

第4章

場所打ちコンクリート杭を対象とした パイルキャップ降伏破壊モードの検証実験

4.1 本研究の背景と目的

近年の研究において既製杭を用いた場合の破壊形状に関する実験やパイルキャップの強度式の考察は行われてきた。しかし、場所打ち杭を用いた破壊形状は未だ未解明であるところが多い。そこで本研究では、場所打ち杭を用いた時のパイルキャップに注目する。現在、日本建築学会が示す鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)^[4-1]で提案されている場所打ち杭を用いたパイルキャップの設計に使われるパイルキャップ曲げ終局強度式がある。この式は破壊面を仮定して、理論的に導かれてはいるが、解析により検討を行ったのみで、実験によって設計式の妥当性は行われてこなかった。

そのため、本研究では実際に設計したモデルで試験体を実験し、理論式の整合性をあきらかにすること、また場所打ち杭が基礎構造に与える影響を明らかにすることが目的である。

4.2 実験概要

4.2.1 試験体概要

場所打ち杭を用いたパイルキャップを有する杭頭接合部のト型架構を模擬した試験体を2体作成する。試験体 E-1 は鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)^[4-1]の提案に基づく実施設計を行い、試験体 E-2 はパイルキャップのせん断強度に対して曲げ強度の余裕度が試験体 E-1 より大きくなるよう設計をする。

(1) 試験体諸元

柱、基礎梁、杭、パイルキャップにより構成された約 1/3 スケールの試験体を2体作成した。

表 4.2.1-1 に試験体諸元を示す。

表 4.2.1-1 試験体諸元

試験体		E-1	E-2
軸力(柱軸力比)		0~0.2	軸力比一定 (0.163)
コンクリート強度	柱	60N/mm ²	
	梁、パイルキャップ	30N/mm ²	40N/mm ²
	杭	40N/mm ²	
柱	柱幅×せい	300mm×300mm	
	主筋	10-D13(SD390)	10-D16(SD390)
	補強筋	D6(SD785)@50	
	パイルキャップ内補強筋	D6(SD490)@100	
	帯筋比cPw	0.42%	
基礎梁	梁幅×せい	300mm×850mm	
	主筋(上段)	4-D16(SD685)	3-D19(SD685)
	主筋(下段)	3-D16(SD685)	
	補強筋	U9.0(1275MPa)ウルボン@50	
杭	杭径	Φ=400mm	
	主筋	12-D19(SD390)	10-D19(SD390)
	補強筋	U9.0(1275MPa)ウルボン@50	
パイルキャップ	梁×せい×高さ	530mm×530mm×800mm	
	袴筋	12-D6(SD295A)	8-D6(SD295A)
	ベース筋	22-D6(SD295A)	
	腹筋	D6(SD295)@100	U7.1(1275MPa)ウルボン@50
	帯筋比pcPw	0.12%	0.30%

(2) 試験体概要

1) 試験体概形

鉄筋コンクリート造地上3階建ての学校建築側柱下を想定した
約1/3スケールのト型架構試験体とする。(図4.2.1-1)



図4.2.1-1 試験体概形 (E-1, E-2)

2) 試験体断面寸法

● 柱

300mm×300mm(全試験体共通)

柱断面寸法は実施設計に基づき全試験体共通とする。(図4.2.1-2)

また、過去に柱が圧壊してしまったことにより、パイルキャップで期待した破壊形状が観察できなかった試験体があった為、本試験体はどちらも鋼板を巻くことによって圧壊を対策した。(図4.2.1-3)

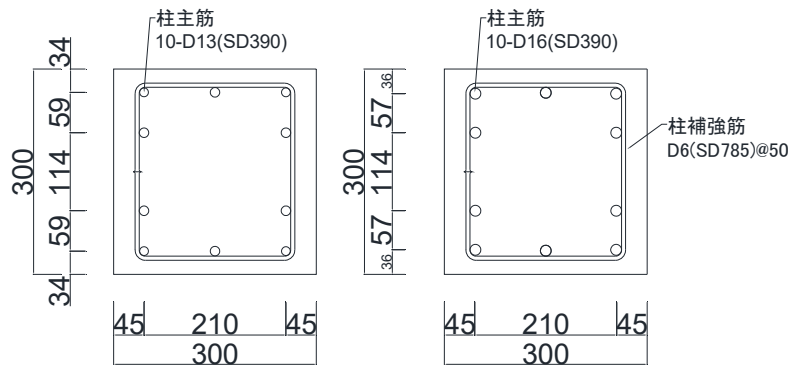


図4.2.1-2 柱断面 (左: E-1 右: E-2)

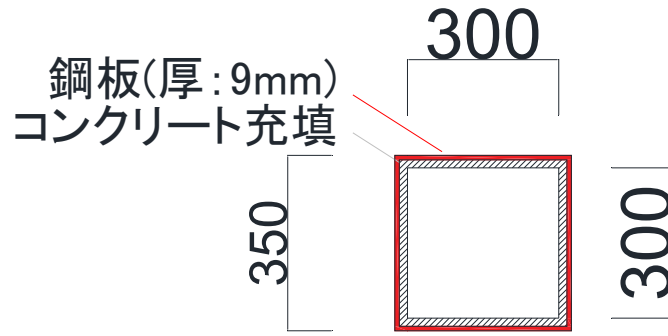


図 4. 2. 1-3 柱補強案 (全試験体)

● 基礎梁

300mm×850mm (全試験体共通)

基礎梁断面寸法は実施設計に基づき全試験体共通とする。(図 4. 2. 1-4)

図 4. 2. 1-1 にある通り、基礎梁は実験時の治具の関係で、切り欠きを入れている。切り欠き部の断面も以下 (図 4. 2. 1-4) に示す。

また、切り欠き部からの破壊が起こらないように補強のための鉄筋も配筋した。

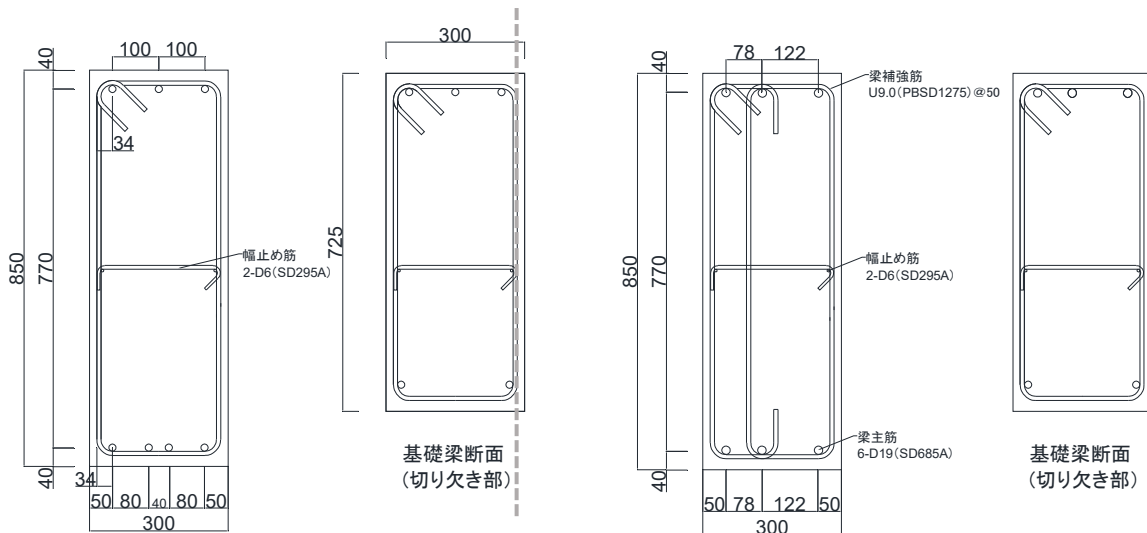


図 4. 2. 1-4 基礎梁断面 (左 : E-1 右 : E-2)

● パイルキャップ

530mm×530mm×800mm (全試験体共通)

パイルキャップ断面寸法は実施設計に基づき全試験体共通とする。(図 4. 2. 1-5)

パイルキャップ内配筋は、実施設計で用いられる標準型を採用している。

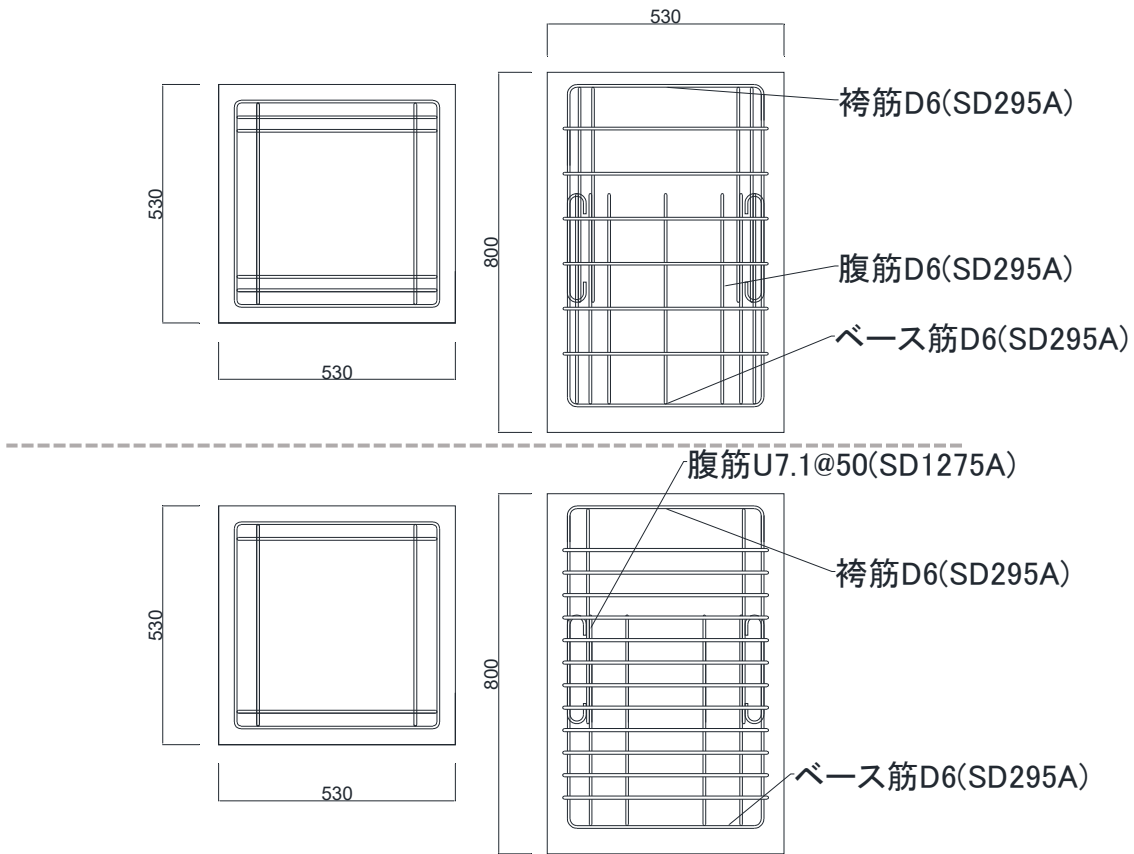


図 4.2.1-5 パイルキャップ断面図 (上 : E-1 下 : E-2)

● 杭

φ=400mm (全試験体共通)

杭断面寸法は実施設計に基づき全試験体共通とする。(図 4.2.1-6)

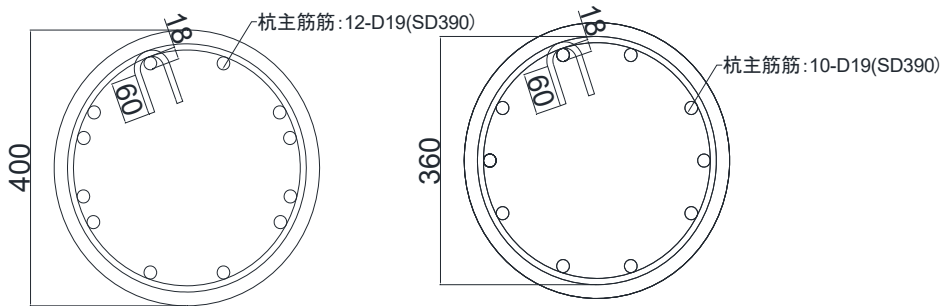
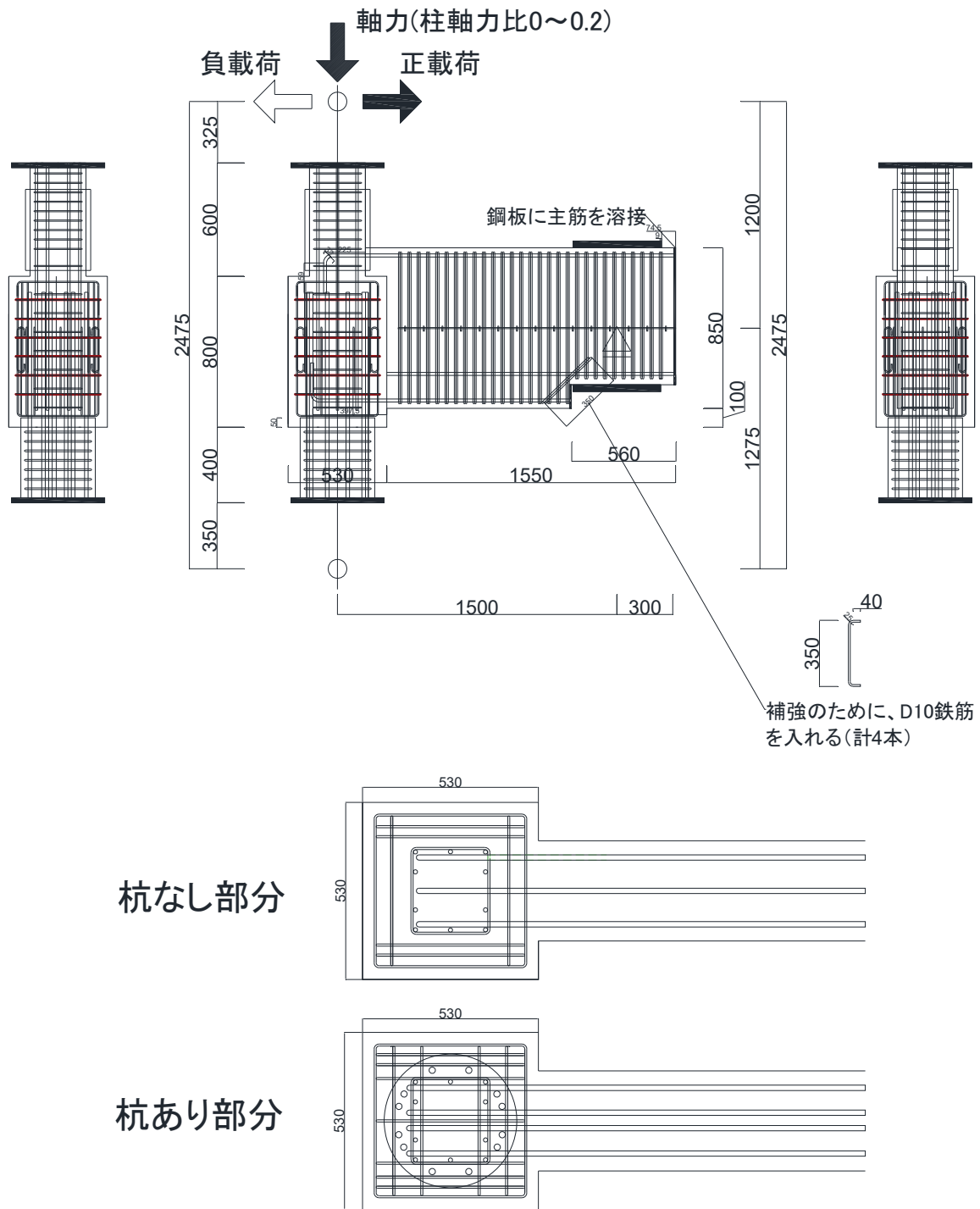


図 4.2.1-6 杭断面図 (左 : E-1 右 : E-2)

1) 試験体配筋

各試験体の配筋図を以下に示す。



接合部内詳細図

図 4.2.1-7 配筋図 (E-1)

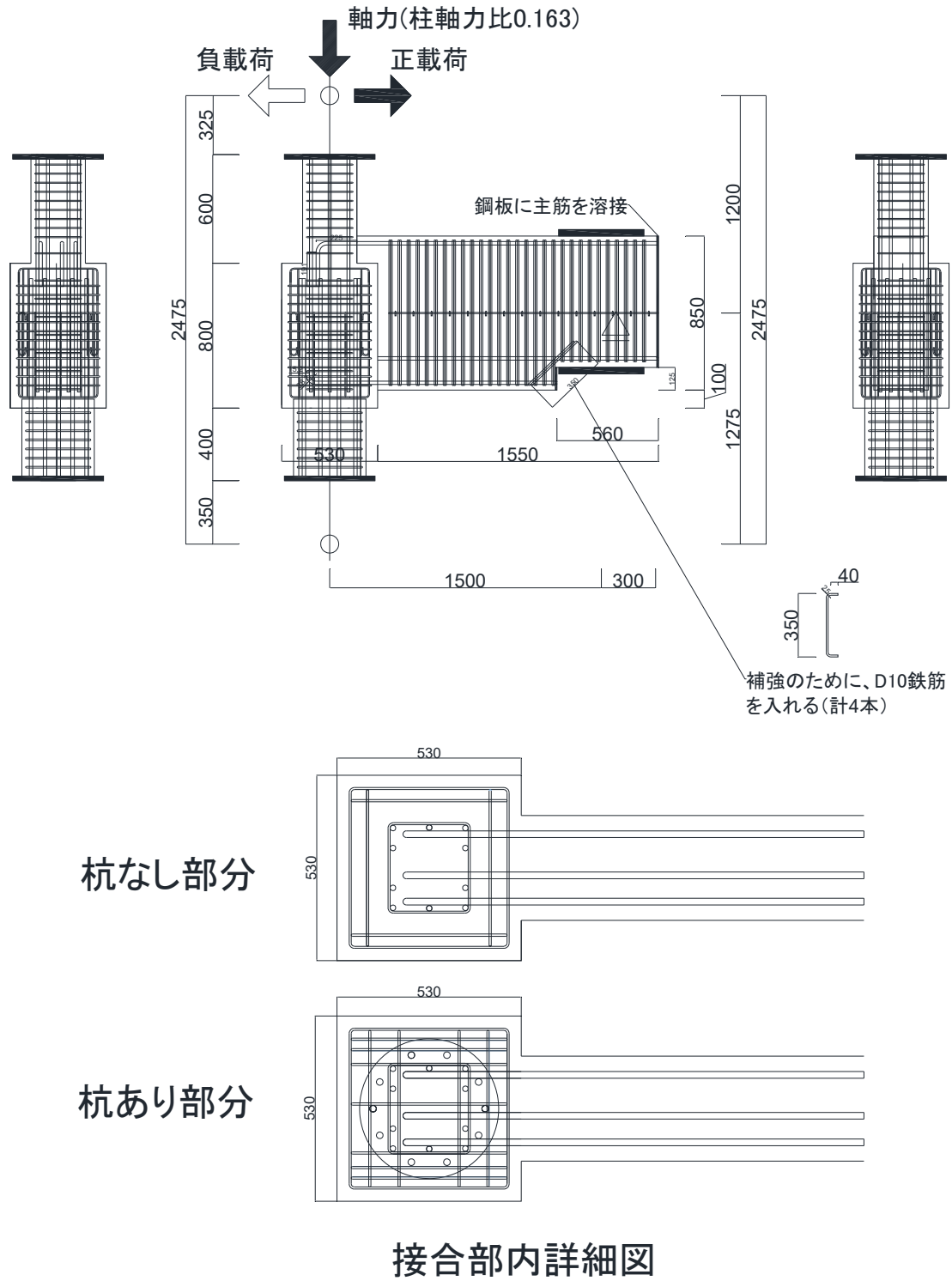


図 4.2.1-8 配筋図 (E-2)

4.2.2 材料特性

(1) コンクリート

コンクリートはセメントに普通セメント, 粗骨材に砂 (陸砂), 粗骨材に砕石 (最大径 13mm) を使用した。コンクリートの打設方法は縦打ちで, 杭・基礎梁とパイルキャップ・柱の3部材に分けてそれぞれ打設を行った。

試験体の養生方法は気中養生, コンクリートの材料試験用テストピースは封緘養生とした。

コンクリートの配合設計条件を表 4.2.2-1 に, 配合表を表 4.2.2-2 に, フレッシュコンクリートの試験結果を表 4.2.2-3 に示す。また, コンクリートの受け入れ調査記録を写真 4.2.2-1~4.2.2-4 に示す。

コンクリートの圧縮試験は, 材齢 7 日, 28 日および各試験体の試験ピース前後 3 本ずつ行う。材齢 7 日の圧縮試験は試験体製作会社が試験を行い, 圧縮強度の報告を受け, 試験結果とした。各試験体の試験日と, 材齢を示した表を表 4.2.2-4 に示す。

コンクリートの圧縮試験, 割裂試験はアムスラー材料試験器にて行い, コンクリートのテストピースは直径 d=100mm, 全長 l=200mm とした。また測定はコンプレッソメータを用いて測定を行った。

JIS A 1149 「コンクリートの静弾性係数試験方法」での算出方法に倣い, 図 4.2.2-1 のように行っ

$$E_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\mu_1 - 50\mu}$$

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

σ_1 : 最大荷重の 1/3 に相当する応力(N/mm²)

σ_2 : 50 μ 時の応力(N/mm²)

μ_1 : 応力 σ_1 時のひずみ(μ)

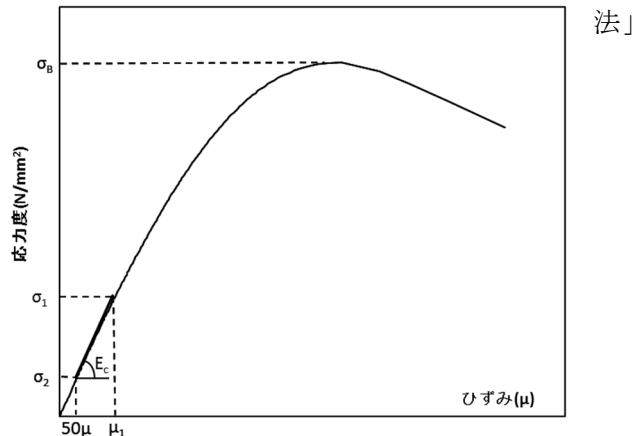


図 4.2.2-1 コンクリートの圧縮応力度-ひずみ関係

表 4.2.2-1 配合設計条件

	コンクリートの種類 による記号	呼び強度	スランブ、フロー値	粗骨材の最大寸法	セメントの種類 による記号	打設日
			cm	mm		
杭	普通	36	18	13	N	2020/8/19
E-1 パイルキャップ、梁	普通	24	18	13	N	2020/8/31
E-2 パイルキャップ、梁	普通	33	18	13	N	2020/8/31
柱	普通	50	50	13	N	2020/9/3

表 4.2.2-2 配合表

	水セメント比	細骨材率	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
	%	%	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
杭	46.5	47.8	180	387	799	904	3.87
E-1 パイルキャップ、梁	59.4	51.4	190	320	873	856	3.2
E-2 パイルキャップ、梁	49.3	48.4	180	365	817	901	3.64
柱	37.9	49	185	488	791	853	6.34

表 4.2.2-3 フレッシュコンクリート試験結果

	スランブ、フロー値	空気量	コンクリート温度	外気温度
	cm	%	℃	℃
杭	18.0	5.1	34.0	35.0
E-1 パイルキャップ、梁	17.5	5.5	31.0	29.5
E-2 パイルキャップ、梁	19.0	5	31.5	29.0
柱	44.0×44.0	1.7	34.0	32.0

表 4.2.2-4 圧縮試験日と材齢

	4週	2020/10/19	2020/10/26	2020/11/2	2020/11/10	2020/11/16
杭	29	61		75		89
E-1 パイルキャップ、梁	28	49	56			
E-2 パイルキャップ、梁	28				71	77
柱	28	46	53		68	74

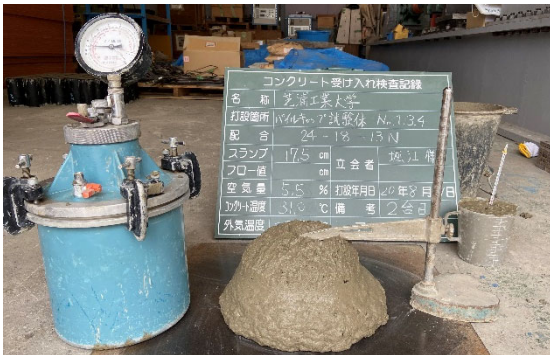


写真 4.2.2-1 E-1 パイルキャップ、梁
コンクリート受入れ調査記録
(打設日 2020 年 8 月 31 日)



写真 4.2.2-2 E-2 パイルキャップ、梁
コンクリート受入れ調査記録
(打設日 2020 年 8 月 31 日)

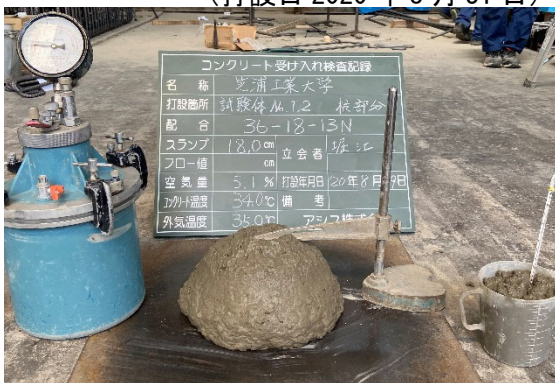


写真 4.2.2-3 杭
コンクリート受入れ調査記録
(打設日 2020 年 8 月 16 日)



写真 4.2.2-4 柱
コンクリート受入れ調査記録
(打設日 2020 年 9 月 3 日)

● 圧縮強度

試験体 E-1, E-2 【杭】

表 4. 2. 2-5 材齢 29 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 8 月 16 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ひずみ ϵ_{max} (μ)	ヤング率 $\times 10^4$ (N/mm ²)
4週強度 (29)	①	40.87	2073	2.45
	②	39.66	2180	2.80
	③	42.94	2515	2.70
	平均	41.16	2256	2.65

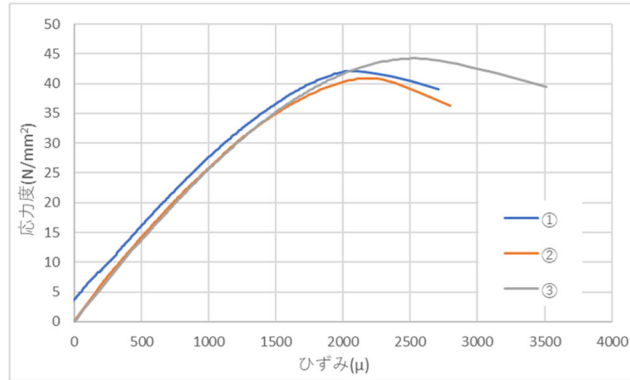


図 4. 2. 2-2 材齢 29 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 8 月 16 日)

表 4. 2. 2-6 材齢 61 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 8 月 16 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ひずみ ϵ_{max} (μ)	ヤング率 $\times 10^4$ (N/mm ²)
E-1実験前 (61)	①	44.20	2375	2.81
	②	43.40	2360	2.86
	③	44.61	2453	2.78
	平均	44.07	2396	2.82

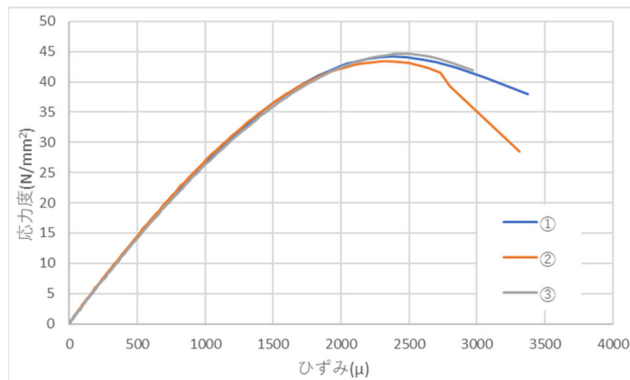


図 4. 2. 2-3 材齢 61 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 8 月 16 日)

表 4. 2. 2-7 材齢 75 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 8 月 16 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ひずみ ϵ_{max} (μ)	ヤング率 $\times 10^4$ (N/mm ²)
E-2実験前 E-1実験後 (75)	④	46.99	2508	2.84
	⑤	46.92	2550	2.83
	⑥	45.92	2625	2.78
	平均	46.61	2561	2.82

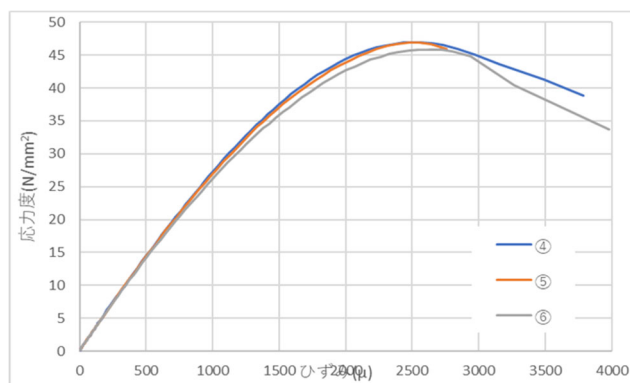


図 4. 2. 2-4 材齢 75 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 8 月 16 日)

表 4. 2. 2-8 材齢 89 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 8 月 16 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ひずみ ϵ_{max} (μ)	ヤング率 $\times 10^4$ (N/mm ²)
実験後 (89)	⑦	50.02	2568	2.94
	⑧	45.19	2515	2.85
	⑨	48.85	2395	2.98
	平均	48.02	2493	2.92

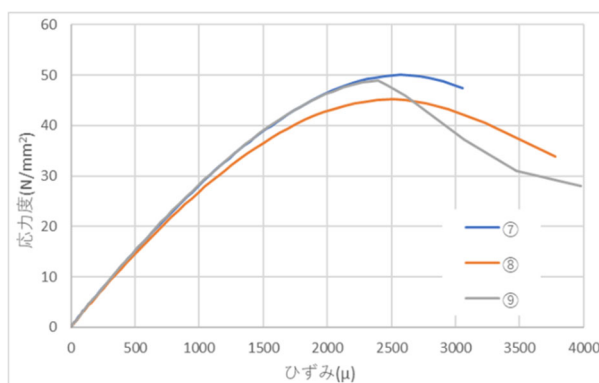


図 4. 2. 2-5 材齢 89 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 8 月 16 日)

試験体 E-1 【パイルキャップ・梁】

表 4. 2. 2-9 材齢 28 日コンクリート強度 (2020 年 8 月 31 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
		σ_B (N/mm ²)	ϵ_{max} (μ)	$\times 10^4$ (N/mm ²)
4週強度 (28)	①	26.03	2138	2.25
	②	25.71	2035	2.31
	③	26.19	2175	2.23
	平均	25.98	2116	2.27

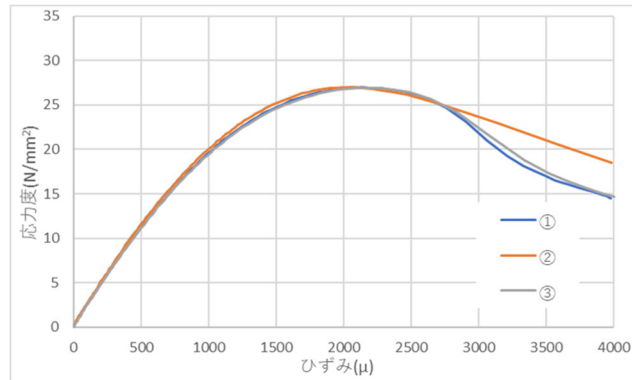


図 4. 2. 2-6 材齢 28 日コンクリート強度 (2020 年 8 月 31 日)

表 4. 2. 2-10 材齢 49 日コンクリート強度 (2020 年 8 月 31 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
		σ_B (N/mm ²)	ϵ_{max} (μ)	$\times 10^4$ (N/mm ²)
E-1実験前 (49)	①	29.4	2163	2.33
	②	28.6	2253	2.26
	③	29.3	2138	2.22
	平均	29.1	2184	2.27

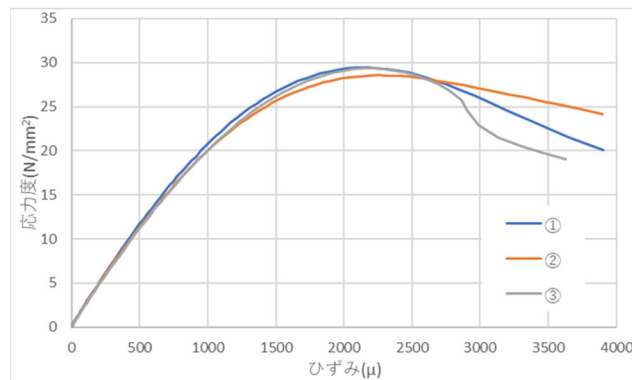


図 4. 2. 2-7 材齢 49 日コンクリート強度 (2020 年 8 月 31 日)

表 4.2.2-11 材齢 56 日コンクリート強度(打設日 2020 年 8 月 31 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ひずみ ϵ_{max} (μ)	ヤング率 $\times 10^4$ (N/mm ²)
E-1実験後(56)	④	29.3	2170	2.39
	⑤	29.5	2180	2.29
	⑥	29.2	2148	2.36
	平均	29.3	2166	2.35

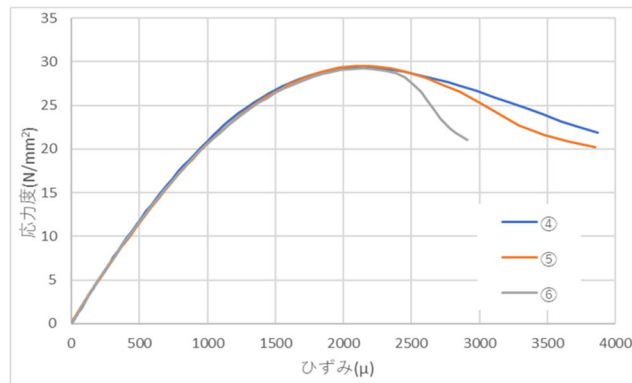


図 4.2.2-8 材齢 56 日コンクリート強度(打設日 2020 年 8 月 31 日)

試験体 E-2 【パイルキャップ・梁】

表 4.2.2-12 材齢 28 日コンクリート強度(打設日 2020 年 8 月 31 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ひずみ ϵ_{max} (μ)	ヤング率 $\times 10^4$ (N/mm ²)
4週強度(28)	①	39.36	2455	2.66
	②	37.59	2178	2.80
	③	36.81	2203	2.67
	平均	37.92	2278	2.71

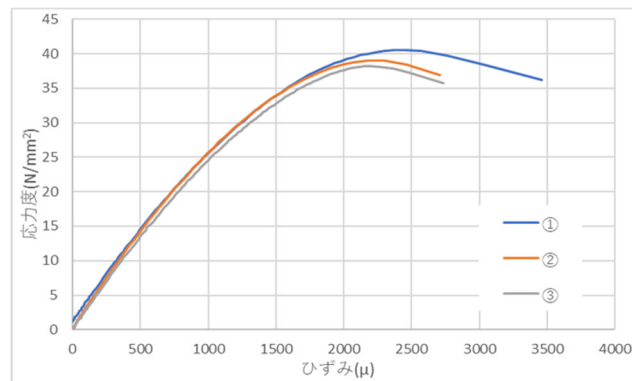


図 4.2.2-9 材齢 28 日コンクリート強度(打設日 2020 年 8 月 31 日)

表 4.2.2-13 材齢 71 日コンクリート強度(打設日 2020 年 8 月 31 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ひずみ ϵ_{max} (μ)	ヤング率 $\times 10^4$ (N/mm ²)
E-2実験前(71)	①	41.7	2380	2.81
	②	43.1	2275	2.67
	③	42.8	2638	2.68
	平均	42.5	2431	2.72

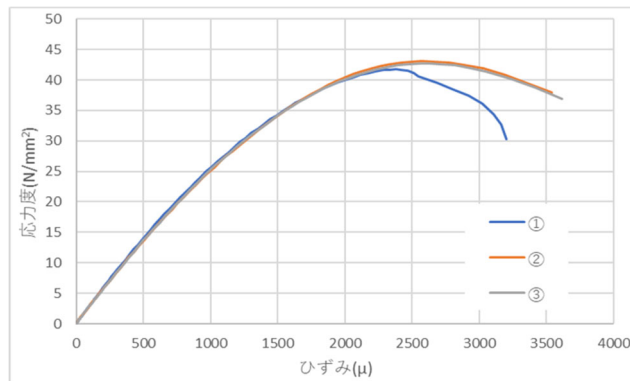


図 4.2.2-10 材齢 71 日コンクリート強度(打設日 2020 年 8 月 31 日)

表 4.2.2-14 材齢 77 日コンクリート強度(打設日 2020 年 8 月 31 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ひずみ ϵ_{max} (μ)	ヤング率 $\times 10^4$ (N/mm ²)
実験後(77)	④	43.2	2545	2.75
	⑤	44.1	2458	2.85
	⑥	42.6	2560	2.72
	平均	43.3	2521	2.78

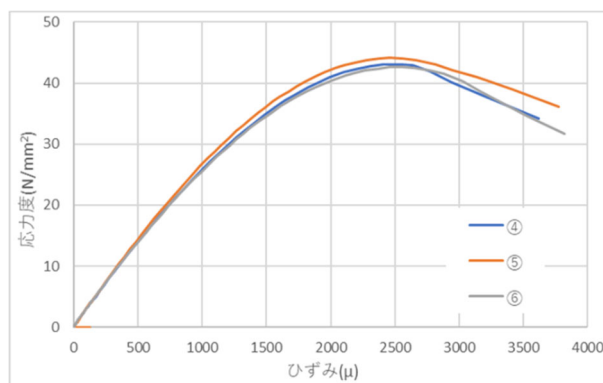


図 4.2.2-11 材齢 77 日コンクリート強度(打設日 2020 年 8 月 31 日)

試験体 E-1,E-2【柱】

表 4. 2. 2-15 材齢 28 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 9 月 3 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
		σ_B (N/mm ²)	ϵ_{max} (μ)	$\times 10^4$ (N/mm ²)
4週強度 (28)	①	68.24	3143	3.01
	②	71.32	2978	3.34
	③	68.13	2643	3.39
	平均	69.23	2921	3.25



図 4. 2. 2-12 材齢 28 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 9 月 3 日)

表 4. 2. 2-16 材齢 46 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 9 月 3 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
		σ_B (N/mm ²)	ϵ_{max} (μ)	$\times 10^4$ (N/mm ²)
E-1実験前 (46)	①	72.0	2905	3.38
	②	73.1	3158	3.35
	③	74.7	3060	3.38
	平均	73.2	3041	3.37

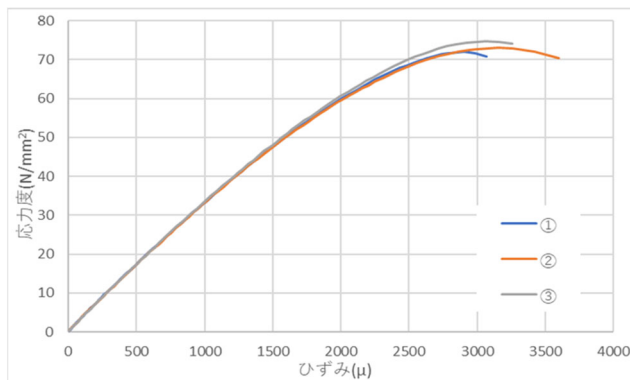


図 4. 2. 2-13 材齢 46 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 9 月 3 日)

表 4. 2. 2-17 材齢 53 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 9 月 3 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ひずみ ϵ_{max} (μ)	ヤング率 $\times 10^4$ (N/mm ²)
E-1実験後 (53)	④	73.9	3058	3.36
	⑤	75.7	3070	3.41
	⑥	74.4	3040	3.26
	平均	74.7	3056	3.34

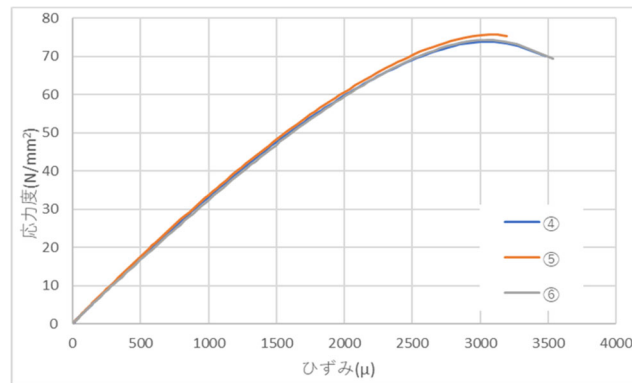


図 4. 2. 2-14 材齢 53 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 9 月 3 日)

表 4. 2. 2-18 材齢 68 日コンクリート強度 (打設日 202 年 9 月 3 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ひずみ ϵ_{max} (μ)	ヤング率 $\times 10^4$ (N/mm ²)
E-2実験前 (68)	⑩	76.1	3095	3.50
	⑪	76.2	2970	3.47
	⑫	77.0	3095	3.44
	平均	76.4	3053	3.47

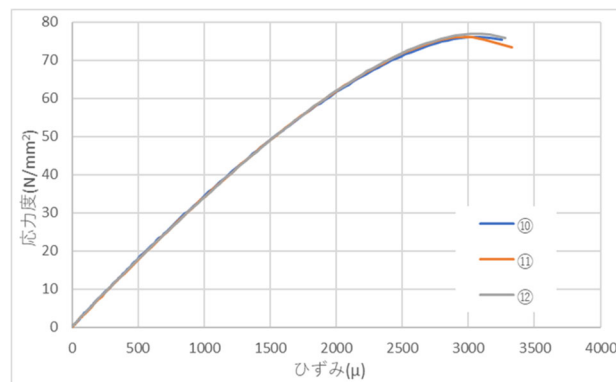


図 4. 2. 2-15 材齢 68 日コンクリート強度 (打設日 202 年 9 月 3 日)

表 4. 2. 2-19 材齢 74 日コンクリート強度 (打設日 9 月 3 日)

材齢 (日)	No.	圧縮強度	ひずみ	ヤング率
		σ_B (N/mm ²)	ϵ_{max} (μ)	$\times 10^4$ (N/mm ²)
E-2実験後 (74)	⑬	74.8	3175	3.34
	⑭	76.4	3145	3.44
	⑮	78.4	3148	3.43
	平均	76.5	3156	3.40

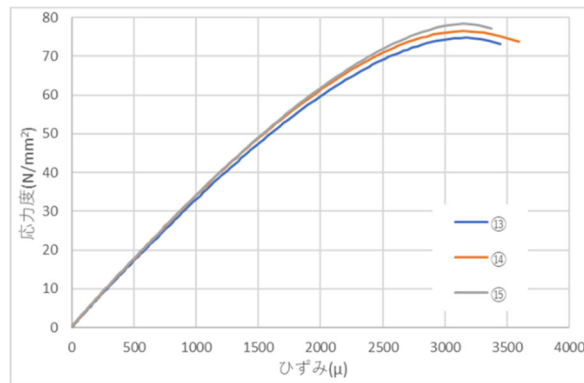


図 4. 2. 2-16 材齢 74 日コンクリート強度 (打設日 2020 年 9 月 3 日)

表 4. 2. 2-20 試験体 E-1, E-2 【杭】
コンクリート圧縮強度-材齢関係

試験日	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)
2020/09/17	29	41.16
2020/10/19	61	44.07
2020/11/02	75	46.61
2020/11/16	89	48.02

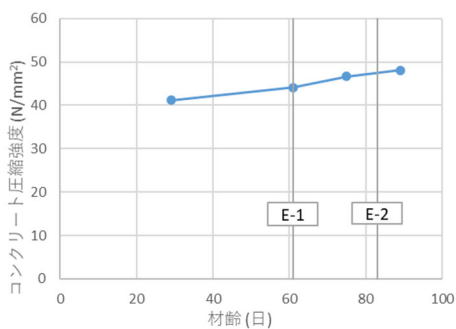


図 4. 2. 2-17 試験体 E-1, E-2 【杭】
コンクリート圧縮強度-材齢関係

表 4. 2. 2-21 試験体 E-1 【パイルキャップ・梁】
コンクリート圧縮強度-材齢関係

試験日	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)
2020/09/28	28	25.98
2020/10/19	49	29.11
2020/10/26	56	29.35

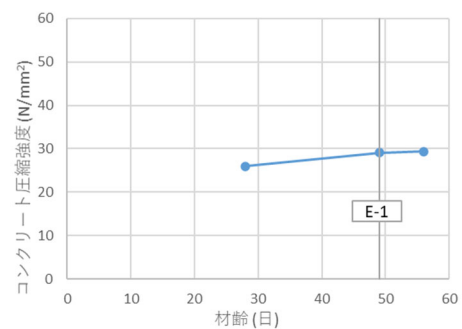


図 4. 2. 2-18 試験体 E-1 【パイルキャップ・梁】
コンクリート圧縮強度-材齢関係

表 4. 2. 2-22 試験体 E-2 【パイルキャップ・梁】
コンクリート圧縮強度-材齢関係

試験日	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)
2020/09/28	28	37.92
2020/11/10	71	42.55
2020/11/16	77	43.30

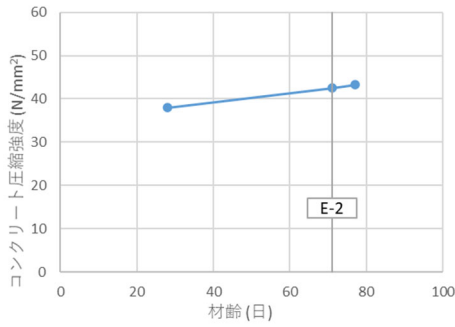


図 4. 2. 2-19 試験体 E-1, E-2 【パイルキャップ・梁】
コンクリート圧縮強度-材齢関係

表 4. 2. 2-23 試験体 E-1 【柱】
コンクリート圧縮強度-材齢関係

試験日	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)
2020/10/01	28	69.23
2020/10/19	46	73.24
2020/10/26	53	74.69
2020/11/10	68	76.44
2020/11/16	73	76.54

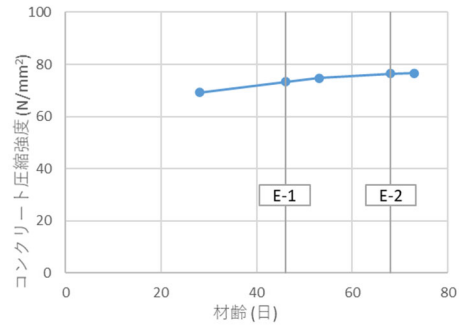


図 4. 2. 2-20 試験体 E-1 【柱】
コンクリート圧縮強度-材齢関係

● 引張強度

表 4. 2. 2-24 試験体 E-1, E-2 【杭】引張強度 (打設日 2020 年 8 月 16 日)

材齢 (日)	No.	引張強度 σ_t (N/mm ²)
4週強度 (29) E-2実験前	④	4.8
	⑤	4.2
	平均	3.9
E-1実験後 (75)	平均	4.2

材齢 (日)	No.	引張強度 σ_t (N/mm ²)
E-1実験前 (61)	②	4.4
	③	4.8
	平均	4.6
実験後 (89)	平均	4.4

表 4. 2. 2-25 試験体 E-1 【パイルキャップ・梁】引張強度 (打設日 2020 年 8 月 31 日)

材齢 (日)	No.	引張強度 σ_t (N/mm ²)
4週強度 (28)	④	3.0
	⑤	2.8
	⑥	3.1
	平均	3.0

材齢 (日)	No.	引張強度 σ_t (N/mm ²)
E-1実験前 (49)	①	3.7
	②	3.9
	③	3.1
	平均	3.6

材齢 (日)	No.	引張強度 σ_t (N/mm ²)
E-1実験後 (56)	④	3.6
	⑤	3.5
	⑥	3.4
	平均	3.5

表 4. 2. 2-26 試験体 E-2【パイルキャップ・梁】引張強度 (打設日 2020 年 8 月 31 日)

材齢 (日)	No.	引張強度 σ_t (N/mm ²)
4週強度 (28) 実験後 (77)	④	11.2
	⑤	10.1
	⑥	13.7
	平均	11.6
	平均	11.3

材齢 (日)	No.	引張強度 σ_t (N/mm ²)
E-2実験前 (71)	①	11.2
	②	10.1
	③	13.7
	平均	11.6

表 4. 2. 2-27 試験体 E-1, E-2【柱】引張強度 (打設日 2020 年 9 月 3 日)

材齢 (日)	No.	引張強度 σ_t (N/mm ²)
4週強度 (28)	④	4.5
	⑤	5.1
	⑥	4.1
	平均	4.6

材齢 (日)	No.	引張強度 σ_t (N/mm ²)
E-1実験前 (46)	①	6.1
	②	4.9
	③	6.1
	平均	5.7

材齢 (日)	No.	引張強度 σ_t (N/mm ²)
E-1実験後 (53)	④	6.2
	⑤	5.9
	⑥	5.2
	平均	5.8

材齢 (日)	No.	引張強度 σ_t (N/mm ²)
E-2実験前 (68)	⑩	6.2
	⑪	6.4
	⑫	6.7
	平均	6.4

材齢 (日)	No.	引張強度 σ_t (N/mm ²)
E-2実験後 (74)	⑬	6.6
	⑭	6.2
	⑮	6.4
	平均	6.4

表 4. 2. 2-28 試験体 E-1, E-2【杭】
コンクリート引張強度-材齢関係

表-2. 2. 28 試験体 E-1【パイルキャップ・梁】
コンクリート引張強度-材齢関係

試験日	材齢 (日)	引張強度 (N/mm^2)
2020/09/17	29	1.86
2020/10/19	61	4.52
2020/11/02	75	4.15
2020/11/16	89	4.40

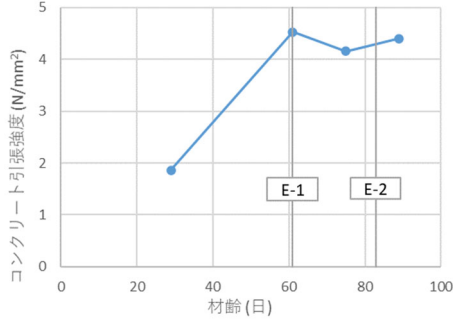


図 4.2.2-21 試験体 E-1, E-2 【杭】
コンクリート引張強度-材齢関係

試験日	材齢 (日)	引張強度 (N/mm^2)
2020/09/28	28	2.98
2020/10/19	49	3.56
2020/10/26	56	3.50

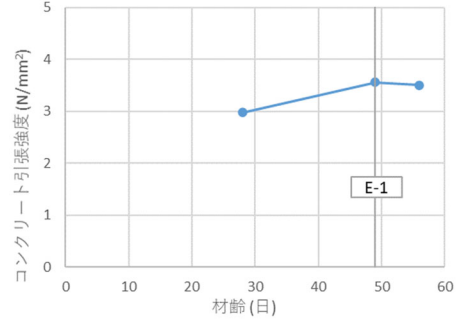


図 4.2.2-22 試験体 E-1 【パイルキャップ・梁】
コンクリート引張強度-材齢関係

表 4.2.2-29 試験体 E-2 【パイルキャップ・梁】
コンクリート引張強度-材齢関係

試験日	材齢 (日)	引張強度 (N/mm^2)
2020/09/28	28	7.86
2020/11/10	71	11.64
2020/11/16	77	11.27

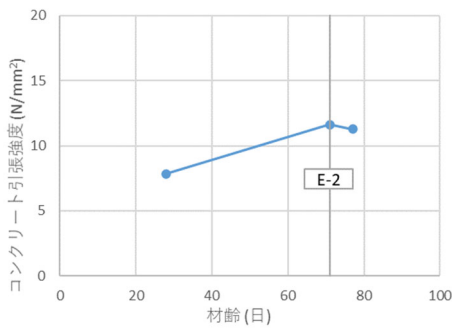


図 4.2.2-23 試験体 E-1, E-2 【パイルキャップ・梁】

表 4.2.2-30 試験体 E-1 【柱】
コンクリート引張強度-材齢関係

試験日	材齢 (日)	引張強度 (N/mm^2)
2020/10/01	28	4.58
2020/10/19	46	5.71
2020/10/26	53	5.77
2020/11/10	68	6.45
2020/11/16	73	6.42

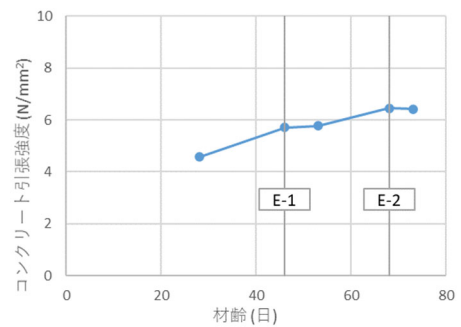


図 4.2.2-24 試験体 E-1 【柱】

コンクリート引張強度-材齢関係

コンクリート引張強度-材齢関係

(2) 鋼材

各部材に使用した鉄筋を、表-2.2.30 に示す。

表 4. 2. 2-31 各部材 使用鉄筋

	E-1		E-2	
	梁	腹筋	梁	腹筋
D6 (SD295)	パイルキャップ	袴トップ筋	パイルキャップ	袴トップ筋
		ベース筋		ベース筋
		腹筋		
D6 (KSS785-S6)	柱	補強筋	柱	補強筋
D13 (SD390)	柱	主筋		
D16 (SD390)			柱	主筋
D16 (KSS685-S6)	梁	主筋		
D19 (SD390)	杭	主筋	杭	主筋
D19 (SD685)			梁	主筋
U7. 1 (PBSD1275)			パイルキャップ	腹筋
U9. 0 (PBSD1275)	梁	補強筋	梁	補強筋
	杭	補強筋	杭	補強筋

鉄筋の引張試験はアムスラー試験機にて行い、試験片には計測用に2点ゲージを貼り付けた。ひずみ量は2点の平均とした。

各鉄筋3本ずつの試験に加え、補強筋など溶接をしているものに関しては、溶接をした試験片を用いて引張試験を行った。溶接試験片はゲージを貼らずに最大強度のみを確認する物とした。

また、柱の補強のために用いた鋼板も他の鉄筋と同じように2枚のゲージを貼って試験を行った。

鉄筋の引張試験結果を表 4. 2. 31～表 4. 2. 40 に、各鉄筋の引張強度-ひずみ関係を図 4. 2. 25～図 4. 2. 32 に示す。

降伏棚の平均を鉄筋の降伏強度とし、降伏棚が見られなかった場合には、0.2%オフセット法により降伏強度を算出した。鉄筋のヤング係数は、弾性範囲内の一部区間を抜粋し行った。

また、各試験体の降伏判断については、降伏棚がある鉄筋に関しては降伏ひずみに0.9倍の値を、降伏棚がない鉄筋に関しては降伏ひずみから2000μを引いたものとする。

表 4. 2. 2-32 D6(SD295A)/溶接 引張試験結果

鉄筋種類		供試体	公称断面 (mm ²)	降伏強度 (kN)	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	最大応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	ひずみ硬化開始 時ひずみ (μ)	弾性限界 ひずみ (μ)
D6	SD295A	1-1	31.67	11.84	373.77	4128	15.34	484.37	1.76	-	2128
		1-2	31.67	11.46	361.70	4068	15.21	480.27	1.75	-	2068
		1-3	31.67	11.29	356.55	4062	15.41	486.58	1.73	-	2062
		平均	31.67	11.53	364.01	4086	15.32	483.74	1.75	-	2086

第4章 場所打ちコンクリート杭を対象としたパイルキャップ降伏破壊モードの検証実験

鉄筋種類	最大強度 (kN)	
D6溶接	SD295A	16.90
		17.15
		17.00
		17.02

※降伏棚なし。0.2%オフセットにより算出

表 4. 2. 2-33 D6 (KSS785-S6) /溶接 引張試験結果

鉄筋種類	供試体	公称断面 (mm ²)	降伏強度 (kN)	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	最大応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)	弾性限界ひずみ (μ)	
D6	KSS785-S6	2-1	31.67	28.35	895.29	6849	36.60	1155.67	1.85	-	4849
		2-2	31.67	28.97	914.82	6859	36.23	1143.98	1.88	-	4859
		2-3	31.67	29.47	930.47	7073	36.62	1156.30	1.83	-	5073
		平均	31.67	28.93	913.52	6927	36.48	1151.98	1.85	-	4927

鉄筋種類	最大強度 (kN)	
D6溶接	KSS785-S6	33.50
		34.00
		32.90
		33.47

※降伏棚なし。0.2%オフセットにより算出

表 4. 2. 2-34 D13 (SD390) 引張試験結果

鉄筋種類	供試体	公称断面 (mm ²)	降伏強度 (kN)	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	最大応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)	弾性限界ひずみ (μ)	
D13	SD390	6-1	126.70	52.11	411.25	2317	64.16	506.39	1.81	21896	-
		6-2	126.70	51.55	406.90	2285	68.04	537.02	1.82	21096	-
		6-3	126.70	51.94	409.95	2296	57.30	539.86	1.83	21067	-
		平均	126.70	51.87	409.37	2299	63.17	527.76	1.82	21353	-

表 4. 2. 2-35 D16 (SD685) 引張試験結果

鉄筋種類	供試体	公称断面 (mm ²)	降伏強度 (kN)	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	最大応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)	弾性限界ひずみ (μ)	
D16	SD685	9-1	198.60	145.86	734.45	4050	176.80	890.23	1.82	9400	-
		9-2	198.60	147.37	742.04	4103	175.20	882.18	1.88	9328	-
		9-3	198.60	149.54	752.98	4167	180.15	907.10	1.86	7946	-
		平均	198.60	147.59	743.16	4107	177.38	893.17	1.85	8892	-

表 4. 2. 2-36 D16 (SD390) 引張試験結果

鉄筋種類	供試体	公称断面 (mm ²)	降伏強度 (kN)	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	最大応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)	弾性限界ひずみ (μ)	
D16	SD390	11-1	198.60	82.98	417.81	2158	116.20	585.10	1.91	19666	-
		11-2	198.60	82.75	416.67	2208	116.75	587.86	1.95	19064	-
		11-3	198.60	82.94	417.61	2232	118.25	595.42	1.97	17874	-
		平均	198.60	82.89	417.36	2199	117.07	589.46	1.94	18868	-

表 4. 2. 2-37 D19 (SD390) 引張試験結果

鉄筋種類	供試体	公称断面 (mm ²)	降伏強度 (kN)	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	最大応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)	弾性限界ひずみ (μ)	
D19	SD390	12-1	286.50	123.48	431.01	2423	172.20	601.05	1.81	10454	-
		12-2	286.50	120.40	420.24	2346	169.50	591.62	1.77	5798	-
		12-3	286.50	125.22	437.07	2456	175.15	611.34	1.78	8515	-
		平均	286.50	123.03	429.44	2409	172.28	601.34	1.79	8256	-

表 4. 2. 2-38 D19 (SD685) 引張試験結果

鉄筋種類	供試体	公称断面 (mm ²)	降伏強度 (kN)	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	最大応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	ひずみ硬化開始時ひずみ (μ)	弾性限界ひずみ (μ)	
D19	SD685	14-1	286.50	193.65	675.92	3945	230.05	802.97	1.72	8846	-
		14-2	286.50	196.13	684.56	4055	243.40	849.56	1.80	10969	-
		14-3	286.50	196.40	685.52	3953	237.90	830.37	1.82	7898	-
		平均	286.50	195.39	682.00	3984	237.12	827.63	1.78	9237	-

表 4. 2. 2-39 U7. 1 (PBS1275) 引張試験結果

鉄筋種類	供試体	公称断面 (mm ²)	降伏強度 (kN)	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	最大応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	ひずみ硬化開始 時ひずみ (μ)	弾性限界 ひずみ (μ)	
U7. 1	PBS1275	16-1	40.00	54.63	1365.73	8964	55.84	1396.00	1.96	-	6964
		16-2	40.00	55.47	1386.69	9017	56.16	1404.00	1.98	-	7017
		16-3	40.00	55.05	1376.27	9110	55.56	1389.00	1.94	-	7110
		平均	40.00	55.05	1376.23	9030	55.85	1396.33	1.96	-	7030

※降伏棚なし。0.2%オフセットにより算出

表 4. 2. 2-40 U9. 0 (PBS1275) 引張試験結果

鉄筋種類	供試体	公称断面 (mm ²)	降伏強度 (kN)	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	最大応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	ひずみ硬化開始 時ひずみ (μ)	弾性限界 ひずみ (μ)	
U9. 0	PBS1275	17-1	64.00	83.68	1307.43	8811	89.06	1391.56	1.92	-	6811
		17-2	64.00	81.90	1279.63	8945	88.42	1381.56	1.84	-	6945
		17-3	64.00	84.05	1313.25	8817	89.90	1404.69	1.93	-	6817
		平均	64.00	83.21	1300.10	8857	89.13	1392.60	1.90	-	6857

※降伏棚なし。0.2%オフセットにより算出

表 4. 2. 2-41 鋼板 引張試験結果

鉄筋種類	供試体	公称断面 (mm ²)	降伏強度 (kN)	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大強度 (kN)	最大応力度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	ひずみ硬化開始 時ひずみ (μ)	弾性限界 ひずみ (μ)	
鋼板		18-1	337.61	130.67	387.05	4006	162.55	481.47	1.93	-	2006
		18-2	339.26	131.32	387.07	3889	161.30	475.45	2.05	-	1889
		18-3	339.50	133.61	393.56	3986	161.60	476.00	1.98	-	1986
		平均	338.79	131.87	389.23	3960	161.82	477.64	1.99	-	1960

※降伏棚なし。0.2%オフセットにより算出

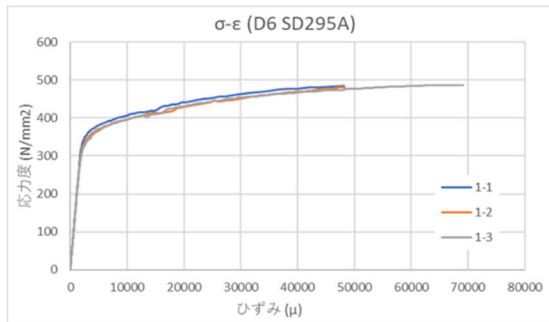


図 4. 2. 2-25 D6 (SD295A)

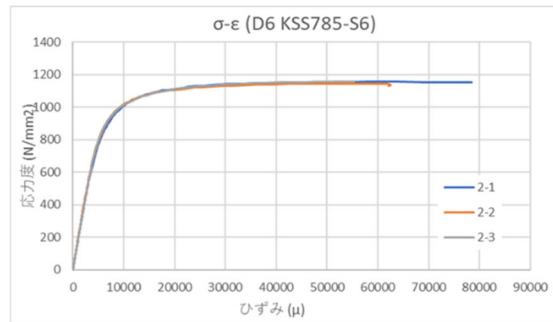


図 4. 2. 2-26 D6 (KSS785-S6)

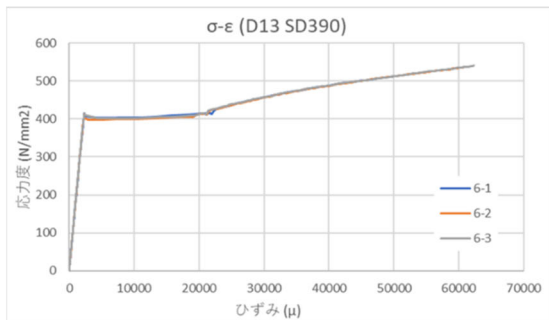


図 4. 2. 2-27 D13 (SD390)

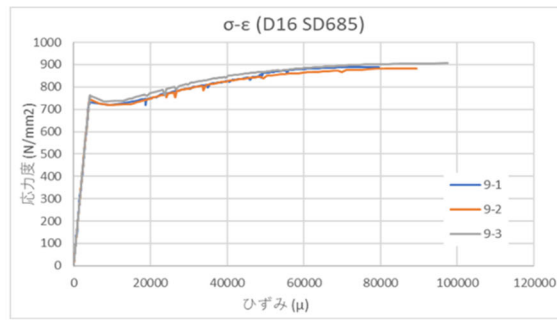


図 4. 2. 2-28 D16 (SD685)

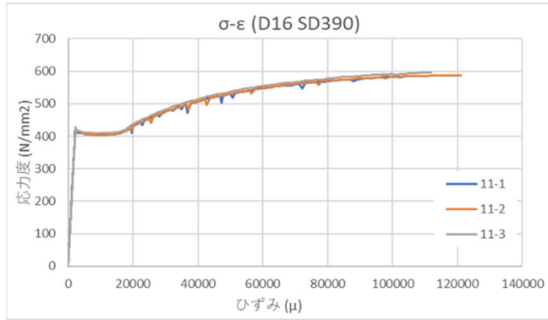


図 4. 2. 2-29 D16 (SD390)

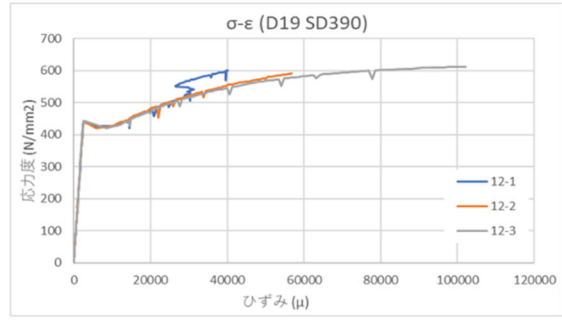


図 4. 2. 2-30 D19 (SD390)

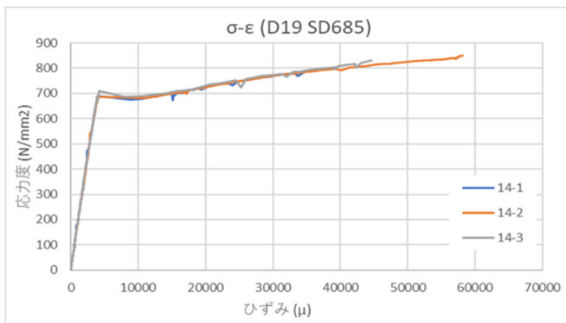


図 4. 2. 2-31 D19 (SD685)

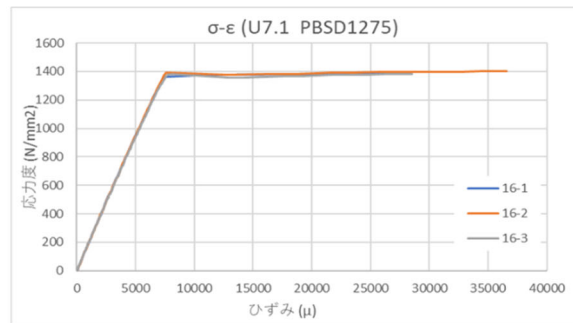


図 4. 2. 2-32 U7.1 (PBS1275)

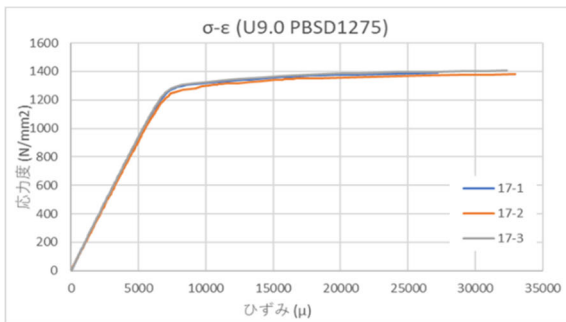


図 4. 2. 2-33 U9.0 (PBS1275)

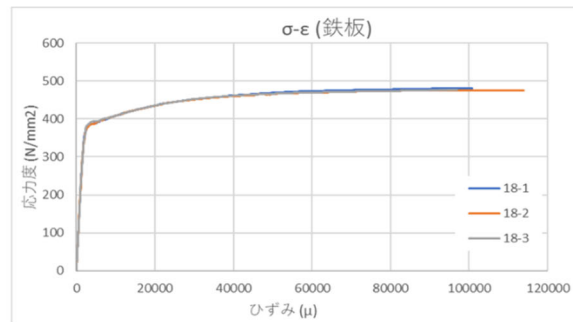


図 4. 2. 2-34 鋼板

(3) 材料特性まとめ

以下に、鉄筋とコンクリートの材料特性のまとめを示す。各部材に使用したコンクリートの圧縮強度は各試験体の実験日の試験結果とした。ただし試験体 E-2 は材齢 61 日、75 日、89 日の試験結果を近似した。杭に使用したコンクリートの引張強度は材齢 61 日、75 日、89 日の試験結果の平均、パイルキャップ、基礎梁に使用したコンクリートの引張強度は、試験体 E-1 は 49 日、56 日、63 日、71 日の試験結果の平均、試験体 E-2 は 71 日、77 日の試験結果の平均とし、柱のコンクリート引張強度は材齢 46 日、53 日、60 日、65 日の試験結果を近似した。

表 4.2.2-42 コンクリート材料特性まとめ

		圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度時ひずみ	引張割裂強度
		(N/mm ²)	(×10 ⁴ N/mm ²)	(μ)	(N/mm ²)
E-1	杭	44.1	2.82	2396	4.4
	梁・ パイルキャップ	29.1	2.27	2184	3.6
	柱	73.2	3.37	3041	5.6
	杭	47.4	2.82	2561	4.4
E-2	梁・ パイルキャップ	42.5	2.72	2431	11.5
	柱	76.4	3.47	3053	6.5

表 4.2.2-43 鉄筋材料特性まとめ

	使用部材		降伏応力度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	弾性限界 ひずみ (μ)
	E-1	E-2				
D6 (SD295)	パイルキャップ(袴筋, ベース筋)		364.01	4086	1.75	2086
D6 (KSS785-S6)	柱(補強筋)		913.52	6927	1.85	4927
D13 (SD390)	柱(主筋)		409.37	2299	1.82	-
D16 (SD390)		柱(主筋)	417.36	2199	1.94	-
D16 (KSS685-S6)	梁(主筋)		743.16	4107	1.85	-
D19 (SD390)	杭(主筋)		429.44	2409	1.79	-
D19 (SD685)		梁(主筋)	682.00	3984	1.78	-
U7.1 (PBS1275)		パイルキャップ	1376.23	9030	1.96	7030
U9.0 (PBS1275)	杭/梁(補強筋)		1300.10	8857	1.90	6857

4.2.3 載荷方法

(1) 載荷装置

載荷装置図面を図 4.2.3-1 に、実際の写真を写真 4.2.3-1 に示す。

試験体の支承部は、杭・柱はピン支持、基礎梁端はピンローラー支持とした。軸力は柱頭より鉛直ジャッキより導入し、その後、水平ジャッキにより加力をした。柱と杭の反曲点位置は 2475mm、パイルキャップ芯から基礎梁反曲点までは 1500mm である。

E-1 試験体は軸力比 0~0.2 の変動軸力とし、E-2 試験体は軸力比 0.163 の一定軸力とした。層間変形角は柱頭の水平変位を柱頭加力点から杭脚支持点までの距離で除したものとした。

水平力は柱頭のピンの位置での層間変形角にて制御し、正負交番繰り返し載荷とした。

なお、軸力導入時に作用するせん断力に関しては特に制御を行わずに加力を行った。

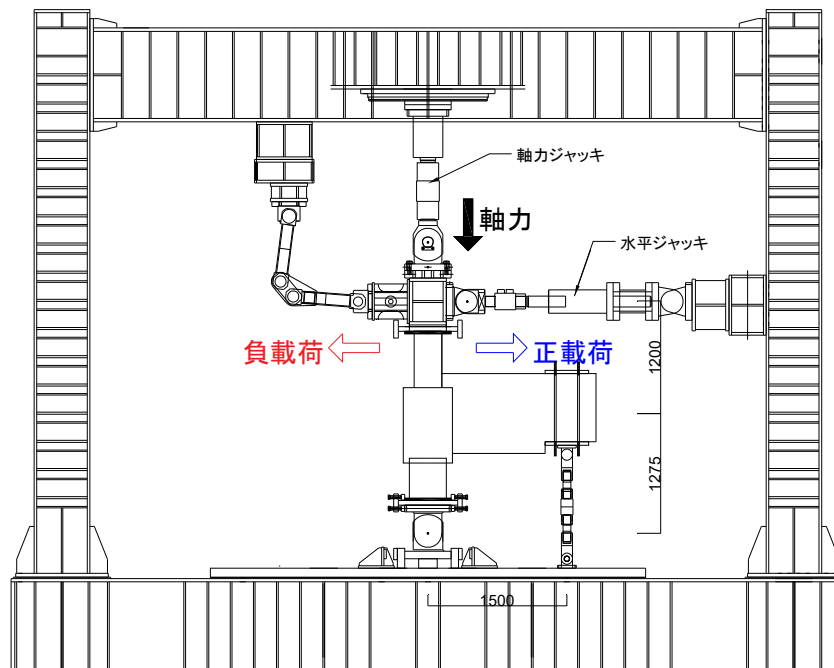


図 4.2.3-1 載荷装置図



写真 4.2.3-1 載荷装置の概要

(2) 載荷スケジュール

加力は変位制御として柱頭位置での層間変形角を用いた。正負交番繰り返し載荷をして、層間変形角 $R=0.125\%$, 0.25% を 1 回ずつ、 0.5% , 1.0% , 2.0% , 3.0% を 2 回ずつ行いそれぞれ除荷を行った。E-1, E-2 共に 3.0% の 2 回目まで行った。

図 4. 2. 3-2 に載荷スケジュールを示す。

載荷スケジュール

- | | |
|--------------------------------|--------------------------------|
| ○+1Cycle : 層間変形角 $R = 0.125\%$ | ○-1Cycle : 層間変形角 $R = 0.125\%$ |
| ○+2Cycle : 層間変形角 $R = 0.25\%$ | ○-2Cycle : 層間変形角 $R = 0.25\%$ |
| ○+3Cycle : 層間変形角 $R = 0.5\%$ | ○-3Cycle : 層間変形角 $R = 0.5\%$ |
| ●+4Cycle : 層間変形角 $R = 0.5\%$ | ●-4Cycle : 層間変形角 $R = 0.5\%$ |
| ○+5Cycle : 層間変形角 $R = 1.0\%$ | ○-5Cycle : 層間変形角 $R = 1.0\%$ |
| ●+6Cycle : 層間変形角 $R = 1.0\%$ | ●-6Cycle : 層間変形角 $R = 1.0\%$ |
| ○+7Cycle : 層間変形角 $R = 2.0\%$ | ○-7Cycle : 層間変形角 $R = 2.0\%$ |
| ●+8Cycle : 層間変形角 $R = 2.0\%$ | ●-8Cycle : 層間変形角 $R = 2.0\%$ |
| ○+9Cycle : 層間変形角 $R = 3.0\%$ | ○-9Cycle : 層間変形角 $R = 3.0\%$ |
| ●+10Cycle : 層間変形角 $R = 3.0\%$ | ●-10Cycle : 層間変形角 $R = 3.0\%$ |
| ○+11Cycle : 層間変形角 $R = 4.0\%$ | ○-11Cycle : 層間変形角 $R = 4.0\%$ |

○: 処女載荷 ●: 繰り返し Cycle

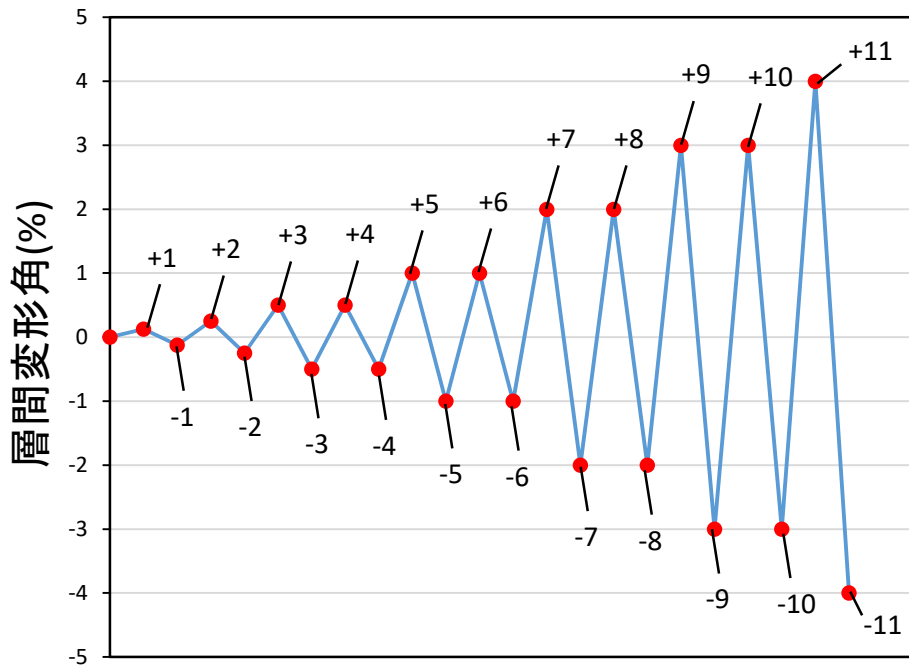


図 4. 2. 3-2 載荷スケジュール

(3) 軸力載荷ルール

図 4.2.3-3 に軸力を変動させた試験体 E-1 の軸力と水平力の載荷ルートを示す。試験体 E-1 では層せん断力に比例して軸力を 0~0.2 の範囲で変動させた。実験開始時に長期軸力比 0.163 となるように加力した。

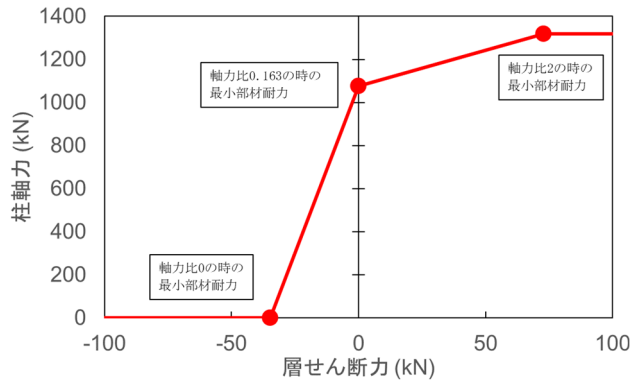


図 4.2.3-3 試験体 E-1 変動軸力ルール

なお、最大耐力時にパイルキャップせん断終局強度の計算値の半分の値に、最大引張軸力時にパイルキャップ曲げ強度の計算値の半分の値と等しくなるように層せん断力を制御して加力を行った。計算値は 4.2.5 部材耐力の項で算出した。

軸力比が目標値まで到達してから正載荷時は軸力比 0.2、負載荷時は軸力比 0 の一定軸力とした。

図 4.2.3-4 にそれぞれ具体的な数値を示した変動軸力ルールを示す。

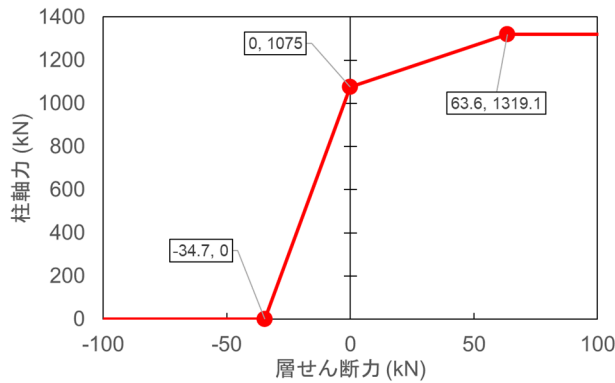


図 4.2.3-4 試験体 E-1 変動軸力ルール(4.2.5 部材耐力の項より算出)

※ 実験時の正加力時の変動軸力は引張軸力になるために本来であれば、下図 4.2.3-4(1)の青いルートのように正加力時に軸力比 0、負加力時に軸力比 0.2 とするべきであったが、今回はミスにより正加力時と負加力時で逆となってしまう赤いルートの加力を行った。

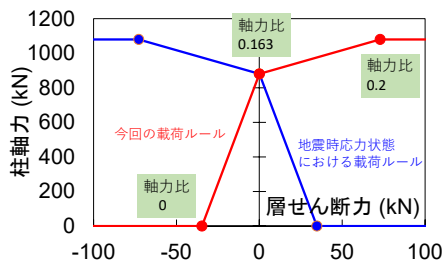


図 4.2.3-4(1) 試験体 E-1 変動軸力ミス説明用

4.2.4 測定方法

(1) せん断力および軸力

軸力は軸力加圧ジャッキより測定し、層せん断力は基礎梁せん断力からモーメントの釣り合いより変換した。

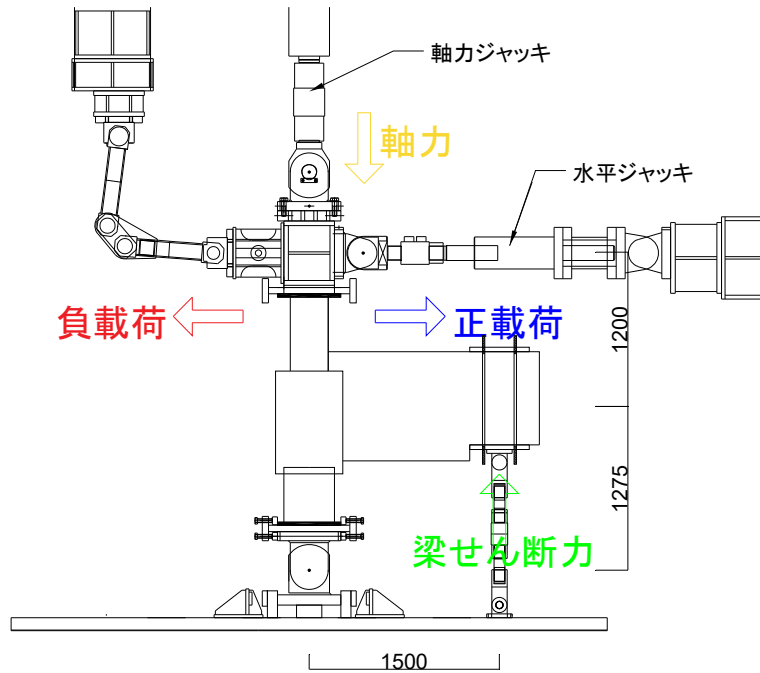


図 4.2.4-1 せん断力および軸力

(2) 部材変位の測定方法

- 層間変形角

層間変位は、柱頭加力位置で変位計（CDP-200）によって計測した値を用いた。

層間変形角 R は、層間変位 δ を柱頭加力地点から杭脚支持点までの距離 H で除した物とした。算出方法を図 4.2.4-2 に示す。

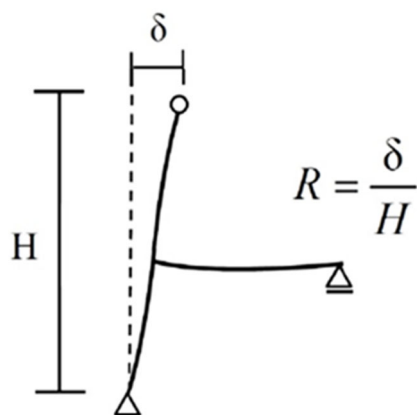


図 4.2.4-2 層間変形角 R の算出

● 各部材変位

試験体のインサートおよび変位計の取り付け位置を図 4.2.4-3～図 4.2.4-8 に示す。

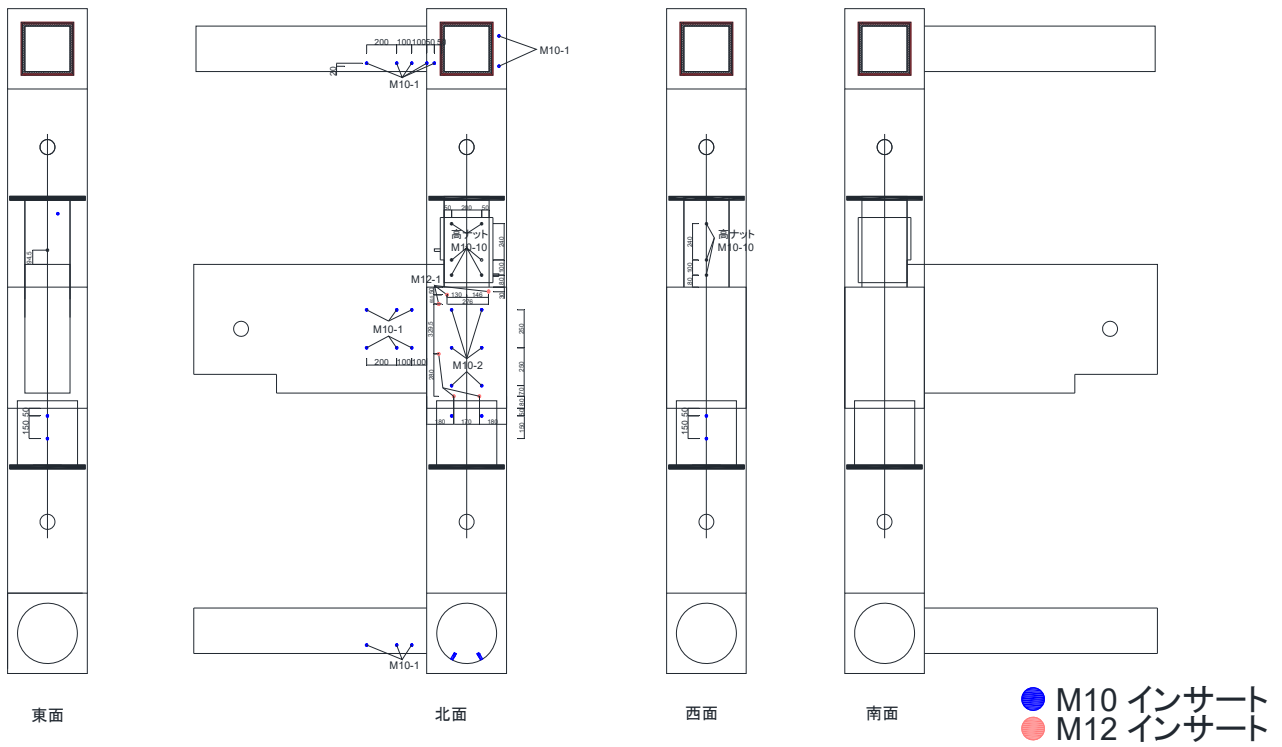


図 4.2.4-3 インサート図 (全試験体)

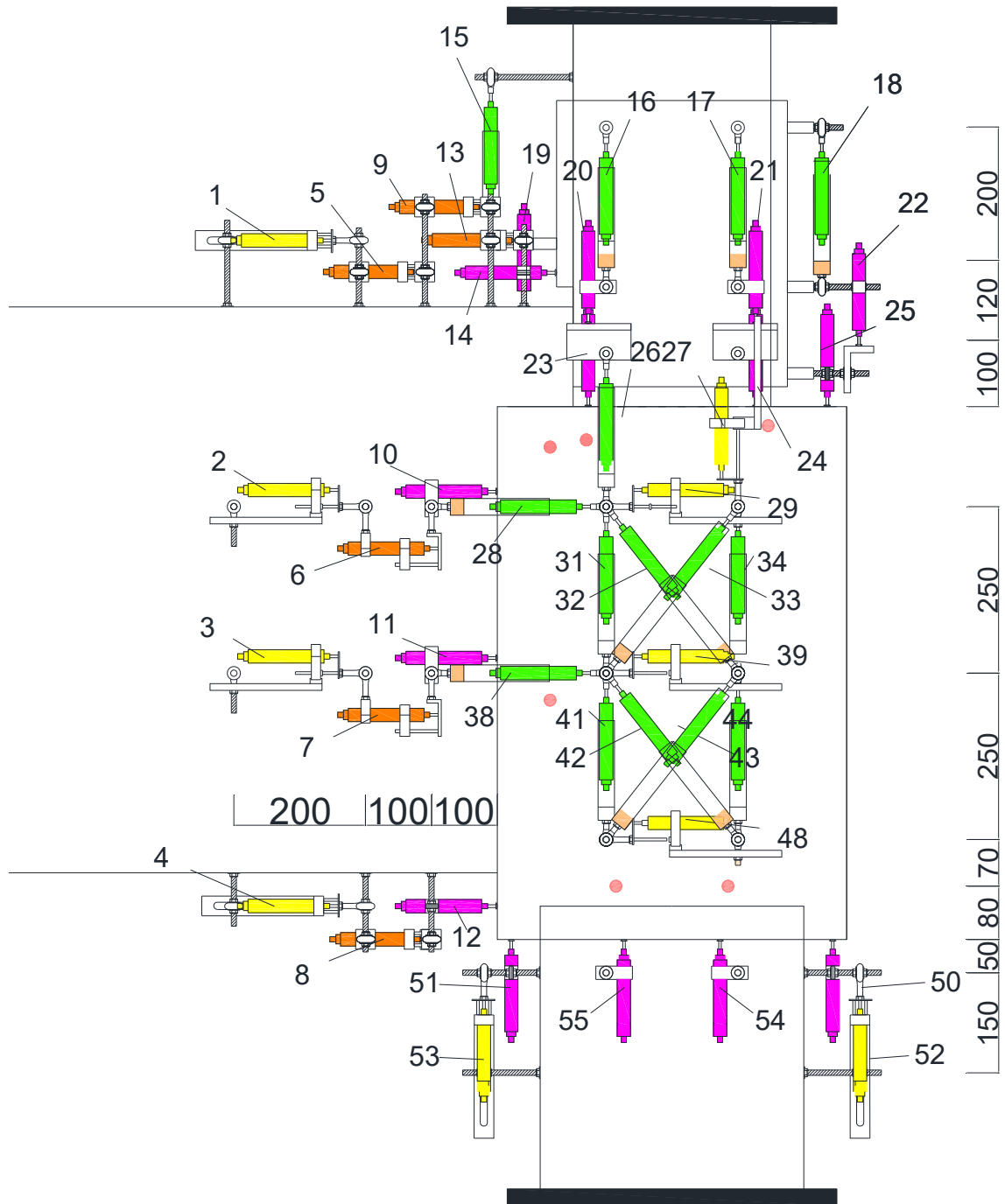


図 4. 2. 4-4 変位計取り付け図 (全試験体) (SDP50)

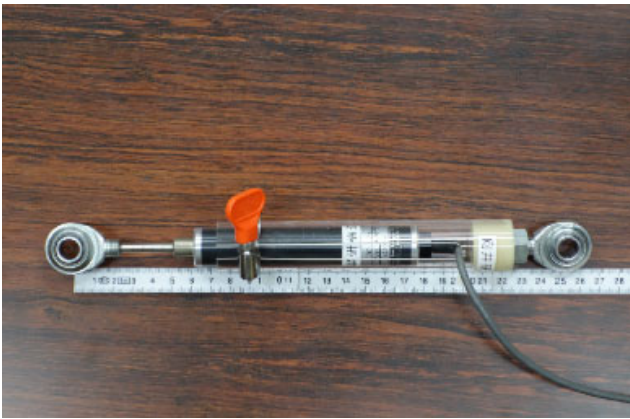


写真 4. 2. 4-1 アクリルパイプ

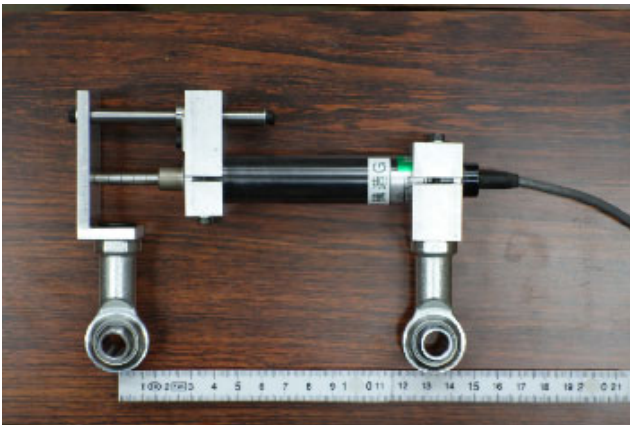
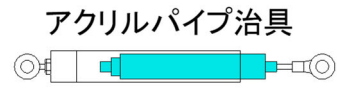
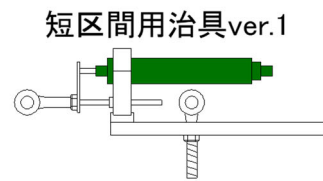


写真 4. 2. 4-2 短区間用治具 ver.1



短区間用治具ver.2

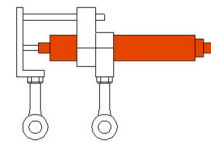


写真 4. 2. 4-3 短区間用治具 ver. 2

ホルダー



図 4. 2. 4-5 変位計取り付け治具

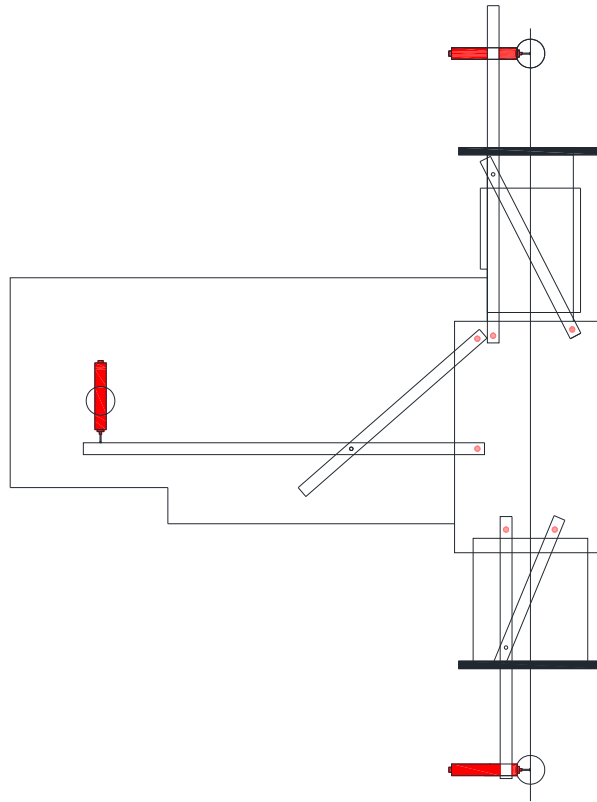


図 4. 2. 4-6 試験体治具図面 (CDP200)

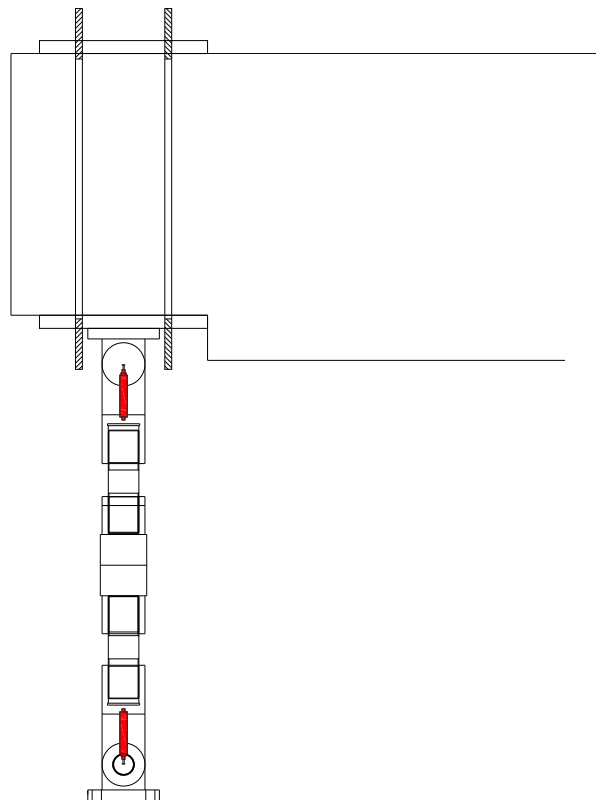


図 4. 2. 4-7 基礎梁端変位計治具図面 (SDP50)

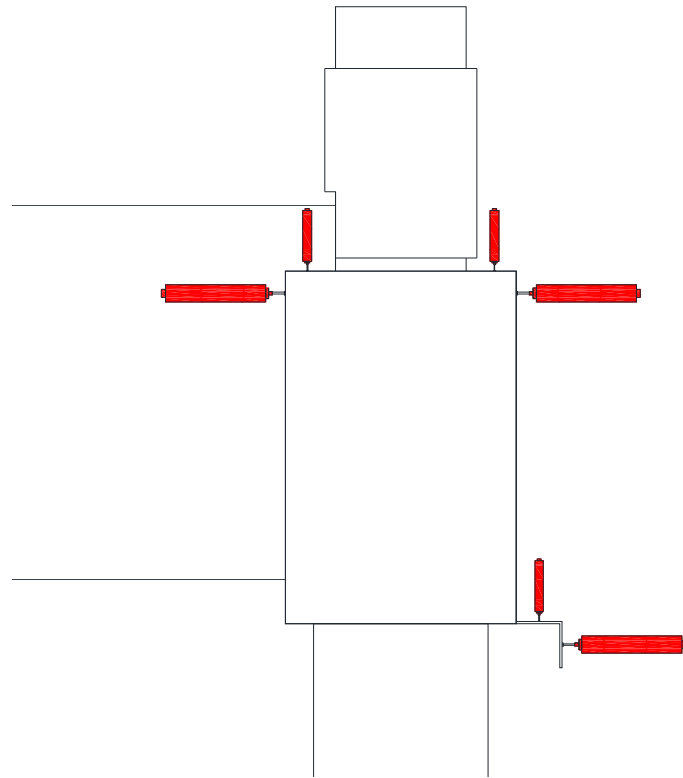


図 4. 2. 4-8 パイルキャップ絶対変位測定方法（鉛直：SDP50 水平：CDP200）

(3) ひずみ測定位置

各部材鉄筋ひずみゲージ貼り付け位置を図4.2.4-9～図4.2.4-13に示す。

● 杭ゲージ貼り付け位置

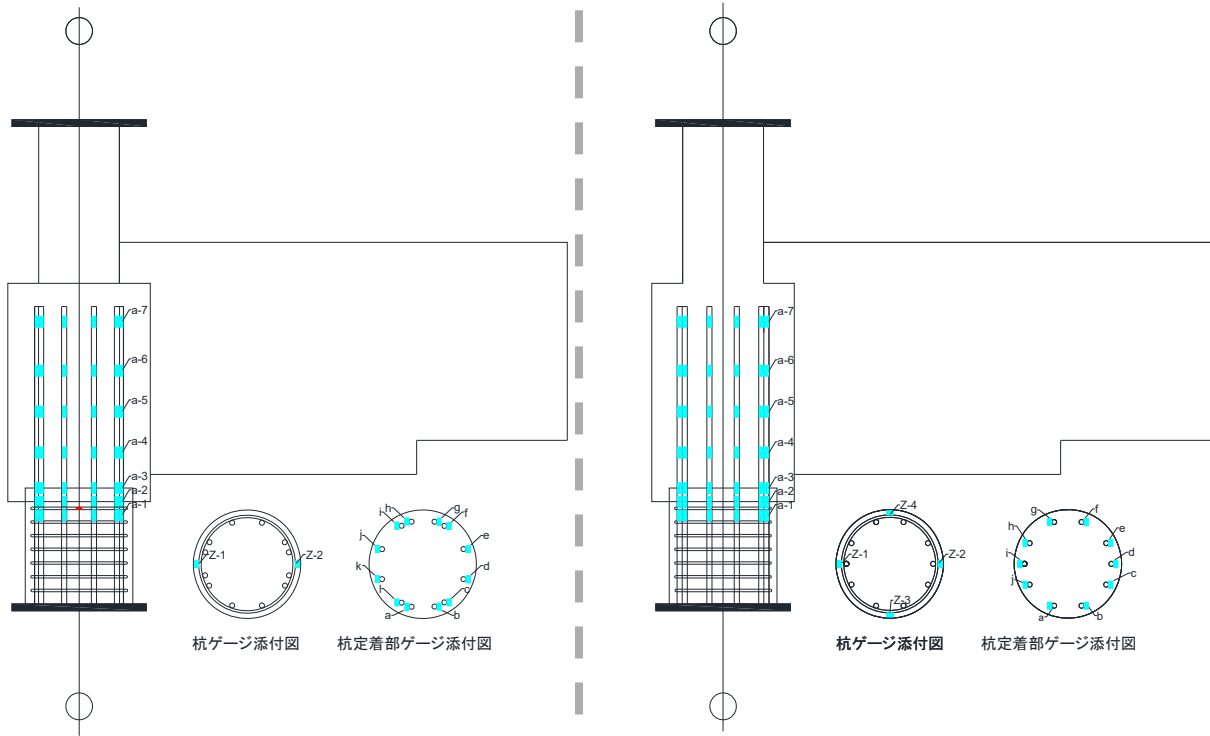


図4.2.4-9 杭ゲージ貼り付け位置（左：E-1，右：E-2）

● 柱ゲージ貼り付け位置

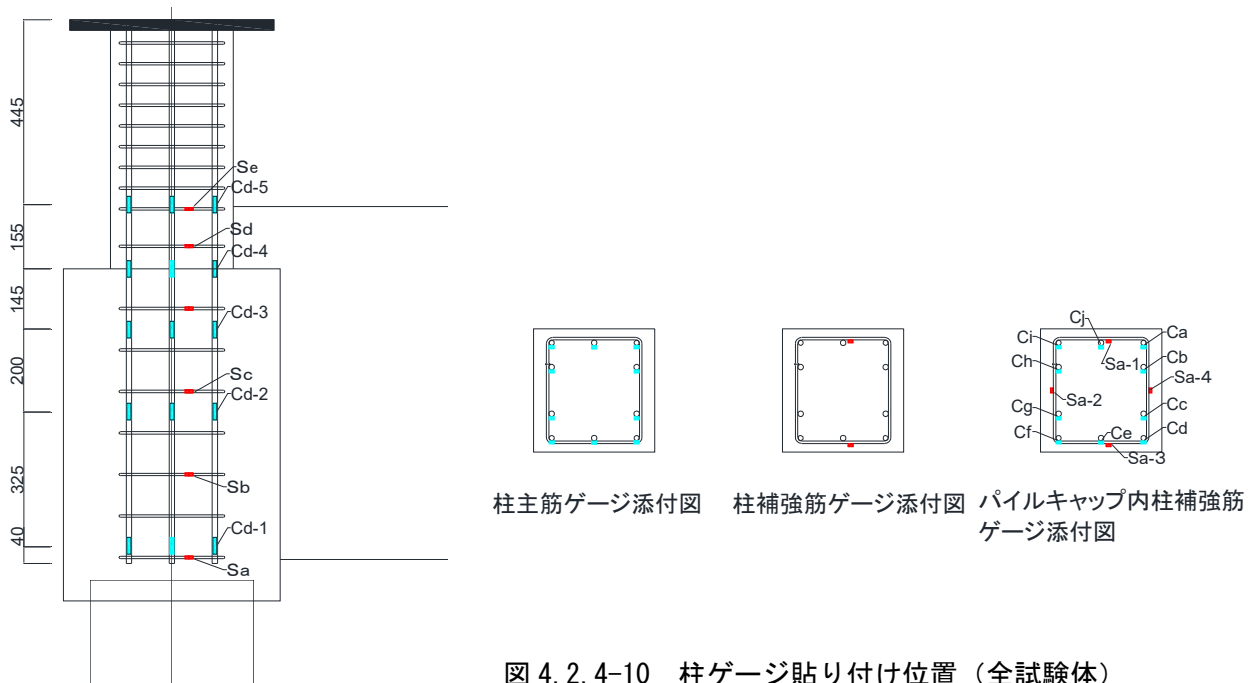


図4.2.4-10 柱ゲージ貼り付け位置（全試験体）

● 梁ゲージ貼り付け位置

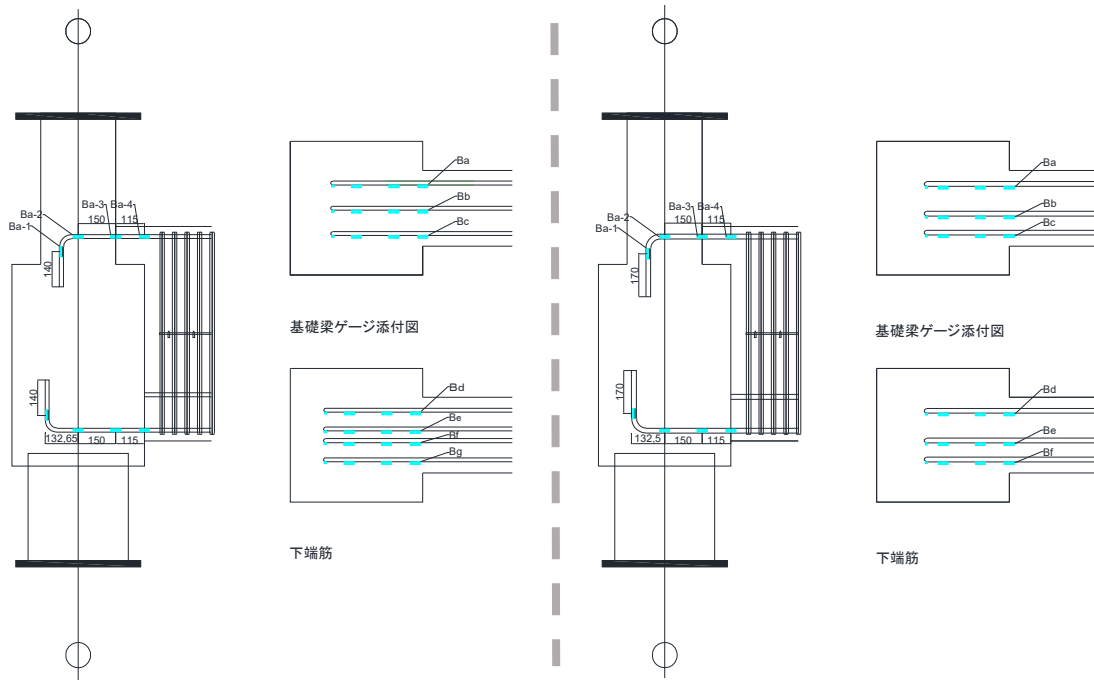


図 4.2.4-11 梁ゲージ貼り付け位置 (左 : E-1, 右 : E-2)

● パイルキャップゲージ貼り付け位置

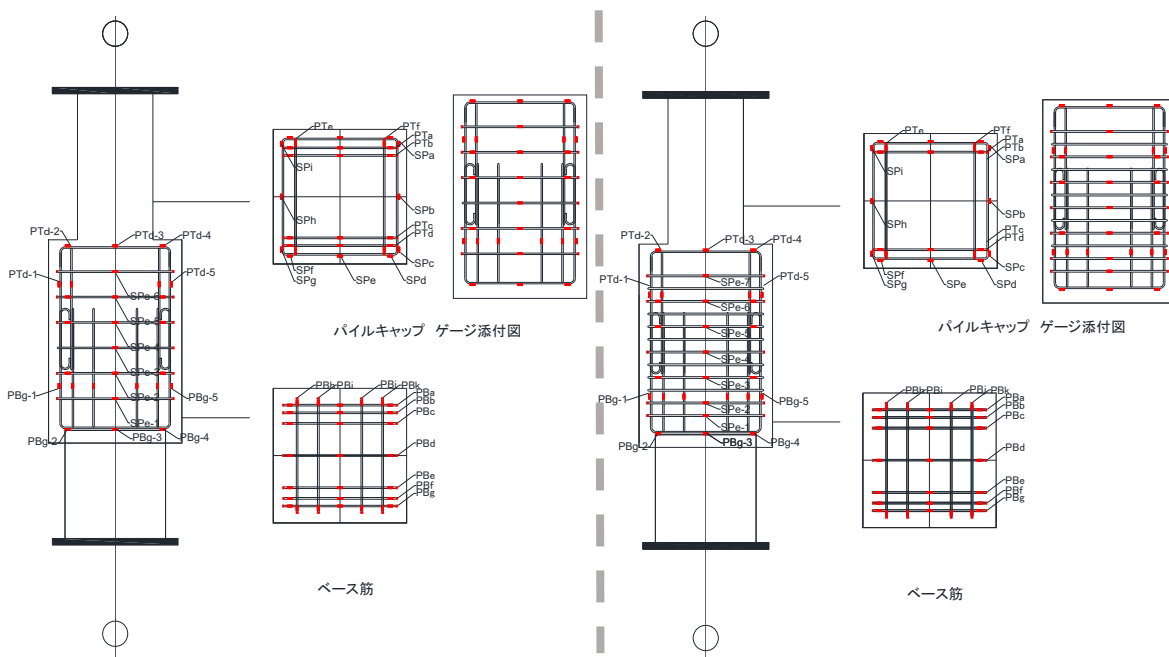


図 4.2.4-12 パイルキャップゲージ貼り付け位置 (左 : E-1, 右 : E-2)

D6 は FLK-2-11-5LT (赤) を, それ以上の径の鉄筋には FLK-5-11-5LT (水色) を貼り付けた。

● コンクリートゲージ貼り付け位置

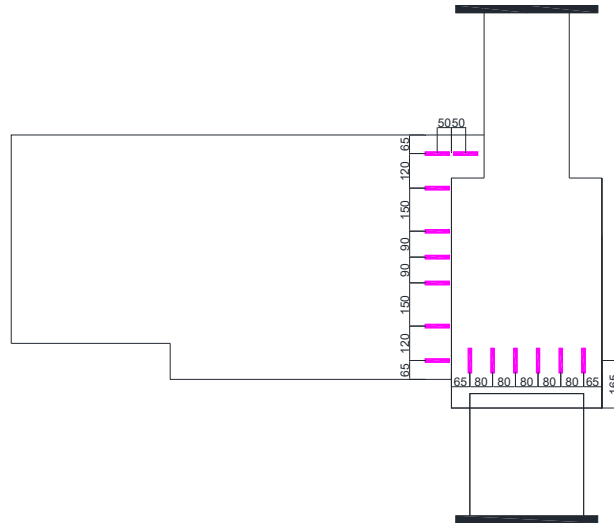


図 4. 2. 4-13 コンクリートゲージ貼り付け位置（全試験体）

ゲージは PL-60-11—5LJCT-F を使用した。

4.2.5 部材設計

(1) 柱

- 曲げ終局強度

柱の曲げ終局強度は、以下の式^[4-2]によって算出した。

$0.4bDF_c \geq N \geq 0$ のとき、

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

ここで、

a_t : 柱の引張鉄筋断面積(mm²)

σ_y : 鉄筋降伏強度(N/mm²)

D : 柱断面せい(mm)

N : 柱軸方向力(N)

b : 柱断面幅(mm)

F_c : コンクリート強度(N/mm²)

- せん断終局強度

柱のせん断終局強度は、荒川式を用いて算出した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18 + F_c)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy} + 0.1\sigma_0} \right\} b \cdot j$$

ここで、

p_t : 引張鉄筋比(%)

M/Qd : せん断スパン比。1以下の場合は1とし、3以上の場合は3とする。

p_w : せん断補強筋比。0.012以上の時は0.012とする。

σ_{wy} : せん断補強筋降伏強度(N/mm²)

σ_0 : 柱の軸応力度

j : 応力中心間距離(mm)

各試験体の柱の計算諸元を表 4.2.5-1 に示す。(各試験体、軸力は規定長期軸力比である 0.163 とする。)

表 4.2.5-1 柱 計算諸元

柱	E-1		E-2	
	層せん断力 (kN)			
	正	負	正	負
曲げ終局強度	196.5	67.3	427.3	320.5
せん断終局強度	322.5	242.2	263.6	

(2) 杭

杭の計算式は、柱と同じ算出式を用いた。

表 4.2.5-2 に計算諸元を示す。(各試験体、軸力は規定長期軸力比である 0.163 とする。)

表 4. 2. 5-2 杭 計算諸元

杭	E-1		E-2	
	層せん断力 (kN)			
	正	負	正	負
曲げ終局強度	421.9	248.5	368.5	328.2
せん断終局強度	540.7	474.5	532.9	514.7

(3) 基礎梁

- 基礎梁の曲げ終局強度

基礎梁のまげ終局強度は以下の式によって算出した。

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d$$

ここで、

a_t : 引張鉄筋断面積(mm²)

σ_y : 引張鉄筋の降伏強度(N/mm²)

d : はり有効せい(mm)

- 基礎梁のせん断終局強度

基礎梁のせん断終局強度は、荒川式を用いて算出した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18 + F_c)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

※各記号は、柱のせん断終局強度算出式と同じ。

各試験体の基礎梁の計算諸元を表 4. 2. 5-3 に示す。(各試験体、軸力は規定長期軸力比である 0.163 とする。)

表 4. 2. 5-3 基礎梁 計算諸元

基礎梁	E-1		E-2	
	層せん断力 (kN)			
	正	負	正	負
曲げ終局強度	211.2	158.4	231.7	
せん断終局強度	318.3	404.5	651.6	

(4) パイルキャップ

- パイルキャップ曲げ終局強度

パイルキャップの曲げ終局強度は、日本建築学会が発行する「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説」^[4-1]に規定された場所打ち杭を用いた杭頭接合部(パイルキャップ)の計算式である塩原理論を用いて算出した。

算出式を以下に示す。

I. 閉じる方向の力を受ける場合

基礎梁外端側の杭頭周辺部において、杭と基礎梁が閉じる方向の力を受ける場合の危険断面を横切る有効な鉄筋によるパイルキャップの安全限界状態曲げモーメントは、次式による。

$$M_{ju} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot M_{juo}$$

$$M_{juo} = T_{gu} \cdot d_{gx} + T_{ce} \cdot d_{ce} + T_{cm} \cdot d_{cm} + T_h \cdot d_{hy} + N_p \cdot d_{ex} + Q_p \cdot d_{ey}$$

記号

M_{ju} : パイルキャップの安全限界曲げモーメント(N・mm)

β_1 : 設計式の信頼性に基づく低減係数で, 0.8 以下の値とする.

β_2 : 変形性能・軸力保持に基づく低減係数で, 0.75 以下の値とする.

M_{juo} : 危険断面位置を横切る有効な鉄筋によるパイルキャップの安全限界曲げモーメントの計算値(N・mm)

T_{gu} : 検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁上端筋のうち, 曲下げ定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する上端筋による引張力(N)で, 次式による.

$$T_{gu} = A_{gu} \cdot \sigma_{yg}$$

A_{gu} : 検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁上端筋のうち, 曲下げ定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する上端筋の断面積の和(mm²)

σ_{yg} : 同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d_{gx} : 検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁上端筋の曲下げ定着部の当該鉄筋重心位置からC点までの水平距離(mm)

T_{ce} : 検討対象のパイルキャップに接続する柱の引張側端部主筋のうち, 定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する主筋による引張力(N)で, 次式による.

$$T_{ce} = A_{ce} \cdot \sigma_{yce}$$

A_{ce} : 検討対象のパイルキャップに接続する柱の引張側端部主筋のうち, 定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する主筋の断面積の和(mm²)

σ_{yce} : 同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d_{ce} : 同上鉄筋の重心位置からC点までの水平距離(mm)

T_{cm} : 検討対象のパイルキャップに接続する柱の中間主筋のうち, 定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する中間主筋による引張力(N)で, 次式による.

$$T_{cm} = A_{cm} \cdot \sigma_{ycm}$$

A_{cm} : 検討対象のパイルキャップに接続する柱の中間主筋のうち, 定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有する中間主筋の断面積の和(mm²)

σ_{ycm} : 同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d_{cm} : 同上鉄筋の重心位置からC点までの水平距離(mm)

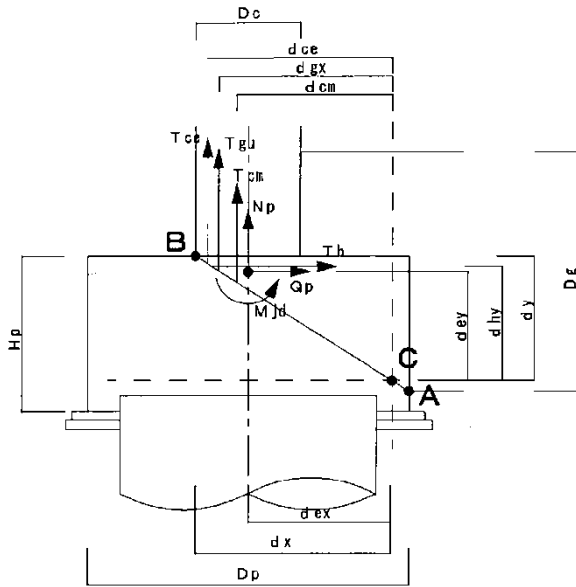
T_h : 検討対象のパイルキャップのはかまトップ筋のうち, 定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有するはかまトップ筋による引張力(N)で, 次式による.

$$T_h = A_h \cdot \sigma_{yh}$$

A_h : 検討対象のパイルキャップのはかまトップ筋のうち, 定着部が危険断面を横切ってから十分な定着長さを有するはかまトップ筋の断面積の和(mm²)

σ_{yh} : 同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d_{hy} : 同上鉄筋の重心位置から C 点までの鉛直距離(mm)



[注] 式以外の記号は、下記による。
 D_c : 柱のせい, D_g : 基礎梁のせい,
 D_p : パイルキャップの長さ,
 d_x : B 点から C 点までの水平距離,
 d_y : パイルキャップ上面から C 点までの鉛直距離

図 4.2.5-1 記号の説明

N_p : 検討対象のパイルキャップに接続する杭の杭頭に作用する軸方向力(N)で、圧縮力の場合を正、引張力の場合を負とする。

d_{ex} : 同上杭心から C 点までの水平距離(mm)

Q_p : 同上杭頭に作用する安全限界設計時水平力(N)

d_{ey} : 基礎梁材軸中心位置から C 点までの鉛直距離(mm) なお、A 点は基礎梁下面がパイルキャップに接する点、B 点は柱外面（柱幅より基礎梁幅のほうが大きい場合には基礎梁末端面）がパイルキャップに接する点、C 点の位置は、危険断面（図中の直線 AB）における圧縮中心位置で、直線 AB の線上で B 点から直線 AB の長さの 0.8 倍の長さの位置とする。

上記の通りに出した危険断面位置を図 4.2.5-2, 図 4.2.5-4 に示す。

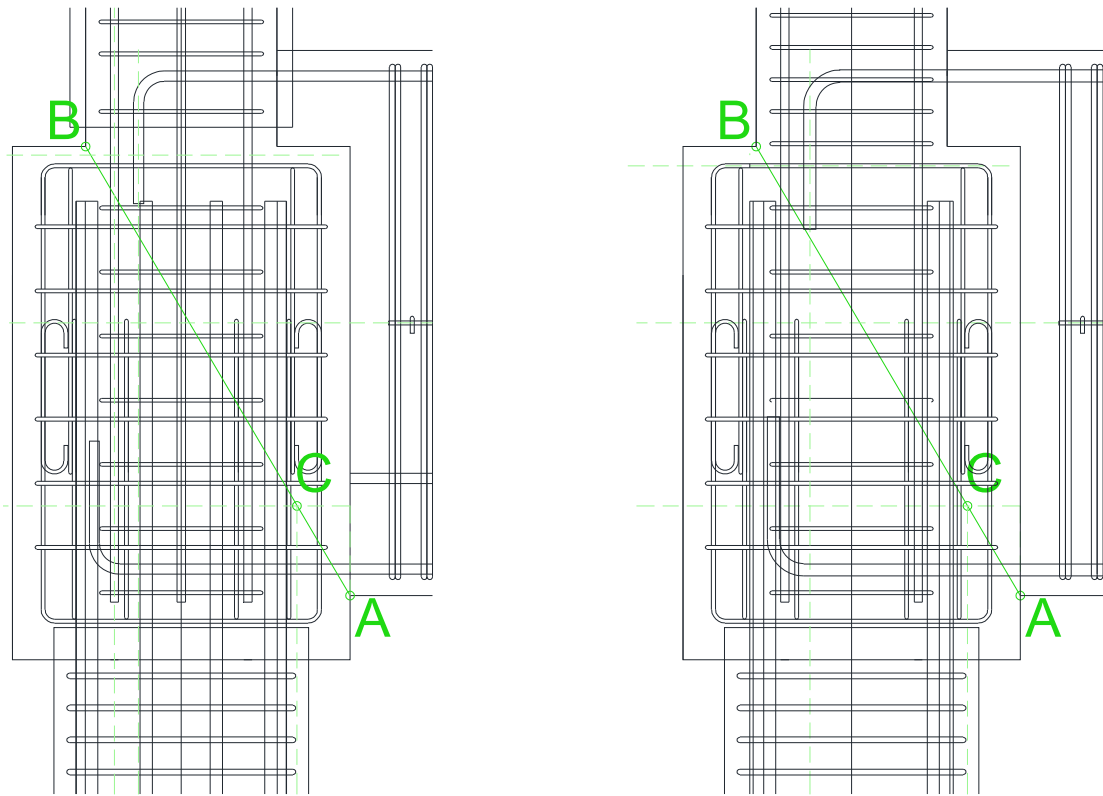


図 4.2.5-2 閉じる方向の力を受ける場合危険断面位置(左 : E-1 右 : E-2)

II. 開く方向の力を受ける場合

基礎梁外端側の杭頭周辺部において、杭と基礎梁が開く方向の力を受ける場合の危険断面を横切る有効な鉄筋によるパイルキャップの安全限界状態曲げモーメントは、次式による。

$$M_{ju} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot M_{juo}$$

$$M_{juo} = T_{gb} \cdot d_{gy} + T_{pt} \cdot d_{px} + (T_c + T_{pc} + T_{gv}) \cdot d_{x2}/2 + N_p \cdot d_{x2}/2 - Q_p \cdot d_{y2}/2$$

記号 M_{ju} : パイルキャップの安全限界曲げモーメント(N・mm)

β_1 : 設計式の信頼性に基づく低減係数で、0.8以下の値とする。

β_2 : 変形性能・軸力保持に基づく低減係数で、0.75以下の値とする。

M_{juo} : パイルキャップの危険断面位置を横切る有効な鉄筋によるパイルキャップの安全限界曲げモーメントの計算値(N・mm)

T_{gb} : 検討対象のパイルキャップに接続する基礎梁下端筋のうち、第1危険断面(図4.2.5-3中の直線AC)を横切ってから十分な定着長さを有する上端筋による引張力(N)で、次式による。

$$T_{gb} = A_{gb} \cdot \sigma_{ygb}$$

A_{gb} : 基礎梁下端筋のうち、第1危険断面(図4.2.5-3中の直線AC)を横切ってから十分な定着

長さを有する基礎梁下端筋の断面積の和(mm²)

σ_{ygb} : 同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d_{gy} : 同上鉄筋の重心位置から図 4. 2. 5-3 中の C 点までの鉛直距離(mm)

T_{pt} : 杭の定着筋のうち、引張縁近傍にあり、定着部が第 1 危険断面(図 4. 2. 5-3 中の直線 AC)を横切ってから十分な定着長さを有する杭の定着筋による引張力(N)で、次式による。

$$T_{pt} = A_{pt} \cdot \sigma_{yp}$$

A_{pt} : 杭の定着筋のうち、引張縁近傍にあり、定着部が第 1 危険断面(図 4. 2. 5-3 中の直線 AC)を横切ってから十分な定着長さを有する杭の定着筋の断面積の和(mm²)

σ_{yp} : 同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d_{px} : 同上鉄筋の重心位置から図 4. 2. 5-3 中の C 点までの水平距離(mm)

T_c : 柱の全主筋のうち、第 2 危険断面(図 4. 2. 5-3 中の直線 BCD)を横切ってから十分な定着長さを有する柱主筋による引張力(N)で、次式による。

$$T_c = A_c \cdot \sigma_{yc}$$

A_c : 柱の全主筋のうち、第 2 危険断面(図 4. 2. 5-3 中の直線 BCD)を横切ってから十分な定着長さを有する柱主筋の断面積の和(mm²)

σ_{yc} : 同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

T_{pc} : 杭の定着筋のうち、杭心よりも圧縮側にあり、定着部が第 2 危険断面(図 4. 2. 5-3 中の直線 BCD)を横切ってから十分な定着長さを有する杭の定着筋による引張力(N)で、次式による。

$$T_{pc} = A_{pc} \cdot \sigma_{yp}$$

A_{pc} : 杭の定着筋のうち、杭心よりも圧縮側にあり、定着部が第 2 危険断面(図 4. 2. 5-3 中の直線 BCD)を横切ってから十分な定着長さを有する杭の定着筋の断面積の和(mm²)

T_{gv} : 基礎梁下端 1 段目主筋以外の曲上げ定着部分のうち、第 2 危険断面(図 4. 2. 5-3 中の直線 BCD)を横切ってから十分な定着長さを有する上端筋による引張力(N)で、次式による。 $T_{gv} = A_{gv} \cdot \sigma_{ygv}$

A_{gv} : 基礎梁下端 1 段目主筋以外の曲上げ定着部分のうち、第 2 危険断面(図 4. 2. 5-3 中の直線 BCD)を横切ってから十分な定着長さを有する基礎梁下端筋の断面積の和(mm²)

σ_{ygv} : 同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d_{x2} : 第 2 危険断面(図 4. 2. 5-3 中の直線 BCD)の水平投影長さ(mm)

N_p : 杭頭に作用する安全限界状態における軸方向力(N)で、圧縮力の場合を正、引張力の場合を負とする

Q_p : 杭頭に作用する安全限界状態におけるせん断力(N)

d_{y2} : 第 2 危険断面(図 4. 2. 5-3 中の直線 BCD)の鉛直投影長さ(mm)

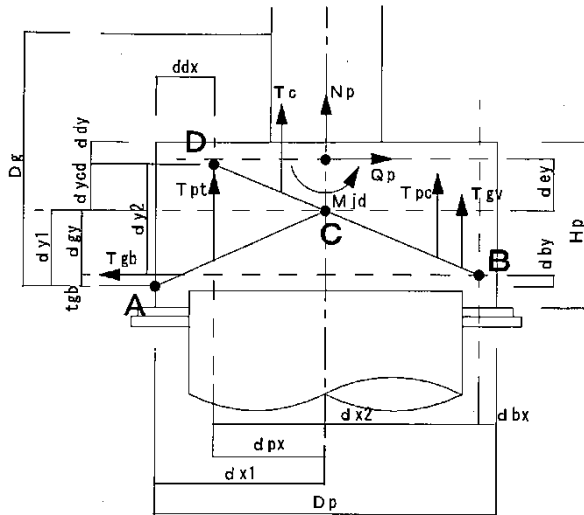


図 4.2.5-3 式の記号の説明

[注] 式以外の記号は、下記による.

D_g : 基礎梁のせい,

D_p : パイルキャップの長さ,

d_{x1} : A 点から C 点までの水平距離,

d_{x2} : B 点から D 点までの水平距離,

d_{y1} : A 点から C 点までの鉛直距離,

d_{y2} : B 点から D 点までの鉛直距離,

なお、危険断面位置設定のための A, B, C, D の各点の位置は、下記による.

- A 点 : 基礎梁下端とパイルキャップ側面の交点
- B 点 : 基礎梁下端 1 段目主筋の曲上げ定着部の鉄筋のパイルキャップ側面からの位置(d_{bx})および基礎梁下端 1 段目主筋の基礎梁底面からの位置(d_{by})により定まる点
- D 点 : 杭の最外縁引張鉄筋の定着末端より $8d_b$ (d_b : 杭の引張鉄筋の呼び名に用いた数値)手前の位置(d_{dx})および杭引張主筋のパイルキャップ側面からの位置(d_{dx})により定まる点
- C 点 : 直線 BD と杭の材軸中心線との交点

上記の通りに出した危険断面位置を図 4.2.5-4 に示す。

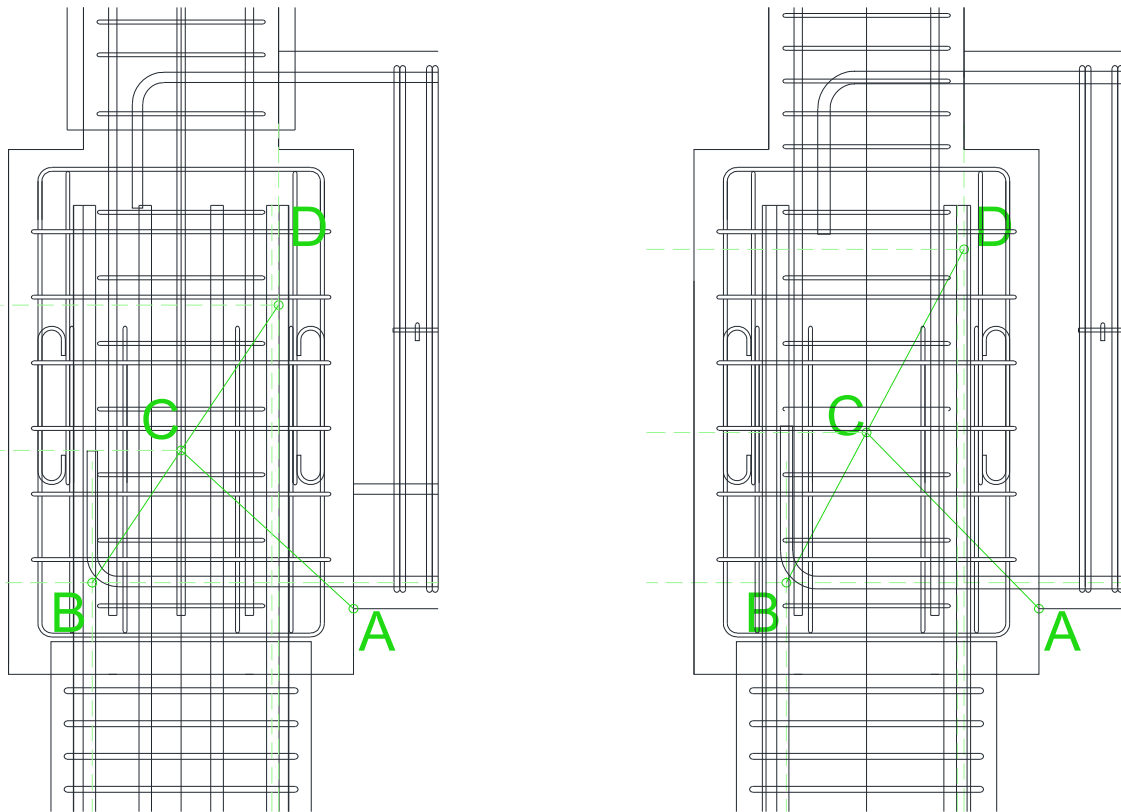


図 4.2.5-4 開く方向の力を受ける場合危険断面位置 (左 : E- 1 右 : E- 2)

また、安全限界せん断力は、次式とする。

$$Q_u = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + \xi \cdot F_c)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

記号 Q_u : 場所打ち鉄筋コンクリートの安全限界せん断力(N)

β_1 : 設計式の信頼性に基づく低減係数で、0.8 以下の値とする。

β_2 : 杭の変形性能・軸力保持性能に基づく変形係数で、軸応力度 σ_0 (N/mm²)が $(1/3)\xi \cdot F_c$ 以下の場合には 0.75 以下の値、 $(1/3)\xi \cdot F_c$ を超える場合には 0.65 以下の値とする。

$M / (Q \cdot d)$; せん断スパン比で、1.0 以下の場合には 1.0、3.0 以上の場合には 3.0 とする。

M : 杭に発生する最大曲げモーメント(Nmm)

Q : 杭に発生する最大せん断力(N)

d : 等価長方形断面の有効せい(mm)で、 $d=0.9D$ としてよい。

D : 杭の直径(mm)

p_t : 引張鉄筋比(%)で、 $p_t = p_g / 4$ としてよい。

p_g : 主筋比(%) ($p_g = \frac{100 \cdot A_g}{b \cdot d}$)

A_g : 主筋全断面積(mm²)

b : 等価長方形断面の幅(mm)で、 $b=(\pi/4)D$ としてよい。

p_w : せん断補強筋比 ($p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$)

a_w : 1組のせん断補強筋の断面積(mm²)

x : せん断補強筋のピッチ(mm)

σ_0 : せん断補強筋の相格降伏占(N/mm²)

σ_0 : 軸応力度(N/mm²)で、圧縮を正とし、0 以上かつ $0.4\xi \cdot F_c$ 以下とする。

j : 応力中心距離(mm)で、 $j=(7/8)d$ としてよい。

● パイルキャップせん断終局強度

パイルキャップせん断終局強度は、岸田研究室が提案した実験式および理論式^[4-3]を用いて算出した。実験式を以下に示す。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{c p_w c \sigma_{wy} + p_c p_w p_c \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} b j$$

ここで、

$c p_w$: 柱せん断補強筋比

$c \sigma_{wy}$: 柱せん断補強筋降伏強度(N/mm²)

$p_c p_w$: パイルキャップせん断補強筋比

$p_c \sigma_{wy}$: パイルキャップせん断補強筋降伏強度(N/mm²)

理論式^[4-4]を以下に示す。

パイルキャップせん断強度 V_u

$v_0 \sigma_B - c \sigma_t < 0$ のとき

V_u は次のうち小さい値とする

$$V_u = \begin{cases} \frac{\lambda_c v_0 \sigma_B + c p_{we} c \sigma_{we}}{3} c b_e c j_e \\ \frac{\lambda_c v_0 \sigma_B}{2} c b_e c j_e \end{cases}$$

$v_0 \sigma_B - c \sigma_t \geq 0$ かつ $v_0 \sigma_B - c \sigma_t - p_c \sigma_t < 0$ のとき

$$c V_t = 2 c p_{we} c \sigma_{wy} c b_e c j_e$$

$p_c V_t$ は次のうち小さい値とする

$$p_c V_t = \begin{cases} \frac{\lambda_{pc} (v_0 \sigma_B - c \sigma_t) + p_c p_{we} p_c \sigma_{we}}{3} p_c b_e p_c j_e \\ \frac{\lambda_{pc} (v_0 \sigma_B - c \sigma_t)}{2} p_c b_e p_c j_e \end{cases}$$

$$V_u = c V_t + p_c V_t$$

$v_0 \sigma_B - c \sigma_t - p_c \sigma_t \geq 0$ のとき

$$cV_t = 2 c p_{we} c \sigma_{wy} c b_e c j_e$$

$$p_c V_t = 2 p_c p_{we} p_c \sigma_{wy} p_c b_e p_c j_e$$

$$V_a = (v_0 \sigma_B - c \sigma_t - p_c \sigma_t) \frac{b x_n}{2} \sin 2\theta$$

$$V_u = cV_t + p_c V_t + V_a$$

v_0 : コンクリート圧縮強度の有効係数

σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

$c p_{we}$: 柱有効補強筋比

$c \sigma_{wy}$: 柱補強筋降伏応力(N/mm²)

$c b_e$: 柱トラス有効幅(mm)

$c j_e$: 柱トラス有効せい(mm)

λ_c : 柱トラス有効係数

$c \sigma_t$: 柱トラス圧縮力(N/mm²)

$p_c p_{we}$: パイルキャップ有効補強筋比

$p_c \sigma_{wy}$: パイルキャップ補強筋降伏応力(N/mm²)

$p_c b_e$: パイルキャップトラス有効幅(mm)

$p_c j_e$: パイルキャップトラス有効せい(mm)

λ_{p_c} : パイルキャップトラス有効係数

$p_c \sigma_t$: パイルキャップトラス圧縮力(N/mm²)

b : 接合部有効幅(mm)

x_n : アーチ中立軸位置(mm)

θ : アーチ角度

柱 計算要素

$$c p_{we} = \frac{c a_w}{c b_e L}$$

$c p_{we}$: 柱有効補強筋比

$c a_w$: 柱有効補強筋総断面積(mm²)

$c b_e$: 柱トラス有効幅(mm)

L : 部材長さ(mm)

$$c \sigma_t = \frac{5 c p_{we} c \sigma_{wy}}{\lambda_c}$$

$c \sigma_t$: 柱トラス圧縮応力(N/mm²)

$$s_c = \frac{L}{m_c}$$

s_c : 柱補強筋間隔 m_c : 柱補強筋組数

$$\lambda_c = 1 - \frac{s_c}{2 c b_e} - \frac{c b_e}{4 c j_e}$$

λ_c : 柱トラス機構の有効係数 $c j_e$: 柱トラス有効せい(mm)

パイルキャップ 計算要素

$$pc\rho_{we} = \frac{pc a_w}{pc b_e L}$$

$pc\rho_{we}$:パイルキャップ有効補強筋比

$pc a_w$:パイルキャップ有効補強筋総断面積(mm²)

$pc b_e$:パイルキャップトラス有効幅(mm)

L :部材長さ(mm)

$$pc\sigma_t = \frac{5 pc\rho_{we} pc\sigma_{wy}}{\lambda_{pc}}$$

$pc\sigma_t$:パイルキャップトラス圧縮応力(N/mm²)

$$s_c = \frac{L}{m_c}$$

s_c :パイルキャップ補強筋間隔 m_c :パイルキャップ補強筋組数

$$\lambda_{pc} = 1 - \frac{s_{pc}}{2 pc b_e} - \frac{pc b_e}{4 pc j_e}$$

λ_{pc} :パイルキャップトラス機構の有効係数

$pc j_e$:パイルキャップトラス有効せい(mm)

各試験体のパイルキャップ計算諸元を表 4.2.5-4 に示す。(各試験体、軸力は規定長期軸力比である 0.163 とする。)

表 4.2.5-4 パイルキャップ 計算諸元

パイルキャップ	E-1		E-2	
	層せん断力(kN)			
	正	負	正	負
曲げ終局強度	133.6	94.5	193.84	194.8
実験値	237	151.8	293.4	374
理論値	135.3	127.2	303.7	323

(5) 計算諸元まとめ

各試験体の実験式および理論値の計算結果まとめを表 4.2.5-5 に示す。(各試験体、軸力は規定長期軸力比である 0.163 とする。)

表 4.2.5-5 部材耐力まとめ

		E-1		E-2	
		層せん断力 (kN)			
		正	負	正	負
軸力比		0.2	0	0.163	
柱	曲げ終局強度	196.5	67.3	207.9	248.1
	せん断終局強度	322.5	242.2	263.6	
基礎梁	曲げ終局強度	211.2	158.4	231.7	231.7
	せん断終局強度	318.3	404.5	651.6	
杭	曲げ終局強度	421.9	248.5	368.5	328.2
	せん断終局強度	540.7	474.5	532.9	514.7
パイルキャップ	曲げ終局強度	133.6	94.5	193.84	194.8
	実験値	237.0	151.8	293.4	374
	理論値	135.3	127.2	303.7	323

(6) 軸力と層せん断力の関係

試験体 E-1 は変動軸力により実験を行うため、軸力によって計算値が異なる。0~0.2%の計算値を表 4.2.5-6 に示し、軸力による計算値の変化を表すグラフを図 4.2.5-5, 図 4.2.5-6 に示す。

表 4.2.5-6 E-1 層せん断力計算諸元

		0	0.163		0.2
		層せん断力 (kN)			
		負	正	負	正
柱	曲げ終局強度	67.33	175.9	209.9	196.52
	せん断終局強度	242.2	307.7		322.5
基礎梁	曲げ終局強度	158.4	211.2	158.4	211.2
	せん断終局強度	404.5	318.3	404.5	318.3
杭	曲げ終局強度	248.5	388.2	432.8	421.9
	せん断終局強度	474.5	525.2	541.8	540.7
パイルキャップ	曲げ終局強度	94.5	135.3	229.2	133.6
	実験値	151.8	119.9	177.8	237.0
	理論値	127.2	127.2	160.0	135.3

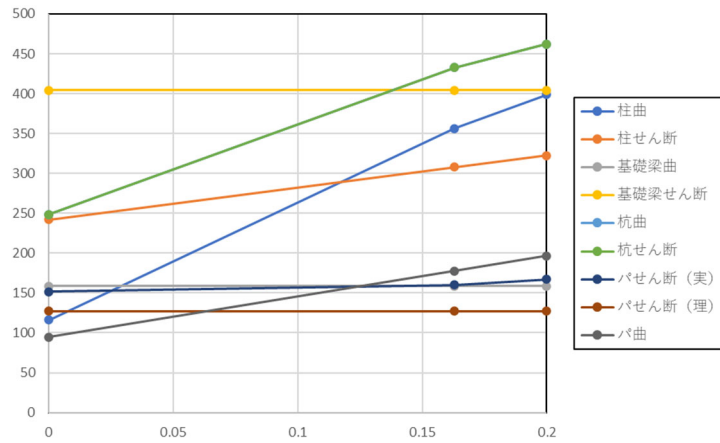


図 4.2.5-5 E-1 軸力と層せん断力の関係 (正載荷)

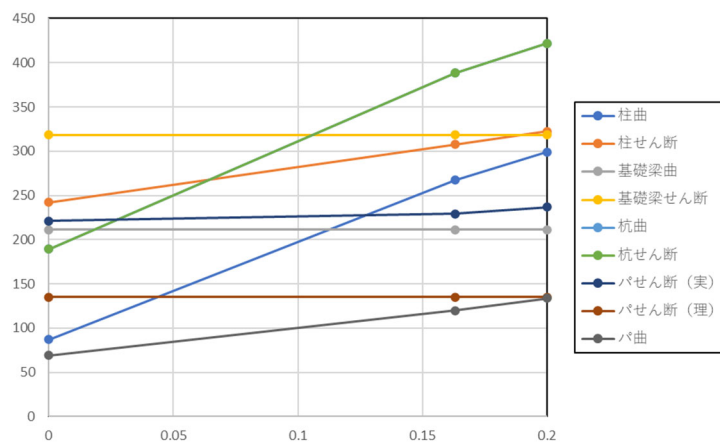


図 4.2.5-6 E-1 軸力と層せん断力の関係 (負載荷)

4.3 実験結果

4.3.1 実験結果一覧 Q-R 関係

表 4.3.1-1 にピーク時における荷重と層間変形角を示す。表 4.3.1-2, 3 に各鉄筋の降伏時のステップ, サイクル, 荷重と層間変形角を示す。

載荷は、正載荷から行った。Q は梁せん断力から算出した層せん断力 (kN), R は層間変形角 (%) とする。

また図 4.3.1-1, 図 4.3.1-2 に試験体ごとの Q-R 図を, 表 4.3.1-1 にピーク時荷重と層間変形角を, 表 4.3.1-2, 表 4.3.1-3 に試験体ごとの諸現象発生時の荷重を示す。また写真 4.3.1-1, 写真 4.3.1-2 に最終破壊状況の写真を示す。

表 4.3.1-1 ピーク時の荷重及び層間変形角

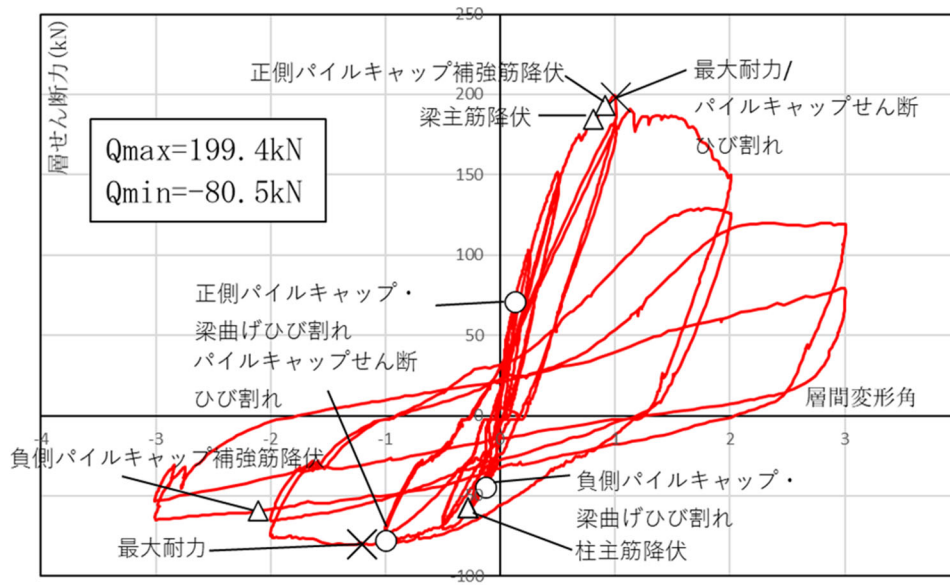
正載荷					負載荷				
Cycle	E-1		E-2		Cycle	E-1		E-2	
	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)		Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)
+1	70.8	0.127	59.3	0.129	-1	-44.5	-0.129	-41.2	-0.127
+2	101.7	0.255	102.0	0.254	-2	-55.6	-0.251	-68.1	-0.255
+3	151.5	0.502	158.5	0.503	-3	-70.2	-0.503	-115.0	-0.502
+4	144.7	0.503	154.4	0.503	-4	-67.0	-0.503	-110.9	-0.502
+5	198.4	1.004	218.8	1.008	-5	-77.5	-1.003	-180.0	-1.013
+6	182.6	1.004	206.4	1.006	-6	-73.3	-1.004	-168.7	-1.015
+7	147.8	2.011	236.2	2.012	-7	-73.9	-2.004	-177.3	-2.025
+8	123.5	2.006	202.4	2.014	-8	-63.8	-2.006	-139.4	-2.004
+9	113.8	3.01	167.6	3.009	-9	-63.5	-3.008	-129.4	-3.008
+10	77.0	3.008	137.9	3.034	-10	-53.2	-3.011	-113.8	-3.055

表 4.3.1-2 E-1 諸現象発生時の荷重と層間変形角

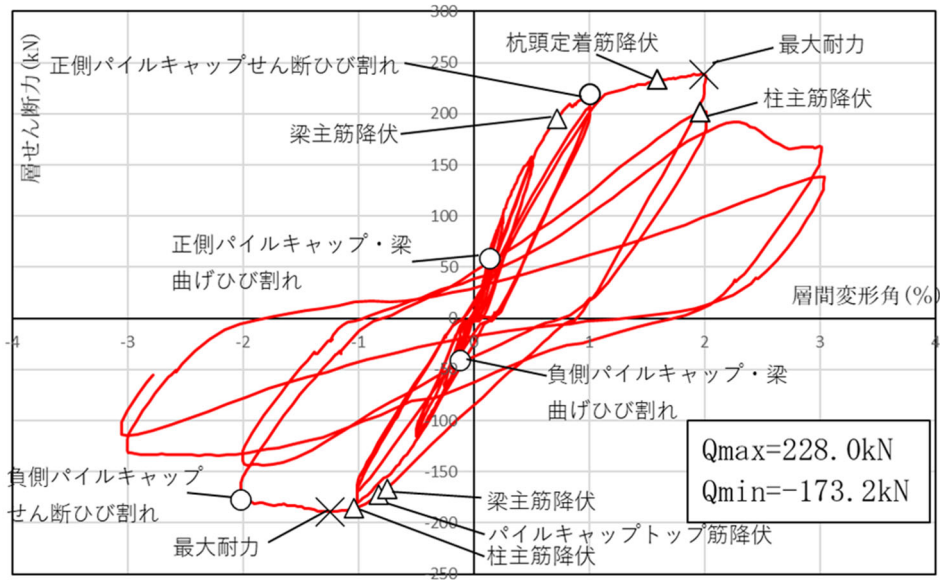
E-1	諸現象	Step	Cycle	Q (kN)	R (%)	降伏ゲージ位置	
柱	曲げひび割れ発生	2270	+7	131.7	2.011	Ca-5	
	主筋降伏時	814	-3	-57.9	-0.275		
	補強筋降伏時	降伏なし					
基礎梁	曲げひび割れ発生	123	+1	70.8	0.127	Bg-4	
		289	-1	-44.5	-0.129		
	曲げせん断ひび割れ発生	428	+2	101.7	0.255		
		571	-2	-55.6	-0.251		
	主筋降伏時	1469	+5	184.8	0.81		
	補強筋降伏時	降伏なし					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	1503	+5	198.4	1.004		
		1724	-5	-77.5	-1.003		
	底面ひび割れ発生	1871	+6	182.6	1.004		
		2514	-7	-73.9	-2.004		
	上面ひび割れ発生	1503	+5	198.4	1.004		
		289	-1	-44.5	-0.129		
	側面(西側)	123	+1	70.8	0.127		
		571	-2	-55.6	-0.251		
	側面(東側、基礎梁側)	1503	+5	198.4	1.004		
		289	-1	-44.5	-0.129		
	ベース筋降伏時	降伏・弾性限界到達なし					
	トップ筋降伏時	降伏・弾性限界到達なし					
	帯筋弾性限界時	1464	+5	179.1	0.76		SPe-2
		1692	-5	-75.2	-0.753		SPb-6
	帯筋降伏時	1486	+5	192.9	0.913		SPk-4
3155		-9	-59.1	-2.107	SPb-4		
杭頭定着筋	降伏時	降伏なし					
杭	ひび割れ発生	1503	+5	198.4	1.004		
		842	-3	-70.2	-0.503		

表 4.3.1-3 E-2 諸現象発生時の層せん断力と層間変形角

柱	曲げひび割れ発生	518	+5	518.8	1.008	
	主筋降伏時	857	+8	201.7	1.96	Ci-5, Ch-4
		780	-7	-185.9	-1.045	Ca-4, Ca-5
	補強筋降伏時	729	+7	238.1	1.944	Sc-2
基礎梁	曲げひび割れ発生	85	+1	59.3	0.129	
		123	-1	-41.2	-0.127	
	曲げせん断ひび割れ発生	294	+3	158.5	0.503	
		235	-2	-68.1	-0.255	
	主筋降伏時	493	+5	195.3	0.718	Bd-4
		775	-7	-166.5	-0.755	Ba-2
	補強筋降伏時	降伏なし				
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	518	+5	218.8	1.008	
		807	-7	-177.3	-2.025	
	底面ひび割れ発生	294	+3	158.5	0.503	
		807	-7	-177.3	-2.025	
	上面ひび割れ発生	181	+2	102	0.254	
		235	-2	-68.1	-0.255	
	側面(西側)	85	+1	59.3	0.129	
		123	-1	-41.2	-0.127	
	側面(東側、基礎梁側)	181	+2	102	0.254	
		807	-7	-177.3	-2.025	
	ベース筋弾性限界時	514	+5	218.4	0.976	PBa-3
		負側弾性限界到達なし				
	ベース筋降伏時	降伏なし				
	トップ筋弾性限界時	正側弾性限界到達なし				
654		-6	-156.5	-0.907	PTa-3	
トップ筋降伏時	正側降伏なし					
	776	-7	-172.3	-0.825	PTa-3	
帯筋降伏時	降伏・弾性限界到達なし					
杭頭定着筋	降伏時	713	+7	233	1.587	c-4
		負側降伏なし				
杭	ひび割れ発生	518	+5	218.8	1.008	
		1724	-5	-77.5	-1.003	



写真・図 4.3.1-1 E-1 最終破壊形態および Q-R 関係



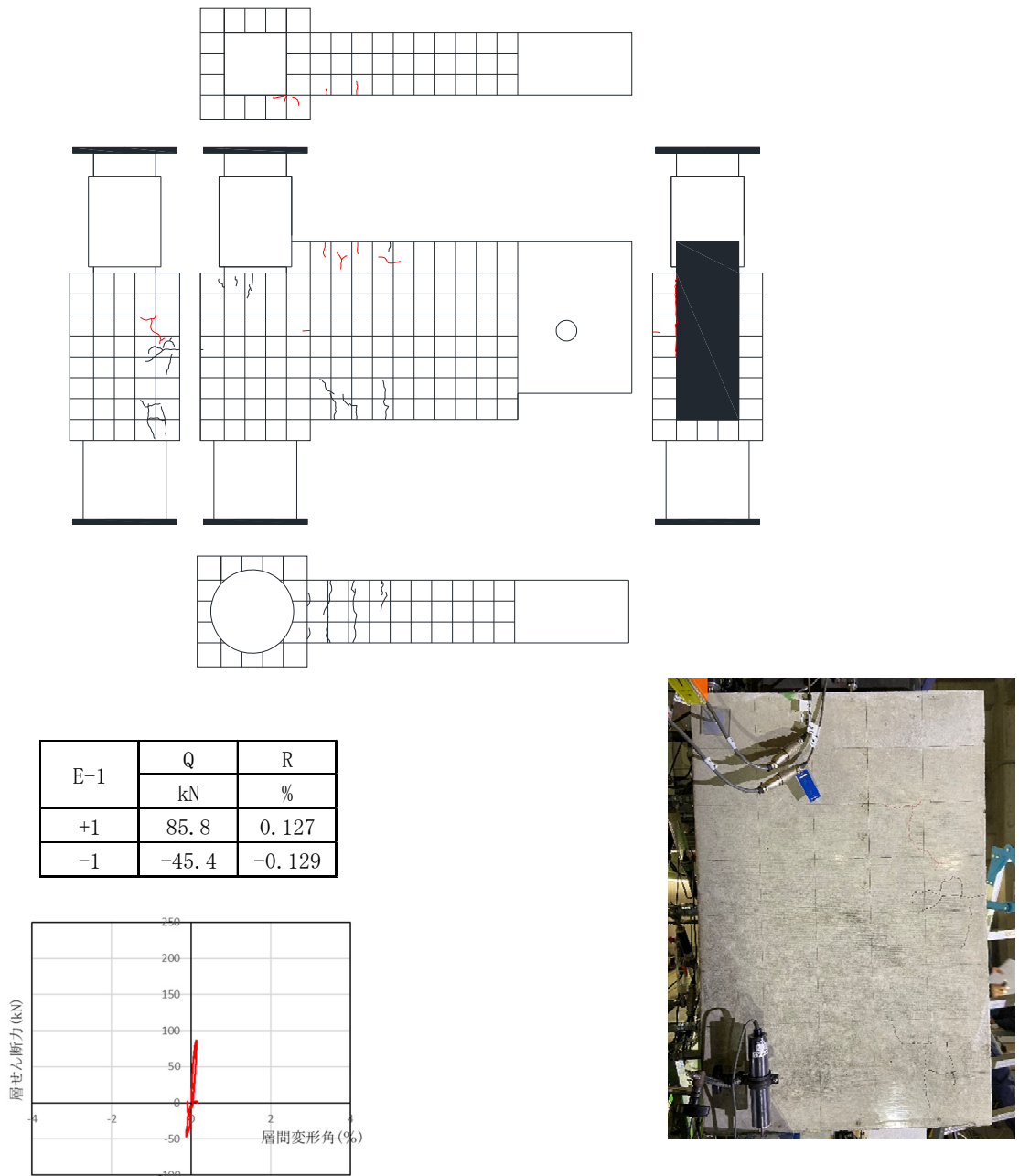
写真・図 4.3.1-2 E-2 最終破壊形態および Q-R 関係

4.3.2 ひび割れ状況

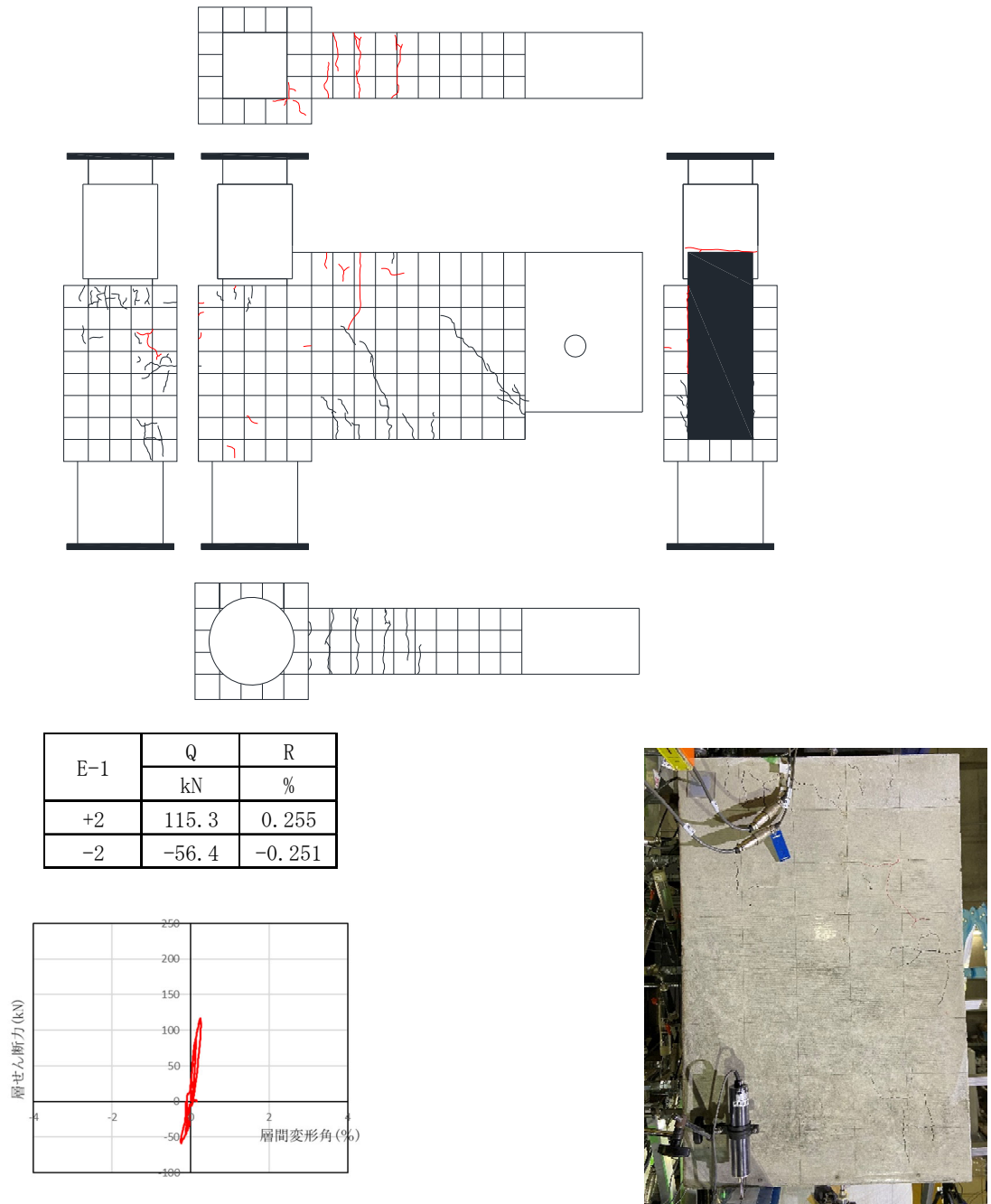
図・写真 4.3.2-1～図・写真 4.3.2-20 に各試験体における各ピーク時のひび割れ状況，部材写真を示す。

初期ひび割れを灰線で，正載荷時のひび割れを黒線で，負載荷時のひび割れを赤線で示す。剥落した部分は，ハッチングで示す。

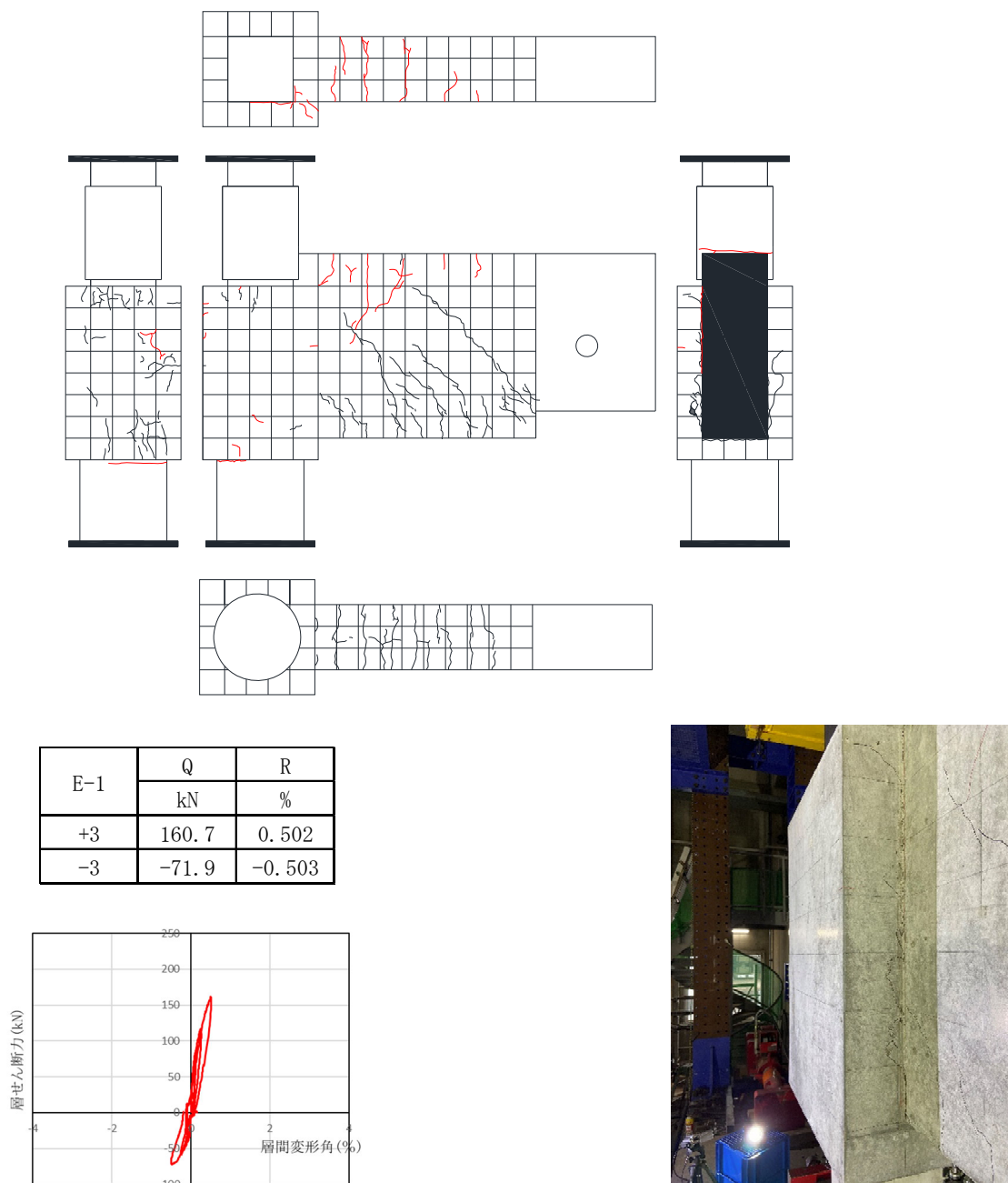
● E-1



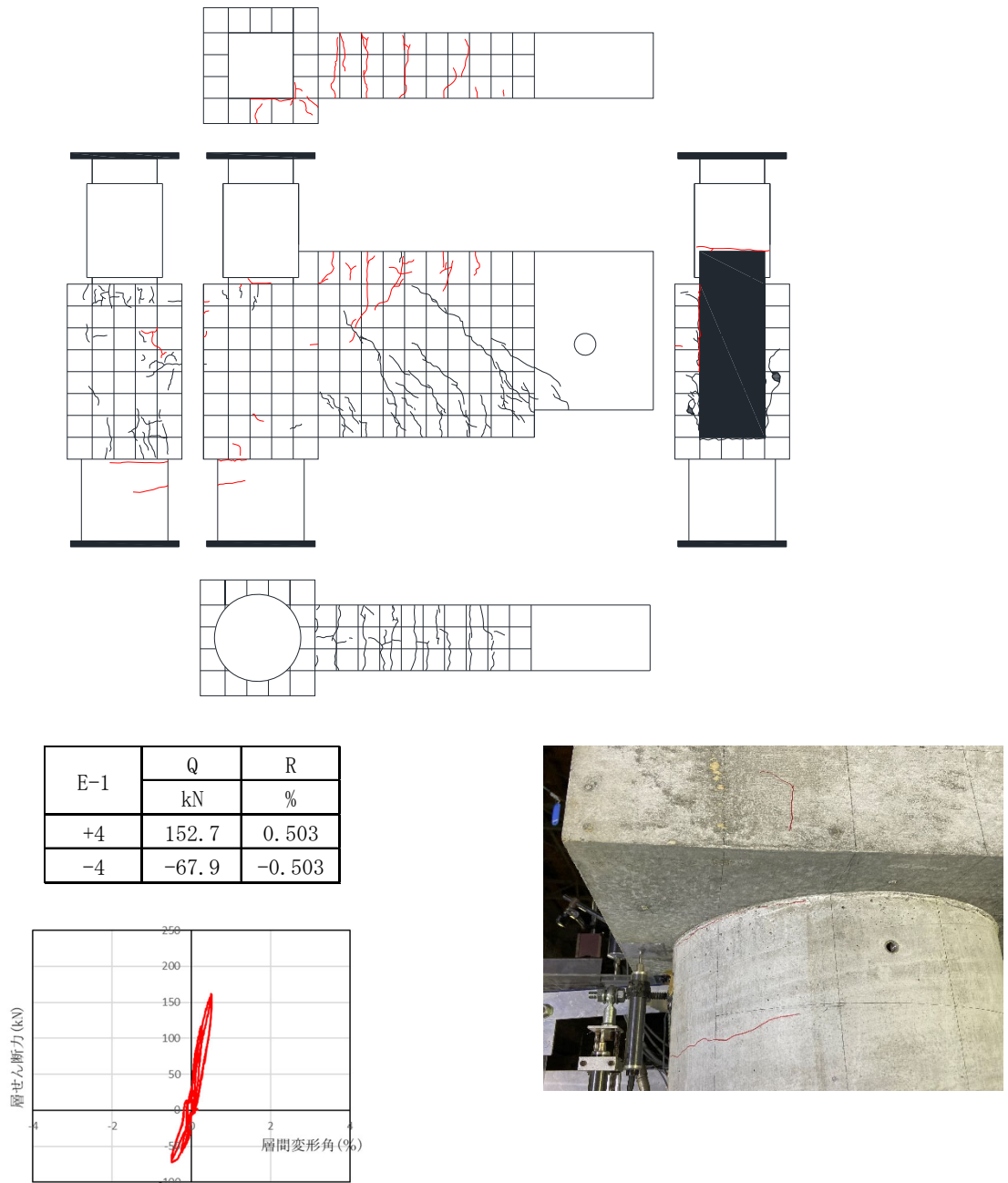
図・写真 4.3.2-1 E-1 ひび割れ状況 (1Cycle)



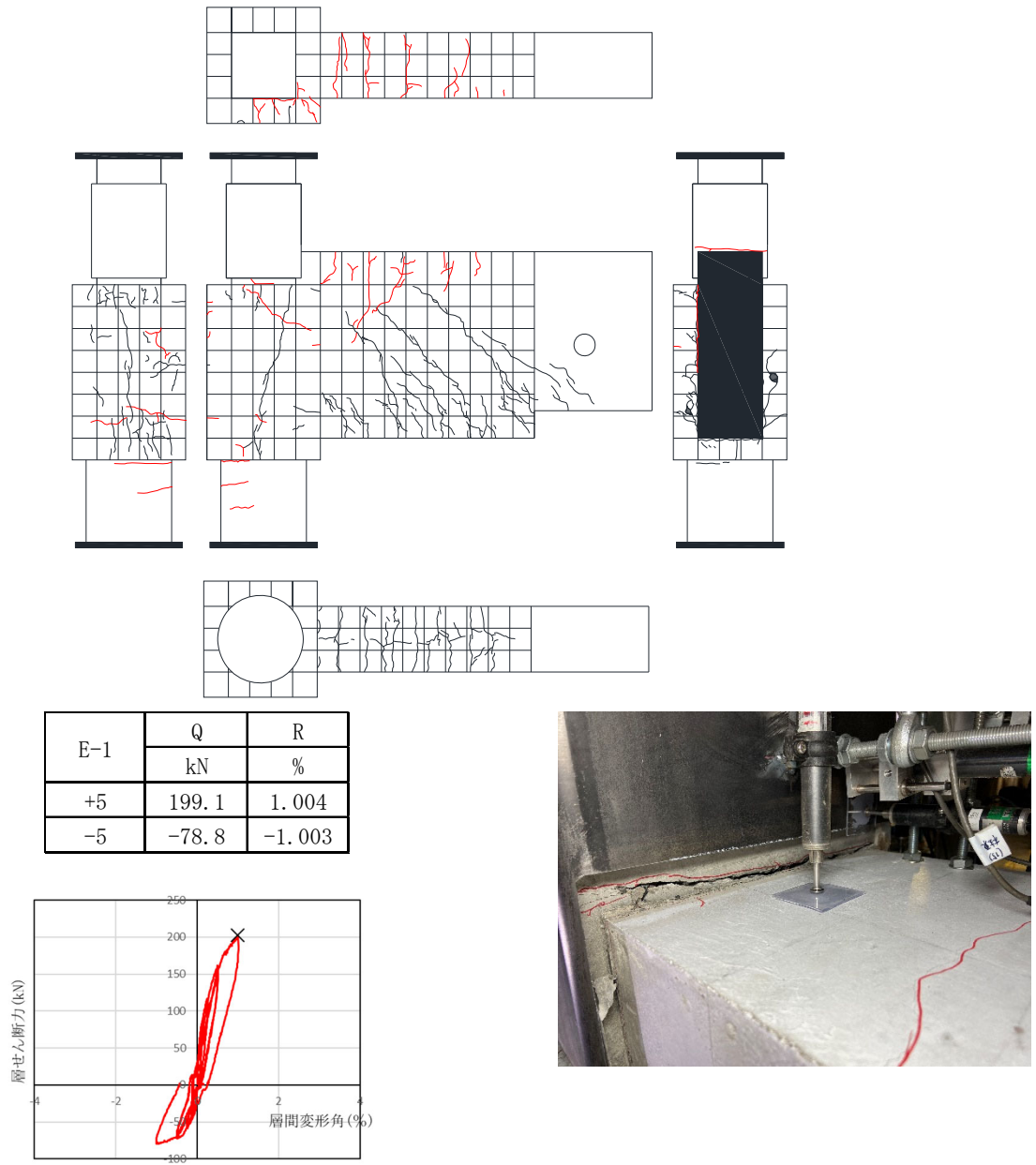
図・写真 4.3.2-2 E-1 ひび割れ状況 (2Cycle)



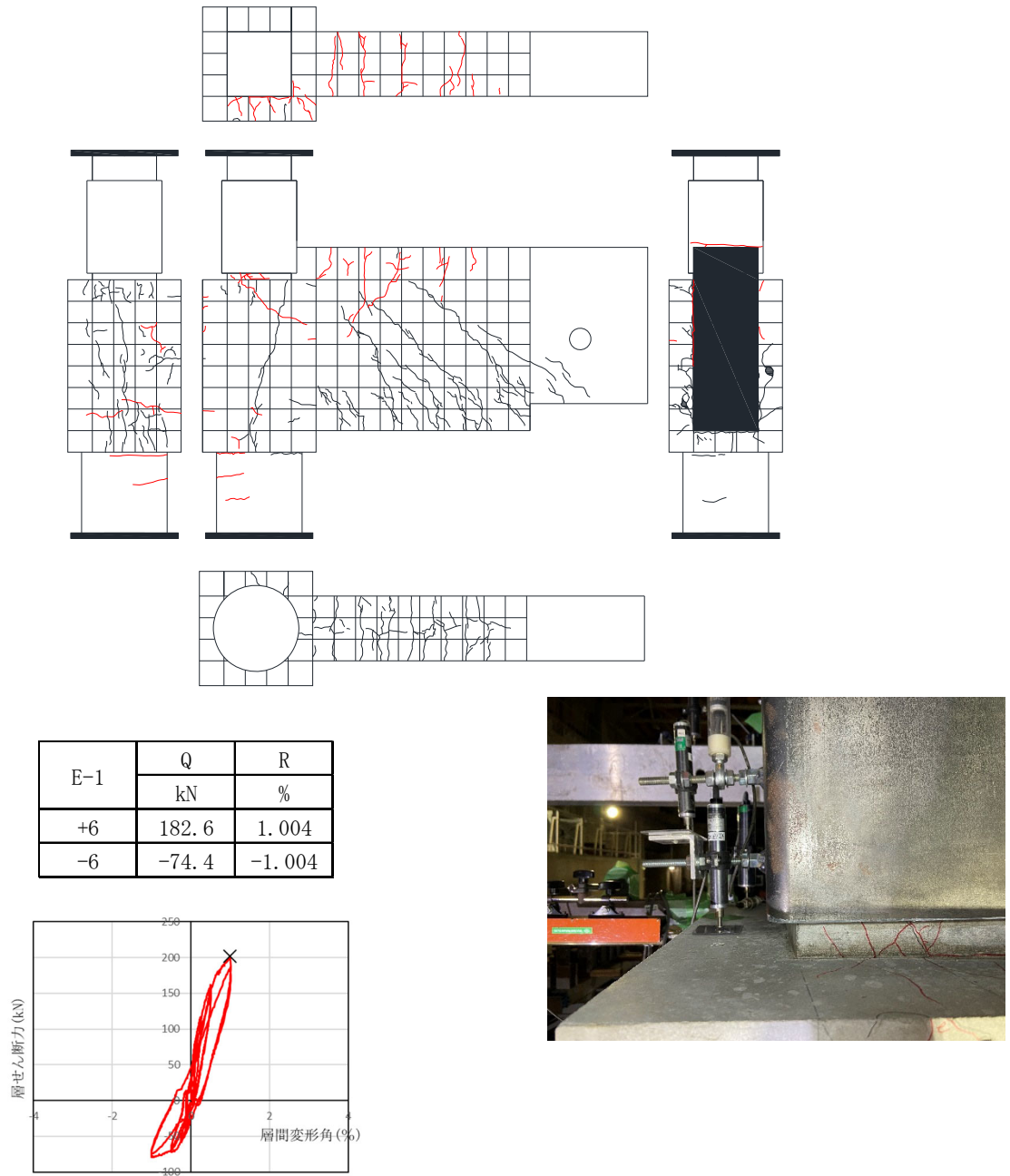
図・写真 4.3.2-3 E-1 ひび割れ状況 (3Cycle)



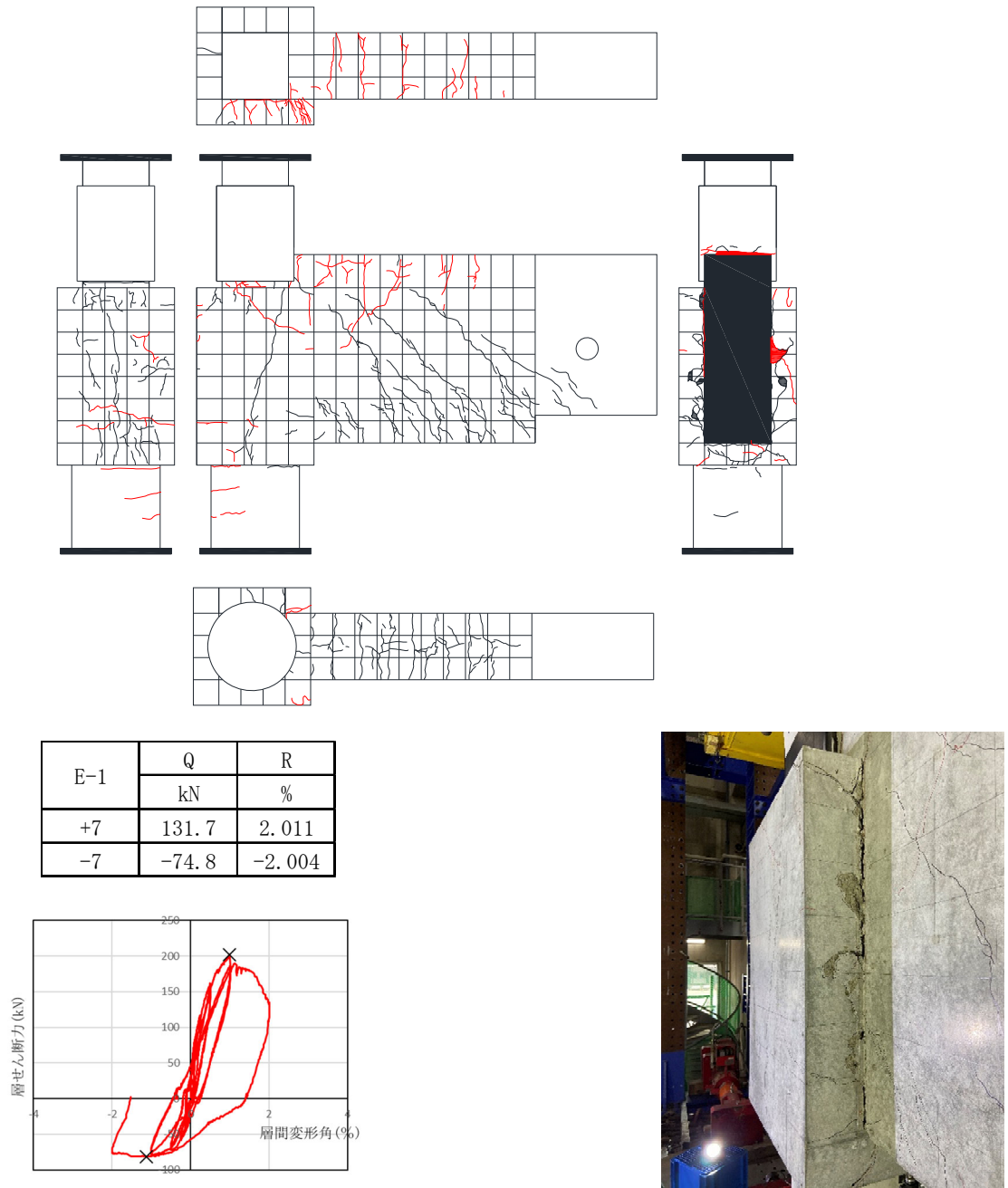
図・写真 4.3.2-4 E-1 ひび割れ状況 (4Cycle)



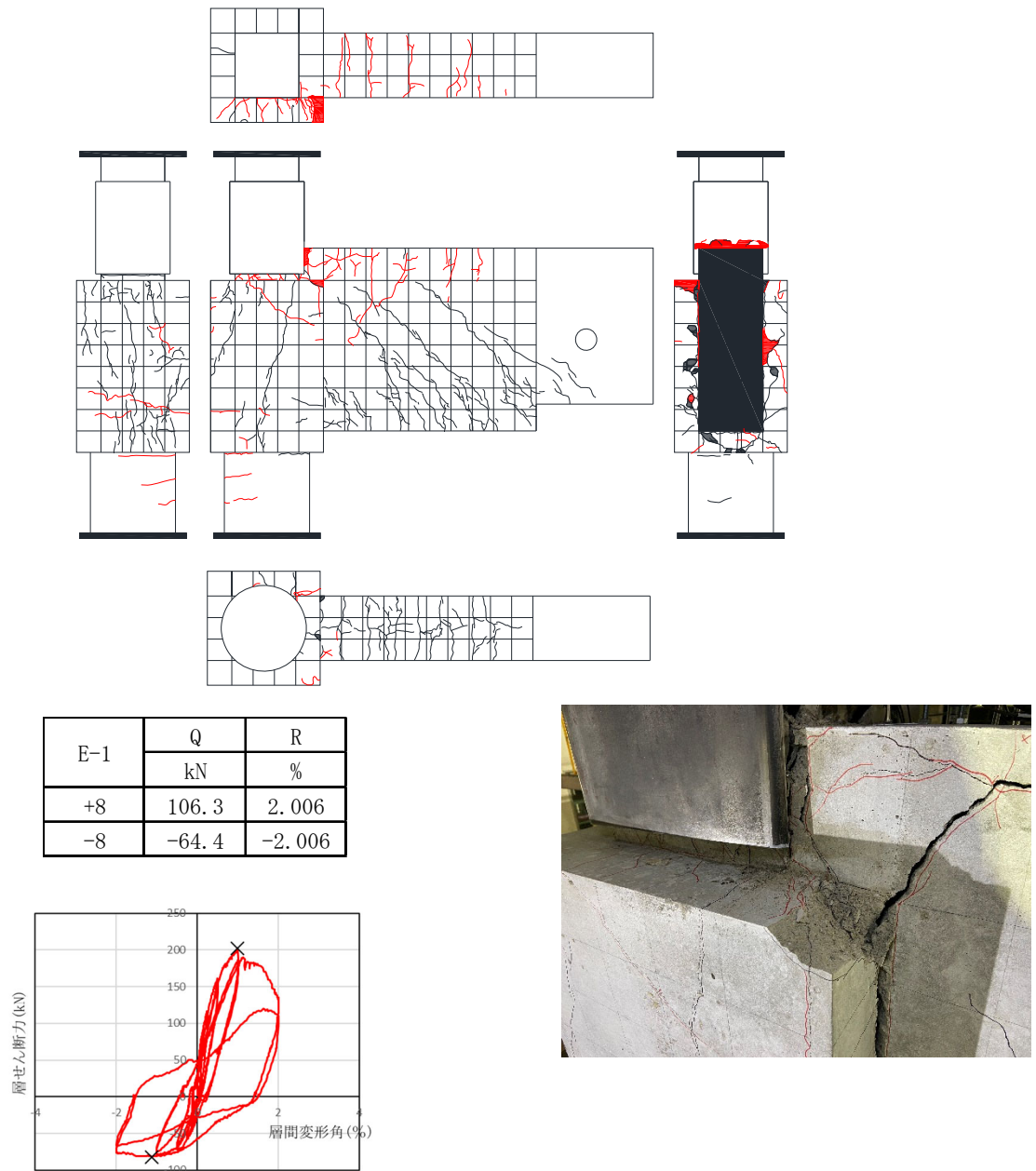
図・写真 4.3.2-5 E-1 ひび割れ状況 (5Cycle)



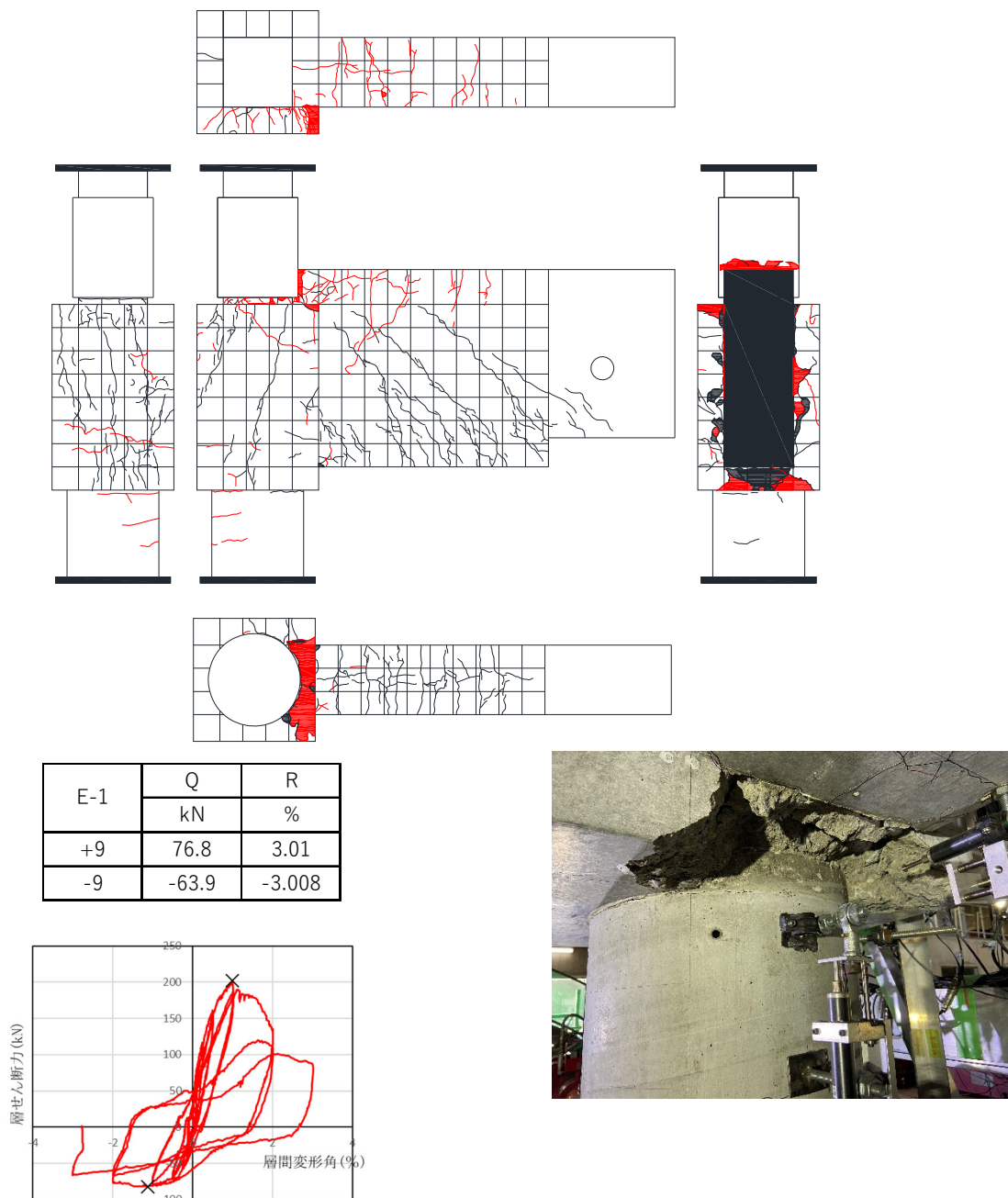
図・写真 4.3.2-6 E-1 ひび割れ状況 (6 Cycle)



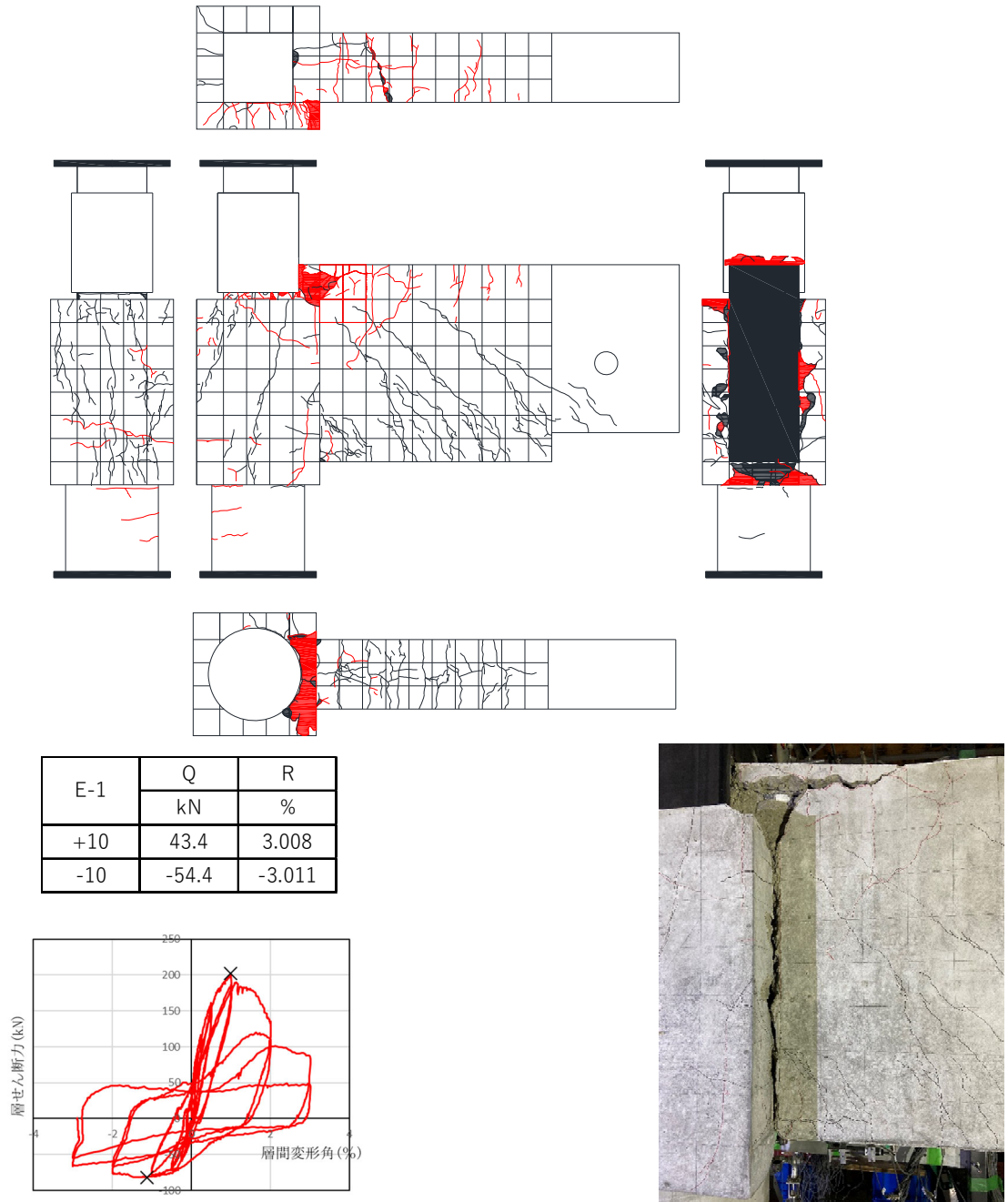
図・写真 4.3.2-7 E-1 ひび割れ状況 (7Cycle)



図・写真 4.3.2-8 E-1 ひび割れ状況 (8Cycle)

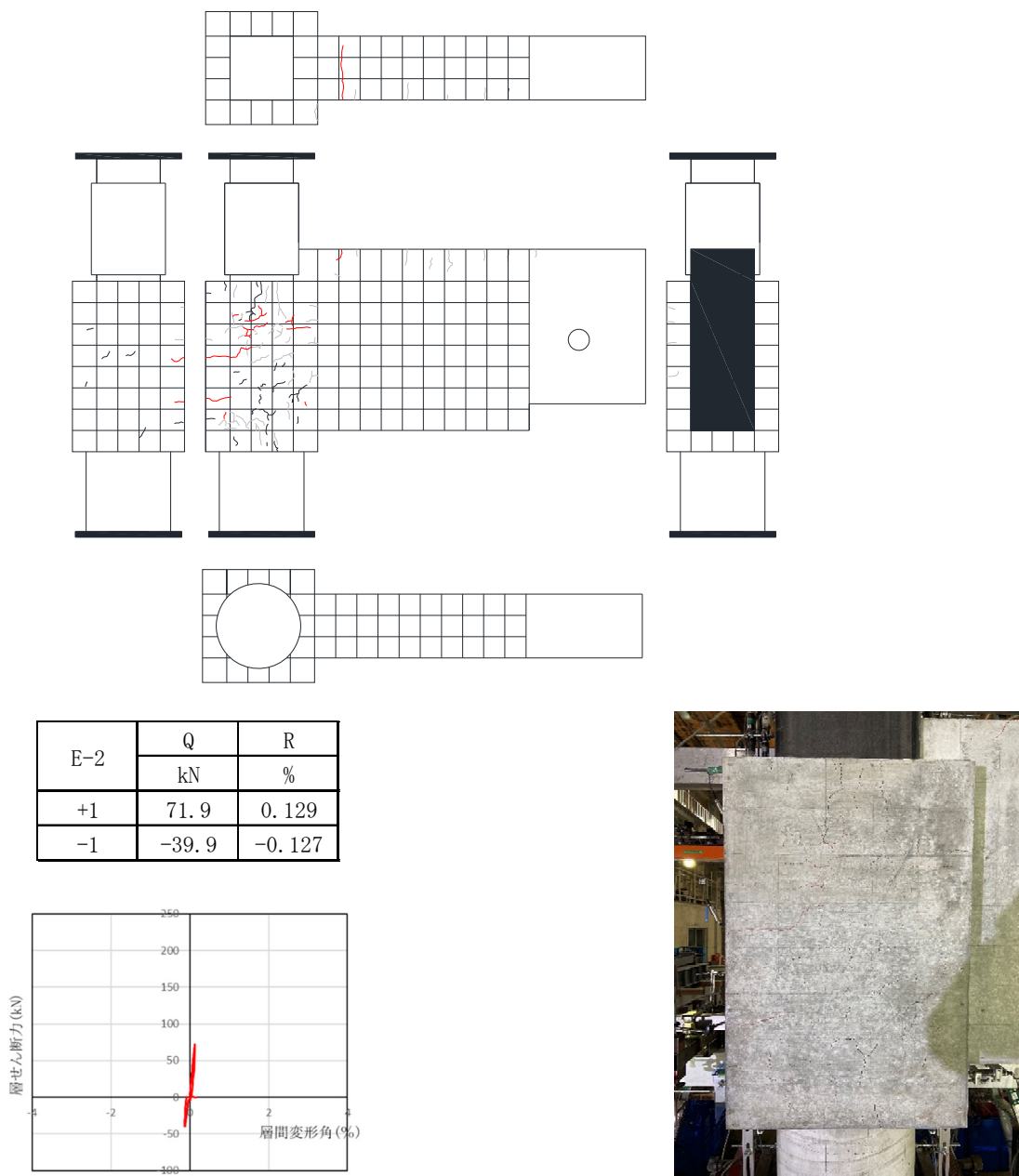


図・写真 4.3.2-9 E-1 ひび割れ状況 (9Cycle)

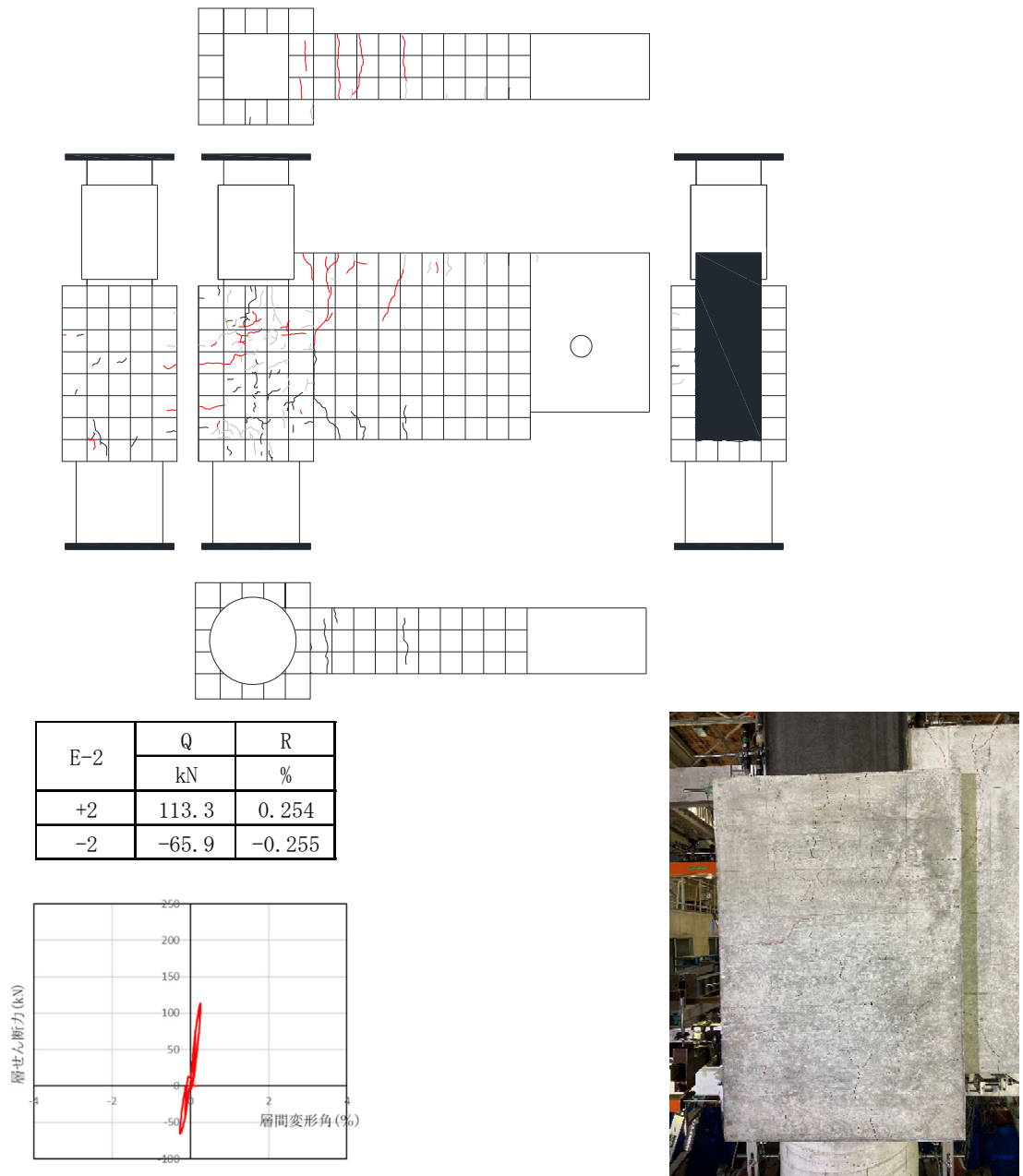


図・写真 4.3.2-10 E-1 ひび割れ状況 (10Cycle)

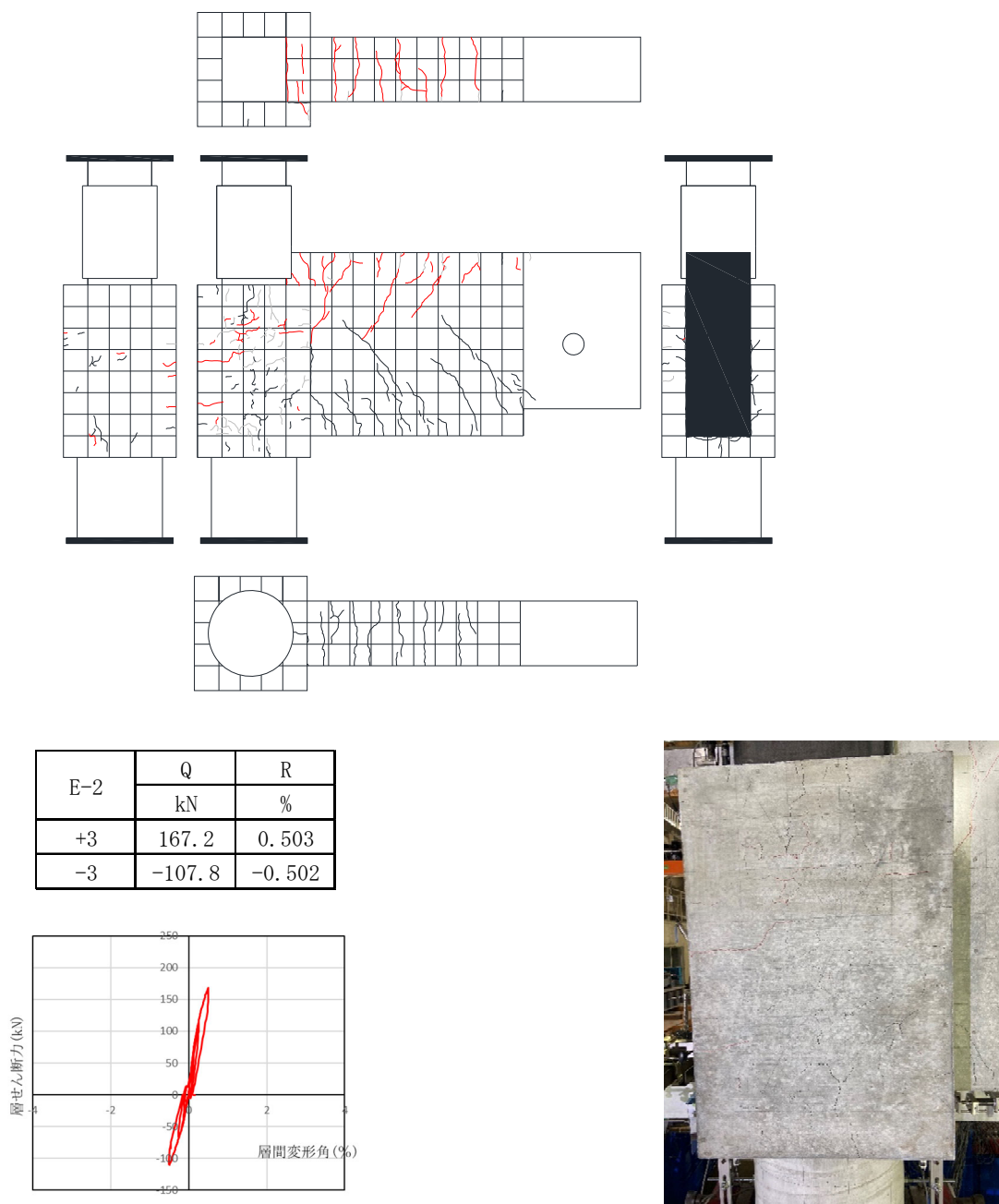
● E-2



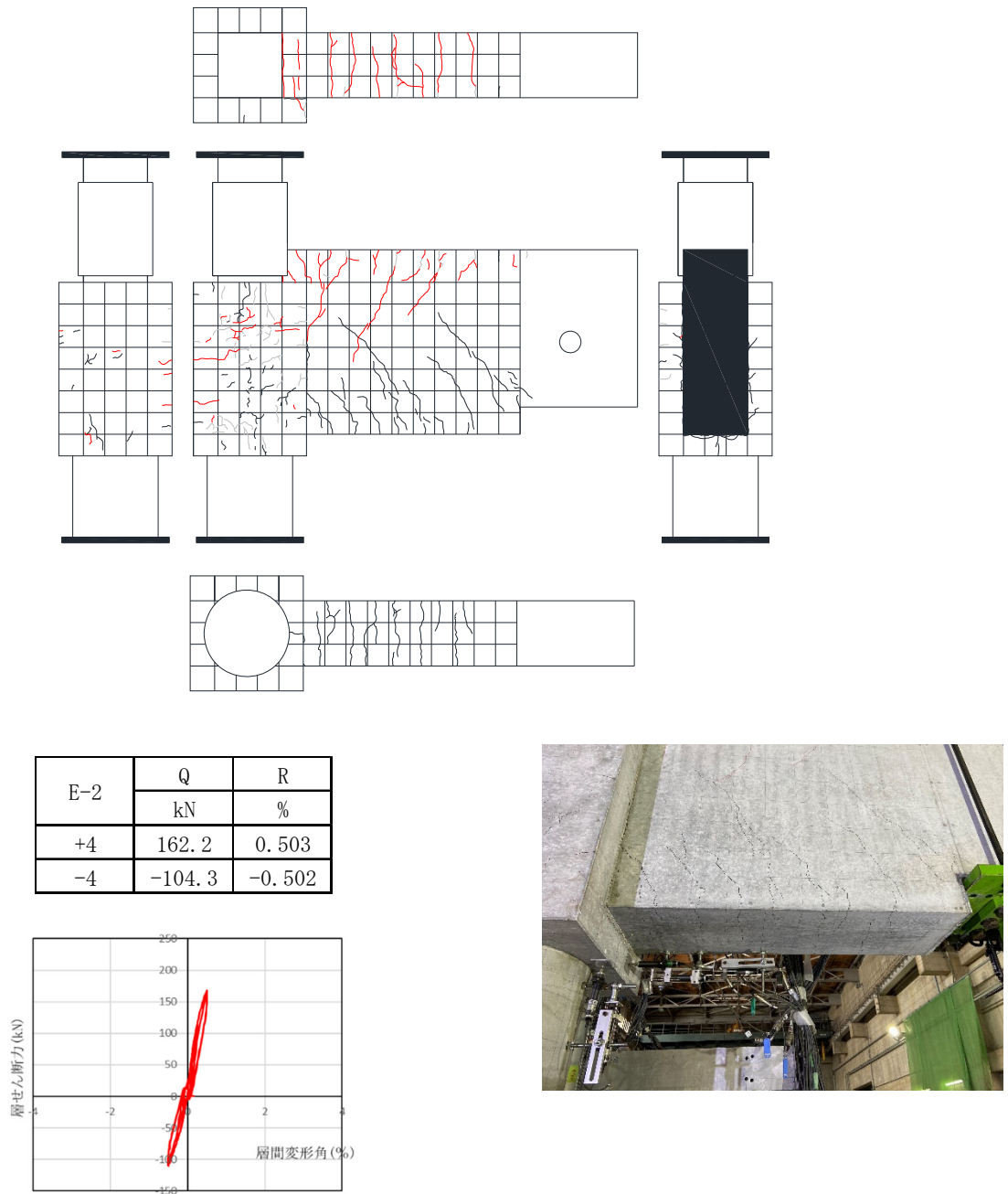
図・写真 4. 3. 2-11 E-2 ひび割れ状況 (1Cycle)



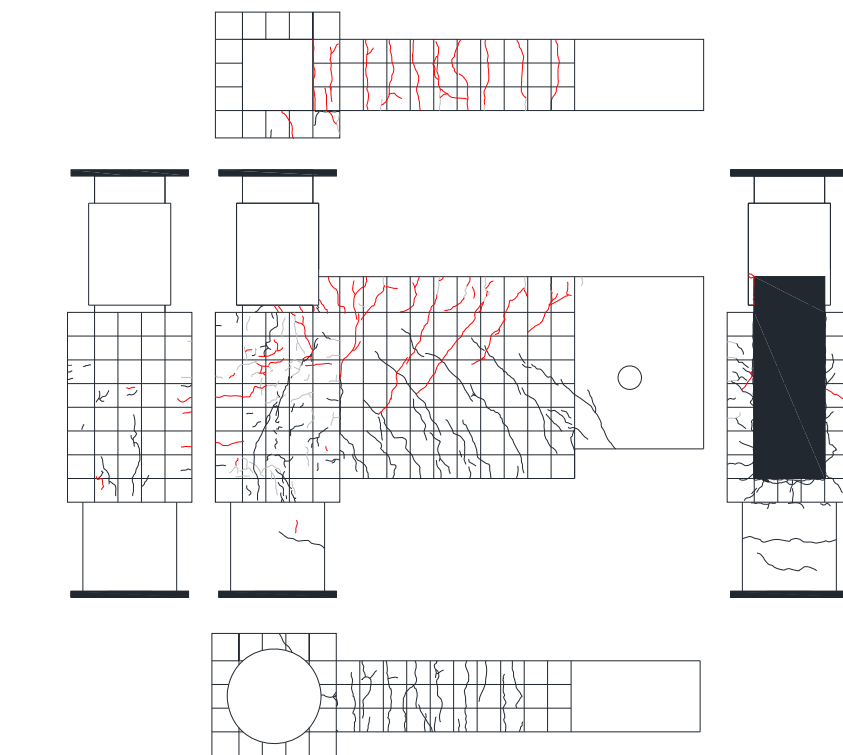
図・写真 4.3.2-12 E-2 ひび割れ状況 (2Cycle)



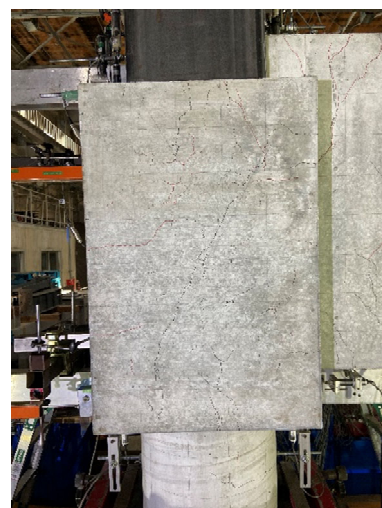
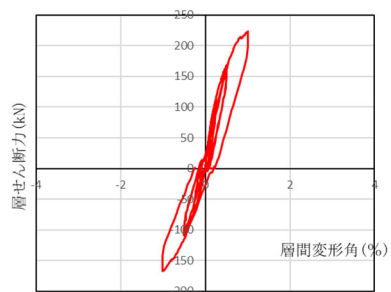
図・写真 4.3.2-13 E-2 ひび割れ状況 (3Cycle)



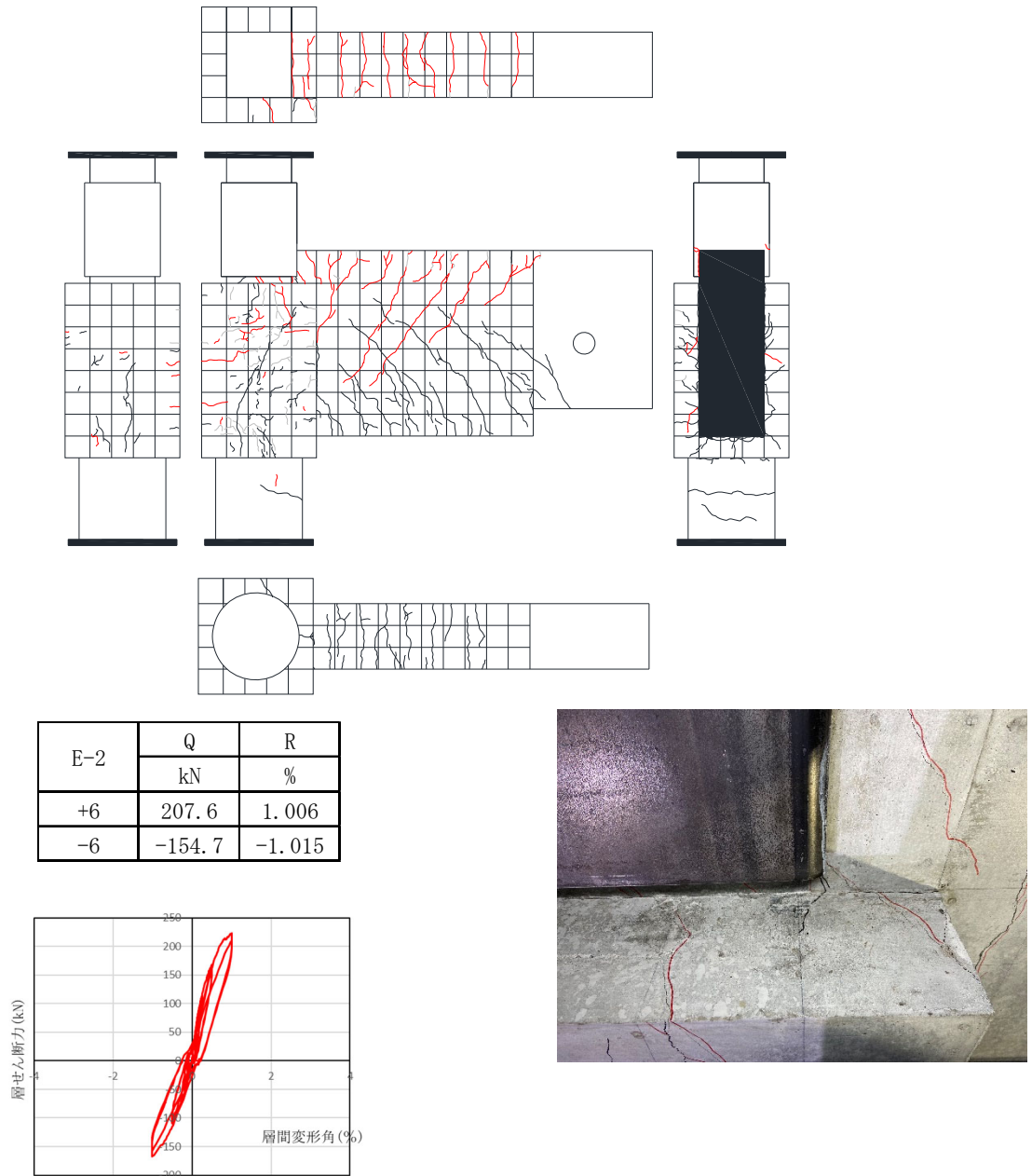
図・写真 4. 3. 2-14 E-2 ひび割れ状況 (4Cycle)



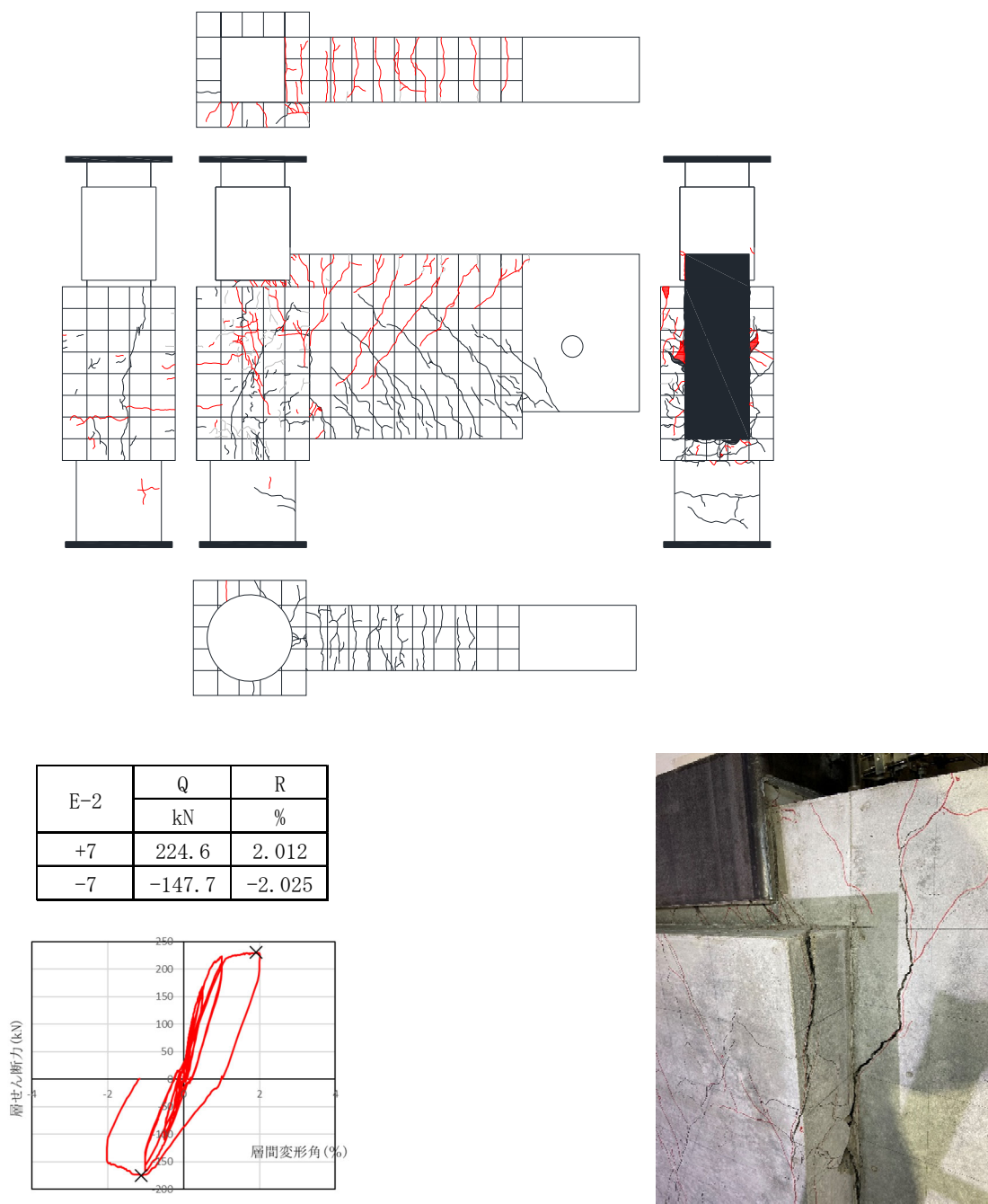
E-2	Q	R
	kN	%
+5	220.6	1.008
-5	-167.7	-1.013



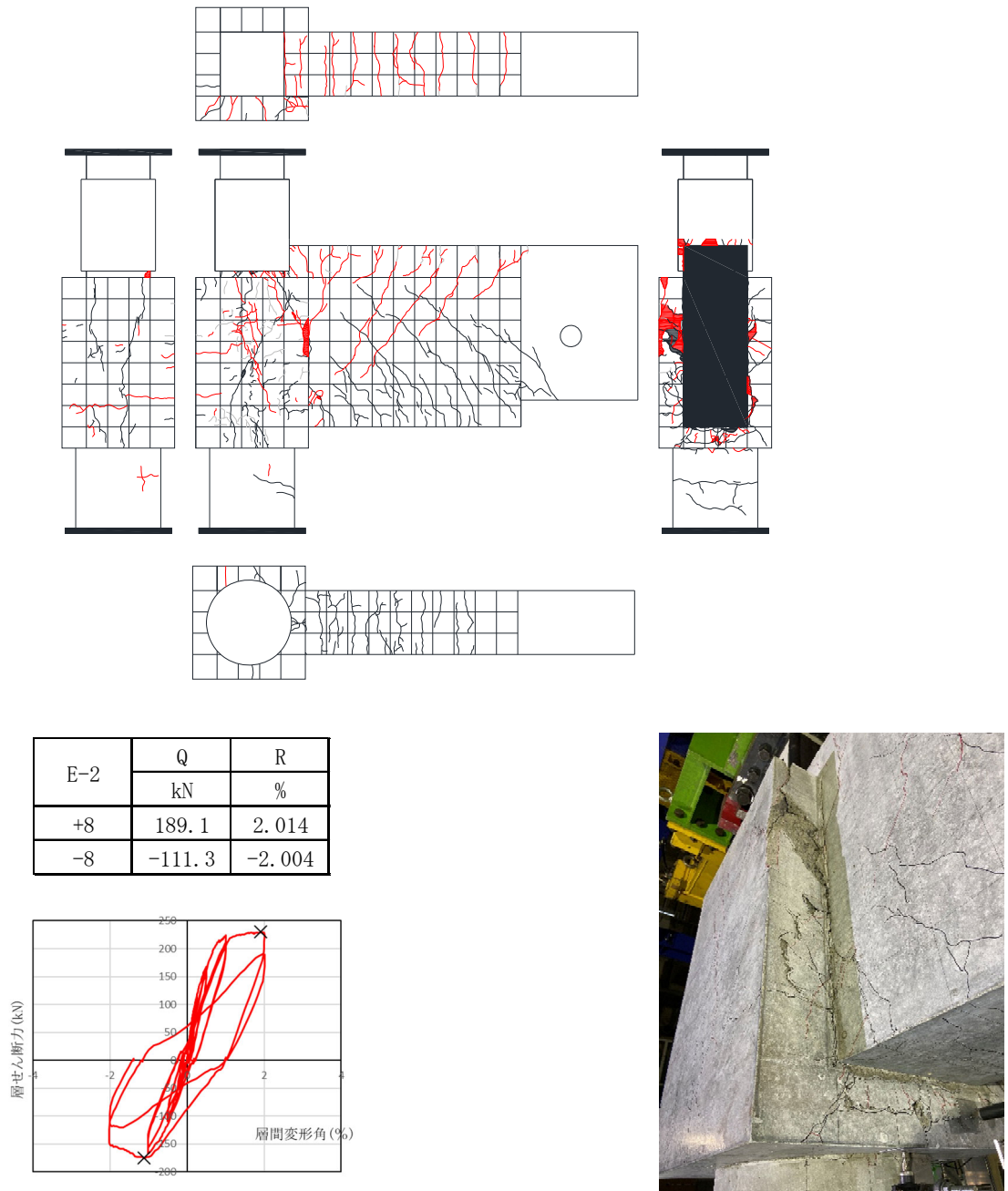
図・写真 4. 3. 2-15 E-2 ひび割れ状況 (5Cycle)



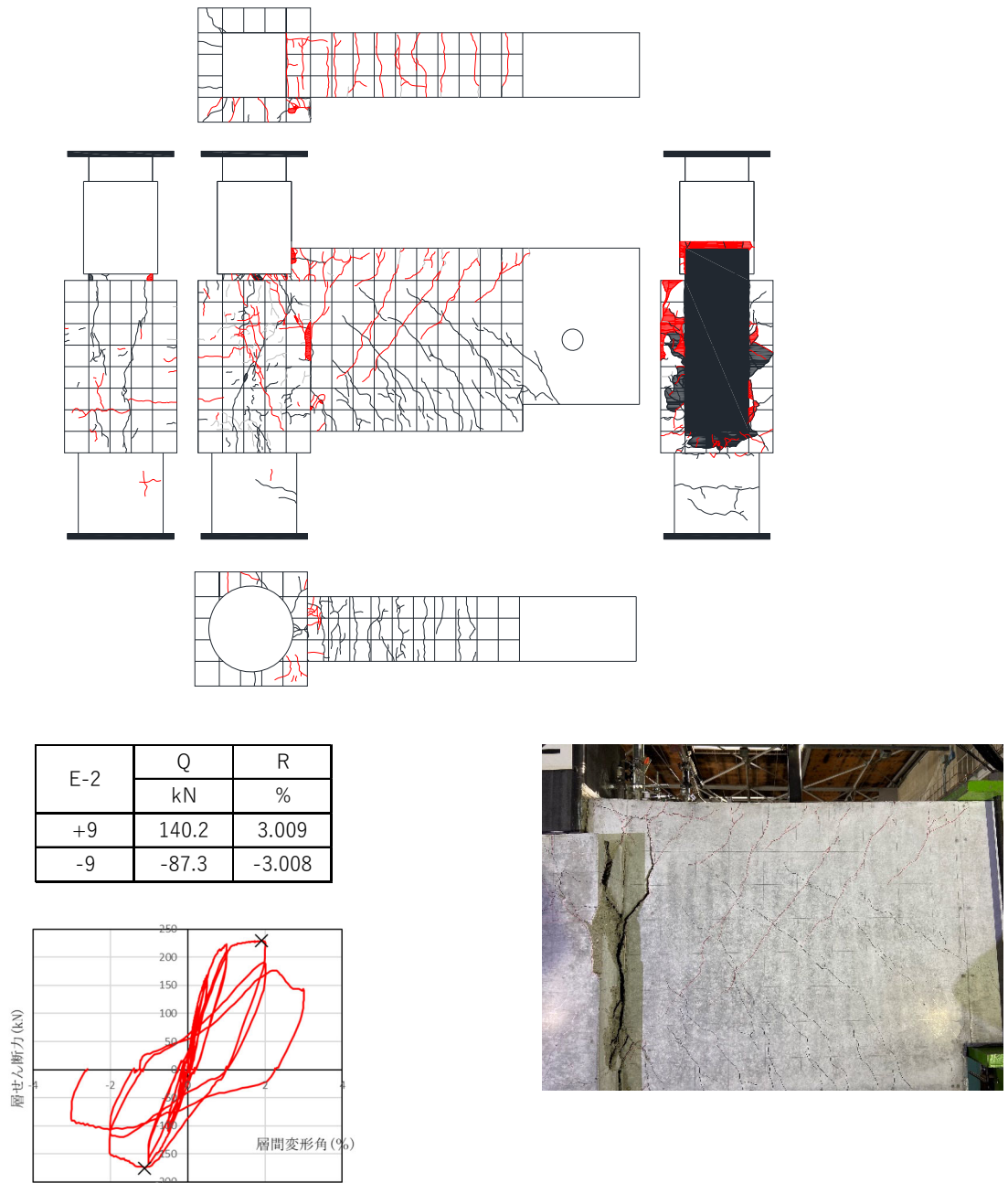
図・写真 4.3.2-16 E-2 ひび割れ状況 (6Cycle)



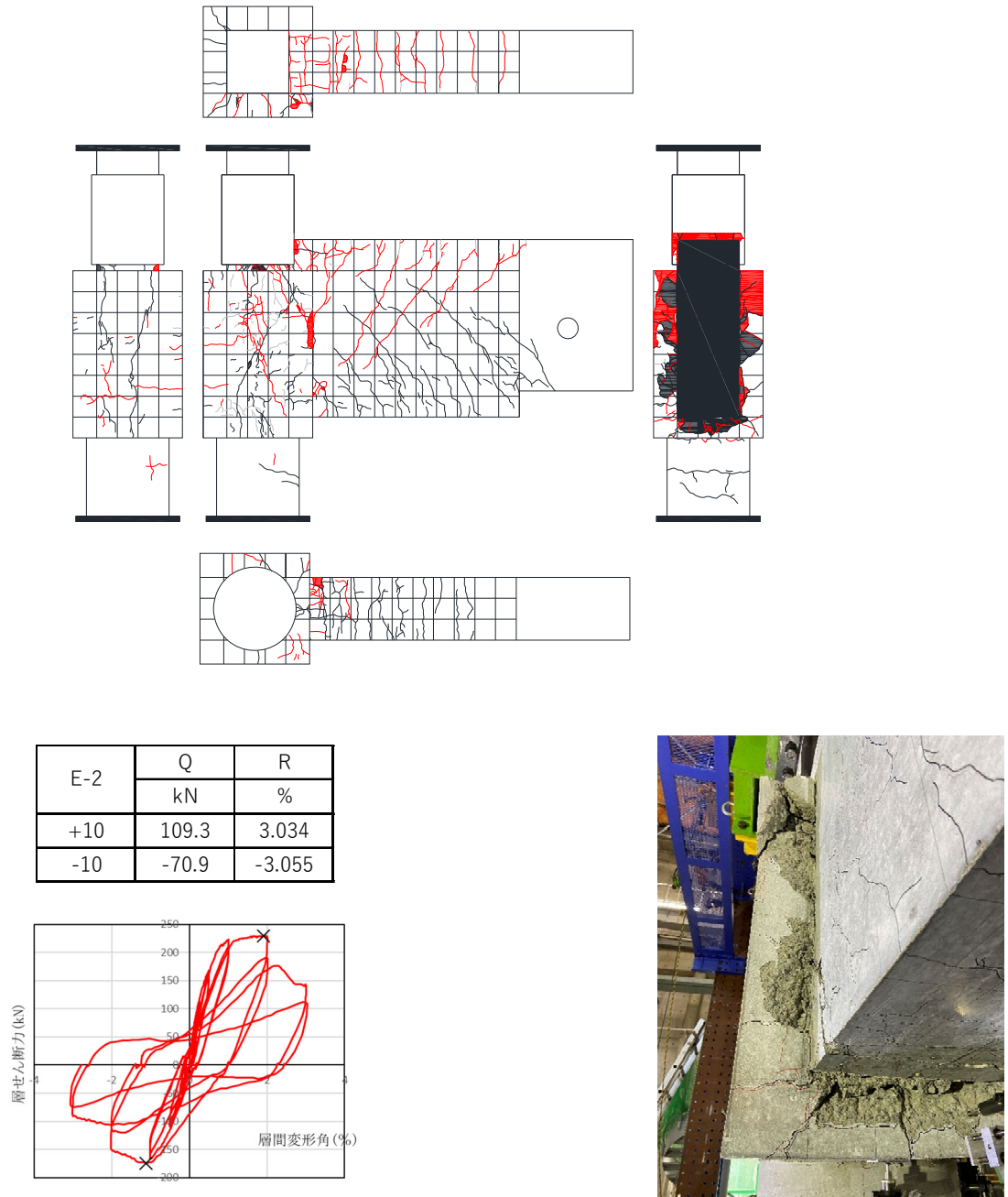
図・写真 4.3.2-17 E-2 ひび割れ状況 (7 Cycle)



図・写真 4.3.2-18 E-2 ひび割れ状況 (8Cycle)



図・写真 4.3.2-19 E-2 ひび割れ状況 (9Cycle)



図・写真 4.3.2-20 E-2 ひび割れ状況 (10Cycle)

4.3.3 変形-層間変形角関係

図 4.3.3-1～図 4.3.3-22 に各試験体の設置した変位計の変形-層間変形角関係を示す。

● E-1

(1) 部材変位

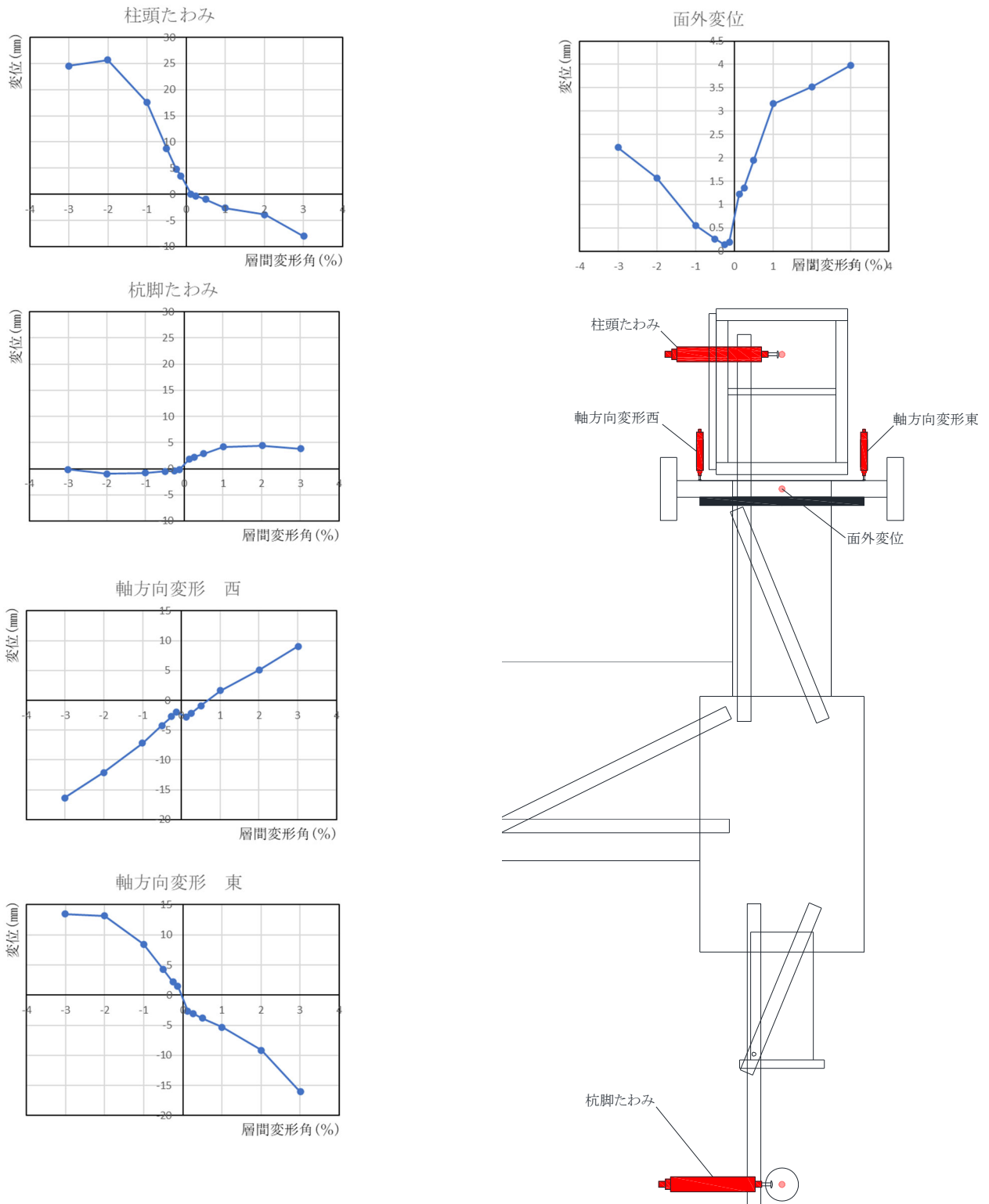


図 4.3.3-1 試験体 E-1 部材変位
変形-層間変形角関係 1

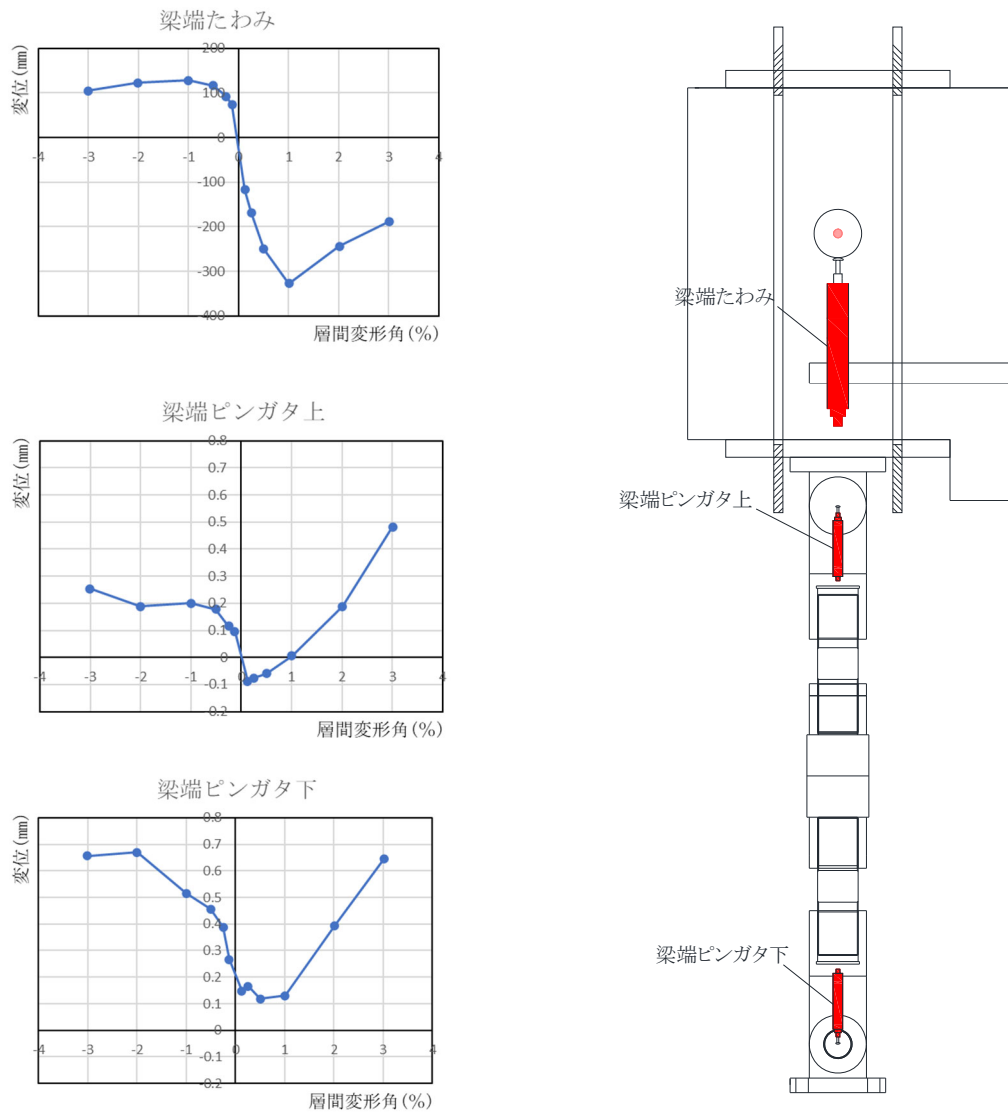


図 4.3.3-2 試験体 E-1 部材変位 変形-層間変形角関係 2

(2) 部材絶対変位

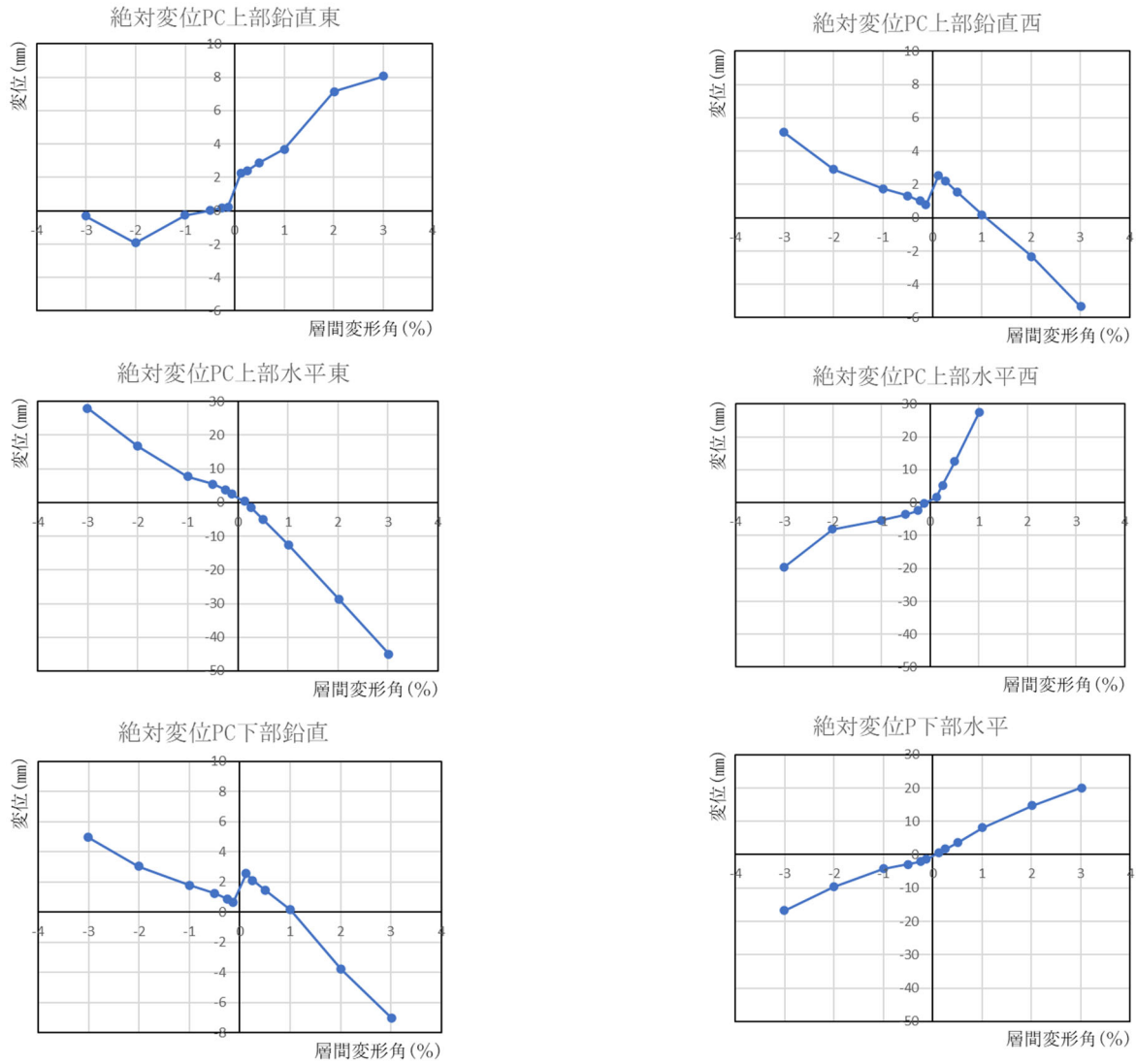
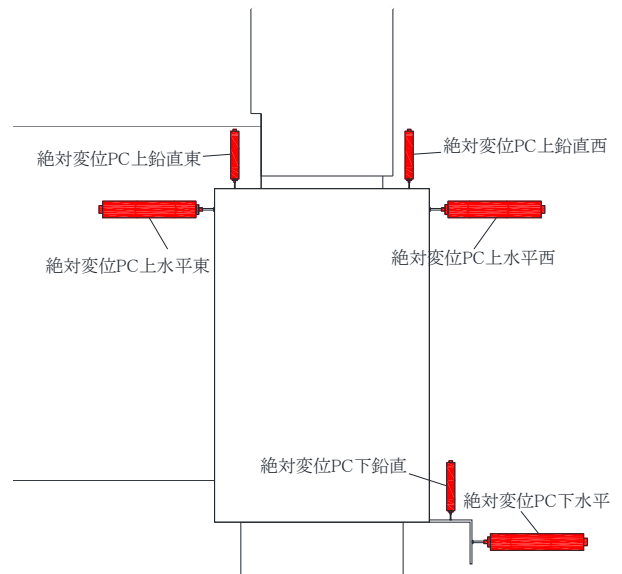


図 4.3.3-3 試験体 E-1 部材絶対変位
変形-層間変形角関係



(3) 基礎梁変位

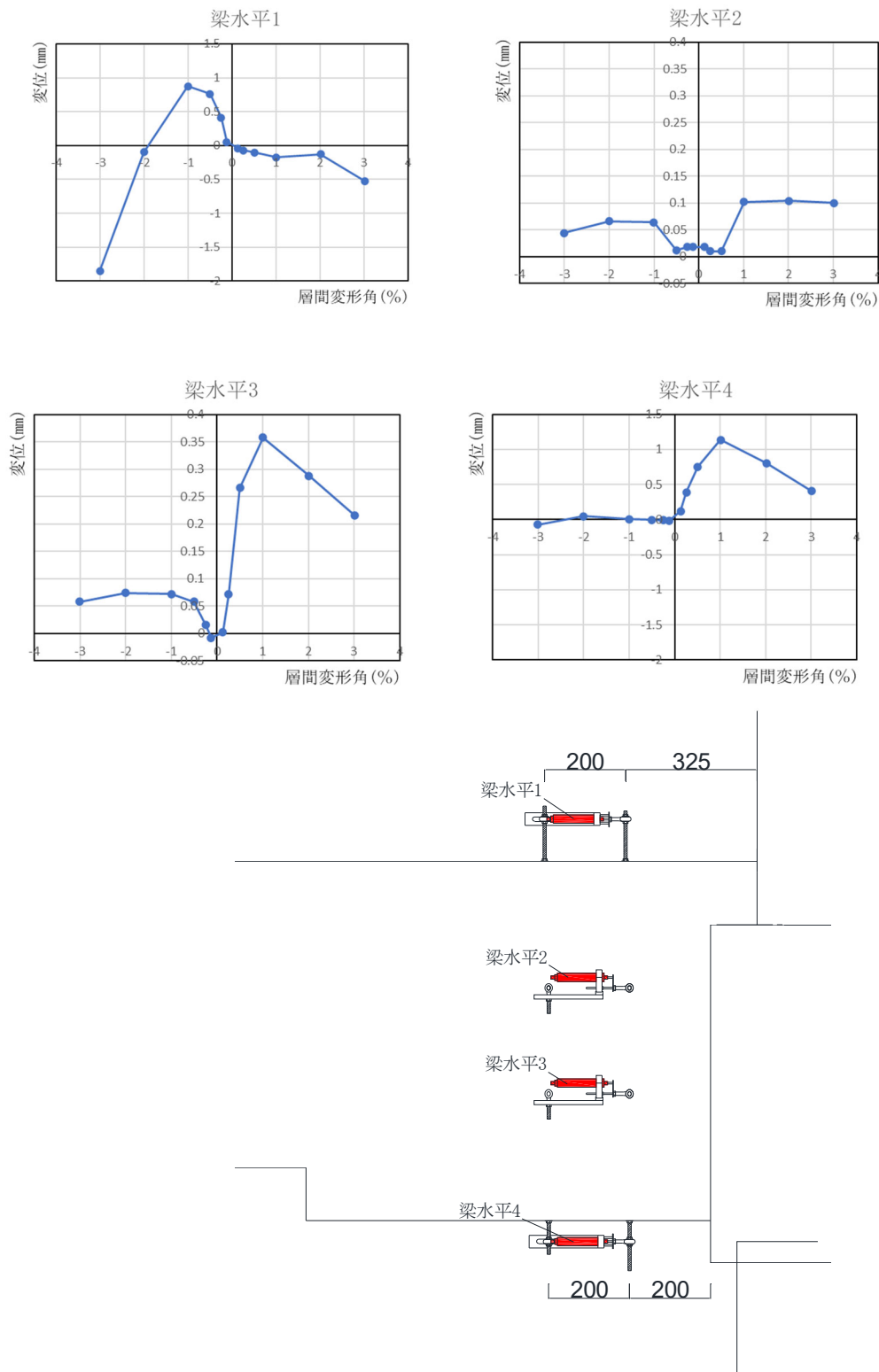


図 4.3.3-4 試験体 E-1 基礎梁変位 変形-層間変形角関係 1

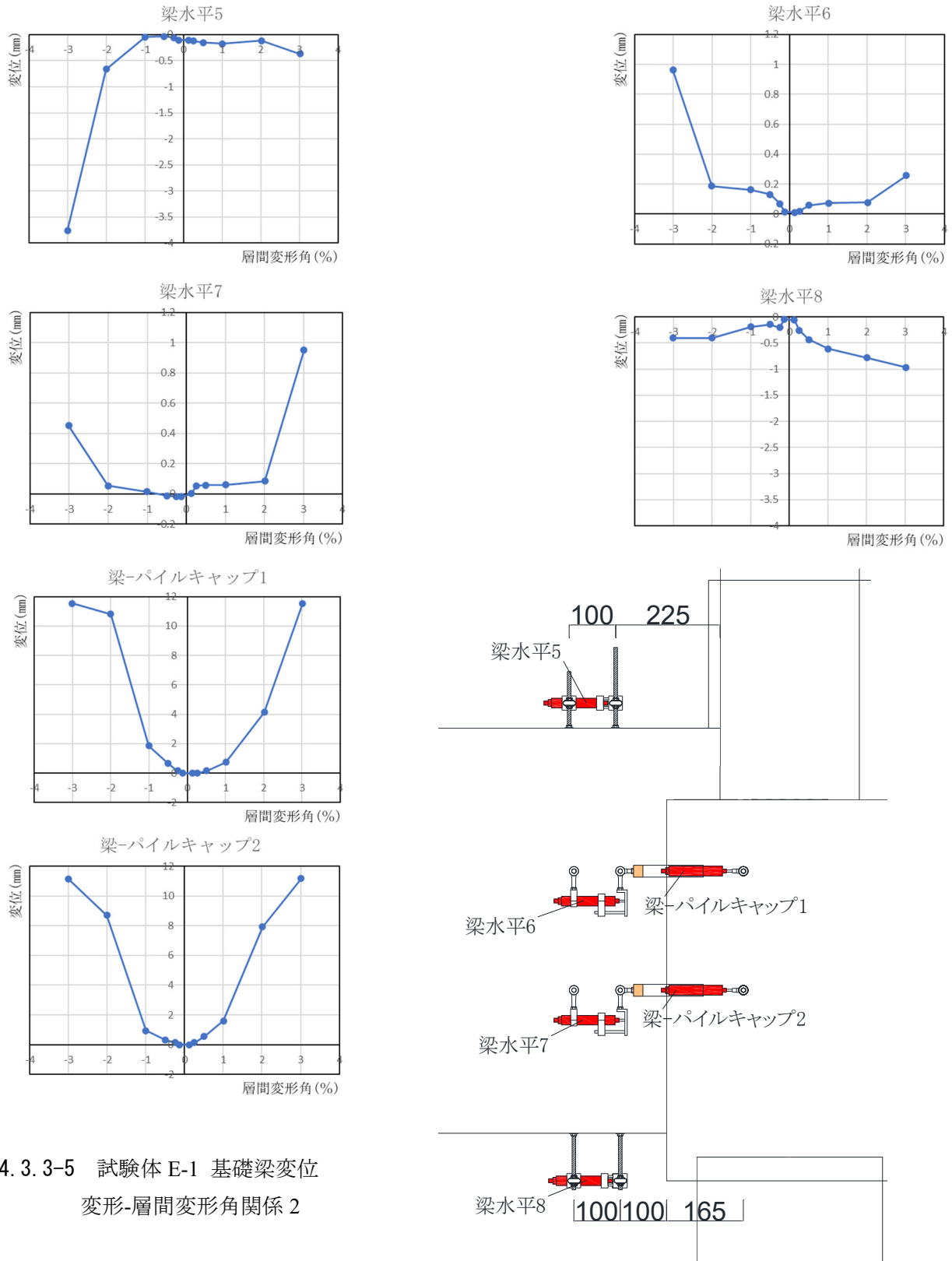


図 4.3.3-5 試験体 E-1 基礎梁変位
変形-層間変形角関係 2

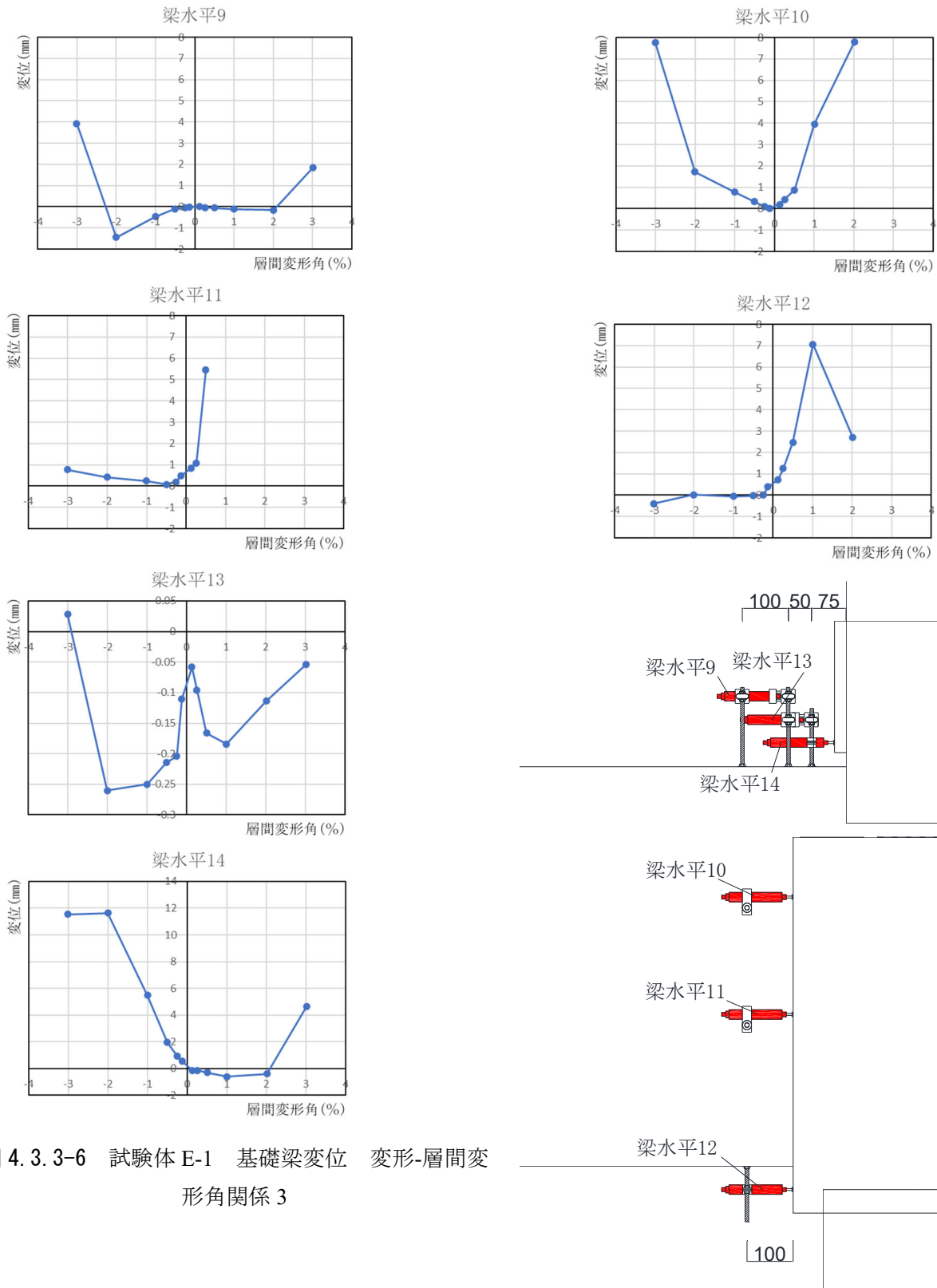


図 4.3.3-6 試験体 E-1 基礎梁変位 変形-層間変
形角関係 3

(4) 柱変位

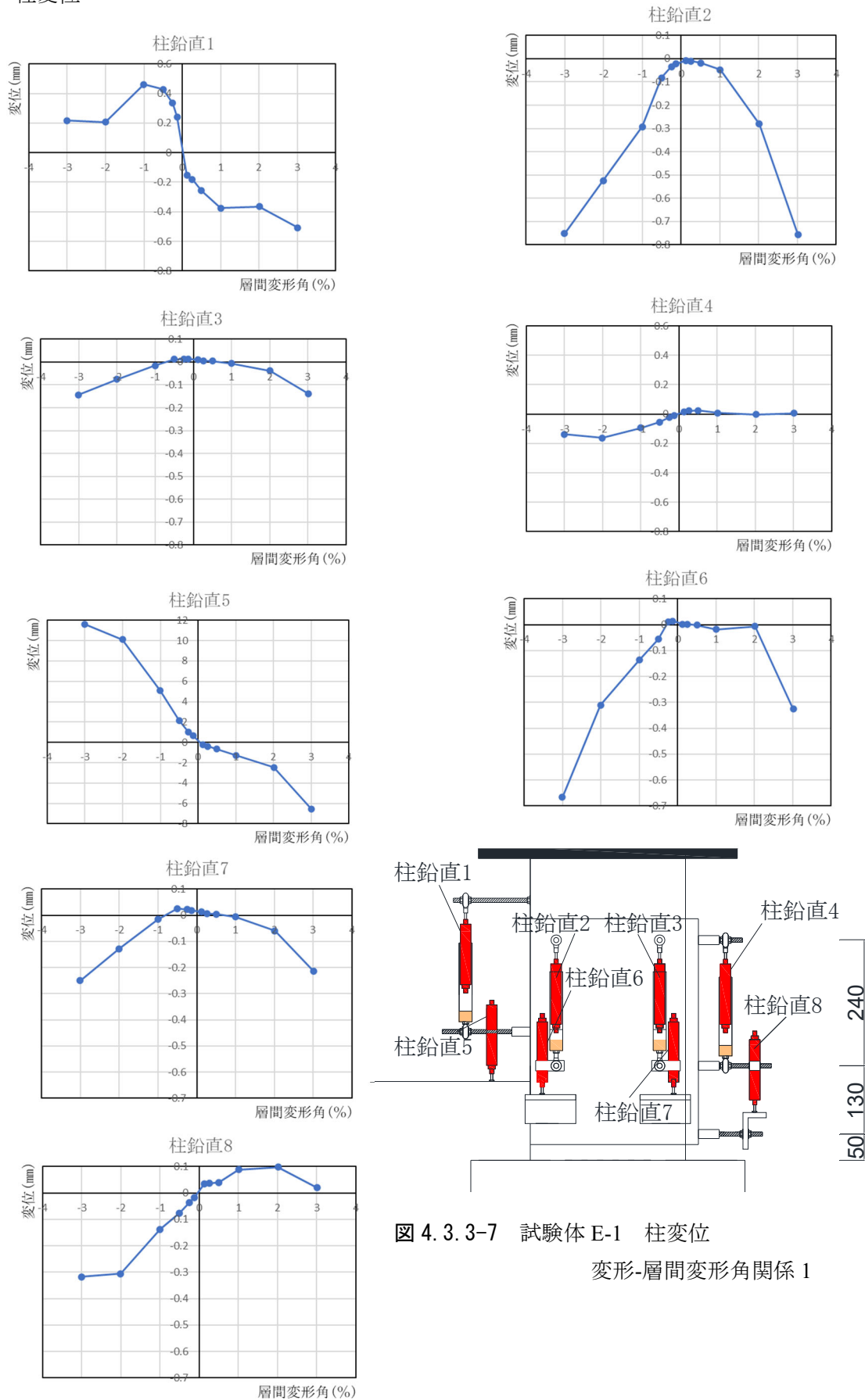


図 4.3.3-7 試験体 E-1 柱変位
変形-層間変形角関係 1

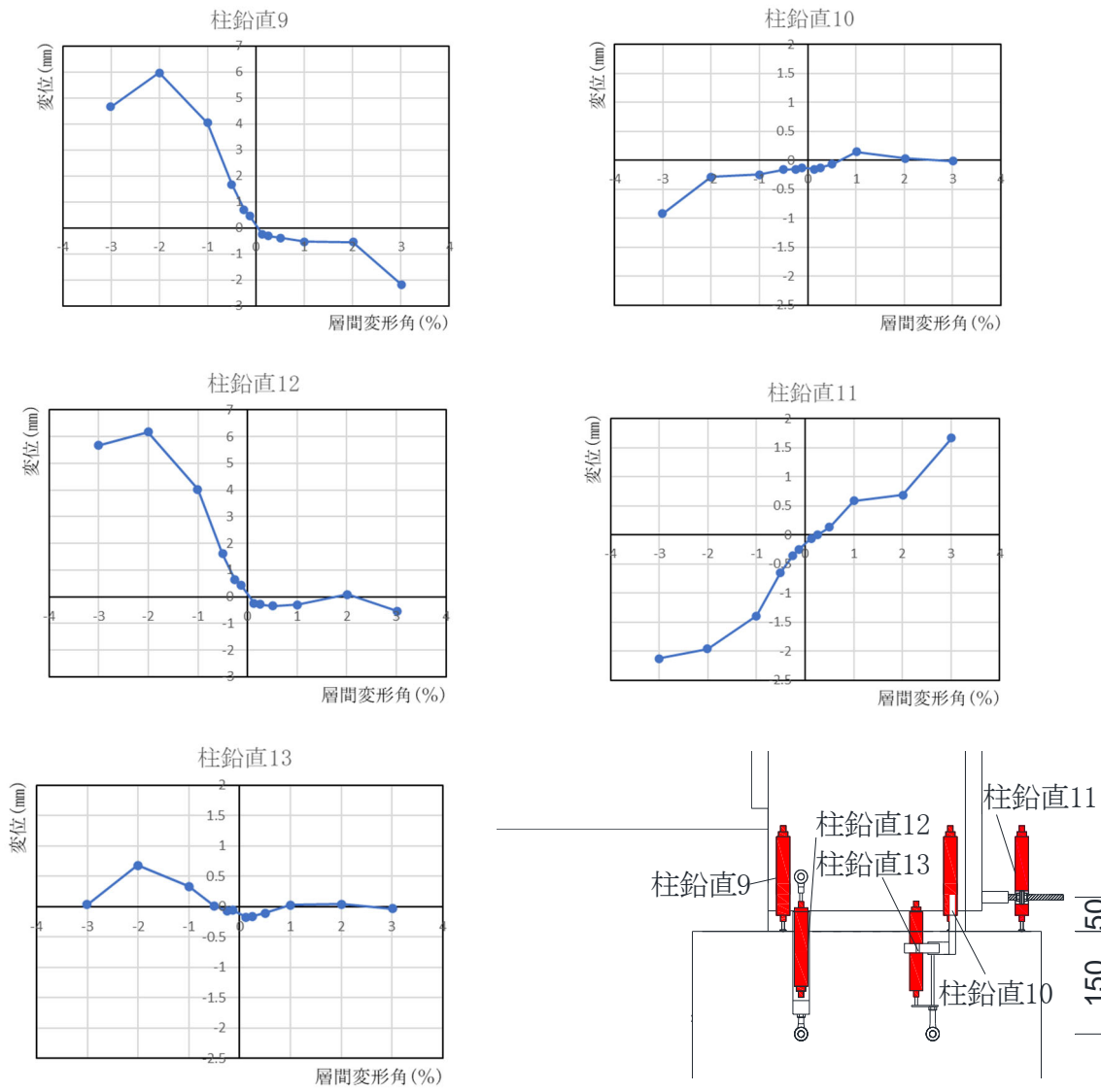


図 4.3.3-8 試験体 E-1 柱鉛直 変形-層間変形角関係 2

(5) パイルキャップ変位

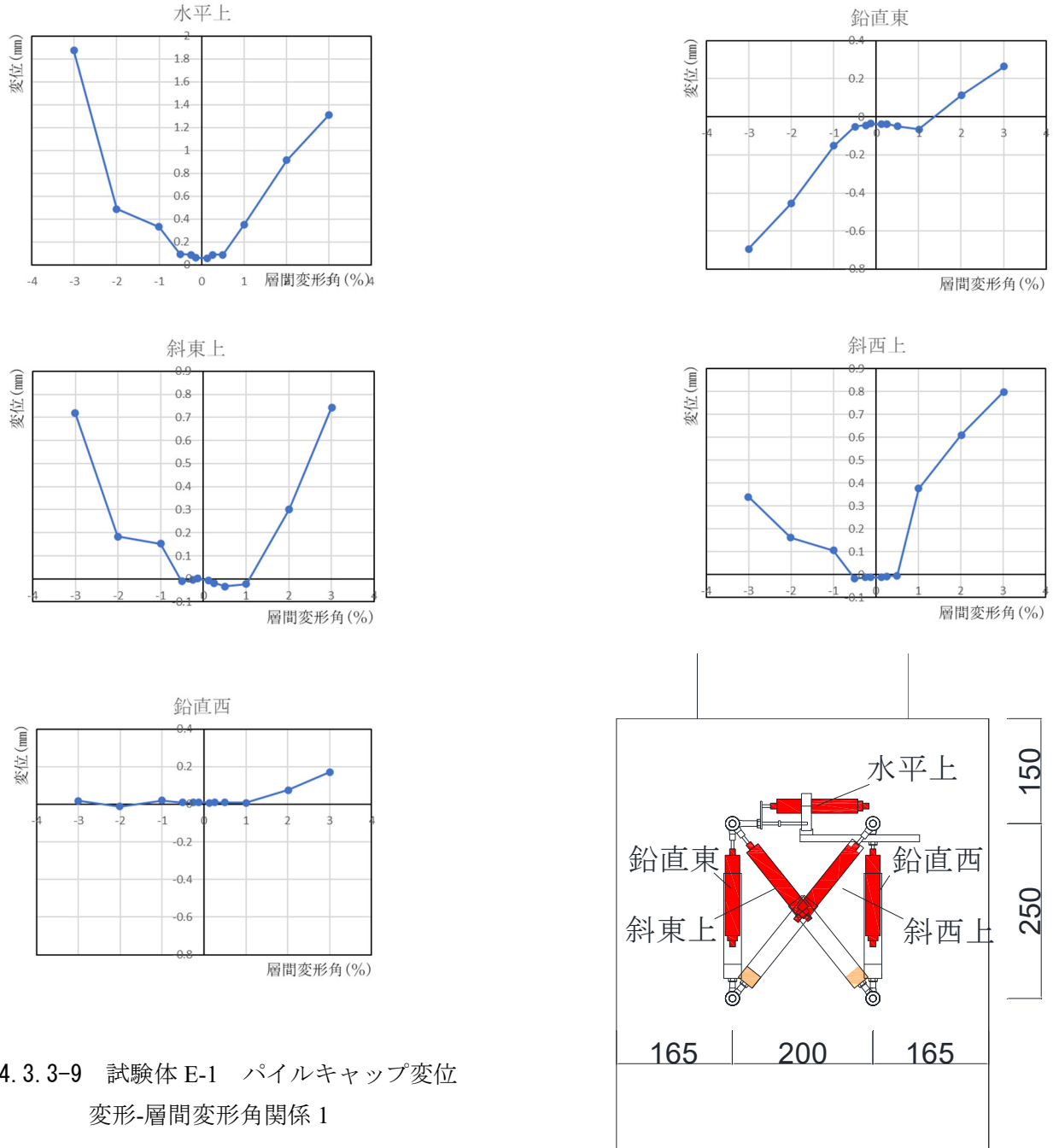


図 4.3.3-9 試験体 E-1 パイルキャップ変位
変形-層間変形角関係 1

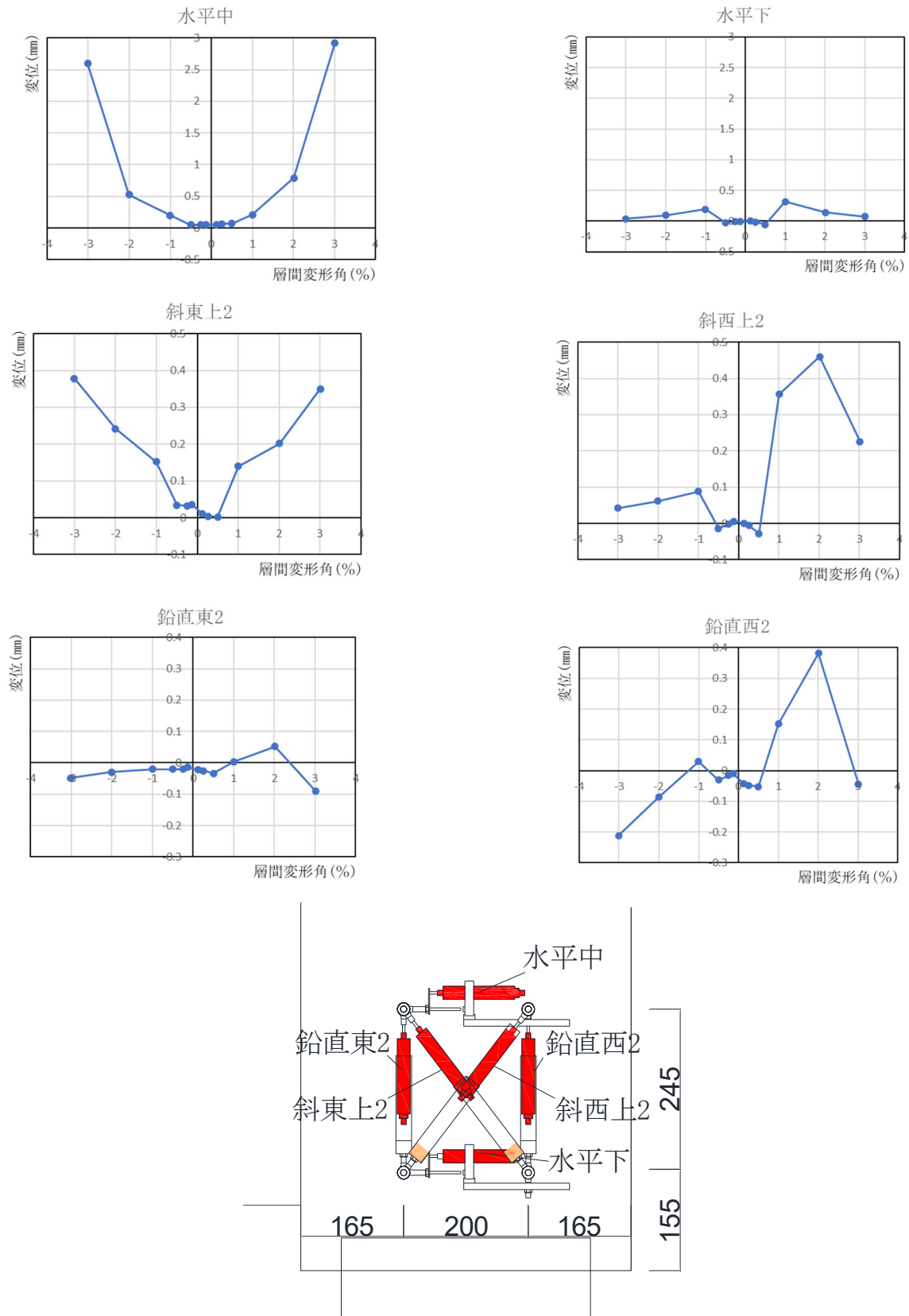


図 4.3.3-10 試験体 E-1 パイルキャップ変位 変形-層間変形角関係 2

(6) 杭変位

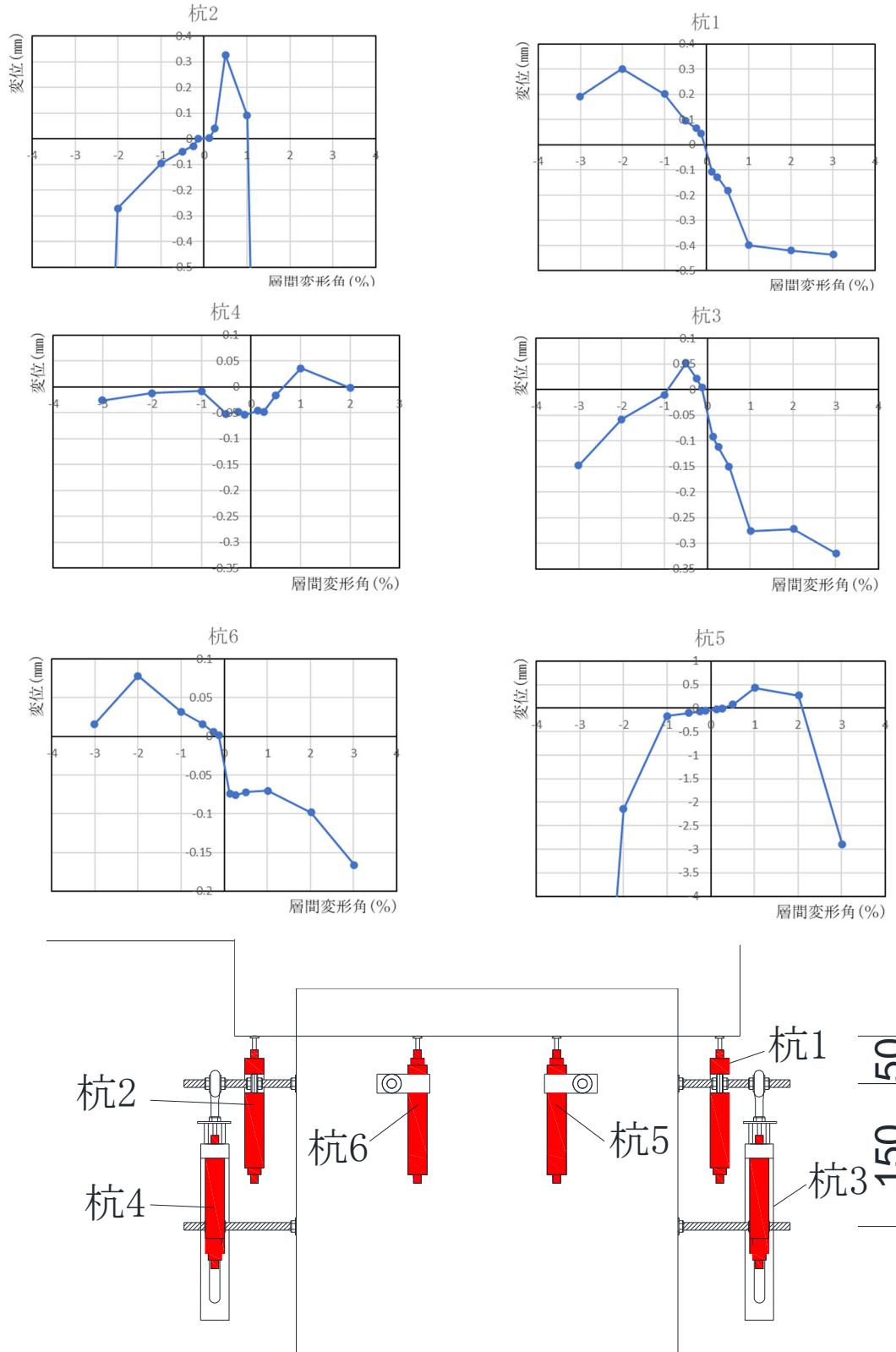


図 4.3.3-11 試験体 E-1 杭変位 変形-層間変形角関係

● E-2

(1) 部材変位

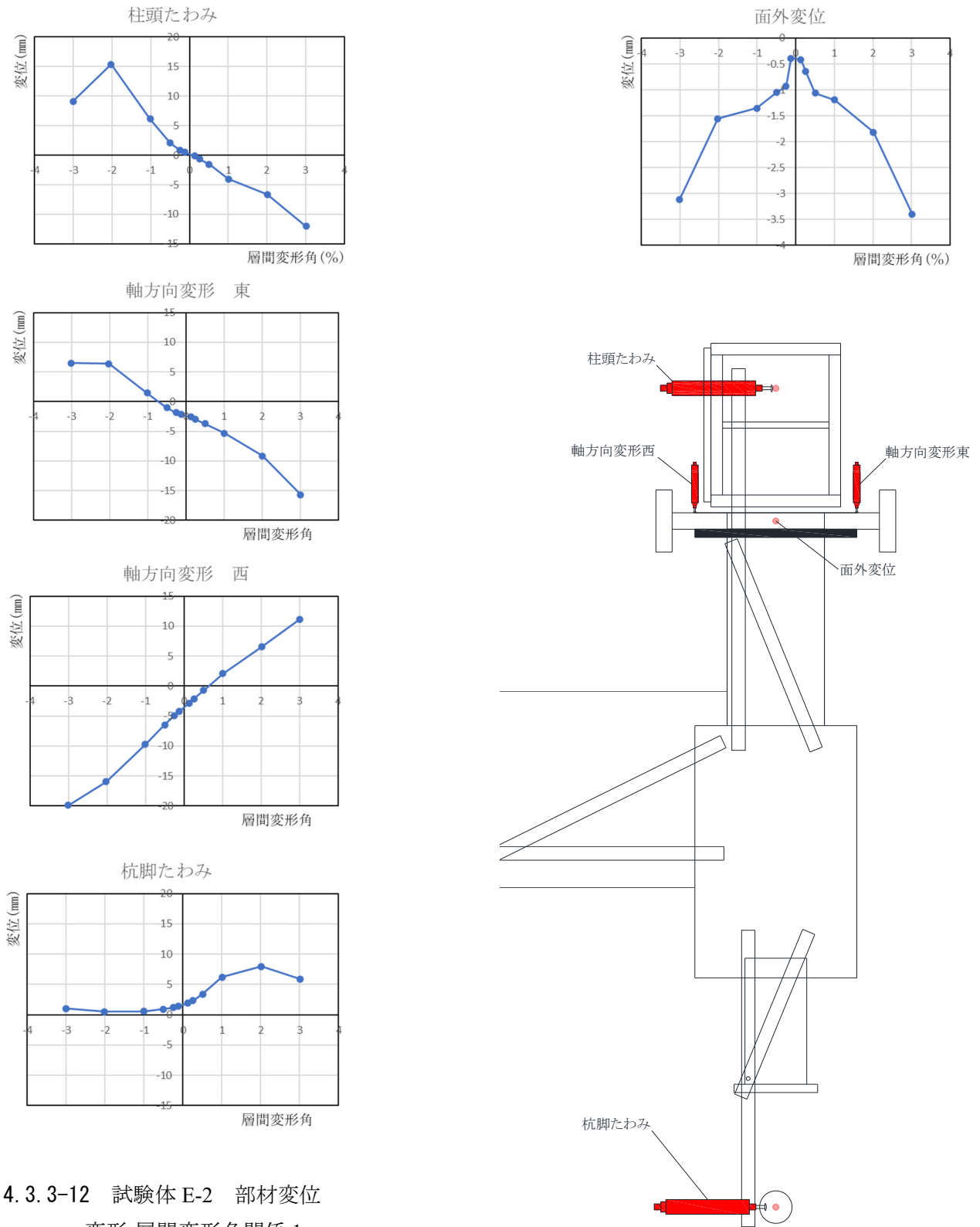


図 4.3.3-12 試験体 E-2 部材変位
変形-層間変形角関係 1

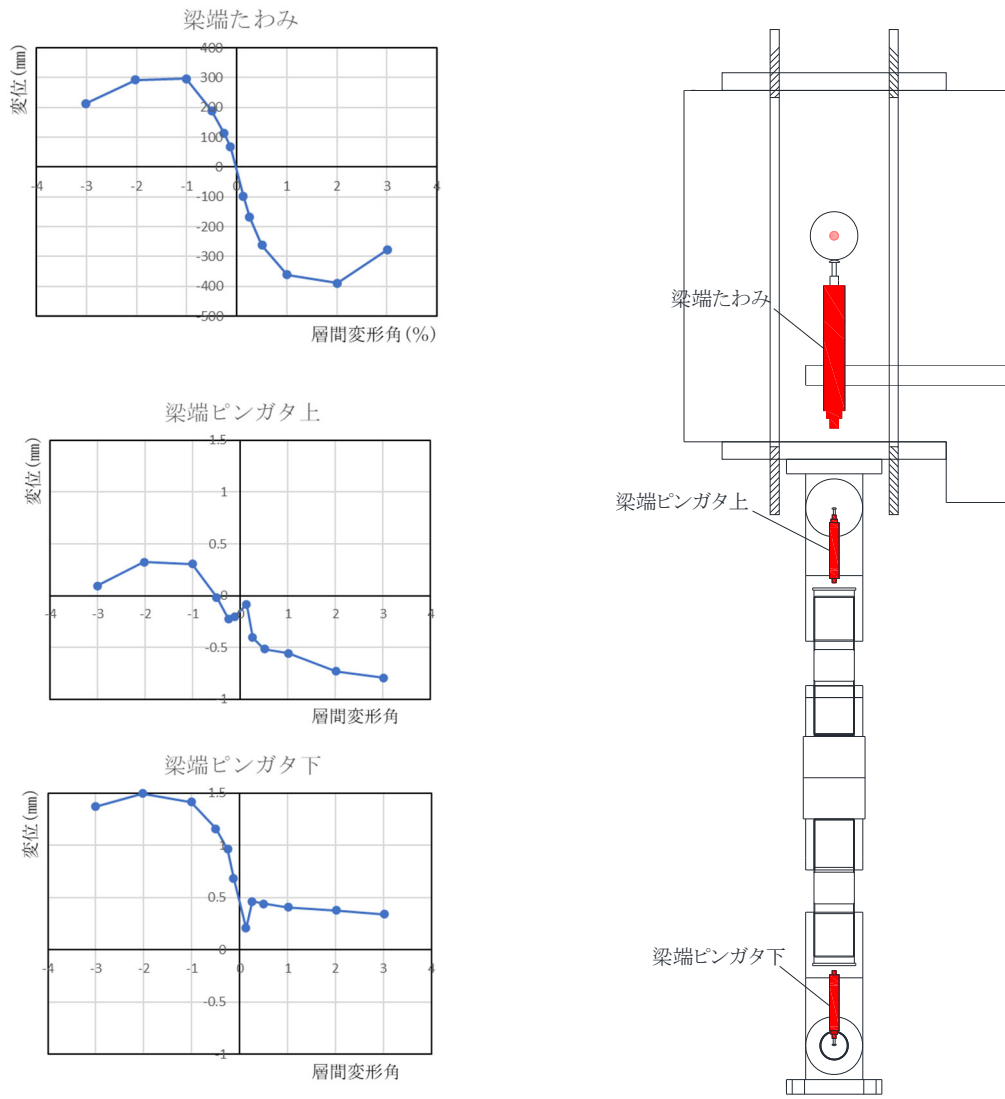


図 4.3.3-13 試験体 E-2 部材変位 変形-層間変形角関係 2

(2) 部材絶対変位

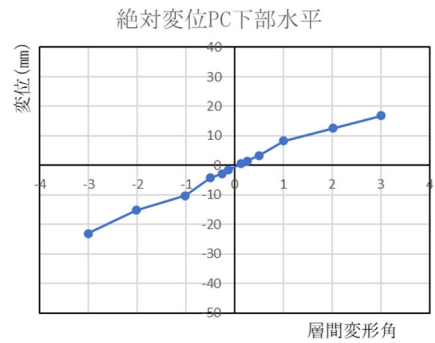
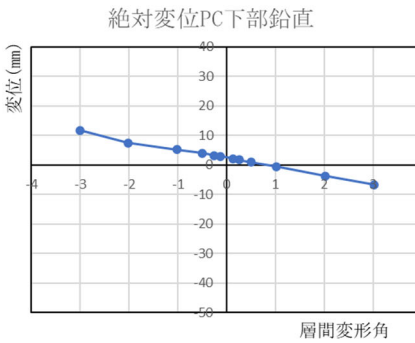
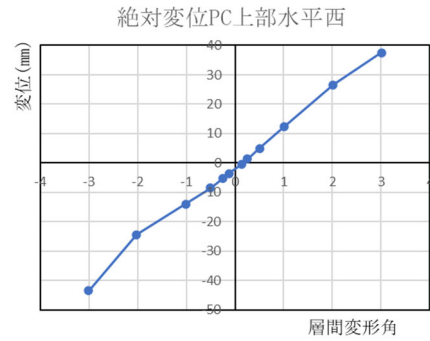
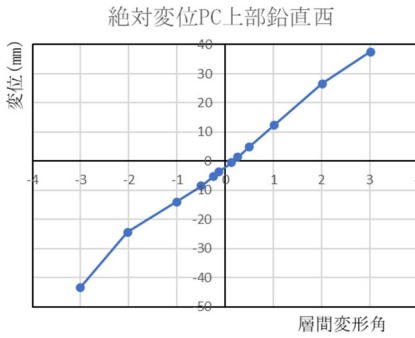
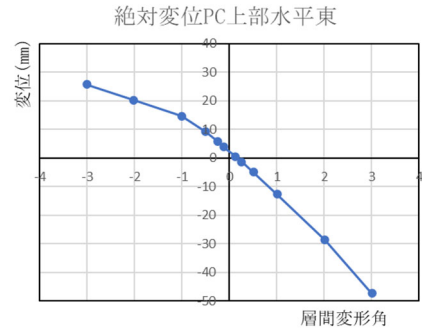
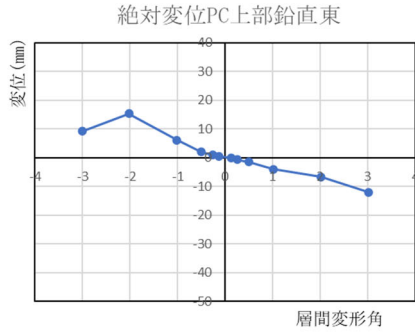
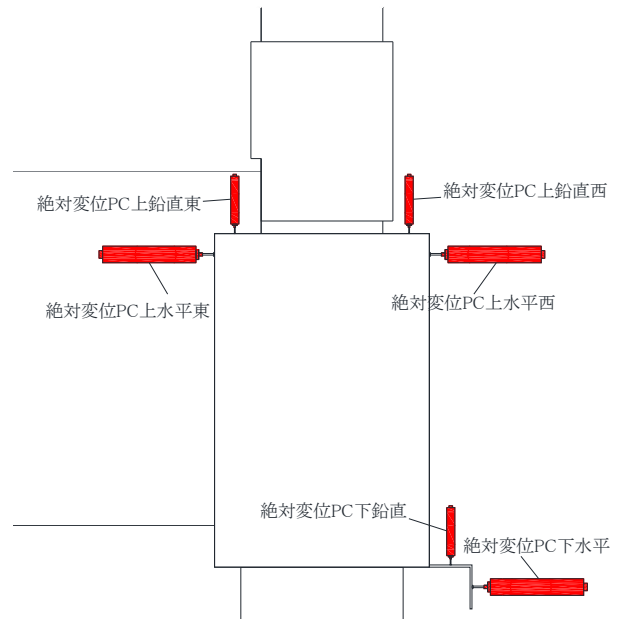


図 4.3.3-14 試験体 E-2 部材絶対変位
変形-層間変形角関係



(3) 基礎梁変位

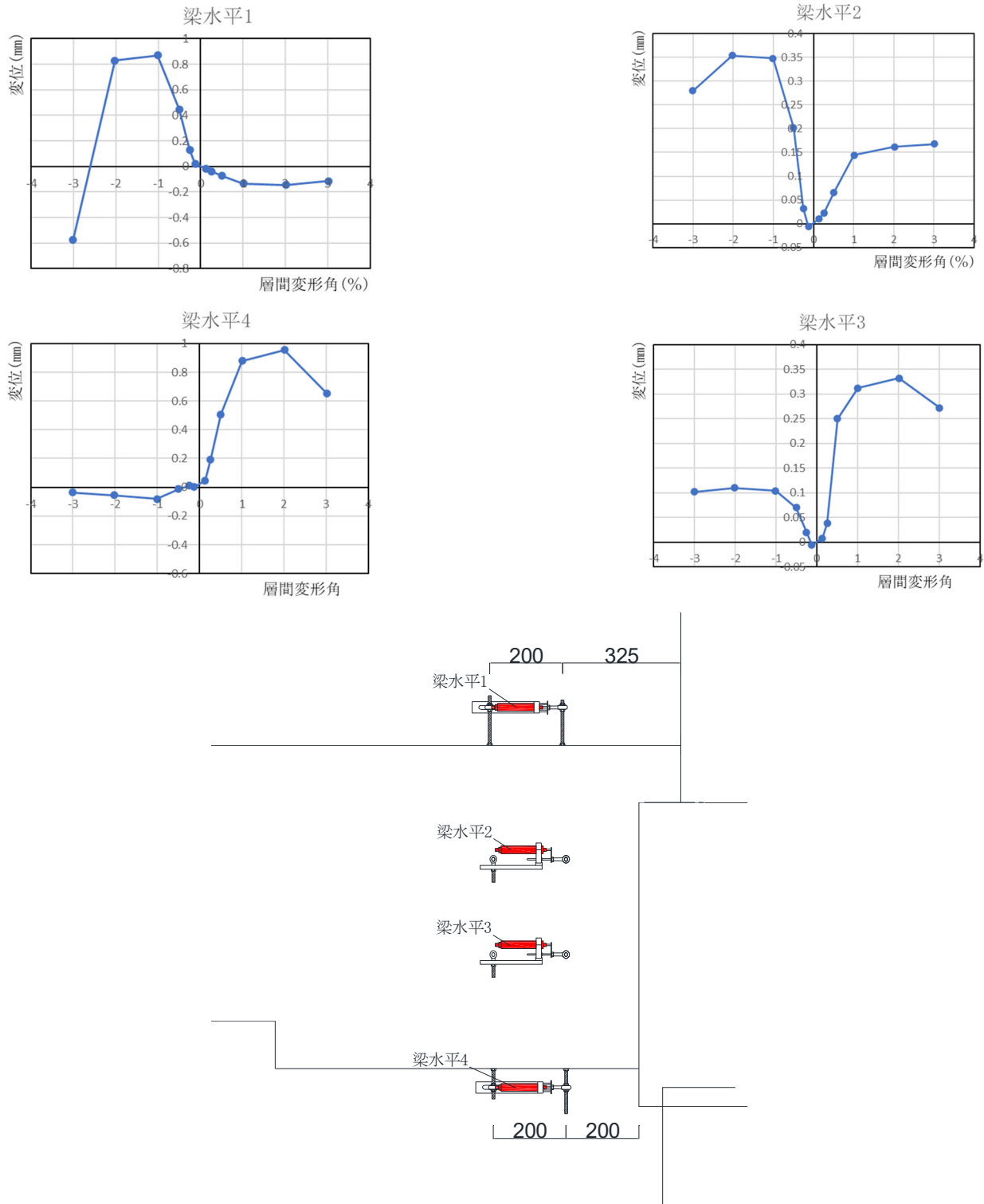


図 4.3.3-15 試験体 E-2 基礎梁変位 変形-層間変形角関係 1

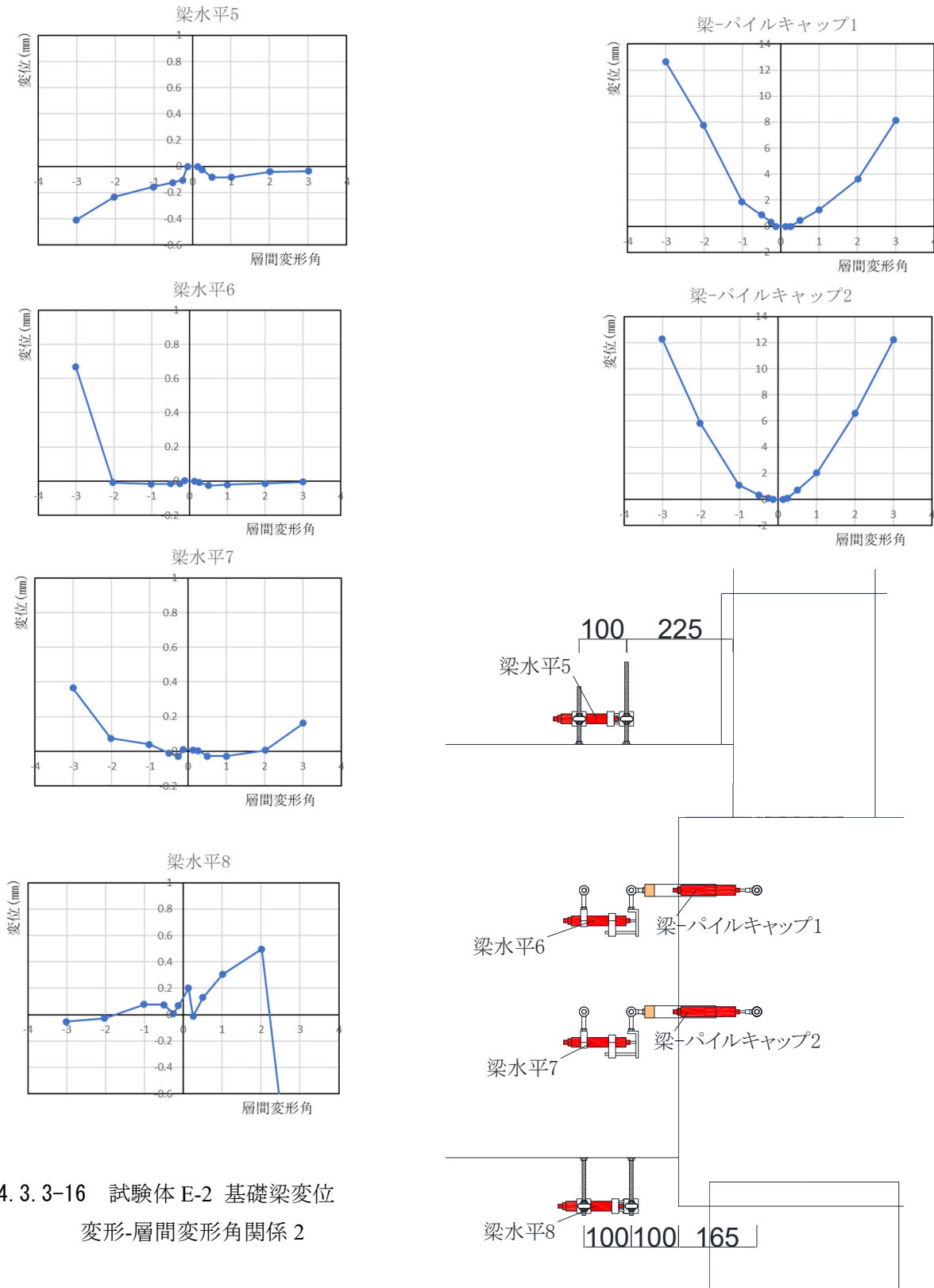


図 4.3.3-16 試験体 E-2 基礎梁変位
変形-層間変形角関係 2

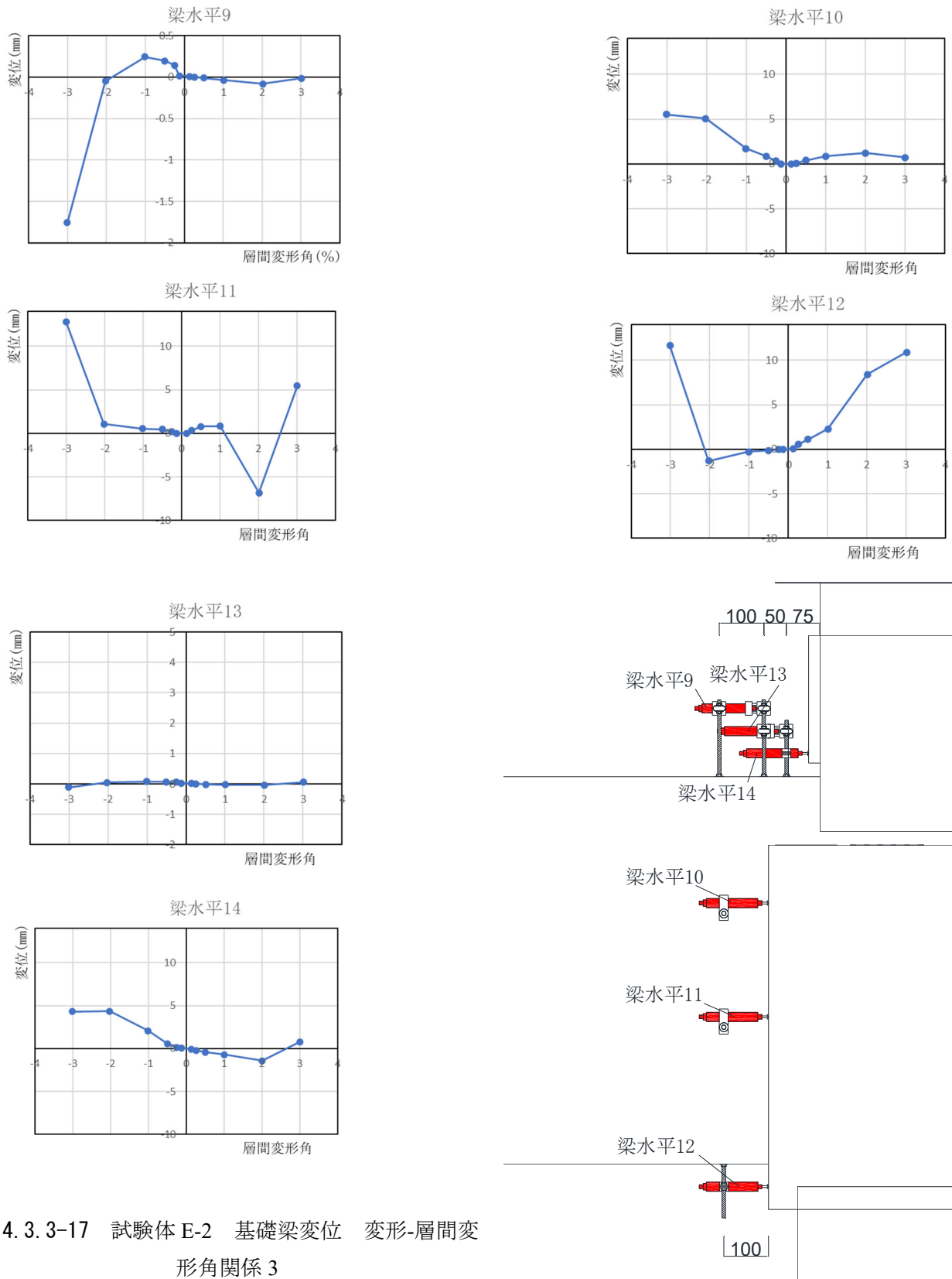


図 4.3.3-17 試験体 E-2 基礎梁変位 変形-層間変形角関係 3

(4) 柱変位

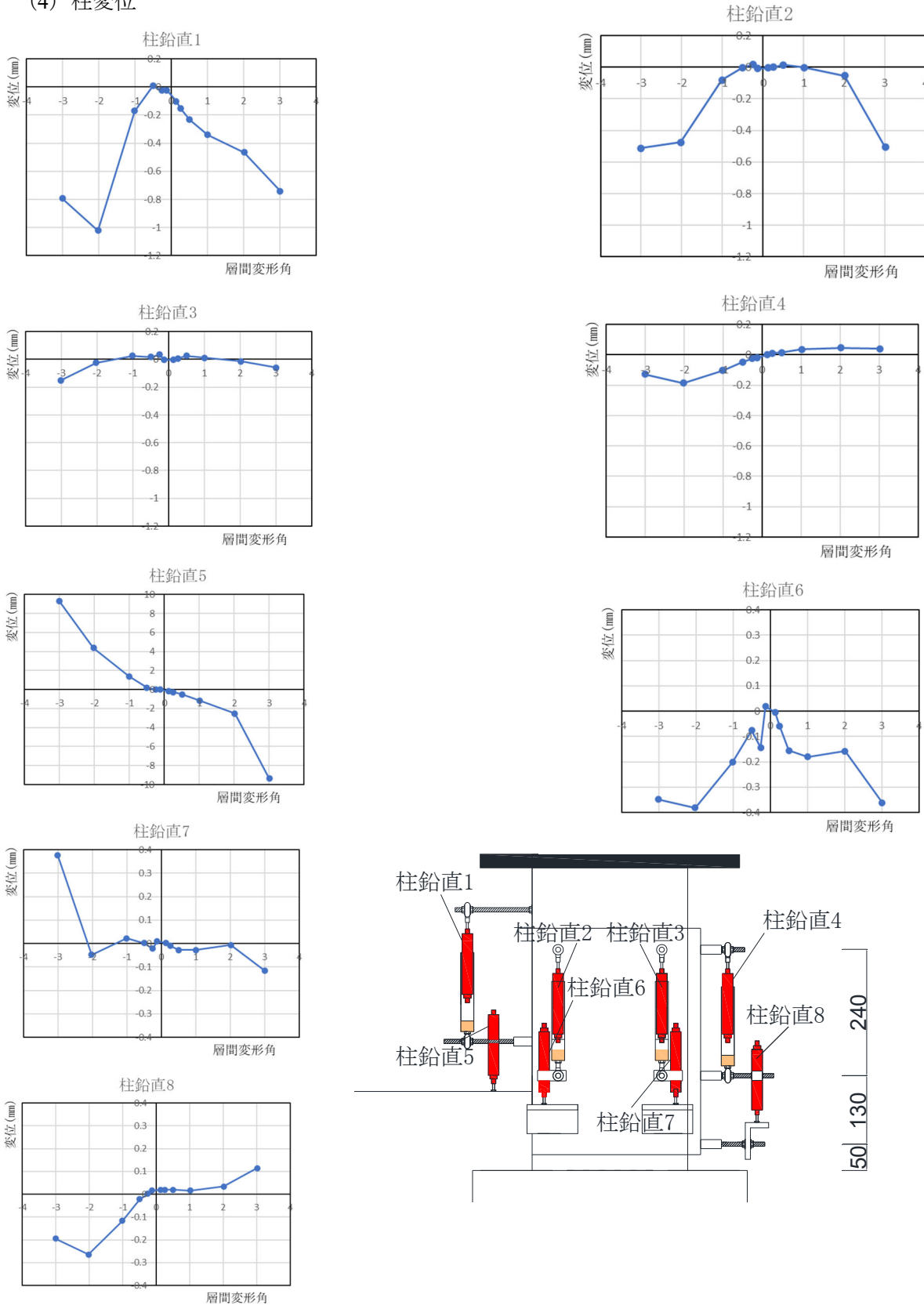


図 4.3.3-18 試験体 E-2 柱変位
変形—層間変形角関係 1

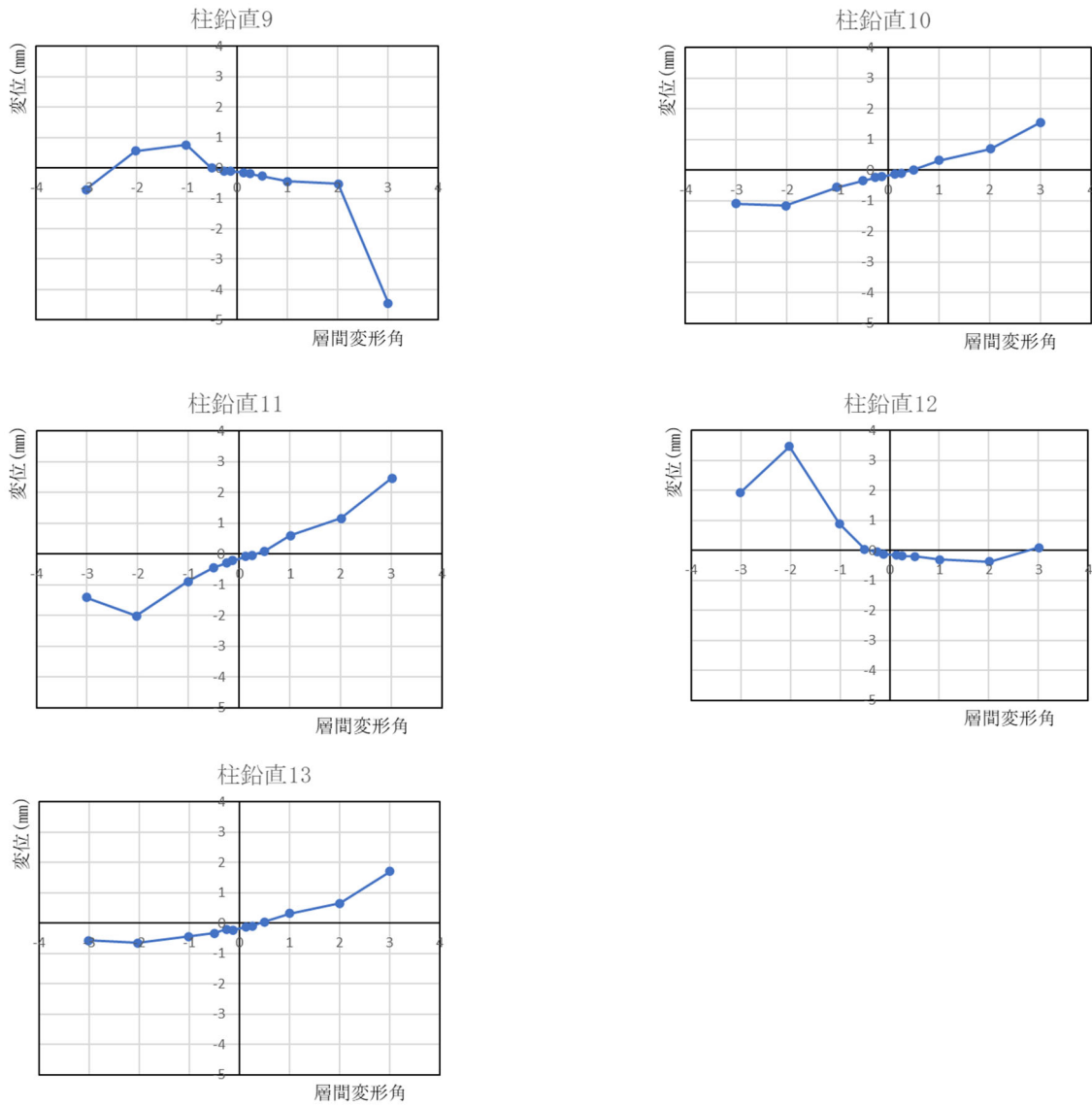
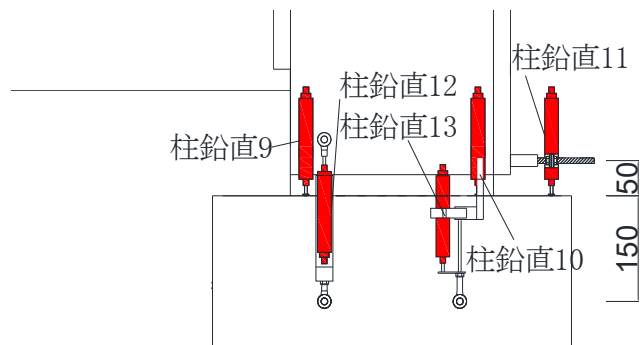


図 4.3.3-19 試験体 E-2 柱鉛直 変
形-層間変形角関係 2



(5) パイルキャップ変位

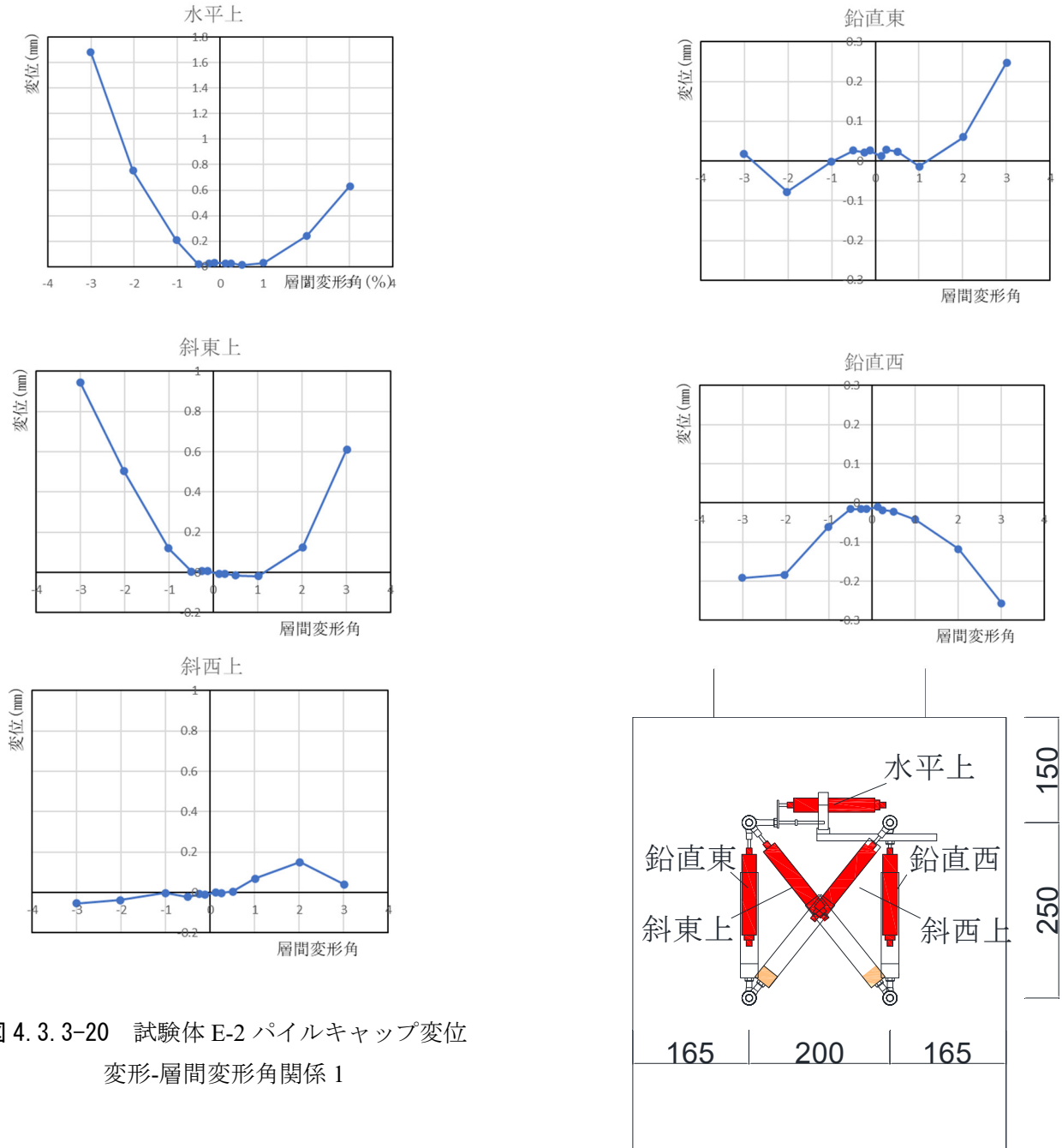


図 4.3.3-20 試験体 E-2 パイルキャップ変位
変形-層間変形角関係 1

第4章 場所打ちコンクリート杭を対象としたパイルキャップ降伏破壊モードの検証実験

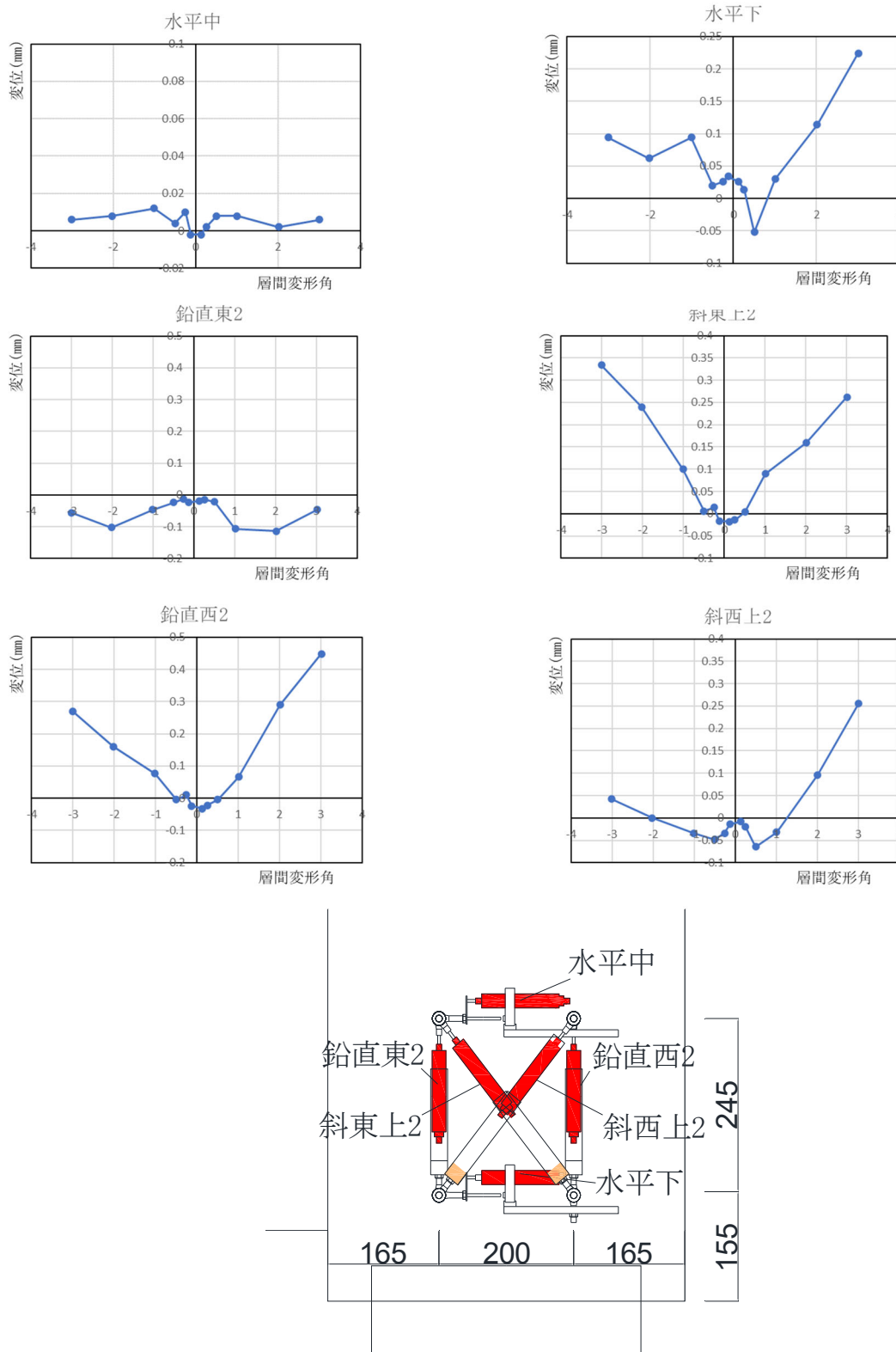


図 4.3.3-21 試験体 E-2 パイルキャップ変位 変形-層間変形角関係 2

(6) 杭変位

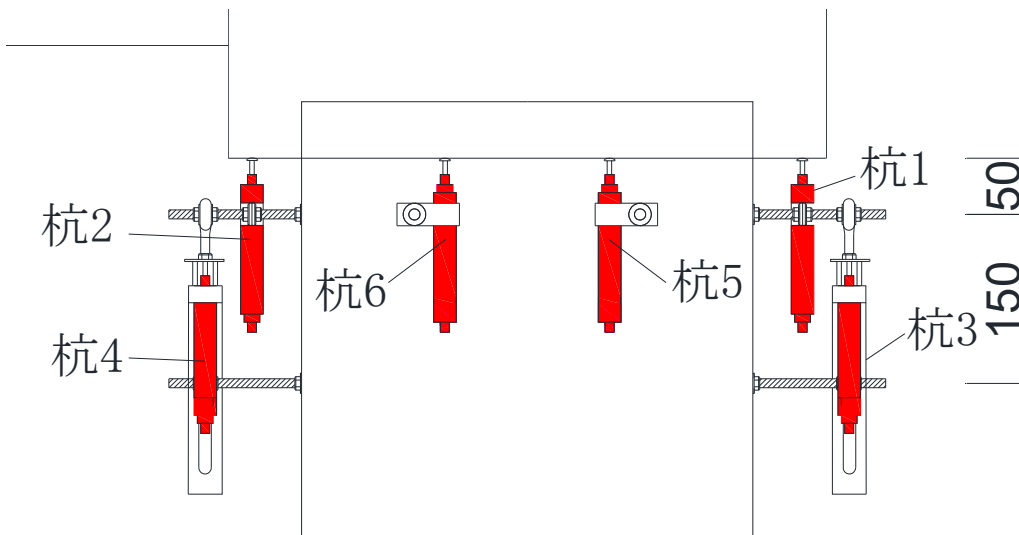
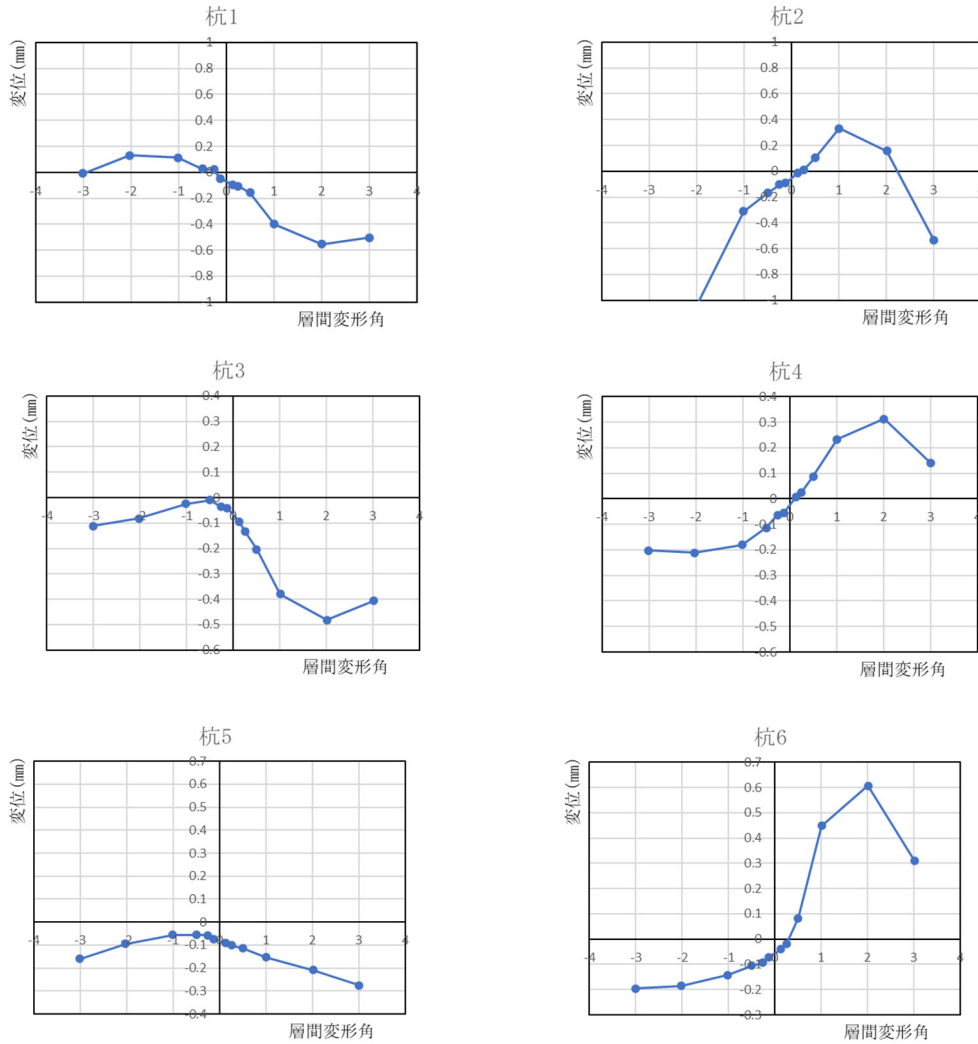


図 4.3.3-22 試験体 E-2 杭変位 変形-層間変形角関係

4.3.4 各鉄筋ひずみ分布

● 試験体 E-1

図 4.3.4-1～図 4.3.4-5 に基礎梁主筋のピーク時のひずみ分布を、図 4.3.4-6, 7, 8 に柱主筋のピーク時のひずみ分布を、図 4.3.4-9 に柱補強筋のピーク時のひずみ分布を、図 4.3.4-10, 11, 12, 13 に杭主筋のピーク時のひずみ分布を、図 4.3.4-14, 15 にパイルキャップ袴トップ筋のピーク時ひずみ分布を、図 4.3.4-16, 17, 18 にパイルキャップベース筋のピーク時ひずみ分布を、図 4.3.4-19 にパイルキャップ補強筋のピーク時ひずみ分布を示す。

(1) 基礎梁主筋ひずみゲージ

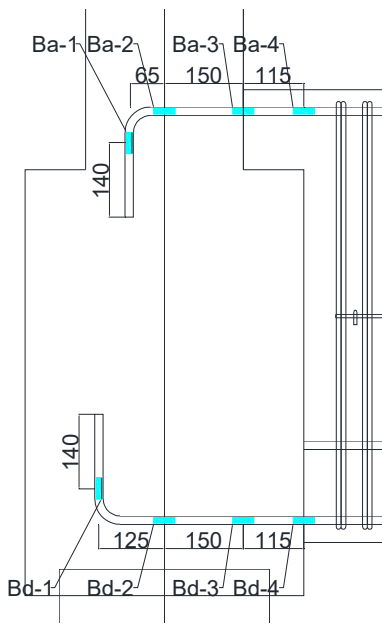
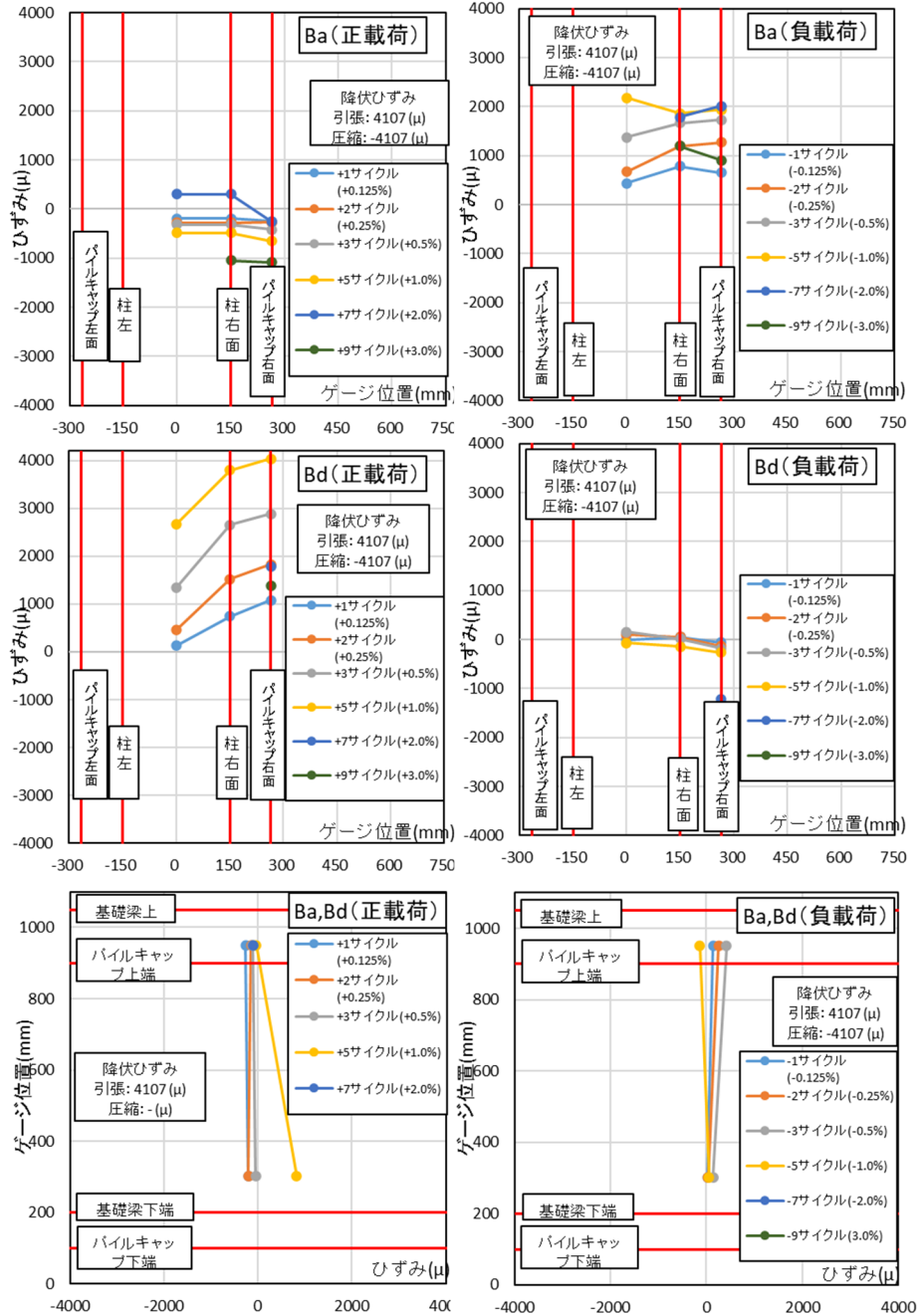


図 4.3.4-1
試験体 E-1 基礎梁主筋
ひずみ分布(前)



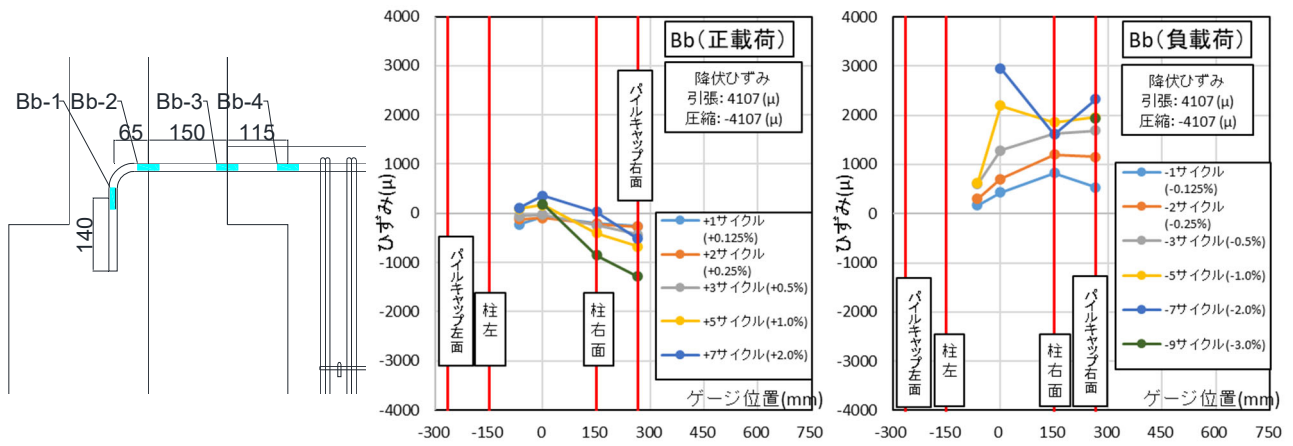


図 4.3.4-2 試験体 E-1 基礎梁上端主筋 ひずみ分布(中)

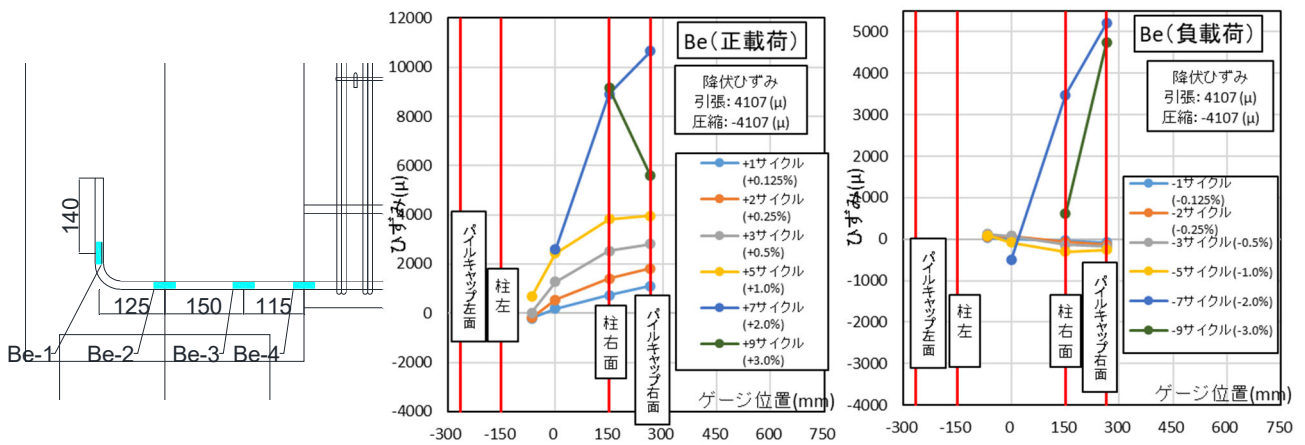


図 4.3.4-3 試験体 E-1 基礎梁下端主筋 ひずみ分布(中)

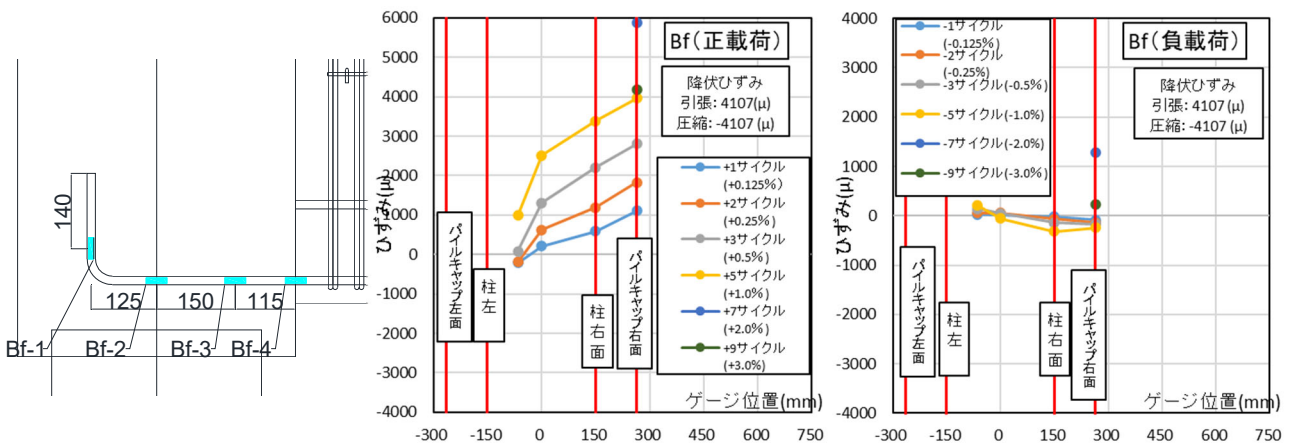


図 4.3.4-4 試験体 E-1 基礎梁下端主筋 ひずみ分布(中)

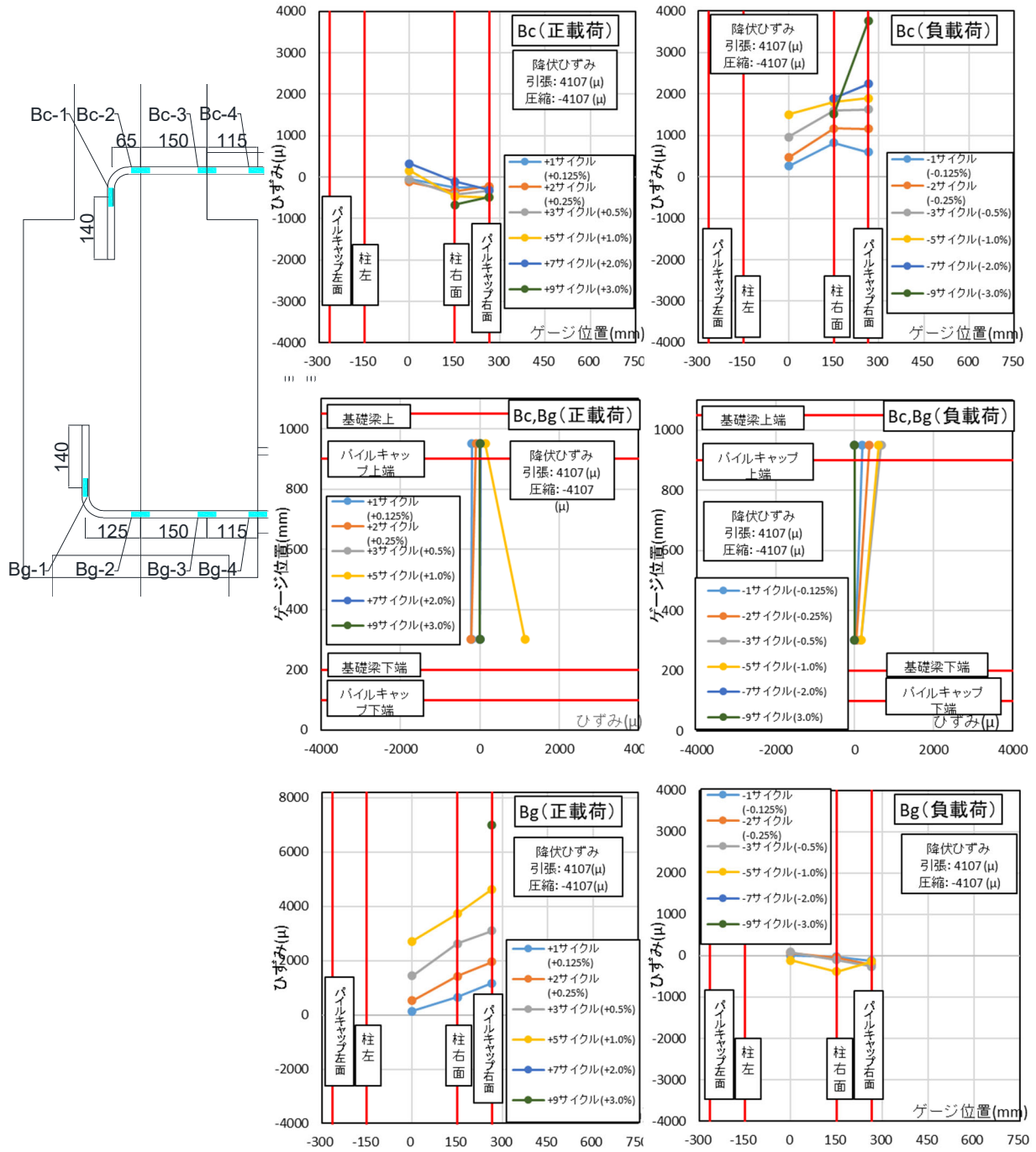


図 4.3.4-5 試験体 E-1 基礎梁主筋 ひずみ分布(背)

(2) 柱主筋ひずみゲージ

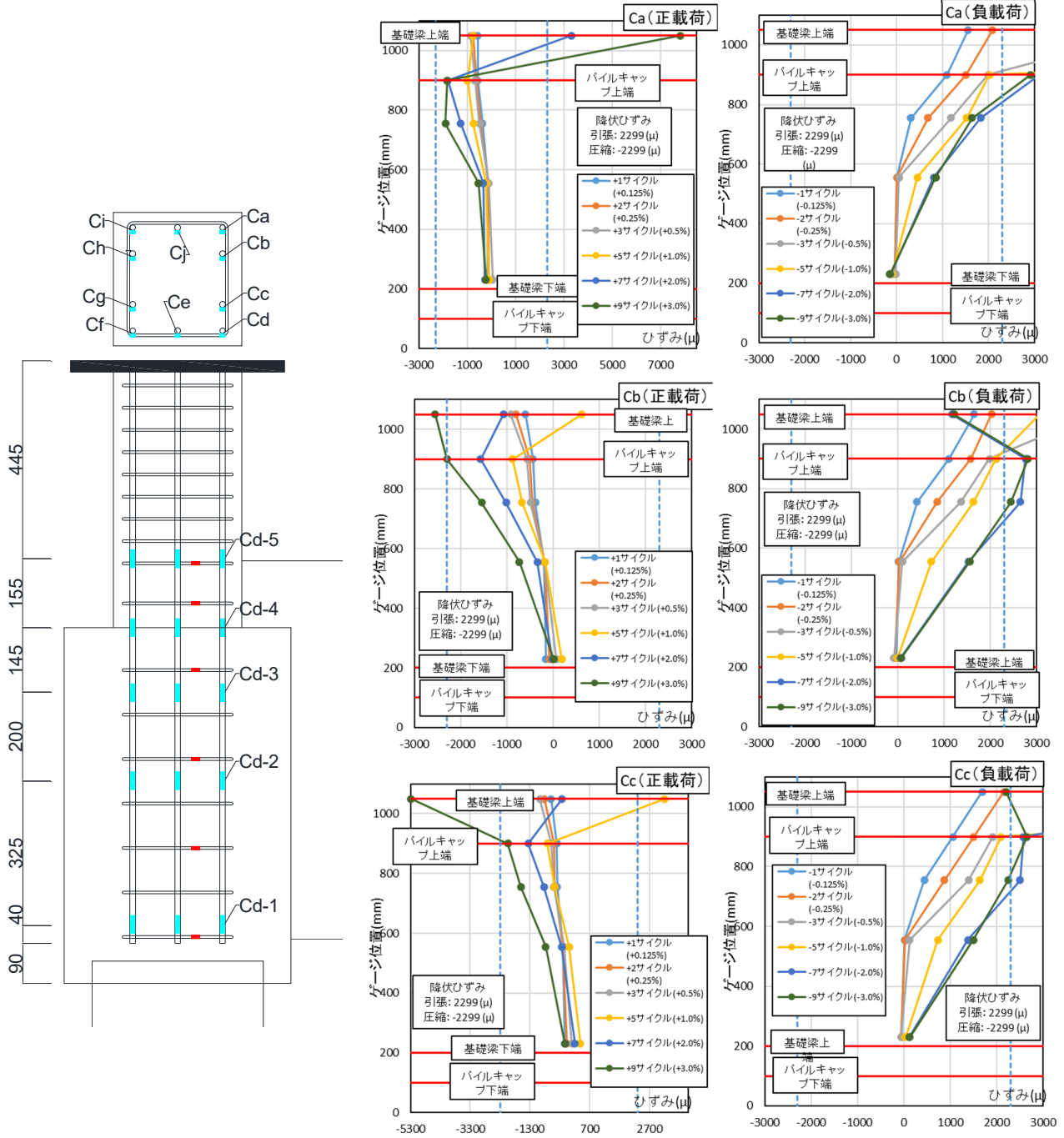


図 4.3.4-6 試験体 E-1 柱主筋 ひずみ分布(Ca-Cc)

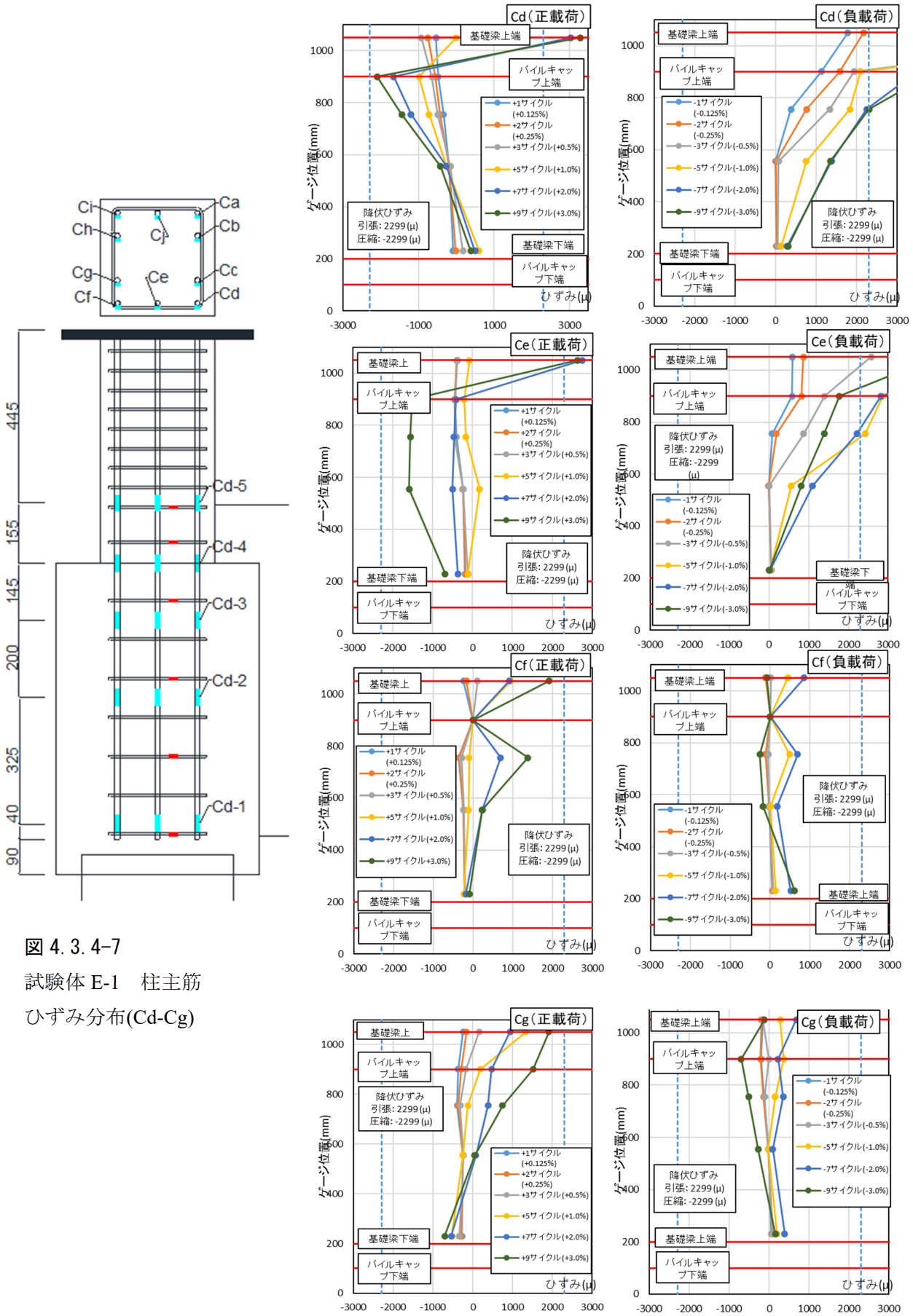


図 4.3.4-7
試験体 E-1 柱主筋
ひずみ分布(Cd-Cg)

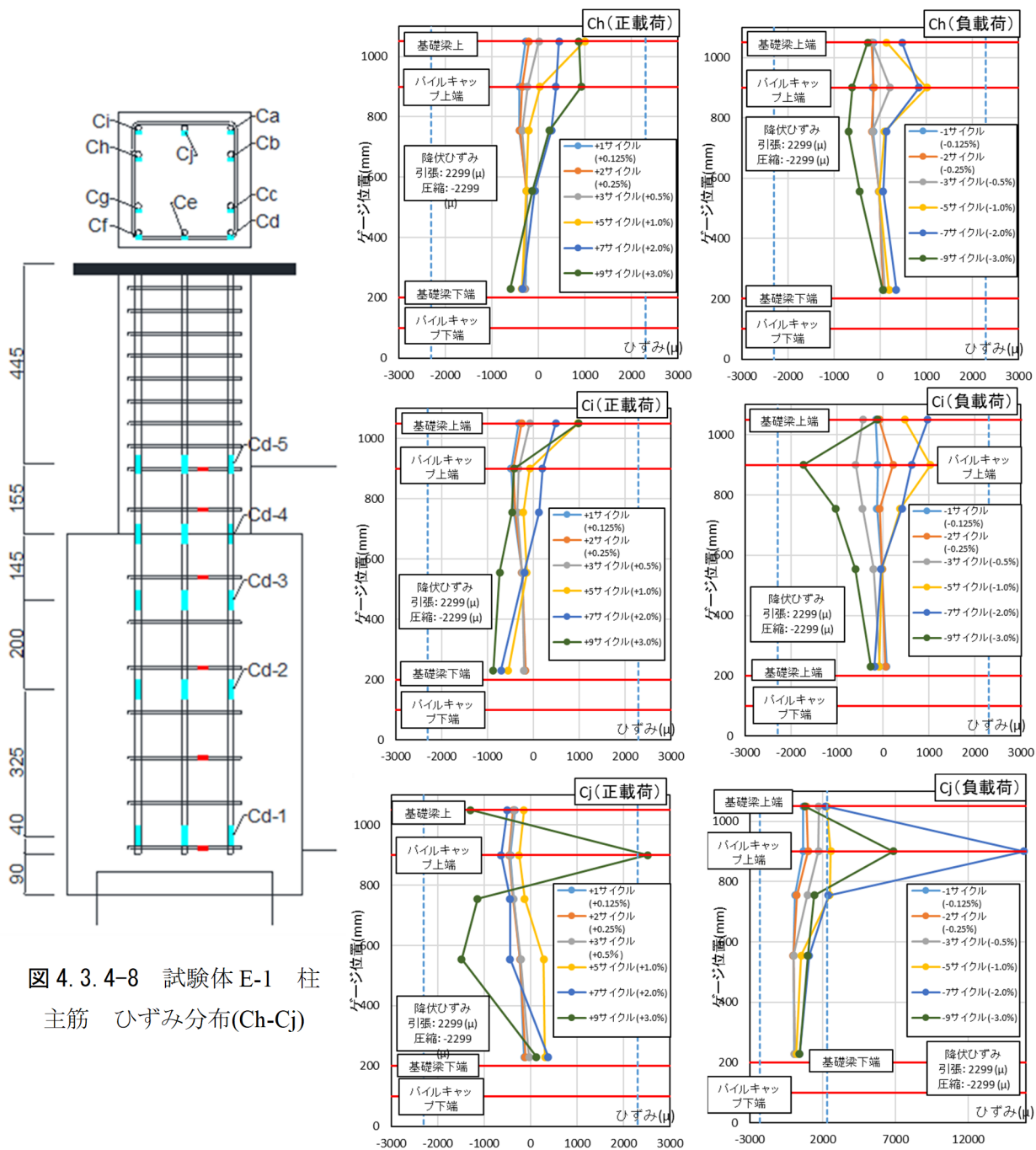
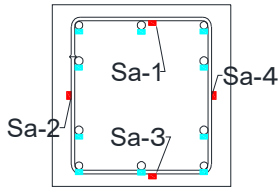
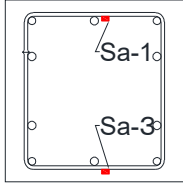


図 4.3-4-8 試験体 E-1 柱主筋 ひずみ分布(Ch-Cj)

(3) 柱補強筋



パイルキャップ内柱補強筋
ゲージ添付図



柱補強筋ゲージ添付図

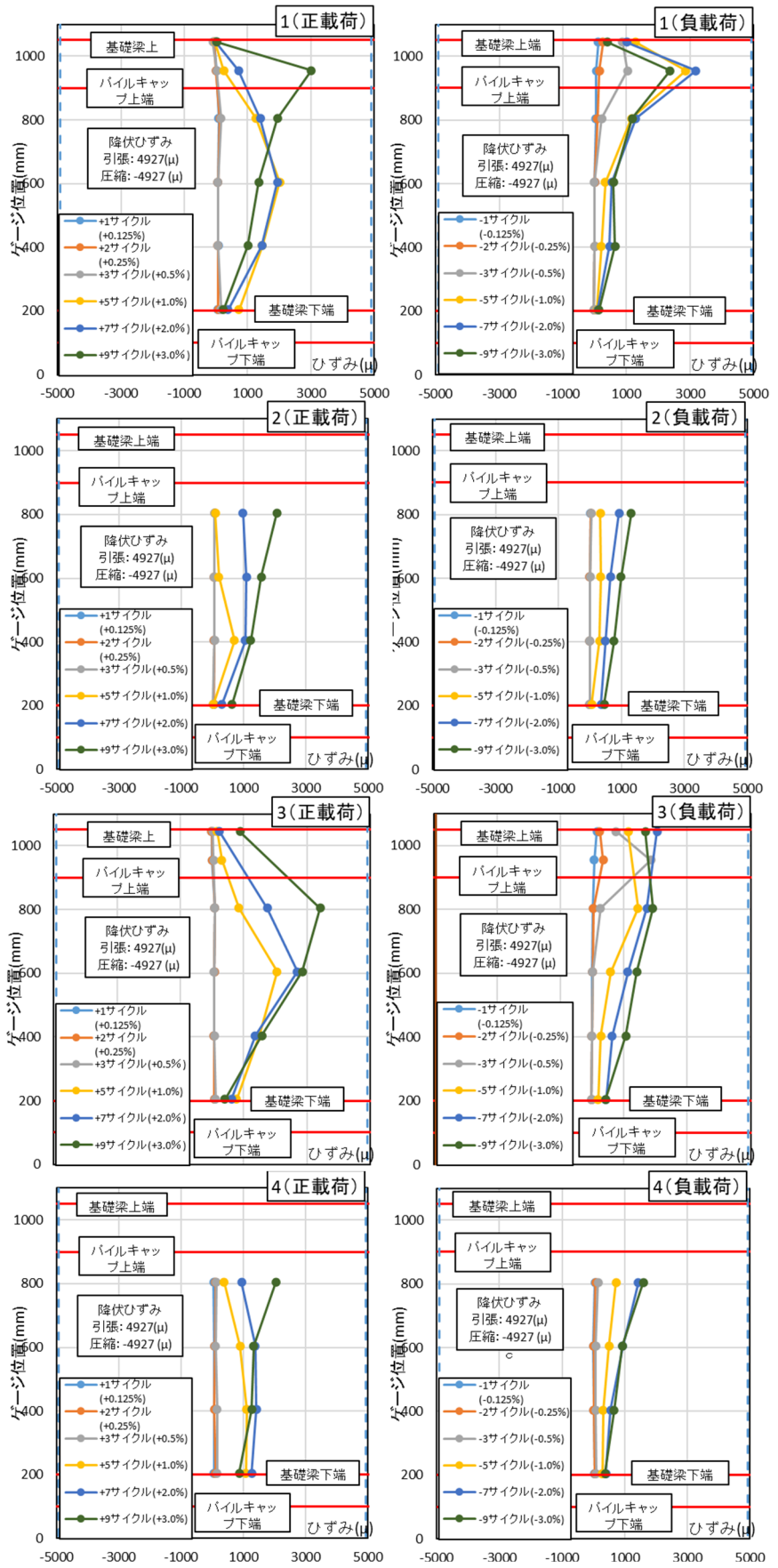
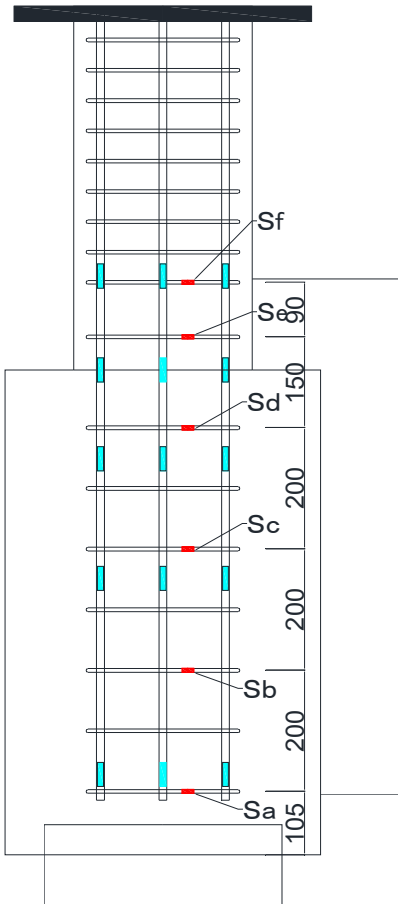


図 4.3.4-9 試験体 E-1 柱補強筋ひずみ分布

(4) 場所打ち杭主筋

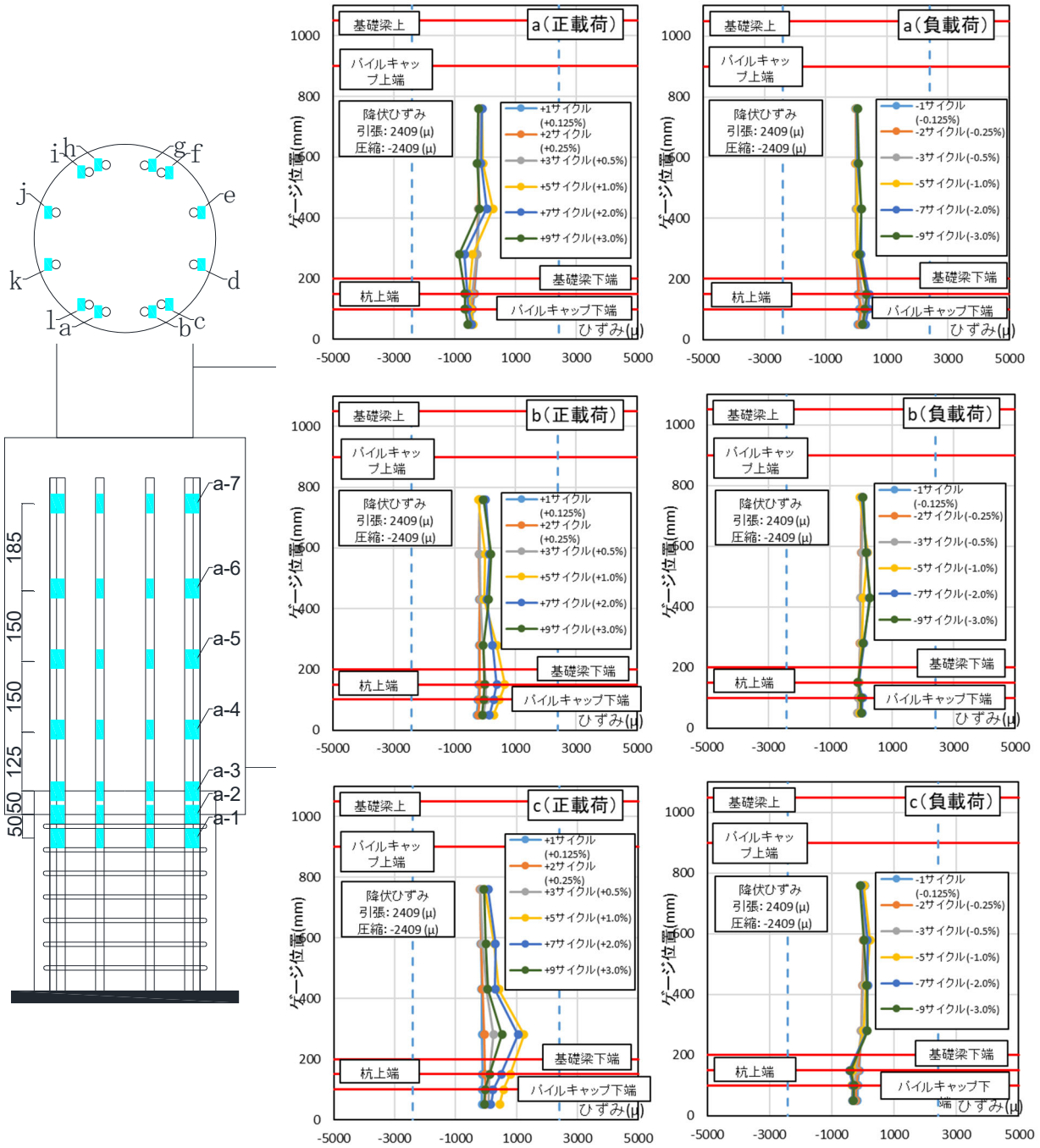
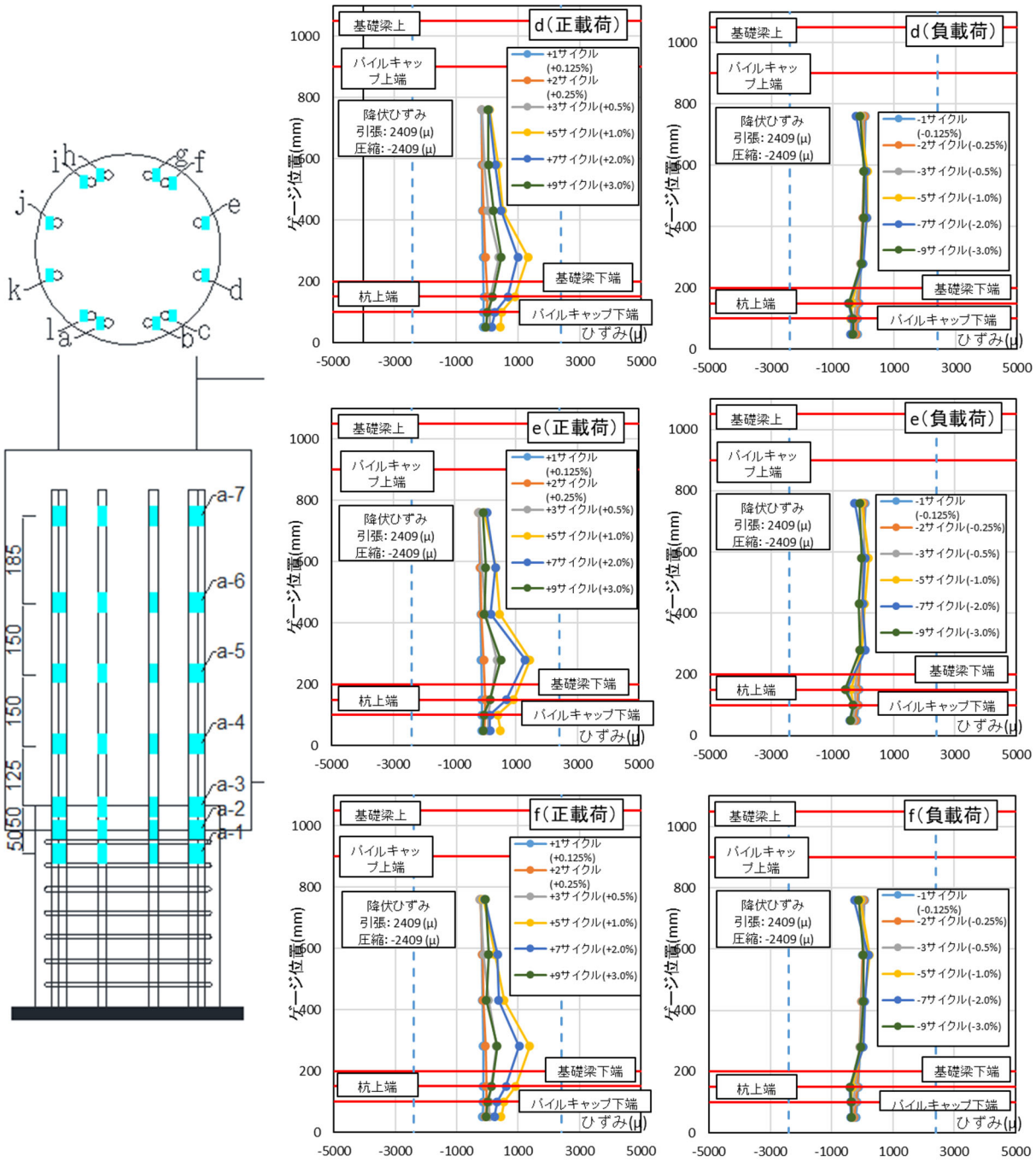


図 4.3.4-10 試験体 E-1 場所打ち杭主筋 ひずみ分布(a-c)



図

4.3.4-11 試験体 E-1 場所打ち杭主筋 ひずみ分布(d-f)

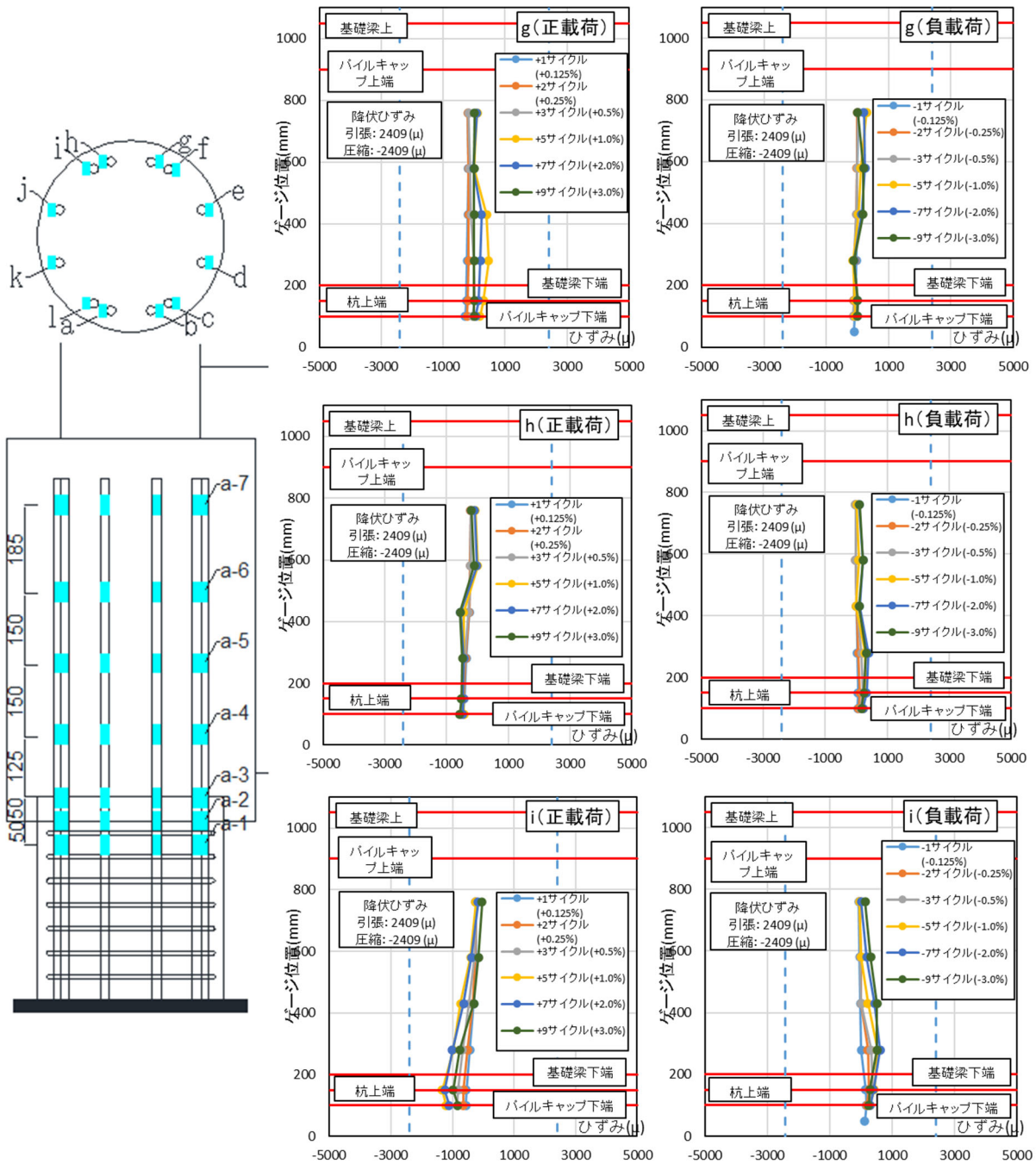


図 4.3.4-12 試験体 E-1 場所打ち杭主筋 ひずみ分布(g-i)

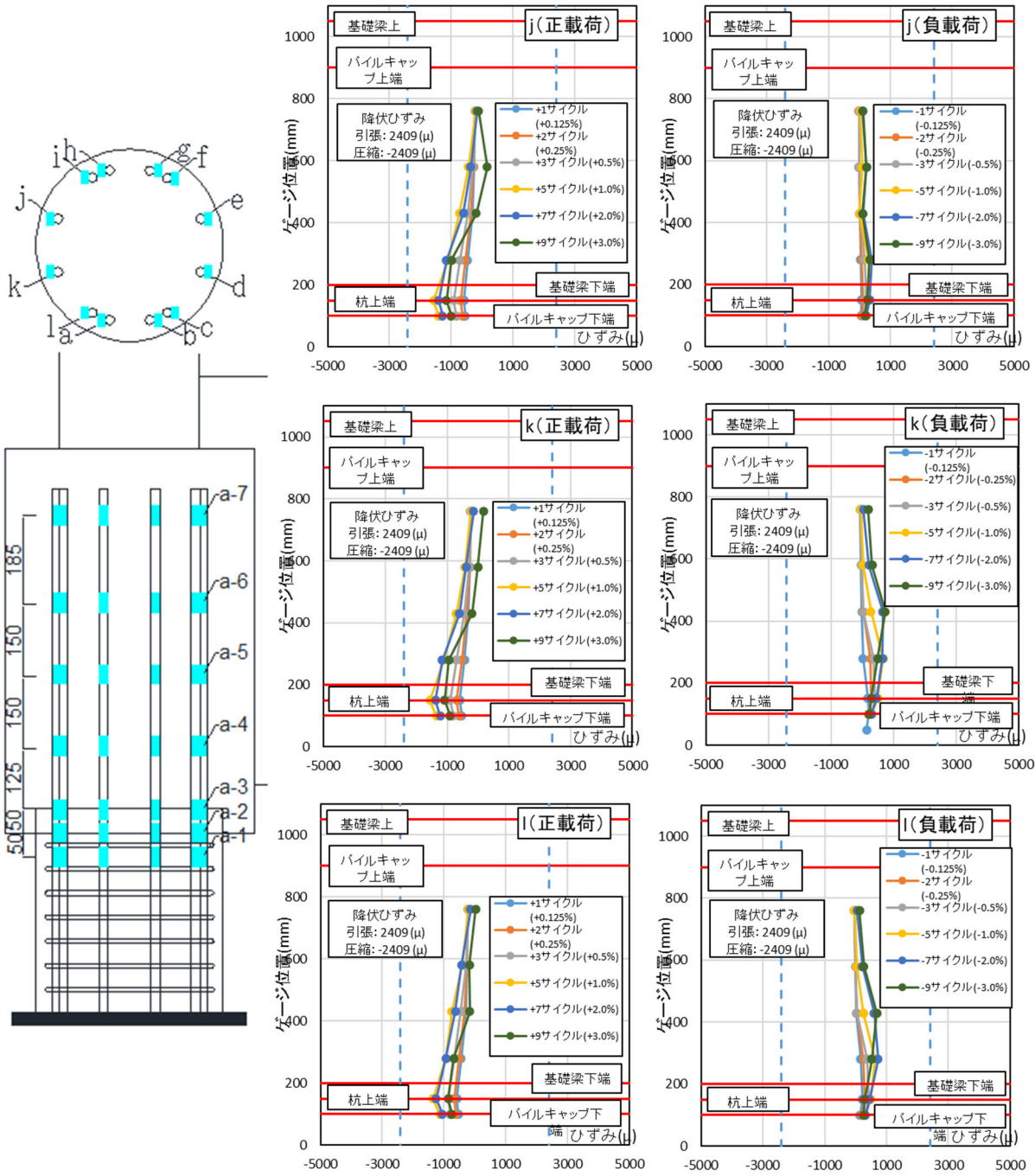


図 4.3.4-13 試験体 E-1 場所打ち杭主筋 ひずみ分布(j-l)

(5) パイルキャップ桁トップ筋

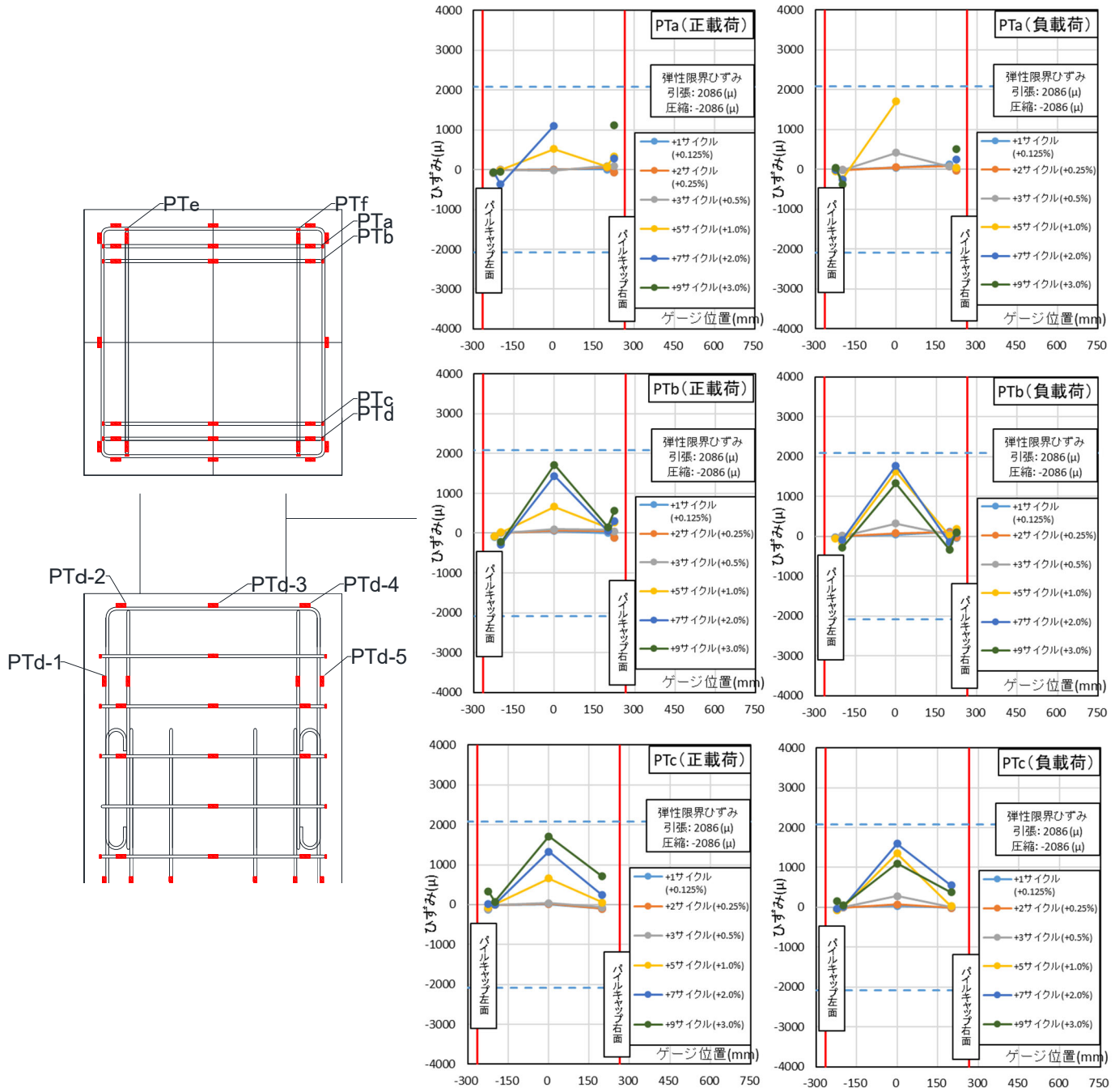


図 4.3.4-14 試験体 E-1 パイルキャップ桁トップ筋 ひずみ分布(PTa-PTc)

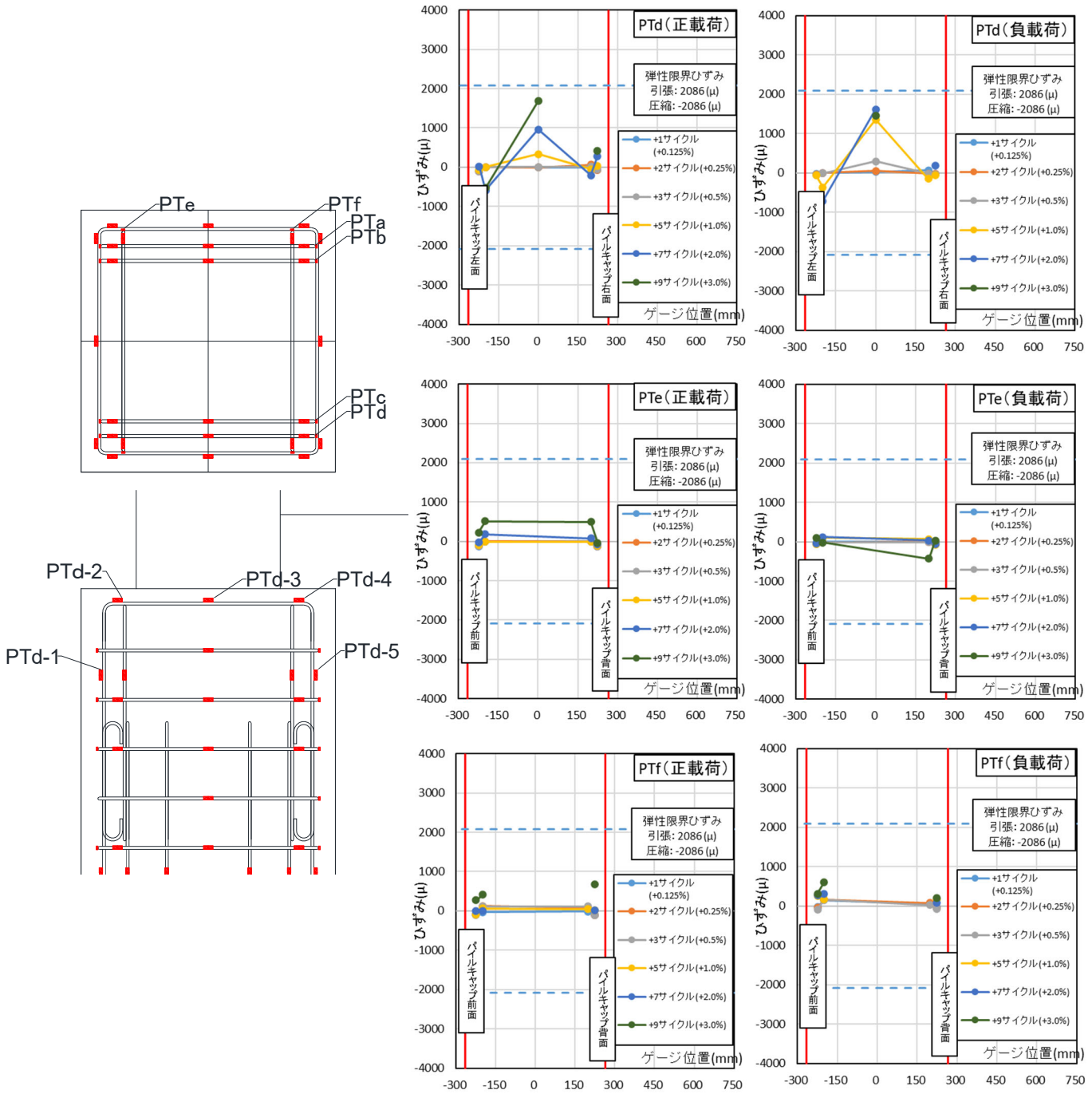


図 4.3.4-15 試験体 E-1 パイルキャップ宥トップ筋 ひずみ分布(PTd-PTf)

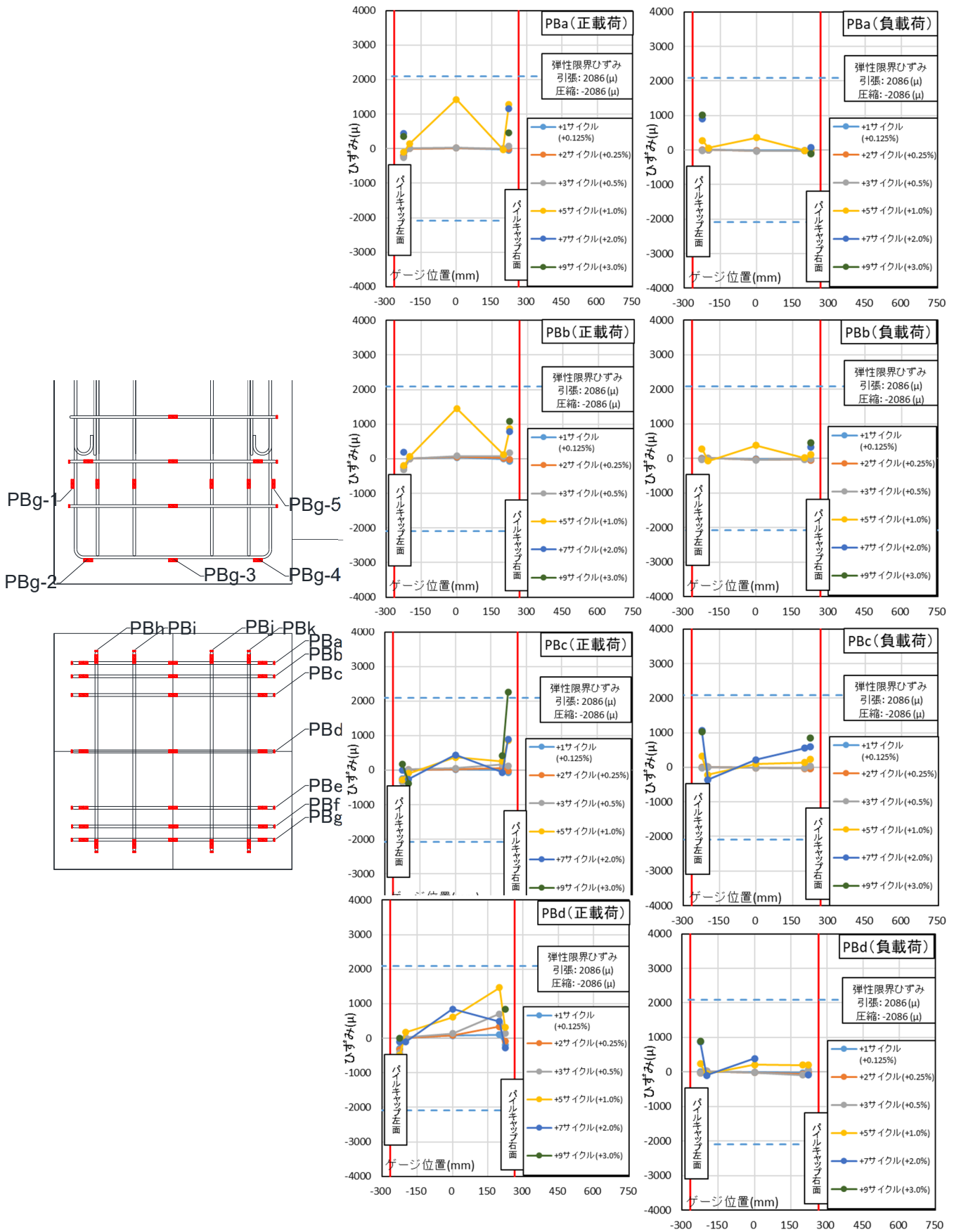


図 4.3.4-16 試験体 E-1 パイルキャップベース筋 ひずみ分布(PBa-PBd)

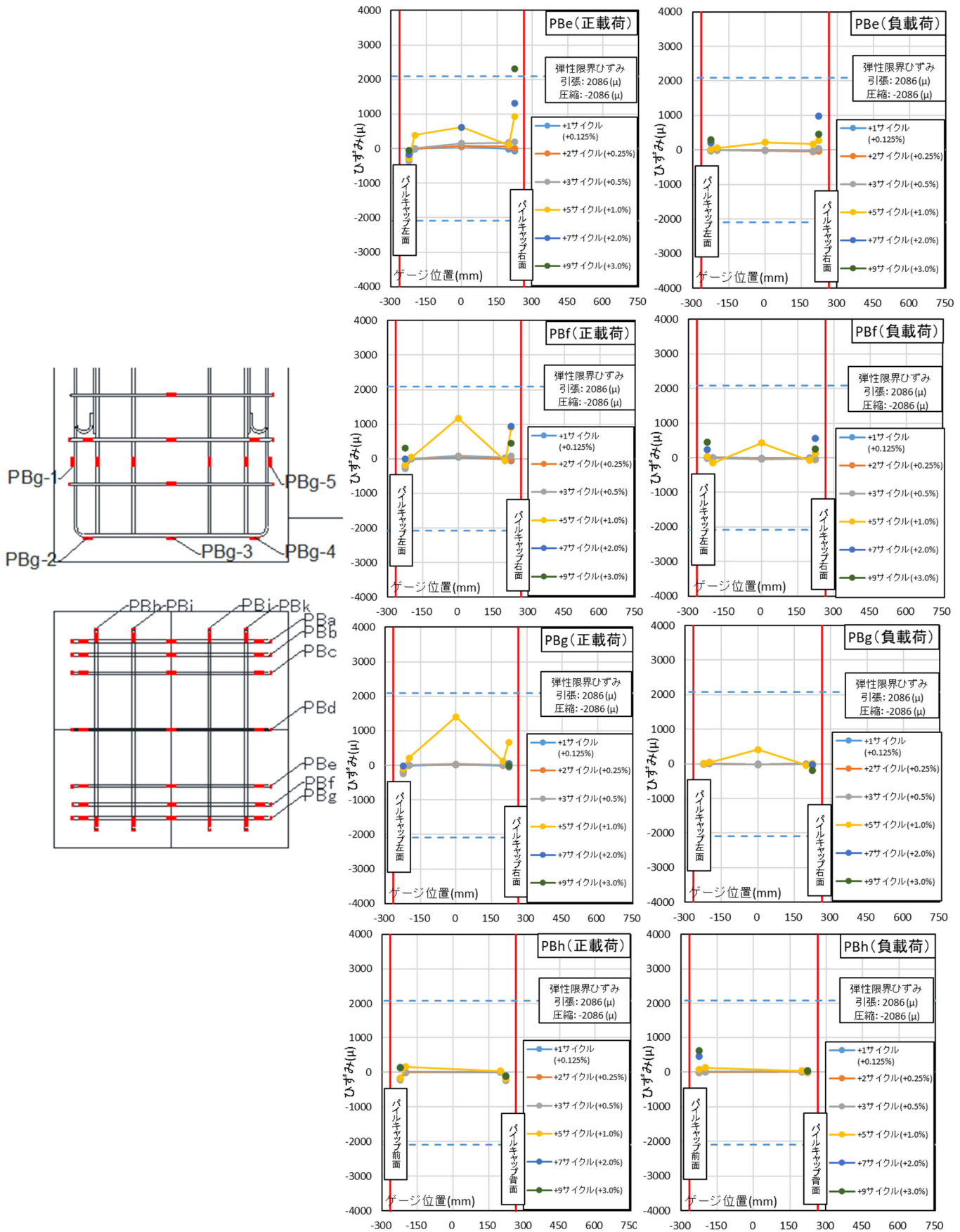


図 4.3.4-17 試験体 E-1 パイルキャップベース筋ひずみ分布(PBe-PBh)

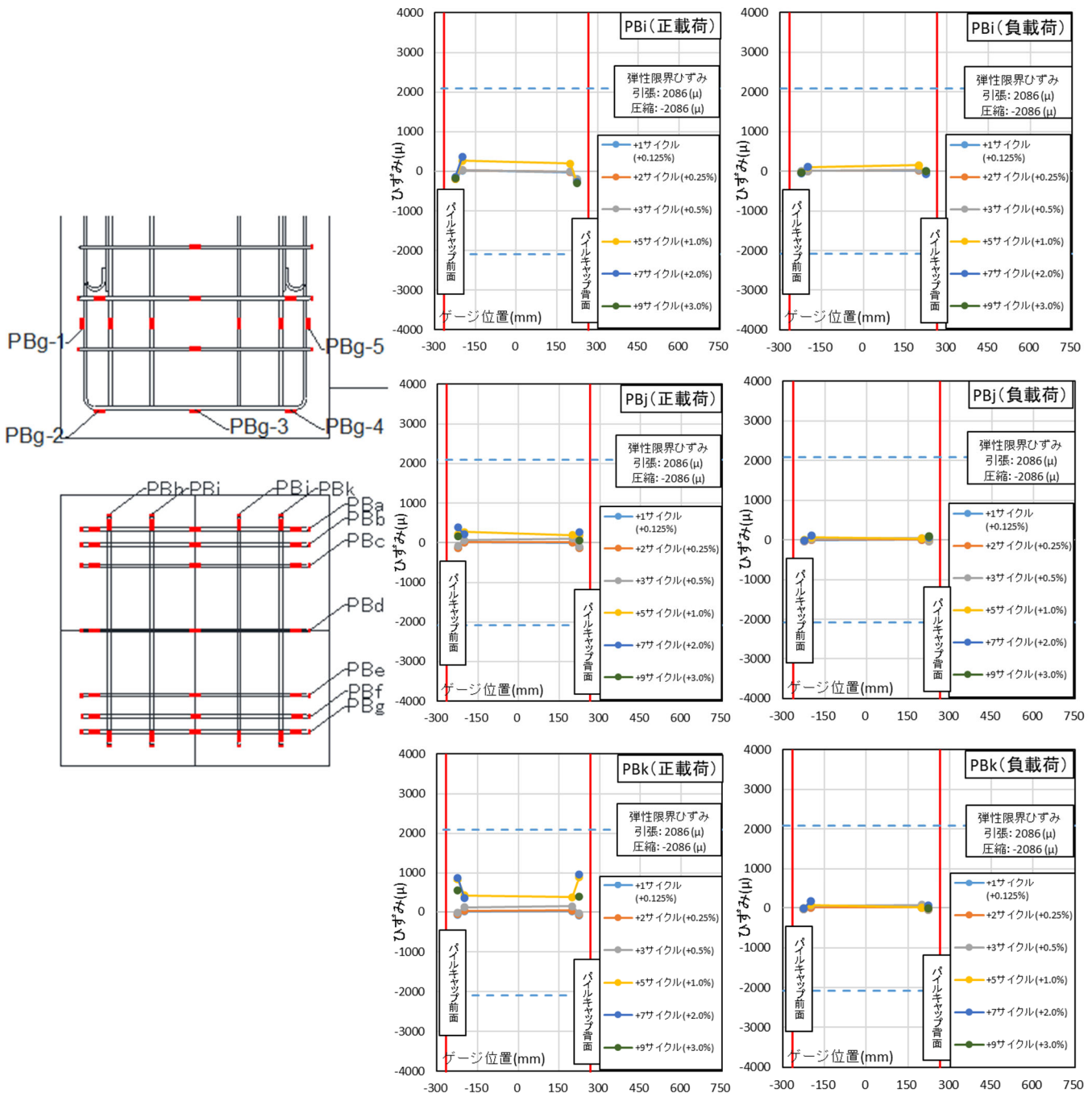


図 4.3.4-18 試験体 E—1 パイルキャップベース筋 ひずみ分布(PBi-PBk)

(6) パイルキャップ補強筋

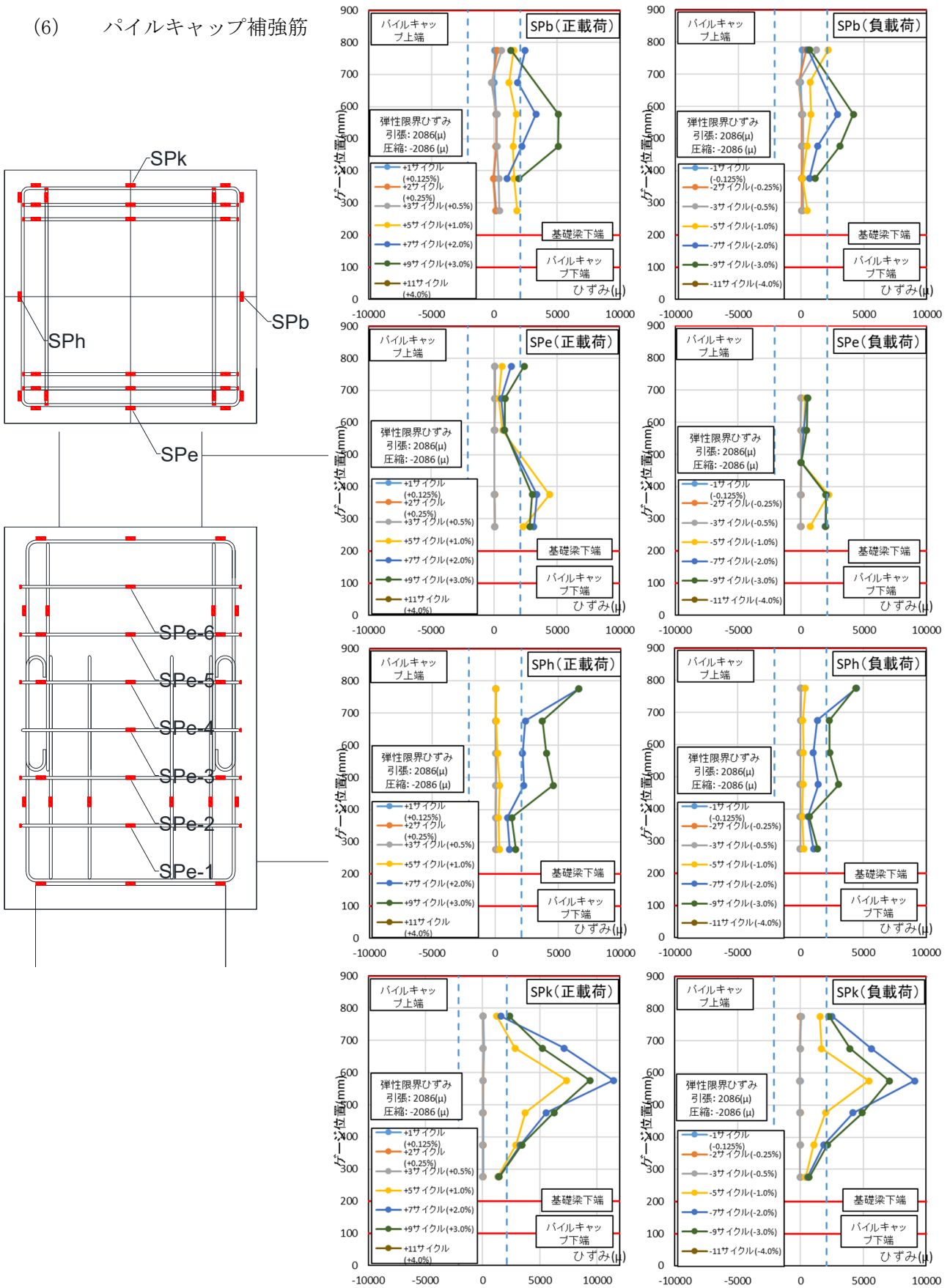


図 4.3.4-19 試験体 E-1 パイルキャップ補強筋ひずみ分布

● 試験体 E-2

図 4.3.4-20～図 4.3.4-22 に基礎梁主筋のピーク時のひずみ分布を、図 4.3.4-23, 24, 25 に柱主筋のピーク時のひずみ分布を、図 4.3.4-26 に柱補強筋のピーク時のひずみ分布を、図 4.3.4-27, 28, 29 に杭主筋のピーク時のひずみ分布を、図 4.3.4-30 にパイルキャップ袴トップ筋のピーク時ひずみ分布を、図 4.3.4-31, 32, 33 にパイルキャップベース筋のピーク時ひずみ分布を、図 4.3.4-34 にパイルキャップ補強筋のピーク時ひずみ分布を示す。

(1) 基礎梁主筋

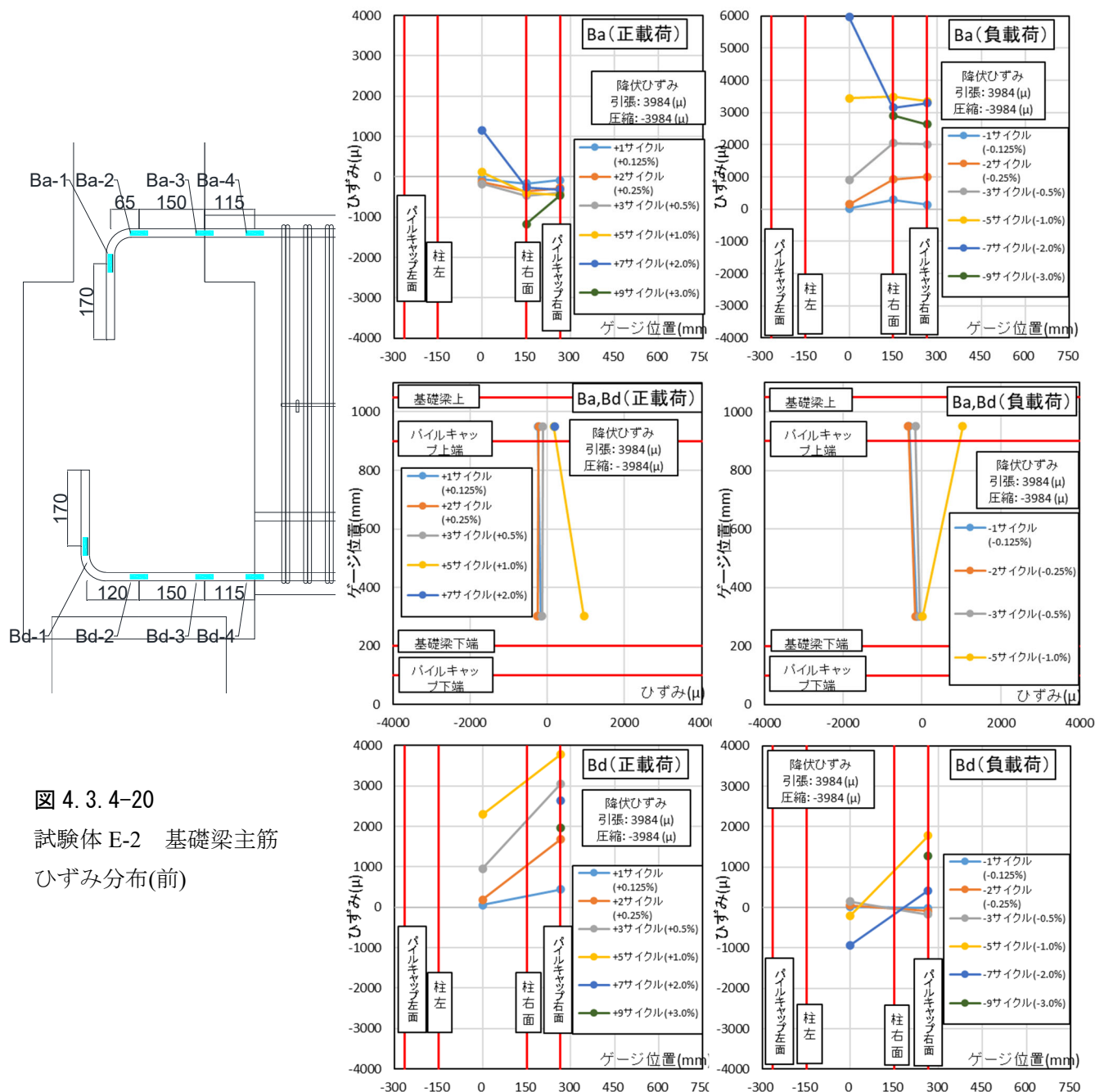


図 4.3.4-20
試験体 E-2 基礎梁主筋
ひずみ分布(前)

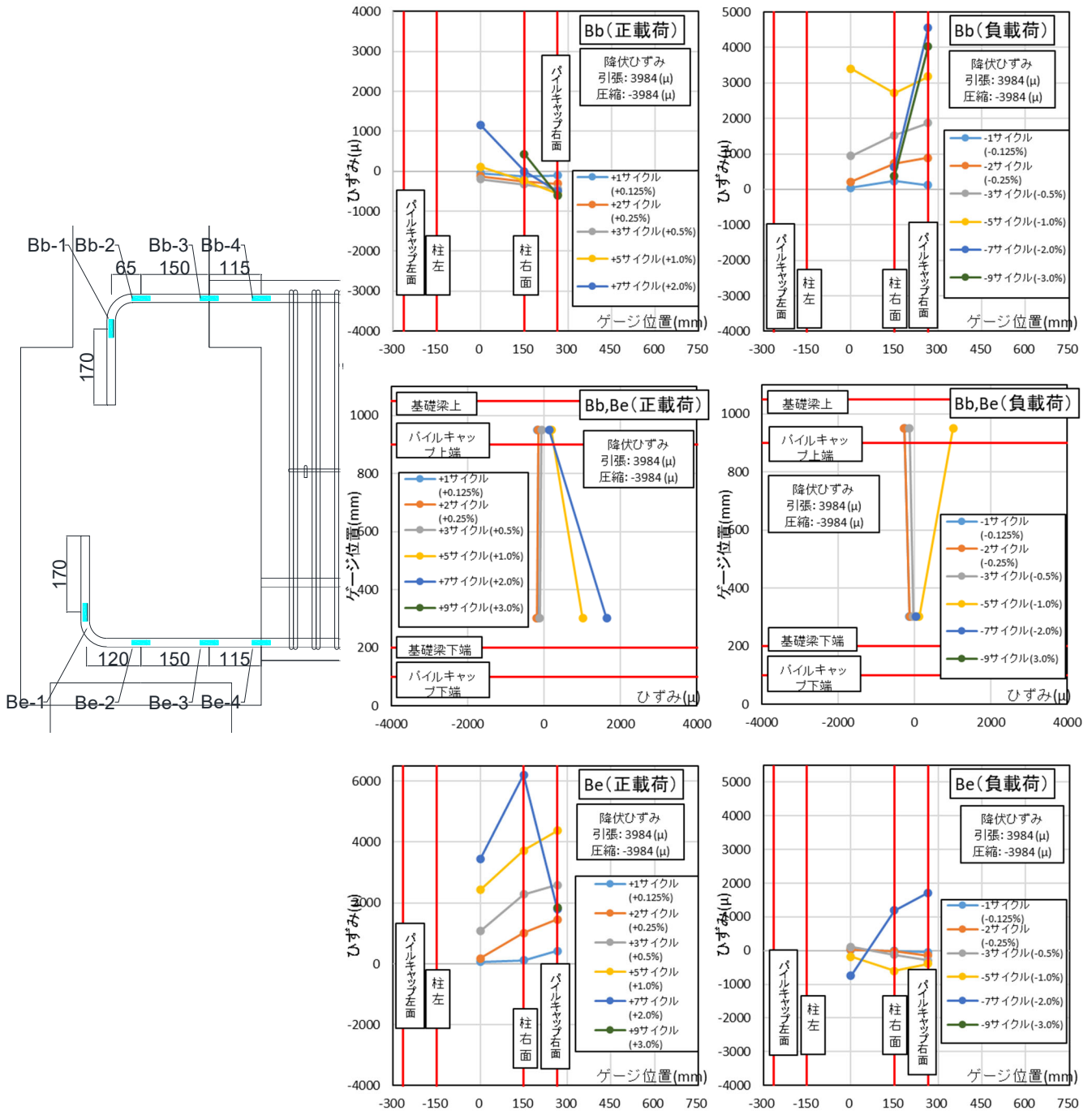


図 4.3.4-21 試験体 E-2 基礎梁主筋 ひずみ分布(中)

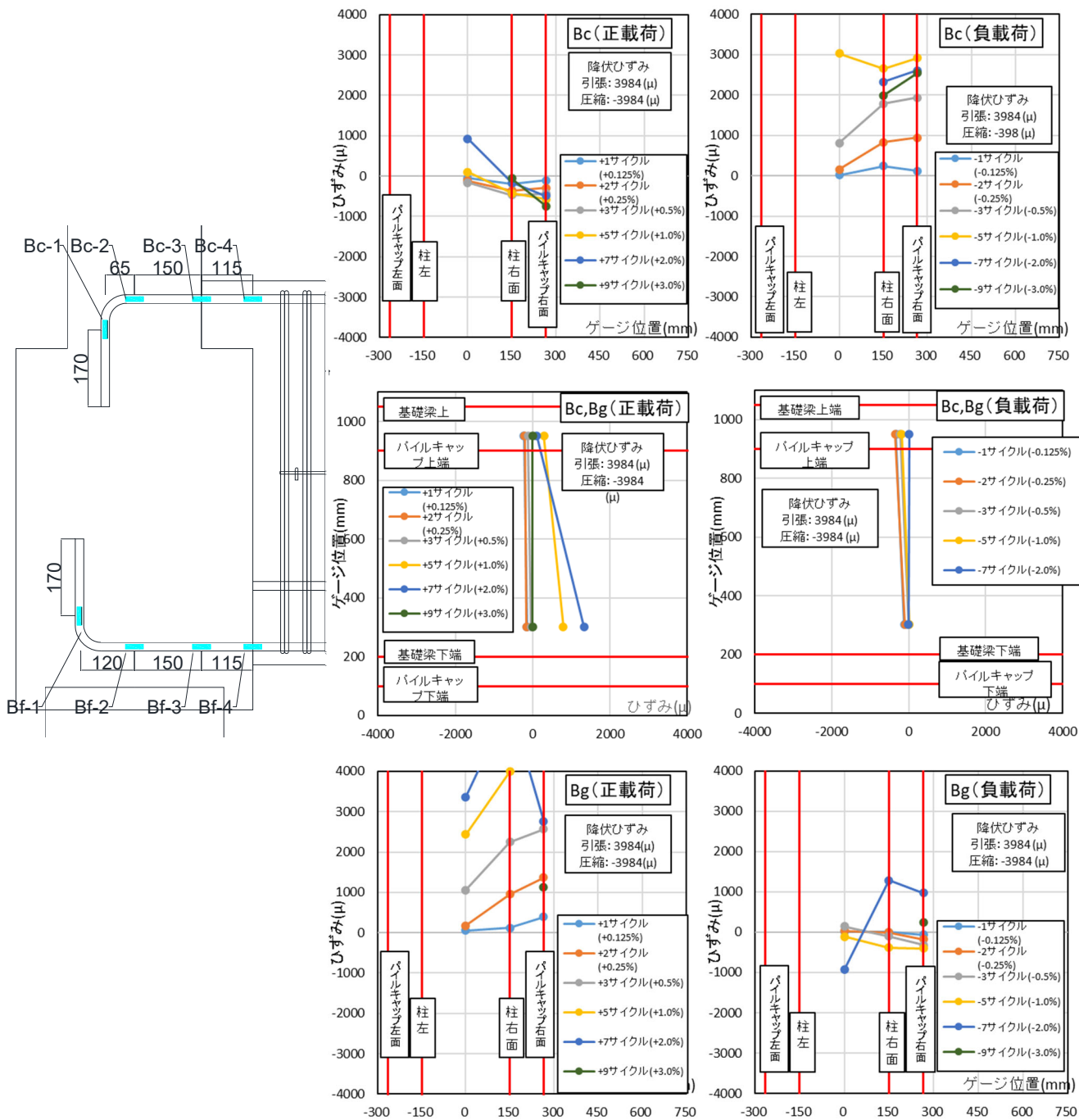


図 4.3.4-22 試験体 E-2 基礎梁主筋 ひずみ分布(背)

(2) 柱主筋

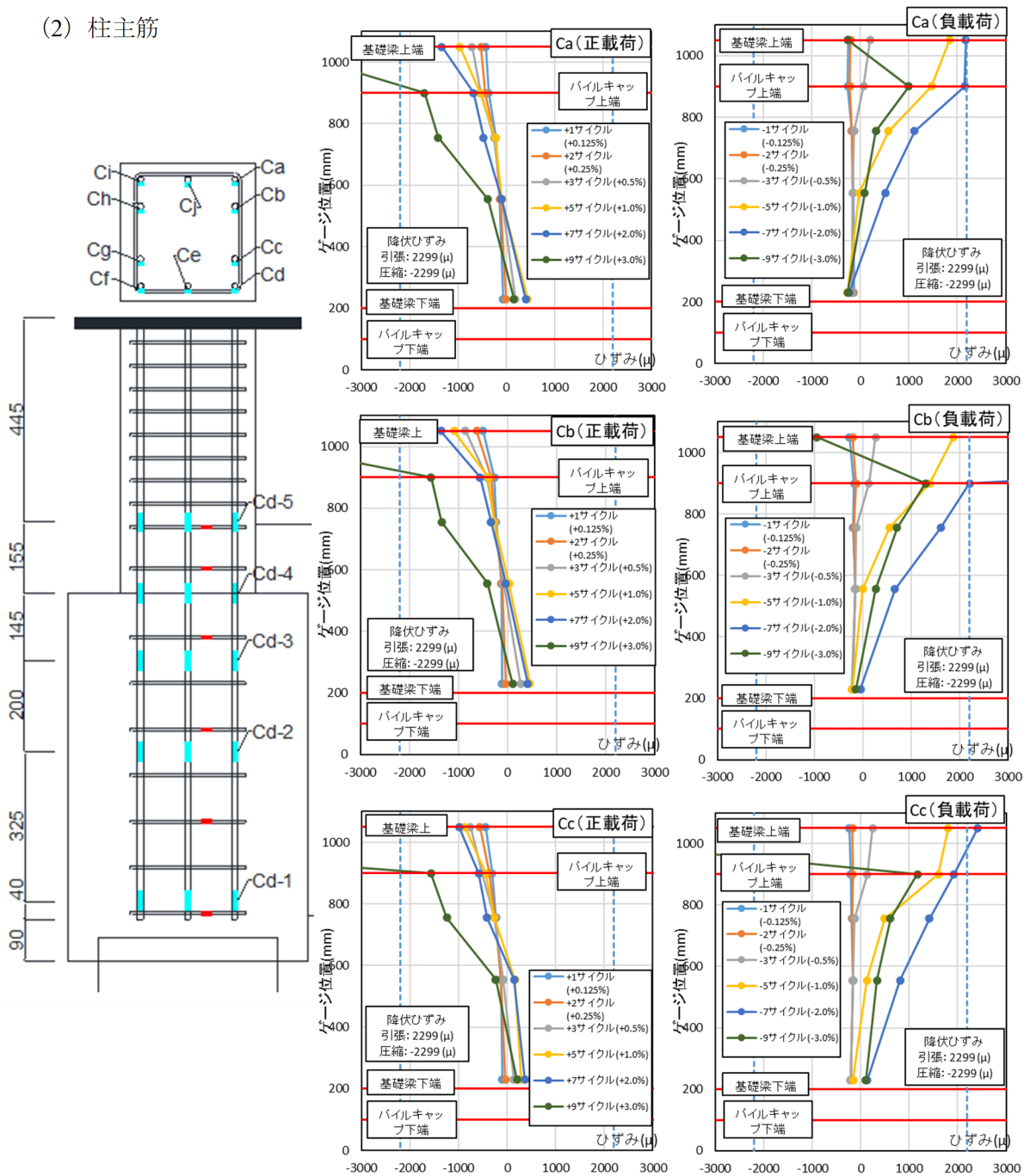


図 4.3.4-23 試験体 E-2 柱主筋 ひずみ分布(Ca-Cc)

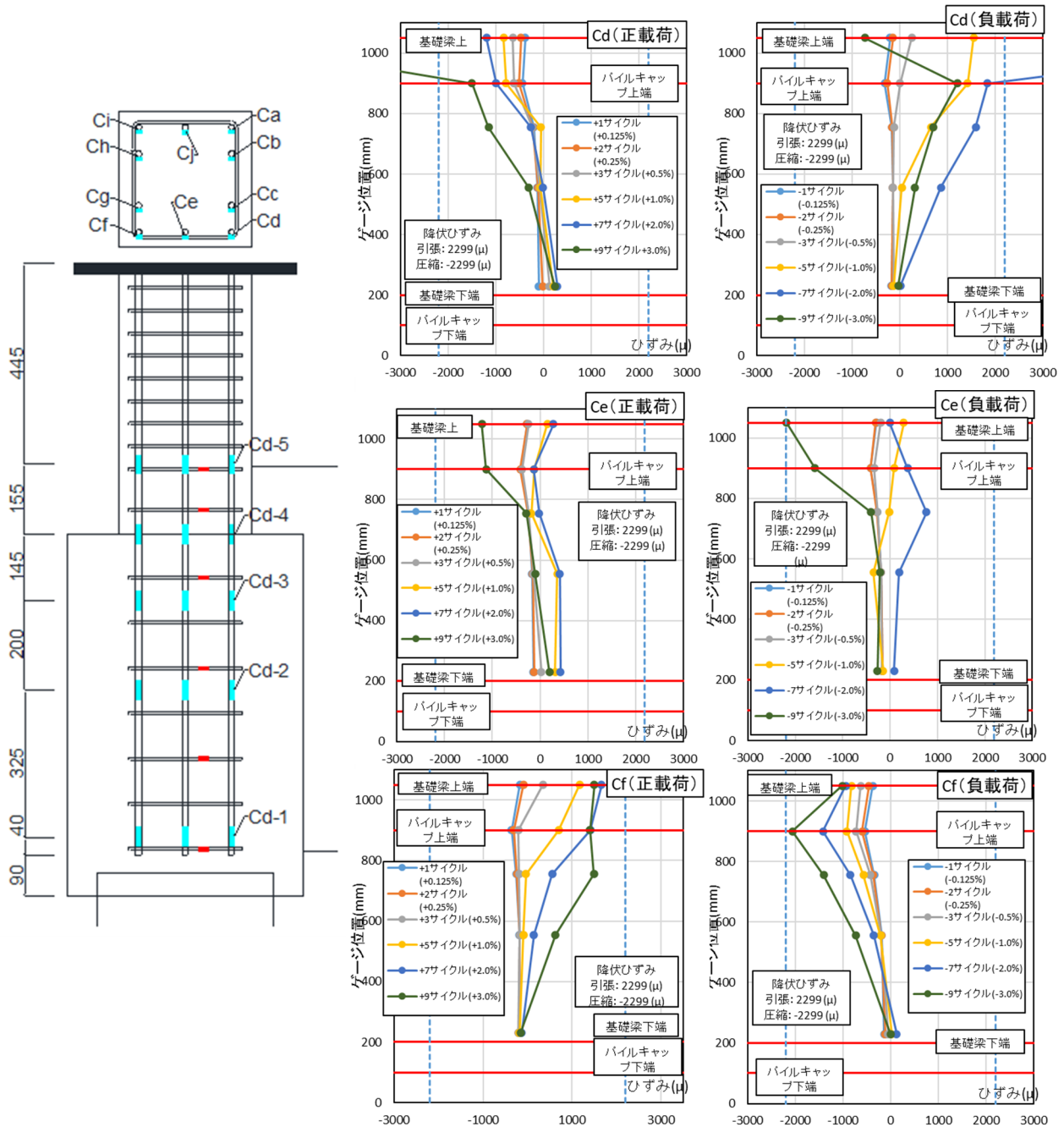
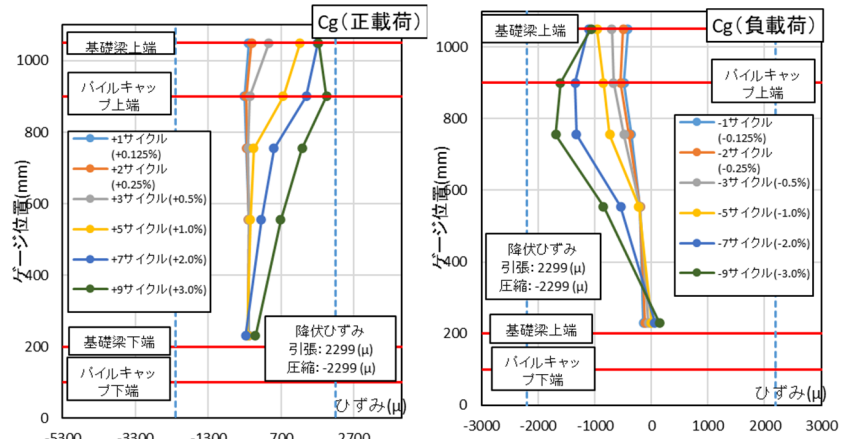


図 4.3.4-24
試験体 E-2 柱主筋
ひずみ分布(Cd-Cg)



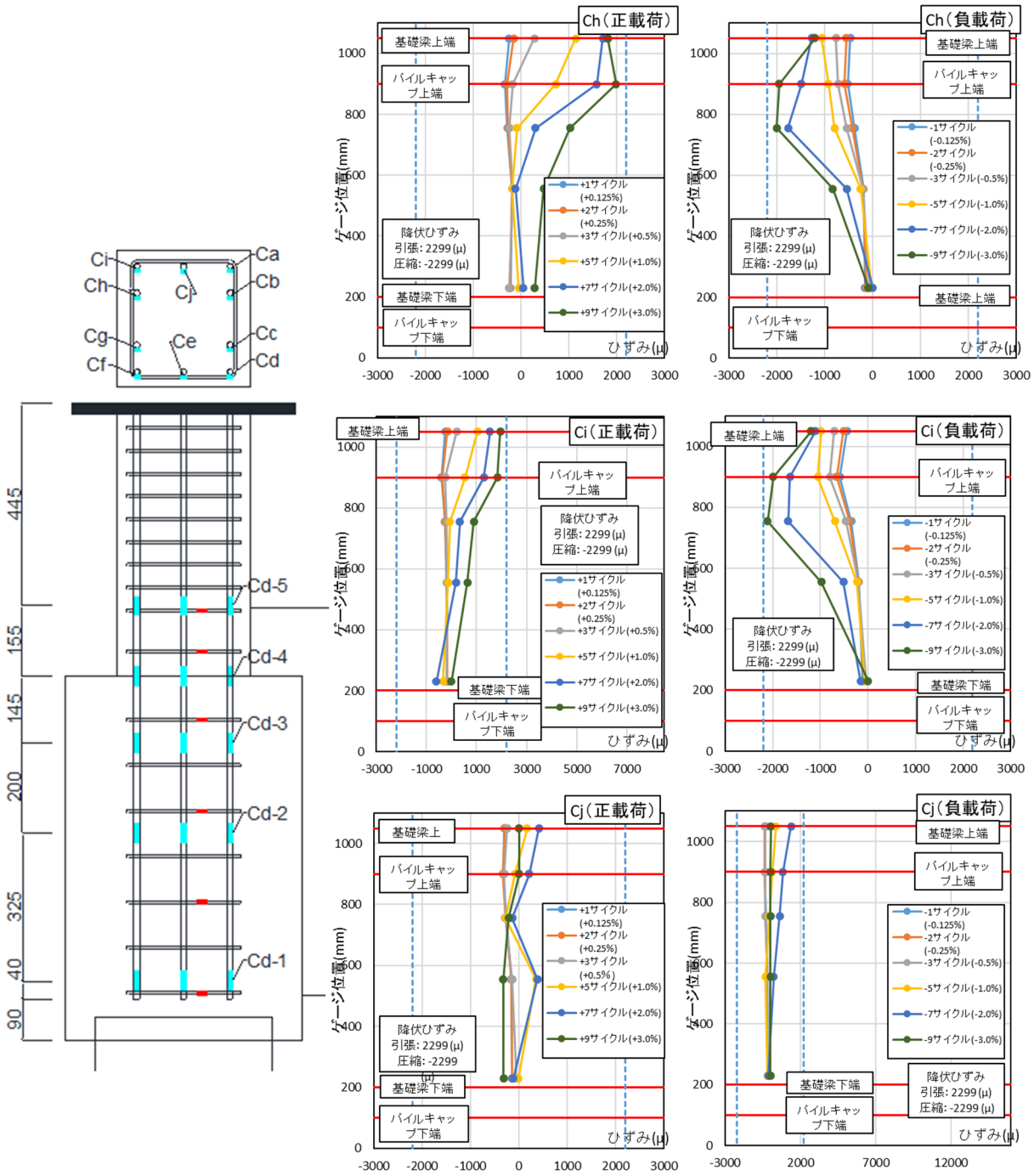


図 4.3.4-25 試験体 E-2 柱主筋 ひずみ分布(Ch-Cj)

(3) 柱補強筋

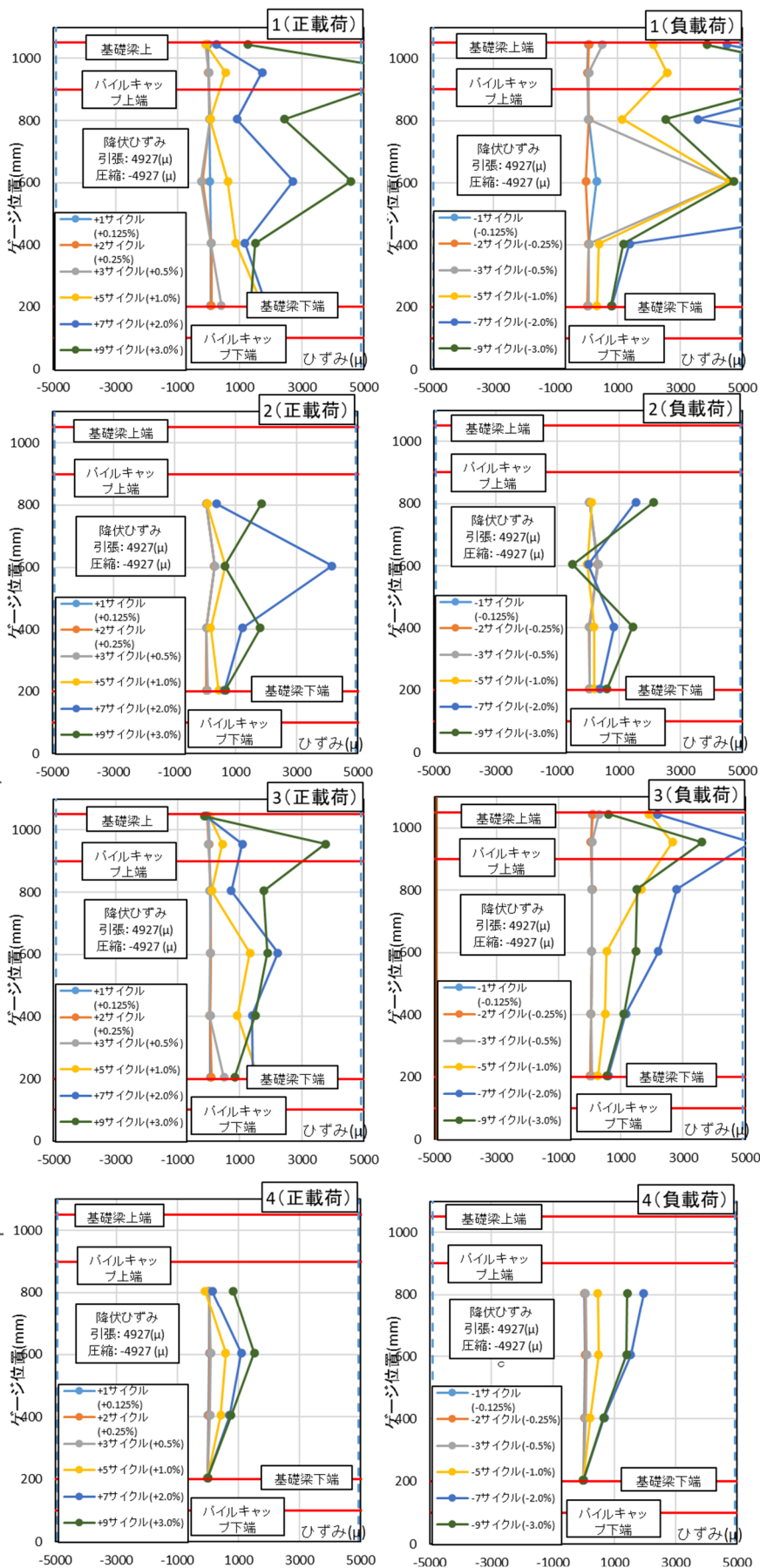
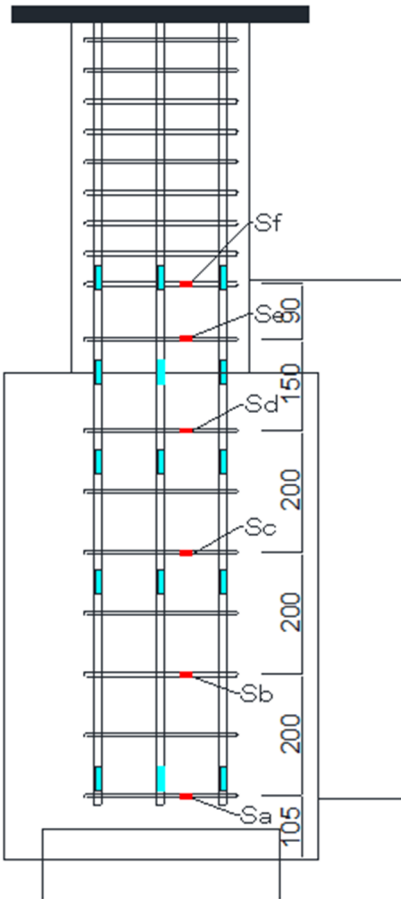
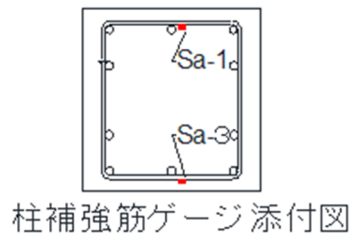
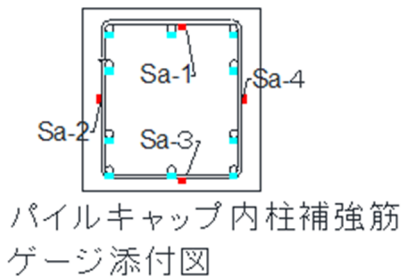
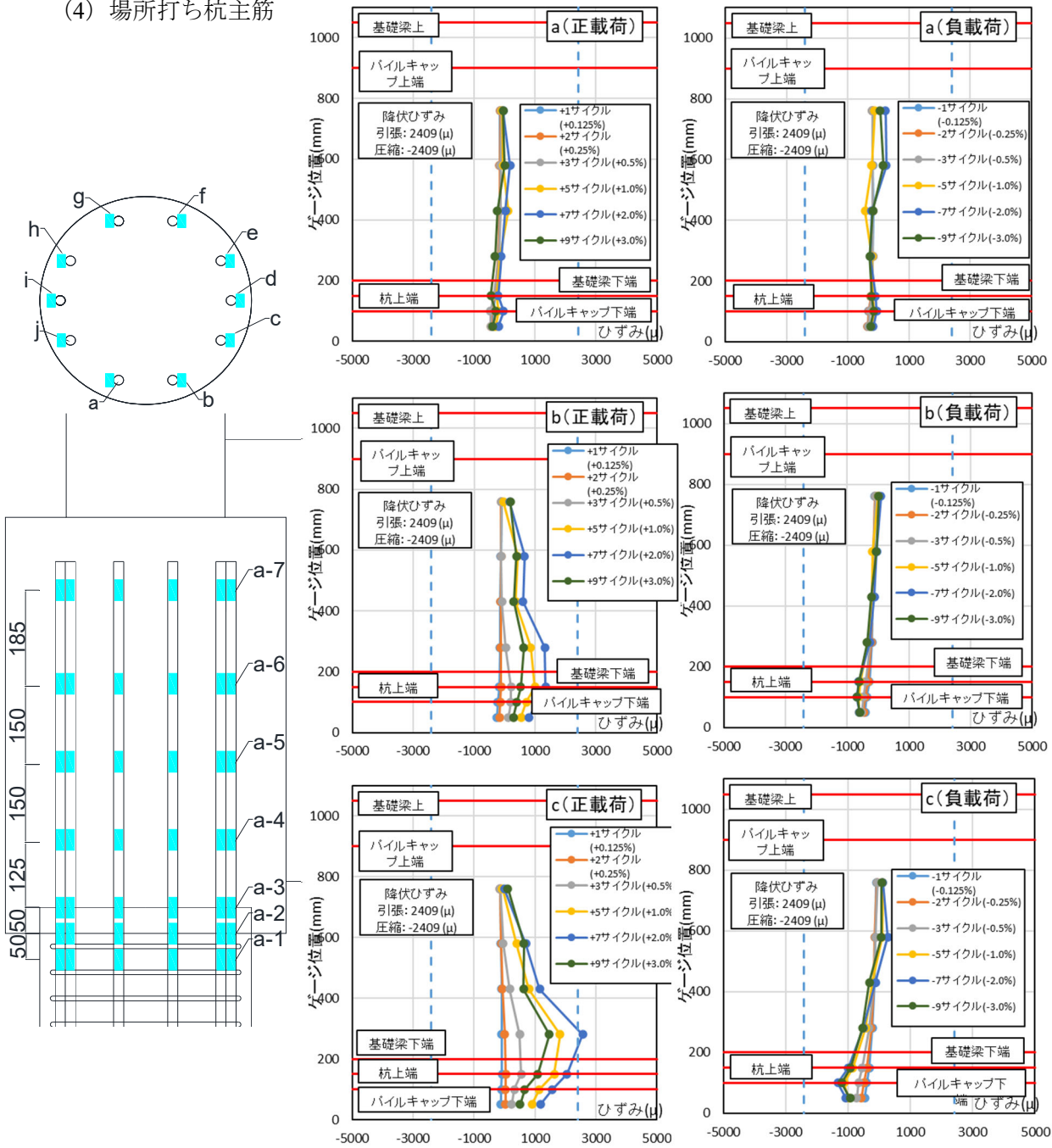


図 4.3.4-26
柱補強筋 ひずみ分布

(4) 場所打ち杭主筋



4. 3. 4-27 試験体 E-2 場所打ち杭主筋 ひずみ分布(a-c)

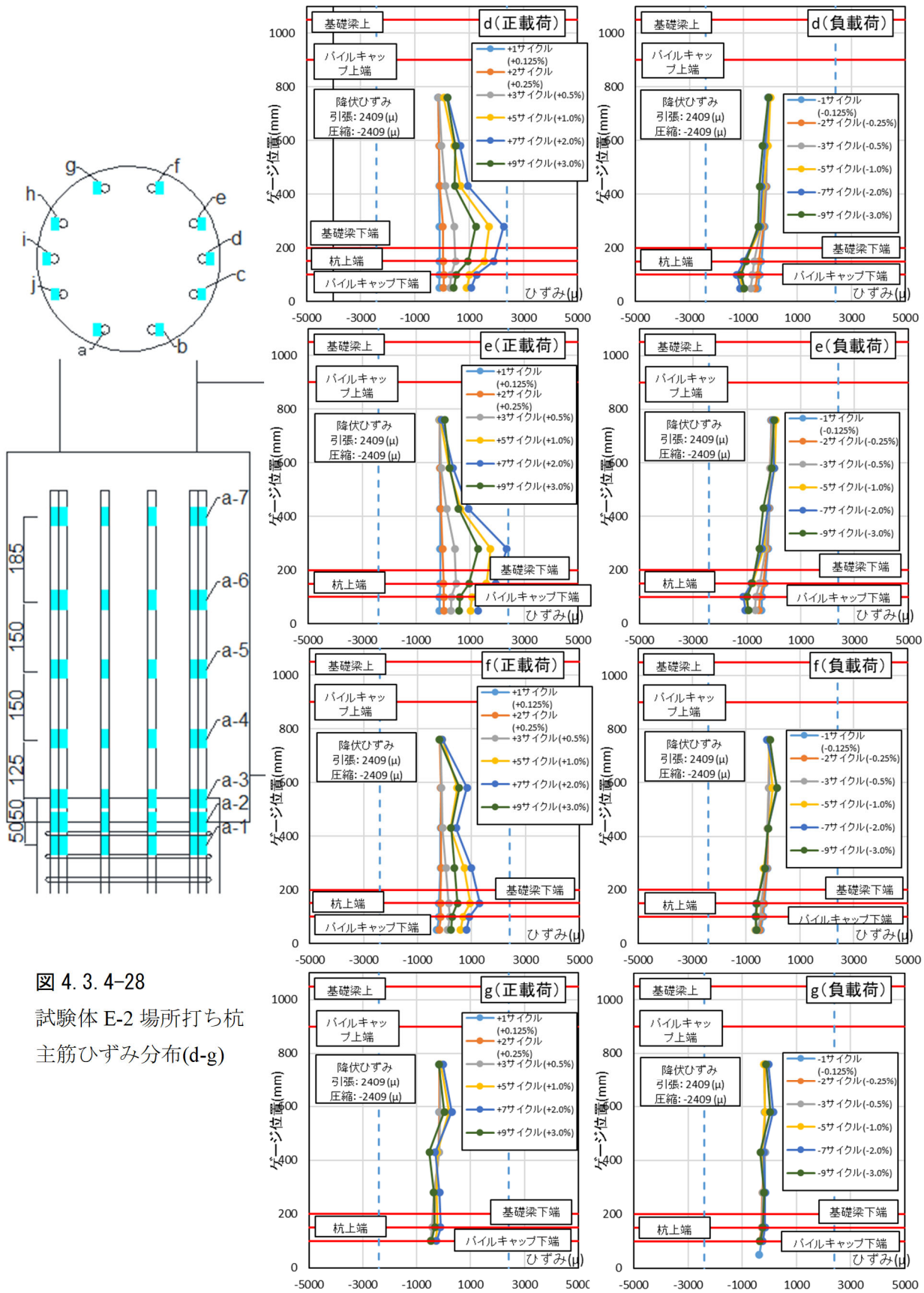


図 4.3.4-28
試験体 E-2 場所打ち杭
主筋ひずみ分布(d-g)

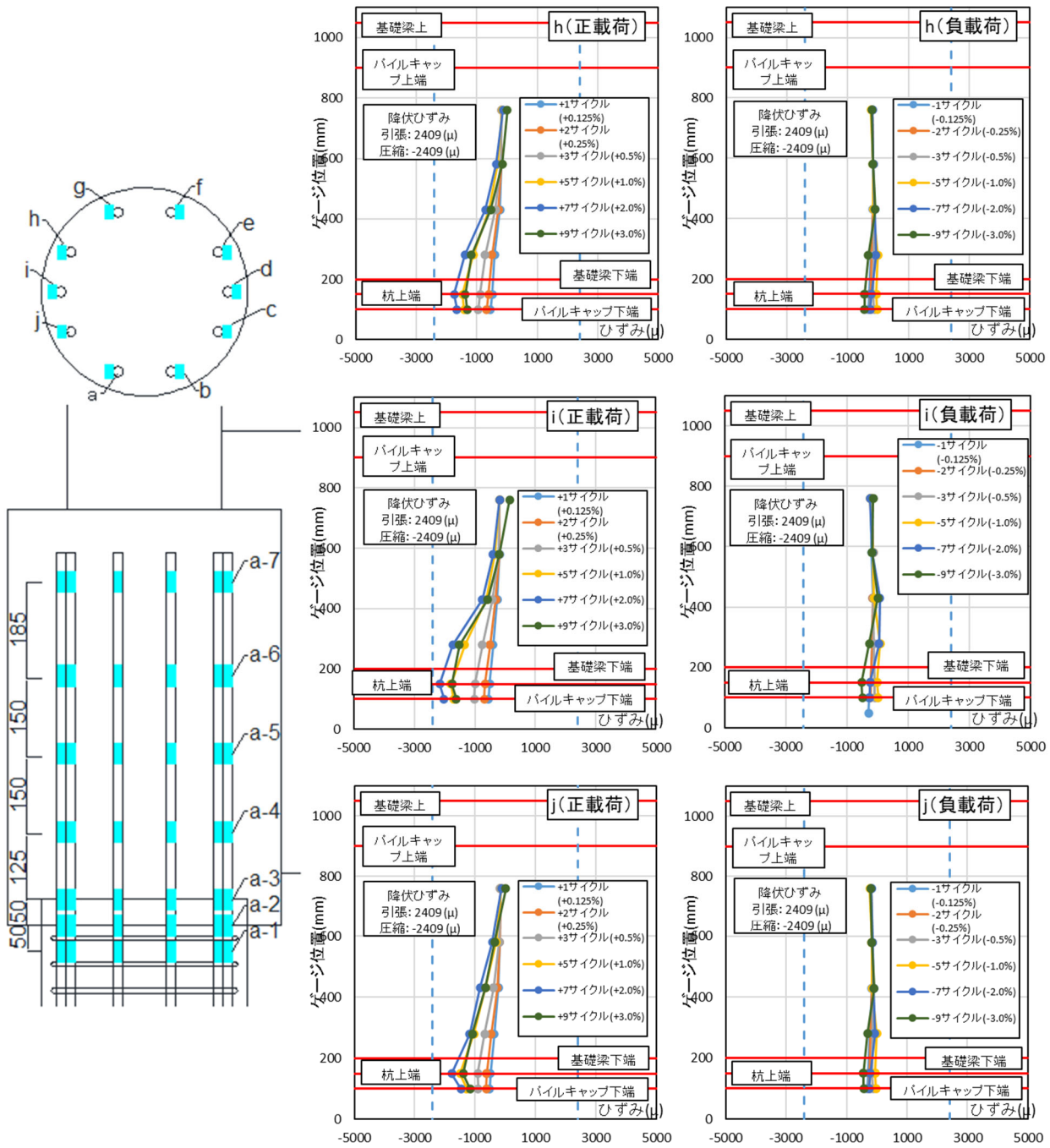


図 4.3.4-29 試験体 E-2 場所打ち杭主筋 ひずみ分布(h-j)

(5) パイルキャップ桁トップ筋

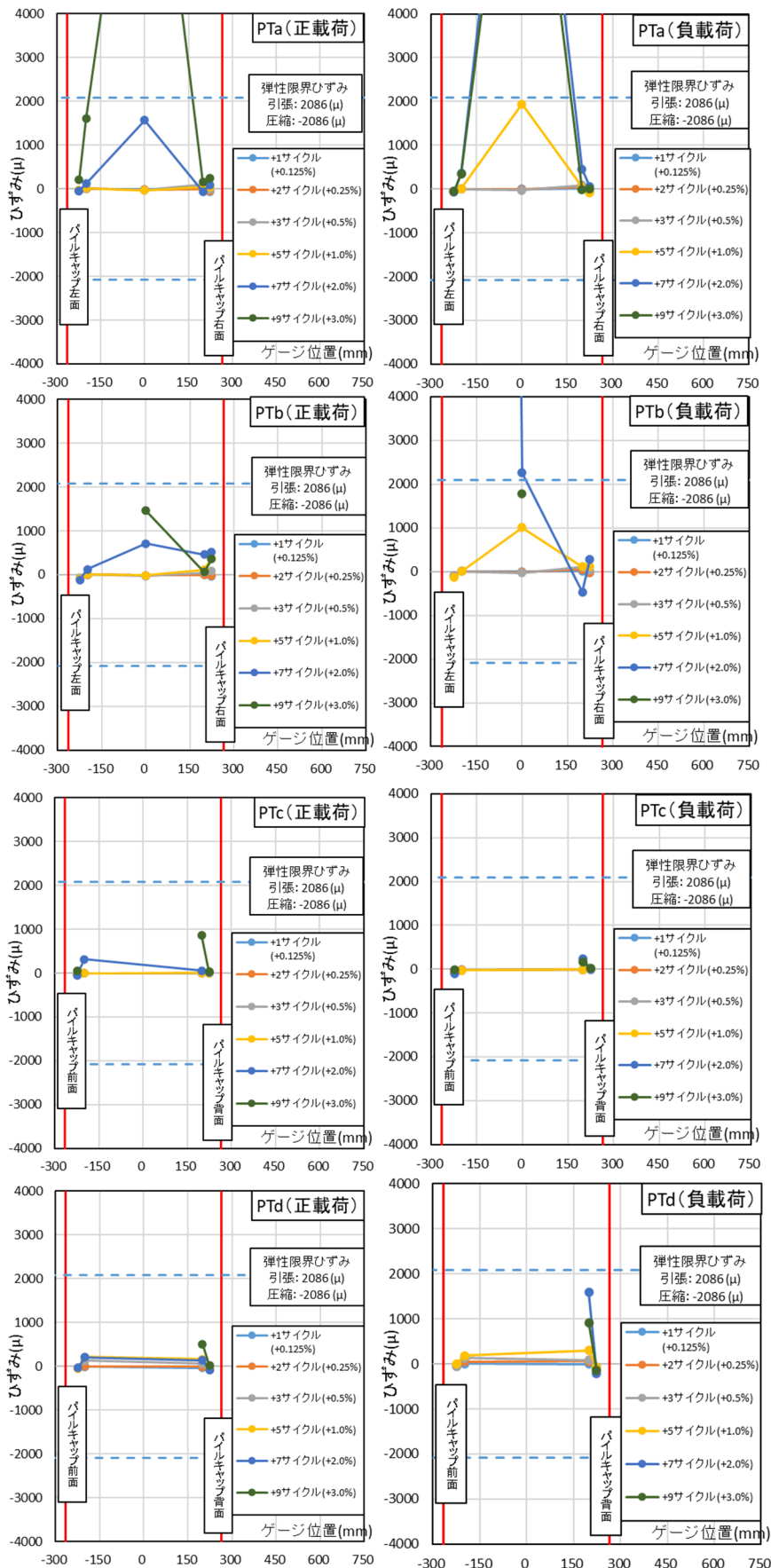
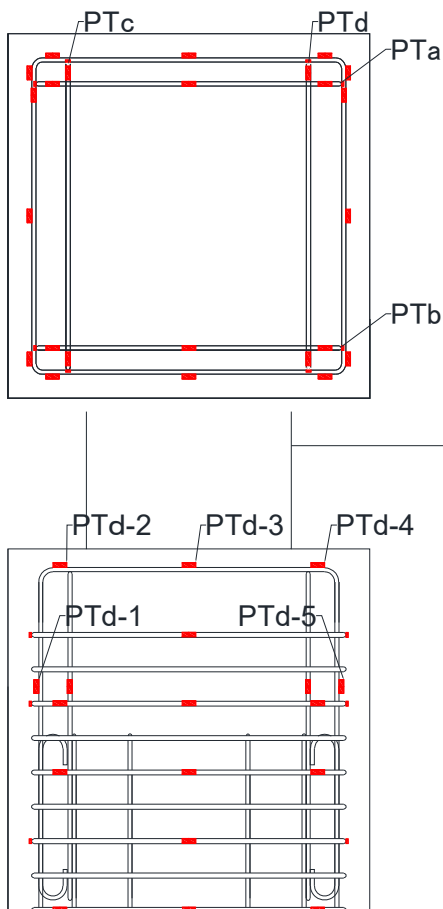


図 4.3.4-30 試験体 E-2
パイルキャップ桁トップ筋
ひずみ分布

(6) パイルキャップベース筋

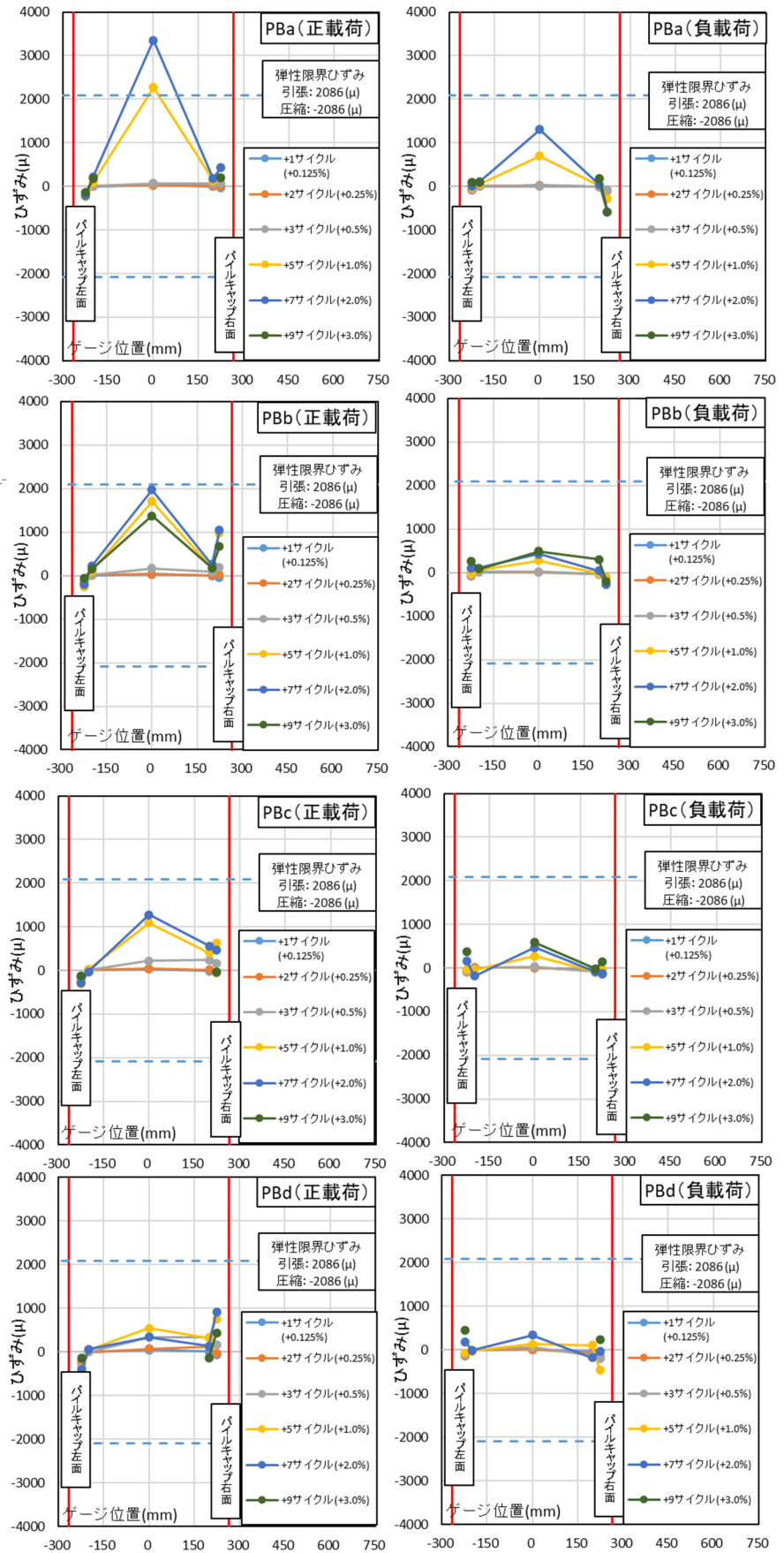
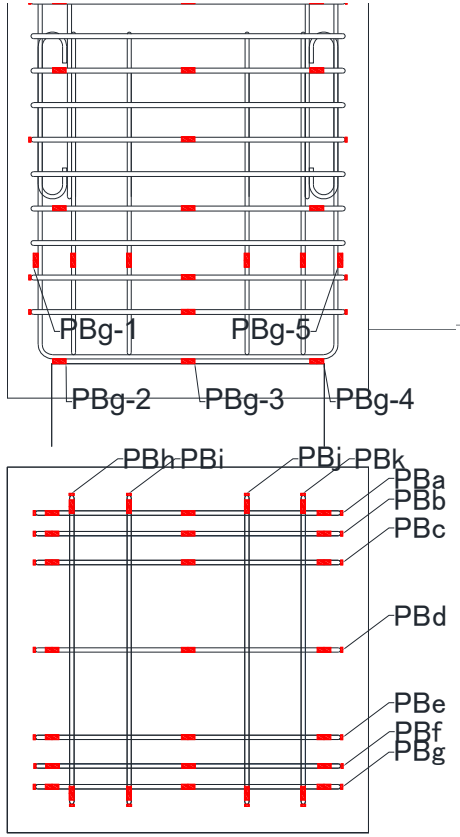


図 4.3.4-31 試験体 E-2
パイルキャップベース筋
ひずみ分布(PBa-PBd)

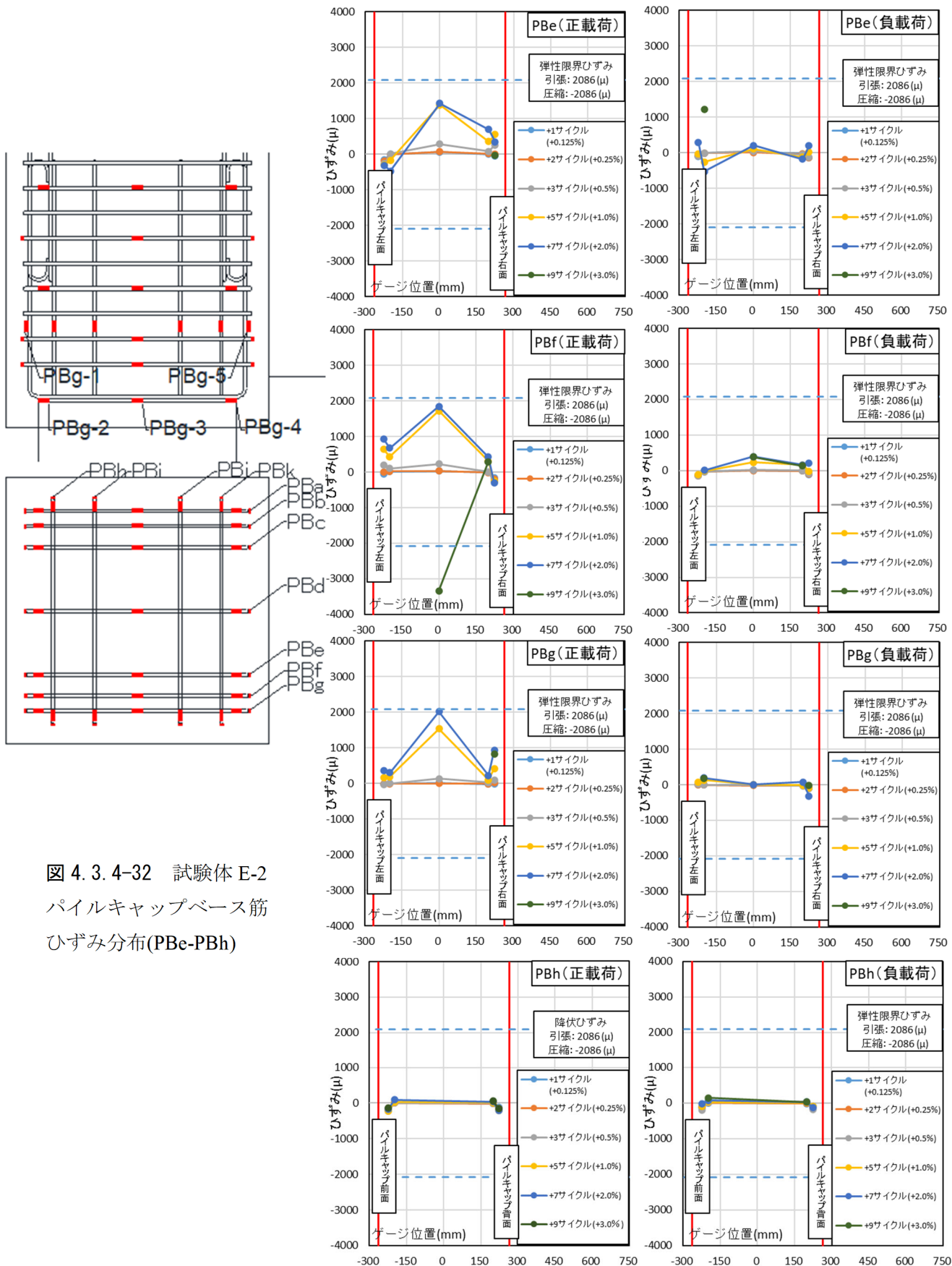


図 4.3.4-32 試験体 E-2
パイルキャップベース筋
ひずみ分布(PBe-PBh)

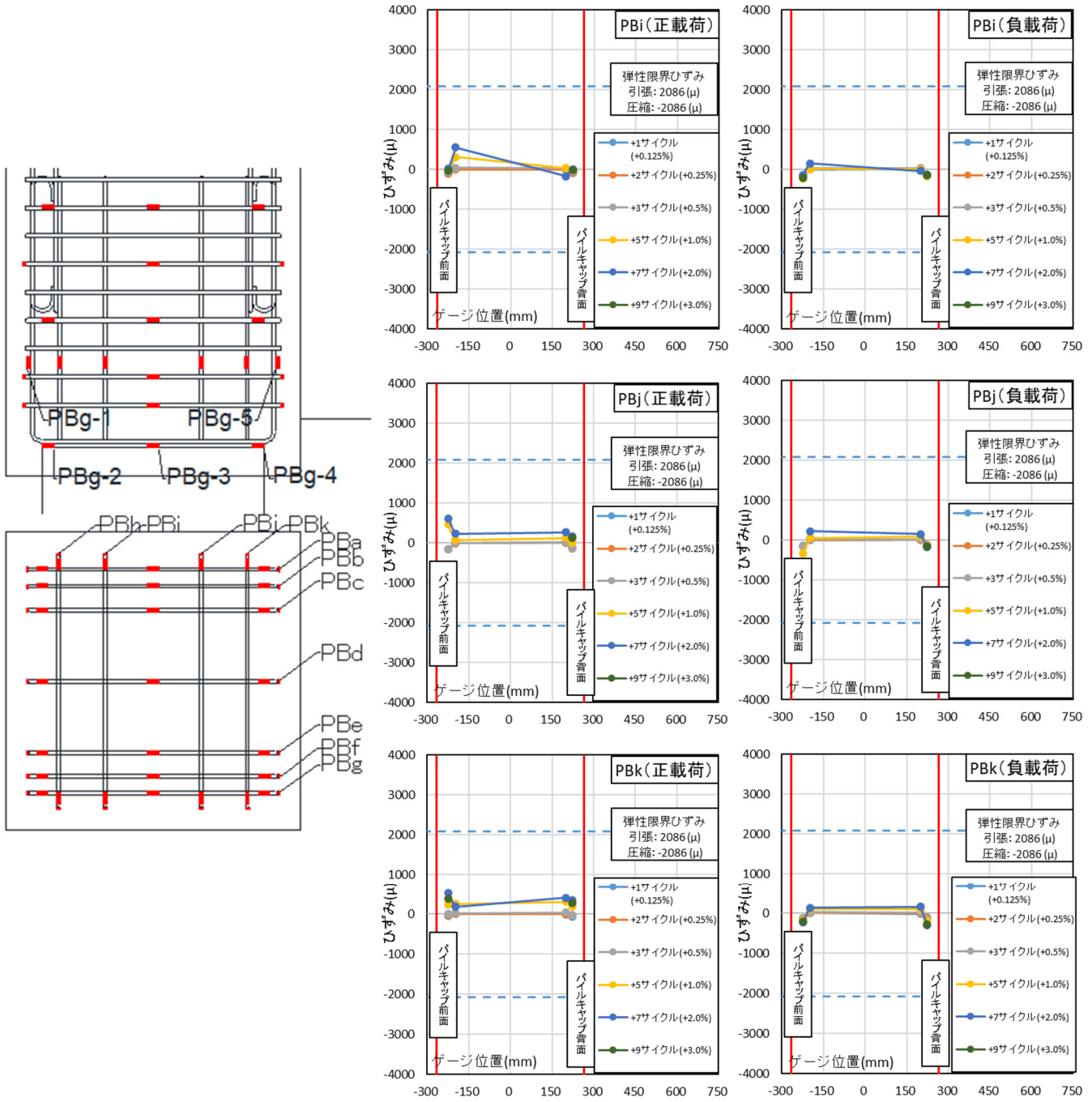


図 4.3.4-33 試験体 E-2 パイルキャップベース筋 ひずみ分布(PBi-PBk)

(7) パイルキャップ補強筋

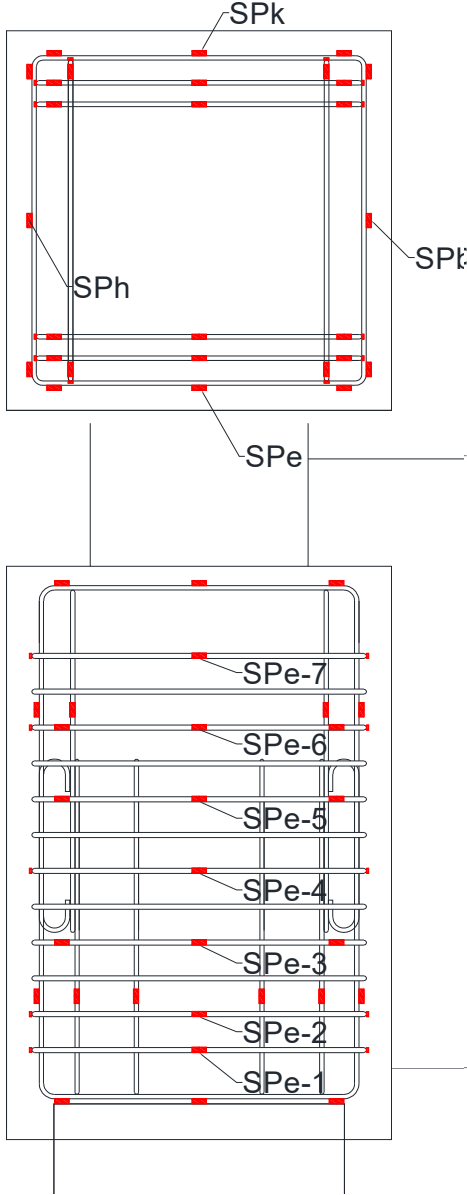
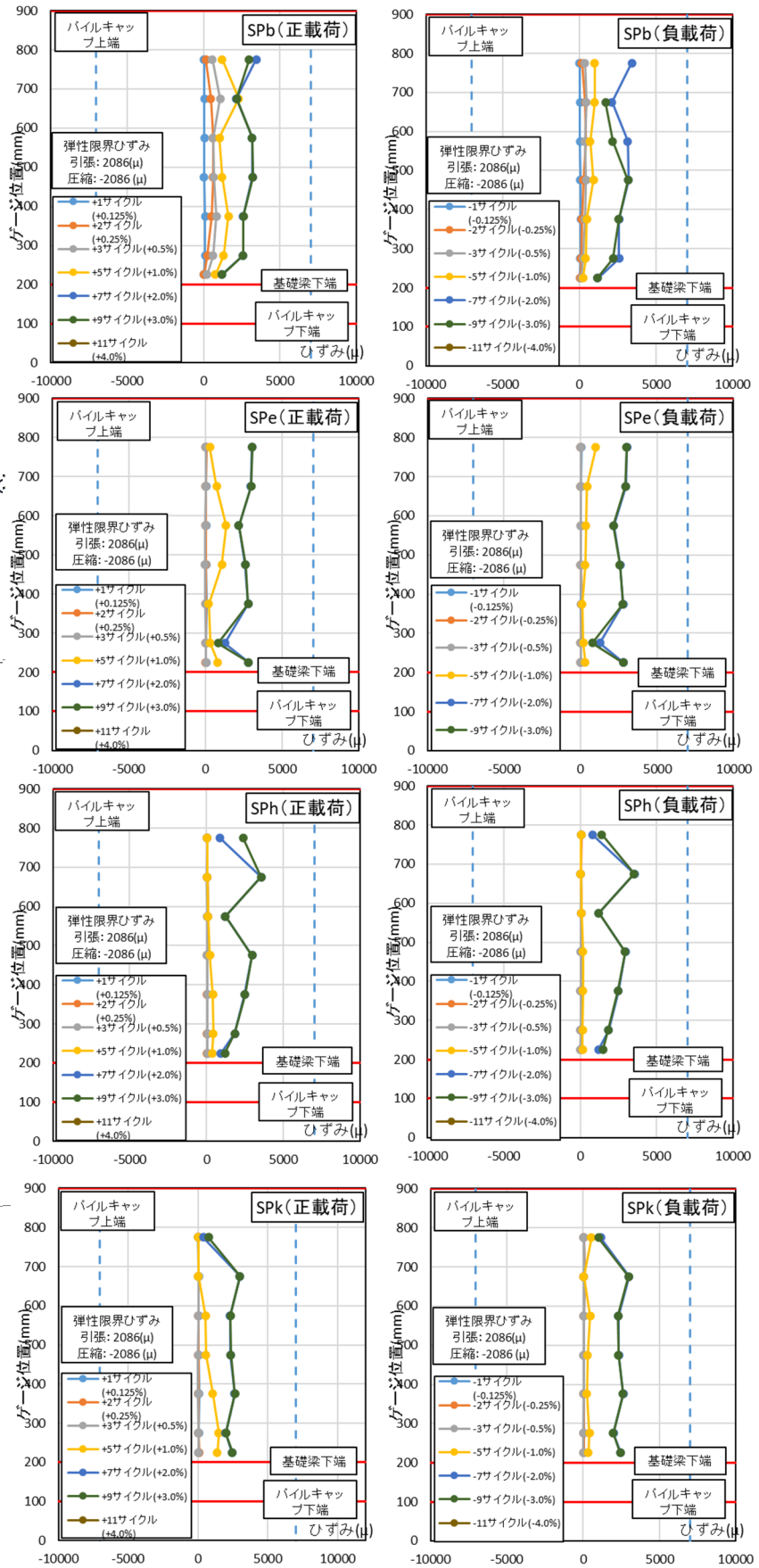


図 4.3.4-34 試験体 E-2
パイルキャップ補強筋
ひずみ分布



4.3.5 材料試験後の試験体諸元

4.2.2 材料試験で求めた材料試験結果を基に，部材耐力を算出した。
 試験体諸元を表 4.3.5-1 に，計算諸元まとめを表 4.3.5-2 に示す。

表 4.3.5-1 試験体諸元 (材料試験反映版)

試験体		E-1	E-2
軸力(柱軸力比)		0~0.2	軸力比一定 (0.163)
コンクリート強度	柱	73.2N/mm ²	76.4N/mm ²
	梁、パイルキャップ	29.1N/mm ²	42.5N/mm ²
	杭	44.1N/mm ²	47.4N/mm ²
柱	柱幅×せい	300mm×300mm	
	主筋	10-D13(SD390)	10-D16(SD390)
	補強筋	D6(SD785)@50	
	パイルキャップ内補強筋	D6(SD490)@100	
	帯筋比cPw	0.42%	
基礎梁	梁幅×せい	300mm×850mm	
	主筋(上段)	4-D16(SD685)	3-D19(SD685)
	主筋(下段)	3-D16(SD685)	
	補強筋	U9.0(1275MPa)ウルボン@50	
杭	杭径	Φ=400mm	
	主筋	12-D19(SD390)	10-D19(SD390)
	補強筋	U9.0(1275MPa)ウルボン@50	
パイルキャップ	梁×せい×高さ	530mm×530mm×800mm	
	袴筋	12-D6(SD295A)	8-D6(SD295A)
	ベース筋	22-D6(SD295A)	
	腹筋	D6(SD295)@100	U7.1(1275MPa)ウルボン@50
	帯筋比pcPw	0.12%	0.30%

表 4.3.5-2 計算諸元まとめ(材料試験反映版)

		E-1		E-2	
		層せん断力(kN)			
		正	負	正	負
軸力比		0.2	0	0.163	
柱	曲げ終局強度	224.8	64.3	238.2	284.3
	せん断終局強度	365.9	267.9	303.4	
基礎梁	曲げ終局強度	211.2	158.4	209.7	209.7
	せん断終局強度	329.6	391.2	399.6	
杭	曲げ終局強度	466.0	242.6	416.6	376.7
	せん断終局強度	543.9	474.6	543.4	542.1
パイルキャップ	曲げ終局強度	149.6	90.8	214.4	214.1
	実験値	243.9	126.9	306.4	390.5
	理論値	133.0	125.0	306.7	326.2

また、試験体 E-1 は変動軸力によって実験を行ったため、軸力によって計算値が異なる。0~0.2%の計算値を表 4.3.5-3 に示す。

表 4.3.5-3 試験体 E-1 計算諸元

		0	0.163		0.2
		層せん断力(kN)			
		負	正	負	正
柱	曲げ終局強度	64.3	199.6	238.2	224.8
	せん断終局強度	267.9	347.8		365.9
基礎梁	曲げ終局強度	158.4	211.2	158.4	211.2
	せん断終局強度	391.2	329.1	391.2	329.6
杭	曲げ終局強度	242.6	427.6	466.1	466.0
	せん断終局強度	474.6	543.0	543.9	543.9
パイルキャップ	曲げ終局強度	90.8	134.7	193.0	149.6
	実験値	126.9	234.4	164.3	243.9
	理論値	125.0	133.0	125.1	133.0

4.4 考察

4.4.1 層せん断力Q-層間変形角R関係の検討

図 4.4.1-1～図 4.4.1-3 に本研究における 2 体の試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。また、諸現象発生時の層せん断力と層間変形角を表 4.4.1-1～表 4.4.1-2 に示す。

● E-1

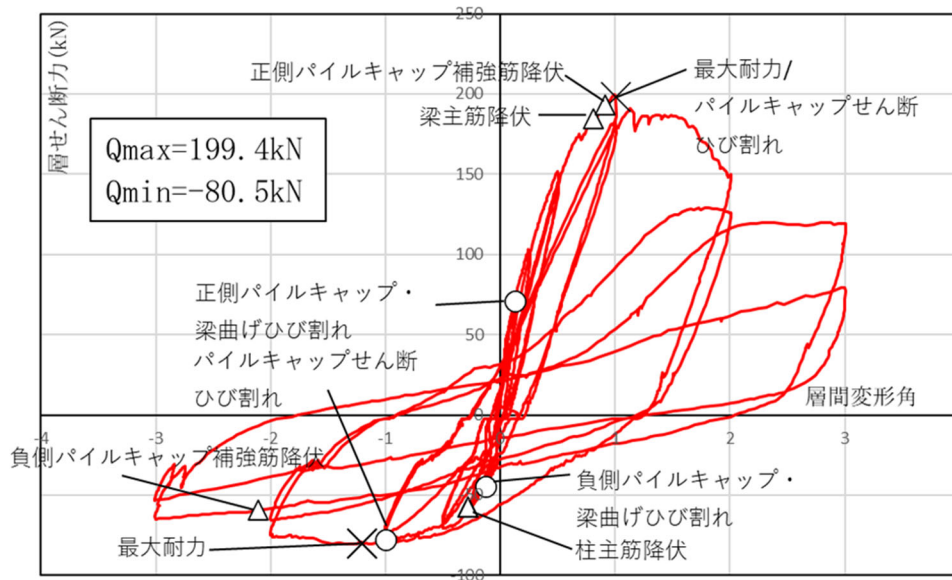


図 4.4.1-1 Q-R 関係 (試験体 E-1)

試験体 E-1 では、 $\pm 0.125\%$ (± 1 サイクル)でパイルキャップと梁の曲げひび割れが入った。その後、主に梁にひび割れが増え、 $+1.0\%$ ($+5$ サイクル)でパイルキャップに大きなひび割れ入り始め、梁とパイルキャップの接合面と柱とパイルキャップの接合面のひび割れが大きく開いた。剥落が起きたのもこのサイクルだ。

約 -0.3% でパイルキャップ内の柱主筋が初めに降伏した。次に梁の主筋が 0.8% で降伏し、次にパイルキャップの補強筋が $+0.9\%$ で降伏した。その直後、 $+1.0\%$ ピーク($+5$ サイクル)で最大耐力に達した。負側では -1.0% (-7 ピークに向かう途中)に最大耐力に達した。パイルキャップの補強筋が降伏した直後に最大耐力に達したことから、最大耐力はパイルキャップのせん断破壊で決まった物と考えられる。正載荷と負載荷で降伏主筋の種類が異なるのには、変動軸力での実験が関与しているからであると考えられる。

また、全体的に Q-R 図を見て、過去試験体に比べても耐力低下が大きい。参考までに図 4.4.1-2 に過去試験体(A-1 試験体 標準配筋)^[4-5]の Q-R 図を示す。

表 4.4.1-1 諸現象発生時のステップとサイクル (試験体 E-1)

E-1	諸現象	Step	Cycle	Q(kN)	R(%)	降伏ゲージ位置	
柱	曲げひび割れ発生	2270	+7	131.7	2.011	Ca-5	
	主筋降伏時	814	-3	-57.9	-0.275		
	補強筋降伏時	降伏なし					
基礎梁	曲げひび割れ発生	123	+1	70.8	0.127	Bg-4	
		289	-1	-44.5	-0.129		
	曲げせん断ひび割れ発生	428	+2	101.7	0.255		
		571	-2	-55.6	-0.251		
	主筋降伏時	1469	+5	184.8	0.81		
	補強筋降伏時	降伏なし					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	1503	+5	198.4	1.004	Bg-4	
		1724	-5	-77.5	-1.003		
	底面ひび割れ発生	1871	+6	182.6	1.004		
		2514	-7	-73.9	-2.004		
	上面ひび割れ発生	1503	+5	198.4	1.004		
		289	-1	-44.5	-0.129		
	側面(西側)	123	+1	70.8	0.127		
		571	-2	-55.6	-0.251		
	側面(東側、基礎梁側)	1503	+5	198.4	1.004		
		289	-1	-44.5	-0.129		
	ベース筋降伏時	降伏・弾性限界到達なし					
	トップ筋降伏時	降伏・弾性限界到達なし					
	帯筋弾性限界時	1464	+5	179.1	0.76		SPe-2
		1692	-5	-75.2	-0.753		SPb-6
	帯筋降伏時	1486	+5	192.9	0.913		SPk-4
3155		-9	-59.1	-2.107	SPb-4		
杭頭定着筋	降伏時	降伏なし					
杭	ひび割れ発生	1503	+5	198.4	1.004	Bg-4	
		842	-3	-70.2	-0.503		

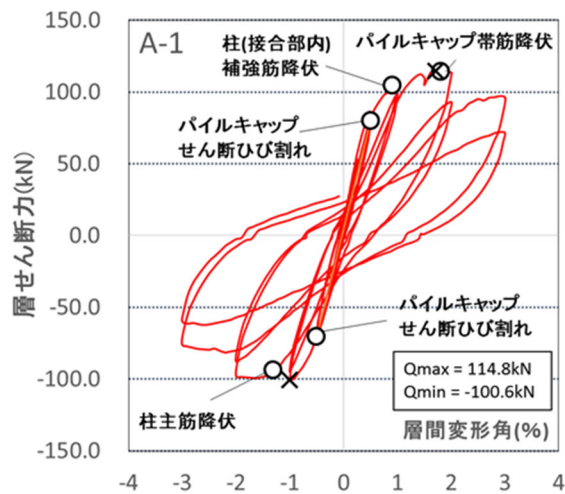


図 4.4.1-2 Q-R 関係 (過去試験体 A-1)

● E-2

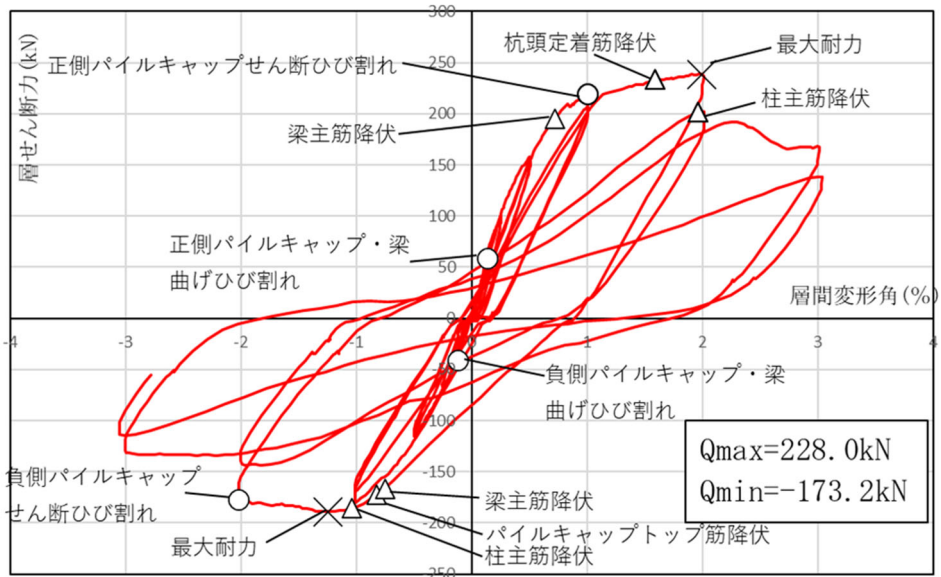


図 4.4.1-3 Q-R関係 (試験体 E-2)

試験体 E-2 では、 $\pm 0.125\%$ (± 1 サイクル)でパイルキャップと梁の曲げひび割れが入った。その後、主に梁にひび割れが増え、 1.0% ($+5$ サイクル)でパイルキャップに大きなひび割れ入り始めた。E-1 に比べ、パイルキャップ内のひび割れが大きかった。

$R=+0.7\%$ で梁主筋下端筋が初めに降伏した。つづいて $R=+1.0\%$ で杭頭定着筋が降伏し、 $R=+2.0\%$ ($+7$ サイクル)で正側は最大耐力に達した。次に $R=-0.8\%$ で基礎梁上端筋と、パイルキャップ内曲げ強度に有効であるパイルキャップ袴筋が降伏した。つづいて -1.0% で柱主筋が降伏した。その直後、 $R=-1.2\%$ (-7 ピークに向かう途中)で最大耐力に達した。最大耐力は、正側は梁の曲げ終局強度、負側は柱の曲げ終局強度で決まった物と考えられる。試験体 E-1 よりも最大耐力が大きく、層間変形角が 2% になるまで耐力低下がなかった。これは、パイルキャップ内補強筋の鉄筋量の違いが関与していると考えられる。このことより、パイルキャップ内の設計が重要であることがわかった。

表 4.4.1-2 諸現象発生時のステップとサイクル (試験体 E-2)

E-2	諸現象	Step	Cycle	Q (kN)	R (%)	降伏ゲージ位置	
柱	曲げひび割れ発生	518	+5	518.8	1.008		
	主筋降伏時	857	+8	201.7	1.96		Ci-5, Ch-4
		780	-7	-185.9	-1.045		Ca-4, Ca-5
	補強筋降伏時	729	+7	238.1	1.944		Sc-2
基礎梁	曲げひび割れ発生	85	+1	59.3	0.129		
		123	-1	-41.2	-0.127		
	曲げせん断ひび割れ発生	294	+3	158.5	0.503		
		235	-2	-68.1	-0.255		
	主筋降伏時	493	+5	195.3	0.718		Bd-4
		775	-7	-166.5	-0.755		Ba-2
	補強筋降伏時	降伏なし					
パイルキャップ	せん断ひび割れ発生	518	+5	218.8	1.008		
		807	-7	-177.3	-2.025		
	底面ひび割れ発生	294	+3	158.5	0.503		
		807	-7	-177.3	-2.025		
	上面ひび割れ発生	181	+2	102	0.254		
		235	-2	-68.1	-0.255		
	側面(西側)	85	+1	59.3	0.129		
		123	-1	-41.2	-0.127		
	側面(東側、基礎梁側)	181	+2	102	0.254		
		807	-7	-177.3	-2.025		
	ベース筋弾性限界時	514	+5	218.4	0.976		PBa-3
	ベース筋降伏時	負側弾性限界到達なし					
	トップ筋弾性限界時	正側弾性限界到達なし					
		654	-6	-156.5	-0.907		PTa-3
		正側降伏なし					
トップ筋降伏時	776	-7	-172.3	-0.825	PTa-3		
	降伏・弾性限界到達なし						
杭頭定着筋	降伏時	713	+7	233	1.587	c-4	
		負側降伏なし					
杭	ひび割れ発生	518	+5	218.8	1.008		
		1724	-5	-77.5	-1.003		

4.4.2 ひび割れ幅

以下にそれぞれの試験体における各ピーク時のひび割れ幅を示す。

試験体 E-1 を表 4.4.2-1～表 4.4.2-6, 図 4.4.2-1～図 4.4.2-8 に、試験体 E-2 を表 4.4.2-7～表 4.4.2-12, 図 4.4.2-11～図 4.4.2-22 に示す。

計測方法は、クラックスケールを用いて目視で行った。なお、繰り返し载荷を行ったサイクルについては、1 回目の载荷でひび割れ幅の測定を行った。

● E-1

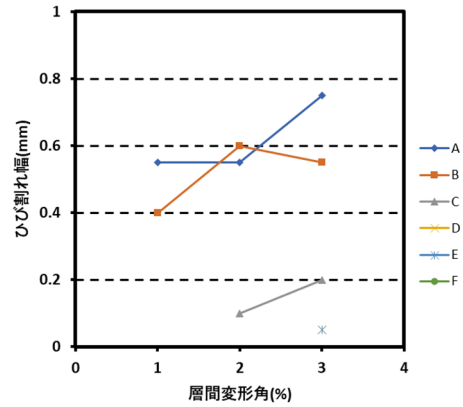
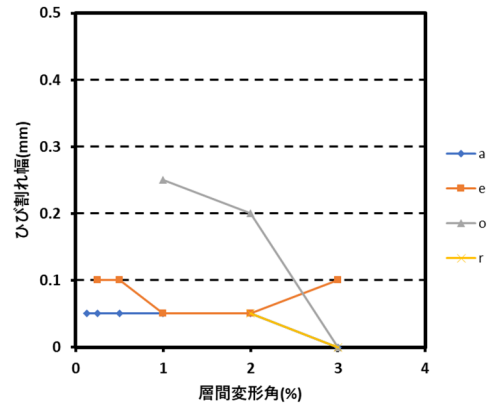
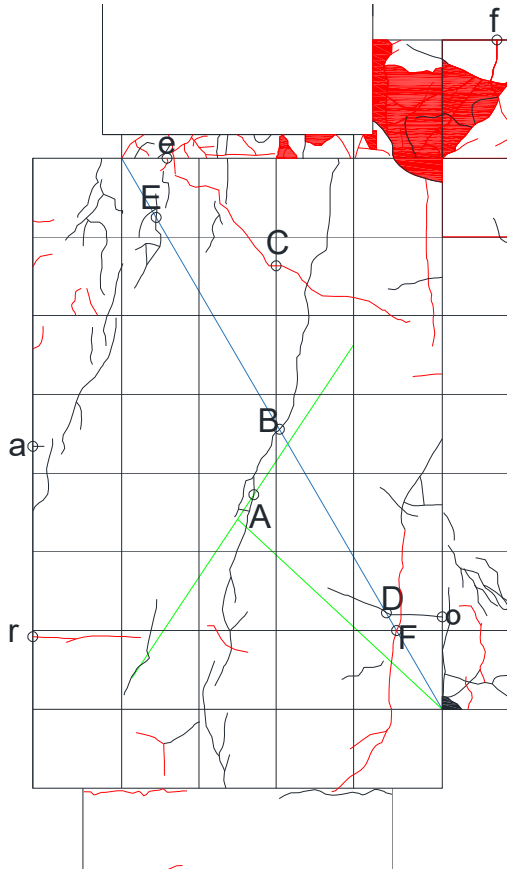


図 4.4.2-1(左) パイルキャップひび割れ測定位置 (試験体 E-1 正載荷)

図 4.4.2-2(右) パルキャップひび割れ幅-層間変形関係 (試験体 E-1 正載荷)

表 4.4.2-1 パイルキャップひび割れ幅-層間変形関係 (試験体 E-1 正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ									
		a	e	o	r	A	B	C	D	E	F
+1サイクル	0.125	0.05									
+2サイクル	0.25	0.05	0.10								
+3サイクル	0.5	0.05	0.10								
+5サイクル	1	0.05	0.05	0.25		0.55	0.40				
+7サイクル	2	0.05	0.05	0.20	0.05	0.55	0.60	0.10			
+9サイクル	3	0.00	0.10	0.00	0.00	0.75	0.55	0.20	0.05	0.05	

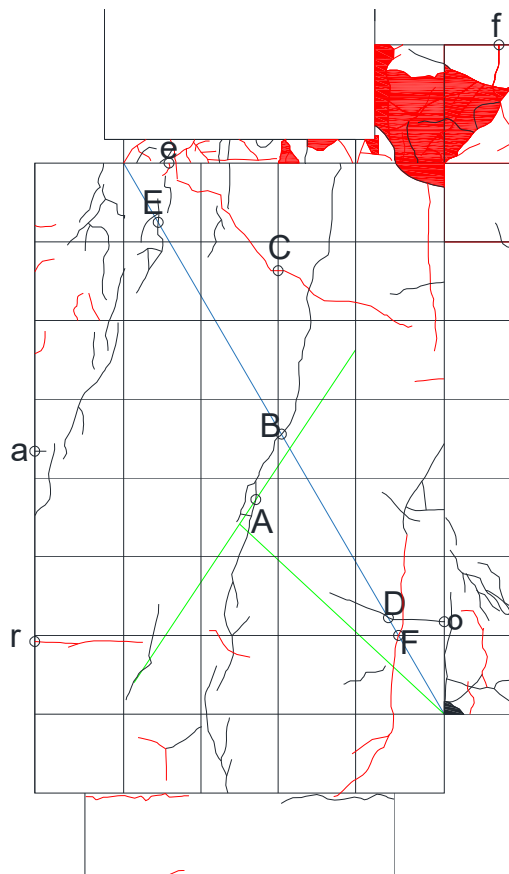


図 4.4.2-3(左) パイルキャップひび割れ測定位置(試験体 E-1 負荷荷)

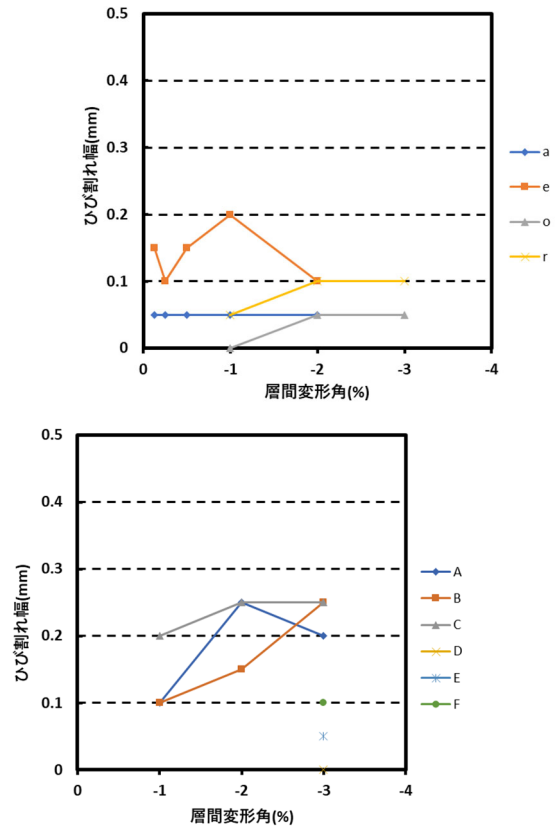


図 4.4.2-4(右) パルキャップひび割れ幅-層間変形関係(試験体 E-1 負荷荷)

表 4.4.2-2 パイルキャップひび割れ幅-層間変形関係(試験体 E-1 負荷荷)

cycle		負荷荷ひび割れ									
		a	e	o	r	A	B	C	D	E	F
-1サイクル	-0.125	0.05	0.15								
-2サイクル	-0.25	0.05	0.10								
-3サイクル	-0.5	0.05	0.15								
-5サイクル	-1	0.05	0.20	0.00	0.05	0.10	0.10	0.20			
-7サイクル	-2	0.05	0.10	0.05	0.10	0.25	0.15	0.25			
-9サイクル	-3	0.00	0.15	0.05	0.10	0.20	0.25	0.25	0.00	0.05	0.10

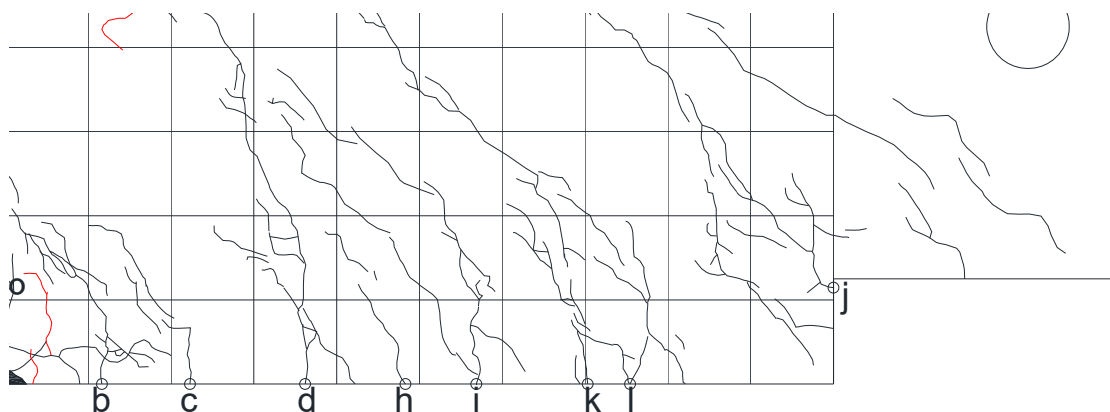


図 4.4.2-5 基礎梁ひび割れ測定位置(試験体 E-1 正載荷)

表 4.4.2-3 基礎梁ひび割れ幅-層間変形関係(試験体 E-1 正載荷)

cycle	正載荷ひび割れ													
	b	c	d	f	g	h	i	j	k	l	m	n	s	
+1サイクル	0.125	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05								
+2サイクル	0.25	0.20	0.15	0.15	0.25	0.25	0.00	0.00						
+3サイクル	0.5	0.10	0.25	0.10	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.05	
+5サイクル	1	0.15	0.35	0.15	0.20	0.25	0.05	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.50	
+7サイクル	2	0.10	0.30	0.10	0.00	0.00	0.10	0.15	0.05	0.05	0.10	0.00	0.00	0.00
+9サイクル	3	0.05	0.15	0.05	0.15	0.00	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10	0.00	0.00	0.10

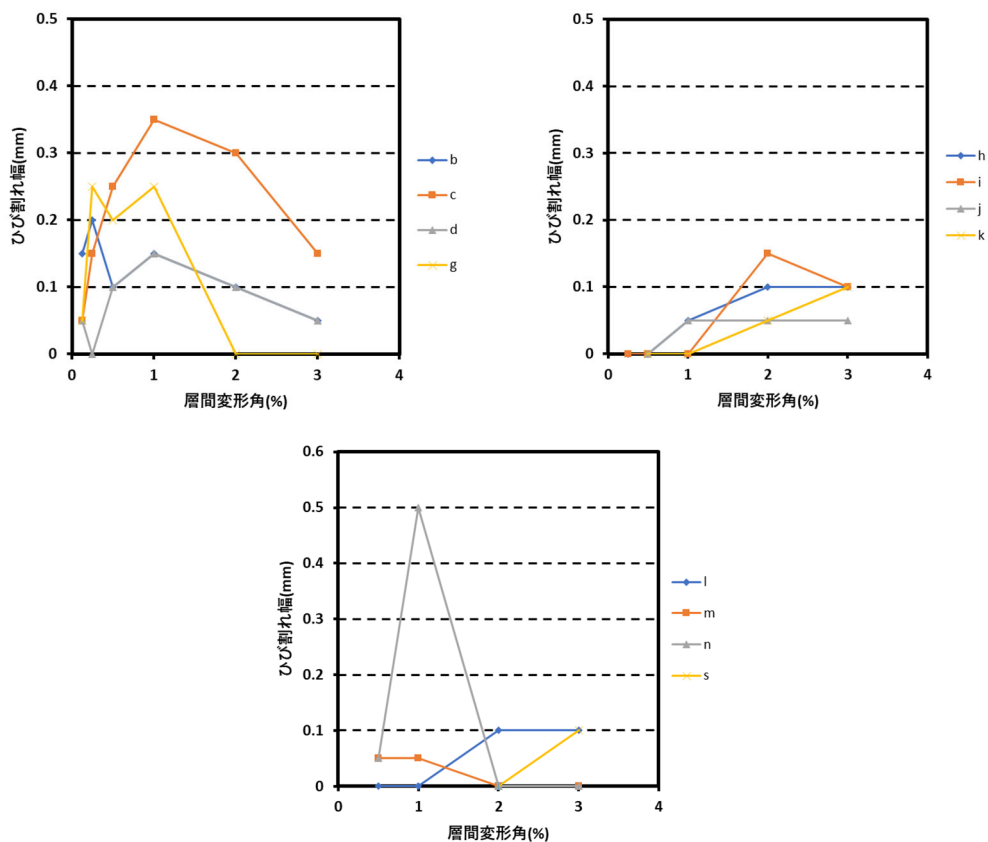


図 4.4.2-6 基礎梁ひび割れ幅-層間変形関係(試験体 E-1 正載荷)

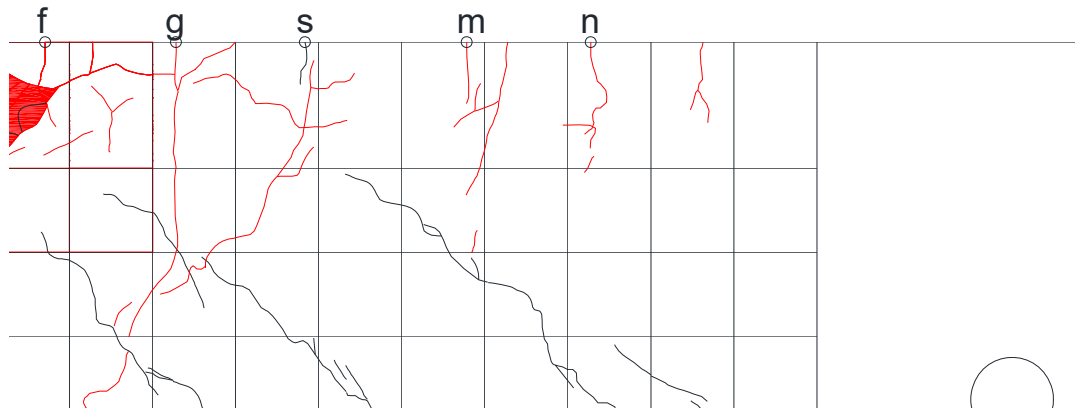


図 4.4.2-7 基礎梁ひび割れ測定位置(試験体 E-1 負荷荷)

表 4.4.2-4 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 E-1 負荷荷)

cycle		負荷荷ひび割れ													
		b	c	d	f	g	h	i	j	k	l	m	n	s	
-1サイクル	-0.125	0.00	0.00	0.00	0.05	0.05									
-2サイクル	-0.25	0.00	0.00	0.00	0.10	0.25	0.00	0.00							
-3サイクル	-0.5	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.05		
-5サイクル	-1	0.00	0.05	0.00	0.20	0.25	0.05	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.50	0.20	
-7サイクル	-2	0.00	0.10	0.00	0.05	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.05	0.20	
-9サイクル	-3	0.05	0.00	0.00	0.10	0.00	0.05	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.05	0.05	

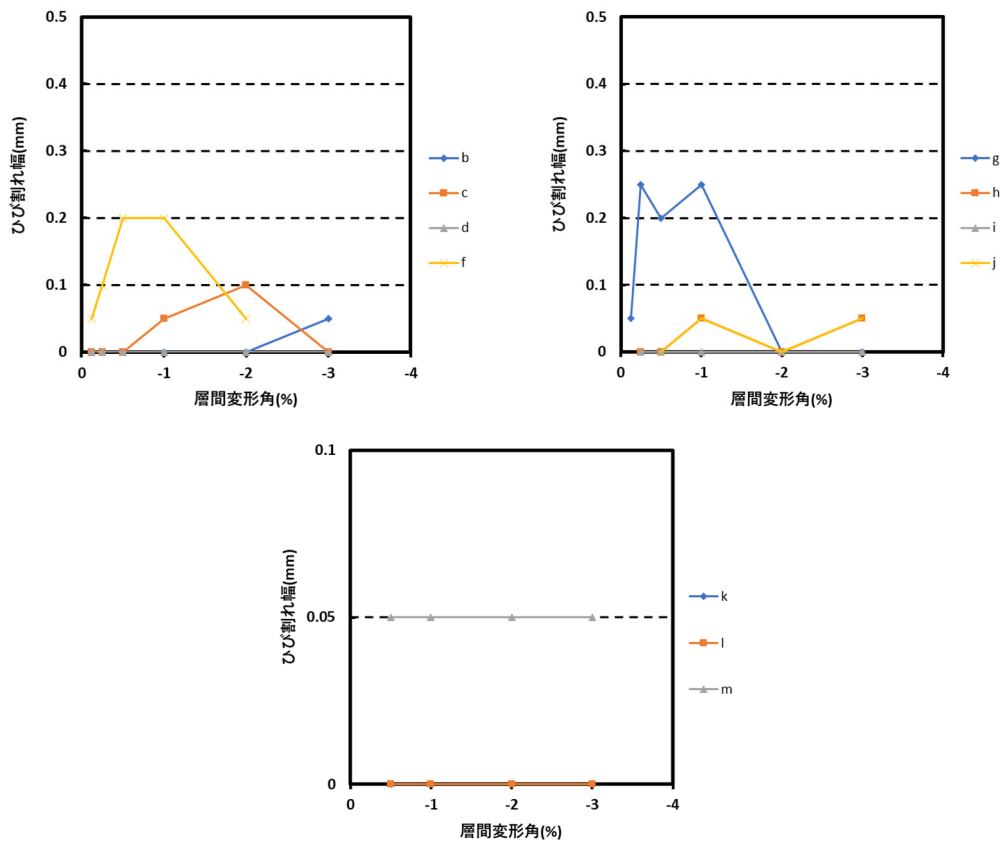


図 4.4.2-8 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係(試験体 E-1 負荷荷)

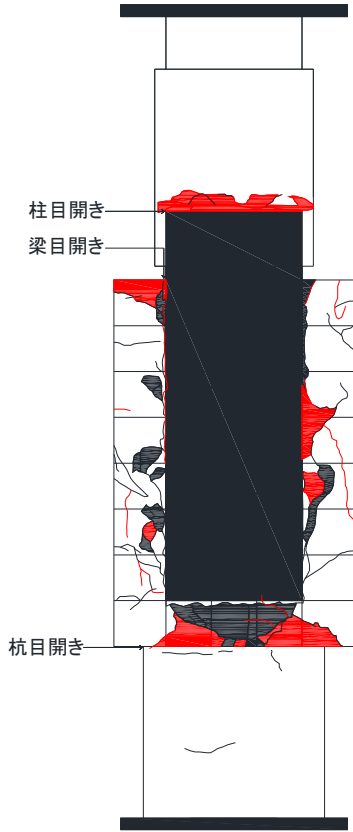


図 4.4.2-10 目開きひび割れ測定位置

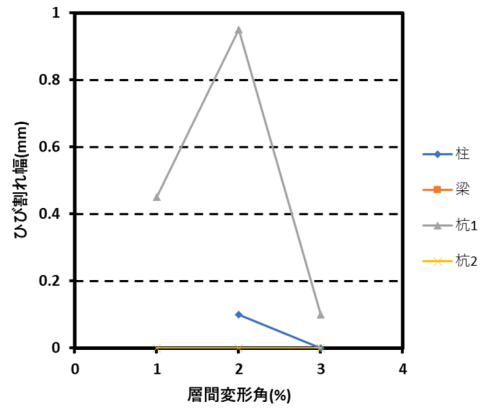


図 4.4.2-9 目開きひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-1 正載荷)

表 4.4.2-5 目開きひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-1 正載荷)

cycle	正載荷ひび割れ	正載荷ひび割れ			
		柱	梁	杭1	杭2
+1サイクル	0.125				
+2サイクル	0.25				
+3サイクル	0.5				
+5サイクル	1			0.45	0.00
+7サイクル	2	0.10	10.00	0.95	0.00
+9サイクル	3	0.00	21.00	0.10	0.00

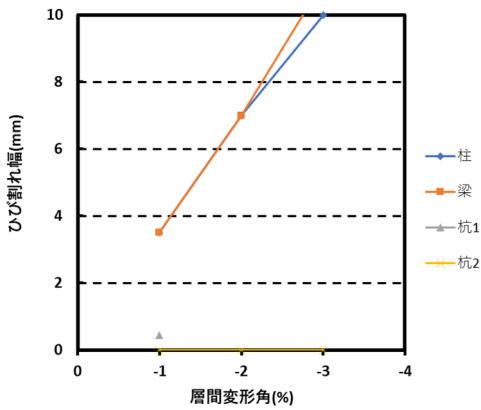


図 4.4.2-11 目開きひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-1 負載荷)

表 4.4.2-6 目開きひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-1 負載荷)

cycle	負載荷ひび割れ	負載荷ひび割れ			
		柱	梁	杭1	杭2
-1サイクル	-0.125				
-2サイクル	-0.25				
-3サイクル	-0.5				
-5サイクル	-1	3.50	3.50	0.45	0.00
-7サイクル	-2	7.00	7.00	0.95	0.00
-9サイクル	-3	10.00	11.00	0.10	0.00

● E-2

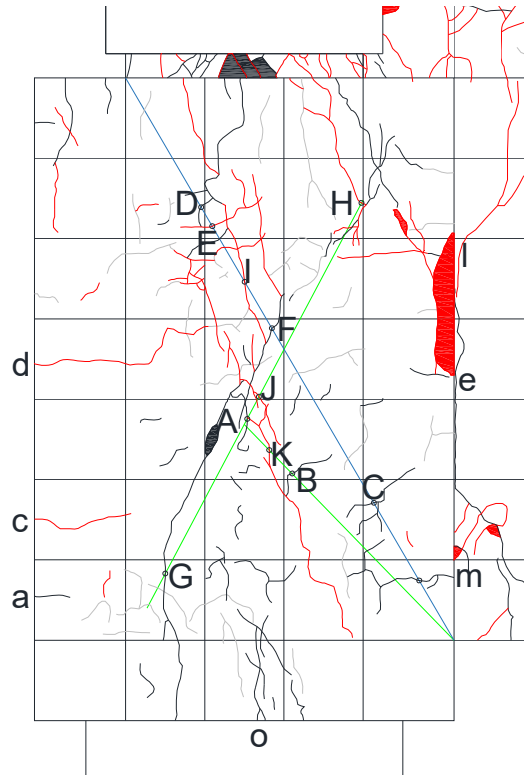


図 4.4.2-12 ひび割れ測定位置
(試験体 E-2 正載荷)

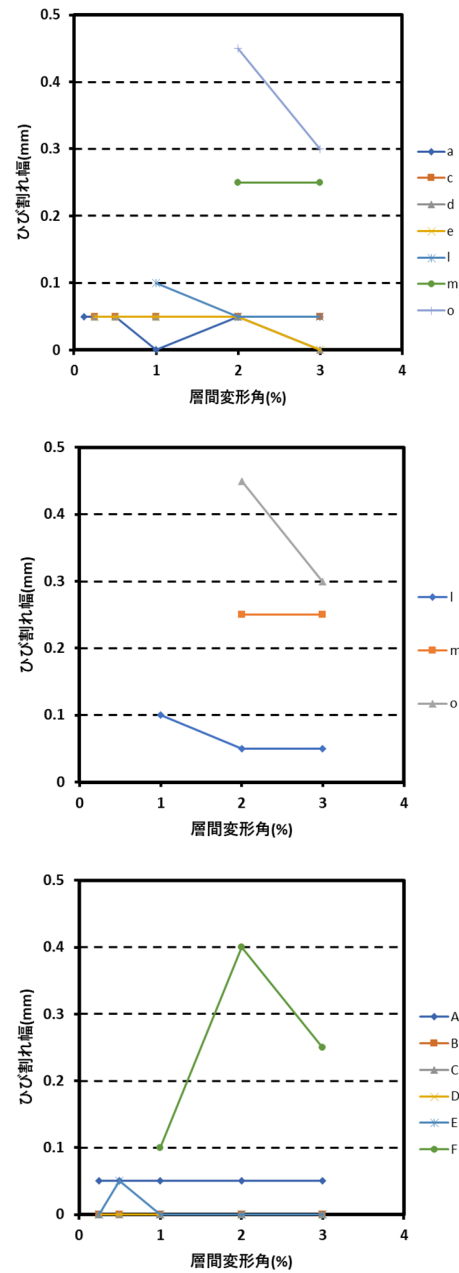


図 4.4.2-13 パイルキャップひび割れ幅-層間現計画関係(試験体 E-2 正載荷)

表 4.4.2-7 パイルキャップひび割れ幅-層間現計画関係(試験体 E-2 正載荷)

cycle	正載荷ひび割れ																		
	a	c	d	e	l	m	o	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	
+1サイクル	0.125	0.05						0.05	0.05	0.05	0.05								
+2サイクル	0.25	0.05	0.05	0.05				0.05	0.00	0.00	0.00	0.00							
+3サイクル	0.5	0.05	0.05	0.05	0.05			0.05	0.00	0.00	0.00	0.05							
+5サイクル	1	0.00	0.05	0.05	0.05	0.10		0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.15					
+7サイクル	2	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.25	0.45	0.05	0.00	0.00	0.00	0.40	0.35	0.05				
+9サイクル	3	0.05	0.05	0.00	0.00	0.05	0.25	0.30	0.05	0.00	0.00	0.00	0.25	0.20	0.10	0.10	0.05	0.05	

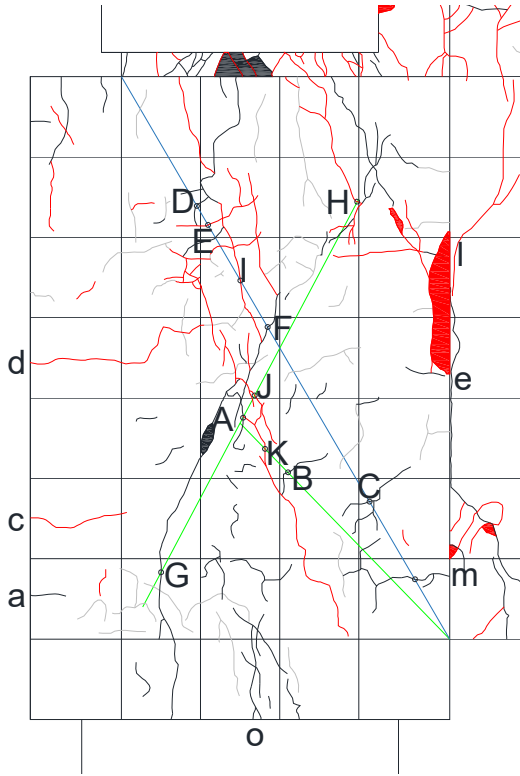


図 4.4.2-14 ひび割れ測定位置
(試験体 E-2 負荷荷)

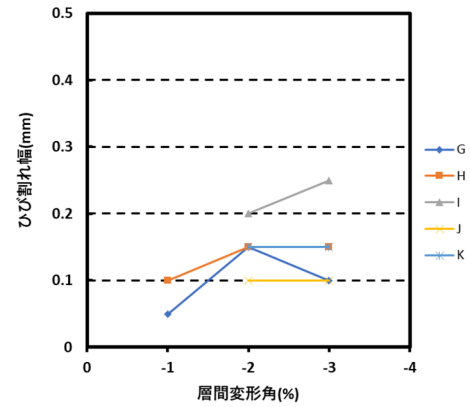
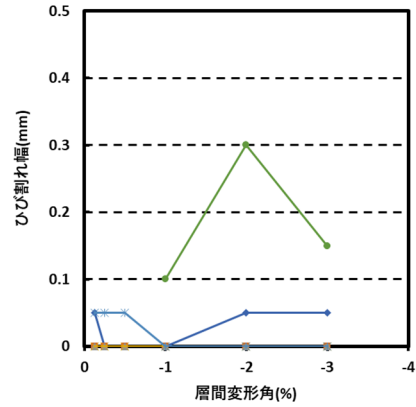
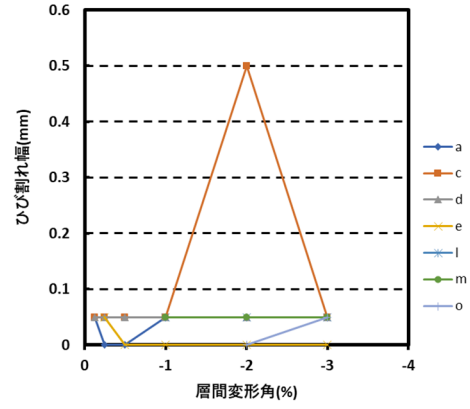


図 4.4.2-15 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-2 負荷荷)

表 4.4.2-8 パイルキャップひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-2 負荷荷)

cycle		負荷荷ひび割れ																	
		a	c	d	e	l	m	o	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
-1サイクル	-0.125	0.05	0.05	0.05					0.05	0.00	0.00	0.00	0.05						
-2サイクル	-0.25	0.00	0.05	0.05	0.05				0.00	0.00	0.00	0.00	0.05						
-3サイクル	-0.5	0.00	0.05	0.05	0.00				0.00	0.00	0.00	0.00	0.05						
-5サイクル	-1	0.05	0.05	0.05	0.00	0.05	0.05		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.05	0.10			
-7サイクル	-2	0.05	0.50	0.05	0.00	0.05	0.05	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.15	0.15	0.20	0.10	0.15
-9サイクル	-3	0.05	0.05	0.05	0.00	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.15	0.10	0.15	0.25	0.10	0.15

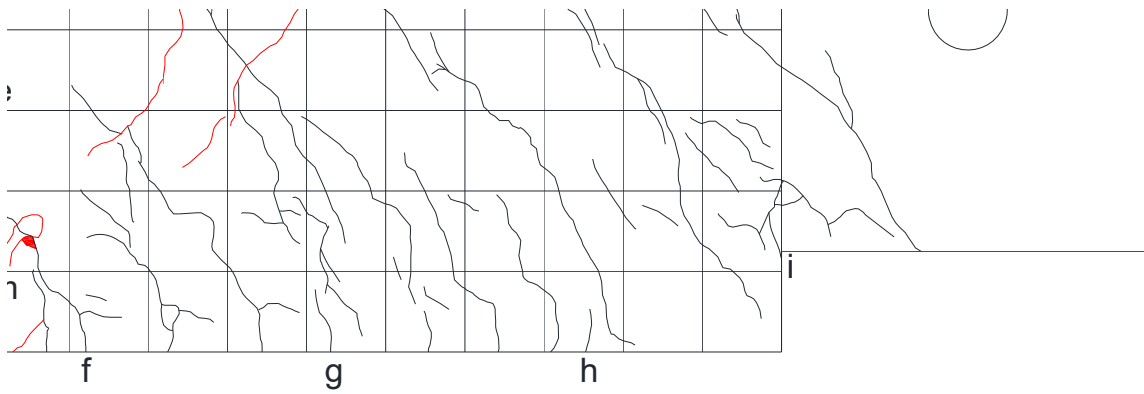


図 4.4.2-16 基礎梁ひび割れ測定位置 (試験体 E-2 正載荷)

表 4.4.2-9 基礎梁ひび割れ幅-層間変形関係 (試験体 E-2 正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ							
		b	f	g	h	i	j	k	n
+1サイクル	0.125								
+2サイクル	0.25	0.00							
+3サイクル	0.5	0.00	0.30	0.15	0.05				
+5サイクル	1	0.00	0.55	0.25	0.10	0.25	0.05	0.05	
+7サイクル	2	0.00	0.60	0.25	0.10	0.30	0.05	0.05	0.05
+9サイクル	3	0.00	0.20	0.15	0.05	0.20	0.05	0.05	0.05

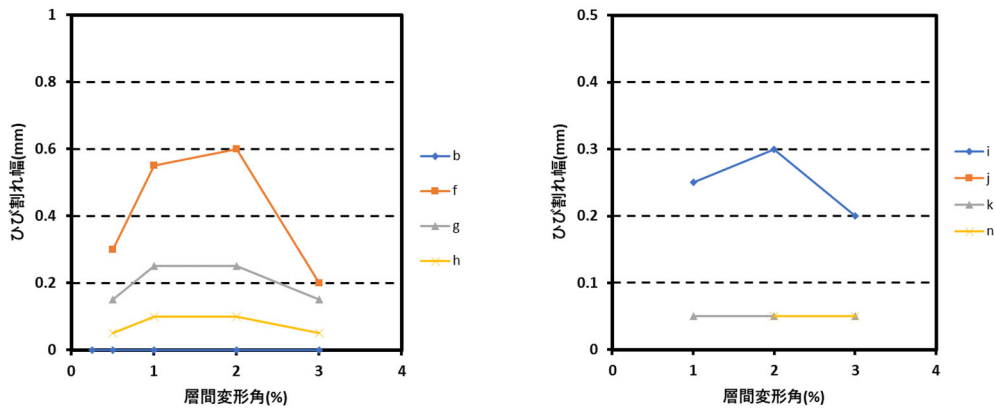


図 4.4.2-17 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-2 正載荷)

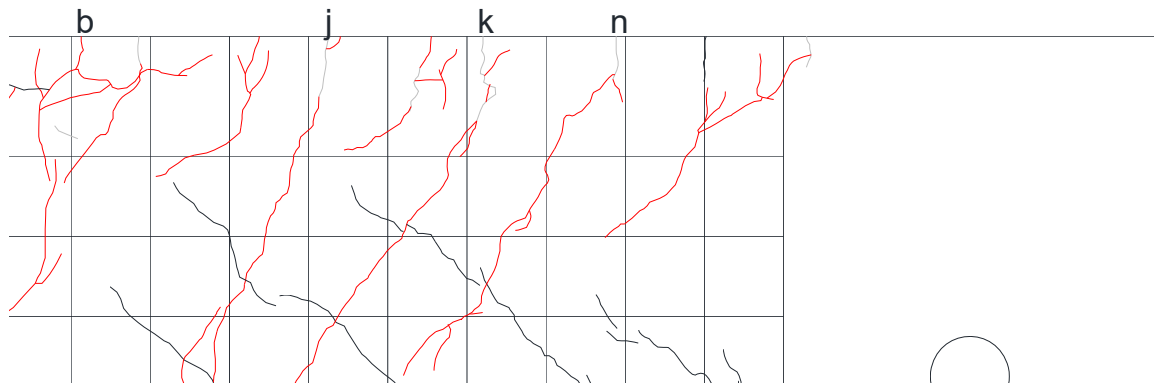


図 4.4.2-18 基礎梁ひび割れ測定位置 (試験体 E-2 負荷荷)

表 4.4.2-10 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-2 負荷荷)

cycle		負荷荷ひび割れ							
		b	f	g	h	i	j	k	n
-1サイクル	-0.125	0.05							
-2サイクル	-0.25	0.15							
-3サイクル	-0.5	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.10	
-5サイクル	-1	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.15	0.15
-7サイクル	-2	0.10	0.25	0.00	0.05	0.00	0.20	0.20	0.15
-9サイクル	-3	0.10	0.15	0.05	0.00	0.00	0.20	0.20	0.15

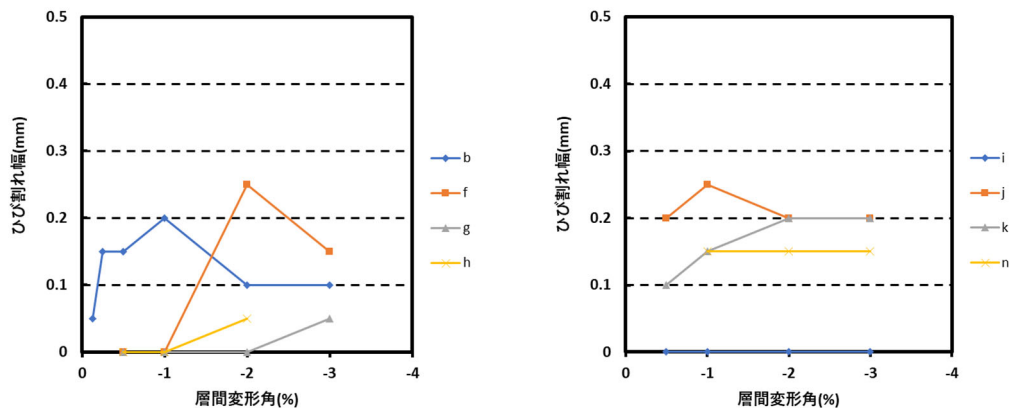


図 4.4.2-19 基礎梁ひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-2 負荷荷)

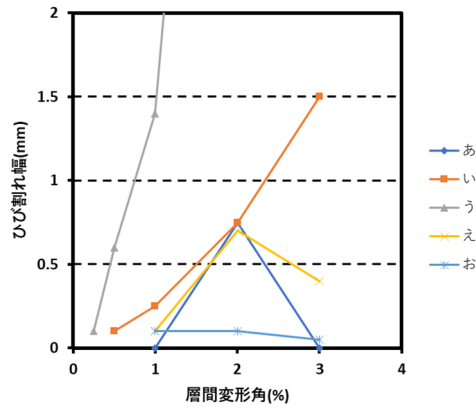
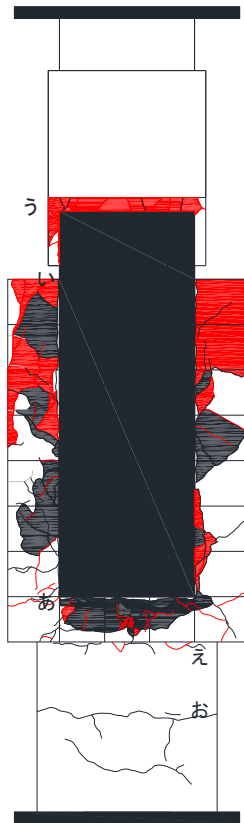
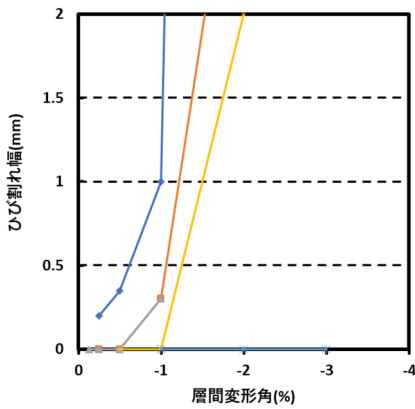


図 4.4.2-21 目開きひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-2 正載荷)

表 4.4.2-11 目開きひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-2 正載荷)

cycle		正載荷ひび割れ				
		あ	い	う	え	お
+1サイクル	0.125					
+2サイクル	0.25			0.10		
+3サイクル	0.5		0.10	0.60		
+5サイクル	1	0.00	0.25	1.40	0.10	0.10
+7サイクル	2	0.75	0.75	7.00	0.70	0.10
+9サイクル	3	0.00	1.50	12.50	0.40	0.05

図 4.4.2-20 目開きひび割れ測定位置 表 4.4.2-12 目開きひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-2 負載荷)



cycle		負載荷ひび割れ				
		あ	い	う	え	お
-1サイクル	-0.125					
-2サイクル	-0.25			0.00		
-3サイクル	-0.5	0.20	0.00	0.00		
-5サイクル	-1	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00
-7サイクル	-2	1.00	0.30	0.30	0.00	0.00
-9サイクル	-3	24.00	3.50	7.00	2.00	0.00

図 4.4.2-22 目開きひび割れ幅-層間変形角関係 (試験体 E-2 負載荷)

せん断ひび割れは、試験体 E-1 の方が大きくなった。試験体 E-1 では、最大耐力後もせん断ひび割れが増加したが、E-2 では最大耐力後は減少した。負側において、最大耐力以降ひび割れは変わらなかった。

曲げひび割れは試験体 E-2 の方が大きかったが、最大耐力後に変化はなかった。試験体 E-1 では最大耐力後徐々に減少した。

4.4.3 各変形成分の検討

以下にそれぞれの試験体における柱・基礎梁・杭・パイルキャップの各部材が層間変形角に占める割合を示す。算出方法を図 4.4.3-1 に、算出後の各部材変形成分を図 4.4.3-2～図 4.4.3-5 に示す。

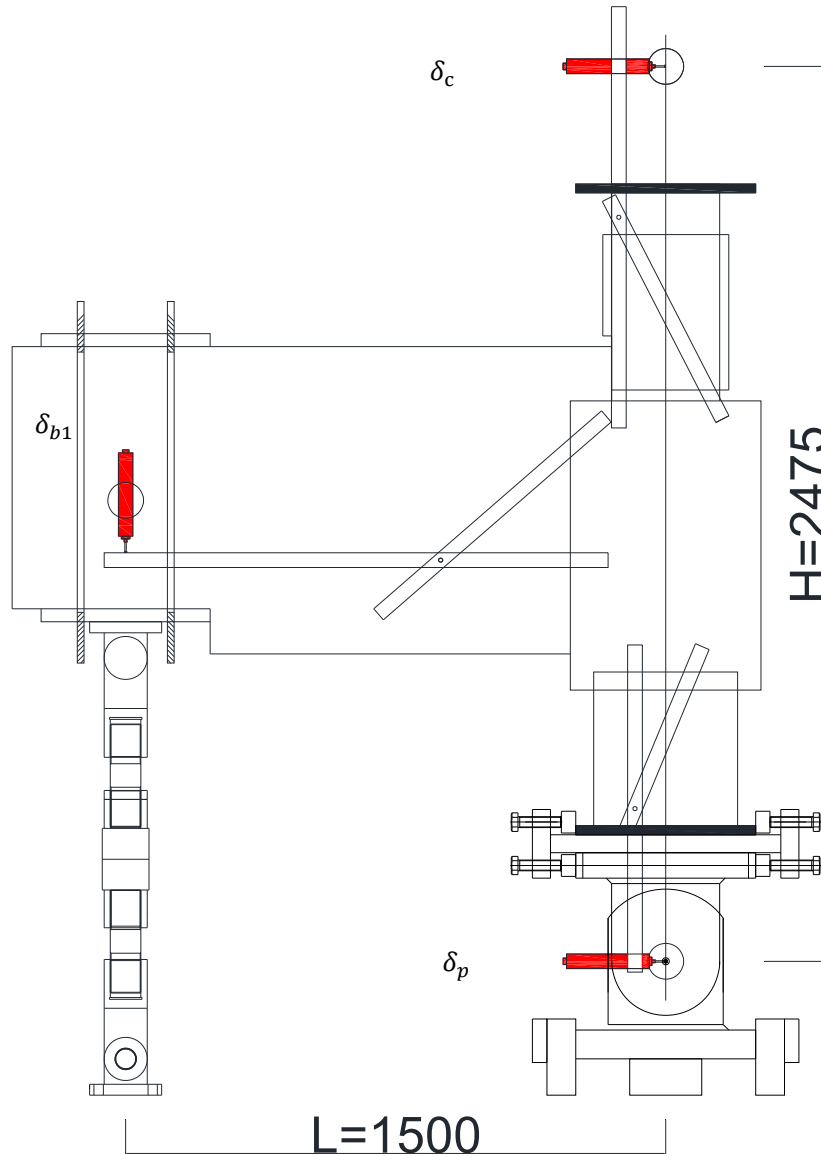


図 4.4.3-1 各部材の変位計

杭の変形成分： δ_p (mm)

柱の変形成分： δ_c (mm)

基礎梁の変形成分： δ_b (mm)

$$\delta_b = \delta_{b1} \cdot L/H$$

パイルキャップの変形成分： δ_{pc} (mm)

$$\delta_{pc} = \delta - \delta_p - \delta_c - \delta_b$$

● E-1

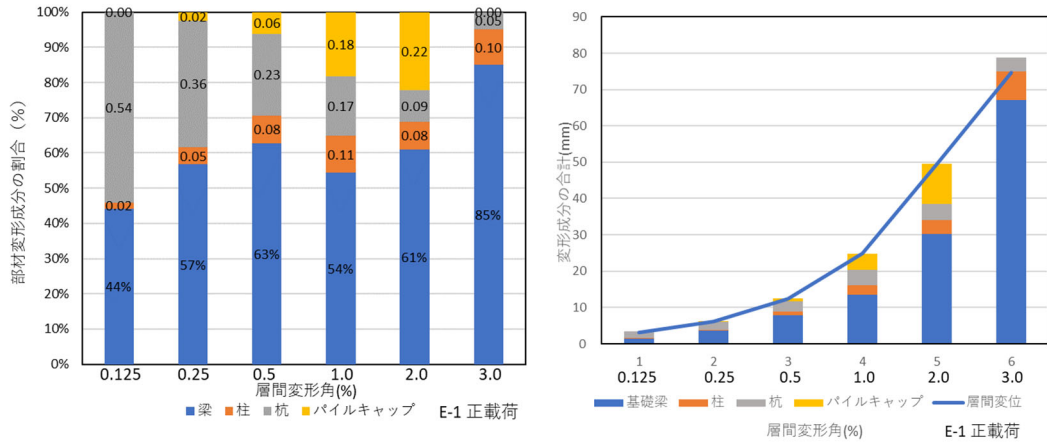


図 4.4.3-2 各変形成分の割合 (試験体 E-1 正載荷)

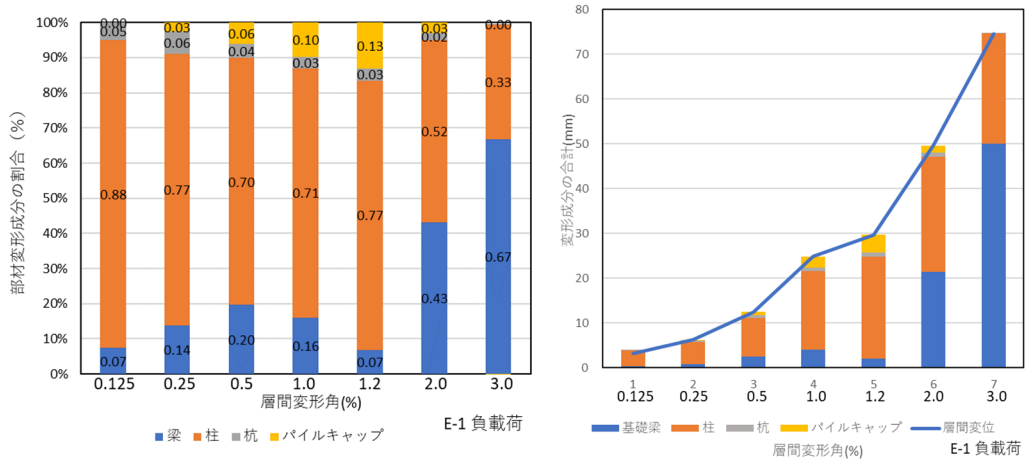


図 4.4.3-3 各変形成分の割合 (試験体 E-1 負載荷)

正載荷では梁の変形成分が大きく、最大耐力後はパイルキャップが大きくなっていくが、3%に達するときに梁の変形成分がほとんどを占める結果となった。

負載荷では柱の変形成分が大きく、最大耐力後は梁の変形成分が大きくなった。パイルキャップの変形成分はほとんど見られなかった。

この結果より最大耐力の決定要因として、正側がパイルキャップ内の変形が大きくなったことを受けてパイルキャップの破壊、負側は柱の変形が大きくなったので、柱による破壊と考えられる。

● E-2

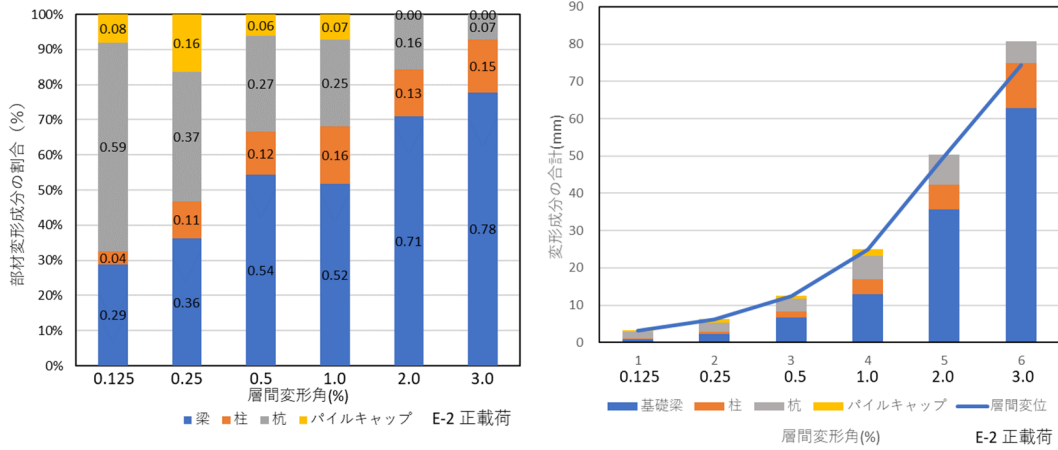


図 4.4.3-4 各変形成分の割合 (試験体 E-2 正載荷)

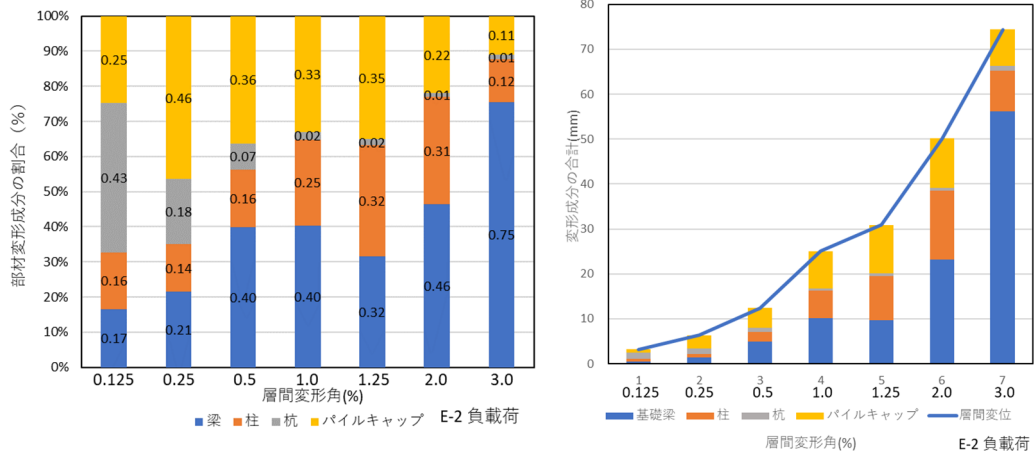


図 4.4.3-5 各変形成分の割合 (試験体 E-2 負載荷)

正載荷では全体的に梁の変形成分が大きく、パイルキャップの変形成分は小さかった。
 負載荷では最大耐力まではパイルキャップの変形成分が大きいですが、最大耐力に達した後は梁の変形成分が大きくなった。
正載荷では梁で最大耐力が決まった可能性が考えられる。 負載荷側は、変形成分だけでは破壊形態を考察できなかった。

4.4.4 モールのひずみ円

パイルキャップの損傷状態を把握するため、モールのひずみ円を作成した。モールのひずみ円の作図方法を図 4.4.4-1 に示す。パイルキャップ内の変位計各コアの水平変位計により計測した値の平均値を横方向ひずみ ϵ_x とし、横座標に図 4.4.4-1 (a)の直線 OX の時計回り方向の回転 γ_{xy} の 1/2 を正の縦座標とする。また各コアの鉛直変位計により計測した値の平均値を縦方向ひずみ ϵ_y とし、横座標に図 4.4.4-1 (a)の直線 OY の反時計回り方向の回転 γ_{xy} の 1/2 を負の縦座標とすると、図 4.4.4-1 (b)の円上の点 D, D' を得る。直線 DD' を引くと中心 C が定まり、図 4.4.4-1 (b)のようなモールのひずみ円を描くことができる。このモールのひずみ円の大きさは接合部パネルの平均的な損傷を表し、ひずみ円が大きいほど接合部パネルの損傷が激しいことを示す。また円の中心が横座標の正側に推移すると、接合部パネルは引張を受けていることになる。ここで各試験体の接合部のコアを図 4.4.4-2 に示す。

図 4.4.4-3～図 4.4.4-10 に各試験体のモールのひずみ円と計算結果を示す。なお繰り返し载荷を行ったサイクルに関しては 2 回目のサイクルを対象としている。

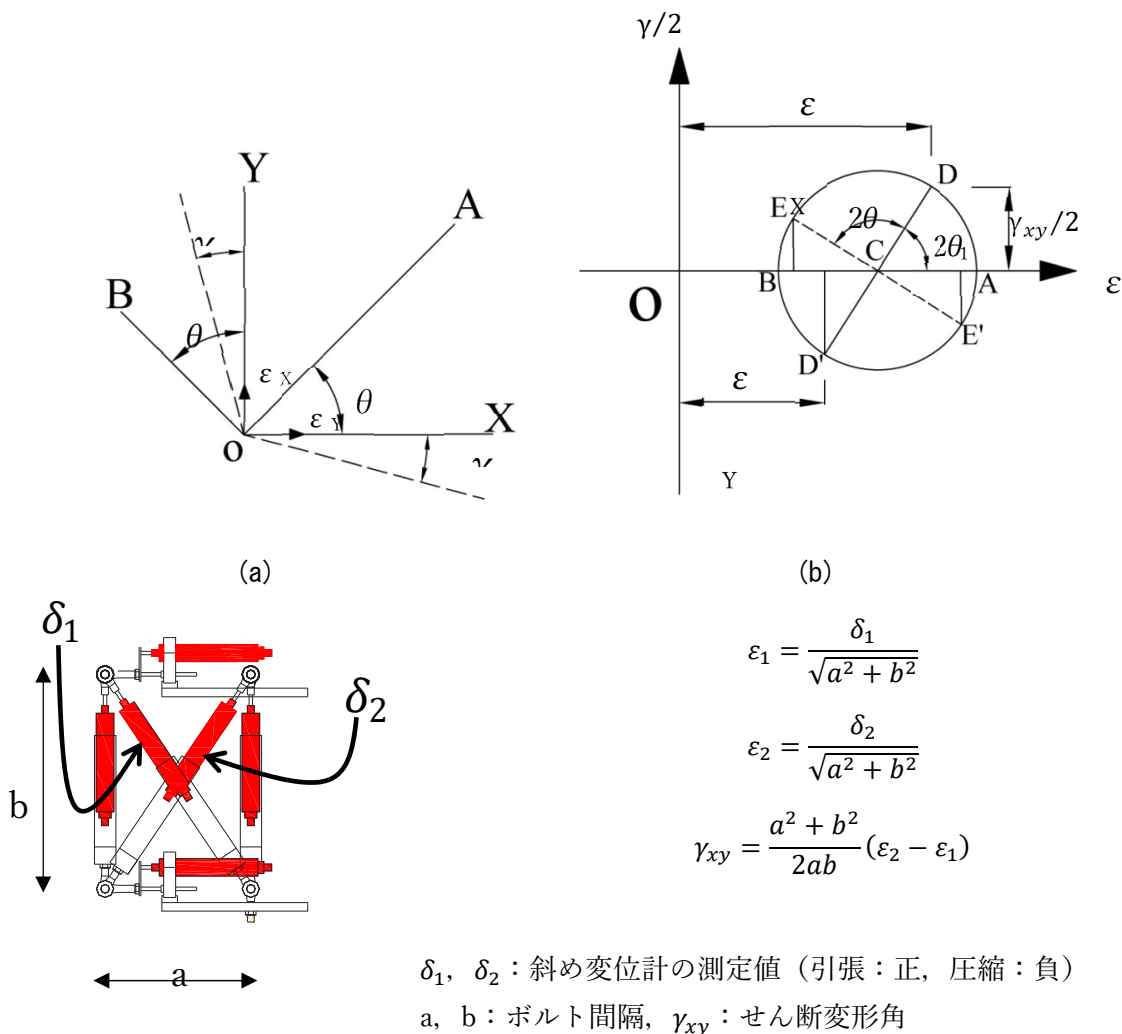


図 4.4.4-1 モールのひずみ円作成方法

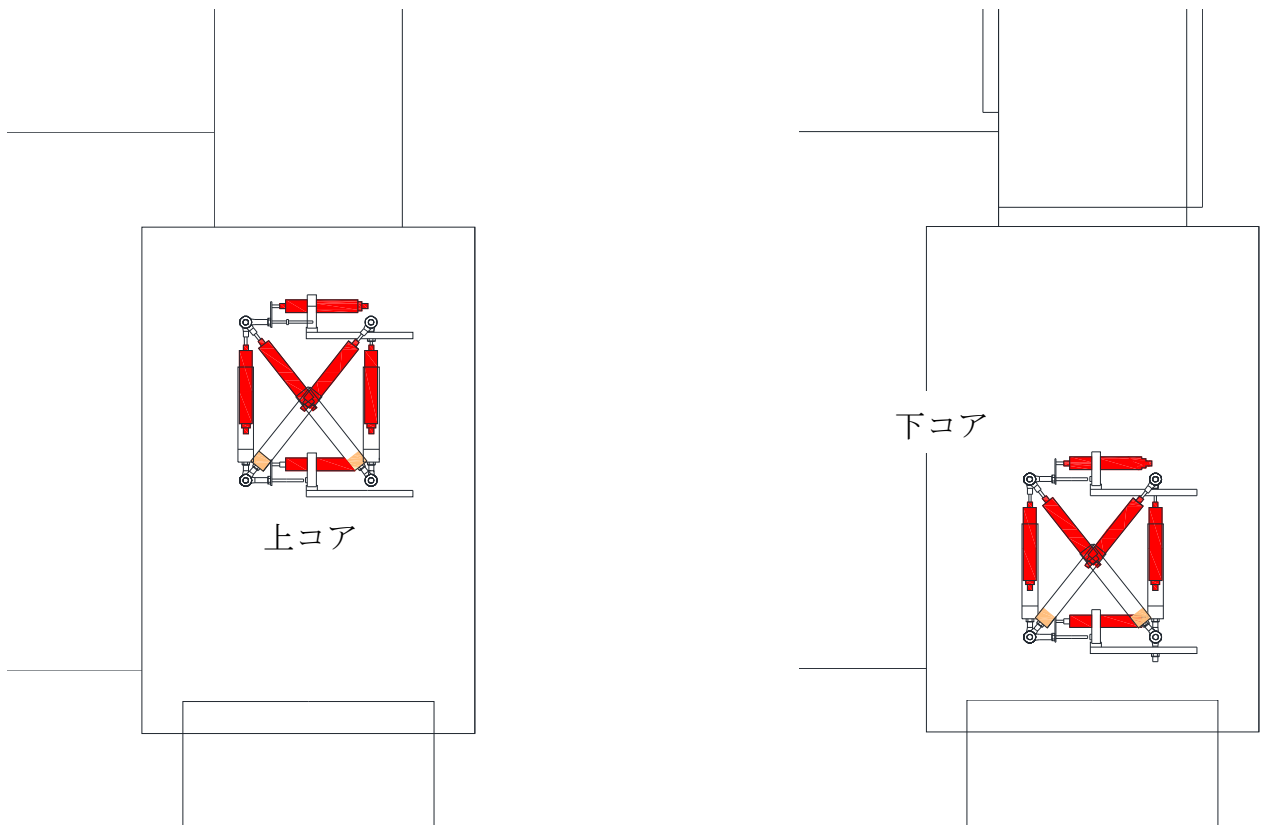
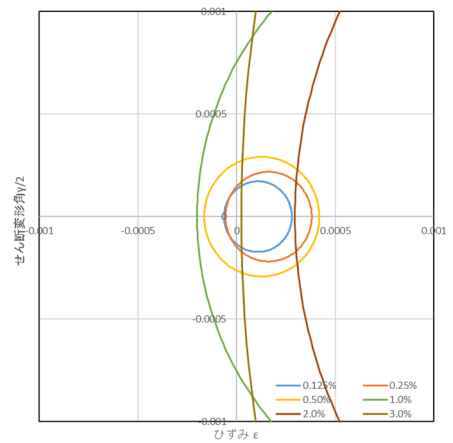
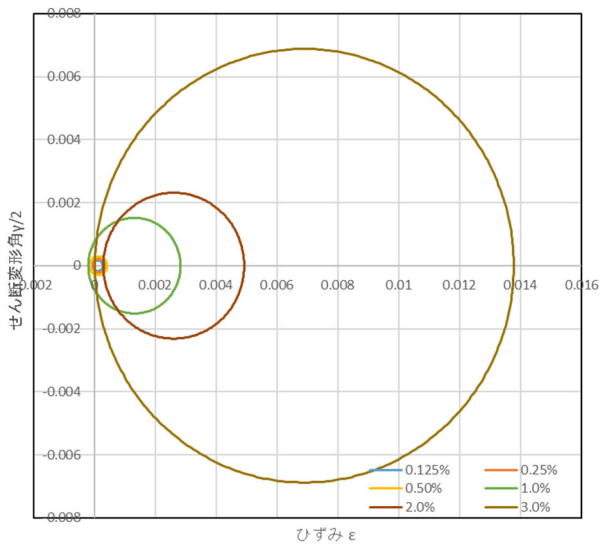


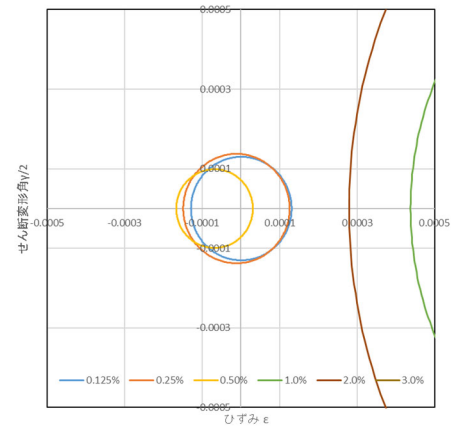
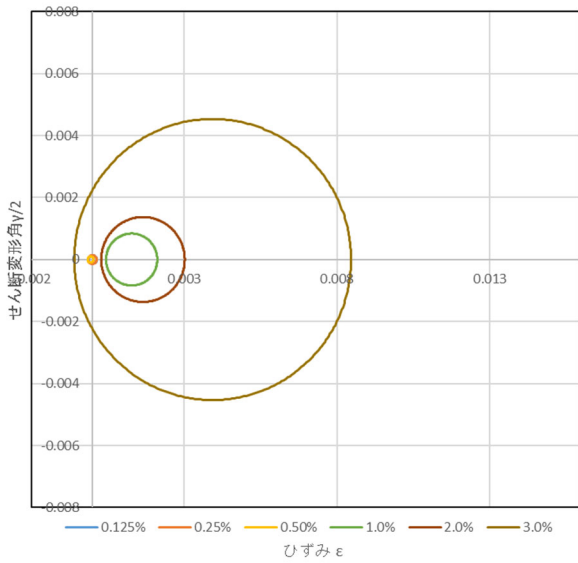
図 4.4.4-2 各コアの位置 (試験体 E-1, E-2)

● E-1



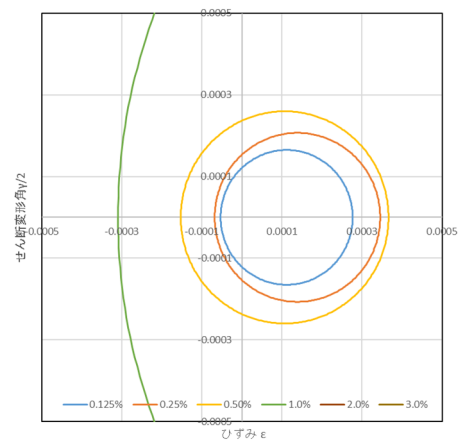
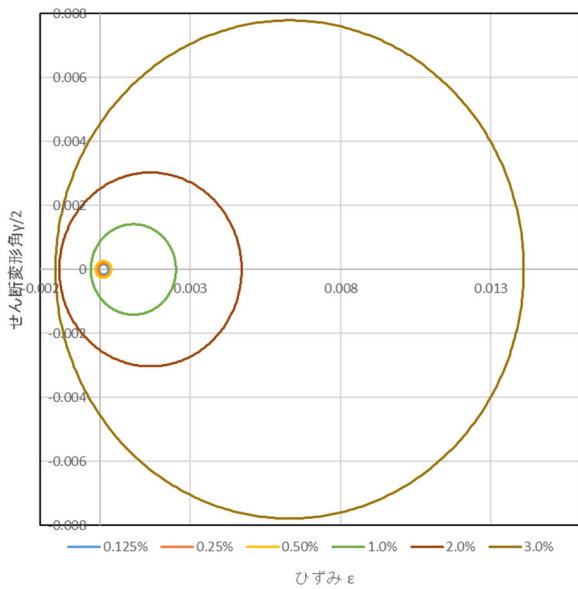
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	108	344
0.25	162	437
0.50	127	583
1.0	1317	3034
2.0	2609	4627
3.0	6901	13755

図 4.4.4-3 モールのひずみ円 (試験体 E-1 上コア 正載荷) (右: 拡大図)



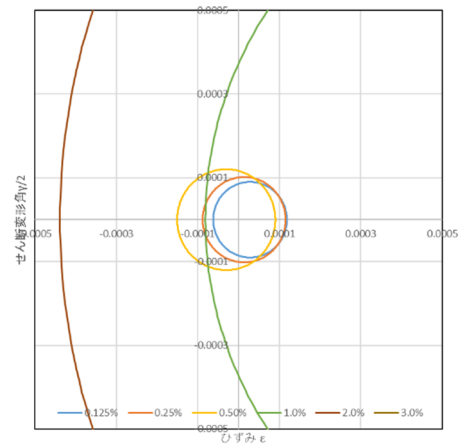
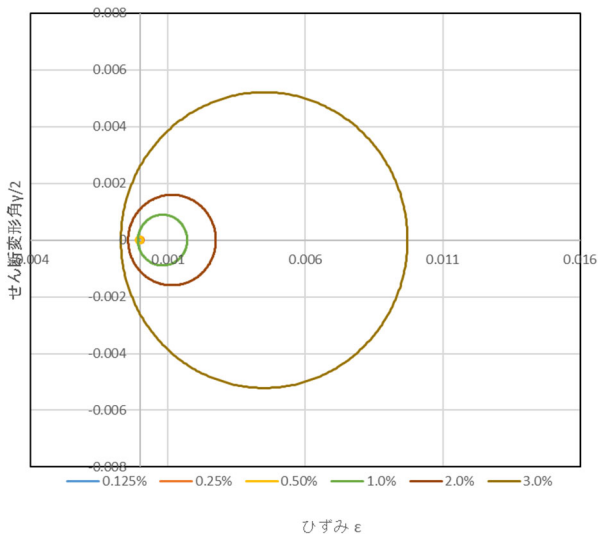
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	1	260
0.25	-12	275
0.50	-66	198
1.0	-68	1676
2.0	814	2736
3.0	1276	9067

図 4.4.4-4 モールのひずみ円 (試験体E-1 下コア 正載荷) (右: 拡大図)



層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	112	330
0.25	139	414
0.50	107	520
1.0	1105	2830
2.0	1672	6064
3.0	6302	15582

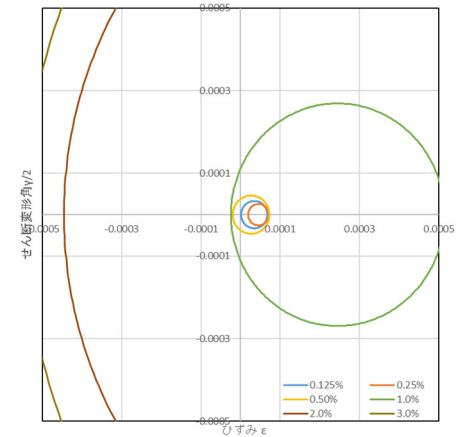
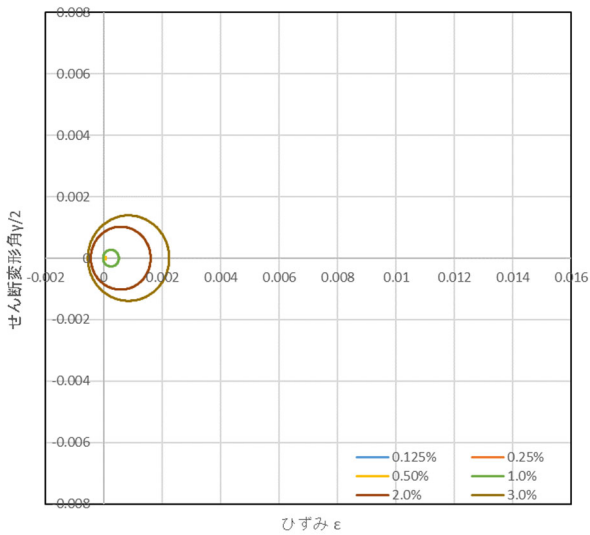
図 4.4.4-5 モールのひずみ円 (試験体E-1 上コア 負載荷) (右: 拡大図)



層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	29	181
0.25	14	204
0.50	-30	241
1.0	814	1790
2.0	1156	3188
3.0	4509	10424

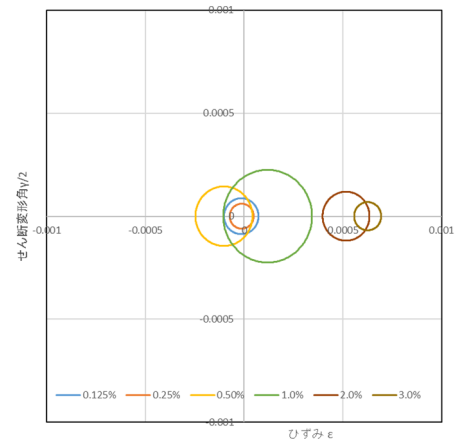
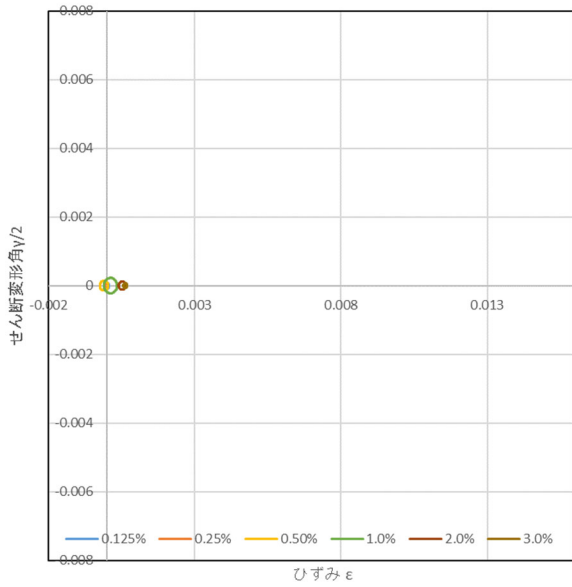
図 4.4.4-6 モールのひずみ円 (試験体 E-1 下コア 負載荷) (右: 拡大図)

● E-2



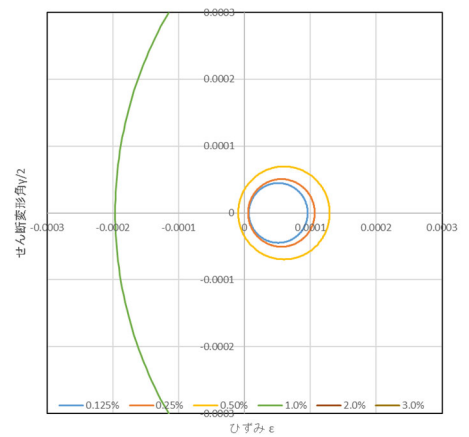
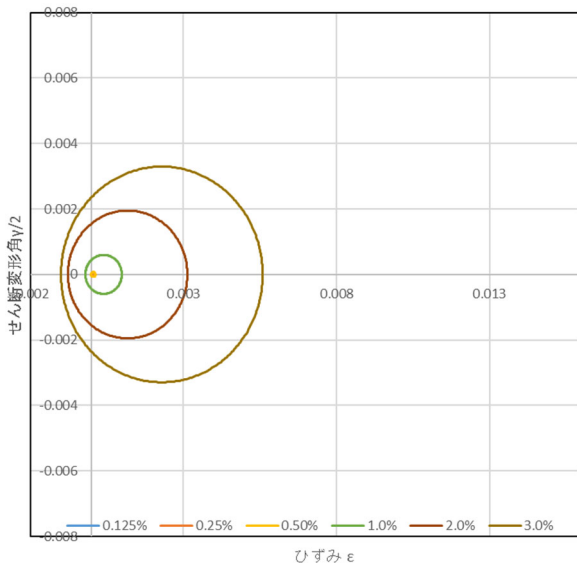
層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	35	66
0.25	45	52
0.50	27	92
1.0	245	539
2.0	578	2047
3.0	846	2781

図 4.4.4-7 モールのひずみ円 (試験体 E-2 上コア 正載荷) (右: 拡大図)



層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	-15	174
0.25	-12	121
0.50	-91	289
1.0	-102	450
2.0	16	237
3.0	119	137

図 4.4.4-8 モールのひずみ円 (試験体 E-2 下コア 正載荷) (右: 拡大図)



層間変形角(%)	中心(μ)	直径(μ)
0.125	51	89
0.25	56	101
0.50	60	139
1.0	398	1189
2.0	1182	3903
3.0	2299	6585

図 4.4.4-9 モールのひずみ円 (試験体 E-2 上コア 負載荷) (右: 拡大図)

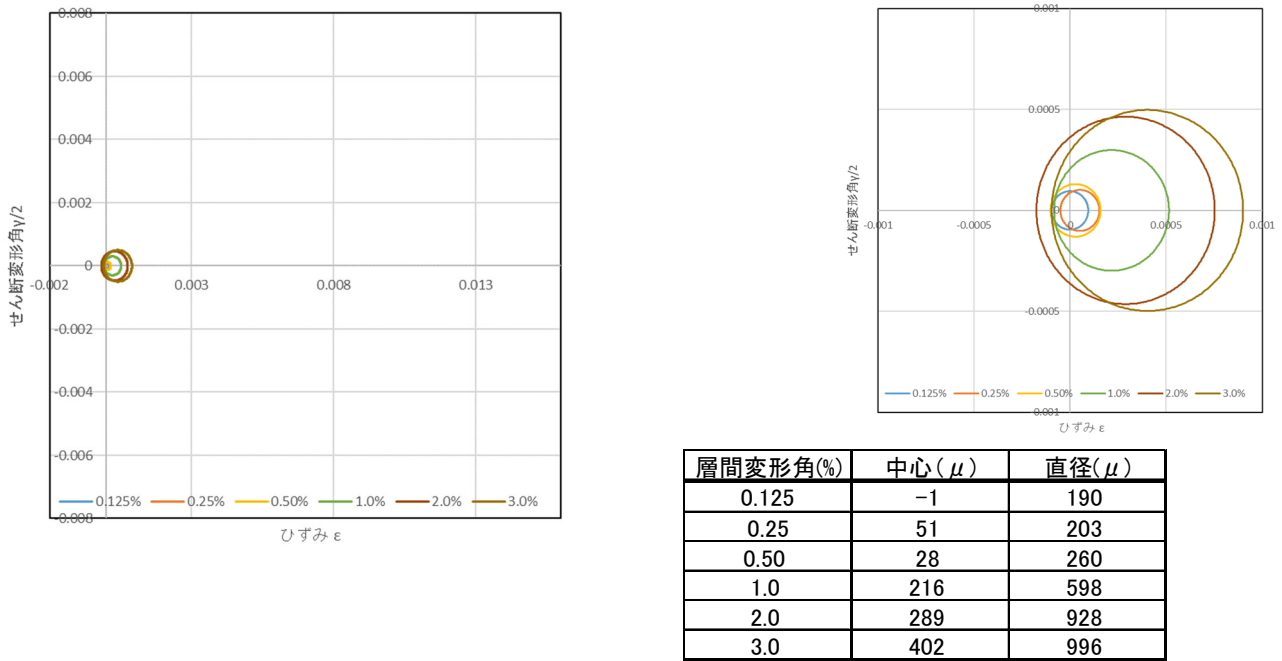


図 4.4.4-10 モールのひずみ円（試験体 E-2 下コア 負荷荷）（右：拡大図）

● 試験体 E-1

正載荷負荷荷共に、上コアの変形が下コアの変形より大きくなった。梁の上端筋周りのひび割れが大きくなり、パイルキャップの基礎梁側側面の損傷が大きくなったこと、パイルキャップ正面と裏側にせん断ひび割れが入ったことが原因だと考えられる。

また、どちらの場合も最大耐力に達す 1.0%から変形が大きく出ていることがわかる。各コアに正負の差は大きく見られないが上コアは正載荷、下コアは負載荷の方が損傷が大きくなった。

● 試験体 E-2

制裁歪負載荷共に、上コアの変形が下コアのへんげいより大きくなった。こちらも梁の上端筋周りのひび割れが大きくなり、パイルキャップの基礎梁側側面の損傷が大きくなったことが原因だと考えられる。

また、1.0%から上コアの変形が大きくなっているのに比べて、下コアの変形は層間変形角が大きくなっても大きな損傷は見られなかった。全体的に試験体 E-1 に比べて、パイルキャップ内のひび割れ幅が広がらなかったことからパイルキャップの損傷が小さい事がわかる。

4.4.5 基礎梁の付着強度と定着強度

(1) 付着強度

鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説^[4-6]より、柱および梁部材では終局限界状態における主筋の付着強度が付着信頼強度を下回る事（付着強度の確保）を原則としている。

以下に試験体の付着信頼強度の算出方法及び付着強度の実験値の算出方法を示す。また、計算結果を表 4.4.5-1 に示す。なお計算結果は引張側鉄筋（正載荷は下端筋，負載荷は上端筋）の中で最も大きい付着力となった鉄筋の値を示す。

● 付着信頼強度

柱および梁の1段目主筋の付着信頼強度は次式によることができる。

$$\tau_{bu} = \alpha_t \{ (0.086b_i + 0.11) \sqrt{\sigma_B} + k_{st} \} \quad (\sigma_B \text{の単位は } \text{N/mm}^2 \text{とする})$$

ここで、 α_t は上端筋に対する付着強度低減係数で次式による。

$$\alpha_t = \begin{cases} 0.75 + \frac{\sigma_B}{400} & \text{(梁の上端主筋)} \\ 1 & \text{(上記以外の主筋)} \end{cases}$$

b_i は、割裂線長さ比で次式による。

$$b_i = \min(b_{si}, b_{ci})$$

$$b_{si} = (b - N_1 d_b) / (N_1 d_b)$$

$$b_{ci} = \{ \sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b \} / d_b$$

b :部材の幅, N_1 :1段目主筋の本数, d_{cs} :主筋の中心から側面までのかぶり厚さ,

d_{ct} :主筋の中心から底面までのかぶり厚さ

k_{st} は、横補強筋の効果で次式による。

$$k_{st} = \begin{cases} (56 + 47N_w/N_1)(b_{si} + 1)p_w & (b_{ci} \geq b_{si} \text{のとき}) \\ 146A_w - (d_b s) & (b_{ci} < b_{si} \text{のとき}) \end{cases}$$

N_w :1組の横補強筋の足の数(= $N_s + 2$), p_w :横補強筋比, A_w :横補強筋1本の断面積

s :横補強筋間隔, N_s :中子筋の本数

本試験体の基礎梁は多段配筋ではないので、2段目の計算は省略する。

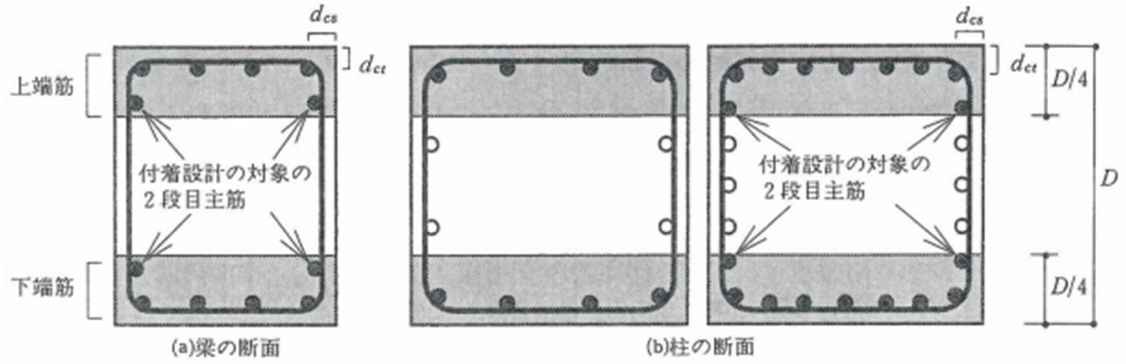


図 4.4.5-1 付着強度の確保の対象となる主筋

● 付着強度の実験値

梁に貼り付けたひずみゲージにより測定されたひずみを用いて、応力度を算出する。

$$\tau = \frac{T_2 - T_1}{\pi D l}$$

D : 基礎梁主筋直径 l : ひずみゲージ間距離 T : 鉄筋にかかる応力
鉄筋にかかる応力は鉄筋ひずみに主筋断面積とヤング係数を乗した物とする。

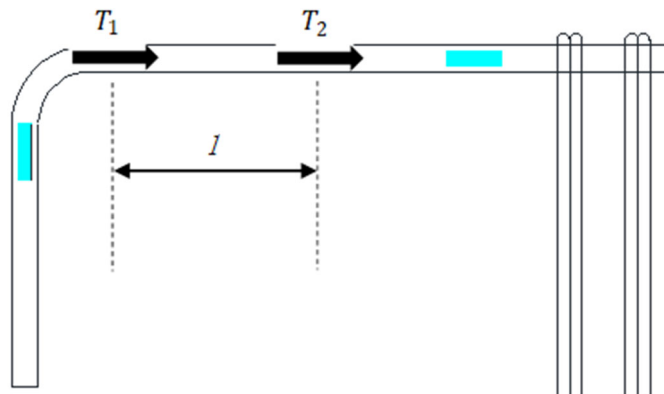


図 4.4.5-2 付着強度実験値の算出方法

表 4.4.5-1 計算結果

試験体	E-1		E-2	
	正	負	正	負
付着信頼強度	61.8	44.9	47.4	
0.13%	3.0	-0.6	1.3	-0.7
0.25%	5.2	0.4	4.8	0.9
0.50%	6.4	0.3	6.9	2.0
1.00%	6.8	0.5	17.2	2.7
2.00%	多数のゲージが測定不可だったため、 算出不可			
3.00%				

以上より、十分な付着強度を有していたことから、両試験体付着破壊をしたとは考えられない。

(2) 基礎梁主筋の定着

基礎梁主筋の折曲げ部直下のコンクリートには大きな支圧応力が作用し、この領域でコンクリートが割れ裂かれることによる支圧破壊が生じたか、さらに掻き出し破壊が生じたか、計算値と実験値を比較して検討する。

● 基礎梁主筋折り曲げ定着強度

基礎梁主筋折り曲げ定着強度は、下式で求めた。

ト形柱梁接合部における梁主筋の折曲げ定着強度 f_u は、

$$f_u = 210 \cdot k_c \cdot k_j \cdot k_d \cdot k_s \cdot \sigma_B^{0.4} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここで、

σ_B : コンクリート圧縮強度

k_c : 側面かぶり厚さの効果を評価する係数

$$k_c = 0.4 + \frac{0.1 \cdot C_0}{d_b} \quad (\leq 1.0)$$

k_j : 折曲げ位置の効果を評価する係数

$$k_j = 0.6 + \frac{0.4 \cdot l_{dh}}{j} \quad (\leq 1.0)$$

k_d : 定着投影長さの効果を評価する係数

$$k_d = 0.5 + \frac{l_{dh}}{30d_b} \quad (\leq 1.0)$$

k_s : 横補強筋の効果を評価する係数

$$k_s = 0.7 + \frac{0.5 \cdot d_s^2}{d_b^2} \quad (\leq 1.0)$$

ここで、

d_b : 定着筋の公称径

C_0 : 定着鉄筋心までの側面かぶり厚さ

l_{dh} : 定着投影長さ

(定着応力算定断面から折曲げ開始点までの直線部+折り曲げ内法半径+鉄筋公称径)

j : 梁危険断面の応力中心距離

d_s : 定着部に配される横補強筋径

(折曲げ内法直径内に外周横補強筋が配されている場合)

参考文献[4-6] : 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999, pp.262-265

● 基礎梁主筋の掻き出し定着耐力

基礎梁主筋掻き出し定着耐力は、下式で求めた。掻き出し破壊定着耐力に関する記号の定義を図

4.4.5-3 に示す。

梁主筋掻き出し定着耐力 T_{cu} は、

$$T_{cu} = \beta_c \cdot k_n \cdot (T_c + T_w)$$

$$T_c = \frac{2l_a \cdot b_e \cdot 0.313 \sqrt{F_c} \cdot \sqrt{(l_a^2 + j_{tg}^2)}}{j_{tg}}$$

$$b_e = b_s + C_{e1} + C_{e2}$$

$$T_w = 0.7 \cdot A_w \cdot \sigma_{wy}$$

$$k_n = 1 + \sqrt{\frac{\sigma_o}{F_c}} \leq \min(0.1 + 0.016F_c, 1.45)$$

$$\sigma_o = \frac{N_c}{B_c \cdot D_c}$$

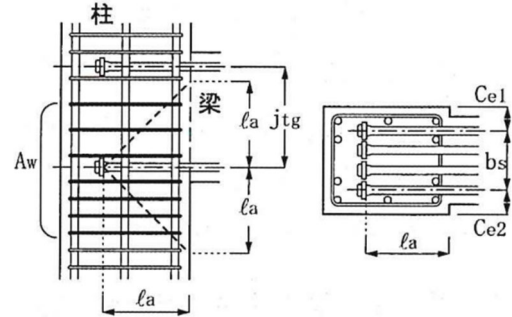


図 4.4.5-3 掻き出し破壊定着耐力に関する記号の定義

ここで、

β_c : 低減係数 ($\beta_c = 0.6$ とする)

l_a : 定着長さ

F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

j_{ctg} : 梁上下主筋の重心間距離

b_e : 柱有効幅

C_{e1}, C_{e2} : 最外縁の定着筋中心からの柱側面かぶり厚さ ($\leq 0.8l_a$)

b_s : 最外縁に配置された定着筋の中心間距離

A_w : 梁定着筋列より柱上下方向にそれぞれ l_a の範囲および柱有効幅 b_e の範囲内に配置された横補強筋の全断面積

σ_{wy} : 接合部および柱の横補強筋の降伏強度

$\sigma_{wy} = \min(\sigma_{wy0}, 55\sqrt{F_c})$ ($F_c \geq 60$ N/mm²の時は、 $F_c = 60$ N/mm²とする)

ここで、 σ_{wy0} : 接合部および柱の横補強筋の規格降伏点

k_n : 柱軸圧縮応力度

N_c : 地震時柱軸力 ($N_c \leq 0$ の時は、 $N_c = 0$ とする)

B_c, D_c : 柱断面幅およびせい

参考文献[4-7] : DB ヘッド定着工法—設計指針—, pp.16-17

● 引張応力度および支圧応力度の実験値

基礎梁主筋のひずみゲージにより引張応力度，支圧応力度を算出した。支圧応力度は折曲げ始点と終点を結ぶ線と鉄筋径で作成される長方形を仮定し，この面に垂直に作用する圧縮応力とした。また，折曲げ内側コンクリートにかかる支圧力に関して，支圧応力が大きくなる領域は鉄筋径の3倍程度の幅を持つと考えられることから，算出した支圧応力度を3で除した。このときの算定式を下式に，支圧応力度算定断面を図4.4.5-4に示す。

$$\sigma_l = \frac{\frac{P_1}{\sqrt{2}} + \frac{P_2}{\sqrt{2}}}{\sqrt{2}r \cdot d} = \frac{P_1 + P_2}{2rd}$$

ここで，

σ_l ：支圧応力度

P_1, P_2 ：折曲げ開始点，終点の梁主筋力

d ：梁主筋径

r ：折曲げ半径

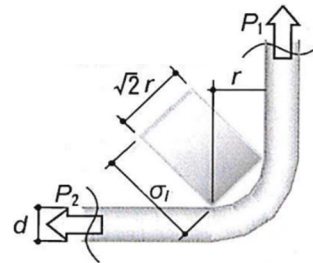


図 4.4.5-4 支圧応力度算定断面

参考文献[4-8]：RC造90°折曲げ定着における折曲げ近傍の応力性状に関する3次元FEM解析,2006

● 基礎梁主筋の定着の検討

両試験体の基礎梁主筋折り曲げ定着強度および最大耐力時とその次のサイクルの基礎梁主筋掻き出し定着耐力, また各ピーク (2回載荷の場合は1回目の値) における引張応力度を表 4.4.5-2, 表 4.4.5-3 に示す。なお正載荷時は下端筋を, 負載荷時は上端筋を引張側として引張応力度を算出した。

表 4.4.5-2 試験体 E-1 定着強度と掻き出し定着強度

E-1	上端	下端
折り曲げ 定着強度	546.0	637.3
最大耐力時 掻き出し定着強度	340.2	508.7
0.13%	6.5	-0.6
0.25%	11.0	3.9
0.50%	21.2	16.2
1.0%	27.1	41.8
2.0%	35.4	31.0
3.0%	/	

表 4.4.5-3 試験体 E-2 定着強度と掻き出し定着強度

E-2	上端	下端
折り曲げ 定着強度	460.9	576.8
最大耐力時 掻き出し定着強度	301.4	479.5
0.13%	-3.3	-1.3
0.25%	-1.8	-0.3
0.50%	8.4	10.9
1.0%	12.2	16.0
2.0%	/	
3.0%	/	

4.4.6 パイルキャップ入力せん断力

各試験体のパイルキャップに入力される水平方向の接合部入力せん断力 V_j を算出する。パイルキャップ入力せん断力の算出方法を図4.4.6-1に示す。入力せん断力は基礎梁主筋に貼付したひずみゲージにより仮想危険断面位置における応力を算出し、その値に柱の層せん断力 V_c を減算して求めた。仮想危険断面位置は各サイクルにおいてひずみが最大となる位置を危険断面と設定し、材料強度を使用して基礎梁主筋引張力を算出した。

接合部入力せん断力の算出方法	
$V_j = T + C'_s + C'_c - V_c$	V_j :接合部入力せん断力 (kN)
$= T + T' - V_c$	T :梁主筋引張力 (kN)
ト型接合部においては	C_s :梁主筋圧縮力 (kN)
$T' + C'_s + C'_c = 0$	C_c :コンクリート圧縮合力 (kN)
よって	V_c :柱層せん断力 (kN)
$V_j = T - V_c$	

鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説^[4-6], 1999, p.p.243~245

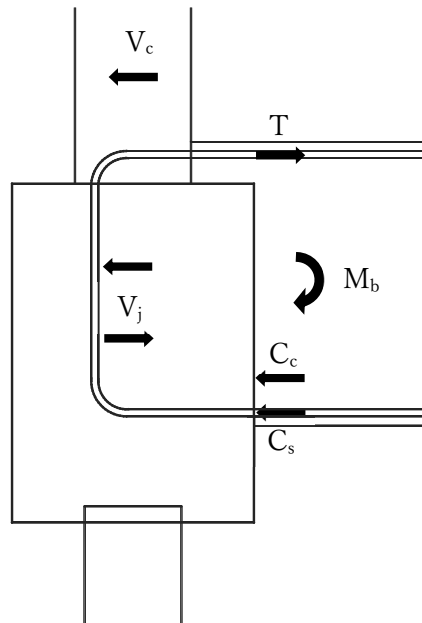


図 4.4.6-1 パイルキャップ入力せん断力の算出方法

(1) 基礎梁の危険断面位置

図 4. 4. 6-2 に試験体 E-1, E-2 の基礎梁主筋ひずみ測定位置、図 4. 4. 6-3～図 4. 4. 6-4 に試験体の最大耐力時のサイクルのピークにおける基礎梁主筋のひずみ平均を示す。

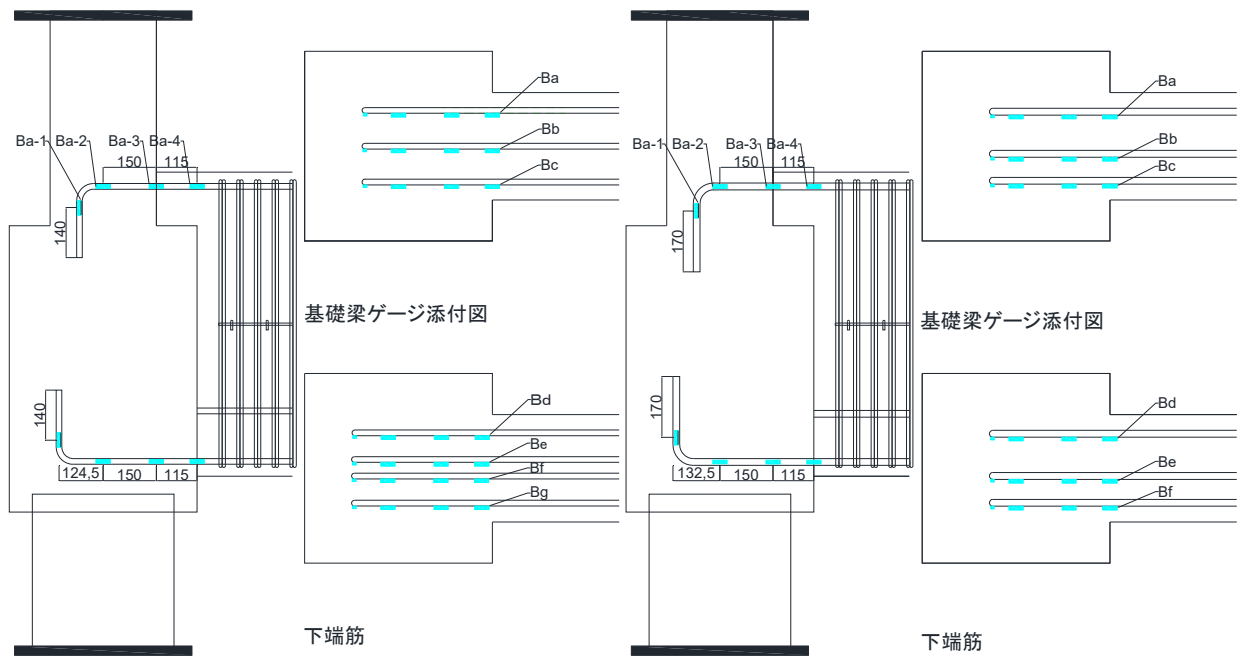


図 4. 4. 6-2 基礎梁主筋ひずみ測定位置（左：試験体 E-1 右：試験体 E-2）

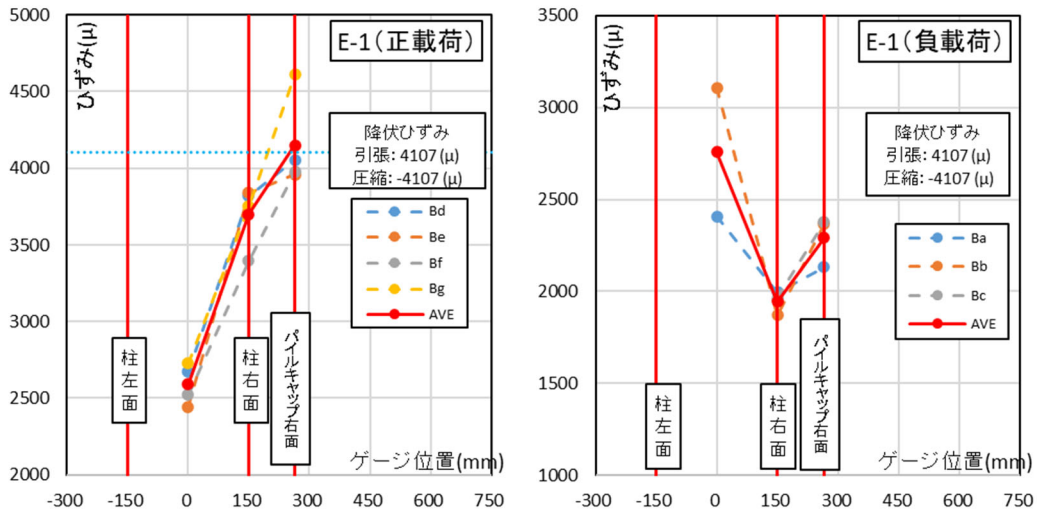


図 4.4.6-3 最大耐力時基礎梁主筋ひずみと平均 (試験体 E-1)

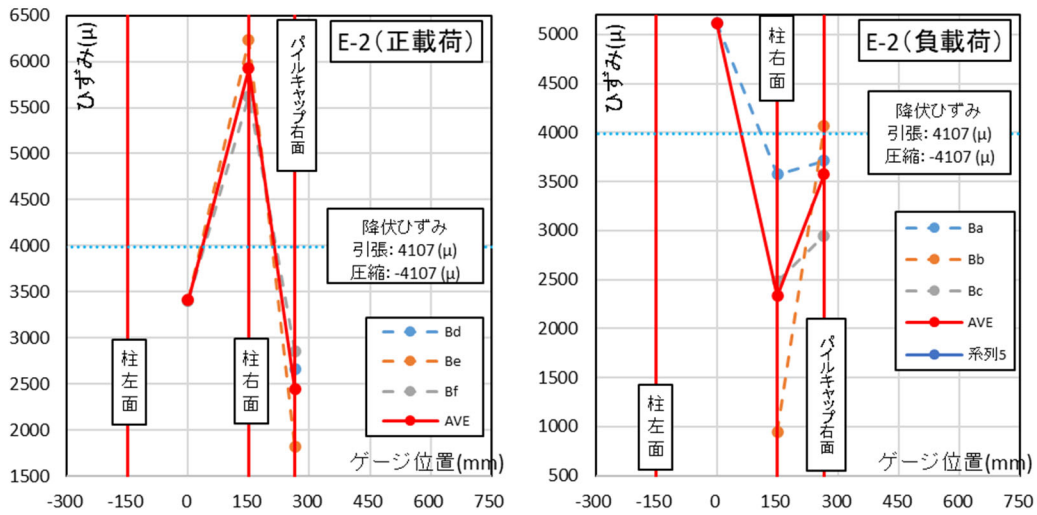


図 4.4.6-4 最大耐力時基礎梁主筋ひずみと平均 (試験体 E-2)

(2) 各サイクル入力せん断力

図 4.4.6-5 に各サイクルの危険断面位置における入力せん断力-層間変形角関係を示す。図中の青色の線が柱-基礎梁閉じる方向での載荷時、橙色の線が柱-基礎梁開く方向での載荷時を示している。また△は正負それぞれにおける層せん断力が最大の時の層間変形角を示している。また、過去試験体 A-1（鋼管杭標準型配筋-パイルキャップせん断破壊）を図 4.4.6-6 に示す。

表 4.4.6-1 各サイクル入力せん断力

Cycle	E-1		E-2		Cycle	E-1		E-2	
	Vj (kN)	R (%)	Vj (kN)	R (%)		Vj (kN)	R (%)	Vj (kN)	R (%)
+1	93.2	0.127	5.0	0.129	-1	163.9	-0.129	80.5	-0.127
+2	171.2	0.255	127.5	0.254	-2	187.3	-0.251	212.8	-0.255
+3	275.0	0.502	260.2	0.503	-3	255.4	-0.503	411.6	-0.502
+4	271.3	0.503	264.4	0.503	-4	246.0	-0.503	405.4	-0.502
+5	386.7	1.004	357.3	1.008	-5	293.5	-1.003	683.6	-1.013
+6	370.6	1.004	342.3	1.006	-6	291.2	-1.004	698.7	-1.015
+7	232.7	2.011	284.5	2.012	-7	315.8	-2.004	671.1	-2.025
+8	213.8	2.006	187.4	2.014	-8	292.1	-2.006	529.6	-2.004
+9	123.9	3.01		3.009	-9	306.0	-3.008	560.8	-3.008
+10	170.0	3.008		3.034	-10	222.3	-3.011	486.3	-3.055

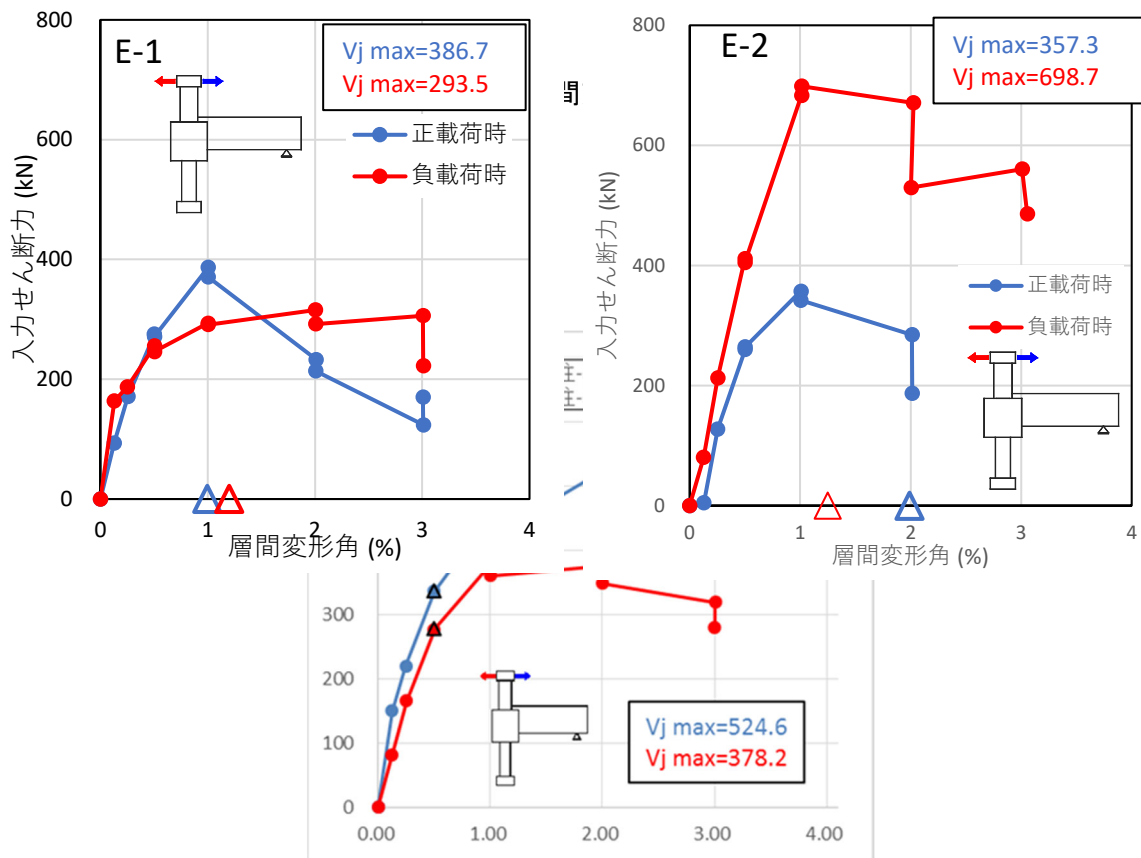


図 4.4.6-6 入力せん断力-層間変形角関係（過去試験体 A-1）

- 試験体 E-1

正載荷時は最大耐力に達した後、せん断力が大幅に低下している。パイルキャップのせん断補強筋比が試験体 E-2 に比べて低いことが原因だと考えられる。

最大耐力までは正載荷のせん断力が大きい、最大耐力に達した後は負載荷のせん断力が大きくなった。最大耐力がパイルキャップせん断破壊により決まった可能性がある。過去試験体 A-1 は同じくせん断破壊だが、耐力低下が試験体 E-1 程大きくない。パイルキャップ内の配筋は大きく変わらないことから、梁の降伏の有無が大きく関与していると考えられる。

● 試験体 E-2

正載荷時は最大入力せん断力が小さかった。それに比べて負載荷時は最大耐力時に最大入力せん断力に達した。負載荷側の入力せん断力が大きくなったのは、試験体 E-1 に比べてパイルキャップのせん断補強筋比が高いことと、長期軸力がかかっていることが原因だと考えられる。正載荷側が、試験体 E-1 と比べて軸力比が大きく変わらなく補強筋費が2倍ほど高いにも関わらず、同程度の入力せん断力にまでしか達さなかった。これは軸力比の差が原因だと考える。(試験体 E-1 : 0.2 試験体 E-2 : 0.163)

4.4.7 等価粘性減衰定数

各試験体の等価粘性減衰定数(H_{eq})を算出し、比較を行う。図 4.4.7-1 に等価粘性減衰定数の算出方法を示す。繰り返し载荷を行ったサイクルに関しては2サイクル目で評価を行った。各試験体の算出結果を図 4.4.7-2～図 4.4.7-3 に、各試験体の比較を図 4.4.7-4 に示す。なお比較対象として過去試験体 A-1 の結果も示す。

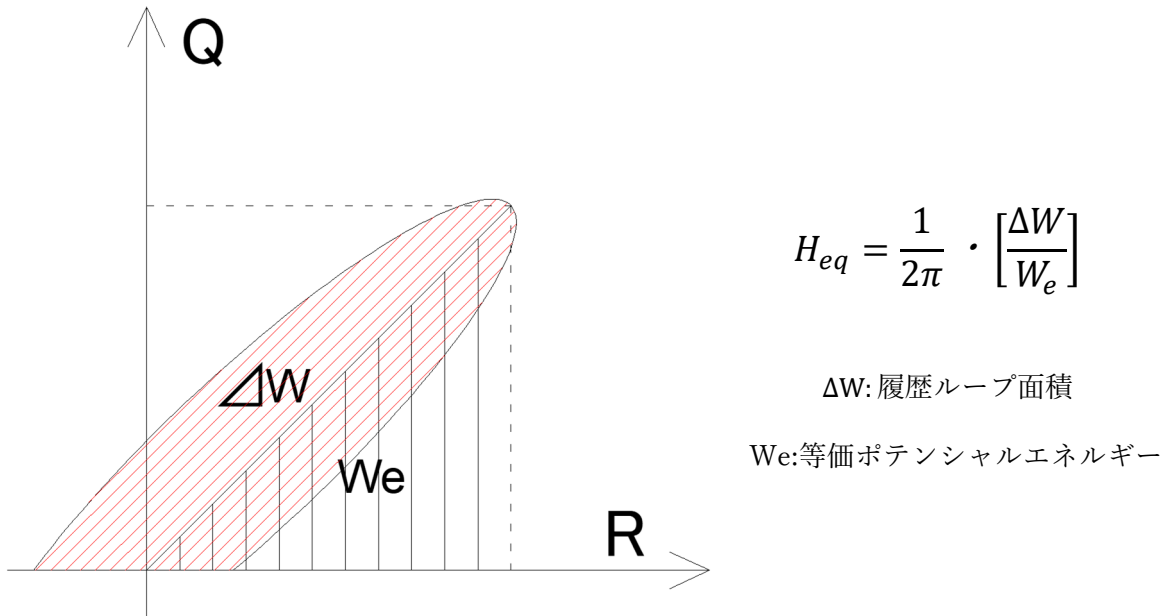


図 4.4.7-1 等価粘性減衰定数の算出方法

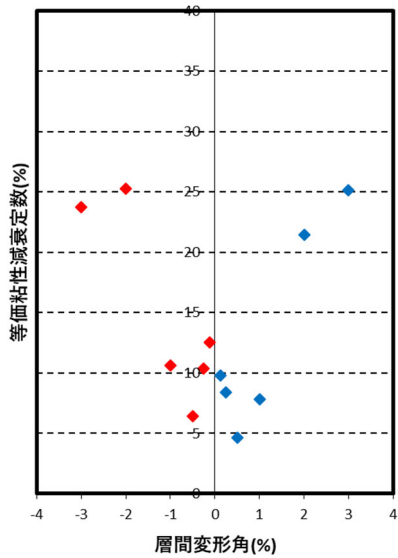


図 4.4.7-2 $H_{eq} - R$ 関係 (試験体 E-1)

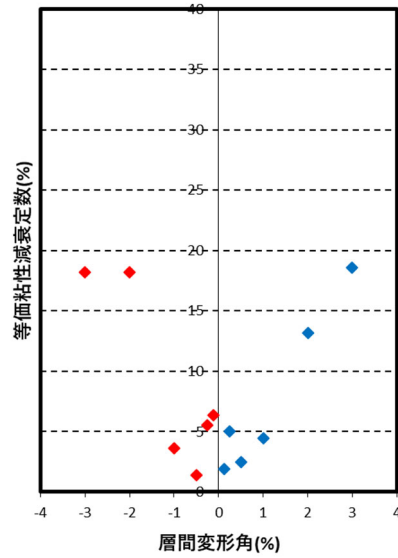


図 4.4.7-3 $H_{eq} - R$ 関係 (試験体 E-2)

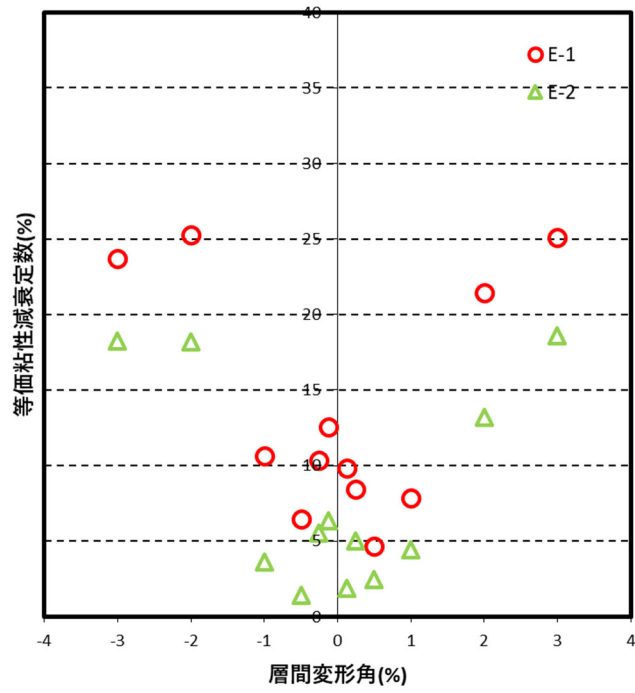


図 4.4.7-4 $H_{eq} - R$ 関係 (試験体E-1, E-2 比較)

図 4.4.7-3 より, 試験体E-1 と比較して試験体E-2 のほうがエネルギー吸収率が高い。どちらも梁とパイルキャップの接合部が損傷を起こしているが、パイルキャップのせん断強度がエネルギー吸収率に起因していると考えられる。

4.4.8 鉄筋降伏位置に関する考察

表 4.4.8-1～表 4.4.8-7, 図 4.4.8-1～図 4.4.8-9 に全鉄筋降伏順を示す。また, 図中鉄筋ひずみゲージを青色で示し, 降伏位置を赤で, 弾性限界に達した位置を橙色で示す。

● E-1

表 4.4.8-1 試験体 E-1 柱降伏鉄筋

		ゲージ番号	ステップ	サイクル	層間変形角	層せん断力
柱主筋	正	降伏なし				
	負	Ca-5	814	-3	-0.275	-57.9
		Cc-5	814	-3	-0.275	-57.9
		Cd-5	815	-3	-0.287	-59.6
		Cb-5	816	-3	-0.296	-60.2
		Ce-5	834	-3	-0.464	-70.2
		Ce-4	1684	-5	-0.651	-72.0
		Cj-4	1699	-5	-0.84	-76.1
		Ce-3	1704	-5	-0.896	-77.3
		Cj-3	1704	-5	-0.896	-77.3
		Cj-5	1709	-5	-0.949	-78.4
		Cb-4	2450	-7	-0.411	-71.2
		Cd-4	2452	-7	-0.49	-73.9
		Cc-4	2453	-7	-0.528	-74.2
		Cc-3	2470	-7	-0.912	-79.1
		Cb-3	2471	-7	-0.941	-78.8
Cd-3	2472	-7	-0.977	-79.3		
柱補強筋	降伏なし					

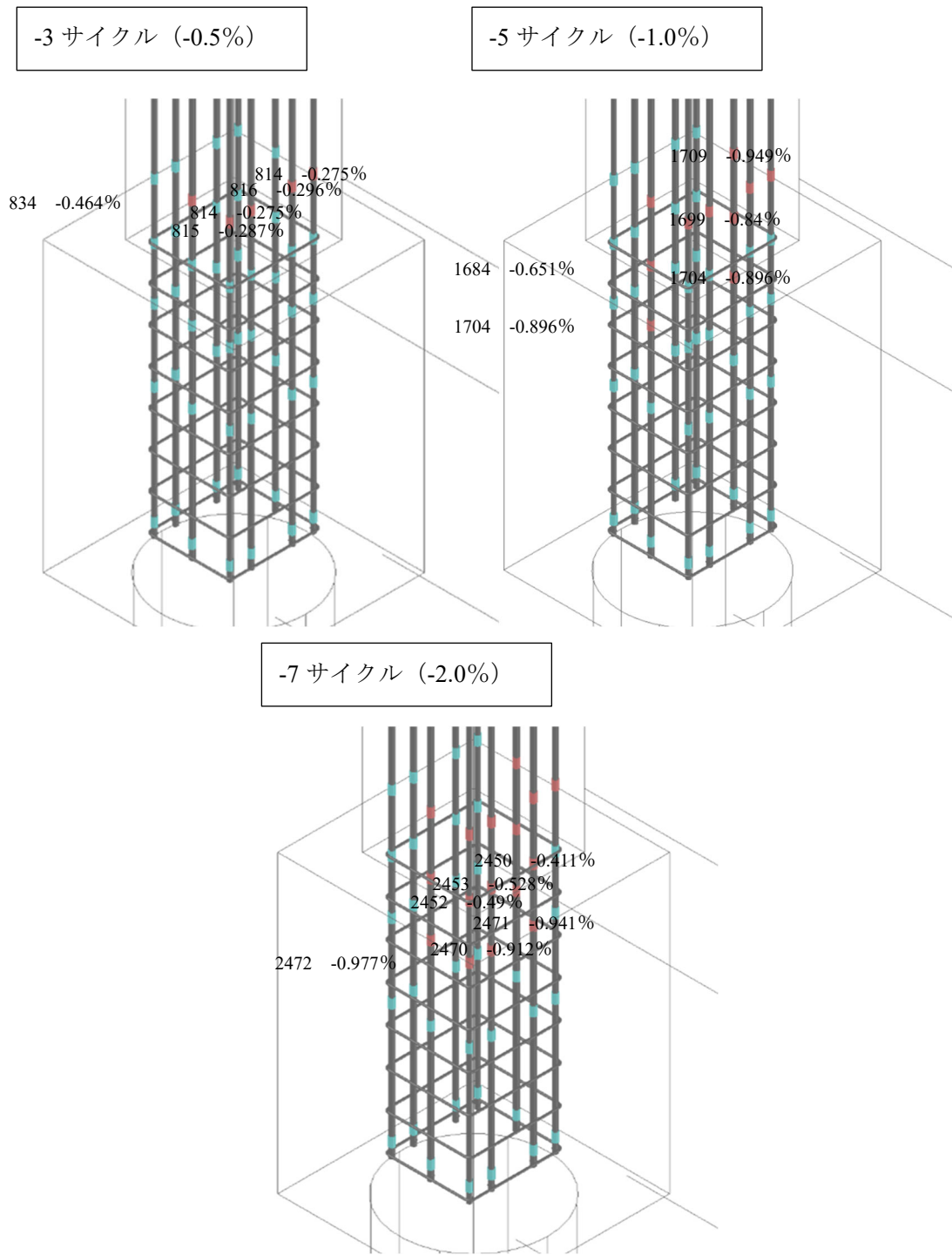


図 4. 4. 8-1 試験体 E-1 柱降伏鉄筋

表 4. 4. 8-2 試験体 E-1 梁降伏鉄筋

		ゲージ番号	ステップ	サイクル	層間変形角	層せん断力
梁	正	Bg-4	1469	+5	0.81	184.8
		Bd-4	1496	+5	0.97	197.6
		Be-3	2205	+7	1.168	188.2
		Be-4	2205	+7	1.168	188.2
		Bf-4	2205	+7	1.168	188.2
		Bg-3	2226	+7	1.352	186.7
		Bf-3	2233	+7	1.461	185.6
	負	降伏なし				

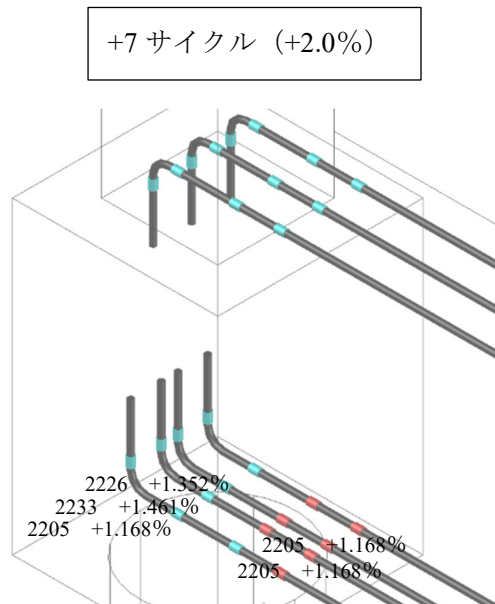
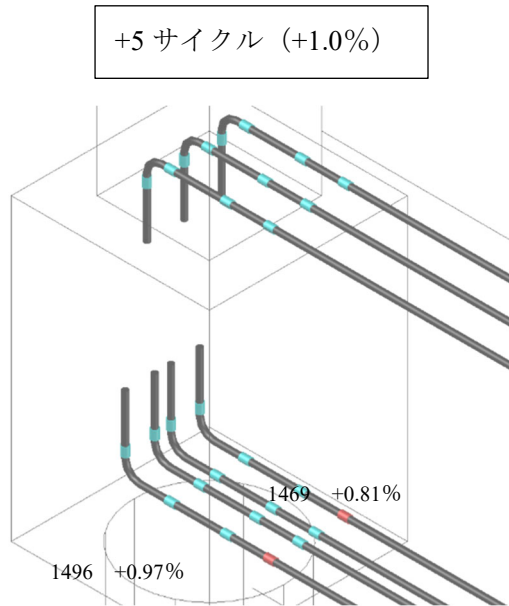


図 4. 4. 8-2 試験体 E-1 梁降伏鉄筋

表 4.4.8-3 試験体 E-1 パイルキャップ降伏鉄筋

		ゲージ番号	ステップ	サイクル	層間変形角	層せん断力
パイルキャップ トップ・ベース筋	正	降伏なし				
	負	降伏なし				
パイルキャップ	正	SPk-4	1486	+5	0.913	192.9
補強筋		Spe-2	1496	+5	0.97	197.6
		SPk-5	1858	+6	0.847	165.2
		SPk-3	1862	+6	0.938	177.5
		SPh-6	2203	+7	1.114	189.4
		SPb-1	2219	+7	1.281	185.9
		SPb-4	2631	+8	0.608	64.4
		SPh-5	2652	+8	1.352	116.8
		SPh-3	2967	+9	1.622	97.0
		SPb-3	2977	+9	2.115	118.5
		SPh-4	2994	+9	2.975	119.4
		SPk-5	3205	+9	-2.757	-40.2
		負	SPb-4	3155	-9	-2.107

+5 サイクル (+1.0%)

+6 サイクル (+1.0%)

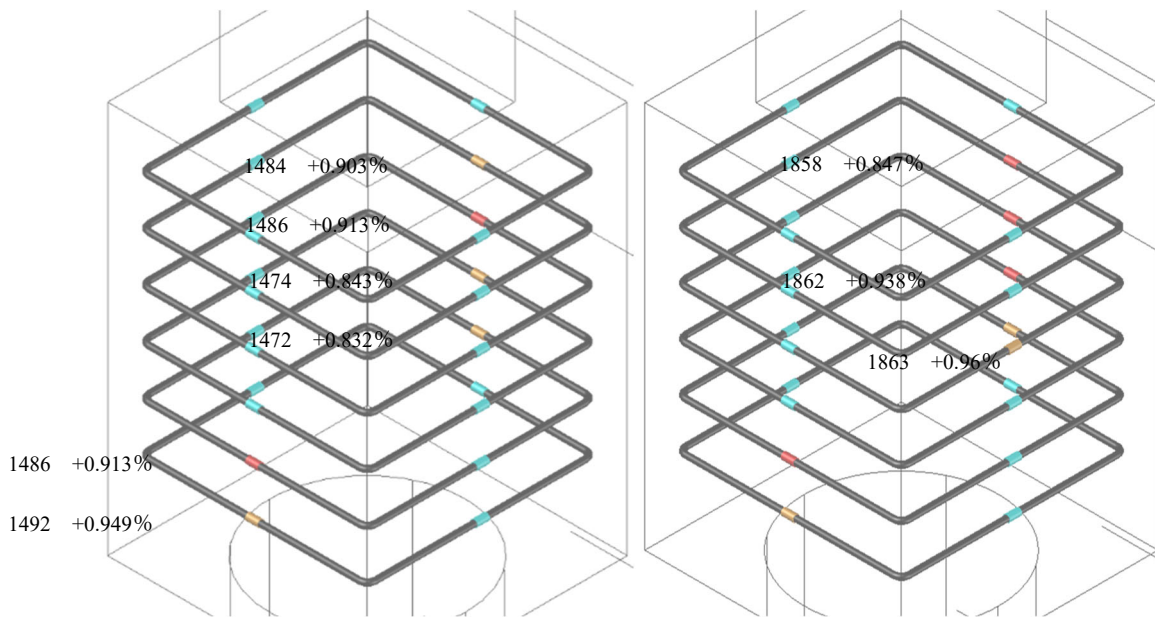


図 4.4.8-3 試験体 E-1 パイルキャップ降伏鉄筋 (No. 1)

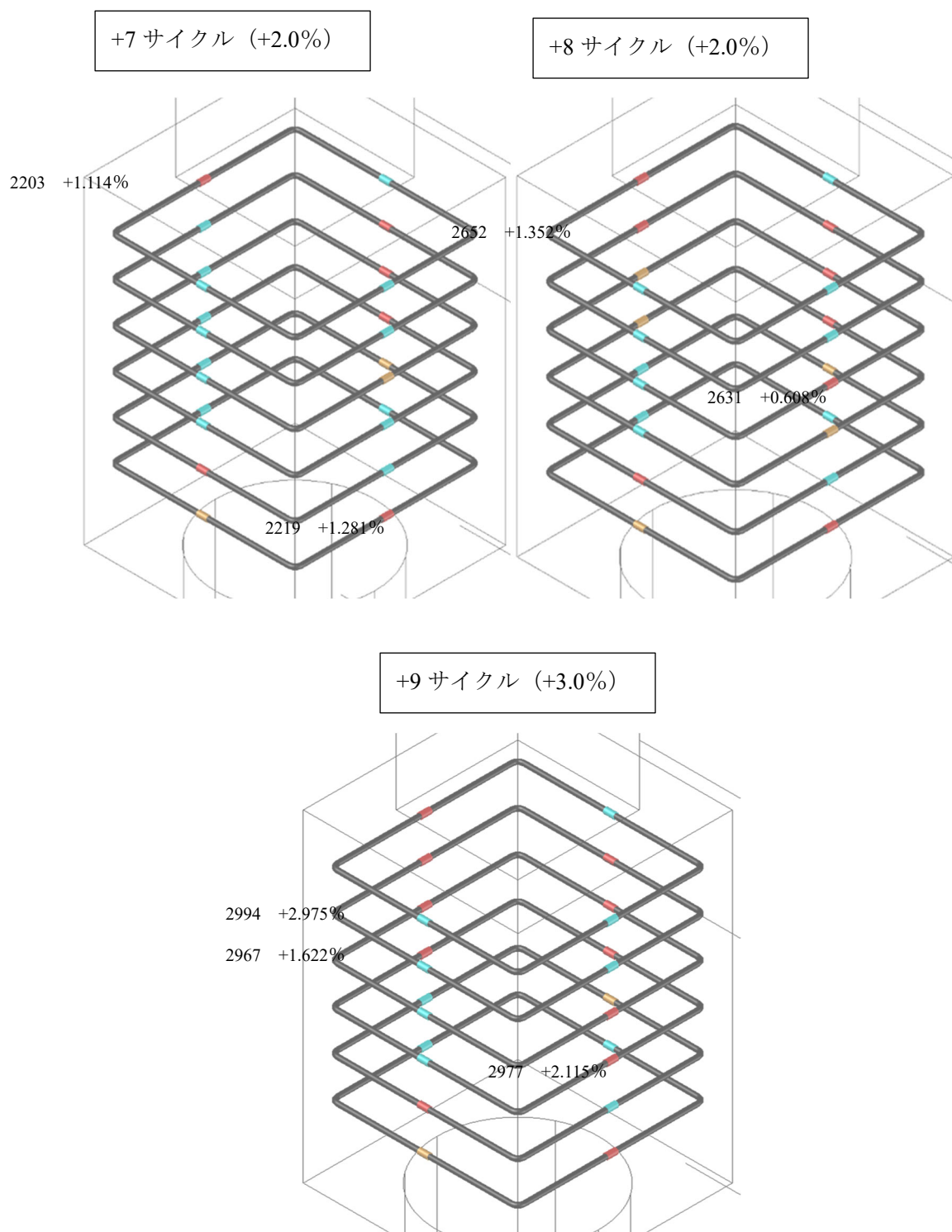


図 4. 4. 8-3 試験体 E-1 パイルキャップ降伏鉄筋 (No. 2)

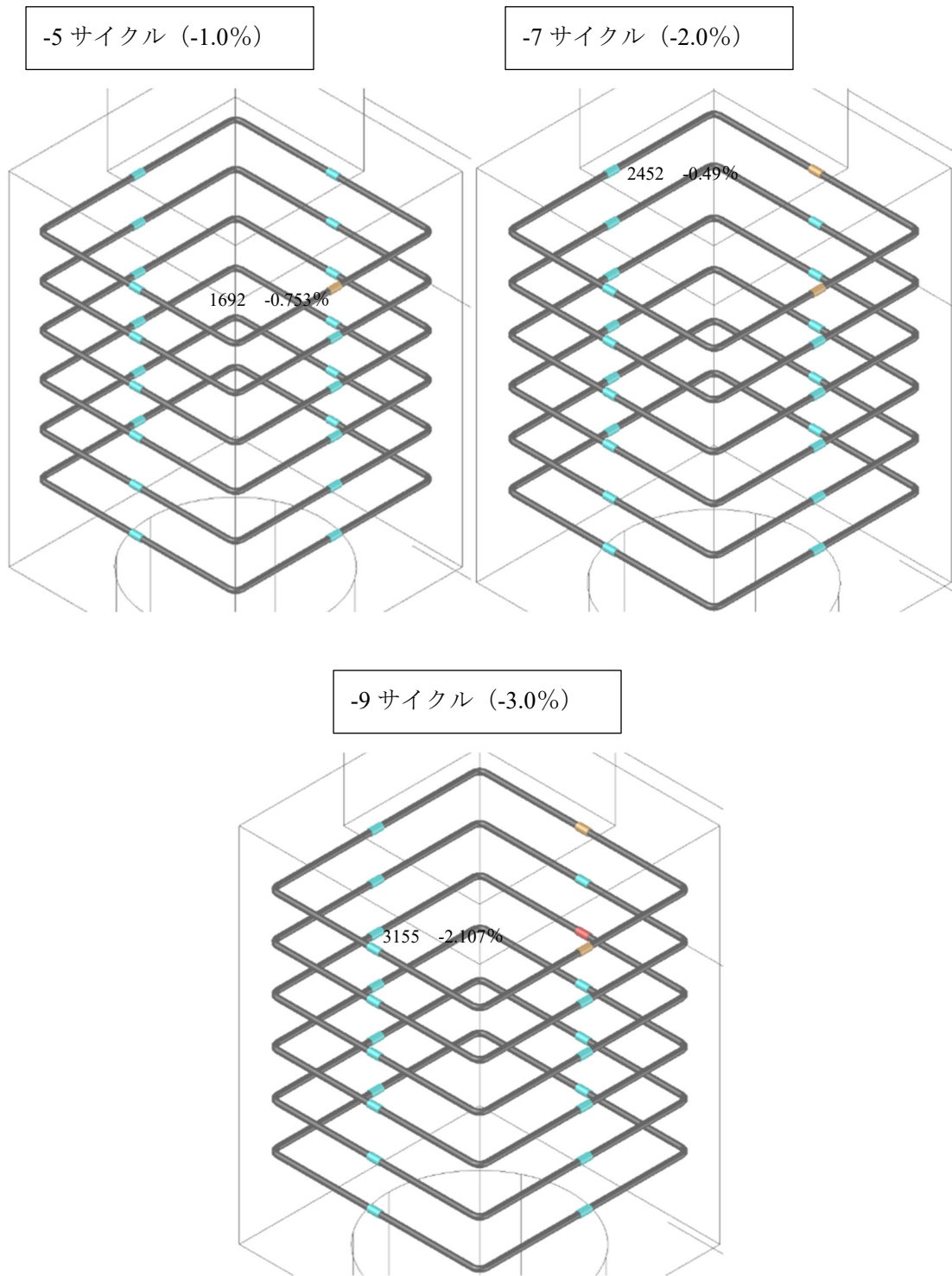


図 4. 4. 8-3 試験体 E-1 パイルキャップ降伏鉄筋 (No. 3)

● E-2

表 4. 4. 8-4 試験体 E-2 杭降伏鉄筋

		ゲージ番号	ステップ	サイクル	層間変形角	層せん断力
杭	正	c-4	713	+7	1.587	233.030303
		e-4	727	+7	1.906	238.666667
	負	降伏なし				

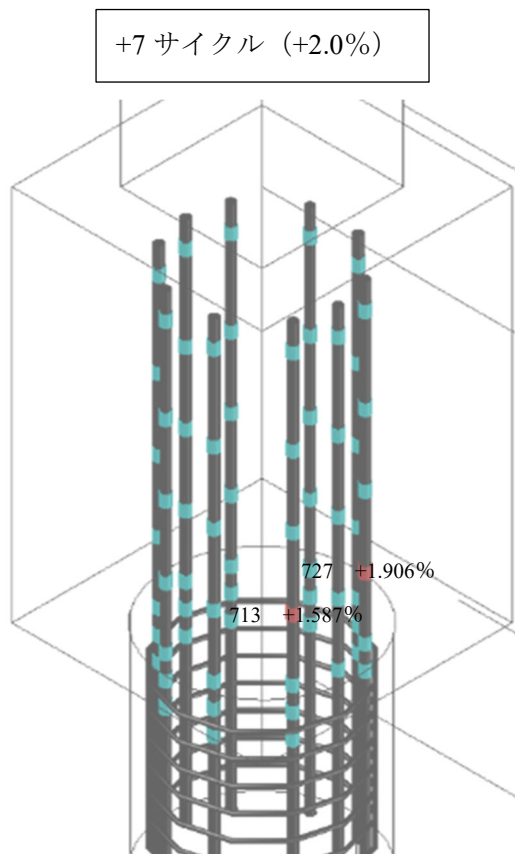


図 4. 4. 8-4 試験体 E-2 杭降伏鉄筋

表 4. 4. 8-5 試験体 E-2 柱降伏鉄筋

		ゲージ番号	ステップ	サイクル	層間変形角	層せん断力
柱主筋	正	Ci-5	857	+8	1.96	201.7
		Ch-4	857	+8	1.96	201.7
		Cg-4	857	+8	1.96	201.7
		Ch-5	858	+8	2.014	202.4
		Ci-4	966	+9	2.122	188.1
	負	Ca-4	780	-7	-1.045	-185.9
		Ca-5	780	-7	-1.045	-185.9
		Cb-5	782	-7	-1.152	-187.5
		Cc-5	783	-7	-1.196	-188.4
		Cd-5	784	-7	-1.248	-189.0
		Cb-4	784	-7	-1.248	-189.0
柱補強筋	正	Sc-2	729	+7	1.944	238.1
	負	Se-1	794	-7	-1.618	-183.0

+8 サイクル (+2.0%)

+9 サイクル (+3.0%)

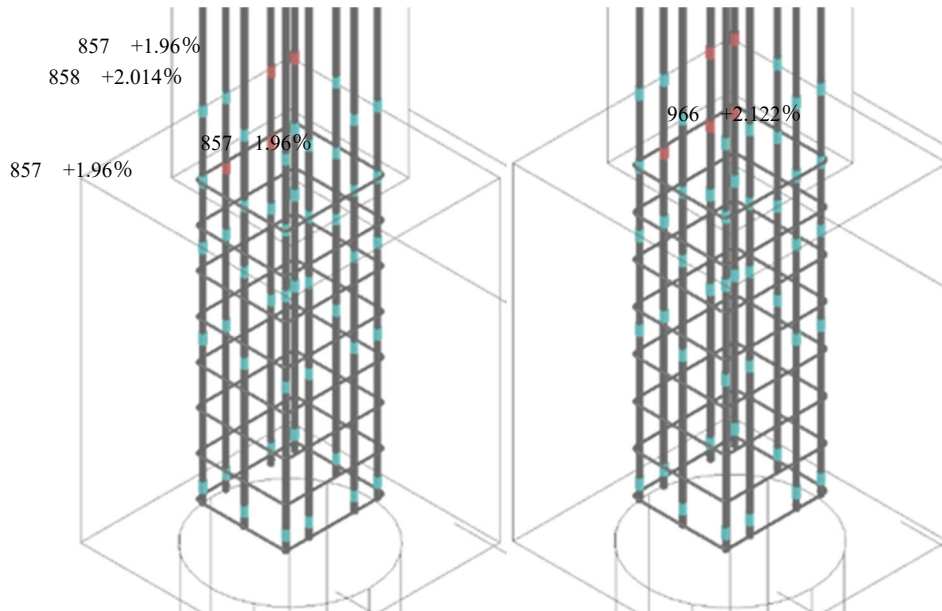


図 4. 4. 8-5 試験体 E-2 柱降伏鉄筋 (No. 1)

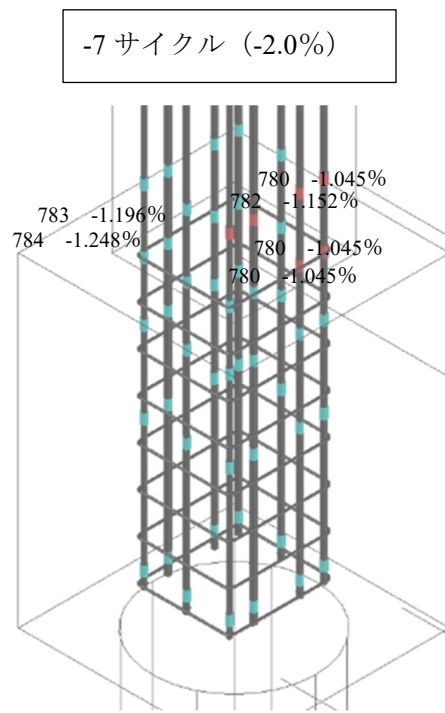


図 4. 4. 8-5 試験体 E-2 柱降伏鉄筋 (No. 2)

表 4. 4. 8-6 試験体 E-2 梁降伏鉄筋

		ゲージ番号	ステップ	サイクル	層間変形角	層せん断力
梁	正	Bd-4	493	+5	0.718	195.3
		Be-4	507	+5	0.899	211.7
		Bf-4	507	+5	0.899	211.7
		Bf-3	513	+5	0.964	217.5
		Bd-1	725	+7	1.852	236.5
		Be-3	853	+8	1.59	175.8
	負	Ba-2	775	-7	-0.755	-166.5
		Bb-2	775	-7	-0.755	-166.5
		Bb-4	779	-7	-0.997	-184.4

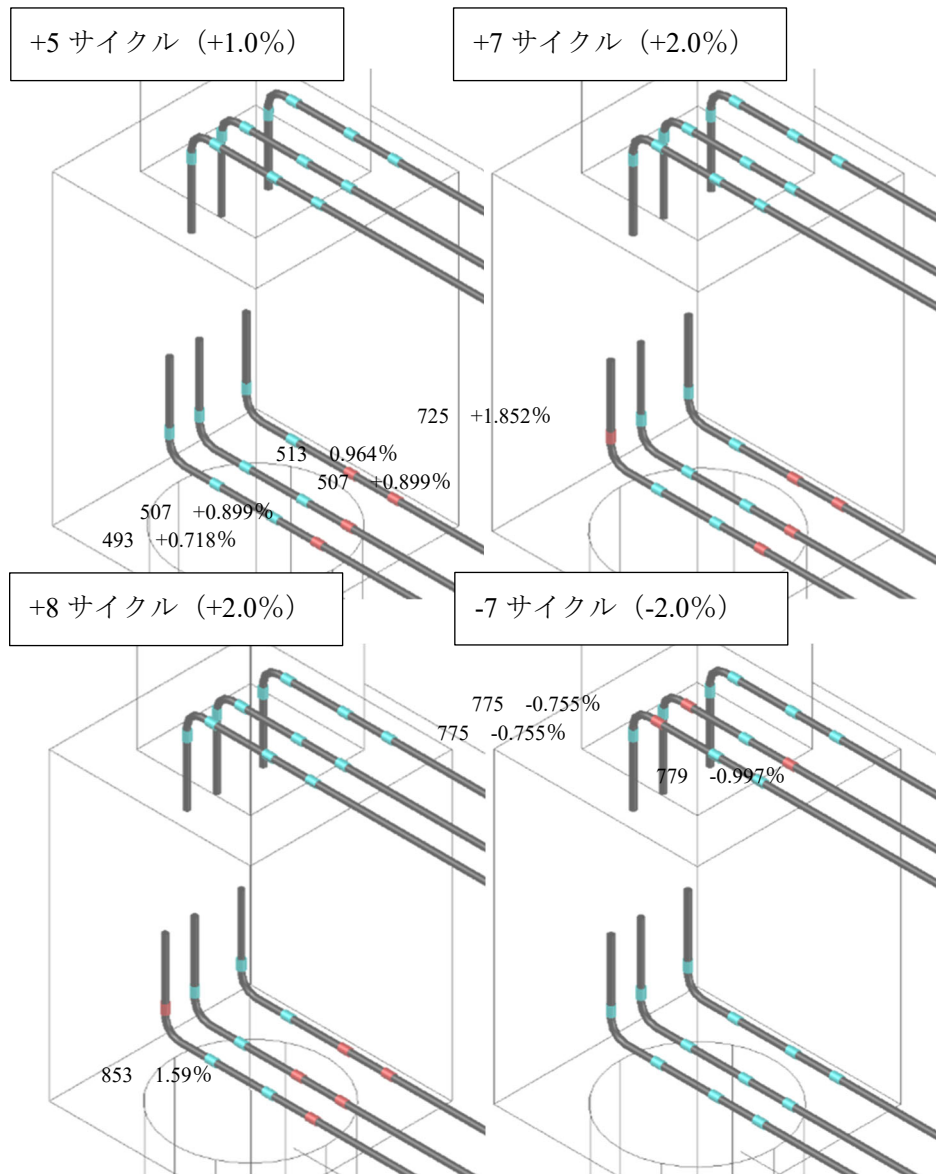


図 4. 4. 8-6 試験体 E-2 梁降伏鉄筋

表 4.4.8-7 試験体 E-2 パイルキャップ降伏鉄筋

		ゲージ番号	ステップ	サイクル	層間変形角	層せん断力
パイルキャップ トップ筋	正	降伏なし				
	負	PTa-3	776	-7	-0.825	-172.3
ベース筋	正	降伏なし				
	負	降伏なし				
補強筋		降伏なし				

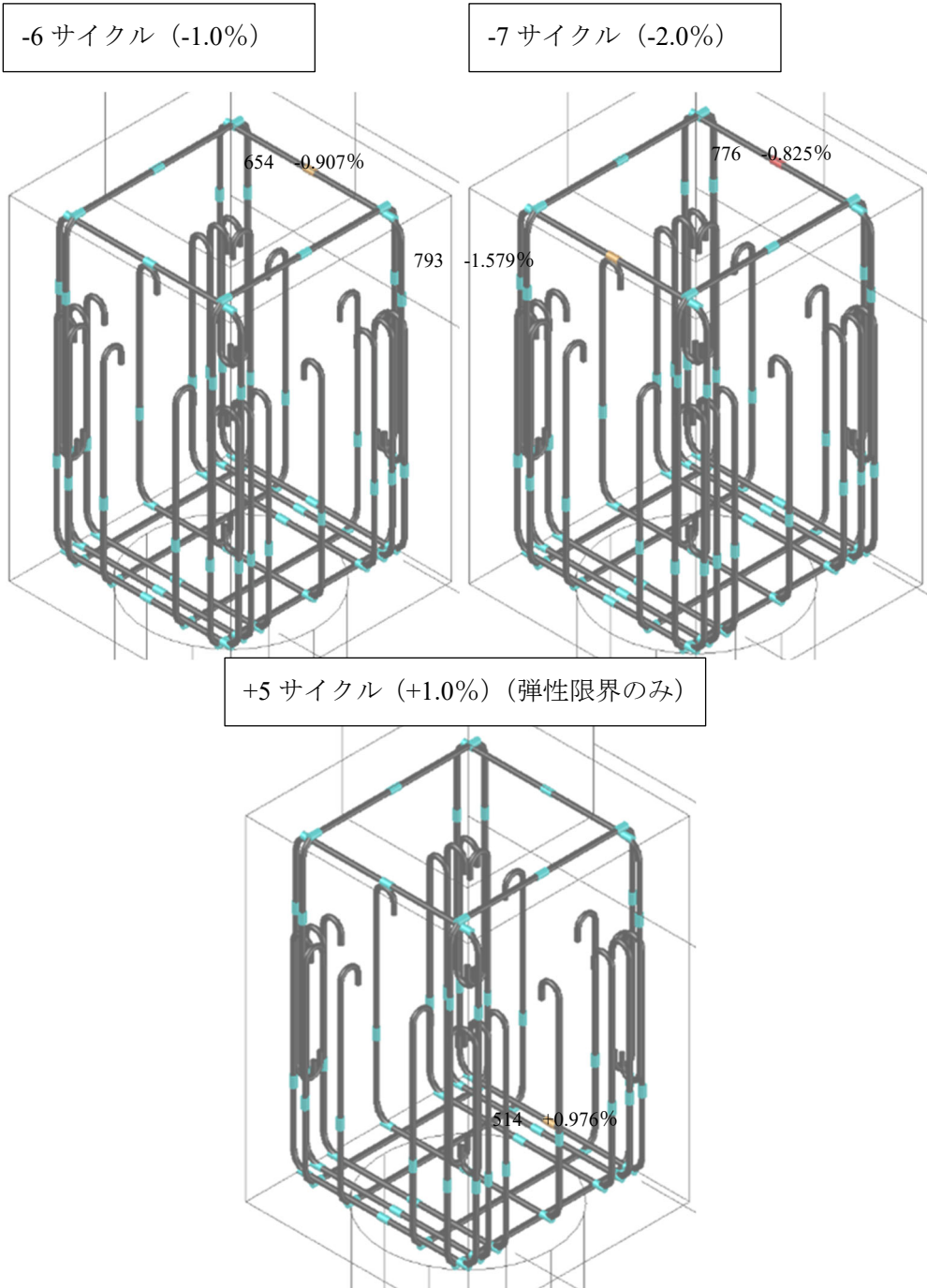


図 4.4.8-7 試験体 E-2 パイルキャップ降伏鉄筋

図 4.4.8-8 と図 4.4.8-9 に最大耐力時鉄筋降伏状況をそれぞれ示す。

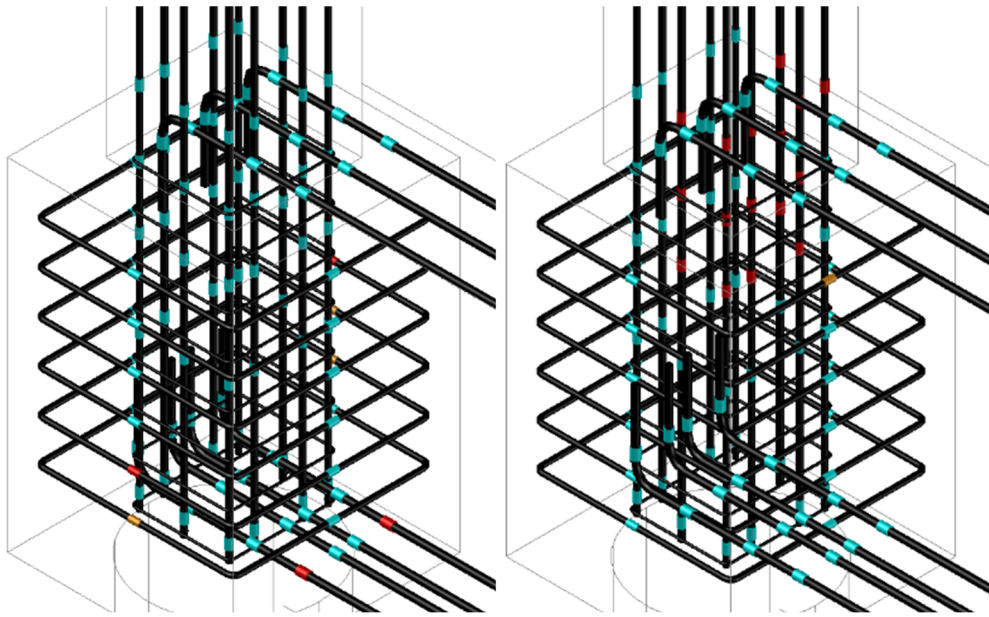


図 4.4.8-8 試験体 E-1 降伏ゲージ位置（降伏した部材のみ表示 左：正 右：負）

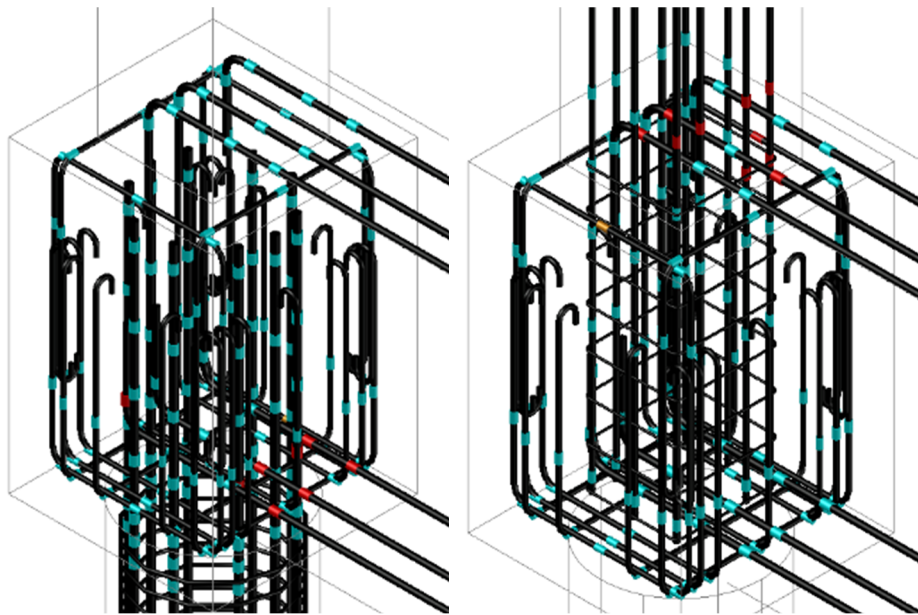


図 4.4.8-9 試験体 E-2 降伏ゲージ位置（降伏した部材のみ表示 左：正 右：負）

● 試験体 E-1

正載荷時は主に梁の下端筋が、負載荷時は柱の多くが降伏した結果となった。また、柱主筋は梁上面位置に取り付けたゲージが早い段階で降伏した。最大耐力である+1.0% (+5 サイクル) でパイルキャップせん断補強筋の計測面側の多くが弾性限界に達した。その後+2.0% (+7 サイクル) で降伏している。また+3.0% (+9 サイクル) ではパイルキャップ側面側にある補強筋が降伏した。このことより、正載荷ではパイルキャップのせん断破壊が生じたことがわかる。

● 試験体 E-2

正載荷時は基礎梁の下端筋が降伏し、負載荷時は柱の主筋の多くが降伏した。柱の降伏位置は、試験体 E-1 と同じく梁上面位置から降伏していく結果となった。またパイルキャップ鉄筋の降伏がみられないことから、パイルキャップ内の損傷が小さいことがわかる。よって正載荷では梁の曲げ降伏、負載荷では柱の曲げ降伏により試験体耐力が決定した。

4.4.9 最大耐力時の各鉄筋ひずみ

4.3.5 項に示した、パイルキャップの曲げ終局強度を算出するために日本建築学会により提案されている提案式について、本項では主に最大耐力時の鉄筋ひずみを参考と実際のひび割れ状況より危険断面を考察する。

図 4.4.9-1～図 4.4.9-8 に、算出式の項となる柱の引張側主筋、梁の引張側主筋、トップ筋、ベース筋の最大耐力時のひずみと平均を示す。

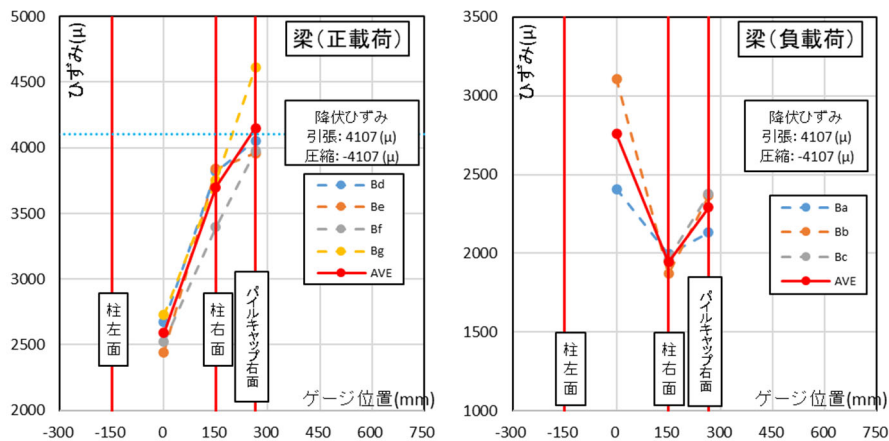


図 4.4.9-1 最大耐力時の鉄筋ひずみ (試験体 E-1 梁主筋 左：下端 右：上端)

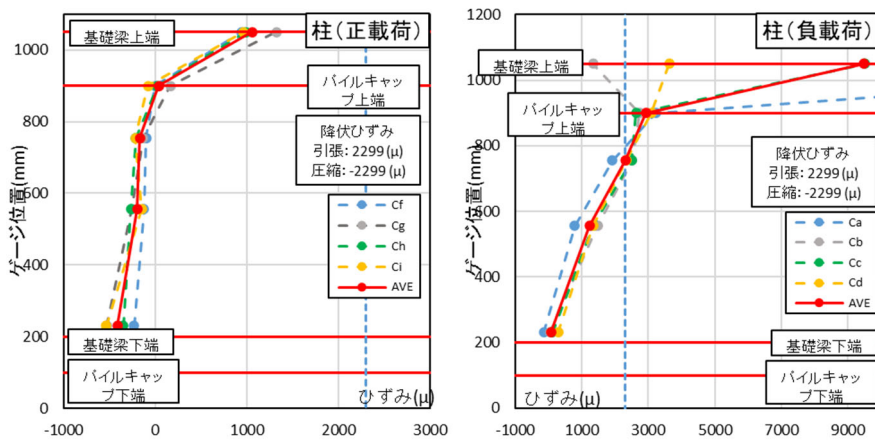


図 4.4.9-2 最大耐力時の鉄筋のひずみ (試験体 E-1 柱主筋)

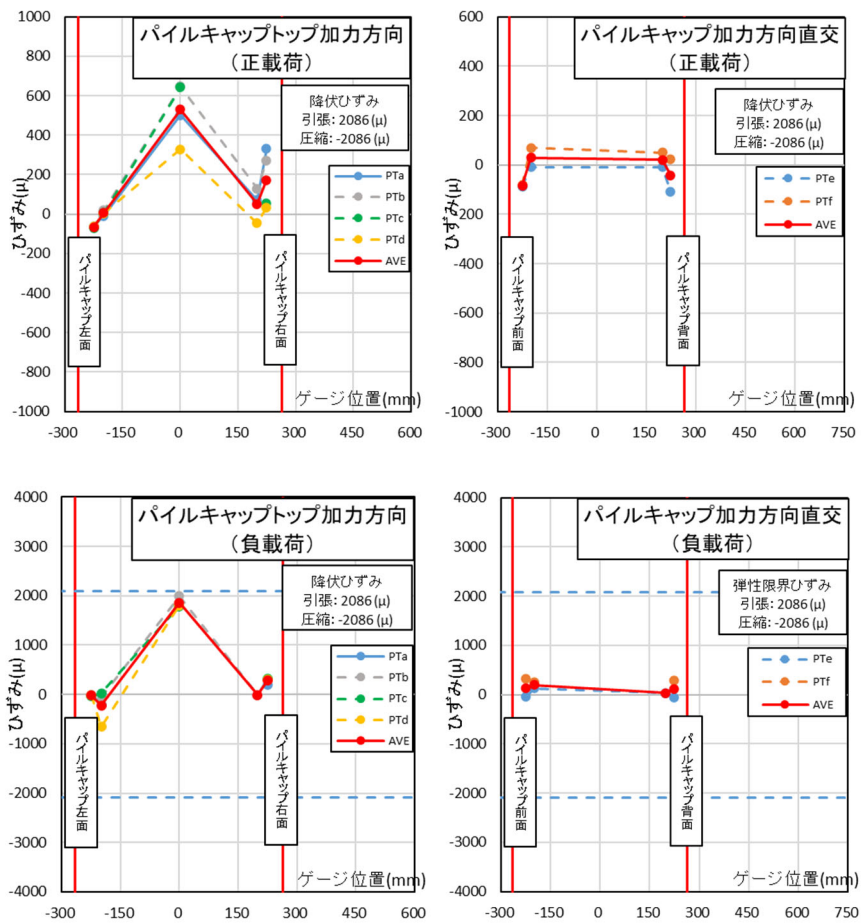


図 4.4.9-3 最大耐力時の鉄筋ひずみ (試験体 E-1 パイルキャップトップ筋)

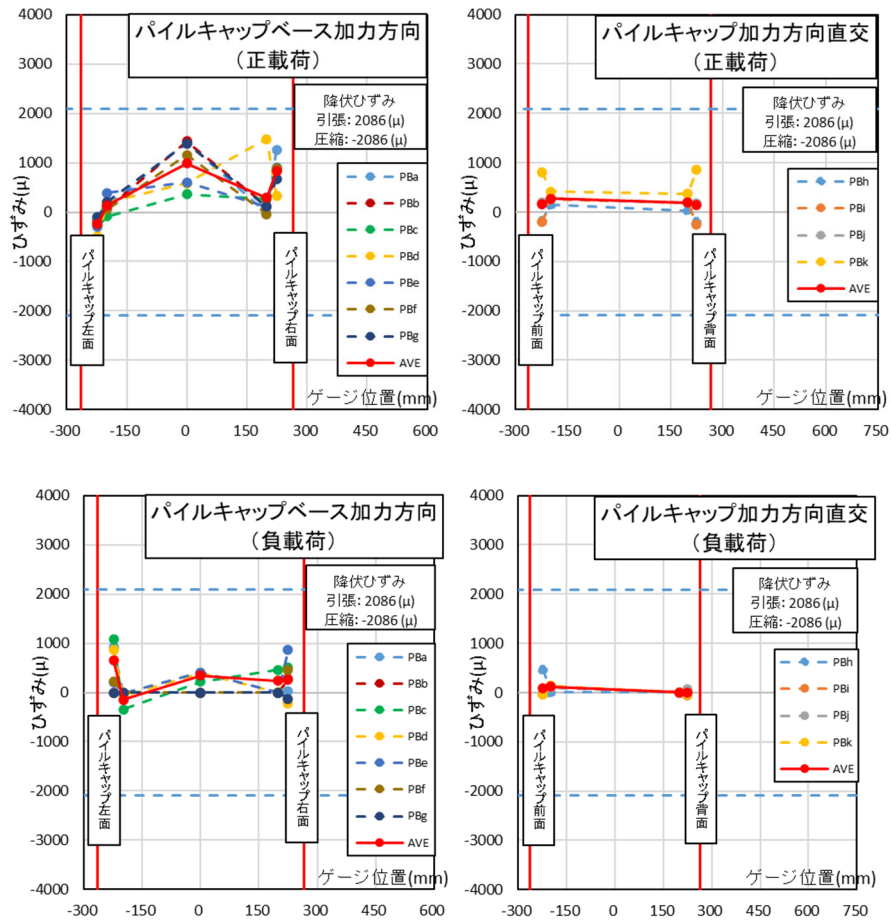


図 4.4.9-4 最大耐力時の鉄筋ひずみ (試験体 E-1 パイルキャップベース筋)

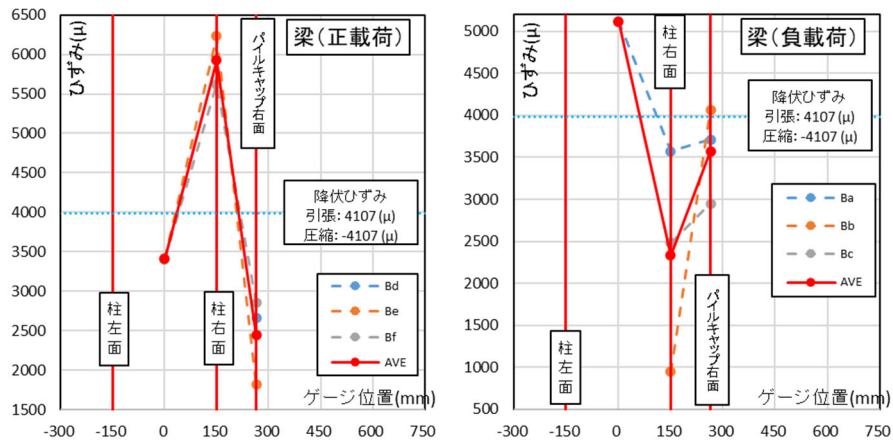


図 4.4.9-5 最大耐力時の鉄筋ひずみ (試験体 E-2 梁主筋 左: 下端 右: 上端)

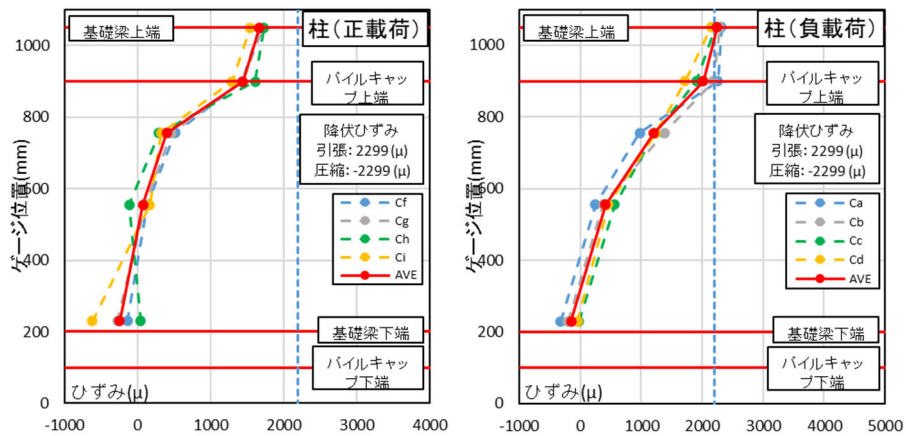


図 4.4.9-6 最大耐力時の鉄筋ひずみ (試験体 E-2 柱主筋)

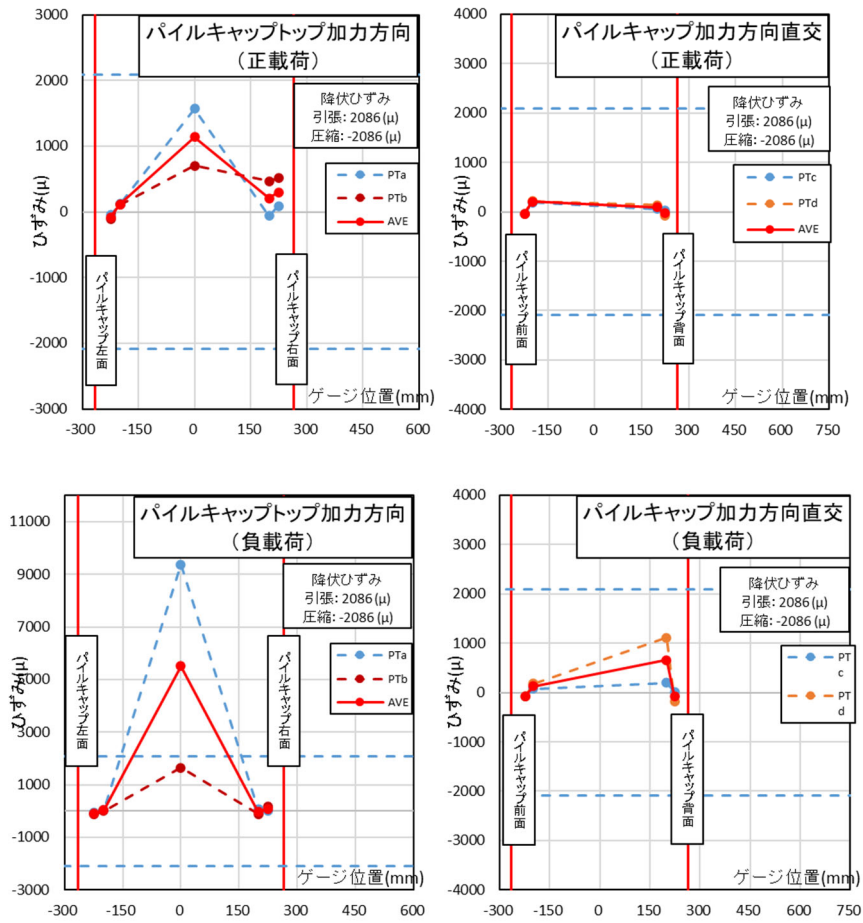


図 4.4.9-7 最大耐力時の鉄筋ひずみ (試験体 E-2 パイルキャップトップ筋)

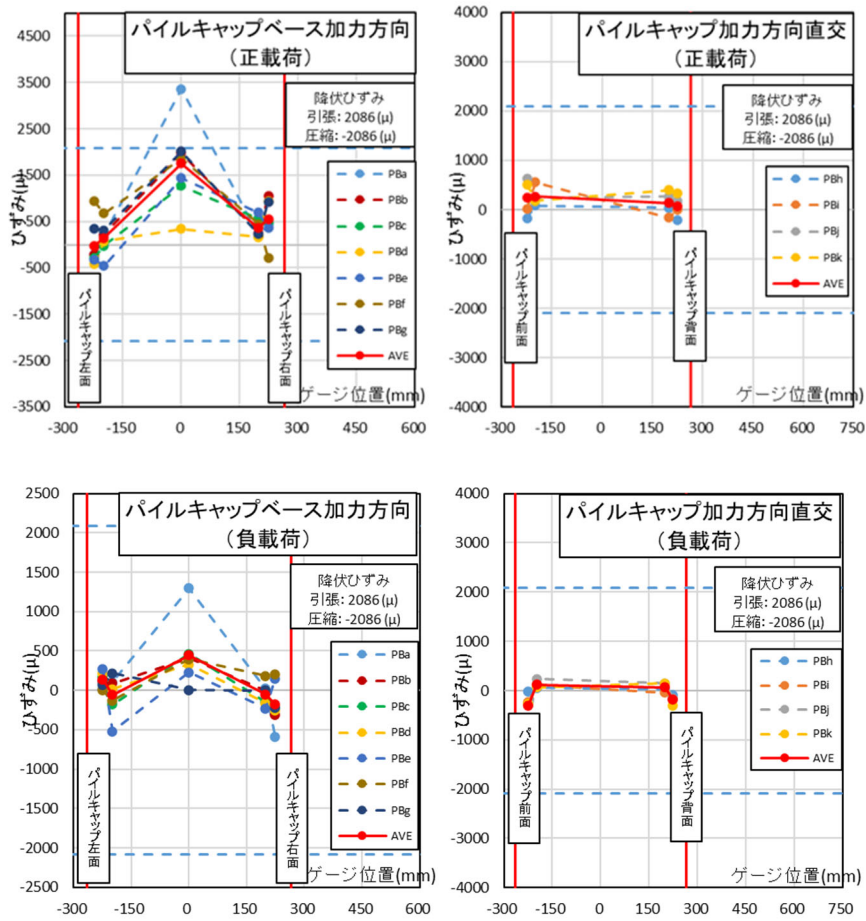


図 4.4.9-8 最大耐力時の鉄筋ひずみ (試験体 E-2 パイルキャップベース筋)

(1) パイルキャップトップ筋とベース筋の考察

各鉄筋，最大耐力時に最大のひずみになった位置を以下に示す。

正載荷時試験体 E-1 では柱の引張側主筋の梁上位置，梁下端筋はパイルキャップの面位置が最大のひずみとなり，どちらも最大耐力に達する前に降伏した。パイルキャップのベース筋は柱の芯で最大のひずみとなった。試験体 E-2 でも同位置で最大のひずみとなったが，最大耐力時ベース筋は降伏しており柱は降伏していなかった。

負載荷時試験体 E-1 では柱の引張主筋の梁上位置，梁上端筋はパイルキャップの面位置，パイルキャップトップ筋は柱の芯で最大のひずみとなった。いずれの鉄筋も最大耐力時は降伏をしなかった。試験体 E-2 でも同位置で最大のひずみとなったが，最大耐力前に主筋は降伏した。試験体 E-1 の場合変動軸力で実験を行っており，負載荷の場合は軸力 0kN であったことから，主筋が降伏しなかったと考えられる。また負載荷時の最大ひずみの位置が上に集中していることから，負載荷時の柱脚曲げ破壊につながったと考えられる。

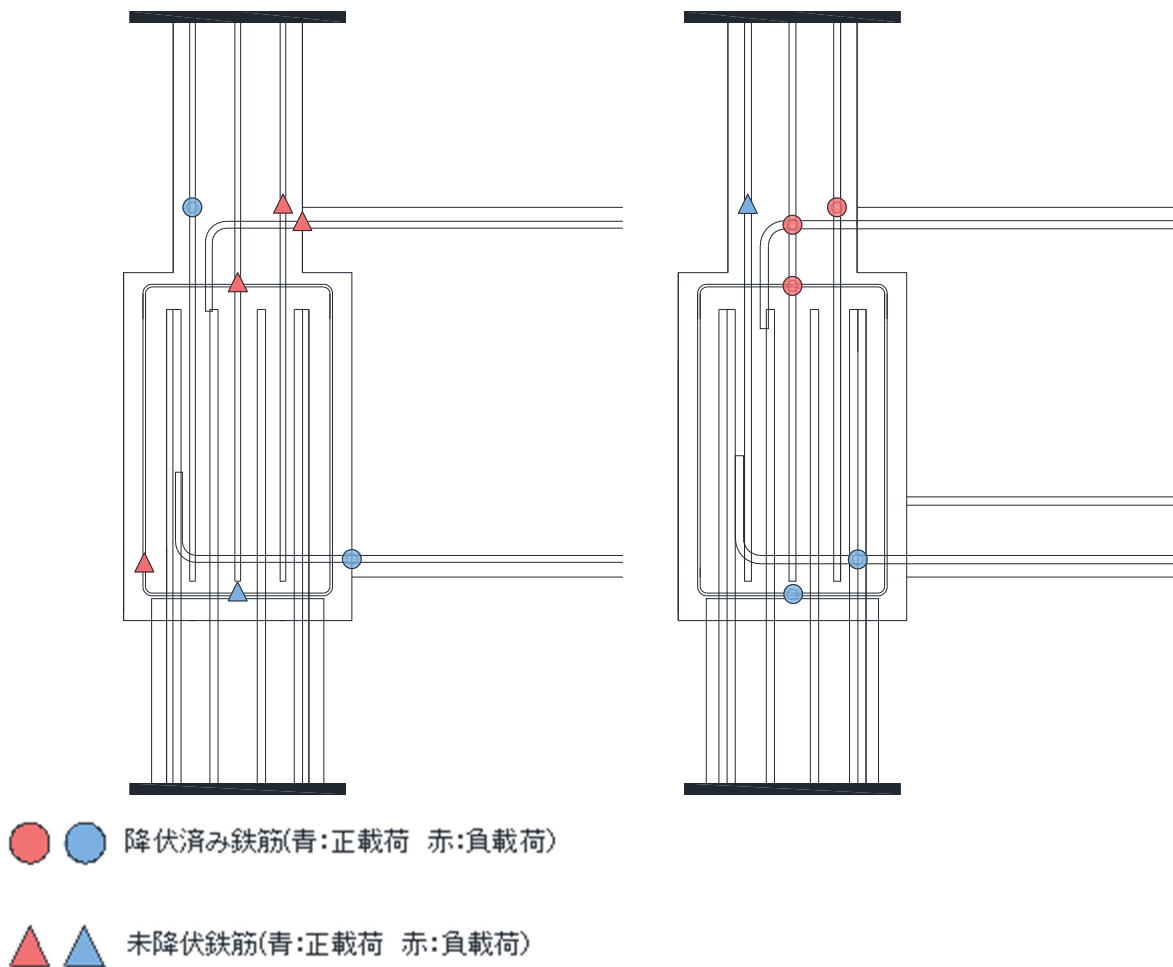


図 4. 4. 9-9 最大耐力時主筋最大ひずみ位置 (左 : E-1 右 : E-2)

また、以下にパイルキャップ裏面の写真を示す。

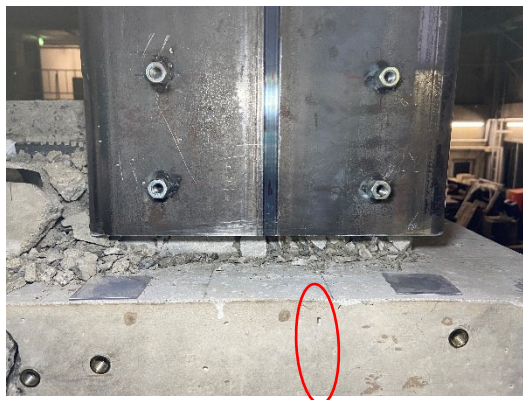


写真 4. 4. 9-1

試験体 E-1 裏面せん断ひび割れ

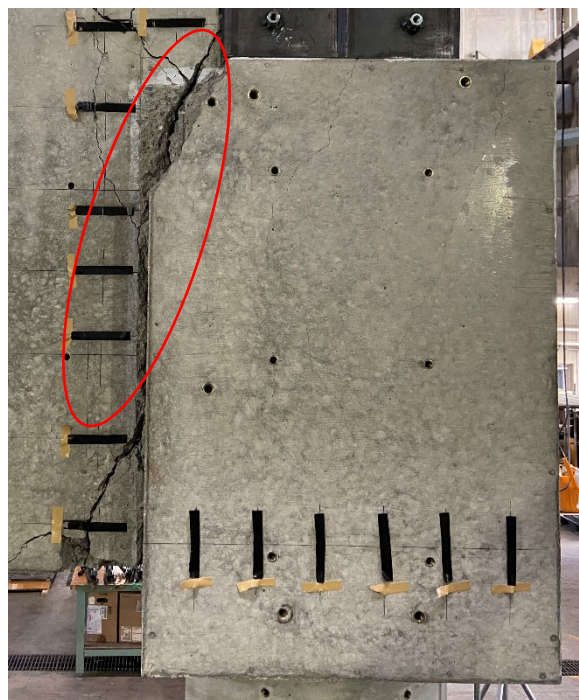


写真 4. 4. 9-2 試験体 E-2 裏面せん断ひび割れ

パイルキャップのせん断ひび割れが、ひずみが大きくなった位置（トップ筋中央部）に入っていることからパイルキャップのトップ筋(ベース筋)がひび割れ進展抑制に効果的であることがわかった。

(2) 危険断面位置の考察

図 4. 4. 9-10 に危険断面と主要なひび割れを記入した図を示す。

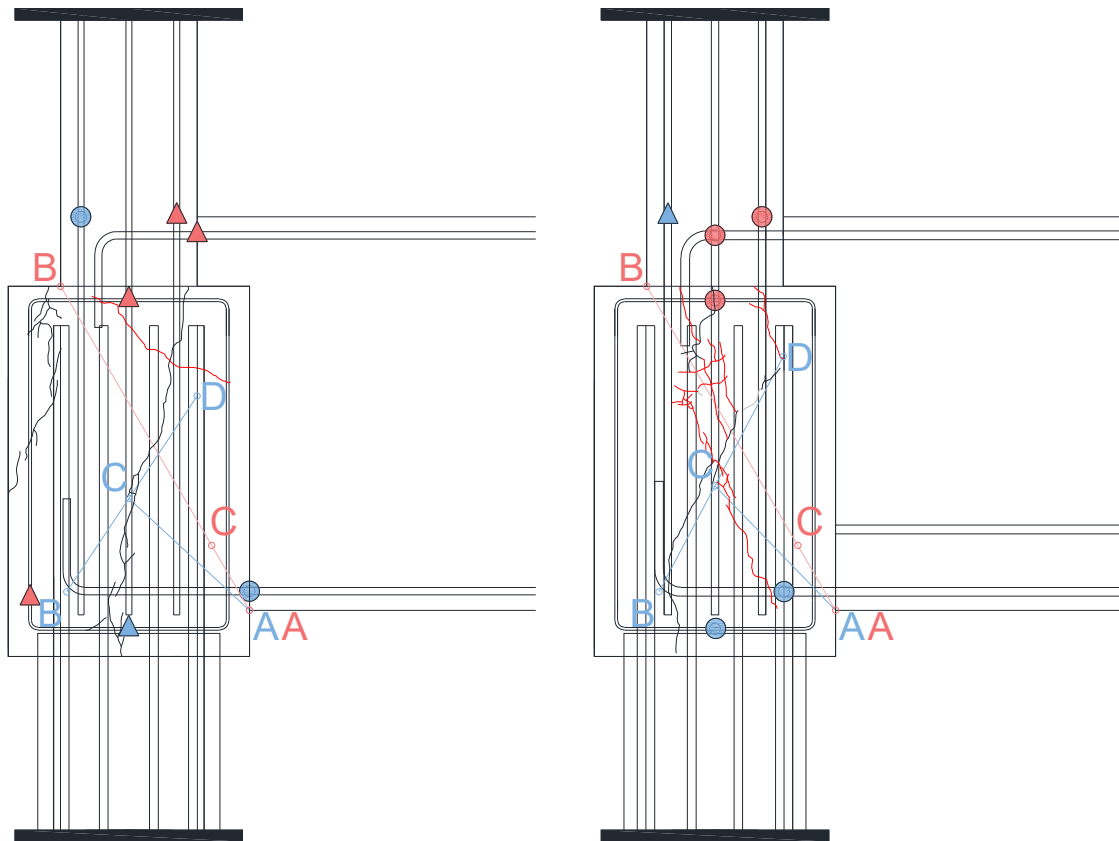


図 4. 4. 9-10 危険断面と主要なひび割れ (左 : E-1 右 : E-2)

日本建築学会出版の鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針 (案)・同解説^[4-1]に提案されている長期軸力比 0.163 で実験を行った試験体 E-2 は、提案式の危険断面と近いせん断ひび割れが確認できた。

しかし、軸力比 0~0.2 で実験を行った試験体 E-1 では危険断面位置から少し外れたところでのせん断ひび割れが起こった。

試験体-1 について正載荷側では、パイルキャップと柱の接合部からベース筋の中央部に向けて大きなせん断ひび割れが入った。負載荷側では、示された危険断面より高い位置でせん断ひび割れが入った。なお、提案されている正側危険断面 A-C 間にせん断ひび割れは確認できなかった。

試験体 E-1, E-2 に共通してパイルキャップトップ筋とベース筋の中央部が大きなひずみを示し、それに向かってせん断ひび割れが入っていることがわかるが、軸力 0 である試験体 E-1 の負載荷側では異なる性状を示した。このことにより、危険断面位置が軸力に依存していることがわかる。

(3) 危険断面の設定と計算

試験体 E-1 について、危険断面位置とせん断ひび割れ位置が大きく異なる結果になった。そこで、実際に入ったせん断ひび割れを参考に危険断面位置を設定し、提案式で再度パイルキャップの曲げ終局強度を計算した危険断面の設定位置を図 4.4.9-11 に、計算結果を表 4.4.9-1 に示す。

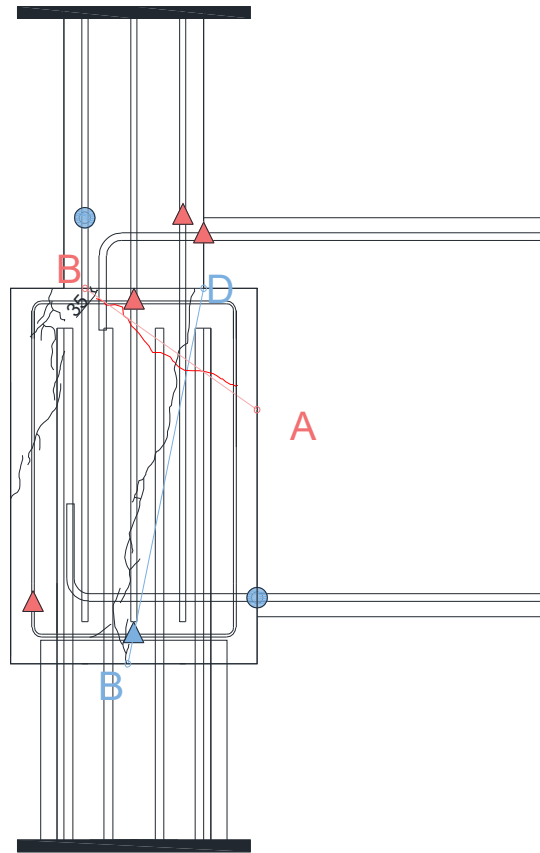


図 4.4.9-11 危険断面設定位置

表 4.4.9-1 パイルキャップ曲げ終局強度計算結果

	層せん断力 (kN)	
	正	負
軸力比	0.2	0
曲げ終局強度	149.6	90.8
曲げ終局強度 (危険断面位置 変更後)	90.8	62.2

表 4.4.9-1 より、パイルキャップ曲げ終局強度が低いという結果になった。これより、試験体 E-1 のパイルキャップが曲げ破壊していると考えられる。

4.4.10 パイルキャップの軸方向変形

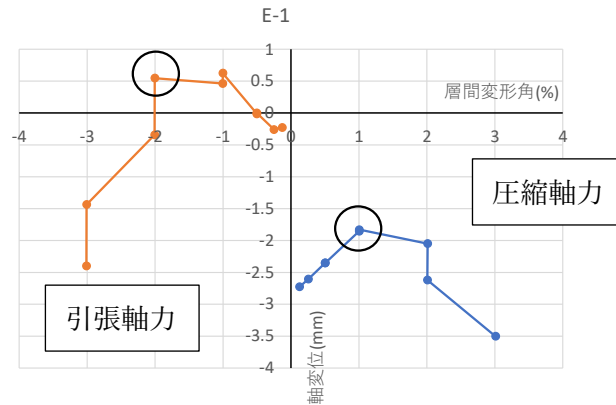


図 4.4.10-1 試験体 E-1 (変動軸力時) 軸方向変形

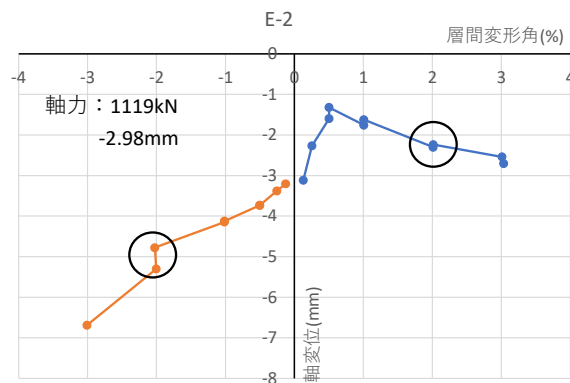


図 4.4.10-2 試験体 E-2 (一定軸力時) 軸方向変形

図 4.4.10-1 より、試験体 E-1 の変動軸力時には、圧縮軸力時と引張軸力時とでは縮み量が異なっていた。両载荷時において、最大耐力時以降、伸び量から縮み量に転じた。試験体 E-2 においては、せん断破壊した既製杭のパイルキャップ試験体と同様な推移をしたが、正载荷時においては R=0.5%時に引張から圧縮に転じ、R=3.0%の最終変形時には 2.7 mmまで縮んだ。負载荷時には最大耐力まで縮み量が増加し、R=-3.0%時には 6.7 mmまで縮んだ。

4.5 結論

本研究で得られた知見を以下に示す。

1) 最終破壊形態について

最終破壊形態については試験体 E-1 正載荷でパイルキャップせん断破壊，負載荷で柱の曲げ降伏後のパイルキャップ降伏破壊，試験体 E-2 正載荷で梁の曲げ破壊，負載荷で柱の曲げ破壊となった。

2) パイルキャップ袴筋の影響

パイルキャップ袴筋にはせん断ひび割れ幅の拡幅を抑制する効果があることがわかった。

3) パイルキャップせん断耐力

試験体 E-2 の正負載荷において，基礎梁の降伏によって最大耐力が決定したために，パイルキャップせん断耐力の計算値より最大耐力が小さくなった。なお，せん断破壊した試験体 E-1 においても，既往の実験で考察された既製杭を対象としたパイルキャップせん断耐力計算式では整合性がとれなかった。

また，試験体 E-1 から試験体 E-2 のようにパイルキャップのせん断補強筋量を上げることによって，正側では脆性的なパイルキャップのせん断破壊から基礎梁の曲げ破壊へと，負側では柱の曲げ降伏後のパイルキャップ杭頭部の曲げ破壊から柱脚の曲げ破壊へと異なることがわかった。破壊を脆性的にしないためには，パイルキャップ内せん断補強筋の配筋を増やす必要がある。

4) 場所打ちコンクリート杭を有するパイルキャップの降伏破壊耐力計算値について

設計指針案^[4-1]で示された危険断面位置と試験体 E-2 の負載荷時のひび割れ結果を比較するとある程度一致していることがわかった。しかし，正載荷側危険断面 A-C（指針での）にそったひび割れは確認できなかった。また，変動軸力の試験体 E-1 のひび割れ結果から正載荷時と負載荷のひび割れ性状が異なっていた。このことより軸力の大きさが危険断面位置に影響を及ぼすことが明確になった。

5) 今後の課題

本研究では，場所打ちコンクリート杭を有したト形部分架構試験体を用いた実験を実施し，設計指針案^[4-1]に示されている場所打ち杭のパイルキャップ降伏破壊の破壊形態について検討したものの，試験体 E-1 の負載荷において柱の曲げ降伏後のパイルキャップ降伏破壊が見られたのみであった。設計指針案^[4-1]には，実験を用いた検証結果は掲載されておらず，実験検証による知見が不足している。今後は，パイルキャップの降伏破壊のメカニズムを実験で明確にし，この耐力の検討を継続的に実施する必要がある。

パイルキャップせん断補強筋について，脆性的破壊を防ぐため補強筋の配筋量を増やす必要があるが，場所打ち杭のパイルキャップに必要な最小補強筋量など，適切な配筋方法を研究する必要がある。

また本研究より，基礎梁の破壊により架構の耐力が大きく低下することがわかった。基礎梁の降伏を先行した時に，架構としてどのように靱性能を確保できるのかさらなる検討が必要である。

参考文献

- [4-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説，2017.3
- [4-2] 日本建築防災協会：2001年度改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説
- [4-3] 岸田慎司，向井智久ほか，大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究（その25既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップせん断終局強度式の再検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.595-596，2018.9
- [4-4] 岸田慎司，向井智久ほか：大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究（その29既製杭を用いたト形部分架構におけるパイルキャップのトラス・アーチ機構による影響），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.221-222，2019.9
- [4-5] 郡司大裕，岸田慎司，向井智久，毎田悠承：既製杭を用いたト形部分架構パイルキャップの破壊性状の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.271-276，2019.7
- [4-6] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- [4-7] 建築構造技術評価報告書：DB ヘッド定着工法—設計指針—
- [4-8] 山本崇行，北野敦則，後藤康明ほか：RC造90°折曲げ定着における折曲げ近傍の応力性状に関する3次元FEM解析，日本コンクリート工学協会，Vol.28，No.2，pp.685-690，2006.7