共同研究報告書
整理番号第282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３）

ねじ込み式マイクロパイル工法
設計・施工マニュアル

（６分冊の４）

平成14年９月

独立行政法人 土木研究所
(財)先端建設技術センター
(株)鴻池組

Copyright © (2002) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事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、独立行政法人土木研究所理事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282号 2002年9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３）

ねじ込み式マイクロパイル工法 設計・施工マニュアル

（6分冊の4）

独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術チーム）	主任研究員	小野寺　誠一
独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術チーム）	研究員	井谷　雅司
独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術チーム）	交流研究員	河村　敏伸
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎チーム）	主任研究員	西谷　雅弘
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎チーム）	研究員	梅原　剛
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎チーム）	交流研究員	渡辺　達哉
株式会社鴻池組	東京本店土木設計部	部長	谷　善友
株式会社鴻池組	東京本店土木設計部	課長	田中　幸芳
株式会社鴻池組	東京本店土木設計部	主任	加藤　満
株式会社鴻池組	東京本店土木設計部		橋立　健司

要　旨

桁下空間や近接構造物の影響が少ない効率的な耐震補強工法の開発を目的とし、独立行政法人土木研究所、（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ヶ年間にわたり「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きた。

本報告書（6分冊の4）は、ねじ込み式マイクロパイル工法の設計・施工法をとりまとめたものである。

キーワード：ねじ込み式マイクロパイル工法、設計・施工マニュアル

ま え が き

既設橋梁の耐震補強や液状化対策にあたっては、基礎の補強が必要となる場合がある。しかし、既設基礎を補強する場合、桁下空間による制約、都市部においては近接構造物による制約などがあり、一般に十分な施工空間を確保できない厳しい現場条件下における作業が要求される。このような場合には、従来の増し杭工法や地盤改良工法では、その適用が困難なことが多い。

そこで、既設橋梁直下でも現場条件の制約を受けない耐震補強技術、液状化対策技術を開発することを目的に、独立行政法人土木研究所、（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13年度まで共同研究を実施した。

その結果、施工性に優れ、経済的な耐震補強技術、液状化対策技術として、①高耐力マイクロパイル工法、②ＳＴ（Strong Tubfix）マイクロパイル工法、③ねじ込み式マイクロパイル工法、④小径ドレーン工法および⑤Kui Taishin－ＳＳＰ（Super Strengthening Pile Bents）工法の５つの工法を開発した。

「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３）」は、平成13年度に行った研究成果、各工法の設計・施工マニュアルをとりまとめたものであり、以下により構成される。

- 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３）　（６分冊の１）
- 同　上　高耐力マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の２）
- 同　上　ＳＴマイクロパイル工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の３）
- 同　上　ねじ込み式マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の４）
- 同　上　小径ドレーン工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の５）
- 同　上　Kui Taishin－ＳＳＰ工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の６）

本分冊は、上記のうち、「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３）　ねじ込み式マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル（６分冊の４）」であり、ねじ込み式マイクロパイル工法の工法概要、設計法、施工法、設計計算例などについてとりまとめたものである。

ねじ込み式マイクロパイル工法ＷＧメンバー

独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術）	主任研究員	小野寺	誠一
独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術）	研究員	井谷	雅司
独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術）	交流研究員	河村	敏伸
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎）	主任研究員	西谷	雅弘
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎）	研究員	梅原	剛
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎）	交流研究員	渡辺	達哉
㈱鴻池組	東京本店土木設計部	部長	谷	善友
㈱鴻池組	東京本店土木設計部	課長	田中	幸芳
㈱鴻池組	東京本店土木設計部	主任	加藤	満
㈱鴻池組	東京本店土木設計部		橋立	健司

目　　次

第Ⅰ部　工法概要

1章　ねじ込み式マイクロパイルの構造 …… 1
2章　ねじ込み式マイクロパイルの施工工程 …… 2
3章　ねじ込み式マイクロパイルの特徴 …… 3
3.1　設計面の特徴 …… 3
3.2　施工面の特徴 …… 3
3.3　設計・施工上の留意事項 …… 3
4章　これまでの研究内容 …… 4
4.1　試験施工および載荷試験 …… 4
4.2　材料性能試験 …… 6

第Ⅱ部　設計マニュアル

1章　総　則 …… 7
1.1　適用範囲 …… 7
1.2　用語の定義 …… 7
2章　材　料 …… 9
2.1　鋼管および継手 …… 9
2.1.1　鋼　管 …… 9
2.1.2　鋼管の継手 …… 14
2.2　杭頭結合部材 …… 16
2.3　設計計算に用いる物理定数 …… 18
3章　調　査 …… 19
3.1　調査の種類 …… 19
3.2　構造条件等の調査 …… 21
3.3　地盤条件の調査 …… 22
3.4　施工条件の調査 …… 24
4章　設計に関する基本事項 …… 26
4.1　支持層 …… 26
4.2　設計上の地盤面 …… 26
4.3　許容応力度 …… 27
5章　耐震補強に関する基本事項 …… 30
5.1　耐震補強設計上考慮すべき荷重 …… 30
5.2　耐震補強設計の基本方針 …… 31
5.3　杭の配列 …… 32
5.4　荷重分担 …… 35
5.5　地震時に不安定となる地盤がある場合の耐震設計 …… 36

5.6　フーチングの設計 …… 37
6章　常時、暴風時およびレベル１地震時に対する照査 …… 40
6.1　設計の基本 …… 40
6.2　杭の許容支持力 …… 42
6.2.1　一般事項 …… 42
6.2.2　杭の軸方向許容押込み支持力 …… 44
6.2.3　杭の軸方向許容引抜き支持力 …… 47
6.3　水平方向地盤反力係数 …… 49
6.4　杭のバネ定数 …… 51
6.4.1　杭の軸方向バネ定数 …… 51
6.4.2　杭の軸直角方向バネ定数 …… 53
6.5　杭反力および変位の計算 …… 54
6.6　杭体の照査 …… 55
6.7　杭とフーチングの結合部 …… 57
7章　レベル２地震時に対する照査 …… 64
7.1　照査の基本 …… 64
7.2　基礎の降伏 …… 66
7.3　基礎の許容塑性率および許容変位 …… 66
7.4　断面力、杭頭反力および変位の計算 …… 67
7.4.1　計算法 …… 67
7.4.2　杭の軸方向の抵抗特性 …… 69
7.4.3　杭の軸直角方向の抵抗特性 …… 71
7.4.4　杭体の曲げモーメント～曲率関係 …… 73
7.5　部材の照査 …… 74
8章　構造細目 …… 76
8.1　鋼管の腐食しろ …… 76

第Ⅲ部　施工マニュアル
1章　総　則 …… 77
1.1　適用範囲 …… 77
1.2　用語の定義 …… 77
2章　施工に関する一般事項 …… 79
2.1　基本事項 …… 79
2.2　事前調査 …… 79
2.3　施工計画 …… 81
3章　施工法 …… 83
3.1　施工工程 …… 83
3.2　主要機械設備 …… 84
3.3　準備工 …… 87

3.4 鋼管の運搬、保管 …… 89
3.5 杭回転圧入 …… 89
3.6 鋼管の現場継手 …… 90
3.7 杭頭処理 …… 90
3.8 フーチング拡幅工 …… 91
4章 施工管理 …… 93
4.1 施工管理項目 …… 93
4.1.1 打設管理 …… 93
4.1.2 支持層の確認 …… 94
4.2 品質管理 …… 95
4.3 杭の支持力確認 …… 96
4.4 工程管理 …… 97
4.5 安全管理 …… 97
4.6 環境保全 …… 97
4.7 施工記録 …… 98
参考資料－1 設計計算例 …… 99

第Ⅰ部　工法概要

1章　ねじ込み式マイクロパイルの構造

ねじ込み式マイクロパイルとは、小口径（最大 300mm）の鋼管に 4 枚のφ600mm 程度のドーナツ状鋼板をらせん状に取付けた杭を、回転させて地盤に貫入するものである（図-1.1 参照）。施工は小型の施工機械（15t～30t 級程度）によるものであり、空頭制限がある場所や都市部の狭隘な施工ヤード、1 車線規制内や土留め締切内等の制約条件における杭打設が可能である。したがって、桁下空頭制限や用地境界が近接した制約の厳しい施工条件下における既設基礎の耐震補強工法（増し杭工法）として適用性がある。

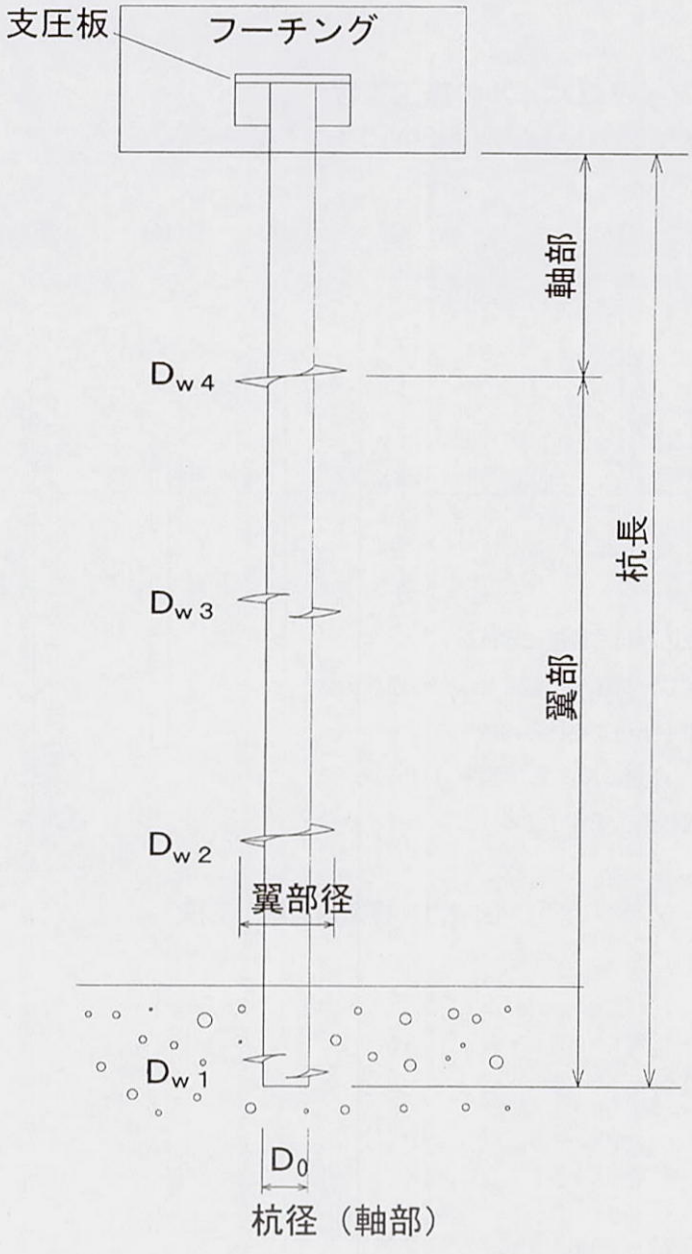


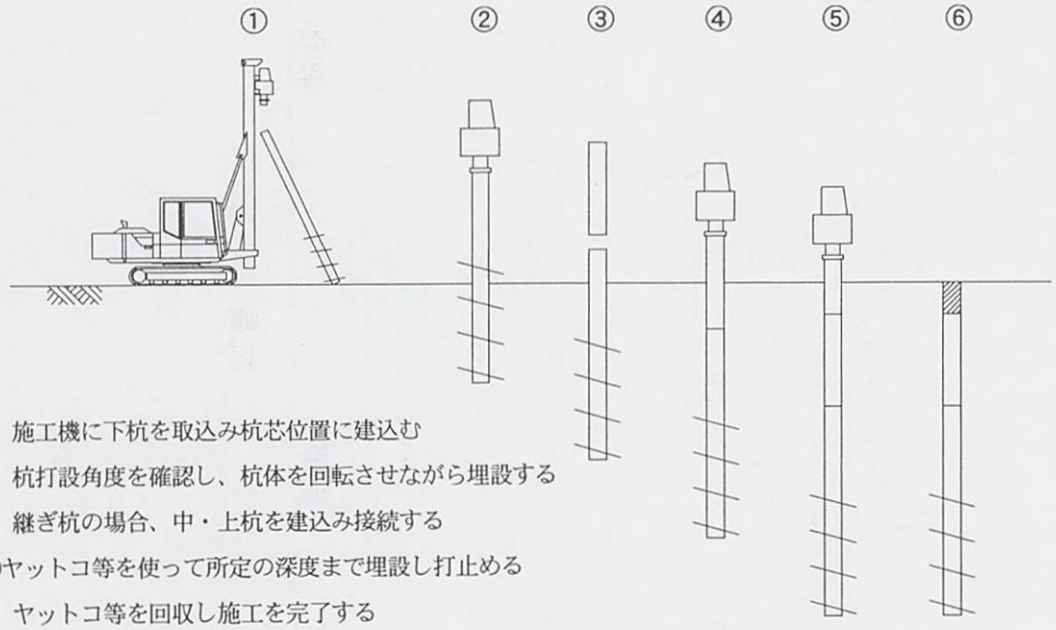
図-1.1　ねじ込み式マイクロパイルの概要図

ねじ込み式マイクロパイルの構造を以下に示す。

1) 鋼管は施工性の良い小口径（φ300mm以下）の鋼管を用いる。
2) 杭先端部にらせん翼を４枚等間隔で配置しており、この翼により小口径にもかかわらず大きな支持力を得ることができる。
3) 鋼管の継手は、溶接または機械式（スプライン）継手を用いる。
4) 杭頭結合部は、支圧板を取付けた鋼管をフーチングに定着させる方式（支圧板方式）を標準とする。

2章　ねじ込み式マイクロパイルの施工工程

図-2.1 にねじ込み式マイクロパイルの標準的な施工工程を示す。



① 施工機に下杭を取込み杭芯位置に建込む
② 杭打設角度を確認し、杭体を回転させながら埋設する
③ 継ぎ杭の場合、中・上杭を建込み接続する
④⑤ヤットコ等を使って所定の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

図-2.1　標準的な施工工程

3章　ねじ込み式マイクロパイルの特徴

ねじ込み式マイクロパイルの設計・施工面の特徴および設計・施工上の留意事項を次に示す。

3.1　設計面の特徴

① 杭の支持力機構は、上部構造から杭頭の鋼管に伝達された軸方向荷重に対して、主に翼部の支持力によって支持するものであり、小口径にもかかわらず大きな軸方向支持力を確保できる。

② 一般の大口径杭に比べてフーチングの拡幅を小さくできる。

3.2　施工面の特徴

① 回転オーガによる施工であるため、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小さい。

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である。

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。

3.3　設計・施工上の留意事項

① 現時点では支持地盤が、粒径の大きい礫分（100mm 以上）主体の場合や玉石を多く含む場合および軟岩の場合での適用事例がないため、設計および施工を行う際は施工可能かどうかの検討が必要である。

② 低空頭での適用を検討する際は、翼部の位置が施工の支障にならないように継手の位置を決定する。

4章　これまでの研究内容

4.1　試験施工および載荷試験

ねじ込み式マイクロパイルの施工性や品質・出来形、支持力を確認するため実大施工試験および載荷試験を実施した。これまでの試験施工および載荷試験例を表-4.1に、施工状況を写真-4.1～写真-4.7に示す。

表-4.1　ねじ込み式マイクロパイルの試験施工・載荷試験例

No.	実施年	場所	地盤条件	杭諸元		試験内容
				杭長	杭径※	
1	平成13年	埼玉県	シルト、砂礫	17.0m	216.3mm t=18.0mm	鉛直押込み載荷試験
2	平成13年	埼玉県	シルト、砂礫	17.0m	267.4mm t=18.0mm	鉛直押込み載荷試験
3	平成13年	埼玉県	シルト、砂礫	17.0m	216.3mm t=18.0mm	鉛直引抜き載荷試験
4	平成13年	埼玉県	シルト、砂礫	17.0m	267.4mm t=18.0mm	鉛直引抜き載荷試験
5	平成13年	埼玉県	シルト、砂礫	17.0m	267.4mm t=12.7mm	斜杭施工精度確認試験 （10度、15度）
6	平成14年	茨城県	シルト、砂	10.5m	267.4mm t=12.7mm	鉛直押込み載荷試験
7	平成14年	茨城県	シルト、砂	10.5m	267.4mm t=12.7mm	鉛直引抜き載荷試験
8	平成14年	茨城県	シルト、砂	10.5m	267.4mm t=12.7mm	斜杭施工試験（30度）

※　軸部径を示す

① 埼玉県鴻巣市での載荷試験[1),2),3)]

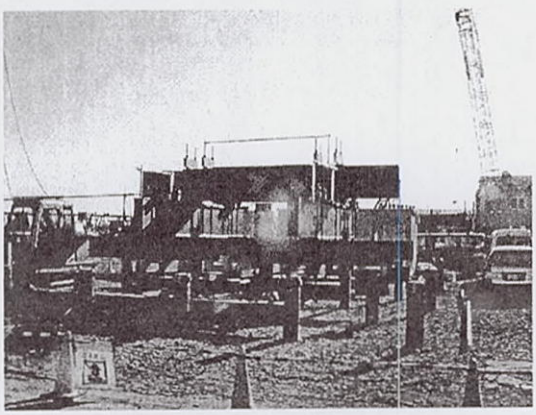


写真-4.1　押込み試験状況

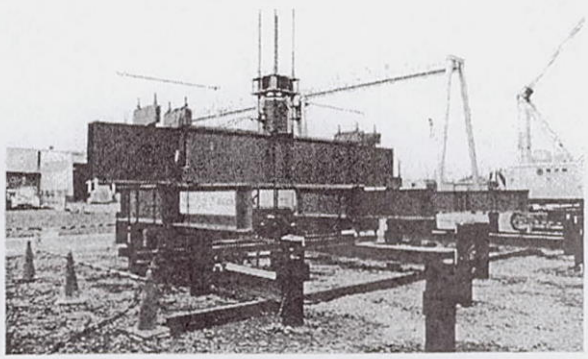


写真-4.2　引抜き試験状況

② 埼玉県鴻巣市での試験施工 [1),3)]

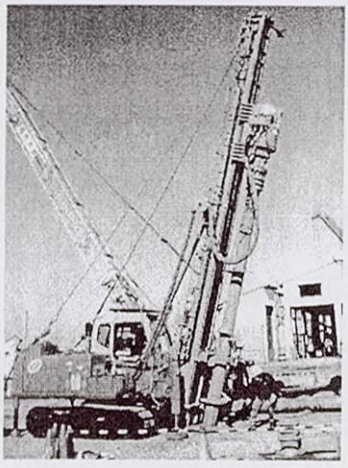


写真-4.3　斜杭施工状況



写真-4.4　斜杭施工完了状況

③ 茨城県つくば市での載荷試験

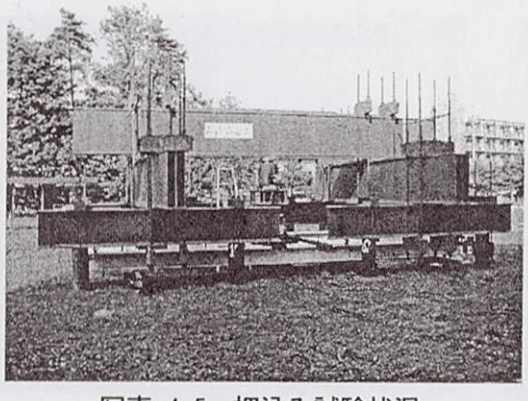


写真-4.5　押込み試験状況



写真-4.6　引抜き試験状況

④ 茨城県つくば市での斜杭試験

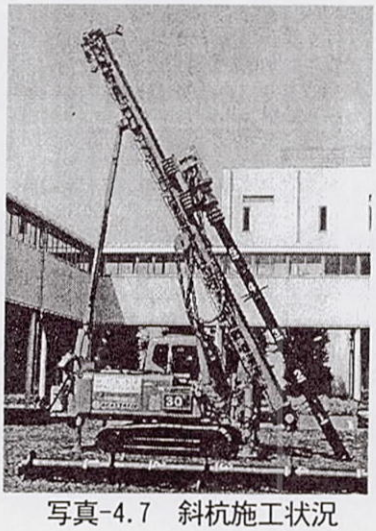


写真-4.7　斜杭施工状況

4.2　材料性能試験

鋼管継手の性能試験（継手の引張り・曲げ試験）を実施し、スプライン継手を含んだ鋼管が母材鋼管と同等の性能を有することを確認した。[4)]

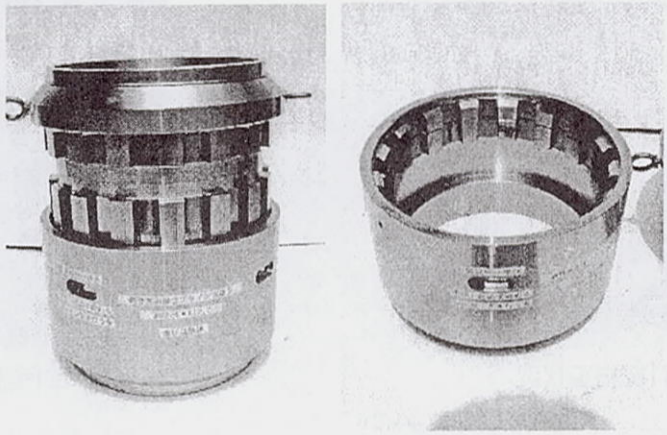


写真-4.8　スプライン継手の構造

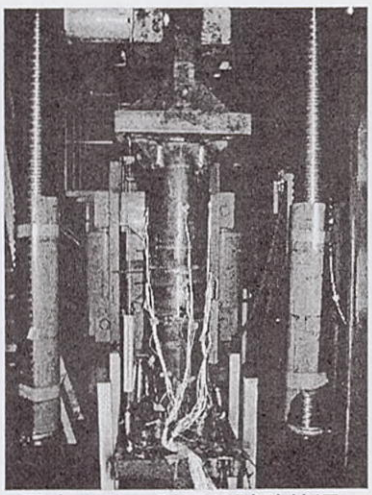


写真-4.9　引張り試験状況

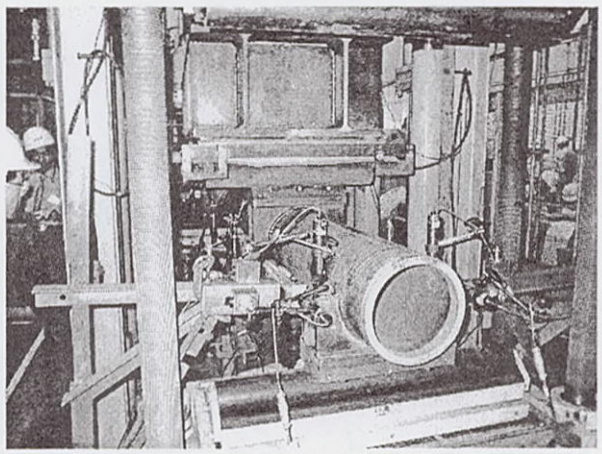


写真-4.10　曲げ試験状況

【参考文献】

1)　橋立、福井、谷：ねじ込み式マイクロパイルの支持力性能、第36回地盤工学研究会、2001.6.

2)　橋立、福井、谷：既設基礎の耐震補強に関する検討（その7）－ねじ込み式マイクロパイルの支持力－、土木学会第56回年次学術講演会、2001.10.

3)　橋立、福井、谷：既設基礎の耐震補強に関する検討（その5）－ねじ込み式マイクロパイルの支持力および施工性能－、第5回耐震補強・補修技術，耐震診断に関するシンポジウム、2001.7.

4)　橋立、福井、谷：既設基礎の耐震補強に関する検討（その8）－ねじ込み式マイクロパイル用機械式継手の性能確認試験－、土木学会第57回年次学術講演会、2002.9.

第Ⅱ部　設計マニュアル

1章　総　則

1.1　適用範囲

本編は、ねじ込み式マイクロパイルを用いて既設基礎の耐震補強を行う場合の設計に適用する。

【解説】

本編は、既設基礎の耐震補強にねじ込み式マイクロパイルを適用する場合の設計方法についてとりまとめたものである。

ただし、本編に規定されていない事項については、必要に応じて次の示方書等を参考にするものとする。

1)　道路橋示方書・同解説　　：(社) 日本道路協会 (2002年3月)
　　(以下「道示」と略す)
2)　既設道路橋基礎の補強に関する参考資料　：(社) 日本道路協会 (2000年2月)
3)　杭基礎設計便覧　　：(社) 日本道路協会 (1990年10月)

1.2　用語の定義

本編に用いる用語の定義は、次に示すとおりとする。

(1)　マイクロパイル

杭径300mm以下の小口径杭の総称

(2)　ねじ込み式マイクロパイル

鋼管の先端部に掘削刃を有する底板を設置し、下端部に鋼管径の2～3倍程度で上部に行くにつれて径を漸増させた4枚のドーナツ状鋼板をらせん状に隔設した杭。翼付鋼管ともいう

(3)　翼部

鋼管にドーナツ状の鋼板をらせん状に取り付けた部分

(4)　軸部

翼部上部の鋼管のみの部分

(5)　底板

杭先端部の鋼板の部分

(6)　杭径

軸部の外径

(7)　翼厚

各翼部の厚さ

(8) 翼部平均径

各翼部の平均径

(9) 抵抗面積

各翼部のドーナツ状鋼板の面積および底板（引抜き時は考慮しない）の面積

(10) ストローク

翼のらせん状の取付け高さ

(11) 杭頭結合部

杭に荷重を伝達させるためにフーチングと結合するねじ込み式マイクロパイルの部分

(12) 支圧板

フーチングに作用する軸方向力をねじ込み式マイクロパイルに伝達させるために、鋼管天端に取り付ける鋼板

(13) スプライン継手

鋼管の機械式継手の一種で、スプラインを有する雄雌継手とロックリングとからなる継手構造

(14) 杭　体

作用外力に対して杭が構造的に抵抗する部材

(15) 杭　長

フーチング下端から先端までの長さ

(16) 極限押込み（引抜き）支持力

杭が耐え得る地盤から決まる最大の軸方向押込み（引抜き）力

(17) 許容押込み（引抜き）支持力

極限押込み（引抜き）支持力を安全率で除した値

(18) 杭体の耐力

杭断面が構造的に耐え得る最大の圧縮（引張）荷重

2章　材　料

2.1　鋼管および継手

2.1.1　鋼　管

(1)　鋼管は、強度、じん性等の機械的性質、化学組成等の特性や品質が確かなものを用いるものとし、表-2.1.1 に示すものを標準とする。

表-2.1.1　鋼管

規　格		鋼材記号
JIS G 3444	一般構造用炭素鋼管	STK400, STK490 STK540
JIS G 3474	高張力鋼管	STKT590
	機械構造用高張力鋼管	HT780

(2)　鋼管は、直径 300mm 以下とし、設計条件や施工性、経済性等を考慮して選定するものとする。

(3)　鋼管は、翼付鋼管と鋼管のみのものを使用する。翼部材は、強度、じん性等の機械的性質、化学組成等の特性や品質が確かなものを用いるものとし、表-2.1.2 に示すものを標準とする。

表-2.1.2　翼部材

規　格		鋼材記号
JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材	SM400, SM490 SM520, SM570

【解説】

(1)　ねじ込み式マイクロパイルに使用する鋼管は、所要の強度、じん性等の機械的性質、化学組成等を有するものでなければならない。ここでは、表-2.1.1 に示す規格の鋼管を用いることを標準とした。これらの鋼管については、検査証明書により所要の特性や品質を有することを確認し、使用することができる。なお、鋼管および杭頭結合部において溶接を行う場合には、鋼管の溶接性を確認しなければならない。

また、表-2.1.1 に示す規格以外の鋼管をねじ込み式マイクロパイルに適用する場合には、鋼管の特性が構造物の性能に及ぼす影響を試験等によって確認するとともに、表-2.1.1 に示す鋼管と同等以上の品質を有することを確認しなければならない。

表-2.1.1 に示す鋼管の機械的性質を表-解 2.1.1 に示す。

表-解 2.1.1　鋼管の機械的性質

機械的性質 / 材質	種類の記号	引張試験			
		降伏点または耐力 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	伸び (%)	
				11号試験片 12号試験片 縦方向	5号試験片 横方向
一般構造用炭素鋼管	STK400	235以上	400以上	23以上	18以上
	STK490	315以上	490以上	23以上	18以上
	STK540	390以上	540以上	20以上	16以上
高張力鋼管	STKT590	440以上	590～740	20以上	16以上
機械構造用高張力鋼管	HT780	685以上	780以上	15以上	－

(2)　ねじ込み式マイクロパイルに使用する鋼管は、直径300mm以下とし、設計条件や施工性、経済性等を考慮して選定するものとした。また、鋼管の肉厚は、設計上必要な寸法とするとともに、施工時に生じるトルクに配慮して選定する必要がある。表-解 2.1.2 に鋼管寸法の例を示す。

表-解 2.1.2　鋼管寸法の例

鋼管外径 D_0 (mm)	鋼管肉厚 t (mm)	1本当たりの長さ (m)
114.3	9.0	2.0～5.5 施工条件に応じて検討
139.8	9.0	
165.2	9.0	
190.7	9.0	
216.3	12.7	
267.4	15.1	

(3)　ねじ込み式マイクロパイルには、翼付鋼管と鋼管のみのものを使用する。翼部材は、所要の強度、じん性等の機械的性質、化学組成等を有するものでなければならない。ここでは、表-2.1.2 に示す規格の翼部材を用いることを標準とした。これらの翼部材については、検査証明書により所要の特性や品質を有することを確認し、使用することができる。翼部材は工場溶接にて確実に取付を行い、鋼管と一体化されたものとする。なお、他の規格の翼部材をねじ込み式マイクロパ

イルに適用するにあたっては、翼部材の特性が構造物の性能に及ぼす影響を試験等によって確認するとともに、表-2.1.2 に示す翼部材と同等以上の品質を有することを確認しなければならない。表-2.1.2 に示す鋼管の機械的性質を表-解 2.1.3 に示す。

表-解 2.1.3　翼部材の機械的性質

材　質	種類の記　号	降伏点または耐力		引張強さ (N/mm^2)	伸　び		
		鋼材の厚さ (mm)	降伏点または耐力 (N/mm^2)		鋼材の厚さ (mm)	試験片	伸び (%)
溶接構造用圧延鋼材	SM400	16 以下	245 以上	400～510	16 以下	1A 号	18 以上
		16 をこえ 40 以下	235 以上		16 をこえ 50 以下	1A 号	22 以上
	SM490	16 以下	325 以上	490～610	16 以下	1A 号	17 以上
		16 をこえ 40 以下	315 以上		16 をこえ 50 以下	1A 号	21 以上
	SM520	16 以下	365 以上	520～640	16 以下	1A 号	15 以上
		16 をこえ 40 以下	355 以上		16 をこえ 50 以下	1A 号	19 以上
	SM570	16 以下	460 以上	570～720	16 以下	5 号	19 以上
		16 をこえ 40 以下	450 以上		16 をこえるもの	5 号	26 以上
					20 をこえるもの	4 号	20 以上

翼部材の径は、鋼管径に応じて選定するものとする。また、翼厚は理論式と支圧試験（実大）に基づき設定される [1]。

表-解 2.1.4 および図-解 2.1.1 に鋼管寸法と翼部寸法の関係を、表-解 2.1.5、表-解 2.1.6 に地盤と翼厚の関係例を示す。なお、底板の厚さについては、第 1 翼の翼厚と同じとする。

表-解 2.1.4　鋼管寸法と翼部寸法の関係

軸　部		翼　部						
径 D_0 (mm)	厚さ t (mm)	第1翼径 D_{w1}(mm) 抵抗面積 A_{w1} (m^2)	第2翼径 D_{w2}(mm) 抵抗面積 A_{w2} (m^2)	第3翼径 D_{w3}(mm) 抵抗面積 A_{w3} (m^2)	第4翼径 D_{w4}(mm) 抵抗面積 A_{w4} (m^2)	ｽﾄﾛｰｸ H (mm)	翼の間隔 L_w (mm)	翼厚 t_w (mm)
114.3	9.0 以上	250 0.0388	300 0.0604	350 0.0860	400 0.1154	70	1,330	6 以上
139.8	9.0 以上	300 0.0553	350 0.0809	400 0.1103	450 0.1437	80	1,330	6 以上
165.2	9.0 以上	350 0.0748	400 0.1042	450 0.1376	500 0.1749	100	1,330	6 以上
190.7	9.0 以上	400 0.0973	450 0.1306	500 0.1679	550 0.2092	110	1,330	6 以上
216.3	9.0 以上	450 0.1223	500 0.1596	550 0.2008	600 0.2460	120	1,330	9 以上
267.4	9.0 以上	500 0.1402	550 0.1814	600 0.2266	650 0.2757	130	1,330	9 以上

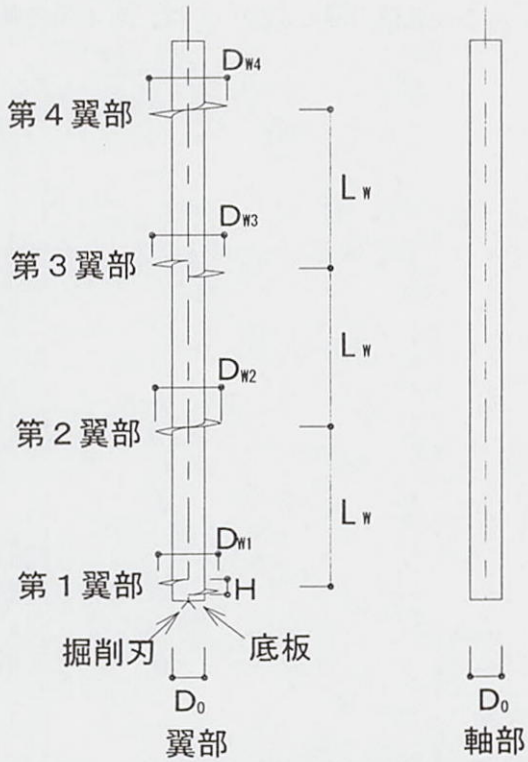


図-解 2.1.1　鋼管寸法と翼部寸法の関係

表-解 2.1.5　地盤と翼厚の関係例（STK400 の場合）

軸　部		翼　部									
杭径 D_0 (mm)	厚さ t (mm)	材質	名称	翼径 D_w (mm)	翼厚 t_w(mm)						
					N=20	N=25	N=30	N=35	N=40	N=45	N=50
216.3	12.7	SM400	第1翼	450	16	19			22		25
			第2翼	500	12			16			
			第3翼	550	12	16				19	
			第4翼	600	16			19			22
267.4	12.7 ～ 15.1	SM400	第1翼	500	16		19		22		
			第2翼	550	12			16			
			第3翼	600	12	16					19
			第4翼	650	16			19			22

※　Nは、標準貫入試験の N値

表-解 2.1.6　地盤と翼厚の関係例（STK490 の場合）

軸　部		翼　部									
杭径 D_0 (mm)	厚さ t (mm)	材質	名称	翼径 D_w (mm)	翼厚 t_w(mm)						
					N=20	N=25	N=30	N=35	N=40	N=45	N=50
216.3	12.7	SM490	第1翼	450	16			19			22
			第2翼	500	9	12				16	
			第3翼	550	12			16			
			第4翼	600	12	16				19	
267.4	12.7 ～ 15.1	SM490	第1翼	500	16			19			
			第2翼	550	9	12					16
			第3翼	600	12			16			
			第4翼	650	12	16					19

※　Nは、標準貫入試験の N値

2.1.2　鋼管の継手

鋼管の継手は、施工性、品質および鋼管径を考慮し、試験により十分な耐力が確認されたものを用いるものとする。

【解説】

鋼管の継手は、空頭制限等の制約条件下における施工速度の向上、杭としての品質確保を目的とし、試験により十分な耐力を有することが確認された溶接継手およびスプライン継手を用いることを標準とした。試験により継手の耐力を確認する場合には、鋼管のみ、鋼管と継手を含む供試体を用いた引張試験および曲げ試験を実施し、継手が鋼管と同等以上の耐力を有することを確認するものとする。

ねじ込み式マイクロパイルの継手として、十分な耐力を有することが確認されたものの例[2)]（スプライン継手）を表-解 2.1.7、図-解 2.1.1 に示す。

表-解 2.1.7　スプライン継手の一例

鋼管径および肉厚		スプライン継手の径および厚さ	
外径 D_0 (mm)	肉厚 t (mm)	外径 D_0' (mm)	厚さ t' (mm)
267.4	12.7	267.4	27.5

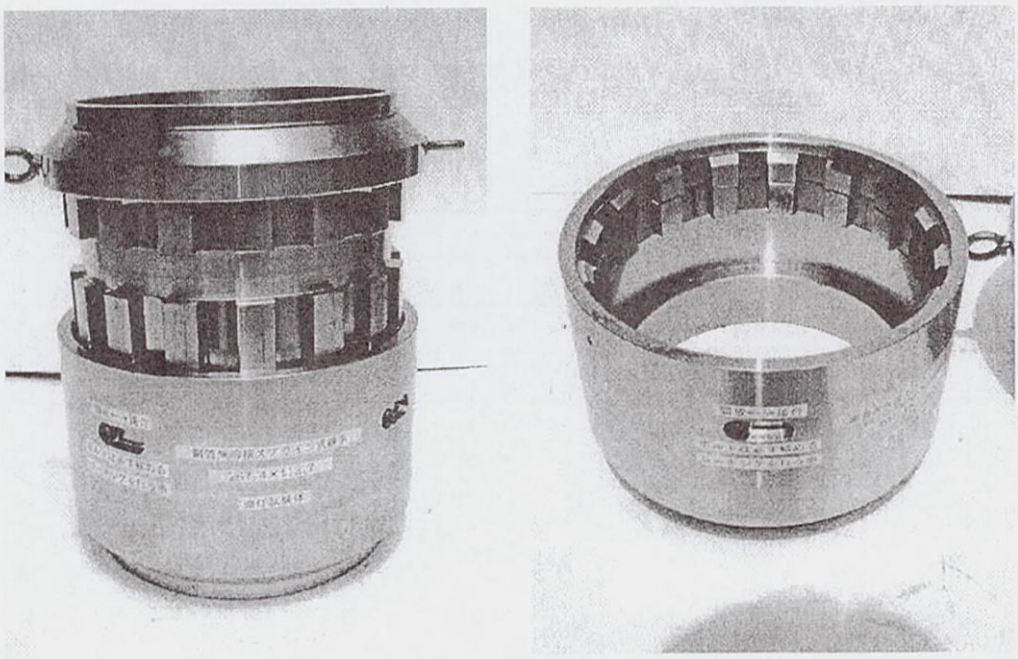


図-解 2.1.1　スプライン継手の例

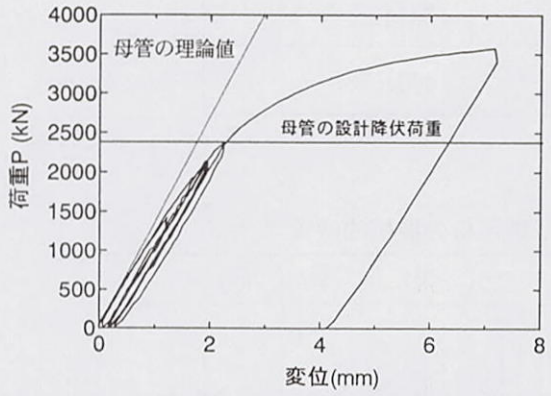


図-解 2.1.2　スプライン継手の引張試験

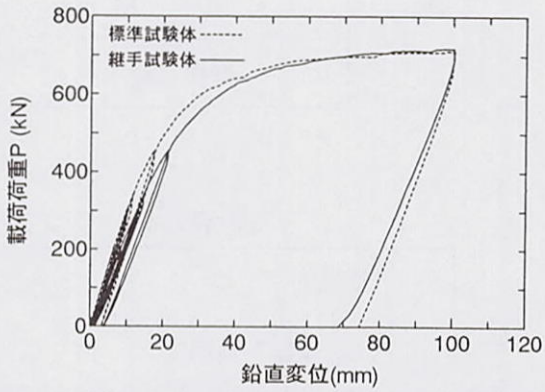


図-解 2.1.3　スプライン継手の曲げ試験

図-解 2.1.2 および図-解 2.1.3 に示すようにスプライン継手を用いる場合は、母管に比べ剛性が若干低下する傾向にある。これは、継手の噛み合せの関係から生じると考えられる。このためスプライン継手を用いる場合には、継手間隔に応じて杭の軸方向バネ定数（引張り方向、軸部のみ）および杭の曲げ剛性（EI）を低減するものとする。表-解 2.1.8 にスプライン継手を用いる場合の低減係数を示す。

表-解 2.1.8　継手間隔による低減係数（スプライン継手を用いる場合）

継手間隔(m)	杭の軸方向バネ定数 （引張り方向、軸部のみ）	EI の低減係数
2.0	0.86	0.94
2.5	0.88	0.96
3.0	0.90	0.96
3.5	0.91	0.97
4.0	0.92	0.97
4.5	0.93	0.98
5.0	0.94	0.98
5.5	0.94	0.98

また、スプライン継手に用いる材料は、所要の強度、じん性等の機械的性質、化学組成等を有するものでなければならない。ここでは、表-解 2.4.2 に示す規格の材料を用いることを標準とした。これらの材質については、検査証明書により所要の特性や品質を有することを確認し、使用することができる。スプライン継手は工場溶接にて確実に取付を行い、鋼管と一体化するものとする。

表-解 2.4.2 に示す鋼管の機械的性質を表-解 2.4.3 に示す。

表-解 2.4.2　スプライン継手材

規　　格	鋼材記号
継目無鋼管	NJR780

表-解 2.4.3　スプライン継手材の機械的性質

機械的性質 ＼ 材　質	種類の記号	引張試験		
		降伏点または耐力 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	伸び (%)
継目無鋼管	NJR780	685 以上	780 以上	18 以上

2.2　杭頭結合部材

杭頭結合部に用いる鋼材は、強度、じん性等の機械的性質、化学組成等の特性や品質が確かなものを用いるものとし、表-2.2.1 に示すものを標準とする。

表-2.2.1　杭頭結合部材に用いる鋼材

規　　格		鋼材記号
JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材	SM400, SM490 SM520, SM570

【解説】

杭頭結合部材には図-解 2.2.1 に示すように支圧板とスチフナがある。これらに用いる鋼材は、所要の強度、じん性等の機械的性質、化学組成等を有するものでなければならない。ここでは、表-2.2.1 に示す規格の鋼材を用いることを標準とした。これらの鋼材については、検査証明書により所要の特性や品質を有することを確認し、使用することができる。

杭頭結合部材は鋼管に溶接によって接合するものとし、スチフナの接合面は両面開先加工を施したものを用いる。

表-2.2.1 に示す鋼材の機械的性質を表-解 2.2.1 に示す。

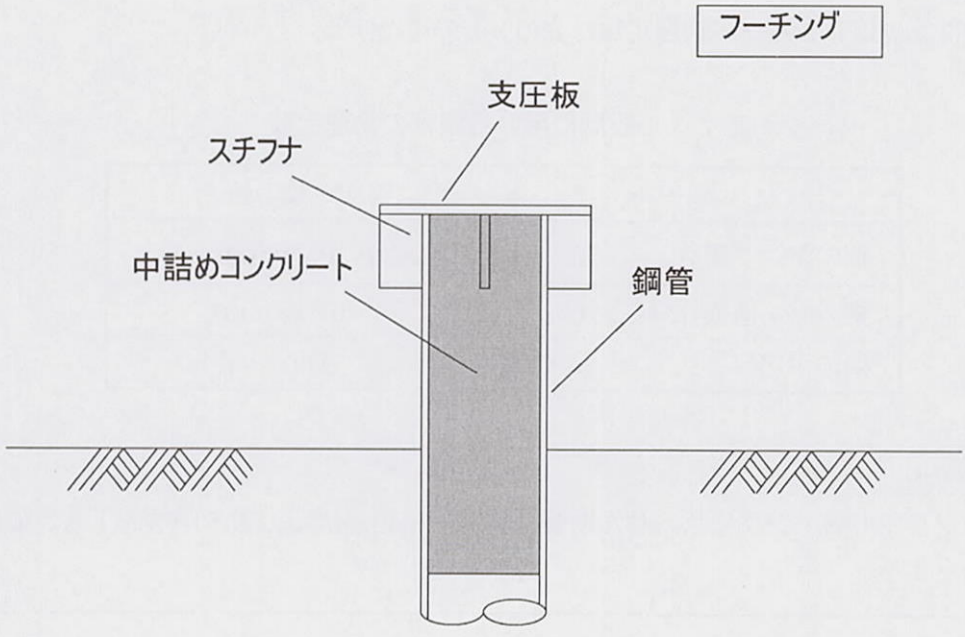


図-解 2.2.1　杭頭結合部材

表-解 2.2.1　鋼材の機械的性質

材　質	種類の記　号	降伏点または耐力		引張強さ (N/mm^2)	伸　び		
		鋼材の厚さ (mm)	降伏点または耐力 (N/mm^2)		鋼材の厚さ (mm)	試験片	伸び (%)
溶接構造用圧延鋼材	SM400	16 以下	245 以上	400～510	16 以下	1A 号	18 以上
		16 をこえ 40 以下	235 以上		16 をこえ 50 以下	1A 号	22 以上
	SM490	16 以下	325 以上	490～610	16 以下	1A 号	17 以上
		16 をこえ 40 以下	315 以上		16 をこえ 50 以下	1A 号	21 以上
	SM520	16 以下	365 以上	520～640	16 以下	1A 号	15 以上
		16 をこえ 40 以下	355 以上		16 をこえ 50 以下	1A 号	19 以上
	SM570	16 以下	460 以上	570～720	16 以下	5 号	19 以上
		16 をこえ 40 以下	450 以上		16 をこえるもの	5 号	26 以上
					20 をこえるもの	4 号	20 以上

2.3　設計計算に用いる物理定数

(1)　鋼　材

設計計算に用いる鋼材の物理定数は表-2.3.1 の値とする。

表-2.3.1 設計に用いる鋼管の物理定数

種　　類	物理定数の値
鋼のヤング係数　E_s	2.0×10^5 N/mm^2
鋼のせん断弾性係数　G_s	7.7×10^4 N/mm^2
鋼のポアソン比　μ	0.30

(2)　コンクリート

コンクリートのヤング係数、せん断弾性係数等は道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編に準じるものとする。

【解説】

(1)　道示Ⅰに準じて設定した。

(2)　コンクリートのヤング係数、せん断弾性係数等は、道示Ⅰに準じるものとした。

【参考文献】

1)　土屋、大杉、稲、吉田：翼付鋼管杭の軸力測定法、土と基礎，2000.8.

2)　橋立、福井、谷：既設基礎の耐震補強に関する検討（その８）－ねじ込み式マイクロパイル用機械式継手の性能確認試験－、土木学会第 57 回年次学術講演会，2002.9.

3章　調　査

3.1　調査の種類

既設基礎の耐震補強にあたり、必要に応じて次に示す調査を実施するものとする。

(1)　構造条件等の調査

(2)　地盤条件の調査

(3)　施工条件の調査

【解説】

既設基礎の耐震補強を行うにあたっては、必要に応じて事前に十分な調査を実施するものとした。調査は、その目的や内容により、構造条件等の調査、地盤条件の調査および施工条件の調査に分けられる。表-解 3.1.1 に調査の種類と内容を示す。

表-解 3.1.1　調査の種類と内容

調査の種類		調査の主要目的	調　査　内　容
構造条件等の調査	設計図書および設計計算書による調査	・既設橋の設計条件の把握 ・設計に用いた地盤条件の把握	・上部構造、支承、落橋防止システムなどの設計条件と諸元、使用材料など ・橋脚、橋台などの設計条件と諸元、配筋状態、使用材料など ・杭基礎の設計条件、杭種・杭径・杭長などの杭諸元、配筋状態、使用材料など ・設計に用いた地盤条件 ・設計に用いた荷重
	現在の状況に関する調査	・上部構造および下部構造の諸元の確認 ・既設杭基礎の損傷状況、劣化状況等の把握 ・既設杭基礎の保有耐力の把握 ・支持地盤、周辺地盤等の現状把握	・上部構造および下部構造の諸元 ・既設杭基礎の損傷あるいは劣化の状況 ・既設杭基礎の保有耐力 ・支持地盤の状態 ・河床形状の状態 ・周辺地盤の状態
地盤条件の調査	ボーリング調査およびサウンディング	・地盤の概要、地層の構成とその性質の把握	・地層構成 ・地下水位 ・N値 ・試料採取 ・せん断強さ ・コーン支持力 ・貫入抵抗値
	物理探査および物理検層	・地盤の概要、地層の構成とその性質の把握	・地層構成 ・地質 ・地盤の相対的硬軟 ・地下水位 ・地盤の動的性質
	室内試験	・物理試験 ・力学試験	・土粒子の比重、含水比、粒度、コンシステンシー、単位重量、間隙比、吸水比、浸水崩壊など ・粘着力、せん断抵抗角、変形係数、圧縮指数、体積圧縮係数、弾性波速度、圧縮強度など
	地下水調査	・作業方法などの検討	・地下水位 ・水質 ・間隙水圧 ・流向・流速
	有毒ガスの調査	・施工法の検討	・有毒ガスの種類とその発生状況
施工条件の調査	既存資料の調査	・設計、施工全般についての参考資料	・既設基礎の設計図書、施工記録 ・関係者の体験談、専門家の意見の聴取
	周辺環境の調査	・施工による周辺への影響度の把握 ・周辺環境の保全対策の検討	・周辺の建物、騒音・振動、地盤の変動、井戸の水位・水質、交通などの現況 ・周辺環境の保全対策
	作業環境の調査	・作業上の制約条件の把握 ・近接構造物と当該構造物との相互影響度の検討 ・工事用諸設備の位置、使用機械器具、作業方法などの検討 ・現場の保安対策および施工安全対策の検討 ・施工時の気象状況の予測	・作業面積、作業空間、工事用道路の幅員・線形、交通量、交通規制の有無など ・近接構造物、地下埋設物、架空線などの位置、形式、規模 ・電力供給設備の容量 ・気温、湿度、降雨、積雪、風向、風速、凍上、凍結融解、台風などの過去の記録

3.2　構造条件等の調査

構造条件等の調査は、必要に応じて次に示す項目について行うものとする。
(1)　設計図書および設計計算書による調査
(2)　現在の状況に関する調査

【解説】

構造条件等の調査は、その目的や内容により、必要に応じて、設計図書および設計計算書、現在の状況について行うものとした。

(1)　設計図書および設計計算書による調査

既設基礎の補強設計にあたっては、まず、設計図書、設計計算書に基づき、既設の上部構造および下部構造の施工当時の設計条件、諸元、使用材料等について調査を行う。また、既設杭基礎の杭種、杭径、杭長などの杭諸元、配筋状態、構造細目、使用材料等については、入念に調査を行う必要がある。地盤条件については、施工当時から変化していることも考えられるが、まず、設計図書、設計計算書に基づき、調査を行うのがよい。

さらに、耐震補強にあたって、フーチングの拡幅を伴う場合には、フーチングの諸元、使用材料について調査するとともに、配筋状態を十分把握しなければならない。

(2)　現在の状況に関する調査

既設基礎は、完成から長い年月が経過し、損傷や劣化が生じ、また、周辺地盤が変動するなど、設計・施工時において想定していた状況から変化している可能性がある。したがって、既設基礎の現在の状況を把握するための調査を実施する必要がある。本調査は、既設杭基礎の保有耐力、保有性能などを把握するために重要であり、特に入念に実施しなければならない。

既設基礎の現在の状況に関する調査は、地層構造の調査、基礎諸元の調査および部材の損傷調査に分けられる。表-解 3.2.1 に主な調査方法の適用性を示す。

1)　地層構造の調査

設計図書、設計計算書等に地盤調査の結果が記述されていない場合には、既設基礎周辺の地盤調査を行う必要がある。かなり年代の古い杭基礎の場合などには、既設杭が支持地盤に根入れされていないものもあるため、支持層を確認するなど十分な地盤調査が必要である。詳細は、3.3 の規定を参考にするのがよい。

また、河川内の基礎は、洪水時に発生した洗掘やその後の二次堆積物等の発生が予想されるため、基礎周辺の河床地盤の調査を十分に行う必要がある。

2)　基礎諸元の調査

かなり年代の古い橋梁の場合には、基礎形式、基礎諸元等がわからない場合がある。このような場合には、杭種、杭径、杭長などの杭諸元、フーチングの寸法や配筋状態をはじめ、基礎の状況を把握するための調査を行う必要がある。

3)　部材の損傷調査

地震や側方流動、地滑り等により、既設基礎に水平変位や傾斜を伴う変形が確認される場合、部材が損傷している可能性がある。したがって、そのような場合には、部材の損傷状況を十分に調査する必要がある。

表-解 3.2.1　主な調査方法の適用性 [1)]

媒体	調査項目	地層構造の調査		基礎諸元の調査	部材の損傷調査
		地盤調査	河床調査		
レーダ	地表走査型地下レーダ	○	－	－	－
	ボアホールレーダ	○	－	○	－
磁気	磁気探査	○	－	－	－
音波	表層・深層音波探査	－	○	－	－
	アコースティックエミッション法	－	－	－	○
弾性波	インティグリティ試験	－	－	○	○
	衝撃振動試験	－	－	○	○
カメラ	ボアホールカメラ探査	○	○	○	○

○：適用可能、－：実績少ない

3.3　地盤条件の調査

地盤条件の調査は、必要に応じて次に示す項目について行うものとする。

(1)　ボーリング調査およびサウンディング

(2)　物理探査および物理検層

(3)　室内試験

(4)　地下水調査

(5)　有毒ガスの調査

【解説】

既設基礎の耐震補強にあたって、設計上必要な地盤の工学的特性や地下水の状態などを把握する目的で地盤条件の調査を行う。地盤や地下水の状態は、施工地点によって変化するので、必要な調査項目、適切な調査地点を十分に検討し、調査を実施する必要がある。

(1)　ボーリング調査およびサウンディング

ボーリング調査は、地盤の概要、地層の構成およびその性質を把握するために行う。サウンディングとしては、標準貫入試験が最も一般的であり、特に砂質地盤においては、それから求められるN値により地盤の工学的特性を評価することもできる。

表-解 3.3.1 にボーリング調査およびサウンディングにおける調査項目を示す。

表-解 3.3.1　ボーリング調査およびサウンディング

調査方法	調査項目
ボーリング調査	地層構成の把握、地下水位の判定
サウンディング	N値、試料採取、せん断強さ、コーン支持力、貫入抵抗値

(2)　物理探査および物理検層

物理探査および物理検層で得られる各種物理量は、地盤の力学的、工学的性質を示すものではなく、地盤全体の状態を示すものであることを認識し、他の調査を併用して、その解釈に誤りのないようにすることが大切である。

物理探査および物理検層のうち、主に用いられるものを表-解 3.3.2 に示す。

表-解 3.3.2　物理探査および物理検層

区　分	計測方法	測定項目	調査事項
物理探査 (地表探査法)	弾性波探査	弾性波速度	地層構成、基盤の深さ、地盤の相対的硬軟
	音波探査	音響インピーダンス	海底地形、地質構造
	電気探査	自然電位、比抵抗	地質構造、地下水位
	電磁探査	地下レーダ	浅部地盤構成
	その他	磁気量、放射能	
物理検層 (孔内探査法)	速度検層	P 波速度	地層構成、地盤の相対的硬軟
	PS 検層	P 波、S 波速度	地層構成、地盤の動的性質、地盤の相対的硬軟
	電気検層	自然電位、比抵抗	地層構成、滞水層
	密度検層	γ線強度	地層構成、密度
	その他	熱中性子、水温	含水比、地下水の湧出

(3)　室内試験

室内試験は、物理試験と力学試験に分けられる。表-解 3.3.3 に調査項目を示す。

物理試験は、複雑な土を判別・分類するとともに、他の試験値、測定値と照合して総合的な判断を行うのに役立つために、同一性状を示すと判断される層ごとに試験を行うのが望ましい。

力学試験は、地層の連続性や層厚などを考慮してその試験位置を定めるのがよい。同一の地層では、力学的性質は水平方向よりも深さ方向に変化するので、代表的な位置で深さ方向に連続して試験を行うのが望ましい。

表-解 3.3.3　室内試験

調査方法	調査項目
物理試験	土粒子の比重、含水比、粒度、コンシステンシー、単位重量、間隙比、吸水比、浸水崩壊など
力学試験	粘着力、せん断抵抗角、変形係数、圧縮指数、体積圧縮係数、弾性波速度、圧縮強度など

(4)　地下水調査

地下水調査は、作業方法などの検討を行うために必要に応じて実施する必要がある。表-解 3.3.4 に調査項目を示す。

表-解 3.3.4　地下水調査

調査方法	調査項目
地下水位測定、現場透水試験	地下水位、透水係数
水質試験	硬度、比抵抗、各種化学分析、pH
間隙水圧測定	間隙水圧
流向・流速測定	流れの方向と速度の測定

(5)　有毒ガスの調査

地中には種々の有害物が蓄積されていることがあり、その多くはガス状で存在している。そのため、ねじ込み式マイクロパイルの削孔中に有毒ガスが噴出することがあるので、必要に応じて事前に調査を行う必要がある。

ボーリング調査の段階で有毒ガスを発生させる地層があると判断された場合には、試料を採取してその性質を十分に調べる必要がある。

3.4　施工条件の調査

施工条件の調査は、必要に応じて次に示す項目について行うものとする。

(1)　既存資料の調査

(2)　周辺環境の調査

(3)　作業環境の調査

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルの施工は、従来の杭工法と比較して施工条件の制約は少ないものの、施工の安全性、確実性などについて十分配慮するために、必要に応じて次に示す項目について調査するものとした。

(1)　既存資料の調査

既設基礎の施工資料等がある場合、設計・施工全般について検討するうえで参考となることが多い。したがって、既設基礎の設計図書、施工記録および関係資料を収集するとともに、その当時の施工関係者の体験を聴取するなどの調査を行うのが望ましい。

(2)　周辺環境の調査

騒音・振動、工事用車両の通行に伴う交通阻害などにより、周辺環境に影響を及ぼす場合がある。したがって、事前に、施工箇所周辺の建築物、暗騒音、井戸の水位・水質、交通などの実態を調査するのがよい。また、河川敷における工事の場合には、河川の水質、にごりなどを調査し、ねじ込み式マイクロパイルの施工による周辺環境に及ぼす影響度を検討する必要がある。

(3)　作業環境の調査

施工場所の地形、作業面積および空頭は、工事用諸設備の構造・配置、使用する機械器具や材料、作業方法などを選択するうえで重要な要素となるため、現地を十分に踏査し、また、種々の資料を調査するなどして、十分に現状を把握する必要がある。

施工箇所における近接構造物や地下埋設物などの有無もねじ込み式マイクロパイルの施工に影

響を与えるので、その位置、構造物の種類等について設計図書や施工記録などを基に調査し、ねじ込み式マイクロパイルと近接構造物や地下埋設物との相互の影響度を把握する必要がある。

また、使用機械器具、使用材料などの搬入の可否や経路、電気の供給の可否や容量などについて調査する必要がある。

さらに、施工箇所の予定工期内の気象を想定し、それに対処し得る施工法、使用機械器具、作業方法等を選択するために、気温、風速、風向、降雨、積雪等について、過去の記録を調査する必要がある。

なお、施工地域における環境保全や建設副産物の処理に関する法令、規制などについても調査を行い、設計・施工計画の資料とするのがよい。

【参考文献】

1) 建設省土木研究所他：共同研究報告書 第236号「橋梁基礎構造物の形状および損傷調査マニュアル(案)」、1999. 12.

4章　設計に関する基本事項

4.1　支持層

ねじ込み式マイクロパイルは、良質な支持層に根入れさせるものとする。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルは、道示Ⅳに示される良質な支持層に根入れさせるものとした。したがって、支持杭として設計することを基本とする。

道示Ⅳでは、良質な支持層として、N値が20程度以上の粘性土層、N値が30程度以上の砂質土層、十分な層厚を有する岩盤があげられており、次のような目安が示されている。

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

2)　砂層、砂礫層はN値が30程度以上あれば良質な支持層とみなしてよい。ただし、砂礫層では礫をたたいてN値が過大にでる傾向があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。

3)　岩盤は材料としての強度が大きく、均質な岩盤を支持層とした場合には大きな支持力が期待できる。しかし、岩体に不連続面が存在したり、スレーキングなどの影響を受けやすい場合には、均質な岩盤に比べて十分な支持力が得られないことがある。したがって、岩盤を支持層とする場合には、これらの影響について事前に検討を行っておく必要がある。

　ねじ込み式マイクロパイル工法は、その施工方法、施工実績から土丹・軟岩を支持層とする場合には適用可能であるが、通常の岩盤を支持層とする場合は適用困難と考えられる。

なお、N値から判断して良質な支持層と考えられる層でも、その層厚が薄い場合やその下に相対的に弱い層あるいは圧密層がある場合には、道示Ⅳに従って、支持力と沈下の影響を検討しなければならない。

4.2　設計上の地盤面

(1)　常時における設計上の地盤面は、長期的な地盤の安定性を考慮して定めなければならない。

(2)　耐震設計上の地盤面は、常時における設計上の地盤面とする。ただし、地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合は、その影響を考慮して適切に耐震設計上の地盤面を設定するものとする。

【解説】

(1)　常時における設計上の地盤面を定めるには、基礎周辺地盤が長期にわたり安定して存在し、水平抵抗が期待できるか否かの判断が必要である。その場合には、道示Ⅳに示されるように、次のような影響を考慮する必要がある。

①　洗掘による地盤面の低下

②　圧密沈下

③　凍結融解の影響

④　施工による地盤の乱れ

既設基礎における設計上の地盤面は、上記のような影響により、既設基礎の設計時と異なる場合がある。したがって、ねじ込み式マイクロパイルにより補強する場合の杭基礎の設計においては、上記に示した影響の有無を既設基礎に関する既存資料や 3.3 に規定する地盤条件の調査に基づいて検討する必要がある。このような影響が確認または予測できる場合、現状の地盤状況、将来の進行性等を十分考慮して設計上の地盤面を定めなければならない。

たとえば、フーチングの構築にあたって周辺地盤を掘削し、施工による地盤の乱れが生じることがある。そのような場合には、常時における設計上の地盤面はフーチング下面位置とし、フーチング周辺の地盤抵抗を考慮してはならない。ただし、フーチング周辺の埋戻しが十分行われ、地盤が長期にわたり安定して存在する場合には、常時における設計上の地盤面はフーチング上面位置とし、道示Ⅳに基づいてフーチング前面の水平抵抗を考慮してよい。

(2) 耐震設計上の地盤面とは、地震時にその面より上方の構造部分には地震力を作用させるが、その面より下方の構造部分には地震力を作用させないという耐震設計上仮定する地盤面のことである。道示Ⅴの規定に準じ、耐震設計上の地盤面は常時における設計上の地盤面とした。ただし、ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層、あるいは、液状化する砂質土層で耐震設計上地盤反力が期待できない土層がある場合には、耐震設計上の地盤面はその層の下面に設定する。

なお、常時における設計上の地盤面をフーチング上面とした場合においても、地震時にはフーチング慣性力の影響が大きいため、その影響を考慮するものとする。

4.3 許容応力度

(1) ねじ込み式マイクロパイルの各部材の許容応力度は次に示すものとする。

1) ねじ込み式マイクロパイルに用いる鋼管の許容応力度は、表-4.3.1 に示す値とする。ただし、圧縮およびせん断については、座屈を考慮しない場合の値である。

表-4.3.1 鋼管の許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類	一般構造用炭素鋼管			機械構造用高張力鋼管
	STK400	STK490	STK540	HT780
引張	140	185	230	355
圧縮	140	185	230	355
せん断	80	105	130	200

2) ねじ込み式マイクロパイルの杭頭結合部材に用いる鋼材の許容応力度は、表-4.3.2 に示す値とする。

表-4.3.2　許容曲げ引張応力度（N/mm²）

鋼材記号 / 板厚(mm)	SM400	SM490	SM520	SM570
40 以下	140	185	210	255

3)　ねじ込み式マイクロパイルの杭頭結合部における溶接部の許容応力度は、表-4.3.3 の現場溶接の値を用いることとする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の低い鋼材に対する値を用いるものとする。

表-4.3.3　鋼材溶接部の許容応力度

項目 / 鋼種			SM400 STK400	SM490 STK490	SM520	STK540	SM570 STKT 590	HT780
工場溶接	全断面溶込みグループ溶接	圧縮応力度 (N/mm²)	140	185	210	230	255	355
		引張応力度 (N/mm²)	140	185	210	230	255	355
		せん断応力度 (N/mm²)	80	105	120	130	145	200
	すみ肉溶接	せん断応力度 (N/mm²)	80	105	120	130	145	200
			各応力度について工場溶接の 90%の値とする					

(2)　鉄筋およびコンクリートの許容応力度は、道示Ⅳに準じた値を用いるものとする。

(3)　荷重の組み合わせによる許容応力度の割増しは、道示Ⅳに準じるものとする。

【解説】

(1)　ねじ込み式マイクロパイルの各部材に対する許容応力度を規定したものである。

1)　ねじ込み式マイクロパイルに用いる鋼管の許容応力度は、次のように設定した。

i)　一般構造用炭素鋼管 STK540 の許容応力度について

道示Ⅳで規定される鋼管杭 SKK400、SKK490 と同様に、許容軸方向引張応力度は降伏点または耐力に対して安全率 1.7 をとり、許容軸方向圧縮応力度は許容軸方向引張応力度を上限値として道示Ⅱに示す基準耐荷力曲線に対して安全率 1.7 を考慮する。また、許容せん断応力度は許容軸方向引張応力度の　$1/\sqrt{3}$　とする。

ii)　高張力鋼管 STKT590、HT780 の許容応力度について

本州四国連絡橋公団の設計基準[1)]において許容応力度が規定されている HT780 はその値を用い、STKT590 に関しては同基準の方法に準じて次のように設定した。

①　許容軸方向引張応力度

降伏点または耐力に対して安全率 1.7 を考慮した値および引張強さに対して安全率 2.2 を考慮した値の小さい方とする。

② 許容軸方向圧縮応力度

上記の許容軸方向引張応力度を上限値とし、道示Ⅱに示す基準耐荷力曲線に対して安全率 1.7 を考慮した値とする。

③ 許容せん断応力度

許容軸方向引張応力度の $1/\sqrt{3}$ とする。

2) 道示Ⅳの規定に準じた。

3) 杭頭結合部における溶接部の許容応力度は現場溶接の値を用いるものとし、道示Ⅳの規定に準じ、工場溶接の 90%の値とした。

既設杭の許容応力度は適切に評価する必要があるが、ここでは、既設杭の適用基準に基づいて設定するものとする。

【参考文献】

1) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説、1989.4.

5章　耐震補強に関する基本事項

5.1　耐震補強設計上考慮すべき荷重

(1)　既設基礎の耐震補強設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。

1)　主荷重

ⅰ)　死荷重

ⅱ)　土圧

ⅲ)　水圧

ⅳ)　浮力または揚圧力

2)　従荷重（地震の影響）

ⅰ)　構造物の重量に起因する慣性力

ⅱ)　地震時土圧

ⅲ)　地震時動水圧

ⅳ)　地盤の液状化および流動化の影響

(2)　荷重の組み合わせは次のとおりとする。

主荷重＋従荷重

(3)　荷重は最も不利な応力、変位、その他の影響が生じるように作用させるものとする。

【解説】

(1)　既設基礎の耐震補強設計において考慮すべき荷重を列挙した。この中から、架橋地点の条件や橋の構造形式等によって適宜選定するものとする。なお、各荷重値の設定にあたっては、道示Ⅰおよび道示Ⅴの規定に従うものとする。

2)　耐震補強設計において考慮すべき地震の影響の種類を列挙した。設計条件に応じて、考慮すべき地震の影響を適切に選定するものとする。ここで、構造物の重量には添架物等の重量も考慮するものとする。また、構造物と一緒に振動し、構造物に大きな影響を与える土塊部分については、その影響を慣性力として考慮するものとする。

液状化が生じると、基礎の前面地盤が水平抵抗を失い大きく変形するため、道示Ⅴの規定に従って、液状化の影響を適切に考慮する必要がある。また、流動化は、液状化に伴う支持力の低下によって生じるものである。道示Ⅴに規定される砂質土層の液状化の判定において液状化すると判定され、かつ、偏土圧の作用する土層では流動化が生じる可能性があるため、道示Ⅴの規定に従って流動化の影響を適切に考慮するものとする。

(2)　地震の影響としてレベル１地震動を考慮する場合の荷重状態をレベル１地震時、レベル２地震動を考慮する場合の荷重状態をレベル２地震時と呼ぶ。

なお、ここでは、地震時（レベル１地震時およびレベル２地震時）に対する照査において考慮する荷重しか規定していないが、既設基礎の性能によっては、道示Ⅳに示される常時あるいは暴風時に対する照査を行う必要もある。その場合は、道示Ⅰの規定に従い、適切な荷重状態を設定するものとする。

5.2　耐震補強設計の基本方針

(1)　既設基礎の耐震補強設計は、設計地震動のレベルと既設橋の重要度を考慮し、必要とされる耐震性能を確保するように行うものとする。

(2)　既設基礎の耐震補強設計においては、必要に応じて、橋の供用期間中に発生する確率の高い地震動（以下「レベル１地震動」という）と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（以下「レベル２地震動」という）の２段階のレベルの設計地震動を考慮するものとする。

(3)　既設基礎の耐震補強設計は、６章および７章に規定する静的照査法により行うことを原則とする。

【解説】

(1)　既設基礎の耐震補強設計は、既設橋の地震時における安全性の確保に十分配慮して行わなければならない。既設橋の重要度によっては、地震後における避難路や救助・救急・医療・消火活動および避難者への緊急物資の輸送路として重要な役割を担っていることを考慮する必要がある。そこで、設計地震動のレベルと既設橋の重要度を考慮し、必要とされる耐震性能を確保することを耐震補強設計の基本とした。ここで、橋の新設にあたり考慮すべき耐震性能および橋の重要度の考え方については、道示Ⅴに規定されている。既設橋の耐震補強設計においても、考慮すべき耐震性能および橋の重要度の考え方についてはそれらを準用してよいが、設計地震動のレベルと既設橋の重要度に応じ、目標とする既設橋の耐震性能は、個々の条件を十分考慮し設定するものとする。

(2)　耐震補強設計において考慮する地震動は、道示Ⅴの規定に従い、必要に応じて、橋の供用期間中に発生する確率の高い地震動（レベル１地震動）と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（レベル２地震動）の２段階のレベルの地震動を考慮するものとした。ここで、「必要に応じて」とは、既設橋が有する耐震性能によっては、必ずしも両方の地震動レベルに対して耐震補強設計を行う必要はないことを示すものである。耐震補強設計において考慮すべき荷重状態は、既設橋の状態を考慮して適切に選定する必要がある。なお、レベル２地震動としては、道示Ⅴの規定に従い、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動および内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動の２種類を考慮するものとする。レベル１地震動およびレベル２地震動は、道示Ⅴの規定に従い設定するものとする。

(3)　レベル１地震動に対しては、構造物の弾性域での１次の振動特性を考慮し、地震の影響による作用を静的な荷重に置き換えて弾性応答値を推定するとともに、その応答によって部材に生じる応力度や変位が許容応力度や許容変位以下となることを照査する。本編では、６章の規定に従って既設基礎の照査を行うものとした。６章には、常時、暴風時およびレベル１地震時に対する照査方法が示されている。ここで、レベル１地震時に対しては、従来から用いられている震度法により耐震性能の照査を行うものとする。

また、レベル２地震動に対しては、補強した基礎に生じる動的非線形応答を推定するとともに、部材の塑性域での変形性能や耐力を考慮して耐震性能を照査する。本編では、７章の規定に従って既設基礎の照査を行うことを原則とした。７章には、道示Ⅳおよび道示Ⅴに規定される地震時保有水平耐力法に基づき、既設基礎の耐震性能を照査する手法を示している。これは、12年度に

実施された静的模型実験[1]およびそのシミュレーション解析[1]によって、ねじ込み式マイクロパイルで補強された基礎において、道示Ⅳおよび道示Ⅴに規定される地震時保有水平耐力法の適用性が確認されたためである。ただし、その適用性は、限られた条件下における実験結果に基づいて検証されたものであるため、7.4.1 の解説に示す適用範囲に十分注意する必要がある。

なお、ねじ込み式マイクロパイルによって補強することにより構造系が複雑となる場合には、動的解析によって耐震性能を照査することが合理的となる場合がある。動的解析の実施にあたっては、道示Ⅴの規定に従うとともに、12 年度に実施された動的模型実験[1]に対するシミュレーション解析[2]や実大構造物に対する地震応答解析[2]が行われているので、これを参考にするのがよい。

5.3 杭の配列

ねじ込み式マイクロパイルの配置は、次の事項を考慮して決定するものとする。

(1) ねじ込み式マイクロパイルの杭中心間隔は、原則として翼部平均径の 2.5 倍程度以上とする。

(2) ねじ込み式マイクロパイルと既設杭の杭中心間隔は、原則として既設杭径とねじ込み式マイクロパイルの翼部平均径との平均値の 2.5 倍程度以上とする。

(3) ねじ込み式マイクロパイルの配置は、既設構造物や用地境界等、施工上の制約条件も十分考慮して決定する。

【解説】

(1) ねじ込み式マイクロパイルの杭中心間隔について規定したものである。

一般に、杭の中心間隔が小さくなるほど、群杭としての影響が著しくなり、杭の軸方向支持力や水平方向地盤反力係数を単杭の場合より低減して設計に考慮する必要がある。この群杭の影響は、道示Ⅳによれば、杭の中心間隔が杭径の2.5倍程度以上あると比較的小さいとされている。ねじ込み式マイクロパイルは、軸方向支持力や水平方向地盤反力係数の算出にあたっては、その翼部を考慮するため、杭中心間隔は図-解5.3.1に示すように、翼部平均径の2.5倍程度以上とすることを原則とした。

ただし、施工上の制約条件により、フーチングの拡大幅を小さくしなければならない場合などには、ねじ込み式マイクロパイルの杭中心間隔は翼部平均径の 2.5 倍よりも小さくしてよいが、この場合には、道示Ⅳに示される群杭の影響を考慮する必要がある。

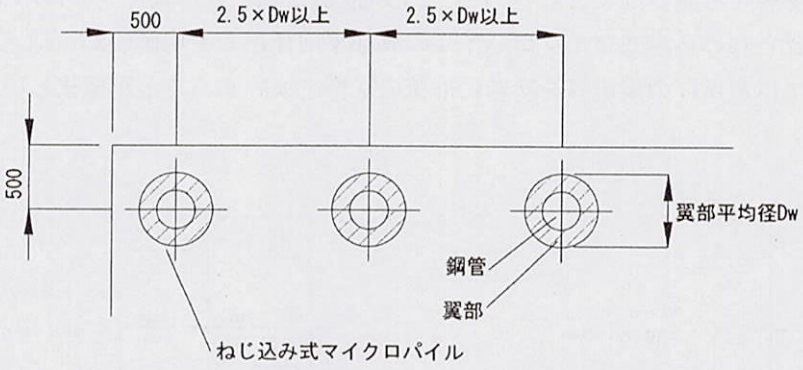


図-解 5.3.1　ねじ込み式マイクロパイルの杭中心間隔

(2)　ねじ込み式マイクロパイルと既設杭の杭中心間隔について規定したものである。

1)　既設基礎の補強においては、用地境界等との位置関係から、既設杭とマイクロパイルの杭中心間隔を小さくし、フーチングの拡大幅を小さくすることが必要な場合がある。ただし、既設杭とねじ込み式マイクロパイルの杭中心間隔が小さい場合、杭相互の干渉から両者の軸方向支持力が単杭の場合よりも低下することが考えられる。そこで、ねじ込み式マイクロパイルと既設杭の杭中心間隔は、原則として既設杭径とねじ込み式マイクロパイルの翼部平均径との平均値の2.5倍程度以上とすることを原則とした。

また、水平地盤反力係数については、静的模型実験[1)]の結果を参考にすると、既設杭径がねじ込み式マイクロパイルの軸部径に対して3.4倍以上、および、両者の杭中心間隔が既設杭径の1.8倍以上の場合には、常時、暴風時およびレベル１地震時の照査に用いる水平方向地盤反力係数は低減しなくてもよいと考えられる（7.4.1参照）。

しかし、既設杭とねじ込み式マイクロパイルの杭径比や杭中心間隔と、支持力や水平方向地盤反力係数との関係は、現段階では十分明確ではない。そのため、安全側の設計となるように群杭の影響を考慮する場合は、道示Ⅳや「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」[3)]を参考にしてよい。

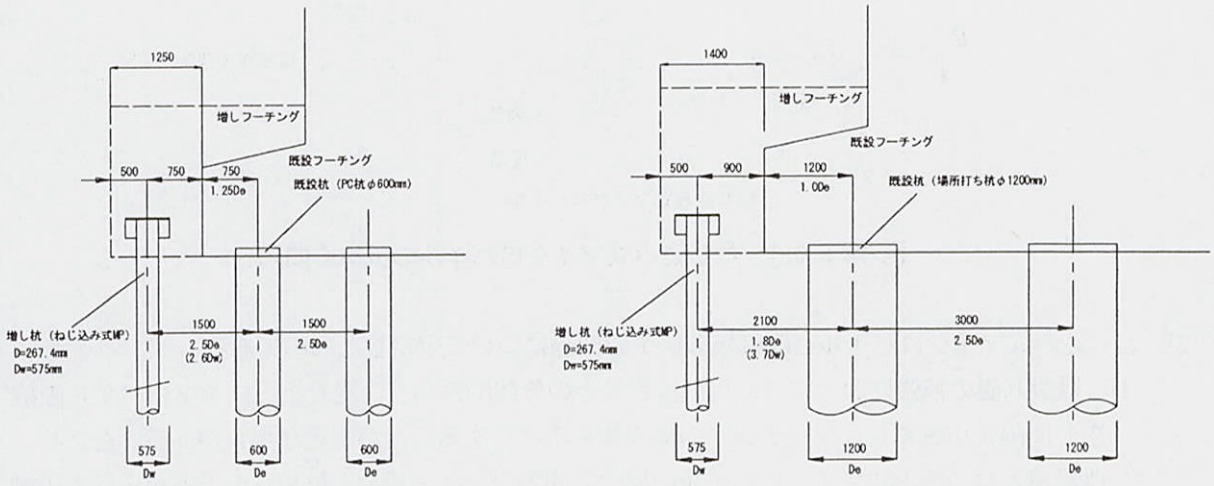
2)　ねじ込み式マイクロパイルの杭中心とフーチング縁端との距離は、ねじ込み式マイクロパイルの施工性やフーチング拡大部の配筋等を考慮し、500mm程度とするのがよい。このとき、フーチングコンクリートの水平押抜きせん断応力度について照査しておく必要がある。

3)　ねじ込み式マイクロパイルの配置例を図-解5.3.2に示す。

図-解5.3.2の(a)は、既設杭の杭径が比較的小さく、既設杭とねじ込み式マイクロパイルの杭中心間隔として、既設杭径とねじ込み式マイクロパイルの翼部平均径との平均値の2.5倍を確保できる例である。このような場合は、常時、暴風時およびレベル１地震時の照査において、支持力や水平方向地盤反力係数の算出にあたり群杭の影響は考慮しなくてよい。

図-解5.3.2の(b)は、既設杭の杭径が比較的大きく、施工上の制約条件等により、既設杭とねじ込み式マイクロパイルの杭中心間隔として、既設杭径とねじ込み式マイクロパイルの翼部平均径との平均値の2.5倍を確保できない例である。ここで、既設杭径とねじ込み式マイクロパイルの軸部の比（1200／267.4＝4.5）、両者の杭中心間隔と既設杭径の比（2100／1200＝1.8）を考慮すると、常時、暴風時およびレベル１地震時の照査に用いる水平方向地盤反力係数には

群杭の影響を考慮しなくてよい。ただし、既設杭とねじ込み式マイクロパイルの杭中心間隔は、既設杭径とねじ込み式マイクロパイルの翼部平均径との平均値の2.5倍より小さいため、支持力については道示Ⅳの規定等を参考に群杭の影響を検討することが望ましい。



(a) 既設杭径がφ600の場合　　(b) 既設杭径がφ1200の場合

図-解 5.3.2 ねじ込み式マイクロパイルの配置例

(3) ねじ込み式マイクロパイルの配置は、3.4 に規定する施工条件の調査結果に基づき、既設構造物や用地境界等、施工上の制約条件を十分考慮して決定するものとした。ねじ込み式マイクロパイルの施工においては、図-解 5.3.3 に示すように、施工時の既設構造物（橋脚、フーチング等）と施工機械との位置関係を十分検討し、その配置を決定する必要がある。すなわち、既設構造物の形状、施工ヤード、空頭制限等によっては、ねじ込み式マイクロパイルの施工性からその配置を決定せざるを得ない場合もある。また、ねじ込み式マイクロパイルを斜杭として施工する場合は、鉛直杭として施工する場合に比べて施工機械が既設構造物に接近することもあり、また、用地境界が近接する場合には斜杭の杭先端深度と用地境界との位置関係を十分調査して杭の配置、打設角度などを決定する必要がある。

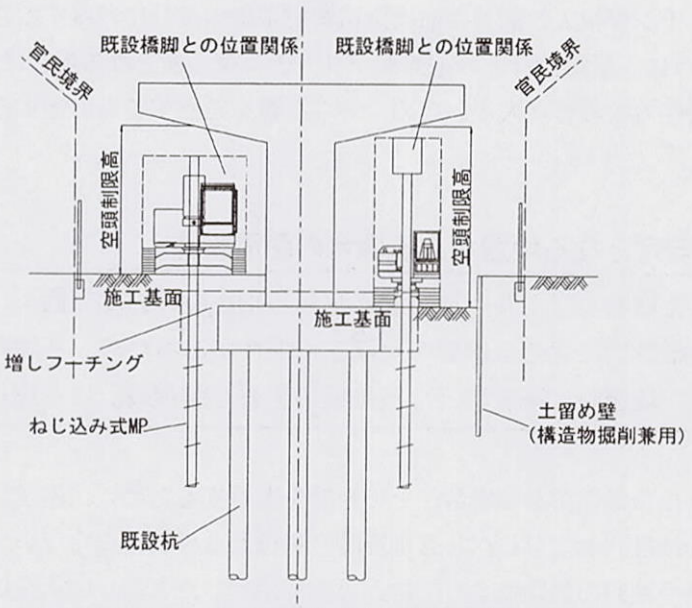


図-解 5.3.3　杭の配置に関する施工上の留意点

5.4　荷重分担

(1)　ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の設計においては、既設杭とねじ込み式マイクロパイルとの荷重分担を適切に考慮しなければならない。

(2)　フーチング前面の土が良質で設計上水平抵抗を期待できる場合、杭とフーチング根入れ部との共同で水平荷重に抵抗させてもよい。

【解説】

(1)　ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の設計においては、既往の検討事例等を参考とし、既設杭とねじ込み式マイクロパイルの荷重分担を適切に評価する必要がある。

たとえば、兵庫県南部地震により被災した既設基礎の増し杭補強では、既設杭の損傷等に応じて、次のような設計の考え方が用いられている。

1)　地震によって既設杭が損傷しているため、押込み荷重に対しては既設杭と増し杭で分担できるが、引抜き、水平、モーメント荷重に対しては増し杭のみで負担させた事例[4]。

2)　地震による既設杭の被害は軽微であり、鉛直、水平、モーメント荷重を既設杭と増し杭の共同で分担させた事例[5]。

また、「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」[3]には、水平、モーメント荷重に対しては既設杭と増し杭が共同で分担し、鉛直荷重に対しては荷重の載荷順序を考慮して、既設構造物の死荷重は既設杭が負担し、増しフーチング重量およびフーチング上載土砂の重量は既設杭と増し杭が共同して分担する設計例が示されている。

一方、年代的にかなり古い基礎形式、損傷や劣化等が著しいような杭基礎、構造諸元が不明な杭基礎などを補強する場合においては、ねじ込み式マイクロパイルのみで全荷重を負担するような設計方法も考えられる。

(2)　道示Ⅳに準じ、フーチング周辺の埋戻しが十分行われ、地盤が長期にわたり安定して存在する

場合には、フーチング根入れ部分の前面抵抗を杭基礎の設計に考慮することができる。ただし、4.2(2)に示すように、耐震設計上の地盤面がフーチング上面となる場合においても、地震時にはフーチングの慣性力の影響が大きいため、その影響を考慮するものとする。

5.5 地震時に不安定となる地盤がある場合の耐震設計

ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層に生じる地震時の強度の低下、飽和砂質土層の液状化、流動化は橋の耐震性に大きな影響を及ぼす可能性があるため、基礎周辺地盤の土層の地震時安定性を判定し、地震時に不安定となる地盤の影響を耐震設計に考慮しなければならない。

【解説】

地震時に不安定となる地盤がある場合、その影響を考慮するために、道示Vの規定に従って耐震性能の照査（レベル１地震時およびレベル２地震時）を行わなければならない。ただし、道示Vに示されるように、地震動や地盤の物性によっては、設計で想定したとおりの状況にならない可能性もあることから、地震時に地盤が不安定とはならないという条件でも耐震性能の照査を行い、いずれか厳しい方の結果を用いるものとする。

1) ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層に生じる地震時の強度低下

道示Vの規定に準じ、現地盤面から 3m 以内にある粘性土層およびシルト質土層で、一軸圧縮試験または原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20kN/m² 以下の土層は、耐震設計上ごく軟弱な土層とみなし、その土質定数を耐震設計上零とする。

2) 飽和砂質土層の液状化の影響

道示Vの規定により液状化が生じると判定された飽和砂質土層については、液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて耐震設計上の土質定数を低減させるものとする。ここで、低減させる土質定数は次の項目であり、F_L に応じた土質定数の低減係数 D_E をそれぞれに乗じるものとする。

① 杭の水平方向地盤反力係数
② 杭の水平地盤反力度の上限値
③ 杭の最大周面摩擦力度

前述のとおり、液状化が生じると判定された場合には、液状化が生じないとした場合の耐震性能の照査も行い、いずれか厳しい方の結果を用いる。

3) 流動化の影響

液状化に伴い流動化が生じる可能性がある場合には、この影響を考慮するものとし、道示Vの規定に従って耐震性能の照査を行う。このとき、前述のとおり、次の３ケースについて耐震性能の照査を行い、最も影響の大きいものを設計に用いる。

① 流動化が生じると考えたケース
② 液状化だけが生じると考えたケース
③ 液状化も流動化も生じないと考えたケース

5.6　フーチングの設計

(1)　ねじ込み式マイクロパイルによる既設基礎の補強に伴いフーチングを拡大する場合には、フーチングの既設部分と拡大した部分が確実に一体となるように配慮しなければならない。

(2)　拡大後のフーチングにおいて、レベル１地震時に発生する応力度が許容応力度以下であること、レベル２地震時における力学的特性が弾性域をこえないことを照査するものとする。

【解説】

(1)　既設基礎をねじ込み式マイクロパイルにより補強する場合、躯体からの荷重をねじ込み式マイクロパイルに伝達させるために、一般にフーチングを平面的に拡大する。このとき、補強後に作用する荷重に対してフーチングが十分安全であるように、打ち足されるフーチング部分と既設フーチングとが一体となるように配慮しなければならない。

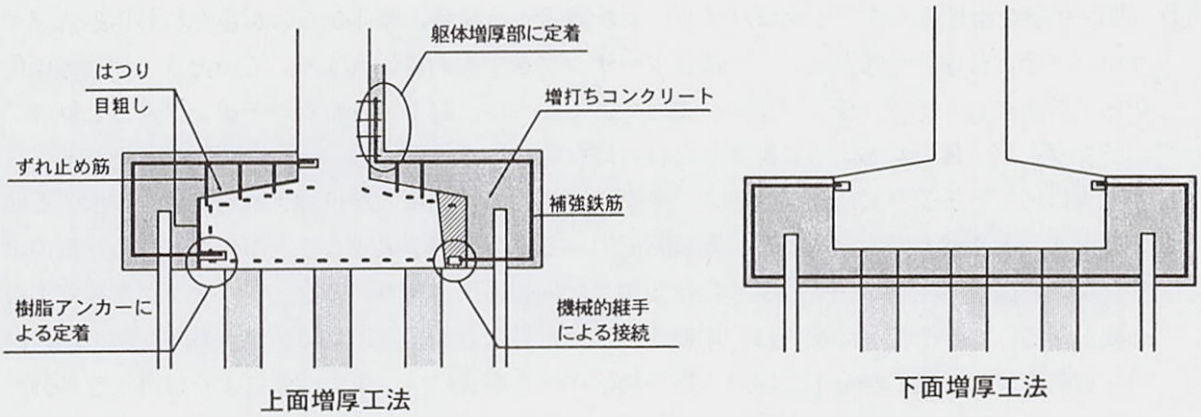
拡大後のフーチングにはねじ込み式マイクロパイルの杭頭反力が付加されるため、作用する曲げモーメントやせん断力が増加し、既設断面のみでは耐力が不足することが想定される。このような場合、図-解 5.6.1 や図-解 5.6.2 に示すような補強方法により、適宜、フーチングを補強する必要がある。フーチングの補強は、比較的施工が容易な上面増厚によるのが一般的であるが、河川・道路管理上の制約から上面増厚の量が制限される場合には、下面増厚により対処した事例[6]もある。また、既設フーチングの配筋量が少なく過度な増厚により基礎への負担が大きくなるような場合には、プレストレス導入による増厚量の低減が効果的な場合もある。この場合、既設フーチングの削孔やＰＣ鋼材の緊張のために必要な作業空間を確保できるように、フーチング周囲の掘削や仮締切り等の計画を行う必要がある。

フーチングの拡大に伴い新たに配置される主鉄筋は、フーチングの拡大部分と既設部分の間で確実に荷重が伝達されるように既設部分の鉄筋に接続しなければならない。一般に、拡大部分に配置される主鉄筋は、既設部分に樹脂アンカーにより定着させるか、あるいは既設部分の主鉄筋と機械的に継ぎ合わせる。前者の方法では、定着部の引抜きやせん断に対する照査を行う必要がある。後者の方法では、既設部分の鉄筋のはつり出しにより、既設フーチングに過度な断面欠損が生じないようにする必要がある。一方、ねじ込み式マイクロパイル施工後に作用する断面力に対し、フーチングの拡大部分と既設部分が確実に一体となって抵抗するように、既設フーチング表面を打継目処理し、新旧コンクリートの接合面における付着性を十分に高めることが必要である。このときには、既設フーチング表面に付着した泥や汚れ、かぶりコンクリートの浮いた部分など、一体化を阻害する要因をはつり、サンドブラスト等により完全に除去しなければならない。また、既設フーチング天端には、前述の打継目処理に加え、ずれ止め鉄筋を配置する必要がある。なお、既設基礎を補強する際に、躯体の耐震補強が既に完了している場合、あるいは並行して実施される場合には、躯体の細部構造や耐力に与える影響を考慮してフーチングの補強方法や一体化の方法を検討する必要がある。

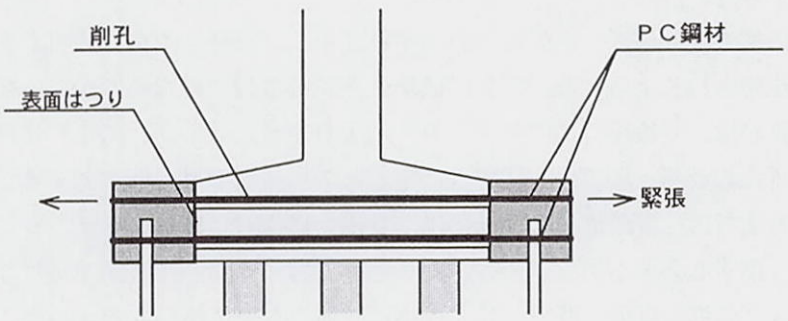
(2)　拡大後のフーチングの照査方法を規定したものである。拡大後のフーチングの照査にあたっては、既設基礎の補強に伴う断面力の増加を考慮しなければならない。常時、暴風時およびレベル１地震時においては、フーチング内のコンクリートおよび鉄筋に生じる応力度が 4.3 に規定する

許容応力度以下であることを照査する。また、レベル２地震時においては、フーチングに過度な損傷が生じないように、作用する曲げモーメントおよびせん断力が降伏曲げモーメントおよびせん断耐力以下であることを照査する。

フーチングの照査にあたり、照査断面、部材のモデル化、有効幅の設定等は道示Ⅳの規定に準じるものとするが、既設基礎の補強の前後において、作用荷重や部材の有効高さ、有効幅等が変化することを考慮する必要がある。表-解 5.6.1 は、増厚する場合のフーチングの照査に考慮する荷重と有効断面について整理したものである。なお、既設杭およびねじ込み式マイクロパイルの杭頭反力は、5.4 に規定する荷重分担を適切に考慮して算出するものとする。



図－解 5.6.1　増厚によるフーチングの補強



図－解 5.6.2　プレストレス導入によるフーチングの補強

表－解 5.6.1　フーチングの照査に考慮する荷重と有効断面

	常時、暴風時およびレベル１地震時		レベル２地震時	
	荷重	有効断面	荷重	有効断面
補強前	・既設フーチング重量 ・既設杭の杭頭鉛直反力	既設フーチング断面	・既設フーチング重量 ・上載土砂重量 ・フーチング拡大部分重量 ・既設杭、ねじ込み式マイクロパイルロパイルの杭頭反力（鉛直、水平、曲げモーメント）	既設部分と増厚部分を合成した断面
補強後	・上載土砂重量 ・フーチング拡大部分重量 ・既設杭、ねじ込み式マイクロパイルの杭頭鉛直反力	既設部分と増厚部分を合成した断面		
照査項目	応力度≦許容応力度		作用曲げモーメント≦降伏曲げモーメント 作用せん断力≦せん断耐力	

【参考文献】

1) 独立行政法人土木研究所他：共同研究報告書第 278 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２）、2001. 12.

2) 独立行政法人土木研究所他：共同研究報告書第 282 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３）、2002. 9.

3) 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.

4) 小林、白川、武者：神戸新交通ポートアイランド線橋脚基礎の被害と復旧、基礎工、Vol.24、No.9、1996.9.

5) 石川：震災復旧橋梁における基礎の復旧－国道２号浜手バイパスと国道 43 号岩屋高架橋－、基礎工、Vol.24、No.9、1996.9.

6) 真山：たぬき掘りによる基礎の補強、橋梁と基礎、1994. 8.

6章　常時、暴風時およびレベル1地震時に対する照査

6.1　設計の基本

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の常時、暴風時およびレベル1地震時に対する照査は、次によるものとする。

(1)　各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。

(2)　杭基礎の変位は、許容変位以下とする。

(3)　杭基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の常時、暴風時およびレベル1地震時に対する設計の基本は、道示Ⅳの規定に準じるものとしたが、ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎は、異種群杭となることを考慮して、断面力、杭頭反力、変位等を算出する必要がある。

(1) 1)　上部構造から既設杭およびねじ込み式マイクロパイルに伝達される軸方向押込み力、軸方向引抜き力は、それぞれの許容支持力以下であることを照査する。

ここで、ねじ込み式マイクロパイルの許容支持力は6.2.2および6.2.3の規定により算出し、既設杭の許容支持力は道示Ⅳの規定に準じて算出する。ただし、既設杭の施工方法、設計年次等を考慮し適切に評価する必要がある。一般には、既設杭の適用基準を基に算出することが望ましい。

2)　設計条件によっては、負の周面摩擦力や偏土圧のように、杭体に直接作用する力に対しても所要の安全性が確保されることを照査する必要がある。この場合は、道示Ⅳの規定に準じて照査するものとする。また、必要に応じて、5.3 に示す群杭の影響についても検討しなければならない。

(2)　水平方向の安定性は、水平変位により照査するものとした。一般に、許容変位としては、道示Ⅳに示されるように、上部構造から決まる許容水平変位と下部構造から決まる許容水平変位を考慮しなければならない。

下部構造から決まる許容水平変位は、補強した杭基礎が既設杭とねじ込み式マイクロパイルからなる異種群杭であることを考慮し、それぞれの許容水平変位の小さな値の方で決定するものとする。既設杭の許容水平変位は、道示Ⅳに準じて杭径の1％とするが、杭径 1,500mm 以下の杭については 15mm とする。また、ねじ込み式マイクロパイルの許容水平変位は、軸部径を考慮して、15mm とする。ただし、橋台基礎の場合は、既設杭およびねじ込み式マイクロパイルの杭径によらず、常時において 15mm とする。

なお、水平変位は、設計上の地盤面がフーチング下面もしくはそれより下に位置する場合には設計上の地盤面において照査するものとし、設計上の地盤面がフーチング下面より上に位置する場合には杭頭位置において照査するものとする。

(3)　作用断面力により生じる杭基礎各部材の応力度が、それぞれの許容応力度以下であることを5.6および6.6の規定に従って照査するものとする。

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の常時、暴風時およびレベル1地震時に対する標準的な設計計算フローを図-解 6.1.1 に示す。

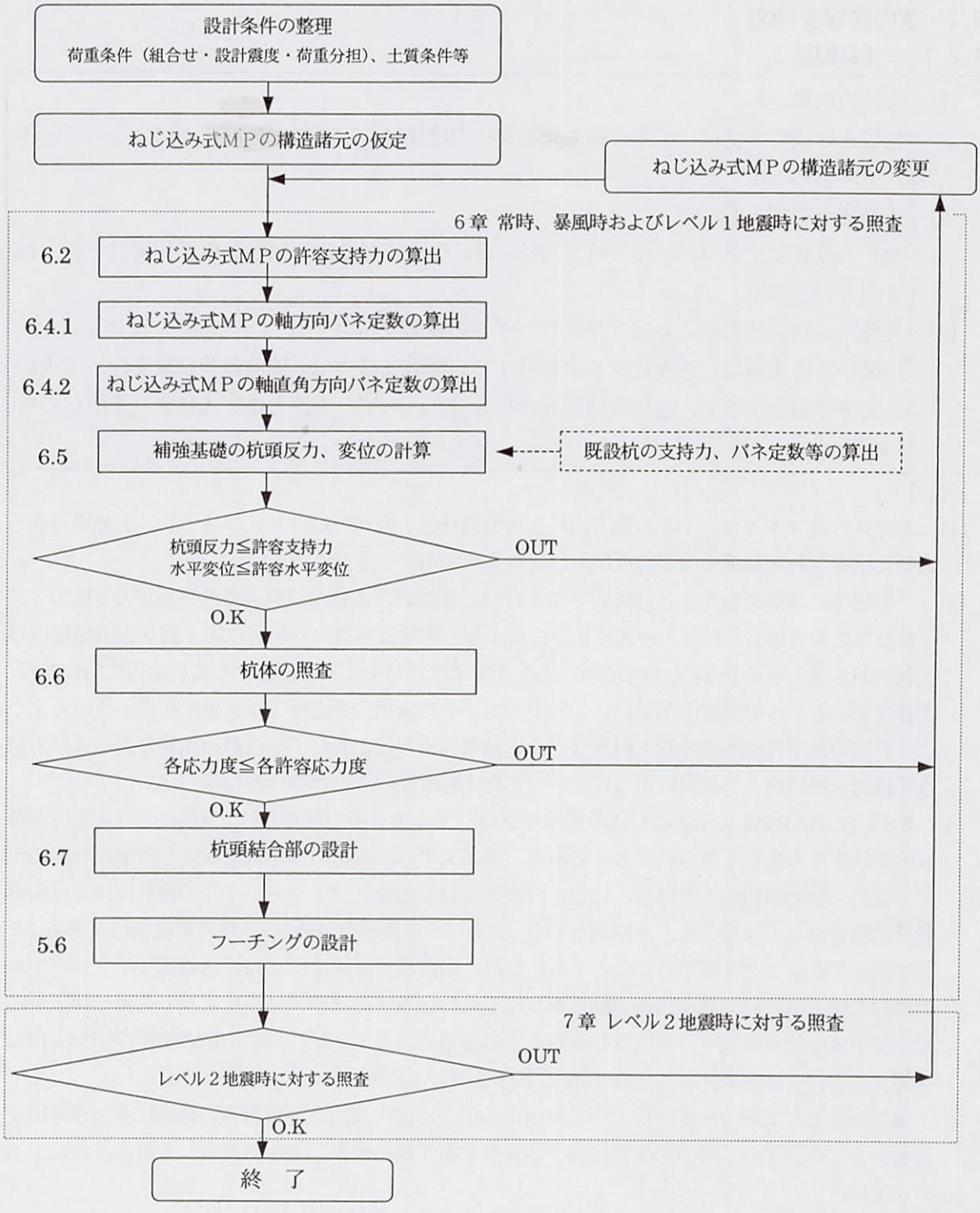


図-解 6.1.1　ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の標準的な設計計算フロー
（常時、暴風時およびレベル１地震時）

6.2 杭の許容支持力

6.2.1 一般事項

(1) 支持力機構

ねじ込み式マイクロパイルの軸方向の支持力機構は、主に翼部の抵抗力によるものとする。

(2) 支持層への根入れ

ねじ込み式マイクロパイルの杭先端は、良質な支持層に第1翼径の直径程度以上根入れさせるものとする。

(3) 地盤から決まるねじ込み式マイクロパイルの極限支持力

地盤から決まるねじ込み式マイクロパイルの極限支持力は、鉛直載荷試験を行って求めることを原則とするが、適切な地盤調査を行ったうえで、支持力推定式により算出してもよい。

【解説】

(1) ねじ込み式マイクロパイルの軸方向の支持力機構は、図-解 6.2.1 に示すように、上部構造から鋼管に伝達された荷重を翼部の抵抗力により支持する。

(2) これまでに実施されたねじ込み式マイクロパイルにおける載荷試験の条件、長期の支持力・沈下特性などを考慮し、ねじ込み式マイクロパイルの先端は良質な支持層に第1翼径の直径程度以上根入れさせるものとした。なお、ねじ込み式マイクロパイルの摩擦杭としての適否については、現在までのところ研究成果がない。したがって、その適用にあたっては、道示Ⅳに示されるように、長期の沈下特性や杭の根入れ長などを十分検討するとともに、鉛直載荷試験による支持力特性の確認、既設杭との荷重分担などについても十分な検討を行わなければならない。

(3) 6.2.2 および 6.2.3 に示すねじ込み式マイクロパイルの支持力推定式は、実杭における鉛直載荷試験の結果を考慮して得られたものである。本条文では、支持力推定式を設定した載荷試験のデータ数およびその精度を考慮し、地盤から決まるねじ込み式マイクロパイルの極限支持力は鉛直載荷試験を行って求めることを原則とした。ここで、鉛直載荷試験は、「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」[1] に基づき実施するものとする。なお、鉛直載荷試験によるねじ込み式マイクロパイルの極限支持力は、静的載荷試験の結果またはそれに相当する試験の結果により、荷重－沈下量曲線が沈下量の軸にほぼ平行とみなしうるときの荷重とする。ただし、沈下量が翼部平均径の 10% を超える場合には、翼部平均径の 10%における荷重とする。

極限支持力を支持力推定式によって算出する場合には、適切な地盤調査の結果に基づき算出するものとした。また、類似の地盤における鉛直載荷試験の結果などがあれば、それを参考にするのがよい。

なお、地盤から決まる既設杭の極限支持力および許容支持力は、既設杭の施工方法、設計年次等を考慮し、その適用基準を基に算出することが望ましい。

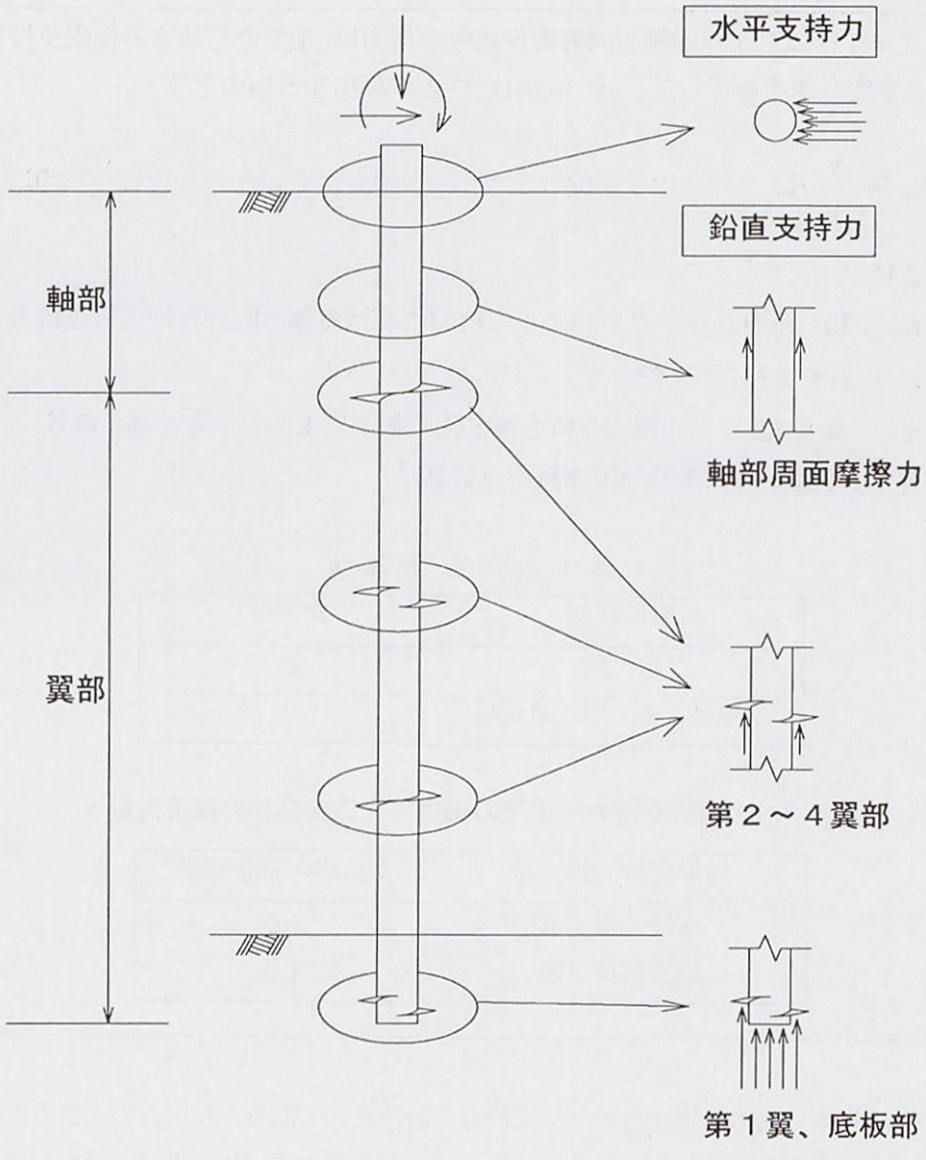


図-解 6.2.1　ねじ込み式マイクロパイルの軸方向の支持力機構（押込み方向）

6.2.2　杭の軸方向許容押込み支持力

ねじ込み式マイクロパイルの軸方向許容押込み支持力は、地盤から決まる極限支持力に対し、表-6.2.1 に示す安全率を確保して、式（6.2.1）により算出するものとする。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \quad \cdots\cdots(6.2.1)$$

ここに、

R_a ：ねじ込み式マイクロパイルの杭頭における軸方向許容押込み支持力（kN）

n ：表-6.2.1 に示す安全率

γ ：表-6.2.2 に示す極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数

R_u ：地盤から決まる極限支持力（kN）

表-6.2.1　安 全 率 n

荷重状態	安全率
常　時	3
暴風時、レベル1地震時	2

表-6.2.2　極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数 γ

極限支持力推定法	安全率の補正係数
支持力推定式	1.0
鉛直載荷試験	1.2

【解説】

1) 地盤の支持力は杭の自重を含めた全支持力を対象としており、杭の許容支持力は杭頭に作用する許容荷重を意味している。したがって、杭の自重が大きい場合には、杭の自重を考慮するが、ここでは、ねじ込み式マイクロパイルの自重が小さいことを考慮し、式（6.2.1）により軸方向許容押込み支持力を求めるものとした。

2) ねじ込み式マイクロパイルは、6.2.1 の(2)に規定するように、良質な支持層に根入れさせることから、許容支持力を算出するにあたっては、表-6.2.1 に示すように、道示Ⅳに規定される支持杭の安全率を用いることにした。

3) ねじ込み式マイクロパイルの支持力に関する安全性は、表-6.2.1 に示す安全率 n のほか、道示Ⅳの規定に準じ、表-6.2.2 に示す極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数 γ により保証するものとした。これは、載荷試験を行えばその地点での支持力を直接知ることができ、得られた支持力の信頼性が高いことを考慮したものである。

4) ねじ込み式マイクロパイルの極限支持力を支持力推定式によって算出する場合には、適切な地盤調査を行ったうえで、式（解 6.2.1）を用いてよい。

$$R_u = \sum q_{wi} A_{wi} + U \sum L_i f_i \quad \cdots\cdots \text{(解 6.2.1)}$$

ここで、R_u：地盤から決まる杭の軸方向極限押込み支持力(kN)

q_{wi}：各翼および底板の単位面積当たりの極限支持力度(kN/m²)

A_{wi}：各翼および底板の抵抗面積(m²)

U ：軸部の周長(m)

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i ：各層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

i） 各翼部および底板の単位面積当たりの極限支持力度 q_{wi} の推定

ねじ込み式マイクロパイルにおける翼部の極限支持力度 q_{wi} は、底板部および翼部ごとに分け、表-解 6.2.1 により算定する。これは、いままでに行われた載荷試験結果より算出したものである（図-解 6.2.2 参照）。ねじ込み式マイクロパイルにおける翼部の極限支持力度の推定においては、当面、表-解 6.2.1 を採用してよいが、今後の載荷試験データの蓄積に伴い、極限支持力度を検討する必要がある。

表-解 6.2.1　翼部の極限支持力度 q_{wi}

第 1 翼、底板部の算定法
$q_{w1}=150N$ (kN/m²)　　(砂礫) $q_{w1}=100N$ (kN/m²)　　(砂) ここに、N: 標準貫入試験の N値
第 2～4 翼部の算定法
$q_{wi\ (i=2\sim4)}=50N$ (kN/m²)　　(砂質土および粘性土) ここに、N: 標準貫入試験の N値

各翼部の支持力を算出する N値は、各翼の位置より各翼径の上方 1D_w、下方 1 D_w の範囲の平均 N値とする。なお、D_w は、各翼の径である。

N 値が 2 以下の軟弱層の場合、翼により支持する支持力の信頼性が乏しいため、支持力度を推定してはならない。

ii） 軸部の最大周面摩擦力度 f_i の推定

ねじ込み式マイクロパイルにおける軸部の最大周面摩擦力度 f_i は、表-解 6.2.2 によって推定してよい。これは、これまでに実施された鉛直載荷試験に基づき、算出したものである（図-解 6.2.3 参照）。ねじ込み式マイクロパイル周面に働く最大周面摩擦力度の推定においては、当面、表-解 6.2.2 を採用してよいが、今後の載荷試験データの蓄積に伴い、軸部の最大周面摩擦力度を検討する必要がある。

表-解 6.2.2　軸部の最大周面摩擦力度 f_i

地盤種別	軸部の周面摩擦力度（kN/m²）
砂質土	$1N$（≦50）
粘性土	$3N$（≦100）

ここに、N: 標準貫入試験の N値

N 値が 2 以下の軟弱層の場合、粘着力を N 値により推定することは信頼性が乏しいため、N 値により最大周面摩擦力度を推定してはならない。しかし、N 値は小さくても粘着力 c が大きく、周面摩擦力を期待できる場合もあるので、別途土質試験により粘着力 c を求め、これにより最大周面摩擦力度を推定するのがよい。ただし、圧密沈下が生じるおそれのあるような軟弱層においては、道示Ⅳの規定を参考に、負の周面摩擦力による影響に対して検討する必要がある。

道示Ⅴの規定により、地震時にごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層と判定された場合には、地震時（レベル 1 地震時およびレベル 2 地震時）の照査において、その土層の最大周面摩擦力度を考慮してはならない。また、液状化が生じると判定された砂質土層の場合にも、地震時（レベル 1 地震時およびレベル 2 地震時）の照査においては、液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて土質定数の低減係数 D_E を設定し、対象となる砂質土層の最大周面摩擦力度に乗じて低減するものとする。

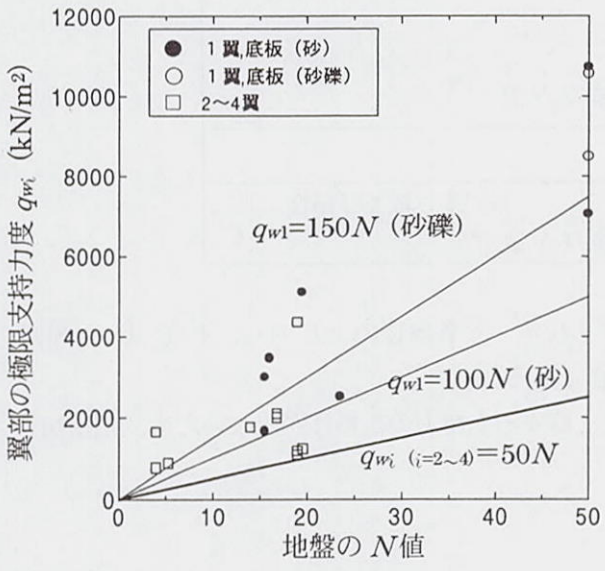


図-解 6.2.2　翼部の極限支持力度(押込み)

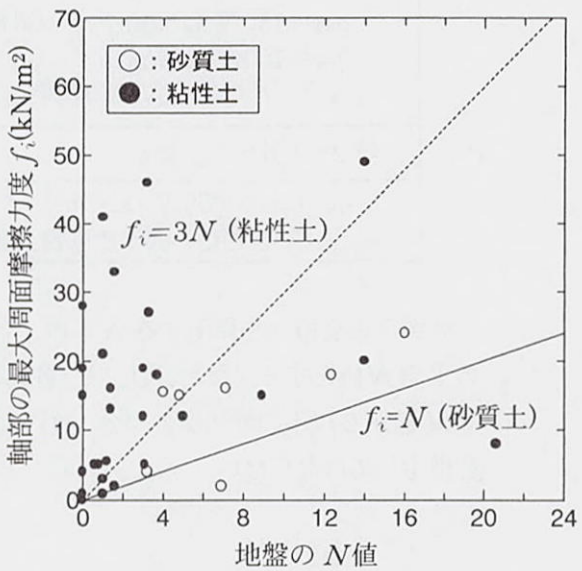


図-解 6.2.3　軸部の最大周面摩擦力度

6.2.3　杭の軸方向許容引抜き支持力

ねじ込み式マイクロパイルの軸方向許容引抜き力は、地盤から決まる極限引抜き力に対し、表-6.2.3 に示す安全率を確保して、式（6.2.2）により算出するものとする。

$$P_a = \frac{\gamma}{n} P_u + W \quad \cdots\cdots (6.2.2)$$

ここに、

P_a ：ねじ込み式マイクロパイルの杭頭における軸方向許容引抜き力（kN）

n ：表-6.2.3 に示す安全率

γ ：表-6.2.2 に示す極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数

P_u ：地盤から決まる極限引抜き力（kN）

W ：ねじ込み式マイクロパイルの有効重量（kN）

表-6.2.3　安 全 率 n

荷重状態	安全率
常　時	6
暴風時、レベル1地震時	3

【解説】

1) ねじ込み式マイクロパイルの軸方向許容引抜き力は、地盤の許容引抜き抵抗力とねじ込み式マイクロパイルの自重の和として計算する。この場合、ねじ込み式マイクロパイルの自重は浮力を差引いた値であり安全率は考慮しなくてよい。

2) 道示Ⅳに準じ、常時荷重に対して、安全率を大きく確保して許容引抜き力を設定し、この範囲内の引抜き力が生じることを認めている。しかし、ねじ込み式マイクロパイルを用いて既設杭基礎を補強する場合においても、道示Ⅳと同様、長期の引抜き抵抗力については試験データがないこと、ねじ込み式マイクロパイルが引抜かれた場合に構造物の受ける影響が大きいことなどを考慮して、常時において引抜き力が生じないようにねじ込み式マイクロパイルの配列を検討するのが望ましい。

3) ねじ込み式マイクロパイルの支持力に関する安全性は、6.2.2 の規定と同様、表-6.2.3 に示す安全率 n のほか、表-6.2.2 に示す極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数 γ を考慮するものとした。

4) ねじ込み式マイクロパイルの極限引抜き力を支持力推定式によって算出する場合には、適切な地盤調査を行ったうえで、式（解 6.2.2）を用いてよい。

$$P_u = \sum q_{wi} A_{wi} + U \sum L_i f_i \quad \cdots\cdots \text{(解 6.2.2)}$$

ここで、P_u：地盤から決まる杭の軸方向極限引抜き力(kN)

q_{wi}：各翼の単位面積当たりの極限支持力度(kN/m²)

A_{wi}：各翼の抵抗面積(m²)

U ：軸部の周長(m)

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i ：各層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

i） 各翼部の単位面積当たりの極限支持力度 q_{wi} の推定

ねじ込み式マイクロパイルにおける翼部の極限支持力度 q_{wi} は、翼部ごとに分け、表-解 6.2.3 により算定する。これは、いままでに行われた載荷試験結果より算出したものである（図-解 6.2.5 参照）。ねじ込み式マイクロパイルにおける翼部の極限支持力度の推定においては、当面、表-解 6.2.3 を採用してよいが、今後の載荷試験データの蓄積に伴い、極限支持力度を検討する必要がある。

表-解 6.2.3 翼部の極限支持力度 q_{wi}

第 1 翼部の算定法
$q_{w1}=70N$ (kN/m²)　（砂および砂礫） ここに、N: 標準貫入試験の N値
第 2～4 翼部の算定法
$q_{wi\ (i=2\sim4)}=50N$ (kN/m²)　（砂質土および粘性土） ここに、N: 標準貫入試験の N値

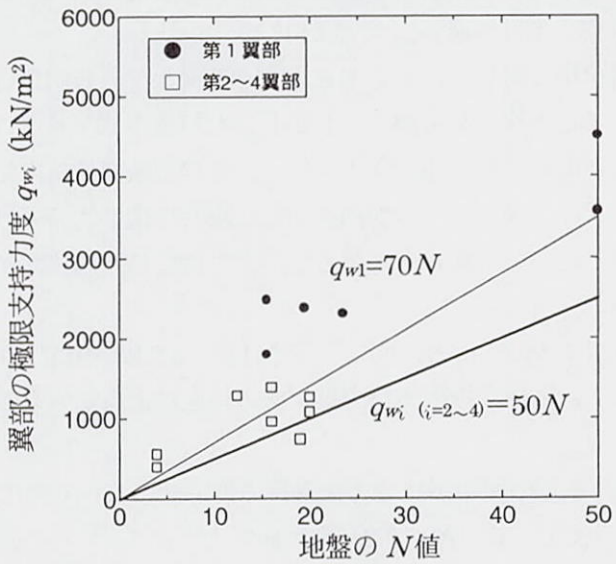


図-解 6.2.5 翼部の極限支持力度(引抜き)

各翼部の支持力を算出する N 値は、各翼の位置より各翼径の上方 $1D_w$、下方 $1D_w$ の範囲の平均 N 値とする。なお、D_w は、各翼の径である。

N 値が 2 以下の軟弱層の場合、翼により支持する支持力の信頼性が乏しいため、支持力度を推定してはならない。

ii) ねじ込み式マイクロパイルの軸部周面に働く最大周面摩擦力度 f_i の推定

ねじ込み式マイクロパイルにおける軸部の最大周面摩擦力度 f_i は、表-解 6.2.4 によって推定してよい。これは、これまでに実施された鉛直載荷試験に基づき、算出したものである（図-解 6.2.3 参照）。ねじ込み式マイクロパイル周面に働く最大周面摩擦力度の推定においては、当面、表-解 6.2.4 を採用してよいが、今後の載荷試験データの蓄積に伴い、軸部の最大周面摩擦力度を検討する必要がある。

なお、軸部の最大周面摩擦力度の推定にあたっては、6.2.2 4) ii)の解説に注意しなければならない。

表-解 6.2.4 軸部の最大周面摩擦力度 f_i

地盤種別	軸部の周面摩擦力度（kN/m²）
砂質土	$1N$（≦50）
粘性土	$3N$（≦100）

ここに、N: 標準貫入試験の N 値

6.3 水平方向地盤反力係数

ねじ込み式マイクロパイルの水平方向地盤反力係数は、地盤調査、土質試験の結果を十分検討したうえで求めるか、あるいは水平載荷試験による荷重－変位曲線から逆算して求めるものとする。

【解説】

1) 地盤調査、土質調査の結果から水平方向地盤反力係数を求める場合

ねじ込み式マイクロパイルの水平方向地盤反力係数を地盤調査、土質調査の結果から推定する場合は、道示Ⅳに基づき、式（解 6.3.1）により算出する。

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots (解\ 6.3.1)$$

ここに、

k_H ： 水平方向地盤反力係数（kN/m³）

k_{H0} ： 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kN/m³）で、各種土質試験または調査により求めた変形係数から設定する場合は、式（解 6.3.2）により求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \quad \cdots\cdots (解\ 6.3.2)$$

E_0 ： 表-解 6.3.1 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m²）

α ： 表-解 6.3.1 に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

表-解 6.3.1 変形係数 E_0 と α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常　時	地 震 時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値により $E_0 = 2800N$ (kN/m²) で推定した変形係数	1	2

注）暴風時には、常時の値を用いるものとする。

B_H ： 荷重作用方向に直交するねじ込み式マイクロパイル換算載荷幅で、式（解 6.3.3）により求める。

$$B_H = \sqrt{D / \beta} \quad \cdots\cdots (解\ 6.3.3)$$

D ： 荷重作用方向に直交するねじ込み式マイクロパイルの載荷幅（m）

$1/\beta$ ： 水平抵抗に関与する地盤の深さ（m）

β ： 基礎の特性値 $\sqrt[4]{\dfrac{k_H D}{4EI}}$ （m⁻¹）

EI ： ねじ込み式マイクロパイルの曲げ剛性（kN·m²）で、鋼管の曲げ剛性とする。

ねじ込み式マイクロパイルの換算載荷幅 B_H を算出する際の k_H は、道示Ⅳに準じ、常時の値とし、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な変形係数 E_0 を用いて算出するものとする。また、地盤を多層として評価し、各層の水平方向地盤反力係数を算出する場合も、各層の換算載荷幅は上記により求めた B_H を用いるものとする。

2) 水平載荷試験の結果から水平方向地盤反力係数を求める場合

ねじ込み式マイクロパイルの水平方向地盤反力係数を水平載荷試験から求める場合、水平載荷試験は「杭の水平載荷試験方法・同解説」[2] に基づいて実施するものとし、その結果得られた荷重－変位曲線から逆算するものとする。

3) 既設杭の水平方向地盤反力係数は、既設杭の杭種、施工方法、設計年次等を考慮し、既設杭の適用基準を基に算出することが望ましい。

6.4 杭のバネ定数

6.4.1 杭の軸方向バネ定数

ねじ込み式マイクロパイルの軸方向バネ定数は、既往の鉛直載荷試験に基づく推定式や土質試験の結果によるか、鉛直載荷試験による荷重－沈下量曲線から求めるものとする。

【解説】

1) 杭の軸方向バネ定数 K_V は、杭頭において単位量の杭軸方向の変位を生じさせる杭軸方向力として定義される。ねじ込み式マイクロパイルの K_V は、鉛直載荷試験による杭頭荷重－杭頭沈下量曲線から求めることが望ましいが、式（解 6.4.1）により推定してもよい。

ねじ込み式マイクロパイルの杭の軸方向バネ定数推定法は、載荷試験結果から翼部と軸部の軸力の差が大きいため、バネ定数を翼部と軸部に分けて算出する（図-解 6.4.1 参照）。翼部の K_{V1} は、翼部の長さを仮根入れ長さとして評価して算出し、軸部の K_{V2} は弾性変形のみを考慮して算出する。杭全体としての K_V は、式(解 6.4.1)にしたがい翼部と軸部のバネ値を合わせて評価を行う。

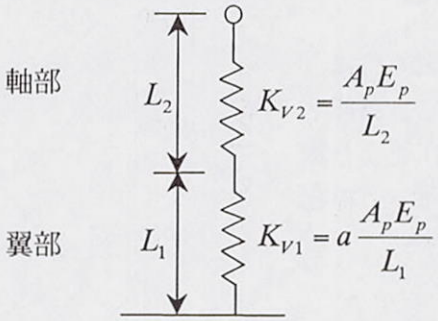


図-解 6.4.1 Kv の算出方法

$$K_{V1}=a\frac{A_pE_p}{L_1},\quad K_{V2}=\frac{A_pE_p}{L_2},\quad K_V=\frac{K_{V1}K_{V2}}{K_{V1}+K_{V2}} \qquad \cdots\cdots\cdots \text{(解 6.4.1)}$$

ここに、K_V ：杭の軸方向バネ定数(kN/m)

A_p ：軸部の純断面積(m²)

E_p ：杭体のヤング係数(kN/m²)

K_{V1} ：翼部の軸方向バネ定数(kN/m)，　L_1 ：翼部の長さ(m)

K_{V2} ：軸部の軸方向バネ定数(kN/m)，　L_2 ：軸部の長さ(m)

翼部の K_{V1} は、翼部周面および翼部先端にバネを有する弾性体と仮定して考え、これらのバネを土質試験により推定することにした。係数 a は式(解 6.4.2)により算出される。

$$a=\frac{\lambda\cdot\tanh\lambda+\gamma}{\gamma\cdot\tanh\lambda+\lambda}\cdot\lambda \qquad \cdots\cdots\cdots\

ここに、

$$\gamma = \frac{A_i k_V L_1}{A_p E_p}$$

$$\lambda = L_1 \sqrt{\frac{C_S U}{A_p E_p}}$$

k_V：杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数（kN/m³）
C_s：翼部周面～地盤間のすべり係数（kN/m³）
A_i：杭の先端閉塞面積（m²）
L_1：翼部の長さ(m)
U：軸部の周長(m)

なお、C_sおよびk_Vはそれぞれ地盤のN値から算出される。

翼部周面と地盤のすべり係数 C_sは、これまでの載荷試験結果から、翼部平均 N値を用いて式（解 6.4.3）により算出される。翼部平均 N値とすべり係数 C_sの関係を図-解 6.4.2 に示す。

$$C_s = 770 N_w \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{（解 6.4.3）}$$

ここに、N_w：翼部平均 N値

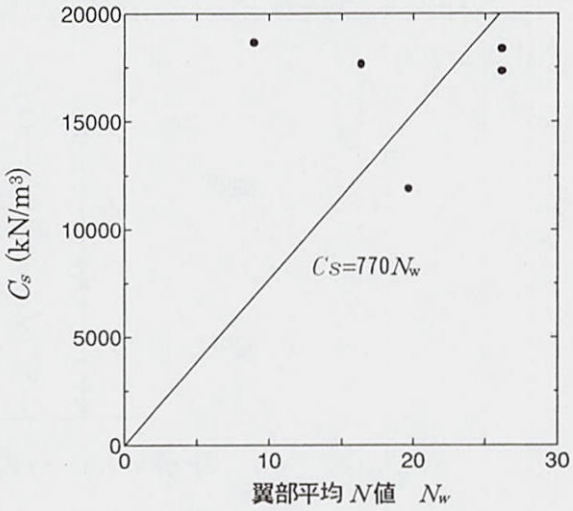


図-解 6.4.2　翼部平均 N値とすべり係数 C_sの関係

また、杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数は、道示Ⅳに基づき、式(解 6.4.4)により算出する。

$$k_V = k_{V0}\left(\frac{D}{0.3}\right)^{-3/4} = \alpha \frac{E_0}{0.3}\left(\frac{D}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots\cdots\

および式（解 6.4.4）から、ねじ込み式マイクロパイルの軸方向バネ定数を求めてよい。図-解6.4.3 に実測値による Kvと推定式から求めた Kvの比較結果を示す。図-解 6.4.3 に示すように実測値と推定値はほぼ一致しており本推定式を用いることは妥当であると考えられる。

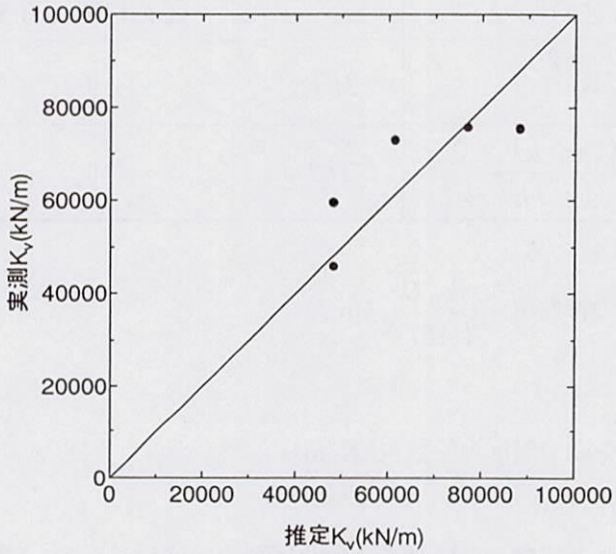


図-解 6.4.3　K_Vの実測値と推定値の比較

2)　既設杭の軸方向バネ定数は、既設杭の杭種、施工方法、設計年次等を考慮し、既設杭の適用基準を基に算出することが望ましい。

6.4.2　杭の軸直角方向バネ定数

ねじ込み式マイクロパイルの軸直角方向バネ定数は、水平方向地盤反力係数を用いて弾性床上のはりの理論に基づき算出するものとする。

【解説】

1)　ねじ込み式マイクロパイルの軸直角方向バネ定数は、道示Ⅳに準じて算出するものとする。

1本の杭の軸直角方向バネ定数K_1～K_4は次に示すように定義される。

K_1，K_3　：杭頭部に回転を生じさせないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力（kN/m）および曲げモーメント（kN･m/m）

K_2，K_4　：杭頭部に移動を生じさせないようにして、杭頭部を単位量だけ回転させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力（kN/rad）および曲げモーメント（kN･m/rad）

水平方向地盤反力係数が深さによらず一定で、杭の根入れ深さが十分に長い場合（半無限長の場合：$\beta L_e \geqq 3$）には、林－Chang の考え方に基づき、表-解 6.4.1 により算出するものとする。

表-解 6.4.1　杭の軸直角方向バネ定数（半無限長の場合：$\beta L_e \geqq 3$）

	杭頭剛結合		杭頭ヒンジ結合	
	$h \neq 0$	$h = 0$	$h \neq 0$	$h = 0$
K_1	$\dfrac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	$4EI\beta^3$	$\dfrac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5}$	$2EI\beta^3$
K_2, K_3	$K_1\dfrac{\lambda}{2}$	$2EI\beta^2$	0	0
K_4	$\dfrac{4EI\beta}{1+\beta h}\dfrac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$	$2EI\beta$	0	0

ここに、

β　：　基礎の特性値　$\sqrt[4]{\dfrac{k_H D}{4EI}}$　（m^{-1}）

λ　：　$h+\dfrac{1}{\beta}$　（m）

k_H　：　水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

D　：　軸部径（m）

EI　：　ねじ込み式マイクロパイルの曲げ剛性（$kN \cdot m^2$）で、鋼管の曲げ剛性とする。

h　：　設計上の地盤面から上のねじ込み式マイクロパイルの軸方向長さ（m）

2)　既設杭の軸直角方向バネ定数は、既設杭の杭種、施工方法、設計年次等を考慮し、既設杭の適用基準を基に算出することが望ましい。

6.5　杭反力および変位の計算

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の杭反力および変位は、フーチングを剛体、杭および地盤を杭の軸方向バネ定数および杭の軸直角方向バネ定数で評価した線形弾性体として計算するものとする。

【解説】

1)　常時、暴風時およびレベル１地震時における杭基礎の安定計算においては、既設杭およびねじ込み式マイクロパイルに生じる応力度を許容応力度以下に制限することから、道示Ⅳに準じて、既設杭およびねじ込み式マイクロパイルを弾性体として取り扱うものとした。また、水平方向地盤反力係数の非線形性についても、杭基礎の挙動を許容変位以下に抑えることから、道示Ⅳに準じ、見かけ上線形として取り扱うものとした。

2)　杭体および地盤を線形弾性体とする場合の計算法としては、既設杭およびねじ込み式マイクロパイルを剛体のフーチングに結合し各杭体が弾性床上に支持されたはりとする杭～ラーメンモデルで解く方法、あるいは、道示Ⅳに示される変位法がある。

3)　杭反力および変位の計算においては、5.4 に規定する既設杭とねじ込み式マイクロパイルとの荷重分担を検討し、計算モデルに反映させるものとする。

6.6　杭体の照査

杭体各部は、軸力、曲げモーメントおよびせん断力に対して安全であることを照査するものとする。

【解説】

1)　軸方向押込み力または軸方向引抜き力による杭体各部の軸力は、地盤の特性を考慮して算出するものとする。

軸方向押込み力に対しては、図-解 6.6.1(b)に示すように、実際には杭体の軸力は深さ方向に減少するが、設計では軸力は深さ方向に変化しないものとしてよい。

軸方向引抜き力に対しては、地盤が良好で一様な場合、図-解 6.6.1(c)のように、杭先端部を零として、杭頭まで直線的に変化するものとして良いが、上部地盤が軟弱な場合は図-解 6.6.1(d)のように、軟弱な地盤の部分では杭の軸力が変化しないものとして計算してよい。

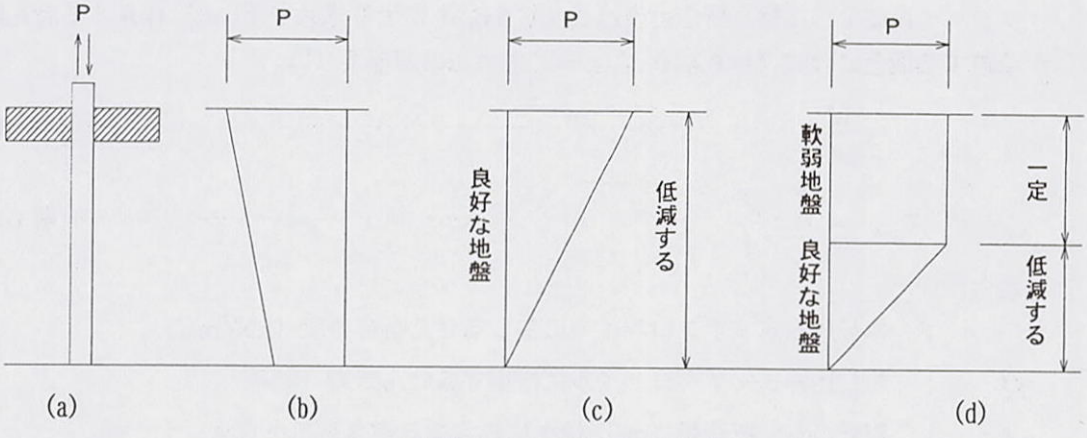


図-解 6.6.1　軸力の考え方

2)　軸直角方向力および杭頭モーメントによる杭体各部の曲げモーメントおよびせん断力は、道示Ⅳに準じ、杭体を弾性床上のはりとして算出してよい。

なお、杭体の設計に用いる曲げモーメントは、道示Ⅳに準じ、次の２点を考慮して決定するものとする。

ⅰ)　杭頭剛結合の場合、変位法で算出される杭頭曲げモーメントと杭頭ヒンジ結合と考えた地中部最大曲げモーメントとを比較して大きい方を用いる。

ⅱ)　杭中間部は、杭頭剛結合であっても、杭頭ヒンジ結合と仮定した場合の曲げモーメントと比較して、その大きい方で設計する。

3)　常時、暴風時およびレベル１地震時においては、道示Ⅳに準じ、軸力、曲げモーメントおよびせん断力によって既設杭およびねじ込み式マイクロパイル各部に生じる応力度が、許容応力度以下であることを照査する。ねじ込み式マイクロパイルの照査方法[3)]を次に示す。なお、既設杭の照査方法は、道示Ⅳに準じるものとする。

①　曲げ応力度の照査

軸力および曲げモーメントによりねじ込み式マイクロパイルに生じる応力度を式（解 6.6.1）により算出し、これが 4.3 に規定する許容応力度以下であることを照査する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \quad \cdots\cdots (解\ 6.6.1)$$

ここに、

σ ： ねじ込み式マイクロパイルに生じる曲げ応力度（kN/m²）

N ： ねじ込み式マイクロパイルに作用する杭頭反力（kN）

A ： 鋼管の有効断面積（m²）（8.1 に規定する腐食しろを考慮）

M ： ねじ込み式マイクロパイルに作用する曲げモーメント（kN·m）

Z ： 鋼管の有効断面係数（m³）（8.1 に規定する腐食しろを考慮）

② せん断応力度の照査

せん断力によりねじ込み式マイクロパイルに生じる応力度を式（解 6.6.2）により算出し、これが 4.3 に規定する許容応力度以下であることを照査する。ここで、一般にねじ込み式マイクロパイルに生じるせん断応力度は式（解 6.6.2）により求めてよいが、作用するせん断力が卓越する場合には式（解 6.6.3）によって求めるのが望ましい。

$$\tau = \frac{Q}{A} \quad \cdots\cdots (解\ 6.6.2)$$

$$\tau_{max} = \alpha_1 \cdot \frac{Q}{A} \quad \cdots\cdots (解\ 6.6.3)$$

ここに、

τ ： ねじ込み式マイクロパイルに生じるせん断応力度（kN/m²）

Q ： ねじ込み式マイクロパイルに作用するせん断力（kN）

A ： 鋼管の有効断面積（m²）（8.1 に規定する腐食しろを考慮）

τ_{max} ： 最大せん断応力度（kN/m²）

α_1 ： 平均せん断応力度に対する最大せん断応力度の比で次式により求める。

$$\alpha_1 = \frac{4(D^2 + D\,d + d^2)}{3(D^2 + d^2)} \quad \cdots\cdots (解\ 6.6.4)$$

D ： 鋼管の外径（m）（8.1 に規定する腐食しろを考慮）

d ： 鋼管の内径（m）

4) 全長が地中に埋込まれたねじ込み式マイクロパイルは、一般に座屈の影響を考慮しなくてもよい。これは、ねじ込み式マイクロパイル側方の地盤が軟弱である場合でも座屈を拘束すると考えられるからである。ただし、道示Vに規定されるような地震時に不安定（液状化等）となる地盤が存在することにより、座屈に対する地盤の拘束が期待できないと考えられる場合には、軸方向荷重に対して座屈の検討を行うのが望ましい。このとき、地震時の変形モード等を考慮したうえで、安全側の設計となるように検討を行うのがよい。

6.7 杭とフーチングの結合部

(1) ねじ込み式マイクロパイルとフーチングの結合部は原則として杭頭剛結合として設計するものとする。
(2) ねじ込み式マイクロパイルの杭頭結合方法は、支圧板方式を標準とする。
(3) 杭頭結合部は、杭頭に生じる応力に対して安全であることを照査するものとする

【解説】

(1) ねじ込み式マイクロパイルとフーチングの結合方法は一般に剛結合とヒンジ結合が考えられるが、道示Ⅳの規定に準じ、原則として剛結合として設計するものとした。

(2) ねじ込み式マイクロパイルとフーチングとの結合は、フーチングの中にねじ込み式マイクロパイルを一定長さ埋込み、その頭部に支圧板を取り付ける方式とすることを標準とした。これは、杭頭部に作用する軸力や曲げモーメントを確実に伝達させることに配慮したものである。この場合の杭頭結合部の構造を図-解 6.7.1 に示す。

(3) 杭頭結合部は、杭頭部に作用する押込み力、引抜き力、水平力および曲げモーメントの全ての外力に対して安全であることを照査するものとした。

支圧板方式の場合、次に示す 1)～4)により杭頭結合部の照査[3)]を行うものとする。これらは、道示Ⅳに示される鋼管杭の杭頭結合方法Aにおける照査方法を準用したものである。

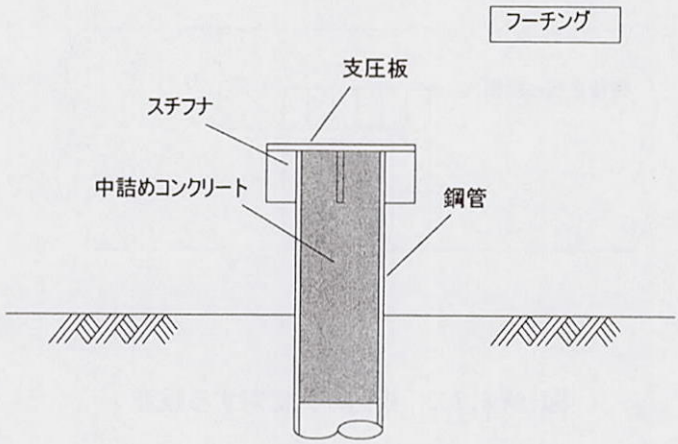


図-解 6.7.1 杭頭結合部の構造

1) 押込み力に対する照査

i) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

式（解 6.7.1）により支圧板上面に生じるコンクリートの垂直支圧応力度を算出し、これがコンクリートの許容支圧応力度以下であることを照査する。

$$\sigma_{cv} = \frac{P_c}{A_p} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots (解\ 6.7.1)$$

ここに、

σ_{cv} ： コンクリートに生じる垂直支圧応力度（kN/m²）

σ_{ca} ： コンクリートの許容支圧応力度（kN/m²）

P_c　：　軸方向押込み力（kN）

A_p　：　支圧板の面積（m²）

ii）　フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度の照査

式（解 6.7.2）により支圧板上面に生じるコンクリートの押抜きせん断応力度を算出し、これがコンクリートの許容押抜きせん断応力度以下であることを照査する。

$$\tau_v = \frac{P_c}{4(W+h_c)\,h_c} \leqq \tau_a \quad \cdots\cdots (解\ 6.7.2)$$

ここに、

τ_v　：　コンクリートに生じる垂直方向の押抜きせん断応力度（kN/m²）

τ_a　：　コンクリートの許容押抜きせん断応力度（kN/m²）

P_c　：　軸方向押込み力（kN）

W　：　支圧板の幅（m）

h_c　：　垂直方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ（m）

なお、コンクリートの許容押抜きせん断応力度τ_aは、荷重の組み合わせを考慮した許容応力度の割増しをしてはならない。

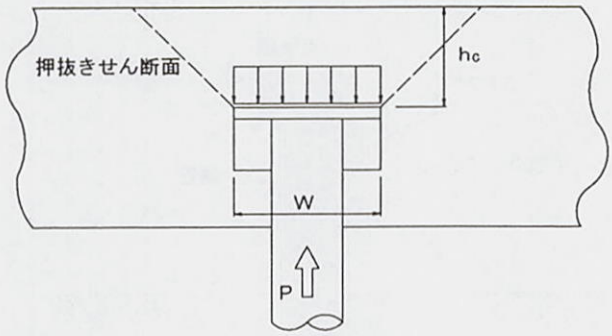


図-解 6.7.2　押込み力に対する照査

2）　引抜き力に対する照査

i）　フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

式（解 6.7.3）により支圧板下面に生じるコンクリートの垂直支圧応力度を算出し、これがコンクリートの許容支圧応力度以下であることを照査する。

$$\sigma_{tv} = \frac{P_t}{A_p - \pi D^2/4} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots (解\ 6.7.3)$$

ここに、

σ_{tv}　：　コンクリートに生じる垂直支圧応力度（kN/m²）

σ_{ca}　：　コンクリートの許容支圧応力度（kN/m²）

P_t　：　軸方向引抜き力（kN）

A_p ： 支圧板の面積（m²）

D ： 鋼管の外径（m）

ii） フーチングコンクリートの引抜きせん断応力度の照査

式（解 6.7.4）により支圧板下面に生じるコンクリートの引抜きせん断応力度を算出し、これがコンクリートの許容引抜きせん断応力度以下であることを照査する。

$$\tau_{vt} = \frac{P_t}{4(W + h_t)\ h_t} \leqq \tau_{at} = \tau_a \quad \cdots\cdots\cdots\

H　：　軸直角方向力（kN）

M　：　曲げモーメント（kN·m）

D　：　鋼管の外径（m）

l　：　鋼管のフーチングへの埋込み長（m）

ii）　フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度の照査

式（解 6.7.6）によりねじ込み式マイクロパイル側面に生じるコンクリートの水平方向押抜きせん断応力度を算出し、これがコンクリートの許容押抜きせん断応力度以下であることを照査する。

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l + D + 2h')} \leqq \tau_a \qquad \cdots\cdots (解\ 6.7.6)$$

ここに、

τ_h　：　コンクリートに生じる水平方向の押抜きせん断応力度（kN/m²）

τ_a　：　コンクリートの許容押抜きせん断応力度（kN/m²）

H　：　軸直角方向力（kN）

h'　：　水平方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ（m）

D　：　鋼管の外径（m）

l　：　鋼管のフーチングへの埋込み長さ（m）

なお、コンクリートの許容押抜きせん断応力度τ_aは、荷重の組み合わせを考慮した許容応力度の割増しをしてはならない。

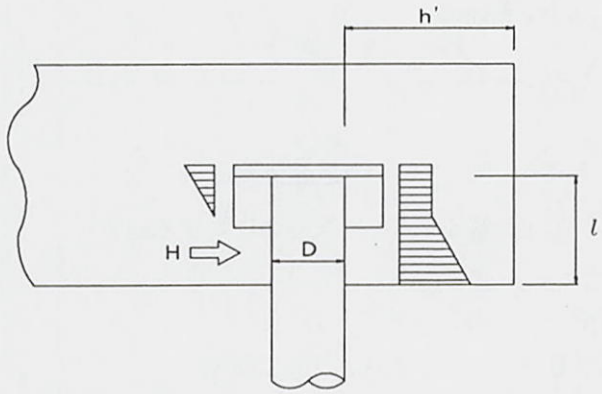


図-解 6.7.4　水平力および曲げモーメントに対する照査

4)　支圧板の設計、溶接部の照査

i）　支圧板の設計

支圧板の設計にあたっては、支圧板を鋼管に支持された片持ち梁として曲げモーメントを算出し、この曲げモーメントに対して安全であるように支圧板の厚さを定めるものとする。支圧板はフーチングに埋め込まれているため、コンクリートによる抵抗が期待できると考え

られるが、ここでは、設計上の簡便性に配慮して計算するものとした。

支圧板に生じる単位幅当たりの最大曲げモーメントは式（解 6.7.7）により求める。

$$M_{\max} = \frac{1}{2}\left(\frac{W-D}{2}\right)^2 p \quad \cdots\cdots (解\ 6.7.7)$$

ここに、

M_{max} ： 支圧板に生じる最大曲げモーメント（kN·m）

W ： 支圧板の幅（m）

D ： 鋼管の外径（m）

p ： 支圧板単位幅当たりに作用する分布荷重（kN/m）

支圧板単位幅当たりの分布荷重 p は、軸方向杭頭反力を支圧板の有効抵抗面積で除して求める。支圧板の有効抵抗面積は、押込み力 P_c に対しては支圧板の全面積とし、引抜き力 P_t に対しては支圧板張出部の面積（図-解 6.7.5 の斜線部）とする。

支圧板の厚さは、式（解 6.7.8）により求める。

$$t_p = \sqrt{\frac{M_{max}}{\sigma_{sa}} \times 6} \quad \cdots\cdots (解\ 6.7.8)$$

ここに、

t_p ： 支圧板の厚さ（m）

σ_{sa} ： 支圧板の許容曲げ引張応力度（kN/m²）

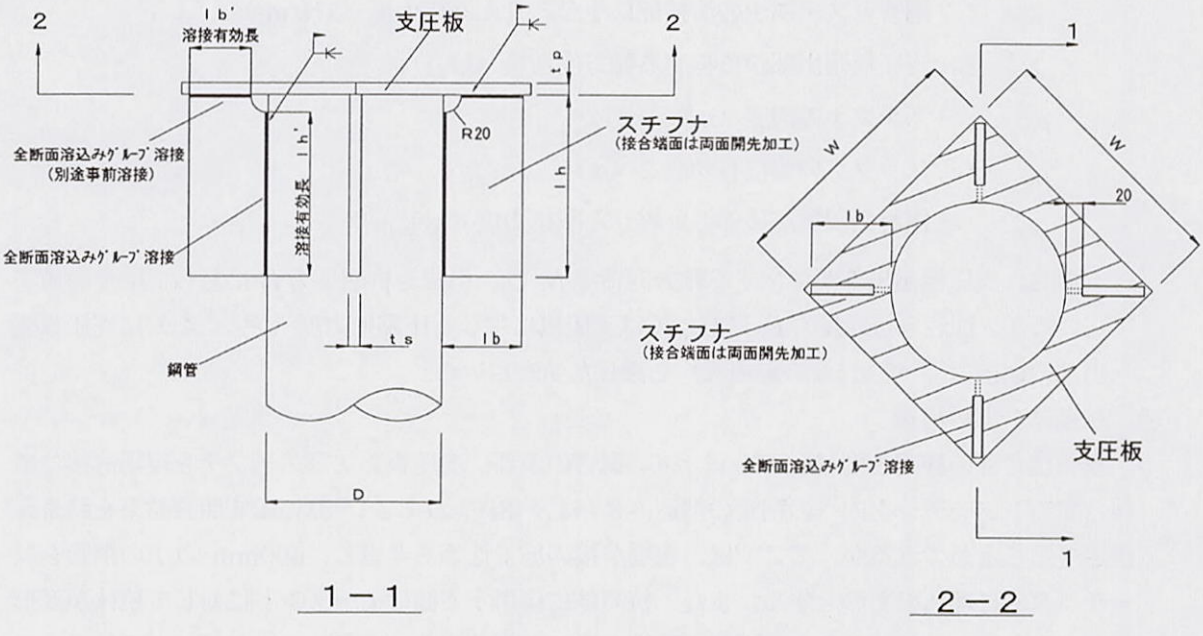


図-解 6.7.5 支圧板、スチフナ一般図

ii） 溶接部の検討

支圧板およびスチフナは、図-解 6.7.5 に示すように、現場溶接によって鋼管に接合する。

スチフナの端面は両面開先をとった全断面溶込みグループ溶接を原則とし、支圧板と鋼管にそれぞれ溶接する。ここで、支圧板とスチフナの接合部は、現地では上向き溶接となるため、事前に溶接しておく必要がある。

溶接部については、道示Ⅱに準じ、支圧板とスチフナの溶接部における垂直応力度、鋼管とスチフナの溶接部におけるせん断応力度をそれぞれ照査する。なお、溶接部の許容応力度は 4.3 に規定する現場溶接の値を用いるものとし、強度の異なる鋼材を溶接する場合は、強度の低い鋼材に対する値を用いるものとする。

① 支圧板とスチフナの溶接部における垂直応力度の照査

$$\sigma = \frac{N'}{4 \times t_s \times l_b'} \leqq \sigma_a \quad \cdots\cdots (解\ 6.7.9)$$

ここに、

σ ： 支圧板とスチフナの溶接部に生じる垂直応力度（kN/m²）

N' ： 支圧板張出部が負担する軸方向荷重（kN）

t_s ： スチフナの肉厚（m）

l_b' ： スチフナの溶接有効幅（m）

σ_a ： 鋼材の現場溶接部の許容垂直応力度（kN/m²）

② 鋼管とスチフナの溶接部におけるせん断応力度の照査

$$\tau = \frac{N'}{4 \times t_s \times l_h'} \leqq \tau_a \quad \cdots\cdots (解\ 6.7.10)$$

ここに、

τ ： 鋼管とスチフナの溶接部に生じるせん断応力度（kN/m²）

N' ： 支圧板張出部が負担する軸方向荷重（kN）

t_s ： スチフナの肉厚（m）

l_h' ： スチフナの溶接有効高さ（m）

τ_a ： 鋼材の現場溶接部の許容せん断応力度（kN/m²）

なお、支圧板張出部が負担する軸方向荷重N'は、引抜き杭頭反力P_tに対してはその値を用いるが、押込み杭頭反力P_cに対しては支圧板に生じる圧縮応力度（P_c／A_p）に支圧板張出部の面積（図-解 6.7.5 の斜線部）を乗じた値を用いる。

5) 杭頭結合部の構造

杭頭結合部の詳細を図-解 6.7.6 に示す。鋼管の頭部に支圧板およびスチフナを現場溶接にて接合する。フーチング内への鋼管の埋込み長lは、(3)の 2)および 3)に示す照査結果を踏まえ決定することもできるが、ここでは、現場溶接の施工性等も考慮し、500mm 以上の鋼管をフーチング内に埋込むものとする。また、杭頭部に作用する曲げモーメントに対して杭体が変形しないように、杭頭部からフーチング下端 2.5D の範囲まで、中詰めコンクリートを打設するものとする。

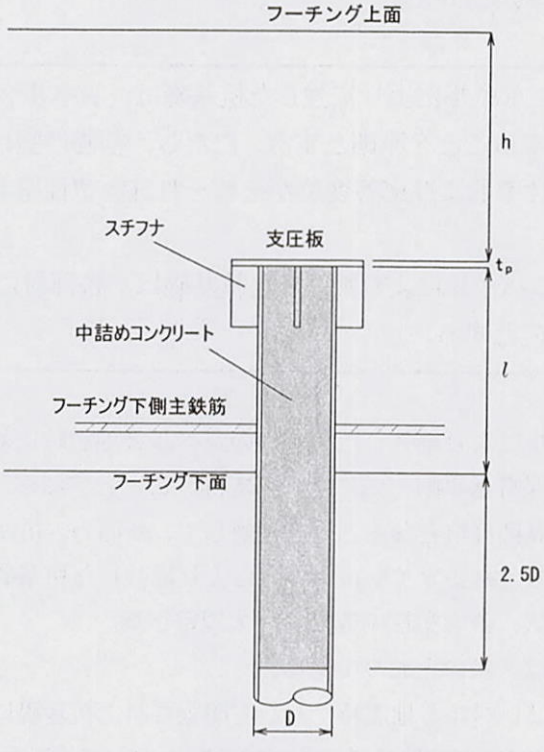


図-解 6.7.6　杭頭結合部の詳細

なお、既設杭の杭頭結合部の照査は、既設杭の杭種、杭頭部の構造細目等を考慮し、道示Ⅳに準じて行うものとする。

【参考文献】

1)　地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説、2002. 5.
2)　地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説、1983. 10.
3)　日本道路協会：杭基礎設計便覧、1992. 10.

7章　レベル2地震時に対する照査

7.1　照査の基本

(1)　ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎は、レベル2地震時において基礎の降伏に達しないようにすることを原則とする。ただし、基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、応答塑性率および応答変位がそれぞれ許容塑性率および許容変位以下となることを照査する。

(2)　ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎は、各部材に生じる断面力に対して、耐力の照査を行うものとする。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎のレベル2地震時に対する照査は、道示Ⅳおよび道示Ⅴに規定される地震時保有水平耐力法に基づいて行うこととするが、ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎は、異種群杭となることを考慮して、断面力、杭頭反力および変位を算出する必要がある。本章では、ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎における断面力、杭頭反力および変位の計算方法や降伏、許容塑性率等について規定した。

照査内容および設計手順は、次のとおりである。

1)　常時、暴風時およびレベル1地震時に対して照査された杭基礎に、道示Ⅴに規定される荷重を作用させ、7.4の規定により杭基礎の各部材の断面力、杭頭反力および変位を計算し、7.2に規定する杭基礎の降伏に達しないことを照査する。この結果、基礎の降伏に達している場合には、ねじ込み式マイクロパイルの本数、諸元、設置角度等を変更し、再度照査を行うことを原則とする。

2)　橋脚が設計水平震度に対し十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合には、杭基礎の降伏に達してもねじ込み式マイクロパイルの諸元等を変更せず、道示Ⅴに準じ杭基礎の応答塑性率を算定し、これが、7.3に規定する杭基礎の許容塑性率以下となることを照査する。

3)　道示Ⅴの規定により液状化すると判定された地盤上の橋脚の杭基礎は、土質定数を低減させた状態において基礎の断面力や変位を計算し、1)の照査を行う。これを満足しない場合は、2)に準じて応答塑性率の照査を行う。なお、橋台杭基礎の場合は、2)に準じて応答塑性率の照査を行う。

4)　2)あるいは3)のように、杭基礎に塑性化が生じることを考慮して設計する場合には、杭基礎の応答変位が7.3に規定する許容変位以下となることを照査する。ただし、橋台の杭基礎の場合は、応答変位の照査は不要である。

5)　1)、2)あるいは3)において計算されたフーチング、既設杭やねじ込み式マイクロパイルに作用する断面力が、7.5の規定により、部材の耐力以下となることを照査する。

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した橋脚の杭基礎のレベル2地震時に対する標準的な設計計算フローを図-解7.1.1に示す。

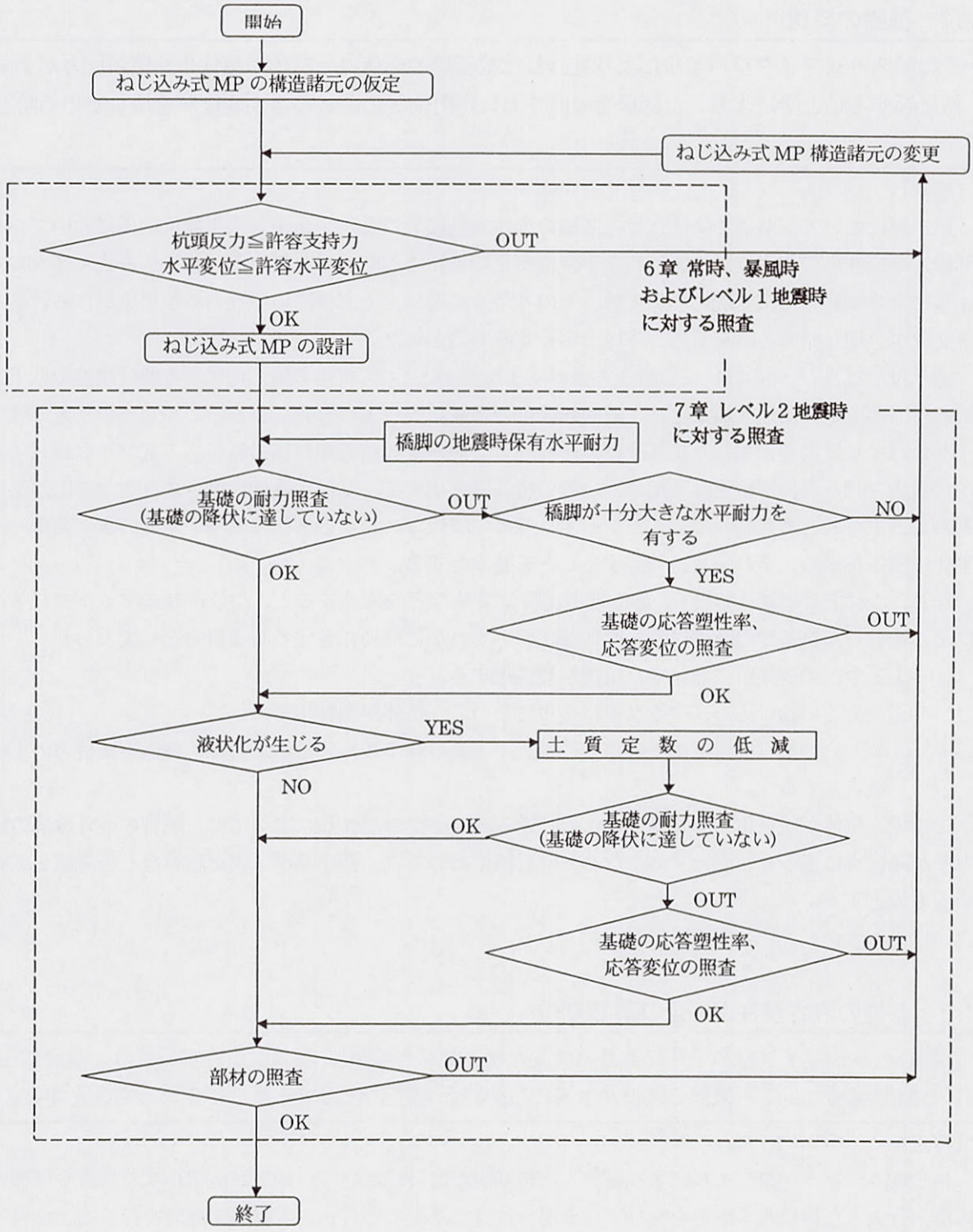


図-解 7.1.1　ねじ込み式マイクロパイルにより補強した橋脚の杭基礎の標準的な設計計算フロー
（レベル 2 地震時）

7.2　基礎の降伏

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の降伏は、杭体の塑性化、杭頭反力が上限値に達すること等により、上部構造の慣性力の作用位置における水平変位が急増し始める時とする。

【解説】

道示Ⅳにおいて、基礎の降伏とは、基礎の全体挙動における水平荷重～水平変位関係において、上部構造の慣性力の作用位置における水平変位が急増し始める時とされている。ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎においても、その考え方に準じ、上部構造の慣性力の作用位置における水平変位が急増し始める時を基礎の降伏と定義するものとした。

道示Ⅳでは、杭基礎の降伏に影響をおよぼす主な要因として、杭体の塑性化による曲げ剛性の低下、杭頭反力が上限値に達することによる回転変位の増加が取り上げられている。しかし、ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎は、比較的大口径の既設杭と小口径のねじ込み式マイクロパイルから構成される異種群杭となるため、一般の杭基礎と比べて、基礎の降伏にはさまざまな要因が影響をおよぼすものと考えられる。したがって、基礎の降伏は、非線形解析によって基礎の水平荷重～水平変位関係を求め、それを基に判定することを基本とする。

なお、これまでの試算結果[1)]、静的模型実験結果[2)]などを考慮すると、ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の降伏は、一般には次のいずれかに最初に達する時を目安としてよい。

① 全ての既設杭において、杭体が塑性化する。
② 全てのねじ込み式マイクロパイルにおいて、杭体が塑性化する。
③ 一列の杭（既設杭またはねじ込み式マイクロパイル）の杭頭反力が、押込み支持力の上限値に達する。

ここで、杭体が塑性化する状態とは、ねじ込み式マイクロパイルにおいては、鋼管の最外縁部の応力度が降伏点に達した状態とする。なお、既設杭においては、適用基準、構造細目などを考慮して定めるものとする。

7.3　基礎の許容塑性率および許容変位

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の許容塑性率および許容変位は、基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度にとどまるように定めるものとする。

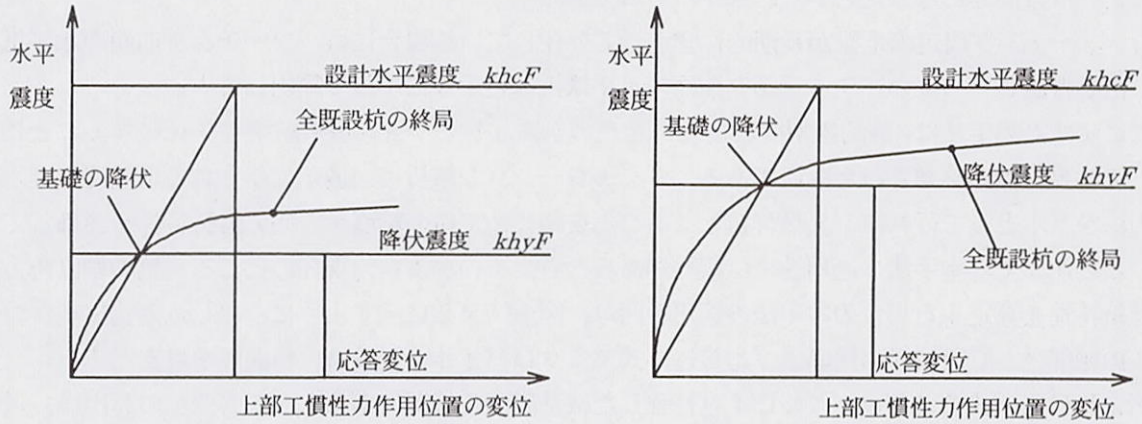
【解説】

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の設計において、地盤が液状化する場合や橋脚躯体が十分大きな終局水平耐力を有している場合には、基礎の塑性化を考慮して設計を行うことが合理的な場合がある。この場合、補強した基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度にとどまるように、応答塑性率が許容塑性率以下となることを照査するものとする。また、橋脚基礎の場合には、応答変位が許容変位以下となることも照査する必要がある。ここで、許容塑性率は、道示Ⅳに準じ、橋脚の杭基礎の場合は４を、橋台の杭基礎の場合は３をそれぞれ目安としてよい。ただし、既設杭は、道示Ⅳに示される構造細目を満足していないことも考えられるため、応答塑性率を新設の杭基礎と同程度まで許容すると、既設杭の塑性化が過度に進行し、橋としての機能の回復を容

易に行うことが困難な損傷が生じる恐れがある。そこで、許容塑性率は、既設杭の杭種、構造細目等を考慮して設定することが望ましい。

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の水平荷重～水平変位関係を図-解 7.3.1 に示す。図-解 7.3.1(a)は、エネルギー一定則を適用して算出された応答変位時において、全既設杭が終局に達している場合を示している。この場合、全既設杭が終局に達した後においても、基礎によるエネルギー吸収を想定していることになる。しかし、道示Ⅳに示される構造細目を満足しない、あるいは構造細目が不明確な既設杭については、想定したエネルギー吸収を期待できない可能性がある。したがって、このような場合には、図-解 7.3.1(b)に示すように、応答変位時において、全既設杭が終局に達しないように許容塑性率を設定することが望ましい。

なお、マイクロパイルにより補強した橋脚の杭基礎の許容変位は、道示Ⅳに準じ、フーチング底面位置の回転角で 0.02 rad 程度を目安としてよい。



(a)応答変位時に既設杭が終局に達している場合

(b)応答変位時に既設杭が終局に達していない場合

図-解 7.3.1 基礎の塑性化を考慮する場合の杭の状態と応答変位の関係

7.4 断面力、杭頭反力および変位の計算

7.4.1 計算法

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の各部材の断面力、杭頭反力および変位は、杭基礎を非線形性を考慮した地盤バネによって支持されたラーメン構造に置き換えて算出してよい。ここで、杭体に生じる軸力および曲げモーメントに応じて、杭体の曲げ剛性を低下させるものとする。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の計算モデルを規定したものである。レベル２地震時に対する照査では、杭基礎の耐力や大変形時の挙動を算定する必要があり、また、異種群杭となることも考慮する必要がある。ここでは、静的模型実験の結果[2]や、そのシミュレーション解析の結果[2),3)]を踏まえてモデル化するものとした。

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎は次のようにモデル化する。解析モデルを図-解7.4.1に示す。

1) フーチングは剛体とし、既設杭およびねじ込み式マイクロパイルの杭頭をフーチングに剛結したラーメン構造とする。

2) ねじ込み式マイクロパイルの軸方向の抵抗特性、軸直角方向の抵抗特性および杭体の曲げモーメント～曲率関係は、7.4.2～7.4.4の規定により適切にモデル化する。

3) 既設杭の軸方向の抵抗特性および杭体の曲げモーメント～曲率関係は、既設杭の杭種、構造細目等を考慮し、道示Ⅳに準じてモデル化してよい。ただし、モデル化にあたっては、既設杭の損傷状況を把握したうえで、その影響を適切に考慮することが望ましい。

兵庫県南部地震時に液状化により被災した建築物の杭基礎（ＰＣ杭）を掘り出し、杭体の曲げ試験、せん断試験を実施した事例がある[4]。それによると、実験の結果と、コンクリートの圧縮強度、有効プレストレスおよびＰＣ鋼線の降伏応力度を用いて算定した耐力とを比較すると、ほぼ同等になったという結果が得られている。

4) フーチング周辺の地盤が長期的に安定して存在している場合には、フーチング前面の水平抵抗を考慮してもよい。フーチング前面の水平抵抗は道示Ⅳに準じて算出してよい。

ここに示す計算手法は、静的模型実験結果[2]とそのシミュレーション解析結果[2]を比較することにより、その妥当性が確認されたものである。シミュレーション解析は、道示に示される地震時保有水平耐力法を基本として行われ、異種群杭となることを踏まえて杭の軸直角方向の抵抗特性を評価している。したがって、本手法の適用性には限界があると考えるのがよい。現在のところ、杭の軸直角方向の抵抗特性を算定する場合の本手法の適用範囲は、図-解7.4.2に示すように、ねじ込み式マイクロパイルの軸部径と既設杭径の比およびねじ込み式マイクロパイルと既設杭の杭間隔を目安とする。

なお、ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の応答塑性率および応答変位の算出は、道示Ⅴに基づいて行うものとする。

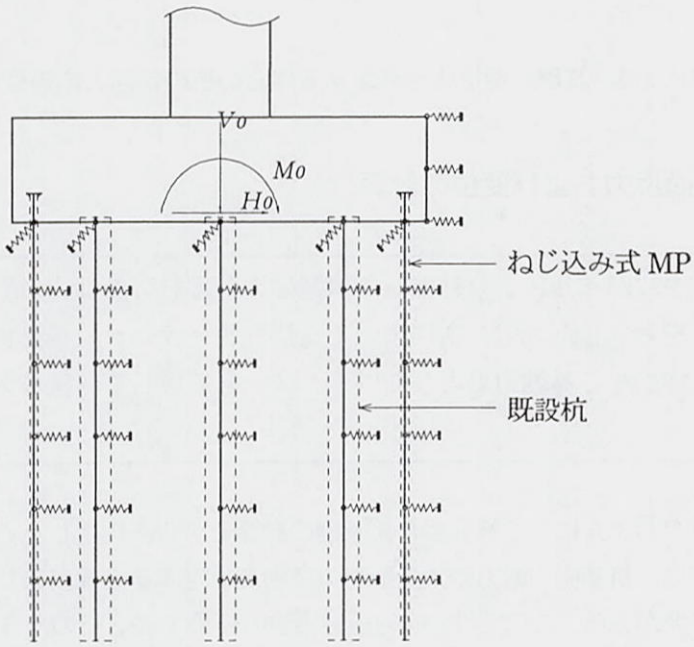
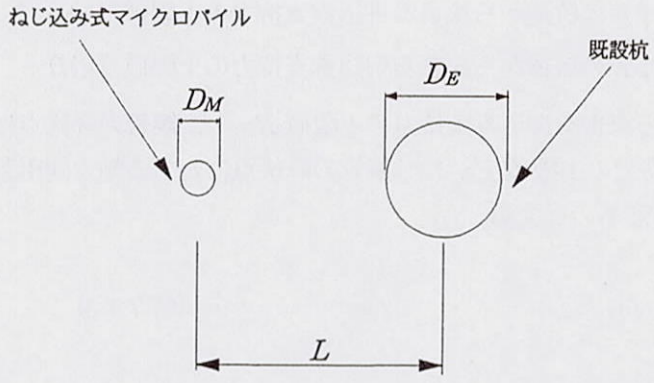


図-解 7.4.1　ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の解析モデル



・ねじ込み式 MP の軸部径と既設杭径の比

$D_E / D_M \geqq 3.4$

・ねじ込み式 MP と既設杭の杭間隔

$L / D_E \geqq 1.8$

ここに、

D_E：既設杭径(m)

D_M：ねじ込み式 MP の軸部径(m)

L ：既設杭とねじ込み式 MP の杭中心間隔(m)

図-解 7.4.2　計算手法の適用範囲

7.4.2　杭の軸方向の抵抗特性

ねじ込み式マイクロパイルの軸方向の抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いるねじ込み式マイクロパイルの軸方向のバネ定数を初期勾配とし、押込み支持力の上限値および引抜き支持力の上限値を有するバイリニア型とする。

【解説】

1) ねじ込み式マイクロパイルの軸方向の抵抗特性は、道示Ⅳに準じ、図-解 7.4.3 に示すように、軸方向バネ定数 K_{VE1} を初期勾配として押込み支持力の上限値 P_{NU1} および引抜き支持力の上限値 P_{TU1} を有するバイリニア型にモデル化する。

ねじ込み式マイクロパイルの軸方向バネ定数 K_{VE1} は、6.4.1 に示す常時の軸方向バネ定数 K_V を用いるものとする。

ねじ込み式マイクロパイルの押込み支持力の上限値 P_{NU1} および引抜き支持力の上限値 P_{TU1} は、式（解 7.4.1）および式（解 7.4.2）により算出する。

$$P_{NU1} = \min\left(R_u, R_{PU}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{(解 7.4.1)}$$

$$P_{TU1} = \min\left(P_u + W, P_{PU}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{(解 7.4.2)}$$

ここに、

P_{NU1}：　ねじ込み式マイクロパイルの押込み支持力の上限値（kN）

P_{TU1}：　ねじ込み式マイクロパイルの引抜き支持力の上限値（kN）

R_u　：　地盤から決まるねじ込み式マイクロパイルの極限支持力（kN）で、6.2.2 の規定により算出する。

P_u　：　地盤から決まるねじ込み式マイクロパイルの極限引抜き力（kN）で、6.2.3 の規定により算出する。

W ： ねじ込み式マイクロパイルの有効重量（kN）で、鋼管を考慮する。

R_{PU} ： ねじ込み式マイクロパイルの杭体から決まる押込み支持力の上限値（kN）

P_{PU} ： ねじ込み式マイクロパイルの杭体から決まる引抜き支持力の上限値（kN）

ねじ込み式マイクロパイルの杭体から決まる押込み支持力の上限値 R_{PU} は、鋼管の降伏点に対する軸方向圧縮力、また、引抜き支持力の上限値 P_{PU} は、鋼管の降伏点に対する軸方向引張力であり、式（解 7.4.3）により算出するものとする。

$$R_{PU} = P_{PU} = \sigma_y A_p \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{(解 7.4.3)}$$

ここに、

σ_y：鋼管の降伏点(kN/m²)

A_p：鋼管の有効断面積(m²)

2) 既設杭の軸方向の抵抗特性は、道示Ⅳに準じ、図-解 7.4.4 に示すように、軸方向バネ定数 K_{VE2} を初期勾配として押込み支持力の上限値 P_{NU2} および引抜き支持力の上限値 P_{TU2} を有するバイリニア型にモデル化する。ただし、このとき、既設杭には、既設構造の死荷重（フーチング上載荷重は除く）が軸方向圧縮力として作用していることを考慮し、P_{NU2} および P_{TU2} は図-解 7.4.4 に示すように補正するのがよい。ここで、ΔP_N は既設構造の死荷重を既設杭の本数で除したものである。なお、この補正を行う場合、図-解 7.4.1 に示すフーチング下端に作用する荷重のうち、鉛直荷重 V_0 には、既設構造の死荷重を考慮しないものとする。

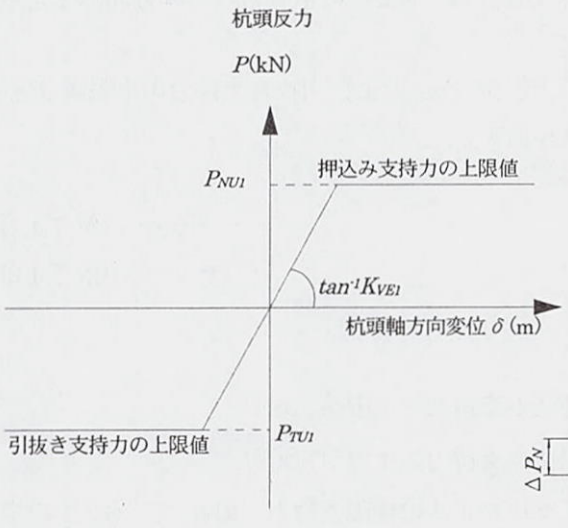


図-解 7.4.3 ねじ込み式マイクロパイルの軸方向の抵抗特性

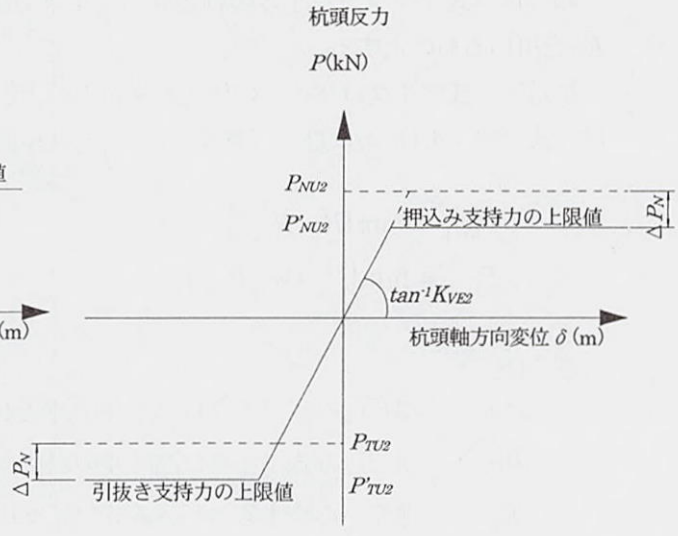


図-解 7.4.4 既設杭の軸方向の抵抗特性

7.4.3　杭の軸直角方向の抵抗特性

杭の軸直角方向の抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値を有するバイリニア型とする。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎は異種群杭となる。このような異種群杭における水平力作用時の荷重分担については不明な点が多い。ここでは、静的模型実験結果[2]とそのシミュレーション解析結果[2),3)]に基づき水平力作用時の荷重分担を検討し、ねじ込み式マイクロパイルおよび既設杭の軸直角方向の抵抗特性を評価することにした。

ねじ込み式マイクロパイルおよび既設杭の軸直角方向の抵抗特性は、道示Ⅳに準じ、地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を有するバイリニア型とする（図-解 7.4.5）。ここで、k_{HE} および p_{HU} は次式により求める。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad \cdots\cdots(解\ 7.4.4)$$

$$p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \quad \cdots\cdots(解\ 7.4.5)$$

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)

k_H：地震時の水平方向地盤反力係数(kN/m³)

p_U：地震時の受働土圧強度(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

α_p：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

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

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

α_k および α_p は、表-解 7.4.1 に示す値を用いてよい。

η_k は、次に示す値を用いてよい。

$$\eta_k = 2/3 \quad \cdots\cdots(解\ 7.4.6)$$

η_p は、次に示す値を用いてよい。

粘性土地盤：$\eta_p = 1.0$ ……(解 7.4.7)

砂質地盤　：$\eta_p \alpha_p$＝荷重載荷直角方向の杭の中心間隔／杭径（≦ α_p）……(解 7.4.8)

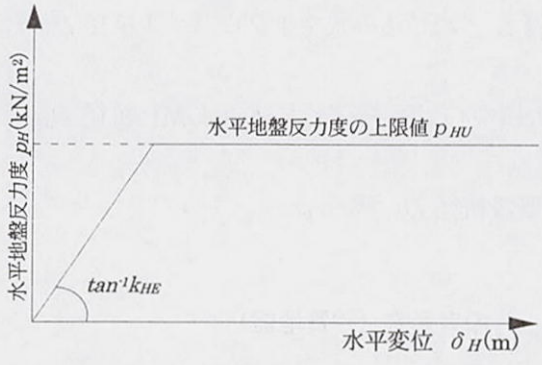


図-解 7.4.5　杭の軸直角方向の抵抗特性

表-解 7.4.1　補正係数

地盤の種類	α_k	α_p
砂質地盤	1.5	3.0
粘性土地盤	1.5	1.5

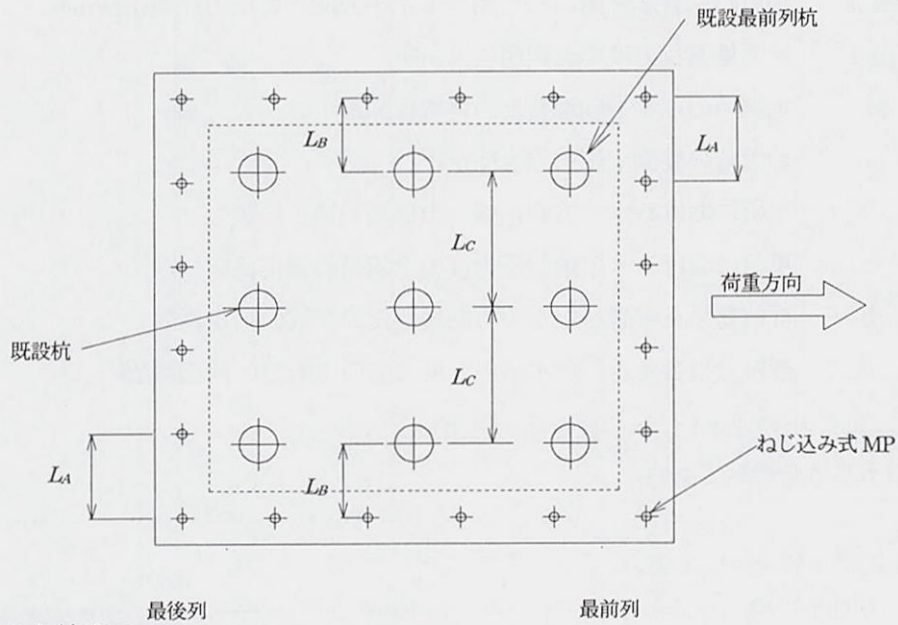
注）$N \leqq 2$ の粘性土地盤では、
$\alpha_p = 1.0$ とする

表-解 7.4.1 に示す α_k および α_p、式(解 7.4.6)に示す η_k については、実験[2] および解析[2] の結果を考慮し、道示Ⅳに示されている値を用いることにした。

式(解 7.4.8)に示す $\eta_p\alpha_p$ は、図-解 7.4.6 に示すように、荷重載荷直角方向の杭間隔と杭径比により求めるものとする。この算出方法は、実験[2] および解析[2]、[3] の結果を考慮して定めたものである。なお、図-解 7.4.6 に示す考え方は、図-解 7.4.2 に示す適用範囲にかかわらず適用するものとする。

また、砂質地盤において、各杭列の水平地盤反力度の上限値 p_{HU} は、表-解 7.4.2 に示す比率により補正するものとする。この比率は、実験[2] および解析[2] の結果から、既設杭の中で最前列に位置する杭の水平地盤反力度の上限値 p_{HU} は、その前に位置するねじ込み式マイクロパイルによる影響をあまり受けないことを考慮して設定したものである。表-解 7.4.2 に示す値は、図-解 7.4.2 に示す適用範囲を目安に適用するものとする。なお、図-解 7.4.2 に示す適用範囲外となる場合は、道示Ⅳに示される比率を用いるものとする。

なお、ここで参考とした実験[2] は砂質地盤で行われたため、粘性土地盤における各補正係数の値は、道示Ⅳに示される値を用いるものとした。



砂質地盤における各杭列の $\eta_p\alpha_p$

・最前列および最後列に配置されるねじ込み式 MP

荷重載荷直角方向のねじ込み式 MP の中心間隔 L_A／ねじ込み式マイクロパイル杭径 D_M（$\leqq \alpha_p$）

・上記以外のねじ込み式 MP

荷重載荷直角方向の既設杭とねじ込み式 MP の杭中心間隔 L_B／ねじ込み式 MP 杭径 D_M（$\leqq \alpha_p$）

・既設杭

荷重載荷直角方向の既設杭の杭中心間隔 L_C／既設杭径 D_E（$\leqq \alpha_p$）

図-解 7.4.6　補正係数 $\eta_p\alpha_p$ の考え方（砂質地盤）

表-解 7.4.2　各杭列における水平地盤反力度の上限値の比率

	ねじ込み式マイクロパイル		既設杭	
	最前列杭	最前列杭以外	最前列杭※	最前列杭以外
砂質地盤	1.0	0.5	1.0	0.5

※　図-解 7.4.6 に示す既設最前列杭のこと

7.4.4　杭体の曲げモーメント～曲率関係

ねじ込み式マイクロパイルの曲げモーメント～曲率関係は、杭体に作用する軸力および曲げモーメントに応じた杭体の曲げ剛性の低下を考慮して求めるものとする。

【解説】

1)　ねじ込み式マイクロパイルの曲げモーメント～曲率関係は、道示Ⅳに示される鋼管杭の考え方に準じ、全塑性モーメントM_pを上限値とするバイリニア型にモデル化する（図-解 7.4.7）。

ここで、翼部については考慮しない。したがって、ねじ込み式マイクロパイルの曲げモーメントM～曲率φ関係は、次式により算出する。

$$M_p = M_{p0}\cos(\alpha\pi / 2) \quad \cdots\cdots(解\ 7.4.9)$$

$$\phi_y' = (M_p / M_y) / \phi_y \quad \cdots\cdots(解\ 7.4.10)$$

ここに、

M_p　：　ねじ込み式マイクロパイルの全塑性モーメント(kN･m)

ϕ_y'　：　勾配変化点のねじ込み式マイクロパイルの曲率（1/m）

M_{p0}　：　軸力がない場合のねじ込み式マイクロパイルの全塑性モーメント（kN･m）

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y \quad \cdots\cdots(解\ 7.4.11)$$

M_y　：　ねじ込み式マイクロパイルの降伏モーメント（kN･m）

$$M_y = (\sigma_y - N/A)\ Z_e \quad \cdots\cdots(解\ 7.4.12)$$

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

$$\alpha = N/N_0 \quad \cdots\cdots(解\ 7.4.13)$$

N_0　：　モーメントがない場合の降伏軸力（kN）

$$N_0 = \sigma_y A \quad \cdots\cdots(解\ 7.4.14)$$

Z_p　：　鋼管の塑性断面係数（m³）

$$Z_p = \frac{4}{3} r^3 \left\{ 1 - (1 - t/r)^3 \right\} \quad \cdots\cdots(解\ 7.4.15)$$

Z_e　：　鋼管の断面係数（m³）

$$Z_e = \frac{\pi}{4} \left\{ r^4 - (r - t)^4 \right\} / r \quad \cdots\cdots(解\ 7.4.16)$$

σ_y　：　鋼材の降伏点（kN/ m²）

r　：　鋼管の半径（m）

t　：　鋼管の板厚（m）

A　：　鋼管の純断面積（m^2）

ϕ_y　：　鋼管の降伏時曲率（1/m）

$$\phi_y = M_y / EI \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.17)$$

EI　：鋼管の曲げ剛性（$kN \cdot m^2$）

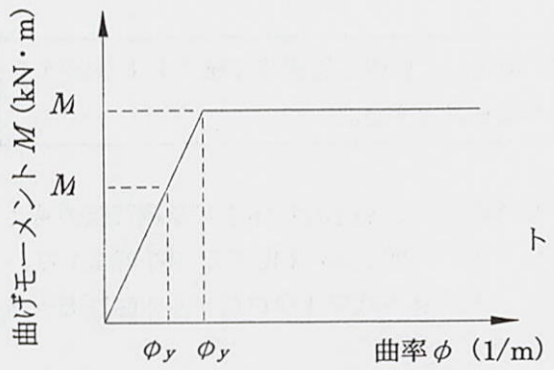


図-解 7.4.7　鋼管の曲げモーメント～曲率関係

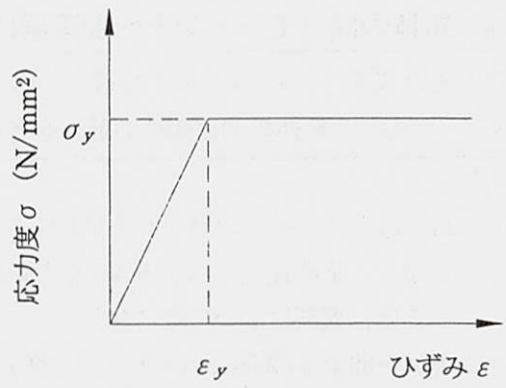


図-解 7.4.8　鋼材の応力～ひずみ関係

2)　ねじ込み式マイクロパイルの曲げモーメントM～曲率ϕ関係は、死荷重が作用したときの杭頭反力を軸力として考慮し算出するものとする。ここで、杭頭反力は、5.4 の規定により、既設杭とねじ込み式マイクロパイルの荷重分担を適切に考慮して求める必要がある。たとえば、既設杭が健全と評価できる場合には、既設構造の死荷重はすべて既設杭が分担するものとし、また、増しフーチングおよびその上の埋戻し土砂の死荷重は、既設杭とねじ込み式マイクロパイルがそれぞれの軸方向バネ定数の比に応じて分担するものとして杭頭反力を算出してよい。

7.5　部材の照査

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の各部材は、7.4 の規定により算出する部材に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査するものとする。

【解説】

杭基礎の各部材に生じる断面力が、各部材の耐力以下となることを照査するものとした。ここで、ねじ込み式マイクロパイルおよび既設杭に作用する曲げモーメントについては、部材の降伏による剛性低下を考慮しているため、照査は省略してよい。

1)　ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎は、ねじ込み式マイクロパイルと既設杭の変形性能が異なるため、せん断破壊を生じるときの変形量が異なる。したがって、ねじ込み式マイクロパイルと既設杭それぞれのせん断耐力の合計が、杭基礎のせん断耐力にはならないものと考えられる。そこで、ここでは、既設杭に生じるせん断力が、そのせん断耐力以下となることを照査するものとする。なお、ねじ込み式マイクロパイルのせん断耐力の照査は、道示Ⅳに示される鋼管杭におけるせん断耐力の照査と同様、省略してよいものとする。これは、ねじ

込み式マイクロパイルは鋼管を主部材とするものであり、その力学的特性が鋼管単体のそれに類似していることや、一般の鋼管杭に比べ細長比が大きく、杭体の塑性化において軸力および曲げモーメントの影響が一層支配的となるからである。

2) 既設杭のせん断耐力は、既設杭の杭種、構造細目等を考慮し、道示Ⅳに準じて、適切に算出するものとする。

3) フーチングは、5.6 の規定により照査するものとする。

【参考文献】

1) 建設省土木研究所他：共同研究報告書第 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）、2000. 8.

2) 独立行政法人土木研究所他：共同研究報告書第 278 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２）、2001. 12.

3) 独立行政法人土木研究所他：共同研究報告書第 282 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３）、2002. 9.

4) 藤永、三谷、大谷、中山：兵庫県南部地震で被災したＰＣ杭の被害と構造性能、神戸大学都市安全研究センター研究報告第五号、2001. 3.

8章　構造細目

8.1　鋼管の腐食しろ

ねじ込み式マイクロパイルに用いる鋼管の腐食減厚は、鋼管の外面について考慮するものとし、鋼管の内面については考慮しなくてもよい。

【解説】

道示Ⅳの鋼管杭に準じて規定したものである。

ねじ込み式マイクロパイルに用いる鋼管の腐食減厚は、海水や鋼の腐食を促進させる工場排水等の影響を受けない場合で、腐食調査も行わず、また、防食処理も施さないときは、鋼管の外面において、一般に1 mmの腐食しろを考慮するのがよい。

ただし、海水、鋼の腐食を促進させる工場排水等の影響を受ける部分、および常時乾湿を繰り返す部分は、十分な防食処理を行わなければならない。

第Ⅲ部　施工マニュアル

1章　総　　則

1.1　適用範囲

本編は、ねじ込み式マイクロパイルを用いて既設基礎の耐震補強を行う場合の施工に適用する。

【解説】

本編は、既設基礎の耐震補強にねじ込み式マイクロパイルを適用する場合の施工法、施工管理法についてとりまとめたものである。

ただし、本編に規定されていない事項については、必要に応じて次の示方書等を参考にするものとする。

1)　道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編：(社)日本道路協会(2002年3月)

2)　杭基礎設計便覧：(社)日本道路協会(1992年10月)

3)　杭基礎施工便覧：(社)日本道路協会(1992年10月)

4)　ＪＩＳハンドブック　土木、溶接：(財)日本規格協会(1997年4月)

1.2　用語の定義

本編に用いる用語の定義は、次に示すとおりとする。

(1)　マイクロパイル

杭径300mm以下の小口径杭の総称

(2)　ねじ込み式マイクロパイル

鋼管の先端部に掘削刃を有する底板を設置し、下端部に鋼管径2～3倍程度で上部に行くにつれて径を漸増させた4枚のドーナツ状鋼板をらせん状に隔設した杭。翼付鋼管ともいう

(3)　翼部

鋼管にドーナツ状の鋼板をらせん状に取り付けた部分

(4)　軸部

翼部上部の鋼管のみの部分

(5)　底板

杭先端部の鋼板の部分

(6)　杭径

軸部の外径

(7)　翼厚

各翼部の厚さ

(8)　翼部平均径

各翼部の平均径

(9) 抵抗面積

各翼部のドーナツ状鋼板の面積および底板（引抜き時は考慮しない）の面積

(10) 杭頭結合部

杭に荷重を伝達させるためにフーチングと結合するねじ込み式マイクロパイルの部分

(11) 支圧板

フーチングに作用する軸方向力をねじ込み式マイクロパイルに伝達させるために、鋼管天端に取付ける鋼板

(12) スプライン継手

鋼管の機械式継手の一種で、スプラインを有する雄雌継手とロックリングとからなる継手構造

(13) 杭　体

作用外力に対して杭が構造的に抵抗する部材

(14) 杭　長

フーチング下端から先端までの長さ

2章　施工に関する一般事項

2.1　基本事項

ねじ込み式マイクロパイルの施工は、設計図書に示された耐震性能、品質が確保されるように、本編の規定に基づいて行うものとする。

【解説】

一般に、ねじ込み式マイクロパイルの性能、品質は施工依存性が高く、工法の特徴を十分に理解したうえで安全かつ適切に施工する必要がある。設計図書に示された耐震性能、品質を確保するためには、本編の規定や設計条件、作業環境・周辺環境等の施工条件を十分に検討して作成された施工計画書に基づいて施工および施工管理する必要がある。

また、施工中は絶えず現場の状況を観察し、施工計画書と異なる状況に遭遇した場合には、必要に応じて調査検討を行ったうえで、的確な判断を下すと同時に手遅れの生じない機敏な措置がとれる体制を常に作っておくことが大切である。

2.2　事前調査

ねじ込み式マイクロパイルの施工にあたっては、作業環境条件、周辺環境条件、地盤条件等の必要事項について十分な調査を行うものとする。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルの施工に着手するときには、すでに設計時に種々の調査が完了しており、施工上の事項についても検討がなされている。しかし、安全で確実な施工を実施するため、設計時に行った種々の調査結果を見直し、作業環境条件、周辺環境条件、地盤条件等について必要な事項があれば調査を行う必要がある。特に、既設基礎の耐震補強にねじ込み式マイクロパイルを用いる場合には、一般の新設構造物基礎と比較して施工上の制約条件が多いため、現場での施工条件を十分に調査、検討する必要がある。

また、施工中においても必要に応じて、周辺に及ぼす環境の変化等、種々の調査を行う必要がある。

主な事前調査項目を表-解 2.2.1 に示す。ねじ込み式マイクロパイルを用いて既設基礎を補強する場合に、特に調査、検討すべき内容を以下に示す。

1)　空頭制限高の調査

既設基礎の補強においては、架線、上部構造、橋脚の梁などの空頭制限を考慮する必要がある。空頭制限は、施工機械の選定、使用する鋼管１本当たりの長さや継手数などに関係し、工期や工費にも大きく影響してくる。このため、ねじ込み式マイクロパイル打設位置周辺の空頭制限を十分に調査し、施工機械の選定や材料諸元を検討しなければならない。

2)　平面的な施工ヤード条件の調査

既設基礎周辺は、既に各種社会活動が営まれ、施工ヤードを確保するうえで多くの制約条件がある場合が多い。このため、平面的な施工ヤードの検討を行う際には、用地境界位置、桁下空間の利用状況、施工ヤードとして利用可能な場所の面積や位置、地盤の高低差等を調査し、施工機械、ヤードの整形、現場搬入路の位置等について十分な検討を行う必要がある。

施工において、供用中の道路を占用する必要がある場合には、道路交通量や利用状況を調査

し、占有に伴う影響を最小限に留めるように配慮する必要がある。また、占有面積、占有期間や時間帯等に関して、事前に道路管理者、交通管理者と協議をしておく必要がある。

表-解 2.2.1　施工のための主な事前調査項目

分　類	調査事項	主な調査内容	主な検討内容
作業環境条件	空頭制限高	架線、上部構造、橋脚梁などの空頭制限高さ	施工機械の選定、使用する鋼管の長さや継手位置の検討
	平面的な施工ヤード条件	施工場所周辺の利用状況、用地境界、確保可能な広さ・位置・形状、高低差等	施工機械および使用機械設備の配置検討、現場搬入路の位置検討等
	周辺道路状況	道路状態、交通量、利用状況、規制の有無	道路交通や周辺住民への影響、道路占用の協議　等
	既設構造物	既設構造物の構造諸元	施工時の影響　等
	近接構造物や地下埋設物	近接構造物の諸元や利用状況、地下埋設物の位置や利用状況	施工時の離隔、施工時の影響、対策工、地下埋設物の協議　等
	河川等の状況	河川水位、流量、潮位等	仮設工の設計、河川管理者等との協議　等
	施工地盤	表層地盤の状態	表層地盤の安定性
	仮設設備	上下水道、工事用電力等の状況	仮設設備の検討
	自然条件	気温、降雨、降雪等	自然制約条件の把握
周辺環境条件	隣接地域状況	家屋や工場等の隣接構造物の状況、井戸水位等	騒音や振動等の施工条件、施工時の動態観測計画　等
	周辺道路状況	道路状態、道路交通状況、規制の有無	現場搬入路の検討、施工条件
	建設工事の法的規制	騒音や振動の規制、作業時間帯等	作業時間帯等の施工条件
	建設副産物	建設副産物の種類、リサイクルの受入先、処分方法	リサイクル方法、廃棄物の処分方法
地盤条件	土　　質	地質構成、土質物性、支持層の深さ、中間層の状態	施工方法の検討、設計条件との整合性
	地　下　水	地下水位、透水性、湧水性、伏流水および被圧水の有無	施工方法の検討

3) 近接構造物や地下埋設物の調査

既設構造物の構造諸元（既設フーチング、橋脚等）、ねじ込み式マイクロパイル打設位置周辺の近接構造物、地下埋設物の位置や状況等に関して、十分な調査をしなければならない。また、近接構造物や地下埋設物の隣接状況によっては、当該基礎周辺地盤の掘削時やねじ込み式マイクロパイル打設時に近接構造物等に影響がないかを事前に検討し、必要に応じて対策工や施工中の動態観測を実施する必要がある。

4) 地盤条件の調査

土質や地下水などの状況については、設計時に既存データの収集やボーリング、各種の試験を行うなど、一般に綿密な調査が行われている。しかし、施工箇所の地盤や地下水の状態は、ねじ込み式マイクロパイルの施工の可否、難易、確実性などを決定づける重要な要素となるので、設計時の土質調査結果を確認、検討するとともに、地盤の状況などによっては新たにボーリングや各種の試験を補足するなど、より綿密な調査を行う必要がある。

また、施工中においても、設計条件どおりの地盤条件か常に確認し、設計条件と大きく異なる場合には、必要に応じて追加調査を行い、その結果を設計に考慮しなければならない。

2.3 施工計画

ねじ込み式マイクロパイルの施工にあたっては、設計条件ならびに本編の規定を十分に理解し、作業環境条件、周辺環境条件、地盤条件等の事前調査結果を考慮して施工計画を作成するものとする。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルに要求される性能・品質を確保するためには、あらかじめ設計上の諸条件を熟知して施工上必要な諸事項について十分な検討を加え、全過程を通じて安全かつ確実な施工ができるように計画する必要がある。また、施工に伴って生じる周辺への影響を考慮した環境の保全対策や作業の安全対策についても十分な配慮が必要である。

このため、設計条件や作業環境条件、周辺環境条件、地盤条件等の事前調査結果を十分に検討して施工計画書を作成し、適切に施工を行うものとする。

以下に、施工計画書に記載する主な事項を示す。

1) 工事概要
   - ・工事名称
   - ・工事場所
   - ・発注者
   - ・工期（全体工期、ねじ込み式マイクロパイル工期）

2) ねじ込み式マイクロパイルの仕様
   - ・ねじ込み式マイクロパイルの本数、杭長、杭径、配置
   - ・鋼管材質、鋼管寸法、数量、継手
   - ・杭頭結合部の仕様

3) 施工条件
   - ・作業環境条件

・周辺環境条件
・地盤条件

4) 施工計画
・施工体制（人員配置、管理組織）
・工程計画
・施工機械、設備計画、配置計画
・仮設備や準備工の計画
・材料搬入計画
・施工方法
・載荷試験計画
・施工管理計画（工程管理、品質管理、出来形管理）
・安全管理計画
・環境保全対策
・動態観測計画
・施工記録の方法

3章　施工法

3.1　施工工程

ねじ込み式マイクロパイルの標準的な施工工程は、杭回転圧入、杭頭処理からなる。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルの標準的な施工工程を図-解 3.1.1、施工概要図を図-解 3.1.2 に示す。

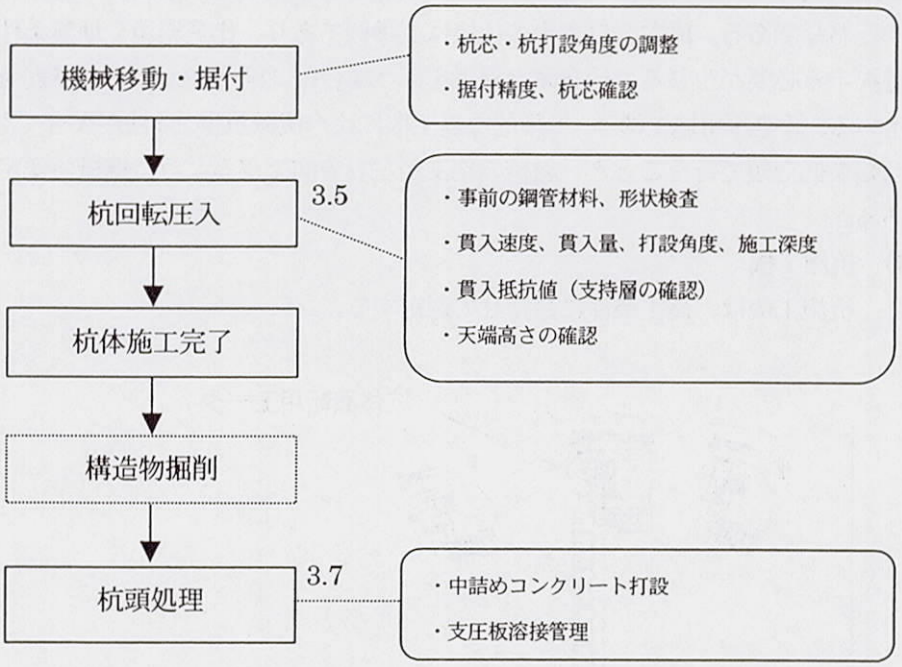
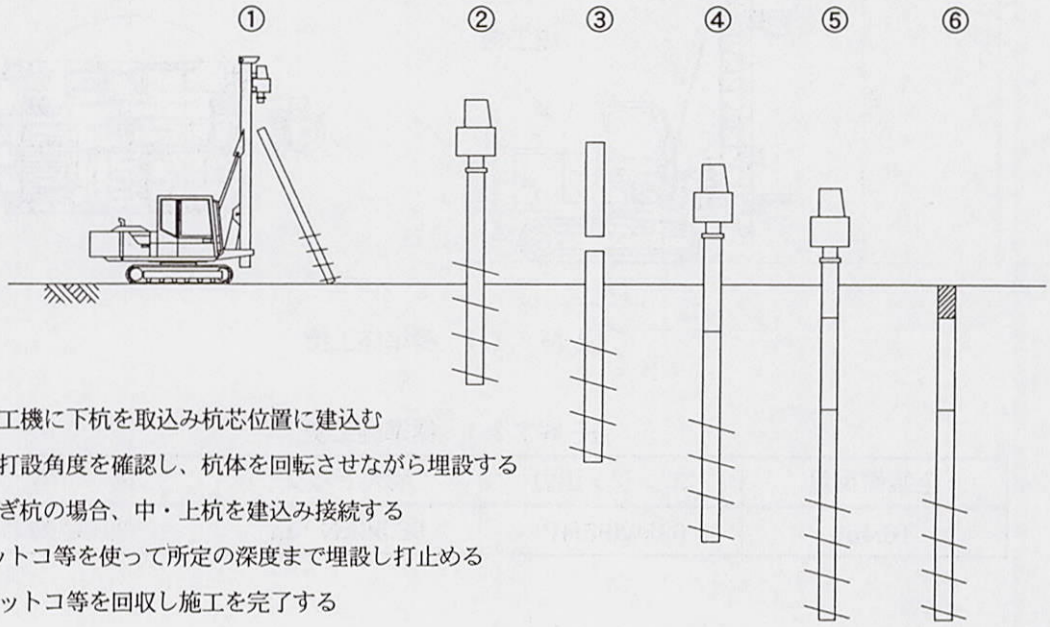


図-解 3.1.1　ねじ込み式マイクロパイルの標準的な施工工程



①　施工機に下杭を取込み杭芯位置に建込む

②　杭打設角度を確認し、杭体を回転させながら埋設する

③　継ぎ杭の場合、中・上杭を建込み接続する

④⑤ヤットコ等を使って所定の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

図-解 3.1.2　標準的な施工概要図

3.2　主要機械設備

ねじ込み式マイクロパイルの施工に使用する施工機械設備は、施工場所の作業環境条件、周辺環境条件、経済性を考慮して最適なものを選択するものとする。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルの施工で使用する標準的な施工機械設備は、図-解3.2.1および表-解3.2.1に示すとおりである。図および表中の仕様は標準例であり、作業環境や地盤条件により特殊な機械設備を選択する必要が生じる。低空頭で施工を行う場合は、図-解3.2.2および表-解3.2.2に示す機械設備を用いる。低空頭用施工機は、標準的な施工機に比べ機械重量、寸法が大きくなっている。これは、杭の回転を低空頭で行うことと、斜杭の施工が左右方向できるように機械の安定性を確保しているためである。

1)　杭施工機

杭施工機は、施工条件に合わせて選定する。

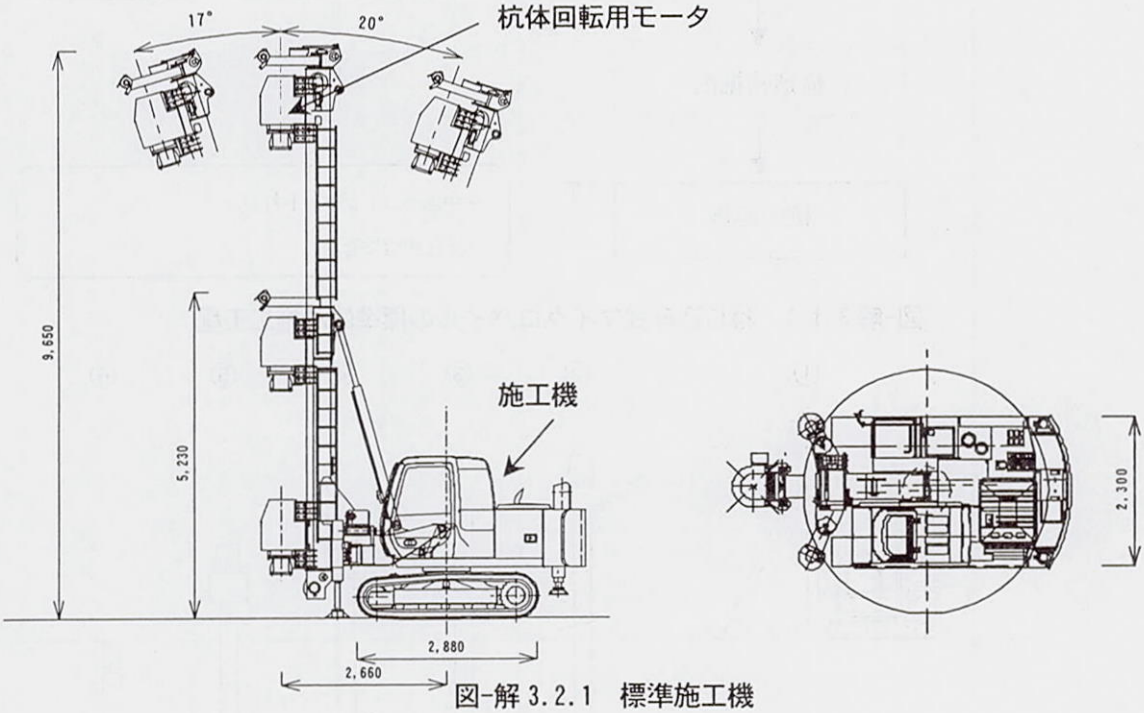


図-解3.2.1　標準施工機

表-解3.2.1　標準施工機

全装備重量	エンジン出力	最大トルク	備　　考
16.45t	63kw(85HP)	96.56kN・m	油圧駆動

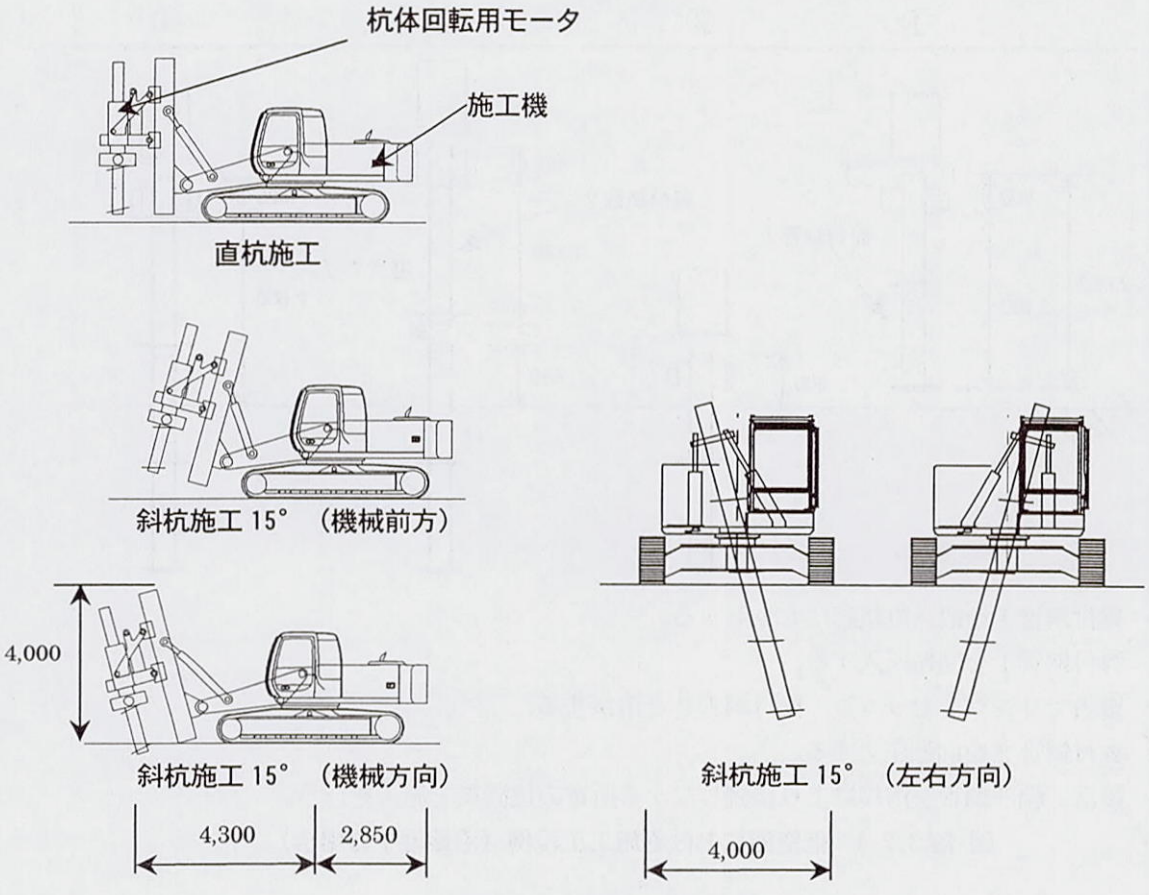
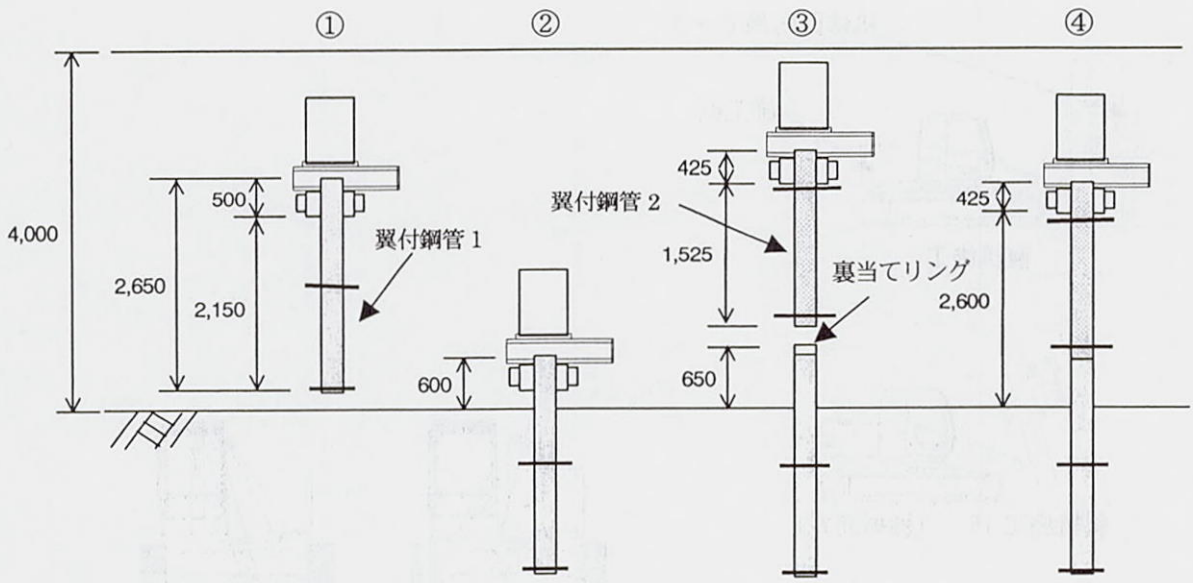


図-解 3.2.2　低空頭用施工機

表-解 3.2.2　低空頭用施工機

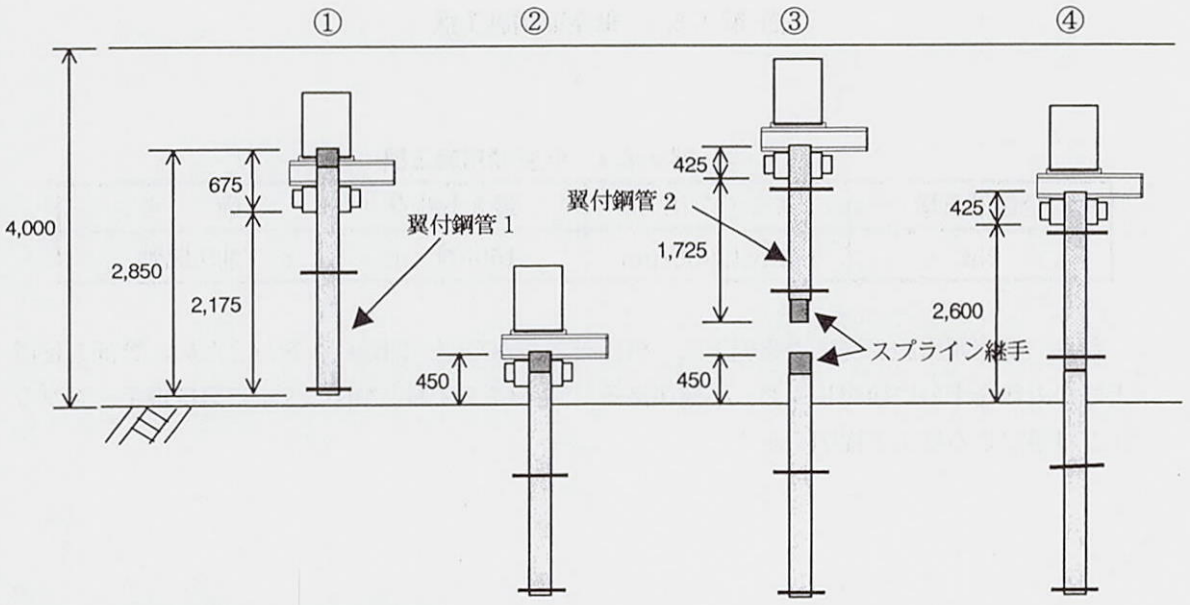
全装備重量	エンジン出力	最大トルク	備　　考
25t	171kw(2000rpm)	150kN・m	油圧駆動

なお、低空頭用施工機による施工は、杭体をつかみながら回転圧入を行うため、翼部の位置とつかみ代を十分に検討しておく必要がある。図-解 3.2.3 および図-3.2.4 に溶接継手とスプライン継手による施工工程例を示す。



① 翼付鋼管 1 を取込み杭芯にセットする。
② 翼付鋼管 1 を回転圧入する。
③ 裏当てリングをセットし、翼付鋼管 2 と溶接する。
④ 翼付鋼管 2 を回転圧入する。
※ 後は、軸部鋼管を溶接により接続しながら所定の位置まで施工を行う。

図-解 3.2.3 低空頭における施工工程例（溶接継手の場合）



① 翼付鋼管 1 を取込み杭芯にセットする。
② 翼付鋼管 1 を回転圧入する。
③ 翼付鋼管 2 と接続する。
④ 翼付鋼管 2 を回転圧入する。
※ 後は、軸部鋼管を接続しながら所定の位置までの施工を行う。

図-解 3.2.4 低空頭における施工工程例（スプライン継手の場合）

2) 補助クレーン

補助クレーンの選定は、杭長および施工範囲の広さ等により決定する。

3) 施工機械一覧

ねじ込み式マイクロパイルの主要な施工機械器具の一覧を表-解 3.2.3 に示す。

表-解 3.2.3 施工機械器具一覧

名　称	仕　様	単位	数量	備　考
施工機	全装備重量 15 t ～30 t 級	台	1	
掘削モータ	油圧モータ	台	1	
発電機	125kVA	台	1	溶接
ミニクレーン	4.9t 吊	台	1	
半自動アーク溶接機	250A	台	1	鋼管溶接
管理計測装置	貫入深度、貫入速度、貫入抵抗値	式	1	

3.3 準備工

ねじ込み式マイクロパイルの施工に先立ち、設計図書および施工計画に示された内容に従い、円滑かつ安全確実に施工できるよう、適切な準備工を行うものとする。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルの施工を円滑に進めるために、2.2 に示す事前調査の結果に基づき、適切な準備工を行う必要がある。

1) 施工基面の整備

施工機械設備を所定の位置に正しく据付け、作業中の水平度や安定性などを確保するために、事前に施工基面を整備しなければならない。

2) 施工ヤード

施工ヤードは、施工を円滑に進めるために十分な広さが必要である。図-解 3.3.1 にねじ込み式マイクロパイルの施工ヤード配置例を示す。

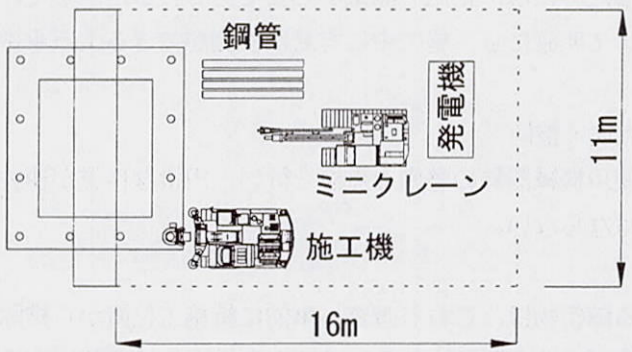
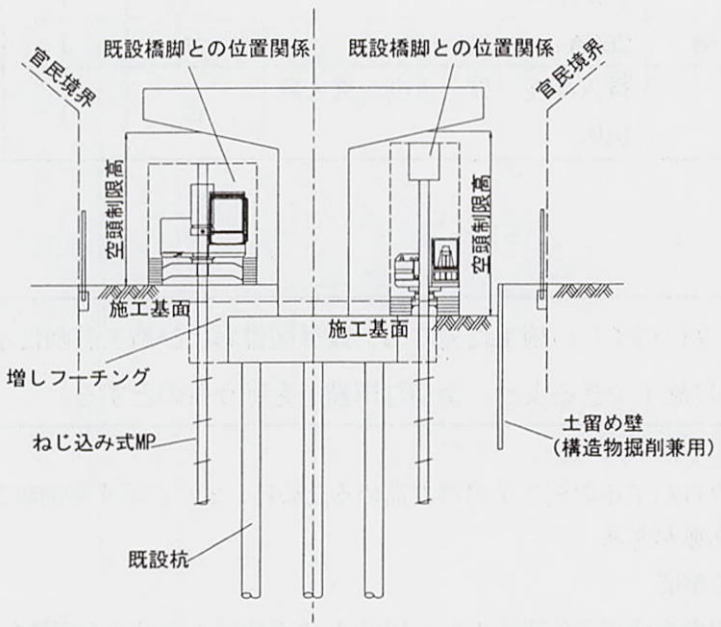


図-解 3.3.1 ねじ込み式マイクロパイルの施工ヤード配置例

3) 作業環境

既設基礎の補強においては、一般の新設基礎と比較して施工上の制約が多く、2.2 の施工に関する事前調査に基づき、作業環境に対して十分な検討を行うことが必要である。

施工機の選定は、図-解 3.3.2 に示すように、ねじ込み式マイクロパイルの打設や移動に支障がないよう、空頭制限高さ、施工幅員に応じて選定することが必要である。また、空頭制限高さは施工機の決定にあたって大きな要因となるが、鋼管 1 本当たりの長さや継手数にも関係し、ひいては工期・工費に影響する、したがって、図-解 3.3.2(b)に示すように、施工条件によっては部分的に施工基面を下げ、鋼管長を長くすることも考えられる。



(a)施工基面が現状と同じ場合　　(b)施工基面高を部分的に下げる場合

図-解 3.3.2　作業環境条件に対する施工機の選定

4) 測量

施工精度を高めるためには、正確な測量が必要である。したがって、対象作業区域の平面的な位置や標高について明確にし、施工中に容易に検測ができるよう水準点や引照杭を設置するのが良い。

5) 使用機械器具の点検・整備

施工に先立って使用機械器具の整備と点検を行い、円滑な作業が連続して維持できるよう各対策を講じなければならない。

6) 地中障害物

施工に支障となる障害物は、これを調査し事前に杭施工位置から排除しなければならない。

7) 杭施工に支障を及ぼす地下埋設物あるいは、地上構造物は事前に切廻し、撤去あるいは防護を行わなければならない。

3.4　鋼管の運搬、保管

翼付鋼管の運搬および仮置きの際には、管体に損傷を与えないよう慎重に取り扱う。また、翼付鋼管に変状の生じない方法で保管する。

【解説】

翼付鋼管の運搬の際には、鋼管や翼部に損傷を与えないよう適当な位置にまくら木等を敷くとともに、移動や荷崩れしないようロープやくさびなどを施す。現場での保管に際しても、同様に移動や荷崩れ防止対策をおこなう。

また、現場搬入された翼付鋼管が、設計図書通りであることを確認し、有害な損傷などのないことを確認検査する。

3.5　杭回転圧入

杭回転圧入は、設計図書に示された所定の位置に杭体を、円滑かつ安全確実に行えるよう、適切な管理を行うものとする。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルの杭回転圧入を円滑かつ安全確実に行うために、適切な管理を行う必要がある。貫入速度、貫入量および貫入抵抗値を常に計測することにより、杭体に対して過大な回転トルク等が発生しないように管理する。3 つの内どれかにおいて変化が現れた場合は、施工を一時中断し、原因の究明を行い、対応策を講じた後に施工を再開するものとする。

1)　貫入速度
　管理計測装置により貫入速度を計測し、貫入速度が安定しているか管理する。
2)　貫入量
　杭 1 回転当たりの貫入量をマーキングにより測定し、貫入量が安定しているか管理する。
3)　貫入抵抗
　管理計測装置により貫入抵抗値を計測し、貫入抵抗値が安定しているか管理する。

なお、地盤条件によっては、次のような補助工法を併用して施工を行う場合がある。

・　礫径 100mm 以下の礫層が存在する場合
　ねじ込み式マイクロパイルの軸部径（鋼管径）以下の径の先行削孔を行った後に、ねじ込み式マイクロパイルの施工を行う。
・　被圧地下水がある場合
　ディープウェル等により地下水位を下げた後に、ねじ込み式マイクロパイルの施工を行う。

3.6　鋼管の現場継手

鋼管の現場継手は、次の２つの方法から設計図書にしたがって行う。

(1)　溶接継手

(2)　スプライン継手

【解説】

(1) 溶接継手

溶接による継手は、原則として継手金物を用いたアーク溶接継手または半自動溶接法による全周突合せ継手とする。

(2)　スプライン継手

スプライン継手は、事前に工場にて鋼管に取付ける。現場で継手を接合する際は、杭の打設角度を保ちながらボルトにより強固に締付け、雄管と雌管を一体化する。

3.7　杭頭処理

杭頭部は、設計図書に定められた結合方式に従い、設計で想定した荷重伝達機構および耐久性を損なわないように十分な処理を行わなければならない。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルの杭頭結合部の処理方法は、次に示すとおりとする。

1)　杭頭部の施工は、図-解 3.7.1 に示すように構造物掘削の後、鋼管の清掃、中詰めコンクリートの打設、支圧板およびスチフナの溶接を行うものとする。

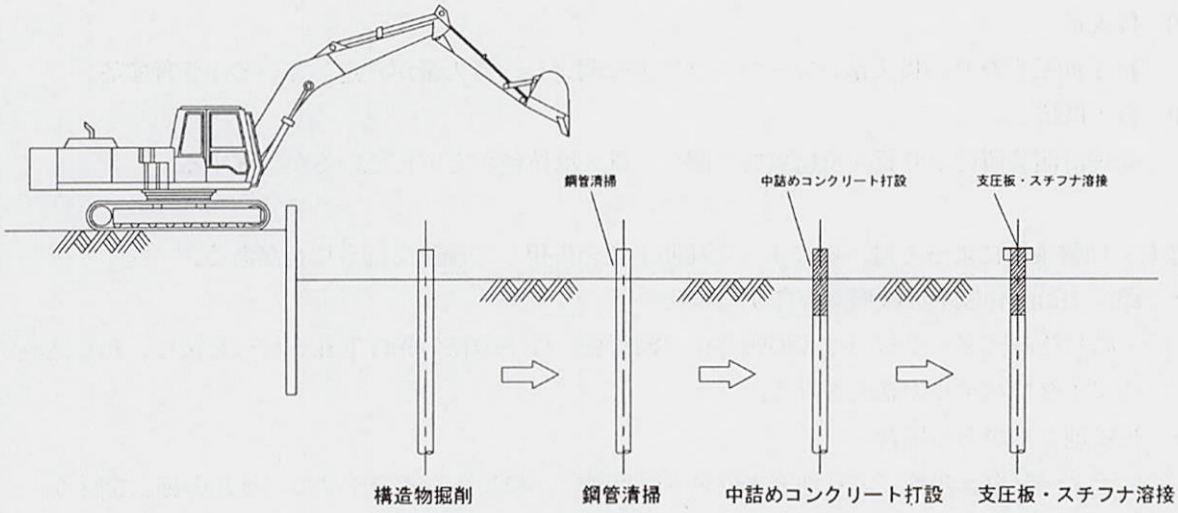


図-解 3.7.1　杭頭結合部の施工手順

2)　構造物掘削は、杭本体を損傷させないよう行うものとし、特に杭体周辺は細心の注意を払い行う。

3)　中詰めコンクリートは、所定の位置まで打設をし、鋼管とコンクリートの一体化を図る。図-

解 3.7.2 に中詰コンクリートの施工例を示す。

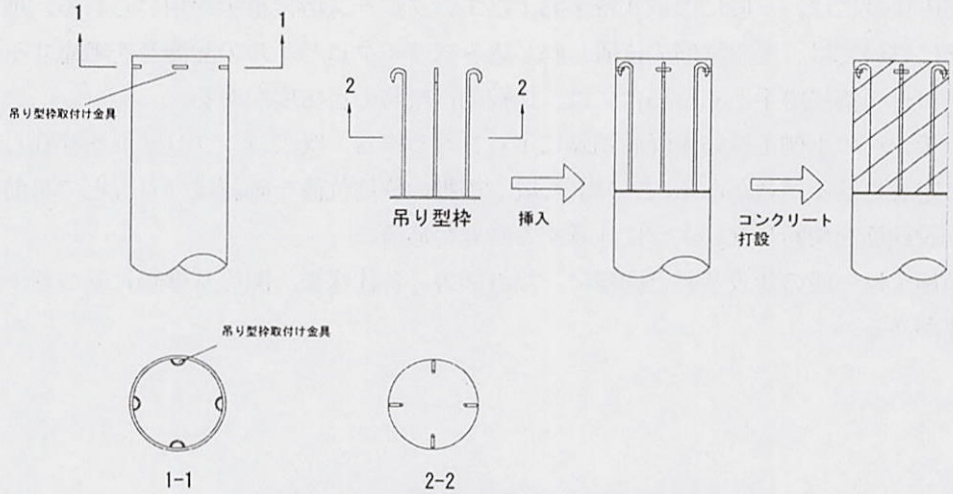


図-解 3.7.2　中詰コンクリートの施工例

4)　支圧板およびスチフナの取付けは鋼管周辺の付着物を十分清掃した後、第Ⅱ部 6.7 に示すように現場溶接によって取付けるものとする。なお、支圧板とスチフナの溶接に関しては、現地では上向き溶接となるため、あらかじめ工場等の別途の場所で支圧板とスチフナを溶接しておき、現地でスチフナと鋼管の溶接を行うものとする。また、現場溶接にあたっては各仕様書等に準じて溶接管理を行うものとする。

3.8　フーチング拡幅工

フーチングの拡幅にあたっては、拡幅後に作用する荷重に対して必要な強度と耐久性を確保するように、新旧フーチングの接合部は十分に一体化させなければならない。

【解説】

増しフーチングの形状は、現場制約条件等によって異なるが、図-解 3.8.1 に上面増厚の一例を示す。上面増厚の場合、次のような手順で増しフーチングの施工が行われることがある。

① 既設フーチングのはつり、表面目粗し
② ずれ止め鉄筋、増しフーチング部主鉄筋用の穿孔
③ 増しフーチング部主鉄筋の配筋、既設鉄筋との接続
④ ずれ止め鉄筋など増しフーチング部鉄筋の組立
⑤ 型枠の組立
⑥ コンクリートの打設
⑦ 養生、型枠脱型
⑧ 出来型検査
⑨ 埋戻し

増しフーチングの施工において、新旧鉄筋を接続する場合、既設フーチングをはつり、既設鉄筋を露出させ、所定の位置で切断する。このとき、はつり後の既設フーチングに浮きがあるような部分は、

新旧コンクリートの一体化に悪影響を及ぼすため、完全に取り除く必要がある。

新旧鉄筋の接続には、一般に機械式継手およびエンクローズ溶接継手が用いられる。増しフーチング部の配筋においては、既設鉄筋の位置、ねじ込み式マイクロパイルの配置等を考慮する必要があるが、エンクローズ溶接継手とする場合には、比較的接続時の自由度がある。

増しフーチングの上側主鉄筋を既設橋脚に定着させる場合、既設コンクリートを穿孔し、樹脂アンカーにより定着させる場合がある。この場合、既設橋脚の鉄筋位置を確認はつりなどで事前に確認し、穿孔時に既設鉄筋を切断しないように注意する必要がある。

④～⑨の施工は一般の新設基礎と同様に、設計図書、各仕様書、関係基準類に基づき、適切な施工を行う必要がある。

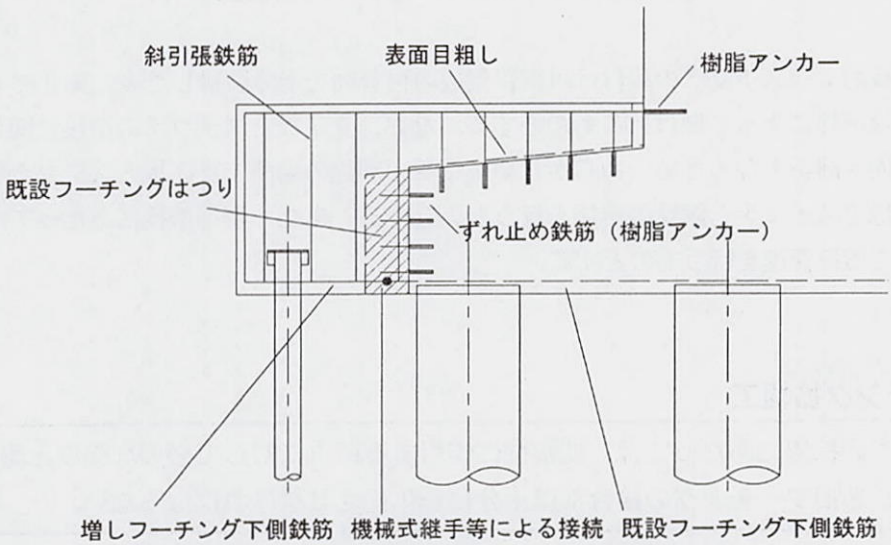


図-解　3.8.1　増しフーチングの施工例

4章　施工管理

4.1　施工管理項目

4.1.1　打設管理

ねじ込み式マイクロパイルの施工においては、事前に作成した施工計画に基づき、必要な項目について適切な施工管理を行うものとする。

【解説】

ねじ込み式マイクロパイルの施工管理項目を表-解 4.1.1 に示す。

表-解 4.1.1　施工管理項目

工程	管理項目	管理内容	管理方法	規格値・対比値	測定頻度
貫入	貫入位置	貫入位置の管理	杭芯位置と鋼管先端のずれ量をスケールで測定管理	鋼管径の±1/4以内	据付時
	貫入角度	鋼管の傾斜角度	ベースマシンの角度計、スラントルール、トランシット等により測定管理	±1度以内	施工時随時
	貫入状況	貫入速度	管理計測装置		施工時随時
		貫入量	杭1回転当たりの貫入量を杭にマーキングする		施工時随時
		障害物の管理	管理計測装置の貫入抵抗値		施工時随時
	溶接継手	溶接の管理	JIS A 7201,JIS A 5525に従うか、またはカラーチェック	ひび割れ、亀裂がない	全数
	スプライン継手	施工性の確認	雄管と雌管の噛み合わせ確認 ボルトの締付け確認 充填剤の注入確認		全数
	支持層	中間層・先端支持層の土質、深度確認	管理計測装置の貫入抵抗値、深度と土質柱状図の比較		施工時随時
		根入れ長さの管理	管理計測装置の貫入抵抗値、深度と土質柱状図の比較	設計値以上	杭全数
出来形管理	杭頭位置	鋼管位置の管理	トランシット等により平面的な位置ずれを測定	鋼管径の±1/4以内	杭全数
	杭頭高さ	鋼管の天端高さ	レベル測量によって鋼管天端高さを測定	±50mm	杭全数
	杭頭角度	鋼管の傾斜角度	スラントルール、測量器具等によって鋼管の傾斜を測定	±1度以内	杭全数

4.1.2　支持層の確認

支持層は、事前の調査と打設深度を基に、貫入抵抗値（油圧値）により確認する。

【解説】

事前の調査により予め推定した支持層に杭先端部が近づいたら、貫入速度をできるだけ一定に保って貫入抵抗値（油圧値）の変化を計測して支持層への到達を確認する。図-解 4.1.1 に支持層管理例を示す。図-解 4.1.1 に示すように施工前に実施した標準貫入試験結果から、GL-16m 付近より N値が 50 以上を示している。この深度が支持層であると判断される。また、施工時の貫入抵抗も GL-16m 付近より貫入抵抗値が非常に大きくなっており、標準貫入試験の結果と比較して支持層であると判断できる。

また、式（解 4.1.1）に示す K値を試験杭により求め、この K値を指標として支持層の深度を判定することもできる。なお、支持層への根入れは第 1 翼径 D_{w1} 以上行うようにする。

$$K = T_r / S \quad \cdots\cdots\cdots\

4.2　品質管理

翼付鋼管および支圧板、スチフナに用いる鋼材の品質確認は、品質検査証明書によって行うものとする。また、材料搬入時には寸法等の形状、外観検査を行うものとする。

【解説】

翼付鋼管および支圧板、スチフナに用いる鋼材は、メーカーから発行された品質検査証明書によって品質を確認するものとする。また、材料の搬入時には、各仕様書に基づき外径、肉厚、長さ、ビード溶接間隔等の寸法を管理するとともに、局部的な変形や錆等がないことを確認する。ねじ込み式マイクロパイルの品質管理項目を表-解 4.2.1 に示す

表-解 4.2.1　ねじ込み式マイクロパイルの品質管理項目

対象	管理内容	管理方法	規格値・対比値	測定頻度
翼付鋼管	外観	目視	局部的な変形や錆び等がない	杭全数
	直径、板厚	スチールテープ、ノギス等により測定	設計値	
	長さ、端面精度	スチールテープ、ノギス等により測定		
	材質、成分	品質検査証明書により確認	JIS G 3444による JIS G 3106による	
支圧板	外観	目視	局部的な変形や錆び等がない	全数
	幅、板厚	スチールテープ、ノギス等により測定	設計値	
	長さ、端面精度	スチールテープ、ノギス等により測定		
	材質、成分	品質検査証明書により確認	JIS G 3106による	
スチフナ	外観	目視	局部的な変形や錆び等がない	全数
	幅、板厚	スチールテープ、ノギス等により測定	設計値	
	長さ、端面精度	スチールテープ、ノギス等により測定		
	材質、成分	品質検査証明書により確認	JIS G 3106による	

4.3　杭の支持力確認

ねじ込み式マイクロパイルの施工に際しては、支持力を確認するため、次のいずれかを実施することを原則とする。

1)　試験杭を施工し、ねじ込み式マイクロパイルの施工性の確認および杭の載荷試験を行う。

2)　本杭を利用した載荷試験により設計支持力を確認する。

ただし、施工地点における施工性が十分に把握され、かつ、地質調査により支持力の推定が容易である場合には省略してもよい。

【解説】

本マニュアルは、ねじ込み式マイクロパイルにおけるこれまでの研究成果を踏まえ、既設基礎の耐震補強に用いる場合の設計・施工法をとりまとめたものである。しかし、現在（平成14年3月）のところ、ねじ込み式マイクロパイル工法は比較的新しい工法であり、その施工実績は少ない。

そこで、ねじ込み式マイクロパイルが耐震補強工法としての性能を有することを確認するため、当面、載荷試験を実施し、支持力を確認することを原則とした。

載荷試験の実施にあたっては、試験杭を施工し、第二限界抵抗力まで載荷して、その地盤における杭の挙動を把握することが望ましいが、工期、施工工程、経済性等の理由により、載荷試験の実施が困難な場合には、本杭を利用した設計支持力の確認でもよいものとした。なお、過去のねじ込み式マイクロパイルの鉛直載荷試験において、荷重～変位関係は、押込み、引抜きにおいて違いが見られることが報告されていることから[例えば1)]、押込みおよび引抜きの両方向に対して行うことが望ましい。載荷試験にあたっては、その試験方法は地盤工学会基準[2)]に準じるものとする。計測項目は、杭頭における荷重と変位量を必須項目とし、必要に応じ、杭体ひずみ等を計測するのが望ましい。また、載荷試験の結果を用いて、第Ⅱ部6.2.2および6.2.3に従い許容支持力を求めてよい。なお、試験本数は、総打設本数、工事規模等を考慮して決定するものとする。

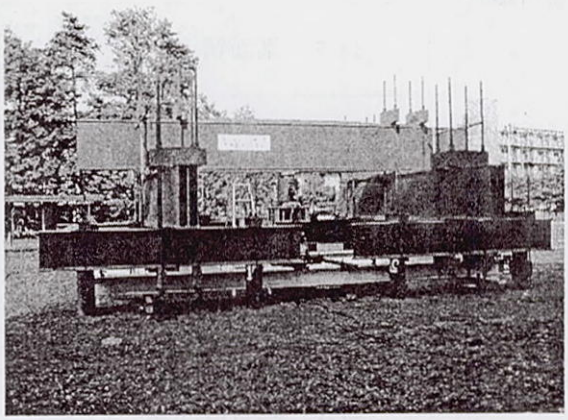


写真-解 4.1.1　押込み試験状況

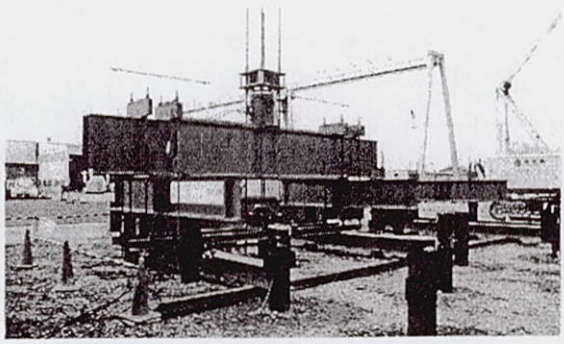


写真-解 4.1.2　引抜き試験状況

写真-解 4.1.1 および写真-解 4.1.2 に押込みおよび引抜き試験の例を示す。

ただし、施工地点における施工性が十分に把握されており、かつ、土質調査により支持力の推定が容易である場合には、載荷試験による支持力確認を省略してもよい。

4.4 工程管理

ねじ込み式マイクロパイルの施工においては、計画工程と進捗状況とを常に対比し、必要な場合は所要の対策を行い、全体工程が円滑に進行できるようにする。

【解説】

工程管理は、準備作業から杭の打設完了、資機材搬出までを含めた工程表を作成し、常に進捗状況と対比しながら管理を行うものとする。必要な場合、要因配置、仮設備、資材調達、施工機械・設備等の能力を検討し、全体工程が円滑に進行できるよう調整する。

4.5 安全管理

ねじ込み式マイクロパイルの施工においては、労働安全衛生法等の関連法令を遵守し、安全確保に努めなければならない。

【解説】

安全管理項目の主な事項を、以下に示す。

① 安全衛生責任者の選任、安全衛生管理体制の構築
② 有資格者の就業
③ 作業員の健康管理
④ 交通安全対策、第三者災害の防止

4.6 環境保全

ねじ込み式マイクロパイルの施工においては、環境保全に関する関連法規等を遵守して、以下の内容について十分な対策を行い、環境への注意を怠らないよう施工を行うものとする。

(1) 施工中の周辺環境に対する対策
(2) 騒音・振動に対する対策
(3) 再生資源の利用、建設副産物の再利用および産業廃棄物処理に対する対策

【解説】

(1) ねじ込み式マイクロパイルの施工においては、補強の対象となる既設構造物が近接した施工となることや、周辺に家屋・工場等の構造物が近接する場合がある、したがって、既設構造物や周辺構造物の近接度や重要度に応じて、施工中の影響がないか動態観測を行うものとする。

(2) ねじ込み式マイクロパイルの施工において、騒音・振動の規制値は、騒音規制法、振

動規制法施行規則を遵守しなければならない。ねじ込み式マイクロパイルの施工にとも伴って発生する騒音・振動が生活環境の障害となるかどうかは、施工現場の周辺状況により左右されるため、2.2 に示す事前調査を十分に行う必要がある。ねじ込み式マイクロパイルの施工は回転圧入方式であるため、施工中に発生する騒音・振動レベルは比較的小さいが、家屋の密集度、公共施設（学校、病院、図書館等）の隣接度等によっては、現地で騒音･振動の測定結果を基に防音シート養生等の対策を講じることも必要である。

(3) ねじ込み式マイクロパイルの施工中に産業廃棄物等の発生は特にないが、増しフーチング施工時における旧フーチングのはつりガラ等については、適切な分別を行い、再生資材として出来るかぎり再利用を行う。また、産業廃棄物は「廃棄物の処理及び清掃に関する法律」に従い、適切に処理しなければならない。

4.7 施工記録

ねじ込み式マイクロパイルの施工にあたり、施工記録および各種試験結果を整理するものとする。

【解説】

施工記録は以下の項目について記載し、正確に報告するものとする。

(1) 工事名
(2) 工事場所
(3) 事業主体
(4) 施工者
(5) 施工年月日
(6) 杭番号
(7) 設計諸元
(8) 使用機械諸元
(9) 施工サイクル
(10) 中間層の土質、先端支持層の記録
(11) 杭長施工記録
(12) 品質管理試験結果
(13) 施工中に生じた特殊な状況とその対策
(14) その他必要事項

【参考文献】

1) 橋立、福井、谷：ねじ込み式マイクロパイルの支持力性能、第 36 回地盤工学会研究発表会,2001.6.
2) 地盤工学会：杭の載荷試験方法・同解説、2002.5.

参考資料-1

設計計算例

参考資料－１　設計計算例

1. 概　要

ねじ込み式マイクロパイルによる既設橋梁基礎の耐震補強について、設計計算例を示すものである。既設のモデルは、「（社）日本道路協会：既設道路橋の補強に関する参考資料」[1]を引用した。既設杭の照査結果等については「(社) 日本道路協会：既設道路橋の補強に関する参考資料」[1]を参照されたい。

2. 既設基礎の設計条件

2.1　既設構造物の条件

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。

(1)　適用基準

1)　鋼道路橋設計示方書；昭和 39 年 6 月　(社)日本道路協会

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

(2)　重要度の区分等

重要度の区分：B 種の橋

地 域 区 分：A 地域

設計水平震度：k_h=0.25(常時、暴風時およびレベル 1 地震時)

(3)　上部工構造（図-2.1.1 参照）

形　　式：単純鋼 I げた橋

支 間 長：26.0m

幅　　員：全幅員　11.0m

支持条件　：可動

支承の種類：支承板支承（鋼製）

(4)　下部構造(図-2.1.2 参照)

橋　　脚：単柱式橋脚(T 形橋脚)、矩形断面　2.30×1.70m

基　　礎：打込み式 PC 杭φ600

使用材料　：表-2.1.1 に示す。

表-2.1.1　使用材料

部　材	コンクリート	鉄　筋
橋　脚	σ_{ck}=21N/mm²	SD295
フーチング	σ_{ck}=21N/mm²	
杭	PC 杭 B 種 (σ_{ck}=50N/mm²) 中詰めコンクリート (σ_{ck}=21N/mm²)	

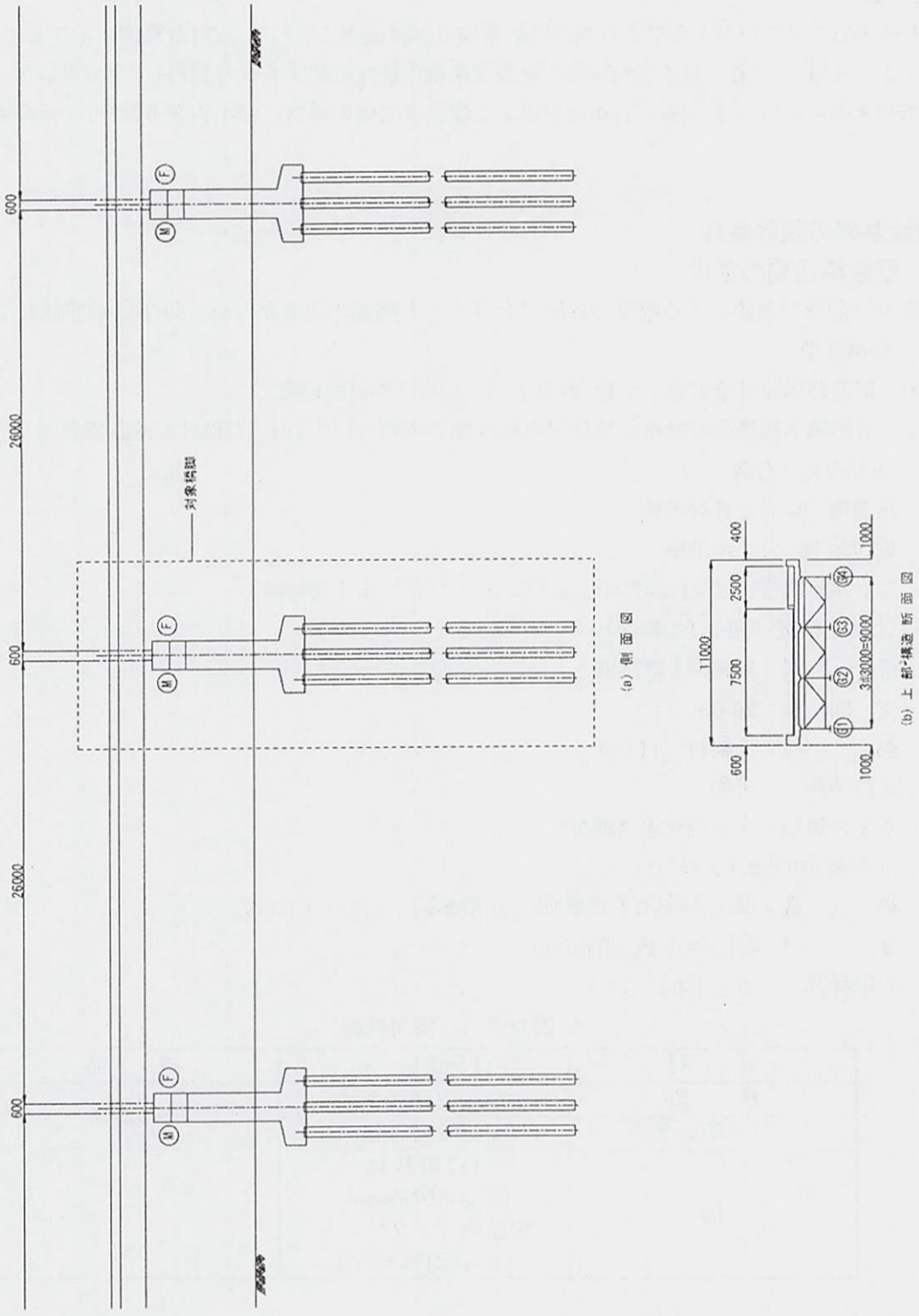
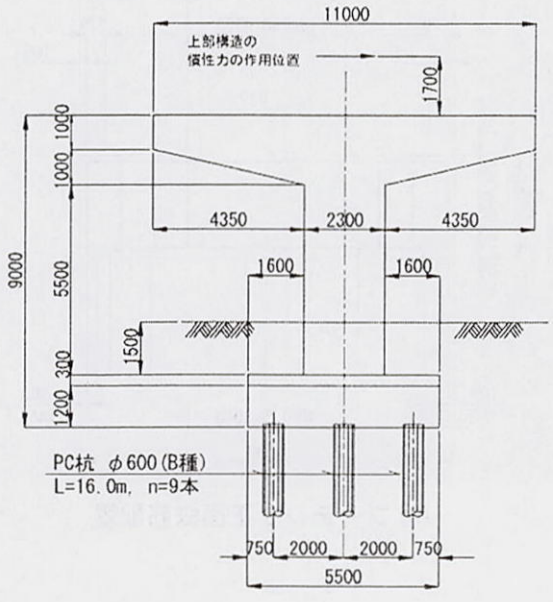
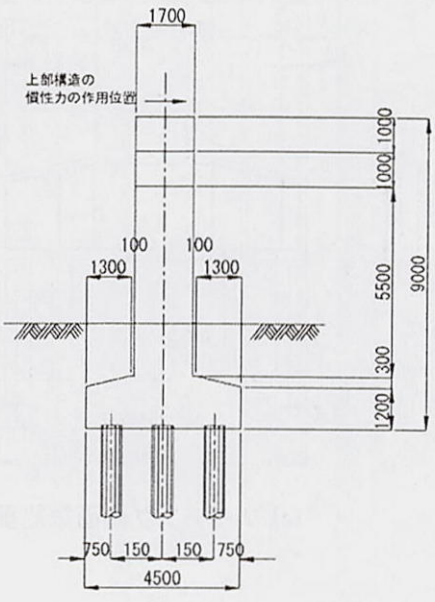

600
26000
600
26000
600
対象橋脚
(a) 側面図
11000
400
2500
7500
600
1000
1000
3@3000=9000
(b) 上部構造断面図

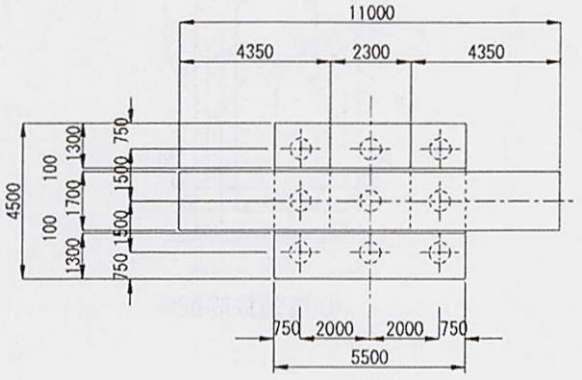
図-2.1.1　設計対象橋梁



(a) 正 面 図

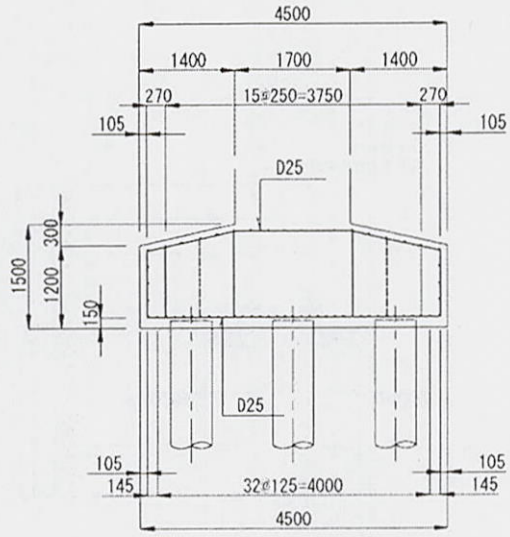


(b) 側 面 図

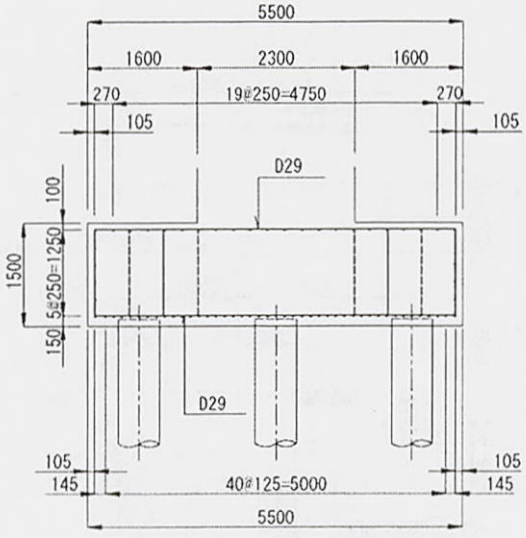


(c) 平 面 図

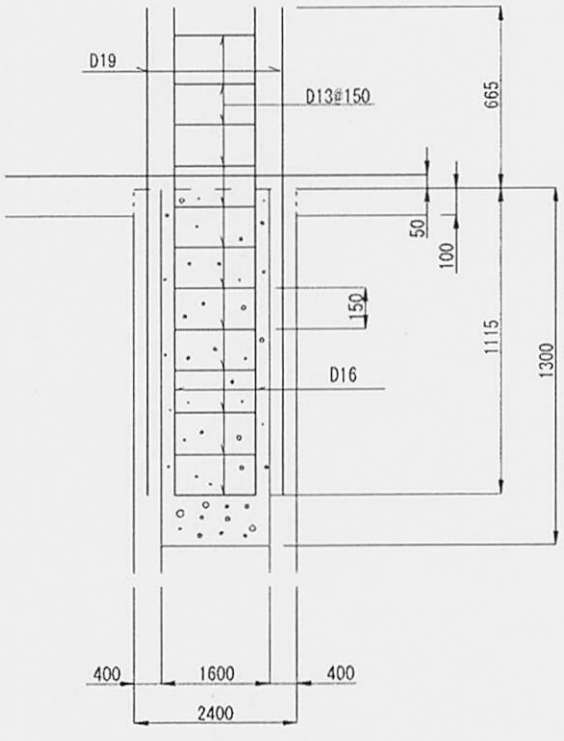
図-2.1.2 試設計を行う既設橋脚基礎



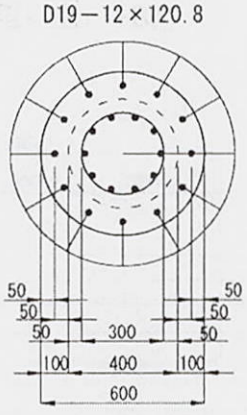
(a) フーチング側面鉄筋配置



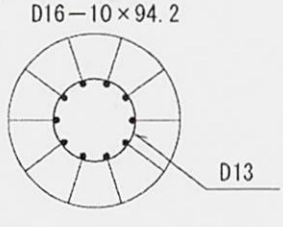
(b) フーチング正面鉄筋配置



(c) 杭頭補強



(d) 杭頭鉄筋配置



(e) 中詰めコンクリート補強鉄筋

図-2.1.3　既設基礎配筋状態

2.2 補強設計条件

増し杭補強の設計条件は以下の通りである。

(1) 既設基礎の補強設計内容

補強工法：ねじ込み式マイクロパイルによる増し杭補強

使用材料：表-2.2.1 による。

表-2.2.1 増し杭補強に用いる使用材料

	コンクリート	鉄 筋	鋼 管
フーチング	σ_{ck}=21N/mm²※	SD295※	
ねじ込み式マイクロパイル			STK400

※ 既設構造との一体化が必要であり、既設部材の応力度に制限されることから、本計算例では既設フーチングの使用材料にそろえることにした。

(2) 適用基準類

1) 道路橋示方書・同解説；平成 14 年 3 月 (社)日本道路協会

2) 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その 3）；平成 14 年 9 月 土木研究所他

(3) 鉛直荷重および橋脚が支持する上部構造部分の重量

上部構造からの死荷重：R_D=3,283kN

上部構造部分の重量

橋軸方向 ：W_U=3,283kN

橋軸直角方向 ：W_U=3,283kN

橋脚躯体の重量 ：W_P=1,264kN

重要度の区分 ：B 種の橋

地域区分 ：A 地域

設計水平震度 ：k_h=0.25(常時、暴風時およびレベル 1 地震時)

(4) RC 橋脚の躯体条件

橋脚は上記(3)の荷重条件に対して、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法による補強が実施されているものとして、既設基礎の照査と増し杭補強設計を行う。

(5) 地盤条件

耐震設計上の地盤種別：Ⅱ種地盤

土質条件：図-2.2.1 に示す。

地盤条件：表-2-2.1 に示す。

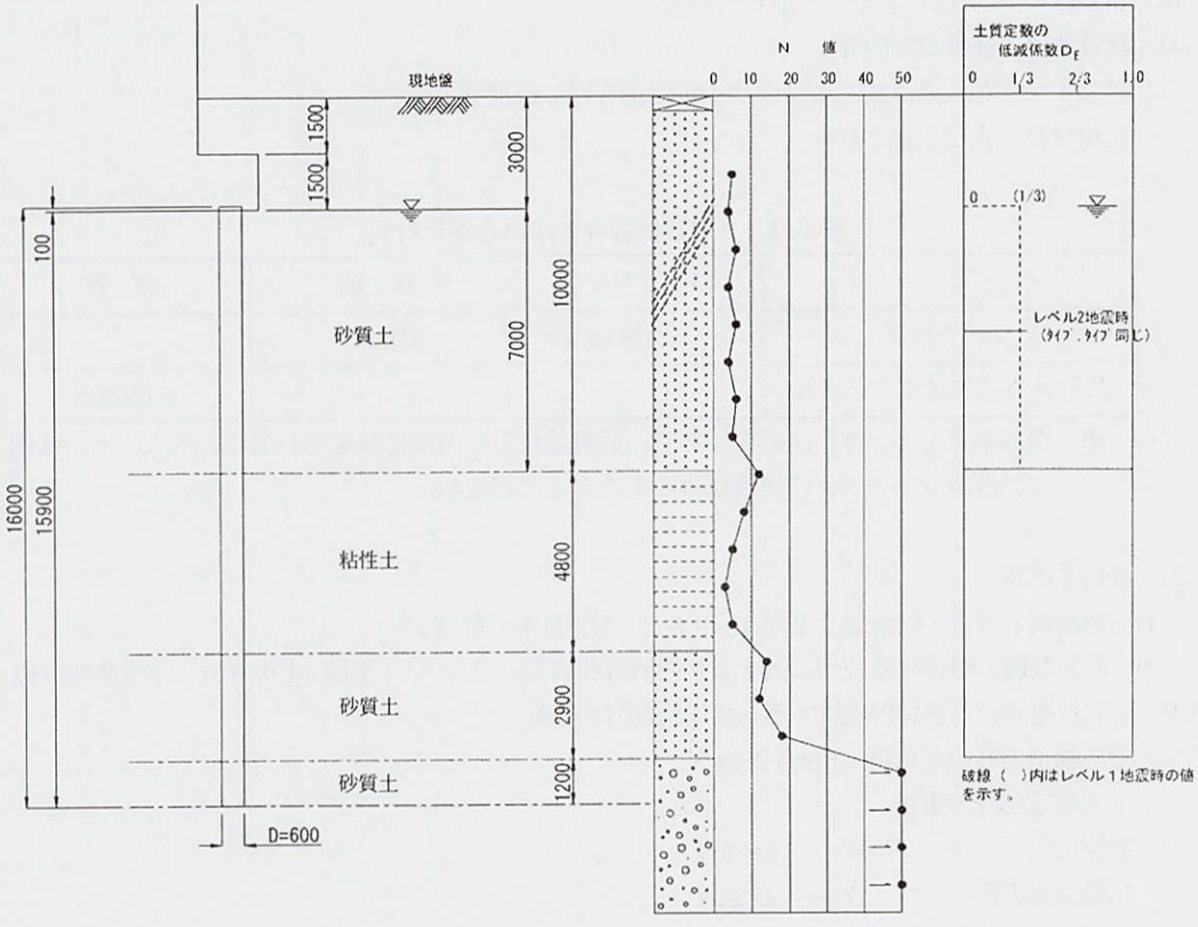


図-2.2.1　土質柱状図

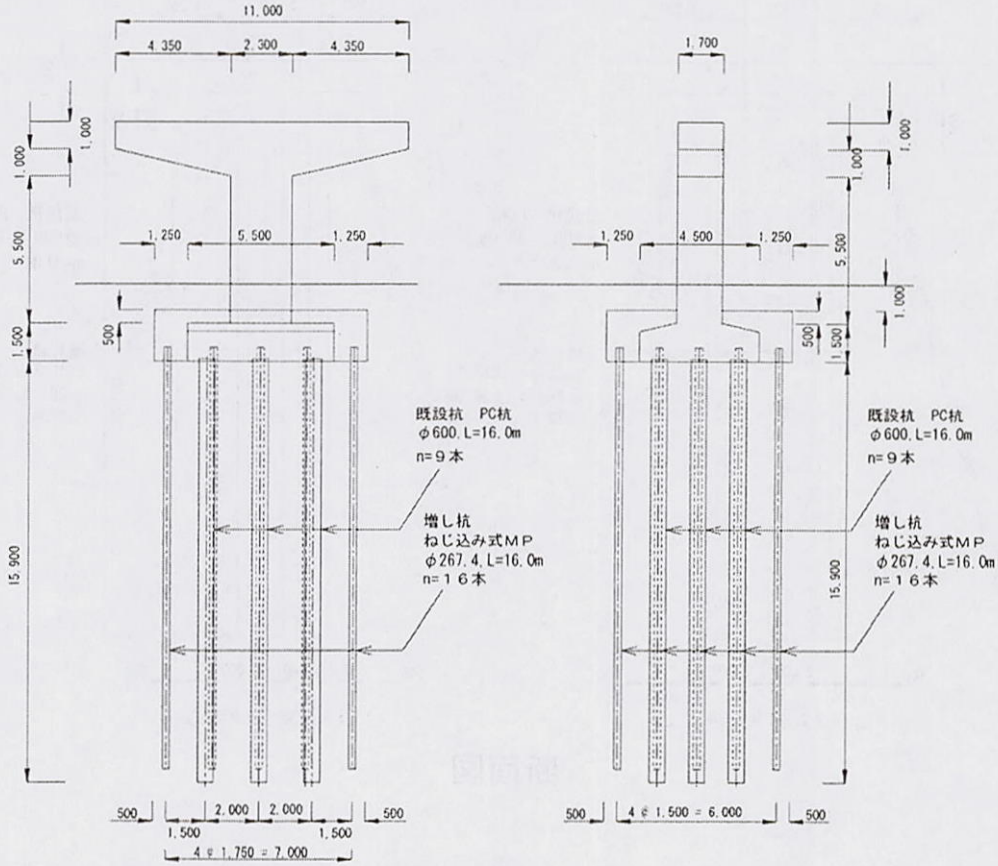
表-2.2.1　地盤条件

	地盤の種類	層厚(m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m²)	せん断抵抗角 ϕ (度)	単位体積重量 (kN/m³)		地盤変形係数 α E_0(kN/m²)
						γ_s	γ_s'	
第1層	砂質土	10.0	5	0	23	18	9	14,000
第2層	粘性土	4.8	5	30	0	17	8	14,000
第3層	砂質土	2.9	15	0	30	18	9	42,000
第4層	砂質土	1.2	50	0	40	19	10	140,000

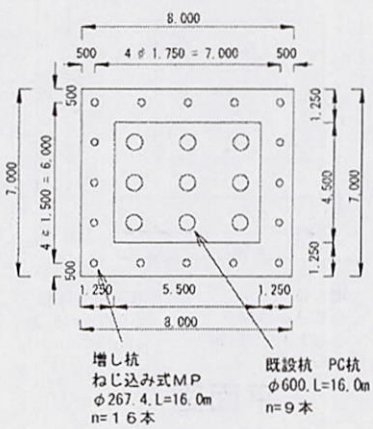
3. ねじ込み式マイクロパイル工法による補強設計

3.1　補強方法

既設基礎の補強概要を図-3.1.1 に示す。既設基礎の周囲にねじ込み式マイクロパイルを増し杭として打設し、増しフーチングによって既設基礎と一体化させ、基礎の水平耐力を増加させるものである。本設計例では、空頭制限が 4.5m（橋脚梁直下）であるが、小型のベースマシンによって施工が可能である。図-3.1.1、図-3.1.2 に直杭および斜杭による補強概念図を示す。

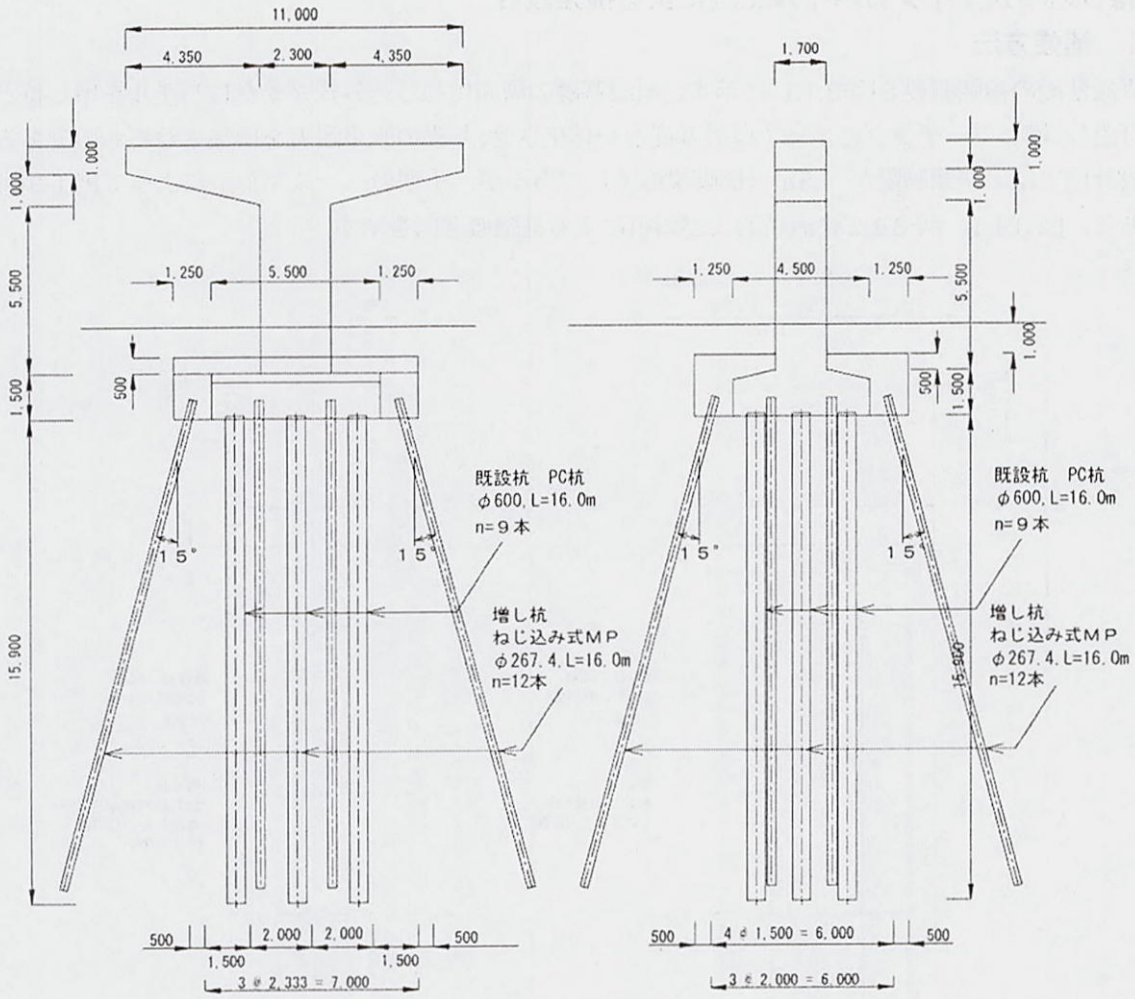


断面図

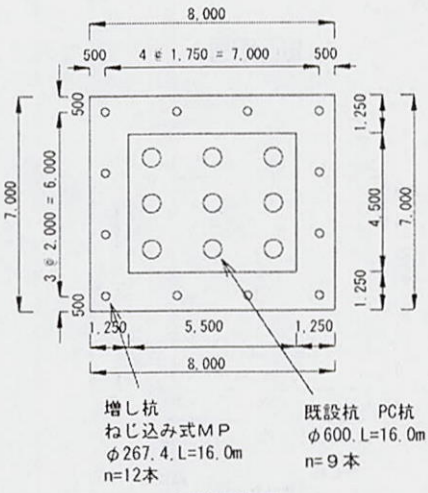


平面図

図-3.1.1　ねじ込み式マイクロパイルによる既設基礎の直杭補強概念図



断面図



平面図

図-3.1.2　ねじ込み式マイクロパイルによる既設基礎の斜杭補強概念図

3.2 補強設計の主な仮定条件

(1) ねじ込み式マイクロパイルの配置

本計算例においては、用地境界等の制約はないものとし、既設杭とねじ込み式マイクロパイルの杭中心間隔は、既設杭の径 600mm とねじ込み式マイクロパイルの翼部平均径 575mm の平均値（587.5mm）の 2.5 倍以上の間隔をとるものとした。また、既設杭とねじ込み式マイクロパイルそれぞれの杭間隔は杭径および翼部平均径の 2.5 倍の間隔を確保しているため、群杭の影響（常時、暴風時およびレベル 1 地震時における水平方向地盤反力係数の低減や群杭としての支持力照査）は無視するものとした。

(2) 増しフーチング

本計算例においては、フーチング土被りに対する制約はないものとし、上面増厚とした。

(3) 荷重分担

本計算例においては、既設杭は健全なものとして荷重分担を設定する。ここでは、フーチング底面に作用する荷重のうち、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ねじ込み式マイクロパイルが分担し、鉛直荷重については荷重の載荷順序を考慮して次のように設定した（図-3.2.1 参照）。

- 既設構造死荷重 V_D（上部構造重量 V_1、橋脚重量 V_2、既設フーチング重量 V_3）は既設杭が負担する。
- 補強によって増加する死荷重 ΔV_D（増しフーチング重量 V_4、上載土砂重量 V_5）は、既設杭とねじ込み式マイクロパイルの軸方向バネ定数 K_V の比率で分担する。

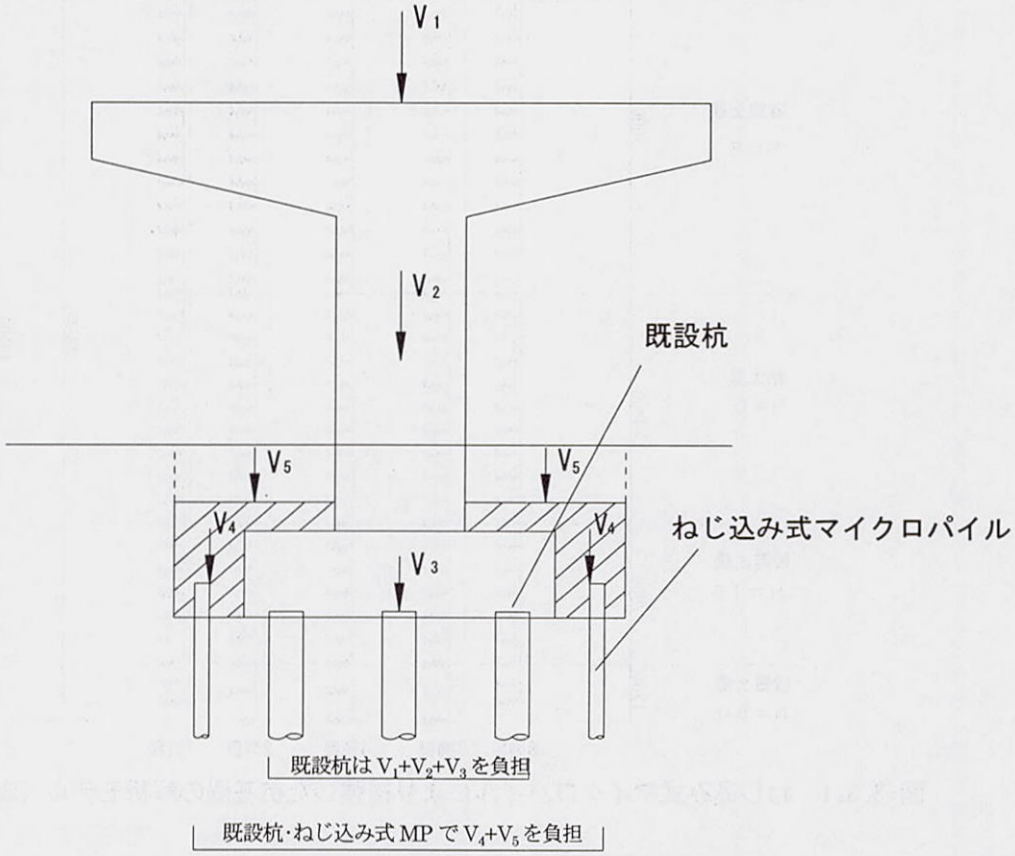


図-3.2.1 鉛直死荷重の荷重分担

3.3 解析モデル

(1) 構造解析モデル

ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の解析モデルは、常時、暴風時、L1 地震時および L2 地震時とも、図-3.3.1 および図-3.3.2 に示すようにフーチングを剛体として杭～ラーメンモデルを用いた。

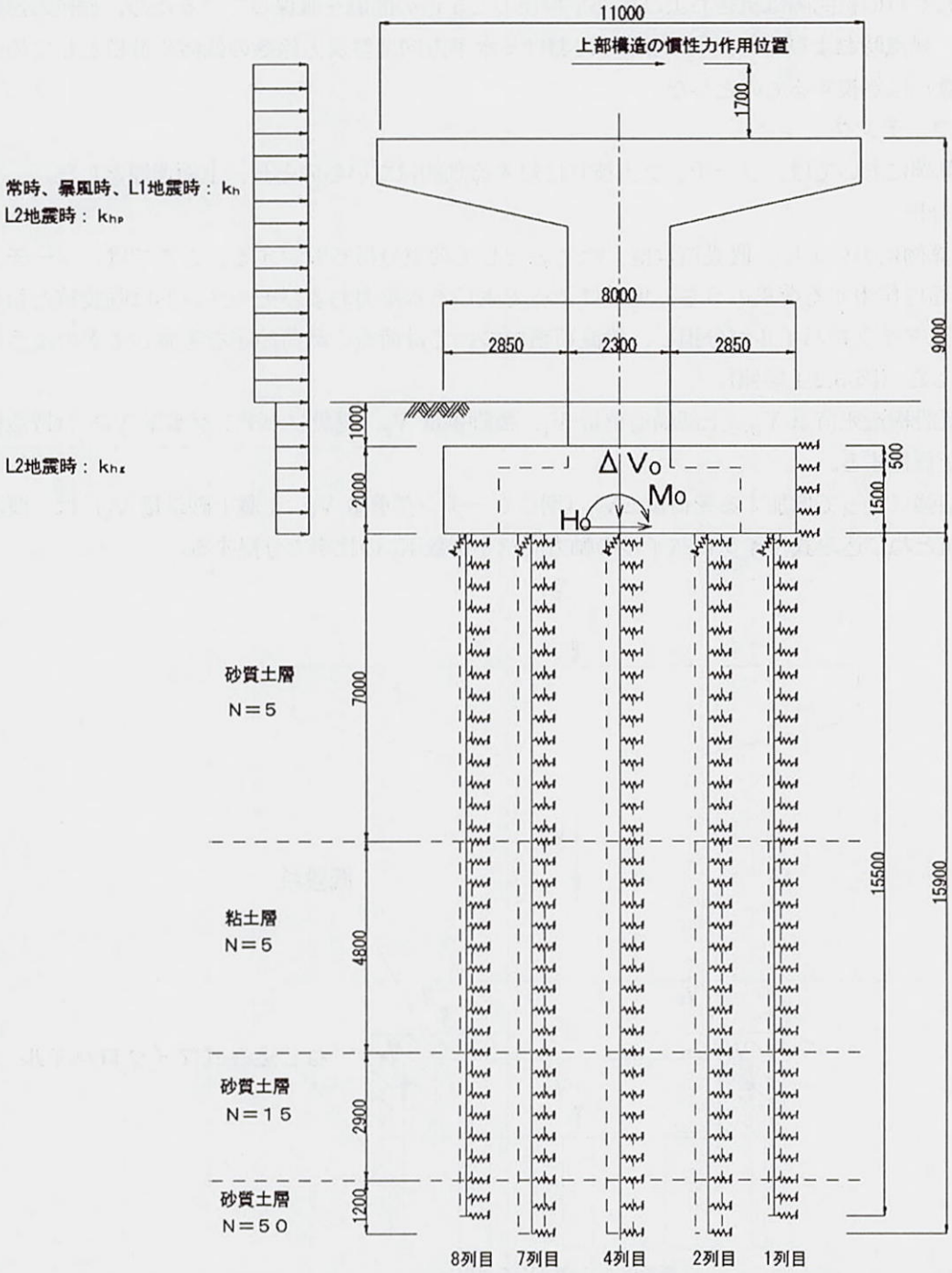


図-3.3.1 ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の解析モデル（直杭）

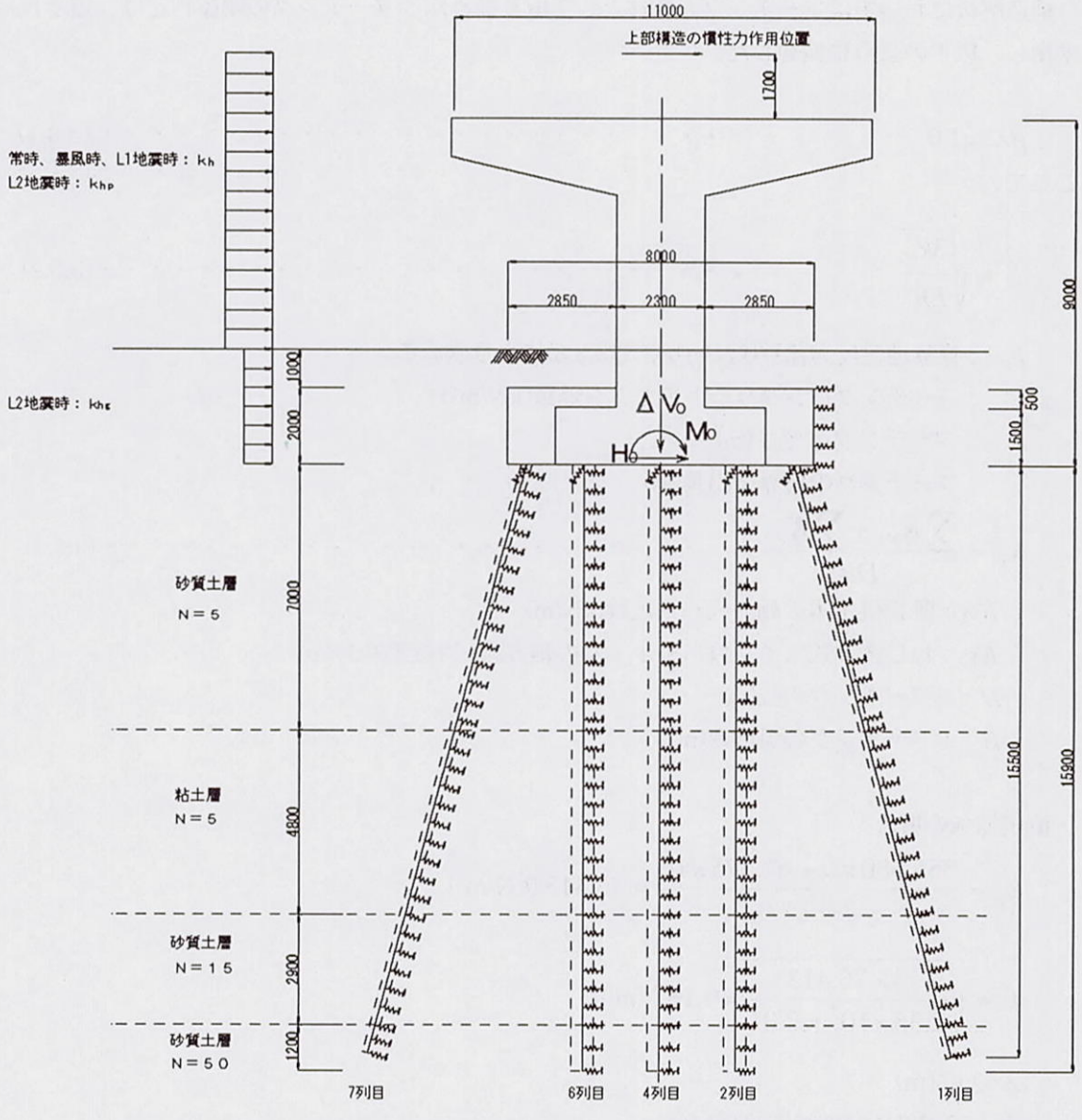


図-3.3.2　ねじ込み式マイクロパイルにより補強した杭基礎の解析モデル（斜杭）

(2) フーチングの剛体判定

構造解析においてはフーチングを剛体として取り扱うが、フーチングの剛体判定は、道示Ⅳに準拠し、以下のように検討した。

$$\beta\lambda \leqq 1.0 \quad \cdots\cdots (3.3.1)$$

ここで、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3k_p}{Eh^3}} \quad \cdots\cdots (3.3.2)$$

k_p ：換算地盤反力係数(kN/m³)で式(3.3.3)により求める。
E ：フーチングコンクリートのヤング係数(kN/m²)
h ：フーチングの厚さ(m)
λ ：フーチングの換算突出長(m)

$$k_p = \frac{\sum K_{V1} + \sum K_{V2}}{DB} \quad \cdots\cdots (3.3.3)$$

K_{V1}：既設杭１本の軸方向バネ定数(kN/m)
K_{V2}：ねじ込み式マイクロパイル１本の軸方向バネ定数(kN/m)
D ：フーチングの幅(m)
B ：フーチングの奥行き(m)

・直杭補強の場合

$$k_p = \frac{355{,}680 \times 9 + 67{,}375 \times 16}{8.0 \times 7.0} = 76{,}413\ (\mathrm{kN/m^3})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \times 76{,}413}{2.35 \times 10^7 \times 2.0^3}} = 0.187\ (\mathrm{m^{-1}})$$

λ=2.85(m)
$\beta\lambda$=0.187×2.85=0.533≦1.0

・斜補強の場合

$$k_p = \frac{355{,}680 \times 9 + 67{,}375 \times 12}{8.0 \times 7.0} = 71{,}600\ (\mathrm{kN/m^3})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \times 71{,}600}{2.35 \times 10^7 \times 2.0^3}} = 0.184\ (\mathrm{m^{-1}})$$

λ=2.85(m)
$\beta\lambda$=0.184×2.85=0.524≦1.0

したがって、フーチングは剛体と判定される。

3.4 レベル1地震時に対する補強設計

(1) 使用材料および設計に用いる定数

ねじ込み式マイクロパイルの使用材料と設計に用いる定数を表-3.4.1に示す。

表-3.4.1 ねじ込み式マイクロパイルの諸元

項目		単位	値	備考
杭長		m	16.0	
鋼管径（軸部径）		mm	267.4	
翼部径		m	0.50,0.55,0.60,0.65	1翼,2翼,3翼,4翼
鋼管厚	t	mm	15.1	
弾性係数	E	kN/m^2	2.00×10^7	
降伏強度	σ_{sy}	N/mm^2	235	STK400
杭の純断面積	A_p	m^2	1.122×10^{-2}	腐食しろ1mm考慮
杭の断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	I	m^4	9.020×10^{-5}	腐食しろ1mm考慮

(2) 杭の軸方向の特性値

1) 押込み支持力

ねじ込み式マイクロパイルの極限押込み支持力は、式(3.4.1)により算出する。

$$R_u = q_{wi}A_{wi} + U\sum L_i f_i \qquad \cdots\cdots\cdots (3.4.1)$$

ここに、

R_u ：杭の軸方向極限押込み支持力(kN)

q_{wi} ：各翼および底板の単位面積当たりの極限支持力度(kN/m^2)

A_{wi}：各翼および底板の抵抗面積（m^2）

U ：軸部の周長（m）

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i ：各層の最大周面摩擦応力度(kN/m^2)

砂質土の場合： N

粘性土の場合：cまたは$3N$

表-3.4.2に周面摩擦力の算出結果を、表-3.4.3に翼部の支持力算出結果をそれぞれ示す。なお、軸部と翼部の関係を図-3.4.1に示す。

表-3.4.2 周面摩擦力の算定結果

	地盤の種類	層厚 (m)	平均N値	U (m)	f_i (kN/m^2)	$L_i f_i$ (kN/m)	$UL_i f_i$ (kN)
第1層	砂質土	7.000	5	0.840	5.000	35.000	29.4
第2層	粘性土	4.445	5	0.840	15.000	66.675	56.0
合計							85.4

表-3.4.3　翼部の支持力の算定結果

	地盤の種類	平均N値	支持力係数 α	翼部径 D_{wi}(m)	極限支持力度 q_{wi}(kN/m²)	抵抗面積 A_{wi}(m²)	$q_{wi}A_{wi}$ (kN)
第４翼	粘性土	5	50	0.650	250	0.276	69.0
第３翼	砂質土	15	50	0.600	750	0.227	170.3
第２翼	砂質土	15	50	0.550	750	0.181	135.8
第１翼	砂質土	50	150	0.500	7,500	0.140	1,050.0
底　板	砂質土	50	150	0.2674	7,500	0.056	420
合　計						0.880	1,845.1

したがって、杭の極限押込み支持力 R_u は以下のように算出される。

$$R_u = q_{wi}A_{wi} + U\sum L_i f_i = 1{,}845.1kN + 85.4kN = 1{,}930.5kN$$

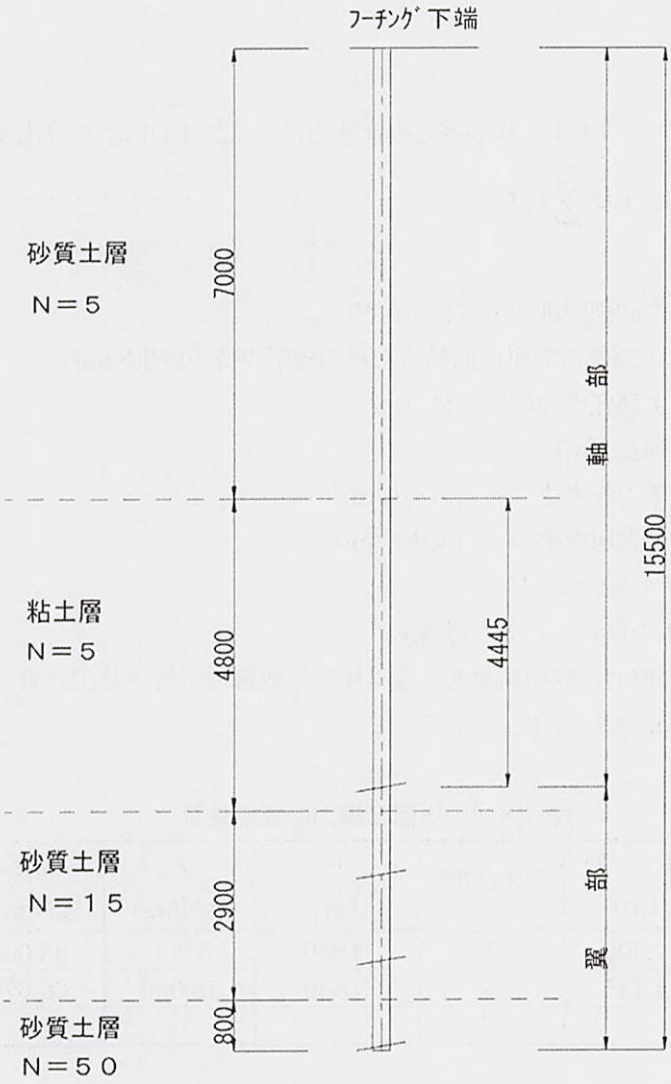


図-3.4.1　軸部と翼部の関係

2) 極限引抜き支持力

ねじ込み式マイクロパイルの極限引抜き支持力は、式（3.4.2）により算出する。

$$P_u = q_{wi} A_{wi} + U \sum L_i f_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.2)$$

ここに、

P_u ：杭の軸方向極限引抜き力(kN)

q_{wi} ：各翼の単位面積当たりの極限支持力度(kN/m²)

A_{wi}：各翼の抵抗面積（m²）

U ：軸部の周長（m）

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i ：各層の最大周面摩擦応力度(kN/m²)

砂質土の場合： N

粘性土の場合：c または $3N$

表-3.4.4 に周面摩擦力の算出結果を、表-3.4.5 に翼部の支持力算出結果をそれぞれ示す。

表-3.4.4 周面摩擦力の算定結果

	地盤の種類	層厚 (m)	平均N値	U (m)	f_i (kN/m²)	$L_i f_i$ (kN/m)	$UL_i f_i$ (kN)
第1層	砂質土	7.000	5	0.840	5.000	35.000	29.4
第2層	粘性土	4.445	5	0.840	15.000	66.675	56.0
合　計							85.4

表-3.4.5 翼部の支持力の算定結果

	地盤の種類	平均N値	支持力係数 α	翼部径 D_{wi}(m)	極限支持力度 q_{wi}(kN/m²)	抵抗面積 A_{wi}(m²)	$q_{wi} A_{wi}$ (kN)
第4翼	粘性土	5	50	0.650	250	0.276	69.0
第3翼	砂質土	15	50	0.600	750	0.227	170.3
第2翼	砂質土	15	50	0.550	750	0.181	135.8
第1翼	砂質土	50	70	0.500	3,500	0.140	490.0
合　計						0.824	865.1

したがって、杭の極限引抜き力 P_u は以下のように算出される。

$$P_u = q_{wi} A_{wi} + U \sum L_i f_i = 865.1kN + 85.4kN = 950.5kN$$

3) 軸方向許容支持力の算定

① 軸方向許容押込み支持力の算定

軸方向許容押込み支持力 R_a は、式（3.4.3）により算出する。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.3)$$

ここに、

R_a：杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力(kN)

n：安全率（常時：3，暴風時、レベル１地震時：2）

γ：極限支持力推定の相違による安全率の補正係数（支持力推定式のため 1.0）

R_u：地盤から決まる杭の極限押込み支持力(kN)(＝1,930.5kN)

ねじ込み式マイクロパイルの軸方向許容押し込み力 R_a を表-3.4.6 に示す。

表-3.4.6　ねじ込み式マイクロパイルの軸方向許容押し込み力 R_a

	極限押込み支持力 R_u(kN)	安全率 n	補正係数 γ	軸方向許容押込み力 R_a(kN)
常時	1,930.5	3	1.0	644
暴風時、レベル１地震時		2		965

② 軸方向許容引抜き力の算定

軸方向許容引抜き力 P_a は、式（3.4.4）により算出する。

$$P_a = \frac{\gamma}{n} P_u + W \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.4)$$

ここに、

P_a：杭頭における杭の軸方向許容引抜き力(kN)

n：安全率（常時：6，暴風時、レベル１地震時：3）

γ：極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数(支持力推定式のため 1.0)

P_u：地盤から決まる杭の極限引抜き力(kN)(=950.5kN)

W：杭の有効重量(kN)　(=12kN)

ねじ込み式マイクロパイルの軸方向許容押し込み力 P_a を表-3.4.7 に示す。

表-3.4.7　ねじ込み式マイクロパイルの軸方向許容押し込み力 P_a

	極限引抜き力 P_u(kN)	杭の有効重量 W(kN)	安全率 n	補正係数 γ	軸方向許容引き抜き力 P_a(kN)
常時	950.5	12	6	1.0	170
暴風時、レベル１地震時		12	3		329

4) 杭軸方向バネ定数

ねじ込み式マイクロパイルの杭軸方向バネ定数は以下の方法により算出する。

$$K_{V1} = a\frac{A_p E_p}{L_1}, K_{V2} = \frac{A_p E_p}{L_2}, K_V = \frac{K_{V1}K_{V2}}{K_{V1}+K_{V2}} \cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.5)$$

ここに、K_V：杭の軸方向バネ定数(kN/m)

A_p：杭の純断面積(m²)

E_p：杭体のヤング係数(kN/m²)

K_{V1}：翼部の軸方向バネ定数(kN/m)，　L_1：翼部長(m)

K_{V2}：軸部の軸方向バネ定数(kN/m)，　L_2：軸部長(m)

翼部の K_{V1} は、翼部周面および翼部先端にバネを有する弾性体と仮定して考え、これらのバネを土質試験により推定することにした。係数 a は式(3.4.6)により算出される。

$$a = \frac{\lambda \cdot \tanh\lambda + \gamma}{\gamma \cdot \tanh\lambda + \lambda} \cdot \lambda \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.6)$$

ここに、

$$\gamma = \frac{A_i k_V L}{A_p E_p} \quad , \quad \lambda = L\sqrt{\frac{C_S U}{A_p E_p}}$$

k_V：杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数（kN/m³）

C_s：翼部周面～地盤間のすべり係数（kN/m³）

A_i：杭先端閉塞面積（軸部の面積）（m²）（=0.0112m²）

L：杭の根入れ長さ（翼部長）(m)（=3.99m）

U：杭の周長（軸部周長）(m)（=0.840m）

翼部周面～地盤間のすべり係数は式(3.4.7)により算出される。

$$C_S = 770N_w \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.7)$$

ここに、

N_w：翼部平均 N値

したがって、翼部平均 N値は 32.5 であるので

C_s=770×32.5=25,025 kN/m³

λ=0.39

また、杭先端地盤反力係数は、式（3.4.8）により算出される。

$$k_V = k_{V0}\left(\frac{D}{0.3}\right)^{-3/4} = \alpha\frac{E_0}{0.3}\left(\frac{D}{0.3}\right)^{-3/4} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.8)$$

ここに、$E_0 = 2800N$ ：杭先端地盤の変形係数(kN/m²)

N: 杭先端部の N値(=50)

=2,800×50=140,000 kN/m²

この結果、

k_V=508,717kN/m³

γ=0.051

a=0.187

K_{V1}=104,982kN/m

K_{V2}=188,077kN/m

∴ K_V=67,375kN/m

表-3.4.8 杭の軸方向の特性値（暴風時、レベル１地震時）

	既設杭 PC 杭 φ600	増し杭 ねじ込み式 MP φ267.4
軸方向バネ定数 k_{VE}（kN/m）	355,680	67,375
許容押込み支持力 R_a(kN)	1,352	965
許容引抜き支持力 P_a(kN)	275	329

(3) 杭の軸直角方向の特性値

表-3.4.9 杭の軸方向地盤反力係数（地震時）

		既設杭 PC 杭 φ600	増し杭 ねじ込み式 MP φ267.4	土質定数の 低減係数 D_E
地盤反力係数 k_H(kN/m³)	第１層	10,200	16,557	1/3
	第２層	30,630	49,721	1
	第３層	91,900	149,162	1
	第４層	306,340	497,208	1

(4) 作用荷重

表-3.4.10 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)	2,720.7	2,720.7
	水平力	H(kN)	1,810.3	1,810.3
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M(kN･m)	10,112.4	11,507.7

※ 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

(5) 直杭による補強結果

本補強によるレベル１地震時に対する基礎補強安定計算結果を表-3.4.11 に示す。ねじ込み式マイクロパイルφ267.4mm 直杭を 16 本増し杭することにより、既設杭、増し杭ともに許容値以内に収まる。

表-3.4.11 レベル１地震時に対する基礎補強安定計算結果（直杭補強）

				橋軸方向		橋軸直角方向	
				既設杭	増し杭	既設杭	増し杭
既設構造の鉛直力 V_D（kN）				5,459	－	5,459	－
安定計算諸力	全荷重	鉛直力 ΔV_D（kN）		2,719.7		2,719.7	
		水平力 H(kN)		1,810.3		1,810.3	
		ﾓｰﾒﾝﾄ M(kN･m)		10,112.4		11,507.7	
	分担荷重	鉛直力 V_1(kN)		2,034.3	685.4	2,034.3	685.4
		水平力 H(kN)		1,354.1	456.2	1,354.1	456.2
		ﾓｰﾒﾝﾄ M(kN･m)		7,563.9	2,548.5	8,607.6	2,900.1
軸方向押込み力 P_N(kN)				1,281	213	1,294	196
軸方向許容押込み支持力 R_a(kN)				1,352	965	1,352	965
判定				$P_N \leqq R_a$ OK	$P_N \leqq R_a$ OK	$P_N \leqq R_a$ OK	$P_N \leqq R_a$ OK
軸方向引抜き力 P_T(kN)				384	-127	371	-110
軸方向許容引抜き力 P_a(kN)				-275	-329	-275	-329
判定				$P_T \geqq P_a$ OK	$P_T \geqq P_a$ OK	$P_T \geqq P_a$ OK	$P_T \geqq P_a$ OK
設計地盤面での水平変位 δ(mm)				3.7		3.8	
許容水平変位量 δ_a(mm)				15.0		15.0	
判定				$\delta \leqq \delta_a$ OK		$\delta \leqq \delta_a$ OK	
フーチング回転角 α(rad)				0.00084		0.00065	
杭体応力度照査	地中部	曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mm(kN･m)		81.8	22.2	85.8	23.3
		応力度	σ_c(N/mm²)	20.5	-52.5	20.8	-52.6
			σ'(N/mm²)	5.8	44.8	5.5	44.9
		許容応力度	σ_{ca}(N/mm²)	25.0	-210	25.0	-210
			σ_{ca}'(N/mm²)	-5.0	210	-5.0	210
		判定		OK	OK	OK	OK
	杭頭部	鉄筋配置状態		D19-n=12 本	－	D19-n=12 本	－
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mt(kN･m)		-31.8	-18.1	-54.1	-22.1
		応力度	σ_c(N/mm²)	17.7	-46.4	19.0	-50.8
			σ_s(N/mm²)	8.6	38.7	7.2	43.1
		許容応力度	σ_{ca}(N/mm²)	25.0	-210	25.0	-210
			σ_{sa}(N/mm²)	270	210	270	210
		判定		OK	OK	OK	OK

※ フーチングのバネは考慮せず

(6) 斜杭による補強結果

本補強によるレベル１地震時に対する基礎補強安定計算結果を表-3.4.12 に示す。ねじ込み式マイクロパイルφ267.4mm 斜杭を 12 本増し杭することにより、既設杭、増し杭ともに許容値以内に収まる。

表-3.4.12　レベル１地震時に基礎補強安定計算結果（斜杭補強）

				橋軸方向		橋軸直角方向	
				既設杭	増し杭	既設杭	増し杭
既設構造の鉛直力　V_D（kN）				5,459	－	5,459	－
安定計算諸力	全荷重	鉛直力	ΔV_D（kN）	2,719.7		2,719.7	
		水平力	H(kN)	1,810.3		1,810.3	
		ﾓｰﾒﾝﾄ	M(kN･m)	10,112.4		11,507.7	
	分担荷重	鉛直力	V_1(kN)	2,171.1	548.6	2,171.1	548.6
		水平力	H(kN)	1,445.1	365.2	1,445.1	365.2
		ﾓｰﾒﾝﾄ	M(kN･m)	8,072.5	2,039.9	9,186.4	2,321.3
軸方向押込み力　P_N(kN)				1,095	434	1,092	414
軸方向許容押込み支持力　R_a(kN)				1,352	965	1,352	965
判　定				$P_N \leqq R_a$ OK	$P_N \leqq R_a$ OK	$P_N \leqq R_a$ OK	$P_N \leqq R_a$ OK
軸方向引抜き力　P_T(kN)				771	-166	774	-149
軸方向許容引抜き力　P_a(kN)				-275	-329	-275	-329
判　定				$P_T \geqq P_a$ OK	$P_T \geqq P_a$ OK	$P_T \geqq P_a$ OK	$P_T \geqq P_a$ OK
設計地盤面での水平変位　δ(mm)				4.5		4.5	
許容水平変位量　δ_a(mm)				15.0		15.0	
判　定				$\delta \leqq \delta_a$ OK		$\delta \leqq \delta_a$ OK	
フーチング回転角　α(rad)				0.00034		0.00025	
杭体応力度照査	地中部	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mm(kN･m)	75.4	20.2	76.6	20.5
		応力度	σ_c(N/mm²)	19.0	-69.4	19.0	-68.1
			σ'(N/mm²)	8.5	45.3	8.5	44.3
		許　容応力度	σ_{ca}(N/mm²)	25.0	-210	25.0	-210
			σ_{ca}'(N/mm²)	-5.0	210	-5.0	210
		判　定		OK	OK	OK	OK
	杭頭部	鉄筋配置状態		D19-n=12 本	－	D19-n=12 本	－
		曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Mt(kN･m)	111.0	-33.0	121.3	-34.4
		応力度	σ_c(N/mm²)	21.0	-88.7	21.5	-89.0
			σ_s(N/mm²)	6.5	64.6	5.9	65.2
		許　容応力度	σ_{ca}(N/mm²)	25.0	-210	25.0	-210
			σ_{sa}(N/mm²)	270	210	270	210
		判　定		OK	OK	OK	OK

※　フーチングのバネは考慮せず

(7) ねじ込み式マイクロパイルの杭頭結合部の照査

杭頭結合部の概要を図-3.4.1 に示す。なお、ここでは斜杭の検討結果のみについて示す。斜杭の杭頭結合部の計算は、直杭に配置されたものとして計算した。

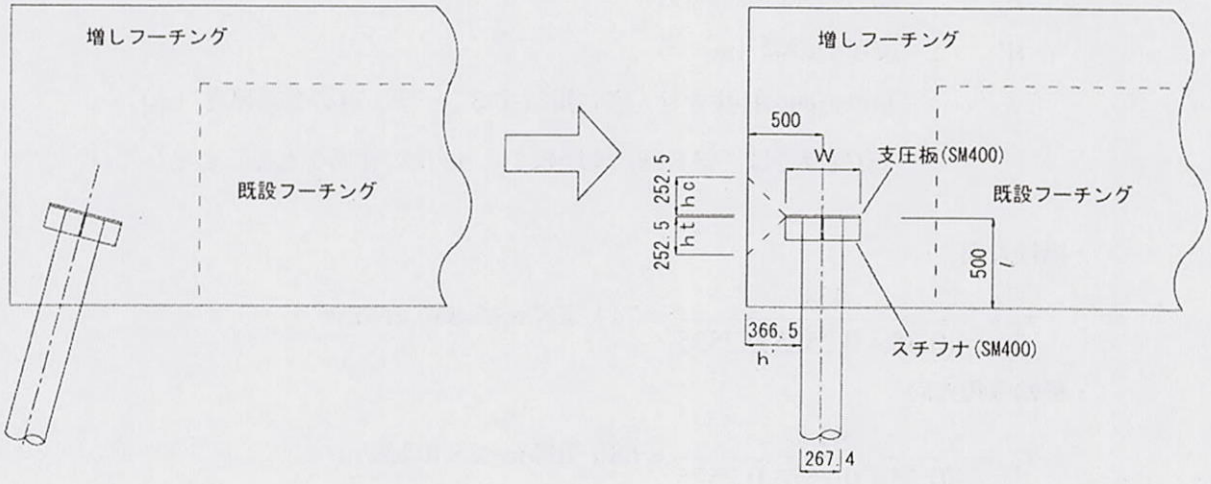


図-3.4.1 杭頭結合部の概要

1) 押込み力に対する照査

i) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

$$\sigma_{cv} = \frac{P_c}{A_p} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots(3.4.9)$$

ここに、

σ_{cv} : コンクリートに生じる垂直支圧応力度（kN/m²）

σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度（kN/m²）

P_c : 軸方向押込み力（kN）

A_p : 支圧板の面積（m²）

・橋軸方向

$$\sigma_{cv} = \frac{434}{0.35 \times 0.35} = 3{,}543\,\text{kN/m}^2 \leqq 13{,}800\,\text{kN/m}^2$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{cv} = \frac{414}{0.35 \times 0.35} = 3{,}543\ \text{kN/m}^2 \leqq 13{,}800\,\text{kN/m}^2$$

ii) フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度の照査

$$\tau_v = \frac{P_c}{4(W + h_c)\ h_c} \leqq \tau_a \quad \cdots\cdots(3.4.10)$$

ここに、

τ_v ： コンクリートに生じる垂直方向の押抜きせん断応力度（kN/m²）

τ_a ： コンクリートの許容押抜きせん断応力度（kN/m²）

P_c ： 軸方向押込み力（kN）

W ： 支圧板の幅（m）

h_c ： 垂直方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ（m）

（有効厚さは、安全側に支圧板から 45 度の範囲をとることとした。）

・橋軸方向

$$\tau_v = \frac{434}{4(0.35+0.2525)0.2525} = 713 \ \text{kN/m}^2 \leqq 850 \ \text{kN/m}^2$$

・橋軸直角方向

$$\tau_v = \frac{414}{4(0.35+0.2525)0.2525} = 680 \ \text{kN/m}^2 \leqq 850 \ \text{kN/m}^2$$

2) 引抜き力に対する照査

i） フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

$$\sigma_{tv} = \frac{P_t}{A_p - \pi D^2/4} \leqq \sigma_{ca} \qquad \cdots\cdots(3.4.11)$$

ここに、

σ_{tv} ： コンクリートに生じる垂直支圧応力度（kN/m²）

σ_{ca} ： コンクリートの許容支圧応力度（kN/m²）

P_t ： 軸方向引抜き力（kN）

A_p ： 支圧板の面積（m²）

D ： 鋼管の外径（m）

・橋軸方向

$$\sigma_{tv} = \frac{166}{0.35^2 - \pi 0.2674^2/4} = 2{,}502 \ \text{kN/m}^2 \leqq 13{,}800 \ \text{kN/m}^2$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{tv} = \frac{149}{0.35^2 - \pi 0.2674^2/4} = 2{,}246 \ \text{kN/m}^2 \leqq 13{,}800 \ \text{kN/m}^2$$

ii） フーチングコンクリートの引抜きせん断応力度の照査

$$\tau_{vt} = \frac{P_t}{4(W+h_t)\ h_t} \leqq \tau_{at} = \tau_a \qquad \cdots\cdots(3.4.12)$$

ここに、

τ_{vt} ： コンクリートに生じる垂直方向の引抜きせん断応力度（kN/m²）

τ_{at} ： コンクリートの許容引抜きせん断応力度（kN/m²）（ $=\tau_a$ ）

P_t ： 軸方向引抜き力（kN）

W ： 支圧板の幅（m）

h_t ： 垂直方向の引抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ（m）

（有効厚さは、安全側に支圧板から 45 度の範囲をとることとした。）

・橋軸方向

$$\tau_{tv} = \frac{166}{4(0.35+0.2525)0.2525} = 273 \ \text{kN/m}^2 \leqq 850 \ \text{kN/m}^2$$

・橋軸直角方向

$$\tau_{tv} = \frac{149}{4(0.35+0.2525)0.2525} = 245 \ \text{kN/m}^2 \leqq 850 \ \text{kN/m}^2$$

3) 水平力および曲げモーメントに対する照査

i） フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leqq \sigma_{ca} \qquad \cdots\cdots(3.4.13)$$

ここに、

σ_{ch} ： コンクリートに生じる水平支圧応力度（kN/m²）

σ_{ca} ： コンクリートの許容支圧応力度（kN/m²）

H ： 軸直角方向力（kN）

M ： 曲げモーメント（kN·m）

D ： 鋼管の外径（m）

l ： 鋼管のフーチングへの埋込み長（m）

・橋軸方向

$$\sigma_{ch} = \frac{33}{0.2674\times0.5} + \frac{6\times33}{0.2674\times0.5^2} = 3{,}209 \ \text{kN/m}^2 \leqq 13{,}800 \ \text{kN/m}^2$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{ch} = \frac{34}{0.2674\times0.5} + \frac{6\times34.4}{0.2674\times0.5^2} = 3{,}342 \ \text{kN/m}^2 \leqq 13{,}800 \ \text{kN/m}^2$$

ii) フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度の照査

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l + D + 2h')} \leqq \tau_a \qquad \cdots\cdots(3.4.14)$$

ここに、

τ_h : コンクリートに生じる水平方向の押抜きせん断応力度（kN/m²）

τ_a : コンクリートの許容押抜きせん断応力度（kN/m²）

H : 軸直角方向力（kN）

h' : 水平方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ（m）

D : 鋼管の外径（m）

l : 鋼管のフーチングへの埋込み長さ（m）

・橋軸方向

$$\tau_h = \frac{33}{0.3665(2\times 0.5 + 0.2674 + 2\times 0.3665)} = 45 \ \text{kN/m}^2 \leqq 850 \ \text{kN/m}^2$$

・橋軸直角方向

$$\tau_h = \frac{34.4}{0.3665(2\times 0.5 + 0.2674 + 2\times 0.3665)} = 46 \ \text{kN/m}^2 \leqq 850 \ \text{kN/m}^2$$

4) 支圧板の設計、溶接部の照査

i) 支圧板の設計

$$M_{\max} = \frac{1}{2}\left(\frac{W - D}{2}\right)^2 p \qquad \cdots\cdots(3.4.15)$$

ここに、

M_{max} : 支圧板に生じる最大曲げモーメント（kN·m）

W : 支圧板の幅（m）

D : 鋼管の外径（m）

p : 支圧板単位幅当たりに作用する分布荷重（kN/m）

支圧板の厚さは、式（3.1.16）により求める。

$$t_p = \sqrt{\frac{M_{max}}{\sigma_{sa}} \times 6} \qquad \cdots\cdots(3.4.16)$$

ここに、

t_p : 支圧板の厚さ（m）

σ_{sa} : 支圧板の許容曲げ引張応力度（kN/m²）

・橋軸方向

$$t_p = \sqrt{\frac{1.058}{140{,}000} \times 6} = 0.007\ \mathrm{m}$$

・橋軸直角方向

$$t_p = \sqrt{\frac{1.009}{140{,}000} \times 6} = 0.007\ \mathrm{m}$$

板厚の最小厚は 8mm なので、支圧板厚は 8mm とする。

ii） 溶接部の検討

① 支圧板とスチフナの溶接部における垂直応力度の照査

$$\sigma = \frac{N'}{4 \times t_s \times l_b'} \leqq \sigma_a \qquad \cdots\cdots(3.4.17)$$

ここに、

σ ： 支圧板とスチフナの溶接部に生じる垂直応力度（kN/m²）

N' ： 支圧板張出部が負担する軸方向荷重（kN）

t_s ： スチフナの肉厚（m）

l_b' ： スチフナの溶接有効幅（m）

σ_a ： 鋼材の現場溶接部の許容垂直応力度（kN/m²）

・橋軸方向

$$\sigma = \frac{141.1}{4 \times 0.008 \times 0.094} = 47{,}017\ \ \mathrm{kN/m^2} \leqq 140{,}000 \times 0.9 = 126{,}000\ \mathrm{kN/m^2}$$

・橋軸直角方向

$$\sigma = \frac{134.6}{4 \times 0.008 \times 0.094} = 44{,}850\ \mathrm{kN/m^2} \leqq 140{,}000 \times 0.9 = 126{,}000\ \mathrm{kN/m^2}$$

② 鋼管とスチフナの溶接部におけるせん断応力度の照査

$$\tau = \frac{N'}{4 \times t_s \times l_h'} \leqq \tau_a \qquad \cdots\cdots(3.4.18)$$

ここに、

τ ： 鋼管とスチフナの溶接部に生じるせん断応力度（kN/m²）

N' ： 支圧板張出部が負担する軸方向荷重（kN）

t_s ： スチフナの肉厚（m）

l_h' ： スチフナの溶接有効高さ（m）

τ_a ： 鋼材の現場溶接部の許容せん断応力度（kN/m²）

・橋軸方向

$$\tau = \frac{141.1}{4 \times 0.008 \times 0.08} = 55{,}098 \ \ \mathrm{kN/m^2} \leqq 80{,}000 \times 0.9 = 72{,}000 \ \mathrm{kN/m^2}$$

・橋軸直角方向

$$\tau = \frac{134.6}{4 \times 0.008 \times 0.08} = 52{,}559 \ \ \mathrm{kN/m^2} \leqq 80{,}000 \times 0.9 = 72{,}000 \ \mathrm{kN/m^2}$$

したがって、杭頭結合部の形状は図-3.4.2 に示すようになる。

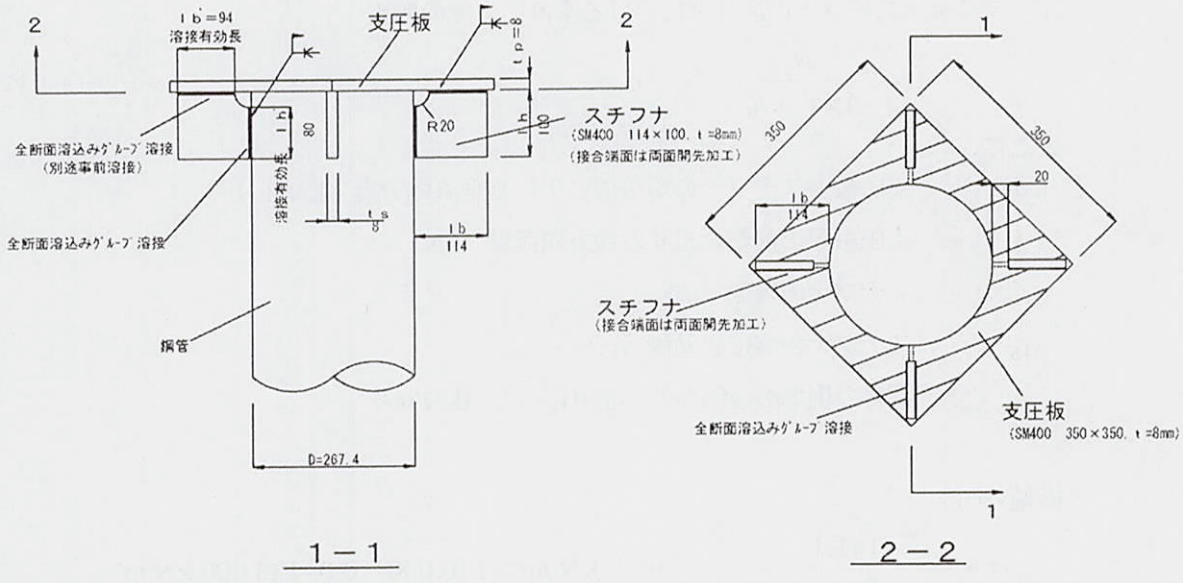


図-3.4.2　杭頭結合部の形状

3.5　レベル 2 地震時に対する補強設計

3.5.1　液状化しない場合の補強について

(1)　直杭による増し杭補強

液状化しない場合における直杭による増し杭補強結果を以下に示す。

1)　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-3.5.1 に示す。表-3.5.2 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-3.5.1　フーチング底面における作用外力

橋軸方向						
	鉛直力	水平震度		水平力	作用位置	曲げﾓｰﾒﾝﾄ
	V※(kN)	記号	値	H_0(kN)	y(m)	M_0(kN·m)
上部構造死荷重　R_D	3,283.0	k_{hc}	1.75	----	----	----
上部構造 W_u	3,283.0	k_{hp}	0.83	2,724.9	9.00	24,524.0
橋脚躯体 W_p	1,214.1	k_{hp}	0.83	1,007.7	6.72	6,771.8
フーチング W_F	2,744.0	k_{hG}	0.70	1,920.8	1.00	1,920.8
上載土砂　W_G	937.6	----	----	----	----	----
合　　計	8,178.7			5,653.4		33,216.6
橋軸直角方向						
	鉛直力	水平震度		水平力	作用位置	曲げﾓｰﾒﾝﾄ
	V※(kN)	記号	H_0(kN)	y(m)	M_0(kN·m)	(kN·m)
上部構造死荷重　R_D	3,283.0	k_{hc}	1.75	----	----	----
上部構造 W_u	3,283.0	k_{hp}	0.90	2,954.7	10.70	31,615.3
橋脚躯体 W_p	1,214.1	k_{hp}	0.90	1,092.7	6.72	7,342.9
フーチング W_F	2,744.0	k_{hG}	0.70	1,920.8	1.00	1,920.8
上載土砂　W_G	937.6	----	----	----	----	----
合　　計	8,178.7			5,968.2		40,879.0

※$V=R_D+W_p+W_F+W_G$

表-3.5.2　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)	2,720.7	2,720.7
	水平力	H(kN)	5,653.4	5,968.2
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M(kN·m)	33,216.6	40.879.0

※　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

2) 杭の軸方向抵抗特性

既設杭およびねじ込み式マイクロパイルの軸方向抵抗特性は、軸方向バネ定数 K_{VE} を初期勾配とし、支持力の上限値 P_{NU}、P_{TU} を有する弾塑性型としてモデル化する。

ねじ込み式マイクロパイルの支持力の押込みおよび引抜き上限値は、以下のとおりとなる。

① ねじ込み式マイクロパイルの押込み支持力の上限値

押込み支持力の上限値は、地盤から決まる極限支持力、鋼管耐力の最小値とする。

$$P_{NU} = \min(R_u, R_{PU}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.5.1)$$

ここに、

P_{NU}：押し込み支持力上限値(kN)

R_u ：地盤から決まる杭の極限押し込み支持力(kN)

R_{PU}：杭体（鋼管）の耐力(kN)

ⅰ)地盤から決まる杭の極限押し込み支持力 R_u

R_u=1,930(kN)

ⅱ)杭体（鋼管）の耐力 R_{PU}

$R_{PU}=\sigma_y \times A=235\times 0.0112\times 10^3=2{,}632$kN

したがって、$P_{NU} = \min(R_u, R_{PU})$=1,930 k N

② ねじ込み式マイクロパイルの引抜き支持力の上限値

引抜き支持力の上限値は、地盤から決まる極限引抜き力、鋼管耐力の最小値とする。

$$P_{TU} = \min(P_u + W, P_{PU}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.5.2)$$

ここに、

P_{TU}：引抜き支持力上限値(kN)

P_u ：地盤から決まる杭の極限引抜き力(kN)

W ：杭の有効重量(kN)=12kN

P_{PU}：杭体（鋼管）の耐力(kN)

ⅰ)地盤から決まる杭の極限引抜き力 P_u

P_u+W=950+12=962(kN)

ⅱ)杭体（鋼管）の耐力 R_{PU}

$R_{PU}=\sigma_y \times A=235\times 0.0112\times 10^3=2{,}632$kN

したがって、$P_{TU} = \min(P_u + W, P_{PU})$=962 k N

表-3.5.3　杭の軸方向抵抗特性（非液状化時）

	既設杭 PC 杭φ600	ねじ込み式 MP φ267.4
杭軸方向ばね定数　K_{VE}(kN/m)	355,680	67,375
既設構造死荷重による軸力 ΔP_N(kN)	5,459/9＝607	------
押込み支持力の上限値　P_{NU}(kN)	2,830-607=2,223	1,930
引抜き支持力の下限値　P_{TU}(kN)	800+607＝1,407	962

3)　杭の軸直角方向抵抗特性

既設杭およびねじ込み式マイクロパイルの杭の軸直角方向抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平方向地盤反力度の上限値 p_{HU} を有するバイリニア型としてモデル化する。なお、実際のフレーム解析において各節点に設定するバネは、これら k_{HE}、p_{HU} に杭径（軸部径）、要素長を乗じて算出する。

①　水平方向地盤反力係数 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 k_{HE} は、式（3.5.3）により算出する。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.5.3)$$

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)

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(=2/3)

α_k：単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数(=1.5)

k_H：地震時の水平方向地盤反力係数(kN/m³)

i）　既設杭の水平方向地盤反力係数 k_{HE}

地震時保有水平耐力法に用いる既設杭の水平方向地盤反力係数を表-3.5.4 に示す。

表-3.5.4　地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数（既設杭）

	地盤の種類	層厚 (m)	地震時の水平方向 地盤反力係数 k_H (kN/m³)	補正係数 $\eta_k \alpha_k$	地震時保有水平耐力法 に用いる水平方向地盤 反力係数 k_{HE}(kN/m³)
第１層	砂質土	7.0	30,630	2/3×1.5＝1.0	30,630
第２層	粘性土	4.8	30,630	2/3×1.5＝1.0	30,630
第３層	砂質土	2.9	91,900	2/3×1.5＝1.0	91,900
第４層	砂質土	1.2	306,340	2/3×1.5＝1.0	306,340

ii） ねじ込み式マイクロパイルの水平方向地盤反力係数 k_{HE}

地震時保有水平耐力法に用いるねじ込み式マイクロパイルの水平方向地盤反力係数を表-3.5.5 に示す。

表-3.5.5 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数（ねじ込み式 MP）

	地盤の種類	層厚 (m)	地震時の水平方向地盤反力係数 k_H (kN/m³)	補正係数 $\eta_k \alpha_k$	地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE}(kN/m³)
第１層	砂質土	7.0	49721	2/3×1.5＝1.0	49721
第２層	粘性土	4.8	49,721	2/3×1.5＝1.0	49,721
第３層	砂質土	2.9	149,162	2/3×1.5＝1.0	149,162
第４層	砂質土	0.8	497,208	2/3×1.5＝1.0	497,208

② 水平地盤反力度の上限値 p_{HU}

地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力度の上限値 p_{HU}は、式（3.5.4）により算出する。

$$p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.5.4)$$

ここに、

p_{HU}：地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力度の上限値(kN/m²)

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

粘性土地盤　η_p＝1.0

砂質地盤　$\eta_p \alpha_p$＝荷重載荷直角方向の杭中心間隔／杭径（≦α_p）

α_p ：単杭における水平地盤反力係数の上限値の補正係数

粘性土地盤 α_p＝1.5、砂質地盤 α_p＝3.0

p_U ：地震時の受働土圧強度(kN/m²)

・橋軸方向

１列目（最前列）ねじ込み式 MP　1,750／0.2674＝6.5→上限値 3.0

2,4,7 列目　既設杭　2,000／600=3.3→上限値 3.0

3,5,6 列　ねじ込み式 MP　1,500／267.4=5.6→上限値 3.0

８列目（最後列）ねじ込み式 MP　1,750／0.2674＝6.5→上限値 3.0

・橋軸直角方向

１列目（最前列）ねじ込み式 MP　1,500／0.2674＝5.6→上限値 3.0

2,4,7 列目　既設杭　1,500／600=2.5→上限値 2.5

3,5,6 列　ねじ込み式 MP　1,500／267.4=5.6→上限値 3.0

８列目（最後列）ねじ込み式 MP　1,500／0.2674＝5.6→上限値 3.0

表-3.5.6　増し杭基礎の受働土圧強度

	地盤の種類	層厚 (m)	粘着力 c (kN/m²)	せん断抵抗角 φ (度)	壁面摩擦角 δ_E (度)	単位体積重量 γ' (kN/m³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 p_U (kN/m²)
第1層	砂質土	7.0	0	23	-3.8	9	2.528	136.528 295.811
第2層	粘性土	4.8	30	0	0	8	1.000	177.000 215.400
第3層	砂質土	2.9	1.2	30	-5.0	9	3.505	544.701 636.186
第4層	砂質土	1.2	0	40	-6.7	10	5.996	1088.282 1160.234

表-3.5.7　増し杭基礎の水平地盤反力度の上限値

	地盤の種類	水平地盤反力度の上限値 橋軸方向						水平地盤反力度の上限値 橋軸直角方向							
		最前列（増し杭,既設杭）1,2列目		3,4,5,6,7列目（増し杭+既設杭）		8列目（増し杭最後列）		最前列（増し杭,既設杭）1,2列目		3,5,6列目（増し杭）		4,7列目（既設杭）		8列目（増し杭最後列）	
		$\eta_p a_p$	p_{HU} (kN/m²)	$1/2\eta_p a_p$	p_{HU} (kN/m²)	$1/2\eta_p a_p$	p_{HU} (kN/m²)	$\eta_p a_p$	p_{HU} (kN/m²)	$1/2\eta_p a_p$	p_{HU} (kN/m²)	$1/2\eta_p a_p$	p_{HU} (kN/m²)	$1/2\eta_p a_p$	p_{HU} (kN/m²)
第1層	砂質土	3.000	409.58 887.43	1.50	204.79 443.72	1.50	204.79 443.72	3.000	409.58 887.43	1.50	204.79 443.72	1.25	170.66 369.76	1.50	204.79 443.72
第2層	粘性土	1.500	265.50 323.10	1.50	265.50 323.10	1.50	265.50 323.10	1.500	265.50 323.10	1.50	265.50 323.10	1.50	265.50 323.10	1.50	265.50 323.10
第3層	砂質土	3.000	1634.10 1908.56	1.50	817.05 954.28	1.50	817.05 954.28	3.000	1634.10 1908.56	1.50	817.05 954.28	1.25	680.88 795.23	1.50	817.05 954.28
第4層	砂質土	3.000	3264.84 3480.70	1.50	1632.42 1740.35	1.50	1632.42 1740.35	3.000	3264.84 3480.70	1.50	1632.42 1740.35	1.25	1360.35 1450.29	1.50	1632.42 1740.35

5) 杭体の曲げモーメントM～曲率φ関係

① M～φの算出方法

既設PC杭のM～φ関係は道示Ⅳのコンクリート系の杭を準用してトリリニア型、ねじ込み式マイクロパイルの M～φ関係は道示Ⅳの鋼管杭に基づいてバイリニア型にそれぞれモデル化する。

既設PC杭のM～φ関係の計算で用いる軸力は、道示Ⅳに従い、杭群図心位置から押込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。また、ねじ込み式マイクロパイルのM～φ関係の計算に用いる軸力は、道示Ⅳの鋼管杭に準じ、死荷重が作用したときの杭頭反力とした。

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。

$$\left.\begin{aligned} N_0 &= \left(V_D + \Delta V_{D0}\right)/n_0 \\ N_1 &= \Delta V_{D1}/n_1 \\ \Delta V_{D0} &= \Delta V_D \times \frac{\sum K_{VE0}}{\sum K_{VE0} + \sum K_{VE1}} \\ \Delta V_{D1} &= \Delta V_D \times \frac{\sum K_{VE1}}{\sum K_{VE0} + \sum K_{VE1}} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.5.5)$$

ここに、N_0 ：既設杭の軸力(kN/本)

N_1 ：ねじ込み式マイクロパイルの軸力(kN/本)

n_0 ：既設杭本数

n_1 ：ねじ込み式マイクロパイル本数

V_D ：既設構造の死荷重(kN)（上部構造重量+橋脚重量+既設フーチング重量）

ΔV_D ：増しフーチング重量とフーチング上載土砂による鉛直荷重の増分(kN)

ΣK_{VE0}：既設杭 n_0 本分の軸方向バネ定数(kN/m)

ΣK_{VE_1}：ねじ込み式マイクロパイル n_1 本分の軸方向バネ定数(kN/m)

$$\Delta V_{D0} = 2{,}721 \times \frac{9 \times 355{,}680}{9 \times 355{,}680 + 16 \times 67{,}375} = 2{,}036\ (\mathrm{kN})$$

$$\Delta V_{D1} = 2{,}721 \times \frac{16 \times 67{,}375}{9 \times 355{,}680 + 16 \times 67{,}375} = 685\ (\mathrm{kN})$$

N_0=（5,459+2,036）/9=833(kN/本)

N_1=685/16=43(kN/本)

表-3.5.8　既設杭体の曲げモーメントM～曲率φの関係

鋼　材		換算断面積 $A_e(m^2)$	換算断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ 注2) $I_e(m^4)$	軸力＝7,495kN／9本＝833kN／本					
				ひび割れ時		降伏時		終局時	
PC鋼線	スパイラル筋 注1)			ϕ_c (1/m)	M_c(kN·m)	ϕ_y(1/m)	M_y(kN·m)	ϕ_u(1/m)	M_u(kN·m)
φ9 26本	φ4 ctc 110	0.157	5.40×10^{-3}	1.484×10^{-3}	301	6.634×10^{-3}	537	1.398×10^{-2}	613
				軸力＝0kN／本					
				1.025×10^{-3}	208	5.902×10^{-3}	374	1.973×10^{-2}	469

注1)　スパイラル鉄筋の降伏強度はσ_{sy}＝300(kN/m²)とする。

注2)　換算断面積および換算断面二次モーメントはPC鋼材も考慮した値である。

表-3.5.9　ねじ込み式マイクロパイルの曲げモーメントM～曲率φの関係

鋼　種 注1)	鋼管径 D (mm)	板厚t 注2) (mm)	純断面積 $A_p(m^2)$	断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ $I_e(m^4)$	軸力　P_N＝685kN／16本＝43kN／本			
					降伏時		全塑性時	
					ϕ_y (1/m)	M_y(kN·m)	ϕ_y'(1/m)	M_p(kN·m)
STK400	267.4	14.1	0.0112	9.02×10^{-5}	8.486×10^{-2}	153	1.156×10^{-1}	209

注1)　鋼管の降伏強度はσ_{sy}＝235(kN/m²)とする。

注2)　鋼管の板厚は腐食しろとして1mm考慮した値である。

6)　フーチング前面地盤の水平抵抗特性

フーチング周辺の埋戻しは十分締め固めるものとし、非液状化時においては、フーチングの前面地盤の水平抵抗を考慮する。道示Ⅳにしたがって算出した、フーチングの前面地盤の水平抵抗を表-3.5.10に示す。

表-3.5.10　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	15,892	2.528	8.0	1.0	45.504	1.063	48.35
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ下面				3.0	136.512	1.188	162.11
橋軸直角方向	ﾌｰﾁﾝｸﾞ上面	16,708	2.528	7.0	1.0	45.504	1.071	48.75
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ下面				3.0	136.512	1.214	165.76

7) 既設 PC 杭のせん断耐力

既設 PC 杭のせん断耐力の算定方法は、ここでは参考資料 1)に準じるものとする。中詰めコンクリート補強部および無補強部のせん断耐力を表-3.5.11 に示す。

表-3.5.11 既設 PC 杭の 1 本当たりのせん断耐力

項目		記号	単位	値
中詰め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	S_c	kN	100
	杭本体内スパイラル鋼線の負担するせん断耐力	S_s	kN	30
	中詰めコンクリートの負担するせん断耐力	H_{ca}	kN	62
	中詰め補強帯筋が負担するせん断耐力	H_{as}	kN	132
	合　　計			324
無補強部（フーチング底面～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	S_c	kN	121
	杭本体内スパイラル鋼線の負担するせん断耐力	S_s	kN	30
	合　　計			151

8) 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-3.5.1 に水平荷重～慣性力作用位置における変位の関係、表-3.5.12 に解析時の杭基礎の状態を示す。また、表-3.5.13 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。フーチングの回転角 α_{F0} は許容変位量以下であり、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-3.5.2 に水平荷重～慣性力作用位置における変位の関係、表-3.5.14 に解析時の杭基礎の状態を示す。また、表-3.5.15 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。フーチングの回転角 α_{F0} は許容変位量以下であり、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。

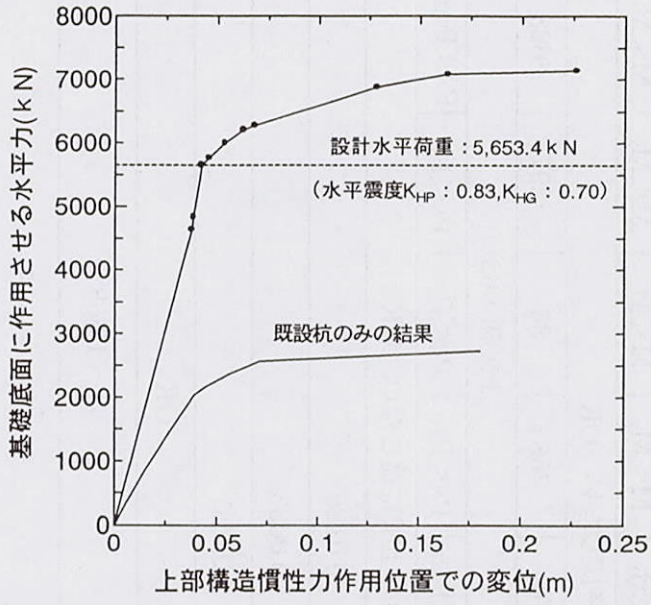


図-3.5.1　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸方向）

表-3.5.12　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)	ﾌｰﾁﾝｸﾞ回転角 (rad)	作用位置の変位 (m)	増し杭基礎の状態
1	0.83	4,643.6	0.00302	0.03743	
2	0.83	4,835.5	0.00305	0.03824	既設杭 7 引抜き上限
3	0.83	5,653.4	0.00328	0.04228	設計荷重作用時
4	0.83	5,764.5	0.00353	0.04578	既設杭 4,7 ひび割れ
5	0.83	5,996.7	0.00409	0.05365	既設杭 2 押込み上限 （基礎の降伏）
6	0.83	6,208.8	0.00472	0.06272	増し杭 8 引抜き上限
7	0.83	6,279.5	0.00515	0.06824	既設杭 2 ひび割れ
8	0.83	6,875.2	0.00929	0.12880	既設杭 4,7 降伏
9	0.83	7,087.3	0.01141	0.16380	増し杭 1 押込み上限
10	0.83	7,147.9	0.01649	0.22660	既設杭 2, 増し杭 1,3,5,6,8 降伏

表-3.5.13　杭基礎の安定性の判定（橋軸方向）

				既設杭（PC杭　φ600）			増し杭（ねじ込み式マイクロパイル　φ267.4）				
				2列目	4列目	7列目	1列目	3列目	5列目	6列目	8列目
基礎の耐力の照査	最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M	kN･m/本	211	200	200	97	79	79	79	79
	降伏曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_y	kN･m/本	419	374	374	153	156	156	156	156
	判　　定		-----	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$
				全列降伏しない　OK							
	杭頭の鉛直反力	P_N	kN/本	1,938	187	-1,407	770	368	36	-297	-628
	押込み支持力の上限値	P_{NU}, P_{NT}	kN/本	2,223（-1,407）			1,930(-962)				
	判　　定		-----	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N=P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{TU}$	$P_N<P_{TU}$	$P_N<P_{TU}$	$P_N<P_{TU}$
				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	0.0126							
	フーチングの回転角	α_{F0}	rad	0.0033							
	許容変位量	α_{F0a}	rad	0.020							
	判　　定		-----	$\alpha_{F0} \leqq \alpha_{F0a}$　　OK							
せん断力の照査	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力（補強部）	S_1	kN	2,889			1,968				
	既設杭(PC杭)のせん断耐力（補強部）	P_{S1}	kN	2,916			————				
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力（無補強部）	S_2	kN	1,170			————				
	既設杭(PC杭)のせん断耐力（無補強部）	P_{S2}	kN	1,368			————				
	判　　定		-----	$S \leqq P_s$　OK			————				

※　：（　　）内は引抜き支持力の上限値を示す

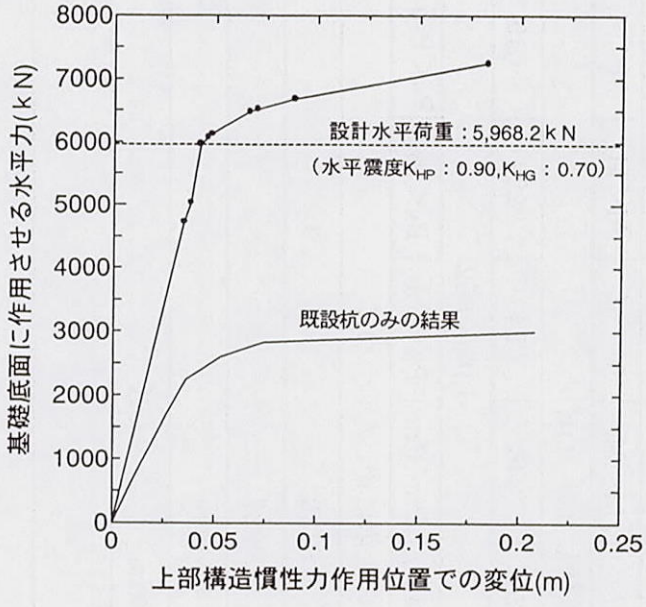


図-3.5.2　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸直角方向）

表-3.5.14　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)	ﾌｰﾁﾝｸﾞ回転角 (rad)	作用位置の変位 (m)	増し杭基礎の状態
1	0.85	4,730.5	0.00232	0.03460	既設杭 7 引抜き上限
2	0.90	5,032.4	0.00254	0.03798	
3	0.90	5,968.2	0.02721	0.04252	設計荷重作用時
4	0.90	6,070.9	0.00294	0.04617	既設杭 4,7 ひび割れ
5	0.90	6,126.9	0.00306	0.04827	既設杭 2 押込み上限 (基礎の降伏)
6	0.90	6,481.6	0.00410	0.06673	増し杭 8 引抜き上限
7	0.90	6,519.0	0.00433	0.07046	既設杭 2 ひび割れ
8	0.90	6,687.0	0.00538	0.08899	既設杭 4,7 降伏
9	0.90	7,247.1	0.00945	0.18370	増し杭押込み上限 1, 既設杭 2 降伏, 増し杭 1,3,5,6,8 降伏

表-3.5.15　杭基礎の安定性の判定（橋軸直角方向）

				既設杭（PC杭　φ600）			増し杭（ねじ込み式マイクロパイル　φ267.4）				
				2列目	4列目	7列目	1列目	3列目	5列目	6列目	8列目
基礎の耐力の照査	最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M	kN･m/本	290	275	275	114	95	95	95	95
	降伏曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_y	kN･m/本	419	374	374	153	156	156	156	156
	判　　定		-----	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$	$M<M_y$
				全列降伏しない　OK							
	杭頭の鉛直反力	P_N	kN/本	2,065	125	-1,407	665	346	24	-299	-619
	押込み支持力の上限値	P_{NU}, P_{NT}	kN/本	2,223（-1,407）			1,930(-962)				
	判　　定		-----	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N=P_{NU}$	$P_N<P_{NU}$	$P_N<P_{TU}$	$P_N<P_{TU}$	$P_N<P_{TU}$	$P_N<P_{TU}$
				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	0.0130							
	フーチングの回転角	α_{F0}	rad	0.0027							
	許容変位量	α_{F0a}	rad	0.020							
	判　　定		-----	$\alpha_{F0} \leqq \alpha_{F0a}$　　OK							
せん断力の照査	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力（補強部）	S_1	kN	2,907			————				
	既設杭(PC杭)のせん断耐力（補強部）	P_{S1}	kN	2,916			————				
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力（無補強部）	S_2	kN	1,350			————				
	既設杭(PC杭)のせん断耐力（無補強部）	P_{S2}	kN	1,368			————				
	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

液状化しない場合における直杭による増し杭補強結果を以下に示す。なお、作用荷重等の算出方法については直杭の結果を参照されたい。

1) 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-3.5.3 に水平荷重～慣性力作用位置における変位の関係、表-3.5.16 に解析時の杭基礎の状態を示す。また、表-3.5.17 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。フーチングの回転角 α_{F0} は許容変位量以下であり、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-3.5.4 に水平荷重～慣性力作用位置における変位の関係、表-3.5.18 に解析時の杭基礎の状態を示す。また、表-3.5.19 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。フーチングの回転角 α_{F0} は許容変位量以下であり、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。

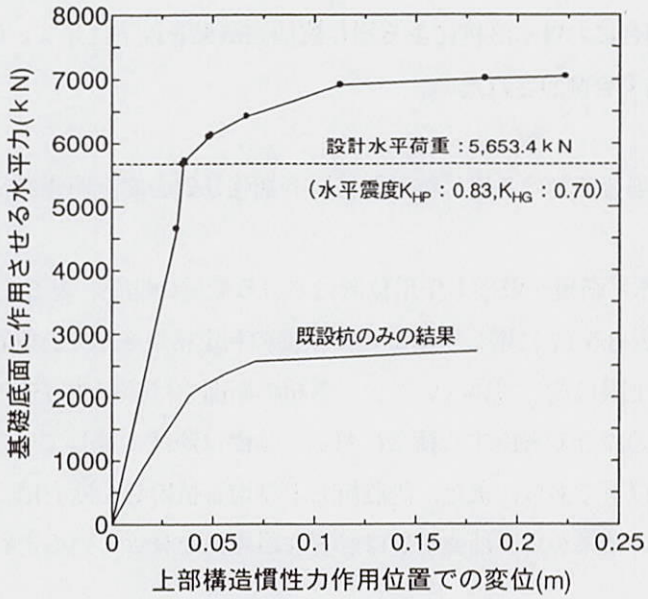


図-3.5.1　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸方向）

表-3.5.16　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)	ﾌｰﾁﾝｸﾞ回転角 (rad)	作用位置の変位 (m)	増し杭基礎の状態
1	0.83	4,643.6	0.00287	0.03236	
2	0.83	5,653.4	0.00302	0.03550	設計荷重作用時
3	0.83	5,703.9	0.00310	0.03661	既設杭 6 引抜き上限
4	0.83	6,107.8	0.00407	0.04817	既設杭 2 押込み上限 (基礎の降伏)
5	0.83	6,138.1	0.00418	0.04942	既設杭 4,6 ひび割れ
6	0.83	6,420.8	0.00601	0.06660	既設杭 2 ひび割れ
7	0.83	6,915.6	0.00976	0.11290	増し杭 1 押込み上限
8	0.83	7,016.6	0.01613	0.18450	既設杭 4,6 降伏
9	0.83	7,057.0	0.01962	0.22380	既設杭 2 降伏

表-3.5.17　杭基礎の安定性の判定（橋軸方向）

				既設杭（PC杭　φ600）			増し杭（ねじ込み式マイクロパイル　φ267.4）			
				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	151	152	152	24	8	8	24
	降伏曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_y	kN･m/本	419	374	374	153	156	156	156
	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	1,857	247	-1,407	737	238	-149	-653
	押込み支持力の上限値	P_{NU}, P_{NT}	kN/本	2,223（-1,407）			1,930(-962)			
	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	0.0082						
	フーチングの回転角	α_{F0}	rad	0.0030						
	許容変位量	α_{F0a}	rad	0.020						
	判　　定		-----	$\alpha_{F0} \leqq \alpha_{F0a}$　　OK						
せん断力の照査	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力（補強部）	S_1	kN	1,683			696			
	既設杭(PC杭)のせん断耐力（補強部）	P_{S1}	kN	2,916			————			
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力（無補強部）	S_2	kN	369			————			
	既設杭(PC杭)のせん断耐力（無補強部）	P_{S2}	kN	1,368			————			
	判　　定		-----	$S \leqq P_s$　OK			————			

※　：（　　）内は引抜き支持力の上限値を示す

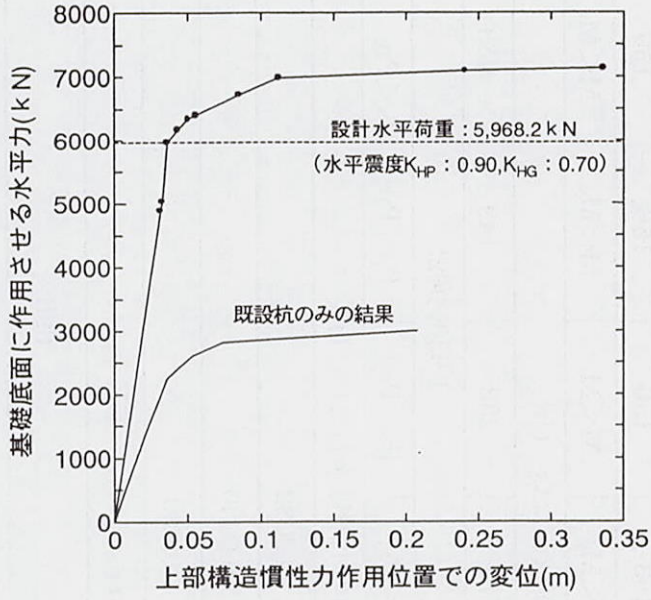


図-3.5.4　上部構造および橋脚躯体に作用させる水平震度～水平変位の関係（橋軸直角）

表-3.5.18　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)	ﾌｰﾁﾝｸﾞ回転角 (rad)	作用位置の変位 (m)	増し杭基礎の状態
1	0.87	4,881.5	0.00232	0.03159	既設杭 6 引抜き上限
2	0.90	5,032.4	0.00243	0.03301	
3	0.90	5,968.2	0.00256	0.03627	設計荷重作用時
4	0.90	6,182.9	0.00305	0.04333	既設杭 2 押込み上限（基礎の降伏）
5	0.90	6,341.6	0.00352	0.04999	増し杭 7 引抜き上限
6	0.90	6,408.0	0.00395	0.05571	既設杭 4,6 ひび割れ
7	0.90	6,726.2	0.00610	0.08513	既設杭 2 ひび割れ
8	0.90	6,988.2	0.00801	0.11210	既設杭 2 押込み上限
9	0.90	7,100.5	0.01747	0.24080	既設杭 4,6 降伏
10	0.90	7,137.9	0.02446	0.33620	既設杭 2 降伏

表-3.5.19　杭基礎の安定性の判定（橋軸直角方向）

				既設杭（PC杭　φ600）			増し杭（ねじ込み式マイクロパイル　φ267.4）			
				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	137	137	137	22	8	8	22
	降伏曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_y	kN･m/本	419	374	374	153	156	156	156
	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	2,008	184	-1,407	726	226	-160	-665
	押込み支持力の上限値	P_{NU}, P_{NT}	kN/本	2,223（-1,407）			1,930(-962)			
	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	0.0085						
	フーチングの回転角	α_{F0}	rad	0.0026						
	許容変位量	α_{F0a}	rad	0.020						
	判　　定		-----	$\alpha_{F0} \leqq \alpha_{F0a}$　　OK						
せん断力の照査	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力（補強部）	S_1	kN	1,980			828			
	既設杭(PC杭)のせん断耐力（補強部）	P_{S1}	kN	2,916			――――			
	既設杭(PC杭)に作用する最大せん断力（無補強部）	S_2	kN	639			――――			
	既設杭(PC杭)のせん断耐力（無補強部）	P_{S2}	kN	1,368			――――			
	判　　定		-----	$S \leqq P_s$　OK			――――			

※　：（　　）内は引抜き支持力の上限値を示す

4. フーチングの照査

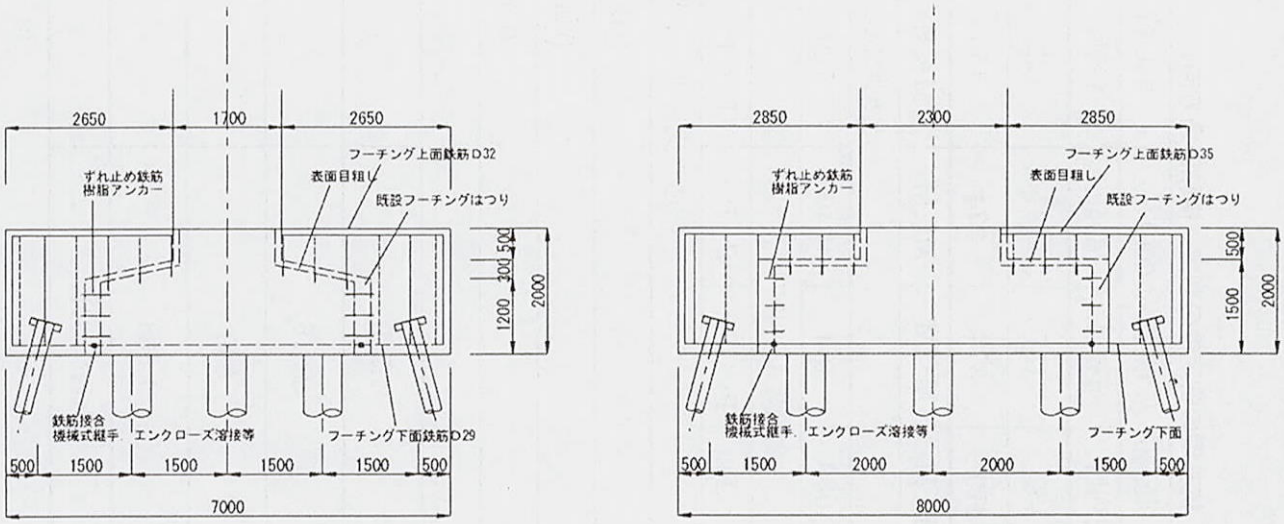
4.1 増しフーチングの構造

本設計例での増しフーチングの構造は、フーチング土被りに対する制約はないものと仮定し、図-4.1.1 のような上面増し厚とする。また、増しフーチングに用いる材料は、既設部材の応力度に制限されることから、本計算例では表-4.1.1 に示すように、既設フーチングと同一材料とした。

既設フーチングと増しフーチングの一体化に関しては、本設計例では次のように仮定する。

・フーチング下面における既設鉄筋との接続は、既設フーチングをはつり既設鉄筋を露出させた後、新設鉄筋と機械式継手やエンクローズ溶接によって接合するものとする。

・既設フーチングと増しフーチングとの一体化に関しては、ずれ止め鉄筋の設置、コンクリート表面のチッピング目粗しによって一体化させるものとする。



フーチング側面図　　フーチング正面図

図-4.1.1　増しフーチングの構造

表-4.1.1　増しフーチングに用いる材料

材　　料	規　　格
コンクリート	設計基準強度 σ_{ck}=21N/mm^2
鉄　　筋	SD295，降伏点 σ_{sy}=295 N/mm^2

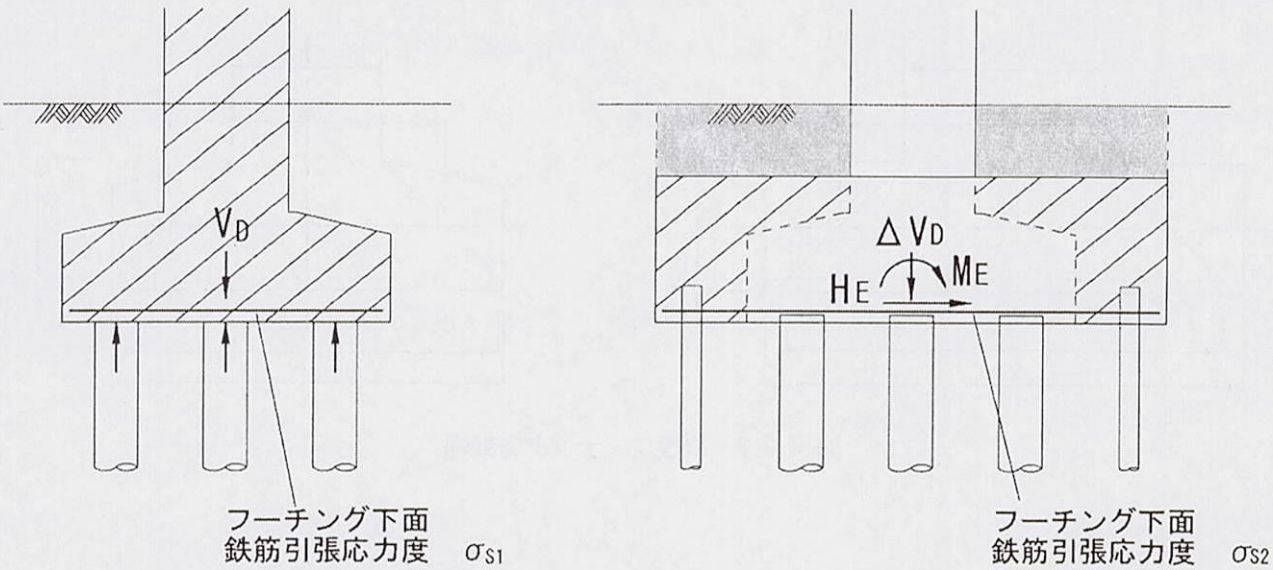
4.2　レベル１地震時の照査

4.2.1　レベル１地震時の曲げモーメントに対する照査

(1)　設計の考え方

曲げモーメントに対する抵抗断面は、既設フーチングと増しフーチングの合計の断面で作用外力に対して抵抗させるものとする。

一方、既設フーチングには補強前の死荷重および杭頭反力によって応力が発生しており、補強後もそののまま残留することが考えられる。そこで、参考資料 [1]に準じ、常時、暴風時およびレベル１地震時におけるフーチングの応力照査では、図-4.2.1 に示すように、①既設構造死荷重（上部構造・橋脚・既設フーチングの自重）による引張応力度 σ_{s1}、②増しフーチング・上載土砂の自重と常時、暴風時およびレベル１地震動によって生じる引張応力度 σ_{s2} を各々求め、合計が許容応力度以内となることを確認する。



V_D　：既設構造死荷重（上部構造・橋脚・既設フーチングの自重）(kN)

ΔV_D：増しフーチングおよび上載土砂自重(kN)

H_E　：レベル１地震動による水平力(kN)

M_E　：レベル１地震動による曲げモーメント(kN･m)

$\sigma_{s1}+\sigma_{s2} \leqq \sigma_{sa}$

図-4.2.1　レベル１地震時におけるフーチングの応力度照査手順

(2)　補強前の死荷重状態

補強前の死荷重状態におけるフーチング曲げモーメント（下側引張り）とフーチング下面の応力度計算結果を表-4.2.1 に示す。

表-4.2.1　補強前死荷重による既設フーチングの曲げモーメント

			死荷重時	
			橋軸方向 （下側引張）	橋軸直角方向 （下側引張）
フーチング 曲げモーメント	上載土砂	(kN・m)	———	———
	フーチング	(kN・m)	-172	-218
	杭頭の鉛直反力	(kN・m)	1,185	1,549
	曲げモーメント合計	(kN・m)	1,013	1,334
応力度計算	部材寸法	有効幅　b (m)	5.00	4.40
		高　さ　h (m)	1.50	1.50
		かぶり　d_0(m)	0.15	0.15
	鉄　筋　量		D25@125－1段	D29@125－1段
	曲げ応力度	σ_c(N/mm^2)	1.0	1.3
		σ_s(N/mm^2)	41	49

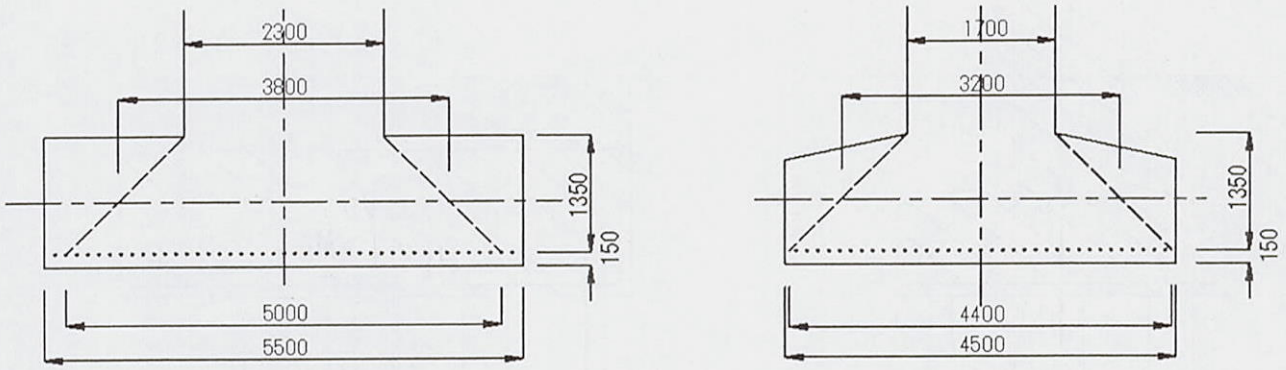
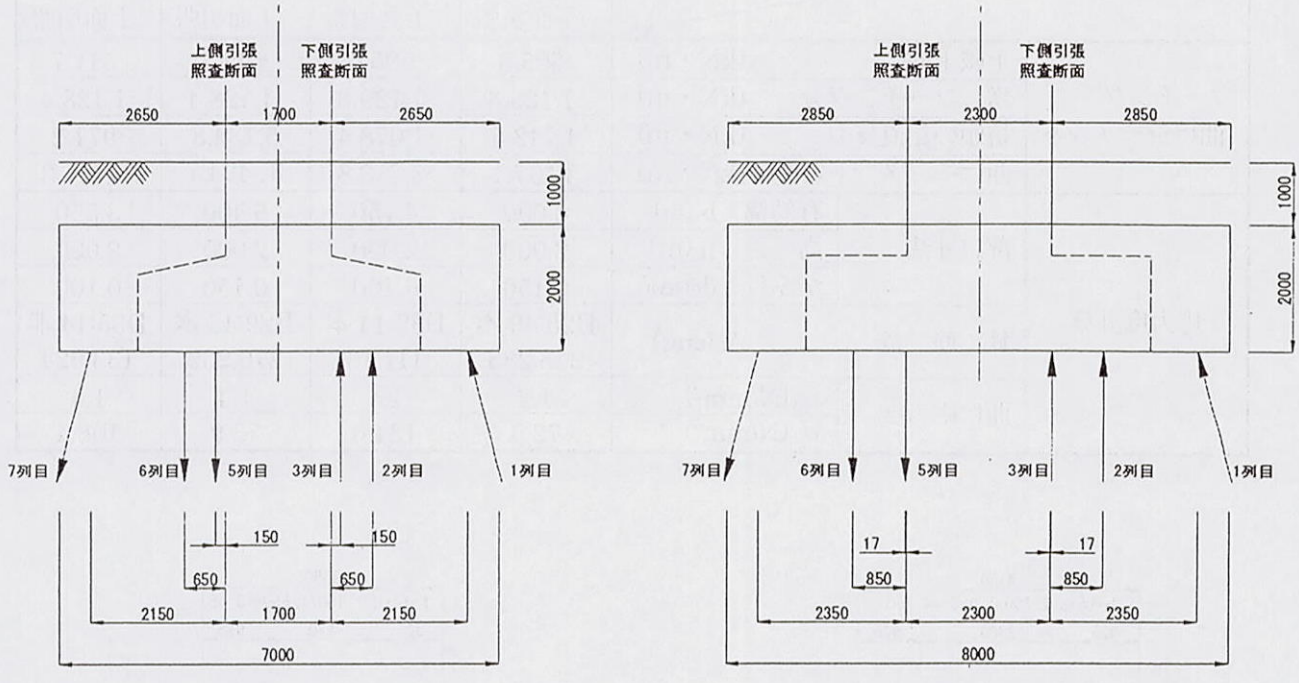


図-4.2.2　既設フーチング有効幅

(3) 補強後のレベル１地震動によるフーチング曲げモーメントと応力度

1) レベル１地震時の杭頭反力

レベル１地震時の杭頭反力作用位置を図-4.2.3、杭頭反力の集計を表-4.2.2 に示す。なお、ここでは斜杭補強による結果のみを示す。



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-4.2.3 杭頭反力作用位置

表-4.2.2 レベル１地震時の杭頭反力の集計

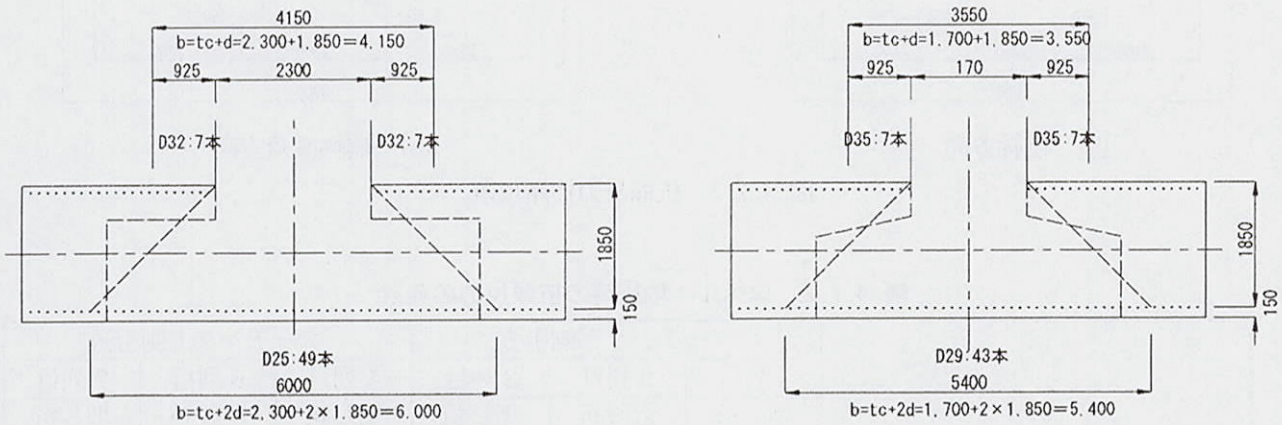
		フーチング下側引張			フーチング上側引張		
		１列目	２列目	３列目	５列目	６列目	７列目
		増し杭	既設杭	増し杭	増し杭	既設杭	増し杭
橋軸方向	杭頭の鉛直反力 (kN)	434×4 =1,736	488×3 =1,464※	195×2 =390	98×2 =196	164×3 =492※	-166×4 =-664
橋軸直角方向	杭頭の鉛直反力 (kN)	414 =1,656	485 =1,455※	189×2 =378	105×2 =210	167×3 =501※	-149×4 =-596

※ 既設杭の杭頭反力は、既設構造の死荷重による反力を考慮しない値である。

補強後のレベル１地震動によるフーチング曲げモーメントと応力度の計算結果を表-4.2.3 に示す。

表-4.2.3　補強前死荷重による既設フーチングの曲げモーメント（斜杭補強）

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			ﾌｰﾁﾝｸﾞ 下面引張	ﾌｰﾁﾝｸﾞ 上面引張	ﾌｰﾁﾝｸﾞ 下面引張	ﾌｰﾁﾝｸﾞ 上面引張
フーチング曲げモーメント	上載土砂	(kN・m)	-505.6	-505.6	-511.7	-511.7
	増しフーチング分	(kN・m)	-1,129.8	-1,129.8	-1,128.4	-1,128.4
	杭頭の鉛直反力	(kN・m)	4,742.5	-1,078.4	5,134.8	-971.2
	曲げモーメント合計	(kN・m)	3,107.1	-2,713.8	3、494.7	-2,611.3
応力度計算	部材寸法	有効幅 b (m)	6.000	4.150	5.400	3.550
		高　さ h (m)	2.000	2.000	2.000	2.000
		かぶり d_0(m)	0.150	0.100	0.150	0.100
	鉄　筋　量	As(cm^2)	D25:49 本 248.283	D32:14 本 111.18	D29:43 本 276.232	D35:14 本 133.924
	曲げ応力度	σ_c(N/mm^2)	1.2	1.4	1.4	1.4
		σ_s(N/mm^2)	72.5	134.6	73.9	108.4



(a) 橋軸方向　　(b)橋軸直角方向

図-4.2.4　レベル１地震時における有効幅と鉄筋配置量

(4) レベル１地震時の曲げモーメントに対する照査結果

レベル１地震時の曲げモーメントに対するフーチングの照査結果を表-4.2.4 に示す。

表-4.2.4 レベル１地震時の曲げモーメントに対するフーチングの照査結果

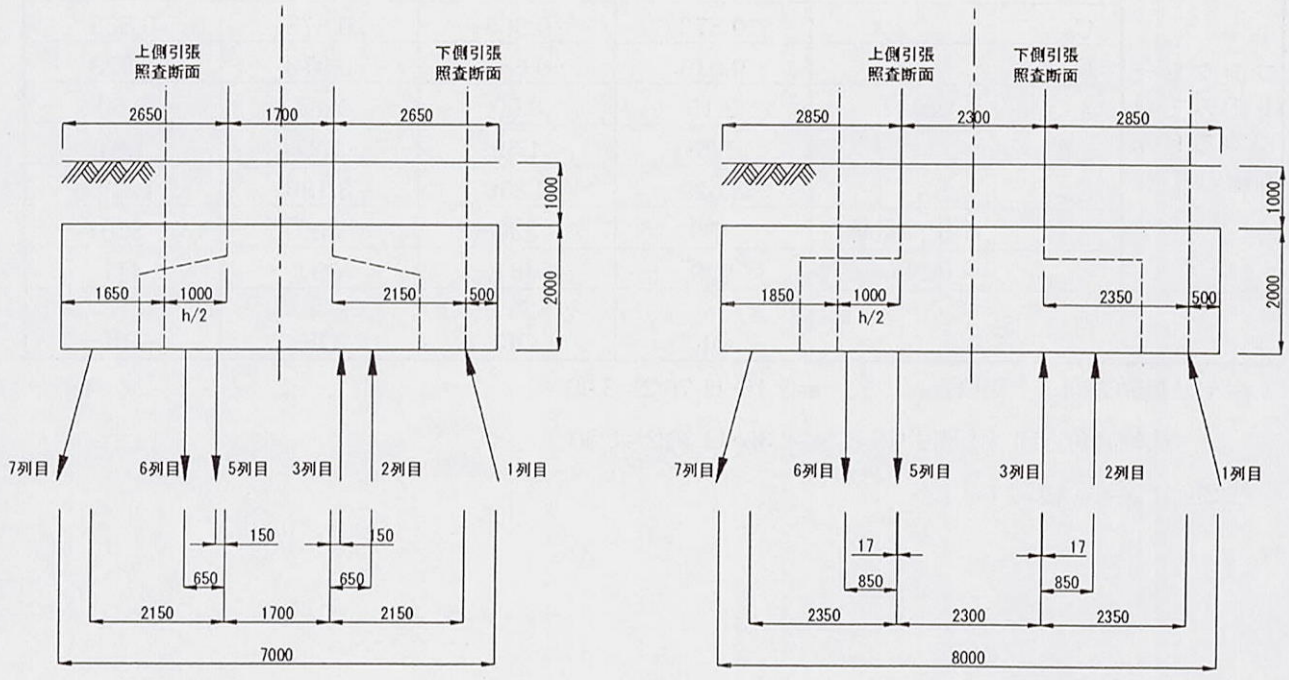
			補強前死荷重による応力度	補強後L1地震動による応力度	合計	照　　査
橋軸方向	フーチング下側引張	σ_c(N/mm²)	1.0	1.2	2.2	≦σ_{ca}(10.5N/mm²)OK
		σ_s(N/mm²)	41	72.5	113.5	≦σ_{sa}(270N/mm²)OK
	フーチング上側引張	σ_c(N/mm²)	-----	1.4	1.4	≦σ_{ca}(10.5N/mm²)OK
		σ_s(N/mm²)	-----	134.6	134.6	≦σ_{sa}(270N/mm²)OK
橋軸直角	フーチング下側引張	σ_c(N/mm²)	1.3	1.4	2.7	≦σ_{ca}(10.5N/mm²)OK
		σ_s(N/mm²)	49	73.9	122.9	≦σ_{sa}(270N/mm²)OK
	フーチング上側引張	σ_c(N/mm²)	-----	1.4	1.4	≦σ_{ca}(10.5N/mm²)OK
		σ_s(N/mm²)	-----	108.4	108.4	≦σ_{sa}(270N/mm²)OK

4.2.2 レベル１地震時のせん断に対する照査

フーチングのせん断に対する照査は、既設フーチングと増しフーチングの合計の断面で抵抗するものとして照査する。

(1) 照査位置および照査断面におけるせん断力

せん断力に対する照査断面を図-4.2.5 に、レベル１地震時のせん断力を表-4.2.5 に示す。



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-4.2.5 フーチングのせん断力に対する照査断面

表-4.2.5　レベル１地震時のフーチングに作用するせん断力

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
上載土砂　(kN)	-72.0	-237.6	-63.0	-233.1
フーチング　(kN)	-196.0	-646.8	-171.5	-634.6
杭頭の鉛直反力 (kN)	1,736.0	-664.0	1,656.0	-596.0
合　　計　(kN)	1,468.0	-1,548.4	1,421.5	-1,463.7

(2)　レベル１地震時のせん断力に対する照査結果

レベル１地震時のフーチングのせん断力に対する照査結果を表-4.2.6 に示す。コンクリートに発生する平均せん断応力度は、コンクリートのみで負担する許容せん断応力度以下である。

表-4.2.6　レベル１地震時のフーチングのせん断力に対する照査結果

		橋軸方向		橋軸直角方向	
		下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
せん断力	S　(kN)	1,456	2,100	1,398	1,992
部材寸法	幅　b (m)	8.000	8.000	7.000	7.000
	高さ　h (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
	有効高さ d (m)	1.85	1.90	1.85	1.90
平均せん断応力度 τ_m　(kN/m²)		100	140	110	150
軸方向鉄筋比 p_t (%)		0.216	0.093	0.273	0.137
コンクリートのみで負担するせん断耐応力	C_c	1.0	1.0	1.0	1.0
	C_e	0.873	0.865	0.873	0.865
	C_{pt}	0.916	0.686	0.973	0.773
	a　(m)注1)	2.15	3.00	2.35	3.50
	a/d	1.16	1.58	1.27	1.84
	C_{dc}	3.520	2.356	3.190	1.888
	τ_{a1}　(kN/m²)	330	330	330	330
	τ_{ac}　(kN/m²)注2)	929	461	894	417
判　　定		$\tau_m \leqq \tau_{ac}$ OK	$\tau_m \leqq \tau_{ac}$ OK	$\tau_m \leqq \tau_{ac}$ OK	$\tau_m \leqq \tau_{ac}$ OK

注 1)　橋軸方向（上側引張）　　a=2.15+(1.70/2)=3.00

橋軸直角方向（上側引張）　a=2.35+(2.30/2)=3.50

注 2)　$\tau_{ac}=C_eC_{pt}C_{dc}\tau_{a1}$

4.3　レベル２地震時に対する補強照査

本計算例では、フーチングの設計に対して厳しくなる、斜杭に対する計算結果を示す。

1)　曲げモーメントに対する照査

鉛直死荷重による既設フーチング下面鉄筋の応力度は比較的小さいことから、参考資料 [1]にしたがって、レベル 2 地震時に対する曲げモーメントの照査は、既設構造死荷重を含めた全荷重に対する曲げ耐力照査を行うことにした。また、フーチングの曲げ耐力は、レベル 1 地震時と同様に、既設フーチングと増しフーチングの合計の断面で抵抗するものとして照査する。

ｉ）　フーチング照査に用いる杭頭反力

図-4.2.6 に杭頭反力照査位置を、表-4.2.7 に各杭の杭頭反力の集計を示す。

表-4.2.7　フーチング照査に用いる杭頭の反力

		フーチング下側引張			フーチング上側引張		
		１列目	２列目	３列目	５列目	６列目	７列目
		増し杭	既設杭	増し杭	増し杭	既設杭	増し杭
橋軸方向	杭頭の鉛直反力 (kN)	737×4＝2,948	1,857×3 =5,571※	238×2＝476	-149×2 ＝-298	-1,407×3 =-4,221※	-653×4 ＝-3,680
	杭頭の水平反力 (kN)	58×4 =232	187×3 =561	58×2 =116	58×2 =116	187×3 =561	58×4 =232
	杭頭の曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	-24×4 =-96	-151×3 =-453	-8×2 =-16	-8×2 ＝-16	-152×3 =-456	-24×4 =-96
橋軸直角方向	杭頭の鉛直反力 (kN)	726×4 =2,904	2,008×3 =6,024※	226×2 =452	-160×2 =-320	-1,407×3 =-4,221※	-665×4 =-2,660
	杭頭の水平反力 (kN)	54×4 =216	220×3 =660	54×2 =108	54×2 =108	220×3 =660	54×4 =216
	杭頭の曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	-22×4 =-88	-137×3 =-411	-8×2 =-16	-8×2 =-6	-137×3 =-411	-22×4 =-88

※　既設杭の杭頭反力は、既設構造の死荷重を加えた値である。

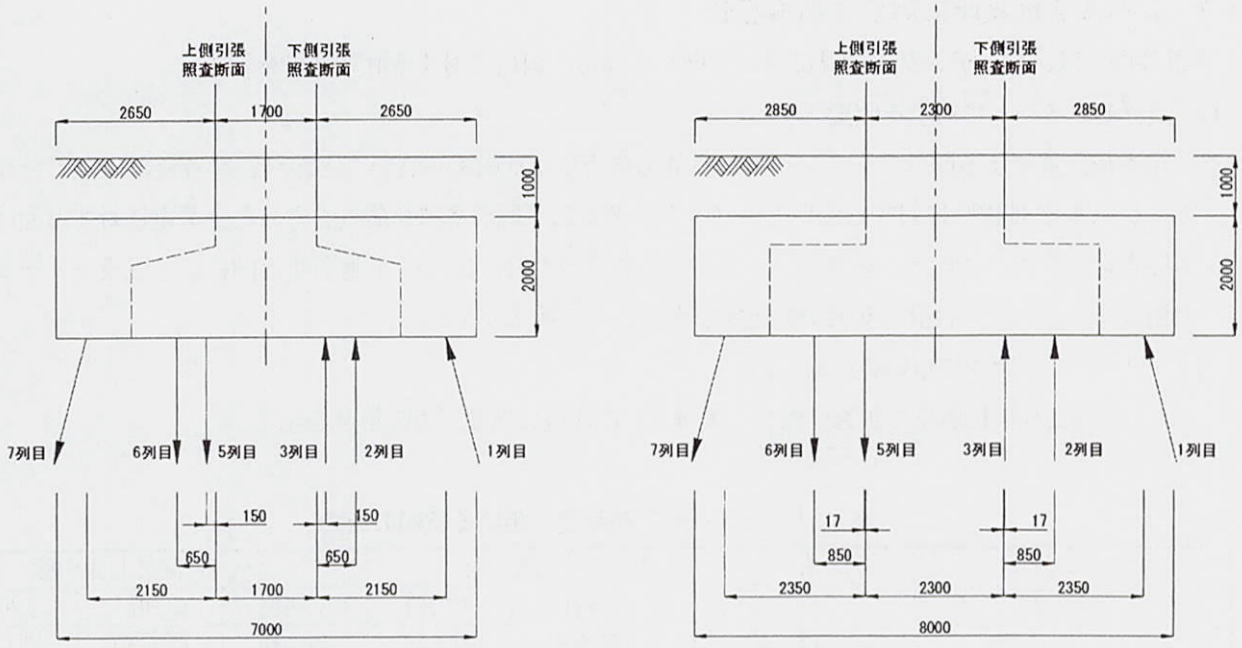


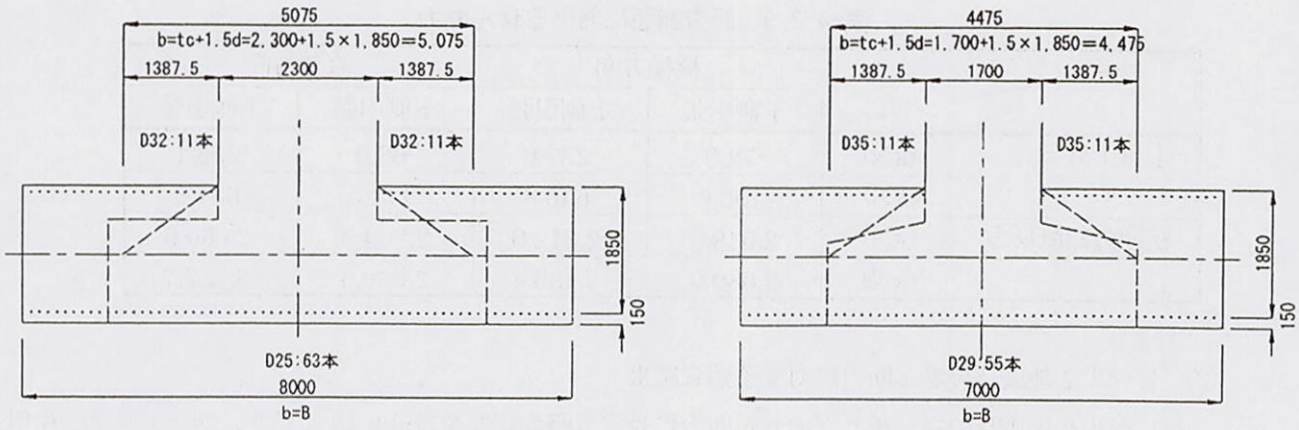
図-4.2.6　杭頭反力作用位置

ii)　曲げモーメントに対する照査結果

表-4.2.8、図-4.2.7 に曲げモーメントに対する照査結果を示す。

表-4.2.8　曲げモーメントに対する照査結果

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
曲げﾓｰﾒﾝﾄ	上載土砂	(kN･m)	-505.6	-505.6	-511.7	-511.7
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ自重	(kN･m)	-1,376.4	-1,376.4	-1,393.0	-1,393.0
	杭頭の鉛直反力	(kN･m)	10,030.8	-8,404.2	11,952.5	-9,844.3
	杭頭の水平力	(kN･m)	-909.0	909.0	-984.0	984.0
	杭頭の曲げﾓｰﾒﾝﾄ	(kN･m)	-565.0	568.0	-515.0	515.0
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ合計	(kN･m)	6,674.8	-8.809.2	8,548.8	-10.250.0
曲げ耐力の照査	部材寸法	有効幅 b(m)	8.000	5.08	7.000	4.48
		高　さ h(m)	2.000	2.000	2.000	2.000
		かぶり d_0(m)	0.150	0.100	0.150	0.100
	鉄筋量 A_s(cm²)		D25:63 本 319.221	D32: 22 本 174.724	D29: 55 本 353.320	D35: 22 本 210.452
	降伏曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_y(kN･m)	16,225	9,294	17,803	11,096
		判定	OK	OK	OK	OK
	1/2 釣合鉄筋量	1/2A_{sb}(cm²)	2,709.7	1,748.8	2,408.0	1,570.2



(a) 橋軸方向　　(b)橋軸直角方向

図-4.2.7　レベル 2 地震時における有効幅と鉄筋配置量

2)　せん断力に対する照査

レベル 2 地震時のフーチングのせん断力に対する照査は、曲げモーメントに対する照査と同様に、既設フーチングと増しフーチングの合計の断面で抵抗するものとして照査を行う。

i)　梁としてのせん断力に対する照査

①　照査位置および照査断面におけるせん断力

せん断力に対する照査断面を図-4.2.8 に、レベル 2 地震時のせん断力の集計結果を表-4.2.9 に示す。

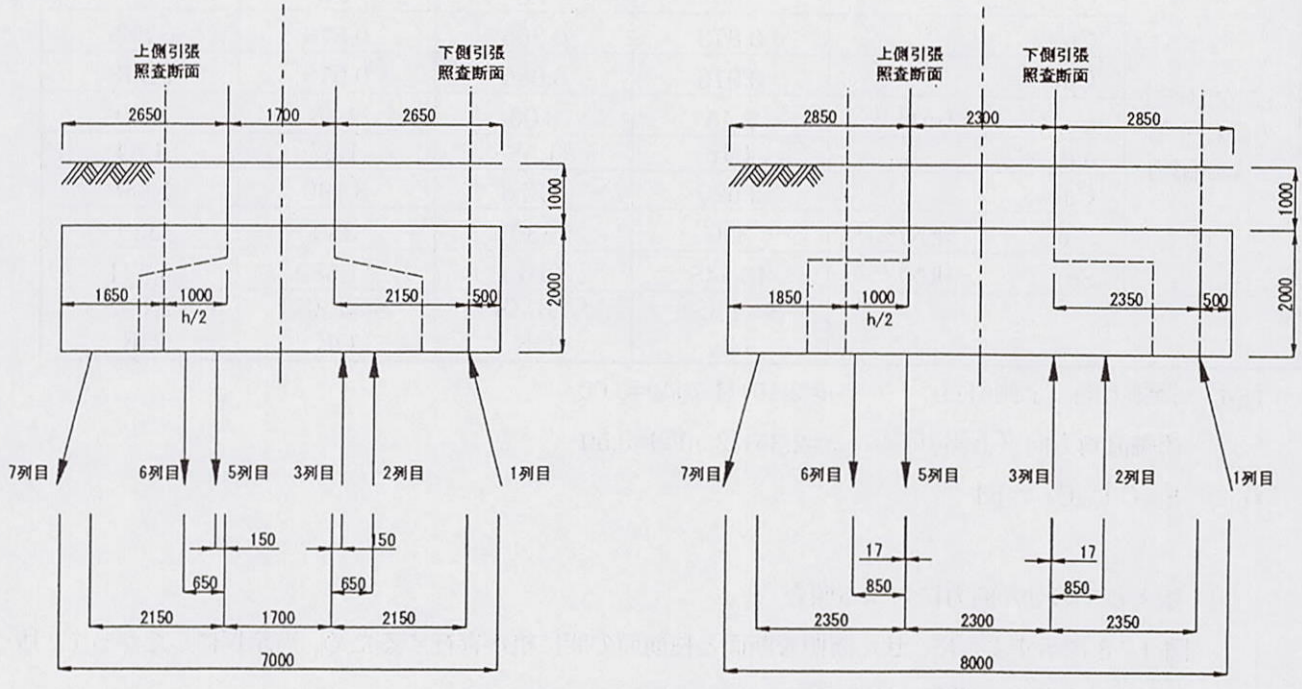


図-4.2.7　せん断照査位置

表-4.2.9　照査断面におけるせん断力

	橋軸方向		直角方向	
	下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
上載土砂　(kN)	-72.0	-237.6	-63.0	-233.1
ﾌｰﾁﾝｸﾞ　(kN)	-196.0	-646.8	-171.5	-634.6
杭頭の鉛直反力　(kN)	2,948.0	-2,612.0	2,904.0	-2,660.0
合　計　(kN)	2,680.0	-3,496.4	2,669.5	-3,527.7

② レベル２地震時のせん断力に対する照査結果

レベル２地震時のフーチングのせん断力に対する照査結果を表-4.2.10 に示す、フーチングに作用するせん断力は、コンクリートのみで負担するせん断耐力以下となっている。

表-4.2.10　コンクリートの負担するせん断耐力

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
せん断力	S	(kN)	2,680.0	3,496.4	2,669.5	3,527.7
部材寸法	幅	b (m)	8.000	8.000	7.000	7.000
	高さ	h (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
	有効高さ	d (m)	1.85	1.90	1.85	1.90
軸方向鉄筋比 pt（%）			0.177	0.089	0.216	0.093
コンクリートの負担するせん断耐力	Cc		1.0	1.0	1.0	1.0
	Ce		0.873	0.865	0.873	0.865
	Cpt		0.916	0.686	0.973	0.773
	a	(m)注1)	2.15	3.00	2.35	3.50
	a/d		1.16	1.58	1.27	1.84
	Cdc		3.520	2.356	3.190	1.888
	τc	(kN/m²)	330	330	330	330
	Sc	(kN) 注2)	13,748	7,013	11,580	5,541
判　定			S≦Ps(Sc) OK	S≦Ps(Sc) OK	S≦Ps(Sc) OK	S≦Ps(Sc) OK

注 1)　橋軸方向（上側引張）　　a=2.15+(1.70/2)=3.00

橋軸直角方向（上側引張）　a=2.35+(2.30/2)=3.50

注 2)　$S_c=C_eC_{pt}C_{dc}\tau_c bd$

ii)　版としてのせん断力に対する照査

図-4.2.8 に示すように、せん断照査断面と柱前面の間に杭が存在するため、道示Ⅳにしたがって、版としてのせん断力の照査は省略する。

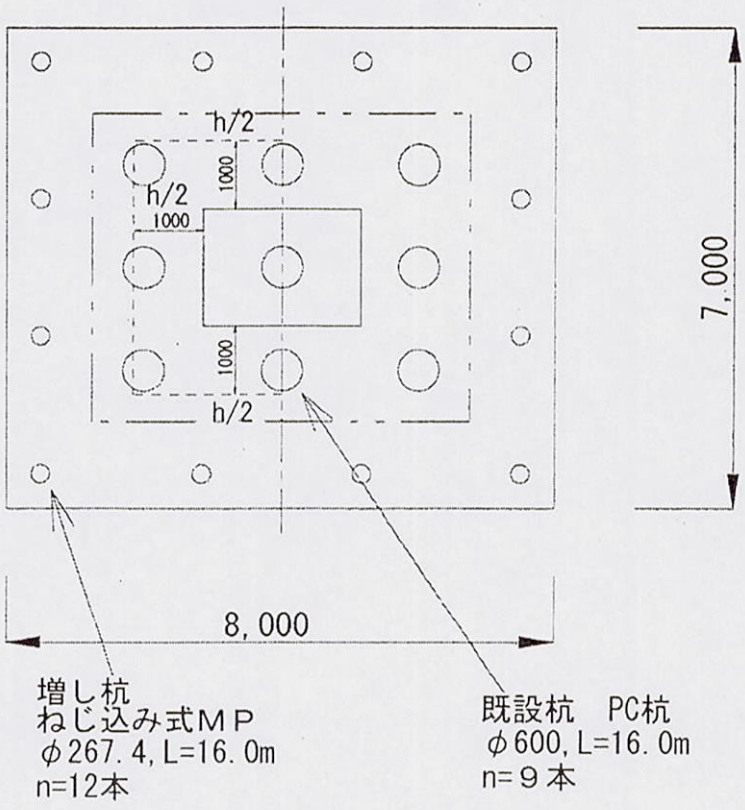


図-4.2.8　版としてのせん断照査断面

【参考文献】

1)　（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、2000.2