マイクロフィルム用資料

共同研究報告書
整理番号第246号

既設基礎の耐震補強技術の開発に関する
共同研究報告書（その１）

平成12年８月

建設省土木研究所
(財)先端建設技術センター
極東工業(株)
(株)鴻池組
三信建設工業(株)
(株)白石
(株)銭高組
東洋建設(株)
利根地下技術(株)
日特建設(株)
日本基礎技術(株)
ヒロセ(株)
(株)フジタ
ライト工業(株)

Cöpyright© (2000) by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書
第246号2000年8月

既設基礎の耐震補強技術の開発に関する
共同研究報告書（その１）

建設省土木研究所　材料施工部　施工研究室　室長	大下　武志
建設省土木研究所　橋梁構造部　基礎研究室　室長	福井　次郎
（財）先端建設技術センター　研究第三部部長	松田　哲夫
極東工業（株）　技術本部　技術部　課長代理	中田　順憲
（株）鴻池組　土木本部　技術部　部長	吉田　幸司
三信建設工業（株）　常務取締役技術開発部長	大友　孝之
（株）白　石　技術本部　補修・補強事業推進室　室長	天野　　明
（株）錢高組　技術本部　技術研究所　東京研究室　室長	水取　和幸
東洋建設（株）　土木技術部　第三技術室　室長	岡　憲二郎
利根地下技術（株）　技術開発部　部長	荻須　一致
日特建設（株）　技術本部　副本部長	大山　廣喜
日本基礎技術（株）　重機事業本部　副本部長	中原　　巌
ヒロセ（株）　補強土事業本部　技術部　技術２ｸﾞﾙｰﾌﾟ　ｸﾞﾙｰﾌﾟﾘｰﾀﾞｰ	妻鹿　　誠
（株）フジタ　技術センター技術研究所　土木研究部　部長	斉藤　悦郎
ライト工業（株）　技術本部　法面防災部　部長	長谷川　泉

要　旨

兵庫県南部地震以後、既設構造物の耐震補強の必要性が高まっている。橋脚については、鋼板巻き立てなどにより補強が進められているが、構造系全体の耐震性向上のためには、フーチング以下の基礎部の補強も不可欠である。しかしながら、一般に基礎部の補強は施工が困難で、コストも高額となるなどの課題を抱えている。

このため、桁下空間や近接構造物の影響が少ない効率的な補強工法の開発を目的とし、建設省土木研究所、（財）先端建設技術センター、民間12社により、平成11年度から３ヶ年の予定で「既設基礎の耐震補強技術の開発」に関する共同研究を実施している。本報告書は、平成 11 年度に行った研究成果を取りまとめたものである。

キーワード：橋梁基礎、耐震補強、液状化対策、空頭制限

まえがき

最近のトルコ、ギリシャ、台湾の地震で土木構造物に大きな被害が生じている。日本でも 1995 年の兵庫県南部地震では 6,430 名にのぼる死者があり、社会経済的損失を含めると計り知れない被害となった。このため、耐震基準の見直しが行われたが、耐震補強も非常に重要なテーマであると考えられる。

また、既設構造物の耐震補強や液状化対策に際しては、橋脚部だけではなく基礎部も含めた補強が不可欠である。しかしながら、特に都市部においては桁下空間や近接構造物などによる制約を受け、十分な施工空間のない厳しい現場条件下での作業が要求されることから、増し杭や地盤改良が困難な場合がある。このため、このような条件下でも適用可能な適切な工法の開発が望まれている。

以上から、建設省土木研究所、(財) 先端建設技術センター、民間 12 社により、平成 11 年度から 3 ヶ年の予定で「既設基礎の耐震補強技術の開発」に関する共同研究を実施し、既設構造物直下でも現場条件の制約を受けない耐震補強技術および液状化対策技術を開発することを目的としている。本報告書は、平成 11 年度に行った研究成果を取りまとめたものである。

建設省土木研究所

材料施工部　施工研究室長　　大下　武志

構造橋梁部　基礎研究室長　　福井　次郎

既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その１）

目　次

１．研究概要 …… 1
1.1 研究目的 …… 1
1.2 研究体制 …… 2
1.3 研究計画 …… 6
２．耐震補強技術の現状と課題 …… 7
2.1 耐震補強工法の現状と課題 …… 7
2.1.1 基礎の耐震補強の基本的な考え方 …… 7
2.1.2 補強工法 …… 9
(1) フーチング補強 …… 9
(2) 杭基礎補強 …… 13
a 増し杭による補強 …… 13
b 連壁による補強 …… 15
c 鋼管井筒による補強 …… 17
(3) ケーソン基礎補強 …… 19
2.1.3 施工条件 …… 23
2.2 液状化対策工法の現状と課題 …… 26
2.2.1 液状化対策工法の分類 …… 26
2.2.2 液状化対策工法の現状と課題 …… 27
３．研究対象の新工法の概要 …… 44
3.1 高耐力マイクロパイル工法 …… 44
3.1.1 概要 …… 44
3.1.2 構造 …… 44
3.1.3 施工法 …… 44
3.1.4 設計法 …… 45
3.1.5 特長 …… 48
3.2 ＳＴマイクロパイル工法 …… 49
3.2.1 概要 …… 49
3.2.2 構造 …… 50
3.2.3 施工法 …… 51
3.2.4 設計法 …… 52
3.2.5 特長 …… 53

3.3 ねじ込み杭工法 …… 54
3.3.1 概要 …… 54
3.3.2 構造 …… 55
3.3.3 施工法 …… 55
3.3.4 設計法 …… 56
3.3.5 特長 …… 57
3.4 小径ドレーン工法 …… 58
3.4.1 概要 …… 58
3.4.2 構造 …… 58
3.4.3 施工法 …… 58
3.4.4 設計法 …… 59
3.4.5 特長 …… 59
3.5 ＳＳＰ工法 …… 61
3.5.1 概要 …… 61
3.5.2 構造 …… 61
3.5.3 施工法 …… 61
3.5.4 設計法 …… 63
3.5.5 特長 …… 63
4．地震時保有水平耐力法による試設計 …… 64
4.1 試設計の目的 …… 64
4.2 設計条件 …… 65
4.2.1 既設構造物の条件 …… 65
4.2.2 既設構造物の耐震性能 …… 72
4.2.3 従来工法による補強基礎の条件 …… 94
4.3 従来工法による試設計結果 …… 97
4.3.1 液状化しない場合における杭基礎の安全性照査 …… 97
4.3.2 液状化した場合における杭基礎の安全性照査 …… 101
4.3.3 杭体せん断力の計算 …… 109
5．新工法による試設計結果 …… 114
5.1 増し杭による基礎補強設計計算について …… 114
5.1.1 適用基準類 …… 114
5.1.2 地盤の条件 …… 114
5.1.3 作用荷重 …… 114
5.1.4 解析モデル …… 114
5.1.5 安全性の照査方法 …… 116

5.2 高耐力マイクロパイル工法による試設計結果 …… 117
5.2.1 液状化しない場合の検討 …… 118
5.2.2 液状化する場合の検討 …… 128
5.2.3 高耐力マイクロパイル工法の補強効果と今後の課題 …… 132
5.3 ＳＴマイクロパイル工法による試設計結果 …… 141
5.3.1 液状化しない場合の補強について …… 142
5.3.2 液状化する場合の補強について …… 165
5.3.3 ＳＴマイクロパイルによる補強効果と今後の課題 …… 178
5.4 ねじ込み杭工法による試設計結果 …… 184
5.4.1 液状化しない場合の補強について …… 184
5.4.2 液状化する場合の補強について …… 204
5.4.3 ねじ込み杭工法による補強効果と今後の課題 …… 217
5.5 小径ドレーン工法 …… 218
5.5.1 特徴と適用性 …… 218
5.5.2 検討条件 …… 219
5.5.3 地盤の液状化検討結果 …… 221
5.5.4 地盤の許容過剰間隙水圧比と小径ドレーン打設間隔の検討 …… 225
5.5.5 保有水平耐力法による既設杭基礎の耐震検討(L2 地震動タイプⅠの場合) …… 228
5.5.6 今後の課題 …… 230
5.6 ＳＳＰ工法 …… 231
5.6.1 補強後の設計条件 …… 231
5.6.2 補強後の基礎形状 …… 232
5.6.3 固有周期および慣性力の算出 …… 233
5.6.4 地震時保有水平耐力法による基礎部の照査 …… 233
5.6.5 非線型静的解析 …… 237
6．高耐力マイクロパイル工法の施工法に関する現状と課題 …… 248
6.1 既設橋脚の施工制約条件 …… 248
6.2 施工法 …… 250
6.2.1 既存削孔機の現状調査 …… 250
6.2.2 削孔支援機 …… 254
6.2.3 施工シュミレーション …… 268
6.3 施工管理法 …… 283
6.3.1 施工管理の現状 …… 283
6.3.2 施工管理法の課題 …… 285
7．新工法の現状および課題と研究計画 …… 286

7.1 高耐力マイクロパイル工法 …… 286
7.1.1 これまでの研究成果 …… 286
7.1.2 研究課題 …… 292
7.1.3 研究計画 …… 292
7.2 ＳＴマイクロパイル工法 …… 294
7.2.1 これまでの研究成果 …… 294
7.2.2 研究課題 …… 303
7.2.3 研究計画 …… 305
7.3 ねじ込み杭工法 …… 306
7.3.1 これまでの研究成果 …… 306
7.3.2 研究課題 …… 310
7.3.3 研究計画 …… 310
7.4 小径ドレーン工法 …… 311
7.4.1 これまでの研究成果 …… 311
7.4.2 研究課題 …… 311
7.4.3 研究計画 …… 312
7.5 ＳＳＰ工法 …… 313
7.5.1 これまでの研究成果 …… 313
7.5.2 研究課題 …… 331
7.5.3 研究計画 …… 333
8．共通実験計画 …… 334
8.1 実験目的 …… 334
8.2 実験項目 …… 334
8.3 実験概要 …… 335
8.3.1 異種杭の荷重分担に関する模型実験 …… 335
8.3.2 斜杭に関する模型実験 …… 336
8.3.3 耐震補強に関する振動実験 …… 337
9．今後の課題 …… 338

1．研究概要

1.1　研究目的

平成７年１月１７日に発生した兵庫県南部地震は、多くの土木構造物に対して関東大震災以来、最大の被害をもたらした。橋梁においても、橋脚の倒壊、橋げたの落下を始め、多数の橋梁で大きな被害が発生した。このため、平成８年１１月１日付けで建設省より新しい道路橋示方書が関係機関に通知された。この道路橋示方書では、プレート境界型の地震動に加え内陸直下型の地震動を考慮した設計地震力が新たに規定され、橋脚や基礎等の構造部材は、この地震動に対して地震時保有水平耐力法による耐震設計を行うように改訂されている。ここで、基礎は地震後の被災状況の調査や復旧が橋脚基部と比較して困難であることから、基礎本体には復旧に支障となるような大きな損傷は生じさせないこと、および橋全体系の安全性を損なうような過大な変形を基礎に生じさせないこととしている。また、従来よりも広範囲の土質条件で液状化に対する強度低下の影響に対する検討を行うこととし、液状化に伴う流動化に対する設計も新たに規定されている。

このような状況からすると、例えば以下に示すような条件の既設基礎では、耐震安全性を満足せず、補強が必要となる場合がある。

①設計当時の技術基準類の規定は満足しているが、新しい道路橋示方書の規定を満たしていないもの。
　特に、当初設計において液状化の影響を考慮していないものでは、この可能性がある。

②橋脚を耐震補強したために、相対的に基礎の耐力が不足しているもの。

③上部構造の拡幅や支承条件の変更などにより、基礎が支持する荷重が増加したもの。

一方、これらの基礎の耐震補強として、例えば増し杭を行う場合、通常フーチングより広い範囲を掘削しなければならず、作業空間確保のために広範囲にわたり道路通行規制を行う必要がある。また、新設基礎の場合と異なり桁下での施工となるため、工費・工期とも膨大なものとなってしまう。このようなことから、限られた予算で効率的な耐震補強を行うためには、合理的かつ確実な耐震安全性を確保する補強工法の積極的な導入が求められている。

以上から、本共同研究では、上記のニーズに応える補強技術として高耐力マイクロパイル工法、ＳＴマイクロパイル工法、ねじ込み杭工法、小径ドレーン工法、ＳＳＰ工法の５工法（以下では新工法と称す）を対象に、各工法の耐震補強効果を明らかにし、設計・施工法を確立することを目的としている。

1.2 研究体制

本共同研究での研究体制を図-1.2.1に示す。全体会議は、年４回程度開催することとし、研究の進め方の基本方針を決定したり、各分科会での検討結果を審議する場とした。また、全体会議には、建設省土木研究所、（財）先端建設技術センター、民間全社の他、オブザーバーとして建設省関東地方建設局、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団の担当者にも出席を依頼し、既設基礎の補強に当たっての実現場での制約条件に関する情報を収集するとともに、補強技術に対する意見・要望を整理した。さらに、本共同研究で開発された技術が適用できるフィールドの提供を依頼し、新技術の速やかな実現場への導入を図ることとした。

設計法分科会では、新工法の設計法において共通と考えられる項目について検討することとした。例えば、高耐力マイクロパイル工法、ＳＴマイクロパイル工法、ねじ込み杭工法については、図-1.2.2に示すように小口径杭という分類にまとめられることから、既設杭を小口径杭で補強したモデルを想定し、地震時の荷重分担、耐震補強効果などに関して、基礎全体系での評価を行う。また、そのための評価手法の一つである振動台実験などは共通実験として位置づける。さらに、設計法分科会の中には、耐震補強ＷＧおよび液状化対策ＷＧを設け、それぞれの分野での設計上の課題に関して検討を行うこととした。

新工法ＷＧでは、各工法固有の設計法に関する検討、および材料特性、施工法、施工管理法などの検討も行い、設計・施工・積算マニュアルを作成することを目的としている。

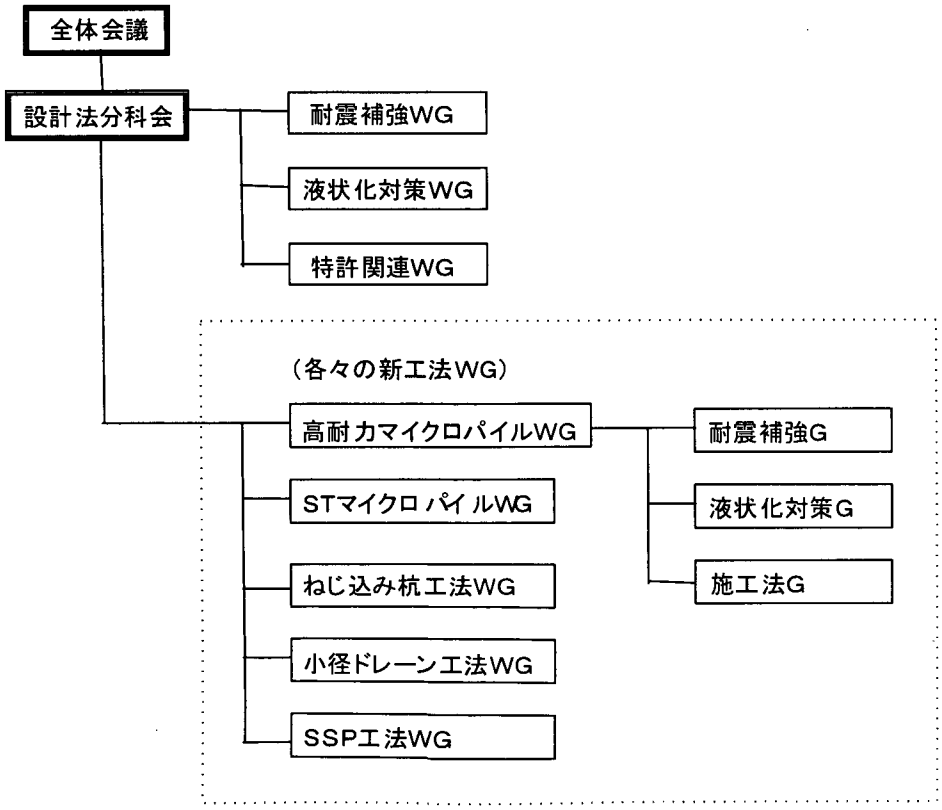


図-1.2.1 研究体制

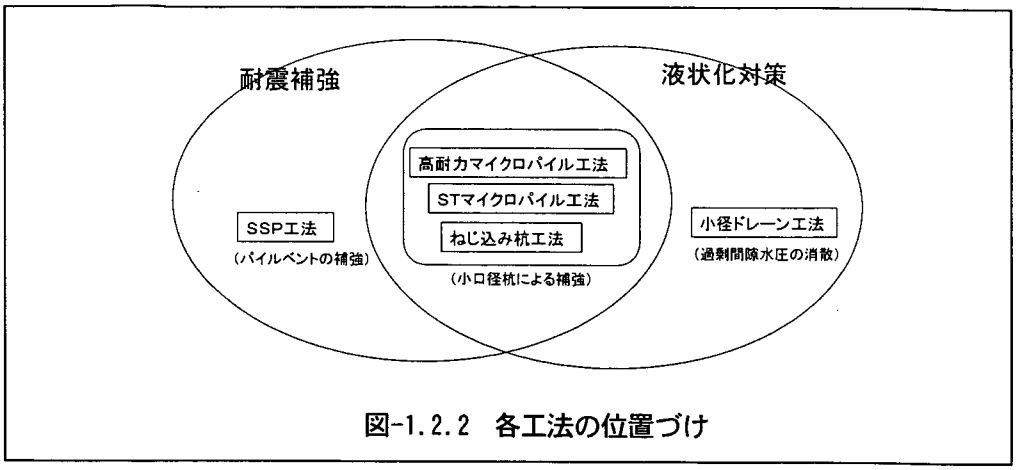


図-1.2.2　各工法の位置づけ

表-1.2.1 は、研究活動単位ごとの構成メンバーを示したものである。

表-1.2.1　構成メンバー

研究活動単位	構成メンバー		
全体会議	（共同研究メンバー） 土木研究所、先端建設技術センター、フジタ（幹事）、東洋建設（副幹事）、極東工業、鴻池組、白石、錢高組、ヒロセ、三信建設工業、利根地下技術、日特建設、日本基礎技術、ライト工業 （オブザーバー） 関東地方建設局、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団		
設計法分科会	土木研究所、先端建設技術センター、フジタ、東洋建設、極東工業、鴻池組、白石、錢高組、ヒロセ		
	耐震補強WG	フジタ、東洋建設、極東工業、鴻池組、白石、ヒロセ	
	液状化対策WG	鴻池組、錢高組、東洋建設、フジタ	
	特許関連WG	フジタ、東洋建設、極東工業、鴻池組、白石、錢高組、ヒロセ	
新工法のWG	高耐力マイクロパイル工法WG	土木研究所、フジタ、東洋建設、極東工業、鴻池組、白石、錢高組、ヒロセ、三信建設工業、利根地下技術、日特建設、日本基礎技術、ライト工業	
		耐震補強G	極東工業、白石、フジタ、ヒロセ
		液状化対策G	フジタ、鴻池組、錢高組
		施工法G	ヒロセ、極東工業、三信建設工業、利根地下技術、日特建設、日本基礎技術、ライト工業 （オブザーバー：フジタ）
	ＳＴマイクロパイル工法WG	土木研究所、東洋建設	
	ねじ込み杭工法　WG	土木研究所、鴻池組	
	小径ドレーン工法WG	土木研究所、錢高組	
	ＳＳＰ工法WG	土木研究所、白石	

また、**表-1.2.2** に平成 11 年度共同研究担当者名簿を示す。

表-1.2.2　平成11年度共同研究担当者名簿

氏　名	所　属
大下　武志	建設省土木研究所　材料施工部　施工研究室　室長
市村　靖光	〃　〃　〃　研究員
井谷　雅司	〃　〃　〃　技官
森脇　正博	〃　〃　〃　交流研究員
福井　次郎	〃　構造橋梁部　基礎研究室　室長
西谷　雅弘	〃　〃　〃　主任研究員
梅原　剛	〃　〃　〃　技官
古荘　伸一郎	〃　〃　〃　交流研究員
松田　哲夫	(財) 先端建設技術センター　研究第三部　部長
坂本　悟	〃　〃　主任研究員
武田　康司	〃　〃　主任研究員
中田　順憲	極東工業（株）　技術本部　技術部　課長代理
岡田　繁之	〃　〃　補修部　補修課　課長
戸川　邦彦	〃　〃　技術部　開発課　課長
山根　隆志	〃　〃　〃　課長
吉田　幸司	鴻池組（株）　土木本部　技術部（基礎担当）　部長
谷　善友	〃　〃　〃　課長
田中　幸芳	〃　〃　〃　課長
橋立　健司	〃　〃　〃
大友　孝之	三信建設工業（株）　常務取締役技術開発部長
大沢　一実	〃　技術開発部　部長
山崎　淳一	〃　東京第二事業部　課長
仲家　純次	〃　技術開発部
天野　明	(株) 白石　技術本部　補修・補強事業推進室　室長
吉川　信男	〃　〃　技術部　部長
青柳　守	〃　〃　〃　課長代理
大石　雅彦	〃　〃　〃　課長代理
山本　洋一	〃　第一営業本部　技術コンサルタント室　次長
堀江　通	〃　東京支店　第三工事部　部長
水取　和幸	(株) 銭高組　技術本部　技術研究所　主席研究員
渡辺　淳	〃　土木本部　技術部　課長
高津　忠	〃　技術本部　技術研究所　主任研究員
原田　尚幸	〃　〃　〃　研究員
谷野　洋一	〃　土木本部　技術部
岡　憲二郎	東洋建設（株）　土木技術部　第三技術室　室長
合田　和哉	〃　土木設計部　課長代理
三木　健男	〃　土木技術部　第三技術室　係長
荻須　一致	利根地下技術（株）　技術開発部　部長
前田　忠重	〃　〃　部長
陳　明	〃　〃　係長
坂本　和巳	〃　〃　部員
村田　道彦	〃　〃　部員
大山　廣喜	日特建設（株）　技術本部　副本部長
山田　浩	〃　営業本部　ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞｸﾞﾙｰﾌﾟ　ｸﾞﾙｰﾌﾟ長
外崎　亘	〃　技術本部　技術部　主任
田中　頼博	〃　〃　筑波研究所　主任

氏　名	所　属				
中原　巌	日本基礎技術（株）	重機事業本部		副本部長	
竹石　峰也	〃	〃	技術部	副部長	
濱波　敦	〃	〃	〃	課長代理	
小野寺　賢	〃	〃	〃	主任	
小原　秀夫	〃	技術本部	機材部	課長	
妻鹿　誠	ヒロセ（株）	補強土事業本部	技術部	技術2ｸﾞﾙｰﾌﾟ	ｸﾞﾙｰﾌﾟﾘｰﾀﾞｰ
大谷　義則	〃	〃	〃	〃	副長
斉藤　悦郎	（株）フジタ	技術センター	技術研究所	土木研究部	部長
畑野　俊久	〃	営業総本部	土木営業本部	営業部	次長
中村　正博	〃	〃	〃	〃	主席ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ
池水　富美矢	〃	〃	〃	〃	主席ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ
江口　孝	〃	土木本部	生産技術部		主査
岸下　崇裕	〃	技術センター	技術研究所	土木研究部	主査
相良　昌男	〃	〃	〃	〃	主査
長谷川　泉	ライト工業（株）	技術本部	法面防災部	部長	
横田　弘一	〃	〃	〃	課長代理	
石黒　勇次	〃	開発本部	土木開発課	主任	
田端　裕司	〃	〃	〃	課員	

1.3 研究計画

本研究の研究計画を**表-1.3.1** に示す。平成 11 年度は、既往の耐震補強技術および液状化対策技術に関して体系的に分類・整理を行い、各種工法の設計・施工上の課題を明らかにし、本研究で開発すべき項目を抽出した。

また、耐震性能が不足している既設橋基礎を想定し、提案する５つの新工法（高耐力マイクロパイル工法、ＳＴマイクロパイル工法、ねじ込み杭工法、小径ドレーン工法、ＳＳＰ工法）で補強した際の補強効果を検証するために、現行の地震時保有水平耐力法による試設計を行った。試設計の結果から、各工法の設計上の課題を整理し、その課題に対処するために必要な実験・解析等の手法および内容の検討を行った。

さらに、既設基礎の補強に際して想定される制約条件を整理し、施工上の課題を明らかにした。なお、各工法における詳細な研究計画については、「７．**新工法の現状及び課題と研究計画**」で記述している。

表-1.3.1　研究計画

研究項目	H11 年度	H12 年度	H13 年度
（1）耐震補強技術の現状と課題の整理			
①既往の補強法の分類、適用性の整理	←	→	
②開発項目の抽出	←	→	
（2）新工法の設計法の確立			
①試設計の実施	←	→	
②設計上の課題の整理	←	→	
③実験計画の策定	←	→	
④共通実験		←	→
⑤工法別の模型実験		←	→
（3）新工法の施工法、施工管理法の確立			
①施工上の課題の整理	←	→	
②要素試験		←	→
③実現場での適用性確認		←	→
（4）設計・施工マニュアルの作成			
①構成の検討		←	→
②新工法の適用性の整理			← →
③設計・施工・積算マニュアルの作成			← →

2．耐震補強技術の現状と課題

2.1 耐震補強工法の現状と課題

2.1.1 基礎の耐震補強の基本的な考え方

基礎の施工を「新設の基礎」と「既設基礎の補強」、施工上の大きな制約の「有り」・「無し」で分類すると、4つに大別される。また、L2 レベルでの地震動、液状化および液状化による側方流動の耐震性の検討が必要である基礎を分類項目に追加すると、**図-2.1.1** に示すように８つの領域になる。本共同研究「既設基礎の耐震補強」は、領域⑧の範疇である。

既設基礎の補強は、これまで多くの基礎が構築されてきていることから、今後、必然的に多くなる傾向にあるものと考えられる。また、施工条件は、特に都市部、都市近郊において各種構造物が密集・輻輳化していることから、ますます厳しくなり、何らかの制約を受けるものと考えられる。また、既設基礎の耐震性能もより一層確保すべきことが要求されるものと考えられる。したがって、特に領域⑧の需要は拡大する傾向にあるものと考えられる。

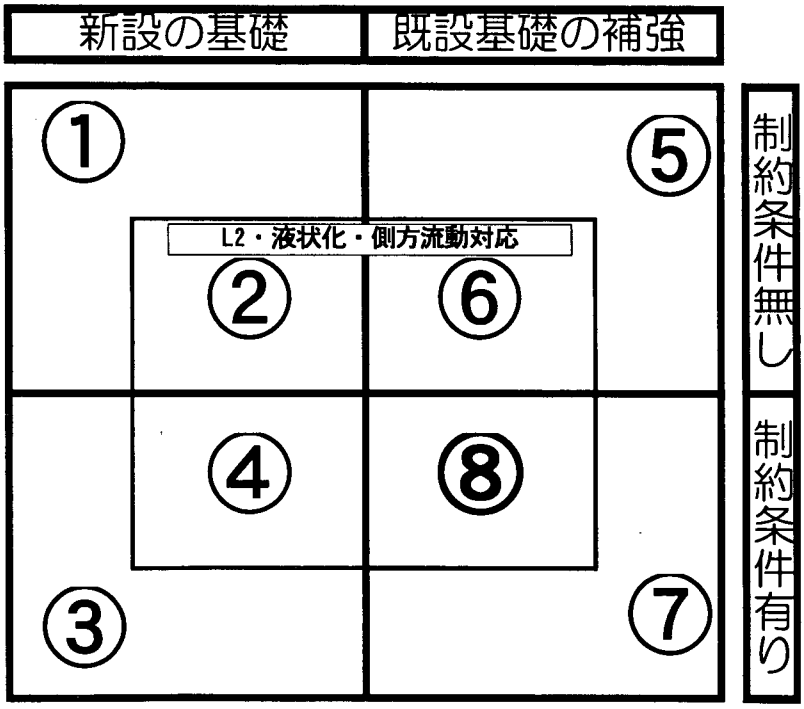


図-2.1.1　施工条件による基礎の分類

さて、基礎に対する技術開発の項目として、「コスト縮減に対する対応技術」、「耐震性向上に対する対応技術」、「設計･施工上の制約条件下での対応技術」および「補強･補修に対する対応技術」を挙げ、**図-2.1.1** の各領域で特に必要とされる対応技術を整理したものが**表-2.1.1** である。

コスト縮減に対する対応技術は、すべての領域で必要であるが、特に領域①では最優先と考えるべき課題である。耐震性向上に対する対応技術は特に領域②、④、⑥および⑧に対して必要である。設計･施工上の制

約条件下での対応技術は、領域③、④、⑦、⑧に対して必要である。補強･補修に対する対応技術は領域⑤～⑧で必要ある。したがって、領域⑧はここで挙げたすべての対応技術が必要であり、難易度の高い領域であることがわかる。すなわち、領域⑧を満足する技術開発が可能であれば、その他の領域のすべてに対応できる技術となる。ただし、たとえば、領域⑧の技術を領域①に適用する場合には、特にコスト面に関して見直す必要がある。

表-2.1.1 各領域での対応技術

領域 / 対応技術	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
コスト縮減に対する対応技術	◎	○	○	○	○	○	○	○
耐震性向上に対する対応技術		◎		◎		◎		◎
設計･施工上の制約条件下での対応技術			◎	◎			◎	◎
補強･補修に対する対応技術					◎	◎	◎	◎

さて、本共同研究での耐震補強に対する基本的な考え方は、社団法人日本道路協会の「既設道路橋の補強に関する参考資料」（平成12年2月）に基づくものとする。本資料での耐震補強に対する基本的な考え方を抜粋すると以下のようである。

過去に見られた地震被害からすると、下記に示すような①～④の場合に、基礎の補強を含めて耐震性の向上を検討すべき場合が多い。

①液状化に伴う流動化が生じるもの。

②基礎の耐力および変形性能が著しく小さいもの。

③液状化の判定が変更となり、液状化時の基礎の耐力が著しく小さいもの。

④その他、特殊な条件を有するもの。

上記の内、①については、兵庫県南部地震においても臨海部で著しい地盤の水平移動が生じ、その結果基礎にも過大な残留水平変位が生じた事例がある。また、②については建築基礎において既製コンクリート杭で杭体のせん断破壊が多数認められている他、基礎の耐力が著しく小さいと過大な残留変位が生じる恐れがある。③については、②とも関連するが、根入れの比較的小さい基礎では支持層付近の地盤で液状化が発生する恐れがある場合もあり、注意する必要がある。なお、補強の優先度を検討するにあたっては、基礎そのものの耐震性レベルに加えて、地震時に地域の道路ネットワークとして機能できるように考慮することも重要である。

基礎の補強にあたっては、その基本的な考え方により次の①～⑤の方法に大別される。

① 基礎の耐力を増加させる方法

既設基礎に新たな構造部材を付加し基礎の耐力を増加させる方法と、基礎周辺の地盤強度を増加させることにより基礎の耐力を増加させる方法とがある。前者には増し杭工法や地中連続壁増設工法等があり、後者には地盤改良工法がある。

② 良好な地盤に荷重を伝達させる方法

既設の基礎が良好な支持層に十分に根入れされていない場合に用いられる方法で、通常は増し杭による方法等が用いられる。この他、施工実績は少ないが、基礎底面の地盤改良も考えられる。

③ 基礎周辺地盤の液状化による強度低下を防止する方法

地盤改良により地盤の動的せん断強度自体を増加させる方法と、地盤中に透水層をもうけ間隙水圧の増加を抑制させる方法がある。この他、地盤中に矢板や地中連続壁を設置し、地震時の地盤のせん断応力あるいはせん断ひずみを減少させる方法もある。

基礎の補強設計にあたっては、補強が必要となった原因に応じて上記の中から適切な補強方法を選択する必要がある。ただし、基礎周辺の環境により施工法が大きく制約を受けるため、これに対しても十分配慮したうえで選定しなければならない。

なお、基礎の耐震補強にあたっては、基礎自体の耐震補強だけではなく、

④ 地震時に基礎に作用する荷重を低減させる方法

⑤ 橋桁の落橋に対する安全性を向上させる方法

など、橋全体としての耐震性を向上させる方法も考えられる。

2.1.2 補強工法

既設基礎に新たな構造部材を付加し基礎の耐力を増加させる方法は以下のとおりである。既設の基礎形式が杭基礎の場合、代表的な方法としては、増し杭と既設のフーチングの拡大を組み合せて補強する増し杭工法がある。また、設計・施工上などの諸条件から、増し杭の代わりに、地中連続壁基礎や鋼管矢板基礎、またはケーソン基礎を増設して既設フーチングと一体化して補強する方法などもある。これらを、それぞれ地中連続壁増設工法、鋼管矢板基礎増設工法およびケーソン基礎増設工法と呼ぶものとする。

また、既設の基礎形式がケーソン基礎の場合においても、前述と同様な組合わせで補強する方法が考えられる。

既設の基礎形式が直接基礎の場合は、その安定性を向上させるためにフーチングの拡大などによって補強が行われる。

ここではこれまでに実績のあるフーチングと杭基礎の補強方法を中心に、それぞれの工法に対する設計・施工法の概要および工法の特徴・留意点を示す。

(1)フーチング補強

既設フーチングは、地震時保有水平耐力照査法レベルの地震力に対してフーチング本体が所定の耐力を有していない、あるいは基礎全体の安定性を確保するために必要な平面寸法が不足していると判定された場合や、増杭を配置する場合には、その補強を行う必要がある。フーチングの補強方法は、これまでの実績として**表-2.1.2** に示すとおり抽出・分類されるが、一般には、①～③の各方法が組み合わされて適用される場合

が多い。ここでは、方法①と②、および方法①と③の組合せを代表的なフーチング補強工法として位置づけ、前者を「増厚工法」、後者を「プレストレス導入工法」と称しその概要を**表-2.1.3** および**表-2.1.4** に示す。

表-2.1.2　フーチング補強の分類

補強方法	目　的	方向性
①平面寸法の拡大	直接基礎の安定性向上	－
	杭基礎の増杭補強	
②増厚および鉄筋追加	フーチングの曲げおよびせん断耐力増加	上面増厚
		下面増厚
③プレストレス導入	フーチングの曲げおよびせん断耐力増加	水平方向
		鉛直方向

以下にフーチング補強の課題を示す。

①フーチングのせん断補強

既設フーチングのせん断耐力が不足する場合、増厚ばかりでなく斜引張鉄筋の追加配置やプレストレス導入が有効となるが、増厚寸法や既設フーチング内の配筋状況、施工空間等の制約により、鋼材配置が困難な場合もある。また、過度な増厚は、基礎に対する負担を増加させ不経済な設計となる可能性がある。今後、種々の制約条件に対応したせん断補強工法の開発が待たれる。

②既設部のはつり・削孔

既設フーチングと増打ち部を一体化するためには、既設部のはつり・目粗しや鉄筋・ＰＣ鋼材配置用の削孔が必要となる。これらの作業は、騒音・振動・粉塵などの発生を伴うため、都市部での施工にあたっては、第三者に与える影響を極力抑え、省力化を可能とするはつり・削孔技術の導入が不可欠となる。

③プレストレス導入材の防食

プレストレス導入には通常ＰＣ鋼材が用いられるが、腐食環境下での使用となるため、その防錆対策が重要となる。今後は、ＦＲＰ材の使用も視野に入れた検討も必要であろう。

④橋脚の構造を考慮したフーチング補強方法の検討

既設フーチングを補強する際、既に橋脚の耐震補強が実施されていることも想定されるため、このような場合には、フーチングの補強が橋脚の水平耐力に与える影響や橋脚の細部構造に配慮して補強方法を決定する必要がある。例えば、鋼板巻き立てにより橋脚が補強されている橋脚のフーチングに上面増厚を施す場合には、鋼板アンカー部と増打ち部上面鉄筋の取り合いについて詳細な検討が必要である。

表-2.1.3　耐震補強の現状と課題（フーチングの補強）

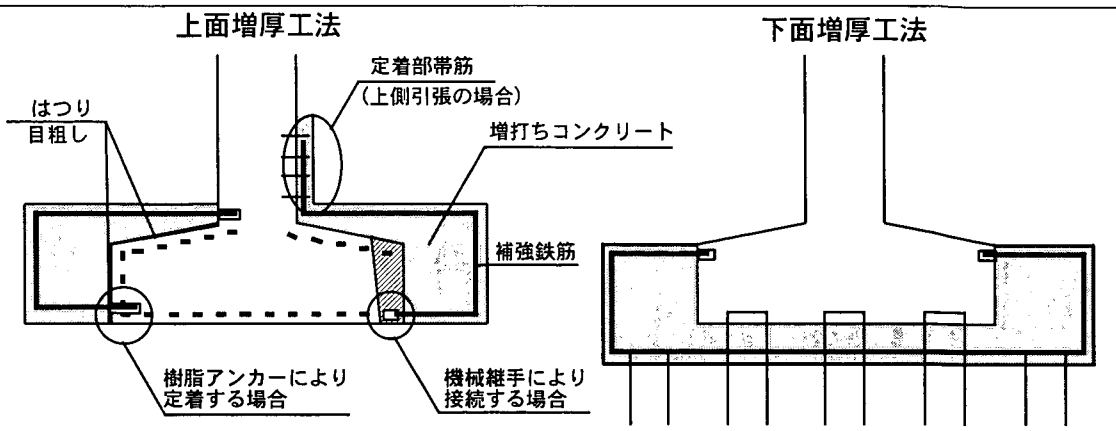
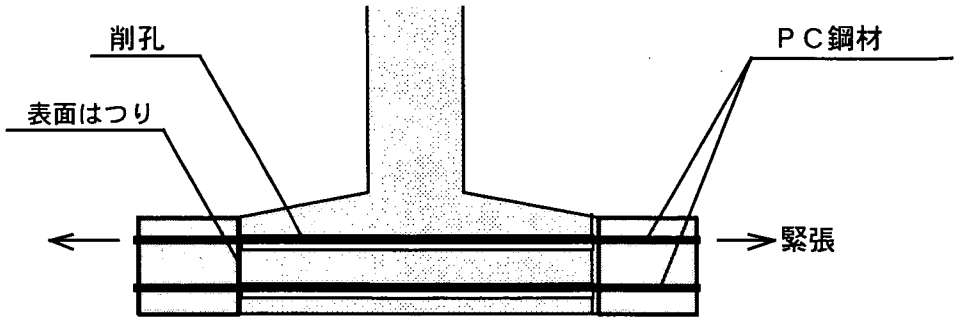
原理	鉄筋コンクリート補強
工法名	増厚工法
概要	
特徴	・フーチングを拡大および補強する場合の標準的な工法である。 ・上面を増厚する方法と下面を増厚する方法があるが、上面増厚が採用される場合が多い。 ・既設部と増打部との一体性を確保するため、既設フーチング表面のはつり・目粗しを行う。 ・増打ち部の補強鉄筋は、既設フーチングに樹脂アンカーを用いて定着されるか、あるいは大きく露出させた既設部の鉄筋と機械継手により接続される。
適用条件	杭基礎において以下の制約がある場合に下面増厚工法が採用される。 ・河川管理等により上方へのフーチング増厚が制限される場合 ・既設フーチングの下面鉄筋が極端に少なく、上面増厚では所定の耐力を確保できない場合
設計法の概要	・既設部と増厚部を合成した鉄筋コンクリート断面の曲げおよびせん断に対する照査を行う。 ・地震時保有水平耐力法により算出したフーチングの断面力に対しては、フーチングの曲げ破壊抵抗モーメントおよびせん断耐力（はりおよび版）が上回ることを確認する。
適用設計指針類	道路橋示方書Ⅳ　下部構造編
留意点	・上面増厚を行う場合、増厚部の上側主鉄筋は橋脚に確実に定着しなければならない。 ・下面増厚を行うためには、フーチング下面のたぬき掘りが必要となり施工時の安全性に問題が生じる場合がある。
施工事例	施工実績： ・上面増厚は施工実績が比較的多い（例えば兵庫県南部地震後の復旧工事）。 ・下面増厚は、上面増厚するとフーチング天端が現河床面付近まで上がり河川管理上問題生じる場合に採用された事例があるが、例数は少ない。 施工概要： ①既設フーチングのはつり、目粗し、削孔 ②増打ち部の補強筋配置（樹脂アンカーによる定着あるいは機械継手による既設鉄筋との接続） コンクリート打設（下面増厚の場合、高流動コンクリートを併用）
その他	

表-2.1.4　耐震補強の現状と課題（フーチングの補強）

原理	鉄筋コンクリート補強
工法名	増厚工法
概要	
特徴	・既設フーチングを貫通するＰＣ鋼材により、フーチング全体にプレストレスを与えて曲げおよびせん断耐力の増加を図るものである。 ・既設部と増打ち部の一体化については、増厚工法と同様の方法による。 ・フーチングの剛性が高いため、大きなプレストレスを必要とする。
適用条件	・フーチング増厚が制限される場合や増厚および鉄筋の追加のみでは所定の耐力を確保することが困難な場合に採用される。
設計法の概要	・震度法レベルの地震力に対しては、プレストレストコンクリート部材として設計を行い、全断面有効として算出した上下縁の応力が許容応力度内に収まるようプレストレス量を決定する。 ・地震時保有水平耐力照査法レベルの地震力に対しては、プレストレスを考慮したＲＣ部材として検討し、曲げ破壊抵抗モーメントおよびせん断耐力が作用断面力を上回ることを確認する。
適用設計指針類	道路橋示方書Ⅲ　コンクリート橋編 道路橋示方書Ⅳ　　下部構造編
留意点	・フーチング前面にＰＣ鋼材の緊張スペースを確保する必要がある。 ・ＰＣ鋼材の防食に対し十分な配慮が必要である。 ・削孔時に既設フーチング内の鉄筋を切断しないよう、精度管理に注意を要する。 ・フーチングの規模が大きくなると水平削孔の精度が問題となる場合がある。
施工事例	施工実績： ・施工実績は比較的少ない 施工概要： ①既設フーチングのはつり、目粗し、ＰＣ鋼材配置用の削孔 ②ＰＣ鋼材の挿入、増打ち部の補強筋配置（樹脂アンカーによる定着） ③コンクリート打設 プレストレスの導入、グラウト材の注入、定着部の防錆処理
その他	せん断補強のため、ＦＲＰ緊張材を用いて鉛直方向にプレストレスを導入した事例がある。

（2）杭基礎補強

a)増し杭による補強（表-2.1.5 参照）

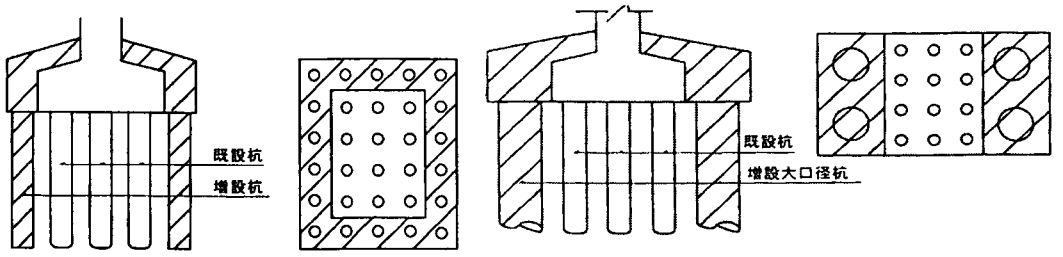
増し杭工法は既設杭の周囲に新たな杭を増設して補強する方法で、施工実績も比較的多い。増し杭と既設のフーチングとの結合は、既設のフーチングを拡大することによって行われる。この時、拡大した部分のフーチングと既設のフーチングとの一体化が重要である。増し杭の配置は、既設杭の周囲 4 面に増設する場合が多いが、杭間隔を保つことの条件から、フーチングが大きくなり、施工ヤードや掘削土量も一般的に大きくなる。

用地などの制約がある場合には橋軸方向の桁下 2 面のみに杭を増設する方法がある。また、増し杭に大口径杭を用いて、杭本数を低減することも考えられる。なお、桁下の空頭制限がある場合が多いので、施工面での工夫が必要である。

アメリカで実績のある増し杭工法として、高耐力のマイクロパイル（杭径 300㎜ 以下）を増し杭として用いる方法がある。細径の杭であるため杭の本数は多くなるが、一般的にフーチングの拡大は小さくてすむ。また、施工機械も小さくてすみ、用地などの制約や空頭制限、騒音振動などの制限がある場合の施工に有利である。また転石などに対しても対応可能である。マイクロパイルは従来の杭に比較してたわみ性であるため、地震時の水平変位を抑制するためには、斜杭を用いる方が有利である。マイクロパイルによる斜杭の施工は、その容易性において一つの特徴となっている。

設計では増設杭と既設杭との鉛直方向の荷重分担が施工条件などにより異なるため、特に留意する必要がある。例えば、既設部の常時の鉛直支持力は既設杭が負担し、地震時の水平力は既設杭と増設杭が共同で負担するといった考え方が用いられることがある。

表-2.1.5　耐震補強の現状と課題（杭基礎補強）

原理	杭基礎の耐力を増加させる方法
工法名	増し杭工法
概要	 4面増し杭　　2面（大口径杭）増し杭 既設杭の周囲に新たな杭を増設して補強する方法である。増し杭と既設フーチングとの結合は、既設のフーチングを拡大することにより行う。
特徴	・打込み杭、中堀り杭、場所打ち杭による補強が考えられ、ほぼあらゆる土質に対して施工可能である。 ・増し杭の配置は既設杭の周囲4面に増設する場合が多いが、用地などの制約がある場合には橋軸方向の2面のみに杭を増設する方法がある。
適用条件	・大レキ不適。 ・地盤中に著しい被圧水、伏流水のあるところは不適である。 ・適用深度は60m程度以下。
設計法の概要	・既設杭と増し杭の荷重分担は、一般的に次の通りである。①フーチング底面に作用する地震によって生じる水平力およびモーメントは既設杭と増し杭が分担する、②鉛直荷重については既設構造の鉛直死荷重は既設杭が負担し、増しフーチング重量および増しフーチング上の埋め戻し土重量は既設杭と増し杭が分担する。 ・設計年度の古い既製ＲＣ杭やＰＣ杭では、新設杭に比較して既設杭のじん性が極端に低い場合がある。このような場合は、既設杭を無視した設計を行うことがある。
適用設計指針類	道路橋示方書Ⅳ　下部構造編
解析モデル	・増し杭工法では一つのフーチング内に種類と径の異なる杭が配置される場合が多いことから、構造解析モデルは震度法、地震時保有水平耐力法による耐震設計とも杭～ラーメンモデルを用いる。
施工事例	施工実績：比較的多い 留意点：増し杭と既設のフーチングとの結合は、既設のフーチングを拡大することによって行われるため、拡大した部分のフーチングと既設のフーチングとの一体化が重要となる。
その他	参考文献：「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」、平成12年2月、（社）日本道路協会

b）連壁による補強（表-2.1.6 参照）

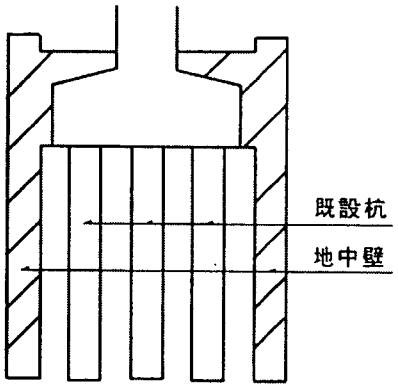
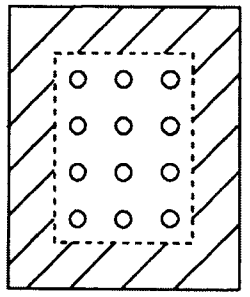
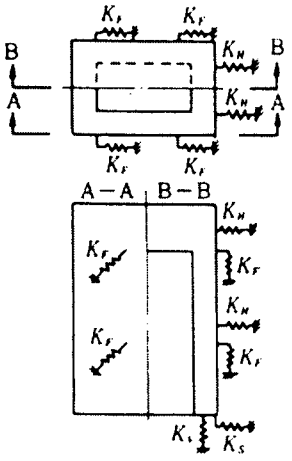
地中連続壁増設工法は、既設杭の周囲に地中連続壁（RC、鋼製）を構築して、その頂版と既設フーチングを一体化して補強する方法である。この工法では、増設基礎の剛性が高いため、基礎の大きさを小さくできる特徴があるが、一般的に施工時に大きなヤードが必要であり、また増し杭工法に比較して工期、工費は増大する。

空頭制限がある場合には、RC 壁では鉄筋籠（鋼製壁では鋼製エレメント）を分割して建て込むことにより対応が可能であるが、作業性が劣る。

用地の制約のある場合には、橋軸方向の桁下の 2 面のみに地中連続壁を構築する方法がある。また、側方流動対策として用いる場合には、側方流動圧を受ける前面の面積を小さくするため、橋軸直角方向の 2 面に地中連続壁を構築する方法がある。

なお、荷重分担については増し杭工法と同様に留意する必要がある。

表-2.1.6　耐震補強の現状と課題（杭基礎補強）

原理	杭基礎の耐力を増加させる方法
工法名	地中連続壁工法
概要	  既設杭の周囲に地中連続壁（RC、鋼製）を構築して、その頂版と既設フーチングを一体化して補強する方法である。
特徴	この工法では、増設基礎の剛性が高いため、基礎の大きさを小さくできる特長がある。
適用条件	一般的に大きなヤードが必要であり、空頭制限がある場合には、RC 壁では鉄筋籠（鋼製壁では鋼製エレメント）を分割して建込むことにより対応が可能である。
設計法の概要	ケーソン基礎の考え方を導入し、安定計算を変位・応力集中計算の中に組込んでいる。基礎は原則として弾性体とし、基礎周囲の地盤を４種類のバネに置換えて計算する方法。連壁基礎の水平抵抗計算は、原則として基礎全体の曲げ剛性を評価し、弾性床上の有限長梁として取扱う。
適用設計指針類	道路橋示方書Ⅳ　下部構造編
解析モデル	 K_N：荷重方向前面および背面で圧縮に対して効く水平バネ K_V：基礎底面の壁体断面に対して効く鉛直バネ（ただし、浮上がり部分は効かない） K_S：基礎底面のせん断バネ K_F：基礎外周面に対して効くせん断バネ(鉛直方向、水平方向とも同じ値とする)
施工事例	施工実績：なし
その他	

c）鋼管井筒による補強（表-2.1.7 参照）

鋼管矢板基礎増設工法は既設杭の周囲に鋼管矢板を建て込み、仮締切りと併用した上で頂版を打設して既設部と一体化して補強する方法である。

施工手順は以下のようである。

①既設の基礎の周囲に、仮締切兼用の鋼管矢板を建て込み閉合する。

②仮締切内を、既設基礎フーチング下面まで掘削する。

③鋼管矢板と既設フーチングとを鉄筋等により結合を行う。

④鋼管矢板と既設フーチングとを結合するコンクリートを打設する。

⑤仮締切部の鋼管矢板を切断撤去する。

また、補強方法の特徴は、以下のようである。

①鋼管矢板基礎としては鉛直支持力を期待しない場合には、鋼管矢板打設工法に圧入工法、振動工法なども採用できる。

②桁下施工で上空作業空間に制約を受ける場合でも、短尺鋼管矢板を接続打設できる。

③仮締切兼用鋼管矢板基礎形式とすることで、狭い作業スペースでの施工が可能である。

④補強後の平面基礎形状が、増し杭工法に比較して小さくできる。

⑤不足する地震時保有水平耐力が一方向のみでかつ小さい場合、鋼管矢板壁基礎としての形式も可能である。

なお、設計法の考え方の一例を下記に示す。

・常時・地震時（震度法）・暴風時の鉛直荷重は、既設杭が負担する。

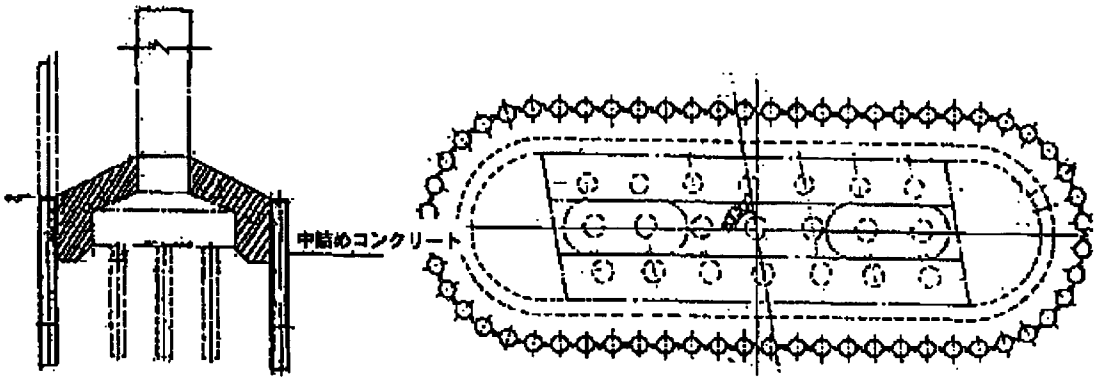
・地震時保有水平耐力法における鉛直荷重は、同じく既設杭が負担する。

・地震時保有水平耐力法における水平力・モーメントは、外周の鋼管矢板が鋼管矢板基礎構造として負担する。

・既設杭と新設鋼管矢板との先端・周面支持力機構がほぼ等しい場合、中打ち単独杭を有する鋼管矢板基礎として、現行設計法に準拠して設計する。

・既設杭と新設鋼管矢板との先端・周面支持力機構に差が有る場合、外周の鋼管矢板のみの鋼管矢板基礎として、水平力・モーメントに鋼管中詰めコンクリートと打ち増したフーチング部のコンクリート重量を載荷して、現行設計法に準拠して設計する。

表-2.1.7　耐震補強の現状と課題（杭基礎補強）

原理	杭基礎の耐力を増加させる方法
工法名	鋼管矢板基礎増設工法
概要	下図に示すように、既設杭の周囲に鋼管矢板を建て込み、仮締め切りと併用した上で頂版を打設して既設部と一体化して補強する方法である。 
特徴	・補強後の平面基礎形状が、増し杭工法に比較して小さくできる ・鉛直支持力を期待しない場合には、鋼管矢板打設工法に圧入工法・振動打設工法なども採用できる ・不足する地震時保有水平耐力が一方向のみでかつ小さい場合、橋軸方向、または橋軸直角方向のみの鋼管矢板壁基礎とする形式が可能である ・仮締め切りと兼用するため、経済的な補強が可能である
適用条件	・桁下施工で上空作業空間に制約を受ける場合でも、短尺鋼管矢板を接続打設できる ・仮締切兼用鋼管矢板基礎形式とすることで、狭い作業スペースでの施工が可能である
設計法の概要	設計の考え方の一例を下記に示す ・常時・地震時（震度法）・暴風時の鉛直荷重は既設杭が負担する ・地震時保有水平耐力法における鉛直荷重は、同じく既設杭が負担する ・地震時保有水平耐力法における水平力・モーメントは、外周の鋼管矢板が鋼管矢板基礎構造として負担する ・既設杭と新設鋼管矢板との先端・周面支持力機構がほぼ等しい場合、中打ち単独杭を有する鋼管矢板基礎として、現行設計法に準拠して設計する ・既設杭と新設鋼管矢板との先端・周面支持力機構に差が有る場合、外周の鋼管矢板のみの鋼管矢板基礎として、水平力・モーメントに鋼管中詰めコンクリートと打ち増したフーチング部のコンクリート重量を載荷して、現行設計法に準拠して設計する
適用設計指針類	日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編 日本道路協会：鋼管矢板基礎設計指針・同解説
解析モデル	適用設計指針類に準じる
施工事例	あり
その他	参考資料：「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」（日本道路協会，平成 12 年 2 月）

（3）ケーソン基礎補強

a）現　状

ケーソン基礎は、他工法と比較して地震時保有水平耐力照査法レベルの地震力に対し耐力を有している構造と言える。

上部工及び下部橋脚部の耐震補強が収束されつつある現在、下部基礎部の補強に目を向けられ、徐々にケーソン基礎に対しても補強を求められるようになった。しかし、下部基礎部はどの工法も同じであるが、既設基礎の環境条件などの制約により補強に対する設計法、施工法が確立されたものが少ない。

ケーソン基礎を補強する工法の一つとして増し杭による方法があり、増し杭による補強計算例は日本道路協会出版の「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」に示されているが、ケーソンと杭の荷重分担は未解明な点が多い。

また、基礎の補強照査に際し、上部工の桁連結による荷重の分散低減や支承取替え等の対処により補強を回避できる場合もある。以下に現状におけるケーソン基礎の耐力不足例を列挙する。

・安定計算における側面地盤耐力不足
・安定計算における底面地盤耐力不足
・ケーソン頂版部下端鉄筋応力不足
・ケーソン側壁部縦方向鉄筋応力不足

ケーソンでは側壁部縦方向鉄筋応力不足になる場合が多いが、鉄筋応力不足に対応した適切な補強工法がないのが現状である。

b）課　題

① 施工空間

基礎補強全般に言えることであるが、補強施工にあたり、仮締切・土留などの施工空間（特に上空制限）が狭い場合が多い。特に河川・海域において水深が深い場合、シートパイルなどの仮締切の施工には経済性・工程にも大きく影響する。

② 仮締切

上空制限が厳しく、従来のシートパイルなど打込みが出来ない場合があり、この場合には新たなる工夫が必要とされる。上記鉄筋の応力不足の補強施工対処にも、ケーソン頂版部に至るための同様な締切が必要である。

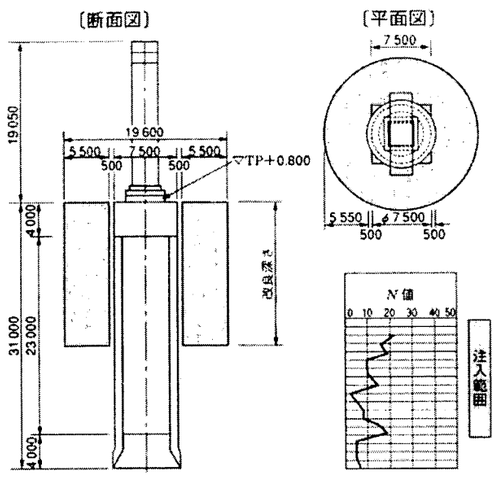
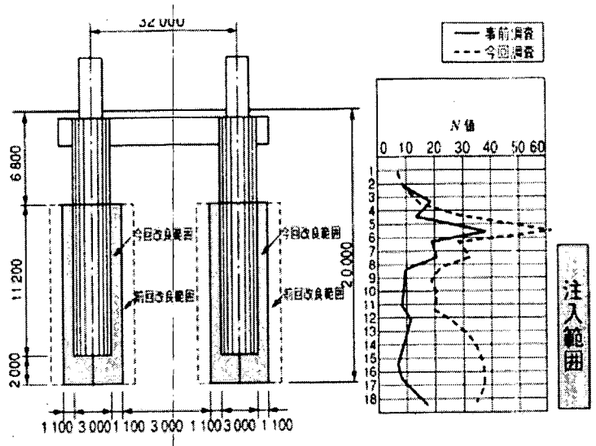
③ ケーソン側壁部縦方向鉄筋応力不足対応

この場合にも施工方法の新たなる工夫が必要とされる。

④ 既設部のはつり・削孔（増し杭）

増し杭をする場合の既設部のはつり・削孔は共通の課題であるが、ケーソンの場合は頂版の外側にパラペットがある場合が多いため、通常のフーチングのはつり・削孔作業に比べてさらに手間がかかる。ケーソンの場合も、省力化を可能とするはつり・削孔技術の導入が不可欠となる。

表-2.1.8　耐震補強技術の現状と課題（ケーソン基礎補強）

原　　理	地盤改良	地盤改良
工法名	恒久グラウト注入工法	恒久グラウト注入工法
概　　要	 左図に示すとおり、兵庫県南部地震により被災したケーソン基礎周辺部の液状化対策として、N値１０程度の軟弱な埋土層に、二重管ダブルパッカー工法により、ハイブリッドシリカを注入したものである。 橋脚液状化対策である。	 左図に示すとおり風化花崗岩層を二重管ストレーナ複相式工法により、ハイブリッドシリカを注入したものである。 橋脚耐震補強である。
特　　徴	・硬化物からシリカの溶脱が長期にわたってほとんどなく、恒久性に優れている。 ・粘度は水と同等のため土中への浸透性に優れ、非常に長いゲル化時間を得ることができ、広い注入孔間隔で経済的施工が可能である。 ・構成成分はイオン交換法で製造された純粋な活性シリカゾルが主成分であり、地下水は中性領域を保ち、水質保全性に優れている。 ・騒音･振動が少なく、市街地での施工に良い。	同左
適用条件	・桁下施工で上空制限を受ける場合でも、施工可能 ・工場製造方式により生産でき、従来の地盤改良でみられた現場での大規模設備の必要性、運搬や作業性の問題がなくなった。	同左
設計法の概要	基本的には通常の薬液注入の設計に準じて行う。	同左
適用設計指針類	・社団法人日本薬液注入協会：薬液注入工法の設計・施工指針	同左
解析モデル		
施工事例	・あり	同左
その他	・参考文献：土木施工　VOL. 40　No. 8，9	同左

2.1.3　施工条件

既設杭の耐震補強計画において、補強工法・補強規模・施工機械・仮設計画の決定に際して一般の新設基礎と比較して制約条件が多いため、施工条件を十分に考慮する必要がある。補強計画にあたり考慮すべき施工条件について以下に述べる。

（1）既設道路橋補強の施工条件

a）作業空間

①　桁下の空頭制限

基礎の補強範囲の内、桁下部の箇所においては桁下高さによる空頭制限を受ける。施工機械の機械高、機械作動時の作業高及び材料搬入時のクレーン作業高への制約を決定する。

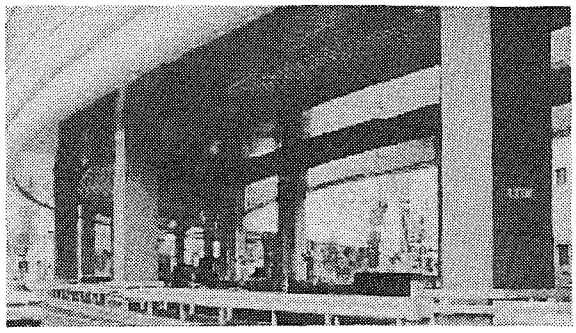


写真-2.1.1　桁下空間

②　桁下構造物による平面的なヤードの制約

桁下の構造物は、街路、店舗、駐車場、公園として供用されており、その構造から平面的な施工ヤードの制約を受ける。通常、道路橋と管理者が異なるため、管理協定に基づく占有境界が設定され、さらに使用用途による施工に関わる占有時間、期間と構造物の復旧条件が決定される。

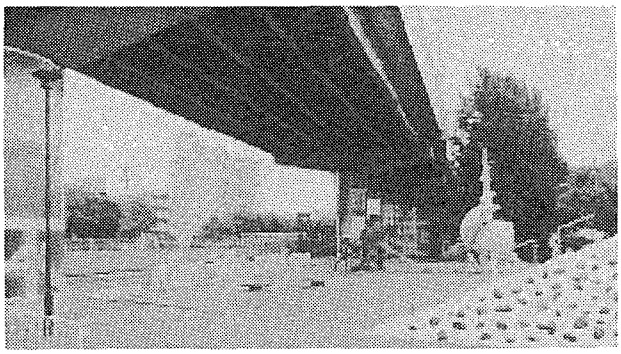


写真-2.1.2　公園としての桁下の供用

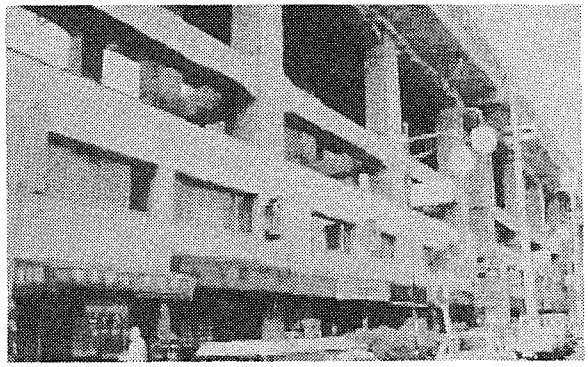


写真-2.1.3　店舗としての桁下の供用

b）近接構造物・地下埋設物による構造条件

補強に際し、基礎及び基礎周辺の地中に杭等の構造物を構築する場合、地下の埋設物の位置、施工による影響を考慮する必要がある。又、基礎フーチングの拡幅に際して掘削を行う場合、近接構造物への沈下等の影響が懸念され、事前検討が求められる。

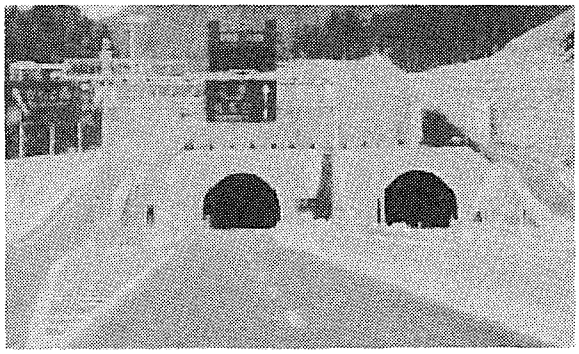


写真-2.1.4　近接構造物（トンネル）

c）環境条件

① 騒音

周辺地域の住居、病院、学校等の立地により作業時の騒音の影響を考慮して地域の騒音規制に基づき施工機械の選定、作業時間の制限を行う。

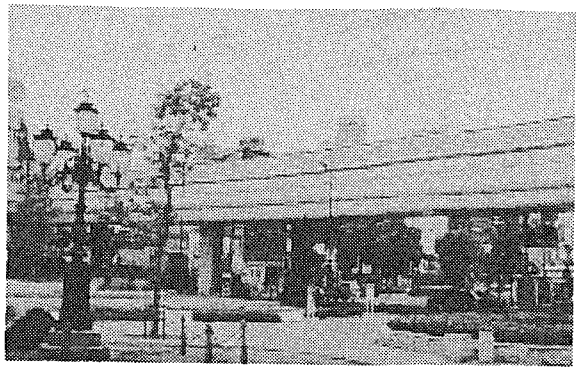


写真-2.1.5 周辺環境

② 振動

周辺構造物の使用用途により、振動の影響を大きく受ける精密作業等への障害や住宅家屋の傾斜、窓戸等の開閉障害が想定される場合や軟弱地盤での施工においては、地盤を対象とした補強法について地盤での振動伝達について事前に検討する。

③ 水質汚濁・産業廃棄物

河川部で場所打杭による増杭補強を行う場合、排泥水にセメントが混入することが予想される。このため、排水規制に基づき、pH 中和、凝集沈殿等の廃棄泥水の処理が必要となり、処理プラント、廃棄物搬出の計画を行う。

d） 河川内の水位による制約条件

河川内の基礎補強に際し、ドライワークによる施工法の場合に河川水位により締切工を計画する必要がある。海岸に近い河川部の場合の潮位の影響、船舶交通がある場合の交通ルートを考慮する。

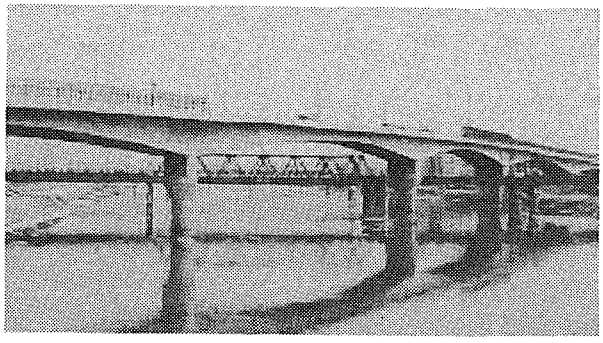


写真-2.1.6 河川内の基礎

e） 交通アクセス条件

山岳部の橋梁の場合に急峻な斜面上に橋梁があり、施工機械・材料の搬入に制約を受ける。アクセスの条件により索道計画、作業時の仮設計画を事前に行う。

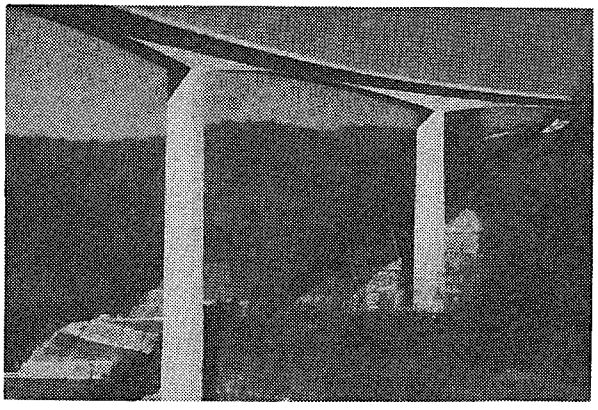


写真-2.1.7 山岳部の橋梁

写真提供：阪神高速道路公団

日経コンストラクション（日本道路公団）

（2）施工条件の調査

補強計画に際して、施工条件の制約指標を表-2.1.9 に示した。補強対象の基礎に対して施工条件の設定の為に既存資料によるものの他、現地踏査、試掘、探査による事前調査が必要となる。

表-2.1.9　施工条件の制約指標

施工条件	制約指標	
①-1　作業空間　桁下の空頭制限		・桁下高さ ・張出部高さ
①-2　作業空間　桁下構造物による平面的なヤードの制約		・占有境界線 ・占有時間（時分～時分） ・占有時期（月日～月日）
②　近接構造物・地下埋設物による構造条件	地下埋設物	・重要度 ・地下埋設位置，形状 ・許容施工クリアランス
	近接構造物	・重要度 ・形状 ・基礎形態 ・地盤条件
③-1　環境条件　騒音		・騒音規制（ホーン）
③-2　環境条件　振動		・振動規制（dB） ・地盤条件
③-3　環境条件　水質汚濁・産業廃棄物		・排水規制（pH）
④　河川内の水位による制約条件		・河川水位 ・潮位 ・船舶規制
⑤　交通アクセス条件		・近接道路からの距離 ・傾斜等の条件

2.2　液状化対策工法の現状と課題

2.2.1　液状化対策工法の分類

一般に液状化対策工法は、改良原理、改良方法に着目し、図-2.2.1 に示すように液状化の発生そのものを防止する対策、液状化の発生は許すが構造的に抵抗する対策に分類され、各種の工法が提案されている。

液状化対策工法は、簡易設計上の取扱いの違いに着目すると、地盤として取扱う工法と構造物として取扱う工法に分類される。

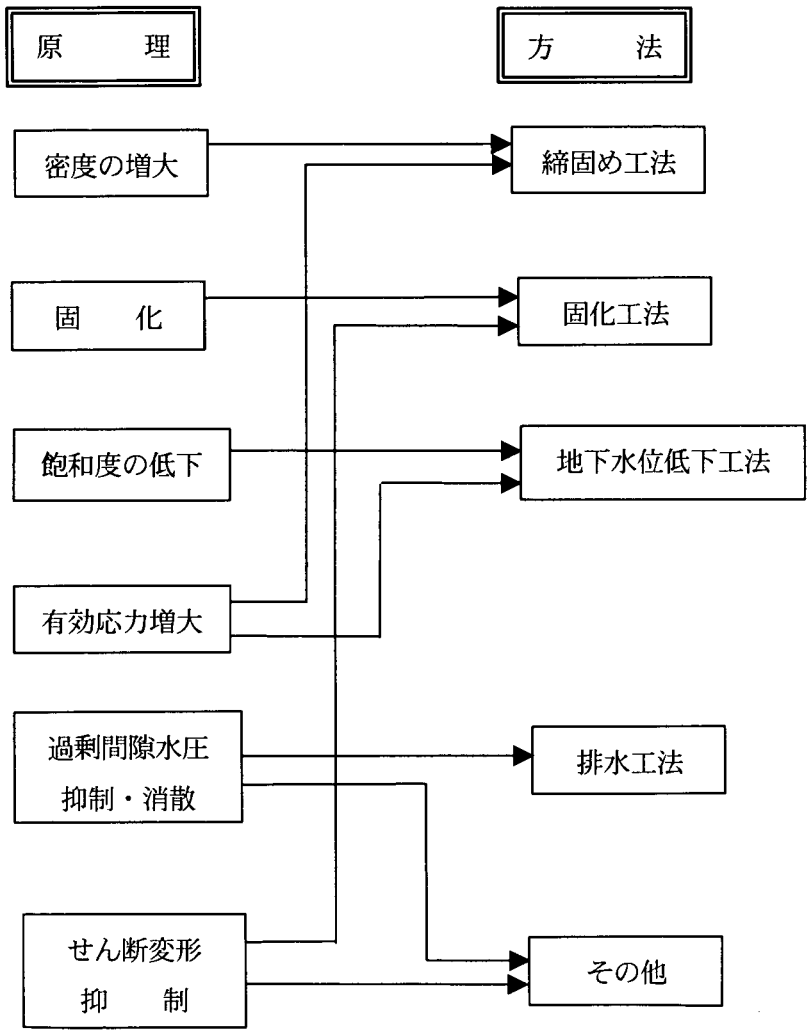


図-2.2.1　液状化対策工法の分類

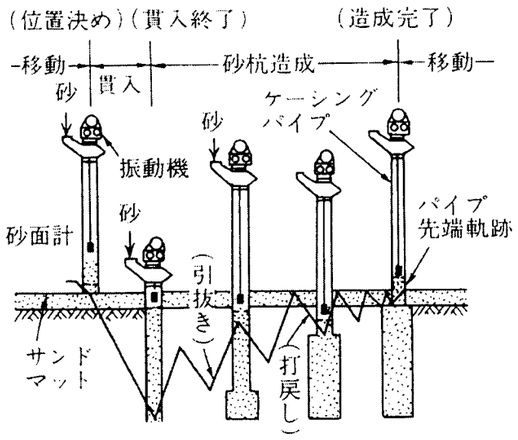
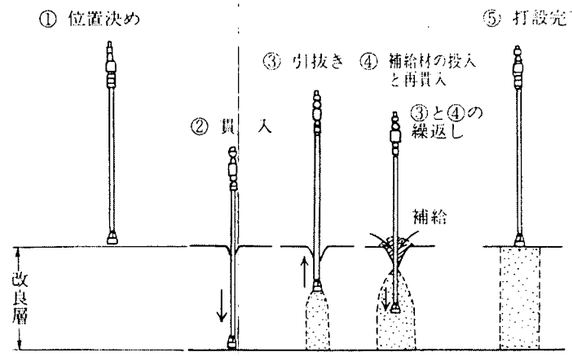
2.2.2 液状化対策工法の現状と課題

(1)液状化対策の現状

各液状化対策工法の概要と既設基礎の液状化対策としての課題を現状で検討した。検討した工法は以下の通りである。詳細は表-2.2.1～表-2.2.7 に示した通りである。

a)締固め工法	サンドコンパクションパイル工法
	振動棒工法
	バイブロフローテーション工法
	重錘落下締固め工法
	バイブロタンパー工法
	特殊石灰パイル工法
	コンパクショングラウチング工法
	静的締固め工法
b)固化工法	深層混合処理工法
	グラウト工法
c)地下水位低下工法	ウェルポイント工法
	ディープウェル工法
d)排水工法	グラベルドレーン工法
	人工材料を用いる工法
e)その他	地中連続壁による工法
	鋼材を用いた工法

表－2.2.1　液状化対策工法の現状と課題

原　　理	締固め	締固め
工法名	サンドコンパクションパイル工法	振動棒工法
概　　要	 上下に振動する振動機を上端に備えたケーシングパイプを地中に貫入し、下端より中詰材を供給しながら地中に砂杭をつくり地盤を締固める。ケーシングパイプの引抜き打戻しを繰返して砂杭をつくる方法等がある。	 上下振動する起振機を上端に備えたロッドを地中に貫入し、地表より中詰め材を供給しながら、地盤に振動を加えることにより地盤を締固める。 下端にバイブロフロートを配し、さらに水平振動を同時に加えるタイプのものもある。
特　　徴	・騒音や振動が大きく、市街地や既設構造物近傍での施工は困難。 ・地盤変位が大きい。 ・施工速度が速く、安価。 ・施工実績が多い。 ・巨大地震に対する液状化防止効果が実証されている。	・騒音や振動が大きく、市街地や既設構造物近傍での施工は困難。 ・地盤変位が大きい。 ・施工速度が速く、安価。 ・施工実績が多い。 ・巨大地震に対する液状化防止効果が実証されている。
適用条件	・適用 N 値：40 ・改良深度：40m ・砂杭径φ700mm 程度	・適用 N 値：15～20 程度 ・改良深度：20m
設計法の概要	単位体積の地盤内に振動圧入する砂の体積の割合を考慮して施工後の e（間隙比）を求め、Dr（相対密度）を介して N 値に換算し工法特有の低減値で補正した施工後 N 値が、設定した目標 N 値を満足するように改良仕様（杭径と打設間隔）を決める。 Ｌ２地震動に対しては、動的解析等による詳細な検討を行うことが望ましい。	単位体積の地盤内に振動圧入する砂の体積の割合を考慮して施工後の e（間隙比）を求め、Dr（相対密度）を介して N 値に換算し工法特有の低減値で補正した施工後 N 値が、設定した目標 N 値を満足するように改良仕様（杭径と打設間隔）を決める。 Ｌ２地震動に対しては、動的解析等による詳細な検討を行うことが望ましい。
既設基礎の対策としての適用性（現状）	【狭隘地での施工】 40t 吊クラスのクローラクレーンのベースマシンを使用するため、それに応じた作業エリアが必要。 【低空頭での施工】 リーダー長が（改良深さ+10m）程度となるため、それ以上の空頭が必要。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 一般的に、振動基準値（75dB）を下回るためには 50～60m の離隔が必要となる。 地盤変状（水平、鉛直）が大きい。 【フーチング直下の対策】 砂杭の斜打ちが出来ないため、フーチング直下の改良は不可。	【狭隘地での施工】 クローラクレーンにロッドを吊り下げたものをベースマシンとするため、それに応じた作業エリアが必要。 【低空頭での施工】 リーダー長が（改良深さ+10m）程度となるため、それ以上の空頭が必要。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 一般的に、振動基準値（75dB）を下回るためには 50～60m の離隔が必要となる。 地盤変状（水平、鉛直）が大きい。 【フーチング直下の対策】 斜打ちが出来ないため、フーチング直下の改良は不可。
その他	施工実績：　多い 破壊に至るまでのねばり：　強い 参考資料：「液状化対策工法設計・施工ﾏﾆｭｱﾙ（案）」（建設省土木研究所共同研究報告第 186 号,平成 11 年 3 月）	施工実績：　多い 破壊に至るまでのねばり：　強い 参考資料：「液状化対策工法設計・施工ﾏﾆｭｱﾙ（案）」（建設省土木研究所共同研究報告第 186 号,平成 11 年 3 月）

表－2.2.2　液状化対策工法の現状と課題

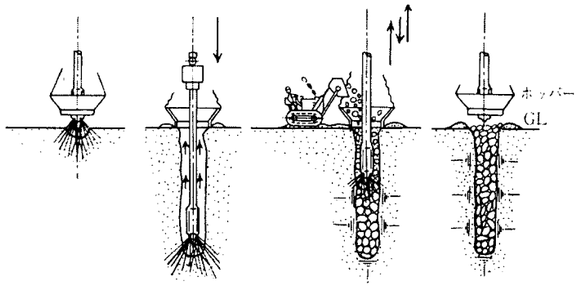
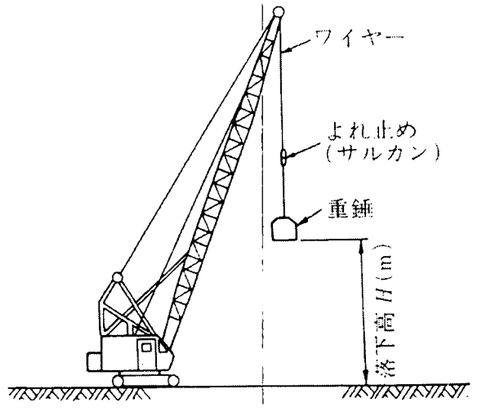
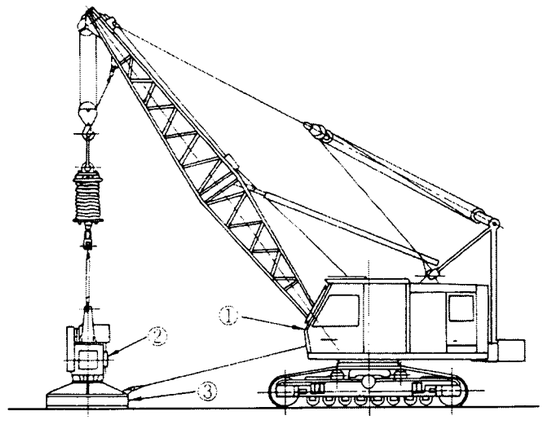
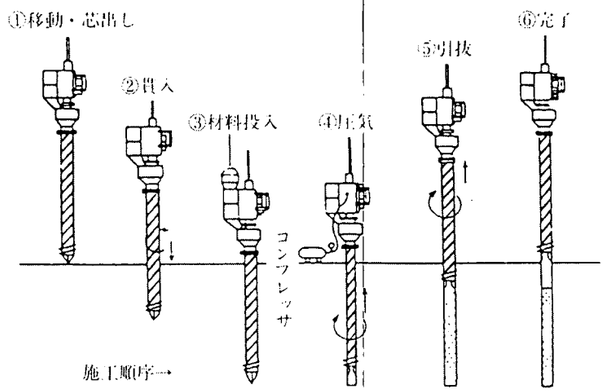
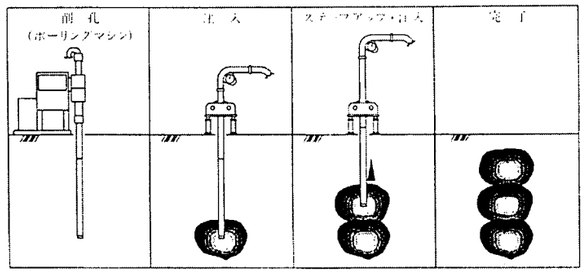
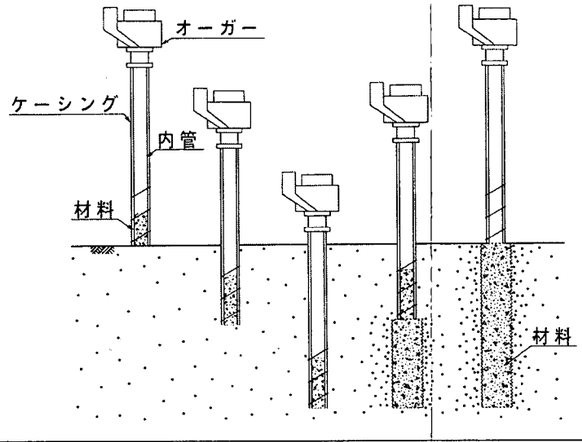
原　　理	締固め	締固め
工法名	バイブロフローテーション工法	重錘落下締固め工法
概　　要	 （1）貫入開始　（2）貫入完了　（3）補給材充填締固め　（4）締固め完了 水平振動するバイブロフットの先端から水を噴出させながら所定の位置まで貫入させた後、地表より補給材を介して地盤に振動を加えることにより地盤を締固める。 また、近年、従来のものより大型のバイブロフロートを用いて、先端から水の変わりに空気を噴出させながら貫入・締固めを行う方法も開発されている。	 鋼製もしくは（鋼＋コンクリート）製の重錘を、クレーンまたは特別の装置を用いて高所から地盤に繰返し落下させ、地表面から振動と動的応力を加えることによって、地盤を深部まで締固め・強化する。
特　　徴	・騒音や振動は比較的少ない。 ・地盤変位が大きい。 ・施工実績が多い。 ・巨大地震に対する液状化防止効果が実証されている。	・騒音や振動が大きく、市街地や既設構造物近傍での施工は困難。 ・地盤変位が大きい。 ・巨大地震に対する液状化防止効果が実証されている。
適用条件	・適用Ｎ値：15～20 ・改良深度：20m	・改良深度：10m
設計法の概要	単位体積の地盤内に振動圧入する砂の体積の割合を考慮して施工後のｅ（間隙比）を求め、Dr（相対密度）を介してＮ値に換算し工法特有の低減値で補正した施工後Ｎ値が、設定した目標Ｎ値を満足するように改良仕様（杭径と打設間隔）を決める。 Ｌ２地震動に対しては、動的解析等による詳細な検討を行うことが望ましい。	重錘を選定し、改良深度に合わせて落下高さ、打撃間隔を決定する。改良目標Ｎ値と原地盤Ｎ値の差ΔＮより、打撃エネルギーを算定する。１打撃点当りの打撃回数を決定する。基本的には試験施工によって決定する。 Ｌ２地震動に対しては、動的解析等による詳細な検討を行うことが望ましい。
既設基礎の対策としての適用性（現状）	【狭隘地での施工】 20t 吊クラスのクローラクレーンのベースマシンを使用するため、それに応じた作業エリアが必要。 【低空頭での施工】 リーダー長が（改良深さ+10m）程度となるため、それ以上の空頭が必要。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 地盤変状（水平、鉛直）が大きい。 【フーチング直下の対策】 斜打ちが出来ないため、フーチング直下の改良は不可。	【狭隘地での施工】 100～200t 吊大型クローラクレーンを使用するので、それに応じた作業エリアが必要。 【低空頭での施工】 リーダ長が、重錘落下高さ 20m+α程度となるため、それ以上の空頭が必要。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 地盤変状が大きいため既設構造物からかなりの離隔が必要。 【フーチング直下の対策】 ハンマーを使用するので、フーチング直下の改良は不可。
その他	施工実績：　多い 破壊に至るまでのねばり：　強い 参考資料：「液状化対策工法設計・施工ﾏﾆｭｱﾙ（案）」（建設省土木研究所共同研究報告第 186 号,平成 11 年 3 月）	施工実績：　多い 破壊に至るまでのねばり：　強い 参考資料：「液状化対策工法設計・施工ﾏﾆｭｱﾙ（案）」（建設省土木研究所共同研究報告第 186 号,平成 11 年 3 月）

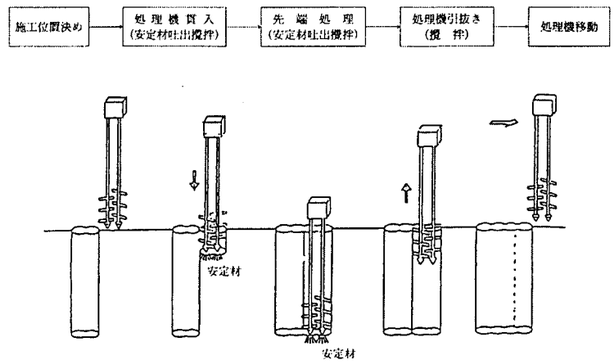
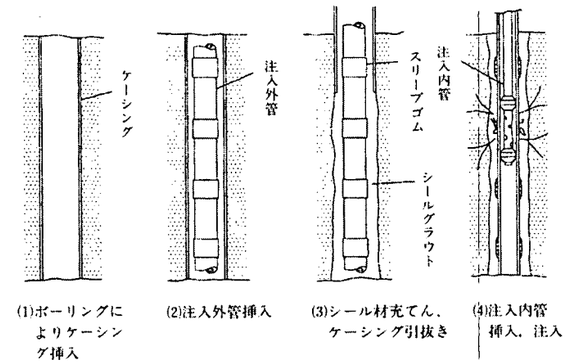
表-2.2.3　液状化対策工法の現状と課題

原　　理	締固め	締固め
工法名	バイブロタンパー工法	特殊石灰パイル工法
概　　要	 起振機付きのタンパーをけん引するタイプとクローラークレーンで起振機付きタンパーを吊るタイプ（設置タイプ）がある。液状化対策には設置タイプのバイブロタンパーが用いられる。	 ケーシングパイプを所定の深度まで貫入し、パイプ内に材料をいれたのち、内部を圧気調整しながらケーシングを回転させて引抜き、地盤中に直径 50cm の特殊石灰パイルを造成する。
特　　徴	・騒音や振動は比較的少ない。 ・地盤変位が大きい。 ・施工速度が速く、安価。	・騒音や振動が少ない、市街地や既設構造物近傍での施工に良。 ・地盤変位がやや大きい。 ・施工実績が少ない。
適用条件	・改良深度：3～5m	・適用 N 値：15 程度 ・改良深度：30m ・改良杭径φ600mm 程度
設計法の概要	単位時間当りの土に与えるエネルギーを算出し、タンパーの転圧回数を 1 回当り 60 分として決定する。基本的には試験施工によって決定する。 Ｌ２地震動に対しては、動的解析等による詳細な検討を行うことが望ましい。	単位体積の地盤内に振動圧入する砂の体積の割合を考慮して施工後の e（間隙比）を求め、Dr（相対密度）を介して N 値に換算し工法特有の低減値で補正した施工後 N 値が、設定した目標 N 値を満足するように改良仕様（杭径と打設間隔）を決める。 Ｌ２地震動に対しては、動的解析等による詳細な検討を行うことが望ましい。
既設基礎の対策としての適用性（現状）	【狭隘地での施工】 35～37t 吊クラスのクローラクレーンのベースマシンを使用するため、それに応じた作業エリアが必要。 【低空頭での施工】 クローラークレーンに応じたリーダー長が必要となるため、それ以上の空頭が必要。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 地盤変状（水平、鉛直）が大きい。 【フーチング直下の対策】 ハンマーを使用するので、フーチング直下の改良は不可。	【狭隘地での施工】 30t 吊クラスのクローラクレーンのベースマシンを使用するため、それに応じた作業エリアが必要。 【低空頭での施工】 リーダー長が（改良深さ+10m）程度となるため、それ以上の空頭が必要。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 打設に伴う地盤変状の影響がでない離隔が必要。 【フーチング直下の対策】 杭の斜打ちが出来ないため、フーチング直下の改良は不可。
その他	施工実績：　多い 破壊に至るまでのねばり：　強い 参考資料：「液状化対策工法設計・施工ﾏﾆｭｱﾙ（案）」（建設省土木研究所共同研究報告第 186 号,平成 11 年 3 月）	施工実績：　少ない 破壊に至るまでのねばり：　強い 参考資料：「液状化対策工法設計・施工ﾏﾆｭｱﾙ（案）」（建設省土木研究所共同研究報告第 186 号,平成 11 年 3 月）

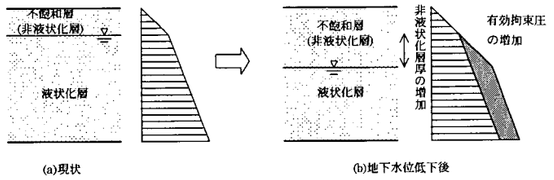
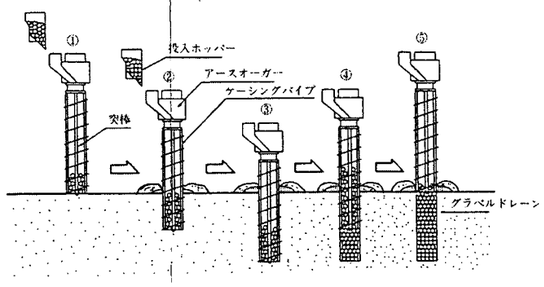
表－2.2.4　液状化対策工法の現状と課題

原　　理	締固め	締固め
工法名	コンパクショングラウチング工法	静的締固め工法
概　　要	 流動性の極めて小さいソイルモルタルを地盤中に圧入し球根状の固結体を連続的（串団子状）に造成する工法で、この固結体による締固め効果で周辺の地盤を圧縮強化する工法である。	 振動機を使用せずに、ケーシングを地中に貫入した後、ケーシング内に投入した材料を静的に排出して圧入し、地盤を締固める。
特　　徴	・騒音や振動が少なく、市街地や既設構造物近傍での施工に良。 ・地盤変位がやや大きい。 ・施工実績が少ない。	・騒音や振動が小さく、市街地や既設構造物近傍での施工に適している。 ・地盤変位が小さい。 ・振動締固め（サンドコンパクションパイル工法）と同等の締固め効果が得られる。
適用条件	・改良深度：ボーリング可能深度	・適用 N 値：20 程度 ・改良深度：15m 程度 ・杭径：φ700mm 程度
設計法の概要	単位体積の地盤内に振動圧入する砂の体積の割合を考慮して施工後の e（間隙比）を求め、Dr（相対密度）を介して N 値に換算し工法特有の低減値で補正した施工後 N 値が、設定した目標 N 値を満足するように改良仕様（杭径と打設間隔）を決める。 Ｌ２地震動に対しては、動的解析等による詳細な検討を行うことが望ましい。	単位体積の地盤内に振動圧入する砂の体積の割合を考慮して施工後の e（間隙比）を求め、Dr（相対密度）を介して N 値に換算し工法特有の低減値で補正した施工後 N 値が、設定した目標 N 値を満足するように改良仕様（杭径と打設間隔）を決める。 Ｌ２地震動に対しては、動的解析等による詳細な検討を行うことが望ましい。
既設基礎の対策としての適用性（現状）	【狭隘地での施工】 機械がコンパクトで狭い場所での施工が可能。 【低空頭での施工】 ボーリングマシーンを使用するので 3m 程度まで可能。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 打設に伴う地盤変状の影響がない離隔が必要。 【フーチング直下の対策】 杭の斜打ちが可能であるが、既設構造物（杭，フーチング等）に対する検討が必要。	【狭隘地での施工】 40t 吊クラスのクローラクレーンのベースマシンを使用するため、それに応じた作業エリアが必要。 【低空頭での施工】 リーダー長が（改良深さ+10m）程度となるため、それ以上の空頭が必要。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 地盤変状による既設構造物への影響の検討が必要。 【フーチング直下の対策】 杭の斜打ちが出来ないため、フーチング直下の改良は不可。
その他	施工実績：　少ない 破壊に至るまでのねばり：　強い 参考資料：「液状化対策工法設計・施工ﾏﾆｭｱﾙ（案）」（建設省土木研究所共同研究報告第 186 号,平成 11 年 3 月）	施工実績：　最近、増加している。 破壊に至るまでのねばり：　強い

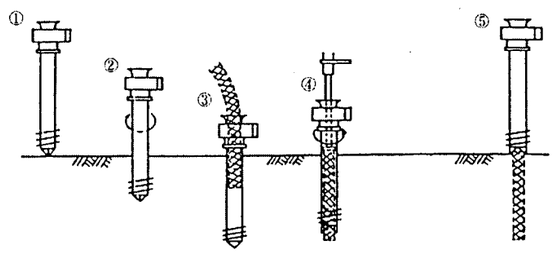
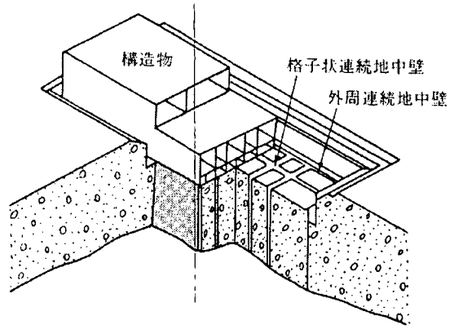
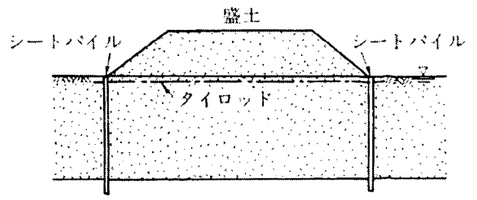
表－2.2.5　液状化対策工法の現状と課題

原　理	固　化	固　化
工法名	深層混合処理工法（機械的混合工法・高圧噴射工法）	グラウト工法
概　要	 深層混合処理工法はセメント系材料を用いて地盤を改良する工法である。深層混合処理工法は施工方法により、機械的混合工法と高圧噴射工法（流体切削）に分けられる。機械的混合工法にはスラリー状態の安定剤を用いる方法と粉体のものを用いる方法がある。高圧噴射工法には切削する方法により、グラウト噴射系、エアー・グラウト噴射系、水・エアー・グラウト噴射系の方法がある。ここでは一例として、機械的混合工法の施工フロー図を示す。	 グラウト工法は比較的細い管（注入管）を用いて注入材を地盤中に圧力をかけて入込む地盤改良工法である。ここでは、主に地盤の土粒子の骨格構造を壊さずに、注入材を土粒子間に侵入させ間隙水と置換し固結させ、非液状化層を造成する工法である。
特　徴	・騒音や振動が少なく、市街地や既設構造物近傍での施工が可能である。 ・改良された砂質地盤は、土粒子が安定材によって固化されているため液状化しない。 ・格子状あるいはブロック状に改良した部分に挟まれた砂地盤のせん断変形を地震時に抑止するので、過剰間隙水圧の発生が抑制できる。 ・対象地盤の土質性状に応じた幅広い改良体の有効径・強度が得られる。 ・施工方法（機械的混合・高圧噴射）が多様で、施工機械も大型から小型まで豊富である。 ・巨大地震に対する液状化防止効果が実証されている。	・小規模で軽量な施工機械を用いるため、作業場所と作業空間が小さくすみ、地盤深層まで広く改良できる。 ・騒音や振動が少なく、市街地や既設構造物近傍での施工が可能である。 ・注入管方向が任意の角度にとれるため、既設構造物などの対策にも適用が可能である。 ・超微粒子セメントを注入材として用いるため、砂質土地盤への注入が可能である。
適用条件	・適用N値：一般的には 20 程度までだが、各施工方法によって適用範囲の拡大が可能 ・改良深度：最大 25m～40m 程度 ・土質性状に応じた幅広い有効改良径、強度が得られる	・室内一次元注入試験、透水係数等から適用可否の判断 ・一般的な施工ﾋﾟｯﾁは 1m 程度だが、浸透径を含めて試験施工から確認する
設計法の概要	対象とする構造物に要求された設計用地震力に対して、所用の安全性が確保できるように、改良範囲（改良深さ、改良幅）や改良仕様（改良体形状、改良体強度）を設定し、改良体の内的安定・外的安定、全体安定の検討を行う。 L2 地震動に対しては、外的安定における多少の変形を許容し、改良体の内的安定検討のみを行うが、動的解析等による詳細な検討を行うことが望ましい。	室内一元注入試験や事前土質調査から工法適用の判定を行う。地盤条件、構造物条件を考慮し、改良範囲（改良深さ、改良幅）や改良仕様（施工ピッチ、改良体強度）を設定し、地震時における改良体の内的安定の検討を行う。 L2 地震動に対しては、改良体の内的検討のみを行うが、大規模地震に対する挙動に関して未解明な部分が多く、動的解析等による詳細な検討を行うことが望ましい。
既設基礎の対策としての適用性（現状）	【狭隘地での施工】 高圧噴射工法の施工機械は小型であり、狭隘地での施工が可能である。 【低空頭での施工】 機械的混合工法：標準リーダ長 25m。 高圧噴射工法：約 4m 程度の空頭があれば施工可能。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 機械的混合工法：施工時の振動等の影響は少ないが、施工機械的に構造物との離隔が必要。 高圧噴射工法：対象が小規模構造物の場合は高圧噴射ノズルからの離隔が必要。 【フーチング直下の対策】 高圧噴射工法ではフーチングをコア削孔することや、斜め施工により対応できる。	【狭隘地での施工】 小型のロータリー式ボーリングマシンを使用するため、狭隘地での施工が可能である。 【低空頭での施工】 小型のロータリー式ボーリングマシンを使用するため、約 4m 程度の空頭があれば施工可能である。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 施工時の振動等の影響は少ないが、注入圧力・構造物との離隔によっては地盤変状等の影響を検討する必要がある。 【フーチング直下の対策】 フーチングをコア削孔することや、斜め施工により対応できる。
その他	施工実績：多い　（低空間での既設基礎の液状化対策においては高圧噴射工法によるものが多い） 破壊に至るまでのねばり：強い 参考資料：「液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）」（建設省土木研究所共同研究報告第 186 号，平成 11 年 3 月）	施工実績：少ない 破壊に至るまでのねばり：強い 参考資料：「液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）」（建設省土木研究所共同研究報告第 186 号，平成 11 年 3 月）

表－2.2.6　液状化対策工法の現状と課題

原　　理	地下水位低下による液状化対策	排水工法
工法名	地下水位低下工法	グラベルドレーン工法
概　　要	地下水位低下工法は、液状化を生じる可能性のある地盤の地下水位を低下させる事により、液状化の可能性を軽減するものである。地下水位低下工法には、重力に期待する重力排水工法と、強制的に揚水する強制排水工法がある。 重力排水工法は、地球の重力エネルギーを利用するので、設備が簡単で安価であるが、一般に小規模な渇水対策として利用される事が多い。代表的なものは釜場排水や暗渠排水がある。 強制排水工法は、ウェルポイント工法やディープウェル工法のように大がかりな電気設備を要するため一般的に高価であるが、大規模な掘削を目的とした工事に多用されている。  	 ケーシングオーガーを所定の位置に回転貫入させた後、砕石を地中に排出させながらケーシングを引き上げ地中に砕石パイルを造成する。砕石排出時に突棒で突き固めるものと、振動棒で締固める方法がある。地震時に発生する過剰間隙水圧の上昇を抑制する。
特　　徴	・地下水位を低下することにより、液状化対象層の一部が地下水位より上部に位置する事になり、不飽和領域となり、液状化しなくなる。 ・地下水位を低下することにより、対象層の有効拘束圧が増加し、せん断応力比が低下し、液状化し難くなる。 ・地下水位を低下することにより、表層部の非液状化層厚が増加し液状化層の表層への影響を低減する。	・低振動、低騒音の施工が可能。 ・締固め式によれば、周辺地盤の締固め効果も期待できる。 ・地震後にある程度の沈下が生じる可能性がある。
適用条件	・平地で地下水流がほとんどない個所 ・傾斜地などで地下水流がある程度ある個所	・大レキ不適 ・地盤の液状化層厚が厚いと効果が落ちる ・適用深度は25m程度。また、ドレーン径は、通常約50cm
設計法の概要	・F_L法やP_L法により、地下水位低下量を検討する。 ・地下水位低下の予測解析を行う。（浸透流解析） ・排水工法の設計を行う。 ・地下水位低下に伴う周辺地盤への影響解析を実施する。（圧密沈下解析）	ドレーンの打設間隔は、次の手順で設定する。①許容過剰間隙水圧の設定、②ドレーン長の設定、③ドレーン材料の設定（半径、透水係数）、④地盤条件の設定（地震動の有効継続時間、等価繰返し回数）、⑤締固め効果の決定、⑥地盤の液状化強度の設定、⑦地盤の材料特性の設定（透水係数、体積圧縮係数）、⑧時間係数の算定、⑨ウェルレジスタンス係数の算定、⑩設計図表を元にドレーン半径に応じた打設間隔の算定 Ｌ２地震動に対しては、動的解析等による詳細な検討を行うことが望ましい。
既設基礎の対策としての適用性（現状）	【狭隘地での施工】 揚水設備は、施工可能であるが、止水設備施工が難しい。 【低空頭での施工】 揚水設備は、施工可能であるが、止水設備施工が難しい。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 地下水位低下に伴う、地盤の沈下が懸念される。	【狭隘地での施工】 40t吊クラスのクローラクレーンのベースマシンを使用するため、それに応じた作業エリアが必要。 【低空頭での施工】 リーダー長が30mあるいは36m程度以下となるため、それ以上の空頭が必要。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 オーガーもしくは圧入により施工するため、施工に伴う振動・騒音が少ない。小径のため施工に伴う地盤変形が比較的少なく、都市部や既設構造物の近傍などでよく使用される。 【フーチング直下の対策】 斜打ちができないため、フーチング直下の改良は不可。
その他	施工実績：　多い 破壊に至るまでのねばり：　強い 参考資料：「液状化対策の調査・設計から施工まで」（土質工学会，「1993）	施工実績：　多い 破壊に至るまでのねばり：　弱い 参考資料：「液状化対策工法設計・施工ﾏﾆｭｱﾙ（案）」（建設省土木研究所共同研究報告第186号,平成11年3月）

表－2.2.7　液状化対策工法の現状と課題

原　　理	排水工法	その他
工法名	人工材料を用いる工法	せん断変形抑制工法（地中連続壁，シートパイル）
概　　要	 透水性の高い人工材料をドレーン材として用いる。打設方法にはオーガースクリューで埋設する方法と圧入する方法がある。	  建物の外周に地中連続壁またはシートパイルを設置し、せん断変形を抑制する。杭と併用して地震時の変形を抑える。
特　　徴	・低振動、低騒音の施工が可能。 ・施工に伴う地盤変形が小さい。 ・地震後にある程度の沈下が生じる可能性がある。	・低振動，低騒音での施工が可能。 ・周辺からの間隙水圧の伝播を遮断することが可能。 ・地震時の変形を抑えることが可能。 ・地下水位低下工法との併用も可能
適用条件	・大レキ不適 ・地盤の液状化層厚が厚いと効果が落ちる ・適用深度は25m程度。また、円形ドレーンは外径約10ｃｍ、箱型は幅16.1ｃｍ、厚さ3ｃｍ	・レキに注意が必要 ・適用深度は40m程度
設計法の概要	ドレーンの打設間隔は、次の手順で設定する。①許容過剰間隙水圧の設定、②ドレーン長の設定、③ドレーン材料の設定（半径、透水係数）、④地盤条件の設定（地震動の有効継続時間、等価繰返し回数）、⑤締固め効果の決定、⑥地盤の液状化強度の設定、⑦地盤の材料特性の設定（透水係数、体積圧縮係数）、⑧時間係数の算定、⑨ウェルレジスタンス係数の算定、⑩設計図表を元にドレーン半径に応じた打設間隔の算定 Ｌ２地震動に対しては、動的解析等による詳細な検討を行うことが望ましい。	簡便な設計法が確立していない。したがって、設計に際しては模型実験，あるいは数値解析により対策効果を確認する。
既設基礎の対策としての適用性（現状）	【狭隘地での施工】 30～40t 吊クラスのクローラクレーンのベースマシンを使用するため、それに応じた作業エリアが必要。 【低空頭での施工】 リーダー長が15m、20.5mあるいは26m程度以下となるため、それ以上の空頭が必要。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 オーガーもしくは圧入により施工するため、施工に伴う振動・騒音が少ない。小径のため施工に伴う地盤変形が比較的少なく、都市部や既設構造物の近傍などでよく使用される。 【フーチング直下の対策】 最大傾斜角30度まで傾斜打設できるため、ある程度のフーチング直下の改良は可能。	【狭隘地での施工】 クローラ式ベースマシーン 50~100ｔ吊+クローラークレーンｔ吊(地中連続壁)、クローラークレーン40ｔ吊（シートパイル）を使用するので、それに応じた作業エリアが必要。 【低空頭での施工】 芯材または鋼材建込みのための空頭が必要。 【フーチング、基礎杭への近接施工（振動、地盤変状等）】 地中連続壁の場合は地盤変状が比較的的少なく、都市部や既設構造物の近傍などでよく使用される。シートパイルは地盤変状が懸念される。 【フーチング直下の対策】 フーチング直下の改良は不可。
その他	施工実績：　やや多い 破壊に至るまでのねばり：　弱い 参考資料：「液状化対策工法設計・施工ﾏﾆｭｱﾙ（案）」（建設省土木研究所共同研究報告第186号,平成11年3月）	施工実績：施工スペースの狭い場合の事例は多い 破壊に至るまでのねばり：　弱い 参考資料：「液状化対策の調査・設計から施工まで」（土質工学会,「1993),「液状化対策工法設計・施工ﾏﾆｭｱﾙ（案）」（建設省土木研究所共同研究報告第186号,平成11年3月）

(2) 既設基礎に対する課題

先に述べた既存の液状化対策工法の既設基礎への適用については以下の問題点があげられ、これらを解決しないと現状では施工が難しいと考えられる。

一般的には適用が困難であり、個々の該当する現場の条件に応じた詳細な検討が必要であると考えられる。

①狭隘地，空頭制限下での施工方法，施工機械の開発

②既設構造物直下への施工方法の確立

③施工時の既設構造物（杭、フーチング等）への影響の検討

④L2 地震動に対応した設計法の確立

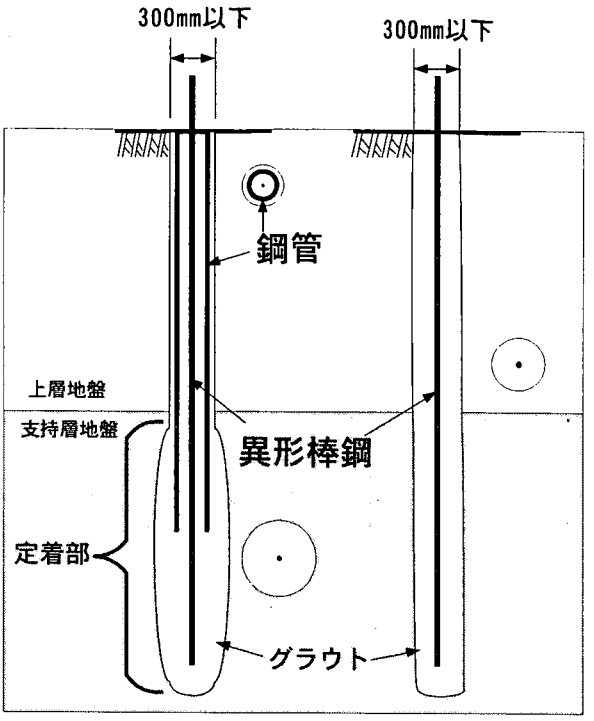
3．研究対象の新工法の概要

3.1 高耐力マイクロパイル工法

3.1.1 概要

一般にマイクロパイルとは、小口径（最大φ300mm 以下）の場所打ち杭・埋め込み杭の総称と定義される。マイクロパイルは 1970 年代にヨーロッパを中心に開発され、その後ヨーロッパのみならず全世界に普及している。我が国においては、1980 年代に展望台のアンダーピニングとして適用されて以来、多くの実績を有している。

マイクロパイルの中でも特に、異形棒鋼のみならず削孔ケーシングとして用いた鋼管を補強材とし、また、定着部分のグラウトを加圧注入することで高い周面摩擦力が期待できるように築造した高耐力・高支持力のマイクロパイルを高耐力マイクロパイル（以下、HMP と略）と定義している(図-3.1.1 参照)。施工は小型のボーリングマシンを用いるため、施工性の面においても、非常に有効な工法であると考えられる。



(a)高耐力パイクロパイル (b)マイクロパイル

図-3.1.1 高耐力マイクロパイル概念図

3.1.2 構造

HMP は、図-3.1.2 に示すように杭頭結合部、非定着部、定着部で構成される。

上部構造から伝達された荷重は、高強度鋼管および異形棒鋼により定着部に伝達され、さらにグラウト、地盤へと伝達される。

定着部のグラウトは、一般に加圧注入あるいはポスト・グラウト処理され、定着部と周辺地盤の摩擦強度が増強される。

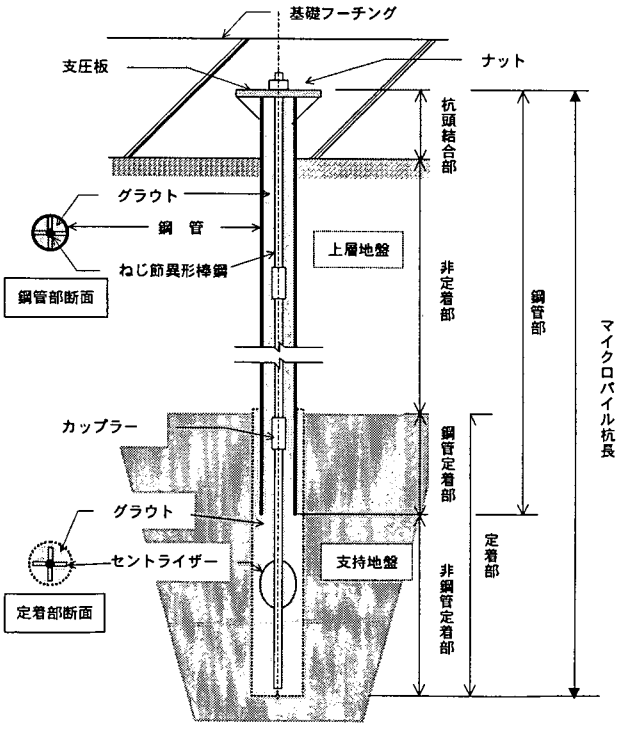


図-3.1.2 高耐力マイクロパイルの構造

3.1.3 施工法

HMP の標準的な施工手順を図-3.1.3 に示す。まず、高強度の鋼管をケーシングとして用い、ボーリングマシンで所定の深さまで削孔する。削孔完了後、注入ホースを用いてグラウトの一次注入を行う。

その後、異形棒鋼を挿入し、鋼管を少しづつ引き抜きながら加圧注入（加圧力 0.5～1.0MPa）を行う。これを繰り返して定着部全体を加圧注入した後、鋼管を再度定着部に挿入して必要長さだけ埋め込む。養生した後、杭頭部の処理をして基礎フーチングと結合する。

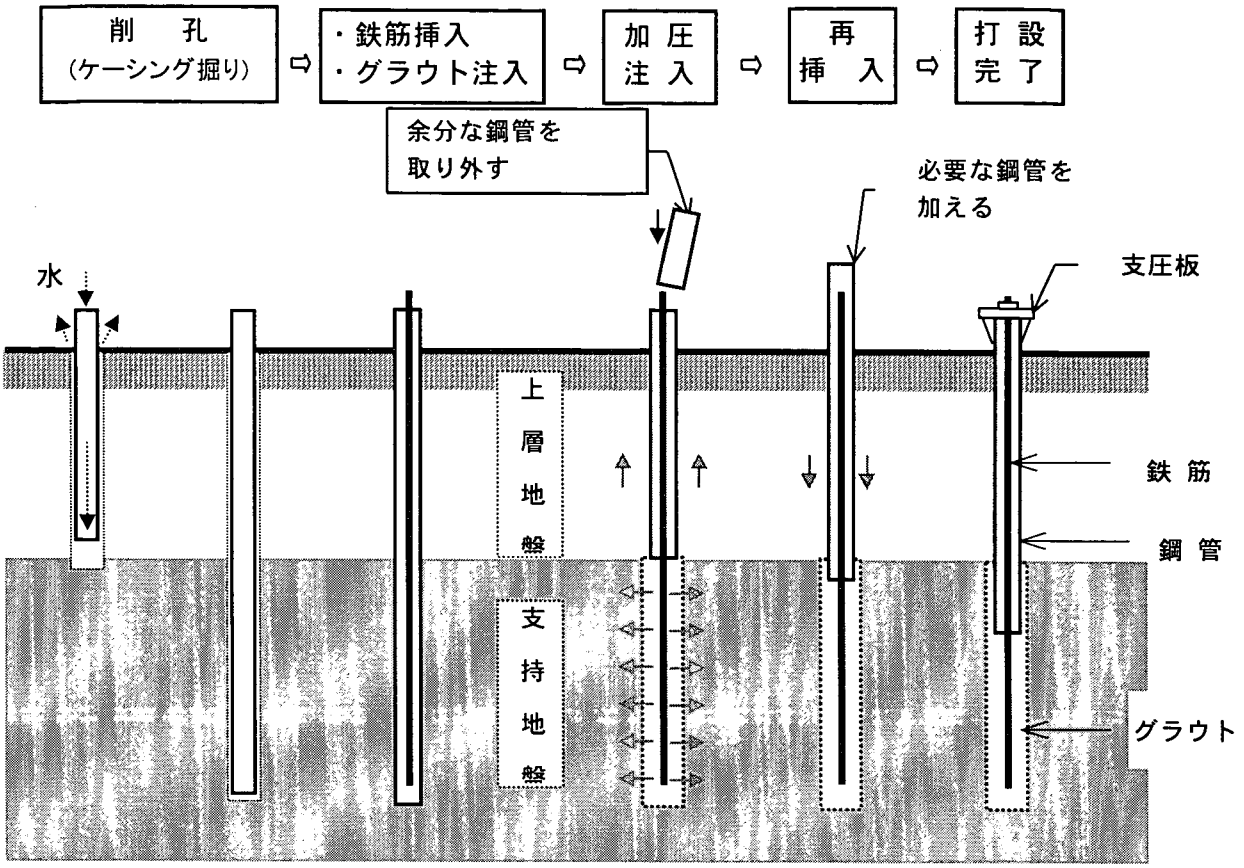


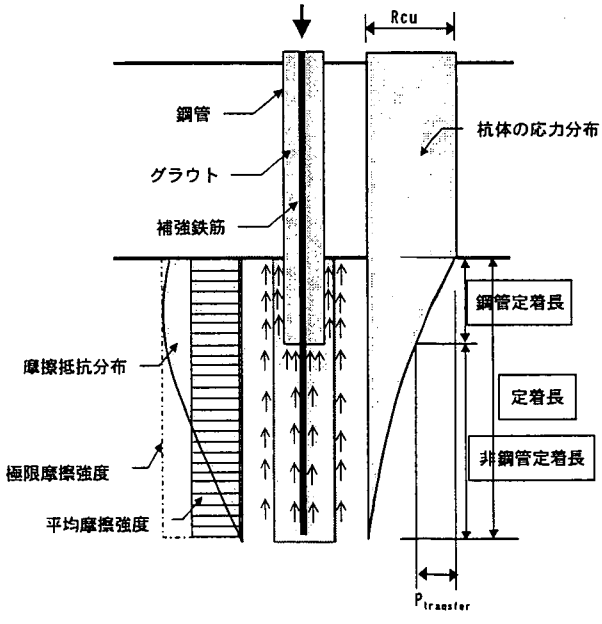
図-3.1.3　標準的な施工手順

3.1.4　設計法

(1) ＨＭＰの構造と支持機構

杭体の構造は、図－3.1.2 に示すように、補強鋼管とグラウトと補強鉄筋で構成される鋼管部とグラウトと補強鉄筋だけからなる非鋼管定着部から構成されている。

図－3.1.4 に、このタイプのマイクロパイルが軸力を受けた時の支持機構の概念図を示す。杭頭に作用した荷重は、非定着部では杭体外周の地盤の摩擦抵抗を無視しているので、そのままの大きさで定着層上端まで伝達される。定着部では、グラウトと地盤の摩擦により杭体の軸方向応力が地盤に伝達され、



図－3.1.4 高耐力マイクロパイルの支持機構

深くなるに従って杭体応力が徐々に減少していく。岩盤のように、非常に先端支持力や剛性が大きな地盤を除いて、通常先端支持力を無視しているので、概念的には図－3.1.4 に示すように全て摩擦支持力により支持される支持杭である。

(2) ＨＭＰの設計の考え方

HMP の設計法を考えるに当って、杭の破壊のメカニズムを考えてみると、以下のケースが想定される。

a)支持力の問題

①押込みあるいは引抜き力による定着地盤の摩擦切れ

②水平力による杭周地盤の破壊

b)杭体の強度の問題

③鋼管部の圧縮破壊(座屈破壊含む)

④鋼管部の引張破壊

⑤鋼管部の曲げ・せん断破壊

⑥非鋼管定着部の圧縮破壊

⑦非鋼管定着部の引張破壊

米国では、一般に軸方向荷重に関する設計法だけが確立しているが、通常外的設計（①に関する設計）と内的設計（③④⑥⑦に関する設計）に分けられ、AASHTO（American Association of State Highway and Transportation Officials）に則った方法で行われている。以下にその概要を簡単に説明する。

(3) 外的設計

これは摩擦支持力に対する設計なので、通常グラウンドアンカーの場合と同様の考え方で設計されている。グラウンドアンカーの場合と異なるのは、引抜き力だけでなく押込み力も作用し、地震時あるいは暴風時には、一般にそれらが繰り返し作用するということである。そのような意味で安全率の取り方は、アンカーの場合と同一に考えることはできないのかもしれないが、定着部における杭の極限摩擦支持力は (3.1.1) 式で表される。

$$R_{fu}=\pi D_e \Sigma L_i \tau_{ui} \qquad (3.1.1)$$

ここで、R_{fu}：定着部における杭の極限摩擦支持力

D_e ：定着部の設計有効径

L_i ：周面摩擦力を考慮する層（i 層）の層厚

τ_{ui} ：周面摩擦力を考慮する層（i 層）のグラウトと地盤の極限摩擦応力度

定着部の設計有効径は、日本におけるグラウンドアンカーの場合では一般に削孔径D_0（公称）としているが、米国やヨーロッパではグラウト注入の際の加圧効果による補正係数（α）を考慮して(3.1.2)式によっている。

$$D_e=\alpha D_0 \qquad (3.1.2)$$

αの値は、グラウト注入方法、加圧注入圧力、地盤の種類等により異なり、通常 1.0～1.5 の値が用いられている。しかし、τ_uとして日本におけるグラウンドアンカーの提案値（地盤工学会、建築学会）を用いて設計するのであれば、それらの提案値は引抜き試験結果からα=1.0 として逆算して求めたものであることから、暫定的にα=1.0 として設計する。

(4) 内的設計

内的設計とは杭体の設計のことであり、杭体の設計は、鋼管が埋め込まれている部分（非定着部と鋼管定着部）と鋼管の無い部分（非鋼管定着部）の設計に分けられる。

a)鋼管部の設計

①軸方向極限引張荷重

$$ {}_cP_{tu} = f_{sy}(A_{bar} + A_{casing}) \qquad (3.1.3) $$

ここで、${}_cP_{tu}$：鋼管部の極限引張荷重

f_{sy}：鋼材の降伏点強度（鉄筋と鋼管の降伏点強度の小さい方）

A_{bar}，A_{casing}：鉄筋，鋼管の断面積

②軸方向極限圧縮荷重

$$ {}_cP_{cu} = 0.85 f_{gc} A_{ge} + F_n(A_{bar} + A_{casing}) \qquad (3.1.4) $$

ここで、${}_cP_{cu}$：鋼管部の極限圧縮荷重

f_{gc}：グラウトの圧縮強度

A_{ge}：グラウトの有効断面積

F_n：座屈強度（周囲の地盤が非常に軟弱な場合は拘束を無視して座屈強度としているが、通常の地盤であればf_{sy}）

b)鋼管の無い定着部(非鋼管定着部)の設計

①軸方向極限引張荷重

$$ {}_gP_{tu} = f_{sybar} A_{bar} \qquad (3.1.5) $$

ここで、${}_gP_{tu}$：非鋼管定着部の極限引張荷重

f_{sybar}：鉄筋の降伏点強度

②軸方向極限圧縮荷重

$$ {}_gP_{cu} = 0.85 f_{gc} A_{ge} + f_{sybar} A_{bar} \qquad (3.1.6) $$

ここで、${}_gP_{cu}$：非鋼管定着部の極限圧縮荷重

(5) 杭頭部における限界荷重(限界載荷荷重)

杭頭部における限界荷重は、それぞれ鋼管部の極限荷重、非鋼管定着部の極限荷重に鋼管定着部における周囲地盤の極限摩擦抵抗を加えた値及び定着部における極限摩擦支持力のうち最も小さな値となる。

$R_{tu}=\left[{}_{c}P_{tu},\ {}_{g}P_{tu}+P_{transfer},\ R_{fu}\right]\min$ (3.1.7)

$R_{cu}=\left[{}_{c}P_{cu},\ {}_{g}P_{cu}+P_{transfer},\ R_{fu}\right]\min$ (3.1.8)

ここで、R_{tu}, R_{cu}: 杭頭部における限界押込み荷重, 限界引抜き荷重

$P_{transfer}$：鋼管定着部での杭周地盤への伝達合力（図－3.1.4参照）

3.1.5 特長

設計面での特長は、以下に示すとおりである。

① 細い形状で大きな支持力が得られる。したがって、杭基礎として利用する場合には、フーチング面積が少なくて済む。

② 支持力は、押込み力と引き抜き力の両方を有する。したがって、耐震補強などに利用する場合には、引き抜き抵抗力を有効に活用できる。

③ 単杭としての支持杭利用と、群杭としての地盤補強の両方に利用できる。

施工面での特長は、以下に示すとおりである。

① ボーリングマシンによる削孔なので、騒音や振動が少ない。

② 杭径が300mm以下と小さいため、地中障害物や既設構造物に対して影響が少ない。

③ 施工機械が小さいため、3.5mの空頭があれば施工が可能である。

④ 杭径が小さいことから、掘削土量が少ない。

⑤ 材料および施工機械が小さく運搬が容易なため、山岳地での施工にも適している。

⑥ 軟弱地盤から砂礫地盤、岩盤まであらゆる地盤での施工が可能である。

【参考文献】

1) 高耐力マイクロパイル設計・施工マニュアル（案）, 高耐力マイクロパイル研究会, 平成11年4月

2) 高耐力マイクロパイル施工・載荷実験報告書, 高耐力マイクロパイル研究会, 平成11年4月

3) 鋼管を用いたマイクロパイル工法による基礎の補強, 相良昌男・岸下崇裕・畑野俊久・浜塚政治・奥松俊博, 月刊誌「土木技術」Vol.54・No.8, pp.95-100, 1999.8

3.2 ST マイクロパイル工法

3.2.1 概　要

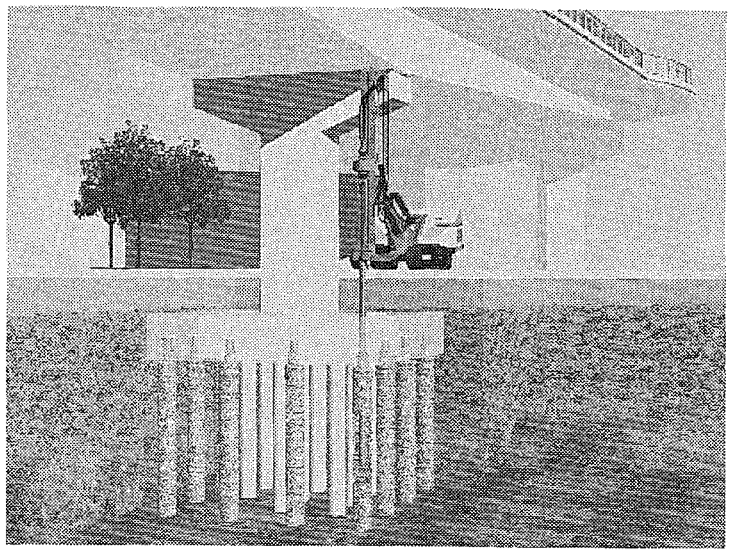


図-3.2.1 ST ﾏｲｸﾛﾊﾟｲﾙによる既設基礎の補強ｲﾒｰｼﾞ

一般にマイクロパイルとは、小口径（ϕ 300mm 以下）杭工法の一種であり、鋼管、鉄筋などの補強材、グラウトの注入・定着方法などから数種の工法が開発されている。全面定着型である ST（STRONG-TUBEFIX）マイクロパイルとは、小口径合成鋼管杭タイプ（タイプⅠ：図-3.2.2）、高圧噴射式地盤改良併用タイプ（タイプⅡ：図-3.2.3）の２つのタイプを有する工法である。本共同研究においては、地盤改良併用のマイクロパイルを増し杭として用いた既設基礎の耐震補強に関する研究開発を実施している（図-3.2.1 参照）。この ST マイクロパイルは、セメントミルクの高圧噴射撹拌(GTM 工法)によって地盤を改良後、改良体を再削孔（リボーリング）し鋼管を挿入した後、鋼管と削孔壁の隙間をセメントミルクで加圧充填する工法である。本工法は先行して地盤改良を行うため施工時に地山を乱すことがなく、小さな削孔径で大きな有効径・支持力を得ることができる。また、施工機械が小型なため狭隘な空間での施工が可能であり、優れた機動性と多様な削孔ツールで複雑な地盤条件に対応できる工法である。

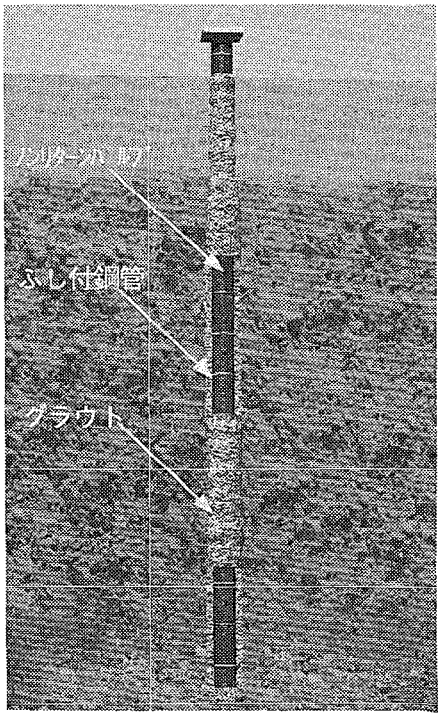


図-3.2.2 ST マイクロパイル　タイプⅠ

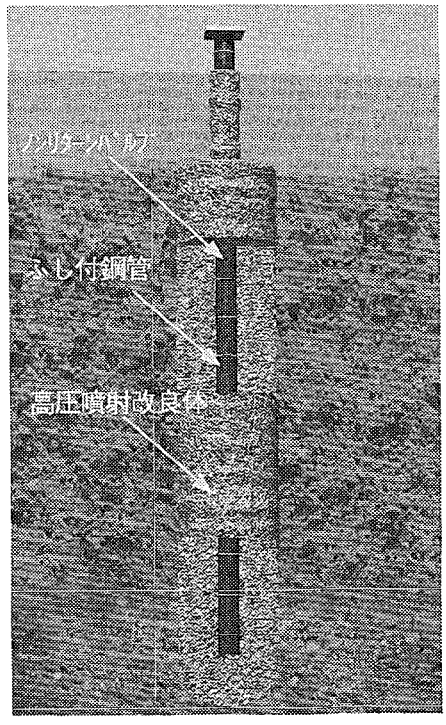


図-3.2.3 ST マイクロパイル タイプⅡ

(1) 支持力特性

図-3.2.4は鉛直荷重が作用する場合、杭周面の摩擦力が地盤に伝達されるイメージを示したものである。ここで、杭周面の摩擦力は半径方向に同心円的に広がっていくので、杭の中心からrの位置に働くせん断応力τは、半径に反比例する形で減少することになる。したがって、大きなせん断応力が生じる範囲は杭のごく近傍に限られ、その範囲の地盤の性質が杭の支持力や変位に大きな影響をおよぼすこととなる。

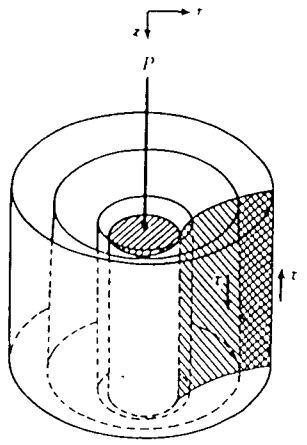


図-3.2.4 杭周面のせん断応力

一方、STマイクロパイルの支持力機構は杭周辺の地盤を均一な固化体に改良することにより、芯材鋼管から伝達される杭の摩擦抵抗力を最大限に発揮させる工法である。また、高圧噴射による地盤改良体と地山のかみ合わせが良く、地盤～改良体間で大きな摩擦抵抗と先端支持力を確保するものである。

STマイクロパイルの水平抵抗に関しては、部材の曲げ耐力として主に高張力鋼管が抵抗するが、地盤改良体によって大きな水平地盤反力を期待できるものである。

(2) 施工性

STマイクロパイルで併用する地盤改良とは、プレカット工程を取り入れた高圧噴射式の地盤改良工法（GTM工法）である。このプレカット工程を取り入れることによって、従来の工法に比べて施工速度が速く、改良体の品質に優れた経済的な地盤改良を可能にした。有効改良径は総噴射エネルギーにより調整でき、数々の施工実績から多様な地盤条件での造成改良ができるものである。また、本工法では比較的均一な硬化前の改良体を再削孔(リボーリング)するため、安定かつ迅速な削孔ができ、地盤条件に左右されず削孔壁が自立することから設計条件に応じた鋼管を挿入できる。

3.2.2 構　造

STマイクロパイルとは、地盤改良体、鋼管、充填グラウトの複合部材から構成され、芯材鋼管に伝達された外力に対して、これらの複合部材が抵抗するものである。

(1) 鋼管

芯材鋼管に関しては、小口径杭の弱点ともなりうる杭体の耐力を増強させるため、機械構造用の高張力鋼管(HT60,HT80)を標準とし、要求性能に応じた鋼管が選定できる（**表-3.2.1**）。また、鉛直支持力を最大限に発揮させるため、付着性能に優れたビード溶接による節加工を鋼管表面に施している。なお、鋼管の継ぎ手に関しては施工能率を向上させるため、カップラー式ネジ継ぎ手を標準としている。

表-3.2.1　鋼管の仕様

鋼　管　径	鋼　　管　　材　　質
φ165.2mm, φ216.5mm, φ267.4mm	一般構造用鋼管　STK400,490 シームレス機械構造用高張力鋼管　HT60,HT80

(2) 改良体

前述したように、ST マイクロパイルに併用する地盤改良は、プレカット工程を取り入れた地盤改良工法（GTM 工法：図-3.2.5）によって行う。

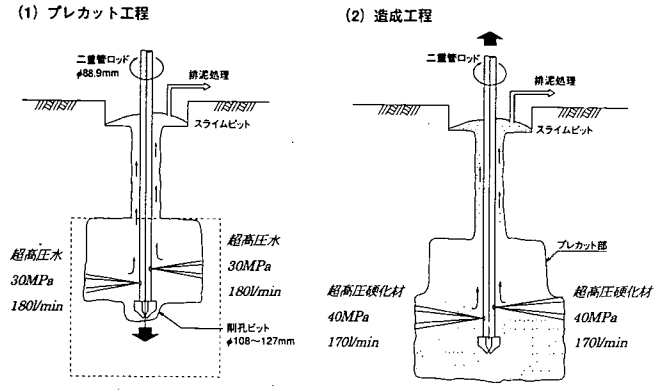


図-3.2.5　地盤改良(GTM 工法)の概要

プレカット工程とは削孔時に清水のみの高圧噴射を行い、事前に改良対象土塊の一部を攪拌することである。このプレカットを導入することにより、硬化材の排泥ロスを大きく低減させることができ、造成時間を大幅に低減することが可能となった。また、従来工法と比べて単位セメント量の多い硬化材の噴射が可能であり、比較的強度の高い固化体の造成ができる。

(3) グラウト

鋼管内および鋼管と削孔壁の間を充填するグラウトに関して、鋼管に設置した特殊なノンリターンバルブを介して、シングルパッカーによるセメントミルクの加圧注入を行う。

3.2.3 施工方法　（一般的な施工手順：図-3.2.6）

①削孔・清水プレカット：超高圧水(30MPa)を回転噴射させながら、削孔を行う。

②高圧噴射改良： プレカット完了後、硬化材（セメントミルク）に切り替え、超高圧硬化材（40MPa）を噴射しながらロッドを回転上昇させ改良体を築造する。

③再削孔・鋼管挿入：所定の深度まで再削孔を行い、削孔ツール引き上げ後、鋼管を挿入する。

④グラウト注入：鋼管と改良体を密着させるため、鋼管に設置した注入用バルブを介して、加圧注入する。

⑤管内充填・打設完了：全てのグラウト注入作業が終了した後、鋼管内にグラウトを補足充填する。

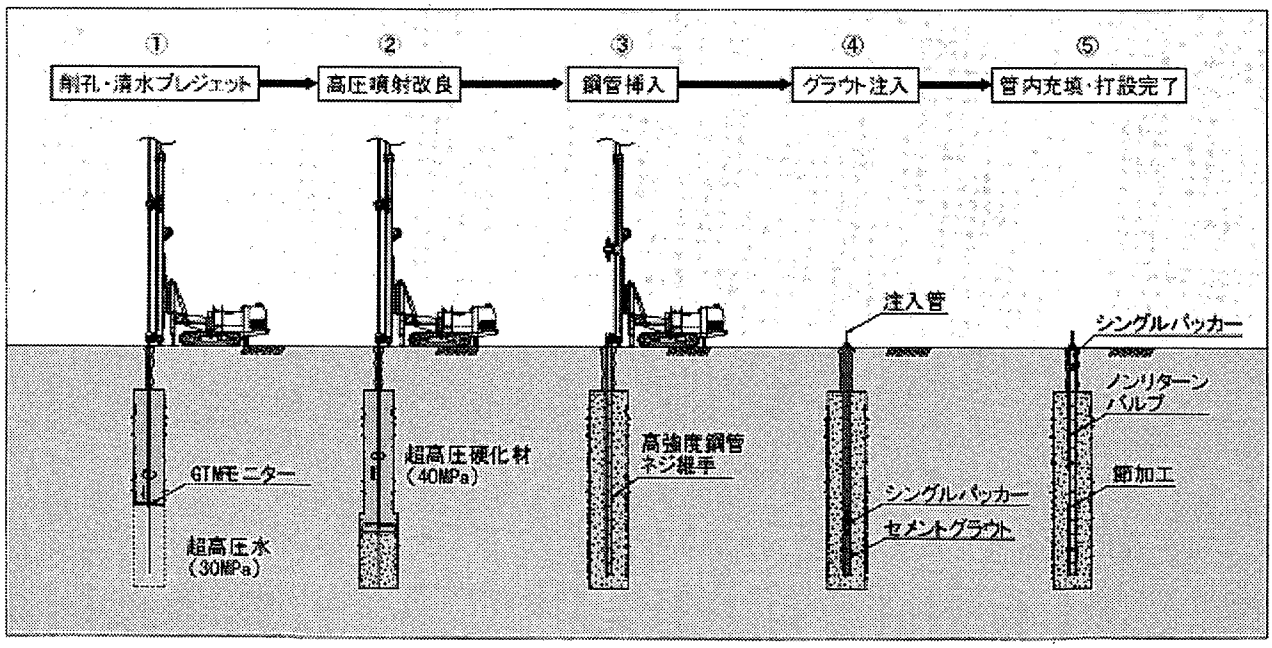
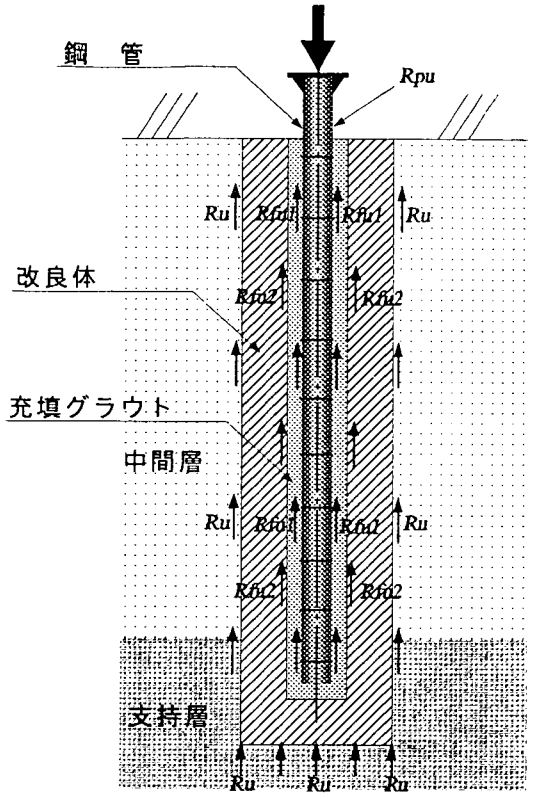


図-3.2.6 ST マイクロパイルの標準施工フロー

3.2.4 設計法

(1) 鉛直支持力

鉛直支持力に関しては地盤と改良体間に生じる外的破壊と、鋼管～グラウト、改良体～グラウトの付着を考慮した内的破壊を考慮し、それぞれの部材間で期待できる支持力の最小値を設計上の極限支持力とする。図-3.2.7にはSTマイクロパイルの鉛直支持力機構を示す。



Ru：地盤から決まる極限支持力
（改良体～地盤間の周面摩擦＋先端支持力）

Rpu：杭体の圧縮耐力から決まる極限支持力
（鋼管＋グラウトの圧縮耐力）

Rfu：杭の内的破壊から決まる極限支持力
Rfu1：鋼管とグラウトの付着から決まる極限支持力
Rfu2：グラウトと改良体の付着から決まる極限支持力

図-3.2.7　STマイクロパイルの鉛直支持力機構

(2) 水平抵抗

ST マイクロパイルの水平抵抗に関しては、杭としての曲げ剛性 EI を鋼管と管内のグラウトで評価し、改良体による拡径構造によって地盤反力を受け持つものとする（図-3.2.8）。しかし、現状では改良体の水平抵抗を定量的に把握するには至っていないため、5.3の試設計では、改良体の効果は無視し、鋼管径で地盤反力を受け持つものと仮定している。なお、この改良体を考慮した水平抵抗について、5.3.3(2)今後の課題で参考として試設計を行っており、このような水平抵抗を載荷試験により確認する予定である。

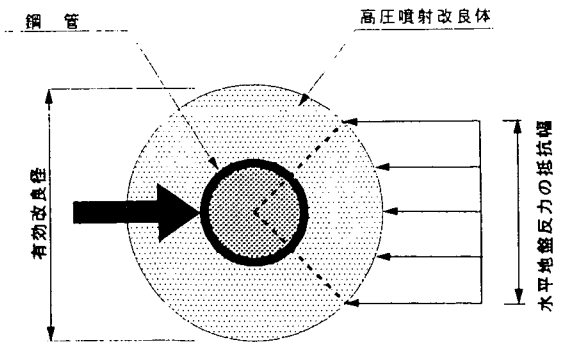


図-3.2.8 STマイクロパイルの水平抵抗

3.2.5 特　　長

設計面での特長は以下に示すように考えられる。

①地盤改良による拡径効果により、小さな削孔径で大きな鉛直支持力（押込み・引抜き）が得られる。

②リボーリングの採用により、小口径杭工法にしては比較的大きな鋼管を使用できる

③高張力鋼管を使用することによって、大きな杭体耐力を確保できる

④地盤改良による拡径効果により、大きな水平抵抗を期待できる

⑤芯材鋼管にふし加工（ビード溶接）を施しており、付着性能に優れている

⑥高圧噴射攪拌による固化体の閉合により、液状化対策も実施できる

施工面での特長は以下に示すように考えられる。

①地盤改良を先行することによって、施工時に地山を乱すことがない

②地盤改良後に再削孔（リボーリング）を行うため、施工機械の能力・削孔ツール等に左右されず安定的な削孔・施工ができる

③多様な施工機械を整備しており、桁下制限、用地境界などの制約条件下に応じた施工が可能である

⑤軟弱地盤から砂礫、転石・巨礫地盤での地盤改良が可能であり、複雑な地盤条件に対応できる

④斜杭の施工が可能である

⑥施工による騒音や振動は少ない

3.3 ねじ込み杭工法

3.3.1 概要

ねじ込み杭工法とは、小口径（最大φ300mm 程度）の鋼管に 4 枚のφ600mm程度のドーナツ状鋼板を螺旋状に取付けた杭を、回転オーガにより杭を回転させて地盤に無排土で貫入するものである。施工機械の回転オーガのみで施工するため騒音・振動が少なく、また、小型の施工機械（10t 級程度の小型バックホウ）であるため狭い施工ヤードで施工が可能である。図-3.3.1 および表-3.3.1 に現状での杭の仕様を示す。

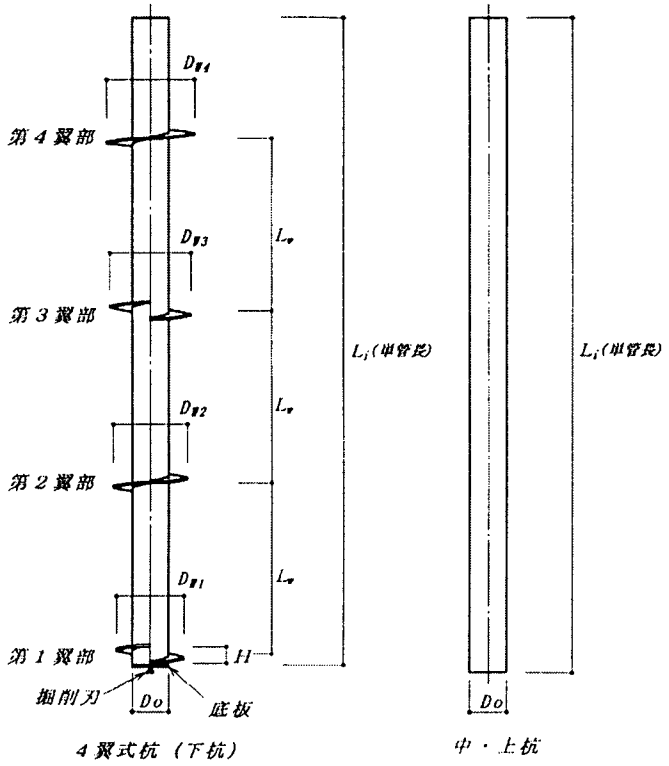


図-3.3.1 ねじ込み杭の構造

表-3.3.1 ねじ込み杭の主要寸法

本体部			翼　部								杭　長 L (m)
材　質	径 D_0 (mm)	肉　厚 t (mm)	材　質	第1翼径 D_{W1} (mm)	第2翼径 D_{W2} (mm)	第3翼径 D_{W3} (mm)	第4翼径 D_{W4} (mm)	ストローク H (mm)	間隔 L_W (mm)	板厚 t_W (mm)	
STK400 または STK490	114.3	4.5～ 8.6	SS400 SM400 または SS490 SM490	250	300	350	400	70	1,330	6～16	5～14
	139.8	4.5～ 9.5		300	350	400	450	80	1,330	6～16	5～18
	165.2	5.0～11.0		350	400	450	500	100	1,330	6～22	5～21
	190.7	5.0～12.0		400	450	500	550	110	1,330	6～22	5～24
	216.3	5.8～12.7		450	500	550	600	120	1,330	6～25	5～28
	267.4	5.0～15.1		500	550	600	650	130	1,330	6～25	5～30

3.3.2　構造

ねじ込み杭は、図-3.3.1 に示すように軸部と翼部で構成される。上部構造から伝達された荷重は、軸部から翼部に伝達され、翼部では周面摩擦力および杭先端支持力が増強される。

3.3.3　施工法

ねじ込み杭の一般的な施工手順を図-3.3.2 に示す。

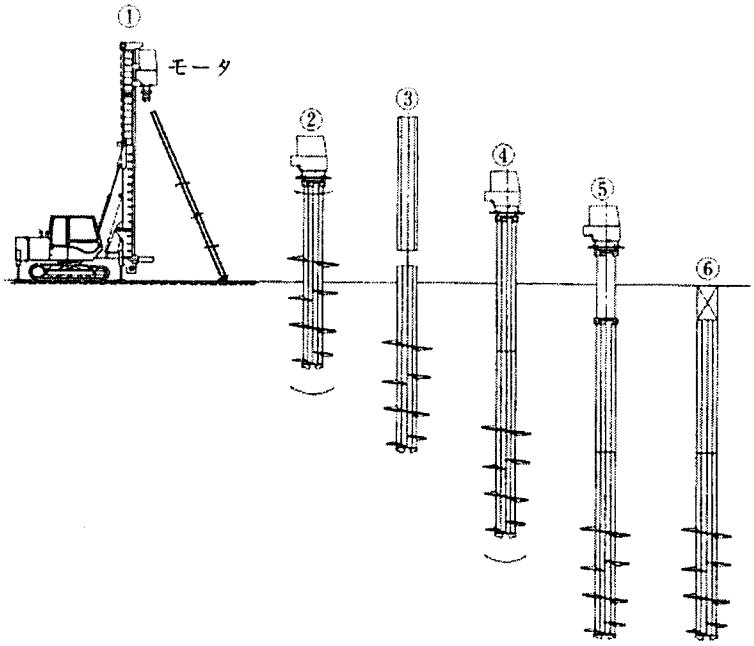


図-3.3.2　ねじ込み杭の一般的な施工手順

① 掘削モータに下杭を取込み杭心位置に建込む。
② 鉛直度を確認し、杭体を回転しながら埋設する。
③ 継杭の場合、中・上杭を建込み溶接する。
④⑤ヤットコ等を使って所定深度まで埋設し打止める。
⑥ ヤットコ等を回収し施工を完了する。

3.3.4 設計法

(1)鉛直支持力

鉛直支持力に関しては、地盤と杭体に生じる周面摩擦力と先端支持力により設計される。支持力機構の概念図を図-3.3.3に示す。

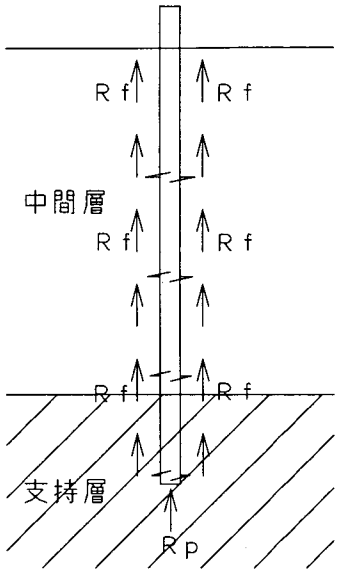


図-3.3.3 ねじ込み杭鉛直支持力機構

$$R_u = R_p + R_f \quad \cdots\cdots (3.3.1)$$

R_u：地盤から決まる極限支持力

R_p：先端支持力

R_f：周面摩擦力

(2)水平抵抗

ねじ込み杭の水平抵抗に関しては、現在のところ翼部の抵抗に関しては考慮せずに、鋼管の曲げ剛性 EI のみで評価し、地盤反力を受け持つものとしている。

3.3.5 特長

設計面での特長は、以下に示すとおりである。

①細い鋼管径（軸部径）形状で大きな支持力が得られる。したがって、杭基礎として利用する場合には、フーチング面積が少なくてすむ。

②支持力は、押込み支持力の他、翼部の効果により比較的大きな引抜き支持力が得られる。したがって、耐震補強などに利用する場合には、引抜き支持力を有効に活用できる。

③支持杭としての利用の他に複数の杭を密に打設することにより、地盤補強にも利用できる可能性がある。

施工面での特長は、以下に示すとおりである。

①機械の回転オーガを用いた施工であるため、騒音や振動が少ない。

②杭径が 300mm 以下と小さいため、地中障害物や既設構造物に対して影響が少ない。

③施工機械が小さいため、狭隘かつ低空頭の場所でも施工が可能である。

④無排土で施工が可能。

⑤材料および施工機械が小さく運搬が容易なため、山岳地での施工にも適している。

⑥軟弱地盤から砂礫地盤等まで幅広い地盤での施工が可能である。

3.4 小径ドレーン工法

3.4.1 概要

小径ドレーン工法とは、**図－3.4.1** に示すように構造物直下の飽和砂地盤中にφ5～10cm 程度の鋼製のスクリーン管（以下、小径ドレーンと称す）を 50～150cm 間隔で、所定の深度まで垂直または斜めに打込んでおき、地震時に発生する過剰間隙水圧を素早く消散させることで、液状化の原因となる間隙水圧の上昇を抑制する工法である。

施工は軽量小型のエア式地中貫孔機（重量：約 30kgf、長さ：約 1.3m）を用いるため、操作性に優れ安全性の確保が容易である。また、施工時に必要な最小空頭は約 3.0mである。

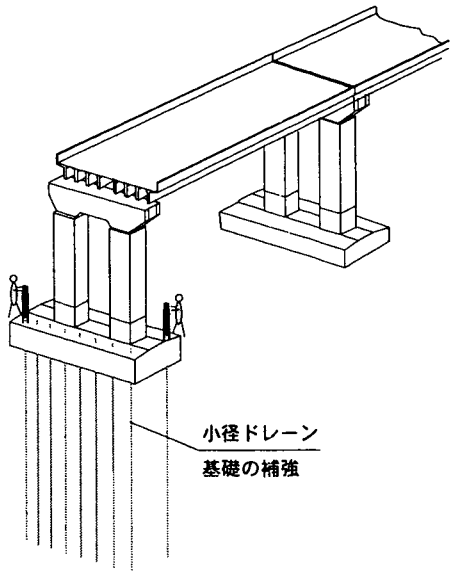


図-3.4.1 小径ドレーン工法の概要

3.4.2 構造

小径ドレーンは、ウェッジ型ワイヤーを用いた水平連続Vスロット構造のスクリーン部とロッド先端の砂溜まりを兼用したドライブポイントで構成されている。ウェッジ型ワイヤーは、打設時の砂粒子の流入を防止する目的で、打設方向に6°傾斜させている（**図－3.4.2**）。なお、ドレーン材（低炭素鋼）には、亜鉛メッキ 500g/m² を施し、腐食しろを 1.0mm 見込んでいる。

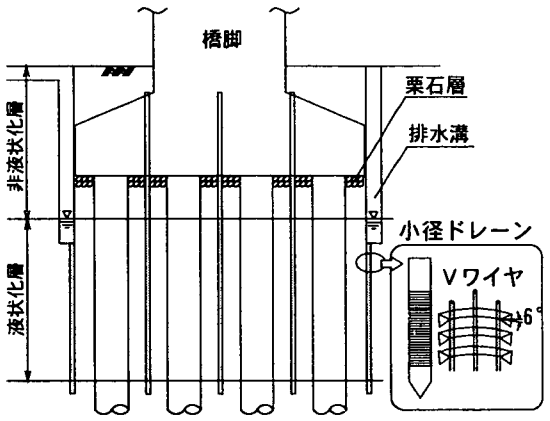


図-3.4.2 小径ドレーンの構造

3.4.3 施工法

施工は、原則として、**図－3.4.3** に示す要領で下記の流れにしたがって行う。

①調　査：設計図面、現地調査情報からフーチング配筋位置を割出す。

②削　孔：フーチング上面から配筋位置を避けダイヤモンドカッターで削孔する。

③打　設：この孔をガイドとして小径ドレーンを小型打設機で地中に直打設する。

④排水溝設置：全ドレーン打設後、構造物基礎の周辺部を栗石層が露出するまで掘削し、排水溝を新設する。

⑤埋戻し：フーチング上部に掘削した土砂を埋戻す。

①, ②フーチング配筋の調査・削孔　→　③小径ドレーン打設　→　④, ⑤排水溝の設置、埋戻し

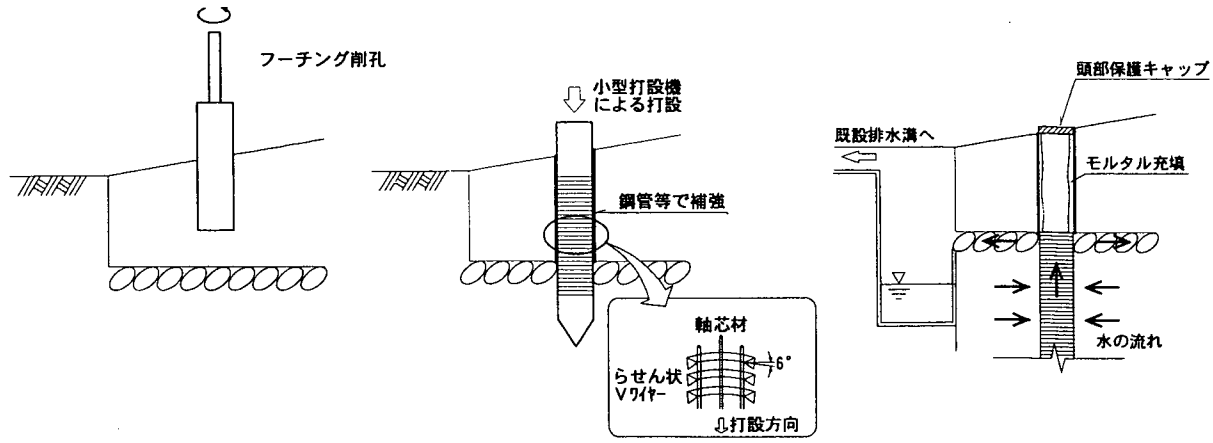


図-3.4.3　小径ドレーン工法の施工要領

3.4.4　設計法

小径ドレーン工法の設計法は、既存の排水工法であるグラベルドレーン工法等と同一である。小径ドレーンの打設間隔を設定するまでの主な流れは、下記のようになる。

①許容過剰間隙水圧（u_{max}/σ_v'）$_{ave}$の設定

②ドレーン長の設定

③ドレーン材料の設定（ドレーン半径a、透水係数k_d）

④地盤条件の設定（地震動の有効継続時間t_d、等価繰返し回数N_{eq}）

⑤地盤の液状化強度N_lの設定

⑥地盤の材料特性の設定（透水係数k_s、体積圧縮係数m_v）

⑦時間係数T_lの算定

⑧ウェルレジスタンス係数R_wの算定

⑨R_w、T_lに対応する設計図表より、許容間隙水圧比に対応するa/bを算定

⑩ドレーン打設間隔Sの算定

3.4.5　特長

設計面での特長は、以下に示すとおりである。

①地震時に発生する過剰間隙水圧の抑制・消散させることで地盤の応力・変形条件を改善するため、地盤反力が期待でき既設杭の負担を軽減できる。

②設計は既存のグラベルドレーン工法の設計法と同様に、Seed らの方法に基づく水圧消散計算法を適用できる。

また、施工面での特長は、以下に示すとおりである。

①小スペース（高さ 3m、幅 2m 程度）で作業可能なため、厳しい用地制限、上空制限下でも適用可能である。

②施工機械は軽量小型のため操作性に優れ、人力での運搬が可能である。

③鉛直から水平まで自由な角度で打設できるため、狭隘な既設構造物直下の改良が可能である。

⑤騒音・振動は小さく、周辺地盤へ与える影響が少ないため市街地での施工に適している。

⑥打込みにより小径ドレーンを設置するため無排土で施工できる。

＜参考文献＞

1) 建設省土木研究所他：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）、共同研究報告書第 186 号、平成 11 年 3 月.

2) 安田進：液状化の調査から対策工まで、鹿島出版会、1988.

3) （社）地盤工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで、1993.

4) グラベルドレーン工法研究会：グラベルドレーン工法、技術資料、1996.

3.5 ＳＳＰ工法

3.5.1 概　要

ＳＳＰ工法とは、パイルベント橋脚に鋼板を巻き立てることによってその耐震性能の向上を図る工法である。パイルベント橋は、新潟地震で落橋した昭和大橋の例からもわかるように、橋軸方向の慣性力に非常に弱い構造と考えられる。平成８年の道路橋示方書の改訂に伴い、新設基礎は、地震時保有水平耐力法により主要の耐震性能を有するように耐震設計が行われるが、既設のパイルベント橋脚の中には、耐震性能が十分ではないものも多い。本工法は、場所打ち杭などによる増杭補強工法と比べ、景観、河積阻害率、施工性、コスト面などで有利な補強工法と考えられる。

適用範囲を以下に示す。

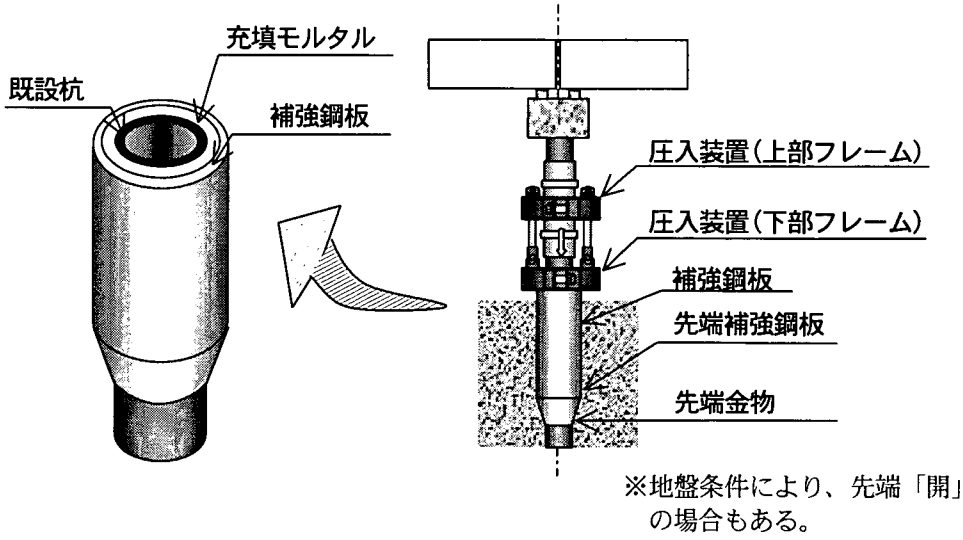
杭　　径：φ400～1200mm

杭　　種：鋼管杭・PHC 杭・PC 杭・RC 杭

桁下空間：梁下より 2.5m～3.0m（確保できない場合は施工基面の掘り下げ、簡易仮締切による水位低下等で対応する。）

3.5.2 構　造

ＳＳＰ工法は**図－3.5.1** に示すとおり、パイルベント橋脚の既設杭周りに一回り大きな径の補強鋼板を溶接し、圧入装置を使って所定の位置まで圧入する鋼板巻き立て工法である。また、既設杭と補強鋼板の間には、無収縮不分離モルタルを充填する構造になっている。



図－3.5.1　ＳＳＰ工法概要図

3.5.3 施工法

施工は下記の流れに従って行う。

施工順序図を**図－3.5.2** に示す。

① 圧入装置の反力鋼板設置

② 圧入装置の組立

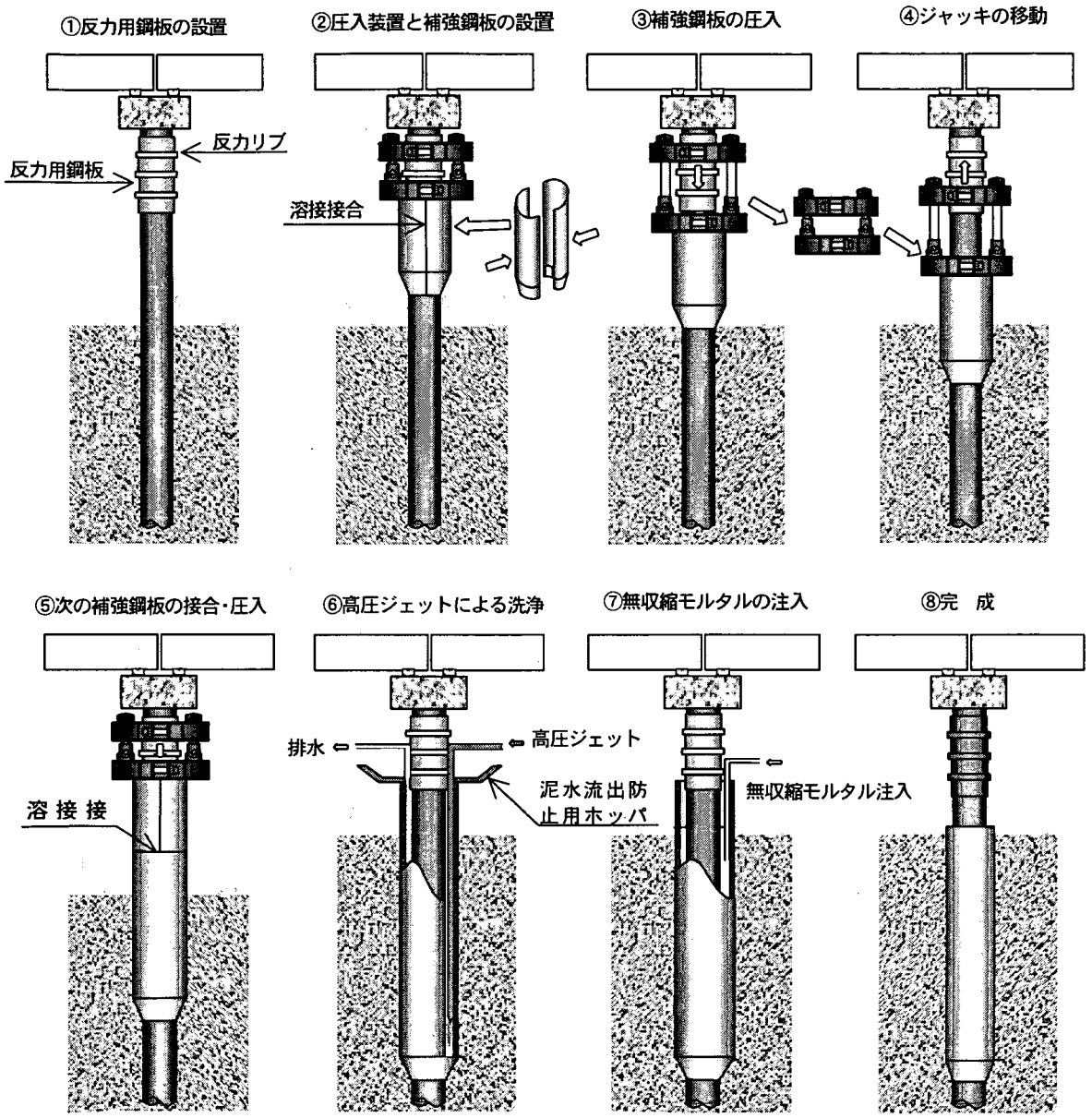
③ 所定の位置まで補強鋼板を圧入

④ 圧入装置を上へ移動

⑤ 次の補強鋼板を設置、溶接、圧入所定の深さまで圧入

⑥ スライム処理および高圧ウォータージェットによる内面洗浄

⑦ 現場練りした不分離・無収縮モルタルを小型ポンプにより充填



※流水の少ない場合は、瀬替・堰止めなどでドライの状態で施工する。
　流水の多い場合は、簡易仮設構台・台船により施工する。
※高圧ジェットにより排出される泥水は、補強ブロック上部にホッパーを設けて河川への流出を防止する。
※圧入には高圧ジェットを併用する場合もある。

図－3.5.2 施工順序図

3.5.4 設計法

設計は主に道示耐震設計編に基づいて行うが、パイルベント基礎は杭基礎のようにフーチングがなく橋脚部と基礎部が区別出来ない。従って、地盤面を介し仮想橋脚部と基礎部とを区別し設計する。

図-3.5.3 にその設計手順と発生曲げモーメントとMy、Muの関係、補強範囲例を示す。

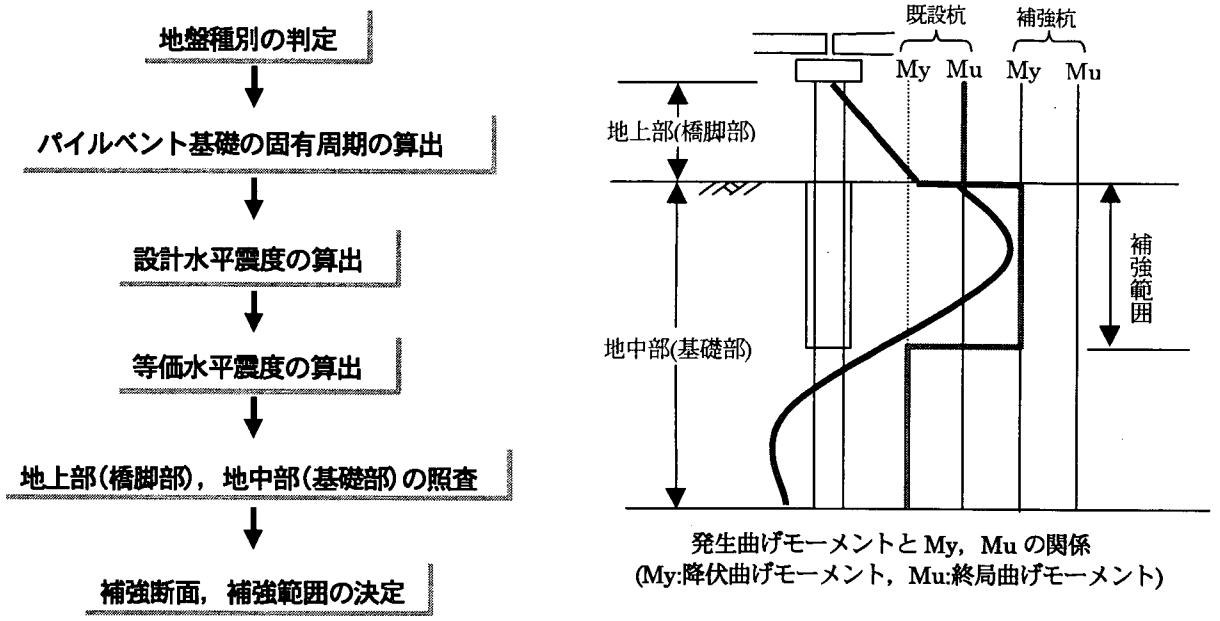


図-3.5.3 設計手順と補強範囲例

3.5.5 特長

(1) 設計面での特長は、以下に示すとおりである。

①フーチングがいらない。

②既設橋脚の支持機構を変えない。

③必要範囲だけの補強ができる。

(2) 施工面での特長は、以下に示すとおりである。

①施工空間が狭い条件においても施工が可能である。(2.5～3.0m)

②狭施工空間での締切が不用で、施工性・コスト面などで有利な補強が可能となる。

③河積阻害率を大きく変えない。

④景観を大きく変えない。

⑤施工ヤードを大きくとらない。

⑥河川・海域において台船を利用した施工が可能であり、仮締切に伴う水質汚濁を防止することができるので環境にやさしい施工法である。

4．地震時保有水平耐力法による試設計

4.1 試設計の目的

レベル２地震動に対する既設橋基礎の耐震性能評価および耐震補強効果の照査計算にあたっては、道路橋示方書に示される基礎の地震時保有水平耐力法に基づいて実施されることが多い。地震時保有水平耐力法は、基礎本体の非線形域の変形性能や動的耐力および地盤の塑性化を考慮した耐震設計法であり、地震時の挙動が複雑でない場合には実用上十分な精度で挙動を簡便に表すことができる。しかし、既設橋基礎の補強計算を実施する場合には、補強のために付加する新設部分の基礎が既設部分の基礎と比較して種類（材料、径および長さなど）や剛性、耐力などが異なることが予想されるので、必ずしも基礎を新設する場合と同様にその設計法が適用できるとは限らないと考えられる。

そこで、耐震性能が不足している既設橋基礎に対し、提案する５つの新工法（ただし、ＳＳＰ工法については別途異なる既設橋基礎をモデルとする）による補強効果を検証するために現行の地震時保有水平耐力法による試設計を行った。試設計では、新工法の適用にあたっての課題を抽出するとともに、補強効果を適切に評価できる設計の考え方を確立するために、今後実施すべき詳細な解析や実験的検証で必要な事項をとりまとめることを目的とした。

一般に、基礎の耐震補強や洗掘対策として、既設橋基礎に新たな構造部材を付加し基礎の耐力を増加させる方法が採用されている。代表的な方法として、増し杭とフーチング拡大を組み合わせた工法の採用が多いが、その他、増し杭の代わりに地中連続壁や鋼管矢板などを増設して既設フーチングと一体化する補強工法などもある。ここでは、従来工法として増し杭とフーチング拡大による補強工法を取り上げ、また新工法とできる限り設計条件を合わせて、地震時保有水平耐力法を適用して試設計を行うことにした。新工法および従来工法による試設計結果を比較することにより、新工法の特徴をとりまとめることも本試設計の目的とした。

なお、試設計にあたって、耐震性能が不足する既設橋基礎のモデルとして１ケースのみを対象とすることにした。実際に耐震性能の向上を検討する際には、既設橋基礎の設計上の評価結果あるいは施工上の制約条件等を十分考慮しなければならない。このような多様な条件下における補強効果や施工性を把握するためには多くのモデルに対して検討することが必要と考えられるが、ここでは、上記目的を達成することを目標としたため、試設計モデルは１ケースのみとした。また、今後研究開発の進捗とともに、さらに複数の設計条件のもとで試設計を行い、新工法による耐震補強効果等を把握していく必要がある。

4.2 設計条件

4.2.1 既設構造物の条件

(1) 増し杭補強モデル

本試設計計算で対象とする既設の鉄筋コンクリート橋脚の設計条件は、以下に示す通りである。

a) 適用基準

・鋼道路橋設計示方書；昭和 39 年 6 月　日本道路協会

・道路橋下部構造設計指針杭基礎の設計編；昭和 39 年 3 月　日本道路協会

b) 上部工構造（図-4.2.1 参照）

形　　式：単純鋼 I げた橋

支 間 長：26.0m

幅　　員：全幅員 10.0m

支 持 条 件：可　動

支承の種類：支承板支承（鋼製）

c) 下部構造（図-4.2.2 参照）

橋　　脚：単柱式橋脚（T 形橋脚）、矩形断面　2.30×1.70m

基　　礎：打ち込み式 PC 杭　φ600

使 用 材 料：**表-4.2.1** に示す。

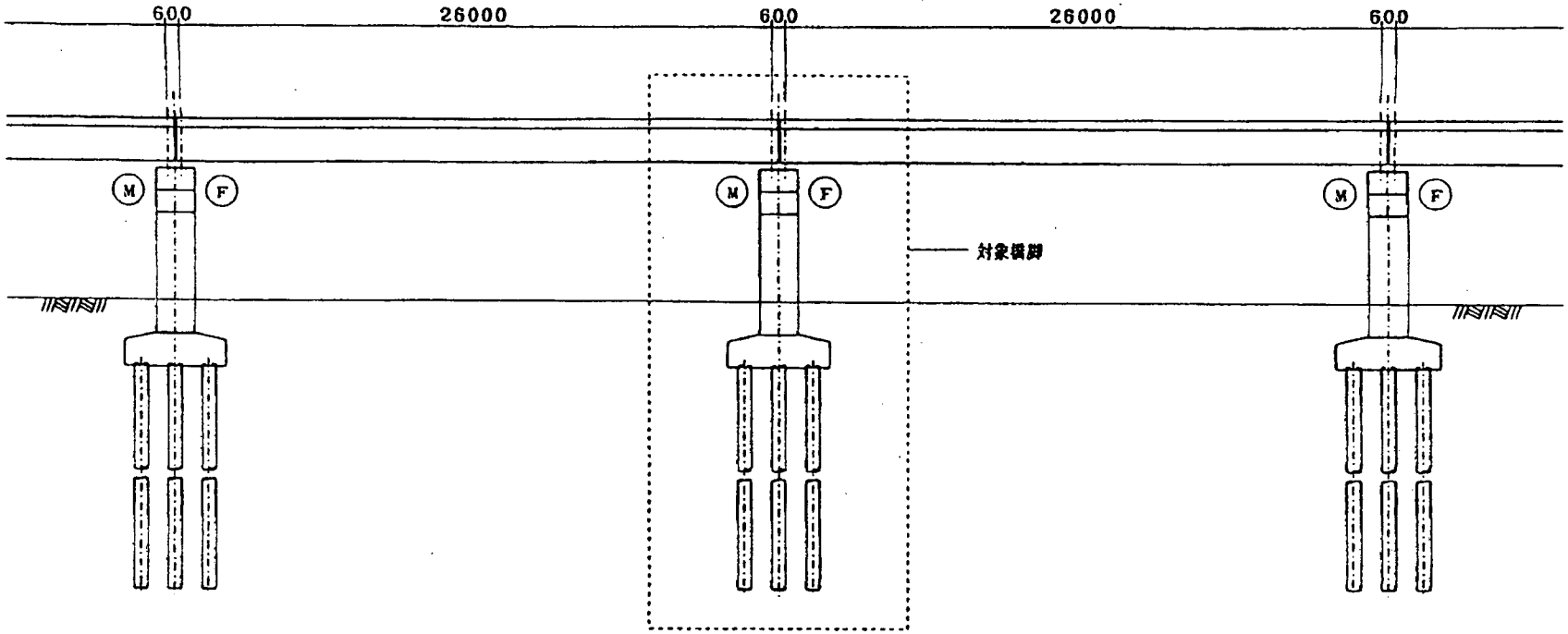
表-4.2.1　使用材料

部　材	コンクリート	鉄　筋
橋　脚	$\sigma ck=21N/mm^2$	SD295
フーチング	$\sigma ck=21N/mm^2$	
杭	PC 杭 B 種 ($\sigma ck=50N/mm^2$) 〔中詰めコンクリート ($\sigma ck=21N/mm^2$)〕	

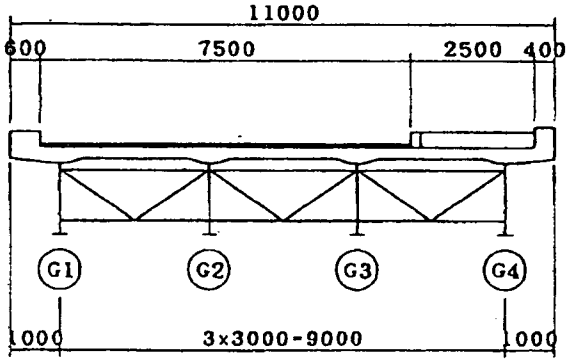
d) 設計水平震度

設計水平震度 kh＝0.25

設計鉛直震度 kv＝±0.1

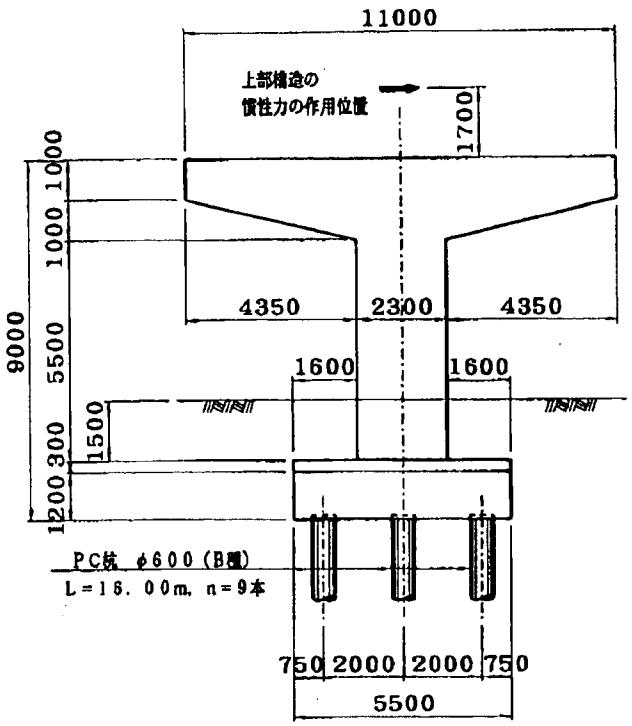


(a)側 面 図

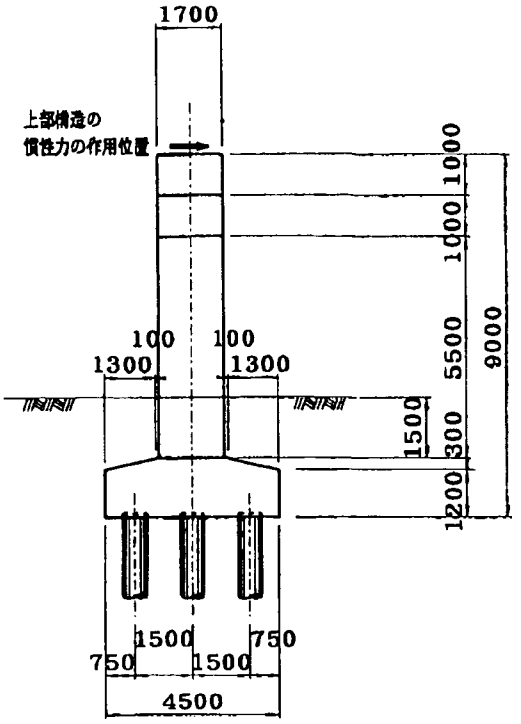


(b)上 部 構 造 断 面 図

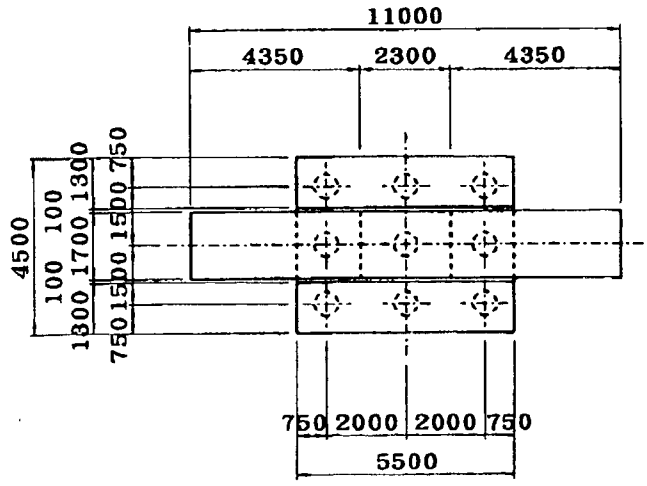
図-4.2.1 試設計対象橋梁



(a) 正 面 図



(b) 側 面 図



(c) 平 面 図

図-4.2.2 試設計を行う既設橋脚基礎

(2) ＳＳＰ工法モデル

SSP 工法の設計例で対象とする既設パイルベント基礎の設計条件は、以下に示すとおりである。

a) 適用基準

道路橋示方書 Ⅰ 共通編　　平成８年 12 月

道路橋示方書 Ⅳ 下部構造編 平成８年 12 月

道路橋示方書 Ⅴ 耐震設計編 平成８年 12 月

b) 上部工構造(図－4. 2. 3 参照)

形　　式 ：２径間連続鈑桁橋

支 間 長 ：14.500 m

幅　　員 ：　7.70 m

c) 下部構造(図－4. 2. 4 参照)

橋脚および基礎：パイルベント形式

つ な ぎ 梁　：鉄筋コンクリート

橋脚および基礎：鋼管杭Φ500

d) 使用材料

つなぎ梁および鋼管杭について，以下に示す材料を使用する。

① つなぎ梁

コンクリートの設計基準強度 ： $\sigma ck = 21$ N/mm²

コンクリートのヤング係数 ： $Ec = 2.35\times10^4$ N/mm²

鉄筋の材質 ： ＳＤ295

鉄筋のヤング係数 ： $Ec = 2.0\times10^5$ N/mm²

鉄筋の降伏強度 ： $\sigma sy = 300$ N/mm²

② 鋼管杭

鋼管杭形状 ： Φ500　t＝ 12 mm（腐植代は外側 1mm とする）

鋼管面積 ： $A = 0.0168$ m²

断面２次モーメント ： $I = 0.0004992$ m⁴

鋼材のヤング係数 ： $E = 2.0\times10^5$ N/mm²

断面係数 ： $Z = 0.00200$ m³

鋼材の終局点 ： $\sigma y = 235$ N/mm²

e) 許容応力度

① つなぎ梁

許容曲げ圧縮応力度 ： $\sigma ca = 7.0$ N/mm²

許容せん断応力度 ： $\tau a = 0.22$ N/mm²

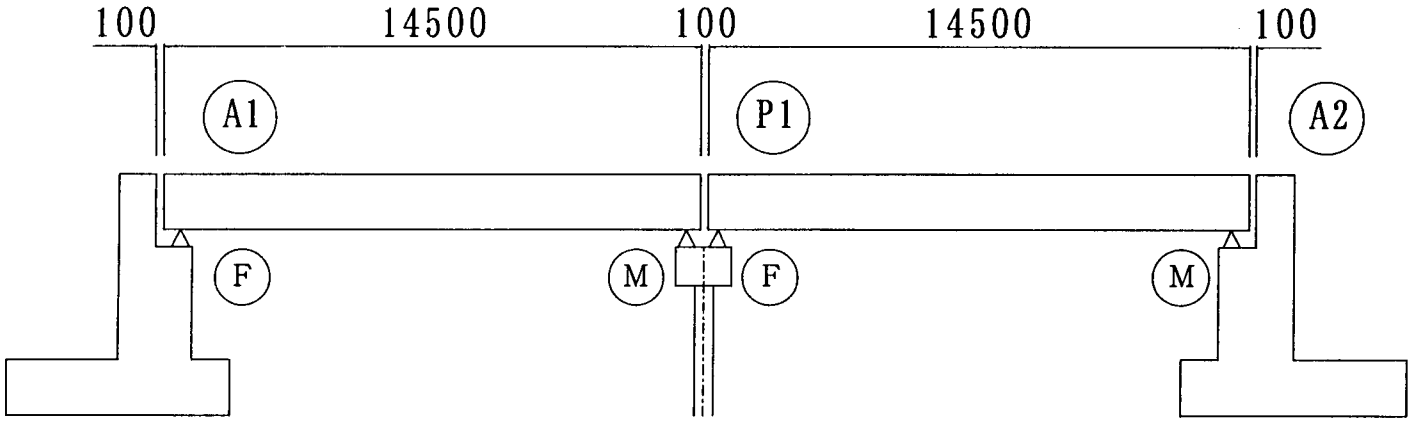
鉄筋の許容引張応力度 ： $\sigma sa = 180$ N/mm²

② 鋼管杭

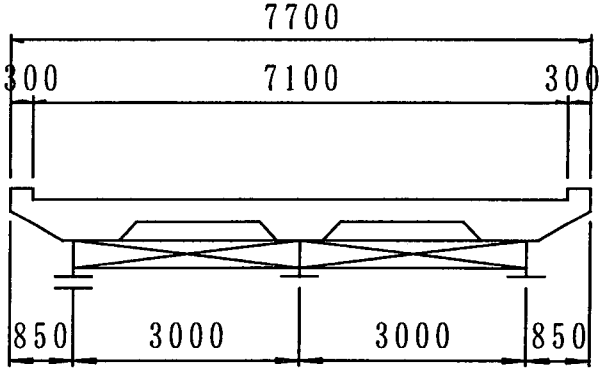
許容引張応力度 ： $\sigma sa = 140$ N/mm²

許容圧縮応力度 ： $\sigma a = 140$ N/mm²

許容せん断応力度 ： $\tau sa = 80$ N/mm²

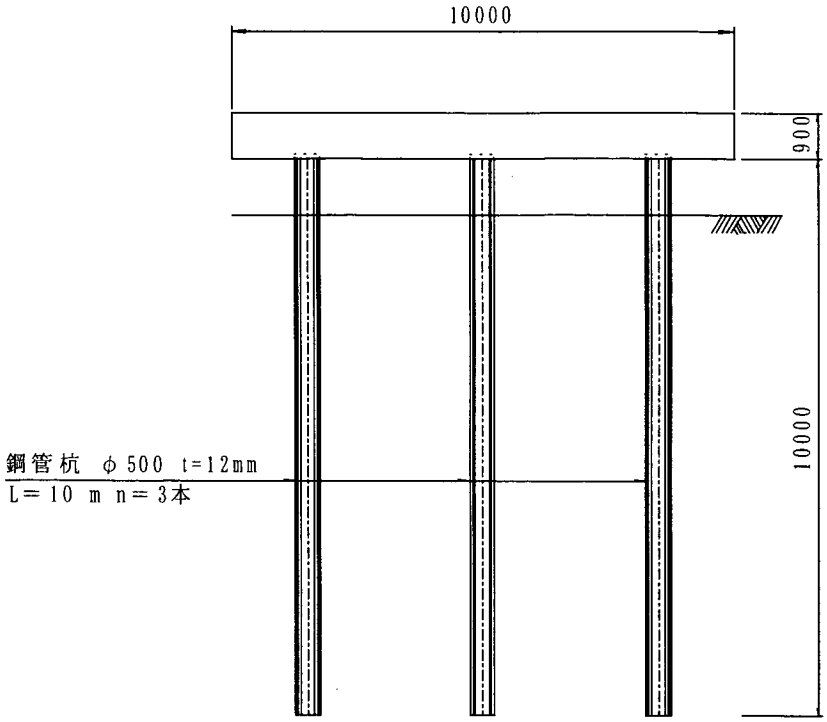


(a) 側 面 図

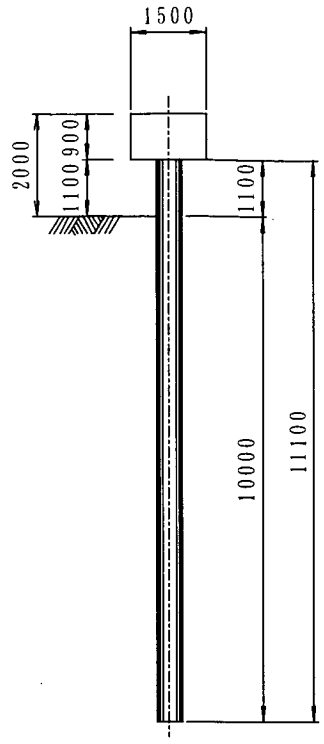


(b) 上 部 構 造 断 面 図

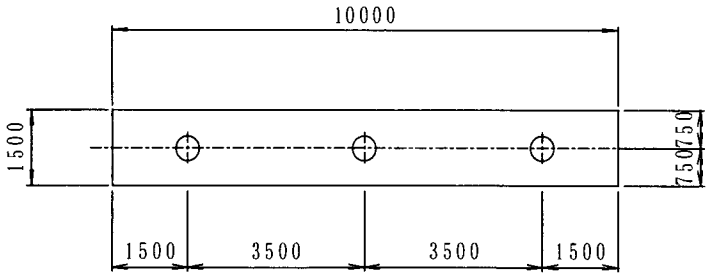
図－4.2.3 設計対象橋梁



(a) 正 面 図



(b) 側 面 図



(c) 平 面 図

図－4.2.4 設計対象とする既設橋脚基礎（ＳＳＰ工法）

f） 上部工反力

死荷重　　Rd　＝ 960.40 kN

枕梁重量　　Wp　＝ 310.95 kN

上部構造部分の重量

橋軸方向　　Wu　＝ 960.40 kN

直角方向　　Wu　＝ 960.40 kN

g） 重要度の区分および地域区分

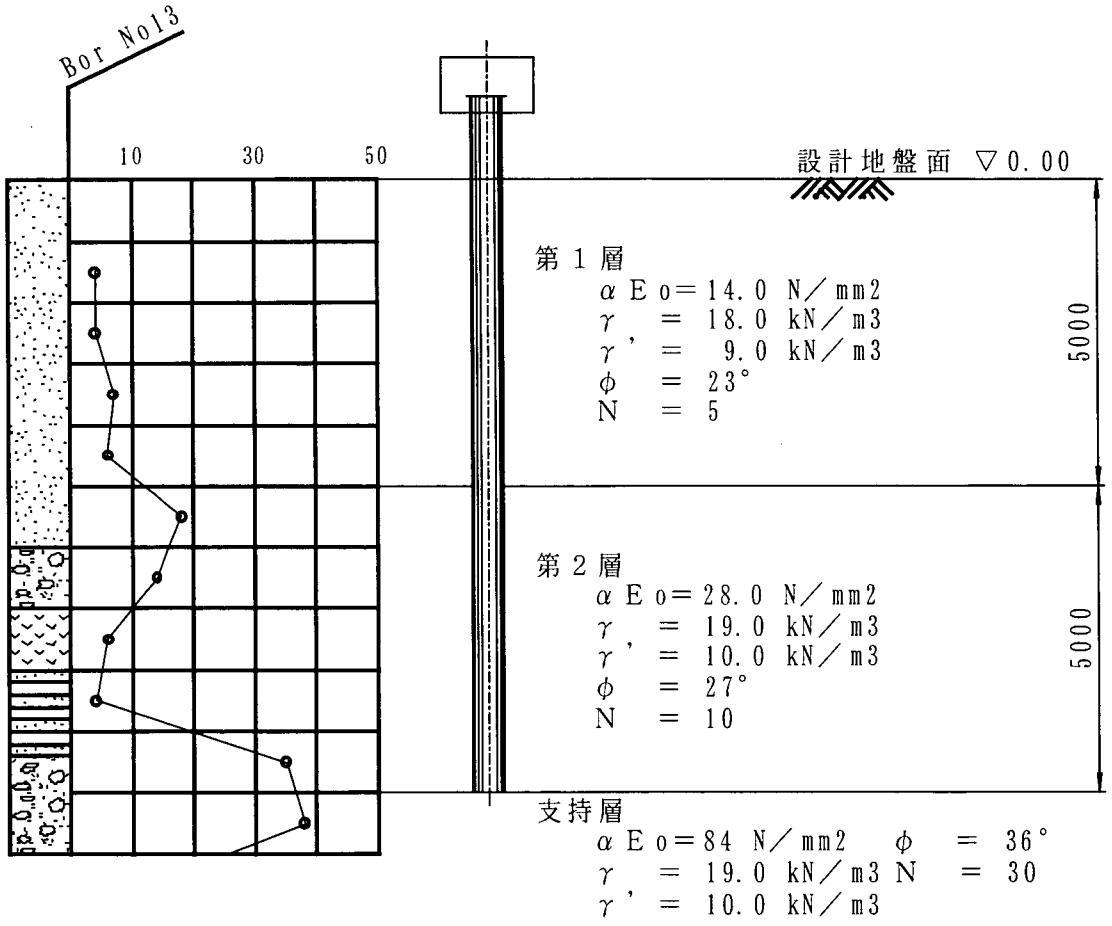
重要度の区分　：　A種

地 域 区 分　：　A地域 Cz ＝ 1.0

h） 地盤条件

耐震設計上の地盤種別：Ⅱ種地盤

地盤条件：**図－4.2.5**　に示す。



図－4.2.5　地 盤 条 件

4.2.2 既設構造物の耐震性能

(1)増し杭モデル

a)適用基準類

道路橋示方書・同解説；平成８年１２月　日本道路協会

既設道路橋の耐震補強に関する参考資料；平成９年８月　日本道路協会

道路橋の耐震設計に関する資料；平成９年３月　日本道路協会

b)鉛直荷重および橋脚が支持する上部構造部の重量

上部構造からの死荷重：R_D＝3283kN

上部構造物の重量

橋軸方向：W_U＝3283kN

橋軸直角方向：W_U＝3283kN

橋脚躯体重量：W_P＝1264kN

重要度の区分：B種の橋

地域区分：A地域

設計水平震度(震度法)：k_h＝0.25

c)ＲＣ橋脚の躯体条件

橋脚は、曲げ耐力制御方式鋼板巻き立て工法による補強が実施されているとして、試設計計算における照査を行う。

既設橋脚の保有水平耐力を以下に示す。

表-4.2.2　橋脚の保有水平耐力

		タイプⅠ		タイプⅡ	
		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
水平耐力	kN				
地震時保有水平耐力	Pa	3020	3260	3020	3270
初期降伏耐力	Py0	2170	2230	2170	2230
降伏耐力	Py	3020	3260	3020	3270
終局水平耐力	Pu	3020	3260	3020	3270
せん断耐力	Ps				
水平変位	m				
初期降伏時変位	$\delta y0$	0.0233	0.0250	0.0233	0.0250
降伏時変位	δy	0.0325	0.0366	0.0325	0.0366
終局時変位	δu	0.0969	0.1022	0.1757	0.1858
破壊形態		曲げ	曲げ	曲げ	曲げ

d) 地盤条件

耐震設計上の地盤種別：Ⅱ地盤

土質柱状図：図-4.2.6 参照

地盤条件：表-4.2.3 参照

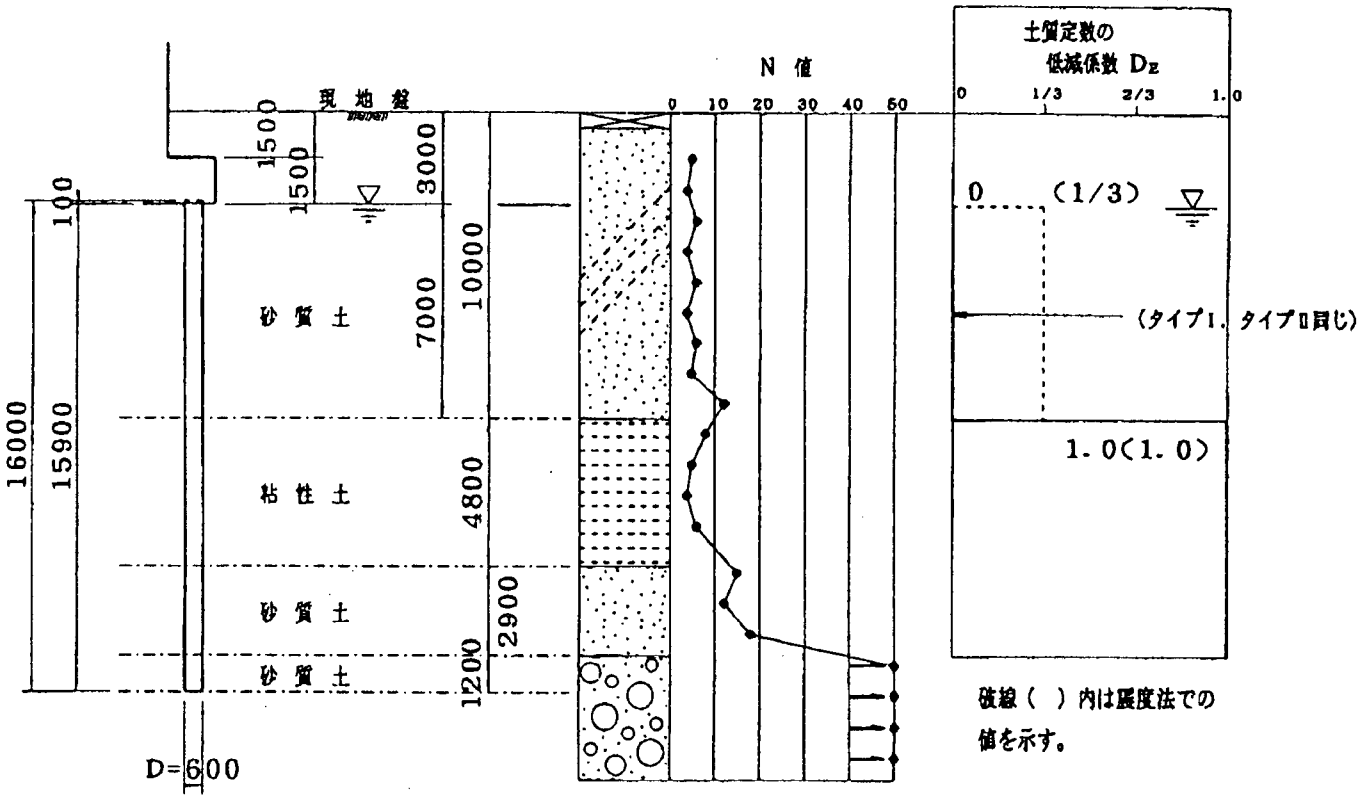


図-4.2.6 土質柱状図

表-4.2.3 地盤条件

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 kN/m^2 C	せん断抵抗角 φ (度)	単位体積重量 (kN/m^3)		地盤変形係数 αE0* (kN/m^2)
						γ_s	γ_s'	
第1層	砂質土	10.0	5	0	23	18	9	14000
第2層	粘性土	4.8	5	30	0	17	8	14000
第3層	砂質土	2.9	15	0	30	18	9	42000
第4層	砂質土	1.2	50	0	40	19	10	140000

*：常時の値である

e)既設杭条件

既設杭はφ６００のPC杭B種であるが、PC杭の諸元や曲げ～曲率関係が不明瞭なため既設杭の諸元および特性は、φ６００mmのPHC杭B種の値を用いることとした。以下にPHC杭B種の諸元を示す。

表-4.2.4　PHC杭B種の諸元

		使用値
コンクリート	設計基準強度	80N/mm^2
	ヤング係数 Ec	40000N/mm^2
PC鋼材	PC鋼材	φ9㎜, n=26本
	降伏点強度	1300N/mm^2
	引張り強度	1450N/mm^2
	ヤング係数	200000N/mm^2
有効プレストレス		8N/mm^2
杭	杭　径 D	60cm
	板　厚 t	9cm

以下にPHC杭B種の曲げ特性を示す。

表-4.2.5　PHC杭の曲げ耐力

	曲げモーメント　(kN·m)			曲率　(1/m)		
	Mc	My	Mu	φc	φy	φu
軸力0時	203.9	366.4	459.5	0.00103	0.00590	0.01973
死荷重時	271.7	486.0	566.9	0.00137	0.00645	0.01522

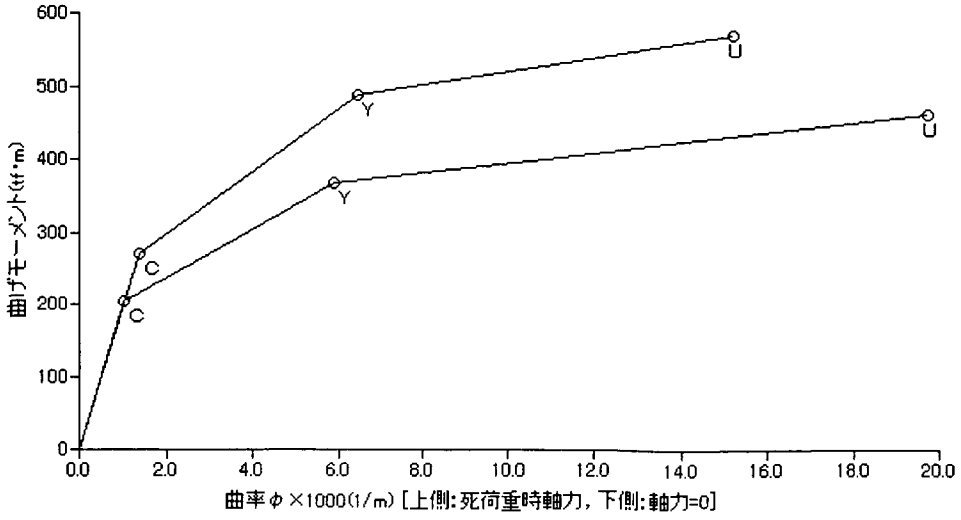


図-4.2.7　曲げモーメント～曲率関係

f)既設杭モデルの照査結果

既設杭モデルは、“道路橋示方書・同解説；平成８年１２月　日本道路協会”に従って地震時保有水平耐力法により照査を行った。

照査検討は、市販されている設計計算ソフトを用いて行った。　結果１：参考資料の結果
結果１：ＦＯＲＵＭ８社製の“杭基礎の地震時保有水平耐力法”ソフトによる結果
結果２：ＳＯＧＯ社製の“杭基礎の地震時保有水平耐力法による耐震設計”ソフトによる結果

g)橋軸方向の照査結果

レベルⅡの照査結果を以下に示す。既設モデルの杭は、１列目の杭が極限押込み力を超え、十分な耐力を有していない。

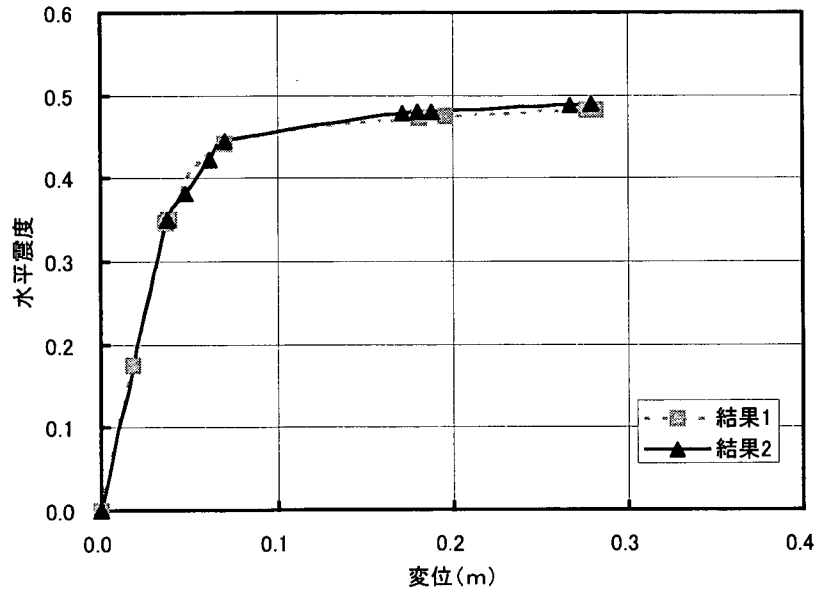


図-4.2.9　水平震度～変位関係

表-4.2.7　照査結果

	結果1	結果2
判定結果	NG 極限押込み力を超えた	NG 極限押込み力を超えた
降伏時水平力(kN)	2152	2178
降伏時水平震度	0.442	0.446

h)橋軸直角方向の照査結果

レベルⅡの照査結果を以下に示す。既設モデルの杭は、１列目の杭が極限押込み力を超え、十分な耐力を有していない。

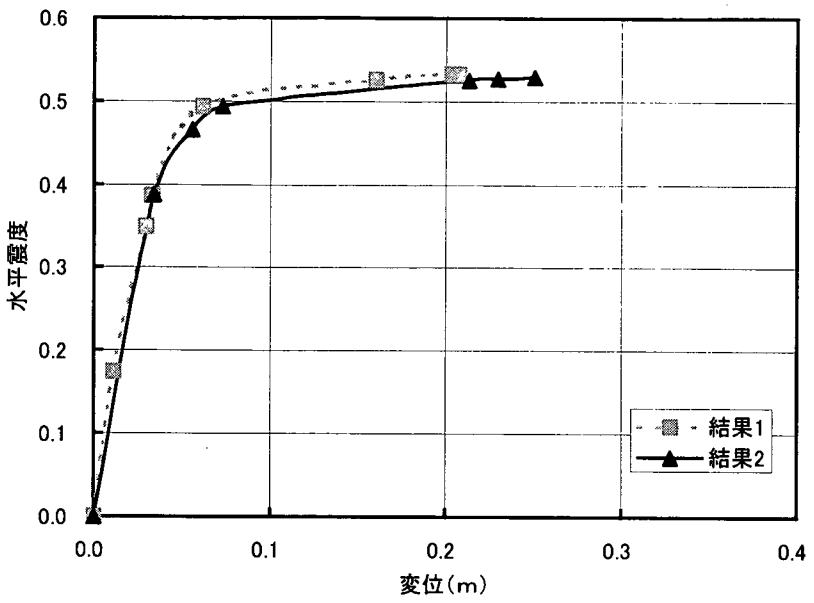


図-4.2.10　水平震度～変位関係

表-4.2.8　照査結果

	結果1	結果2
判定結果	NG 極限押込み力を超えた	NG 極限押込み力を超えた
降伏時水平力(kN)	2405	2421
降伏時水平震度	0.4934	0.495

i)既設モデルについて

既設モデルについて、地震時水平保有耐力法により再度照査を行った結果、既設モデル基礎は十分な耐力を有していないために補強の必要があるものと判断される。

(2) ＳＳＰ工法モデル

既設のパイルベント橋脚に対して、橋軸方向の地震時保有水平耐力法による照査を行う。

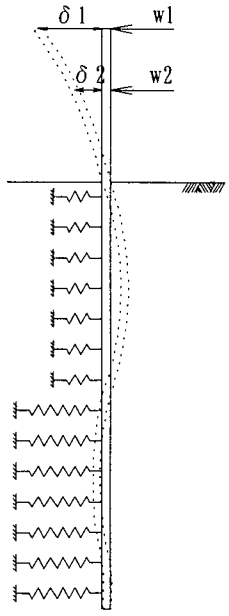
a) 適用基準類

- 道路橋示方書・同解説；平成８年 12 月 (社)日本道路協会
- 既設道路橋基礎の補強に関する参考資料；平成 12 年２月 (社)日本道路協会

b) パイルベント基礎の固有周期の算出

パイルベント橋脚の橋軸方向は、杭の剛性に依存しているため、地震時の変位が大きくなることが予想される。そのため、通常の橋梁に比べ長周期化の可能性があるため、固有周期の算出が重要となる。本試設計においては、地盤面からの突出長が 1.1mと比較的短いため水平震度が減少することはなかったが、突出長が長い場合には注意が必要である。以下に、固有周期の算出方法を示す。

橋軸方向の固有周期は、杭１本あたりに換算して算出する。なお、固有周期は、降伏剛性を有する梁地盤のバネを取り付け、そのモデルに荷重を作用させて得られた変位から算出する（**図－4. 2. 11 参照**）。



$$T = 2.01\sqrt{\delta} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (4.2.1)$$

$$\delta = \frac{w_1\delta_1^{\,2} + w_2\delta_2^{\,2}}{w_1\delta_1 + w_2\delta_2} \cdots \quad (4.2.2)$$

図－4. 2. 11　　固有周期算出モデル

① 慣性力の算出

鋼管杭１本あたりに作用する荷重は以下のとおりである。

上部工重量 Ｗｕ＝ 960.40／3 ＝ 320.13 kN

枕梁重量　Ｗｐ＝ 310.95／3 ＝ 103.65 kN

② 降伏剛性 EI の算出

鋼管杭の降伏剛性 EI は、以下の式により算出する。

$$EI = 2.0\times10^{8}\times0.0004992 = 99840kN\cdot m^{2}$$

ここに、

Ｅ ： 鋼管のヤング係数 kN·m²

Ｉ ： 断面２次モーメント m⁴

③ 水平地盤反力係数の算出

各地盤層の水平地盤反力係数は地震時に地盤に生じる変形に相当する地盤の剛性から求めるため、地盤の変形係数により算出する。

$$KH = KHo \times D \times \alpha \quad \cdots\cdots (4.2.3)$$

$$KHo = \frac{E_D}{0.3} = 2(1+\nu_D)\left(\frac{\gamma_t \times V_{SD}^{\ 2}}{g}\right)/0.3 \quad \cdots\cdots (4.2.4)$$

$$V_{SD} = C_V V_{si} = 0.8 \times 80 \times Ni^{\frac{1}{3}} \quad \cdots\cdots (4.2.5)$$

ここに、

KH ：水平方向地盤反力係数（kN/m²）

KH_0：水平方向地盤反力係数の基準値（kN/m³）

D ：鋼管杭の直径（m）

α ：有効載荷幅換算係数

E_D ：地盤の動的変形係数（kN/m³）

ν_D ：地盤の動的ポアソン比

γ_t ：地盤の単位体積重量（kN/m³）

g ：重力加速度（＝9.8）（m/s²）

V_{SD} ：地盤バネの算出に用いる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

V_{Si} ：ｉ番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）

1層目

$$KH_1 = KHo \times 0.5 \times 0.8 = 87288.98kN/m^2$$

$$KHo = 2(1+0.5)\left(\frac{18.0 \times 109^2}{9.8}\right)/0.3$$

$$= 218222.45kN/m^3$$

$$V_{SD} = C_V V_{si} = 0.8 \times 80 \times Ni^{\frac{1}{3}} = 109$$

2層目

$$KH_2 = KHo \times 0.5 \times 0.8 = 147688.16kN/m^2$$

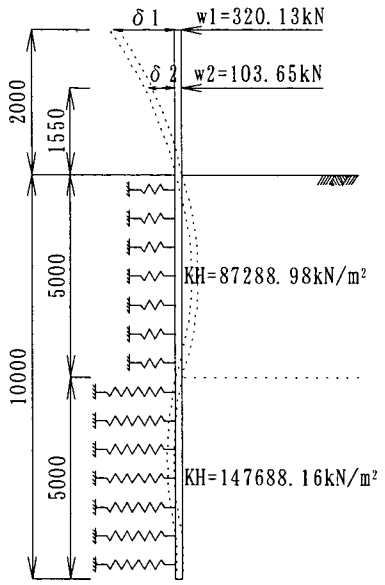
$$KHo = 2(1+0.5)\left(\frac{19.0 \times 138^2}{9.8}\right)/0.3$$

$$= 369220.4kN/m^3$$

$$V_{SD} = C_V V_{si} = 0.8 \times 80 \times Ni^{\frac{1}{3}} = 138$$

④ モデル図

以上より、以下の２質点系モデルにて、質点位置の変位を算出する（**図－4. 2. 12 参照**）。



図－4. 2. 12　変位算出結果

ｗ１位置の変位：0.058m

ｗ２位置の変位：0.047m

⑤ 変位の算出

固有周期の算出に用いる変位δは、以下の式より算出する。

$$\delta = \frac{w_1\delta_1{}^2 + w_2\delta_2{}^2}{w_1\delta_1 + w_2\delta_2} = \frac{320.13\times0.058^2 + 103.16\times0.047^2}{320.13\times0.058 + 103.16\times0.047} = 0.056$$

⑥ 固有周期の算出

パイルベント基礎の固有周期を道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 3.3.2 より算出する。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.01\sqrt{0.056}$$

$$= 0.48s$$

c）　地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の算出

設計水平震度 khc は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 3.3.2 より算出する。

Ｔ＝0.48 s

タイプⅠ　＝ 0.85

タイプⅡ　＝ 1.75

d）橋脚部の耐力照査

パイルベント橋脚は、杭を地上部まで突出させ杭頭をつなぎ梁で連結させた構造であるため、明確に橋脚部と基礎部が分かれていない。そこで、仮に地盤面を境に橋脚部と基礎部で区分した場合、ここでは、地盤面より上方の部分を橋脚の設計に順じ照査を行うものとする。

① 破壊形態の判定

破壊形態の判定は、鋼管のせん断耐力および曲げ耐力を求め判断する。

せん断耐力

$$Ss = \sqrt{3}\delta_y \times A = \sqrt{3} \times 235000 \times 0.0168 = 6838.14kN \cdots\cdots (4.2.6)$$

ここに、

Ss ： せん断耐力

σy ： 鋼管の降伏点 235000 kN/m²

A ： 鋼管の断面積 0.0168 m²

曲げ耐力

$$Pu = 1.4 \cdot Py = 1.4 \times 209.78 = 293.69kN \cdots\cdots (4.2.7)$$

$$Py = My / L = 419.55 / 2.00 = 209.78kN \cdots\cdots (4.2.8)$$

$$My = (\delta_y - N / A) \cdot Ze = (235000 - 423.78 / 0.0168) \cdot 0.0020 \cdots\cdots (4.2.9)$$

$$= 419.55kN \cdot m$$

ここに、

My ：曲げ耐力（kN・m）

N ：軸力 423.78 kN

L ：慣性力作用位置から橋脚下端までの距離 2.0m

Ｚｅ：鋼管の断面係数(m³)

$$Ze = \frac{\pi}{4} \{r^4 - (r - t)^4\} / r = \frac{\pi}{4} \{0.249^4 - (0.249 - 0.011)^4\} / 0.249 \cdots\cdots (4.2.10)$$

$$= 0.0020m^3$$

r ：鋼管の半径 m（腐食代 1mm）

t ：鋼管の板厚 m

よって、

Pu＝ 293.69 kN ≦ Ss＝ 6838.14 kN　破壊形態は曲げ破壊型である。

② 等価水平震度の算出

-1 許容塑性率μaの算出

鋼管杭の径厚比

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 10.3 より以下の式を満たす場合、脆性破壊を防ぐ事ができる。

$$\frac{R}{t}\frac{\delta_y}{E}\sqrt{3(1-\nu^2)} \leq 0.08 \cdots\cdots (4.2.11)$$

$$\frac{250}{12}\times\frac{235}{2.0\times10^5}\times\sqrt{3(1-0.3^2)} = 0.039 < 0.08$$

ここに、

R：板厚中心での半径(mm)

t：板厚(mm)

σy：鋼材の基準降伏点(N/mm²)

E：ヤング係数(N/mm²)

ν：ポアソン比(=0.3)

以上より、脆性破壊を防ぐと判断できる。このため塑性化によるエネルギー吸収を考慮して等価水平震度を求める。

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 10.3 より、δa=5δy(タイプⅠ) δa=6δy(タイプⅡ)となり

$\mu a = 1+\dfrac{\delta u-\delta_y}{\alpha\delta_y}$ よりμa=5(タイプⅠ)、μa=6(タイプⅡ)となる。

-2 等価水平震度の算出

等価水平震度の算出は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 5.3.1 より以下の式にて求める。

タイプⅠ

$$khe = \frac{khc}{\sqrt{2\mu_a-1}} = \frac{0.85}{\sqrt{2\times5-1}} = 0.28 \cdots\cdots (4.2.12)$$

上記の khe は、0.4・Cz より小さいので khe ＝ 0.4・Cz ＝ 0.40 とする。

タイプⅡ

$$khe = \frac{khc}{\sqrt{2\mu_a-1}} = \frac{1.75}{\sqrt{2\times6-1}} = 0.53 \cdots\cdots (4.2.13)$$

-3 橋脚部の耐力照査

橋脚部の耐力照査は以下の式にて照査する。

Pu ≧ kheW ····· (4.2.14)

終局水平耐力 Pu＝293.69 kN

kheW＝khe×(Wu＋cp・Wp) ····· (4.2.15)

ここに、

khe ： 等価水平震度 0.40（タイプⅠ）

0.53（タイプⅡ）

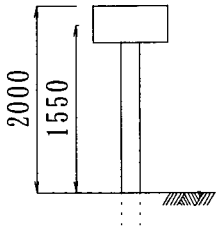
W ： 等価重量

Wu ： 鋼管杭１本あたりの上部工重量 320.13 kN

cp ： 等価重量換算係数 0.78(図－4. 2. 13 参照)

Cp ＝ 2000 ／ 1550 ＝ 0.78

Wp ： 橋脚重量 103.65 kN



図－4. 2. 13 Cp 算出モデル

よって、

タイプⅠ

kheW＝0.40×(320.13＋0.78・103.65)＝ 160.39 kN

Pu＝ 293.69 kN ≧ kheW＝ 160.39 kN OK

タイプⅡ

kheW＝0.53×(320.13＋0.78・103.65)＝ 212.52 kN

Pu＝ 293.69 kN ≧ kheW＝ 212.52 kN OK

以上のことから、橋脚部は地震時の耐力を満たしている。

e）基礎部の照査

基礎部の照査は、橋脚部の終局水平耐力を作用させた時、基礎部が降伏に達しないように設計する。基礎部の降伏とは、橋軸方向の剛性が杭の断面剛性に依存していることから、杭本体が降伏した状態とする。

a 基礎部に作用する荷重

通常、基礎部で考慮する荷重は、橋脚部材の材料のバラツキなどを考慮し橋脚下端における終局耐力の 1.1 倍を考慮しているが、パイルベント橋脚では、橋脚部と基礎部が同一部材で構成されているため終局耐力の割増は行わない。

橋脚部の終局耐力	Ｐａ＝	293.69 kN
等価重量	Ｗ ＝	400.98 kN
設計水平震度	ｋｈｐ ＝	Ｐａ／Ｗ＝0.73
水平力	Ｈ ＝	ｋｈｐ×Ｗ＝0.73×400.98＝ 293.69 kN
モーメント	Ｍ ＝	ｋｈｐ×Ｗ×ｈ＝0.73×400.98×2.0＝ 587.38 kN･m

① 水平地盤反力度の算出

大規模地震時の検討であるため、鋼管杭前面地盤は塑性反力で抵抗すると考え、以下に杭基礎としての水平地盤反力の上限値を算出する。

$$P_{HU} = P_{PI} \times \alpha p \quad \cdots\cdots (4.2.16)$$

$$P_{PI} = \gamma' x \times K_{EP} \times D \quad \cdots\cdots (4.2.17)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos\delta \cdot \left\{1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin\phi}{\cos\delta}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots (4.2.18)$$

ここに、

P_{HU} ： 水平地盤反力度の上限値（kN/m²）

P_{PI} ： 受働土圧強度（kN/m²）

K_{EP} ： 受働土圧係数

ϕ ： 土のせん断抵抗角（度）

δ ： 杭と土の摩擦角（度）－ϕ/6 とする

αp ： 水平地盤反力度の上限値の補正係数（砂質地盤：3.0）

上記の式から、鋼管杭の深さ x の位置での水平地盤反力度の上限値を算出する。

1層目

$$P_{HU} = 11.39x \times 3.0 = 34.17x$$

$$P_{PI} = 9.0x \times 2.53 \times 0.5 = 11.39x$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 23}{\cos -3.8 \cdot \left\{1 - \sqrt{\frac{\sin 26.8 \cdot \sin 23}{\cos -3.8}}\right\}^2} = 2.53$$

2層目

$$P_{HU} = 15.20x \times 3.0 = 45.60x$$

$$P_{PI} = 10.0x \times 3.04 \times 0.5 = 15.20x$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 27}{\cos -4.5 \cdot \left\{1 - \sqrt{\frac{\sin 31.5 \cdot \sin 27}{\cos -4.5}}\right\}^2} = 3.04$$

② 基礎部の耐力照査

地表面位置の鋼管の終局耐力を作用させた場合、基礎部の生じる最大断面力を算出し照査を行う。

図－4. 2. 14 に上限値の分布を示す。

基礎天端に作用する水平力　　H ＝ 293.69 kN

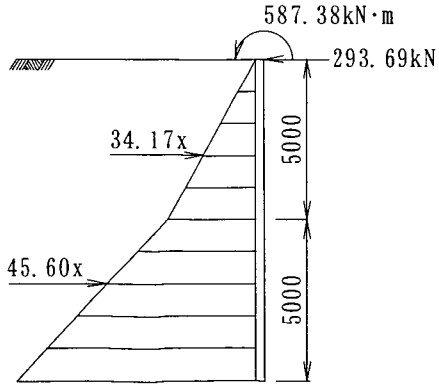
モーメント　M ＝ 587.38 kN·m

$$M = 293.69x + 587.38 - 34.17x \times x \times \frac{1}{2} \times \frac{x}{3}$$

$$\frac{dM}{dx} = 293.69 - 17.09x^2 = 0$$

$$x = 4.15m$$

よって、M_{max}＝ 1399.15 kN·m



図－4. 2. 14 既設橋脚の水平地盤反力度の上限値

既設の鋼管杭（φ500，　t＝12mm）の降伏曲げモーメントMy は、

My＝ 419.55 kN·m ≦M_{max}＝ 1399.15 kN·m　OUT

以上より、基礎部に発生する最大断面力が杭体の降伏耐力を上回っているため、基礎部は降伏してしまう。

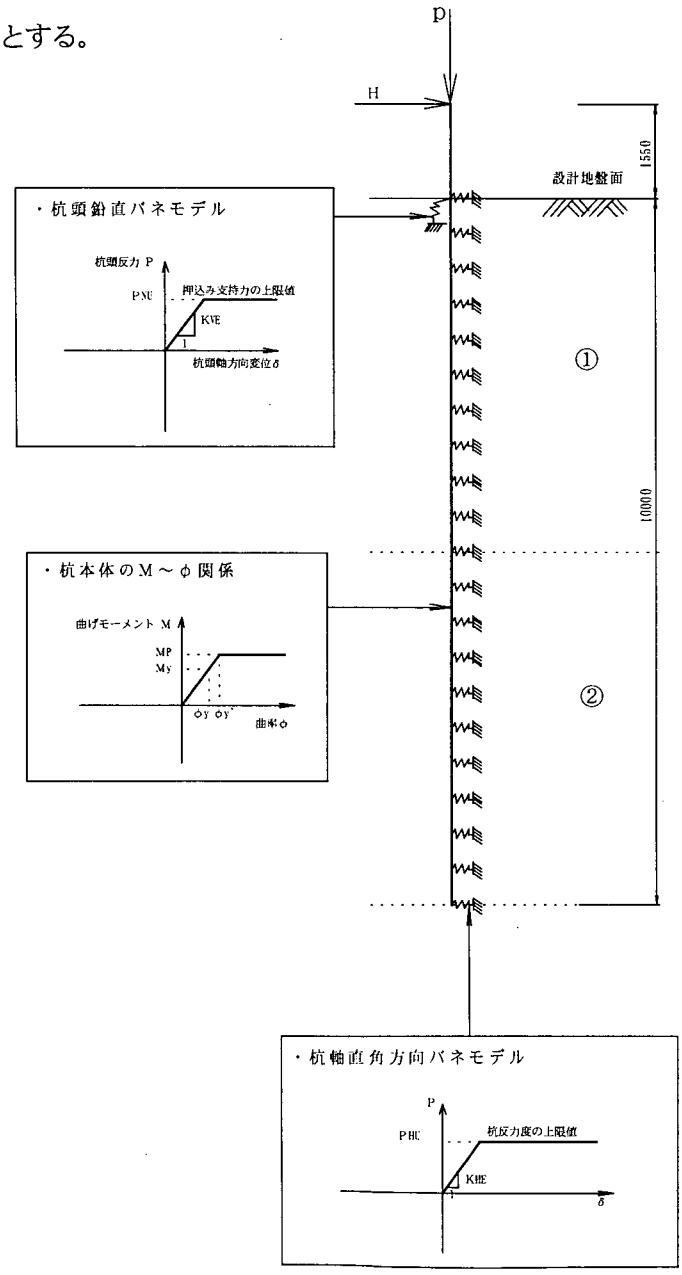
よって、基礎部の補強が必要である。

f）非線形静的解析

① 橋軸方向

パイルベント橋脚の橋脚部および基礎部を１本の梁でモデル化し、非線形静的解析にて橋軸方向の安全性の照査を行う。照査は、杭体が降伏した時を降伏状態とし、その震度ｋｈｙが等価水平震度ｋｈｅを上回ることを照査する。なお、入力値の算出方法については、後述する補強後の計算(5.6.5　非線形静的解析)を参照のこと。

橋軸方向の解析モデルを**図－4.2.15**　に示す。また、基礎部の杭はM～Φモデルとし、地盤は非線形性を考慮したばねモデルとする。



図－4.2.15　橋軸方向解析モデル

② 直角方向

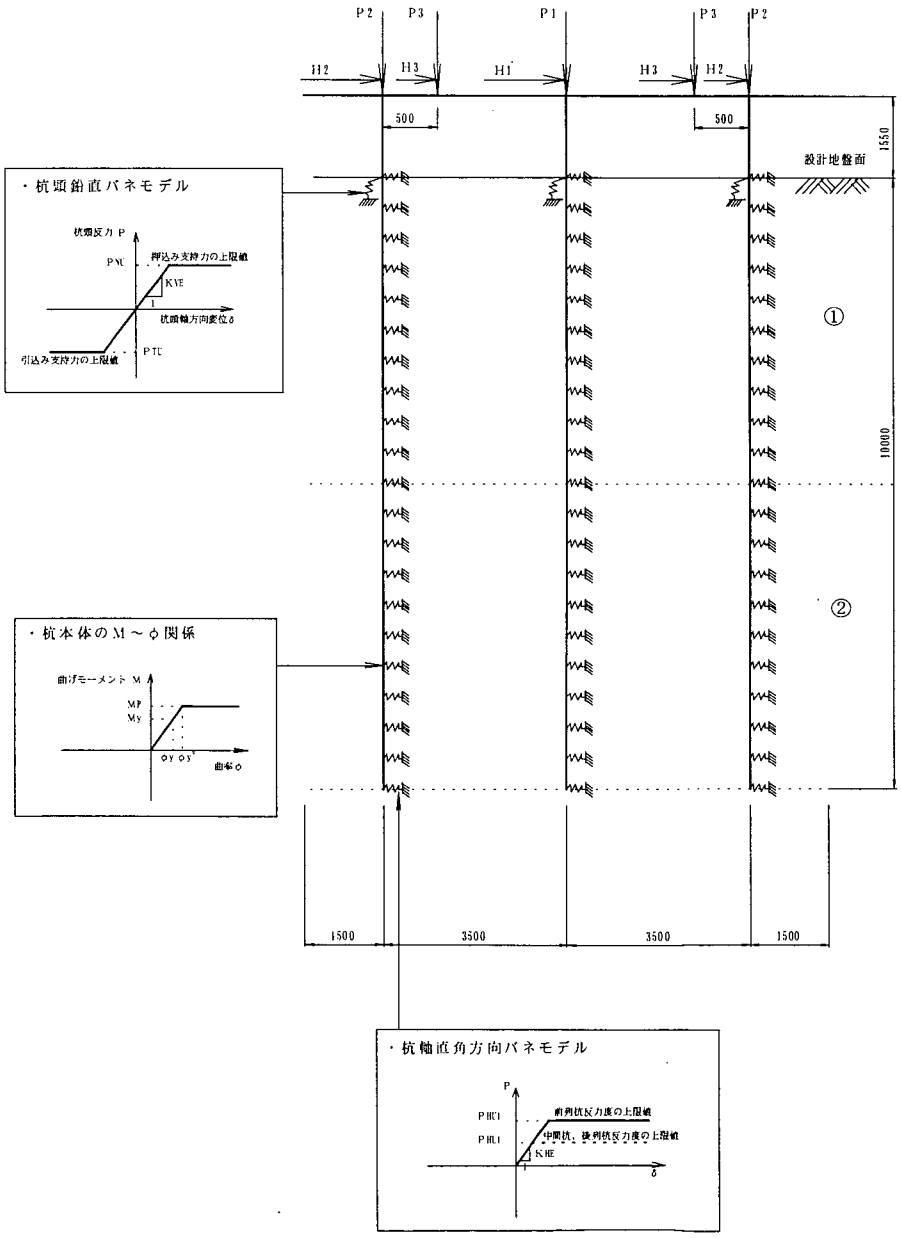
直角方向についても橋軸方向同様、パイルベント橋脚全体をモデル化し、非線形静的解析にて安全性の照査を行う。照査は、以下に示す状態を降伏状態とし、その震度ｋｈｙが等価水平震度ｋｈｅを上回ることを照査する。

・ 全ての杭において杭体が降伏する。

・ 杭の杭等反力が、押し込み支持力の上限値に達する。

なお、本設計例では、つなぎ梁は弾性体としてモデル化して行い、照査は割愛する。

直角方向の解析モデルを図－4.2.16 に示す。また、基礎部の杭はM～Φモデルとし、地盤は非線形性を考慮したばねモデルとする。



図－4.2.16 直角方向解析モデル

③ 杭軸直角方向(水平方向)の抵抗特性

杭体水平方向の地盤反力係数および上限値は以下の式により算出する。

$$k_{HE}=\eta_k \alpha_k k_H \cdots\cdots (4.2.19)$$

$$P_{HU}=\eta_P \alpha_P P_U \cdots\cdots (4.2.20)$$

ここに,

k_{HE}：地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数(kN/m³)

P_{HU}：水平地盤反力度の上限値(kN/m²)

α_k：単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数　　$\alpha_k=1.5$

η_k：群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数　　$\eta_k=1.0$

α_P：単杭における水平方向地盤反力度の上限値の補正係数　　$\alpha_P=3.0$

η_P：群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数　　$\eta_P=1$

k_H：地震時の水平方向地盤反力係数(kN/m³)

表－4.2.9、表－4.2.10 に算出した、杭軸直角方向の抵抗特性を示す。

表― 4.2.9　杭軸直角方向の抵抗特性(橋軸方向および直角方向前列杭)

	水平方向地盤反力係数KHE (kN/m³)	受働土圧係数	杭幅 Be (m)	地盤面からの深さZ (m)	受働土圧強度PEP (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値の割増係数αp	水平地盤反力度の上限値PHU (kN/m²)
1層上端	50101.43	2.53	0.5	0	0.00	3.0	0.00
1層下端	50101.43	2.53	0.5	5.0	111.61	3.0	334.84
2層上端	100202.85	3.04	0.5	5.0	134.00	3.0	401.99
2層下端	100202.85	3.04	0.5	10.0	282.88	3.0	848.65

表― 4.2.10　杭軸直角方向の抵抗特性(直角方向2列目以降の杭 上限値を1/2とする)

	水平方向地盤反力係数KHE (kN/m³)	受働土圧係数	杭幅 Be (m)	地盤面からの深さZ (m)	受働土圧強度PEP (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値の割増係数αp	水平地盤反力度の上限値PHU (kN/m²)
1層上端	50101.43	2.53	0.5	0	0.00	3.0	0.00
1層下端	50101.43	2.53	0.5	5.0	111.61	3.0	167.42
2層上端	100202.85	3.04	0.5	5.0	134.00	3.0	201.00
2層下端	100202.85	3.04	0.5	10.0	282.88	3.0	424.32

④ 杭体の曲げ特性

既設杭のM－φ関係を以下の式により求める。算出方法は、道路橋示方書Ⅳ編のバイリニア型の鋼管杭によるものとする。(**表－4.2.11** 参照)

$$M_P = M_{P0}\cos(\alpha\pi/2) \quad \cdots\cdots (4.2.21)$$

$$\phi_y' = (M_P/M_y)\,\phi_y \quad \cdots\cdots (4.2.22)$$

ここに、

M_P：鋼管杭の全塑性モーメント(kN·m)

ϕ_y'：勾配変化点の鋼管杭の曲率(1/m)

M_{P0}：軸力がない場合の鋼管杭の全塑性モーメント(kN·m)

$$M_{P0} = Z_P\sigma_y \quad \cdots\cdots (4.2.23)$$

M_y：鋼管杭の降伏モーメント (kN·m)

$$M_y = (\sigma_y - N/A)Z_e \quad \cdots\cdots (4.2.24)$$

α：モーメントがない場合の降伏軸力N_0と作用軸力Nの比

$$\alpha = N/N_0 \quad \cdots\cdots (4.2.25)$$

N_0：モーメントがない場合の降伏軸力(kN)

$$N_0 = \sigma_y A \quad \cdots\cdots (4.2.26)$$

Z_P：鋼管杭の塑性断面係数(m^3)

$$Z_P = 4r^3(1-(1-t/r)^3)/3 \quad \cdots\cdots (4.2.27)$$

Z_e：鋼管杭の断面係数(m^3)

$$Z_e = \pi(r^4-(r-t)^4)/r/4 \quad \cdots\cdots (4.2.28)$$

σ_y：鋼材の降伏点(kN/m^2)

r：鋼管杭の半径(m)

t：鋼管杭の板厚(m)

A：鋼管杭の断面積(m^2)

ϕ_y：鋼管杭の降伏時曲率(1/m)　　$\phi_y = M_y/EI$ $\cdots\cdots (4.2.29)$

EI：鋼管杭の曲げ剛性($kN·m^2$)

表— 4.2.11　既設鋼管のM～φ関係

鋼管	断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	軸力 PN＝424.04			
			降伏時		全塑性時	
			My (kN·m)	Φy (1/m)	Mu (kN·m)	Φu (1/m)
φ＝500 mm t＝12 mm	0.0168	0.0004992	421.29	0.004098	605.46	0.005889

⑤ 杭の軸方向バネ定数

杭の軸方向バネ定数は、打ち込み鋼管杭に準じ以下の式にて算出する。

$K_V=\alpha A_p E_p/L$ ····· (4.2.30)

ここに、

K_V：杭の軸方向バネ定数（kN/m）

A_p：杭の純断面積（m^2）

E_p：杭体のヤング係数（kN/m^2）

L：杭長（m）

α：打込み鋼管杭

$\alpha=0.014(L/D)+0.78$ ····· (4.2.31)

$=0.014(10/0.5)+0.78$

$=1.06$

$K_V=1.06\times0.0168\times21000000/10\times9.8$

$=366737.33kN/m$

⑥ 押込み支持力の上限値 P_{nu}

押し込む支持力の上限値は、以下の式にて算出する・

$P_{nu}=\min(R_u, R_{pu})$ ····· (4.2.32)

ここに、

R_u：地盤から決まる極限支持力（kN）

$R_u=q_dA+U\Sigma L_i f_i$ ····· (4.2.33)

A：杭先端面積（m^2）　$A=\pi D^2/4=0.196\ m^2$

q_d：杭先端における単位面積当たりの極限支持力度（kN/m^2）

$q_d/\overline{N}=6$　$q_d=1764kN/m^2$

U：杭の周長（m）

$U=\pi D=1.57m$（D:補強後杭直径 0.5m）

L_i：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

打込み杭とし $f_i=0.2N$ （≦10 ）とする。

押込み支持力の上限値

$R_u=1764\times0.196+1.57\times0.2\times5\times5\times9.8+1.57\times0.2\times10\times5\times9.8$

$=576.5kN$

⑦ 引抜き支持力の上限値 P_{tu}

$$P_{tu}=\min\ (P_u+W,\ P_{pu}) \quad \cdots\cdots (4.2.34)$$

ここに、

P_u：地盤から決まる極限引抜き力（kN）

$$P_u=U\Sigma L_i f_i \quad \cdots\cdots (4.2.35)$$

U：杭の周長（m）

$U=\pi D=1.57$m（D:補強前杭直径0.5m）

L_i：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

打込み杭とし $f_i=0.2N$ （ ≦10 ）とする。

W：杭の有効重量（kN）

引抜き支持力の上限値

$P_u=1.57\times0.2\times5\times5\times9.8+1.57\times0.2\times10\times5\times9.8+10\times0.0168\times7.81\times9.8$

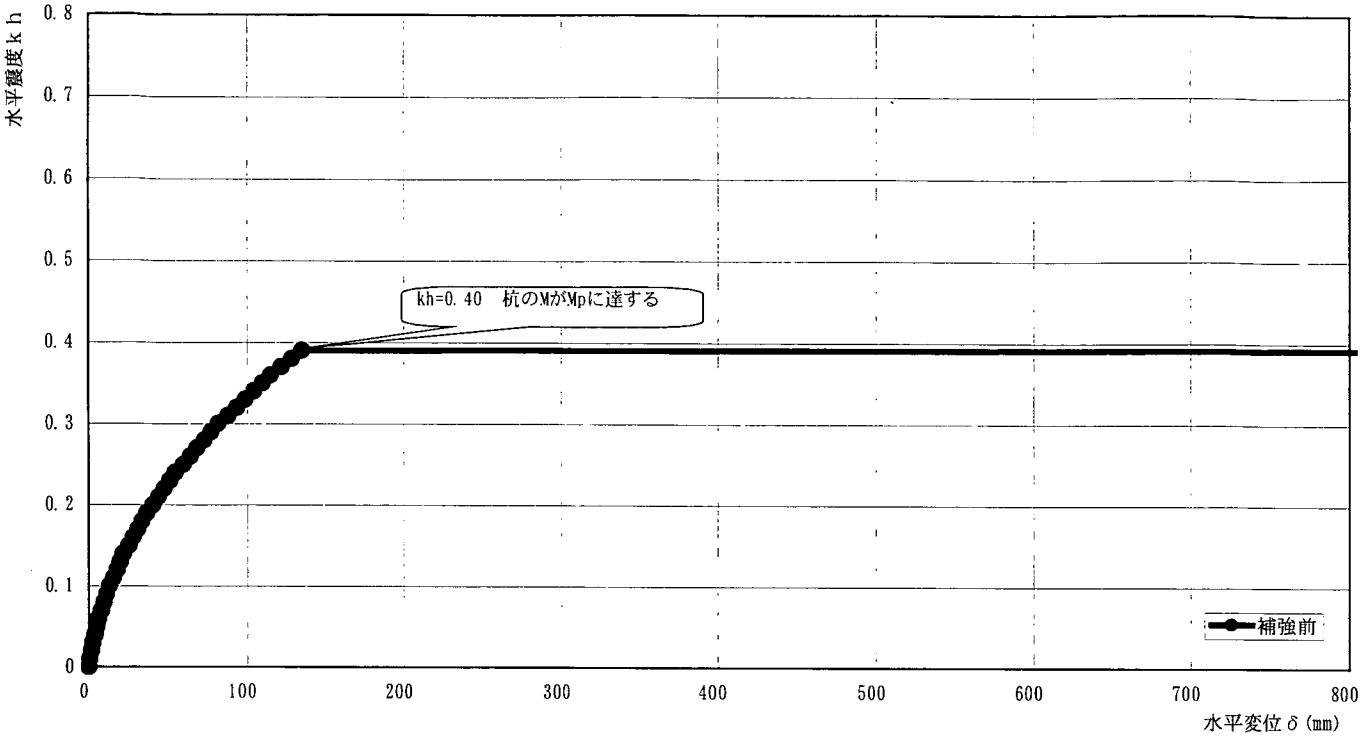
$=243.6$kN

⑧ 橋軸方向解析結果

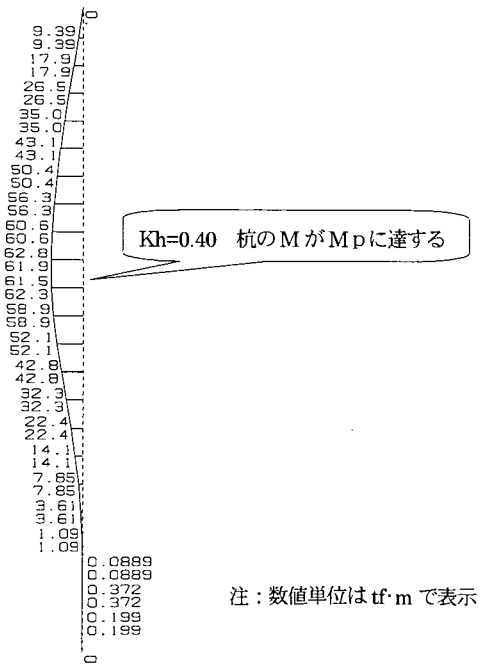
補強前における橋軸方向の kh～δ関係を以下の図－4. 2. 17 に示す。

タイプⅡ照査時

判定 NG　パイルベント橋脚の降伏震度 0.40　≦　等価水平震度 0.53



図－4. 2. 17　橋軸方向 kh～δ関係（補強前）



図－4. 2. 18　降伏状態 kh＝0. 40 でのモーメント分布

表－4.2.12　計算結果一覧

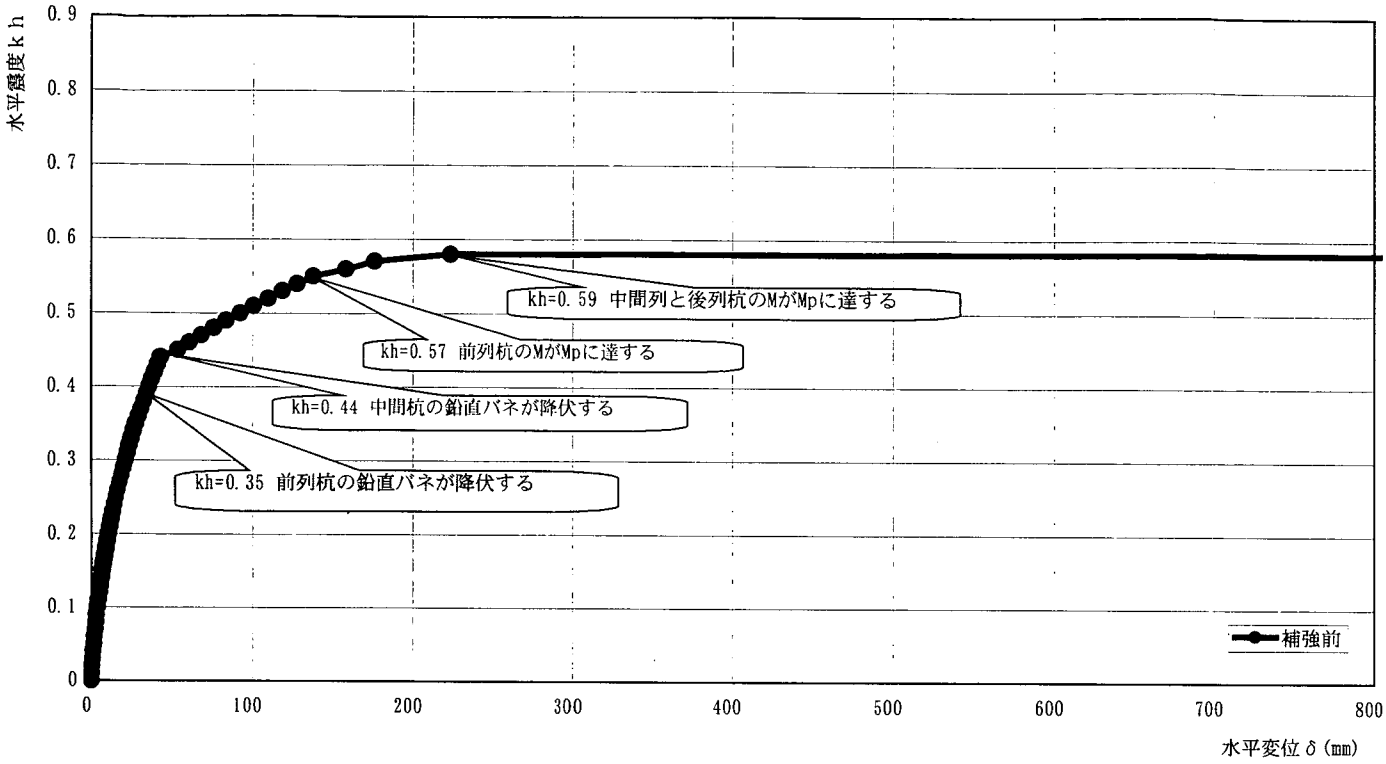
水平震度	慣性力作用位置		杭本体状態
	水平力（kN）	変位（m）	
0.40	171.79	0.138	杭のMがMpに達する

⑨ 直角方向解析結果

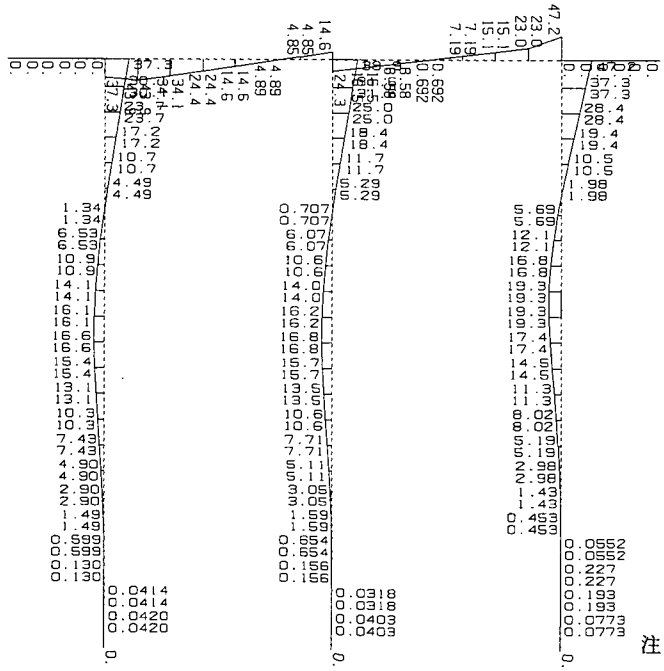
橋軸直角方向の kh～δ関係を以下の**図－4. 2. 19** に示す。

タイプⅡ照査時

判定 NG　パイルベント橋脚の降伏震度 0.35　≦　等価水平震度 0.53



図－4. 2. 19　直角方向 kh～δ関係（補強前）



注：数値単位は tf·m で表示

図－4. 2. 20　降伏状態 kh＝0. 35 でのモーメント分布

表－4.2.13　計算結果一覧

水平震度	慣性力作用位置		杭本体状態
	水平力（kN）	変位（m）	
0.35	150.32	0.028	前列杭の鉛直バネが降伏する
0.44	188.97	0.043	中間杭の鉛直バネが降伏する
0.57	244.80	0.176	前列杭のMがMpに達する
0.59	253.39	0.224	中間杭のMがMpに達する

g）照査結果一覧

既設橋脚における地震時保有水平体力法および非線形静的解析結果を、**表－4.2.14**　に示す。

表－4.2.14 照査結果一覧

地震時保有水平耐力の照査					
			橋軸方向	橋軸直角方向	備考
橋脚部	曲げ耐力 Pu (kN)	タイプⅠ	293.69	－	
		タイプⅡ	293.69	－	
	Khe・W (kN)	タイプⅠ	160.39	－	
		タイプⅡ	212.52	－	
	判　定		OK	－	
基礎部	降伏ﾓｰﾒﾝﾄ My (kN・m)		419.55	－	タイプⅡの橋脚部の終局耐力にて照査
	Mmax (kN・m)		1399.15	－	
	判　定		OUT	－	
非線形静的解析の照査					
降伏震度　kh			0.40	0.35	
等価水平震度 khe			0.53	0.53	
判　定			OUT	OUT	

4.2.3 従来工法による補強基礎の条件

(1)設計の考え方

基礎補強は一般的に桁下での施工となることから、空頭制限に十分配慮する必要がある。実際の増し杭施工法の選定では、この空頭制限に対して可能な施工方法を抽出した上で、既設基礎の状況、例えばどの程度の基礎耐力増加が必要か、地盤液状化に対する既設杭の信頼性および、増し杭の平面的な設置スペースは可能かなどを検討し、施工性および工費において有利となる杭施工法および増し杭構造を決定する必要がある。

このようなことに対して本計算例では、桁下 6m 程度の施工空間を確保できること、対象とした既設基礎は特に地盤液状化時において大きく耐力が不足し、増し杭による大幅な基礎耐力増加が必要となることから、場所打ち杭工法を選定することにした。なお、杭径については増しフーチング平面寸法と平面配置の関係からφ1.0m とした。

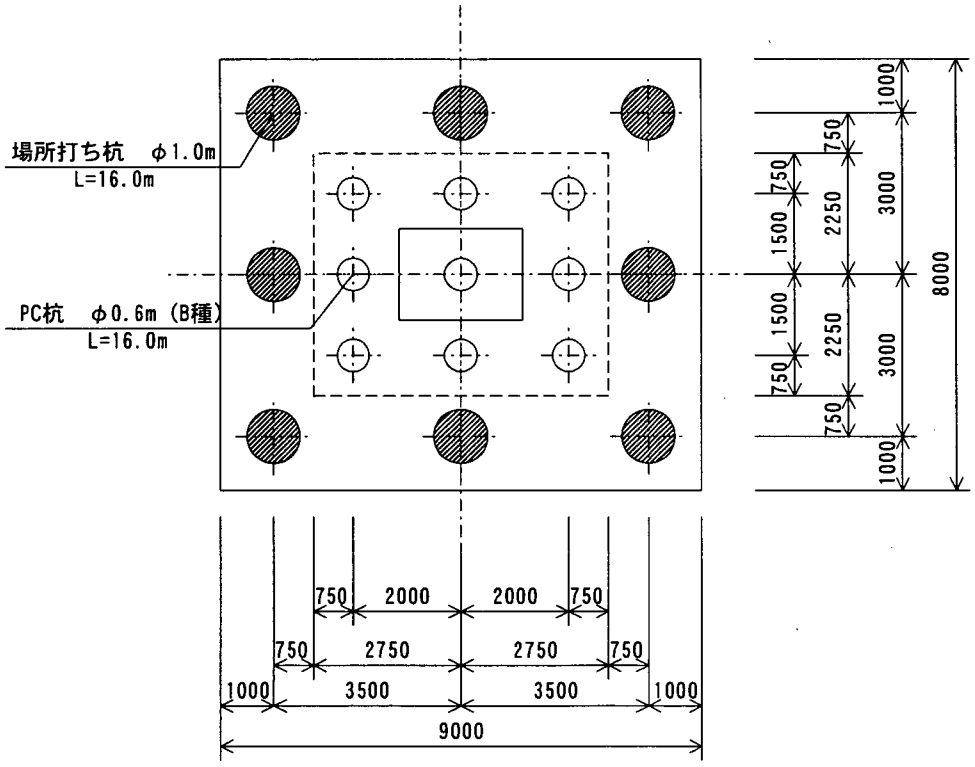


図-4.2.21　増し杭平面配置図

(2)構造解析モデル

基礎安定計算モデルは、通常震度法では変位法、地震時保有水平耐力法では、杭～ラーメンモデルとされている。

基礎補強計算では、一つのフーチング内に種類と径が異なる杭が配置される場合が多いこと、地震時保有水平耐力法解析モデルとの統一性を図った方が計算も容易であることから、震度法においても地震時保有水平耐力法による耐震設計と同様、図-4.2.22 に示す杭～ラーメンモデルを用いることとした。

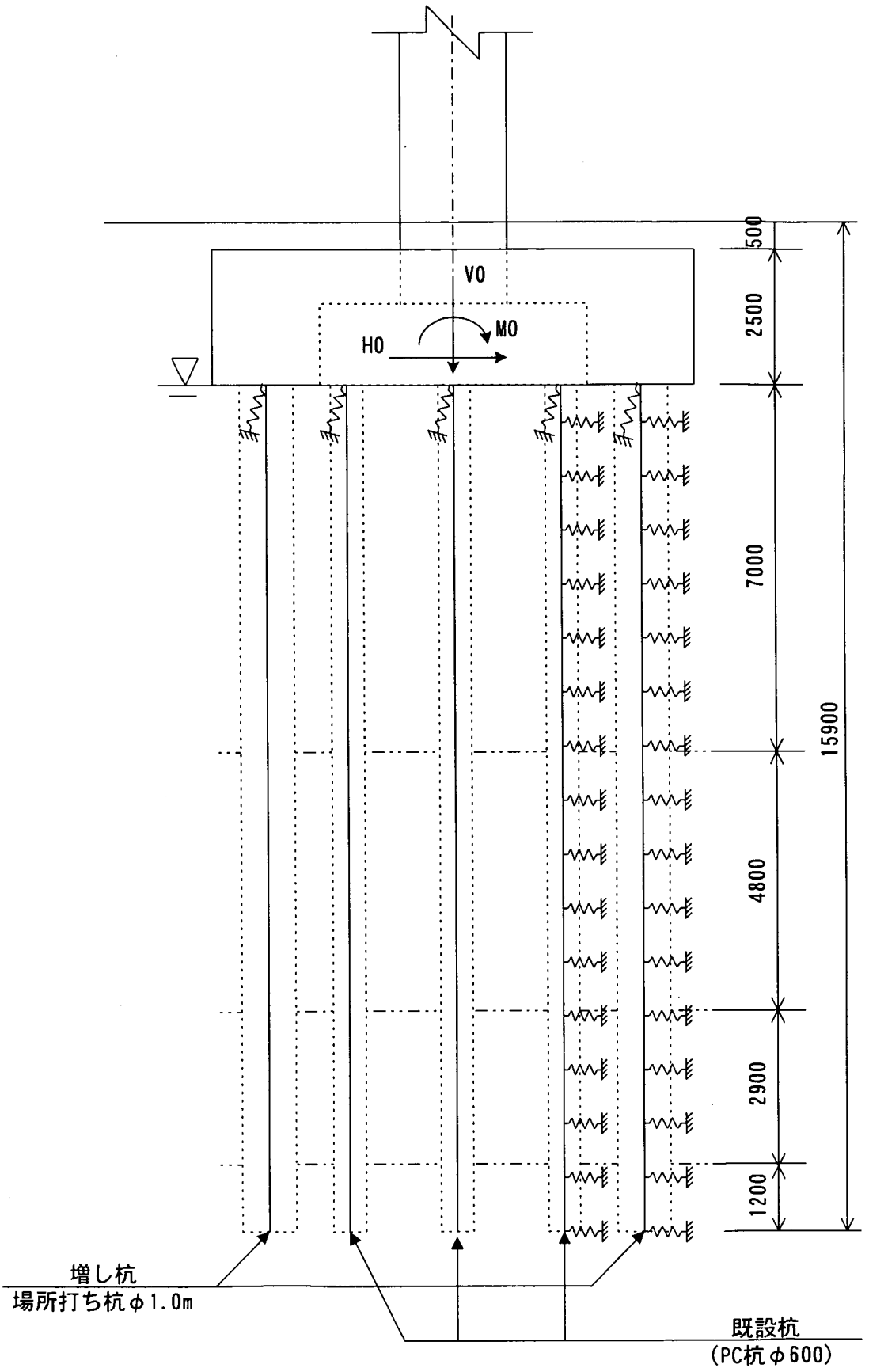


図-4.2.22　杭～ラーメンモデル

(3)基礎耐力の照査

上部構造および橋脚躯体に、道路橋示方書Ⅴ編に示される基礎の設計に用いる設計水平震度 k_{hp}(補強を実施する場合には、補強後の橋脚終局水平耐力 P_u を用いて計算する)をそれぞれ作用させた場合に生じる慣性力を基礎に作用させたときに、基礎が降伏状態に達しないことを確認する。

杭基礎の降伏は、上部構造の慣性力作用位置における水平荷重～水平変位の関係を求めたうえで判定するのが望ましい。

なお、本計算例では、水平荷重～水平変位曲線の作成と降伏点の判定を行い、大差が無いことを確認したうえで、以下に示す状態を基礎の降伏とした計算結果を示している。

① 既設杭、増し杭全ての杭において杭体が降伏する。

② 既設杭、増し杭一列の杭の杭頭反力が、押込み支持力の上限値に達する。

(4)基礎の応答塑性率の照査

基礎が降伏すると判定された場合には、基礎が降伏しないように増し杭の耐力増加などを行う必要がある。

ただし、基礎が降伏すると判定される場合でも壁式橋脚の橋軸直角方向のように、橋脚躯体が十分大きな耐力を有している場合などには、道路橋示方書に従い応答塑性率を算出し、塑性率の制限値 μ_{FL} 以下であることを照査することで良い。

塑性率の制限値 μ_{FL} については、特に既設杭の変形性能を十分考慮して設定する必要がある。

(5)基礎変位の照査

杭頭における水平変位およびフーチングの回転角を求め、これが道路橋示方書Ⅳ編に規定される基礎の変位の制限値以下であることを照査する。

(6)部材の照査

基礎耐力あるいは応答塑性率を照査した状態における、基礎の断面力や杭頭反力を求め、杭体のせん断耐力の照査を行う。

新設の場合は、各杭に生じるせん断力の合計値に対して、杭基礎のせん断耐力が上回ることを照査している。一方、基礎補強において既設杭と変形性能が異なる増し杭を用いる場合は、せん断破壊を生じる変形量が異なるため、既設杭と増し杭のせん断耐力の合計が、杭基礎のせん断耐力とならないことが予想される。また、せん断力についても曲げモーメントと同様に、非線形特性を考慮した解析を行うことも考えられるが、その評価方法は明確になっていない。

よって、このような場合には、既設杭および増し杭のせん断耐力各々が、杭に生じるせん断力を上回っていることを照査しておくのが望ましいと考えられる。

4.3 従来工法による試設計結果

ここでは、従来工法（場所打ち杭による補強）の地震時水平保有耐力法により照査した結果のみを記述する。詳細については、「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料　平成１２年２月　社団法人日本道路協会」を参照されたい。

4.3.1 液状化しない場合における杭基礎の安全性照査

(1)軸方向に対する安全性の判定

基礎の設計に用いる設計水平震度k_{hp}(フーチングはk_{hG})を作用させたときのフーチング底面諸力を以下に示す。

V_0 =3398(kN)

H_0 $= k_{hp}(W_u+W_p) + k_{hG} W_F$

$=0.83\times(3283+1166)+0.7\times4410$

$=6780$(kN)

M_0 $= k_{hp}(W_u y_u+W_p y_p) + k_{hG} W_F y_F$

$=0.83\times(3283\times9.0+1166\times6.9)+0.7\times4410\times1.25$

$=35060$(kN･m)

上記荷重作用状態における各杭の杭頭反力、断面力および基礎の変位は、**表-4.3.1** に示すとおりである。

既設杭、増し杭とも杭頭の鉛直反力は押し込み支持力の上限値に達していないこと、各杭の断面力は降伏曲げモーメント以上となっていないことから、基礎の設計で考慮する荷重に対して基礎は降伏に達していないと判断できる。

杭頭における水平変位δ_{F0}およびフーチングの回転角α_{F0}はいずれも基礎変位の目安以下であり、また、既設杭および増し杭のせん断力は、ともにせん断耐力以下となっている。

以上の結果から、補強基礎は必要な耐震性を有していると判断できる。

表-4.3.1 杭基礎の安全性の判定（橋軸方向）

					既設杭（PC杭 φ0.6m）			増し杭（場所打ち杭 φ1.0m）		
					1列目	2列目	3列目	1列目	2列目	3列目
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント		M	kN·m/本	215	212	212	276	283	283
	降伏曲げモーメント		M_y	kN·m/本	526	368	368	1540	1474	1474
	判定		—	—	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$
					杭体は降伏しない			杭体は降伏しない		
	杭頭の鉛直反力		P_N	kN/本	1419*1	776*1	132*1	1996	233	-1530
	押込み支持力の上限値		P_{NU}	kN/本	2830(−800)*2			4820(−2460)*2		
	判定		—	—	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK
					押込み支持力の上限値に達しない			押込み支持力の上限値に達しない		
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位		δ_{FO}	m	0.008					
	水平変位の制限値の目安		δ_{Foa}	m	0.40					
	判定		—	—	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$ OK					
	フーチングの回転角		α_{FO}	rad	0.002					
	回転角の制限値の目安		α_{Foa}	rad	0.025					
	判定		—	—	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ OK					
せん断力の照査	杭頭部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	2061			2667		
		杭のせん断耐力の合計	PS	kN	2916			8080		
		判定	—	—	S ≦ Ps OK					
	地中部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	1011			1575		
		杭のせん断耐力の合計	PS	kN	1368			8080		
		判定	—	—	S ≦ Ps OK					

*1 既設構造死荷重分の杭頭反力を含む

*2 （ ）内は引抜き支持力の上限値を示す

(2) 橋軸直角方向に対する杭基礎の安全性の判定

基礎の設計に用いる設計水平震度k_{hp}(フーチングはk_{hG})を作用させたときのフーチング底面諸力を以下に示す。

V_0 =3398(kN)

$H_0 = k_{hp}(W_u+W_p) + k_{hG} W_F$

=0.90×(3283+1166)+0.7×4410

=7091(kN)

$M_0 = k_{hp}(W_u y_u+W_p y_p) + k_{hG} W_F y_F$

=0.90×(3283×10.7+1166×6.9)+0.7×4410×1.25

=42715(kN·m)

上記荷重作用状態における各杭の杭頭反力、断面力および基礎の変位は、**表-4.3.2** に示すとおりである。

既設杭、増し杭とも杭頭の鉛直反力は押し込み支持力の上限値に達していないこと、各杭の断面力は降伏曲げモーメント以上となっていないことから、基礎の設計で考慮する荷重に対して基礎は降伏に達していない。

杭頭における水平変位δ_{F0}およびフーチングの回転角α_{F0}はいずれも基礎変位の目安以下であり、また、既設杭および増し杭のせん断力は、ともにせん断耐力以下となっている。

以上の結果から、補強基礎は必要な耐震性を有していると判断できる。

表-4.3.2 杭基礎の安全性の判定（橋軸直角方向）

					既設杭（PC杭 φ0.6m）			増し杭（場所打ち杭 φ1.0m）		
					1列目	2列目	3列目	1列目	2列目	3列目
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント		M	kN·m/本	258	242	242	414	383	383
	降伏曲げモーメント		M_y	kN·m/本	526	368	368	1540	1474	1474
	判定		—	—	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$
					杭体は降伏しない			杭体は降伏しない		
	杭頭の鉛直反力		P_N	kN/本	1443*1	776*1	110*1	1831	233	-1362
	押込み支持力の上限値		P_{NU}	kN/本	2830(−800)*2			4820(−2460)*2		
	判定		—	—	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK
					押込み支持力の上限値に達しない			押込み支持力の上限値に達しない		
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位		δ_{FO}	m	0.008					
	水平変位の制限値の目安		δ_{FOa}	m	0.40					
	判定		—	—	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$ OK					
	フーチングの回転角		α_{FO}	rad	0.002					
	回転角の制限値の目安		α_{FOa}	rad	0.025					
	判定		—	—	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ OK					
せん断力の照査	杭頭部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	2232			3004		
		杭のせん断耐力の合計	PS	kN	2916			8080		
		判定	—	—	S ≦ Ps OK					
	地中部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	1106			1827		
		杭のせん断耐力の合計	PS	kN	1368			8080		
		判定	—	—	S ≦ Ps OK					

*1 既設構造死荷重分の杭頭反力を含む

*2 （　）内は引抜き支持力の上限値を示す

4.3.2 液状化した場合における杭基礎の安全性照査

地盤液状化時の杭基礎耐力と応答塑性率の計算結果を示す。

(1) 橋軸方向に対する杭基礎の安全性の判定

a)杭基礎の水平震度～水平変位の関係

以下に示す荷重をフーチング底面に作用させた場合における、水平震度～水平変位の関係を**図-4.3.1** に示す。また、水平震度と各杭の状態は**表-4.3.3** に示すとおりであり、基礎降伏水平震度 $k_{hyF}=0.56$ の前に既設杭は終局に達していない。

・基礎の設計に用いる設計水平震度

k_{hp} =0.83

k_{hG} =0.70

k_{hc} =1.75

・フーチング底面作用荷重

ｱ) 領域 ① ($\alpha_i k_{hc} \leqq k_{hp}$)

V_0=3398(kN)

$H_0=\alpha_i k_{hc}(W_u+W_p)+\alpha_i k_{hG}W_F$

$=\alpha_i\times1.75\times(3283+1166)+\alpha_i\times0.70\times4410=\alpha_i\times10873$(kN)

$M_0=\alpha_i k_{hc}(W_u y_u+W_p y_p)+\alpha_i k_{hG}W_F y_F$

$=\alpha_i\times1.75\times(3283\times9.0+1166\times6.9)+\alpha_i\times0.70\times4410\times1.25$

$=\alpha i\times69645$(kN･m)

耐震設計上の地盤面より上方の杭に作用させる荷重P(1本当たり)

既設杭 P1 $=\alpha i\times0.7\times(\pi/4\times0.6^2\times24.5)$

$=\alpha i\times4.8$(kN/m)

増し杭 P2 $=\alpha i\times0.7\times(\pi/4\times1.0^2\times24.5)$

$=\alpha i\times13.5$(kN/m)

ｲ) 領域 ② ($\alpha_i k_{hc} \leqq k_{hp}$)

V_0 =3398(kN)

H_0 $=k_{hp}(W_u+W_p)+\alpha_i k_{hG}W_F$

$=0.83\times(3283+1166)+\alpha_i\times0.70\times4410$

$=3693+\alpha_i\times3087$(kN)

M_0 $=k_{hp}(W_u y_u+W_p y_p)+\alpha_i k_{hG}W_F y_F$

$=0.83\times(3283\times9.0+1166\times6.9)+\alpha_i\times0.70\times4410\times1.25$

$=31202+\alpha_i\times3859$(kN･m)

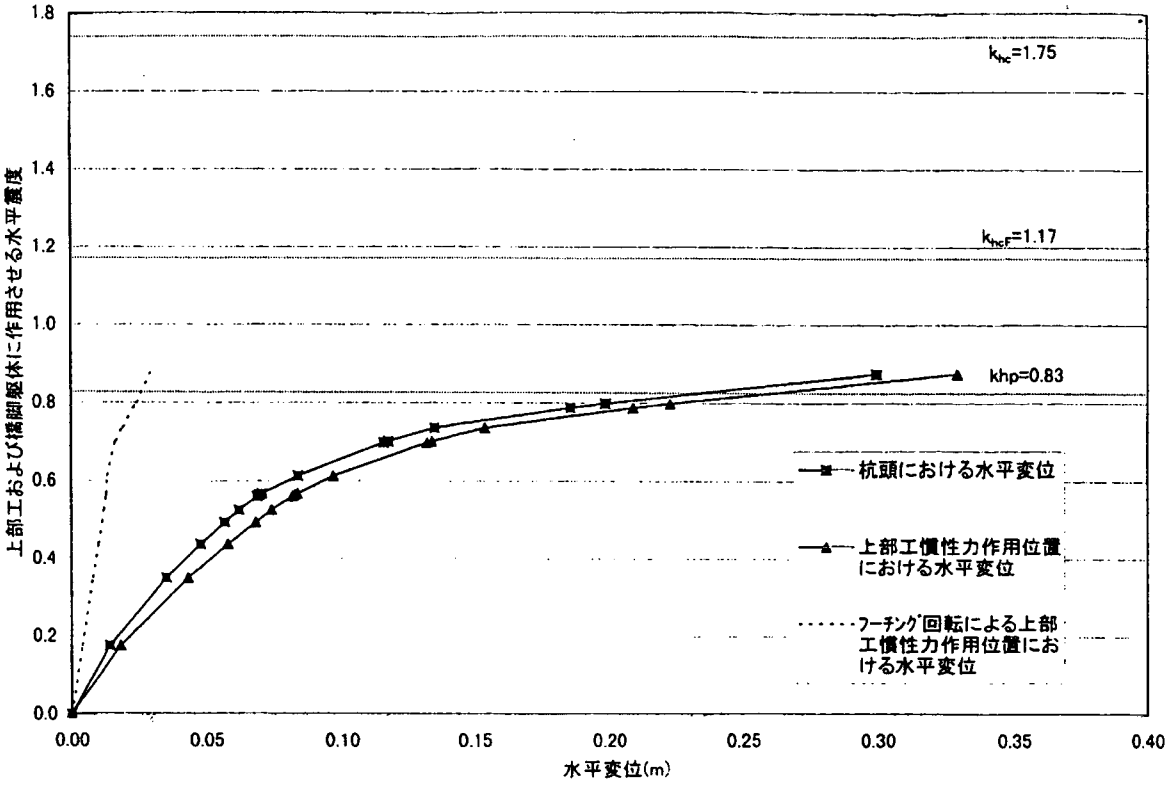


図-4.3.1 上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸方向）

表-4.3.3 各震度のおける杭基礎の状態（橋軸方向）

	水平震度	杭頭における水平変位(mm)	ﾌｰﾁﾝｸﾞの回転角 ($\times 10^{-3}$rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位(mm)	杭基礎の状態
1	0.494	60	1.098	70	既設杭(PCφ600)2 列目,3 列目の杭の杭頭が降伏に達した
2	0.560	77	1.237	88	増杭(RCφ1000)2 列目,3 列目の杭の杭頭が降伏に達した
3	0.564	78	1.245	89	既設杭(PCφ600)1 列目の杭の杭頭が降伏に達した
4	0.567	79	1.251	90	増杭(RCφ1000)1 列目の杭の杭頭が降伏に達した
5	0.672	119	1.455	132	既設杭(PCφ600)1 列目の杭が引き抜き支持力の上限値に達した
6	0.676	121	1.462	134	増杭(ＲＣφ1000)1 列目の杭が引き抜き支持力の上限値に達した
7	0.697	133	1.501	146	既設杭(RCφ600)1 列目の杭の杭等が終局に達した
8	0.735	169	1.606	183	既設杭(RCφ600)2 列目,3 列目の杭の杭等が終局に達した

b) 応答塑性率の算出

基礎の応答塑性率μ_{FR}および応答変位δ_{FR}は、道路橋示方書Ⅴ編 11.4 の規定に従い**図-4.3.2** の結果より以下のように算出される。

$$\mu_{FR} = 1/2 \{ 1+(k_{hcF}/k_{hyF})^2 \} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式-4.3.1}$$

$$\delta_{FR} = \mu_{FR}\ \delta_{Fy} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式-4.3.2}$$

ここに、

μ_{FR} ；基礎の応答塑性率

δ_{FR} ；基礎の変形による上部構造慣性力作用位置における応答変位(m)

δ_{Fy} ；基礎が降伏状態に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)

δ_{Fy}=0.082(m)

k_{hyF}；基礎が降伏に達するときの水平震度

k_{hyF}=0.322×1.75=0.56

k_{hcF}；基礎の地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

$k_{hcF}=C_D k_{hc}$=2/3×1.75=1.17

k_{hc} ；地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 (=1.75)

C_D ；減衰定数別補正係数 (=2/3)

以上より、

$\mu_{FR} = 1/2 \{ 1+(1.17/0.56)^2 \}$ =2.683

δ_{FR} = 2.683×0.082=0.220(m)

既設杭の水平方向荷重分担を考慮した計算を行っている場合の、基礎塑性率の制限値は変形性能の小さい既設杭を考慮して設定する必要がある。既設杭を対象とした繰り返し載荷試験事例はほとんど無く、今後の研究課題であると思われる。

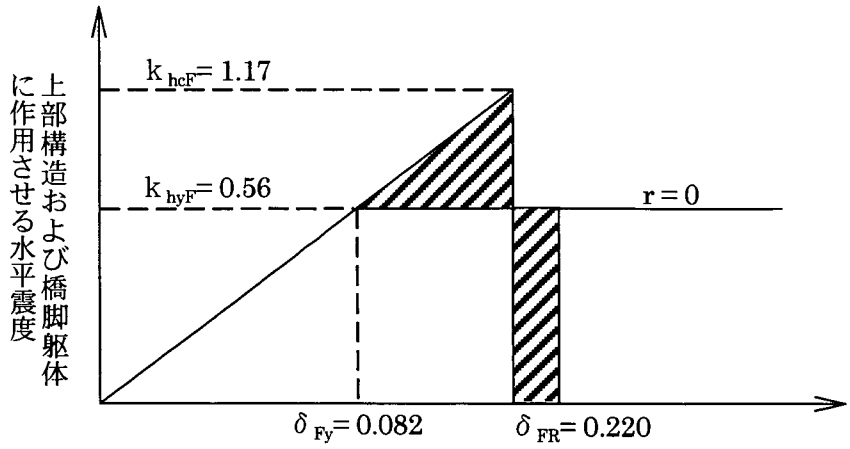
よって、現状においては既設杭の構造細目を道路橋示方書の規定と照合しながら、設計上の判断をせざるを得ない。さらに既設杭の構造細目が不明または変形性能に関しての信頼性が低いと考えられる場合は、既設杭の抵抗を無視した計算を行うことも一つの手段と考えられる。

本計算例は、変形性能が小さい既設 PC 杭の増し杭補強を示しているが、ここでは計算手法の理解を深めるという観点から、液状化時の応答塑性率の計算でも既設杭の荷重抵抗を考慮した手法を示しており、用いる制限値の目安は、建設省土木研究所における載荷試験結果を参考*1 に、一応 3.0 としている。しかし、既設 PC 杭全てに 3.0 が適用できるものではないことに注意する必要がある。

よって本計算例では基礎応答塑性率の制限値をさらに小さくした場合や、既設杭の鉛直水平抵抗を無視した場合の計算結果も示したので、補足計算例として参考にしていただきたい。

*1；・「高強度プレストレストコンクリート杭の変形性能とその評価法」土木研究所資料 第3445号 平成8年6月

「杭基礎の変形性能に関する載荷試験」土木研究所資料 第3553号 平成10年3月



上部構造の慣性力の作用位置における水平変位(m)

図-4.3.2 基礎の応答塑性率の算出（橋軸方向）

c) 安全性の照査結果

地盤液状化時の基礎耐震性の照査結果は**表-4.3.4** に示すとおりである。

表-4.3.4 杭基礎の安全性の判定（橋軸方向）

応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	−	2.68	
	基礎の塑性率の制限値の目安	μ_{FL}	−	3.0	
	判　定	−	−	$\mu_{FR} \leqq \mu_{FL}$　OK	
	基礎の応答変位	δ_{FR}	m	0.220	
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ_{FO}	−	0.196	
	水平変位の制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.40	
	判　定	−	−	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$　OK	
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	0.002	
	回転角の制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.025	
	判　定	−	−	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$　OK	
せん断力の照査				既設杭 (PC 杭φ0.6m)	増し杭 (場所打ち杭φ 1.0m)
	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	1234	3640
	杭のせん断耐力の合計	Ps	kN	9×152 =1368	8×1010 =8080
	判　定	−	−	S ≦ Ps　OK	

(3) 橋軸直角方向に対する杭基礎の安全性の判定

a) 杭基礎の水平震度～水平変位の関係

以下に示す荷重をフーチング底面に作用させた場合における、水平震度～水平変位の関係を**図-4.3.3** に示す。また、水平震度と各杭の状態は**表-4.3.5** に示すとおりであり、基礎降伏水平震度 k_{hyF}=0.56 の前に既設杭は終局に達していない。

・基礎の設計に用いる設計水平震度

k_{hp} =0.90

k_{hG} =0.70

k_{hc} =1.75

・フーチング底面作用荷重

ｱ) 領域 ①（$\alpha_i k_{hc} \leqq k_{hp}$）

V_0=3398(kN)

$H_0=\alpha_i k_{hc}(W_u+W_p)+\alpha_i k_{hG}W_F$

$=\alpha_i\times 1.75\times(3283+1166)+\alpha_i\times 0.70\times 4410=\alpha_i\times 10873$(kN)

$M_0=\alpha_i k_{hc}(W_u y_u+W_p y_p)+\alpha_i k_{hG}W_F y_F$

$=\alpha_i\times 1.75\times(3283\times 10.7+1166\times 6.9)+\alpha_i\times 0.70\times 4410\times 1.25$

$=\alpha i\times 79412$(kN･m)

耐震設計上の地盤面より上方の杭に作用させる荷重 P(1 本当たり)

既設杭 P1 $=\alpha i\times 0.7\times(\pi/4\times 0.6^2\times 24.5)$

$=\alpha i\times 4.8$(kN/m)

増し杭 P2 $=\alpha i\times 0.7\times(\pi/4\times 1.0^2\times 24.5)$

$=\alpha i\times 13.5$(kN/m)

ｲ) 領域 ②（$\alpha_i k_{hc} \leqq k_{hp}$）

V_0 =3398(kN)

H_0 $=k_{hp}(W_u+W_p)+\alpha_i k_{hG}W_F$

$=0.90\times(3283+1166)+\alpha_i\times 0.70\times 4410$

$=4004+\alpha_i\times 3087$(kN)

M_0 $=k_{hp}(W_u y_u+W_p y_p)+\alpha_i k_{hG}W_F y_F$

$=0.90\times(3283\times 10.7+1166\times 6.9)+\alpha_i\times 0.70\times 4410\times 1.25$

$=38856+\alpha_i\times 3859$(kN･m)

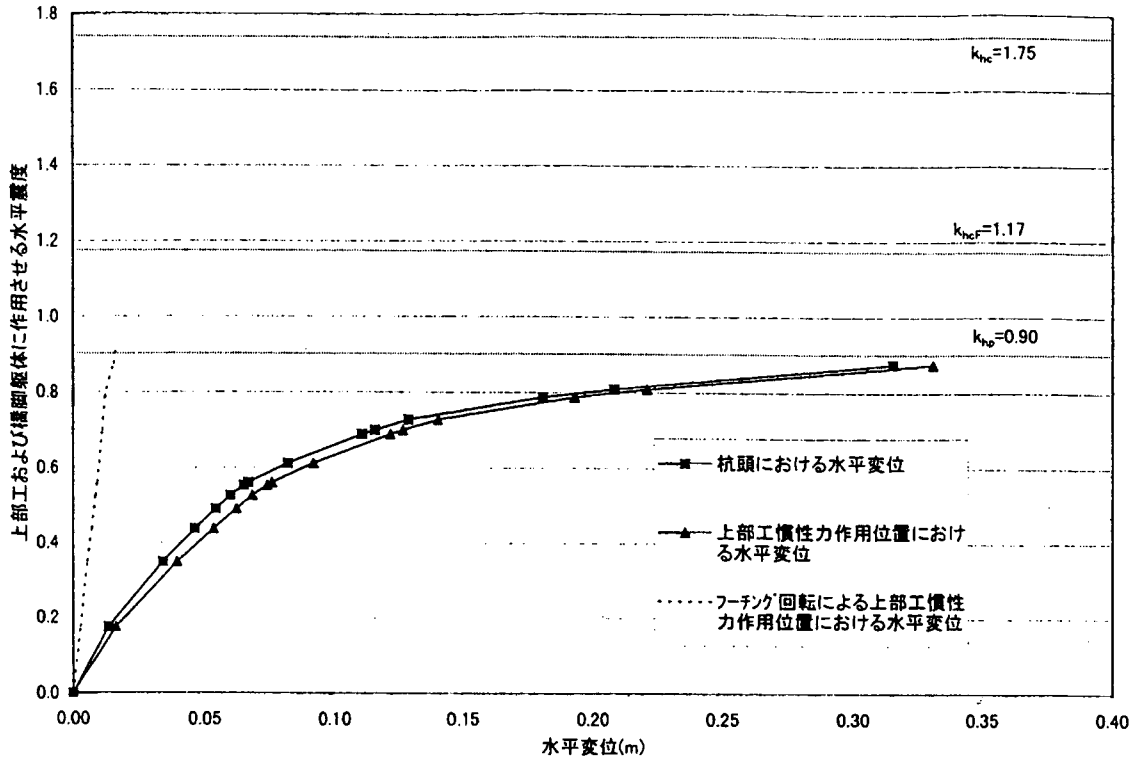


図-4.3.3 水平震度～水平変位の関係（橋軸直角方向）

表-4.3.5　各震度のおける杭基礎の状態（橋軸直角方向）

	水平震度	杭頭における水平変位(mm)	ﾌｰﾁﾝｸﾞの回転角($\times 10^{-3}$rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位(mm)	杭基礎の状態
1	0.490	56	1.051	68	既設杭(PCφ600)2列目,3列目の杭の杭頭が降伏に達した
2	0.553	69	1.184	82	増杭(RCφ1000)2列目,3列目の杭の杭頭が降伏に達した
3	0.560	71	1.198	83	既設杭(PCφ600)1列目の杭の杭頭が降伏に達した
		71	1.198	83	増杭(RCφ1000)1列目の杭の杭頭が降伏に達した
4	0.690	113	1.519	130	既設杭(PCφ600)1列目の杭の杭頭が終局に達した
5	0.728	139	1.749	158	既設杭(PCφ600)2列目,3列目の杭の杭頭が終局に達した
6	0.788	186	2.178	209	既設杭(RCφ600)1列目の杭が引抜き支持力の上限値に達した
7	0.791	190	2.201	214	増杭(RCφ1000)1列目の杭が引抜き支持力の上限値に達した

b)応答塑性率の算出

基礎の応答塑性率μ_{FR}および応答変位δ_{FR}は、道路橋示方書Ⅴ編 11.4 の規定に従い**図-4.3.4** の結果より以下のように算出される。

$$\mu_{FR} = 1/2 \{ 1+(k_{hcF}/k_{hyF})^2 \} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式-4.3.3}$$

$$\delta_{FR} = \mu_{FR}\ \delta_{Py} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式-4.3.4}$$

ここに、

μ_{FR} ；基礎の応答塑性率

δ_{FR} ；基礎の変形による上部構造慣性力作用位置における応答変位(m)

δ_{Py} ；基礎が降伏状態に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)

δ_{Py}=0.076(m)

k_{hyF}；基礎が降伏に達するときの水平震度

k_{hyF}=0.320×1.75=0.56

k_{hcF}；基礎の地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

$k_{hcF}=C_D k_{hc}$=2/3×1.75=1.17

k_{hc} ；地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 (=1.75)

C_D ；減衰定数別補正係数 (=2/3)

以上より、

μ_{FR} = 1/2 { 1+(1.17/0.56)^2 } =2.683

δ_{FR} = 2.683×0.076=0.204(m)

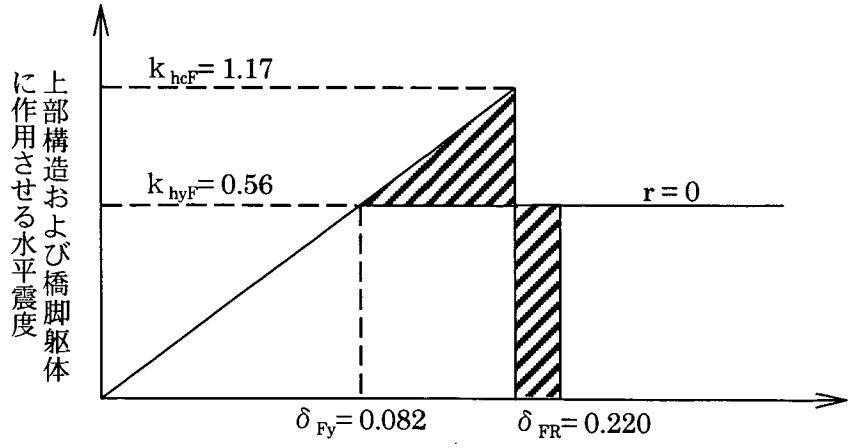


図-4.3.4 基礎の応答塑性率の算出（橋軸直角方向）

c)安全性の照査結果

地盤液状化時の基礎耐震性の照査結果は表-4.3.6に示すとおりである。

表-4.3.6 杭基礎の安全性の判定（橋軸直角方向）

応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	−	2.68	
	基礎の塑性率の制限値の目安	μ_{FL}	−	3.0	
	判　定	−	−	$\mu_{FR} \leqq \mu_{FL}$	OK
	基礎の応答変位	δ_{FR}	M	0.204	
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ_{FO}	−	0.191	
	水平変位の制限値の目安	δ_{FOa}	M	0.40	
	判　定	−	−	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$	OK
	フーチングの回転角	α_{FO}	Rad	0.002	
	回転角の制限値の目安	α_{FOa}	Rad	0.025	
	判　定	−	−	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$	OK
せん断力の照査				既設杭 (PC杭φ0.6m)	増し杭 (場所打ち杭φ1.0m)
	杭基礎のせん断力	S	KN	1232	3649
	杭基礎のせん断耐力	Ps	KN	9×152 =1368	8×1010 =8080
	判　定	−	−	S ≦ Ps	OK

4.3.3 杭体せん断力の計算

(1) せん断耐力の算定

“道路橋の耐震設計に関する資料；平成9年3月 (社)日本道路協会”におけるPHC杭せん断耐力は、杭体コンクリートと杭体内斜引張鉄筋によるせん断耐力の合計として示されており、杭頭付近における中詰めコンクリートと中詰め補強帯鉄筋の効果を考慮していない。

しかしながら、既設PC杭にも上記の考え方を適用すると、杭体内斜引張鉄筋が少ないことから、杭頭付近のせん断が非常に厳しい状態になると考えられる。

よって、現状において実験等による検証がなされているとはいえないが、杭頭付近については中詰めコンクリートや補強帯鉄筋の効果が期待できるとも考えられることから、本計算例では以下に示すように、RC部材せん断耐力の算定方法と同様にして、中詰めコンクリートや中詰め補強帯鉄筋によるせん断耐力の増加分を考慮することにした。

$$P_S = S_c + S_s + (H_{ca} + H_{sa}) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式-4.3.5}$$

ここに、

P_s ；せん断耐力(kN)

S_c ；杭本体コンクリートの負担するせん断耐力(kN)

S_s ；杭体内の斜引張鉄筋（スパイラル鉄筋）の負担するせん断耐力 (kN)

H_{ca} ；中詰めコンクリートの負担するせん断耐力 (kN)

H_{sa} ；中詰め補強鉄筋の負担するせん断耐力 (kN)

$$S_c = C_C C_S C_{pt} C_N \tau_0 bd$$
$$= 1.5\tau_{a1} C_N bd \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式-4.3.6}$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d(\sin\theta + \cos\theta)}{1.15S} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式-4.3.7}$$

ここに、

τ_{a1} ：許容せん断応力度 (=0.65×10³ kN/m²)

C_N ：軸方向圧縮力による補正係数で下式による

$C_N = 1 + M_0 / M$

ただし、$1 \leqq C_N \leqq 2$

M_0 ：軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が当該引張縁で零となる曲げモーメント (kN·m)

M ：部材断面に作用する曲げモーメント (kN·m)

d ：部材断面の有効高 (m)

b ：部材断面幅 (m)

A_w ：間隔Sおよび角度θで配筋される斜引張鉄筋の断面積 (m²)

σ_{sy} ：斜引張鉄筋の降伏応力度 (kN/m²)

s ：斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (m)

θ　：斜引張鉄筋の部材軸方向となす角度

ここで、部材断面幅 b は等積箱形の腹部の合計幅とし、有効高さ d は引張側 1/4 部分の鋼材の図心から等積箱形の圧縮縁までの距離とする。

図-4.3.5 に PC 杭のせん断耐力算定に関する等積箱形とした場合の算定用諸量を示す。

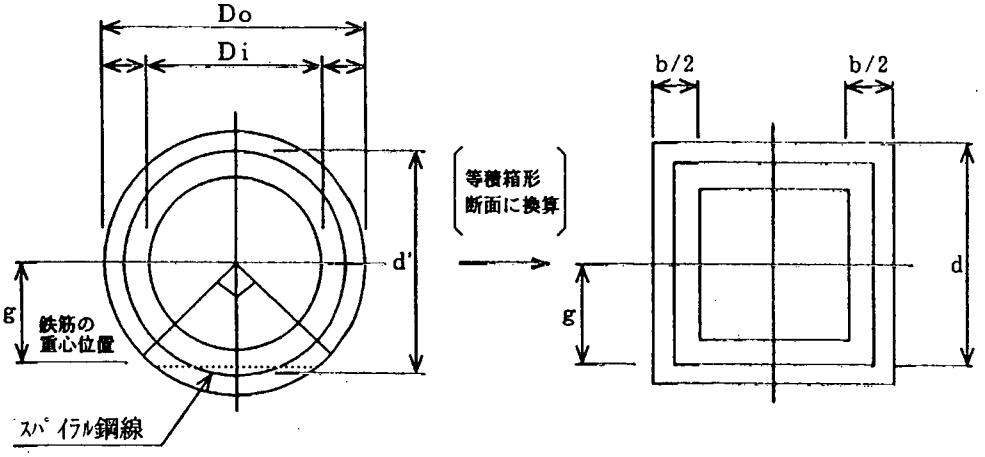


図-4.3.5　PC 杭の断面換算概要図

(2) 既設杭（PC 杭φ0.6m）のせん断耐力

図-4.3.6 に示す中詰めコンクリート補強部および無補強部２区間のせん断耐力の計算を行う。

ここで、中詰めコンクリート補強部については、杭頭部カットオフの影響によるプレストレスの損失を考慮することにした。

a) 中詰めコンクリート補強部

杭本体のコンクリートの負担するせん断耐力

$$S_c = 1.5 \times \tau_{al} C_N b d \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式-4.3.8}$$

$$= 1.5 \times 0.65 \times 10^3 \times C_N \times 0.177 \times 0.505$$

ここで、$C_N = 1 + M_0/M$　　$(1 \leqq C_N \leqq 2)$

M；作用曲げモーメント（便宜上終局曲げモーメント M_u をする場合が多い）

$$M_o = \left\{ \frac{N}{A_c} + \sigma_{ce} \right\} \times Z \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式-4.3.9}$$

$$= \left\{ \frac{807}{0.1571} + 0 \right\} \times 1.7985 \times 10^{-2}$$

$$= 92.4 \text{kN·m}$$

M_u　$= 602 \text{kN·m}$

C_N = 1+92.4/602=1.15

S_c=1.5×0.65×10^3×1.15×0.177×0.505=100kN

杭本体内スパイラル鋼線の負担するせん断耐力

$$S_S = \frac{2\times0.1257\times10^{-4}\times295\times10^{3}\times0.505}{1.15\times0.11}$$

= 30kN

中詰めコンクリートの負担するせん断耐力（σck=21N/mm²）

H_{ca} =1.5× τ_{al}×A_{ca} …… 式-4.3.10

=1.5×330× (0.40²×π/4)

=62kN

中詰め補強帯鉄筋が負担するせん断耐力

D13 が15cm 間隔で配置されていることから、

$$H_{sa} = \frac{2\times1.267\times10^{-4}\times295\times10^{3}\times0.304}{1.15\times0.15}$$

=132kN

中詰めコンクリート部せん断耐力

P_s =S_c+S_s+(H_{ca}+H_{sa}) …… 式-4.3.11

=100+30+(62+132)

=324kN

b) 無補強部（フーチング底面からZ=1.2m 下方以深）

プレストレスの影響を考慮したせん断耐力の計算を行う。

① 杭本体のコンクリートの負担するせん断耐力

$$M_o = \left[\frac{N}{A_c} + \sigma_{ce}\right]\times Z$$ …… 式-4.3.12

$$= \left[\frac{823}{0.1571} + 8100\right]\times1.7985\times10^{-2}$$

= 240kN

$$C_N = 1+\frac{240}{602}$$

= 1.40

Sc=1.5×650×1.40×0.177×0.505=122kN

杭本体内のスパイラル鋼線の負担するせん断力耐力

$$S_s = \frac{2\times0.1257\times10^{-4}\times295\times10^{3}\times0.505}{1.15\times0.11}$$

= 30kN

せん断耐力

$P_s = S_c + S_s$

=122+30=152kN

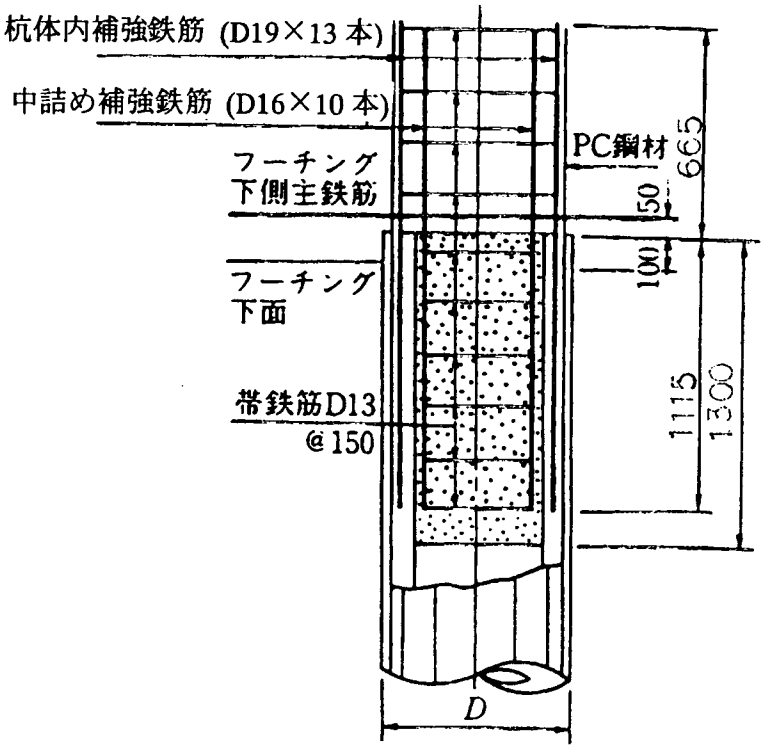


図-4.3.6 フーチング結合部の構造

(3)増し杭（場所打ち杭 φ1.0m）のせん断耐力

杭基礎のせん断耐力を、道路橋示方書Ⅳ編 10.10.6 の規定により算出した結果を**表-4.3.7** に示す。

表-4.3.7 杭基礎のせん断耐力（橋軸方向、直角方向同じ）

杭　径		D	m	1.0
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		c_c	—	1.0
部材断面の有効高に関する補正（正方形換算）	部材幅	B	m	0.886
	部材高	H	m	0.886
	有効高	D	m	0.758
	補正係数	c_e	—	1.138
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	1.218
	補正係数	c_{pt}	—	1.500
軸方向圧縮力による補正	作用軸力（死荷重作用時）	N	kN	274
	作用曲げモーメント（終局曲げモーメント M_u）	M	kN·m	2057
	断面積	A_c	m^2	0.785
	断面二次モーメント	I_c	m^4	0.0491
	図心より引張縁までの距離	Y	m	0.5
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M_0	kN·m	35
	補正係数	c_N	—	1.017
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c	kN/m^2	350
コンクリートが負担するせん断耐力		S_c	kN	408
帯鉄筋（D16ctc150）	帯鉄筋の断面積	A_w	m^2	3.970×10^{-4}
	帯鉄筋の間隔	S	m	0.15
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	kN/m^2	345×10^3
	帯鉄筋の負担するせん断耐力	S_s	kN	602
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	kN/本	1010
杭の総本数		N	本	8
杭基礎のせん断耐力		P_s	kN	8080

注）軸方向圧縮力による補正係数を算出する際は、道路橋示方書Ⅳ編 式(5.2.1)における作用曲げモーメントとして、死荷重作用時における終局曲げモーメントを用いた。

5．新工法による試設計結果

5.1 増し杭による基礎補強設計計算について

この節では、増し杭による基礎の耐震補強設計計算を行う上での、設計条件について記述する。

5.1.1 適用基準類

増し杭による基礎の補強設計計算では、以下の基準類を用いて検討を行った。

・道路橋示方書・同解説　　平成８年１２月　　（社）日本道路協会
・既設道路橋基礎の補強に関する参考資料　平成１２年２月　　（社）日本道路協会

5.1.2 地盤の条件

本試設計計算では、増杭および既設杭における砂質土の補正係数（$\eta p \alpha p$）は、以下の通りとした。

・最前列（増杭）　　[増し杭間隔／増し杭径]
・中列（増杭および既設杭）　[増杭と既設杭との最小間隔／既設杭径]×1/2
・最後列（増杭）　　[増し杭間隔／増し杭径]×1/2

斜杭モデルでの水平方向地盤反力係数は、直杭で使用した値を用いた。

フーチング前面地盤の水平抵抗は、補強設計であることや補強による経済性等を考えて、考慮するものとした。

5.1.3 作用荷重

本試設計計算における増杭後の作用荷重は、以下の通りとした。

・水平力および曲げモーメントは、既設杭および増し杭に作用させる。
・既設死荷重は既設杭で負担し、増設された死荷重は既設杭と増し杭との剛性比により再配分する。

5.1.4 解析モデル

本試設計で用いる解析モデルは、**図-5.1.1** に示すように、梁～ばねモデルを用いる事とした。

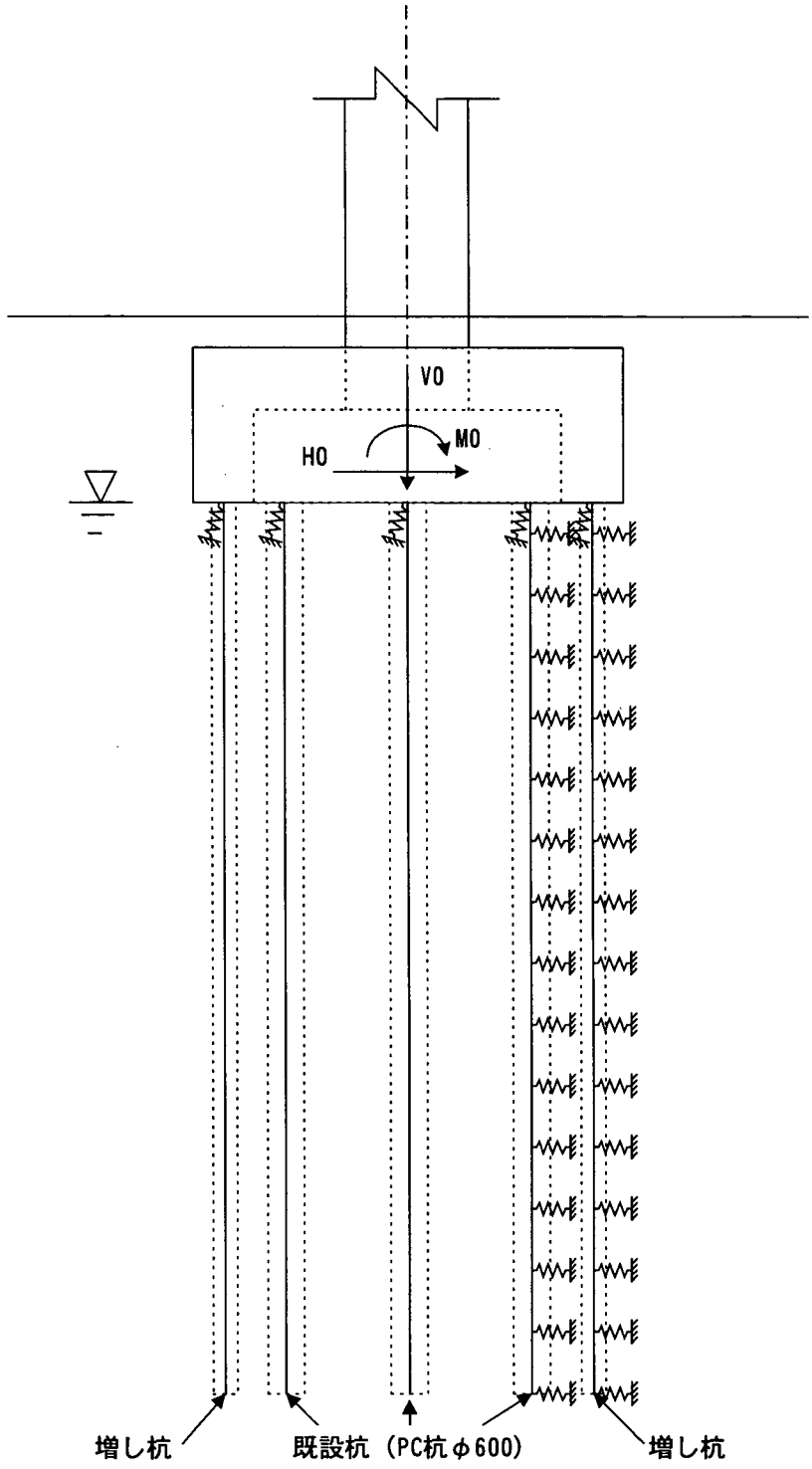


図-5.1.1　解析モデル

5.1.5 安全性の照査方法

補強後の基礎の降伏状態は、不明な点が多く有るため本試設計計算では、以下の条件で補強後基礎の降伏状態を判定した。

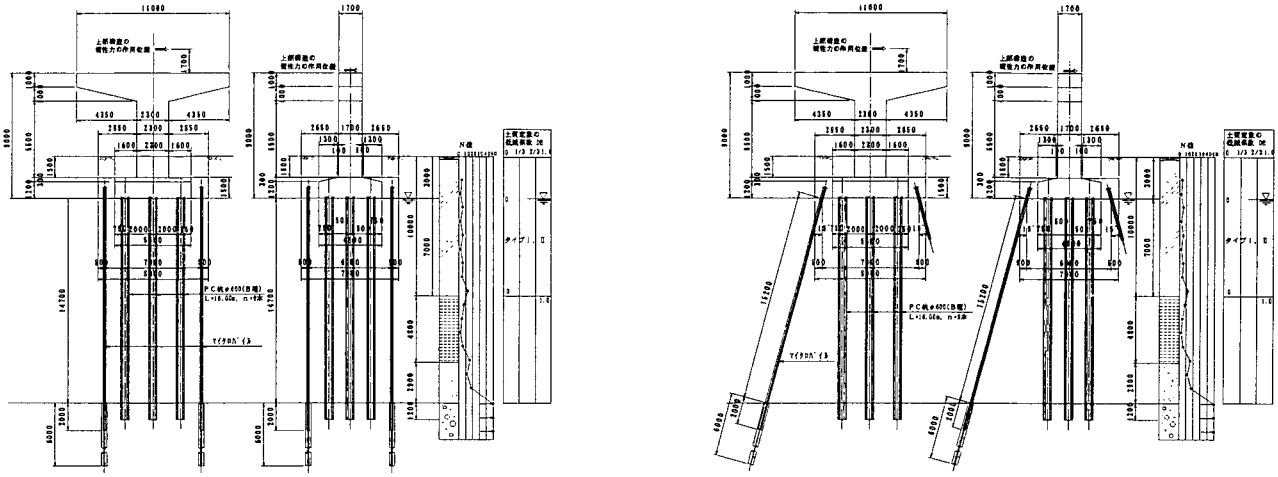
・全ての既設杭が降伏した時

・増杭もしくは既設杭の押込み上限値に達する時

・地盤の液状化を考慮した場合における基礎の応答塑性率は、既設杭に過大な損傷を与えないという観点から、「全ての既設杭が降伏に達した状態」を基礎の降伏とする。

5.2 高耐力マイクロパイル工法による試設計結果

高耐力マイクロパイル工法による耐震補強は、図-5.2.1 に示すとおり、既設ＰＣ杭を周囲１列で取り囲むように増杭し、フーチングを両側に 1.25m ずつ拡幅することを想定した。本試設計では、マイクロパイルの打設角度とその補強効果を定量的に把握するため、直杭による補強ばかりでなく、斜杭による補強も試設計の対象に含めるものとした。以下、試設計の流れを概述する。



直杭による補強　　斜杭による補強

図-5.2.1　高耐力マイクロパイル工法による耐震補強

①地盤の液状化を考慮しない場合の検討

施工実績がある直杭による補強を基本として地震時保有水平耐力照査法による試設計を行った。その結果、既設基礎の降伏震度が設計震度を上回るよう増杭を配置しても、既設ＰＣ杭に作用するせん断力がせん断耐力を超過することが判明した。増杭本数は既設杭体のせん断照査により決定され、26 本（増杭間隔１m）を必要とされた。なお、この増杭本数は、施工性等を勘案して既設フーチングの周囲に１列で打設できる上限と判断した。この結果を踏まえ、斜杭による補強を想定した追加検討を実施した。マイクロパイルの打設傾斜角は、削孔機の配置空間を考慮して 15° を最大とし、5、10、15° の３ケースとした。試設計にあたっては、各ケースともに増杭後の基礎の降伏耐力が直杭補強時と同程度となるよう増杭本数を決定した。

②地盤の液状化を考慮する場合の検討

液状化を考慮しない場合の試設計と同様、打設傾斜角 0～15° の４ケースについて検討した。その結果、直杭および打設傾斜角 5、10° の斜杭では、上限 26 本を配置しても十分な耐震補強効果が得られなかったため補強不可と判断した。これに対し打設傾斜角 15° の斜杭では、18 本の増杭により、基礎の応答変位時において既設ＰＣ杭が終局に至らない程度まで既設基礎の耐力を向上させることが可能であった。このときの応答塑性率は約 1.8（橋軸方向）であり、増杭基礎に対する応答塑性率の制限値は、2.0 程度が目安となることを確認した。なお、本試設計では、応答塑性率の制限値は特に定めず、基礎の応答変位時おける既設杭体の損傷度を考慮して、耐震性能の有無を判定するものとした。

以上の内容を整理したものが**表-5.2.1** である。本報告書では、全検討ケースの中から液状化を考慮する場合と考慮しない場合で各１ケースを抽出し、設計条件と結果を詳述する。また、その他の検討ケースについては、**5.2.3「高耐力マイクロパイル工法の補強効果と今後の課題」**で結果を示し、マイクロパイルの打設傾斜角と補強効果の関係に着目して考察を加えているので参照されたい。

表-5.2.1　検討ケースと結果

増杭の配置		直杭補強	斜杭補強		
マイクロパイルの打設傾斜角		0°	5°	10°	15°
非液状化	増杭本数	26本 ※①	20本	14本	10本
	降伏耐力と設計水平力の比	1.52/1.38 ※②	1.50/1.41	1.50/1.41	1.49/1.45
液状化	増杭本数	補強不可	補強不可	補強不可	18本
	応答塑性率	———	———	———	1.78/1.39

※　①表中の網掛けした検討ケースについて 5.2.1 および 5.2.2 にて詳述する。
　　②左の数値が橋軸方向、右の数値が直角方向の検討結果を示す。

5.2.1　液状化しない場合の検討

（1）解析モデル

増杭基礎の解析モデルは、道路橋示方書Ⅴに従い、**図-5.2.2** に示すように、増杭および既設ＰＣ杭、フーチングにより構成されるラーメン構造とした。

フーチングは剛体とし、増杭には弾塑性型、既設ＰＣ杭にはトリリニア型のM～φ関係を与えた。各杭頭には杭の軸方向抵抗に相当する弾塑性型の杭軸方向バネを、杭部各節点には水平方向地盤反力係数から得られる弾塑性型の杭軸直角方向バネを設けた。

増杭を斜杭とした場合の解析にあたっては、杭体の力学特性、地盤の抵抗特性ともに直杭で用いた数値を引用し、打設傾斜角θのみを変化させた。

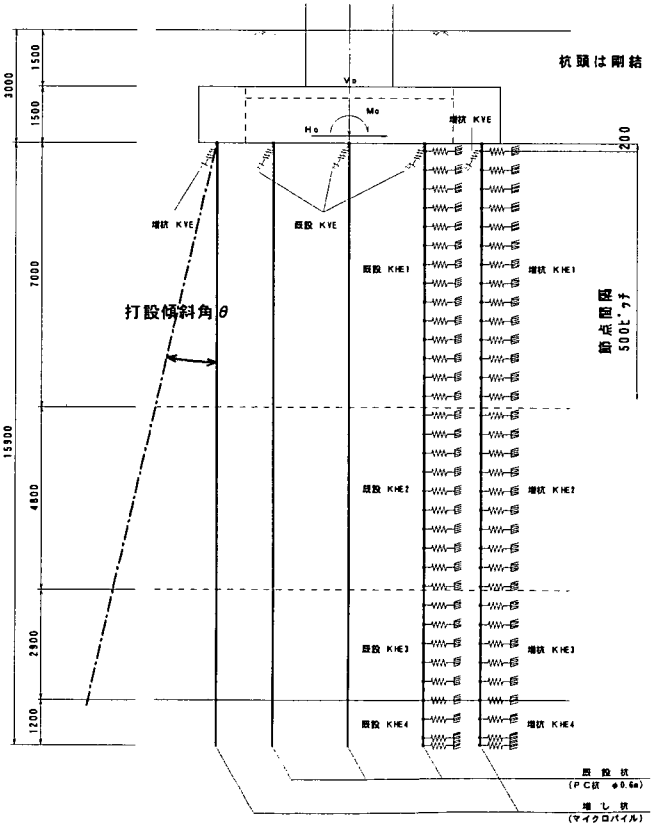


図-5.2.2　液状化しない場合の解析モデル

（2）増杭の配置

増杭を直杭として用いた場合の構造を図-5.2.3 に示す。増杭は、1m間隔で既設フーチング周囲に合計 26 本打設し、N値 50 超の砂質土中に 1500kN 程度の極限支持力が得られるよう 6mのグラウト定着部を形成するとともに鋼管を定着部内に 2m 埋め込むことを想定した。

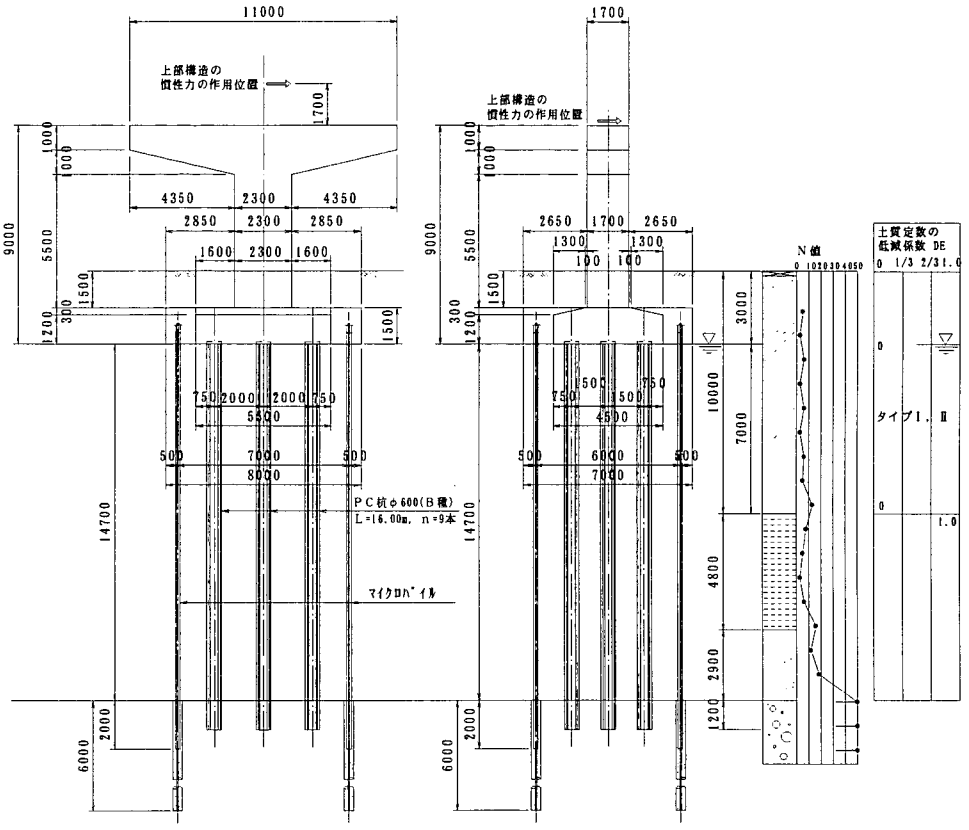


図-5.2.3　直杭による増杭補強

（3）高耐力マイクロパイルの諸元

a）使用材料

高耐力マイクロパイルは、油井用鋼管を主な抵抗材とし、鋼管内部に異形棒鋼とグラウト材が配置・充填された複合部材である。概要の説明は、本報告書の 3.1 に譲ることとして、ここでは、試設計に用いた各材料の強度およびヤング係数を示す(表-5.2.2)。

表-5.2.2　高耐力マイクロパイルの材料定数　(N/mm^2)

	規格	設計引張強度	設計降伏強度	設計圧縮強度	ヤング係数
油井用鋼管	API 5CT N-80	690	560	----	2.0×10^5
異形棒鋼	SD490	620	490	----	2.0×10^5
グラウト	σck=30	----	----	30	2.0×10^4

b）極限支持力

i）地盤から決まる極限支持力

地盤から決まる高耐力マイクロパイルの極限支持力は、グラウト形成された定着部と地盤の周面摩擦抵抗に依存するため、次式により算出できる[1]。

$$R_u = \pi \cdot D_e \cdot \Sigma L_i \cdot \tau_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.2.1)$$

ここに、 R_u: 極限支持力

D_e: 定着部の設計有効径(m)

$D_e = \alpha \cdot D_0$ D_0: 削孔径=200mm α: グラウトの加圧効果に関する補正係数

L_i : 周面摩擦を考慮するｉ番層の層厚

τ_i : 周面摩擦を考慮するｉ番層の周面摩擦強度

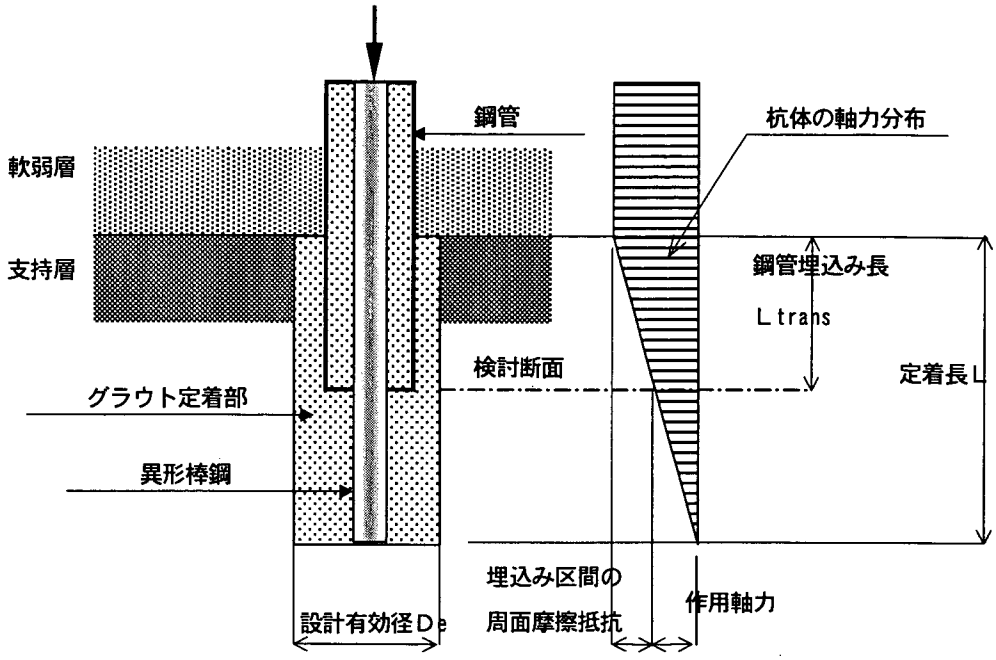
高耐力マイクロパイルの支持力を算定するためには、本来、既往の載荷試験結果に基づいた定着部の周面摩擦強度あるいは設計有効径を用いる必要があるが、実設計で採用できるほどのデータの蓄積はなされていないのが現状である。したがって、本設計ではグラウンドアンカー工法に関する研究成果に準じ、地盤工学会の「グラウンドアンカー設計・施工基準」において提案されている周面摩擦抵抗値(表-5.2.3)を暫定的に用いるものとした。表に示された値は、低圧(0.5～1.0N/mm²)の加圧注入法(タイプB)で施工されたアンカーを適用の対象としており、引抜き試験結果からα=1.0、すなわち削孔径を定着部の有効径と仮定して逆算されたものである。支持力の算出にあたっては、①支持層の土質条件が均一である、②摩擦強度は異方性を有していないと仮定して、押込み側、引抜き側ともにN値50の砂質土で期待できる摩擦強度の上限値(τ = 4.0kgf/cm² ≒ 400kN/m²) を採用した。

表-5.2.3 アンカーの周面摩擦抵抗

地盤の種類			摩擦強度 (kgf/cm²)
岩盤	硬 岩		15～25
	軟 岩		10～15
	風化岩		6～10
	土 丹		6～12
砂礫	N値	10	1.0～2.0
		20	1.7～2.5
		30	2.5～3.5
		40	3.5～4.5
		50	4.5～7.0
砂	N値	10	1.0～1.4
		20	1.8～2.2
		30	2.3～2.7
		40	2.9～3.5
		50	3.0～4.0
粘性土			1.0c （cは粘性土）

ii）定着部の軸方向耐力から決まる支持力の上限

定着部の軸力は、地盤との周面摩擦抵抗により先端に近づくほど減少するが、このときの深度と軸力は、概ね比例関係にあることが既往の載荷試験結果 [2]により明らかにされている（図-5.2.4）。したがって、定着部の軸方向耐力は、鋼管埋込み区間における定着部と周囲地盤の摩擦抵抗力と非鋼管部の部材耐力の合計値として算出するものとする。



図－5.2.4　定着部の軸力分布

定着部(非鋼管部)の軸方向耐力は、押込みに対してはグラウトと異形棒鋼、引抜きに対しては異形棒鋼のみを抵抗断面として考慮し、各々次式により算出する。

押込みに対する軸方向耐力　$R_{pu1} = C_{pu} + R_{trans}$ ……（5.2.2）

引抜きに対する軸方向耐力　$P_{pu1} = T_{pu} + P_{trans}$ ……（5.2.3）

ここに、

C_{pu}：定着部(非鋼管部)の終局軸圧縮耐力　$C_{pu} = 0.85 \cdot \sigma_{gk} \cdot A_g + \sigma_{sy} \cdot A_s$

T_{pu}：〃　終局軸引張耐力　$T_{pu} = \sigma_{sy} \cdot A_s$

$R(P)_{trans}$：鋼管埋込み区間の周面摩擦力　$R(P)_{trans} = \pi \cdot D_e \cdot L_{trans} \cdot \tau$

D_e：定着部の設計有効径　L_{trans}：鋼管の定着部への埋込み長

σ_{gk}：グラウトの設計基準強度　σ_{sy}：鉄筋の降伏点強度

A_g, A_s：グラウトおよび鉄筋の断面積　τ：表-5.2.3 に示した摩擦強度

iii）マイクロパイル本体の軸方向耐力から決まる支持力の上限

高耐力マイクロパイルの断面は図-5.2.5に示すとおり鋼管、異形棒鋼、グラウトにより構成されており、その軸方向耐力は、押込みに対しては鋼管と異形棒鋼およびグラウト、引抜きに対しては鋼管と異形棒鋼を抵抗断面として考慮し、各々次式により算出する。なお、鋼管の腐食による断面減少を考慮し、腐食代を1mmとした。

$$R_{pu2} = 0.85 \cdot \sigma_{gk} \cdot A_g + \sigma_{ky} \cdot A_k + \sigma_{sy} \cdot A_s \quad (5.2.4)$$

$$P_{pu2} = \sigma_{ky} \cdot A_k + \sigma_{sy} \cdot A_s \quad (5.2.5)$$

ここに、 σ_{ky}：鋼管の降伏点強度

A_k ：鋼管の断面積

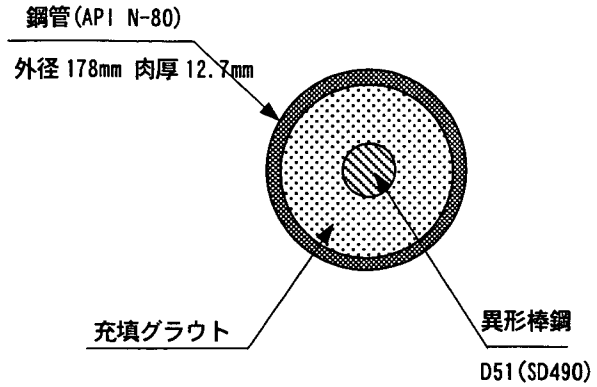


図-5.2.5 高耐力マイクロパイルの断面

iv）押込みおよび引抜き支持力の上限値

地盤から決まる極限支持力、定着部あるいは杭本体の軸方向耐力のうち、最も小さな値を押込みおよび引抜き支持力の上限値とする。表-5.2.4に計算結果を示す。

表-5.2.4 押込みおよび引抜き支持力の上限値

	地盤から決まる極限支持力	定着部(非鋼管部)の軸方向耐力		杭本体(鋼管部)の軸方向耐力		支持力の上限値
押込み (kN)	1508	異形棒鋼	993	鋼管	3378	1508≒1500
		グラウト	749	異形棒鋼	993	
		摩擦抵抗	503	グラウト	413	
		計	2245	計	4784	
引抜き (kN)	1508	異形棒鋼	993	鋼管	3378	1496≒1500
		摩擦抵抗	503	異形棒鋼	993	
		計	1496	計	4371	

c）杭の軸方向バネ定数

道路橋示方書Ⅳに示された既往の載荷試験に基づく推定法は、多数の載荷試験における実測K_vから式-5.2.6のaを逆算し、杭種および施工法別に根入れ比L／Dとの関係に着目したものである。

$$K_v = a \cdot \frac{A_p E_p}{L} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (5.2.6)$$

ここに、 K_v：杭の軸方向バネ定数

A_p, E_p：杭の純断面積およびヤング係数

L ：杭長

既往の載荷試験結果[2]によると、高耐力マイクロパイルの軸方向バネ定数は、鋼管部と地盤の周面摩擦や定着部の変位が微少であることから、概ね、杭本体の軸剛性と杭長の関係のみに依存することが確認されている。しかし、これまでの載荷試験例は少なく、**式-5.2.6** の係数ａや軸剛性の定量的評価が十分になされていないのが現状である。したがって、本設計では、道路橋示方書Ⅳに示された中堀り鋼管杭に対する係数ａを用いて、軸方向バネを算出するものとした。このときの杭の断面積および杭長は、それぞれ鋼管のみを有効断面および有効長とした。**表-5.2.5** に計算結果を示す。

表-5.2.5　高耐力マイクロパイルの軸方向バネ定数

杭長L	杭径D	断面積Ap	係数ａ	軸方向バネ定数
16.700m	0.176m	0.006039m^2	1.244	89970 kN/m

※　杭径および断面積は、腐食代 1㎜ を考慮した。

$$a = 0.009(L/D) + 0.39$$

ｄ）曲げモーメント～曲率（Ｍ～φ）関係

既往の研究[3]により、内部に異形棒鋼およびグラウトが配置・充填された合成鋼管の曲げ特性は、鋼管のみの場合と比較して、曲げ剛性、全塑性モーメントともに増加することが確認されている。本設計では、このような合成効果を以下のとおり、計算に反映させるものとした。

ｉ）曲げ剛性

マイクロパイルの曲げ剛性は、鋼管、異形棒鋼、グラウトの各断面剛性を加算した値とする。

$$EI_{HMP} = E_s \cdot \left(I_k + I_s + \frac{E_g I_g}{E_s} \right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.2.7)$$

ここに、　EI_{HMP}：マイクロパイルの曲げ剛性　　E_s, E_g：鋼材およびグラウトのヤング係数

I_k, I_s, I_g：鋼管、異形棒鋼、グラウトの断面二次モーメント

ⅱ）降伏および全塑性モーメント

マイクロパイルの降伏および全塑性モーメントは、道路橋示方書Ⅳに従い算出した鋼管（内部充填材は無視）の降伏および全塑性時曲率に、合成鋼管としての曲げ剛性 EI_{HMP} を乗じた値とした。

$$M_{y\text{-}HMP} = EI_{HMP} \times \phi_y \quad (5.2.8)$$

$$M_{P\text{-}HMP} = EI_{HMP} \times \phi_p' \quad (5.2.9)$$

ここに、$M_{y\text{-}HMP}$：マイクロパイルの降伏モーメント

$M_{P\text{-}HMP}$：　〃　の全塑性モーメント

ϕ_y, ϕ_p'：鋼管のみの降伏および全塑性時曲率

高耐力マイクロパイルのM～φ関係は、増杭が負担する死荷重(5.1.3参照)を考慮して算出する。表-5.2.6に計算結果を示す。なお、鋼管は、実施工においてカップリング継手により接続されるが、これまでに実施された要素試験[4]により、継手部が鋼管母材部と同等以上の曲げ耐力および変形性能を有していることが確認されているため、本設計においては、継手部が杭体の曲げ特性に与える影響は考慮しないものとした。

表-5.2.6　高耐力マイクロパイルのM～φ関係

計算対象	曲げ剛性 EI (kN·m²)	負担する死荷重 (kN/本)	降伏時		全塑性時	
			モーメント My(kN·m)	曲率 φy(1/m)	モーメント Mp(kN·m)	曲率 φy'(1/m)
鋼管のみ	4081	46.1	128.2	0.03142	176.7	0.04329
マイクロパイル	4681		146.8		202.2	

※　鋼管の腐食代は1㎜を考慮した。

（4）増杭された杭基礎の設計定数

本試設計で仮定した増杭基礎に関する設計の基本的事項は、5.1で整理されているため、ここでは内容の詳述は割愛し、解析に用いた各種定数をまとめて示す(表-5.2.7～5.2.10)。

表-5.2.7　増杭された杭基礎の軸直角方向抵抗特性

	地盤の種類	層厚 (m)	水平方向地盤反力係数 K_{HE} (kN/m³)		受働土圧強度 P_U (kN/m²)	地盤反力度上限値の補正係数		
						最前列	中間列	最後列
			既設φ600	増杭φ178		増杭	増杭+既設杭	増杭
第1層	砂質土	7.0	30620	64850	137	3.0	1.25	1.5
					296	($\eta_p\alpha_p$)	($1/2\,\eta_p\alpha_p$)	($1/2\,\eta_p\alpha_p$)
第2層	粘性土	4.8	30620	64850	177	1.5	1.5	1.5
					215			
第3層	砂質土	2.9	91900	194550	545	3.0	1.25	1.5
					636			
第4層	砂質土	1.2	306340	648490	1088	3.0	1.25	1.5
					1160			

※　砂質地盤の地盤反力係数の上限値に関する補正係数 $\eta_p\alpha_p$ は以下による。

最前列および最後列：増杭の配置間隔 1.000m／増杭径 0.178m = 5.6 ≧ 3.0

中間列　　：増杭と既設杭の間隔 1.500m／既設杭径 0.600m = 2.5

表-5.2.8　フーチング前面地盤の水平抵抗(非液状化時のみ考慮)

	前面の有効幅 B_e (m)	水平方向地盤反力係数 K_{HE} (kN/m³)	受働土圧係数 K_{EP}	地盤面からの深さ Z (m)	受働土圧強度 P_{EP}(kN/m²)	水平地盤反力度の上限割増　α_p	水平地盤反力度の上限値 P_{HU}(kN/m²)
橋軸方向	8.0	14900	2.528	1.5 (上面)	68.3	1.09	74.7
				3.0 (下面)	136.5	1.19	162.1
直角方向	7.0	15665	2.528	1.5 (上面)	68.3	1.11	75.6
				3.0 (下面)	136.5	1.21	165.8

表-5.2.9　増杭と既設杭の荷重分担

荷重の種類		鉛直荷重 (kN)			水平荷重 (kN)			
		既設杭 9本	増杭 26本	計	橋軸方向		橋軸直角方向	
					水平震度	水平荷重	水平震度	水平荷重
上部構造 W_U		3283	−	3283	K_{HP} 0.83	2725	K_{HP} 0.90	2955
橋脚躯体 W_P		1262	−	1262	K_{HP} 0.83	1047	K_{HP} 0.90	1134
フーチング W_F	既設部	857	−	857	K_{HG} 0.70	1441	K_{HG} 0.70	1441
	増打ち部	649	552	1201				
上載土砂 W_S (増杭後)		759	647	1406	−	−	−	−
合　計		6810	1199	8009	−	5213		5530

※ ①鉛直荷重に対する既設杭と増杭の荷重分担は、以下の仮定によった。

・上部構造、橋脚躯体、既設フーチングの各重量は既設杭が分担

・フーチング増打ち部と上載土砂重量は、既設杭と増杭の軸方向バネ比により再配分

②水平荷重は、すべて既設杭と増杭が共同で分担するものとした。

表-5.2.10　フーチング下面に作用する外力

荷重の種類	鉛直荷重 V_0 (KN)	橋軸方向			橋軸直角方向		
		水平荷重 H_0 (KN)	作用高 y (m)	モーメント M_0(kNm)	水平荷重 H_0 (KN)	作用高 y (m)	モーメント M_0(kNm)
上部構造 W_U	3283	2725	9.00	24525	2955	10.70	31619
橋脚躯体 W_P	1262	1047	6.50	6806	1134	6.50	7371
フーチング W_F	2058	1441	0.75	1081	1441	0.75	1081
上載土砂 W_S	1406	−	−	−	−	−	−
合　計	8009	5213	−	32412	5530	−	40071

（5）増杭された杭基礎の照査結果

液状化を考慮しない場合における増杭後の照査結果を、**図-5.2.6** と**表-5.2.11**(橋軸方向)、**図-5.2.7** と**表-5.2.12**(直角方向)に示す。橋軸方向、直角方向ともにすべての照査項目を満足していることから、増杭後の杭基礎は所定の耐震性能を有していると判断できる。一方、**図-5.2.6～5.2.7** により、すべての既設杭が降伏した後も上部構造慣性力作用位置での水平変位は急増していないことがわかる。このように明確な降伏点が現れない場合、基礎の降伏をどの時点とするか、判断に迷うところであるが、①既設杭の剛性低下に伴い水平力～変位関係に多少の非線形性が現れていることや、②増杭と既設杭とで曲げ特性が大きく異なり、増杭の状態による基礎の降伏判定は困難であることから、ここでは、全既設杭が降伏した時点を基礎の降伏とみなした。このときの基礎の降伏耐力は、基礎照査時の設計荷重に比べ 1.4～1.5 倍程度であり、支持力や曲げ耐力の観点からは多少過剰な補強となっている。これは、既設杭体のせん断耐力が不足しており、既設杭に作用するせん断力をせん断耐力以下に抑えるために余分な増杭を配置せざるを得なかったことに起因している。増杭を直杭として配置した場合、増杭の本数(26 本)は橋軸直角方向のせん断に対する照査により決定した(**表-5.2.12** 参照)。

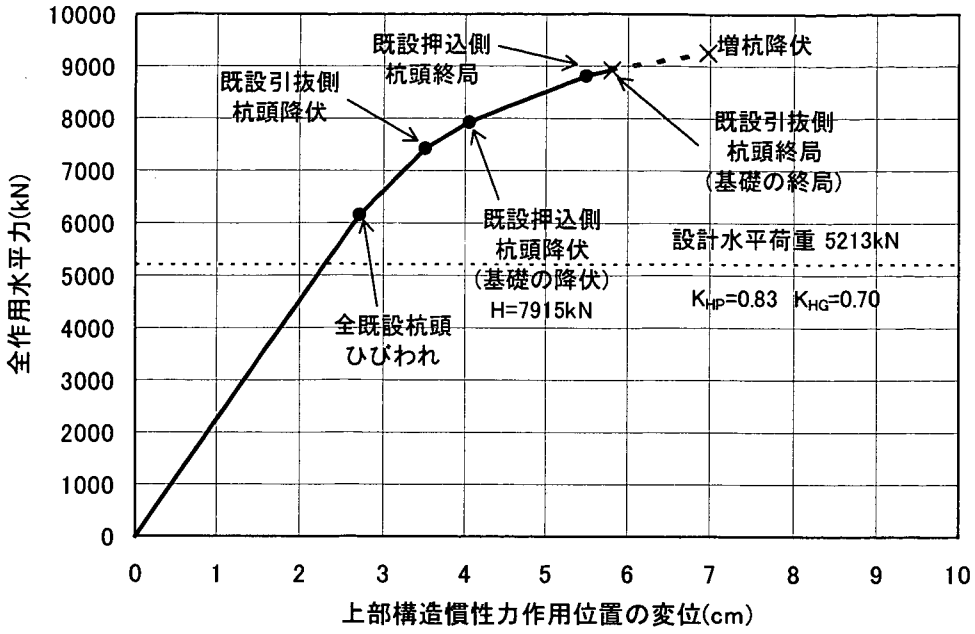


図-5.2.6　水平力～変位の関係（非液状化　橋軸方向 ）

表-5.2.11　増杭された杭基礎の安全性判定（非液状化　橋軸方向）

					既設杭 PC杭 φ600mm		増杭 高耐力マイクロパイル φ178mm	
					押込側	引抜側	押込側	引抜側
基礎の耐力照査	最大曲げモーメント		M	kN･m/本	176	176	37	37
	降伏曲げモーメント		M_y	kN･m/本	526	328	147	147
	判定		－	－	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$
					杭体は降伏しない		杭体は降伏しない	
	杭頭の鉛直反力		P_N	kN/本	1583	-90	486	-486
	支持力の上限値		P_{NU}	kN/本	2830	-800	1500	-1500
	判定		－	－	$P_N \leqq P_{NU}$	$P_N \leqq P_{NU}$	$P_N \leqq P_{NU}$	$P_N \leqq P_{NU}$
					支持力の上限に達しない		支持力の上限に達しない	
基礎の変位照査	杭頭における水平変位		δ_{FO}	m	0.008			
	変位の制限値の目安		δ_{FOa}	m	0.400			
	判定		－	－	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$ ……OK			
	フーチングの回転角		α_{FO}	rad	0.002			
	回転角の制限値の目安		α_{FOa}	rad	0.025			
	判定		－	－	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ ……OK			
せん断の照査	杭頭部	作用せん断力	S	kN/本	237（押込側）		68	
		せん断耐力	P_S	kN/本	324		－	
		判定	－	－	$S \leqq P_S$ …OK		検討は省略	
	地中部	作用せん断力	S	kN/本	109（押込側）		－	
		せん断耐力	P_S	kN/本	152		－	
		判定	－	－	$S \leqq P_S$ …OK		－	

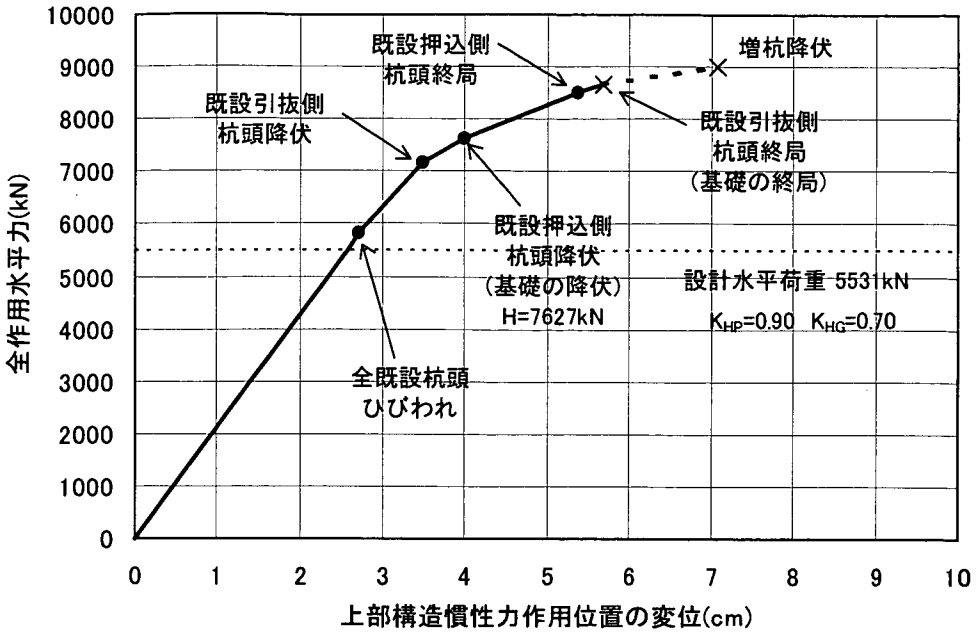


図-5.2.7　水平力～変位の関係（非液状化　直角方向 ）

表-5.2.12　増杭された杭基礎の安全性判定（非液状化　直角方向）

					既設杭 ＰＣ杭 φ600mm		増杭 高耐力マイクロパイル φ178mm	
					押込側	引抜側	押込側	引抜側
基礎の耐力照査	最大曲げモーメント		M	kN･m/本	256	226	42	42
	降伏曲げモーメント		M_y	kN･m/本	526	328	147	147
	判定		－	－	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$
					杭体は降伏しない		杭体は降伏しない	
	杭頭の鉛直反力		P_N	kN/本	1759	-267	514	-514
	支持力の上限値		P_{NU}	kN/本	2830	-800	1500	-1500
	判定		－	－	$P_N \leqq P_{NU}$	$P_N \leqq P_{NU}$	$P_N \leqq P_{NU}$	$P_N \leqq P_{NU}$
					支持力の上限に達しない		支持力の上限に達しない	
基礎の変位照査	杭頭における水平変位		δ_{FO}	m	0.009			
	変位の制限値の目安		δ_{FOa}	m	0.400			
	判定		－	－	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$ ……OK			
	フーチングの回転角		α_{FO}	rad	0.002			
	回転角の制限値の目安		α_{FOa}	rad	0.025			
	判定		－	－	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ ……OK			
せん断の照査	杭頭部	作用せん断力	S	kN/本	278（押込側）		72	
		せん断耐力	P_S	kN/本	324		－	
		判定	－	－	$S \leqq P_S$ …OK		検討は省略	
	地中部	作用せん断力	S	kN/本	144（押込側）		－	
		せん断耐力	P_S	kN/本	152		－	
		判定	－	－	$S \leqq P_S$ …OK		－	

5.2.2　液状化する場合の検討

（1）解析モデル

液状化する場合の検討においても、モデル化の基本は液状化しない場合と概ね同様である。異なる点は、①第1砂質土層の液状化（層厚 7.0m、低減係数 D_E=0.0）を考慮して、液状化区間の杭軸直角方向の節点バネを除去する、②液状化時に突出する杭体部に地震時慣性力を作用させる、③フーチング前面地盤の水平抵抗を無視することである。**図-5.2.8** に解析モデルを示す。なお、斜杭における杭軸方向バネ定数 K_V および杭軸直角方向の地盤抵抗 K_H は、それぞれの方向に所定のバネ値をもつ指向性バネ要素として評価している。

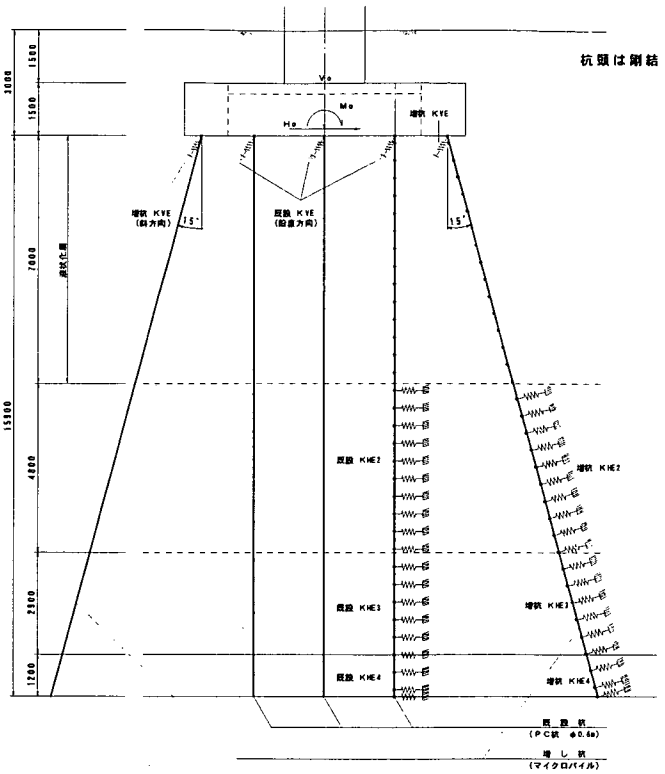


図-5.2.8　液状化する場合の解析モデル

（2）増杭の配置

液状化を考慮する場合の増杭として、打設傾斜角 15° の斜杭を 18 本配置することを想定した。斜杭により増杭された杭基礎の構造を**図-5.2.9** に示す。増杭の支持層への定着は、液状化しない場合と同様とした。

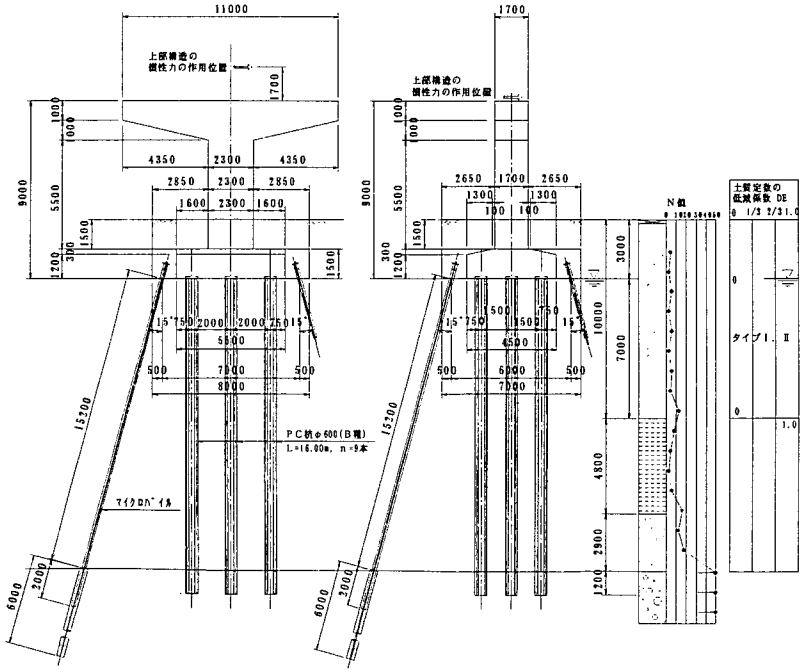


図-5.2.9　斜杭による増杭補強

（3）設計諸定数

高耐力マイクロパイルの諸元は、5.2.1 に示した液状化しない場合と基本的には同様であるが、マイクロパイルが負担する死荷重や斜杭とすることによる杭長の変動を考慮して、M～φ関係や軸方向バネ定数を再計算した。

（4）増杭された杭基礎の照査結果

液状化を考慮した場合の増杭基礎の照査結果を図-5.2.10 と表-5.2.14(橋軸方向)、図-5.2.11 と表-5.2.15(直角方向)に示す。図-5.2.10～11 に示した作用水平力～上部構造慣性力作用位置の変位関係より、増杭の杭頭反力が押込支持力の上限に達した段階で変位が急増し始めることがわかる。このことから、本ケースでは、増杭が押込支持限界に達した時点を基礎の降伏とみなして応答塑性率を算出した(表-5.2.13)。

表-5.2.13　応答塑性率の計算結果

	基礎が降伏に達した時点		設計水平震度 k_{hcF}	応答塑性率 μ_{FR}	応答変位 δ_{FR} (m)	終局変位 δ_{Fu} (m)
	水平震度 k_{hyF}	水平変位(m) δ_{Fy}				
橋軸方向	0.730	0.066	1.167	1.778	0.117	0.130
直角方向	0.877	0.066	1.167	1.385	0.092	0.118

※①応答塑性率および応答変位は次式による。

$$\mu_{FR} = 1/2\left\{1 + \left(k_{hcF}/k_{hyF}\right)^2\right\} \quad \cdots\cdots(5.2.10)$$

$$\delta_{FR} = \mu_{FR}\delta_{Fy} \quad \cdots\cdots(5.2.11)$$

②表中の各変位は基礎の変形による上部構造慣性力作用位置での水平変位を示す。

一方、本設計で行った構造解析では、既設杭体のM～φ関係(トリリニア型)において終局後の耐力低下を考慮していないため、すべての既設杭が終局に至った後も基礎全体の耐力が保持されたまま変位のみが増大し、増杭が終局状態に達した段階で基礎の耐力が失われる結果が得られる。しかし、既設杭に断面破壊が生じた後においては、実際の挙動が不明であり基礎のエネルギー吸収性能を期待できないと判断し、ここでは、すべての既設杭が終局状態に達した時点を基礎全体の終局点とした。また、増杭された杭基礎の耐震性能は、求めた応答塑性率と応答塑性率の制限値の大小比較ではなく、応答変位時での既設杭の状態により、その有無を判定するものとした。

図-5.2.10～11 に示すとおり、橋軸、直角いずれの方向においても、求めた応答変位が基礎全体の終局変位よりも小さいことから、増杭された杭基礎は所定の耐震性能を有していると判断した。なお、表-5.2.14～15 中に記した応答塑性率の制限の目安値 2.0 は、上述の解析結果から推測したものであり、本ケースに限定した場合の値である。増杭基礎の応答塑性率については、対象とする既設基礎の杭種や地盤条件、さらに増杭の方法により制限値の目安が異なるものと推察されるため、既設杭の状態を踏まえた個別の評価が必要になるものと思われる。

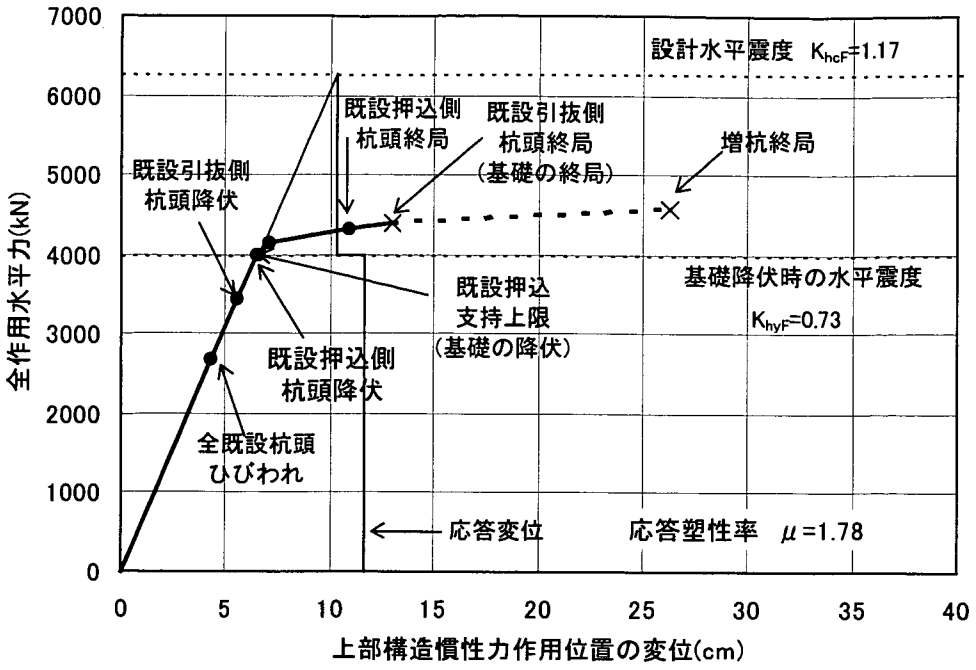


図-5.2.10　水平力～変位の関係（液状化　橋軸方向 ）

表-5.2.14　増杭された杭基礎の安全性判定（液状化　橋軸方向）

				既設杭 ＰＣ杭 φ600mm	増杭 高耐力マイクロパイル φ178mm
応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	－	1.78	
	応答塑性率の制限の目安	μ_{FL}	－	2.00	
	判定	－	－	$\mu_{FR} \leqq \mu_{FL}$ ……OK	
	上部工慣性力作用位置の応答変位	δ_{FR}	m	0.117	
基礎の変位照査	杭頭における水平変位	δ_{FO}	m	0.116	
	変位の制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.400	
	判定	－	－	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$ ……OK	
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	0.0002	
	回転角の制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.0250	
	判定	－	－	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ ……OK	
せん断の照査	作用せん断力の最大値	S	kN/本	147（押込側）	72
	杭体のせん断耐力	P_S	kN/本	152（地中部）	－
	判定	－	－	$S \leqq P_S$ …OK	－

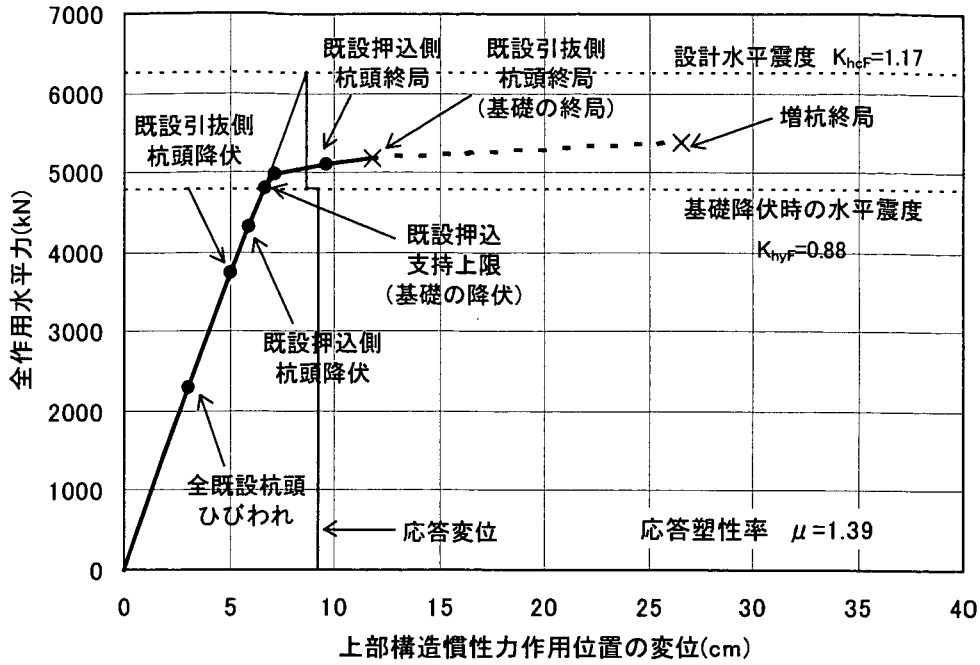


図-5.2.11　水平力～変位の関係（液状化　直角方向 ）

表-5.2.15　増杭された杭基礎の安全性判定（液状化　直角方向）

				既設杭 ＰＣ杭 φ600mm	増杭 高耐力マイクロパイル φ178mm
応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	－	1.39	
	応答塑性率の制限の目安	μ_{FL}	－	2.00	
	判定	－	－	$\mu_{FR} \leqq \mu_{FL}$ ……OK	
	上部工慣性力作用位置の応答変位	δ_{FR}	m	0.092	
基礎の変位照査	杭頭における水平変位	δ_{FO}	m	0.099	
	変位の制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.400	
	判定	－	－	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$ ……OK	
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	-0.0006	
	回転角の制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.0250	
	判定	－	－	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ ……OK	
せん断の照査	作用せん断力の最大値	S	kN /本	144（押込側）	72
	杭体のせん断耐力	P_S	kN /本	152（地中部）	－
	判定	－	－	$S \leqq P_S$ …OK	－

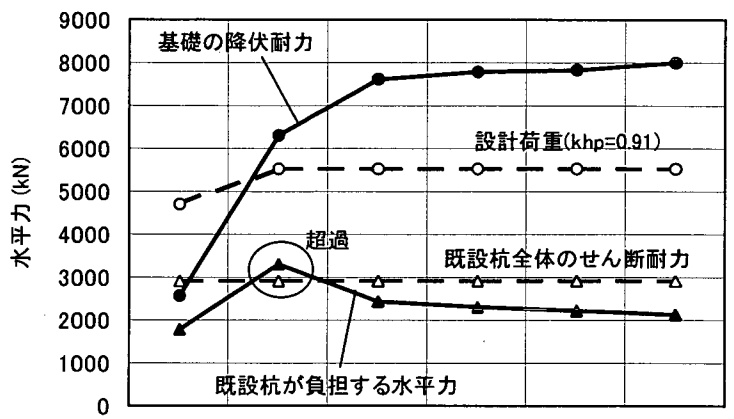
5.2.3 高耐力マイクロパイル工法の補強効果と今後の課題

（1）補強効果

a）液状化を考慮しない場合の検討

本試設計では、直杭による補強設計の他に、増杭の打設傾斜角をパラメータとしたケーススタディを行っている。5.2.1で述べたとおり、直杭補強時においては、増杭本数が既設杭体のせん断照査により決定され、その結果、基礎照査時の設計荷重に対して1.4～1.5倍の降伏耐力が得られている。ケーススタディを行うにあたっては、直杭補強時の降伏耐力を指標として、同等の補強効果を得るために必要な増杭本数を確認するとともに、杭頭の反力およびモーメント、水平荷重分担等、増杭された基礎の挙動変化に着目した。**表-5.2.16**に検討結果をまとめて示す。打設傾斜角を大きくするほど、増杭の軸剛性が基礎の水平抵抗に寄与する度合いが強まり、所定の耐力を与えるために必要な増杭本数を減少できる結果となった。

図-5.2.12は、検討した各ケース(直角方向)における基礎の降伏耐力と設計(未補強では降伏時)水平力の既設杭負担分を示したものである。保有水平耐力法レベルの地震力に対して杭の支持力が不足する既設基礎は、増杭により基礎全体の支持力が増加するに伴い、杭体のせん断耐力不足が顕在化する。例えば、直杭を10本配置した場合、基礎の降伏耐力は設計荷重を上回るが、既設杭が負担する水平力がせん断耐力を超過している。このような場合、曲げ剛性が既設杭に比べ約1/38と非常に小さいマイクロパイルを直杭として用いると、十分なせん断補強効果が得られず、多本数の増杭が必要とされる。一方、斜杭として用いることにより、直杭補強と同等の降伏耐力を保持しつつ既設杭の負担水平力も多少低減されている。



打設傾斜角	——	0°	0°	5°	10°	15°
増杭本数	0	10	26	20	14	10
	未補強	直杭		斜杭		

図-5.2.12　基礎の降伏耐力と既設杭が負担する水平力

図-5.2.13～14に、打設傾斜角と設計荷重時における杭頭反力および杭頭モーメントの関係を示す。これらの図から、杭頭反力と杭頭モーメントは相反関係にあり、打設傾斜角が大きくなるにつれて、基礎の降伏耐力を支配する要因が、既設杭体の曲げ耐力から既設杭の支持力へと移行する傾向にあることがわかる。

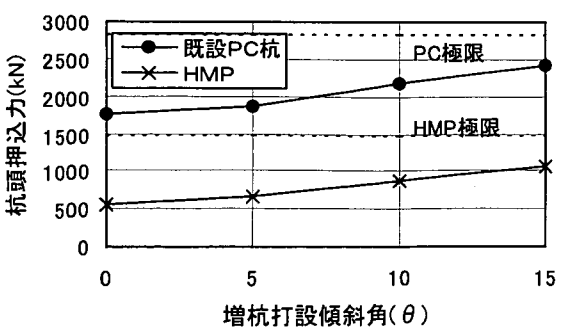


図-5.2.13　杭頭反力の変化

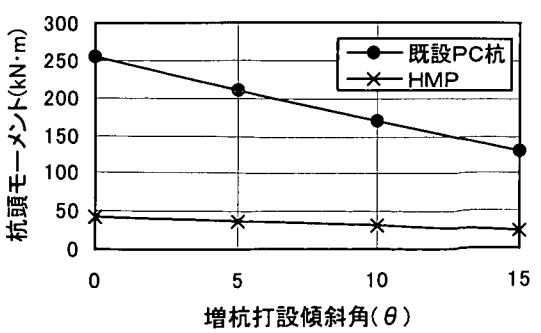
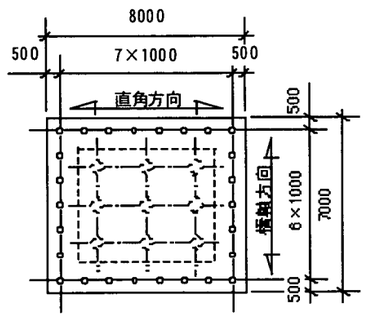
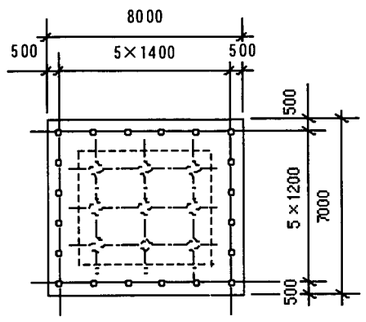
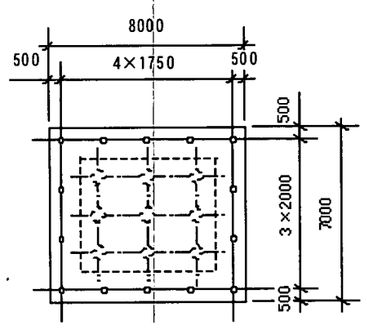
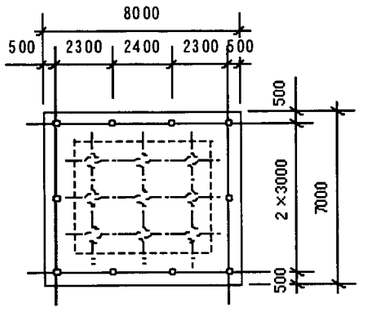


図-5.2.14　杭頭モーメントの変化

表-5.2.16 液状化しない場合の検討結果

― マイクロパイルの打設傾斜角と耐震補強効果 ―

マイクロパイルの打設傾斜角	直 杭	斜 杭		
	$\theta = 0°$	$\theta = 5°$	$\theta = 10°$	$\theta = 15°$
マイクロパイルの配置本数	２６本	２０本	１４本	１０本
杭 配 置 図				

	項目	種別	部位	摘要	橋軸方向	直角方向	分担率	橋軸方向	直角方向	分担率	橋軸方向	直角方向	分担率	橋軸方向	直角方向	分担率
試算結果	基礎全体の荷重分担	鉛直力 (kN)	既設ＰＣ杭	既設＋増杭後	6810	6810	85%	7020	7020	88%	7228	7228	90%	7399	7399	92%
			ＨＭＰ	増杭後のみ	1199	1199	15%	989	989	12%	781	781	10%	610	610	8%
		水平力 (kN)	既設ＰＣ杭	全体	2129	2437	41/44%	2093	2300	40/42%	2072	2235	40/40%	2111	2131	40/39%
				１本あたり	237	271	(橋軸/直角)	233	256	(橋軸/直角)	230	248	(橋軸/直角)	235	237	(橋軸/直角)
			ＨＭＰ	全体	1778	1867	34/34%	1783	2024	34/37%	1772	2063	34/37%	1698	2154	33/39%
				１本あたり	68	72		89	101		127	147		170	215	
			フーチング前面抵抗		1306	1227	25/22%	1337	1206	26/22%	1370	1233	26/22%	1404	1246	27/23%
			基礎照査時　合計		5213	5531	100%	5213	5531	100%	5213	5531	100%	5213	5531	100%
	基礎の降伏時水平力		(すべての既設杭が降伏)		7915	7627	152/138%	7833	7795	150/141%	7817	7822	150/141%	7763	8017	149/145%
					橋軸方向	直角方向	制限値	橋軸方向	直角方向	制限値	橋軸方向	直角方向	制限値	橋軸方向	直角方向	制限値
	基礎の変位	杭頭部の水平変位 (cm)			0.76	0.85	40.0	0.80	0.81	40.0	0.85	0.86	40.0	0.94	0.90	40.0
		フーチングの回転角 (rad)			0.0018	0.0016	0.025	0.0021	0.0018	0.025	0.0025	0.0022	0.025	0.0029	0.0026	0.025
	杭体の支持 (照査荷重作用時)	軸方向力 (kN)	既設ＰＣ杭	押込側	1583	1759	2830	1758	1867	2830	1944	2167	2830	2167	2426	2830
				引抜側	-90	-267	-800	-219	-328	-800	-359	-582	-800	-544	-800	-800
			ＨＭＰ	押込側	532	560	1500	683	668	1500	847	878	1500	1040	1062	1500
				引抜側	-440	-468	-1500	-585	-570	-1500	-735	-766	-1500	-918	-940	-1500
	杭体の照査 (照査荷重作用時)	杭頭部のモーメント (kN·m)	既設ＰＣ杭	最前列	176	256	526	148	211	526	124	171	526	107	129	526
			ＨＭＰ	斜杭	----	----	147	33	37	147	29	32	147	25	23	147
				直杭	37	42	147	36	40	147	37	39	147	39	37	147
		せん断力 (kN)	既設ＰＣ杭	杭頭部	237	278	324	233	257	324	230	249	324	235	237	324
				中間部	109	144	152	102	124	152	99	116	152	101	104	152

b）液状化を考慮する場合の検討

液状化を考慮しない場合と同様、増杭の打設傾斜角を 0～15° の範囲で変化させ検討を行ったが、打設傾斜角 15° 以外のケースでは、増杭を上限の 26 本配置しても既設基礎の耐力を所定のレベルまで引き上げることができない結果となった。これは、液状化によりフーチング前面地盤およびフーチング下 7m の範囲における杭前面の水平抵抗が失われ、既設杭と増杭の水平力分担がその剛性比(38:1)に支配されるためである。表-5.2.17 に各検討ケースにおける既設杭と増杭の水平力分担率(全既設杭の降伏時)を示す。打設傾斜角が 0～5° の範囲では水平力の大半を既設杭が負担しており、十分な補強効果が得られないことがわかる。

表-5.2.17　既設杭と増杭の荷重分担(橋軸方向)

打設傾斜角		0°	5°	10°	15°
全既設杭降伏時の水平力 (kN)		1112	1377	2629	3985
増杭本数		26 本	26 本	26 本	18 本
荷重分担率	既設杭	82%	65%	40%	26%
	増　杭	18%	35%	60%	74%

図-5.2.15 および図-5.2.16 はそれぞれ、打設傾斜角を 10° および 15° とした場合の計算結果(橋軸方向)を水平力～変位関係として示したものである。10° の斜杭により補強された杭基礎は、水平力と変位が概ね線形関係を保ったまま既設杭が終局に至る脆性的な特性を示している。基礎の塑性化によるエネルギー吸収を期待するためには、15° の場合と同様に既設杭の降伏と増杭の押込支持限界が連鎖的に生じるよう、増杭の支持力の上限値を調整する(定着長を短縮する)必要があるが、仮にこのような調整を行ったとしても、基礎の降伏耐力が不十分であり、応答変位が終局変位を超過する計算結果が得られるものと推察される。一方、所定の耐力を有していると判定した打設傾斜角 15° の場合も、大きな変位を伴わないまま既設杭が終局に至る過程をたどっている。このような斜杭補強に伴う基礎の脆性化は、補強後の基礎の水平抵抗が主に斜杭の軸剛性に依存し、その上限に達した後から既設杭の負担する水平力が急増するためであると考えられる。応答塑性率を評価する際には、上述したような補強後の基礎の特性を考慮することが必要である。

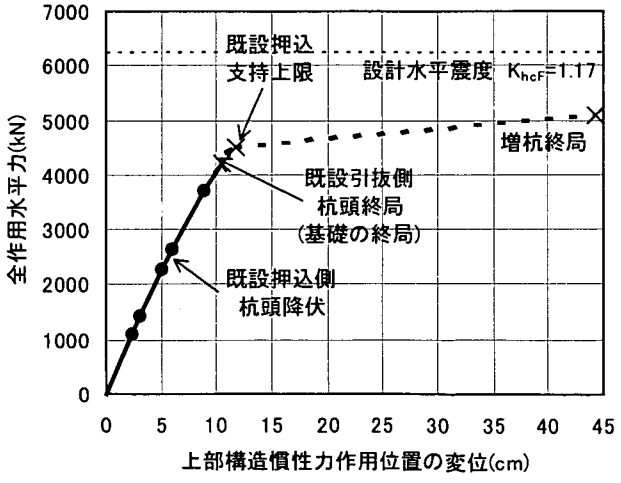


図-5.2.15　斜杭10° の計算結果

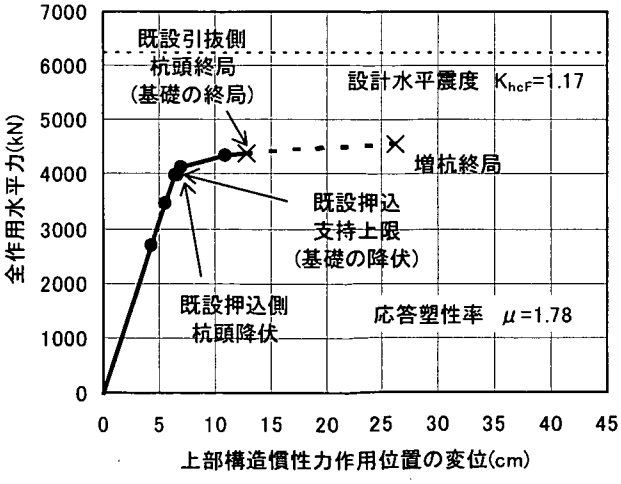


図-5.2.16　斜杭15° の計算結果

c）従来工法との比較

従来工法(場所打ち杭φ1000-8 本)あるいは高耐力マイクロパイル工法により補強された杭基礎は、液状化を考慮した場合に両者の構造特性差が顕著に現れる。従来工法により補強された基礎は、増杭の曲げ剛性が既設杭のそれに対して卓越するため、増杭を含めたすべての杭体が降伏した後も作用水平力の約 75%(応答変位時)を増杭が負担する。また、水平力～変位関係においても、増杭と既設杭が並行して降伏から終局へと推移し、杭体の剛性低下とともに徐々に非線形性が強まる傾向を示している。これに対し、高耐力マイクロパイル工法により補強された基礎は、マイクロパイル(斜杭)の軸剛性に基礎の水平抵抗が依存するため、支持力が上限に達した後は、増杭に作用する水平力が既設杭へと急激に移行する。このため、水平力～変位関係において基礎の降伏点が明確に現れ、基礎の降伏と既設杭の終局が連鎖的に生じている。

一方、高耐力マイクロパイル工法による補強設計においては、従来工法による場合と基礎の降伏および終局の定義が異なっている。従来工法では、基礎の耐力が増杭に依存する傾向が強いため、「増杭を含めたすべての杭体が降伏・終局に達した状態」をそれぞれ増杭基礎の降伏・終局としているのに対し、高耐力マイクロパイル工法では、増杭と既設杭の剛性や変形性能の差が著しく、増杭の状態を加味した判定が困難であることから、「すべての既設杭体が降伏・終局に達した状態」を基礎の降伏・終局としている。このような考え方の差異は計算結果にも現れており、従来工法の方が大きな応答塑性率を許容(制限値の目安 3.0)している。**図-5.2.17** に両工法の計算結果(橋軸方向)を対比して示す。増杭された基礎の降伏あるいは終局を判定するにあたっては、増杭と既設杭の杭種や組合せに応じて、その基準を適宜見直すことも必要である。

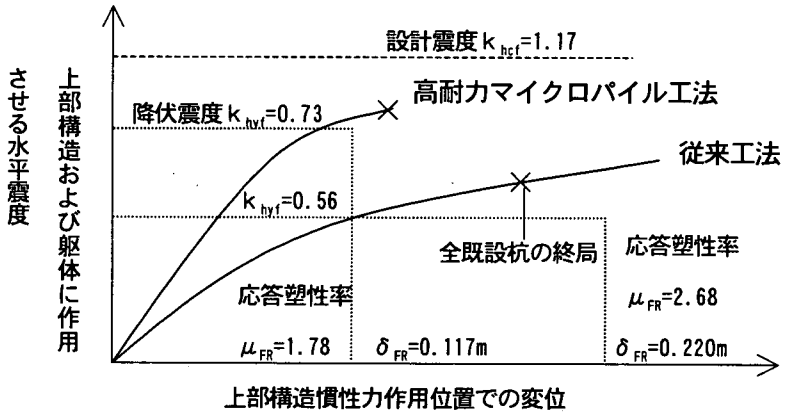


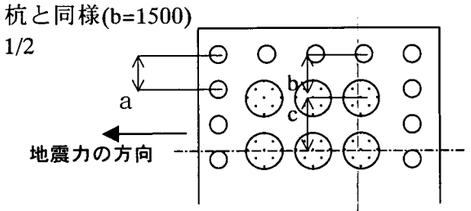
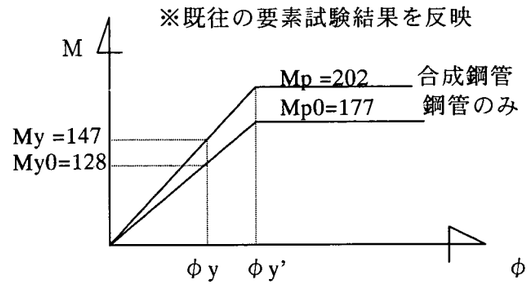
図-5.2.17　従来工法と高耐力マイクロパイルの比較(液状化する場合)

（2）今後の課題

a）設計手法の確立

本試設計に用いた設計定数は、道路橋示方書等の基準を参考にして決定しているが、現段階では増杭補強に関する設計手法は確立されておらず、未解明の部分も残されている。**表-5.2.18** は用いた設計条件と今後の課題を整理したものである。示した課題の中で、**④増杭後の地盤抵抗の評価方法**や**⑨基礎の降伏・終局の判定基準**は特に重要な事項であり、今後より詳細な検討を要するものと思われる。

表-5.2.18　設計条件の整理と課題の抽出

項目			既設ＰＣ杭 採用値	既設ＰＣ杭 算出方法	高耐力マイクロパイル 採用値	高耐力マイクロパイル 算出方法	今後の課題
杭の支持特性	極限支持力 Ru	非液状化	押込　2830 kN 引抜　−800 kN	参考資料（道路協会）から引用 ※打込みＰＣ杭	押込　1500 kN 引抜　−1500 kN	定着部の周面摩擦抵抗のみを考慮し、グランドアンカー設計・施工基準(地盤工学会)に示された摩擦抵抗値を用いて算出 ・定着部φ200(削孔径)　定着長 6.0m ・支持層(砂質土 N 値 50)の周面摩擦応力度＝400kN/m2 ・周面摩擦は押込時と引抜時とで差がないと仮定	①グラウト加圧注入に伴う摩擦抵抗増大あるいは定着部拡径効果を把握し、実設計に反映させる。 ②既往の載荷試験結果に基づき極限引抜力を再検討し、必要であれば低減係数を定める。
		液状化	押込　2700 kN 引抜　−670 kN		押込　1500 kN 引抜　−1500 kN		
	杭軸方向ばね定数 Kv	非液状化 液状化 共通	Kv=309940　kN/m		Kv=89970kN/m	道路橋示方書に示された中堀鋼管杭に対する係数を用いて算出 ・断面積＝鋼管φ178(t=12.7mm 腐食代 1mm)の断面積 ・計算上の杭長＝鋼管長(14.7m+2.0m=16.7m)	③既往の載荷試験データを整理し、実態に即したマイクロパイルの杭軸ばね算出式を確立する。
杭軸直角方向の地盤特性	水平方向地盤反力の上限値	橋軸方向 直角方向 共通	砂質土層の ηp・αp 全列 1.25	既設杭と増杭の最小間隔 b=1500 ×1/杭径 600×1/2 (増杭後は全列を2列目以後と判定)	砂質土層の ηp・αp 最前列　3.00 中　間　1.25 最後列　1.50	・最前列：最小増杭間隔 a=1000／杭径 178≧3.00 ・中間列：既設ＰＣ杭と同様(b=1500) ・最後列：最前列×1/2 	④近接するマイクロパイルが既設杭の地盤抵抗特性に与える影響を確認し、実設計に反映させる。
	水平方向地盤反力係数	増杭 斜配置時	――――	――――	省略	道路橋示方書により算出した値をそのまま斜杭軸直角方向に適用	⑤地盤抵抗の異方性を考慮した補正値を設定する。 ※補正値を実験的に定めることが困難であれば、斜杭の補強効果を多少小さく評価するような低減係数の導入を検討する。
杭体の力学特性	曲げモーメント～曲率（M～φ）関係		各状態の曲げモーメント 軸力あり ひびわれ 300 kN·m 降　伏 526　〃 終　局 602　〃 軸力なし ひびわれ 205kN·m 降　伏 368　〃 終　局 461　〃	参考資料に示された値を引用	各状態の曲げモーメント 軸力あり 降　伏 147 kN·m 全塑性 202　〃	鋼管φ178 単体で降伏・全塑性時のM0～φを算出し、得られたφに鋼管内部のグラウトと鉄筋を考慮した曲げ剛性 EI を乗じることにより、合成鋼管の降伏My および全塑性Mp を算出 	⑥軸力が作用するマイクロパイルのM～φを実験的に検証する(現在継続中)。 ⑦鋼管カップリング部の耐力・変形性能を実験的に検証する(現在継続中)。
	せん断耐力		杭頭部　324kN 中間部　152kN	参考資料に示された値を引用 τa1=0.65N/mm2	――――	作用せん断力に対しせん断耐力が卓越するため、検討を省略	⑧既設杭(コンクリート系)の中詰部および杭本体のせん断耐力評価手法を整理する。
増杭基礎の降伏および終局の定義			降伏：「すべての既設杭体が降伏した状態」あるいは「増杭または既設杭の最前列が押込限界に達した状態」に達し、基礎の水平変位が急増する時点 終局：「すべての既設杭体が終局した状態」に達した時点				⑨増杭後の構造特性を考慮した基礎の降伏および終局の判定基準を再検討する。 ※従来工法(場所打ち杭　φ1000)による増杭補強計算では、増杭を含めた全杭体が降伏・終局に達した時点を、それぞれ基礎の降伏・終局としている。
杭基礎の解析モデル			地盤特性および杭体剛性の非線形性を考慮したラーメン構造としてモデル化（道路橋示方書に準拠）				⑩マイクロパイル頭部とフーチングの結合条件が計算結果に与える影響を確認する。

b）直杭と斜杭の使い分け

図-5.2.18 は、保有水平耐力法レベルの地震力が作用したときの橋脚の挙動と既設杭基礎の耐力不足要因を模式化して示したものである。試設計の対象とした杭基礎は、今回の検討結果から推察すると、液状化しない場合には図中の②、液状化する場合には④の領域に属しており、既設杭が負担する水平力を効果的に低減することが必要とされた。このため、マイクロパイルを斜杭として用いた方が基礎全体の耐力向上に有利となる計算結果が得られた。しかし、斜杭による補強についても、地盤抵抗の評価や削孔機の開発・改良および削孔精度の確保等、設計や施工の面で多くの課題が残されている。今後、設計上の優位性や施工の難易度等を勘案し、直杭と斜杭の得失を整理した上で、使い分けを明確にしていきたい。

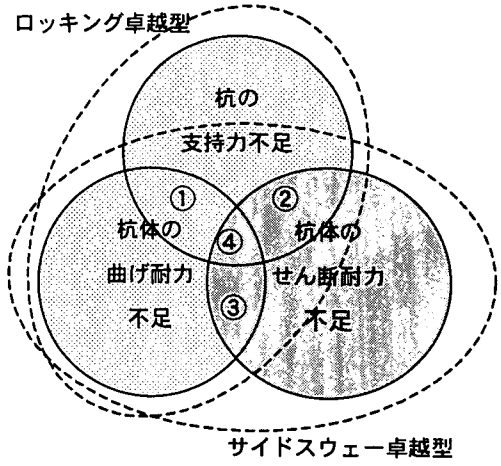


図-5.2.18　既設杭基礎の耐力不足要因

c）座屈に対する検討

今回の試設計では取り扱わなかった照査項目として、液状化層におけるマイクロパイルの座屈に対する検討がある。地震の繰返し作用により液状化層の水平抵抗が失われると、解析上杭体が突出した状態となるが、このような状態で細長な部材に大きな軸力が作用すると全体座屈を起こす可能性がある。マイクロパイルの座屈現象を解析的に把握しようとした場合、軸力の作用ばかりでなく水平移動や回転等の変形を伴うため、単純な座屈問題として扱うことができない。幾何学的非線形性を考慮した解析や液状化対策工法との併用に関する検討が今後の課題となる。

d）まとめ

抽出された課題と今後の取組みを整理したものが**表-5.2.19** である。示した項目をすべて本共同研究で網羅することは時間的な制約もあり困難であると思われるが、課題の重要性に応じて取捨選択しながら異種増杭の補強効果の実証と設計法の確立を目指していく必要がある。

表-5.2.19　今後の課題と取組み

	検討課題	調査	実験	解析
増杭補強全般に関する事項	増杭された基礎の水平方向抵抗特性		○	○
	増杭された基礎の降伏および終局判定			○
	斜杭の軸方向および直角方向の抵抗特性	○	○	○
高耐力マイクロパイルに関する事項	支持力算定式の検証	○		
	杭軸方向バネ定数の算定手法	○		
	モーメント～曲率関係の検証		○	
	杭頭部における細部構造および解析上の結合条件		○	○
	液状化地盤における部材の座屈			○

【参考文献】

1)高耐力マイクロパイル研究会：高耐力マイクロパイル設計・施工マニュアル(案)，平成11年4月

2)大谷ほか：鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究(その1～3)，
第54回土木学会年次学術講演会，1999

3)斉藤ほか：鋼管を用いたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究(その1～2)，
第54回土木学会年次学術講演会，1999

4)斉藤ほか：鋼管で補強されたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究，
第55回土木学会年次学術講演会，2000(投稿中)

5.3 STマイクロパイル工法による試設計結果

既設基礎の耐震補強に関して、4.2.3で述べたような既設PC杭基礎の水平耐力不足、あるいは液状化の発生を想定し、制約条件下での新工法（STマイクロパイル）を用いた増し杭補強の試設計を行った。試設計は道路橋示方書IV編の地震時保有水平耐力法に基づいたが、増し杭と既設杭といった異種、異径杭から構成される群杭基礎の水平抵抗分担など、本試設計においては5.1で述べたように幾つかの設計上の仮定を行っている。STマイクロパイルによる補強設計ケースは図-5.3.1に示すように、液状化しない場合、液状化する場合の条件に対して、補強方法として直杭、斜杭を用いた増し杭補強について検討を行った（全4ケース）。本工法は斜杭の施工が可能であり、小口径杭による増し杭補強を考えた場合、斜杭の軸抵抗によって得られる補強効果は大きいものと考えられる。したがって、斜杭を用いた増し杭補強の検討を行うことにより、その基本的な補強効果の把握、設計施工上の課題を整理することとした。なお、本試設計では、液状化する場合が増し杭本数を決定するにあたって支配的な条件となるが、今回は新工法による基本的な補強効果の把握を目的としていることから、それぞれの設計ケースに対して基礎の耐震性を確保するために必要な増し杭本数、補強効果の検討を実施した。ここで、基礎に必要な耐震性とは5.1で述べたように、L2地震動相当の設計水平震度に対して増し杭基礎が降伏しないことを基本とした。ただし、液状化時においては基礎の降伏を許容し、応答塑性率で照査を行うものとする。なお、今回の試設計では増し杭基礎の降伏の目安として、既設杭がすべて降伏したとき、もしくは、既設杭または増し杭の押込み支持力に達したときとした。

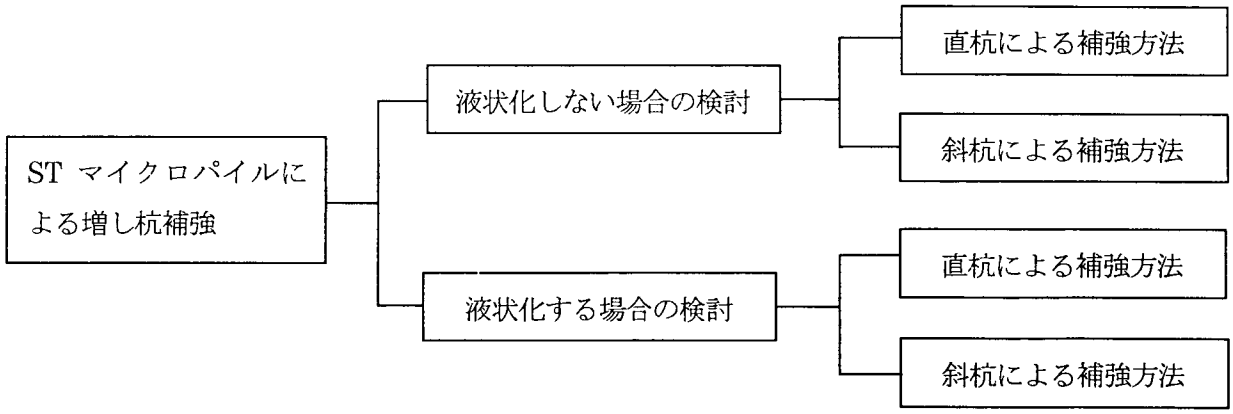


図-5.3.1　STマイクロパイルによる増し杭補強の設計ケース

また、3.2で述べたように、STマイクロパイルは改良体と芯材鋼管とが、作用外力に対して複合構造で抵抗するものである。ここで、本工法の軸方向支持力特性に関しては後述するように、改良体による拡径構造を考慮した支持力の上限値を設定した。しかし、軸直角方向の抵抗特性について、拡径改良体が受け持つ地盤反力の増加等の効果を現状では定量的に把握していないため、今回の試設計においては芯材鋼管径で水平地盤反力を受け持つものと仮定した。今後、水平載荷試験等の実施により、改良体の水平地盤反力特性を設計に取り入れていく予定である。

5.3.1　液状化しない場合の補強について

（1）解析モデル

増し杭補強の解析モデルについて、図-5.3.2に示すような地震時保有水平耐力法に基づいた杭～ラーメンモデルで非線形解析を行った。なお、斜杭の軸直角方向の抵抗特性に関しては、直杭として算定した軸直角バネを斜杭の軸直角方向にそのまま適用し、特に異方性に応じた補正などは行っていない。また、照査方向と直交する斜杭に関しては、バネ要素を設けた直杭として取り扱うものとした。

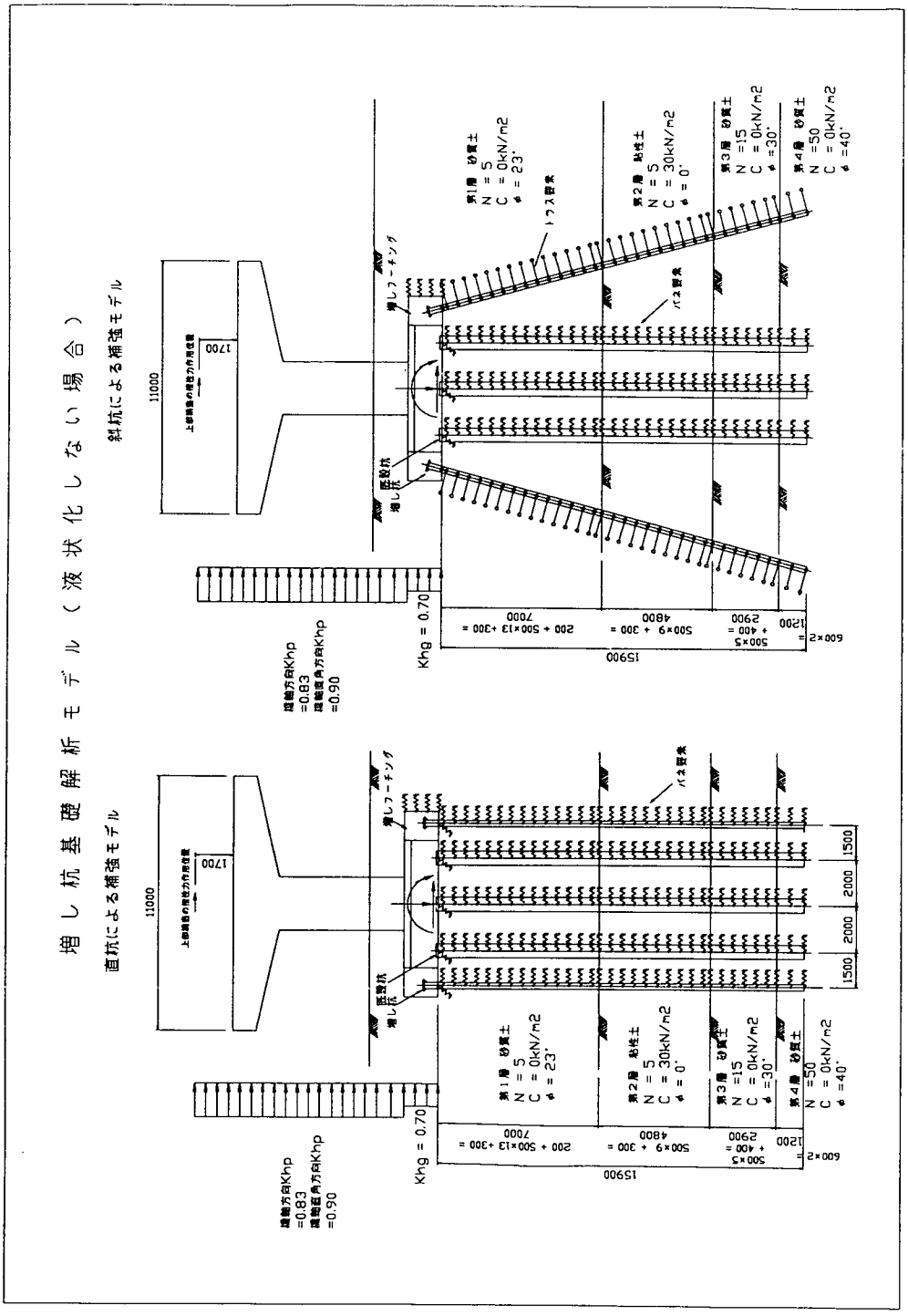


図-5.3.2　液状化しない場合の解析モデル

（2）直杭による増し杭補強

a）構造一般図

液状化しない場合における増し杭（直杭）補強の構造一般図を図-5.3.3に示す。

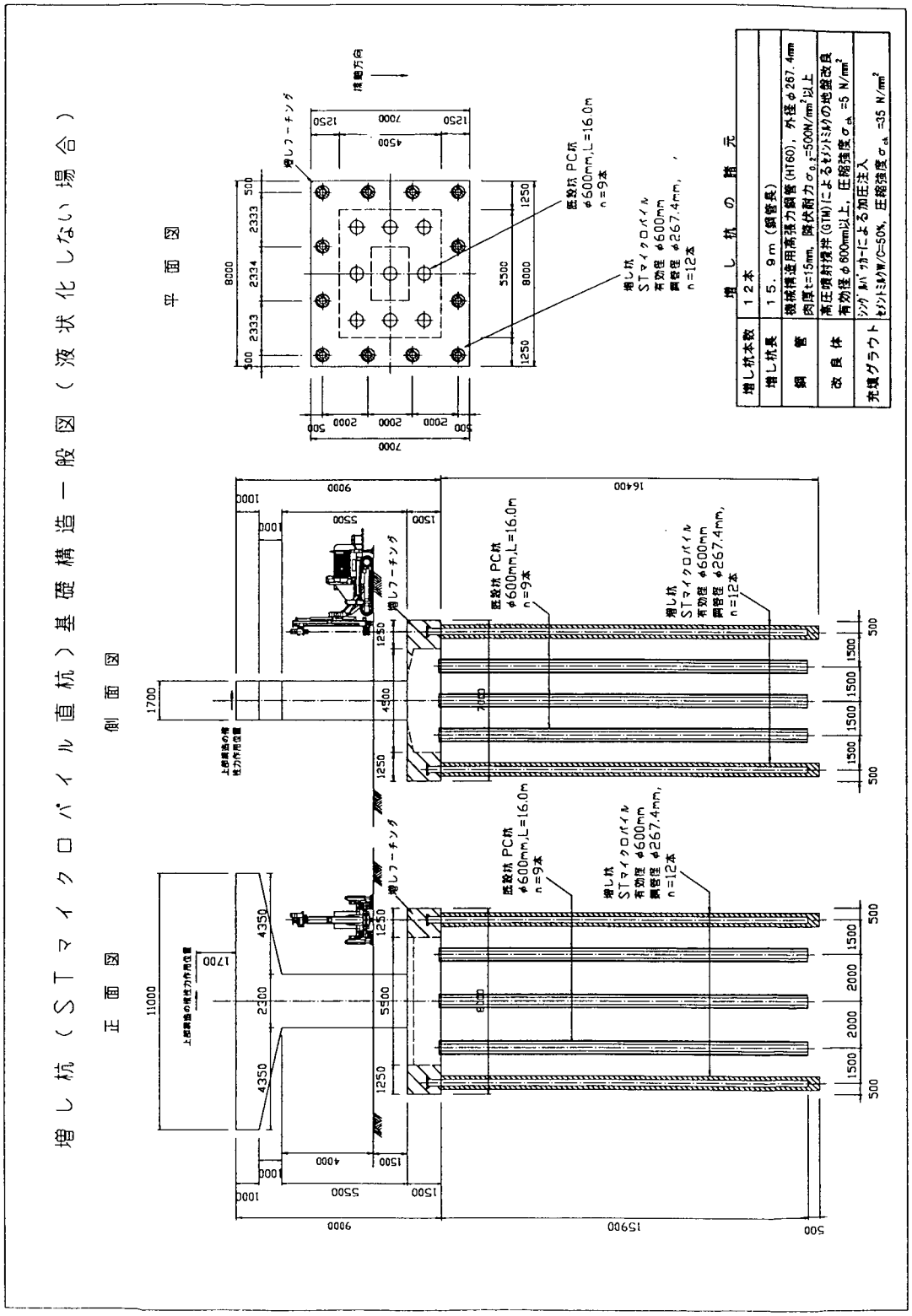


図-5.3.3 増し杭（直杭）補強構造一般図

b）各設計定数

①使用材料および設計に用いる定数

表-5.3.1に液状化しない場合における増し杭（直杭）の使用材料、各設計定数を示す。

表-5.3.1　増し杭（直杭）の使用材料および設計に用いる定数

	記号	単位	値	適　用
改良体の各設計定数				セメントミルクの高圧噴射撹拌による地盤改良
有効径	D	mm	600	
設計圧縮強度	σ_{ck}	N/mm^2	5	
鋼管の各設計定数				機械構造用高張力鋼管 HT60相当 (シームレス鋼管)
鋼管母材に関して				
鋼管外径	D	mm	267.4	
鋼管肉厚	t	mm	15.0	
弾性係数	E_s	N/mm^2	2.0×10^5	
耐力（$\sigma_{0.2}$）	σ_{sy}	N/mm^2	490	
引張強さ	σ_{su}	N/mm^2	590	
節加工に関して				
ビード溶接高さ	t	mm	2.5	
ビード溶接間隔	L	mm	750	
グラウトの各設計定数				シングルパッカーによるセメントミルク（W/C=50%）の加圧注入
設計圧縮強度	σ_{ck}	N/mm^2	30	
弾性係数	E_c	N/mm^2	2.0×10^4	

②設計に考慮する作用荷重

フーチング底面における作用外力の計算結果を表-5.3.2，5.3.3に示す。表-5.3.4に、荷重の載荷順序を考慮した既設杭と増し杭の荷重分担を示す。

表-5.3.2　フーチング底面における作用外力（橋軸方向）

	鉛直荷重 Vo (kN)	水平震度		水平荷重 Ho (kN)	重心 y (m)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mo kN.m)
		記号	値			
上部構造　W_U	3,283	K_{HP}	0.83	2,725	9.0	24,525
橋脚躯体　W_P	1,264	K_{HP}	0.83	1,049	6.5	6,818
フーチング　W_F	2,060	K_{HG}	0.70	1,442	0.75	1,082
上載土砂　W_S	1,380	—	—	—	—	—
合　　計	7,987	—	—	5,216	—	32,425

表-5.3.3　フーチング底面における作用外力（橋軸直角方向）

	鉛直荷重 Vo (kN)	水平震度		水平荷重 Ho (kN)	重心 y (m)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mo kN.m)
		記号	値			
上部構造　W_U	3,283	K_{HP}	0.90	2,955	10.7	31,619
橋脚躯体　W_P	1,264	K_{HP}	0.90	1,137	6.5	7,391
フーチング　W_F	2,060	K_{HG}	0.70	1,442	0.75	1,082
上載土砂　W_S	1,380	—	—	—	—	—
合　　計	7,987	—	—	5,534	—	40,092

表-5.3.4　既設杭および増し杭の荷重分担を考慮した作用外力の集計

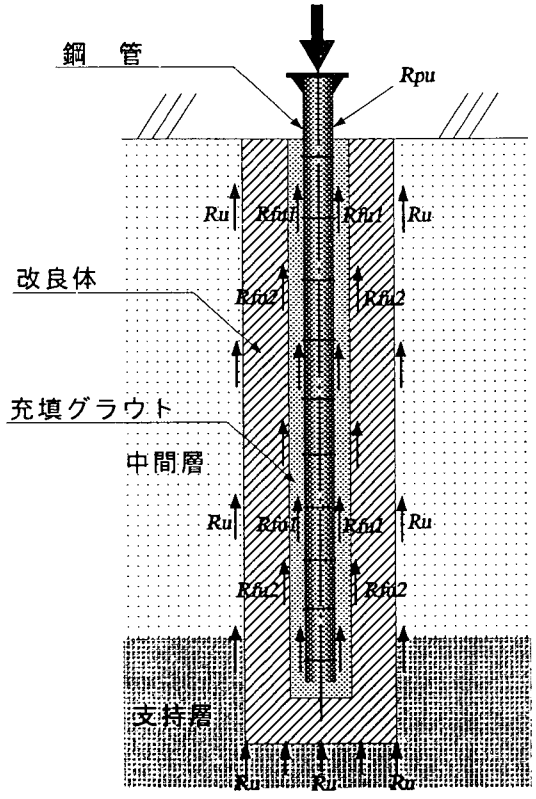
		橋軸方向	橋軸直角方向
既設杭のみで負担する鉛直荷重　V_D (kN)		5,459	5,459
既設杭および増し杭で分担する鉛直荷重	鉛直荷重*　$\triangle V_D$ (kN)	2,528	2,528
	水平荷重　H (kN)	5,216	5,534
	曲げモーメント　(kN.m)	32,425	40,092

＊　上部構造および橋脚躯体、既設フーチング重量は既設杭のみが負担し、増しフーチング重量と全上載土砂重量を既設杭および増し杭で負担するものとした。

③杭の軸方向抵抗特性

③－１　押込み支持力の上限値

図-5.3.4にSTマイクロパイルの鉛直支持力機構の概念図を示す。杭体が複合部材から構成されているため、杭の外的破壊、内的破壊を考慮し、押込み支持力上限値の設定に関しては以下のように算定した各支持力の最小値を用いることとする。



Ru：地盤から決まる極限支持力
（改良体～地盤間の周面摩擦＋先端支持力）

Rpu：杭体の圧縮耐力から決まる極限支持力
（鋼管＋グラウトの圧縮耐力）

Rfu：杭の内的破壊から決まる極限支持力
Rfu1：鋼管とグラウトの付着から決まる極限支持力
Rfu2：グラウトと改良体の付着から決まる極限支持力

図-5.3.4　STマイクロパイルの鉛直支持力機構

STマイクロパイルの押込み支持力の上限値 P_{NU} の設定方法は、**図-5.3.4** に示したように、

Ⅰ. 地盤から決まる杭の極限支持力 R_U

Ⅱ. 杭体の圧縮耐力から決まる押込み支持力の上限値 R_{PU}

Ⅲ. 杭の内的破壊から決まる押込み支持力の上限値 R_{FU}

$R_{FU} = \min(R_{FU1}, R_{FU2})$

R_{FU1}：鋼管とグラウトの付着から決まる押し込み支持力

R_{FU2}：グラウトと改良体の付着から決まる押し込み支持力

$P_{NU} = \min(R_U, R_{PU}, R_{FU})$　とする。

Ⅰ. 地盤から決まる杭の極限支持力 R_U

ST マイクロパイルの地盤から決まる極限支持力 R_u は、改良体（有効改良径 ϕ 600mm）～地盤間の周面摩擦力と改良体先端が受け持つ先端支持力の和とする。なお、過去の載荷試験結果 [1),2)] より、杭の周面摩擦力度と先端支持力度は道路橋示方書Ⅳ編の場所打ち杭に準じて算定することとした。**表-5.3.5** に地盤から決まる極限支持力の計算結果を示す。

$$R_U = q_d A + U\sum Lifi \qquad \cdots\cdots (5.3.1)$$

ここに、

R_U: 地盤から決まる極限支持力(kN)

A：杭先端（$\phi 600mm$）面積(m^2)

q_d: 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 $= 3{,}000kN/m^2$

U：杭（$\phi 600mm$）の周長(m)

Li：周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

fi：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度(kN/m^2)

砂質土の場合 $:5N(\leq 200)$

粘性土の場合：Cまたは$10N(\leq 150)$

表-5.3.5　地盤から決まる杭の極限支持力 R_u の計算結果

項　　目	記号	単位	値
杭の有効径	D	m	0.600
杭の有効断面積	A	m^2	0.283
先端支持力度	qd	kN/m^2	3,000
杭の先端支持力	qdA	kN	832
杭の周面摩擦力	Lifi	kN	1,436
地盤から決まる極限支持力	R_u	kN	2,268

Ⅱ. 杭体の圧縮耐力から決まる押込み支持力の上限値 R_{PU}

$$R_{PU} = 0.85\sigma_{ck}A_c + \sigma_{sy}A_s = 6{,}942kN \quad \cdots\cdots (5.3.2)$$

σ_{ck}: グラウトの設計圧縮強度(kN/m^2)

Ac：グラウトの断面積(m^2)

σ_{sy}: 鋼管の降伏点(kN/m^2)

A_s: 鋼管の断面積(m^2)

Ⅲ. 杭の内的破壊から決まる押し込み支持力の上限値 R_{FU}

・鋼管とグラウトの付着から決まる押し込み支持力 R_{FU1}

鋼管とグラウト間の付着性能を高めるため、今回のケースでは鋼管に約 3D、750mm 間隔でビード溶接（溶接高さ 2.5mm 以上）による節加工を施している（**図-5.3.5** 参照)。この、鋼管とグラウト間の付着性能を参考文献[2),3)]の実験結果および載荷試験結果から設定した。なお、計算上は鋼管の付着力に十分余裕はあるが、過去に実施した載荷試験では想定外の小さな荷重で無加工鋼管の表面付着切れが生じたことがある。このような背景から、付着性能を向上させる鋼管加工を行っている。

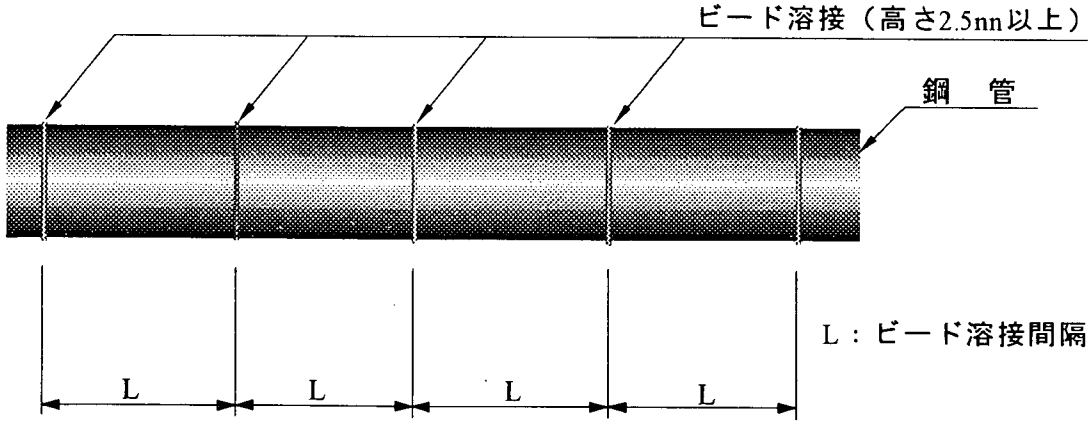


図-5.3.5　鋼管の節加工図（ビード溶接）

$$R_{FU1} = U_{FU1} \times \tau_{FU1} \times L = 7{,}613kN \quad \cdots\cdots (5.3.3)$$

U_{FU1}: 鋼管とグラウト間の付着面長（鋼管周長）$= 0.840m$

τ_{FU1}: 鋼管とグラウト間の極限付着力度 $= 570kN/m^2$

（参考文献[2),3)]より、節間隔、節高さ、改良体の圧縮強度などを考慮して設定）

L：鋼管長$(m) = 15.9m$

・グラウトと改良体の付着から決まる押し込み支持力 R_{FU2}

グラウトと改良体間の付着に関して、参考文献[2),4)]より、改良体の設計圧縮強度の 1/8 を極限状態の付着力度とし、上限値を算定した。

$$R_{FU2} = U_{FU2} \times \tau_{FU2} \times L = 8987kN \quad \cdots\cdots (5.3.4)$$

U_{FU2}: グラウトと改良体の付着面長（グラウト周長）$= 0.3 \times \pi = 0.942m$

τ_{FU2}: グラウトと改良体間の極限付着力度 $= 600kN/m^2$

(改良体の設計圧縮強度の 1/8 と設定)

L：鋼管長$(m) = 15.9m$

よって、杭の内的破壊から決まる押し込み支持力の上限値 R_{FU} は $\min(R_{FU1}, R_{FU2})$ より、6,410kN となる。

Ⅳ. 押込み支持力の上限値 P_{NU}

押込み支持力の上限値 P_{NU} は計算結果を集計し、**表-5.3.6** の通りとなる。

表-5.3.6　各条件から決まる支持力上限値の集計

項　　目		記号	単位	上限値
地盤から決まる極限支持力		R_U	kN	2,268
杭体から決まる支持力上限値		R_{PU}	kN	6,942
杭の内的破壊から決まる支持力上限値 R_{FU}	鋼管とグラウト間の付着	R_{FU1}	kN	7,613
	グラウトと改良体の付着	R_{FU2}	kN	8,987
押込み支持力の上限値		P_{NU}	kN	2,268

③－２ 引抜き支持力の上限値

引抜き支持力の上限値 P_{TU} の設定に関しても、以下のように算定した支持力の最小値を用いる。

Ⅰ. 地盤から決まる杭の極限引抜き支持力 P_U

Ⅱ. 鋼管の引張耐力から決まる引抜き支持力の上限値 P_{PU}

Ⅲ. 杭の内的破壊から決まる引抜き支持力の上限値 P_{FU}

$$P_{FU} = \min(P_{FU1}, P_{FU2})$$

P_{FU1}：鋼管とグラウトの付着から決まる引抜き支持力

P_{FU2}：グラウトと改良体の付着から決まる引抜き支持力

$P_{TU} = \min(P_U, P_{PU}, P_{FU})$　とする。

なお、地盤から決まる極限支持力に関しては、押込み方向と同じく道路橋示方書Ⅳ編の場所打ち杭の最大周面摩擦力度を用い、杭の内的破壊に関しては押込み方向と同様の考え方で算定した。

表-5.3.7 には引抜き支持力の上限値 P_{TU} の集計結果を示す。

表-5.3.7　各条件から決まる支持力上限値の集計

項　　目		記号	単位	上限値
地盤から決まる極限引抜き支持力		P_U	kN	1,436
杭体から決まる引抜き支持力上の限値		P_{PU}	kN	5,834
杭の内的破壊から決まる引抜き支持力上限値 R_{FU}	鋼管とグラウト間の付着	P_{FU1}	kN	7,613
	グラウトと改良体の付着	P_{FU2}	kN	8,987
引抜き支持力の上限値		P_{TU}	kN	1,436

③－３ 杭の軸方向バネ定数

STマイクロパイルの杭頭の軸方向バネ定数 K_{VE} は過去に実施した鉛直載荷試験結果[1),2)]を参考にし、以下のように設定した。

$$K_{VE} = a\frac{A_p E_p}{L} = 230{,}084 kN/m \quad \cdots\cdots (5.3.5)$$

K_V: 杭の軸方向バネ定数(kN/m)　　E_p: 鋼管の弾性係数(kN/m^2)

A_p: 鋼管の断面積(m^2)　　L：鋼管長(m)

a：道示Ⅳ編の場所打ち杭算定式による係数

$$a = 0.031(L/D) - 0.15 = 1.493$$

L：鋼管長(m)　D：再削孔径(m)

④杭の軸直角方向抵抗特性

地震時保有水平耐力法に用いる杭の水平方向地盤反力係数 K_{HE} および地盤反力度の上限値 P_{HU} を**表-5.3.8**に示す。なお、5.1.2で述べたように砂質地盤における水平地盤反力度の上限値の補正係数 $\eta p \cdot \alpha p$ のとり方については、以下のように各列毎に設定した。しかし、この補正係数の設定方法はあくまで試算上の仮定事項であり、今後の異種杭の群杭模型実験などによって検討していく必要がある。

a. 橋軸方向

・最前列（増し杭のみの列）　；$\eta p \cdot \alpha p = 2{,}333 / 267.4 = 3.0$　（上限値）

・中列（増し杭＋既設杭の列）　；$\eta p \cdot \alpha p = 1{,}500 / 600 = 2.5$

・最後列（増し杭のみの列）　；$\eta p \cdot \alpha p = 2{,}333 / 267.4 = 3.0$　（上限値）

b. 橋軸直角方向

・最前列（増し杭のみの列）　；$\eta p \cdot \alpha p = 2{,}000 / 267.4 = 3.0$　（上限値）

・中列（増し杭＋既設杭の列）　；$\eta p \cdot \alpha p = 1{,}500 / 600 = 2.5$

・最後列（増し杭のみの列）　；$\eta p \cdot \alpha p = 2{,}000 / 267.4 = 3.0$　（上限値）

表-5.3.8 増し杭基礎の軸直角方向抵抗特性(液状化しない場合)

	地盤の種類	層厚(m)	平均N値	粘着力 C (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ (度)	壁面摩擦角 δ_E (度)	有効単位体積重量 γ' (kN/m^3)	既設杭の水平方向地盤反力係数K_{HE} (kN/m^3)	増し杭の水平方向地盤反力係数K_{HE} (kN/m^3)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 P_U (tf/m^2)
第1層	砂質土	7.0	5	0	23	-3.8	9	30,860	51,949	2.528	137
											296
第2層	粘性土	4.8	5	30	0	0.0	8	30,860	51,949	1.000	177
											215
第3層	砂質土	2.9	15	0	30	-5.0	9	92,570	155,848	3.505	545
											636
第4層	砂質土	1.2	50	0	40	-6.7	10	308,580	519,493	5.996	1088
											1160

	地盤の種類	水平地盤反力度の上限値											
		橋軸方向						橋軸直角方向					
		1列目(増し杭のみ)		2, 3, 4, 5, 6列目(増し杭+既設杭)		7列目(増し杭のみ)		1列目(増し杭のみ)		2, 3, 4, 5, 6列目(増し杭+既設杭)		7列目(増し杭のみ)	
		$\eta_p \cdot \alpha_p$	$P_{HU}(kN/m^2)$	$\eta_p \cdot \alpha_p \times 1/2$	$P_{HU}(kN/m^2)$	$\eta_p \cdot \alpha_p \times 1/2$	$P_{HU}(kN/m^2)$	$\eta_p \cdot \alpha_p$	$P_{HU}(kN/m^2)$	$\eta_p \cdot \alpha_p \times 1/2$	$P_{HU}(kN/m^2)$	$\eta_p \cdot \alpha_p \times 1/2$	$P_{HU}(tkN/m^2)$
第1層	砂質土	3.00	4096	1.25	1707	1.50	2048	3.00	4096	1.25	1707	1.50	2048
			8874		3698		4437		8874		3698		4437
第2層	粘性土	1.50	2655	1.50	2655	1.50	2655	1.50	2655	1.50	2655	1.50	2655
			3231		3231		3231		3231		3231		3231
第3層	砂質土	3.00	16341	1.25	6809	1.50	8171	3.00	16341	1.25	6809	1.50	8171
			19086		7952		9543		19086		7952		9543
第4層	砂質土	3.00	32648	1.25	13604	1.50	16324	3.00	32648	1.25	13604	1.50	16324
			34807		14503		17404		34807		14503		17404

$\eta_p \cdot \alpha_p$　砂質土 ： 荷重載荷直角方向の杭の中心間隔／杭径

今回の試設計では、以下のように設定した

増し杭のみの列 ： 増し杭の中心間隔／増し杭径　ただし、上限値3.0

既設杭＋増し杭列 ： 増し杭と既設杭の中心間隔／既設杭もしくは増し杭の最大径　ただし、上限値3.0

また、砂質土においては、最前列(1列目)以降の杭を上式で算出される値の1/2とした

粘性土 ： η_p=1.0, α_p=1.5

⑤フーチング前面地盤の抵抗特性

液状化しない場合の検討ケースにおいて、表-5.3.9，5.3.10 に示すように、フーチング前面地盤の水平抵抗を考慮する。

表-5.3.9　フーチング前面地盤の水平地盤反力係数，水平地盤反力度の上限値（橋軸方向）

	水平方向地盤反力係数 K_{HE} (kN/m³)	受働土圧係数 K_{EP}	フーチングの有効前面幅 B_e (m)	地盤面からの深さ Z (m)	受働土圧強度 P_{EP} (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値の割増し係数 αp	水平地盤反力度の上限値 P_{HU} (kN/m²)
フーチング上面	14,617	2.528	8.0	1.5	67	1.094	73
フーチング下面				3.0	134	1.188	159

表-5.3.10　フーチング前面地盤の水平地盤反力係数，水平地盤反力度の上限値（橋軸直角方向）

	水平方向地盤反力係数 K_{HE} (kN/m³)	受働土圧係数 K_{EP}	フーチングの有効前面幅 B_e (m)	地盤面からの深さ Z (m)	受働土圧強度 P_{EP} (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値の割増し係数 αp	水平地盤反力度の上限値 P_{HU} (kN/m²)
フーチング上面	15,367	2.528	7.0	1.5	67	1.107	74
フーチング下面				3.0	134	1.214	163

⑥杭体の曲げ特性

M～φ関係の計算で用いる新旧杭の軸力分担は 5.1.3 で述べたように、既設フーチングを含む既設構造の全重量を既設杭が負担し、増しフーチングおよび全上載土砂を新旧杭の軸方向バネ定数比によって配分させた。また、増し杭（ST マイクロパイル）の M～φ関係は改良体を無視し、鋼管と管内グラウトを考慮した。算定方法は道路橋示方書Ⅳ編のバイリニア型の鋼管杭を基準とし、鋼管のみを評価した降伏 M_y および全塑性モーメント M_p を求め、グラウトの曲げ剛性 EI も考慮した降伏および勾配変化点の曲率 ϕ_y，ϕ_y' を算定する。実験結果[5]から、厚肉鋼管における管内グラウトの剛性は曲げ耐力に大きくは寄与しないものの、M～φ関係の傾き、杭体の曲げ剛性 EI としては効果があることを考慮したものである。

$$\phi_y' = M_p / EI \quad \cdots\cdots (5.3.6)$$

$$\phi_y = M_y / EI \quad \cdots\cdots (5.3.7)$$

M_p: 鋼管のみを考慮した道示Ⅳから求まる全塑性モーメント$(kN.m)$

M_y: 鋼管のみを考慮した道示Ⅳから求まる降伏モーメント$(kN.m)$

EI: 鋼管および管内グラウトも考慮した曲げ剛性$(kN.m^2)$

ϕ_y': グラウトの曲げ剛性も考慮した勾配変化点の曲率$(1/m)$

ϕ_y: グラウトの曲げ剛性も考慮した降伏時の曲率$(1/m)$

なお、本試算の ST マイクロパイルには全強保証型のカップラー式ネジ継手を採用しているが、継ぎ手を含んだ曲げ試験[5]等を行い、耐力・剛性ともこの設計値を満足することを確認している。表-5.3.11 に軸力配分を考慮した既設杭の M～φ関係、表-5.3.12 に増し杭（ST マイクロパイル）の M～φ関係を示す。

表-5.3.11 既設杭(PC杭φ600mm)の曲げモーメント～曲率関係

断面	深度 (m)	PC鋼線	換算断面積 (m^2)	換算断面2次モーメント (m^4)	軸力 P_N = 6729kN/9本 = 748kN/本						軸力 P_N = 0kN					
					ひびわれ時		降伏時		終局時		ひびわれ時		降伏時		終局時	
					ϕ_c (1/m)	M_c (kN.m)	ϕ_y (1/m)	M_y (kN.m)	ϕ_u (1/m)	M_u (kN.m)	ϕ_c (1/m)	M_c (kN.m)	ϕ_y (1/m)	M_y (kN.m)	ϕ_u (1/m)	M_u (kN.m)
1	1.0	φ9mm 26本	0.157	0.0054	1.445×10^{-3}	288	6.574×10^{-3}	513	1.437×10^{-2}	590	1.025×10^{-3}	204	5.902×10^{-3}	367	1.973×10^{-2}	460
2	15.0	φ9mm 26本	0.157	0.0054	1.445×10^{-3}	288	6.574×10^{-3}	513	1.437×10^{-2}	590	1.025×10^{-3}	204	5.902×10^{-3}	367	1.973×10^{-2}	460

表-5.3.12 増し杭(STマイクロパイル)の曲げモーメント～曲率関係

断面	深度 (m)	鋼管	換算断面積 (m^2)	換算断面2次モーメント (m^4)	軸力 P_N = 1258kN/12本 = 105kN/本			
					降伏時		全塑性時	
					ϕ_y (1/m)	M_y (kN.m)	ϕ_u (1/m)	M_u (kN.m)
1	15.9	φ 267.4mm, t=15mm, HT60	0.0161	0.000110	1.512×10^{-2}	342	2.073×10^{-2}	469

⑦既設杭のせん断耐力（液状化しない場合）

表-5.3.13 に増し杭による軸力配分、既設杭の終局曲げモーメントを考慮し、参考文献[6]のように算定した既設PC杭のせん断耐力を示す。なお、STマイクロパイルは主な抵抗部材が鋼管であることから、道路橋示方書IV編に基づいてせん断耐力の照査は省略した。

表-5.3.13　既設PC杭の1本当たりのせん断耐力

項目		記号	単位	値
中詰コンクリート補強部（フーチング底面～1.2m区間）	杭本体のコンクリートの負担するせん断耐力	Sc	kN	100
	杭本体内スパイラル鋼線の負担するせん断耐力	Ss	kN	30
	中詰めコンクリートの負担するせん断耐力	Hca	kN	62
	中詰め補強帯鉄筋が負担するせん断耐力	Has	kN	132
	合　　計			324
無補強部（フーチング底面からZ=1.2m以深）	杭本体のコンクリートの負担するせん断耐力	Sc	kN	121
	杭本体内スパイラル鋼線の負担するせん断耐力	Ss	kN	30
	合　　計			151

c）安全性の照査

液状化しない場合における増し杭（直杭）補強基礎の安全性照査を行う。

①橋軸方向

図-5.3.6 に水平荷重～杭頭変位の関係、**表-5.3.14** に解析時の杭基礎の状態を示す。また、**表-5.3.15** には増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。前述した設計荷重作用時において、既設杭および増し杭とも杭頭の鉛直反力が上限値に達しておらず、杭体の降伏モーメントにも達していないことから、増し杭補強基礎の降伏に達していないと判断できる。また、杭頭変位およびフーチングの回転角はいずれも制限値の目安以下であり、既設杭に作用するせん断力も耐力以下となっている。

②橋軸直角方向

図-5.3.7 に水平荷重～杭頭変位の関係、**表-5.3.16** に解析時の杭基礎の状態を示す。また、**表-5.3.17** には増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。前述した設計荷重作用時において、既設杭および増し杭とも杭頭の鉛直反力が上限値に達しておらず、杭体の降伏モーメントにも達していないことから、増し杭補強基礎の降伏に達していないと判断できる。また、橋軸方向と同じく、杭頭変位およびフーチングの回転角はいずれも制限値の目安以下である。

これらの照査では、既設杭に作用するせん断力は耐力を上回ってはいないものの、既設PC杭の無補強部に比較的大きなせん断力が発生している。これは、杭径、剛性が異なる増し杭と既設杭では変形による発生断面力が異なるため、既設杭の負担するせん断力は増し杭に比べて大きくなったものと考えられる。よって、このような旧基準でのPC杭基礎の補強については、増し杭がどれだけ断面力を受け持つことができるかが、重要な要因となった。

以上の安全性の判定結果から、増し杭補強基礎は必要な耐震性を有していると判断できる。

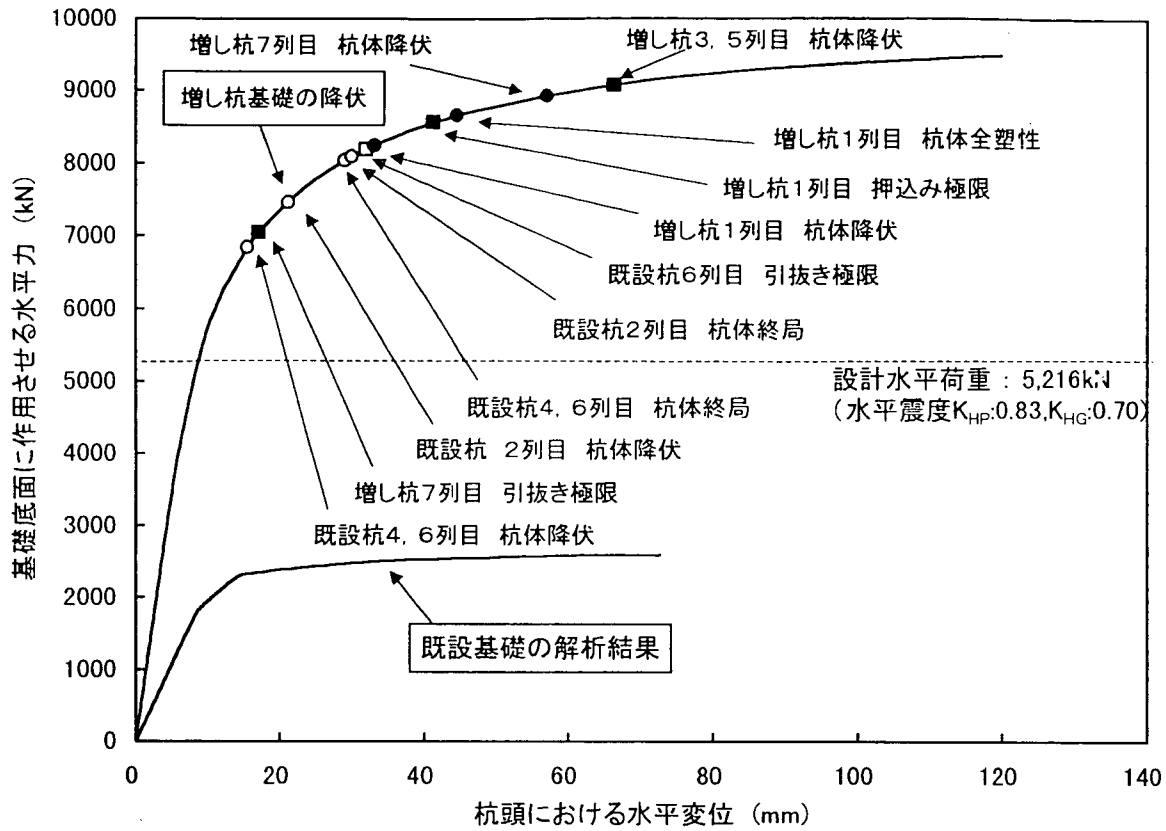


図-5.3.6 水平荷重～杭頭変位関係(直杭，液状化しない場合：橋軸方向)

表－5.3.14 杭基礎の状態(直杭，液状化しない場合：橋軸方向)

水平震度	基礎に作用させる水平力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.830	5216	8.5	0.001612	0.023	設計水平震度に達する (基礎の降伏に達していない)
—	6833	15.5	0.002172	0.035	既設杭4，6列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
—	7042	17.1	0.002248	0.037	増し杭7列目 引抜き支持力の上限に達した
—	7459	21.2	0.002535	0.044	既設杭2列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
—	8033	29.0	0.002931	0.055	既設杭4，6列目　杭頭部 杭体の終局状態に達した
—	8085	29.9	0.002967	0.057	既設杭2列目　杭頭部 杭体の終局状態に達した
—	8189	32.0	0.003036	0.059	既設杭6列目 引抜き支持力の上限に達した
—	8241	33.1	0.003098	0.061	増し杭1列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
—	8554	41.3	0.003467	0.072	増し杭1列目 押込み支持力の上限に達した
—	8659	44.6	0.003885	0.080	増し杭1列目　杭頭部 杭体の全塑性モーメントに達した
—	8920	57.1	0.004741	0.100	増し杭7列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
—	9076	66.4	0.005531	0.116	増し杭3，5列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した

表-5.3.15　STマイクロパイル（直杭）による増し杭基礎の安全性の判定　（液状化しない場合，橋軸方向）

					既設杭（PC杭　φ600mm）			増し杭（STマイクロパイル　φ267.4mm）			
					2列目	4列目	6列目	1列目	3列目	5列目	7列目
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント		M	kN.m／本	260	249	249	106	88	88	94
	降伏曲げモーメント		M_y	kN.m／本	513	367	367	396	396	396	396
	判　定		—	—	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$
					杭体は降伏しない			杭体は降伏しない			
	杭頭の鉛直反力		P_N	kN／本	918	154	-610	1249	492	-264	-1020
	支持力の上限値		P_{NU}	kN／本	2223 (-1407)*			2268 (-1436)*			
	判　定		—	—	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK
					支持力の上限値に達しない			支持力の上限値に達しない			
基礎の変位照査	杭頭における水平変位		δ_{FO}	m	0.009						
	水平変位の制限値の目安		δ_{FOa}	m	0.400						
	判　定		—	—	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$　OK						
	フーチングの回転角		α_{FO}	rad	0.002						
	回転角の制限値の目安		α_{FOa}	rad	0.025						
	判　定		—	—	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$　OK						
せん断力の照査	杭頭部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	2436			1539			
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	2916			—			
		判　定	—	—	$S \leqq P_S$　OK			—			
	地中部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	1266			—			
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	1359			—			
		判　定	—	—	$S \leqq P_S$　OK			—			

＊　：（　）内は引抜き支持力の上限値を示す

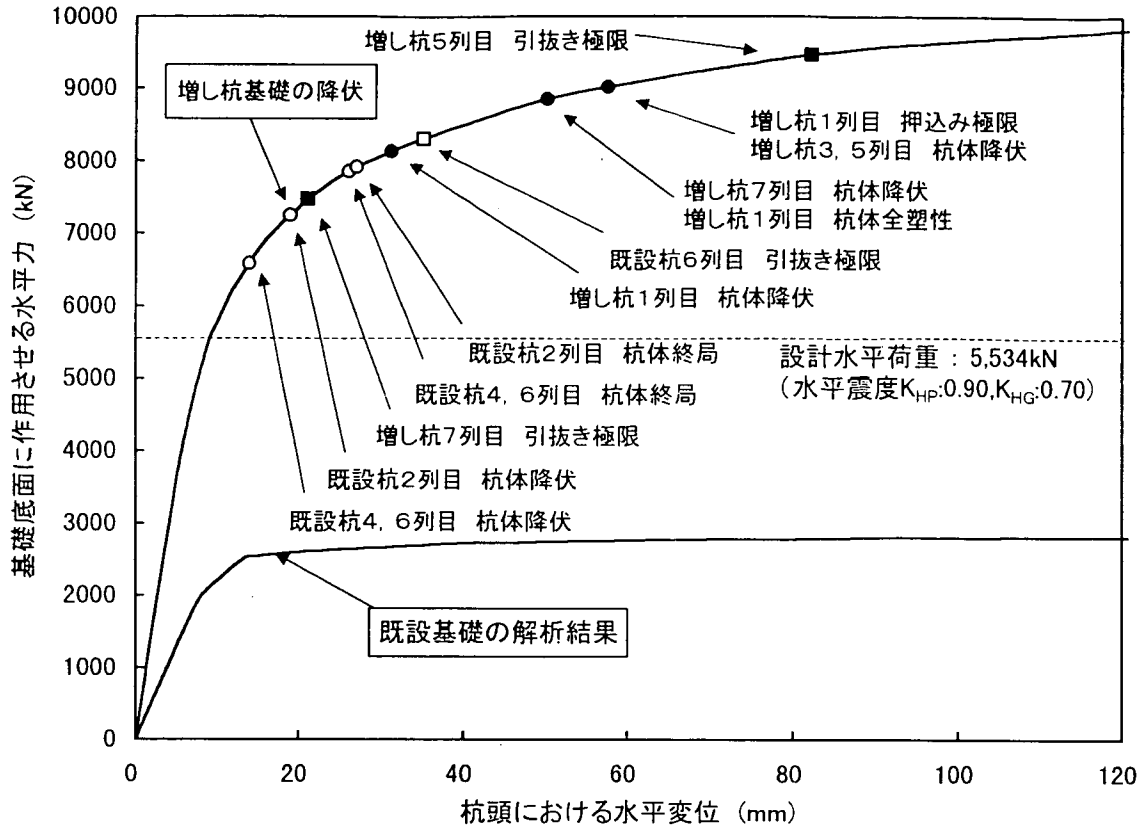


図-5.3.7　水平荷重～杭頭変位関係（直杭，液状化しない場合：橋軸直角方向）

表-5.3.16　杭基礎の状態（直杭，液状化しない場合：橋軸直角方向）

水平震度	基礎に作用させる水平力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.900	5534	9.1	0.001385	0.024	設計水平震度に達する （基礎の降伏に達していない）
—	6586	14.0	0.001676	0.032	既設杭4，6列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
—	7250	19.0	0.001864	0.039	既設杭2列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
—	7471	21.1	0.001928	0.042	増し杭7列目 引抜き支持力の上限に達した
—	7859	26.1	0.002136	0.049	既設杭4，6列目　杭頭部 杭体の終局状態に達した
—	7914	27.0	0.002164	0.050	既設杭2列目　杭頭部 杭体の終局状態に達した
—	8136	31.3	0.002273	0.056	増し杭1列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
—	8302	35.1	0.002356	0.060	既設杭6列目 引抜き支持力の上限に達した
—	8855	50.2	0.002897	0.081	増し杭7列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
—	8855	50.2	0.002897	0.081	増し杭1列目　杭頭部 杭体の全塑性モーメントに達した
—	9021	57.6	0.003053	0.090	増し杭1列目 押込み支持力の上限に達した
—	9021	57.6	0.003053	0.090	増し杭3，5列目 杭体の降伏状態に達した

表－5.3.17　STマイクロパイル（直杭）による増し杭基礎の安全性の判定　（液状化しない場合，橋軸直角方向）

					既設杭（PC杭　φ600mm）			増し杭（STマイクロパイル　φ267.4mm）			
					2列目	4列目	6列目	1列目	3列目	5列目	7列目
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント		M	kN.m／本	321	284	284	123	100	100	107
	降伏曲げモーメント		M_y	kN.m／本	513	367	367	396	396	396	396
	判　定		—	—	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$
					杭体は降伏しない			杭体は降伏しない			
	杭頭の鉛直反力		P_N	kN／本	1019	144	-731	1244	486	-272	-1030
	支持力の上限値		P_{NU}	kN／本	2223 (-1407)*			2268 (-1436)*			
	判　定		—	—	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK
					支持力の上限値に達しない			支持力の上限値に達しない			
基礎の変位照査	杭頭における水平変位		δ_{FO}	m	0.009						
	水平変位の制限値の目安		δ_{FOa}	m	0.400						
	判　定		—	—	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$　OK						
	フーチングの回転角		α_{FO}	rad	0.002						
	回転角の制限値の目安		α_{FOa}	rad	0.025						
	判　定		—	—	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$　OK						
せん断力の照査	杭頭部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	2588			1699			
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	2916			—			
		判　定	—	—	$S \leqq P_S$　OK			—			
	地中部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	1335			—			
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	1359			—			
		判　定	—	—	$S \leqq P_S$　OK			—			

＊　：（　　）内は引抜き支持力の上限値を示す

（2）斜杭による増し杭補強

a）構造一般図

液状化しない場合における増し杭（斜杭）補強の構造一般図を図-5.3.8 に示す。なお、斜杭角度に関しては、既設構造物位置を考慮し、施工可能な 15 度の打設角度とした。

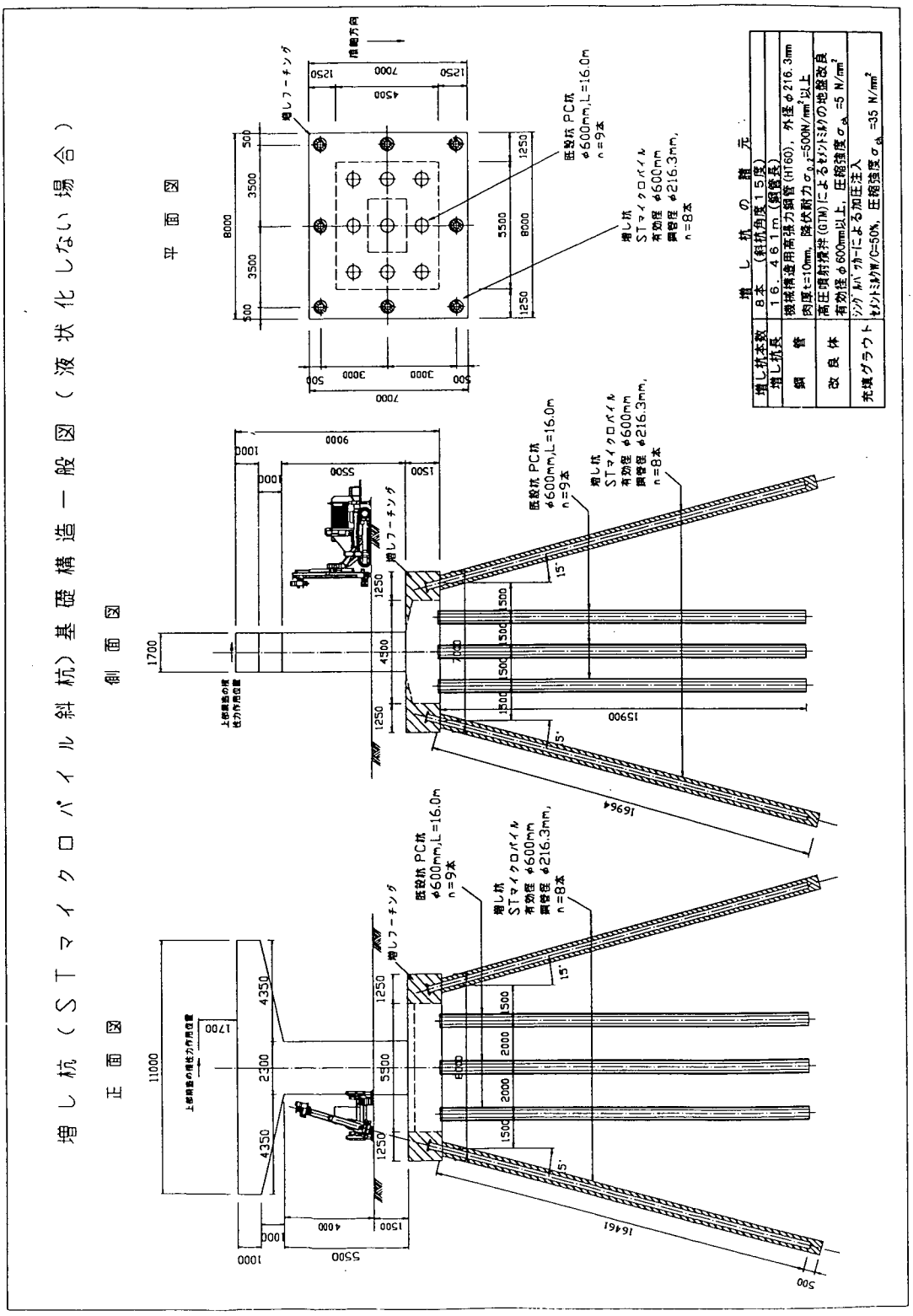


図-5.3.8 増し杭（斜杭）補強構造一般図

b）各設計定数

表-5.3.18 には液状化しない場合における増し杭（斜杭）の使用材料、各設計定数を示す。なお、他の設計定数については直杭のパターンと同様の考え方で算定しているため、詳細値については割愛するものとした。

表-5.3.18　増し杭（斜杭）の使用材料および設計に用いる定数

	記号	単位	値	適　用
改良体の各設計定数				セメントミルクの高圧噴射撹拌による地盤改良
有効径	D	mm	600	
設計圧縮強度	$\tilde{\sigma}_{ck}$	N/mm^2	5	
鋼管の各設計定数				機械構造用高張力鋼管 HT60 相当 （シームレス鋼管）
鋼管母材に関して				
鋼管外径	D	mm	216.3	
鋼管肉厚	t	mm	10.0	
弾性係数	E_s	N/mm^2	2.0×10^5	
耐力（$\sigma_{0.2}$）	σ_{sy}	N/mm^2	490	
引張強さ	σ_{su}	N/mm^2	590	
節加工に関して				
ビード溶接高さ	t	mm	2.5	
ビード溶接間隔	L	mm	600	
グラウトの各設計定数				シングルパッカーによるセメントミルク（W/C=50%）の加圧注入
設計圧縮強度	σ_{ck}	N/mm^2	30	
弾性係数	E_c	N/mm^2	2.0×10^4	

c）安全性の照査

液状化しない場合における増し杭（斜杭）補強基礎の安全性照査を行う。

①橋軸方向

図-5.3.9 に水平荷重～杭頭変位の関係、**表-5.3.19** に解析時の杭基礎の状態を示す。また、**表-5.3.20** には増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。前述した設計荷重作用時において、既設杭および増し杭とも杭頭の鉛直反力が上限値に達しておらず、杭体の降伏モーメントにも達していないことから、増し杭補強基礎の降伏に達していないと判断できる。直杭による増し杭補強効果と比較すると、直杭補強では既設杭の曲げ降伏で増し杭基礎の降伏が決まっていたが、斜杭を用いた場合、最外列に打設した斜杭の支持力上限値で決まる傾向であった。

また、杭頭変位およびフーチングの回転角はいずれも制限値の目安以下であり、既設杭に作用するせん断力も耐力以下となっている。

②橋軸直角方向

図-5.3.10 に水平荷重～杭頭変位の関係、**表**-5.3.21 に解析時の杭基礎の状態を示す。また、**表**-5.3.22 には増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。前述した設計荷重作用時において、既設杭および増し杭とも杭頭の鉛直反力が上限値に達しておらず、杭体の降伏モーメントにも達していないことから、増し杭補強基礎の降伏に達していないと判断できる。直杭による増し杭補強効果と比較すると、直杭補強では既設杭の曲げ降伏で増し杭基礎の降伏が決まっていたが、斜杭を用いた場合、最外列に打設した斜杭の支持力上限値で決まる傾向であった。

また、杭頭変位およびフーチングの回転角はいずれも制限値の目安以下であり、既設杭に作用するせん断力も耐力以下となっている。

なお、直杭を用いた増し杭補強では、既設 PC 杭に作用するせん断力が増し杭本数を決定する重要な照査事項となったが、斜杭を用いた場合、少ない増し杭本数、比較的小さな鋼管で既設杭に作用する断面力を大幅に低減させている。これは、基礎に作用する水平力を斜杭の軸抵抗が大きく受け持つことになり、直杭に比較して既設杭に作用する断面力を効果的に低減したものと考えられる。

以上の安全性の判定結果から、増し杭補強基礎は必要な耐震性を有していると判断できる。

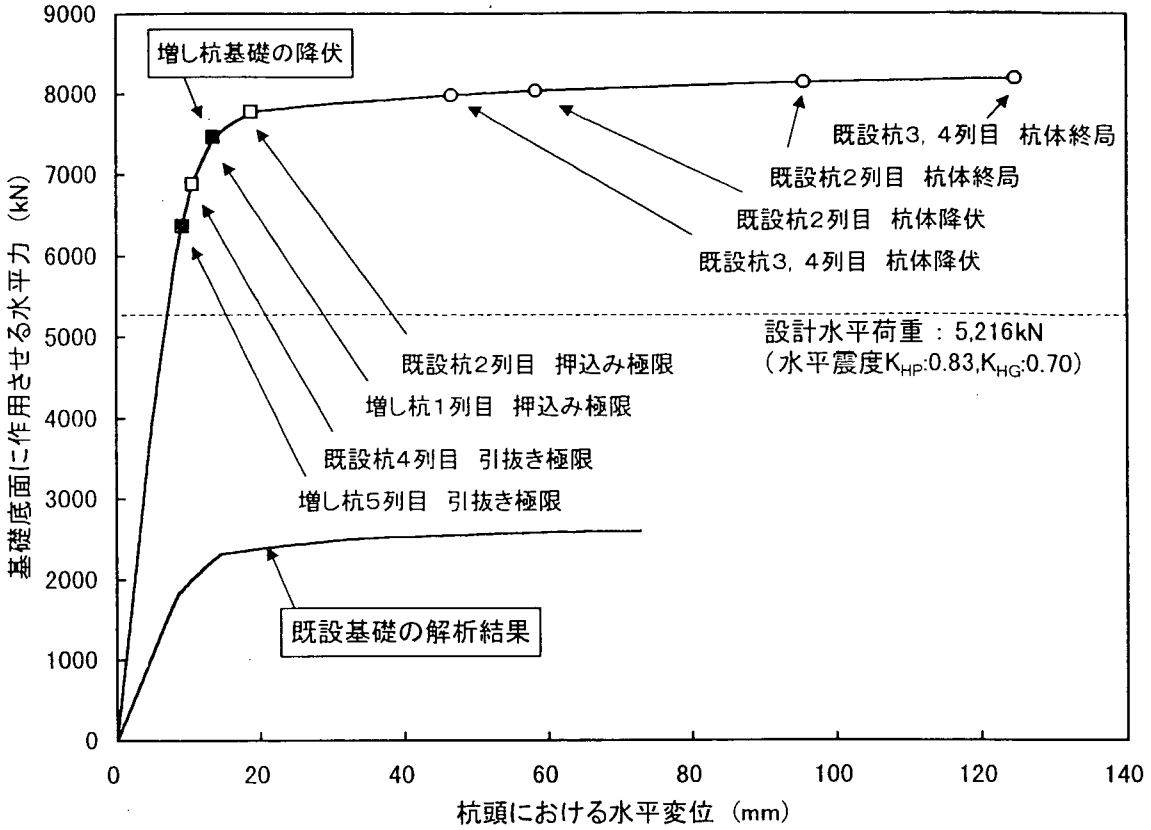


図-5.3.9　水平荷重～杭頭変位関係（斜杭，液状化しない場合：橋軸方向）

表-5.3.19　杭基礎の状態（斜杭，液状化しない場合：橋軸方向）

水平震度	基礎に作用させる水平力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.830	5216	7.0	0.002328	0.028	設計水平震度に達する （基礎の降伏に達していない）
—	6259	8.8	0.002800	0.034	増し杭5列目 引抜き支持力の上限に達した
—	6885	10.7	0.003298	0.040	既設杭4列目 引抜き支持力の上限に達した
—	7459	13.6	0.004259	0.052	増し杭1列目 押込み支持力の上限に達した
—	7772	18.9	0.006047	0.073	既設杭2列目 押込み支持力の上限に達した
—	7981	46.7	0.017050	0.200	既設杭3，4列目　地中部 杭体の降伏状態に達した
—	8033	58.4	0.021620	0.253	既設杭2列目　地中部 杭体の降伏状態に達した
—	8137	95.5	0.035600	0.416	既設杭2列目　地中部 杭体の終局状態に達した
—	8189	124.7	0.046250	0.541	既設杭3，4列目　地中部 杭体の終局状態に達した

表-5.3.20　STマイクロパイル（斜杭）による増し杭基礎の安全性の判定　（液状化しない場合，橋軸方向）

					既設杭（PC杭　φ600mm）			増し杭（STマイクロパイル　φ216.3mm）		
					2列目	3列目	4列目	1列目	3列目	5列目
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント		M	kN.m／本	121	121	121	19	36	22
	降伏曲げモーメント		M_y	kN.m／本	524	367	367	183	183	183
	判　定		—	—	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$
					杭体は降伏しない			杭体は降伏しない		
	杭頭の鉛直反力		P_N	kN／本	1306	203	-900	1434	96	-1239
	支持力の上限値		P_{NU}	kN／本	2223 (-1407)*			2318 (-1486)*		
	判　定		—	—	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK
					支持力の上限値に達しない			支持力の上限値に達しない		
基礎の変位照査	杭頭における水平変位		δ_{FO}	m	0.007					
	水平変位の制限値の目安		δ_{FOa}	m	0.400					
	判　定		—	—	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$　OK					
	フーチングの回転角		α_{FO}	rad	0.002					
	回転角の制限値の目安		α_{FOa}	rad	0.025					
	判　定		—	—	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$　OK					
せん断力の照査	杭頭部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	1615			452		
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	2916			—		
		判　定	—	—	$S \leqq P_S$　OK			—		
	地中部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	589			—		
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	1368			—		
		判　定	—	—	$S \leqq P_S$　OK			—		

＊　：（　）内は引抜き支持力の上限値を示

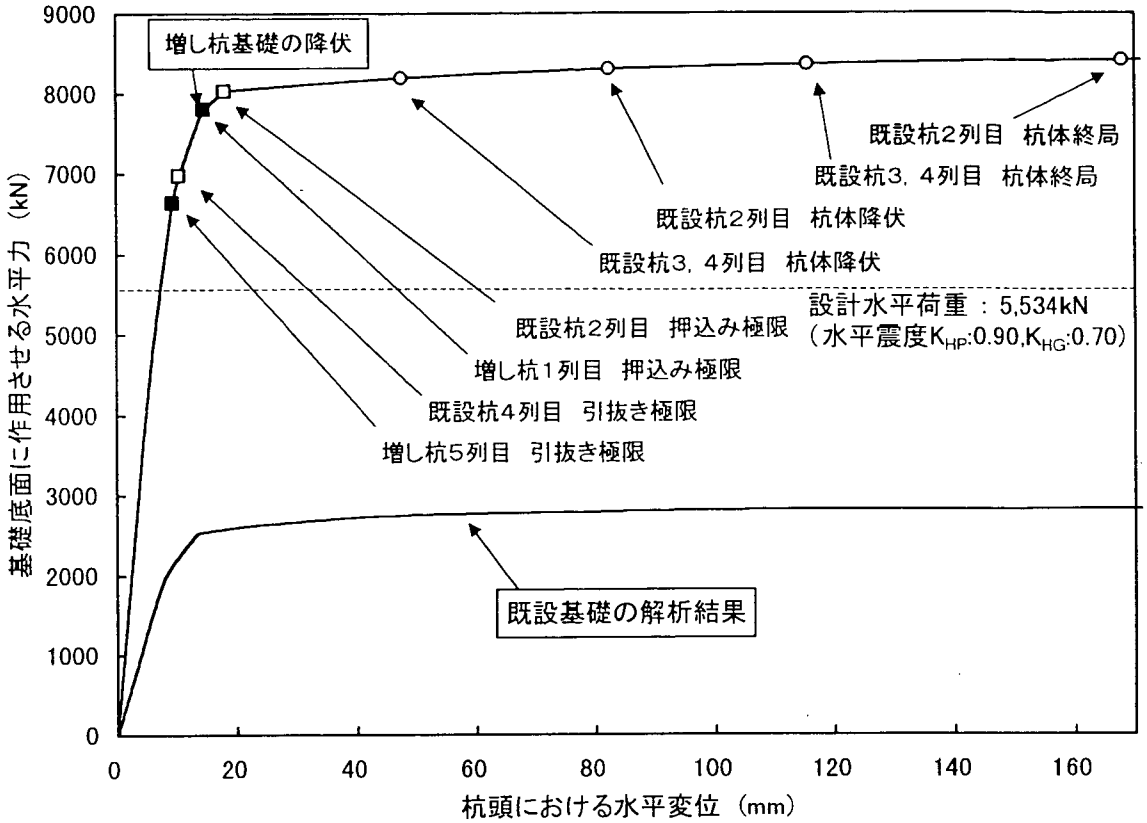


図-5.3.10　水平荷重～杭頭変位関係(斜杭，液状化しない場合：橋軸直角方向)

表-5.3.21　杭基礎の状態(斜杭，液状化しない場合：橋軸直角方向)

水平震度	基礎に作用させる水平力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.900	5534	7.3	0.001963	0.028	設計水平震度に達する (基礎の降伏に達していない)
—	6641	9.4	0.002353	0.035	増し杭5列目 引抜き支持力の上限に達した
—	6973	10.5	0.002557	0.038	既設杭4列目 引抜き支持力の上限に達した
—	7804	14.6	0.003745	0.055	増し杭1列目 押込み支持力の上限に達した
—	8025	18.1	0.004695	0.068	既設杭2列目 押込み支持力の上限に達した
—	8191	47.8	0.015940	0.218	既設杭3，4列目　地中部 杭体の降伏状態に達した
—	8302	82.6	0.028070	0.383	既設杭2列目　地中部 杭体の降伏状態に達した
—	8357	115.6	0.039060	0.533	既設杭3，4列目　地中部 杭体の終局状態に達した
—	8412	167.9	0.056690	0.774	既設杭2列目　地中部 杭体の終局状態に達した

表-5.3.22　STマイクロパイル（斜杭）による増し杭基礎の安全性の判定　（液状化しない場合，橋軸直角方向）

					既設杭（PC杭　φ600mm）			増し杭（STマイクロパイル　φ216.3mm）		
					2列目	3列目	4列目	1列目	3列目	5列目
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント		M	kN.m／本	136	136	136	28	44	30
	降伏曲げモーメント		M_y	kN.m／本	524	367	367	183	183	183
	判　定		—	—	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$
					杭体は降伏しない			杭体は降伏しない		
	杭頭の鉛直反力		P_N	kN／本	1444	203	-1038	1430	96	-1235
	支持力の上限値		P_{NU}	kN／本	2223 (-1407)*			2318 (-1486)*		
	判　定		—	—	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK
					支持力の上限値に達しない			支持力の上限値に達しない		
基礎の変位照査	杭頭における水平変位		δ_{FO}	m	0.007					
	水平変位の制限値の目安		δ_{FOa}	m	0.400					
	判　定		—	—	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$　OK					
	フーチングの回転角		α_{FO}	rad	0.002					
	回転角の制限値の目安		α_{FOa}	rad	0.025					
	判　定		—	—	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$　OK					
せん断力の照査	杭頭部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	1921			512		
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	2916			—		
		判　定	—	—	$S \leqq P_S$　OK			—		
	地中部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	832			—		
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	1368			—		
		判　定	—	—	$S \leqq P_S$　OK			—		

＊　：（　　）内は引抜き支持力の上限値を示

5.3.2 液状化する場合の補強について

（1）解析モデル

液状化する場合は非液状化時と同じく、図-5.3.11 に示すような地震時保有水平耐力法に基づいた杭～ラーメンモデルで非線形解析を行った。なお、液状化する場合、耐震設計上の地盤面が G.L-10m の位置になるため、この地盤面より上方の杭に設計水平震度 K_{HG}(=0.70)相当の慣性力を作用させた。

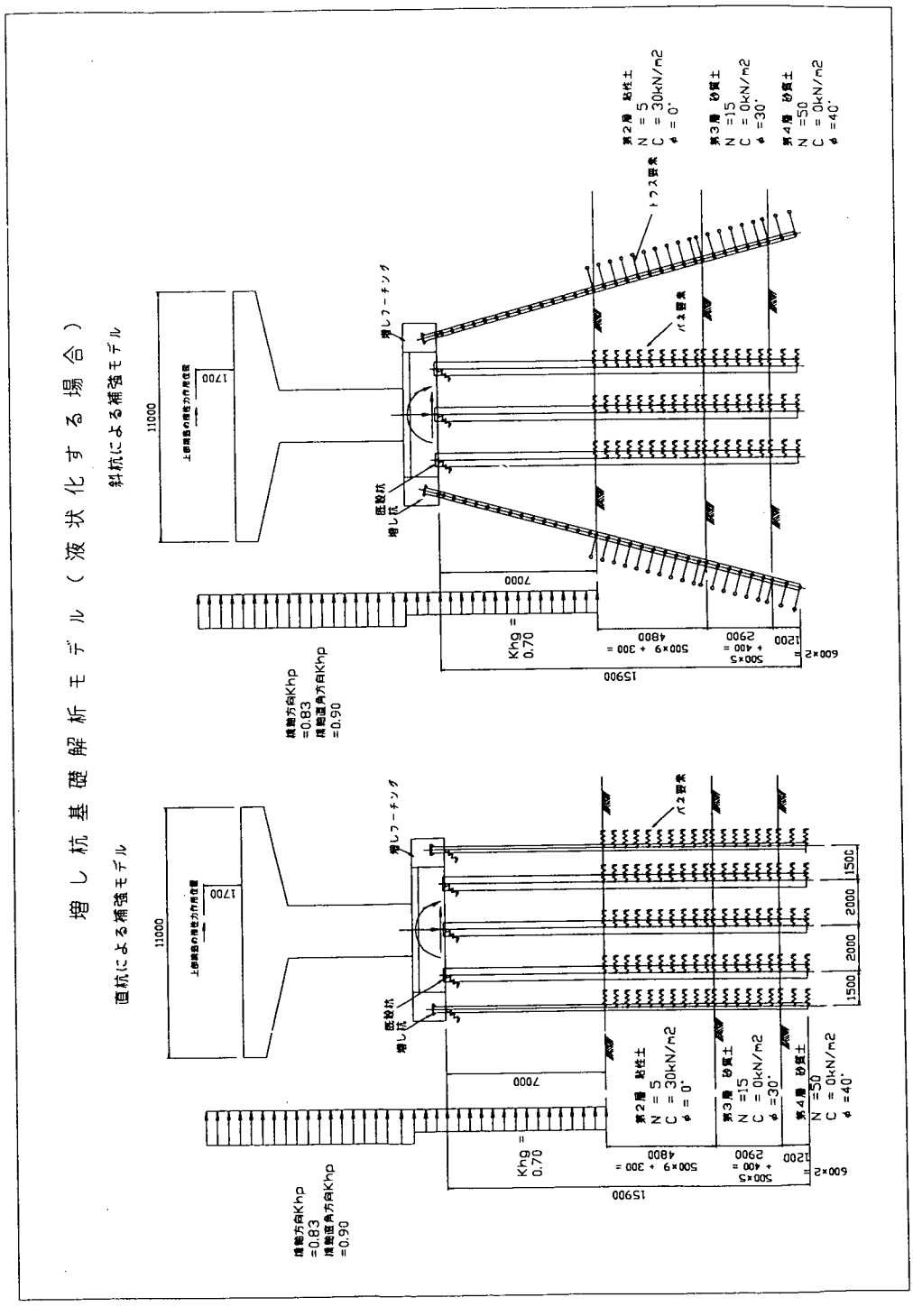


図-5.3.11 液状化する場合の解析モデル

（2）直杭による増し杭補強

液状化する場合における増し杭（直杭）補強の構造一般図を図-5.3.12に示す。

a）構造一般図

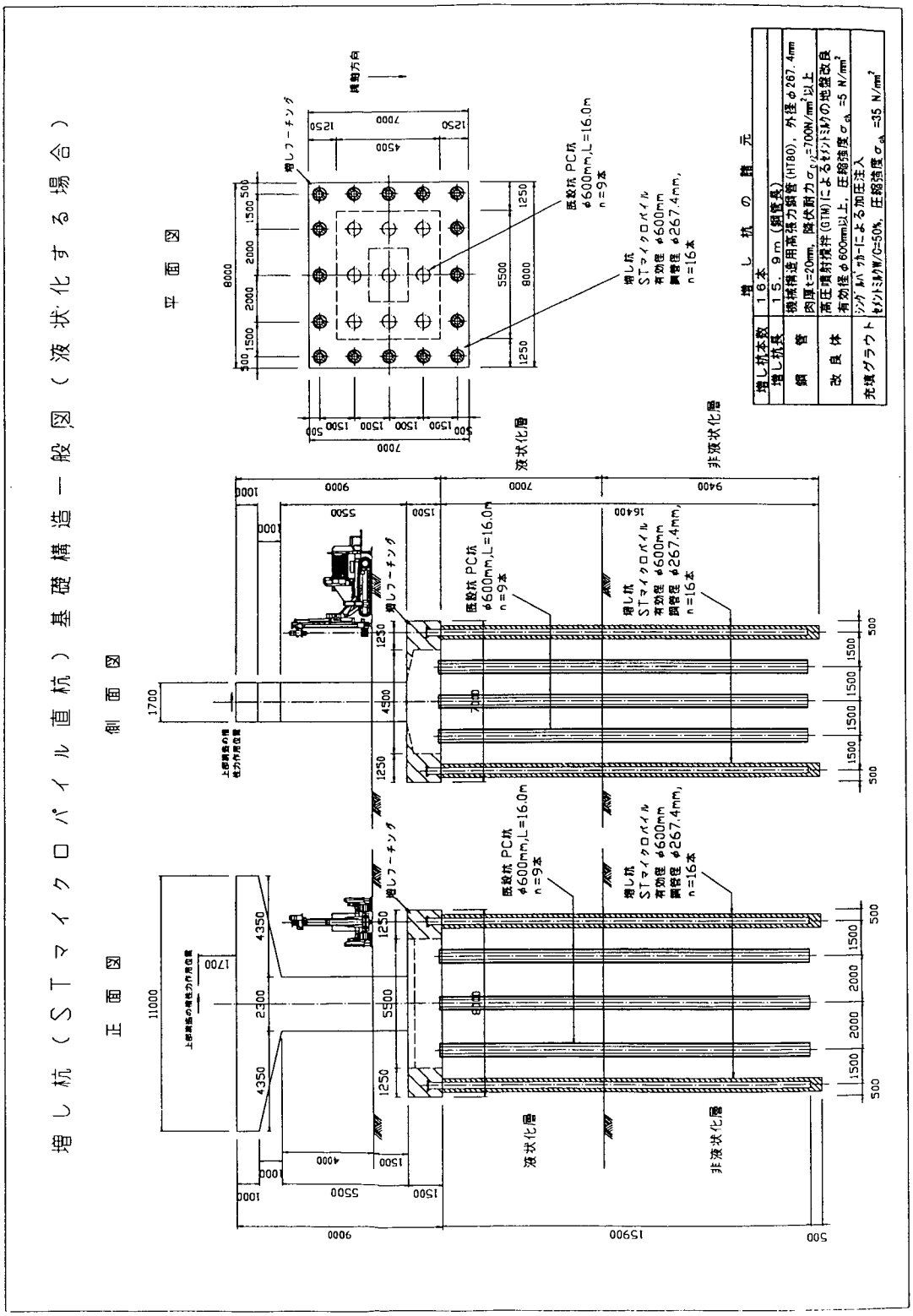


図-5.3.12 増し杭（直杭）補強構造一般図

b）各設計定数

表-5.3.23には液状化する場合における増し杭（直杭）の使用材料、各設計定数を示す。

表-5.3.23　増し杭の使用材料および設計に用いる定数

	記号	単位	値	適　用
改良体の各設計定数				セメントミルクの高圧噴射撹拌による地盤改良
有効径	D	mm	600	
設計圧縮強度	σ_{ck}	N/mm^2	5	
鋼管の各設計定数				機械構造用高張力鋼管 HT80相当 (シームレス鋼管)
鋼管母材に関して				
鋼管外径	D	mm	267.4	
鋼管肉厚	t	mm	20.0	
弾性係数	E_s	N/mm^2	2.0×10^5	
耐力（$\sigma_{0.2}$）	σ_{sy}	N/mm^2	690	
引張強さ	σ_{su}	N/mm^2	790	
節加工に関して				
ビード溶接高さ	t	mm	2.5	
ビード溶接間隔	L	mm	750	
グラウトの各設計定数				シングルパッカーによるセメントミルク（W/C=50%）の加圧注入
設計圧縮強度	σ_{ck}	N/mm^2	30	
弾性係数	E_c	N/mm^2	2.0×10^4	

以下に液状化しない場合の設計手法と考え方が異なる部分を示し、詳細設計値については割愛するものとする。

・杭の軸直角方向抵抗特性

第1層の砂質土において、液状化による土質定数の低減(D_E=0)を考慮し、杭の水平方向地盤反力係数K_{HE}および地盤反力度の上限値P_{HU}を無視する。

・杭の軸方向抵抗特性

第1層の砂質土において、液状化による土質定数の低減(D_E=0)を考慮し、その区間の杭周面摩擦力度を無視する。したがって、押込み支持力、引抜き支持力の上限値が低減されることになる。

・フーチング前面地盤の抵抗

液状化する場合、無視する。

・杭体の曲げ特性

液状化する場合における既設杭および増し杭のM～φ関係は、増し杭本数、軸方向バネ定数K_{VE}値を考慮し、液状化しない場合と同様の手法で、軸力分担を考慮して算定する。

c）安全性の照査

液状化する場合における増し杭（直杭）補強基礎の安全性照査を行う。

①橋軸方向

図-5. 3. 13 に水平荷重～杭頭変位の関係、**表-5. 3. 24** に解析時の杭基礎の状態を示す。既設 PC 杭に比べて増し杭はたわみ性に富んだ杭であるため、小さな変位で既設杭は降伏に達し、その後、大きな基礎の変形により増し杭が降伏する傾向であった。

増し杭補強基礎の降伏を 5.1.5 で述べたように、既設杭に過大な損傷を与えないという観点より、既設杭が全て降伏したときを補強基礎の降伏と定義すると、水平震度 K_H=0.269 で降伏に達していることになる。基礎の安全性について、補強基礎の応答塑性率 μ_{FR} および応答変位 δ_{FR} を道路橋示方書Ⅴ編から以下のように算出する。

$$\mu_{FR} = 1/2 \times \left\{1 + (K_{hcF} / K_{hyF})^2\right\} \quad , \quad \delta_{FR} = \mu_{FR} \delta_{Fy}$$

μ_{FR}：基礎の応答塑性率

δ_{FR}：基礎の変形による上部構造慣性力作用位置における応答変位

δ_{Fy}：基礎が降伏状態に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)=0.076

K_{hyF}：基礎が降伏に達するときの水平震度　　K_{hyF} = 0.269

K_{hcF}：基礎の地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度　$K_{hcF} = C_D K_{hc} = 2/3 \times 1.75 = 1.167$

K_{hc}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度(=1.75)

C_D：減衰定数別補正係数 (=2/3)

よって、　$\mu_{FR} = 1/2 \times \left\{1 + (1.167 / 0.269)^2\right\} = 9.91$,　$\delta_{FR} = 9.91 \times 0.076 = 0.753(m)$

以上の結果から、増し杭基礎の応答塑性率は制限値（=3）を超える大きな値となった。

②橋軸直角方向

図-5. 3. 14 に水平荷重～杭頭変位の関係、**表-5. 3. 25** に解析時の杭基礎の状態を示す。5.1.5 の降伏定義で判定を行うと、増し杭補強基礎の降伏震度は K_{hyF}=0.270 となる。橋軸方向と同じく、補強基礎の応答塑性率 μ_{FR} および応答変位 δ_{FR} を算定すると以下のようになる。

$$\mu_{FR} = 1/2 \times \left\{1 + (1.167 / 0.270)^2\right\} = 9.84 \quad , \quad \delta_{FR} = 9.84 \times 0.075 = 0.738(m)$$

以上の結果から、橋軸方向と同じく増し杭基礎の応答塑性率は制限値（=3）を超える大きな値となった。

今回の試算における液状化する場合に関しては、既設杭に過大な損傷を与えないという観点と、現況道示Ⅳの基礎の変位制限値(=400mm)を満足するには、直杭によるマイクロパイルでは相当多くの増し杭本数が必要であり、斜杭による補強方法や、増し杭の大口径化が必要であると考えられた。

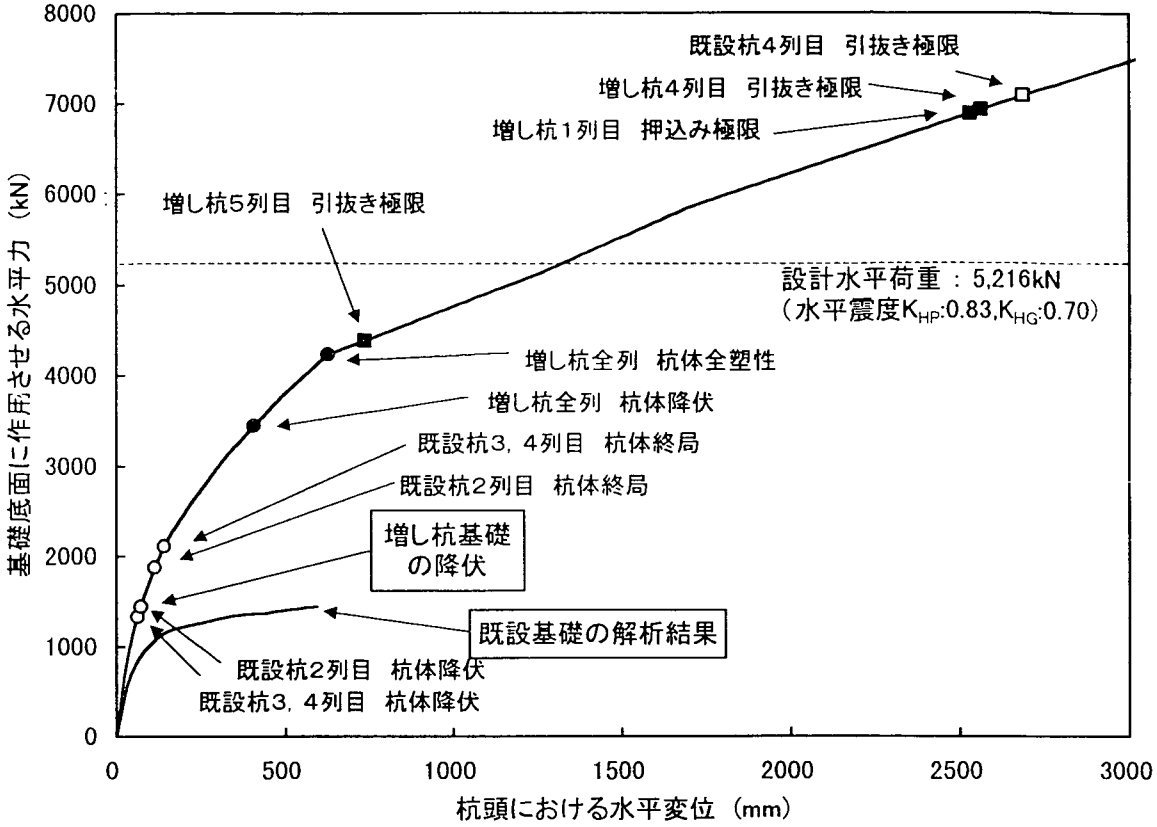


図-5.3.13　水平荷重～杭頭変位関係（直杭，液状化する場合：橋軸方向）

表-5.3.24　杭基礎の状態（直杭，液状化する場合：橋軸方向）

水平震度	基礎に作用させる水平力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.248	1330	62.5	0.000415	0.066	既設杭3，4列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.269	1447	71.5	0.000451	0.076	既設杭2列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.350	1878	111.8	0.000580	0.117	既設杭2列目　杭頭部 杭体の終局状態に達した
0.393	2113	140.0	0.000649	0.146	既設杭3，4列目　杭頭部 杭体の終局状態に達した
0.641	3443	407.5	0.001064	0.417	増し杭1，2，3，4，5列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.787	4225	626.7	0.001320	0.639	増し杭1，2，3，4，5列目　杭頭部 杭体の全塑性モーメントに達した
0.830	4382	735.9	0.001349	0.748	増し杭5列目 引抜き支持力の上限に達した
0.830	5216	1306.0	0.001660	1.321	設計水平震度に達する （基礎の降伏に達している）
—	6885	2532.4	0.002285	2.553	増し杭1列目 押込み支持力の上限に達した
—	6924	2563.9	0.002335	2.585	増し杭4列目 引抜き支持力の上限に達した
—	7081	2689.8	0.002526	2.713	既設杭4列目 引抜き支持力の上限に達した

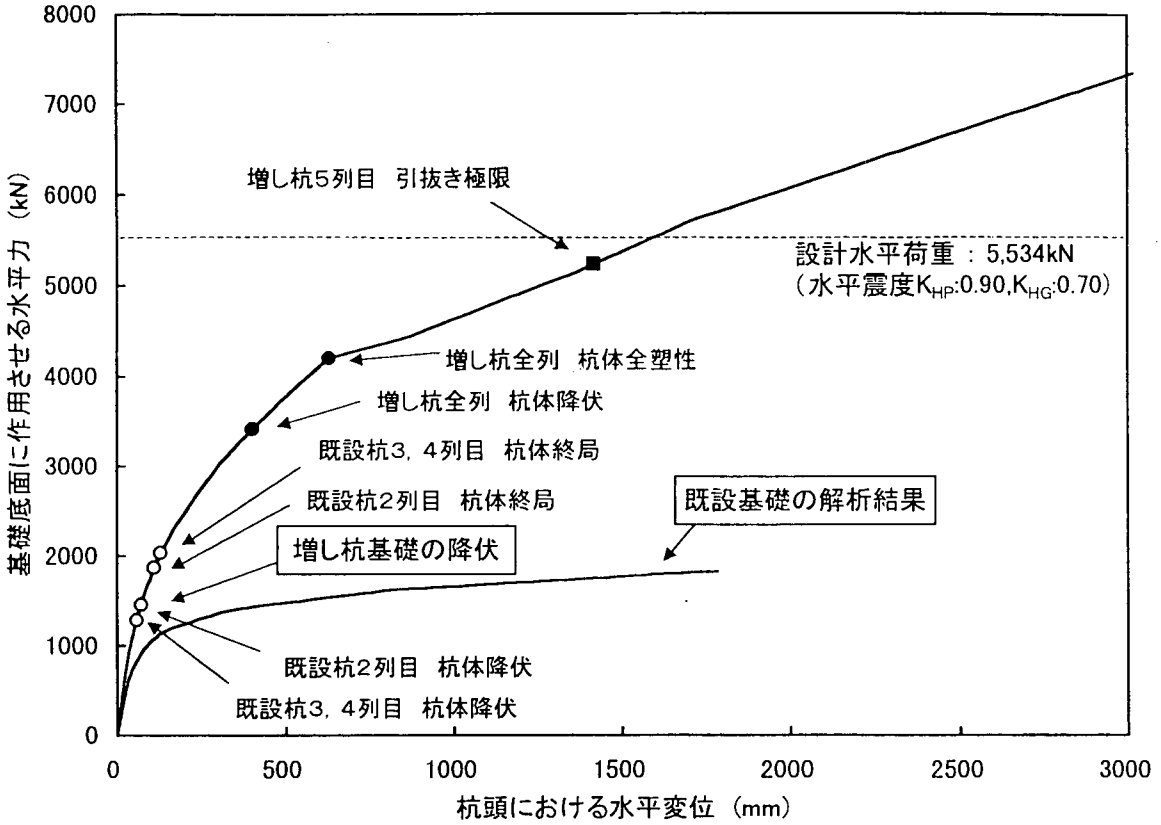


図-5.3.14　水平荷重～杭頭変位関係（直杭，液状化する場合：橋軸直角方向）

表-5.3.25　杭基礎の状態（直杭，液状化する場合：橋軸直角方向）

水平震度	基礎に作用させる水平力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.240	1287	58.5	0.000305	0.062	既設杭3，4列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.270	1453	71.1	0.000344	0.075	既設杭2列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.348	1868	109.8	0.000439	0.115	既設杭2列目　杭頭部 杭体の終局状態に達した
0.379	2034	129.7	0.000477	0.135	既設杭3，4列目　杭頭部 杭体の終局状態に達した
0.634	3404	402.6	0.000802	0.411	増し杭1，2，3，4，5列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.781	4193	628.1	0.000999	0.639	増し杭1，2，3，4，5列目　杭頭部 杭体の全塑性モーメントに達した
0.900	5230	1416.2	0.001156	1.429	増し杭5列目 引抜き支持力の上限に達した
0.900	5534	1592.4	0.001240	1.606	設計水平震度に達する （基礎の降伏に達している）

（3）斜杭による増し杭補強

a）構造一般図

液状化する場合における増し杭（斜杭）補強の構造一般図を図-5.3.15に示す。

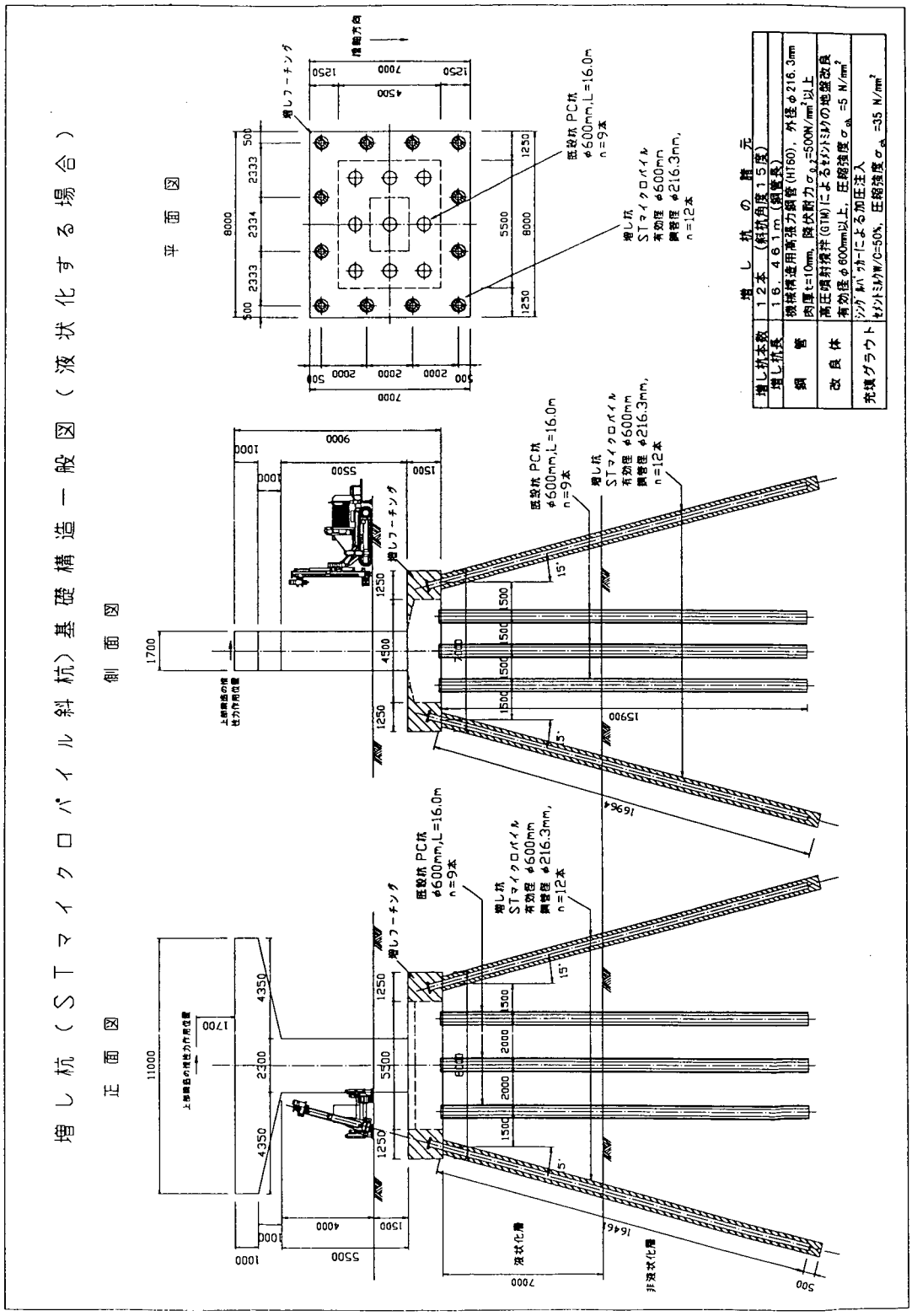


図-5.3.15 増し杭（斜杭）補強構造一般図

b）各設計定数

表-5.3.26 には液状化する場合における増し杭（斜杭）の使用材料、各設計定数を示す。なお、他の設計定数にについては直杭のパターンと同様の考え方で算定しているため、詳細値ついては割愛するものとした。

表-5.3.26　増し杭の使用材料および設計に用いる定数

	記号	単位	値	適　用
改良体の各設計定数				セメントミルクの高圧噴射攪拌による地盤改良
有効径	D	mm	600	
設計圧縮強度	σ_{ck}	N/mm^2	5	
鋼管の各設計定数				機械構造用高張力鋼管 HT60 相当 (シームレス鋼管)
鋼管母材に関して				
鋼管外径	D	mm	216.3	
鋼管肉厚	T	mm	10.0	
弾性係数	E_s	N/mm^2	2.0×10^5	
耐力（$\sigma_{0.2}$）	σ_{sy}	N/mm^2	490	
引張強さ	σ_{su}	N/mm^2	590	
節加工に関して				
ビード溶接高さ	t	mm	2.5	
ビード溶接間隔	L	mm	600	
グラウトの各設計定数				シングルパッカーによるセメントミルク（W/C=50%）の加圧注入
設計圧縮強度	σ_{ck}	N/mm^2	30	
弾性係数	E_c	N/mm^2	2.0×10^4	

c）安全性の照査

液状化する場合における増し杭（斜杭）補強基礎の安全性照査を行う。

①橋軸方向

図-5.3.16 に水平荷重～杭頭変位の関係、**表-5.3.27** に解析時の杭基礎の状態を示す。増し杭基礎の降伏は、既設 PC 杭がすべて降伏したときで決まっており、増し杭基礎は水平震度 K_{Hp}（=0.83）到達する以前に降伏すると判定される。ここでは、液状化が生じる場合を対象としていることから、道路橋示方書Ⅴ編に準じて基礎の応答塑性率を算出し、それが制限値以下であることを照査する。**図-5.3.17, 表-5.3.28** には増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。なお、基礎の安全性の判定に用いる断面力、変位等は、上部構造慣性力作用位置における応答変位に相当する慣性力が作用したときに、杭に生じる値を用いる。

補強基礎の応答塑性率 μ_{FR} および応答変位 δ_{FR} は以下のように算出される。

$$\mu_{FR}=1/2\times\left\{1+(K_{hcF}/K_{hyF})^2\right\}\quad,\quad \delta_{FR}=\mu_{FR}\delta_{Fy}$$

ここに、

μ_{FR}：基礎の応答塑性率　，　δ_{FR}：基礎の変形による上部構造慣性力作用位置における応答変位

δ_{Fy}：基礎が降伏状態に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)=0.050m

K_{hyF}：基礎が降伏に達するときの水平震度　K_{hyF} = 0.743

K_{hcF}：基礎の地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度　$K_{hcF} = C_D K_{hc} = 2/3 \times 1.75 = 1.167$

K_{hc}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度(=1.75)

C_D：減衰定数別補正係数 (=2/3)

よって、$\mu_{FR} = 1/2 \times \{1 + (1.167/0.743)^2\} = 1.733$ ，$\delta_{FR} = 1.733 \times 0.050 = 0.086(m)$

以上のように求めた応答塑性率は制限値以下となっており、基礎に生じる断面力や変位は制限値以下となっている。

②橋軸直角方向

図-5. 3. 18 に水平荷重～杭頭変位の関係、**表-5. 3. 29** に解析時の杭基礎の状態を示す。橋軸直角方向における増し杭基礎の降伏は、斜杭の支持力上限値に達したときで決まっており、増し杭基礎は水平震度 K_{Hp} (=0.83) 到達する以前に降伏すると判定される。**図-5. 3. 19**，**表-5. 3. 30** には増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。

補強基礎の応答塑性率 μ_{FR} および応答変位 δ_{FR} は以下のように算出される。

$$\mu_{FR} = 1/2 \times \{1 + (K_{hcF}/K_{hyF})^2\} \quad , \quad \delta_{FR} = \mu_{FR}\delta_{Fy}$$

ここに、

μ_{FR}：基礎の応答塑性率，　δ_{FR}：基礎の変形による上部構造慣性力作用位置における応答変位

δ_{Fy}：基礎が降伏状態に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)=0.053m

K_{hyF}：基礎が降伏に達するときの水平震度　K_{hyF} = 0.804

K_{hcF}：基礎の地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度　$K_{hcF} = C_D K_{hc} = 2/3 \times 1.75 = 1.167$

K_{hc}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度(=1.75)

C_D：減衰定数別補正係数 (=2/3)

よって、$\mu_{FR} = 1/2 \times \{1 + (1.167/0.804)^2\} = 1.553$ ，$\delta_{FR} = 1.553 \times 0.053 = 0.082(m)$

以上のように求めた応答塑性率は制限値以下となっており、基礎に生じる断面力や変位は制限値以下となっている。

よって、小口径杭（直杭）で対応が困難と考えられた液状化する場合においても、斜杭を適用することによって、補強後の増し杭基礎は必要な耐震性を有していると考えられた。

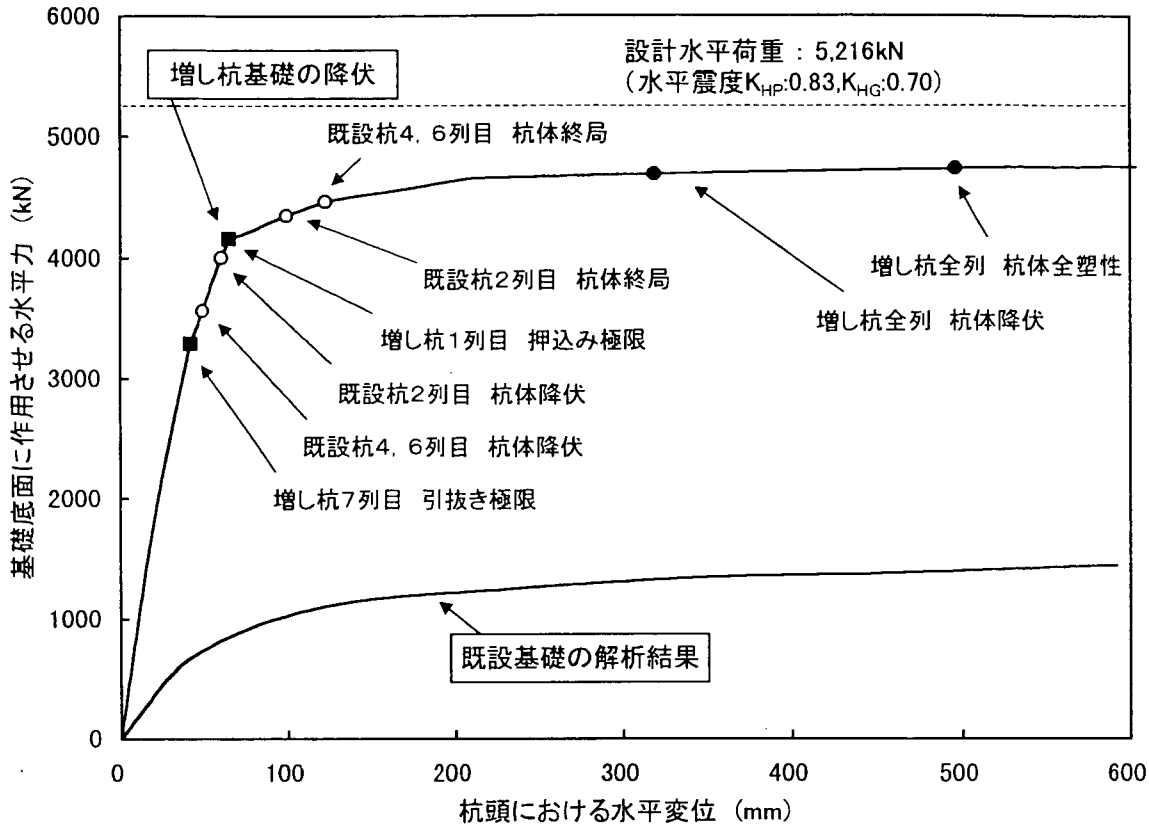


図-5.3.16 水平荷重～杭頭変位関係(斜杭，液状化する場合:橋軸方向)

表-5.3.27 杭基礎の状態(斜杭，液状化する場合:橋軸方向)

水平震度	基礎に作用させる水平力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.612	3286	41.9	-0.000948	0.033	増し杭7列目 引抜き支持力の上限に達した
0.663	3560	49.1	-0.001028	0.040	既設杭4，6列目 杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.743	3990	60.5	-0.001180	0.050	既設杭2列目 杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.772	4147	64.9	-0.001250	0.054	増し杭1列目 押込み支持力の上限に達した
0.808	4342	99.3	-0.000831	0.092	既設杭2列目 杭頭部 杭体の終局状態に達した
0.830	4460	122.5	-0.000614	0.117	既設杭4，6列目 杭頭部 杭体の終局状態に達した
0.830	4694	318.7	-0.000024	0.318	増し杭1，3，5，7列目 杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.830	4734	495.9	0.000232	0.498	増し杭1，3，5，7列目 杭頭部 杭体の全塑性モーメントに達した
0.830	5216	—	—	—	設計水平震度 (基礎の降伏に達している)

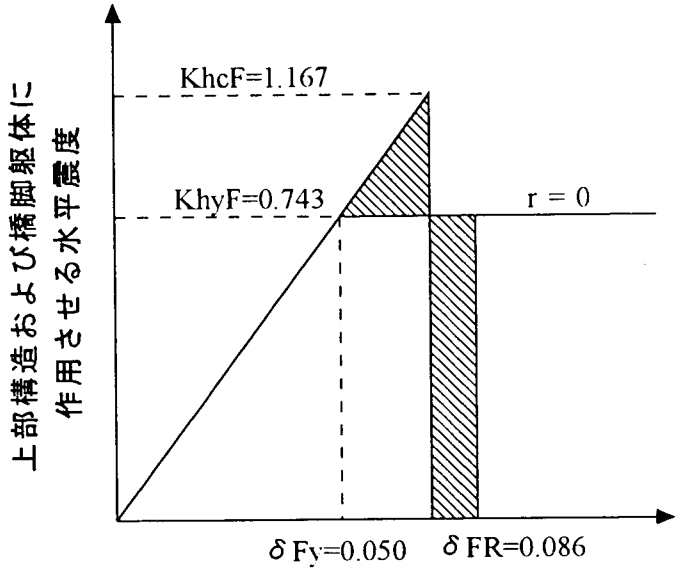


図-5.3.17 増し杭基礎の応答塑性率の算出(橋軸方向)

表-5.3.28 STマイクロパイル(斜杭)による増し杭基礎の安全性の判定
(液状化する場合，橋軸方向)

応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	—	1.733	
	基礎の塑性率の制限値の目安	μ_{FL}	—	3.000	
	判　　定	—	—	$\mu_{FR} \leqq \mu_{FL}$ OK	
	上部工慣性力作用位置の応答変位	δ_{FR}	m	0.086	
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ_{FO}	m	0.093	
	水平変位の制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.400	
	判　　定	—	—	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$ OK	
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	0.001	
	回転角の制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.025	
	判　　定	—	—	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ OK	
せん断力の照査				既設杭 (PC杭 φ600mm)	増し杭 (STマイクロパイル φ216.3mm)
	杭に生じる最大せん断力の合計*	S	kN	1107	209
	杭のせん断耐力の合計	P_s	kN	1368	—
	判　　定	—	—	$S \leqq P_s$ OK	—

＊　：液状化層最下端でのせん断力の合計

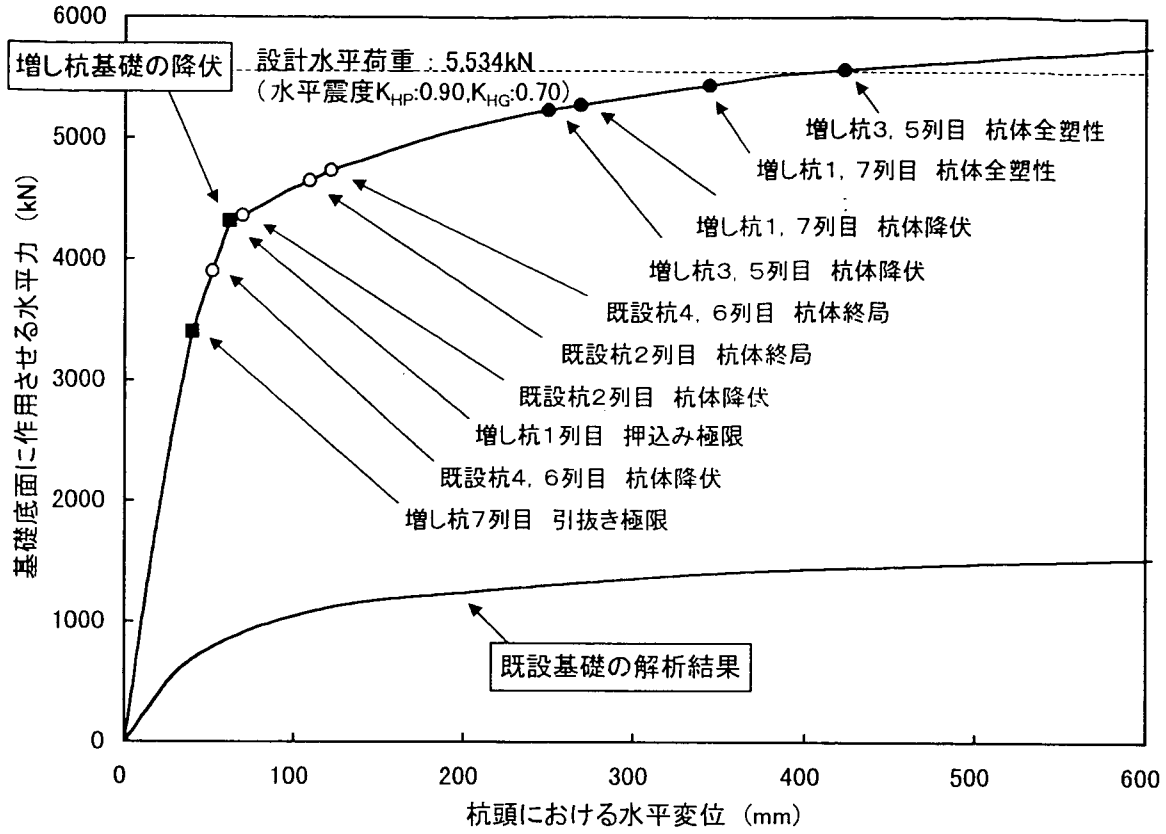


図-5.3.18　水平荷重～杭頭変位関係（斜杭，液状化する場合：橋軸直角方向）

表-5.3.29　杭基礎の状態（斜杭，液状化する場合：橋軸直角方向）

水平震度	基礎に作用させる水平力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.634	3404	40.0	-0.000658	0.033	増し杭7列目 引抜き支持力の上限に達した
0.726	3902	52.0	-0.000742	0.044	既設杭4，6列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.804	4317	62.3	-0.000837	0.053	増し杭1列目 押込み支持力の上限に達した
0.811	4358	69.7	-0.000739	0.062	既設杭2列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.865	4649	109.5	-0.000389	0.105	既設杭2列目　杭頭部 杭体の終局状態に達した
0.881	4732	122.1	-0.000296	0.119	既設杭4，6列目　杭頭部 杭体の終局状態に達した
0.900	5230	250.2	0.000248	0.253	増し杭3，5列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.900	5272	268.9	0.000298	0.272	増し杭1，7列目　杭頭部 杭体の降伏状態に達した
0.900	5438	344.0	0.000497	0.349	増し杭1，7列目　杭頭部 杭体の全塑性モーメントに達した
—	5534	382.6	0.000585	0.389	増し杭3，5列目　杭頭部 杭体の全塑性モーメントに達した
—	5534	382.6	0.000585	0.389	設水平震度に達する （基礎の降伏に達している）

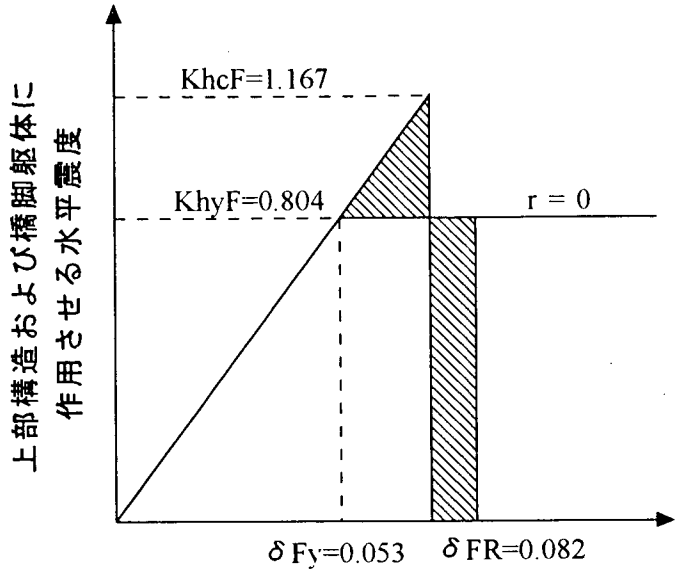


図-5.3.19 増し杭基礎の応答塑性率の算出(橋軸直角方向)

表-5.3.30 STマイクロパイル(斜杭)による増し杭基礎の安全性の判定
(液状化する場合, 橋軸直角方向)

応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	—	1.553	
	基礎の塑性率の制限値の目安	μ_{FL}	—	3.000	
	判定	—	—	$\mu_{FR} \leqq \mu_{FL}$ OK	
	上部工慣性力作用位置の応答変位	δ_{FR}	m	0.083	
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ_{FO}	m	0.091	
	水平変位の制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.400	
	判定	—	—	$\delta_{FO} \leqq \delta_{FOa}$ OK	
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	0.001	
	回転角の制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.025	
	判定	—	—	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ OK	
せん断力の照査				既設杭 (PC杭 φ600mm)	増し杭 (STマイクロパイル φ216.3mm)
	杭に生じる最大せん断力の合計*	S	kN	1094	203
	杭のせん断耐力の合計	P_s	kN	1368	—
	判定	—	—	$S \leqq P_s$ OK	—

* ：液状化層最下端でのせん断力の合計

5.3.3 STマイクロパイルによる補強効果と今後の課題

（1） 補強効果

今回の試設計について、STマイクロパイルによる補強効果を整理すると以下のようになる。

a）液状化しない場合の補強

既設杭に比べてマイクロパイルがたわみ性の杭であるため、鉛直に打設した増し杭基礎の破壊形態は既設杭がまず降伏～終局に達し、荷重～変位関係に非線形性が現れた後、増し杭が降伏する傾向である。よって、このような異種杭から構成される基礎全体の降伏状態は、比較的剛な既設杭の破壊モードが卓越するものと考えられた。また、断面力照査を行った場合、既設杭の負担断面力が大きく、既設PC杭のせん断耐力照査で増し杭本数が決まる傾向であった。これは、マイクロパイルの曲げ剛性が小さいことと、拡径効果を考慮していないため負担できる地盤反力が小さいためと考えられる。

一方、斜杭による補強では、直杭に比べて少ない増し杭本数、小さな鋼管で補強が可能という結果が得られた。これは、基礎に作用する水平力・曲げモーメントを斜杭の軸抵抗が大きく受け持つことにより、既設杭が負担する断面力を大幅に低減できたためである。ただし、増し杭基礎の破壊形態としては、斜杭の支持力上限値に達した後、基礎の変位が急増する傾向である。したがって、斜杭の軸抵抗の評価が増し杭基礎の設計にあたって重要な要素であると考えられた。

b）液状化する場合の補強

直杭による補強パターンでは16本という比較的多い増し杭本数としたが、かなり小さな水平震度で既設杭が降伏（増し杭基礎の降伏）し、今回設定した制限値を超える大きな塑性率となった。本試算ではフーチング下端から7mの深度まで地盤強度の期待できない液状化層（D_E=0）が存在し、鉛直杭で基礎の耐震性を確保するには、さらなる増し杭本数の増加が必要である。

一方、斜杭による補強では直杭に比べて少ない増し杭本数、小さな鋼管としたが、応答塑性率は制限値以下であり、液状化時においても有効な補強効果が確認できた。よって、このような曲げ剛性の小さな小口径杭による既設基礎の補強を考えた場合、斜杭による補強が特に有効であると考えられる。しかし、斜杭を組み合わせた群杭の実挙動等、未解明な部分も残されており、今後、振動実験などにより補強効果を確認する必要があると考えられる。

（2） 今後の課題

今後の課題として、既設基礎の耐震補強全体系に関することと、本工法上の課題が挙げられる。

a）増し杭基礎全体系の設計課題

増し杭基礎全体系の設計課題としては、異径・異杭種から構成される群杭の水平抵抗分担、斜杭を組み合わせた群杭の実補強効果などが挙げられ、今後、本共同研究で実施する実験などから解明していく必要がある。また、今回仮定した増し杭基礎の降伏定義、応答塑性率の制限値などの照査基準、旧基準上の既設杭の性能評価手法もさらに検討すべきであり、これらを考慮した静的非線形解析、地震応答解析などから補強効果を確認する必要があると考えられる。

b）本工法の課題

本工法の課題としては、以下のようなことが挙げられる。

①改良体の水平地盤反力の考慮

課題のひとつとして、今回の試算では考慮していない拡径改良体の水平地盤反力特性を設計に取り入れることが必要である。ここで、参考として改良体の水平抵抗を考慮した試設計を１ケース行う。方法としては、これまでのケースと同様に杭体の曲げ特性は鋼管と管内グラウトのみで評価するが、**図**－5. 3. 20 に示すように、改良体全体の 1/4[6]の幅が地盤反力を受け持つものと仮定した。また、基礎の大変形時はこのような改良体の抵抗が期待できないものと考えられ、有効改良径（φ600mm）の 3%程度[7]の変位で水平地盤反力度の上限値に達するように各深度で地盤反力特性を設定した。

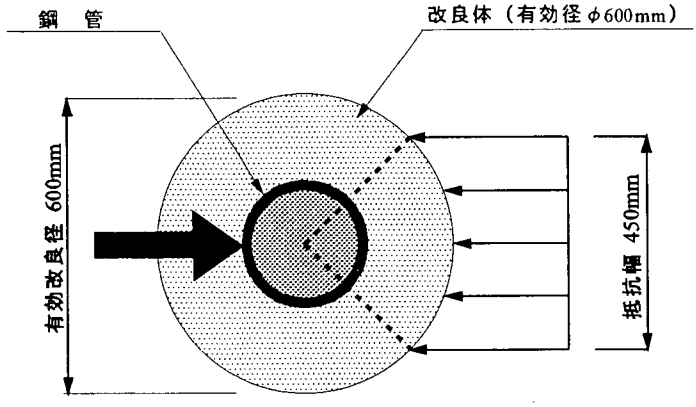


図-5. 3. 20　改良体の水平抵抗の仮定

図-5. 3. 21 に改良体の抵抗を考慮した構造一般図、**図**-5. 3. 22，5. 3. 23 に解析結果（液状化しない場合）を示す。設計水平荷重作用時における杭頭変位はいずれも 10mm 以下のオーダーであり、拡径改良体の水平地盤反力を考慮することにより、斜杭と同等の増し杭本数で必要とする耐震性を確保した。今後、水平載荷試験などから本仮定を検討する予定であるが、このような拡径効果による水平抵抗により、基礎の耐力をさらに増加できるといった可能性を確認した。

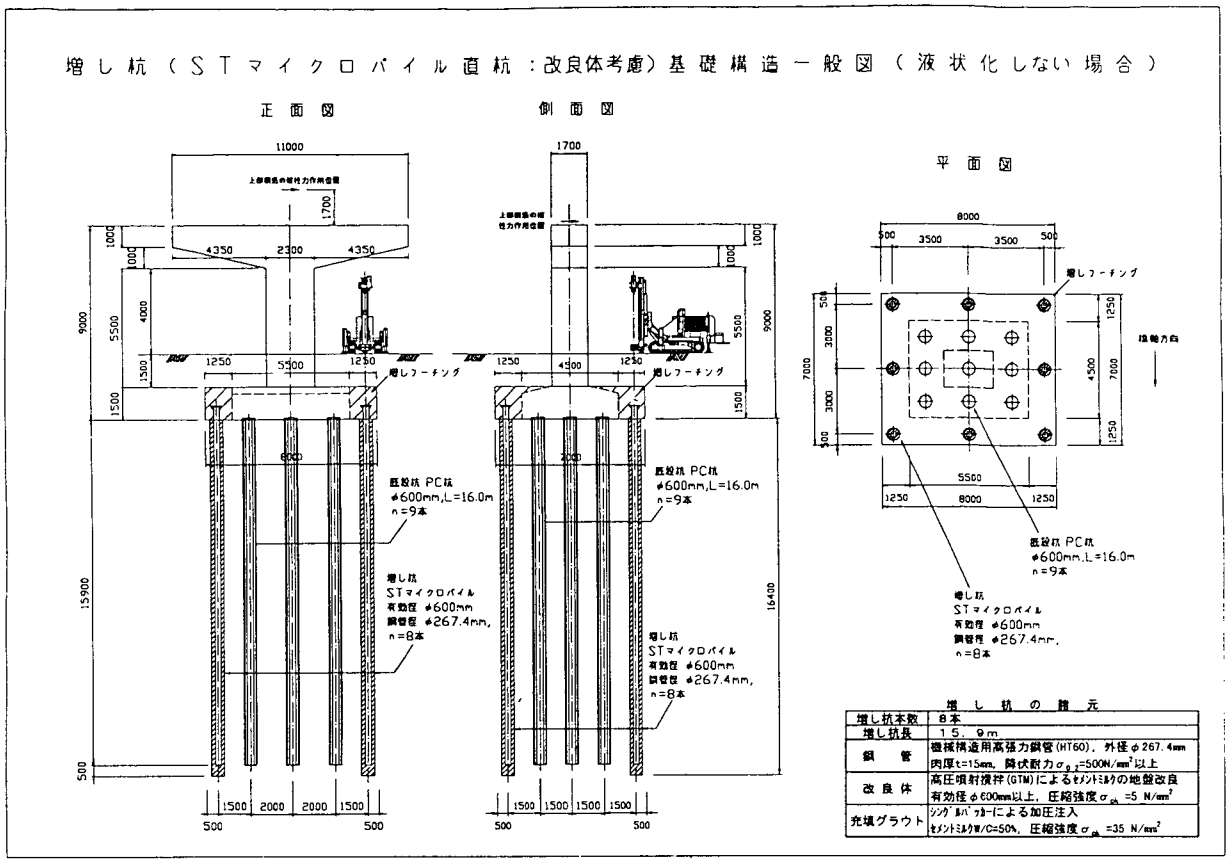
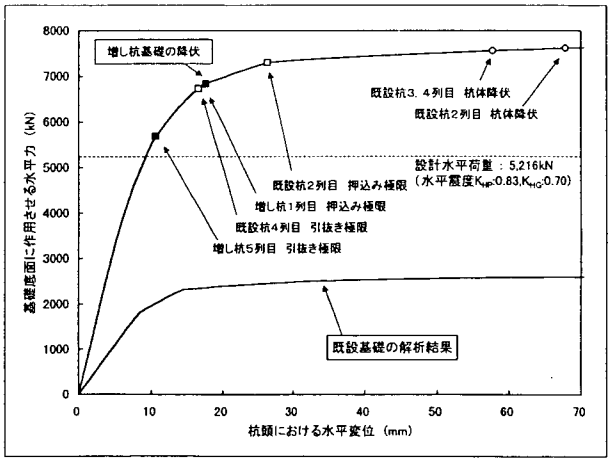
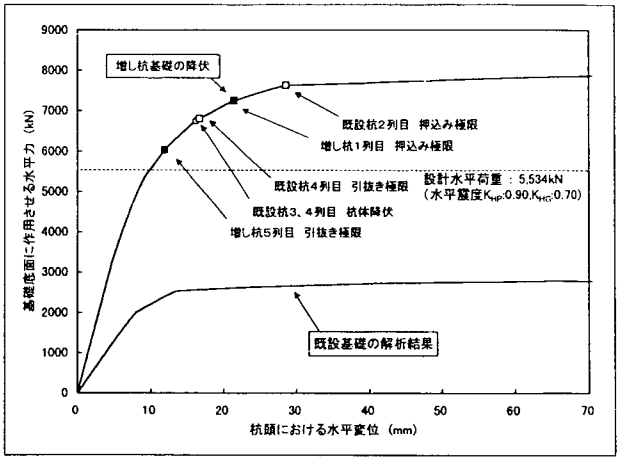


図-5.3.21　増し杭（改良体考慮）補強構造一般図（液状化しない場合）



水平震度	基礎に作用させる水平力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.830	5216	9.2	0.002078	0.028	設計水平震度に達する（基礎の降伏に達していない）
—	5686	10.6	0.002281	0.031	増し杭5列目 引抜き支持力の上限に達した
—	6729	16.6	0.003136	0.045	既設杭4列目 引抜き支持力の上限に達した
—	6833	17.6	0.003359	0.048	増し杭1列目 押込み支持力の上限に達した
—	7303	26.3	0.005951	0.080	既設杭2列目 押込み支持力の上限に達した
—	7563	57.9	0.017640	0.217	既設杭3，4列目　地中部 杭体の降伏状態に達した
—	7616	67.9	0.021360	0.260	既設杭2列目　地中部 杭体の降伏状態に達した

図-5.3.22　橋軸方向の解析結果



水平震度	基礎に作用させる水平力 (kN)	杭頭における水平変位 (mm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態
0.900	5534	9.9	0.001766	0.029	設計水平震度に達する（基礎の降伏に達していない）
—	6033	12.0	0.001941	0.033	増し杭5列目 引抜き支持力の上限に達した
—	6752	16.3	0.002370	0.042	既設杭3，4列目　地中部 杭体の降伏状態に達した
—	6807	16.8	0.002404	0.042	既設杭4列目 引抜き支持力の上限に達した
—	7250	21.4	0.003039	0.054	増し杭1列目 押込み支持力の上限に達した
—	7637	28.5	0.004616	0.078	既設杭2列目 押込み支持力の上限に達した

図-5.3.23　橋軸直角方向の解析結果

②既設基礎の条件に応じた補強方法の検討

今回の試算結果などを考慮し、既設基礎の制約条件（用地境界・隣接構造物位置・施工ヤード・空頭制限等）に応じた補強方法を検討・整理する必要があると考えられる（**図-5.3.24**）。

②－１ 地盤が液状化しない場合

液状化しない地盤で既設基礎の補強設計を考えた場合、基礎全体の支持力・曲げ耐力不足が支配的なものと、今回の試設計のように既設杭のせん断耐力不足が支配的なものが考えられる。試設計結果によれば、前者に対しては直杭が、後者に対しては斜杭が有効であると確認できたが、前述した拡径改良体の水平地盤反力特性を設計に考慮することにより、直杭でも対応可能と考えられる。

②－２ 地盤が液状化する場合

液状化するような地盤での基礎補強を考えた場合、曲げ剛性の小さな直杭の増し杭補強は限界があり、斜杭による補強が特に有効であると考えられた。しかし、実補強を考えた場合、用地境界、既設構造物の位置関係によっては斜杭の打設が困難な場合が予想でき、制約条件に応じた基礎の補強方法を検討する必要がある。補強方法としては、以下のような補強案を検討する予定である。

・鋼管の大口径化

基本的な施工方法はSTマイクロパイルと同じだが、比較的大口径の鋼管を鉛直の増し杭として用いるものである。現在、施工機械の能力等、詳細な施工検討を実施中である。

・液状化対策工法の併用

本工法の高圧噴射攪拌の地盤改良(GTM)による液状化対策と、STマイクロパイルを併用する補強案である。今後、固化体の閉合による地震時の変位抑制効果等と、増し杭による耐力増加の効果を組み合わせた設計手法の検討を行い、補強効果などを解析的に把握する予定である。

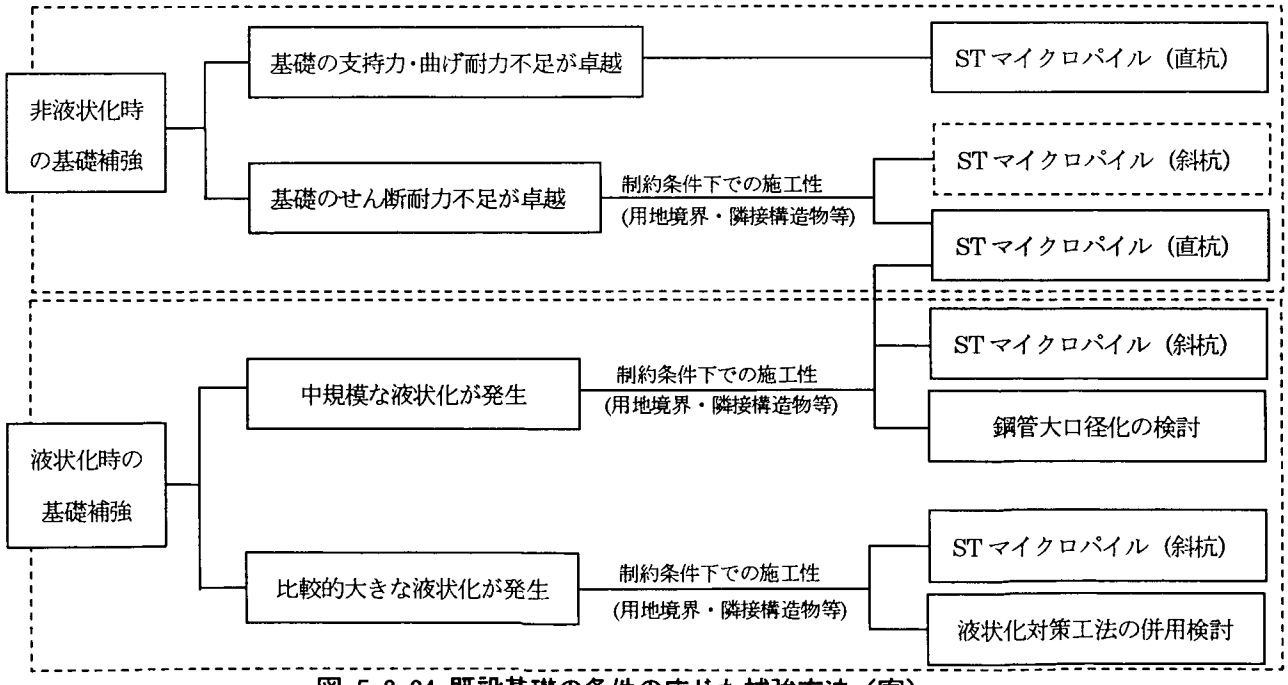


図-5.3.24 既設基礎の条件の応じた補強方法（案）

（3）試設計結果の整理

ST マイクロパイルによる増し杭補強に関して、試設計の結果を**表-5.3.31** に示す。

表-5.3.31　ST マイクロパイルによる増し杭補強結果

地盤条件	補強方法	増し杭径	増し杭本数	増し杭長	照査方向	増し杭基礎の降伏耐力	増し杭基礎の塑性率
非液状化	ST マイクロパイル 直　杭	φ267.4mm, t=15mm(HT60) 有効径φ600mm	12 本	15.9m	橋軸方向	7,459kN (5,216kN)	—
					橋軸直角	7,250kN (5,534kN)	—
	ST マイクロパイル 斜　杭	φ216.3mm, t=10mm(HT60) 有効径φ600mm	8 本	16.46m	橋軸方向	7,459kN (5,216kN)	—
					橋軸直角	7,804kN (5,534kN)	—
	直　杭 改良体の水平抵抗考慮【参考】	φ267.4mm, t=15mm(HT60) 有効径φ600mm	8 本	15.9m	橋軸方向	6,833kN (5,216kN)	—
					橋軸直角	7,250kN (5,534kN)	—
	従来工法	場所打杭φ1,000	*	*	*	*	*
液状化	ST マイクロパイル 直　杭	φ267.4mm, t=20mm(HT80) 有効径φ600mm	16 本	15.9m	橋軸方向	1,447kN (5,216kN)	9.91
					橋軸直角	1,453kN (5,534kN)	9.84
	ST マイクロパイル 斜　杭	φ216.3mm, t=10mm(HT60) 有効径φ600mm	12 本	16.46m	橋軸方向	3,990kN (5,216kN)	1.73
					橋軸直角	4,317kN (5,534kN)	1.55
	従来工法	場所打杭φ1,000	8 本	15.9m	橋軸方向	3,501kN (6,780kN)	2.68
					橋軸直角	3,479kN (7,091kN)	2.68

＊ 従来工法は、液状化しない場合に最低限必要となる増し杭本数ではないため省略した。　（ ）内は照査する設計水平荷重

補強効果の把握を目的とした試設計を行ったが、本工法の基礎の補強への適用性は、このような基本的な設計検討に加え、従来工法との比較も重要な課題である。従来工法[8]（場所打ち杭φ1,000mm）では液状化する場合、8本の増し杭本数で補強が可能であり、マイクロパイルによる補強では 12 本の増し杭（斜杭）本数が必要となった。本試算では補強フーチングの詳細検討を実施していないため同等の比較とはいえないが、本試算での桁下制限（梁直下約 4.5m）では従来工法が非常に特殊な施工機械を必要とし、施工ヤードも大きく必要とする。また、従来工法に対する増し杭の増加本数は 4 本程度であること、フーチング拡幅を比較的小さくできることから、本工法は可能性のある補強方法であると考えられる。今後は、耐震補強設計全体系や本工法上の各課題を整理するとともに、従来工法との経済性の比較などを行い、ST マイクロパイルを用いた基礎の耐震補強への適用性をさらに検討する。

【参考文献】

1) 赤本ほか：埋立地におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験結果，第34回地盤工学研究発表会，1999.
2) 村田ほか：砂質地盤におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験（その2），第35回地盤工学研究発表会，2000.（投稿中）
3) 村田ほか：高張力鋼を用いたマイクロパイル芯材用鋼管の開発（その1）－付着性能試験結果－，土木学会第54回年次学術講演会(III)，1999.
4) 羽田ほか：地盤改良型マイクロパイルの為の高圧噴射撹拌工法による改良体の造成，第35回地盤工学研究発表会，2000.（投稿中）
5) 黒崎ほか：高張力鋼を用いたマイクロパイル芯材用鋼管の開発（その2）－材料性能試験結果－，土木学会第54回年次学術講演会(III)，1999.
6) 河野ほか：地盤改良複合杭の水平載荷試験の解析，土木学会第54回年次学術講演会(III)，1999.
7) 河野ほか：軟弱地盤の地盤改良複合杭基礎とその載荷試験，橋梁と基礎，2000.1.
8) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料，2000.2

5.4　ねじ込み杭工法による試設計結果

5.4.1　液状化しない場合の補強について

(1)解析モデル

地震時保有水平耐力法による、ねじ込み杭の直杭および斜杭解析モデル(杭～ラーメンモデル)を図-5.4.1に示す。

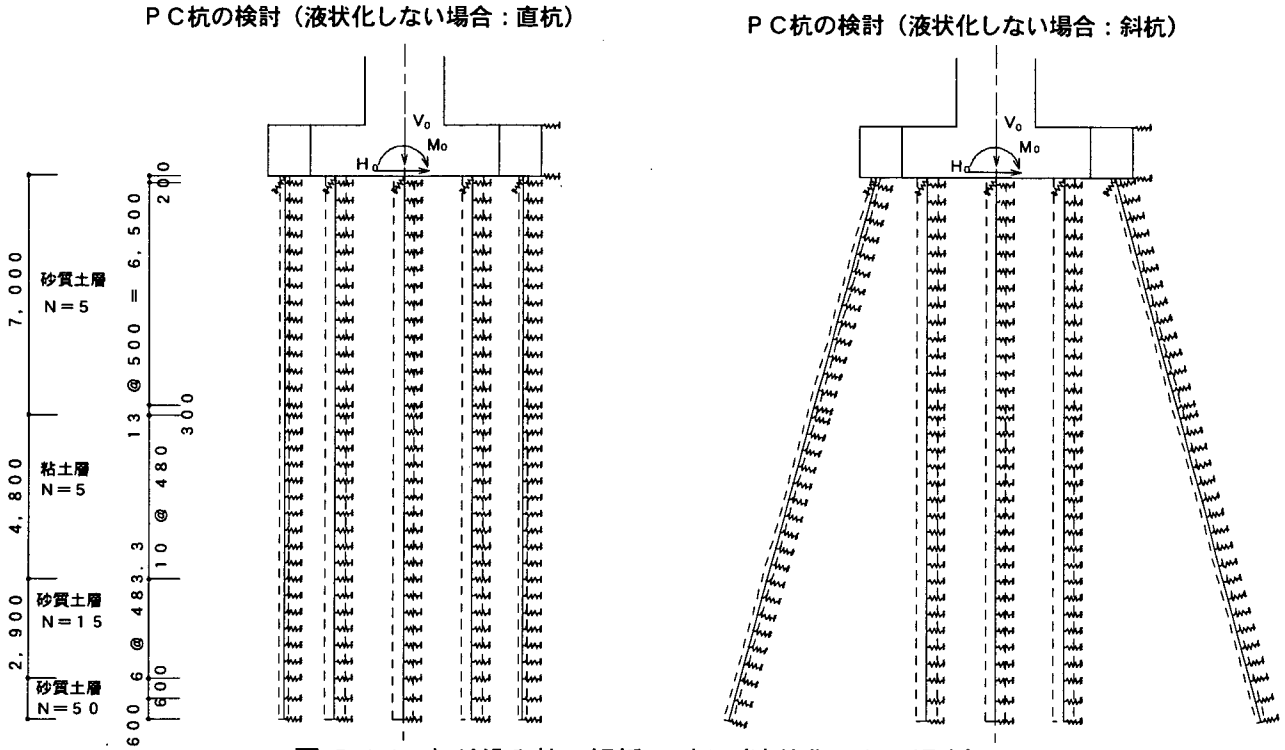
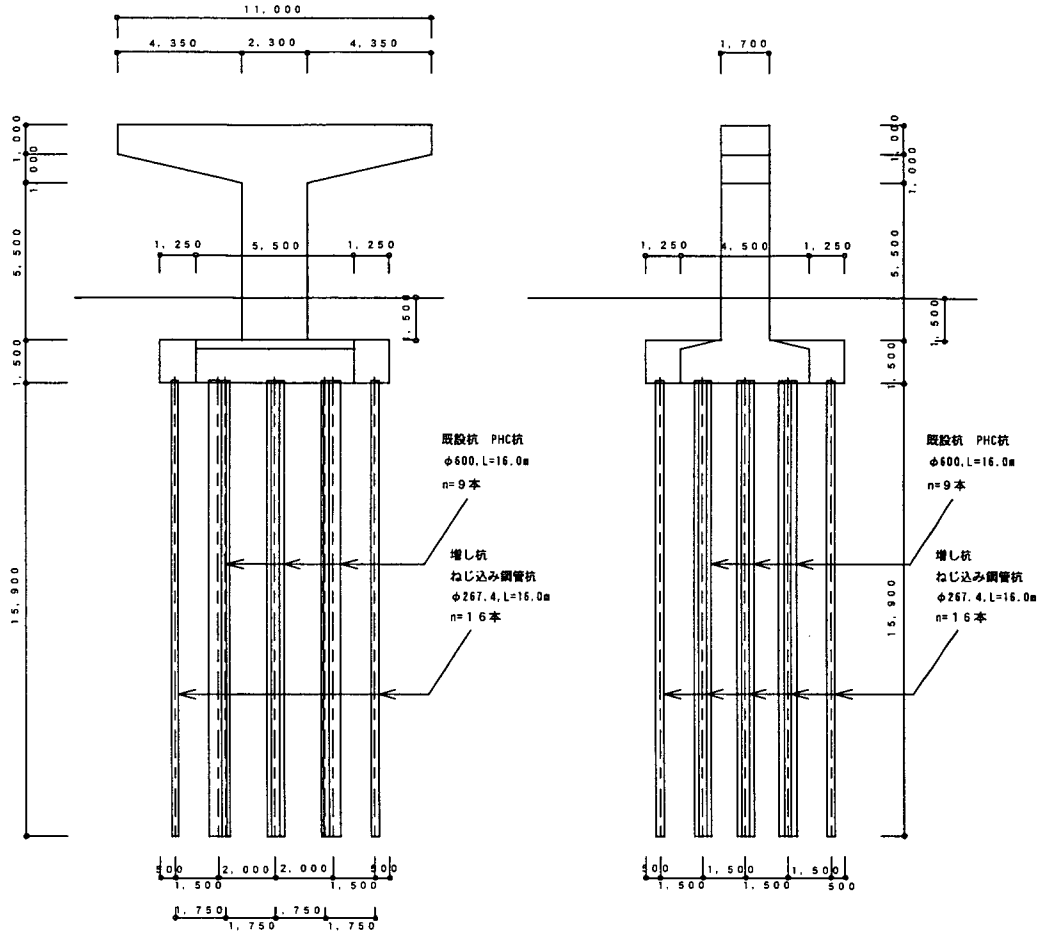


図-5.4.1　ねじ込み杭の解析モデル（液状化しない場合）

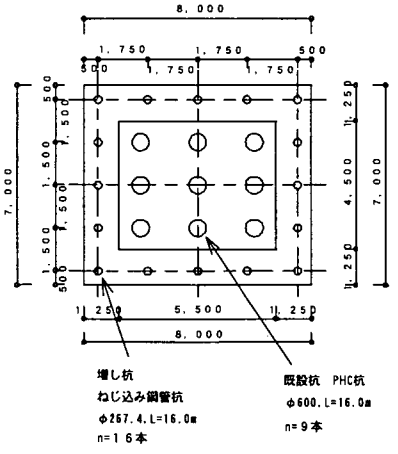
(2)直杭による増し杭補強

a)構造一般図

液状化しない場合における増し杭（直杭）補強の構造一般図を図-5.4.2 に示す。



断面図



平面図

図-5.4.2　液状化しない場合のねじ込み杭（直杭）による増し杭補強配置図

b)各設計定数

①使用材料および設計に用いる定数

使用材料は、φ300mm程度の鋼管に4枚のφ600mm程度のドーナツ状鋼板を螺旋状に取付けた杭（図-3.3.1参照）を用いる。設計に用いる杭の定数は、軸部に使用する鋼管の径、厚みおよび降伏強度等から算出した。算出結果を表-5.4.1に示す。

表-5.4.1　ねじ込み杭の諸元

項　　目	単　　位	値	備　　考
杭　　長	m	15.9	
鋼管径（軸部径）	m	0.2674	
翼部径	m	0.50～0.65	
鋼管厚　t	m	0.0127	
弾性係数　E	kN/m^2	210,000,000	
降伏強度　σ_{sy}	kN/m^2	240,000	
杭換算断面積　A_{MP}	m^2	9.4×10^{-3}	腐食しろ1mm考慮
杭換算断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ　I_{MP}	m^4	7.70×10^{-5}	腐食しろ1mm考慮

②作用荷重

作用荷重の集計を表-5.4.2に示す。

表-5.4.2　フーチング底面作用力の集計

		橋軸方向	橋軸直角方向
既設杭のみで負担する鉛直荷重　V_D(kN)		5,459	5,459
新旧杭で分担する作用荷重	鉛直力※　ΔV_D(kN)	3,543	3,543
	水平力　H(kN)	5,215	5,533
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ　M(kN･m)	32,424	40,090

※　増しフーチング重量と増しフーチング上載土荷重の合計

③地盤条件により求まる設計定数

③-1 杭の軸直角方向特性

表-5.4.3に水平方向地盤反力係数を示す。

表-5.4.3　水平方向地盤反力係数

		ねじ込み杭　φ0.2674m
地盤反力係数 k_{HE} (kN/m^3)	第1層	52,870
	第2層	52,870
	第3層	158,620
	第4層	528,725

③-2 杭の軸方向特性

i)押込み支持力

極限支持力は、載荷試験結果の経験式から以下のように算出した。

$$R_u = q_d A_w + U \sum L_i f_i \quad \cdots\cdots(5.4.1)$$

ここに、

R_u：地盤から決まる極限支持力(kN)

A_W：抵抗面積（翼部平均面積：0.880m^2）

q_d：杭先端における単位面積当りの極限支持力度(kN/m^2)（100N_w：N_wは翼部平均 N 値，今回は 20 とした）

U：杭周長（φ267.4mm→0.84m）

L_i：周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i：周面摩擦を考慮する層の最大周面摩擦応力度(kN/m^2)

砂質土の場合：13.8+0.3N

粘性土の場合：c または 15N

ii)引抜き支持力

引抜き力の算出は、載荷試験結果が数例しかなく経験式がないので、今回は翼付きアンカーの理論式[1]により算出した。算出概念は、**図-5.4.3** 参照。

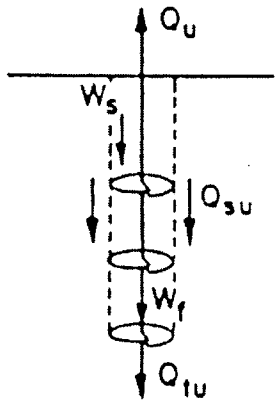


図-5.4.3　引抜き力の推定方法

$$Q_u = Q_{su} + Q_{tu} + W \quad \cdots\cdots \quad (5.4.2)$$

ここに、Q_u：最大引抜き力(kN)

Q_{su}：周面抵抗(kN)

Q_{tu}：先端抵抗(kN)

W：基礎の自重 W_f+土の自重 W_s(kN)

周面抵抗は、アンカーの理論式から以下のように算出した。

$$Q_{su} = \int_{surface} \tau(z) = \int_0^D P(z)\sigma_v'(z)K(z)\tan\delta'(z)dz$$

$$= \frac{K}{K_0}\int_0^D P(z)\sigma_v'(z)K_0(z)\tan\left[\phi'(z)\frac{\delta'}{\phi'}\right]dz \cdots\cdots (5.4.3)$$

ここに、D：アンカーの深さ(m)

P：アンカーの周長（平均翼部径による(m)）

K：施工後の水平土圧係数（$=\sigma'_h/\sigma'_v$）

K_0：初期水平土圧係数

ϕ'：有効内部摩擦角

iii）杭軸方向バネ定数

杭の軸方向バネ定数は、載荷試験結果からの推定値　K_V=73,140kN/m とた。

以上より、杭の軸方向抵抗特性算出結果を**表-5.4.4** に示す。

表-5.4.4　杭の軸方向抵抗特性

	液状化しない場合
杭軸方向ばね定数　K_{VE}(kN/m)	73,140
押込み支持力の上限値　P_{Nu}(kN)	2,008
引抜き支持力の下限値　P_{Tu}(kN)	583.7

今回用いた載荷試験結果は、翼部平均 N 値 20 以下の載荷試験結果であるため、今後はN値 30～50 の支持層まで先端部を打設した場合の押込み力、杭軸方向バネ値の推定式の確立および引抜き力の試験による推定式の確立の必要がある。

④フーチング前面地盤の水平特性

杭基礎の耐力計算で液状化の影響を考慮しない場合は、フーチングの前面地盤の水平抵抗を考慮する。算出した、フーチングの前面地盤の水平抵抗を表-5.4.5に示す。

表-5.4.5　フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値

		水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m³)	受働土圧係数 k_{EP}	ﾌｰﾁﾝｸﾞの有効前面幅 B_e (m)	地盤面からの深さ Z (m)	受働土圧強度 P_{EP} (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値の割増係数 α_P	水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} (kN/m²)
橋軸方向	ﾌｰﾁﾝｸﾞ上面	15,900	2.528	8.0	1.5	68.26	1.094	74.66
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ下面				3.0	136.51	1.188	162.11
橋軸直角方向	ﾌｰﾁﾝｸﾞ上面	16,700	2.528	7.0	1.5	68.26	1.107	75.57
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ下面				3.0	136.51	1.214	165.76

⑤杭体より求まる設計定数

⑤-1 杭の曲げ特性

既設PC杭およびねじ込み杭の曲げモーメントM～曲率φ関係はトリリニア型およびバイリニア型にそれぞれモデル化する。M～φ関係の計算で用いる軸力は、道路橋示方書Ⅳ偏に従い、杭群図心位置から押込み側の杭では死荷重が作用したときの杭頭反力とし、引抜き側では軸力を0とする。ここで、新旧杭の死荷重分担力の算出方法は以下のように行った。

$$
\left.
\begin{aligned}
N_0 &= (V_D + \Delta V_{D0})/n_0 \\
N_1 &= \Delta V_{D1}/n_1 \\
\Delta V_{D0} &= \Delta V_D \times \frac{\sum K_{VE0}}{\sum K_{VE0} + \sum K_{VE1}} \\
\Delta V_{D1} &= \Delta V_D \times \frac{\sum K_{VE1}}{\sum K_{VE0} + \sum K_{VE1}}
\end{aligned}
\right\} \quad \cdots\cdots (5.4.4)
$$

ここに、N_0　：既設杭の軸力(kN/本)

N_1　：増し杭の軸力(kN/本)

n_0　：既設杭本数

n_1　：増し杭本数

V_D　：フーチングを含む既設構造の全重量(kN)、ただし、フーチング上載荷重は除く

ΔV_D　：増しフーチング重量とフーチング上載荷重の合計(kN)

ΣK_{VE0}：既設杭 n_0 本分の軸方向ばね定数(kN/m)

ΣK_{VE1}：増し杭 n_1 本分の軸方向ばね定数(kN/m)

算出した既設杭および増し杭のM～φを**表-5.4.6**および**表-5.4.7**にそれぞれ示す。

表-5.4.6　既設杭体の曲げモーメントM～曲率φの関係

断　面	換　算 断面積 $A_e(m^2)$	換算断面二次 ﾓｰﾒﾝﾄ $I_e(m^4)$	軸力　P_N=2,881kN／9本=320.1kN／本					
			ひび割れ時		降伏時		終局時	
			ϕ_c (1/m)	M_c(kN·m)	ϕ_y(1/m)	M_y(kN·m)	ϕ_u(1/m)	M_u(kN·m)
1	0.151	5.10×10^{-3}	1.205×10^{-3}	240	6.196×10^{-3}	430	1.715×10^{-2}	518
			軸力　P_N=0kN／本					
			1.030×10^{-3}	204	5.900×10^{-3}	366	1.973×10^{-2}	459

表-5.4.7　増し杭（ねじ込み杭φ267.4mm）の曲げモーメントM～曲率φの関係

断　面	換　算 断面積 $A_e(m^2)$	換算断面二次 ﾓｰﾒﾝﾄ $I_e(m^4)$	軸力　P_N=662kN／12本=55.2kN／本			
			降伏時		全塑性時	
			ϕ_y (1/m)	M_y(kN·m)	ϕ_y'(1/m)	M_p(kN·m)
1	0.094	7.70×10^{-5}	8.333×10^{-3}	132	1.136×10^{-2}	180

⑤-2　杭体のせん断耐力

ねじ込み杭のせん断耐力の算出は、鋼管杭の方法にしたがって行った。

$$\tau_{max}=\alpha\cdot\frac{S}{A}\qquad\cdots\cdots(5.4.5)$$

ここに、τ：せん断応力度（=165,000kN/m^2）

A：断面積（=9.4×10^{-3}m^2）

α：最大応力度／平均応力度(=1.997)

$$\alpha=\frac{4(D^2+D\cdot d+d^2)}{3(D^2+d^2)}$$

D：外　径(0.2674m)

d：内　径(0.244m　1mm腐食しろ考慮)

せん断耐力　P_S=776kN

c)安全性の照査

液状化しない場合における増し杭（直杭）の補強基礎の安全照査を行う。

①橋軸方向

図-5.4.4 に水平荷重～貫性力作用位置における変位の関係、**表-5.4.8** に解析時の杭基礎の状態を示す。また、**表-5.4.9** に増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。既設杭、増し杭とも杭頭の鉛直反力は押込みの上限に達していないこと、各杭の断面力は降伏曲げモーメント以上となっていないことから、基礎の設計で考慮する荷重に対して基礎は降伏に達していない。杭頭における水平変位 δ_{FO} およびフーチングの回転角 α_{FO} はいずれも基礎変位の目安以下であり、また、既設杭および増し杭のせん断力は、ともにせん断耐力以下となっている。以上の結果から、補強基礎は必要な耐震性を有していると判断できる。

②橋軸直角方向

図-5.4.5 に水平荷重～貫性力作用位置における変位の関係、**表-5.4.10** に解析時の杭基礎の状態を示す。また、**表-5.4.11** に増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。既設杭、増し杭とも杭頭の鉛直反力は押込みの上限に達していないこと、各杭の断面力は降伏曲げモーメント以上となっていないことから、基礎の設計で考慮する荷重に対して基礎は降伏に達していない。杭頭における水平変位 δ_{FO} およびフーチングの回転角 α_{FO} はいずれも基礎変位の目安以下であり、また、既設杭および増し杭のせん断力は、ともにせん断耐力以下となっている。以上の結果から、補強基礎は必要な耐震性を有していると判断できる。

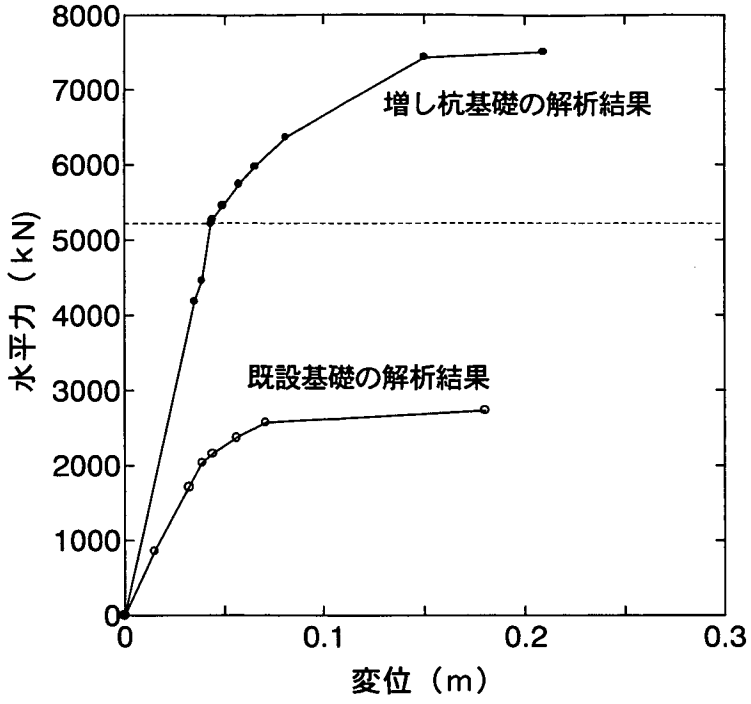


図-5.4.4　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸方向）

表-5.4.8　各震度における杭基礎の状態（橋軸方向）

No.	水平震度	水平力 (kN)	杭頭における水平変位(m)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態	備　　考
1	0.780	4187.35	0.00792	0.00300	0.03489	増し杭4列目引抜き上限	
2	0.830	4454.62	0.00892	0.00330	0.03863		
3	———	5215.00	0.01130	0.00354	0.04313		設計荷重作用時
4	———	5267.13	0.01159	0.00361	0.04410	既設杭3列目引抜き上限	
5	———	5449.65	0.01293	0.00403	0.04924	既設杭2,3列目ひび割れ	
6	———	5736.48	0.01524	0.00473	0.05786	既設杭1列目ひび割れ	
7	———	5971.15	0.01750	0.00534	0.06559	既設杭1列目押込み上限	
8	———	6362.28	0.02199	0.00658	0.08123	増し杭3列目引抜き上限	
9	———	7431.35	0.04398	0.01178	0.14999	増し杭1列目押込み上限	増し杭基礎の降伏
10	———	7509.57	0.05843	0.01672	0.20897	既設杭1,2,3列目降伏	

表-5.4.9　杭基礎の安定性の判定（橋軸方向）

				橋軸方向						
				既設杭			増し杭			
				1列目	2列目	3列目	1列目	2列目	3列目	4列目
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント	M	kN･m/本	182	182	182	72	55	55	59
	降伏曲げモーメント	M_y	kN･m/本	430	366	366	132	132	132	132
	判　定		――	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$
				全列降伏しない　OK						
	杭頭の鉛直反力	P_N	kN/本	1,896	255	-1,386	836	319	-198	-584
	押込み支持力の上限値	P_{NU}, P_{NT}	kN/本	2,223(-1,407)			2,008(-584)			
	判　定		――	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{TU}$	$P_N=P_{TU}$	$P_N=P_{TU}$
				押込み支持力の上限に達しない　OK						
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ_{F0}	m	0.0113						
	水平変位の制限値の目安	δ_{F0a}	m	0.4						
	判　定		――	OK						
	フーチングの回転角	α_{F0}	rad	0.00354						
	回転角の制限値の目安	α_{F0a}	rad	0.025						
	判　定		――	OK						
せん断力の照査	増し杭に作用する最大せん断力	S_1	kN	153						
	増し杭のせん断力	P_{S1}	kN	776						
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(補強部)	S_2	kN	243						
	既設杭(PC杭)のせん断力(補強部)	P_{S2}	kN	324						
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(無補強部)	S_3	kN	88						
	既設杭(PC杭)のせん断力(無補強部)	P_{S3}	kN	152						
	判　定		――	OK						

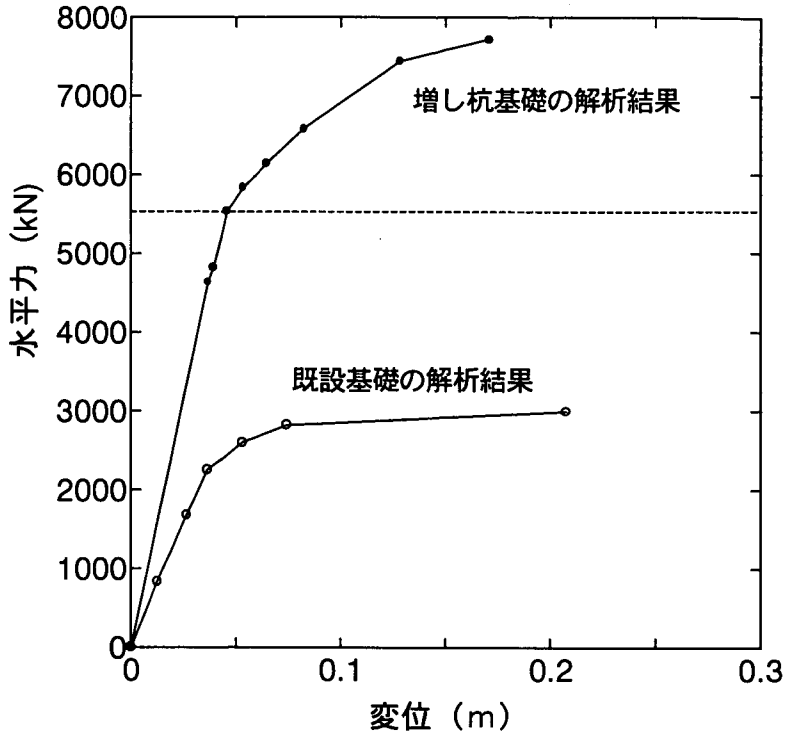


図-5.4.5　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸直角方向）

表-5.4.10　各震度における杭基礎の状態（橋軸直角方向）

No.	水平震度	水平力 (kN)	杭頭における水平変位 (m)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態	備　考
1	0.864	4637.35	0.00863	0.00257	0.03644	増し杭4列目引抜き上限	
2	0.900	4830.57	0.00939	0.00274	0.03901	既設杭3列目引抜き上限	
3	———	5533.00	0.01197	0.00308	0.04524		設計荷重作用時
4	———	5837.32	0.01406	0.00365	0.05348	既設杭1列目押込み上限 既設杭2,3列目ひび割れ	
5	———	6141.63	0.01696	0.00441	0.06447	既設杭1列目ひび割れ	
6	———	6584.28	0.02224	0.00559	0.08236	増し杭3列目引抜き上限	
7	———	7441.90	0.03811	0.00839	0.12819	既設杭2,3列目降伏 増し杭1,2,3,4列目降伏	増し杭基礎の降伏
8	———	7718.55	0.05128	0.01111	0.17040	増し杭1列目押込み上限	

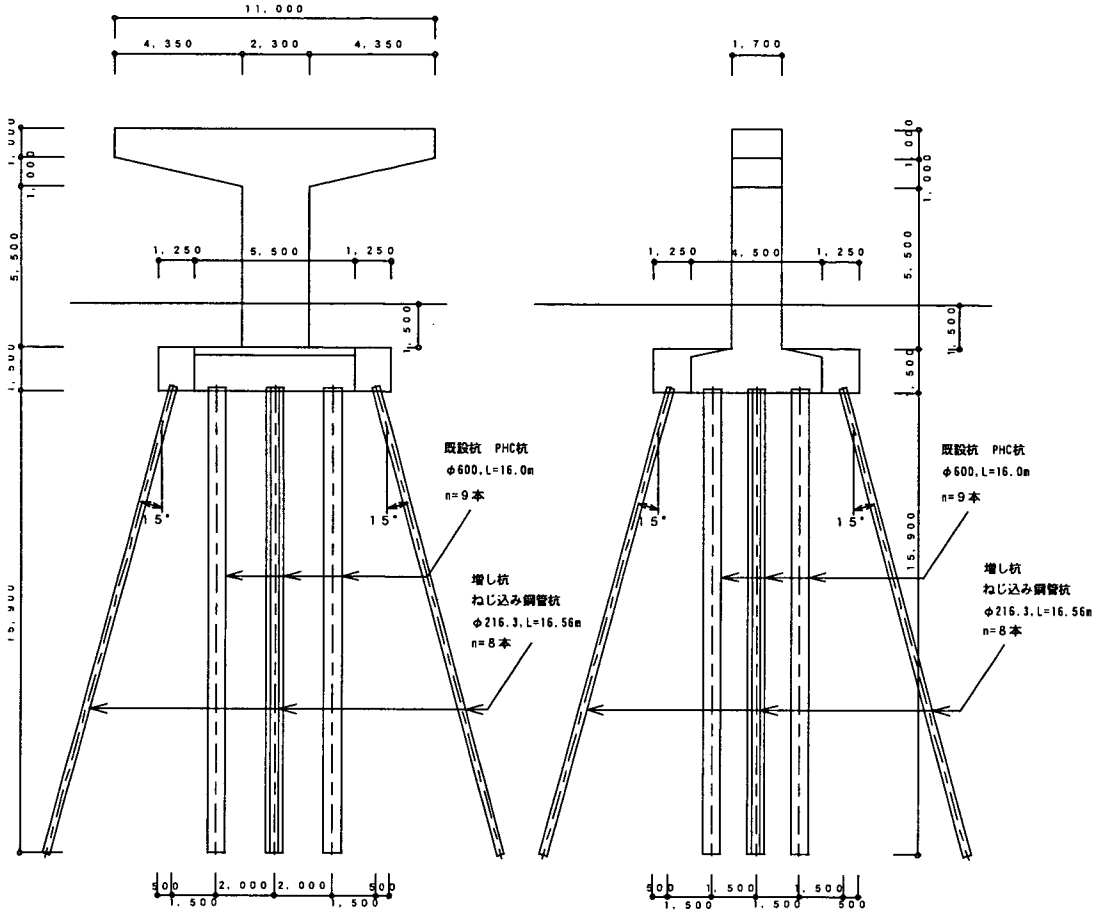
表-5.4.11　杭基礎の安定性の判定（橋軸直角方向）

				橋軸直角方向						
				既設杭			増し杭			
				1列目	2列目	3列目	1列目	2列目	3列目	4列目
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント	M	kN・m/本	183	176	181	90	69	68	73
	降伏曲げモーメント	M_y	kN・m/本	430	366	366	132	132	132	132
	判　定		——	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$
				全列降伏しない　OK						
	杭頭の鉛直反力	P_N	kN/本	2,063	157	-1,407	823	301	-227	-584
	押込み支持力の上限値	P_{NU}, P_{NT}	kN/本	2,223(-1,407)			2,008(-584)			
	判　定		——	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{TU}$	$P_N=P_{TU}$	$P_N=P_{TU}$
				押込み支持力の上限に達しない　OK						
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ_{F0}	m	0.01197						
	水平変位の制限値の目安	δ_{F0a}	m	0.4						
	判　定		——	OK						
	フーチングの回転角	α_{F0}	rad	0.00308						
	回転角の制限値の目安	α_{F0a}	rad	0.025						
	判　定		——	OK						
せん断力の照査	増し杭に作用する最大せん断力	S_1	kN	169						
	増し杭のせん断力	P_{S1}	kN	776						
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(補強部)	S_2	kN	283						
	既設杭(PC杭)のせん断力(補強部)	P_{S2}	kN	324						
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(無補強部)	S_3	kN	127						
	既設杭(PC杭)のせん断力(無補強部)	P_{S3}	kN	152						
	判　定		——	OK						

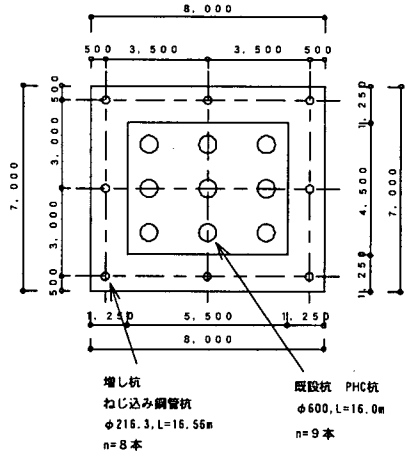
(3)斜杭による増し杭補強

a)構造一般図

液状化しない場合における増し杭（斜杭）補強の構造一般図を図-5.4.6 に示す。



断面図



平面図

図-5.4.6 液状化しない場合のねじ込み杭（斜杭）による増し杭補強配置図

b)各設計定数

①使用材料および設計に用いる定数

使用材料は、斜杭は直杭に比べ水平変位、ロッキング等に対し有効に作用すると考えられることから、直杭よりも杭径の小さいφ216.3mmにより解析することにした。算出結果を**表-5.4.12**に示す。

表-5.4.12　ねじ込み杭の諸元

項　　目	単　　位	値	備　　考
杭　　長	m	15.9	
鋼管径（軸部径）	m	0.2163	
翼部径	m	0.45～0.60	
鋼管厚　　t	m	0.0127	
弾性係数　　E	kN/m^2	210,000,000	
降伏強度　　σ_{sy}	kN/m^2	240,000	
杭換算断面積　　A_{MP}	m^2	7.52×10^{-3}	腐食しろ1mm考慮
杭換算断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ　　I_{MP}	m^4	3.95×10^{-5}	腐食しろ1mm考慮

②杭の軸方向抵抗特性

杭の軸方向抵抗特性算出結果を**表-5.4.13**に示す。

表-5.4.13　杭の軸方向抵抗特性

	液状化しない場合
杭軸方向ばね定数　K_{VE}(kN/m)	73,140
押込み支持力の上限値　P_{Nu}(kN)	1,729
引抜き支持力の下限値　P_{Tu}(kN)	515.4

③杭体より求まる設計定数

既設杭および増し杭のM～φを表-5.4.14および表-5.4.15にそれぞれ示す。

表-5.4.14　既設杭体の曲げモーメントM～曲率φの関係

断　面	換　算 断面積 $A_e(m^2)$	換算断面二次 ﾓｰﾒﾝﾄ $I_e(m^4)$	軸力　P_N=3,072kN／9本=341.3kN／本					
			ひび割れ時		降伏時		終局時	
			ϕ_c (1/m)	M_c(kN·m)	ϕ_y(1/m)	M_y(kN·m)	ϕ_u(1/m)	M_u(kN·m)
1	0.151	5.10×10^{-3}	1.217×10^{-3}	242	6.216×10^{-3}	434	1.715×10^{-2}	521
			軸力　P_N=0kN／本					
			1.030×10^{-3}	204	5.900×10^{-3}	366	1.973×10^{-2}	459

表-5.4.15　増し杭（ねじ込み杭φ216.3mm）の曲げモーメントM～曲率φの関係

断　面	換　算 断面積 $A_e(m^2)$	換算断面二次 ﾓｰﾒﾝﾄ $I_e(m^4)$	軸力　P_N=471kN／8本=58.9kN／本			
			降伏時		全塑性時	
			ϕ_y (1/m)	M_y(kN·m)	ϕ_y'(1/m)	M_p(kN·m)
1	0.0752	3.95×10^{-5}	1.023×10^{-2}	83	1.416×10^{-2}	115

c)安全性の照査

液状化しない場合における増し杭（斜杭）の補強基礎の安全照査を行う。

①橋軸方向

図-5.4.7 に水平荷重～貫性力作用位置における変位の関係、**表-5.4.16** に解析時の杭基礎の状態を示す。また、**表-5.4.17** に増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。既設杭、増し杭とも杭頭の鉛直反力は押込みの上限に達していないこと、各杭の断面力は降伏曲げモーメント以上となっていないことから、基礎の設計で考慮する荷重に対して基礎は降伏に達していない。杭頭における水平変位 δ_{F0} およびフーチングの回転角 α_{F0} はいずれも基礎変位の目安以下であり、また、既設杭および増し杭のせん断力は、ともにせん断耐力以下となっている。以上の結果から、補強基礎は必要な耐震性を有していると判断できる。

②橋軸直角方向

図-5.4.8 に水平荷重～貫性力作用位置における変位の関係、**表-5.4.18** に解析時の杭基礎の状態を示す。また、**表-5.4.19** に増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。既設杭、増し杭とも杭頭の鉛直反力は押込みの上限に達していないこと、各杭の断面力は降伏曲げモーメント以上となっていないことから、基礎の設計で考慮する荷重に対して基礎は降伏に達していない。杭頭における水平変位 δ_{F0} およびフーチングの回転角 α_{F0} はいずれも基礎変位の目安以下であり、また、既設杭および増し杭のせん断力は、ともにせん断耐力以下となっている。以上の結果から、補強基礎は必要な耐震性を有していると判断できる。

液状化しない場合の解析結果から、増し杭の本数は既設の PC 杭に作用するせん断力により決定されており、直杭による増し杭補強結果と比較すると、斜杭による補強は少ない増し杭本数、小口径の鋼管で補強ができるといえ、斜杭による補強は直杭による補強に比べて有効であることがわかる。

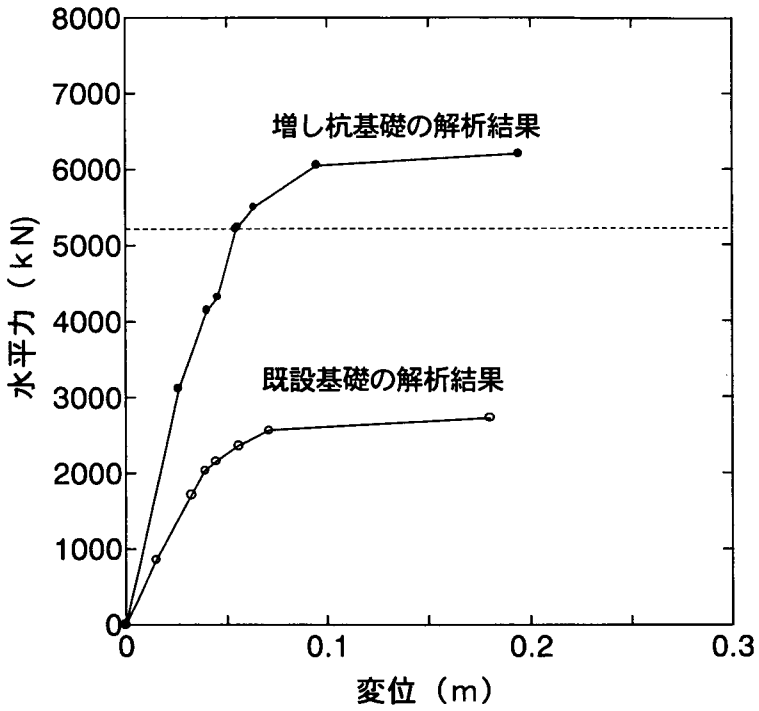


図-5.4.7　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸方向）

表-5.4.16　各震度における杭基礎の状態（橋軸方向）

No.	水平震度	水平力 (kN)	杭頭における水平変位(m)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態	備　　考
1	0.581	3118.24	0.00441	0.00240	0.02608	増し杭3列目引抜き上限	
2	0.771	4142.80	0.00773	0.00355	0.03981	既設杭3列目引抜き上限	
3	0.805	4320.98	0.00871	0.00404	0.04520	既設杭2,3列目ひび割れ	
4	0.830	5214.98	0.01129	0.00483	0.05489		設計荷重作用時
5	――	5241.05	0.01144	0.00490	0.05565	既設杭1列目ひび割れ	
6	――	5501.80	0.01307	0.00561	0.06366	既設杭1列目押込み上限	
7	――	6049.38	0.01912	0.00842	0.09499	増し杭1列目押込み上限	増し杭基礎の降伏
8	――	6205.83	0.03714	0.01747	0.19451	既設杭1,2,3列目降伏	

表-5.4.17　杭基礎の安定性の判定（橋軸方向）

			橋軸方向					
			既設杭			増し杭		
			1列目	2列目	3列目	1列目	2列目	3列目
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント	M kN·m/本	240	242	220	19	25	19
	降伏曲げモーメント	M_y kN·m/本	434	366	366	83	83	83
	判　定	——	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$
			全列降伏しない　OK					
	杭頭の鉛直反力	P_N kN/本	2,096	−146	−1,407	1,203	−34	−515
	押込み支持力の上限値	P_{NU}, P_{NT} kN/本	2,223(−1,407)			1,729(−515)		
	判　定	——	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{TU}$	$P_N=P_{TU}$
			押込み支持力の上限に達しない　OK					
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ_{F0} m	0.01129					
	水平変位の制限値の目安	δ_{F0a} m	0.4					
	判　定	——	OK					
	フーチングの回転角	α_{F0} rad	0.00483					
	回転角の制限値の目安	α_{F0a} rad	0.025					
	判　定	——	OK					
せん断力の照査	増し杭に作用する最大せん断力	S_1 kN	221					
	増し杭のせん断力	P_{S1} kN	776					
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(補強部)	S_2 kN	177					
	既設杭(PC杭)のせん断力(補強部)	P_{S2} kN	324					
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(無補強部)	S_3 kN	29					
	既設杭(PC杭)のせん断力(無補強部)	P_{S3} kN	152					
	判　定	——	OK					

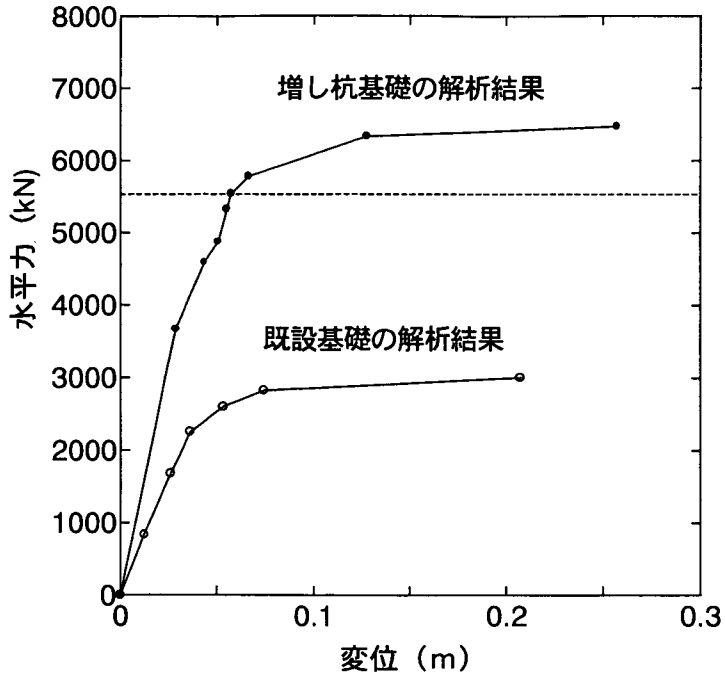


図-5.4.8　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸直角）

表-5.4.18　各震度における杭基礎の状態（橋軸直角方向）

No.	水平震度	水平力 (kN)	杭頭における水平変位(m)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態	備　　考
1	0.684	3671.23	0.00507	0.00220	0.02880	増し杭3列目引抜き上限	
2	0.855	4589.04	0.00774	0.00329	0.04322	既設杭3列目引抜き上限	
3	0.900	4879.74	0.00908	0.00385	0.05055	既設杭1列目押込み上限	
4	――	5322.27	0.01059	0.00412	0.05494	既設杭2,3列目ひび割れ	
5	――	5533.00	0.01132	0.00425	0.05705		設計荷重作用時
6	――	5781.99	0.01295	0.00494	0.06606	既設杭1列目ひび割れ	
8	――	6335.29	0.02341	0.00970	0.12744	増し杭1列目押込み上限	増し杭基礎の降伏
9	――	6473.62	0.04501	0.01978	0.25690	既設杭1,2,3列目降伏	

表-5.4.19　杭基礎の安定性の判定（橋軸直角方向）

				橋軸直角方向					
				既設杭			増し杭		
				1列目	2列目	3列目	1列目	2列目	3列目
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント	M	kN･m/本	209	211	208	18	24	17
	降伏曲げモーメント	M_y	kN･m/本	434	366	366	132	132	132
	判　定		——	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$
				全列降伏しない　OK					
	杭頭の鉛直反力	P_N	kN/本	2,223	−256	−1,407	1,205	−60	−515
	押込み支持力の上限値	P_{NU}, P_{NT}	kN/本	2,223(−1,407)			1,729(−515)		
	判　定		——	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{TU}$	$P_N=P_{TU}$
				押込み支持力の上限に達しない　OK					
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ_{F0}	m	0.01132					
	水平変位の制限値の目安	δ_{F0a}	m	0.4					
	判　定		——	OK					
	フーチングの回転角	α_{F0}	rad	0.00425					
	回転角の制限値の目安	α_{F0a}	rad	0.025					
	判　定		——	OK					
せん断力の照査	増し杭に作用する最大せん断力	S_1	kN	225					
	増し杭のせん断力	P_{S1}	kN	776					
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(補強部)	S_2	kN	207					
	既設杭(PC杭)のせん断力(補強部)	P_{S2}	kN	324					
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(無補強部)	S_3	kN	55					
	既設杭(PC杭)のせん断力(無補強部)	P_{S3}	kN	152					
	判　定		——	OK					

5.4.2　液状化する場合の補強について

(1)解析モデル

地震時保有水平耐力法による、ねじ込み杭の直杭および斜杭解析モデル(杭～ラーメンモデル)を図-5.4.9に示す。

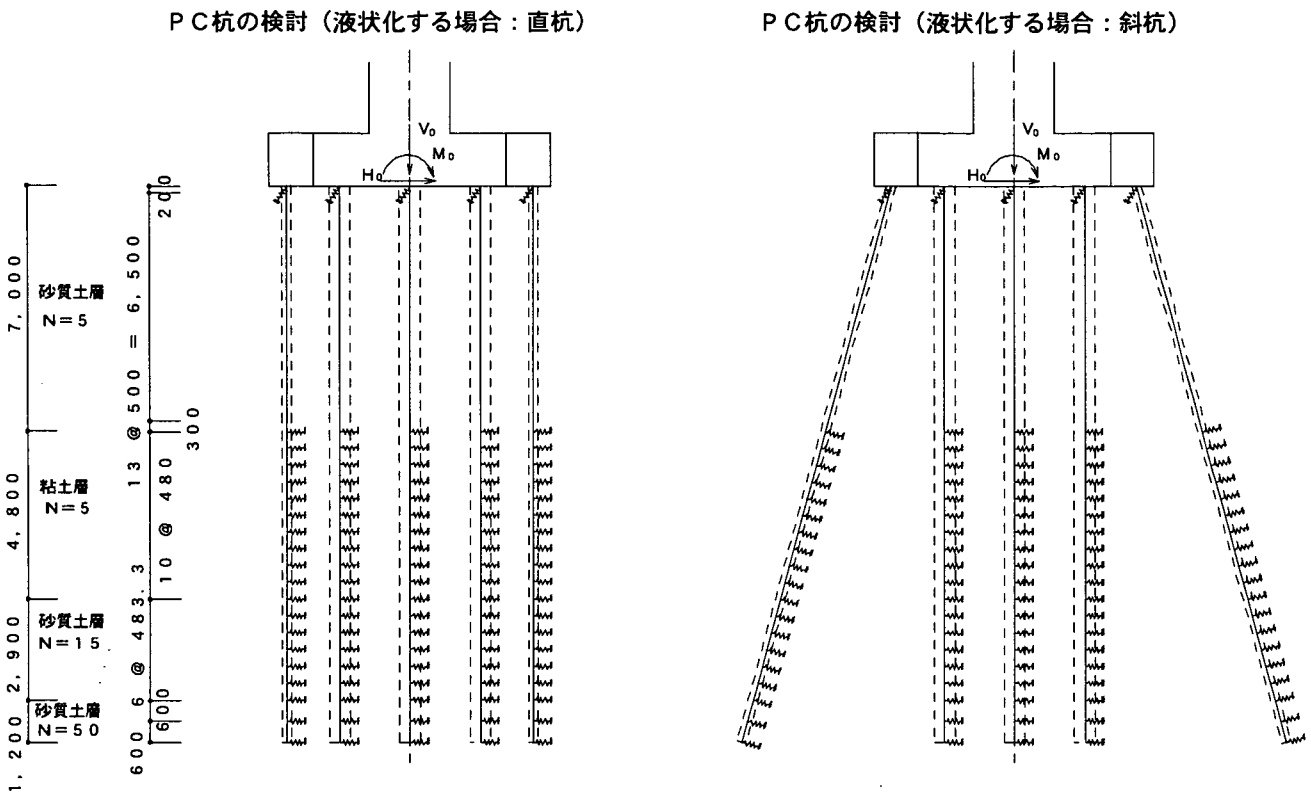
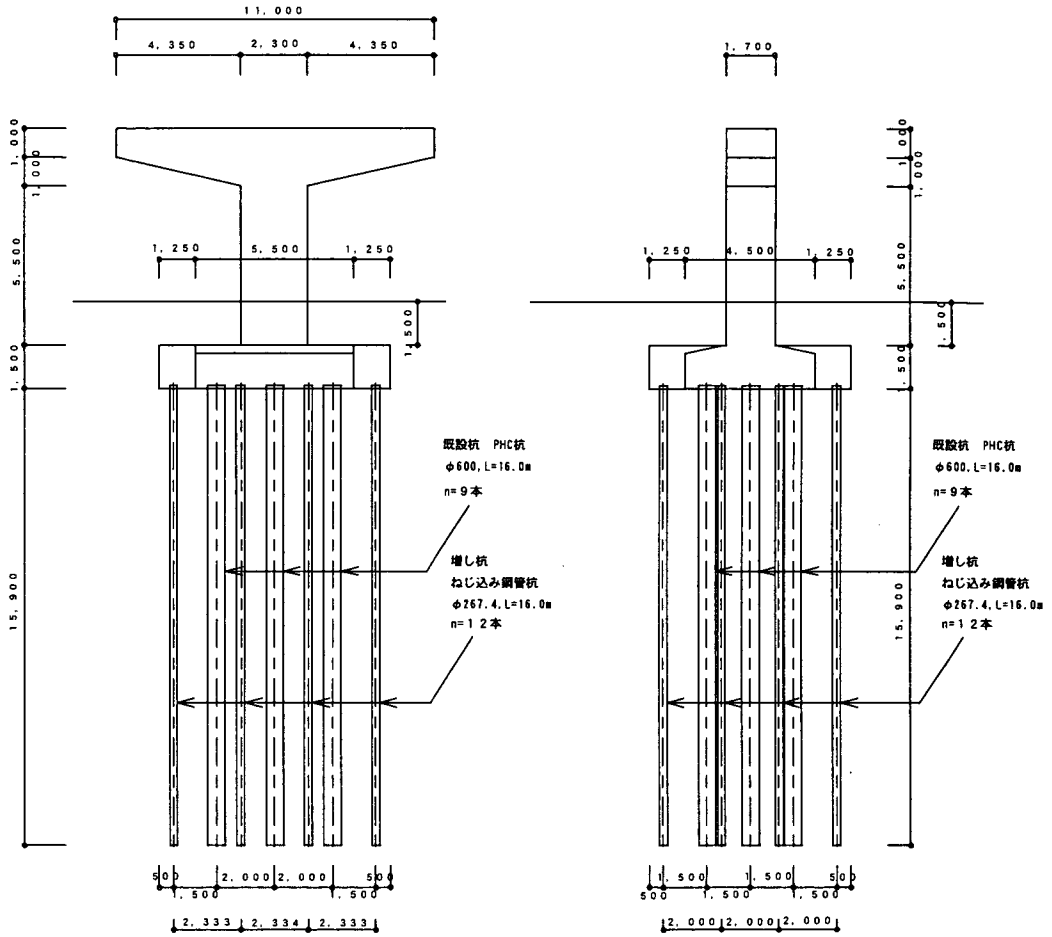


図-5.4.9　ねじ込み杭の解析モデル（液状化する場合）

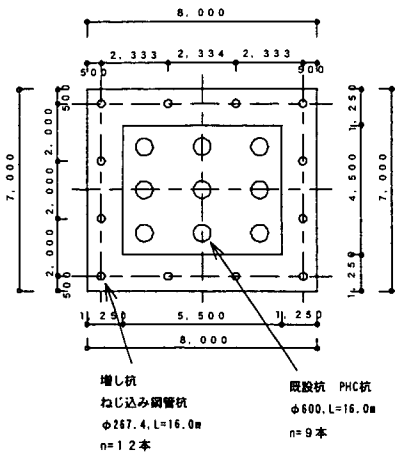
(2)直杭による増し杭補強

a)構造一般図

液状化する場合における増し杭（直杭）補強の構造一般図を図-5.4.10 に示す。



断面図



平面図

図-5.4.10　液状化する場合のねじ込み杭（直杭）による増し杭補強配置図

b)安全性の照査

液状化する場合における増し杭（直杭）補強基礎の安全性照査を行う。

①橋軸方向

図-5.4.11 に水平荷重～貫性力作用位置における変位の関係、**表-5.4.20** に解析時の杭基礎の状態を示す。また、**図-5.4.12**、**表-5.4.21** に増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。応答塑性率は制限値（＝3）を大きく超えており、直杭による増し杭補強で安定性を確保するためには相当多くの増し杭本数が必要であると考えられる。このため、斜杭による補強や増し杭の大口径化が必要であると考えられる。

②橋軸直角方向

図-5.4.13 に水平荷重～貫性力作用位置における変位の関係、**表-5.4.22** に解析時の杭基礎の状態を示す。また、**図-5.4.14**、**表-5.4.23** に増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。応答塑性率は制限値（＝3）を大きく超えており、直杭による増し杭補強で安定性を確保するためには相当多くの増し杭本数が必要であると考えられる。このため、斜杭による補強や増し杭の大口径化が必要であると考えられる。

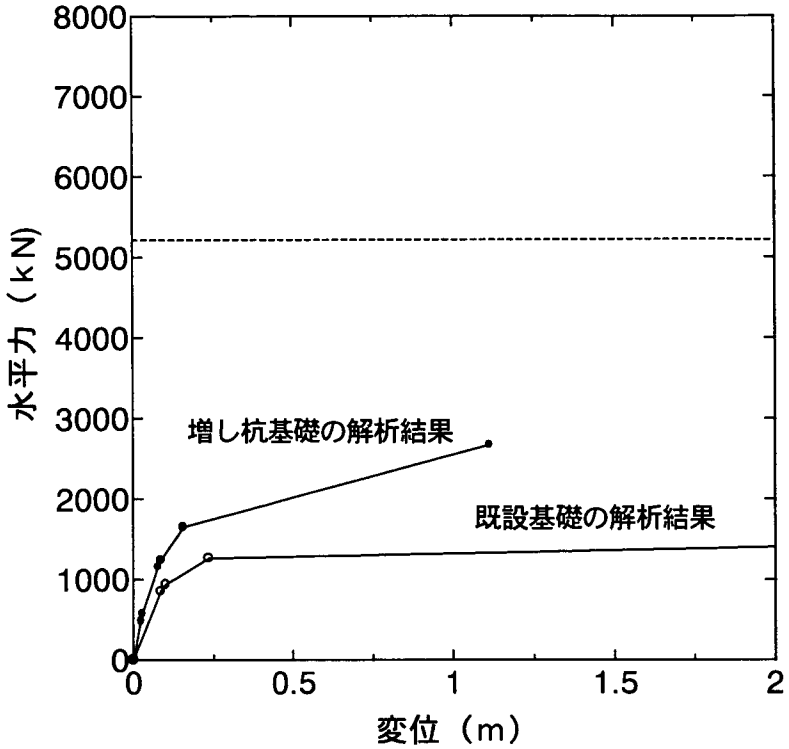


図-5.4.11　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸方向）

表-5.4.20　各震度における杭基礎の状態（橋軸方向）

No.	水平震度	水平力 (kN)	杭頭における水平変位(m)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態	備　　考
1	0.091	490.01	0.01971	0.00050	0.02424	既設杭2,3列目ひび割れ	
2	0.108	579.10	0.02355	0.00059	0.02889	既設杭1列目ひび割れ	
3	0.216	1158.20	0.06616	0.00116	0.07664	既設杭2,3列目降伏	
4	0.232	1247.29	0.07576	0.00125	0.08704	既設杭1列目降伏	増し杭基礎の降伏
5	0.307	1648.21	0.14009	0.00163	0.15485	既設杭全列終局 増し杭全列降伏	
6	0.498	2672.77	1.08790	0.00279	1.11311	増し杭5列目引抜き上限	

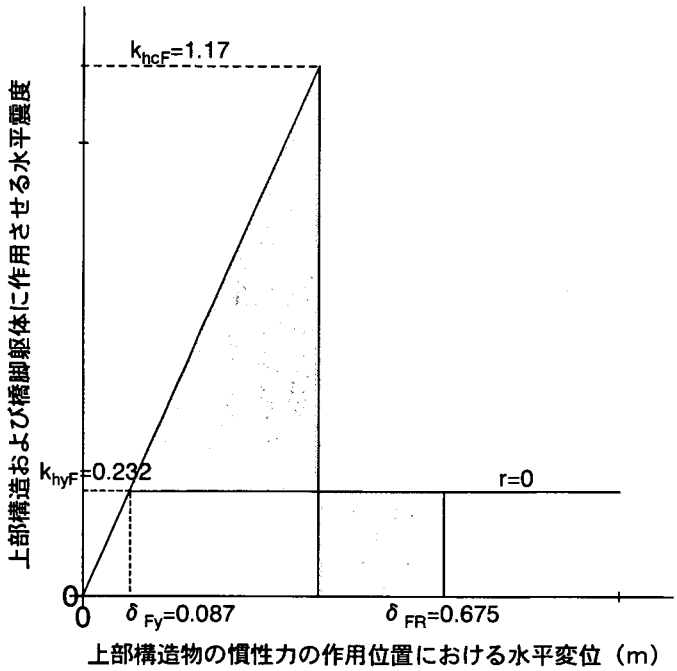


図-5.4.12　増し杭基礎の応答塑性率の算出（橋軸方向）

表-5.4.21　杭基礎の安定性の判定（橋軸方向）

応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	——	7.76	
	基礎の塑性率の制限値の目安	μ_{FL}	——	3.0	
	判　定	——	——	$\mu FR \geqq \mu_{FL}$	NG
	基礎の応答変位	δ_{FR}	m	1.202	
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ_{FO}	——	0.140	
	水平変位の制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.40	
	判　定	——	——	$\mu_{FO} \leqq \mu_{FOa}$	OK
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	0.0016	
	回転角の制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.025	
	判　定	——	——	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$	OK
せん断力の照査				既設杭	増し杭
	増し杭に作用する最大せん断力	S_1	kN	——	34
	増し杭のせん断力	P_{S1}	kN	——	776
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(補強部)	S_2	kN	129	——
	既設杭(PC杭)のせん断力(補強部)	P_{S2}	kN	324	——
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(無補強部)	S_3	kN	135	——
	既設杭(PC杭)のせん断力(無補強部)	P_{S3}	kN	152	——
	判　定		——	$S \leqq P_S$	OK

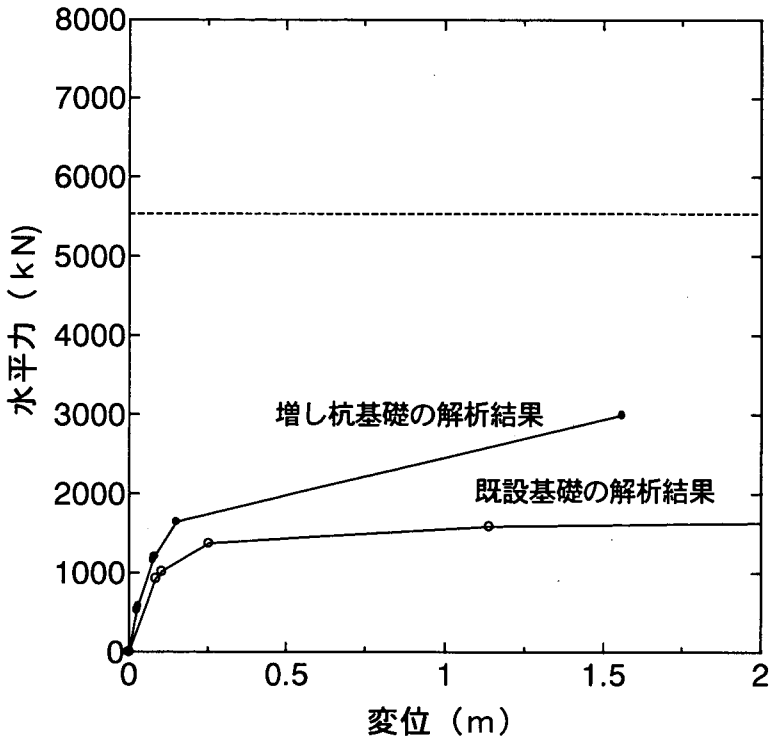


図-5.4.13　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸直角方向）

表-5.4.22　各震度における杭基礎の状態（橋軸直角方向）

No.	水平震度	水平力 (kN)	杭頭における水平変位(m)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態	備　考
1	0.099	531.36	0.02071	0.00040	0.02495	既設杭2,3列目ひび割れ	
2	0.108	579.67	0.02284	0.00043	0.02745	既設杭1列目ひび割れ	
3	0.216	1159.34	0.06464	0.00084	0.07368	既設杭2,3列目降伏	
4	0.225	1207.64	0.06969	0.00088	0.07910	既設杭1列目降伏	増し杭基礎の降伏
5	0.306	1642.39	0.13603	0.00118	0.14871	増し杭全列降伏	
6	0.558	2994.95	1.53360	0.00222	1.55750	増し杭5列目引抜き上限	

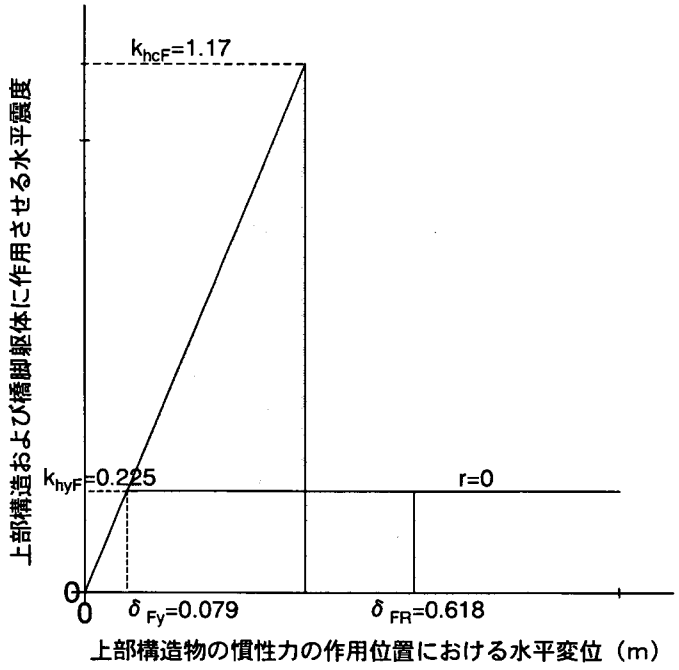


図-5.4.14　増し杭基礎の応答塑性率の算出（橋軸直角方向）

表-5.4.23　杭基礎の安定性の判定（橋軸直角方向）

応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	——	7.81	
	基礎の塑性率の制限値の目安	μ_{FL}	——	3.0	
	判　定	——	——	$\mu FR \geqq \mu_{FL}$　NG	
	基礎の応答変位	δ_{FR}	m	1.161	
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ_{FO}	——	0.140	
	水平変位の制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.40	
	判　定	——	——	$\mu_{FO} \leqq \mu_{FOa}$　OK	
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	0.0012	
	回転角の制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.025	
	判　定	——	——	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$　OK	
せん断力の照査				既設杭	増し杭
	増し杭に作用する最大せん断力	S_1	kN	——	34
	増し杭のせん断力	P_{S1}	kN	——	776
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(補強部)	S_2	kN	129	——
	既設杭(PC杭)のせん断力(補強部)	P_{S2}	kN	324	——
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(無補強部)	S_3	kN	135	——
	既設杭(PC杭)のせん断力(無補強部)	P_{S3}	kN	152	——
	判　定		——	$S \leqq P_S$　OK	

(3)斜杭による増し杭補強

1)構造一般図

液状化する場合における増し杭（斜杭）補強の構造一般図を図-5.4.15 に示す。

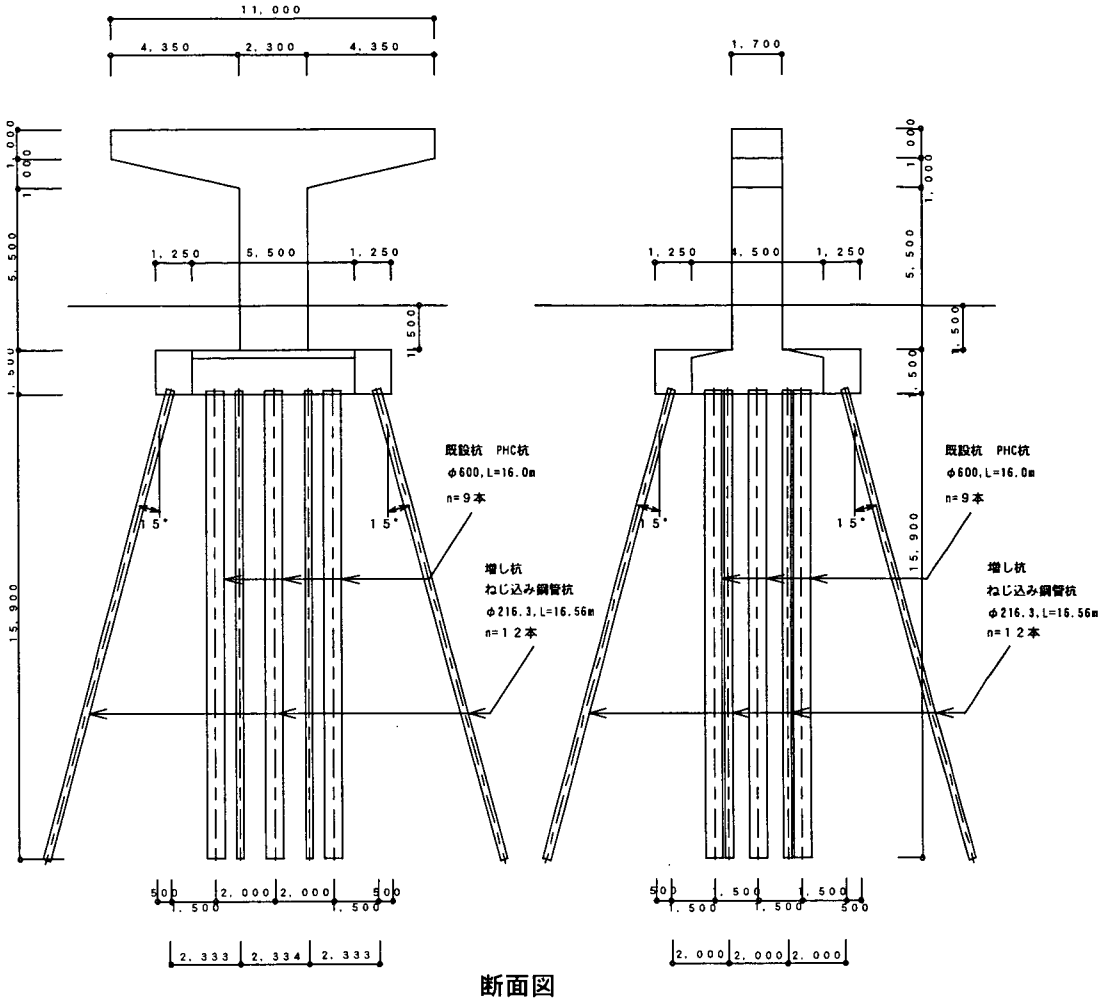


図-5.4.15　液状化する場合のねじ込み杭（斜杭）による増し杭補強配置図

b)安全性の照査

液状化する場合における増し杭（斜）補強基礎の安全性照査を行う。

①橋軸方向

図-5.4.16 水平荷重～貫性力作用位置における変位の関係、**表-5.4.24** 解析時の杭基礎の状態を示す。また、**図-5.4.17**、**表-5.4.25** に増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。応答塑性率は 2.86 で制限値（＝3）を満たしている。これにより、基礎に生じる断面力や変位は制限値以内であるり、耐震性を有しているといえる。

②橋軸直角方向

図-5.4.18 に水平荷重～貫性力作用位置における変位の関係、**表-5.4.26** に解析時の杭基礎の状態を示す。また、**図-5.4.19**、**表-5.4.27** に増し杭基礎の安全性の判定結果を示す。応答塑性率は 2.94 で制限値（＝3）を満たしている。これにより、基礎に生じる断面力や変位は制限値以内であるり、耐震性を有しているといえる。

この結果，液状化しない場合と同様に液状化する場合においても、斜杭による増し杭補強は直杭による増し杭補強に比べ、小口径でかつ少ない本数で補強が可能と考えられる。

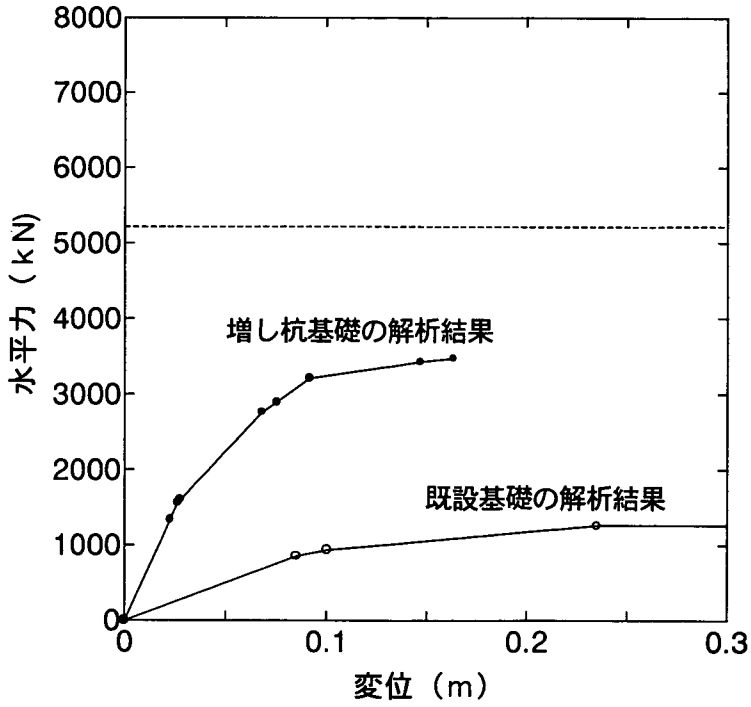


図-5.4.16　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸方向）

表-5.4.24　各震度における杭基礎の状態（橋軸方向）

No.	水平震度	水平力 (kN)	杭頭における水平変位(m)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)	杭基礎の状態	備　考
1	0.249	1336.39	0.01953	0.00033	0.02248	既設杭2,3列目ひび割れ	
2	0.290	1559.12	0.02318	0.00036	0.02641	既設杭1列目ひび割れ	
3	0.299	1603.66	0.02430	0.00038	0.02770	増し杭4列目引抜き上限	
4	0.514	2761.87	0.06199	0.00067	0.06802	既設杭2,3列目降伏	
5	0.539	2895.50	0.06919	0.00068	0.07528	既設杭1列目降伏	増し杭基礎の降伏
6	0.597	3207.33	0.08515	0.00072	0.09162	増し杭1列目押込み上限	
7	0.639	3430.06	0.13554	0.00127	0.14701	既設杭1,2,3列目終局	
8	0.647	3474.61	0.15102	0.01388	0.16352	増し杭1,2,3,4列目降伏	

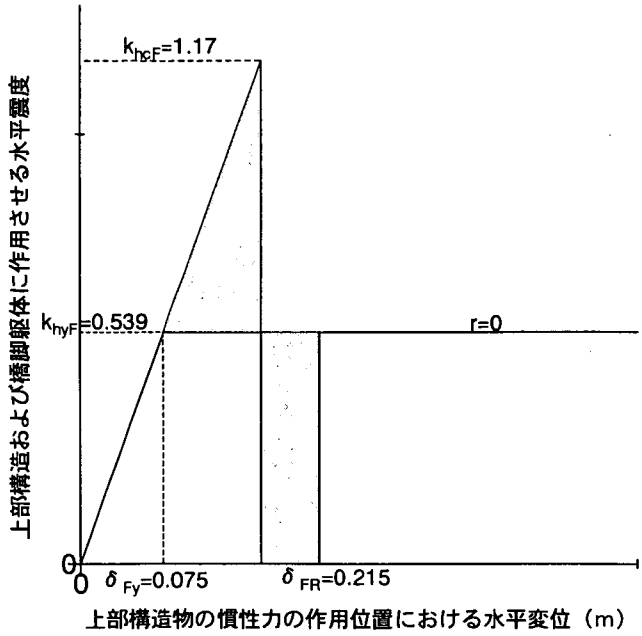


図-5.4.17　増し杭基礎の応答塑性率の算出（橋軸方向）

表-5.4.25　杭基礎の安定性の判定（橋軸方向）

応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	——	2.86	
	基礎の塑性率の制限値の目安	μ_{FL}	——	3.0	
	判　定	——	——	$\mu FR \leqq \mu_{FL}$ OK	
	基礎の応答変位	δ_{FR}	m	0.215	
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ_{FO}	——	0.069	
	水平変位の制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.40	
	判　定	——	——	$\mu_{FO} \leqq \mu_{FOa}$ OK	
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	0.0007	
	回転角の制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.025	
	判　定	——	——	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ OK	
せん断力の照査				既設杭	増し杭
	増し杭に作用する最大せん断力	S_1	kN	——	12
	増し杭のせん断力	P_{S1}	kN	——	776
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(補強部)	S_2	kN	101	——
	既設杭(PC杭)のせん断力(補強部)	P_{S2}	kN	324	——
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(無補強部)	S_3	kN	110	——
	既設杭(PC杭)のせん断力(無補強部)	P_{S3}	kN	152	——
	判　定		——	$S \leqq P_S$ OK	

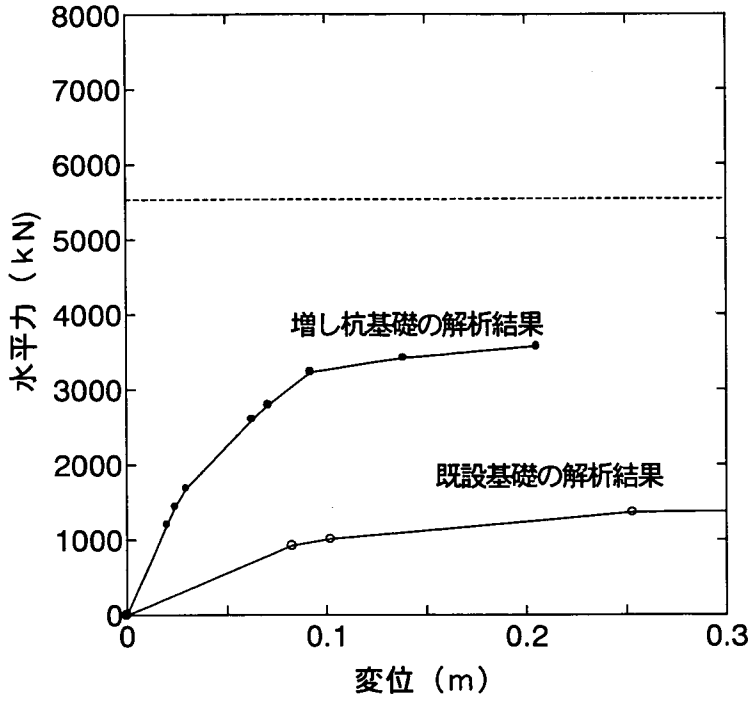


図-5.4.18　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸直角方向）

表-5.4.26　各震度における杭基礎の状態（橋軸直角方向）

No.	水平震度	水平力(kN)	杭頭における水平変位(m)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位(m)	杭基礎の状態	備　考
1	0.225	1207.64	0.01790	0.00019	0.01993	既設杭2,3列目ひび割れ	
2	0.270	1449.17	0.02185	0.00021	0.02411	既設杭1列目ひび割れ	
3	0.315	1690.70	0.02716	0.00024	0.02971	増し杭4列目引抜き上限	
4	0.486	2608.51	0.05901	0.00036	0.06292	既設杭2,3列目降伏	
5	0.530	2850.04	0.06684	0.00036	0.07073	既設杭1列目降伏	増し杭基礎の降伏
6	0.603	3236.48	0.08848	0.00037	0.09241	増し杭1列目押込み上限	
7	0.639	3429.70	0.13160	0.00067	0.13877	既設杭1,2,3列目終局	
8	0.666	3574.62	0.19592	0.00089	0.20550	増し杭1,2,3,4列目降伏	

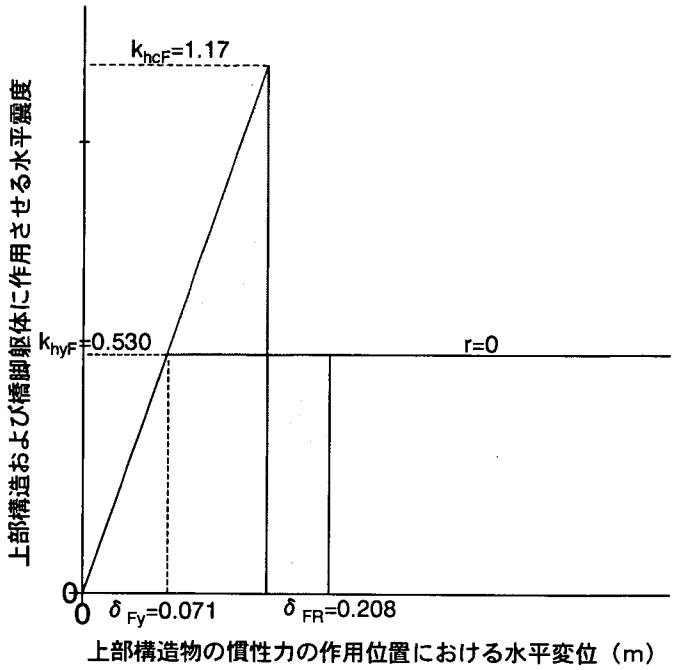


図-5.4.19　増し杭基礎の応答塑性率の算出（橋軸直角方向）

表-5.4.27　杭基礎の安定性の判定（橋軸直角方向）

応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	——	2.94	
	基礎の塑性率の制限値の目安	μ_{FL}	——	3.0	
	判　定	——	——	$\mu FR \leqq \mu_{FL}$　OK	
	基礎の応答変位	δ_{FR}	m	0.210	
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ_{FO}	——	0.067	
	水平変位の制限値の目安	δ_{FOa}	m	0.40	
	判　定	——	——	$\mu_{FO} \leqq \mu_{FOa}$　OK	
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	0.0004	
	回転角の制限値の目安	α_{FOa}	rad	0.025	
	判　定	——	——	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$　OK	
せん断力の照査				既設杭	増し杭
	増し杭に作用する最大せん断力	S_1	kN	——	12
	増し杭のせん断力	P_{S1}	kN	——	776
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(補強部)	S_2	kN	109	——
	既設杭(PC杭)のせん断力(補強部)	P_{S2}	kN	324	——
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力(無補強部)	S_3	kN	101	——
	既設杭(PC杭)のせん断力(無補強部)	P_{S3}	kN	152	——
	判　定		——	$S \leqq P_S$　OK	

5.4.3 ねじ込み杭工法による補強効果と今後の課題

(1)ねじ込み杭の補強効果

今回行った試設計結果の一覧を表-5.4.28 に示す。この結果から、ねじ込み杭の増し杭による既設杭の補強効果があることが確認された。特に斜杭は、直杭よりも細い径の杭を用いても補強効果があり有効であることがわかった。

表-5.4.28 試設計結果一覧

地盤条件	補強方法	増し杭径	増し杭本数	増し杭長	照査方向	増し杭基礎の降伏耐力	増し杭基礎の塑性率
非液状化	直杭	φ267.4mm	12本	15.9m	橋軸方向	7,431kN (5,215kN)	-----
					橋軸直角方向	7,442kN (5,533kN)	-----
	斜杭 (15度)	φ216.3mm	8本	16.46m	橋軸方向	6,049kN (5,215kN)	-----
					橋軸直角方向	6,335kN (5,533kN)	-----
液状化	直杭	φ267.4mm	16本	15.9m	橋軸方向	1,247kN (5,215kN)	7.76
					橋軸直角方向	1,208kN (5,533kN)	7.81
	斜杭 (15度)	φ216.3mm	12本	16.46m	橋軸方向	2,896kN (5,215kN)	2.86
					橋軸直角方向	2,850kN (5,533kN)	2.94

※ ( ) 内は照査する設計水平荷重

(2)ねじ込み杭の設計法に関する今後の課題

ねじ込み杭による補強の検討結果を踏まえて、以下のような今後の課題が考えられる。

①載荷試験結果の裏付けによる引抜き支持力推定式の確立

②N値 30～50 以上の支持層まで先端を打設した場合の押込み支持力、および軸方向バネ定数の推定式の確立

③斜杭の解析方法の確立

【参考文献】

1)Kulhawy,F.H:" UPLIFT BEHAVIOR OF SHALLOW SOIL ANCHORS – AN OVERVIEW ",1985,pp.1-25,ASCE

5.5 小径ドレーン工法

5.5.1 特徴と適用性

（1）特　徴

小径ドレーン工法の特徴をとりまとめ以下に示す。以下に示すように、小径ドレーン工法は、用地制限、上空制限等の制約条件下でも、地盤の過剰間隙水圧を早期に消散させ杭周辺地盤の安定化を図ることが可能な排水工法の一種である。

①用地制限、上空制限など制約条件下での施工が可能である

②施工機械は軽量小型で操作性に優れ、小径ドレーンを鉛直から水平まで自由な角度で打設できる

③グラベルドレーン工法等と同程度の対策効果がある

④周囲に与える騒音、振動の影響が少ない

（2）適用性

小径ドレーン工法の基本的な考え方は、既設基礎に新たに杭等を増し打ちするものではなく、液状化によって突出杭となる既設杭に対し、小径ドレーンで杭周辺の地盤の安定化を図ることによって既設杭自体の耐震性を向上させるものである。したがって、既設基礎の耐震性が地盤の液状化によって大きく損なわれる場合に、その効果が大きく発揮される。一方、地震時において液状化が生じない地盤に対しては、その効果が発揮できない。

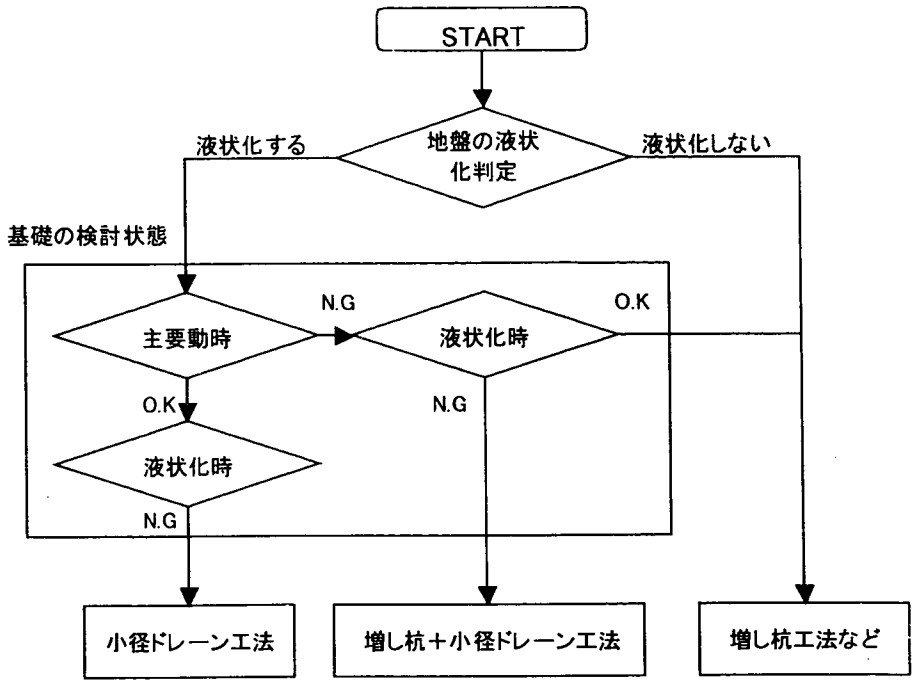
ここでは、小径ドレーン工法の既設基礎への適用性をとりまとめ、**表－5.5.1**および**図－5.5.1**に示す。同図表に示すように、地震時の既設基礎杭の耐震性が液状化時にクリティカルになる場合は小径ドレーンのみで、また、主要動時と液状化時がクリティカルになる場合は小径ドレーンと増し杭等を併用することによって対策可能となる。

表－5.5.1　既設基礎杭の耐震補強が必要な状態と小径ドレーン工法の適用性

	基礎の検討状態		適用性	備　　考
	主要動時	液状化時		
杭状態	○	×	○	増し杭せずに小径ドレーンで対処可能
	×	×	△*	増し杭必要、小径ドレーン併用で本数減少
	×	○	×	小径ドレーン不適

・「基礎の検討状態」の○はOK、×はNGを示す。

・△*：一般に、杭剛性が小さい小径杭で耐震補強する場合、液状化時がクリティカルな場合が多いと考えられる。このような場合には、小径ドレーン工法を併用することにより、補強杭本数を減らすことが可能と考えられる。



図－5. 5. 1　小径ドレーン工法の適用性

5. 5. 2　検討条件

（1）構造物条件および地盤条件

構造物条件は、他の増し杭工法等と同一である。

小径ドレーン工法は、地盤の液状化対策工法の一種であり、本項では、地盤の液状化に着目した検討が主となる。検討に当たって設定した地盤条件を**表－5. 5. 2** に示す。同表に示した地盤条件は、原則として「(社)日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料、平成 12 年２月」に記載のものを参考に設定した。しかし、記載がない平均粒径D_{50}、細粒分含有率F_c、透水係数k、体積圧縮係数m_v等については、土質分類に応じて**表－5. 5. 3**～**表－5. 5. 5** に示す一般的な値を採用した。

（2）　設計地震力

検討に用いた設計地震力は、道路橋示方書に示されているタイプⅠとタイプⅡの２種類である。なお、比較検討のため、旧道路橋示方書の③についても検討する。

①地震時保有水平耐力法に用いるタイプⅠの設計水平震度（Ｌ２地震動タイプⅠ：0.35）

②地震時保有水平耐力法に用いるタイプⅡの設計水平震度（Ｌ２地震動タイプⅡ：0.70）

③震度法に用いる設計水平震度（Ｌ１地震動：0.15）

表－5.5.2　想定した地盤条件

深度	層分割	土質	V_s (m/s)	単位体積重量 (kN/m³) γ_s	単位体積重量 (kN/m³) γ_s'	N値	D_{50} (mm)	F_c (%)	D_r (%)	k (m/s)	m_v (m²/kN)	c (kN/m²)	ϕ (deg)	E_0 (kN/m²)
0.5	①	表土	130	18	9	5	0.35	5	—	10^{-4}	5.0×10^{-5}	0	23	14000
1.5	②													
3.0	③	▽				4			—					
4.0	④					6			45					
5.0	⑤	中				4			35					
6.0	⑥					6			42					
7.0	⑦	砂				4			33					
8.0	⑧					6			40					
9.0	⑨					5			35					
10.0	⑩					12			53					
11.0	⑪	粘土	170	17	8	8	—	100	—	10^{-8}	—	30	0	14000
12.0	⑫					4								
13.0	⑬					3								
14.8	⑭					6								
15.8	⑮	中砂	200	18	9	15	0.35	5	53	10^{-4}	3.0×10^{-5}	0	30	42000
16.8	⑯					12			47					
17.7	⑰					18			56					
	⑱	砂礫	350	19	10	50	2.0	0	—	10^{-2}	0.5×10^{-5}	0	40	140000

表－5.5.3　平均粒径、細粒分含有率

土質分類	地下水面以深の単位体積重量 (tf/m³)	地下水面以浅の単位体積重量 (tf/m³)	平均粒径 D_{50} (mm)	細粒分含有率 F_c (%)
表土	1.7	1.5	0.02	≒100
粘土	1.5	1.4		100
シルト	1.75	1.55	0.025	90
砂質シルト	1.8	1.6	0.04	70
シルト質細砂	1.8	1.6	0.07	≒50
微細砂またはシルトまじり細砂	1.85	1.65	0.1	20
細砂	1.95	1.75	0.15	10
中砂	2.0	1.8	0.35	5
粗砂	2.0	1.8	0.6	0
砂礫	2.1	1.9	2.0	0

表－5.5.4　透水係数

D_{50}(mm)	k(cm/s)	土質分類	D_{50}(mm)	k(cm/s)	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	粗粒粘度	0.18	6.85×10^{-3}	微粒砂
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.20	8.90×10^{-3}	
0.02	4.00×10^{-5}	粗砂シルト	0.25	1.40×10^{-2}	
0.03	8.50×10^{-5}		0.3	2.20×10^{-2}	中粒砂
0.04	1.75×10^{-4}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.4	4.50×10^{-2}	
0.06	4.60×10^{-4}	極微粒砂	0.45	5.80×10^{-2}	
0.07	6.50×10^{-4}		0.5	7.50×10^{-2}	
0.08	9.00×10^{-4}		0.6	1.10×10^{-1}	粗粒砂
0.09	1.40×10^{-3}		0.7	1.6×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}		0.8	2.15×10^{-1}	
0.12	2.6×10^{-3}	微粒砂	0.9	2.8×10^{-1}	
0.14	3.8×10^{-3}		1.0	3.60×10^{-1}	
0.16	5.1×10^{-3}		2.0	1.80	細礫

表－5.5.5　体積圧縮係数

	相対密度(%)	体積圧縮係数(cm²/kgf)
シルト質砂	—	0.005～0.02
緩い砂	20～40	0.005～0.01
中位砂	40～60	0.002～0.005
密な砂	60～80	0.001～0.002
礫	—	0.0005～0.001

（3）検討手順および検討ケース

本項における検討手順および検討ケースは以下のとおりである。

①各設計水平震度を用いた地盤の液状化検討

②各設計水平震度を用いた地盤の許容過剰間隙水圧比と小径ドレーン打設間隔の検討

③保有水平耐力法による既設杭基礎の耐震検討（Ｌ２地震動タイプⅠの場合）

5.5.3　地盤の液状化検討結果

地表から 10m 以浅の液状化対象土層のF_L値と土質定数の低減係数の関係をとりまとめ**表－5.5.6** に示す。**表－5.5.6** 中のＬ２：タイプⅠの土質定数の低減係数D_Eについては、F_L値が 1/3 以上を若干上回る 0.386 となりD_E=1/3 となる。しかし、タイプⅡではF_L値が 0.239（1/3 以下）となりD_E=0 となること、また、F_L値の算定に用いた平均粒径、細粒分含有率等の土質定数が想定値であることを考慮し、試設計ではD_E=0 として検討する。

なお、地盤の液状化検討結果を**表－5.5.7～表－5.5.9** に示す。同表に示すように、今回の検討結果では、地表から 10m 以浅の地盤で液状化の可能性が高いことが明らかになっている。

表－5.5.6　各設計水平震度を用いた液状化対象土層のF_L値と土質定数の低減係数の関係

	検討に用いる設計水平震度の算定方法		
	①Ｌ２：タイプⅠ	②Ｌ２：タイプⅡ	③Ｌ１（参考）
F_L値	0.386	0.239	0.873
低減係数D_E	1/3（≒0）	0	2/3

表－5.5.7　地盤の液状化検討結果（①L2 地震動タイプⅠ）

地点名　　マイクロドレーン試設計１

基準名　　道路橋示方書・同解説（タイプⅠ）

判定方法　設計震度と、実測Ｎ値

ＰＬ値　31.246

水の単位体積重量　9.8(kN/m³)

上載荷重　0.0(kN/m²)

地下水位面　3.00(m)

地域別補正係数　Ａ

地盤種別　Ⅱ種

設計水平震度　0.35

注：**1～**Z 判定外

標尺 (m)	深度 (m)	層厚 (m)	湿潤重量 (kN/m³)	飽和重量 (kN/m³)	判定深度 (m)	土層種類	実測Ｎ値	上載有効圧 (kN/m²)	含有率細粒分 (%)	平均粒径 (mm)	液状化判定を考慮	地震動特性補正係数	三軸強度比繰り返し	せん断応力 (kN/m²)	液状化の判定 断応力比動的せん断	断応力比地震時せん	液状化抵抗率	土質定数 低減係数
	D	h	γ_t	γ'	x		N	$\sigma v'$	Fc	D50		Cw	RL	τ	R	L	FL	DE
0	0.50	0.50	17.6	19.6	0.5	砂質土	5.00	8.8	10.00	0.350	しない						**1	1
	1.50	1.00	17.6	19.6	1.5	砂質土	5.00	26.5	10.00	0.350	しない						**1	1
▽	3.00	1.50	17.6	19.6	3.0	砂質土	4.00	52.9	10.00	0.350	しない						**1	1
	4.00	1.00	17.6	19.6	4.0	砂質土	6.00	62.8	10.00	0.350		1.00	0.188	0.0	0.188	0.380	0.493	1/3
	5.00	1.00	17.6	19.6	5.0	砂質土	4.00	72.6	10.00	0.350		1.00	0.148	0.0	0.148	0.411	0.359	1/3
	6.00	1.00	17.6	19.6	6.0	砂質土	6.00	82.4	10.00	0.350		1.00	0.175	0.0	0.175	0.432	0.405	1/3
	7.00	1.00	17.6	19.6	7.0	砂質土	4.00	92.2	10.00	0.350		1.00	0.139	0.0	0.139	0.446	0.310	0
	8.00	1.00	17.6	19.6	8.0	砂質土	6.00	102.0	10.00	0.350		1.00	0.165	0.0	0.165	0.456	0.361	1/3
	9.00	1.00	17.6	19.6	9.0	砂質土	5.00	111.8	10.00	0.350		1.00	0.146	0.0	0.146	0.462	0.317	0
10	10.00	1.00	17.6	19.6	10.0	砂質土	12.00	121.6	10.00	0.350		1.00	0.221	0.0	0.221	0.465	0.474	1/3
	11.00	1.00	16.7	18.6	11.0	粘性土	8.00	130.4	100.00	0.000	しない						**1	1
	12.00	1.00	16.7	18.6	12.0	粘性土	4.00	139.3	100.00	0.000	しない						**1	1
	13.00	1.00	16.7	18.6	13.0	粘性土	3.00	148.1	100.00	0.000	しない						**1	1
	14.80	1.80	16.7	18.6	14.8	粘性土	6.00	164.0	100.00	0.000	しない						**1	1
	15.80	1.00	17.6	19.6	15.8	砂質土	15.00	173.8	10.00	0.350		1.00	0.219	0.0	0.219	0.460	0.476	2/3
	16.80	1.00	17.6	19.6	16.8	砂質土	12.00	183.6	10.00	0.350		1.00	0.192	0.0	0.192	0.455	0.422	2/3
	17.70	0.90	17.6	19.6	17.7	砂質土	18.00	192.5	10.00	0.350		1.00	0.231	0.0	0.231	0.450	0.514	2/3
20	20.00	2.30	18.6	20.6														
30																		

表－5.5.8 地盤の液状化検討結果（②L2 地震動タイプⅡ）

地点名　マイクロドレーン試設計１

基準名　道路橋示方書・同解説（タイプⅡ）

判定方法　設計震度と、実測Ｎ値

ＰＬ値　39.023

水の単位体積重量　9.8(kN/m³)

上載荷重　0.0(kN/m²)

地下水位面　3.00(m)

地域別補正係数　Ａ

地盤種別　Ⅱ種

設計水平震度　0.70

注：**1～**Z 判定外

標尺 (m)	深度 (m)	層厚 (m)	湿潤重量 (kN/m³)	飽和重量 (kN/m³)	判定深度 (m)	土層種類	実測Ｎ値	上載圧有効 (kN/m²)	含有率細粒分 (%)	平均粒径 (mm)	液状化判定を考慮	地震動特性補正係数	三軸強度比繰り返し	せん断応力 (kN/m²)	液状化の判定 断応力比動的せん断	断応力比地震時せん	液状化抵抗率	土質定数低減係数
	D	h	γ_t	γ'	x		N	σ_v'	Fc	D_{50}		Cw	R_L	τ	R	L	F_L	D_E
0	0.50	0.50	17.6	19.6	0.5	砂質土	5.00	8.8	10.00	0.350	しない						**1	1
	1.50	1.00	17.6	19.6	1.5	砂質土	5.00	26.5	10.00	0.350	しない						**1	1
▽	3.00	1.50	17.6	19.6	3.0	砂質土	4.00	52.9	10.00	0.350	しない						**1	1
	4.00	1.00	17.6	19.6	4.0	砂質土	6.00	62.8	10.00	0.350		1.29	0.188	0.0	0.242	0.761	0.318	0
	5.00	1.00	17.6	19.6	5.0	砂質土	4.00	72.6	10.00	0.350		1.16	0.148	0.0	0.171	0.822	0.208	0
	6.00	1.00	17.6	19.6	6.0	砂質土	6.00	82.4	10.00	0.350		1.25	0.175	0.0	0.218	0.864	0.253	0
	7.00	1.00	17.6	19.6	7.0	砂質土	4.00	92.2	10.00	0.350		1.13	0.139	0.0	0.156	0.893	0.175	0
	8.00	1.00	17.6	19.6	8.0	砂質土	6.00	102.0	10.00	0.350		1.21	0.165	0.0	0.200	0.912	0.219	0
	9.00	1.00	17.6	19.6	9.0	砂質土	5.00	111.8	10.00	0.350		1.15	0.146	0.0	0.169	0.924	0.182	0
10	10.00	1.00	17.6	19.6	10.0	砂質土	12.00	121.6	10.00	0.350		1.40	0.221	0.0	0.309	0.931	0.332	1/6
	11.00	1.00	16.7	18.6	11.0	粘性土	8.00	130.4	100.00	0.000	しない						**1	1
	12.00	1.00	16.7	18.6	12.0	粘性土	4.00	139.3	100.00	0.000	しない						**1	1
	13.00	1.00	16.7	18.6	13.0	粘性土	3.00	148.1	100.00	0.000	しない						**1	1
	14.80	1.80	16.7	18.6	14.8	粘性土	6.00	164.0	100.00	0.000	しない						**1	1
	15.80	1.00	17.6	19.6	15.8	砂質土	15.00	173.8	10.00	0.350		1.39	0.219	0.0	0.305	0.920	0.331	1/3
	16.80	1.00	17.6	19.6	16.8	砂質土	12.00	183.6	10.00	0.350		1.30	0.192	0.0	0.250	0.909	0.275	1/3
	17.70	0.90	17.6	19.6	17.7	砂質土	18.00	192.5	10.00	0.350		1.43	0.231	0.0	0.331	0.899	0.368	2/3
20	20.00	2.30	18.6	20.6														
30																		

表－5.5.9　地盤の液状化検討結果（③L1 地震動）

地点名　　マイクロドレーン試設計１

ＰＬ値　　5.794
水の単位体積重量　　9.8(kN/m³)
上載荷重　　0.0(kN/m²)
地下水位面　　3.00(m)

基準名　　道路橋示方書・同解説（タイプⅠ）
判定方法　　設計震度と、実測Ｎ値

設計水平震度　　0.15

注：**1～**2 判定外

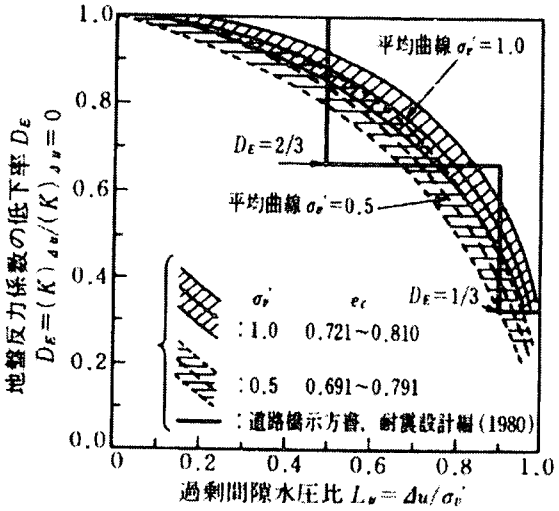
標尺 (m)	深度 (m)	土質特性										液状化判定を考慮	地震動特性補正係数	三軸強度比 繰り返し	せん断応力	液状化の判定				土質定数 低減係数
		層厚 (m)	湿潤重量 (kN/m³)	飽和重量 (kN/m³)	判定深度 (m)	土層種類	実測Ｎ値	上載圧 有効 (kN/m²)	含有率 細粒分 (%)	平均粒径 (mm)					動的せん断 断応力比	地震時せん 断応力比	液状化抵抗率			
	D	h	γ_t	γ'	x		N	σ_v'	Fc	D_{50}		Cw	R_L	τ	R	L	F_L	0 1 2	D_E
0	0.50	0.50	17.6	19.6	0.5	砂質土	5.00	8.8	10.00	0.350	しない						**1		1
	1.50	1.00	17.6	19.6	1.5	砂質土	5.00	26.5	10.00	0.350	しない						**1		1
▽	3.00	1.50	17.6	19.6	3.0	砂質土	4.00	52.9	10.00	0.350	しない						**1		1
	4.00	1.00	17.6	19.6	4.0	砂質土	6.00	62.8	10.00	0.350		1.00	0.188	0.0	0.188	0.163	1.150		1
	5.00	1.00	17.6	19.6	5.0	砂質土	4.00	72.6	10.00	0.350		1.00	0.148	0.0	0.148	0.176	0.838		2/3
	6.00	1.00	17.6	19.6	6.0	砂質土	6.00	82.4	10.00	0.350		1.00	0.175	0.0	0.175	0.185	0.945		2/3
	7.00	1.00	17.6	19.6	7.0	砂質土	4.00	92.2	10.00	0.350		1.00	0.139	0.0	0.139	0.191	0.724		2/3
	8.00	1.00	17.6	19.6	8.0	砂質土	6.00	102.0	10.00	0.350		1.00	0.165	0.0	0.165	0.195	0.843		2/3
	9.00	1.00	17.6	19.6	9.0	砂質土	5.00	111.8	10.00	0.350		1.00	0.146	0.0	0.146	0.198	0.739		2/3
10	10.00	1.00	17.6	19.6	10.0	砂質土	12.00	121.6	10.00	0.350		1.00	0.221	0.0	0.221	0.199	1.107		1
	11.00	1.00	16.7	18.6	11.0	粘性土	8.00	130.4	100.00	0.000	しない						**1		1
	12.00	1.00	16.7	18.6	12.0	粘性土	4.00	139.3	100.00	0.000	しない						**1		1
	13.00	1.00	16.7	18.6	13.0	粘性土	3.00	148.1	100.00	0.000	しない						**1		1
	14.80	1.80	16.7	18.6	14.8	粘性土	6.00	164.0	100.00	0.000	しない						**1		1
	15.80	1.00	17.6	19.6	15.8	砂質土	15.00	173.8	10.00	0.350		1.00	0.219	0.0	0.219	0.197	1.110		1
	16.80	1.00	17.6	19.6	16.8	砂質土	12.00	183.6	10.00	0.350		1.00	0.192	0.0	0.192	0.195	0.985		1
	17.70	0.90	17.6	19.6	17.7	砂質土	18.00	192.5	10.00	0.350		1.00	0.231	0.0	0.231	0.193	1.199		1
20	20.00	2.30	18.6	20.6															
30																			

5. 5. 4　地盤の許容過剰間隙水圧比と小径ドレーン打設間隔の検討

（1）　検討方法

各設計水平震度における地盤の許容過剰間隙水圧比をパラメーターにして、小径ドレーンの打設間隔を検討した。検討するに当たって用いた設計方法は、通常のグラベルドレーン工法と同様に Seed and Booker の方法とした。

過剰間隙水圧比と地盤反力係数の関係は、図－5. 5. 2 に示す常田らの提案図を用いることとした。同図から、小径ドレーン工法では、許容過剰間隙水圧比を 0.50～0.90 とした場合、土質定数の低減係数D_Eは 2/3 まで評価できる。また、許容過剰間隙水圧比を 0.90～0.99 とした場合には、低減係数D_Eは 1/3 となる。



図－5. 5. 2　過剰間隙水圧比と地盤反力低減係数の関係

（2）　主な検討条件

設計に用いた主な検討条件を以下に示す。

a）地盤条件

・地盤の透水係数　　$k_s=1.0\times10^{-4}$（m/s）

・地盤の体積圧縮係数　　$m_v=5.0\times10^{-5}$（m^2/kN）

b）地震動条件

・地震動の継続時間　　$t_d=12$（sec）　　タイプⅠ，Ⅱとも

・等価繰り返し回数　　$N_{eq}=20$（回）　　タイプⅠ，Ⅱとも

・液状化に至る繰返し回数　$N_L=20(1/F_L)^{-1/0.170}$　緩い砂

$N_L=20(1/F_L)^{-1/0.244}$　密な砂

c）ドレーン材

・半径　　$a=250$（mm）

・透水係数（i=0.25）　　$k_d=1.0\times10^{1}$（m/s）

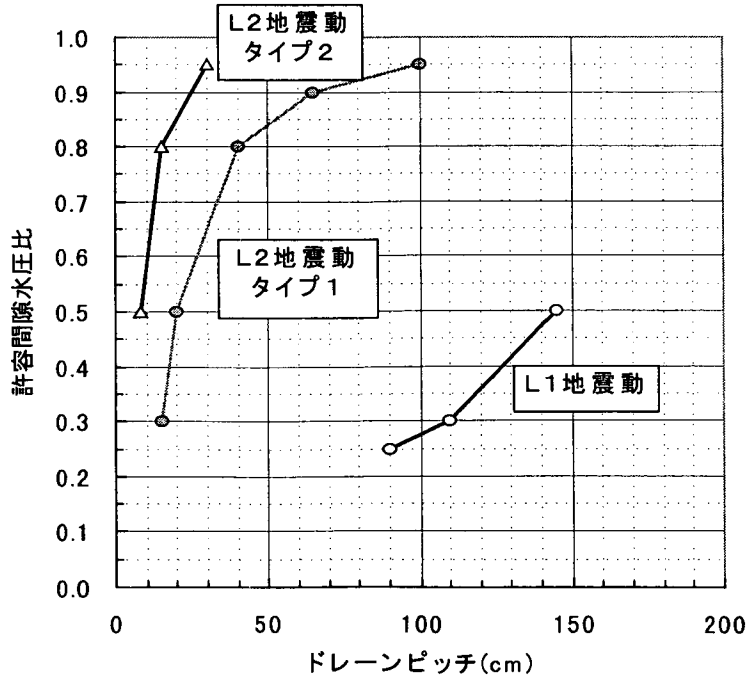
（3）検討結果

検討結果を表－5. 5. 10 および図－5. 5. 3 に示す。同図表より、本試設計の地盤条件において、設計水平震度タイプⅠで 1/3 倍あるいは 2/3 倍の地盤反力が確保できる小径ドレーンの打設間隔は、65～100cm、20～65cm となる。一方、タイプⅡの場合には、25～30cm、10～25cm 間隔となり、極めて密に打設しなければならない結果となる。

したがって、本地盤条件における小径ドレーンの現実的な改良仕様は、タイプⅠの地震動に対して小径ドレーンの打設間隔を 100cm 程度とすれば、既設杭の地盤反力を 1/3 程度期待可能となり、耐震性の向上が期待できる。しかし、タイプⅡの地震動の場合、施工的、経済的に適用が困難であると考えられる。

表－5. 5. 10　設計水平震度毎の許容過剰間隙水圧比と小径ドレーン打設間隔の関係

想定地震動		L1地震動			L2地震動(タイプⅠ)					L2地震動(タイプⅡ)		
①地盤条件												
・地盤の透水係数	ks (m/s)	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
・地盤の体積圧縮係数	mv(m^2/kN)	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005
・水の単位体積重量	γ(kN/m^3)	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8
・液状化強度の平均値	FL	0.873	0.873	0.873	0.386	0.386	0.386	0.386	0.386	0.239	0.239	0.239
②地震動の条件												
・設計水平震度	k_{s0}	0.15	0.15	0.15	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.7	0.7	0.7
・地震マグニチュード	M	7.5	7.5	7.5	8	8	8	8	8	8	8	8
・地震動の継続時間	td (秒)	9	9	9	12	12	12	12	12	12	12	12
・等価繰り返し回数	Neq (回)	15	15	15	20	20	20	20	20	20	20	20
・液状化繰返し回数	NL (回)	9.0	9.0	9.0	0.074	0.074	0.074	0.074	0.074	0.004	0.004	0.004
・繰り返し回数	Neq／NL	1.7	1.7	1.7	270.3	270.3	270.3	270.3	270.3	4534.0	4534.0	4534.0
・初期液状化到達時間	tl (秒)	5.4	5.4	5.4	0.04439	0.04439	0.04439	0.04439	0.04439	0.00264	0.00264	0.00264
③ドレーン材の条件												
・半　径	a (m)	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
・透水係数 (I=0.25)	kd (m/s)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
④設計条件												
・設計深度	H (m)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
・許容過剰間隙水圧比	(u_{max}/σ_{v0}')	0.25	0.3	0.5	0.3	0.5	0.8	0.9	0.95	0.5	0.8	0.95
⑤打設間隔の算出												
・時間係数	Tl	1762.50	1762.50	1762.50	14.4965	14.4965	14.4965	14.4965	14.4965	0.86421	0.86421	0.86421
・ウェルレジスタンス係数	R	1.29691	1.29691	1.29691	1.29691	1.29691	1.29691	1.29691	1.29691	1.29691	1.29591	1.29691
・半径比	a／b	0.05	0.04	0.03	0.32	0.22	0.11	0.07	0.045	0.55	0.3	0.15
・ドレーン材有効半径	b (cm)	50.0	62.5	83.3	7.8	11.4	22.7	35.7	55.6	4.5	8.3	16.7
・ドレーン材打設間隔	d (cm)	88.5	110.6	147.5	13.8	20.1	40.2	63.2	98.3	8.0	14.8	29.5

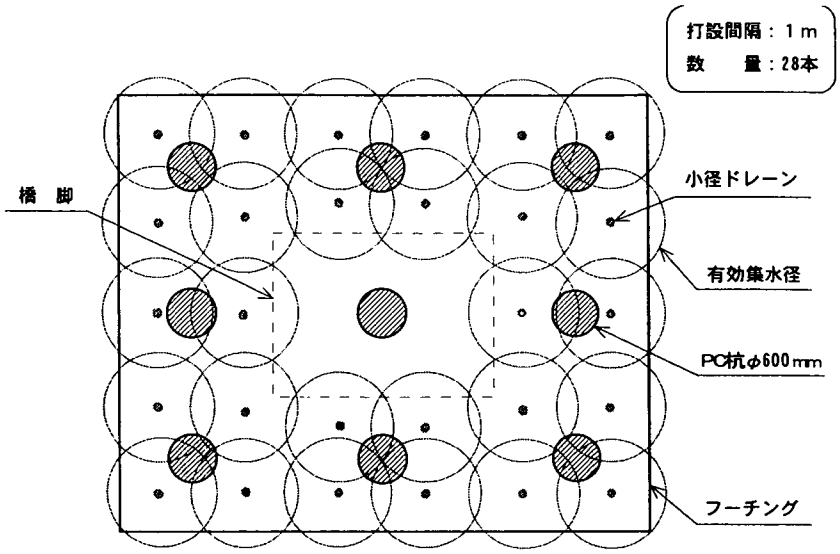


図－5. 5. 3　許容過剰間隙水圧比と小径ドレーン打設間隔の関係

5.5.5 保有水平耐力法による既設杭基礎の耐震検討（L２地震動タイプⅠの場合）

（１）小径ドレーン打設間隔

上記検討結果をもとに、タイプⅠの設計水平震度に対し、保有水平耐力法により既設杭基礎の耐震検討を実施した。小径ドレーンの直径は5cm、打設間隔は100cmを基本と考える（図－5.5.4参照）。



図－5.5.4　既設橋脚基礎と小径ドレーンの配置平面図

（２）検討結果

小径ドレーンの直径を5cm、打設間隔を100cmで打設した場合、既設杭の地盤反力を1/3程度期待可能となる。本試設計では、打設間隔を100cmで打設することにより、小径ドレーンの施工が杭基礎の耐力向上にどの程度寄与するか検討を行う。なお、今回の試設計では参考として、土質定数の低減係数D_EをD_E=2/3、D_E=1.0としたケースも検討を行った。

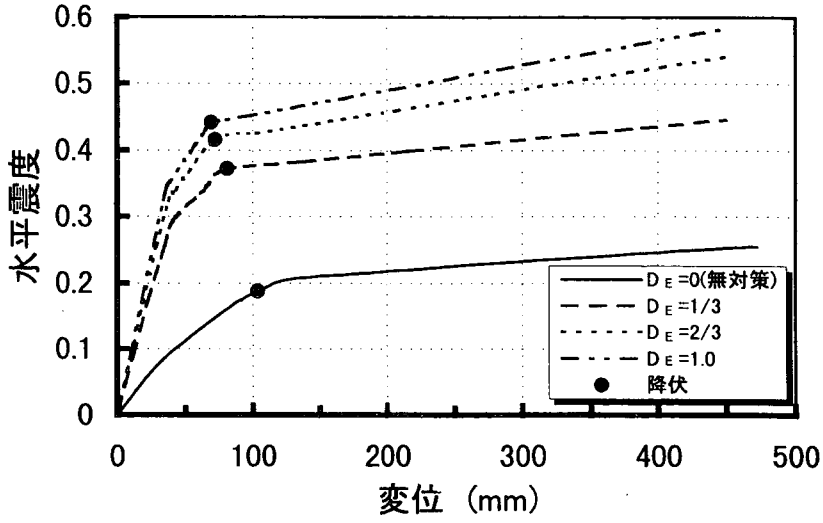
表－5.5.11に試設計検討ケースを、表－5.5.12、図－5.5.5～図－5.5.6に検討結果をそれぞれ示す。

表－5.5.11　試設計検討ケース

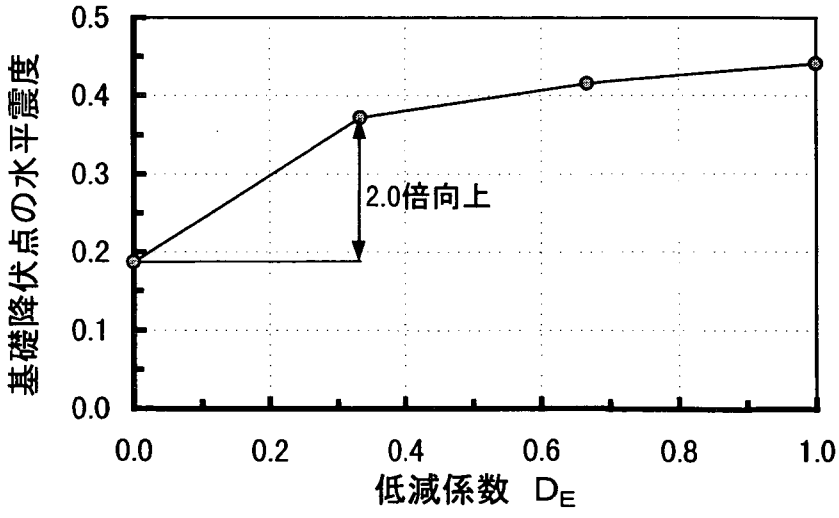
検討ケース	低減係数D_E	小径ドレーンの打設間隔 (cm)
CASE-1	0	無対策
CASE-2	1/3	65～100（基本ケース）
CASE-3	2/3	20～65（参考ケース）
CASE-4	1.0	20以下（参考ケース）

表－5. 5. 12　試設計検討結果

検討ケース	降伏時			判定結果
	水平震度	慣性力作用位置水平力 (kN)	慣性力作用位置の変位 (m)	
CASE-1	0.187	917	0.104	全ての杭が降伏に達した
CASE-2	0.372	1820	0.081	極限押込み力を超えた
CASE-3	0.416	2036	0.073	極限押込み力を超えた
CASE-4	0.441	2160	0.070	極限押込み力を超えた



図－5. 5. 5　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度と変位の関係



図－5. 5. 6　低減係数D_Eと基礎降伏点の水平震度の関係

図－5. 5. 6 に示すように、小径ドレーンを 100cm で打設することによって、既設基礎杭の耐震性は 2.0 倍程度向上することが分かった。なお、本基礎は、非液状化時においても基礎耐力が不足しており（4. 2. 2 参照）、小径ドレーン工法単独ではタイプⅠ、タイプⅡの設計水平震度に対応することは困難である。しかし、小径ドレーン工法を適用することによって、液状化時における増し杭本数を低減できる可能性があり、今後その効果を定量的に把握する必要があると考えられる。

5. 5. 6　今後の課題

本試設計結果から、タイプⅠ、タイプⅡの設計水平震度を想定した場合、地震動がかなり大きいことから現行の設計法では対策効果の確実性を的確に評価することが困難であり、小径ドレーン工法の適用範囲が制限されることがわかった。しかし、これは、小径ドレーン工法のみならず、液状化対策工法全般にかかわる問題でもある。

今後、小径ドレーン工法の開発を進めるに当たっては、下記に示すような課題を検討する必要があると考えられる。

①液状化時における小径ドレーン工法による増し杭本数の低減効果の把握

②Ｌ２地震動で液状化する繰り返し回数とF_L値の関係の検討

③過剰間隙水圧比と地盤反力係数の関係の検討

④液状化対策範囲に関する検討

⑤有効応力解析等を用いた詳細検討

＜参考文献＞

1)建設省土木研究所他：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）、共同研究報告書第 186 号、平成 11 年 3 月.

2)安田進：液状化の調査から対策工まで、鹿島出版会、1988.

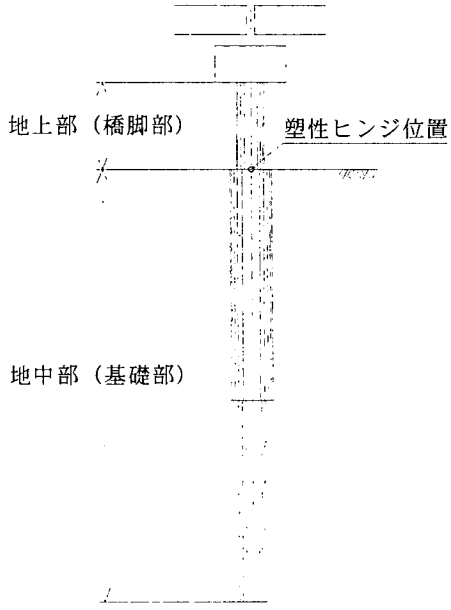
3)（社）地盤工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで、1993.

4）グラベルドレーン工法研究会：グラベルドレーン工法、技術資料、1996.

5.6 ＳＳＰ工法

既設のパイルベント橋脚は、特に地中部に対して杭体の耐力不足が明らかであることから、以下にＳＳＰ工法（鋼管圧入工法） を用いた補強試設計を行う。

パイルベント基礎は、複数本の杭を１列に打ち込み、杭頭をつなぎ梁で連結することにより一体化し、上部工からの荷重を杭のみで支持する基礎構造である。このような構造形式の場合、橋脚部と基礎部が明確に区分されていないため、設計上どの位置で区分するかが問題となる。しかし、人為的に地盤面より上方で杭体の耐力変化点を設けることで、その位置で塑性ヒンジを発生させる事が可能となる。これにより、塑性ヒンジ位置までを便宜上の橋脚とみなすと考えることができる。本試設計においては、地盤面を境に橋脚部と基礎部で区分し、それぞれが大規模地震にも設計が満足する事を目的として行う（**図－5.6.1** 参照）。



図－5.6.1　橋脚部と基礎部の区分（橋軸方向）

5.6.1 補強後の設計条件

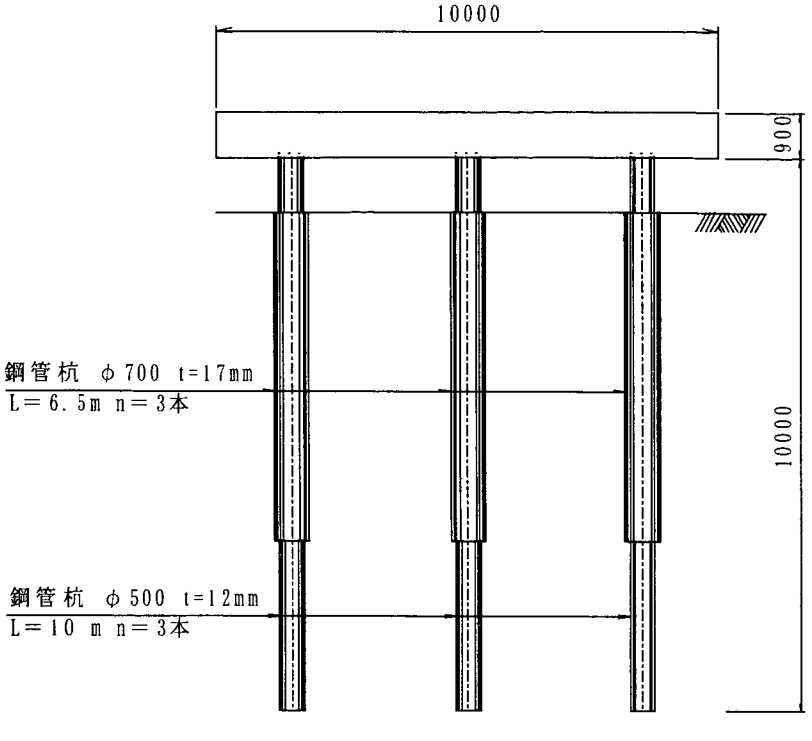
補強鋼管は、後述する補強設計において決定したΦ700 を使用する。その断面諸元を以下に示す。

鋼管杭（補強杭）

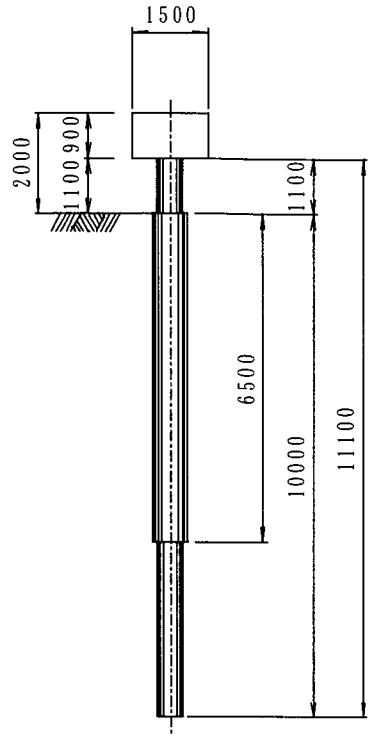
鋼管杭形状	：	Φ700　t ＝ 17 mm（腐植代は外側 1mm とする）
鋼管面積	：	A　＝ 0.0349　m^2
断面２次モーメント	：	I　＝ 0.00214　m^4
鋼材のヤング係数	：	E　＝ 2.0×10^8 kN/m^2
断面係数	：	Z　＝ 0.00571　m^3
鋼材の終局点	：	σy ＝ 235000　kN/m^2

5.6.2 補強後の基礎形状

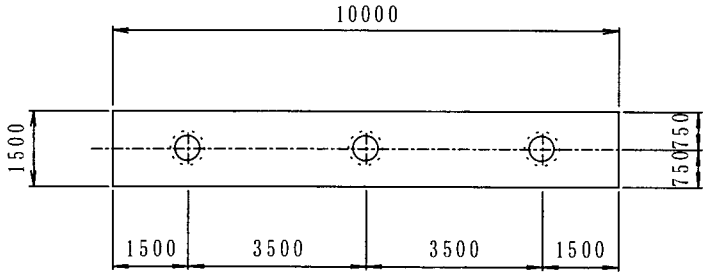
補強後におけるパイルベント橋脚の形状を図－5.6.2 に示す。



(a) 正 面 図



(b) 側 面 図



(c) 平 面 図

図－5.6.2 補強後の基礎形状

5.6.3 固有周期および慣性力の算出

補強後の固有周期および慣性力は、杭体の剛性が増すことで補強前より周期が短くなることが予想される。ここでは、既設橋脚の固有周期がT＝0.47ｓであるⅡ種地盤での最大水平震度範囲にあるため、補強後も同様の慣性力を用いて計算を行う。

タイプⅠ

khe ＝ 0.40

タイプⅡ

khe ＝ 0.53

5.6.4 地震時保有水平耐力法による基礎部の照査

基礎部の照査は、橋脚部の終局水平耐力を作用させた時、基礎部が降伏に至らないように設計する。また、慣性力は設計水平震度の大きくなるタイプⅡを使用する。

基礎部はSSP工法を用いて既設鋼管の耐力増加を図る。補強部分は2重鋼管構造となるが、現時点ではその複合構造での耐力はわかっていない。したがって、試設計では、安全側に補強鋼管のみの耐力を用いて計算を行う。今後、複合鋼管の耐力については曲げ破壊実験等を行い解明してゆく予定である。

(1) 補強後の基礎部の耐力照査

補強管はφ700，t＝17mmとする。

a) 水平地盤反力度の算出

補強後における鋼管杭前面の水平地盤反力度の上限値を算出する（**図－5.6.3参照**）。

1層目

$$P_{HU} = 15.94x \times 3.0 = 47.82x$$

$$P_{PI} = 9.0x \times 2.53 \times 0.7 = 15.94x$$

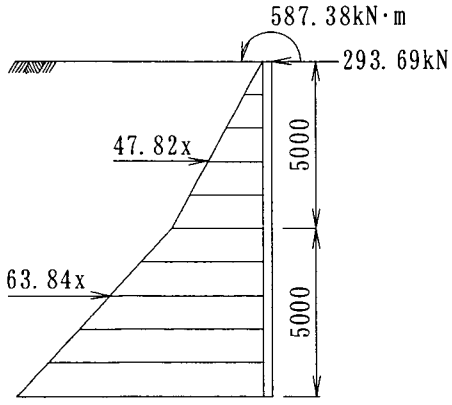
$$K_{EP} = \frac{\cos^2 23}{\cos -3.8 \cdot \left\{1 - \sqrt{\frac{\sin 26.8 \cdot \sin 23}{\cos -3.8}}\right\}^2} = 2.53$$

2層目

$$P_{HU} = 21.28x \times 3.0 = 63.84x$$

$$P_{PI} = 10.0x \times 3.04 \times 0.7 = 21.28x$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 27}{\cos -4.5 \cdot \left\{1 - \sqrt{\frac{\sin 31.5 \cdot \sin 27}{\cos -4.5}}\right\}^2} = 3.04$$



図－5.6.3　補強後の水平地盤反力度の上限値

b）　補強後の基礎部の耐力照査

補強後の鋼管杭（φ700，　t＝17mm）に発生する、最大曲げモーメントを以下の式を用いて算出し、基礎部の耐力照査を行う。

基礎天端に作用する水平力　　P　＝　293.69 kN

モーメントM　＝　587.38 kN·m

$$M = 293.69x + 587.38 - 47.82x \times x \times \frac{1}{2} \times \frac{x}{3}$$

$$\frac{dM}{dx} = 293.69 - 23.91x^2 = 0$$

$$x = 3.50m$$

よって、M_{max}＝ 1273.58 kN·m

補強後の鋼管杭（φ700，　t＝17mm）の降伏曲げモーメントMy は、

My＝(235000－0.0／0.0349)×0.00571＝ 1341.85 kN·m

My＝ 1341.85 kN·m ≧ M_{max}＝ 1273.58 kN·m　　OK

c）　補強範囲の計算

基礎部の補強範囲は、既設の鋼管杭（φ500，　t＝12mm）の降伏モーメント(My＝419.55 kN·m)以下にまで発生モーメントが低下する位置までとする。発生曲げモーメントは、水平地盤反力度が上限値で抵抗したと考え、以下の式にて算出する。

①　1層下端の曲げモーメント

$$M = 293.69 \times 5.0 + 587.38 - 47.82 \times 5.0 \times 5.0 \times \frac{1}{2} \times \frac{5.0}{3}$$

$$= 1059.58 \text{ kN·m}$$

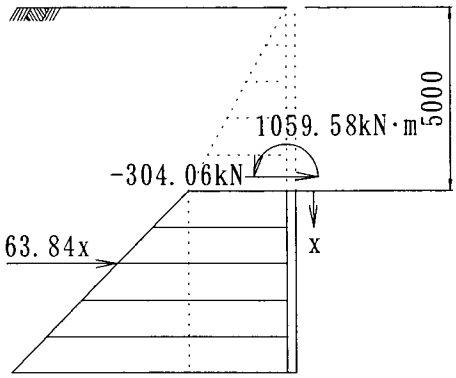
$$H = 293.69 - \left(47.82 \times 5.0 \times 5.0 \times \frac{1}{2}\right) = -304.06kN$$

② 2層目の上端から距離をxとした場合の発生モーメント

$$M = -304.06x + 1059.58 - \left(63.84x \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{x}{3} + 239.10x \cdot \frac{1}{2}x\right) = 419.55$$

$$= -10.64x^3 - 119.55x^2 - 304.06x + 640.03 = 0$$

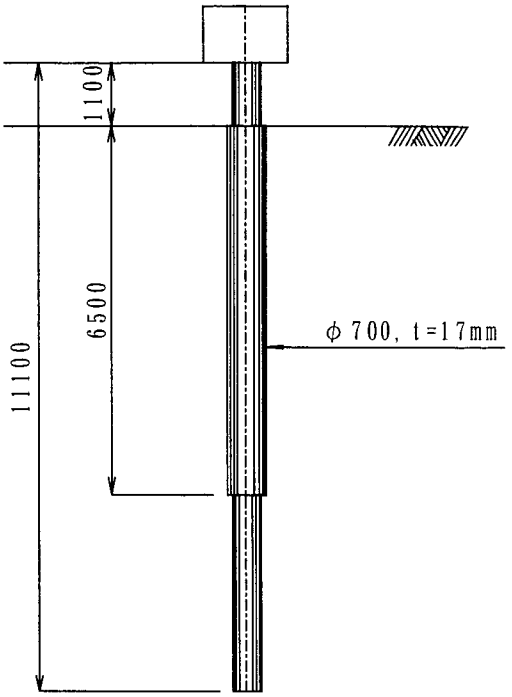
$$x = 1.39m$$



図－5.6.4 補強範囲の算出モデル

③ 補強範囲

よって、補強範囲は地盤面より6.50m(5.0＋1.39≒6.50m)とする（図－5.6.5参照)。



図－5.6.5　補強鋼管範囲

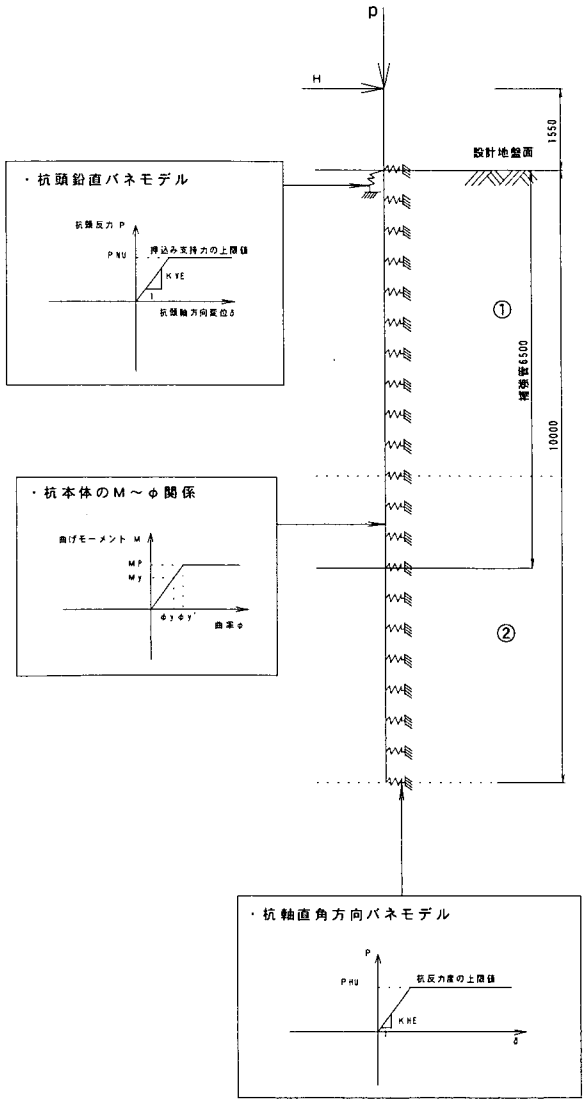
5.6.5　非線形静的解析

補強後の安全性を非線形静的解析にて照査を行う。補強後の照査は、上部構造およびつなぎ梁に道路橋示方書Ⅴ編に示される等価水平震度 khe を作用させた場合に、橋脚全体が降伏しないことを確認する。また、杭体が最初に降伏する個所を抽出し、それが、当初仮定した地盤面位置に発生していることを確認する必要がある。なお、本試設計例に関しては、補強前の計算同様、つなぎ梁は弾性体としてモデル化して行い、照査は割愛しているが、本来、橋軸直角方向荷重に対してつなぎ梁も所定の強度を得られるよう照査する必要がある。

(1)　解析モデル

a)　橋軸方向

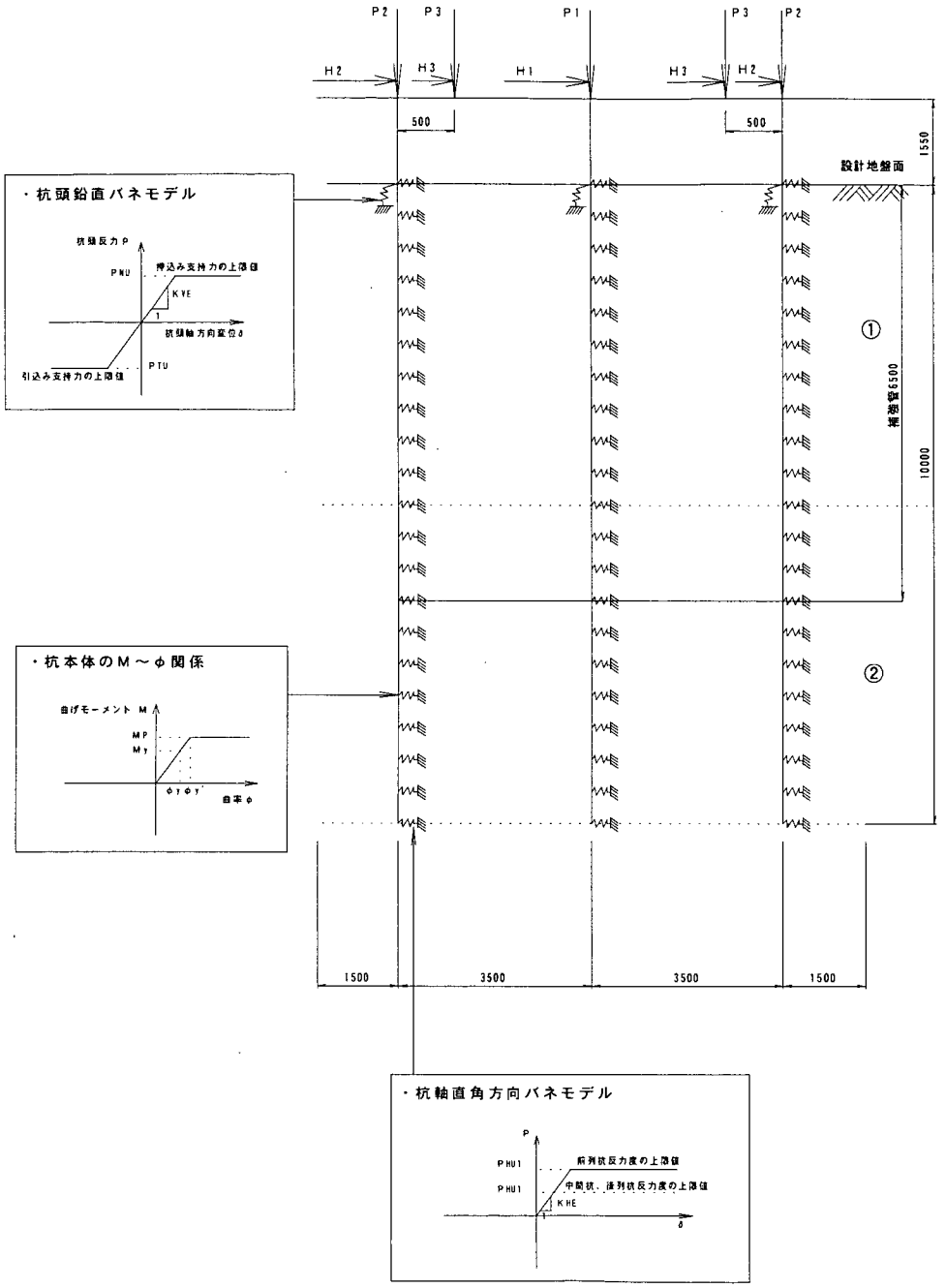
橋軸方向の解析モデルを**図－5.6.6** に示す。基礎部の杭はM～Φモデルとし、地盤は非線形性を考慮したばねモデルとする。なお、橋軸方向は、杭１本あたりに換算して算出する。



図－5.6.6　橋軸方向解析モデル

b） 直角方向

直角方向の解析モデルを**図－5. 6. 7** に示す。基礎部の杭はM～Φモデルとし、地盤は非線形性を考慮したばねモデルとする。



図－5. 6. 7　直角方向解析モデル

(2) 杭軸直角方向(水平方向)の抵抗特性

杭体水平方向の地盤反力係数および上限値は以下の式により算出する。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad \cdots\cdots (5.6.1)$$

$$P_{HU} = \eta_P \alpha_P P_U \quad \cdots\cdots (5.6.2)$$

ここに,

k_{HE}：地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数(kN/m³)

P_{HU}：水平地盤反力度の上限値(kN/m²)

α_k：単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数　　$\alpha_k = 1.5$

η_k：群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数　　$\eta_k = 1.0$

α_P：単杭における水平方向地盤反力度の上限値の補正係数　　$\alpha_P = 3.0$

η_P：群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数　　$\eta_P = 1$

k_H：地震時の水平方向地盤反力係数(kN/m³)

下表に算出した、杭軸直角方向の抵抗特性を示す。

表— 5.6.1　杭軸直角方向の抵抗特性(橋軸方向および直角方向前列杭)

	水平方向地盤反力係数KHE (kN/m³)	受働土圧係数	杭幅 Be (m)	地盤面からの深さZ (m)	受働土圧強度PEP (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値の割増係数αp	水平地盤反力度の上限値PHU (kN/m²)
1層上端	38824.54	2.53	0.7	0	0	3.0	0
1層下端	38824.54	2.53	0.7	5.0	111.6	3.0	334.84
2層上端	77649.08	3.04	0.7	5.0	134.00	3.0	401.99
補強範囲	77649.08	3.04	0.7	6.5	178.60	3.0	536.23
2層下端	100202.85	3.04	0.5	10.0	282.88	3.0	848.65

表— 5.6.2　杭軸直角方向の抵抗特性(直角方向2列目以降の杭 上限値を1/2とする)

	水平方向地盤反力係数KHE (kN/m³)	受働土圧係数	杭幅 Be (m)	地盤面からの深さZ (m)	受働土圧強度PEP (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値の割増係数αp	水平地盤反力度の上限値PHU (kN/m²)
1層上端	38824.54	2.53	0.7	0	0	3.0	0
1層下端	38824.54	2.53	0.7	5.0	111.61	3.0	167.42
2層上端	77649.08	3.04	0.7	5.0	134.00	3.0	201.00
補強範囲	77649.08	3.04	0.7	6.5	178.60	3.0	267.92
2層下端	100202.85	3.04	0.5	10.0	282.88	3.0	424.32

(3) 杭体の曲げ特性

既設杭と補強鋼管の軸力分担は、補強過程を考慮し全死荷重を既設鋼管で支持し、補強鋼管には軸力を分担しないものとする。そこで、既設の鋼管杭には死荷重が作用したときの杭等反力を軸力とし、補強鋼管の軸力は 0 とする。**表－5. 6. 3** に１本当りの荷重分担を示す。

算定方法は、道路橋示方書Ⅳ編のバイリニア型の鋼管杭によるものとする。

表― 5. 6. 3　軸力分担

	１本あたりの軸力分担 (kN)
既設杭	424. 04
補強鋼管	0. 00

既設杭および補強鋼管のM－φ関係を**表－5. 6. 4、表－5. 6. 5** に示す。

$M_P = M_{P0} \cos(\alpha \pi/2)$ ····· (5. 6. 3)

$\phi_y' = (M_P/M_y)\,\phi_y$ ····· (5. 6. 4)

ここに、

M_P：鋼管杭の全塑性モーメント(kN·m)

ϕ_y'：勾配変化点の鋼管杭の曲率(1/m)

M_{P0}：軸力がない場合の鋼管杭の全塑性モーメント(kN·m)

$M_{P0} = Z_P \sigma_y$ ····· (5. 6. 5)

M_y：鋼管杭の降伏モーメント (kN·m)

$M_y = (\sigma_y - N/A) Z_e$ ····· (5. 6. 6)

α：モーメントがない場合の降伏軸力N_0と作用軸力Nの比

$\alpha = N/N_0$ ····· (5. 6. 7)

N_0：モーメントがない場合の降伏軸力(kN)

$N_0 = \sigma_y A$ ····· (5. 6. 8)

Z_p：鋼管杭の塑性断面係数(m³)

$Z_p = 4r^3(1-(1-t/r)^3)/3$ ····· (5. 6. 9)

Z_e：鋼管杭の断面係数(m³)

$Z_e = \pi(r^4-(r-t)^4)/r/4$ ····· (5. 6. 10)

σ_y：鋼材の降伏点(kN/m²)

r：鋼管杭の半径(m)

t：鋼管杭の板厚(m)

A：鋼管杭の断面積(m²)

ϕ_y：鋼管杭の降伏時曲率(1/m)　$\phi_y = M_y/EI$ ····· (5. 6. 11)

EI：鋼管杭の曲げ剛性(kN·m²)

表— 5.6.4　既設鋼管のM～φ関係

鋼管	断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	軸力 PN=424.04			
			降伏時		全塑性時	
			My (kN·m)	Φy (1/m)	Mu (kN·m)	Φu (1/m)
φ=500 mm t=12 mm	0.0168	0.0004992	421.29	0.004098	605.46	0.005889

表— 5.6.5　補強鋼管のM～φ関係

鋼管	断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	軸力 PN=424.04			
			降伏時		全塑性時	
			My (kN·m)	Φy (1/m)	Mu (kN·m)	Φu (1/m)
φ=700mm t=17mm	0.0349	0.00214	1344.88	0.003275	1751.86	0.004266

(4)　杭の軸方向バネ定数

杭の軸方向バネ定数は、打ち込み鋼管杭に準じ以下の式にて算出する。

$$K_V=\alpha A_p E_p / L \quad \cdots\cdots (5.6.12)$$

ここに、

K_V：杭の軸方向バネ定数（kN/m）

A_p：杭の純断面積（m^2）

E_p：杭体のヤング係数（kN/m^2）

L：杭長（m）

α：打込み鋼管杭

$$\alpha=0.014(L/D)+0.78 \quad \cdots\cdots (5.6.13)$$

$$=0.014(10/0.5)+0.78$$

$$=1.06$$

$$K_V=1.06\times0.0168\times21000000/10\times9.8$$

$$=366737.33kN/m$$

(5) 押込み支持力の上限値 P_{nu}

押し込む支持力の上限値は、以下の式にて算出する。

$$P_{nu}=\min\ (R_u,\ R_{pu}) \quad \cdots\cdots (5.6.14)$$

ここに、

R_u：地盤から決まる極限支持力（kN）

$$R_u=q_dA+U\Sigma L_if_i \quad \cdots\cdots (5.6.15)$$

A：杭先端面積（m^2）　$A=\pi D^2/4=0.196\ m^2$

q_d：杭先端における単位面積当たりの極限支持力度（kN/m^2）

$\overline{N}$ $q_d=6$　$q_d=1764kN/m^2$

U：杭の周長（m）

$U_1=\pi D_1=2.2$ m（D_1:補強前杭直径 0.5m）

$U_2=\pi D_2=1.57$m（D_2:補強後杭直径 0.7m）

L_i：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

打込み杭とし $f_i=0.2N$ （≦10 ）とする。

押込み支持力の上限値

$R_u=1764\times0.196+2.2\times0.2\times5\times5\times9.8+2.2\times0.2\times10\times1.5\times9.8+1.57\times0.2\times10\times3.5\times9.8$

$=626.35kN$

(6) 引抜き支持力の上限値 P_{tu}

$$P_{tu}=\min\ (P_u+W,\ P_{pu}) \quad \cdots\cdots (5.6.16)$$

ここに、

P_u：地盤から決まる極限引抜き力（kN）

$$P_u=U\Sigma L_if_i \quad \cdots\cdots (5.6.17)$$

U：杭の周長（m）

$U_1=\pi D_1=2.2$ m（D_1:補強後杭直径 0.7m）

$U_2=\pi D_2=1.57$m（D_2:補強前杭直径 0.5m）

L_i：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m^2）

打込み杭とし $f_i=0.2N$ （ ≦10 ）とする。

W：杭の有効重量（kN）

引抜き支持力の上限値

$P_u=2.2\times0.2\times5\times5\times9.8+2.2\times0.2\times10\times1.5\times9.8+1.57\times0.2\times10\times3.5\times9.8$

$+10\times0.0168\times7.81\times9.8$

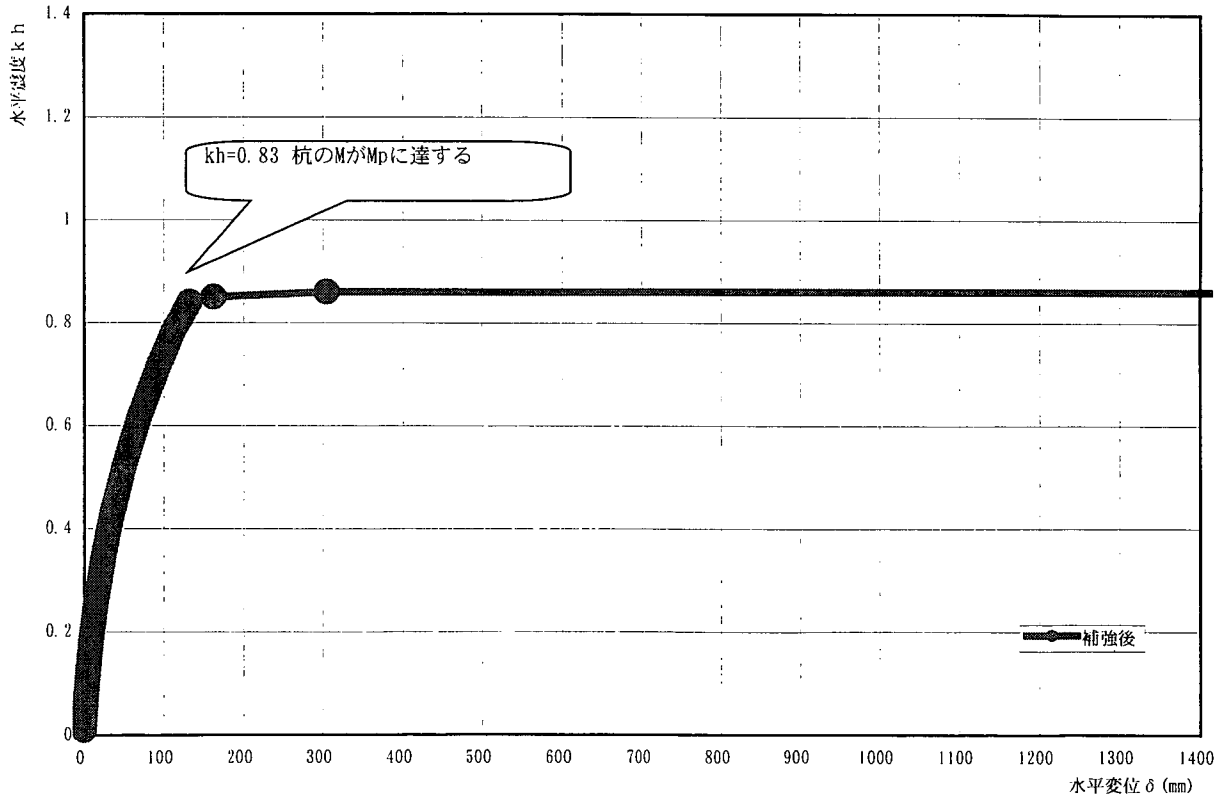
$=293.24kN$

(7) 橋軸方向の照査

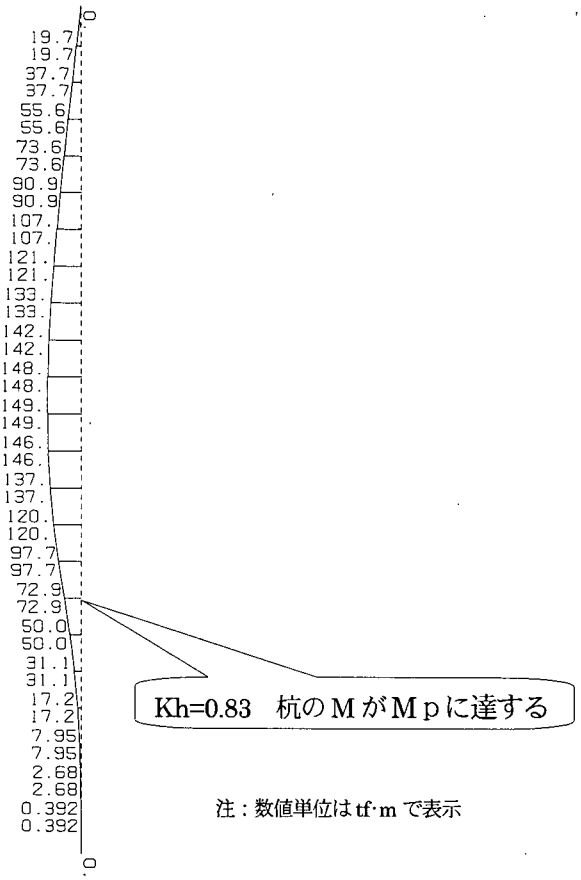
図－5.6.8 に水平震度 Kh～上部工慣性力作用位置の変位δの関係を示す。また、**図－5.6.9** には、降伏状態でのモーメント分布を示す。この結果より、橋軸方向の降伏震度は、杭体の降伏で決定しておりkhy＝0.93が得られた。よって、等価水平震度khe＝0.53時には、橋脚部および基礎部の杭体とも降伏モーメントに達していないと判断できる。ただし、降伏状態のモーメント図より、地中部で杭体が先に降伏していることから、今度、補強開始位置を下げる等の検討が必要である。

タイプⅡ照査時

判定 ＯＫ　パイルベント橋脚の降伏震度 0.83 ≧ 等価水平震度 0.53



図－5.6.8　橋軸方向ｋｈ～δ関係



図－5.6.9　降伏状態ｋｈ＝0.83 でのモーメント分布

表－5.6.6　計算結果一覧

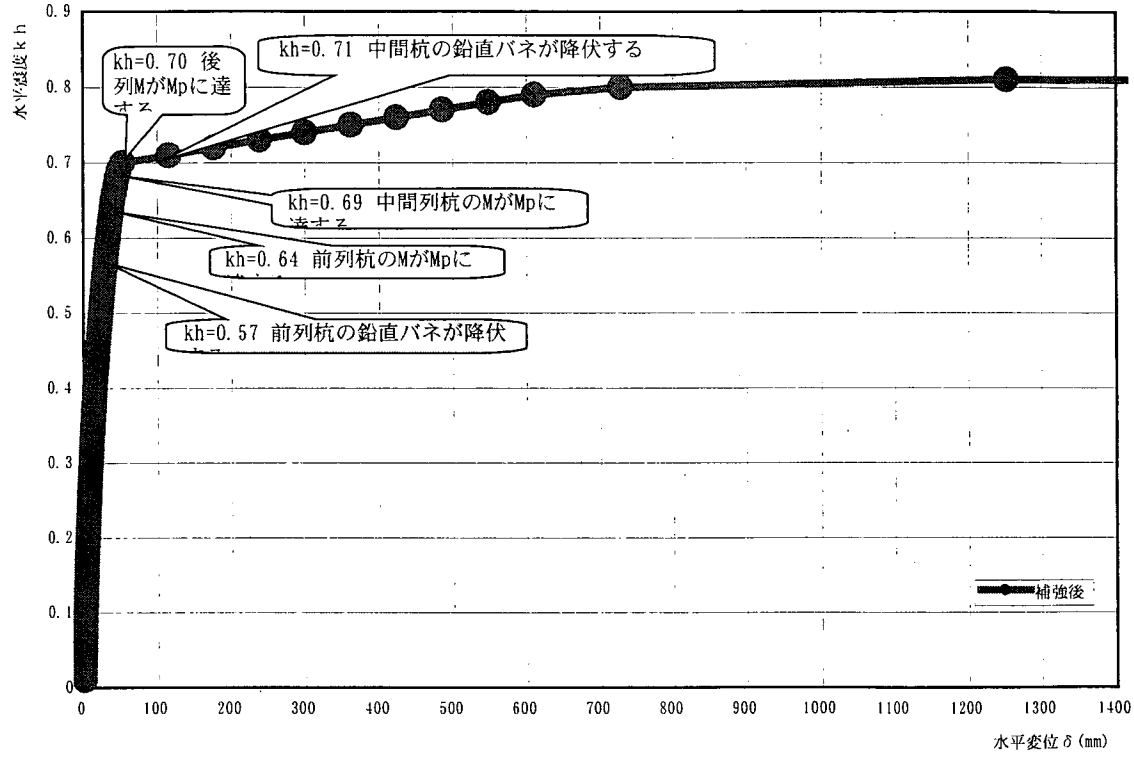
水平震度	慣性力作用位置		杭本体状態
	水平力（kN）	変位（m）	
0.83	354.47	0.129	杭のＭがMp に達する

(8) 直角方向の照査

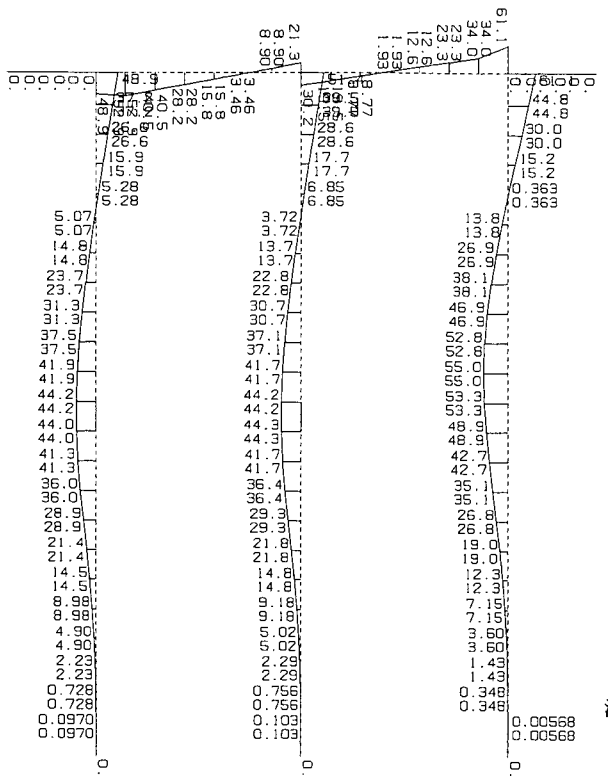
図－5.6.10 に水平震度 Kh～上部工慣性力作用位置の変位δの関係を示す。また、**図－5.6.11** には、降伏状態でのモーメント分布を示す。この結果より、直角方向の降伏震度は、前列杭の杭頭の鉛直バネが降伏した状態で決定しており khy＝0.59 が得られた。よって、等価水平震度 khe＝0.53 時には、橋脚部および基礎部の杭体とも降伏モーメントに達していないと判断できる。しかしながら、前列杭の押し込み支持力が最初に降伏しているが、全体挙動として「変位が急増する点」より前に発生していることが分かる。この点を持って、パイルベント基礎の降伏とみなすかは、今後、多様なケースを試算して検討する必要がある。

タイプⅡ照査時

判定 ＯＫ　パイルベント橋脚の降伏震度 0.57　≧　等価水平震度 0.53



図－5.6.10　直角方向ｋｈ～δ関係



図－5.6.11　降伏状態ｋｈ＝0.57でのモーメント分布

表－5.6.7　計算結果一覧

水平震度	慣性力作用位置		杭本体状態
	水平力（kN）	変位（m）	
0.57	244.80	0.030	前列杭の鉛直バネが降伏する
0.64	274.87	0.038	前列杭のMがMpに達する
0.69	296.34	0.049	中間杭のMがMpに達する
0.70	300.64	0.054	後列杭のMがMpに達する
0.71	304.93	0.116	中間杭の鉛直バネが降伏する

（9）照査結果一覧

補強後の橋脚における地震時保有水平体力法および非線形静的解析結果を、**表－5.6.8** に示す。

表－5.6.8 照査結果一覧

地震時保有水平耐力の照査					
橋脚部			橋軸方向	橋軸直角方向	備考
	曲げ耐力 Pu (kN)	タイプⅠ	293.69	－	
		タイプⅡ	293.69	－	
	Khe･W (kN)	タイプⅠ	160.39	－	
		タイプⅡ	212.52	－	
	判　定		OK	－	
基礎部	降伏ﾓｰﾒﾝﾄ My (kN･m)		1341.85	－	タイプⅡの橋脚部の終局耐力にて照査
	Mmax (kN･m)		1273.58	－	
	判　定		OK	－	
非線形静的解析の照査					
降伏震度　kh			0.83	0.57	
等価水平震度 khe			0.53	0.53	
判　定			OK	OK	

6．高耐力マイクロパイル工法の施工法に関する現状と課題

6.1　既設橋脚の施工制約条件

“2.1.3 施工条件”項により高耐力マイクロパイル（HMP）による増杭工法の基礎補強を行う際の施工条件について述べる。

ここでは、杭配置設計に対して杭施工条件により発生する制約条件と杭施工に対して杭設計条件により発生する制約条件の両者について検討する。**表-6.1.1** にHMP工法における基礎、増杭の構造条件と施工設定条件の関係を示した。制約下での施工性を高めるためには削孔機、削孔支援機の選定を適切に行う必要がある。ここで、**図-6.1.1** の標準的な基礎形状におけるHMPの制約条件を**表-6.1.2** に示した。施工対象とする標準的な既設橋脚基礎は、**図-6.1.1** に示すように施工基盤からの空頭制限高さが張出部で４．０m～５．０m、桁下部で６．０m程度となる。道路交差部の桁下が高い箇所から登坂部の桁下が低くなる箇所に向けてさらに空頭制限高さが低くなることが予想され、また基礎側面部の増杭においては張出部での高さの制限を受ける。

表-6.1.1　ＨＭＰ工法における基礎，増杭の構造条件と施工設定条件の関係

基礎，増杭の構造条件	施工設定条件
桁下空頭制限	削孔機械高，削孔作業高（上下動による）
	鋼管鉄筋の搬入，脱着の為のクレーンブーム作業高
フーチング深さ（天端，底盤）による打設高さの設定<現地盤，掘削床付面>	削孔機の埋込み打設高
施工ヤード（占有範囲）	削孔機械長さ，幅
地下埋設物と増杭のクリアランス 近接構造物と増杭との距離	削孔精度，削孔時の打撃衝撃
環境条件（騒音，振動）	削孔機の動力レベル 削孔法式，スライム除去法（エアー，水）
杭平面配置，打設傾斜角	杭芯とブーム（マスト）端部との距離 反力装置，打撃エネルギー

表-6.1.2　基礎標準図による制約条件

形状条件		施工制約条件	
桁下空頭制限 張出部空頭制限	6．0m 4．0m	作業高　4．0m	
フーチング天端深さ フーチング底盤深さ	1．5m 3．0m	打設位置高さ	埋込み深さ
		地盤面 フーチング天端 フーチング底盤	0m 1．5m 3．0m
フーチング最小突出長	1．3m	打設位置高さ	杭芯壁面クリアランス
		地盤面 フーチング天端 フーチング底盤	1．3m+L L L

Ｌ＝増設フーチング端と杭芯間距離

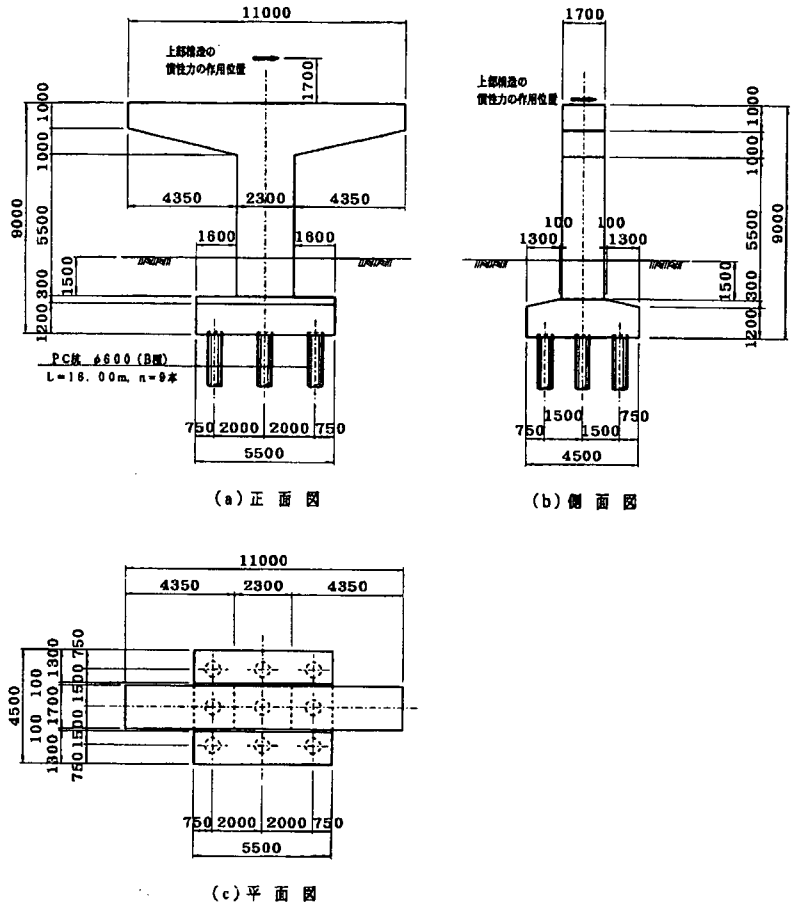


図-6.1.1　既設橋脚基礎の標準図※

※（社）日本道路協会道路橋基礎の補強に関する参考資料　平成12年2月

P４－３　４．基礎の耐震補強設計例

6.2 施工法

6.2.1 既存削孔機の現状調査

（1）調査方法

カタログによるメーカー１１社４８機種の既存削孔機(表-6.2.1)と、メーカーに調査票(図-6.2.7)を送付し回答が得られた８社３０機種の既存削孔機(表-6.2.2)を対象に、削孔機の形状寸法、駆動力による施工性の調査分析を行った。

表-6.2.1 カタログによる調査対象　　1999/10/20 現在

No	メーカー	検索台数	クローラー	スキット
1	鉱研工業	21	7	14
2	三菱重工	4	4	0
3	三井造船	1	1	0
4	大成鑿岩機	6	0	6
5	吉田鉄工	5	2	3
6	利根	2	1	1
7	インガーソール･ランド	2	1	1
8	亀山ビット	3	1	2
9	カノボーリング	1	1	0
10	グラウンドテック	1	0	1
11	ソイルメックジャパン	2	2	0
合　計		48	20	28

表-6.2.2 調査票回答による調査対象　　1999/12/14 現在

No	メーカー	調査台数	クローラー	スキット
1	鉱研工業	3	2	1
2	三菱重工	4	1	3
3	三井造船	1	1	0
4	吉田鉄工	4	1	3
5	利根	4	1	3
6	インガーソール･ランド	3	1	2
7	亀山ビット	7	3	4
8	ソイルメックジャパン	4	4	0
合　計		30	14	16

調査パラメータは表-6.2.3 の通りであるが、収集資料より判明したデータは②、⑨、⑩を除く 7 項目であり、残る 3 項目についてカタログに記載されていないため直接メーカーに対して調査依頼した。

メーカー側の回答では施工条件により異なるために、今回の調査は水平基盤での鉛直杭施工の条件に限定して数値を設定したものである。

表-6.2.3　調査パラメータ（水平基盤での鉛直杭施工時を条件とする）

パラメータ	数　値（カタログ）	数　値（アンケート）
①削孔機械高さ	1.05m～2.56m	1.10m～2.70m
②作業高さ（機械寸法による推定）	3.2m～6.5m	3.20m～11.1m
③機械幅	0.98m～2.69m	1.11m～2.50m
④ストローク長	1.61m～3.67m	1.50m～4.00m
⑤重量	600 kg～9950 kg	1250 kg～18500 kg
⑥削孔径	40 mm～216 mm	45 mm～315 mm
⑦－1 削孔角（チルト）	－5°～145°	－11°～140°
⑦－2 削孔角（ﾌﾞｰﾑ･ﾛｰﾃｰｼｮﾝ）	－	左右 180°
⑧打撃エネルギー	176N-m～833N-m	167N-m～750N-m
回転トルク	2450N-m～14700N-m	1715N-m～14900N-m
打撃数	1500bpm～3500bpm	1500bpm～3500bpm
⑨削孔埋込み深さ	－	0 mm～3200 mm
⑩壁面クリアランス	－	0 mm～807 mm

（2）調査票結果分析

a）削孔径と作業高さ

８社の削孔機の作業高さの設定について、（作業高さ）＝（機械高さ）＋０．５ｍというものであった。ＨＭＰにおける削孔径１７８mm（７inch）以上のパイル削孔の可能な削孔機は、スキットタイプ、クローラタイプのいずれも数機種に限られる（**図-6.2.1**）。この際の最小作業高さは、スキット５．５３ｍ、クローラ７．０ｍとなるが、１機種のみ５．０ｍ以下の空頭制限での施工が可能である。

b）削孔径と打撃エネルギー、トルク

削孔径１７８mm（７inch）以上のパイル削孔を可能とする打撃エネルギーは、**図-6.2.2**、**図-6.2.3** に示す様に打撃エネルギー６００N-m、トルク８０００N-m程度を要する。ただし、特定機種のみ打撃エネルギー４００N-mにて削孔が可能となるが、この場合トルクが１００００N-mを越える能力を有している。

c）作業高さと機械幅

作業高さ（H）と機械幅（B）の関係は、作業時のバランスによりH/B＝２～３の範囲にあり、作業高さ６．０ｍ以下の削孔機において２．５ｍの機械幅の確保が必要となる（**図-6.2.4**）。

d）削孔径と埋込み深さ

埋込み削孔は０ｍ～３．０ｍ深さまで可能であるが、機種によりかなり異なり、埋込み機構のない削孔機もある。このため、設計時に任意の機械にて埋込みを設定した杭配置は困難となる（**図-6.2.5**）。

e）削孔径と壁面クリアランス

壁面クリアランスは２５０mm～８００mm程度必要とし、スキット/クローラのタイプの差に関係なく機種により異なる。配置設計上、５００mm～７５０mmを確保することが望ましい（**図-6.2.6**）。

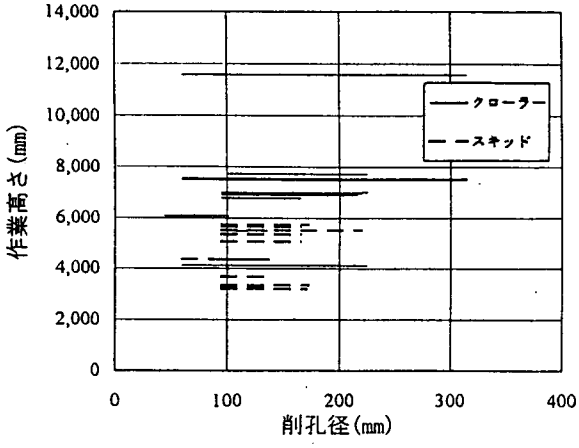


図-6.2.1　削孔径と作業高さ

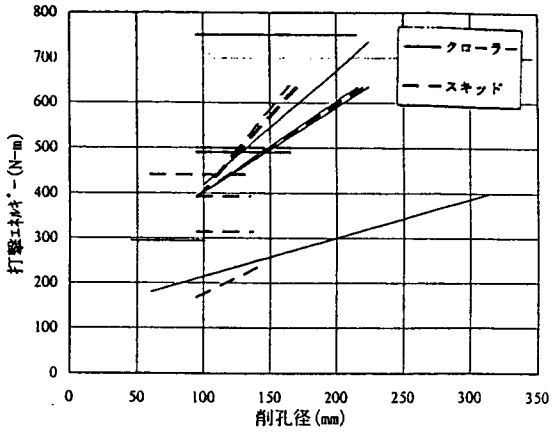


図-6.2.2　削孔径と打撃エネルギー

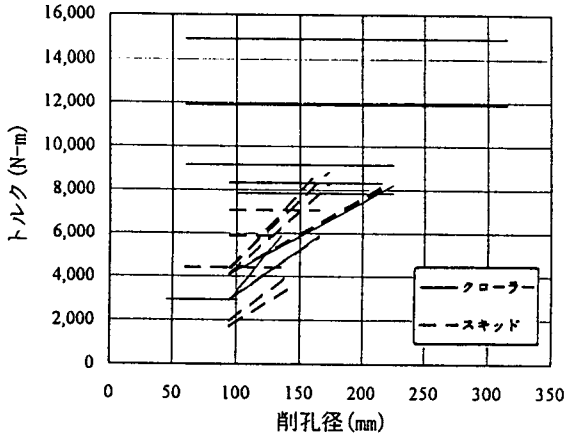


図-6.2.3　削孔径とトルク

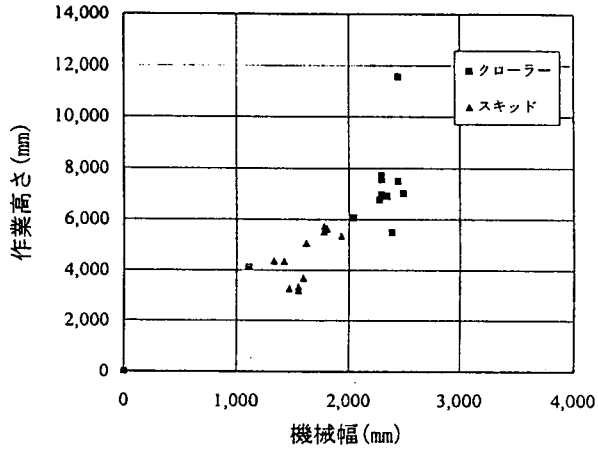


図-6.2.4　機械幅と作業高さ

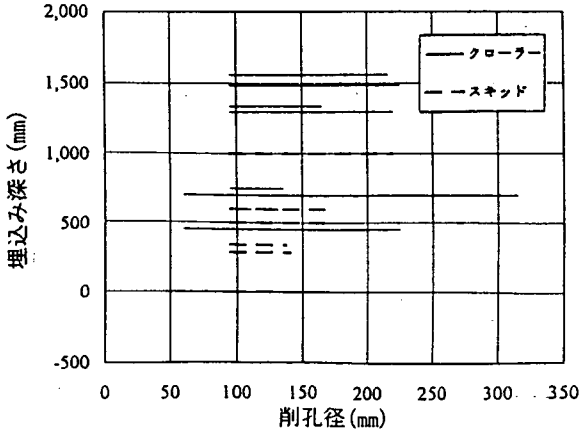


図-6.2.5　削孔径と埋込み深さ

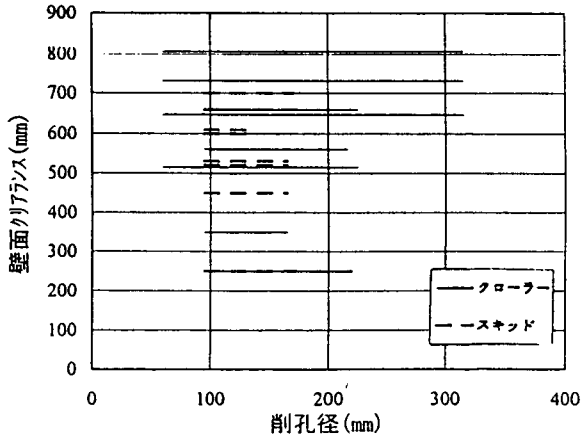


図-6.2.6　削孔径と壁面クリアランス

図-6.2.7　アンケート調査票

調　査　票

メーカー名									
機種形式									
クローラー→○ スキッド→×									
1	削孔機械高さ	mm							
2*	作業高さ	mm							
3	機械幅	mm							
4	ストローク長	mm							
5	重量	kg							
6	削孔径	mm							
7-1*	削孔角（機械側面）	°							
7-2*	削孔角（機械正面）	°							
8-1	打撃エネルギー	N-m							
8-2	回転トルク	N-m							
8-3	打撃数	bpm							
9*	削孔埋め込み深さ	mm							
10*	壁面クリアランス	mm							

2*　：別紙図３の' H'
7-1*：別紙図４の' θ_1'　（例. -5° ～10° ）
7-2*：別紙図４の' θ_2'　（例. 左右80° ）
9*　：別紙図１の' D'
10*：別紙図２の' B'

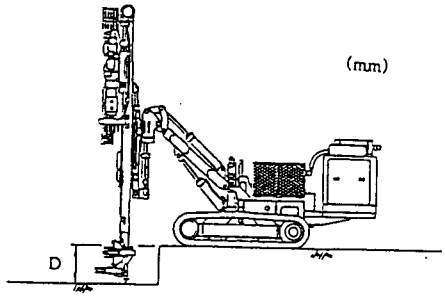


図. 1　削孔埋め込み深さ

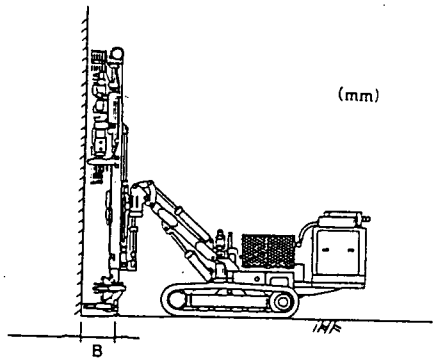


図. 2　壁面クリアランス

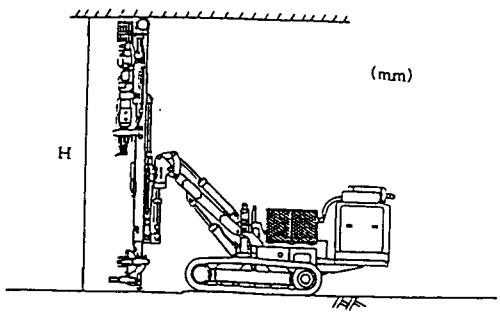


図. 3　作業高さ

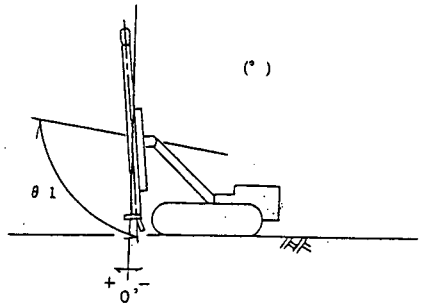


図. 4　削孔角（チルト）

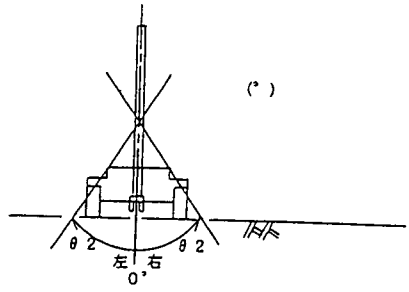


図. 5　削孔角（ブームローテーション）

6.2.2 削孔支援機

（1） 削孔支援機の事例

a）ロッドチェンジャー

耐震補強として用いられるマイクロパイル工法は、施工空間が限られた場所での施工を求められると思われるが、従来、アンカー工法や小口径ボーリングにおいても同じ内容が、求められてきた。そこで、使用される削孔機は小型で且つパワーのあるものが開発され、制約空間の中で活躍してきた既製の機械が現在多種類にわたって存在する。その中で 二重管式ドリルロッドを用いた削孔機（ダブルロータリー式）の登場により削孔能率の著しい進歩があり、削孔径の増大化が進んだ。しかし、その基調に伴い二重管式ドリルロッドの径が大きくなり、その重量が増加し、人力で行ってきた内管・外管ドリルロッドの接続・回収作業の危険性が増大した。

ロッドチェンジャーはそのような人力作業の危険性を回避し、且つ構造の簡単な施工支援システムとして開発を行っている。

① 特徴

本システムの内容は、従来の削孔機MKD－１０６型機（三井造船(株)製）の改良機と新開発のドリルロッド供給・回収機を組合わせて ロッドの着脱を行うものであり、組合せたものをロッドチェンジャーと称している。

削孔機の最大の特徴は、搭載されている油圧ハンマーをスライドベースに対して９０度回転可能となるように油圧シリンダーを利用した回転機構を設けたことにある。また、ドリルロッド供給・回収機は、積載荷重１．０ton のキャタピラ台車上に油圧シリンダーで上下傾斜可能なドリルロッドラックと上下移動及び９０度回転可能なドリルロッド把持装置を備え、且つこのロッド把持装置を上下移動及び１８０度回転可能なボックスから構成されている。

図-6.2.8 にその状況を示す。

（A）・・・斜め削孔機の作業姿勢の１例

（B）・・・鉛直削孔時に ドリルロッドを水平にして接続する場合の作業姿勢

その他、現場状況に応じて 様々な作業姿勢を取ることができる。

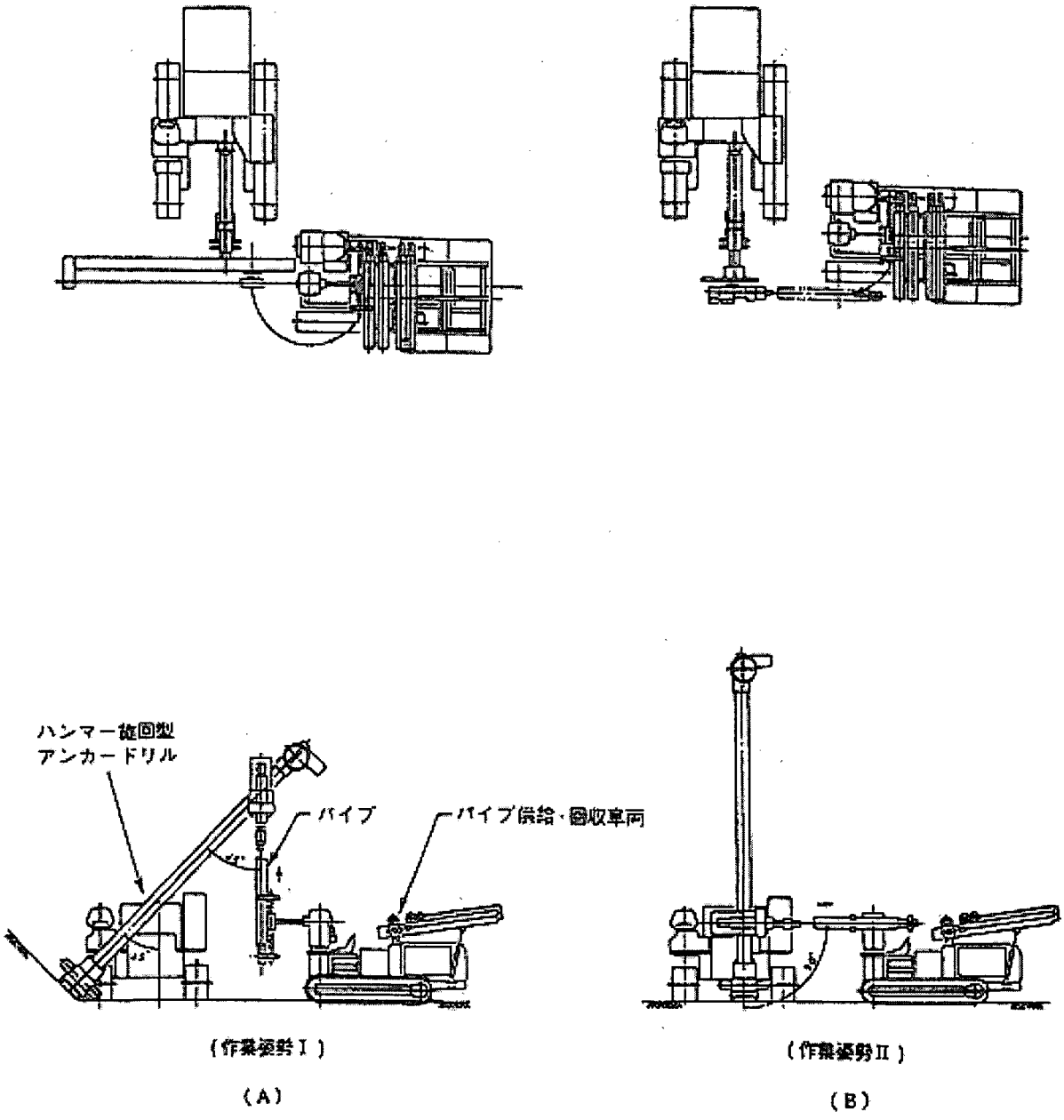


図-6.2.8　パイプハンドリングシステム

② 現状での問題点

開発したシステムの現状のままでは、次のような問題点があり、その改良によって、マイクロパイルへの実用化は可能と思われる。

1）把持装置を前後動させる油圧シリンダーのストロークが小さいため、ロッド供給・回収機とが間近まで接近しなければならず、施工条件によっては、ロッドが削孔機に届かないということもあり得る。また施工条件が良くとも施工性に難がある。

2）ロッド把持装置の地上高が高く、削孔角度によってはロッドを鉛直状態で接続できない。

3）ドリルロッド供給・回収機側のドリルロッドと油圧ハンマースイベルとの芯合わせに手間がかかる。ロッド把持装置の前後動、回転と操作が複雑になるため、微調整に手間取る。

4）油圧ハンマー回転部はドリルロッドを接続した状態で回転させるので、摩耗が激しいと考えられる。また油圧ハンマーの打撃による衝撃も受けるので、その耐久性が問題となる。

③ ＨＭＰ施工への適用性

斜杭、直杭の施工が必要となるマイクロパイルには、削孔機のリーダー及び本体を削孔姿勢を保ったままでロッドの継足しが可能なロッドチェンジャーは、狭空間での施工支援機として極めて適したものと思われる。

現状の問題点はあるが、問題点として前記した１）については、長ストロークの油圧シリンダーや二段ジャッキ等に交換することにより、２）については、現状の機械構造で低くする検討をすることにより、３）については、特に検討を要するが油圧ポンプ流量絞弁、リリースバルブ弁等を用いて制御し易くする方法を講じ、４）についてはクッション機構をその方面に対する技術の検討をすることにより、マイクロパイル施工支援機として機能すると考察する。

このロッドチェンジャーに更に検討・アイデアを加えれば、マイクロパイル施工支援用に実用化することは可能であると考察する。

b）アローハンド・アローアーム

① 特徴

アローハンド・アローアームは、鉱研工業㈱製のロータリーパーカッションアロードリル用に作られたロッド継ぎ足し用の施工支援機である。

アローハンドは、二重管ロッドをハンドリングして水平から４５度までの傾斜吊りにて削孔機のスライドベースまで供給・回収する装置である。この機械の特徴は、スキットベースの削孔機であれば、ベースに予め取り付けることにより、削孔機とともに移動でき、場所をとらず簡素な構造で操作も簡単なことである。

② 現状での問題点

現状のままでは、マイクロパイルの施工支援機として応用するには、次の様な問題点がある。

1）スキットベースの削孔機にしか取り付けられず、削孔機の移動に際し、その分重量が増すことと安定性に注意を要する。

2）ドリルロッドを垂直に削孔機に供給できない。

3）吊り上げ重量が限られる。

③　HMP施工への適用性

構造と操作が簡単なため、応用は可能であるが、斜杭の低空頭という条件の場合効果が期待できる。ただ、バランス上重量の重い油井管の場合、短小サイズに限られる。

またスキットベースに取り付けるという構造上、クローラベースの削孔機には使えない。

直杭の施工への対応は、ハンドリングの金具の構造を考えることで応用の可能性を検討したが、現状の本体の構造では、不可能というメーカー側の結論である。

c）Ｐ１５００ＥＣＳ　オートマチック・ロッドチェンジャー付（イタリア・パキオシ社製）

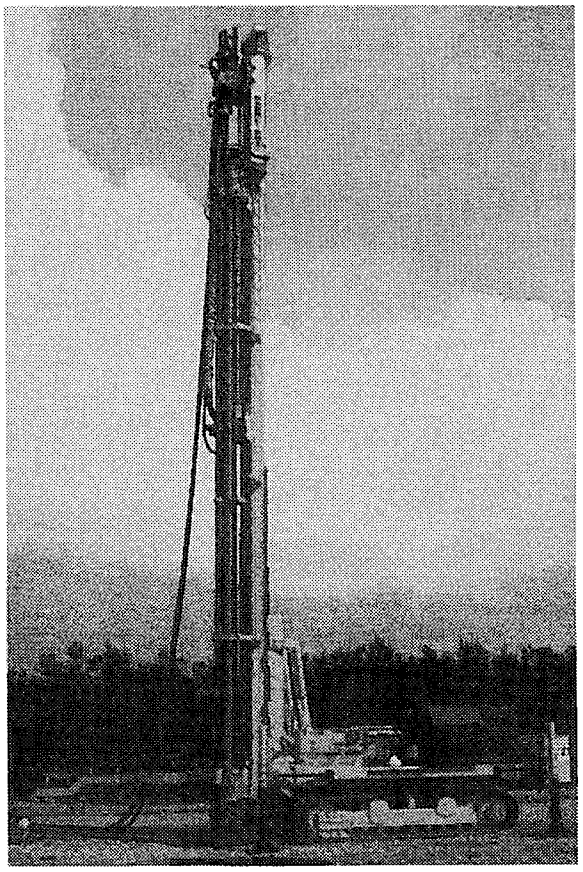


写真-6.2.1　削孔機（Ｐ１５００ＥＣＳ）

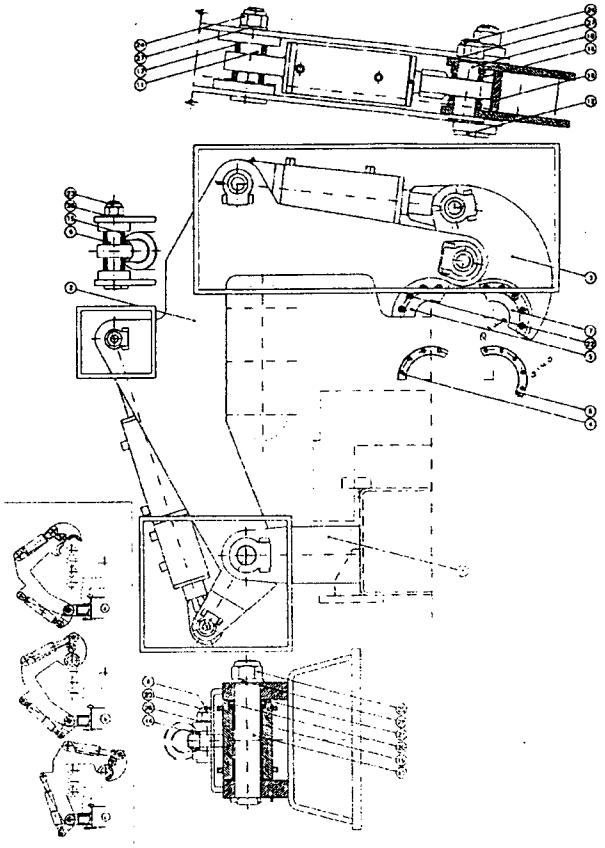


図-6.2.9　オートマチック・ロッドチェンジャー

Ｐ１５００ＥＣＳ　オートマチック・ロッドチェンジャー付（イタリア・パキオシ社製）**写真-6.2.1** は、高圧噴射工法に用いられている機械である。オートマチック・ロッドチェンジャーは９０㎜ロッドの場合は５本、１４０㎜ロッドの場合は４本収容可能で自動でロッドの脱着が可能である。

① 仕様

表-6.2.4 マシン仕様

形式	Ｐ１５００ＥＣＳ　オートマチック・ロッドチェンジャー付 垂直削孔専用
アンダーキャリジ	履帯式、トラックゲージ　２４００～３０００㎜
エンジン	カンミンズ製ディーゼルエンジン　６ＢＴ５.９Ｃ、１３０ＨＰ
マスト	高張力鋼使用溶接構造、最長１４ｍ
ロッドチェンジャ	収容可能最長ロッド長さ　１０ｍ 収容可能ロッド本数　　９０㎜ロッドの場合５本 １４０㎜ロッドの場合４本
ドリル・ヘッド	ＣＧＣ三重管対応、０～７００kg、０～６００rpm
自動引き揚げ装置	近接スイッチ＋タイマー式、タイマーはデジタル表示
ロッド回転表示計	デジタル式
クランプ	油圧式、９０㎜と１４０㎜対応（ジョーを交換）
引揚げ／押込み力	最大引揚げ力　１０,０００kg 最大押込み力　　６,５００kg 引揚スピード　０～２６cm/sec 押込スピード　０～４１cm/sec
制御盤	油圧サーボ、手動式
付属品	カウンターウエイト（砂式）、スタビライザー、ウインチ

② 特徴

1）ロッド４～５本装着できるロッドチェンジャーを搭載しており、３，６，７ｍのロッドの自動接続・切り離しができる。このため要員と機械（クレーン）が節約できる。

2）最長１０m長のロッドまで使用できる一方、別途延長用ブームとチャックを装着することにより２０m長のロッドも使用できる。

3）自動引揚装置付き。２.０、４.０、６.０、８.０、１０.０、１２.０cmと２.５、５.０、７.５、１０.０cmのいずれかのピッチで自動引揚げができる（その他のピッチの設定はDiskを変えることにより可能）。

4）ロッドの回転速度はギアと油圧の切り換えにより可能。実際の回転速度がデジタル表示される。

5）引揚げ用タイマー装備。０～６０秒の間でデジタル表示される。

③ ＨＭＰ施工への適用性

「Ｐ１５００ＥＣＳ　オートマチック・ロッドチェンジャー付」は高圧噴射工法等の施工を考慮した機械であるため現在の仕様のままでは高耐力マイクロパイル工法での使用は難しいと思われる。

しかし、ロッドチェンジャーの機構そのものについては改良を加えることにより、このようなロッドチェンジャーも削孔支援機の一部となりうると考えられるが、実際に使用した話を聞くと、操作性は必ずしも能率的でなく、まだ一考の余地があるとの意見もあるようである。

d）セミオートマチックロッドチェンジャー「PR-OTASUKEMAN」（株）ワイビーエム製

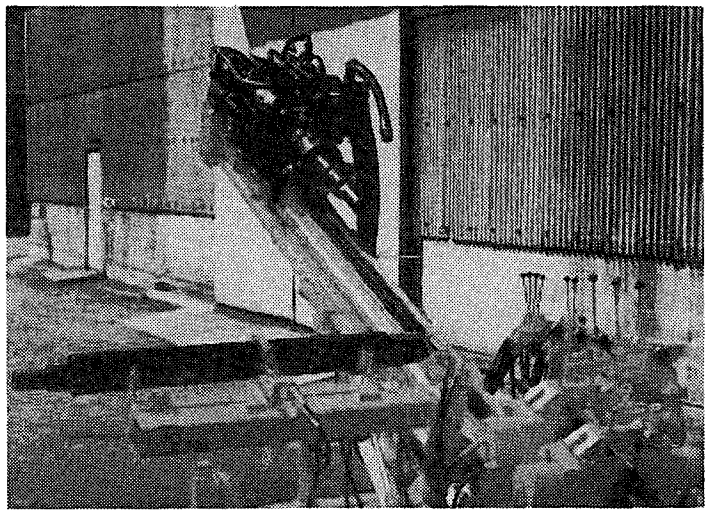


写真-6.2.2　簡易型ロッド脱着装置

「PR-OTASUKEMAN」（写真-6.2.2）は、ロータリーパーカッションドリルによる削孔作業時のケーシング脱着を行う簡易型ロッド脱着装置である。この装置は、（株）ワイビーエム製のロータリーパーカッションドリルにオプション装着する装置で、特別に油圧ユニット等の増設をすることなく使用する事が可能である。

① 仕様

表-6.2.5　マシン仕様

形 式	簡易型ロッド脱着装置　PR-OTASUKEMAN
適応ケーシング径	φ９６，１１８，１３３，１６５㎜
適応ケーシング長	１０００，１５００㎜
油圧力	２１０kg/cm^2
取付必要範囲	１３００×１０００㎜
アーム許容荷重	３００kg
総重量	１００kg
製造者	（株）ワイビーエム

② 「PR-OTASUKEMAN」の使用方法

1）作業員によりアームにケーシングをセットする。２重管削孔時は、ロッドをケーシングの中にセットする。（写真-6.2.2参照）

2）ロータリーパーカッション・オペレーターのレバー操作で、アームに取り付けられているフックによってケーシングをクランプして固定する。

3）同様のレバー操作によって、アームをドリフターの軸線上まで移動させる。その後、アームをスライドさせてケーシングを装着する。

※ケーシング抜管作業は上記の逆の手順となる。

③ 「ＰＲ-ＯＴＡＳＵＫＥＭＡＮ」の特徴

1）ケーシングセット要員１名とロータリーパーカッションドリルオペレーター１名の合計２名での作業が可能で、ケーシング脱着時に多い挟まれ・巻き込まれ事故が起こりやすい行程を機械が行うため、作業員の安全にも寄与する。

2）装置取り付け時に一度芯合わせを行えば、その後の芯合わせは不要である。

3）２重管削孔時は、ケーシングをセットした後、ケーシングの中にロッドをセットすることができる。

4）１m、１.５mのケーシングが使用可能。

5）適応ケーシング径はφ９６、φ１１８、φ１３３、φ１６５㎜が使用可能。

6）削孔角度は０～９０°まで使用可能で、削孔角度がどの角度の場合でもロッドとケーシングは常に水平にセットすることができる。

7）「ＰＲ-ＯＴＡＳＵＫＥＭＡＮ」は、ロータリーパーカッションドリルの油圧回路をしようするため、特別な油圧ユニットを増設する必要がない。

④ ＨＭＰ施工への適用性

「ＰＲ-ＯＴＡＳＵＫＥＭＡＮ」は、グラウンドアンカー等の施工を考慮した機械であるため、現在の仕様のままでは適応ケーシング径が不足している。装着動作のスピードも速くはないが、この方式の脱着装置としてはまずまずのレベルであることより、適応ケーシング径を改良すれば、このようなケーシング脱着装置も削孔支援機の一つとなり得ると考えられる。

（2）削孔支援機の現状と課題

前節で取り上げた三つの削孔支援機は、グラウンドアンカー工法や高圧噴射撹拌工法等のロータリーパーカッション機を使用した削孔時におけるロッドチェンジャーであり、削孔機械の能力向上に伴った機械の大型化や削孔口径の大口径化を背景にして開発されたものである。いずれも、作業能率やその安全性を向上させることを目的としており、現状では、いくつかの問題点はあるものの、それぞれの工法において有効な支援機として評価できると考えられる。

以上の削孔支援機の高耐力マイクロパイル工法への適用性については、現状のままでは以下の点に問題があると思われる。

1）適応口径の不足

2）吊り上げ能力の不足

3）直杭施工への対応

これらの問題点の全面的な改良については、大型化を含めた本体構造の改造まで考慮するならば十分可能であると考えられるが、狭い作業空間での採用が予想される高耐力マイクロパイル工法の施工では、本体構造が大型化する改造は極力避けたいところである。1）、2）については、大口径化と油井管を使用することによる重量化にどう対応するかという問題であるが、既存支援機を根本的に改良する必要はなさそうで、多少の能力向上をめざせば、ある程度実用可能なものが得られると思われる。3）については、アームやハンドリング金具等の改良の問題が全体構造に大きく影響しそうであり、合理的な削孔支援機を検討する際の重要な点であると考えられる。

（3）削孔支援機の開発の方向性

高耐力マイクロパイルの削孔支援機の開発については、“**（2）削孔支援機の現状と課題**”であるように、既存支援機の改造の範囲で実用化は可能と思われる。しかし、それに伴い全体構造が大型化する可能性があり、機械能力として実用的であっても、施工条件から適用できない場合も予想される。したがって、支援機をさらに支援するような装置ないし、既存構造物をサポートとして施工を支援するシステム等の開発が望まれる。ここでは、開発のひとつの方向性を示す目的で、桁からの吊り下げタイプの施工支援装置を検討した。

図-6.2.10 に示すロッドポーターは、現場内におけるボーリングツールス等の資材の小運搬を目的とした補助機械である。この機械自体の能力を上げる改造をすることで削孔支援機として適用することも可能と考えるが、ベースマシンを含めてかなりの範囲での改良が必要と考えられ、構造自体が根本的に変わってしまう恐れもある。そこで、既存構造物をサポートとしてこの機械の吊り上げ装置部分を活用し、狭い施工環境での施工効率を向上させる装置のモデルを次に検討した。

図-6.2.11 のロッドポーターのキャディーアームは、動力装置とともに分離使用することが可能である。このキャディーアームを**図-6.2.11** に示すようなクレーンレールに取り付ける。クレーンレールは**図-6.2.12** のH形鋼やＩ形鋼で作られた締め付け金具によって橋脚に取り付けら、これによりマイクロパイルの打設範囲での施工支援が可能となる。また、橋脚に取り付けられない範囲では、桁にレールを取り付ける等の方法によって、稼動範囲を広げることは可能であると考えられる。**図-6.2.13** は動力装置を搭載したタイプで、**図-6.2.14** は動力装置を分離させたものである。

桁下等施工条件に制約がある場合、ひとつのタイプの施工システムでは対応しきれないことが多い。その問題を解決する方法のひとつが削孔支援機であり、これを使用する場合でも、やはり様々な要件があるので、万能な削孔支援機はないと考えておくことが必要である。つまり、施工条件によっては、既述したような吊り上げ装置等を組み合わせて施工する必要がある。このようなことから支援機の開発の方向としては、支援機本体を開発することはもちろんであるが、同時にそれをサポートないし条件によっては、その代替となるサポートシステムを検討していくことが重要である。

ロットポーター概略図

移動型バランサーについての説明

ここに出ている図面は概略のものです。
移動用台車についても、ご使用になる大きさと重さ等によって変わってきますので、実際に使用する物が確定した物に合せて設計した方が、良いと思います。
運転は、キャタピラ付で操作は簡単に運転できます。
（コベルコ製　使用）

台車にセットしてある機具類

バランサー用コンプレッサー
洗浄用ジェットポンプ
台車には発電機も使用可能となって居ります。

バランサーについて

床上型と天井型と有りますが、天井の場合取付け用機具を製作して、取付けをする事になります。
今回は床上の使用最大荷重の概要等を知らせします。
ご使用になる物が決まりました時、最大作業の高さは仕様に合せて設計することになります。

バランサーの主な仕様

最大吊上げ荷重	最大作業半径
150kgf	2240mm
250kgf	2260mm
375kgf	2260mm
500kgf	2870mm

移動用台車は“馬力”及び“本体の大きさ”は色々有ります。
仕様に合せて，設計する事ができます。

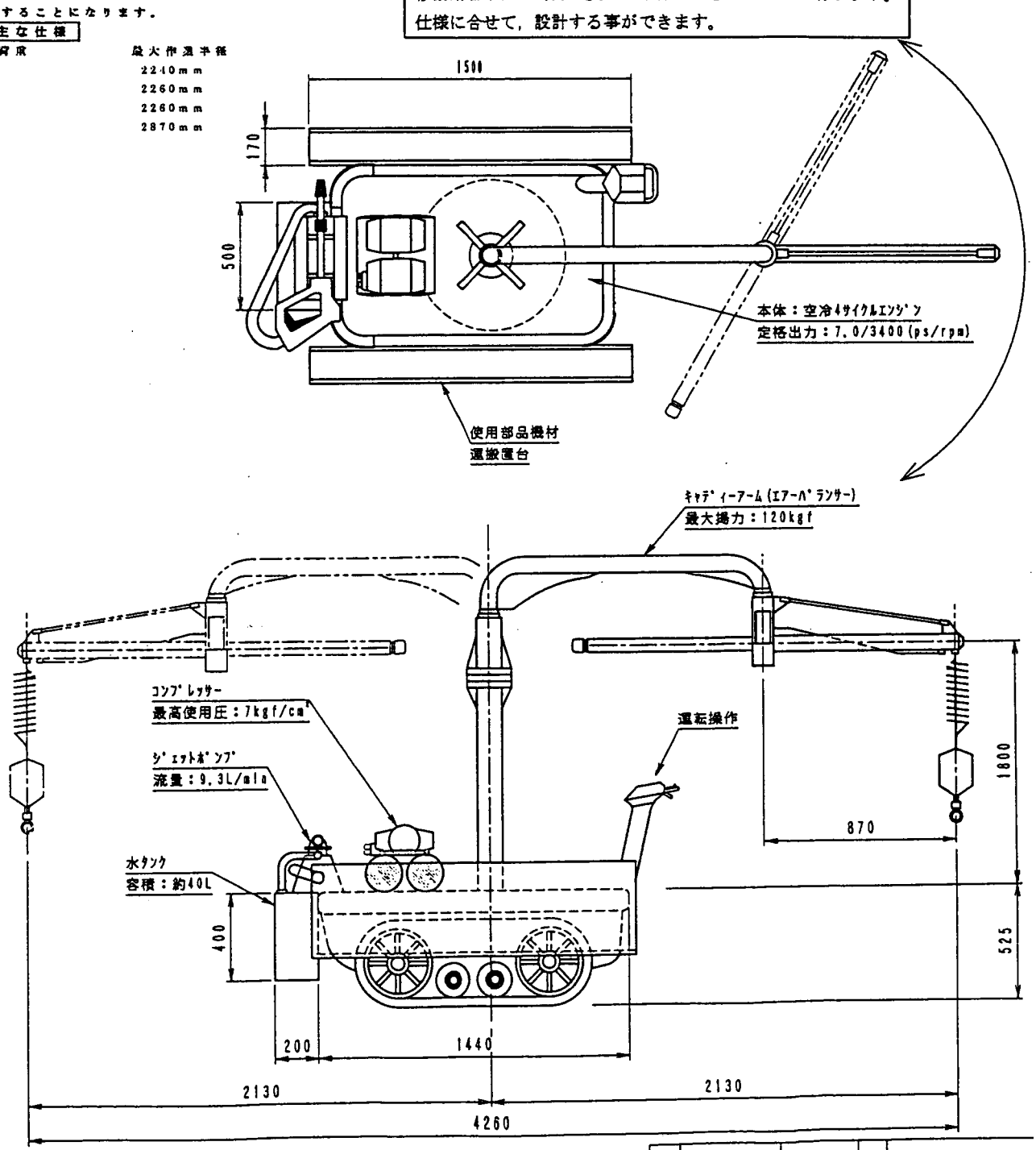
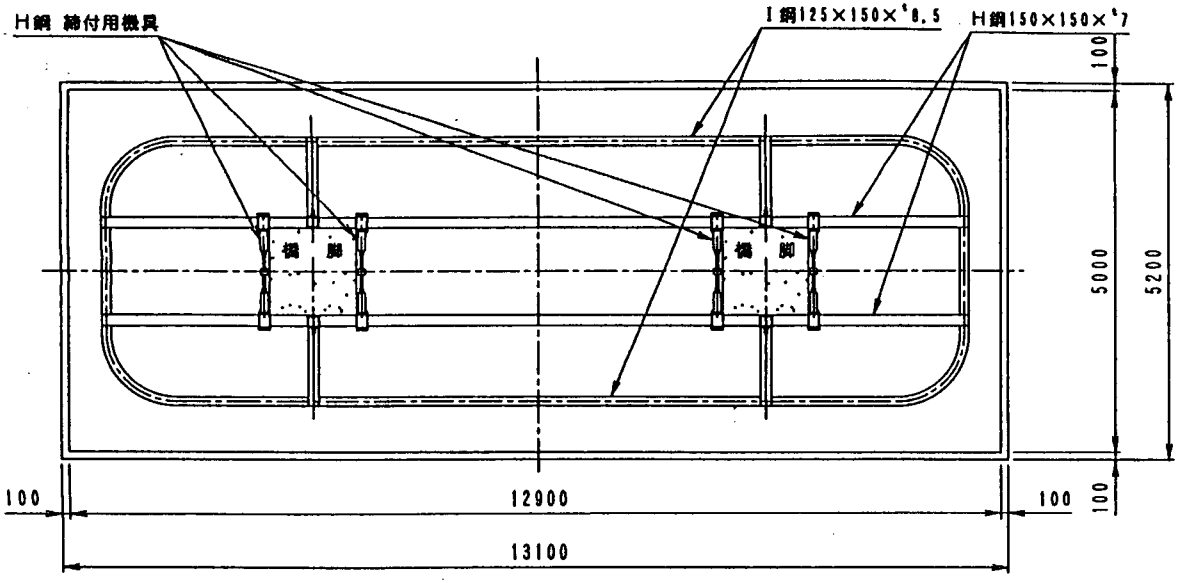


図-6.2.10　ロッドポーター概略図



橋脚寸法 参考箇所：“Ｐ１-Ｐ８橋脚”

クレーンレールの橋脚取付けについて

橋脚はその都度場所によって違って来ると思いますが、その場所に合せて組み込みをするようにします。

出来るだけ簡単に取付けが可能な器具にします。

荷重は仕様に合せて鋼材の大小を変更させて頂きます。

今回、一例として考えてみました。

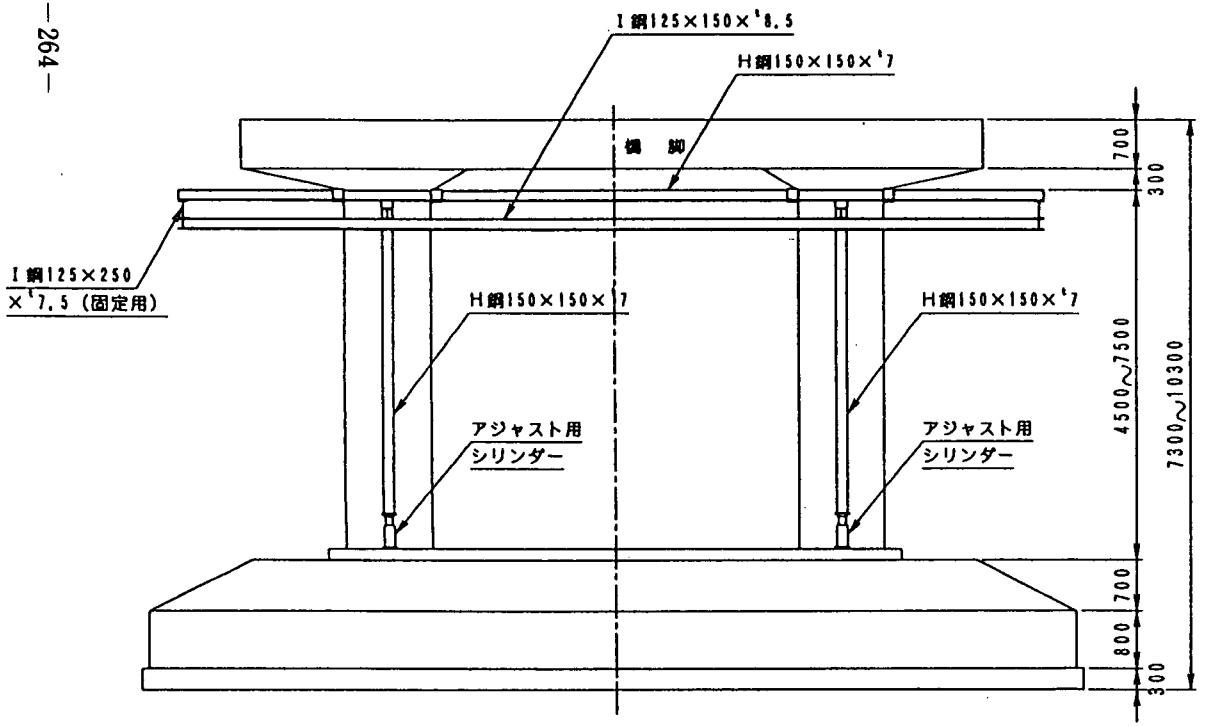
実際には、作業の仕様その他機材が決まった時に完全設計をします。

一つの案として

1. 橋脚の首の所にH型鋼を、『取付け器具』を使って締付け取り付けます。
   (場所によっては取付け器具の数を増やします。)
2. その橋脚の首に取付けたH型鋼に、クレーンレール立てのH型鋼を垂直方向に取付け、下側よりジャッキ等で押上げて緩みの無いようにロックナットで締付けます。
   ※ 垂直方向のH型鋼の数は現場に合せて決めます。
   ※ 今回の材料・寸法等は、あくまでも参考ですので、ご承知ください。

【押上用シリンダー】

約5~10ton位（シリンダー上部には緩み止めのバネ　30mm位？）



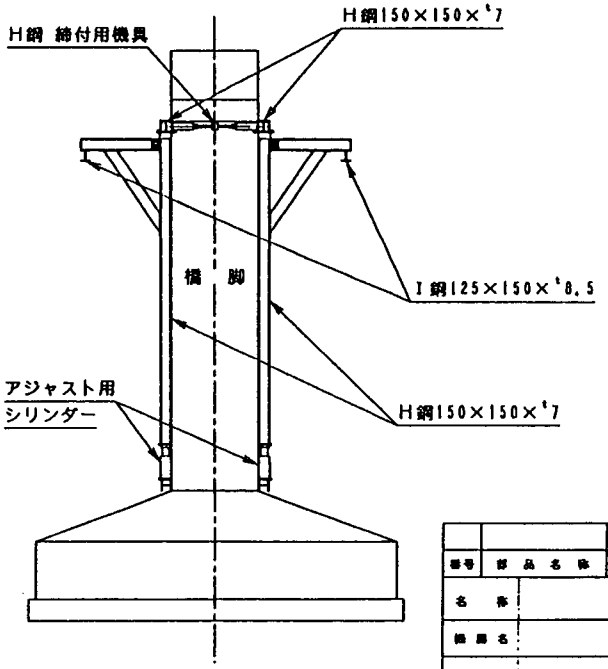


図-6.2.11　クレーンレール

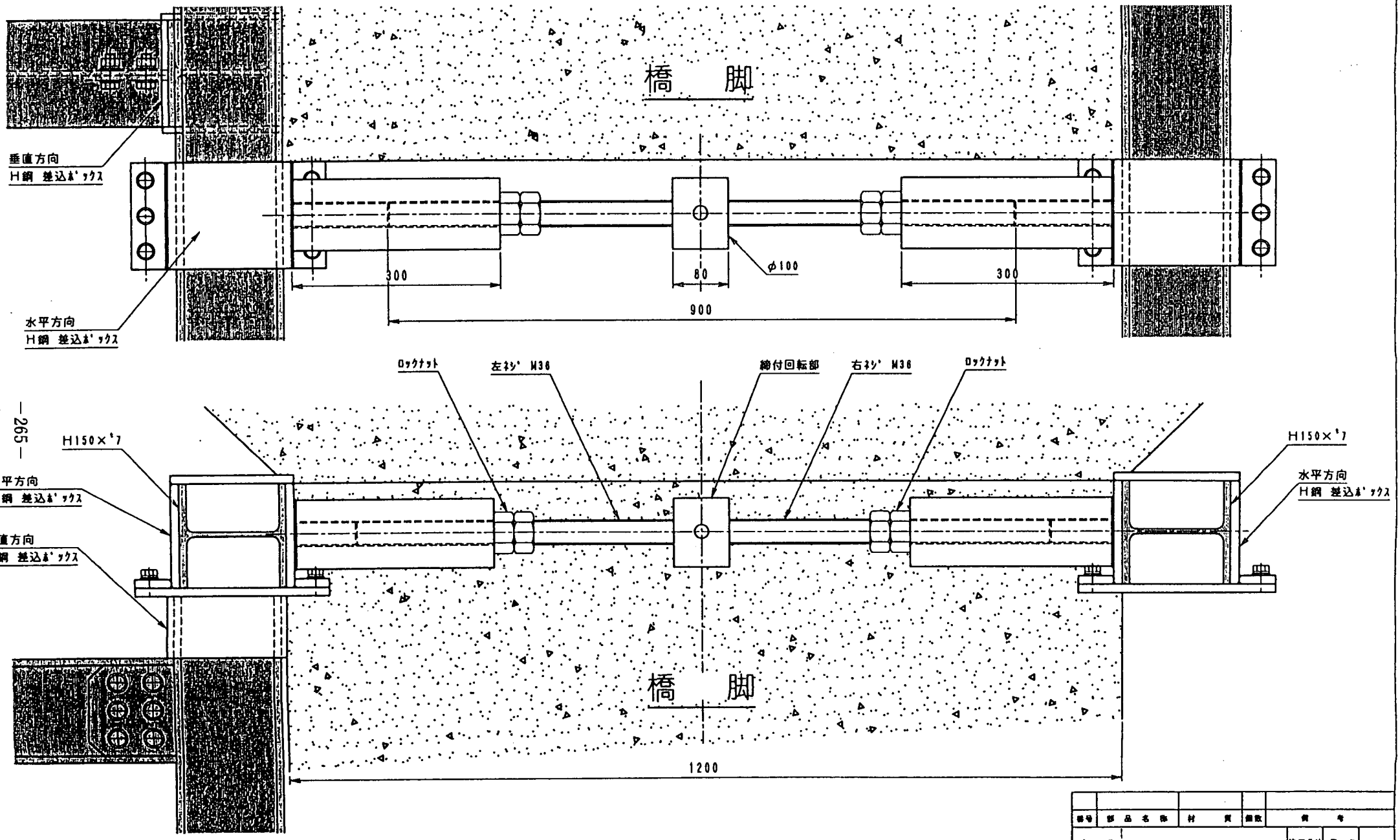
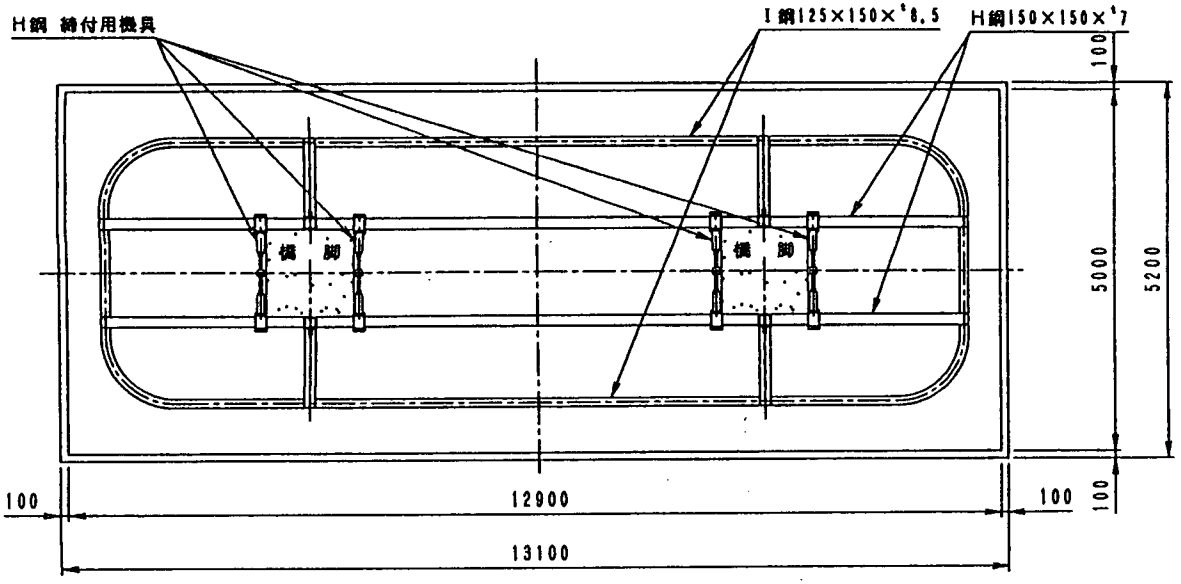


図-6.2.12　クレーンレール取付部

番号	部品名称	材質	個数	備考
名称			第三角法	尺度
機器名	H鋼 締付用機具		設計	検図	承認
図番					

記号	変更事項	年月日	担当

橋脚寸法 参考箇所：“Ｐ１-Ｐ８橋脚”



クレーンレールの橋脚取付けについて

橋脚はその都度場所によって違って来ると思いますが、その場所に合せて組み込みをするようにします。

出来るだけ簡単に取付けが可能な器具にします。

荷重は仕様に合せて鋼材の大小を変更させて頂きます。

今回、一例として考えてみました。

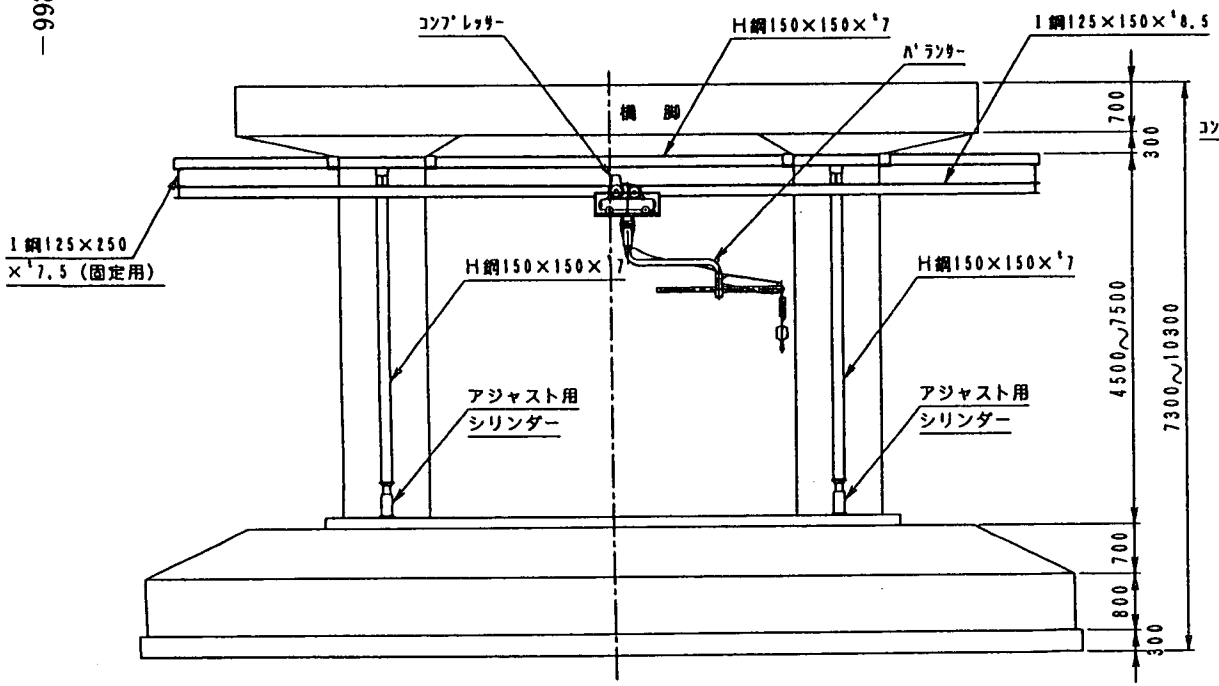
実際には、作業の仕様その他機材が決まった時に完全設計をします。

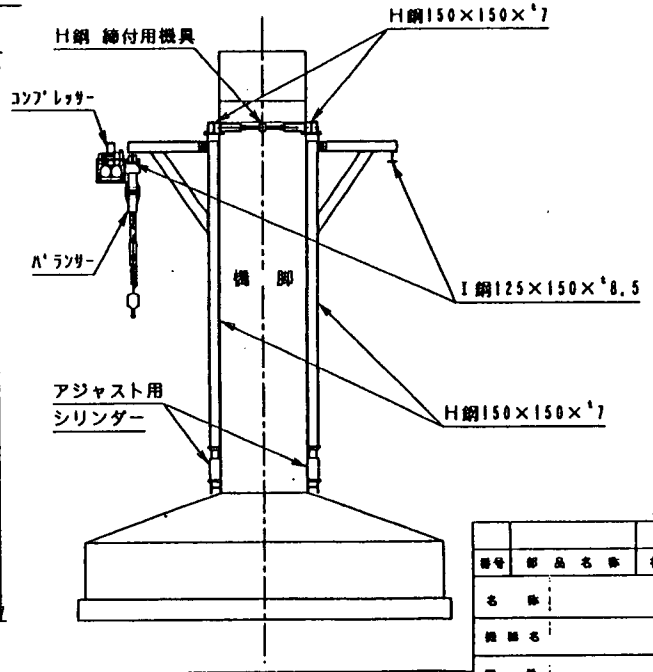
一つの案として

1. 橋脚の首の所にH型鋼を、『取付け器具』を使って締付け取り付けます。
   (場所によっては取付け器具の数を増やします。)
2. その橋脚の首に取付けたH型鋼に、クレーンレール立てのH型鋼を垂直方向に取付け、下側よりジャッキ等で押上げて緩みの無いようにロックナットで締付けます。
   ※ 垂直方向のH型鋼の数は現場に合せて決めます。
   ※ 今回の材料・寸法等は、あくまでも参考ですので、ご承知ください。

【押上用シリンダー】

約5~10ton位（シリンダー上部には緩み止めのバネ　30mm位？）

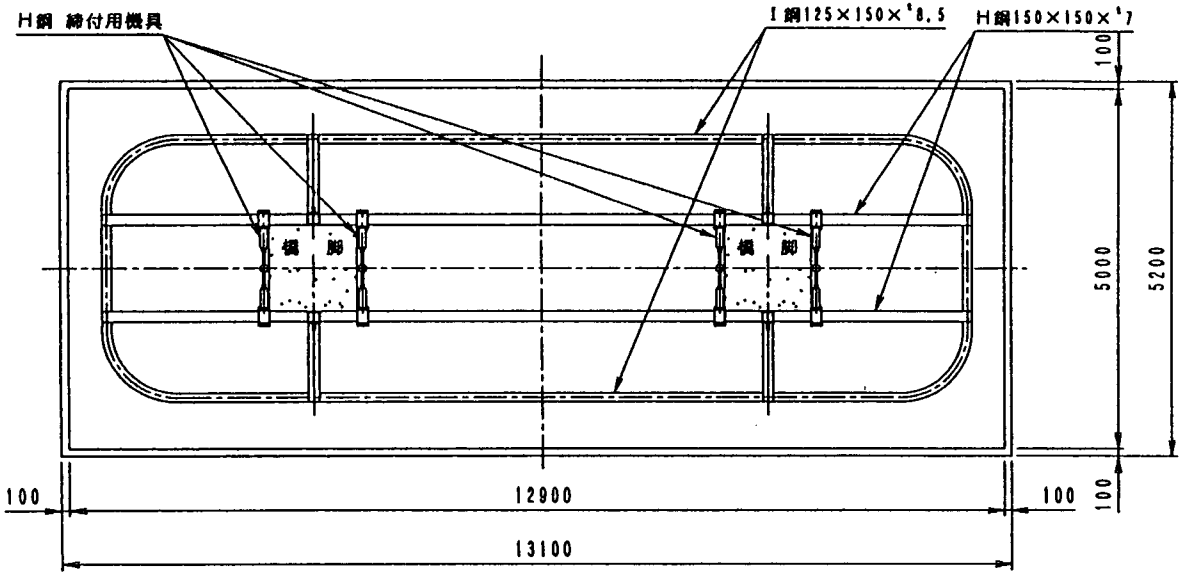




番号	部品名称	材質	個数	備考
名称			第三角法	尺度
機械名			設計	検図 承認
図番				

記号	変更事項	年月日	担当

図-6.2.13　キャディアーム（動力搭載型）



橋脚寸法 参考箇所：“Ｐ１-Ｐ８橋脚”

クレーンレールの橋脚取付けについて

橋脚はその都度場所によって違って来ると思いますが、その場所に合せて組み込みをするようにします。

出来るだけ簡単に取付けが可能な器具にします。

荷重は仕様に合せて鋼材の大小を変更させて頂きます。

今回、一例として考えてみました。

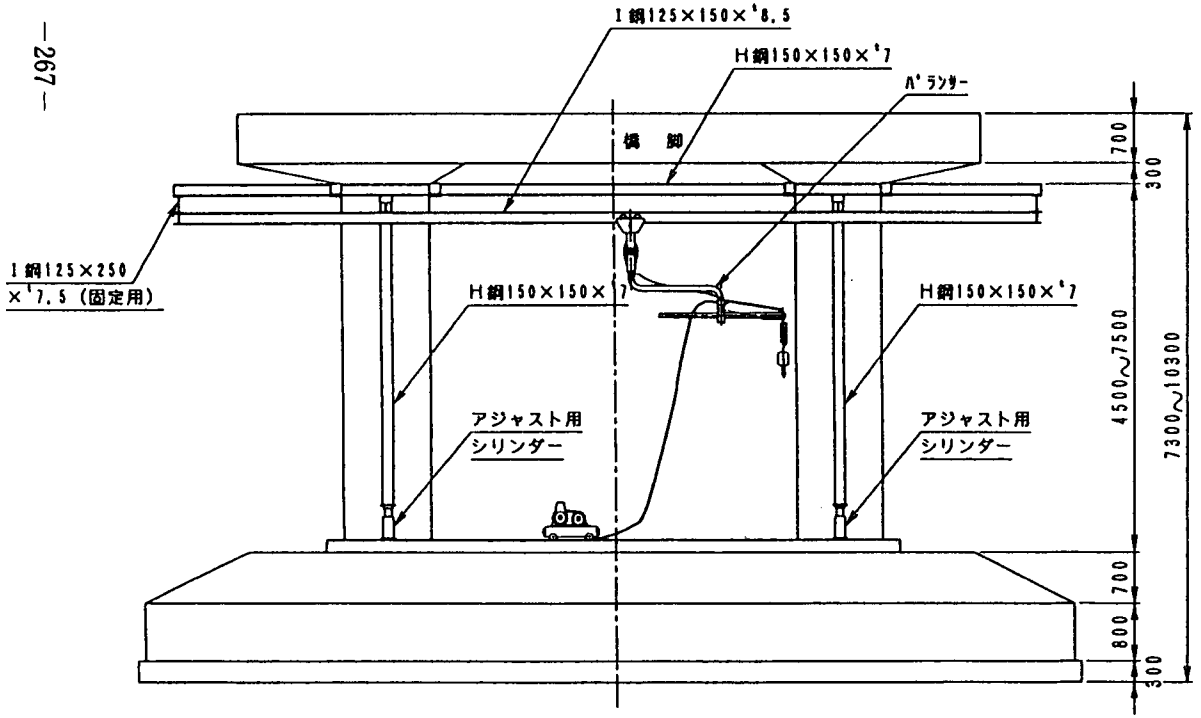
実際には、作業の仕様その他機材が決まった時に完全設計をします。

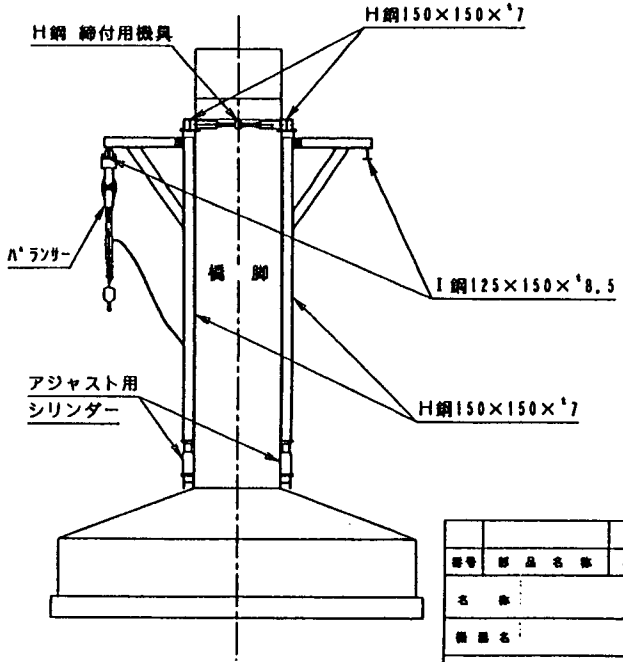
一つの案として

1. 橋脚の首の所にH型鋼を、『取付け器具』を使って締付け取り付けます。
   (場所によっては取付け器具の数を増やします。)
2. その橋脚の首に取付けたH型鋼に、クレーンレール立てのH型鋼を垂直方向に取付け、下側よりジャッキ等で押上げて緩みの無いようにロックナットで締付けます。
   ※ 垂直方向のH型鋼の数は現場に合せて決めます。
   ※ 今回の材料・寸法等は、あくまでも参考ですので、ご承知ください。

【押上用シリンダー】

約5~10ton位（シリンダー上部には緩み止めのバネ　30mm位？）





番号	部品名称	材質	個数	備考
名称			第三角法	尺度
機器名			設計	検図 承認
図番				

記号	変更事項	年月日	担当
⚠			

図-6.2.14　キャディアーム（動力分離型）

6.2.3 施工計画のシュミレーション

収集した既設基礎をサンプルとし、HMP工法による6事例の施工計画のシュミレーションを行った。収集した施工データは**表-6.2.6**に示すとおりであり、◎印の現場をシュミレーション対象とした。

各事例の制約条件を踏まえた施工計画を立案し、その特徴を**表-6.2.7～6.2.12**に示した。HMPの諸元及び地盤条件は統一して**図-6.2.15**とした。

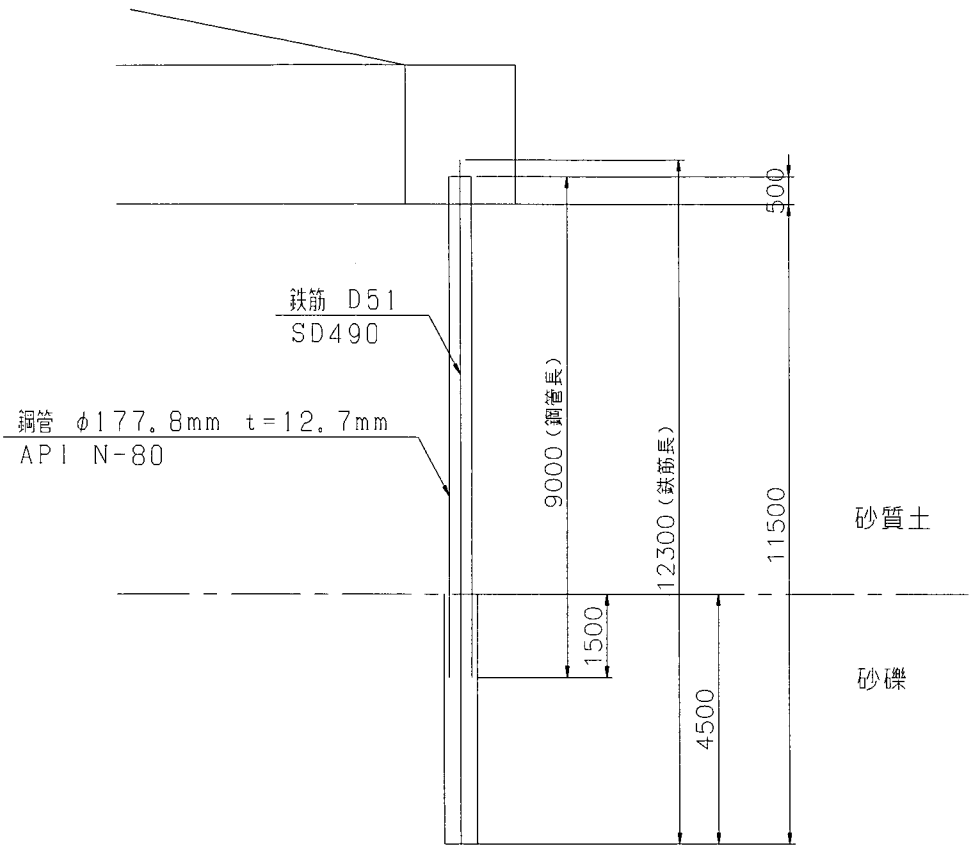


図-6.2.15 HMP構造図

表-6.2.6　施工シュミレーションデータ

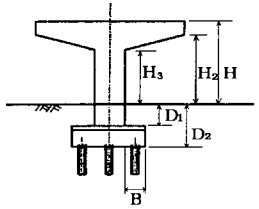
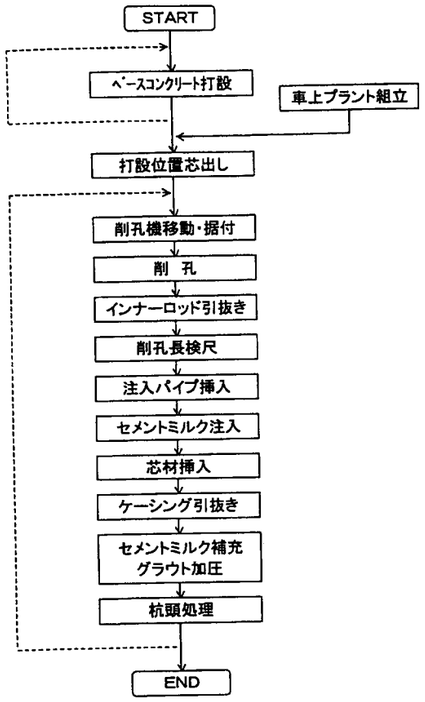
収集会社	桁下用途 街路，駐車場・公園，店舗，その他	橋梁形式 基礎形式	桁下構造の形状（下図）						施工条件の特徴	計画検討	表番号
			H (m)	H_2 (m)	H_3 (m)	B (m)	D_1 (m)	D_2 (m)			
三信建設工業	その他	直接基礎		5.435	4.635		0.3	1.76	施工占有時間に対応した車上プラント	◎	表-6.2.7　事例1
ライト工業	空き地	上部工:PC単純T桁橋 下部工:PC円柱橋脚	5.100	4.400	3.500	1.950	0.700	2.200	汎用削孔機(大型)による床堀盤削孔	◎	表-6.2.8　事例2
	不明	鋼単純合成I桁	16.844	13.949	11.931	5.850 2.350	1.500	4.700			
	空き地	桁式ラーメン2柱橋脚	5.270	4.370	4.120	2.928	2.130	3.630			
	空き地・駐車場	ラーメン橋	不明	不明	3.350	不明	不明	不明			
	空き地	ポストテンション PC単純T桁橋	不明	不明	不明	不明	不明	不明			
	不明	5径間連続PC中空床版橋 (壁式橋脚)	4.728	不明	不明	2.825	0.722	2.522			
日特建設	不明	逆T式橋脚 基礎形式不明	6.52	5.52	4.445	-	2	2			
	一部鉄道オーバーパス	ラーメン式橋脚 基礎形式不明	4.8	4.1	3.8	0.723	1.5	3.3	鉄道近接に対応した仮設備配置	◎	表-6.2.9　事例3
日本基礎技術	某公道	杭基礎	6.56	6.06	5.36	1	1.3	2.3	ミニクローラレーンによる施工支援	◎	表-6.2.10　事例4
極東工業	空き地	PCT桁　RC杭	6200～7050	5200～6050	4700～3950	2400	1050～2950	2550～3450			
	駐輪場	PCT桁　場所打杭	2500～6330	1500～5330	500～4330	1750	817～469	2517～2169	床堀盤削孔	◎	表-6.2.11　事例5
	駐車場	PCT桁　鋼管杭	3200～7300	2300～6400	900～5000	1500	5100～2620	6700～4120			
	空き地	PCT桁　場所打杭	8730～9300	7720～8300	6330～6570	1200	1500	2500			
ヒロセ	街路	杭基礎	8.435	6.635	5.038	3.00 4.876	2.50	5	道路1車線占有に対応したプラント配置	◎	表-6.2.12　事例6
	河川	杭基礎	(12.42)	—	—	4.50	(3.50)	(4.50)			
	地下鉄地上部	杭基礎	8.395	7.395	4.997	5.70	2.08	4.58			
											

表-6.2.7　事例１

施工フローチャート



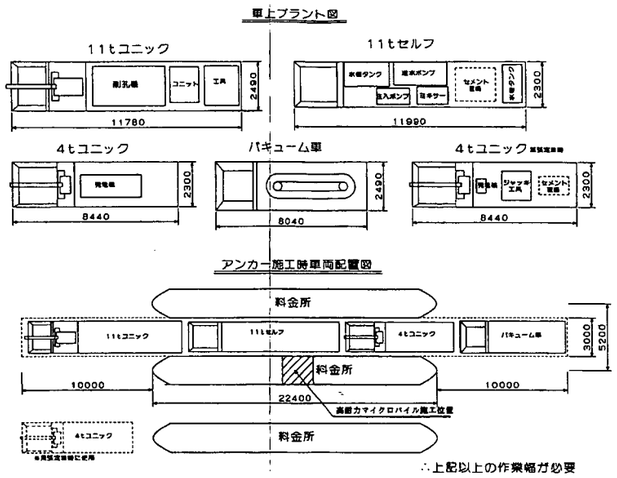
使用機械

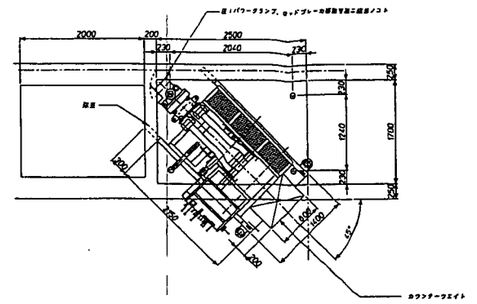
名称	規格	重量	電力
削孔機	ﾛｰﾀﾘｰﾊﾟｰｶｯｼｮﾝｽｷｯﾄﾞ式(改造)	4000kg	55kw
グラウトミキサー	MVM-10B　350L×２　175rpm	410kg	3.7kw
グラウトポンプ	40～105L/min　30～70 kg/cm²	280kg	7.5kw
コンプレッサー	20PS	450kg	
発電機	125KVA	2500kg	
水中ポンプ	口径 40m/m		2.2kw
サンドポンプ	口径 80m/m		3.7kw
水槽	5.0 m³		
送水ポンプ	55～190L/min　22～70 kg/cm²	500kg	11kw
沈殿槽	2.0 m³		
トラック	11t		
トラック	4t		
バキューム車	9 m³		

留意事項

・プラントは車上プラントにより占有時間外は撤去する。

施　工　図





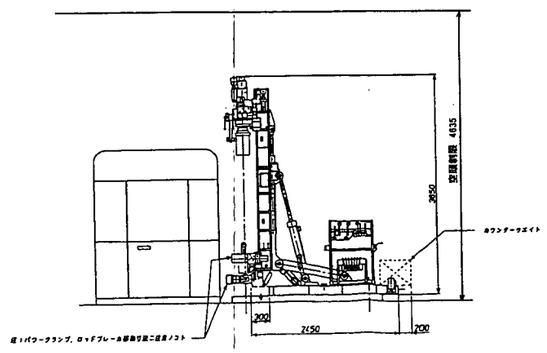
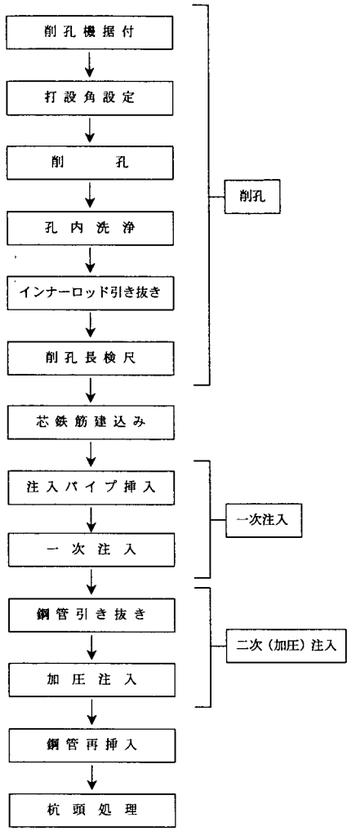
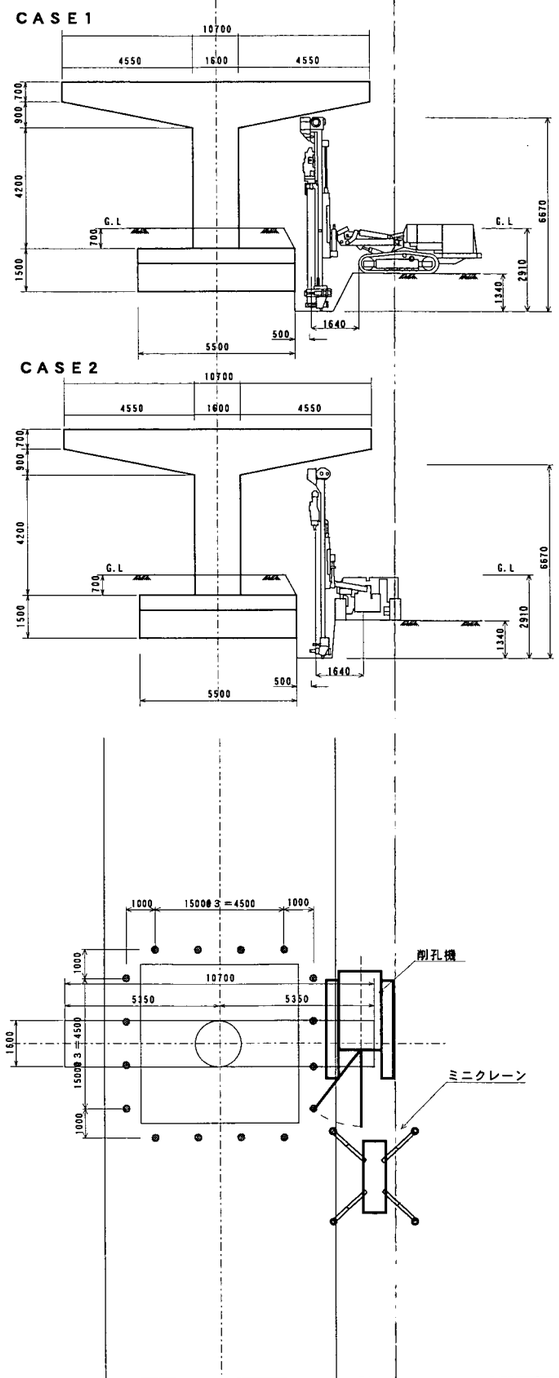


表-6.2.8　事例２

施工フローチャート



施　工　図



使用機械

名　　称	形　　式	単位	数 量	摘　　要
コンプレッサー	15m³／min	台	1	
発 電 機	20KVA	〃	1	注入プラント用
削 孔 機	クローラータイプ	〃	1	MCD-10
ミニクレーン	TC-204	〃	1	
グラウトミキサー	MVM－10	〃	1	
グラウトポンプ	MG－5H	〃	1	
水中ポンプ	1インチ1/2	〃	1	
水　　槽	2　m³	個	1	

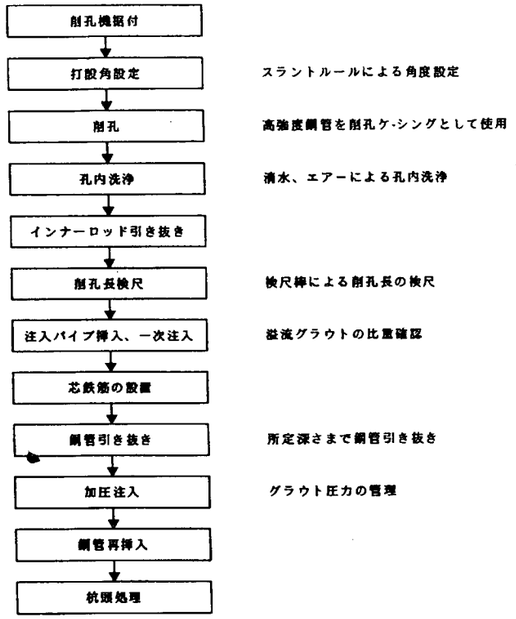
留意事項

・削孔機は、アンカー工事で使用頻度が比較的多い三菱重工（株）製の MCD-10 で計画した(ガイドセル長Ｌ＝6,670mm)。従って、削孔に先立ち、土工(削孔基面を下げる)が発生する。
・削孔機の配置は、占有限界により２ケースとする。

表-6.2.9　事例３

施工フローチャート

このフローの削孔機据え付けと打設角度設定の間に排泥水処理のガイド管設置作業を追加する。



使用機械

作業区分	名称	仕様	数量	備考
削孔	削孔機	110PS	1台	ロータリーパーカッションドリル2重管方式
	送水ポンプ	15～18kw	1台	吐出量300l/min
	水槽	5m^3	1台	清水用
	水槽	20m^3	1台	泥水用
	サンドポンプ	3.7～5.5kw	1台	250l
注入	グラウトミキサー	7.5kw	1台	
	グラウトポンプ	7.5kw	1台	吐出量150l/min
	流量計		1台	上記対応型
載荷試験	油圧ジャッキ		1台	
	電動油圧ポンプ		1台	
共通機材	コンプレッサー		1台	
	ゼネレーター	125kVA	1台	
	クレーン	2t吊り	1台	キャリアクレーン

留意事項

・鉄道を交差する橋梁の周囲にＨＭＰを打設し、橋梁基礎の補強を行う。
・工事は、鉄道を境に上り側、下り側の２つに分けて行う。
・注入材を作成するプラントは、鉄道を境に上り側、下り側の２つに分けるため、線路よりに設置し、設置した反対側の（線路の対岸）を打設するときは、グラウトホース類を橋梁を介して配置する。

施　工　図

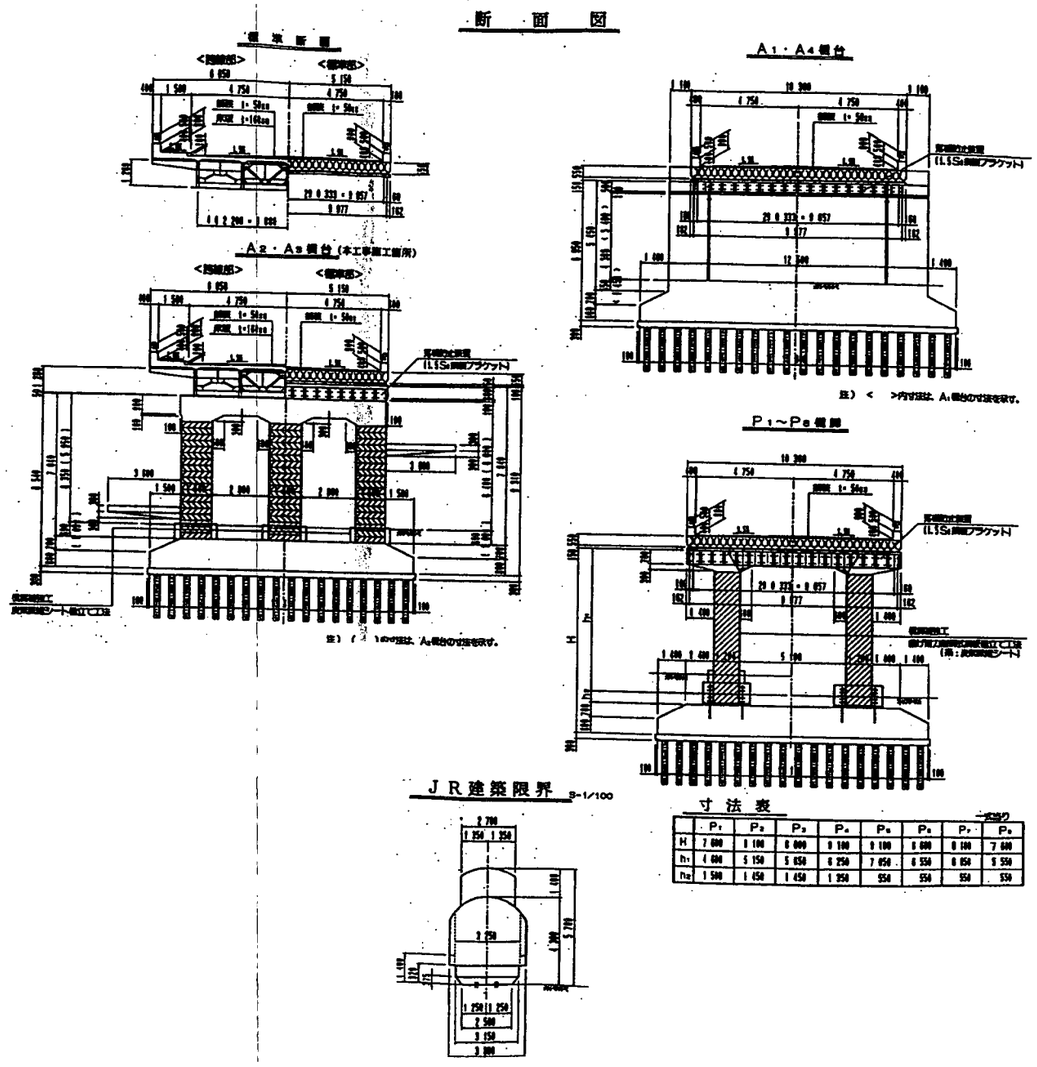
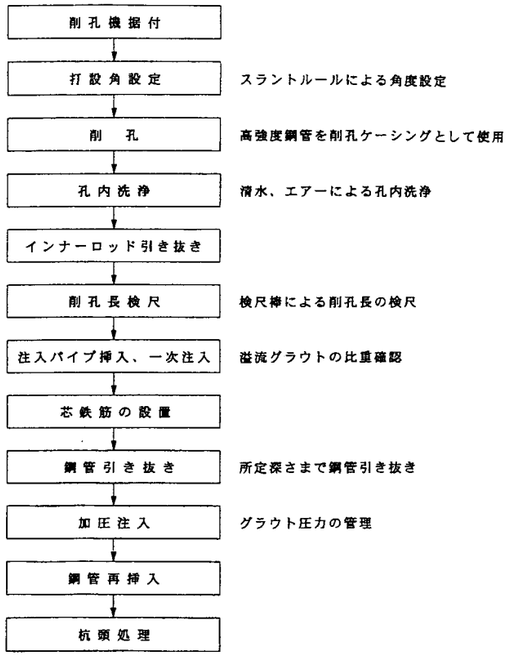


表-6.2.10　事例４

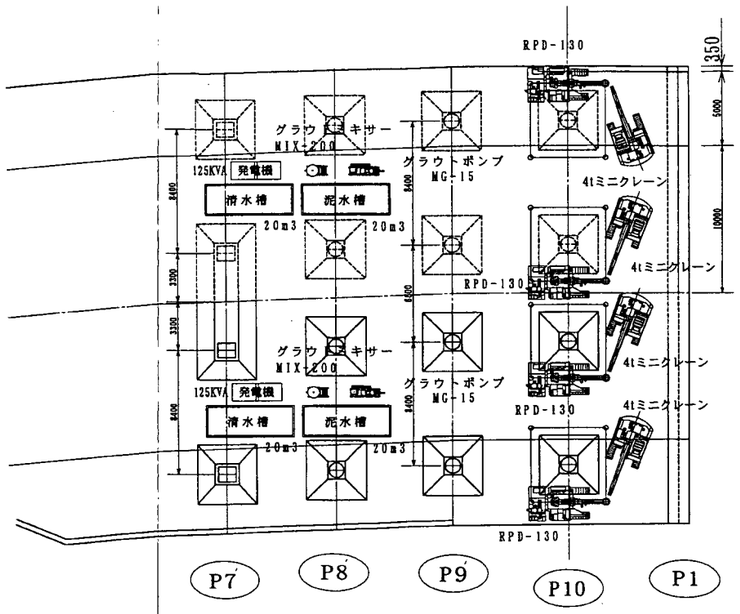
施工フローチャート



使用機械

作業区分	名　称	仕　様	数量	備　考
削孔	掘削機	ＲＰＤ－１３０	1台	ロータリーパーカッション２重管方式
	送水ポンプ	15～18KW	1台	
	水槽	20m³	2台	清水用、泥水用
	サンドポンプ	3.7～5.5KW	1台	
注入	グラウトミキサー	ＭＧ－１５	1台	
	グラウトポンプ	ＭＩＸ－２００	1台	
	水量計		1台	
	流量計		1台	
共通	クロラークレーン	4tミニクレーン	1台	
	ゼネレーター	125KVA	1台	
載荷試験	油圧ジャッキ		1セット	
	電動油圧ポンプ			
資材	鋼管	φ177.8×1.5m t=12.7mm	96本	API規格 5CT N-80
	異形棒鋼	SD490, D51, L=12.3m	16本	

施　工　図



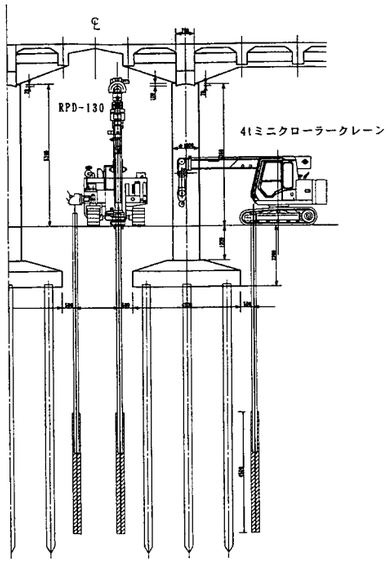
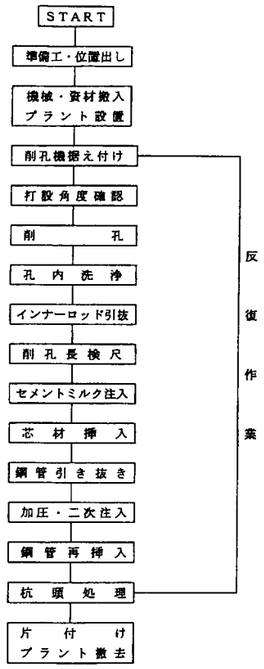


表-6.2.11　事例５

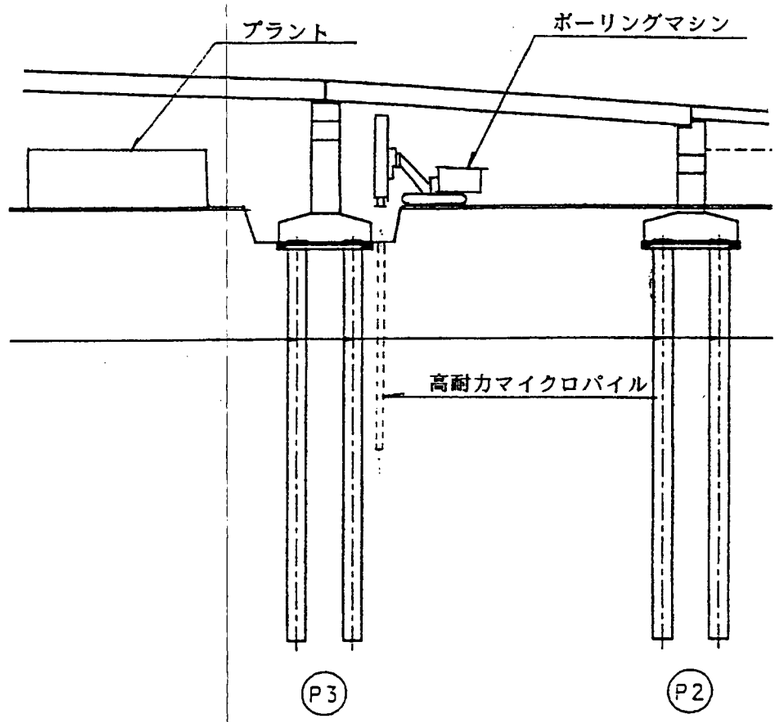
施工フローチャート



使用機械

機械名称	性能	規格・出力	単位	数量	使用工種	備考
ボーリングマシン	420~840kg-m	119 ps	台	1	マイクロパイル工	
グラウトミキサー	250 ℓ	5.5 kw	〃	1	〃	
グラウトポンプ	5.5~6.0 m3/h	5.5 kw	〃	1	〃	
コンプレッサー	2 m3/分	20 ps	〃	1	〃	
発電機	125 KVA	80 kw	〃	1	〃	
発電機	45 KVA	29.6 kw	〃	1	〃	
水中ポンプ	0.5 m3/分	3.7 kw	〃	3	〃	
サンドポンプ	0.5 m3/分	3.0 kw	〃	3	〃	
送水ポンプ	217 ℓ/分	15 kw	〃	1	〃	
清水タンク		5~10 m³	〃	1	〃	
泥水タンク		5~10 m³	〃	2	〃	
バキューム車		4 t車	〃	1	〃	

施　工　図



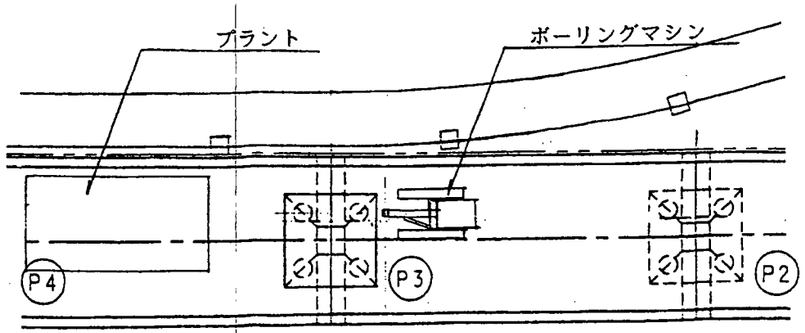
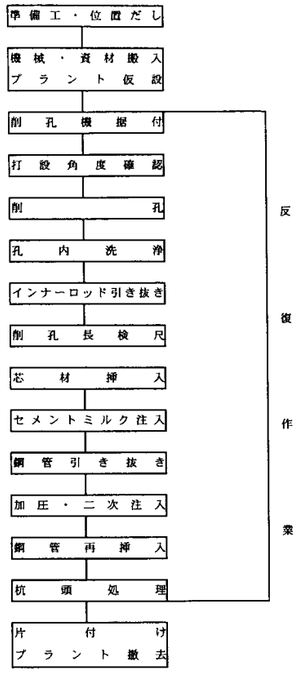


表-6.2.12　事例６

施工フローチャート



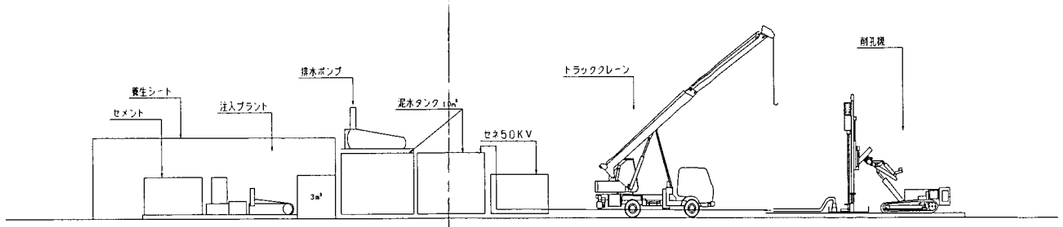
使用機械

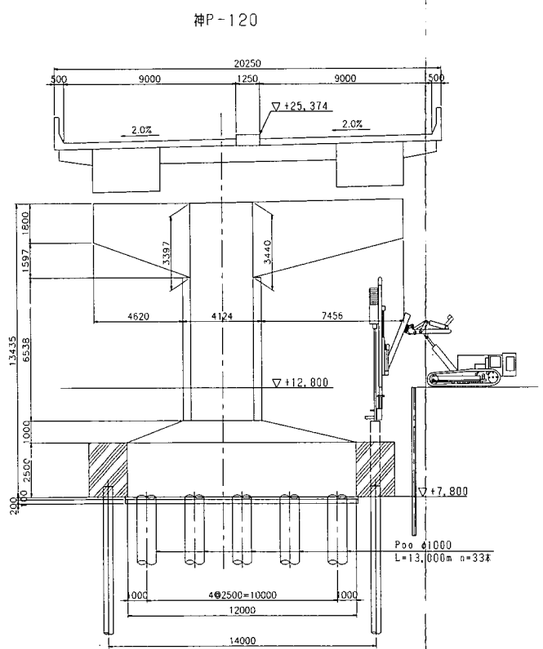
機械名称	性能	規格・出力	単位	数量	使用工種	備考
ボーリングマシン	420～840kg-m	119ps	台	1	マイクロパイルエ	
グラウトミキサー	２５０ℓ	５．５ｋｗ	台	1	マイクロパイルエ	
グラウトポンプ	5.5～6.0 m3／h	５．５ｋｗ	台	1	マイクロパイルエ	
コンプレッサー	2m3／分	２０ｐｓ	台	1	マイクロパイルエ	
発電機	１２５ＫＶＡ	８０ｋｗ	台	1	マイクロパイルエ	
発電機	４５ＫＶＡ	29.6kw	台	1	マイクロパイルエ	
水中ポンプ	0.5m3/分	３．７ＫＷ	台	3	マイクロパイルエ	
サンドポンプ	0.5m3/分	３．０ＫＷ	台	3	マイクロパイルエ	
送水ポンプ	217L/分	１５ＫＷ	台	1	マイクロパイルエ	
清水タンク		５～１０ｍ３	台	1	マイクロパイルエ	
泥水タンク		５～１０ｍ３	台	2	マイクロパイルエ	
バキューム車		４ｔ車	台	1	マイクロパイルエ	

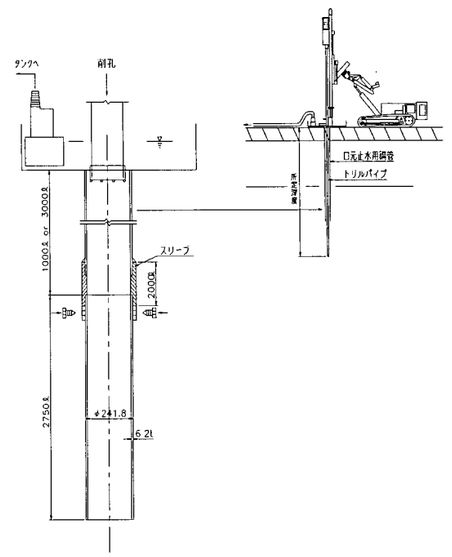
留意事項

・プラントは１車を占有する配置とする。
・低騒音形型の機械を使用し、作業時間を決めて近隣周辺の騒音防止に努める。
・工事における削孔泥排水は、河川内に流出しないよう施工箇所内にポンプを設け処理を行い、削孔水は沈殿槽を設置し上水だけを流下させ、沈殿槽内にたまった汚泥は廃棄物として処理を行う。

施　工　図







6.3 施工管理法

6.3.1 施工管理の現状

（1）施工管理の目的

事前に作成した施工計画書に基づき、必要な項目（施工管理、品質管理、工程管理、安全管理等）について適切な管理を行うことにより、所定の品質を確保する。

（2）施工管理項目

a）施工管理：高耐力マイクロパイル工法の施工管理として、以下の事項が考えられる。

表-6.3.1　ＨＭＰ工法の施工管理項目

工　種	管理時期	管理項目	管理内容	測定頻度	管理方法
削　孔	削孔機据え付け時	削孔位置	削孔位置	全　数	スケール
		削孔角度	削孔角度	全　数	スラントルール
	削孔中	削孔状況	削孔速度、推力、回転トルク等	全　数	管理計器
			スライムのサンプリング被圧水の有無	全　数	目　視
	削孔完了時	削孔深度	削孔長	全　数	検尺テープ
		リターン水の清浄度	残留スライム量	全　数	目　視
グラウト注入	注入中	注入圧力		全　数	管理計器
		注入量		全　数	流量計
		加圧力		全　数	管理計器
補強材の設置	挿入時	挿入状況	カップラー締付	全　数	トルクレンチ等
			頭部位置	全　数	スケール
杭頭設置	設置完了時	取付け状況	杭頭鋼管の取付け	全　数	目　視

b）品質管理：高耐力マイクロパイル工法の品質管理として、以下の事項が必要である。

表-6.3.2　ＨＭＰの品質管理項目

工　種	管理時期	管理項目	管理内容	測定頻度	管理方法
グラウト練混ぜ	練混完了時	グラウトの品質	材料の計量	1回/バッチ	秤、水量計
			コンシステンシー（フロー値）	2回/日	Ｐロートストップウォッチ
			練り混ぜ温度	〃	棒状温度計
			塩化物含有量	1回/10m3	カンタブ
			圧縮強度	〃	圧縮試験
			比　重	〃	マッドバランス
グラウト注入	グラウト溢流時	グラウトの品質	比　重	〃	〃
補強材の設置	設置前	補強材の品質	補強材の品質	全　数	品質検査証明
			補強材の形状寸法	全　数	スケール

c）工程管理

工事内容に応じた方式（バーチャート方式等）による工程表によって管理する。工事期間に応じ、定期的に工事の進捗状況を管理する。

工程に遅れが生じた場合には、速やかにフォローアップを行う。また、工程計画には、不測の事態の発生、施工ヤードの状況および施工箇所の土質等も考慮し余裕を持ったものとする。

d）安全管理

高耐力マイクロパイル工法は、施工範囲の狭い、空頭の低い箇所での作業が多くなるものと思われるため、綿密な安全計画を立てることが必要である。

安全管理の対象は、工事従事者のみならず、第三者も含めたものとする。

（3）施工管理の現状

施工管理項目で挙げた事項は、高耐力マイクロパイル工法を管理する上において、欠かすことのできないものである。

管理手法をさらに検討、開発することにより、施工速度を下げること無く品質を維持向上させる必要があると考える。

6.3.2 施工管理法の方向性

HMP工法による既設基礎の耐震補強は、小口径の場所打杭であることと施工制約条件が多いことにより、杭耐力に対する施工依存度が高いといえる。このため、施工管理が補強効果や経済性確保に与える影響が大きい。効果的な管理のあり方について考察する。杭の支持力特性に与える施工要素は、以下のとおりである。

1）杭長の確保
- 施工時における所定の定着層の確認
- 定着層への杭施工

2）杭径・杭材質の確保
- 削孔時における孔壁の安定（非鋼管部）
- 加圧注入

3）杭打設方向の確保
- 削孔掘進精度
- 抜管時の反力機構

これらの施工工程の確認を目的に前項に記述した施工管理を実施しているが、完成した杭体が要求された性能を有していることの確認には、杭の載荷試験を実施する必要がある。しかし、杭載荷試験には反力装置を含め多大な費用を要し、従来の杭工法と比較して杭本数が多くなることにより実施本数にも限界がある。完成杭体の耐力確認の簡易な計測方法として、打撃による伝播波の反射により非破壊で杭の健全性を評価するインティグリティ試験や燃焼ガス圧力による静的と動的の中間的な載荷法で反力装置を軽微化した簡易載荷試験である急速載荷試験（スタナミック）が上げられる。HMPへの適用にあたり、

1）インティグリティ試験
- 杭性状が鋼管部と非鋼管部で異なる。（断面の変化、材質の変化）
- カップリング継手の連結部により断面が変化する。

2）スタナミック試験
- マイクロパイルに適した載荷能力の小型スタナミック装置を要する。
- 杭間隔が小さいため載荷装置の配置の制約を受ける。

という課題を有するが、有効な管理法であると考える。

7. 新工法の現状および課題と研究計画

7.1 高耐力マイクロパイル工法

7.1.1 これまでの研究成果

これまで、高耐力マイクロパイル工法に研究開発について、種々の報告がなされており、近年の主な研究成果としては、試験杭による鉛直載荷試験、鉛直交番載荷試験、水平交番載荷試験、杭の主材となるグラウトを充填した鋼管の曲げ試験等がある。これらの報告の詳細については、参考文献を参照されたい。

なお、以下では、平成 11 年度の成果について、その一部を報告する。

（1）高耐力マイクロパイルによる基礎の耐震補強事例

島根県の国道 9 号に架かる橋脚基礎の耐震補強工事に、高耐力マイクロパイル（以下、HMP と略）が採用された。現場は島根県簸川郡湖陵町で、同町の神西湖から日本海側へ流れる差海川に架る差海大橋の耐震補強工事である。図-7.1.1 に現場位置図を、図-7.1.2 に側面図を示す。

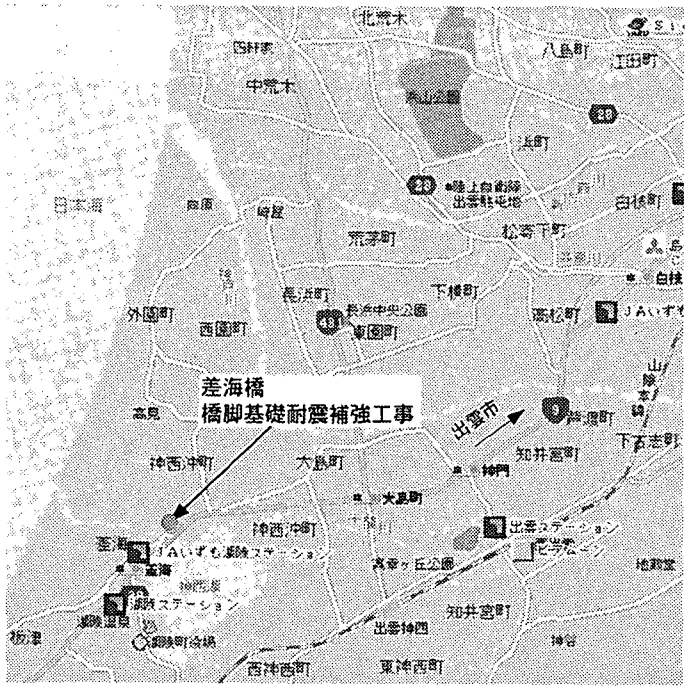


図-7.1.1 現場位置概略図

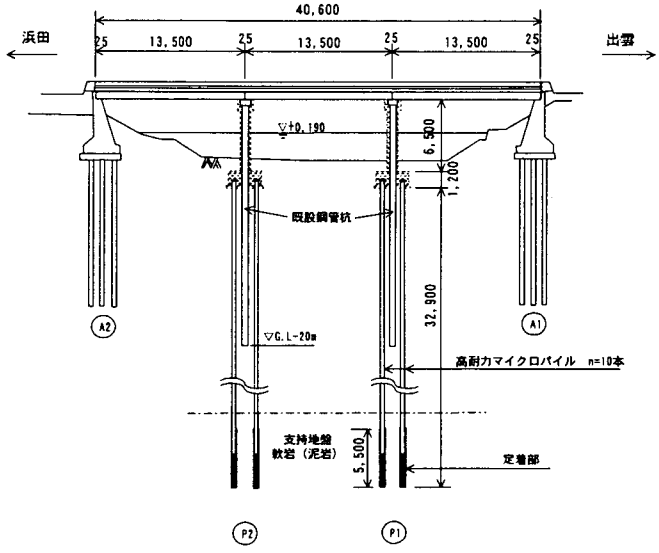


図-7.1.2 側面図

a) 現場概要

差海橋は、有効幅員 8.0m、橋長 40.6m、支間長 3@13.5m で昭和 39 年に竣工された橋である。橋脚はパイルベント方式で、φ400mm の鋼管杭が 9 本用いられており、今回の補強工事では、出雲側の P1 橋脚において実施した。

現場の地盤は、G.L-20m 近くまでは、N 値は 20～30 程度の細砂層が存在するが、G.L-20m 以深では N 値 8 程度の粘土層が約 10m 続いている。G.L-30m 以深では、N 値 50 以上の泥岩層が確認された。ボーリング調査の結果から、HMP の定着層は、確実な支持力が期待できる泥岩層とした（図-7.1.3 参照）。

表-7.1.1 材料の仕様

鋼 管	高強度鋼管（油井管API規格5CT N-80）
	外径177.8mm 肉厚12.7mm
	両端ネジ加工 標準部材長さ1.5m
	カップリング継手 外径194.5mm
芯鉄筋	ねじ節異形棒鋼 SD490 D51
	カップラー継手
グラウト	セメントミルク W/C=50%
	設計基準強度 30N/mm^2

b)補強本数の考え方

補強後の杭に作用する荷重については、下記に示す仮定の基に、補強杭の本数等を検討する。

① 常時の上部の死荷重は、既設鋼管杭で負担する。

② その他の荷重（フーチング、橋脚等の増加分）についてはHMPで負担する。

③ 地震時は、既設鋼管杭とHMPの両方で負担する。

検討の結果、P1 橋脚の補強には、杭長 L=33.5m（削孔長 L=36.6m）の HMP を 10 本用いることとした。工事に用いたHMPの仕様を**表-7.1.1**に示す。

c)施工機械

施工現場は、空頭高さが4.0mと低く、施工場所も狭いので、施工機械にはクローラータイプのボーリングマシンを使用した。

削孔は、定着層が軟岩（泥岩）であることにより二重管ロータリーパーカッション方式を採用した（**写真-7.1.1** 参照）。

d)まとめ

別途行われた載荷試験により、本現場におけるHMPの極限支持力は、1650kN/本が確認されている。

本工事の実績により、空頭高さが4.0mで、最短施工幅が2.5m、といった狭隘な施工現場においても、HMP の施工が可能であることが確認され、HMP工法が厳しい施工条件下においても、適用可能であることが実証された。

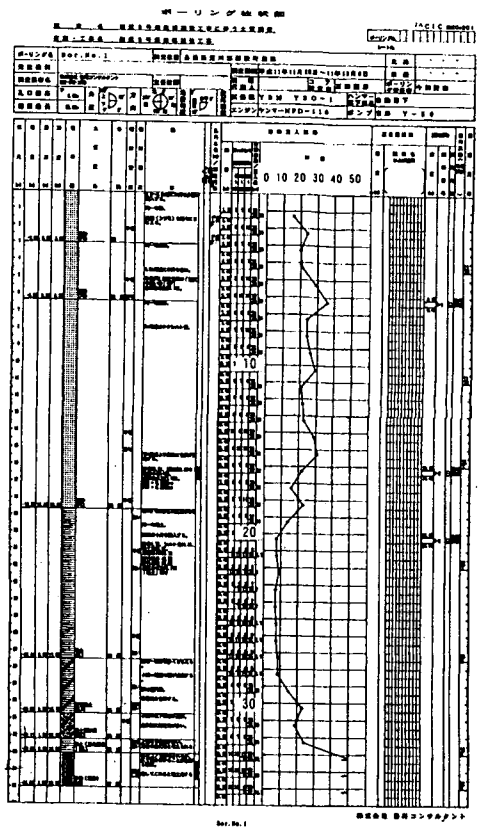


図-7.1.3 土質柱状図

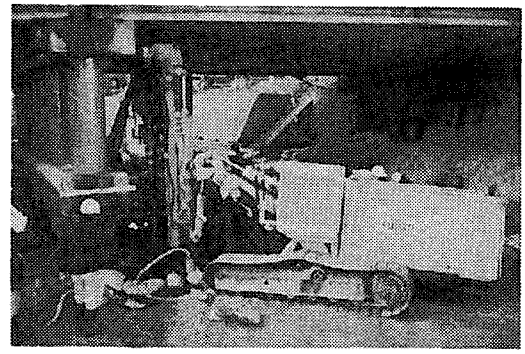


写真-7.1.1 施工状況

（2）グラウトを充填した油井用鋼管の曲げ試験結果

鋼管により補強されたマイクロパイルの曲げ特性の把握と、解析や設計に用いるデータを得ることを目的として、グラウトを充填した油井用鋼管の曲げ試験を行ったので、その一部を報告する。

a)試験方法

試験は、片持梁タイプ試験体（**図-7.1.2**）を用いた交番載荷試験（シリーズⅠ）と、単純梁タイプ試験体を用いた曲げ試験（シリーズⅡ）を実施する。試験体の材料は、補強材として鋼管（φ178mm、t＝12.6mm）および鉄筋（D51）と充填グラウトから構成されている。試験に供した試験体を**表-7.1.2**に示す。

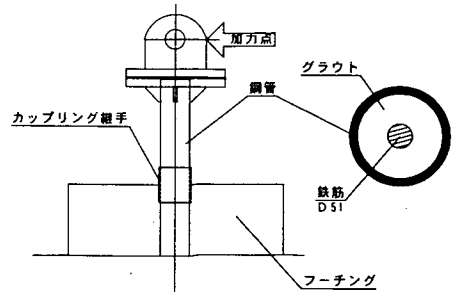


図-7.1.4 片持梁タイプ試験体

シリーズⅠは、軸力を受けた杭の曲げ特性に着目し、カップリング継手のない試験体（標準試験体）とカップリング継手を有する試験体の2種類について交番載荷試験を行った。荷重の載荷は、まず所定の鉛直荷重を載荷した後、水平交番荷重を次の条件で載荷する。鉛直荷重は、500ｋNと1000ｋNの2ケース、水平荷重は、1δを20mmとし、その整数倍（2δ、3δ、・・）の変位を与える毎に正負を3回づつ繰り返す交番載荷とした。

シリーズⅡは、カップリング継手部の曲げ特性に着目し、標準試験体とカップリング継手を有する試験体の2種類について単純曲げ試験（**図-7.1.5**）を行った。載荷方法は、鋼管やカップラーに一様な曲げモーメントが作用するように2点載荷としている。

b)シリーズⅠの試験結果

交番載荷試験における試験体の最大水平荷重と最大水平変位を**表-7.1.3**に、荷重－水平変位（P－δ）包絡線を**図-7.1.6**に示す。この結果、鉛直荷重Ｖ＝1000ｋNのケースはＶ＝500ｋNのケースと比べ、鋼管降伏後に水平載荷荷重が大きく低下している。これは鉛直荷重と鋼管水平変位によって生じる偏心モーメントの影響と考えられる。また、試験体の破壊形態は、標準試験体がフーチング天端で鋼管が破断、カップリング継手を有する試験体がカップラーと鋼管の継ぎ目部で鋼管が破断した。カップラー本体のひずみは、引張側で3000μ、圧縮側で6000μ程度であり、鋼管の降伏ひずみ3500μと大きな差異はない。そして、水平荷重載荷による鋼管の最終ひずみ（20000μ以上）と比較し、きわめて小さい値であるといえる。これらの結果から、カップラー継手部は標準部よりも剛性が大きいと評価できる。またM-φ関係は、**図-7.1.7**、**図-7.1.8**に示すように鉛直荷重増大による影響やカップリング継手による差異はほとんどみられなかった。

荷重とひずみの関係は、**図-7.1.9**に示すように、各材料の維ひずみが中立軸からの距離と比例関係にある。また、鉛直荷重が載荷されていることから、鋼管降伏後のひずみは圧縮側に卓越した値となっている。

c)シリーズⅡの試験結果

単純曲げ試験における荷重－変位関係は、試験体⑤、⑥共、**図-7.1.10**に示す通り降伏後も載荷荷重の低下はみられなかっ

表-7.1.2　試験体

シリーズ	試験体	鉛直荷重(KN)	ｶｯﾌﾟﾘﾝｸﾞの有無
Ⅰ	①	500	－
	②	500	○
	③	1,000	－
	④	1,000	○
Ⅱ	⑤	－	－
	⑥	－	○

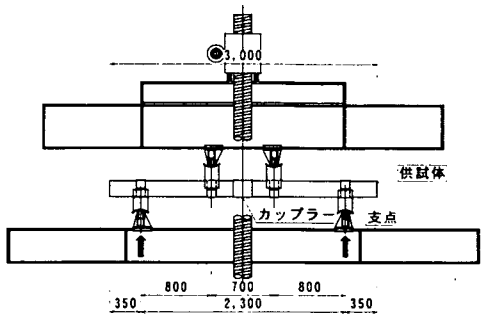


図-7.1.5　単純曲げ載荷試験装置

表-7.1.3　最大水平荷重と最大水平変位

試験体	水平荷重(KN)	水平変位(mm)
①	311	119
②	316	79
③	275	119
④	283	79

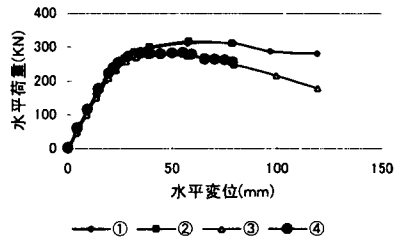


図-7.1.6　P－δ包絡線

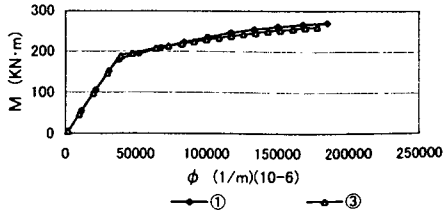


図-7.1.7　M－φ曲線（標準試験体）

た。そして、最大変位量 250mmにおいても各試験体に大きな変状はなく、十分な変形能力を有することが確認できた。また、荷重とひずみの関係も、各材料の維ひずみが比例関係にあること、試験体の変形に関係なくカップリング継手のひずみが3000 μ程度であったことなど、シリーズⅠと同様の結果を得た。

d)まとめ

本試験から鋼管で補強されたマイクロパイルについて、以下の2点が確認された。①鉛直荷重と鋼管水平変位によって生じる偏心モーメントの影響により、降伏後の水平荷重が低下する。②カップリング継手部は鋼管を用いた標準部よりも剛性が大きく、標準部と同等の最大耐力および変形性能を有している。

（3）これまでの研究成果

これまでの研究成果について、参考文献の一覧を表-7.1.4に示すので、参照されたい。

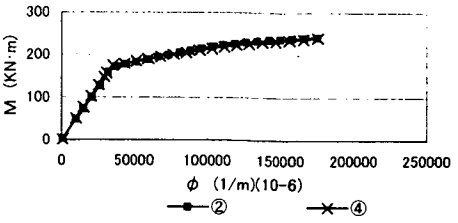


図-7.1.8 M-φ曲線
（カップリング継手試験体）

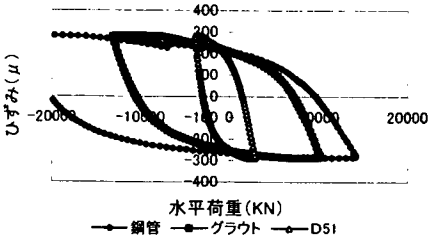


図-7.1.9 荷重-ひずみ 関係
（水平変位 60mm）

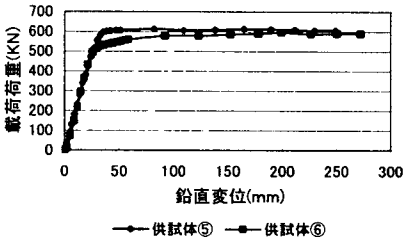


図-7.1.10 荷重－変位 履歴

表-7.1.4 参考文献一覧

分類	キーワード	No.	文献タイトル	著者・連名者	出典	ページ	発表時期
施工	施工例	1	米国における基礎の耐震補強事例について	岸下崇裕・中村正博・稲木孝義・大谷義則・山根隆志	第24回地震工学研究発表会講演概要集 Vol.1	pp.361-364	1,997.07
	施工例	2	米国における橋梁基礎の耐震補強事例について	岸下崇裕・斉藤悦郎・浜塚政治・山根隆志	第2回耐震補強・補修技術、診断技術に関するシンポジュウム講演論文集		1,998.07
	施工法	3	講座 高耐力マイクロパイル工法編 第1回マイクロパイル工法の概要と分類	浜塚政治・末岡 徹・稲木孝義・中村正博・加藤正三	土木施工第39巻第12号	pp.84-89	1,998.12
	施工法	4	講座 高耐力マイクロパイル工法編 第2回マイクロパイルの使われ方	浜塚政治・末岡 徹・稲木孝義・中村正博・加藤正三	土木施工第40巻第2号	pp.33-37	1,999.02
	施工例	5	講座 高耐力マイクロパイル工法編 第3回高耐力マイクロパイルの構造と施工法	浜塚政治・末岡 徹・稲木孝義・中村正博・加藤正三	土木施工第40巻第4号	pp.105-109	1,999.04
	施工法	6	マイクロパイルの技術開発と今後の動向	畑野俊久・相良昌男・岸下崇裕・江口 孝・浜塚政治	月刊誌「橋梁と基礎」 Vol.33・No.8	pp.80-83	1,999.08
	施工例	7	鋼管を用いたマイクロパイル工法による基礎の補強	相良昌男・岸下崇裕・畑野俊久・浜塚政治・奥松俊博	月刊誌「土木技術」 Vol.54・No.8	pp.95-100	1,999.08
	施工例	8	高耐力マイクロパイルによる基礎の耐震補強事例	岸下崇裕・田坂友次郎・杉内茂美・畑野俊久・江口 孝	土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第6部 投稿中		2,000.09
設計および施工	設計法・施工法	9	平成10年度高耐力マイクロパイル工法検討業務報告書		財団法人先端建設技術センター		1,999.03
	鉛直載荷試験	10	高耐力マイクロパイル施工・載荷実験報告書		高耐力マイクロパイル研究会		1,999.04
	設計法・施工法	11	高耐力マイクロパイル設計・施工マニュアル(案)		高耐力マイクロパイル研究会		1,999.04
	鉛直載荷試験	12	鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究(その1)ー杭および載荷試験の概要ー	大谷義則・岸下崇裕・松原健蔵・浜塚政治	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(A)	pp.886-887	1,999.09
	鉛直載荷試験	13	鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究(その2)ー鉛直押込み載荷試験結果ー	小野寺賢・斎藤有功・横田弘一・岡田繁之	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(A)	pp.888-889	1,999.09
	鉛直載荷試験	14	鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究(その3)ー鉛直交番載荷試験結果ー	中田順憲・新坂孝志・村田道彦・小野寺賢	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(A)	pp.890-891	1,999.09
	水平載荷試験	15	鋼管を用いたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究(その2)ー水平交番載荷試験結果ー	岸下崇裕・浜塚政治・大谷義則	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(A)	pp.898-899	1,999.09

表-7.1.4 参考文献一覧

分類	キーワード	No.	文献タイトル	著者・連名者	出典	ページ	発表時期
設計	設計法	16	高耐力マイクロパイル工法による既設構造物基礎の耐震補強	岸下崇裕・斉藤悦郎・山根隆志・大谷義則・三浦房紀・谷藤正樹	第10回日本地震工学シンポジュウム講演論文集Vol.1	pp.161-166	1,998.11
	設計法	17	講座 高耐力マイクロパイル工法編 第4回高耐力マイクロパイルの設計	浜塚政治・末岡 徹・稲木孝義・中村正博・加藤正三	土木施工第40巻第6号	pp.81-85	1,999.06
	材料試験	18	鋼管を用いたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究(その1)ーグラウトを充填した油井用鋼管の交番曲げ試験ー	斉藤悦郎・浜塚政治・米倉亜州夫・岸下崇裕	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(A)	pp.896-897	1,999.09
	設計法	19	DYNAMIC-RESPONSE CHARACTARISTICS OF STRUCTURES WITH MICROPILE FOUNDATION SYSTEM	岸下崇裕・斉藤悦郎・三浦房紀	第12回世界地震会議講演論文集		2,000.02
	設計法	20	既設基礎の耐震補強に関する検討(その2)ー高耐力マイクロパイル工法の試設計ー	中田順憲・相良昌男・福井次郎・大下武志	土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第3部 投稿中		2,000.09
	材料試験	21	鋼管で補強されたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究ーグラウトを充填した油井用鋼管の曲げ試験ー	斉藤悦郎・浜塚政治・米倉亜州夫・岸下崇裕	土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第3部 投稿中		2,000.09

7.1.2 研究課題

（1）設計法

現段階では増杭補強に関する設計手法は確立されておらず、未解明の部分も残されている。設計法に関する主な検討課題を下記に示す。①～③については、HMP 工法のみならず、他の増し杭補強工法にも共通する課題と考えられる。④～⑧については、HMP 工法での調査・検討が望まれる研究課題であると考えられる。

①増杭された基礎の水平方向抵抗特性
②増杭された基礎の降伏および終局判定
③斜杭の軸方向および直角方向の抵抗特性
④支持力算定式の検証
⑤杭軸方向バネ定数の算定手法
⑥モーメント～曲率関係の検証
⑦杭頭部における細部構造および解析上の結合条件
⑧液状化地盤における部材の座屈

なお、設計法における課題に関する詳細については、「**5.2.3 高耐力マイクロパイル工法の補強効果と今後の課題**」を参照されたい。

（2）施工法および施工管理法

HMP 工法の施工法に関する、主な課題を下記に示す。

①厳しい施工条件下での施工効率の向上
②任意角度での斜杭の施工

①については、「杭頭空間が低い」、また「施工ヤードが狭隘である」などの施工条件が厳しい中での施工が予想される HMP 工法においては、削孔支援機の開発が省力化に繋がり、施工効率の向上に大きく寄与すると考えられる。削孔支援機に関する詳細については、「**6.2.2 削孔支援機**」を参照されたい。

②については、HMP を斜めに打設する場合、橋脚部が支障となり、物理的に施工が困難な場合が考えられ、施工方法の工夫が必要であると考えられる。

HMP 工法の施工管理においては、杭の支持力特性の確認が最も重要である。その方法としては、従来は杭の載荷試験が実施されている。しかしながら、従来の載荷試験法は反力杭を必要とするなど、多大な費用が必要である。施工管理方法における、主な課題は、従来の載荷試験に変わる安価な試験方法の開発、または、それに代わる試験方法を採用した場合の評価方法の確立であると考えられる。

7.1.3 研究計画

「**7.1.2 研究課題**」を鑑み、共同研究における HMP 工法に関する研究計画(案)を**表-7.1.5** に示す。

表-7.1.5 高耐力マイクロパイル工法WG 研究計画(案)

研究項目	平成11年度(1999) 9 10 11 12 1 2 3	平成12年度(2000) 4 5 6 7 8 9 10 11 12 1 2 3	平成13年度('2001) 4 5 6 7 8 9 10 11 12 1 2 3
HMP WG 全体計画			
調査・課題の抽出・研究計画の策定			
実験・解析による検討			
マニュアル作成			
耐震補強G・液状化(側方流動)対策G 共通			
○課題の抽出・研究計画の策定			
○設計に関する研究課題の抽出			
→問題点、課題の抽出、設計モデルの決定			
→試設計1			
○抽出した課題の解明について			
→研究課題の選択			
→実験・解析により、研究課題を解明		準備 実験 整理 まとめ	
○設計に関する研究課題の抽出			
→パラメータの再検討			
→試設計2			
→まとめ			
○設計に関する研究成果のまとめ			
施工法G			
○施工法・施工管理法に関する調査、分析 (制約条件下での既存施工機械及び既存管理法の適用)			
○既存機、既存管理機の課題抽出、対策計画 (削孔支援機、管理機器の調査)			
○施工管理方法の研究・開発			
○斜杭の施工方法の検討			
○施工方法・施工管理方法に関する研究成果のまとめ			

7.2 ST マイクロパイル工法

7.2.1 これまでの研究成果

（1）研究成果の文献リスト

地盤改良併用の ST マイクロパイル工法に関する、これまでの研究成果文献を表-7.2.1 に示す。

表-7.2.1　ST マイクロパイル工法の研究成果

NO	適　用	発表時期	概　　要	文　献　名
1	ST マイクロパイルの高圧噴射攪拌に関する技術 (GTM 工法)	平成 9 年 11 月	・技術資料	NIJ 研究会： 高圧噴射攪拌工法(GTM 工法)技術資料
2		平成 10 年 4 月	・積算資料	NIJ 研究会： 高圧噴射攪拌工法(GTM 工法)積算資料
3		平成 11 年 7 月	・工事施工報告 ・改良体出来形確認 ・止水性の検討	久湊ら：地下水の豊富な転石・玉石・砂礫地盤における高圧噴射攪拌地盤改良工の施工例，第 34 回地盤工学研究発表会
4		平成 11 年 7 月	・工事施工報告 ・品質(圧縮強度、変形係数等)確認	小竹ら：地下水の豊富な転石・玉石・砂礫地盤における高圧噴射攪拌地盤改良工の施工例，土木学会第 54 回年次学術講演会
5		平成 12 年	・試験施工 ・改良体出来形，品質確認	丸田ら：軟弱砂質粘土に於ける高圧噴射攪拌工法(GTM 工法)の試験工事，平成 11 年度土木学会西部支部研究発表会（投稿中）
6	ST マイクロパイル工法全般に関する技術	平成 11 年 7 月	・試験施工 ・改良体の出来形品質確認 ・鉛直支持力特性の研究	赤本ら：埋立地におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験，第 34 回地盤工学研究発表会，1999.
7		平成 11 年 9 月	・ふし加工鋼管の付着性能に関する研究	村田ら：高張力鋼を用いたマイクロパイルの芯材用鋼管の開発（その 1），土木学会第 54 回年次学術講演会，1999.
8		平成 11 年 9 月	・全強保証ネジ継手の性能(圧縮・引張・性能) ・杭体の M～φ関係	黒崎ら：高張力鋼を用いたマイクロパイルの芯材用鋼管の開発（その 2），土木学会第 54 回年次学術講演会，1999.
9		平成 12 年	・試験施工 ・改良体の出来形確認	黒崎ら：砂質地盤におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験（その 1），第 35 回地盤工学研究発表会，2000.（投稿中）
10		平成 12 年	・鉛直支持力特性の研究 ・内的破壊特性の研究	村田ら：砂質地盤におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験（その 2），第 35 回地盤工学研究発表会，2000.（投稿中）
11		平成 12 年	・水平抵抗特性の研究	三木ら：砂質地盤におけるマイクロパイルの水平載荷試験，第 35 回地盤工学研究発表会，2000.（投稿中）
12		平成 12 年	・改良体の出来形確認 ・改良体の品質(圧縮・せん断強度，変形係数）確認	羽田ら：地盤改良型マイクロパイルの為の高圧噴射攪拌工法による改良体の造成，第 35 回地盤工学研究発表会，2000.（投稿中）
13		平成 12 年	・地震時保有水平耐力法による耐震補強の試設計	三木ら：既設基礎の耐震補強に関する検討(その 4)-ST マイクロパイル工法-，土木学会第 55 回年次学術講演会，2000.（投稿中）

（2）施工性に関する研究成果

ST マイクロパイルの施工に関する、これまでの研究開発の成果を述べる。

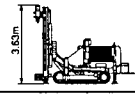
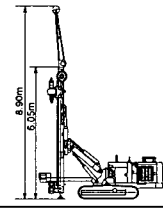
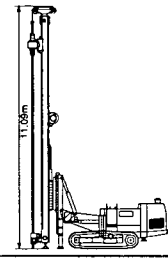
a）ベースマシンの検討

①ベースマシンの能力・選定

ST マイクロパイル工法では、狭隘な施工場所においても機動性に優れた自走式油圧ベースマシン(SM シリーズ）を使用する。ベースマシンの能力検討を表-7.2.2 に、主な特徴を以下に示す。

- ロータリートルク等の能力に優れ、比較的大きな径の削孔が可能である
- ショートマストを装着することにより、空頭制限に応じたベースマシンの選定ができる
- 本ベースマシンでは、ロータリー方式・トップハンマー方式・ダウンザホールハンマー方式・オーガー方式の全ての削孔方法が地盤条件に応じて選定できる。
- 同じベースマシンで高圧噴射撹拌～削孔までできる。

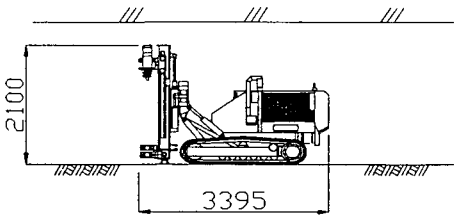
表-7.2.2　ベースマシンの能力検討

メーカー名				ソイルメック			一般国内メーカー			
型　式				SM103	SM400	SM405	A社	B社	C社	D社
姿　図							—	—	—	—
エンジン出力			ps	57	141	164	119	130	140	97.8
フィード機構	押し込み力		kN	31	36	91	60	60	60	58.8
	引き抜き力		kN	63	81	91	60	60	60	58.8
	ストローク長(標準マスト)		m	2.3	4.0	8.0	3.2	2.6	3.0	3.2
	ガイドセル長(標準マスト)		m	3.4	6.0	10.7	6.5	5.5	6.4	6.5
	ストローク長(ショートマスト)		m	1.3	2.2	なし	なし	なし	なし	なし
	ガイドセル長(ショートマスト)		m	2.1	4.1	なし	なし	なし	なし	なし
サービスウインチ		巻き上げ力	N-m	8000	36000	36000	なし	なし	なし	なし
ドリルヘッド	ロータリー	最大トルク	N-m	9330	12000	15000	8400	8000	8500	8330
		回転数	rpm	0-359	0-463	0-560	20-50/40-100	36-80	100	0-90
	トップハンマー(ドリフター)	打撃数	bpm	3000	1500-2700	2000	2500/3500	2200/3000	—	2100/2500
		打撃エネルギー	N-m	270	400	610	650/400	750/430	750/450	640/440
	ダウンザホールハンマーの使用			可	可	可	不可	不可	不可	不可
適用可能ケーシング／ロッド径			mm	60-225	60-315	60-315	96-216	101-225	56-216	96-165

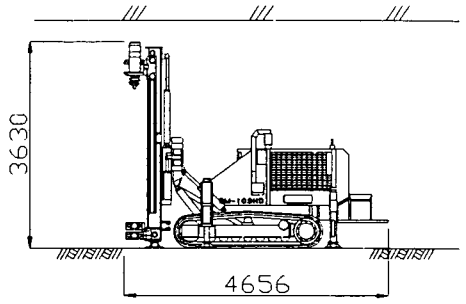
②制約条件（空頭制限）でのベースマシンの検討

図-7.2.1に空頭制限とベースマシン（SM103,SM400）の関係を示す。ベースマシンの選定にあたっては、このような空頭制限、近接構造物などの制約条件から決定する必要がある。

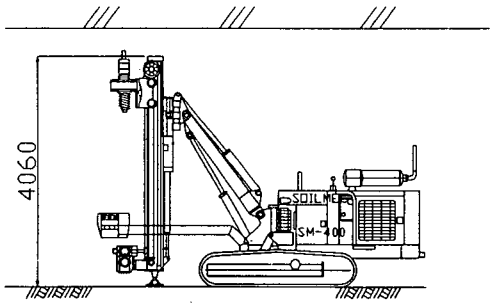
① SM103(ショートマスト)
必要空頭高さ：2.5m 程度



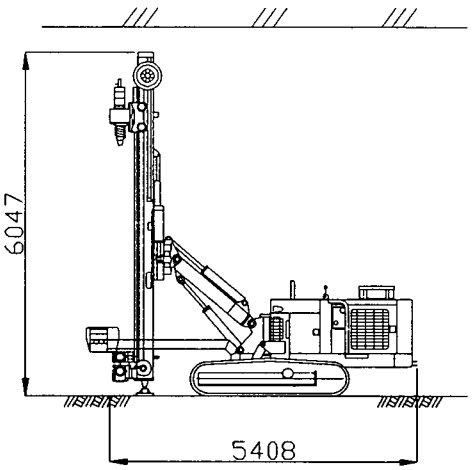
② SM103(標準マスト)
必要空頭高さ：4.0m 程度



③ SM400(ショートマスト)
必要空頭高さ：4.5m 程度



④ SM400(標準マスト)
必要空頭高さ：6.5m 程度



⑤ SM405（標準マスト）：必要空頭高さ 11.5m 程度

図-7.2.1 空頭制限とベースマシンの関係

c）削孔方法の検討

自走式削孔機による小口径の削孔方法は、主に３種類に分けることができる（**図-7.2.2**）。

①ロータリー方式

削孔ロッドに回転力のみを与えて削孔する方法であるが、削孔時間、適用地盤には限界がある。

②トップハンマー方式

（ロータリーパーカッション）

油圧ハンマーによってケーシング頭部に打撃を加えながら回転削孔する方法である。粘性土から砂質土まで、地盤に対する適用範囲は広く、小口径の削孔には最も一般的に使用されている。ただし、削孔水が逸水するような崩積土、粒径の大きな砂礫・転石地盤では削孔が困難である。

③ダウンザホールハンマー方式

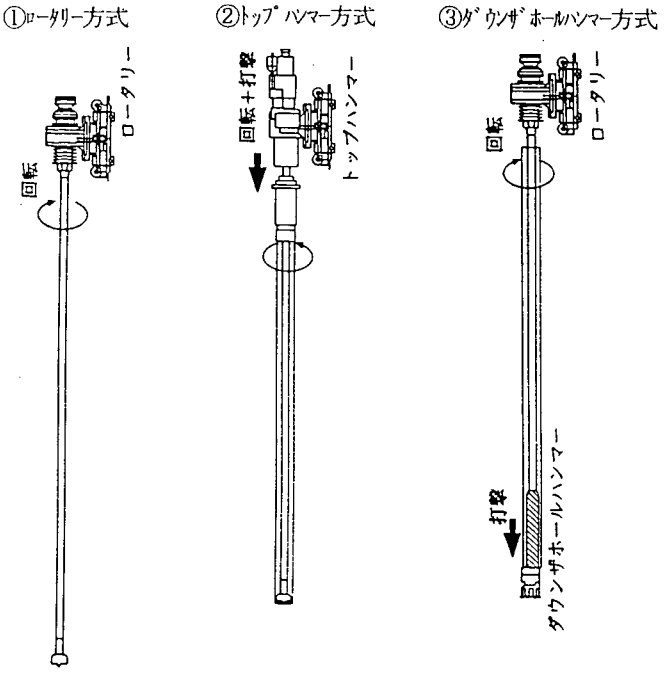


図-7.2.2　主な小口径削孔方法の種類

ケーシング内に挿入したエアーハンマーによって削孔を行う方法で、粒径の大きい砂礫、転石を含むような地質においても削孔が可能である。大口径の削孔や比較的硬い地山に対する削孔スピードが早く、削孔水を使用しない乾式削孔なので地山を緩めず削孔できる。

表-7.2.3 には削孔方法と適用地盤の関係を示す。小口径の削孔技術は地山条件に対する施工依存性が非常に強く、地盤条件に応じた削孔方法を選択する必要がある。ST マイクロパイルで使用するベースマシンは汎用性に優れており、これら３種類の削孔方法が可能である。特に、ダウンザホールハンマーによる削孔においては、超高圧コンプレッサー（max:2.5MPa）および拡径ビット（**図-7.2.3**）の使用により効率的な削孔ができる。

表-7.2.3　削孔方法と適用地盤の一例

削孔方法	粘性土	シルト	砂			砂利		砂礫	転石
			細	中	粗	細	中		
ロータリー方式	○	○	○	○					
トップハンマー方式（ロータリーパーカッション）	○	○	○	○	○	○			
ダウンザホールハンマー方式					○	○	○	○	○

注：○印は最適地盤を表す。



削孔時（拡径）　　削孔完了後、鋼管内から撤去

図-7.2.3　ダウンザホールハンマーの拡径ビット

d）セメントミルクの高圧噴射撹拌(GTM 工法)による有効径の検討

ST マイクロパイルにおけるセメントミルクの高圧噴射撹拌（GTM 工法）では、総噴射エネルギーによる有効径良径の管理を行う。図-7.2.4 は施工実績から設定した総噴射エネルギーと有効径の関係である。施工速度、噴射圧力、噴射流量等から改良体の有効径の管理を行う。なお、詳細については「NIJ 研究会：高圧噴射撹拌工法(GTM 工法)技術資料,1997」を参照されたい。

$Eit = Eiw + Eig + Eia$

Eit：総噴射エネルギー(MJ/m)

Eiw：プレカット清水の噴射エネルギー(MJ/m)

Eig：セメントミルク（硬化材）の噴射エネルギー(MJ/m)

Eiw：圧縮空気の噴射エネルギー(MJ/m)

エネルギーの算定：$P \times Q \times Vt$

P：吐出圧力(MPa)　　Q：吐出流量$(m^3/\min)$　　Vt：施工速度$(\min/m)$

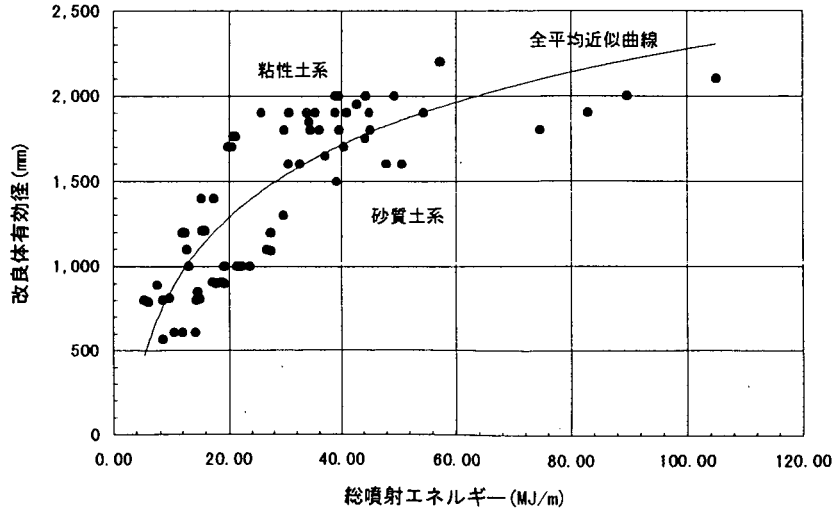


図-7.2.4　総噴射エネルギーと有効改良径の関係

e）施工シュミレーション

5.3 の試設計結果に対する、施工シュミレーションを行う。

①ベースマシンの選定

ベースマシンの選定においては施工速度と経済性を考慮し、ストロークの大きなマシンを用いて使用ロッド・鋼管の継手数を少なくする必要がある。今回のシュミレーションでは、既設梁直下の空頭制限が最も厳しい条件となるが、２パターンの施工体制が考えられる。

①－１ SM400 標準マストの使用

橋軸直角部の盤下げを行い、SM400 の標準マストを使用するものである。ただし、橋軸直角部に近接構造物などがある場合は検討を要する。

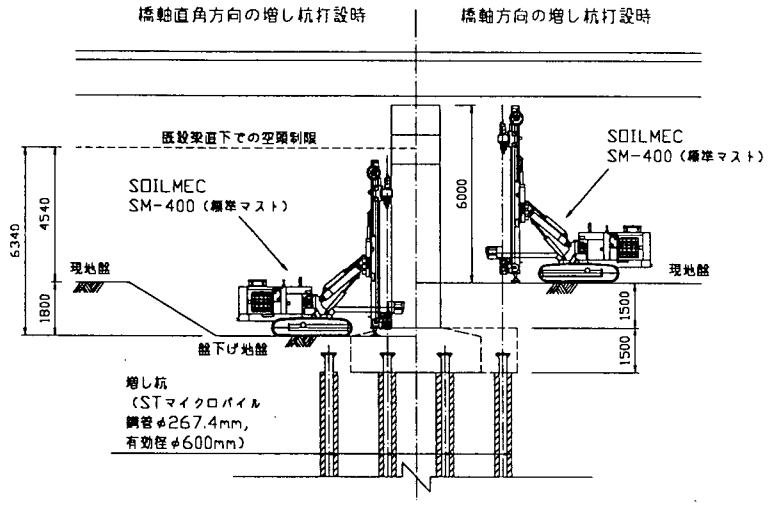


図-7.2.5 施工パターン①

①－２ SM400 ショートマストの使用

橋軸方向の増し杭には SM400 の標準マスト、橋軸直角方向の増し杭施工時にはショートマストに付け替えるものである。

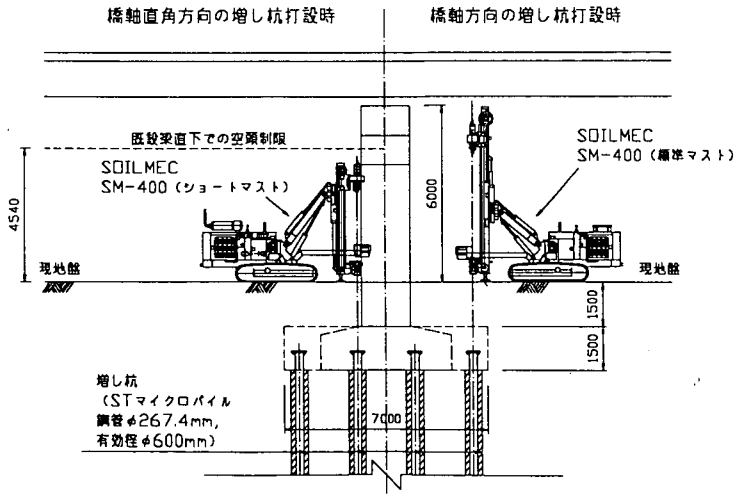


図-7.2.6 施工パターン②

今回の施工シュミレーションにおいては、SM400 の標準マストを使用した場合で行う。

②施工フロー

基礎の補強施工フローを図-7.2.7に、増し杭の施工図を図-7.2.8に示す。

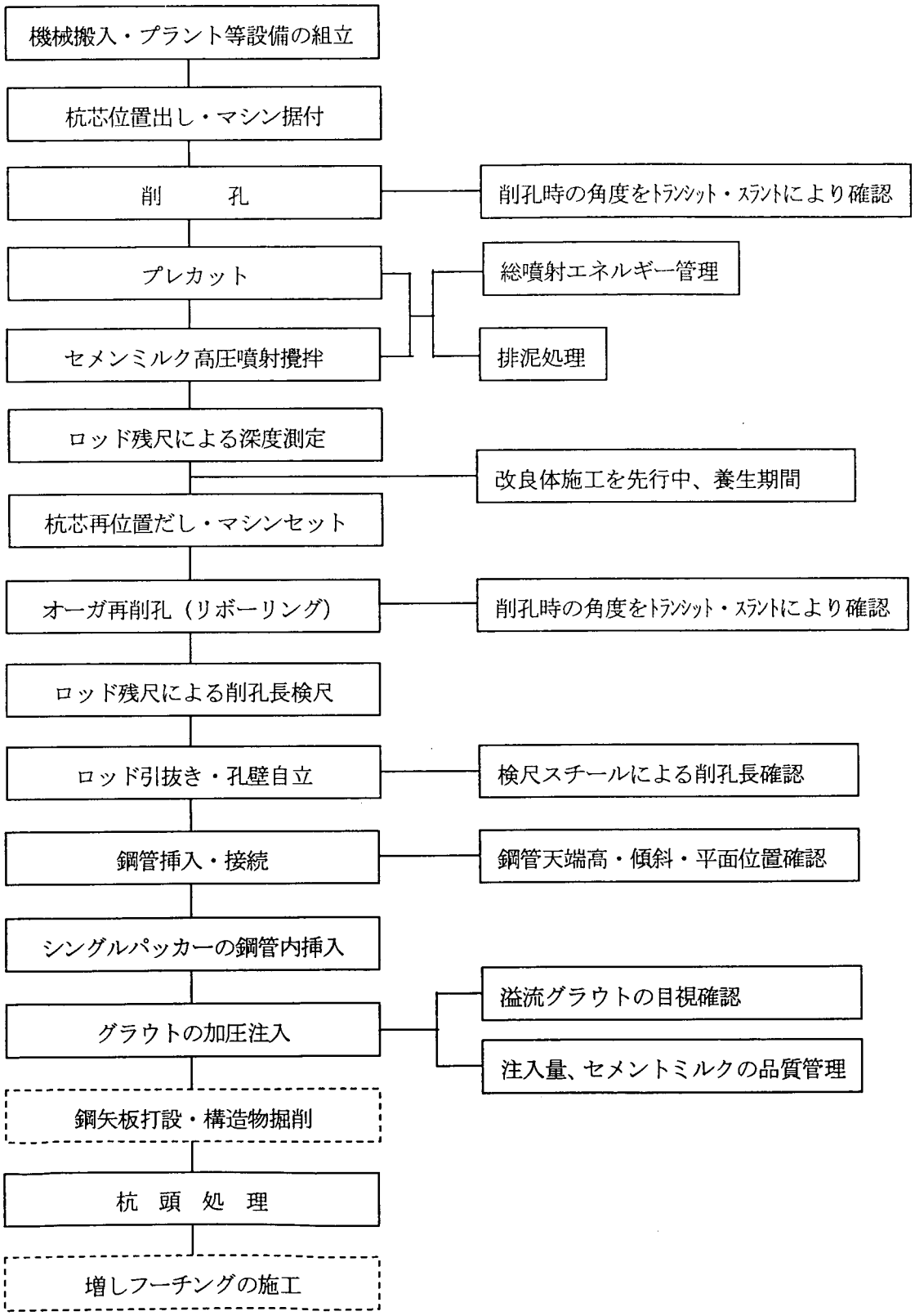


図-7.2.7　基礎の補強フロー図

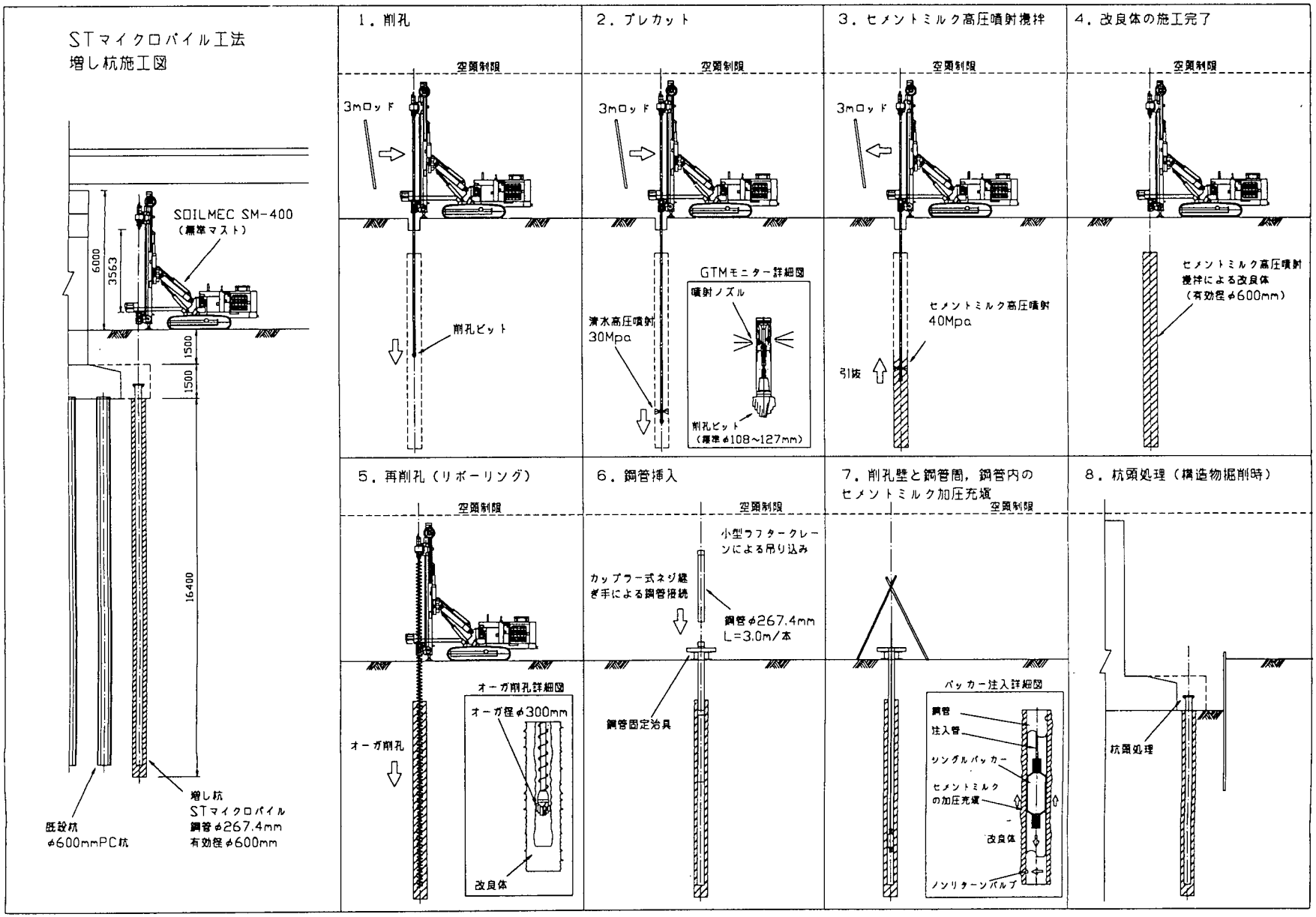


図-7.2.8　STマイクロパイルによる増し杭施工フロー図

③施工配置図

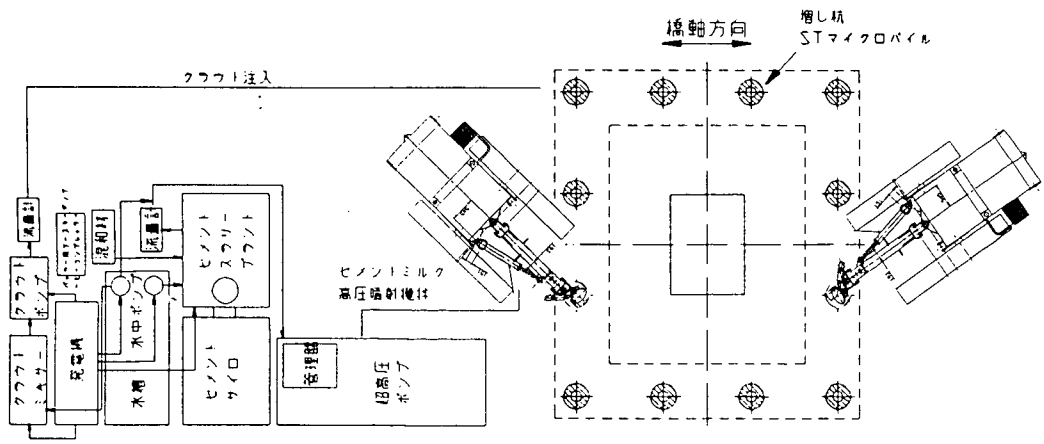


図-7.2.9　増し杭補強時の施工配置図

④主要使用機械

表-7.2.4　主要使用機械一覧

使　用　機　械	仕様・規格	数量	適　　用
ベースマシン SM400 (標準マスト)	ストローク長　4m トルク 12000N.m	1	
GTM モニター	削孔ビット φ108mm～127mm	1	高圧噴射攪拌用
超高圧ポンプ 5T302	最大圧力　60MPa 吐出量　86～330L／min	1	高圧噴射攪拌用
セメントスラリープラント SKF-1000A	24m^3/h	1	高圧噴射攪拌用
セメントサイロ	30t 移動型	1	高圧噴射攪拌用
GTM 管理盤 JK-06A	ミルク圧　60MPa エアー流量　6m^3/min	1	高圧噴射攪拌用
グラウト流量計 NFM300-2	200L／min	1	高圧噴射攪拌用
発電機	125KVA	1	高圧噴射攪拌用
グラウトミキサー	600L×2	1	グラウト注入用
グラウトポンプ	200L/min	1	グラウト注入用
パッカー	シングルパッカー	1	グラウト注入用
オーガー	φ300mm	1	リボーリング用
ラフタークレーン		1	鋼管挿入等

7.2.2 研究課題

（1）設計法

現在までの研究成果から得た設計概要、今後の課題を**表-7.2.5** に示す。なお、現在、設計・施工マニュアルを整備中であり、これらの内容を詳細に記載する予定である。

表-7.2.5 STマイクロパイル工法の設計概要と課題

項　目	内　容	算定・設定方法	現状および課題
鋼管の諸元	鋼管径	・φ165.2, φ216.3, φ267.4mm	要求性能に応じた杭体諸元の整理が必要
	肉　厚	・t=10mm～t=20mm	
	材　質	・一般構造用鋼管 STK400,490, ・高張力鋼管 HT60,HT80 【高張力鋼の溶接性能は確認済】	
	節加工の間隔	・鋼管 1D～3D 【室内試験・載荷試験から改良体圧縮強度～付着力度の関係式を提案】	
鋼管の継手	継手性能	・全強保証型カップラー式ネジ継手 【圧縮・引張・曲げ試験から母材以上の規格値を満足することを確認済】	
改良体の諸元	改良体の有効径	・φ600mm～φ1,200mm 程度 【鋼管径の 2～4 倍に設定】 【総噴射エネルギーにより有効径の管理】	数々の試験施工により有効径・圧縮強度等を確認している
	圧縮強度	5N/mm^2 以上	
充填グラウトの諸元	圧縮強度	30N/mm^2 以上	
	弾性係数	2.0×10^4 N/mm^2	
軸方向支持力特性	地盤から決まる極限支持力	道路橋示方書Ⅳ場所打ち杭の周面摩擦力度と先端支持力から算定する	載荷試験からは場所打ち杭以上の支持力を確認した。試験データの蓄積が考えられる
	内的破壊から決まる極限支持力	①杭体の圧縮耐力 ②鋼管とグラウトの付着 ③グラウトと改良体の付着 の最小値を上限値とする	②，③について載荷試験・室内試験から付着性能を確認した
	軸方向バネ定数	道路橋示方書Ⅳ場所打ち杭の算定式を準用する（杭の軸剛性 AE：鋼管のみ，杭径：削孔径）	数回の載荷試験から軸方向バネ定数の設定方法を提案した。試験データの蓄積が考えられる
軸直角方向抵抗特性	拡径改良体の水平抵抗	今回の試算では鋼管径で地盤反力を受け持つものと設定した	水平載荷試験の実施から、拡径改良体の水平抵抗特性を解明する予定である
杭体の曲げ特性	M～φ関係	曲げ剛性 EI は鋼管と管内グラウトを累加したものとし、曲げ耐力は鋼管のみの部材で算定したバイリニア型とする 【曲げ試験より確認済】	
杭体せん断耐力	Ps	鋼管部材で評価	

（2）施工法

①オーガ削孔時の鉛直精度

オーガ削孔時における鉛直精度の管理手法の検討を行う。

②鋼管の大口径化の検討

液状化時の試設計結果から、一般的なマイクロパイルの杭径（φ300mm 以下)、直杭による増し杭では基礎の耐震性を確保することが困難な結果が得られた。このような場合、斜杭が有効な補強方法であると考えられたが、用地境界などの制約条件によっては斜杭が打設できない場合もあり、条件に応じた補強方法を提案する必要がある。液状化時の補強方法のひとつとしては、一般的なマイクロパイルより大きな鋼管の打設が考えられる。この施工方法は基本的に ST マイクロパイルと同様なものであり、空頭制限下において図-7.2.10 に示すような比較的径の大きなリボーリングマシン等を用いた施工検討を進めている。

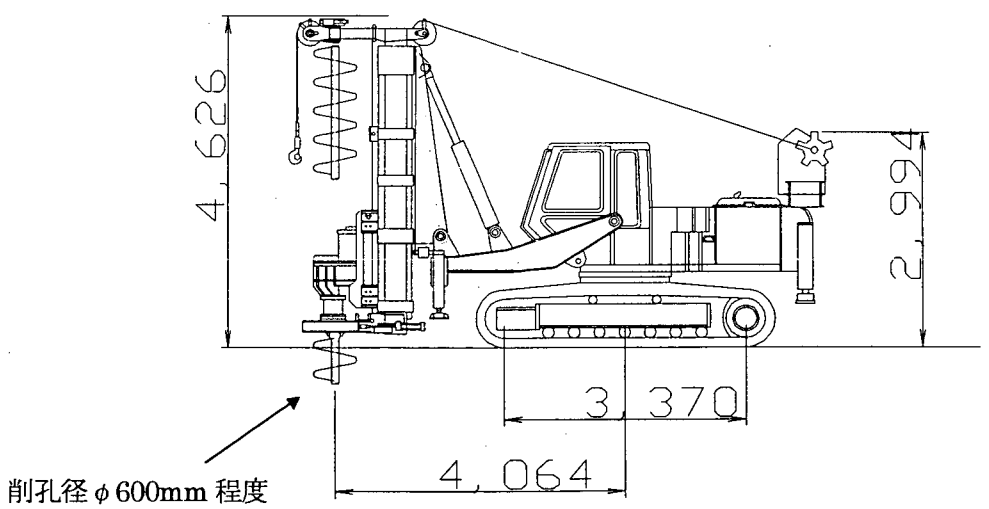


図-7.2.10　鋼管の大口径化の施工検討例

7.2.3 研究計画

表-7.2.6 に ST マイクロパイルの研究計画を示す。

①平成 11 年度

ST マイクロパイルを用いた増し杭の試算検討を行い、基本的な補強効果を確認し、本工法上の課題を抽出した。

②平成 12 年度

・本工法の課題である改良体の水平抵抗を解明するため水平載荷試験の実施、軸方向支持力特性の確認のため鉛直載荷試験を行う。

・水平載荷試験の結果等を反映させ、設計・施工マニュアル案を作成する

③平成 13 年度

・本工法の改良体の水平抵抗、基礎の補強全体系に関する設計上の課題を整理し、詳細な補強効果に関する試設計を行う

・液状化等の設計条件に応じた補強方法、経済性を含めた適用範囲の整理を行う

・設計・施工マニュアルの完成

表-7.2.6 ST マイクロパイルに関する研究計画予定

	平成 11 年度	平成 12 年度	平成 13 年度
①補強効果と適用性の整理 ・試設計①と課題の抽出 (基本的な補強効果について) ・試設計② (詳細な補強効果について) ・設計条件に応じた補強方法の検討 ・経済性と適用性の整理		基礎の補強全体系に関する設計課題の検討	
②支持力・抵抗特性 ・鉛直載荷試験 ・水平載荷試験			
③設計・施工マニュアル		案作成	マニュアル作成

7.3 ねじ込み杭工法

7.3.1 これまでの研究成果

(1)施工機械

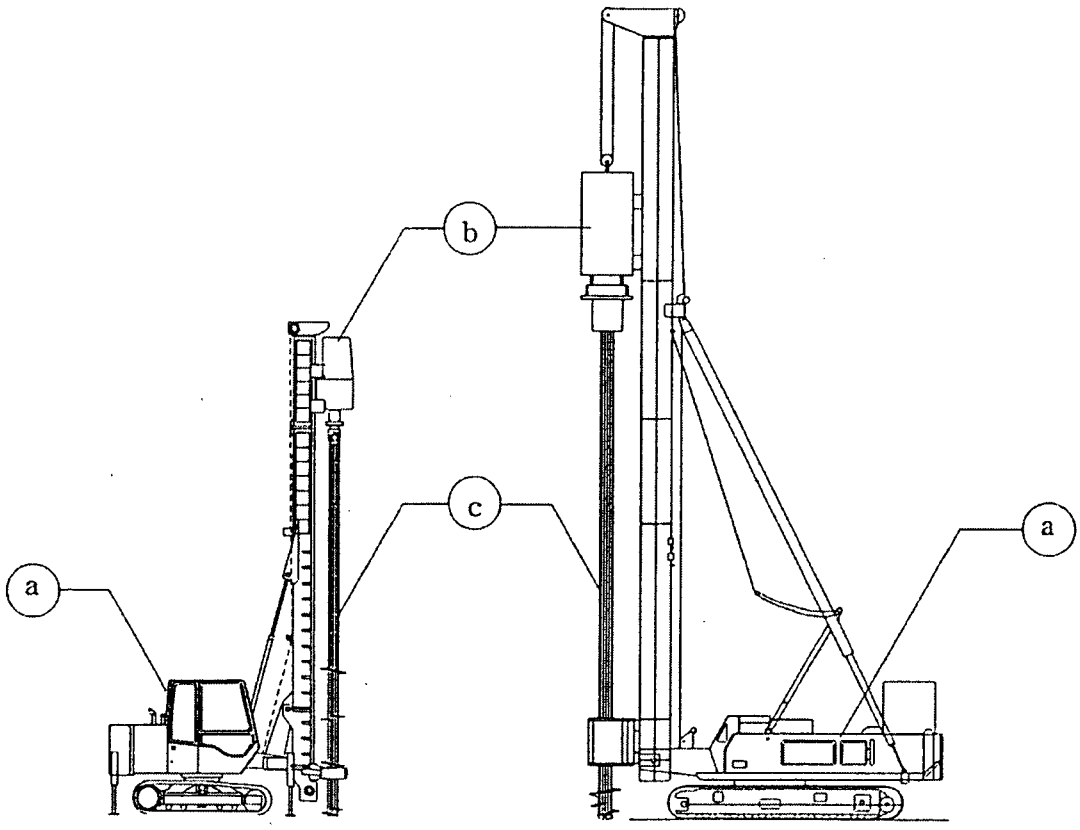
ねじ込み杭の施工機械は、現時点で次の２タイプの機械（専用機、汎用機：**図-7.3.1** 参照）により施工が可能であることが確認されている。

①専用機：小型のねじ込み杭専用の杭打ち機で、主に狭隘地などの制約条件下の施工に適している。

②汎用機：通常の三点式杭打ち機に掘削モータを取付けたものである。

表-7.3.1 機械の名称

記 号	名 称
a	杭打ち機械
b	掘削モータ
c	ねじ込み杭



①専用機　　②汎用機

図-7.3.1 ねじ込み杭施工機械

(2)支持力推定式の確立

翼部平均N値20以下の地盤について、押込み支持力推定式が日本建築センター評定を取得している。具体的内容は以下に示すとおりである。

a)周面摩擦力度

周面摩擦力度の推定式は、図-7.3.2に示すように粘性土地盤、砂質土地盤それぞれN値により算出される。

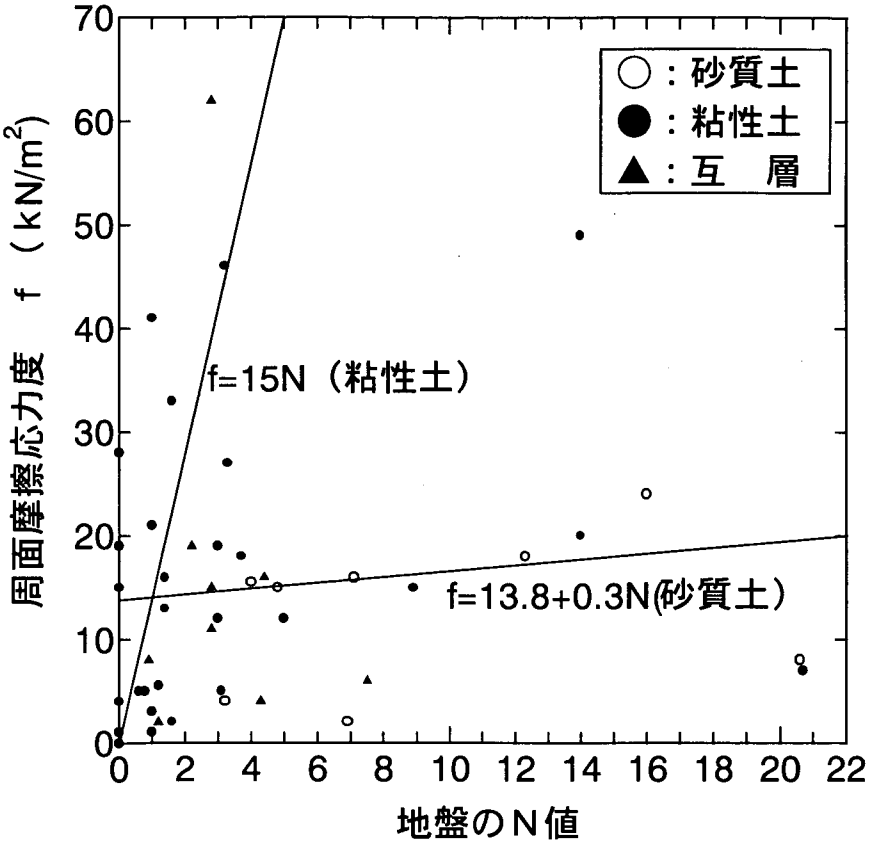


図-7.3.2　ねじ込み杭の地盤のN値と周面摩擦応力度の関係

ここで、砂質土：$f = 13.8 + 0.3N$ (kN/m²)　……(7.3.1)

粘性土：$f = 15N$ (kN/m²)　……(7.3.2)

b)先端支持力

先端支持力の推定式は、図-7.3.3に示す推定式に（翼部平均N値20以下）より算出される。

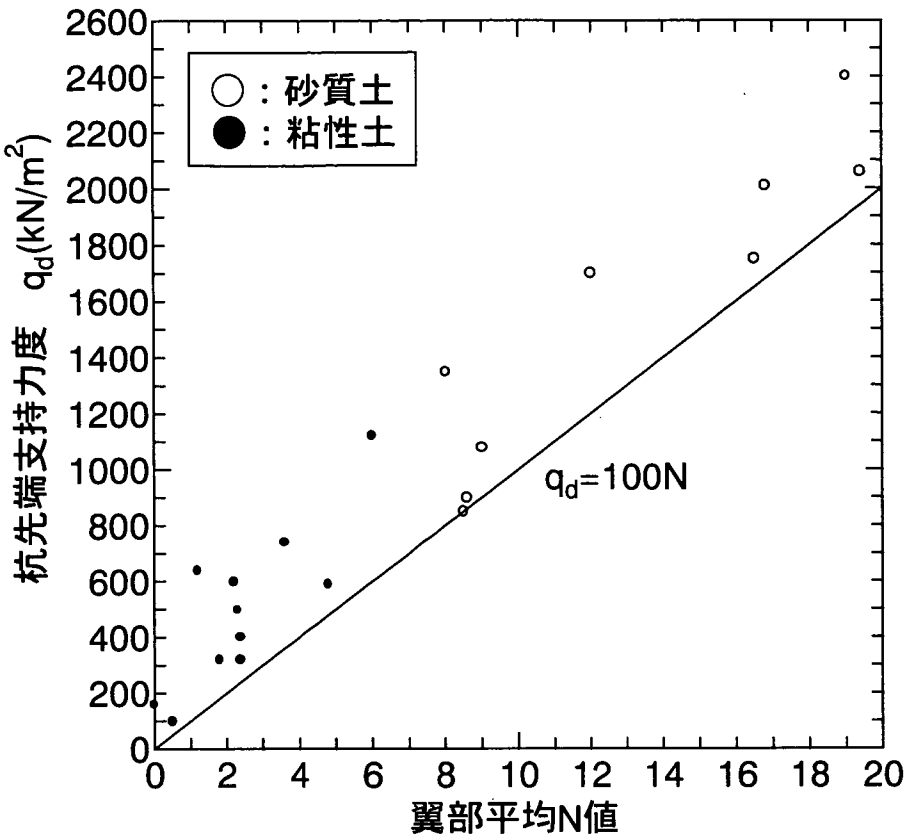


図-7.3.3　ねじ込み杭の翼部平均N値と先端支持力の関係

※　翼部平均N値20以下

ここで、$q_d = 100N$ (kN/m^2)　……(7.3.3)

c)軸方向ばね定数

軸方向ばね定数は、図-7.3.4 に示す推定式により算出される。

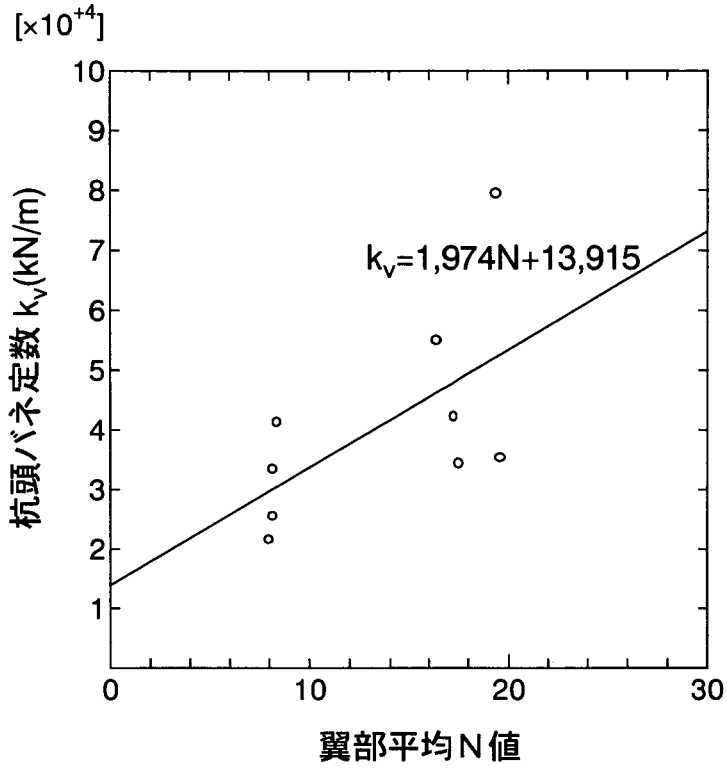


図-7.3.4　ねじ込み杭の翼部平均N値と軸方向ばね定数の関係

ここで、　$k_v = 1{,}974 + 13{,}915$　(kN/m)　……（7.3.4）

(3)本年度までの研究成果のまとめ

ねじ込み杭工法に関する、本年度までの主な研究成果をまとめると、以下の項目があげられる。

①専用機および汎用機の２タイプの機械で施工が可能である。

②鉛直載荷試験結果の蓄積等により、杭の押込み支持力式（翼部平均N値：20 以下の場合）のほか、軸方向ばね定数の設定に用いる経験式が得られている。

（許容鉛直支持力については、日本建築センターの評定を取得している。）

③試設計の検討により、非液状化地盤および液状化地盤における耐震補強に本工法の適用が有効である ことが確認できた。(5.4 参照)

7.3.2 研究課題

今後の研究課題としては設計法、施工法各々について以下のような事項が考えられる。

(1)設計法

①載荷試験等による実績値を踏まえた引抜き力の理論式の確立

②N値 30～50 の支持層まで先端部を打設した場合の押込み支持力、軸方向バネ定数の設定値の確立

(2)施工法

①低空頭での施工が可能な施工機械の開発

②継杭の施工管理方法の確立

③斜杭の施工管理方法の確立

7.3.3 研究計画

今後の研究項目としては次の様な事項があげられる。

①引抜き試験の実施等による極限引き抜き力の確認と理論式の確立

②鉛直載荷試験の実施等によるN値 30～50 の支持層に先端部を打設した場合の極限押込み力、杭軸方向バネ定数の設定値の確立

③低空頭およびN値が高い地盤における施工機械の開発および施工管理方法の検討

④斜杭を施工する方法の検討

表-7.3.1 研究計画

	H12 年度	H13 年度	備　考
①引抜き支持力の理論式の確立	引抜き試験 ━━ 評　価 ━━		
②押込み支持力式および杭軸方向バネ定数式の確立	鉛直載荷試験 ━━ 評　価 ━━		
③施工機械の開発	━━━━	━━━━	・低空頭での施工 ・N値の高い地盤 etc.への施工 ・斜杭の施工
④マニュアルの作成 i）構成の検討 ii）適用性の整理 iii）設計・施工マニュアルの作成		━━ ━━ ━━	

7.4 小径ドレーン工法

7.4.1 これまでの研究成果

（1） 設計法

既設橋脚の基礎杭の液状化対策として、小径ドレーン工法を適用した場合について試設計を行い、既設基礎杭の耐震性を検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

①設計水平震度がＬ２地震動のタイプ１の場合、小径ドレーンを 1.0m間隔で打設することにより、現状の耐震性が1.5倍程度向上する。

②一方、設計水平震度がＬ２地震動のタイプ２の場合、タイプ１と同様に現状の耐震性を 1.5 倍程度向上させるためには、小径ドレーンの打設間隔が35cm程度となり、かなり密に打設しなければならない。

（2） 施工法

施工法に関し、別途実施した試験結果から、以下に示すことが明らかになっている。

①小径ドレーンの透水性、防砂機能について基礎実験を行い、グラベルドレーン工法と同程度の排水効果があることを確認した。

②施工時（小径ドレーン打設時）の騒音測定し、施工位置から 5m で騒音規制値(85dB)以内であることを確認した。

7.4.2 研究課題

（1） 設計法

今後、小径ドレーン工法の開発を進めるに当たっては、設計法に関し下記に示すような課題を検討する必要があると考えられる。

① 液状化時における小径ドレーン工法による増し杭本数の低減効果の把握

② Ｌ２地震動で液状化する繰り返し回数とF_L値の関係の検討

③ 過剰間隙水圧比と地盤反力係数の関係の検討

④ 液状化対策範囲に関する検討

⑤ 有効応力解析等を用いた詳細検討

（2） 施工法および施工管理法

施工法および施工管理法に関しては、今後、下記の関連技術を確立する必要があると考えられる。

①フーチング配筋位置の調査方法

②フーチングの断面欠損の影響

③栗石層の排水層としての評価、調査方法

④小径ドレーン打設後の出来形（連続性、下端深度）、排水性の評価

⑤地震後のメンテナンス方法（目詰まり防止の確認）

7.4.3 研究計画

今後は、大規模地震への小径ドレーン工法の適用性を明らかにするため、まず有効応力解析等を実施し、地盤変形量の低減効果、杭基礎への応力低減効果等を把握する。また、必要に応じて、各種要素試験、振動台実験等を計画・実施する予定である。

表-7.4.1 研究計画

研究項目	H11年度	H12年度	H13年度
（1）液状化対策技術の現状と課題の整理 ①既往の補強法の分類、適用性の整理 ②開発項目の抽出			
（2）小径ドレーン工法の適用性検討 ①設計法に関する各種文献調査 ②有効応力解析の適用性検討 ③小径ドレーン工法の適用性評価 ④設計法の確立			
（3）確認試験 ①各種要素試験 ②小径ドレーン工法の適用性確認			
（4）設計・施工マニュアルの作成 ①構成の検討 ②適用性の整理 ③設計・施工マニュアルの作成			

7.5　ＳＳＰ工法

7.5.1 これまでの研究成果

パイルベント橋に関する資料を集め調査した結果、パイルベント橋は昭和 30 年～40 年代に経済性、施工性、河積阻害率が小さいなどの理由から全国各地に造られてきた。昭和 30 年代はＲＣ・ＰＣのコンクリート杭が多く、昭和 40 年代以降は鋼管杭が主流となっている。しかし、河川管理施工等構造令が施行された昭和 51 年以降の架設は非常に少なくなっている。以上のような調査結果をまとめると

・橋脚数は 2 基以下が全体の約 80％を占めている。

・川幅は 10～40m が多い。

・高水位時期の桁下空間は 0.5～2.0m が 80％を占めている。

・橋脚杭径は 400～700mm が多い。

一般的には川幅が狭く、橋脚数が 1 基ないし 2 基で桁下空間が狭い橋が多いことが判明した。

上記調査を踏まえ、ＳＳＰ工法の実用化に向け平成 11 年度には、圧入装置を試作、その作動・耐圧試験を実施した。その後、実規模および実際の施工空間を 3.0m と設定した施工実証実験を行った。なお、この実証実験の圧入沈設時の一部を公開実験とした。

(1) 圧入装置作動・耐圧試験

a) 試験概要

今回の実験は、試作したパイルベント橋脚補強用圧入装置（ＳＳＰ圧入装置、以下圧入装置）の動作状況、安全性の確認（盛換作動試験）および、既成杭（鋼管）と圧入装置にひずみ計を取り付け、ジャッキ加圧時の既成杭および圧入装置に働く応力の測定、変形、亀裂の有無の確認（耐圧試験）を行った。

工　　程：平成 11 年 8 月 9 日～平成 11 年 8 月 25 日　　※試験日：平成 11 年 8 月 20 日

試験場所：株式会社　白石　大宮機材センター敷地内

図－7.5.1 に既成杭φ400～500㎜用圧入装置一般図を示す。

b) 盛換動作試験

試験は圧入装置を３～４往復上下作動させ、盛換作動を確認した。

① 確認事項および結果

・圧入装置盛換動作時の本体と反力受けリブの接触→→なかった。

・ジャッキ動作による本体の動き→→大きく傾くことがあった。

・ジャッキ性能，動作の良否→→設定ストローク以上の伸び、油量調整に戸惑うことがあった。

・上部チャックと反力受けリブの整合性→→良好であった。

・上部チャックおよび押し輪締め付け状態→→良好であった。

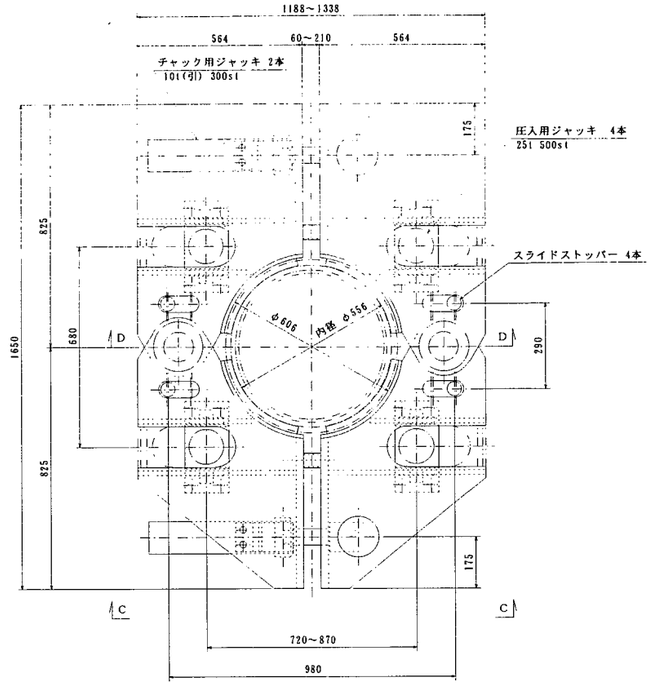
c) 耐圧試験

① 試験内容

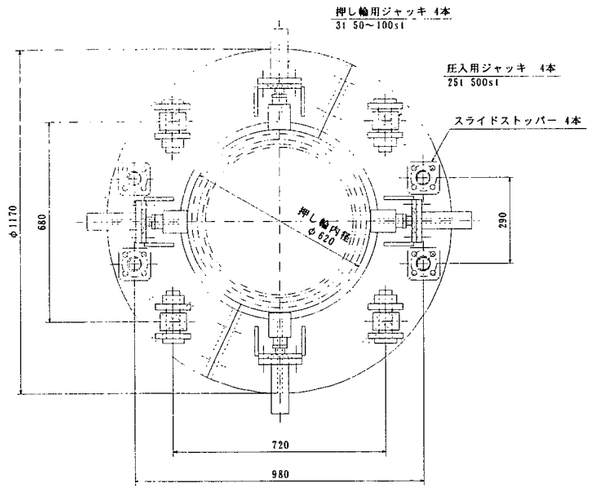
-1 最大加圧 981kNかけたときの圧入装置の強度確認

-2 既成杭（鋼管）および圧入装置に，応力測定のためのひずみ計を取り付け，圧入用ジャッキの加減圧

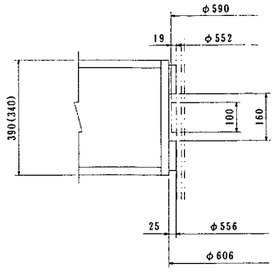
A－A 矢視



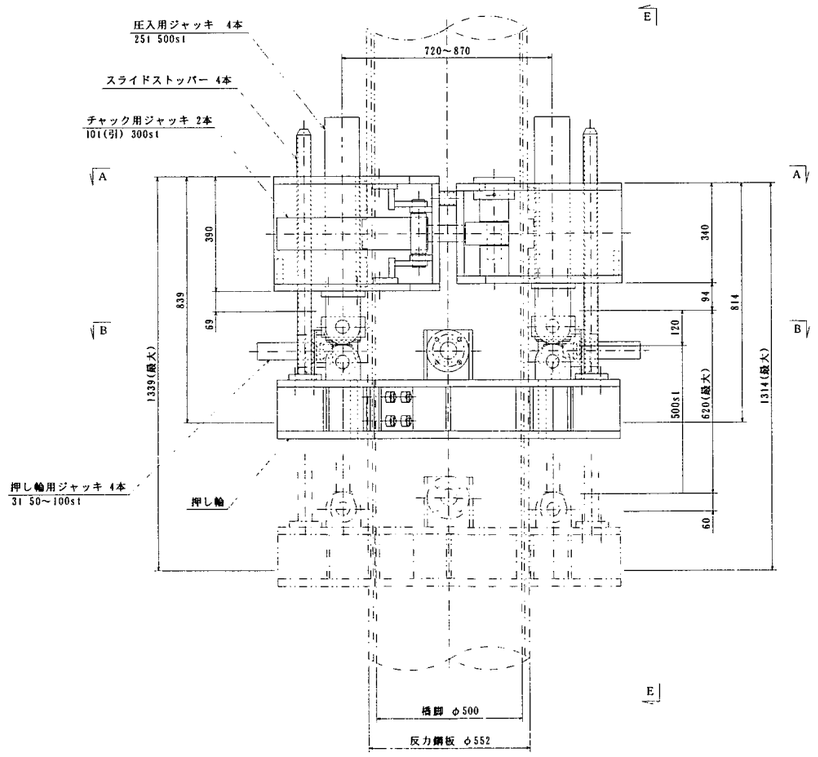
B－B 矢視



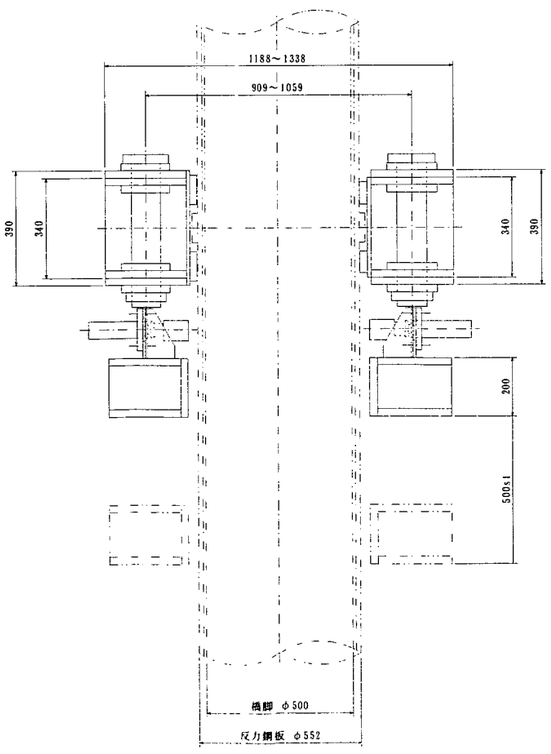
チャック～反力鋼板 取合図



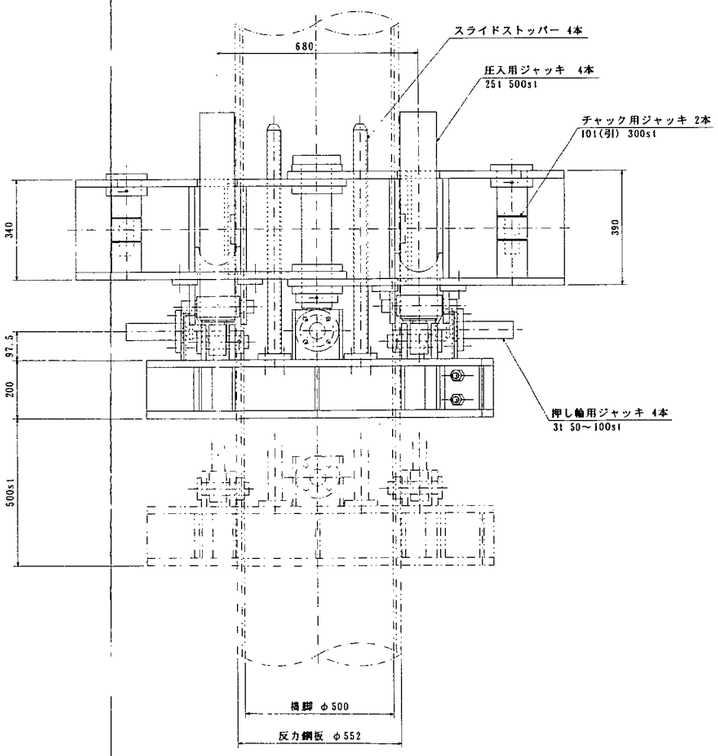
C－C 矢視



D－D 矢視



E－E 矢視



図－7.5.1 圧入装置一般図

を行い，圧入動作時のひずみ，応力の測定を行う。

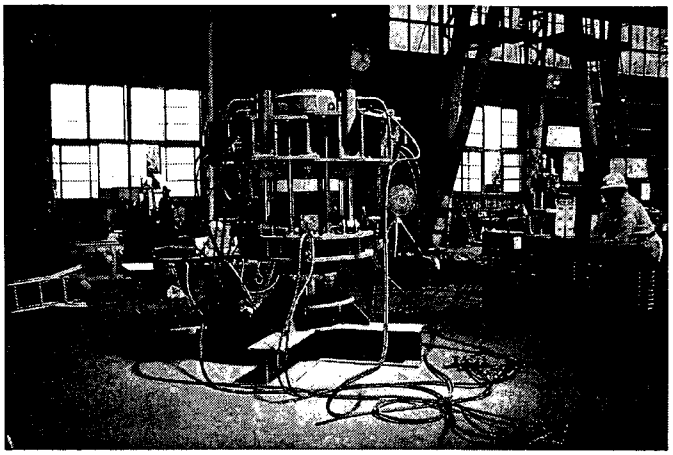
加減圧範囲は　0kN－（加圧）－981kN－（減圧）－0kN

-3 圧入装置，既成杭および反力用鋼板の変形，亀裂等の有無確認（目視）。

②ひずみ計取付位置と応力

圧入時のパイルベント杭と圧入装置の軸方向および円周方向に加わるひずみ・応力を測定するため、 **図-7.5.2** の位置にひずみ計を取り付けた。また、その応力結果を同図面右側に示す。

写真－7.5.1　最大加圧試験状況を示す。



写真－7.5.1　最大加圧試験状況

③確認事項および結果

・既成杭および圧入装置に作用する応力測定→→最大加圧時の最大応力は装置 72.6N/mm^2 、杭 21.66N/mm^2 と影響は問題なかった。

・圧入装置の本体の変形、亀裂の有無→→変形、亀裂とも確認されなかった。

・反力鋼板、反力受けリブの変形と亀裂の有無 →→変形、亀裂とも確認されなかった。

・既成杭と反力鋼板との付着力との良否→→付着力は良好であった。

d）問題点

2つの実験を総合し、問題点を列挙すると

・圧入装置の落下

・ジャッキのストローク管理

・上部チャック用ジャッキのストローク長

・上部チャックのスライドストッパー貫入部

・ジャッキの油量調整　　などが挙げられる。

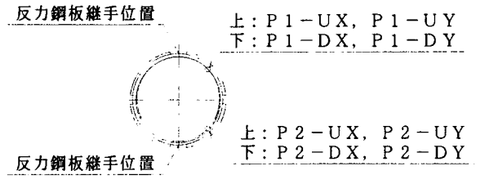
h）まとめ

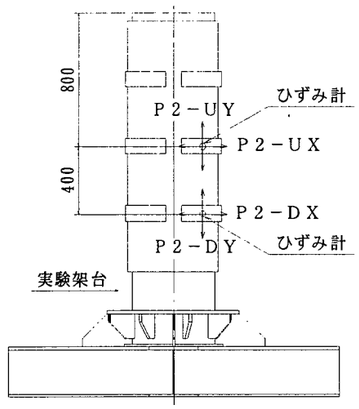
今回の実験は実施工に先がけ、試作機を製作し、作動・性能の確認をすることが目的であった。

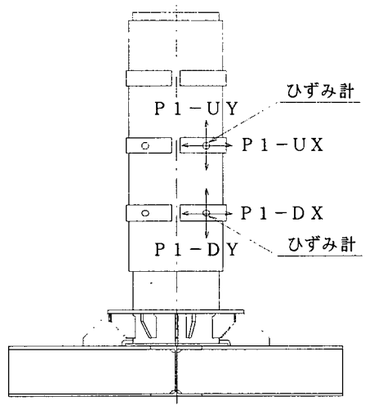
実験を行った結果、数ヶ所の改良を要する点が見受けられたが、盛換作動については油圧システムを除けば、まずまずの成果が得られた。

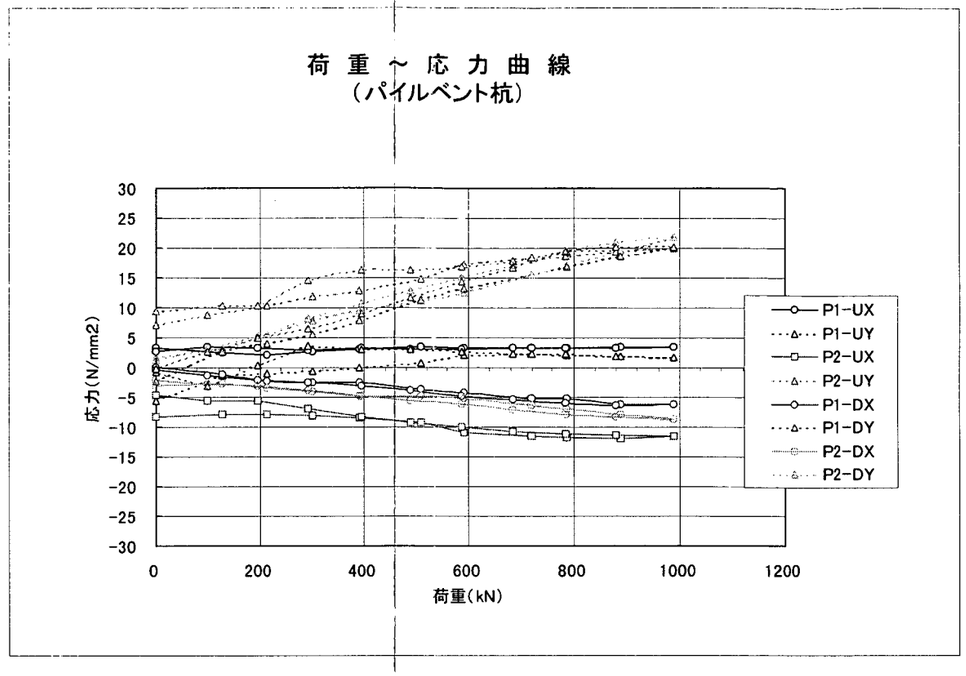
耐圧試験についても、応力測定をした結果、部材への応力・変形共問題点は認められず、今後製作する圧入装置 2 号機以降の参考となった（部材厚など）。

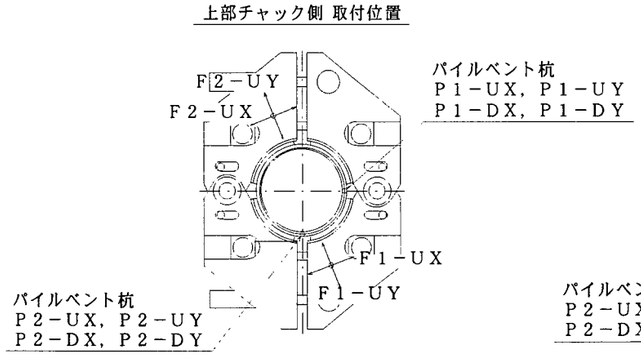
実証実験時には、本試験で見受けられた問題点を検討・改善を施し臨む。

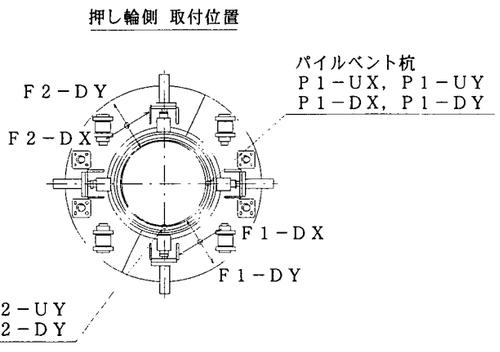


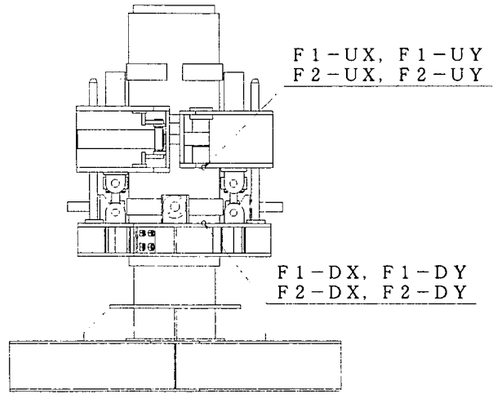


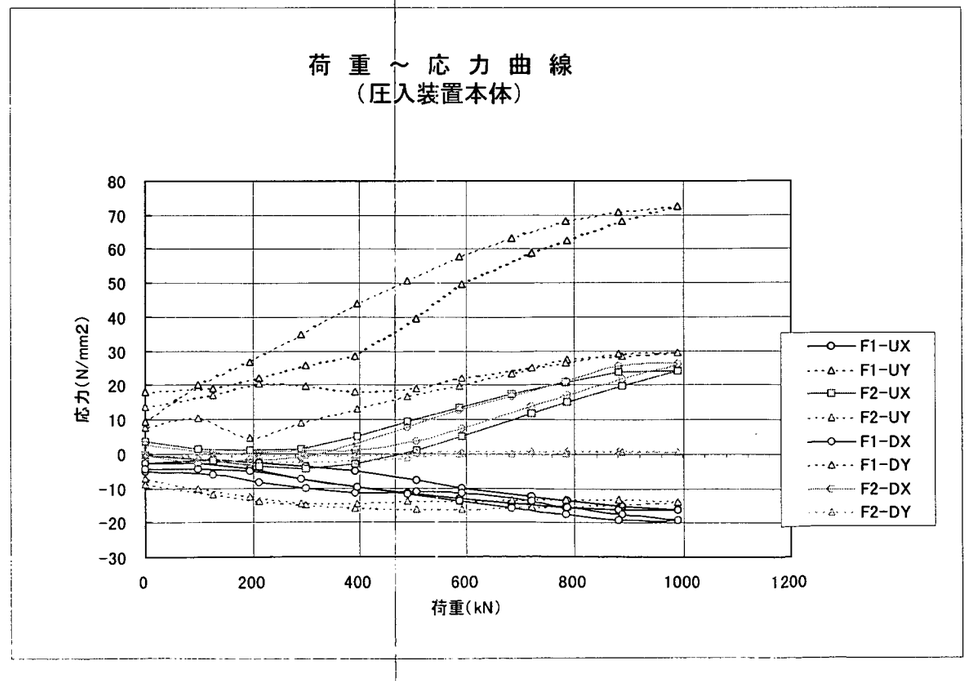












図－7.5.2　応力計の取付け位置と結果

（2）実証実験

a）実験概要

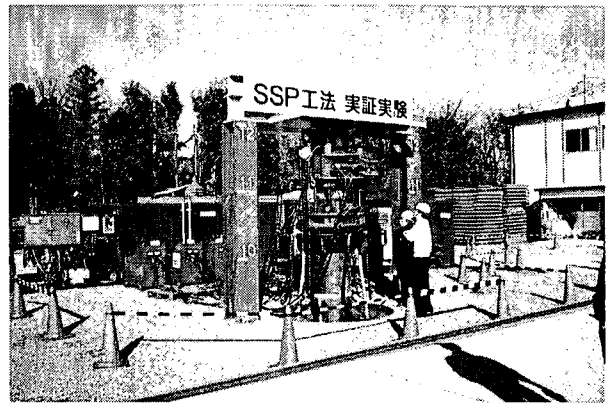
本実験工事は、ＳＳＰ工法の施工性を実証するため、実施工と同様の施工条件・手順を想定し実施した。また、補強鋼板の先端部は開とし、高圧ウォータジェット併用により補強鋼板を深さ GL−8.65mまで圧入した。**図−7.5.3** に実験の概要図、地質柱状図など、**写真−7.5.2** 実験状況を示す。

工　　程：平成 11 年 11 月 8 日（月）

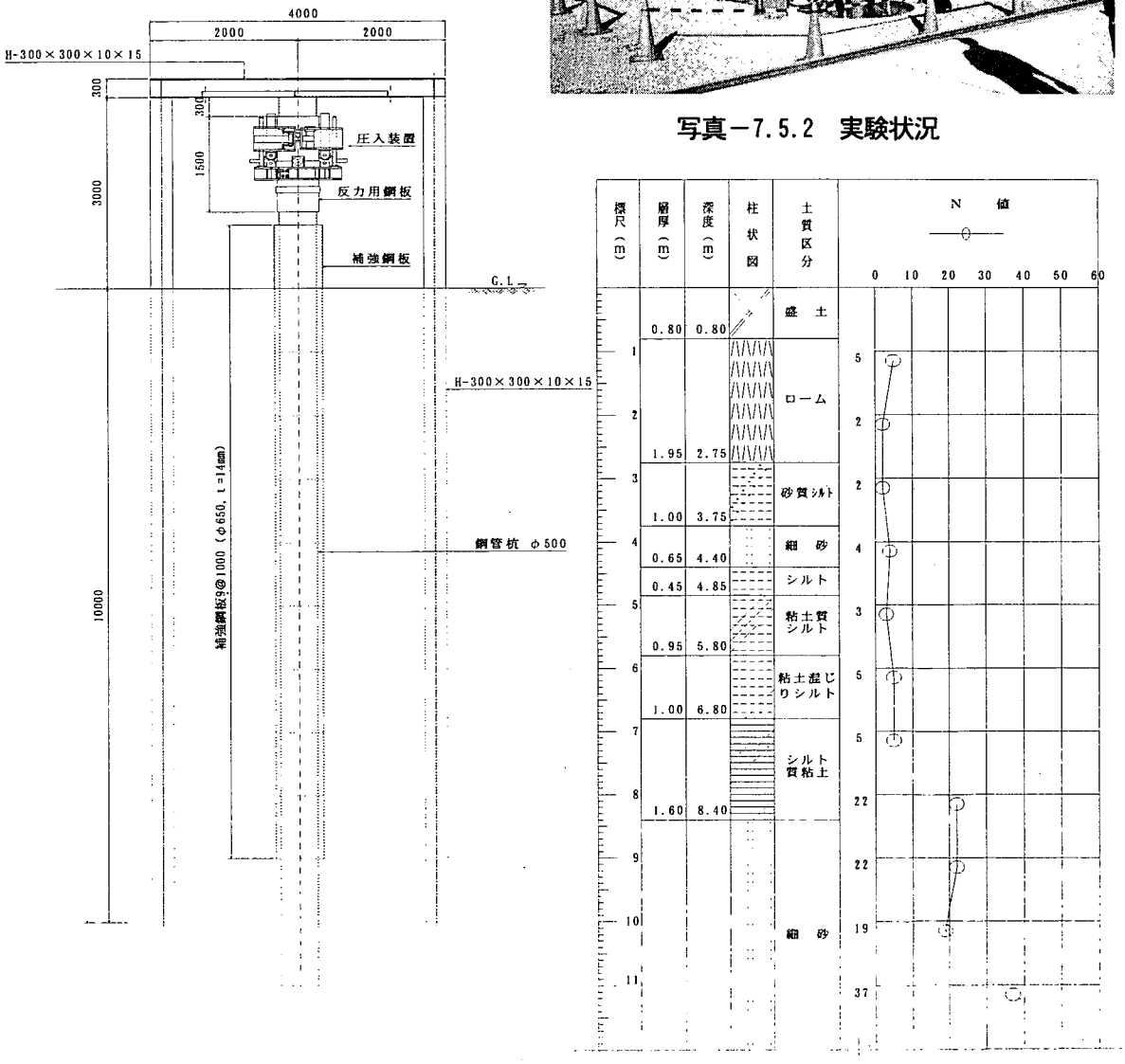
～平成 12 年 1 月 15 日（土）

※平成 11 年 12 月 8 日（水）公開実験日

実験場所：(株) 白石　つくば技術センター



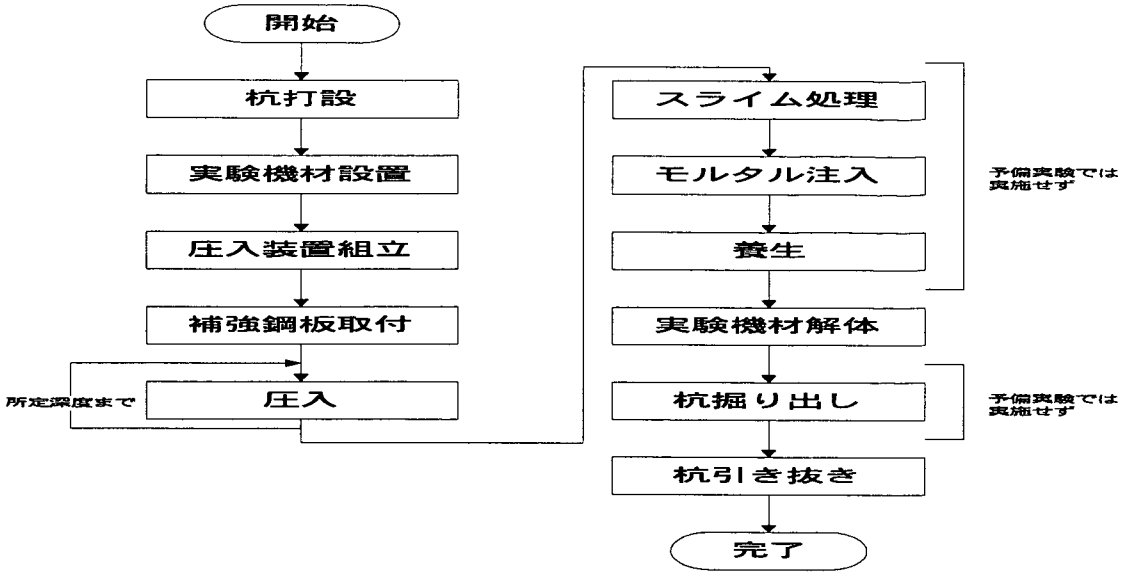
写真−7.5.2　実験状況



図−7.5.3　実験の概要

b）実験手順

実験は予備実験と本実験の２回行い、補強鋼板圧入を予備実験ではGL－3m、本実験ではGL－8.65mまで圧入した。図－7.5.4に実験工事手順を示す。



図－7.5.4　実験工事手順

c）主要機械・器具

表－7.5.1　主要機械・器具一覧

工　種	機材名称	型式・仕様	数量	備　考
実験設備準備、解体工	クローラクレーン	55t	1機	
	バックホー	0.12m³	1台	
	溶接機	400A	2台	
杭打設工	バイブロハンマー	VS-400	1台	
	同上用油圧ユニット	3φAC200V	1台	
	同上用ゼネレータ	SDG220S　220KVA	1台	
	オーガー	CV205　φ550×7m	1機	
	クローラクレーン	55t	1台	
圧入工	ｳｫｰﾀｼﾞｪｯﾄｶｯﾀｰ	SJ125E　125PS	1台	圧力15Mpa 吐出量325l/min
	圧入装置	圧入力981kN	1台	φ400～500用
	圧入装置用油圧ユニット	3φAC200V　2.2KW	3台	
	サンドポンプ	1.5KW	2台	
	水中ポンプ	0.75KW	2台	
	水槽タンク	20m³	2ヶ	
	ノッチタンク	2m³	1ヶ	
	溶接機	400A	2台	
ｽﾗｲﾑ処理工	ｴﾝｼﾞﾝｺﾝﾌﾟﾚｯｻｰ	30HP	1台	
ﾓﾙﾀﾙ注入工	モルタルミキサー		1台	
	モルタルポンプ		1台	
その他製作品	泥水受ホッパー		1台	
	泥水ピット足場		1式	
	圧入装置用吊り金具		1式	

d）圧入装置

・仕様　　表－7.5.2　圧入装置仕様一覧

項　目	仕　様
最大圧入力	981kN
圧入ジャッキストローク	500mm(盛り換え動作無し)
反力用鋼板締付け圧力	196kN
重量	1,592kg（ｼﾞｬｯｷは除く）

e）圧入装置の改造

圧入装置は平成11年8月の作動・耐圧試験後、以下の項目に改造を加えた。

① 圧入機の落下防止

-1 盛替え作業中の押し輪ストッパーの摩擦力向上（ロレッタ加工による。）

-2 押し輪用ジャッキのストローク変更（50mmから150mmに）

-3 上部チャックグリップ動作性の向上

-4 上部チャック解放防止安全装置の設置

-5 圧入装置用吊り金具よりチェーンブロックを介しての常時吊り動作(図－7.5.5)。

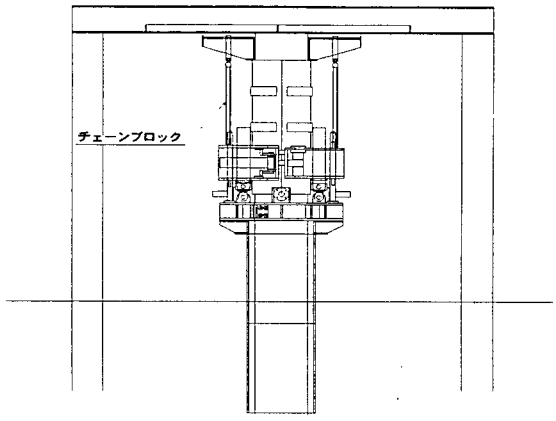
② 現場における圧入装置組立性の向上

-1 圧入装置各部吊り金具の増設（吊り込み安定性考慮）

-2 圧入装置用吊り金具（既設杭上部取付用）

③ 圧入作業時のウォータジェットの併用

-1 補助押し輪の増設(図－7.5.6)。



図－7.5.5 圧入装置用吊り金具とﾁｪｰﾝﾌﾞﾛｯｸ

f）組立順序

組立手順を以下に示す。

①圧入装置用吊り金具及び吊り具の取付

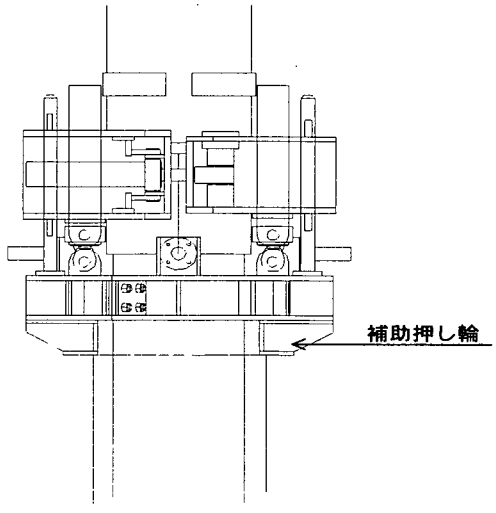
②上部チャック取付

③押し輪吊り上げ用吊り具の取付

④押し輪取付

⑤圧入ジャッキ押し輪の接続

⑥補助押し輪の取付け



図－7.5.6　補助押し輪の増設

g）問題点と対策

① 圧入装置組立時

-1 圧入装置重量

圧入装置の重量は1,592kg（ジャッキは除く）であり、ジャッキ重量を考慮すると約2,000kgの重量となる。施工される作業現場は橋脚基礎の下など、狭い場所での作業となりクレーン等の使用も難しいと考えられる。このような作業環境を考慮すると、組立、解体及び移動が容易に行えるように圧入装置の軽量化を行う必要がある。

-2 上部チャック組立時の固定金物の必要性

上部チャックの開閉を防止するための上部チャック固定金物を取り付けた。

② 圧入装置圧入時

-1 上部チャック用ジャッキに働く外力

上部チャック用ジャッキと先端金物を接合する部分を球座受構造にし、ジャッキに働く外力を逃がす構造とした。

h）圧入工

① 補強鋼板

補強鋼板は既設杭の周囲に取り付け、圧入装置によって圧入される円柱状の鋼板である。本実験で使用した補強鋼板は、1,000×999×14t（重量109.8kg）の鋼板をR325の曲げ加工を行い、２枚１組で円柱状になるものを使用した。圧入作業を円滑に行うために、補強鋼板の内側に下記の装置を取り付けた。

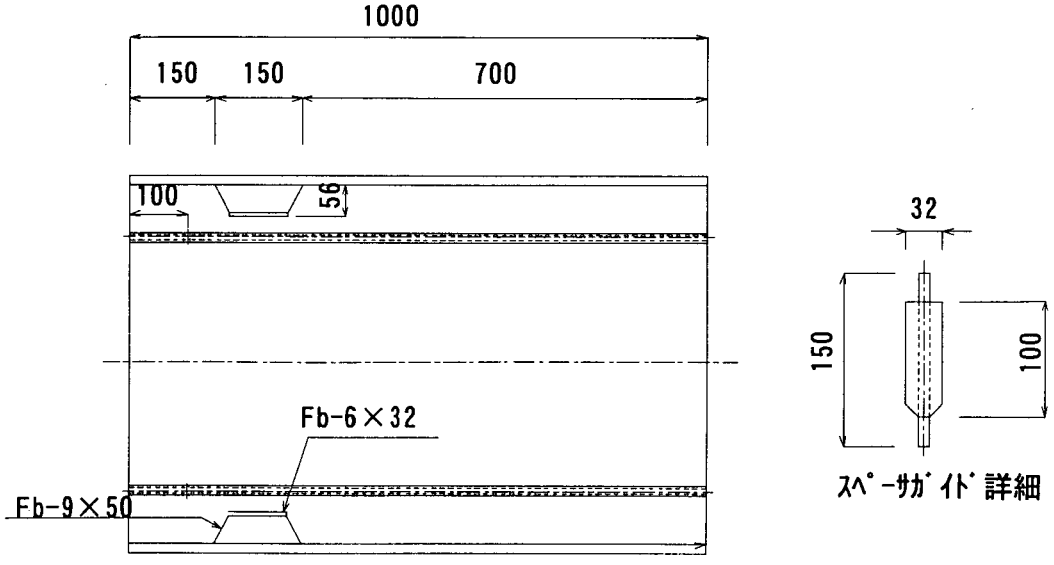
（表－7.5.3に圧入時の同心円度測定結果を示す。）

-1 ウォータジェット配管ガイド

補強鋼板の内側にウォータジェット配管ガイドを４カ所に取り付け、高圧ウォータジェット噴射時の反力受けとし、また配管の取り付け及び、取り外しの作業性を向上させた。

-2 スペーサガイド

圧入時の偏心量を最小限にするために、補強鋼板の内側にスペーサガイドを設置した（図－7.5.7）。

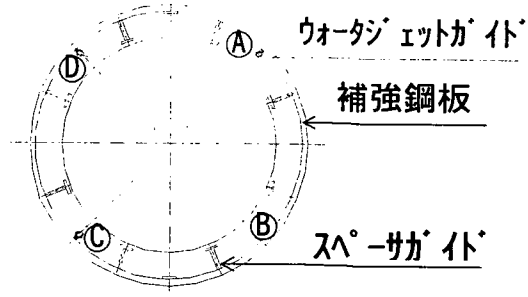


補強鋼板断面

図－7.5.7　補強鋼板内スペーサガイド

表－7.5.3　施工時補強鋼板と既設パイルベント杭の同心円度測定(単位：mm)

測　点	A	B	C	D
設計値	75	75	75	75
1ロット	76	74	74	76
2ロット	76	74	74	76
3ロット	75	76	75	74
4ロット	75	76	75	74
5ロット	73	76	77	74
6ロット	72	75	78	75
7ロット	72	75	78	75
8ロット	72	75	78	75
9ロット	72	75	78	75



図－7.5.8　同心円度測定位置

-3 溶接裏当て金物

厚みは6mmの裏当てを使用した。

② 圧入力

-1 圧入力の計算（Meyerhof の式準処）

$$W = 40NA + CA_S - Wa \quad \cdots\cdots (7.5.1)$$

Wa：圧入装置自重＝19.6（kN）

W：圧入力（kN）

N：補強鋼板先端のN値

A：補強鋼板先端の面積（m^2）

C：砂質土＝ 0.2N≦10

　　粘性土　　N≦15

As：補強鋼板の両表面積（m^2）

L：補強鋼板先端深さ(m)

$$A = \frac{\pi(0.65^2 - 0.622^2)}{4}$$

$$= 0.028 m^2$$

$$A_S = \pi(0.65+0.622) \times L$$

$$= 4 \times L \ (m^2)$$

以上より、下表（**表－7.5.4**）に計算結果を示す。

表－7.5.4　理論計算による圧入深度と圧入力

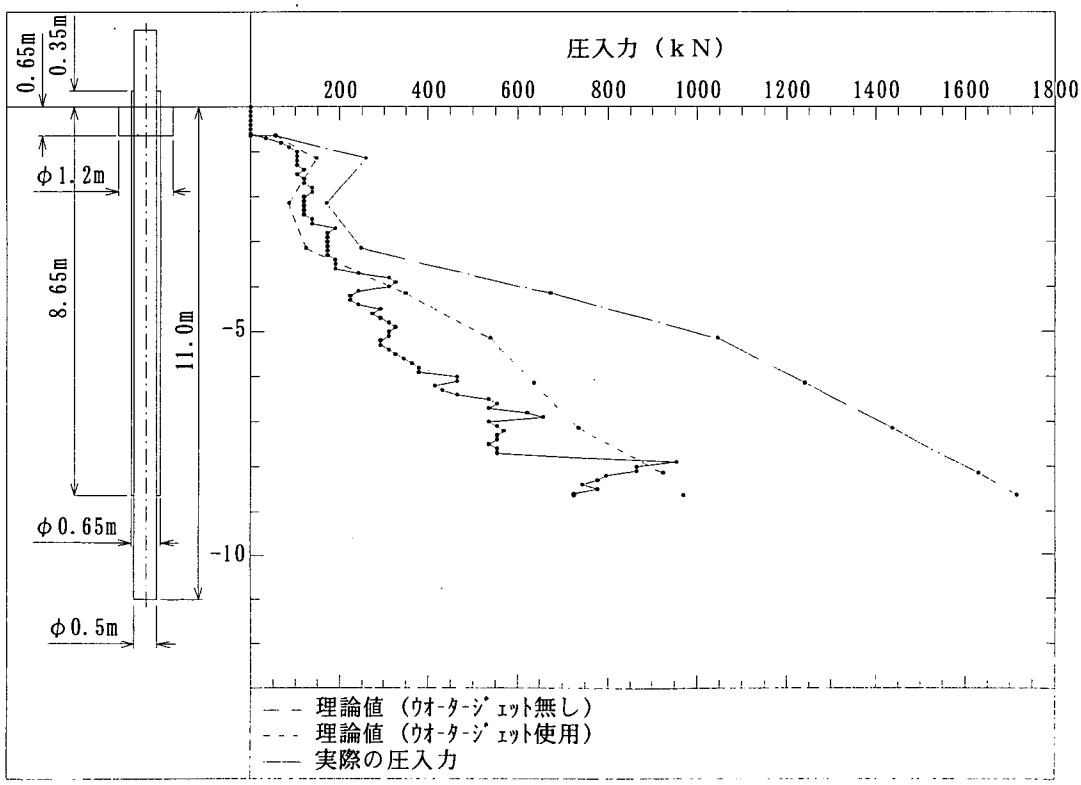
深度(m) (L)	N値	圧入力(kN)	
		ジェット無し	ジェット有り
0.65			
1.15	5	260.6	148.1
2.15	2	170.6	86.3
3.15	2	249.1	125.5
4.15	4	675.7	350.1
5.15	5	1045.5	540.3
6.15	5	1241.5	638.4
7.15	5	1437.7	736.5
8.15	22	1628.9	925.7
8.65	22	1715.2	968.9

-2 施工結果

補強鋼板圧入時の深度と圧入力関係を表－7.5.5、グラフを図－7.5.9 に示す。

表－7.5.5　深度と圧入力結果

刃先深度 (m)	圧入力 (kN)	ｼﾞｪｯﾄ使用 有無	刃先深度 (m)	圧入力 (kN)	ｼﾞｪｯﾄ使用 有無	刃先深度 (m)	圧入力 (kN)	ｼﾞｪｯﾄ使用 有無
0.0			3.4	190.2	2N/mm²併用	6.8	623.7	4N/mm²併用
0.2			3.6	190.2	2N/mm²併用	7.0	537.4	4N/mm²併用
0.4			3.8	311.9	無し	7.2	571.7	4N/mm²併用
0.6	0	無し	4.0	311.9	無し	7.4	554.1	4N/mm²併用
0.8	69.6	無し	4.2	225.6	無し	7.6	554.1	4N/mm²併用
1.0	104.0	2N/mm²併用	4.4	242.2	無し	7.8	727.7	12N/mm²併用
1.2	104.0	2N/mm²併用	4.6	277.5	無し	7.9	952.2	12N/mm²併用
1.4	121.6	4N/mm²併用	4.8	311.9	無し	8.0	865.9	12N/mm²併用
1.6	121.6	2N/mm²併用	5.0	311.9	無し	8.2	796.3	12N/mm²併用
1.8	138.3	無し	5.2	294.2	無し	8.4	744.3	12N/mm²併用
2.0	121.6	2N/mm²併用	5.4	311.9	無し	8.6	727.7	12N/mm²併用
2.2	121.6	2N/mm²併用	5.6	346.2	無し	8.65	727.7	12N/mm²併用
2.4	121.6	2N/mm²併用	5.8	381.5	2N/mm²併用			
2.6	138.3	2N/mm²併用	6.0	467.8	2N/mm²併用			
2.8	173.6	2N/mm²併用	6.2	415.8	2N/mm²併用			
3.0	173.6	2N/mm²併用	6.4	467.8	3N/mm²併用			
3.2	173.6	2N/mm²併用	6.6	554.1	4N/mm²併用			



図－7.5.9　圧入結果

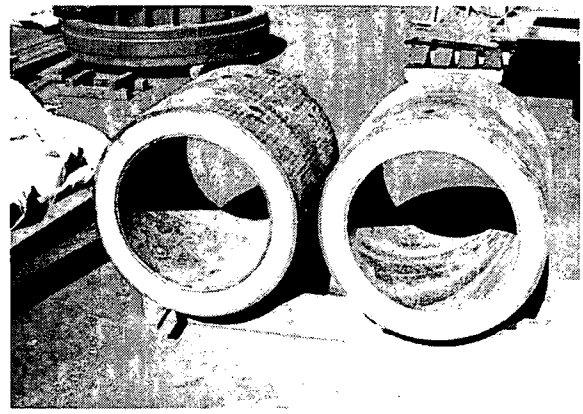
ｉ）施工後補強杭断面精度

目標深度（8.65m）まで圧入後、モルタルを注入した。試験終了後補強杭を引き抜き断面方向に切り、鋼管杭と補強鋼板との同心円度の測定を行った。

測定結果を**表－7.5.6**，補強杭断面を**写真－7.5.3** に示す。

表－7.5.6　杭断面計測結果（単位：mm）

測　点	A	B	C	D	長さ
設計値	87	87	87	87	600
試験体１	88	86	86	88	600
試験体２	88	86	86	88	600



写真－7.5.3　補強杭断面

ｊ）補強鋼板内土砂処理、スライム処理等

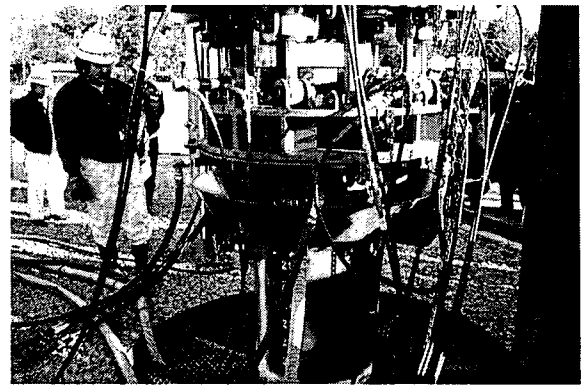
既設杭と補強鋼板内にある土砂、スライムを除去するため、下記の３通りの作業を用意した。

・ウォータジェットによる残留土砂除去

・ウォータジェット、エアリフト併用による残留土砂除去

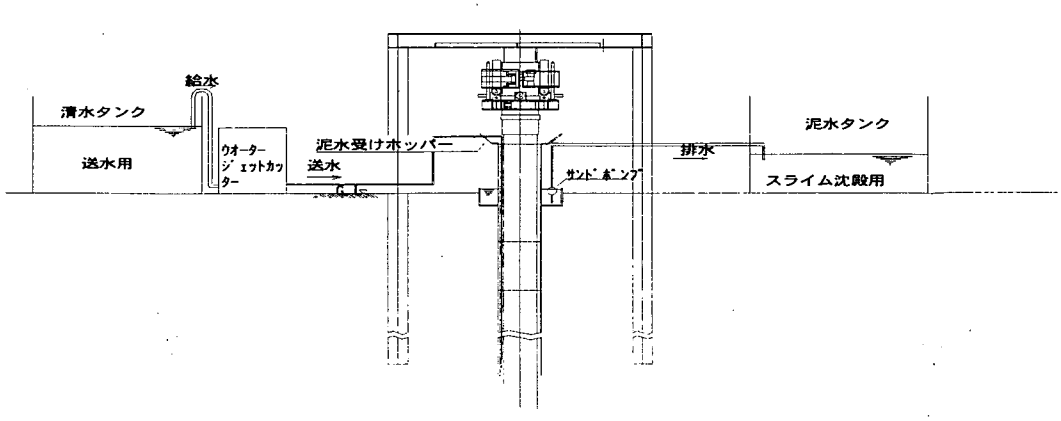
・ウォータジェット、サクションポンプ併用による残留土砂除去

また、これらの作業を行うにあたり泥水による作業環境の悪化が懸念されたが、いずれの作業も補強鋼板外に排出された土砂及びスライムは泥水受けホッパーに貯まり（**写真－7.5.4** 参照）そこから泥水ピットに落とされ、サクションポンプにて泥水タンクに送られるシステムとしたため作業場所を汚さず、作業環境に悪影響を与えることなく作業することができた。



写真－7.5.4　施工状況

① ウォータジェットによる残留土砂除去



図－7.5.10　ウォータジェットによる残留土砂除去設備

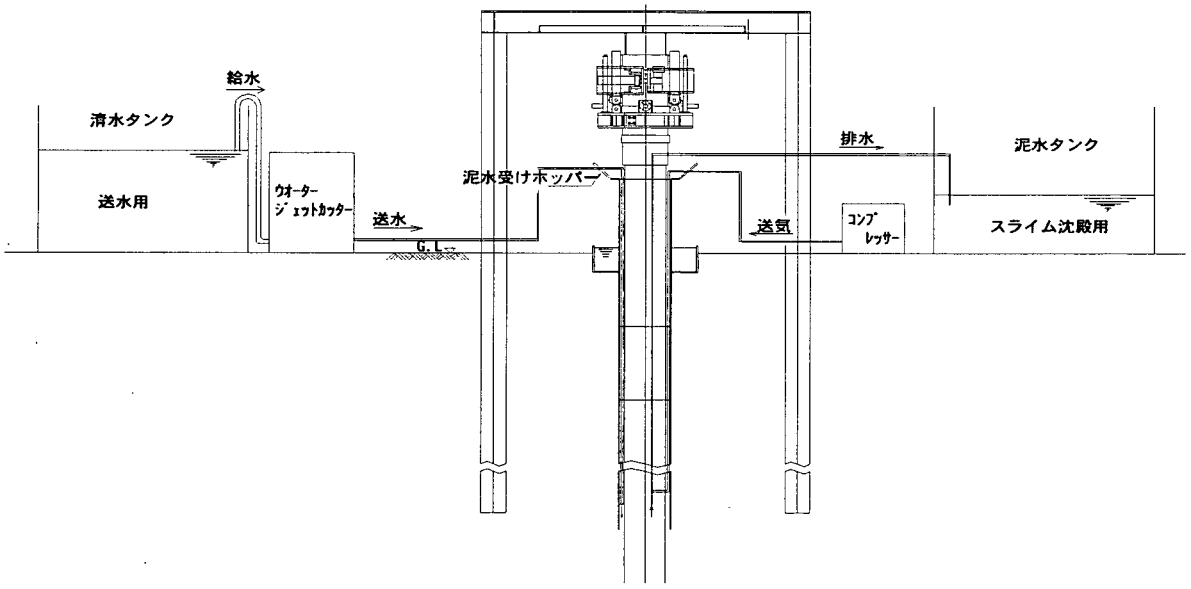
圧入時に併用することにより、圧入途中の状態でも補強鋼板内の土砂を排出することができた。しかし、圧入深度が深くなると土砂を補強鋼板外に排出するだけの土砂の浮力が得られず、ウォータジェットのみによる残留土砂除去に限界が生じた。

ウォータジェットの先端ノズルは垂直方向に１カ所、45°方向に４カ所穴のあいているノズル（**写真－7.5.5（c）**）を使用した。

② ウォータジェット、エアリフトによる残留土砂除去

圧入深度が深くなると残留土砂を排出するのが徐々に困難になる。そこで、ウォータジェットと併用してエアリフトを使用し、残留土砂の排出を行った。エアリフトはサクションホース内に圧縮空気を入れることにより、サクションホース内の比重を水よりも小さくなるのを利用し、サクションホースにバキューム力を持たせることで土砂の排出を行う方法である。

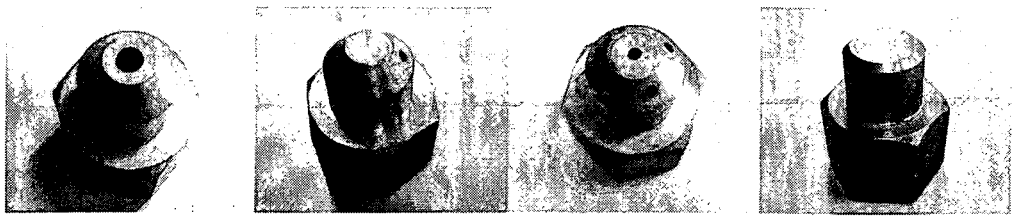
本実験では深度8.65mからの土砂排出であったが、効率よく残留土砂を排出することができた。また、同方式は深度が深くなるほど効率がよくなる工法である。



図－7.5.11　エアリフト設備図

③ ウォータジェット、サクションポンプ併用による残留土砂除去

補強鋼板内の土砂をウォータジェットと中継用サクションポンプを使用して排出する方法である。しかし、ウォータジェットとエアリフトによる残留土砂の排出だけで所定深度（ＧＬ－8.65m）まで達したので、本実験では準備しておいた中継用サクションポンプは使用しなかった。



（a）　（b）　（c）　（d）

写真－7.5.5　ウォータジェット・ノズル

④ 内部洗浄

モルタルの付着を高めるため、既設杭と補強鋼板の間にウォータジェットを使用して洗浄を行った。ウォータジェット先端金物は横方向に６ヶ所のもの(**写真－7.5.5 (d)**)を使用した。

洗浄箇所は補強鋼板のウォータジェットガイドに沿って４カ所行った。洗浄方法はウォータジェットカッターにつながっている高圧ホースの先端に、逆止弁とウォータジェットノズルを取り付け、ウォータジェットガイドに沿ってゆっくりと上下運動をさせながら高圧ホースを降ろし、補強鋼板内部と既設杭の洗浄を行った。洗浄時のウォータジェットの仕様を**表－7.5.7** に示す。

表－7.5.7　洗浄時の仕様

先端金物 噴射口	ｼﾞｪｯﾄ圧力	洗浄箇所	洗浄時間
横方向に ６ヶ所	10Mpa	ｳｫｰﾀｼﾞｪｯﾄｶﾞｲﾄﾞ に沿って４ヶ所	15 分／1 ヶ所

⑤ 内部調査

既設杭と補強鋼板間の残留土砂の付着程度、及び洗浄状態を確認するため小型水中カメラ（以下、カメラ）を使用した内部調査を行った。カメラはカラーカメラと白黒カメラ２種類を用意した。カラーカメラはカラー映像であるが、先端に取付られた小型ライトが乱反射して、内部の状態をはっきり映し出すことが出来なかった。白黒カメラは、映像は白黒であるが赤外線光を使用しているため、乱反射せずカメラの映像を通して内部の状況を確認する事が出来た。但し、映像が白黒であるため既設杭及び補強鋼板が完全に洗浄されたかは確認できなかった。

⑥ 問題点と対策

-1 補強鋼板内部に取り付けられているスペーサガイドをＴ型からＩ型に変更し、補強鋼板内部の空間を少しでも広くし、洗浄効果をより高めることを次施工では検討したい。

-2 今回約４ｍ～６ｍまでウォータジェットを使用せずに圧入したため、残留土砂の排出の工程でかなり時間がかかった。土砂排出の工程、更には内部洗浄の工程を容易にするためにも、ウォータジェットは圧入初期の段階から使用する必要がある。

ｋ）モルタル注入工

① 配合

モルタルの配合を**表－7.5.8** に示す。

表－7.5.8　１袋当たり、および１m^3当たりの配合

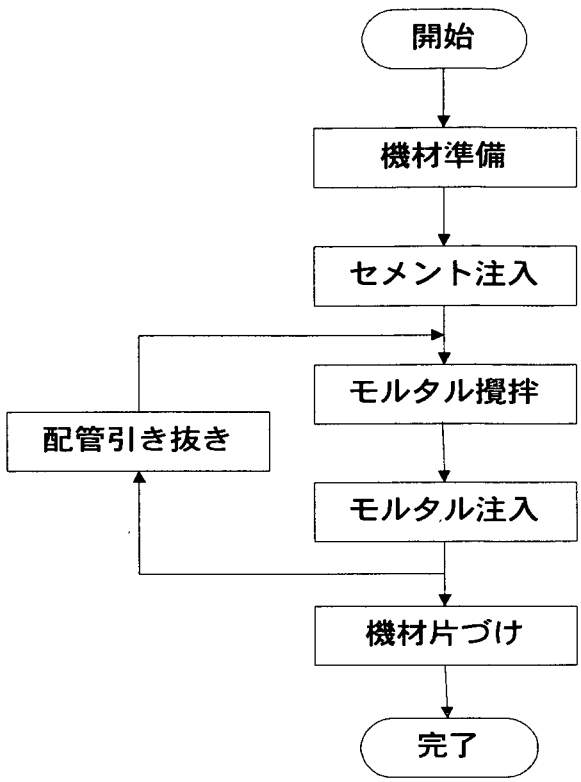
１袋当たりの配合		１m^3当たりの配合	
粉体	水	粉体	水
１袋（25kg）	5 kg	70 袋（1,750kg）	350kg

無収縮（水中）不分離モルタルはプレミックスされた無収縮モルタル材料にセルロース系の増粘剤を水と攪拌したものを練り混ぜた。

② 注入

モルタルの注入はミキサーで攪拌し、ポンプ圧送の水中コンクリート打設方式でおこなった。モルタルと水の配合は1バッチ当たりモルタル6袋、水30kgとした。

注入用配管は内径11/2B、長さ1mで両端にネジ切りした鋼管を9本つなぎ9mとして注入を開始し、注入量に応じて配管を1本ずつ取り外し、注入配管先端を上昇させた。**図－7.5.12** にモルタル注入作業手順を示す。



図－7.5.12 モルタル注入作業手順

③ 問題点と対策

注入はモルタル注入量に応じて配管を1本ずつ取り外しながら作業したが、配管の取り外し及び再組立の作業に手間がかなりかかった。今後は先端のみ鋼管を使用し、残りの部分については高圧ホースを使用する事により注入先端の上昇を容易に行い作業効率のアップを図る。

注入状況は、**写真－7.5.3** でも解るように良好であった。また、現場より採取したテストピースによる圧縮試験結果においても、所定以上の強度が得られた。

l) まとめ

今回の実験工事は、ＳＳＰ工法の実施工を実証することを目的として行った。実験を行った結果は圧入装置の組立、補強鋼板内部の残留土砂を排出するなどに時間がかかった。また、圧入深度 8m 付近で硬い地盤（固結シルト）において、圧入装置最大圧入力の 981kN 近くまで上げての圧入となった。**（表－7.5.4, 図－7.5.9 参照）** しかし、無事に所定の深度まで圧入することが出来たのと同時に実施工においても、圧入装置が設計通りの性能を発揮していることが実証できた。

また，圧入精度も補強鋼板の内側に取付られたスペーサガイドにより、細かな測量を行わなくても既設杭に沿って圧入することで高い精度が実証された。さらに、無収縮不分離モルタルの配合・強度・充填状況においても高品質性が証明された。

同工法は特に河川現場などでは、ウォータジェットやスライム処理などで発生する泥水によって、環境への影響が懸念されるが、泥水ホッパーが有効に機能し、施工場所付近を汚すことなく施工することができた。

これらを踏まえ、ＳＳＰ工法が実施工可能であることが実証された。

7.5.2 研究課題

（1）設計法

以下の５点が設計法における主な課題である。

a）許容塑性率μaの算出

道示耐震設計編では，コンクリートを充填しない鋼製橋脚の許容塑性率の求めかたが示されていない。そこで，コンクリートを充填しない鋼製橋脚の場合，脆性的な破壊を防ぐための許容変位がタイプⅡの地震動の場合は$6\delta y$とされている（道示Ⅴ，p171）ことから許容塑性率$\mu a=6$とした。今後、最新の研究成果を踏まえ、許容塑性率の値を検討する必要がある。

b）橋脚部と基礎部の区別

一般の下部工において橋脚と基礎はフーチングを境に分離してモデル化される。パイルベント基礎ではフーチングが無く，構造的に橋脚部と基礎部の区別はないため，今回の試設計では地上部を橋脚部，地中部を基礎部とした。この方法の妥当性を検討する必要がある。

c）補強部の曲げ剛性の算出

補強部では，内側鋼管と外側の補強鋼管の２重管となっているが，現在，外管のみの曲げ剛性で計算している。内管の曲げ剛性を考慮することにより，より合理的な補強工法となることから載荷実験によって曲げ剛性式を検討する必要がある。

d）降伏判定

試算によれば，杭の押込み支持力が上限値に達した時を降伏とすると，変位が急増する以前が降伏となった。降伏の判定基準を試算により確認する必要がある。

e）その他

試設計では鋼管杭で突出長の比較的短いパイルベント橋を対象にしたが、今後はＰＣ杭の試設計を行う必要がある。また、杭の突出長の長いケースの試算も行う必要がある。

（2）施工法および施工管理法

平成11年度には、圧入装置の試作機を製作し、作動・耐圧試験、実証実験により、当初考えられていた以下のケースは解決されつつある。

a）作動・耐圧試験、実証実験により確認された事項

①圧入装置の組立解体方法

実証実験時にチェーンブロックによる吊り治具などが開発され、組立解体方法も当初よりは、時間短縮された。今後は、装置自体の軽量化を図り、作業性の効率化を目指す。

②補強鋼板の真円保持

これも同じく実証実験におけるスペーサーの働きなどにより良い精度が確認された。

③圧入時の本杭への影響

耐圧試験により本杭の影響が測定され、あまり問題がないことが判明した。今後は、RC杭・PC杭でのチェックも実施したい。

④モルタル仕様の決定

実証実験時、配合は決定され注入中のモルタルより採取されたテストピースの圧縮試験も予定以上の強度が確保された。実験終了後の杭を引き抜いた後の観察から、無収縮不分離モルタルの配合・強度・充填状況においても高品質が証明された。

⑤圧入装置の上下移動

作動・耐圧試験、実証実験により、問題がないことが確認された。

b）今後の課題

①内外管の洗浄程度

実証実験報告にもされているが、高性能赤外線カメラでも洗浄程度ははっきり確認されていない。今後は、高圧ジェット圧力設定と合せて検討したい。

②土質による刃口の選定

刃口形状を開にするか閉にするかは、土質および補強深さにより選定を考えているが、実証実験では開にして施工した。今後は閉にする場合の形状や高圧ジェットのセット位置（実証実験では刃先より50cm上の位置にセットした。）も含めて検討したい。

③補強鋼板溶接部の品質確認

既存の鋼板巻き立ての要領と合せて検討する。

④斜杭における補強鋼板の真円保持

本実証実験は鉛直杭であり、スペーサーの働きより良い精度が確認されたが、斜杭の場合にはスペーサーが摩擦抵抗となり圧入力の不足や真円保持が出来なくなるケースが考えられる。ローラースペーサーなどの開発が必要とされる。

7.5.3 研究計画

ＳＳＰ工法は、共同研究に入る約半年前から検討されてきた。従って、平成 11 年度には、圧入装置の試作機を製作し、作動・耐圧試験、実証実験まで進み、多くの課題が解決されつつある。
また、両実験により、圧入装置吊り治具・補助押し輪・ウォータジェットのノズル・エアリフトによる残土スライム処理等々の開発・研究・工夫がなされてきた。

平成 12 年 3 月には、実証実験に使用した補強された杭を引き抜き、せん断試験まで実施された。（解析は 12 年度）また、現在設計・施工マニュアルや、積算基準（案）も製作中である。

平成 12 年度には、同じ実証実験に使用した補強された杭により、曲げ耐力試験を早い時期に行い、設計的裏付けをとり、平成 12 年度中に工法の確立を目指したい。

今後の研究計画を**表－7.5.9** に示す。

表－7.5.9　研究計画

年度	研究項目	平成12年度(2000)												平成13年度(2001)				
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8
平成12年度																		
	施工管理法の課題整理	■	■	■	■													
	施工マニュアルの作成	■	■	■	■	■												
	積算基準(案)作成	■	■	■	■	■												
	押し抜きせん断試験の解析と評価	■	■	■	■													
	曲げ耐力試験			■	■													
	曲げ耐力試験の解析と評価				■	■	■											
	設計法の確立	■	■	■	■	■	■	■										
	設計マニュアルの作成	■	■	■	■	■	■											
	その他設計・施工・施工管理に関する						■	■	■	■	■	■	■					
	問題点の整理																	
	年度報告書										■	■	■					
平成13年度																		
	その他設計・施工・施工管理に関する													■				
	問題点の整理																	
	年度報告書													■	■			

8．共通実験計画

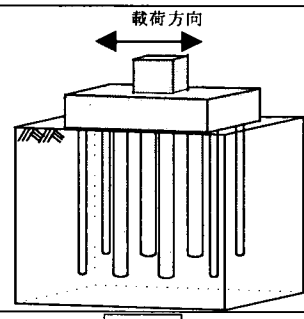
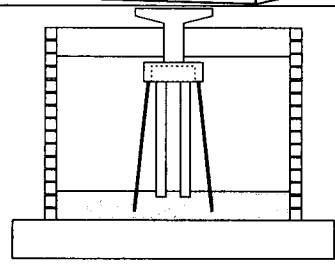
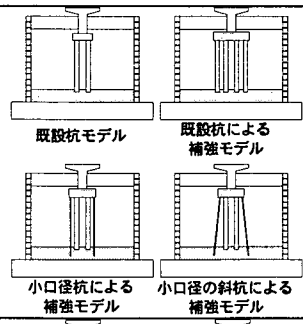
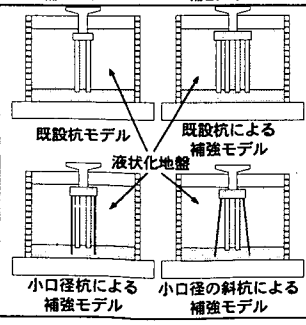
8.1 実験目的

本共通実験では、建設省土木研究所および本共同研究に参加している全ての民間各社に共通する「小口径杭による増し杭補強工法」を研究対象とし、その補強効果の確認とメカニズムの把握を目的とする。

8.2 実験項目

計画している実験項目を表-8.2.1に記す。

表-8.2.1 実験項目

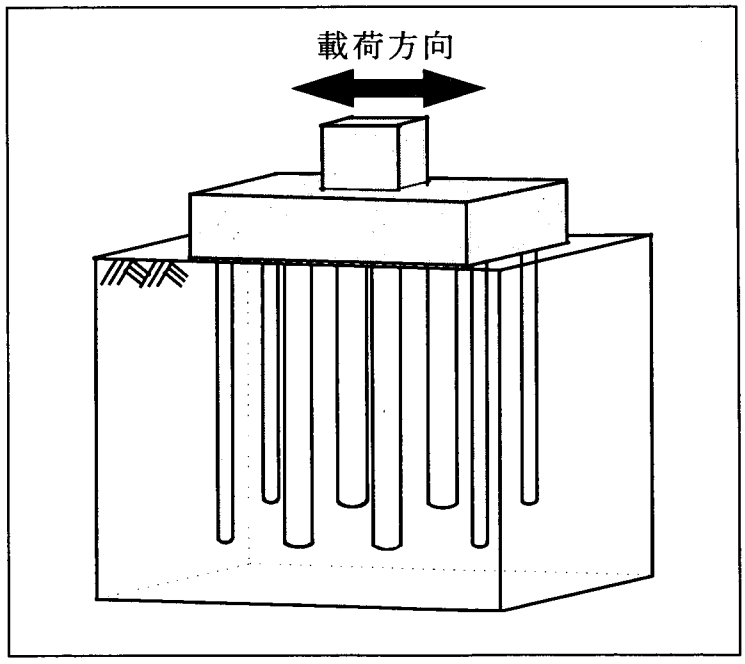
実験項目	実験目的	実験概要	成果	実験予定時期
異種杭の荷重分担の模型実験	荷重分担の解明		・既設杭と補強杭の水平方向の荷重分担率	平成12年度
斜杭の模型実験（静的）	斜杭の有用性の確認		・斜杭の補強効果の確認(角度の影響・荷重分担率等を確認)	平成12年度
振動実験1(耐震補強)	地震時の小口径杭の挙動および耐震性の確認		・小口径杭の耐震補強効果	平成12年度
振動実験2(液状化対策)	液状化地盤における小口径杭の挙動および効果の把握		・液状化地盤における小口径杭の補強効果	平成12年度

8.3 実験概要

8.3.1 異種杭の荷重分担に関する模型実験

小口径摩擦杭は、一本の杭で用いられることは少なく、一般的には増し杭として既設杭とフーチングにより結合して用いられる。このような異種の群杭基礎に水平力が作用し、杭が大きく変形した時、地盤内応力を介して各杭が相互に干渉しあうため、単杭に比べて各杭に作用する地盤反力がその位置や杭間隔などによって異なることが知られている。しかし、群杭に関する実験のほとんどは同種杭のものであり、既設橋梁基礎を異種杭で補強した場合の各杭の挙動については未だ解明されていないのが現状である。

そこで、本実験では、ひずみゲージを貼付した既設杭および増し杭の２種類の模型杭を作成し、建設省土木研究所内にある深層土槽もしくは実地盤を用いて図－8.3.1 に示すように異種杭基礎の水平載荷試験を行う。この実験より得られる各杭における杭頭変位、杭体ひずみ等のデータから既設橋梁基礎を小口径摩擦杭で補強する場合の群杭効果、既設杭と小口径摩擦杭の荷重分担等を把握し、異種群杭基礎の設計手法を提案することを目的とする。



図－8.3.1 異種杭の荷重分担に関する模型実験概略図

8.3.2 斜杭に関する模型実験

既設基礎の耐震補強に関して、増し杭による補強効果は各工法の試設計結果からも、斜杭によるものが特に効果的であると確認できた。しかし、斜杭の設計には軸直角抵抗の異方性に応じた補正方法や、鉛直の既設杭と組み合わせた群杭の実挙動など、未解明な部分も残されている。そこで、斜杭を含んだ群杭模型の静的実験により基礎の挙動を把握し、鉛直の増し杭補強モデル等との実験比較から斜杭補強の有効性を確認する。

実験としては、例えば図-8.3.2 に示すような群杭モデルが考えられるが、事前検討として、斜杭の角度をパラメータとした解析による補強効果、実条件に応じた施工性などを考慮し、適切な斜杭の角度を検討する必要がある。また、このような実験から得られた結果と数値解析の比較などを行い、斜杭に関する基本的な設計の考え方や、斜杭の梁～バネモデルへの妥当性などを確認する。

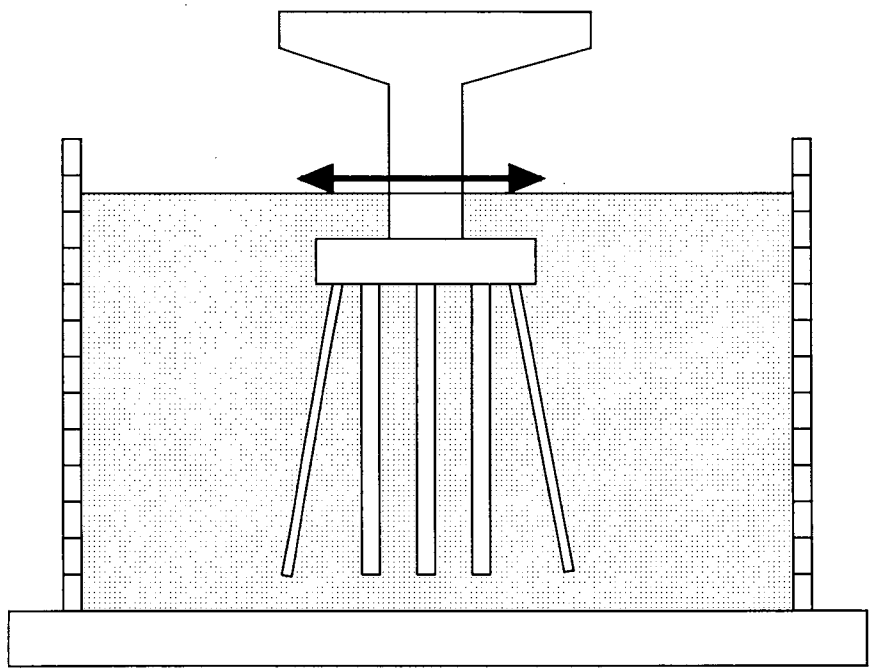


図-8.3.2 斜杭の補強効果に関する実験例

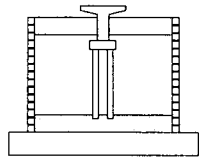
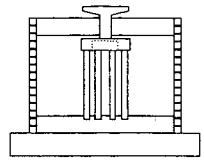
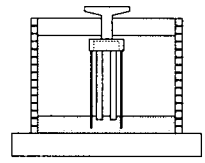
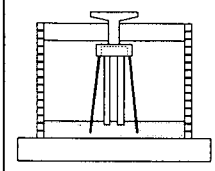
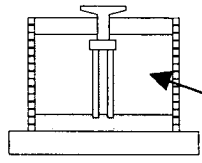
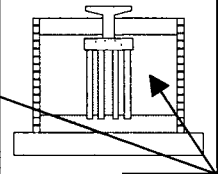
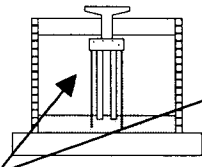
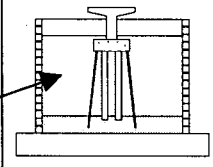
8.3.3 耐震補強に関する振動実験

（1）液状化しない場合

既設基礎構造物の耐震補強について、小口径杭による増し杭工法を対象とし、その耐震性能の効果の確認を目的とする。本実験では、小口径の直杭および小口径の斜杭で補強した既設基礎構造物をモデル化し、振動模型実験を実施することで、その補強効果について定性的に確認する予定である。**表-8.3.1** に想定される設定条件を示す。実施する実験ケースについては、平成 12 年度に再検討する。

主な計測項目は、既設基礎の応力・変形・加速度、小口径杭の応力・変形、地盤の加速度・変形の測定を検討する。

表-8.3.1 想定される設定条件

模型地盤	補強無し	既設杭と同種の杭による補強	小口径杭による補強	
			直杭	斜杭
液状化しない地盤				
液状化する地盤				

（2）液状化する場合

本実験は、先の「(1) 液状化しない場合」と同一模型を用いて、模型地盤を液状化地盤に変更した模型実験を実施する。実験は、「(1) 液状化しない場合」の実験結果を参考として、実験の優先順位を検討する。

計測項目は、先の実験とほぼ同様であるが、地盤の間隙水圧等の測定も追加して検討する。

9．今後の課題

研究の初年度である 11 年度は、既往の耐震補強技術および液状化対策技術をレビューし、各工法の適用範囲や課題を把握し、この研究で開発すべき項目を明らかにした。また、地震時保有水平耐力法による試設計を行い、提案する５つの新工法（高耐力マイクロパイル工法、ＳＴマイクロパイル工法、ねじ込み杭工法、小径ドレーン工法、ＳＳＰ工法）の適用にあたっての課題を抽出するとともに、補強効果を適切に評価できる設計の考え方を確立するために、今後実施すべき詳細な解析や実験的検証で必要な事項をとりまとめた。

これらの成果に基づき、次年度以降は共通実験や各工法個別の模型実験、既設構造物や地盤条件などの設計条件を変えた試設計などを実施し、新工法の設計法を確立していく予定である。また、桁下制限など制約条件のある実現場での施工性確認や施工管理法の妥当性の検証、実大補強基礎に対する載荷試験なども実施する必要がある。