

## 第9章

場所打ち鋼管コンクリート杭を用いた実大杭基礎部分架構実験



## 9.1 はじめに

上部構造および杭体の応力を伝達するパイルキャップはそのディテールから応力伝達機構が複雑であり、地震時には杭体だけでなく杭頭接合部を含むパイルキャップの挙動を把握する必要がある。場所打ち鋼管コンクリート杭は場所打ちコンクリートの外側を鋼管で補強した杭であるが、このような大きな軸力および水平力が作用する杭を対象とした構造実験は文献[9-1]らが挙げられるが、実験データが少ないのが現状である。

そこで、本章では場所打ち鋼管コンクリート杭（以下、杭体と呼ぶ）の杭頭部分の構造性能を把握するため、実際の地震時の応力条件を考慮し、杭体、パイルキャップ、柱および基礎梁から構成されるト型部分架構試験体を用いた構造実験を行った。さらに、鋼管の径厚比や軸力比についても実務で用いられる範囲に近い条件とした。

## 9.2 実験概要

### 9.2.1 試験体概要

試験体諸元を表 9.2.1 に、本試験体ディテールを図 9.2.1 から図 9.2.4 に示す。試験体は全 2 体であり、実大スケールの 1/2 相当である。試験体 No. 1 は杭体－パイルキャップ－柱－基礎梁で構成されており、試験体 No. 2 は杭頭により大きな曲げモーメントを与えられるよう基礎梁を除いているがその他の形状は試験体 No. 1 と同じである。

杭体は杭径  $D=800\text{mm}$ 、杭長  $4000\text{mm}$  で、内面突起付き鋼管（材種 SKK490）肉厚  $t=9\text{mm}$  を巻いており、幅厚比 ( $D/t$ ) は 89 である。なお、場所打ち鋼管コンクリート杭のディテール詳細は 6 章を参照されたい。

杭頭接合部は、鋼管外周部に杭頭接合筋 開先付き異形棒鋼 (WSD490 D35 相当) を 18 本フレア溶接した。溶接長は  $200\text{mm}$  (杭頭接合筋径の 5.7 倍) である。杭体はパイルキャップ内部に  $270\text{mm}$  ( $0.33D$ ) 埋込ませた。杭頭接合部詳細を図 9.2.5 に示す。

パイルキャップ寸法は  $1200\text{mm} \times 1200\text{mm} \times 2255\text{mm}$  (幅  $\times$  せい  $\times$  高さ) とし、杭外面からパイルキャップ端までの距離 (へりあき) は両側で  $200\text{mm}$  をとっている。配筋方法は柱梁接合部の規定「鉄筋コンクリート構造計算基準(2010)」<sup>1)</sup> に準じた。また、杭頭部分付近には横補強筋 D16 (SD295A) と D22 (SD345 杭体埋込み部) を用いて、へりあき部での破壊が生じないように設計した。

柱と基礎梁は杭体および杭頭接合部に対し、弾性範囲内となるよう鉄骨(鋼材 材種 SM490C)とした。柱断面寸法は  $1100\text{mm} \times 1000\text{mm}$ 、梁断面寸法は  $900\text{mm} \times 2000\text{mm}$  である。パイルキャップ内の梁主筋、柱主筋にはネジ節鉄筋 D32 (SD490) を用い、それぞれパイルキャップから突出させ基礎梁や柱のフランジの貫通孔を通し、ボルトで締め付けた。

コンクリートは杭体・パイルキャップともに設計基準強度  $F_c=24\text{N/mm}^2$  の普通コンクリートを気中打設した。

表 9.2.1 試験体諸元

試験体名		No.1	No.2
作用軸力		4000kN(引張)～11000kN(圧縮)	11000kN(圧縮 一定軸力)
軸力比		0.39(引張)～0.37(圧縮)	0.36(圧縮)
コンクリート設計基準強度 $F_c$		24N/mm <sup>2</sup>	
柱	幅×せい	1100mm×1000mm	
	主筋	24-D32(SM490C)	
基礎梁	幅×せい	900mm×2000mm	
	主筋	24-D32(SM490C)	
杭・接合部	場所打ち鋼管コンクリート	杭径 $D=800\text{mm}$ 、鋼管厚 $Dt=9.8\text{mm}$ 、杭長 $L=4000\text{mm}$	
	杭頭接合筋	開先付き異形棒鋼 NewJ-BAR D35相当(WSD490)	
	杭埋込み長	270mm	
パイルキャップ	幅×せい×高さ	1200mm×1200mm×2255mm	
	縦筋	40-D22(SD345)	
	帯筋	12-D16(SD295A)	
	帯筋(杭埋込み部周り)	3-D22(SD345)	

$N/N_c=N/(\sigma_B \cdot (A-A_s) + \sigma_s \cdot A_s)$  ( $N>0$  時),  $N/N_c=N/\sigma_s \cdot A_s$  ( $N<0$  時) ( $A$ : 杭実断面積,  $A_s$ : 鋼管の全断面積,  $\sigma_s$ : 鋼管降伏強度)

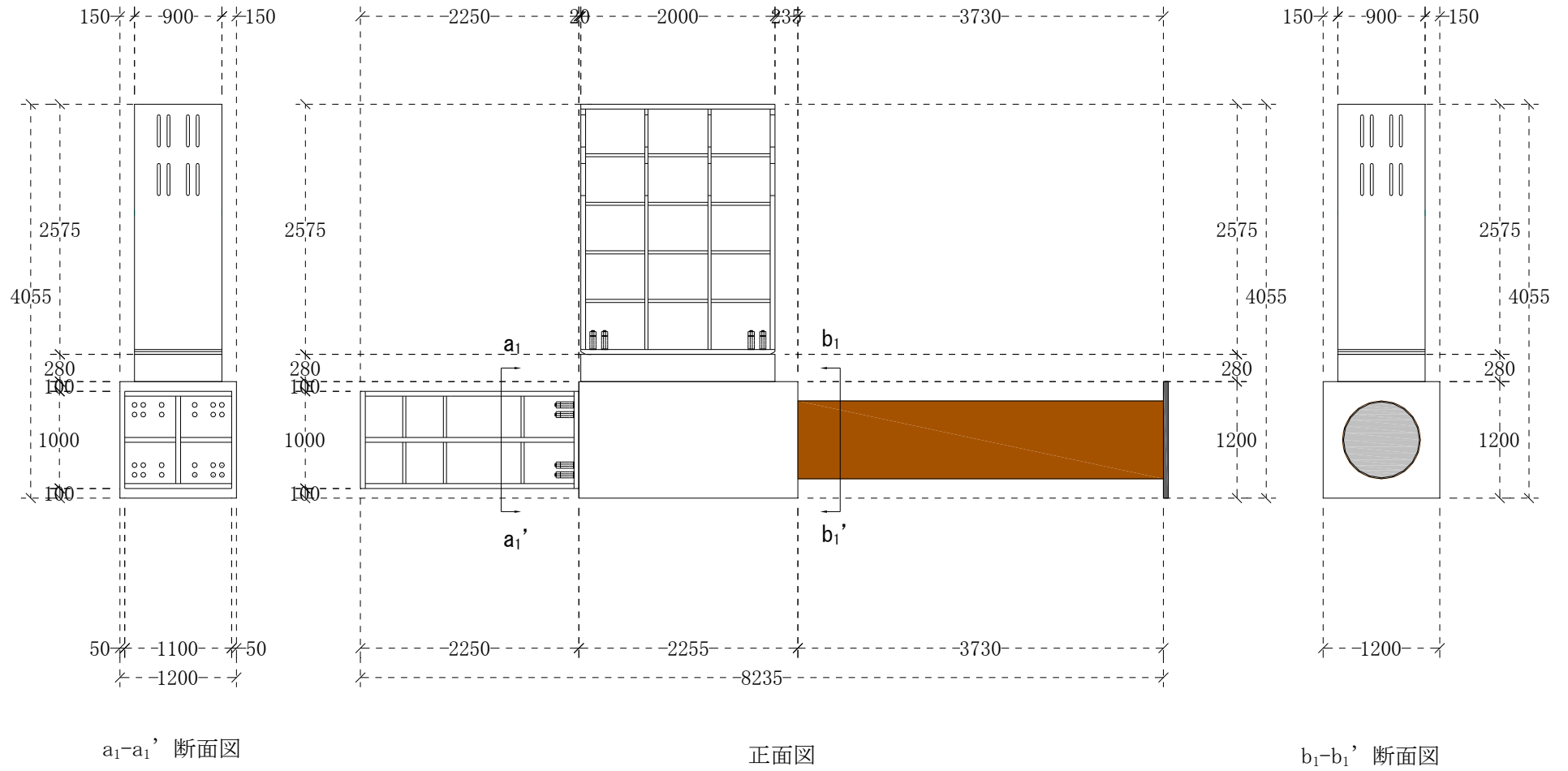


図 9.2.1 試験体全体図 (試験体 No. 1)

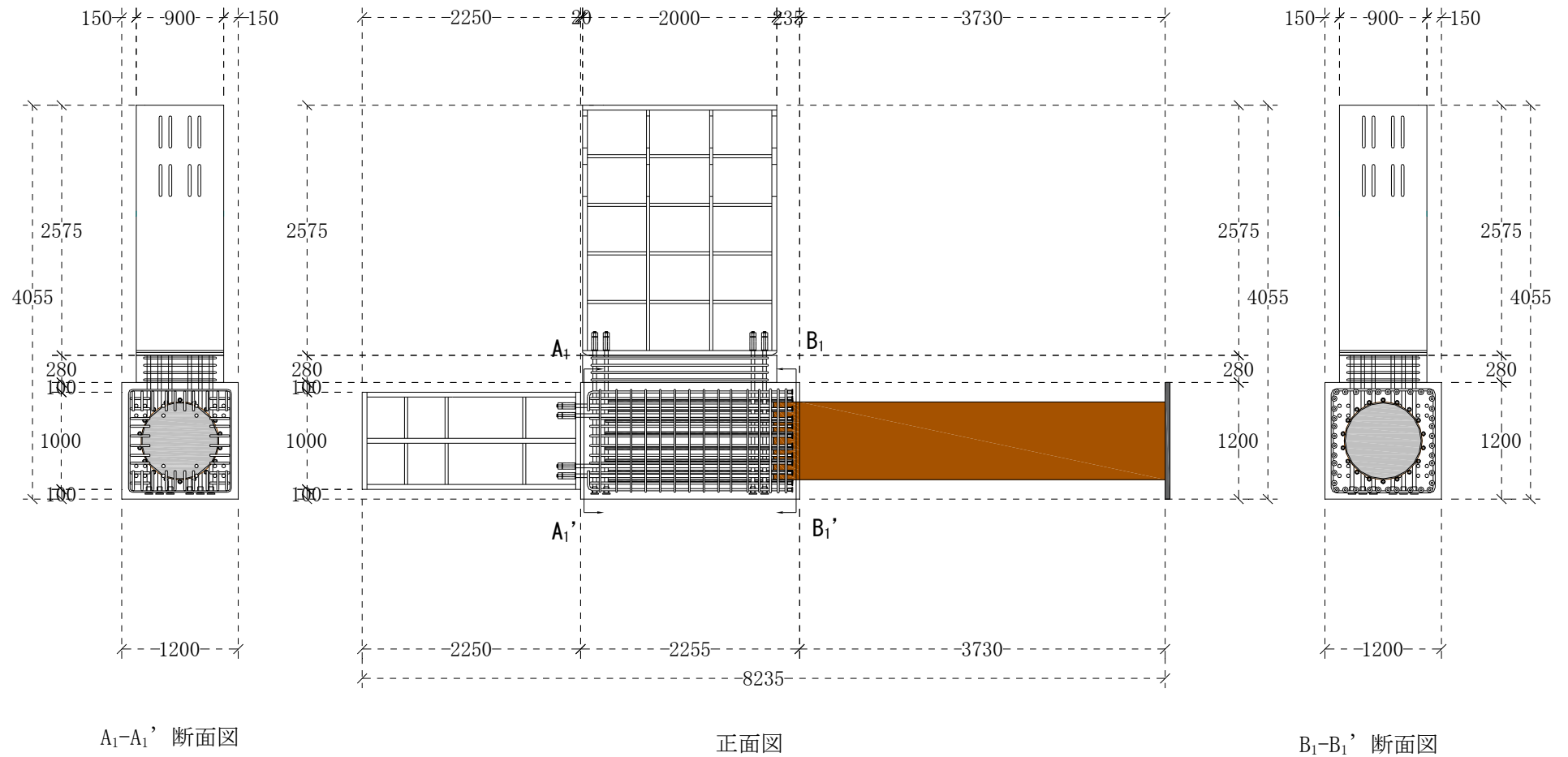


図 9.2.2 試験体詳細図 (試験体 No. 1)

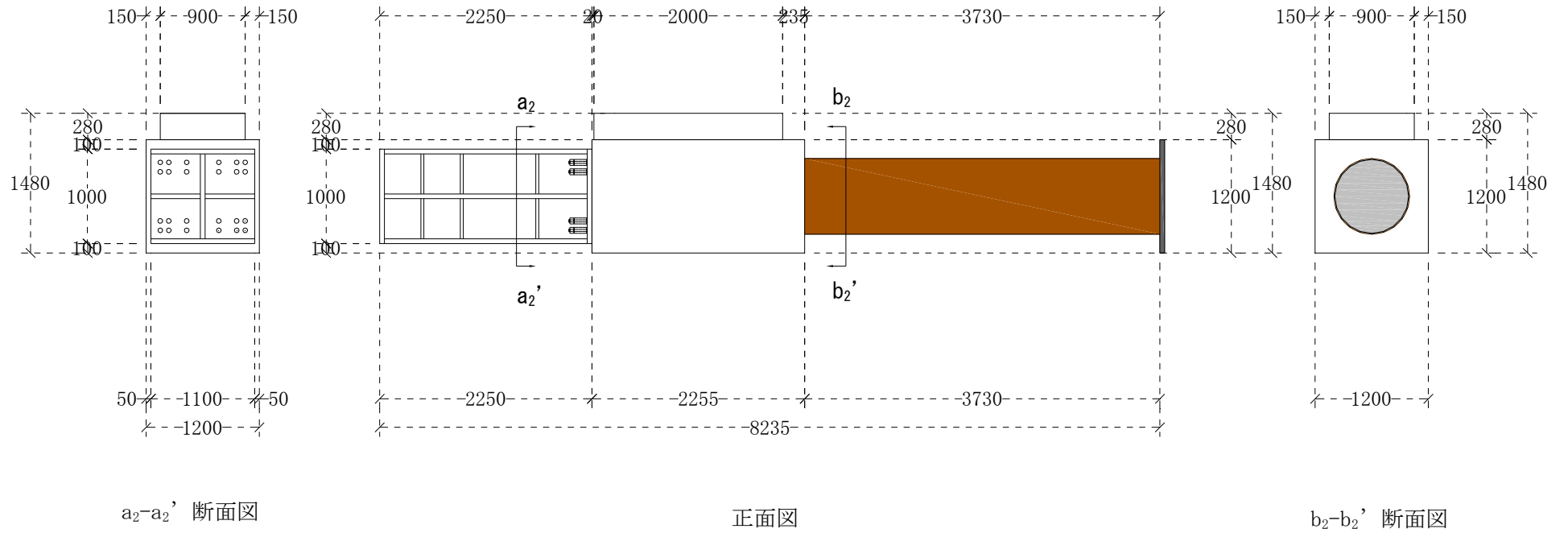


図 9.2.3 試験体全体図 (試験体 No. 2)

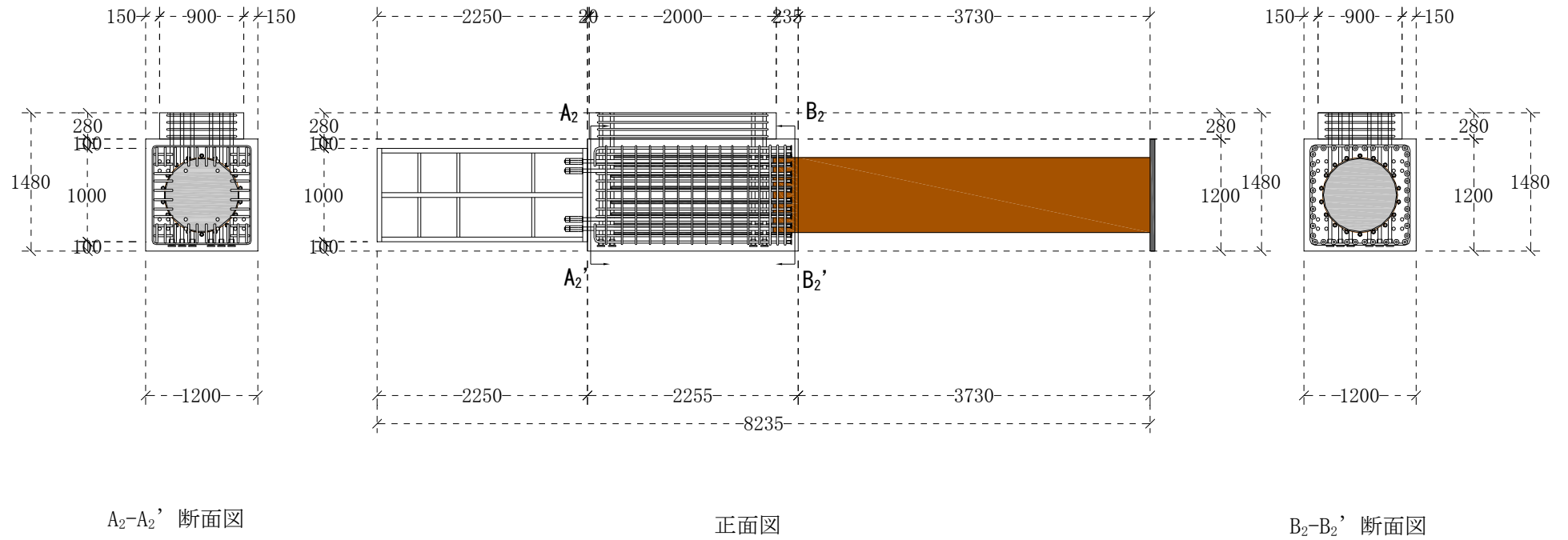


図 9.2.4 試験体詳細図 (試験体 No. 2)



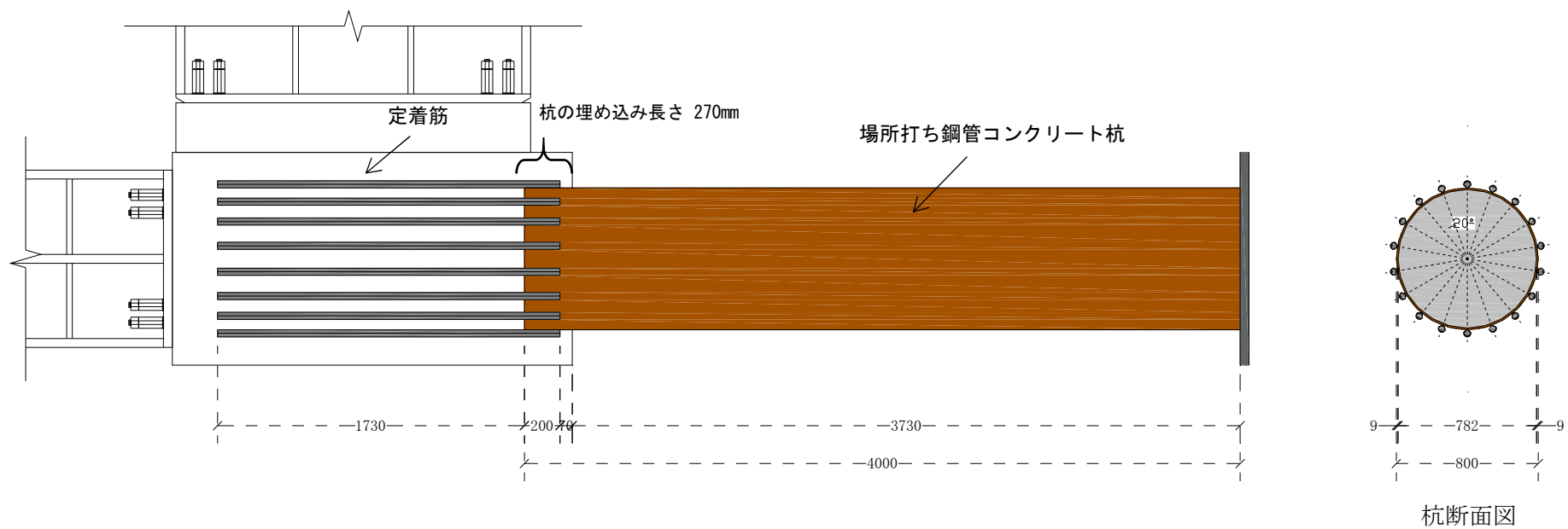


図 9.2.5 杭頭接合部詳細図 (試験体 No. 1, 2 共通)

### 9.2.2 材料特性

材料試験はアムスラー試験機を用いて各試験体の載荷試験日に合わせて実施した。コンクリートの圧縮強度試験は JIS A 1108, 割裂引張強度試験は JIS A 1113 に準拠して行った。試験に用いたシリンダー供試体は直径 100mm, 全長 200mm である。各試験体のコンクリートの材料試験結果を表 9.2.2 に示す。表中には 3 体の供試体の試験結果の平均値のみを示す。なお, コンクリートのヤング係数は最大圧縮強度の 1/3 時点の位置と原点を結んだ 1/3 割線剛性とした。

鋼材の引張試験は JIS Z 2241 に準拠して行った。鋼管は 0.2% オフセットにより降伏強度を求め, 降伏時ひずみは降伏強度をヤング係数で除した値とした。また各鋼材のヤング係数は比例限界内での勾配により算出した。各鋼材の材料試験結果を表 9.2.3 に示す。表中の数値は 3 体の供試体の試験結果の平均値のみを示した。

表 9.2.2 コンクリート材料試験結果

		圧縮強度 $\sigma_B$ (MPa)	圧縮強度時ひずみ $\epsilon_{Bu}$ ( $\mu$ )	ヤング係数 $E_c$ <sup>※1</sup> (MPa)	割裂強度 $\sigma_t$ (MPa)
No. 1	杭	40.1	2079	27300	2.7
	パイルキャップ	37.5	2339	24100	2.6
No. 2	杭	43.3	2251	27600	2.9
	パイルキャップ	41.3	2399	25400	3.0

※1 : 1/3  $\sigma_B$  時の割線剛性による

表 9.2.3 鋼材 (鋼管・異形鉄筋) 材料試験結果

		材質	降伏強度又は耐力 $\sigma_y$ (MPa)	引張強度 $\sigma_t$ (MPa)	ヤング係数 $E_s$ (MPa)	降伏時又は耐力時ひずみ $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	破断伸び $\epsilon_u$ (%)
杭	鋼管	SKK490	417.8 <sup>※1</sup>	550.5	210500	1985 <sup>※2</sup>	34.9
	杭頭定着筋 (開先付き異形棒鋼・NewJ-BAR)	WSD490	530	706.1	193900	2733	17.1
パイルキャップ	縦筋	SD345	398.7	579.1	197500	2019	21.5
	横補強筋	SD295A	304.3	428	160700	1894	17.6
	杭頭周り横補強筋	SD345	374.1	537.3	211900	1765	20.5
柱・基礎梁	主筋 (ネジ筋鉄筋)	SD490	527.6	702.9	195500	2699	19.3

※1 : 0.2% オフセット時の応力度による ※2 :  $\epsilon_y = \sigma_y / E_s$  より算出

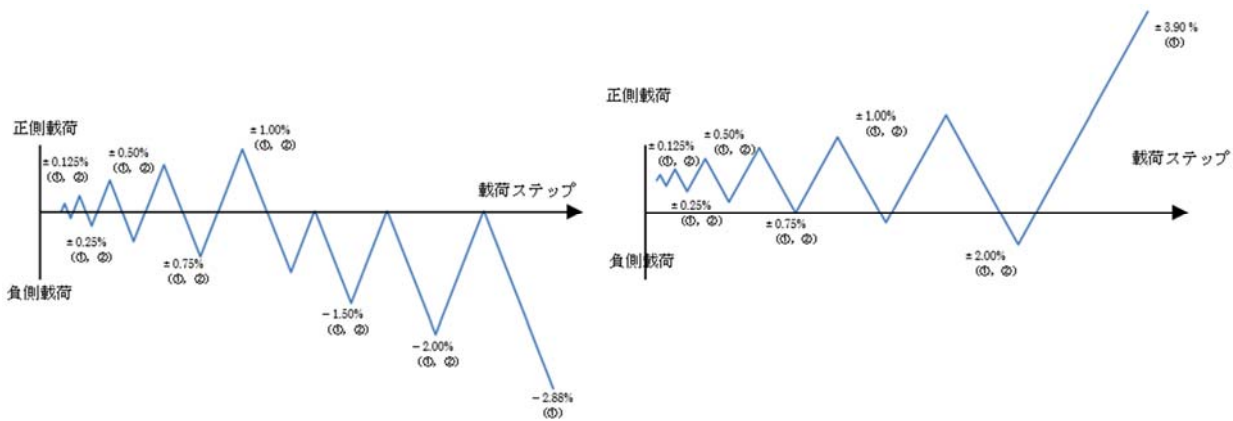
9.2.3 荷重方法

図 9.2.6 および図 9.2.7 に各試験体の荷重装置，写真 9.2.1 および写真 9.2.2 に荷重装置の写真を示す。荷重装置は主に荷重フレーム，試験体支持点，軸力荷重ジャッキ，水平荷重ジャッキ，水平反力ジャッキから構成される。本実験では荷重フレームの中に試験体を横（実際とは 90° 回転した状態）にして荷重装置に固定している。

試験体 No.1 は基礎梁に取り付けた 2 本の水平荷重ジャッキにより水平力 2P を荷重している。荷重方向は杭と基礎梁が閉じる方向を正側荷重，杭と基礎梁が開く方向を負側荷重とし，地震時の軸力変動を考慮して，水平ジャッキ 4 台により軸力 N を作用させた。杭側支持点はピンローラー支承とし，両支持点の水平反力を同一にするため，荷重中は杭側支持点下に取り付けた水平ジャッキにより，基礎梁に作用する水平力 2P の半分の荷重 P を荷重方向と逆方向に荷重した。よって，杭体に作用する軸力は水平ジャッキによる軸力 N と水平力 P の和 N+P となる。試験体に加える軸力 N は，大地震時に対する設計実績を考慮して試験体 No.1 では 2400kN(設計軸力比 0.12, 長期軸力相当)を初期軸力とし，最大圧縮軸力 11000kN(軸力比 0.37 相当)，最大引張軸力-4000kN(軸力比 0.39 相当)の変動軸力を作用させた。試験体 No.2 では高圧縮軸力下での曲げ破壊耐力の確認を主目的として 11000kN (軸力比 0.37) で一定とした。

なお，本報告での試験体は，90° 回転して荷重装置に設置しており，自重の影響や軸力が偏心して作用する可能性があったため，加力開始時点（長期軸力を作用させた時点）での杭体および杭頭接合筋に貼付したひずみゲージの値を確認しているが，過大なひずみが発生していないことを確認している。また，試験体 No.1 および試験体 No.2 ともには 3 次元の試験体を 2 次元モデルに置換して変形を考えているため，面外方向の変形や X 軸・Y 軸周りの回転は別途ジャッキにより拘束している。

荷重サイクルは後述する代表変形角 (R) による変位制御で， $R = \pm 0.125\%$ ， $\pm 0.25\%$ ， $\pm 0.5\%$ ， $\pm 0.75\%$ ， $\pm 1\%$ ， $\pm 2\%$ ， $\pm 4\%$ を各 2 サイクルずつとしたが，試験体 No.1 は検討対象外の基礎梁の耐力で荷重限界となるのを避けるために， $R = \pm 1\%$ 以降は  $R = -1.5\%$ ， $-2\%$ ， $-3\%$ を各 1 サイクルのみとした。図 9.2.8 に各試験体の荷重サイクルを示す。

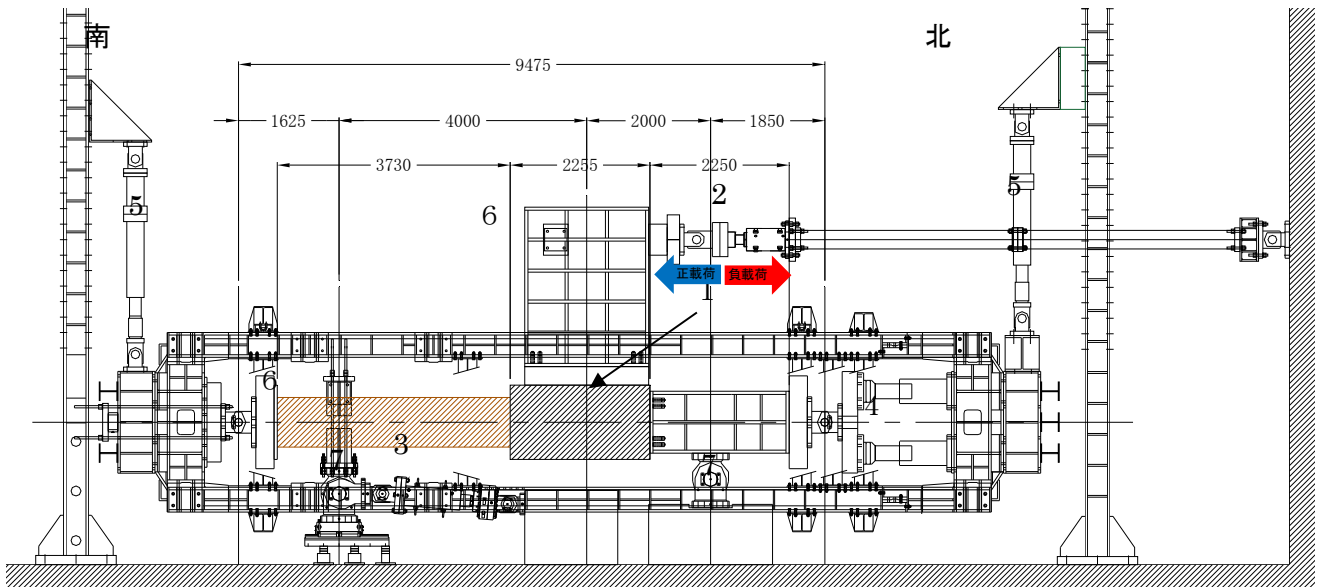


※上記図（青線実線）には 2 サイクル目の表記を省略

(試験体 No.1)

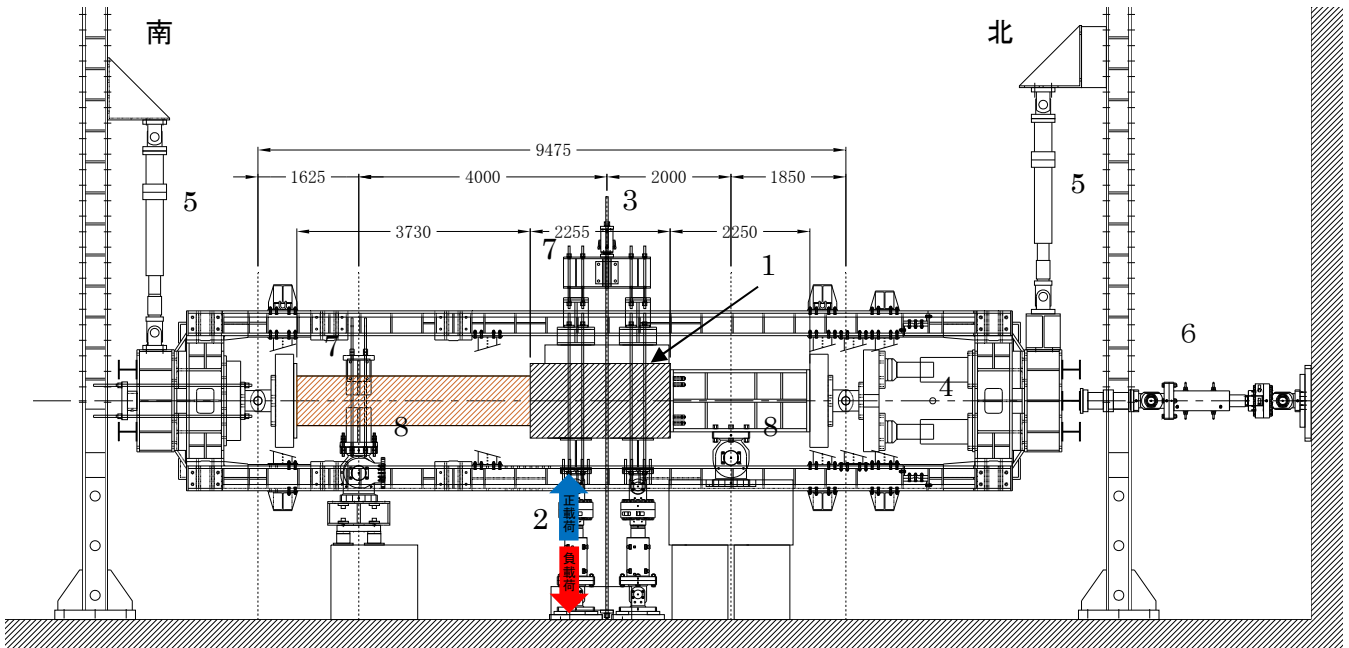
(試験体 No.2)

図 9.2.8 荷重サイクル



1:試験体 2:水平載荷ジャッキ (押 400t/引 175t×2 台)  
 3:水平反力ジャッキ (押 400t/引 175t×1 台) 4:軸力載荷ジャッキ (押 500t/引 200t×4 台) 5:載荷フレーム自重相殺用吊りジャッキ 6:面外方向止めジャッキ 7:試験体支持点

図 9.2.6 載荷装置概要(試験体 No. 1)



1:試験体 2:鉛直載荷ジャッキ (押 400t/引 175t×2 台) 3:負側追加載荷ジャッキ (押 120t×2 台)  
 4:軸力載荷ジャッキ (押 500t/引 200t×4 台) 5:載荷フレーム自重相殺用吊りジャッキ  
 6:軸方向止めジャッキ 7:面外方向止めジャッキ 8:試験体支持点

図 9.2.7 載荷装置概要(試験体 No. 2)

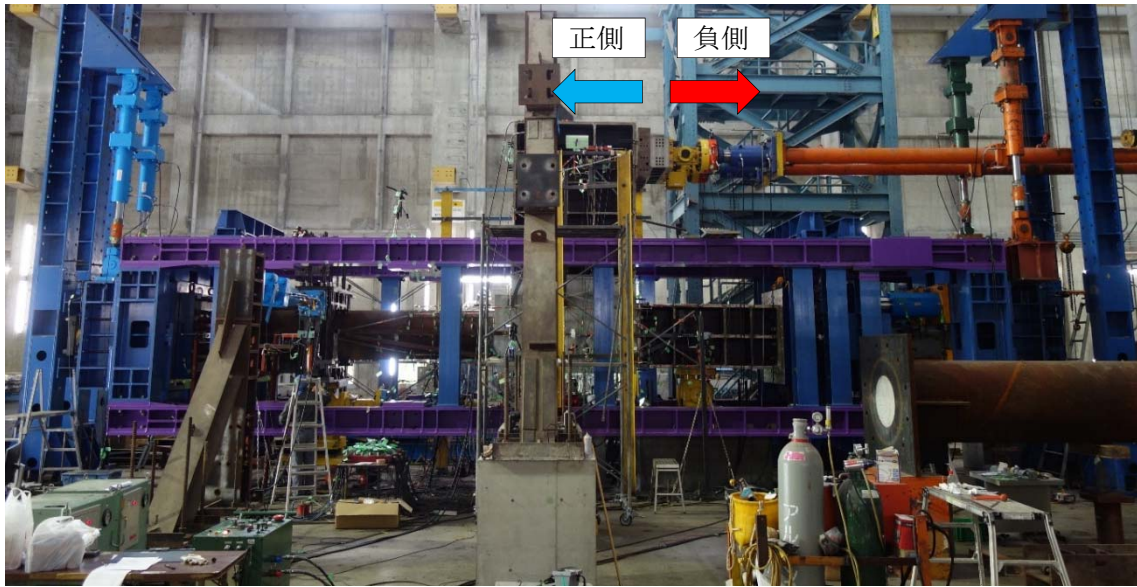


写真 9.2.1 載荷装置 (試験体 No. 1)

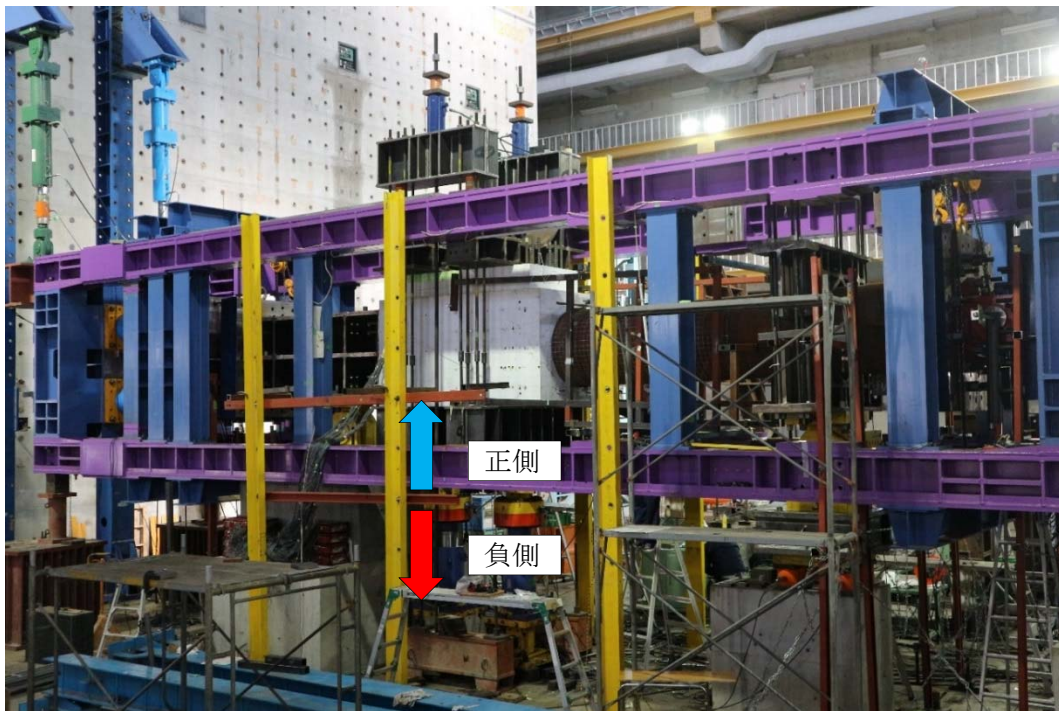


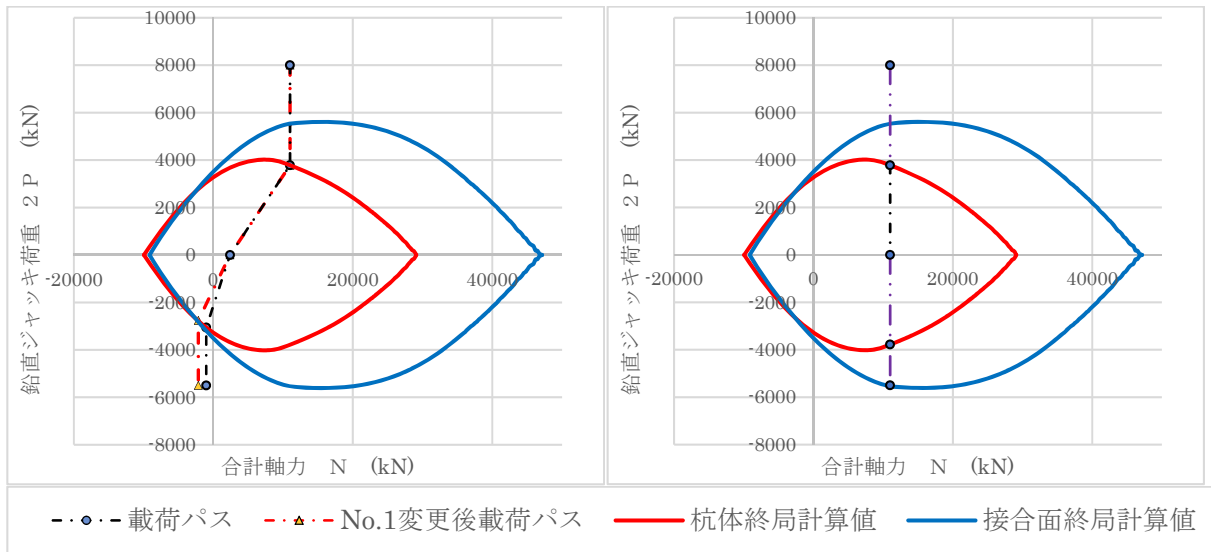
写真 9.2.2 載荷装置 (試験体 No. 2)

### 9.2.4 各部材の耐力計算

想定した破壊モードとなることを確認するため、杭体および杭頭接合面の曲げ耐力、基礎梁の曲げおよびせん断耐力、柱の曲げ耐力を確認した。

算定方法に関して、杭体および杭頭接合面は平面保持を仮定した断面解析(詳細は9.4.1で説明する)、その他の部材は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[9-2]に準拠した。図9.2.9に各試験体の載荷荷重と作用軸力の関係を示す。試験体 No.1 は杭頭接合部、試験体 No.2 は杭体で最大耐力が決まっている。なお、パイルキャップの曲げおよびせん断耐力について、本実験では杭体もしくは杭頭接合部での破壊を目的としており、十分な配筋量であることから計算を省略している。

載荷パスについて、試験体 No.1 は変形角-1.5%載荷時までは載荷パスを最大軸力 11000kN, 最小軸力-2141kN として載荷を行ったが、変形角-1.5%載荷時にパイルキャップが終局に至らない可能性があったため、最小軸力を-4000kN に変更した。



(試験体 No. 1)

(試験体 No. 2)

図 9.2.9 載荷荷重-軸力関係

表 9.2.4 計算時の諸元

試験体名	算定部材	記号	項目	単位	本数	断面積/本	算定値	備考
No.1	基礎梁(曲げ終局)	$a_t$	引張鉄筋断面積	$N/mm^2$	12	794	9530	D32×12本
		$\sigma_y$	引張鉄筋の降伏強度	$N/mm^2$	—	—	528	材料試験値を使用
		$d$	有効せい	mm	—	—	1815	鉄筋の重心にて計算
		$M_u$	曲げ終局強度	$kN\cdot m$	—	—	9126	
	基礎梁(せん断終局)	$p_t$	引張鉄筋比	%	—	—	0.58	$a_t/(b\cdot d)\cdot 100$
		$\sigma_B$	コンクリートの圧縮強度	$N/mm^2$	—	—	38	材料試験値を使用
		$M/(QD)$	シアスパン比	—	—	—	1.13	$L_c/d$
		$L_c$	梁長	mm	—	—	2050	載荷点から部材表面までの距離
		$p_w$	せん断補強筋比		—	—	0.009	$a_w/(b\cdot s)$
		$\sigma_{wy}$	せん断補強筋の降伏強度	$N/mm^2$	—	—	304	材料試験値を使用
		$b$	梁幅	mm	—	—	900	
		$j$	応力中心間距離	mm	—	—	1588	$7/8d$
		$d$	有効せい	mm	—	—	1815	圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離
		$a_t$	引張鉄筋断面積	$N/mm^2$	12	794	9530	D32×12本
		$a_w$	帯筋一組の断面積	$N/mm^2$	2	287	573	D19×2本
		$s$	帯筋のピッチ	mm	—	—	70	
	$Q_{su}$	せん断終局強度	kN	—	—	4994		
	柱(曲げ終局)	$N_{max}$	中心圧縮時終局強度	kN	—	—	64056	$b\cdot D\cdot \sigma_B + a_g\sigma_y$
		$N_{min}$	中心引張時終局強度	kN	—	—	-10056	$-a_g\sigma_y$
		$a_g$	柱主筋全断面積	$mm^2$	24	794	19061	D32×24本
		$b$	柱断面幅	mm	—	—	1200	
		$D$	柱断面せい	mm	—	—	1200	
		$\sigma_y$	主筋降伏強度	$N/mm^2$	—	—	528	材料試験値を使用
		$\sigma_B$	コンクリートの圧縮強度	$N/mm^2$	—	—	38	材料試験値を使用
$N_b$			kN	—	—	18018	$0.22(1+g1)bD\sigma_B$	
$g1$		引張・圧縮鉄筋重心距離の全せいに対する距離	—	—	—	0.52	重心間距離:620mm, 全せい:1200mm	
$N$		柱軸方向力	kN	—	—	変数		
$M_u$		曲げ終局強度	$kN\cdot m$	—	—	軸力ごと		
No.2		柱(曲げ終局)	$N_{max}$	中心圧縮時終局強度	kN	—	—	64056
	$N_{min}$		中心引張時終局強度	kN	—	—	-10056	$-a_g\sigma_y$
	$a_g$		柱主筋全断面積	$mm^2$	24	794	19061	D32×24本
	$b$		柱断面幅	mm	—	—	1200	
	$D$		柱断面せい	mm	—	—	1200	
	$\sigma_y$		主筋降伏強度	$N/mm^2$	—	—	527.6	材料試験値を使用
	$\sigma_B$		コンクリートの圧縮強度	$N/mm^2$	—	—	38	材料試験値を使用
	$N_b$			kN	—	—	18018	$0.22(1+g1)bD\sigma_B$
	$g1$		引張・圧縮鉄筋重心距離の全せいに対する距離	—	—	—	0.52	重心間距離:620mm, 全せい:1200mm
	$N$		柱軸方向力	kN	—	—	11000	一定軸力(杭軸力11000kN(圧縮))で制御
	$M_u$		曲げ終局強度	$kN\cdot m$	—	—	8373	

9.2.5 計測方法

本実験での計測項目は力、変位、ひずみ、写真であり、それぞれロードセル、変位計、Opttrak、デジタルビデオカメラを用いて計測している。また、別途ひび割れ観測も実施している。表 9.2.5 に計測項目一覧、図 9.2.10 にひび割れ計測範囲を示す。パイルキャップで載荷時に計測が困難である部分は部分的に計測を実施していない。

表 9.2.5 計測項目一覧

主な計測装置	測定項目
ロードセル	全てのジャッキにロードセルを取り付け、作用荷重を測定する。試験体No.1に関して、杭支持点ピンローラー部の鉛直荷重については別途ロードセルを設置して計測する。
変位計・Opttrak	変位を測定する(Opttrakは補助的に使用)。
デジタルビデオカメラ	損傷状況(画像)を計測ステップごとに撮影する。
デジタルカメラ	
人による計測	各サイクルピーク時および除荷時にひび割れ状況を測定する。ひび割れ幅も同時に計測する。

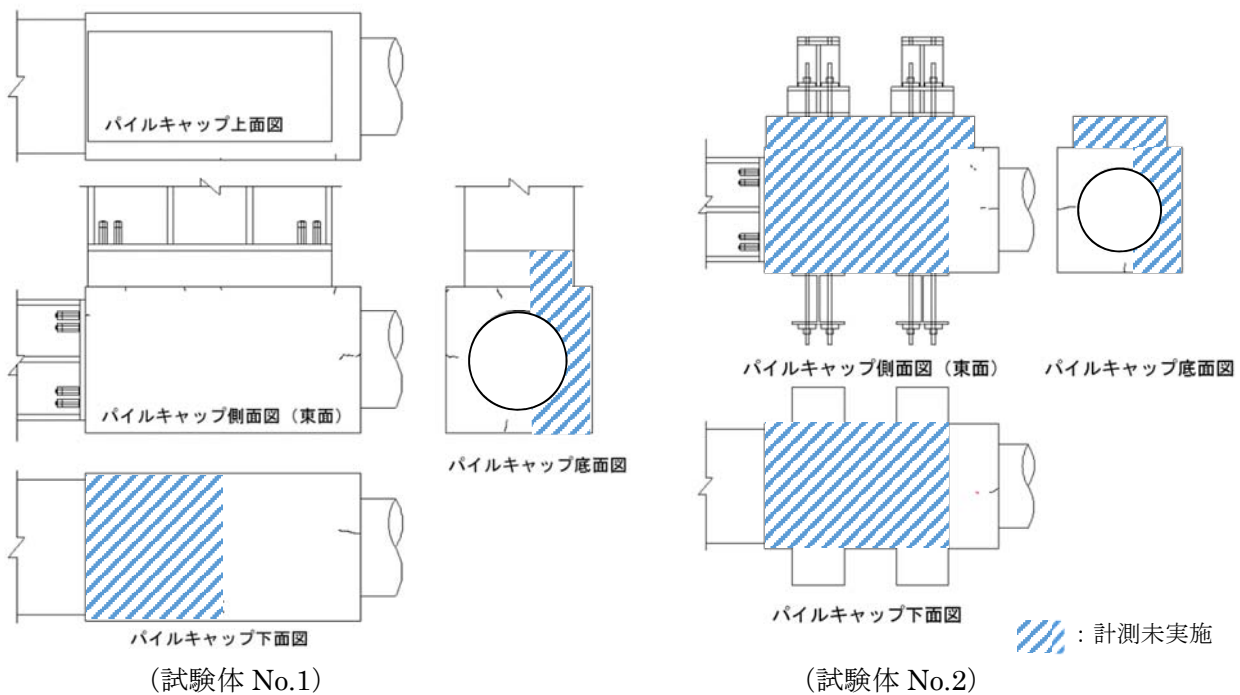


図 9.2.10 ひび割れ計測



図 9.2.11 および図 9.2.12 に各試験体の正荷重時における曲げモーメントおよび反力を示す。杭頭接合部 (C 点) 及び杭体危険断面 (C' 点) の曲げモーメントを  $M_c$ ,  $M_{c'}$  (kN) とし、これらの危険断面の P- $\delta$  効果による付加曲げモーメントは変位計もしくは Opttrak によって得られた付加曲げモーメントを考慮している。

代表変形角  $R$  に関して、試験体 No.1 では試験体の構造芯 ( $\delta_I$ ) と、荷重点の水平距離 ( $\delta_G$ ) を計測し、これを荷重点と構造芯の直線距離  $L_{GI}$  で除した値を変形角  $R$  (%) とした。なお、杭側・柱側支持点の浮き上がりに伴う支持点変位を考慮して算定している (式 9.1)。

試験体 No.2 は試験体の構造芯から杭軸に平行に伸ばした鋼材と杭側支持点 (B 点) との鉛直距離  $\delta_P$  を計測し、これを構造芯と南側支持点の直線距離  $L_{BI}$  で除した値を変形角  $R$  (%) とした (式 9.2)。

図 9.2.13 および図 9.2.14 に変位計設置図を示す。各点における、鉛直変位と水平変位を計測した。また、試験体には曲率、軸方向変位、曲げ変位、せん断変位を測定できるように変位計を設置した。加えて杭鋼管、杭頭接合筋、柱と基礎梁 (試験体 No.1 のみ) の主筋、パイルキャップ補強筋のひずみを計測した。ひずみゲージ貼付位置を図 9.2.15 に示すが、試験体 No.1 および試験体 No.2 で共通である。杭鋼管には座屈検知用に円周方向も計測した。

$$R = (\delta_G - \delta_I) / L_{GI} - (\delta_J - \delta_L) / L_{JL} \quad (\text{式 9.1})$$

ここに、 $\delta_G$  : G 点の水平変位 (mm)  $\delta_I$  : I 点の水平変位 (mm)  $L_{GI}$  : G 点-I 点間距離 (mm)  
 $\delta_J$  : J 点の鉛直変位 (mm)  $\delta_L$  : L 点の鉛直変位 (mm)  $L_{JL}$  : G 点-L 点間距離 (mm)

$$R = \delta_P / L_{BI} \quad (\text{式 9.2})$$

ここに、 $\delta_P$  : 杭の部材変位 (mm)  $L_{BI}$  : B 点-I 点間距離 (mm)

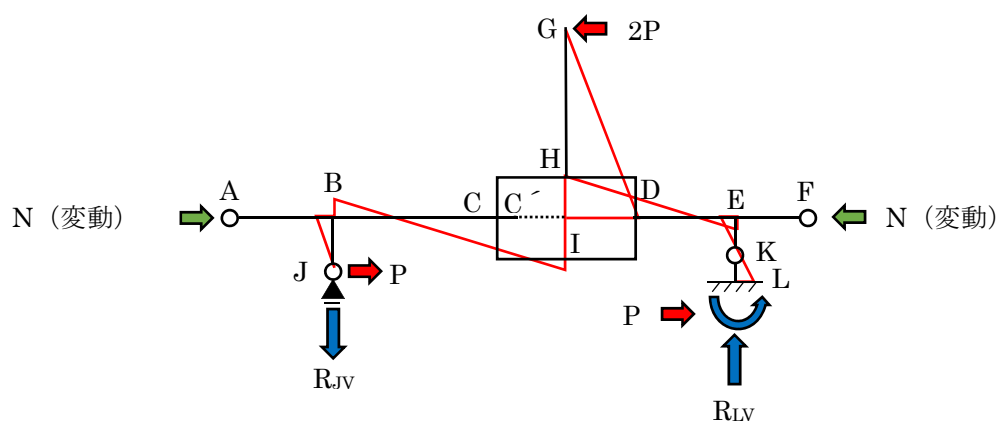


図 9.2.11 荷重時モーメント・反力図 (試験体 No.1)

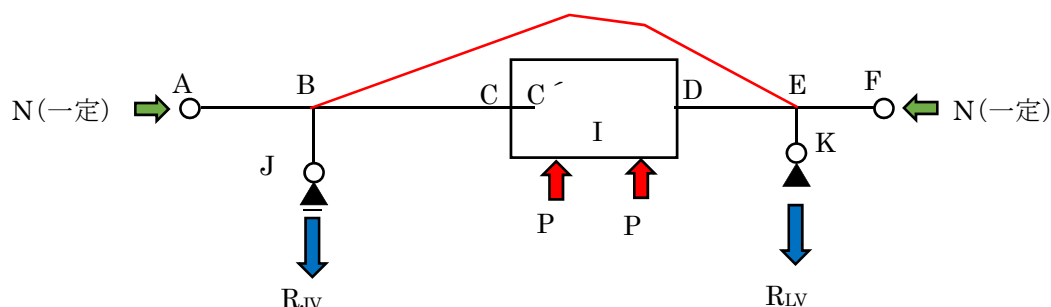
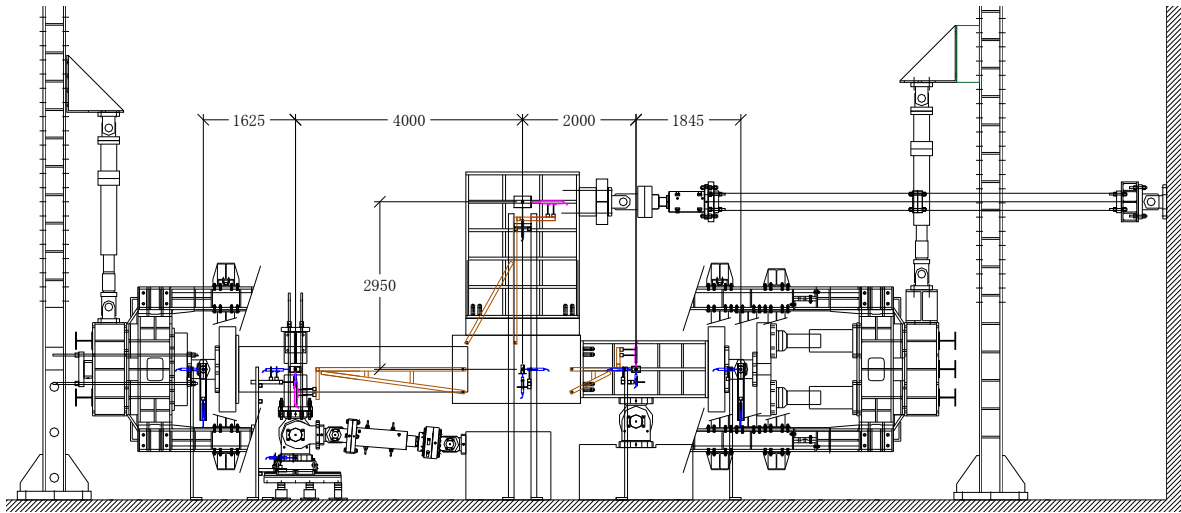
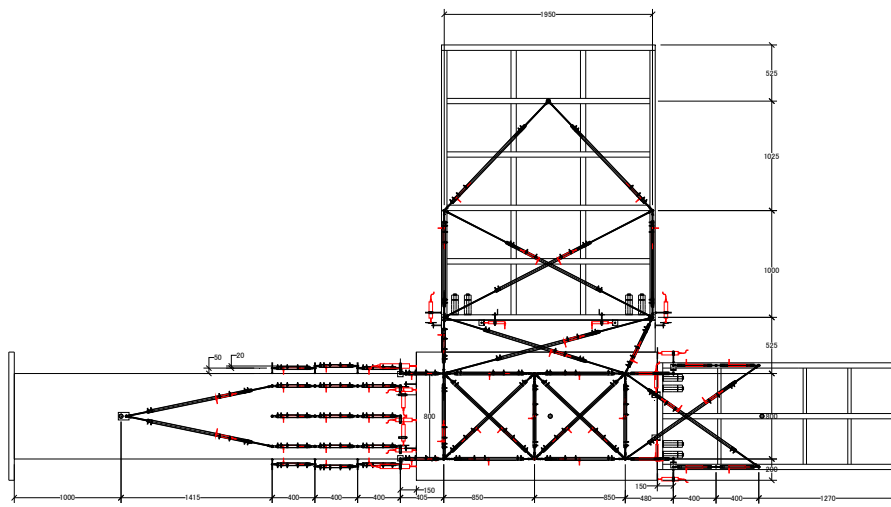


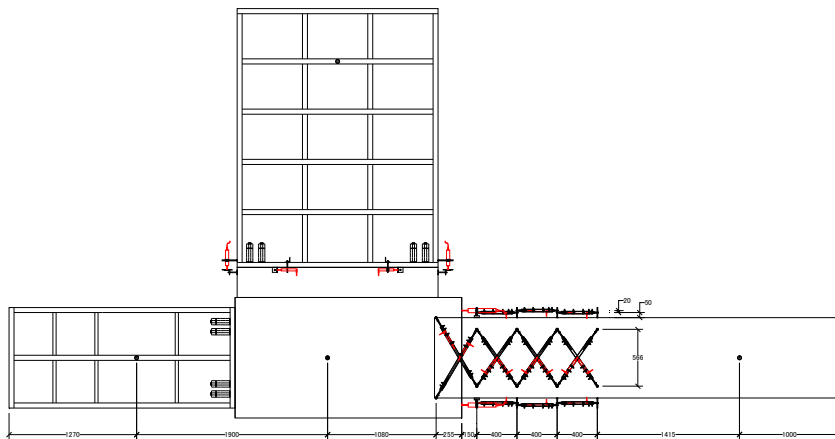
図 9.5.12 荷重時モーメント・反力図 (試験体 No.2)



(a) 部材角測定用変位計，支持点・載荷点・構造芯鉛直変位，水平変位測定用変位計設置図

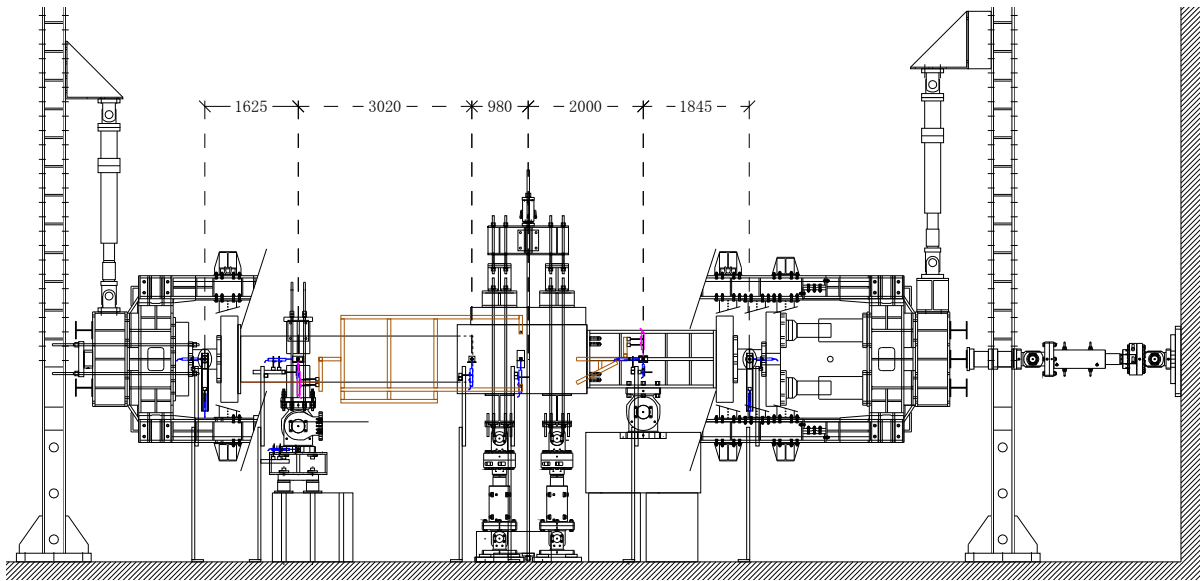


(b) 試験体の曲げ・せん断・曲率測定用変位計設置図(東面)

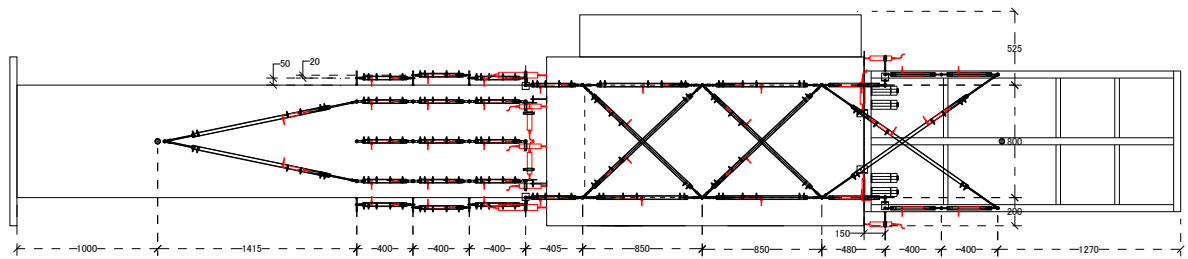


(c) 試験体の曲げ・せん断・曲率測定用変位計設置図(西面)

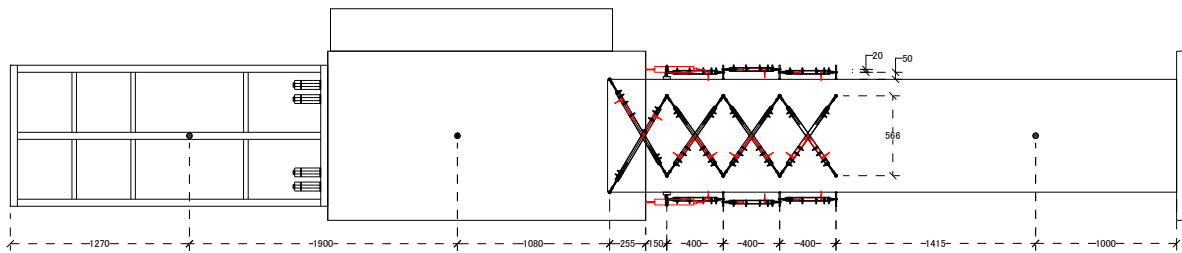
図 9.2.13 変位計設置図(試験体 No. 1)



(a) 部材角測定用変位計，支持点・構造芯鉛直変位，水平変位測定用変位計設置図

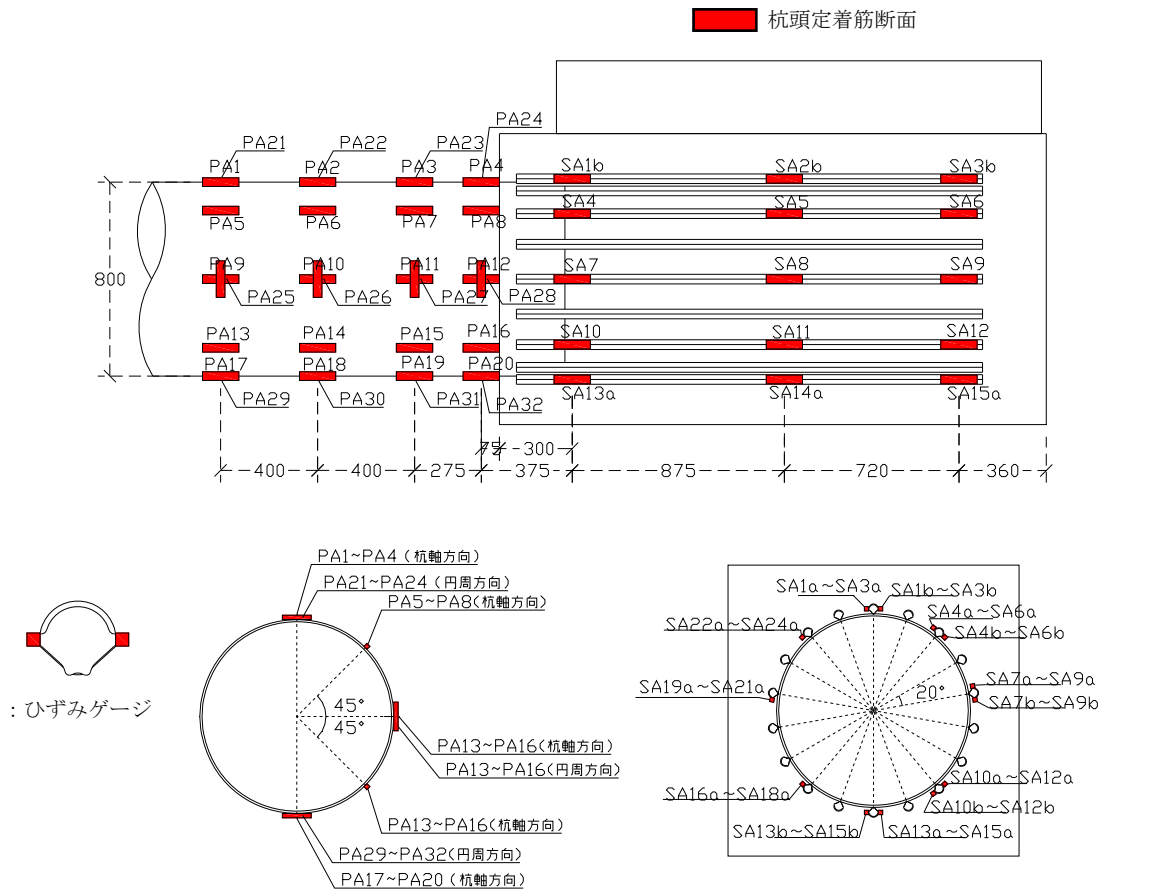


(b) 部材角測定用変位計，支持点・構造芯鉛直変位，水平変位測定用変位計設置図

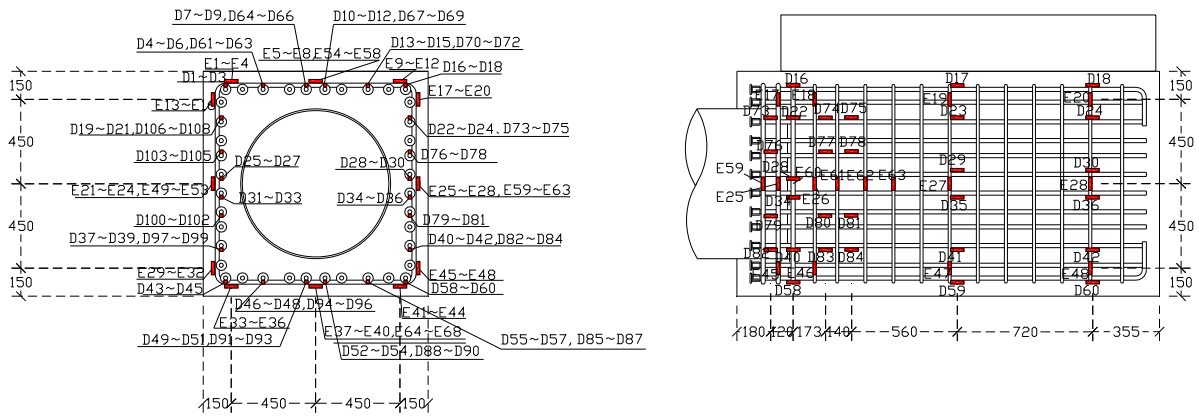


(c) 試験体の曲げ・せん断・曲率測定用変位計設置図(西面)

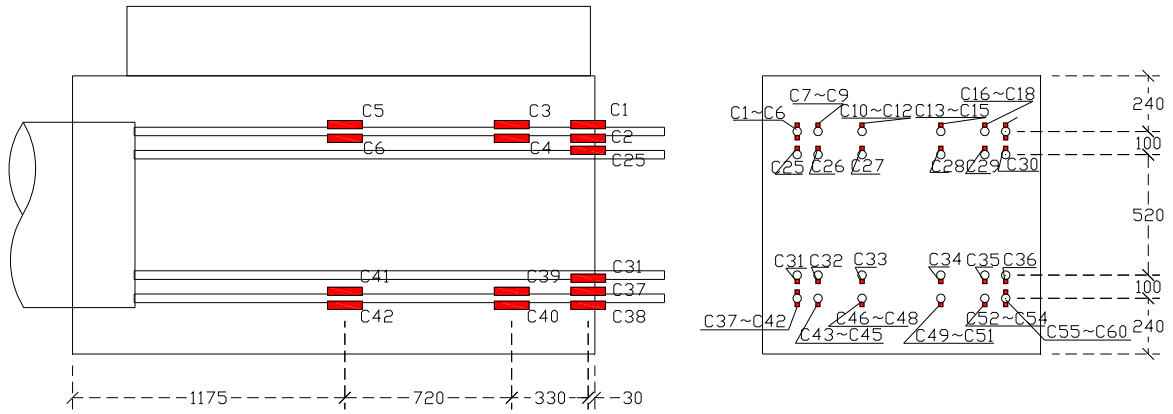
図 9.2.14 変位計設置図(試験体 No. 2)



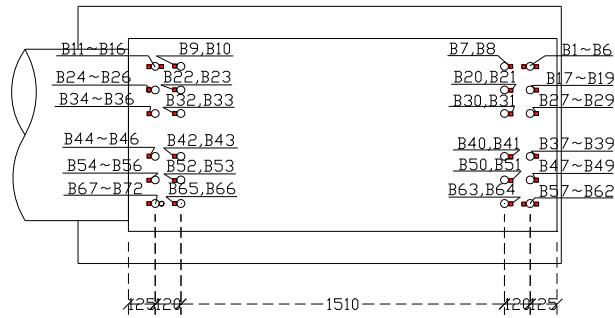
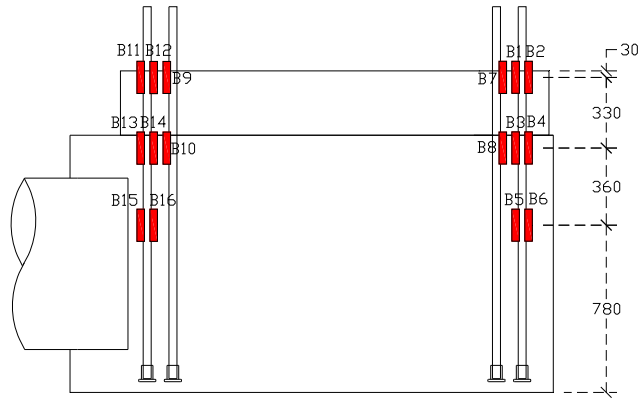
(a) 鋼管・定着筋



(b) パイルキャップ補強筋



(c) 柱主筋



(d) 基礎梁主筋

図 9.2.15 ひずみゲージ貼付位置

### 9.3 実験結果

#### 9.3.1 荷重－変形関係

図 9.3.1 に各試験体のせん断力（＝載荷荷重 2P）と代表変形角 R の関係を示す。

試験体 No.1 では R=±1.0%時点で基礎梁端部の取付け筋（主筋）が降伏してしまったため、その後は負側載荷のみとし、載荷装置の加力能力の限界まで載荷した。正側載荷では杭体および杭頭接合部危険断面での圧縮降伏、負側載荷では杭鋼管および杭頭接合筋が降伏に達したものの耐力低下には至らなかった。

試験体 No.2 では載荷の進行に伴い、正負両載荷で杭頭危険断面での杭鋼管の圧縮・引張降伏および座屈、杭頭接合筋の降伏が生じた。鋼管の座屈時に若干の耐力低下が見られたが、9.3.2 で述べる P-δ 効果を考慮した曲げモーメントを考慮すれば漸増している。写真 9.3.1 に載荷終了時の試験体状況を示す。また、表 9.3.1 および表 9.3.2 に各載荷ステップにおける杭鋼管および杭頭接合筋の損傷状況を示す。損傷（降伏）は貼付したひずみゲージにより判断している。位置については図 9.3.2 を参照されたい。

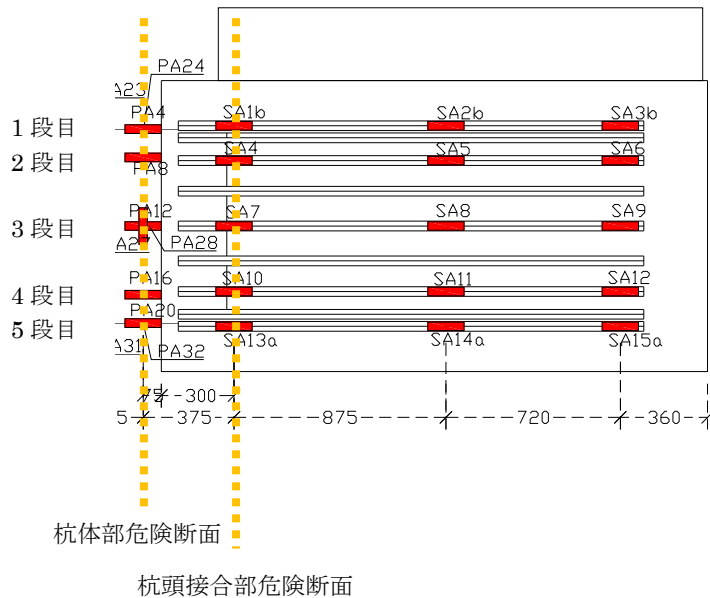


図 9.3.2 危険断面位置と段数位置（試験体 No. 1, No. 2 共通）

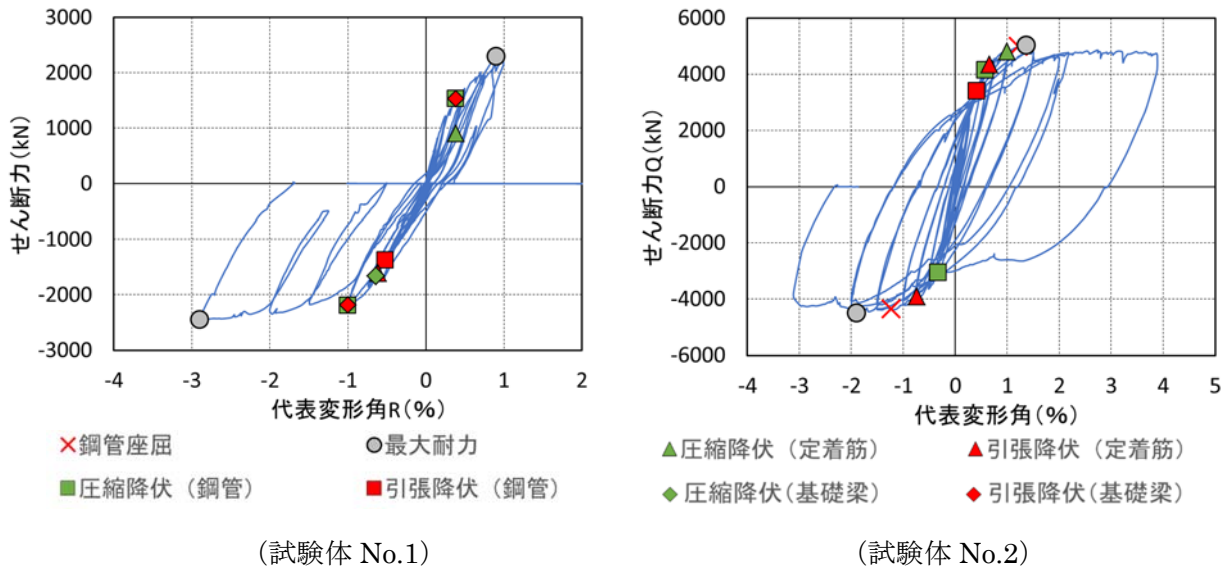


図 9.3.1 せん断力-代表変形角関係

表 9.3.1 各ステップの損傷状況 (試験体 No.1)

(杭体部危険断面)

最大耐力		終局耐力
Q	R	Mc'
2291	0.90	3249
-2450	-2.90	-2616

段数	載荷方向	鋼管圧縮降伏			載荷方向	鋼管引張降伏		
		Q	Mc'	R		Q	Mc'	R
1段目	正側	1527	2166	0.39	負側	-1377	-1612	-0.52
2段目	正側	1866	2685	0.63	負側	-1796	-1981	-0.72
3段目	—	降伏なし			負側	-1909	-2160	-1.11
4段目	—	降伏なし			—	ゲージ損傷		
5段目	負側	-2156	-2548.7	-1.00	—	ゲージ損傷		

(杭頭接合部危険断面)

最大せん断力		最大耐力
Q	R	Mc
2291	0.85	3492
-2439	-2.88	-3189

段数	載荷方向	杭頭接合筋圧縮降伏			載荷方向	杭頭接合筋引張降伏		
		Q	Mc	R		Q	Mc	R
1段目	正側	1527	2272	0.39	負側	-1611	-2549	-0.61
2段目	正側	1716	2289	0.48	負側	-1551	-1800	-0.52
3段目	負側	-2371	-2257	-1.80	負側	-1993	-2354	-0.82
4段目	—	ゲージ破損			負側	-2380	-2604	-2.46
5段目	負側	-2215	-2346	-1.71	—	ゲージ損傷		

表 9.3.2 各ステップの損傷状況 (試験体 No. 2)  
(杭体部危険断面)

座屈発生			最大せん断力		最大耐力
Q	Mc	R	Q	R	Mc'
4980	4478	1.21	5036	1.36	5112
-4355	-3850	-1.23	-4491	-1.90	-4192

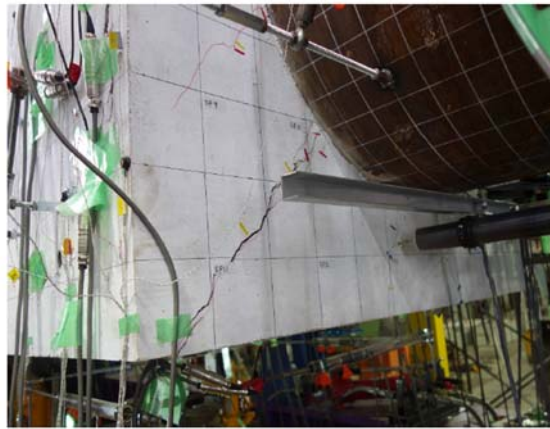
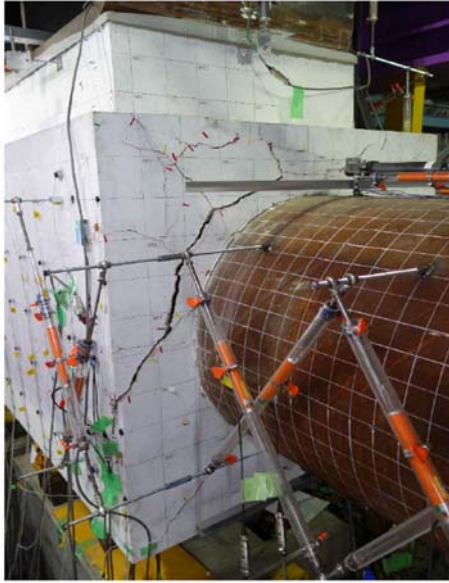
段数	載荷方向	鋼管圧縮降伏			載荷方向	鋼管引張降伏		
		Q	Mc'	R		Q	Mc'	R
1段目	負側	-3062	-2617	-0.32	正側	4231	3516	0.62
2段目	負側	-3246	-2798	-0.38	正側	4599	3949	0.80
3段目	負側	-3756	-3269	-0.72	—	ゲージ破損		
4段目	正側	-2629	-1765	0.58	—	ゲージ破損		
5段目	正側	3468	3215	0.44	—	ゲージ破損		

(杭頭接合部危険断面)

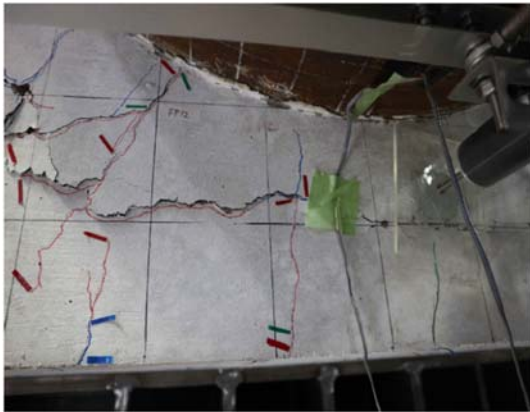
最大せん断力		最大耐力
Q	R	Mc
5036	1.36	4885
-4491	-1.90	-4303

段数	載荷方向	定着筋圧縮降伏				定着筋引張降伏		
		Q	Mc	R		Q	Mc	R
1段目	負側	-3773	-3534	-0.74	正側	3862	3788	0.50
2段目	負側	-4182	-3892	-1.01	正側	5036	4885	1.32
3段目	—	降伏なし						
4段目	—	降伏なし			負側	-4011	-3714	-0.71
5段目	正側	4805	4500	0.99	負側	-3636	-3440	-0.51





(試験体 No.1)



(試験体 No.2)

写真 9.3.1 載荷終了後の状況

### 9.3.2 杭体および杭頭接合部に作用する曲げモーメント

図 9.3.3 および図 9.3.4 に杭体危険断面および杭頭接合部の曲げモーメントと曲率の関係を示す。なお、各危険断面の曲率は軸方向に貼付したひずみ分布の傾きを用いており、塑性化の大きいものや異常値を示すものについては省いている。曲げモーメントは  $P-\delta$  効果による付加曲げモーメントを考慮した値としており、 $\delta$  の算定に関して、試験体 No.1 は Opttrak, 試験体 No.2 は Opttrak による測定が不調であったため、変位計を用いている。

試験体 No.1 に関して、最初は杭鋼管の圧縮降伏と基礎梁主筋引張降伏がほぼ同時に起こった。その後定着筋の引張降伏が発生し、鋼管の圧縮降伏が発生した

試験体 No.2 に関して、正側、負側ともに鋼管の座屈以降も曲げモーメントは低下せず、载荷終了まで上昇している。鋼材の降伏は杭頭接合筋に比べ杭鋼管の降伏が先行したことから、杭体によって試験体の耐力が決まっていると考えられる。

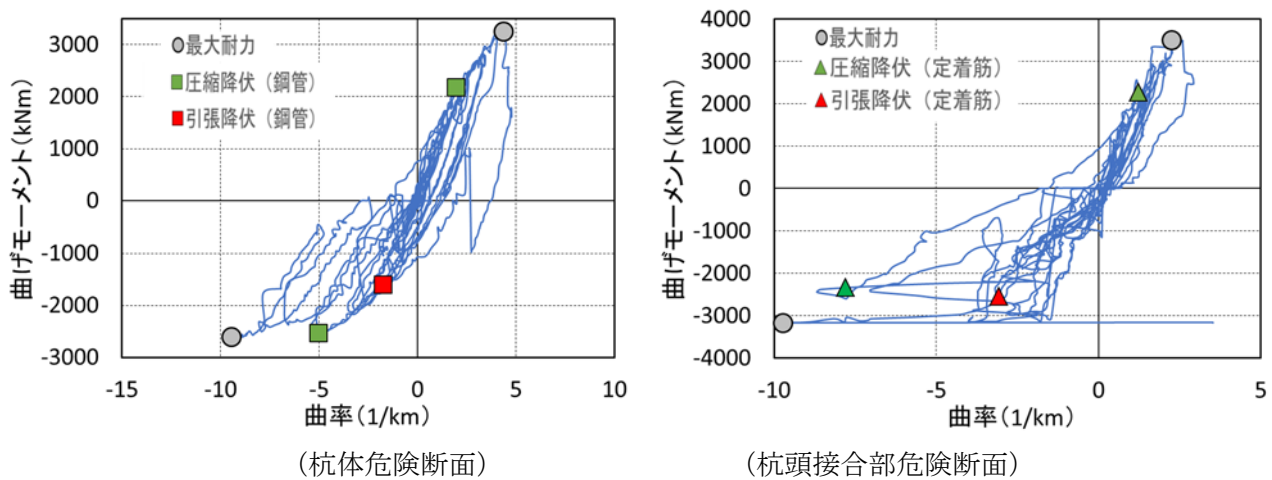


図 9.3.3 曲げモーメント-曲率関係 (試験体 No. 1)

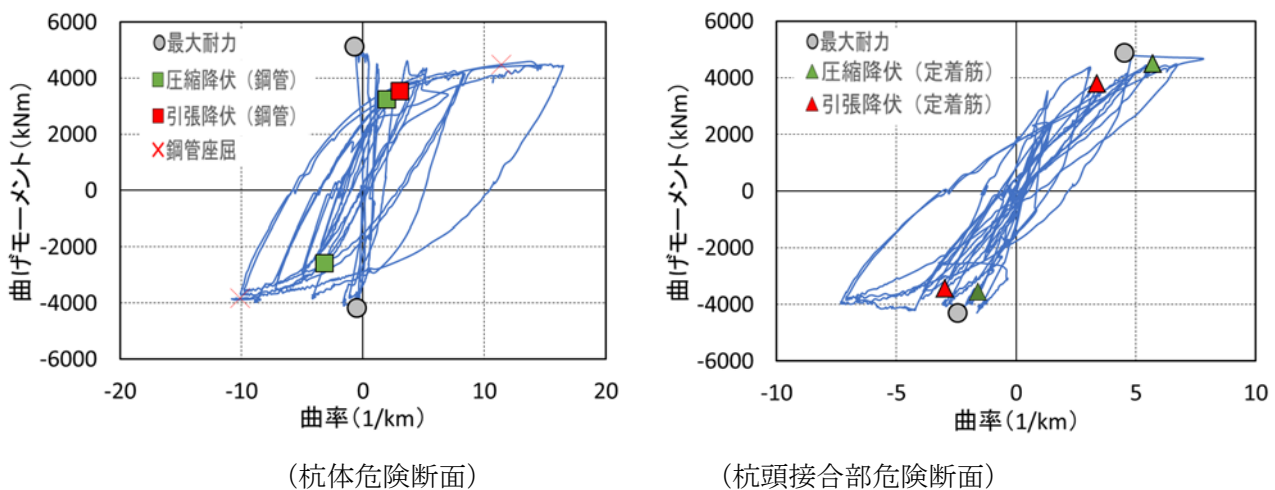


図 9.3.4 曲げモーメント-曲率関係 (試験体 No. 2)

### 9.3.3 各部の損傷状況

#### (1) ひび割れの進展状況

図 9.3.5 から図 9.3.12 に各変形角ピーク時におけるパイルキャップに発生したひび割れの進展状況を示す。青線は正載荷時に、赤線は負載荷時に発生，進展したひび割れを示している。ひび割れ幅をコーナー図として併せて示す。また，黒線は実験開始前の初期ひび割れを示す。計測は試験体の東面のみとし，パイルキャップ下面は載荷装置の形状により全面の計測が困難であったため部分的に計測している。

試験体 No.1 に関して， $R=-0.25\%$ で加力直交方向に， $R=-0.50\%$ ， $-0.75\%$ で加力背面および前面斜め方向にひび割れが発生している。 $R=-0.50\%$ で背面杭まわりにひび割れが発生し，以降はこのひび割れ幅が進展していき，杭の抜出しによるコンクリートの浮き上がりが観察された。なお，正側載荷時のひび割れ発生は少なく，加力背面のみであった。

試験体 No.2 では，試験体 No.1 と同様，載荷初期から  $R=0.75\%$ にかけて直交および斜め方向にひび割れが発生し，載荷の進行に伴い，加力背面杭まわりにひび割れが発生している。なお，試験体 No.2 は杭体の損傷が顕著であるため，試験体 No.1 に比べひび割れは発生していない。試験体 No.1 および試験体 No.2 のひび割れ進展状況のイメージを図 9.3.13 に示す。

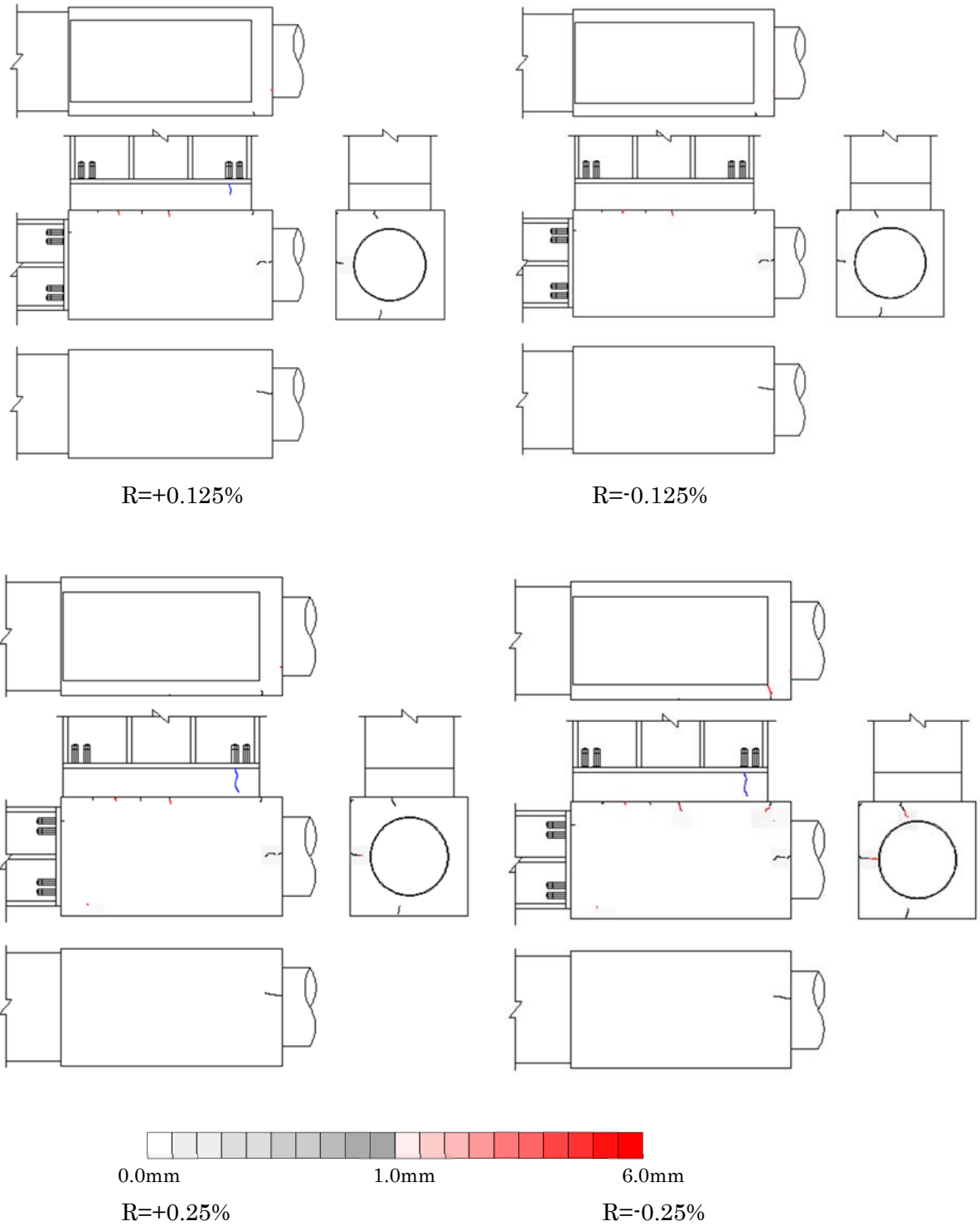


図 9.3.5 ひび割れ状況 (試験体 No. 1  $R=\pm 0.125, \pm 0.25\%$ )

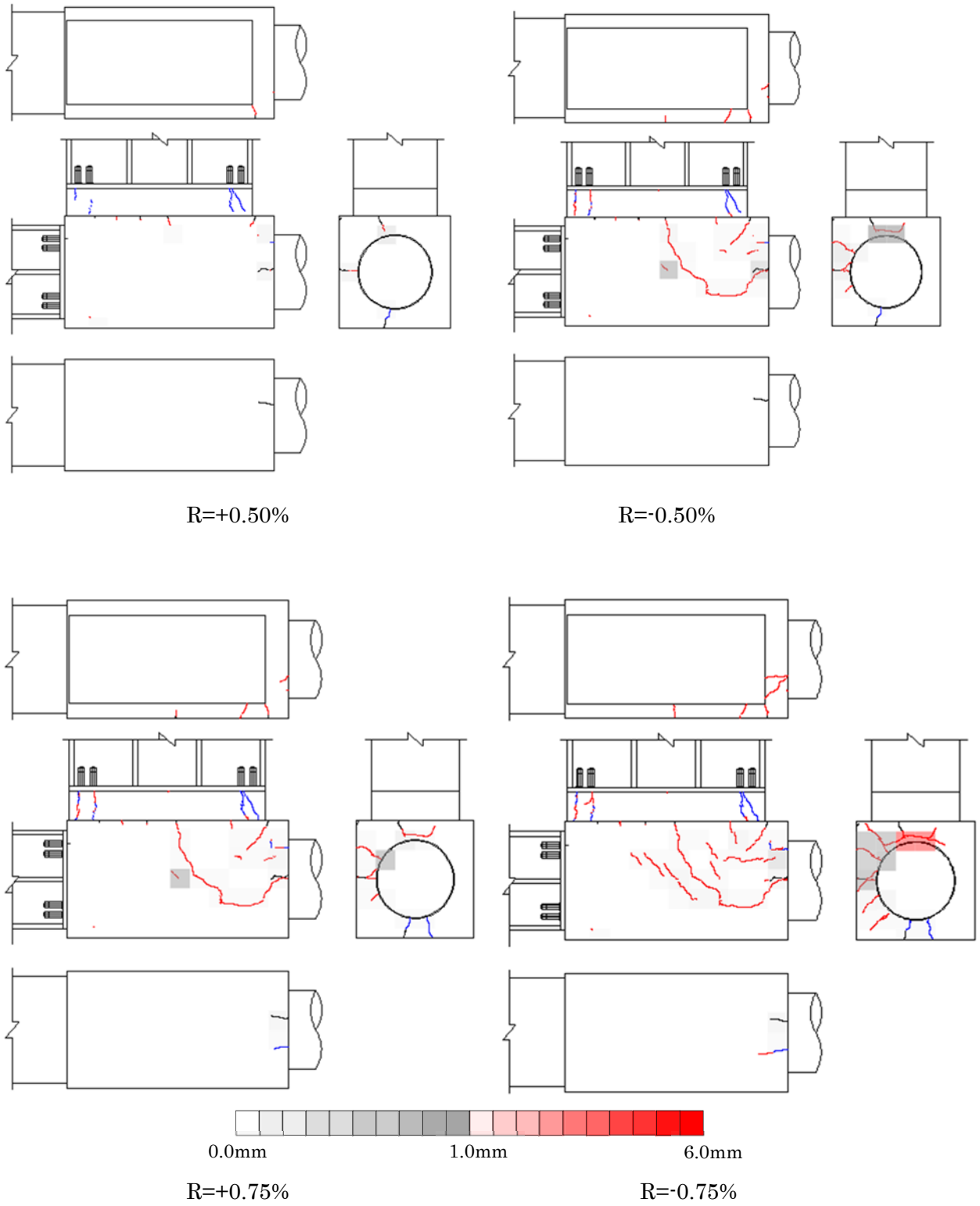


図 9.3.6 ひび割れ状況 (試験体 No. 1  $R=\pm 0.50, \pm 0.75\%$ )

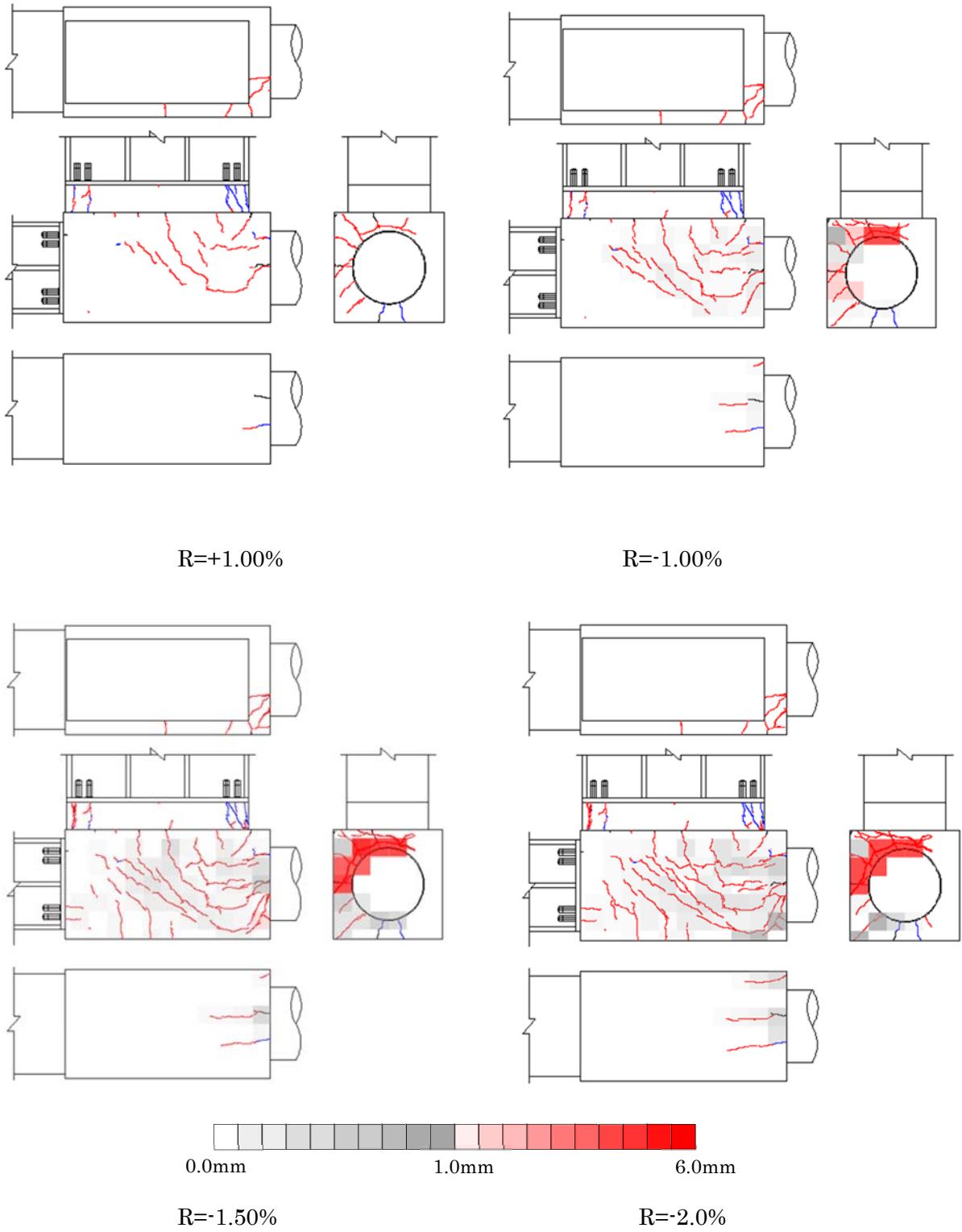


図 9.3.7 ひび割れ状況 (試験体 No. 1  $R=\pm 1.00, -1.50, -2.0\%$ )

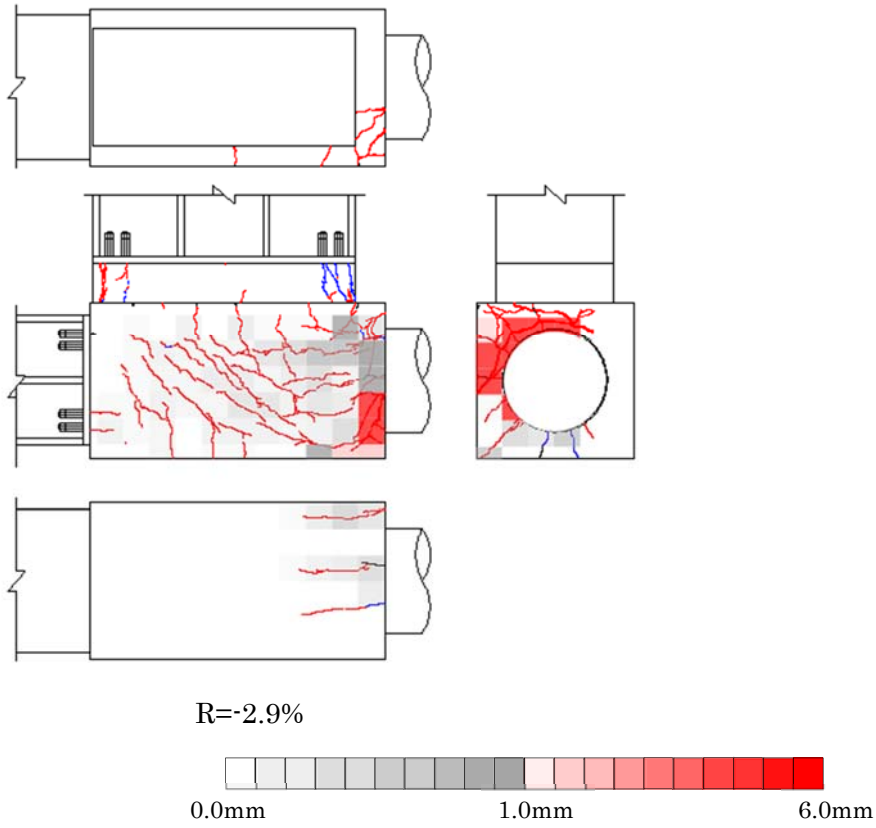


図 9.3.8 ひび割れ状況 (試験体 No.1 R=-2.9%)

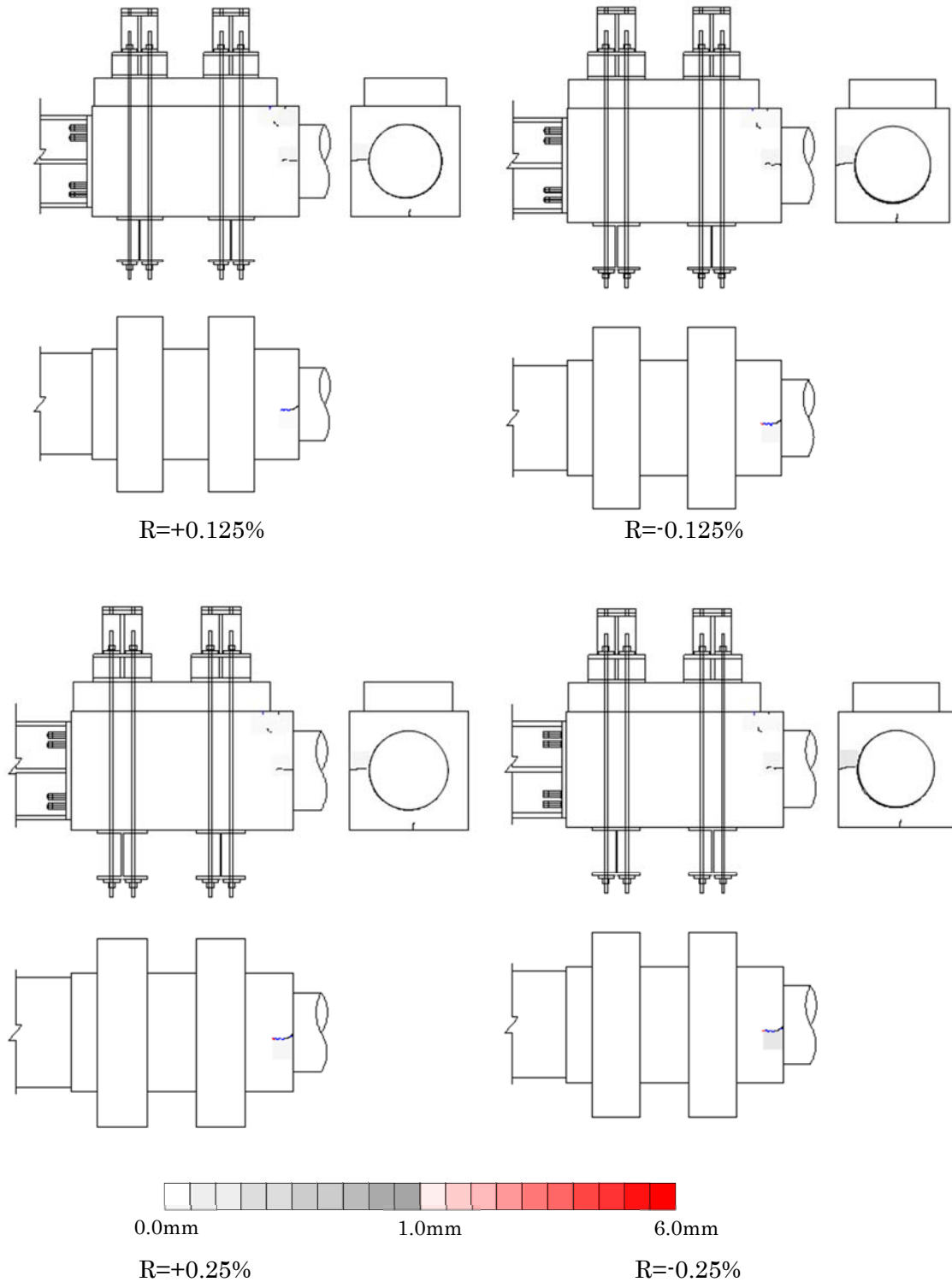


図 9.3.9 ひび割れ状況 (試験体 No. 2  $R=\pm 0.125, \pm 0.25\%$ )



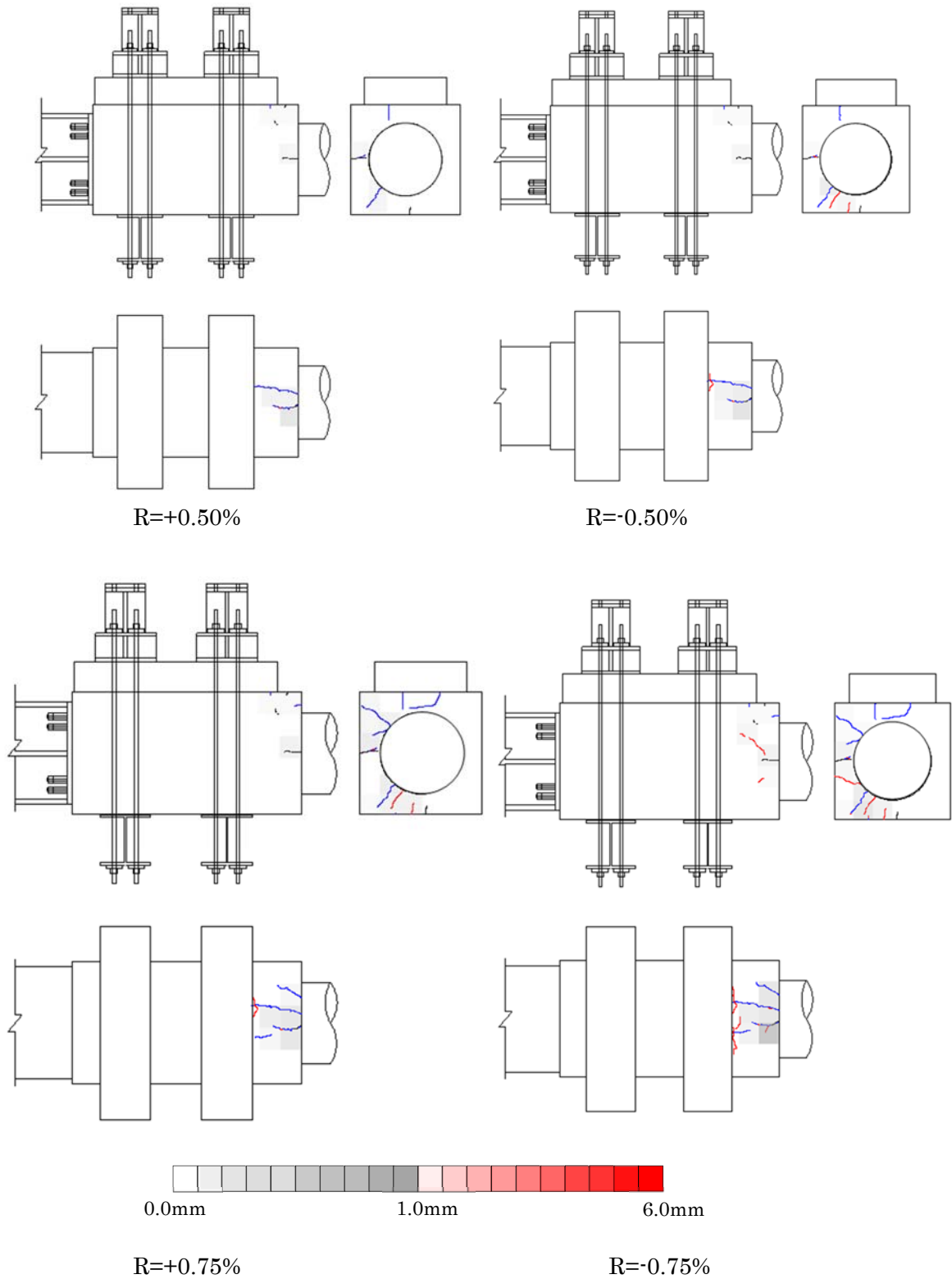


図 9.3.10 ひび割れ状況 (試験体 No.2 R=±0.50, ±0.75%)

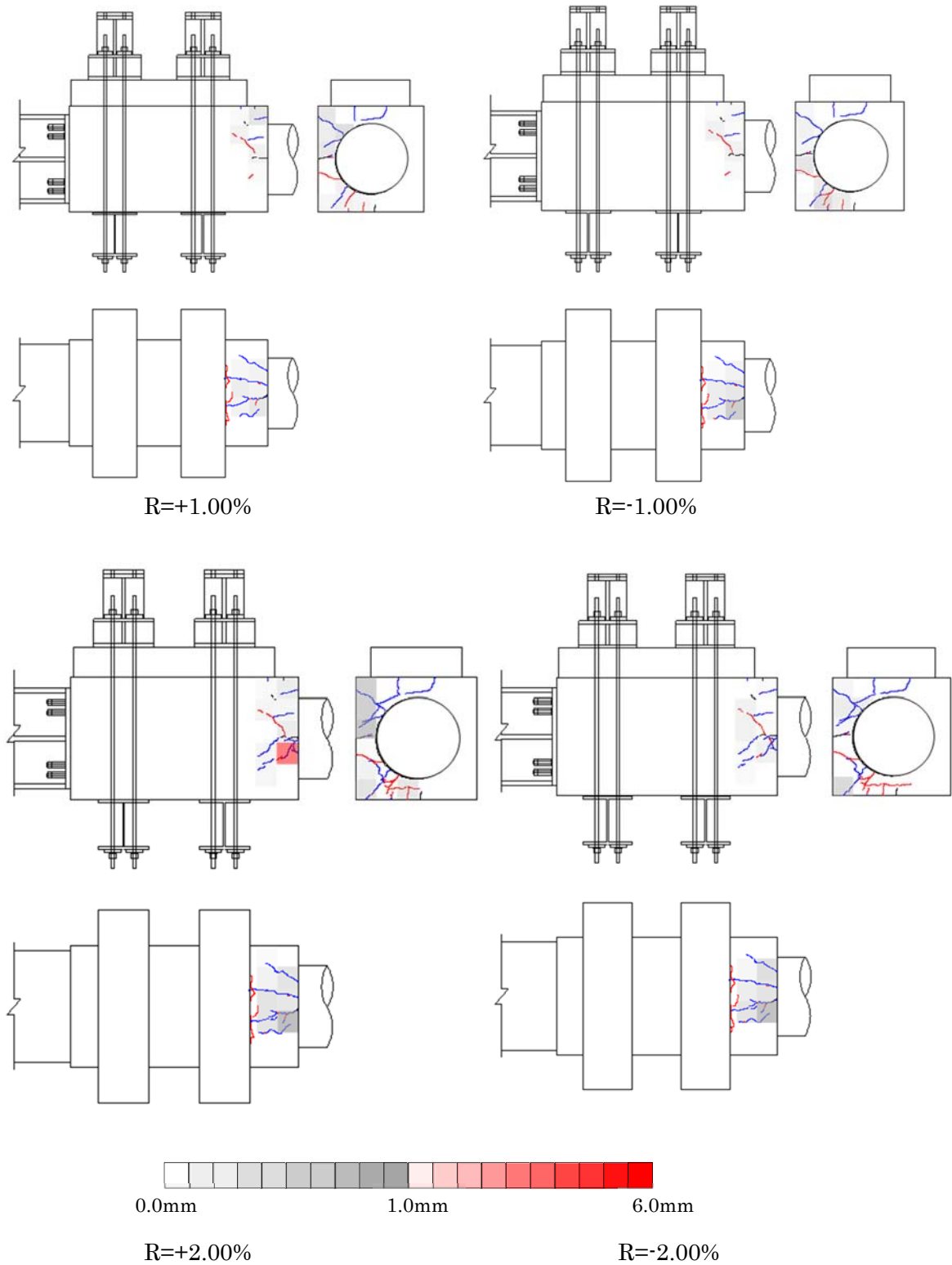


図 9.3.11 ひび割れ状況 (試験体 No.2 R=±1.00, ±2.00%)

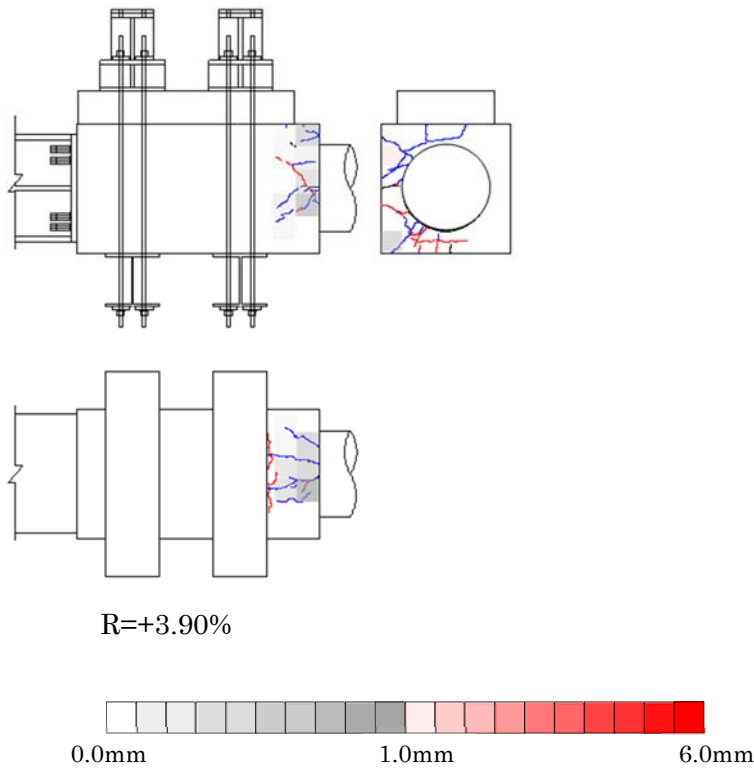


図 9.3.12 ひび割れ状況 (試験体 No. 2 R=+3.90)

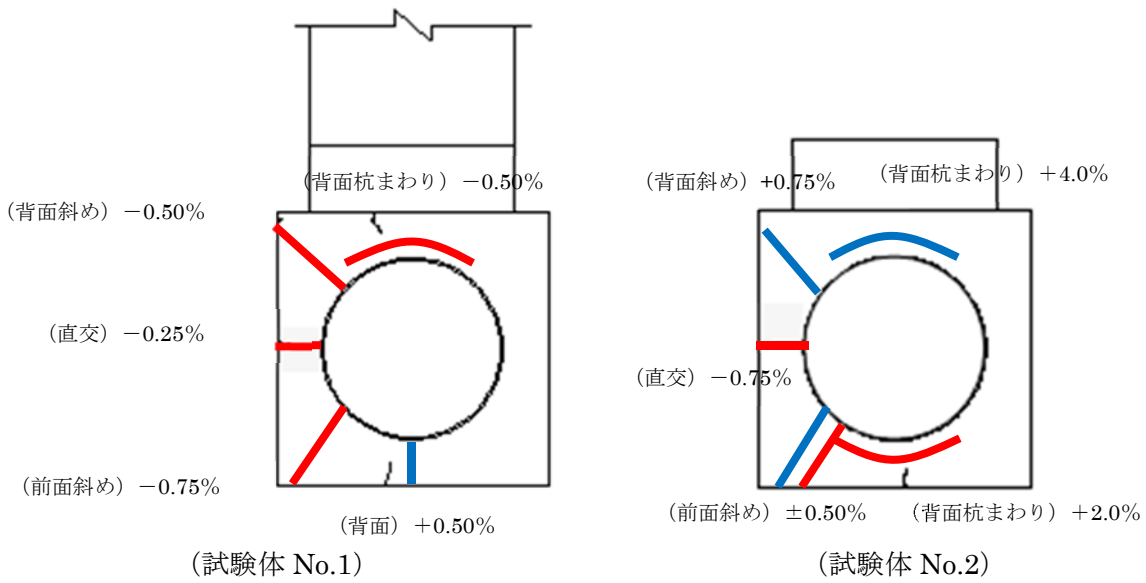


図 9.3.13 ひび割れの進展 (パイルキャップ底面部)

(2) 各種鋼材の降伏状況

各部材の損傷は貼付したゲージにより評価している。評価の際には実験で得られた各鋼材のひずみを移動硬化則に基づくバイリニア型として応力 $\sigma$ －ひずみ $\epsilon$ 関係に変換した。変換後の履歴ループを例として図9.3.15に示す。ここで、荷重・除荷時の変形係数 $E$ および降伏応力 $\sigma_y$ は材料試験値を用いており、降伏後のひずみ硬化は考慮していない。

本報告では鋼材の損傷が顕著である杭鋼管、杭頭接合筋、杭頭まわり補強筋、柱主筋および基礎梁主筋（試験体 No.1 のみ）を対象とし、降伏応力との比（ $\sigma/\sigma_y$ ）で表記した。

試験体 No.1 では、荷重初期  $R=+0.50\%$  で最外端の杭鋼管の圧縮降伏が発生し、 $R=\pm 0.75\%$  で最外端の杭頭接合筋が圧縮・引張降伏している。 $R=+1.0\%$  で基礎梁主筋が降伏したため、以降は負側荷重のみだが、荷重の進行に伴い、杭鋼管および杭頭接合筋の塑性化が進行する。試験体 No.2 は  $R=-0.50\%$  で杭鋼管の圧縮降伏、 $R=+0.75\%$  で杭頭接合筋が引張降伏し、以降は杭鋼管を主として塑性化が進行する。

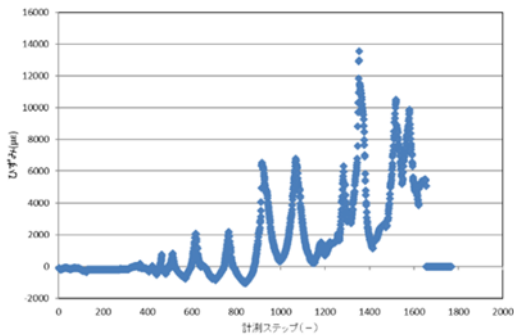


図 9.3.14 鋼材ひずみ－計測ステップ関係

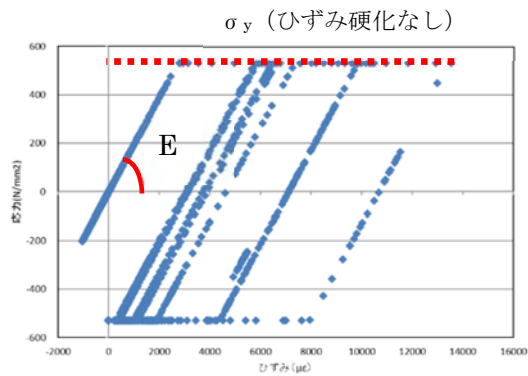


図 9.3.15 応力－ひずみ関係（移動硬化）

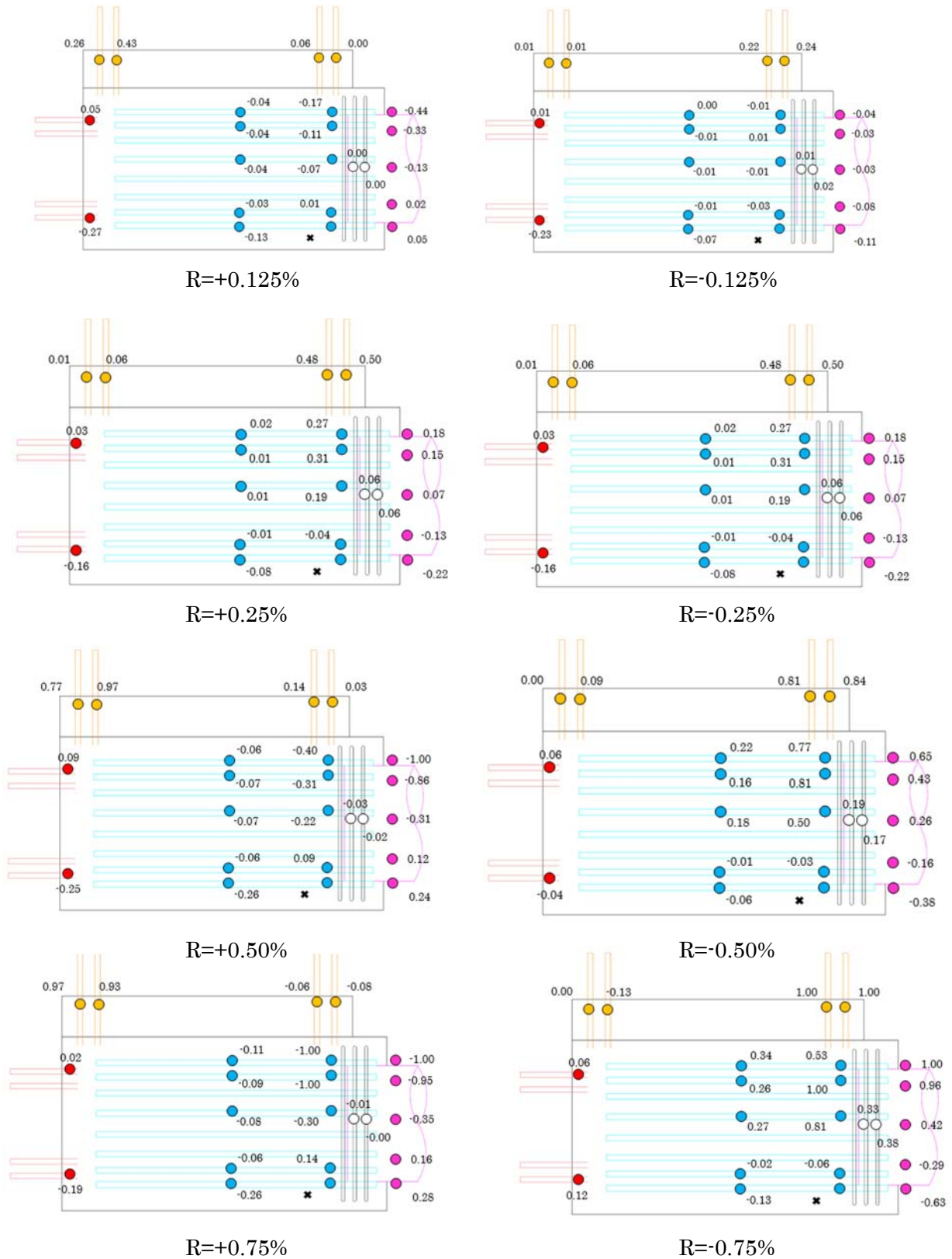


図 9.3.16 鋼材の降伏応力比 (試験体 No. 1)

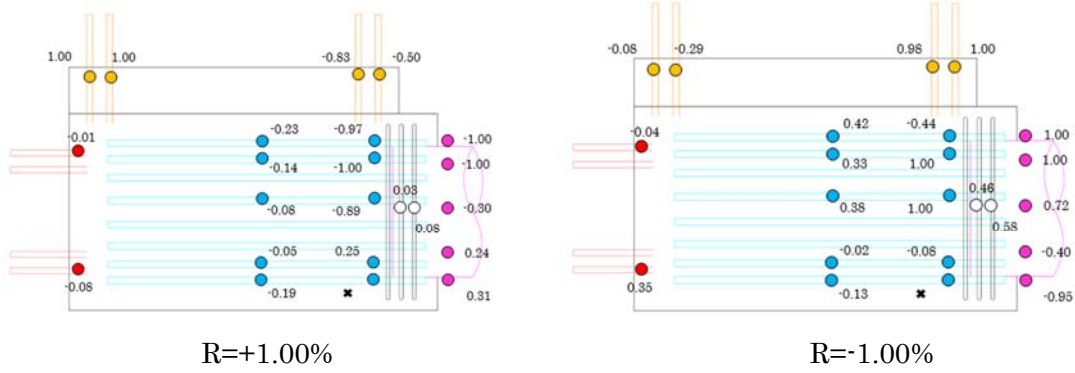


図9.3.17 R=+1.00% 2サイクル目ピーク時

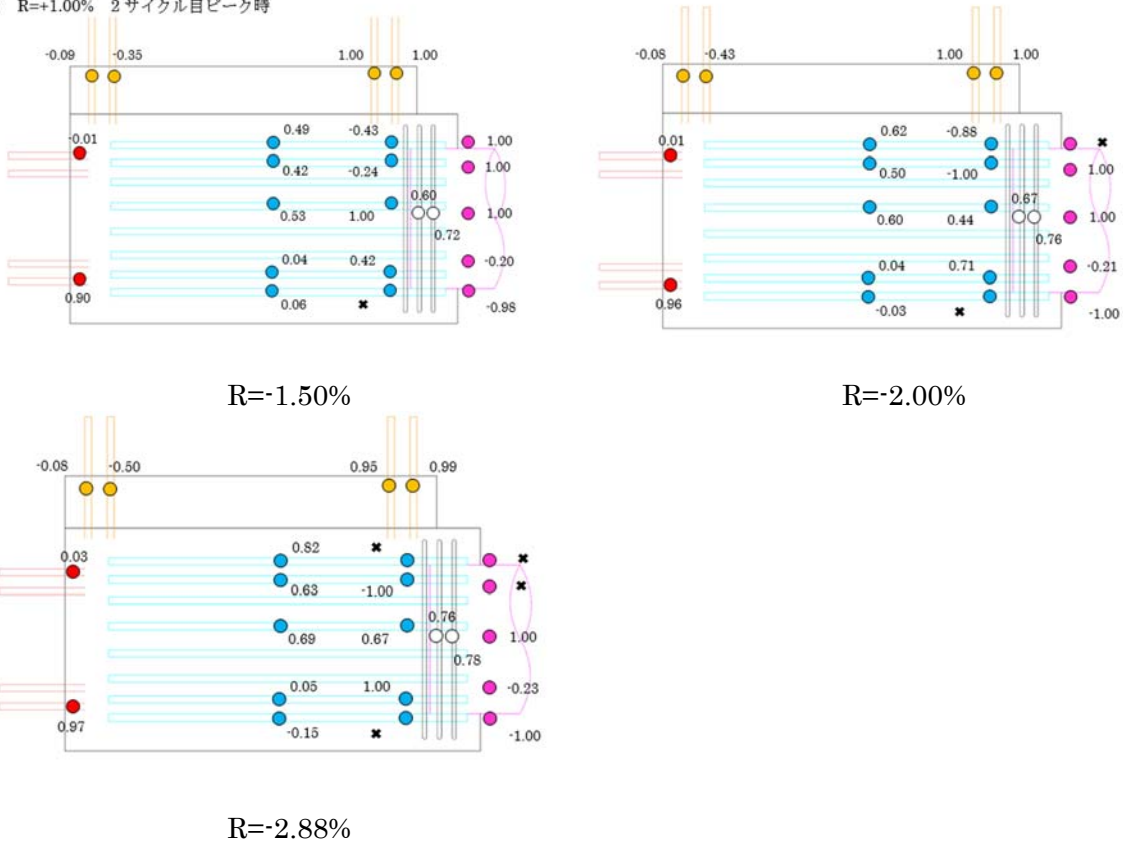


図 9.3.17 鋼材の降伏応力比 (試験体 No. 1)

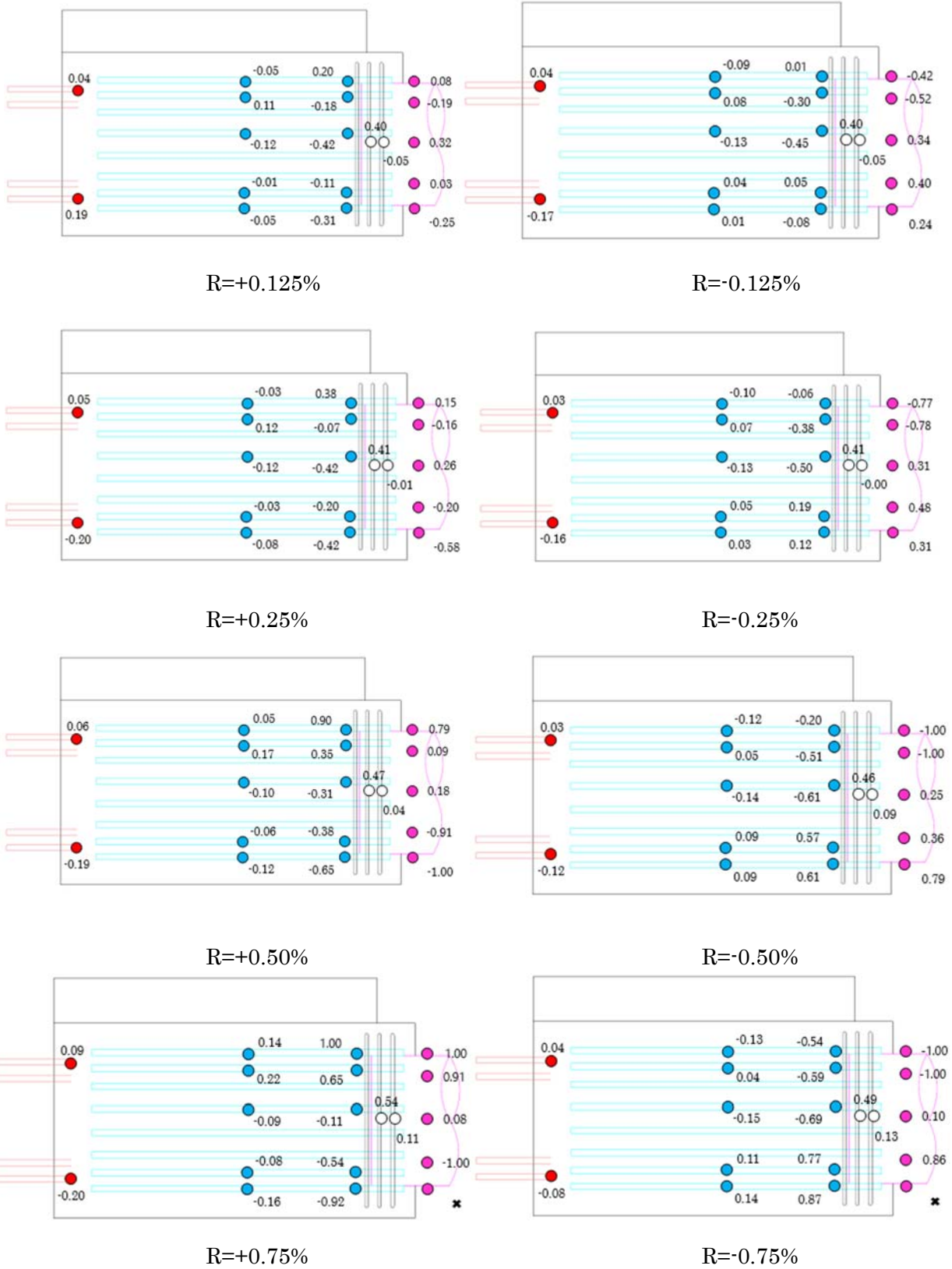


図 9.3.18 鋼材の降伏応力比 (試験体 No. 2)

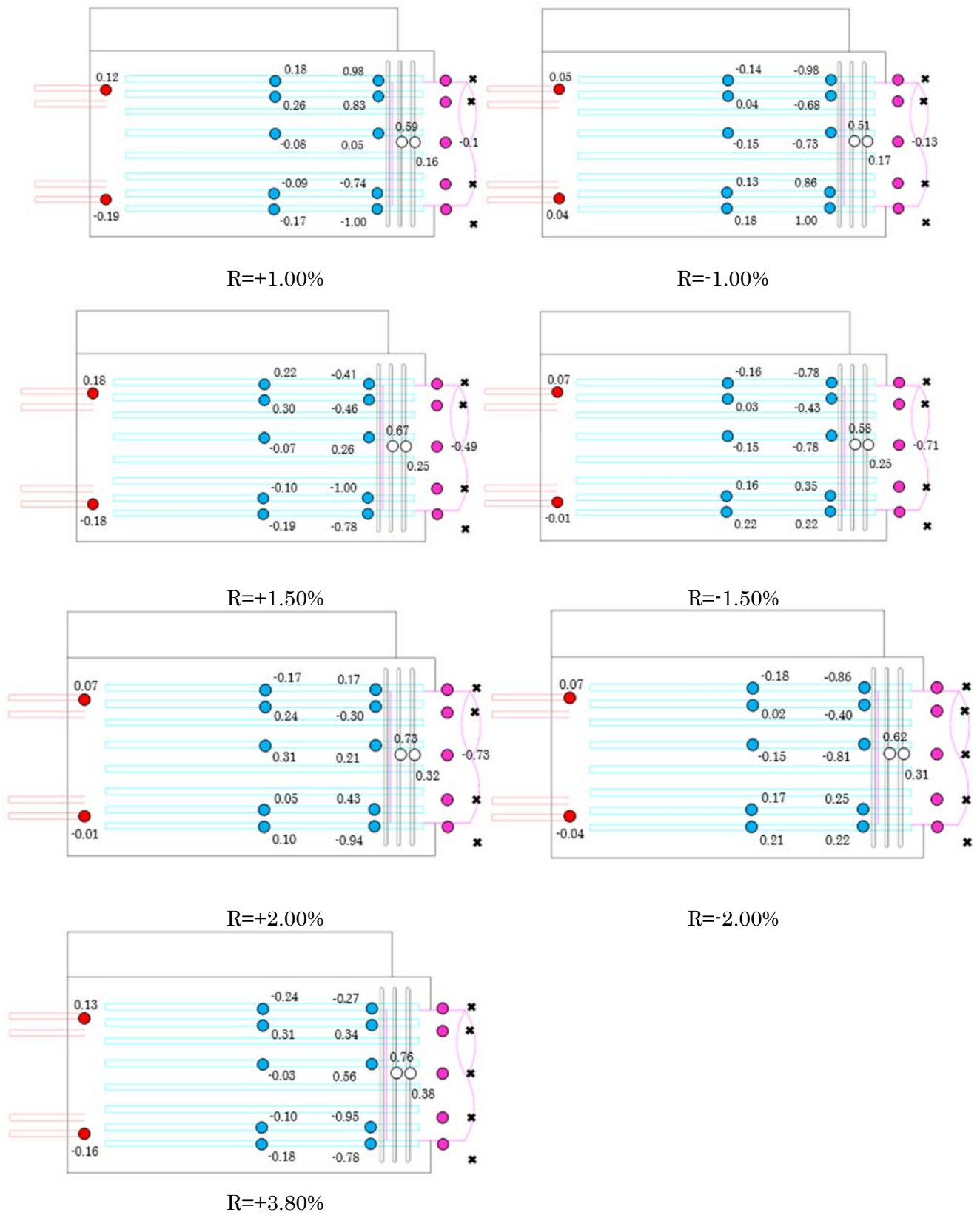


図 9.3.19 鋼材の降伏応力比 (試験体 No. 2)



(3)軸方向変位

図 9.3.21 に杭体の軸方向変形と代表変形角 R の関係を示す。軸方向変形は図 9.3.20 に示す変位計の合計値とし、軸力導入から载荷中の増分変形を示している。試験体 No.2 には鋼管の座屈以降、大きな軸方向変位が生じているが、座屈発生後も载荷終了まで軸力が保持できていることを確認している。

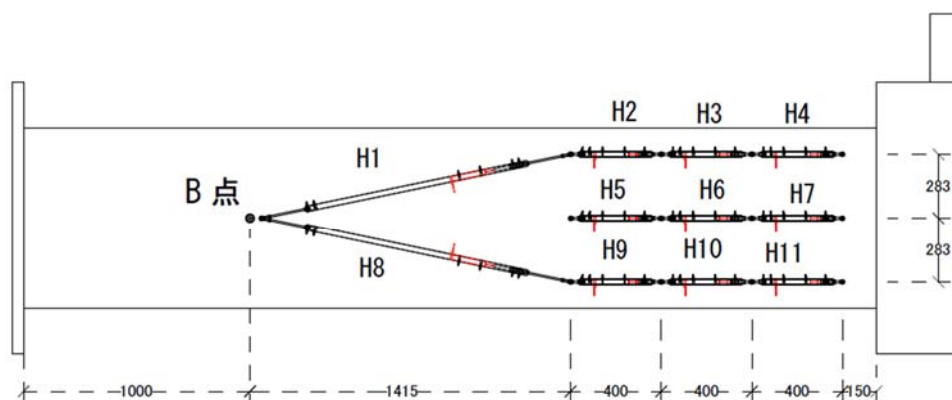
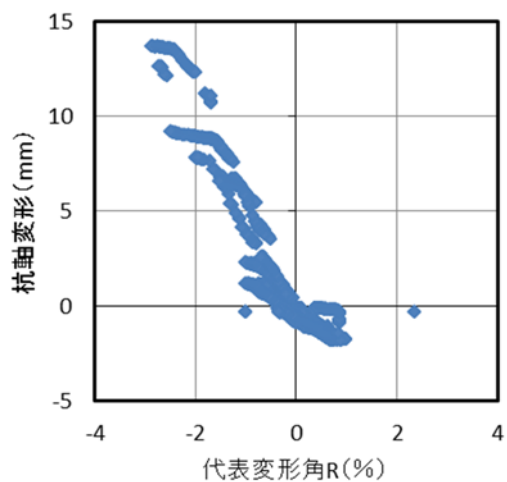
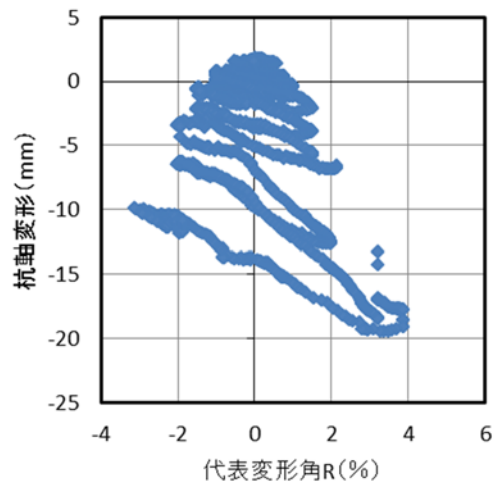


図 9.3.20 軸方向変位算定に使用した変位計設置図（試験体 No. 1, No. 2 共通）



(試験体 No.1)



(試験体 No.2)

図 9.3.21 杭軸方向変形-代表変形角 R 関係

### 9.3.4 変形分離

#### (1) 杭体および杭頭接合部の変形

本報告で考慮している変形成分を示す。杭体—パイルキャップ間に発生する変形成分を曲げ成分  $\delta_{flex}$ 、せん断変形  $\delta_{shr}$ 、拔出しを伴う回転変形  $\delta_{shr}$ 、拔出しを伴う回転変形  $\delta_{angl}$  および杭のスリップ変形  $\delta_{slip}$  に分離し、その総和を杭全体変形  $\delta$  としている。また、杭体部の変形角は全体変形  $\delta$  を杭長  $L$  で除した値とする。

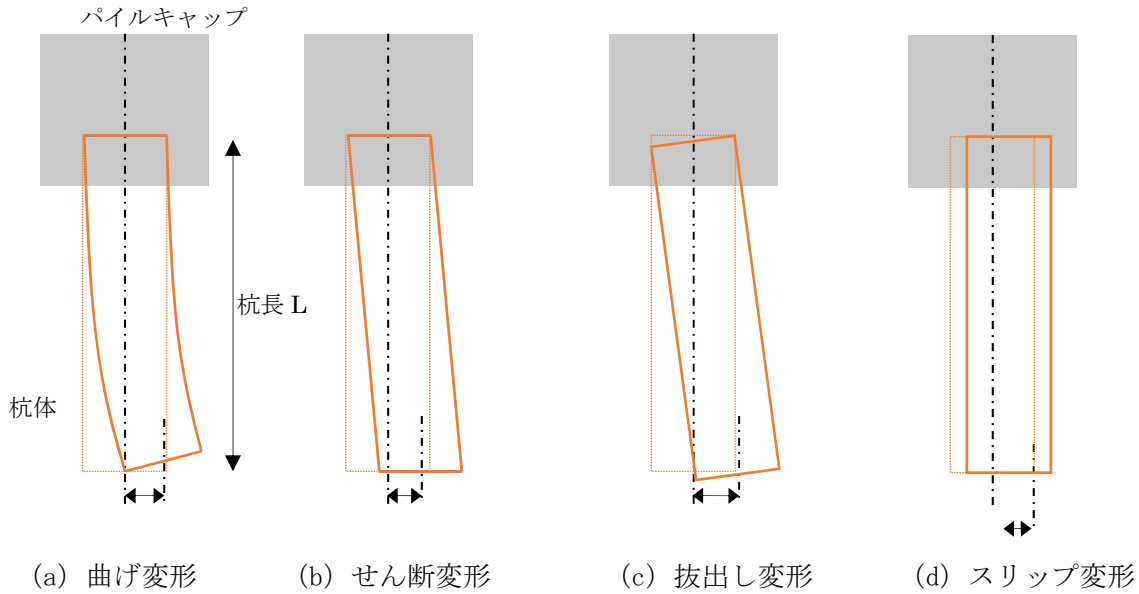


図 9.3.22 各変形成分

#### (杭全体変形)

図 9.3.23 に杭全体変形の計測方法を示す。パイルキャップ部コンクリートに埋め込んだインサートから計測用フレームを取り付け、先端に取り付けた変位計（杭側支持点部）の鉛直変位を計測した。

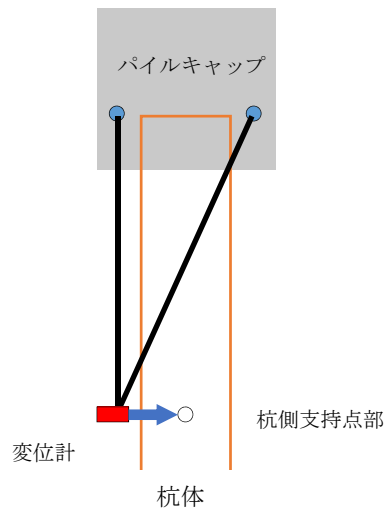


図 9.3.23 杭全体変形  $R_{pile}$  計測（試験体 No. 1 を例として）

(曲げ, せん断および拔出し変形)

図 9.3.24 に変位計取り付け図, 図 9.3.25 に各変形の計算方法を示す。杭体に取り付けた変位計は杭頭接合面側から拔出し区間 (曲げ変形およびせん断変形を含む), 曲げ変形区間①~③, せん断変形区間①~③とし, 以降は変位計を3角形につなぎその頂点の変形を測定した。これらの各区間での部分変形を足し合わせることで, 曲げ変形およびせん断変形を得ることができる。

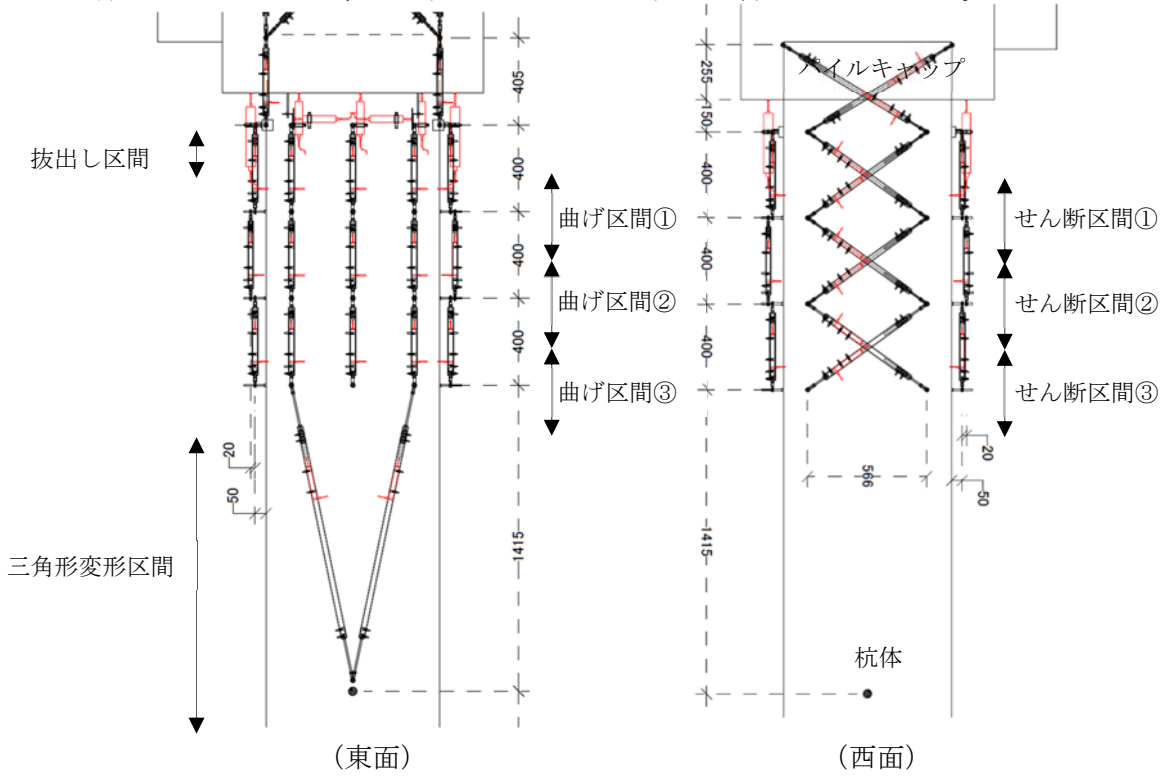


図 9.3.24 変位計取り付け図 (試験体 No. 1, No. 2 共通)

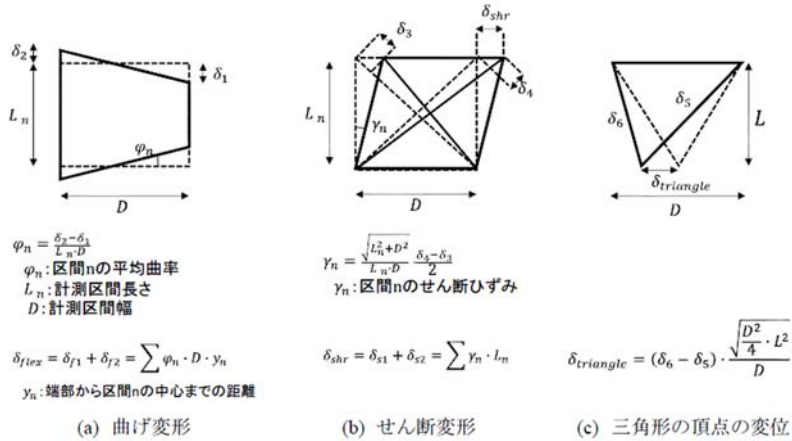


図 9.3.25 各変形の算定 ( $\delta$  は伸びが正)

(スリップ変形)

図 9.3.26 にスリップ変形計測のための変位計取付け位置を示す。パイルキャップと杭体の相対変位を測定している。

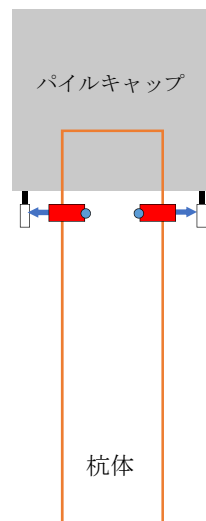


図 9.3.26 スリップ変形の計測

図 9.3.27 に変形と代表変形角の関係を示す。先ほど述べた各成分の合計値と直接計測した値を比較している。载荷初期において両者は良い対応を示しているが、载荷の進行に伴い、両者の差が大きくなり直接計測の値が小さくなる。図 9.3.28 に各変形成分と代表変形角の関係を示す。

図 9.3.29 および図 9.3.30 に各試験体の曲げ変形、せん断変形、スリップ変形および杭体の拔出し変形の各载荷サイクルピークにおける割合を示す。

試験体 No.1 では曲げ変形および拔出し変形が変形成分の主となっている。正側载荷においては曲げ変形が全体の 60%、拔出し変形が 25%程度で推移するのに対し、負側载荷では代表変形角  $R=-0.125\%$  ~  $-1.0\%$  で拔出し変形が 50%程度発生している。 $R=-1.5\%$ 以降で曲げ変形が支配的となっている要因としては、杭鋼管の座屈および変位計接触部の浮き上がりによるものが原因と考えられる。また、負側载荷においては正側载荷に比べ、スリップの変形の割合が若干大きい。

試験体 No.2 では曲げ変形が支配的となり全体の 80%程度で推移しており、载荷方向による違いは見られない。

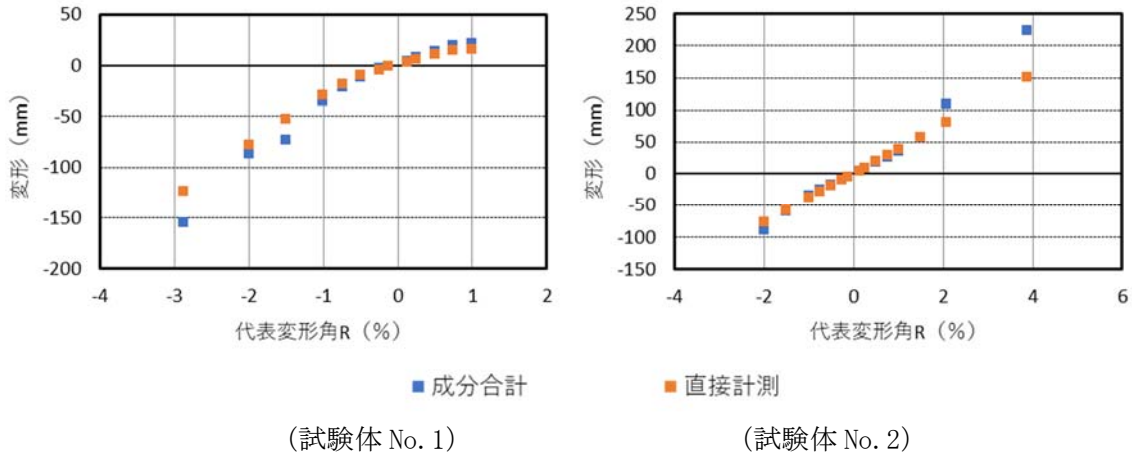


図 9.3.27 成分合計と直接計測の比較

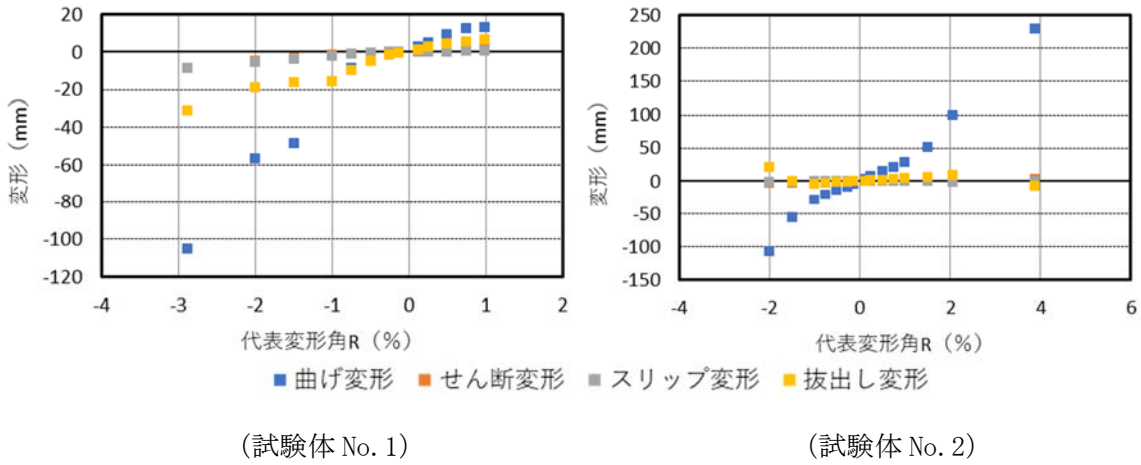
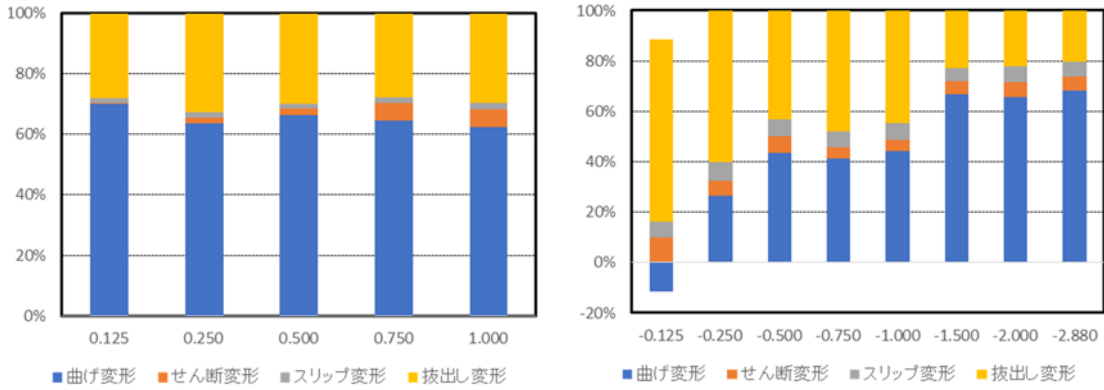


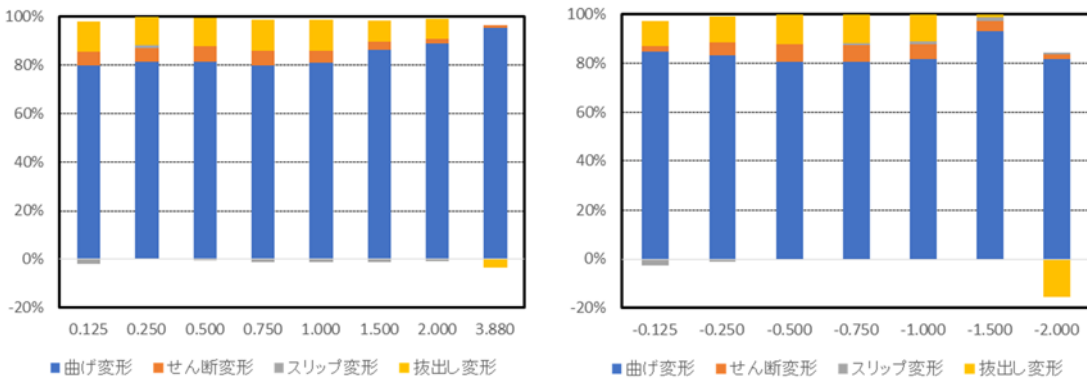
図 9.3.28 各変形と代表変形角の関係



(正載荷時)

(負載荷時)

図 9.3.29 各変形成分の割合 (試験体 No. 1)



(正載荷時)

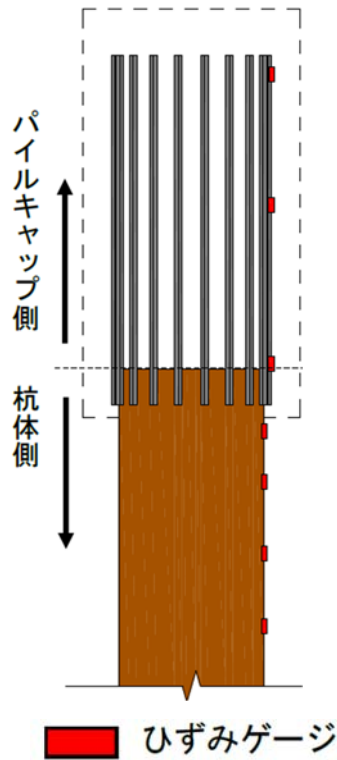
(負載荷時)

図 9.3.30 各変形成分の割合 (試験体 No. 2)

(2) 抜出しを伴う杭頭接合部の回転変形

以下にひずみゲージまたは変位計を用いた、回転角  $\theta_{pullout}$  の算定手順を以下に示す。

杭頭接合筋に貼付したひずみゲージの値を杭頭接合筋の長さ方向に積分すると杭頭接合筋の伸縮量  $\Delta l_{定着筋}$  が得られる。 $\Delta l_{定着筋}$  は図 9.3.31 に示す各断面のひずみ分布の面積を求めることにより算定している。なお、ひずみゲージの貼付範囲外についてはひずみ分布の傾きを延長して求めた。また、延長した傾きから求めたひずみの正負が区間中で逆となる点以降は 0 としている。以降に示す杭鋼管の伸縮量も同様の方法で別途算定している。

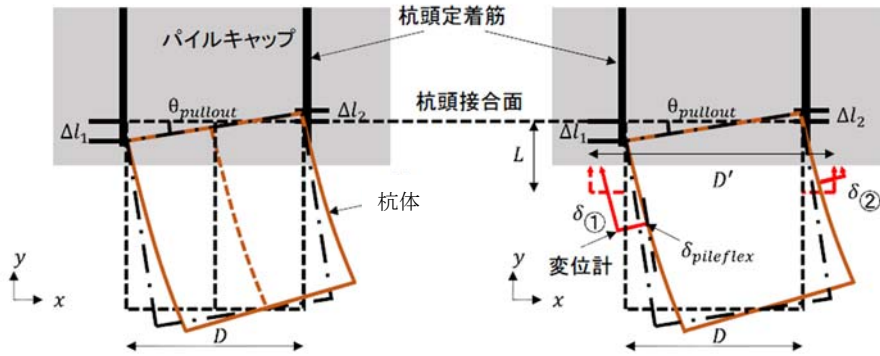


(試験体 No. 1 および試験体 No. 2 で共通)

図 9.3.31 ひずみゲージの貼付位置



以上の方法で最外端の伸縮量の差分をひずみゲージの貼付間隔  $D$  で除すことで  $\theta_{angl}$  が得られる。



(a) 杭頭接合筋の拔出しによる回転角  $\theta_{pullout}$  (b) 変位計による回転角  $\theta^_{pullout}$

図 9.3.32 回転角  $\theta$  の算出

変位計を用いた場合は変位計①および②で計測した変位の差分を変位計取り付け区間  $D'$  で除すことにより  $\theta^_{pullout}$  が得られる。ただし、 $\theta^_{pullout}$  には区間内に杭体の曲げ変形  $R_{flex}$  が含まれている。よって、変位計で測定した  $\theta^_{pullout}$  とひずみゲージより測定した  $\theta_{angl}$  と  $R_{flex}$  の和は等しくなるはずである。

図 9.3.33 に上記の算定手順により得られた  $\theta^_{pullout}$  を横軸に、 $\theta_{angl} + R_{flex}$  を縦軸にとったグラフを示す。試験体 No. 1 に関しては両者の関係は良好である。試験体 No. 2 に関しては荷重初期の杭鋼管が弾性範囲までは概ね良好であるが、荷重が進むにつれ杭鋼管が座屈するため変位計による計測が困難となり、 $\theta^_{pullout}$  の値が実際よりも小さくなっていることが考えられる (写真 9.3.2)。

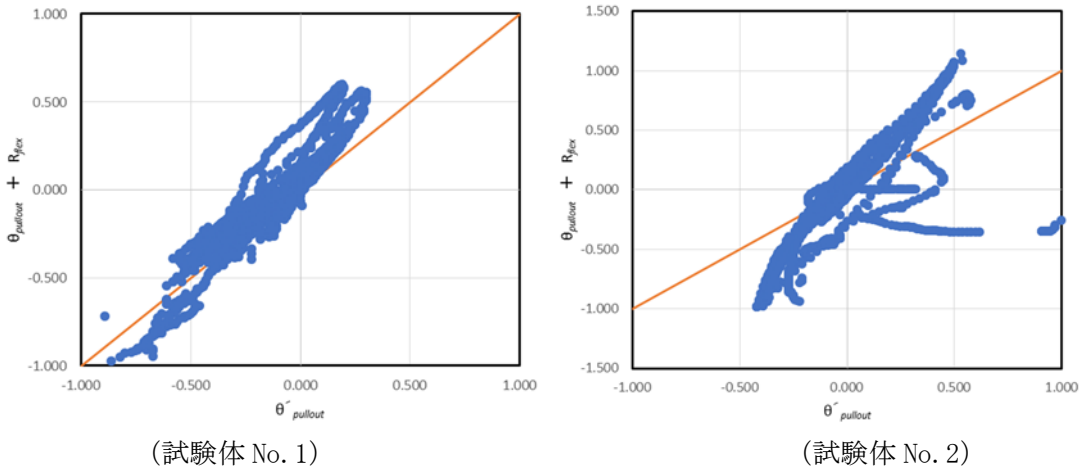


図 9.3.33  $\theta^_{pullout} - \theta_{angl} + R_{flex}$  関係



(試験体 No. 1 変位計設置部の浮き)



(試験体 No. 2 鋼管部座屈)

写真 9.3.2 拔出し変位計の測定状況 (載荷終了後)

図9.3.34 および図9.3.35 に各試験体の曲げ変形，せん断変形，スリップ変形および杭体の拔出し変形の各載荷サイクルピークにおける割合を示す。

試験体 No. 1 の  $\theta_{pullout}$  の割合は正載荷時 40%程度で推移しているのに対し，負載荷時には 50~70%で推移している。試験体 No. 2 では載荷方向による違いは顕著ではなく  $\theta_{pullout}$  の割合は 50%程度となる。

試験体 No. 1 および試験体 No. 2 はともに載荷中に杭鋼管が降伏（杭体が損傷）しているため，杭体の曲げ変形  $R_{flex}$  の割合が大きいことがわかる。

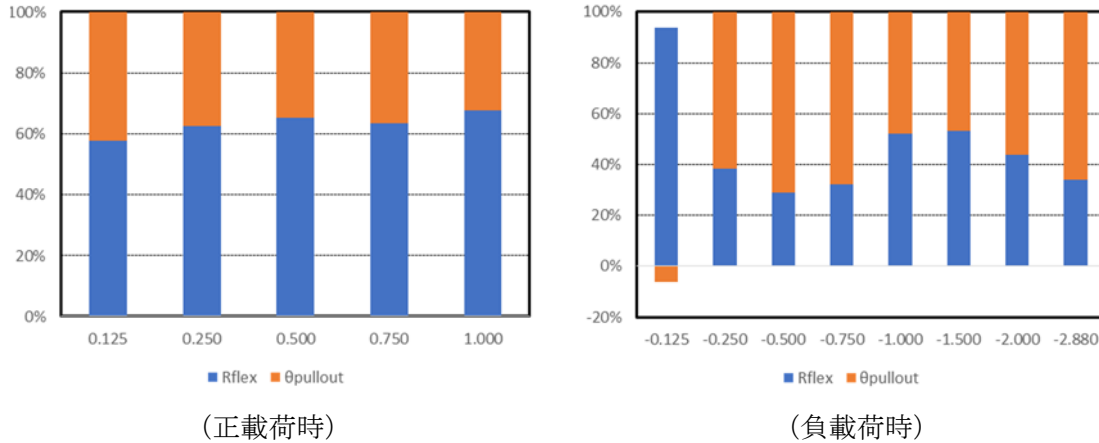


図9.3.34  $\theta_{angl}$  と  $R_{flex}$  の割合 (試験体 No. 1)

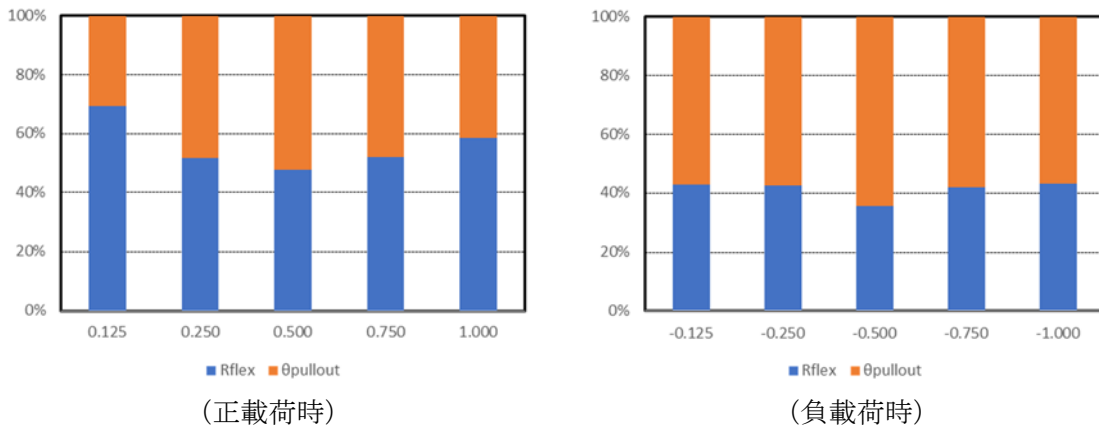
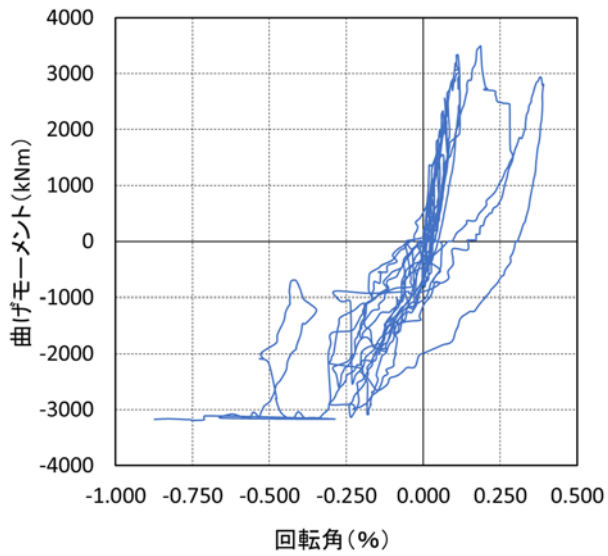
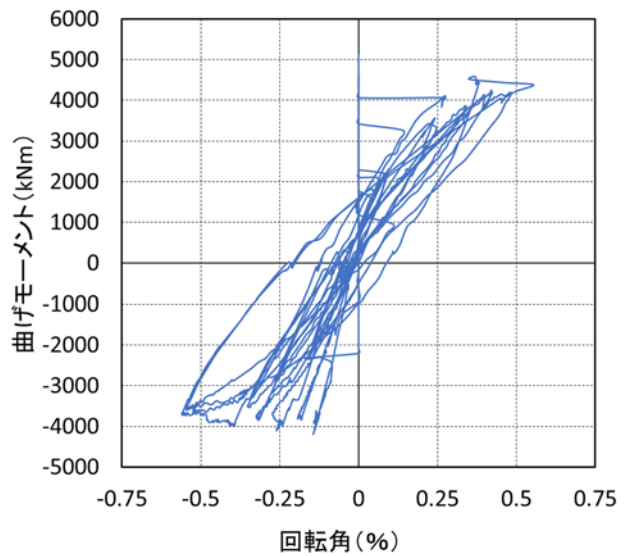


図9.3.35  $\theta_{angl}$  と  $R_{flex}$  の割合 (試験体 No. 2)

図 9.3.36 に杭頭曲げモーメントと杭頭回転角  $\theta$  の関係, 図 9.3.37 に荷重サイクルピーク時の杭頭回転角  $\theta$  を示す。

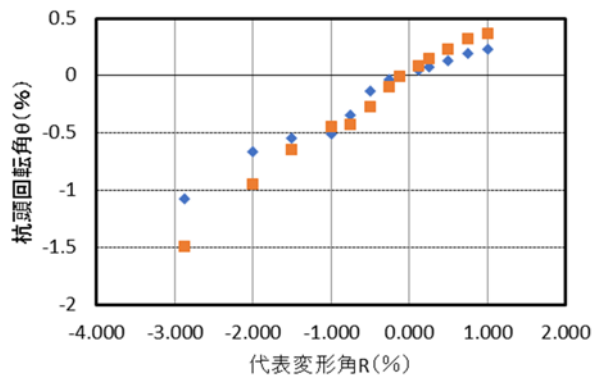


(試験体 No. 1)

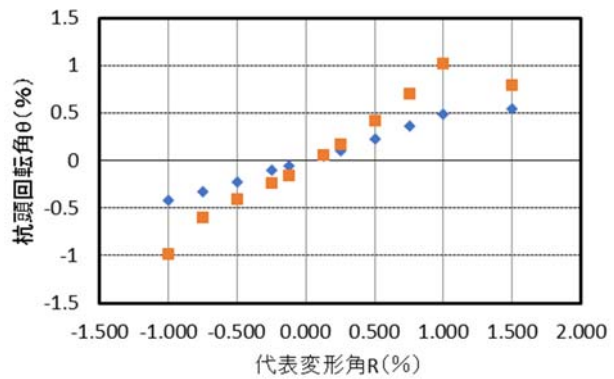


(試験体 No. 2)

図 9.3.36 曲げモーメントー回転角関係



(試験体 No. 1)



(試験体 No. 2)

図 9.3.37 サイクルピーク時の杭頭回転角  $\theta$

## 9.4 考察

### 9.4.1 実験で得られた耐力と既往評価式による耐力計算値の比較

文献[9-2]に基づき、平面保持仮定での断面解析によって杭体、および杭頭接合面の終局曲げ強度および  $M-\phi$  関係を計算する。図 9.4.1 に平面保持仮定による断面解析の概要を示す。文献[9-3]で規定される曲げ強度は、鋼管の圧縮縁の応力度が引張強さの 85%強度に達した時、あるいは圧縮側コンクリートひずみ  $\epsilon_{cc}$  が圧縮限界ひずみ  $\epsilon_{cu}=0.3\%$  に到達したときの曲げモーメントのうち小さい方の数値であり、終局曲げ強度  $M_u(kN \cdot m)$  とする。各材料のパラメータは材料試験結果を用いることとする。また、鉄筋・鋼管の応力-ひずみモデルを図 9.4.2 に示す。

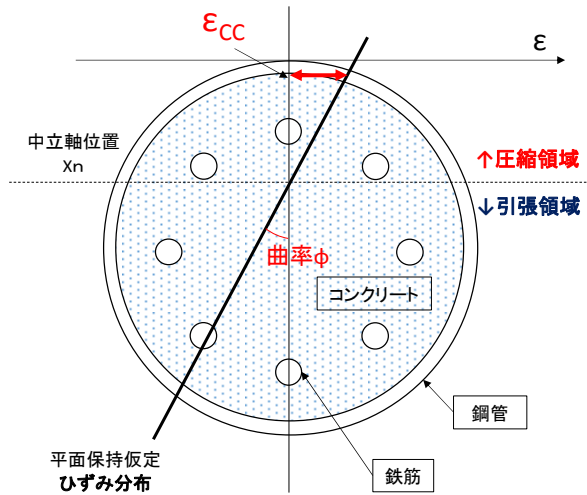


図 9.4.1 平面保持仮定による断面解析（杭体の例）

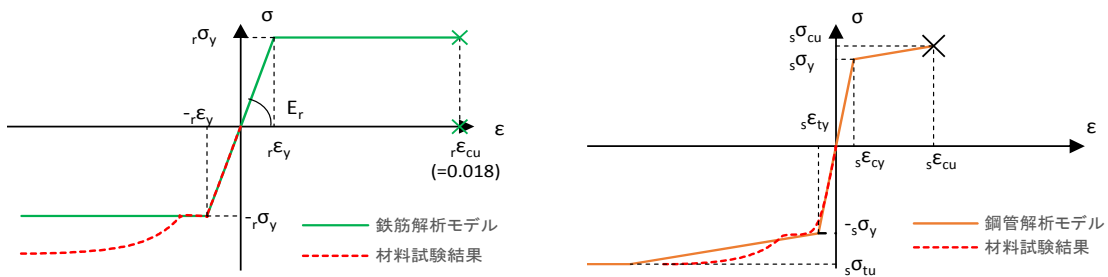


図 9.4.2 鉄筋・鋼管材料モデル

場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭接合面終局曲げ強度については、既往評価式が複数存在しており、以下の(1)～(3)に示す。

- (1) 参考文献 [9-1] 「道路橋示方書・同解説(2017) IV下部構造」 10.8.7 杭とフーチングの接合部
- (2) 参考文献 [9-5] 「J-Bar 設計マニュアル」 4.3 杭頭部の断面検定
- (3) 参考文献 [9-2] 「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」 5.4.2 場所打ち鋼管コンクリート杭

いずれも杭頭接合面を仮想鉄筋コンクリート断面として曲げ強度を計算するとされている。仮想鉄筋コンクリート断面径は評価式ごとに異なり、以下の表 9.4.1 に示す。

表 9.4.1 既往評価式の内容

	計算仮定	仮想 RC 断面径(mm)	C モデル
(1)道路橋	仮想断面	1.25D+100 (最大 D+400)	2次放物線*1 $\epsilon_{cu}=0.35\%$
(2)J-Bar	仮想断面	D+200 (D<500) D+200+2×(接合筋径) (D≥500)	バイリニア $\epsilon_{cu}=0.3\%$
(3)学会指針	仮想断面 or 応力度分布	D+200	e 関数法*2 $\epsilon_{cu}=0.3\%$

\*1 応力  $\sigma_c = 0.85 \cdot F_c \cdot \epsilon / 0.002 \cdot (2 - \epsilon / 0.002)$  [ $\epsilon < 0.002$ ] /  $\sigma_c = 0.85 \cdot F_c$  [ $\epsilon \geq 0.002$ ]

\*2  $\epsilon_m = 0.002$  とする。

また、併せて文献[6-1]の場所打ち鋼管コンクリート杭曲げ強度の算定方法に基づいて、平面保持仮定での断面解析により曲げ耐力を算出する。表 9.4.2 に実験曲げ耐力と計算曲げ耐力の比較を示す。

杭頭接合面の曲げ耐力について、それぞれの既往評価式についての曲げ強度計算結果と計算値の比較、および破壊モードを表 9.4.3 に示す。

表 9.4.2 杭体の最大耐力実験値と計算曲げ耐力の比較

試験体	加力方向	杭体 実験最大耐力	計算曲げ耐力
単位		kN・m	kN・m
No.1	正側	3249	<b>5132</b>
	負側	2616	<b>2214</b>
No.2	正負	5035	<b>4528</b>

表 9.4.3 実験結果と各既往評価式による杭頭接合面計算耐力の比較

	接合面計算耐力 (kN・m)			接合面 実験最大耐力		Fc	破壊モード	
	道路橋	J-Bar	学会 指針	軸力 (kN)	最大 M (kN・m)	N/mm <sup>2</sup>		
仮想断面径	1100mm	1070mm	1000mm					
Cモデル	二次曲線	バイリニア	e関数法					
No.1	正側	5391	5037	5059	11000	<b>3446.1*</b>	37.5	基礎梁取付け筋降伏
	負側	2249	2106	2027	-4000	<b>3331.6*</b>	37.5	杭頭接合面破壊
No.2	5700	5234	5417	11000	<b>4962.5</b>	41.3	杭体耐力限界	

No.1については負側でのみ杭体最大曲げモーメントを上回っているが、鋼管座屈発生や杭体にかかる曲げモーメントが耐力低下などを示していないことと、杭頭接合面が負側で計算耐力を大きく上回っているため、No.1の負側の破壊モードは杭頭接合面によるものと考えられる。正側については9.3項に示すように基礎梁取付け筋の降伏であるため、杭体も杭頭接合面も計算耐力に到達していない。

No.2については杭体の曲げモーメントが計算曲げ耐力を上回っていること、および杭体の最大曲げモーメント後に耐力低下が見られることと、杭頭接合面は計算耐力に至っていないことから破壊モードは杭体耐力限界であると考えられる。

表 9.4.2 より、破壊モードが杭頭接合面破壊と推定される試験体 No.1 の負側においてのみ実験値が終局曲げ強度計算値を上回っていることを確認した。

#### 9.4.2 断面解析による M- $\phi$ 関係の検討

図 9.4.3 および図 9.4.4 に各危険断面の曲げモーメントと曲率の関係を示す。9.4.1 項と同様の手法により、平面保持仮定での断面解析によって解析を行い、解析結果を併せて表記している。杭頭接合部危険断面については文献[9-2]の学会指針に基づき仮想 RC 断面を杭径+200 として解析を行った。

試験体 No.1 に関して、途中で載荷パスを変更しているため、2 通りの解析結果を示している。青点線はパス①の-2141kN の一定軸力、黒点線はパス②の-4000kN の一定軸力に対する解析値を示している。実験値と解析値の曲線はおおよそ良い対応を示しているが、杭体の正側載荷において、解析値が実験値を上回る結果となっている。

試験体 No.2 では杭体および杭頭接合部危険断面ともに負側載荷で解析値が実験値を上回る結果となった。また、杭体危険断面において、解析値は最大耐力後に曲げモーメントが低下するが、実験値は載荷終了までモーメントが漸増している。



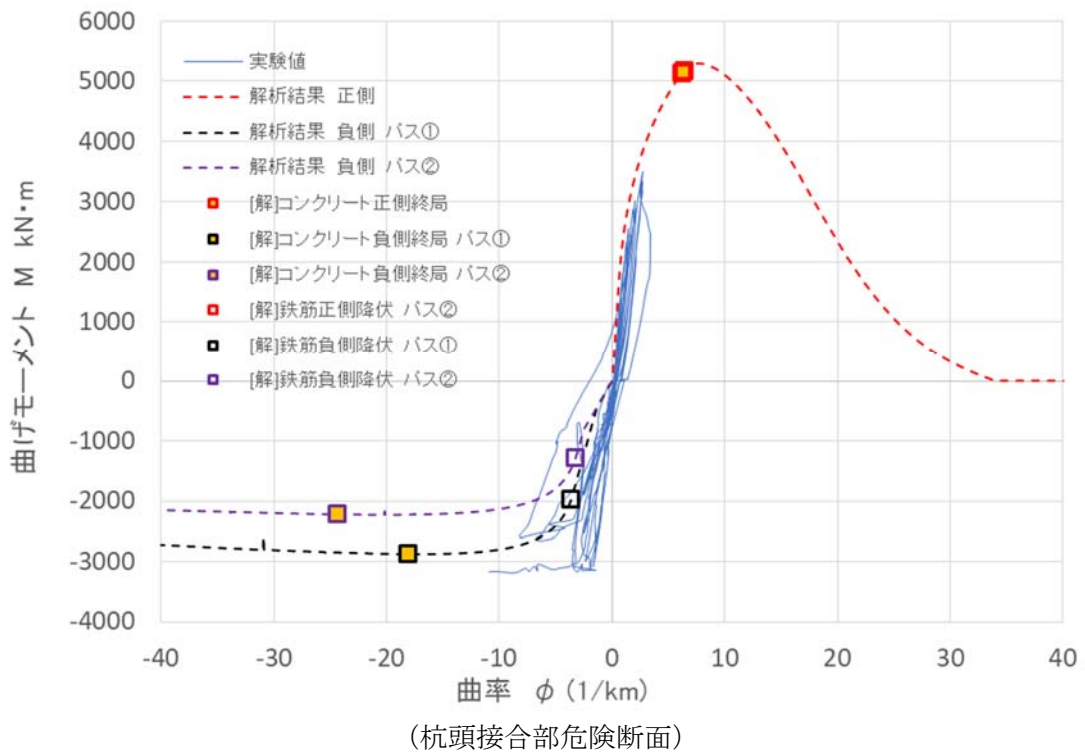
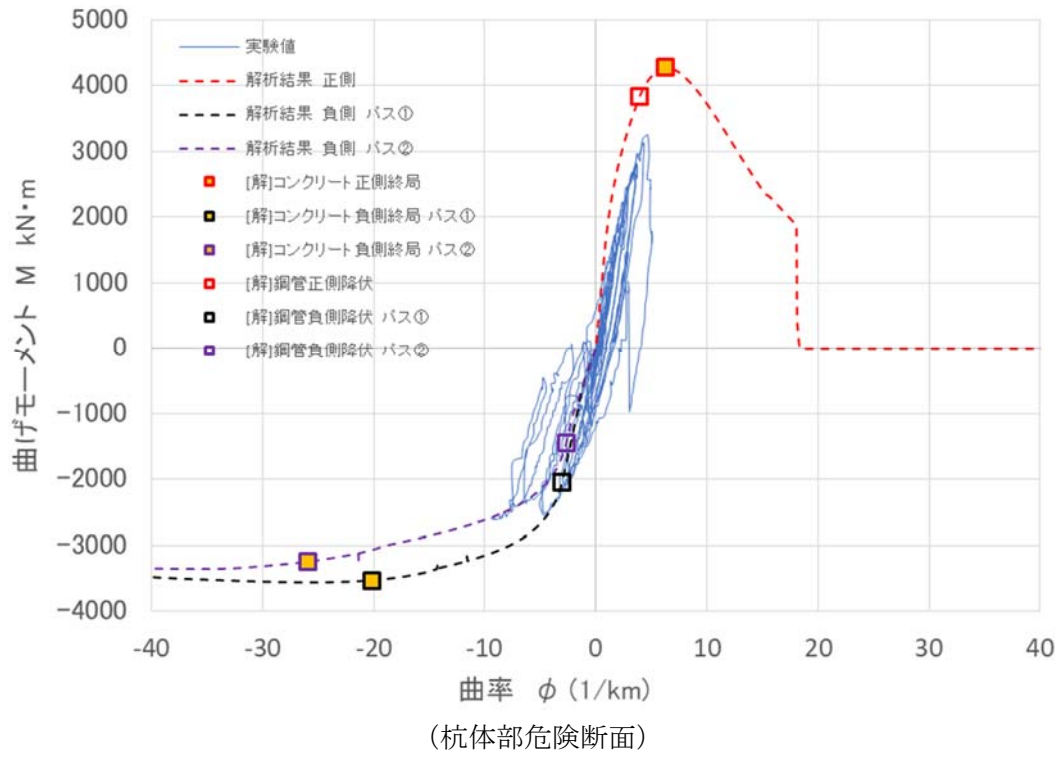


図 9.4.3 曲げモーメントー曲率関係 (試験体 No.1)

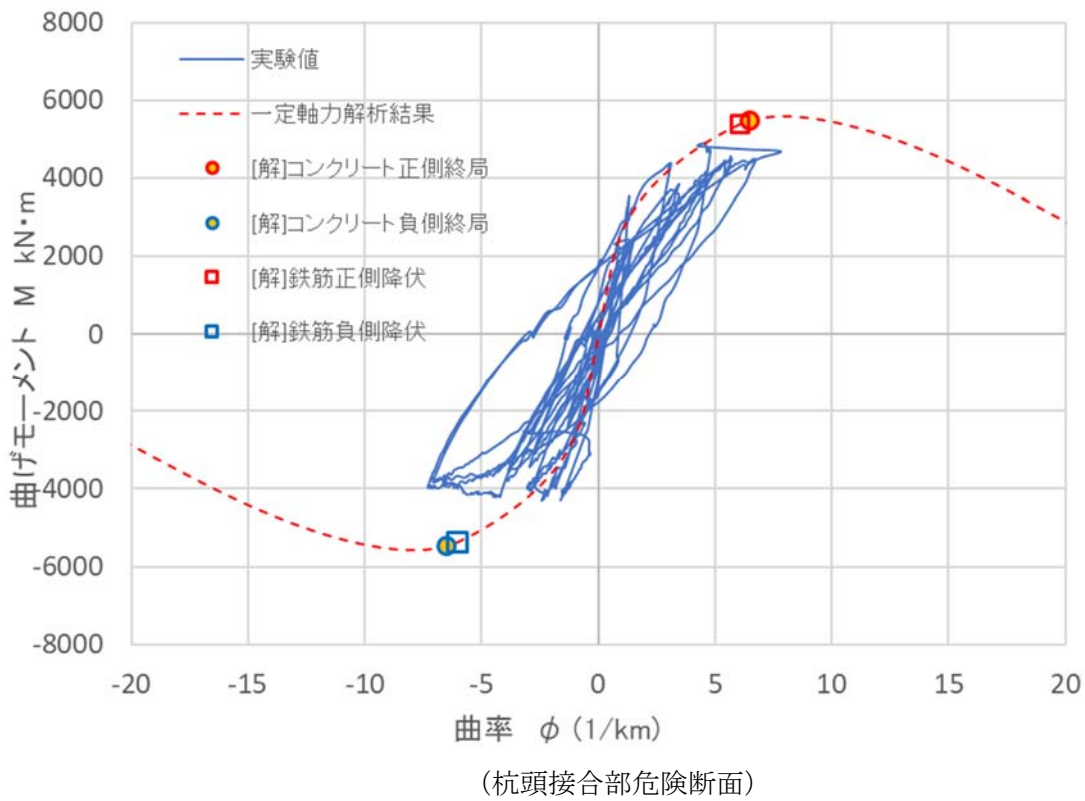
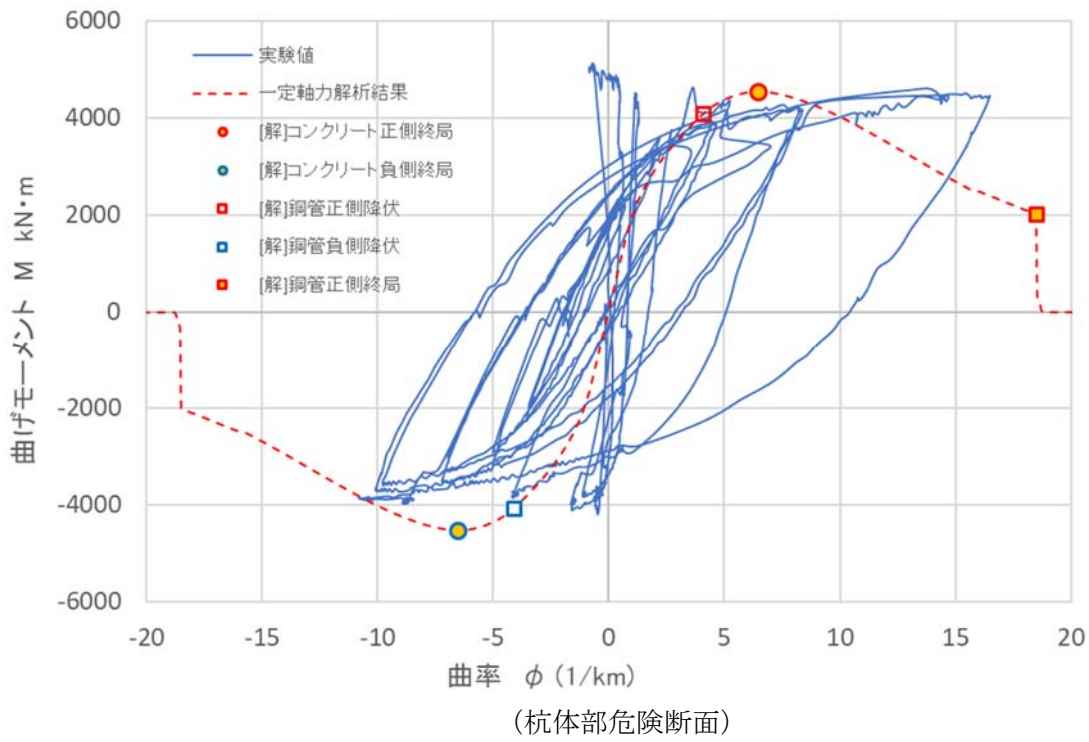


図 9.4.4 曲げモーメントー曲率関係 (試験体 No. 2)

### 9.4.3 杭頭接合部危険断面 M- $\theta$ 関係と既往算定式の比較

図 9.4.5 に杭頭接合部危険断面の曲げモーメントと変形角の関係を示す。実験値は 9.3 図 9.3.36 の計測結果より算定した値を用いている。解析値の回転角は断面解析で得られた曲率に鉄筋の付着長さを乗じた値としている。なお、試験体 No. 1 の負側においては一定軸力 (-4000kN, -2141kN) で載荷しているため、2 通りの結果を記載している。

部材指針案による回転角は文献[9-2]に基づき、下式を用いて図 9.4.5 に示すバイリニア (弾完全塑性) で算定している。試験体 No. 1 に関しては一定軸力 (-2141kN) の解析結果をもとに算定している。

$$\theta_y = \phi_y \cdot L_b \tag{式 9.3}$$

$\theta_y$  : 場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭接合部の降伏変形角

$\phi_y$  : 鋼管の直径+200mm の仮想断面鉄筋コンクリート円柱の断面解析で、最外縁の引張鉄筋 (杭頭接合筋) が降伏した時の曲率

$L_b$  : 杭頭接合筋の付着長さ

$r\sigma_y$  : 杭頭接合筋の材料強度(N/mm<sup>2</sup>)

$rA$  : 杭頭接合筋の断面積

$\tau_b$  : 杭頭接合筋とパイルキャップコンクリートとの付着強度 (RC 基準 2010 より)

$d$  : 杭頭接合筋の呼び名

$$\theta_u = 15 \cdot \theta_y \tag{式 9.4}$$

$\theta_u$  : 場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭接合部の限界変形角

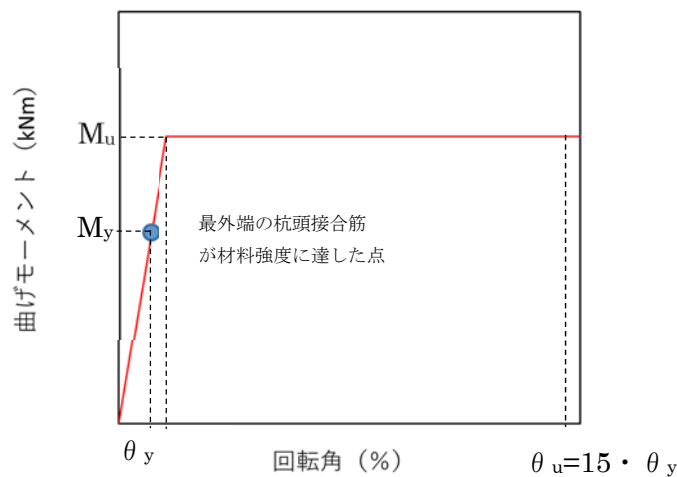
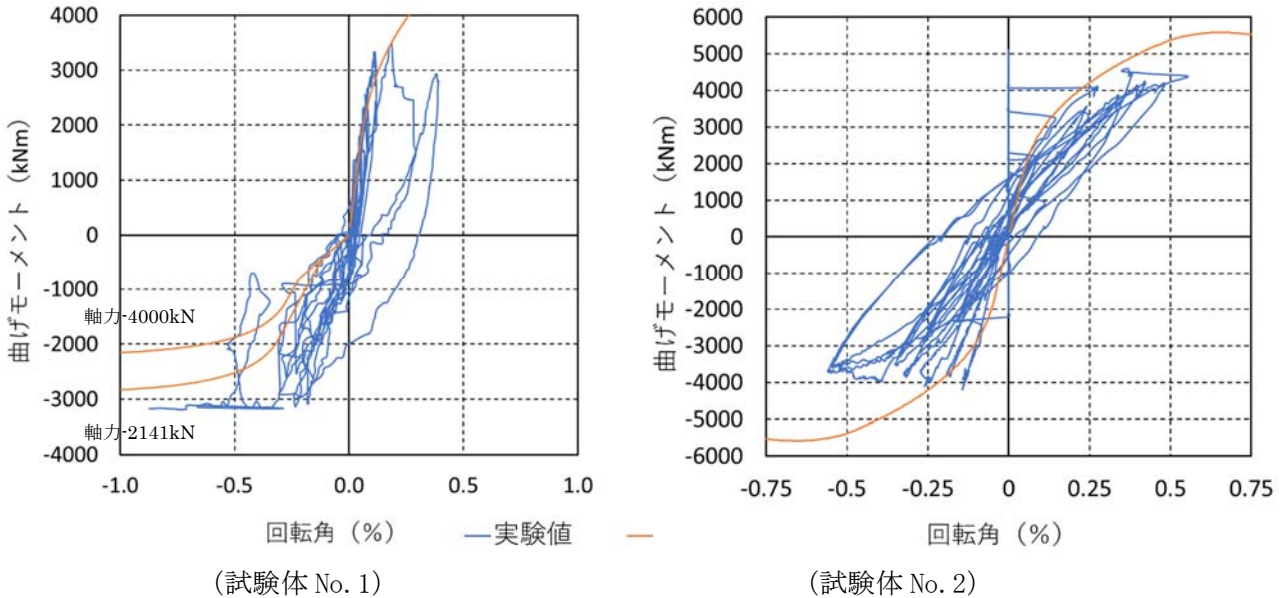


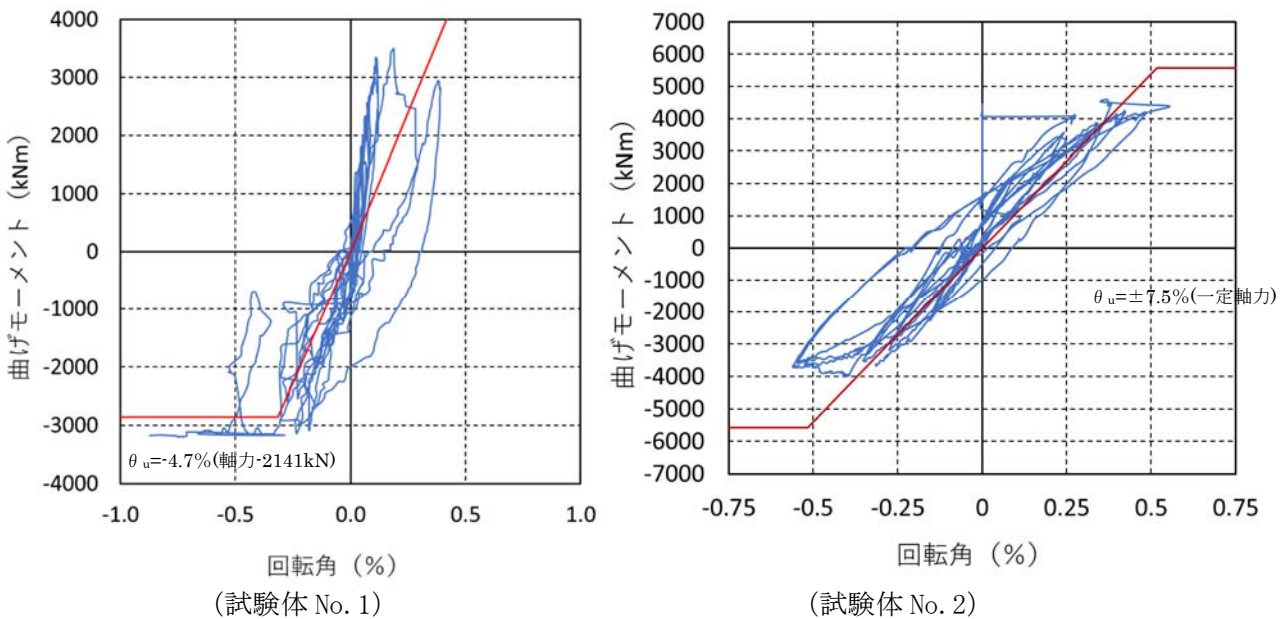
図 9.4.5 場所打ち鋼管コンクリート杭の杭頭接合部の曲げモーメントー回転角関係

試験体 No. 1 に関して、解析値と実験値は正側載荷において良い対応を示しているが、負側載荷では実験値が解析値に比べて大きくなり、両者が乖離している。これは、実験は変動軸力で実施しているのに対し、解析は一定軸力で計算しているためと考えられる。部材指針案による算定値は負側載荷では回転剛性、最大耐力ともに実験値に対応しているが、正側載荷では差が出ている。

試験体 No. 2 は破壊モードが杭体であるため、最大耐力の比較はできないが実験値と解析値および部材指針による算定値は良い対応を示している。



(解析結果と実験結果との比較)



(部材指針案による算定値と実験結果との比較)

図 9.4.6 曲げモーメントー回転角関係 (杭頭接合部危険断面)

9.4.4 剛域長さの検討（試験体 No.1 について）

図 9.4.7 に示す荷重概要図において、治具を用いて  $\delta_p$  の値をデータとして計測した。

この見かけ上の杭体のたわみ量について、図 9.4.8 のように杭頭部側に剛域を仮定し、片側固定端とする単純梁に対して実測した杭せん断力  $Q_p$  から計算たわみ量  $\delta_{pc}$  を式(9.5)のように算出し、仮定した剛域外長さ  $L$  ごとに実測した  $\delta_p$  と比較する。

検討範囲を弾性範囲内として、杭体の鋼管降伏までの区間で上記の検討を行う。

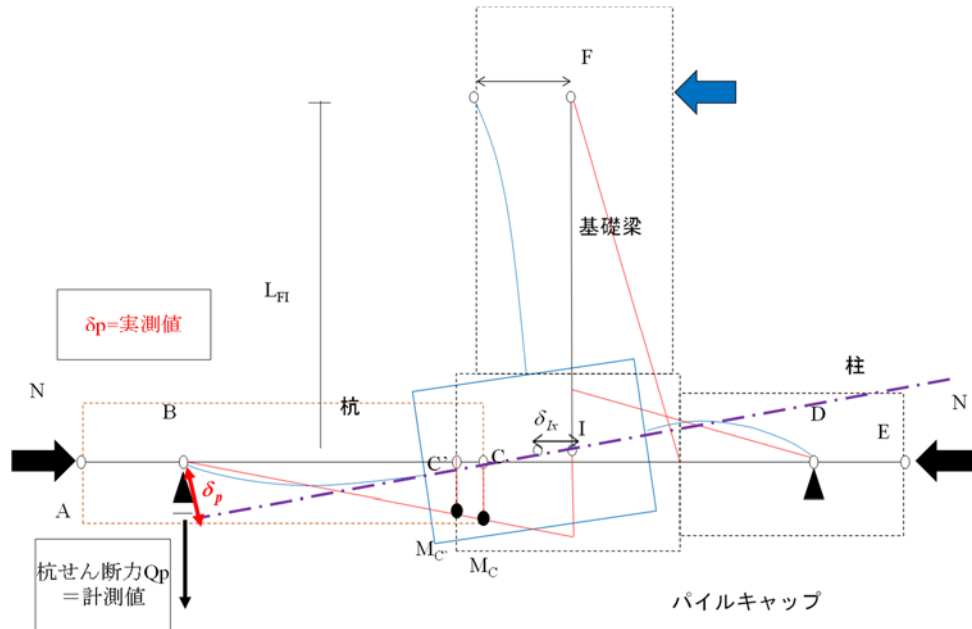


図 9.4.7 荷重概要図と  $\delta_p$

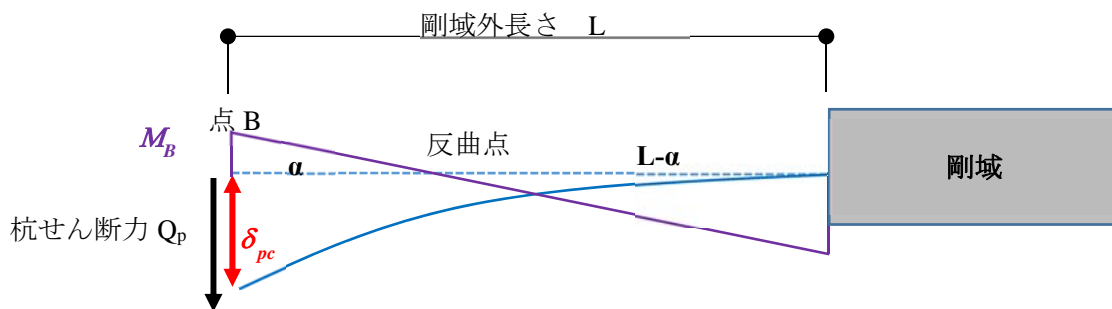


図 9.4.8 剛域の仮定と計算たわみ量  $\delta_{pc}$  の概要

$$\delta_{pc} = Q_p / 3EI \times \{ (L - M_B / Q_p)^3 - (M_B / Q_p)^3 \} \quad (式 9.5)$$

ただし、EI：場所打ち鋼管コンクリート杭の剛性

剛域の杭側端面を図 9.4.9 のような 3 つの断面に仮定する。

- ① : 杭体 - パイルキャップ境界面
- ② : ①からパイルキャップ側に 200mm の断面
- ③ : ①からパイルキャップ側に 270mm の断面 (杭頭接合面)

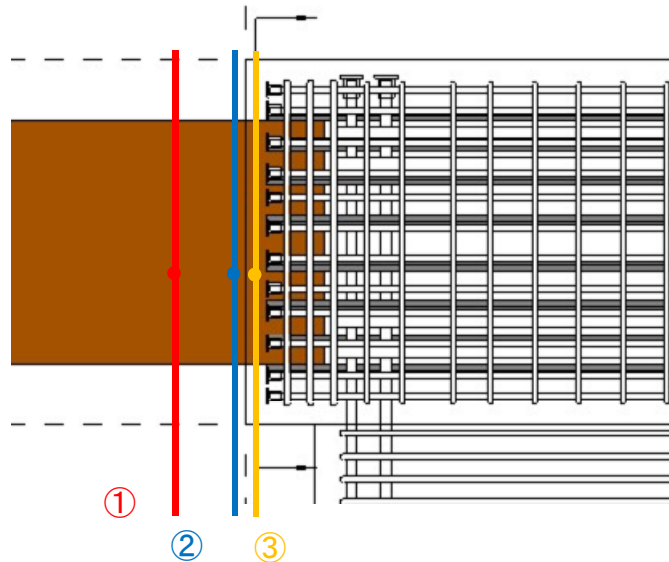


図 9.4.9 剛域の仮定

①～③について、 $\delta_p$ と $\delta_{pc}$ の違いを比較する。図 9.4.10 にグラフを示す。

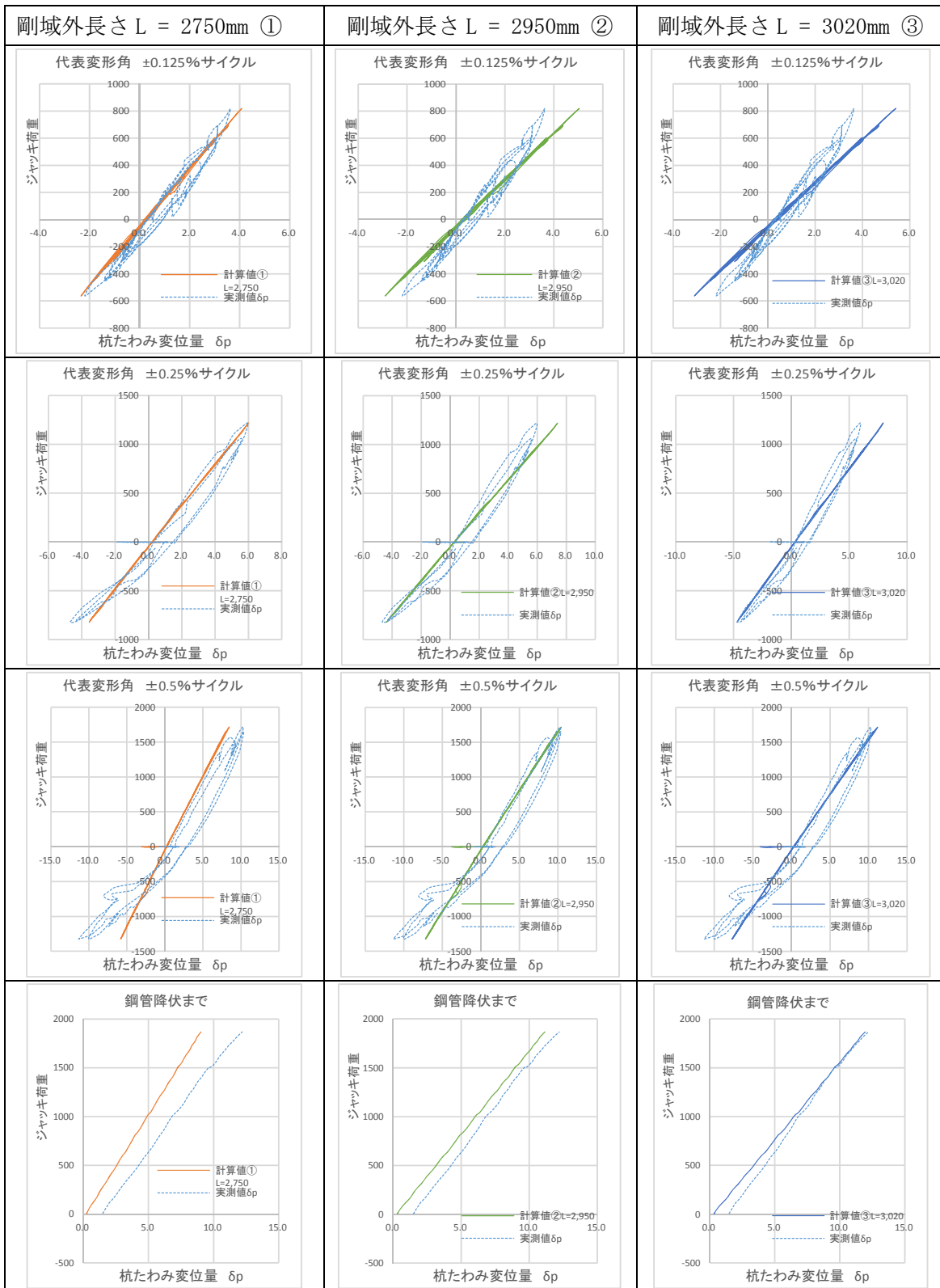


図 9.4.10 剛域外長さごとの計算値と実験値の比較

図9.4.10において、各変形角サイクル毎に計算値と実験値が最も近いものを抽出し、剛域外長さについて以下の表9.4.4に示す。

表9.4.4 各サイクル毎の剛域まとめ

载荷サイクル	剛域	グラフ
変形角±0.125% サイクル時	剛域外長さ L=2750 剛域外端面 杭-パイルキャップ 境界面±0mm	
変形角±0.25% サイクル時	剛域外長さ L=2750 剛域外端面 杭-パイルキャップ 境界面±0mm	
変形角±0.5% サイクル時	剛域外長さ L=2950 杭-パイルキャップ 境界面から 200mm パイルキャップ側	
鋼管降伏まで	剛域外長さ L=2950 杭-パイルキャップ 境界面から 200mm パイルキャップ側	

表9.4.4より、弾性範囲内では杭体-パイルキャップの境界面から+200mm パイルキャップ側（杭頭接合面から70mm 杭側）を剛域端として考えるのが妥当である。



9.4.5 等価粘性減衰定数( $H_{eq}$ )の算定

実験結果より試験体 No. 1 の基礎梁せん断力と代表変形角 R, 杭部せん断力と接合部変形角それぞれの関係を用いて, 図 9.4.11 に示す方法で等価粘性減衰定数を算定した。なお, 算定にあたって各載荷ステップの 1 サイクル目のループを用いて評価しており,  $R=-1.5\%$ 以降については除荷が完了しない(せん断力が 0 まで除荷されていない)まま載荷を続けているため, 検討から除外している。算定結果を図 9.4.12 に示す。ばらつきはあるものの, 変形角の増加に伴い等価粘性減衰定数が増加し, 基礎梁せん断力と代表変形角の関係においては最大で 14%, 杭部せん断力と接合部変形角の関係においては 12%程度となった。

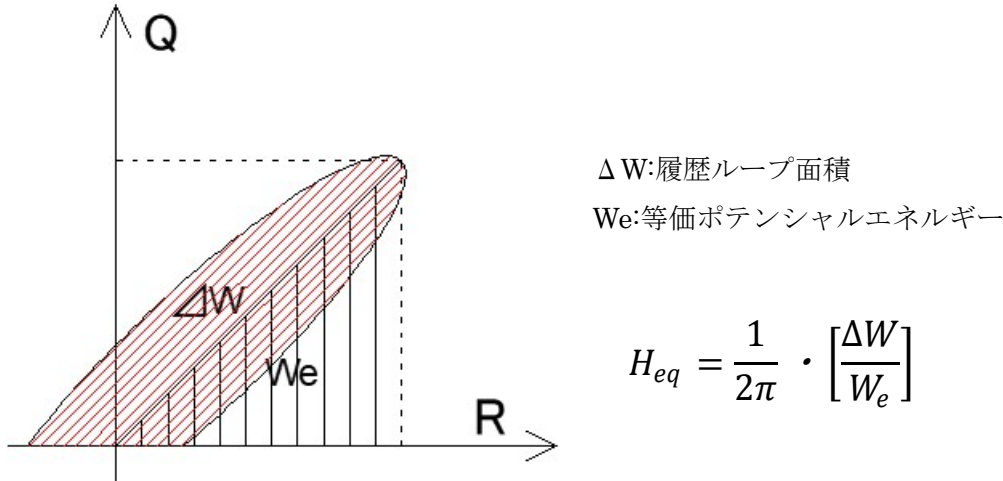


図 9.4.11 等価粘性減衰定数の算出

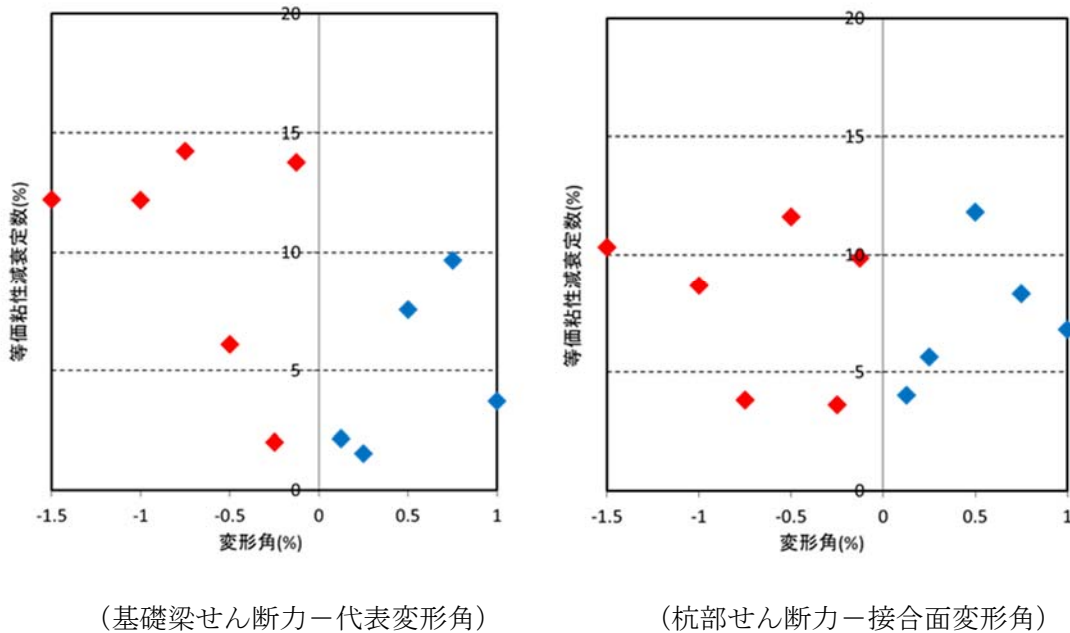


図 9.4.12 等価粘性減衰定数-変形角関係

### 9.4.6 フレームによるモデル化

9.4.1 で得られた断面解析の結果を用いて、杭部材-杭頭接合部をフレームによりモデル化した。図9.4.13にモデル化の概要を示す。杭部材はM- $\phi$ 関係、杭頭接合部は弾塑性回転ばねM- $\theta$ 関係を用いてモデル化し、回転ばねは杭頭埋込部天端に設置している。M- $\phi$ およびM- $\theta$ 関係は断面解析結果を用いてトリリニアもしくはテトラリニアの折れ線でモデル化している（図9.4.14）。荷重は杭支持点部にせん断力を単調載荷にて作用させ、載荷部の変位 $\delta$ を確認している。なお、杭軸力に伴う付加曲げモーメントは節点モーメントとして杭体に作用させている。

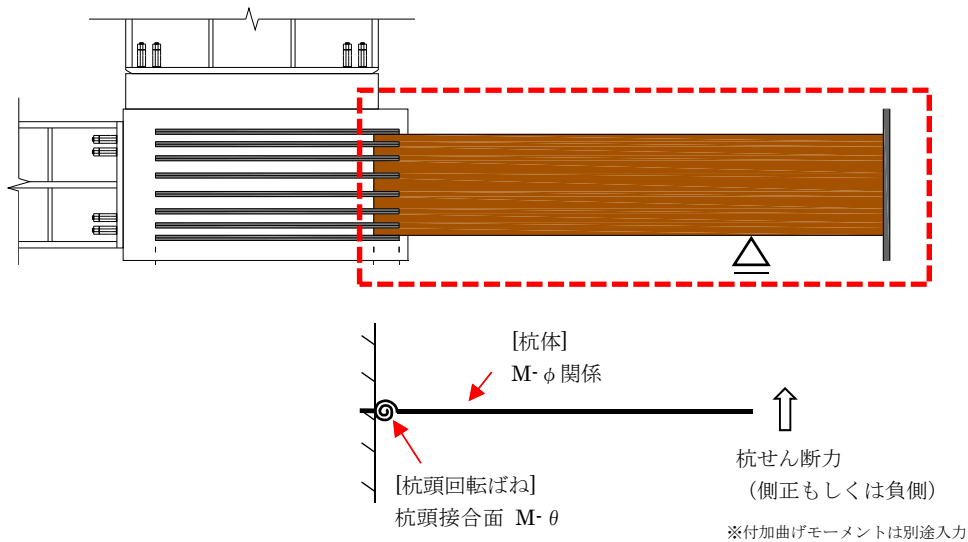


図 9.4.13 杭体と杭頭回転ばねのモデル化

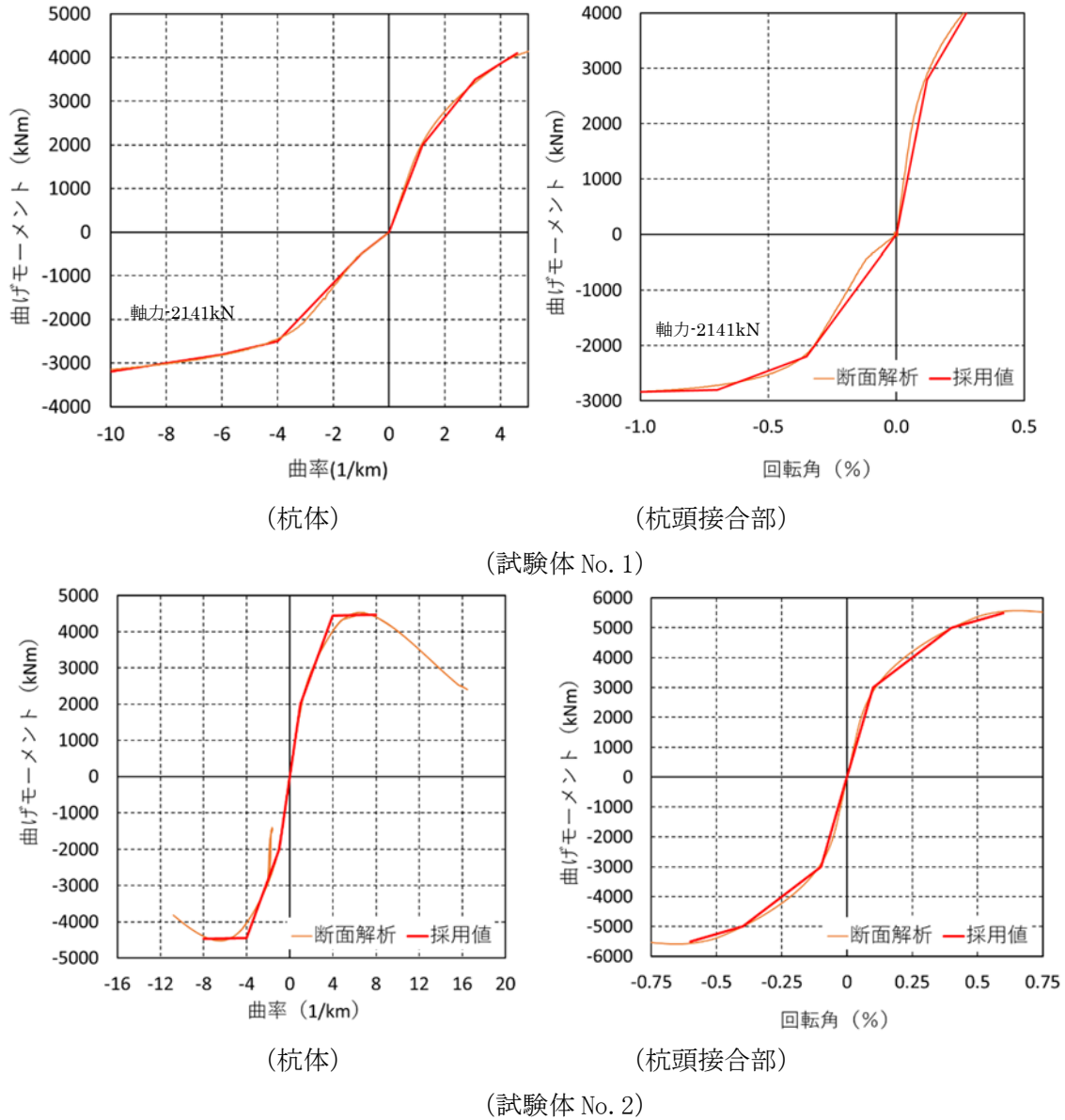
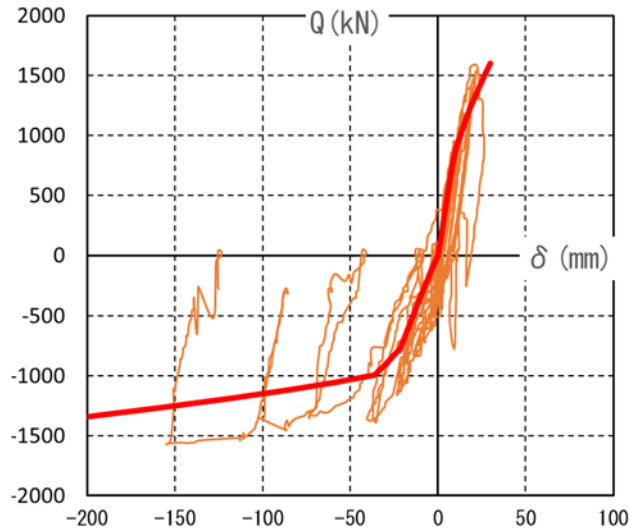
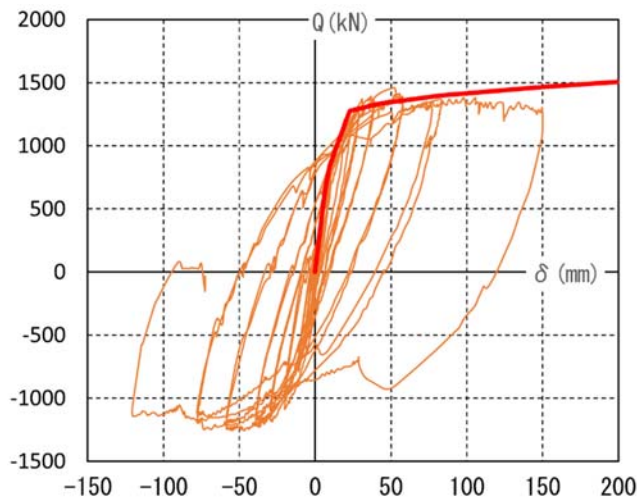


図 9.4.14 フレーム解析に用いた M- $\phi$  および M- $\theta$  関係

フレーム解析により得られた、杭せん断力と杭部材間変位の関係を図9.4.15に示す。実験結果も併せて記載している。試験体No.2に関しては一定軸力下での実験であるため、正側荷のみ解析を実施している。接合面の破壊が主である試験体No.1は正側荷では実験値と解析値は対応しているが、負側荷においては断面解析が変動軸力を考慮していない（一定軸力である）ため、実験値が解析値を上回る結果となった。試験体No.2は杭体の破壊が主となっているが、実験値と解析値が対応していることを確認した。



(試験体 No. 1)



(試験体 No. 2)

図9.4.15 杭せん断力—杭部材間変位関係

## 9.5 まとめ

場所打ち鋼管コンクリート杭を用いて実際に使用されている形状および軸力比を用いた部分架構の実験を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・試験体 No. 1 は杭頭接合部，試験体 No. 2 は杭体での破壊モードを確認し，杭体および杭頭接合部の構造性能に関するデータを取得した。
- ・実験結果と既往評価式に基づく断面解析との結果を比較し，杭体および杭頭接合部において  $M-\phi$  はある程度対応していることを確認した。ただし，評価精度向上のために今後は適切な仮想断面径や材料定数（応力 - ひずみ関係）の設定が必要である。
- ・杭体を  $M-\phi$  関係，杭頭接合部を  $M-\theta$  関係としてモデル化したフレーム解析を実施し，実験結果と比較した。試験体 No. 1 は正側載荷では実験値と解析値は対応しているが，負側載荷においては実験値が解析値を上回る結果となった。試験体 No. 2 は実験値と解析値が対応していることを確認した。

しかしながら，杭頭接合部の構造性能評価方法の確率のためには今後の実験データの蓄積に基づく評価手法の高度化が必須である。検討課題としては以下があげられる。

- ・埋込み部側面の抵抗を含む杭頭接合部全体の応力伝達機構の解明
- ・コンクリートの材料特性に関する材料試験結に基づく荷重-変形関係の高精度化およびコンファインド効果の評価
- ・繰返し載荷の効果の評価（杭鋼管の座屈評価を含む）
- ・杭頭支圧面における耐力向上効果の評価方法（仮想断面の評価）

## 参考文献

- [9-1] 建設省総合技術開発プロジェクト「新建築構造体系の開発」性能評価分科会 基礎 WG 最終報告，建築研究所，2000.3
- [9-2] 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，日本建築学会，2017.3
- [9-3] 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，pp34-35, 2003.
- [9-4] 道路橋示方書・同解説 IV下部構造，pp284-288，2017.11
- [9-5] 「WSD390 WSD490，設計マニュアル（杭頭補強編）」株式会社 ブレイブ，株式会社 クラウン  
[http://j-bar.jp/data/j-bar\\_manual.pdf](http://j-bar.jp/data/j-bar_manual.pdf)

## 謝辞

本研究は，平成 29 年度住宅・建築物技術高度化事業「大地震後の継続使用性に資する杭および杭頭接合部の技術開発」および(国研)建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性能評価技術の開発」により実施しました。関係各位に謝意を表します。