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）

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）

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
極東工業(株)
(株)鴻池組
三信建設工業(株)
(株)白石
(株)錢高組
東洋建設(株)
利根地下技術(株)
日特建設(株)
日本基礎技術(株)
ヒロセ(株)
(株)フジタ
ライト工業(株)

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）

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）

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
株式会社フジタ	技術センター　土木研究部	主任研究員	岸下　崇裕
株式会社フジタ	技術センター　土木研究部	主任研究員	相良　昌男
極東工業株式会社	技術本部　技術部	課長	中田　順憲
極東工業株式会社	技術本部　技術部	部員	稲冨　芳寿
ヒロセ株式会社	補強土事業本部　切土事業部	グループリーダー	大谷　義則
ヒロセ株式会社	補強土事業本部　切土事業部	グループメンバー	坂本　龍司
三信建設工業株式会社	技術開発本部	部長	菊地　将郎
三信建設工業株式会社	技術開発本部	主任	仲家　純次
利根地下技術株式会社	技術開発本部	本部長	荻須　一致
利根地下技術株式会社	技術開発本部	部員	村田　道彦
日特建設株式会社	技術本部　法面部	主任	外崎　亘
日本基礎技術株式会社	技術本部	副本部長	井上　武
ライト工業株式会社	技術本部　法面技術部	課長	横田　弘一
ライト工業株式会社	技術本部　法面技術部	係長	庭田　和之

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 2）は、高耐力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：高耐力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）　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）」であり、高耐力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。

高耐力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
株式会社フジタ	技術センター　土木研究部	主任研究員	岸下　崇裕
株式会社フジタ	技術センター　土木研究部	主任研究員	相良　昌男
極東工業株式会社	技術本部　技術部	課長	中田　順憲
極東工業株式会社	技術本部　技術部	部員	稲冨　芳寿

ヒロセ株式会社	補強土事業本部	切土事業部	グループリーダー	大谷	義則
ヒロセ株式会社	補強土事業本部	切土事業部	グループメンバー	坂本	龍司
三信建設工業株式会社	技術開発本部		部長	菊地	将郎
三信建設工業株式会社	技術開発本部		主任	仲家	純次
利根地下技術株式会社	技術開発本部		本部長	荻須	一致
利根地下技術株式会社	技術開発本部		部員	村田	道彦
日特建設株式会社	技術本部	法面部	主任	外崎	亘
日本基礎技術株式会社	技術本部		副本部長	井上	武
ライト工業株式会社	技術本部	法面技術部	課長	横田	弘一
ライト工業株式会社	技術本部	法面技術	係長	庭田	和之

目　　次

第Ⅰ部　工法概要

1章　高耐力マイクロパイルの構造 …… 1

2章　HMPの施工工程 …… 2

3章　HMP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 …… 5

4.1　試験施工および載荷試験 …… 5

4.2　材料性能試験 …… 7

第Ⅱ部　設計マニュアル

1章　総　則 …… 10

1.1　適用範囲 …… 10

1.2　用語の定義 …… 10

2章　材　料 …… 13

2.1　鋼管および継手 …… 13

2.1.1　鋼　管 …… 13

2.1.2　HMP鋼管の継手 …… 15

2.2　杭頭結合部材 …… 16

2.3　芯鉄筋および継手 …… 17

2.3.1　芯鉄筋 …… 17

2.3.2　継手 …… 18

2.4　グラウト …… 18

2.4.1　グラウトの品質 …… 18

2.4.2　グラウト材料 …… 19

2.5　設計計算に用いる物理定数 …… 20

2.6　その他の付属部材 …… 20

3章　調　査 …… 22

3.1　調査の種類 …… 22

3.2　構造条件等の調査 …… 24

3.3　地盤条件の調査 …… 25

3.4　施工条件の調査 …… 27

4章　設計に関する基本事項 …… 29

4.1　支持層 …… 29

4.2　設計上の地盤面 …… 29

4.3　許容応力度 …… 30
5章　耐震補強に関する基本事項 …… 33
5.1　耐震補強設計上考慮すべき荷重 …… 33
5.2　耐震補強設計の基本方針 …… 34
5.3　杭の配列 …… 35
5.4　荷重分担 …… 38
5.5　地震時に不安定となる地盤がある場合の耐震設計 …… 39
5.6　フーチングの設計 …… 40
6章　常時、暴風時およびレベル1地震時に対する照査 …… 43
6.1　設計の基本 …… 43
6.2　杭の許容支持力 …… 45
6.2.1　一般事項 …… 45
6.2.2　杭の軸方向許容押込み支持力 …… 47
6.2.3　杭の軸方向許容引抜き支持力 …… 50
6.2.4　定着部の照査 …… 51
6.3　水平方向地盤反力係数 …… 52
6.4　杭のバネ定数 …… 54
6.4.1　杭の軸方向バネ定数 …… 54
6.4.2　杭の軸直角方向バネ定数 …… 55
6.5　杭反力および変位の計算 …… 56
6.6　杭体の照査 …… 57
6.7　杭とフーチングの結合部 …… 59
7章　レベル2地震時に対する照査 …… 68
7.1　照査の基本 …… 68
7.2　基礎の降伏 …… 70
7.3　基礎の許容塑性率および許容変位 …… 70
7.4　断面力、杭頭反力および変位の計算 …… 71
7.4.1　計算法 …… 71
7.4.2　杭の軸方向の抵抗特性 …… 73
7.4.3　杭の軸直角方向の抵抗特性 …… 75
7.4.4　杭体の曲げモーメント～曲率関係 …… 77
7.5　部材の照査 …… 80
8章　構造細目 …… 82
8.1　鋼管の腐食しろ …… 82
8.2　芯鉄筋の継手間隔 …… 82
8.3　杭頭結合部の補強 …… 83
8.4　非鋼管定着部の防食 …… 83

第Ⅲ部　施工マニュアル

1章　総　則 …… 84
1.1　適用範囲 …… 84
1.2　用語の定義 …… 84
2章　施工に関する一般事項 …… 86
2.1　基本事項 …… 86
2.2　事前調査 …… 86
2.3　施工計画 …… 88
3章　施工法 …… 90
3.1　施工工程 …… 90
3.2　主要機械設備 …… 91
3.3　準備工 …… 92
3.4　削孔 …… 93
3.4.1　削孔方式 …… 93
3.4.2　削孔機および削孔ツールス …… 94
3.4.3　削孔 …… 96
3.4.4　支持地盤の確認 …… 97
3.4.5　削孔後の処置 …… 97
3.5　補強材の設置 …… 97
3.6　グラウト注入 …… 99
3.6.1　グラウトの配合 …… 99
3.6.2　グラウトの計量・練混ぜ …… 99
3.6.3　初期注入 …… 100
3.6.4　加圧注入およびHMP鋼管の引き抜き …… 101
3.7　ＨＭＰ鋼管の再挿入 …… 101
3.8　杭頭処理 …… 102
3.9　フーチング拡幅工 …… 103
4章　施工管理 …… 104
4.1　施工管理項目 …… 104
4.2　使用材料の品質管理 …… 106
4.2.1　補強材 …… 106
4.2.2　グラウト …… 106
4.2.3　杭頭鋼管 …… 106
4.2.4　品質管理項目 …… 106
4.3　杭の支持力確認 …… 108
4.4　工程管理 …… 109
4.5　安全管理 …… 109
4.6　環境保全 …… 109
4.7　施工記録 …… 110

参考資料

1．試設計計算例 …… 111
2．杭頭部の照査 …… 171

第Ⅰ部　工法概要

１章　高耐力マイクロパイルの構造

高耐力マイクロパイル（High capacity Micro Piles:以下ＨＭＰという）は、杭径 300mm 以下の小径杭であり、マイクロパイルとして分類される。本工法は 1952 年にイタリアで開発されルートパイルとして知られている従来のマイクロパイル技術にグラウンドアンカー工法で用いられている削孔技術やグラウトの加圧注入技術を取り入れ、異形棒鋼と高強度の鋼管を埋め込むことによって高耐力・高支持力の杭の築造を可能にしたものである。

ＨＭＰの構造は、以下に示すとおりである。

1）ＨＭＰは、図-1.1 に示すように、杭頭結合部、非定着部、定着部（定着部は鋼管定着部および非鋼管定着部に分けられる）で構成される。

2）ＨＭＰに作用する上部構造物から伝達された荷重は、杭体に埋め込んだ高強度の鋼管（以下ＨＭＰ鋼管という）および芯鉄筋（異形棒鋼）により定着部に圧縮力および引張力として伝達され、さらにグラウト（セメントミルク）、地盤へと伝達される。

3）定着部のグラウトは、加圧注入されて定着部と周辺地盤の摩擦強度が増強される。

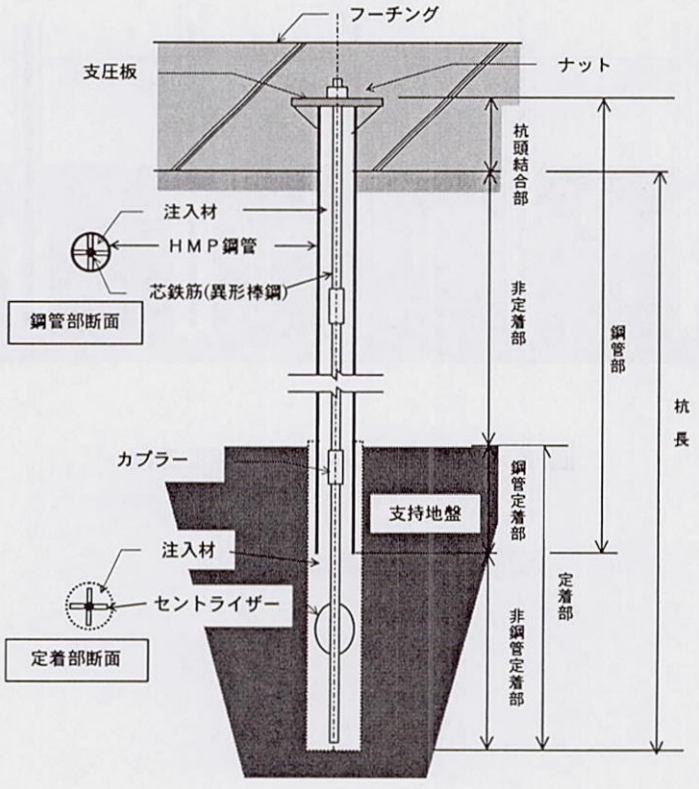


図-1.1　高耐力マイクロパイルの構造

2章　ＨＭＰの施工工程

標準的なＨＭＰの施工工程を図-2.1に示す。まず、ボーリングマシンで高強度の鋼管をケーシングとして用いて所定の深さまで削孔する。削孔完了後、通常は芯鉄筋に添えて挿入した注入ホースを用いてグラウトの一次注入を行う。その後、鋼管を引き抜くごとに鋼管頭部に圧力キャップを取り付けて加圧注入（加圧力 0.5～1.0MPa 程度）を行う。これを繰り返して定着部全体を加圧注入した後、鋼管を再度定着部に挿入して必要長さだけ埋め込む。養生した後、杭頭部の処理をしてフーチングと結合する。

一般にグラウンド・アンカーの施工などに使用されているボーリングマシンはリーダーが 5～6 mあるが、ＨＭＰ鋼管の長さを 1.5mにし、キャタピラを取り外したスキッドタイプにするとリーダー高さを 3.5m以下に抑えることができ、空頭 3.5m以下での施工が可能になる。

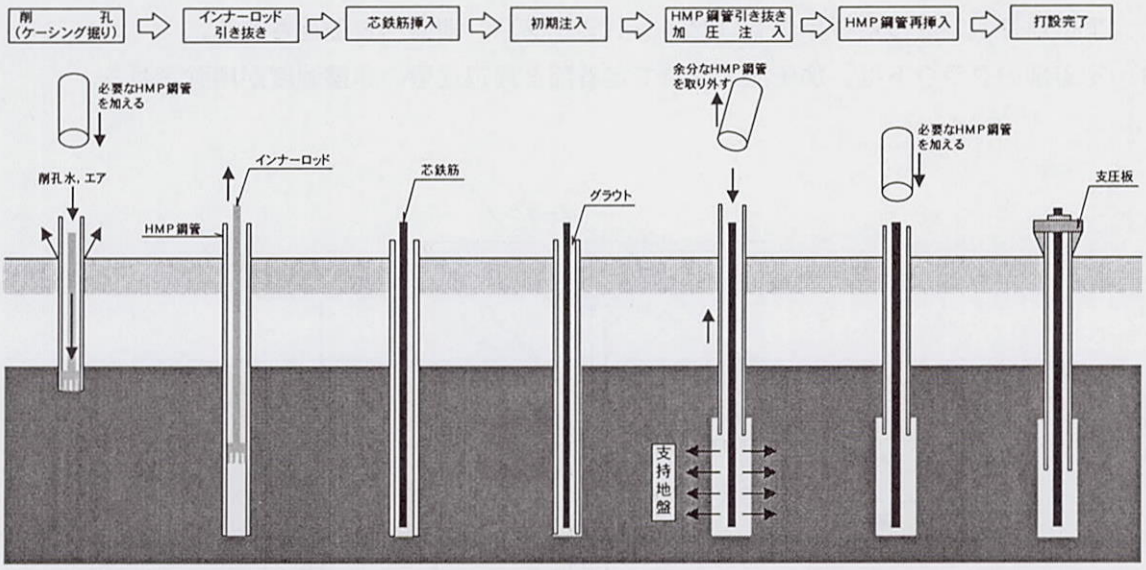


図-2.1　ＨＭＰの標準的な施工工程

3章　ＨＭＰの特徴

ＨＭＰを既設基礎の耐震補強に用いる場合の設計・施工面における特徴および設計･施工上の留意点を以下に示す。

3.1　設計面の特徴

① 細い形状で大きな支持力が得られる。したがって、一般に用いられている口径の杭と比べて増設するフーチング面積が小さくて済む。

② 定着部グラウトを加圧注入することによって周囲地盤との摩擦強度が増加し、杭径に比して大きな引抜き力が期待できるので、地震時のロッキングに対して押込みだけでなく引抜き抵抗力も有効に活用できる。

③ 比較的水平地盤抵抗の小さな上層部にＨＭＰ鋼管を埋め込むことにより、杭体の曲げ耐力および靭性を確保している。また、水平剛性の確保が求められる基礎の補強には、斜杭を活用することができる。

3.2　施工面の特徴

① ボーリングマシンによる削孔なので騒音や振動が少ない。

② 杭径が 300㎜ 以下と小さいため、地中障害物や既設構造物による制約が少ない。

③ 施工機械が小さいため、空頭制限のある場所（Ｈ＝3.5m）や狭隘な場所での施工が可能である。

④ 材料および施工機械が小さく運搬が容易なので、山岳地での施工にも適している。

⑤ 軟弱地盤から砂礫地盤、岩盤まであらゆる地盤での施工が可能である。

3.3　設計・施工上の留意事項

ＨＭＰの設計・施工に際しては作業ヤードの状況や周囲の環境等の施工条件、地盤条件、地下水の状況等を把握してその適用性を検討する必要がある。

表-3.1 にＨＭＰの設計・施工上の留意事項を示す。

表-3.1　ＨＭＰの設計・施工上の留意事項

条　件			適用性および留意点
地盤条件	中間層	非液状化地盤	砂質地盤、粘性土地盤においては、これまでの実績によりロータリーパーカッション二重管方式での施工性が確認されている。20m以上の細砂層での施工では鋼管引き抜き時のカップリングの抵抗を考慮してスペシャルクリアランス・カップリング（高張力鋼を用いた薄肉のカップリング）を用いるのが望ましい。 巨大転石や玉石を多く含む地盤においてはダウンザホールハンマ二重管方式を使用することで施工可能なことがこれまでの実績で確認できた。しかし、支持層が深く、中間層に礫質土が厚く堆積している場合には、削孔方式の選定や削孔ビットの形状など十分検討する必要がある。状況によっては試験施工が必要な場合もある。
		液状化地盤	施工的には問題ないが、ＨＭＰは砂地盤の液状化を防止する直接的な効果は期待できないので、液状化対策との併用が求められる。地盤の一部が液状化する場合には、その部分の地盤抵抗が低下するので、ＨＭＰの水平耐力や剛性について十分検討する必要がある。状況によっては斜杭の採用により対策が可能な場合もある。また、鉛直力に対しては液状化層における座屈の検討が必要になる。
	支持層		これまでの施工実績により、Ｎ値 30 以上の砂層、転石を含む砂礫層、泥岩層でのＨＭＰの施工性が確かめられている。ロータリーパーカッション二重管方式、ダウンザホールハンマ二重管方式の適切な選定によりあらゆる支持層に対して対応可能である。 非常にポーラスな地盤でグラウトの流失の恐れがある場合は、試験施工により施工性を確認し、必要に応じてポスト・グラウティング等の対策を講じて、グラウトを確実に充填する必要がある。 火山地帯など腐食性の高い土壌から成る地盤やガスの噴出している地帯では、芯鉄筋の防食処理をしても定着部グラウトの劣化による支持力低下が生じるのでＨＭＰの使用を避ける。
地下水の状況			非常に透水性が高く地下水の流れが速い場合（一般に 3m/min 以上）や被圧地下水が存在して作業地盤まで自噴する状況の場合には、作業盤位置に口元管を設置し、口元パッカーあるいは止水ボックス等を用いて削孔水の噴出を抑え、削孔時に孔壁地盤が緩んだり、注入したグラウトが噴出したりすることを避けなければならない。そのためには施工条件をよく把握し、十分検討して対策を講じる必要がある。
斜杭の施工			鉛直と 20 度までの施工実績がある。ＨＭＰの施工がグラウンドアンカーの施工と類似していることを考えると施工機械の能力や施工法からはほぼ水平に近い角度でも施工することはできるが、既設構造物基礎の外側に斜めにＨＭＰを打設する際の削孔機の据付け位置やリーダーと既設構造物の関係から斜杭の角度は鉛直と 20 度を上限としている。実際には削孔機の配置を検討して可能な打設角度を決定する必要がある。
周辺環境への影響			ＨＭＰは一般に 0.5～1.0 MPa という低圧の加圧注入方式であり、近接構造物への影響は小さい。河川等での水中施工の場合は、打設位置の周囲を部分的に締め切るなどして、削孔循環水や溢流グラウトによる水質の汚染を避けるよう十分検討する必要がある。
杭　長			現在までのＨＭＰの施工実績では、鋼管径 177.8mm で杭長 33.5mが最長である。施工法や削孔機の能力からは 40m以上も可能であるが、細径杭であることを考えるとこの程度を限度として使用するのが望ましい。

4章　これまでの研究内容

4.1　試験施工および載荷試験

ＨＭＰの施工性や鉛直支持力および水平抵抗特性を確認するために実大の試験施工が行なわれ、各載荷試験が実施されている。それらの試験施工・載荷試験例を表-4.1 に、施工および載荷試験の状況を写真-4.1～写真-4.6 に示す。

表-4.1　ＨＭＰの試験施工および載荷試験例

実施年度	場所	地盤条件（支持層）	杭諸元			試験内容	実施機関
			杭長（m）	鋼管径 肉厚（mm）	削孔径（mm）		
平成 9 年度	茨城県	細砂	21.8	177.8 t=12.65	200	鉛直押込み載荷試験	建設省 土木研究所
平成 10 年度	茨城県	細砂	17.7	177.8 t=12.65	200	鉛直押込み載荷試験	建設省 土木研究所
平成 10 年度	茨城県	細砂	15.5	177.8 t=12.65	200	鉛直交番載荷試験	建設省 土木研究所
平成 10 年度	茨城県	ローム、粘土 細砂	15.5	177.8 t=12.65	200	水平交番載荷試験	建設省 土木研究所
平成 10 年度	神奈川県	泥岩	18	177.8 t=12.65	200	鉛直押込み載荷試験	ＪＡＭＰ
平成 10 年度	神奈川県	泥岩	15	177.8 t=12.65	200	鉛直交番載荷試験	ＪＡＭＰ
平成 10 年度	神奈川県	シルト 泥岩	16	177.8 t=12.65	200	水平交番載荷試験	ＪＡＭＰ
平成 11 年度	島根県	泥岩	41.5	177.8 t=12.65	200	鉛直交番載荷試験	建設省 土木研究所 中国地建

①茨城県での施工および載荷試験例 [3),4)]

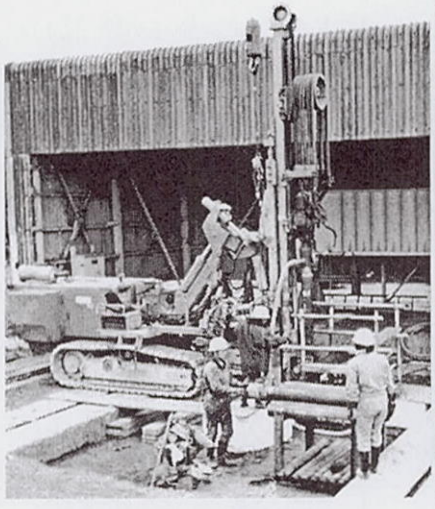


写真-4.1　施工状況

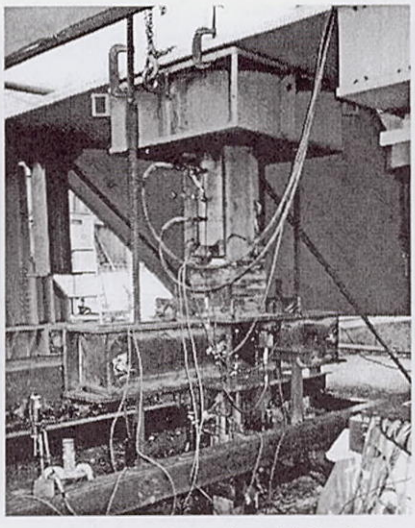


写真-4.2　鉛直交番載荷試験

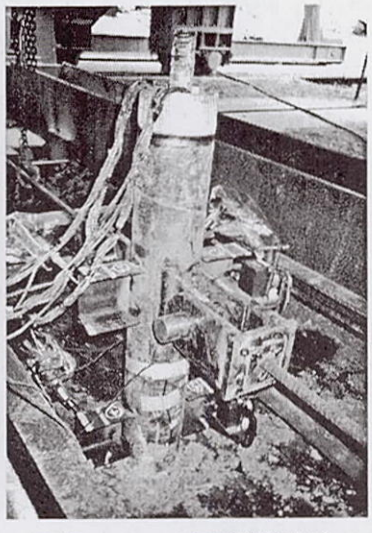


写真-4.3　水平載荷試験

②神奈川県での施工および載荷試験例 [5),6),7),9)]

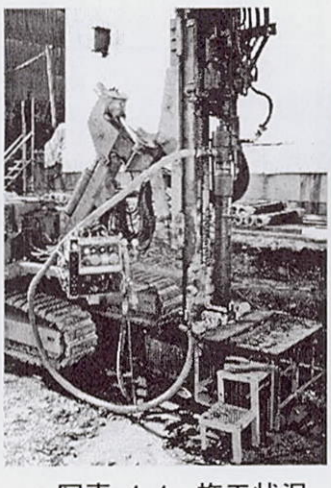


写真-4.4　施工状況

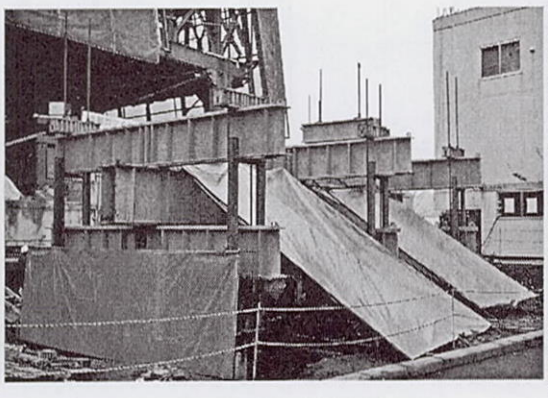


写真-4.5　載荷試験装置

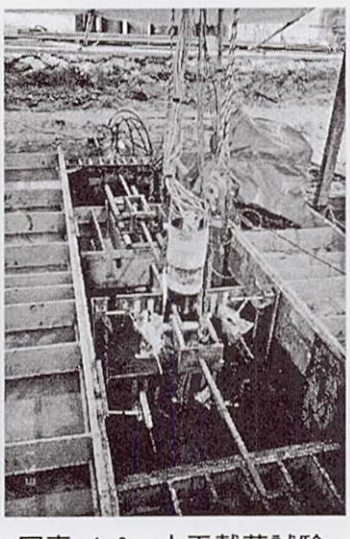


写真-4.6　水平載荷試験

4.2　材料性能試験

ＨＭＰ鋼管の性能を確認するために材料性能試験を実施した。これまでに実施した試験の概要を表-4.2 に、その状況を写真-4.7～写真 4.10 に示す。

表-4.2　ＨＭＰ鋼管および継手等の材料性能試験例

実施年度	試験の目的および概要	鋼管の種類 (mm)	継手の種類 (mm)	芯鉄筋 グラウト
平成 10 年度	「片持ち梁形式の試験体の正負交番載荷試験（軸力なし）」 継手の有無、ねじの形状および芯鉄筋・グラウトの有無が曲げ耐力・剛性に与える影響の確認	油井管 5CT　N80 外径 177.8 肉厚 12.65	カップリング 5CT　N80 外径 194.5	SD490 D51 設計基準強度 30N/mm²
平成 11 年度	「片持ち梁形式の試験体の正負交番載荷試験（軸力有り）」 軸力の大きさ、継手の有無が曲げ耐力・剛性に与える影響の確認	油井管 5CT　N80 外径 177.8 肉厚 12.65	カップリング 5CT　N80 外径 194.5	SD490 D51 設計基準強度 30N/mm²
平成 11 年度	「鋼管・鉄筋・グラウトからなる複合部材の単純曲げ試験」 継手の有無が曲げ耐力・剛性に与える影響の確認	油井管 5CT　N80 外径 177.8 肉厚 12.65	カップリング 5CT　N80 外径 194.5	SD490 D51 設計基準強度 30N/mm²
平成 13 年度	「杭頭結合部の引抜き試験」 杭頭鋼管部材の引抜き耐力の確認とフーチングの破壊状況の確認	油井管 5CT　N80 外径 177.8 肉厚 12.65	カップリング 5CT　N80 外径 194.5	なし

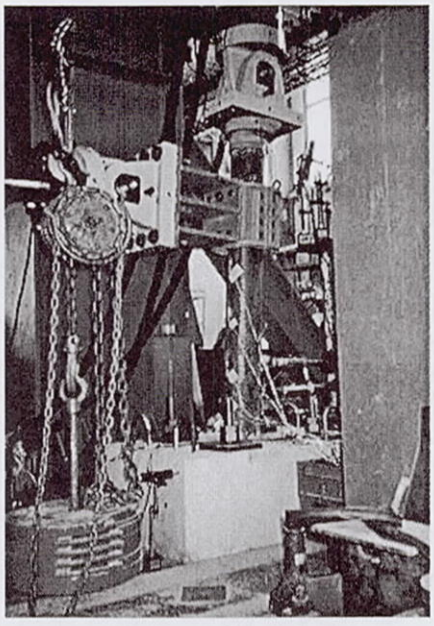


写真-4.7　交番曲げ試験（軸力無し）[8)]

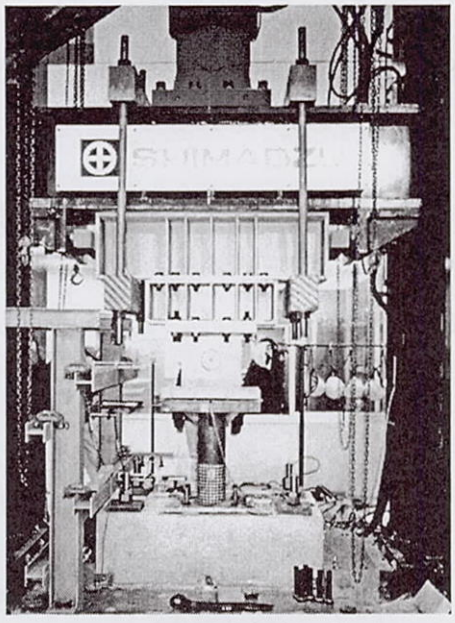


写真-4.8　交番曲げ試験（軸力有り）[10)]

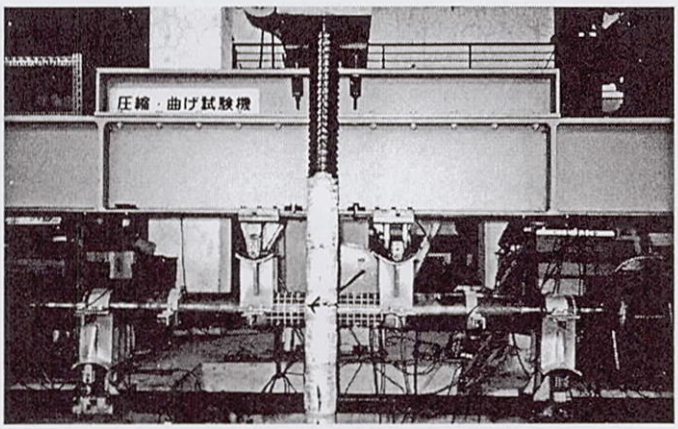


写真-4.9　単純曲げ試験[10)]

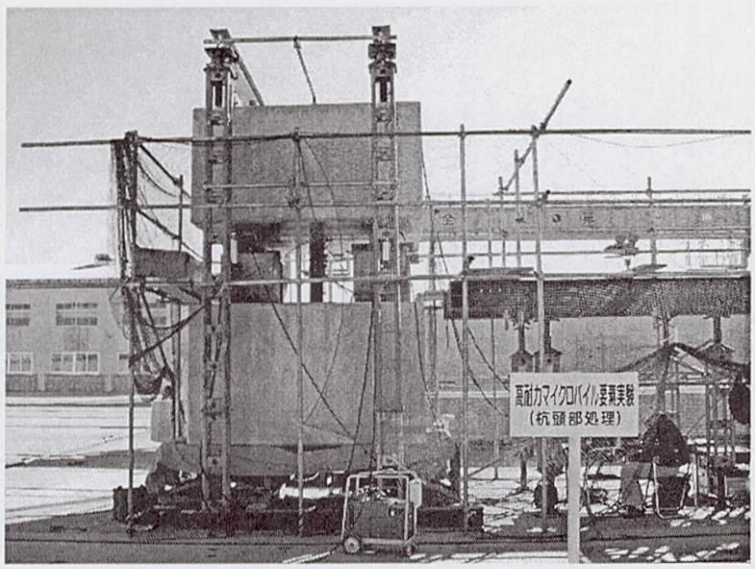


写真-4.10　杭頭処理実験[11)]

【参考文献】

1) 相良、塚田、市村：鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性（その 1）－静的載荷試験結果－，第 33 回地盤工学研究発表会，1998.9.

2) 市村、塚田、相良：鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性（その 2）－急速載荷試験結果－，第 33 回地盤工学研究発表会，1998.9.

3) 福井、石田、加藤、三木：小口径摩擦杭（マイクロパイル）の支持力特性（その 1）－鉛直交番載荷試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999.9.

4) 石田、福井、加藤、三木：小口径摩擦杭（マイクロパイル）の支持力特性（その 2）－水平交番載荷試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999.9.

5) 大谷、岸下、松原、浜塚：鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究（その 1）－杭および載荷試験の概要－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999.9.

6) 小野寺、斎藤、横田、岡田：鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究（その 2）－鉛直押込み載荷試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999.9.

7) 中田、新坂、村田、小野寺：鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究（その 3）－鉛直交番載荷試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999.9.

8) 斉藤、浜塚、米倉、岸下：鋼管を用いたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究（その 1）－グラウトを充填した油井用鋼管の交番曲げ試験－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999.9.

9) 岸下、浜塚、大谷：鋼管を用いたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究（その 2）－水平交番曲げ試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999.9

10) 斉藤、浜塚、米倉、岸下：鋼管で補強されたマイクロパイルの曲げ耐力に関.する研究，土木学会第 55 回年次学術講演会，2000.9.

11) 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１）、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、高耐力マイクロパイル（以下ＨＭＰという）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ＨＭＰ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）

1.2　用語の定義

本編に用いる用語の意味は、以下に示すとおりとする。

(1)　マイクロパイル（ＭＰ）
　杭径 300㎜ 以下の小口径杭の総称

(2)　高耐力マイクロパイル（ＨＭＰ）
　マイクロパイルのうち、高強度の鋼管と異形棒鋼を用いて杭体を高耐力にしたもの

(3)　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ＨＭＰの部分

(4)　支圧板
　フーチングに作用する荷重をＨＭＰに伝達させるために、杭頭鋼管の天端に取り付ける鋼板

(5)　杭頭鋼管
　杭頭結合部に用いる鋼管であり、天端には支圧板やスチフナ等を取り付ける。

(6)　定着部
　ＨＭＰのうち、摩擦支持力を期待する部分

(7)　非定着部
　ＨＭＰのうち、設計上周辺地盤との摩擦を無視する部分

(8)　鋼管定着部
　ＨＭＰの定着部のうち、加圧注入後に鋼管を再挿入して埋め込む部分

(9)　非鋼管定着部
　ＨＭＰの定着部のうち、鋼管を埋め込まない部分

(10) 杭　長

フーチング下端から定着部下端までの長さで、非定着長と定着長の和

(11) 定着長

定着部の長さで、鋼管定着長と非鋼管定着長の和

(12) 非定着長

非定着部の長さ

(13) 鋼管定着長

鋼管定着部の長さ

(14) 非鋼管定着長

非鋼管定着部の長さ

(15) ＨＭＰ鋼管

杭体に埋め込む高強度鋼管で、削孔時にケーシングとして使用

(16) カップリング

ＨＭＰ鋼管を両端にねじ込むことによりジョイントするＨＭＰ鋼管の継手材

(17) 芯鉄筋

ＨＭＰ断面の中心に設置する異形棒鋼

(18) カプラー

芯鉄筋を両端にねじ込むことによりジョイントする芯鉄筋の継手材

(19) 機械的継手

両端をねじ切り加工したカプラーあるいはカップリングにより補強材を機械的に接合する継手

(20) セントライザー

芯鉄筋をＨＭＰの中心位置に保持するための治具

(21) せん断リング

フーチングに作用する軸方向力をＨＭＰに伝達するために、ＨＭＰ鋼管の外周に溶接して取り付ける鋼製リング

(22) グラウト

杭体内部や周面に注入する充填材料

(23) 杭　体

補強材、グラウトからなる抵抗体

(24) 鋼管部

非定着部および鋼管定着部を合わせたＨＭＰ鋼管、芯鉄筋、グラウトからなる部分

(25)　定着部設計有効径

　　加圧注入により形成される杭体の直径で、ＨＭＰの設計に用いる値

(26)　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

(27)　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

(28)　杭体の圧縮（引張）耐力

　　杭断面の構造的に耐え得る最大の圧縮（引張）耐力

2章　材　料

2.1　鋼管および継手

2.1.1　鋼　管

(1)　HMP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
HBS G 3102 相当	機械構造用高張力鋼管	HT780
API 5CT	油井用継目無鋼管	N80

(2)　HMP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。

【解説】

(1)　HMP鋼管として使用する鋼管は、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、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HMP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	690以上	780以上	15以上	－
油井用継目無鋼管	N80	552～758	689以上	18.5以上	

(2)　HMP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、削孔時のケーシングに使用するので、削孔ツールスとの関係や施工性にも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。

HMP鋼管は削孔ケーシングとして使用するので、鋼管1本の長さは空頭制限等の作業条件を考慮して決める必要がある。空頭3.5～4m程度では鋼管1本の長さを1.5m以下にする必要があり、1.5mが最もよく用いられている。

表-解 2.1.2　鋼管寸法の例

鋼管外径 Ds (mm)	鋼管肉厚 t (mm)	1本当たりの長さ (m)
177.8	10.36	1.0～3.0 施工条件に応じて検討
177.8	12.65	
216.3	12.00	
244.5	11.99	
267.4	12.00	

2.1.2　ＨＭＰ鋼管の継手

(1)　ＨＭＰ鋼管の継手は、施工性や品質を考慮し、試験により十分な耐力が確認された継手を用いることを標準とする。

(2)　ＨＭＰ鋼管の継手は、鋼管径を考慮して選定するものとする。

【解説】

ＨＭＰ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。

ＨＭＰ鋼管の継手として、十分な耐力を有することが確認されたものの例を表-解 2.1.3、図-解 2.1.1 に示す。表-解 2.1.3 に示した例は、ＨＭＰ鋼管が外径 177.8mm、肉厚 12.65mmの油井用継目無鋼管、継手にAPI 規格に準じて製作された油井管用のレギュラー・カップリング(共にAPI 5CT N80)を使用した場合、ＨＭＰ鋼管が外径 177.8mm、肉厚 10.36mm（API 5CT N80）の油井用継目無鋼管、継手にスペシャル・クリアランス・カップリング（API 5CT P110）を使用した場合の組合せで、これらについては材料試験によりその耐力が継手無しの鋼管の場合と同等以上であることが確認されている。

なお、カップリングおよびＨＭＰ鋼管のねじ形式はAPI･5CT、5B で規定されているＢＴＣ（バットレスねじ：規格は右ねじ）に準じ、ＢＴＣ左ねじとする。

表-解 2.1.3　ＨＭＰ鋼管継手の例

鋼管径および肉厚		継手の材質、径および長さ				
外径 *Ds* (mm)	肉厚 *t* (mm)	カップリングの規格・鋼材記号 (API 規格)	降伏点または耐力 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	外径 *Ds'* (mm)	長さ *l'* (mm)
177.8	10.36	5CT　P110	758～965	862 以上	187.3	205
177.8	12.65	5CT　N80	552～758	689 以上	194.5	205

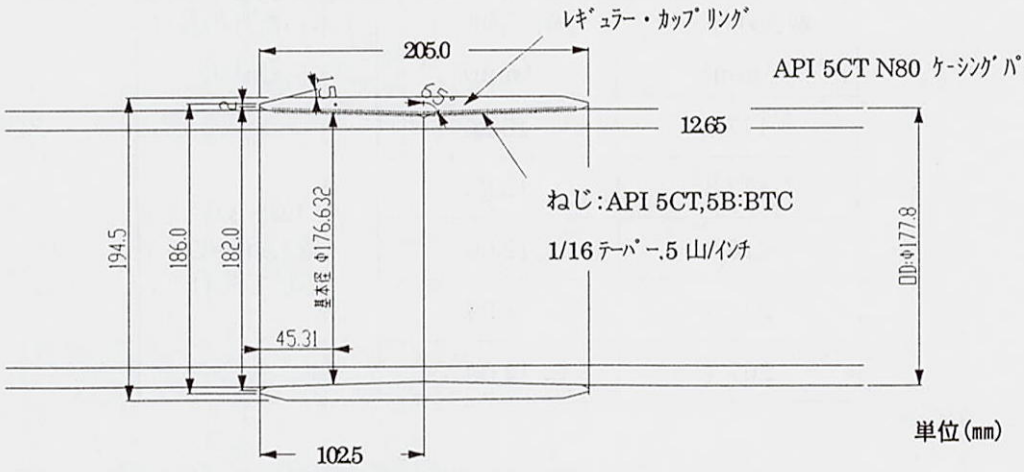


図-解 2.1.1　ＨＭＰ鋼管継手の例（油井管用レギュラー・カップリング）

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。

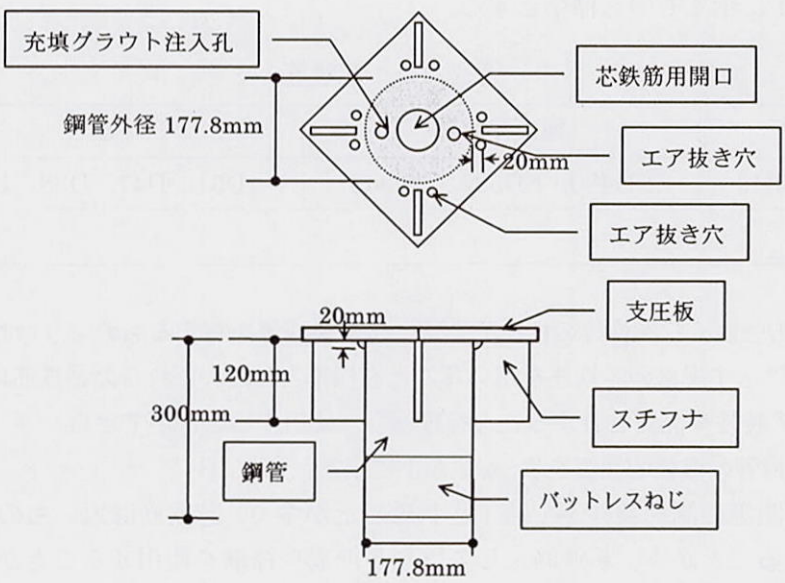


図-解 2.2.1　杭頭結合部材

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/mm²)	伸　び		
		鋼材の厚さ (mm)	降伏点または耐力 (N/mm²)		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　芯鉄筋および継手

2.3.1 芯鉄筋

芯鉄筋は、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-2.3.1 に示すものを標準とする。

表-2.3.1　芯鉄筋

規格	種類の記号	呼び名
JIS G 3112	SD490，SD390，SD345	D51，D41，D38，D35

【解説】

芯鉄筋は、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-2.3.1 に示す規格の芯鉄筋を用いることを標準とした。これらの芯鉄筋については、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。

表-2.3.1 に示す鋼管の機械的性質を表-解 2.3.1 に示す。

ＨＭＰは空頭制限等の制約条件下で施工されることが多く、芯鉄筋は短いものを数多くジョイントすることになることから、芯鉄筋としてはねじ節異形棒鋼を使用することが望ましい。通常の異形棒鋼を使用する場合には、端部にねじ切りをするなどしてカプラーでジョイントする継手を用いる必要がある。

表-解 2.3.1　異形棒鋼の機械的性質

種類の記号	降伏点又は 0.2%耐力 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	引張試験片	伸び（注）(%)
SD345	345～440	490 以上	2 号に準じるもの	18 以上
			3 号に準じるもの	20 以上
SD390	390～510	560 以上	2 号に準じるもの	16 以上
			3 号に準じるもの	18 以上
SD490	490～625	620 以上	2 号に準じるもの	12 以上
			3 号に準じるもの	14 以上

（注）寸法が呼び名 D32 を超えるものについては、呼び名 3 を増すごとに表の伸びの値からそれぞれ 2%を減じる。ただし減じる限度は 4%とする。

2.3.2　継　手

芯鉄筋の継手は、施工性や品質を考慮し、試験により十分な耐力が確認された継手を用いることを標準とする。

【解説】

継手には、機械的継手、エンクローズ溶接継手があるが、施工性や品質を考慮して、試験により十分な耐力が確認された継手を用いることを標準とした。機械的継手を用いる場合は、土木学会鉄筋継手指針に規定された試験によりＡ級継手（継手性能が引張試験の精度等を考慮した場合、鉄筋母材の性能とほぼ同等と考えられる継手）の性能を有することが確認されたものあるいは同等以上の継手であることが確認されているものとする。

芯鉄筋にねじ節異形棒鋼を用いる場合の機械的継手の固定方式は、施工性の良い樹脂(有機グラウト)固定方式あるいは無機グラウト固定方式が望ましい。

2.4　グラウト

2.4.1　グラウトの品質

グラウトは、設計基準強度が 30 N/mm² 以上のセメントミルクを標準とする。

【解説】

グラウトは、鋼管内および定着部に注入、充填するものである。グラウト注入の主な目的を次に示す。

①　周囲の地盤へ荷重を伝達する。

②　杭体の一部として荷重に抵抗し、鋼管の座屈を防止する。

そのため、グラウトにはブリージングが少なく、高い流動性、適度な粘性を有し、かつ十分な強度、耐久性が求められる。ＨＭＰでは、このような品質を確保するため、グラウトは、水セメント比 W/C が 50%程度のセメントミルクとし、設計基準強度は 30 N/mm² 以上とすることを標準とした。

2.4.2　グラウト材料

(1) セメントは、JIS R 5210 に適合する普通ポルトランドセメントまたは早強ポルトランドセメントを用いることを標準とする。
(2) 練混ぜ水は、上水道水を用いることを原則とする。
(3) 混和材料は、JIS 規格に適合するものまたは品質が保証されたものを用いることを原則とする。

【解説】

(1) セメントは、JIS R 5210 に適合する普通ポルトランドセメントまたは早強ポルトランドセメントを用いることを標準とした。一般には普通ポルトランドセメントが用いられるが、工期短縮の目的で早期にＨＭＰの打設を必要とする場合には、早強ポルトランドセメントが用いられることもある。

なお、上記以外のセメントを使用する場合には、強度特性、耐久性、施工性などについて十分な検討を行わなければならない。

(2) 練混ぜ水は、グラウトの凝結、硬化、強度などに悪影響を及ぼすことのないよう、また鋼材を腐食させるような有害物を含むことのないよう、原則として上水道水を用いる。

なお、上水道以外の水を使用する場合には、JIS A 5308 付属書 9（レディーミクストコンクリートの練混ぜに用いる水）に適合するものとする。

(3) ＨＭＰのグラウトの標準的な配合では、混和材料として一般に高性能 AE 減水剤が用いられる。高性能 AE 減水剤は JIS A 6204 に適合するものを使用する。

2.5　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-2.5.1 の値とする。

表-2.5.1　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)　グラウト

設計計算に用いるグラウトの物理定数は表-2.5.2 の値とする。

表-2.5.2　設計に用いるグラウトの物理定数

種　　類	物理定数の値
グラウトのヤング係数　E_g	2.0×10^4 N/mm^2

(3)　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)　グラウトのヤング係数は、実験結果[1)]より 2.0×10^4 N/mm^2 とした。

(3)　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。

2.6　その他の付属部材

HMP中に埋設するセントライザーや芯鉄筋先端に取り付ける沈下防止板は、鋼製のものを用いることを標準とする。

【解説】

セントライザーは、グラウトの中に埋設しても強度的な影響が無いように鋼製のものを標準とした。また、芯鉄筋の先端には、鉄筋の沈下防止のため鋼製の沈下防止板を取り付けている。写真-解 2.6.1 は鋼製セントライザーおよび沈下防止板の例である。

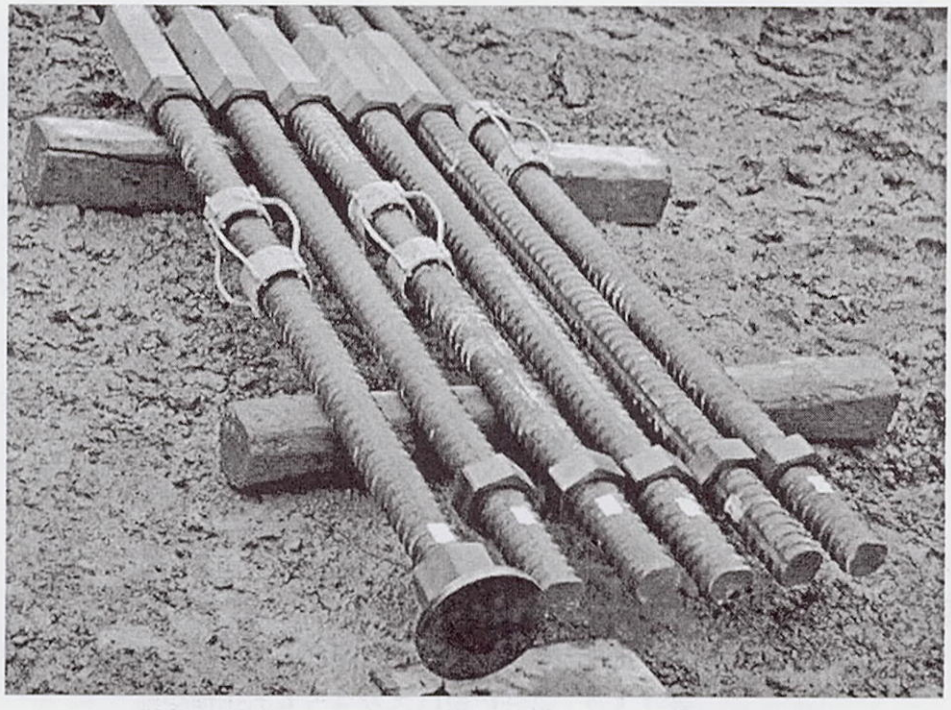


写真-解 2.6.1　セントライザーおよび沈下防止板の例

【参考文献】

1）高耐力マイクロパイル研究会：高耐力マイクロパイル施工・載荷実験報告書，1999.4.

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、弾性波速度、圧縮強度など
	地下水調査	・施工法、使用機械器具、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 ・掘削泥土および泥水の処分場所、処分可能量、処分方法 ・電気・給排水などの位置およびその量 ・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、弾性波速度、圧縮強度など

(4)　地下水調査

地下水調査は、使用機械器具、作業方法などの検討やグラウトへの影響を調べる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、HMP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】

HMP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、HMP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HMP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、HMP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、掘削土砂の処分可能量、電気・給排水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：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

HMPは、良質な支持層に根入れさせるものとする。

【解説】

HMP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/mm^{2}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。

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、HMP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) HMPの各部材の許容応力度は次に示すものとする。

1) HMP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			高張力鋼管	機械構造用高張力鋼管	油井用継目無鋼管
	STK400	STK490	STK540	STKT590	HT780	5CT－N80
引　張	140	185	230	255	355	310
圧　縮	140	185	230	255	355	310
せん断	80	105	130	145	200	175

2) HMP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) HMPの杭頭結合部における溶接部の許容応力度は、表-4.3.3の工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	5CT -N80
工場溶接	全断面溶込みグルーブ溶接	圧縮応力度 (N/mm²)	140	185	210	230	255	355	310
		引張応力度 (N/mm²)	140	185	210	230	255	355	310
		せん断応力度 (N/mm²)	80	105	120	130	145	200	175
	すみ肉溶接	せん断応力度 (N/mm²)	80	105	120	130	145	200	175
現場溶接			各応力度について工場溶接の90%の値とする						

4) 芯鉄筋の許容応力度は、表-4.3.4に示す値とする。

表-4.3.4 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490
定着長を算出する場合の基本値	200	220	260

5) グラウトの許容付着応力度は、表-4.3.5に示す値とする。

表-4.3.5 グラウトの許容付着応力度 (N/mm²)

鉄筋の種類＼グラウトの設計基準強度 (σck)	30	40
異形棒鋼	1.2	1.3

(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) HMPの各部材に対する許容応力度を規定したものである。

1) HMP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工場溶接の値を用いるものとした。なお、現場溶接する場合には、道示Ⅳの規定に準じ、工場溶接の 90％の値とする。

4) 芯鉄筋に使用する SD345，SD390，SD490 の異形棒鋼のうち、道示Ⅳに規定される SD345 以外については本マニュアルにおいて次のとおり規定した。SD390 はコンクリート標準示方書[2)]に準じ、SD490 に関しては、SD345～SD390 区間の直線補間により求めた安全率を考慮した値とした。

5) グラウトの許容付着応力度は、道示に規定されるコンクリートの許容付着応力度の 2/3 程度とした。これは、道示の規定が、鉄筋コンクリート構造物を対象としており、スターラップや帯鉄筋による補強効果が考慮された値であるのに対し、HMP の非鋼管定着部では、通常フープ筋等による補強を行わないため、地盤条件により拘束効果が異なりグラウトの付着強度にばらつきが生ずることに配慮したものである。[3)]

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.

2) 土木学会：コンクリート標準示方書・構造性能照査編、2002.3.

3) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準・同解説、2000.3.

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、HMP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、HMP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

HMPの配置は、次の事項を考慮して決定するものとする。

(1) HMPの杭中心間隔は、原則として1.0m程度以上とする。

(2) HMPと既設杭の杭中心間隔は、原則として1.0m程度以上とする。

(3) HMP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) HMP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。HMPの杭中心間隔は、その施工性に配慮し、図-解5.3.1に示すように1.0m程度以上とすることを原則とした。したがって、標準的なHMP鋼管を用いる場合には、杭の中心間隔が杭径の約5倍程度以上となるため、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群杭の影響を考慮する必要はない。

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、HMPの杭中心間隔は1.0mよりも小さくしてよいが、杭の中心間隔が杭径の2.5倍以下になる場合には、道示Ⅳに示される群杭の影響を考慮する必要がある。

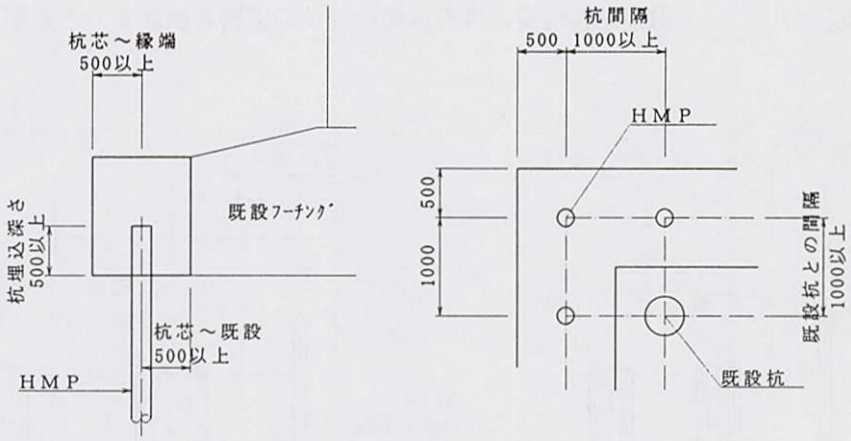


図-解 5.3.1　HMPの杭中心間隔

(2)　HMP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HMP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HMP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や水平方向地盤反力係数が単杭の場合よりも低下することが考えられる。そこで、HMPと既設杭の杭中心間隔は、施工性を考慮して1.0m程度以上とすることを原則とした。なお、静的模型実験[1)]の結果を参考にすると、既設杭径がHMPの杭径に対して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。なお、支持力に関しては、既設杭とHMPの杭中心間が2.5倍より小さい場合、群杭の影響を考慮することが望ましい。

しかし、既設杭とHMP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ため、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、安全側の設計となるように群杭の影響を考慮することが望ましい。

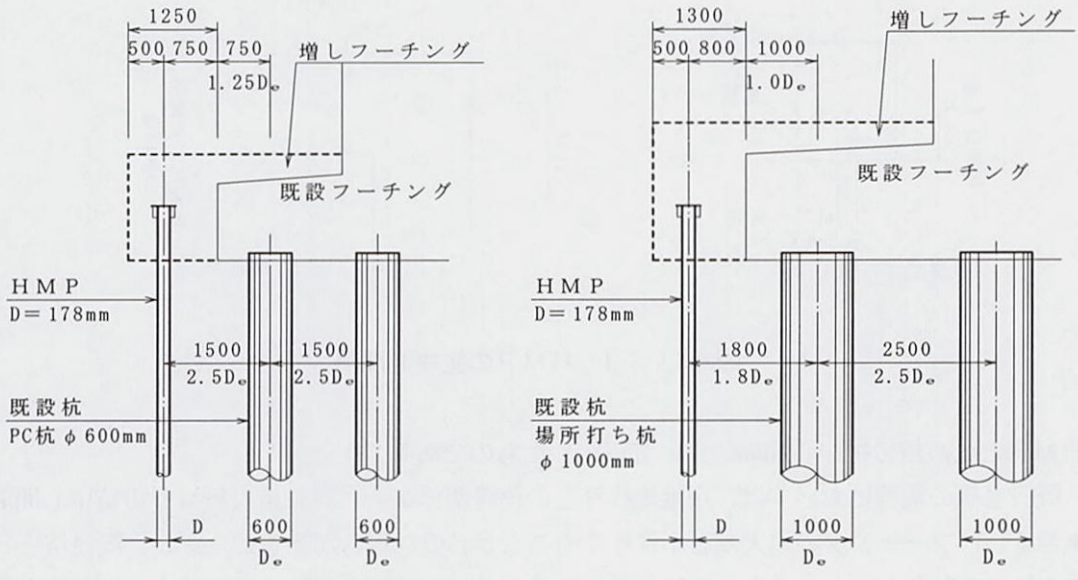
2)　HMPの杭中心とフーチング縁端との距離は、HMPの施工性やフーチング拡大部の配筋等を考慮し、0.5m程度とするのがよい。このとき、フーチングコンクリートの水平押抜きせん断応力度について照査しておく必要がある。

3)　HMP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HMPの杭中心間隔として、1.0m以上を確保できる例である。なお、この場合、既設杭径がHMPの杭径に対して3.4倍程度、両者の杭中心間隔が既設杭径の1.8倍以上であることから、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と考えられる。

図-解5.3.2の(b)は、既設杭とHMPの杭中心間隔として1.0m以上を確保できるが、既設杭の杭径が比較的大きい例である。この場合、既設杭径とHMPの杭径比(1000mm／178mm＝5.6)、両者の杭中心間隔と既設杭径の比（1800mm／1000mm＝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の算出にあたり、群杭の影響は考慮しなくてよいと考えられる。しかし、既設杭とHMPの杭中心間隔は、既設杭径の2.5倍より小さい

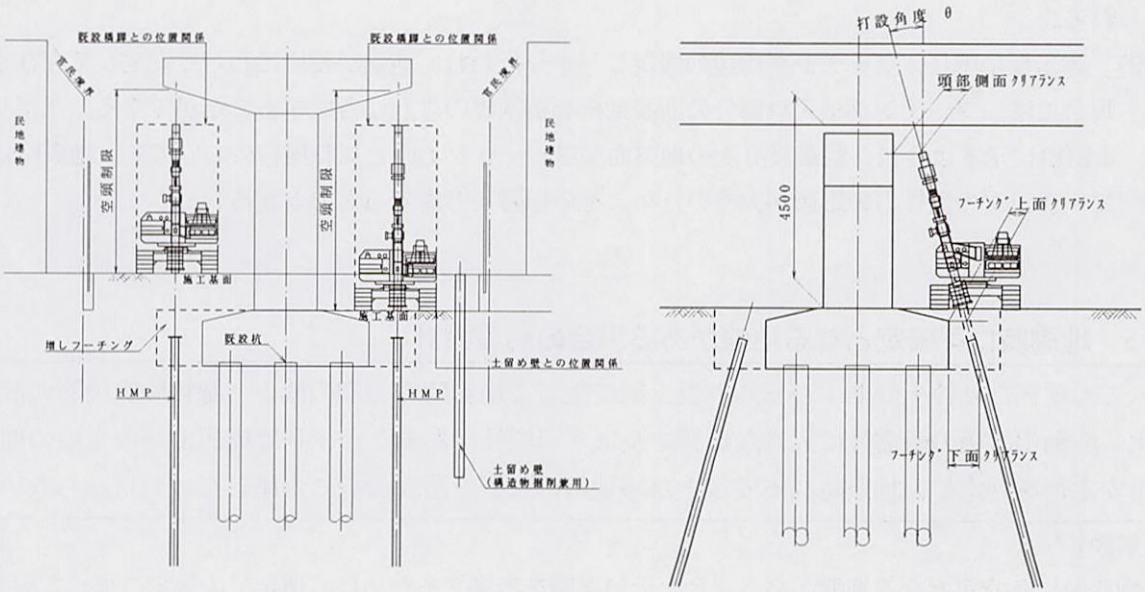
ため、支持力については道示Ⅳの規定等を参考に群杭の影響を検討することが望ましい。



(a)　既設杭径が 600mm の場合　　(b)　既設杭径が 1000mm の場合

図-解 5.3.2　ＨＭＰの配置例

(3)　ＨＭＰ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。ＨＭＰの施工においては、図-解 5.3.3 の a)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、ＨＭＰ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、ＨＭＰ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 5.5.3 の b)に斜杭施工時に留意すべき既設構造物からのクリアランスを示す。



a)直杭補強の場合　　b)斜杭補強の場合

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)　HMPにより補強した杭基礎の設計においては、既設杭とHMP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)　HMP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HMP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、HMP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)　HMP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HMPにより補強する場合、躯体からの荷重をHMP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。

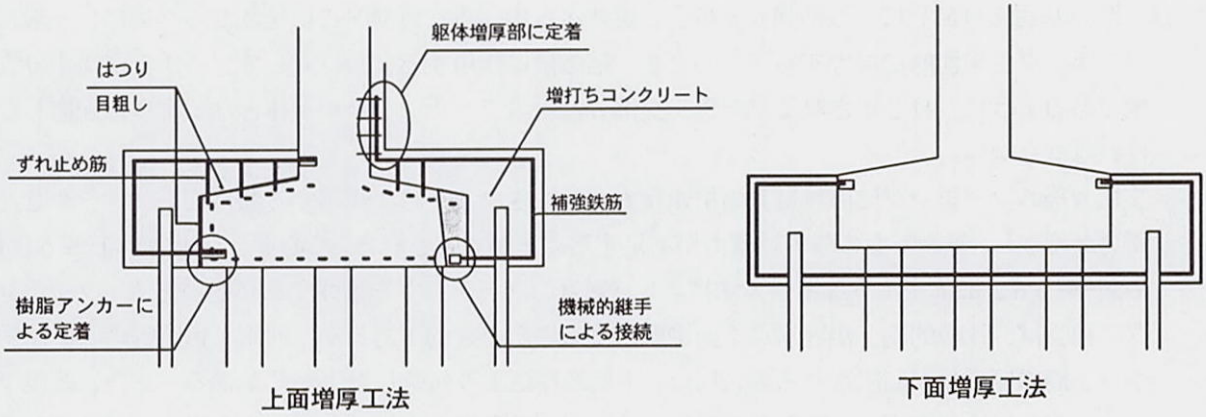
拡大後のフーチングにはHMPの杭頭反力が付加されるため、作用する曲げモーメントやせん断力が増加し、既設断面のみでは耐力が不足することが想定される。このような場合、図-解 5.6.1 や図-解 5.6.2 に示すような補強方法により、適宜、フーチングを補強する必要がある。フーチングの補強は、比較的施工が容易な上面増厚によるのが一般的であるが、河川・道路管理上の制約から上面増厚の量が制限される場合には、下面増厚により対処した事例[6]もある。また、既設フーチングの配筋量が少なく過度な増厚により基礎への負担が大きくなるような場合には、プレストレス導入による増厚量の低減が効果的な場合もある。この場合、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、HMP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。

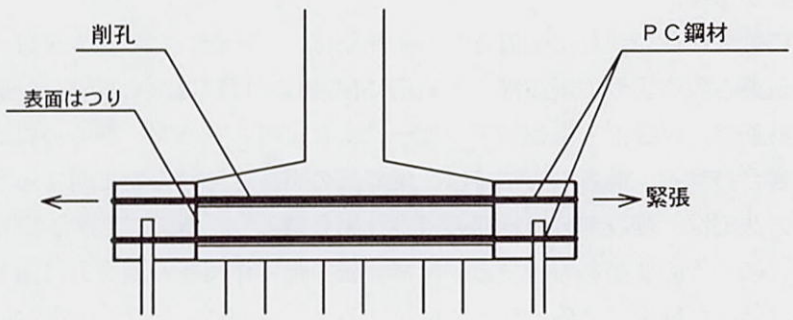
(2)　拡大後のフーチングの照査方法を規定したものである。拡大後のフーチングの照査にあたっては、既設基礎の補強に伴う断面力の増加を考慮しなければならない。常時、暴風時およびレベル１地震時においては、フーチング内のコンクリートおよび鉄筋に生じる応力度が 4.3 に規定する許容応力度以下であることを照査する。また、レベル２地震時においては、フーチングに過度な

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ＨＭＰ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、ＨＭＰ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、ＨＭＰ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

ＨＭＰ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】

ＨＭＰ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、ＨＭＰ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ＨＭＰ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、ＨＭＰ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ＨＭＰ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、ＨＭＰは、杭径が300mm以下と小さいため道示Ⅳに準じ許容水平変位を15mmとする。ただし、橋台基礎の場合は、既設杭およびＨＭＰ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。

ＨＭＰ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。

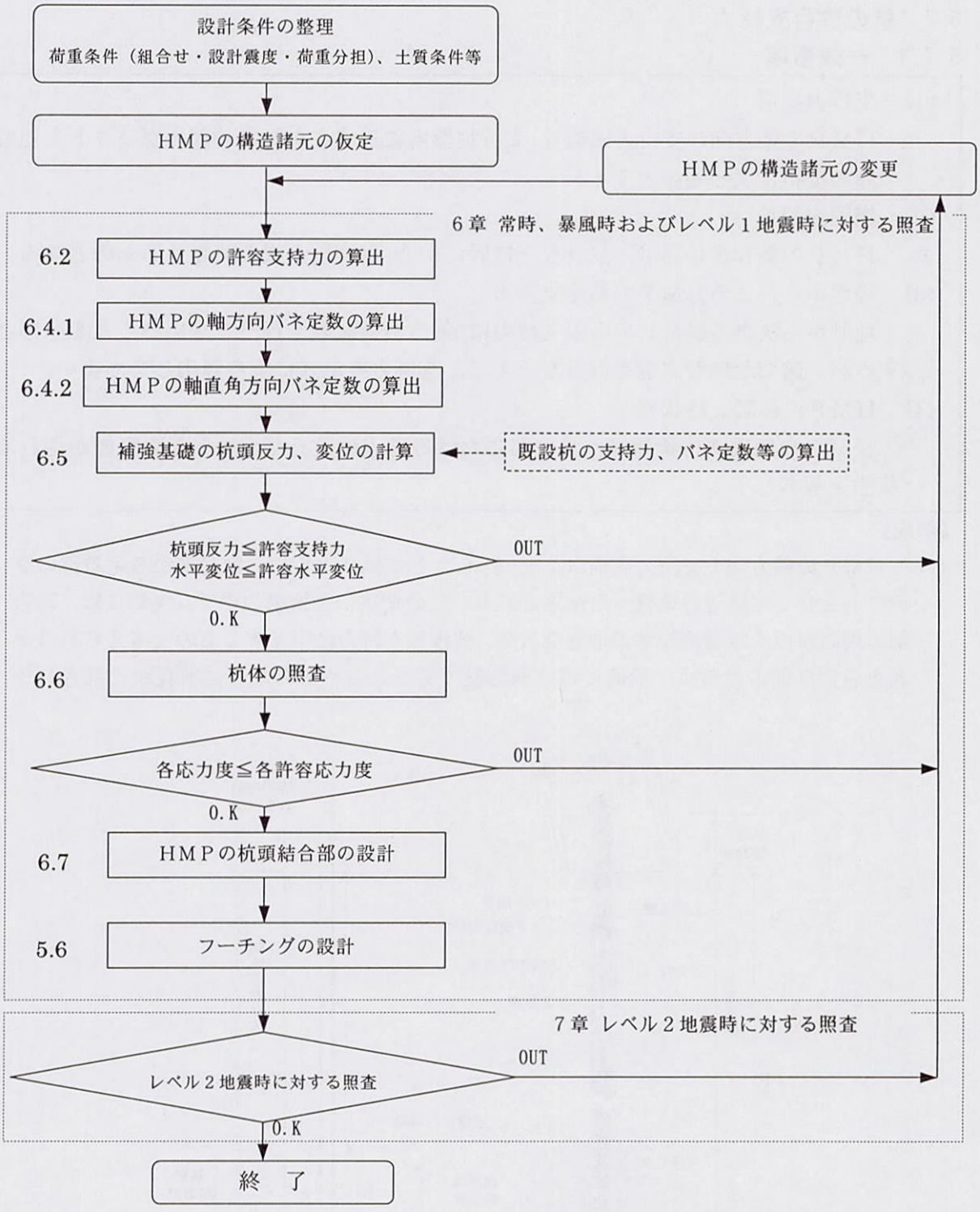


図-解 6.1.1 HMPにより補強した杭基礎の標準的な設計計算フロー
（常時、暴風時およびレベル1地震時）

6.2　杭の許容支持力

6.2.1　一般事項

(1)　支持力機構

ＨＭＰの軸方向の支持力機構は、支持地盤内に形成された定着部のグラウトと地盤の摩擦抵抗によるものとする。

(2)　鋼管定着長

ＨＭＰの鋼管定着部は、良質な支持層に 1.0m 程度以上根入れさせるものとする。

(3)　地盤から決まるＨＭＰの極限支持力

地盤から決まるＨＭＰ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。

(4)　ＨＭＰの極限支持状態

ＨＭＰの極限支持状態は、定着部における周辺地盤とグラウトとの摩擦が切れる状態を基本とする。

【解説】

(1)　ＨＭＰの軸方向の支持力機構は、図-解 6.2.1 に示すように、鋼管部から定着部のグラウトを介して周辺の地盤へと伝達される。この荷重伝達機構の中で、実際には、鋼管部の周面摩擦や定着部先端の地盤抵抗も、杭体の支持力に寄与するものと考えられるが、非定着部周囲の地盤は一般的には軟弱地盤であることやそのために削孔時に乱されや

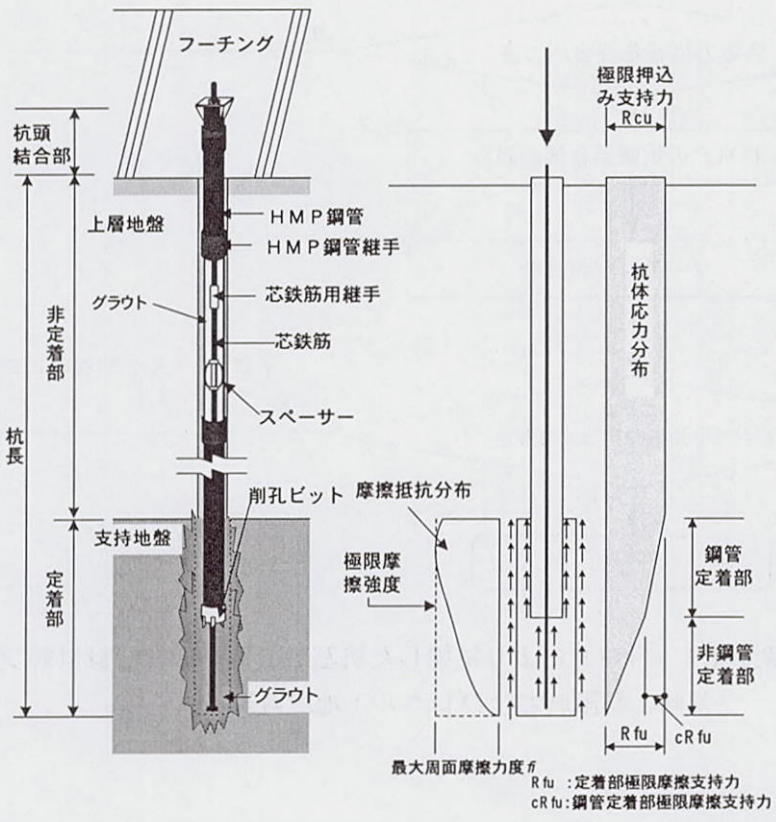


図-解 6.2.1　荷重伝達および支持機構の概念図

すいこと、また定着部先端は、小口径のため基本的にわずかな支持力しか見込めないことからその効果を無視するものとした。

(2)　これまでに実施されたＨＭＰ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、ＨＭＰの鋼管定着部は良質な支持層に 1.0m 程度以上根入れさせるものとした。また、定着部周辺の地盤が強固で摩擦強度が大きく見込める場合には、地盤から決まる極限力が、引張り時には鋼管定着部における周面摩擦抵抗と芯鉄筋の引張強度によって決まる引張耐力の合計を、圧縮時には鋼管定着部における周面摩擦抵抗と非鋼管定着部の圧縮耐力の合計を上回る場合がある。このような場合には、地盤から決まる極限引抜き力や極限支持力の方が小さくなるように、鋼管定着部の長さを調整する必要がある。

なお、ＨＭＰ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ＨＭＰ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ＨＭＰ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ＨＭＰ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、沈下量が杭径の 10％をこえる場合には、杭径の 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。

(4)　ＨＭＰは、周辺地盤の強度、鋼管定着長や非鋼管定着長によって、軸方向荷重を受ける時の破壊メカニズムが変化する。以下に想定される破壊のパターンである。

1)　圧縮時

①定着部におけるグラウトと地盤との摩擦切れ

②鋼管定着部の摩擦切れ＋非鋼管定着部の圧縮破壊

③鋼管部の圧縮破壊

2)　引張り時

①定着部におけるグラウトと地盤との摩擦切れ

②鋼管定着部の摩擦切れ＋芯鉄筋の引張り破壊

③鋼管定着部の摩擦切れ＋芯鉄筋とグラウトの付着切れ

④鋼管部の引張り破壊

上記の破壊パターンを考慮し、最も小さな値を極限支持力と定義することは可能であ

るが、圧縮時の②、引張り時の②および③において、許容支持力を適切に設定することは現状では困難である。したがって、ここでは簡便性を考慮し、①に示す「定着部におけるグラウトと地盤との摩擦切れ」を基本的な破壊形態と考え、設計に考慮するものとした。なお、6.2.4 の規定に従い、非鋼管定着部に生じる軸力が当該部位の耐力以下となるように、定着部の照査を行う必要がある。

6.2.2 杭の軸方向許容押込み支持力

ＨＭＰ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 ： ＨＭＰ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、ＨＭＰ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) ＨＭＰ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) ＨＭＰ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) ＨＭＰ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。

$$R_u = U \sum L_i f_i \quad \cdots\cdots (解\ 6.2.1)$$

ここに、

R_u ： 地盤から決まるＨＭＰの極限支持力（kN）

U ： 定着部の周長（m）

$U = \pi \times D$

D ： 削孔径（m）

L_i ： 周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ： 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

表-解 6.2.1 に鉛直載荷試験[2),3)]より得られた最大摩擦力度（実験値）とグラウンド・アンカー設計施工基準[4)]より求められた最大摩擦力度（設計値）を示す。設計値は、表-解 6.2.2 に示す摩擦強度の平均値から求められたものである。表-解 6.2.1 に示すように、載荷試験より得られた最大摩擦力度は、グラウンド・アンカー設計施工基準から求められた最大摩擦力度より大きな値を示した。したがって、ＨＭＰの最大周面摩擦力度 f_i は、表-解 6.2.2 に示すように、グラウンド・アンカー設計施工基準に示される摩擦強度の平均値を用いるものとする。

なお、表-解 6.2.2 を適用するにあたって、最大周面摩擦力度を設定するための N 値は、１桁目を切り捨てた値を用いるものとする。

表-解 6.2.1　設計値と鉛直載荷試験結果の比較

	地盤条件	最大摩擦力度(N/mm²)	
		設計値	実験値
載荷試験1	土丹層 C=0.87N/mm²	0.87	1.00
載荷試験2	細砂層 N値=20	0.21	0.25

表-解 6.2.2　最大周面摩擦力度 f_i

地盤の種類			ｸﾞﾗｳﾝﾄﾞ・ｱﾝｶｰ設計施工基準 摩擦強度(N/mm²)	最大周面摩擦力度 (N/mm²)
岩盤	硬　岩		1.5－2.5	2.00
	軟　岩		1.0－1.5	1.25
	風化岩		0.6－1.0	0.80
	土　丹		0.6－1.2	0.90
砂礫	N値	10	0.10－0.20	0.15
		20	0.17－0.25	0.21
		30	0.25－0.35	0.30
		40	0.35－0.45	0.40
		50	0.45－0.70	0.57
砂	N値	10	0.10－0.14	0.12
		20	0.18－0.22	0.20
		30	0.23－0.27	0.25
		40	0.29－0.35	0.32
		50	0.30－0.40	0.35
粘性土			1.0 c (c は粘着力)	1.0 c (c は粘着力)

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。

6.2.3　杭の軸方向許容引抜き支持力

ＨＭＰ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。

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

ここに、

P_a ：　ＨＭＰ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）

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)　通常杭の軸方向許容引抜き力は、地盤の許容引抜き抵抗力と杭の自重の和として計算する。ここでは、ＨＭＰの自重が小さいことを考慮し、式（6.2.2）により軸方向許容引抜き支持力を求めるものとした。

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、ＨＭＰ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、ＨＭＰ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ＨＭＰの配列を検討するのが望ましい。

3)　ＨＭＰ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)　地盤から決まるＨＭＰの軸方向極限引抜き力は、式（解 6.2.1）の第２項の最大周面摩擦力に準じた取扱いをしてよい。

表-解 6.2.4 に引抜き載荷試験[5]より得られた最大周面摩擦力度とグラウンド・アンカー設計施工基準より求められた最大周面摩擦力度を示す。表-解 6.2.4 に示すように、引抜き載荷試験より得られた最大摩擦力度は、グラウンド・アンカー設計施工基準から得られる平均値と同じ値を示した。したがって、極限引抜き力算出時においても、ＨＭＰの最大周面摩擦力度 f_i は、表-解 6.2.2 を適用してよいものとする。

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

表-解 6.2.4　設計値と鉛直載荷試験結果の比較

	地盤条件	最大摩擦力度(N/mm²)	
		設計値	実験値
載荷試験3	細砂層 平均N値=40	0.32	0.32

6.2.4　定着部の照査

地盤から決まるＨＭＰの極限支持力あるいは極限引抜き力に相当する軸方向力が作用した場合において、非鋼管定着部に生じる軸力が当該部位の耐力以下となることを照査するものとする。

【解説】

1)　非鋼管定着部においては、当該部位に作用する軸方向力に対し、部材として安全であること照査するものとした。非鋼管定着部の照査に用いる軸力は、鋼管定着部の周面摩擦抵抗による減少を考慮し、式(解 6.2.2) ～式(解 6.2.3) により算出する。

$$C_u = R_u - UL_{trans} f_{trans} \cdots\cdots (解\ 6.2.2)$$

$$T_u = P_u - UL_{trans} f_{trans} \cdots\cdots (解\ 6.2.3)$$

ここに、

C_u ： 非鋼管定着部の照査に用いる軸方向圧縮力 (kN)

T_u ： 非鋼管定着部の照査に用いる軸方向引張力 (kN)

R_u ： 地盤から決まるＨＭＰ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ＨＭＰの極限引抜き力 (kN) で、6.2.3 の規定により算出する。

U ： 定着部の周長 (m)

$U = \pi \times D$

D ： 削孔径(m)

L_{trans} ： 鋼管定着部の長さ (m)

f_{trans} ： 鋼管定着部における最大周面摩擦力度 (kN/m²)

非鋼管定着部の軸方向耐力は、圧縮力に対して芯鉄筋およびグラウトを、引張力に対して芯鉄筋をそれぞれ抵抗断面とし、式(解 6.2.4)～式(解 6.2.5)により算出する。

$$N_{CU} = 0.85\sigma_{ck} A_c + \sigma_{ry} A_r \cdots\cdots (解\ 6.2.4)$$

$$N_{TU} = \sigma_{ry} A_r \cdots\cdots (解\ 6.2.5)$$

ここに、

N_{CU} ： 非鋼管定着部の軸方向圧縮耐力（kN）

N_{TU} ： 非鋼管定着部の軸方向引張耐力（kN）

σ_{ck} ： グラウトの設計基準強度（kN/m²）

σ_{ry} ： 芯鉄筋の降伏点（kN/m²）

A_c ： 非鋼管定着部におけるグラウト部の断面積（m²）

A_r ： 芯鉄筋の断面積（m²）

2） 非鋼管定着部においては、引抜き力作用時に芯鉄筋のみが抵抗するため、芯鉄筋に生じる引張力を確実にグラウト部へ付着伝達させる必要がある。このため、非鋼管定着部の長さは、グラウトの付着応力度から決まる芯鉄筋の必要定着長以上を確保するものとする。芯鉄筋の必要定着長は、道示に規定された鉄筋の重ね継手長に等しい長さとし、その算出に用いる芯鉄筋の許容引張応力度およびグラウトの許容付着応力度は4.3の規定による。

支持地盤の土質条件や施工上の制約等により、やむをえず芯鉄筋の必要定着長が確保できない場合には、芯鉄筋下端に定着板を配置し、引抜き力の伝達を確実にしなければならない。この場合、定着板前面のグラウトの支圧応力に対する照査を行う必要がある。また、割裂作用によるグラウトの局部破壊を防止する観点から、フープ筋等により非鋼管定着部の十分な補強を行うことが望ましい。

6.3 水平方向地盤反力係数

ＨＭＰ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

ＨＭＰ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ＨＭＰ換算載荷幅で、式（解 6.3.3）により求める。（m）

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

D ： 荷重作用方向に直交するＨＭＰ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 $\sqrt[4]{\dfrac{k_H D}{4EI_{HMP}}}$（m⁻¹）

EI_{HMP} ： ＨＭＰの曲げ剛性（kN･m²）で、式（解 6.3.4）により求まるＨＭＰ鋼管、芯鉄筋およびグラウトからなる等価曲げ剛性とする。

$$EI_{HMP} = E_s\left(I_s + I_r + \frac{E_c I_c}{E_s}\right) \quad \cdots\cdots (解\ 6.3.4)$$

E_s ： ＨＭＰ鋼管および芯鉄筋のヤング係数（kN/m²）

E_c ： グラウトのヤング係数(kN/m²)

I_s ： ＨＭＰ鋼管の断面二次モーメント（m⁴）

I_r ： 芯鉄筋の断面二次モーメント（m⁴）

I_c ： グラウトの断面二次モーメント（m⁴）

ここで、ＨＭＰの曲げ剛性 EI_{HMP} は、鋼管、芯鉄筋とグラウトからなる等価曲げ剛性とした。これは、ＨＭＰの交番曲げ試験[6]や水平載荷試験[7]の結果より考慮したも

のである。

ＨＭＰ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

ＨＭＰ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」[8] 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

ＨＭＰ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。ＨＭＰ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、過去の載荷試験例などを考慮したうえで、式（解 6.4.1）により推定してもよい。

既往の鉛直載荷試験に基づく推定方法は、載荷試験における実測 K_V から式（解 6.4.1）の a を逆算し、鋼管長比 L/D との関係に着目したもので、式（解 6.4.3）にその推定式を示す。

$$K_V = a\frac{AE_{HMP}}{L} \quad \cdots\cdots\cdots\

L ： HMP鋼管の長さ（m）で、フーチング下端から鋼管先端までの長さ。

a ： 式（解 6.4.3）により求める。

$$a = a1 \times ln\,(L/D) + a2 \quad \cdots\cdots (解\ 6.4.3)$$

$a1$ ： 式（解 6.4.4）により求める。

$$a1 = 0.0036 \times S + 0.2161 \quad \cdots\cdots (解\ 6.4.4)$$

$a2$ ： 式（解 6.4.5）より求める。

$$a2 = -0.0286 \times S - 0.2775 \quad \cdots\cdots (解\ 6.4.5)$$

S ： 定着長比

$$S = L_{NPB} / L_{PB} \quad \cdots\cdots (解\ 6.4.6)$$

L_{NPB} ： 非鋼管定着長(m)

L_{PB} ： 鋼管定着長(m)

D ： HMP鋼管の径（m）

現在のところHMP工法は、載荷試験データ数が少ないため、式（解 6.4.1）および式（解 6.4.3）の推定式作成にあたっては、軸力分布より算出された軸方向バネ定数[9]を基にパラメトリック解析[10]を実施して算出したものである。当面は、式（解 6.4.1）および式（解 6.4.3）から、HMPの軸方向バネ定数を求めてよい。なお、式（解 6.4.3）の適用範囲は、載荷試験の条件やパラメトリック解析の条件等から、$40 < L/D < 160$ と考えられることから、この範囲外となる場合には、別途検討が必要である。

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

HMP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) HMP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　$\sqrt[4]{\dfrac{k_H D}{4EI_{HMP}}}$　（m⁻¹）

λ　：　$h+\dfrac{1}{\beta}$　（m）

k_H　：　水平方向地盤反力係数（kN/m³）

D　：　ＨＭＰ鋼管の径（m）

EI_{HMP}　：　ＨＭＰの曲げ剛性（kN･m²）で、式（解 6.3.4）により求まる鋼管、芯鉄筋およびグラウトからなる等価曲げ剛性とする。

h　：　設計上の地盤面から上のＨＭＰ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

ＨＭＰ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ＨＭＰ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ＨＭＰ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ＨＭＰ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ＨＭＰ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。ただし、砂質土層あるいはシルト層を表層とする地盤内に施工されたＨＭＰの鉛直(交番)載荷試験[3),5)]では、非定着部の周面摩擦抵抗が微少なため、杭頭に与えた鉛直力がほとんど減少せず支持地盤まで伝達されることが確認されている。したがって、非定着部に作用する軸方向押込み力または軸方向引抜き力は、杭頭反力が定着部上端まで一定であるものと考えてよい。

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。また、このときのＨＭＰの曲げ剛性は、ＨＭＰ鋼管内部の芯鉄筋とグラウトを考慮した等価曲げ剛性 EI_{HMP} (式(解 6.3.4))を用いてよい。これは、既往の水平載荷試験結果[6),7),10)]と道示Ⅳによる水平方向地盤反力係数および等価曲げ剛性 EI_{HMP} を用いた静的非線形解析結果とで荷重～変位関係や曲げモーメントの深度分布が概ね一致していたことによる。

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ＨＭＰ鋼管に生じる応力度が、許容応力度以下であることを照査する。

ＨＭＰは、ＨＭＰ鋼管、芯鉄筋、グラウトの各材料で構成された合成鋼管として挙動することが既往の曲げ載荷試験[6),7)]により明らかにされている。しかし、ＨＭＰ鋼管および芯鉄筋に許容応力度レベルの応力が作用した時点では既にグラウトの材料線形性が失われている可能性があり計算上完全な弾性合成部材として扱うことは困難である。このことから、許容応力度法により常時やレベル１地震時に対する照査を行う場合には、グラウトを無視するものとする。また、ＨＭＰの曲げ特性はＨＭＰ鋼管のそれが支配的であり、一般に芯鉄筋を無視しても不経済な設計にならないことから、すべての断面力に対してＨＭＰ鋼管のみが抵抗するものとしてよい。

ＨＭＰ鋼管の照査方法[11]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ＨＭＰ鋼管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 ： ＨＭＰ鋼管に生じる曲げ応力度（kN/m²）

N ： ＨＭＰに作用する杭頭反力（kN）

A ： ＨＭＰ鋼管の有効断面積（m²）（8.1 に規定する腐食しろを考慮）

M ： ＨＭＰに作用する曲げモーメント（kN·m）

Z ： ＨＭＰ鋼管の有効断面係数（m³）（8.1 に規定する腐食しろを考慮）

図-解 6.6.1 にＨＭＰ鋼管のみを有効断面とした場合のＨＭＰ鋼管の抵抗モーメント～軸力関係を示す。

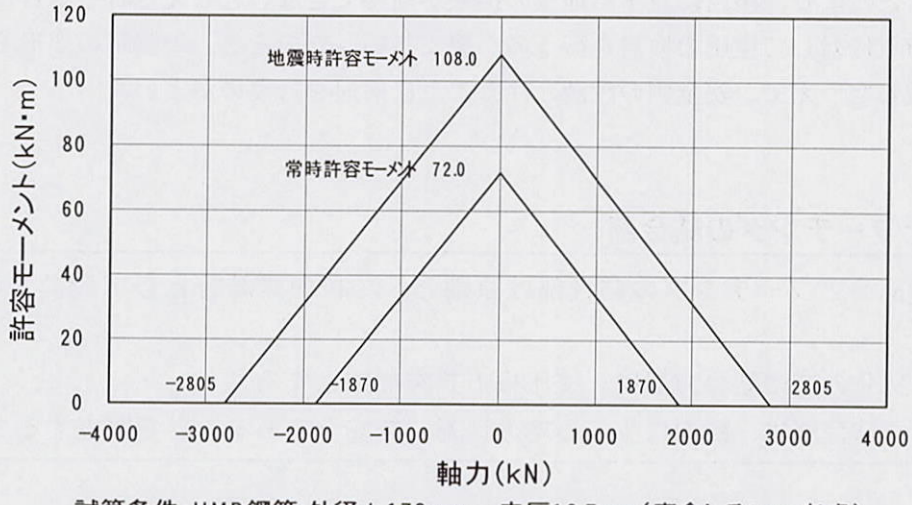


図-解 6.6.1　ＨＭＰ鋼管の抵抗モーメント～軸力関係

② せん断応力度の照査

せん断力によりＨＭＰ鋼管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ＨＭＰ鋼管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 ： HMP鋼管に生じるせん断応力度（kN/m²）

Q ： HMPに作用するせん断力（kN）

A ： HMP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 ： HMP鋼管の外径（m）（8.1に規定する腐食しろを考慮）

d ： HMP鋼管の内径（m）

4) 全長が地中に埋込まれたHMPは、一般に座屈の影響を考慮しなくてもよい。これは、HMP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) HMP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) HMP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) HMP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。なお、HMPは小さな杭径に比して高耐力を有しているため、杭頭結合部周辺に作用する応力が大きくなる傾向にある。結合部の設計にあたっては、このような特性を十分に把握し、結合部の構造やフーチングの寸法を検討する必要がある。

(2) HMPとフーチングとの結合は、フーチングの中にHMP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(a)に示す。

一方、既設基礎の補強において、フーチングを拡大するスペースが確保できない場合

には、図-解 6.7.1(b)に示すように、既設フーチングのコアボーリングとせん断リング方式の組み合わせにより、ＨＭＰとフーチングを結合する方法がある。この方法によると、杭頭部の作用力は、杭頭部に取り付けられたせん断リングと無収縮グラウトのずれ抵抗により杭体へと伝達される。したがって、コアの外周面に溝（コッター）を掘り、充填グラウトと既設フーチングとの間で十分な付着強度を確保する必要がある。せん断リング方式による杭頭の結合は、国内では実績がないが、米国の橋脚耐震補強工事に採用された事例がある。なお、既設フーチングのコアボーリングにあたっては、フーチング内の鉄筋を切断する可能性があるため、事前探査による鉄筋位置の推定や、やむを得ず切断する場合のフーチングの耐力照査等、入念な調査・検討が必要である。

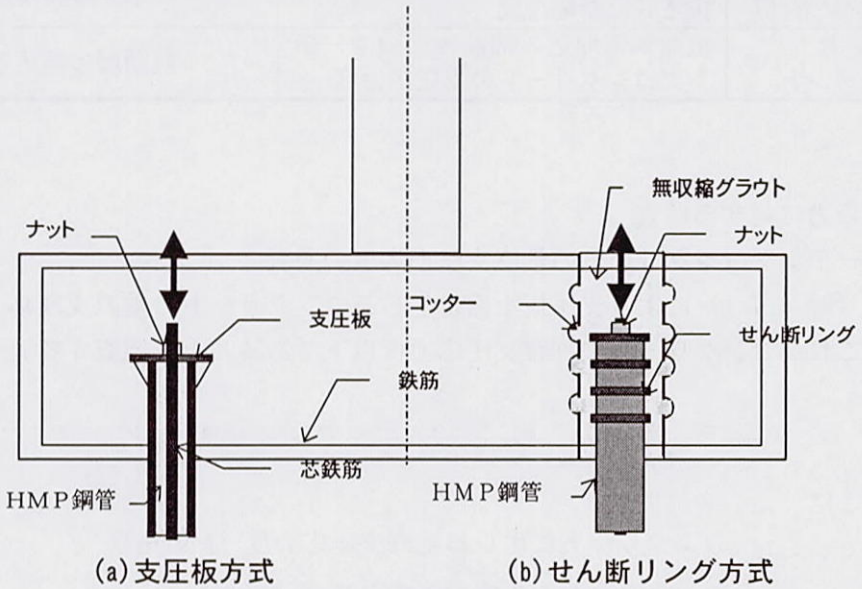


図-解 6.7.1　杭頭結合部の構造

(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[11]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。表-解 6.7.1 に照査の概要を示す。作用する杭頭断面力が大きくなると、フーチング厚やＨＭＰとフーチングの縁端距離が結合部の照査で決まる場合があるので注意が必要である。

表-解 6.7.1　支圧板方式の照査概要

杭頭作用力		照査項目	照査から決まる構造寸法
鉛直力	押込み力	支圧板上面におけるフーチングコンクリートの支圧応力度	支圧板の平面寸法
		フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度	フーチング厚 （フーチング上端～支圧板距離）
	引抜き力	支圧板下面におけるフーチングコンクリートの支圧応力度	支圧板の平面寸法
		フーチングコンクリートの引抜きせん断応力度	杭頭部の埋込み長
水平力 （フーチング端部）		フーチングコンクリートの水平押抜きせん断応力度	杭の縁端距離
水平力 ＋モーメント		杭頭鋼管埋込み部前後面のフーチングコンクリートの支圧応力度	杭頭部の埋込み長

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\cdots\

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。

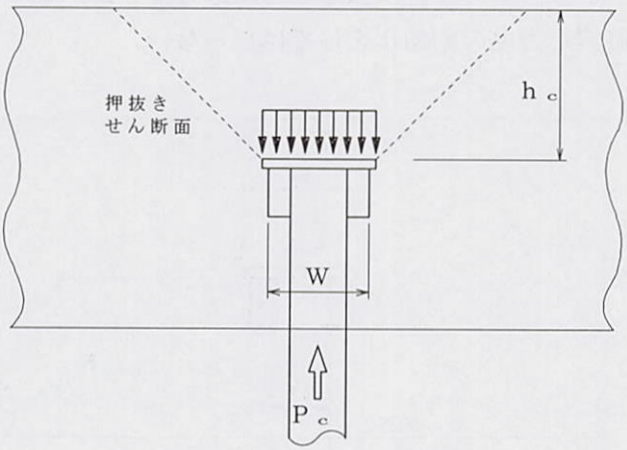


図-解 6.7.2　押込み力に対する照査

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\cdots\

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）

なお、コンクリートの許容引抜きせん断応力度 $\tau_{at}(=\tau_a)$ 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。

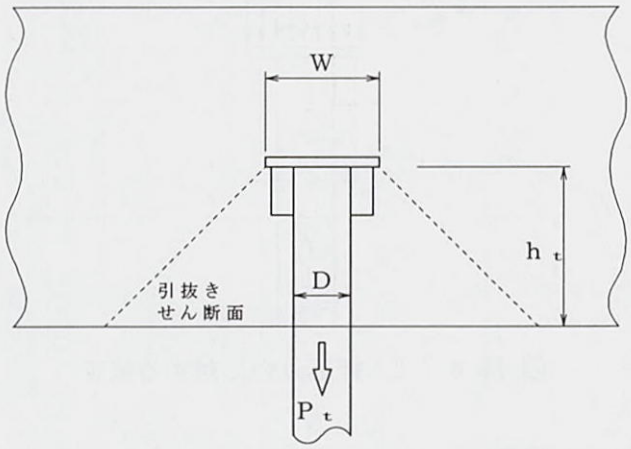


図-解 6.7.3　引抜き力に対する照査

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

式（解 6.7.5）により杭頭鋼管側面に生じるコンクリートの水平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。

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots (解\ 6.7.5)$$

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　：　杭頭鋼管の外径（m）

l　：　杭頭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）により杭頭鋼管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。

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

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 ： 杭頭鋼管の外径（m）

l ： 杭頭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。

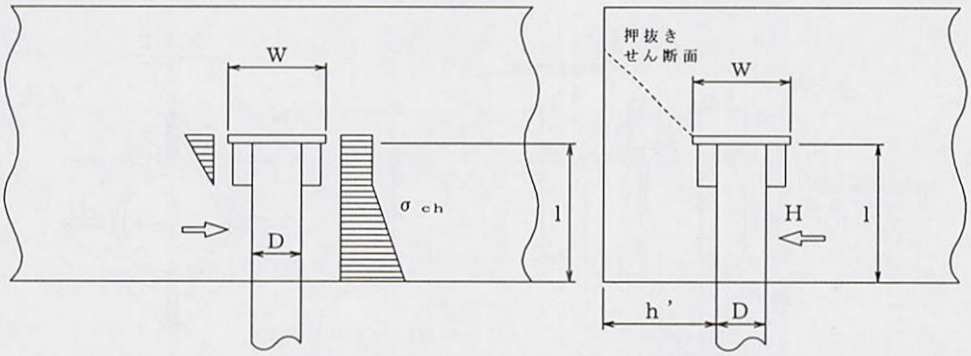


図-解 6.7.4 水平力および曲げモーメントに対する照査

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 ： 杭頭鋼管の外径（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）

M_{max} ： 支圧板に生じる最大曲げモーメント（kN·m）

σ_{sa} ： 支圧板の許容曲げ引張応力度（kN/m²）

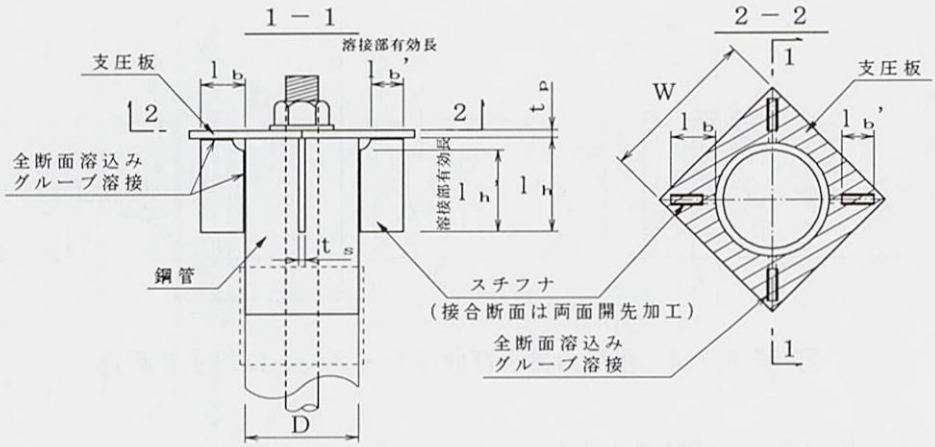


図-解 6.7.5 支圧板、スチフナー般図

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、工場溶接によって杭頭鋼管に接合する。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、支圧板と杭頭鋼管にそれぞれ溶接する。

溶接部については、道示Ⅱ[12)] に準じ、支圧板とスチフナの溶接部における垂直応力度、杭頭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 に規定する工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 ： 鋼材の溶接部の許容垂直応力度（kN/m²）

② 杭頭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\cdots\

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) 高耐力マイクロパイル研究会:高耐力マイクロパイル施工･載荷実験報告書,1999.4.
3) 相良、塚田、市村：鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性(その１)－静的載荷試験結果－，第33回地盤工学研究発表会，1998.6.
4) 地盤工学会：グラウンド・アンカー設計施工基準，2000.3.
5) 福井、石田、加藤、三木：マイクロパイルによる橋梁基礎の補強に関する検討，第3回耐震補強・補修技術、耐震診断技術に関するシンポジウム講演論文集，1999.7
6) 斉藤、浜塚、米倉、岸下：鋼管を用いたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究(その１)－グラウトを充填した油井用鋼管の交番曲げ載荷試験－、土木学会第54回年次学術講演会、1999.9
7) 岸下、浜塚、大谷：鋼管を用いたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究(その２)－水平交番載荷試験結果－，土木学会第54回年次学術講演会，1999.9
8) 地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説，1983.10.
9) 岸下、三浦、浜塚、畑野、斉藤：高耐力マイクロパイルの原位置載荷試験とその支持力特性，土木学会論文集第Ⅵ部門，2002.9.
10) 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.
11) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，1992.10.
12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、2002.3.

7章　レベル2地震時に対する照査

7.1　照査の基本

(1)　HMP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)　HMP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】

HMP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、HMP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、HMP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、HMP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HMP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HMP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。

HMP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。

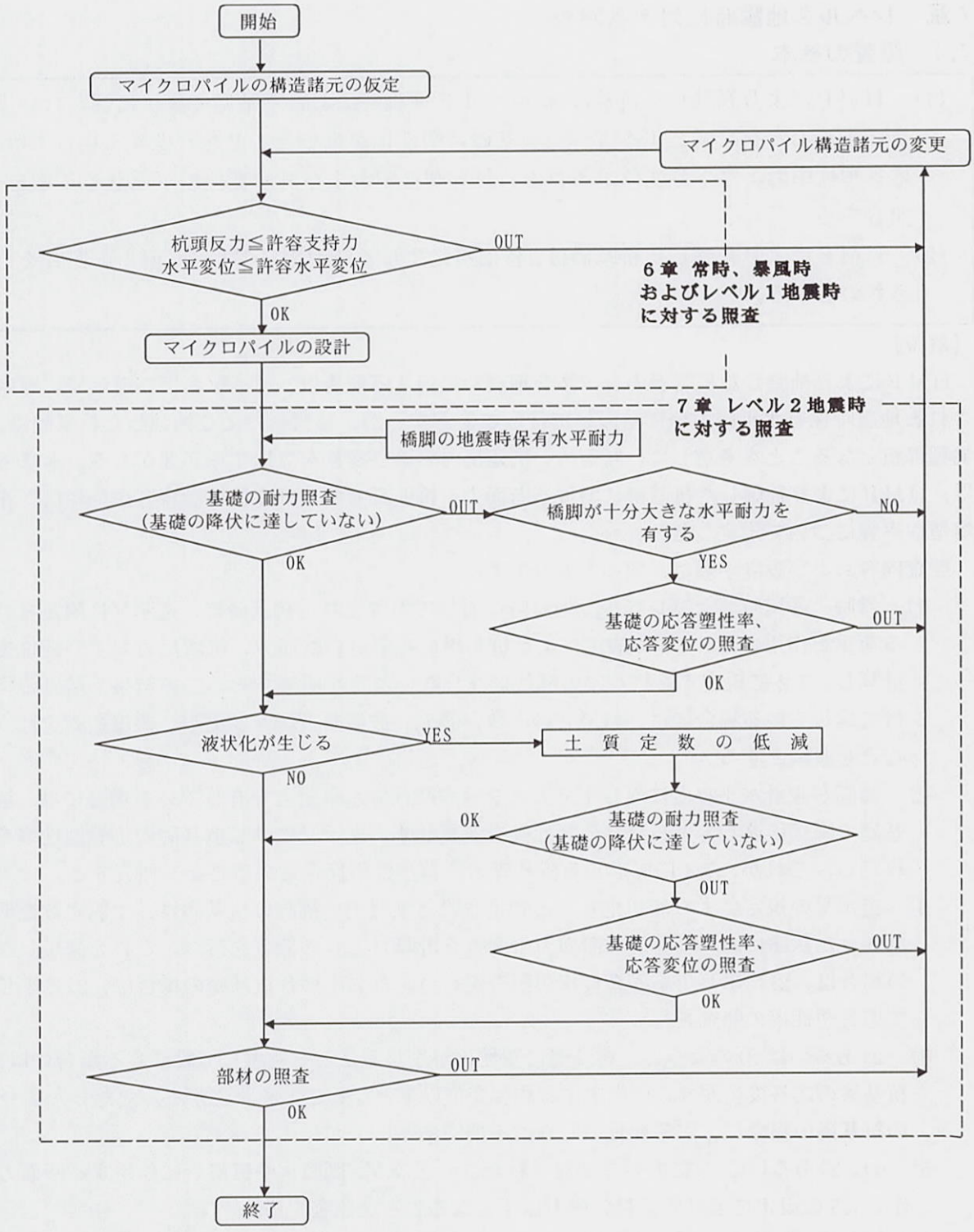


図-解 7.1.1　ＨＭＰにより補強した橋脚の杭基礎の標準的な設計計算フロー
（レベル２地震時）

7.2 基礎の降伏

ＨＭＰ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。ＨＭＰ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、ＨＭＰ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ＨＭＰ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、ＨＭＰ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ＨＭＰにおいて、杭体が塑性化する。

③ 一列の杭（既設杭またはＨＭＰ）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、ＨＭＰにおいては、ＨＭＰ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

ＨＭＰ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。

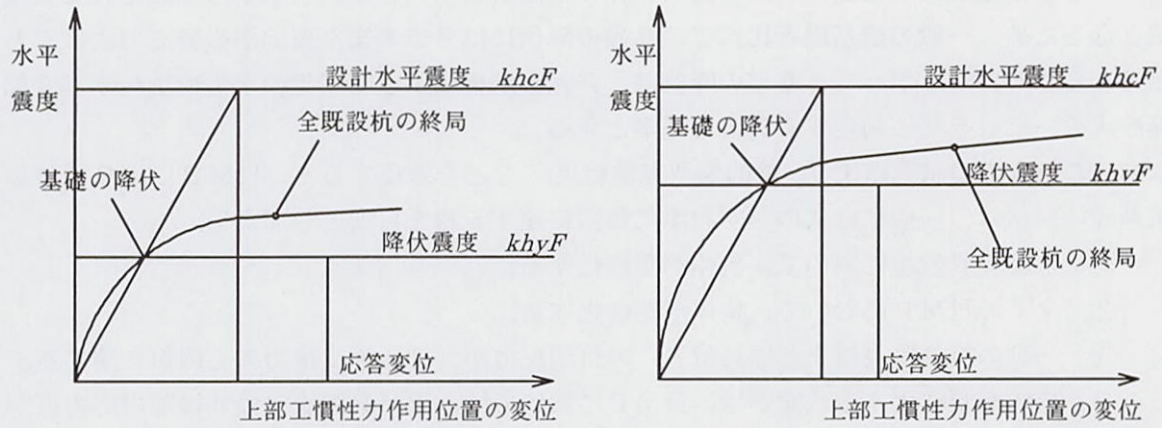
【解説】

ＨＭＰ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。

ＨＭＰ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、ＨＭＰ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

ＨＭＰ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】

ＨＭＰ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。

ＨＭＰ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ＨＭＰの杭頭をフーチングに剛結したラーメン構造とする。

2)　ＨＭＰ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、ＨＭＰの鋼管径と既設杭径の比およびＨＭＰと既設杭の杭間隔を目安とする。

なお、ＨＭＰ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。

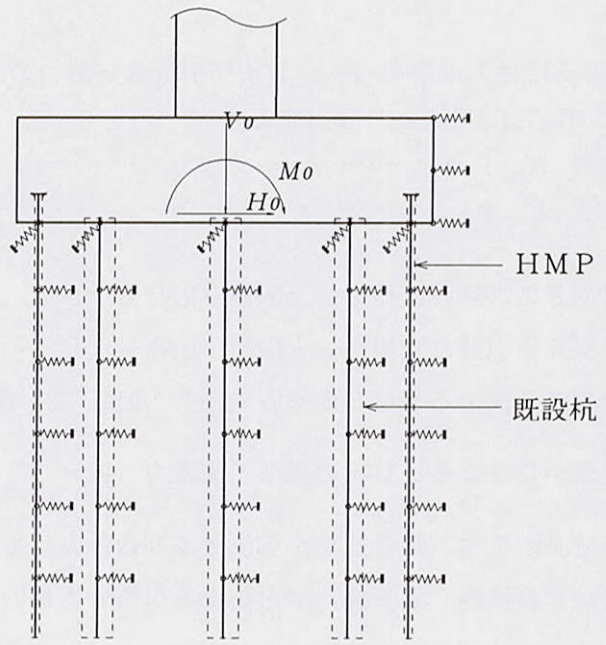
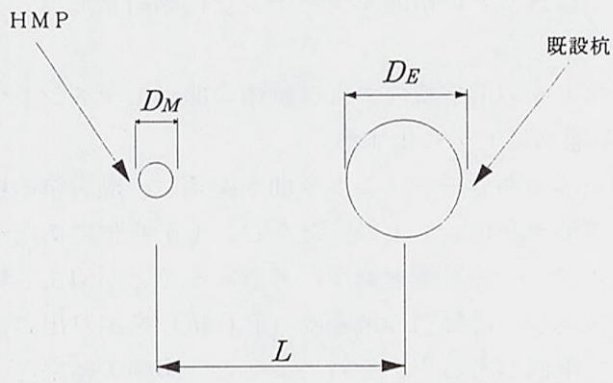


図-解 7.4.1　ＨＭＰにより補強した杭基礎の解析モデル



・ＨＭＰの鋼管径と既設杭径の比

$D_E / D_M \geqq 3.4$

・ＨＭＰ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：ＨＭＰの鋼管径(m)

L ：既設杭とＨＭＰ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

ＨＭＰの軸方向の抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いるＨＭＰ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)　ＨＭＰ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。

ＨＭＰ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。

ＨＭＰ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。

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

$$P_{TU1} = \min(P_u, P_{PU}) \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.2)$$

ここに、

P_{NU1}：　ＨＭＰの押込み支持力の上限値（kN）

P_{TU1}：　ＨＭＰの引抜き支持力の上限値（kN）

R_u　：　地盤から決まるＨＭＰ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ＨＭＰの極限引抜き力（kN）で、6.2.3 の規定により算出する。

R_{PU}：　ＨＭＰの杭体（鋼管部）から決まる押込み支持力の上限値（kN）

P_{PU}：　ＨＭＰの杭体（鋼管部）から決まる引抜き支持力の上限値（kN）

ＨＭＰの杭体から決まる押込み支持力の上限値 R_{PU}は、ＨＭＰ鋼管内部に充填されたグラウト部の荷重分担を考慮し、ＨＭＰ鋼管、芯鉄筋、およびグラウトを抵抗断面として式（解 7.4.3）により算出するものとする。また、引抜き支持力の上限値 P_{PU} は、グラウトの引張強度が小さいため、これを無視するものとし、式（解 7.4.4）により算出するものとする。

$$R_{PU1} = 0.85\sigma_{ck}A_c + \sigma_{sy}A_s + \sigma_{ry}A_r \quad \cdots\cdots\text{(解 7.4.3)}$$

$$P_{PU1} = \sigma_{sy}A_s + \sigma_{ry}A_r \quad \cdots\cdots\text{(解 7.4.4)}$$

ここに、

σ_{ck} ： グラウトの設計基準強度（kN/m²）

σ_{sy} ： ＨＭＰ鋼管の降伏点 （kN/m²）

σ_{ry} ： 芯鉄筋の降伏点（kN/m²）

A_c ： グラウトの断面積（m²）

A_s ： ＨＭＰ鋼管の断面積（m²）

A_r ： 芯鉄筋の断面積（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。

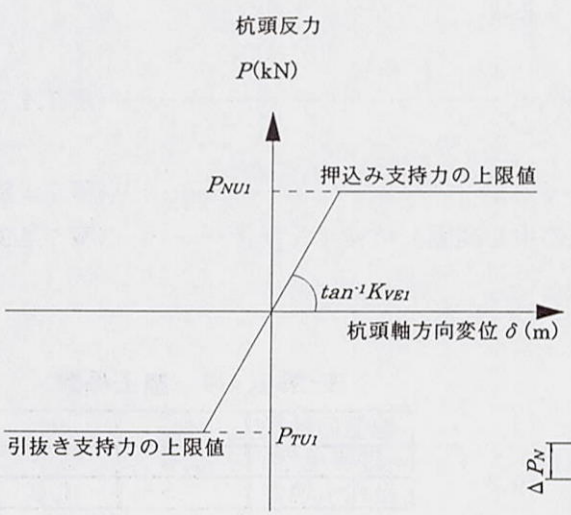


図-解 7.4.3 ＨＭＰの軸方向の抵抗特性

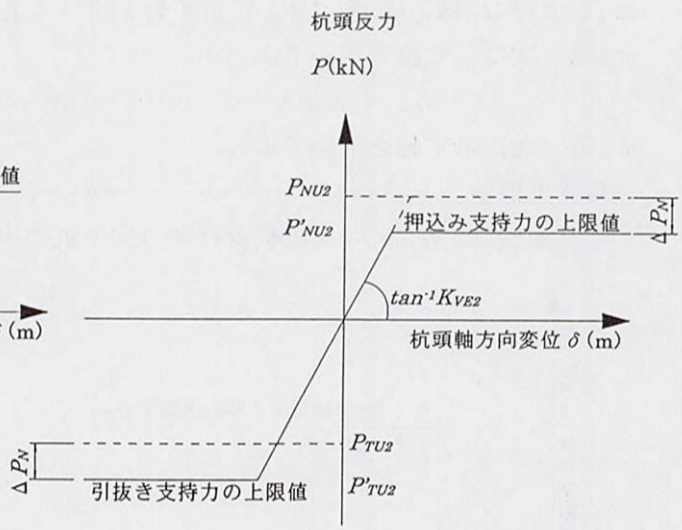


図-解 7.4.4 既設杭の軸方向の抵抗特性

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】

ＨＭＰ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、ＨＭＰ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。

ＨＭＰ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。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.5)$$

$$p_{HU} = \eta_P \alpha_P p_U \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.6)$$

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。

$$\eta_k = 2/3 \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.7)$$

η_p は、次に示す値を用いてよい。

粘性土地盤：$\eta_p = 1.0$ ……(解 7.4.8)

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（$\leqq \alpha_p$）……(解 7.4.9)

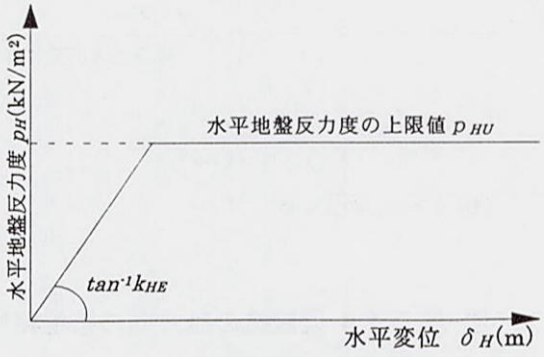


図-解 7.4.5　杭の軸直角方向の抵抗特性

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

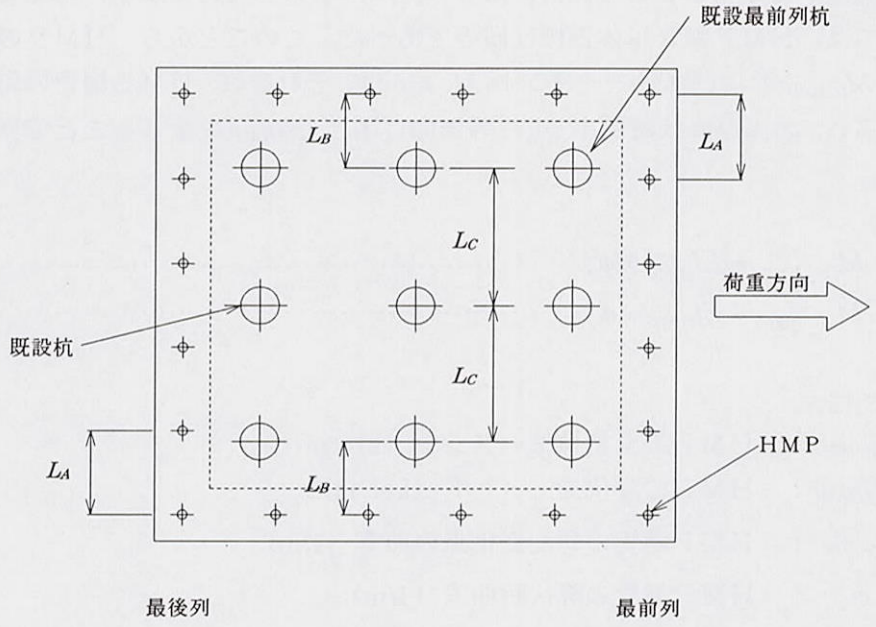
注）$N \leqq 2$ の粘性土地盤では、$\alpha_p = 1.0$ とする

表-解 7.4.1 に示す α_k および α_p、式(解 7.4.7)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 7.4.9)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ＨＭＰ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ＨＭＰ

荷重載荷直角方向のＨＭＰの中心間隔 L_A／ＨＭＰ鋼管径 D_M ($\leqq \alpha_p$)

・上記以外のＨＭＰ

荷重載荷直角方向の既設杭とＨＭＰの杭中心間隔 L_B／ＨＭＰ鋼管径 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

	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

ＨＭＰ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)　ＨＭＰ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）。

ＨＭＰの曲げ載荷試験結果[5),6)]によると、ＨＭＰ鋼管の内部に芯鉄筋を配置しグラウトで充填した供試体は、曲げ剛性および全塑性モーメントについては、芯鉄筋とグラウトの剛性が寄与することでＨＭＰ鋼管単体よりも大きな値を示し、勾配変化点の曲率については、ＨＭＰ鋼管単体とほぼ同等であった。このことから、ＨＭＰの全塑性モーメント M_{p_HMP} および降伏モーメント M_{y_HMP} は、それぞれ、ＨＭＰ鋼管の勾配変化点の曲率曲率 ϕ_y' および降伏時曲率 ϕ_y に等価曲げ剛性 EI_{HMP} を乗じることで算出するものとする。

$$M_{p\_HMP} = EI_{HMP} \times \phi_y' \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.10)$$

$$M_{y\_HMP} = EI_{HMP} \times \phi_y \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.11)$$

ここに、

M_{p_HMP}：　ＨＭＰの全塑性モーメント（kN･m）

M_{y_HMP}：　ＨＭＰの降伏モーメント（kN･m）

ϕ_y'　：　ＨＭＰ鋼管の勾配変化点の曲率（1/m）

ϕ_y　：　ＨＭＰ鋼管の降伏時曲率（1/m）

EI_{HMP}：　ＨＭＰの等価曲げ剛性（kN･m²）（式（解 6.3.4）による）

ここで、ＨＭＰ鋼管の勾配変加点の曲率 ϕ_y' および降伏時の曲率 ϕ_y は、図-解 7.4.8 に示す鋼材の応力度～ひずみ関係に基づき、次式により算出する。

$$\phi_y' = (M_p / M_y)\,\phi_y \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.12)$$

$$\phi_y = M_y / EI \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.13)$$

ここに、

M_p ： HMP鋼管の全塑性モーメント(kN·m)

$$M_p = M_{p0} cos(\alpha\ \pi/2) \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.14)$$

M_{p0} ： 軸力がない場合のHMP鋼管の全塑性モーメント（kN·m）

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.15)$$

M_y ： HMP鋼管の降伏モーメント（kN·m）

$$M_y = (\sigma_y - N/A)\, Z_e \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.16)$$

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

$$\alpha = N/N_0 \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.17)$$

N_0 ： モーメントがない場合の降伏軸力（kN）

$N_0 = R_{PU1}$（式（解 7.4.3）による） ……(解 7.4.18)

Z_p ： HMP鋼管の塑性断面係数（m³）

$$Z_p = \frac{4}{3} r^3 \left\{ 1 - (1 - t/r)^3 \right\} \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.19)$$

Z_e ： HMP鋼管の断面係数（m³）

$$Z_e = \frac{\pi}{4} \left\{ r^4 - (r - t)^4 \right\} / r \quad \cdots\cdots (解\ 7.4.20)$$

σ_y ： 鋼材の降伏点（kN/ m²）

r ： HMP鋼管の半径（m）

t ： HMP鋼管の板厚（m）

A ： HMP鋼管の断面積（m²）

EI ： HMP鋼管の曲げ剛性（kN·m²）

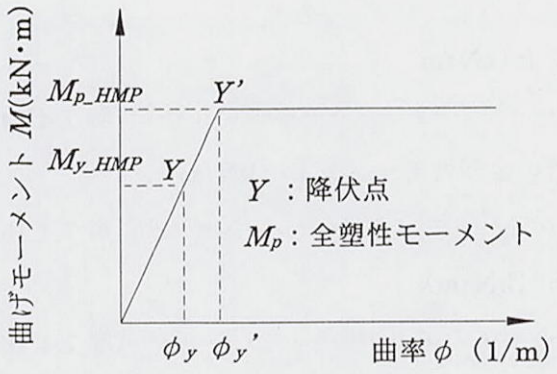


図-解 7.4.7　ＨＭＰの曲げモーメント～曲率関係

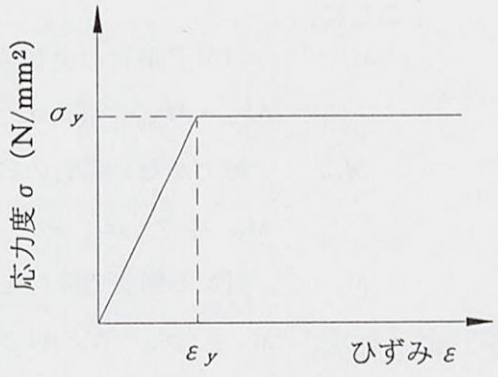


図-解 7.4.8　鋼材の応力～ひずみ関係

式(解 7.4.17)による係数αは、ＨＭＰ鋼管内部の芯鉄筋およびグラウトの軸力分担を考慮し、ＨＭＰの杭体から決まる押込み支持力の上限値R_{PUI}(解 7.4.3)を降伏軸力N_0として算出するものとする。式(解 7.4.10)～式(解 7.4.20)によるＨＭＰの曲げモーメント～曲率関係は、図-解 7.4.9 に示すとおり、軸力の有無にかかわらず、実験結果[5),6)]とよく一致している。

なお、ＨＭＰのM～φ関係においては、ＨＭＰ鋼管の継手の影響を無視してよい。固定端にカップリング継手を有するＨＭＰ（芯鉄筋配置およびグラウト充填）供試体の交番曲げ載荷試験[5)]によると、継手部近傍の曲げモーメントと曲率は、継手がない場合とほぼ同様な関係を保つことが確認されている。また、単純ばりの中央に継手を設けたＨＭＰ供試体の単調曲げ載荷試験[6)]においても、継手がない場合に匹敵する変形性能を有していることや、継手の有無で荷重～変位関係に有意な差が生じないことが確認されている。これらのことから、ＨＭＰ鋼管部の曲げ耐力や変形性能は、継手の影響を無視でき、継手部の介在による杭体全体の剛性変化も微少であると考えることができる。

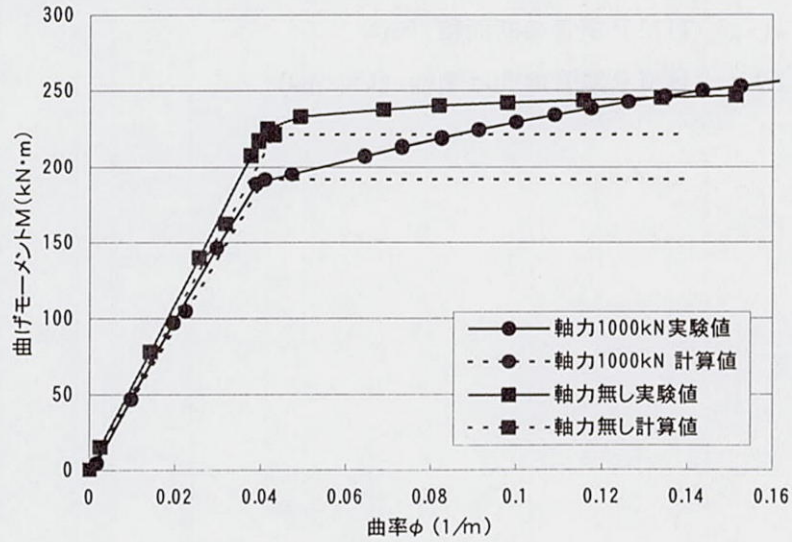


図-解 7.4.9　ＨＭＰの曲げ載荷試験結果

2) ＨＭＰの曲げモーメント～曲率関係は、死荷重が作用したときの杭頭反力を軸力として考慮して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ＨＭＰ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ＨＭＰ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

ＨＭＰ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、ＨＭＰ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) ＨＭＰにより補強した杭基礎は、ＨＭＰ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、ＨＭＰ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、ＨＭＰ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、ＨＭＰはＨＭＰ鋼管を主部材とするものであり、ＨＭＰの力学的特性がＨＭＰ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.

5) 斉藤、浜塚、米倉、岸下：鋼管を用いたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究(その１)－グラウトを充填した油井用鋼管の交番曲げ載荷試験－、土木学会第 54 回年次学術講演会、1999.9
6) 斉藤、浜塚、岸下：鋼管で補強されたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究－グラウトを充填した油井用鋼管の曲げ載荷試験－、土木学会第 55 回年次学術講演会、2000.9

8章　構造細目

8.1　鋼管の腐食しろ

ＨＭＰ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。

ＨＭＰ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１mm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。

8.2　芯鉄筋の継手間隔

芯鉄筋の継手間隔は、施工条件を考慮して決定するものとする。

【解説】

芯鉄筋の継手間隔は、空頭高さ等の作業空間や鋼管内部への挿入方法に応じて決定しなければならない。

図-解 8.2.1は、空頭制限下において簡易クレーンを用いて鉄筋を接続・挿入する事例を示したものである。この他に削孔機のリーダーを利用して挿入する方法もあるが、いずれの場合も接続可能な１本の長さが制限されるため、施工条件に十分配慮する必要がある。

これまでの空頭制限下における施工実績では、芯鉄筋の接続・挿入の作業性に配慮して、継手間隔を 2m としている事例が多い。

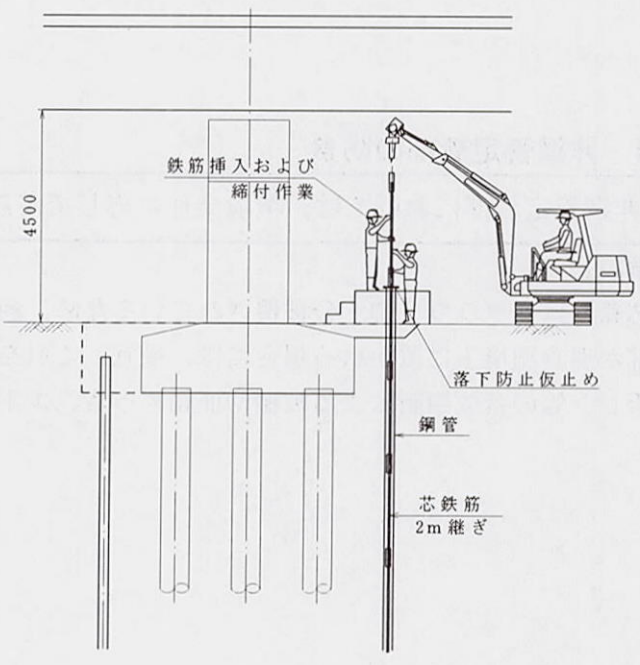


図-解 8.2.1　芯鉄筋の挿入例

8.3　杭頭結合部の補強

杭頭結合部周辺のフーチングは、押抜き（引抜き）せん断に対する用心鉄筋を配置するものとする。

【解説】

ＨＭＰの杭頭結合部においては、支圧板上下面のコンクリートが押抜き(引抜き)せん断の影響を受ける。そこで、本マニュアルでは、6.7 の規定により、杭頭結合部の照査を行うものとした。なお、レベル２地震時において、大きな杭頭反力が作用すると考えられる場合などには、参考資料－２に示す方法により杭頭結合部の照査を行うことができる。しかし、押抜き（引抜き）せん断による破壊は、ぜい性的であるため、部材の照査に加えて杭頭結合部周辺に図-解8.3.1に示すような用心鉄筋を配置し、十分な安全性を確保するものとする。

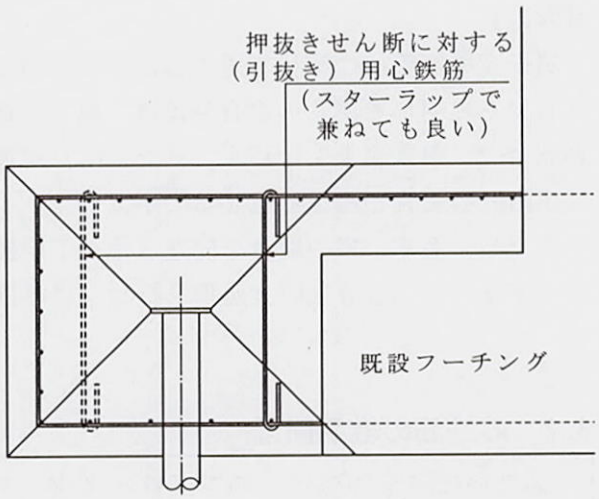


図-解 8.3.1　杭頭部の用心強筋

8.4　非鋼管定着部の防食

非鋼管定着部においては、環境条件に応じて芯鉄筋の防食処理を行うものとする。

【解説】

芯鉄筋は、グラウトで十分被覆されているため、通常、防食処理の必要はないが、非鋼管定着部が腐食環境下に置かれる場合には、適宜、これを行うのがよい。防食材料としては、ポリエチレン等の合成樹脂による被覆や亜鉛めっき、エポキシ粉体塗装等が用いられる。

第Ⅲ部　施工マニュアル

1章　総　則

1.1　適用範囲

本編は、高耐力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高耐力マイクロパイルを適用する場合の施工全般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しなければならない。

1)道路橋示方書・同解説：(社) 日本道路協会 (2002 年 3 月)

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 (2002 年 2 月)

1.2　用語の定義

本編に用いる用語の定義は、以下に示すとおりとする。

(1)　マイクロパイル

杭径 300㎜ 以下の小口径杭の総称

(2)　補強材

マイクロパイルに作用する軸力、曲げモーメント、せん断力に対して主に抵抗する鋼製の部材。ＨＭＰ鋼管と芯鉄筋からなる。

(3)　機械的継手

両端をねじ切り加工したカプラーあるいはカップリングにより補強材を機械的に接合する継手

(4)　支圧板

フーチングに作用する荷重をＨＭＰに伝達させるために、杭頭鋼管の天端に取り付ける鋼板

(5)　グラウト

杭体内部や周面に充填する注入材料

(6)　加圧注入

地盤と杭体の付着力を向上させることを目的に圧力を加えながら注入すること

(7)　杭体

補強材、グラウトからなる抵抗体

(8)　削孔径

削孔ビットの公称径

(9)　削孔長

実際に削孔する全長

(10)　削孔機

削孔に用いる機械で、自力走行の可否によりクローラータイプとスキッドタイプに分類される。

(11)　ロータリーパーカッション方式

油圧式ヘッドハンマによるロッドの駆動とケーシングの回転により掘削を行う方式。孔壁はケーシングで保護し、削孔スライムの排出は水およびエアで行う。

(12)　ダウンザホールハンマ方式

圧縮空気の供給により先端部にて駆動するハンマ打撃を用いて、岩盤を破砕する削孔法。ハンマの駆動に使用したエアによって削孔スライムを排出する。岩盤、中硬岩、硬岩等の削孔に適する。

(13)　二重管方式

ケーシングの中にインナーロッドを通した二重管で削孔する方式。ケーシング内を通して削孔水を循環させる場合には、地山の乱れを抑えることができる。

(14)　削孔ツールス

インナービット、リングビット、インナーロッド等の削孔に用いる錐具のこと

(15)　循環流体

スライムを排出するために用いる流体であり、一般には清水やエアが用いられる。

(16)　初期注入

削孔に用いた鋼管内にグラウトを充填するために行う注入のこと

(17)　杭頭処理

杭頭結合部等の処理のことで、支圧板方式、せん断リング方式等の方法がある。

(18)　杭頭鋼管

杭頭結合部に用いる鋼管であり、天端には支圧板やスチフナ等を取り付ける。

(19)　沈下防止板

芯鉄筋の沈下防止と芯鉄筋のかぶりを確保するために、芯鉄筋の下端部に取り付ける円形の板

(20)　ロックナット

芯鉄筋のジョイント部に装着するカプラーの上下に取り付け、カプラーを固定するためのナット

2章　施工に関する一般事項

2.1　基本事項

ＨＭＰ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、ＨＭＰ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上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・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上で、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

ＨＭＰ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】

ＨＭＰ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ＨＭＰ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。ＨＭＰ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、施工機械の選定や削孔に使用するロッド長、使用する鋼管１本当たりの部材長さや継手数などに関係し、工期・工費にも大きく影響してくる。このため、ＨＭＰ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上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・構造物、施工ヤードとして利用可能な場所の面積・位置、地盤の高低差等を調査し、施工機械、プラント設備の配置、ヤード整形、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・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・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・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･地下埋設物	近接構造物の諸元・利用状況、地下埋設物の位置・利用状況	施工時の隔離、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・工場等の隣接構造物とその状況、井戸水位等	騒音・振動等の施工条件、施工時動態観測計画　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・振動規制、作業時間帯等	作業時間帯等の施工条件の考慮
	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	排泥処理方法、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、伏流水及び被圧水の有無	施工方法の検討

3)　近接構造物・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）、ＨＭＰ打設位置周辺の近接構造物、地下埋設物の位置・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ＨＭＰ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、ＨＭＰ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

ＨＭＰ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】

ＨＭＰ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、ＨＭＰ打設工期）

2)　ＨＭＰの仕様

・ＨＭＰ本数、杭長、杭径、配置
・鋼管材質、鋼管寸法、数量、継手
・グラウトの品質、強度、注入量
・杭頭結合部仕様

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・準備工計画
・材料搬入計画
・施工方法
・グラウト配合、練混ぜ、注入計画
・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

HMPの標準的な施工工程は、削孔、芯鉄筋の設置、グラウトの練混ぜ、初期注入、加圧注入、HMP鋼管再挿入、杭頭処理からなる。HMP１本の施工は、原則として削孔開始からHMP鋼管再挿入までを連続作業で行うものとする。

【解説】

HMPの標準的な施工工程を図-解 3.1.1 に、施工工程の概要を図-解 3.1.2 に示す。

削孔作業の中断はHMP鋼管の貫入、引抜きを困難とし、また、グラウト注入作業の中断は硬化グラウトの品質に悪影響を与えるため、削孔開始よりHMP鋼管再挿入までの連続作業を原則とした。

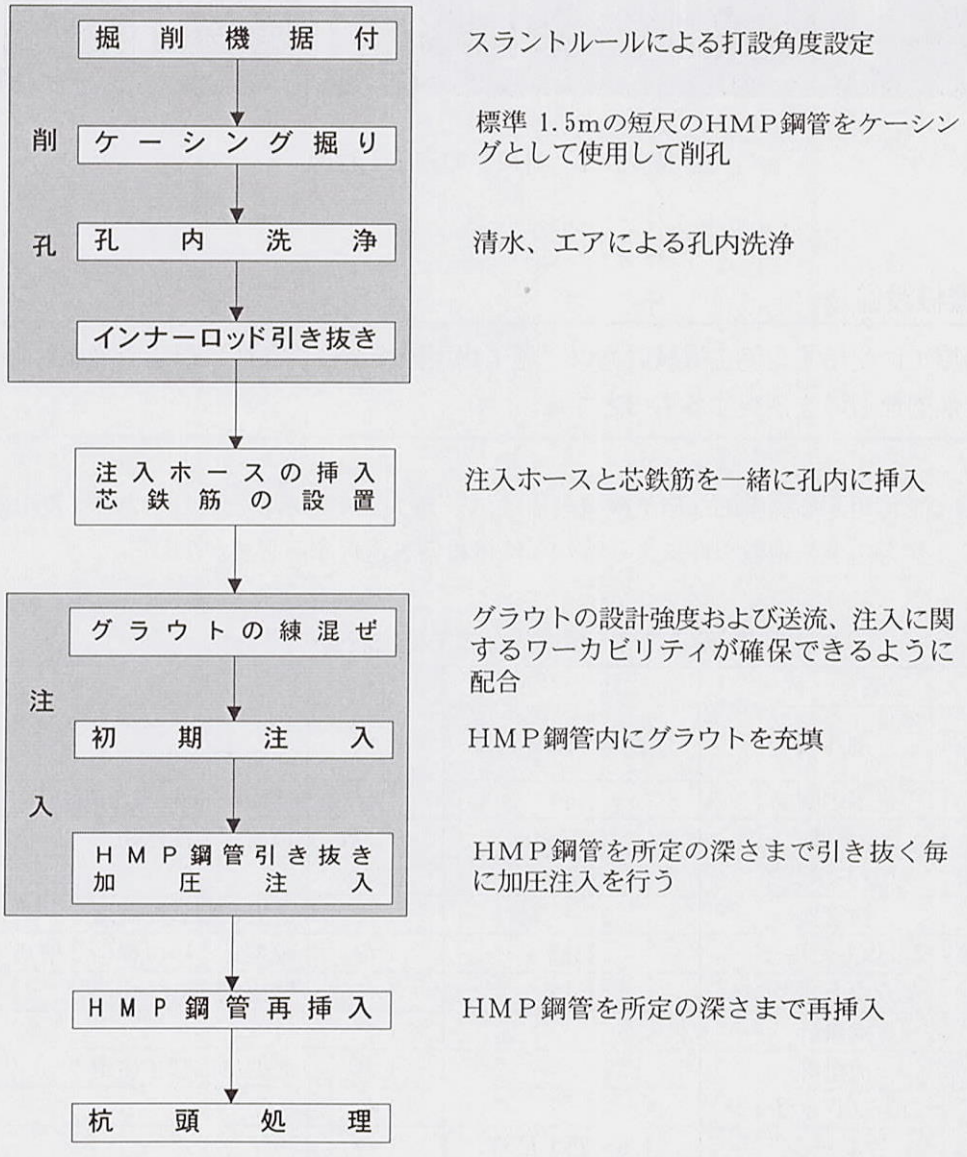


図-解 3.1.1　HMPの施工工程

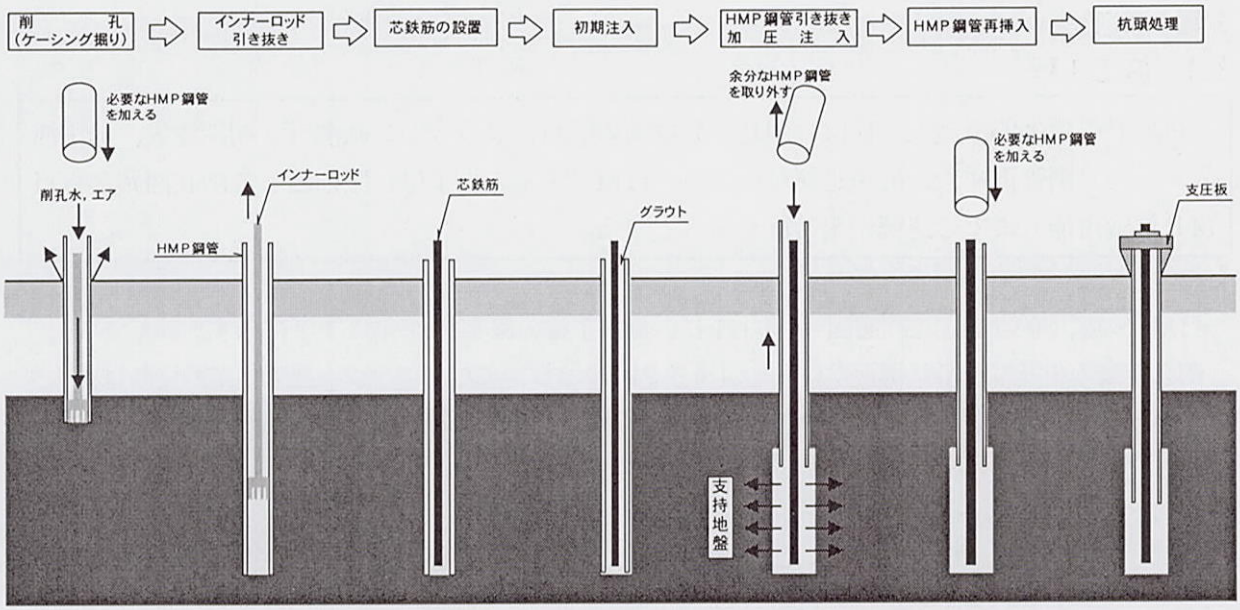


図-解 3.1.2　ＨＭＰの施工工程図

3.2　主要機械設備

ＨＭＰ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】

ＨＭＰの施工で使用する標準的な施工機械設備は、表-解 3.2.1 に示すとおりである。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。

表-解 3.2.1　標準的な施工機械設備の例

作業区分	名　称	仕　様	数量	備　考
削　孔	削孔機	原動機 110PS 程度	1 台	ロータリーパーカッション二重管方式
	送水ポンプ	15kW	1 台	吐出量 300ℓ/min 級
	水槽	5,10m³	必要数	清水用、泥水用
	サンドポンプ	5.5kW	必要数	
	抜管機		1 台	必要に応じて使用
注　入	グラウトミキサー	11kW	1 台	縦型あるいは横型２槽式
	グラウトポンプ	15kW	1 台	吐出量 300ℓ/min 級
	水量計		1 台	
	流量計		1 台	必要に応じて使用
共　通	コンプレッサー		1 台	
	クレーン	4.9～25ｔ吊り	1 台	
	発動発電機	45,100kVA 程度	1 台	必要に応じて使用

3.3　準備工

ＨＭＰ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】

ＨＭＰ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

工事の安全性と施工性を確保するために事前に作業用地と作業環境を整備しなければならない。重機の走行性や作業の安全性の確保に努め、作業地盤の状況に応じて敷鉄板等の手段を検討する必要がある。

2)　施工ヤード

大量の泥排水が発生する場合は、場内の排水や場外への排水処理方法についても十分な検討、対策を講じる必要がある。

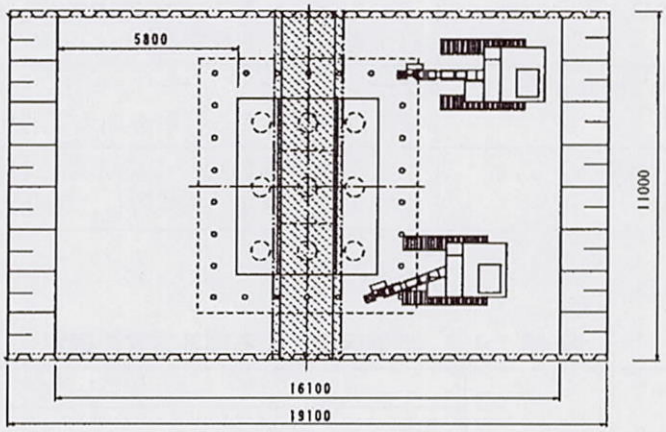


図-解 3.3.1　ＨＭＰの施工ヤード配置例

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。地下埋設物、上空支障物については事前に十分調査し、機械の操縦、移動に際して支障となるおそれがある場合には防護あるいは移設などを検討する必要がある。

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。

3.4 削　孔

3.4.1 削孔方式

削孔は、所定の杭体を確実に構築するために、作業環境条件、周辺環境条件、地盤条件等に適した方式により行うものとする。

【解説】

所定の杭体を形成するために、作業環境条件、周辺環境条件、地盤条件等に適した削孔方式を選択することが重要となる。削孔方式は、表-解 3.4.1 に示すように種々の方式があるが、地盤特性や過去の施工実績を考慮すると、ロータリーパーカッション二重管方式、ダウンザホールハンマ二重管方式によることを原則とする。削孔方式の選定は、作業環境条件、周辺環境条件、表-解 3.4.2 に示す地盤条件等を考慮する。

表-解 3.4.1　削孔方式の種類

削孔方式	原　理
ロータリーパーカッション単管方式	ケーシングに回転と空気圧または油圧による打撃を加えて削孔する。
ロータリーパーカッション二重管方式	ケーシングとインナーロッドに回転と空気圧または油圧による打撃を加えて削孔する。
ダウンザホールハンマ二重管方式	ケーシング内のロッドの先端に打撃機構のみを有するハンマーを装着し、削孔する。

表-解 3.4.2　地盤区分による削孔方式の選定

削孔方式	地盤区分					
	土砂			岩		
	砂質土 粘性土	礫質土	玉石混じり土	軟岩	中硬岩	硬岩
ロータリーパーカッション二重管方式	◎	◎	◎	○	○	○
ダウンザホールハンマ二重管方式	○	○	○	◎	◎	◎

（凡例）◎：適している、○：適用可能

3.4.2　削孔機および削孔ツールス

削孔機および削孔ツールスは、作業環境条件、周辺環境条件、地盤条件等を考慮して選択するものとする。

【解説】

2.2 の調査結果に基づき、施工に使用する削孔機を選定する。

1)　削孔機の選定

空頭制限がある場合、その条件に合う削孔機を使用する必要がある。現状では 3.5mの空頭までなら施工は可能である。図-解 3.4.1、図-解 3.4.2 に空頭制限のない場合に使用する標準タイプのクローラータイプとスキッドタイプの削孔機の例を示す。

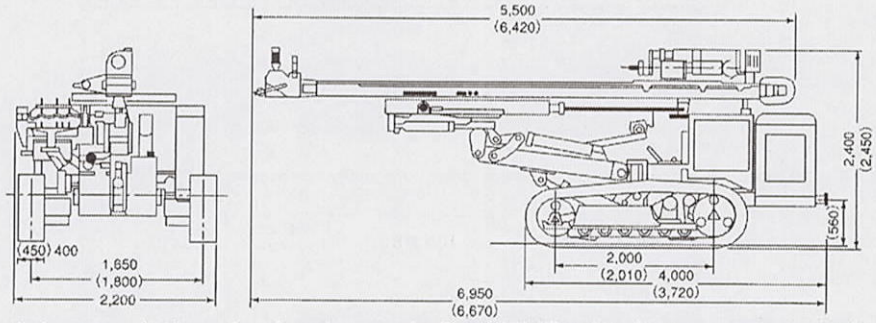


図-解 3.4.1　ロータリーパーカッション方式の削孔機の例（クローラータイプ）

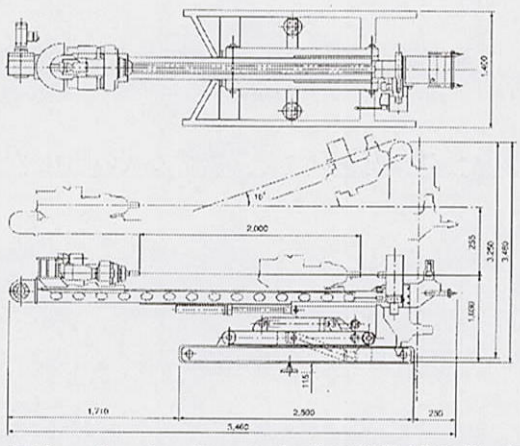
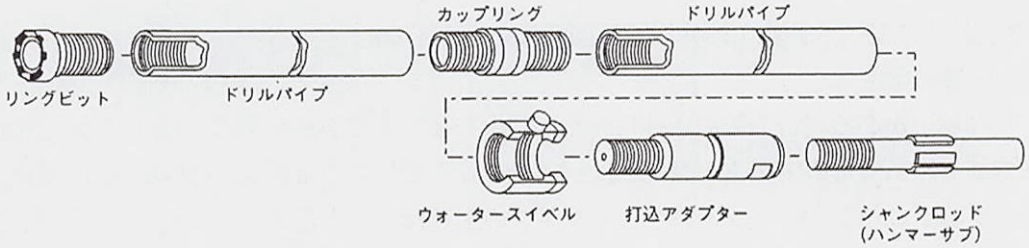


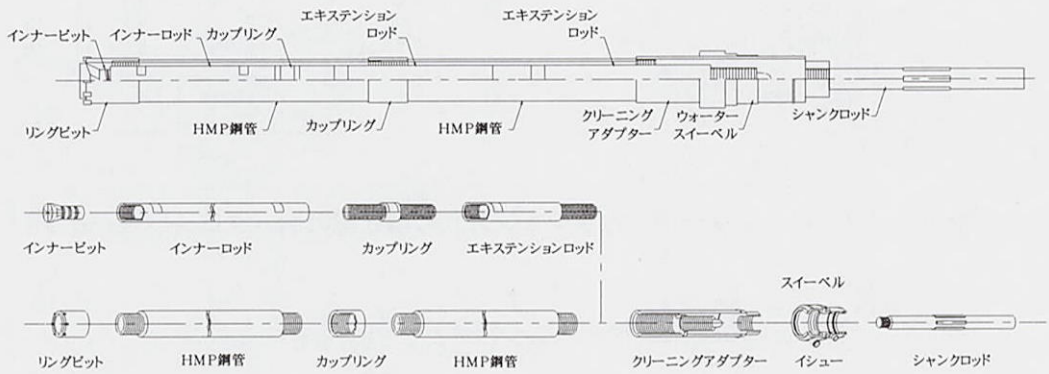
図-解 3.4.2　ロータリーパーカッション方式の削孔機の例（スキッドタイプ）

2)　削孔ツールスの構成

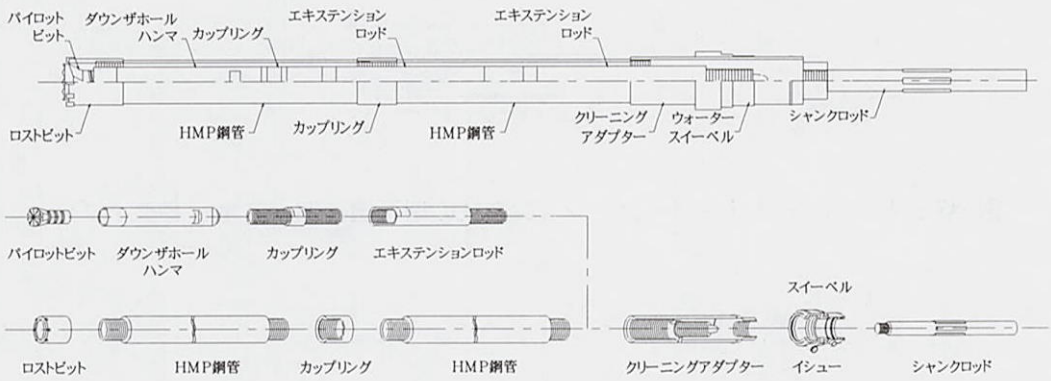
図-解 3.4.3 に削孔方式と削孔ツールスの構成を示す。



ロータリーパーカッション単管方式の削孔ツールス



ロータリーパーカッション二重管方式の削孔ツールス



ダウンザホールハンマ方式の削孔ツールス

図-解 3.4.3　削孔方式と削孔ツールス



写真-解 3.4.1　リングビットと
インナービットの例



写真-解 3.4.2　ＨＭＰ鋼管とカップリング

3.4.3　削孔

削孔は、孔壁保護のためオールケーシング工法によるものとし、このとき、ＨＭＰ鋼管をケーシングとして用いる。削孔終了時には、入念な孔内洗浄により、スライム処理を行うものとする。

【解説】

削孔にあたっては、先端のＨＭＰ鋼管にリングビットを取り付けてケーシングとして使用する。1本のＨＭＰ鋼管の長さは1.5mが標準であるが、作業環境条件に応じて1.0～3.0mのＨＭＰ鋼管をカップリング継手でジョイントしながら削孔する。

削孔時のスライム除去のために使用する循環流体としては、清水およびエア(圧縮空気)がある。地盤や周辺環境条件を考慮して適切な方法を選定する。削孔用水は、清水を用いることを原則とするが、削孔に必要な清水を連続して供給できない場合には、リターン水の上澄み液を使用してもよい。なお、削孔終了後に、清水を用いた孔内洗浄を行う。ただし砂地盤の場合、過度に孔内洗浄を行うと孔壁地盤を緩めて杭体の摩擦強度に影響を与えることがあるので注意が必要である。

ＨＭＰは設計上、先端支持力は期待していないが、スライムがグラウトの品質やグラウトと周辺地盤との摩擦強度に影響を与えることなどを考慮し、入念にスライム処理をする必要がある。ベントナイト泥水は、グラウトと地盤との摩擦強度に影響を与える恐れがあるので、特別な場合を除いて使用を避ける必要がある。

3.4.4　支持地盤の確認

削孔時には、リターン水やスライムをよく観察し、事前のボーリング調査における地盤状況や削孔時の抵抗等を考慮して支持地盤を確認するものとする。引き続き定着長部分の削孔を進めるに際しては、地盤状況の変化に十分注意するものとする。

【解説】

支持地盤は、事前にボーリング調査を行い、HMP打設位置における支持地盤の地質や深さをできるだけ正確に把握しておく必要がある。しかし、支持地盤の深さが変動している場合もあるので、削孔時にスライムや削孔抵抗などに注意して支持地盤を確認する必要がある。

また、支持地盤に到達した後、所定の定着長が確保できるまで削孔を行うが、支持地盤の地質の変化や層厚の変化などにより、その判断が難しいこともある。特に軟岩層等では上層部が著しく風化していることがあるので、地盤状況の変化をよく把握するだけでなく、定着長に余長を見込むことが必要になる場合もある。

3.4.5　削孔後の処置

削孔完了後、速やかに芯鉄筋の設置、グラウト注入を行うものとする。

【解説】

固結粘土や固結度の弱い泥岩においては、孔壁の緩みにより周面摩擦抵抗力の低下が懸念される。特に、含水比の小さな固結粘土は、孔内水を吸水して膨潤することが予想されるために留意する必要がある。このため杭１本の施工は、削孔開始からHMP鋼管再挿入までを連続作業で行い、削孔した状態で作業を中断せず、削孔完了後、速やかに芯鉄筋の設置、グラウト注入を行う。

3.5　補強材の設置

(1)　HMP鋼管は、継手部分での応力伝達が確実に行われるよう継手部を十分締め付けるものとする。

(2)　芯鉄筋は、機械的継手によりジョイントし、セントライザーを取り付けて杭孔の中心に設置するものとする。

(3)　芯鉄筋は、グラウトとの付着に悪影響を与える泥や油脂、浮錆がないことを確認しなければならない。

(4)　芯鉄筋は、必要に応じて防錆処置を施すものとする。

【解説】

(1)　HMP鋼管の継手部の締め付けが不完全な場合、下方のHMP鋼管に応力が確実に伝達されないため、カップリングは十分に締め付ける。

(2)　無機グラウト固定方式や樹脂(有機グラウト)固定方式の継手において、空頭制限がないため、あらかじめ地上でジョイントした芯鉄筋をクレーンで吊って挿入する場合は、十分な充填材の硬化時間を確保できる。しかし、空頭制限下で短尺のねじ節異形棒鋼をジョイントしながら挿入す

る場合には、充填材の養生時間が取れないため、モルタル、樹脂などを充填した後、写真-解 3.5.1 の様にカプラーの両端をロックナットで固定して挿入する。

芯鉄筋は、杭孔の中心位置に設置できるようセントライザーを取り付ける（写真-解 3.5.2）。

なお、孔底部には、芯鉄筋の沈下防止と芯鉄筋のかぶりを確保するための沈下防止板を取り付ける（写真-解 3.5.3）。

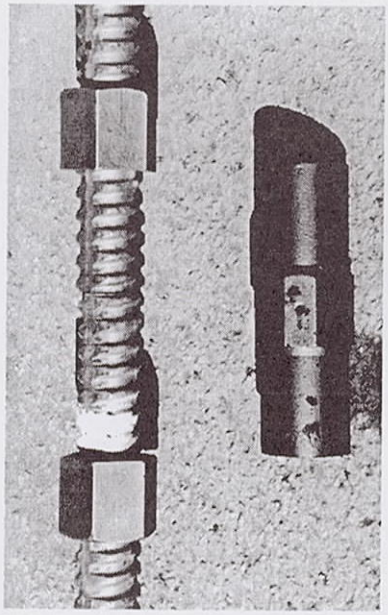


写真-解 3.5.1　ねじ節異形棒鋼、
カプラー、ロックナットの例

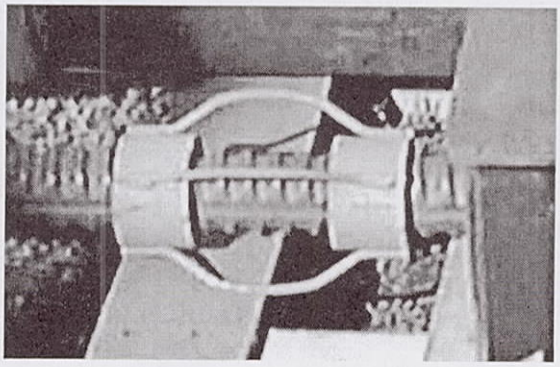


写真-解 3.5.2 セントライザーの例



写真-解 3.5.3 沈下防止板の例

(3)　芯鉄筋は、組み立て時点で泥や油脂、浮錆がないことをチェックする必要があるが、吊り起こし時点に泥や油脂が付着する恐れがあるので、挿入時に再度チェックし、清掃する必要がある。

(4)　以下に示すような条件下では、芯鉄筋に防錆処置を行う。

1)　著しい腐食環境下に位置する場合

2)　常時あるいは繰返し大きな引張力を受けて、定着部のグラウトにひび割れが生じる恐れがある場合

防錆方法としては、ポリエチレンなどの合成樹脂による被覆や亜鉛めっき、エポキシ粉体塗装等がある。

本設地盤アンカー等では合成樹脂系の波形シースで被覆し、シースと引張材の隙間にインナーグラウトを注入している例が多いが、コスト面や施工面で問題がある。一方、鉄筋の防錆に用いられるエポキシ粉体塗装は、コスト面や施工面で芯鉄筋の防錆に適していると考えられる。

3.6　グラウト注入

3.6.1　グラウトの配合

グラウトの配合は、設計基準強度および圧送、注入に関するワーカビリティを満足するように、現場における試験練りにより決定する。

【解説】

グラウトには、設計編 2.5 グラウトに示すようにセメントミルクが用いられる。

グラウトの配合は、設計基準強度が 30 N/mm^2 以上で、注入時に所定のワーカビリティを確保できるように設定する。標準的な配合例を表-解 3.6.1 に示す。この配合は、グラウンドアンカーの施工に用いられているセメントミルクの配合を参考としたものである。なお、グラウンドアンカーにおける施工実績より、フライアッシュや流動化剤、遅延剤などの混和剤の使用については特に問題ないと考えられる。なお、混和剤を添加する場合には、水セメント比を随時調整する。

表-解 3.6.1　グラウトの配合例

水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	単位量 (kg/m^3)		
		水[注1)] W	セメント C	混和剤[注2)] (%)
50	1	605	1210	C×1.5%程度

注 1) 高性能減水剤などを利用する場合は、水セメント比は水結合材比となる。

注 2) 高性能減水剤を用いる場合の配合率の例

3.6.2　グラウトの計量・練混ぜ

(1)　グラウトのプラント設備は、材料の計量、練混ぜ、圧送等の所定の能力を備えていることとする。

(2)　材料の計量は、所定の精度を有する計量器により行うものとする。

(3)　グラウトの練混ぜは、所定の品質・コンシステンシーが得られるように、均質になるまで行う。

【解説】

(1)　写真-解 3.6.1 にグラウトのプラント配置例を示す。グラウトミキサー、グラウトポンプ等のプラント設備は、練混ぜ能力、容量、圧送能力を備えている必要がある。グラウトミキサーには種々の型式があり、単槽と２槽のタイプがある。ＨＭＰの施工では連続注入の必要があるので、ある程度の容量を持つ２槽タイプが適している。２槽タイプには横型２槽と縦型２槽があるが、現場の作業条件により適切なものを選定する。

(2)　グラウト材料は、3.6.1 で設定した配合に対して計量管理を行うものとする。グラウトにモルタルを使用する場合は、JIS A 1111、JIS A 1125 に準じた骨材の表面水率の計測を行い、表面水率の補正を行う。計量誤差は、１回の計量に対し、表-解 3.6.2 に示す値以下とする。

(3)　材料の投入順序は、原則として水、混和剤、セメントの順とするが、最も短時間で均質に練混ぜることのできる順とする。練混ぜ時間は、使用するミキサーの形式・容量、配合等を考慮し、所要の品質、コンシステンシーが得られることを確認して決定する。

表-解 3.6.2　計量誤差の最大値

材料の種類	計量誤差の最大値(%)
水	1
セメント	1
混和材	2
混和剤	3

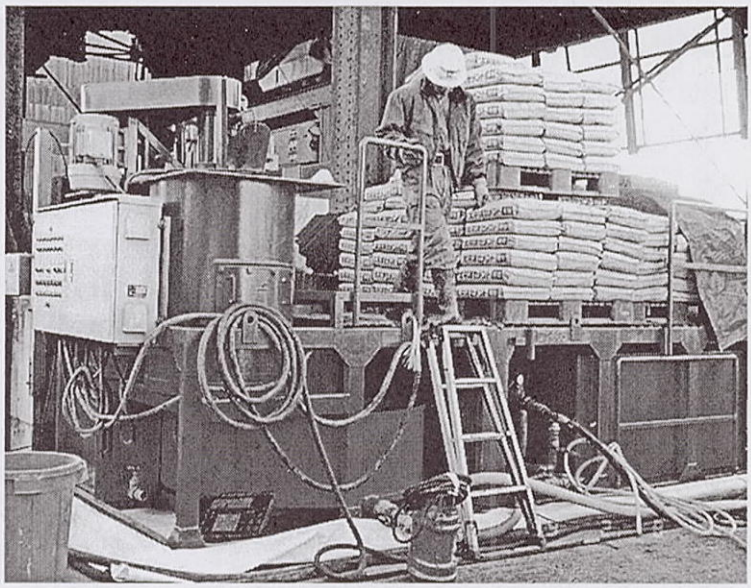


写真-解 3.6.1　グラウトミキサーとグラウトポンプが一体になったプラントの例

3.6.3　初期注入

(1)　グラウトの初期注入においては、孔内水とグラウトを置換できるように、注入ホースを芯鉄筋と同時に孔底まで挿入し、孔底部分からグラウトを吐出するものとする。また、グラウト圧送の際には空気が混入しないよう注意する。

(2)　グラウトの注入は、孔口から溢流するグラウトの比重と練混ぜたグラウトの比重を比較して、ほぼ同程度の比重になるまで連続して行うものとする。

【解説】

(1)　グラウトの初期注入にあたっては、注入ホース（ポリエチレンホースを用いることが多い）が扱いやすいため、これを用いることが多い。しかし、孔底部分まで完全に挿入しないと、孔底部分のグラウトが水で薄められ強度低下をきたすことになる。したがって、削孔深さと注入ホースの挿入長さを確認する必要がある。

(2)　グラウトの注入により、孔内水とグラウトが完全に置換されたことを溢流するグラウトの比重の管理により確認する。

3.6.4　加圧注入およびＨＭＰ鋼管の引き抜き

(1)　加圧注入は、定着長全長にわたり、ＨＭＰ鋼管を引き抜く毎に行うものとする。
(2)　加圧注入は、ＨＭＰ鋼管の周囲からグラウトの漏出がないように適切な加圧力で所定の時間行うものとする。このとき、加圧力は、杭頭部に近い所で測定する。

【解説】

(1)　初期注入の後、図-解 3.6.1 の様にＨＭＰ鋼管頭部に圧力キャップを取り付け、一定圧力下でＨＭＰ鋼管内に注入を行う。加圧注入は、孔壁地盤の削孔による応力開放や緩みを復元すること、礫質土の場合は周囲の地盤にグラウトを浸透させて杭径を拡大すること等の目的で実施されるものである。

そこで、加圧注入は、原則としてＨＭＰの定着長全長に対してＨＭＰ鋼管を引き抜く毎に実施するものとした。

(2)　加圧力の設定は、支持地盤の地質や深さ、ＨＭＰ鋼管周囲からのグラウトの漏れ等を考慮し、適切に設定する必要があるが、0.5～1.0 MPa とするのが一般的である。また、各加圧段階においては初期圧に対する圧力の上昇を確認し、数分間加圧力を保持する必要がある。なお、圧力計測は、ポンプと杭頭との送管中の圧力損失を考慮して、杭頭に近い位置で行うものとした。加圧注入は施工計画に従って短時間で行うものとするが、ＨＭＰ鋼管の周囲からのグラウトの漏れなどが見られる時には、グラウトの事前注入、配合の変更等の対策を講じる必要がある。

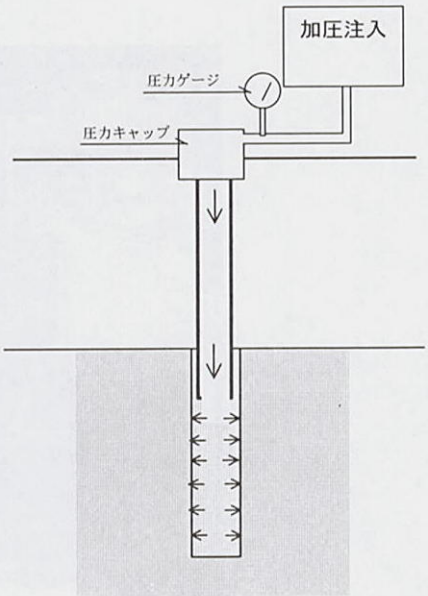


図-解 3.6.1　加圧注入（模式図）

3.7　ＨＭＰ鋼管の再挿入

鋼管定着長は、加圧注入を行った後、ＨＭＰ鋼管を所定の深さまで再挿入することにより確保するものとする。

【解説】

所定の摩擦強度が期待できるよう定着長全長にわたって加圧注入を行った後、定着部に所定の長さのＨＭＰ鋼管を再挿入する。

ＨＭＰ鋼管の再挿入は、グラウトに悪影響を与えることのないように送水することなく圧入しなければならない。

3.8　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ように十分な処理を行わなければならない。

【解説】

杭頭鋼管とフーチングとの結合方法には、図-解 3.8.1 に示すような支圧板方式、せん断リング方式がある。

支圧板方式、せん断リング方式の場合は、工場製作により支圧板やせん断リングが取付けられた杭頭鋼管をカップリングにより最上部のＨＭＰ鋼管に接合するものとする。接合部は十分締め付けるとともにＨＭＰ鋼管内部にグラウトを充填することにより、杭頭作用応力がロスなく伝達されるようにする。

支圧板方式の場合、杭頭鋼管の内部は密閉された空洞となるため、あらかじめ注入口とエア抜き口を設けておき、杭頭鋼管締付け後にグラウト充填を行う。また、支圧面付近のコンクリートに過大な空隙が生じた場合、設計で想定しない応力の発生や破壊面の形成の原因となり、所要の耐久性を確保できない状態となり得る。よって、支圧板の周辺は十分な締め固めを行い、有害な空隙が発生しないようにする必要がある。

せん断リング方式の場合、杭頭鋼管を設置後にコアカッタにより穿孔した孔内の空隙を無収縮グラウトの充填により確実に埋めなければならない。また、孔壁にコッターを設けることによりせん断抵抗の増加を図る場合、その深さや間隔は既設コンクリートの強度等を十分考慮し決定する。

フーチングコンクリートとの結合部の構造上、コンクリートとの付着抵抗を期待するような場合、コンクリートとの付着を確実にするため、杭体に付着した土砂および油脂等の不純物を取り除く。

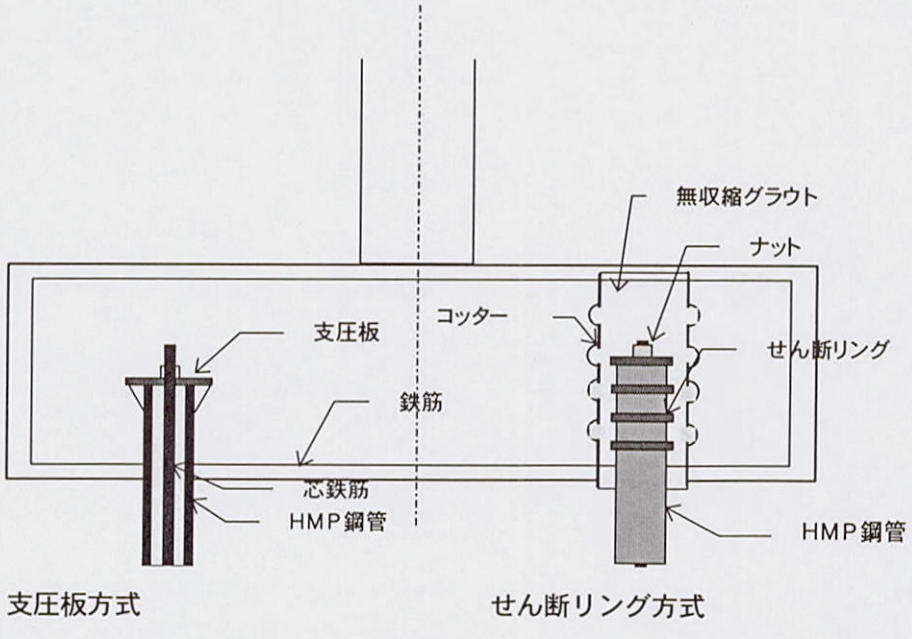


図-解 3.8.1 杭頭結合部の構造

3.9　フーチング拡幅工

フーチング拡幅後の作用荷重に対して必要な強度と耐久性を確保するため、新旧フーチングは一体化しなければならない

【解説】

フーチング拡幅における、鉄筋工、型枠工およびコンクリート工については、関係諸基準に従うものとする。

既設フーチングのコンクリート打継ぎ面は、付着性を高めるためにチッピングやブラスト処理等を行い粗面仕上げにする。その後、付着した土砂や緩んだ骨材を取り除き、十分に吸水させて増し打ちコンクリートを打設するものとする。

拡幅部鉄筋の定着方法としては、機械的継手によるものや樹脂アンカーによるもの等があるので、設計図書に示されている方法で確実に処理を行う。また、既設フーチングに削孔する場合には、鉄筋探査等により既設鉄筋位置を確認し、既設鉄筋の損傷を避ける。

4章　施工管理

4.1　施工管理項目

HMP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】

HMP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		管理時期	管理項目	管理内容	管理方法	規格値	測定頻度
削　孔		削孔機据付時	削孔位置	削孔位置	ｽｹｰﾙ	偏心量D/4 D：鋼管径	全数
			削孔角度	削孔角度	ｽﾗﾝﾄﾙｰﾙ	±1度	全数
		削孔中	削孔状況	ｽﾗｲﾑのｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ	目視	支持層深度 設計値	全数
				被圧水の有無 支持層の確認			1回/杭1本
		削孔完了前	削孔深度	削孔長	検尺棒、検尺ﾃｰﾌﾟ	設計削孔長以上	全数
			ﾘﾀｰﾝ水の清浄度	残留ｽﾗｲﾑ量 目視			全数
			障害物の有無	障害物			全数
グラウト注入		グラウト注入中	グラウト注入状況	注入量	流量計		全数
				加圧力	圧力ゲージ		全数
				溢流ｸﾞﾗｳﾄの比重	比重計(ﾏｯﾄﾞﾊﾞﾗﾝｽ),秤	練混比重 ±2%	1回/杭1本
				溢流ｸﾞﾗｳﾄの塩化物含有量	ﾄﾞﾗｲｹﾐｽﾄﾘｰ法	0.30kg/m³以下[1]	1回/杭1本
				溢流ｸﾞﾗｳﾄの圧縮強度	圧縮試験	設計強度以上	1回/杭1本
				溢流ｸﾞﾗｳﾄのﾌﾞﾘｰｼﾞﾝｸﾞ率	ﾌﾞﾘｰｼﾞﾝｸﾞ計測用ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝ袋	3%（3時間後）	1回/杭1本
補強材の設置	芯鉄筋	挿入時	挿入状況	頭部位置(基準高)	レベル測量	±50 mm	全数
	HMP鋼管	削孔時の再挿入	挿入状況	頭部位置(基準高)	レベル測量	±50 mm	全数
杭頭処理		杭頭処理完了後	杭位置	杭位置	ｽｹｰﾙ	偏心量D/4 D：鋼管径	全数
			打設角度	杭頭部の打設角度	ｽﾗﾝﾄﾙｰﾙ	±2.5度	全数

1)塩化物量の少ない材料の入手が著しく困難な場合には、塩化物イオン質量で0.6 kg/m³以下としてもよい。

グラウトの施工管理試験の試験方法は、以下による。

1) ブリージング率

・測定法：径 5cm、長さ 50cm 以上のポリエチレン袋にグラウトを採取し、3 時間経過後のブリージング水量を計量し、グラウト部との体積比を計測する。

・基　準：土木学会基準　JSCE-F522-1999
「プレパックドコンクリートの注入モルタルのブリージング率および膨脹率試験方法（ポリエチレン袋方法）」（容量 1000mℓのメスシリンダーを用いた方法で実施してよい）

2) 比重

・測定法：計量桝に採取したグラウトの比重を比重計（マッドバランス）（写真-解 4.1.1）により比重を計測する。　（測定範囲：1.0～2.30　最小目盛 0.01）

3) 塩化物含有量

・測定法：採取したグラウトに試験紙を挿入し、色別の変化判定によりグラウト中の塩分含有量を測定する（ドライケミストリー法）。

・基　準：技術評価　コ塩測第 860202 号
（財）国土開発技術研究センター技術評価要領に基づく塩化物量測定器

4) 圧縮強度

・測定法：φ50mm×100mm の円柱モールドで供試体を作製する。一軸圧縮試験機により水中養生した所定の材令（１週、４週）を経た供試体の圧縮強度を求める。

・基　準：土木学会基準　JSCE-F506-1999
「モルタルまたはセメントペーストの圧縮強度試験用円柱供試験体の作り方」
土木学会基準　JSCE-G505-1999
「円柱供試験体を用いたモルタルまたはセメントペーストの圧縮強度試験方法」

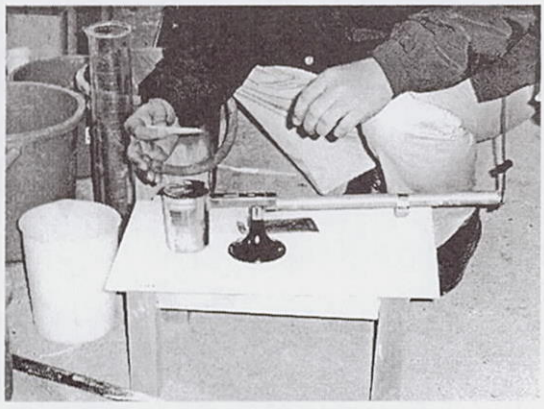


写真-解 4.1.1　比重計（マッドバランス）

4.2　使用材料の品質管理

4.2.1　補強材

HMP鋼管および芯鉄筋の品質は、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】

HMP鋼管、カップリングおよび芯鉄筋は、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、外径、肉厚、長さ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。

4.2.2　グラウト

グラウトは、強度、流動性など必要な項目について品質管理を行うものとする。

【解説】

練混ぜ直後のグラウトから供試体を作製し、4.2.4に基づいて品質管理を行う。

4.2.3　杭頭鋼管

支圧板あるいはせん断リングを取り付けた杭頭鋼管は、適切な品質管理のもとに工場製作を行う。

【解説】

杭頭鋼管に使用する鋼管および補強鋼材の品質は、品質検査証明書により確認する。

杭頭鋼管に支圧板、スチフナおよびせん断リング等の補強材を取り付ける場合、設計図書に示された寸法および取り付け位置を確認し、定められた溶接仕様に従い正確に取り付けるものとする。特に、せん断リングの高さおよび間隔はコンクリートとの付着性能に大きな影響を与えることから、慎重に取り付けなければならない。

使用する溶接材料は、適用される鋼種に合わせて、要求される成分や機械的性質を満足するものを適切に選定する。

4.2.4　品質管理項目

HMPの施工においては、必要な項目について適切な品質管理を行うものとする。

【解説】

HMPの品質管理項目を表-解4.2.1に示す。

表-解 4.2.1　品質管理項目

対象	管理内容	管理方法	規格値	測定頻度
芯鉄筋	材質，成分	品質検査証明書	－	全数
	外観	目視	－	全数
	直径	スケール	JIS G 3112 許容差	10%
	長さ	スケール	JIS G 3112 許容差	10%
HMP鋼管	材質，成分	品質検査証明書	－	全数
	外観	目視	－	全数
	直径	スケール	±1.0 mm	10%
	厚さ	スケール	−0.6 mm	10%
	長さ	スケール	±5.0 mm	10%
杭頭鋼管 (支圧板、 スチフナ付)	材質，成分	品質検査証明書	－	全数
	外観	目視	－	全数
	幅，長さ	スケール	−1.0 mm〜+3.0 mm	10%
	厚さ	スケール	JIS G 3193	10%
	溶接	目視	－	全数
		UT 試験	－	2%
グラウト	材料の計量	配合表，秤，水量計	水，セメント ±1% 混和材 ±2% 混和剤 ±3%	1 回/バッチ
	コンシステンシー	P漏斗， ストップウォッチ	試験練りにより設定 (フロー値)	1 回/杭 1 本
	比重	比重計（マットバランス），秤	設計計算比重±4%	1 回/杭 1 本
	塩化物含有量	ドライケミストリー法	0.3 kg/m^{3}以下[1)]	1 回/10m^3
	圧縮強度	圧縮試験	設計強度以上	1 回/杭 1 本
	ﾌﾞﾘｰｼﾞﾝｸﾞ率	ﾌﾞﾘｰｼﾞﾝｸﾞ計測用 ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝ袋	3%（3 時間後）	1 回/10m^3

1)塩化物量の少ない材料の入手が著しく困難な場合には、塩化物イオン質量で 0.6 kg/m^{3}以下としてもよい。

グラウトの品質管理試験の試験方法は、4.1　施工管理項目の管理試験の他、以下による。

1)　フロー値測定

・測定法：採取したセメントミルクに対し、容量 1725ml、流下孔径φ13mm のP漏斗（写真-解 4.2.1）による流下時間を測定する。

・基　準：土木学会基準　JSCE-F521-1999
「プレパックドコンクリートの注入モルタルの流動性試験方法」

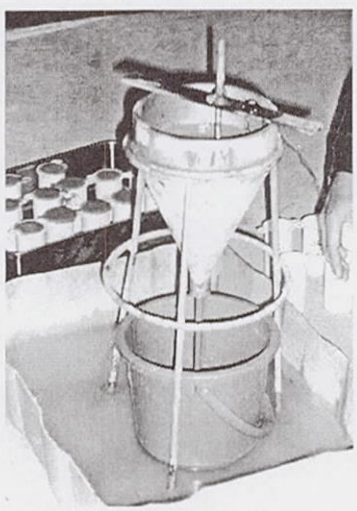


写真-解 4.2.1　P漏斗

4.3　杭の支持力確認

ＨＭＰ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、ＨＭＰ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、ＨＭＰ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、ＨＭＰ工法は比較的新しい工法であり、その採用実績は少ない。

そこで、ＨＭＰ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ＨＭＰの鉛直交番載荷試験において、第一限界抵抗力までの荷重～変位関係は、押込み、引抜きでほとんど差がないことが報告されていることから[例えば1)]、載荷方向は押込みまたは引抜きのいずれでもよい。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、設計編 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 4.3.1 および写真-解 4.3.2 に本杭を用いた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。

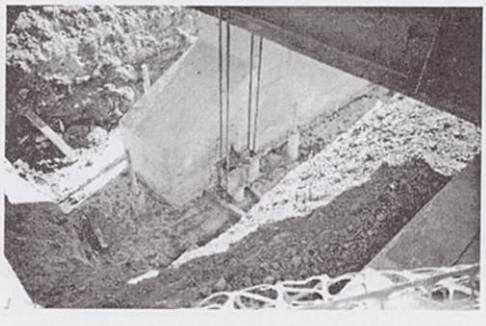


写真-解 4.3.1　引抜き試験状況(米国)



写真-解 4.3.2　引抜き試験状況(米国)

4.4　工程管理

HMP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、工事内容に応じた方式（バーチャート方式等）による工程表によって管理するものとし、定期的に工事の進捗状況に対し、フォローアップを行なう。工程管理に際しては、以下の点について考慮する。

①全工程を通じた作業量の平滑化
②所要時間の長い作業の早期着工
③各工程の施工順序と経済的な速度の決定
④各工程と全工程の工期に対する時間管理
⑤工事種類・工事規模に応じた、施工法と機械の組合せの選定

4.5　安全管理

HMPの施工においては、労働安全衛生法など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

HMP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) 水質汚濁、土壌汚染に対する対策
(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)　水質汚濁に対して汚濁水・廃油等の河川等への流出防止を講じ、また、土壌汚染に対しては現場内発生ごみの分別収集及びセメント粉等の飛散防止を講じる。

(2)　騒音・振動に対して、騒音規制法、振動規制法施工規則の規則値を遵守するものとする。規制値を満足する施工機械を選択し、周辺環境に応じて消音設計型の機械の使用、防音シート養生等の対策を講じる。

(3)　工事で発生する建設副産物は適切な分別を行い、再生資源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

HMP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】

HMP工法の普及、改良、発展の意味からも施工記録を作成し、保存しておくことは重要である。特に載荷試験結果は、将来類似の地盤で工事を行う場合に貴重な資料となる。

施工報告書には工事概要、施工記録および各種試験結果について記載し、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)　実施工程
7)　設計諸元、一般図、構造図
8)　使用機械とその諸元、仮設備
9)　地盤の概要
10)　施工管理、品質管理
11)　安全対策、環境対策
12)　施工中に生じた特殊な状況とその対策
13)　各工程の施工記録
14)　工事において行われた調査、試験の記録
15)　その他必要事項

参考文献

1)福井他:小口径摩擦杭（高耐力マイクロパイル）の支持力特性（その1)、土木学会第54回年次学術講演会、第Ⅲ部 pp892-893、1999.9
2)（社）地盤工学会：地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」2002.5

参　考　資　料

1.　試設計計算例

2.　杭頭部の照査

参考資料－１　試設計計算例

1.1 設 計 条 件

1.1.1 既設構造条件

本試設計の計算モデルとして、「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」[1]の 4.1 計算例を使用した。

(1) 適用基準

鋼道路橋設計示方書：昭和 39 年 6 月　(社) 日本道路協会

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

(2) 上部構造

形　　式：単純鋼　I 桁

支 間 長：26.0m

幅　　員：全幅員 11.0m

支 承 条 件：可動

支承の種類：支承板支承

(3) 下部構造

橋　　脚：単柱式橋脚（T 形橋脚）、矩形断面 2.30m×1.70m

基　　礎：打込み式ＰＣ杭 φ600

使 用 材 料：表-参 1.1.1 に示す。

表-参 1.1.1　既設使用材料一覧

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

(4) 設計水平震度

設計水平震度 k_h=0.25　(レベル 1 地震時)

設計鉛直震度 k_v=±0.1

(5) 既設構造

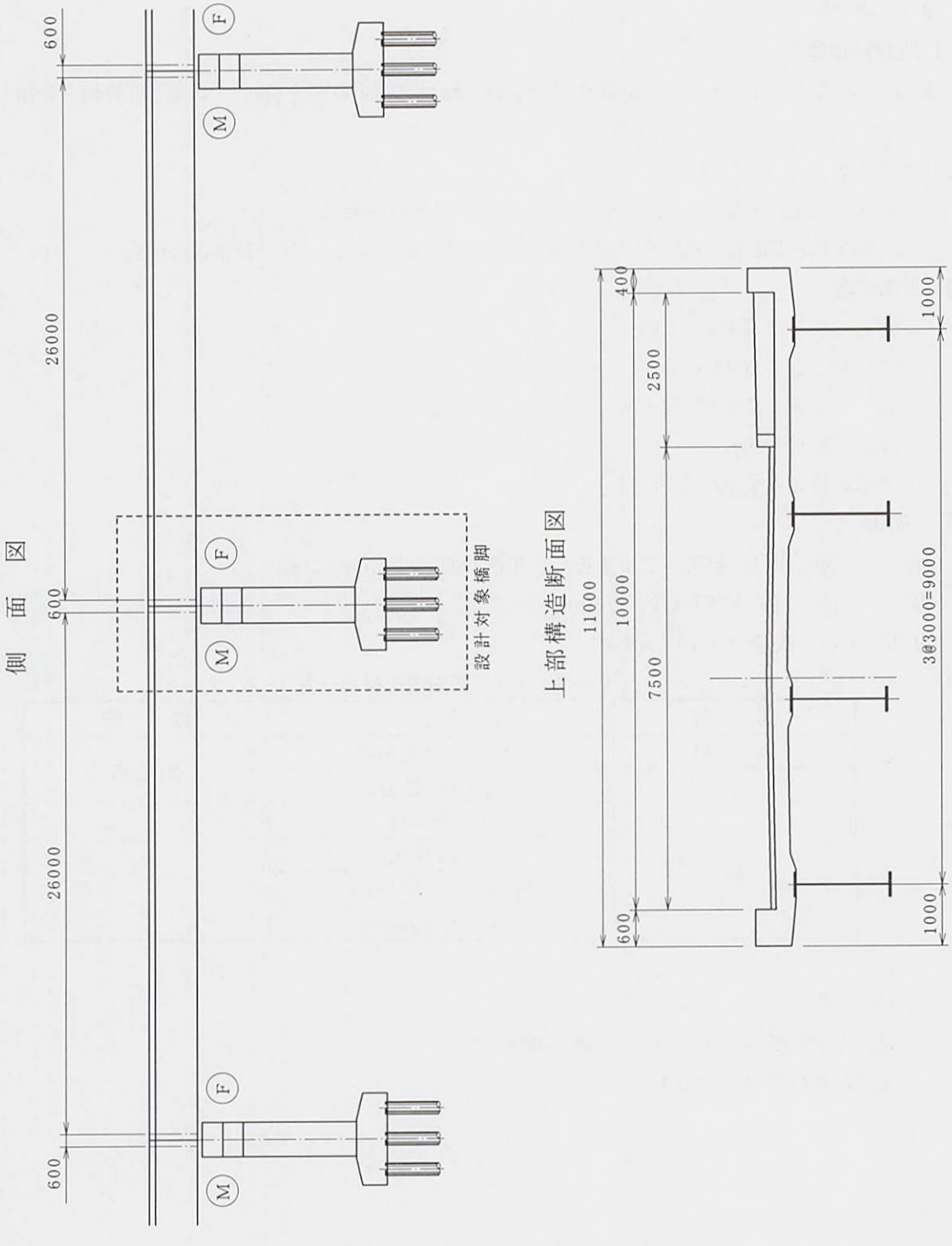
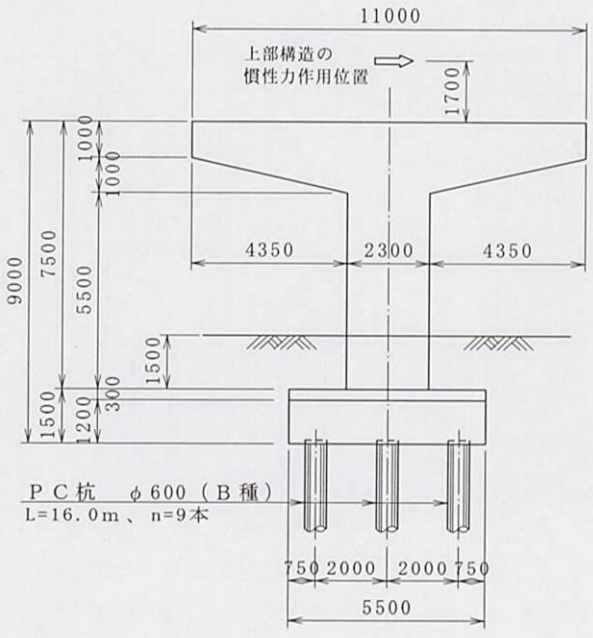
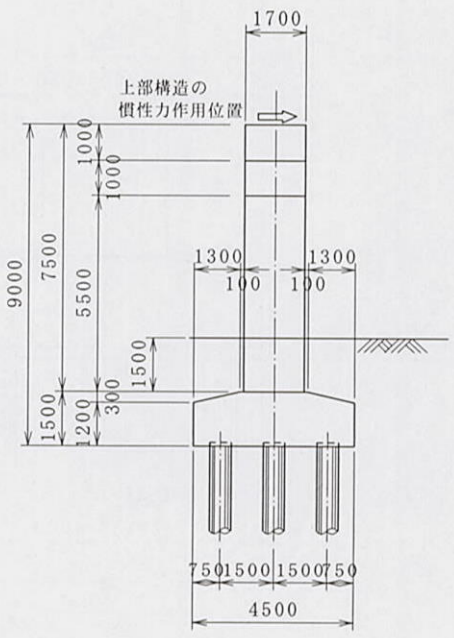


図-参1.1.1　橋梁一般図

正　面　図



側　面　図



平　面　図

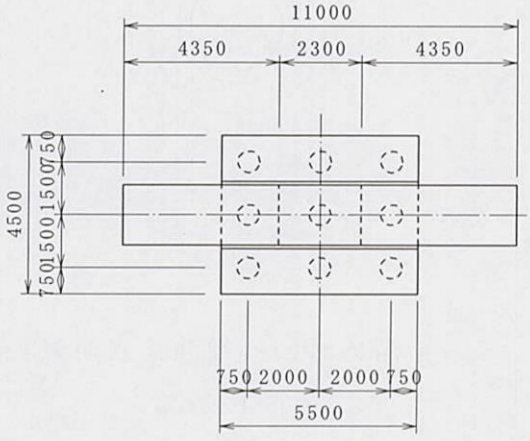
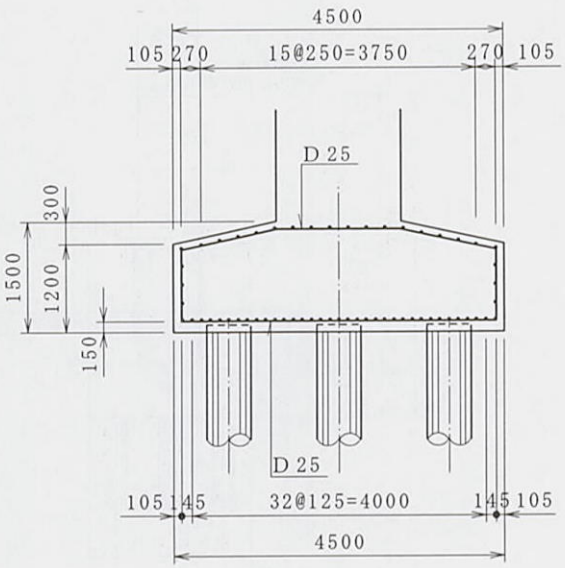
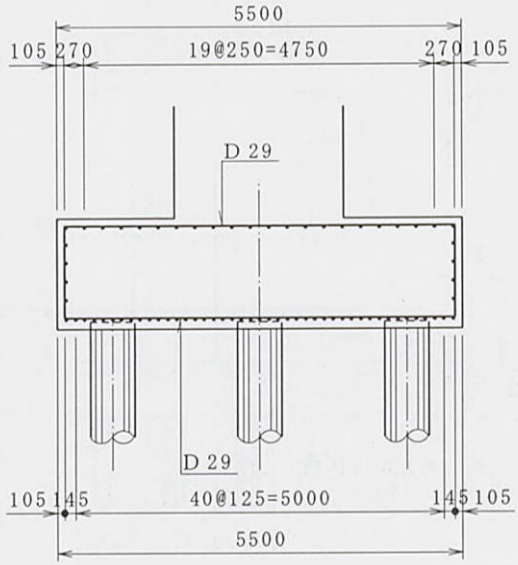


図-参1.1.2　既設橋脚構造図

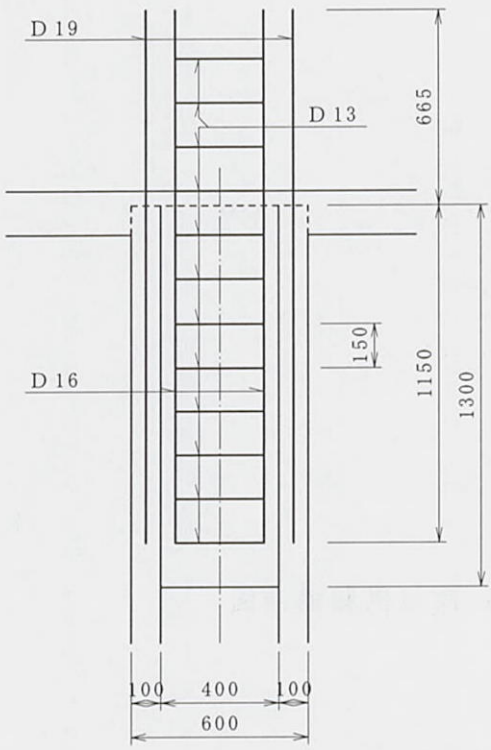
フーチング側面鉄筋配置



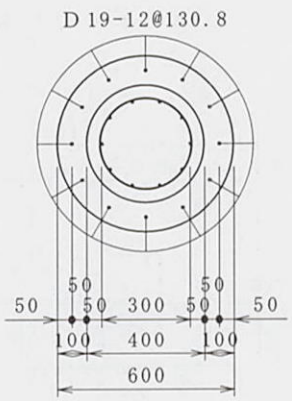
フーチング正面鉄筋配置



杭頭部補強



杭体内鉄筋配置



中詰めｺﾝｸﾘｰﾄ補強鉄筋配置

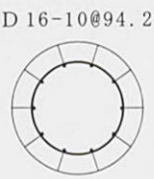


図-参1.1.3　既設基礎配筋状況

1.1.2 補強設計条件

ＨＭＰによる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用材料

表-参 1.1.2　補強用材料一覧表

フーチング		規　格
フーチング	コンクリート	σ_{ck}=21 N/mm²
	鉄筋	SD295
杭	ＨＭＰ鋼管	油井用継目無鋼管 5CT-N80
	芯鉄筋	SD490
	グラウト	σ_{ck}=30 N/mm²

(2) 適用基準類

- 道路橋示方書・同解説：平成 14 年 3 月　(社) 日本道路協会
- 既設道路橋基礎の補強に関する参考資料：平成 12 年 2 月　(社) 日本道路協会

(3) 鉛直荷重および橋脚が支持する上部構造部分の重量

上部構造の死荷重：R_D=3283 kN

当該橋脚が負担する上部構造部分の重量

橋 軸 方 向：W_u=3283 kN

橋軸直角方向：W_u=3283 kN

橋脚躯体の重量：W_p=1264 kN

(4) 設計水平震度

重　要　度　区　分：B 種の橋

地　　域　　区　　分：A 地域

設計水平震度（レベル 1 地震時）：k_h=0.25

(5) RC 橋脚の躯体条件

橋脚は、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法による補強がなされている。

(6) 地盤条件

耐震上の地盤種別：Ⅱ種地盤

土質柱状図：

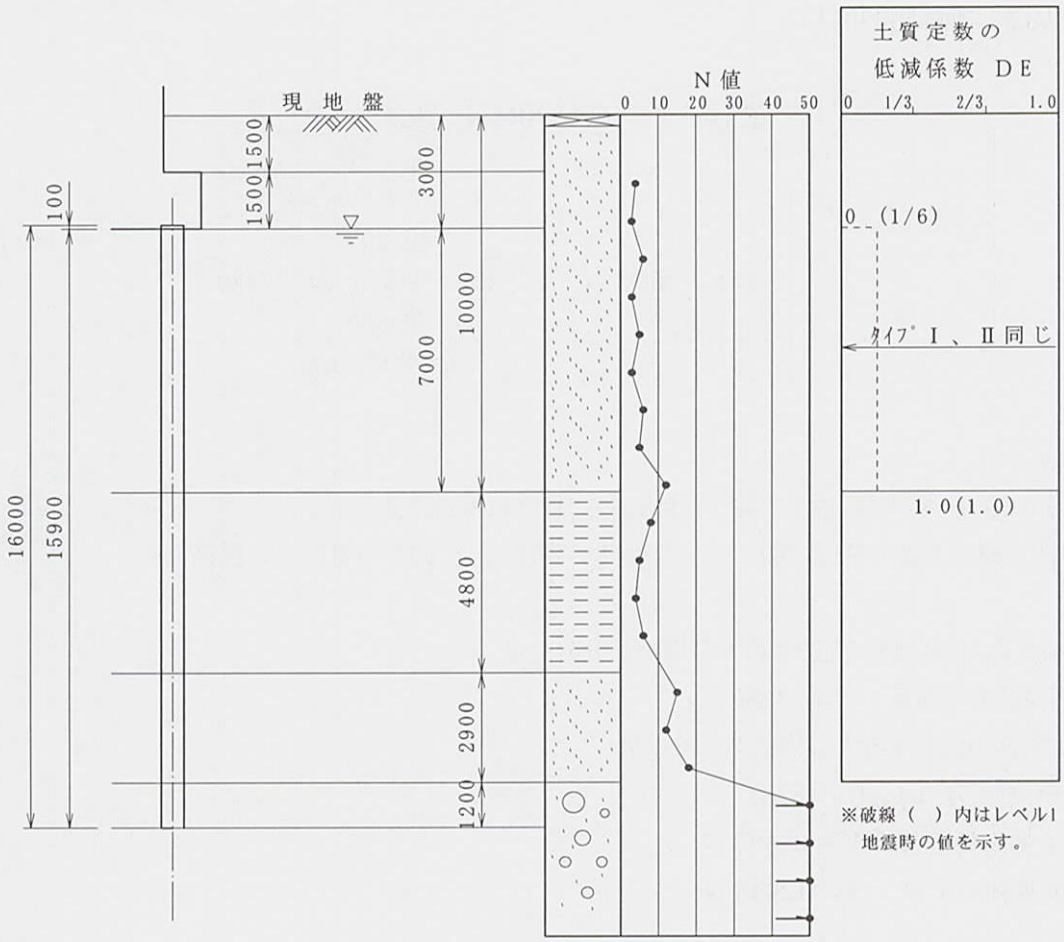


図-参 1.1.4 土質柱状図

表-参 1.1.3 地盤定数一覧

	地盤の種類	層 厚 (m)	平 均 N値	粘着力 c (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 (kN/m^3)		地盤変形係数 $\alpha \cdot E_0$(常時) (kN/m^2)
						γ_s	γ_s'	
第1層	砂質土	10.0	5	0	23	18	9	14000
第2層	粘性土	4.8	5	30	0	17	8	14000
第3層	砂質土	2.9	15	0	30	18	9	42000
第4層	砂質土	1.2	50	0	40	19	10	140000

(7) 本試設計における補強設計時の杭配置検討条件

本試設計例では、Ⅱ部６章「常時、暴風時およびレベル１地震時に対する照査」および７章「レベル２地震時に対する照査」に基づき、各地震動レベルに対する補強設計の方法および設計結果から得られた補強規模（配置本数、打設角度等）の変化についてまとめており、次の３ケースについて掲載してある。

① 常時、暴風時およびレベル１地震時における照査

② レベル２地震時における照査（非液状化時）

③ レベル２地震時における照査（液状化時）

Ⅱ部７章では、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Ⅳに規定されるレベル２地震時の荷重を作用させて照査を行い、必要な耐震性能が確保できない場合には、ＨＭＰの本数、諸元、打設角度等を変更し、再度照査することを原則としているが、本試設計例においては、各照査時の杭の打設角度を１種類に限定し掲載するものとした。表-参 1.1.4 に照査条件ごとに設定した杭の打設角度を示す。

表-参 1.1.4 杭の打設角度の設定条件

照査レベル		杭の打設角度
常時、暴風時およびレベル１地震時における照査		直杭
レベル２地震時における照査	非液状化時	斜杭 10 度
	液状化時	斜杭 15 度

地震動に対して、ＨＭＰを斜杭として用いることが有効な手段のひとつであるが、杭の配置や斜杭の打設角度の設定には、既設橋脚の躯体形状やその他制約条件を考慮する必要があることに留意していただきたい。なお、杭の配置に関する留意事項については、Ⅱ部 5.3 に記述されているので参考にされたい。

1.2 レベル１地震時の補強照査

1.2.1 補強計画図

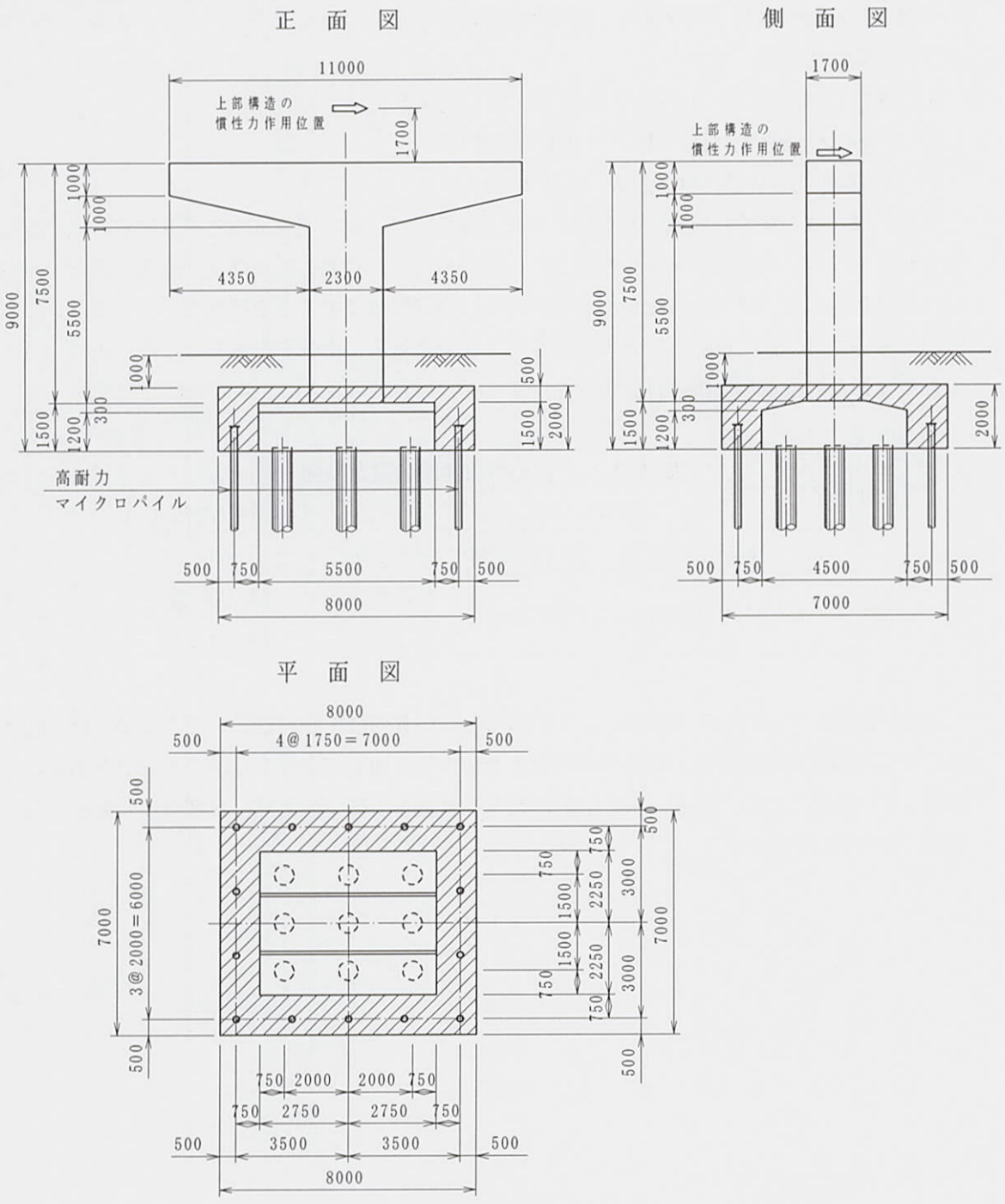


図-参 1.2.1　基礎補強計画構造図

1.2.2 既設ＰＣ杭の抵抗特性

(1) 杭の軸方向の特性値

既設ＰＣ杭の軸方向バネ定数は、道示Ⅳ12.6 より式(参 1.2.1)により算出する。

$$Kv = a\frac{Ap \cdot Ep}{L} \quad \cdots\cdots \text{(参 1.2.1)}$$

ここに、

K_v：杭の軸方向バネ定数 （kN/m）

A_P：杭の純断面積（m^2）

E_P：杭体のヤング係数（kN/m^2）

L ：杭長（m）

α ：打込みＰＣ杭 $\alpha = 0.013(L/D) + 0.61$

表-参 1.2.1 既設ＰＣ杭軸方向バネ定数 K_v

	杭径 D (m)	杭長 L (m)	杭の純断面積 A_P (m^2)	杭体のﾔﾝｸﾞ係数 E_P (kN/m^2)	K_v (kN/m)
既設ＰＣ杭	0.6	15.9	0.157	3.300E+07	309940

(2) 杭の軸直角方向の特性値

既設ＰＣ杭の軸直角方向の特性値を表-参 1.2.2 に示す。

表-参1.2.2 既設ＰＣ杭の軸直角方向の特性値

		ＰＣ杭 ϕ 0.6m	土質定数の低減係数 D_E
地盤反力係数 k_H (kN/m^3)	第１層	5110	1/6
	第２層	30630	1
	第３層	91900	1
	第４層	306340	1
杭体の曲げ剛性 EI ($kN \cdot m^2$)		1.685E+05	

(3) 杭の許容支持力

道示Ⅳ12.4 により算出した既設ＰＣ杭の許容支持力を表-参 1.2.3 に示す。

表-参 1.2.3　常時およびレベル 1 地震時における許容支持力

			常　時	地震時
杭の断面諸元	杭径 D	(m)	0.600	
	先端面積 A	(m^2)	0.283	
	杭周長 U	(m)	1.885	
地盤から決まる極限支持力	q_d	(kN/m^2)	7200	
	$q_d \cdot A$	(kN)	2038	
	$U \cdot \Sigma L_i \cdot f_i$	(kN)	794	684
	R_u	(kN)	2832	2722
土の有効重量	W_s	(kN)	36.9	
杭の有効重量	W	(kN)	37.2	
杭の許容押込み支持力	補正係数 γ		1.0	
	安全率 n		3	2
	R_a	(kN)	900	1350
杭の許容引抜き支持力	安全率 n		6	3
	P_a	(kN)	-160	-260

1.2.3　ＨＭＰの抵抗特性

(1) 杭の軸方向の特性値

1) 軸方向バネ定数 K_Vの算出

ＨＭＰの軸方向バネ定数 K_Vは、Ⅱ部 6.4.1 より式(参 1.2.2)により算出する。

$$K_V = a\frac{AE_{HMP}}{L} \quad \cdots\cdots \text{(参 1.2.2)}$$

ここに、

K_V ： ＨＭＰの軸方向バネ定数（kN/m）

AE_{HMP} ： ＨＭＰの軸剛性（kN）

$$AE_{HMP} = E_s\left(A_s + A_r + \frac{E_c A_c}{E_s}\right) \quad \cdots\cdots \text{(参 1.2.3)}$$

E_s ： ＨＭＰ鋼管および芯鉄筋のヤング係数（kN/m²）

E_c ： グラウトのヤング係数(kN/m²)

A_s ： ＨＭＰ鋼管の断面積（m²）

A_r ： 芯鉄筋の断面積（m²）

A_c ： グラウトの断面積（m²）

L ： ＨＭＰ鋼管の長さ（m）で、フーチング下端から鋼管先端までの長さ。

a ： $a = a1 \times \ln(L/D) + a2$ ……(参 1.2.4)

$a1$ ： $a1 = 0.0036 \times S + 0.2161$

$a2$ ： $a2 = -0.0286 \times S - 0.2775$

S ： 定着長比　$S = L_{NPB}/L_{PB}$

L_{NPB} ： 非鋼管定着長(m)

L_{PB} ： 鋼管定着長(m)

D ： ＨＭＰ鋼管の径（m）

2) HMPの軸剛性

HMPの軸剛性は、HMP鋼管、芯鉄筋、グラウトからなる等価軸剛性として式（参1.2.3）より以下のとおり算出する。

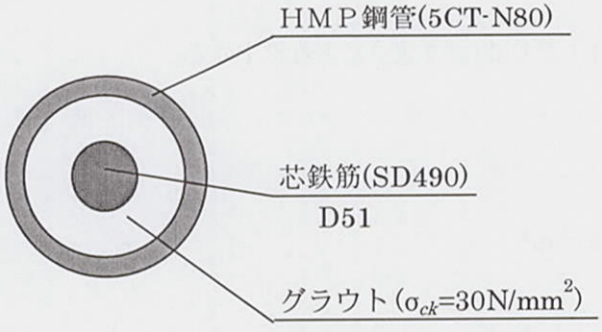


図-参1.2.2　HMPの断面

表-参1.2.4　HMP鋼管寸法

外径	177.8 mm
肉厚	12.7 mm
有効外径	175.8 mm ※
有効肉厚	11.7 mm ※
内径	152.4 mm

※腐食しろとして1mmを考慮する

表-参1.2.5　材料定数

弾性係数	鋼材	E_s	200000 (N/mm^2)
	グラウト	E_c	20000 (〃)
弾性係数比		E_s/E_c	10.0

表-参1.2.6　等価軸剛性算定結果

断面二次モーメント		鋼材換算値 (mm^4)	鋼材換算値 (m^4)	AE (kN·m^2)
HMP鋼管　A_s	6032 (mm^2)	6032	0.0060320	1206400
芯鉄筋(D51)　A_r	2027 (mm^2)	2027	0.0020270	----
グラウトA_c	16214 (mm^2)	1621	0.0016214	----
AE_{HMP}　計		9680	0.0096804	1936080

3) 軸方向バネ定数 K_V

軸方向バネ定数 K_Vを表-参1.2.7に示す。

表-参1.2.7　HMPの軸方向バネ定数 K_v

	杭径 D (m)	杭長 L (m)	α	HMPの軸剛性AE_{HMP} (kN)	K_V (kN/m)
HMP	0.1778	16.7	0.68	1936000	78800

(2) 杭の軸直角方向の特性値

1) 水平地盤反力係数 k_H の算出

ＨＭＰの水平地盤反力係数 k_H は、Ⅱ部 6.4.1 より式(参 1.2.5)により算出する。

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots \text{(参 1.2.5)}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \quad \cdots\cdots \text{(参 1.2.6)}$$

$$B_H = \sqrt{D / \beta} \quad \cdots\cdots \text{(参 1.2.7)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot EI}} \quad \cdots\cdots \text{(参 1.2.8)}$$

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）

E_0 ： 設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m²）

α ： 地盤反力係数の推定に用いる係数

B_H ： 荷重作用方向に直交するＨＭＰの換算載荷幅（m）

D ： 荷重作用方向に直交するＨＭＰの載荷幅（m）

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

EI_{HMP} ： ＨＭＰの曲げ剛性（kN･m²）

$$EI_{HMP} = E_s\left(I_s + I_r + \frac{E_c I_c}{E_s}\right) \quad \cdots\cdots \text{(参 1.2.9)}$$

E_s ： ＨＭＰ鋼管および芯鉄筋のヤング係数（kN/m²）

E_c ： グラウトのヤング係数(kN/m²)

I_s ： ＨＭＰ鋼管の断面二次モーメント（m⁴）

I_r ： 芯鉄筋の断面二次モーメント（m⁴）

I_c ： グラウトの断面二次モーメント（m⁴）

2) HMPの曲げ剛性

HMPの曲げ剛性は、HMP鋼管、芯鉄筋、グラウトからなる等価曲げ剛性として式(参 1.2.9)より以下のとおり算出する。なお、部材寸法および諸定数については、図-参 1.2.2、表-参 1.2.4～表-参 1.2.5 に示すとおりである。

表-参1.2.8　等価曲げ剛性算定結果

断面二次モーメント		鋼材換算値		EI
		(mm^4)	(m^4)	($kN \cdot m^2$)
HMP鋼管　I_s	20406738 (mm^4)	20406738	0.0000204	4081
芯鉄筋(D51)　I_r	332086 (mm^4)	332086	0.0000003	----
グラウトI_c	26147413 (mm^4)	2614741	0.0000026	----
EI_{HMP}　計		23353565	0.0000234	4671

3) 水平地盤反力係数 k_H

水平地盤反力係数 k_Hを表-参 1.2.9 に示す。

表-参1.2.9　ＨＭＰの軸直角方向の特性値

	変形係数 E_0 (kN/m^2)	k_{H0}	地盤反力係数 k_H (kN/m^3)	土質定数の低減係数 D_E
第１層	14000	46666.7	10800	1/6
第２層	14000	46666.7	64800	1
第３層	42000	140000.0	194200	1
第４層	140000	466666.7	647200	1
等価曲げ剛性 EI_{HMP}　(kN/m^2)		4671		

(3) 杭の許容支持力

HMPの許容支持力は、Ⅱ部6.2.2および6.2.3により以下のとおり算出する。

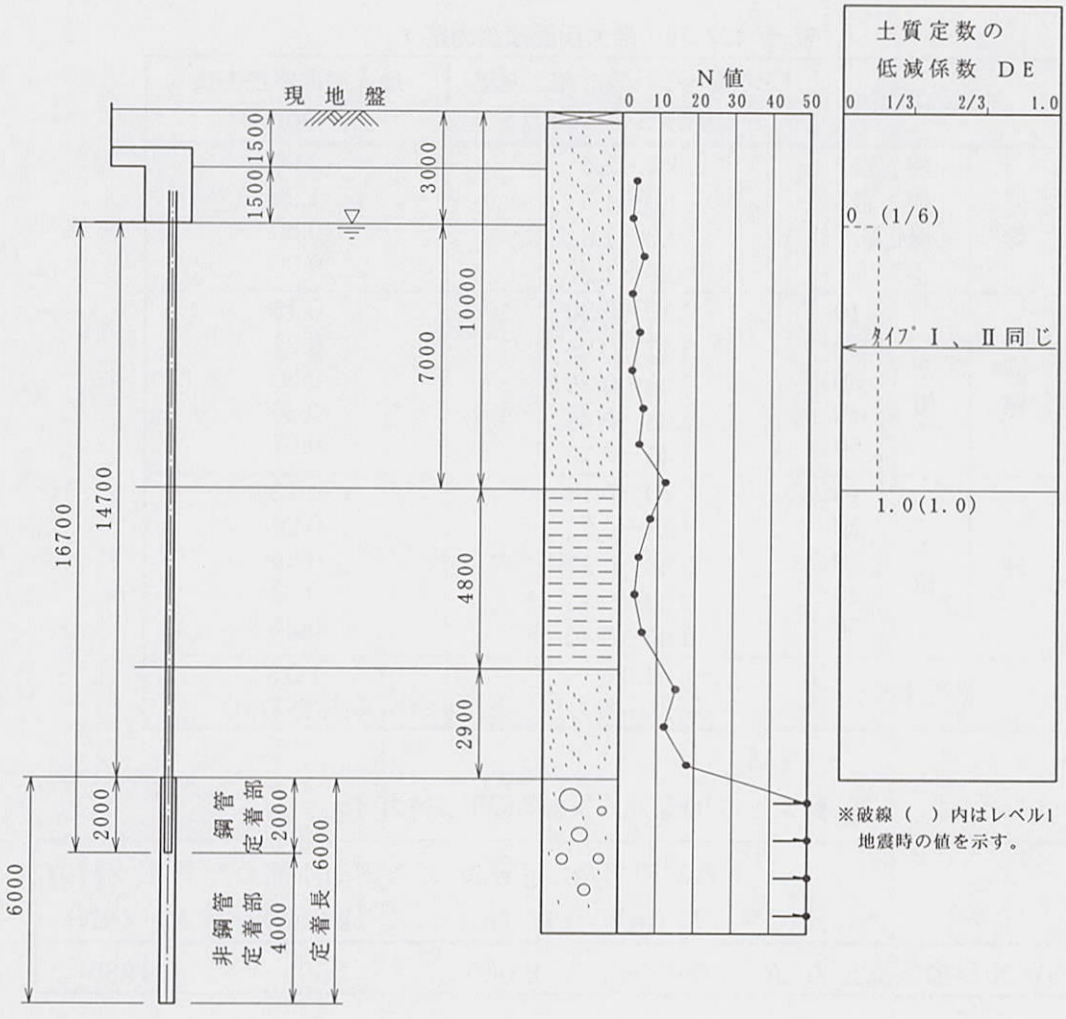


図-参1.2.3 HMPの定着長

1) 地盤から決まる極限支持力

地盤から決まるHMPの極限支持力は、式(参1.2.10)により算出する。

$$R_u = U \sum L_i f_i \quad \cdots\cdots \text{(参1.2.10)}$$

ここに、

R_u ： 地盤から決まるHMPの極限支持力（kN）

U ： HMP定着部の周長（m）

L_i ： 周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ： 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

支持力の算出にあたっては、押込み側、引抜き側ともにN値 50 の砂質土における最大周面摩擦力度 f=0.35N/mm²(350kN/m²)を採用した。

表-参 1.2.10　最大周面摩擦力度 f_i

地盤の種類			ｸﾞﾗｳﾝﾄﾞ・ｱﾝｶｰ設計施工基準 摩擦強度(N/mm²)	最大周面摩擦力度 (N/mm²)
岩盤	硬　岩		1.5－2.5	2.00
	軟　岩		1.0－1.5	1.25
	風化岩		0.6－1.0	0.80
	土　丹		0.6－1.2	0.90
砂礫	N値	10	0.10－0.20	0.15
		20	0.17－0.25	0.21
		30	0.25－0.35	0.30
		40	0.35－0.45	0.40
		50	0.45－0.70	0.57
砂	N値	10	0.10－0.14	0.12
		20	0.18－0.22	0.20
		30	0.23－0.27	0.25
		40	0.29－0.35	0.32
		50	0.30－0.40	0.35
粘性土			1.0 c (c は粘着力)	1.0 c (c は粘着力)

表-参 1.2.11 地盤から決まる極限支持力 R_u

	定着部の周長 U (m)	定着長 L_i (m)	最大周面摩擦力度 f_i (kN/m²)	極限支持力 R_u (kN)
地盤から決まる極限支持力 R	0.6095	6.000	350	1280

なお、地盤から決まる極限引抜き力 P_uは、R_uと同値とする。

2) 杭の軸方向許容支持力

HMPの軸方向許容支持力を表-参 1.2.12 に示す。

表-参 1.2.12　常時およびレベル 1 地震時における軸方向許容支持力

	極限支持力	常　時	レベル 1 地震時
許容押込み支持力 R_a(kN)	R_u=1280	安全率 n= 3	安全率 n= 2
		420	640
許容引抜き支持力 P_a(kN)	P_u=1280	安全率 n= 6	安全率 n= 3
		-210	-420

3) 定着部の照査

定着部は、Ⅱ部 6.2.4 より非鋼管定着部に作用する軸方向力が、非鋼管部の軸方向耐力以下であることを照査するものとし、式(参 1.2.11)および式(参 1.2.12)による。

$N_{CU} \geqq C_U$ ……（参 1.2.11）

$N_{TU} \geqq T_U$ ……（参 1.2.12）

ここに、

N_{CU}： 非鋼管定着部の軸方向圧縮耐力（kN）

$$N_{CU} = 0.85\sigma_{ck} A_c + \sigma_{ry} A_r$$

N_{TU}： 非鋼管定着部の軸方向引張耐力（kN）

$$N_{TU} = \sigma_{ry} A_r$$

σ_{ck} ： グラウトの設計基準強度（kN/m²）

σ_{ry} ： 芯鉄筋の降伏点（kN/m²）

A_c ： 非鋼管定着部におけるグラウト部の断面積（m²）

A_r ： 芯鉄筋の断面積（m²）

C_u ： 非鋼管定着部の照査に用いる軸方向圧縮力（kN）

$$C_u = R_u - UL_{trans} f_{trans}$$

T_u ： 非鋼管定着部の照査に用いる軸方向引張力（kN）

$$T_u = P_u - UL_{trans} f_{trans}$$

R_u ： 地盤から決まるＨＭＰの極限支持力（kN）

P_u ： 地盤から決まるＨＭＰの極限引抜き力（kN）

U ： ＨＭＰ定着部の周長（m）

L_{trans}： 鋼管定着部の長さ（m）

f_{trans}： 鋼管定着部における最大周面摩擦力度（kN/m²）

表-1.2.13 非鋼管部の照査結果

L_{trans}	m	2.0	判 定
f_{trans}	kN/m²	350	
C_u	kN	853	
N_{CU}	kN	1695	$N_{CU} \geqq C_u \therefore OK$
T_u	kN	853	
N_{TU}	kN	993	$N_{TU} \geqq T_u \therefore OK$

1.2.4 レベル1地震時における作用荷重

(1) 作用荷重の分担方法

本計算例において、既設杭は健全なものとして荷重を分担させるものとした。ここでは、フーチング底面に作用する各荷重は、表-参 1.2.14 に示すように分担させるものとする。

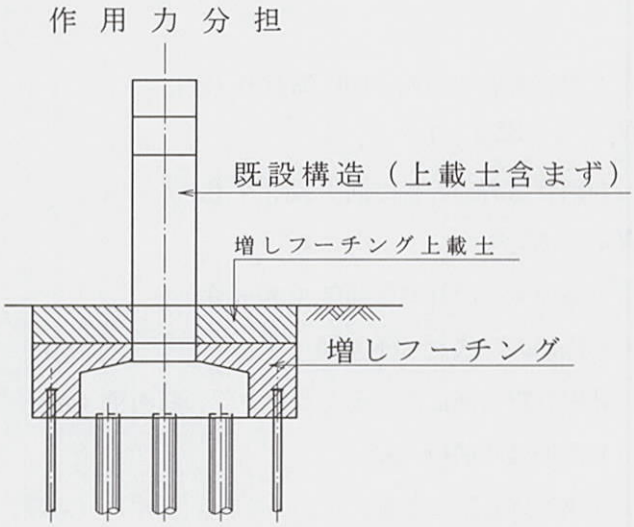


図-参 1.2.4　杭基礎に作用する荷重

表-参 1.2.14　作用荷重の分担方法

荷重項目	内　　訳	分担方法
鉛直荷重	既設構造（上載土砂重量含まず）	既設杭
	増しフーチング＋上載土	既設杭＋HMP
水平力	地震によって生じる水平力	既設杭＋HMP
モーメント	地震によって生じるモーメント	既設杭＋HMP

(2) レベル1地震時における作用荷重

表-参 1.2.15　レベル1地震時におけるフーチング底面作用力の集計

		V(kN)	H(kN)	M(kN·m)
橋軸方向	既設杭のみで負担(既設構造分)	5402.0	—	—
	既設杭+HMPで負担	2728.8	1798.6	9531.1
	合　　計	8130.8	1798.6	9531.1
橋軸直角方向	既設杭のみで負担(既設構造分)	5402.0	—	—
	既設杭+HMPで負担	2728.8	1798.6	10926.8
	合　　計	8130.8	1798.6	10926.8

1.2.5 レベル１地震時における補強基礎の安定計算結果

(1) 安定計算結果

表-参 1.2.16　安定計算結果一覧表（レベル１地震時）

安定計算結果						
			橋軸方向		橋軸直角方向	
			既設杭	HMP	既設杭	HMP
既設構造の鉛直力 V_D(kN)			5402.0	—	5402.0	—
作用力集計	全荷重	増分鉛直力 ΔV_D(kN)	2728.8		2728.8	
		水平力 H(kN)	1798.6		1798.6	
		モーメントM(kN・m)	9531.1		10926.8	
	分担荷重	増分鉛直力 V(kN)	1955.5	773.3	1955.5	773.3
		水平力 H(kN)	1210.8	587.8	1217.7	580.9
軸方向押込み力 P_N(kN)			696.5 + 600.2 = 1296.7	298.9	733.9 + 600.2 = 1334.1	285.1
許容押込み力　R_a(kN)			1350	640	1350	640
判　　定			$P_N < R_a$ ∴ OK	$P_N < R_a$ ∴ OK	$P_N < R_a$ ∴ OK	$P_N < R_a$ ∴ OK
軸方向引抜き力 P_T(kN)			-261.9 + 600.2 = 338.3	-188.4	-299.3 + 600.2 = 300.9	-174.6
許容引抜き力　P_a(kN)			-260	-420	-260	-420
判　　定			$P_T > P_a$ ∴ OK	$P_T > P_a$ ∴ OK	$P_T > P_a$ ∴ OK	$P_T > P_a$ ∴ OK
設計地盤面での水平変位 δ(mm)			13.3		12.9	
許容水平変位 δ_a(mm)			15.0		15.0	
判　　定			$\delta < \delta_a$ ∴ OK		$\delta < \delta_a$ ∴ OK	
杭体応力度照査						
地中部	曲げモーメントM(kN・m)		215.1	34.4	225.6	34.4
	軸　　力　N(kN)		1296.7	298.9	1334.1	285.1
	圧縮応力度σ_c(N/mm^2)		29.0	212.4	29.8	210.3
	引張応力度σ_t(N/mm^2)		3.7	-104.8	3.3	-107.7
	許容圧縮応力度σ_{ca}(N/mm^2)		37.5	465.0	37.5	465.0
	許容引張応力度σ_{ta}(N/mm^2)		-5.0	-465.0	-5.0	-465.0
	判　　定		$\sigma_c < \sigma_{ca}$ $\sigma_t > \sigma_{ta}$ ∴ OK	$\sigma_c < \sigma_{ca}$ $\sigma_t > \sigma_{ta}$ ∴ OK	$\sigma_c < \sigma_{ca}$ $\sigma_t > \sigma_{ta}$ ∴ OK	$\sigma_c < \sigma_{ca}$ $\sigma_t > \sigma_{ta}$ ∴ OK
地中部	曲げモーメントM(kN・m)		-174.0	-22.4	-174.0	-22.4
	軸　　力　N(kN)		1199.8	249.6	1237.5	242.1
	圧縮応力度σ_c(N/mm^2)		26.0	148.5	26.2	147.1
	引張応力度σ_t(N/mm^2)		5.5	-58.6	5.8	-60.0
	許容圧縮応力度σ_{ca}(N/mm^2)		37.5	465.0	37.5	465.0
	許容引張応力度σ_{ta}(N/mm^2)		-5.0	-465.0	-5.0	-465.0
	判　　定		$\sigma_c < \sigma_{ca}$ $\sigma_t > \sigma_{ta}$ ∴ OK	$\sigma_c < \sigma_{ca}$ $\sigma_t > \sigma_{ta}$ ∴ OK	$\sigma_c < \sigma_{ca}$ $\sigma_t > \sigma_{ta}$ ∴ OK	$\sigma_c < \sigma_{ca}$ $\sigma_t > \sigma_{ta}$ ∴ OK

(2) 既設杭のせん断力に対する照査

せん断応力度の照査は、全断面有効として以下のとおり行う。（杭基礎設計便覧 2.2.2）[2)]

$$\tau_{a1} \geqq \frac{H}{A_c} \quad \cdots\cdots \text{(参 1.2.13)}$$

ここに、

τ_{a1}：許容せん断応力度（N／mm²）（コンクリートのみで負担する場合）

H　：せん断力（N）

A_c：杭断面積（mm²）

ただし、τ_{a1}は作用軸力によって割増しする。（道示Ⅳ 4.2）

$$C_N = 1 + \frac{M_0}{M} \leqq 2.0 \quad \cdots\cdots \text{(参 1.2.14)}$$

ここに、

C_N：割増係数

M_0：軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント（kN・m）（道示Ⅳ 4.2）

$$M_0 = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} \quad \cdots\cdots \text{(参 1.2.15)}$$

M　：作用曲げモーメント（kN・m）

N　：作用軸力（kN）

I_c　：部材断面の図心軸に関する断面２次モーメント（m⁴）

y　：部材断面の図心より部材引張縁までの距離（m）

表-参 1.2.17　レベル１地震時における許容せん断力の算定結果

		橋軸方向	橋軸直角方向
断面積　A_c	(m²)	0.15708	
断面2次モーメント　I_c	(m⁴)	0.005105	
図心から引張縁までの距離　y	(m)	0.3	0.3
作用軸力(プレストレス含む)　N	(kN)	1610	1573
M_0	(kN･m)	174	170
作用曲げモーメント　M	(kN･m)	215.1	225.6
補正係数 C_N		1.81	1.75
地震時許容せん断力 τ_{a1}	(N/mm²)	0.975	0.975
$\tau_{a1} \times C_N$	(N/mm²)	1.76	1.71

表-参 1.2.18　既設杭せん断応力度照査結果

		橋軸方向	橋軸直角方向
杭一本当り作用水平力 H	(kN)	134.5	138.6
杭体断面積 A_c	(mm^2)	157079.6	157079.6
平均せん断応力度 τ_m	(N/mm^2)	0.856	0.882
許容せん断応力度 τ_a	(N/mm^2)	1.76	1.71
判　定		$\tau_m < \tau_a$	$\tau_m < \tau_a$
		$\therefore OK$	$\therefore OK$

(3) HMPの杭頭結合部の照査

杭頭結合部の概要を図-参 1.2.5 に示す。なお、埋め込み深さについては、1.3.4 杭の杭頭部の照査結果を反映したものとしている。

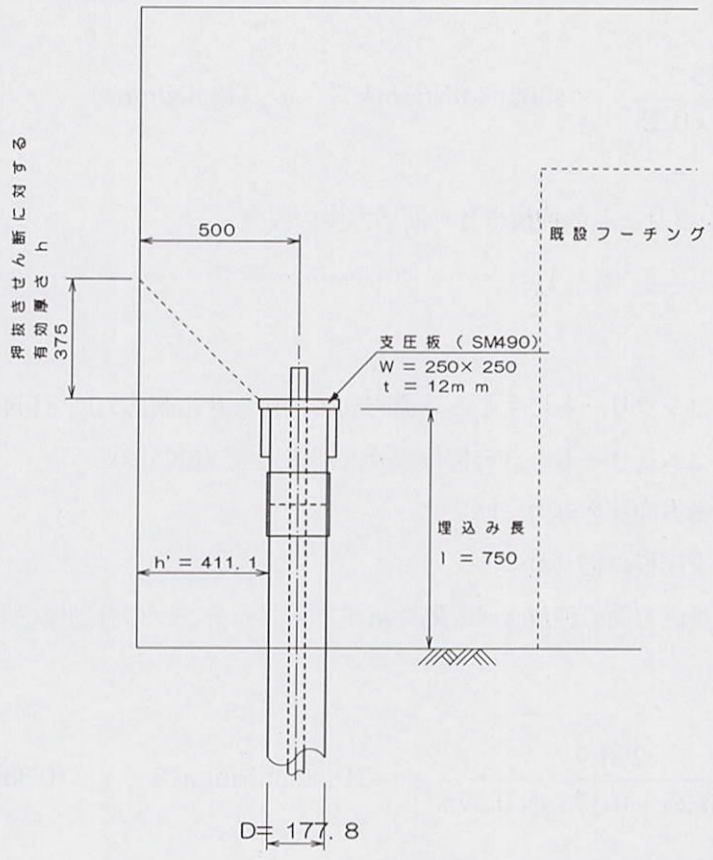


図-参 1.2.5　杭頭結合部の概要

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

$$\sigma_{cv} = \frac{P_c}{A_p} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots (参1.2.16)$$

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

$$\sigma_{cv} = \frac{298.9}{0.25\times0.25} = 4782 = 4.8\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca}\,(15.8\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{cv} = \frac{285.1}{0.25\times0.25} = 4562 = 4.6\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca}\,(15.8\text{N/mm}^2)$$

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

$$\tau_v = \frac{P_c}{4(W+h_c)\,h_c} \leqq \tau_a \quad \cdots\cdots (参1.2.17)$$

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）

・橋軸直角方向

$$\tau_v = \frac{298.9}{4\times(0.25+0.375)\times0.375} = 318 = 0.32\text{N/mm}^2 \leqq \tau_a\ (0.85\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\tau_v = \frac{285.1}{4\times(0.25+0.375)\times0.375} = 304 = 0.30\text{N/mm}^2 \leqq \tau_a\ (0.85\text{N/mm}^2)$$

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

$$\sigma_{tv} = \frac{P_t}{A_p - \pi D^2/4} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots (参\ 1.2.18)$$

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 ： 杭頭鋼管の外径（m）

・橋軸方向

$$\sigma_{tv} = \frac{188.4}{0.25^2 - \pi \times 0.1778^2/4} = 5001 = 5.0\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca}\ (15.8\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{tv} = \frac{174.6}{0.25^2 - \pi \times 0.1778^2/4} = 4635 = 4.6\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca}\ (15.8\text{N/mm}^2)$$

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

$$\tau_{vt} = \frac{P_t}{4(W + h_t)\ h_t} \leqq \tau_{at} = \tau_a \quad \cdots\cdots (参\ 1.2.19)$$

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）

・橋軸方向

$$\tau_{vt} = \frac{188.4}{4 \times (0.25 + 0.375) \times 0.375} = 201 = 0.20\ \text{N/mm}^2 \leqq \tau_{at} = \tau_a\ (0.85\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\tau_{vt} = \frac{174.6}{4 \times (0.25 + 0.375) \times 0.375} = 186 = 0.19\ \text{N/mm}^2 \leqq \tau_{at} = \tau_a\ (0.85\text{N/mm}^2)$$

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

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots (参\ 1.2.20)$$

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 ： 杭頭鋼管の外径（m）

l ： 杭頭鋼管のフーチングへの埋込み長（m）

・橋軸方向

$$\sigma_{ch} = \frac{42.0}{0.1778\times0.50} + \frac{6\times34.4}{0.1778\times0.50^2} = 5116 = 5.1\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca}(15.8\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{ch} = \frac{41.5}{0.1778\times0.50} + \frac{6\times34.4}{0.1778\times0.50^2} = 5110 = 5.1\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca}(15.8\text{N/mm}^2)$$

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

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leqq \tau_a \quad \cdots\cdots (参\ 1.2.21)$$

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 ： 杭頭鋼管の外径（m）

l ： 杭頭鋼管のフーチングへの埋込み長（m）

・橋軸方向

$$\sigma_{cv} = \frac{42.0}{0.4111\times(2\times0.5+0.1778+2\times0.4111)} = 51$$

$$= 0.05\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca}(0.85\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{cv} = \frac{34.4}{0.4111\times(2\times0.5+0.1778+2\times0.4111)} = 42$$

$$= 0.04\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca}(0.85\text{N/mm}^2)$$

4）支圧板の設計、溶接部の照査

支圧板の寸法諸元を図-参 1.2.6 に示す。

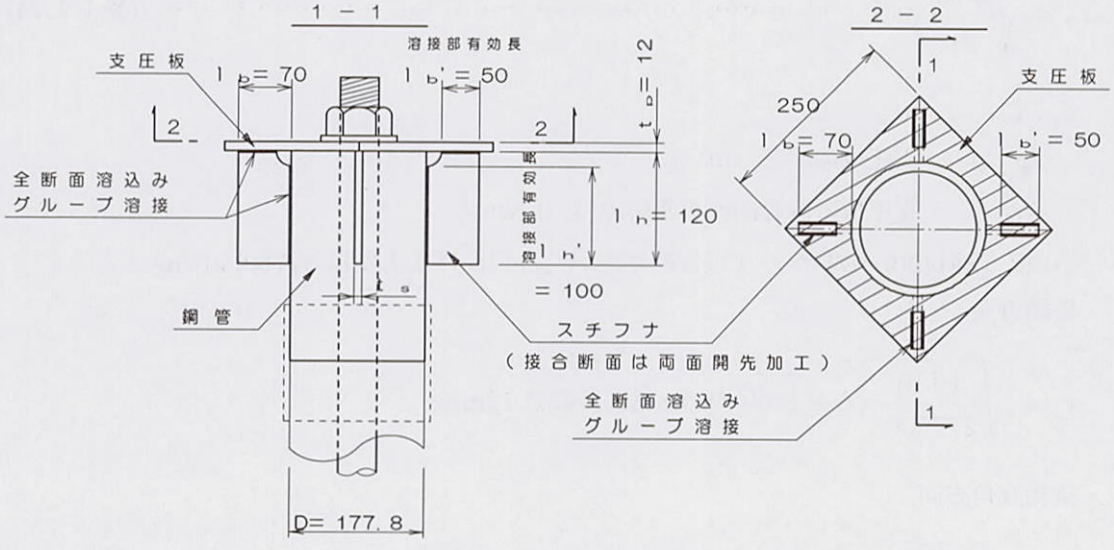


図-参 1.2.6　支圧板、スチフナー般図

ｉ）支圧板の設計

① 最大曲げモーメント M_{max} の算出

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

② 必要板厚 t_p の算出

$$t_p = \sqrt{\frac{M_{max}}{\sigma_{sa}} \times 6} \quad \cdots\cdots (参\ 1.2.23)$$

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）

支圧板（SM490）のレベル 1 地震時において許容曲げ応力度は 277500kN/m² となる。

・橋軸方向

$$t_p = \sqrt{\frac{3.116}{277500} \times 6} \times 1000 = 8.1\text{mm} < \text{設計値 } 12\text{mm}$$

・橋軸直角方向

$$t_p = \sqrt{\frac{2.972}{277500} \times 6} \times 1000 = 8.0\text{mm} < \text{設計値 } 12\text{mm}$$

ii）溶接部の検討

支圧板張出部が負担する軸方向荷重 N’ の算定結果を表-参 1.2.19 に示す。

表-参 1.2.19 N’ の算定結果

橋軸方向	押込み力	298.9 kN
	引抜き力	-188.4 kN
橋軸直角方向	押込み力	285.1 kN
	引抜き力	-174.6 kN

※橋軸方向、橋軸直角方向ともに押込み力により照査する。

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

$$\sigma = \frac{N'}{4 \times t_s \times l_b'} \leqq \sigma_a \quad \cdots\cdots (参\ 1.2.24)$$

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 ： 鋼材の溶接部の許容垂直応力度（kN/m²）

・橋軸方向

$$\sigma = \frac{298.9}{4\times0.012\times0.050}\div1000 = 125 \leqq \sigma_a \quad (277.5\mathrm{N/mm^2})$$

・橋軸直角方向

$$\sigma = \frac{185.1}{4\times0.012\times0.050}\div1000 = 119 \leqq \sigma_a \quad (277.5\mathrm{N/mm^2})$$

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 \quad \cdots\cdots\cdots\

1.3 レベル２地震時の補強照査

1.3.1 補強計画図

(1) 非液状化時

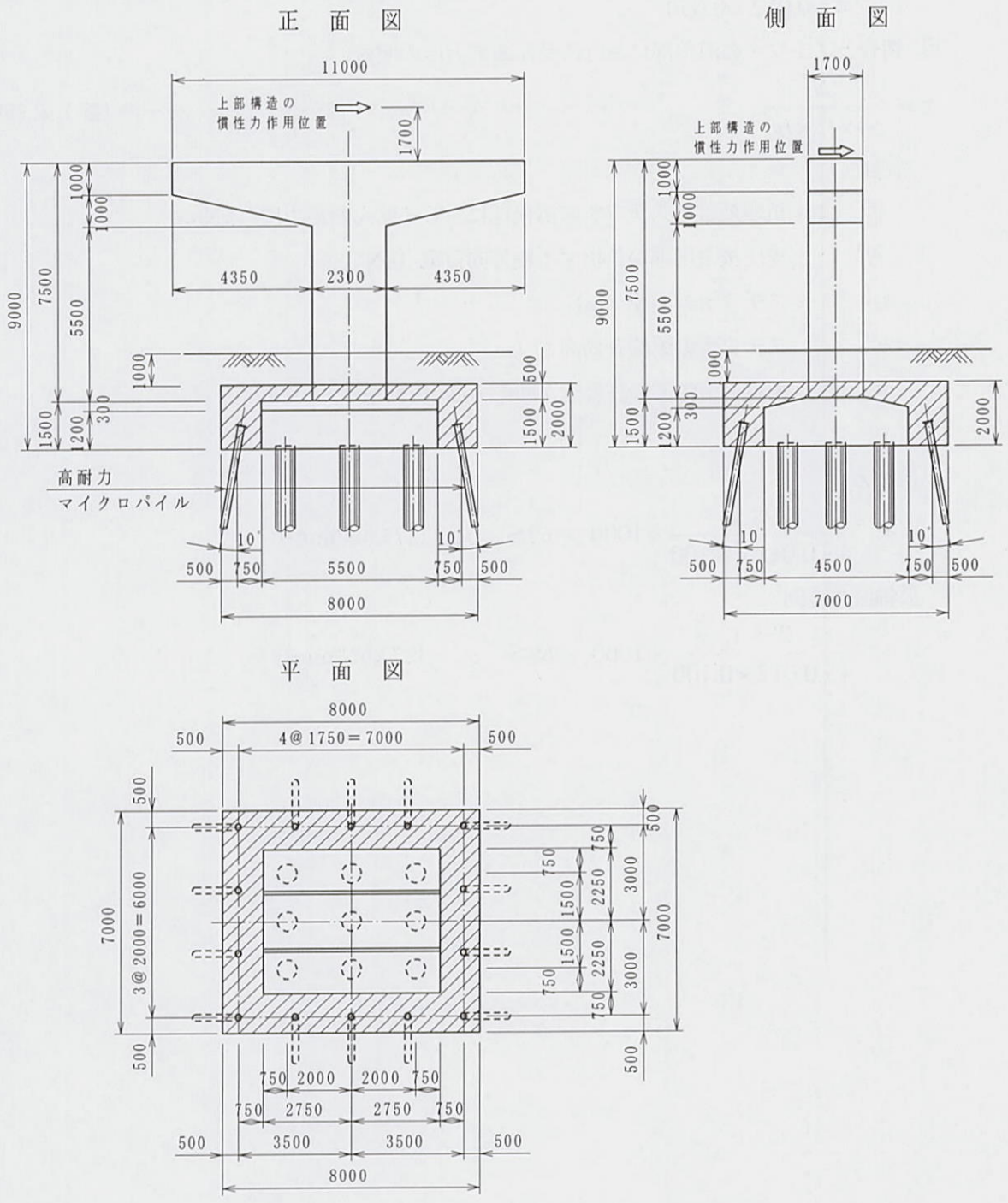


図-参 1.3.1　基礎補強計画図（非液状化時）

(2) 液状化時

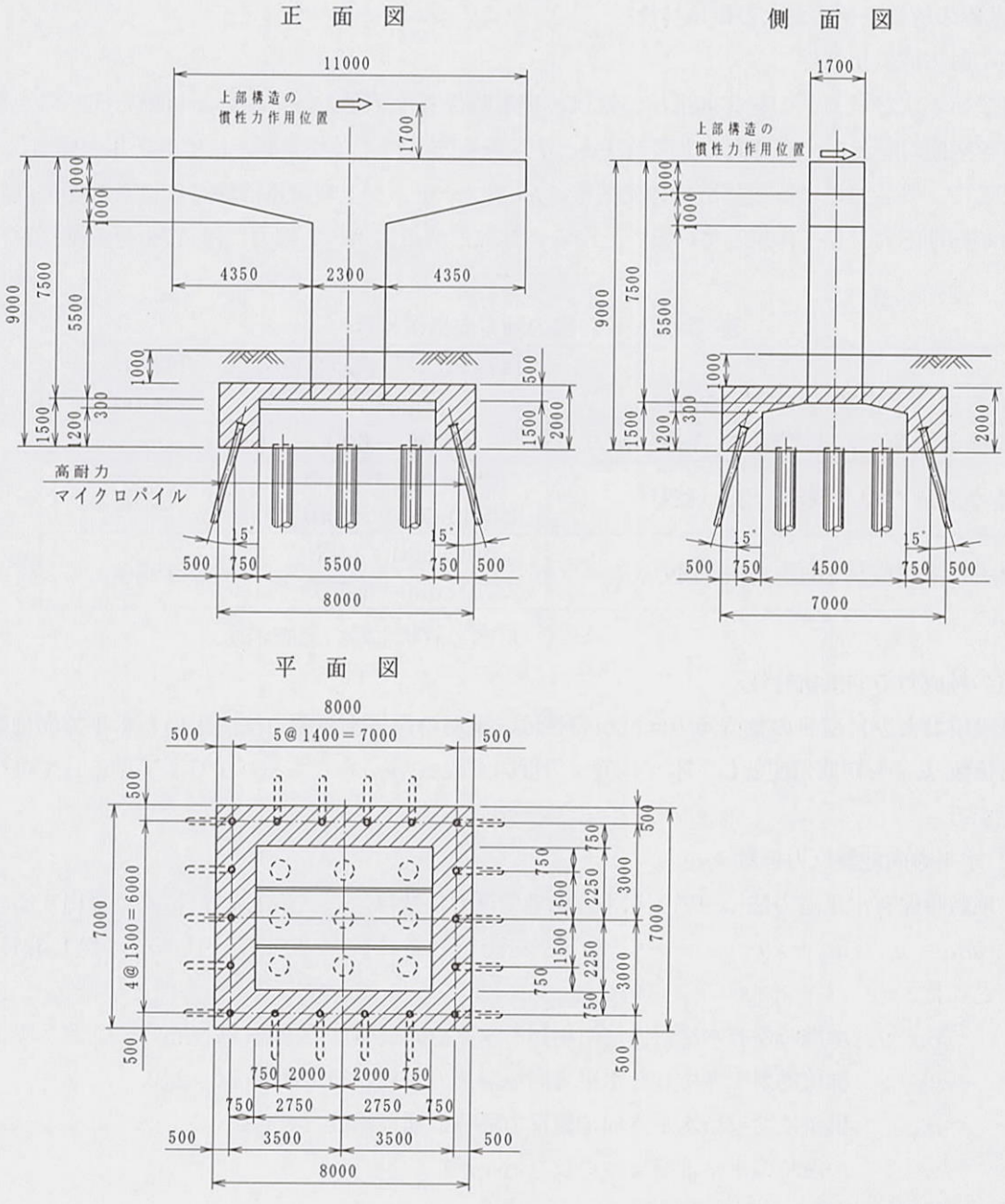


図-参 1.3.2　基礎補強計画図（液状化時）

1.3.2 非液状化時の照査

(1) 杭基礎の解析モデルおよび抵抗特性

1) 杭の軸方向抵抗特性

既設杭およびＨＭＰの軸方向抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いる杭軸方向バネ定数 K_{VE} を初期勾配とし、支持力の上限値 P_{NU}, P_{TU} を有するバイリニア型としてモデル化する。

ここで、既設杭には既設構造物の死荷重 ΔP_N（フーチング上載荷重は除く）による軸方向圧縮力が初期応力として作用していることから、非線形解析に用いる軸力には ΔP_N 分の補正を行う。

表-参 1.3.1　杭の軸方向抵抗特性

	既設杭　ＰＣ杭φ600	ＨＭＰ
杭軸方向バネ定数 K_{VE}（kN/m）	309440	78800
既設構造死荷重による軸力 ΔP_N（kN）	5402/9＝600	－
押込み支持力の上限値 P_{NU}（kN）	2830-600＝2230 （2700-600＝2100）※	1280
引抜き支持力の下限値 P_{TU}（kN）	800+600＝1400 （670+600＝1270）※	1280

※（　）内は液状化時の値を示す。

2) 杭の軸直角方向抵抗特性

既設杭およびＨＭＰ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。

ｉ）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は、式（参 1.3.1）により算出する。

$$k_{HE} = \eta_k \cdot \alpha_k \cdot k_H \quad \cdots\cdots \text{(参 1.3.1)}$$

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 ：　地震時の水平地盤反力係数（kN/m³）

① 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-参 1.3.2 に示す。

表-参 1.3.2　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

No.	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 $\eta_k \cdot \alpha_k$	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）
1	砂質土	7.0	30620	2/3×1.5＝1.0	30620
2	粘性土	4.8	30620	2/3×1.5＝1.0	30620
3	砂質土	2.9	91900	2/3×1.5＝1.0	91900
4	砂質土	1.2	306340	2/3×1.5＝1.0	306340

② HMP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HMPの水平方向地盤反力係数を表-参 1.3.3 に示す。

表-参 1.3.3　地震時保有水平耐力法に用いるＨＭＰの水平方向地盤反力係数

No.	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 $\eta_k \cdot \alpha_k$	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)
1	砂質土	7.0	64850	2/3×1.5＝1.0	64850
2	粘性土	4.8	64850	2/3×1.5＝1.0	64850
3	砂質土	2.9	194550	2/3×1.5＝1.0	194550
4	砂質土	1.2	648490	2/3×1.5＝1.0	648490

ii）水平地盤反力度の上限値 p_{HU}

水平地盤反力度の上限値は、式（参 1.3.2）により算出する。

$$p_{HU} = \eta_p \cdot \alpha_p \cdot p_U \quad \cdots\cdots \text{(参 1.3.2)}$$

ここに、

p_{HU} ：　水平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　$\eta_p \cdot \alpha_p$＝荷重載荷直角方向の杭中心間隔／杭径（ただし、$\leqq \alpha_p$）

α_p ：　単杭における水平地盤反力度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 ：　地震時の受動土圧強度（kN/m²）

水平地盤反力度の上限値の比率は、Ⅱ部 図-解 7.4.2 の条件を満たす場合はマニュアルを適用し、それ以外は道示Ⅳに基づいて設定するものとする。適用条件の判定は以下の通り行う。

・ 条件１：既設杭径とHMPの鋼管径の比 $D_E / D_M \geqq 3.4$

0.6m／0.1778m＝3.37＜3.4　∴条件を満たさない

・ 条件２：既設杭とHMPの杭間隔と既設杭径の比　$L / D_E \geqq 1.8$

1.5m／0.6m＝2.5＞1.8　∴条件を満たす

条件１を満たさないため、水平地盤反力度の上限値の比率は、道示Ⅳに基づいて設定するものとした。

橋軸方向

１列目（最前列）	HMP	1750／177.8＝3.0	（上限値）
2,4,6 列目	既設ＰＣ杭	2000／600 ＝3.0	（上限値）
3,5 列目	HMP	1500／177.8＝3.0	（上限値）
７列目（最後列）	HMP	1750／177.8＝3.0	（上限値）

橋軸直角方向

1列目（最前列）	HMP	2000／177.8＝3.0	（上限値）
2,4,7列目	既設ＰＣ杭	1500／600 ＝2.5	
3,5、6列目	HMP	1500／177.8＝3.0	（上限値）
8列目（最後列）	HMP	2000／177.8＝3.0	（上限値）

表-参 1.3.4　既設杭の受動土圧係数

No.	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)	単位重量 γ' (kN/m³)	受動土圧係数 k_{EP}
1	砂質土	7.0	0.0	23	-3.8	9	2.528
2	粘性土	4.8	30.0	0	0	8	1.000
3	砂質土	2.9	0.0	30	-5.0	9	3.505
4	砂質土	1.2	0.0	40	-6.7	10	5.996

表-参 1.3.5　既設杭の水平地盤反力度の上限値

No.	地盤の種類	受動土圧強度 p_U (kN/m²)	橋軸方向			橋軸直角方向		
			$\eta_p \cdot \alpha_p$	p_{HU} (kN/m²)		$\eta_p \cdot \alpha_p$	p_{HU} (kN/m²)	
				－	2,4,6列		－	2,4,7列
1	砂質土	136.53	3.0	409.58	204.79	2.5	341.33	170.66
		295.81		887.43	443.72		739.53	369.76
2	粘性土	177.00	1.5	265.50	265.50	1.5	265.50	265.50
		215.40		323.10	323.10		323.10	323.10
3	砂質土	544.70	3.0	1634.10	817.05	2.5	1361.75	680.88
		636.19		1908.56	954.28		1590.48	795.23
4	砂質土	1088.28	3.0	3264.84	1632.42	2.5	2720.70	1360.35
		1160.23		3480.70	1740.35		2900.58	1450.29

表-参 1.3.6　ＨＭＰの受動土圧係数

No.	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)	単位重量 γ' (kN/m³)	受動土圧係数 k_{EP}
1	砂質土	7.0	0.0	23	-3.8	9	2.528
2	粘性土	4.8	30.0	0	0	8	1.000
3	砂質土	2.9	0.0	30	-5.0	9	3.505
4	砂質土	1.2	0.0	40	-6.7	10	5.996

表-参 1.3.7　ＨＭＰの水平地盤反力度の上限値

No.	地盤の種類	受動土圧強度 p_U (kN/m²)	橋軸方向			橋軸直角方向		
			$\eta_p \cdot \alpha_p$	p_{HU} (kN/m²)		$\eta_p \cdot \alpha_p$	p_{HU} (kN/m²)	
				1列	3,5,7列		1列	3,5,6,8列
1	砂質土	136.53 295.81	3.0	409.58 887.43	204.79 443.72	3.0	409.58 887.43	204.79 443.72
2	粘性土	177.00 215.40	1.5	265.50 323.10	265.50 323.10	1.5	265.50 323.10	265.50 323.10
3	砂質土	544.70 636.19	3.0	1634.10 1908.56	817.05 954.28	3.0	1634.10 1908.56	817.05 954.28
4	砂質土	1088.28 1160.23	3.0	3264.84 3480.70	1632.42 1740.35	3.0	3264.84 3480.70	1632.42 1740.35

3）杭体の曲げ特性

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、ＨＭＰのＭ～φ関係はⅡ部 7.4.4 によりバイリニア型としてモデル化する。

既設ＰＣ杭のＭ～φ関係の計算に用いる軸力は、道示Ⅳのコンクリート系の杭に準じ、杭群図心位置から押込み側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、ＨＭＰのＭ～φ関係の計算に用いる軸力は、Ⅱ部 7.4.4 により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計算方法は、式（参 1.3.3）および式（参 1.3.4）により算出する。

$$\Delta V_{D1} = \Delta V_D \times \frac{\Sigma K_{VE1}}{\Sigma K_{VE1} + \Sigma K_{VE2}} \quad \cdots\cdots \text{（参 1.3.3）}$$

$$\Delta V_{D2} = \Delta V_D \times \frac{\Sigma K_{VE2}}{\Sigma K_{VE1} + \Sigma K_{VE2}} \quad \cdots\cdots \text{（参 1.3.4）}$$

$N_1 = (V_D + \Delta V_{D1}) / n_1$

$N_2 = \Delta V_{D2} / n_2$

ここに、

N_1 ： 既設杭の軸力（kN/本）

N_2 ： ＨＭＰの軸力（kN/本）

n_1 ： 既設杭本数

n_2 ： ＨＭＰ本数

V_D ： 既設構造の全重量（kN）、ただし、フーチング上載荷重は除く

ΔV_D ： 増しフーチング重量とフーチング上載荷重の合計（kN）

ΣK_{VE1} ： 既設杭 n_1 本分の杭軸方向バネ定数（kN/m）

ΣK_{VE2} ： ＨＭＰ n_2 本分の杭軸方向バネ定数（kN/m）

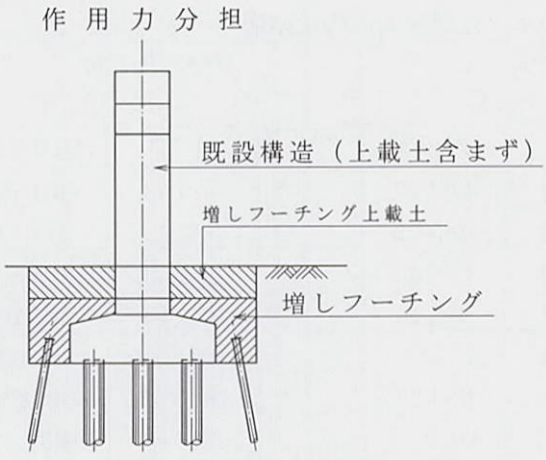


図-参 1.3.3　杭基礎に作用する荷重

表-参 1.3.8　杭基礎に作用する荷重

	V(kN)
V_D(既設杭負担)	5402.0
ΔV_D（既設杭+HMP）	2776.7
合　　計	8178.7

$$\Delta V_{D1} = 2776.7 \times \frac{9 \times 309940}{9 \times 309940 + 14 \times 78800}$$

$$= 1989.8\ (\mathrm{kN})$$

$$\Delta V_{D2} = 2776.7 \times \frac{14 \times 78800}{9 \times 309940 + 14 \times 78800}$$

$$= 786.9\ (\mathrm{kN})$$

$$N_1 = (5402.0+1989.8)/9 = 821.3\ (\mathrm{kN/本})$$

$$N_2 = 786.9/14 = 56.2\ (\mathrm{kN/本})$$

既設杭およびＨＭＰが死荷重作用時に負担する軸力に対する杭体の曲げモーメントＭ～曲率φの関係は以下の通りである。

表-参 1.3.9　既設杭の断面定数

断面	深度	鋼　材		換算断面積	換算断面２次ﾓｰﾒﾝﾄ
		ＰＣ鋼線	スパイラル筋	(m^2)	(m^4)
1	1.2	φ9-26 本	φ4ctc110	0.157	0.0054
2	14.7	φ9-26 本	φ4ctc110	0.157	0.0054

表-参 1.3.10　既設杭の曲げモーメントＭ－曲率φの関係

断面	軸力 P_N= 821.3 kN/本						軸力 P_N= 0 kN/本					
	ひび割れ時		降伏時		終局時		ひび割れ時		降伏時		終局時	
	ϕc (1/m)	Mc (kN·m)	Φy (1/m)	My (kN·m)	Φu (1/m)	Mu (kN·m)	ϕc (1/m)	Mc (kN·m)	Φy (1/m)	My (kN·m)	Φu (1/m)	Mu (kN·m)
1	1.630 ×10-3	294	7.463 ×10-3	523	1.602 ×10-2	583	1.025 ×10-3	205	5.902 ×10-3	368	1.973 ×10-3	461
2	1.630 ×10-3	294	7.463 ×10-3	523	1.602 ×10-2	583	1.025 ×10-3	205	5.902 ×10-3	368	1.973 ×10-3	461

表-参 1.3.11　ＨＭＰの断面定数

断面	深度	鋼材油井用継目無鋼管 N80	鋼管断面積 (m^2)	換算断面２次ﾓｰﾒﾝﾄ (m^4)
1	16.7	φ178 t=12.7mm	0.006032 ※	0.0000234 ※

※断面定数の算定には腐食しろ 1mm を考慮している。

表-参 1.3.12　ＨＭＰの曲げモーメントＭ－曲率φの関係

断面	曲げ剛性 EI (kN/m^2)	軸力 P_N=56.2　kN/本				軸力 P_N= 0 kN/本			
		降伏時		終局時		降伏時		終局時	
		Φy (1/m)	My (kN·m)	Φu (1/m)	Mu (kN·m)	Φy (1/m)	My (kN·m)	Φu (1/m)	Mu (kN·m)
鋼管のみ	4081	0.0309	126.0	0.0427	174.2	0.0314	128.2	0.0427	174.2
ＨＭＰ	4671		144.0		199.4		146.7		199.4

4）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前面地盤の水平抵抗特性を考慮する。

道示Ⅳに準じて以下のとおり算定する。

ｉ）フーチング前面地盤の水平方向地盤反力係数 k_{HE}

フーチング前面地盤の水平方向地盤反力係数 k_{HE}は、式（参 1.3.5）により算出する。

$$k_{HE}=k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots (参\ 1.3.5)$$

ここに、

k_H：　フーチング前面地盤の水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

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/m^3）

B_H：　フーチング前面の換算載荷幅（m）

$B_H=Be$（$\leqq\sqrt{Be\cdot Le}$）

Be：　フーチングの有効前面幅（m）

Le：　フーチングの有効根入れ深さ（m）

表-参 1.3.13　水平方向地盤反力係数 k_{HE}

	k_{H0} (kN/m^3)	B_H (m)			k_{HE} (kN/m^3)
		Be	Le	$\sqrt{Be\cdot Le}$	
橋軸方向	93333	8.00	2.00	4.000	13376
直角方向	93333	7.00	2.00	3.742	14062

ii）フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値 p_{HU}

フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値 p_{HU}は、式（参 1.3.6）により算出する。

$$p_{HU}=\alpha_p \cdot p_{EP} \quad \cdots\cdots (参\ 1.3.6)$$

ここに、

α_p ： 水平地盤反力度の上限値の割増し係数

$\alpha_p=1.0+0.5\ (z/B_e) \leqq 3.0$

B_e ： フーチングの有効前面幅（m）

p_{EP} ： 深さｚにおける地震時の地盤の受動土圧強度（kN/m²）

表-参 1.3.14　水平地盤反力度の上限値 p_{Hu}

		水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m³)	受動土圧係数 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)	受動土圧強度 p_{EP} (kN/m²)	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	上 面	13376	2.528	8.00	1.00	45.5	1.063	48.4
	下 面			8.00	3.00	136.5	1.188	162.2
直角	上 面	14062	2.528	7.00	1.00	45.5	1.071	48.8
	下 面			7.00	3.00	136.5	1.214	165.8

(2) レベル２地震時における照査荷重

1）基礎の耐震設計に用いる設計水平震度

基礎の耐震設計に用いる設計水平震度は、道示Ⅴ 6.4.7 より式（参 1.3.7）により算出する。

$$k_{hp}=c_{dF} \cdot P_u/W \quad \cdots\cdots (参\ 1.3.7)$$

ここに、

k_{hp}： 地震時保有水平耐力法による基礎の照査に用いる設計水平震度

c_{dF}： 地震時保有水平耐力法による基礎の照査に用いる設計水平震度の算出のための補正係数 1.1

P_u： 基礎が支持する橋脚の終局水平耐力（せん断破壊型となる場合はせん断耐力を用いる）（N）

W： 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量（N）

$W=W_u+c_p \times W_p$

表-参 1.3.15　基礎の照査に用いる設計水平震度　k_{hp}

			橋軸方向	橋軸直角方向
固有周期		T (s)	0.56	0.58
地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度	ﾀｲﾌﾟ Ⅰ	k_{hc}	0.85	0.85
	ﾀｲﾌﾟ Ⅱ	k_{hc}	1.75	1.75
上部構造部分重量		W_u (kN)	3283	3283
等価重量算出係数		c_p	0.5	0.5
橋脚躯体重量		W_p (kN)	1262	1262
等価重量		W (kN)	3914	3914
終局水平耐力（タイプⅡ）		P_u (kN)	2960	3205
基礎の照査に用いる設計水平震度 k_{hp}		P_u / W	0.756	0.819
		$C_{dF} \cdot P_u / W$	0.83	0.90

2）地中構造部材に作用する設計水平震度

耐震設計上の地盤面より上方にあるフーチング等の地中構造物に対しては、道示Ⅴ6.4.3 に規定する地盤面における設計水平震度 k_{hg} を用いる。

地盤種別　Ⅱ種地盤

地域区分　A地域

表-参 1.3.16　地盤面における設計水平震度 k_{hg}

地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度	ﾀｲﾌﾟ Ⅰ	k_{hg}	0.35
	ﾀｲﾌﾟ Ⅱ	k_{hg}	0.70

3）レベル２地震時における照査荷重

レベル２地震時における照査に用いる荷重は以下のとおりである。

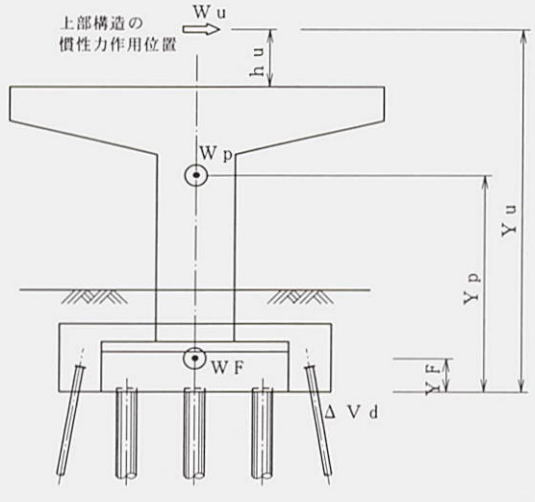


図-参 1.3.4　作用荷重および作用位置

表-参 1.3.19　補強基礎の安全性の判定（橋軸方向）

					既設ＰＣ杭		ＨＭＰ	
					押込側	引抜側	押込側	引抜側
基礎の耐力照査	最大曲げモーメント		M	kN･m/本	145	148	46	37
	降伏曲げモーメント		M_y	kN･m/本	523	368	144	147
	判定		－	－	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$
					杭体は降伏しない		杭体は降伏しない	
	杭頭の鉛直反力		P_N	kN /本	1501	-1055	827	-715
	支持力の上限値		P_{NU}	kN /本	2230	-1400	1280	-1280
	判定		－	－	$P_N \leqq P_{NU}$	$P_N \leqq P_{NU}$	$P_N \leqq P_{NU}$	$P_N \leqq P_{NU}$
					支持力の上限に達しない		支持力の上限に達しない	
変位照査	杭頭における水平変位		δ_{FO}	m	0.010			
	フーチングの回転角		α_{FO}	rad	0.0027			
	許容変位量		α_{FOa}	rad	0.020			
	判定		－	－	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ ……OK			
せん断照査	杭頭部	作用せん断力	S	kN	2227		検討は省略	
		せん断耐力	P_S	kN	2805			
		判定	－	－	$S \leqq P_S$ …OK			
	地中部	作用せん断力	S	kN	1019		検討は省略	
		せん断耐力	P_S	kN	1368			
		判定	－	－	$S \leqq P_S$ …OK			

よって、補強基礎は必要な耐震性を有している。

2）橋軸直角方向に対する杭基礎の安全性の判定

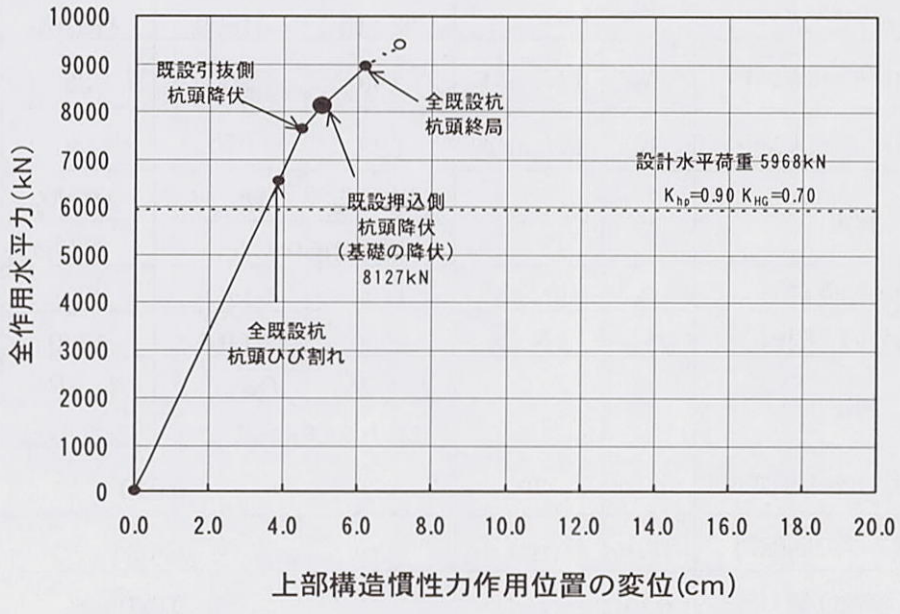


図-参 1.3.6　全作用水平力～水平変位の関係（橋軸直角方向）

表-参 1.3.20　各震度における杭基礎の状態（橋軸直角方向）

水平震度	水平荷重(kN)	杭頭における水平変位(cm)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位(cm)	杭基礎の状態
0.90	5968	0.980	0.00243	3.580	設計水平荷重作用時 （杭基礎は降伏に達していない）
0.90	6005	0.990	0.00243	3.594	既設杭引抜き側 杭頭がひび割れに達した
0.90	6533	1.191	0.00246	3.826	既設杭押込み側 杭頭がひび割れに達した
0.90	7053	1.469	0.00247	4.114	既設杭引抜き側 杭の地中部がひび割れに達した
0.90	7605	1.847	0.00247	4.493	既設杭引抜き側 杭頭が降伏に達した
0.90	8127	2.419	0.00242	5.007	既設杭押込み側 杭頭が降伏に達した （すべての既設杭降伏）：基礎の降伏
0.90	8199	2.513	0.00241	5.088	既設杭押込み側 杭の地中部がひび割れに達した
0.90	8866	3.648	0.00224	6.043	ＨＭＰ押込み側 杭頭が降伏に達した
0.90	8928	3.765	0.00222	6.141	既設杭押込み側 杭頭が終局に達した
0.90	8958	3.828	0.00221	6.193	既設杭引抜き側 杭頭が終局に達した

表-参 1.3.21　補強基礎の安全性の判定（橋軸直角方向）

					既設ＰＣ杭		HMP	
					押込側	引抜側	押込側	引抜側
基礎の耐力照査	最大曲げモーメント		M	kN･m/本	199	200	38	40
	降伏曲げモーメント		M_y	kN･m/本	523	368	146	147
	判定		−	−	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$	$M \leqq M_y$
					杭体は降伏しない		杭体は降伏しない	
	杭頭の鉛直反力		P_N	kN /本	1730	-1283	850	-738
	支持力の上限値		P_{NU}	kN /本	2230	-1400	1280	-1280
	判定		−	−	$P_N \leqq P_{NU}$	$P_N \leqq P_{NU}$	$P_N \leqq P_{NU}$	$P_N \leqq P_{NU}$
					支持力の上限に達しない		支持力の上限に達しない	
変位照査	杭頭における水平変位		δ_{FO}	m	0.010			
	フーチングの回転角		α_{FO}	rad	0.0024			
	許容変位量		α_{FOa}	rad	0.020			
	判定		−	−	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ ……OK			
せん断照査	杭頭部	作用せん断力	S	kN	2423		検討は省略	
		せん断耐力	P_S	kN	2804			
		判定	−	−	$S \leqq P_S$ …OK			
	地中部	作用せん断力	S	kN	1207		検討は省略	
		せん断耐力	P_S	kN	1368			
		判定	−	−	$S \leqq P_S$ …OK			

よって、補強基礎は必要な耐震性を有している。

1.3.3 液状化時の照査

(1) 杭基礎の解析モデルおよび抵抗特性

1) 杭の軸方向抵抗特性

1.3.2 (1) 1)参照

2) 杭の軸直角方向抵抗特性

既設杭とHMPの軸直角方向抵抗特性は、1.3.2 (1) 2)と同様に算出するが、以下に示すとおり、HMPの本数が増えて杭間隔が狭く配置されたとしても水平地盤反力度の比率が非液状化時と変わらないことから、1.3.2 (1) 2)で算出した値を用いるものとする。

橋軸方向			
1列目（最前列）	HMP	1400／177.8＝3.0	（上限値）
2,4,6列目	既設PC杭	2000／600 ＝3.0	（上限値）
3,5,7列目	HMP	1500／177.8＝3.0	（上限値）
8列目（最後列）	HMP	1400／177.8＝3.0	（上限値）
橋軸直角方向			
1列目（最前列）	HMP	2000／177.8＝3.0	（上限値）
2,4,6,8列目	HMP	1500／177.8＝3.0	（上限値）
3,5,7列目	既設PC杭	1500／600 ＝2.5	
9列目（最後列）	HMP	2000／177.8＝3.0	（上限値）

3) 杭体の曲げ特性

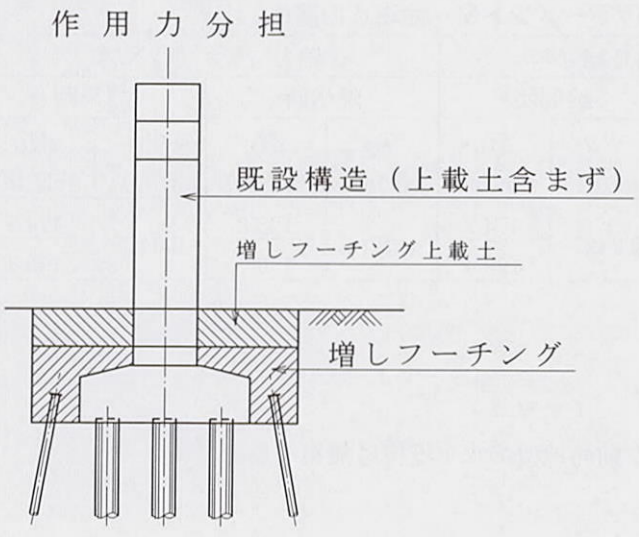


図-参 1.3.7 杭基礎に作用する荷重

表-参 1.3.22 杭基礎に作用する荷重

	V(kN)
V_D(既設杭負担)	5402.0
ΔV_D（既設杭+ HMP）	2776.7
合　　計	8178.7

$$\Delta V_{D1} = 2776.7 \times \frac{9 \times 309940}{9 \times 309940 + 18 \times 78800}$$

$$= 1840.7\ (\mathrm{kN})$$

$$\Delta V_{D2} = 2776.7 \times \frac{18 \times 78800}{9 \times 309940 + 18 \times 78800}$$

$$= 936.0\ (\mathrm{kN})$$

$$N_1 = (5402.0+1840.7)/9$$

$$= 804.7\ (\mathrm{kN/本})$$

$$N_2 = 936.0/18$$

$$= 52.0\ (\mathrm{kN/本})$$

既設杭および HMP が死荷重作用時に負担する軸力に対する杭体の曲げモーメントM～曲率φの関係は以下の通りである。

表-参 1.3.23　既設杭体の曲げモーメントM－曲率φの関係

断面	軸力 P_N= 804.7 kN/本						軸力 P_N= 0 kN/本					
	ひび割れ時		降伏時		終局時		ひび割れ時		降伏時		終局時	
	ϕc (1/m)	Mc (kN·m)	Φy (1/m)	My (kN·m)	Φu (1/m)	Mu (kN·m)	ϕc (1/m)	Mc (kN·m)	Φy (1/m)	My (kN·m)	Φu (1/m)	Mu (kN·m)
1	1.620×10^{-3}	292	7.437×10^{-3}	520	1.613×10^{-2}	581	1.025×10^{-3}	205	5.902×10^{-3}	368	1.973×10^{-3}	461
2	1.620×10^{-3}	292	7.437×10^{-3}	520	1.613×10^{-2}	581	1.025×10^{-3}	205	5.902×10^{-3}	368	1.973×10^{-3}	461

表-参 1.3.24　増杭杭体の曲げモーメントM－曲率φの関係

断面	曲げ剛性 EI (kN/m²)	軸力 P_N=52.0 kN/本				軸力 P_N= 0 kN/本			
		降伏時		終局時		降伏時		終局時	
		Φy (1/m)	My (kN·m)	Φu (1/m)	Mu (kN·m)	Φy (1/m)	My (kN·m)	Φu (1/m)	Mu (kN·m)
鋼管のみ	4081	0.0309	126.0	0.0427	174.2	0.0314	128.2	0.0427	174.2
HMP	4671		144		199.4		146.7		199.4

4) フーチング前面地盤の水平抵抗特性

液状化時の照査であるため、フーチング前面地盤の水平抵抗は無視する。

(2) レベル 2 地震時における照査荷重

1.3.2 (2) 参照

(3) 照査結果

1) 橋軸方向に対する杭基礎の安全性の判定

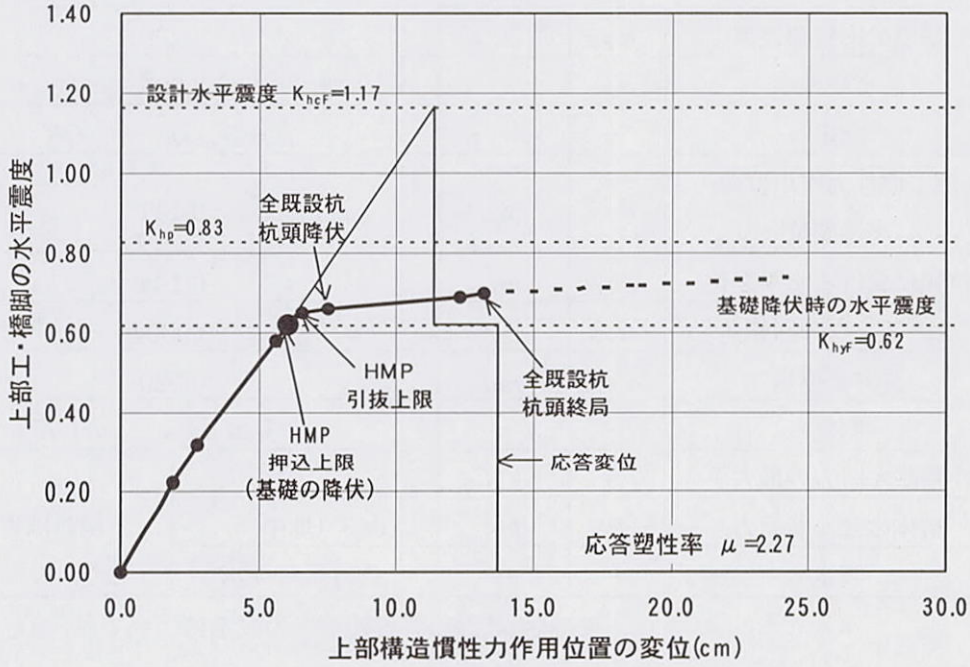


図-参 1.3.8 水平震度～水平変位の関係（橋軸方向）

表-参 1.3.25 各震度における杭基礎の状態（橋軸方向）

水平震度	水平荷重(kN)	杭頭における水平変位(cm)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位(cm)	杭基礎の状態
0.22	1240	1.742	0.00016	1.884	既設杭引抜き側 杭頭がひび割れに達した
0.32	1820	2.665	0.00018	2.789	既設杭押込み側 杭頭がひび割れに達した
0.58	3335	5.575	0.00001	5.583	既設杭引抜き側 杭頭が降伏に達した
0.62	3562	6.070	-0.00004	6.036	HMP押込み側 押込み力の上限値に達した:基礎の降伏
0.65	3706	6.616	-0.00005	6.576	HMP引抜き側 引抜き力の上限値に達した
0.66	3767	7.544	0.00003	7.485	既設杭押込み側 杭頭が降伏に達した
0.69	3992	11.925	0.00034	12.290	既設杭押込み側 杭頭が終局に達した
0.70	4026	12.873	0.00039	13.206	既設杭引抜き側 杭頭が終局に達した

表-参 1.3.26　補強基礎の安全性判定（橋軸方向）

				既設PC杭 φ600mm	HMP φ177.8mm
応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	−	2.27	
	許容塑性率	μ_{FL}	−	3.00※	
	判定	−	−	$\mu_{FR} \leqq \mu_{FL}$ ……OK	
	上部工慣性力作用位置の応答変位	δ_{FR}	m	0.137	
基礎の変位照査	杭頭における水平変位	δ_{FO}	m	0.134	
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	0.0004	
	許容変位量	α_{FOa}	rad	0.020	
	判定	−	−	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ ……OK	
せん断の照査	作用せん断力の最大値	S	kN	1144	検討は省略
	杭体のせん断耐力	P_S	kN	1368（地中部）	
	判定	−	−	$S \leqq P_S$ …OK	

※ 補強基礎の許容塑性率の設定については、3）を参照。

2）橋軸直角方向に対する杭基礎の安全性の判定

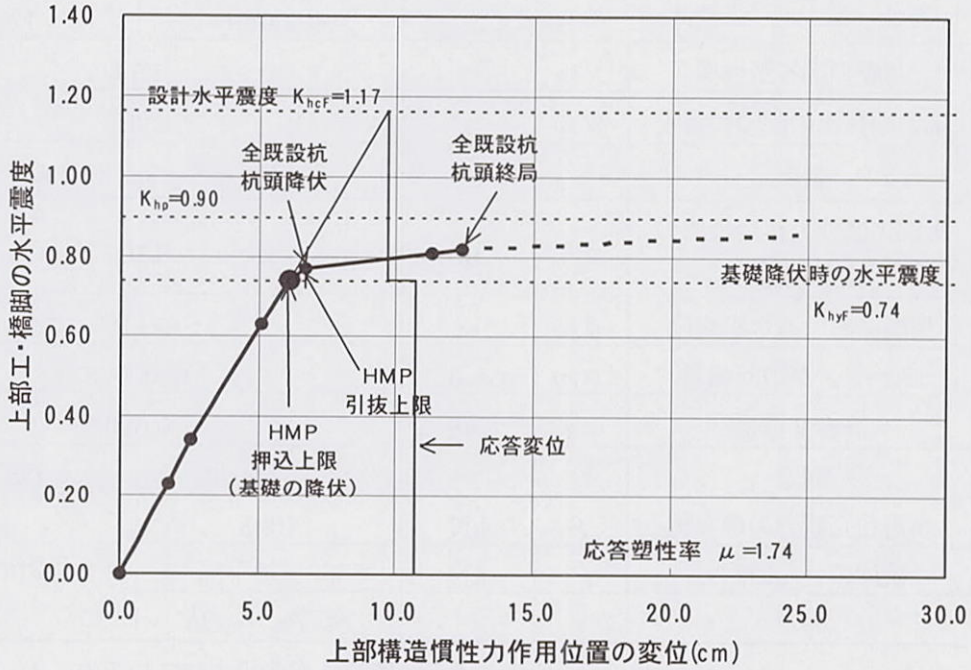


図-参 1.3.9　水平震度～水平変位の関係（橋軸直角方向）

表-参 1.3.27　各震度における杭基礎の状態（橋軸直角方向）

水平震度	水平荷重(kN)	杭頭における水平変位(cm)	フーチングの回転角(rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位(cm)	杭基礎の状態
0.23	1335	1.668	0.00004	1.712	既設杭引抜き側 杭頭がひび割れに達した
0.34	1960	2.559	0.00001	2.567	既設杭押込み側 杭頭がひび割れに達した
0.63	3617	5.387	-0.00029	5.078	既設杭引抜き側 杭頭が降伏に達した
0.74	4256	6.649	-0.00048	6.140	HMP押込み側 押込み力の上限値に達した：基礎の降伏
0.77	4421	7.202	-0.00050	6.668	既設杭押込み側 杭頭が降伏に達した
0.77	4430	7.234	-0.00050	6.697	HMP引抜き側 引抜き力の上限値に達した
0.81	4652	11.552	-0.00022	11.320	既設杭押込み側 杭頭が終局に達した
0.82	4691	12.546	-0.00017	12.365	既設杭引抜き側 杭頭が終局に達した

表-参 1.3.28　補強基礎の安全性判定（橋軸直角方向）

				既設ＰＣ杭 φ600mm	ＨＭＰ φ178mm
応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	−	1.74	
	応答塑性率の制限の目安	μ_{FL}	−	3.00※	
	判定	−	−	$\mu_{FR} \leqq \mu_{FL}$ ……OK	
	上部工慣性力作用位置の応答変位	δ_{FR}	m	0.107	
基礎の変位照査	杭頭における水平変位	δ_{FO}	m	0.110	
	フーチングの回転角	α_{FO}	rad	-0.00025	
	許容変位量	α_{FOa}	rad	0.020	
	判定	−	−	$\alpha_{FO} \leqq \alpha_{FOa}$ ……OK	
せん断の照査	作用せん断力の最大値	S	kN	1095	検討は省略
	杭体のせん断耐力	P_S	kN	1368（地中部）	
	判定	−	−	$S \leqq P_S$ …OK	

※ 補強基礎の許容塑性率の設定については、3）を参照。

3）許容塑性率の設定について

許容塑性率は、既設杭の構造および耐震性能を十分考慮したうえで適切に設定すべきである。

本計算例では、参考文献[1)]を参考に既設杭の構造細目が確認され、その耐震性能が評価できるものとし、許容塑性率をμ_{FL}=3.0 以下に設定した計算を行っており、その結果橋軸方向において、応答変位に達する前にすべての既設杭が終局する状態となった。

Ⅱ部 7.3 では、構造細目や部材性能が不明確な既設杭について、応答変位時に既設杭が終局に至らないように許容塑性率を設定することが望ましいとされており、（4）には橋軸方向において、応答変位時にすべての既設杭が終局に達しない状態を目標として補強設計を行ったケースを検討しているので参考にされたい。

(4) 参考：許容塑性率の設定例

参考例として、すべての既設杭が終局に至らないように許容塑性率を設定した例を示す。

補強仕様としては、本計算例 18 本配置斜杭 15° のモデルについて、橋軸方向の本数を片側 1 本づつ増やし、20 本配置に変更し照査するものとした。

その結果、図-1.3.10 に示すとおり、20 本配置とすることにより応答変位時にすべての既設杭が終局に達しないように補強されており、また、その時の、応答塑性率が 2.1 であった。

このことから、本検討モデルの場合、基礎の応答変位時にすべての既設杭が終局に至らないように損傷をとどめるには、応答塑性率を 2 程度に設定する必要があるといえる。

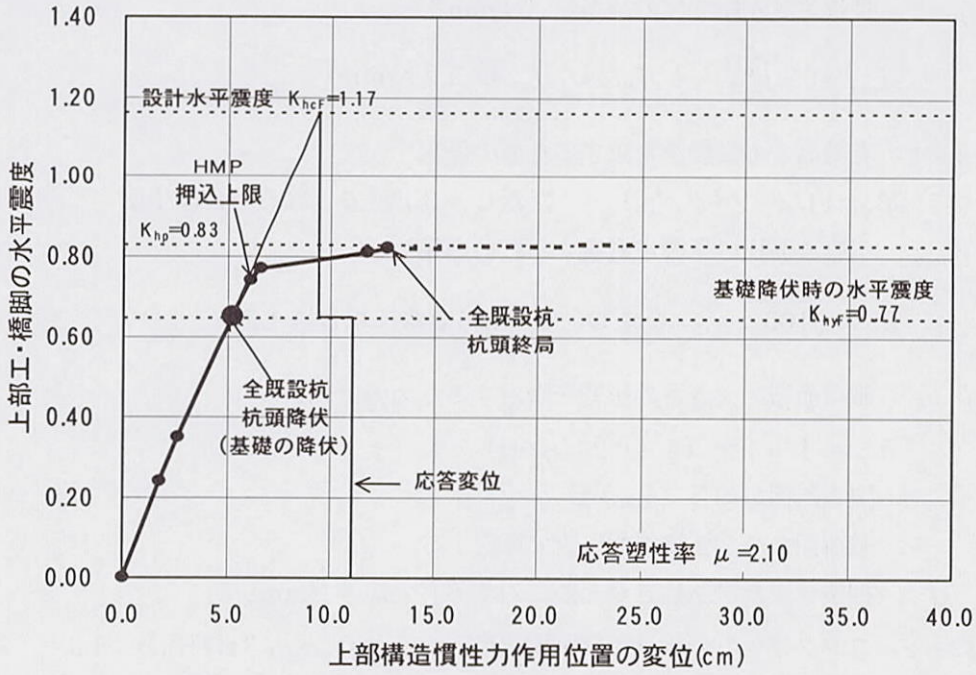


図-参 1.3.10 全作用水平力～水平変位の関係（橋軸方向）

表-参 1.3.29 各震度における杭基礎の状態（橋軸方向）

水平震度	水平荷重 (kN)	杭頭における水平変位 (cm)	フーチングの回転角 (rad)	上部構造の慣性力作用位置における水平変位(cm)	杭基礎の状態
0.35	2025	2.598	0.00070	2.658	既設杭押込み側 杭頭がひび割れに達した
0.65	3747	5.450	0.00094	5.269	既設杭押込み側 杭頭が降伏に達した (すべての既設杭降伏)：基礎の降伏
0.74	4256	6.413	0.00094	6.110	ＨＭＰ押込み側 押込み力の上限値に達した：
0.82	4721	12.696	0.00109	11.717	全既設杭 杭頭が終局に達した

1.3.4 杭頭部の照査（参考）

参考資料－２より、レベル２地震時においてＨＭＰの杭頭に作用する反力に対して、フーチングの押抜きせん断耐力および引抜きせん断耐力の照査を行う。

引張鉄筋量も考慮した押抜きせん断耐力は、式（参 1.3.8）により算出する。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_\gamma \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \quad \cdots\cdots (参\ 1.3.8)$$

ここに、

V_{pcd} ： 押抜きせん断耐力（N）

f_{pcd} ： 押抜きせん断強度の基本値（N/mm²）

$f_{pcd} = 0.2\sqrt{f'_{cd}}$　　ただし、$f_{pcd} \leqq 1.2$ N/mm²

β_d ： 有効高さの影響を考慮するための係数

$\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$　（d：m）　　ただし、$\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5

β_p ： 引張鉄筋比の影響を考慮するための係数

$\beta_p = \sqrt[3]{100p}$　　ただし、$\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5

β_γ ： 載荷面積の大きさの影響を考慮するための係数

$\beta_\gamma = 1 + 1 / (1 + 0.25\, u / d)$

u_p ： 照査断面の周長（mm）

載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定する。

d ： 押抜きまたは引抜きせん断に対する有効高さ（mm）

f'_{cd} ： コンクリートの設計圧縮強度（N/mm²）$= f'_{ck} / \gamma_c$（材料係数：1.3）

f'_{ck} ： コンクリートの圧縮強度の特性値（N/mm²）

ここでは、設計基準強度 σ_{ck} と同義として扱う。

u ： 支圧板載荷面の周長（mm）

p ： 引張鉄筋比（二方向の平均値）

γ_b ： 部材係数　1.0

HMPに作用する反力は、液状化時の照査において押込み・引抜きともに上限値1280kNまで達している。よって、押抜きせん断および引抜きせん断に対する照査は、押抜きせん断に対する有効高が小さく配置鉄筋量も少ない下面の引抜きせん断の照査により行うものとする。

なお、照査位置は照査断面の周長が最も短くなる隅角部で行った。

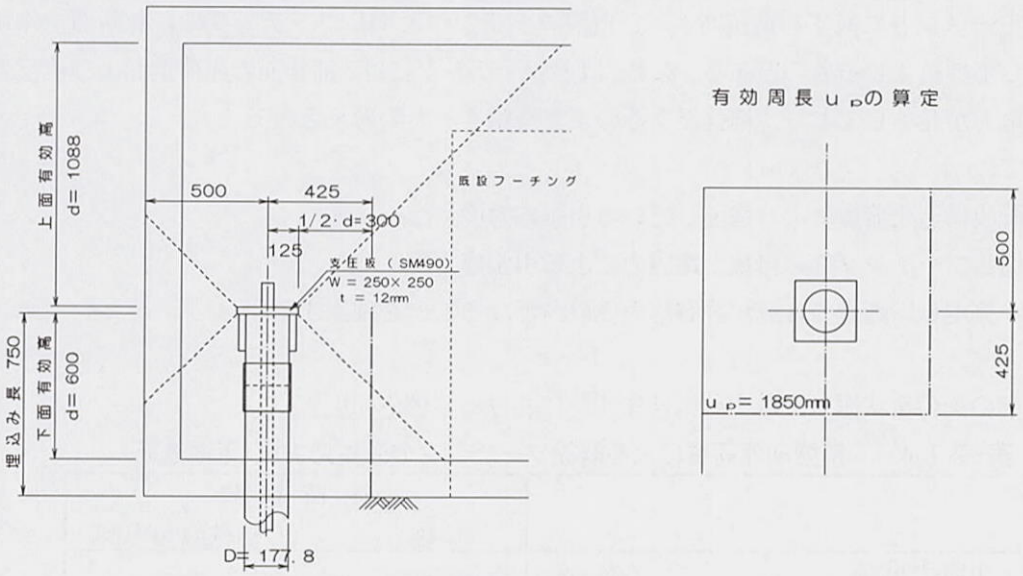


図-参 1.3.11　押抜きせん断に対する有効高および有効周長

表-参 1.3.30　引抜きせん断耐力の照査結果

支圧板載荷面の周長 u		(mm)	1000	
照査断面の有効周長 u_p		(mm)	1850	
有効高さ d		(mm)	600※	
			橋軸方向	橋軸直角方向
配置鉄筋	径および間隔		D25ctc125	D29ctc125
	鉄筋量 (mm²/mm)		4.054	5.139
鉄筋比	各方向別		0.68	0.86
	二方向の平均値		0.77%	
β_d			1.14	
β_p			0.92	
β_r			1.70	
f'_{cd}		(N/mm²)	16	
f_{pcd}		(N/mm²)	0.80	
押抜きせん断耐力 V_{pcd}		(kN)	1583	
作用力 P_t		(kN)	1280	
判定 $V_{pcd} > P_t$			$\therefore OK$	

※ 埋め込み長は、P_t／（$\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p$）＋かぶり＋100mm として設定している。これは、レベル2地震時においては、杭頭反力が押込み引抜きともに支持力の上限値まで達する可能性があるため、引抜き荷重に対して定まる埋込み長に余裕を持たせたものである。また、埋込み長の算定結果が増しフーチングの 1/2 を超える場合は、HMPの水平かぶりやフーチング厚さを増す等の構造変更を行う必要がある。

1.4 フーチングの設計

1.4.1 レベル1地震時の照査

(1) 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断面で作用外力に対して抵抗させるものとする。なお、既設フーチングには、補強前の死荷重および杭反力によって応力が発生しており、補強後もそのまま残留するもの考えられる。

よって、

① 既設構造死荷重により残留している引張応力度

② 増しフーチング部の自重と地震力による引張応力度

を各々算定し、両者の合計が許容応力度以内となることを確認する。

2) 補強前の死荷重状態（上載土砂は含まず）における残留応力度

表-参 1.4.1 補強前死荷重による既設フーチングの残留応力度(下面鉄筋)

			死荷重時	
			橋軸方向	橋軸直角方向
曲げモーメント	上載土重量	(kN・m)	——	——
	フーチング重量	(kN・m)	172.68	199.45
	杭頭の鉛直反力	(kN・m)	-1170.43	-1530.57
	合　　計	(kN・m)	-997.75	-1331.12
作用応力度	有効幅 b	(m)	5.00	4.40
	高さ h	(m)	1.50	1.50
	有効高 d	(m)	1.35	1.35
	鉄筋配置		D25@125－1段	D29@125－1段
	鉄筋量	(mm^2)	202.68	224.84
	曲げ圧縮応力度 σ_c	(N/mm^2)	0.9	1.3
	曲げ引張応力度 σ_s	(N/mm^2)	40	48

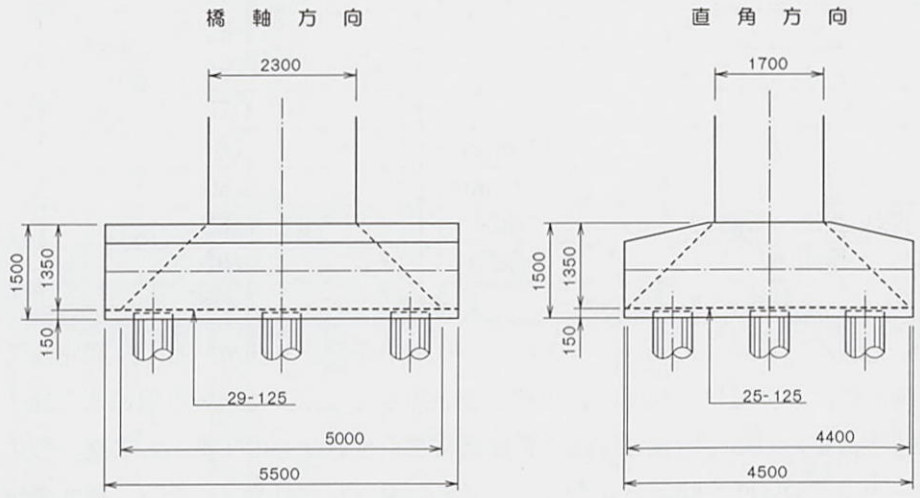


図-参 1.4.1 既設フーチングの有効幅

3）補強後の増加荷重およびレベル１地震動によって生じる応力度

ｉ）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-参 1.4.2、杭頭反力の集計を表-参 1.4.2 に示す。

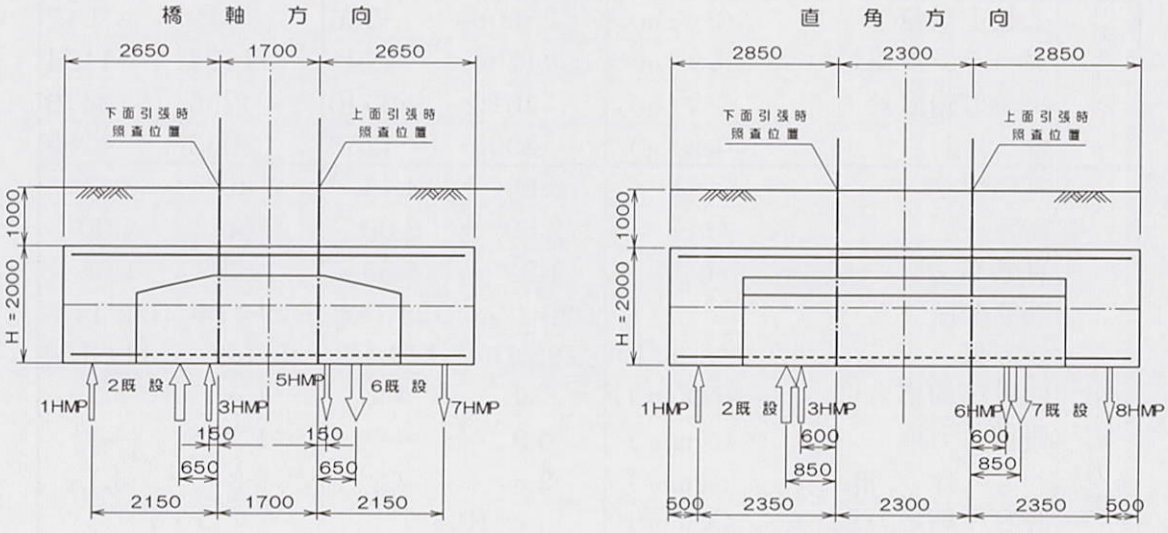


図-参 1.4.2　杭頭反力作用位置

橋軸方向　　表-参 1.4.2 レベル１地震時の杭頭反力の集計

杭頭反力	下面引張			上面引張		
	１列目	２列目	３列目	５列目	６列目	７列目
	HMP	既設杭	HMP	HMP	既設杭	HMP
鉛直力(kN)	299×5 ＝1495	696×3 ＝2088	136×2 ＝272	-26×2 ＝-52	-262×3 ＝-786	-188×5 ＝-940

橋軸直角方向

杭頭反力	下面引張			上面引張		
	１列目	２列目	３列目	６列目	７列目	８列目
	HMP	既設杭	HMP	HMP	既設杭	HMP
鉛直力(kN)	285×4 ＝1140	734×3 ＝2202	170×2 ＝340	-60×2 ＝-120	-299×3 ＝-897	-175×4 ＝-700

ii) 曲げモーメントに対する照査結果

表-参 1.4.3　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	
			下面引張	上面引張	下面引張	上面引張
曲げモーメント	上載土重量	(kN・m)	-506	-506	-512	-512
	フーチング重量	(kN・m)	-1204	-1204	-1194	-1194
	杭頭の鉛直反力	(kN・m)	4612	-2540	4755	-2479
	合　計	(kN・m)	2902	-4250	3050	-4185
作用応力度	有効幅 B	(m)	6.00	4.15	5.40	3.55
	高さ h	(m)	2.00	2.00	2.00	2.00
	有効高 d	(m)	1.85	1.85	1.85	1.85
	鉄筋配置		D25-47本	D32-14本	D29-41本	D32-14本
	鉄筋量	(mm^2)	238.15	111.19	263.38	111.19
	曲げ圧縮応力度 σ_c	(N/mm^2)	1.4	4.2	1.5	3.7
	残留応力度	(N/mm^2)	0.9	—	1.3	—
	合　計	(N/mm^2)	2.3	4.2	2.8	3.7
	許容圧縮応力度 σ_{ca}	(N/mm^2)	10.5		10.5	
	曲げ引張応力度 σ_s	(N/mm^2)	71	220	68	218
	残留応力度	(N/mm^2)	40	—	48	—
	合　計	(N/mm^2)	111	220	116	218
	許容引張応力度 σ_{sa}	(N/mm^2)	270		270	
判　定			$\sigma_s < \sigma_{sa}$ $\sigma_c < \sigma_{ca}$ $\therefore OK$	$\sigma_s < \sigma_{sa}$ $\sigma_c < \sigma_{ca}$ $\therefore OK$	$\sigma_s < \sigma_{sa}$ $\sigma_c < \sigma_{ca}$ $\therefore OK$	$\sigma_s < \sigma_{sa}$ $\sigma_c < \sigma_{ca}$ $\therefore OK$

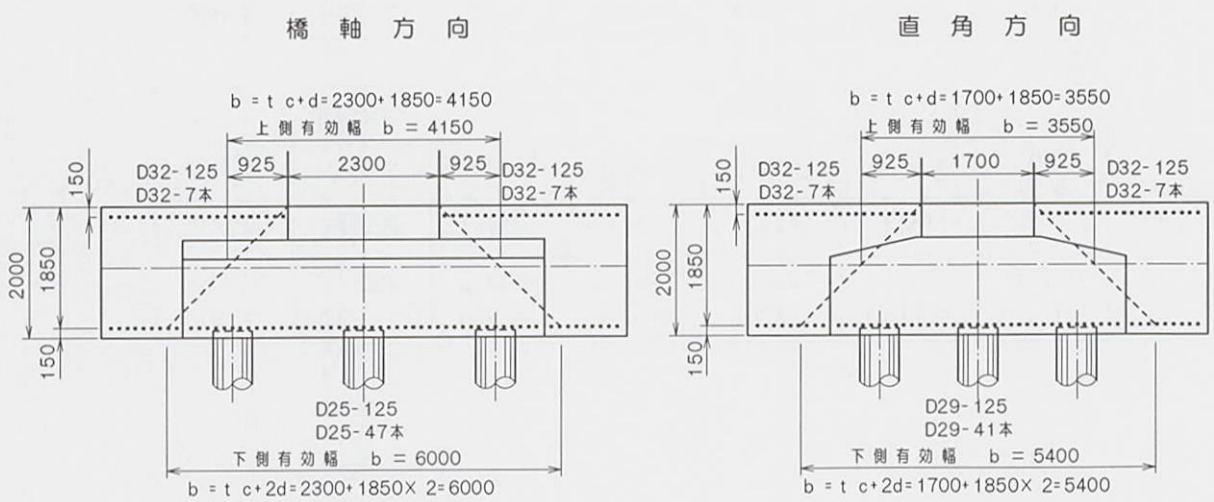


図-参 1.4.3　レベル 1 地震時における有効幅、配置鉄筋量

(2) せん断力に対する照査

せん断応力度照査は、増し杭後荷重によるせん断力に対し既設および増しフーチングの合計断面にて行う。尚、照査位置は図-2.5.3 に示す通りとする。

せん断照査位置　①たて壁前面よりフーチング付根高さの 1／2

②杭位置

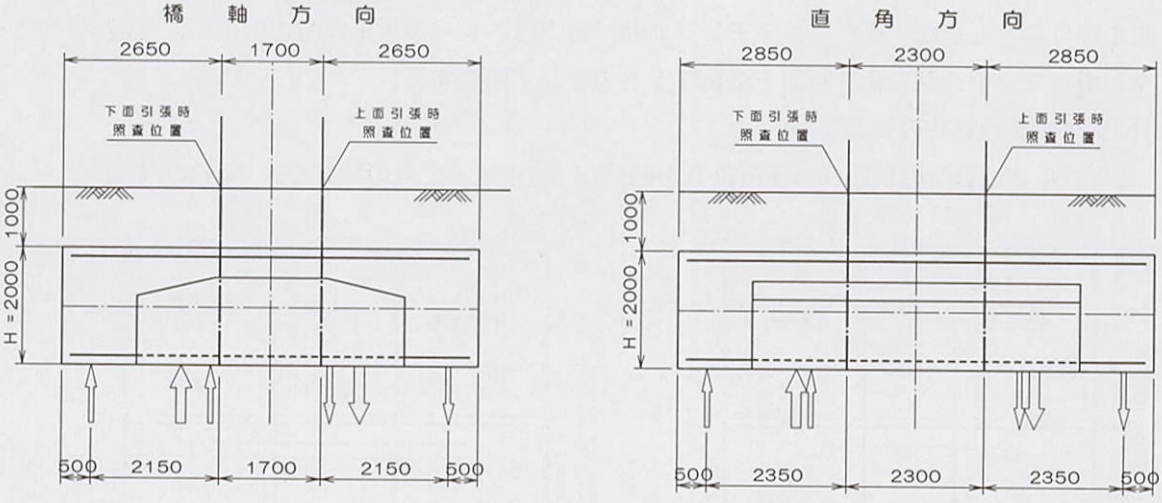


図-参 1.4.4　フーチングのせん断力に対する照査位置

表-参 1.4.4　せん断力に対する照査結果

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			下面引張	上面引張	下面引張	上面引張
作用応力度	照査位置（柱付根より）	(m)	2.15	1.00	2.35	1.00
	上載土重量	(kN)	72	238	63	233
	フーチング重量	(kN)	196	647	172	635
	既設杭反力	(kN)	—	—	—	—
	増し杭反力	(kN)	-1495	940	-1140	700
	作用せん断力 S	(kN)	-1227	1825	-905	1568
	断面積 $A=b\cdot d$	(m^2)	14.80	14.80	12.95	12.95
	平均せん断応力度 τ_m	(N/mm^2)	0.083	0.123	0.070	0.121
応力度照査結果	引張側鉄筋量	(cm^2)	309.09	349.4	340.47	317.7
	引張鉄筋比	(%)	0.209	0.236	0.263	0.245
	軸方向鉄筋比による補正係数 C_{pt}		0.909	0.936	0.963	0.945
	有効高による補正係数 C_e		0.873	0.873	0.873	0.873
	a	(m) ※1	2.15	3.00	2.35	3.50
	せん断ｽﾊﾟﾝ比による補正係数 C_{dc}		3.514	2.280	3.190	1.798
	地震時許容せん断応力度 τ_{a1}	(N/mm^2)	0.33	0.33	0.33	0.33
	許容せん断応力度 τ_{a1}'	(N/mm^2)	0.92	0.61	0.89	0.49
	判　定		$\tau_m<\tau_{a1}'$ $\therefore OK$	$\tau_m<\tau_{a1}'$ $\therefore OK$	$\tau_m<\tau_{a1}'$ $\therefore OK$	$\tau_m<\tau_{a1}'$ $\therefore OK$

※1 橋軸方向(上面引張)　a=2.15+(1.70/2) =3.00

橋軸方向(上面引張)　a=2.35+(2.30/2) =3.50

1.4.2 レベル２地震時の照査（液状化時に対する照査）

(1) 曲げモーメントに対する照査

鉛直荷重による既設フーチングの応力度は比較的小さいことから、参考資料 1)に準じ、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とした。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断面で抵抗するものとして照査する。

1) レベル２地震時の杭頭反力

レベル２地震時の杭頭反力作用位置を図-参 1.4.5、杭頭反力の集計を表-参 1.4.5 に示す。

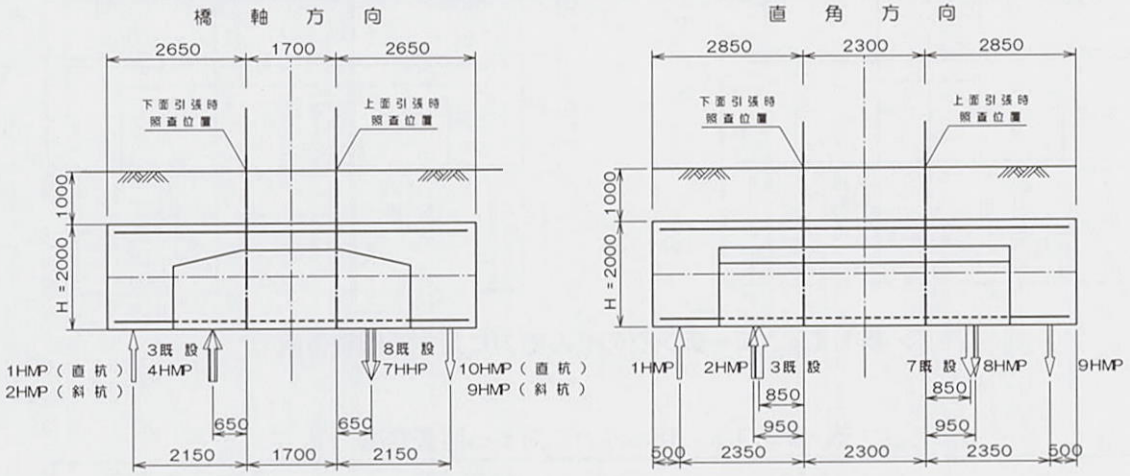


図-参 1.4.5　杭頭反力作用位置

橋軸方向　　表-参 1.4.5　レベル 2 地震時の杭頭反力の集計

杭頭反力	下面引張				上面引張			
	1 列目	2 列目	3 列目	4 列目	7 列目	8 列目	9 列目	10 列目
	HMP	HMP	既設杭	HMP	HMP	既設杭	HMP	HMP
鉛直力 (kN)	157×2 =314	1280×4 =5120	1029×3 =3087	109×2 =218	13×2 =26	654×3 =1962	-1280×4 =-5120	-34×2 =-68
水平力 (kN)	12×2 =24	12×4 =24	136×3 =408	12×2 =24	12×2 =24	111×3 =333	12×4 =24	12×2 =24
ﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	53×2 =106	50×4 =200	577×3 =1731	53×2 =106	53×2 =106	461×3 =1383	50×4 =200	53×2 =106

橋軸直角方向

杭頭反力	下面引張			上面引張		
	1 列目	2 列目	3 列目	7 列目	8 列目	9 列目
	HMP	HMP	既設杭	既設杭	HMP	HMP
鉛直力 (kN)	1280×5 =6400	22×2 =44	694×3 =2082	1009×3 =3027	105×2 =210	-1280×5 =-6400
水平力 (kN)	10×5 =50	10×2 =20	130×3 =390	104×3 =312	10×2 =20	10×5 =50
ﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	43×5 =215	45×2 =90	569×3 =1707	446×3 =1338	45×2 =90	43×5 =215

2）曲げモーメントに対する照査結果

表-参 1.4.6　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	
			下面引張	上面引張	下面引張	上面引張
ﾌｰﾁﾝｸﾞ曲げﾓｰﾒﾝﾄ	上載土砂	(kN・m)	-506	-506	-512	-512
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ自重	(kN・m)	-1377	-1377	-1393	-1393
	杭頭の鉛直反力	(kN・m)	13831	-9862	16851	-12289
	杭頭の水平力	(kN・m)	-456	405	-460	462
	杭頭の曲げﾓｰﾒﾝﾄ	(kN・m)	-2183	1795	-2012	1643
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ合計 M	(kN・m)	9309	9545	12474	12149
ﾌｰﾁﾝｸﾞ曲げ耐力	部材寸法	有効幅 b (m)	8.00	5.08	7.00	4.48
		高さ h (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
		かぶり d (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
	主鉄筋配置		D25-61 本	D35-22 本	D29-53 本	D38-22 本
	鉄筋量 As (cm²)		309.09	210.45	340.47	250.80
	降伏曲げﾓｰﾒﾝﾄ	M_y (kN・m)	15680	10663	17192	12622
	判定		OK	OK	OK	OK
	1/2 釣合鉄筋量 (cm²)		2726	1701	2385	1334

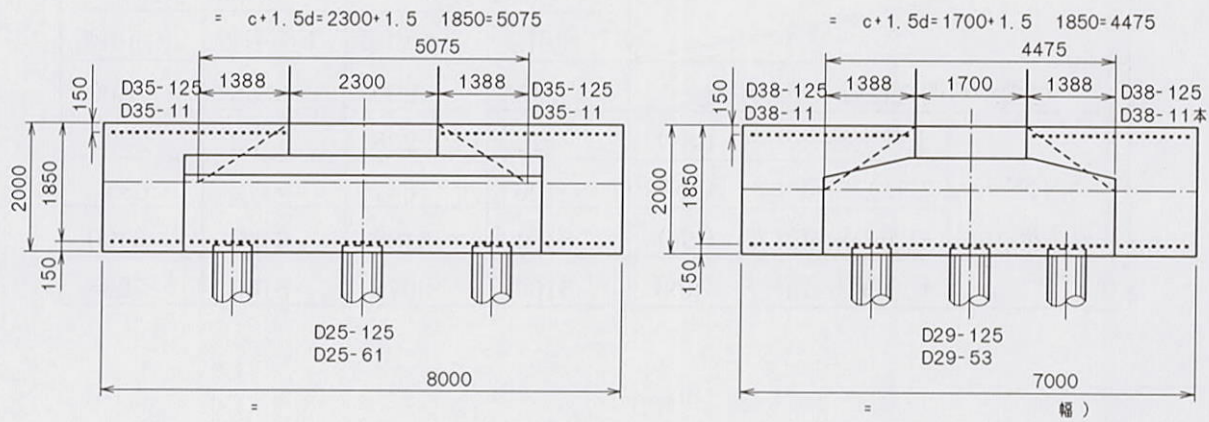


図-参 1.4.6　レベル 2 地震時における有効幅、配置鉄筋量

(2) せん断力に対する照査

1) 梁としてのせん断力に対する照査

i) 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位置を図-参 1.4.7 に、レベル 2 地震時のせん断力を表-参 1.4.7 に示す。

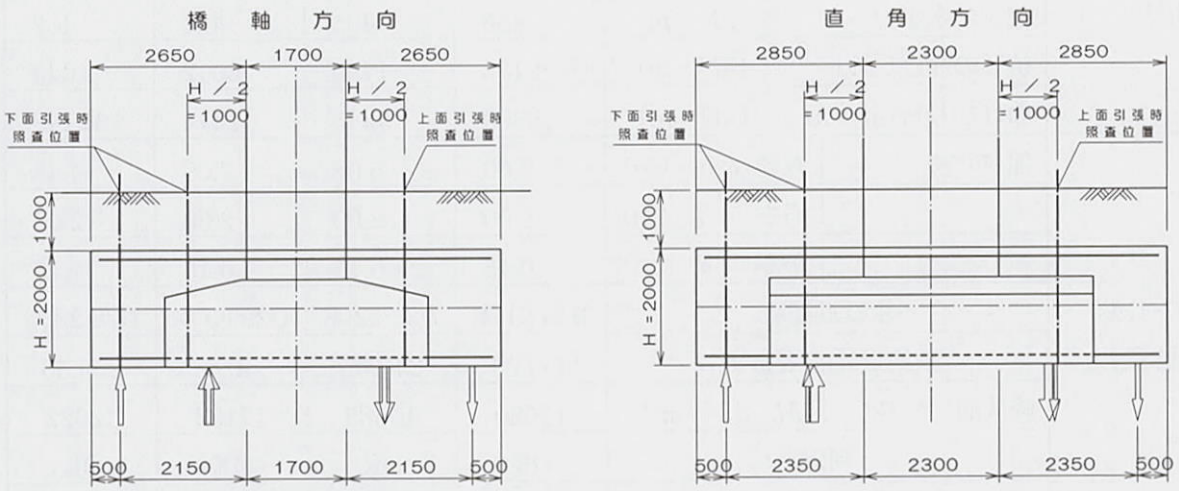


図-参 1.4.7 フーチングのせん断に対する照査断面

表-参 1.4.7 レベル 2 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	
		下面引張	上面引張	下面引張	上面引張
付根から照査位置までの距離		2.15	1.00	2.35	1.00
ﾌｰﾁﾝｸﾞ せん断力	上載土砂 (kN)	-72	-238	-63	-233
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ自重 (kN)	-196	-647	-172	-635
	杭頭の鉛直反力 (kN)	5434	-5188	6400	-6400
	せん断力合計 S (kN)	5166	-6073	6165	-7268

ii）梁としてのせん断力に対する照査

表-参 1.4.8　梁としてのせん断力に対する照査結果

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			下面引張	上面引張	下面引張	上面引張
ﾌｰﾁﾝｸﾞ せん断耐力	部材寸法	幅　b（m）	8.00	8.00	7.00	7.00
		高さ　h（m）	2.00	2.00	2.00	2.00
		有効高　d（m）	1.85	1.85	1.85	1.85
	鉄筋量 As（cm²）		309.09	420.9	340.47	478.80
	軸方向鉄筋比　pt（%）		0.209	0.284	0.263	0.370
	ｺﾝｸﾘｰﾄが負担するせん断耐力	C_e	0.873	0.873	0.873	0.873
		C_{pt}	0.909	0.984	0.963	1.070
		a（m）	2.15	3.00	2.35	3.50
		C_{dc}	3.514	2.280	3.190	1.798
		τ_c（N/mm²）	0.33	0.33	0.33	0.33
		Sc（kN）	13619	9565	11461	7177
	増しﾌｰﾁﾝｸﾞ内の斜引張鉄筋が負担するせん断耐力	有効高 d（m）	——	——	——	0.35
		斜引張鉄筋配置	——	——	——	D16-14 本
		鉄筋量 As（cm²）	——	——	——	27.80
		間隔 s'（m）	——	——	——	0.50
		Ss（kN）	——	——	——	515
せん断耐力 Ps　（kN）			13619	9565	11461	7692
判定			$\therefore OK$	$\therefore OK$	$\therefore OK$	$\therefore OK$

・）版としてのせん断力に対する照査

図-参 1.4.8 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に準じ、版としてのせん断力の照査は省略する。

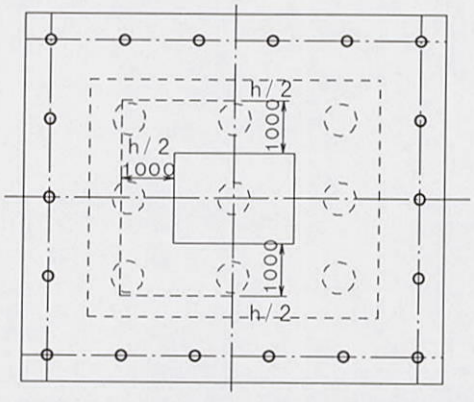


図-参 1.4.8　版としてのせん断照査断面

【参考文献】

1）日本道路協会：既設基礎の補強に関する参考資料，2000.2.

2）日本道路協会：杭基礎設計便覧，1992.10.

参考資料－２　杭頭部の照査

ＨＭＰを用いて既設杭基礎の耐震補強を行う場合、施工上の制約条件からＨＭＰとフーチング縁端との距離が十分に確保できないことや、レベル２地震時においてはレベル１地震時よりも大きな杭頭反力が作用することなどが考えられる。そのような場合には、レベル２地震時において、必要に応じて、杭頭部に作用する軸方向力が、支圧板の上下方向に対するコンクリートの押抜きせん断耐力および引抜きせん断耐力以下であることを照査するのがよい。これは、ＨＭＰの曲げ剛性が小さいため、杭頭部に作用する断面力としては軸方向力が卓越すると考えられるためである。ただし、ＨＭＰの杭頭部のように、埋込まれた支圧板を介して軸方向力を受ける場合のコンクリートの押抜きせん断耐力および引抜きせん断耐力の算定方法については、現在のところ、十分な研究成果がない。そこで、押抜きせん断耐力および引抜きせん断耐力の算定にあたっては、「コンクリート標準示方書」[1]に示される面部材の押抜きせん断耐力の算定式を準用するのがよい（式（参 2.1））。このとき、同示方書に示されている各種安全係数（材料係数、部材係数）は、道示Ⅳにおける安全率を確保することに配慮し、また、計算結果が危険側とならないように設定する必要がある。ここでは、杭頭載荷試験の結果[2]と式（参 2.1）による計算値の比較、および、鉄筋コンクリート部材のせん断耐力算出時の道示Ⅳにおける安全率の検証に基づき、材料係数を 1.3、部材係数を 1.0 とすればよい。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_\gamma \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \qquad \cdots\cdots\cdots\

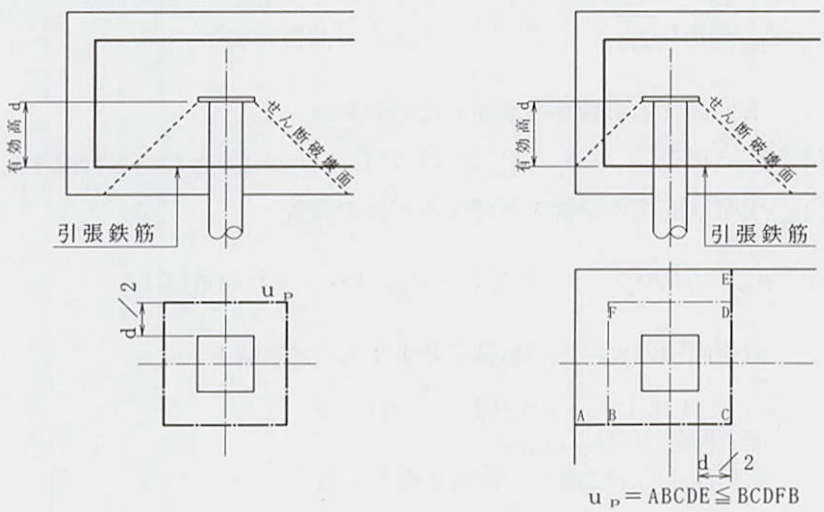
u ： 支圧板載荷面の周長（mm）

p ： 引張鉄筋比（二方向の平均値）

γ_b ： 部材係数

参考文献[2)]には、杭頭載荷試験として、支圧板周囲の縁端距離が十分確保されているケースと支圧板がフーチングの端部に近いケースの２ケースの引抜き試験結果が示されている。縁端距離が大きい場合は、支圧を受ける側のコンクリート部が円錐状にコーン破壊し、典型的な引抜きせん断型の破壊性状が生じることが確認されている。このときの荷重は、コンクリートの実強度（設計基準強度の約1.25 倍）を用いて、また、材料係数 γ_c および部材係数 γ_b を 1.0 として、式（参 2.1）により求めた推定値よりも 10％程度大きな値となっている。この載荷試験結果を踏まえ、杭頭とフーチング縁端との距離が十分確保できる場合には、式（参 2.1）に適切な安全係数を適用することにより、杭頭部のコンクリートの押抜きせん断耐力および引抜きせん断耐力を適切に評価できるものと考えられる。これに対し、縁端距離が小さい場合の実験においては、せん断破壊面がコンクリートブロックの側面に達し、縁端距離が不足している側のコンクリートのせん断抵抗は期待できないことが確認されている。したがって、ＨＭＰとフーチング縁端との距離が不足する場合には、図-参 2.1 に示すように、せん断抵抗面を低減して押抜きせん断耐力および引抜きせん断耐力を算出することができるものと考えられる。さらに、ＨＭＰどうしの杭中心間隔が小さい場合においては、群杭としてのせん断抵抗面を設定する必要がある。

なお、縁端距離が小さい載荷試験で確認された引抜きせん断耐力は、せん断抵抗面の減少を考慮して算出したせん断耐力を大きく上回っている。これは、コンクリートブロック側面に配置された鉄筋によるせん断補強効果と考えられる。現在のところ、載荷試験数も少なく、鉄筋によるこのような補強効果を定量的に評価することは困難であることから、ここでは考慮しないものとする。



縁端距離が十分な場合　　縁端距離が小さい場合

図-参 2.1　押抜きせん断に対する有効高および設計断面の周長

【参考文献】

1) 土木学会：コンクリート標準示方書（構造性能照査編）、2002. 3.

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.