令和７年度

阿武隈川上流小作田橋橋梁修正設計業務

設計説明書

令和７年７月

Total Consulting & Character
東京コンサルタンツ株式会社

目　次

Page

第 1 章 P2 橋脚の支持力照査結果への対応 1- 1
1.1 P2 橋脚の工事状況および追加ボーリング実施の経緯 1- 1
1.2 平板載荷試験結果の整理 1- 6
1.3 フーチング下面（床付け面）の状況 1- 7
1.4 確認・追加ボーリングを考慮した平板載荷試験による極限支持力の照査 1- 8
1.4.1 確認・追加ボーリング結果の整理 1- 8
1.4.2 極限支持力の照査 1-15
1.5 結　論 1-25

第 2 章 設計条件 2- 1
2.1 地盤の条件 2- 1
2.1.1 （結論）基礎設計に用いる土質定数 2- 1
2.1.2 地質調査の内容 2- 2
2.1.3 調査ボーリング結果の整理 2- 4
2.1.4 設計Ｎ値 2-10
2.1.5 支持層の設定 2-11
2.1.6 土質定数の設定 2-23
2.1.7 地盤種別の判定 2-47
2.1.8 液状化の判定 2-49
2.1.9 耐震設計上の基盤面 2-57
2.1.10 橋に影響を与える流動化の判定 2-59

第 3 章 橋梁計画 3- 1
3.1 基礎の計画 3- 1
3.1.1 基礎形式の選定 3- 1
3.1.2 杭先端の支持層への根入れ 3- 3
3.1.3 検討にあたっての前提条件 3- 4
3.1.4 杭径の検討 3- 5

第 4 章 修正内容総括 4- 1
4.1 修正事項 4- 1
4.1.1 主な修正内容 4- 1
4.1.2 計算結果対比 4- 4
4.1.3 配筋要領図対比 4-16
4.1.4 図面修正一覧 4-17

第1章 P2 橋脚の支持力照査結果への対応

1.1 P2 橋脚の工事状況および追加ボーリング実施の経緯

P2 橋脚は直接基礎で工事中（図 1.1.1 参照）であり，仮設鋼矢板で土留めして（腹起し・切梁・火打ちを設置），フーチング下面（床付け面）まで掘削後，平板載荷試験を実施し，地盤反力度の確認まで完了している状況である。ただし，現在，鋼矢板内は土砂で埋め戻されている。

平板載荷試験で計測した地盤反力度は，制限値（設計値）を下回る結果となり，**支持力が不足**することを確認した。工事中に仮設鋼矢板の隙間から**湧水がわき出ている**ことや目視から，詳細設計で支持層としている風化凝灰角礫岩[wDt2 層]は，風化の進行によって**所々で土砂化が進んでいる**と考えられることから，**確認ボーリング**（1 本：B-No.1 孔）を実施することになった。

確認ボーリング（B-No.1 孔：図 1.1.2 参照）より，フーチング下面以深も**所々土砂化が進行**している土層が分布する（N 値 30 以下と低い箇所が連続：図 1.1.2 参照）。

詳細設計における基礎形式（直接基礎）およびフーチング形状の妥当性を評価，杭基礎に変更となっても速やかに対応できるよう配慮して，**追加ボーリング**（2 本：B-No.2 孔，B-No.3 孔）を実施することになった（図 1.1.3 参照）。

確認・追加ボーリング結果を加味して直接基礎の極限支持力を照査した結果，**支持力が不足するので，基礎形式を杭基礎に変更する**ことになった。

平板載荷試験の実施から追加ボーリング完了（基礎形式の変更）までの時系列を整理すると，表 1.1.1 のとおりである。

表1.1.1 平板載荷試験の実施から追加ボーリング完了までの時系列

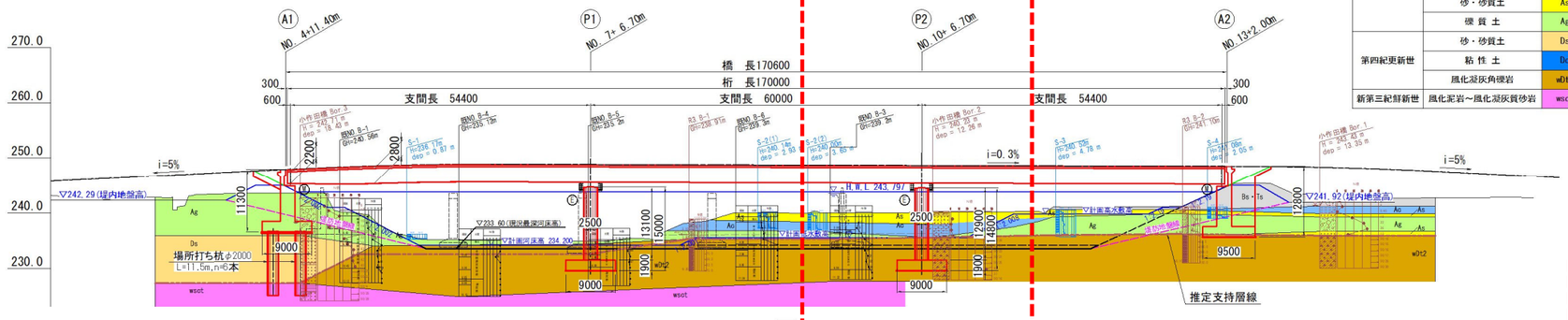
日付	発注者からの連絡および資料提供等		受注者の対応等	
令和 7.1/9(木)	・平板載荷試験の実施にあたり，載荷荷重を確認するための連絡	メール	・最大地盤反力度を連絡	メール
	・平板載荷試験の立会いを承諾	電話	・平板載荷試験に立ち会いたいことを依頼	電話
令和 7.1/14(火)	・平板載荷試験を実施	現場	・平板載荷試験に立会い	現場
令和 7.1/15(水)	・平板載荷試験結果を提供	メール	・平板載荷試験結果の受領 ・平板載荷試験による地盤反力度の制限値は最大地盤反力度を下回るので支持力が不足することを確認。	メール
令和 7.1/16(木)	・フーチング下面（床付け面）の状況写真を提供	メール	・フーチング下面（床付け面）の状況写真を受領	メール
令和 7.1/23(木)	・確認ボーリング（削孔長 7m）結果を提供	メール	・確認ボーリング（削孔長 7m）結果を受領 ⇒確認ボーリングを実施する連絡はなし	メール
	・支持層が確認できないので，杭基礎に変更し，修正設計することを考えている旨を連絡 ・修正設計（杭基礎に変更）に必要な追加地質調査の提案を依頼	電話	・修正設計（杭基礎に変更）に必要な追加地質調査の提案書作成を承諾	電話
令和 7.1/24(金)	・追加地質調査の提案書を受領	―	・追加地質調査の提案書を提出	メール
	・現場立会いを依頼	電話	・現場立会いを承諾	電話
令和 7.1/27(月)	・杭基礎に変更して，修正設計することを決定 ・修正設計は東京コンサルタンツ㈱に依頼することを決定 ・追加ボーリング（2 本）および各種試験の実施を決定	現場	・修正設計の依頼を承諾	現場
令和 7.2/18(火)	・追加ボーリング（B-No.2 孔）の仮柱状図を提供	メール	・追加ボーリング（B-No.2 孔）の仮柱状図を受領	メール
令和 7.2/20(木)	・修正設計（杭基礎）の見積もりを依頼	メール	・修正設計（杭基礎）の見積もり書作成を承諾	メール
令和 7.2/26(水)	・修正設計（杭基礎）の見積もり書を承諾	メール	・修正設計（杭基礎）の見積もり書を提出	メール
令和 7.2/27(木)	・孔内水平載荷試験結果(B-No.2 孔）を提供	メール	・孔内水平載荷試験結果(B-No.2 孔）を受領	メール
令和 7.3/4(火)	・追加ボーリング（B-No.3 孔）の仮柱状図を提供	メール	・追加ボーリング（B-No.3 孔）の仮柱状図を受領	メール
令和 7.3/7(金)	・岩石試験（一軸圧縮試験）結果を提供（B-No.2 孔）	メール	・岩石試験（一軸圧縮試験）結果を受領（B-No.2 孔）	メール
令和 7.3/12(水)	・孔内水平載荷試験結果を提供（B-No.3 孔）	メール	・孔内水平載荷試験結果を受領（B-No.3 孔）	メール
令和 7.3/19(水)	・岩石試験（一軸圧縮試験）結果を提供（B-No.3 孔）	メール	・岩石試験（一軸圧縮試験）結果を受領（B-No.3 孔）	メール
令和 7.3/21(金)	・修正設計に伴う河川協議資料の修正を依頼（この資料を見積もりに加える）	電話	・修正設計に伴う河川協議資料と見積もりの修正を承諾	電話
	・修正見積もりを承諾	―	・修正見積もりを提示	メール
令和 7.3/24(月)	・追加ボーリング（B-No.2 孔，B-No.3 孔）の最終版と土層図の CAD データを提供	メール	・追加ボーリング（B-No.2 孔，B-No.3 孔）の最終版と土層図の CAD データを受領	―

地層構成状況

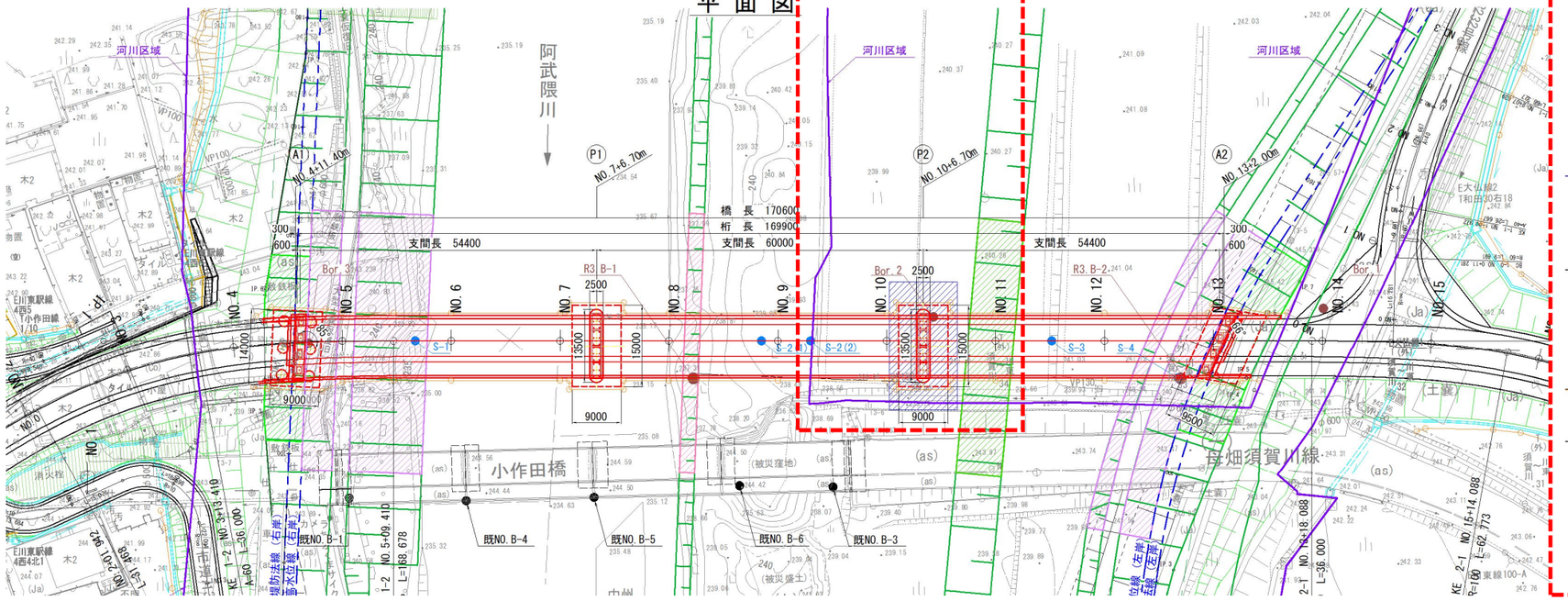
地質時代	地 層 名	層記号	N 値（回）
第四紀完新世	盛 土・表土	Bs・Ts	3
	粘 性 土	Ac	0～7
	砂・砂質土	As	2～13
	礫 質 土	Ag	9～60
第四紀更新世	砂・砂質土	Ds	32～56
	粘 性 土	Dc	—
	風化凝灰角礫岩	wDt2	37～300
新第三紀鮮新世	風化泥岩～風化凝灰質砂岩	wsct	54～167

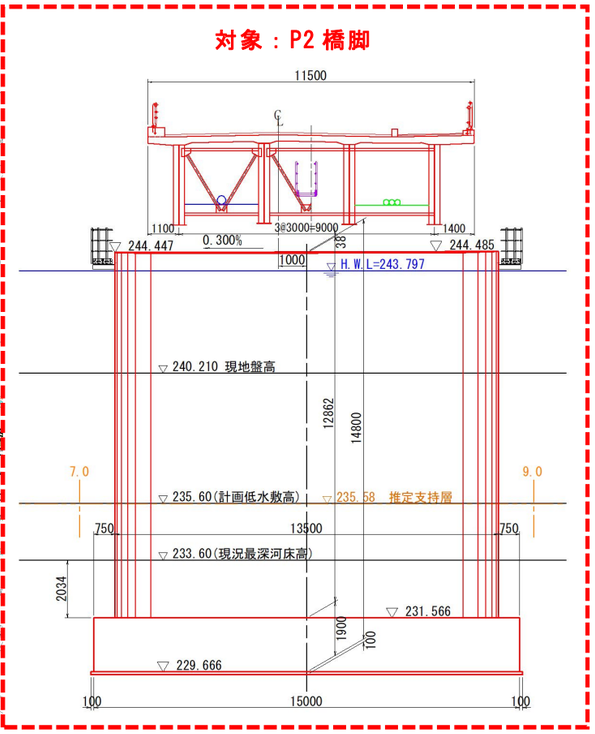
側 面 図

対象：P2 橋脚



平 面 図





P2 橋脚工事状況





図1.1.1 対象箇所

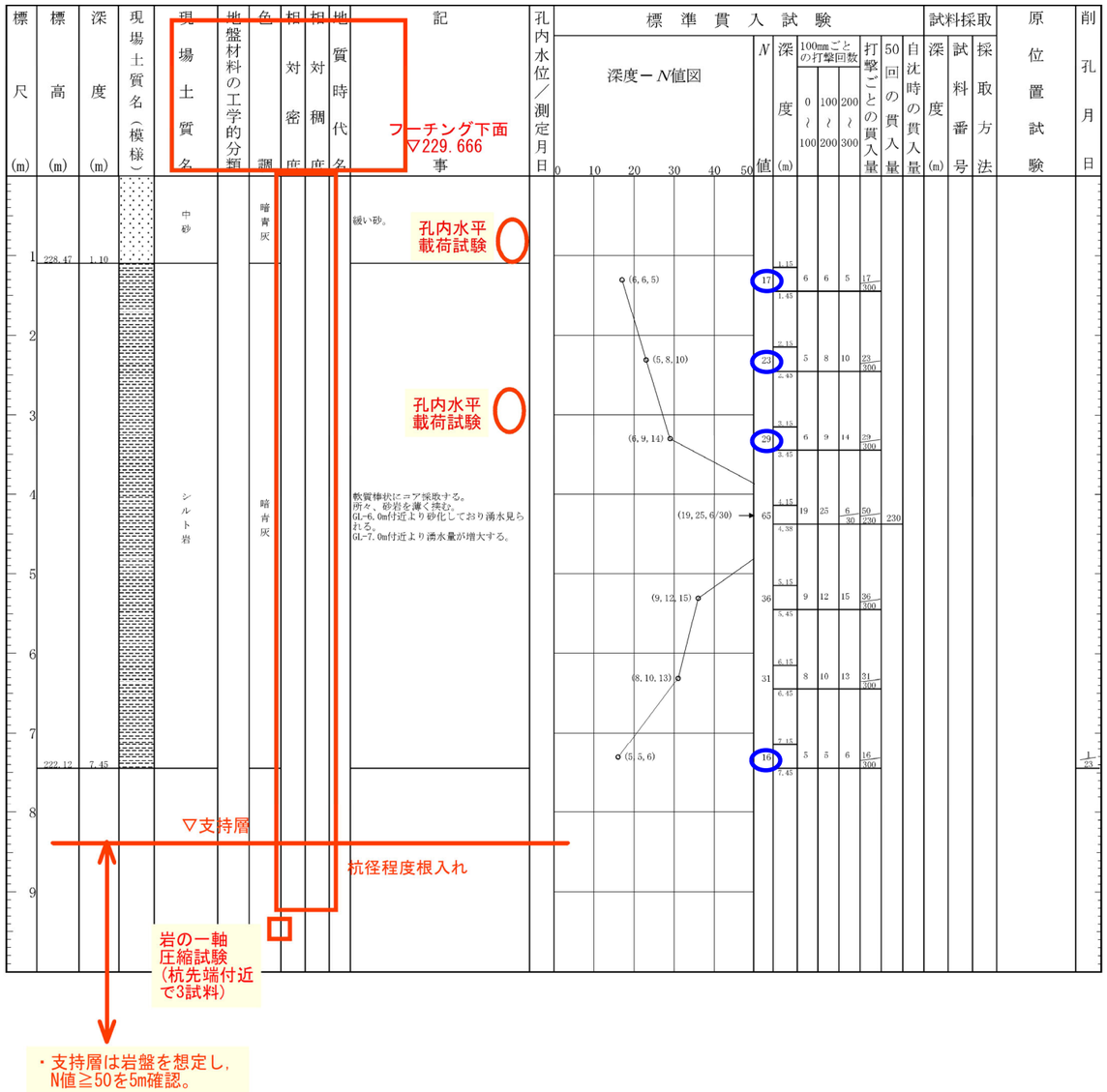
土質ボーリング柱状図（標準貫入試験）

調　査　名　地質調査

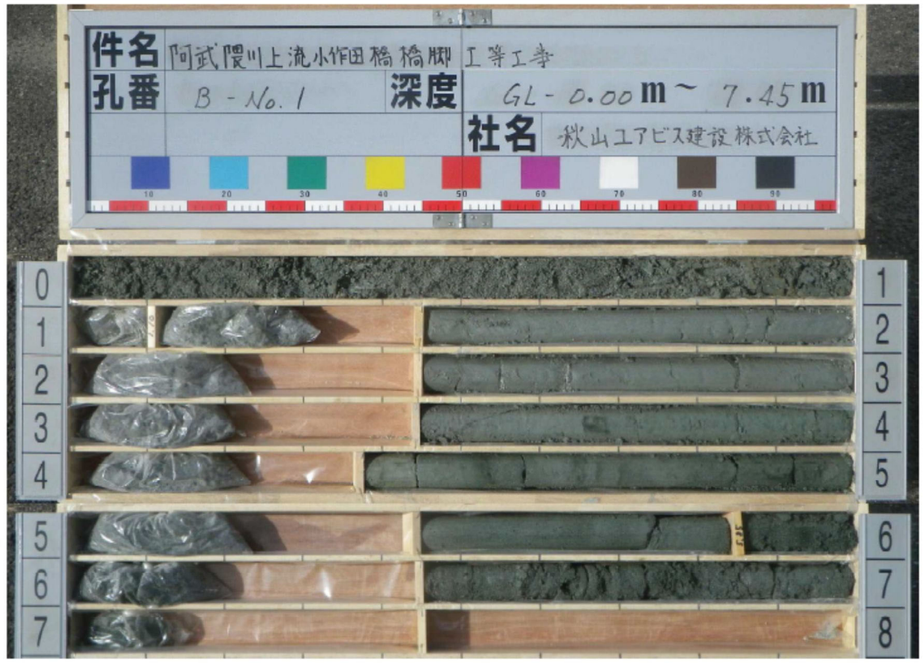
事業名 または 工事名　阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事

調査目的及び調査対象　道路 構造物基礎

ボーリング名	B-No. 1	調査位置	福島県須賀川市小作田地内			北緯	
発注機関	福島河川国道事務所			調査期間	令和7年 1月 23日	東経	
調査業者名	株式会社 南進測量 電話 0242-23-7745	主任技師	地質調査技士 登録番号:	現場代理人	地質調査技士 登録番号:	コア鑑定者	[redacted]	ボーリング責任者	[redacted]
孔口標高	T.P. 229.57m	角度	180° 上下 90° 0°	方位	北 0° 東 90° 南 180° 西 270°	地盤勾配	水平0° 鉛直 90° 0°	使用機種	
総削孔長	7.45m					試錐機	YBM-05		
						エンジン	NFD-9	ポンプ	GP-5



ボーリングコア写真



調査孔No.	B-No.1	深　度	Dep=7.45(m)

＜考　察＞

・確認ボーリングでフーチング下面から 7m 掘進したが，N 値 30 以上が 5m 程度以上連続する土層は確認できない。

⇒直接基礎およびフーチング形状が妥当性を検証

・杭基礎への変更に伴う修正設計を実施する場合は，以下の地質調査が必要である。

⇒地質調査項目

①支持層は岩盤を想定し，N 値 50 以上を 5m 程度確認する。

②杭先端の支持力を確認⇒岩の一軸圧縮強度（杭先端付近で 3 試料）

③水平方向の変形係数を確認⇒孔内水平載荷試験（フーチング下面から 1m 付近と 3m 付近）

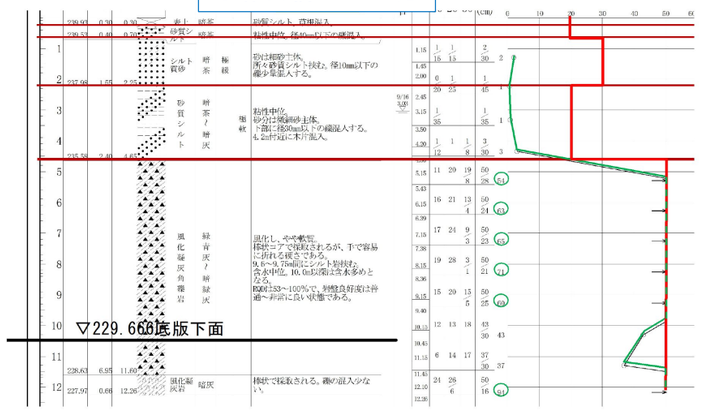
図1.1.2 確認ボーリング（B-No.1 孔）の結果

■追加ボーリング位置

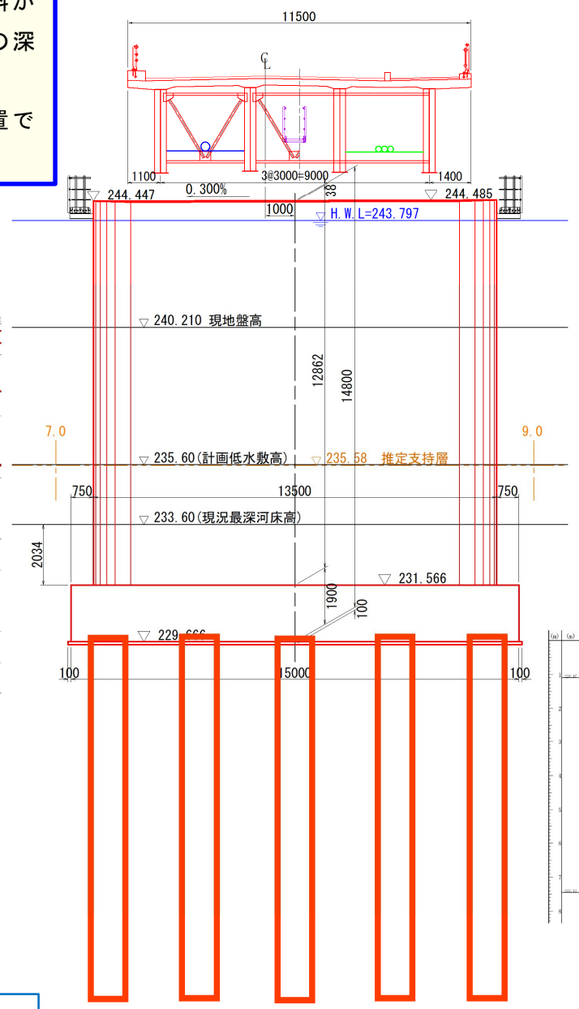
・既往ボーリングおよび確認ボーリングより，支持層の傾斜が考えられるので，追加ボーリングを 2 本実施して，支持層の深度，中間層の厚さを確認する。

・追加ボーリング実施位置は仮設土留めの切梁を避けた位置で実施する。

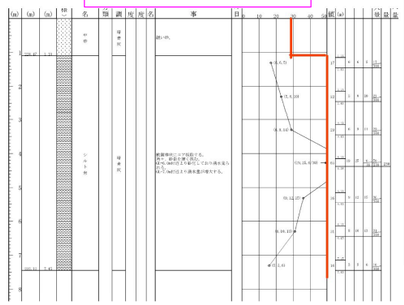
既往ボーリング
小作田橋 Bor.2 孔

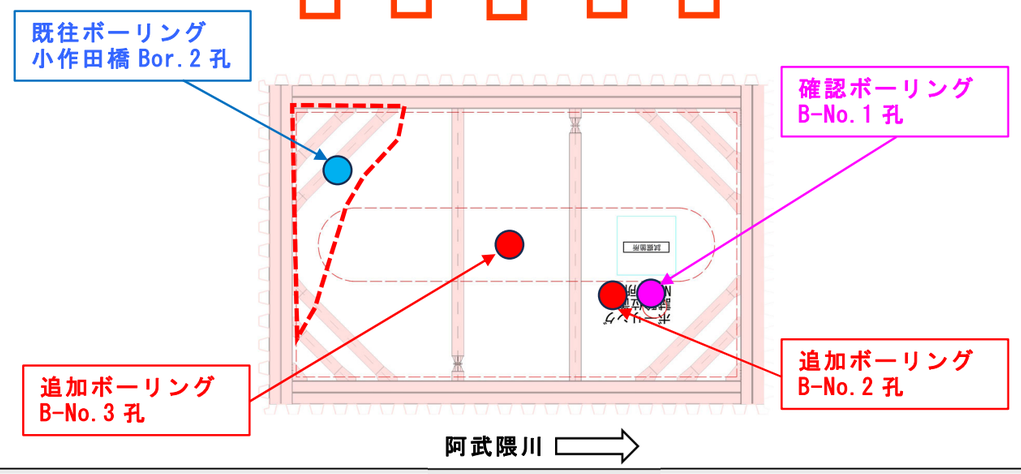


P2橋脚



確認ボーリング
B-No.1 孔





調査ボーリング本数の目安
（出典：「設計施工マニュアル［橋梁編］」
R5.3 東北地方整備局 p1-5～1-6

2）本調査

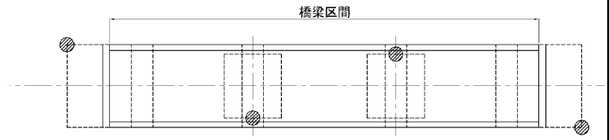
本調査は、予備調査の調査項目と関連付け、必要な各種試験（物理試験、力学試験など）を実施し、地盤の地層構成、及びその特性を十分把握することに重点を置くのが良い。

ｲ）ボーリングは、予備調査と関連付け、橋台、橋脚の各位置で行うものとし、その地点数は、表1-1を参考とする。

表1-1　ボーリング地点数

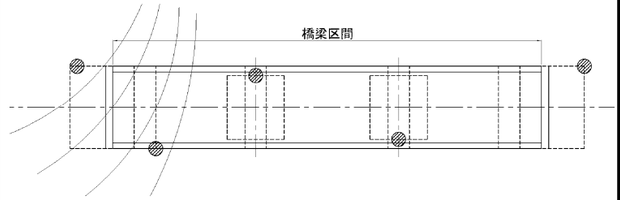
地盤条件＼構造形式		直接基礎	杭 基 礎	ケーソン基礎 鋼管矢板基礎
支持層の予想される状態	不連続性の互層	A	A	A
	不整合 傾斜	B	B	B
〔備考〕	A：橋台、橋脚1基につき少なくとも1点 B：橋台、橋脚1基につき少なくとも上下流または左右2点			

（支持層まで不連続性の互層が予想される場合）



橋台、橋脚1基につき少なくとも1本実施する。

（支持層の不整合や傾斜が予想される場合）



橋台、橋脚1基につき少なくとも上下流または左右2本実施する。

図1.1.3 確認ボーリング（B-No.1 孔）および追加ボーリング（B-No.2 孔，B-No.3 孔）の位置

1.2 平板載荷試験結果の整理

平板載荷試験による地盤反力度の制限値は表 1.2.1 のとおりであり，最大地盤反力度を満足しないので，支持力が不足する。

表1.2.1 平板載荷試験の結果

JGS 1521	地盤の平板載荷試験（測定）	1 / 2

調査件名　阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日　2025 年　1 月　14 日

地点番号(地盤高)　P2橋脚　　試 験 者　[redacted]

載荷板の形状	円盤鋼板	載荷板の寸法 cm	30×t2.5	載荷板の面積 A ㎡	7.069E-2
ジャッキの種類	分離式オイルジャッキ	ジャッキの能力 kN	300.00	反力装置の種類	敷鉄板
載荷方法	段階式載荷	荷重計の較正係数 K kN/㎡/目盛	14.147	天候	曇り

サイクル	実荷重 kN	載荷圧力 $p=KR$ kN/㎡	時刻	経過時間 t min	変位計の読み mm 1	2	3	4	変位計読みの平均値 mm	累計沈下量 mm
予備載荷	0.0	0.00	10:40	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
	11.0	155.62	10:45	5	1.48	1.61	1.39	1.23	1.428	1.428
	0.0	0.00	10:50	10	0.65	1.37	0.99	0.40	0.853	0.853
	11.0	155.62	10:55	15	1.50	2.10	1.62	1.14	1.590	1.590
	0.0	0.00	11:00	20	0.83	1.92	1.12	0.28	1.038	1.038
	0.0	0.00	11:00	20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
第一サイクル	22.0	311.23								
			11:00	0	1.48	1.36	1.22	1.28	1.335	1.335
			11:01	1	1.48	1.41	1.32	1.37	1.395	1.395
			11:02	2	1.48	1.42	1.34	1.39	1.408	1.408
			11:05	5	1.47	1.46	1.38	1.43	1.435	1.435
			11:10	10	1.46	1.50	1.43	1.47	1.465	1.465
			11:15	15	1.45	1.53	1.43	1.47	1.470	1.470
			11:20	20	1.44	1.54	1.44	1.47	1.473	1.473
			11:25	25	1.43	1.56	1.48	1.51	1.495	1.495
			11:30	30	1.43	1.58	1.48	1.51	1.500	1.500
	44.0	622.47								
			11:31	0	2.99	3.15	2.96	2.73	2.958	2.958
			11:32	1	3.23	3.36	3.02	2.76	3.093	3.093
			11:33	2	3.23	3.40	3.05	2.79	3.118	3.118
			11:36	5	3.47	3.62	3.12	2.85	3.265	3.265
			11:41	10	3.50	3.66	3.19	2.92	3.318	3.318
			11:46	15	3.49	3.66	3.23	2.97	3.338	3.338
			11:51	20	3.49	3.66	3.24	2.97	3.340	3.340
			11:56	25	3.60	3.78	3.24	2.97	3.398	3.398
			12:01	30	3.60	3.78	3.30	3.03	3.428	3.428
	66.0	933.70								
			12:02	0	4.71	4.94	4.54	4.10	4.573	4.573
			12:03	1	5.04	5.29	4.92	4.42	4.918	4.918
			12:04	2	5.15	5.43	4.93	4.42	4.983	4.983
			12:07	5	5.31	5.58	5.25	4.79	5.233	5.233
			12:12	10	5.62	5.98	5.50	5.04	5.535	5.535
			12:17	15	5.65	6.02	5.51	5.04	5.555	5.555
			12:22	20	5.71	6.09	5.55	5.04	5.598	5.598
			12:27	25	5.75	6.13	5.56	5.04	5.620	5.620
			12:32	30	5.78	6.16	5.66	5.17	5.693	5.693
	88.0	1244.94								
			12:33	0	7.33	7.92	7.35	6.61	7.303	7.303
第一サイクル			12:34	1	8.39	9.10	8.56	7.71	8.440	8.440
			12:35	2	8.90	9.64	9.05	8.14	8.933	8.933
			12:38	5	9.72	10.55	10.06	9.06	9.848	9.848
			12:43	10	10.67	11.64	11.18	10.06	10.888	10.888
			12:48	15	11.58	12.72	12.15	10.89	11.835	11.835
			12:53	20	12.87	14.26	13.61	12.14	13.220	13.220
			12:58	25	17.51	19.86	18.86	16.52	18.188	18.188
			13:03	30	32.26	34.54	33.71	31.22	32.933	32.933

← 降伏する

※平板載荷試験結果による
地盤反力度の制限値
・常　時：933.7÷3[安全率]
＝311.2kN/m²
・地震時：933.7÷2[安全率]
＝466.8kN/m²

※平板載荷試験結果による
地盤反力度の照査結果
■橋軸方向
・常　時：326.6kN/m²＞311.2kN/m²⇒out
・地震時：591.4kN/m²＞466.8kN/m²⇒out
■橋軸直角方向
・常　時：326.6kN/m²＞311.2kN/m²⇒out
・地震時：483.2kN/m²＞466.8kN/m²⇒out

4.5 各荷重ケース毎の作用力の集計および、安定計算(橋軸方向)

4.5.1 結果一覧

荷重ケース名	種類	基礎の変位の制限 転倒 e (m) e_x(m)	基礎の変位の制限 地盤反力 q_{max}(kN/m²) q_a (kN/m²)	基礎の変位の制限 水平荷重 H (kN) H_{ua}(kN)	判定
D-1(水位無視)	永続	0.000 1.500 OK	319.576 600.000 OK	0.00 16825.68 OK	OK
D-1(水位考慮)	永続	0.000 1.500 OK	207.721 600.000 OK	0.00 10936.50 OK	OK
D-2(水位無視)	永続	0.000 1.500 OK	195.395 600.000 OK	0.00 10287.57 OK	OK
D-2(水位考慮)	永続	0.000 1.500 OK	145.631 600.000 OK	0.00 7667.45 OK	OK
1.0(D+L)-1(水位無視)	——	0.000 1.500 OK	326.616 600.000 OK	0.00 17196.31 OK	OK
1.0(D+L)-1(水位考慮)	——	0.000 1.500 OK	220.087 600.000 OK	0.00 11587.58 OK	OK
1.0(D+L)-2(水位無視)	——	0.000 1.500 OK	208.348 600.000 OK	0.00 10969.54 OK	OK
1.0(D+L)-2(水位考慮)	——	0.000 1.500 OK	160.953 600.000 OK	0.00 8474.19 OK	OK

荷重ケース名	種類	限界状態1 転倒 e (m) e_x(m)	限界状態1 地盤反力 q_{max}(kN/m²) q_a (kN/m²)	限界状態3 水平荷重 H (kN) H_u(kN)	判定
D-1(水位無視)	永続	0.000 3.000 OK	319.576 900.000 OK	0.00 22132.24 OK	OK
D-1(水位考慮)	永続	0.000 3.000 OK	207.721 900.000 OK	0.00 14385.71 OK	OK
D-2(水位無視)	永続	0.000 3.000 OK	195.395 900.000 OK	0.00 13532.11 OK	OK
D-2(水位考慮)	永続	0.000 3.000 OK	145.631 900.000 OK	0.00 10085.65 OK	OK
D+L-1(水位無視)	変動	0.000 3.000 OK	348.280 900.000 OK	0.00 24120.11 OK	OK
D+L-1(水位考慮)	変動	0.000 3.000 OK	236.425 900.000 OK	0.00 16373.59 OK	OK
D+L-2(水位無視)	変動	0.000 3.000 OK	224.099 900.000 OK	0.00 15519.99 OK	OK
D+L-2(水位考慮)	変動	0.000 3.000 OK	174.334 900.000 OK	0.00 12073.52 OK	OK

荷重ケース名	種類	限界状態1 転倒 e (m) e_x(m)	限界状態1 地盤反力 q_{max}(kN/m²) q_a (kN/m²)	限界状態3 水平荷重 H (kN) H_u(kN)	判定
D+TH-1(水位無視)	変動	0.130 3.000 OK	347.280 900.000 OK	300.00 22132.24 OK	OK
D+TH-1(水位考慮)	変動	0.200 3.000 OK	235.425 900.000 OK	300.00 14385.71 OK	OK
D+TH-2(水位無視)	変動	0.213 3.000 OK	223.099 900.000 OK	300.00 13532.11 OK	OK
D+TH-2(水位考慮)	変動	0.285 3.000 OK	173.334 900.000 OK	300.00 10085.65 OK	OK
D+L+TH-1(水位無視)	変動	0.090 3.000 OK	367.622 900.000 OK	225.00 24020.72 OK	OK
D+L+TH-1(水位考慮)	変動	0.133 3.000 OK	255.767 900.000 OK	225.00 16274.19 OK	OK
D+L+TH-2(水位無視)	変動	0.140 3.000 OK	243.442 900.000 OK	225.00 15420.59 OK	OK
D+L+TH-2(水位考慮)	変動	0.180 3.000 OK	193.677 900.000 OK	225.00 11974.13 OK	OK
D+TH+EQ-1(水位無視)	変動	0.703 3.000 OK	469.360 900.000 OK	2660.34 22132.24 OK	OK
D+TH+EQ-1(水位考慮)	変動	0.984 3.000 OK	378.039 900.000 OK	2660.34 15807.82 OK	OK
D+TH+EQ-2(水位無視)	変動	1.150 3.000 OK	345.179 900.000 OK	2660.34 13532.11 OK	OK
D+TH+EQ-2(水位考慮)	変動	1.538 3.000 OK	319.023 900.000 OK	3126.55 10905.97 OK	OK
D+EQ-1(水位無視)	変動	1.276 3.000 OK	591.440 900.000 OK	5020.68 22132.24 OK	OK
D+EQ-1(水位考慮)	変動	1.787 3.000 OK	504.725 900.000 OK	5020.68 15807.82 OK	OK
D+EQ-2(水位無視)	変動	2.087 3.000 OK	485.863 900.000 OK	5020.68 13532.11 OK	OK
D+EQ-2(水位考慮)	変動	2.813 3.000 OK	559.977 900.000 OK	5953.10 10905.97 OK	OK

4.6 各荷重ケース毎の作用力の集計および、安定計算(橋軸直角方向)

4.6.1 結果一覧

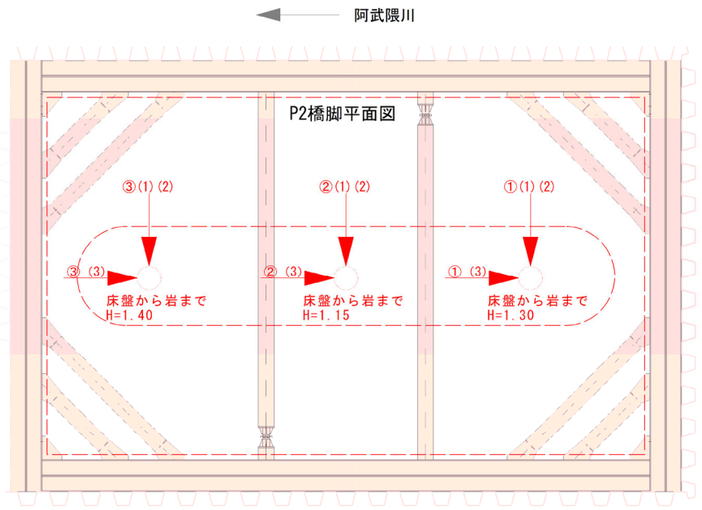
荷重ケース名	種類	基礎の変位の制限 転倒 e (m) e_x(m)	基礎の変位の制限 地盤反力 q_{max}(kN/m²) q_a (kN/m²)	基礎の変位の制限 水平荷重 H (kN) H_{ua}(kN)	判定
D-1(水位無視)	永続	0.000 2.500 OK	319.576 600.000 OK	0.00 16825.68 OK	OK
D-1(水位考慮)	永続	0.043 2.500 OK	211.261 600.000 OK	94.11 10936.50 OK	OK
D-2(水位無視)	永続	0.000 2.500 OK	195.395 600.000 OK	0.00 10287.57 OK	OK
D-2(水位考慮)	永続	0.151 2.500 OK	154.419 600.000 OK	321.06 7667.45 OK	OK
1.0(D+L)-1(水位無視)	——	0.000 2.500 OK	326.616 600.000 OK	0.00 17196.31 OK	OK
1.0(D+L)-1(水位考慮)	——	0.038 2.500 OK	223.459 600.000 OK	89.63 11587.58 OK	OK
1.0(D+L)-2(水位無視)	——	0.000 2.500 OK	208.348 600.000 OK	0.00 10969.54 OK	OK
1.0(D+L)-2(水位考慮)	——	0.130 2.500 OK	169.323 600.000 OK	305.78 8474.19 OK	OK

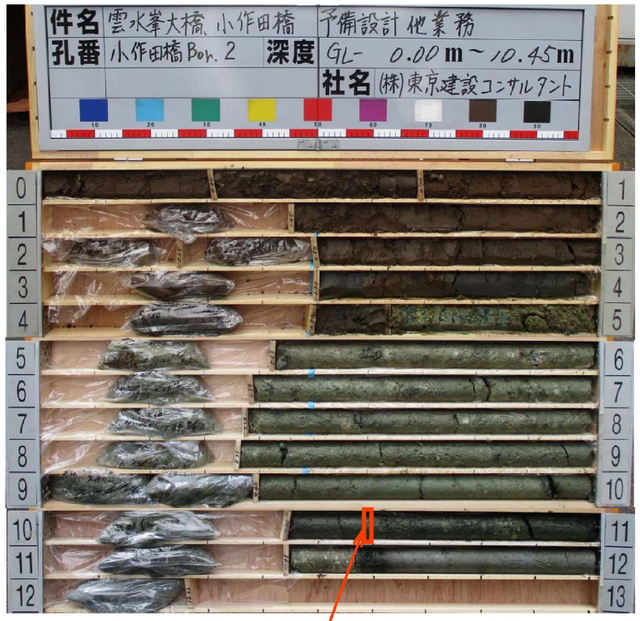
荷重ケース名	種類	限界状態1 転倒 e (m) e_x(m)	限界状態1 地盤反力 q_{max}(kN/m²) q_a (kN/m²)	限界状態3 水平荷重 H (kN) H_u(kN)	判定
D-1(水位無視)	永続	0.000 5.000 OK	319.576 900.000 OK	0.00 22132.24 OK	OK
D-1(水位考慮)	永続	0.043 5.000 OK	211.261 900.000 OK	94.11 14385.71 OK	OK
D-2(水位無視)	永続	0.000 5.000 OK	195.395 900.000 OK	0.00 13532.11 OK	OK
D-2(水位考慮)	永続	0.151 5.000 OK	154.419 900.000 OK	321.06 10085.65 OK	OK
D+L-1(水位無視)	変動	0.000 5.000 OK	348.280 900.000 OK	0.00 24120.11 OK	OK
D+L-1(水位考慮)	変動	0.037 5.000 OK	239.965 900.000 OK	94.11 16373.59 OK	OK
D+L-2(水位無視)	変動	0.000 5.000 OK	224.099 900.000 OK	0.00 15519.99 OK	OK
D+L-2(水位考慮)	変動	0.126 5.000 OK	183.123 900.000 OK	321.06 12073.52 OK	OK

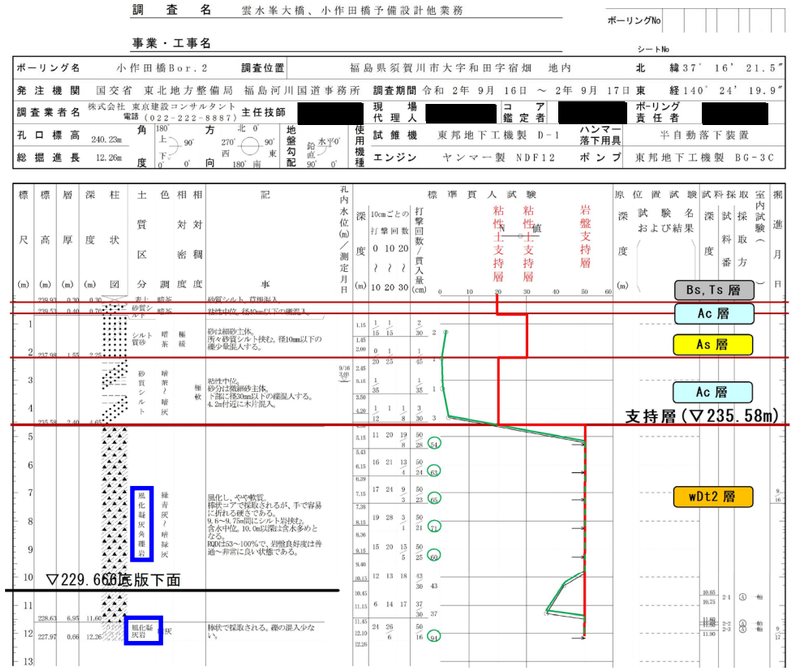
荷重ケース名	種類	限界状態1 転倒 e (m) e_x(m)	限界状態1 地盤反力 q_{max}(kN/m²) q_a (kN/m²)	限界状態3 水平荷重 H (kN) H_u(kN)	判定
D+L+WS+WL-1(水位無..)	変動	0.302 5.000 OK	388.774 900.000 OK	759.97 24020.72 OK	OK
D+L+WS+WL-1(水位考..)	変動	0.480 5.000 OK	280.153 900.000 OK	845.67 16274.19 OK	OK
D+L+WS+WL-2(水位無..)	変動	0.475 5.000 OK	264.968 900.000 OK	780.23 15420.59 OK	OK
D+L+WS+WL-2(水位考..)	変動	0.729 5.000 OK	223.311 900.000 OK	1072.63 11974.13 OK	OK
D+WS-1(水位無視)	変動	0.493 5.000 OK	382.658 900.000 OK	1144.94 22132.24 OK	OK
D+WS-1(水位考慮)	変動	0.794 5.000 OK	273.729 900.000 OK	1222.24 14385.71 OK	OK
D+WS-2(水位無視)	変動	0.817 5.000 OK	259.225 900.000 OK	1185.47 13532.11 OK	OK
D+WS-2(水位考慮)	変動	1.223 5.000 OK	216.887 900.000 OK	1449.20 10085.65 OK	OK
D+EQ-1(水位無視)	変動	1.280 5.000 OK	483.202 900.000 OK	5518.46 22132.24 OK	OK
D+EQ-1(水位考慮)	変動	1.797 5.000 OK	391.263 900.000 OK	5518.46 15765.04 OK	OK
D+EQ-2(水位無視)	変動	2.094 5.000 OK	359.021 900.000 OK	5518.46 13532.11 OK	OK
D+EQ-2(水位考慮)	変動	2.616 5.000 OK	322.131 900.000 OK	5585.33 10895.02 OK	OK

1.3 フーチング下面（床付け面）の状況

仮設鋼矢板の隙間から湧水がわき出ていることから，詳細設計で支持層としている風化凝灰角礫岩[wDt2 層]は風化の進行によって所々で土砂化が進んでいると考えられる（図 1.3.1 参照）。











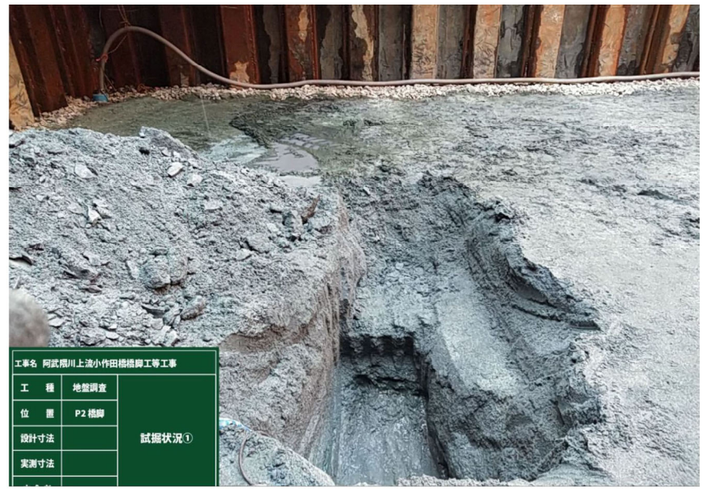


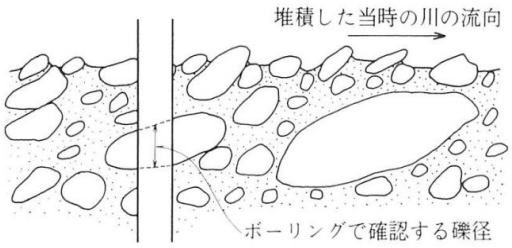
図1.3.1 フーチング下面（床付け面）の状況

1.4 確認・追加ボーリングを考慮した平板載荷試験による極限支持力の照査

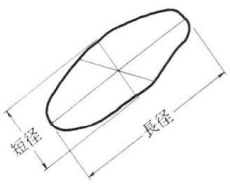
1.4.1 確認・追加ボーリング結果の整理

通常，ボーリングで確認される礫径は，図 1.4.1 のように礫の短径を確認している場合が多い。長径は一般に，調査データの 3 倍程度であると考えられるので，最大礫径は確認した礫径の 3 倍とする。

(イ)ボーリング孔径はせいぜい10cmたらずの小さなもので玉石･転石があってもそれにあたらないことも多い。



(ロ)礫の形は多くの場合球状ではなく，偏平で寝るような形に堆積している事が多いため，ボーリングで掘削する礫径は短い辺を測っている可能性がある。
厳密には長径と短径の両方が必要である。



出典：「ボーリング野帳記入マニュアル 土質編」p103（全国地質調査業協会連合会）

図1.4.1 ボーリングで確認される最大礫径

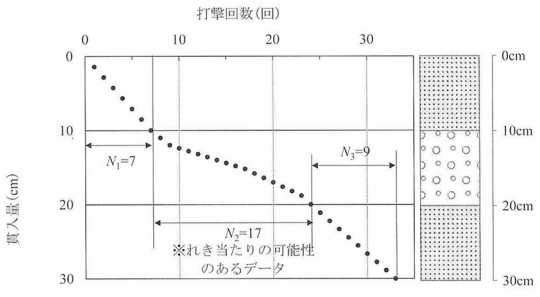
標準貫入試験では，礫当たりによりＮ値を過大に評価している可能性がある。ボーリング柱状図においては，以下を踏まえて修正する。

ボーリング柱状図の修正

【留意点①】 Ｎ値が 50 以上の場合は，以下の式から換算Ｎ値を算出する。
換算Ｎ値=50×{(30cm/50 回打撃回数の貫入量)}
【留意点②】 平均Ｎ値はＮ値総和（明らかに過大である特異なＮ値は省く）を個数で除して設定する。
【留意点③】 砂礫層は礫当たりしていないか確認する。礫当たりの可能性がある場合は，10cm 毎の貫入量にばらつきがないかを検討したうえで，ばらつきが著しいときは，礫当たりの可能性があるデータを除外してＮ値を評価する。

礫当たりのＮ値評価（出典：「杭基礎設計便覧」p135）

なお，れき質土を含む場合は，標準貫入試験でれきをたたいて N 値が過大に出る傾向がある。このため，N 値の評価にあたっては，打撃回数と貫入量の関係を詳細に検討したうえで，N 値を補正するなどの留意が必要である。具体的には，図-Ⅱ.4.9 に示すように 10cm 毎の貫入量にばらつきがないかどうかを検討したうえで，ばらつきが著しい場合には，れき当たりの可能性のあるデータを除外して N 値を評価すること等が経験的に行われている。



$N'=(N_1+N_3)\times(30\text{cm}/20\text{cm})=24$

N'：れき当たりを踏まえて評価したN値

図-Ⅱ.4.9 れき質土を含む場合における N 値の評価の例

確認ボーリング（B-No.1 孔）および追加ボーリング（B-No.2 孔，B-No.3 孔）の柱状図を図 1.4.2～図 1.4.4 に添付する。

土質ボーリング柱状図（標準貫入試験）

調　査　名　地質調査

事業名 または 工事名　阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事

調査目的及び調査対象　道路 構造物基礎

ボーリング名	B-No. 1	調査位置	福島県須賀川市小作田地内			北緯	37° 16′ 21.00″
発注機関	福島河川国道事務所			調査期間	2025年 1月 23日 ～ 2025年 1月 28日	東経	140° 24′ 20.00″
調査業者名	株式会社 南進測量 電話 0242-23-7745	主任技師	地質調査技士	現場代理人	[redacted]	コア鑑定者	[redacted]	ボーリング責任者	[redacted]
孔口標高	T.P. 229.57m	角度	180° 上下 90° 0° 0°	方位	北 0° 270° 西 90° 東 180° 南 0°	地盤勾配	水平 0° 鉛直 90° 0°	使用機種	試錐機 YBM-05
総削孔長	7.45m								エンジン NFD-9	ポンプ GP-5

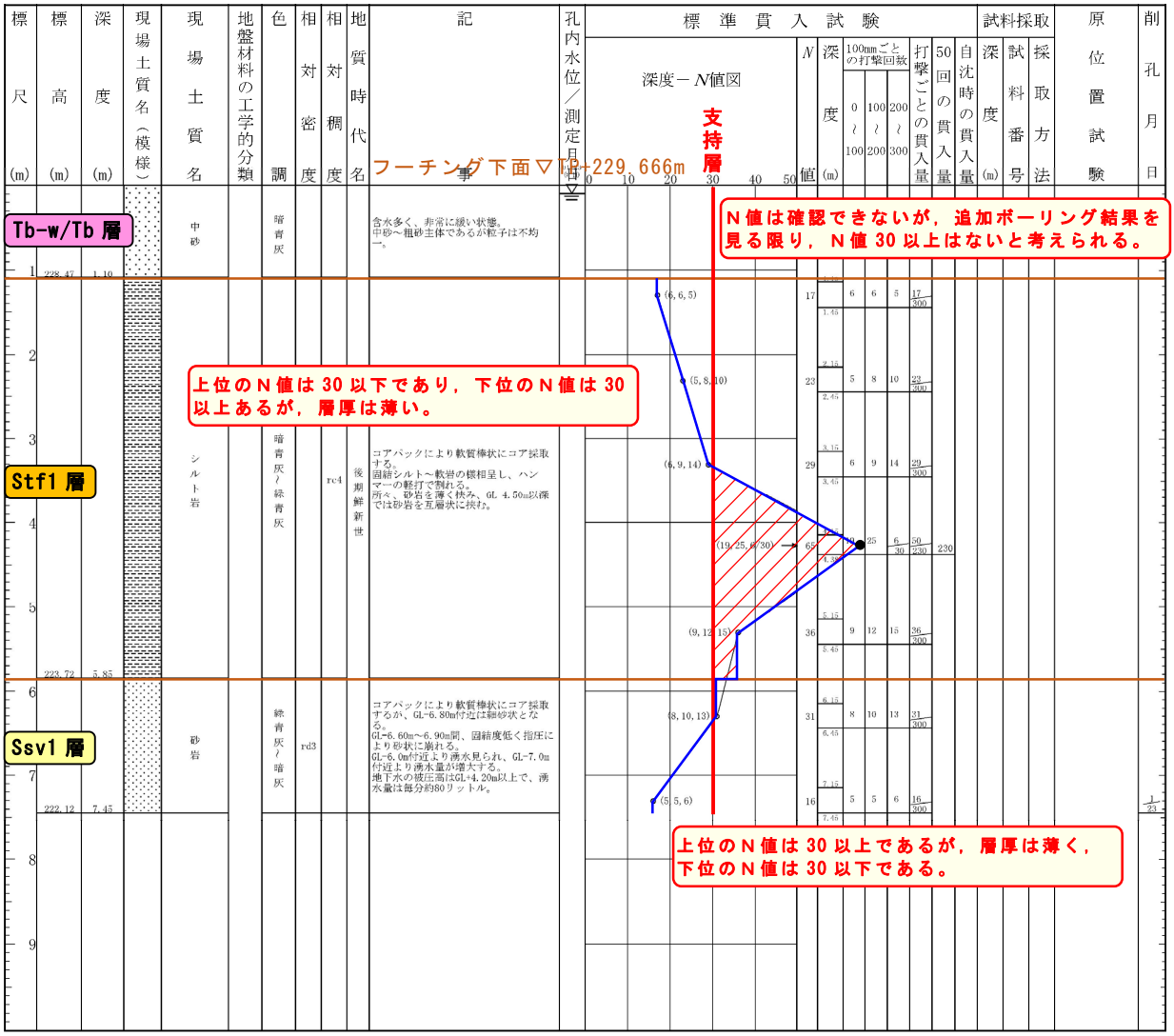


図1.4.2 確認ボーリング柱状図【B-No.1 孔】

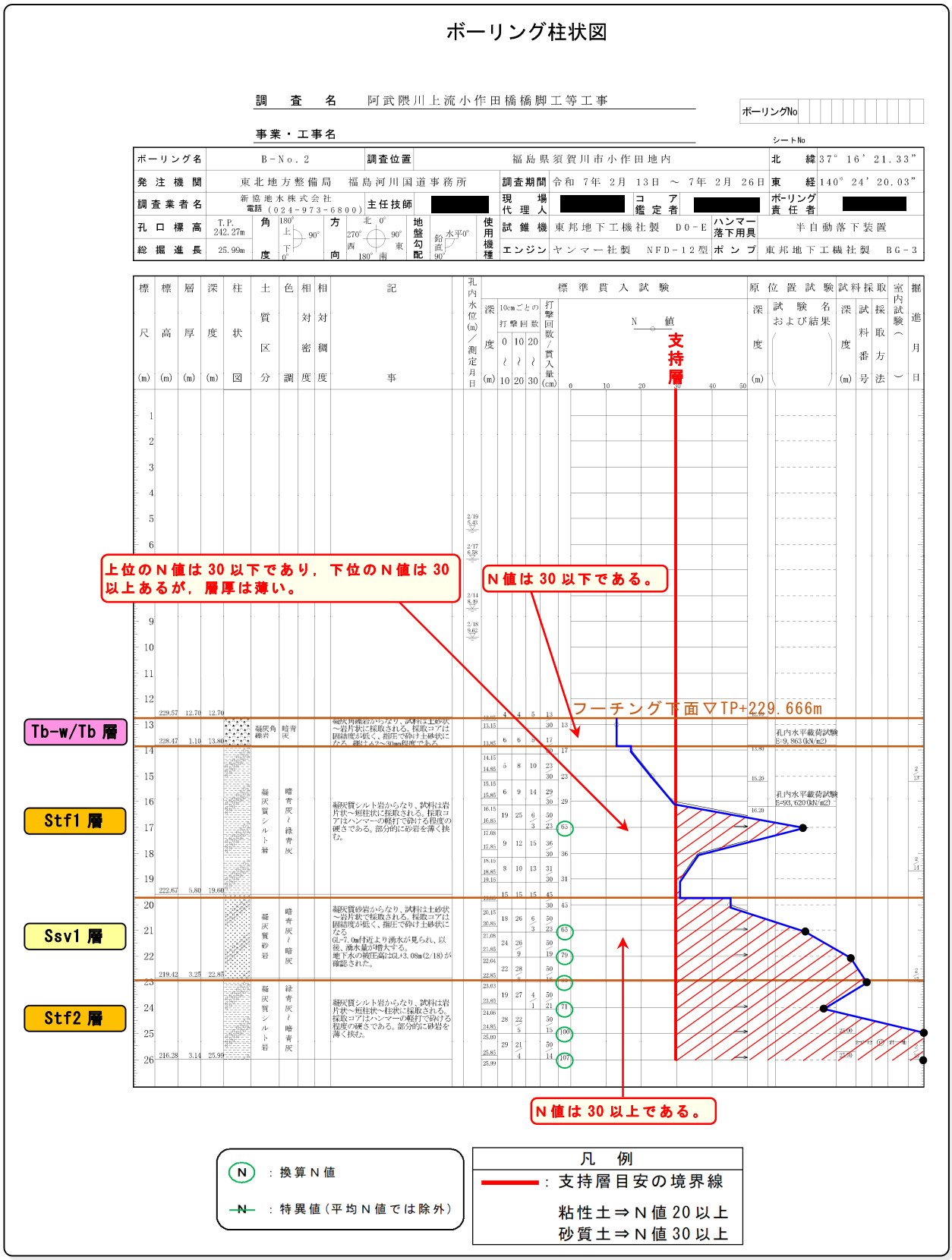


図1.4.3 追加ボーリング柱状図【B-No.2 孔】

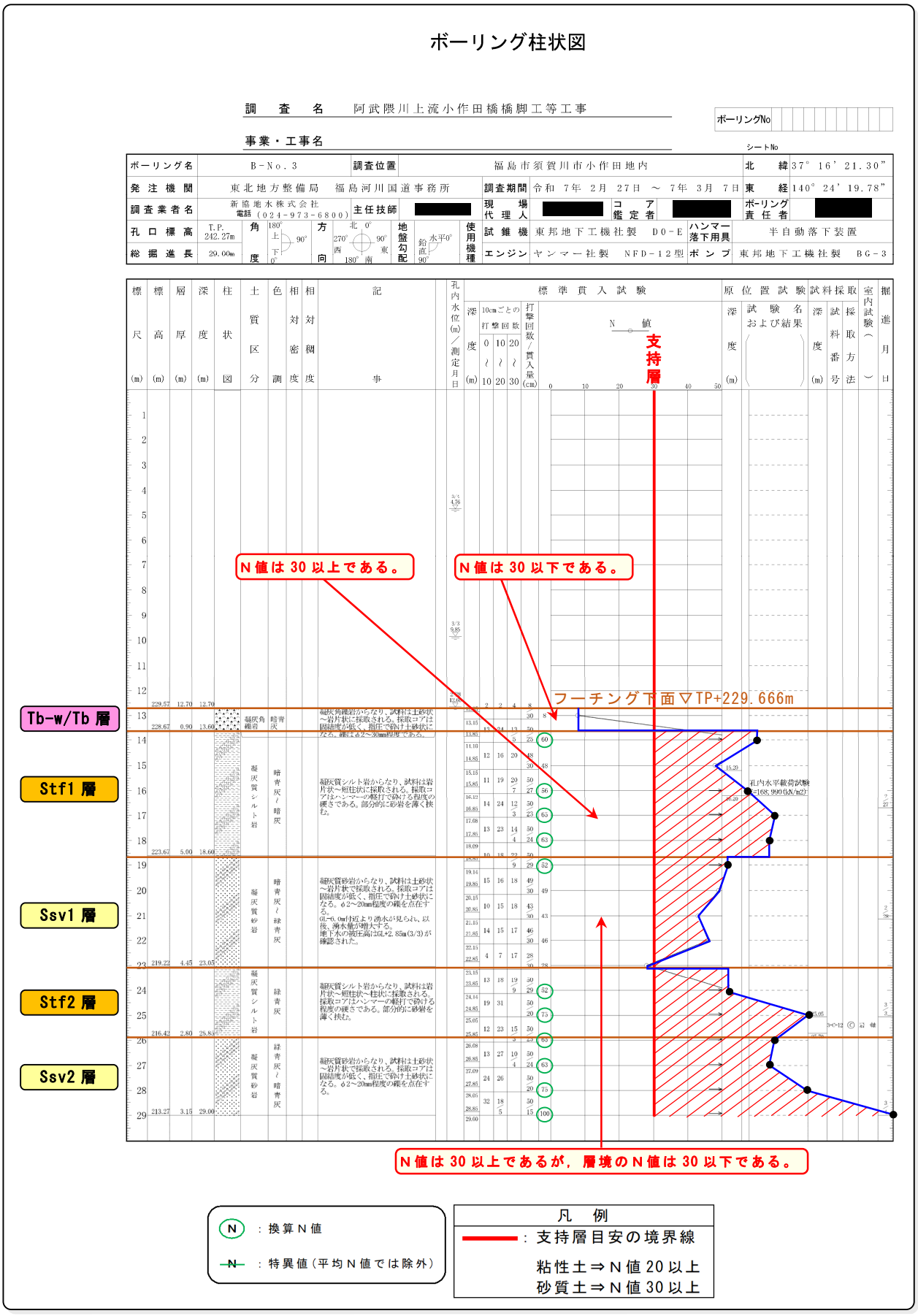


図1.4.4 追加ボーリング柱状図【B-No.3 孔】

一般的な支持層の目安は「道示Ⅳ」p175～p178 より，以下のとおりである。

・粘性土層：N 値 20 程度以上（一軸圧縮強度 qu=0.4N/mm² 程度以上）

・砂質土層：N 値 30 程度以上

一般的な支持層の目安（出典：「道示Ⅳ」p175～p178）

8.3 支持層の選定

(1) 支持層は，1)及び2)の条件を満足するように選定しなければならない。
1) 長期的に安定して存在すること。
2) 基礎を支持するための十分な地盤抵抗が得られること。
(2) (1)1)における長期的に安定して存在する地層とは，少なくとも1)から4)の影響を受けないとみなせる地層とする。
1) 斜面崩壊等
2) 洗掘・侵食
3) 液状化
4) 圧密沈下
(3) 1)及び2)を満足する場合には，(1)2)を満足するとみなしてよい。
1) 基礎を支持するために十分な強度及び剛性を有していること。
2) 施工による乱れにより1)が失われないこと。

(3)1) 支持層は，基礎を支持できるだけの十分な強度及び剛性を有する層を選定する必要がある。このため，深度の浅い沖積層は一般に支持層とはなりえない。

一般的な支持層の目安について，以下に示す。

i) 粘性土層は砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず，沈下量も大きい場合が多いため支持層とする際には十分な検討が必要であるが，N 値が 20 程度以上（一軸圧縮強度 q_u が 0.4N/mm² 程度以上）あれば支持層と考えてよい。

ii) 砂層，砂れき層は N 値が 30 程度以上あれば支持層と考えてよい。ただし，砂れき層ではれきをたたいて N 値が過大に出る傾向があるので，支持層の決定には十分な注意が必要である。

iii) 岩盤のうち，スレーキングが生じる岩盤や膨張性の岩盤では，施工時の岩掘削等に伴う応力開放及び浸水により，細粒化や膨張等が生じ，急激な強度の低下による支持力の低下が生じるおそれがある。また，著しく風化した岩盤（風化花崗岩等）や亀裂が著しい岩盤では，相対的に変形しやすく，支持力発現までに大きな変形が生じる場合がある。この様な条件では，各種調査や載荷試験により基礎施工後の強度・変形特性を評価したうえで，支持層としての適性を判断する必要がある。

また，地層構成が複雑な場合，例えば風化岩上部の強風化層の厚さや風化程度が様々な場合あるいは互層の場合には，支持層深度等の設定に十分注意することが求められる。この様な条件では，調査位置や点数を増やして支持層深度等を適切に定める必要がある。地層の複雑度が高く支持力の評価等が難しい場合には，載荷試験を実施して支持層深度の設定や支持力の評価を行うのがよい。

iv) N 値から判断して支持層と考えられる層でも，その層厚が薄くその下に相対的に弱い層又は圧密層がある場合には剛性が不足して沈下が生じる場合があるため，支持層として適切かどうか支持力と沈下についてその影響を検討する必要がある。この支持層としての必要な層厚は荷重の規模によっても異なるが基礎幅に比例して大きな層厚が必要となる。一般に基礎底面から基礎幅の 3 倍の間に相対的に弱い層又は圧密層がある場合には，影響が生じる可能性があるため注意が必要である。ここでいう基礎幅は，鉛直方向地盤反力係数 k_v を求める際に用いる換算載荷幅 B' としてよい。なお，中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）や鋼管ソイルセメント杭工法，プレボーリング杭工法のように根固部等を施工する杭工法の場合には，根固部等の影響も考慮して支持層厚を評価する必要がある。

2) 均等係数の大きい均質な砂質土層や細粒分の多いれき質土層等を支持層とする直接基礎の場合，支持層内にまで達する土留めや仮締切材の施工・撤去等の際にバイブロハンマ工法を用いウォータージェットを併用することにより，過剰間隙水圧が上昇して支持層の強度が低下し，基礎の傾斜等が生じるおそれがある。オーガ削孔を併用する土留め等の場合にも，削孔の影響による支持地盤のゆるみなどにより，同様の不具合が生じるおそれがある。

このような条件では，特に注意して支持層の状態を把握するとともに，土留め等の残置や土留め等を必要としない基礎工法の適用等について検討するのがよい。なお，土留め等の施工・撤去を行う場合であっても，施工中も十分配慮できるよう設計図等に留意事項を明記するのがよい。

岩盤を支持層とする杭基礎の場合は，「杭基礎設計便覧」p156 より，支持層の目安に関する規定はあるが，直接基礎においては，支持層の目安に関する規定はない。

風化が進行していることから，一般的な支持層の目安を対象に，安全をみて，砂質土層の値（N 値 30 程度以上）を用いる。

【参考】岩盤を支持層とする目安（出典：「杭基礎設計便覧」p156）

(3) 岩盤を支持層とする場合，一般には C_L 級以上の岩盤に支持させるのがよい。岩盤分類が D 級の岩盤で，岩種や風化の程度によっては過大な沈下等が生じるおそれがあるため，慎重に判断する必要がある。なお，これまで収集した載荷試験における地盤調査結果[2)]を踏まえると，*N* 値 50 以上の地層が深度方向に安定して連続する D 級の岩盤では，支持層とみなすことができると考えられる。地層として深度方向に連続することを現地で確認するボーリング掘進長さの目安としては，表-Ⅱ.1.5 に示す値を参考に設定する。

岩盤に亀裂や層理等の不連続面が存在する場合にはコアの強度試験結果だけを参照するのではなく，不連続面を含む岩盤全体としての強度評価（例えば，低減の必要性等）について検討が必要である。

また，岩盤の状態によっては，強度・変形特性が支持層としての設定条件を満足しない場合もある。風化や亀裂の程度によっては変形しやすいために支持力発現まで大きな変形が生じる，膨張性の程度によっては掘削時の応力解放が生じる，浸水等による膨張に伴う強度低下が生じるなどがこれにあたる。スレーキングが生じる岩盤やスメクタイト系の粘土鉱物を含む膨張性岩盤では，掘削時の応力解放と粘土鉱物の吸水膨張反応等によって孔閉塞や強度低下等の問題を生じる場合があり注意が必要である。また，風化花崗岩は他の岩種に比べて圧縮性が高く過大な沈下等が生じる可能性があるため，支持層の選定や支持力の評価には注意が必要である[2)]。これらのような，強度低下や過大な変形等が生じるおそれがある場合には，他の層を支持層とする等の対応が必要である。

土層毎に平均Ｎ値を設定すると，表 1.4.1 のとおりである。

表1.4.1 土層毎の平均Ｎ値

ボーリングNo.		小作田橋 Bor.3		R3 B-1		小作田橋 Bor.2		B-No.1 確認ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ		B-No.2		B-No.3		R3 B-2		小作田橋 Bor.1		R3 B-3	
設計対象		A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		P2橋脚		P2橋脚		P2橋脚		A2橋台		A2橋台		試験用	
盛土・表土		3																	
	平均Ｎ値	3.0																	
	標準偏差	3.0																	
設計N値		0.0																	
		3																	
粘性土 (Ac)				5		1	1									~~7~~	0		
						3													
	平均Ｎ値			5.0		1.7										0.0			
	標準偏差	2.0																	
設計N値		1.8																	
		1																	
砂・砂質土 (As)						2								3		~~13~~			
	平均Ｎ値					2.0								3.0					
	標準偏差	2.5																	
設計N値		0.7																	
		2																	
礫質土 (Ag)		17	13	16	13									9	30	18	32		
		26	16											22	13	36			
		14	~~60~~																
	平均Ｎ値	17.2		14.5										18.5		28.7			
	標準偏差	19.6																	
設計N値		8.3																	
		15																	
砂・砂質土 (Ds)		32	36																
		43	43																
		42	45																
		52	56																
		45																	
	平均Ｎ値	43.8																	
	標準偏差	43.8																	
設計N値		7.3																	
		40																	
風化凝灰角礫岩 (wDt2)				136	93	54	63							125	62.5	94	100		
				75	68	65	71							100	~~300~~	94	88		
				62	75	60	43							150	150	58	75		
						37	94												
	平均Ｎ値			84.8		60.9								117.5		84.8			
	標準偏差	83.7																	
設計N値		30.6																	
		68																	
風化泥岩～風化凝灰質砂岩 (wsct)		~~68~~	~~167~~																
		58	54																
	平均Ｎ値	60.0																	
	標準偏差	60.0																	
設計N値		7.2																	
		56																	
風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩 (Tb-w/Tb)										13		8							
	平均Ｎ値									13.0		8.0							
	標準偏差	10.5																	
設計N値		3.5																	
		8																	
凝灰質シルト岩1 (Stf1)								17	23	17	23	60	48						
								29	65	29	65	56	65						
								36		36	31	63							
	平均Ｎ値							34.0		33.5		58.4							
	標準偏差	41.4																	
設計N値		18.4																	
		32																	
凝灰質砂岩1 (Ssv1)								31	16	45	65	52	49						
										79		43	46						
	平均Ｎ値									63.0		47.5							
	標準偏差	47.3																	
設計N値		18.1																	
		38																	
凝灰質シルト岩2 (Stf2)										83	71	28	52						
										100	107	75							
	平均Ｎ値									90.3		51.7							
	標準偏差	73.7																	
設計N値		27.3																	
		60																	
凝灰質砂岩2 (Ssv2)												65	63						
												75	100						
	平均Ｎ値											75.8							
	標準偏差	75.8																	
設計N値		17.0																	
		67																	

土層（N値順序）

1	2
3	4
5	6
7	8
9	10

P2 橋脚フーチング下面 ▽TP+229.666m

注1）赤文字はＮ値50以上を表し，赤線以深は支持層である。

注2）安全側をとるため，字消しのＮ値（青文字）を省いて平均Ｎ値を設定する。

□ は P2 橋脚工事で実施された確認・追加ボーリングである。

1.4.2 極限支持力の照査

(1) 極限支持力の算出方法

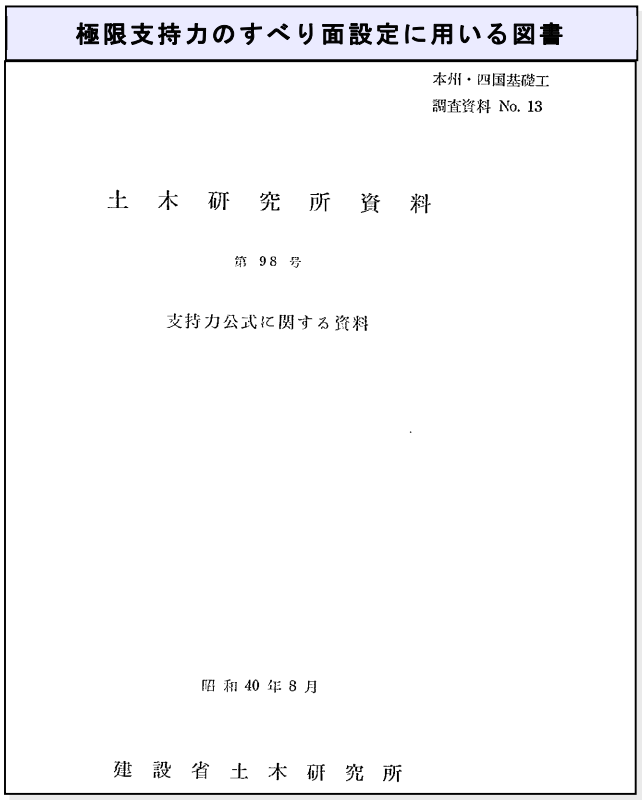
「道示Ⅳ」p210～p211 に準拠して，平板載荷試験から極限支持力を算出する。

ただし，平板載荷試験の載荷板直径は 30cm 程度である。平板載荷試験で確認した極限支持力は，風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩[Tb-w/Tb 層]の影響が占めいていると考えられる。

これらを踏まえ，**風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩[Tb-w/Tb 層]**は平板載荷試験で得られる極限支持力から逆算して算出する粘着力（c：設計値）およびせん断抵抗角（φ：逆算値）を用いて，極限支持力を照査する。

凝灰質シルト岩 1[Stf1 層]は平均換算Ｎ値による推定値から粘着力（c）およびせん断抵抗角（φ）を設定して，極限支持力を照査する。

極限支持力を算出する際の土層が複数に跨がるので，以下の図書をもとに，すべり面を設定し（図 1.4.5 参照），すべり面内に占める各土層の面積をもとに，極限支持力を補正して算出する。



極限支持力のすべり面設定に用いる図書

本州・四国基礎工
調査資料 No. 13

土 木 研 究 所 資 料

第 98 号

支持力公式に関する資料

昭和 40 年 8 月

建 設 省 土 木 研 究 所

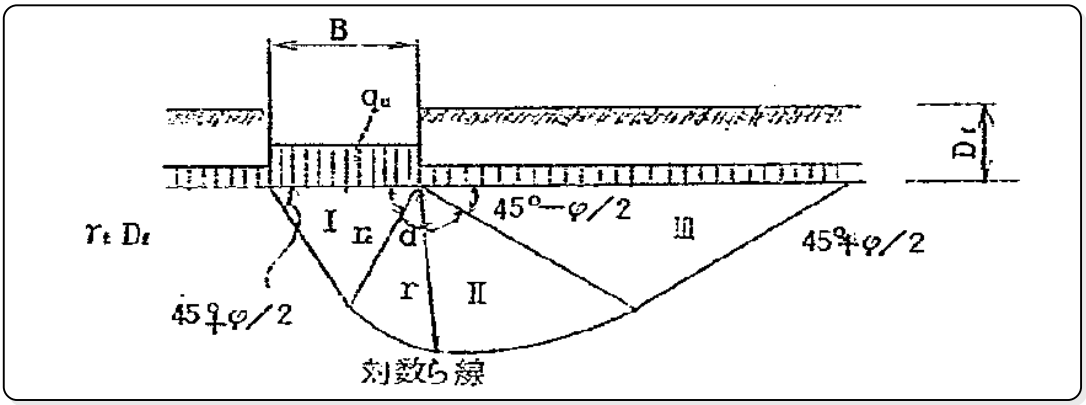


図1.4.5 すべり面の設定方法

(2) 土質定数の設定

(2)-1 風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩[Tb-w/Tb 層]のせん断定数

確認ボーリングおよび追加ボーリングによると，土砂状で非常に緩い中砂～粗砂主体なので，砂質土が卓越しているとみなし，平板載荷試験結果をもとに，粘着力（ｃ：表 1.4.3 参照）を仮定して，せん断抵抗角（φ）を算出する。

算出した結果（表 1.4.2 参照），以下の値とする。

- **粘着力　　：ｃ=57kN/m²**
- **せん断抵抗角：φ=26 度**

表1.4.2 せん断抵抗角の算出結果

Qu	65.6	kN		22 kN
Qu/A	928.7	k N/㎡		44 kN
				66 kN
常　時　/3	309.6	k N/㎡		88 kN
地震時　/2	464.4	k N/㎡		110 kN
				132 kN
A	0.0707	㎡	載荷板面積	
B	0.3	m	載荷板直径	
c	57	k N/㎡		
φ	26	度		
γ1	15	k N/m3		
ζc	**1.00**	**砂質土**	0.55	粘性土
Nc	22.254			
Nγ	8.140			
Sc	0.560			
Sγ	0.481			

表1.4.3 せん断定数

土層	記号	設計N値	土質定数		
			単位体積重量 γ [kN/m^3]	粘着力 c [kN/m^2]	せん断抵抗角 ϕ [度]
盛土・表土	Bs, Ts	3	18	0	30
粘性土	Ac	1	16	6	0
砂・砂質土	As	2	18	0	25
礫質土	Ag	15	20	0	35
砂・砂質土	Ds	40	20	0	35
風化凝灰角礫岩	wDt2	68	18	208	21
風化泥岩～風化凝灰質砂岩	wsct	56	18	185	21
風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩	Tb-w/Tb	8	15	57	20
凝灰質シルト岩1	Stf1	32	17	132	20
凝灰質砂岩1	Ssv1	38	18	146	20
凝灰質シルト岩2	Stf2	60	18	193	20
凝灰質砂岩2	Ssv2	67	19	207	20

P2 橋脚フーチング下面
▽TP+229.666m

・風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩[Tb-w/Tb 層]および凝灰質シルト岩 1[Stf1 層]のせん断定数は，換算 N 値から設定する。

表 5.2.8　換算N値による場合の測定例
(東日本高速道路株式会社:設計要領，第二集橋梁建設編，p.4-10，平成 28 年 8 月)

		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	備考
粘着力 kN/m^2 (kgf/cm^2)	換算N値と平均値の関係	$15.2N^{0.327}$	$25.3N^{0.334}$	$16.2N^{0.606}$	
	標準偏差	0.218	0.384	0.464	・Log軸上の値
せん断抵抗角 (度)	換算N値と平均値の関係	5.10LogN +29.3	6.82LogN +21.5	0.888LogN +19.3	Logの底は10
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	

(2)-2 凝灰質シルト岩 1[Stf1 層]のせん断定数

凝灰質シルト岩 1[Stf1 層]は，確認ボーリングおよび追加ボーリングによると，試料は岩片状～短柱状に採取される凝灰質シルト岩なので，せん断定数は表 1.4.3 より設定した以下の値とする。

- **粘着力　　：c=132kN/m^2**
- **せん断抵抗角：ϕ=20 度**

平板載荷試験から極限支持力を算出する方法（出典：「道示Ⅳ」p210～p211）

iv) 平板載荷試験から極限支持力を求める方法については，従来の方法を踏襲している。すなわち，土質試験の結果や過去の経験から推定して求めた粘着力 c，せん断抵抗角 ϕ を平板載荷試験の結果に当てはめて確認し，これによって確認した c，ϕ を用いて式(9.5.5) に従って支持力計算を行うものとしている。

c，ϕ の確認は式(解 9.5.2) による。

$$Q_u = \frac{\pi B^2}{4}(1.3cN_c S_c \zeta_c + 0.3B\gamma_1 N_\gamma S_\gamma) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（解 9.5.2）}$$

ここに，

Q_u ：平板載荷試験によって求めた極限支持力(kN)。極限支持力を求めることが困難な場合には，降伏支持力を求め，これの 1.5倍を極限支持力としてよい。

B ：載荷板直径(m)

c ：土の粘着力(kN/m^2)

γ_1 ：地盤の単位体積重量(kN/m^3)

ζ_c ：地盤の種類の違いを考慮する係数で，支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には 1.00，粘性土地盤の場合には 0.55とする。

N_c, N_γ：図－9.5.1に示される帯基礎の支持力係数

S_c, S_γ ：支持力係数の寸法効果による補正係数

載荷試験結果から c，ϕ を確認する場合，例えば砂質土では，はじめに土質試験結果や既往の資料から適当な c を仮定し，これに対する ϕ を求める。また粘性土では，はじめに ϕ を仮定し，これに対する c を求める。いずれの場合にも，0.3m 程度の小さな載荷板による載荷試験結果の場合には，粘着力の効果が卓越するため，粘着力の設定には注意が必要である。なお，平板載荷に基づいて評価した c を用いて式（9.5.5）により極限支持力を推定する場合にも，粘性土地盤に対する ζ_c として式（9.5.5）において 0.55 を考慮する。

平板載荷試験は，一般にテストピット内で行う。この場合，図－解 9.5.1 に示すように上載荷重の影響が入らないように載荷板外縁がテストピットの内壁から少なくとも次の値だけ離す必要がある。

① 粘性土に対して $D_t \geqq 1.5B$

② 緩い砂に対して $D_t \geqq 2.5B$

③ 締まった砂に対して $D_t \geqq 4B$

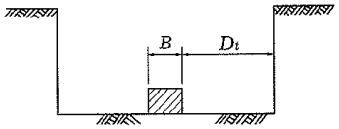


図-解 9.5.1 試験位置

なお，式（解 9.5.2）を適用するにあたっては，式（9.5.5）と同様に，土の重量に死荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数を乗じない。

(3) 基礎の有効根入れ深さ

「設計施工マニュアル［橋梁編］」では，河川橋における基礎の有効根入れ深さ（Df）は計画河床と現況河床の低い方としている。

ここでは，現況最深河床から基礎の有効根入れ深さ（Df）を設定する（図 1.4.6 参照）。

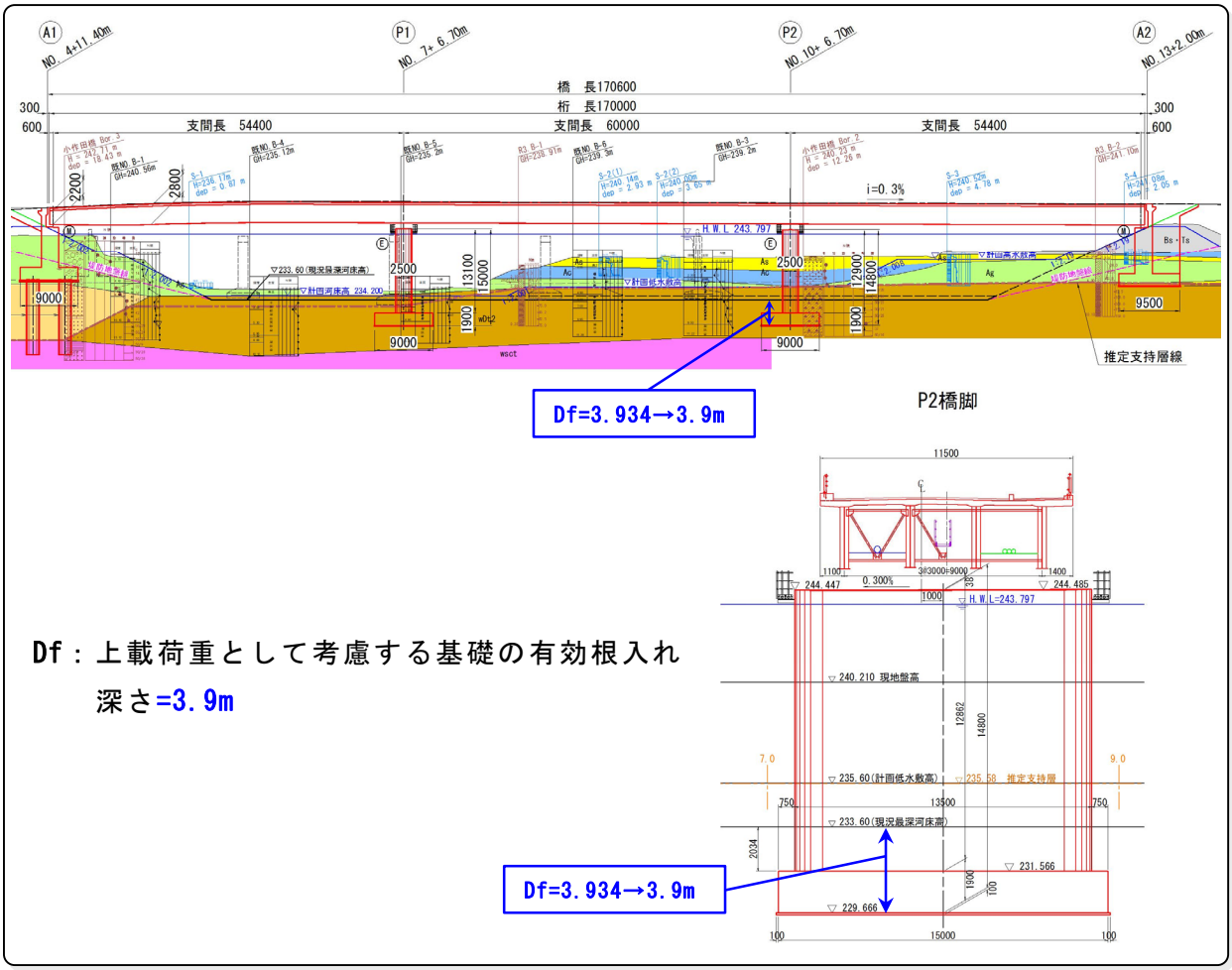


図1.4.6 上載荷重として考慮する基礎の根入れ深さ

基礎の有効根入れ Df（出典：「設計施工マニュアル［橋梁編］」R5.3，東北地方整備局 p7-7）

4) 基礎の有効根入れ深さ D_f は、基礎地盤のすべり破壊をおさえる上載荷重の算定に大きく影響する。そのため、その設定はすべり線影響範囲を踏まえ、適切に行わなければならない。河川橋における基礎の有効根入れ深さ D_f は、図 7-2 のように考えることとする。

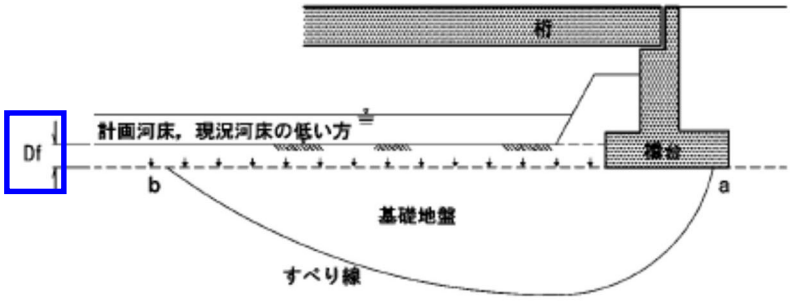
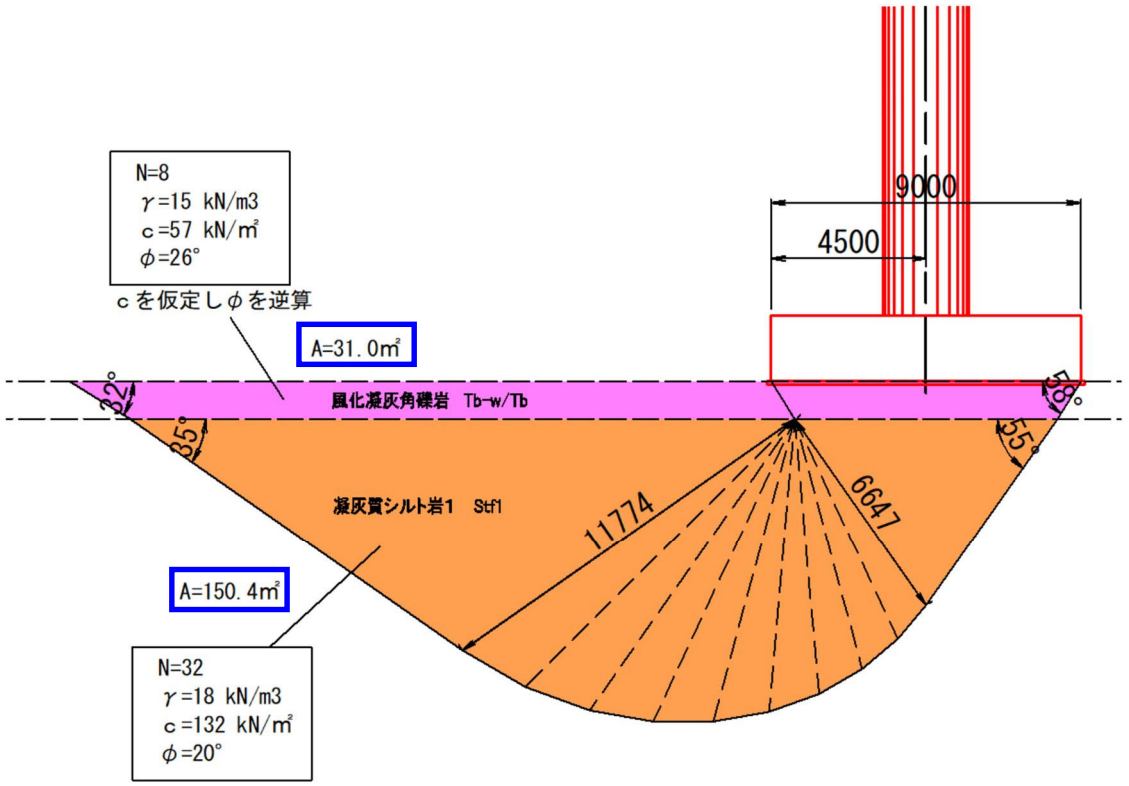


図 7-2　河川橋における基礎の有効根入れ深さ

(4) 極限支持力の照査結果

確認・追加ボーリングを考慮して極限支持力を照査した結果（図 1.4.7 参照），**支持力は不足する**。



■極限支持力の照査結果

すべり面内に占める各土層の断面積をもとに，土層毎に算出した支持力制限値 Qyd を荷重平均で補正した制限値が作用合力 Fr を上回るか判定した結果は以下のとおりである。

断面積 A	断面積 A	支持力制限値 Qyd	荷重平均 A×QYd	
Tb-w/Tb層	31.2	84,726	2,643,451	
Stf1層	152.5	89,781	13,691,603	
合計	183.7		16,335,054	
荷重平均		制限値Qyd =	88,922	判定
		作用合力Fr=	106,873	Fr/Qyd= 1.20
				NG
				支持力は不足する

図1.4.7 極限支持力の補正方法および照査結果

①風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩[Tb-w/Tb 層]の極限支持力

■基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値の算定

$$Q_u = A\left\{\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma\right\}$$

ここに、

Q_u ：基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値 (kN)

A ：基礎の底面積(m^2)

c ：粘着力 = 57.000(kN/m^2)

q ：上載荷重の特性値(kN/m^2) $q = \gamma_2 \cdot D_f$

γ_1, γ_2 ：支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

B ：水平力作用方向に平行となる基礎幅 (m)

D ：水平力作用方向に直交する基礎幅 (m)

α, β ：基礎の形状係数, $\alpha = 1+0.3(B/D)$, $\beta = 1-0.4(B/D)$

κ ：支持層への根入れ効果に関する割増係数 $\kappa = 1+0.3(D_f'/B)$

D_f ：上載荷重として考慮する基礎の根入れ深さ(m)

D_f' ：支持層又は支持層と同程度良質な地盤に根入れした深さ(m)

N_c, N_q, N_γ ：帯基礎の支持力係数, $N_c = 22.254$, $N_q = 11.854$, $N_\gamma = 8.140$

ϕ ：せん断抵抗角 = 26.000(°)

ζ_c ：地盤の種類の違いを考慮する係数 = 1.000

S_c, S_q, S_γ ：支持力係数の寸法効果による補正係数 $S_c=(C^*)^{\lambda}= 0.560$, $S_q=(q^*)^{\nu}$, $S_\gamma=(B^*)^{\mu}= 0.481$

λ, ν, μ ：寸法効果の程度を表す係数 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ としてよい。

c^* ：$c/c_0 = 5.700$, ただし, $1 \leqq c^* \leqq 10$

c_0 ：10(kN/m^2)とする

q^* ：q/q_0, ただし, $1 \leqq q^* \leqq 10$

q_0 ：10(kN/m^2)とする

B^* ：Bとする

B_0 ：1.0(m)とする

荷重ケース名	種類	B(m) D(m) A(m^2)	D_f (m) D_f' (m)	γ_1 γ_2 (kN/m^3)	α β κ	q (kN/m^2)	S_q	Q_u (kN)
D+EQ-2(水位無視)	変動	9.000 15.000 135.000	3.900 0.000	15.000 18.000	1.180 0.760 1.000	70.200	0.522	198896.67
D+EQ-2(水位考慮)	変動	9.000 15.000 135.000	3.900 0.000	6.000 9.000	1.180 0.760 1.000	35.100	0.658	160924.34

■基礎底面地盤の支持力の制限値の算定

$$Q_{Yd} = \xi_1 \cdot \phi_Y \cdot Q_y$$

ここに、

Q_{Yd} ：基礎底面地盤の支持力の制限値（kN）

ξ_1 ：調査・解析係数

ϕ_Y ：抵抗係数

Q_Y ：基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値でQ_uに0.65を乗じた値とする（kN）

Q_u ：基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値（kN）

荷重ケース名	種類	ξ_1	ϕ_Y	Q_u (kN)	Q_Y (kN)	Q_{Yd} (kN)
D+EQ-2(水位無視)	変動	0.90	0.90	198896.67	129282.83	104719.10
D+EQ-2(水位考慮)	変動	0.90	0.90	160924.34	104600.82	84726.66

■基礎底面に作用する合力

$$F_r \leqq Q_{Yd}$$

ここに、

F_r ：基礎底面に作用する合力(kN)

$$F_r = \frac{V}{1-\left(\frac{h^2+m^2}{v^2}\right)^{\frac{1}{2}}}$$

$$v = \frac{V}{Q_u},\quad h = \frac{H}{\left(\frac{H_u}{V}\right)\cdot Q_u},\quad m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u}$$

H_u ：基礎底面と地盤との間に働く最大せん断抵抗力の特性値(kN)

Q_u ：基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値(kN)

V ：基礎底面に作用する鉛直力(kN)

H ：基礎底面に作用する水平力(kN)

M ：基礎底面に作用する転倒モーメント(kN.m)

B ：水平力の作用方向の基礎幅(m)

Q_{Yd} ：基礎底面地盤の支持力の制限値(kN)

荷重ケース名	種類	V (kN) H (kN) M (kN.m)	Q_u (kN) H_u (kN) B (m)	v h m	F_r (kN)	Q_{Yd} (kN)	判定
D+EQ-2(水位無視)	変動	26378.38 5020.68 55052.48	198896.67 15827.03 9.000	0.132624 0.042071 0.064072	62500.29	104719.10	OK
D+EQ-2(水位考慮)	変動	21259.20 5953.10 59795.60	160924.34 12755.52 9.000	0.132107 0.061655 0.086013	106873.31 支持力は不足する	84726.66	NG

②凝灰質シルト岩 1[Stf1 層]の極限支持力

■基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値の算定

$$Q_u = A\left\{\alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c \cdot \zeta_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma\right\}$$

ここに、

Q_u ：基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値 (kN)

A ：基礎の底面積(m^2)

c ：粘着力 = 132.000(kN/m^2)

q ：上載荷重の特性値(kN/m^2) $q = \gamma_2 \cdot D_f$

γ_1, γ_2 ：支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

B ：水平力作用方向に平行となる基礎幅 (m)

D ：水平力作用方向に直交する基礎幅 (m)

α , β ：基礎の形状係数, $\alpha = 1+0.3(B/D)$, $\beta = 1-0.4(B/D)$

κ ：支持層への根入れ効果に関する割増係数 $\kappa = 1+0.3(D_f'/B)$

D_f ：上載荷重として考慮する基礎の根入れ深さ(m)

D_f' ：支持層又は支持層と同程度良質な地盤に根入れした深さ(m)

N_c, N_q, N_γ ：帯基礎の支持力係数, $N_c = 14.835$, $N_q = 6.399$, $N_\gamma = 3.257$

ϕ ：せん断抵抗角 = 20.000(°)

ζ_c ：地盤の種類の違いを考慮する係数 = 1.000

S_c, S_q, S_γ ：支持力係数の寸法効果による補正係数 $S_c=(C^*)^{\lambda}= 0.464$, $S_q=(q^*)^{\nu}$, $S_\gamma=(B^*)^{\mu}= 0.481$

λ , ν , μ ：寸法効果の程度を表す係数 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ としてよい。

c^* ：$c/c_0 = 10.000$, ただし, $1 \leqq c^* \leqq 10$

c_0 ：10(kN/m^2)とする

q^* ：q/q_0, ただし, $1 \leqq q^* \leqq 10$

q_0 ：10(kN/m^2)とする

B^* ：Bとする

B_0 ：1.0(m)とする

荷重ケース名	種類	B(m) D(m) A(m^2)	D_f, (m) D_f', (m)	γ_1 γ_2 (kN/m^3)	α β κ	q (kN/m^2)	S_q	Q_u (kN)
D+EQ-2(水位無視)	変動	9.000 15.000 135.000	3.900 0.000	17.000 18.000	1.180 0.760 1.000	70.200	0.522	188751.56
D+EQ-2(水位考慮)	変動	9.000 15.000 135.000	3.900 0.000	8.000 9.000	1.180 0.760 1.000	35.100	0.658	170525.14

■基礎底面地盤の支持力の制限値の算定

$$Q_{Yd} = \xi_1 \cdot \phi_Y \cdot Q_Y$$

ここに、

Q_{Yd} ：基礎底面地盤の支持力の制限値（kN）

ξ_1 ：調査・解析係数

ϕ_Y ：抵抗係数

Q_Y ：基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値でQ_uに0.65を乗じた値とする（kN）

Q_u ：基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値（kN）

荷重ケース名	種類	ξ_1	ϕ_Y	Q_u (kN)	Q_Y (kN)	Q_{Yd} (kN)
D+EQ-2(水位無視)	変動	0.90	0.90	188751.56	122688.52	99377.70
D+EQ-2(水位考慮)	変動	0.90	0.90	170525.14	110841.34	89781.49

■基礎底面に作用する合力

$$F_r \leqq Q_{Yd}$$

ここに、

F_r ：基礎底面に作用する合力(kN)

$$F_r = \frac{V}{1-\left(\frac{h^2+m^2}{v^2}\right)^{\frac{1}{2}}}$$

$$v = \frac{V}{Q_u},\quad h = \frac{H}{\left(\frac{H_u}{V}\right)\cdot Q_u},\quad m = \frac{M}{0.48 \cdot B \cdot Q_u}$$

H_u ：基礎底面と地盤との間に働く最大せん断抵抗力の特性値(kN)

Q_u ：基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値(kN)

V ：基礎底面に作用する鉛直力(kN)

H ：基礎底面に作用する水平力(kN)

M ：基礎底面に作用する転倒モーメント(kN.m)

B ：水平力の作用方向の基礎幅(m)

Q_{Yd} ：基礎底面地盤の支持力の制限値(kN)

荷重ケース名	種類	V (kN) H (kN) M (kN.m)	Q_u (kN) H_u (kN) B (m)	v h m	F_r (kN)	Q_{Yd} (kN)	判定
D+EQ-2(水位無視)	変動	26378.38 5020.68 55052.48	188751.56 15827.03 9.000	0.139752 0.044332 0.067515	62500.29	99377.70	OK
D+EQ-2(水位考慮)	変動	21259.20 5953.10 59795.60	170525.14 12755.52 9.000	0.124669 0.058184 0.081170	106873.31 支持力は不足する	89781.49	NG

1.5 結　論

確認・追加ボーリング結果を考慮して直接基礎の極限支持力を照査した結果，支持力が不足するので，基礎形式を**杭基礎に変更する**。

第2章 設計条件

2.1 地盤の条件

2.1.1 （結論）基礎設計に用いる土質定数

表 2.1.1 のとおりである。

表2.1.1 基礎設計に用いる土質定数

土層	記号	分類	設計N値	土質定数					備考
				単位体積重量 γ [kN/m^3]	粘着力 c [kN/m^2]	せん断抵抗角 ϕ [度]	変形係数 αEo [kN/m^2]	杭先端の極限支持力度 qd [kN/m^2]	
盛土・表土	Bs,Ts	砂質土	3	18	0	30	8,400		
粘性土	Ac	粘性土	1	16	6	0	2,800		
砂・砂質土	As	砂質土	2	18	0	25	5,600		
礫質土	Ag	砂質土	15	20	0	35	42,000		
砂・砂質土	Ds	砂質土	40	20	0	35	110,000		
風化凝灰角礫岩	wDt2	軟岩	68	18	208	21	200,000		
風化泥岩～風化凝灰質砂岩	wsct	軟岩	56	18	185	21	170,000		
風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩	Tb-w/Tb	軟岩	8	15	57	20	39,000		
凝灰質シルト岩1	Stf1	軟岩	32	17	132	20	110,000		
凝灰質砂岩1	Ssv1	軟岩	38	18	146	20	130,000	3,300	
凝灰質シルト岩2	Stf2	軟岩	60	18	193	20	170,000	2,640	
凝灰質砂岩2	Ssv2	軟岩	67	19	207	20	190,000	3,300	

□ の土層は P2 橋脚フーチング下面において，確認・追加ボーリング（P2 橋脚工事）で新たに確認した土層である。

2.1.2 地質調査の内容

表 2.1.2 の地質調査結果をもとに，地盤の条件を整理する。

【　】は以降の略称である。

表2.1.2 既往業務名および P2 橋脚工事名

番号	年度	業務名および橋脚工事名，略称名	工期	会社名（受注者）
①	R2	R2 年度雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務 【R2 小作田橋予備設計】	R3.9	㈱東京建設コンサルタント
②	R2	R2 年度阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務 【R2 小作田橋詳細設計】	R4.3	東京コンサルタンツ㈱
③	R6	阿武隈川上流小作田橋右岸下部工等工事 【R6 小作田橋右岸下部工等工事】	R7	秋山ユアビス建設㈱

□ は P2 橋脚工事で追加した地質調査である。

表 2.1.3 にボーリング孔の概要，原位置試験および室内試験の内容・数量を整理する。

ボーリング位置は図 2.1.1 のとおりである。

表2.1.3 ボーリング孔の概要，試験の内容・数量等

孔番名				小作田橋 Bor.3	R3 B-1	小作田橋 Bor.2	B-No.1	B-No.2	B-No.3	R3 B-2	小作田橋 Bor.1	R3 B-3
業務名				①	②	①	③	③	③	②	①	②
調査位置				NO.4+14.0m CL	No.8+4.5m R-7.0m	No.10+8.5m L-4.5m				No.12+14.0m R-7.0m	No.14 L-6.0m	No.4+14.4m R-1.0m
設計対象				A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	P2橋脚	P2橋脚	P2橋脚	A2橋台	A2橋台	試験用
孔口標高[T.P.]			m	242.71	238.91	240.23	229.57	229.57	229.57	241.10	243.43	
水位[GL]			m	-4.38	-2.70	-3.03	-0.1	3.08	2.85	-0.90	-2.05	
調査ボーリング	コアボーリング	盛土・表土	m	1.55	－	0.30	－	－	－	0.50	2.20	－
		粘性土・シルト		－	2.10	2.80	－	－	－	－	1.35	－
		砂・砂質土		8.55	－	1.55	1.1	－	－	0.75	1.35	－
		礫混じり土		5.20	1.50	－	－	－	－	3.65	2.60	－
		軟岩		3.13	5.75	7.61	6.35	13.29	16.30	5.20	5.85	－
		合　計		18.43	9.35	12.26	7.45	13.29	16.30	10.10	13.35	0.00
原位置試験	標準貫入試験	盛土・表土	回	1	－	－	－	－	－	－	1	－
		粘性土・シルト		－	1	2	－	－	－	－	2	－
		砂・砂質土		5	－	2	－	－	－	－	1	－
		礫混じり土		8	2	－	－	－	－	4	3	－
		軟岩		4	6	8	7	14	17	6	6	－
		合　計		18	9	12	7	14	17	10	13	－
	孔内水平載荷試験		箇所	－	－	－	－	2	1	－	－	－
	現場透水試験			－	－	－	－	－	－	－	－	－
	PS検層		m	－	－	－	－	－	－	－	－	－
室内試験	物理試験	粒度試験	試料	－	－	－	－	－	－	－	－	－
		塑性限界試験		－	－	－	－	－	－	－	－	－
		密度試験		－	－	－	－	－	－	－	－	－
	岩石試験	一軸圧縮試験		－	－	3	－	3	3	－	－	3
		湿潤密度試験		－	－	3	－	3	3	－	－	3

業務名：①「R2年度 雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務」㈱東京建設コンサルタント
②「R2年度 阿武隈川上流 小作田橋橋梁詳細設計業務」東京コンサルタンツ㈱
③「阿武隈川上流小作田橋橋梁橋脚工等工事」新協地水㈱

□ は P2 橋脚工事で実施した確認・追加ボーリングである。

平 面 図

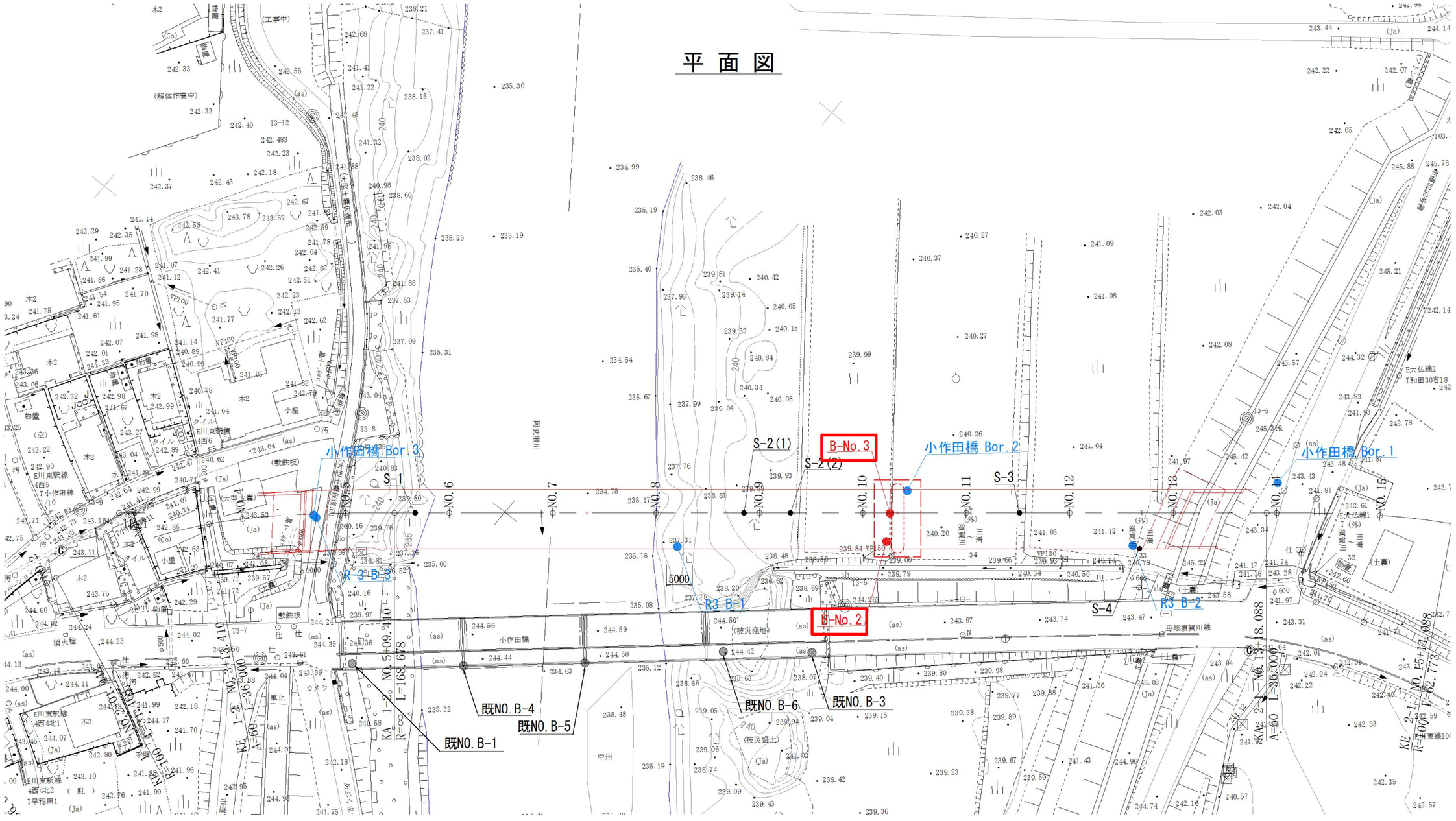
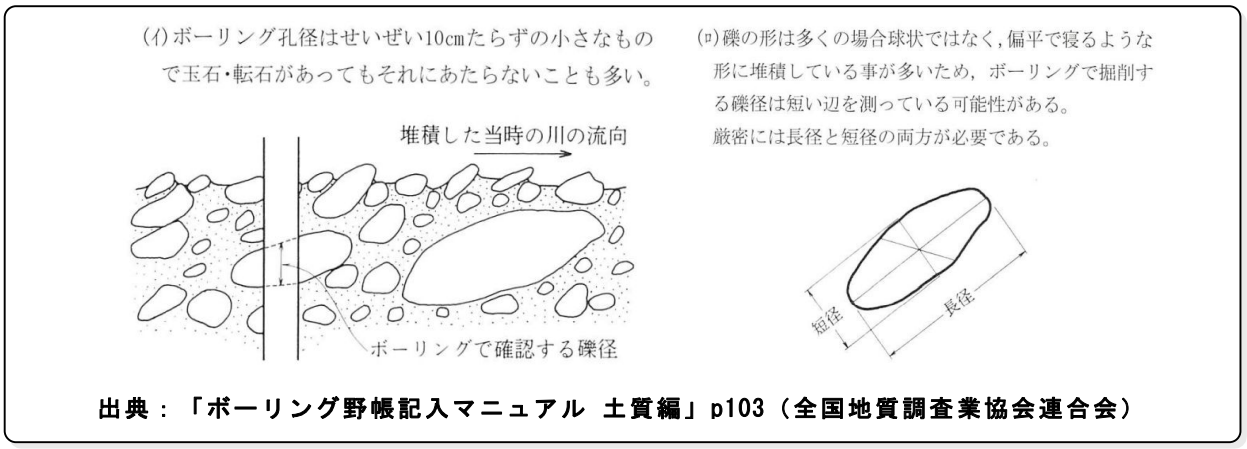


図2.1.1 ボーリング位置

2.1.3 調査ボーリング結果の整理

通常，ボーリングで確認される礫径は，図 2.1.2 のように礫の短径を確認している場合が多い。長径は一般に，調査データの 3 倍程度であると考えられるので，最大礫径は確認した礫径の 3 倍とする。



出典：「ボーリング野帳記入マニュアル 土質編」p103（全国地質調査業協会連合会）

図2.1.2 ボーリングで確認される最大礫径

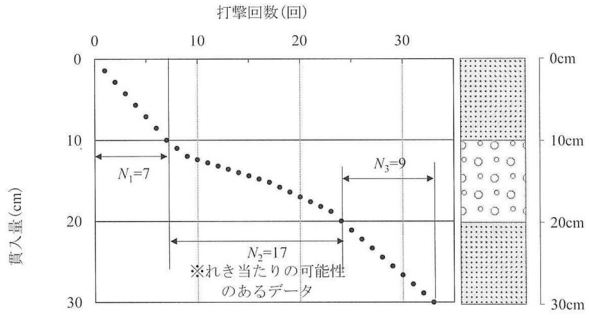
標準貫入試験では，礫当たりによりＮ値を過大に評価している可能性がある。ボーリング柱状図においては，以下を踏まえて修正する。

ボーリング柱状図の修正

【留意点①】 Ｎ値が 50 以上の場合は，以下の式から換算Ｎ値を算出する。
換算Ｎ値=50×{(30cm/50 回打撃回数の貫入量)}
【留意点②】 平均Ｎ値はＮ値総和（明らかに過大である特異なＮ値は省く）を個数で除して設定する。
【留意点③】 砂礫層は礫当たりしていないか確認する。礫当たりの可能性がある場合は，10cm 毎の貫入量にばらつきがないかを検討したうえで，ばらつきが著しいときは，礫当たりの可能性があるデータを除外してＮ値を評価する。

礫当たりのＮ値評価（出典：「杭基礎設計便覧」p135）

なお，れき質土を含む場合は，標準貫入試験でれきをたたいて N 値が過大に出る傾向がある。このため，N 値の評価にあたっては，打撃回数と貫入量の関係を詳細に検討したうえで，N 値を補正するなどの留意が必要である。具体的には，図-Ⅱ.4.9 に示すように 10cm 毎の貫入量にばらつきがないかどうかを検討したうえで，ばらつきが著しい場合には，れき当たりの可能性のあるデータを除外して N 値を評価すること等が経験的に行われている。



$N'=(N_1+N_3)\times(30\text{cm}/20\text{cm})=24$

N'：れき当たりを踏まえて評価した N 値

図-Ⅱ.4.9 れき質土を含む場合における N 値の評価の例

「R2 小作田橋詳細設計」の地質調査結果に，「R6 小作田橋 P2 橋脚工事」で実施した確認ボーリング（B-No.1 孔）および追加ボーリング（B-No.2 孔および B-No.3 孔）を加えて基礎を設計する。

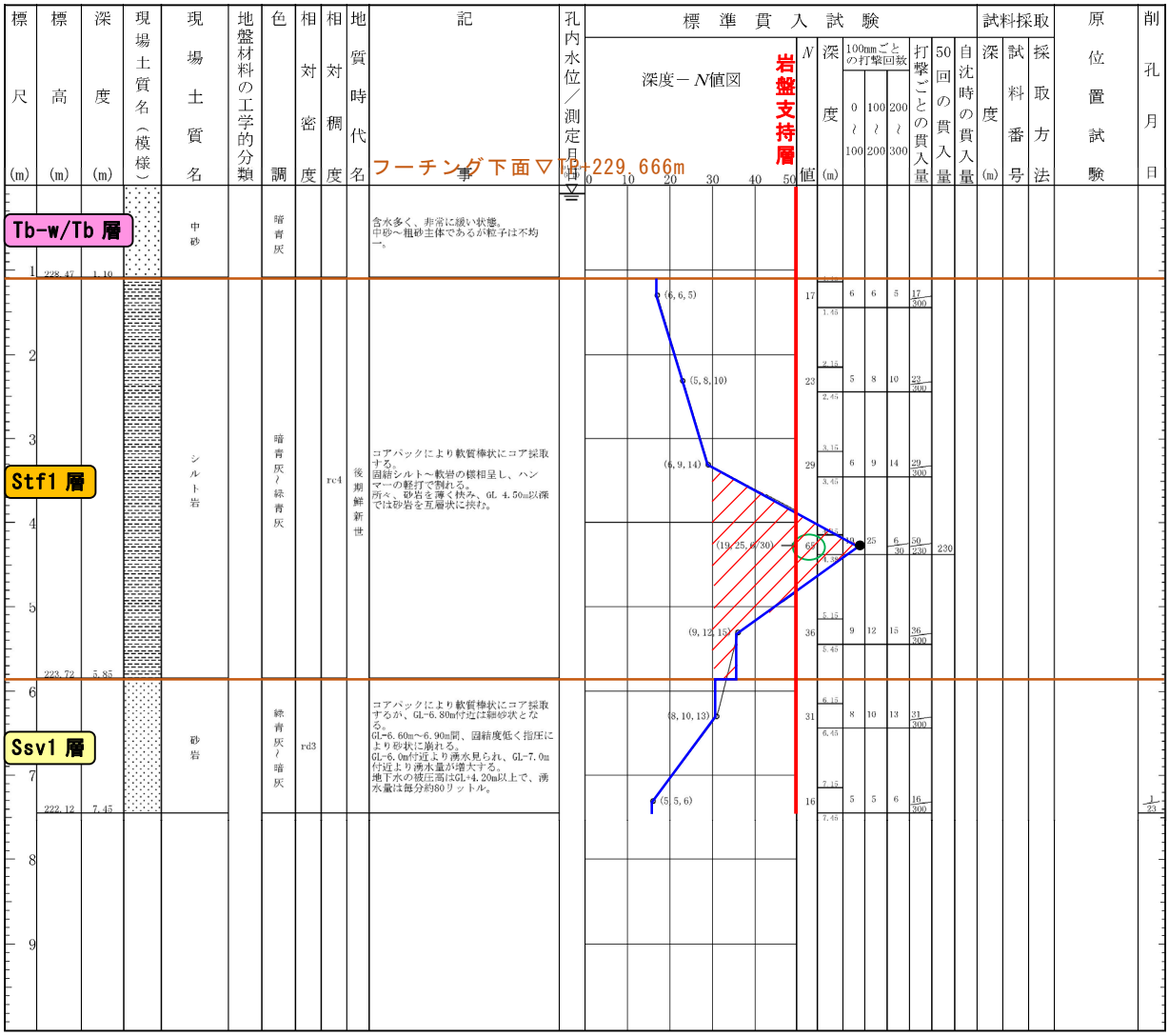
土質ボーリング柱状図（標準貫入試験）

調　査　名　地質調査

事業名 または 工事名　阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事

調査目的及び調査対象　道路 構造物基礎

ボーリング名	B-No. 1	調査位置	福島県須賀川市小作田地内			北緯	37° 16′ 21.00″
発注機関	福島河川国道事務所			調査期間	2025年 1月 23日 ～ 2025年 1月 28日	東経	140° 24′ 20.00″
調査業者名	株式会社 南進測量 電話 0242-23-7745	主任技師		現場代理人	[redacted]	コア鑑定者	[redacted]
孔口標高	T.P. 229.57m	角度	180° 上下 90° 0° 0°	方位	北 0° 90° 東 180° 南 270° 西	地盤勾配	水平 0° 鉛直 90° 0°
総削孔長	7.45m					使用機種	試錐機 YBM-05 エンジン NFD-9　ポンプ GP-5



Ⓝ：換算N値

~~N~~：特異値（平均N値では除外）

凡　例

——：支持層目安の境界線

粘性土⇒N値 20 以上
砂質土⇒N値 30 以上
岩　盤⇒N値 50 以上

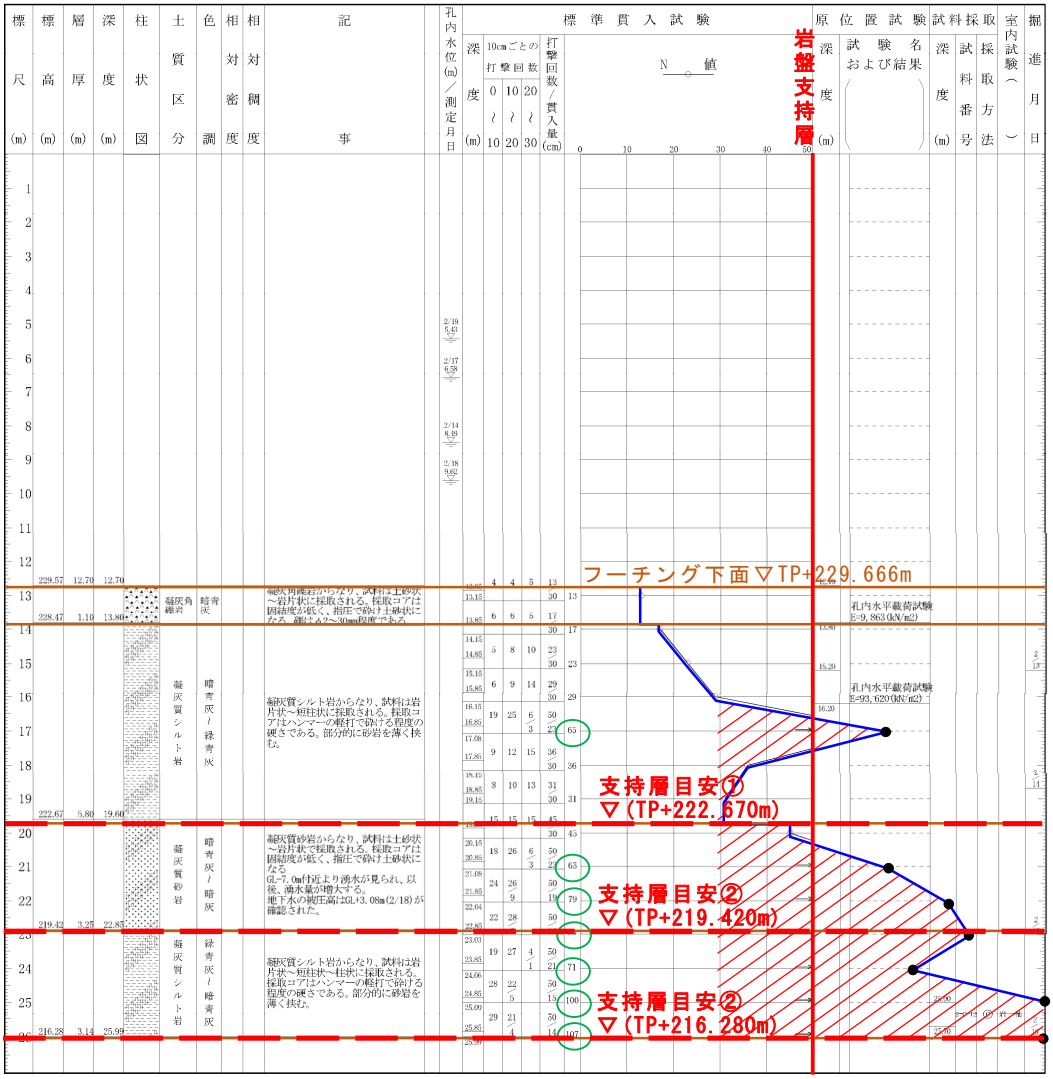
図2.1.3 確認ボーリング柱状図【B-No.1 孔】

ボーリング柱状図

調　査　名　阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　ボーリングNo

事業・工事名　　シートNo

ボーリング名	B-No.2	調査位置	福島県須賀川市小作田地内	北　緯	37° 16’ 21.33”
発注機関	東北地方整備局　福島河川国道事務所	調査期間	令和 7年 2月 13日 ～ 7年 2月 26日	東　経	140° 24’ 20.03”
調査業者名	新協地水株式会社 電話（024-973-6800）	主任技師	[redacted]	現場代理人	[redacted]	コア鑑定者	[redacted]	ボーリング責任者	[redacted]
孔口標高	T.P. 242.27m	角度	180°上 90° 下0°	方向	北0° 270°西 90° 東 180°南	地盤勾配	水平0° 鉛直90°	使用機種	試錐機	東邦地下工機社製　D0-E	ハンマー落下用具	半自動落下装置
総掘進長	25.99m								エンジン	ヤンマー社製　NFD-12型	ポンプ	東邦地下工機社製　BG-3



N	：換算N値
~~N~~	：特異値（平均N値では除外）

凡　例

——：支持層目安の境界線

粘性土⇒N値 20 以上
砂質土⇒N値 30 以上
岩　盤⇒N値 50 以上

図2.1.4 追加ボーリング柱状図【B-No.2 孔】

ボーリング柱状図

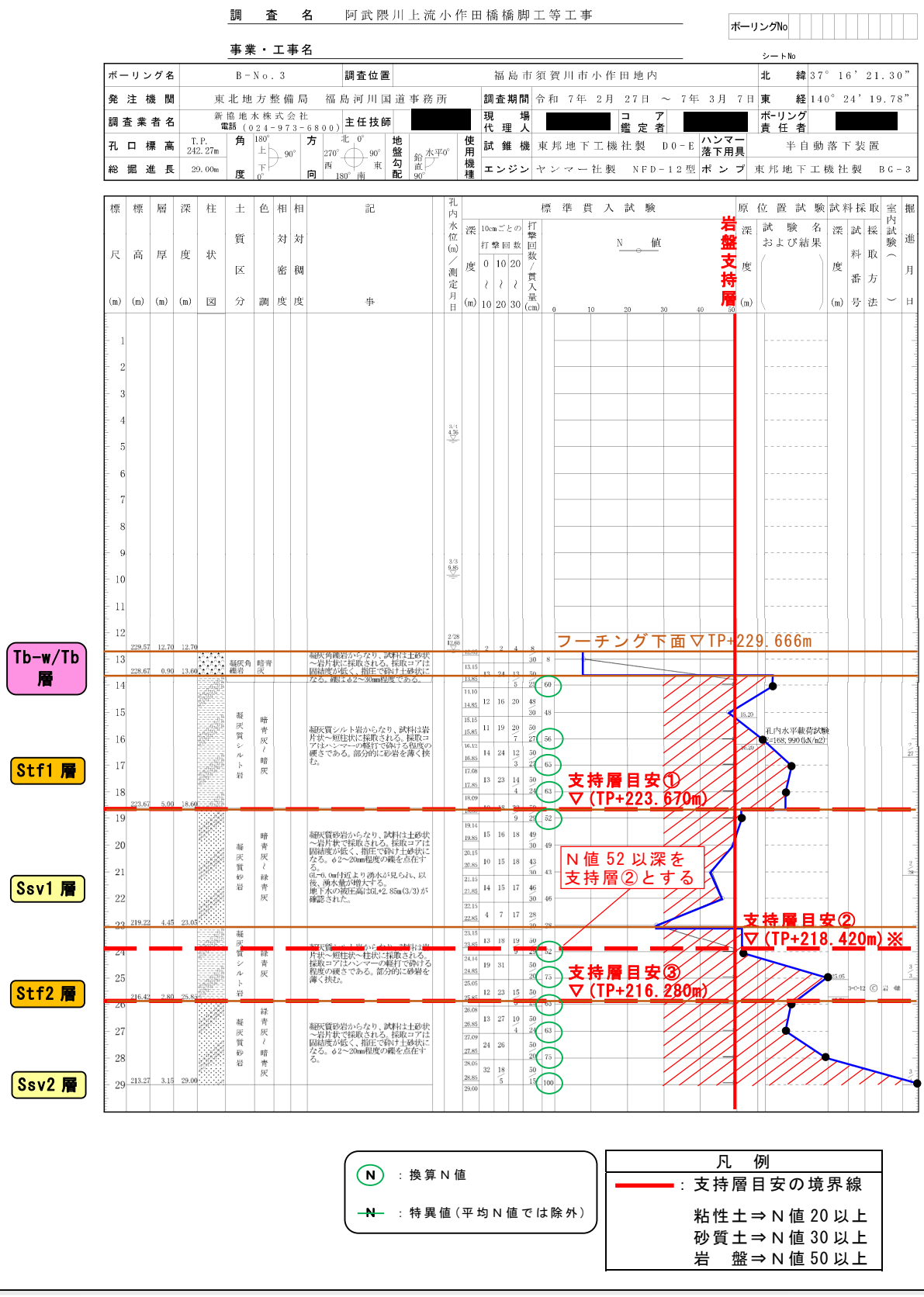


図2.1.5 追加ボーリング柱状図【B-No.3 孔】

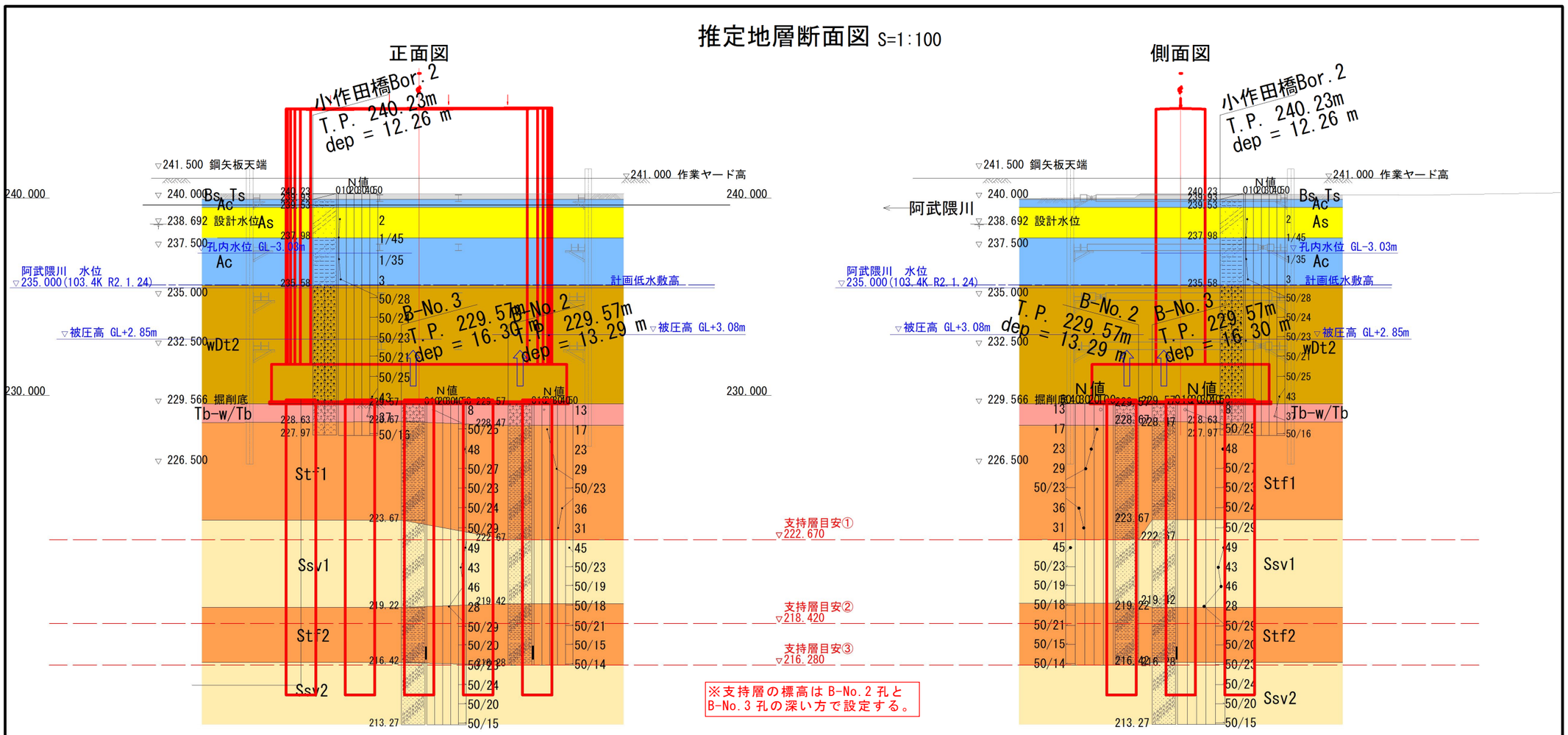
ボーリング孔ごとに土層分布を整理すると，表 2.1.4 のとおりである。

表2.1.4 土層分布

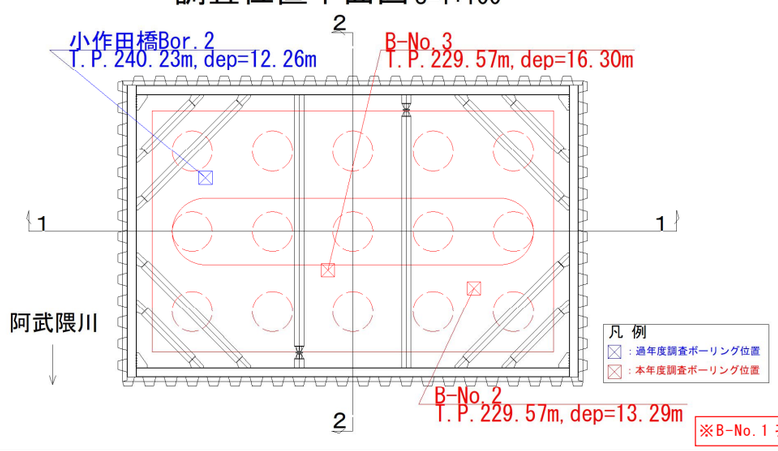
孔番名			小作田橋 Bor.3	R3 B-1	小作田橋 Bor.2	R3 B-1	B-No.2	B-No.3	R3 B-2	小作田橋 Bor.1	R3 B-3
設計対象			A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	P2橋脚	P2橋脚	P2橋脚	A2橋台	A2橋台	試験用
盛土・表土 (Bs,Ts)	層厚(m)	標高	242.71 ～ 241.16		240.23 ～ 239.93				241.10 ～ 240.60	243.43 ～ 241.23	
		深度	0.00 ～ 1.55		0.00 ～ 0.30				0.00 ～ 0.50	0.00 ～ 2.20	
		層厚	1.55		0.30				0.50	2.20	
粘性土 (Ac)	層厚(m)	標高		238.91 ～ 236.81	239.93 ～ 239.53					241.23 ～ 239.88	
		深度		0.00 ～ 2.10	0.30 ～ 0.70					2.20 ～ 3.55	
		層厚		2.10	0.40					1.35	
砂・砂質土 (As)	層厚(m)	標高			239.53 ～ 237.98				240.60 ～ 239.85	239.88 ～ 239.28	
		深度			0.70 ～ 2.25				0.50 ～ 1.25	3.55 ～ 4.15	
		層厚			1.55				0.75	0.60	
粘性土 (Ac)	層厚(m)	標高			237.98 ～ 235.58						
		深度			2.25 ～ 4.65						
		層厚			2.40						
礫質土 (Ag)	層厚(m)	標高	241.16 ～ 235.96	236.81 ～ 235.31					239.85 ～ 236.20	239.28 ～ 236.68	
		深度	1.55 ～ 6.75	2.10 ～ 3.60					1.25 ～ 4.90	4.15 ～ 6.75	
		層厚	5.20	1.50					3.65	2.60	
砂・砂質土 (As)	層厚(m)	標高								236.68 ～ 235.93	
		深度								6.75 ～ 7.50	
		層厚								0.75	
砂・砂質土 (Ds)	層厚(m)	標高	235.96 ～ 227.41								
		深度	6.75 ～ 15.30								
		層厚	8.55								
風化凝灰角礫岩 (wDt2)	層厚(m)	標高		235.31 ～ 229.56	235.58 ～ 227.97				236.20 ～ 231.00	235.93 ～ 230.08	
		深度		3.60 ～ 9.35	4.65 ～ 12.26				4.90 ～ 10.10	7.50 ～ 13.35	
		層厚		5.75	7.61				5.20	5.85	
風化泥岩～風化凝灰質砂岩 (wsct)	層厚(m)	標高	227.41 ～ 224.28								
		深度	15.30 ～ 18.43								
		層厚	3.13								
風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩 (Tb-w/Tb)	層厚(m)	標高				229.57 ～ 228.47	229.57 ～ 228.47	229.57 ～ 228.67			
		深度				0.00 ～ 1.10	0.00 ～ 1.10	0.00 ～ 0.90			
		層厚				1.10	1.10	0.90			
凝灰質シルト岩1 (Stf1)	層厚(m)	標高				228.47 ～ 223.72	228.47 ～ 222.67	228.67 ～ 223.67			
		深度				1.10 ～ 5.85	1.10 ～ 6.90	0.90 ～ 5.90			
		層厚				4.75	5.80	5.00			
凝灰質砂岩1 (Ssv1)	層厚(m)	標高				223.72 ～ 222.12	222.67 ～ 219.42	223.67 ～ 219.22			
		深度				5.85 ～ 7.45	6.90 ～ 10.15	5.90 ～ 10.35			
		層厚				1.60	3.25	4.45			
凝灰質シルト岩2 (Stf2)	層厚(m)	標高					219.42 ～ 216.28	219.22 ～ 216.42			
		深度					10.15 ～ 13.29	10.35 ～ 13.15			
		層厚					3.14	2.80			
凝灰質砂岩2 (Ssv2)	層厚(m)	標高						216.42 ～ 213.27			
		深度						13.15 ～ 16.30			
		層厚						3.15			

□ は P2 橋脚工事で実施した確認・追加ボーリングである。

推定地層断面図 S=1:100



調査位置平面図 S=1:100



地層凡例

地質時代		地層名	土質名	記号	N値
第四紀	完新世	表土	表土	Bs,Ts	ー
		粘性土層	砂質シルト	Ac	1～3
		砂質土層	シルト質砂	As	0～2
	更新世	白河層	風化凝灰角礫岩	wDt2	37～50以上
			風化凝灰角礫岩 凝灰角礫岩	Tb-w/Tb	8～13
			凝灰質シルト岩1	Stf1	17～50以上
			凝灰質砂岩1	Ssv1	28～50以上
			凝灰質シルト岩2	Stf2	50以上
			凝灰質砂岩2	Ssv2	50以上

※ B-No.2のGL-1.00m～GL-6.00mのN値は、B-No.1のデーターを引用。

出典：「阿武隈川上流小作田橋右岸下部工等工事」
秋山ユアビス建設㈱より引用・加筆

令和 5～7 年度	
施工箇所	福島県須賀川市小作田 地内
工事名	阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事
図名	P2橋脚（調査位置平面図・推定地層断面図）
縮尺	1:100　全 葉の内
作成年月	令和　年　月
東北地方整備局　福島河川国道事務所	

図2.1.6 土層分布

2.1.4 設計Ｎ値

標準貫入試験結果より層ごとの平均Ｎ値を算出して，設計Ｎ値を設定する。

土層ごとにおけるＮ値のばらつきを考慮し，各層の平均Ｎ値より（標準偏差÷2）を引いた値を設定する。礫当たり等でＮ値を過大に評価しているとみられる値は除外する。

これらを踏まえて，設計Ｎ値を設定すると，表 2.1.5 のとおりである。

表2.1.5　Ｎ値分布と設計Ｎ値の設定

ボーリングNo.		小作田橋 Bor.3		R3 B-1		小作田橋 Bor.2		B-No.1 確認ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ		B-No.2		B-No.3		R3 B-2		小作田橋 Bor.1		R3 B-3	
設計対象		A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		P2橋脚		P2橋脚		P2橋脚		A2橋台		A2橋台		試験用	
土層（N値順序）																			
盛土・表土		3																	
	平均Ｎ値	3.0																	
		3.0																	
	標準偏差	0.0																	
設計N値		3																	
粘性土 (Ac)				5		1	1									~~7~~	0		
						3													
	平均Ｎ値			5.0		1.7										0.0			
		2.0																	
	標準偏差	1.8																	
設計N値		1																	
砂・砂質土 (As)						2								3		~~13~~			
	平均Ｎ値					2.0								3.0					
		2.5																	
	標準偏差	0.7																	
設計N値		2																	
礫質土 (Ag)		17	13	16	13									9	30	18	32		
		26	16											22	13	36			
		14	~~60~~																
	平均Ｎ値	17.2		14.5										18.5		28.7			
		19.6																	
	標準偏差	8.3																	
設計N値		15																	
砂・砂質土 (Ds)		32	36																
		43	43																
		42	45																
		52	56																
		45																	
	平均Ｎ値	43.8																	
		43.8																	
	標準偏差	7.3																	
設計N値		40																	
風化凝灰角礫岩 (wDt2)				136	93	54	63							125	62.5	94	100		
				75	68	65	71							100	~~300~~	94	88		
				62	75	60	43							150	150	58	75		
						37	94												
	平均Ｎ値			84.8		60.9								117.5		84.8			
		83.7																	
	標準偏差	30.6																	
設計N値				68															
風化泥岩～風化凝灰質砂岩 (wsct)		68	~~167~~																
		58	54																
	平均Ｎ値	60.0																	
		60.0																	
	標準偏差	7.2																	
設計N値		56																	
風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩 (Tb-w/Tb)										13		8							
	平均Ｎ値									13.0		8.0							
		10.5																	
	標準偏差	3.5																	
設計N値		8																	
凝灰質シルト岩1 (Stf1)								17	23	17	23	60	48						
								29	65	29	65	56	65						
								36		36	31	63							
	平均Ｎ値							34.0		33.5		58.4							
		41.4																	
	標準偏差	18.4																	
設計N値		32																	
凝灰質砂岩1 (Ssv1)								31	16	45	65	52	49						
										79		43	46						
	平均Ｎ値									63.0		47.5							
		47.3																	
	標準偏差	18.1																	
設計N値		38																	
凝灰質シルト岩2 (Stf2)										83	71	28	52						
										100	107	75							
	平均Ｎ値									90.3		51.7							
		73.7																	
	標準偏差	27.3																	
設計N値		60																	
凝灰質砂岩2 (Ssv2)												65	63						
												75	100						
	平均Ｎ値											75.8							
		75.8																	
	標準偏差	17.0																	
設計N値		67																	

注1）赤文字はＮ値50以上を表し，赤線以深は支持層である。

注2）安全側をとるため，字消しのＮ値（青文字）を省いて平均Ｎ値を設定する。

□ は P2 橋脚工事で実施された確認・追加したボーリングである。

2.1.5 支持層の設定

(1) 支持層の目安

土砂における支持層の目安は「道示Ⅳ」p175～p178 より，以下のとおりである。

- **粘性土層：N 値 20 程度以上（一軸圧縮強度 qu=0.4N/mm² 程度以上）**
- **砂質土層：N 値 30 程度以上**

支持層の目安（出典：「道示Ⅳ」p175～p178）

8.3 支持層の選定

(1) 支持層は，1)及び2)の条件を満足するように選定しなければならない。
1) 長期的に安定して存在すること。
2) 基礎を支持するための十分な地盤抵抗が得られること。
(2) (1)1)における長期的に安定して存在する地層とは，少なくとも1)から4)の影響を受けないとみなせる地層とする。
1) 斜面崩壊等
2) 洗掘・侵食
3) 液状化
4) 圧密沈下
(3) 1)及び2)を満足する場合には，(1)2)を満足するとみなしてよい。
1) 基礎を支持するために十分な強度及び剛性を有していること。
2) 施工による乱れにより1)が失われないこと。

(3)1) 支持層は，基礎を支持できるだけの十分な強度及び剛性を有する層を選定する必要がある。このため，深度の浅い沖積層は一般に支持層とはなりえない。

一般的な支持層の目安について，以下に示す。

i) 粘性土層は砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず，沈下量も大きい場合が多いため支持層とする際には十分な検討が必要であるが，N 値が 20 程度以上（一軸圧縮強度 q_u が 0.4N/mm² 程度以上）あれば支持層と考えてよい。

ii) 砂層，砂れき層は N 値が 30 程度以上あれば支持層と考えてよい。ただし，砂れき層ではれきをたたいて N 値が過大に出る傾向があるので，支持層の決定には十分な注意が必要である。

iii) 岩盤のうち，スレーキングが生じる岩盤や膨張性の岩盤では，施工時の岩掘削等に伴う応力開放及び浸水により，細粒化や膨張等が生じ，急激な強度の低下による支持力の低下が生じるおそれがある。また，著しく風化した岩盤（風化花崗岩等）や亀裂が著しい岩盤では，相対的に変形しやすく，支持力発現までに大きな変形が生じる場合がある。この様な条件では，各種調査や載荷試験により基礎施工後の強度・変形特性を評価したうえで，支持層としての適性を判断する必要がある。

また，地層構成が複雑な場合，例えば風化岩上部の強風化層の厚さや風化程度が様々な場合あるいは互層の場合には，支持層深度等の設定に十分注意することが求められる。この様な条件では，調査位置や点数を増やして支持層深度等を適切に定める必要がある。地層の複雑度が高く支持力の評価等が難しい場合には，載荷試験を実施して支持層深度の設定や支持力の評価を行うのがよい。

iv) N 値から判断して支持層と考えられる層でも，その層厚が薄くその下に相対的に弱い層又は圧密層がある場合には剛性が不足して沈下が生じる場合があるため，支持層として適切かどうか支持力と沈下についてその影響を検討する必要がある。この支持層としての必要な層厚は荷重の規模によっても異なるが基礎幅に比例して大きな層厚が必要となる。一般に基礎底面から基礎幅の 3 倍の間に相対的に弱い層又は圧密層がある場合には，影響が生じる可能性があるため注意が必要である。ここでいう基礎幅は，鉛直方向地盤反力係数 k_v を求める際に用いる換算載荷幅 B' としてよい。なお，中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）や鋼管ソイルセメント杭工法，プレボーリング杭工法のように根固部等を施工する杭工法の場合には，根固部等の影響も考慮して支持層厚を評価する必要がある。

2) 均等係数の大きい均質な砂質土層や細粒分の多いれき質土層等を支持層とする直接基礎の場合，支持層内にまで達する土留めや仮締切材の施工・撤去等の際にバイブロハンマ工法を用いウォータージェットを併用することにより，過剰間隙水圧が上昇して支持層の強度が低下し，基礎の傾斜等が生じるおそれがある。オーガ削孔を併用する土留め等の場合にも，削孔の影響による支持地盤のゆるみなどにより，同様の不具合が生じるおそれがある。

このような条件では，特に注意して支持層の状態を把握するとともに，土留め等の残置や土留め等を必要としない基礎工法の適用等について検討するのがよい。なお，土留め等の施工・撤去を行う場合であっても，施工中も十分配慮できるよう設計図等に留意事項を明記するのがよい。

岩盤における支持層の目安は「杭基礎設計便覧」p156 より，以下のとおりである。

・岩盤：N 値 50 以上が安定して連続し，十分な層厚を有する

岩盤を支持層とする目安（出典：「杭基礎設計便覧」p156）

(3) 岩盤を支持層とする場合，一般には C_L 級以上の岩盤に支持させるのがよい。岩盤分類がＤ級の岩盤で，岩種や風化の程度によっては過大な沈下等が生じるおそれがあるため，慎重に判断する必要がある。なお，これまで収集した載荷試験における地盤調査結果[2)]を踏まえると，*N* 値 50 以上の地層が深度方向に安定して連続するＤ級の岩盤では，支持層とみなすことができると考えられる。地層として深度方向に連続することを現地で確認するボーリング掘進長さの目安としては，表-Ⅱ.1.5 に示す値を参考に設定する。

岩盤に亀裂や層理等の不連続面が存在する場合にはコアの強度試験結果だけを参照するのではなく，不連続面を含む岩盤全体としての強度評価（例えば，低減の必要性等）について検討が必要である。

また，岩盤の状態によっては，強度・変形特性が支持層としての設定条件を満足しない場合もある。風化や亀裂の程度によっては変形しやすいために支持力発現まで大きな変形が生じる，膨張性の程度によっては掘削時の応力解放が生じる，浸水等による膨張に伴う強度低下が生じるなどがこれにあたる。スレーキングが生じる岩盤やスメクタイト系の粘土鉱物を含む膨張性岩盤では，掘削時の応力解放と粘土鉱物の吸水膨張反応等によって孔閉塞や強度低下等の問題を生じる場合があり注意が必要である。また，風化花崗岩は他の岩種に比べて圧縮性が高く過大な沈下等が生じる可能性があるため，支持層の選定や支持力の評価には注意が必要である[2)]。これらのような，強度低下や過大な変形等が生じるおそれがある場合には，他の層を支持層とする等の対応が必要である。

(2) 支持層に必要な層厚

「杭基礎設計便覧」p157 より，支持層の層厚は以下のとおりとしている。

支持層の層厚（出典：「杭基礎設計便覧」p157）

(4) 支持層の層厚は，杭先端から支持層に伝達された荷重強度が，その下層に対して悪影響を及ぼさない程度以上の層厚を有することが必要である。N 値から判断して支持層と考えられる層でも，その層厚が薄くその下に相対的に弱い層又は圧密層がある場合には，支持層として適切かどうか支持力と沈下についてその影響を検討する必要がある。この支持層としての必要な層厚は荷重の規模によっても異なるが基礎幅に比例して大きな層厚が必要となる。支持層と想定する層の下に圧密層がある場合，一般に基礎底面から基礎幅（[道示Ⅳ] に示される換算載荷幅 B' としてよい）の 3 倍程度の間にこうした層が存在する場合には，影響が生じる可能性があるため注意が必要である。

ただし，「杭基礎設計便覧」p459～p466 より，薄層支持杭とならない層厚は以下のとおりである。

〈薄層支持杭とならない層厚〉

・杭先端の有効層厚(H)が杭径(D)の 3 倍以上ある場合

$H/D \geqq 3$

支持層の厚さが薄く，その下の弱い層もしくは圧密層の支持力や沈下を考慮しなければならない杭のことをここでは薄層支持杭といい，図-参.5.1 に示す有効層厚比 H/D が 3 以下の場合に適用するものとする。

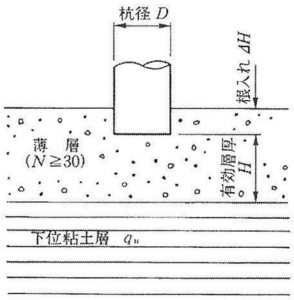


図-参.5.1 薄層支持の概略図

〈層厚からみた支持層の考え方〉

- H/D＞3 ⇒完全支持層
- H/D≦3 で下位層が粘性土⇒薄層支持層
- H/D≦3 で下位層が砂質土⇒支持層にしない

(3) 支持層の設定

(3)-1 設定にあたっての留意点

支持層が浅いと，支持力確保のために多くの杭本数が必要となり，当初設計のフーチング形状（図 2.1.7 参照）を拡大することになる。

フーチング形状の拡大は，用地の追加および設置済み仮設鋼矢板（図 2.1.8 参照）の再構築が生じる。この場合，用地交渉に時間を費やすうえに，仮設鋼矢板の撤去・設置が生じ，工事期間の延伸が問題となり，長期間の延伸となる可能性が高い。

これらを踏まえ，当初設計のフーチング形状変更がないよう支持層位置を比較して設定する。

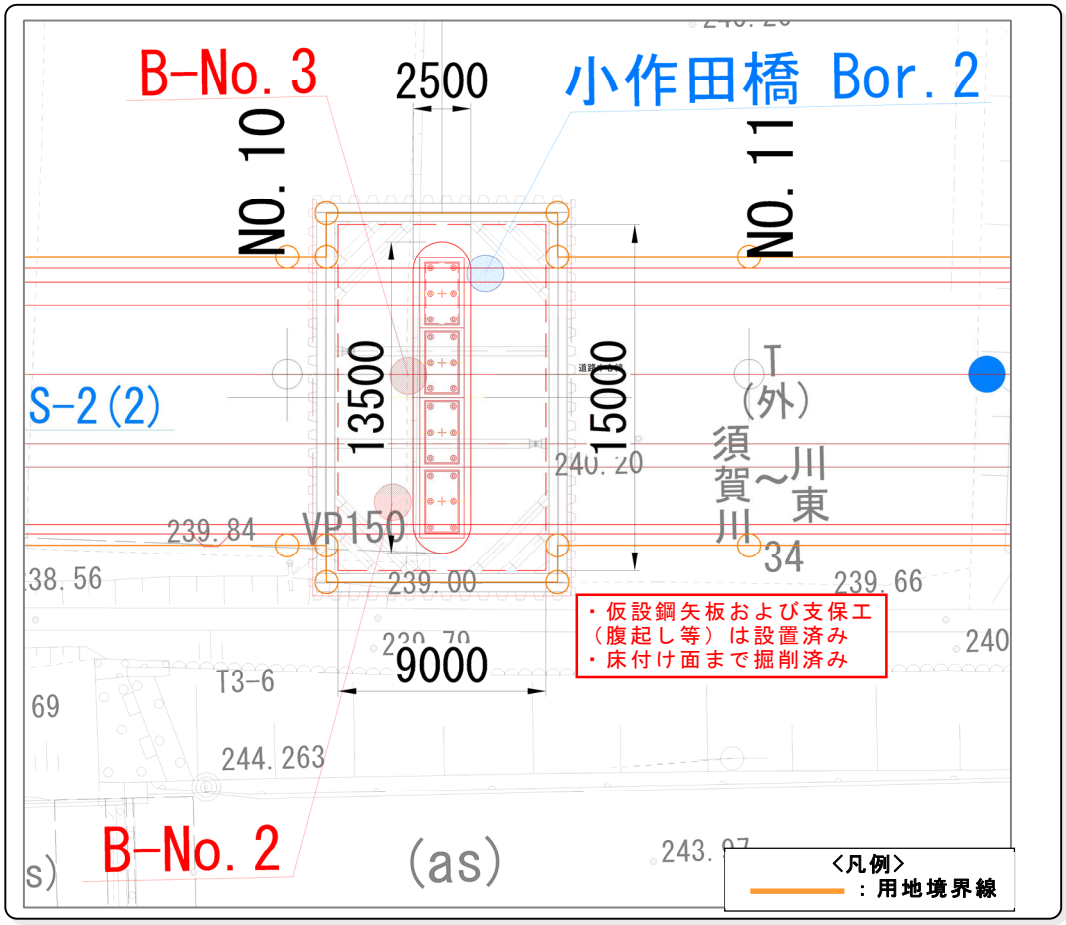


図2.1.7 当初設計のフーチング形状



図2.1.8 仮設鋼矢板の現状

(3)-2 検討する支持層位置

縦横断に対して連続性があり，十分な層厚があると考えられる層を対象に検討する。

検討する支持層位置は表 2.1.6 のとおりとする。

表2.1.6 検討する支持層位置

支持層の目安位置	設計対象	支持層	支持層位置 [TP＋m]	理　由
支持層①	P2 橋脚	凝灰質砂岩 1 [Ssv1]	＋222.67m	・N 値 50 以上が連続する岩盤である。
支持層②	P2 橋脚	凝灰質シルト岩 2 [Stf2]	＋218.42m	・N 値 50 以上が連続する岩盤であり，十分な厚さがある。
支持層③	P2 橋脚	凝灰質砂岩 2 [Ssv2]	＋216.28m	・N 値 50 以上が連続する岩盤であり，十分な厚さがある。

(3)-3 支持層位置の設定

支持層①・②・③位置において，検討した結果，支持層①・②位置で支持力が確保できない(表 2.1.8 参照)。

したがって，**支持層③：凝灰質砂岩 2[Ssv2]**を支持層とする。

ここで，杭種は場所打ち杭を仮定し，支持層位置の検討する杭長および杭径は，表 2.1.7 のとおりである。

表2.1.7　支持層ごとに検討する杭長および杭径

杭径	Φ1000	Φ1200	Φ1500	Φ2000
支持層①の杭長	8.500	8.500	9.000	9.500
支持層②の杭長	12.500	13.000	13.000	13.500
支持層③の杭長	14.500	15.000	15.000	15.500

表2.1.8 支持層位置の検討結果

杭中心間隔		杭径 Φ1000	Φ1200	Φ1500	Φ2000		＜判定＞
2.5D	支持層①	×	×	×	×	⇒	採用不可
	支持層②	×	×	×	×	⇒	採用不可
	支持層③	×	×	×	×	⇒	採用不可
2.0D	支持層①	×	×	×	－	⇒	採用不可
	支持層②	×	×	×	－	⇒	採用不可
	支持層③	○	○	○	－	⇒	支持層として採用

杭基礎設計計算において，杭間隔が規定値（2.5D[杭径]以上）を確保できない場合は，群杭としての影響を考慮する。この検討では，群杭を考慮する杭間隔は 2.0D[杭径]となる。

杭径φ1,500mm を代表して検討する支持層位置を図示すると，図 2.1.9 のとおりである。

検討する支持層位置の杭基礎設計計算結果は，表 2.1.9 のとおりである。

＜支持層①＞

＜支持層②＞

＜支持層③＞

支持層として採用

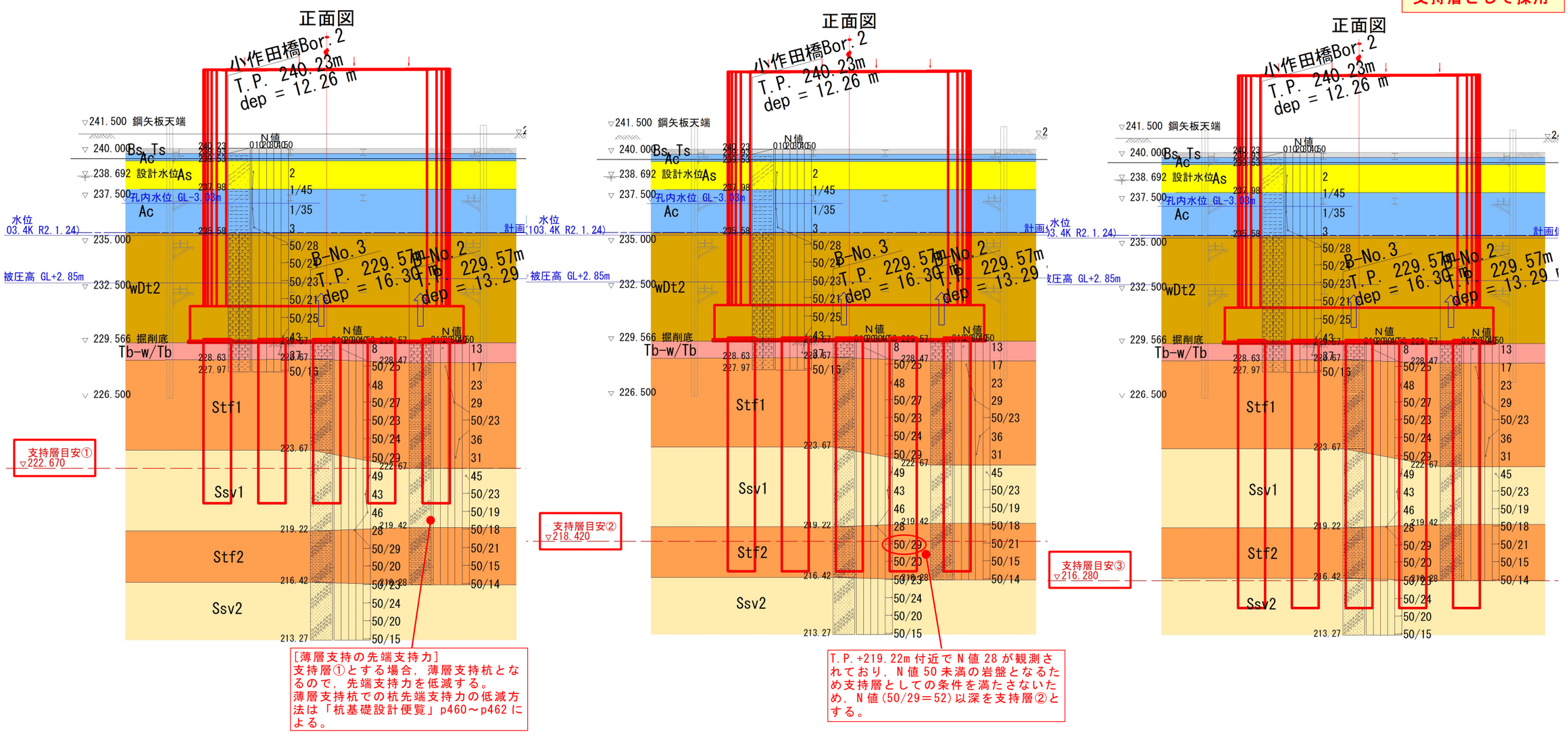
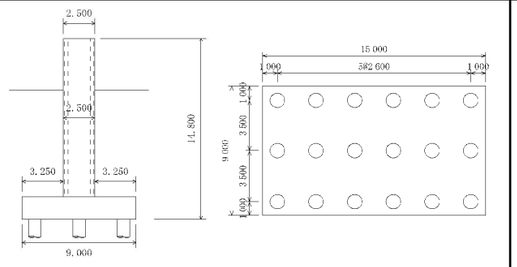
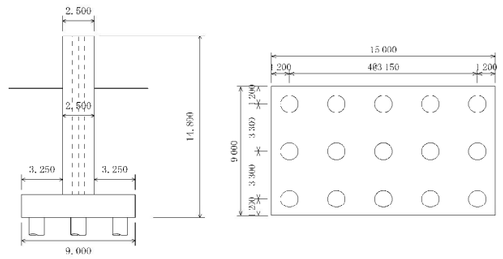
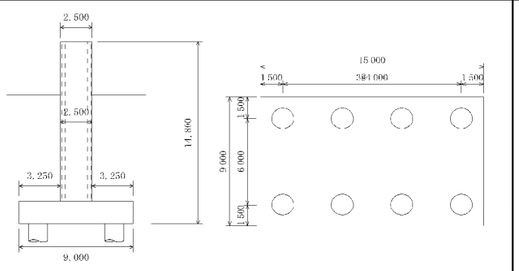
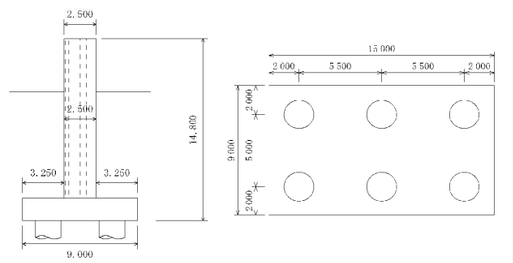


図2.1.9 検討する支持層位置（杭径φ1,500mm を代表）

表2.1.9 支持層位置の杭基礎設計計算結果

・2.5D配置

杭種・杭径	【第1案】場所打ち杭 φ1000	【第2案】場所打ち杭 φ1200	【第3案】場所打ち杭 φ1500	【第4案】場所打ち杭 φ2000
形状図				
断面構成	杭径： 場所打ち杭 φ1000 鉄筋(SD345) D22 － 20 本 本数： 橋軸- 3 列 直角- 6 列 計 18 本	杭径： 場所打ち杭 φ1200 鉄筋(SD345) D22 － 24 本 本数： 橋軸- 3 列 直角- 5 列 計 15 本	杭径： 場所打ち杭 φ1500 鉄筋(SD345) D22 － 32 本 本数： 橋軸- 2 列 直角- 4 列 計 8 本	杭径： 場所打ち杭 φ2000 鉄筋(SD345) D22 － 48 本 本数： 橋軸- 2 列 直角- 3 列 計 6 本
支持層①	杭長： L= 8.50 m 杭先端支持： qd= 3249 kN/m2	杭長： L= 8.50 m 杭先端支持： qd= 3093 kN/m2	杭長： L= 9.00 m 杭先端支持： qd= 2826 kN/m2	杭長： L= 9.50 m 杭先端支持： qd= － kN/m2 H/D=0.92<1より、薄層支持不成立
支持層②	杭長： L= 12.50 m 杭先端支持： qd= 2640 kN/m2	杭長： L= 13.00 m 杭先端支持： qd= 2640 kN/m2	杭長： L= 13.00 m 杭先端支持： qd= 2640 kN/m2	杭長： L= 13.50 m 杭先端支持： qd= 2640 kN/m2
支持層③	杭長： L= 14.50 m 杭先端支持： qd= 3300 kN/m2	杭長： L= 15.00 m 杭先端支持： qd= 3300 kN/m2	杭長： L= 15.00 m 杭先端支持： qd= 3300 kN/m2	杭長： L= 15.50 m 杭先端支持： qd= 3300 kN/m2

支持層①

安定計算 橋軸方向	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	2449.6 ＞ 1722.0	2701.9 ＞ 2266.0	3744.8 ＞ 2266.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	2939.5 ＞ 2177.0	3244.6 ＞ 2868.0	4523.4 ＞ 2868.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	5511.6 ＞ 2936.0	6019.1 ＞ 3873.0	7626.6 ＞ 3873.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	－	－	－

支持層②

安定計算 橋軸方向	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	2449.6 ＞ 1966.0	2704.2 ＞ 2592.0	3780.0 ＞ 2592.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	2939.5 ＞ 2547.0	3249.2 ≦ 3361.0	4590.9 ＞ 3361.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	5511.6 ＞ 3417.0	6025.9 ＞ 4516.0	7721.6 ＞ 4516.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	7348.9 ＞ 5913.0	8038.4 ＞ 7818.0	10309.6 ＞ 7818.0

支持層③

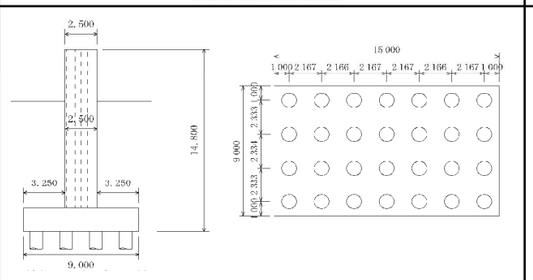
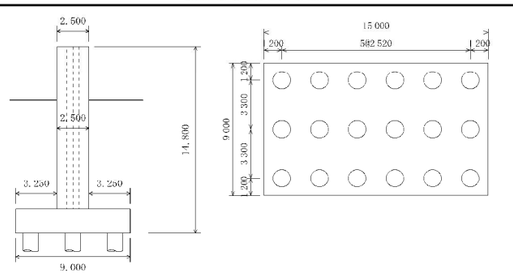
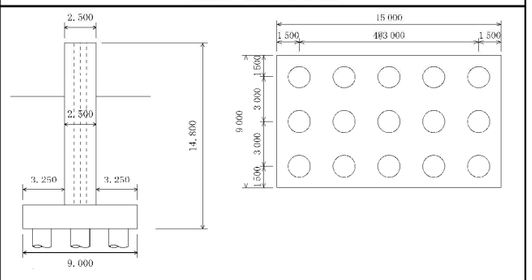
安定計算 橋軸方向	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	2449.6 ＞ 2360.0	2704.2 ≦ 3110.0	3781.1 ＞ 3110.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	2939.5 ≦ 3060.0	3249.4 ≦ 4036.0	4594.6 ＞ 4036.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	5511.6 ＞ 4135.0	6026.6 ＞ 5460.0	7732.5 ＞ 5460.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	7348.9 ＞ 6298.0	8041.6 ≦ 8332.0	10349.0 ＞ 8332.0

・2D配置

杭種・杭径	【第1案】場所打ち杭 φ1000	【第2案】場所打ち杭 φ1200	【第3案】場所打ち杭 φ1500
形状図			
断面構成	杭径： 場所打ち杭 φ1000 鉄筋(SD345) D22 － 20 本 本数： 橋軸- 4 列 直角- 7 列 計 28 本	杭径： 場所打ち杭 φ1200 鉄筋(SD345) D22 － 24 本 本数： 橋軸- 3 列 直角- 6 列 計 18 本	杭径： 場所打ち杭 φ1500 鉄筋(SD345) D22 － 32 本 本数： 橋軸- 3 列 直角- 5 列 計 15 本
支持層①	杭長： L= 8.50 m 杭先端支持： qd= 3249 kN/m2	杭長： L= 8.50 m 杭先端支持： qd= 3093 kN/m2	杭長： L= 9.00 m 杭先端支持： qd= 2826 kN/m2
支持層②	杭長： L= 12.50 m 杭先端支持： qd= 2640 kN/m2	杭長： L= 13.00 m 杭先端支持： qd= 2640 kN/m2	杭長： L= 13.00 m 杭先端支持： qd= 2640 kN/m2
支持層③	杭長： L= 14.50 m 杭先端支持： qd= 3300 kN/m2	杭長： L= 15.00 m 杭先端支持： qd= 3300 kN/m2	杭長： L= 15.00 m 杭先端支持： qd= 3300 kN/m2

支持層①

安定計算 橋軸方向	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	1574.8 ≦ 1722.0	1749.0 ≦ 2266.0	2567.8 ＞ 2266.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	2449.6 ＞ 2177.0	2704.3 ≦ 2868.0	3777.7 ＞ 2868.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	2939.5 ＞ 2936.0	3245.9 ≦ 3873.0	4536.5 ＞ 3873.0

支持層②

安定計算 橋軸方向	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	1574.8 ≦ 1966.0	1751.0 ≦ 2592.0	2598.9 ＞ 2592.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	2449.6 ≦ 2547.0	2708.1 ≦ 3361.0	3833.4 ＞ 3361.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	2939.5 ≦ 3417.0	3253.0 ≦ 4516.0	4634.2 ＞ 4516.0

支持層③

安定計算 橋軸方向	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	1574.8 ≦ 2360.0	1750.9 ≦ 3110.0	2596.7 ≦ 3110.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	2449.6 ≦ 3060.0	2707.8 ≦ 4036.0	3828.8 ≦ 4036.0

略称	変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax kN	2939.5 ≦ 4135.0	3253.7 ≦ 5460.0	4645.5 ≦ 5460.0

支持層として採用

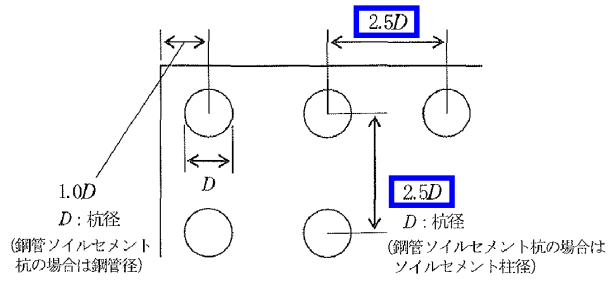
(3)-4 補足資料

■杭間隔

「道示Ⅳ」p288～p289 より，杭の最小中心間隔は杭径の 2.5 倍である。

杭の最小中心間隔およびフーチング縁端距離（出典：「道示Ⅳ」p288～p289）

縁端距離は，フーチングの水平押抜きせん断破壊や杭頭部の損傷による破壊が生じないように，杭の施工誤差や配筋の余裕を考慮して決定する必要がある。また，既製杭の場合には，仮想鉄筋コンクリート断面の寸法等を考慮して決定する必要がある。載荷実験及び解析により，レベル 2 地震動を考慮する設計状況のように杭体が塑性化するような状況も含めて，杭径の 1.0 倍を確保していれば杭頭部に押抜きせん断破壊や支圧による変状等が生じないことが確認されたことから，杭径の 1.0 倍以上とすることが標準として規定されている（図－解 10.8.8 参照）。



(a) フーチング縁端距離　　(b) 杭の中心間隔（回転杭は除く）

図-解 10.8.8 杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離

最小中心間隔より小さくなる場合は，「道示Ⅳ」p233～p234 より，群杭の影響について検討する。群杭として水平方向の地盤反力係数を低減する。

杭の配列（出典：「道示Ⅳ」p233～p234）

10.4　杭の配列

(1)　杭の配列は，基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法，杭の寸法及び本数，群杭の影響，施工条件並びに斜杭の適用等を考慮し，永続作用に対して過度に特定の杭に荷重が集中せず，できる限り均等に荷重を受けるように定めなければならない。

(2)　杭は，(1)を満足するため，永続作用支配状況において引抜きが生じないように配列することを標準とする。

(3)　杭間隔が杭径の 2.5 倍未満となる場合には，10.7.1 の規定に従って群杭としての影響を考慮しなければならない。

(3)　杭の中心間隔が小さくなると群杭としての影響が著しくなり，杭の軸方向押込み支持力，水平方向地盤反力係数等を単杭の場合より低減して考える必要があるが，杭径の 2.5 倍以上であると群杭の影響は比較的小さく，また，施工性についても一般には大きな問題はないと考えてよい。しかし，杭の中心間隔が群杭の影響に及ぼす効果は，地盤の種類をはじめ各種要因が複雑に関連しており，まだ十分に解明されているものではないことに注意する必要がある。

施工場所の制約条件よりフーチングを小さくせざるを得ないような場合は杭中心間隔を 2.5 倍より小さくすることも考えられるが，この場合には群杭の影響について，10.7.1 の規定により十分に検討する必要がある。

群杭の影響（出典：「道示Ⅳ」p264～p265）

10.7.1　群杭の影響

群杭の影響を考慮して設計する場合には，限界状態の設定並びに杭反力，変位及び杭体の断面力の算出において，杭と杭間の地盤が一体として挙動することによる支持力及び沈下量への影響並びに杭どうしの干渉による水平変位への影響を考慮しなければならない。

現実の地盤条件の複雑さを考えると，群杭の効率低下に及ぼす各種要因の影響を分離して扱うには，まだ実験データの蓄積が十分でなく，また，各杭の荷重分担の相違も設計上の安全余裕の範囲内にあるとみなされる。群杭の水平抵抗について，特に設計上考慮しなければならないのは，杭中心間隔に応じた効率の低下であるが，これについても従来，杭中心間隔が2.5D程度であれば，単杭の水平方向地盤反力係数をそのまま使っても，実用上差し支えないとして扱ってきた。

これは，水平方向地盤反力係数の多少の差は，応力的にはそれほど大きな影響を与えないこと等を考慮したものである。しかし，やむを得ず杭中心間隔をさらに小さくする場合は，設計上水平方向地盤反力係数の低下を考慮する必要がある。

低減の方法としては，10.6.2の規定により求めた水平方向地盤反力係数に式（解10.7.1）により算出した補正係数μを乗じればよい。

$$\mu = 1 - 0.2\left(2.5 - \frac{L}{D}\right) \qquad [L < 2.5D] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (解\ 10.7.1)$$

ここに，

L ：杭中心間隔（m）

D ：杭径（m）で，鋼管ソイルセメント杭の場合は，ソイルセメント柱径とする。

杭の中心間隔（出典：「NEXCO設計要領 第二集 橋梁建設編」p4-33）

4-1-7　杭の中心間隔

(1) 杭の中心間隔は，個々の杭がその支持力を発揮できるよう施工性等も配慮して，適切に設定しなければならない。

(2) 場所打ち杭の杭周面からフーチング縁端までの距離は，フーチング縁端部の水平方向の押抜きせん断に対する照査を行って設計することを標準とする。

(1) 杭の中心間隔は，杭径の2.5倍としてよい。杭の間隔が狭いと，打込み杭では周辺地盤が移動し，後から打込む杭が入らなくなったり，先に打込んだ杭を移動させたりする。また，場所打ち杭では断面が変形したり，コンクリートの品質を損なう等の問題を生じる。一般的に，杭径の2.5倍以上の杭中心間隔であれば，このような心配もなく，群杭の支持力の低減も考慮する必要はないとされている。ただし，2.5D以上の杭間隔を確保することは，杭の抵抗機構上好ましいことではあるが，反面，基礎の構造規模を過大にしてしまうおそれもあるため，経済的な設計を行う際には群杭の活用を考慮することも重要である。したがって，道示Ⅳ12.4.4に準じて，群杭の影響を考慮して必要に応じて2.0Dまで低減してよい。

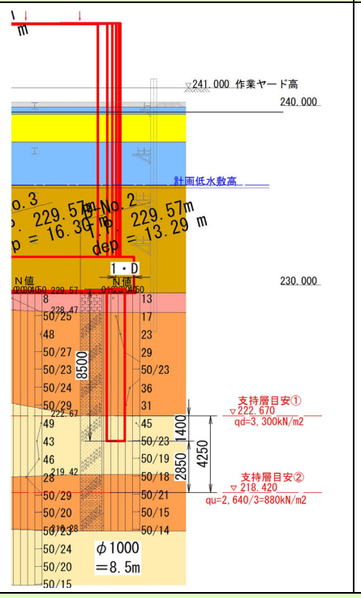
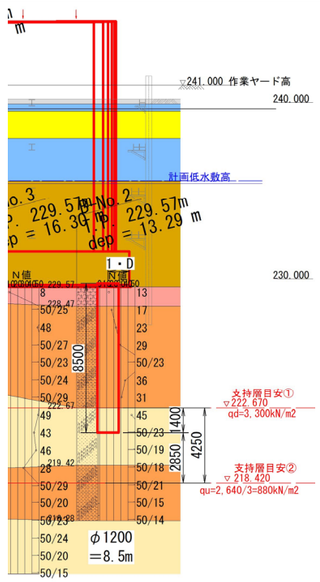
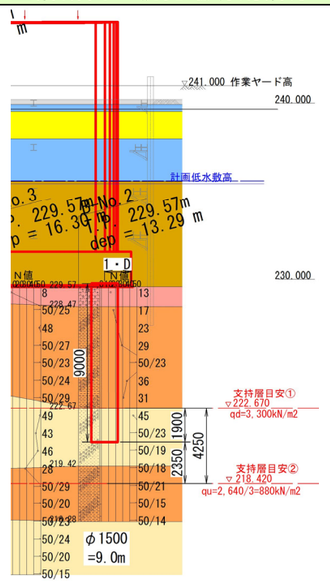
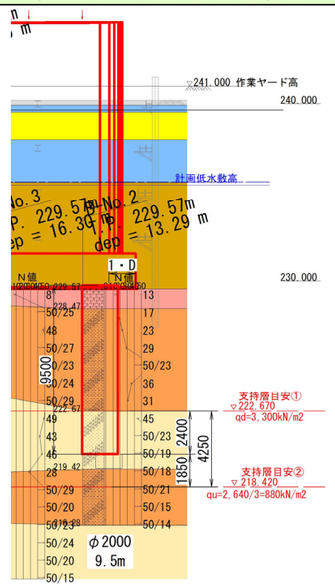
■薄層に支持された杭基礎の杭先端支持力

支持層①とする場合，薄層に支持された杭基礎となるので，杭先端支持力を低減する。

薄層に支持された杭基礎の杭先端支持力低減方法は，「杭基礎設計便覧」p460～p462 より算出する。

計算結果は，表 2.1.10 のとおりである。

表2.1.10 【支持層①】薄層に支持された杭基礎の杭先端支持力

<table>
<tr><th colspan="2">杭径=φ1000mm</th><th colspan="2">杭径=φ1200mm</th></tr>
<tr><th>土層断面・杭先端有効層厚</th><th>薄層支持杭の先端支持力</th><th>土層断面・杭先端有効層厚</th><th>薄層支持杭の先端支持力</th></tr>
<tr>
<td>
</td>
<td>qd’ ：薄層支持杭の先端支持力度 (kN/m²)
$\alpha = \frac{1}{2}\left(\frac{H}{D}-1\right)-\left(\frac{3qu}{2qd}\right)\left(\frac{H}{D}-3\right)$ ・・・薄層を考慮した支持力度の補正係数
= 0.9846
qd’ = α・qd
= 0.9846×3300
= 3249
H／D:有効層厚比 =2.85 H：有効層厚 =2.85 (m) D：杭径 =1.00 (m)
qu：下位粘土層の一軸圧縮強度 =880 (kN/m²)
A：杭先端面積 (m²)
$A = \frac{\pi}{4}\cdot 1.000^2 = 0.78540$ (m²)
U ：杭の周長(m)
U = π・1.0000 = 3.142 (m)
Li：層厚(m)
fi：層の最大周面摩擦力度の特性値(kN/m²)
杭先端から上方に1.0・Dの範囲では周面摩擦力を考慮しない。
DEi：土質定数の低減係数
Ws：杭で置き換えられる部分の土の有効重量(kN)
Ws = Ap・Σ(γi・Li)
γi：土の有効単位重量(kN/m³)</td>
<td>
</td>
<td>qd’ ：薄層支持杭の先端支持力度 (kN/m²)
$\alpha = \frac{1}{2}\left(\frac{H}{D}-1\right)-\left(\frac{3qu}{2qd}\right)\left(\frac{H}{D}-3\right)$ ・・・薄層を考慮した支持力度の補正係数
= 0.9372
qd’ = α・qd
= 0.9372×3300
= 3093
H／D:有効層厚比 =2.37 H：有効層厚 =2.85 (m) D：杭径 =1.20 (m)
qu：下位粘土層の一軸圧縮強度 =880 (kN/m²)
A：杭先端面積 (m²)
$A = \frac{\pi}{4}\cdot 1.200^2 = 1.13097$ (m²)
U ：杭の周長(m)
U = π・1.2000 = 3.770 (m)
Li：層厚(m)
fi：層の最大周面摩擦力度の特性値(kN/m²)
杭先端から上方に1.0・Dの範囲では周面摩擦力を考慮しない。
DEi：土質定数の低減係数
Ws：杭で置き換えられる部分の土の有効重量(kN)
Ws = Ap・Σ(γi・Li)
γi：土の有効単位重量(kN/m³)</td>
</tr>
<tr><th colspan="2">杭径=φ1500mm</th><th colspan="2">杭径=φ2000mm</th></tr>
<tr><th>土層断面・杭先端有効層厚</th><th>薄層支持杭の先端支持力</th><th>土層断面・杭先端有効層厚</th><th>薄層支持杭の先端支持力</th></tr>
<tr>
<td>
</td>
<td>qd’ ：薄層支持杭の先端支持力度 (kN/m²)
$\alpha = \frac{1}{2}\left(\frac{H}{D}-1\right)-\left(\frac{3qu}{2qd}\right)\left(\frac{H}{D}-3\right)$ ・・・薄層を考慮した支持力度の補正係数
= 0.8564
qd’ = α・qd
= 0.8564×3300
= 2826
H／D:有効層厚比 =1.56 H：有効層厚 =2.35 (m) D：杭径 =1.50 (m)
qu：下位粘土層の一軸圧縮強度 =880 (kN/m²)
A：杭先端面積 (m²)
$A = \frac{\pi}{4}\cdot 1.500^2 = 1.76715$ (m²)
U ：杭の周長(m)
U = π・1.5000 = 4.712 (m)
Li：層厚(m)
fi：層の最大周面摩擦力度の特性値(kN/m²)
杭先端から上方に1.0・Dの範囲では周面摩擦力を考慮しない。
DEi：土質定数の低減係数
Ws：杭で置き換えられる部分の土の有効重量(kN)
Ws = Ap・Σ(γi・Li)
γi：土の有効単位重量(kN/m³)</td>
<td>
</td>
<td>H/D:有効層厚比率=0.92＜1 となるので，薄層支持は不成立

H ：有効層厚 =1.85(m)
D ：杭径 =2.00(m)</td>
</tr>
</table>

薄層に支持された杭先端支持力（出典：「杭基礎設計便覧」p460～p461）

(1)　薄層支持杭の先端支持力

1)　場所打ち杭工法

ここでは，阪神高速道路公団の設計要領[5]をもとに，薄層に支持された場所打ち杭工法の評価方法の概要を紹介する。

薄層支持杭の先端支持力度 q_d' は薄層の程度を考慮して式（参.5.1）により算定してよい。

$1 \leqq H/D \leqq 3$

$$q_d' = \alpha \cdot q_d \quad \cdots\cdots\cdots\

薄層に支持された杭の先端支持力（出典：「杭基礎設計便覧」p461～p462）

薄層に支持された場所打ち杭工法の載荷試験とそれに基づく解析結果[1]によれば，有効層厚比 $H/D < 1$ の場合，極限状態での杭先端以深の土の鉛直応力度σ_zは，杭頭載荷重の大部分を杭直下の地盤で受けもち，周辺にはほとんど応力伝播されないいわゆるパンチング破壊が推察できる分布となっている（図-参.5.3）。

これより $H/D < 1$ の場合の薄層支持杭の破壊モードは，パンチング破壊を想定することができ，その極限支持力は杭先端の位置しない支持層下位の粘土層により設定される。また，$H/D \geq 3$ の場合は，ほぼ単一の支持層として取り扱うことができる。

$H/D = 1 \sim 3$ の中間領域に関しては，今後の研究成果に待たねばならない事項が残されているが，ここでは $H/D = 1$ で期待できる支持力と $H/D = 3$ で期待できる支持力（薄層の影響を無視できる支持力）を線形配分させることとしている。

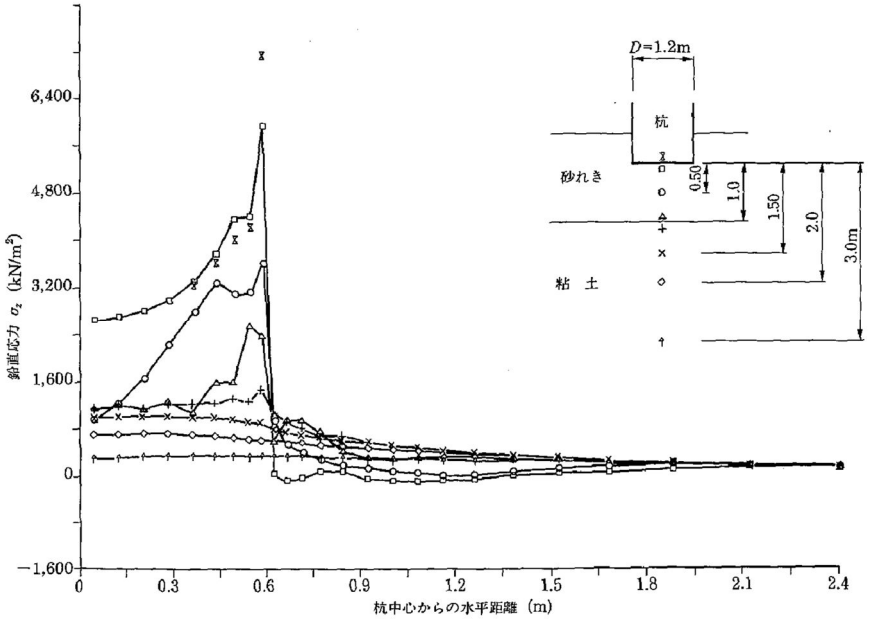


図-参.5.3　杭先端以深のσ_z分布（有限要素解析）

2.1.6 土質定数の設定

(1) 基礎設計に用いる土質定数

以下のとおりである。

・基礎設計および仮設構造物に用いる土質定数

「道示Ⅳ」p60～p61 では，当該地盤の平均的な値と考えられるものを求めることを原則としているので，**土層ごとに設定**する。

地盤定数の特性値（出典：「道示Ⅳ」p60～p61）

4.2　地盤定数の特性値

地盤定数の特性値は，地盤の調査の結果から各種試験法等の適用性，精度，試験結果の信頼性，地盤特性の空間的なばらつき等を考慮したうえで，設計計算において平均的な挙動が得られるような値をもって設定することを基本とする。

ここでいう地盤定数とは，土層や岩盤そのものの諸性質を示す数値であり，直接基礎における基礎底面と地盤との間の付着力や摩擦角，杭の最大周面摩擦力度等については，9章から14章の各基礎形式に関する章で各々言及する。

基礎の設計に用いる地盤定数は，概ね次のように分類できる。

土の物理的性質：粒度，間隙比，単位体積重量，コンシステンシー等

土の力学的性質：強度定数（粘着力，せん断抵抗角），変形係数，圧縮指数，圧密係数，圧密降伏応力，弾性波速度等

これらの諸定数には，単位体積重量や圧縮指数のように土質試験等から直接的に得られるものもあれば，標準貫入試験の N 値から力学定数を求めるように，地盤調査結果を指標として既往の調査実績から明らかにされた相関関係を利用して間接的に得られるものもある。

地盤は複雑で大きなばらつきを有するが，設計に用いる地盤定数の特性値は，基礎に作用する荷重に対して，その地盤条件下で最も高い確率で起こり得る基礎の挙動を推定するものである。したがって，地盤定数の特性値は，計算式の精度や特性を考慮したうえで，当該地盤の平均的な値と考えられるものを求めることが基本となる。ただし，複数の試験法又は推定法によって求めた結果で地盤定数に差異が生じることも多いため，得られた値を単純に平均するのではなく，個々の試験法等の精度や土質ごとの適用性，試験状況，各種誤差の混入要因等を吟味しつつ，適切な地盤定数を特性値として設定することが求められる。

地盤定数の特性値を決定する際には，基礎周辺における地盤調査記録や工事記録，既存構造物の状態等も参考にするのがよい。

また，1.7 の解説に示されるように，地盤定数の特性値の設定根拠，一連の設定過程を設計図等に明らかにしておく必要がある。

(2) 基礎設計に用いる土質定数

基礎形式は杭基礎（場所打ち杭［硬質用オールケーシング工法］）とする。

杭基礎設計には，以下の土質定数を用いる。

静的定数：①単位体積重量［γ］
②粘着力［c］
③せん断抵抗角［φ］
④変形係数［αEo］
⑤杭先端の極限支持力度［qd］
動的定数：⑥せん断弾性波速度［Vs］
⑦動的ポアソン比［νD］
⑧動的せん断強度比［R］

これらの土質定数の目的，基礎設計の照査項目および設定する試験等を整理すると，表 2.1.11 のとおりである。

表2.1.11 土質定数の目的，基礎設計の照査項目および設定する試験等

土質定数		使用目的	照査項目	土質定数設定に用いる試験等
静的定数	①単位体積重量［γ］	■杭基礎 ・許容支持力 ~~■直接基礎~~ ~~・許容支持力~~	■杭基礎 ・基礎底面の鉛直地盤反力度（降伏鉛直地盤反力度を含む） ~~■直接基礎~~ ~~・基礎底面の鉛直地盤反力度（降伏鉛直地盤反力度を含む）~~	・湿潤密度試験 ・既往資料（「道示」等）
	②粘着力［c］ ③せん断抵抗角［φ］	■杭基礎 ・許容支持力 ・周面摩擦力度 ・抵抗特性 ~~■直接基礎~~ ~~・許容支持力~~	■杭基礎 ・基礎底面の鉛直地盤反力度（降伏鉛直地盤反力度を含む） ・設計地盤面位置での水平変位（降伏水平変位を含む） ・上部構造から決まる変位 ・杭本体の耐力 ~~■直接基礎~~ ~~・基礎底面の鉛直地盤反力度（降伏鉛直地盤反力度を含む）~~ ~~・基礎底面のせん断力~~ ~~・偏心した鉛直力の作用位置~~	【粘着力[c]】 ・一軸圧縮試験 ~~・三軸圧縮試験~~ ・標準貫入試験（Ｎ値） ~~・多段階三軸圧縮試験~~ ~~・静ポアソン比試験~~ ~~⇒一軸圧縮強度を算出~~ 【せん断抵抗角[φ]】 ~~・三軸圧縮試験~~ ~~・圧裂引張試験~~ ~~・多段階三軸圧縮試験~~ ・標準貫入試験（Ｎ値）
	④変形係数［αEo］	■杭基礎 ・地盤バネ ・抵抗特性 ~~■直接基礎~~ ~~・抵抗特性~~	■杭基礎 ・設計地盤面位置での水平変位（降伏水平変位を含む） ・上部構造から決まる変位 ・杭本体の耐力 ~~■直接基礎~~ ~~・フーチング剛体~~	~~・孔内水平載荷試験~~ ・標準貫入試験（Ｎ値） ・一軸圧縮試験 ~~・静ポアソン比試験~~
	⑤杭先端極限支持力度［qd］	■杭基礎 ・許容支持力の算出	■杭基礎 ・杭軸押込み力 ・杭軸引抜き力	・一軸圧縮試験 ~~・三軸圧縮試験~~ ・標準貫入試験（Ｎ値）
動的定数	⑥せん断弾性波速度［Vs］	■杭基礎~~・直接基礎~~ ・固有周期 ・地盤種別	－	~~・速度検層または弾性波探査~~ ・標準貫入試験（Ｎ値）
	⑦動的ポアソン比［νD］	■杭基礎~~・直接基礎~~ ・固有周期	－	~~・速度検層または弾性波探査~~ ・既往資料（「道示」等）
	⑧動的せん断強度比［R］	■杭基礎~~・直接基礎~~ ・液状化判定	－	~~・粒度試験~~ ・標準貫入試験 ~~・液状化強度試験~~

※字消しは本業務において試験結果がないもの。

(3) 土質定数の設定方針

以下のとおりとする。

①単位体積重量［γ］

■土　砂

・密度試験がある土層では，平均値を算出し（小数点第 1 位以下四捨五入），「NEXCO 設計要領第一集」p1-52（表 1-17）による推定値と対比・検討して設定する。

・密度試験がない土層では，【①資料】「NEXCO 設計要領第一集」p1-52（表 1-17）から設定する。粘土および砂質の占める割合および相対密度等を勘案して設定する。

■岩　盤

・密度試験がある土層では，平均値を算出し（小数点第 1 位以下四捨五入），Ｎ値による推定値（【②資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-7 の式による推定値）と対比・検討して設定する。

・密度試験がない土層では，Ｎ値による推定値（【②資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-7 の式による推定値）から設定する（ただし，平均換算Ｎ値は 300 以下）。

②粘着力［ｃ］

■土　砂

・砂質土層はｃ=0 とする。

・粘性土層では，以下の①方法または②方法で設定する。

①方法：一軸圧縮試験値がある土層では，試験値の平均値を算出し，Ｎ値による推定値と対比・検討して設定する。

②方法：①方法の試験値がない場合は，Ｎ値からの推定値から設定する。

※Ｎ値による推定式

c=6.25×Ｎ[平均Ｎ値][kN/m^2]

c=qu/2[kN/m^2]（【③資料】「道示Ⅳ」p62）

qu=12.5×Ｎ[kN/m^2]

⇒テルツァギー・ペック式

（【④資料】「地盤調査法」地盤工学会，p202）

■岩　盤

・一軸圧縮試験値がある層では，Ｎ値による推定値（【⑤資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-10 の式による推定値）と対比・検討して設定する。

・一軸圧縮試験値のない層では，Ｎ値による推定値（【⑤資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-10 の式による推定値）から設定する（ただし，平均換算Ｎ値は 300 以下）。

③せん断抵抗角［φ］

■土　砂

・粘性土層はφ=0 とする。

・N 値が 5 より大きい砂質土層では，N 値による推定値（【⑥資料】「道示Ⅳ」p536［参考資料 1］による式からの推定値）から設定する。

※N 値による推定値

$\phi = 4.8 \times \log(170 \times N/(\sigma + 70)) + 21$［度］

■岩　盤

・三軸圧縮試験値がある土層では，N 値による推定値（【⑤資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-10 の式による推定値）と対比・検討して設定する。

・三軸圧縮試験値のない土層では，N 値による推定値（【⑤資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-10 の式による推定値）から設定する（ただし，平均換算 N 値は 300 以下）。

④変形係数［αEo］

■土　砂

・孔内水平載荷試験値と N 値による推定値（【⑦資料】「道示Ⅳ」p188（表-8.5.1）による式の推定値）を対比・検討して設定する。

・試験結果のない土層では，N 値による推定値（【⑦資料】「道示Ⅳ」p188（表-8.5.1）による式の推定値）から設定する。

※N 値による推定値

$Eo = 2,800 \times N$［平均 N 値］［kN/m^2］

■岩　盤

・孔内水平載荷試験値と N 値による推定値（【⑧資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-13 による式の推定値）を対比・検討して設定する。

・試験結果のない土層では，N 値による推定値（【⑧資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-13 による式の推定値）から設定する。

※N 値による推定値

$E = 27.1 \times (N$［平均 N 値］$)^{0.69} \times 98.1$［kN/m^2］

⑤杭先端の極限支持力度［qd］

■土　砂

・【⑨資料】「道示Ⅳ」p239（表-10.5.2）の推定値から設定する。

※推定式

場所打ち杭工法⇒（粘性土・砂）$qd = 110 \times N$［平均 N 値］$\leqq 3,300$［kN/m^2］

（砂れき）　$qd = 160 \times N$［平均 N 値］$\leqq 8,000$［kN/m^2］

■岩　盤

・【⑩資料】「杭基礎設計便覧」p454 より，以下の推定式を用いて設定する。

※推定式

$qd = 3 \times qu$［一軸圧縮強度］［kN/m^2］

⑥せん断弾性波速度［Vs］

・試験値がないので，【⑪資料】（「道示Ⅴ」p69）のＮ値による推定値から設定する。

粘性土層：$Vs=100 \times N^{1/3}$（1≦Ｎ≦25）［m/s］

砂質土層：$Vs=80 \times N^{1/3}$（1≦Ｎ≦50）［m/s］

⑦動的ポアソン比［νD］

・試験値がないので，【⑫資料】（［道示Ⅴ］p89）の推定値から設定する。

地下水位以浅：νD=0.45

地下水位以深：νD=0.5

軟　岩　　：νD=0.4

⑧動的せん断強度比［R］

・【⑬資料】「道示Ⅴ」p162～p163 に準拠し，粒度試験およびＮ値から設定する。

・液状化は「道示Ⅴ」p161～p169 に準拠して検討する。

【①資料】
出典：「NEXCO 設計要領第一集」p1-52

表1－17　土質定数

種類	状態		単位体積重量 (kN/m³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m²)	地盤工学会基準 注2)
盛土	礫および礫まじり砂	締固めたもの	20	40	0	{G}
	砂	締固めたもの 粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
		締固めたもの 分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締固めたもの	19	25	30以下	{SF}
	粘性土	締固めたもの	18	15	50以下	{M}，{C}
	関東ローム	締固めたもの	14	20	10以下	{V}
自然地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの	21	40	0	{G}
		密実でないもの	19	35	O	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	30	0	
	砂質土	密実なもの	19	30	30以下	{SF}
		密実でないもの	17	25	0	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少へこむ）注1)	18	25	50以下	{M}，{C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）注1)	17	20	30以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入）注1)	16	15	15以下	
	粘土およびシルト	固いもの（指で強く押し多少へこむ）注1)	17	20	50以下	{M}，{C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）注1)	16	15	30以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入）注1)	14	10	15以下	
	関東ローム		14	5 (q_u)	30以下	{V}

注1）N値の目安は次のとおりである。
　固いもの（N=8～15），やや軟らかいもの（N=4～8），軟らかいもの（N=2～4）
注2）地盤工学会基準の記号は，およその目安である。

【②資料】
出典：「NEXCO 設計要領第二集」p4-7

2-2-4　岩盤の設計用地盤定数

(1) 単位体積重量
岩盤の単位体積重量は，岩石試験結果に基づいて定めることを標準とする。
(2) 岩盤の強度定数
岩盤の強度定数は，原位置での力学試験，室内試験を行って求めることを標準とする。
(3) 岩盤の変形係数
岩盤の変形係数は，原位置での試験や室内試験を行って求めることを標準とする。

(1) 岩石試験が行われていない場合には類似の岩盤での試験結果等も参考にし，総合的に判断するのがよい。岩盤試験が行われておらず，岩盤の単位体積重量を決定することが困難な場合には，推定により求めてもよい。その参考として**図 4-2-4** に単位体積重量の測定例をN値（換算N値）との関係図として示した。なお，換算N値は**式 (4-2-2)** により求められる。

$$\text{換算N値}=50\text{回}\times\frac{0.3(\text{m})}{50\text{回打撃時の貫入量(m)}} \quad \cdots\cdots \text{式 (4-2-2)}$$

(2) 岩盤の風化，亀裂，シーム及び損潤の限度の問題を考慮すると，本来は 1)原位置における直接せん断試験，平板載荷試験等による方法が最も望ましい。しかし，基礎の規模，岩盤の状況によっては，これらの試験を設計段階で実施することはかなり困難であるため，2)室内試験を中心とする方法で求めてもよい。原則としては 1)又は 2)の方法で強度定数を求めるものとするが，比較的軟らかい岩盤には 3)の換算N値から推定する方法も有効である。また，4)の推定による方法は，その他の岩盤調査結果もしくは類似の岩盤での試験記録等確かな根拠のある場合に限り，これらの値を参考としてもよい。

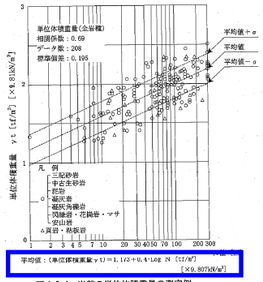


図 4-2-4　岩盤の単位体積重量の測定例

【③資料】
出典：「道示Ⅳ」p62

ii)　粘性土の粘着力 c

粘性土において，標準貫入試験の N 値から非排水せん断強度（粘性土の粘着力 c_u）を推定することがある。しかし，特に N 値が 5 未満であるような軟弱な粘性土の場合，大きな打撃エネルギーを有する標準貫入試験の結果からせん断強度を推定することは適当ではないので，乱れの少ない試料による室内試験や原位置での他の試験から粘着力 c_u を求める必要がある。室内試験であれば三軸圧縮試験から求めるのがよいが，軟らかい粘性土の非排水せん断強度においては，乱れの少ない試料による一軸圧縮試験から一軸圧縮強度 q_u を求め，粘着力 $c_u=q_u/2$ としてもよい。直

【④資料】
出典：「地盤調査法」地盤工学会 p202～p203

（2）　粘土のコンシステンシーと一軸圧縮強さの推定

Terzaghi and Peck は粘土のコンシステンシー，一軸圧縮強さ q_u と N 値の関係を表-6.2.3 [1] のように与え，次式を示している。

$$q_u=12.5N \quad \{q_u=N/8\} \qquad (6.2.4)$$

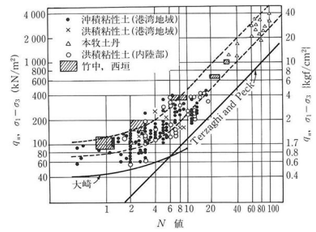
ここに，
q_u：一軸圧縮強さ(kN/m²) {kgf/cm²}

しかし，この一軸圧縮強さは標準貫入試験用サンプラーによって採取された試料を用いたため，式 (6.2.4) から得られる値は過小であると指摘されている [15),16)]。

また，大崎 [9] は東京の地盤について q_u と N 値の関係を整理して次式を求めている。

$$q_u=40+5N \quad \{q_u=0.4+N/20\} \qquad (6.2.5)$$

その後，竹中・西垣 [15] は大阪の粘土について，自動落下装置より求めた N 値と三軸圧縮試験(UU)より得られた軸差応力($\sigma_1-\sigma_3$)を整理し，Terzaghi and Peck の関係が過小であることを指摘した。さらに，奥村 [16] は港湾における粘性土について整理を行い同様の指摘をしている。これらの関係は図-6.2.9 であり，Terzaghi and Peck の関係は著しく過小である。大崎の式は $N\leqq3$ の沖積粘性土層に対して下限に位置している。また，竹中・西垣および奥村の関係は $N>4$ において $q_u=(25\sim50)N$ $\{q_u=(1/4\sim1/2)N\}$ を与えている。



【⑤資料】
出典：「NEXCO 設計要領第二集」p4-10

表 4-2-4　換算N値による場合の測定例

		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	備考
粘着力 (kN/m²)	換算N値と平均値の関係	$15.2N^{0.327}$	$25.3N^{0.334}$	$16.2N^{0.606}$	
	標準偏差	0.218	0.384	0.464	・Log 軸上の値
せん断抵抗角 (度)	換算N値と平均値の関係	5.10LogN ＋29.3	6.82LogN ＋21.5	0.888LogN ＋19.3	Log の底は 10
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	

【⑥資料】
出典：「道示Ⅳ」p536～p537（参考資料 1）

標準貫入試験の N 値から有効上載圧の影響を考慮して砂のせん断抵抗角 ϕ を推定する場合の参考式を式（参 1.1）に示す。

$$\phi=4.8\log N_1+21 \quad (N>5) \qquad \cdots\cdots \text{（参 1.1）}$$

$$N_1=\frac{170N}{\sigma_v'+70} \qquad \cdots\cdots \text{（参 1.2）}$$

ここに，
ϕ　：砂のせん断抵抗角（°）
σ_v'　：有効上載圧（kN/m²）で，標準貫入試験を実施した時点の値
N_1　：有効上載圧 100kN/m² 相当に換算した N 値。ただし，原位置の σ_v' が $\sigma_v'<50$ kN/m² である場合には，$\sigma_v'=50$ kN/m² として算出する。
N　：標準貫入試験から得られる N 値

式（参 1.1）において，log は自然対数である。また，式中に示すように $N>5$ の範囲で適用する。これは，緩い砂地盤の実例データが少ないこと，また，緩い砂地盤では N 値のばらつきが大きいことによる。N_1 が 20 以下の場合には，N_1 の変化に対する ϕ の変化が大きいので，N 値が 20 以下の地盤では標準貫入試験の計測及び評価を慎重に行う必要があり，試験には人為的誤差が入りにくい自動落下装置を用いるのがよい。なお，N 値が 5 以下の緩い砂地盤の場合には，砂のせん断抵抗角 ϕ の代わりに安息角を用いる方法もある。

式（参 I.1）は，図－参 I.1 に示すように，原地盤よりサンプリングした試料から求めた三軸圧縮試験結果と原位置で計測した N 値から算出した N_1 との相関関係に基づいて，その統計的なばらつきを考慮して設定したものである。σ_v' が 50kN/m² より小さい場合の実測データが少ないことから，適用上の σ_v' の下限値を設定している。なお，σ_v' が 200kN/m² を超える位置ではデータも少ないため，この領域における式（参 1.1），（参 1.2）の適用性は確認されていないが，N 値を有効上載圧に応じて補正して ϕ を求めることがよいと考えられている。

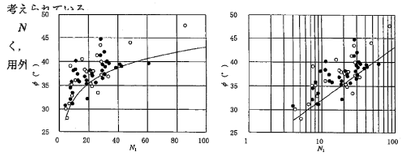


図-参 1.1　砂質土の三軸圧縮試験結果と N_1 の関係

（日本道路協会：「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」H29, P. 536～P. 537）

【⑦資料】変形係数
出典：「道示Ⅳ」p188

表-8.5.1　変形係数 E_0 と地盤反力係数の換算係数 α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の換算係数 α	
	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験から求めた変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2{,}800N$ で推定した変形係数	1	2

【⑧資料】
出典：「NEXCO 設計要領第二集」p4-13

(3) 岩盤の変形係数は，原位置での試験や室内試験を行って求めることを標準とする。概略設計等でやむを得ず，その他の地盤調査結果より推定する場合には，類似の地盤での試験結果等を参考にし総合的に判断するのがよい。(2) 3)に示した理由により，**図 4-2-10** に示すN値と変形係数（孔内水平載荷試験）の関係を用いて，設計のための変形係数を設定することもできる。適用範囲及び設計用N値の設定については，(2) 3)に準じてよい。なお，同図の関係を用いた場合地盤反力係数の補正係数 α の値は，**表 4-4-1** に示す孔内水平載荷試験値（常時 4，地震時 8）を用いてもよい。

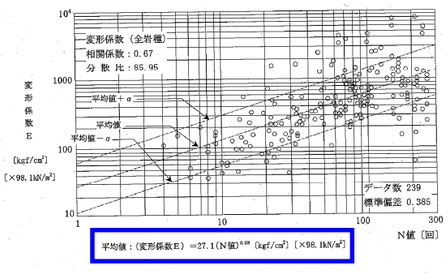


図 4-2-10　岩の変形係数の測定例

【⑨資料】
出典：「道示Ⅳ」p239

表-10.5.2　杭先端の極限支持力度の特性値（kN/m²）

杭工法	地盤の種類	杭先端の極限支持力度の特性値 q_d
打込み杭工法	粘性土	$90N$（≦ 4,500）
	砂	$130N$（≦ 6,500）
	砂れき	$130N$（≦ 6,500）
場所打ち杭工法	粘性土	$110N$（≦ 3,300）
	砂	$110N$（≦ 3,300）
	砂れき	$160N$（≦ 8,000）
中掘り杭工法 *	砂	$220N$（≦ 11,000）
	砂れき	$250N$（≦ 12,500）
プレボーリング杭工法	砂	$240N$（≦ 12,000）
	砂れき	$300N$（≦ 15,000）
鋼管ソイルセメント杭工法	砂	$190N$（≦ 9,500）
	砂れき	$240N$（≦ 12,000）
回転杭工法（1.5倍径）	砂	$120N$（≦ 6,000）
	砂れき	$130N$（≦ 6,500）
回転杭工法（2.0倍径）	砂	$100N$（≦ 5,000）
	砂れき	$115N$（≦ 5,750）

ここに，N：標準貫入試験の N 値
*：セメントミルク噴出攪伴方式における特性値である。なお，最終打撃方式では打込み杭工法の特性値を適用する。

【⑩資料】
出典：「杭基礎設計便覧」p454～p455

(2)　Terzaghi の支持力公式による杭先端の極限支持力度の推定と適用条件
岩盤を支持層とする基礎の支持力を載荷試験によらず推定により設定する場合には，これまで Terzaghi の支持力公式から導かれた杭先端の極限支持力度の評価式 $3q_u$ が一般的に設計で用いられている。岩種に関わらず岩盤を支持層とする場合においては，岩盤を構成する鉱物が固着した支持地盤としてこの評価式を適用することは，クーロンの破壊基準の考え方からも矛盾はないと考えられる。なお，平成24年（2012年）［道示Ⅳ］の解説で粘性土（$N \geqq 20$，$q_u \geqq 0.4\mathrm{N/mm^2}$）を支持層とする場所打ち杭の杭先端の極限支持力度の推定式として示していた $3q_u$ も，この支持力公式から導かれたものである。

図-参.4.1 から **図-参.4.3** では，既往の鉛直載荷試験結果[1]に加えて Terzaghi の支持力公式により導かれる杭先端の極限支持力度の評価式 $3q_u$ 及び［道示Ⅳ］10.5.2 に示される各杭工法における砂れきを支持層とする場合の杭先端の極限支持力度の特性値の上限値（**図-参.4.1** から **図-参.4.3** の破線）を示している。この結果，いずれの載荷試験結果も評価式から推定される値よりは大きくなっている。これより，押込み力に対して，杭先端の極限支持力度の特性値を $3q_u$（ただし，上限値は［道示Ⅳ］表-10.5.2 に規定される砂れきの上限値）として設定し，［道示Ⅳ］に規定される各杭工法に対する部分係数を適用して設定した制限値を超えない場合は，載荷試験までを行わずとも，支持力の評価式が規定されている杭工法・地盤条件の場合と同等の信頼性で押込み力に対する支持の限界状態を超えないとみなすことができると考えられる。ただし，このように考えることができるのは，(1)で示すこの載荷試験での岩盤や前提となる条件等に従った杭工法を適用することを前提としてのものである。

既往の鉛直載荷試験[1]の支持層と同等以上の強度を有する岩盤を支持層とする場合は，上記のように扱うことができる。なお，この検討に用いている支持層は，コアの採取が可能で一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験，多段階三軸圧縮試験を行い，強度定数が得られている岩盤が対象である。

【⑪資料】せん断弾性波速度
出典：「道示Ⅴ」p69

3.6.2　地盤の基本固有周期

(1)　地盤の基本固有周期 T_G は，地盤調査等に基づき，適切に算出しなければならない。

(2)　地盤の基本固有周期 T_G を，式（3.6.1）により算出する場合には，(1)を満足するとみなしてよい。

$$T_G = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{si}} \quad \cdots\cdots (3.6.1)$$

ここに，
T_G：地盤の基本固有周期（s）
H_i：i 番目の地層の厚さ（m）
V_{si}：i 番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）
i：当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分される場合の地表面から i 番目の地層の番号

(3)　式（3.6.1）で用いる平均せん断弾性波速度 V_{si} は，橋の建設地点における地層のせん断弾性波速度を適切な方法で測定又は推定して求めなければならない。

(4)　平均せん断弾性波速度 V_{si} を，弾性波探査，PS検層等の適切な手法で直接計測して求める場合又は式（3.6.2）により推定する場合には，(3)を満足するとみなしてよい。

粘性土層の場合
$V_{si} = 100N_i^{1/3}$　$(1 \leqq N_i \leqq 25)$
砂質土層の場合
$V_{si} = 80N_i^{1/3}$　$(1 \leqq N_i \leqq 50)$　……（3.6.2）

ここに，
N_i：標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

【⑫資料】ポアソン比
出典：「道示Ⅴ」p89

V_{SD}：地盤のせん断弾性波速度（m/s）
ここで，V_{SD} は，式（3.6.2）により求められる V_{Si} に準拠して i 番目の地層について式（解4.1.6）により求めてよい。

$$V_{SDi} = c_V V_{si} \quad \cdots\cdots (解4.1.6)$$

$$\left.\begin{array}{l} c_V = 0.8 \ (V_{si} < 300\mathrm{m/s}) \\ c_V = 1.0 \ (V_{si} \geqq 300\mathrm{m/s}) \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (解4.1.7)$$

ここに，
V_{SDi}：基礎の抵抗を表わすばね定数の算出に用いる i 番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）
V_{si}：式（3.6.2）に規定する i 番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）
c_V：地盤ひずみの大きさに基づく補正係数
ただし，建設地点で実測されたせん断弾性波速度 V_{si} がある場合には，式（3.6.2）の V_{si} の代わりに実測値を用いるのがよい。地盤の動的ポアソン比は，一般の沖積及び洪積地盤では，地下水位以浅では0.45，地下水位以深では0.5とし，軟岩では0.4，硬岩では0.3とすることができる。

また，耐震設計上ごく軟弱な土層や液状化が生じると判定される土層の振動特性の過渡的なメカニズムについては，未解明な点が多く，耐震設計上の土質定数を低減させて固有周期を求めると慣性力を小さめに評価する可能性があるため，安全側に慣性力を求めることに配慮し，耐震設計上の土質定数を低減させないこととされている。

3)　地震時水平力分散構造に用いる弾性支承の場合で，変形によって剛性がほとんど変わらない範囲で用いる場合には，その剛性を用いる。免震支承のように等価剛性が変形によって変化する支承では，有効設計変位に相当する等価剛性を用いる。

【⑬資料】
出典：「道示Ⅳ」p162～p163

(3)　液状化に対する抵抗率 F_L をレベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して式（7.2.1）により算出し，この値が1.0以下の土層については橋に影響を与える液状化が生じると判定する。

$$F_L = R/L \quad \cdots\cdots (7.2.1)$$

ここに，
F_L：液状化に対する抵抗率
R：動的せん断強度比で，(4)により算出する。
L：地震時せん断応力比で，(5)により算出する。

(4)　動的せん断強度比 R は，レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して式（7.2.2）によることを標準とする。

$$R = c_W R_L \quad \cdots\cdots (7.2.2)$$

（レベル1地震動及びレベル2地震動（タイプⅠ）の場合）
$c_W = 1.0$
（レベル2地震動（タイプⅡ）の場合）

$$c_W = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leqq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leqq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad \cdots (7.2.3)$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6\times10^{-6}\cdot(N_a - 14)^{4.5} & (14 \leqq N_a) \end{cases} \quad \cdots (7.2.4)$$

$$N_a = \begin{cases} c_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47 & (D_{50} < 2\mathrm{mm}) \\ \{1 - 0.36\log_{10}(D_{50}/2)\}N_1 & (D_{50} \geqq 2\mathrm{mm}) \end{cases} \quad \cdots\cdots (7.2.5)$$

$$N_1 = 170N/(\sigma_{zb}' + 70) \quad \cdots\cdots (7.2.6)$$

$$c_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leqq FC < 10\%) \\ (FC + 20)/30 & (10\% \leqq FC < 40\%) \\ (FC - 16)/12 & (40\% \leqq FC) \end{cases} \quad \cdots\cdots (7.2.7)$$

ここに，
c_W：地震動特性による補正係数
R_L：繰返し三軸強度比
N：標準貫入試験から得られる N 値
N_1：有効上載圧 $100\mathrm{kN/m^2}$ 相当に換算した N 値
N_a：粒度の影響を考慮した補正 N 値
σ_{zb}'：標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧（$\mathrm{kN/m^2}$）
c_{FC}：細粒分含有率による N 値の補正係数
FC：細粒分含有率（%）（粒径 75μm 以下の土粒子の通過質量百分率）
D_{50}：50%粒径（mm）

(4) 単位体積重量［γ］

(4)-1 設定方針

＜設定方針＞単位体積重量［γ］

■土　砂

・密度試験がある土層では，平均値を算出し（小数点第 1 位以下四捨五入），「NEXCO 設計要領第一集」p1-52（表 1-17）による推定値と対比・検討して設定する。

・密度試験がない土層では，【①資料】「NEXCO 設計要領第一集」p1-52（表 1-17）から設定する。粘土および砂質の占める割合および相対密度等を勘案して設定する。

■岩　盤

・密度試験がある土層では，平均値を算出し（小数点第 1 位以下四捨五入），N 値による推定値（【②資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-7 の式による推定値）と対比・検討して設定する。

・密度試験がない土層では，N 値による推定値（【②資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-7 の式による推定値）から設定する（ただし，平均換算 N 値は 300 以下）。

(4)-2 採用値

検討の結果，表 2.1.12 の値を採用する。

表2.1.12 単位体積重量の採用値

土質名	記号	設計N値	分類	N値による推定		試験値平均		採用値	
				適用	算出値(kN/m3)	(g/cm3)	(kN/m3)	根拠	土の単位体積重量(kN/m3)
盛土・表土	Bs,Ts	3	砂質土	自然地盤，砂 密実でないもの	18			N値	18
粘性土	Ac	1	粘性土	自然地盤，粘性土 軟らかいもの	16			N値	16
砂・砂質土	As	2	砂質土	自然地盤，砂 密実でないもの	18			N値	18
礫質土	Ag	15	砂質土	自然地盤，礫混じり砂 密実なものと密実でないものの中間値	20			N値	20
砂・砂質土	Ds	40	砂質土	自然地盤，砂 密実なもの	20			N値	20
風化凝灰角礫岩	wDt2	68	軟岩	(1.173+0.4logN)×9.807	18		17.7	N値	18
風化泥岩～ 風化凝灰質砂岩	wsct	56	軟岩	(1.173+0.4logN)×9.807	18		16.6※	N値	18
風化凝灰角礫岩～ 凝灰角礫岩	Tb-w/Tb	8	軟岩	(1.173+0.4logN)×9.807	15.0			N値	15
凝灰質シルト岩1	Stf1	32	軟岩	(1.173+0.4logN)×9.807	17.4			N値	17
凝灰質砂岩1	Ssv1	38	軟岩	(1.173+0.4logN)×9.807	17.7			N値	18
凝灰質シルト岩2	Stf2	60	軟岩	(1.173+0.4logN)×9.807	18.5	1.834	18.0	試験値	18
凝灰質砂岩2	Ssv2	67	軟岩	(1.173+0.4logN)×9.807	18.7			N値	19

※一軸圧縮試験資料で測定した単位体積重量は，設計Ｎ値より低い値の資料で実施しているため，推定値を採用。

□ は P2 橋脚工事で追加したボーリングである。

(4)-3 採用根拠

■盛土[Bs]・表土[Ts]

・盛土は砂を主体とするが，十分に締め固められていないと考えられるので，表 2.1.13 のうち，“自然地盤，砂，密実でないもの”の値を採用する。⇒γ=18kN/m^3

■粘性土[Ac]（完新世）

・設計Ｎ値は 1 であり，軟らかいコンシステンシーを呈しているので，表 2.1.13 のうち，“自然地盤，粘性土，軟らかいもの”の値を採用する。⇒γ=16kN/m^3

■砂・砂質土[As]（完新世）

・設計Ｎ値は 2 であり，相対密度は緩いと考えられるので，表 2.1.13 のうち，“自然地盤，砂，密実でないもの”の値を採用する。⇒γ=18kN/m^3

■礫質土[Ag]（完新世）

・設計Ｎ値は 15 であり，相対密度は中位と考えられるので，表 2.1.13 のうち，“自然地盤，礫混じり砂，密実なものと密実でないものの値の平均値を採用する。⇒γ=20kN/m^3

■砂・砂質土[Ds]（更新世）

・設計Ｎ値は 40 であり，相対密度は密と考えられるので，表 2.1.13 のうち，“自然地盤，砂，密実なもの”の値を採用する。⇒γ=20kN/m^3

■岩　盤

・設計Ｎ値および密度試験結果（表 2.1.14 参照）から設定した値を採用する（表 2.1.12 参照）。

表2.1.13 土砂の土質定数

種　類		状　態		単位体積重量 (kN/m^3)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m^2)	地盤工学会基準※2
盛土	礫・礫まじり砂	締固めたもの		20	40	0	{G}
	砂	締固めたもの	粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
			分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締固めたもの		19	25	30 以下	{SF}
	粘性土	締固めたもの		18	15	50 以下	{M}, {C}
	関東ローム	締固めたもの		14	20	10 以下	{V}
自然地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの		18	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの		21	40	0	{G}
		密実でないもの		19	35	0	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの		18	30	0	
	砂質土	密実なもの		19	30	30 以下	{SF}
		密実でないもの		17	25	0	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少へこむ）※1		18	25	50 以下	{M}, {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）※1		17	20	30 以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入）※1		16	15	15 以下	
	粘土・シルト	固いもの（指で強く押し多少へこむ）※1		17	20	50 以下	{M}, {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）※1		16	15	30 以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入）※1		14	10	15 以下	
	関東ローム			14	5(φu)	30 以下	{V}

※1：Ｎ値の目安は次のとおりである。
　　固いもの（Ｎ=8～15），やや軟らかいもの（Ｎ=4～8），軟らかいもの（Ｎ=2～4）
※2：地盤工学会基準の記号は，およその目安である。

表2.1.14 岩盤（Stf2）の密度試験結果

土　層	ボーリング孔	試料番号	深　度(m)	単位体積重量［γ］(g/cm³)[kN/m³]	
				試験値	平均値
Stf2	B-No.2	2-C-12-①	12.30～13.00	1.789[18]	1.834[18]
		2-C-12-②	12.30～13.00	1.889[19]	
		2-C-12-③	12.30～13.00	1.898[19]	
	B-No.3	3-C-12-①	12.35～13.00	1.799[18]	
		3-C-12-②	12.35～13.00	1.835[18]	
		3-C-12-③	12.35～13.00	1.794[18]	

JGS 2521　岩　石　の　一　軸　圧　縮　試　験

調査件名　阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日　2025年3月5日

試料番号　2-C-12-①　　試　験　者　[redacted]

試料の種類		供試体 No.	1
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.898
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.838
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	325.55
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm³	1.789
		含水比 w %	39.4
		一軸圧縮強さ q_u MN/m²	1.16
		破壊ひずみ ε_f %	1.12
		変形係数 E_{s50} MN/m²	107

JGS 2521　岩　石　の　一　軸　圧　縮　試　験

調査件名　阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日　2025年3月5日

試料番号　2-C-12-②　　試　験　者　[redacted]

試料の種類		供試体 No.	1
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.900
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.833
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	343.02
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm³	1.889
		含水比 w %	31.7
		一軸圧縮強さ q_u MN/m²	1.09
		破壊ひずみ ε_f %	1.07
		変形係数 E_{s50} MN/m²	106

JGS 2521　岩　石　の　一　軸　圧　縮　試　験

調査件名　阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日　2025年3月5日

試料番号　2-C-12-③　　試　験　者　[redacted]

試料の種類		供試体 No.	1
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.880
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.833
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	344.06
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm³	1.898
		含水比 w %	32.3
		一軸圧縮強さ q_u MN/m²	0.66
		破壊ひずみ ε_f %	1.30
		変形係数 E_{s50} MN/m²	53.2

【湿潤密度試験結果（B-No.2 孔）】

JGS 2521 岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月13日

試料番号 3-C-12-① (12.35～13.00m)　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.853
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.854
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	328.03
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.799
		含水比 w %	41.8
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	0.41
		破壊ひずみ ε_f %	1.96
		変形係数 E_{s50} MN/m^2	21.6

JGS 2521 岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月13日

試料番号 3-C-12-② (12.35～13.00m)　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.898
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.825
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	332.11
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.835
		含水比 w %	34.2
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	1.20
		破壊ひずみ ε_f %	1.36
		変形係数 E_{s50} MN/m^2	83.3

JGS 2521 岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月13日

試料番号 3-C-12-③ (12.35～13.00m)　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.900
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.848
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	327.75
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.794
		含水比 w %	39.4
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	0.80
		破壊ひずみ ε_f %	2.36
		変形係数 E_{s50} MN/m^2	31.3

【湿潤密度試験結果（B-No.3 孔）】

(5) 粘着力［ｃ］

(5)-1 設定方針

＜設定方針＞粘着力［ｃ］

■土　砂

・砂質土層はｃ=0 とする。
・粘性土層では，以下の①方法または②方法で設定する。
　①方法：一軸圧縮試験値がある土層では，試験値の平均値を算出し，Ｎ値による推定値と対比・検討して設定する。
　②方法：①方法の試験値がない場合は，Ｎ値からの推定値から設定する。
　※Ｎ値による推定式
　　c=6.25ｘＮ[平均Ｎ値][kN/m^2]
　　c=qu/2[kN/m^2]　（【③資料】「道示Ⅳ」p62）
　　qu=12.5ｘＮ[kN/m^2]
　　⇒テルツァギー・ペック式（【④資料】「地盤調査法」地盤工学会，p202）

■岩　盤

・一軸圧縮試験値がある層では，Ｎ値による推定値（【⑤資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-10 の式による推定値）と対比・検討して設定する。
・一軸圧縮試験値のない層では，Ｎ値による推定値（【⑤資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-10 の式による推定値）から設定する（ただし，平均換算Ｎ値は 300 以下）。

(5)-2 採用値

検討の結果，表 2.1.15 の値を採用する。

表2.1.15 粘着力の採用値

土　層	設計Ｎ値	Ｎ値による推定		試験値平均		採用値	
		適用	算出値(kN/m2)	(MN/m2)	(kN/m2)	根拠	粘着力(kN/m^2)
Bs,Ts層	3					砂質土	0
Ac層	1	6.25N	6			Ｎ値	6
As層	2					砂質土	0
Ag層	15					砂質土	0
Ds層	40					砂質土	0
wDt2層	68	$16.2N^{0.606}$	208			Ｎ値	208
wsct層	56	$16.2N^{0.606}$	185			Ｎ値	185
Tb-w/Tb層	8	$16.2N^{0.606}$	57			Ｎ値	57
Stf1層	32	$16.2N^{0.606}$	132			Ｎ値	132
Ssv1層	38	$16.2N^{0.606}$	146			Ｎ値	146
Stf2層	60	$16.2N^{0.606}$	193	0.44	443	Ｎ値	193
Ssv2層	67	$16.2N^{0.606}$	207			Ｎ値	207

□ は P2 橋脚工事で追加したボーリングである。

(4)-3 採用根拠

設計Ｎ値および一軸圧縮試験結果(表 2.1.16 参照)から設定した値を採用する(表 2.1.15 参照)。

表2.1.16 岩盤の一軸圧縮試験結果

土　層	ボーリング孔	試料番号	深　度(m)	qu (kN/m²)	粘着力［c］(kN/m²)	
					試験値	平均値
Stf2	B-No.2	2-C-12-①	12.30～13.00	1,160	580	443
		2-C-12-②	12.30～13.00	1,090	545	
		2-C-12-③	12.30～13.00	660	330	
	B-No.3	3-C-12-①	12.35～13.00	410	205	
		3-C-12-②	12.35～13.00	1,200	600	
		3-C-12-③	12.35～13.00	800	400	

注）qu：一軸圧縮強度

JGS 2521　岩　石　の　一　軸　圧　縮　試　験

調査件名　阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日　2025年3月5日

試料番号　2-C-12-①　　試　験　者　[redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.898			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.838			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	325.55			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm³	1.789			
		含水比 w %	39.4			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m²	1.16			
		破壊ひずみ ε_f %	1.12			
		変形係数 E_{s50} MN/m²	107			

JGS 2521　岩　石　の　一　軸　圧　縮　試　験

調査件名　阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日　2025年3月5日

試料番号　2-C-12-②　　試　験　者　[redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.900			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.833			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	343.02			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm³	1.889			
		含水比 w %	31.7			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m²	1.09			
		破壊ひずみ ε_f %	1.07			
		変形係数 E_{s50} MN/m²	106			

JGS 2521　岩　石　の　一　軸　圧　縮　試　験

調査件名　阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日　2025年3月5日

試料番号　2-C-12-③　　試　験　者　[redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.880			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.833			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	344.06			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm³	1.898			
		含水比 w %	32.3			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m²	0.66			
		破壊ひずみ ε_f %	1.30			
		変形係数 E_{s50} MN/m²	53.2			

【一軸圧縮試験結果（B-No.2 孔）】

JGS 2521 岩石の一軸圧縮試験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月13日

試料番号 3-C-12-① (12.35～13.00m)　　試験者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.853			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.854			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	328.03			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.799			
		含水比 w %	41.8			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	0.41			
		破壊ひずみ ε_f %	1.96			
		変形係数 E_{s50} MN/m^2	21.6			

JGS 2521 岩石の一軸圧縮試験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月13日

試料番号 3-C-12-② (12.35～13.00m)　　試験者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.898			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.825			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	332.11			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.835			
		含水比 w %	34.2			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	1.20			
		破壊ひずみ ε_f %	1.36			
		変形係数 E_{s50} MN/m^2	83.3			

JGS 2521 岩石の一軸圧縮試験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月13日

試料番号 3-C-12-③ (12.35～13.00m)　　試験者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.900			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.848			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	327.75			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.794			
		含水比 w %	39.4			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	0.80			
		破壊ひずみ ε_f %	2.36			
		変形係数 E_{s50} MN/m^2	31.3			

【一軸圧縮試験結果（B-No.3 孔）】

(6) せん断抵抗角［φ］

(6)-1 設定方針

＜設定方針＞せん断抵抗角［φ］

■土　砂

・粘性土層はφ=0 とする。

・N 値が 5 より大きい砂質土層では，N 値による推定値（【⑥資料】「道示Ⅳ」p536［参考資料 1］による式からの推定値）から設定する。

※N 値による推定値

$\phi = 4.8 \times \log(170 \times N/(\sigma + 70)) + 21$［度］

■岩　盤

・三軸圧縮試験値がある土層では，N 値による推定値（【⑤資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-10 の式による推定値）と対比・検討して設定する。

・三軸圧縮試験値のない土層では，N 値による推定値（【⑤資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-10 の式による推定値）から設定する（ただし，平均換算 N 値は 300 以下）。

(6)-2 採用値

検討の結果，表 2.1.17 の値を採用する。

表2.1.17 せん断抵抗角の採用値

土　層	設計N値	N値による推定		試験値平均		採用値	
		適用	算出値(度)	(度)	丸め	根拠	せん断抵抗角(度)
Bs,Ts層	3	4.8log(170N/（σ+70)）+21	30			N値	30
Ac層	1					粘性土	0
As層	2	4.8log(170N/（σ+70)）+21	25			N値	25
Ag層	15	4.8log(170N/（σ+70)）+21	35			N値	35
Ds層	40	4.8log(170N/（σ+70)）+21	35			N値	35
wDt2層	68	0.888×logN+19.3	21			N値	21
wsct層	56	0.888×logN+19.3	21			N値	21
Tb-w/Tb層	8	0.888×logN+19.3	20			N値	20
Stf1層	32	0.888×logN+19.3	20			N値	20
Ssv1層	38	0.888×logN+19.3	20			N値	20
Stf2層	60	0.888×logN+19.3	20			N値	20
Ssv2層	67	0.888×logN+19.3	20			N値	20

□ は P2 橋脚工事で追加したボーリングである。

(6)-3 採用根拠

せん断抵抗角は，「日本道路協会 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」に示される参考式をもとに算出する【⑥資料】。結果を以下の表 2.1.18，表 2.1.19 のとおりとする。

表2.1.18 せん断抵抗角の計算

BorNo.	土　層	孔内水位 hw(GL-m)	層厚	深　度	実測N値	層厚 h(m)	単位重量 γ (kN/m³)	層厚 h(m)	単位重量 γ (kN/m³)	層厚 h(m)	単位重量 γ (kN/m³)	有効上載圧 σ'v(kN/m²)	N1	せん断抵抗角 φ （度）
小作田橋 Bor.3	Bs	4.38	1.500	(0.000 ～ 1.500)	8	1.500	18					50.0	11.33	**32**
	Ag		0.800	(1.500 ～ 2.300)	13	0.050	18	0.75	20			50.0	18.42	**34**
	Ag		1.000	(2.300 ～ 3.300)	26	1.000	20					62.9	33.26	**37**
	Ag		1.000	(3.300 ～ 4.300)	16	1.000	20					82.9	17.79	**34**
	Ag		1.000	(4.300 ～ 5.300)	14	0.080	20	0.92	11			94.6	14.46	**33**
	Ag		0.975	(5.300 ～ 6.275)	50	0.975	11					105.3	48.48	**39**
	Ds		1.025	(6.275 ～ 7.300)	32	0.475	11	0.55	11			116.6	29.15	**37**
	Ds		1.000	(7.300 ～ 8.300)	36	1.000	11					127.6	30.97	**37**
	Ds		1.000	(8.300 ～ 9.300)	43	1.000	11					138.6	35.04	**38**
	Ds		1.000	(9.300 ～ 10.300)	43	1.000	11					149.6	33.28	**37**
	Ds		1.000	(10.300 ～ 11.300)	42	1.000	11					160.6	30.96	**37**
	Ds		1.000	(11.300 ～ 12.300)	45	0.250	11	0.45	11	0.3	11	171.6	31.66	**37**
	Ds		0.995	(12.300 ～ 13.295)	50	0.995	11					182.6	33.65	**37**
	Ds		0.990	(13.295 ～ 14.285)	50	0.990	11					193.5	32.26	**37**
	Ds		1.005	(14.285 ～ 15.290)	45	1.005	11					204.5	27.87	**36**
R3 B-1	Ac	2.70	1.300	(0.000 ～ 1.300)	5	1.300	16					50.0	7.08	—
	Ag		1.000	(1.300 ～ 2.300)	16	0.800	16	0.2	20			50.0	22.67	**35**
	Ag		1.000	(2.300 ～ 3.300)	13	0.400	20	0.6	11			52.2	18.09	**34**
小作田橋 Bor.2	As	3.03	1.300	(0.000 ～ 1.300)	2	0.700	17	0.6	18			50.0	2.83	**25**
	As		0.950	(1.300 ～ 2.250)	1	0.950	18					50.0	1.42	**22**
	Ac		1.075	(2.250 ～ 3.325)	1	0.780	16	0.295	7			54.3	1.37	—
	Ac		1.025	(3.325 ～ 4.350)	3	1.025	7					61.5	3.88	—
R3 B-2	As	0.90	1.200	(0.000 ～ 1.200)	3	0.500	17	0.4	18	0.3	9	50.0	4.25	**27**
	Ag		0.150	(1.200 ～ 1.350)	9	0.050	9	0.1	11			50.0	12.75	**33**
	Ag		0.950	(1.350 ～ 2.300)	30	0.950	11					50.0	42.50	**38**
	Ag		1.000	(2.300 ～ 3.300)	22	1.000	11					50.0	31.17	**37**
	Ag		1.000	(3.300 ～ 4.300)	13	1.000	11					52.4	18.06	**34**
小作田橋　Bor.1	Bs	2.05	1.300	(0.000 ～ 1.300)	3	1.300	18					50.0	4.25	**27**
	Ac		1.000	(1.300 ～ 2.300)	6	0.750	18	0.15	9	0.1	7	50.0	8.50	—
	Ac		0.925	(2.300 ～ 3.225)	1	0.925	7					50.0	1.42	—
	Ag		1.075	(3.225 ～ 4.300)	18	0.325	7	0.6	9	0.15	11	54.8	24.53	**36**
	Ag		1.000	(4.300 ～ 5.300)	32	1.000	11					65.8	40.07	**38**
	Ag		1.000	(5.300 ～ 6.300)	36	1.000	11					76.8	41.70	**38**
	As		1.000	(6.300 ～ 7.300)	13	0.450	11	0.55	9			86.7	14.11	**33**

：粘性土のため内部摩擦角は計算しない

：実測Ｎ値≧50の場合，Ｎ=50として内部摩擦角を計算する

表2.1.19 せん断抵抗角の計算結果

土　層	ボーリング孔	粘着力［c］(kN/m²)		
		試験値	平均値	丸め
Bs	小作田 Bor.3	32	30	30
	小作田 Bor.1	27		
As	小作田 Bor.2	25	27	25
		22		
	R3 B-2	27		
	小作田 Bor.1	33		
Ag	小作田 Bor.3	34	36	35
		37		
		34		
		33		
		39		
	R3 B-1	35		
		34		
	R3 B-2	33		
		38		
		37		
		34		
	小作田 Bor.1	36		
		38		
		38		
		33		
Ds	小作田 Bor.3	37	37	35
		37		
		38		
		37		
		37		
		37		
		37		
		37		
		36		

(7) 変形係数［αEo］

(7)-1 設定方針

＜設定方針＞変形係数［αEo］

■土　砂

・孔内水平載荷試験値とＮ値による推定値（【⑦資料】「道示Ⅳ」p188（表-8.5.1）による式の推定値）を対比・検討して設定する。
・試験結果のない土層では，Ｎ値による推定値（【⑦資料】「道示Ⅳ」p188（表-8.5.1）による式の推定値）から設定する。
　※Ｎ値による推定値
　　$Eo=2,800 \times N$［平均Ｎ値］$[kN/m^2]$

■岩　盤

・孔内水平載荷試験値とＮ値による推定値（【⑧資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-13による式の推定値）を対比・検討して設定する。
・試験結果のない土層では，Ｎ値による推定値（【⑧資料】「NEXCO 設計要領第二集」p4-13 による式の推定値）から設定する。
　※Ｎ値による推定値
　　$E=27.1 \times (N$［平均Ｎ値］$)^{0.69} \times 98.1 [kN/m^2]$

(7)-2 採用値

検討の結果，表 2.1.20 の値を採用する。

表2.1.20　変形係数の採用値

土　層	設計Ｎ値	Eo算出方法	α	試験値Eo(kN/m²)	変形係数(αEo：kN/m²)
盛土・表土 (Bs,Ts)	3.0	推定式（Ｎ値）	1	8,400	8,400
		孔内水平載荷試験	4	－	－
		一軸圧縮試験	4	－	－
				採用値	8,400
粘性土 (Ac)	1.0	推定式（Ｎ値）	1	2,800	2,800
		孔内水平載荷試験	4	－	－
		一軸圧縮試験	4	－	－
				採用値	2,800
砂・砂質土 (As)	2.0	推定式（Ｎ値）	1	5,600	5,600
		孔内水平載荷試験	4	－	－
		一軸圧縮試験	4	－	－
				採用値	5,600
礫質土 (Ag)	15.0	推定式（Ｎ値）	1	42,000	42,000
		孔内水平載荷試験	4	－	－
		一軸圧縮試験	4	－	－
				採用値	42,000
砂・砂質土 (Ds)	40.0	推定式（Ｎ値）	1	112,000	110,000
		孔内水平載荷試験	4	－	－
		一軸圧縮試験	4	－	－
				採用値	110,000
風化凝灰角礫岩 (wDt2)	68.0	推定式（Ｎ値）	4	48,873	200,000
		孔内水平載荷試験	4	－	－
		一軸圧縮試験	4	－	－
				採用値	200,000
風化泥岩～風化凝灰質砂岩 (wsct)	56.0	推定式（Ｎ値）	4	42,745	170,000
		孔内水平載荷試験	4	－	－
		一軸圧縮試験	4	－	－
				採用値	170,000
風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩 (Tb-w/Tb)	8.0	推定式（Ｎ値）	4	11,163	44,000
		孔内水平載荷試験	4	9,863	39,000
		一軸圧縮試験	4	－	－
				採用値	39,000
凝灰質シルト岩1 (Stf1)	32.0	推定式（Ｎ値）	4	29,053	110,000
		孔内水平載荷試験	4	131,305	520,000
		一軸圧縮試験	4	－	－
				採用値	110,000
凝灰質砂岩1 (Ssv1)	38.0	推定式（Ｎ値）	4	32,711	130,000
		孔内水平載荷試験	4	－	－
		一軸圧縮試験	4	－	－
				採用値	130,000
凝灰質シルト岩2 (Stf2)	60.0	推定式（Ｎ値）	4	44,829	170,000
		孔内水平載荷試験	4	－	－
		一軸圧縮試験	4	67,067	260,000
				採用値	170,000
凝灰質砂岩2 (Ssv2)	67.0	推定式（Ｎ値）	4	48,376	190,000
		孔内水平載荷試験	4	－	－
		一軸圧縮試験	4	－	－
				採用値	190,000

□ は P2 橋脚工事で追加したボーリングである。

(7)-3 採用根拠

設計Ｎ値，孔内水平載荷試験結果および一軸圧縮試験結果（表 2.1.21 参照）から設定した値を採用する（表 2.1.20 参照）。

表2.1.21 岩盤の孔内水平載荷試験結果

土　層	ボーリング孔	試験名	試料番号	深　度(m)	変形係数［Eo］(kN/m²)	
					試験値	平均値
Tb-w/Tb	B-No.2	孔内水平載荷試験	―	0　～ 1.10	9,863	9,863
Stf1	B-No.2		―	2.50～ 3.50	93,620	131,305
	B-No.3		―	2.50～ 3.50	168,990	
Stf2	B-No.2	一軸圧縮試験	2-C-12-①	12.30～13.00	107,000	67,067
			2-C-12-②	12.30～13.00	106,000	
			2-C-12-③	12.30～13.00	53,200	
	B-No.3		3-C-12-①	12.35～13.00	21,600	
			3-C-12-②	12.35～13.00	83,300	
			3-C-12-③	12.35～13.00	31,300	

孔 内 水 平 載 荷 試 験

調査件名	阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事		
測定番号	B-No.2	深　度	GL-0.0～1.1m
測定月日	2025年 2月26日	時　間	11：00
使用ゴム筒	生ゴムハイカー	Ｎ　値	13
地 質 名	中砂		

試験装置	ＬＬＴ
試験時の状況	

静止土圧 Po(kN/m²)	降伏圧 Py(kN/m²)	破壊圧 PL(kN/m²)	地盤係数 Km(kN/m³)	変形係数 E(kN/m²)	K値を求めた中間半径 rm(cm)
119.6	291.7	396.5	202,500	9,863	3.75

孔 内 水 平 載 荷 試 験

調査件名	阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事		
測定番号	B-No.2	深　度	GL-2.5～3.5m
測定月日	2025年 2月14日	時　間	10:00
使用ゴム筒	生ゴムハイカー	Ｎ　値	29
地 質 名	シルト岩		

試験装置	ＬＬＴ
試験時の状況	

静止土圧 Po(kN/m²)	降伏圧 Py(kN/m²)	破壊圧 PL(kN/m²)	地盤係数 Km(kN/m³)	変形係数 E(kN/m²)	K値を求めた中間半径 rm(cm)
459.0	1,685.4	1,935.1	2,071,000	93,620	3.48

孔 内 水 平 載 荷 試 験 結 果 図

件　名	阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事		ボーリングNo	B-No.3
試験深度	3.00　m	孔内水位	G.L－	m
試験機種	エラストロガー 2	孔　径	66	mm
岩種区分	凝灰質シルト岩	備　考		

初期応力 Po（kN/m²）	降伏応力 Py（kN/m²）	地盤係数 Km（kN/m³）	変形係数 Db（kN/m²）
550.0	1,450.0	3,625,000.00	168,990.3

【孔内水平載荷試験結果（B-No.2 孔，B-No.3 孔）】

JGS 2521

岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月5日

試料番号 2-C-12-①　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.898			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.838			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	325.55			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.789			
		含水比 w %	39.4			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	1.16			
		破壊ひずみ ε_f %	1.12			
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m^2	107			

JGS 2521

岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月5日

試料番号 2-C-12-②　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.900			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.833			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	343.02			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.889			
		含水比 w %	31.7			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	1.09			
		破壊ひずみ ε_f %	1.07			
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m^2	106			

JGS 2521

岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月5日

試料番号 2-C-12-③　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.880			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.833			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	344.06			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.898			
		含水比 w %	32.3			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	0.66			
		破壊ひずみ ε_f %	1.30			
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m^2	53.2			

【一軸圧縮試験結果（B-No.2 孔）】

JGS 2521

岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月13日

試料番号 3-C-12-①　(12.35～13.00m)　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.853			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.854			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	328.03			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.799			
		含水比 w %	41.8			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	0.41			
		破壊ひずみ ε_f %	1.96			
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m^2	21.6			

JGS 2521

岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月13日

試料番号 3-C-12-②　(12.35～13.00m)　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.898			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.825			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	332.11			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.835			
		含水比 w %	34.2			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	1.20			
		破壊ひずみ ε_f %	1.36			
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m^2	83.3			

JGS 2521

岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月13日

試料番号 3-C-12-③　(12.35～13.00m)　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.900			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.848			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	327.75			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.794			
		含水比 w %	39.4			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	0.80			
		破壊ひずみ ε_f %	2.36			
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m^2	31.3			

【一軸圧縮試験結果（B-No.3 孔）】

(8) 杭先端の極限支持力［qd］

(8)-1 設定方針

＜設定方針＞杭先端の極限支持力［qd］

■土　砂
・【⑨資料】「道示Ⅳ」p239（表-10.5.2）の推定値から設定する。
※推定式
場所打ち杭工法⇒（粘性土・砂）qd=110ｘＮ［平均Ｎ値］≦3,300[kN/m²]
（砂れき）　qd=160ｘＮ［平均Ｎ値］≦8,000[kN/m²]

■岩　盤
・【⑩資料】「杭基礎設計便覧」p454 より，以下の推定式を用いて設定する。
※推定式
qd=3ｘqu[一軸圧縮強度][kN/m²]

(8)-2 採用値

検討の結果，表 2.1.22 の値を採用する。

表2.1.22 杭先端の極限支持力の採用値

土　層	設計Ｎ値	Ｎ値による推定		試験値					採用値	
				一軸圧縮試験値	三軸圧縮試験値			算出値(kN/m2)		
		適用	算出値(kN/m2)	平均(kN/m2)	平均(kN/m2)	c(kN/m2)	算出値(kN/m2)		根拠	極限支持力(kN/m²)
Ssv1層	38	110N	4180						Ｎ値	3300 ＜ 4180
Stf2層	60	110N	6600	880				2640	試験値	3300 ≧ 2640
Ssv2層	67	110N	7370						Ｎ値	3300 ＜ 7370

□ は P2 橋脚工事で追加したボーリングである。

(8)-3 設定根拠

設計Ｎ値および一軸圧縮試験結果(表 2.1.23 参照)から設定した値を採用する(表 2.1.20 参照）。

表2.1.23 岩盤の一軸圧縮試験結果

土　層	ボーリング孔	試料番号	深　度(m)	一軸圧縮試験［qu］(kN/m²)	
				試験値	平均値
Stf2	B-No.2	2-C-12-①	12.30～13.00	1,160	880
		2-C-12-②	12.30～13.00	1,090	
		2-C-12-③	12.30～13.00	660	
	B-No.3	3-C-12-①	12.35～13.00	410	
		3-C-12-②	12.35～13.00	1,200	
		3-C-12-③	12.35～13.00	800	

注）qu：一軸圧縮強度

JGS 2521 | 岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月5日

試料番号 2-C-12-①　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.898			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.838			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	325.55			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.789			
		含水比 w %	39.4			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	1.16			
		破壊ひずみ ε_f %	1.12			
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m^2	107			

JGS 2521 | 岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月5日

試料番号 2-C-12-②　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.900			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.833			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	343.02			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.889			
		含水比 w %	31.7			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	1.09			
		破壊ひずみ ε_f %	1.07			
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m^2	106			

JGS 2521 | 岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月5日

試料番号 2-C-12-③　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.880			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.833			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	344.06			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.898			
		含水比 w %	32.3			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	0.66			
		破壊ひずみ ε_f %	1.30			
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m^2	53.2			

【一軸圧縮試験結果（B-No.2 孔）】

JGS 2521

岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月13日

試料番号 3-C-12-①（12.35～13.00m）　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.853			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.854			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	328.03			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.799			
		含水比 w %	41.8			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	0.41			
		破壊ひずみ ε_f %	1.96			
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m^2	21.6			

JGS 2521

岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月13日

試料番号 3-C-12-②（12.35～13.00m）　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.898			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.825			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	332.11			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.835			
		含水比 w %	34.2			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	1.20			
		破壊ひずみ ε_f %	1.36			
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m^2	83.3			

JGS 2521

岩 石 の 一 軸 圧 縮 試 験

調査件名 阿武隈川上流小作田橋橋脚工等工事　　試験年月日 2025年3月13日

試料番号 3-C-12-③（12.35～13.00m）　　試 験 者 [redacted]

試料の種類		供試体 No.	1			
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤			
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	9.900			
荷重計容量 kN	5	直径 D_0 cm	4.848			
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	327.75			
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm^3	1.794			
		含水比 w %	39.4			
		一軸圧縮強さ q_u MN/m^2	0.80			
		破壊ひずみ ε_f %	2.36			
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m^2	31.3			

【一軸圧縮試験結果（B-No.3 孔）】

2.1.7 地盤種別の判定

「道示Ⅴ」p70 より，耐震設計上の基盤面は十分堅固な地盤の上面となる。

ここでは，以下の土層上面とする。

耐震設計上の基盤面：**風化凝灰角礫岩(wDt2)**

支持層の層厚(出典：「道示Ⅴ」p70)

3.7　耐震設計上の基盤面

(1)　耐震設計上の基盤面は，架橋位置に共通する広がりを持ち，橋の耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面とする。

(2)　平均せん断弾性波速度が 300 m/s 程度以上の値を有している剛性の高い地層は，(1)に規定する十分堅固な地盤とみなしてよい。

(2)　式（3.6.2）により，粘性土層では N 値 25 以上，砂質土層では N 値 50 以上の値を有している剛性の高い地層から成る地盤と考えることができる。

地表面から耐震設計上の基盤面までのせん断速度を算出し，地盤の固有周期より，地盤種別は A1 橋脚のみが**Ⅱ種地盤**となり，その他は全て**Ⅰ種地盤**となる（表 2.1.24 参照）。

A1橋台の設計　　：Ⅱ種地盤

P1，P2 橋脚，A2 橋台の設計　　：Ⅰ種地盤

表2.1.24 地盤種別

土　層	適用	項　目	ボーリング№								
			小作田橋 Bor.3	R3 B-1	小作田橋 Bor.2	B-No.1	B-No.2	B-No.3	R3 B-2	小作田橋 Bor.1	R3 B-3
盛土・表土 (Bs,Ts)	砂質土	平均N値	3		2				-	3	
		Vsi(m/s)	115		101				50	115	
		Hi(m)	1.55		0.30				0.50	2.20	
		Hi/Vsi	0.013		0.003				0.01	0.019	
粘性土 (Ac)	粘性土	平均N値			2					3	
		Vsi(m/s)			126					144	
		Hi(m)			0.40					1.35	
		Hi/Vsi			0.003					0.009	
砂・砂質土 (As)	砂質土	平均N値			2				-	28	
		Vsi(m/s)			101				50	243	
		Hi(m)			1.55				0.75	0.60	
		Hi/Vsi			0.015				0.015	0.002	
粘性土 (Ac)	粘性土	平均N値		5	2						
		Vsi(m/s)		171	126						
		Hi(m)		2.10	2.40						
		Hi/Vsi		0.012	0.019						
礫質土 (Ag)	砂質土	平均N値	17	14					18	28	
		Vsi(m/s)	206	193					210	243	
		Hi(m)	5.20	1.50					3.65	2.60	
		Hi/Vsi	0.025	0.008					0.017	0.011	
砂・砂質土 (As)	砂質土	平均N値								13	
		Vsi(m/s)								235	
		Hi(m)								0.75	
		Hi/Vsi								0.003	
砂・砂質土 (Ds)	砂質土	平均N値	43								
		Vsi(m/s)	280								
		Hi(m)	8.55								
		Hi/Vsi	0.031								
風化凝灰角礫岩 (wDt2)	軟岩	平均N値		84	60				68	68	
		Vsi(m/s)									
		Hi(m)		5.75	7.61				5.20	5.85	
		Hi/Vsi									
風化泥岩～風化凝灰質砂岩 (wsct)	軟岩	平均N値	60								
		Vsi(m/s)									
		Hi(m)	3.13								
		Hi/Vsi									
風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩 (Tb-w/Tb)	軟岩	平均N値					13	8			
		Vsi(m/s)									
		Hi(m)				1.10	1.10	0.90			
		Hi/Vsi									
凝灰質シルト岩1 (Stf1)	軟岩	平均N値				34	33	58			
		Vsi(m/s)									
		Hi(m)				4.75	5.80	5.00			
		Hi/Vsi									
凝灰質砂岩1 (Ssv1)	軟岩	平均N値				23	63	47			
		Vsi(m/s)									
		Hi(m)				1.60	3.25	4.45			
		Hi/Vsi									
凝灰質シルト岩2 (Stf2)	軟岩	平均N値					90	51			
		Vsi(m/s)									
		Hi(m)					3.14	2.80			
		Hi/Vsi									
凝灰質砂岩2 (Ssv2)	軟岩	平均N値						67			
		Vsi(m/s)									
		Hi(m)						3.15			
		Hi/Vsi									
T0			0.276	0.080	0.160	0.000	0.000	0.000	0.168	0.176	
地盤種別			0.2≦T0<0.6 Ⅱ種地盤	T0<0.2 Ⅰ種地盤	T0<0.2 Ⅰ種地盤	T0<0.2 Ⅰ種地盤	T0<0.2 Ⅰ種地盤	T0<0.2 Ⅰ種地盤	T0<0.2 Ⅰ種地盤	T0<0.2 Ⅰ種地盤	

耐震設計上の地盤種別（出典：「道示Ⅴ」p68，p69）

3.6　耐震設計上の地盤種別

3.6.1　一　　般

耐震設計上の地盤種別は，3.7に規定する耐震設計上の基盤面から地表面までの範囲の地盤の基本固有周期 T_G に応じ，表-3.6.1により区別する。ただし，地表面が耐震設計上の基盤面と一致する場合には，耐震設計上の地盤種別をⅠ種とする。

表-3.6.1　耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の基本固有周期 T_G (s)
Ⅰ種	$T_G < 0.20$
Ⅱ種	$0.20 \leqq T_G < 0.60$
Ⅲ種	$0.60 \leqq T_G$

3.6.2　地盤の基本固有周期

(1)　地盤の基本固有周期 T_G は，地盤調査等に基づき，適切に算出しなければならない。

(2)　地盤の基本固有周期 T_G を，式（3.6.1）により算出する場合には，(1)を満足するとみなしてよい。

$$T_G = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{si}} \quad \cdots\cdots (3.6.1)$$

ここに，

T_G：地盤の基本固有周期（s）

H_i：i 番目の地層の厚さ（m）

V_{si}：i 番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）

i：当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分される場合の地表面から i 番目の地層の番号

(3)　式（3.6.1）で用いる平均せん断弾性波速度 V_{si} は，橋の建設地点における地層のせん断弾性波速度を適切な方法で測定又は推定して求めなければならない。

(4)　平均せん断弾性波速度 V_{si} を，弾性波探査，PS検層等の適切な手法で直接計測して求める場合又は式（3.6.2）により推定する場合には，(3)を満足するとみなしてよい。

粘性土層の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leqq N_i \leqq 25)$$

砂質土層の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leqq N_i \leqq 50) \quad \cdots\cdots (3.6.2)$$

ここに，

N_i：標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

(4)　地層の平均せん断弾性波速度 V_{si} は，弾性波探査やPS検層によって測定するのが望ましい。しかし，地層の平均せん断弾性波速度 V_{si} を式（3.6.2）により N 値から推定したとしても，地盤を表-3.6.1により基本固有周期で3種に区別するうえで十分な精度を確保できることから，式（3.6.2）により地層の平均せん断弾性波速度 V_{si} を求めた場合には(3)を満足するとみなしてもよいことが規定されている。この場合，N 値は各層の平均的な N 値で代表させればよく，各層内の N 値のばらつきを考慮するために地層をむやみに細分化するなど，いたずらに計算を繁雑にする必要はない。ここで，式(3.6.2)は，粘性土層については $N=1 \sim 25$ の範囲，砂質土層については $N=1 \sim 50$ の範囲での実験値から導かれた推定式である。なお，N 値が0の場合は $V_{si}=50$m/s としてよい。

2.1.8 液状化の判定

(1) 判定する土層

「道示Ⅴ」p161～p166 より，液状化の判定が必要である土層は以下のとおりである。

液状化の判定基準（出典：「道示Ⅴ」p161～p166）

①液状化の判定項目

7.2　橋に影響を与える液状化の判定

(1)　橋に影響を与える液状化の判定は，(2)に該当する土層を対象として，(3)により行う。

(2)　沖積層の土層で以下の 1)から 3)の条件全てに該当する場合には，地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため，液状化の判定を行わなければならない。

1)　地下水位が地表面から 10m 以内にあり，かつ，地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層

2)　細粒分含有率 FC が 35%以下の土層又は FC が 35%を超えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層

3)　50%粒径 D_{50} が 10mm 以下で，かつ，10%粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層

②土層の条文規定

1)　橋に影響を与える液状化が生じる可能性がある土層の深さについては，従来の経験及び構造物に与える影響の度合い等を勘案して，地表面から 20m までとされている。なお，当該地点の地形，地質の状況や既存資料等により，地表面から 20m 以浅に液状化が生じる土層が存在しないことが明らかである場合，液状化の判定のみを目的として標準貫入試験を 20m まで実施する必要はない。なお，ここでいう地表面とは，完成時における地表面のことである。また，橋台や橋台基礎に対する液状化の影響を検討する際には，一般には橋台基礎の前面側における地盤抵抗の低下に着目することになるため，橋台前面側における完成後の地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層を対象に，液状化の判定を行う必要性を検討する必要がある。

2)　液状化の判定を行う必要がある土層の粒度の下限値については，これまでの研究成果を踏まえ，条文のように規定されている。既往の事例によれば，液状化が確認された地盤の大部分は FC が 35%以下の上層であるが，FC が 35%を超えても塑性指数の低い土層，例えば，低塑性シルト質砂等では液状化が生じた事例もある。すなわち，細粒分の多い土の液状化特性に対しては，粒径のみならず細粒分の性質も重要な影響要因であることから，細粒分含有率 FC が 35%を超える場合は，Ⅳ編 2.4.3 に規定される土質試験のうち，液性限界試験及び塑性限界試験を行う必要がある。

3)　液状化の判定を行う必要がある土層の粒度の上限値については，兵庫県南部地震を含む既往の地震において 50%粒径が 2 mm を超えるれき質土で液状化が確認されたことを踏まえ，条文のように規定されている。ただし，ここに示す粒径には，標準貫入試験により得られる試料を粒度分析して求めた値を用いる。標準貫入試験の試料は，粒子破砕等の影響により，原位置に比べて粒度が細かくなる。この程度は粒子の硬さや粗さにより必ずしも一定の関係があるわけではないが，標準貫入試験の試料の 50%粒径 10 mm は概ね原位置の 50%粒径 20 mm 程度又はそれ以上に相当する。

また，10%粒径 D_{10} が 1mm 以下とされているのは，粗粒で均等係数の低いれき質土では透水性が高く液状化しにくいことが考慮されたためである。

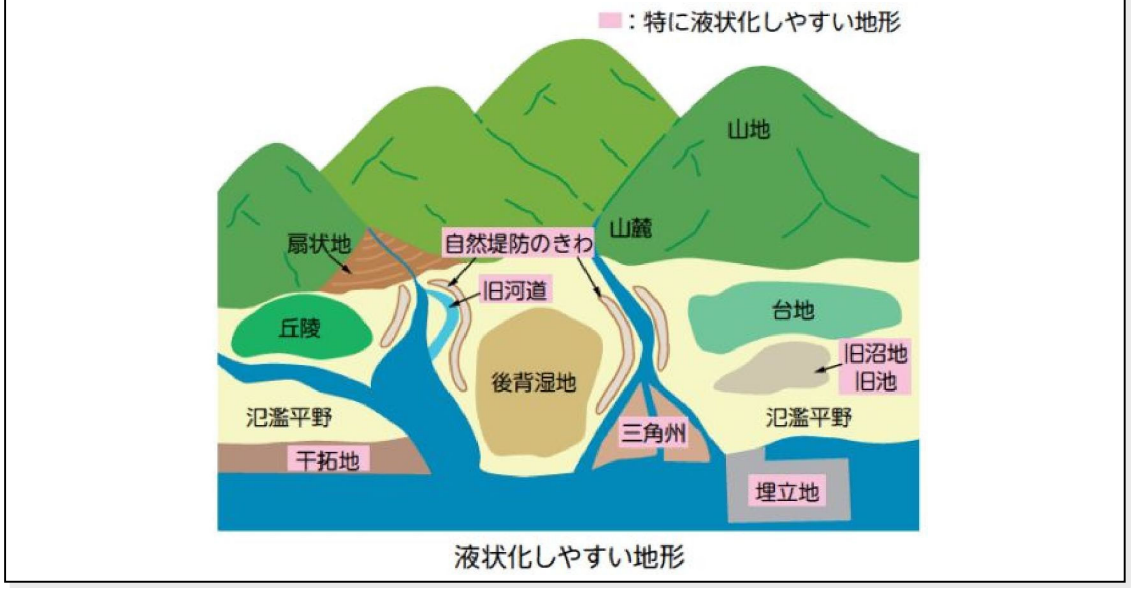
なお，洪積層は，東北地方太平洋沖地震や兵庫県南部地震を含む既往の地震においても液状化したという事例は確認されていない。洪積層は一般に N 値が高く，続成作用により液状化に対する抵抗が高いこと，さらに，地震による繰返しせん断に対して著しい剛性低下を生じにくいことから，橋に影響を与える液状化が発生する可能性は低い。このため，洪積層は液状化の判定の対象とはされていない。なお，ここでいう洪積層とは，第四紀のうち古い地質時代（更新世）における堆積物による土層に概ね対応すると考えることができる。

(2) 判定する土層

一般に，液状化が生じる地形は，降雨・河川により浸食・運搬されて堆積した土砂が分布する低地および平野部が対象となる（ゆるく堆積した砂地で，地下水が高い地盤）。

具体的には，埋立地，干拓地，旧河道・沼地・池，堤防・砂丘・三角州等の河川周辺および沿岸部が対象となる。

液状化が生じやすい一般的な地形



追加ボーリングに対して，液状化を判定する。

判定する土層は，第四紀完新世（沖積層）の砂・砂質土層[As]，礫質土[Ag]とする。

小作田橋 B-No.2 孔おいて，地下水位深は粘性土のみ対象となる。したがって，液状化する可能性は低いので，対象としない。

(3) 液状化の判定方法

「道示Ⅴ」に準じて，液状化を判定する。

液状化の判定基準（出典：「道示Ⅴ」p161～p166）

(3) 液状化に対する抵抗率 F_L をレベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して式（7.2.1）により算出し，この値が1.0以下の土層については橋に影響を与える液状化が生じると判定する。

$$F_L = R/L \quad \cdots\cdots (7.2.1)$$

ここに，

F_L：液状化に対する抵抗率

R：動的せん断強度比で，(4)により算出する。

L：地震時せん断応力比で，(5)により算出する。

(4) 動的せん断強度比 R は，レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して式（7.2.2）によることを標準とする。

$$R = c_W R_L \quad \cdots\cdots (7.2.2)$$

（レベル1地震動及びレベル2地震動（タイプⅠ）の場合）

$c_W = 1.0$

（レベル2地震動（タイプⅡ）の場合）

$$c_W = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leqq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leqq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad \cdots (7.2.3)$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6\times10^{-6}\cdot(N_a - 14)^{4.5} & (14 \leqq N_a) \end{cases} \quad \cdots (7.2.4)$$

$$N_a = \begin{cases} c_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47 & (D_{50} < 2\text{mm}) \\ \{1 - 0.36\log_{10}(D_{50}/2)\}N_1 & (D_{50} \geqq 2\text{mm}) \end{cases} \quad \cdots\cdots (7.2.5)$$

$$N_1 = 170N/(\sigma_{vb}' + 70) \quad \cdots\cdots (7.2.6)$$

$$c_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leqq FC < 10\%) \\ (FC + 20)/30 & (10\% \leqq FC < 40\%) \\ (FC - 16)/12 & (40\% \leqq FC) \end{cases} \quad \cdots\cdots (7.2.7)$$

ここに，

c_W：地震動特性による補正係数

R_L：繰返し三軸強度比

N：標準貫入試験から得られる N 値

N_1：有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値

N_a：粒度の影響を考慮した補正 N 値

σ_{vb}'：標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧（kN/m^2）

c_{FC}：細粒分含有率による N 値の補正係数

FC：細粒分含有率（%）（粒径 75μm 以下の土粒子の通過質量百分率）

D_{50}：50%粒径（mm）

液状化の判定基準（出典：「道示Ⅴ」p161～p166）

(5) 地震時せん断応力比 L は，レベル１地震動及びレベル２地震動のそれぞれに対して式（7.2.8）によることを標準とする。

$$L = r_d k_{hgL} \sigma_v / \sigma_v' \quad \cdots\cdots (7.2.8)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad \cdots\cdots (7.2.9)$$

$$k_{hgL} = c_z k_{hgL0} \quad \cdots\cdots (7.2.10)$$

ここに，

r_d：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hgL}：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度（四捨五入により小数点以下２桁とする）

c_z：地域別補正係数で，レベル１地震動に対しては3.4に規定するレベル１地震動の地域別補正係数 c_z とする。レベル２地震動（タイプⅠ）に対しては3.4に規定する c_{Iz}，また，レベル２地震動（タイプⅡ）に対しては3.4に規定する c_{IIz} とする。

k_{hgL0}：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値で，表-7.2.1の値とする。

σ_v：地表面からの深さ x における全上載圧（kN/m^2）

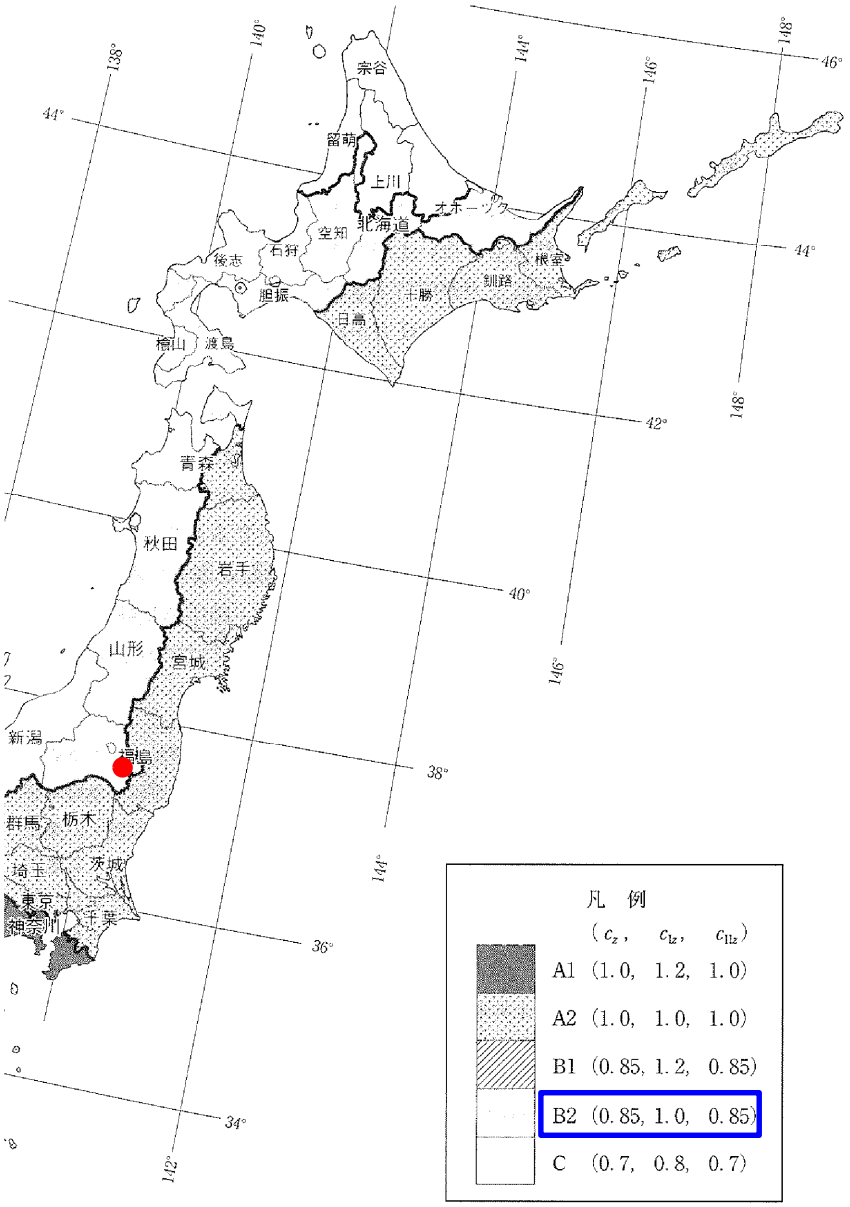
σ_v'：地表面からの深さ x における有効上載圧（kN/m^2）

x：地表面からの深さ（m）

表-7.2.1　液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値 k_{hgL0}

地盤種別	レベル１地震動	レベル２地震動	
		タイプⅠ	タイプⅡ
Ⅰ種地盤	0.12	0.50	0.80
Ⅱ種地盤	0.15	0.45	0.70
Ⅲ種地盤	0.18	0.40	0.60

地域別補正係数（出典：「道示Ⅴ」p55, p65）



地域別補正係数の地域区分

対象地域は「福島県　須賀川市」

B2	0.85	1.0	0.85	北海道のうち札幌市，函館市，小樽市，室蘭市，北見市，夕張市，岩見沢市，網走市，苫小牧市，美唄市，芦別市，江別市，赤平市，三笠市，千歳市，滝川市，砂川市，歌志内市，深川市，富良野市，登別市，恵庭市，伊達市，北広島市，石狩市，北斗市，石狩郡，松前郡，上磯郡，亀田郡，茅部郡，二海郡，山越郡，檜山郡，爾志郡，奥尻郡，瀬棚郡，久遠郡，島牧郡，寿都郡，磯谷郡，虻田郡，岩内郡，古宇郡，積丹郡，古平郡，余市郡，空知郡，夕張郡，樺戸郡，雨竜郡，上川郡（上川総合振興局）のうち東神楽町，上川町，東川町及び美瑛町，勇払郡，網走郡，斜里郡，常呂郡，有珠郡，白老郡 青森県のうち青森市，弘前市，黒石市，五所川原市，むつ市，つがる市，平川市，東津軽郡，西津軽郡，中津軽郡，南津軽郡，北津軽郡，下北郡 秋田県，山形県 福島県のうち会津若松市，郡山市，白河市，須賀川市，喜多方市，岩瀬郡，南会津郡，耶麻郡，河沼郡，大沼郡，西白河郡 新潟県

低減係数（出典：「道示Ⅴ」p169, p170）

7.3　耐震設計上の土質定数を低減させる土層とその取扱い

7.2の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層における耐震設計上の土質定数は，レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して算出した液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて，表-7.3.1に示す低減係数 D_E を乗じることで低減させた値とする。

表-7.3.1　耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E

F_L の範囲	地表面からの深さ x (m)	動的せん断強度比 R	
		$R \leqq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leqq 1/3$	$0 \leqq x \leqq 10$	0	1/6
	$10 < x \leqq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leqq 2/3$	$0 \leqq x \leqq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leqq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leqq 1$	$0 \leqq x \leqq 10$	2/3	1
	$10 < x \leqq 20$	1	1

液状化した土層においては，土の強度及び支持力が低下する。したがって，7.2により液状化すると判定された土層については，その土質定数に式（7.2.1）で算出した液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じた表-7.3.1の係数 D_E を乗じて，耐震設計上土質定数を低減させることが規定されている。ここで，D_E を乗じて低減させる耐震設計上の土質定数は，3.5に規定されるとおり，地盤反力係数，地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度とする。なお，土質定数を低減させる土層であっても，その重量を低減してはならない。また，土質定数を低減させる土層における地震時土圧及び地震時動水圧は，考慮する必要はない。ただし，橋に影響を与える流動化が生じる可能性があると判定された場合の取扱いは4.4の規定による。

F_L が1.0以下である場合にも，0.9と0.5ではその意味するところは異なる。そこで，設計計算にあたって液状化が生じると判定される地盤上にある基礎の抵抗特性を適切に再現することを意図しつつ，平成7年（1995年）兵庫県南部地震の被災事例の解析，兵庫県南部地震以降の地震による被害の実態，設計上の影響等を総合的に勘案して，土質定数に乗じる係数 D_E の値が F_L 及び動的せん断強度比 R の値に応じて定められている。なお，D_E は，標準貫入試験が実施された深度において得られた F_L を土層ごとに平均した値を用いて，表-7.3.1により求める。

R の値に応じて D_E の値を変化させているのは，F_L の値が同じであっても R が大きければ，小さい場合と比べて地盤反力の低下の程度が小さくなるためである。また，深くなるほど地盤の振動が減少すること，10mより深い位置にある土層で完全に液状化した事例が少ないことを考慮して，深さ10mを境界として異なる係数 D_E の値が設定されている。

(4) 判定に用いる物性値等

土層ごとの物性値は単位体積重量，平均粒径および細粒分含有率である。

雲水峯大橋の Bor.1 孔で粒度試験を実施している。平均粒径および細粒分含有率は粒度試験値を用い，他地点の同一層へ引用する。

単位体積重量は「3.1.6 土質定数の設定」の値を用いる。

N 値は試験対象深度の実測値を用いる。

孔番号		雲水峯大橋Bor.1				
試料番号		P1-1	P1-2	P1-3	P2-1	P2-2
土　　質		砂	砂	礫質土	礫質土	礫質土
地層区分		As	As	Ag	Ag	Ag
採取深度(GL-m)		5.30～5.45	6.15～6.40	7.15～7.45	8.15～8.45	9.15～9.30
粒度特性	礫分(%)	0.0	0.7	49.9	32.3	50.4
	砂分(%)	77.8	87.6	44.4	61.6	35.3
	シルト分(%)	22.2	11.7	5.7	6.1	14.3
	粘土分(%)					
	最大粒径(mm)	2.0	4.75	26.5	26.5	37.5
	均等係数Uc	*	*	23.60	7.12	*
	50%粒径D_{50}(mm)	0.1724	0.2764	1.9884	0.9118	2.0856
	10%粒径D_{10}(mm)	(0.0010)	(0.0400)	0.2013	0.1848	(0.010)
地盤材料の分類名		細粒分質砂	細粒土混り砂	細粒分混り砂質礫	細粒土混り礫質砂	細粒分混り砂質礫
分類記号		(SF)	(S-F)	(GS-F)	(SG-F)	(GS-F)

※（　）の数値は粒径加積曲線を推定してD_{50}を求めた。

出典：「R2 年度 雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務」㈱東京建設コンサルタント

(5) 判定結果

液状化の判定結果は，表 2.1.25 のとおりである。

レベル 1 地震動では，全ての地点で液状化抵抗率 F_L＞1.0 となるので，液状化しない。

レベル 2 地震動では，全ての地点でタイプⅠおよびタイプⅡともに，FL≦1.0 となり，液状化するが，砂・砂質土[As]および礫質土[Ag]はフーチングより上位に堆積するので，杭基礎設計には影響しない。

表2.1.25 液状化判定結果

地点			レベル１地震動		レベル２地震動 タイプⅠ			レベル２地震動 タイプⅡ		
ボーリング名	地層	深度 (m)	液状化抵抗率 F_L	土質低減係数 D_E	液状化抵抗率 F_L	F_L平均	土質低減係数 D_E	液状化抵抗率 F_L	F_L平均	土質低減係数 D_E
小作田橋 Bor.3	Ag	5.3	1.976	－	0.571	43.563	－	0.656	65.790	－
	Ag	6.275	299.613	－	86.555		－	130.923		－
R3 B-1	Ag	3.3	2.751	－	0.550	0.550	1/3	0.656	0.656	2/3
R3 B-2	Ag	2.3	133.823	－	26.765	9.711	－	39.360	14.244	－
	Ag	3.3	9.892	－	1.978		－	2.909		－
	Ag	4.3	1.946	－	0.389		－	0.464		－
小作田橋 Bor.1	Ag	4.3	3.112	－	0.622	4.967	－	0.909	7.302	－
	Ag	5.3	31.611	－	6.322		－	9.297		－
	Ag	6.3	39.781	－	7.956		－	11.700		－
	As	7.3	2.088	－	0.418	0.418	1/3	0.497	0.497	2/3

：は液状化抵抗率F_Lが1以下となり，液状化すると判定される層

2.1.9 耐震設計上の地盤面

「道示Ⅴ」p66 より，判定基準は以下のとおりである。

耐震設計上の地盤面（出典：「道示Ⅴ」p66）

3.5　耐震設計上の地盤面

耐震設計上の地盤面は，地震時に水平抵抗を期待できる地盤の上面とし，以下の 1)から 3)のうちいずれか深い地盤面で設定する。

1)　Ⅳ編 8.5.2 に規定する設計上の地盤面

2)　フーチングを有する基礎においてはフーチング下面

3)　地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合には，その土層の下面。ただし，地震時に地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合には，層厚が 3m 以上の地盤反力が期待できる最も浅い土層の上面。ここで，地震時に地盤反力が期待できない土層とは，地盤反力係数，地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度（以下これらを「耐震設計上の土質定数」という。）を零とする土層であり，以下のⅰ）又はⅱ）に該当する土層とする。

ⅰ）7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層のうち，7.3 の規定により耐震設計上の土質定数を零とする土層

ⅱ）地表面から 3m 以内の深さにある粘性土層で，一軸圧縮試験又は原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20kN/m^2 以下の土層（以下「耐震設計上ごく軟弱な土層」という。）

耐震設計上の地盤面は，慣性力が橋に及ぼす影響を考慮するための地震動の入力位置であり，一般的には水平抵抗が期待できる土層よりも上方の構造部分の振動が橋の地震時挙動に影響を及ぼすと考えることができることから，Ⅳ編 8.5.2 に規定される設計上の地盤面を耐震設計上の地盤面とすることが規定されている。ただし，フーチングを有する基礎形式の場合には，フーチングの重量が橋の地震時挙動に及ぼす影響が大きいことから，慣性力が橋に及ぼす影響を考慮するための地震動の入力位置は，フーチングの慣性力を考慮できるように設定する必要がある。そのため，地震動の入力位置として必要な水平抵抗が期待できる地盤の上面は，耐震設計上の地盤面をフーチング下面とする必要がある。なお，慣性力による断面力や応力等，応答値の算出にあたって地盤抵抗を考慮する範囲は，5.1 の規定による。

本規定に基づき耐震設計上の地盤面を設定した場合の例を図-解 3.5.1から図-解 3.5.3 に示す。地表面より深さ 10m 程度までの地盤の良否が基礎の水平抵抗に大きく影響すること，また，地震時の地盤と構造物の動的相互作用等今後解明すべき点がまだ多く残されており，安全側に設計する必要があることから，このように規定されている。

なお，地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合は，現在のところ，地盤反力が期待できない土層がそれ以浅の地盤反力が期待できる土層に及ぼす影響を定量的に評価することはできないため，既往の震災事例等を踏まえて設定されている。

判定の結果，耐震設計上の地盤面は常時同様，**フーチング下面**とする。

■「道示Ⅳ」8.5.2 に規定する設計上の地盤面

「道示Ⅳ」p184 より，設計上の地盤面は以下のとおりである。

設計上の地盤面（出典：「道示Ⅳ」p184）

8.5.2　設計上の地盤面

(1)　設計上の地盤面は，長期にわたり安定して存在し，かつ，水平抵抗が期待できることを考慮して設定しなければならない。

(2)　設計上の地盤面は，(1)を満足するため，少なくとも1)から5)の影響を考慮して設定する。

1)　斜面崩壊等 ⇨ 崩壊斜面ではない

2)　洗掘・侵食 ⇨ 河川内

3)　圧密沈下 ⇨ 圧密地盤はない

4)　施工による地盤の乱れ ⇨ フーチング下面を乱すことはない

5)　凍結融解 ⇨ フーチング下面以深まで影響しない

■フーチングを有する基礎においてはフーチング下面

埋戻し土の締固め管理精度，材料および地盤の乱れによる強度の回復が設計時点では把握できないので，フーチング下面より上にはできない。

■地震時に地盤反力が期待できない

①液状化により，耐震設計上の土質定数を零とする土層

⇒なし（「3.1.8 橋に影響を与える液状化の判定」参照）

②耐震設計上ごく軟弱な土層

⇒なし

2.1.10 橋に影響を与える流動化の判定

「道示Ⅴ」p108～p109 より，判定基準は以下のとおりである。

流動化の判定が必要である地盤⇒臨海部（出典：「道示Ⅴ」p108～p109）

4.4.2　橋に影響を与える流動化が生じる地盤の判定

以下の 1)及び 2)のいずれにも該当する地盤は，橋に影響を与える流動化が生じる地盤と判定する。

1)　臨海部において，背後地盤と前面の水底との高低差が 5m 以上ある護岸によって形成された水際線から 100m 以内の範囲にある地盤

2)　7.2 の規定により液状化すると判定される層厚 5m 以上の土層があり，かつ，当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤

⇩

該当しない

流動化の判定が必要である地盤⇒河川部（出典：「道示Ⅴ」p109）

臨海部以外でも，昭和 39 年（1964 年）新潟地震の際には新潟市の信濃川沿岸において液状化やそれに伴う流動化により橋が被災したと考えられる事例があり，その経験を踏まえ，耐震設計に液状化の影響が考慮されるようになった。その後，流動化により橋が大きな影響を受けたのは，兵庫県南部地震の際の臨海部における事例が初めてである。河川部における流動化のメカニズムや構造物に与える影響は，臨海部で生じた現象とは異なることが考えられるが，河川部についても，偏土圧の影響が大きいと考えられる直立式の低水護岸の背後の高水敷及び直立式の特殊堤の堤内地盤において，条文に規定する条件 1)及び 2)の両方に該当する場合には，臨海部に準じて，流動化の影響を考慮するのが望ましい。

⇩

該当しない

■判　定

架橋位置は**臨海部および定義上の河川部ではない**ので，対象にはならない。

3.1 基礎の計画

3.1.1 基礎形式の選定

P2 橋脚の床付け面は，最深河床高に対する根入れから決定する。

P2 橋脚の支持層は「3.1.5 支持層の設定」より，凝灰質砂岩層[Ssv2]となる。

「H27 杭基礎設計便覧」p444 の各基礎形式における適用性の目安により，選定項目および条件を整理すると，表 3.1.1 のとおりである。

表 3.1.1 をもとに抽出した結果，以下の基礎形式（杭種）を選定する（表 3.1.2 参照）。

杭基礎：場所打ち杭工法（硬質用オールケーシング工法）

表3.1.1 選定条件

選定項目	選定条件
支持層までの状態	・ボーリング（R3-B-1 孔，R3-B-2 孔）では，中間層で最大礫径φ50mm～φ60mm（3 倍した値=φ150mm～φ180mm）の砂礫層の分布を確認している。
支持層の状態	・P2 橋脚の支持層深度は GL-25.9m である（図 3.1.3 参照）。
	・支持層：凝灰質砂岩層[Ssv2]（図 3.1.1，図 3.1.3 参照）。
支持形式	・支持形式は支持杭となる。
周辺環境	・P2 橋脚は阿武隈川の左岸高水敷に位置しているが，周辺に民家等はない（図 3.1.2 参照）。

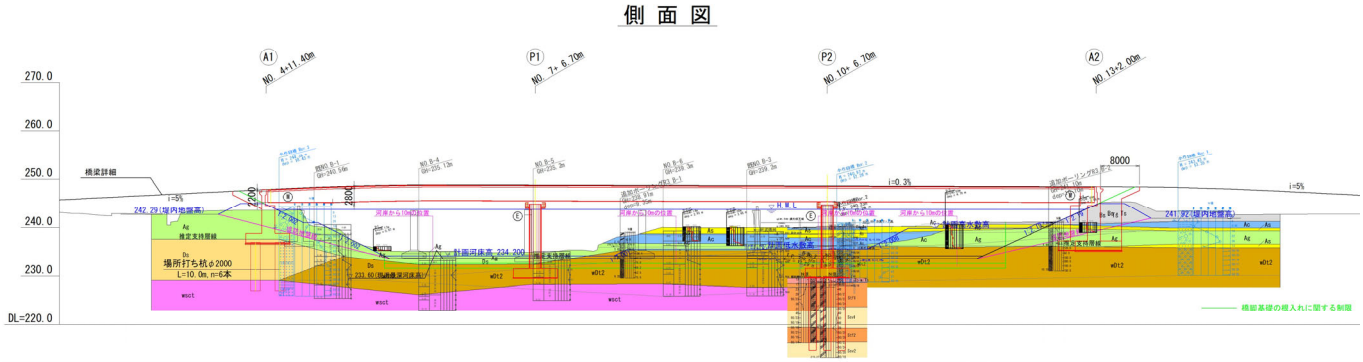


図3.1.1 土層分布の状況

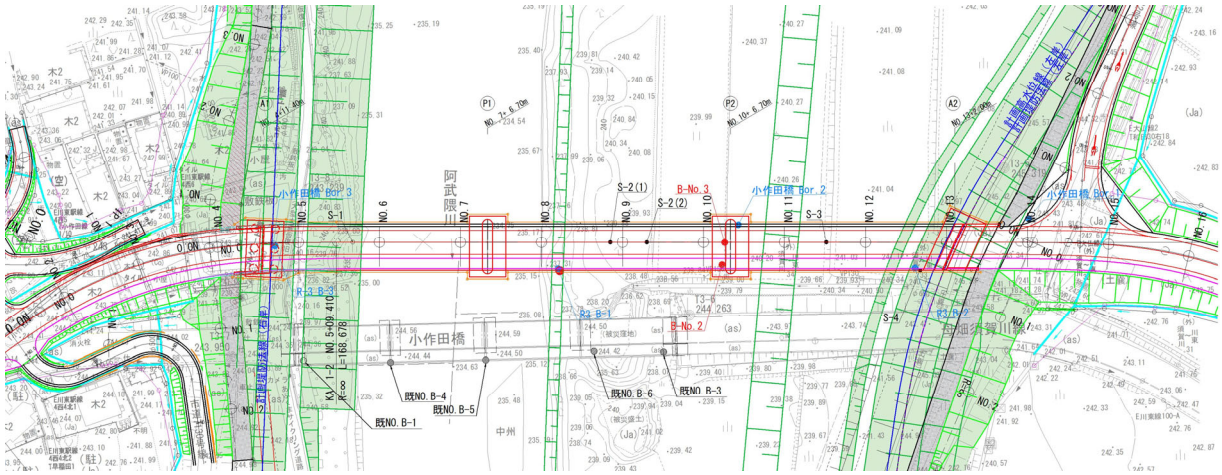


図3.1.2 周辺環境の状況

表3.1.2 各基礎形式における適用性の目安（P2 橋脚）

選定条件 ＼ 基礎形式				直接基礎	杭基礎														深礎基礎		ケーソン基礎		鋼管矢板基礎（打込み工法）	地中連続壁基礎
					打込み杭工法			中掘り杭工法						鋼管ソイルセメント杭工法	プレボーリング杭工法	場所打ち杭工法									
					PHC杭・SC杭	鋼管杭		PHC杭・SC杭			鋼管杭					オールケーシング工法	リバース工法	アースドリル工法	回転杭工法	組杭深礎	柱状体深礎	ニューマチック	オープン		
						打撃工法	バイブロハンマ工法	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式											
地盤条件	支持層までの状態	表層近傍又は中間層にごく軟弱層がある			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	×	×	○	△	○	○
		中間層に極硬い層がある			△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	×	○	○	○	○	△	△	○
		中間層にれきがある	れき径： 50mm以下		△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			れき径： 50～100mm		△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	×	○	○	○	○	○	○	△	△
			れき径：100～500mm		×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	○	○	○	△	×	△
		液状化する地盤がある			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			○	○	○	○
	支持層の状態	支持層の深度	5m未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○		×	×	×	×
			5～15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	△	△
			15～25m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			25～40m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	△	○	○	○	○
			40～60m	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	△	○	×	○	×	×	△	○	○	○
			60m以上	×	×	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	○	×	×	×	△	△	△
		支持層の土質	砂・砂れき（30≦N）	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			粘性土（20≦N）	○	○	○	○	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	△	△	○	○
			軟岩・土丹	○	×	○	△	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○
			硬岩	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×	○	○	△	×	×	△
		傾斜が大きい，層面の凹凸が激しい等，支持層の位置が同一深度では無い可能性が高い		△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	△	×	○	○
	地下水の状態	地下水位が地表面近い		△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○	△	△	○	○	○	△
		湧水量が極めて多い		△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○	×	×	○	○	○	△
		地表より2m以上被圧地下水		×	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	△	△	○	×
		地下水流速3m/min以上		×	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	○	△	○	×
支持形式		支持杭			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○					
		摩擦杭			○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	○	○	○	×							
施工条件	水上施工	水深5m未満		△	○	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○			△	△	○	×
		水深5m以上		×	∧	○	○	∧	∧	∧	∧	∧	∧	×	×	×	×	×	○			∧	∧	○	×
	作業空間が狭い			○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	△	×	△
	斜杭の施工				○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×						
	有害ガスの影響				○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	○	○	○
	周辺環境	振動騒音対策		○	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○
		隣接構造物に対する影響		○	×	△	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○

○：適合性が高い，△：適合性がある，×：適合性が低い

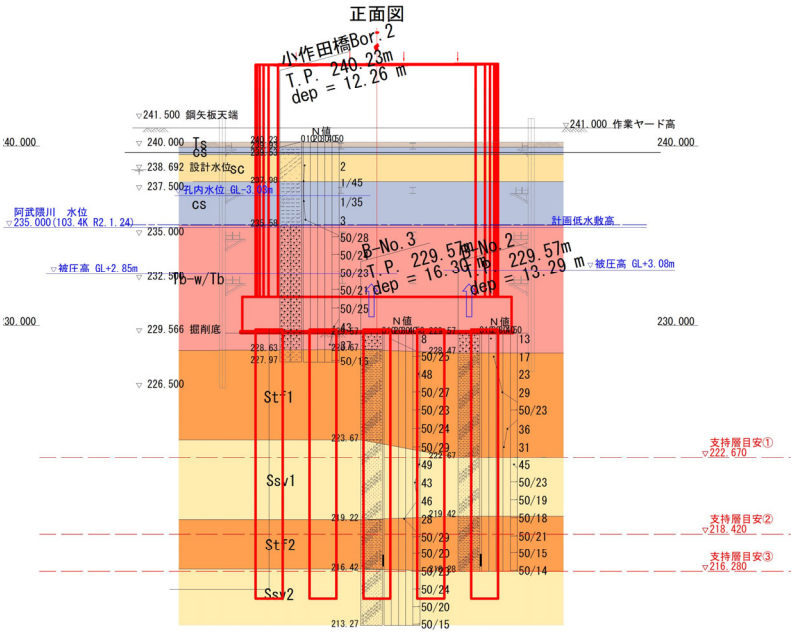


図3.1.3 P2 橋脚の土層断面

3.1.2 杭先端の支持層への根入れ

「道示Ⅳ」p389 より，場所打ち杭の杭先端は支持層に杭径程度以上根入れさせる。

（出典：「道示Ⅳ」p245）

b）場所打ち杭工法

従来の設計法では，砂層及び砂れき層については地盤物性値によらず一定の値が与えられていたが，今回の改定では，載荷試験の分析結果に基づき，他の杭と同様に N 値の関数として推定式が示されている。粘性土層については，従来一軸圧縮強度の関数として与えられていたが，砂層及び砂れき層の場合と同様に N 値の関数として示されている。

表-10.5.2 の適用にあたっては，杭先端は支持地盤中に杭径程度以上根入れさせ 15 章に示す施工が適切になされていることが前提であることに注意する必要がある。

場所打ち杭の杭先端を岩盤に深く根入れすることで，岩盤中の杭周面抵抗を期待して設計することが考えられる。ただし，「道示Ⅳ」p166 より，岩盤中の杭周面抵抗に関するデータはほとんどなく，支持力推定方法が明確でないこと，レベル 2 地震動による繰返し荷重を受けて，周面抵抗が上限値に達した場合の残留抵抗特性が明らかでないことから，岩盤中の杭周面抵抗を設計で考慮しようとする場合には，個別に載荷試験して設計に必要な情報を得ることが求められている。

岩盤中の杭周面抵抗を考慮するために，試験杭を施工し，載荷試験を実施して設計に反映することは工事工程等に対して，事実上困難なので，**岩盤への根入れは杭径程度以上**（図 3.1.4 参照）とし，杭先端から杭径の範囲については岩盤中の杭周面抵抗を期待しないように計画する。

（出典：「道示Ⅳ」p166）

最近では施工技術の進歩から場所打ち杭を岩盤に深く埋込むことが可能となったことから，岩盤中の杭の周面抵抗を期待して設計することも考えられる。しかし，場所打ち杭工法を用いた場合の岩盤中の周面抵抗に関するデータはほとんどなく支持力推定方法が明確でないこと，レベル 2 地震動による繰返し荷重を受けて周面抵抗が上限値に達した場合の残留抵抗特性が明らかでないことから，岩盤中の杭の周面抵抗を設計で考慮しようとする場合には，個別に載荷試験を行い設計に必要な情報を得ることが求められる。先行的に岩盤を削孔し，砂等を充てんした後に杭や矢板を埋込む施工方法についても，設計に必要な水平・鉛直支持力特性の評価等のため個別に載荷試験を行い検証を行うことが必要となる。

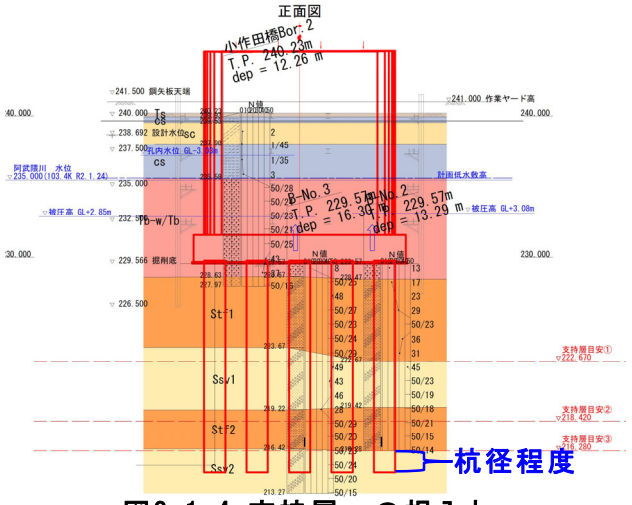


図3.1.4 支持層への根入れ

3.1.3 検討にあたっての前提条件

仮設土留めは設置されており，現在は腹起し，切梁，火打ちを撤去し埋戻しされている。

フーチング形状を拡大すると，設置済み仮設鋼矢板の再構築が生じる。この場合，仮設鋼矢板の撤去・設置が生じ，工事期間が延びることになる。また，追買用地交渉に時間を要することになり，工事が長期間延伸となる可能性が高い。

これらを踏まえ，当初設計のフーチング形状変更がないよう支持層位置を比較して設定する。

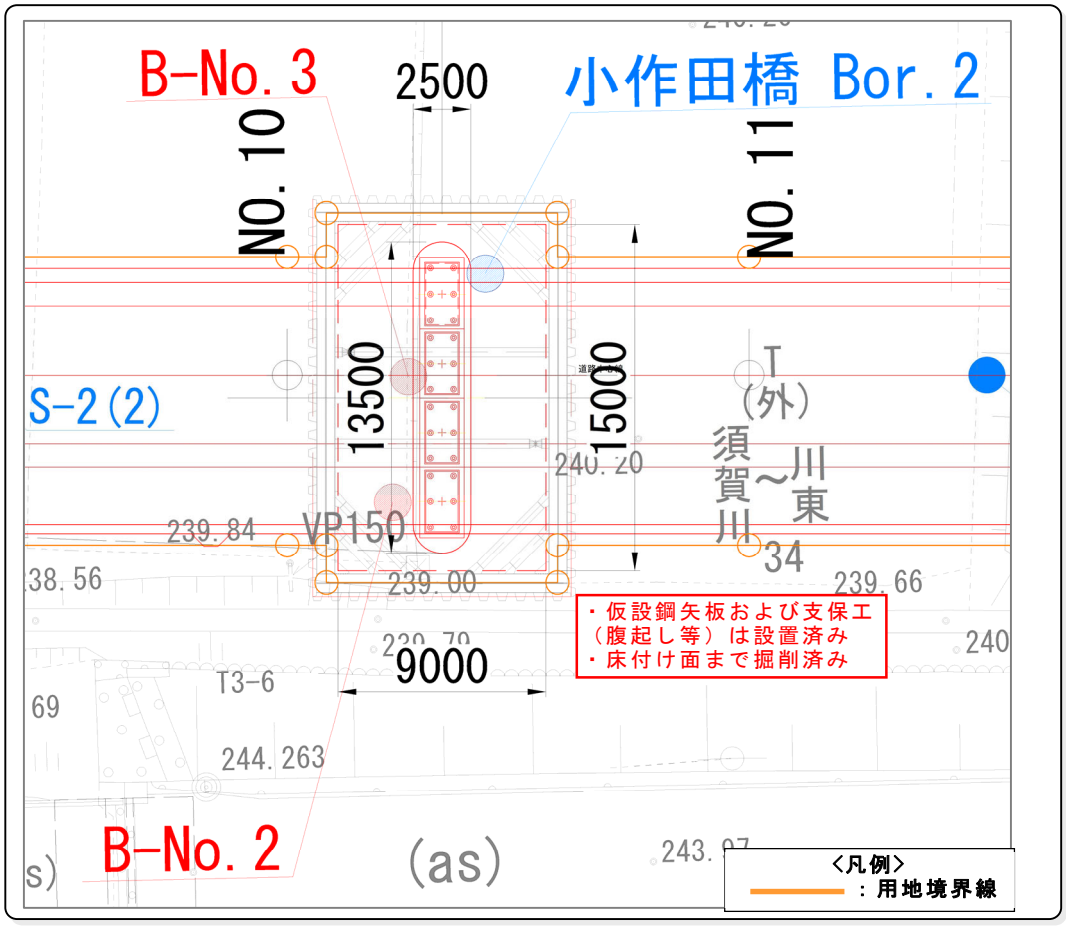


図3.1.5 当初設計のフーチング形状



※現在は腹起し，切梁，火打ちを撤去し，現地盤高まで埋戻しされている

図3.1.6 仮設鋼矢板の現状

3.1.4 杭径の検討

場所打ち杭（硬質用オールケーシング工法）とし，杭径φ1,000mm，φ1,200mm，φ1,500mm およびφ2,000mm で比較検討する。

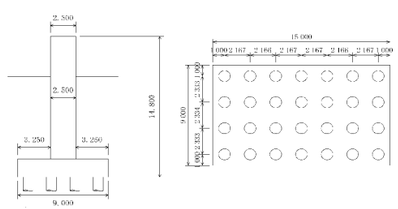
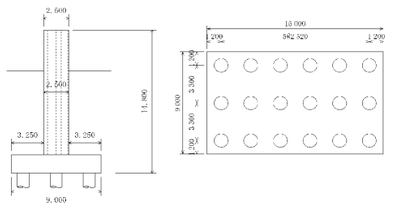
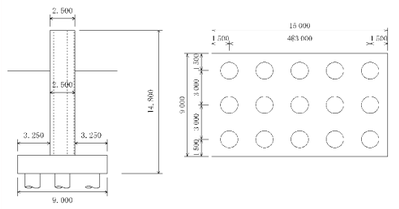
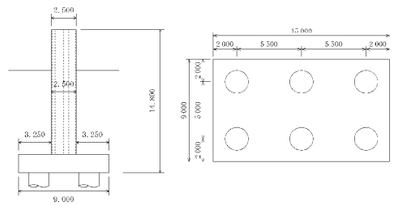
検討の結果（表 3.1.3 参照），最も安価である**φ1,500mm** を選定する。

＜検討条件＞
現在，仮設土留めは設置されている。
仮設鋼矢板の撤去・設置が生じ，工事期間の延伸となる可能性が高いことを踏まえ，当初設計のフーチング形状変更がないことを前提条件とした検討結果である。

表3.1.3 杭径の検討結果【P2 橋脚（場所打ち杭）】

【最適案】

小作田橋(P2橋脚 場所打ち杭)杭径比較一覧表

杭種・杭径	【第1案】場所打ち杭 φ1000	【第2案】場所打ち杭 φ1200	【第3案】場所打ち杭 φ1500	【第4案】場所打ち杭 φ2000
形状図				
	杭先端支持の条件（αd = 3αu=3300kN/m2）	杭先端支持の条件（αd = 3αu=3300kN/m2）	杭先端支持の条件（αd = 3αu=3300kN/m2）	杭先端支持の条件（αd = 3αu=3300kN/m2）
断面構成	杭径: 場所打ち杭 φ1000 鉄筋(SD345) D22 - 20 本 杭長: L= 14.50 m 本数: 橋軸- 4 列 直角- 7 列 計 28 本	杭径: 場所打ち杭 φ1200 鉄筋(SD345) D22 - 24 本 杭長: L= 15.00 m 本数: 橋軸- 3 列 直角- 6 列 計 18 本	杭径: 場所打ち杭 φ1500 鉄筋(SD345) D22 - 32 本 杭長: L= 15.00 m 本数: 橋軸- 3 列 直角- 5 列 計 15 本	杭径: 場所打ち杭 φ2000 鉄筋(SD345) D22 - 48 本 杭長: L= 15.50 m 本数: 橋軸- 2 列 直角- 3 列 計 6 本
計算結果	決定ケース: 橋軸方向 ・安定計算 橋軸方向	決定ケース: 橋軸方向 ・安定計算 橋軸方向	決定ケース: 橋軸方向 ・安定計算 橋軸方向	決定ケース: 橋軸方向 ・安定計算 橋軸方向

【第1案】場所打ち杭 φ1000

		変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称		1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
Vo	kN	44093.10	46824.01	43142.76
Ho	kN	0.00	225.00	5020.68
Mo	kN,m	0.00	420/.b	bbUb2.48
変位	mm	0.00 ≦ 15.00	0.10 ≦ 15.00	1.07 ≦ 38.00
PNMax	kN	1574.8 ≦ 2360.0	1750.9 ≦ 3110.0	2596.7 ≦ 3110.0
PNMai	kN	1574.8 ≧ 0.0	1593.7 ≧ -1667.0	484.9 ≧ -1667.0
群杭PN	kN	1574.8 ≦ 5940.4	1750.9 ≦ 7776.5	2596.7 ≦ 7908.9
PH	kN	0.0	8.0	179.3
Mt	kN	0.0	-2.6	-87.1
Mm	kN,m	0.0	8.3	136.9

・躯体照査 橋軸方向
軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状3(橋軸方向)

荷重名略称	行	列	M(kN,m) 正曲げ	M(kN,m) 負曲げ	N (kN)	Myd(kN,m) 正曲げ	Myd(kN,m) 負曲げ	Mud(kN,m) 正曲げ	Mud(kN,m) 負曲げ
D+EQ-2[U]	4	1	117.89	153.61	-399.59	529.40	501.53	733.18	694.59

せん断力に対する限界状態3橋軸方向

荷重名略称	行	列	S (kN)	M (kN,m)	N (kN)	Susd (kN)	Sucd (kN)	τm≦制限値 (N/mm²)
D+EQ-2[U]	4	1	212.61	117.89	-399.59	1124.92	1912.26	0.320 ≦ 2.600

耐久性 橋軸方向

荷重名略称	行	列	M (kN,m)	N (kN)	σc≦制限値 (N/mm²)	σs≦制限値 (N/mm²)
1.0(D+L)-1	1	1	0.00	1574.75	1.75 ≦ 8.00	0.00 ≦ 160.00

偶発作用

作用方向	地震タイプ	水位	判定	応答塑性率の照査 応答塑性率≦制限値	抗体せん断照査
橋軸方向	II	考慮	弾性	- ≦ -	14807.7 ≦ 36123.2
直角方向	II	考慮	降伏	- ≦ -	28597.4 ≦ 37171.6

偶発作用 橋軸方向

杭体材質		帯鉄筋19-ctc150 Aw= 5.730 > Asreq= 3.000 D= 19 @ 150 (L2耐力)

概算工事費	項目	単位	数量	単価(千円)	金額(千円)
（仮設工）	鋼矢板(打設)	枚	142	[redacted]	
	鋼矢板(引抜)	枚	0		
	支保工(設置)	t	119		
	支保工(撤去)	t	119		
	土工(床掘)	m³	2196.1		
	土工(埋戻し)	m³	1631.7		
	合計				
躯体工	躯体工	m³	674.6		
	鋼矢板(打設)	枚	0		
	鋼矢板(引抜)	枚	142		
	支保工(設置)	t	119		
	支保工(撤去)	t	119		
	土工(床掘)	m³	2196.1		
	土工(埋戻し)	m³	1631.7		
	合計				
基礎工	L=14.5m	m	406.00		
		本			
合計(直接工事費)					[redacted]
諸経費		%		70.0%	
工事費		千円	諸経費70%含む		

評価
・最も不経済である。
△ 3 (1.120) 1位との差額 [redacted]

【第2案】場所打ち杭 φ1200

		変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称		1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
Vo	kN	44093.10	46824.01	43142.76
Ho	kN	0.00	225.00	5020.68
Mo	kN,m	0.00	420/.bU	bbUb2.48
変位	mm	0.00 ≦ 15.00	0.11 ≦ 45.60	1.35 ≦ 45.60
PNMax	kN	2449.6 ≦ 3060.0	2707.8 ≦ 4036.0	3828.8 ≦ 4036.0
PNMai	kN	2449.6 ≧ 0.0	2494.8 ≧ -2109.0	964.8 ≧ -2109.0
群杭PN	kN	2449.6 ≦ 9069.1	2707.8 ≦ 11872.2	3828.8 ≦ 12070.2
PH	kN	0.0	12.5	278.9
Mt	kN	0.0	-0.6	-92.0
Mm	kN,m	0.0	17.3	281.6

・躯体照査 橋軸方向
軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状3(橋軸方向)

荷重名略称	行	列	M(kN,m) 正曲げ	M(kN,m) 負曲げ	N (kN)	Myd(kN,m) 正曲げ	Myd(kN,m) 負曲げ	Mud(kN,m) 正曲げ	Mud(kN,m) 負曲げ
D+EQ-2[U]	3	1	140.11	313.79	-392.61	824.40	781.01	1131.57	1072.02

せん断力に対する限界状態3橋軸方向

荷重名略称	行	列	S (kN)	M (kN,m)	N (kN)	Susd (kN)	Sucd (kN)	τm≦制限値 (N/mm²)
D+EQ-2[U]	3	1	330.73	140.11	-392.61	1402.38	2841.90	0.335 ≦ 2.600

耐久性 橋軸方向

荷重名略称	行	列	M (kN,m)	N (kN)	σc≦制限値 (N/mm²)	σs≦制限値 (N/mm²)
1.0(D+L)-1	1	1	0.00	2449.62	1.93 ≦ 8.00	0.00 ≦ 160.00

偶発作用

作用方向	地震タイプ	水位	判定	応答塑性率の照査 応答塑性率≦制限値	抗体せん断照査
橋軸方向	II	考慮	弾性	- ≦ -	14807.7 ≦ 29375.5
直角方向	II	考慮	降伏	khF ≦ khyF	27780.5 ≦ 30539.0

偶発作用 橋軸方向

杭体材質		帯鉄筋19-ctc150 Aw= 5.730 > Asreq= 3.600 D= 19 @ 150 (L2耐力)

概算工事費	項目	単位	数量	単価(千円)	金額(千円)
（仮設工）	鋼矢板(打設)	枚	142	[redacted]	
	鋼矢板(引抜)	枚	0		
	支保工(設置)	t	119		
	支保工(撤去)	t	119		
	土工(床掘)	m³	2196.1		
	土工(埋戻し)	m³	1631.7		
	合計				
躯体工	躯体工	m³	674.6		
	鋼矢板(打設)	枚	0		
	鋼矢板(引抜)	枚	142		
	支保工(設置)	t	119		
	支保工(撤去)	t	119		
	土工(床掘)	m³	2196.1		
	土工(埋戻し)	m³	1631.7		
	合計				
基礎工	L=15.0m	m	270.00		
		本			
合計(直接工事費)					[redacted]
諸経費		%		70.0%	
工事費		千円	諸経費70%含む		

・経済性は中位である。
△ 2 (1.004) 1位との差額 [redacted]

【第3案】場所打ち杭 φ1500

		変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称		1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
Vo	kN	44093.10	46824.01	43142.76
Ho	kN	0.00	225.00	5020.68
Mo	kN,m	0.00	420/.bU	bbUb2.48
変位	mm	0.00 ≦ 15.00	0.13 ≦ 50.00	1.56 ≦ 50.00
PNMax	kN	2939.5 ≦ 4135.0	3253.7 ≦ 5460.0	4645.5 ≦ 5460.0
PNMai	kN	2939.5 ≧ 0.0	2989.5 ≧ -2713.0	1106.9 ≧ -2713.0
群杭PN	kN	2939.5 ≦ 10297.8	3253.7 ≦ 13480.7	4645.5 ≦ 13704.1
PH	kN	0.0	15.0	334.7
Mt	kN	0.0	16.2	151.5
Mm	kN,m	0.0	38	594.7

・躯体照査 橋軸方向
軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状3(橋軸方向)

荷重名略称	行	列	M(kN,m) 正曲げ	M(kN,m) 負曲げ	N (kN)	Myd(kN,m) 正曲げ	Myd(kN,m) 負曲げ	Mud(kN,m) 正曲げ	Mud(kN,m) 負曲げ
D+EQ-2[U]	3	1	25.06	655.14	-531.26	1419.09	1344.4	1951.16	1848.47

せん断力に対する限界状態3橋軸方向

荷重名略称	行	列	S (kN)	M (kN,m)	N (kN)	Susd (kN)	Sucd (kN)	τm≦制限値 (N/mm²)
D+EQ-2[U]	3	1	396.87	89.26	-531.26	1850.71	4578.34	0.250 ≦ 2.600

耐久性 橋軸方向

荷重名略称	行	列	M (kN,m)	N (kN)	σc≦制限値 (N/mm²)	σs≦制限値 (N/mm²)
1.0(D+L)-1	1	1	0.00	2939.54	1.51 ≦ 8.00	0.00 ≦ 160.00

偶発作用

作用方向	地震タイプ	水位	判定	応答塑性率の照査 応答塑性率≦制限値	抗体せん断照査
橋軸方向	II	考慮	弾性	- ≦ -	14807.7 ≦ 32050.5
直角方向	II	考慮	降伏	khF ≦ khyF	31535.6 ≦ 33412.1

偶発作用 橋軸方向

杭体材質		帯鉄筋19-ctc150 Aw= 5.730 > Asreq= 4.500 D= 19 @ 150

概算工事費	項目	単位	数量	単価(千円)	金額(千円)
（仮設工）	鋼矢板(打設)	枚	142	[redacted]	
	鋼矢板(引抜)	枚	0		
	支保工(設置)	t	119		
	支保工(撤去)	t	119		
	土工(床掘)	m³	2196.1		
	土工(埋戻し)	m³	1631.7		
	合計				
躯体工	躯体工	m³	674.6		
	鋼矢板(打設)	枚	0		
	鋼矢板(引抜)	枚	142		
	支保工(設置)	t	119		
	支保工(撤去)	t	119		
	土工(床掘)	m³	2196.1		
	土工(埋戻し)	m³	1631.7		
	合計				
基礎工	L=15.0m	m	225.00		
		本			
合計(直接工事費)					[redacted]
諸経費		%		70.0%	
工事費		千円	諸経費70%含む		

・最も経済的である。
○ 1 (1.000) 1位との差額 [redacted]
最も経済的に優れるため採用する

【第4案】場所打ち杭 φ2000

		変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称		1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
Vo	kN	44093.10	46824.01	43142.76
Ho	kN	0.00	225.00	5020.68
Mo	kN,m	0.00	420/.bU	bbUb2.48
変位	mm	0.00 ≦ 15.00	0.24 ≦ 50.00	2.86 ≦ 50.00
PNMax	kN	7348.9 > 6298.0	8041.6 ≦ 8332.0	10349.0 > 8332.0
PNMai	kN	7348.9 ≧ 0.0	7566.4 ≧ -3914.0	4032.0 ≧ -3914.0
群杭PN	kN	-	-	-
PH	kN	0.0	37.5	836.8
Mt	kN	0.0	107.3	1279.2
Mm	kN,m	0.0	163.8	2498.7

・躯体照査 橋軸方向
軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状3(橋軸方向)

荷重名略称	行	列	M(kN,m) 正曲げ	M(kN,m) 負曲げ	N (kN)	Myd(kN,m) 正曲げ	Myd(kN,m) 負曲げ	Mud(kN,m) 正曲げ	Mud(kN,m) 負曲げ
D+EQ-2[U]	2	1	9.96	2741.14	55.61	3490.91	3307.17	4589.58	4348.02

せん断力に対する限界状態3橋軸方向

荷重名略称	行	列	S (kN)	M (kN,m)	N (kN)	Susd (kN)	Sucd (kN)	τm≦制限値 (N/mm²)
D+EQ-2[U]	2	1	992.18	1246.95	55.61	3292.34	8384.38	0.341 ≦ 2.600

耐久性 橋軸方向

荷重名略称	行	列	M (kN,m)	N (kN)	σc≦制限値 (N/mm²)	σs≦制限値 (N/mm²)
1.0(D+L)-1	1	1	0.00	7348.85	2.15 ≦ 8.00	0.00 ≦ 160.00

偶発作用

作用方向	地震タイプ	水位	判定	応答塑性率の照査 応答塑性率≦制限値	抗体せん断照査
橋軸方向	II	考慮	弾性	- ≦ -	14807.7 ≦ 23572.4
直角方向	II	考慮	降伏	1.139 ≦ 4.000	22433.8 ≦ 24419.0

偶発作用 橋軸方向

杭体材質		帯鉄筋22-ctc150 Aw= 7.742 > Asreq= 6.000 D= 22 @ 150

概算工事費	項目	単位	数量	単価(千円)	金額(千円)
（仮設工）	鋼矢板(打設)	枚			
	鋼矢板(引抜)	枚			
	支保工(設置)	t			
	支保工(撤去)	t			
	土工(床掘)	m³			
	土工(埋戻し)	m³			
	合計				
躯体工	躯体工	m³			
	鋼矢板(打設)	枚			
	鋼矢板(引抜)	枚			
	支保工(設置)	t			
	支保工(撤去)	t			
	土工(床掘)	m³			
	土工(埋戻し)	m³			
	合計				
基礎工	L=15.5m	m			
		本			
合計(直接工事費)					
諸経費		%			
工事費		千円	諸経費70%含む		

・配置可能本数では支持力が許容値を満足しない。

最も経済的である。

《参考検討》

既に鋼矢板土留めが施工済みであることから，前ページまではフーチング形状を変更しない条件で基礎形式の選定を行った。参考としてフーチング形状に制限を設けない場合の検討結果を表 3.1.5 に示す。

検討の結果，フーチング形状が大きくなると，鋼矢板打設が増える影響が大きく，工事費増および施工日数増となる。

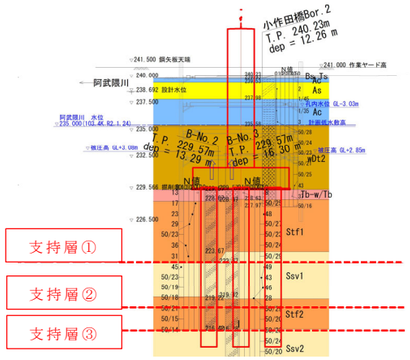
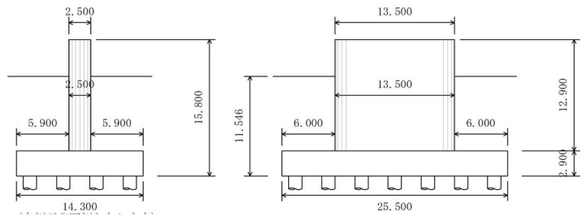
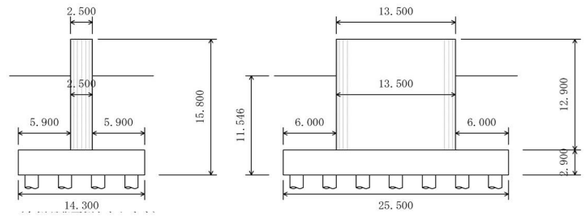
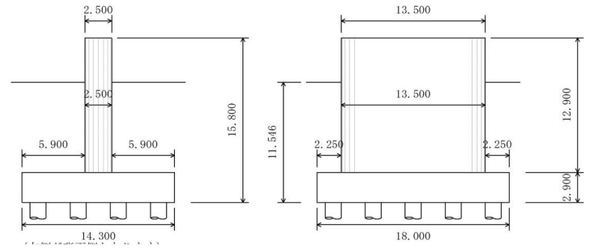


表3.1.4　支持層の選定（フーチング形状の制限なし）

■杭間隔・2.5D配置の場合

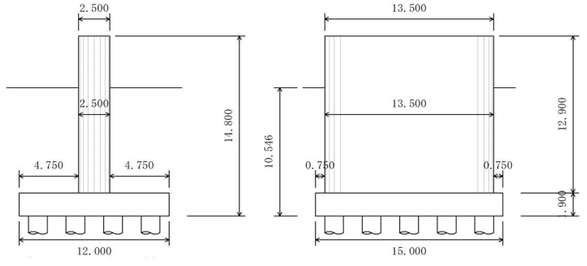
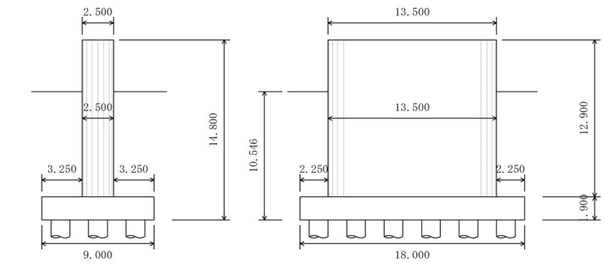
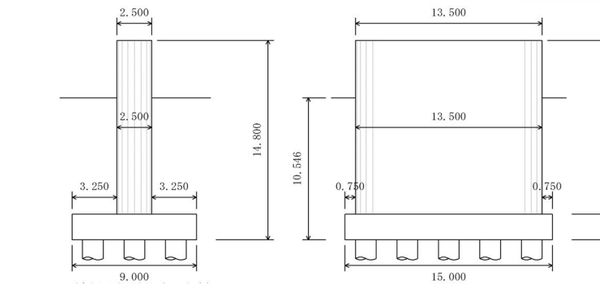
杭種･杭径	【第1案】場所打ち杭 φ1500-支持層①	【第2案】場所打ち杭 φ1500-支持層②	【第3案】場所打ち杭 φ1500-支持層③
形状図	 ※杭本数を上図のように増やしても支持力は満足しないので，採用しない	 ※杭本数を上図のように増やしても支持力は満足しないので，採用しない	 ※支持力を満足するので，次ページで比較検討する
断面構成	杭径： 場所打ち杭 φ1500 鉄筋(SD345) D25 － 32 本 本数： 橋軸－ 4 列 直角－ 7 列 計 28 本	杭径： 場所打ち杭 φ1500 鉄筋(SD345) D25 － 32 本 本数： 橋軸－ 4 列 直角－ 7 列 計 28 本	杭径： 場所打ち杭 φ1500 鉄筋(SD345) D25 － 32 本 本数： 橋軸－ 4 列 直角－ 5 列 計 20 本
照査結果	杭長： L= 8.00 m 杭先端支持： qd= 2826 kN/m2	杭長： L= 12.00 m 杭先端支持： qd= 2640 kN/m2	杭長： L= 14.00 m 杭先端支持： qd= 3300 kN/m2

安定計算 橋軸方向		変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称		D-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax	kN	3617 ＞ 2885.0	3798.1 ≦ 3805.0	4406.0 ＞ 3805.0

		変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称		D-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax	kN	3617 ＞ 3371.0	3799.8 ≦ 4450.0	4435.2 ≦ 4450.0

		変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称		D-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax	kN	3787.4 ≦ 4089.0	4043.6 ≦ 5395.0	4875.1 ≦ 5395.0

■杭間隔・2D配置の場合

杭種･杭径	【第4案】場所打ち杭 φ1500-支持層①	【第5案】場所打ち杭 φ1500-支持層②	【第6案】場所打ち杭 φ1500-支持層③ 【最適案】
形状図	 ※支持力を満足するので，次ページで比較検討する	 ※支持力を満足するので，次ページで比較検討する	 ※支持力を満足するので，次ページで比較検討する
断面構成	杭径： 場所打ち杭 φ1500 鉄筋(SD345) D25 － 32 本 本数： 橋軸－ 4 列 直角－ 5 列 計 20 本	杭径： 場所打ち杭 φ1500 鉄筋(SD345) D25 － 32 本 本数： 橋軸－ 3 列 直角－ 6 列 計 18 本	杭径： 場所打ち杭 φ1500 鉄筋(SD345) D25 － 32 本 本数： 橋軸－ 3 列 直角－ 5 列 計 15 本
照査結果	杭長： L= 9.00 m 杭先端支持： qd= 2826 kN/m2	杭長： L= 13.00 m 杭先端支持： qd= 2640 kN/m2	杭長： L= 15.00 m 杭先端支持： qd= 3300 kN/m2

		変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称		1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax	kN	2659.6 ≦ 2936.0	2901.5 ≦ 3873.0	3770.3 ≦ 3873.0

		変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称		1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax	kN	2752.9 ≦ 3417.0	3029.2 ≦ 4516.0	4195.0 ≦ 4516.0

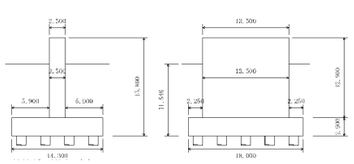
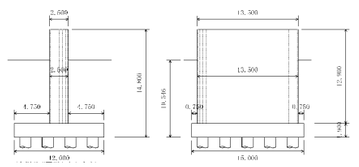
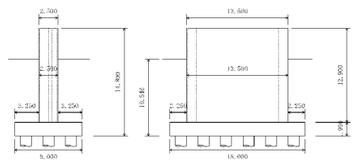
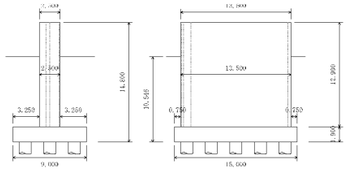
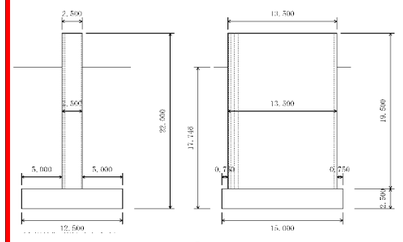
		変位の制限の照査	安定の耐荷性能の照査 EQ無し	安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称		1.0(D+L)-1	D+L+TH-1	D+EQ-1
PNMax	kN	2939.5 ≦ 4135.0	3253.7 ≦ 5460.0	4645.5 ≦ 5460.0

＜検討条件＞
現在，仮設土留めは設置されている。
仮設鋼矢板の撤去・設置が生じ，工事期間の延伸となるが，当初設計のフーチング形状の変更可能として検討した結果である。

表3.1.5　基礎形式の選定（フーチング形状の制限なし）

【最適案】

小作田橋(P2橋脚)基礎形式比較一覧表

杭種・杭径	【第3案】場所打ち杭 φ1500 支持層③ 2.5D配置	【第4案】場所打ち杭 φ1500 支持層① 2D配置	【第5案】場所打ち杭 φ1500 支持層② 2D配置	【第6案】場所打ち杭 φ1500 支持層③ 2D配置	直接基礎 支持層①
形状図					
	杭先端支持の条件（qd = 3qu=3300kN/m2）	杭先端支持の条件（qd = 2826kN/m2）	杭先端支持の条件（qd = 3qu=2640kN/m2）	杭先端支持の条件（qd = 3qu=3300kN/m2）	※直接基礎で支持層①に支持させた場合。
断面構成	杭径：　場所打ち杭　φ1500　鉄筋(SD345)　D25 - 32 本 杭長：　L= 14.00 m 本数：　橋軸- 4 列　直角- 5 列　計 20 本	杭径：　場所打ち杭　φ1500　鉄筋(SD345)　D25 - 32 本 杭長：　L= 9.00 m 本数：　橋軸- 4 列　直角- 5 列　計 20 本	杭径：　場所打ち杭　φ1500　鉄筋(SD345)　D25 - 32 本 杭長：　L= 13.00 m 本数：　橋軸- 3 列　直角- 6 列　計 18 本	杭径：　場所打ち杭　φ1500　鉄筋(SD345)　D25 - 32 本 杭長：　L= 15.00 m 本数：　橋軸- 3 列　直角- 5 列　計 15 本	支持層：　軟岩
計算結果	決定ケース：　橋軸方向 ・安定計算　橋軸方向	決定ケース：　橋軸方向 ・安定計算　橋軸方向	決定ケース：　橋軸方向 ・安定計算　橋軸方向	決定ケース：　橋軸方向 ・安定計算　橋軸方向	決定ケース：　橋軸方向 ・安定計算　橋軸方向
	略称 D-1 / 変位の制限の照査 / 安定の耐荷性能の照査 EQ無し D+L+TH-1 / 安定の耐荷性能の照査 EQ有り D+EQ-1	略称 1.0(D+L)-1 / 変位の制限の照査 / 安定の耐荷性能の照査 EQ無し D+L+TH-1 / 安定の耐荷性能の照査 EQ有り D+EQ-1	略称 1.0(D+L)-1 / 変位の制限の照査 / 安定の耐荷性能の照査 EQ無し D+L+TH-1 / 安定の耐荷性能の照査 EQ有り D+EQ-1	略称 1.0(D+L)-1 / 変位の制限の照査 / 安定の耐荷性能の照査 EQ無し D+L+TH-1 / 安定の耐荷性能の照査 EQ有り D+EQ-1	略称 D-1 / 変位の制限の照査 / 安定の耐荷性能の照査 EQ無し D+L+TH-1 / 安定の耐荷性能の照査 EQ有り D+EQ-2
	Vo kN 75748.29 / 79429.54 / 75748.29	Vo kN 53191.11 / 56376.92 / 52695.67	Vo kN 49551.91 / 52555.76 / 49874.51	Vo kN 44093.10 / 46824.01 / 43142.76	Vo kN 82030.49 / 85711.74 / 27836.79
	Ho kN 0.00 / 225.00 / 7163.39	Ho kN 0.00 / 225.00 / 5394.59	Ho kN 0.00 / 225.00 / 5245.02	Ho kN 0.00 / 225.00 / 5020.68	Ho kN 0.00 / 225.00 / 9332.14
	Mo kN,m 0.00 / 4432.50 / 62619.23	Mo kN,m 0.00 / 4207.50 / 55407.70	Mo kN,m 0.00 / 4207.50 / 55265.61	Mo kN,m 0.00 / 4207.50 / 55052.48	Mo kN,m 0.00 / 5827.50 / 110891.34
	変位 mm 0.00 ≦ 15.00 / 0.10 ≦ 50.00 / 1.07 ≦ 50.00	変位 mm 0.00 ≦ 15.00 / 0.08 ≦ 50.00 / 1.03 ≦ 50.00	変位 mm 0.00 ≦ 15.00 / 0.11 ≦ 50.00 / 1.35 ≦ 50.00	変位 mm 0.00 ≦ 15.00 / 0.13 ≦ 50.00 / 1.56 ≦ 50.00	転倒 mm 0.000 ≦ 2.083 / 0.068 ≦ 4.167 / 3.984 ≦ 4.167
	PNMax kN 3787.4 ≦ 4089.0 / 1750.9 ≦ 3110.0 / 2596.7 ≦ 3110.0	PNMax kN 2659.6 ≦ 2936.0 / 2901.5 ≦ 3873.0 / 3770.3 ≦ 4036.0	PNMax kN 2752.9 ≦ 3417.0 / 3029.2 ≦ 4516.0 / 4195.0 ≦ 4516.0	PNMax kN 2939.5 ≦ 4135.0 / 3253.7 ≦ 5460.0 / 4645.5 ≦ 5460.0	地盤反力 kN/m2 437.495 ≦ 600.0 / 472.048 ≦ 900.0 / 545.9 ≧ 900.0
	PNMin kN 3787.4 ≧ 0.0 / 1593.7 ≧ -1667.0 / 484.9 ≧ -1667.0	PNMin kN 2659.6 ≧ 0.0 / 2736.2 ≧ -1648.0 / 1499.3 ≧ -1648.0	PNMin kN 2752.9 ≧ 0.0 / 2810.3 ≧ -2358.0 / 1235.5 ≧ -2358.0	PNMin kN 2939.5 ≧ 0.0 / 2989.5 ≧ -2713.0 / 1106.9 ≧ -2713.0	水平荷重 kN 0.0 ≧ 14563.0 / 225.0 ≧ 43970.1 / 8332.1 ≧ 14280.
	群杭PN kN - / - / -	群杭PN kN 2659.6 ≦ 7810.5 / 2901.5 ≦ 10224.7 / 3770.3 ≦ 10459.3	群杭PN kN 2752.9 ≦ 9177.3 / 3029.2 ≦ 12013.9 / 4195.0 ≦ 12241.5	群杭PN kN 2939.5 ≦ 10297.8 / 3253.7 ≦ 13480.7 / 4645.5 ≦ 13704.1	
	PH kN 0.0 / 11.3 / 358.2	PH kN 0.0 / 11.2 / 269.7	PH kN 0.0 / 12.5 / 291.4	PH kN 0.0 / 15.0 / 334.7	
	Mt kN 0.0 / -4.8 / -283.2	Mt kN 0.0 / 3.8 / -08.3	Mt kN 0.0 / 14.8 / 110.8	Mt kN 0.0 / 10.2 / 151.5	
	Mn kN,m 0.0 / 11.5 / 229.4	Mn kN,m 0.0 / 22.1 / 358.5	Mn kN,m 0.0 / 32.7 / 514.7	Mn kN,m 0.0 / 38 / 594.7	
	・躯体照査　橋軸方向 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状3(橋軸方向)	・躯体照査　橋軸方向 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状3(橋軸方向)	・躯体照査　橋軸方向 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状3(橋軸方向)	・躯体照査　橋軸方向 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状3(橋軸方向)	
	荷重名略称 / 行 / 列 / M(kN,m) 正曲げ / 負曲げ / N (kN) / Myd(kN,m) 正曲げ / 負曲げ / Mud(kN,m) 正曲げ / 負曲げ D+EQ-2[U] 4 1 320.93 248.29 292.71 2254.98 2136.30 2908.22 2755.15	荷重名略称 / 行 / 列 / M(kN,m) 正曲げ / 負曲げ / N (kN) / Myd(kN,m) 正曲げ / 負曲げ / Mud(kN,m) 正曲げ / 負曲げ D+EQ-2[U] 4 1 113.57 397.96 -119.5 2073.18 1964.06 2732.88 2589.04	荷重名略称 / 行 / 列 / M(kN,m) 正曲げ / 負曲げ / N (kN) / Myd(kN,m) 正曲げ / 負曲げ / Mud(kN,m) 正曲げ / 負曲げ D+EQ-2[U] 3 1 3.53 566.50 -403.13 1945.98 1843.56 2609.97 2472.61	荷重名略称 / 行 / 列 / M(kN,m) 正曲げ / 負曲げ / N (kN) / Myd(kN,m) 正曲げ / 負曲げ / Mud(kN,m) 正曲げ / 負曲げ D+EQ-2[U] 3 1 25.06 655.14 -531.28 1887.94 1788.57 2553.85 2419.43	
	せん断力に対する限界状態3橋軸方向 荷重名略称 / 行 / 列 / S (kN) / M (kN,m) / N (kN) / Susd (kN) / Sucd (kN) / τm≦制限値 (N/mm²) D+EQ-2[U] 4 1 394.39 320.93 292.71 2372.10 4578.37 0.248 ≦ 2.600	せん断力に対する限界状態3橋軸方向 荷重名略称 / 行 / 列 / S (kN) / M (kN,m) / N (kN) / Susd (kN) / Sucd (kN) / τm≦制限値 (N/mm²) D+EQ-2[U] 4 1 316.35 113.57 -119.5 1910.09 4578.34 0.199 ≦ 2.600	せん断力に対する限界状態3橋軸方向 荷重名略称 / 行 / 列 / S (kN) / M (kN,m) / N (kN) / Susd (kN) / Sucd (kN) / τm≦制限値 (N/mm²) D+EQ-2[U] 3 1 343.19 77.44 -403.13 1910.09 4578.34 0.216 ≦ 2.600	せん断力に対する限界状態3橋軸方向 荷重名略称 / 行 / 列 / S (kN) / M (kN,m) / N (kN) / Susd (kN) / Sucd (kN) / τm≦制限値 (N/mm²) D+EQ-2[U] 3 1 396.87 89.26 -531.28 1910.09 4578.34 0.250 ≦ 2.600	
	耐久性　橋軸方向 荷重名略称 / 行 / 列 / M (kN,m) / N (kN) / σc≦制限値 (N/mm²) / σs≦制限値 (N/mm²) 1.0(D+L)-1 1 1 0.00 3757.30 1.87 ≦ 8.00 0.00 ≦ 160.00	耐久性　橋軸方向 荷重名略称 / 行 / 列 / M (kN,m) / N (kN) / σc≦制限値 (N/mm²) / σs≦制限値 (N/mm²) 1.0(D+L)-1 1 1 0.00 2659.56 1.32 ≦ 8.00 0.00 ≦ 160.00	耐久性　橋軸方向 荷重名略称 / 行 / 列 / M (kN,m) / N (kN) / σc≦制限値 (N/mm²) / σs≦制限値 (N/mm²) 1.0(D+L)-1 1 1 0.00 2752.88 1.37 ≦ 8.00 0.00 ≦ 160.00	耐久性　橋軸方向 荷重名略称 / 行 / 列 / M (kN,m) / N (kN) / σc≦制限値 (N/mm²) / σs≦制限値 (N/mm²) 1.0(D+L)-1 1 1 0.00 2939.54 1.46 ≦ 8.00 0.00 ≦ 160.00	
	偶発作用 作用方向 / 地震タイプ / 水位 / 判定 / 応答塑性率の照査 応答塑性率 ≦ 制限値 / 抗体せん断照査 橋軸方向 II 考慮 弾性 - ≦ - / 233378.5 ≦ 54455.8 直角方向 II 考慮 弾性 - ≦ - / 46335.2 ≦ 56327.7	偶発作用 作用方向 / 地震タイプ / 水位 / 判定 / 応答塑性率の照査 応答塑性率 ≦ 制限値 / 抗体せん断照査 橋軸方向 II 考慮 弾性 - ≦ - / 16303.3 ≦ 43466.3 直角方向 II 考慮 降伏 khF ≦ khyF / 30155.3 ≦ 44953.5	偶発作用 作用方向 / 地震タイプ / 水位 / 判定 / 応答塑性率の照査 応答塑性率 ≦ 制限値 / 抗体せん断照査 橋軸方向 II 考慮 弾性 - ≦ - / 15705.1 ≦ 39217.8 直角方向 II 無視 降伏 khF ≦ khyF / 38060.5 ≦ 41435.9	偶発作用 作用方向 / 地震タイプ / 水位 / 判定 / 応答塑性率の照査 応答塑性率 ≦ 制限値 / 抗体せん断照査 橋軸方向 II 考慮 弾性 - ≦ - / 14807.7 ≦ 33146.4 直角方向 II 考慮 降伏 khF ≦ khyF / 33738.8 ≦ 34157.9	
	偶発作用 橋軸方向 抗体材質：帯鉄筋22-ctc150 Aw= 7.742 > Asreq= 3.000 D= 22 @ 150 (L2耐力)	偶発作用 橋軸方向 抗体材質：帯鉄筋19-ctc150 Aw= 5.730 > Asreq= 3.600 D= 19 @ 150 (L2耐力)	偶発作用 橋軸方向 抗体材質：帯鉄筋19-ctc150 Aw= 5.730 > Asreq= 3.600 D= 19 @ 150 (L2耐力)	偶発作用 橋軸方向 抗体材質：帯鉄筋19-ctc150 Aw= 5.730 > Asreq= 3.600 D= 19 @ 150 (L2耐力)	
概算工事費	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円) 仮設工①：鋼矢板(打設) 枚 142 / 鋼矢板(引抜) 枚 142 / 支保工(設置) t 119 / 支保工(撤去) t 119 / 土工(床掘) m³ 2196.1 / 土工(埋戻し) m³ 1631.7 / 合計 基礎工 L=14.0m m 280.00 仮設工②：鋼矢板(打設) 枚 206 / 鋼矢板(引抜) 枚 206 / 支保工(設置) t 155 / 支保工(撤去) t 155 / 土工(床掘) m³ 5194.1 / 土工(埋戻し) m³ 4139.8 / 合計 躯体工 m³ 1164.5 合計(直接工事費) 諸経費 % 70.0% 工事費 千円 諸経費70%含む	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円) 仮設工①：鋼矢板(打設) 枚 142 / 鋼矢板(引抜) 枚 86 / 支保工(設置) t 119 / 支保工(撤去) t 119 / 土工(床掘) m³ 2196.1 / 土工(埋戻し) m³ 1631.7 / 合計 基礎工 L=9.0m m 180.00 躯体工：鋼矢板(打設) 枚 101 / 鋼矢板(引抜) 枚 157 / 支保工(設置) t 134 / 支保工(撤去) t 134 / 土工(床掘) m³ 2784.3 / 土工(埋戻し) m³ 2134.4 / 合計 躯体工 m³ 760.1 合計(直接工事費) 諸経費 % 70.0% 工事費 千円 諸経費70%含む	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円) 仮設工①：鋼矢板(打設) 枚 142 / 鋼矢板(引抜) 枚 56 / 支保工(設置) t 119 / 支保工(撤去) t 119 / 土工(床掘) m³ 2196.1 / 土工(埋戻し) m³ 1631.7 / 合計 基礎工 L=13.0m m 234.00 躯体工：鋼矢板(打設) 枚 71 / 鋼矢板(引抜) 枚 157 / 支保工(設置) t 129 / 支保工(撤去) t 129 / 土工(床掘) m³ 2579.1 / 土工(埋戻し) m³ 1963.4 / 合計 躯体工 m³ 725.9 合計(直接工事費) 諸経費 % 70.0% 工事費 千円 諸経費70%含む	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円) 仮設工(撤去)：鋼矢板(打設) 枚 142 / 鋼矢板(引抜) 枚 0 / 支保工(設置) t 119 / 支保工(撤去) t 119 / 土工(床掘) m³ 2196.1 / 土工(埋戻し) m³ 1631.7 / 合計 基礎工 L=15.0m m 225.00 躯体工：鋼矢板(打設) 枚 0 / 鋼矢板(引抜) 枚 142 / 支保工(設置) t 119 / 支保工(撤去) t 119 / 土工(床掘) m³ 2196.1 / 土工(埋戻し) m³ 1631.7 / 合計 躯体工 m³ 674.6 合計(直接工事費) 諸経費 % 70.0% 工事費 千円 諸経費70%含む	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円) 仮設工(撤去)：鋼矢板(打設) 枚 142 / 鋼矢板(引抜) 枚 142 / 支保工(設置) t 119 / 支保工(撤去) t 119 / 土工(床掘) m³ 2196.1 / 土工(埋戻し) m³ 1631.7 / 合計 基礎工 0.00 躯体工：鋼矢板(打設) 枚 182 / 鋼矢板(引抜) 枚 182 / 支保工(設置) t 137 / 支保工(撤去) t 137 / 土工(床掘) m³ 6098.2 / 土工(埋戻し) m³ 5107.7 / 合計 躯体工 m³ 1100.7 合計(直接工事費) 諸経費 % 70.0% 工事費 千円 諸経費70%含む
施工性	フーチング形状が変わるので，鋼矢板の撤去・再設置を別途要し，施工日数が長くなる。 鋼矢板施工撤去設置による施工日数増分 （ + 45 日 ）	フーチング形状が変わるので，鋼矢板の撤去・再設置を別途要し，施工日数が長くなる。 鋼矢板施工撤去設置による施工日数増分 （ + 22 日 ）	フーチング形状が変わるので，鋼矢板の撤去・再設置を別途要し，施工日数が長くなる。 鋼矢板施工撤去設置による施工日数増分 （ + 15 日 ）	フーチングに変更はなく，鋼矢板の撤去・再設置はなく施工日数は最も短い。 鋼矢板施工撤去設置による施工日数増分 （ + 0 日 ）	フーチング形状が変わるので，鋼矢板の撤去・再設置を別途要し，施工日数が長くなる。 鋼矢板施工撤去設置による施工日数増分 （ + 38 日 ）
評価	・現在の仮設工はすべて撤去となり，最も不経済である。 × 5 (1.667) との差額	・鋼矢板が一部残置可能で，経済性は中位である。 △ 2 (1.115) との差額	・鋼矢板が一部残置可能で，経済性は中位である。 △ 3 (1.133) との差額	・最も経済的である。 ○ 1 (1.000) との差額 最も経済的に優れるため採用する	・現在の仮設工はすべて撤去となり，2番目に不経済である。 △ 4 (1.324) との差額

最も経済的である。
フーチング形状に制限を設けた場合の最適案と同じ結果となる。

4.1 修正事項

4.1.1 主な修正内容

P2 橋脚の基礎を杭基礎に変更することに伴い，以下の修正を行った。

■橋梁全体の分担重量

・P2 橋脚を杭基礎に変更して検討した結果，場所打ち杭 φ1500，杭長 L=15m，
杭本数 15 本（橋軸方向 3 列，橋軸直角方向 5 列）となる。

・P2 橋脚の基礎ばねが大きくなったことで，分担重量および支承部の水平力が表 4.1.1 および表 4.1.2 のとおり変動した。

【分担重量】橋軸方向：P1 減，P2 増　橋軸直角方向：P1 と A2 減，A1 と P2 増

【支承部水平力】橋軸方向：P2 増　橋軸直角方向：P1 と P2 減，A1 と A2 増

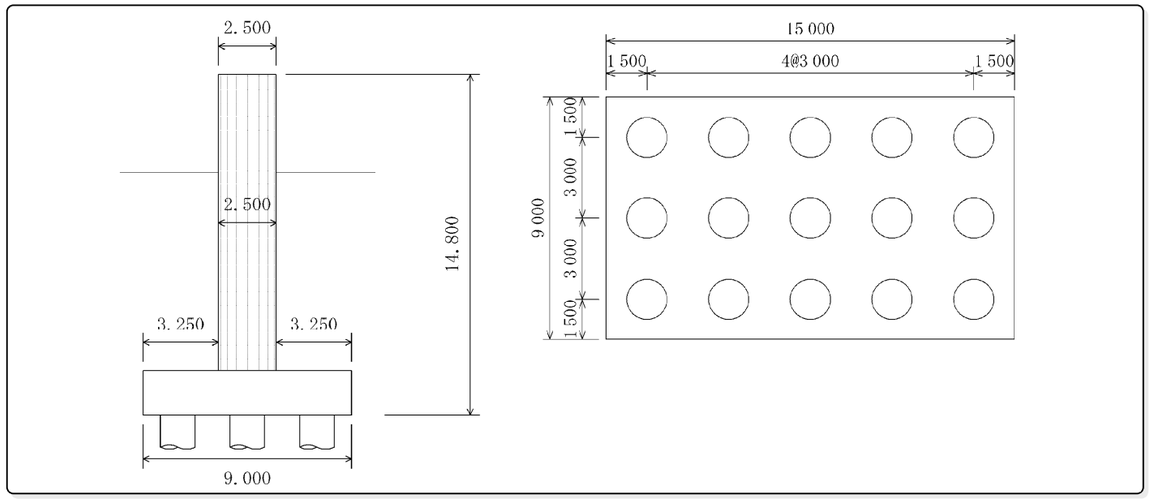


図 4.1.1　P2 橋脚杭配置図（基礎形式変更後）

表 4.1.1　橋梁全体の分担重量（静的解析）の対比

＜P2 橋脚の基礎形式変更前（直接基礎）＞

＜レベル 1 地震動＞

橋脚名称	上部構造分担重量(kN) 橋軸方向	橋軸直角方向
A1	0.0	3322.5
P1	11818.5	8555.0
P2	12121.3	8841.7
A2	0.0	3220.6
総合計	23939.8	23939.8

＜レベル 2 地震動＞

(1) タイプⅠ

橋脚名称	上部構造分担重量(kN) 橋軸方向	橋軸直角方向
A1	0.0	3375.7
P1	11839.3	8499.4
P2	12100.5	8793.6
A2	0.0	3271.1
総合計	23939.8	23939.8

(2) タイプⅡ

橋脚名称	上部構造分担重量(kN) 橋軸方向	橋軸直角方向
A1	0.0	3375.7
P1	11840.0	8499.4
P2	12099.8	8793.6
A2	0.0	3271.1
総合計	23939.8	23939.8

減　増

＜P2 橋脚の基礎形式変更後（杭基礎）＞

＜レベル 1 地震動＞

橋脚名称	上部構造分担重量(kN) 橋軸方向	橋軸直角方向
A1	0.0	3641.8
P1	9220.5	7447.5
P2	14719.3	10179.9
A2	0.0	2670.6
総合計	23939.8	23939.8

＜レベル 2 地震動＞

(1) タイプⅠ

橋脚名称	上部構造分担重量(kN) 橋軸方向	橋軸直角方向
A1	0.0	3683.2
P1	10552.4	7420.3
P2	13387.4	10108.6
A2	0.0	2727.7
総合計	23939.8	23939.8

(2) タイプⅡ

橋脚名称	上部構造分担重量(kN) 橋軸方向	橋軸直角方向
A1	0.0	3683.2
P1	10554.8	7420.3
P2	13385.0	10108.6
A2	0.0	2727.7
総合計	23939.8	23939.8

表 4.1.2　支承部の水平力（動的解析）の対比

■橋軸方向

	タイプⅠ	タイプⅡ	採用値	
A1	0.0	0.0	0	0
P1	6066.1	6263.2	6300	1575
P2	6097.1	6302.8	6400	1600
A2	0.0	0.0	0	0

■橋軸直角方向

	タイプⅠ	タイプⅡ	採用値	
A1	5201.8	4615.5	5300	1325
P1	18438.5	21963.2	22000	5500
P2	18498.2	22064.2	22100	5525
A2	5421.5	5428.2	5500	1375

■橋軸方向

	タイプⅠ	タイプⅡ	採用値	
A1	0.0	0.0	0	0
P1	6106.7	6271.7	6300	1575
P2	6456.7	6634.3	6700	1675
A2	0.0	0.0	0	0

■橋軸直角方向

	タイプⅠ	タイプⅡ	採用値	
A1	5945.9	5721.5	6000	1500
P1	15685.2	16113.2	16200	4050
P2	14577.5	15795.6	15800	3950
A2	7906.9	8008.8	8100	2025

※赤色は増加、青色は減少

■下部構造の照査

＜P2 橋脚＞

・杭基礎への変更により，修正設計を行った。

・P2 橋脚の柱とフーチングの形状には変更が生じないが，以下のとおり配筋の修正が生じる。

柱　　変更前 D32-ctc125-1.5 段　→　変更後 D32-ctc125-2.0 段

底版　変更前 D25-ctc125-2.0 段　→　変更後 D32-ctc250-2.0 段

橋座　変更前 D16-ctc250-2.0 段　→　変更後 D16-ctc250-2.0 段　変更なし

＜P1 橋脚＞

・荷重の変動が生じるので，照査計算を行った。

・照査計算の結果，制限値を超過する箇所はなく，形状や配筋変更の変更は生じない。

＜A1・A2 橋台＞

・橋軸方向支承条件は可動なので，分担重量に変更は生じない。

・直角方向の橋座耐力荷重に変更が生じるが，照査した結果，制限値は超過しない。

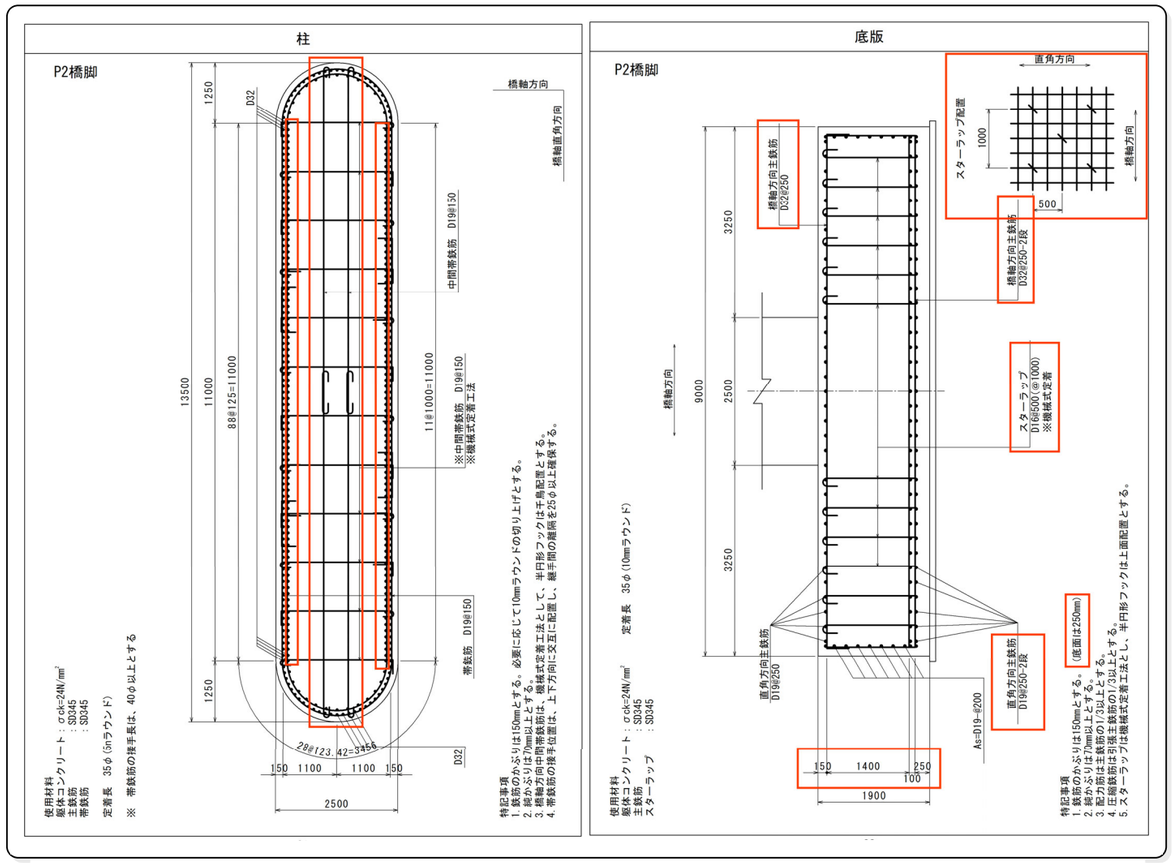
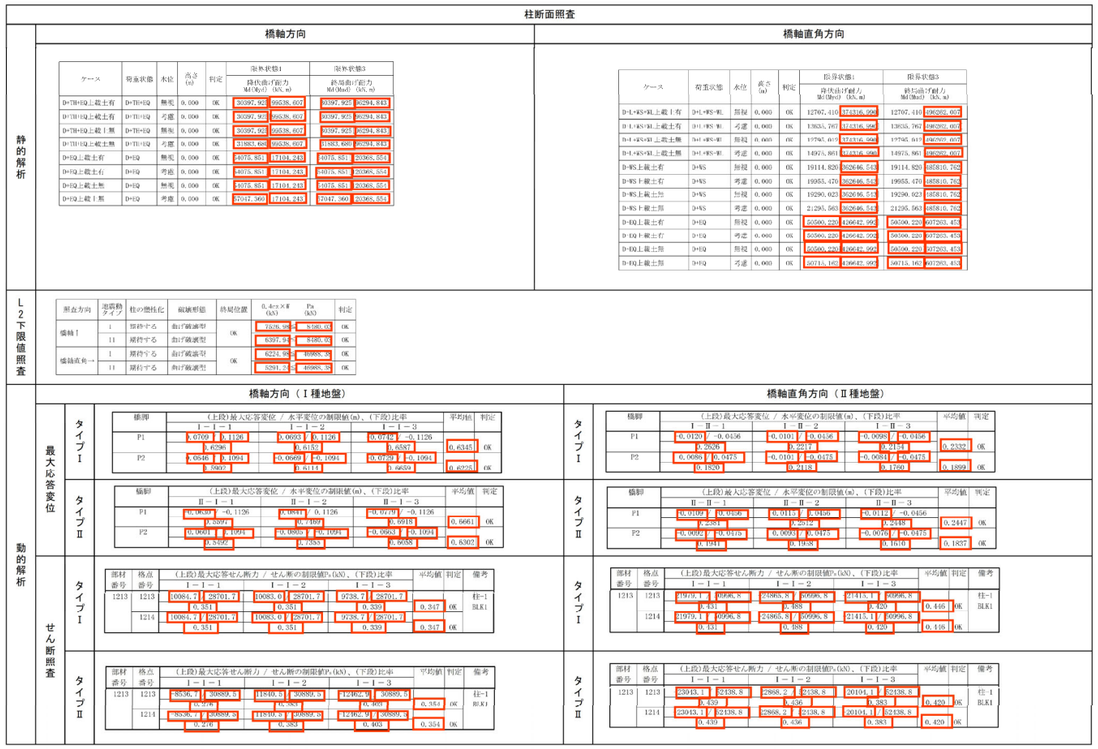


図 4.1.2　P2 橋脚の配筋要領（基礎形式変更後）

表 4.1.3　P2 橋脚の照査結果（基礎形式変更後）



■上部構造および支承部の照査

・P2 橋脚と A2 橋台で支承部に作用する橋軸直角方向の荷重が増となるので，支承のサイドブロックやアンカーバー等の形状が大きくなる。

・支承形状の変更に伴い，台座コンクリートの箱抜き深さ，支承モルタル厚さ，アンカーバー配置に変更が生じる。

・上部構造においては，主桁の支点補剛材に修正が生じる。

・RC 床版の横力に対する照査の結果，応力超過は無く，床版配筋に影響はない。

橋軸直角水平力（動的解析応答値）：《既往成果》1358kN→《本業務》2003kN

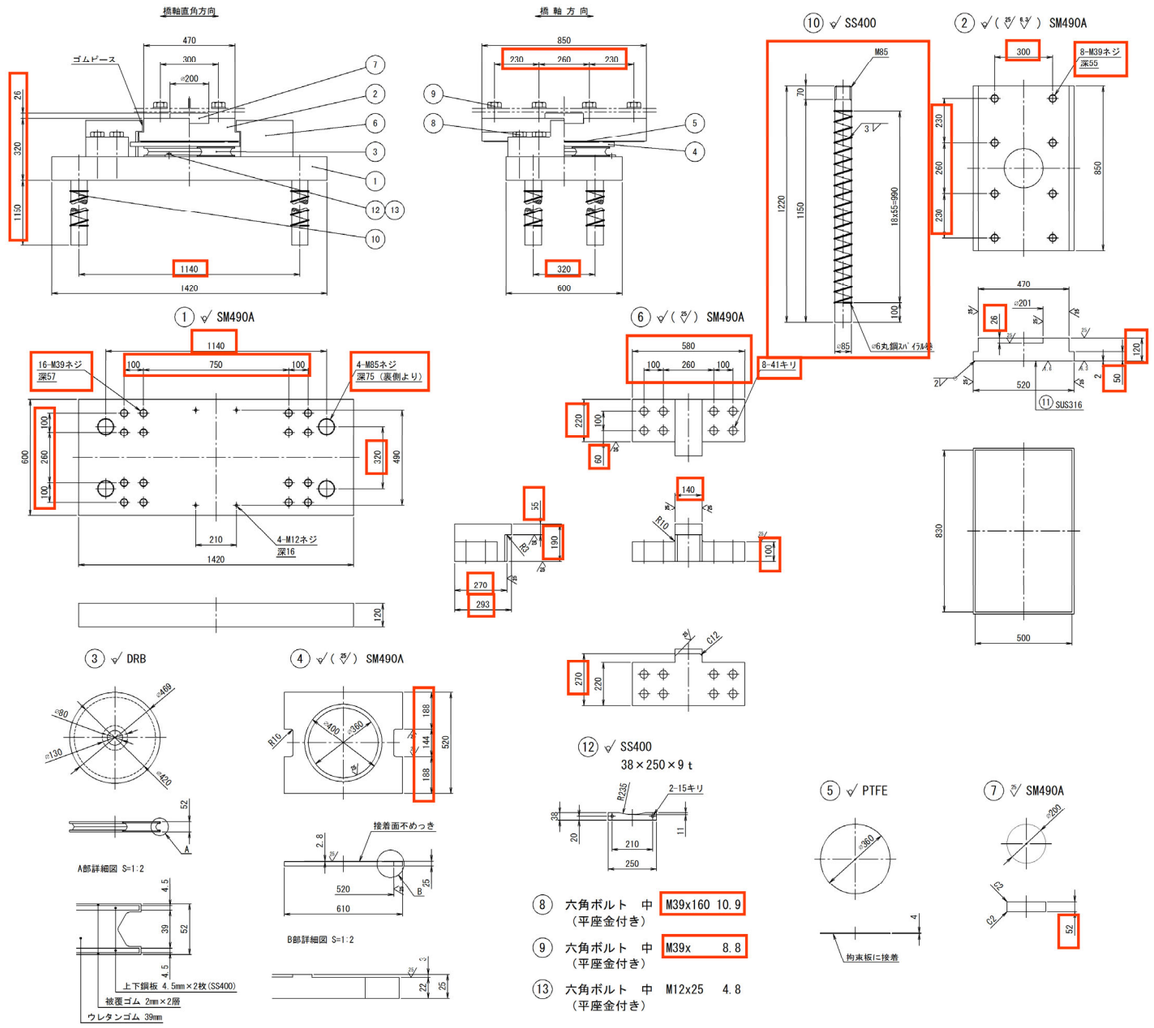


図 4.1.3 支承の形状寸法

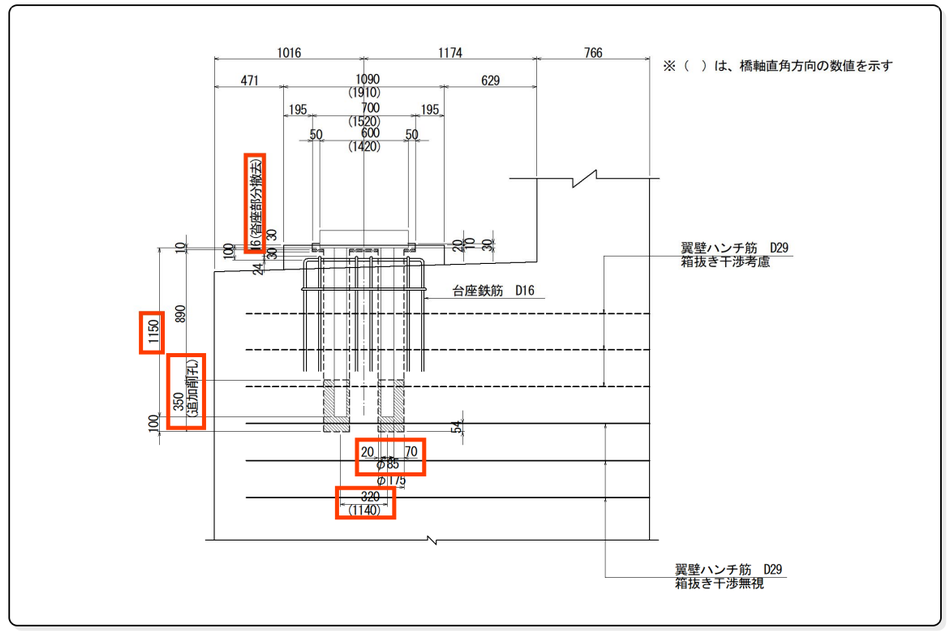


図 4.1.4 箱抜き形状

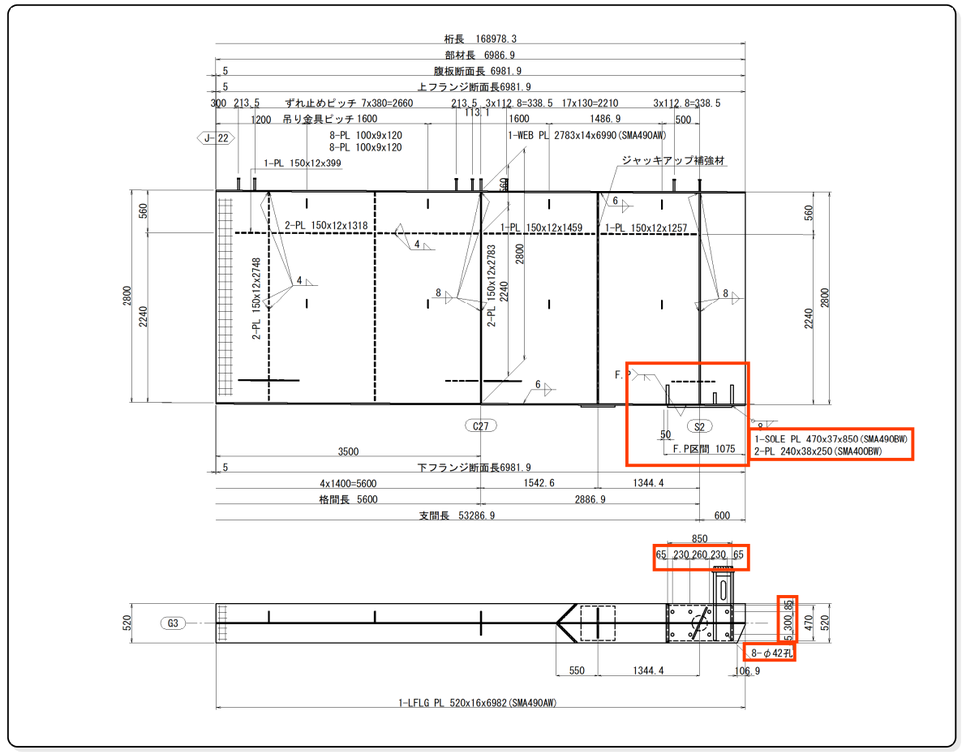


図 4.1.5 主桁支店位置形状

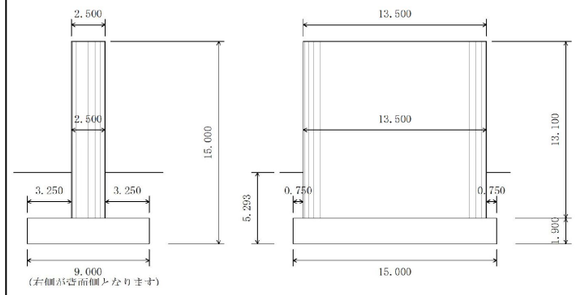
4.1.2 計算結果対比

既往成果（P2 直接基礎）と，本業務（P2 杭基礎）の計算結果を対比する。

《既往成果・P2 直接基礎》

P1橋脚

躯体形状



配筋情報

2.1 柱

使用材質

コンクリートの設計基準強度	σck	24.0(N/mm²)
コンクリートのヤング係数	Ec	2.50×10⁴(N/mm²)
主鉄筋材質		SD345
帯鉄筋材質		SD345

基部主鉄筋

かぶり(mm)	直線部			円弧部		
	径	本数	鉄筋量(mm²)	径	本数	鉄筋量(mm²)
150	D32	178	141367.6	D32	54	42886.8
250	D32	90	71478.0	D32	26	20649.2

帯鉄筋 径：D19　中間帯鉄筋径：D19（橋軸方向 11(本)/段　直角方向 1(本)/段）

区間	始端高さ(m)	高さ間隔(mm)	中間帯鉄筋間隔倍数	有効長da(mm)	有効長dr(mm)
基部	0.000	150	1	1000.0	1000.0

区間	始端高さ(m)	有効長da'(mm)	有効長dr'(mm)	背面ns(本)	前面ns(本)	右側ns(本)	左側ns(本)
基部	0.000	1000.0	1000.0	12	12	12	12

2.2 フーチング

使用材料

コンクリートの設計基準強度	σck =	24.0(N/mm²)
主鉄筋材質		SD345
スターラップ材質		SD345

主鉄筋

設置位置	かぶり(mm)	径	本数	鉄筋量(mm²)
橋軸方向上面	150	D22	119	46064.9
〃　下面	150 250	D25 D25	119 119	60297.3 60297.3
直角方向上面	130	D19	38	10887.0
〃　下面	127 227	D22 D22	37 37	14322.7 14322.7

スターラップ　配置方法：整形配置　径：D16

直接基礎安定計算結果

永続／変動作用

橋軸方向

荷重ケース名	種類	限界状態1 転倒 c(m) / eₓ(m)	限界状態1 地盤反力 qmax(kN/m²) / qa(kN/m²)	限界状態3 水平荷重 H(kN) / Ha(kN)	判定
D-1(水位無視)	永続	0.000 3.000 OK	246.141 900.000 OK	0.00 17046.51 OK	OK
D-1(水位考慮)	永続	0.000 3.000 OK	171.961 900.000 OK	0.00 11909.13 OK	OK
D-2(水位無視)	永続	0.000 3.000 OK	197.408 900.000 OK	0.00 13671.51 OK	OK
D-2(水位考慮)	永続	0.000 3.000 OK	147.594 900.000 OK	0.00 10221.63 OK	OK
D+L-1(水位無視)	変動	0.000 3.000 OK	274.845 900.000 OK	0.00 19034.39 OK	OK
D+L-1(水位考慮)	変動	0.000 3.000 OK	200.664 900.000 OK	0.00 13897.00 OK	OK
D+L-2(水位無視)	変動	0.000 3.000 OK	226.112 900.000 OK	0.00 15659.39 OK	OK
D+L-2(水位考慮)	変動	0.000 3.000 OK	176.298 900.000 OK	0.00 12209.51 OK	OK
D+TH-1(水位無視)	変動	0.171 3.000 OK	274.141 900.000 OK	300.00 17046.51 OK	OK
D+TH-1(水位考慮)	変動	1.248 3.000 OK	315.066 900.000 OK	2497.34 11909.13 OK	OK
D+TH-2(水位無視)	変動	0.213 3.000 OK	225.408 900.000 OK	300.00 13671.51 OK	OK
D+TH-2(水位考慮)	変動	1.695 3.000 OK	315.763 900.000 OK	3339.01 10221.63 OK	OK
D+L+TH-1(水位無視)	変動	0.115 3.000 OK	294.410 900.000 OK	225.00 18934.99 OK	OK
D+L+TH-1(水位考慮)	変動	1.025 3.000 OK	335.335 900.000 OK	2422.34 13797.61 OK	OK
D+L+TH-2(水位無視)	変動	0.140 3.000 OK	245.677 900.000 OK	225.00 15560.00 OK	OK
D+L+TH-2(水位考慮)	変動	1.371 3.000 OK	334.691 900.000 OK	3264.01 12110.11 OK	OK
D+TH+EQ-1(水位無視)	変動	0.911 3.000 OK	395.640 900.000 OK	2647.74 17046.51 OK	OK
D+TH+EQ-1(水位考慮)	変動	1.269 3.000 OK	339.262 900.000 OK	2819.26 12729.45 OK	OK
D+TH+EQ-2(水位無視)	変動	1.136 3.000 OK	346.907 900.000 OK	2647.74 13671.51 OK	OK
D+TH+EQ-2(水位考慮)	変動	1.517 3.000 OK	320.737 900.000 OK	3116.24 11041.95 OK	OK
D+EQ-1(水位無視)	変動	1.651 3.000 OK	518.460 900.000 OK	4995.47 17046.51 OK	OK
D+EQ-1(水位考慮)	変動	2.309 3.000 OK	503.301 900.000 OK	5338.52 12729.45 OK	OK
D+EQ-2(水位無視)	変動	2.059 3.000 OK	485.263 900.000 OK	4995.47 13671.51 OK	OK
D+EQ-2(水位考慮)	変動	2.771 3.000 OK	553.401 900.000 OK	5932.49 11041.95 OK	OK

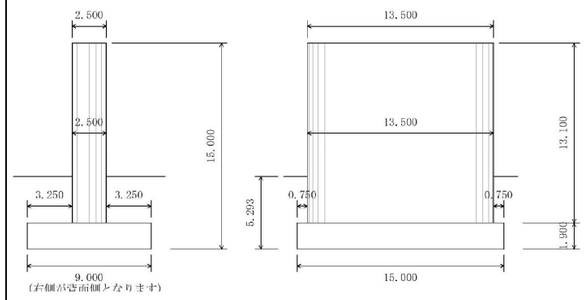
橋軸直角方向

荷重ケース名	種類	限界状態1 転倒 c(m) / eₓ(m)	限界状態1 地盤反力 qmax(kN/m²) / qa(kN/m²)	限界状態3 水平荷重 H(kN) / Ha(kN)	判定
D-1(水位無視)	永続	0.000 5.000 OK	246.141 900.000 OK	0.00 17046.51 OK	OK
D-1(水位考慮)	永続	0.106 5.000 OK	179.269 900.000 OK	232.52 11909.13 OK	OK
D-2(水位無視)	永続	0.000 5.000 OK	197.408 900.000 OK	0.00 13671.51 OK	OK
D-2(水位考慮)	永続	0.149 5.000 OK	156.409 900.000 OK	321.59 10221.63 OK	OK
D+L-1(水位無視)	変動	0.000 5.000 OK	274.845 900.000 OK	0.00 19034.39 OK	OK
D+L-1(水位考慮)	変動	0.091 5.000 OK	207.973 900.000 OK	232.52 13897.00 OK	OK
D+L-2(水位無視)	変動	0.000 5.000 OK	226.112 900.000 OK	0.00 15659.39 OK	OK
D+L-2(水位考慮)	変動	0.125 5.000 OK	185.112 900.000 OK	321.59 12209.51 OK	OK
D+L-WS+WL-1(水位無..)	変動	0.390 5.000 OK	316.094 900.000 OK	772.75 18934.99 OK	OK
D+L-WS+WL-1(水位考..)	変動	0.620 5.000 OK	248.623 900.000 OK	984.51 13797.61 OK	OK
D+L-WS+WL-2(水位無..)	変動	0.476 5.000 OK	267.446 900.000 OK	780.70 15560.00 OK	OK
D+L-WS+WL-2(水位考..)	変動	0.728 5.000 OK	225.763 900.000 OK	1073.58 12110.11 OK	OK
D+WS-1(水位無視)	変動	0.654 5.000 OK	310.509 900.000 OK	1170.50 17046.51 OK	OK
D+WS-1(水位考慮)	変動	1.025 5.000 OK	242.441 900.000 OK	1361.50 11909.13 OK	OK
D+WS-2(水位無視)	変動	0.817 5.000 OK	261.946 900.000 OK	1186.41 13671.51 OK	OK
D+WS-2(水位考慮)	変動	1.219 5.000 OK	219.580 900.000 OK	1450.57 10221.63 OK	OK
D+EQ-1(水位無視)	変動	1.651 5.000 OK	408.719 900.000 OK	5487.33 17046.51 OK	OK
D+EQ-1(水位考慮)	変動	2.221 5.000 OK	347.080 900.000 OK	5520.77 12729.45 OK	OK
D+EQ-2(水位無視)	変動	2.059 5.000 OK	359.986 900.000 OK	5487.33 13671.51 OK	OK
D+EQ-2(水位考慮)	変動	2.565 5.000 OK	323.074 900.000 OK	5553.77 11041.95 OK	OK

《本業務・P2 杭基礎》

P1橋脚

躯体形状



配筋情報

2.1 柱

使用材質

コンクリートの設計基準強度　σck　24.0(N/mm²)

コンクリートのヤング係数　Ec　2.50×10⁴(N/mm²)

主鉄筋材質　SD345

帯鉄筋材質　SD345

基部主鉄筋

かぶり (mm)	直線部			円弧部		
	径	本数	鉄筋量(mm²)	径	本数	鉄筋量(mm²)
150 250	D32 D32	178 90	141367.6 71478.0	D32 D32	54 26	42886.8 20649.2

帯鉄筋 径: D19　中間帯鉄筋径: D19 (橋軸方向 12(本)/段　直角方向 1(本

区間	始端高さ (m)	高さ間隔 (mm)	中間帯鉄筋間隔倍数	有効長da (mm)	有効長dr (mm)
基部	0.000	150	1	1000.0	1000.0

区間	始端高さ (m)	有効長da' (mm)	有効長dr' (mm)	背面ns (本)	前面ns (本)	右側ns (本)	左側ns (本)
基部	0.000	1000.0	1000.0	12	12	12	12

2.2 フーチング

使用材料

コンクリートの設計基準強度　σck = 24.0(N/mm²)

主鉄筋材質　SD345

スターラップ材質　SD345

主鉄筋

設置位置	かぶり(mm)	径	本数	鉄筋量(mm²)
橋軸方向上面	150	D22	119	46064.9
〃　下面	150 250	D25 D25	119 119	60297.3 60297.3
直角方向上面	130	D19	38	10887.0
〃　下面	127 227	D22 D22	37 37	14322.7 14322.7

スターラップ　配置方法: 整形配置　径: D16

直接基礎安定計算結果

永続／変動作用

橋軸方向

荷重ケース名	種類	限界状態1 転倒 e (m) / e_c(m)	限界状態1 地盤反力 q_{max}(kN/m²) / q_a(kN/m²)	限界状態3 水平荷重 H (kN) / H_a(kN)	判定
D-1(水位無視)	永続	0.000 3.000 OK	246.141 900.000 OK	0.00 17046.51 OK	OK
D-1(水位考慮)	永続	0.000 3.000 OK	171.961 900.000 OK	0.00 11909.13 OK	OK
D-2(水位無視)	永続	0.000 3.000 OK	197.408 900.000 OK	0.00 13671.51 OK	OK
D-2(水位考慮)	永続	0.000 3.000 OK	147.594 900.000 OK	0.00 10221.63 OK	OK
D+L-1(水位無視)	変動	0.000 3.000 OK	274.845 900.000 OK	0.00 19034.39 OK	OK
D+L-1(水位考慮)	変動	0.000 3.000 OK	200.664 900.000 OK	0.00 13897.00 OK	OK
D+L-2(水位無視)	変動	0.000 3.000 OK	226.112 900.000 OK	0.00 15659.39 OK	OK
D+L-2(水位考慮)	変動	0.000 3.000 OK	176.298 900.000 OK	0.00 12209.51 OK	OK
D+TH-1(水位無視)	変動	0.228 3.000 OK	283.475 900.000 OK	400.00 17046.51 OK	OK
D+TH-1(水位考慮)	変動	1.330 3.000 OK	324.400 900.000 OK	2597.34 11909.13 OK	OK
D+TH-2(水位無視)	変動	0.284 3.000 OK	234.742 900.000 OK	400.00 13671.51 OK	OK
D+TH-2(水位考慮)	変動	1.790 3.000 OK	326.816 900.000 OK	3439.01 10221.63 OK	OK
D+L+TH-1(水位無視)	変動	0.154 3.000 OK	301.410 900.000 OK	300.00 18934.99 OK	OK
D+L+TH-1(水位考慮)	変動	1.077 3.000 OK	342.335 900.000 OK	2497.34 13797.61 OK	OK
D+L+TH-2(水位無視)	変動	0.187 3.000 OK	252.677 900.000 OK	300.00 15560.00 OK	OK
D+L+TH-2(水位考慮)	変動	1.431 3.000 OK	341.691 900.000 OK	3339.01 12110.11 OK	OK
D+TH+EQ-1(水位無視)	変動	0.813 3.000 OK	379.481 900.000 OK	2474.61 17046.51 OK	OK
D+TH+EQ-1(水位考慮)	変動	1.137 3.000 OK	323.104 900.000 OK	2646.14 12729.45 OK	OK
D+TH+EQ-2(水位無視)	変動	1.013 3.000 OK	330.748 900.000 OK	2474.61 13671.51 OK	OK
D+TH+EQ-2(水位考慮)	変動	1.365 3.000 OK	304.568 900.000 OK	2943.12 11041.95 OK	OK
D+EQ-1(水位無視)	変動	1.398 3.000 OK	475.488 900.000 OK	4549.22 17046.51 OK	OK
D+EQ-1(水位考慮)	変動	1.969 3.000 OK	435.714 900.000 OK	4892.27 12729.45 OK	OK
D+EQ-2(水位無視)	変動	1.713 3.000 OK	429.566 900.000 OK	4549.22 13671.51 OK	OK
D+EQ-2(水位考慮)	変動	2.380 3.000 OK	451.139 900.000 OK	5486.24 11041.95 OK	OK

橋軸直角方向

荷重ケース名	種類	限界状態1 転倒 e (m) / e_c(m)	限界状態1 地盤反力 q_{max}(kN/m²) / q_a(kN/m²)	限界状態3 水平荷重 H (kN) / H_a(kN)	判定
D-1(水位無視)	永続	0.000 5.000 OK	246.141 900.000 OK	0.00 17046.51 OK	OK
D-1(水位考慮)	永続	0.106 5.000 OK	179.269 900.000 OK	232.52 11909.13 OK	OK
D-2(水位無視)	永続	0.000 5.000 OK	197.408 900.000 OK	0.00 13671.51 OK	OK
D-2(水位考慮)	永続	0.149 5.000 OK	156.409 900.000 OK	321.59 10221.63 OK	OK
D+L-1(水位無視)	変動	0.000 5.000 OK	274.845 900.000 OK	0.00 19034.39 OK	OK
D+L-1(水位考慮)	変動	0.091 5.000 OK	207.973 900.000 OK	232.52 13897.00 OK	OK
D+L-2(水位無視)	変動	0.000 5.000 OK	226.112 900.000 OK	0.00 15659.39 OK	OK
D+L-2(水位考慮)	変動	0.125 5.000 OK	185.112 900.000 OK	321.59 12209.51 OK	OK
D+L+WS+WL-1(水位無..)	変動	0.390 5.000 OK	316.094 900.000 OK	772.75 18934.99 OK	OK
D+L+WS+WL-1(水位考..)	変動	0.620 5.000 OK	248.623 900.000 OK	984.51 13797.61 OK	OK
D+L+WS+WL-2(水位無..)	変動	0.476 5.000 OK	267.446 900.000 OK	780.70 15560.00 OK	OK
D+L+WS+WL-2(水位考..)	変動	0.728 5.000 OK	225.763 900.000 OK	1073.58 12110.11 OK	OK
D+WS-1(水位無視)	変動	0.654 5.000 OK	310.509 900.000 OK	1170.50 17046.51 OK	OK
D+WS-1(水位考慮)	変動	1.025 5.000 OK	242.441 900.000 OK	1361.50 11909.13 OK	OK
D+WS-2(水位無視)	変動	0.817 5.000 OK	261.946 900.000 OK	1186.41 13671.51 OK	OK
D+WS-2(水位考慮)	変動	1.219 5.000 OK	219.580 900.000 OK	1450.57 10221.63 OK	OK
D+EQ-1(水位無視)	変動	1.513 5.000 OK	395.136 900.000 OK	5244.78 17046.51 OK	OK
D+EQ-1(水位考慮)	変動	2.036 5.000 OK	333.497 900.000 OK	5278.22 12729.45 OK	OK
D+EQ-2(水位無視)	変動	1.887 5.000 OK	346.403 900.000 OK	5244.78 13671.51 OK	OK
D+EQ-2(水位考慮)	変動	2.352 5.000 OK	309.437 900.000 OK	5311.22 11041.95 OK	OK

《既往成果・P2 直接基礎》

柱断面照査

静的解析

橋軸方向

ケース	荷重状態	水位	高さ (m)	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)	限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)
D+TH-EQ上載土有	D+TH+EQ	無視	0.000	OK	25775.561[84439.546]	25775.561[82493.672]
D+TH-EQ上載土有	D+TH+EQ	考慮	0.000	OK	26656.227[84439.546]	26656.227[82493.672]
D+TH-EQ上載土無	D+TH+EQ	無視	0.000	OK	25775.561[84439.546]	25775.561[82493.672]
D+TH-EQ上載土無	D+TH+EQ	考慮	0.000	OK	27272.649[84439.546]	27272.649[82493.672]
D+EQ上載土有	D+EQ	無視	0.000	OK	46451.123[99340.642]	46451.123[103117.091]
D+EQ上載土有	D+EQ	考慮	0.000	OK	48212.454[99340.642]	48212.454[103117.091]
D+EQ上載土無	D+EQ	無視	0.000	OK	46451.123[99340.642]	46451.123[103117.091]
D+EQ上載土無	D+EQ	考慮	0.000	OK	49445.298[99340.642]	49445.298[103117.091]

橋軸直角方向

ケース	荷重状態	水位	高さ (m)	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)	限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	無視	0.000	OK	12937.614[343268.337]	12937.614[436944.893]
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	考慮	0.000	OK	14799.982[343268.337]	14799.982[436944.893]
D+L+WS+WL上載土無	D+L+WS+WL	無視	0.000	OK	12951.105[343268.337]	12951.105[436944.893]
D+L+WS+WL上載土無	D+L+WS+WL	考慮	0.000	OK	15139.093[343268.337]	15139.093[436944.893]
D+WS上載土有	D+WS	無視	0.000	OK	19500.229[331080.536]	19500.229[425701.837]
D+WS上載土有	D+WS	考慮	0.000	OK	21200.204[331080.536]	21200.204[425701.837]
D+WS上載土無	D+WS	無視	0.000	OK	19527.211[331080.536]	19527.211[425701.837]
D+WS上載土無	D+WS	考慮	0.000	OK	21539.315[331080.536]	21539.315[425701.837]
D+EQ上載土有	D+EQ	無視	0.000	OK	45760.449[389506.513]	45760.449[532127.296]
D+EQ上載土有	D+EQ	考慮	0.000	OK	45932.141[389506.513]	45932.141[532127.296]
D+EQ上載土無	D+EQ	無視	0.000	OK	45760.449[389506.513]	45760.449[532127.296]
D+EQ上載土無	D+EQ	考慮	0.000	OK	45972.762[389506.513]	45972.762[532127.296]

L2下限値照査

照査方向	地震動タイプ	柱の塑性化	破壊形態	終局位置	0.4cz×W (kN)		Pa (kN)	判定
橋軸↑	I	期待する	曲げ破壊型	OK	6930.33	≦	7141.93	OK
	II	期待する	曲げ破壊型		5890.78	≦	7141.93	OK
橋軸直角→	I	期待する	曲げ破壊型	OK	5586.33	≦	39982.92	OK
	II	期待する	曲げ破壊型		4748.38	≦	39982.92	OK

動的解析

橋軸方向

最大応答変位 タイプI

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 I－I－1	I－I－2	I－I－3	平均値	判定
P1	-0.0716 / -0.1126	-0.0751 / -0.1126	-0.0704 / -0.1126		
	0.6358	0.6671	0.6254	0.6428	OK
P2	-0.0710 / -0.1107	-0.0732 / -0.1107	-0.0697 / -0.1107		
	0.6418	0.6611	0.6298	0.6442	OK

最大応答変位 タイプII

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 II－I－1	II－I－2	II－I－3	平均値	判定
P1	-0.0642 / -0.1126	-0.0711 / -0.1126	-0.0860 / -0.1126		
	0.5704	0.6318	0.7639	0.6554	OK
P2	-0.0619 / -0.1107	-0.0694 / -0.1107	-0.0834 / -0.1107		
	0.5590	0.6265	0.7536	0.6464	OK

せん断照査 タイプI

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 I－I－1	I－I－2	I－I－3	平均値	判定	備考
1113	1113	8740.5 / 27064.4	9745.5 / 27064.4	8842.3 / 27064.4			柱-1
		0.323	0.360	0.327	0.337	OK	BLOCK1
	1114	8740.5 / 27064.4	9745.5 / 27064.4	8842.3 / 27064.4			
		0.323	0.360	0.327	0.337	OK	

せん断照査 タイプII

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 I－I－1	I－I－2	I－I－3	平均値	判定	備考
1113	1113	-7306.6 / 29119.0	9343.8 / 29119.0	-9843.3 / 29119.0			柱-1
		0.251	0.321	0.338	0.303	OK	BLOCK1
	1114	-7306.6 / 29119.0	9343.8 / 29119.0	-9843.3 / 29119.0			
		0.251	0.321	0.338	0.303	OK	

橋軸直角方向

タイプI

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 I－I－1	I－I－2	I－I－3	平均値	判定
P1	-0.0128 / -0.0456	0.0128 / 0.0456	0.0134 / 0.0456		
	0.2812	0.2801	0.2947	0.2853	OK
P2	-0.0125 / -0.0448	0.0124 / 0.0448	0.0132 / 0.0448		
	0.2780	0.2758	0.2939	0.2825	OK

タイプII

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 II－I－1	II－I－2	II－I－3	平均値	判定
P1	0.0157 / 0.0456	-0.0159 / -0.0456	-0.0144 / -0.0456		
	0.3436	0.3495	0.3160	0.3363	OK
P2	0.0149 / 0.0448	-0.0152 / -0.0448	-0.0150 / -0.0448		
	0.3318	0.3395	0.3350	0.3354	OK

タイプI

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 I－I－1	I－I－2	I－I－3	平均値	判定	備考
1113	1113	-30849.9 / 42972.4	32746.1 / 42972.4	32222.9 / 42972.4			柱-1
		0.718	0.762	0.750	0.743	OK	BLOCK1
	1114	-30849.9 / 42972.4	32746.1 / 42972.4	32222.9 / 42972.4			
		0.718	0.762	0.750	0.743	OK	

タイプII

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 I－I－1	I－I－2	I－I－3	平均値	判定	備考
1113	1113	38130.5 / 44312.8	-37095.9 / 44312.8	34045.4 / 44312.8			柱-1
		0.860	0.837	0.768	0.822	OK	BLOCK1
	1114	38130.5 / 44312.8	-37095.9 / 44312.8	34045.4 / 44312.8			
		0.860	0.837	0.768	0.822	OK	

柱断面照査

静的解析

橋軸方向

ケース	荷重状態	水位	高さ (m)	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)	限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)
D+TH+EQ上載土有	D+TH+EQ	無視	0.000	OK	22832.436 [84439.546]	22832.436 [82493.672]
D+TH+EQ上載土有	D+TH+EQ	考慮	0.000	OK	23713.102 [84439.546]	23713.102 [82493.672]
D+TH+EQ上載土無	D+TH+EQ	無視	0.000	OK	22832.436 [84439.546]	22832.436 [82493.672]
D+TH+EQ上載土無	D+TH+EQ	考慮	0.000	OK	24329.524 [84439.546]	24329.524 [82493.672]
D+EQ上載土有	D+EQ	無視	0.000	OK	38864.873 [99340.642]	38864.873 [103117.091]
D+EQ上載土有	D+EQ	考慮	0.000	OK	40626.204 [99340.642]	40626.204 [103117.091]
D+EQ上載土無	D+EQ	無視	0.000	OK	38864.873 [99340.642]	38864.873 [103117.091]
D+EQ上載土無	D+EQ	考慮	0.000	OK	41859.048 [99340.642]	41859.048 [103117.091]

橋軸直角方向

ケース	荷重状態	水位	高さ (m)	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)	限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	無視	0.000	OK	12937.614 [343268.337]	12937.614 [436944.893]
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	考慮	0.000	OK	14799.982 [343268.337]	14799.982 [436944.893]
D+L+WS+WL上載土無	D+L+WS+WL	無視	0.000	OK	12951.105 [343268.337]	12951.105 [436944.893]
D+L+WS+WL上載土無	D+L+WS+WL	考慮	0.000	OK	15139.093 [343268.337]	15139.093 [436944.893]
D+WS上載土有	D+WS	無視	0.000	OK	19500.229 [331080.536]	19500.229 [425701.837]
D+WS上載土有	D+WS	考慮	0.000	OK	21200.204 [331080.536]	21200.204 [425701.837]
D+WS上載上無	D+WS	無視	0.000	OK	19527.211 [331080.536]	19527.211 [425701.837]
D+WS上載土無	D+WS	考慮	0.000	OK	21539.315 [331080.536]	21539.315 [425701.837]
D+EQ上載土有	D+EQ	無視	0.000	OK	41637.099 [389506.513]	41637.099 [532127.296]
D+EQ上載土有	D+EQ	考慮	0.000	OK	41808.791 [389506.513]	41808.791 [532127.296]
D+EQ上載土無	D+EQ	無視	0.000	OK	41637.099 [389506.513]	41637.099 [532127.296]
D+EQ上載土無	D+EQ	考慮	0.000	OK	41849.412 [389506.513]	41849.412 [532127.296]

L2下限値照査

照査方向	地震動タイプ	柱の塑性化	破壊形態	終局位置	0.4cz×W (kN)		Pa (kN)	判定
橋軸↑	I	期待する	曲げ破壊型	OK	5880.33	≦	7141.93	OK
	II	期待する	曲げ破壊型		4998.28	≦	7141.93	OK
橋軸直角→	I	期待する	曲げ破壊型	OK	5166.33	≦	39982.92	OK
	II	期待する	曲げ破壊型		4391.38	≦	39982.92	OK

動的解析

橋軸方向（Ⅰ種地盤）

最大応答変位

タイプⅠ

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 Ⅰ－Ⅰ－1	Ⅰ－Ⅰ－2	Ⅰ－Ⅰ－3	平均値	判定
P1	0.0708 / 0.1126	0.0692 / 0.1126	-0.0742 / -0.1126		
	0.6293	0.6151	0.6590	0.6345	OK
P2	0.0641 / 0.1099	-0.0662 / -0.1099	-0.0725 / -0.1099		
	0.5835	0.6028	0.6591	0.6152	OK

タイプⅡ

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 Ⅱ－Ⅰ－1	Ⅱ－Ⅰ－2	Ⅱ－Ⅰ－3	平均値	判定
P1	0.0629 / -0.1126	0.0840 / 0.1126	-0.0779 / -0.1126		
	0.5585	0.7461	0.6917	0.6654	OK
P2	0.0596 / 0.1099	-0.0799 / -0.1099	-0.0657 / -0.1099		
	0.5426	0.7268	0.5976	0.6222	OK

せん断照査

タイプⅠ

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 Ⅰ－Ⅰ－1	Ⅰ－Ⅰ－2	Ⅰ－Ⅰ－3	平均値	判定	備考
1113	1113	8919.6 / 28457.8	9727.0 / 28457.8	-8939.8 / 28457.8			柱-1
		0.313	0.342	0.314	0.323	OK	BLK1
	1114	8919.6 / 28457.8	9727.0 / 28457.8	-8939.8 / 28457.8			
		0.313	0.342	0.314	0.323	OK	

タイプⅡ

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 Ⅰ－Ⅰ－1	Ⅰ－Ⅰ－2	Ⅰ－Ⅰ－3	平均値	判定	備考
1113	1113	7939.3 / 30512.4	9532.2 / 30512.4	-9589.5 / 30512.4			柱-1
		0.260	0.312	0.314	0.296	OK	BLK1
	1114	7939.3 / 30512.4	9532.2 / 30512.4	-9589.5 / 30512.4			
		0.260	0.312	0.314	0.296	OK	

橋軸直角方向（Ⅱ種地盤）

最大応答変位

タイプⅠ

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 Ⅰ－Ⅱ－1	Ⅰ－Ⅱ－2	Ⅰ－Ⅱ－3	平均値	判定
P1	-0.0120 / -0.0456	-0.0101 / -0.0456	-0.0098 / -0.0456		
	0.2625	0.2215	0.2155	0.2332	OK
P2	0.0084 / 0.0478	-0.0098 / -0.0478	-0.0082 / -0.0478		
	0.1759	0.2058	0.1718	0.1845	OK

タイプⅡ

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 Ⅱ－Ⅱ－1	Ⅱ－Ⅱ－2	Ⅱ－Ⅱ－3	平均値	判定
P1	-0.0109 / -0.0456	0.0115 / 0.0456	-0.0112 / -0.0456		
	0.2380	0.2512	0.2450	0.2447	OK
P2	-0.0090 / -0.0478	0.0091 / 0.0478	-0.0075 / -0.0478		
	0.1874	0.1912	0.1560	0.1782	OK

せん断照査

タイプⅠ

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 Ⅰ－Ⅱ－1	Ⅰ－Ⅱ－2	Ⅰ－Ⅱ－3	平均値	判定	備考
1113	1113	-29055.5 / 42972.4	-24741.9 / 42972.4	-26718.4 / 42972.4			柱-1
		0.676	0.576	0.622	0.625	OK	BLK1
	1114	-29055.5 / 42972.4	-24741.9 / 42972.4	-26718.4 / 42972.4			
		0.676	0.576	0.622	0.625	OK	

タイプⅡ

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 Ⅰ－Ⅱ－1	Ⅰ－Ⅱ－2	Ⅰ－Ⅱ－3	平均値	判定	備考
1113	1113	-28071.9 / 44312.8	29193.3 / 44312.8	-27123.7 / 44312.8			柱-1
		0.633	0.659	0.612	0.635	OK	BLK1
	1114	-28071.9 / 44312.8	29193.3 / 44312.8	-27123.7 / 44312.8			
		0.633	0.659	0.612	0.635	OK	

フーチングの設計（永続/変動）

橋軸方向

(2) 曲げモーメントに対する検討

前面張出(上面引張)

耐荷性能

ケース	荷重状態	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
D+TH上載上無	D+TH	OK	-35.832	[337.772]	-35.832	[1185.797]
D+EQ上載土有	D+EQ	OK	-379.855	[573.849]	-379.855	[1482.246]
D+EQ上載土無	D+EQ	OK	-217.508	[573.849]	-217.508	[1482.246]

前面張出(下面引張)

耐荷性能

ケース	荷重状態	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
D上載土有	D	OK	713.548	[3144.821]	713.548	[2929.919]
D上載上無	D	OK	796.057	[3144.821]	796.057	[2929.919]
D+L上載土有	D+L	OK	867.386	[3144.821]	867.386	[2929.919]
D+L上載土無	D+L	OK	949.895	[3144.821]	949.895	[2929.919]
D+TH上載土有	D+TH	OK	599.875	[3144.821]	599.875	[2929.919]
D+TH上載土無	D+TH	OK	682.384	[3144.821]	682.384	[2929.919]
D+L+TH上載土有	D+L+TH	OK	774.440	[3144.821]	774.440	[2929.919]
D+L+TH上載上無	D+L+TH	OK	856.949	[3144.821]	856.949	[2929.919]
D+TH+EQ上載土有	D+TH+EQ	OK	106.621	[3144.821]	106.621	[2929.919]
D+TH+EQ上載土無	D+TH+EQ	OK	189.130	[3144.821]	189.130	[2929.919]

背面張出で「上面引張」となるケースはない。

橋軸直角方向

(2)曲げモーメントに対する検討

左側張出(上面引張)

耐荷性能

ケース	荷重状態	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
D上載土有	D	OK	80.823	[1249.725]	80.823	[1145.233]
D上載上無	D	OK	90.168	[1249.725]	90.168	[1145.233]
D+L上載土有	D+L	OK	98.248	[1249.725]	98.248	[1145.233]
D+L上載上無	D+L	OK	107.593	[1249.725]	107.593	[1145.233]
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	OK	72.492	[1249.725]	72.492	[1145.233]
D+L+WS+WL上載上無	D+L+WS-WL	OK	81.788	[1249.725]	81.788	[1145.233]
D+WS上載土有	D+WS	OK	43.296	[1249.725]	43.296	[1145.233]
D+WS上載上無	D+WS	OK	52.543	[1249.725]	52.543	[1145.233]

右側張出で「上面引張」となるケースはない。

右側張出(下面引張)

耐荷性能

ケース	荷重状態	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
D上載上有	D	OK	80.823	[1249.725]	80.823	[1145.233]
D上載土無	D	OK	90.168	[1249.725]	90.168	[1145.233]
D+L上載土有	D+L	OK	98.248	[1249.725]	98.248	[1145.233]
D+L上載土無	D+L	OK	107.593	[1249.725]	107.593	[1145.233]
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	OK	122.261	[1249.725]	122.261	[1145.233]
D+L+WS+WL上載土無	D+L+WS+WL	OK	131.656	[1249.725]	131.656	[1145.233]
D+WS上載上有	D+WS	OK	118.349	[1249.725]	118.349	[1145.233]
D+WS上載土無	D+WS	OK	127.794	[1249.725]	127.794	[1145.233]
D+EQ上載上有	D+EQ	OK	175.606	[1470.265]	175.606	[1431.541]
D+EQ上載土無	D+EQ	OK	184.951	[1470.265]	184.951	[1431.541]

フーチングの設計（偶発(レベル2地震動)）

(1) 曲げモーメントに対する検討

耐荷性能

照査方向	張出方向	地震動タイプ	水位	付け根からの距離(m)	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
橋軸↑	押込み側	タイプI	無視	0.000	OK	3555.337	[4110.877]	3555.337	[4069.332]
橋軸↑	押込み側	タイプI	考慮	0.000	OK	3123.435	[4110.877]	3123.435	[4069.332]
橋軸↑	浮上り側	タイプII	無視	0.000	OK	605.656	[1744.876]	605.656	[1643.251]
橋軸↑	浮上り側	タイプII	考慮	0.000	OK	329.024	[1744.876]	329.024	[1643.251]
橋軸直角→	押込み側	タイプII	無視	0.000	OK	97.068	[725.198]	97.068	[674.184]
橋軸直角→	押込み側	タイプII	考慮	0.000	OK	107.645	[725.198]	107.645	[674.184]
橋軸直角→	浮上り側	タイプII	無視	0.000	OK	79.227	[725.198]	79.227	[674.184]
橋軸直角→	浮上り側	タイプII	考慮	0.000	OK	43.040	[725.198]	43.040	[674.184]

(3) せん断力に対する検討

耐荷性能

照査方向	張出方向	地震動タイプ	水位	付け根からの距離(m)	判定	限界状態3 斜引張破壊 Sd(Susd) (kN)		限界状態3 圧壊 Sd(Sucd) (kN)	
橋軸↑	押込み側	タイプI	無視	0.950	OK	1736.868	[2199.867]	1736.868	[5440.000]
橋軸↑	押込み側	タイプII	無視	0.950	OK	1592.468	[2349.964]	1592.468	[5440.000]
橋軸↑	押込み側	タイプI	考慮	0.950	OK	1477.719	[1958.867]	1477.719	[5440.000]
橋軸↑	押込み側	タイプII	考慮	0.950	OK	1400.411	[2135.389]	1400.411	[5440.000]
橋軸↑	浮上り側	タイプI	無視	0.950	OK	-262.624	[1381.618]	-262.624	[5600.000]
橋軸↑	浮上り側	タイプII	無視	0.950	OK	-262.624	[1381.618]	-262.624	[5600.000]
橋軸↑	浮上り側	タイプI	考慮	0.950	OK	-142.671	[1381.618]	-142.671	[5600.000]
橋軸↑	浮上り側	タイプII	考慮	0.950	OK	-142.671	[1381.618]	-142.671	[5600.000]

フーチングの設計（永続/変動）

橋軸方向

(2) 曲げモーメントに対する検討

前面張出(上面引張)

耐荷性能

ケース	荷重状態	水位	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)	限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)
D+TH上載土有	D+TH	考慮	OK	-26.319[1337.772]	-26.319[1185.797]
D+TH上載土無	D+TH	考慮	OK	-64.344[1337.772]	-64.344[1185.797]
D+EQ上載土有	D+EQ	考慮	OK	-267.364[1573.849]	-267.364[1482.246]
D+EQ上載土無	D+EQ	考慮	OK	-154.494[1573.849]	-154.494[1482.246]

前面張出(下面引張)

耐久性能

ケース	荷重状態	水位	判定	腐食に対する照査 引張応力度 σs(σsa)(N/mm²)	疲労に対する照査 圧縮応力度 σc(σca)(N/mm²)	疲労に対する照査 引張応力度 σs(σsa)(N/mm²)
1.0(D+L)上載土有	1.0(D+L)	無視	OK	---	2.0[8.0]	67.9[160.0]
1.0(D+L)上載土無	1.0(D+L)	無視	OK	---	2.2[8.0]	74.6[160.0]

耐荷性能

ケース	荷重状態	水位	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)	限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)
D上載土有	D	無視	OK	713.548[3144.821]	713.548[2929.919]
D上載土無	D	無視	OK	796.057[3144.821]	796.057[2929.919]
D+L上載L有	D+L	無視	OK	867.386[3144.821]	867.386[2929.919]
D+L上載土無	D+L	無視	OK	949.895[3144.821]	949.895[2929.919]
D+TH上載L有	D+TH	無視	OK	561.984[3144.821]	561.984[2929.919]
D+TH上載土無	D+TH	無視	OK	644.493[3144.821]	644.493[2929.919]
D+L+TH上載土有	D+L+TH	無視	OK	746.021[3144.821]	746.021[2929.919]
D+L+TH上載土無	D+L+TH	無視	OK	828.530[3144.821]	828.530[2929.919]
D+TH+EQ上載土有	D+TH+EQ	無視	OK	172.220[3144.821]	172.220[2929.919]
D+TH+EQ上載土無	D+TH+EQ	無視	OK	254.729[3144.821]	254.729[2929.919]

橋軸直角方向

(2) 曲げモーメントに対する検討

左側張出(上面引張)

耐荷性能

ケース	荷重状態	水位	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)	限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)
D上載L有	D	無視	OK	80.823[1249.725]	80.823[1145.233]
D上載土無	D	無視	OK	90.168[1249.725]	90.168[1145.233]
D+L上載土有	D+L	無視	OK	98.248[1249.725]	98.248[1145.233]
D+L上載土無	D+L	無視	OK	107.593[1249.725]	107.593[1145.233]
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	無視	OK	72.492[1249.725]	72.492[1145.233]
D+L+WS+WL上載L無	D+L+WS+WL	無視	OK	81.788[1249.725]	81.788[1145.233]
D+WS上載土有	D+WS	無視	OK	43.296[1249.725]	43.296[1145.233]
D+WS上載L無	D+WS	無視	OK	52.543[1249.725]	52.543[1145.233]
D+EQ上載土無	D+EQ	無視	OK	3.304[1470.265]	3.304[1431.541]

右側張出で「L面引張」となるケースはない。

右側張出(下面引張)

フーチングの設計（偶発(レベル2地震動)）

(1) 曲げモーメントに対する検討

耐荷性能

照査方向	張出方向	地震動タイプ	水位	付け根からの距離(m)	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)	限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)
橋軸↑	押込み側	タイプI	無視	0.000	OK	3297.784[4110.877]	3297.784[4069.332]
橋軸↑	押込み側	タイプI	考慮	0.000	OK	2946.762[4110.877]	2946.762[4069.332]
橋軸↑	浮上り側	タイプII	無視	0.000	OK	605.656[1744.876]	605.656[1643.251]
橋軸↑	浮上り側	タイプII	考慮	0.000	OK	329.024[1744.876]	329.024[1643.251]
橋軸直角→	押込み側	タイプII	無視	0.000	OK	79.808[725.198]	79.808[674.184]
橋軸直角→	押込み側	タイプII	考慮	0.000	OK	95.575[725.198]	95.575[674.184]
橋軸直角→	浮上り側	タイプII	無視	0.000	OK	79.227[725.198]	79.227[674.184]
橋軸直角→	浮上り側	タイプII	考慮	0.000	OK	43.040[725.198]	43.040[674.184]

(3) せん断力に対する検討

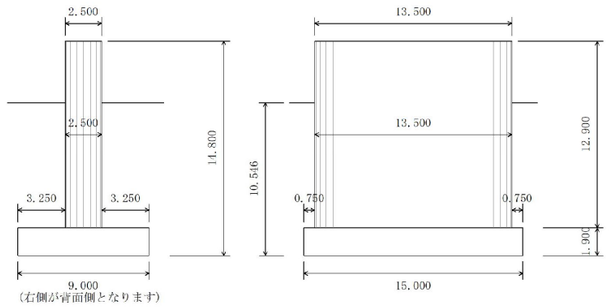
耐荷性能

照査方向	張出方向	地震動タイプ	水位	付け根からの距離(m)	判定	限界状態3 斜引張破壊 Sd(Susd) (kN)	限界状態3 圧壊 Sd(Sucd) (kN)
橋軸↑	押込み側	タイプI	無視	0.950	OK	1639.928[2308.740]	1639.928[5440.000]
橋軸↑	押込み側	タイプII	無視	0.950	OK	1521.324[2401.757]	1521.324[5440.000]
橋軸↑	押込み側	タイプI	考慮	0.950	OK	1428.961[2076.196]	1428.961[5440.000]
橋軸↑	押込み側	タイプII	考慮	0.950	OK	1353.561[2226.292]	1353.561[5440.000]
橋軸↑	浮上り側	タイプI	無視	0.950	OK	-262.624[1381.618]	-262.624[5600.000]
橋軸↑	浮上り側	タイプII	無視	0.950	OK	262.624[1381.618]	262.624[5600.000]
橋軸↑	浮上り側	タイプI	考慮	0.950	OK	-142.671[1381.618]	-142.671[5600.000]
橋軸↑	浮上り側	タイプII	考慮	0.950	OK	-142.671[1381.618]	-142.671[5600.000]

《既往成果・P2 直接基礎》

P2橋脚

躯体形状



配筋情報

2.1 柱

使用材質

コンクリートの設計基準強度　σck　24.0(N/mm²)
コンクリートのヤング係数　Ec　2.50×10⁴(N/mm²)
主鉄筋材質　SD345
帯鉄筋材質　SD345

基部主鉄筋

かぶり(mm)	直線部			円弧部		
	径	本数	鉄筋量(mm²)	径	本数	鉄筋量(mm²)
150	D32	178	141367.6	D32	54	42886.8
250	D32	90	71478.0	D32	26	20649.2

帯鉄筋　径：D19　中間帯鉄筋径：D19　橋軸方向 11(本)/段　直角方向 1(本)/段

区間	始端高さ(m)	高さ間隔(mm)	中間帯鉄筋間隔倍数	有効長da(mm)	有効長dr(mm)
基部	0.000	150	1	1000.0	1000.0

区間	始端高さ(m)	有効長da'(mm)	有効長dr'(mm)	背面ns(本)	前面ns(本)	右側ns(本)	左側ns(本)
基部	0.000	1000.0	1000.0	12	12	12	12

2.2 フーチング

使用材料

コンクリートの設計基準強度　σck = 24.0(N/mm²)
主鉄筋材質　SD345
スターラップ材質　SD345

主鉄筋

設置位置	かぶり(mm)	径	本数	鉄筋量(mm²)
橋軸方向上面	150	D22	119	46064.9
〃　下面	150	D25	119	60297.3
	250	D25	119	60297.3
直角方向上面	130	D19	38	10887.0
〃　下面	127	D22	37	14322.7
	227	D22	37	14322.7

スターラップ　配置方法：整形配置　径：D16

直接基礎安定計算結果

永続／変動作用

橋軸方向

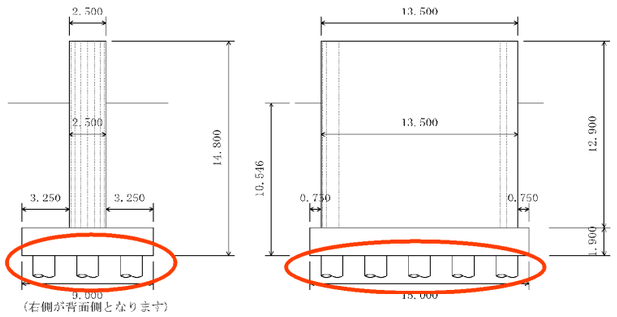
荷重ケース名	種類	限界状態1 転倒 e(m) e_s(m)	限界状態1 地盤反力 q_{max}(kN/m²) q_a(kN/m²)	限界状態3 水平荷重 H(kN) H_d(kN)	判定
D-1(水位無視)	永続	0.000 3.000 OK	319.576 900.000 OK	0.00 22132.24 OK	OK
D-1(水位考慮)	永続	0.000 3.000 OK	207.721 900.000 OK	0.00 14385.71 OK	OK
D-2(水位無視)	永続	0.000 3.000 OK	195.395 900.000 OK	0.00 13532.11 OK	OK
D-2(水位考慮)	永続	0.000 3.000 OK	145.631 900.000 OK	0.00 10085.65 OK	OK
D+L-1(水位無視)	変動	0.000 3.000 OK	348.280 900.000 OK	0.00 24120.11 OK	OK
D+L-1(水位考慮)	変動	0.000 3.000 OK	236.425 900.000 OK	0.00 16373.59 OK	OK
D+L-2(水位無視)	変動	0.000 3.000 OK	224.099 900.000 OK	0.00 15519.99 OK	OK
D+L-2(水位考慮)	変動	0.000 3.000 OK	174.334 900.000 OK	0.00 12073.52 OK	OK
D+TH-1(水位無視)	変動	0.130 3.000 OK	347.280 900.000 OK	300.00 22132.24 OK	OK
D+TH-1(水位考慮)	変動	0.200 3.000 OK	235.425 900.000 OK	300.00 14385.71 OK	OK
D+TH-2(水位無視)	変動	0.213 3.000 OK	223.099 900.000 OK	300.00 13532.11 OK	OK
D+TH-2(水位考慮)	変動	0.285 3.000 OK	173.334 900.000 OK	300.00 10085.65 OK	OK
D+L+TH-1(水位無視)	変動	0.090 3.000 OK	367.622 900.000 OK	225.00 24020.72 OK	OK
D+L+TH-1(水位考慮)	変動	0.133 3.000 OK	255.767 900.000 OK	225.00 16274.19 OK	OK
D+L+TH-2(水位無視)	変動	0.140 3.000 OK	243.442 900.000 OK	225.00 15420.59 OK	OK
D+L+TH-2(水位考慮)	変動	0.180 3.000 OK	193.677 900.000 OK	225.00 11974.13 OK	OK
D+TH+EQ-1(水位無視)	変動	0.703 3.000 OK	469.360 900.000 OK	2660.34 22132.24 OK	OK
D+TH+EQ-1(水位考慮)	変動	0.984 3.000 OK	378.039 900.000 OK	2660.34 15807.82 OK	OK
D+TH+EQ-2(水位無視)	変動	1.150 3.000 OK	345.179 900.000 OK	2660.34 13532.11 OK	OK
D+TH+EQ-2(水位考慮)	変動	1.538 3.000 OK	319.023 900.000 OK	3126.55 10905.97 OK	OK
D+EQ-1(水位無視)	変動	1.276 3.000 OK	591.440 900.000 OK	5020.68 22132.24 OK	OK
D+EQ-1(水位考慮)	変動	1.787 3.000 OK	504.725 900.000 OK	5020.68 15807.82 OK	OK
D+EQ-2(水位無視)	変動	2.087 3.000 OK	485.863 900.000 OK	5020.68 13532.11 OK	OK
D+EQ-2(水位考慮)	変動	2.813 3.000 OK	559.977 900.000 OK	5953.10 10905.97 OK	OK

橋軸直角方向

荷重ケース名	種類	限界状態1 転倒 e(m) e_s(m)	限界状態1 地盤反力 q_{max}(kN/m²) q_a(kN/m²)	限界状態3 水平荷重 H(kN) H_d(kN)	判定
D-1(水位無視)	永続	0.000 5.000 OK	319.576 900.000 OK	0.00 22132.24 OK	OK
D-1(水位考慮)	永続	0.043 5.000 OK	211.261 900.000 OK	94.11 14385.71 OK	OK
D-2(水位無視)	永続	0.000 5.000 OK	195.395 900.000 OK	0.00 13532.11 OK	OK
D-2(水位考慮)	永続	0.151 5.000 OK	154.419 900.000 OK	321.06 10085.65 OK	OK
D+L-1(水位無視)	変動	0.000 5.000 OK	348.280 900.000 OK	0.00 24120.11 OK	OK
D+L-1(水位考慮)	変動	0.037 5.000 OK	239.965 900.000 OK	94.11 16373.59 OK	OK
D+L-2(水位無視)	変動	0.000 5.000 OK	224.099 900.000 OK	0.00 15519.99 OK	OK
D+L-2(水位考慮)	変動	0.126 5.000 OK	183.123 900.000 OK	321.06 12073.52 OK	OK
D+L+WS+WL-1(水位無..)	変動	0.302 5.000 OK	388.774 900.000 OK	759.97 24020.72 OK	OK
D+L+WS+WL-1(水位考..)	変動	0.480 5.000 OK	280.153 900.000 OK	845.67 16274.19 OK	OK
D+L+WS+WL-2(水位無..)	変動	0.475 5.000 OK	264.968 900.000 OK	780.23 15420.59 OK	OK
D+L+WS+WL-2(水位考..)	変動	0.729 5.000 OK	223.311 900.000 OK	1072.63 11974.13 OK	OK
D+WS-1(水位無視)	変動	0.493 5.000 OK	382.658 900.000 OK	1144.91 22132.24 OK	OK
D+WS-1(水位考慮)	変動	0.794 5.000 OK	273.729 900.000 OK	1222.24 14385.71 OK	OK
D+WS-2(水位無視)	変動	0.817 5.000 OK	259.225 900.000 OK	1185.47 13532.11 OK	OK
D+WS-2(水位考慮)	変動	1.223 5.000 OK	216.887 900.000 OK	1449.20 10085.65 OK	OK
D+EQ-1(水位無視)	変動	1.280 5.000 OK	483.202 900.000 OK	5518.46 22132.24 OK	OK
D+EQ-1(水位考慮)	変動	1.797 5.000 OK	391.263 900.000 OK	5518.46 15765.04 OK	OK
D+EQ-2(水位無視)	変動	2.094 5.000 OK	359.021 900.000 OK	5518.46 13532.11 OK	OK
D+EQ-2(水位考慮)	変動	2.616 5.000 OK	322.131 900.000 OK	5585.33 10895.02 OK	OK

P2橋脚

躯体形状



配筋杭情報

2.1 柱

使用材質

コンクリートの設計基準強度　σck　24.0(N/mm²)
コンクリートのヤング係数　Ec　2.50×10⁴(N/mm²)
主鉄筋材質　SD345
帯鉄筋材質　SD345

基部主鉄筋

かぶり(mm)	直線部			円弧部		
	径	本数	鉄筋量(mm²)	径	本数	鉄筋量(mm²)
150	D32	178	141367.6	D32	44	34944.8
250	D32	178	141367.6	D32	20	20049.2

柱無効鉄筋考慮

帯鉄筋　径：D19　中間帯鉄筋径：D19（橋軸方向 12(本)/段　直角方向 2(本)/段）

区間	始端高さ(m)	高さ間隔(mm)	中間帯鉄筋間隔倍数	有効長da(mm)	有効長dr(mm)
基部	0.000	150	1	1000.0	1000.0

区間	始端高さ(m)	有効長da'(mm)	有効長dr'(mm)	背面ns(本)	前面ns(本)	右側ns(本)	左側ns(本)
基部	0.000	1000.0	1000.0	12	12	12	12

2.2 フーチング

使用材料

コンクリートの設計基準強度　σck = 24.0(N/mm²)
主鉄筋材質　SD345
スターラップ材質　SD345

主鉄筋

設置位置	かぶり(mm)	径	本数	鉄筋量(mm²)
橋軸方向上面	150	D32	61	48446.2
〃　下面	250	D32	61	48446.2
	350	D32	61	48446.2
直角方向上面	125	D19	37	10600.5
〃　下面	225	D19	37	10600.5
	325	D19	37	10600.5

スターラップ　配置方法：千鳥配置　径：D16

杭の条件

杭　種：場所打ち杭工法　場所打ち杭
杭　径：φ = 1500.0 (mm)
杭　長：L = 14.90 (m)
杭体照査の計算条件
かぶり　：160.0 (mm)
第1断面：D29 - 28 本 = 179.872 (cm²)
第2断面：D29 - 14 本 = 89.936 (cm²)

杭基礎安定計算結果

永続／変動作用

橋軸方向

安定計算

変位の制限の照査			安定の耐荷性能の照査 EQ無し			安定の耐荷性能の照査 EQ有り		
略称	1.0(D+L)-1		略称	D+L+TH-1		略称	D+EQ-1	
Vo	kN	44093.10	Vo	kN	46821.01	Vo	kN	43142.76
Ho	kN	0.00	Ho	kN	300.00	Ho	kN	5466.93
Mo	kN.m	0.00	Mo	kN.m	5610.00	Mo	kN.m	63397.36
変位	mm	0.00≦15.00 OK	変位	mm	0.17≦50.00 OK	変位	mm	1.76≦50.00 OK
PNMax	kN	2939.5≦4346.0 OK	PNMax	kN	3299.5≦5740.0 OK	PNMax	kN	4919.1≦5740.0 OK
PNMin	kN	2939.5≧0.0 OK	PNMin	kN	2943.7≧-2953.0 OK	PNMin	kN	833.3≧-2953.0 OK
PH	kN	0.0	PH	kN	20.0	PH	kN	364.5
Mt	kN.m	0.0	Mt	kN.m	18.2	Mt	kN.m	140.8
Mm	kN.m	0.0	Mm	kN.m	47.8	Mm	kN.m	644.4

杭体照査

【第1断面】

軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状態3

No	荷重名略称	行	列	M (kN.m) 正曲げ	M (kN.m) 負曲げ	N (kN)	Myc (kN.m)	Muc (kN.m)	Myd (kN.m) 正曲げ	Myd (kN.m) 負曲げ	Mud (kN.m) 正曲げ	Mud (kN.m) 負曲げ	判定
28	D+EQ-2[U]	1	1	0.00	701.64	3641.61	3569.65	5148.33	0.00 (-)	3212.69 (0.2184)	0.00 (-)	1470.15 (0.1683)	OK
		3	1	0.00	701.64	807.05	2080.02	3165.26	0.00 (-)	1872.02 (0.3718)	0.00 (-)	2562.86 (0.2737)	OK

せん断力に対する限界状態3

No	荷重名略称	行	列	S (kN)	M (kN.m)	N (kN)	Susd (kN)	Sucd (kN)	τm≦制限値 (N/mm²)	判定
28	D+EQ-2[U]	1	1	426.62	94.04	3641.61	1993.06 (0.2141)	4578.34 (0.0932)	0.268≦2.600 (0.1032)	OK
		3	1	426.62	94.04	-807.05	1927.16 (0.2214)	4578.34 (0.0932)	0.268≦2.600 (0.1032)	OK

耐久性能

No	荷重名略称	行	列	M (kN.m)	N S (kN)	σc≦制限値 (曲げ) (N/mm²)	σs≦制限値 (曲げ) (N/mm²)	σs≦制限値 (せん断) (N/mm²)	判定
5	1.0(D+L)-1	1	1	0.00	2939.54 0.00	1.44≦8.00 (0.1804)	-21.65≦160.00 (-)	0.00≦160.00 (0.0000)	OK
		1	1	0.00	2939.54 0.00	1.44≦8.00 (0.1804)	-21.65≦160.00 (-)	0.00≦160.00 (0.0000)	OK

杭頭接合部

疲労の照査			耐荷性能の照査 EQ無し			耐荷性能の照査 EQ有り		
略称	1.0(D+L)-1		略称	D+TH-2[U]		略称	D+EQ-2[U]	
M	kN.m	0.00	M	kN.m	63.80	M	kN.m	701.60
Nmax	kN	2939.50	Nmax	kN	1547.90	Nmax	kN	3641.60
Nmin	kN	2939.50	Nmin	kN	1073.50	Nmin	kN	807.00
σs照査	N/mm²	-14.20≦160.00 OK	M≦Myd	kN.m	63.80≦2891.25 OK	M≦Myd	kN.m	701.60≦2359.20 OK
σs照査	N/mm²	14.20≦160.00 OK	M≦Mud	kN.m	63.80≦3424.95 OK	M≦Mud	kN.m	701.60≦3341.47 OK

橋軸直角方向

安定計算

変位の制限の照査			安定の耐荷性能の照査 EQ無し			安定の耐荷性能の照査 EQ有り		
略称	1.0(D+L)-1		略称	D-L+WS+WL-1		略称	D+EQ-1	
Vo	kN	44093.10	Vo	kN	46824.01	Vo	kN	43142.76
Ho	kN	0.00	Ho	kN	759.97	Ho	kN	5783.06
Mo	kN.m	0.00	Mo	kN.m	14151.35	Mo	kN.m	60171.64
変位	mm	0.00≦15.00 OK	変位	mm	0.26≦50.00 OK	変位	mm	1.12≦50.00 OK
PNMax	kN	2939.5≦4346.0 OK	PNMax	kN	3455.0≦5740.0 OK	PNMax	kN	4363.8≦5740.0 OK
PNMin	kN	2939.5≧0.0 OK	PNMin	kN	2788.2≧ 2953.0 OK	PNMin	kN	1388.6≧ 2953.0 OK
PH	kN	0.0	PH	kN	50.7	PH	kN	385.5
Mt	kN.m	0.0	Mt	kN.m	36.9	Mt	kN.m	451.4
Mm	kN.m	0.0	Mm	kN.m	30.6	Mm	kN.m	294.7

杭体照査

【第1断面】

軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状態3

No	荷重名略称	行	列	M (kN.m) 正曲げ	M (kN.m) 負曲げ	N (kN)	Myc (kN.m)	Muc (kN.m)	Myd (kN.m) 正曲げ	Myd (kN.m) 負曲げ	Mud (kN.m) 正曲げ	Mud (kN.m) 負曲げ	判定
24	D+EQ-2[U]	1	5	458.22	297.29	2913.34	3507.65	4865.08	3332.27 (0.1375)	3156.89 (0.0942)	4159.65 (0.1102)	3940.72 (0.0754)	OK
		1	1	458.22	297.29	-81.63	2418.72	3528.37	2297.79 (0.1994)	2176.85 (0.1366)	3016.75 (0.1519)	2857.98 (0.1040)	OK

せん断力に対する限界状態3

No	荷重名略称	行	列	S (kN)	M (kN.m)	N (kN)	Susd (kN)	Sucd (kN)	τm≦制限値 (N/mm²)	判定
24	D+EQ-2[U]	1	5	390.00	458.22	2913.34	1976.21 (0.1973)	4578.34 (0.0852)	0.245≦2.600 (0.0944)	OK
		1	1	390.00	458.22	-81.63	1927.16 (0.2021)	4578.34 (0.0852)	0.245≦2.600 (0.0941)	OK

耐久性能

No	荷重名略称	行	列	M (kN.m)	N S (kN)	σc≦制限値 (曲げ) (N/mm²)	σs≦制限値 (曲げ) (N/mm²)	σs≦制限値 (せん断) (N/mm²)	判定
5	1.0(D+L)-1	1	1	0.00	2939.54 0.00	1.44≦8.00 (0.1804)	-21.65≦160.00 (-)	0.00≦160.00 (0.0000)	OK
		1	1	0.00	2939.54 0.00	1.44≦8.00 (0.1804)	-21.65≦160.00 (-)	0.00≦160.00 (0.0000)	OK

杭頭接合部

疲労の照査			耐荷性能の照査 EQ無し			耐荷性能の照査 EQ有り		
略称	1.0(D+L)-1		略称	D+WS-2[U]		略称	D+EQ-2[U]	
M	kN.m	0.00	M	kN.m	119.60	M	kN.m	458.20
Nmax	kN	2939.50	Nmax	kN	1885.00	Nmax	kN	2913.30
Nmin	kN	2939.50	Nmin	kN	736.10	Nmin	kN	81.60
σs照査	N/mm²	-14.20≦160.00 OK	M≦Myd	kN.m	119.60≦2736.46 OK	M≦Myd	kN.m	458.20≦2768.99 OK
σs照査	N/mm²	-14.20≦160.00 OK	M≦Mud	kN.m	119.60≦3294.01 OK	M≦Mud	kN.m	458.20≦3711.74 OK

柱断面照査

静的解析

橋軸方向

ケース	荷重状態	水位	高さ (m)	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
D+TH+EQ上載土有	D+TH+EQ	無視	0.000	OK	25809.425	84252.229	25809.425	82311.082
D+TH+EQ上載土有	D+TH+EQ	考慮	0.000	OK	25809.425	84252.229	25809.425	82311.082
D+TH+EQ上載土無	D+TH+EQ	無視	0.000	OK	25809.425	84252.229	25809.425	82311.082
D+TH+EQ上載土無	D+TH+EQ	考慮	0.000	OK	27295.180	84252.229	27295.180	82311.082
D+EQ上載土有	D+EQ	無視	0.000	OK	46578.851	99120.269	46578.851	102888.853
D+EQ上載土有	D+EQ	考慮	0.000	OK	46578.851	99120.269	46578.851	102888.853
D+EQ上載土無	D+EQ	無視	0.000	OK	46578.851	99120.269	46578.851	102888.853
D+EQ上載土無	D+EQ	考慮	0.000	OK	49550.360	99120.269	49550.360	102888.853

橋軸直角方向

ケース	荷重状態	水位	高さ (m)	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	無視	0.000	OK	12707.410	342372.649	12707.410	436119.019
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	考慮	0.000	OK	13635.767	342372.649	13635.767	436119.019
D+L+WS+WL上載土無	D+L+WS+WL	無視	0.000	OK	12795.012	342372.649	12795.012	436119.019
D+L+WS+WL上載土無	D+L+WS+WL	考慮	0.000	OK	14975.861	342372.649	14975.861	436119.019
D+WS上載土有	D+WS	無視	0.000	OK	19114.820	330176.485	19114.820	424866.420
D+WS上載土有	D+WS	考慮	0.000	OK	19955.470	330176.485	19955.470	424866.420
D+WS上載土無	D+WS	無視	0.000	OK	19290.023	330176.485	19290.023	424866.420
D+WS上載土無	D+WS	考慮	0.000	OK	21295.563	330176.485	21295.563	424866.420
D+EQ上載土有	D+EQ	無視	0.000	OK	46054.940	388442.923	46054.940	531083.025
D+EQ上載土有	D+EQ	考慮	0.000	OK	46054.940	388442.923	46054.940	531083.025
D+EQ上載土無	D+EQ	無視	0.000	OK	46054.940	388442.923	46054.940	531083.025
D+EQ上載土無	D+EQ	考慮	0.000	OK	46269.882	388442.923	46269.882	531083.025

L2下限値照査

照査方向	地震動タイプ	柱の塑性化	破壊形態	終局位置	0.4cz×W (kN)		Pa (kN)	判定
橋軸↑	I	期待する	曲げ破壊型	OK	7022.98	≦	7211.06	OK
	II	期待する	曲げ破壊型		5969.54	≦	7211.06	OK
橋軸直角→	I	期待する	曲げ破壊型	OK	5678.98	≦	40370.95	OK
	II	期待する	曲げ破壊型		4827.14	≦	40370.95	OK

動的解析

橋軸方向

最大応答変位 タイプI

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 I－I－1	I－I－2	I－I－3	平均値	判定
P1	-0.0716 / -0.1126	-0.0751 / -0.1126	-0.0704 / -0.1126		
	0.6358	0.6671	0.6254	0.6428	OK
P2	-0.0710 / -0.1107	-0.0732 / -0.1107	-0.0697 / -0.1107		
	0.6418	0.6611	0.6298	0.6442	OK

最大応答変位 タイプII

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 II－I－1	II－I－2	II－I－3	平均値	判定
P1	-0.0642 / -0.1126	0.0711 / 0.1126	-0.0860 / -0.1126		
	0.5704	0.6318	0.7639	0.6554	OK
P2	-0.0619 / -0.1107	-0.0694 / -0.1107	-0.0834 / -0.1107		
	0.5590	0.6265	0.7536	0.6464	OK

せん断照査 タイプI

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 I－I－1	I－I－2	I－I－3	平均値	判定	備考
1213	1213	8660.7 / 27064.4	9594.9 / 27064.4	9021.1 / 27064.4			柱-1
		0.320	0.355	0.333	0.336	OK	BLOCK1
	1214	8660.7 / 27064.4	9594.9 / 27064.4	9021.1 / 27064.4			
		0.320	0.355	0.333	0.336	OK	

せん断照査 タイプII

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 I－I－1	I－I－2	I－I－3	平均値	判定	備考
1213	1213	-7409.6 / 29119.0	9483.0 / 29119.0	-10014.1 / 29119.0			柱-1
		0.254	0.326	0.344	0.308	OK	BLOCK1
	1214	-7409.6 / 29119.0	9483.0 / 29119.0	-10014.1 / 29119.0			
		0.254	0.326	0.344	0.308	OK	

橋軸直角方向

タイプI

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 I－I－1	I－I－2	I－I－3	平均値	判定
P1	-0.0128 / -0.0456	0.0128 / 0.0456	0.0134 / 0.0456		
	0.2812	0.2801	0.2947	0.2853	OK
P2	-0.0125 / -0.0448	0.0124 / 0.0448	0.0132 / 0.0448		
	0.2780	0.2758	0.2939	0.2825	OK

タイプII

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 II－I－1	II－I－2	II－I－3	平均値	判定
P1	0.0157 / 0.0456	-0.0159 / -0.0456	-0.0144 / -0.0456		
	0.3436	0.3495	0.3160	0.3363	OK
P2	0.0149 / 0.0448	-0.0152 / -0.0448	-0.0150 / -0.0448		
	0.3318	0.3395	0.3350	0.3354	OK

タイプI

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 I－I－1	I－I－2	I－I－3	平均値	判定	備考
1213	1213	-31272.4 / 42972.4	32207.6 / 42972.4	32027.7 / 42972.4			柱-1
		0.728	0.749	0.745	0.741	OK	BLOCK1
	1214	-31272.4 / 42972.4	32207.6 / 42972.4	32027.7 / 42972.4			
		0.728	0.749	0.745	0.741	OK	

タイプII

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 I－I－1	I－I－2	I－I－3	平均値	判定	備考
1213	1213	38018.7 / 44312.8	36317.4 / 44312.8	-36655.3 / 44312.8			柱-1
		0.858	0.820	0.827	0.835	OK	BLOCK1
	1214	38018.7 / 44312.8	36317.4 / 44312.8	-36655.3 / 44312.8			
		0.858	0.820	0.827	0.835	OK	

柱断面照査

静的解析

橋軸方向

ケース	荷重状態	水位	高さ (m)	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
D+TH+EQ上載土有	D+TH+EQ	無視	0.000	OK	30397.925	99538.607	30397.925	96294.843
D+TH+EQ上載土有	D+TH+EQ	考慮	0.000	OK	30397.925	99538.607	30397.925	96294.843
D+TH+EQ上載土無	D+TH+EQ	無視	0.000	OK	30397.925	99538.607	30397.925	96294.843
D+TH+EQ上載土無	D+TH+EQ	考慮	0.000	OK	31883.680	99538.607	31883.680	96294.843
D+EQ上載土有	D+EQ	無視	0.000	OK	54075.851	17104.243	54075.851	20368.554
D+EQ上載土有	D+EQ	考慮	0.000	OK	54075.851	17104.243	54075.851	20368.554
D+EQ上載土無	D+EQ	無視	0.000	OK	54075.851	17104.243	54075.851	20368.554
D+EQ上載土無	D+EQ	考慮	0.000	OK	57047.360	17104.243	57047.360	20368.554

橋軸直角方向

ケース	荷重状態	水位	高さ (m)	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	無視	0.000	OK	12707.410	374316.990	12707.410	496262.007
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	考慮	0.000	OK	13635.767	374316.990	13635.767	496262.007
D+L+WS+WL上載土無	D+L+WS+WL	無視	0.000	OK	12795.012	374316.990	12795.012	496262.007
D+L+WS+WL上載土無	D+L+WS+WL	考慮	0.000	OK	14975.861	374316.990	14975.861	496262.007
D+WS上載土有	D+WS	無視	0.000	OK	19114.820	362646.543	19114.820	485810.762
D+WS上載土有	D+WS	考慮	0.000	OK	19955.470	362646.543	19955.470	485810.762
D+WS上載土無	D+WS	無視	0.000	OK	19290.023	362646.543	19290.023	485810.762
D+WS上載土無	D+WS	考慮	0.000	OK	21295.563	362646.543	21295.563	485810.762
D+EQ上載土有	D+EQ	無視	0.000	OK	50500.220	426642.992	50500.220	607263.453
D+EQ上載土有	D+EQ	考慮	0.000	OK	50500.220	426642.992	50500.220	607263.453
D+EQ上載土無	D+EQ	無視	0.000	OK	50500.220	426642.992	50500.220	607263.453
D+EQ上載土無	D+EQ	考慮	0.000	OK	50715.162	426642.992	50715.162	607263.453

L2下限値照査

照査方向	地震動タイプ	柱の塑性化	破壊形態	終局位置	0.4cz×W (kN)	Pa (kN)	判定
橋軸↑	I	期待する	曲げ破壊型	OK	7526.98 ≦	8480.03	OK
	II	期待する	曲げ破壊型		6397.94 ≦	8480.03	OK
橋軸直角→	I	期待する	曲げ破壊型	OK	6224.98 ≦	46988.38	OK
	II	期待する	曲げ破壊型		5291.24 ≦	46988.38	OK

動的解析

橋軸方向（Ⅰ種地盤）

最大応答変位 タイプⅠ

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 Ⅰ－Ⅰ－1	Ⅰ－Ⅰ－2	Ⅰ－Ⅰ－3	平均値	判定
P1	0.0709 / 0.1126	0.0693 / 0.1126	0.0742 / 0.1126		
	0.6296	0.6152	0.6587	0.6345	OK
P2	0.0646 / 0.1094	0.0669 / 0.1094	0.0729 / 0.1094		
	0.5902	0.6114	0.6659	0.6225	OK

最大応答変位 タイプⅡ

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 Ⅱ－Ⅰ－1	Ⅱ－Ⅰ－2	Ⅱ－Ⅰ－3	平均値	判定
P1	0.0630 / 0.1126	0.0841 / 0.1126	0.0779 / 0.1126		
	0.5597	0.7469	0.6918	0.6661	OK
P2	0.0601 / 0.1094	0.0805 / 0.1094	0.0663 / 0.1094		
	0.5492	0.7355	0.6058	0.6302	OK

せん断照査 タイプⅠ

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 Ⅰ－Ⅰ－1	Ⅰ－Ⅰ－2	Ⅰ－Ⅰ－3	平均値	判定	備考
1213	1213	10084.7 / 28701.7	10083.0 / 28701.7	9738.7 / 28701.7			柱-1
		0.351	0.351	0.339	0.347	OK	BLK1
	1214	10084.7 / 28701.7	10083.0 / 28701.7	9738.7 / 28701.7			
		0.351	0.351	0.339	0.347	OK	

せん断照査 タイプⅡ

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 Ⅰ－Ⅰ－1	Ⅰ－Ⅰ－2	Ⅰ－Ⅰ－3	平均値	判定	備考
1213	1213	-8536.7 / 30889.5	11840.5 / 30889.5	-12462.9 / 30889.5			柱-1
		0.276	0.383	0.403	0.354	OK	BLK1
	1214	-8536.7 / 30889.5	11840.5 / 30889.5	-12462.9 / 30889.5			
		0.276	0.383	0.403	0.354	OK	

橋軸直角方向（Ⅱ種地盤）

タイプⅠ

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 Ⅰ－Ⅱ－1	Ⅰ－Ⅱ－2	Ⅰ－Ⅱ－3	平均値	判定
P1	-0.0120 / -0.0456	-0.0101 / -0.0456	-0.0098 / -0.0456		
	0.2626	0.2217	0.2154	0.2332	OK
P2	0.0086 / 0.0475	-0.0101 / -0.0475	-0.0084 / -0.0475		
	0.1820	0.2118	0.1760	0.1899	OK

タイプⅡ

橋脚	(上段)最大応答変位 / 水平変位の制限値(m)、(下段)比率 Ⅱ－Ⅱ－1	Ⅱ－Ⅱ－2	Ⅱ－Ⅱ－3	平均値	判定
P1	-0.0109 / -0.0456	0.0115 / 0.0456	-0.0112 / -0.0456		
	0.2381	0.2512	0.2448	0.2447	OK
P2	-0.0092 / -0.0475	0.0093 / 0.0475	-0.0076 / -0.0475		
	0.1941	0.1958	0.1610	0.1837	OK

タイプⅠ

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 Ⅰ－Ⅰ－1	Ⅰ－Ⅰ－2	Ⅰ－Ⅰ－3	平均値	判定	備考
1213	1213	21979.1 / 50996.8	-24865.8 / 50996.8	-21415.1 / 50996.8			柱-1
		0.431	0.488	0.420	0.446	OK	BLK1
	1214	21979.1 / 50996.8	-24865.8 / 50996.8	-21415.1 / 50996.8			
		0.431	0.488	0.420	0.446	OK	

タイプⅡ

部材番号	格点番号	(上段)最大応答せん断力 / せん断の制限値Ps(kN)、(下段)比率 Ⅰ－Ⅰ－1	Ⅰ－Ⅰ－2	Ⅰ－Ⅰ－3	平均値	判定	備考
1213	1213	23043.1 / 52138.8	22868.2 / 52138.8	20104.1 / 52138.8			柱-1
		0.439	0.436	0.383	0.420	OK	BLK1
	1214	23043.1 / 52138.8	22868.2 / 52138.8	20104.1 / 52138.8			
		0.439	0.436	0.383	0.420	OK	

フーチングの設計（永続/変動）

橋軸方向

(2) 曲げモーメントに対する検討

前面張出(上面引張)

耐荷性能

ケース	荷重状態	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
D+TH+EQ上載土有	D+TH+EQ	OK	-41.195	1337.772	-41.195	1185.797
D+EQ上載土有	D+EQ	OK	-529.882	1573.849	-529.882	1482.246
D+EQ上載土無	D+EQ	OK	-223.731	1573.849	-223.731	1482.246

前面張出(下面引張)

耐荷性能

ケース	荷重状態	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
D上載土有	D	OK	575.020	3144.821	575.020	2929.919
D上載土無	D	OK	785.268	3144.821	785.268	2929.919
D+L上載土有	D+L	OK	728.859	3144.821	728.859	2929.919
D+L上載土無	D+L	OK	939.107	3144.821	939.107	2929.919
D+TH上載土有	D+TH	OK	462.550	3144.821	462.550	2929.919
D+TH上載土無	D+TH	OK	672.798	3144.821	672.798	2929.919
D+L+TH上載土有	D+L+TH	OK	636.814	3144.821	636.814	2929.919
D+L+TH上載土無	D+L+TH	OK	847.062	3144.821	847.062	2929.919
D+TH+EQ上載土無	D+TH+EQ	OK	177.183	3144.821	177.183	2929.919

背面張出で「上面引張」となるケースはない。

橋軸直角方向

(2) 曲げモーメントに対する検討

左側張出(上面引張)

耐荷性能

ケース	荷重状態	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)	限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)
D上載土有	D	OK	65.132[1249.725]	65.132[1145.233]
D上載土無	D	OK	88.946[1249.725]	88.946[1145.233]
D+L上載土有	D+L	OK	82.557[1249.725]	82.557[1145.233]
D+L上載土無	D+L	OK	106.371[1249.725]	106.371[1145.233]
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	OK	57.240[1249.725]	57.240[1145.233]
D+L+WS+WL上載土無	D+L+WS+WL	OK	80.837[1249.725]	80.837[1145.233]
D+WS上載土有	D+WS	OK	28.355[1249.725]	28.355[1145.233]
D+WS上載土無	D+WS	OK	51.734[1249.725]	51.734[1145.233]

右側張出で「上面引張」となるケースはない。

右側張出(下面引張)

耐荷性能

ケース	荷重状態	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
D上載土有	D	OK	65.132	1249.725	65.132	1145.233
D上載土無	D	OK	88.946	1249.725	88.946	1145.233
D+L上載土有	D+L	OK	82.557	1249.725	82.557	1145.233
D+L上載土無	D+L	OK	106.371	1249.725	106.371	1145.233
D+L+WS+WL上載土有	D+L+WS+WL	OK	106.131	1249.725	106.131	1145.233
D+L+WS+WL上載土無	D+L+WS+WL	OK	130.163	1249.725	130.163	1145.233
D+WS上載土有	D+WS	OK	101.909	1249.725	101.909	1145.233
D+WS上載土無	D+WS	OK	126.159	1249.725	126.159	1145.233
D+EQ上載土有	D+EQ	OK	160.526	1470.265	160.526	1431.541
D+EQ上載土無	D+EQ	OK	184.340	1470.265	184.340	1431.541

フーチングの設計（偶発(レベル2地震動)）

(1) 曲げモーメントに対する検討

耐荷性能

照査方向	張出方向	地震動タイプ	水位	付け根からの距離(m)	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)		限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)	
橋軸↑	押込み側	タイプI	無視	0.000	OK	3700.510	4110.877	3700.510	4069.332
橋軸↑	押込み側	タイプI	考慮	0.000	OK	3323.663	4110.877	3323.663	4069.332
橋軸↑	浮上り側	タイプII	無視	0.000	OK	1137.760	1744.876	1137.760	1643.251
橋軸↑	浮上り側	タイプII	考慮	0.000	OK	656.360	1744.876	656.360	1643.251
橋軸直角→	押込み側	タイプII	無視	0.000	OK	107.165	725.198]	107.165	674.184
橋軸直角→	押込み側	タイプII	考慮	0.000	OK	119.210	725.198]	119.210	674.184
橋軸直角←	浮上り側	タイプII	無視	0.000	OK	148.833	725.198	148.833	674.184
橋軸直角←	浮上り側	タイプII	考慮	0.000	OK	85.860	725.198	85.860	674.184

(3) せん断力に対する検討

耐荷性能

照査方向	張出方向	地震動タイプ	水位	付け根からの距離(m)	判定	限界状態3 斜引張破壊 Sd(Susd) (kN)	限界状態3 圧壊 Sd(Sucd) (kN)
橋軸↑	押込み側	タイプI	無視	0.950	OK	1850.315[2339.393]	1850.315[5440.000]
橋軸↑	押込み側	タイプII	無視	0.950	OK	1659.291[2432.411]	1659.291[5440.000]
橋軸↑	押込み側	タイプI	考慮	0.950	OK	1619.832[2092.051]	1619.832[5440.000]
橋軸↑	押込み側	タイプII	考慮	0.950	OK	1491.285[2275.972]	1491.285[5440.000]
橋軸↑	浮上り側	タイプI	無視	0.950	OK	-493.355[1381.618]	-493.355[5600.000]
橋軸↑	浮上り側	タイプII	無視	0.950	OK	-493.355[1381.618]	-493.355[5600.000]
橋軸↑	浮上り側	タイプI	考慮	0.950	OK	-284.610[1381.618]	-284.610[5600.000]
橋軸↑	浮上り側	タイプII	考慮	0.950	OK	-284.610[1381.618]	-284.610[5600.000]

フーチングの設計（永続/変動）

橋軸方向

(2) 曲げモーメントに対する検討

前面張出(上面引張)

耐荷性能

ケース	荷重状態	水位	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)	限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)
D+TH+EQ上載土有	D+TH+EQ	考慮	OK	-113.151 ≦ 1404.777	-113.151 ≦ 1246.087
D+TH+EQ上載土無	D+TH+EQ	考慮	OK	-44.154[1404.777]	-44.154[1246.087]
D+EQ上載土有	D+EQ	考慮	OK	-651.075 ≦ 1652.679	-651.075 ≦ 1557.608
D+EQ上載土無	D+EQ	考慮	OK	-635.853 ≦ 1652.679	-635.853 ≦ 1557.608

前面張出(下面引張)

耐久性能

ケース	荷重状態	水位	判定	腐食に対する照査 引張応力度 σs(σsa) (N/mm²)	疲労に対する照査 圧縮応力度 σc(σca) (N/mm²)	疲労に対する照査 引張応力度 σs(σsa) (N/mm²)
1.0(D+L)下載土有	1.0(D+L)	無視	OK	---	1.9[8.0]	73.2[160.0]
1.0(D+L)上載土無	1.0(D+L)	無視	OK	---	2.5[8.0]	96.1[160.0]

耐荷性能

ケース	荷重状態	水位	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)	限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)
D上載土有	D	無視	OK	563.024 ≦ 2392.826	563.024 ≦ 2229.468
D上載土無	D	無視	OK	777.934 ≦ 2392.826	777.934 ≦ 2229.468
D+L上載土有	D+L	無視	OK	715.785 ≦ 2392.826	715.785 ≦ 2229.468
D+L上載土無	D+L	無視	OK	930.695 ≦ 2392.826	930.695 ≦ 2229.468
D+TH下載土有	D+TH	無視	OK	422.746 ≦ 2392.826	422.746 ≦ 2229.468
D+TH上載土無	D+TH	無視	OK	637.656 ≦ 2392.826	637.656 ≦ 2229.468
D+L+TH下載土有	D+L+TH	無視	OK	602.939 ≦ 2392.826	602.939 ≦ 2229.468
D+L+TH上載土無	D+L+TH	無視	OK	817.849 ≦ 2392.826	817.849 ≦ 2229.468
D+TH+EQ上載土無	D+TH+EQ	無視	OK	106.624 ≦ 2392.826	106.624 ≦ 2229.468

橋軸直角方向

(2) 曲げモーメントに対する検討

左側張出(上面引張)

耐久性能

ケース	荷重状態	水位	判定	腐食に対する照査 引張応力度 σs(σsa) (N/mm²)	疲労に対する照査 圧縮応力度 σc(σca) (N/mm²)	疲労に対する照査 引張応力度 σs(σsa) (N/mm²)
1.0(D+L)下載土有	1.0(D+L)	無視	OK	---	0.9[8.0]	87.5[160.0]
1.0(D+L)上載土無	1.0(D+L)	無視	OK	---	0.2[8.0]	20.2[160.0]

耐荷性能

ケース	荷重状態	水位	判定	限界状態1 降伏曲げ耐力 Md(Myd) (kN.m)	限界状態3 終局曲げ耐力 Md(Mud) (kN.m)
D上載土有	D	無視	OK	-179.818 ≦ 520.097	-179.818 ≦ 454.649
D上載土無	D	無視	OK	41.402 ≦ 520.097	41.402 ≦ 454.649
D+L上載土有	D+L	無視	OK	-179.818 ≦ 520.097	-179.818 ≦ 454.649
D+L上載土無	D+L	無視	OK	41.402 ≦ 520.097	41.402 ≦ 454.649
D+L+WS+WL下載土有	D+L+WS+WL	無視	OK	-179.818 ≦ 520.097	-179.818 ≦ 454.649
D+L+WS+WL上載土無	D+L+WS+WL	無視	OK	-41.402 ≦ 520.097	-41.402 ≦ 454.649
D+WS上載土有	D+WS	無視	OK	-179.818 ≦ 520.097	-179.818 ≦ 454.649
D+WS下載土無	D+WS	無視	OK	-41.402 ≦ 520.097	-41.402 ≦ 454.649
D+EQ上載土有	D+EQ	無視	OK	179.818 ≦ 611.878	179.818 ≦ 568.312
D+EQ下載土無	D+EQ	無視	OK	-41.402 ≦ 611.878	-41.402 ≦ 568.312

フーチングの設計（偶発(レベル2地震動)）

(1) 橋軸方向

部材照査

液状化	地震動タイプ	水位	判定	杭基礎 せん断力 (kN)	杭基礎 せん断耐力 (kN)	杭頭 杭体My,杭頭M (kN.m/本)	杭頭 仮想RC断面 My (kN.m/本)	フーチング 作用力 (kN.m,kN)	フーチング 耐力 (kN.m,kN)
無視	I	水位無視	OK	13266.2 ≦	33224.9	308.18 ≦	3127.20	① 2760.02 ≦ ② 2046.30 ≦	3696.48 2283.25
無視	I	水位考慮	OK	13266.2 ≦	32973.0	307.19 ≦	3127.20	① 1545.5 ≦ ② 1612.84 ≦	1726.81 1798.68
無視	II	水位無視	OK	15000.0 ≦	33369.4	470.20 ≦	3127.20	① 1604.04 ≦ ② 2139.45 ≦	1726.81 2283.25
無視	II	水位考慮	OK	15000.0 ≦	33084.6	470.26 ≦	3127.20	① 1618.36 ≦ ② 1106.16 ≦	1726.81 1798.68

(2) 橋軸直角方向

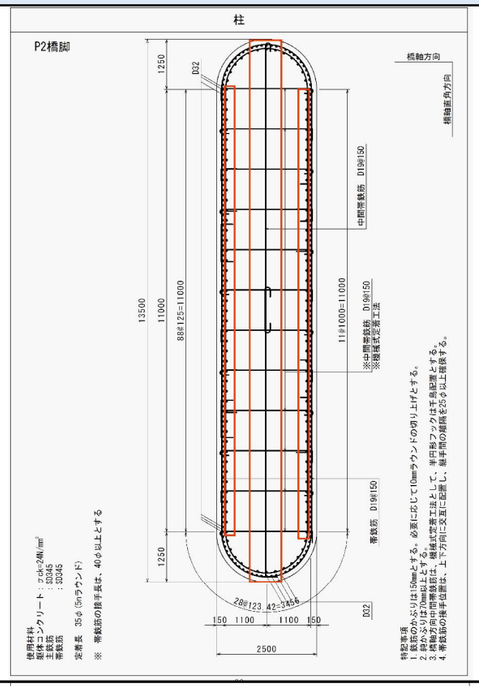
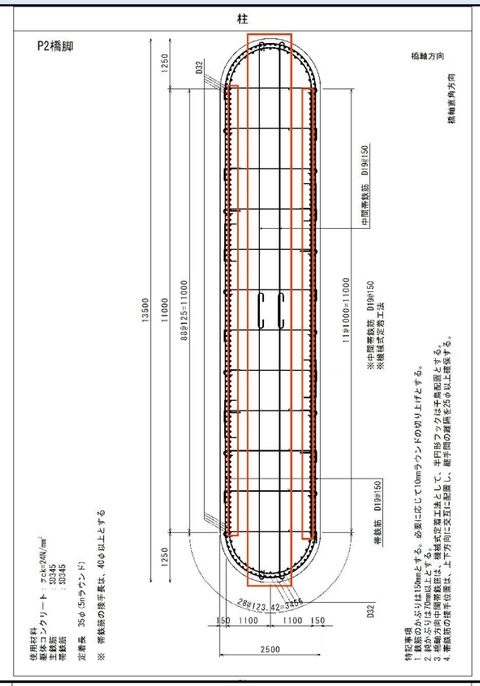
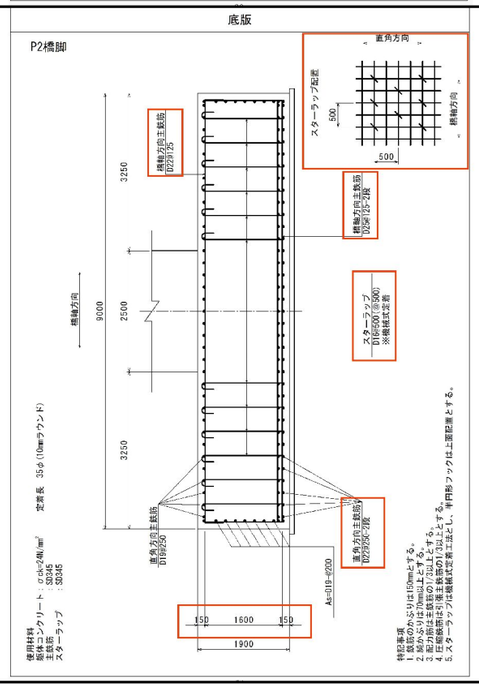
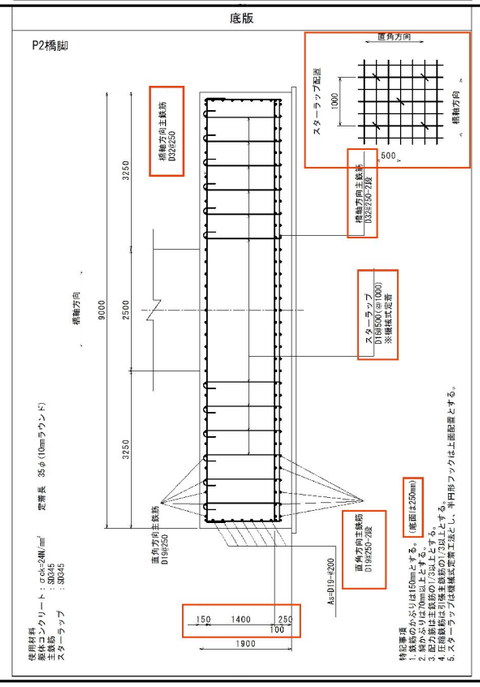
部材照査

液状化	地震動タイプ	水位	判定	杭基礎 せん断力 (kN)	杭基礎 せん断耐力 (kN)	杭頭 杭体My,杭頭M (kN.m/本)	杭頭 仮想RC断面 My (kN.m/本)	フーチング 作用力 (kN.m,kN)	フーチング 耐力 (kN.m,kN)
無視	I	水位無視	OK	26347.2 ≦	34315.0	1892.40 ≦	3127.20	① -185.04 ≦ ② —	638.64
無視	I	水位考慮	OK	26347.2 ≦	33814.7	1858.54 ≦	3127.20	① -106.75 ≦ ② —	638.64
無視	II	水位無視	OK	30233.0 ≦	34638.8	2184.18 ≦	3127.20	① -185.04 ≦ ② —	638.64
無視	II	水位考慮	OK	30233.0 ≦	34064.7	2140.02 ≦	3127.20	① -106.75 ≦ ② —	638.64

4.1.3 配筋要領図対比

P2 橋脚の配筋要領の変更箇所を以下に示す。

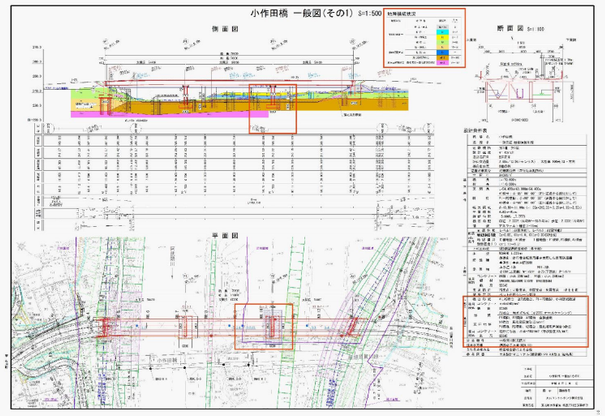
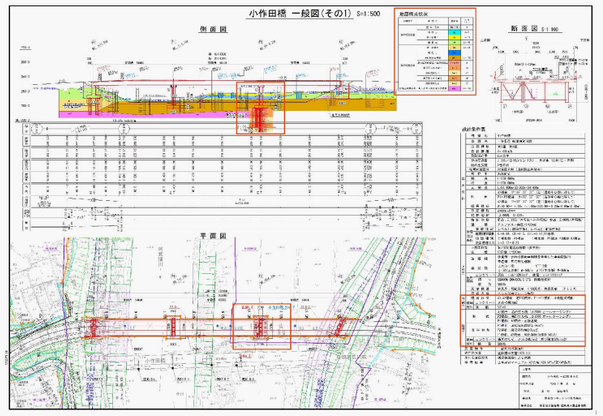
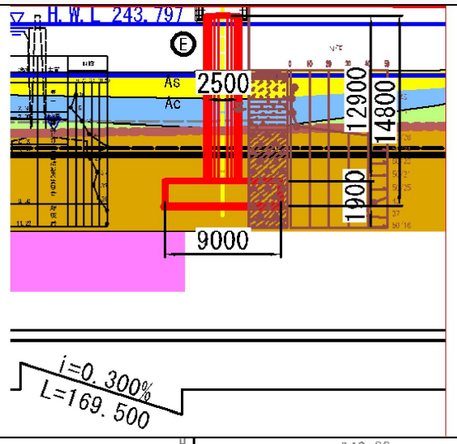
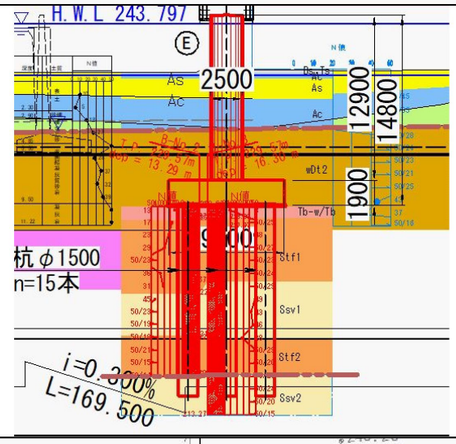
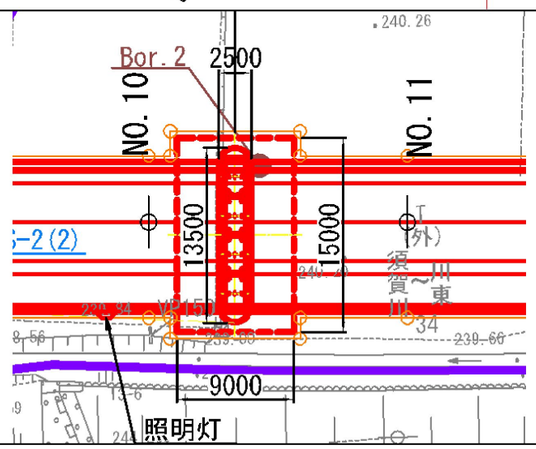
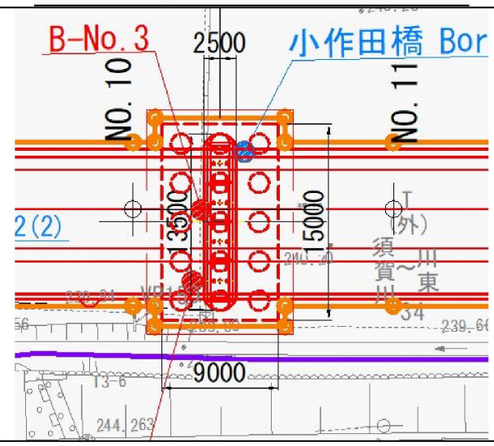
表 4.1.1　配筋要領の対比

修正項目	修正内容	変更前	変更後
柱部	・主鉄筋２段目：D32ctc250→D32ctc125 ・中間帯鉄筋：1本→2本		
底版	・橋軸方向主鉄筋(上面)： D22ctc125→D32ctc250 ・橋軸方向主鉄筋(下面)： D25ctc125-2段→D32ctc250-2段 かぶり150→かぶり250 ・直角方向主鉄筋(下面)： D22ctc250-2段→D19ctc250-2段 かぶり150→かぶり250 ・スターラップ配置： D16ctc500(ctc500)→D16ctc500(ctc1000)		

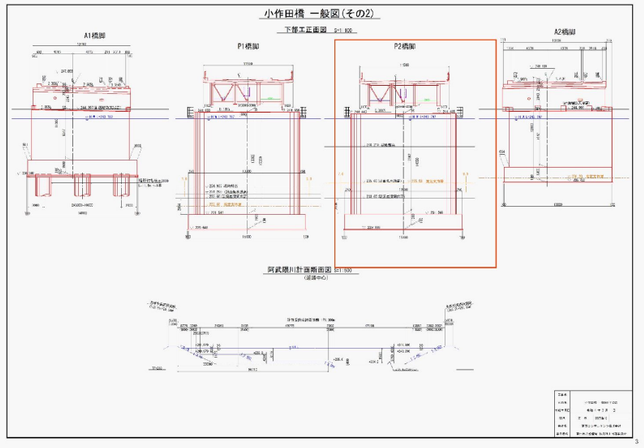
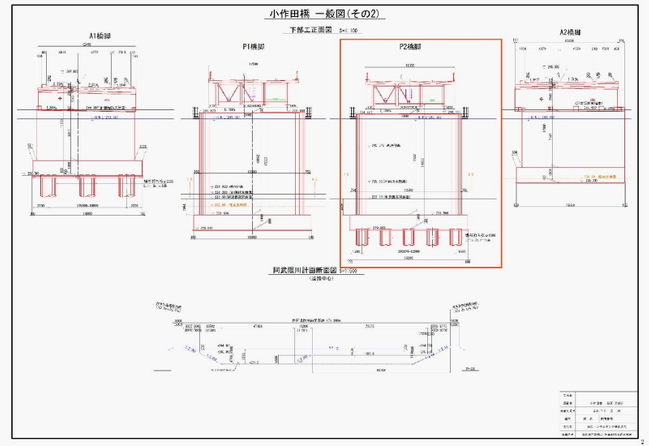
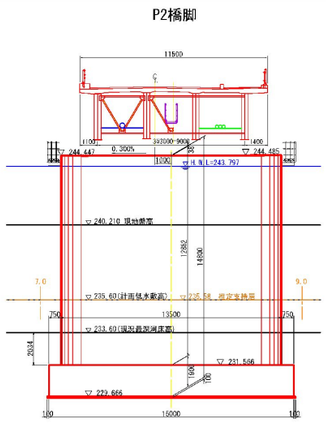
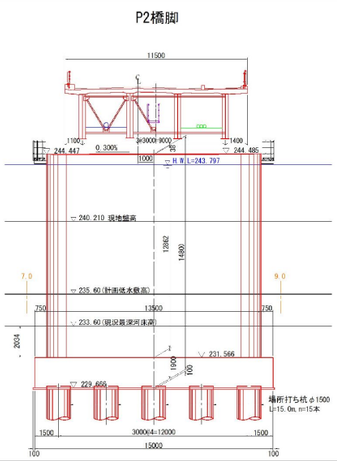
4.1.4 図面修正一覧

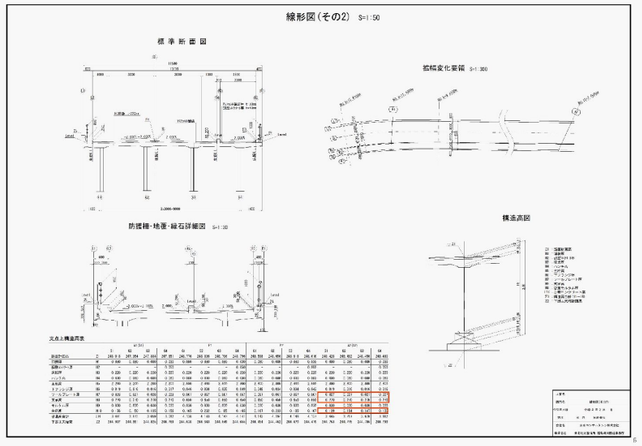
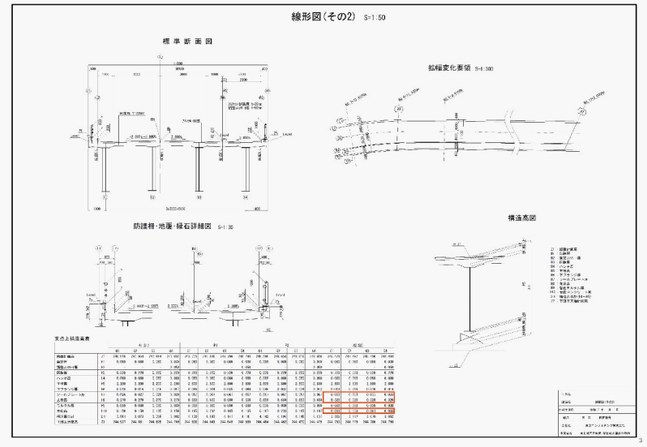
図面の修正箇所一覧を以下に示す。

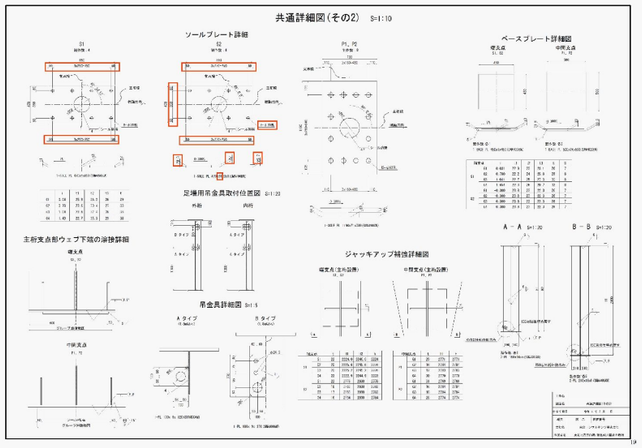
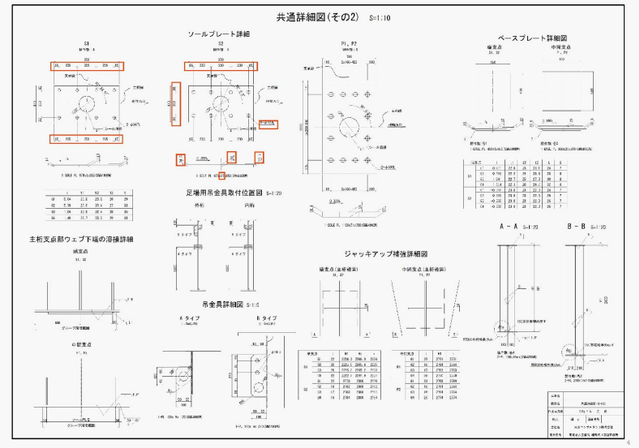
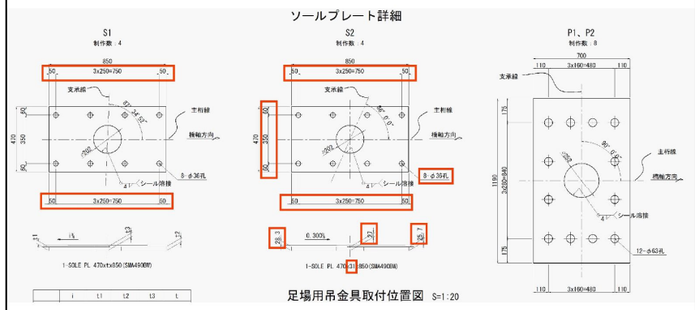
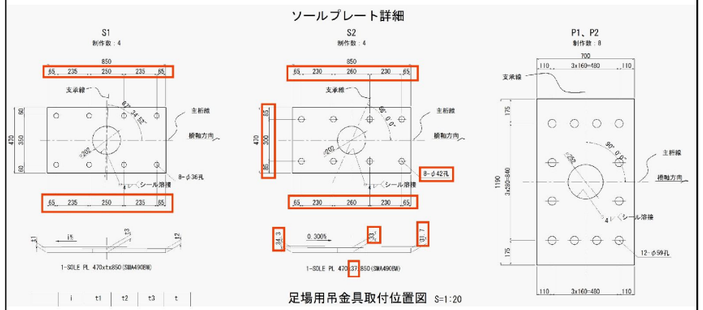
表 4.1.2　修正箇所一覧表

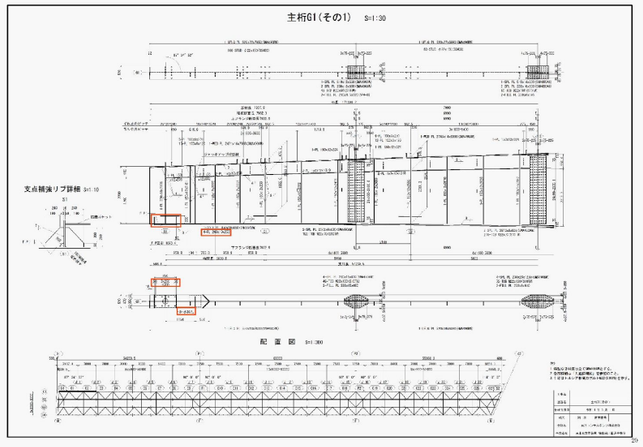
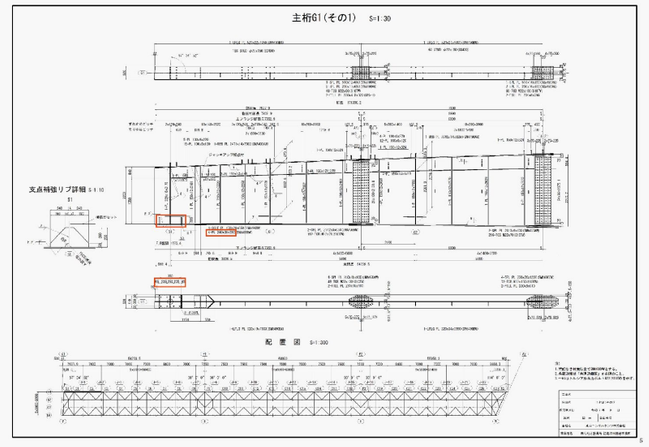
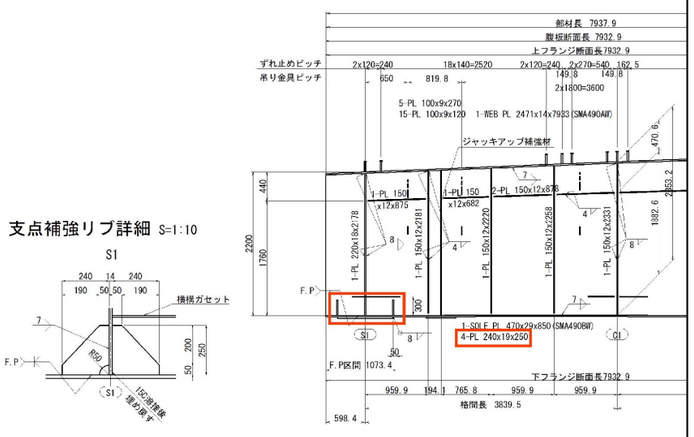
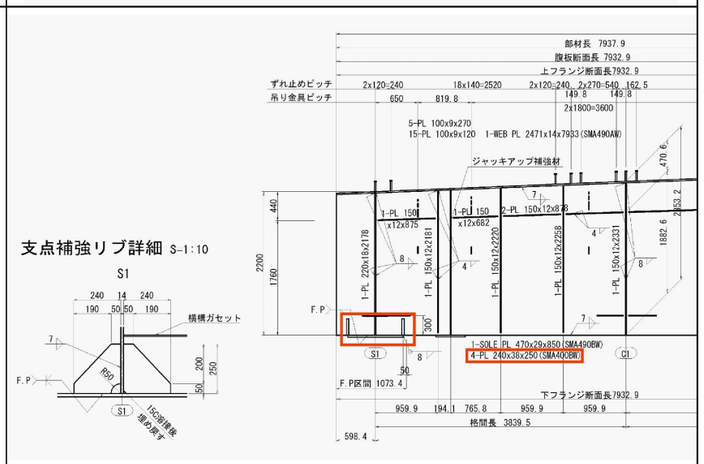
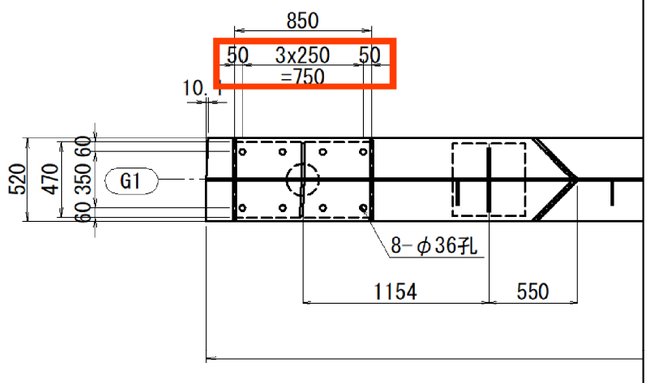
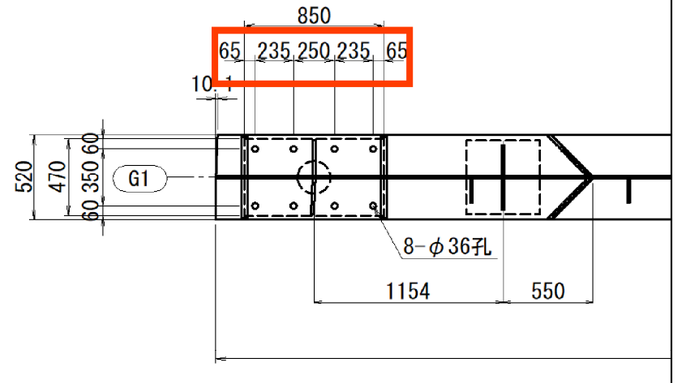
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
一般図(その１)	・直接基礎から杭基礎 ・ボーリング柱状図の追加 ・P2橋脚位置の土層分布を変更 ・P2橋脚の基礎工形式を変更：場所打ち杭（φ1500オールケーシング） ・P2橋脚の支持地盤を変更：凝灰質砂岩2(Ssv2)	p.2		p.1	
一般図(その1)	[側面図] ・直接基礎から杭基礎 ・ボーリング柱状図の追加	p.2		p.1	
一般図(その1)	[平面図] ・直接基礎から杭基礎 ・ボーリング実施位置の追加	p.2		p.1	

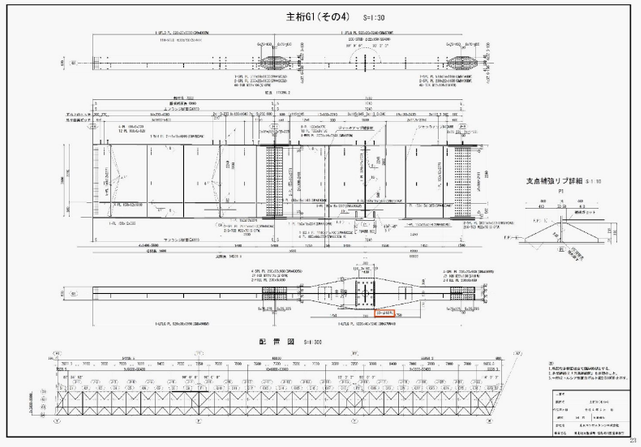
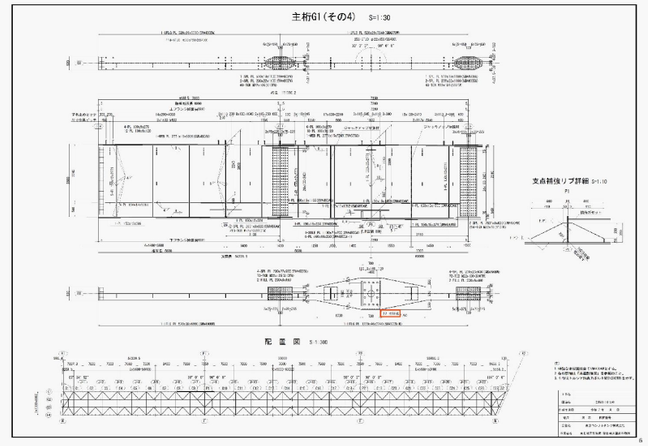
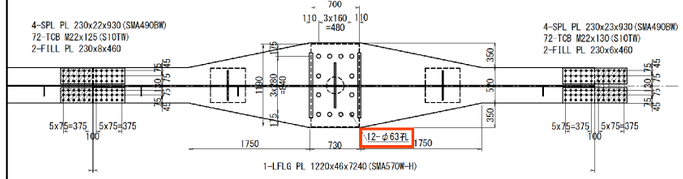
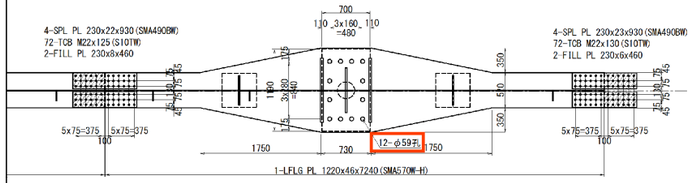
<table>
<tr><th rowspan="2">修正項目</th><th rowspan="2">修正内容</th><th colspan="2">変更前</th><th colspan="2">変更後</th></tr>
<tr><th>ページ</th><th>図</th><th>ページ</th><th>図</th></tr>
<tr><td>一般図(その1)</td><td>［地層構成状況］
・P2橋脚位置の土層分布を変更</td><td>p.2</td><td>
<table>
<tr><th>地質時代</th><th>地 層 名</th><th>層記号</th><th>N 値
（回）</th></tr>
<tr><td rowspan="4">第四紀完新世</td><td>盛 土・表土</td><td>Bs・Ts</td><td>3</td></tr>
<tr><td>粘 性 土</td><td>Ac</td><td>0～7</td></tr>
<tr><td>砂・砂質土</td><td>As</td><td>2～13</td></tr>
<tr><td>礫 質 土</td><td>Ag</td><td>9～60</td></tr>
<tr><td rowspan="3">第四紀更新世</td><td>砂・砂質土</td><td>Ds</td><td>32～56</td></tr>
<tr><td>粘 性 土</td><td>Dc</td><td>ー</td></tr>
<tr><td>風化凝灰角礫岩</td><td>wDt2</td><td>37～300</td></tr>
<tr><td>新第三紀鮮新世</td><td>風化泥岩～風化凝灰質砂岩</td><td>wsct</td><td>54～167</td></tr>
</table>
</td><td>p.1</td><td>
<table>
<tr><th>地質時代</th><th>地 層 名</th><th>層記号</th><th>N 値
（回）</th></tr>
<tr><td rowspan="4">第四紀完新世</td><td>盛 土・表土</td><td>Bs・Ts</td><td>3</td></tr>
<tr><td>粘 性 土</td><td>Ac</td><td>0～7</td></tr>
<tr><td>砂・砂質土</td><td>As</td><td>2～13</td></tr>
<tr><td>礫 質 土</td><td>Ag</td><td>13～60</td></tr>
<tr><td rowspan="8">第四紀更新世</td><td>砂・砂質土</td><td>Ds</td><td>32～56</td></tr>
<tr><td>粘 性 土</td><td>Dc</td><td>ー</td></tr>
<tr><td>風化凝灰角礫岩</td><td>wDt2</td><td>37～100</td></tr>
<tr><td>風化凝灰角礫岩～凝灰角礫岩</td><td>Tb-w/Tb</td><td>8</td></tr>
<tr><td>凝灰質シルト岩１</td><td>Stf1</td><td>35</td></tr>
<tr><td>凝灰質砂岩１</td><td>Ssv1</td><td>47</td></tr>
<tr><td>凝灰質シルト岩２</td><td>Stf2</td><td>60</td></tr>
<tr><td>凝灰質砂岩２</td><td>Ssv2</td><td>67</td></tr>
<tr><td>新第三紀鮮新世</td><td>風化泥岩～風化凝灰質砂岩</td><td>wsct</td><td>54～167</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>一般図(その1)</td><td>［設計条件表］
・P2橋脚の基礎工形式を変更：場所打ち杭（φ1500オールケーシング）
・P2橋脚の支持地盤を変更：凝灰質砂岩2(Ssv2)</td><td>p.2</td><td>
<table>
<tr><td rowspan="3">下部工</td><td colspan="2">橋 台 形 式</td><td>A1,A2橋台：逆T式橋台、P1～P2橋脚：小判壁式橋脚</td></tr>
<tr><td rowspan="2">使用材料</td><td>コンクリート</td><td>σck=24N/mm2</td></tr>
<tr><td>鉄 筋</td><td>SD345</td></tr>
<tr><td rowspan="5">基礎工</td><td colspan="2">形 式</td><td>A1橋台：場所打ち杭（φ2000 オールケーシング）
P1橋脚，P2橋脚，A2橋台：直接基礎</td></tr>
<tr><td colspan="2">支 持 地 盤</td><td>A1橋台：風化凝灰質砂岩(wsct)
P1橋脚，P2橋脚，A2橋台：風化凝灰角礫岩(wDt2)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">使用材料</td><td>コンクリート</td><td>場所打ち杭：σck=24N/mm2（呼び強度30N/mm2）</td></tr>
<tr><td>鉄 筋</td><td>SD345</td></tr>
</table>
</td><td>p.1</td><td>
<table>
<tr><td rowspan="3">下部工</td><td colspan="2">橋 台 形 式</td><td>A1,A2橋台：逆T式橋台、P1～P2橋脚：小判壁式橋脚</td></tr>
<tr><td rowspan="2">使用材料</td><td>コンクリート</td><td>σck=24N/mm2</td></tr>
<tr><td>鉄 筋</td><td>SD345</td></tr>
<tr><td rowspan="5">基礎工</td><td colspan="2">形 式</td><td>A1橋台：場所打ち杭（φ2000 オールケーシング）
P2橋脚：場所打ち杭（φ1500 オールケーシング）
P1橋脚，A2橋台：直接基礎</td></tr>
<tr><td colspan="2">支 持 地 盤</td><td>A1橋台：風化凝灰質砂岩(wsct)
P2橋脚：凝灰質砂岩2(Ssv2)
P1橋脚，A2橋台：風化凝灰角礫岩(wDt2)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">使用材料</td><td>コンクリート</td><td>場所打ち杭：σck=24N/mm2（呼び強度30N/mm2）</td></tr>
<tr><td>鉄 筋</td><td>SD345</td></tr>
</table>
</td></tr>
</table>

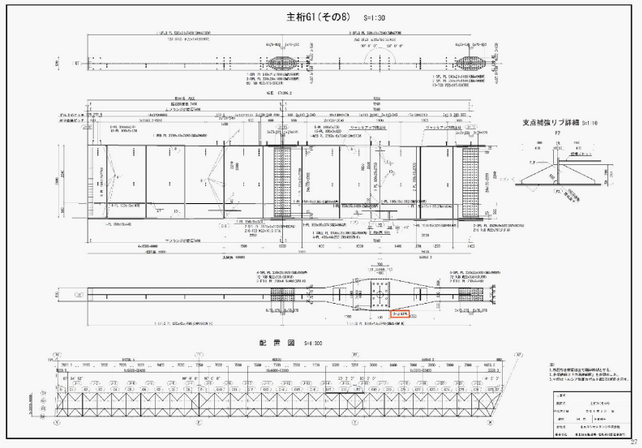
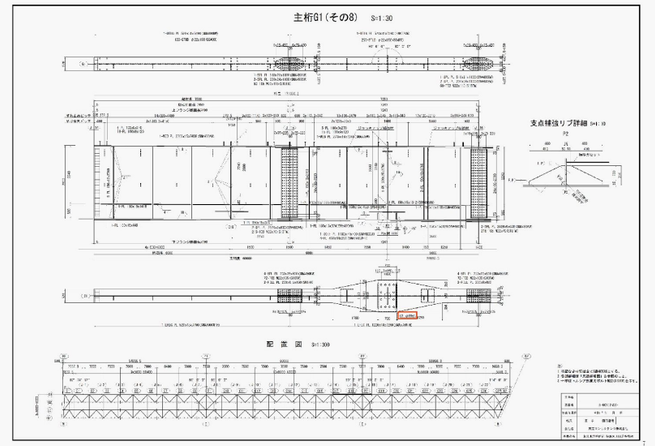
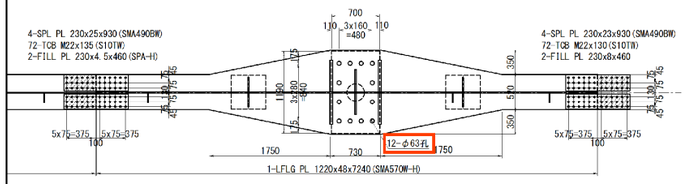
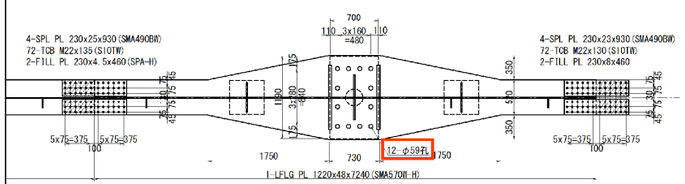
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
一般図(その2)	・直接基礎から杭基礎	p.3		p.2	
一般図(その2)	[下部工正面図] ・直接基礎から杭基礎	p.3		p.2	

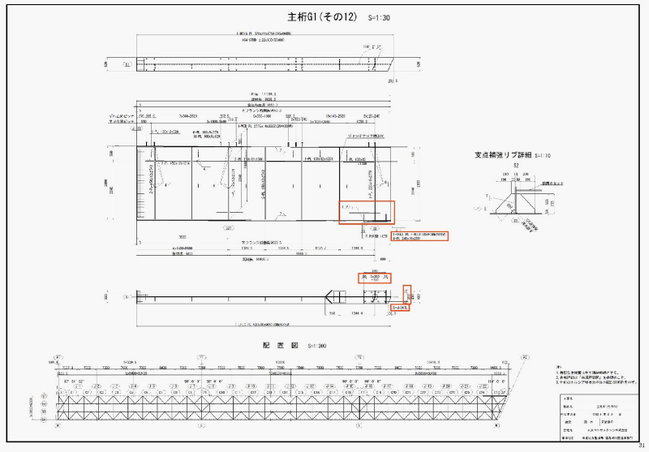
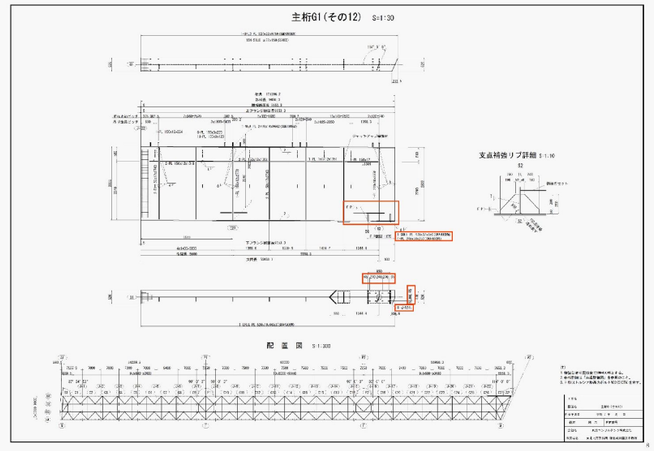
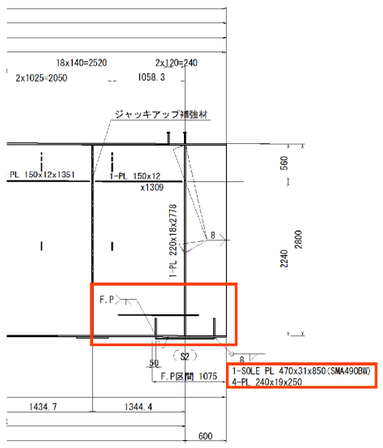
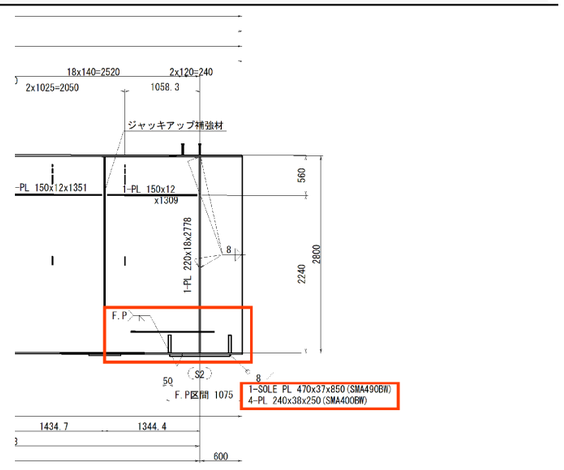
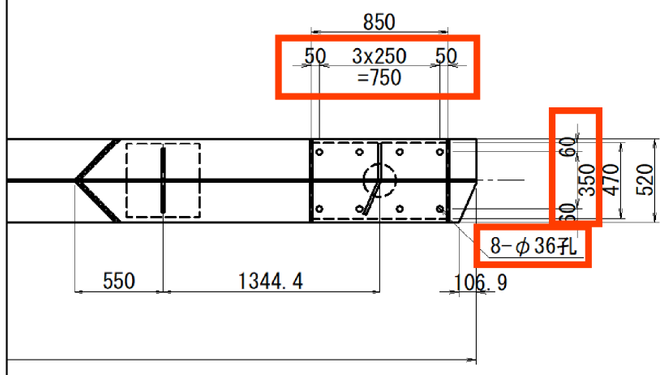
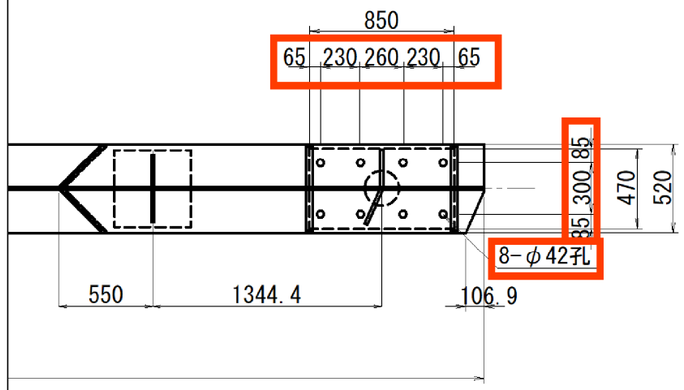
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
線形図(その2)	・A2橋台支承変更に伴う構造高の変更	p.5		p.3	
線形図(その2)	・A2橋台支承変更に伴う構造高の変更	p.5	支点上構造高表 A1 (S1) / P1 / P2 / A2 (S2) G1 G2 G3 G4 G1 G2 G3 G4 G1 G2 G3 G4 G1 G2 G3 G4 路面計画高 Z1 248.018 247.954 247.884 247.851 248.776 248.836 248.796 248.796 248.596 248.656 248.616 248.616 248.428 248.492 248.456 248.460 舗装厚 H1 0.080 0.080 0.080 0.030 0.080 0.080 0.080 0.030 0.080 0.080 0.080 0.030 0.080 0.080 0.080 0.030 調整コンクリート厚 H2 – – – 0.050 – – – 0.050 – – – 0.050 – – – 0.050 床版厚 H3 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 ハンチ高 H4 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 主桁高 H5 2.200 2.200 2.200 2.200 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 下フランジ厚 H6 0.019 0.016 0.016 0.017 0.046 0.034 0.035 0.049 0.048 0.034 0.034 0.043 0.019 0.016 0.016 0.016 ソールプレート厚 H7 0.026 0.027 0.028 0.029 0.067 0.067 0.067 0.067 0.067 0.067 0.067 0.067 0.027 0.027 0.027 0.027 支承高 H8 0.270 0.270 0.270 0.270 0.650 0.650 0.650 0.650 0.650 0.650 0.650 0.650 0.270 0.270 0.270 0.270 モルタル厚 H9 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 台座高 H10 0.156 0.150 0.135 0.156 0.165 0.232 0.185 0.165 0.167 0.233 0.185 0.167 0.139 0.194 0.147 0.139 構造高合計 Σ H 3.081 3.073 3.059 3.082 4.138 4.193 4.147 4.141 4.142 4.194 4.146 4.137 3.665 3.717 3.670 3.662 下部工天端高 Z2 244.937 244.881 244.825 244.769 244.638 244.643 244.649 244.655 244.454 244.462 244.470 244.479 244.763 244.775 244.786 244.798	p.3	支点上構造高表 A1 (S1) / P1 / P2 / A2 (S2) G1 G2 G3 G4 G1 G2 G3 G4 G1 G2 G3 G4 G1 G2 G3 G4 路面計画高 Z1 248.018 247.954 247.884 247.851 248.776 248.836 248.796 248.796 248.596 248.656 248.616 248.616 248.428 248.492 248.456 248.460 舗装厚 H1 0.080 0.080 0.080 0.030 0.080 0.080 0.080 0.030 0.080 0.080 0.080 0.030 0.080 0.080 0.080 0.030 調整コンクリート厚 H2 – – – 0.050 – – – 0.050 – – – 0.050 – – – 0.050 床版厚 H3 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 ハンチ高 H4 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 0.080 主桁高 H5 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 2.800 下フランジ厚 H6 0.046 0.034 0.035 0.049 0.048 0.034 0.034 0.043 0.019 0.016 0.016 0.016 0.063 0.047 0.067 0.067 ソールプレート厚 H7 0.063 0.047 0.067 0.067 0.067 0.067 0.067 0.067 0.033 0.033 0.033 0.033 0.033 0.033 0.033 0.033 支承高 H8 0.650 0.650 0.650 0.650 0.650 0.650 0.650 0.650 0.320 0.320 0.320 0.320 0.320 0.320 0.320 0.320 モルタル厚 H9 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 0.030 台座高 H10 0.165 0.232 0.185 0.165 0.167 0.233 0.185 0.167 0.083 0.138 0.091 0.083 0.165 0.232 0.185 0.165 構造高合計 Σ H 3.981 3.973 3.959 3.982 4.138 4.193 4.147 4.141 4.142 4.194 4.146 4.137 3.665 3.717 3.670 3.662 下部工天端高 Z2 244.937 244.881 244.825 244.769 244.638 244.643 244.649 244.655 244.454 244.462 244.470 244.479 244.763 244.775 244.786 244.798

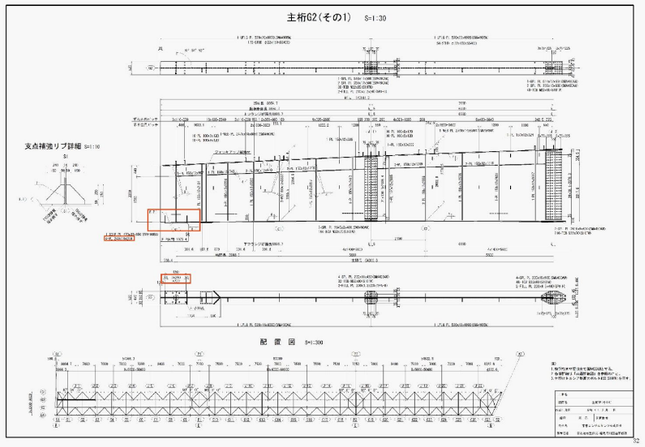
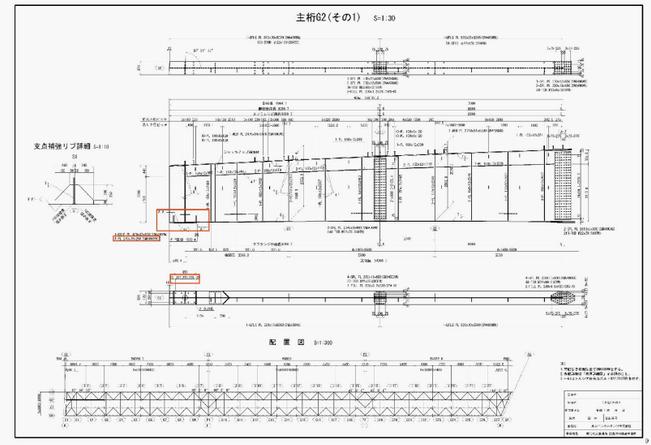
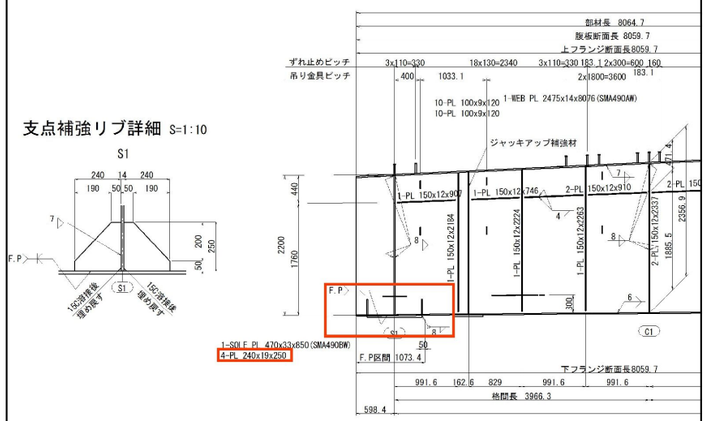
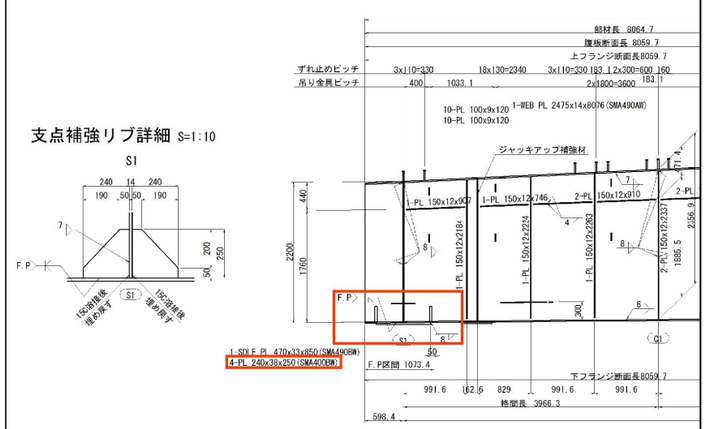
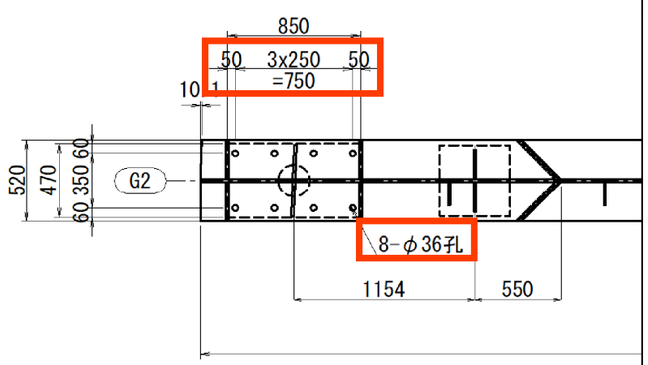
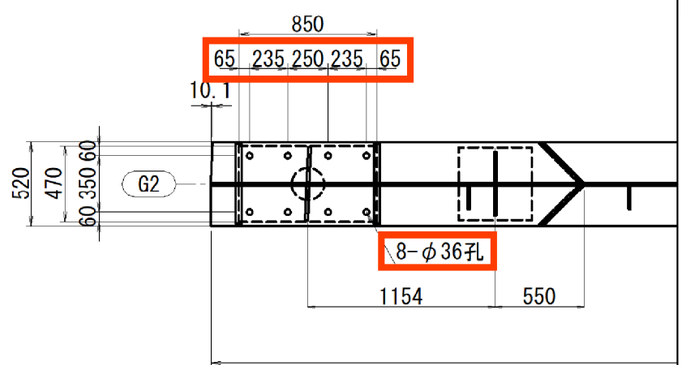
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
共通詳細図(その2)	・ボルト間隔変更 ・孔径変更 ・プレート厚変更	p.19		p.4	
共通詳細図(その2)	[S1] ・ボルト間隔：3@250→235,250,235 [S2] ・ボルト間隔：3@250→230,260,230 ・孔径：φ36→φ42 ・プレート厚：31→37	p.19		p.4	

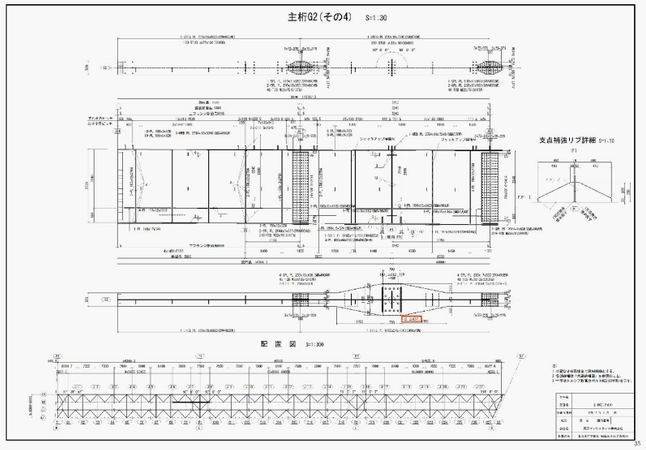
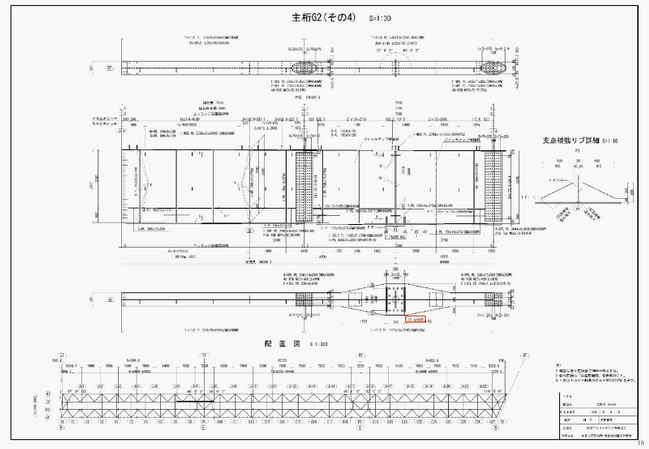
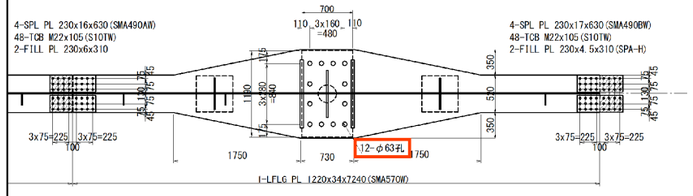
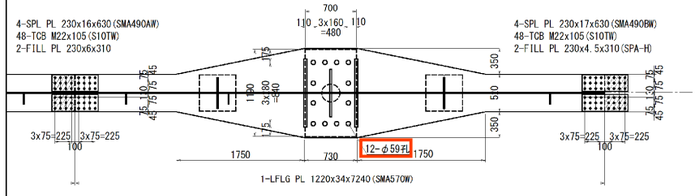
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G1(その1)	・補強リブ厚変更 ・補強リブ材質変更 ・ボルト間隔変更	p.20		p.5	
主桁G1(その1)	・補強リブ厚：19→38 ・補強リブ材質：SMA400AW→SMA400BW	p.20		p.5	
主桁G1(その1)	・ボルト間隔：3@250→235,250,235	p.20		p.5	

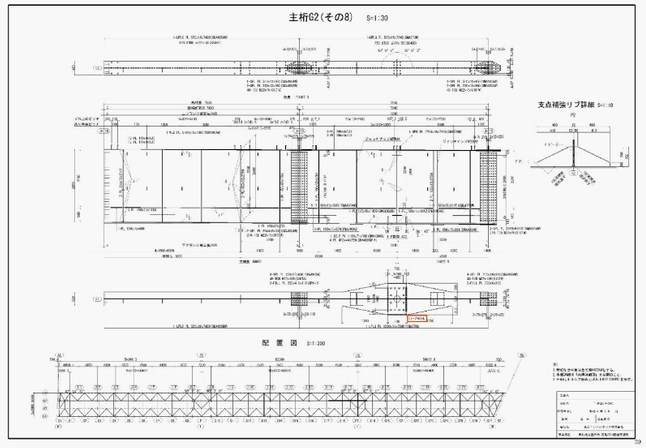
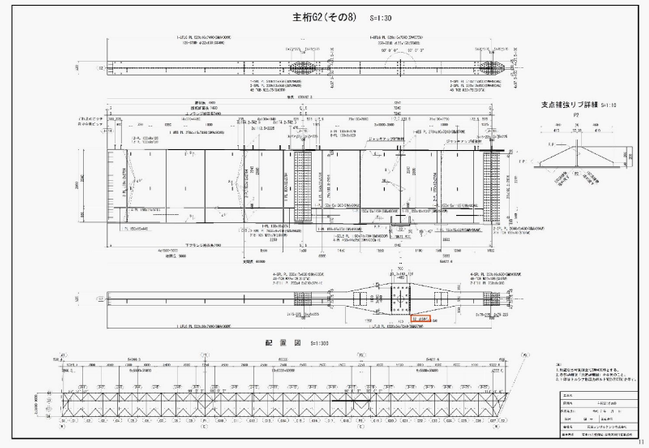
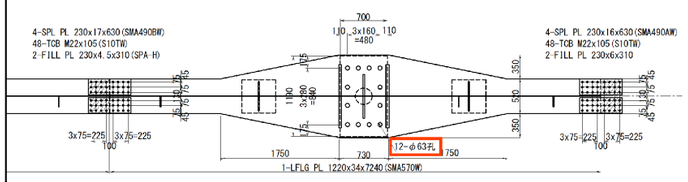
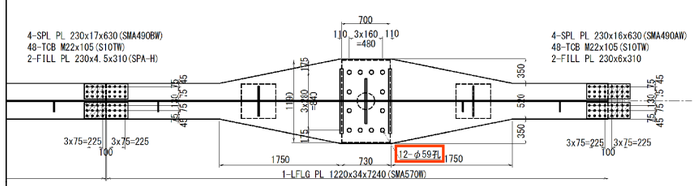
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G1(その4)	・孔径変更	p.23		p.6	
主桁G1(その4)	・孔径：φ63→φ59	p.23		p.6	

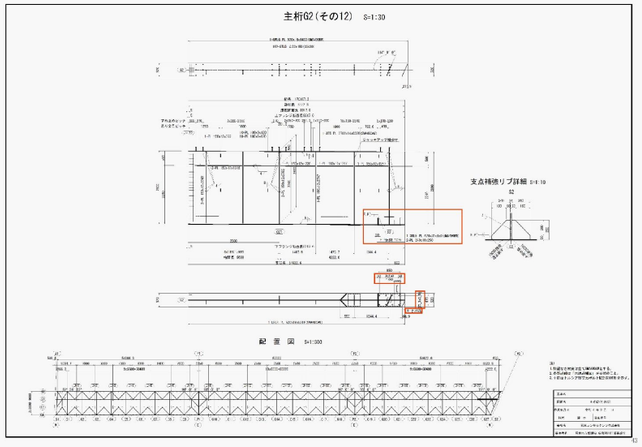
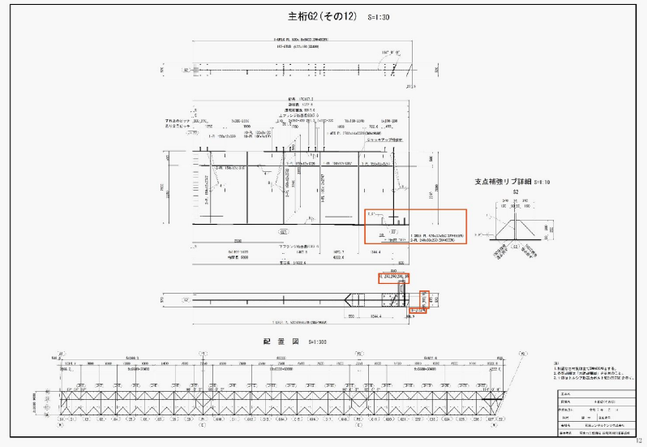
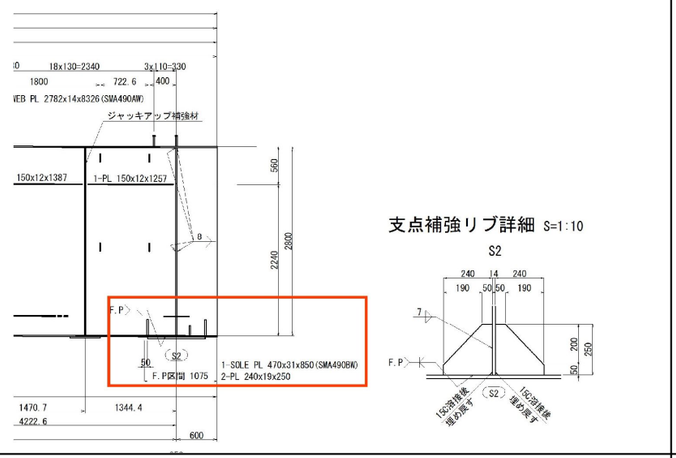
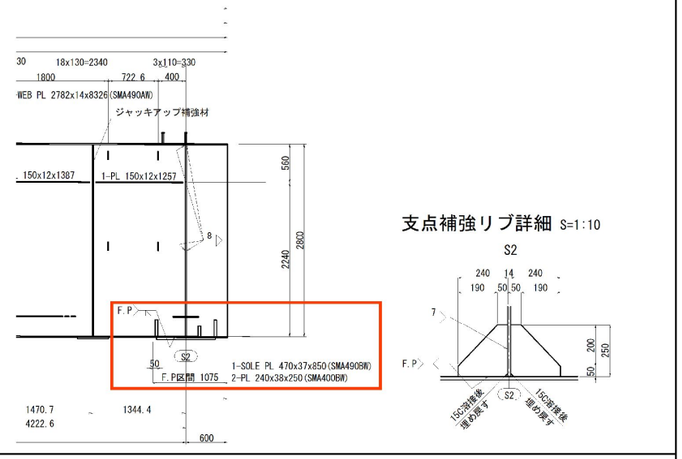
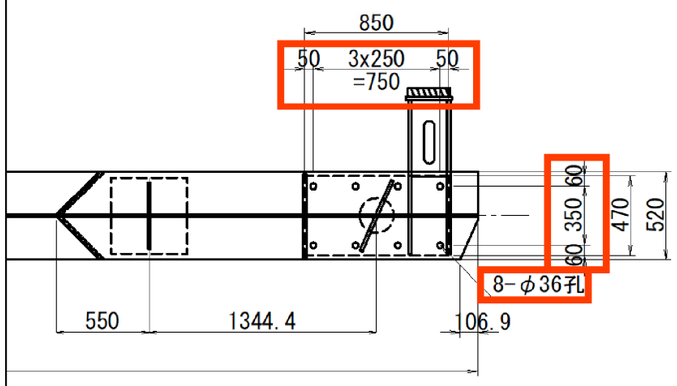
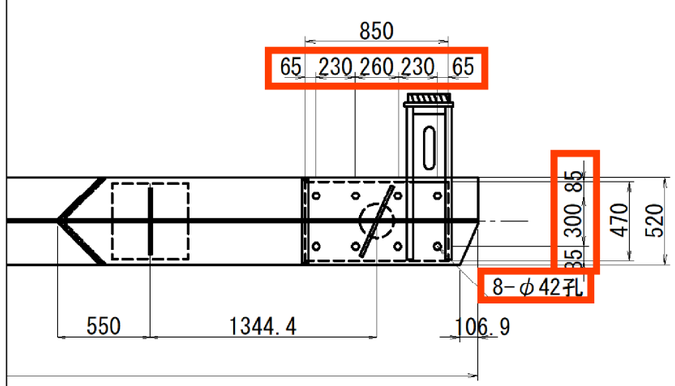
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G1(その8)	・孔径変更	p.27		p.7	
主桁G1(その8)	・孔径：φ63→φ59	p.27		p.7	

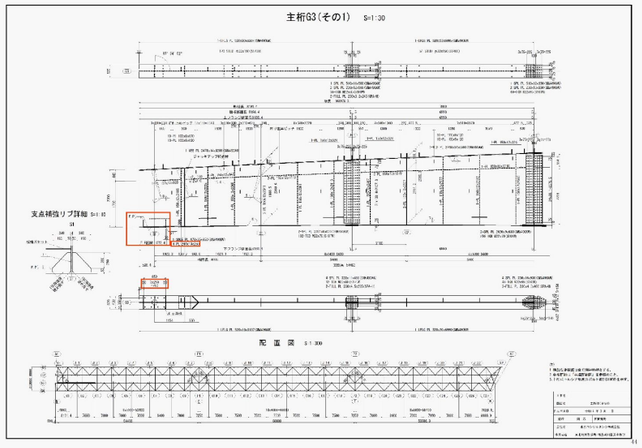
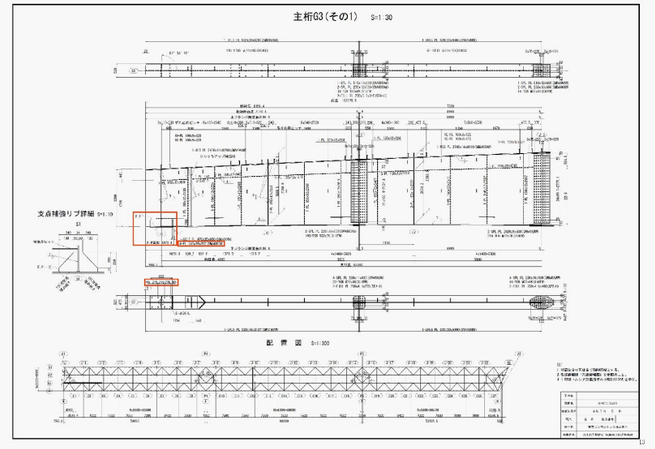
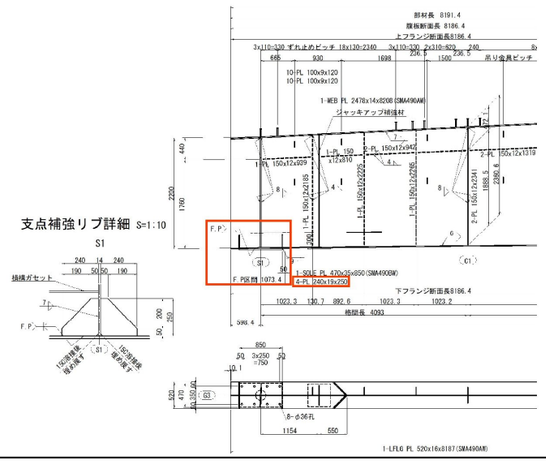
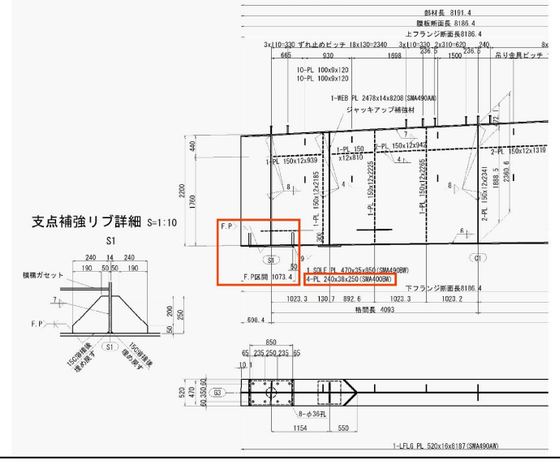
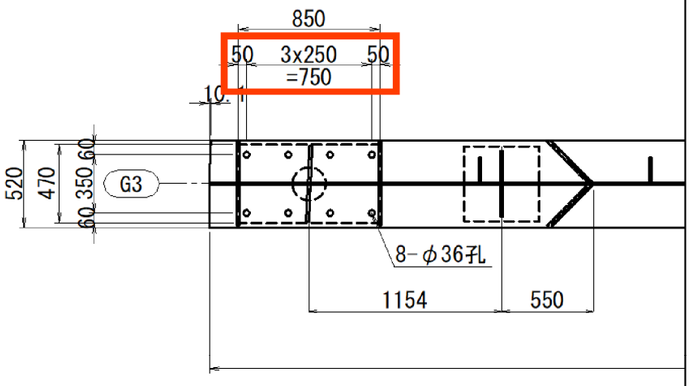
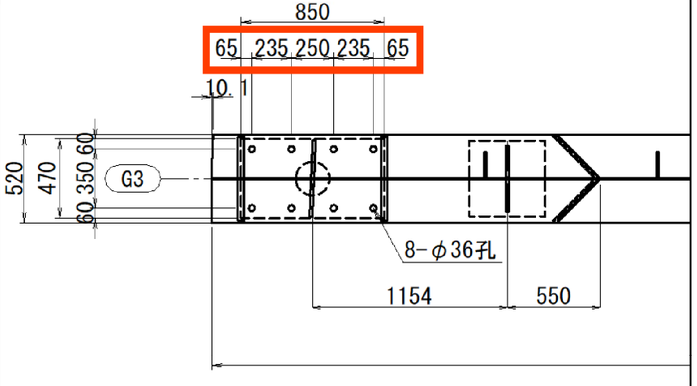
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G1(その12)	・補強リブ厚変更 ・補強リブ材質変更 ・ソールプレート厚変更 ・ボルト間隔変更	p.31		p.8	
主桁G1(その12)	・補強リブ厚：19→38 ・補強リブ材質：SMA400AW→SMA400BW ・ソールプレート厚：31→37	p.31		p.8	
主桁G1(その12)	・ボルト間隔：3@250→230,260,230 ・孔径：φ36→φ42	p.31		p.8	

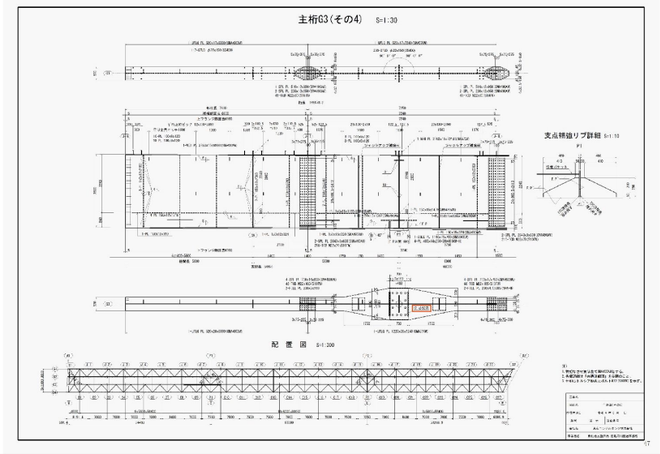
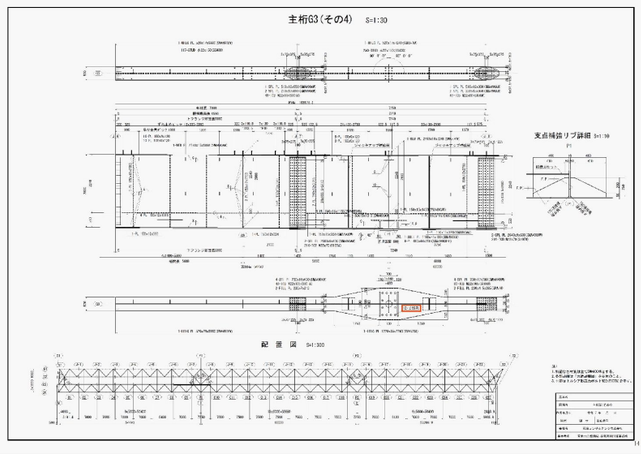
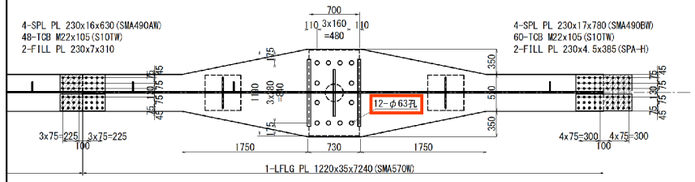
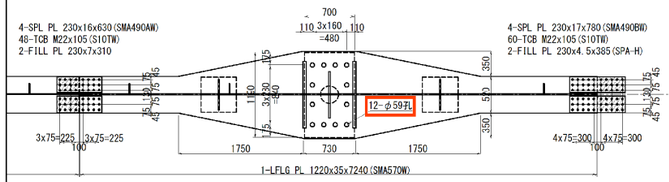
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G2(その1)	・補強リブ厚変更 ・補強リブ材質変更 ・ボルト間隔変更	p.32		p.9	
主桁G2(その1)	・補強リブ厚：19→38 ・補強リブ材質：SMA400AW→SMA400BW	p.32		p.9	
主桁G2(その1)	・ボルト間隔：3@250→235,250,235	p.32		p.9	

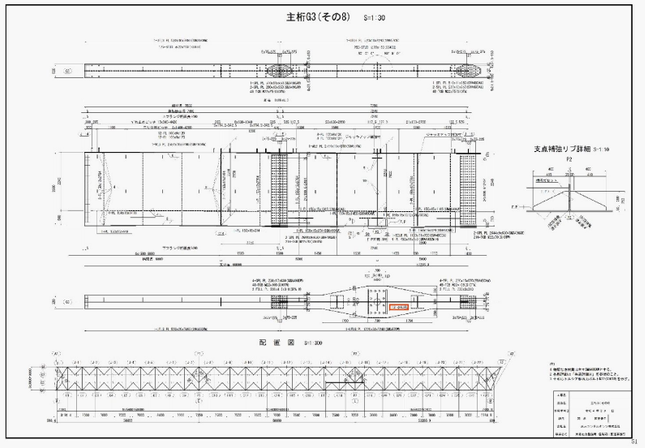
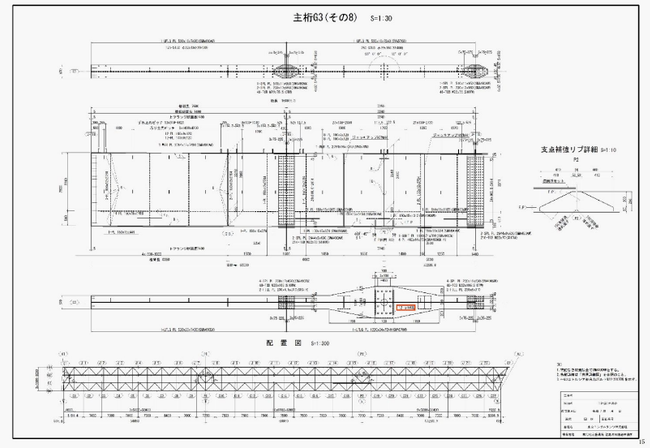
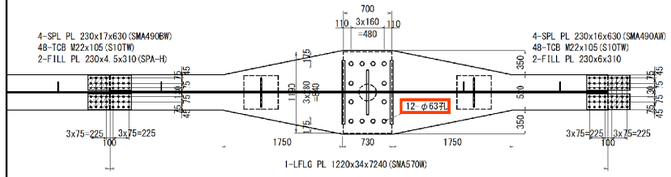
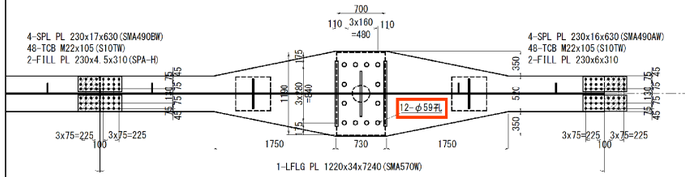
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G2(その4)	・孔径変更	p.35		p.10	
主桁G2(その4)	・孔径：φ63→φ59	p.35		p.10	

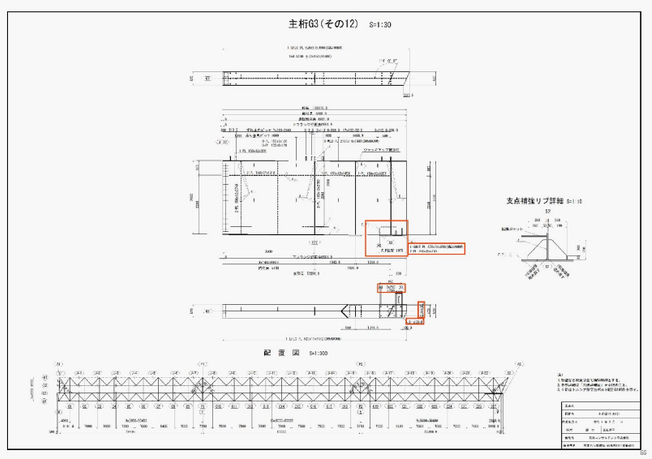
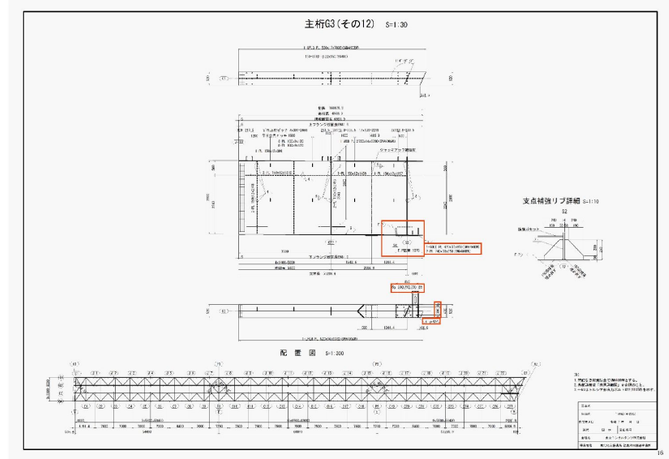
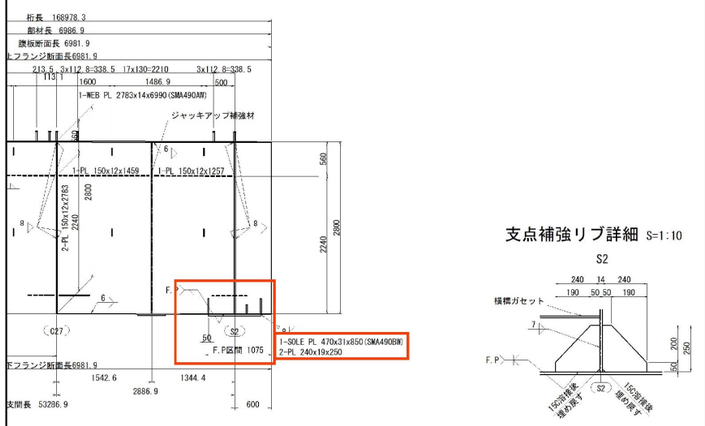
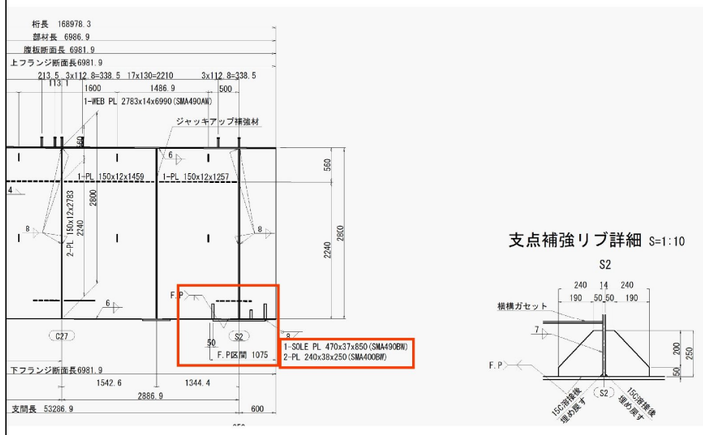
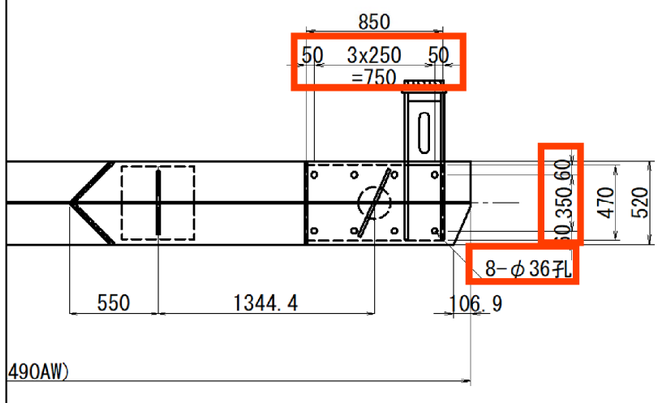
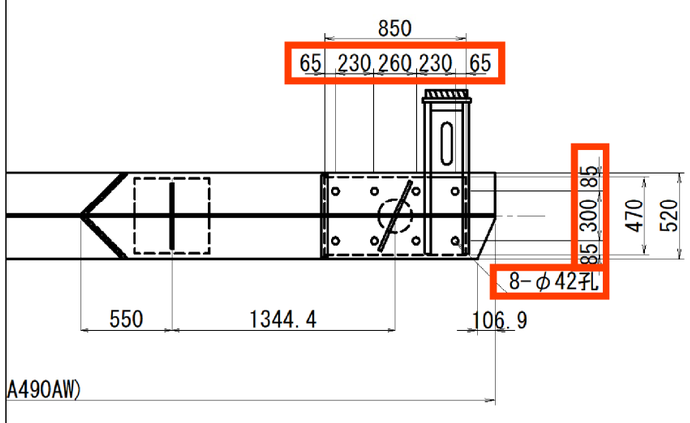
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G2(その8)	・孔径変更	p.39		p.11	
主桁G2(その8)	・孔径：φ63→φ59	p.39		p.11	

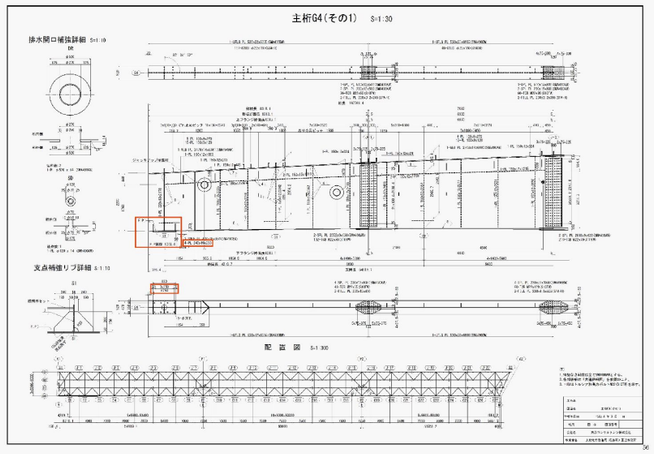
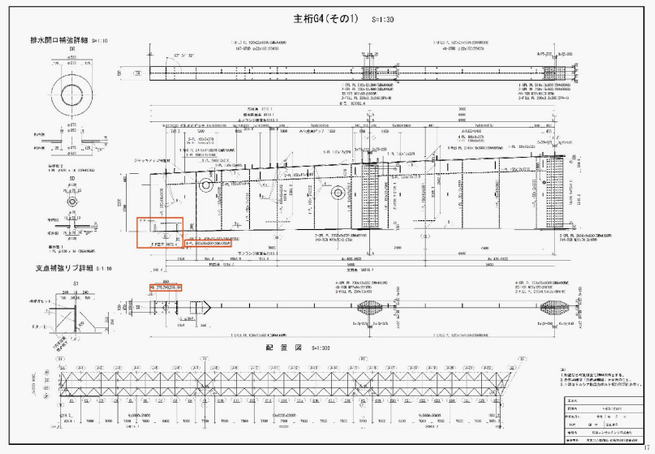
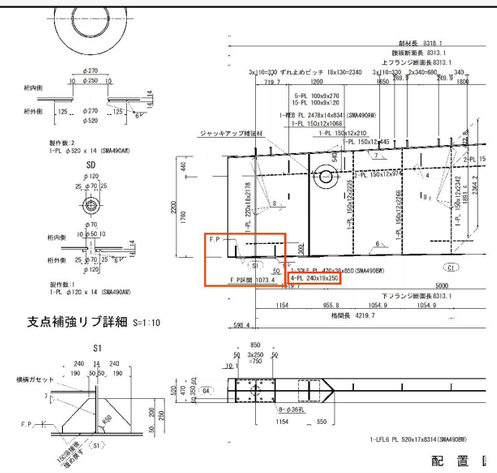
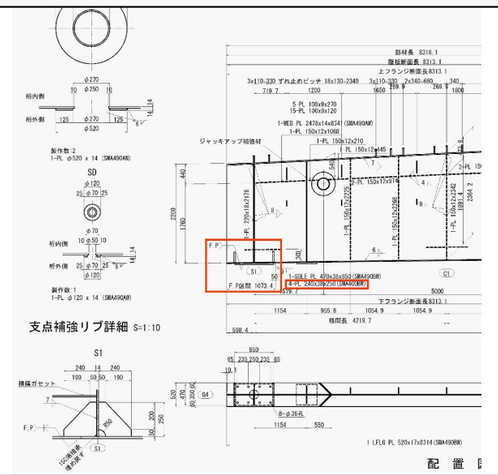
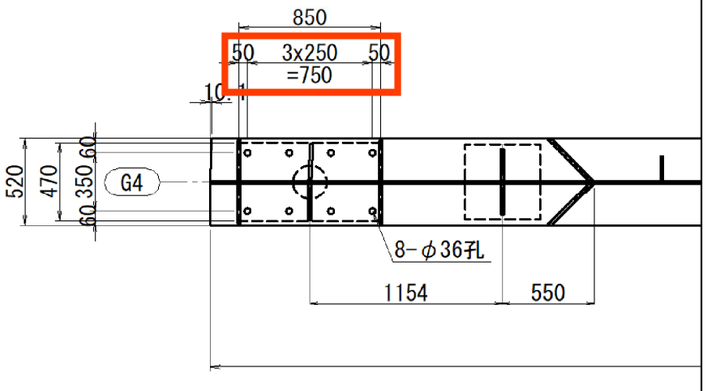
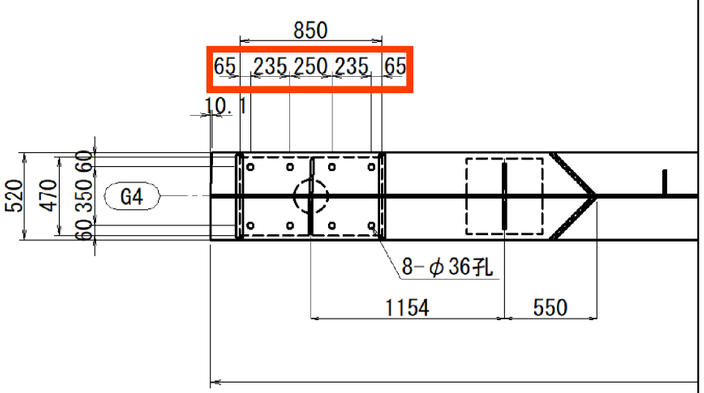
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G2(その12)	・補強リブ厚変更 ・補強リブ材質変更 ・ソールプレート厚変更 ・ボルト間隔変更	p.43		p.12	
主桁G2(その12)	・補強リブ厚：19→38 ・補強リブ材質：SMA400AW→SMA400BW ・ソールプレート厚：31→37	p.43		p.12	
主桁G2(その12)	・ボルト間隔：3@250→230,260,230 ・孔径：φ36→φ42	p.43		p.12	

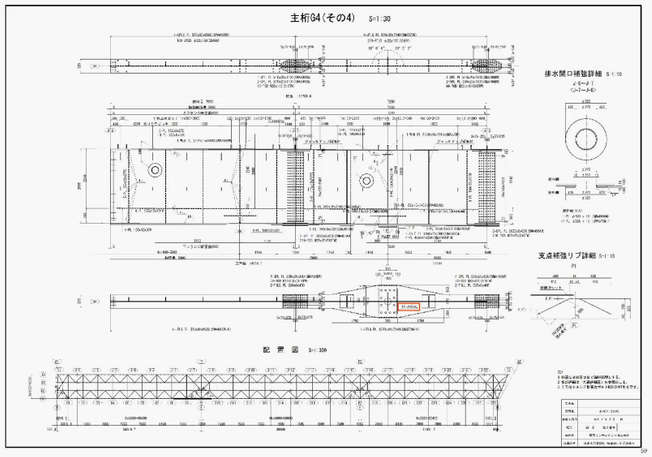
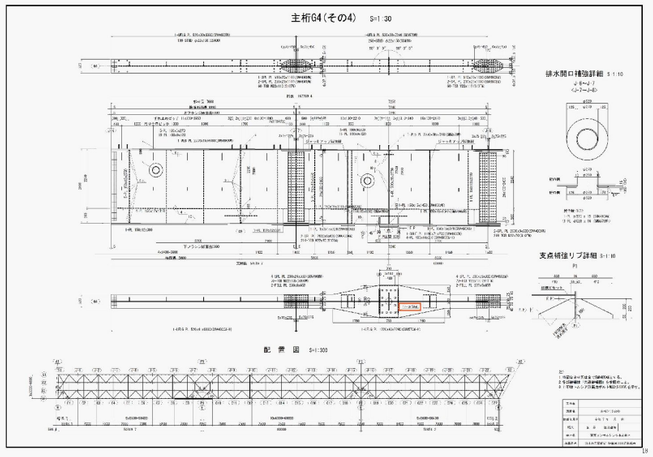
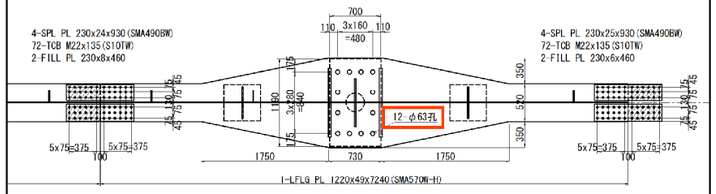
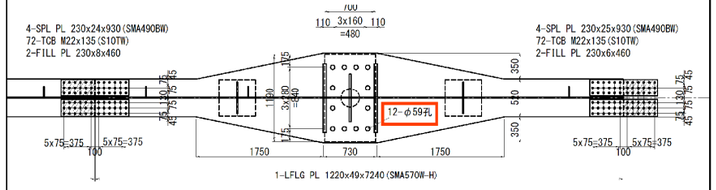
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G3(その1)	・補強リブ厚変更 ・補強リブ材質変更 ・ボルト間隔変更	p.44		p.13	
主桁G3(その1)	・補強リブ厚：19→38 ・補強リブ材質：SMA400AW→SMA400BW	p.44		p.13	
主桁G3(その1)	・ボルト間隔：3@250→235,250,235	p.44		p.13	

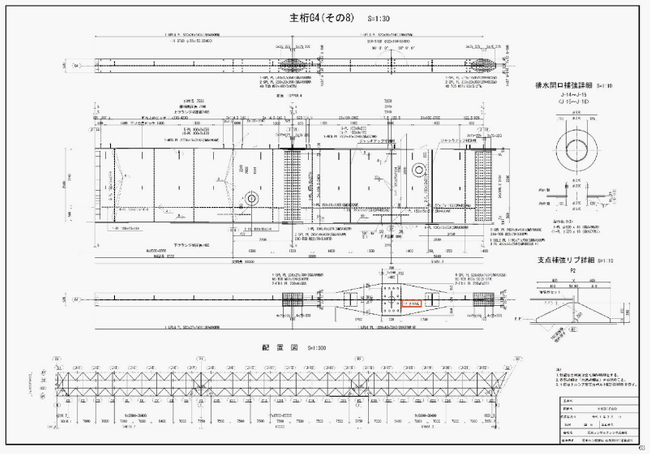
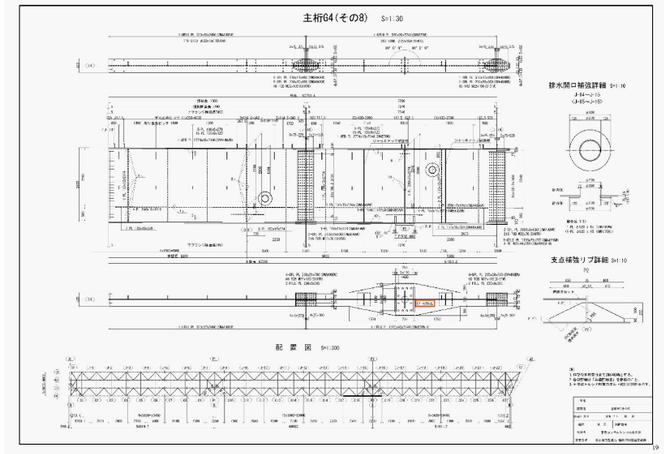
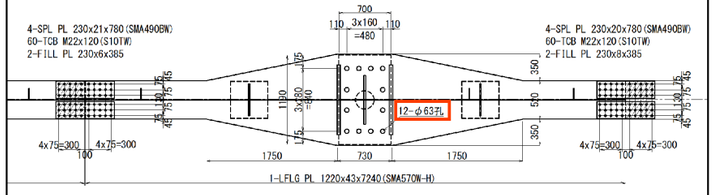
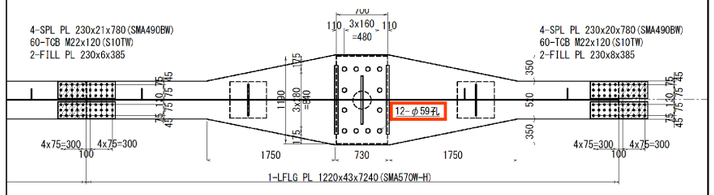
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G3(その4)	・孔径変更	p.47		p.14	
主桁G3(その4)	・孔径：φ63→φ59	p.47		p.14	

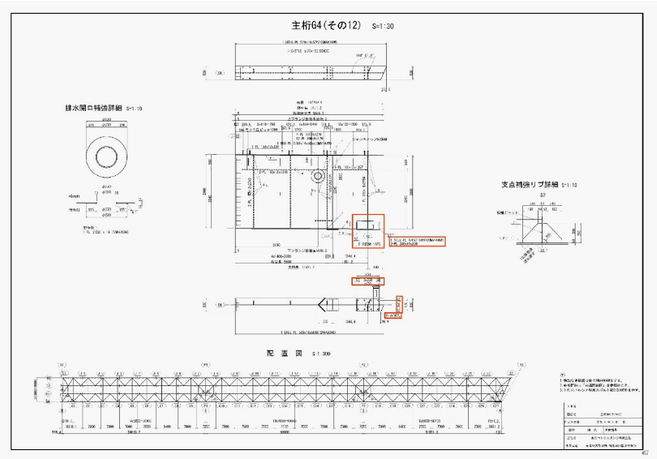
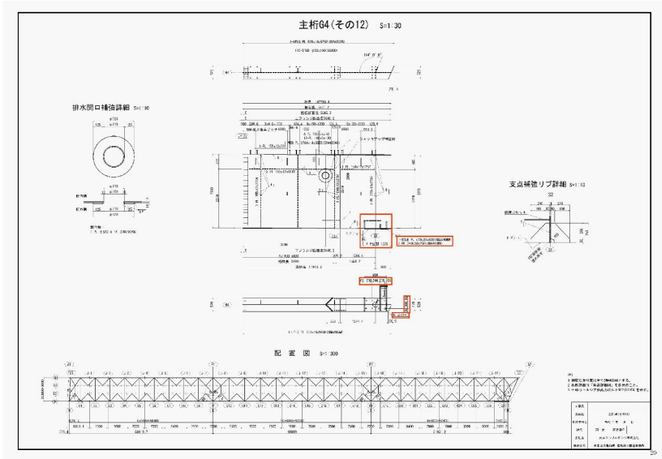
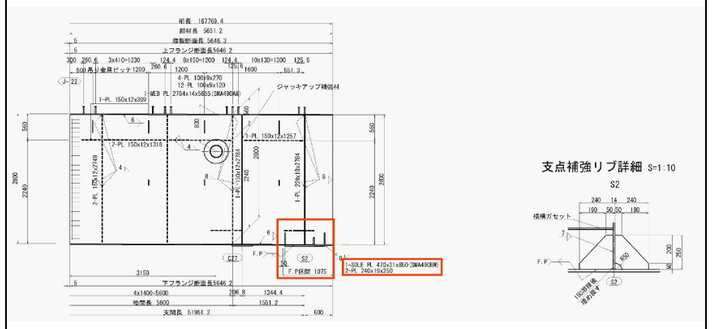
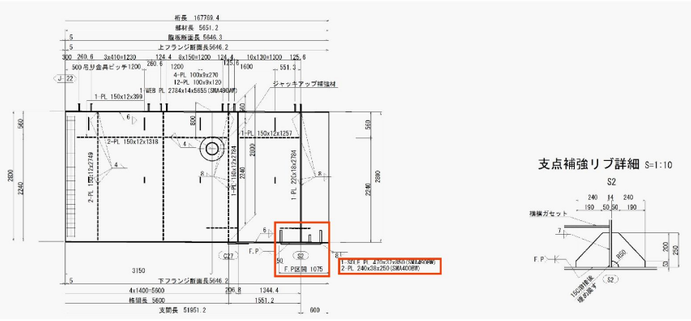
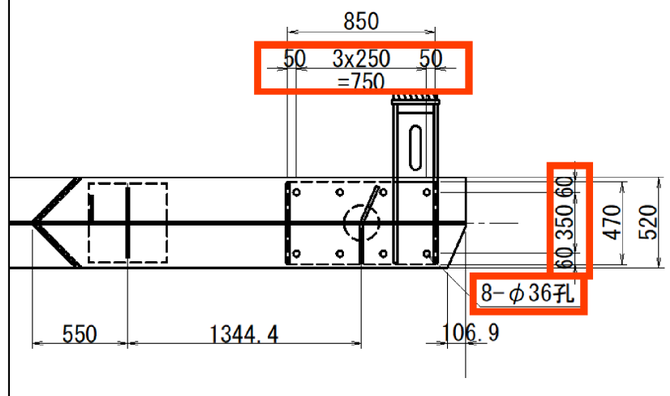
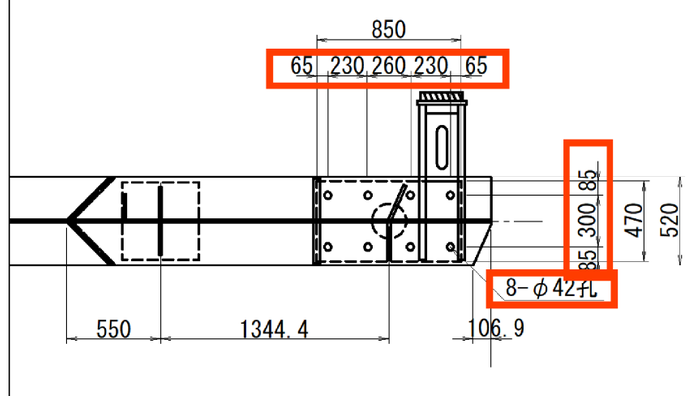
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G3(その8)	・孔径変更	p.51		p.15	
主桁G3(その8)	・孔径：φ63→φ59	p.51		p.15	

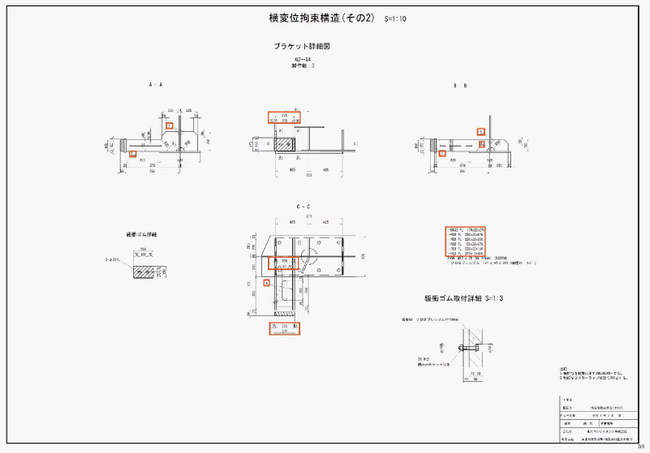
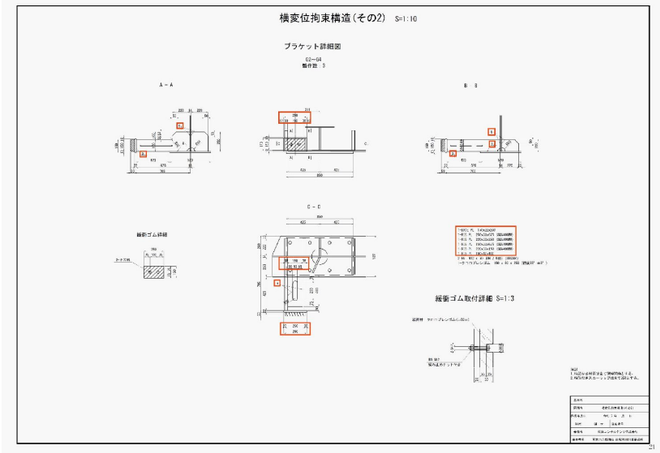
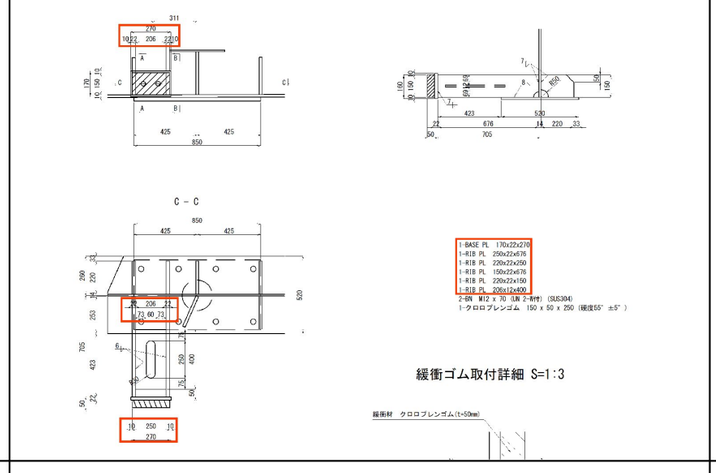
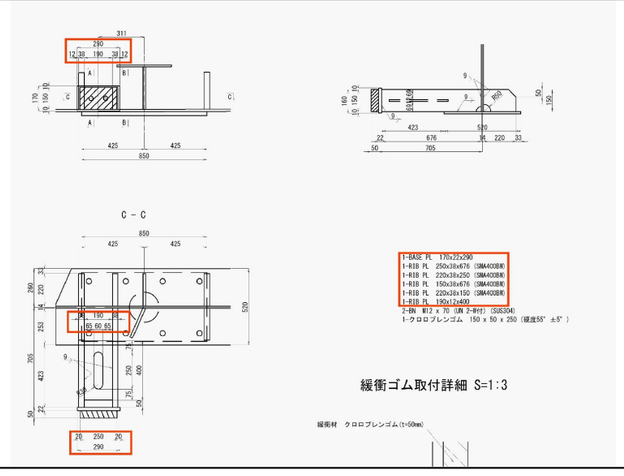
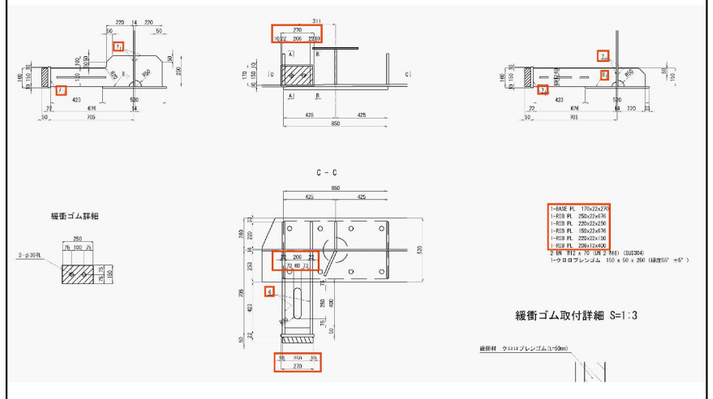
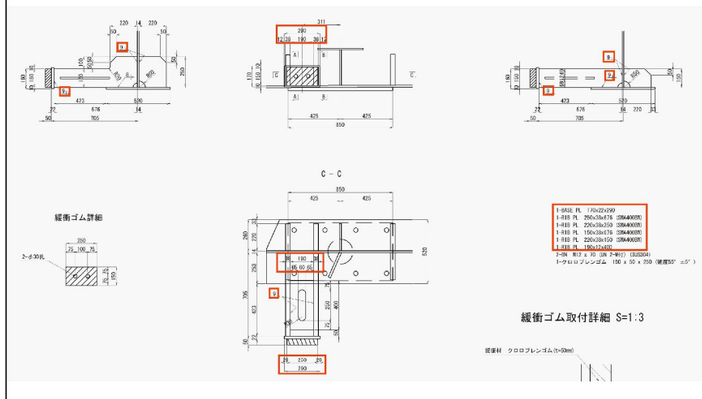
<table>
<tr><th rowspan="2">修正項目</th><th rowspan="2">修正内容</th><th colspan="2">変更前</th><th colspan="2">変更後</th></tr>
<tr><th>ページ</th><th>図</th><th>ページ</th><th>図</th></tr>
<tr><td>主桁G3(その12)</td><td>・補強リブ厚変更
・補強リブ材質変更
・ソールプレート厚変更
・ボルト間隔変更</td><td>p.55</td><td>
</td><td>p.16</td><td>
</td></tr>
<tr><td>主桁G3(その12)</td><td>・補強リブ厚：19→38
・補強リブ材質：SMA400AW→SMA400BW
・ソールプレート厚：31→37</td><td>p.55</td><td>
</td><td>p.16</td><td>
</td></tr>
<tr><td>主桁G3(その12)</td><td>・ボルト間隔：3@250→230,260,230
・孔径：φ36→φ42</td><td>p.55</td><td>
</td><td>p.16</td><td>
</td></tr>
</table>

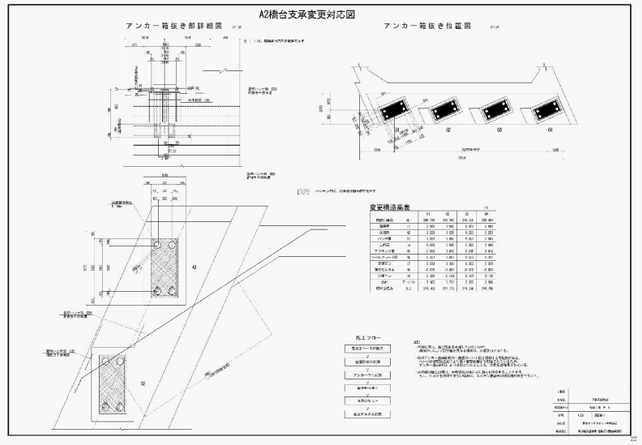
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G4(その1)	・補強リブ厚変更 ・補強リブ材質変更 ・ボルト間隔変更	p.56		p.17	
主桁G4(その1)	・補強リブ厚：19→38 ・補強リブ材質：SMA400AW→SMA400BW	p.56		p.17	
主桁G4(その1)	・ボルト間隔：3@250→235,250,235	p.56		p.17	

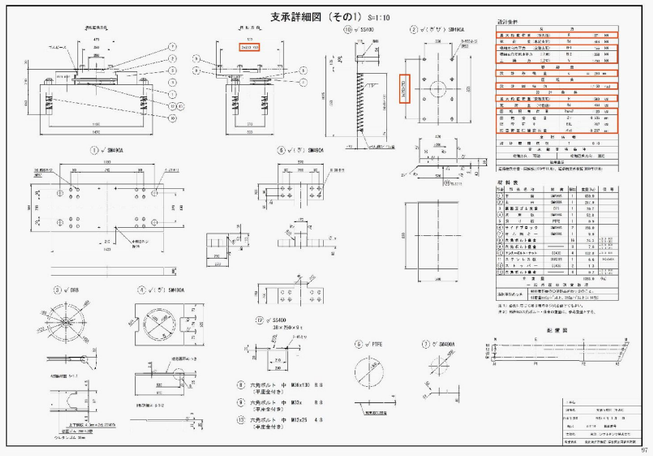
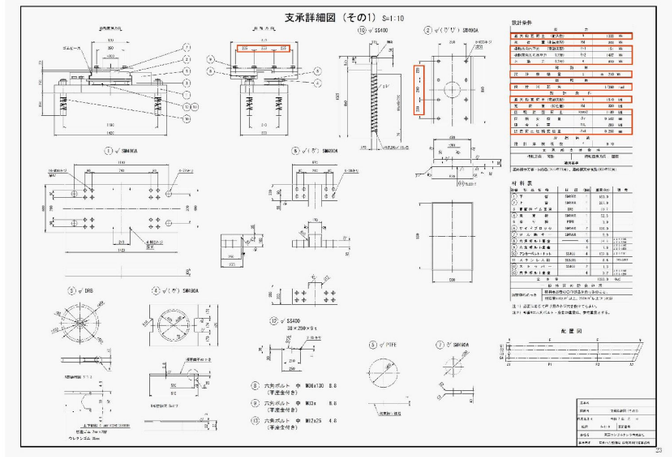
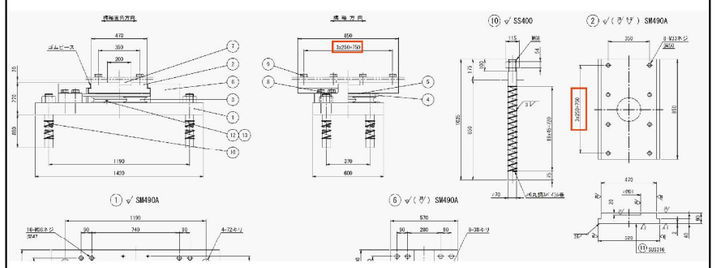
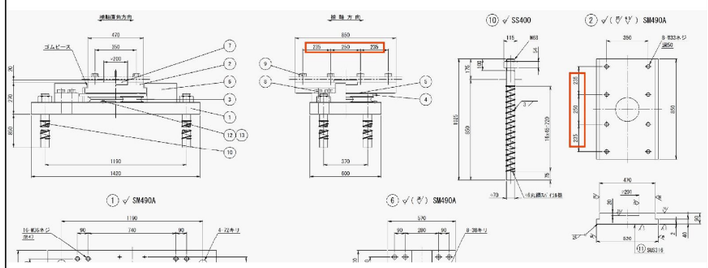
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G4(その4)	・孔径変更	p.59		p.18	
主桁G4(その4)	・孔径：φ63→φ59	p.59		p.18	

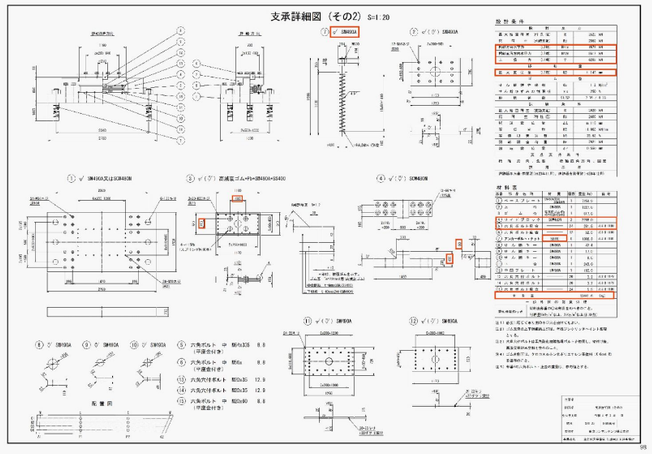
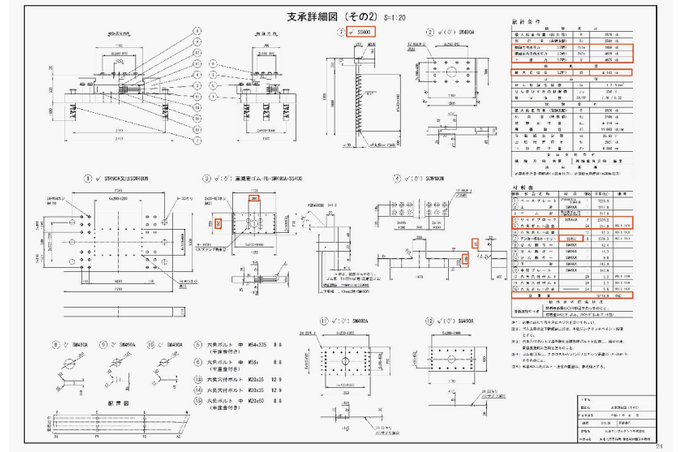
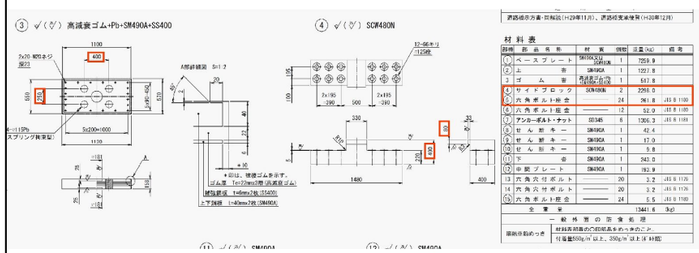
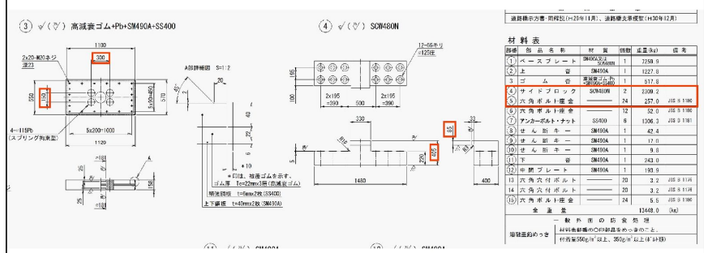
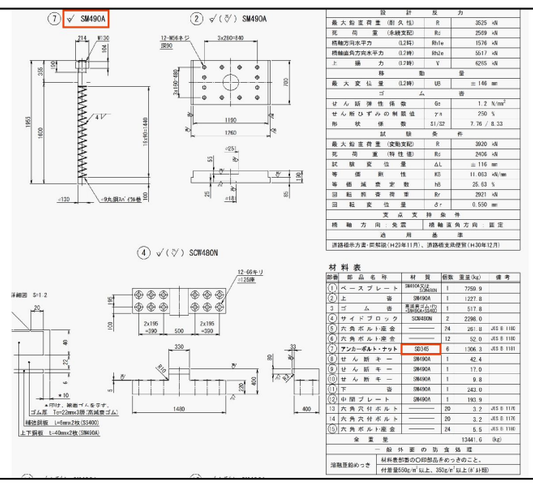
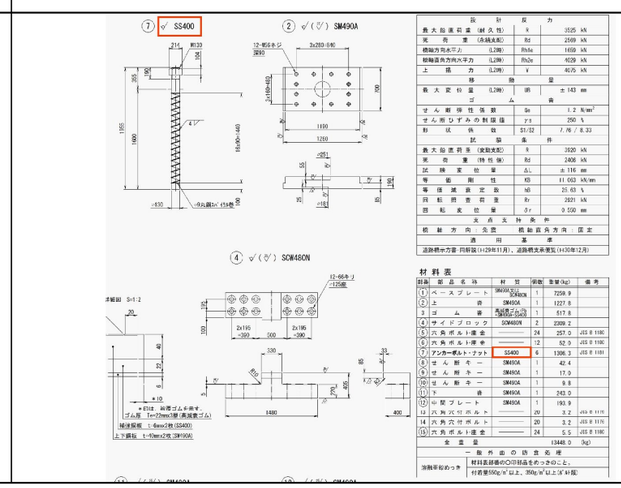
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G4(その8)	・孔径変更	p.63		p.19	
主桁G4(その8)	・孔径：φ63→φ59	p.63		p.19	

修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
主桁G4(その12)	・補強リブ厚変更 ・補強リブ材質変更 ・ボルト間隔変更	p.67		p.20	
主桁G4(その12)	・補強リブ厚：19→38 ・補強リブ材質：SMA400AW→SMA400BW	p.67		p.20	
主桁G4(その12)	・ボルト間隔：3@250→235,250,235	p.67		p.20	

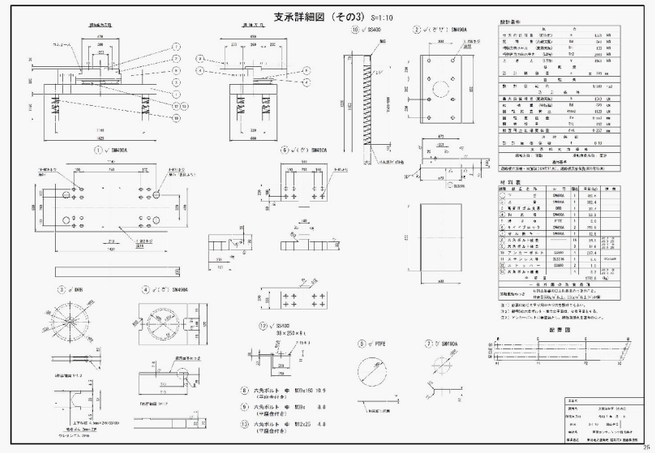
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
横変位拘束構造(その2)	・板厚変更 ・板材変更 ・溶接の脚長変更	p.88		p.21	
横変位拘束構造(その2)	・板厚：22→38 ・板材：SMA400AW→SMA400BW	p.88		p.21	
横変位拘束構造(その2)	・溶接の脚長変更	p.88		p.21	

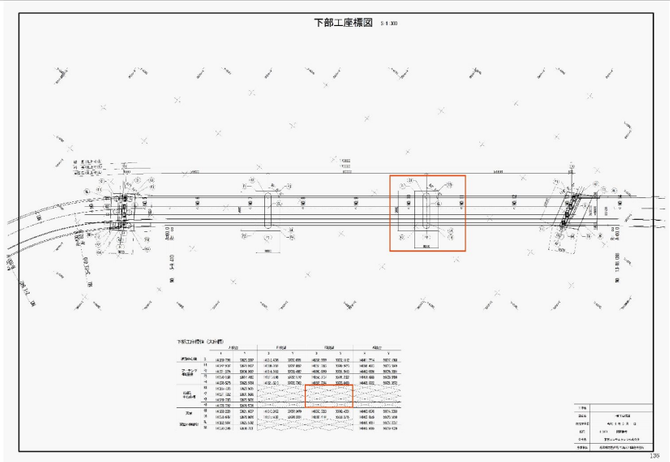
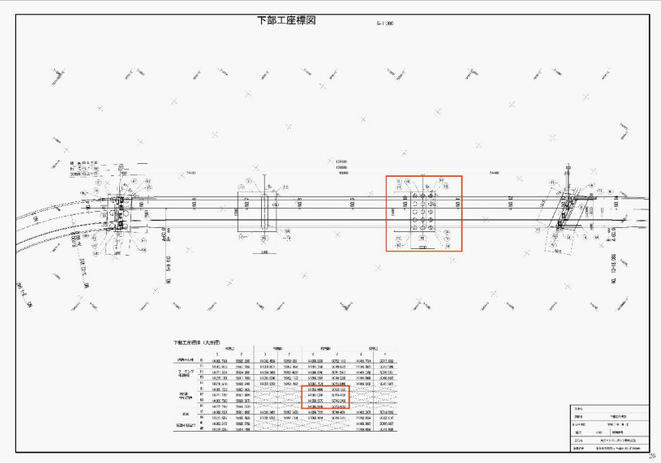
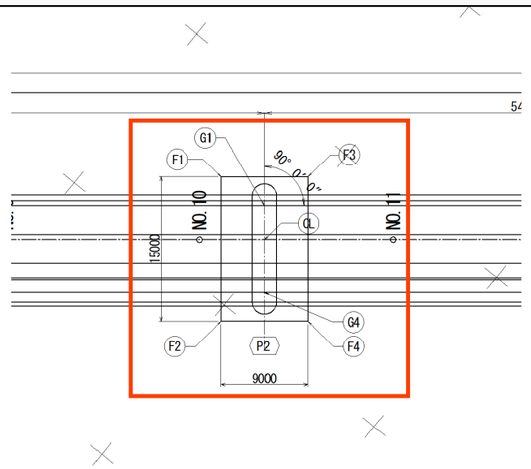
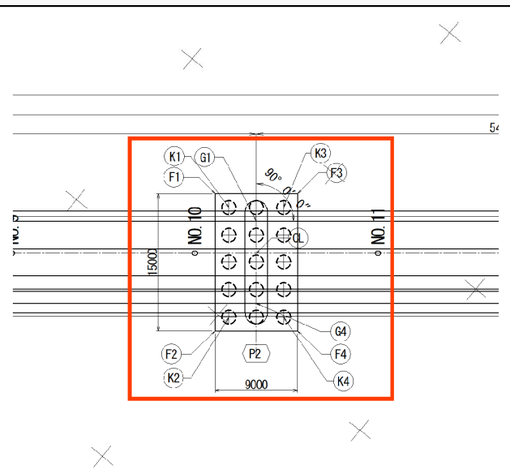
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
A2橋台支承変更対応図	追加	―		p.22	

<table>
<tr><th rowspan="2">修正項目</th><th rowspan="2">修正内容</th><th colspan="2">変更前</th><th colspan="2">変更後</th></tr>
<tr><th>ページ</th><th>図</th><th>ページ</th><th>図</th></tr>
<tr><td>支承詳細図(その1)</td><td>・ボルト間隔：3@250→235,250,235
・設計条件の変更</td><td>p.97</td><td></td><td>p.23</td><td></td></tr>
<tr><td>支承詳細図(その1)</td><td>・ボルト間隔：3@250→235,250,235</td><td>p.97</td><td></td><td>p.23</td><td></td></tr>
<tr><td>支承詳細図(その1)</td><td>・設計条件の変更</td><td>p.97</td><td>
設計条件
<table>
<tr><th colspan="3">反　　力</th></tr>
<tr><td>最大鉛直荷重　(耐久性)</td><td>R</td><td>1371　kN</td></tr>
<tr><td>死　　荷　　重　(永続支配)</td><td>Rd</td><td>848　kN</td></tr>
<tr><td>橋軸方向水平力　(変動支配)</td><td>Rh1</td><td>155　kN</td></tr>
<tr><td>橋軸直角方向水平力　(L2時)</td><td>Rh2</td><td>1358　kN</td></tr>
<tr><td>上　　揚　　力　(L2時)</td><td>V</td><td>1230　kN</td></tr>
<tr><th colspan="3">移　　動　　量</th></tr>
<tr><td>設　計　移　動　量</td><td>e</td><td>±　240　mm</td></tr>
<tr><th colspan="3">回　　転　　角</th></tr>
<tr><td>設　計　回　転　角</td><td colspan="2">1/150　rad</td></tr>
<tr><th colspan="3">設　　計　　条　　件</th></tr>
<tr><td>最大鉛直荷重(変動支配)</td><td>R</td><td>1549　kN</td></tr>
<tr><td>死　　荷　　重　(特性値)</td><td>Rd</td><td>830　kN</td></tr>
<tr><td>回　転　照　査　荷　重</td><td>Rmax2</td><td>1120　kN</td></tr>
<tr><td>回　転　変　位　量</td><td>δr</td><td>0.535　mm</td></tr>
<tr><td>照　査　荷　重</td><td>R1L</td><td>287　kN</td></tr>
<tr><td>照査荷重圧縮変位量</td><td>δcL</td><td>0.267　mm</td></tr>
<tr><th colspan="3">摩　　擦　　係　　数</th></tr>
<tr><td>設　計　摩　擦　係　数</td><td>f</td><td>0.10</td></tr>
<tr><th colspan="3">支　承　部　支　持　条　件</th></tr>
<tr><td colspan="2">橋軸方向：可動</td><td>橋軸直角方向：固定</td></tr>
<tr><th colspan="3">適用基準</th></tr>
<tr><td colspan="3">道路橋示方書・同解説(H29年11月)、道路橋支承便覧(H30年12月)</td></tr>
</table>
</td><td>p.23</td><td>
設計条件
<table>
<tr><th colspan="3">反　　力</th></tr>
<tr><td>最大鉛直荷重　(耐久性)</td><td>R</td><td>1333　kN</td></tr>
<tr><td>死　　荷　　重　(永続支配)</td><td>Rd</td><td>848　kN</td></tr>
<tr><td>橋軸方向水平力　(変動支配)</td><td>Rh1</td><td>151　kN</td></tr>
<tr><td>橋軸直角方向水平力　(L2時)</td><td>Rh2</td><td>1487　kN</td></tr>
<tr><td>上　　揚　　力　(L2時)</td><td>V</td><td>910　kN</td></tr>
<tr><th colspan="3">移　　動　　量</th></tr>
<tr><td>設　計　移　動　量</td><td>e</td><td>±　210　mm</td></tr>
<tr><th colspan="3">回　　転　　角</th></tr>
<tr><td>設　計　回　転　角</td><td colspan="2">1/360　rad</td></tr>
<tr><th colspan="3">設　　計　　条　　件</th></tr>
<tr><td>最大鉛直荷重(変動支配)</td><td>R</td><td>1510　kN</td></tr>
<tr><td>死　　荷　　重　(特性値)</td><td>Rd</td><td>830　kN</td></tr>
<tr><td>回　転　照　査　荷　重</td><td>Rmax2</td><td>1149　kN</td></tr>
<tr><td>回　転　変　位　量</td><td>δr</td><td>0.583　mm</td></tr>
<tr><td>照　査　荷　重</td><td>R1L</td><td>283　kN</td></tr>
<tr><td>照査荷重圧縮変位量</td><td>δcL</td><td>0.263　mm</td></tr>
<tr><th colspan="3">摩　　擦　　係　　数</th></tr>
<tr><td>設　計　摩　擦　係　数</td><td>f</td><td>0.10</td></tr>
<tr><th colspan="3">支　承　部　支　持　条　件</th></tr>
<tr><td colspan="2">橋軸方向：可動</td><td>橋軸直角方向：固定</td></tr>
<tr><th colspan="3">適用基準</th></tr>
<tr><td colspan="3">道路橋示方書・同解説(H29年11月)、道路橋支承便覧(H30年12月)</td></tr>
</table>
</td></tr>
</table>

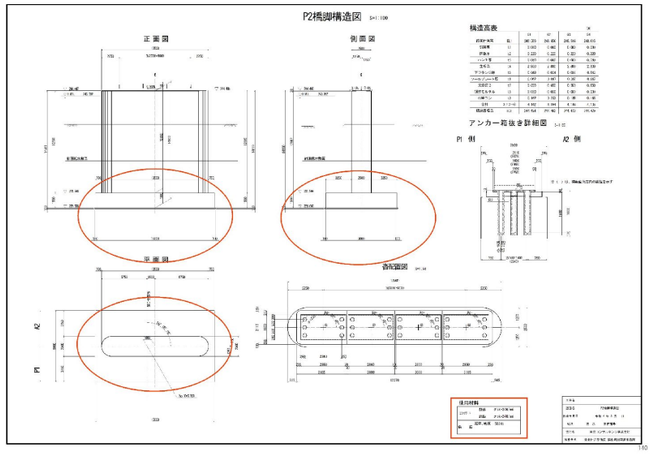
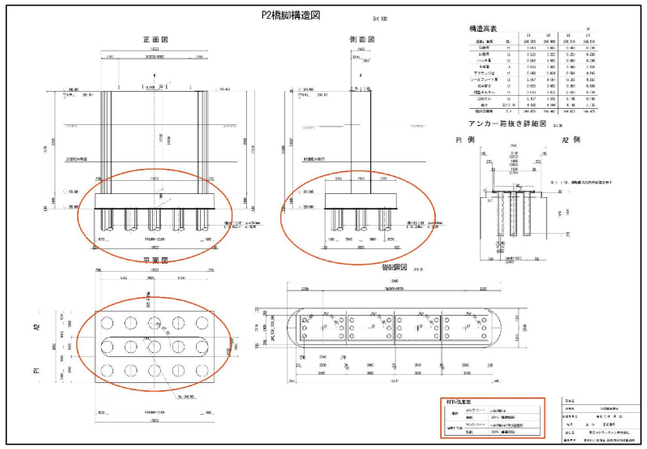
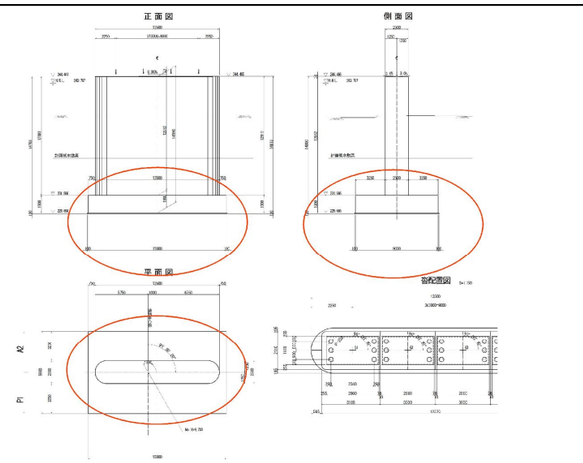
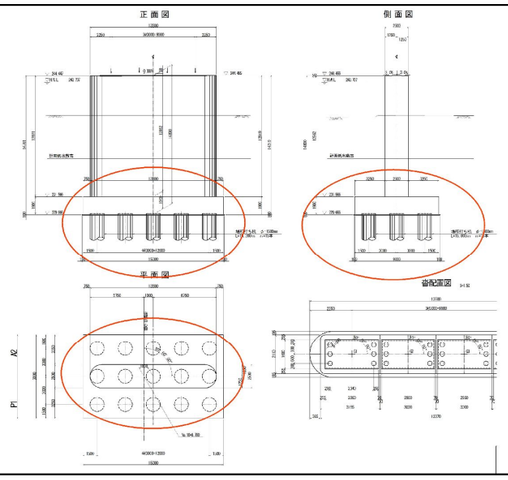
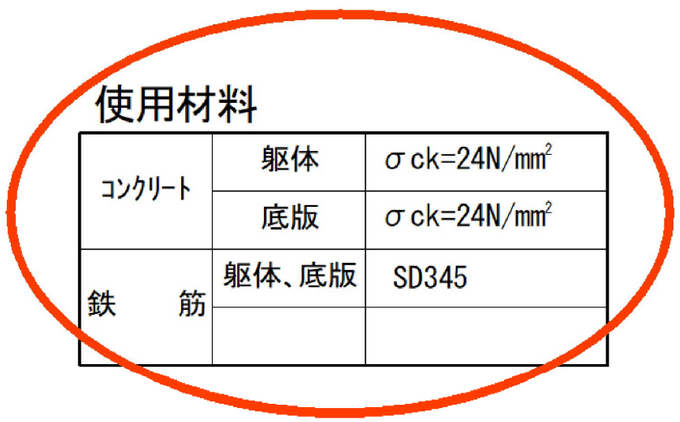
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
支承詳細図(その2)	・サイドブロック高さ変更 ・アンカーボルト鋼種変更	p.98		p.24	
支承詳細図(その2)	・サイドブロック高さ：400→405 80→85	p.98		p.24	
支承詳細図(その2)	・アンカーボルト鋼種：SD345→SS400	p.98		p.24	

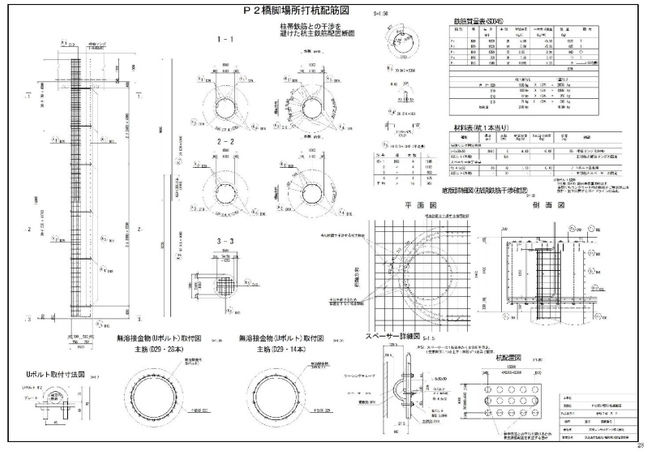
<table>
<tr><th rowspan="2">修正項目</th><th rowspan="2">修正内容</th><th colspan="2">変更前</th><th colspan="2">変更後</th></tr>
<tr><th>ページ</th><th>図</th><th>ページ</th><th>図</th></tr>
<tr><td>支承詳細図(その2)</td><td>・設計条件の変更</td><td>p.98</td><td>
設 計 条 件
<table>
<tr><td colspan="3">設　　計　　反　　力</td></tr>
<tr><td>最大鉛直荷重（耐久性）</td><td>R</td><td>3525 kN</td></tr>
<tr><td>死　荷　重（永続支配）</td><td>Rd</td><td>2569 kN</td></tr>
<tr><td>橋軸方向水平力（L2時）</td><td>Rh1e</td><td>1576 kN</td></tr>
<tr><td>橋軸直角方向水平力（L2時）</td><td>Rh2e</td><td>5517 kN</td></tr>
<tr><td>上　揚　力（L2時）</td><td>V</td><td>6265 kN</td></tr>
<tr><td colspan="3">移　　動　　量</td></tr>
<tr><td>最大変位量（L2時）</td><td>UB</td><td>±146 mm</td></tr>
<tr><td colspan="3">ゴ　　ム　　沓</td></tr>
<tr><td>せん断弾性係数</td><td>Ge</td><td>1.2 N/mm²</td></tr>
<tr><td>せん断ひずみの制限値</td><td>γs</td><td>250 %</td></tr>
<tr><td>形　状　係　数</td><td>S1/S2</td><td>7.76 / 8.33</td></tr>
<tr><td colspan="3">試　　験　　条　　件</td></tr>
<tr><td>最大鉛直荷重（変動支配）</td><td>R</td><td>3920 kN</td></tr>
<tr><td>死　荷　重（特性値）</td><td>Rd</td><td>2406 kN</td></tr>
<tr><td>試験変位量</td><td>ΔL</td><td>±116 mm</td></tr>
<tr><td>等価剛性</td><td>KB</td><td>11.063 kN/mm</td></tr>
<tr><td>等価減衰定数</td><td>hB</td><td>25.63 %</td></tr>
<tr><td>回転照査荷重</td><td>Rr</td><td>2921 kN</td></tr>
<tr><td>回転変位量</td><td>δr</td><td>0.550 mm</td></tr>
<tr><td colspan="3">支　点　支　持　条　件</td></tr>
<tr><td colspan="2">橋軸方向：免震</td><td>橋軸直角方向：固定</td></tr>
<tr><td colspan="3">適　　用　　基　　準</td></tr>
<tr><td colspan="3">道路橋示方書・同解説（H29年11月）、道路橋支承便覧（H30年12月）</td></tr>
</table>
</td><td>p.24</td><td>
設 計 条 件
<table>
<tr><td colspan="3">設　　計　　反　　力</td></tr>
<tr><td>最大鉛直荷重（耐久性）</td><td>R</td><td>3525 kN</td></tr>
<tr><td>死　荷　重（永続支配）</td><td>Rd</td><td>2569 kN</td></tr>
<tr><td>橋軸方向水平力（L2時）</td><td>Rh1e</td><td>1659 kN</td></tr>
<tr><td>橋軸直角方向水平力（L2時）</td><td>Rh2e</td><td>4029 kN</td></tr>
<tr><td>上　揚　力（L2時）</td><td>V</td><td>4075 kN</td></tr>
<tr><td colspan="3">移　　動　　量</td></tr>
<tr><td>最大変位量（L2時）</td><td>UB</td><td>±143 mm</td></tr>
<tr><td colspan="3">ゴ　　ム　　沓</td></tr>
<tr><td>せん断弾性係数</td><td>Ge</td><td>1.2 N/mm²</td></tr>
<tr><td>せん断ひずみの制限値</td><td>γs</td><td>250 %</td></tr>
<tr><td>形　状　係　数</td><td>S1/S2</td><td>7.76 / 8.33</td></tr>
<tr><td colspan="3">試　　験　　条　　件</td></tr>
<tr><td>最大鉛直荷重（変動支配）</td><td>R</td><td>3920 kN</td></tr>
<tr><td>死　荷　重（特性値）</td><td>Rd</td><td>2406 kN</td></tr>
<tr><td>試験変位量</td><td>ΔL</td><td>±116 mm</td></tr>
<tr><td>等価剛性</td><td>KB</td><td>11.063 kN/mm</td></tr>
<tr><td>等価減衰定数</td><td>hB</td><td>25.63 %</td></tr>
<tr><td>回転照査荷重</td><td>Rr</td><td>2921 kN</td></tr>
<tr><td>回転変位量</td><td>δr</td><td>0.550 mm</td></tr>
<tr><td colspan="3">支　点　支　持　条　件</td></tr>
<tr><td colspan="2">橋軸方向：免震</td><td>橋軸直角方向：固定</td></tr>
<tr><td colspan="3">適　　用　　基　　準</td></tr>
<tr><td colspan="3">道路橋示方書・同解説（H29年11月）、道路橋支承便覧（H30年12月）</td></tr>
</table>
</td></tr>
</table>

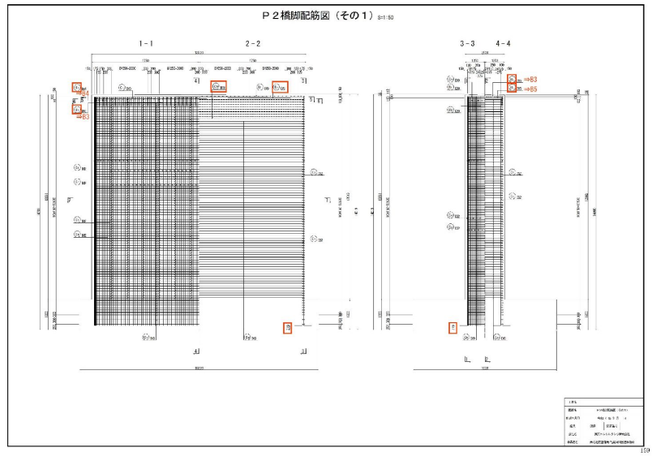
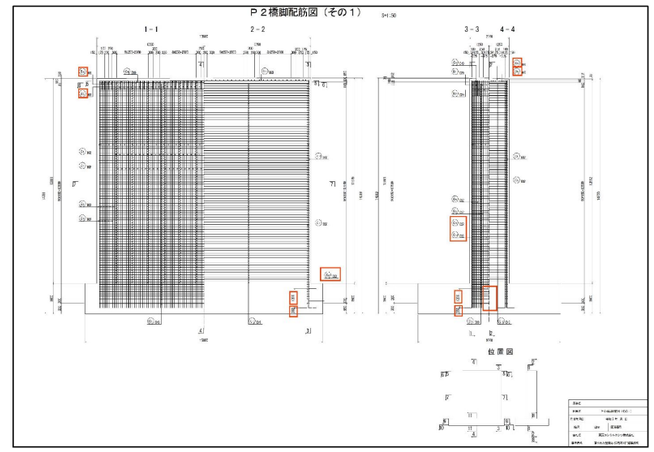
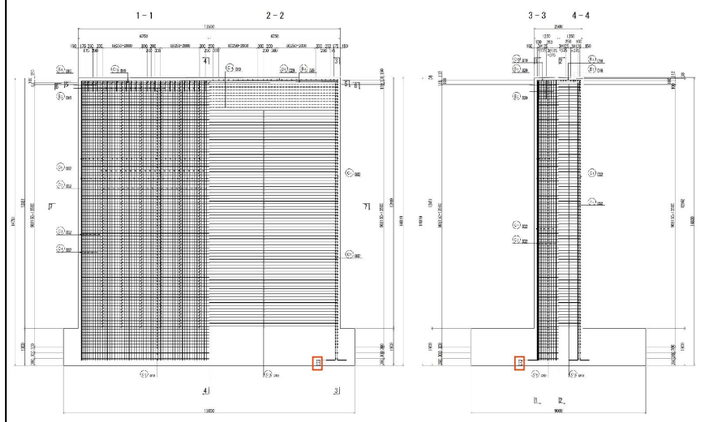
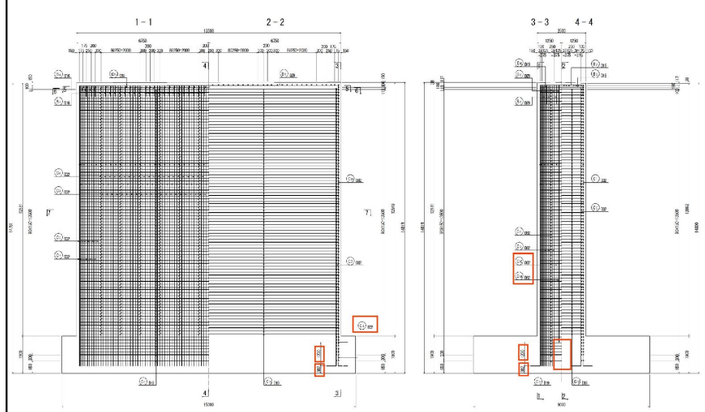
修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
支承詳細図(その3)	追加	―		p.25	

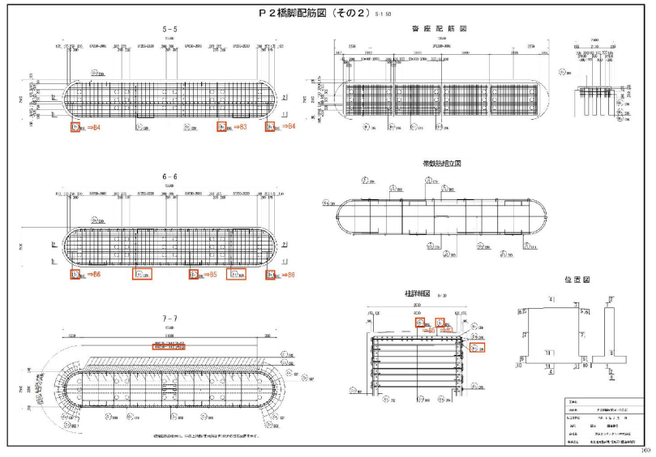
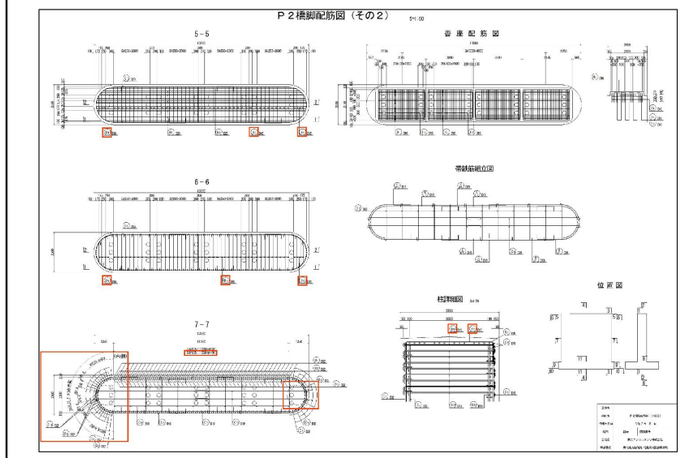
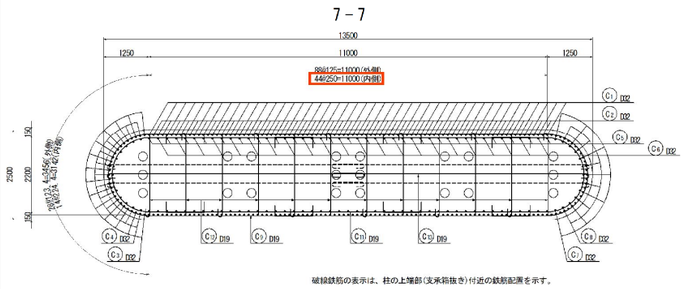
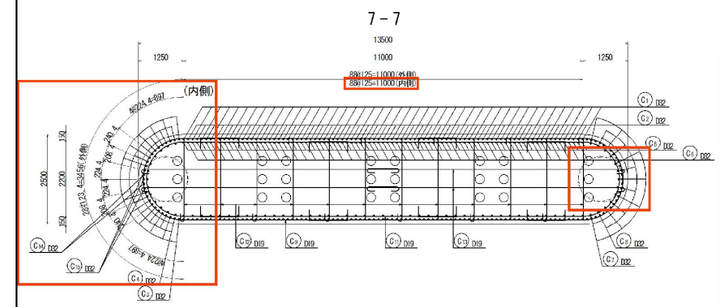
<table>
<tr><th rowspan="2">修正項目</th><th rowspan="2">修正内容</th><th colspan="2">変更前</th><th colspan="2">変更後</th></tr>
<tr><th>ページ</th><th>図</th><th>ページ</th><th>図</th></tr>
<tr><td>下部工座標図</td><td>・直接基礎から杭基礎
・杭中心座標の記載</td><td>p.136</td><td></td><td>p.26</td><td></td></tr>
<tr><td>下部工座標図</td><td>・直接基礎から杭基礎</td><td>p.136</td><td></td><td>p.26</td><td></td></tr>
<tr><td>下部工座標図</td><td>・杭中心座標の記載</td><td>p.136</td><td>下部工座標値（大座標）<table><tr><th colspan="2" rowspan="2"></th><th colspan="2">A1橋台</th><th colspan="2">P1橋脚</th><th colspan="2">P2橋脚</th><th colspan="2">A2橋台</th></tr><tr><th>X</th><th>Y</th><th>X</th><th>Y</th><th>X</th><th>Y</th><th>X</th><th>Y</th></tr><tr><td>道路中心線</td><td>CL</td><td>141269.7981</td><td>50825.2397</td><td>141312.4598</td><td>50790.0581</td><td>141358.9059</td><td>50752.1112</td><td>141401.7714</td><td>50717.1368</td></tr><tr><td rowspan="4">フーチング
4隅座標</td><td>F1</td><td>141262.9337</td><td>50823.1607</td><td>141304.8631</td><td>50787.8682</td><td>141351.3393</td><td>50749.9223</td><td>141396.4023</td><td>50713.5949</td></tr><tr><td>F2</td><td>141271.3224</td><td>50834.3692</td><td>141314.3499</td><td>50799.4882</td><td>141360.8260</td><td>50761.5413</td><td>141400.0356</td><td>50726.9391</td></tr><tr><td>F3</td><td>141270.1391</td><td>50817.7680</td><td>141311.8346</td><td>50782.1772</td><td>141358.3107</td><td>50744.2302</td><td>141404.9999</td><td>50708.6430</td></tr><tr><td>F4</td><td>141278.5278</td><td>50828.9764</td><td>141321.3213</td><td>50793.7962</td><td>141367.7974</td><td>50755.8493</td><td>141408.5332</td><td>50721.9872</td></tr><tr><td rowspan="4">杭4隅
中心座標</td><td>K1</td><td>141265.7333</td><td>50823.5635</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>K2</td><td>141271.7252</td><td>50831.5696</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>K3</td><td>141269.7363</td><td>50820.5676</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>K4</td><td>141275.7282</td><td>50828.5736</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td rowspan="4">支承

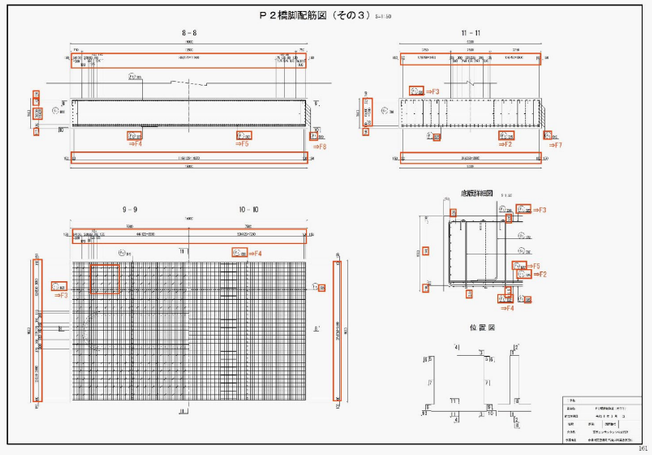
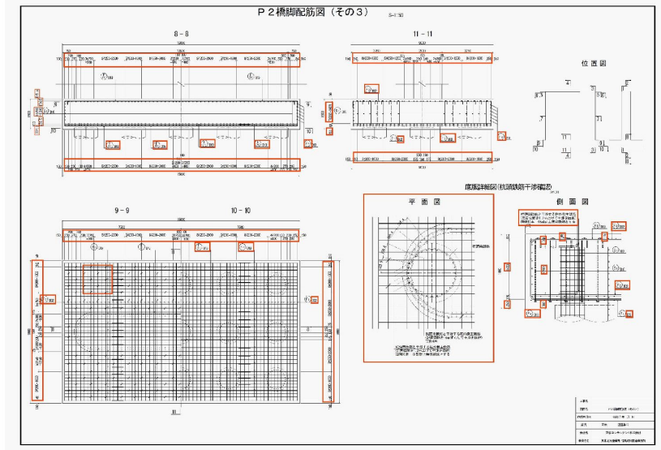
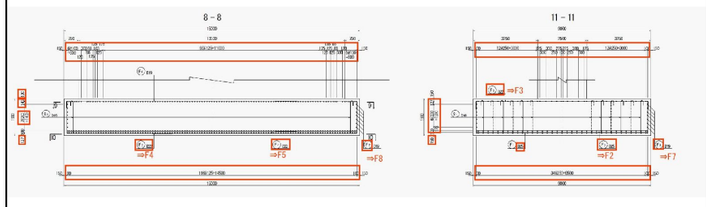
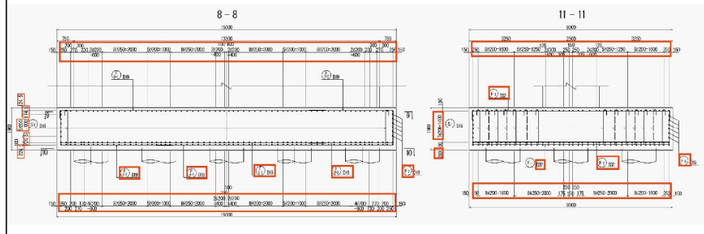
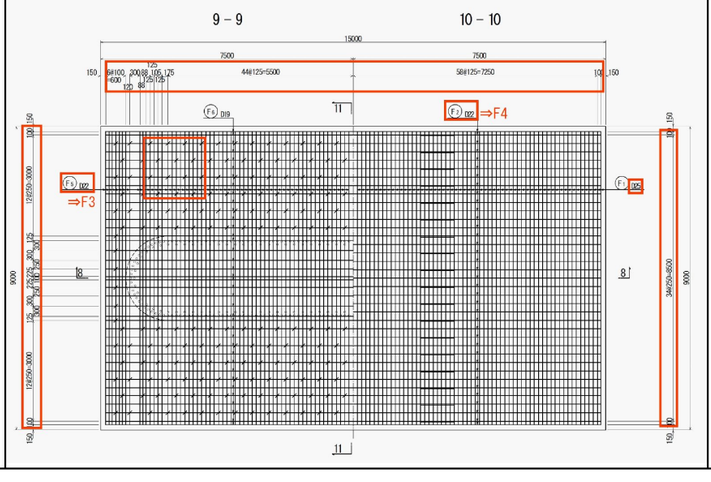
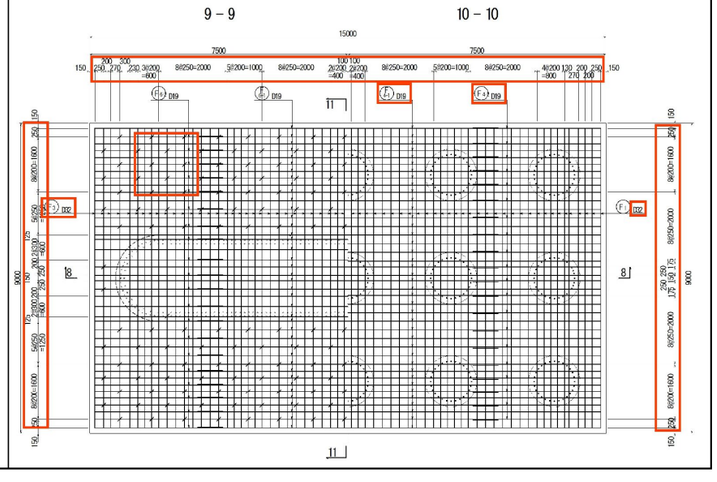
翼壁外側端部</td><td>G1</td><td>141268.2321</td><td>50821.6507</td><td>141310.2462</td><td>50787.3470</td><td>141356.7223</td><td>50749.4001</td><td>141400.0678</td><td>50714.0093</td></tr><tr><td>G4</td><td>141273.6297</td><td>50828.8826</td><td>141315.9382</td><td>50794.3184</td><td>141362.4144</td><td>50756.3715</td><td>141402.6659</td><td>50723.5150</td></tr><tr><td>WL</td><td>141262.5197</td><td>50825.5792</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>141406.9087</td><td>50707.0037</td></tr><tr><td>WR</td><td>141270.2245</td><td>50834.7101</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>141409.9059</td><td>50719.4029</td></tr></table></td><td>p.26</td><td>下部工座標値（大座標）<table><tr><th colspan="2" rowspan="2"></th><th colspan="2">A1橋台</th><th colspan="2">P1橋脚</th><th colspan="2">P2橋脚</th><th colspan="2">A2橋台</th></tr><tr><th>X</th><th>Y</th><th>X</th><th>Y</th><th>X</th><th>Y</th><th>X</th><th>Y</th></tr><tr><td>道路中心線</td><td>CL</td><td>141269.7981</td><td>50825.2397</td><td>141312.4598</td><td>50790.0581</td><td>141358.9059</td><td>50752.1112</td><td>141401.7714</td><td>50717.1368</td></tr><tr><td rowspan="4">フーチング
4隅座標</td><td>F1</td><td>141262.9337</td><td>50823.1607</td><td>141304.8631</td><td>50787.8682</td><td>141351.3393</td><td>50749.9223</td><td>141396.4023</td><td>50713.5949</td></tr><tr><td>F2</td><td>141271.3224</td><td>50834.3692</td><td>141314.3499</td><td>50799.4882</td><td>141360.8260</td><td>50761.5413</td><td>141400.0356</td><td>50726.9391</td></tr><tr><td>F3</td><td>141270.1391</td><td>50817.7680</td><td>141311.8346</td><td>50782.1772</td><td>141358.3107</td><td>50744.2302</td><td>141404.9999</td><td>50708.6430</td></tr><tr><td>F4</td><td>141278.5278</td><td>50828.9764</td><td>141321.3213</td><td>50793.7962</td><td>141367.7974</td><td>50755.8493</td><td>141408.5332</td><td>50721.9872</td></tr><tr><td rowspan="4">杭4隅
中心座標</td><td>K1</td><td>141265.7333</td><td>50823.5635</td><td></td><td></td><td>141363.4499</td><td>50750.1355</td><td></td><td></td></tr><tr><td>K2</td><td>141271.7252</td><td>50831.5696</td><td></td><td></td><td>141361.0392</td><td>50759.4007</td><td></td><td></td></tr><tr><td>K3</td><td>141269.7363</td><td>50820.5676</td><td></td><td></td><td>141368.0975</td><td>50746.3408</td><td></td><td></td></tr><tr><td>K4</td><td>141275.7282</td><td>50828.5736</td><td></td><td></td><td>141365.6869</td><td>50755.6940</td><td></td><td></td></tr><tr><td rowspan="2">支承</td><td>G1</td><td>141268.2321</td><td>50821.6507</td><td>141310.2462</td><td>50787.3470</td><td>141356.7223</td><td>50749.4001</td><td>141400.0678</td><td>50714.0093</td></tr><tr><td>G4</td><td>141273.6297</td><td>50828.8826</td><td>141315.9382</td><td>50794.3184</td><td>141362.4144</td><td>50756.3715</td><td>141402.6659</td><td>50723.5150</td></tr><tr><td rowspan="2">翼壁外側端部</td><td>WL</td><td>141262.5197</td><td>50825.5792</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>141406.9087</td><td>50707.0037</td></tr><tr><td>WR</td><td>141270.2245</td><td>50834.7101</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>141409.9059</td><td>50719.4029</td></tr></table></td></tr>
</table>

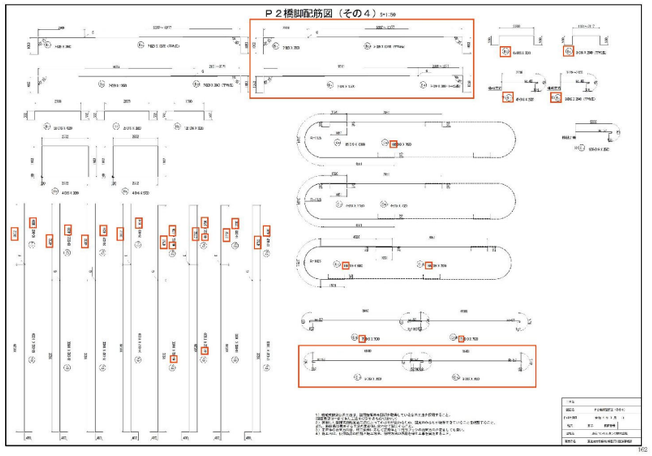
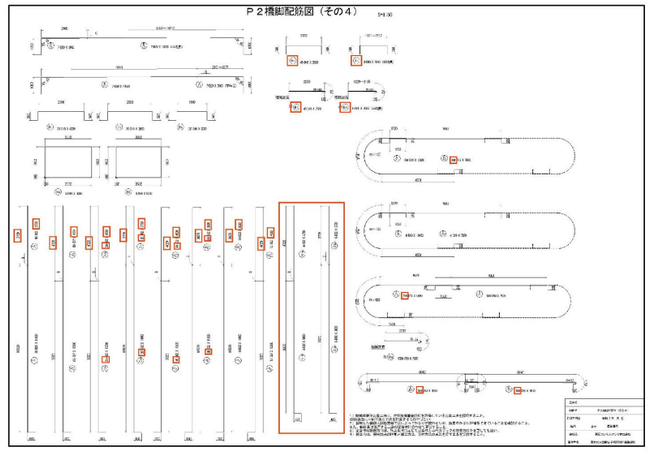
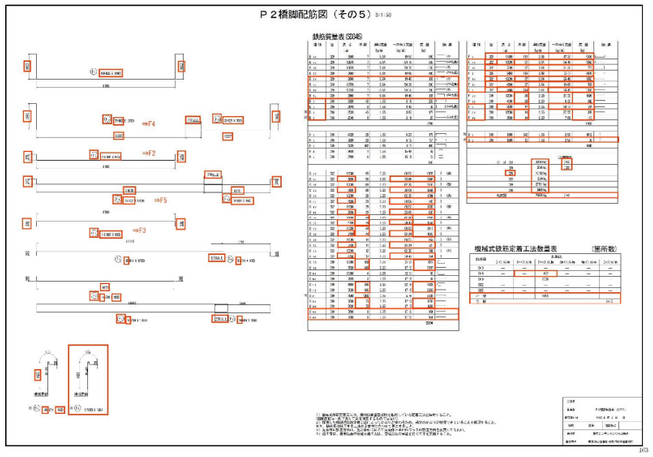
<table>
<tr><th rowspan="2">修正項目</th><th rowspan="2">修正内容</th><th colspan="2">変更前</th><th colspan="2">変更後</th></tr>
<tr><th>ページ</th><th>図</th><th>ページ</th><th>図</th></tr>
<tr><td>P2橋脚構造図</td><td>・直接基礎→杭基礎
場所打ち杭： σck＝24N/mm2
（呼び強度30N/mm2）</td><td>p.140</td><td></td><td>p.27</td><td></td></tr>
<tr><td>P2橋脚構造図</td><td>・直接基礎→杭基礎</td><td>p.140</td><td></td><td>p.27</td><td></td></tr>
<tr><td>P2橋脚構造図</td><td>・場所打ち杭： σck＝24N/mm2
（呼び強度30N/mm2）</td><td>p.140</td><td></td><td>p.27</td><td></td></tr>
</table>

修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
P2橋脚場所打ち杭配筋図	追加	―		p.28	

修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
P2橋脚配筋図(その1)	・既往C14→なし ・名称変更 ・柱主鉄筋長さ変更	p.159		p.29	
P2橋脚配筋図(その1)	・柱主鉄筋長さ変更	p.159		p.29	

修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
P2橋脚配筋図(その2)	・既往B3,B4→なし ・名称変更 ・配筋変更	p.160		p.30	
P2橋脚配筋図(その2)	・C5：D32ctc250→D32ctc125 ・杭頭帯鉄筋との干渉を回避	p.160		p.30	

修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
P2橋脚配筋図(その3)	・配筋変更 ・杭鉄筋の干渉を回避	p.161		p.31	
P2橋脚配筋図(その3)	・F1：D25ctc125→D32ctc250 かぶり150→かぶり250 ・F3→F2：D25ctc125→D32ctc250 ・F5→F3：D22ctc125→D32ctc250 ・F2→F4：D22ctc250→D19ctc250 かぶり150→かぶり250 ・F4→F5：D25ctc250→D19ctc250 ・杭頭帯鉄筋の干渉を回避	p.161		p.31	
P2橋脚配筋図(その3)	・杭鉄筋の干渉を回避 ・S1： D16ctc500(ctc500)→D16ctc500(ctc1000)	p.161		p.31	

修正項目	修正内容	変更前		変更後	
		ページ	図	ページ	図
P2橋脚配筋図(その4)	・鉄筋形状の変更	p.162		p.32	
P2橋脚配筋図(その5)	・鉄筋形状の変更 ・鉄筋数量の変更	p.163		p.33	