



鋼管杭 杭頭部 圧縮・曲げ試験報告

—中詰めコンクリートを打設しずれ止め付き鋼管の耐力と変形性能—

鋼管杭・鋼矢板技術協会 建築基礎技術委員会

1. はじめに

建築基礎技術委員会では、2013年4月より『建築基礎構造設計指針（日本建築学会）』の改定作業に参画し、鋼管杭に対する技術評価の適正化と建築分野における鋼管杭の認知度向上を図るための活動を展開している。

『建築基礎構造設計指針』は2019年に改定版の発刊が予定されているが、今回の改定においては、レベル2荷重（設定した再現期間での最大荷重＝大地震時の荷重）に対して基礎構造に3つの性能グレードが規定されることが大きな特徴となっている。

これに伴って、設計者は建物の重要度などから設定された各性能グレードにおいて、要求性能をもとにした設計用限界値に対して、設計用応答値がこれを下回ることを確認することとなる。特に大地震時の設計では、終局状態における設計用の限界値と応答値を

比較することになるため、終局状態に至るまでの杭体の部材性能（主に耐力と変形性能）が、あらかじめ明らかになっている必要がある。

これらの経緯から、建築基礎技術委員会では既往の試験データ（SKK, STK, その他）を収集・整理し、鋼管杭の終局曲げ耐力と変形性能の再評価を行ったが、

- ①過去に多くの試験が行われているものの、鋼管杭の杭頭部標準構造である『ずれ止め＋1Dコンクリート中詰め』構造の試験がないこと
- ②『ずれ止め＋1Dコンクリート中詰め』構造がCFT構造（コンクリート充填鋼管構造）と同等の部材性能を有することが予測できたこと
- ③『建築基礎構造設計指針』の改定では、試験実績をもとに適用範囲を設定する傾向にあること

などの理由から、鋼管杭（杭頭部）の保有性能を適正化するためにも試験は必要と判断し、高軸力下の場合を含む

圧縮・曲げ試験を実施した。本報告はその試験結果と現時点における検討結果をまとめたものである。

2. 試験概要

杭頭部（ずれ止め＋1Dコンクリート中詰め）を模擬した鋼管杭をテストベッド上に天地を逆にして設置し、鉛直荷重を付加しながら水平荷重を作用させ、杭体の挙動および終局曲げ耐力と変形性能を確認した。試験装置の概要を図1に示す。

(1) 試験体

試験体は3体とし、試験部位には板巻鋼管（φ488×t9：SS400）、加力部位には一般構造用炭素鋼鋼管（φ508×t19：STK490）を使用した。試験部位の鋼管内面には、ずれ止めを2段取り付け、ベースプレート上端より488mm（鋼管径分）の位置まで中詰めコンクリート（Fc24）を打設した。試験体の概要を図2に示す。

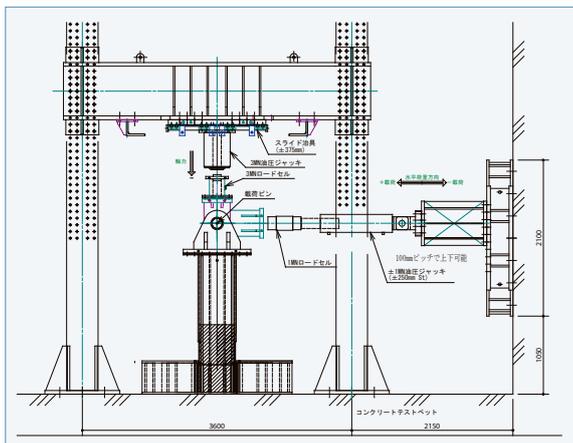


図1 荷重装置



写真1 No.1試験体

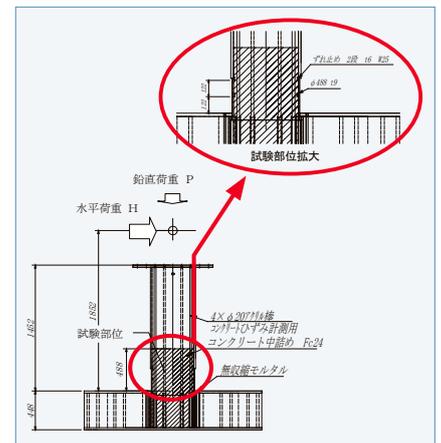


図2 試験体の概要

(2) 材料試験

試験に先立ち、杭材および中詰めコンクリートの材料試験を実施した。鋼管については、試験部位の余剰部分から切り出した試験片（管軸方向：12C号試験片3体）を用い、降伏点・引張強さ・伸び等を測定した。また、中詰めコンクリートについては、一軸圧縮強度（材齢：7日，14日，28日，試験実施日 各3体）・弾性係数（材齢：28日 3体）・ポアソン比（材齢：28日 3体）を測定した。表1および表2に材料試験結果を示す。

(3) 載荷荷重

鉛直荷重Pは、鋼管の降伏軸力 N_y （鋼管の断面積×鋼管の降伏点）に対して $0.0N_y$ ， $0.3N_y$ ， $0.6N_y$ となるよう設定した。また、水平荷重Hは、以下の手順により設定した。

- ①材料試験結果から、鉛直荷重Pが作用するときの鋼管の全塑性モーメント M_p に対応する水平荷重 H_p を求める
- ②鉛直荷重Pを作用させた状態で水平荷重 H_p を載荷し、そのときの制御変位量を基準変位 δ_p とする
- ③各ステップの最大制御変位量を $\pm \delta_p$ ， $\pm 2\delta_p$ ， $\pm 4\delta_p$ ， $\pm 6\delta_p$ …とし、この変位に対応する水平荷重を各ステップにおける水平荷重Hとする

表3に各試験体における載荷荷重と基準変位 δ_p

表1 試験部位鋼管の材料試験結果

試験片名	降伏点 (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
	上	下		
I2C-1	327.0	309.5	454.6	42.1
I2C-2	331.2	309.3	455.4	42.6
I2C-3	324.0	309.4	456.0	43.5
平均	327.4	309.4	455.3	42.7

弾性係数 = 2.085×10^5 N/mm²

表2 コンクリートの材料試験結果

試験日	材齢 (日)	一軸圧縮強度 (N/mm ²)			
		1	2	3	平均
6/29	7	17.3	16.8	17.1	17.1
7/6	14	20.9	22.2	20.8	21.3
7/20	28	25.1	25.1	25.1	25.1
7/26	34	26.0	26.0	25.4	25.8
8/1	40	25.9	25.9	26.4	26.1

弾性係数 = 2.87×10^4 N/mm²，ポアソン比 = 0.179

準変位を示す。なお、制御変位量は、載荷点での水平変位 (D11, D12) の平均値と試験体基部での水平変位 (D01, D02) の平均値の差に試験体基部での回転変位 (D03, D04) および鋼管基部での水平変位 (D15, D16) を補正した値とした。

(4) 載荷方法

予備載荷として水平荷重Hを0kN → 100kN → -100kN → 0kNと変化させ、計測システムのチェックを行った後、鉛直荷重Pを作用させた。

この状態で鋼管の全塑性モーメント M_p に対応する水平荷重 H_p を載荷し、基準変位 δ_p を計測した後、引き続いて本載荷に移行した。本載荷は変位制御にて最大制御変位量を $\pm \delta_p$ ， $\pm 2\delta_p$ ， $\pm 4\delta_p$ ， $\pm 6\delta_p$ …とし、各ステップ2回の繰返し載荷を実施した（図3参照）。

試験最大水平荷重を迎えた後に、ステップ最大水平荷重が試験最大水平荷重の80%以下となった時点で試験を終了した。

(5) 測定項目と測定点数

表4に測定項目と測定点数を示す。鋼管外面には2軸のひずみゲージを8断面に貼付した。測定点数は、ベースプレート上端側の2断面については周

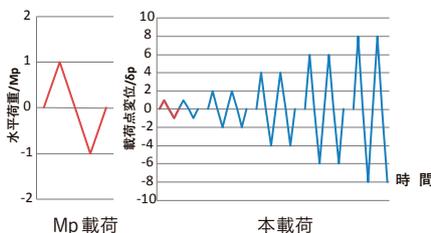


図3 載荷方法

表4 測定項目と測定点数

測定項目	機器	数量
鉛直荷重	ロードセル	1
水平荷重	ロードセル	1
載荷点水平変位	変位計 (D11,D12)	2
載荷点鉛直変位	変位計 (D13,D14)	2
鋼管の水平変位	変位計 (D05~D10)	6
鋼管基部の水平変位	変位計 (D15,D16)	2
基部の水平変位	変位計 (D01,D02)	2
基部の回転変位	変位計 (D03,D04)	2
鋼管ひずみ	2軸ひずみゲージ	32/体
アクリル棒ひずみ	1軸ひずみゲージ	12/体

表3 各試験体における載荷荷重と基準変位 δ_p

ケース名	試験体名	載荷高さ (mm)	鋼管径 (mm)	板厚 (mm)	断面積 (mm ²)	塑性断面積係数 (mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	降伏軸力 (kN)	作用鉛直荷重 (kN)	軸力比	Mp (kN・m)	Hp (kN)	dp (計測値) (mm)
Case1	No.3	1852	488	9	13543	2065212	309.4	4190	0	0	639	345	11.35
Case2	No.1								1257	0.3	569	307	8.45
Case3	No.2								2514	0.6	376	203	4.63

方向に8点、他の4断面については周方向に4点とした。

また、鋼管内にはアクリル棒を4本配置し、ベースプレート上端側から3断面の鋼管外側ひずみゲージに対応する位置に1軸ゲージを貼付した。

3. 試験結果

水平荷重と制御変位量の関係を図4に、曲げモーメントと変形角の関係を図5に、各加力ステップ・サイクルにおけるピーク時の荷重と変位を表5に示す。

(1) Case1 (試験体No.3)

Case1では、正方向，負方向ともに制御変位量 $6\delta_p$ の第1サイクル時に最大荷重が計測された。最大曲げモーメントの平均値 (M_{\max} 平均値 = 953kN・m) は、CFT構造と仮定した場合の終局曲げ耐力 (${}_{\text{cft}}M_u = 755\text{kN}\cdot\text{m}$) の約1.26倍であった。また、最大荷重に至った後に最大荷重の95%にまで荷重低下したときの変形角を限界変形角とすると、限界変形角は以下の通りとなる。

$$\theta_{95}(+) = 0.0355\text{rad}$$

$$\theta_{95}(-) = -0.0344\text{rad}$$

$$\theta_{95}\text{平均値} = 0.0349\text{rad}$$

試験終了時の状況を写真2に示す。

(2) Case2 (試験体No.1)

Case2では、正方向，負方向ともに制御変位量 $4\delta_p$ の第1サイクル時に最大荷重が計測された。最大曲げモーメントの平均値 (M_{\max} 平均値 = 896kN・m) は、CFT構造と仮定した場合の終局曲げ耐力 (${}_{\text{cft}}M_u = 838\text{kN}\cdot\text{m}$) の約1.07倍、限界変形角は以下の通りである。

$$\theta_{95}(+) = 0.0269\text{rad}$$

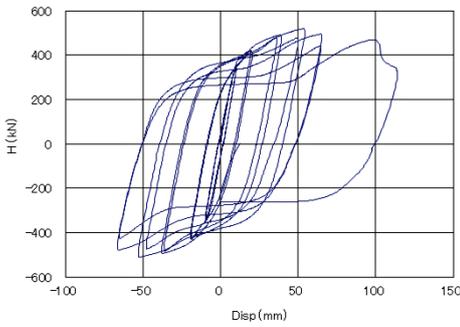
$$\theta_{95}(-) = -0.0217\text{rad}$$

$$\theta_{95}\text{平均値} = 0.0243\text{rad}$$

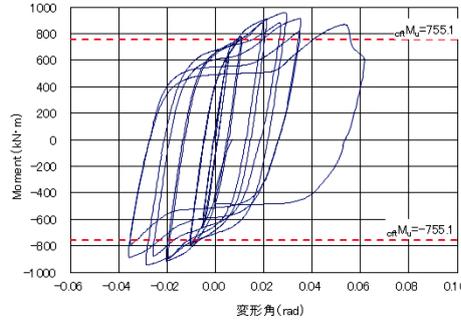
試験終了時の状況を写真3に示す。

(3) Case3 (試験体No.2)

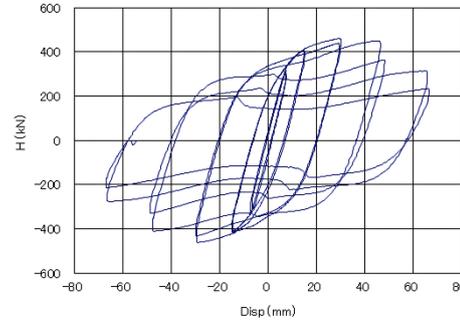
Case3もCase2と同様に、正方向，負方向ともに制御変位量 $4\delta_p$ の第1サイ



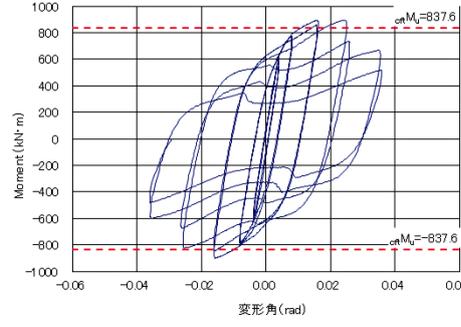
Case1 (試験体 No.3)



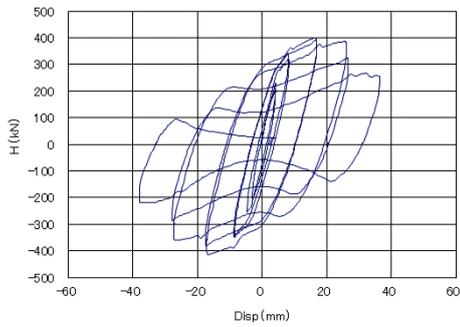
Case1 (試験体 No.3)



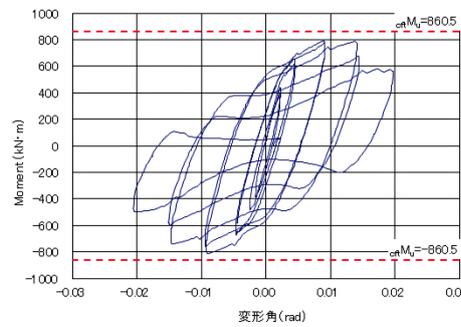
Case2 (試験体 No.1)



Case2 (試験体 No.1)



Case3 (試験体 No.2)



Case3 (試験体 No.2)

図4 水平荷重と制御変位量の関係

図5 曲げモーメントと変形角の関係

クル時に最大荷重が計測された。最大曲げモーメントの平均値 (M_{\max} 平均値 = 800kN・m) は、CFT 構造と仮定した場合の終局曲げ耐力 ($_{\text{cft}}M_u = 861\text{kN}\cdot\text{m}$) の約 0.93 倍、限界変形角は以下の通りである。

$$\theta_{95} (+) = 0.0146\text{rad}$$

$$\theta_{95} (-) = -0.0120\text{rad}$$

$$\theta_{95} \text{平均値} = 0.0133\text{rad}$$

試験終了時の状況を写真4に示す。

4. 終局曲げ耐力と限界変形角

(1) 終局曲げ耐力

既往の試験結果 (ずれ止め無) と今回の試験結果 (ずれ止め有) をもとに、軸力比および中詰め長と基準化径厚比に着目し、軸力比・形状係数として $M_{\max}/_{\text{cft}}M_u$ との関係を示すと図6の通りとなる。両者の相関から、ずれ止めがない場合では (1) 式、ずれ止めがある場合では (2) 式が得られる。

$$\frac{M_{\max}}{_{\text{cft}}M_u} = \frac{0.014 + (1 - P/N_y) \cdot L_{\text{pt}}/D}{\beta} + 0.732 \dots\dots\dots (1) \text{ 式}$$

$$\frac{M_{\max}}{_{\text{cft}}M_u} = \frac{0.045 + (1 - P/N_y) \cdot L_{\text{pt}}/D}{\beta} + 0.696 \dots\dots\dots (2) \text{ 式}$$

表5 各加力ステップ・サイクルにおけるピーク時の荷重と変位

加力 ステップ サイクル	Case1 (試験体 No.3)							Case2 (試験体 No.1)							Case3 (試験体 No.2)						
	水平 荷重 (kN)	曲げ モーメント (kNm)	水平 変位 (mm)	鉛直 荷重 (kN)	軸変位 (mm)	制御 変位 (mm)	変形角 (rad)	水平 荷重 (kN)	曲げ モーメント (kNm)	水平 変位 (mm)	鉛直 荷重 (kN)	軸 変位 (mm)	制御 変位 (mm)	変形角 (rad)	水平 荷重 (kN)	曲げ モーメント (kNm)	水平 変位 (mm)	鉛直 荷重 (kN)	軸変位 (mm)	制御 変位 (mm)	変形角 (rad)
+1 δ_p -1	346	640	11.76	0	-0.22	9.77	0.0053	309	583	8.73	1260	2.09	7.26	0.0039	204	390	4.92	2512	4.08	4.24	0.0023
-1 δ_p -1	-347	-642	-11.21	0	-0.26	-9.07	-0.0049	-310	-582	-7.45	1258	2.21	-6.33	-0.0034	-204	-385	-3.00	2514	4.22	-2.87	-0.0015
+1 δ_p -2	354	655	12.12	0	-0.27	10.05	0.0054	315	594	8.96	1260	2.23	7.47	0.0040	230	437	5.01	2515	4.25	4.25	0.0023
-1 δ_p -2	-354	-656	-12.00	0	-0.29	-9.60	-0.0052	-334	-630	-8.83	1258	2.27	-7.51	-0.0041	-254	-482	-4.93	2512	4.30	-4.55	-0.0025
+2 δ_p -1	420	777	23.22	0	-0.73	19.65	0.0106	407	775	17.35	1249	2.34	14.73	0.0080	319	613	9.58	2502	4.50	8.17	0.0044
-2 δ_p -1	-416	-770	-19.13	0	-0.69	-15.11	-0.0082	-418	-794	-17.27	1252	2.55	-14.70	-0.0079	-342	-656	-9.56	2500	4.91	-8.50	-0.0046
+2 δ_p -2	420	777	23.24	0	-0.81	18.99	0.0103	407	775	17.37	1254	2.71	14.47	0.0078	341	654	9.65	2497	5.19	8.06	0.0044
-2 δ_p -2	-431	-798	-23.63	0	-0.87	-18.65	-0.0101	-413	-785	-17.30	1251	2.87	-14.50	-0.0078	-351	-672	-9.60	2501	5.52	-8.52	-0.0046
+4 δ_p -1	492	911	46.23	0	-1.84	38.86	0.0210	460	893	34.08	1256	3.26	29.45	0.0159	401	788	19.01	2500	6.17	16.58	0.0090
-4 δ_p -1	-495	-917	-46.26	0	-2.02	-37.38	-0.0202	-464	-900	-34.09	1256	3.98	-29.10	-0.0157	-415	-812	-18.92	2505	7.30	-16.71	-0.0090
+4 δ_p -2	478	886	46.20	0	-1.84	35.85	0.0194	439	855	34.37	1260	4.99	29.10	0.0157	393	772	19.02	2510	8.50	16.59	0.0090
-4 δ_p -2	-484	-897	-46.22	0	-1.90	-35.63	-0.0192	-434	-845	-34.25	1253	5.85	-29.39	-0.0159	-384	-755	-19.00	2504	9.74	-17.27	-0.0093
+6 δ_p -1	519	960	68.93	0	-2.68	53.59	0.0289	448	891	51.51	1246	7.49	45.94	0.0248	387	783	28.25	2505	11.54	25.76	0.0139
-6 δ_p -1	-511	-946	-68.93	0	-2.47	-52.23	-0.0282	-412	-824	-51.12	1252	9.74	-47.12	-0.0254	-362	-735	-28.00	2511	14.15	-26.60	-0.0144
+6 δ_p -2	477	884	68.91	0	-2.11	49.44	0.0267	363	732	51.16	1259	12.53	47.76	0.0258	325	667	28.59	2506	17.19	26.55	0.0143
-6 δ_p -2	-474	-878	-69.36	0	-1.96	-47.70	-0.0258	-331	-672	-50.92	1252	15.18	-48.18	-0.0260	-287	-596	-28.32	2504	20.86	-27.65	-0.0149
+8 δ_p -1	495	916	91.19	0	-2.26	64.81	0.0350	313	660	67.80	1262	19.13	64.82	0.0350	268	573	33.64	2496	25.29	31.98	0.0173
-8 δ_p -1	-480	-890	-91.88	0	-2.03	-65.89	-0.0356	-278	-595	-67.93	1272	23.86	-65.78	-0.0355	-220	-492	-37.16	2498	33.05	-37.09	-0.0200
+8 δ_p -2	442	818	91.23	0	-1.33	64.15	0.0346	233	512	68.33	1271	30.07	65.99	0.0356							
-8 δ_p -2	-427	-791	-91.79	0	-1.15	-64.66	-0.0349	-214	-474	-67.64	1265	36.63	-66.14	-0.0357							
+12 δ_p -1	469	869	122.85	0	-1.82	98.41	0.0531														
-12 δ_p -1	-263	-488	35.73	0	-2.02	36.07	0.0195														
H _{max} (+)	519	960	68.93	0	-2.68	53.59	0.0289	460	893	34.08	1256	3.26	29.45	0.0159	401	788	19.01	2500	6.17	16.58	0.0090
H _{max} (-)	-511	-946	-68.93	0	-2.47	-52.23	-0.0282	-464	-900	-34.09	1256	3.98	-29.10	-0.0157	-415	-812	-18.92	2505	7.30	-16.71	-0.0090
M _{max} (+)	518	960	68.34	0	-2.65	53.11	0.0287	460	893	34.08	1256	3.26	29.45	0.0159	401	788	19.01	2500	6.17	16.58	0.0090
M _{max} (-)	-511	-946	-68.93	0	-2.47	-52.23	-0.0282	-464	-900	-34.09	1256	3.98	-29.10	-0.0157	-415	-812	-18.92	2505	7.30	-16.71	-0.0090



写真2 Case1 (試験体No.3)



写真3 Case2 (試験体No.1)



写真4 Case3 (試験体No.2)

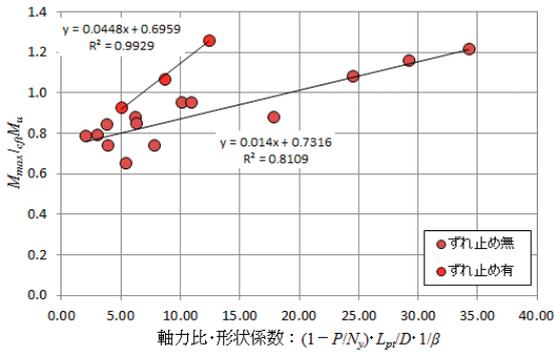


図6 軸力比・形状係数と $M_{\max}/L/M_u$ の関係

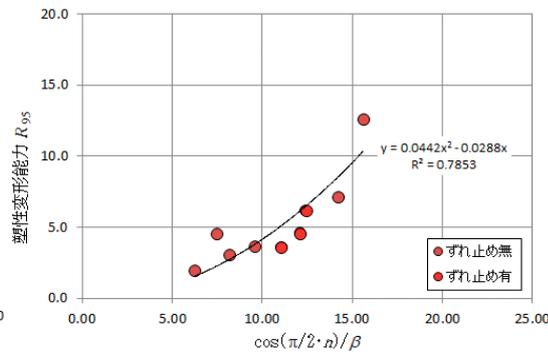


図7 $\cos(\pi/2 \cdot n) / \beta$ と R_{95} の関係

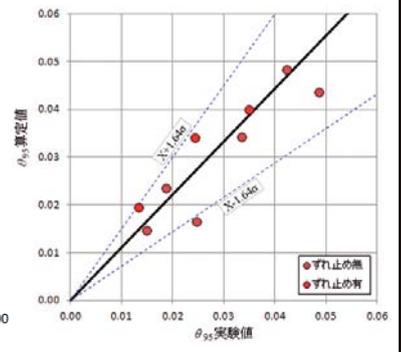


図8 θ_{95} の実験値と計算値の比較

P: 作用鉛直力 (kN)
 N_y : 鋼管の降伏軸力 (kN)
 L_{pt} : 中詰めコンクリート長 (m)
D: 鋼管径 (m)
 β : 基準化径厚比 $\beta = D/t \cdot \sigma_y / E_s$
t: 鋼管の板厚 (m)
 σ_y : 鋼管の降伏応力度 (N/mm²)
 E_s : 鋼管の弾性係数 (N/mm²)

この回帰式を終局曲げ耐力の評価式とする (ただし、 $M_{\max}/L/M_u \leq 1$)。

(2) 変形性能

軸力比に着目して $\cos(\pi/2 \cdot n) / \beta$ と試験より得られた限界変形角から逆算される塑性変形能力 R_{95} の関係を示すと図7の通りとなる。ただし、塑性変形能力 R_{95} は (3) 式により求めた値である。

$$R_{95} = \theta_{95} / \theta_{pc} - 1 \quad (3) \text{ 式}$$

$$\theta_{pc} = \frac{M_{pc} \{1 - a \cdot L / \tan(a \cdot L)\}}{P \cdot L} \quad (P > 0)$$

..... (4) 式

$$\theta_{pc} = \frac{M_{pc} \cdot L}{3E_s I_s} \quad (P > 0) \quad (5) \text{ 式}$$

$$\alpha = (P/E_s I_s)^{0.5} \quad (6) \text{ 式}$$

θ_{pc} : 弾性限界変形角 (rad)

M_{pc} : 軸力の影響を考慮した鋼管の全塑性モーメント (kN・m)

L: 部材長さ (載荷点距離) (m)

I_s : 鋼管の断面2次モーメント (m⁴)

両者の相関から (7) 式が得られる。これを塑性変形能力の評価式とする。

$$R_{95} = 0.044 \left\{ \frac{\cos(\pi/2 \cdot n)}{\beta} \right\}^2 + 0.029 \frac{\cos(\pi/2 \cdot n)}{\beta} \quad (7) \text{ 式}$$

n: 換算軸力比

$$n = P / (N_y + \eta \cdot F_c \cdot A_c)$$

F_c : 中詰めコンクリートの設計基準強度 (kN/m²)

A_c : 中詰めコンクリートの断面積 (m²)

η : 中詰めコンクリートへの応力伝

達率で $\eta = M_{\max}/L/M_u$ として

(1) 式または (2) 式から求める

(ただし、 $\eta \leq 1$)

限界変形角 θ_{95} は (3) 式を変形して (8) 式より求める。

$$\theta_{95} = (R_{95} + 1) \cdot \theta_{pc} \quad (8) \text{ 式}$$

図8に限界変形角 θ_{95} の実験値と計算値の比較を示す。全データとも90%信頼区間内にあり、限界変形角は (7) 式および (8) 式を用いて近似できることがわかる。

【参考文献】

- 1) 津田恵吾, 松井千秋, 一定軸力と変動水平力を受ける円形鋼管柱の弾塑性性状, 日本建築学会構造系論文集, 第505号, pp131~138, 1998年3月
- 2) 廣瀬智治, 増田敏聡, 市川和臣, 高野公寿, 木村祥裕, 既往の実験結果に基づく鋼管杭の変形性能の統計的評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp687~688, 2016年8月



河川堤防に適用される 引き込み沈下対策鋼矢板の効果について

—熊本地震後の現地調査結果—

鋼管杭・鋼矢板技術協会 鋼矢板技術委員会

1. はじめに

軟弱地盤上に盛土を構築する際に生じる地盤の変状に対して、盛土部と周辺地盤部の間に応力遮断壁を構築することで周辺地盤の変状を抑止することができる。地盤改良による応力遮断も一般的な工法として挙げられるが、民家が盛土に近接しているなど、背後の施工スペースが限られているような場合や、地盤改良では既設盛土の掘削・埋戻しを伴うような場合には、鋼矢板による遮断壁構築が、工期短縮・経済性の面から推奨される。

鋼矢板は支持層まで打設することで確実な遮断効果が得られるが、軟弱地盤の地層構成や力学的特性等の地盤条件と盛土の形状に支配されるため、その変状を抑止するための鋼矢板も、必ずしも支持層まで連続施工する必要はない。そこで考案されたのが、支持層まで施工する着底矢板と軟弱地盤の途中に根入れを止めるフローティング矢板を組み合わせる、いわゆる「部分フローティング鋼矢板工法 (PFS工法)」である (図1参照)。

平成16年12月に「PFS工法研究会」より「PFS工法調査・設計・施工マニュアル」が発行され、調査・設計・施工に関する技術が体系的に整備されており、以後10年余りの間にPFS

工法の実績も積み上がっている。熊本県の緑川・白川水系では、最大で40m以上にも及ぶ軟弱地盤層での沈下対策工法として鋼矢板が採用されており、その効果が確認されている。

平成28年4月に発生した熊本地震では、道路や橋梁、家屋等において甚大な被害が発生し、河川堤防においても各地で堤体のひび割れや沈下などの被害が発生した。震災直後に各学会、研究機関の関係者によって現地調査が実施され、被害状況が報告された。緑川・白川水系における被災箇所は比較的中上流部に集中しており、PFS工法も含め、堤体法尻に鋼矢板を施工している河口付近については被害の報告がなかった。また、地元九州の調査会社へのヒアリングにおいても、鋼矢板打設箇所についてはほとんど変状が見られなかったとの報告があった。

そこで今回、改めて河川堤防を対象に現地での変状確認を実施し、鋼矢板の堤防に対する耐震性能について考察した。

2. 鋼矢板を用いた沈下対策工法

鋼矢板による沈下対策のイメージを図2-1、図2-2に示す。盛土直下の地盤と、盛土周辺の地盤の縁を切ることによって、盛土周辺の地盤の沈下を抑止することが可能となる。白川において鋼矢板による沈下対策工法 (全着底工法) が採用された区間で実施された動態観測の結果を図3に示す。観測期間は8年10か月、盛土直下の沈下量が、最大で719mm、鋼矢板壁近傍で501mmであるのに対し、鋼矢板壁で縁を切られた周辺地盤側の沈下量は24mmとなっており、沈下対策効果が

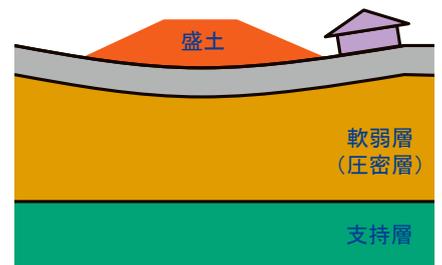


図2-1 盛土による沈下のイメージ (無対策)

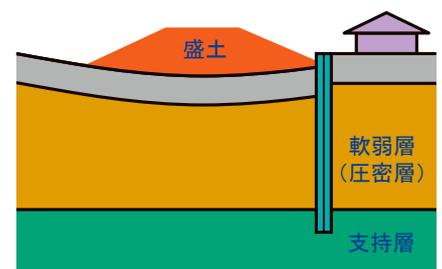


図2-2 盛土による沈下のイメージ (矢板対策)



図1 部分フローティング鋼矢板工法 (PFS工法)

十分に発揮されている。

次に、PFS工法の採用事例として、緑川での動態観測結果を図4に示す。観測期間は4年1か月、盛土直下の沈下量は最大で約1193mm、鋼矢板壁近傍で555mmであるのに対し、鋼矢板壁で縁を切られた周辺地盤側の沈下量は58mmとなっており、全ての鋼矢板を支持層まで着底させていない事例においても、沈下対策効果が十分に発揮されていることがわかる。

3. 熊本地震における緑川・白川水系の堤防変状箇所と鋼矢板施工箇所の関係

盛土による周辺地盤の沈下を抑制する鋼矢板の効果について述べた。堤防法尻に打設された鋼矢板には、地震によ

る堤体自身の沈下やすべりを抑止する効果も期待される。沈下対策工として河川堤防の法尻に鋼矢板を打設している区間において、今回の熊本地震でどのような変状があったのかを確認すべく、現地調査を実施した。

まず、緑川・白川水系の河川堤防の標準的な鋼矢板による対策モデルは図5の通りである。堤防前面側（川側）に耐震対策としての鋼矢板、堤防背面側（陸側、民家側）に沈下対策としての鋼矢板を打設している。

このような対策を実施している箇所は、主に河口部付近に多い。その中でも、PFS工法の試験施工箇所とし動態観測を実施す

るなど、PFS工法の開発当初から着目している、①白川「小島地区」、②白川「沖新地区」、③緑川「美登里地区」の熊本地震後の変状について整理した。

PFS工法を含む、沈下対策鋼矢板の試験施工箇所を図6に示す。①白川「小島地区」では全着底工法区間、フローティング工法区間（全ての鋼矢板が支持層まで到達していない）、PFS工法区間、②白川「沖新地区」ではフローティング工法区間、PFS工法区間、③緑川「美登

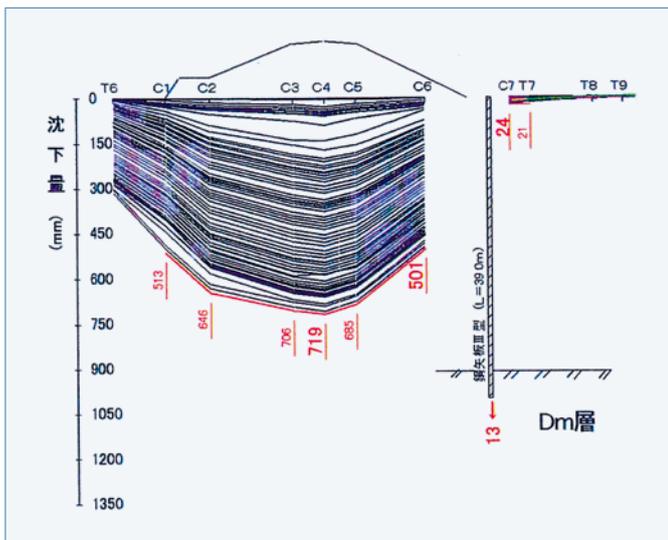


図3 沈下量の動態観測結果（全着底工法）

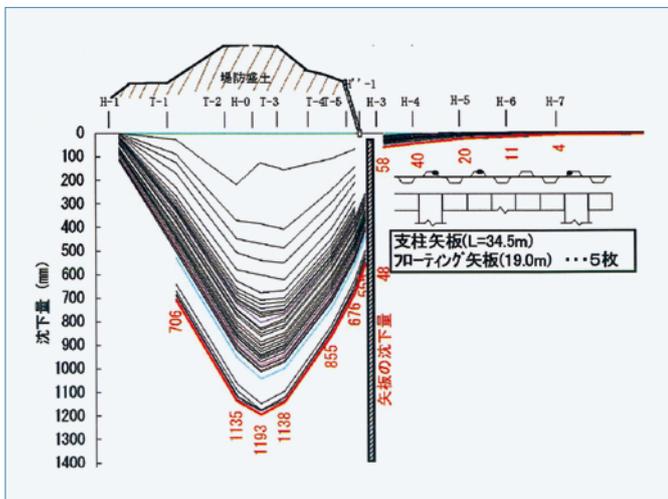


図4 沈下量の動態観測結果（PFS工法）

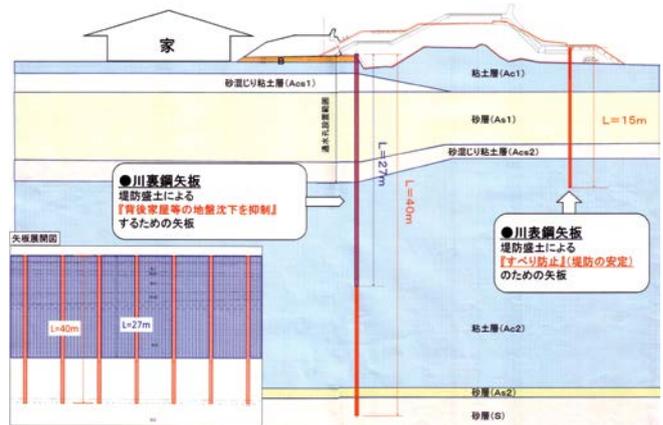


図5 河川堤防の標準的な対策モデル

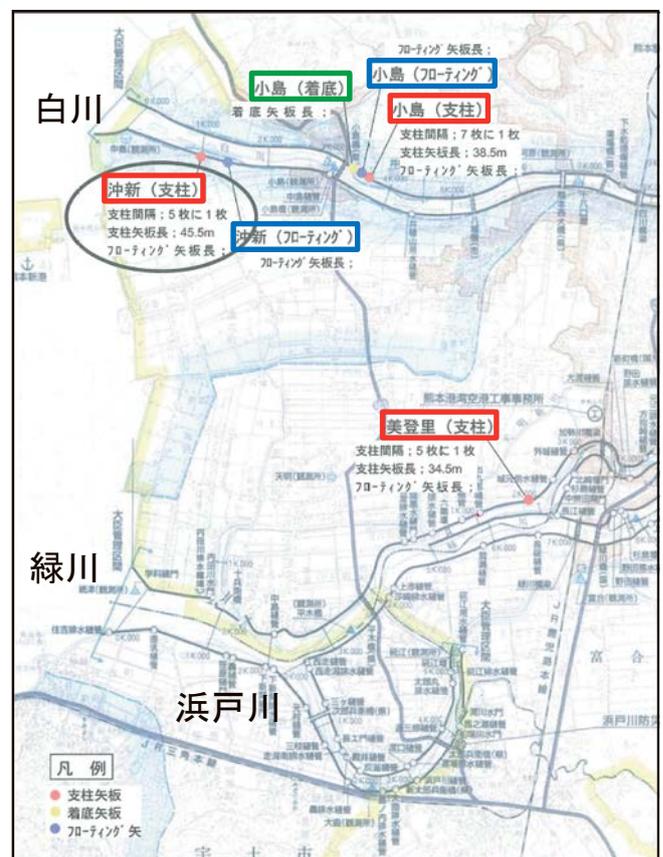


図6 沈下対策鋼矢板の試験施工箇所

白川(右岸) 堤防沈下状況

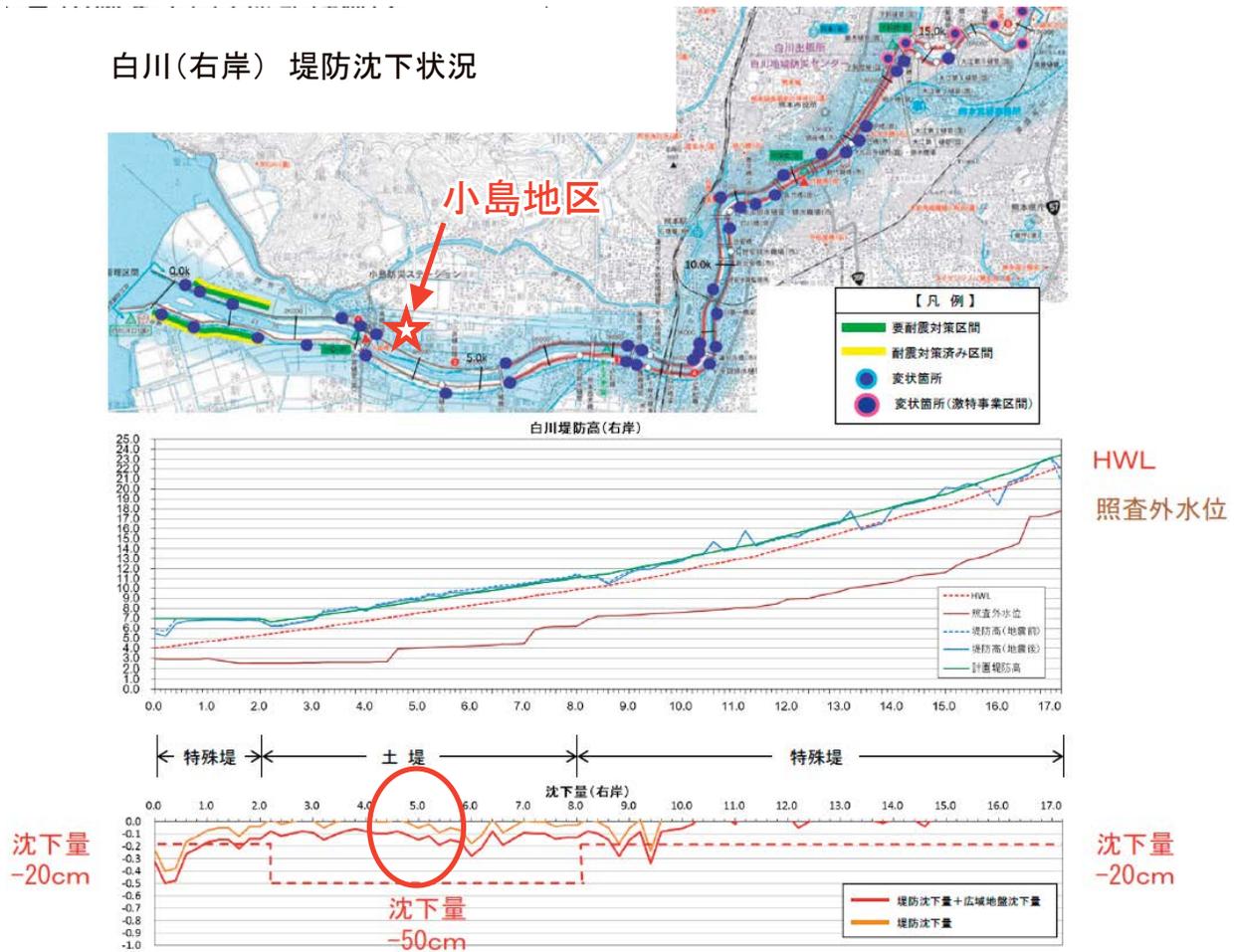


図7 堤防沈下状況(白川右岸)※1

里地区」ではPFS工法区間がある。それぞれの地区における鋼矢板対策区間と未対策区間の位置と、それぞれの熊本地震後の堤防の変状について述べる。

なお、地震による河川堤防の変状を分析するに当たり、九州地方整備局より公開されている『緑川・白川堤防調査委員会』資料を参照させていただいた。

① 白川「小島地区」

小島地区は、白川右岸河口から約3kmの地点で、小島橋の上流に位置する。堤防背後には民家が迫っていることから、鋼矢板による沈下対策が実施された。白川の河口から0km～17kmの河川堤防については変状箇所が点在しており、上流側に進むほど変状箇所は多くなっている。鋼矢板による対策が実施されている河口部付近にも所々変状は見られるが、沈下量で見ると大きな変状と判断されるものではなく、小島地区においても同様に大きな沈下は見られ

ない(図7参照)。

② 白川「沖新地区」

沖新地区は、白川左岸河口から約1kmの地点に位置する。本地区も堤防背後には民家が迫っていることから、鋼矢板による沈下対策が実施されている。本地区では、PFS工法の区間とフローティング工法の区間があり、PFS工法区間においては変状がなかった。フローティング工法区間においては多少の変状が見られたが、沈下量は許容値内に収まっていた(図8参照)。

③ 緑川「美登里地区」

美登里地区は、緑川右岸河口から約7kmの地点に位置する。本地区も同様に堤防背後に民家等が近接していることから、鋼矢板による沈下対策が実施された地区である。緑川の下流から中流域にあたる河口から0km～15kmについての堤防の調査結果を確認したところ、上流側に進むほど変状箇所は多くなっ

ていた。特に河口から8km～13km付近では堤防の損傷が激しく沈下量も大きい。一方、河口付近の鋼矢板による対策区間についてはほとんど変状が見られず、PFS工法を採用している美登里地区においても同様に、大きな変状や沈下も発生していない(図9参照)。

以上、①～③の鋼矢板設置区間においては、今回の熊本地震を受けての河川堤防の大きな損傷は見られなかった。網羅的に検証はできていないが、現地調査の結果から、沈下対策としての鋼矢板壁が耐震性能も持ち合わせているということが十分に期待できると考えられる。

4. 緑川・白川水系の河川堤防現地調査

以上の『緑川・白川堤防調査委員会』の報告等を参考に、当協会でも改めて現

白川(左岸) 堤防沈下状況

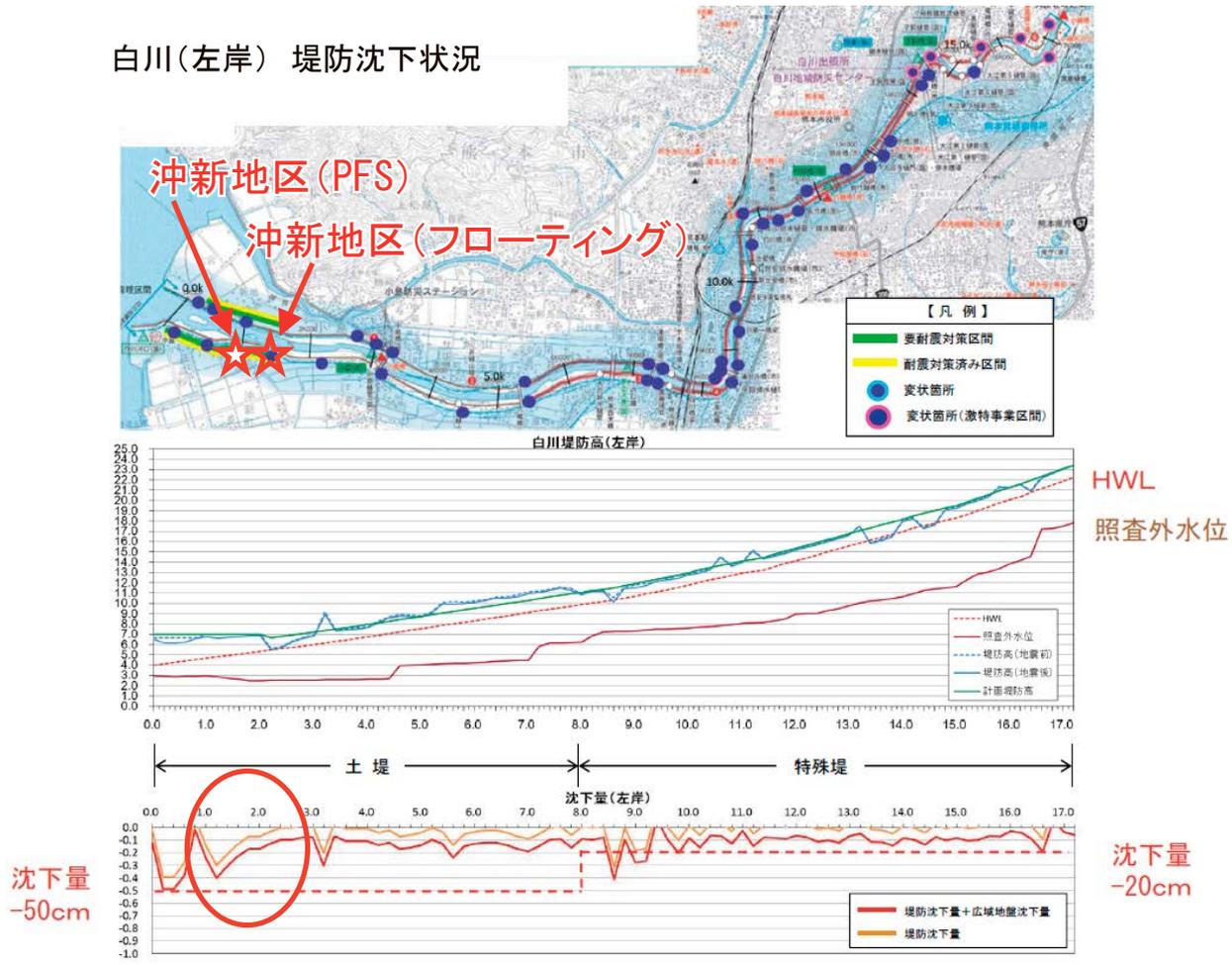


図8 堤防沈下状況(白川左岸) ※1

緑川(右岸0k~15k) 堤防沈下状況

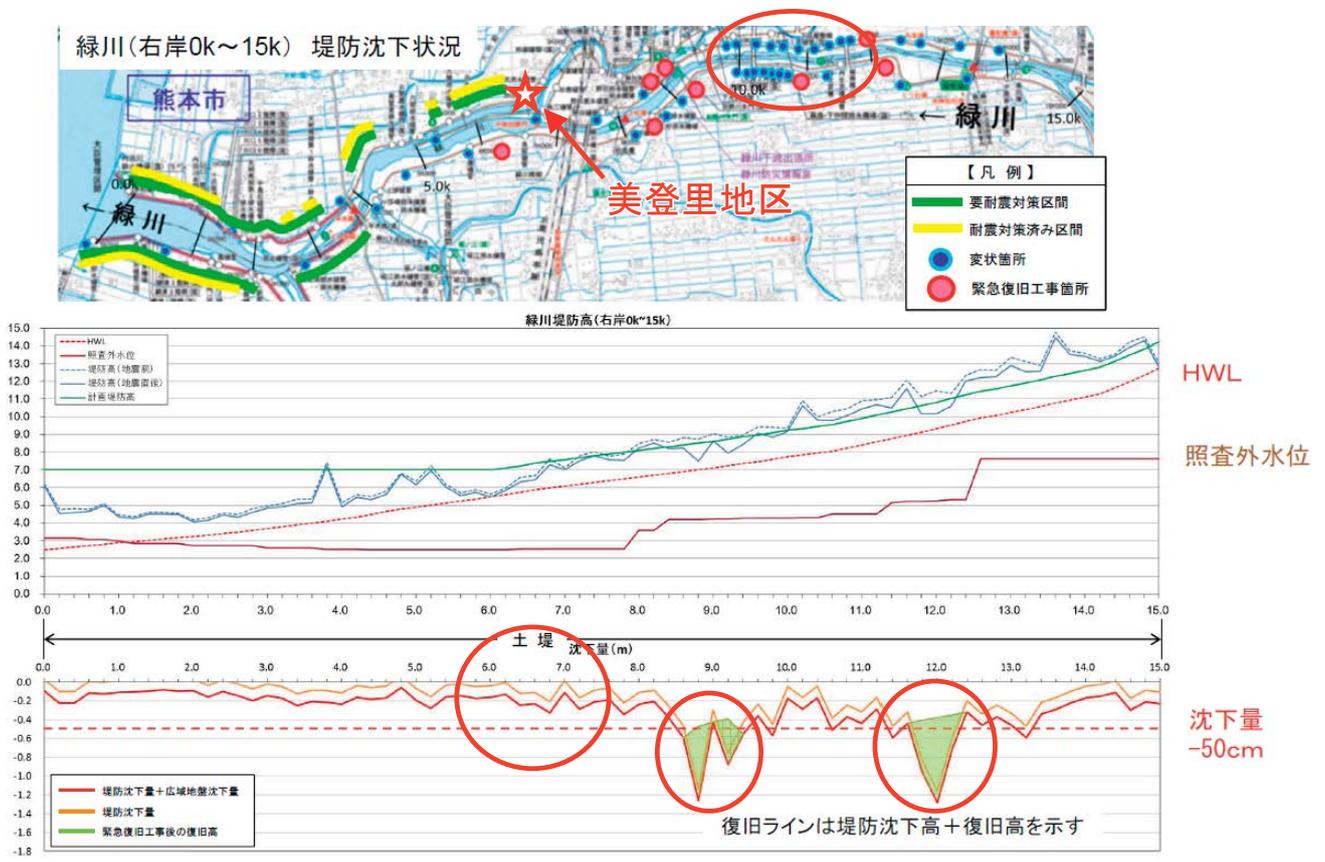


図9 堤防沈下状況(緑川右岸) ※1

(※1) 国土交通省九州地方整備局「第2回緑川・白川堤防調査委員会」(2016年6月10日) 資料より引用



図10 緑川・白川水系 調査位置

地調査を実施した。先に述べたように、各学会、研究機関等から公開されている河川堤防の被災状況の調査報告については、主に被害のあった中上流域のものが多く、今回我々は、これら調査された地区のその後の状況に加えて、被害報告の無かった下流域、すなわちPFS工法も含めた鋼矢板による対策が実施されていた地区の状況についても目視での調査を実施した。今回報告する調査位置を図10に示す。以下にその調査の結果を示す(調査日:2016年11月1日)。

① 白川左岸「沖新地区」

沖新地区は、先述の通りPFS工法が採用された試験施行地区のひとつである。写真1-2の通り、目視で判断できるような変状は無く、天端法線のずれ等も無かった。地震後に補修したような形跡もなく、地震による変状はほとんどなかったことがうかがえる。

② 緑川右岸「海路口下流地区」

海路口下流地区は、2014年12月にPFS工法による対策が実施された地区である。写真2-1、写真2-2からもわかるように、堤防背面には民家が近接しており盛土荷重による周辺地盤の引き込み沈下が懸念されることから堤体法尻に鋼矢板を打設した。写真2-2の通り、堤体自身に変状は無く、地震による被害はなかったことがうかがえる。

③ 緑川右岸「美登里地区」

美登里地区も、沖新地区同様に試験施工地区のひとつであり、先述の通りPFS工法が適用されている地区である。鋼矢板打設位置外側において、堤防法線に沿って舗装コンクリートに若干のひびが生じていたが、これは堤体側の経年的な沈下に伴うものと考えられ、今回の地震によるものとは考えにくい。写真3-2の通り、堤体法線のずれ、大きなクラック等の大きな変状は無かった。

④ 無対策区間の被災状況、復旧状況

(緑川左岸「田口地区」、矢形川右岸[緑川支流]、木山川左岸「津森小学校前」[緑川支流])

地震直後に調査され被害状況が報告されている無対策区間について、現状を確認した。堤体天端が主要な道路となっている堤防については復旧工事が完了、もしくは現在施工中の箇所が多かった。一方、上流域で規模の小さい堤防においては、震災で天端にクラックが入ったり、法肩が大きく崩れているような箇所についても、未だに大型土嚢による浸水対策程度の応急復旧の状態となっている箇所が残っていた。写真4-1～写真6-2に、震災直後の状況と、約半年後の状況(今回調査)について示す。

5. 沈下対策鋼矢板の耐震性能について

河川堤防の法尻に鋼矢板を打設する場合、新たに盛土をする、もしくは既設盛土の嵩上げをすることによる周辺地盤の引き込み沈下を防ぐ「沈下対策」を目的とするものと、地震による堤体沈下、すべりを防止する、「耐震対策」を目的とするものがある。

PFS工法は「沈下対策」のひとつであり、設計においては鉛直方向の押込み力と抵抗力のつり合いで鋼矢板の諸元を決定している。ここには耐震性能のことは加味されていない。今回の熊本地震では、結果的に、PFS工法、すなわち沈下対策鋼矢板工法が採用された区間で河川堤防の被害が出ておらず、耐震性能も期待されることがわかったが、その効果の明確な根拠については確認されていない。

現在、学会、研究機関等の有識者らにより、PFS工法の耐震効果を検証するための取り組みを始めつつある。沈下抑止に効果を発揮するPFS工法について、耐震性能も評価し、設計体系を整備することにより、さらに鋼矢板の適用範囲が広がり普及促進につながると考えられる。

PFS工法をはじめ、鋼矢板が今後さらにインフラの防災機能強化に貢献できることを期待する。



写真1-1 沖新地区 (2003年)



写真2-1 海路口下流地区 (2014年12月)



写真3-1 美登里地区 (2003年)



写真1-2 沖新地区 (2016年11月)



写真2-2 海路口下流地区 (2016年11月)



写真3-2 美登里地区 (2016年11月)



写真4-1 田口地区 (2016年4月) ^(※2)



写真5-1 矢形川右岸 (2016年5月) ^(※3)



写真6-1 津森小学校前 (2016年4月) ^(※4)



写真4-2 田口地区 (2016年11月)



写真5-2 矢形川右岸 (2016年11月)



写真6-2 津森小学校前 (2016年11月)

写真1,2,3は堤防裏側(沈下対策)
 鋼矢板打設位置

(※2) 地盤工学会 「熊本地震地盤災害説明会 河川堤防の被害」(2016年4月27日) 資料より引用
 (※3) 「熊本地震」減災センター被災地調査報告(第12報)(2016年5月11日) より引用
 (※4) 「熊本地震」減災センター被災地調査報告第6報(2016年4月25日) より引用