることを示した。
- ・力学的特性に関する素材試験結果との比較から、コンクリート種類のそれぞれにおいて最大応力および最大耐力時のひずみが寸法効果の影響を受けていることを確認した。一方、ヤング係数には寸法効果の影響は見られず、いずれの場合も同様の性状であった。

(3) 準実大鉄筋コンクリート梁の載荷実験

コンクリートへの石炭灰の混入方法を実験変数として、曲げ破壊が先行するように設計された準実大鉄筋コンクリート梁を試験体とした静的載荷実験を実施した。コンクリート種類は普通コンクリート、石炭灰コンクリート、高流動コンクリートの 3 種類であり、実験結果として下記の項目に関して比較検討を行った。

- 1) ひび割れ性状
- 2) 履歴曲線

- 3) 最大耐力
- 4) 等価粘性減衰定数
- 5) 変位分布性状
- 6) 鉄筋のひずみ分布性状

いずれの項目についてもコンクリート種類による有意な差は見られなかったことから、ここで検討した限りにおいて、石炭灰を混入したコンクリートを用いた試験体は普通コンクリートの場合と同等程度の耐震性能を有していることが推察できる。

(4) 準実大鉄筋コンクリート柱の載荷実験

コンクリートへの石炭灰の混入方法を実験変数として、曲げとせん断が作用する準実大鉄筋コンクリート柱を試験体とした静的載荷実験を実施した。コンクリート種類は普通コンクリート、石炭灰コンクリート、高流動コンクリートの3種類であり、実験結果として下記の項目に関して比較検討を行った。

- 1) ひび割れ性状
- 2) 水平荷重－水平変位履歴曲線
- 3) 水平最大耐力
- 4) 等価粘性減衰定数
- 5) 水平変位分布性状
- 6) 鉄筋のひずみ分布性状
- 7) 曲率分布性状
- 8) せん断変形状
- 9) 軸方向変位－水平変位関係

いずれの項目についてもコンクリート種類による有意な差は見られなかったことから、ここで検討した限りにおいて、石炭灰を混入したコンクリートを用いた試験体は普通コンクリートの場合と同等程度の耐震性能を有していることが推察できる。

(5) 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊実験

本章では石炭灰を用いたせん断破壊の先行する鉄筋コンクリート柱部材の耐震性能を把握するため、普通コンクリート、石炭灰コンクリート、高流動コンクリートの計4体の試験体を対象として、一定軸力下における正負漸増繰り返し加力実験を実施した。下記の項目に関して実験から得られた結果を比較および検討を行った。

- 1) ひび割れおよび破壊性状
- 2) 水平荷重－水平変位履歴曲線
- 3) せん断耐力
- 4) 変形能
- 5) 水平変位分布性状
- 6) 鉄筋のひずみ分布性状
- 7) 曲率分布性状

8) せん断変形性状

試験体の破壊性状はいずれも同様の対角方向のせん断破壊であった。ひび割れ性状、曲率分布、せん断変形性状はいずれの試験体も同様の傾向を示し、石炭灰混入の影響は見られなかった。石炭灰を使用した試験体に関してせん断ひび割れおよび最大耐力は普通コンクリートと同等程度でありせん断に関する既往式で推定できることを確認した。また、変形能についても普通コンクリートと同等以上の性能を発揮した。以上の結果から、試験体数は少ないものの、石炭灰を使用したせん断破壊の先行する鉄筋コンクリート柱においても普通コンクリートによる場合と同様のせん断性能を示すことを検証した。

本研究を総括すると、石炭灰を混入したコンクリートおよび鉄筋コンクリート部材は普通コンクリートと同等もしくはそれ以上の構造性能および耐震性能を保有していることを検証し、石炭灰の建築分野への多量活用技術の実用化に向けた基礎的資料を提供した。しかしながら、本研究における試験および実験は限られた手法によるもので、また、その試験体数も充分とは言えない。従って、実用化に向けて更なる実験データの拡充および検討項目の充足が必要不可欠である。

本研究の成果が石炭灰の建築分野への多量活用技術の早期の実用化のための基礎となり、環境保全および資源リサイクルによる循環型社会の実現に貢献できることを切望する。

参考文献

- 1) 中国電力(株)技術研究センター資料, 2000年
- 2) 環境技術協会: 石炭灰ハンドブック(平成7年版), 1995年
- 3) Helmut, R.: Fly Ash in Cement and Concrete, PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, pp.203, 1987
- 4) 国分正胤: フライアッシュおよびフライアッシュセメント, セメントコンクリート, 1961年
- 5) Malhotra, V.M.: CANMET Investigations dealing with High-Volume Fly Ash Concrete, pp.433-470, Sept. 1992
- 6) Malhotra, V.M.: Investigations of High-Volume Fly Ash Concrete Systems, EPRITR-10315 Project 3176-66 Final Report, Oct. 1993
- 7) 川口修宏, 河野清, 森内誠司: フライアッシュを多量に使用したコンクリートの基礎研究, セメント・コンクリート論文集, No.49, pp.120-125, 1995年12月
- 8) 福留和人, 坂本守, 鈴木達雄, 長滝重義: フライアッシュを多量に用いた硬化体の基本特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.2, pp.91-96, 1998年
- 9) 平岡伸哉, 河野清, 石丸啓輔, 川田修: 生コン工場で製造したハイボリュームフライアッシュコンクリートの諸性質, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.2, pp.109-114, 1998年
- 10) 福留和人, 坂本守, 鈴木達雄, 長滝重義: 石炭灰を多量に用いた新しい硬化体製造方法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1, pp.223-228, 1997年
- 11) Ghafoori, N. and Bucholc J.: Properties of High-Calcium Dry Bottom Ash Concrete, ACI material Journal/March-April, 1997, pp.90-101
- 12) 中武幹男, 松藤泰典, AFSHIN Hassan: 石炭灰を大量使用した高強度軽量骨材コンクリートに関する研究 Part 1. フレッシュコンクリートの性状, Part2. 硬化コンクリートの性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料, pp.757-760, 1998年
- 13) 馬越唯好, 濱先修: 非 JIS 灰を細骨材の一部に代替したコンクリートの性質, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.2, pp.133-138, 1998年
- 14) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 —許容応力度設計法—, 丸善, 1999年
- 15) S.A.Sheikh and S.M.Uzumeri: Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, Journal of Structure Division, Proceedings of ASCEST12, pp.2703-2722
- 16) Popovics, S.: A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete, Cement and Concrete Research, Vol.3, pp.583-599, 1973
- 17) 八木敏行, 森浩行, 末永保美: 高強度コンクリートの一軸圧縮応力-歪に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.197-202, 1990年
- 18) 日本建築学会: 建築材料実験用教材, 丸善
- 19) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), 丸善, 1990年
- 20) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性設計保証型耐震設計指針(案)・同解説, 丸善, 1997年

主要発表論文

- (1) 栂山健二, 荒木秀夫, 嶋津孝之, 福島恒和 : 石炭灰を使用した鉄筋コンクリート部材の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, 第22巻, 第3号, pp.1501-1506, 2000年6月
..... A-2
- (2) Hideo Araki, Kenji Kabayama and Tsunekazu Fukushima: Experimental Study on Seismic Performance of RC Members Containing High Volume Coal Ash, Proc. of 2nd International Conference on Engineering Materials 2001, 8 pages, 2001 (掲載決定)
..... A-8
- (3) Hideo Araki, Kenji Kabayama, Takayuki Shimazu, Tsunekazu Fukushima and Kenichi Wakamatsu: Seismic Performance of RC Beams Containing High Volume Coal Ash, Bulletin of the Faculty of Engineering, Hiroshima University, Vol.49, No.1, pp.69-74, April, 2001
..... A-16
- (4) Kenji Kabayama, Hideo Araki and Tsunekazu Fukushima: Seismic Performance of RC Columns Containing High Volume Coal Ash, Proc. of 3rd International Conference on Concrete under Severe Conditions: Environment & Loading, 8 pages, 2001 (掲載決定)
..... A-22