「改訂　鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）」

設計計算例　－鋼管矢板基礎－

平成 28 年 3 月

一般社団法人　鋼管杭・鋼矢板技術協会

目次

はじめに 1
１．　鋼管矢板基礎の設計 2
　１．１　設計の基本 2
　１．２　設計手順 3
　１．３　鋼管矢板基礎の設計応答値の算定 3
　　１．３．１　解析モデルと地盤抵抗のモデル化 3
　　１．３．２　基準支持力 8
　　１．３．３　地盤反力係数 8
　　１．３．４　地盤ばね定数 10
　１．４　鋼管矢板基礎の性能照査 11
　１．５　施工余裕長と設計余裕長 14
２．　設計事例１　円形鋼管矢板基礎 15
　２．１　設計条件 15
　　２．１．１　構造，材料，安全係数 15
　　２．１．２　一般形状図 19
　　２．１．３　地盤条件 20
　２．２　地盤ばね定数の算定 21
　　２．２．１　水平地盤ばね定数の算定 21
　　２．２．２　鉛直せん断地盤ばね定数の算定 26
　　２．２．３　底面の地盤ばね定数の算定 32
　２．３　地盤抵抗の非線形特性,地盤反力度の上限値 34
　　２．３．１　静止土圧力の算定 34
　　２．３．２　主働土圧力の算定 35
　　２．３．３　地盤抵抗の非線形特性，地盤反力度の上限値 36
　２．４　設計鉛直支持力，設計引抜き抵抗力の算定 37
　　２．４．１　設計鉛直支持力，設計引抜き抵抗力の算定の考え方 37
　　２．４．２　基準周面支持力の算定 38
　　２．４．３　基準先端支持力の算定 41
　　２．４．４　設計鉛直支持力の算定 41
　　２．４．５　設計引抜き抵抗力の算定 43
　２．５　性能照査 45
　　２．５．１　解析モデル 45
　　２．５．２　設計荷重 46
　　２．５．３　性能照査 46
　２．６　仮締切り部の設計 79
　　２．６．１　仮締切り部の構造・寸法 79
　　２．６．２　使用材料および断面諸量 80
　　２．６．３　円形支保工及び円形底盤コンクリートのばね定数 80
　　２．６．４　水平地盤反力係数 81
　　２．６．５　施工手順および計算結果 81
　２．７　合成応力度の照査 89
　２．８　鋼管矢板と頂版の結合部の検討 92
　　２．８．１　設計の基本 92

２．８．２　使用材料および材質強度 92
２．８．３　荷重条件 93
２．８．４　使用性および安全性の照査 93
２．８．５　地震時の照査 95
３．　設計事例２　小判形鋼管矢板基礎 98
３．１　設計条件 98
３．１．１　構造，材料，安全係数 98
３．１．２　一般形状図 102
３．１．３　地盤条件 103
３．２　地盤ばね定数の算定 104
３．２．１　水平地盤ばねの算定 104
３．２．２　鉛直せん断地盤ばね定数の算定 109
３．２．３　底面の地盤ばね定数の算定 116
３．３　地盤抵抗の非線形特性,地盤反力度の上限値 118
３．３．１　受働土圧力の算定 118
３．３．２　静止土圧力の算定 119
３．３．３　主働土圧力の算定 120
３．３．４　地盤抵抗の非線形特性，地盤反力度の上限値 121
３．４　設計鉛直支持力，設計引抜き抵抗力の算定 123
３．４．１　設計鉛直支持力，設計引抜き抵抗力の算定の考え方 123
３．４．２　基準周面支持力の算定 124
３．４．３　基準先端支持力の算定 126
３．４．４　設計鉛直支持力の算定 127
３．４．５　設計引抜き抵抗力の算定 129
３．５　性能照査 131
３．５．１　解析モデル 131
３．５．２　設計荷重 132
３．５．３　性能照査 132
３．６　仮締切り部の設計 165
３．６．１　仮締切り部の構造・寸法 165
３．６．２　使用材料および断面諸量 166
３．６．３　支保工及び底盤コンクリートのばね定数 166
３．６．４　水平地盤反力係数 167
３．６．５　施工手順および計算結果 168
３．７　合成応力度の照査 185
３．８　現場溶接継手位置の検討 186
３．８．１　鋼管矢板の杭割案 186
３．８．２　現場溶接継手位置における応力度照査 187

はじめに

平成 23 年 12 月に国土交通省鉄道局から鉄道事業者へ，新しい『鉄道構造物等設計標準（基礎構造物）』が通達され，この設計標準へ解説が加えられた『鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物』（以下，基礎標準）が平成 24 年 1 月に，『鉄道構造物等設計標準・同解説　耐震設計』（以下，耐震標準）が平成 24 年 9 月に刊行されました。この改訂に伴い，鋼管矢板基礎の設計についても大幅な改訂がなされました。主な改訂点を下記に示します。

・設計応答値の算定：地震時・地震時以外の鋼管矢板基礎の応答値算定のための構造解析モデルの見直し
・地盤反力係数と地盤ばね定数：地盤の変形係数の定義の変更を考慮し，杭基礎の鉛直地盤反力係数に準じ，鋼管矢板基礎の鉛直地盤反力係数を見直し。また，ケーソン基礎の水平地盤反力係数に準じ，鋼管矢板基礎の水平地盤反力係数を見直し
・地盤抵抗モデルの非線形特性：杭基礎の鉛直地盤抵抗，せん断地盤抵抗，ケーソン基礎の水平地盤抵抗に準じて，鋼管矢板基礎について見直し
・性能照査の基本：鋼管矢板基礎の性能項目に応じた照査指標（設計限界値）を設定

特にこれまでの鉄道橋における設計モデルが「弾性床上の有限長梁モデル」であったのに対して，「群杭基礎モデル（継手の拘束効果を仮想梁とせん断ばねで表現した群杭基礎モデル）」を用いることとなっています。ただし，鋼管矢板基礎の寸法・形状が一般的で（根入れ長さ ℓ が，基礎側面の抵抗幅 B の 1.5 倍以上），鋼管矢板基礎天端の水平変位が小さい（根入れ長さ ℓ の 0.4%以下）場合には，弾性床上の有限長梁モデルでモデル化することが可能です。

本書では，新しく追加された群杭基礎モデルを使用した鋼管矢板基礎の設計計算例をまとめました。なお，設計計算例は，『基礎標準』，『耐震標準』に加え，より実務的な内容を記載した『鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物（平成 24 年版）　杭体設計の手引き』（平成 27 年 10 月，公益財団法人鉄道総合技術研究所）も参考にして作成しました。

なお，本資料において円形及び小判形の 2 つの鋼管矢板基礎の設計計算例を示しましたが，設計の基本的な流れと要点を示すことを目的としたものであり，実際の設計作業を網羅したものとはなっていないことに注意いただければと思います。また，設計作業，構造計算作業を一貫して実施していないところもあり，記載したデータや数値に不整合が見られる部分があるかもしれませんが，こうした点はご容赦いただければと思います。

末尾ながら，公益財団法人鉄道総合技術研究所をはじめ，本設計計算例を作成するにあたってご尽力いただきました関係各位に対し，この場をお借りして心より御礼申し上げます。

平成 28 年 3 月
（一般社団法人）鋼管杭・鋼矢板技術協会

１．　鋼管矢板基礎の設計

１．１　設計の基本

本書では，『鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物　平成24年1月』（以下，基礎標準），『鉄道構造物等設計標準・同解説　耐震設計　平成24年9月』（以下，耐震標準），及び『鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物（平成24年版）　杭体設計の手引き』（平成27年10月，公益財団法人鉄道総合技術研究所）に準拠した鋼管矢板基礎の設計計算について記述します。

鋼管矢板基礎の設計は，設計耐用期間を通して構造物の要求性能に適合するよう，鋼管矢板基礎の性能項目ごとに適切な照査指標を用いて，性能照査を行います。一般に次の条件を満足するように設計する必要があります。

① 鋼管矢板基礎の安定の喪失による走行安全性の低下，構造物の倒壊などの安全性の低下を避けるよう適切な鋼管矢板基礎の支持力，部材耐力を有すること（鋼管矢板基礎の安定）

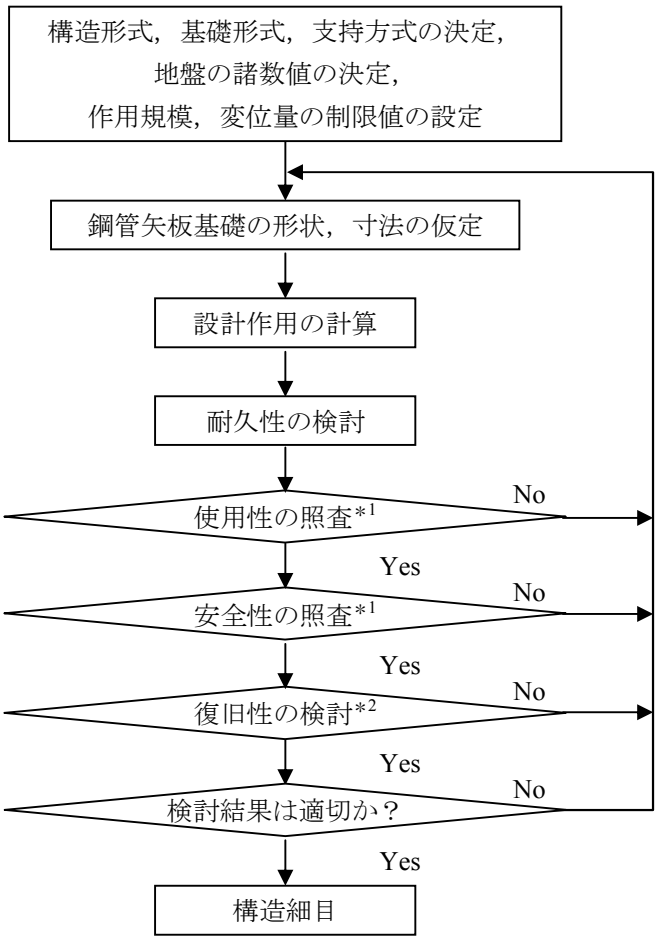
② 鋼管矢板基礎の沈下や傾斜（水平変位）の発生による構造物の使用性の低下を避けるよう適切な鋼管矢板基礎の支持性能を有すること（鋼管矢板基礎の支持性能）

③ 鋼管矢板基礎の部材の損傷，周辺地盤の鉛直方向，水平方向の降伏による構造物の復旧性の低下を避けるよう適切な鋼管矢板基礎の残留変位抑制能力を有すること（鋼管矢板基礎の残留変位）

④ 建設地点の環境条件に応じ，鋼管矢板基礎の部材等の材料劣化を設計耐用期間中一定レベル以内に抑制すること（鋼管矢板基礎の耐久性）

１．２　設計手順

図1-1に鋼管矢板基礎の一般的な設計手順を示します。



＊1 基礎構造物の場合，使用性の照査を実施することで，基本的な寸法形状の決定が可能なことから，実務設計上の照査の容易性を勘案し，使用性の照査，安全性の照査，復旧性の検討の順としている

＊2 重要度の高い構造物で実施する

図1-1　鋼管矢板基礎の一般的な設計手順

１．３　鋼管矢板基礎の設計応答値の算定

１．３．１　解析モデルと地盤抵抗のモデル化

新鉄道標準では，鋼管矢板基礎の設計において，図1-2に示すような継手の拘束効果を仮想梁とせん断ばねで評価する群杭基礎モデルを使用します。ただし，鋼管矢板基礎の寸法・形状が一般的で（根入れ長さℓが，基礎側面の抵抗幅Bの1.5倍以上），鋼管矢板基礎天端の水平変位が小さい（根入れ長さℓの0.4%以下）場合には，弾性床上の有限長梁モデルでモデル化することが可能です。群杭基礎モデルは，鋼管矢板基礎を二次元平面骨組にモデル化したものであり，頂版は剛な梁部材に，各鋼管矢板は群杭とみなして鋼管矢板の曲げ剛性を有する梁部材に，それぞれモデル化するものです。表1-1に構造物の要求性能，鋼管矢板基礎の性能項目と解析モデルの概要を，図1-3に地盤抵抗要素を示します。鋼管矢板基礎の地盤のモデル化では，原則として鋼管矢板底面の鉛直地盤抵抗および水平せん断地盤抵抗のほか，鋼管矢板前背面の外周面の水平地盤抵抗，鉛直せん断地盤抵抗，前背面の内周面の鉛直

せん断地盤抵抗，側面の外周面の水平せん断地盤抵抗，鉛直せん断地盤抵抗，側面の内周面の鉛直せん断地盤抵抗の非線形性を考慮します（地震時以外の作用の組合せでは線形で扱ってよい）。

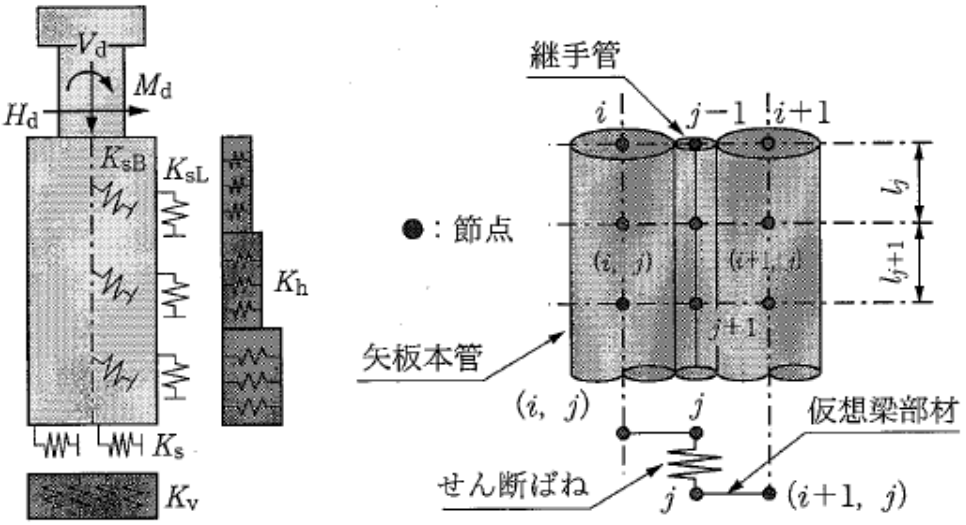


図 1-2　群杭基礎モデルによる鋼管矢板基礎の構造解析モデルの例

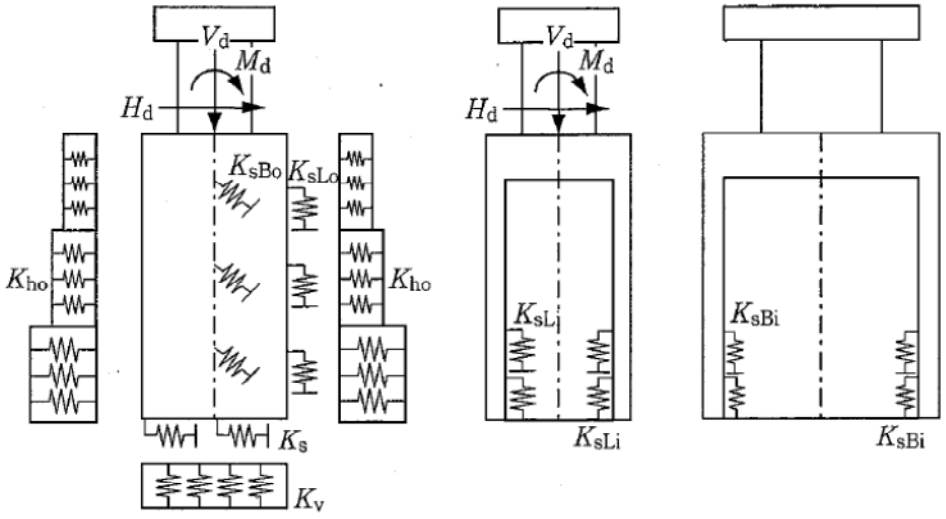


図 1-3　鋼管矢板基礎の地盤抵抗要素

表1-1　構造物の要求性能，鋼管矢板基礎の性能項目と構造解析モデルの概要

構造物の要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目と構造解析モデル							
	鋼管矢板基礎の性能項目		鋼管矢板の継手をせん断ばねで表現した群杭基礎モデル					
安全性	基礎の安定	地震時（モデル①）	地盤抵抗のモデル化	前背面	外周面	水平地盤抵抗	K_{ho}	非線形（ﾊﾞｲﾘﾆｱ）
						鉛直せん断地盤抵抗	K_{sLo}	
					内周面	鉛直せん断地盤抵抗（地震作用に伴う増加荷重のみ受け持たせる）	K_{sLi}	
				側面	外周面	水平せん断地盤抵抗	K_{sBo}	
						鉛直せん断地盤抵抗	K_{sBo}	
					内周面	鉛直せん断地盤抵抗（地震作用に伴う増加荷重のみ受け持たせる）	K_{sBi}	
				底面		鉛直地盤抵抗	K_v	
						水平せん断地盤抵抗	K_s	線形
			鋼管矢板のモデル化			鋼管矢板本管		非線形（ﾊﾞｲﾘﾆｱ）
						継手部		
		地震時以外*（モデル②）	地盤抵抗のモデル化	前背面	外周面	水平地盤抵	K_{ho}	線形
						鉛直せん断地盤抵抗	K_{sLo}	
					内周面	なし		
				側面	外周面	水平せん断地盤抵抗	K_{sBo}	
						鉛直せん断地盤抵抗	K_{sBo}	
					内周面	なし		
				底面		鉛直地盤抵抗	K_v	
						水平せん断地盤抵抗	K_s	
			鋼管矢板のモデル化			鋼管矢板本管		
						継手部		
使用性	基礎の支持性能	長期支持性能*	モデル②					
		短期支持性能*						
復旧性 性能ﾚﾍﾞﾙ 1	基礎の残留変位		モデル①					
復旧性 性能ﾚﾍﾞﾙ 2								
（耐久性の検討）*			モデル②					

＊寸法・形状が一般的で水平変位が小さい場合には，鋼管矢板基礎全体を弾性床上の有限長梁モデルとして計算してもよい

鋼管矢板基礎の地盤抵抗の非線形特性を図1-4に示します。降伏点を折れ点とするバイリニア型の地盤ばねによりモデル化します。

1）前背面の外周面の水平地盤抵抗の非線形特性

前背面の外周面の水平地盤抵抗の非線形特性は，ケーソン基礎の前背面の水平地盤抵抗の非線形特性に準じて算定します。ただし，前面の外周面に位置する鋼管矢板に等分に地盤ばね定数，地盤ばねの上限値を配分し，同様に背面の外周面に位置する鋼管矢板に等分に地盤ばね定数，地盤ばねの上限値を符号を変えて配分します。背面側は主として浅い位置で除荷特性を与えるもので、深い位置で場

合によっては増加特性として地盤バネ定数を用いることとなります。

２）底面の鉛直地盤抵抗，水平せん断地盤抵抗の非線形特性

底面の鉛直地盤抵抗の非線形特性は，杭先端の鉛直地盤抵抗の非線形特性に準じて算定します。一方，底面の水平せん断地盤抵抗は井筒内部土部分の地盤抵抗が大きいと考えられるため，線形として扱います。

３）前背面・側面の鉛直せん断地盤抵抗の非線形特性

前背面・側面の鉛直せん断地盤抵抗の非線形特性は，杭周面の鉛直せん断地盤抵抗の非線形特性に準じて算定します。

４）側面の外周面の水平地盤せん断地盤抵抗の非線形特性

外周面の水平地盤せん断地盤抵抗の非線形特性は，同一位置の側面の外周面の鉛直せん断地盤抵抗の非線形特性と同一とします。

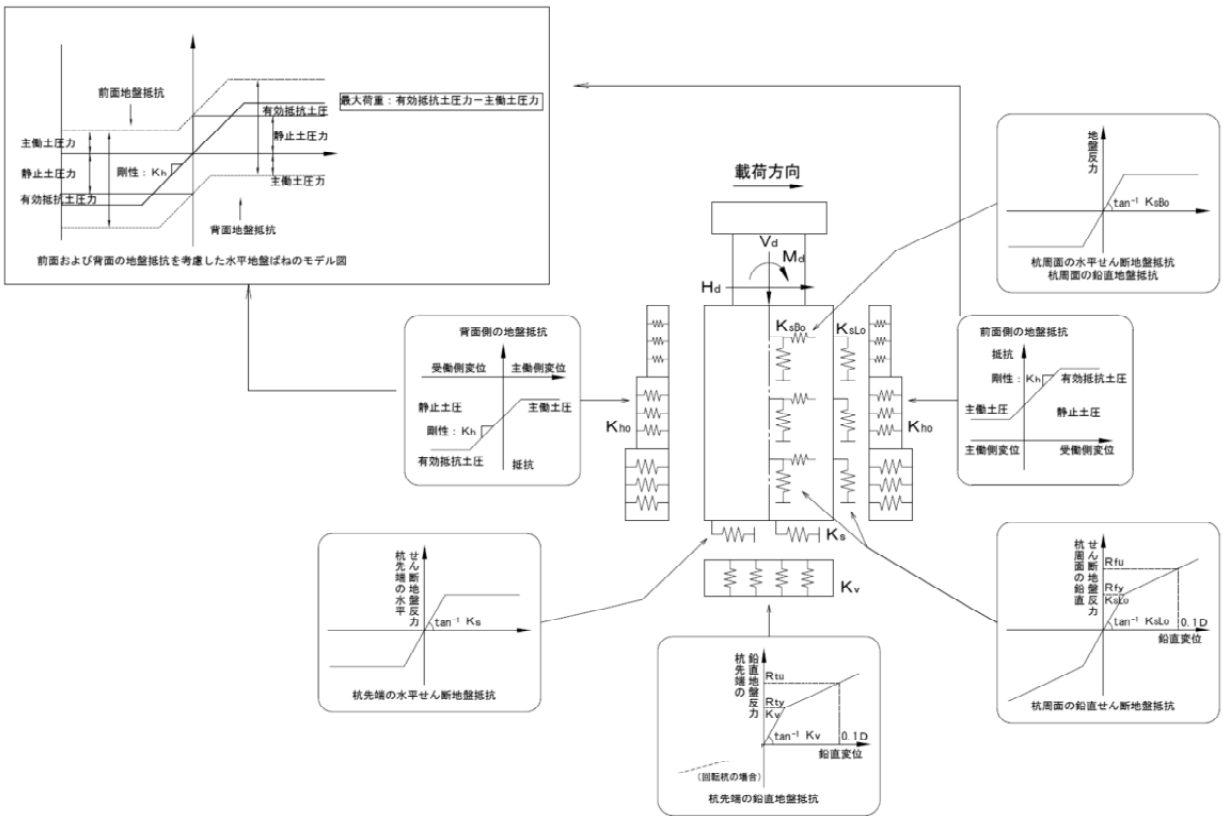


図 1-4　鋼管矢板基礎の地盤抵抗の非線形特性

鋼管矢板基礎前背面の内周面の水平地盤抵抗や鉛直せん断地盤抵抗，側面の内周面の水平せん断地盤抵抗，鉛直せん断地盤抵抗は原則として考慮せず，地震作用のような偶発作用に対してのみ前背面の内周面の水平地盤抵抗，側面の内周面の鉛直せん断地盤抵抗を考慮することとなっています。基礎内面の鉛直せん断地盤抵抗が有効な範囲は，図 1-5 に示すように先端から前背面の基礎内面距離(L_0)と側面の井筒内面距離(B_0)のうち，短い方の高さまでとします。

前背面の内周面の鉛直せん断地盤抵抗や側面の内周面の鉛直せん断地盤抵抗は永久作用や変動作用

の持続成分に対する抵抗力としては期待できず，地震作用に伴う増加荷重のみを受け持たせることとされています。一般的に鋼管矢板基礎の側面の外周面の水平せん断地盤抵抗や鉛直せん断地盤抵抗，側面の内周面の鉛直せん断地盤抵抗は，基礎の平面形状が小判形および矩形の場合には考慮しても構いませんが，円形の場合には無視します。この場合，有効となる範囲は側面の直線部分のみとし，基礎側面全幅を有効としてはいけません。表 1-2 に鋼管矢板基礎の地盤抵抗をまとめます。

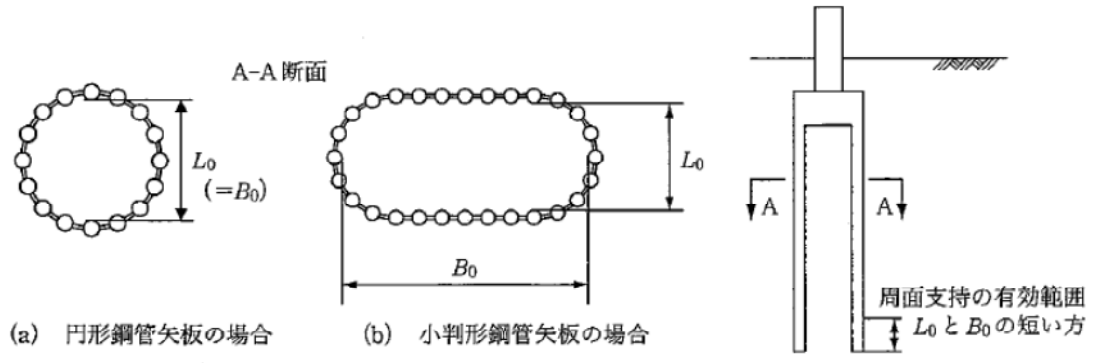


図 1-5　鋼管矢板基礎の井筒内周面の鉛直支持が有効な範囲

表 1-2　鋼管矢板基礎の地盤抵抗

部位		地盤抵抗要素	地震時	地震時以外	
前背面	外周面	水平地盤抵抗	○	○	○
		鉛直せん断地盤抵抗	○	○	×
	内周面	水平地盤抵抗	×原則，無視する	×	×
		鉛直せん断地盤抵抗	△	×	×
側面	外周面	水平せん断地盤抵抗	○ （×円形の場合）	○ （×円形の場合）	×
		鉛直せん断地盤抵抗	○ （×円形の場合）	○ （×円形の場合）	×
	内周面	水平せん断地盤抵抗	×原則，無視する	×	×
		鉛直せん断地盤抵抗	△ （×円形の場合）	×	×
底面		鉛直地盤抵抗	○	○	○
		水平せん断地盤抵抗	○	○	○
備考					弾性床上の有限長梁モデルによる場合

○：考慮する

△：地震作用に伴う増加荷重のみ受け持たせる

×：無視する

１．３．２　基準支持力

鋼管矢板基礎の基準支持力は，表 1-3 に示すように，杭基礎の基準支持力の算定方法に準じるものとします。

①　基準先端支持力度

鋼管矢板基礎の各鋼管矢板本管先端の基準先端支持力度は，杭基礎の杭先端における基準先端支持力度に準じるものとします。

②　基準周面支持力度

鋼管矢板基礎の前背面･側面の外周面･内周面の鉛直せん断地盤抵抗に関する基準周面支持力度は，杭基礎の杭周面の基準周面支持力度に準じるものとします。

③　基準先端支持力，基準周面支持力

鋼管矢板基礎の各鋼管矢板本管の基準先端支持力，基準周面支持力は，杭基礎の基準先端支持力，基準周面支持力に準じるものとします。ただし，基準周面支持力を算定する際，その周長は鋼管矢板基礎の各鉛直せん断地盤抵抗に有効となる井筒部の外周包らく長さ，内周包らく長さとし，得られた地層区間の外周面，内周面の基準周面支持力は，鋼管矢板基礎の全体の基準周面支持力であることから，全外壁鋼管矢板本数で等分した値を各鋼管矢板本管の地層区間に配分します。なお，鋼管矢板基礎の基準周面支持力を算定する際,内周面の鉛直せん断地盤抵抗の有効範囲を考慮するものとします。

表 1-3　鋼管矢板基礎の基準支持力度

部位		地盤抵抗要素	基準支持力度(kN/m^2)
前背面	外周面	鉛直せん断地盤抵抗	杭基礎の打込み杭工法，あるいは中掘り根固め杭工法の基準周面支持力度による
	内周面	鉛直せん断地盤抵抗	杭基礎の打込み杭工法，あるいは中掘り根固め杭工法の基準周面支持力度による
側面	外周面	鉛直せん断地盤抵抗	杭基礎の打込み杭工法，あるいは中掘り根固め杭工法の基準周面支持力度による
	内周面	鉛直せん断地盤抵抗	杭基礎の打込み杭工法，あるいは中掘り根固め杭工法の基準周面支持力度による
底面		鉛直地盤抵抗	杭基礎の打込み杭工法，あるいは中掘り根固め杭工法の基準先端支持力度による

１．３．３　地盤反力係数

鋼管矢板基礎の地盤反力係数を表 1-4 に示します。鋼管矢板基礎の施工には打込み杭工法，もしくは中掘り根固め杭工法が適用されますが，本設計例は中掘り根固め杭工法での施工とします。図 1-6 に鋼管矢板基礎の前面の抵抗幅 L と側面の有効抵抗幅 B_e の考え方を示します。

表 1-4　鋼管矢板基礎の地盤反力係数

部位		地盤抵抗要素	地盤反力係数(kN/m^3)	
			打込み杭工法	中掘り根固め杭工法
前背面	外周面	水平地盤反力係数　：k_{ho}	$k_{ho}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$	
		鉛直せん断地盤反力係数　：k_{sLo}	$k_{sLo}=0.2\times\rho_{gk}\times E_d$	$k_{sLo}=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$
	内周面	鉛直せん断地盤反力係数　：k_{sLi}	$k_{sLi}=0.2\times\rho_{gk}\times E_d$	$k_{sLi}=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$
側面	外周面	水平せん断地盤反力係数　：k_{sBo}	$k_{sBo}=0.2\times\rho_{gk}\times E_d$	$k_{sBo}=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$
		鉛直せん断地盤反力係数　：k_{sBo}	$k_{sBo}=0.2\times\rho_{gk}\times E_d$	$k_{sBo}=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$
	内周面	鉛直せん断地盤反力係数　：k_{sBi}	$k_{sBi}=0.2\times\rho_{gk}\times E_d$	$k_{sBi}=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$
底面		鉛直地盤反力係数　：k_v	先端閉塞杭 $k_v=7.0\times\rho_{gk}\times E_d\times D^{-3/4}$ 先端開放鋼管杭 $k_v=7.0\times\alpha_V\times\rho_{gk}\times E_d\times D^{-3/4}$ α_V：杭先端の閉塞率 （α_V=0.2 $\ell/D\leqq 1.0$）	$k_v=8.0\times\rho_{gk}\times E_d\times D^{-3/4}$
		水平せん断地盤反力係数　：k_s	$k_s=\lambda\times k_v$，$\lambda=1/3$	

ρ_{gk}　：地盤反力係数に関する地盤修正係数（表 1-5）
E_d　：地盤の変形係数の設計用値(kN/m^2)
B_h　：基礎前面の換算幅(m)
D　：杭径(m)
ℓ　：支持層への換算根入れ長さ(m)

表 1-5　地盤反力係数に関する地盤修正係数 ρ_{gk}

作用の継続時間	考慮する作用	地盤反力係数に関する地盤修正係数 ρ_{gk}
短　期	変動作用，偶発作用	1.0
長　期	永久作用*	0.5

＊：地震時の応答値の算定では，永久作用に対しても ρ_{gk}=1.0 としてよい

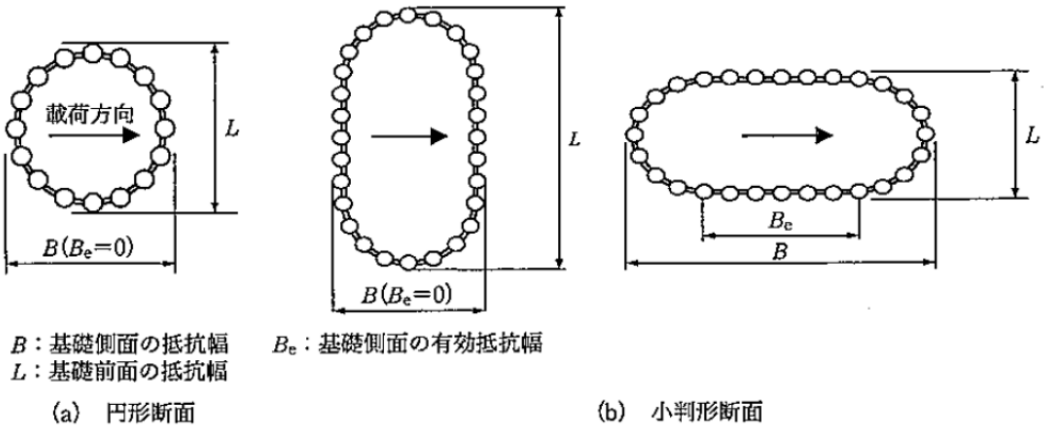


図 1-6　鋼管矢板基礎の前面の抵抗幅 L と側面の有効抵抗幅 B_e

１．３．４　地盤ばね定数

地盤ばね定数の算定式を表 1-6 に示します。

表 1-6　地盤ばね定数の算定式（打込み杭工法，中掘り根固め杭工法の場合）

部位		地盤ばね定数(kN/m)	
前背面	外周面	水平地盤ばね定数　：K_{ho}	$K_{ho}=k_{ho}\times L\times \Delta\ell$
		鉛直せん断地盤ばね定数　：K_{sLo}	$K_{sLo}=k_{sLo}\times U\times \Delta\ell$
	内周面	鉛直せん断地盤ばね定数　：K_{sLi}	$K_{sLi}=k_{sLi}\times U\times \Delta\ell$
側面	外周面	水平せん断地盤ばね定数　：K_{sBo}	$K_{sBo}=k_{sBo}\times U\times \Delta\ell$
		鉛直せん断地盤ばね定数　：K_{sBo}	$K_{sBo}=k_{sBo}\times U\times \Delta\ell$
	内周面	鉛直せん断地盤ばね定数　：K_{sBi}	$K_{sBi}=k_{sBi}\times U\times \Delta\ell$
底面		鉛直地盤ばね定数　：K_v	$K_v=k_v\times A_t$
		水平せん断地盤ばね定数*　：K_s	$K_s=k_s\times A_t$

＊：水平地盤ばね定数：ケーソン基礎の水平地盤ばね定数の算定方法に準じる

$\Delta\ell$　：杭周面の鉛直せん断地盤ばね定数，水平地盤ばね定数を算定する区間の長さ(m)

U　：杭の周長(m)

A_t　：杭先端の面積(m^2)

L　：鋼管矢板基礎前面および背面の抵抗幅(m)

１．４　鋼管矢板基礎の性能照査

鋼管矢板基礎の性能照査は，構造物の安全性，使用性および復旧性に対して鋼管矢板基礎の性能項目ごとに設計限界値を設定し，各作用の組合せに応じた鋼管矢板基礎の設計応答値を算定して照査を行います。地震時以外の照査では，「安全性に関する基礎の安定」「使用性に関する基礎の支持性能」，地震時の照査では「復旧性に関する基礎の残留変位」「安全性に関する基礎の安定」を性能項目とし，性能照査を実施します。鋼管矢板基礎の性能項目と照査に用いる作用の組合せを表 1-7 に，鋼管矢板基礎の性能項目と想定する限界状態の関係を表 1-8 に示します。また，性能項目に対する照査指標（設計応答値，設計限界値）の例を表 1-9 に示します。

表 1-7　構造物の要求性能に対する鋼管矢板基礎の性能項目と主な作用の組合せの目安

構造物の要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目		主な作用の組合せ
安全性	基礎の安定		永久作用＋主たる変動作用＋従たる変動作用 永久作用＋地震作用＋従たる変動作用
使用性	基礎の支持性能	長期支持性能	永久作用
		短期支持性能	永久作用＋変動作用
復旧性	基礎の残留変位		永久作用＋地震作用＋従たる変動作用
（耐久性の検討）			永久作用

表 1-8　構造物の要求性能に対する鋼管矢板基礎の性能項目と想定する限界状態の関係

a) 地震時以外

構造物の要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目		主な作用の組合せ
安全性	基礎の安定		設計耐用期間中に稀に生ずる変動作用に対して，基礎に過大な変位を生じさせず，基礎の安定を保持できる状態
使用性	基礎の支持性能	長期支持性能	設計耐用期間中に常時または頻繁に生ずる作用に対して，基礎に有害な変位を生じさせずに，構造物の機能を保持できる状態
		短期支持性能	

b) 地震時

構造物の要求性能		鋼管矢板基礎の性能項目	想定する限界状態	対応する安定レベル	一般に考慮する地震動
復旧性	性能レベル 1	基礎の残留変位	基礎の残留変位は些少で，構造物の補修を行わずに機能を保持できる状態	安定レベル 1	L1 地震動*
	性能レベル 2		基礎の残留変位が生じ，場合によっては補修が必要となるが，早期に機能回復できる状態	安定レベル 2	L2 地震動
安全性		基礎の安定	基礎に大きな残留変位が生じるものの，構造物全体の転倒，崩壊，落橋には至らない状態	安定レベル 3	L2 地震動

＊基礎の非線形挙動を考慮せずに「地震時の走行安全性に係る変位の照査」を行う場合の前提条件

表 1-9　鋼管矢板基礎の性能項目に対する照査指標の例

a)地震時以外

構造物の要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目			照査指標		
				着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}
安全性	基礎の安定	地盤の破壊		鋼管矢板頭部	設計鉛直力	設計鉛直支持力[*1]
		水平安定		頂版天端	最大応答水平変位	1.2%L_A≦100mm
		回転安定		頂版天端	最大応答回転角	6／1000 rad
		基礎部材等の破壊		鋼管矢板本管	設計断面力	設計曲げ耐力 設計せん断耐力
				頂版，鋼管矢板本管，頂版結合部		
使用性	基礎の支持性能	長期支持性能	鉛直方向	鋼管矢板頭部	設計鉛直力	設計鉛直支持力[*2]
			水平方向	頂版天端	最大応答水平変位	0.4%L_A≦40mm
			回転方向	頂版天端	最大応答回転角	2／1000 rad
		短期支持性能	鉛直方向	鋼管矢板頭部	設計鉛直力	設計鉛直支持力[*3]
			水平方向	頂版天端	最大応答水平変位	0.4%L_A≦40mm
			回転方向	頂版天端	最大応答回転角	2／1000 rad

b)地震時

構造物の要求性能		鋼管矢板基礎の性能項目		照査指標			対応する安定レベル
				着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	
復旧性	性能レベル 1	基礎の残留変位	残留鉛直変位	鋼管矢板頭部	設計鉛直力	設計鉛直支持力[*4]	安定レベル 1
			残留水平変位	頂版天端	最大応答水平変位	1.2 ～ 2 % L_A ≦ 100mm	
			残留傾斜	頂版天端	最大応答回転角	6～10/1000 rad	
			基礎部材等の損傷	鋼管矢板本管	設計曲率	損傷レベル 1	
				頂版，鋼管矢板本管，頂版結合部	設計断面力	損傷レベル 1	
	性能レベル 2		残留鉛直変位	鋼管矢板頭部	設計鉛直力	設計鉛直支持力[*5]	安定レベル 2
			残留水平変位	頂版天端	最大応答水平変位	4.8 ～ 8 % L_A ≦ 400mm	
			残留傾斜	頂版天端	最大応答回転角	20/1000 rad	
			基礎部材等の損傷	鋼管矢板本管	設計曲率	損傷レベル 2	
				頂版，鋼管矢板本管，頂版結合部	設計断面力	損傷レベル 1～2	
安全性		基礎の安定	地盤の破壊	鋼管矢板頭部	設計鉛直力	設計鉛直支持力[*6]	安定レベル 3
			水平安定	頂版天端	最大応答水平変位	10%L_A	
			回転安定	頂版天端	最大応答回転角	30/1000 rad	
			基礎部材等の破壊	鋼管矢板本管	設計曲率	損傷レベル 3	
				頂版，鋼管矢板本管，頂版結合部	設計断面力	損傷レベル 1～2	

*1：鋼管矢板先端沈下量が杭径の5%時（杭径1m以上では50mm時）の設計鉛直支持力（超過確率16%）

*2：鋼管矢板先端の長期沈下20mm時の設計鉛直支持力（超過確率5%）

*3：鋼管矢板先端の沈下20mm時の設計鉛直支持力（超過確率10%）

*4：鋼管矢板先端沈下量が杭径の5%時（杭径1m以上では50mm時）の設計鉛直支持力（超過確率20%）

*5：鋼管矢板先端沈下量が杭径の10%時の設計鉛直支持力（超過確率30%），引抜き側は照査不要

*6：鋼管矢板先端沈下量が杭径の10%時の設計鉛直支持力（超過確率50%），引抜き側は照査不要

水平変位の設計限界値の基準となる基礎の換算抵抗幅L_Aは，図1-7に示す面積を対象とし，以下のように計算します。

$$L_A = \sqrt{\frac{4}{\pi} A}$$

ここに，L_A：基礎の換算抵抗幅(m)

A ：鋼管矢板頭部の最外縁面積(m^2)

なお，鋼管矢板基礎は剛な頂版により複数本の鋼管矢板を一体化した群杭基礎と考えられることから，表1-10に示すフーチングを有する群杭基礎の各安定レベルの考え方を参照します。また，水平変位および回転角の着目位置については，基礎全体の代表点として頂版天端とします。

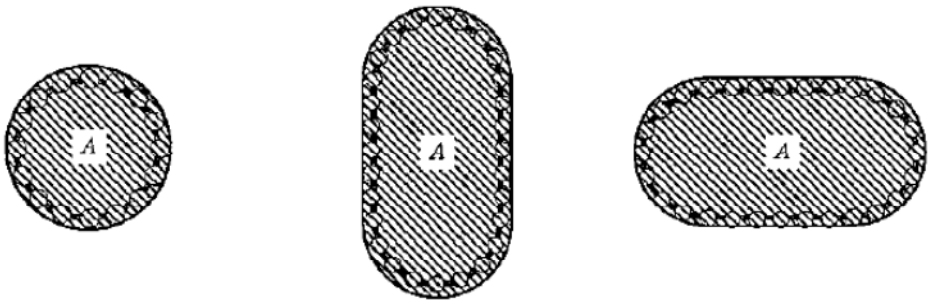


図1-7　鋼管矢板基礎の換算抵抗幅L_Aを算定するための面積

表1-10　群杭基礎の安定レベルと限界状態の考え方

群杭基礎の安定レベル	限界状態
安定レベル 1	どれか 1 本の杭が安定レベル 1 の限界値に達した状態
安定レベル 2	全杭数のうち，片側 1/6 の杭が安定レベル 2 の限界値に達した状態
安定レベル 3	全杭数のうち，片側 1/4 の杭が安定レベル 3 の限界値に達した状態

１．５　施工余裕長と設計余裕長

鋼管矢板本管の設計においては，施工時の打設深さの施工誤差対する施工余裕長のほか，中間層の地層構成の不陸に起因する鋼管矢板本管の発生断面力分布の変動に対する設計余裕長を考慮するものとします。一般に鋼管矢板の製造長および仮締切り部の断面変化位置（基礎本体部との境界点含む）の検討時には，低止まりの余裕長を考慮し，基礎本体部の現場継手位置および断面変化位置の検討時には，高止まり余裕長と設計余裕長のいずれか大きい方の長さを考慮するものとします。

なお、表 1-11 中の支持層深度の推定誤差αは、「鉄道構造物等設計標準・同解説〔基礎構造物〕（平成 24 年版）杭体設計の手引き」の第Ⅱ編 鋼管杭に準じるものとします。

表 1-11　施工余裕長の目安

施工方法	高止まり余裕長	低止まり余裕長
打込み工法	0.5m＋α（支持層が粘性土の場合） 1.0m＋α（支持層が砂質土の場合）	0.5m＋α
中掘り根固め工法	0m	0m＋α

α：支持層深度の推定誤差

表 1-12　中間層の地層構成の不陸に対する設計余裕長の

地盤条件の設定方法	設計余裕長
当該箇所地盤調査結果に 基づいて設計する場合	0m
中間層が比較的成層構造と想定される箇所で 地盤条件を推定して設計する場合	1.0m

２．　設計事例１　円形鋼管矢板基礎

２．１　設計条件

２．１．１　構造，材料，安全係数

１）上部構造

形　　式：5 径間連続ラーメン箱桁橋

幅　　員：全幅員　11.76m

２）下部構造

橋　　脚：円形橋脚

基　　礎：鋼管矢板基礎

施　　工：中掘り根固め杭工法，仮締切り兼用方式

３）使用材料および材質強度

鋼　管　矢　板：SKY490／SKY400

継　　手　　管：STK400　φ165.2×t11

く体コンクリート：f'_{ck}＝27 N/mm^2

頂版コンクリート：f'_{ck}＝24 N/mm^2

底盤コンクリート：f'_{ck}＝24N/mm^2

中詰コンクリート：f'_{ck}＝18 N/mm^2

４）材料強度の特性値および設計強度

① 鋼　材（鋼管矢板）

鋼　種		SKY400	SKY490
引張降伏強度	N/mm^2	235	315
圧縮降伏強度	N/mm^2	R/t≦50 のとき 235 R/t＞50 のとき 235－7.8(R/t－50)	R/t≦40 のとき 315 R/t＞40 のとき 315－7.8(R/t－40)
せん断降伏強度	N/mm^2	135	180

R：鋼管矢板の半径，t：鋼管矢板の厚さ

＊材料係数 γ_m は 1.05 とする（安全性・復旧性）

② 鉄　筋

鉄筋の種類			SD390
設計引張降伏強度	f_{syd}	N/mm^2	390
設計圧縮降伏強度	f'_{syd}	N/mm^2	390
設計引張強度	f_{sud}	N/mm^2	560

③ 溶　接　部

工場溶接部	母材と同じ
現場溶接部	工場溶接部の 90%*

＊道路分野に準じた確実なプロセス管理がなされる場合は、鋼管杭に準じて 100%としてよい。

5）安全係数

① 作用係数 γ_f

構造物の要求性能	性能項目	作用の種別	作用係数 γ_f
安全性	基礎の安定	永久作用	1.0～1.2(0.8～1.0)*
		主たる変動作用	1.1～1.2
		従たる変動作用	1.0
		偶発作用	1.0
使用性	基礎の支持性能	すべての作用	1.0
復旧性	基礎の残留変位	すべての作用	1.0

＊小さい方が不利となる場合

② 構造解析係数 γ_a

構造物の要求性能	安全性	使用性	復旧性
基礎の性能項目	基礎の安定	基礎の支持性能	基礎の残留変位
構造解析係数 γ_a	1.0 1.2*	1.0	1.0

＊地震時以外の安全性に関する基礎の安定性の照査においては，地盤および基礎部材等の非線形性を無視した線形モデルにより構造解析を実施する場合は，1.2 程度とする

③ 構造物係数 γ_i

構造物の要求性能	安全性	使用性	復旧性
基礎の性能項目	基礎の安定	基礎の支持性能	基礎の残留変位
構造物係数 γ_i	1.0*～1.2 （地震時以外） 1.0 （地震時）	1.0	1.0（地震時）

＊「永久作用＋主たる変動作用＋従たる変動作用」の組合せの場合は一般に 1.1 以上とするのがよい

④ 地盤調査係数 γ_g

地盤の諸数値の設計用値	地盤調査法		地盤調査係数 γ_g
地盤反力係数の算定に用いる地盤の変形係数 E_d	三軸圧縮試験		γ_{gE}=1.2～1.4
	一軸圧縮試験		(1.0～1.1)*
	平板載荷試験	新規載荷時	γ_{gE}=1.2～1.4
		繰返し載荷時	γ_{gE}=1.0～1.1
	PS 検層		γ_{gE}=1.0～1.1
	孔内水平載荷試験（砂礫以外）		γ_{gE}=1.2～1.4
	標準貫入試験からの推定（砂質土）		γ_{gE}=1.2～1.4
内部摩擦角 ϕ_d	三軸圧縮試験		γ_g=1.0
	（式 1）		
粘着力度 c_d	三軸圧縮試験		
	一軸圧縮試験		
単位体積重量 γ_d	土の湿潤密度試験		
	（別表）		
圧密特性の諸数値	圧密試験		

＊乱れの少ない良質な試料を採取した場合

（式 1）　$\phi = 1.85\left(\dfrac{N}{\sigma'_v/100 + 0.7}\right)^{0.6} + 26$

ここに，　ϕ　：砂質土，礫質土の内部摩擦角の特性値（度）

N　：標準貫入試験の N 値（特性値）

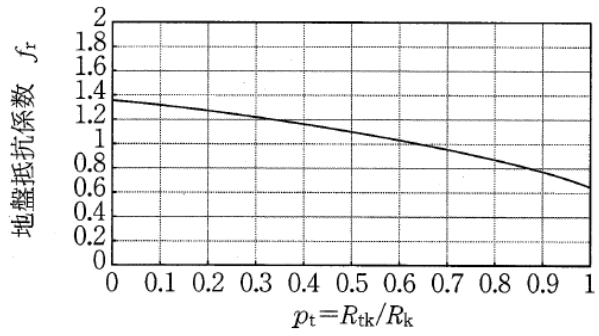
σ’ $_v$：地質調査時の当該位置の有効上載圧(kN/m^2)

別表　地盤の単位体積重量の上下限値(kN/m^3)

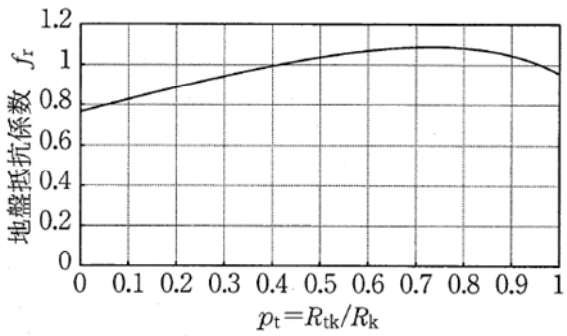
N 値		湿潤		飽和		水中	
		下限値	上限値	下限値	上限値	下限値	上限値
砂質土	50 以上	18	19	19	20	9	10
	30～50	18	19	18	20	8	10
	10～30	18	19	18	19	8	9
	10 未満	17	18	18	19	8	9
粘性土	10 以上	15	18	15	18	5	8
	10 未満	15	17	15	17	5	7

⑤　地盤抵抗係数 f_r

(a-1)杭基礎の地盤の破壊の照査の場合（地震時以外）



打込み杭工法

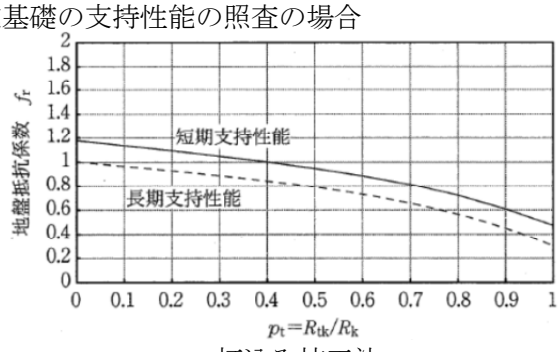


中掘り根固め杭工法

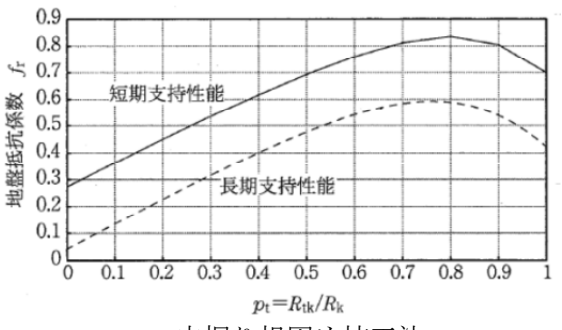
(a-2)杭基礎の地盤の破壊の照査の場合（地震時）

杭工法		杭先端 f_{rt}	杭周面 f_{rf}
打込み杭工法	先端閉塞杭	1.4	1.9
	先端開放鋼管杭	1.1	
中掘り根固め杭工法		1.7	1.7

(b)杭基礎の支持性能の照査の場合

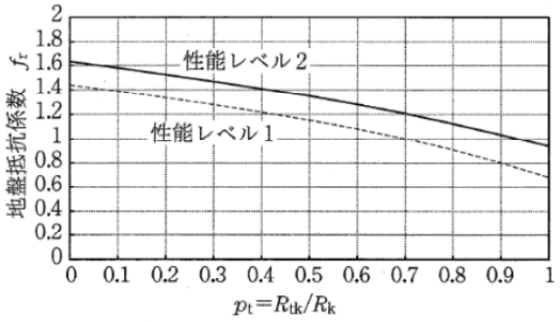


打込み杭工法

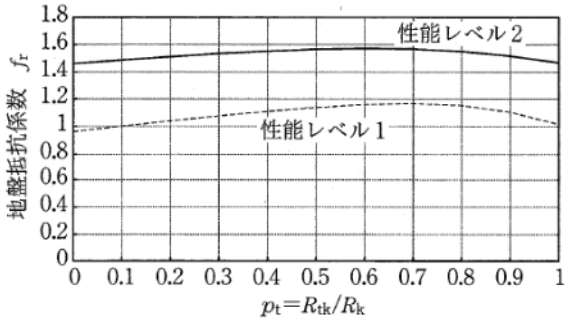


中掘り根固め杭工法

(c)杭基礎の残留鉛直変位の照査の場合



打込み杭工法



中掘り根固め杭工法

6）修正係数

(a)地盤変形係数に関する地盤修正係数 ρ_{gE}

地盤調査法		試験値の記号 E_x	地盤修正係数 ρ_{gE}
地盤材料試験	三軸圧縮試験	E_{50}	1.0
	一軸圧縮試験		1.0
平板載荷試験	新規載荷時	E_{PLi}	1.0
	繰返し載荷時	E_{PLr}	0.33
PS 検層（弾性波速度検層）		E_{PS}	0.1
孔内水平載荷試験		E_b	2.5
標準貫入試験	E_N=2000N による推定	E_N	1.0

(b)地盤反力係数に関する地盤修正係数 ρ_{gk}

作用の継続時間	考慮する作用	地盤反力係数に関する地盤修正係数 ρ_{gk}
短期	変動作用，偶発作用	1.0
長期	永久作用*	0.5

＊地震時の応答の算定では，永久作用に対しても ρ_{gk}=1.0 としてよい

(c)杭の支持力に関する地盤修正係数 ρ_{gty}，ρ_{gtu}

先端支持力に関する地盤修正係数

杭工法		降伏 ρ_{gty}	終局 ρ_{gtu}
打込み杭工法	先端閉塞杭	1.0	1.4
	先端開放鋼管杭	0.7	1.1
中掘り根固め杭工法		1.1	1.7

周面支持力に関する地盤修正係数

杭工法	降伏 ρ_{gty}	終局 ρ_{gtu}
打込み杭工法	1.6	1.9
中掘り根固め杭工法	1.3	1.7

２．１．２　一般形状図

基礎本体の形状図を図2-1に示します。

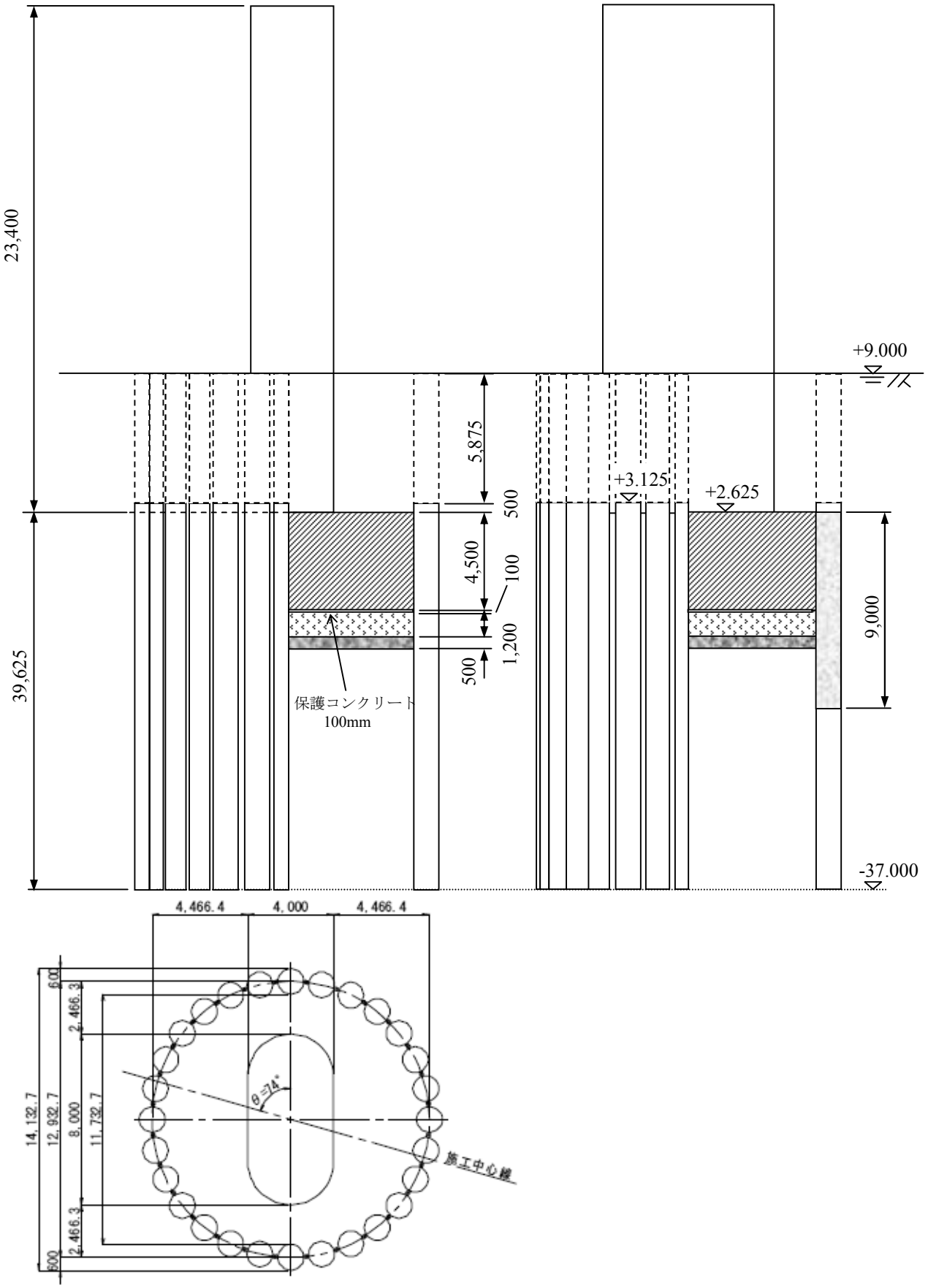
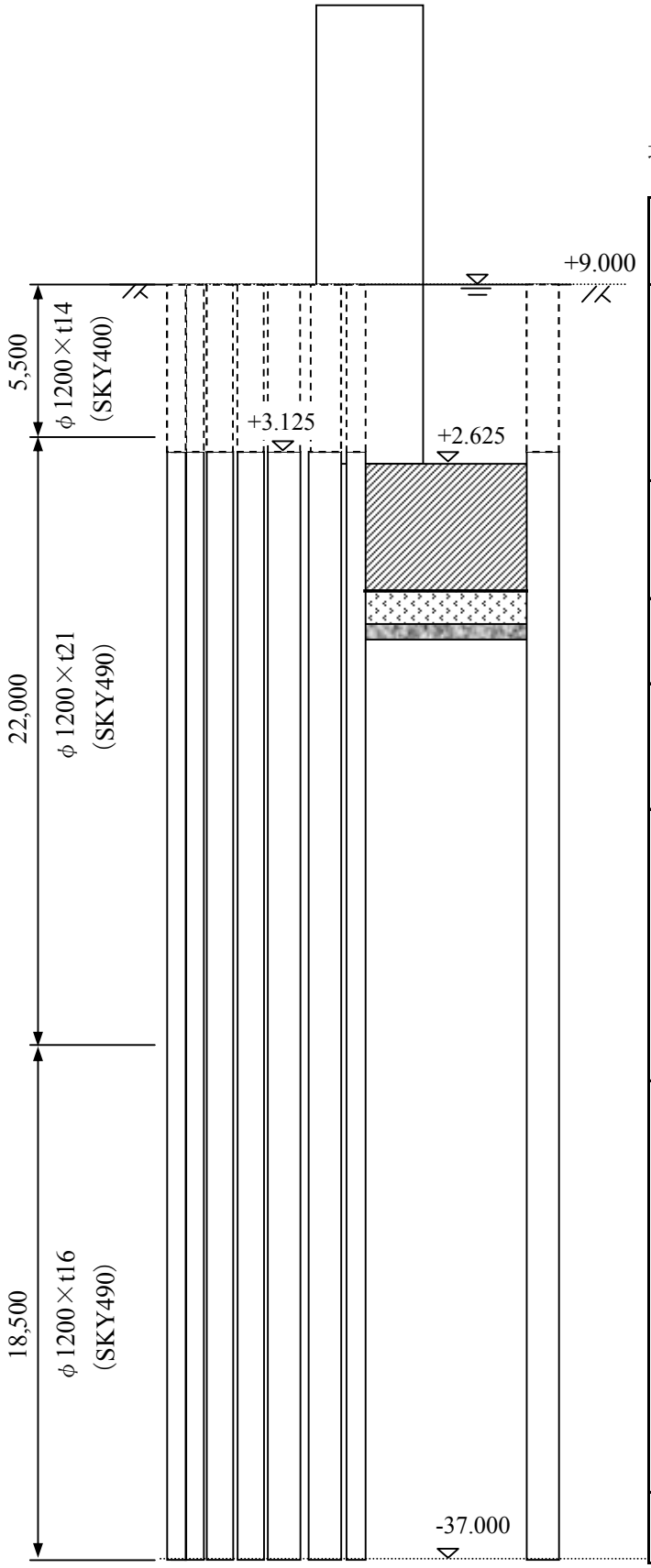


図2-1 基礎本体の形状図

２．１．３　地盤条件

地盤条件を**図**2-2，**表**2-1に示します。



地盤種別：G4 地盤

土質	標準貫入試験 10 20 30 40 50	層厚 (m)	N値
砂質土		5.85	12
粘性土		4.35	8
砂質土		3.15	15
粘性土		4.65	10
砂質土		10.1	17
砂質土		15.25	32
砂質土		2.65	50

図2-2 地盤条件

表2-1　土質条件

層番号	土質名	層厚 (m)	平均N値	$E_x(E_{ps})$ (kN/m^2)	E_d (kN/m^2)	液状化 低減係数 DE
第2層	粘性土	3.825	8	116,400	11,640	0.00
第3層	砂質土	2.250	15	139,700	13,970	0.00
		0.900				1.00
第4層	粘性土	2.200	10	116,400	11,640	1.00
		1.500				0.33
		0.950				1.00
第5層	砂質土	4.100	17	218,100	21,810	1.00
		1.800				0.33
		4.200				1.00
第6層	砂質土	15.250	32	357,700	35,770	1.00
第7層	砂質土	2.650	50	1,217,500	121,750	1.00

注記）本設計例題の場合，液状化低減係数は L1 地震動，L2 地震動で同一値としています。

E_x：地盤の変形係数の試験値（本設計では PS 検層試験値 E_{ps} を使用）

E_d：地盤の変形係数の設計用値

$E_d = \rho_{gE} \times E_x \div \gamma_{gE}$

ρ_{gE} ：地盤の変形係数に関する地盤修正係数(＝0.1)

γ_{gE} ：地盤の変形係数に関する地盤調査係数(＝1.0)

２．２　地盤ばね定数の算定

本設計例では基礎の平面形状が円形であるため，表2-2に示す地盤抵抗を考慮します。

表2-2　円形の場合に考慮する地盤抵抗

部位		地盤抵抗要素	地震時	地震時以外
前背面	外周面	水平地盤抵抗	○	○
		鉛直せん断地盤抵抗	○	○
	内周面	水平地盤抵抗	×原則，無視する	×
		鉛直せん断地盤抵抗	△	×
側面	外周面	水平せん断地盤抵抗	×	×
		鉛直せん断地盤抵抗	×	×
	内周面	水平せん断地盤抵抗	×	×
		鉛直せん断地盤抵抗	×	×
底面		鉛直地盤抵抗	○	○
		水平せん断地盤抵抗	○	○

○：考慮する，△：地震作用に伴う増加荷重のみ受け持たせる，×：無視する

２．２．１　水平地盤ばね定数の算定

（１）前背面の外周面の水平地盤反力係数の算定

前背面の外周面の水平地盤反力係数は次式により求めます。

$k_{ho}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$

ここに,

k_{ho} ：水平地盤反力係数 (kN/m^3)

ρ_{gk} ：地盤反力係数に関する地盤修正係数

B_h ：基礎前面の換算幅 (m) (=14.133m)

$B_h=L$ $(L<\ell\leqq 3L)$

円形のため線路方向と線路直角方向ともに共通

L ：基礎前面の抵抗幅 (m) (=14.133m)

B ：基礎側面の抵抗幅 (m)

B_e ：基礎側面の有効抵抗幅 (m)

ℓ ：基礎の長さ (m) (ℓ=39.625m)

E_d ：地盤の変形係数の設計用値 (kN/m^2)

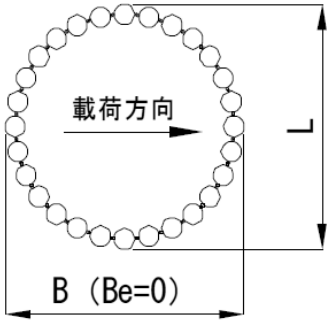


図 2-3 有効抵抗幅

各層毎に，長期・短期で使用する地盤反力係数を計算します。

① 第 2 層 （粘性土層，層厚 $\ell 2$＝3.825m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝11,640 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{ho2}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$

$=5.1\times0.5\times11{,}640\times14.133^{-3/4}$

$=4{,}072\ kN/m^3$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$k_{ho2}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$

$=5.1\times1.0\times11{,}640\times14.133^{-3/4}$

$=8{,}144\ kN/m^3$

② 第 3 層 （砂質土層，層厚 $\ell 3$＝3.150m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝13,970 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{ho3}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$

$=5.1\times0.5\times13{,}970\times14.133^{-3/4}$

$=4{,}887\ kN/m^3$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$$k_{ho3}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$$
$$=5.1\times1.0\times13,970\times14.133^{-3/4}$$
$$=9,774\ kN/m^3$$

③ 第 4 層　（粘性土層，層厚 ℓ4＝4.650m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝11,640 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$$k_{ho4}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$$
$$=5.1\times0.5\times11,640\times14.133^{-3/4}$$
$$=4,072\ kN/m^3$$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$$k_{ho4}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$$
$$=5.1\times1.0\times11,640\times14.133^{-3/4}$$
$$=8,144\ kN/m^3$$

④ 第 5 層　（砂質土層，層厚 ℓ5＝10.100m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝21,810 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$$k_{ho5}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$$
$$=5.1\times0.5\times21,810\times14.133^{-3/4}$$
$$=7,630\ kN/m^3$$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$$k_{ho5}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$$
$$=5.1\times1.0\times21,810\times14.133^{-3/4}$$
$$=15,260\ kN/m^3$$

⑤ 第 6 層　（砂質土層，層厚 ℓ6＝15.250m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝35,770 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$$k_{ho6}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$$
$$=5.1\times0.5\times35,770\times14.133^{-3/4}$$
$$=12,514\ kN/m^3$$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$$k_{ho6}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$$
$$=5.1\times1.0\times35,770\times14.133^{-3/4}$$
$$=25,027\ kN/m^3$$

⑥ 第 7 層　（砂質土層，層厚 ℓ7＝2.650m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝121,750 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{ho7}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$

$=5.1\times0.5\times121{,}750\times14.133^{-3/4}$

$=42{,}593$ kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$k_{ho7}=5.1\times\rho_{gk}\times E_d\times B_h^{-3/4}$

$=5.1\times1.0\times121{,}750\times14.133^{-3/4}$

$=85{,}185$ kN/m^3

各層における前背面の外周面の水平地盤反力係数を表 2-3，表 2-4 にまとめます。

表2-3　前背面の外周面の水平地盤反力係数（液状化考慮なし）

層番号	土質名	層厚 (m)	E_d (kN/m^2)	長期 k_{ho}(kN/m^3)	短期 k_{ho}(kN/m^3)
第2層	粘性土	3.825	11,640	4,072	8,144
第3層	砂質土	2.250	13,970	4,887	9,774
		0.900			
第4層	粘性土	2.200	11,640	4,072	8,144
		1.500			
		0.950			
第5層	砂質土	4.100	21,810	7,630	15,260
		1.800			
		4.200			
第6層	砂質土	15.250	35,770	12,514	25,027
第7層	砂質土	2.650	121,750	42,593	85,185

表2-4　前背面の外周面の水平地盤反力係数（液状化考慮）

層番号	土質名	層厚 (m)	E_d (kN/m^2)	液状化低減係数 DE	液状化考慮 k_{ho}(kN/m^3)
第2層	粘性土	3.825	11,640	0.00	0
第3層	砂質土	2.250	13,970	0.00	0
		0.900		1.00	9,774
第4層	粘性土	2.200	11,640	1.00	8,144
		1.500		0.33	2,688
		0.950		1.00	8,144
第5層	砂質土	4.100	21,810	1.00	15,260
		1.800		0.33	5,036
		4.200		1.00	15,260
第6層	砂質土	15.250	35,770	1.00	25,027
第7層	砂質土	2.650	121,750	1.00	85,185

1）鋼管矢板基礎の全体の水平地盤ばね定数の算定

鋼管矢板基礎の全体の水平地盤ばね定数は，次式で算定します。

$$K_{ho}=k_{ho}\times L\times \Delta \ell$$

ここに，

K_{ho}：水平地盤ばね定数　(kN/m)

k_{ho}：水平地盤反力係数　(kN/m^3)

L　：基礎前面及び背面の抵抗幅　(m)　(＝14.133m)

Δℓ：地盤ばね定数を算定する区間の長さ　(m)

表 2-5 に鋼管矢板基礎の全体としての水平地盤ばね定数をまとめます。群杭モデルによる鋼管矢板の応答値の算定においては，鋼管矢板本管の非線形性を考慮するため，鋼管矢板本管を梁にモデル化した各軸線は概ね 1D（D：鋼管矢板本管の直径）で鉛直方向に分割することになります。鋼管矢板基礎の前背面の水平地盤ばねは，その分割した各要素へ設定するため，鋼管矢板基礎の全体の前背面の水平地盤ばね定数の算定においては，鋼管矢板本管をモデル化した各軸線の各要素長として 1D，すなわち，この試設計においては鋼管矢板本管の直径が 1.2m であることから，『Δℓ＝1D＝1.2m』として算定しています。

表2-5 前背面の外周面の全体の水平地盤ばね定数

層番号	層厚 (m)	水平地盤反力係数 $k_{ho}(kN/m^3)$			水平地盤ばね定数 $K_{ho}(kN/m)$		
		長期	短期	液状化考慮	長期	短期	液状化考慮
第2層	3.825	4,072	8,144	0	69,059	138,119	0
第3層	2.250	4,887	9,774	0	82,882	165,763	0
	0.900			9,774			165,763
第4層	2.200	4,072	8,144	8,144	69,059	138,119	138,119
	1.500			2,688			45,579
	0.950			8,144			138,119
第5層	4.100	7,630	15,260	15,260	129,402	258,803	258,803
	1.800			5,036			85,405
	4.200			15,260			258,803
第6層	15.250	12,514	25,027	25,027	212,232	424,448	424,448
第7層	2.650	42,593	85,185	85,185	722,360	1,444,704	1,444,704

2）鋼管矢板本管１本当りの水平地盤ばね定数の算定

鋼管矢板本管１本当りの前背面の外周面の水平地盤ばね定数は，鋼管矢板基礎の全体の水平地盤ばね定数を全外壁鋼管矢板本数で等分した値を用います。

鋼管矢板１本当りの水平地盤ばね定数＝K_{ho}÷n

n：全外壁鋼管矢板本数(＝28 本）

表 2-6 鋼管矢板本管 1 本当りの前背面の外周面の水平地盤ばね定数

層番号	層厚 (m)	鋼管矢板基礎の全体としての前背面の外周面の水平地盤ばね定数 K_{ho}(kN/m)			鋼管矢板本管1本当りの前背面の外周面の水平地盤ばね定数 K_{ho}(kN/m)		
		長期	短期	液状化考慮	長期	短期	液状化考慮
第2層	3.825	69,059	138,119	0	2,466	4,933	0
第3層	2.250	82,882	165,763	0	2,960	5,920	0
	0.900			165,763			5,920
第4層	2.200	69,059	138,119	138,119	2,466	4,933	4,933
	1.500			45,579			1,628
	0.950			138,119			4,933
第5層	4.100	129,402	258,803	258,803	4,622	9,243	9,243
	1.800			85,405			3,050
	4.200			258,803			9,243
第6層	15.250	212,232	424,448	424,448	7,580	15,159	15,159
第7層	2.650	722,360	1,444,704	1,444,704	25,799	51,597	51,597

２．２．２　鉛直せん断地盤ばね定数の算定

本設計事例の対象橋脚は平面形状が円形の鋼管矢板基礎であることから，鉛直せん断地盤抵抗として考慮できる，前背面の外周面と内周面の鉛直せん断地盤ばね定数のみを算定します（側面の外周面ならびに内周面の鉛直せん断地盤抵抗は考慮しません）。そのうち，前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばねは地震時のみ有効とします。

（１）前背面の外周面，内周面の鉛直せん断地盤反力係数の算定

前背面の外周面，内周面の鉛直せん断地盤反力係数は，次式により求めます。

$$k_{sLo}(k_{sLi}) = 0.1 \times \rho_{gk} \times E_d$$ （中掘り根固め杭工法）

ここに，

k_{sLo} ：外周の鉛直せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{sLi} ：内周の鉛直せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{gk} ：地盤反力係数に関する地盤修正係数

E_d ：地盤の変形係数の設計用値 (kN/m^2)

各層毎に，長期・短期で使用する地盤反力係数を計算します。

① 第 2 層　（粘性土層，層厚 ℓ2＝3.825m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝11,640 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$$k_{sLo2}(k_{sLi2}) = 0.1 \times \rho_{gk} \times E_d$$
$$= 0.1 \times 0.5 \times 11,640$$
$$= 582 \text{ kN/m}^3$$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$k_{sLo2}(k_{sLi2})$＝0.1×ρ_{gk}×E_d

＝0.1×1.0×11,640

＝1,164 kN/m^3

② 第 3 層　（粘性土層，層厚 ℓ3＝3.150m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝13,970 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{sLo3}(k_{sLi3})$＝0.1×ρ_{gk}×E_d

＝0.1×0.5×13,970

＝699 kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$k_{sLo3}(k_{sLi3})$＝0.1×ρ_{gk}×E_d

＝0.1×1.0×13,970

＝1,397 kN/m^3

③ 第 4 層　（粘性土層，層厚 ℓ4＝4.650m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝11,640 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{sLo4}(k_{sLi4})$＝0.1×ρ_{gk}×E_d

＝0.1×0.5×11,640

＝582 kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$k_{sLo4}(k_{sLi4})$＝0.1×ρ_{gk}×E_d

＝0.1×1.0×11,640

＝1,164 kN/m^3

④ 第 5 層　（粘性土層，層厚 ℓ5＝10.100m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝21,810 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{sLo5}(k_{sLi5})$＝0.1×ρ_{gk}×E_d

＝0.1×0.5×21,810

＝1,091 kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

k_{sLo5} (k_{sLi5})＝0.1×ρ_{gk}×E_d

＝0.1×1.0×21,810

＝2,181 kN/m^3

⑤ 第 6 層　（粘性土層，層厚 ℓ6＝15.250m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝35,770 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{sLo6}(k_{sLi6})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times0.5\times35,770$

$=1,789$ kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$k_{sLo6}(k_{sLi6})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times1.0\times35,770$

$=3,577$ kN/m^3

⑥ 第 7 層　（粘性土層，層厚 ℓ7＝2.650m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝121,750 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{sLo7}(k_{sLi7})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times0.5\times121,750$

$=6,088$ kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$k_{sLo7}(k_{sLi7})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times1.0\times121,750$

$=12,175$ kN/m^3

各層における前背面の外周面，内周面の鉛直せん断地盤反力係数を表 2-7，表 2-8 にまとめます。

表 2-7　前背面の外周面，内周面の鉛直せん断地盤反力係数（液状化考慮なし）

層番号	土質名	層厚 (m)	地盤の変形係数の設計用値 E_d(kN/m^2)	長期 k_{sLo}，k_{sLi} (kN/m^3)	短期 k_{sLo}，k_{sLi} (kN/m^3)
第2層	粘性土	3.825	11,640	582	1,164
第3層	砂質土	2.250	13,970	699	1,397
		0.900			
第4層	粘性土	2.200	11,640	582	1,164
		1.500			
		0.950			
第5層	砂質土	4.100	21,810	1,091	2,181
		1.800			
		4.200			
第6層	砂質土	15.250	35,770	1,789	3,577
第7層	砂質土	2.650	121,750	6,088	12,175

表2-8　前背面の外周面，内周面の鉛直せん断地盤反力係数（液状化考慮）

層番号	土質名	層厚 (m)	地盤の変形係数 の設計用値 E_d(kN/m^2)	液状化 低減係数 DE	液状化考慮 (kN/m^3)
第2層	粘性土	3.825	11,640	0.00	0
第3層	砂質土	2.250	13,970	0.00	0
		0.900		1.00	1,397
第4層	粘性土	2.200	11,640	1.00	1,164
		1.500		0.33	384
		0.950		1.00	1,164
第5層	砂質土	4.100	21,810	1.00	2,181
		1.800		0.33	720
		4.200		1.00	2,181
第6層	砂質土	15.250	35,770	1.00	3,577
第7層	砂質土	2.650	121,750	1.00	12,175

（２）前背面の外周面の鉛直せん断地盤反力係数の算定

１）鋼管矢板基礎の全体の前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数の算定

前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数は，次式により求めます。

$$K_{sLo}=k_{sLo}\times U_o\times \Delta\ell$$

ここに，

K_{sLo} ：前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数　(kN/m)

k_{sLo} ：前背面の外周面の鉛直せん断地盤反力係数　(kN/m^3)

U_o ：鋼管矢板基礎の外周面の長さ(＝44.40m)　(m)

$\Delta\ell$ ：鉛直せん断地盤ばね定数を算定する区間の長さ　(m)

表 2-9 に鋼管矢板基礎の全体としての前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数を示します。前背面の外周面の水平地盤ばね定数と同じように，『$\Delta\ell$＝1D＝1.2m』として前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数を算定します。

表2-9　鋼管矢板基礎の全体の前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数

層番号	層厚 (m)	鉛直せん断地盤反力係数 k_{sLo}(kN/m^3)			鉛直せん断地盤ばね定数 K_{sLo}(kN/m)		
		長期	短期	液状化考慮	長期	短期	液状化考慮
第2層	3.825	582	1,164	0	31,009	62,018	0
第3層	2.250	699	1,397	0	37,243	74,432	0
	0.900			1,397			74,432
第4層	2.200	582	1,164	1,164	31,009	62,018	62,018
	1.500			384			20,466
	0.950			1,164			62,018
第5層	4.100	1,091	2,181	2,181	58,128	116,204	116,204
	1.800			720			38,347
	4.200			2,181			116,204
第6層	15.250	1,789	3,577	3,577	95,318	190,583	190,583
第7層	2.650	6,088	12,175	12,175	324,369	648,684	648,684

２）鋼管矢板本管 1 本当りの前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数の算定

鋼管矢板本管 1 本当りの前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数は次式により算定し，その結果を表 2-10 に示します。

鋼管矢板本管 1 本当りの前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数＝K_{sLo}÷n

n：全外壁鋼管矢板本数（＝28 本）

表2-10　鋼管矢板本管 1 本当りの前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数

層番号	層厚 (m)	鋼管矢板基礎の全体としての前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数 K_{sLo}(kN/m)			鋼管矢板本管1本当りの前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数 K_{sLo}(kN/m)		
		長期	短期	液状化考慮	長期	短期	液状化考慮
第2層	3.825	31,009	62,018	0	1,107	2,215	0
第3層	2.250	37,243	74,432	0	1,330	2,658	0
	0.900			74,432			2,658
第4層	2.200	31,009	62,018	62,018	1,107	2,215	2,215
	1.500			20,466			731
	0.950			62,018			2,215
第5層	4.100	58,128	116,204	116,204	2,076	4,150	4,150
	1.800			38,347			1,370
	4.200			116,204			4,150
第6層	15.250	95,318	190,583	190,583	3,404	6,807	6,807
第7層	2.650	324,369	648,684	648,684	11,585	23,167	23,167

（３）前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数

前背面の内周面の鉛直せん断地盤抵抗は地震時のみ有効，すなわち，地震作用に伴う増加荷重のみに受け持たせることができ，その有効範囲は井筒の下方に限られます(図 2-4 参照）。

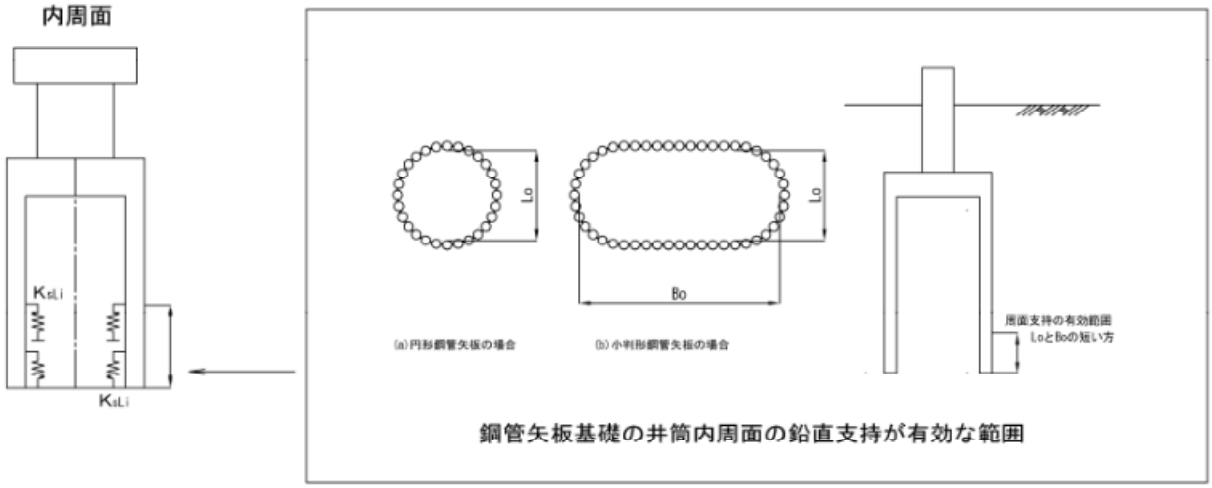


図 2-4　内周面の鉛直支持が有効な範囲

鋼管矢板基礎の平面形状が円形であるため，前背面の内周面の鉛直せん断地盤抵抗が有効な範囲は『井筒の内周面の直径』となります。すなわち，図 2-1 に示した基礎平面図より，井筒の下端から上方へ，L_o＝11.733m の範囲においてのみ，地震作用に伴う増加荷重のみに受け持たせることができま

す。本設計例においては，最下層の第 7 層（層厚 2.65m）の下端から第 6 層（層厚 15.25m）の途中の 6.167m までの地層において，この前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばねを地震時のみ考慮することができます。

1）鋼管矢板基礎の全体の前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数の算定

前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数は次式により求めます。

$$K_{sLi}=k_{sLi}\times L_i\times \Delta\ell$$

ここに，

K_{sLi} ：前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数 (kN/m)

k_{sLi} ：前背面の内周面の鉛直せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

U_i ：鋼管矢板基礎の内周長(＝36.86m) (m)

$\Delta\ell$ ：前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数を考慮する区間の長さ(m)

表 2-11 に鋼管矢板基礎の全体としての前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数を示します。前背面の外周面の水平地盤ばねと同じように，『$\Delta\ell$＝1D＝1.2m』として前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数を算定します。

表 2-11 鋼管矢板基礎の全体の前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数

層番号	層厚 (m)	鉛直せん断地盤反力係数 $k_{sLi}(kN/m^3)$			鉛直せん断地盤ばね定数 $K_{sLi}(kN/m)$		
		長期	短期	液状化考慮	長期	短期	液状化考慮
第2層	3.825	考慮しない	考慮しない	考慮しない	考慮しない	考慮しない	考慮しない
第3層	2.250		考慮しない	考慮しない		考慮しない	考慮しない
	0.900						
第4層	2.200		考慮しない	考慮しない		考慮しない	考慮しない
	1.500						
	0.950						
第5層	4.100		考慮しない	考慮しない		考慮しない	考慮しない
	1.800						
	4.200						
第6層	6.167		考慮しない	考慮しない		考慮しない	考慮しない
	9.083		3,577	3,577		158,218	158,218
第7層	2.650		12,175	12,175		538,525	538,525

2）鋼管矢板本管 1 本当りの前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数の算定

鋼管矢板本管 1 本当りの前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数は次式により算定し，その結果を表 2-12 に示します。

鋼管矢板 1 本当りの前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数＝$K_{sLi}\div n$

n：全外壁鋼管矢板本数（＝28 本）

表 2-12 鋼管矢板本管 1 本当りの前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数

層番号	層厚 (m)	鋼管矢板基礎の全体としての前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数 K_{sLi}(kN/m)			鋼管矢板本管1本当りの前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数 K_{sLi}(kN/m)		
		長期	短期	液状化考慮	長期	短期	液状化考慮
第2層	3.825	考慮しない	考慮しない	考慮しない	考慮しない	考慮しない	考慮しない
第3層	2.250		考慮しない	考慮しない		考慮しない	考慮しない
	0.900						
第4層	2.200		考慮しない	考慮しない		考慮しない	考慮しない
	1.500						
	0.950						
第5層	4.100		考慮しない	考慮しない		考慮しない	考慮しない
	1.800						
	4.200						
第6層	6.167		考慮しない	考慮しない		考慮しない	考慮しない
	9.083		158,218	158,218		5,651	5,651
第7層	2.650		538,525	538,525		19,233	19,233

２．２．３　底面の地盤ばね定数の算定

（１）底面の鉛直地盤反力係数の算定

底面の鉛直地盤反力係数は次式により求めます。

$$k_v = 8.0 \times \rho_{gk} \times E_d \times D^{-3/4}$$（中掘り根固め杭工法）

ここに,

k_v　：鋼管矢板底面の鉛直地盤反力係数　(kN/m^3)

D　：杭径(＝1.20m，鋼管矢板本管１本当り)　(m)

ρ_{gk}　：地盤反力係数に関する地盤修正係数

E_d　：地盤の変形係数の設計用値　(kN/m^2)

$$E_d = \rho_{gE} \times E_x \div \gamma_{gE}$$
$$= 0.1 \times 1{,}217{,}500 \div 1.0 = 121{,}750 \text{ kN/m}^2$$

E_x　：地盤の変形係数の試験値（PS 検層試験値 E_{ps} を使用）　(kN/m^2)

ρ_{gE}　：地盤の変形係数に関する地盤修正係数(＝0.1)

γ_{gE}　：地盤の変形係数に関する地盤調査係数(＝1.0，PS 検層)

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$$k_v = 8.0 \times \rho_{gk} \times E_d \times D^{-3/4}$$
$$= 8.0 \times 0.5 \times 121{,}750 \times 1.20^{-3/4}$$
$$= 424{,}759 \text{ kN/m}^3$$

(b)短期

地盤反力に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$$k_v = 8.0 \times \rho_{gk} \times E_d \times D^{-3/4}$$
$$= 8.0 \times 1.0 \times 121{,}750 \times 1.20^{-3/4}$$
$$= 849{,}519 \text{ kN/m}^3$$

1）鋼管矢板本管 1 本当りの底面の鉛直地盤ばね定数の算定

鋼管矢板本管 1 本当りの底面の鉛直地盤ばね定数は次式により算定し，その結果を表 2-13 に示します。

$$K_v = k_v \times A_v$$

ここに，

K_v ：鋼管矢板本管 1 本当り底面の鉛直地盤ばね定数 (kN/m)

k_v ：鋼管矢板本管 1 本当り底面の鉛直地盤反力係数 (kN/m^3)

A_v ：鋼管矢板本管 1 本当りの閉塞底面積 (m^2)

(＝1.127m^2，腐食しろ 1mm 考慮，杭径 1.198m)

(a)長期 $K_v = k_v \times A_v$

$= 424{,}759 \times 1.127$

$= 478{,}703$ kN/m

(b)短期 $K_v = k_v \times A_v$

$= 849{,}519 \times 1.127$

$= 957{,}408$ kN/m

表 2-13 鋼管矢板本管 1 本当りの底面の鉛直地盤ばね定数

作用の継続時間	鉛直地盤反力係数 k_v(kN/m^3)	鉛直地盤ばね定数 K_v(kN/m)
長期	424,759	478,703
短期	849,519	957,408

（2）底面の水平せん断地盤反力係数の算定

鋼管矢板本管 1 本当りの底面の水平せん断地盤反力係数は次式により求めます。

$$k_s = \lambda \times k_v, \quad \lambda = 1/3$$

ここに，

k_s ：鋼管矢板本管 1 本当りの底面の水平せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_v ：鋼管矢板本管 1 本当りの底面の鉛直地盤反力係数 (kN/m^3)

(a)長期 $k_s = \lambda \times k_v$

$= 1/3 \times 424{,}759$

$= 141{,}586$ kN/m^3

(b)短期 $k_s = \lambda \times k_v$

$= 1/3 \times 849{,}519$

$= 283{,}173$ kN/m^3

1）鋼管矢板本管 1 本当りの底面の水平せん断地盤ばね定数の算定

鋼管矢板本管 1 本当りの底面の水平せん断地盤ばね定数は次式により算定し，その結果を表 2-14 に示します。

$$K_s = k_s \times A_t$$

ここに，

K_s ：鋼管矢板本管 1 本当りの底面の水平せん断地盤ばね定数 (kN/m)

k_s ：鋼管矢板本管 1 本当りの底面の水平せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

A_t　：鋼管矢板本管１本当りの底面の閉塞底面積　(m^2)
(＝1.127 m^2，腐食しろ 1mm 考慮)

(a)長期　$K_s=k_s\times A_t$
＝141,586×1.127
＝159,567 kN/m

(b)短期　$K_s=k_s\times A_t$
＝283,173×1.127
＝319,136 kN/m

表2-14　鋼管矢板本管１本当りの底面の水平せん断地盤ばね定数

作用の継続時間	水平せん断地盤反力係数 k_s(kN/m^3)	水平せん断地盤ばね定数 K_s(kN/m)
長　期	141,586	159,567
短　期	283,173	319,136

２．３　地盤抵抗の非線形特性,地盤反力度の上限値

２．３．１　静止土圧力の算定

（１）静止土圧係数

静止土圧係数は一般に0.5としてよい

（２）静止土圧力度

$$p_0=\gamma_e z K_0$$

ここに,

p_0　：静止土圧力度　(kN/m^2)
γ_e　：深さｚまでの土の平均有効単位体積重量　(kN/m^3)
ｚ　：有効抵抗土圧力度を求める深さ　(m)
K_0　：静止土圧係数

表2-16　静止土圧力度

層番号	土質名	N値	z (m)	γ_e (kN/m^3)	K_0	p_0 (kN/m^2)
第2層	粘性土	8	5.475	5	0.5	16.1
			9.300			23.3
第3層	砂質土	15	11.550	8	0.5	46.2
			12.450			49.8
第4層	粘性土	10	14.650	5	0.5	36.6
			17.100			42.8
第5層	砂質土	17	21.200	8	0.5	84.8
			27.200			108.8
第6層	砂質土	32	42.450	9	0.5	191.0
第7層	砂質土	50	45.100	10	0.5	225.5

２．３．２　主働土圧力の算定

（１）主働土圧係数

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

ここに,

K_A　：主働土圧係数

ϕ　：土の内部摩擦角　　（度）

表2-17　主働土圧係数

層番号	土質名	N値	ϕ	K_A
第2層	粘性土	8	0	1.000
第3層	砂質土	15	30	0.333
第4層	粘性土	10	0	1.000
第5層	砂質土	17	30	0.333
第6層	砂質土	32	30	0.333
第7層	砂質土	50	35	0.271

（２）主働土圧力度

$p_A = (q+\gamma_e z) \times K_A$　（砂質土の場合）

$p_A = \gamma_e z - 2c$（粘性土の場合）

ここに,

p_A　：主働土圧力度　　ただし，$0 \leqq p_A \leqq p_0$　　(kN/m^2)

p_0　：静止土圧力度　　(kN/m^2)

q　：有効上載荷重　　(kN/m^2)

γ_e　：深さzまでの土の平均有効単位体積重量　　(kN/m^3)

z　：有効抵抗土圧力度を求める深さ　　(m)

K_A　：主働土圧係数

c　：土の粘着力度　　(kN/m^2)

表2-18　主働土圧力度

層番号	土質名	z (m)	γ_e (kN/m^3)	c (kN/m^2)	K_A	p_0 (kN/m^2)	p_A (kN/m^2)
第2層	粘性土	5.475	5	43.75	1.000	16.1	0
		9.300				23.3	0
第3層	砂質土	11.550	8	0	0.333	46.2	30.8
		12.450				49.8	33.2
第4層	粘性土	14.650	5	37.5	1.000	36.6	0
		17.100				42.8	10.5
第5層	砂質土	21.200	8	0	0.333	84.8	56.5
		27.200				108.8	72.5
第6層	砂質土	42.450	9	0	0.333	191.0	127.2
第7層	砂質土	45.100	10	0	0.271	225.5	122.2

２．３．３　地盤抵抗の非線形特性，地盤反力度の上限値

（１）前背面・外周の水平地盤抵抗

前背面・外周の水平地盤抵抗の非線形特性，地盤反力度の上限値は次式により求めます。

載荷側（受働）　$\alpha_h p_P - p_0$

ただし，　$\alpha_h p_P \leqq 3p_P$　（砂質土の場合）

$\alpha_h p_P \leqq 9c$　（粘性土の場合）

除荷側（主働）　$p_0 - p_A$

ここに，　α_h　：基礎前面の形状係数

p_P　：受働土圧力度　　(kN/m^2)

$$p_P=(q+\gamma_e\times h)\times K_P+2c\sqrt{K_P}$$

$p_P=(q+\gamma_e\times h)\times K_P$　（砂質土の場合）

$p_P=q+\gamma_e\times h+2c$　（粘性土の場合）

p_0　：静止土圧力度　　(kN/m^2)

$p_0=\gamma_e z K_0$

p_A　：主働土圧力度　　(kN/m^2)

$p_A=(q+\gamma_e z)\times K_A$　（砂質土の場合）

$p_A=q+\gamma_e z-2c$　（粘性土の場合）

ただし，$0 \leqq p_A \leqq p_0$

ただし，ケーソン基礎と同様に載荷側（受働）と除荷側（主働）のばねをこのままモデル化すると，トリリニア型ばねとなりモデル化が複雑になるため，便宜的に初期勾配を水平地盤ばねK_hとし，有効抵抗土圧力度p_eから主働土圧力度p_Aを減じた値を上限値とするバイリニア型ばねとしてモデル化します。この場合の地盤反力度の上限値は次式により求めます。

載荷側および除荷側　$\alpha_h p_P - p_A$

前背面・外周の水平地盤抵抗の非線形特性，地盤反力度の上限値を表2-19に示します。

表2-19　前背面・外周の水平地盤抵抗の非線形特性，地盤反力度の上限値

層番号	土質名	層厚 m	α_h	p_P kN/m^2	p_0 kN/m^2	p_A kN/m^2	載荷側 受働 kN/m^2	除荷側 主働 kN/m^2	上限値 $\alpha_h p_P - p_A$ 液状化考慮なし
第2層	粘性土	3.825	1.228	129.7	16.1	0	143.2	16.1	159.3
			1.329	148.9	23.3	0	174.6	23.3	197.9
第3層	砂質土	3.150	1.409	184.2	46.2	30.8	213.3	15.4	228.7
			1.440	259.8	49.8	33.2	324.3	16.6	340.9
第4層	粘性土	4.650	1.518	161.6	36.6	0	208.7	36.6	245.3
			1.605	184.9	42.8	10.5	254.0	32.3	286.3
第5層	砂質土	10.100	1.750	329.7	84.8	56.5	492.2	28.3	520.5
			1.962	572.1	108.8	72.5	1013.7	36.3	1050.0
第6層	砂質土	15.250	2.502	572.1	191.0	127.2	1240.4	63.8	1304.2
			2.502	984.0	191.0	127.2	2271.0	63.8	2334.8
第7層	砂質土	2.650	2.596	1210.3	225.5	122.2	2916.4	103.3	3019.7
			2.596	1308.1	225.5	122.2	3170.3	103.3	3273.6

注記：地盤反力度の上限値は，液状化を考慮する場合，液状化低減係数により低減するものとします。

（２）杭先端の鉛直地盤抵抗の非線形特性

杭先端の鉛直地盤抵抗の非線形特性，地盤反力度の上限値は次式により求めます。

$$R_{ty}=\rho_{gty}\times R_{tk}$$

$$R_{tu}=\rho_{gtu}\times R_{tk}$$

ここに，

R_{ty} ：杭先端の降伏支持力 (kN/m^2)

R_{tu} ：杭先端の終局支持力 (kN/m^2)

ρ_{gty} ：杭先端の降伏支持力に関する地盤修正係数

$\rho_{gty}=1.1$（中掘り根固め杭工法）

ρ_{gtu} ：杭先端の終局支持力に関する地盤修正係数

$\rho_{gtu}=1.7$（中掘り根固め杭工法）

R_{tk} ：基準先端支持力 (kN)

2.4.3の計算結果より

$R_{tk}=q_{tk}\times A_t$

$=7,500\times 1.127$ m^2

$=8,453$ kN（1本当たり）

(a)杭先端の降伏支持力

$R_{ty}=\rho_{gty}\times R_{tk}$

$=1.1\times 8,453$ kN

$=9,298$ kN/m^2（1本当たり）

(b)杭先端の終局支持力

$R_{tu}=\rho_{gtu}\times R_{tk}$

$=1.7\times 8,453$ kN

$=14,370$ kN/m^2（1本当たり）

２．４　設計鉛直支持力，設計引抜き抵抗力の算定

２．４．１　設計鉛直支持力，設計引抜き抵抗力の算定の考え方

（１）基礎の安定と支持性能の照査に用いる設計限界値

鉛直方向の設計限界値としては，次式で算定する設計鉛直支持力ならびに設計引抜き抵抗力を使用します。

$$R_{vd}=f_r\times R_k=f_r\times(R_{tk}+\sum R_{fk})$$

$$R_{ud}=f_r\times\sum R_{fk}+W_p$$

ここに，

R_{vd} ：押込み側の設計鉛直支持力 (kN)

R_{ud} ：引抜き側の設計引抜き抵抗力 (kN)

f_r ：地盤抵抗係数

R_k ：押込み側の基準支持力($=R_{tk}+\sum R_{fk}$) (kN)

R_{tk} ：基準先端支持力($=q_{tk}\times A_t$) (kN)

R_{fk} ：各層での基準周面支持力($=r_{fk}\times U\times\Delta\ell$) (kN)

W_p ：鋼管矢板本管の有効自重 (kN)

（2）基準支持力

鋼管矢板基礎の押込み側の基準支持力は，中掘り根固め杭工法の基準支持力の算定方法に準じて，基準先端支持力ならびに各層での基準周面支持力の合計値として算定します。

$$R_k = R_{tk} + \sum R_{fk}$$

ここに，

R_k ：押込み側の基準支持力 (kN)

R_{tk} ：基準先端支持力 (kN)

R_{fk} ：各層での基準周面支持力 (kN)

① 各層の基準周面支持力を算定する際に用いる周長 U は，鋼管矢板基礎の各鉛直せん断地盤抵抗に有効となる井筒部の外周包絡長，ならびに内周包絡長とします。

② 得られた地層区間の基準周面支持力は，鋼管矢板基礎の全体の基準周面支持力であることから，全外壁鋼管矢板本数で等分した値を各鋼管矢板本管の地層区間に配分します。

③ 鋼管矢板基礎の基準周面支持力を算定する際には，鋼管矢板基礎の内周面の鉛直せん断地盤抵抗の有効範囲を考慮します。すなわち，前背面の内周面の基準周面支持力は地震時のみ有効，すなわち，地震作用に伴う増加荷重のみに受け持たせることができ，その有効範囲は井筒の下方に限られます。

２．４．２　基準周面支持力の算定

（1）各層での基準周面支持力度の算定

各層での基準周面支持力度は次式により算定し，その結果を表 2-20 に示します。

砂質土：$r_{fk} = 1N \leqq 40$，　粘性土：$r_{fk} = 1N \leqq 40$（中掘り根固め工法）

r_{fk} ：各層での基準周面支持力度(kN/m^2)

N ：標準貫入試験の N 値

表 2-20　各層での基準周面支持力度

層番号	土質名	層厚 (m)	N値	液状化低減係数 DE	基準周面支持力度 r_{fk}(kN/m^2)	
					液状化考慮なし	液状化考慮
第2層	粘性土	3.825	8	0.00	8.0	0.0
第3層	砂質土	2.250	15	0.00	15.0	0.0
	砂質土	0.900		1.00		15.0
第4層	粘性土	2.200	10	1.00	10.0	10.0
	粘性土	1.500		0.33		3.3
	粘性土	0.950		1.00		10.0
第5層	砂質土	4.100	17	1.00	17.0	17.0
	砂質土	1.800		0.33		5.6
	砂質土	4.200		1.00		17.0
第6層	砂質土	6.167	32	1.00	32.0	32.0
	砂質土	9.083		1.00		32.0
第7層	砂質土	2.650	50	1.00	40.0	40.0

（2）基礎全体としての各層での基準周面支持力の算定

基礎全体としての各層での基準周面支持力は次式により算定します。

$$R_{fk}=r_{fk}\times U\times \Delta \ell$$

ここに,

R_{fk} ：基礎全体としての各層での基準周面支持力 (kN)

r_{fk} ：基礎全体としての各層での基準周面支持力度 (kN/m^2)

U ：鋼管矢板基礎の井筒の周長 (m)

外周 U＝44.40m

内周 U＝36.86m

$\Delta \ell$ ：基準周面支持力を算定する区間の長さ (m)

鋼管矢板基礎の基準周面支持力を算定する際には，鋼管矢板基礎の内周面の鉛直せん断地盤抵抗の有効範囲を考慮します。すなわち，前背面の内周面の基準周面支持力は地震時のみ有効であり，地震作用に伴う増加荷重のみに受け持たせることができ，その有効範囲は井筒の下方に限られます（図 2-4 参照）。本設計例の鋼管矢板基礎は平面形状が円形であるため，前背面の内周面の基準周面支持力が有効な範囲は『井筒の内周面の直径』となります。すなわち，図 2-1 に示した基礎平面図より，井筒の下端から上方へ，Lo＝11.733m の範囲においてのみ，地震作用に伴う増加荷重のみに対して基準周面支持力を考慮することができます。本設計例では，最下層の第 7 層（層厚 2.65m）の下端から第 6 層（層厚 15.25m）の途中の 6.167m までの地層において，この前背面の内周面の基準周面支持力を地震時のみ考慮することができます。表 2-21 に基礎全体としての各層での基準周面支持力を算定した結果をまとめます。

表 2-21　基礎全体としての各層での基準周面支持力

層番号	土質名	層厚 (m)	N値	基準周面支持力度 r_{fk} (kN/m^2)	基礎全体としての各層での基準周面支持力 $R_{fk}=r_{fk}\times U\times \Delta \ell$ (kN)	
					外周面 U=44.40m	内周面 U=36.86m
第2層	粘性土	3.825	8	8.0	1,359	考慮しない
第3層	砂質土	2.250	15	15.0	2,098	考慮しない
	砂質土	0.900				
第4層	粘性土	2.200	10	10.0	2,065	考慮しない
	粘性土	1.500				
	粘性土	0.950				
第5層	砂質土	4.100	17	17.0	7,623	考慮しない
	砂質土	1.800				
	砂質土	4.200				
第6層	砂質土	6.167	32	32.0	21,667	考慮しない
	砂質土	9.083				10,714 地震時のみ考慮
第7層	砂質土	2.650	50	40.0	4,706	3,907 地震時のみ考慮

（3）鋼管矢板１本当りの基準周面支持力

鋼管矢板１本当りの基準周面支持力を算定した結果を表 2-22，表 2-23 にまとめます。

鋼管矢板１本当りの基準周面支持力＝$R_{fk}\div n$

n：全外壁鋼管矢板本数（＝28 本）

表 2-22　鋼管矢板１本当りの各層での基準周面支持力（液状化考慮なし）

層番号	土質名	層厚 (m)	N値	基準周面支持力度 r_{fk} (kN/m^2)	鋼管矢板１本当りの各層での基準周面支持力 $R_{fk}= r_{fk}\times U\times \Delta\ell$ (kN)	
					外周面 U=44.40m	内周面 U=36.86m
第2層	粘性土	3.825	8	8.0	48.5	考慮しない
第3層	砂質土	2.250	15	15.0	74.9	考慮しない
	砂質土	0.900				
第4層	粘性土	2.200	10	10.0	73.8	考慮しない
	粘性土	1.500				
	粘性土	0.950				
第5層	砂質土	4.100	17	17.0	272.3	考慮しない
	砂質土	1.800				
	砂質土	4.200				
第6層	砂質土	6.167	32	32.0	773.8	考慮しない
	砂質土	9.083				382.6 地震時のみ考慮
第7層	砂質土	2.650	50	40.0	168.1	139.5 地震時のみ考慮
基準周面支持力の合計値					1,411.4	522.1

表 2-23　鋼管矢板１本当りの各層での基準周面支持力（液状化時）

層番号	土質名	層厚 (m)	N値	基準周面支持力度 r_{fk} (kN/m^2)	鋼管矢板１本当りの各層での基準周面支持力 $R_{fk}= r_{fk}\times U\times \Delta\ell$ (kN)	
					外周面 U=44.40m	内周面 U=36.86m
第2層	粘性土	3.825	8	0.0	0.0	考慮しない
第3層	砂質土	2.250	15	0.0	0.0	考慮しない
	砂質土	0.900		15.0	21.4	
第4層	粘性土	2.200	10	10.0	34.9	考慮しない
	粘性土	1.500		3.3	7.9	
	粘性土	0.950		10.0	15.1	
第5層	砂質土	4.100	17	17.0	110.5	考慮しない
	砂質土	1.800		5.6	16.0	
	砂質土	4.200		17.0	112.9	
第6層	砂質土	6.167	32	32.0	773.8	考慮しない
	砂質土	9.083				382.6 地震時のみ考慮
第7層	砂質土	2.650	50	40.0	168.1	139.5 地震時のみ考慮
基準周面支持力の合計値					1,260.6	522.1

２．４．３　基準先端支持力の算定

鋼管矢板本管１本当りの基準先端支持力は次式を用いて算定します。

$$R_{tk}＝q_{tk}×A_t$$

ここに，

R_{tk}　：鋼管矢板本管１本当りの基準先端支持力　(kN)

q_{tk}　：鋼管矢板本管１本当りの基準先端支持力度　(kN/m^2)

A_t　：鋼管矢板本管１本当りの閉塞断面積　(m^2)

(＝1.127m^2，腐食しろ 1mm 考慮，杭径 1.198m)

基準先端支持力度 q_{tk} は次式を用いて算定します。

$$q_{tk}＝150N≦10,000$$（中掘り根固め杭工法）

ここに，

q_{tk}　：基準先端支持力度　(kN/m^2)

N　：基礎の下端における地盤の N 値

以上より，鋼管矢板本管１本当りの基準先端支持力は下記となります。

$$q_{tk}＝150×50＝7,500\ kN/m^2≦10,000$$

$$R_{tk}＝q_{tk}×A_t$$

$$＝7,500×1.127$$

$$＝8453\ kN$$

２．４．４　設計鉛直支持力の算定

（１）基準先端支持力比の算定

安全性における鉛直方向の設計限界値は，設計鉛直支持力ならびに設計引抜き抵抗力とし，次式により算定します。

$$R_{vd}＝f_r×R_k＝f_r×(R_{tk}＋∑R_{fk})$$

$$R_{ud}＝f_r×∑R_{fk}+W_p$$

ここに，

R_{vd}　：押込み側の設計鉛直支持力　(kN)

R_{ud}　：引抜き側の設計引抜き抵抗力　(kN)

f_r　：地盤抵抗係数

R_k　：押込み側の基準支持力(＝$R_{tk}＋∑R_{fk}$)　(kN)

R_{tk}　：基準先端支持力(＝$q_{tk}×A_t$)　(kN)

R_{fk}　：各層での基準周面支持力(＝$r_{fk}×U×Δℓ$)　(kN)

W_p　：鋼管矢板本管の有効自重　(kN)

この設計鉛直支持力ならびに設計引抜き抵抗力は，鋼管矢板基礎の鋼管矢板本管の打設工法および基準先端支持力比に応じた地盤抵抗係数を用いて算定します。そこで，地盤抵抗係数を設定するために，基準先端支持力比を次式により算定し，結果を表 2-24 に示します。

$$p_t＝R_{tk}÷R_k＝R_{tk}÷(R_{tk}＋∑R_{fk})$$

ここに，

p_t　：基準先端支持力比

R_{tk}　：基準先端支持力　(kN)

R_{fk}　：各層での基準周面支持力　(kN)

表 2-24　基準先端支持力比

構造物の要求性能	性能項目	鋼管矢板本管1本当りの基準先端支持力 R_{tk}(kN)	鋼管矢板本管1本当りの基準周面支持力 R_{fk}(kN)		基準先端支持力比 p_t
			外周面 (U＝44.40m)	内周面 (U＝36.86m)	
使用性	基礎の支持性能における「長期支持性能の照査」「短期支持性能の照査」	8,453	1,411 (1,261)	考慮しない	0.86
安全性	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（地震時以外）			考慮しない	0.86
	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（安定レベル3：L2地震動）			522 (522)	0.81 (0.83)
復旧性	基礎の残留変位（安定レベル1：L1地震動）（安定レベル2：L2地震動）			522 (522)	0.81 (0.83)

※カッコ(　)内は液状化検討時の値を示す。

（2）地盤抵抗係数の設定

地盤抵抗係数は，表 2-24 で求められた基準先端支持力比を使用して，2.1 章 5)に示すグラフから求めます。本設計例では，鋼管矢板本管を「中掘り根固め杭工法」を利用して打設するため，「中掘り根固め杭工法」の場合のグラフを参照します。設計鉛直支持力を算定するための地盤抵抗係数を表 2-25 に示します。

表 2-25　設計鉛直支持力を算定するための地盤抵抗係数のまとめ

構造物の要求性能	性能項目	基準先端支持力比 p_t	地盤抵抗係数 f_r
使用性	基礎の支持性能における「長期支持性能の照査」	0.86	0.57
	基礎の支持性能における「短期支持性能の照査」		0.81
安全性	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（地震時以外）	0.86	1.15
	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（安定レベル3：L2地震動）	-----	杭先端 f_{rt}＝1.7 杭周面 f_{rf}＝1.7
復旧性	基礎の残留変位（安定レベル1：L1地震動）	0.81 (0.83)	1.13 (1.13)
	基礎の残留変位（安定レベル2：L2地震動）		1.52 (1.52)

※カッコ(　)内は液状化検討時の値を示す。

（3）設計鉛直支持力の算定

基準先端支持力，基準周面支持力および地盤抵抗係数を用いて，設計鉛直支持力を算定した結果を表 2-26 に示します。

$$R_{vd}=f_r\times R_k=f_r\times(R_{tk}+\sum R_{fk})$$

ここに，

R_{vd} ：押込み側の設計鉛直支持力 (kN)

f_r ：地盤抵抗係数

R_k ：押込み側の基準支持力($=R_{tk}+\sum R_{fk}$) (kN)

R_{tk} ：基準先端支持力($=q_{tk}\times A_t$) (kN)

R_{fk} ：各層での基準周面支持力($=r_{fk}\times U\times \Delta \ell$) (kN)

なお，地震時の作用に対する杭基礎の地盤の破壊の照査では，設計鉛直支持力は杭工法に応じて，地盤抵抗係数f_{rt}，f_{rf}を用いて以下の式により求めます。

$$R_{vd}=f_{rt}\times R_{tk}+f_{rf}\times\sum R_{fk}$$

表 2-26　設計鉛直支持力のまとめ

構造物の要求性能	性能項目	地盤抵抗係数 f_r	鋼管矢板本管1本当りの基準先端支持力 R_{tk}(kN)	鋼管矢板本管1本当りの基準周面支持力 R_{fk}(kN)	設計鉛直支持力 R_{vd}(kN)
使用性	基礎の支持性能における「長期支持性能の照査」	0.57	8,453	1,411	5,622
	基礎の支持性能における「短期支持性能の照査」	0.81		1,411	7,990
安全性	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（地震時以外）	1.15		1,411	11,344
	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（安定ﾚﾍﾞﾙ3：L2地震動）	杭先端 $f_{rt}=1.7$ 杭周面 $f_{rf}=1.7$		1,933 (1,783)	17,656 (17,401)
復旧性	基礎の残留変位（安定ﾚﾍﾞﾙ1：L1地震動）	1.13		1,933 (1,783)	11,736 (11,567)
	基礎の残留変位（安定ﾚﾍﾞﾙ2：L2地震動）	1.52		1,933 (1,783)	15,787 (15,559)

※カッコ(　)内は液状化検討時の値を示す。

２．４．５　設計引抜き抵抗力の算定

（1）地盤抵抗係数の設定

地盤抵抗係数は，表 2-24 で求められた基準先端支持力比を使用して，2.1 章 5)に示すグラフから求めます。本設計例では，鋼管矢板本管を「中掘り根固め杭工法」を利用して打設するため，「中掘り根固め杭工法」の場合のグラフを参照します。設計引抜き抵抗力の算定に用いる地盤抵抗係数は，基準先端支持力比 $p_t=0$ の場合の値を用います。設計引抜き抵抗力を算定するための地盤抵抗係数を表 2-27 に示します。

表 2-27　設計引抜き抵抗力を算定するための地盤抵抗係数のまとめ

構造物の要求性能	性能項目	基準先端支持力比 p_t	地盤抵抗係数 f_r
使用性	基礎の支持性能における「長期支持性能の照査」	—*	—
	基礎の支持性能における「短期支持性能の照査」	0	0.27
安全性	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（地震時以外）	0	0.75
	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（安定レベル3：L2地震動）	—	杭先端 $f_{rt}=1.7$ 杭周面 $f_{rf}=1.7$
復旧性	基礎の残留変位（安定レベル1：L1地震動）	0	0.95
	基礎の残留変位（安定レベル2：L2地震動）		1.45

＊設計引抜き抵抗力は鋼管矢板本管の有効自重 W_p のみ考慮のため

（2）設計引抜き抵抗力の算定

基準周面支持力および地盤抵抗係数を用いて，設計引抜き抵抗力を算定した結果を表 2-28 に示します。なお，長期支持性能の照査に用いる設計引抜き抵抗力は鋼管矢板本管の有効自重 W_p のみを考慮します。

$$R_{ud}=f_r\times\sum R_{fk}+W_p$$

ここに，

R_{ud}　：引抜き側の設計引抜き抵抗力　(kN)

f_r　：地盤抵抗係数

R_{fk}　：各層での基準周面支持力($=r_{fk}\times U\times\Delta\ell$)　(kN)

W_p　：鋼管矢板本管の有効自重　(kN)

表 2-28　設計引抜き抵抗力のまとめ

構造物の要求性能	性能項目	地盤抵抗係数 f_r	鋼管矢板本管1本当りの基準周面支持力 R_{fk}(kN)	鋼管矢板本管1本当りの有効自重 W_p (kN)	設計引抜抵抗力 R_{ud}(kN)
使用性	基礎の支持性能における「長期支持性能の照査」	—	—	387	387
	基礎の支持性能における「短期支持性能の照査」	0.27	1,411		768
安全性	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（地震時以外）	0.75	1,411		1,445
	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（安定レベル3：L2地震動）	杭先端 $f_{rt}=1.7$ 杭周面 $f_{rf}=1.7$	1,933 (1,783)		3,673 (3,418)
復旧性	基礎の残留変位（安定レベル1：L1地震動）	0.95	1,933 (1,783)		2,223 (2,081)
	基礎の残留変位（安定レベル2：L2地震動）	1.45	1,933 (1,783)		3,190 (2,972)

２．５　性能照査

２．５．１　解析モデル

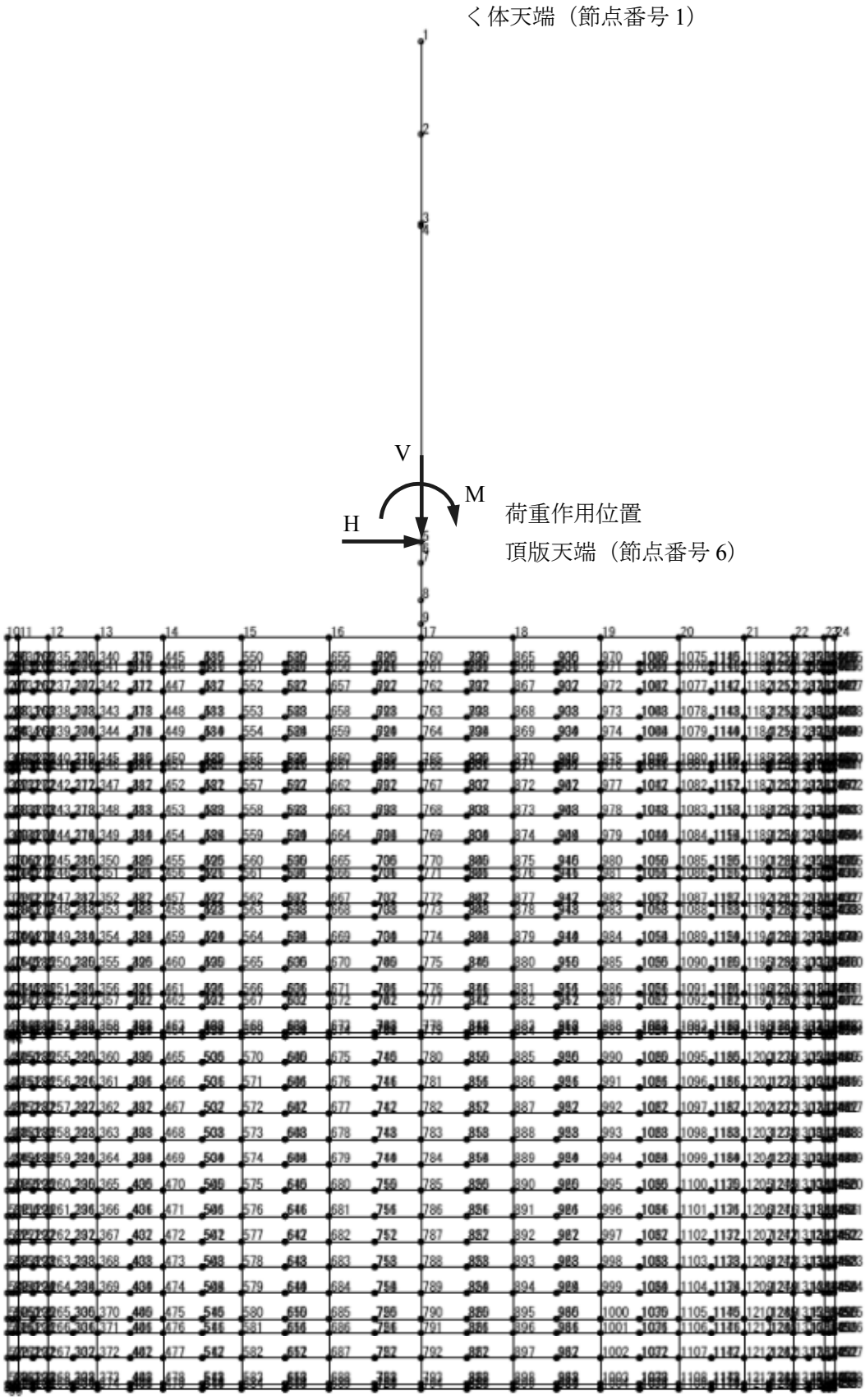


図2-5　解析モデルと荷重作用事例

２．５．２　設計荷重

表 2-29 設計荷重の集計

	構造物の 要求性能	鋼管矢板基礎の 性能項目	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
ケース 1	使用性	長期支持性能	78,999 (89,235)	87	424
ケース 2		短期支持性能	83,317 (93,553)	576	11,509
ケース 3	安全性	基礎の安定（その 1） 列車荷重最大	105,117 (115,353)	2,469	13,799
ケース 4		基礎の安定（その 2） 風荷重最大	93,348 (103,584)	4,060	34,180
ケース 5		基礎の安定（その 3） 車両横荷重最大	104,071 (114,307)	2,366	13,444
ケース 6		基礎の安定（その 4） 異常出水時	81,602 (91,838)	3,529	29,931

注）(　)内の値は浮力を考慮した頂版自重(10,236kN)を加えた鉛直力

２．５．３　性能照査

（１）使用性，安全性（地震時以外）の性能照査

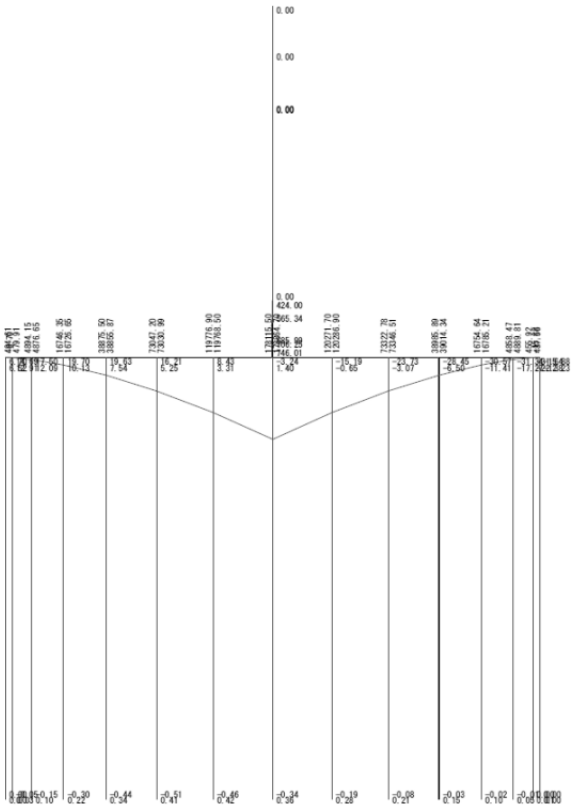
使用性，安全性（地震時以外）に対して性能照査を行います。照査結果については表 2-30～表 2-31 に，モーメント図，せん断力図，軸力図，変位図については図 2-6～図 2-11 にまとめます。

表 2-30 基礎の使用性の照査

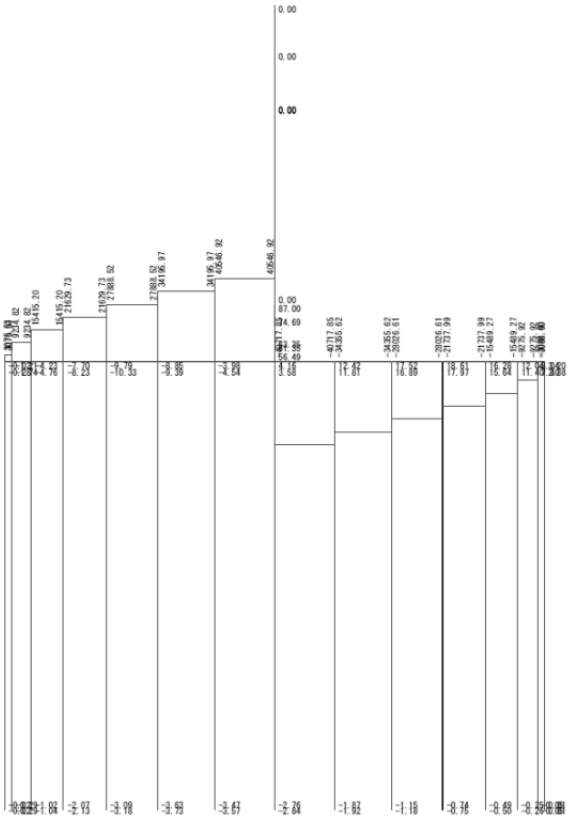
要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目			照査指標			照査結果	
				着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	I_{Rd}/I_{Ld}	判定
使用性	基礎の 支持性能	長期 支持性能	鉛直方向	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=3,179kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=5,622kN	0.57	OK
					引抜き側杭頭部の設計鉛直力 引抜き力は発生しない	設計引抜き抵抗 $R_{ud}=W_p$=387kN	—	OK
			水平方向	頂版天端	最大応答水平変位 0.13mm	0.4%L_A≦40mm 0.4%L_A=57mm⇒40mm	0.003	OK
			回転方向	頂版天端	最大応答回転角 0.0055/1000	2/1000 rad	0.00	OK
		短期 支持性能	鉛直方向	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=3,396kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=7,990kN	0.43	OK
					引抜き側杭頭部の設計鉛直力 引抜き力は発生しない	設計引抜き抵抗力 R_{ud}=768kN	—	OK
			水平方向	頂版天端	最大応答水平変位 0.79mm	0.4%L_A≦40mm 0.4%L_A=57mm⇒40mm	0.02	OK
			回転方向	頂版天端	最大応答回転角 0.05/1000	2/1000 rad	0.03	OK

ケース 1　使用性：長期支持性能

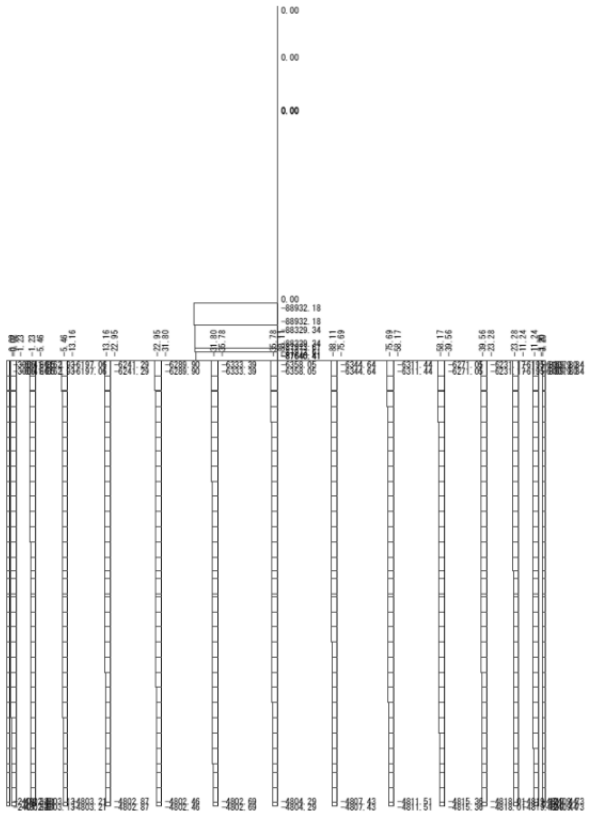
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

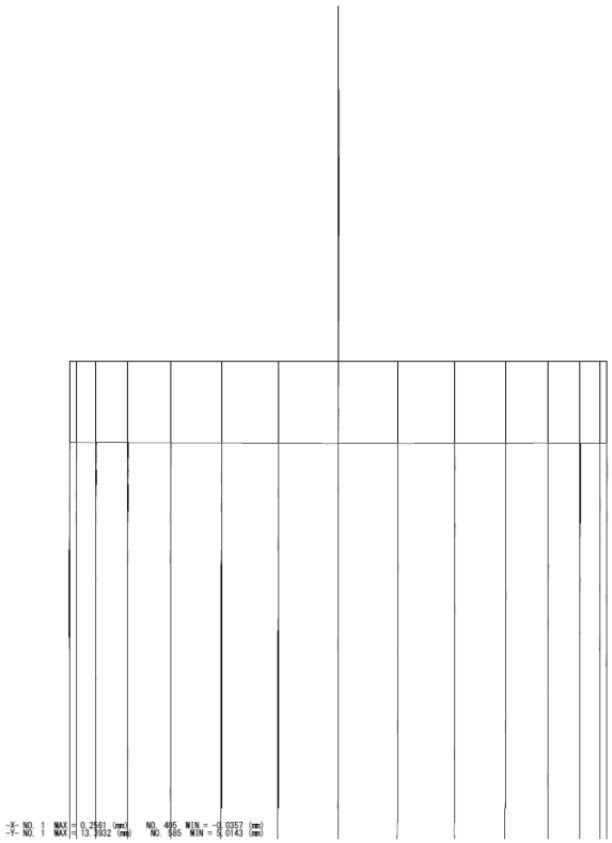
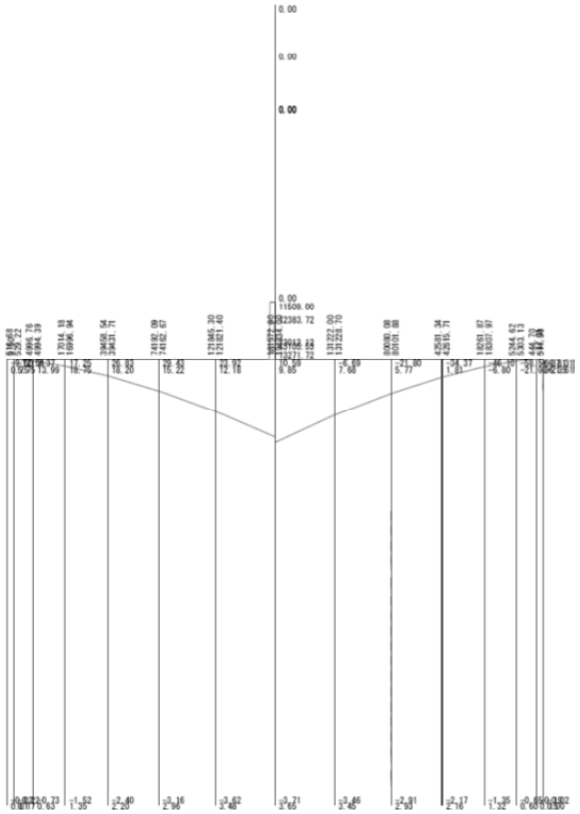


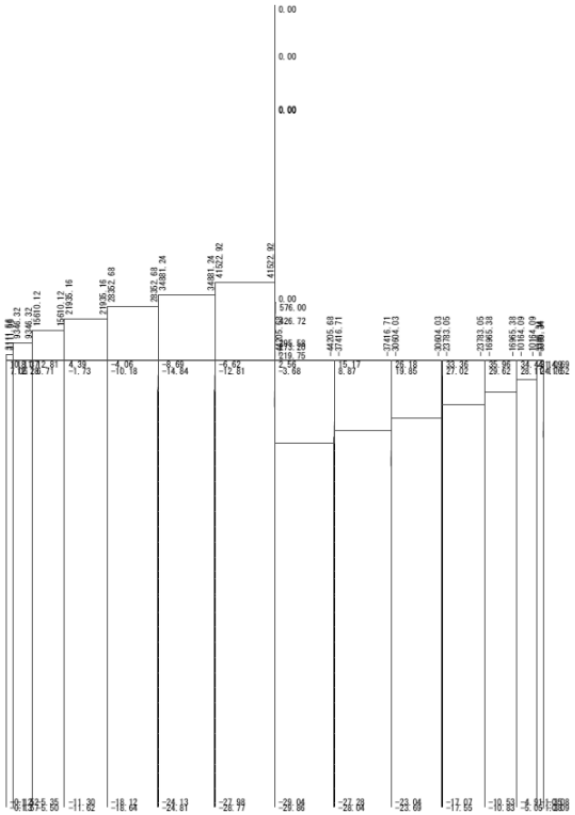
図 2-6 基礎の使用性の照査：長期支持性能

ケース 2　使用性：短期支持性能

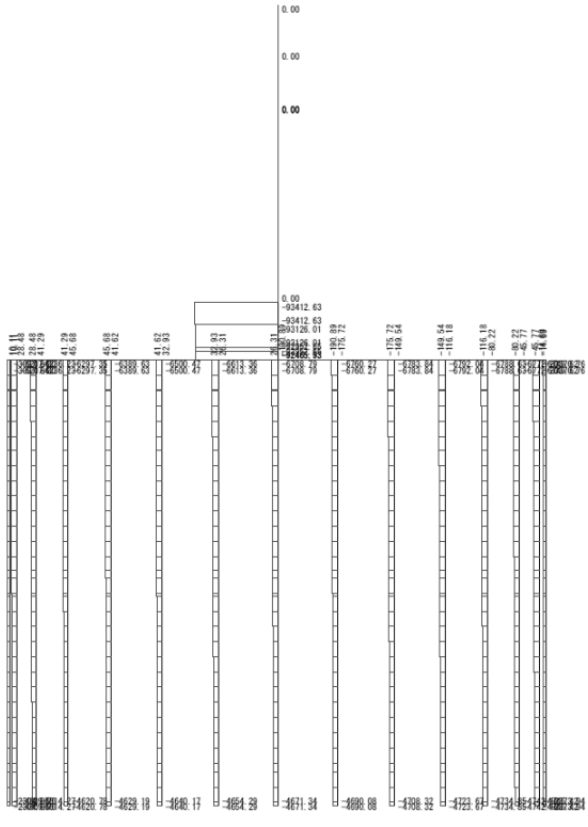
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

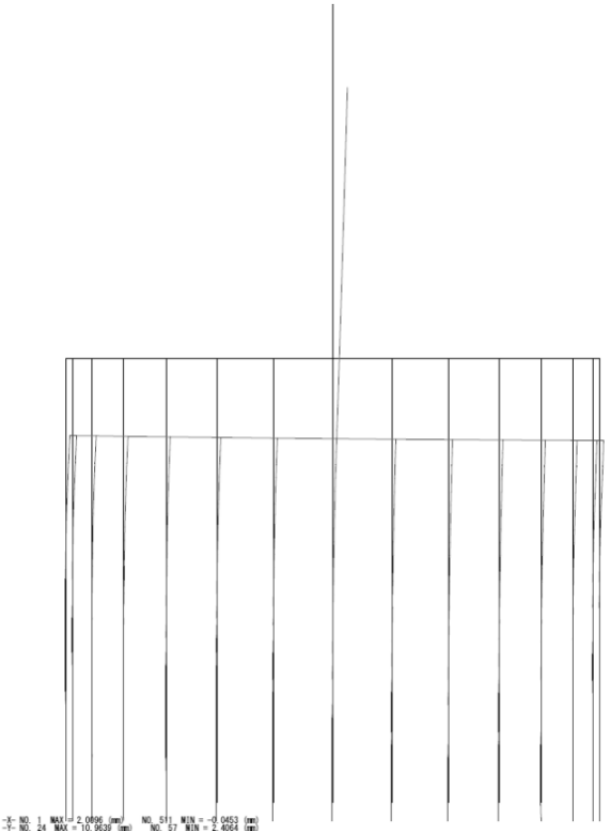


図 2-7 基礎の使用性の照査：短期支持性能

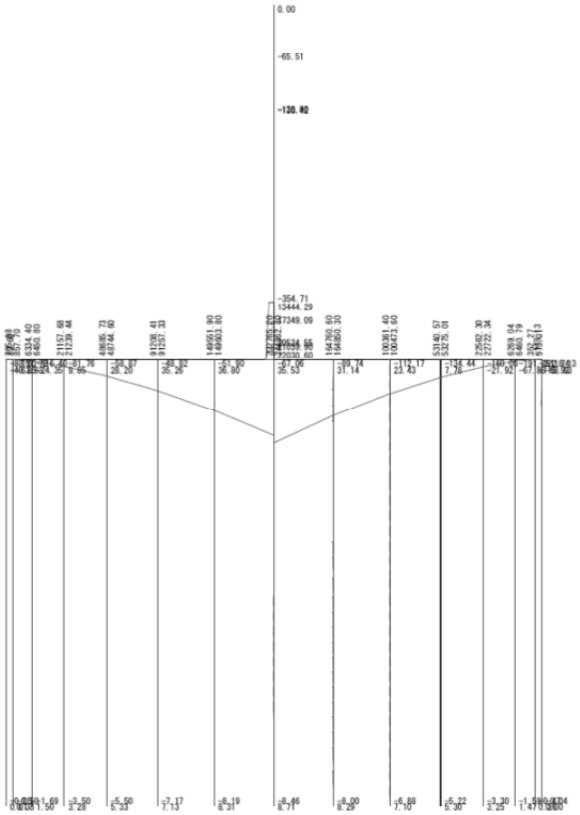
表 2-31 基礎の安全性の照査（地震時以外）

要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目		照査指標			照査結果	
			着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	I_{Rd}／I_{Ld}	判定
安全性	基礎の安定（その 1）	地盤の破壊	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=4,294kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=11,344kN	0.38	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 引抜き力は発生しない	設計引抜き抵抗力 R_{ud}=1,445kN	—	OK
		水平安定	頂版天端	最大応答水平変位 2.3mm	1.2%L_A≦100mm 1.2%L_A=170mm⇒100mm	0.02	OK
		回転安定	頂版天端	最大応答回転角 0.12/1000	6/1000 rad	0.02	OK
		基礎部材等の破壊	鋼管矢板本管	鋼管矢板応力度 σ_x=67.0N/mm^2 残留応力度 σ_s=82.9N/mm^2	応力度の制限値 σ_u=±300N/mm^2	0.50	OK
	基礎の安定（その 2）	地盤の破壊	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=4,114kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=11,344kN	0.36	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 引抜き力は発生しない	設計引抜き抵抗力 R_{ud}=1,445kN	—	OK
		水平安定	頂版天端	最大応答水平変位 4.1mm	1.2%L_A≦100mm 1.2%L_A=170mm⇒100mm	0.04	OK
		回転安定	頂版天端	最大応答回転角 0.23/1000	6/1000 rad	0.04	OK
		基礎部材等の破壊	鋼管矢板本管	鋼管矢板応力度 σ_x=70.4N/mm^2 残留応力度 σ_s=80.1N/mm^2	応力度の制限値 σ_u=±300N/mm^2	0.50	OK
	基礎の安定（その 3）	地盤の破壊	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=4,249kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=11,344kN	0.37	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 引抜き力は発生しない	設計引抜き抵抗力 R_{ud}=1,445kN	—	OK
		水平安定	頂版天端	最大応答水平変位 2.2mm	1.2%L_A≦100mm 1.2%L_A=170mm⇒100mm	0.02	OK
		回転安定	頂版天端	最大応答回転角 0.12/1000	6/1000 rad	0.02	OK
		基礎部材等の破壊	鋼管矢板本管	鋼管矢板応力度 σ_x=66.2N/mm^2 残留応力度 σ_s=82.9N/mm^2	応力度の制限値 σ_u=±300N/mm^2	0.50	OK
	基礎の安定（その 4）	地盤の破壊	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=3,630kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=11,344kN	0.32	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 引抜き力は発生しない	設計引抜き抵抗力 R_{ud}=1,445kN	—	OK
		水平安定	頂版天端	最大応答水平変位 3.5mm	1.2%L_A≦100mm 1.2%L_A=170mm⇒100mm	0.04	OK
		回転安定	頂版天端	最大応答回転角 0.20/1000	6/1000 rad	0.03	OK
		基礎部材等の破壊	鋼管矢板本管	鋼管矢板応力度 σ_x=58.4N/mm^2 残留応力度 σ_s=82.9N/mm^2	応力度の制限値 σ_u=±300N/mm^2	0.47	OK

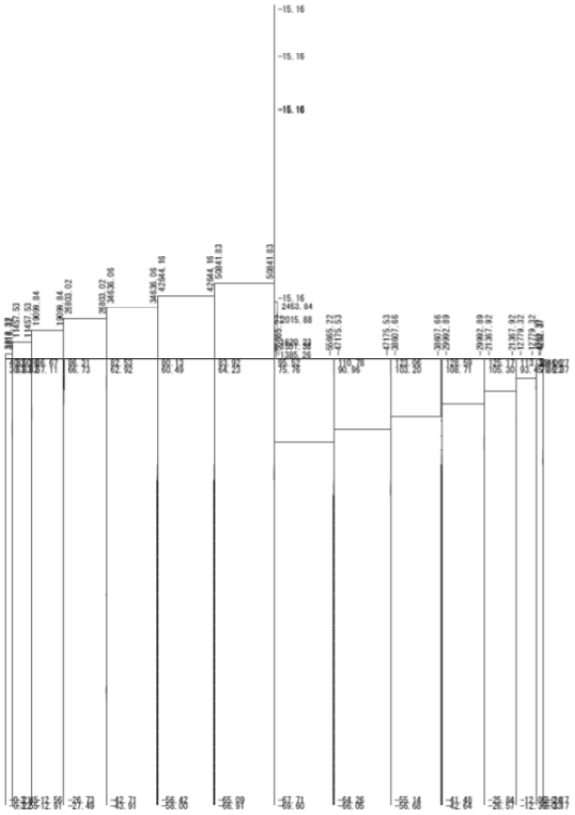
＊本設計例では非線形解析を実施しているため，構造解析係数 γ_a は 1.0 とする

ケース 3　安全性　基礎の安定（その 1）

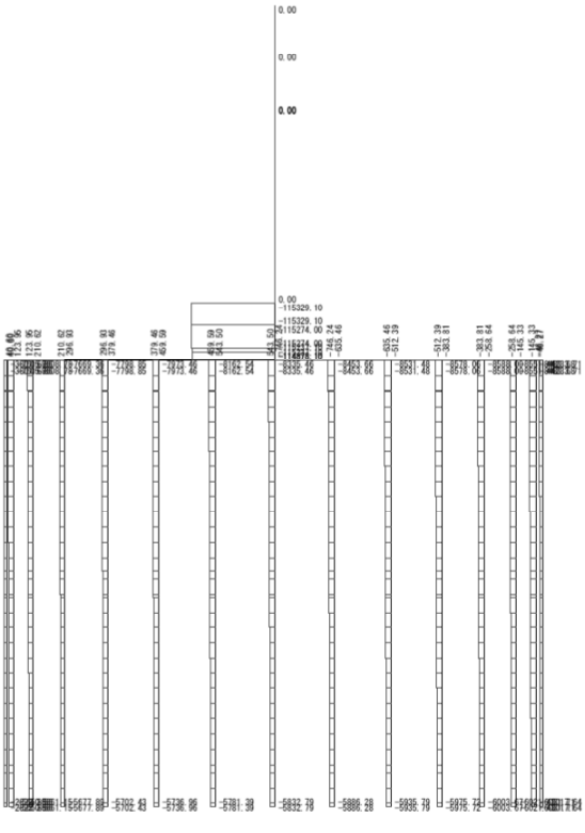
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

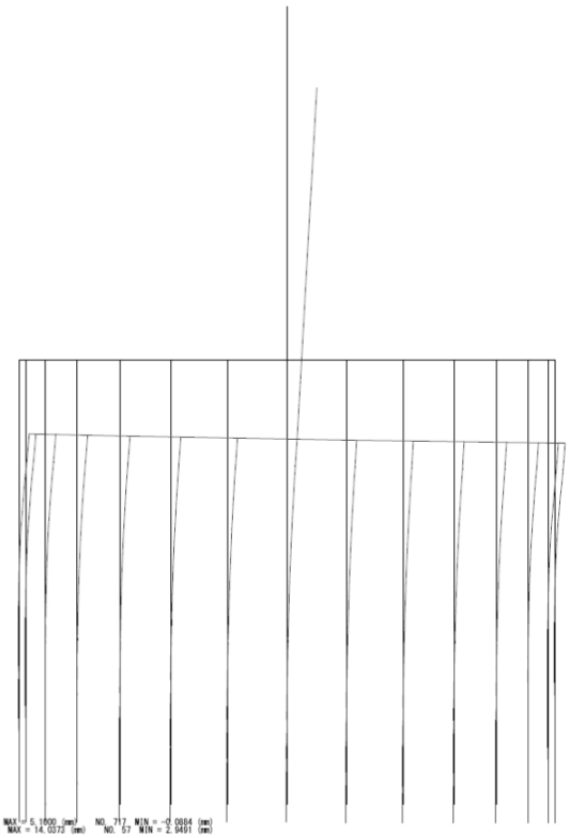
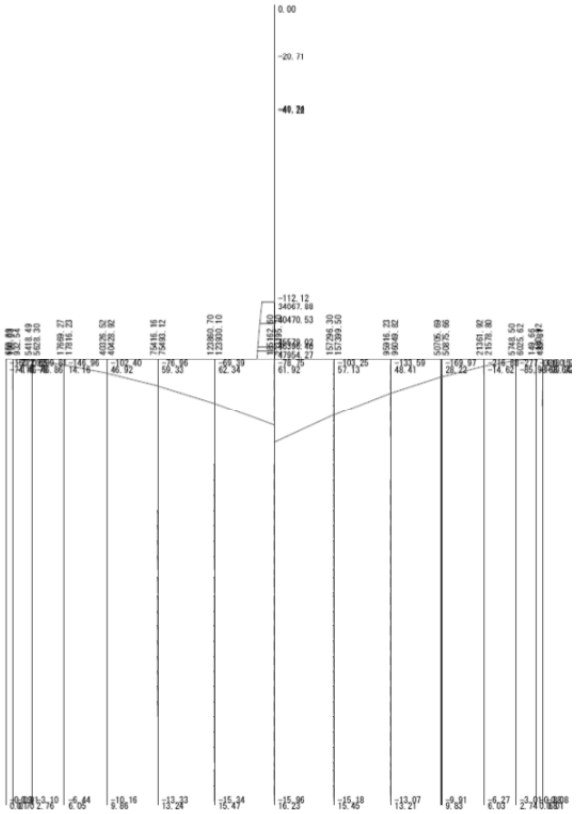


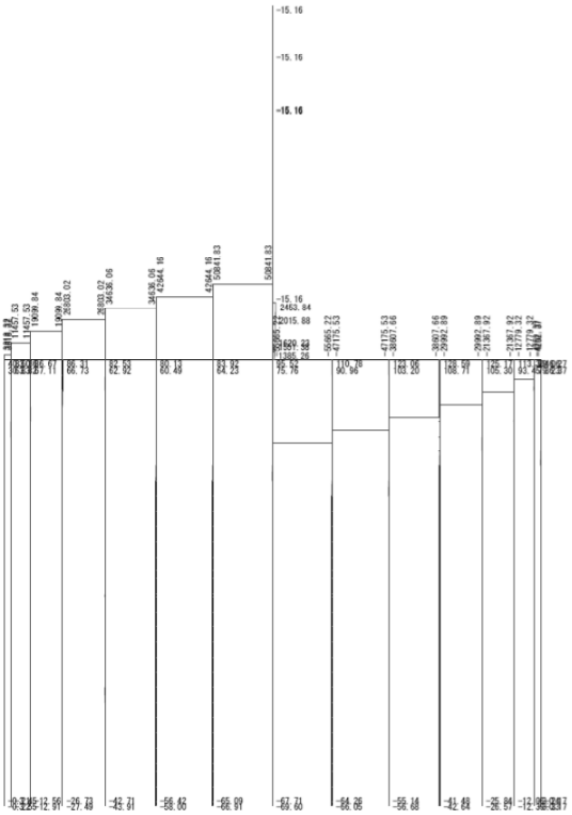
図 2-8 基礎の安全性の照査：基礎の安定 その 1

ケース 4　安全性　基礎の安定（その 2)

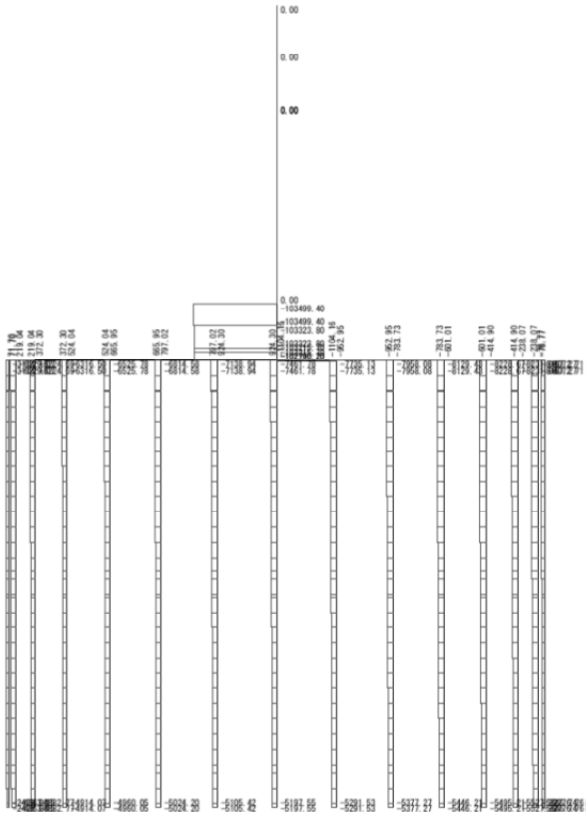
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

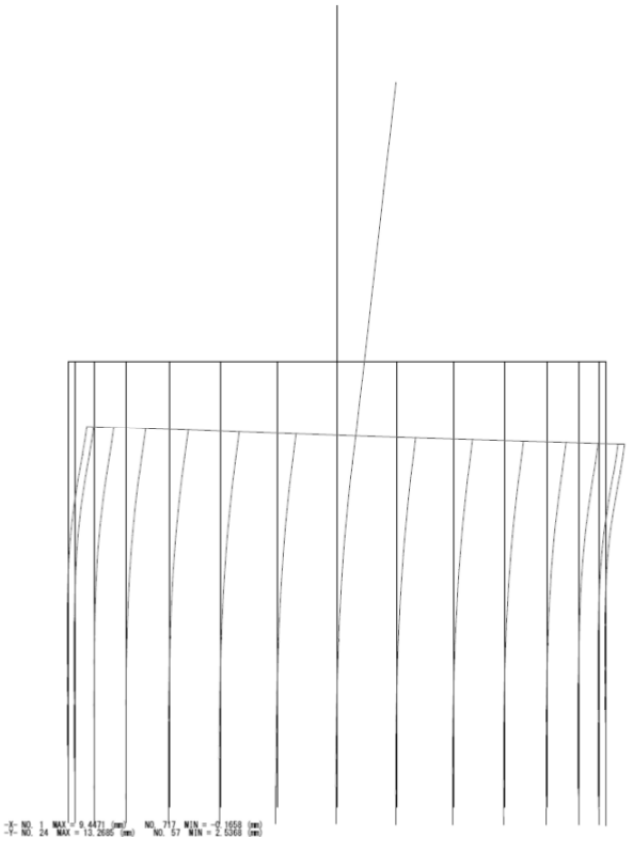
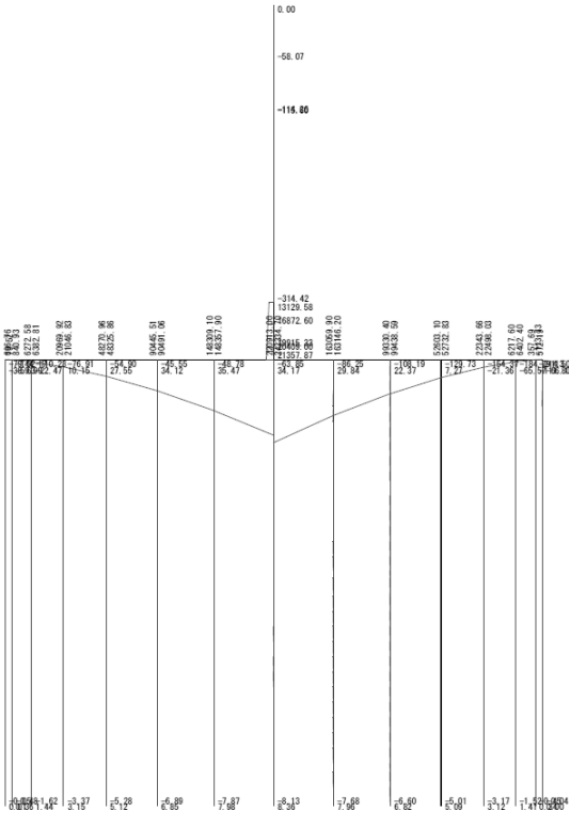


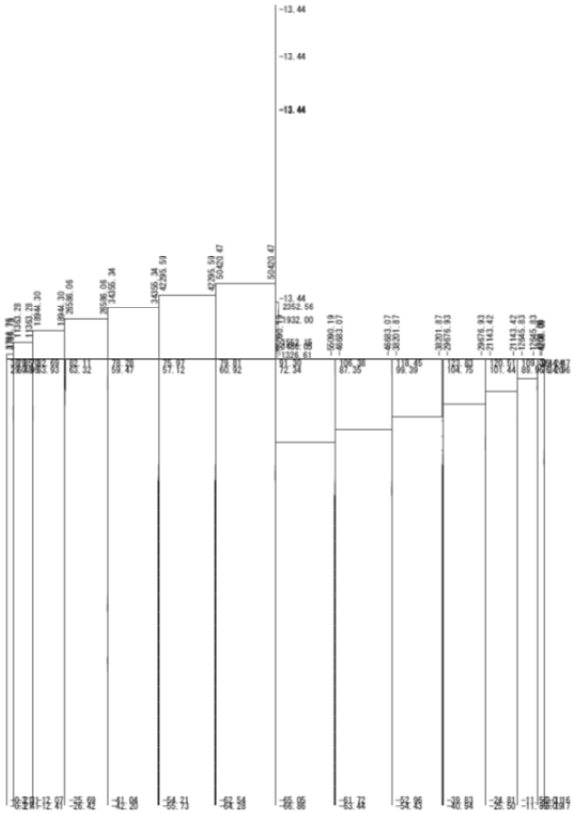
図 2-9 基礎の安全性の照査：基礎の安定 その 2

ケース 5　安全性　基礎の安定（その 3）

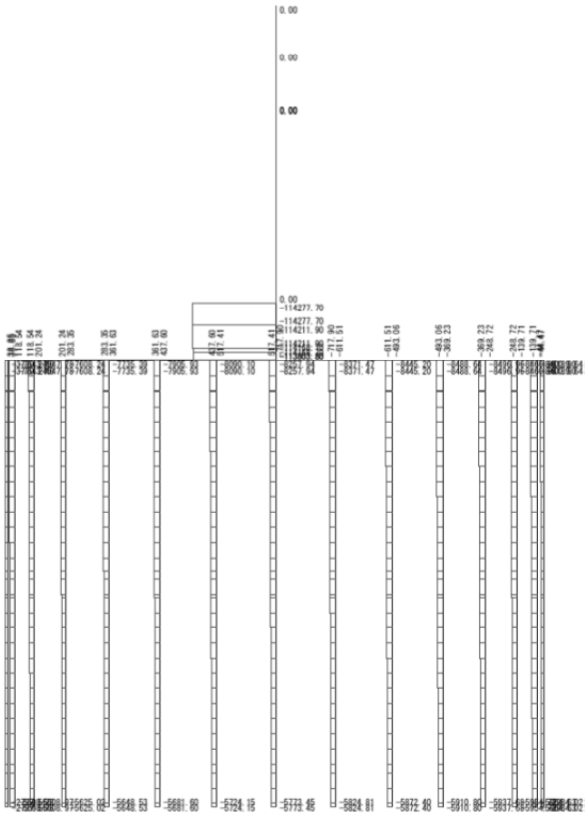
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

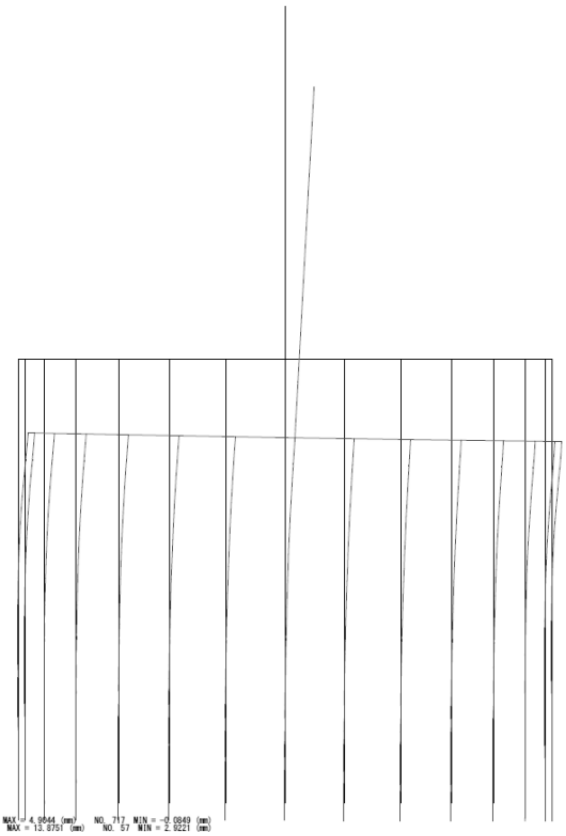
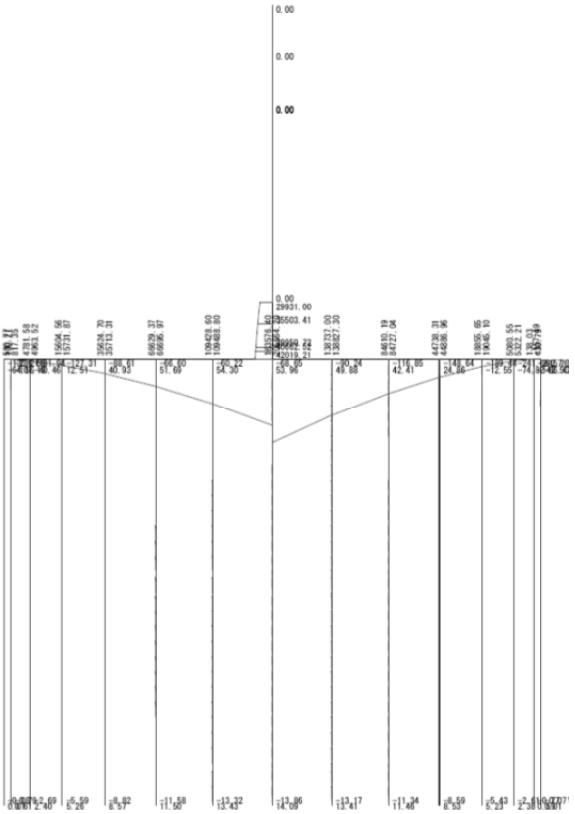


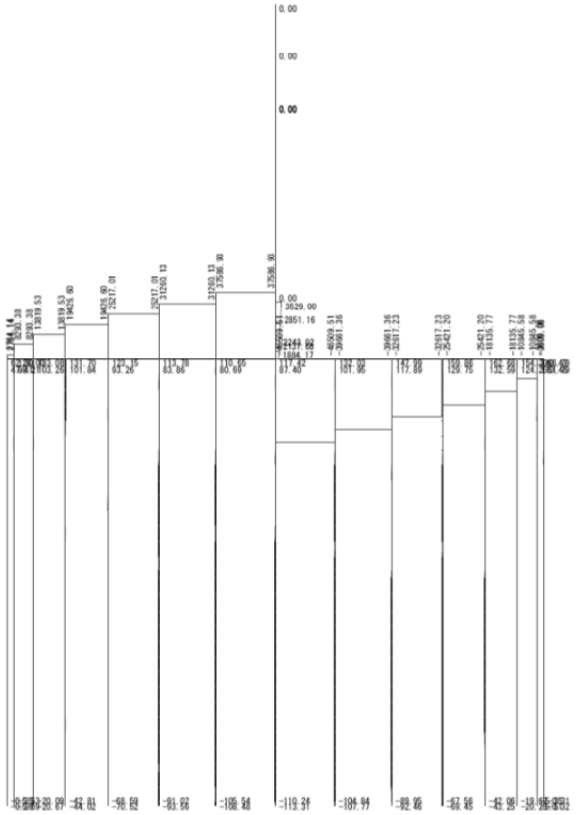
図 2-10 基礎の安全性の照査：基礎の安定 その 3

ケース 6　安全性　基礎の安定（その 4）

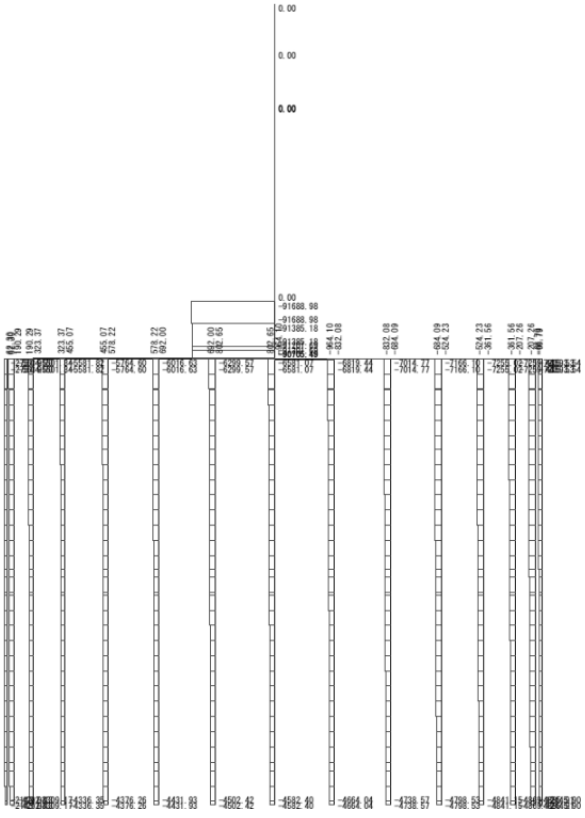
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

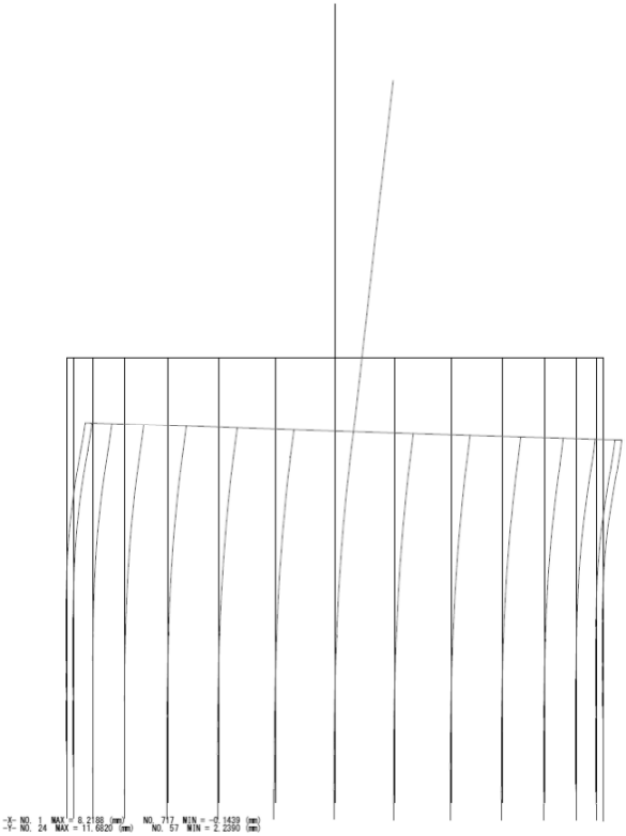


図 2-11 基礎の安全性の照査：基礎の安定 その 4

（2）耐震設計

1）要求性能と耐震設計フロー

橋梁および高架橋の耐震設計にあたって，新標準では地震時における要求性能として，すべての構造物に「安全性」が設定され，重要度の高い構造物には「復旧性」が設定されています。図 2-12 に橋梁および高架橋の一般的な耐震設計フローを示します。

表 2-32　新標準における要求性能

性能	設計地震動	内容	適用
復旧性	復旧性照査地震動	早期復旧	重要構造物
安全性	L2 地震動	崩壊防止	すべて
	L1 地震動	走行安全性に係る変位	すべて

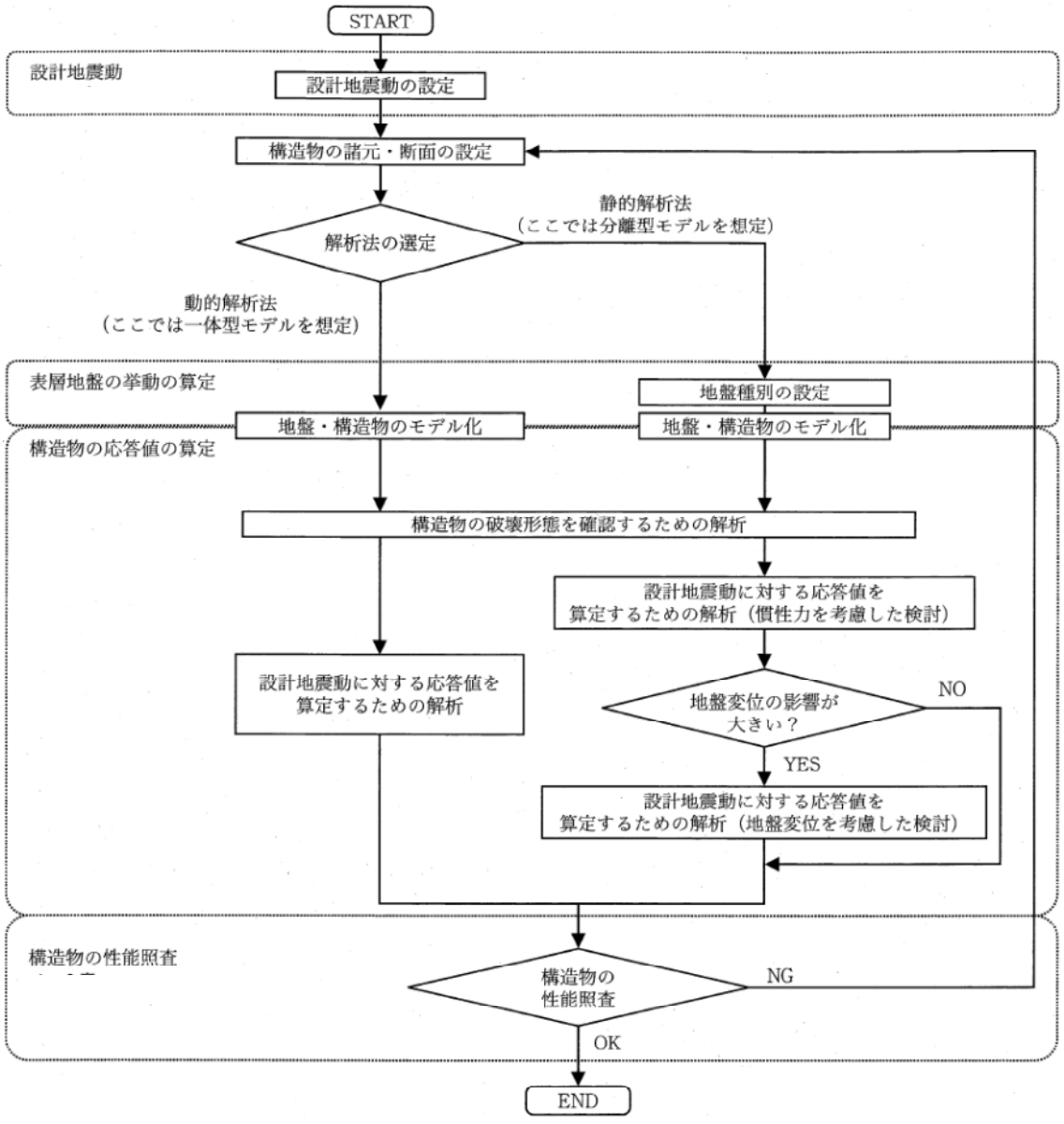


図 2-12　橋梁および高架橋の一般的な耐震設計フロー

２）群杭モデルによる応答値の算定

橋梁および高架橋の設計応答値の算定にあたって，本設計事例では，鉄道総研が監修しているJRKK（鋼管矢板基礎設計プログラム）を利用して群杭モデルの入力データを作成し，JRSNAP（静的非線形解析プログラム）を使用した静的非線形解析法を適用しています。図2-13に静的解析法による一般的な耐震設計フローを示します。

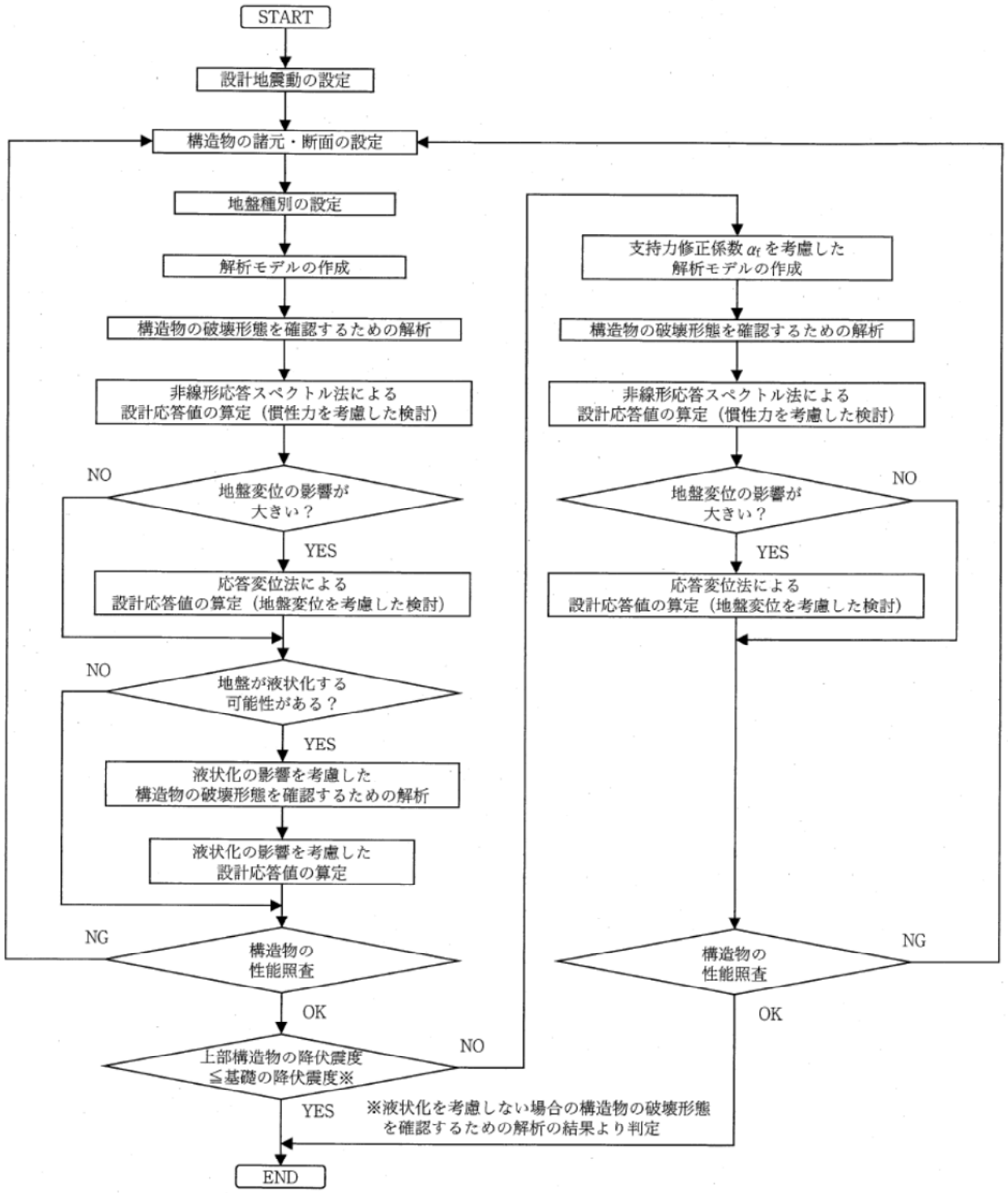


図 2-13　静的解析法による一般的な耐震設計フロー（地盤の液状化の可能性のある場合）

橋梁および高架橋の静的解析法では，地震作用として慣性力と地盤変位の影響を考慮した検討を行います。G0～G2 地盤を除く地盤に建設される深い基礎においては，地盤の硬軟によらず地盤変位の影響を考慮し，応答変位法にて算定します。ただし，設計事例 1（円形）では応答変位法は省略し，設計事例 2 （小判形）において実施しています。

（3）安全性（地震時）の性能照査

静的解析法における慣性力の影響は，非線形応答スペクトル法により算定します。手順は以下の通りです。

① 構造物のプッシュオーバー解析を行い，荷重-変位関係から，降伏震度および等価固有周期を算定
② 所要降伏震度スペクトルを用いて降伏震度と等価固有周期から応答塑性率を算定
③ 応答塑性率を降伏変位に乗じることで応答変位を算出する。この応答変位を基準として各照査指標に対応する設計応答値を算定

プッシュオーバー解析から得られた，く体天端における荷重-変位曲線を図 2-14 に，荷重-変位曲線の総括表を表 2-33 に示します。

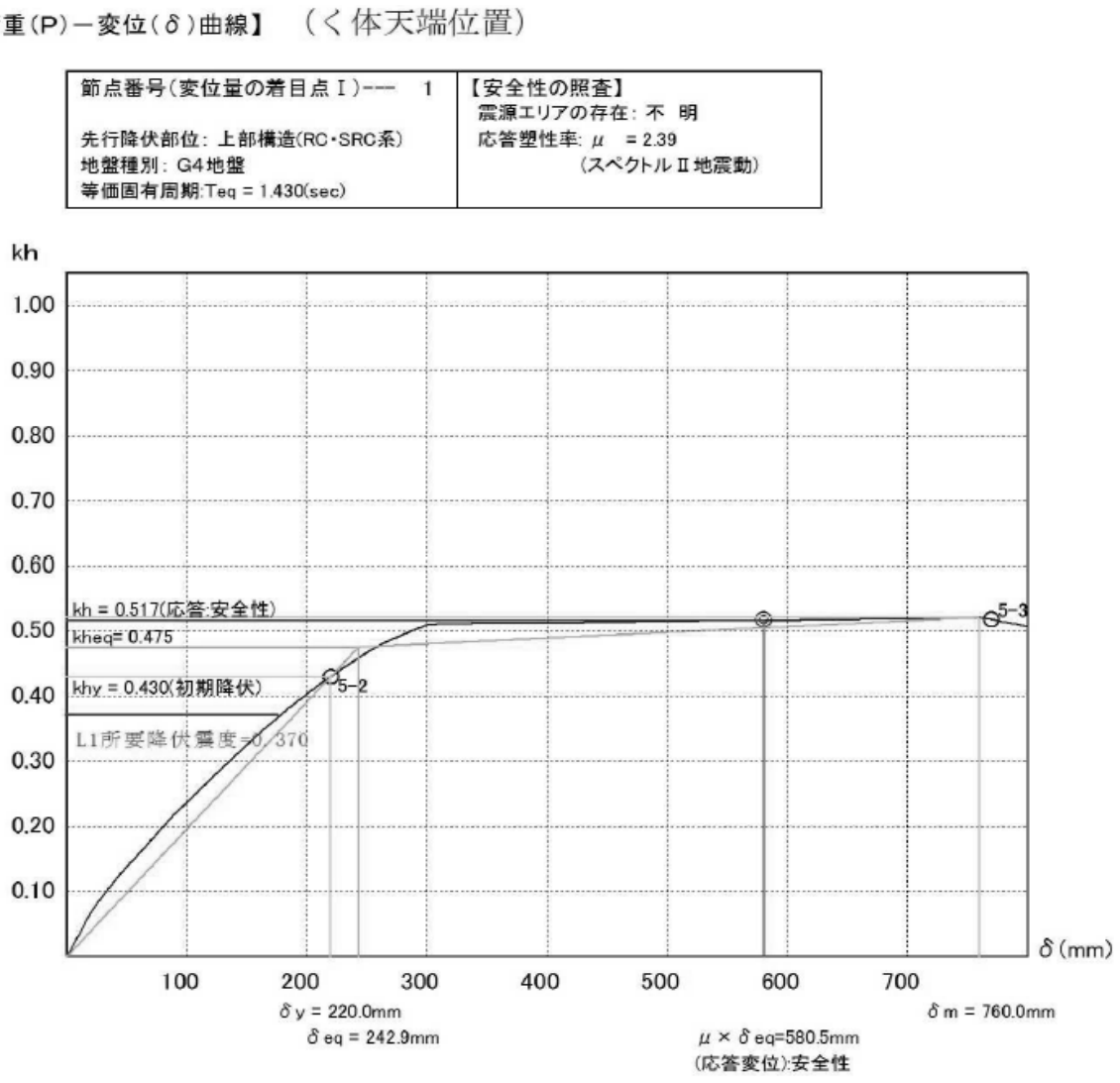


図 2-14 く体天端における荷重-変位曲線

表 2-33 く体天端の荷重-変位曲線　総括表

■節点番号:変位量の着目点 I =1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δ x(mm)	回転角 θ (‰rad)	状　態
0	0.000	0.000	0.000	
1	0.033	10.000	0.290	◇825-1◇921-1◇924-1◇1020-1◇1023-1◇1024-1◇1119-1◇
2	0.066	20.000	0.581	◇822-1◇925-1◇20-1◇1025-1◇21-1◇1114-1◇1124-1◇1125-
3	0.093	30.000	0.893	◇826-1◇19-1◇926-1◇1015-1◇1016-1◇1026-1◇1115-1◇
4	0.116	40.000	1.224	◇916-1◇927-1◇1027-1◇1127-1◇1227-1◇1326-1◇1425-1
5	0.137	50.000	1.556	◇18-1◇827-1◇917-1◇928-1◇1028-1◇1029-1◇1128-1
6	0.157	60.000	1.890	◇828-1◇929-1◇1327-1◇1426-1
7	0.178	70.000	2.224	◇726-1◇817-1◇930-1◇1129-1◇1228-1
8	0.198	80.000	2.558	◇818-1◇829-1◇1030-1◇1229-1◇1230-1◇1328-1◇1329-1◇
9	0.218	90.000	2.888	◇830-1◇1130-1◇1131-1◇1231-1◇1330-1◇1429-1
10	0.236	100.000	3.216	◇723-1◇931-1◇1031-1◇1032-1◇1132-1◇1232-1◇1331-1◇
11	0.255	110.000	3.540	◇831-1◇1033-1◇1133-1◇1332-1◇1431-1
12	0.272	120.000	3.862	◇1034-1◇1134-1◇1144-1◇1233-1◇1243-1◇1342-1◇1441-1
13	0.290	130.000	4.180	◇932-1◇933-1◇1045-1◇1343-1◇1442-1
14	0.307	140.000	4.495	◇1035-1◇1143-1◇1145-1◇1242-1◇1244-1◇1341-1◇1440-1
15	0.325	150.000	4.808	◇934-1
16	0.342	160.000	5.119	◇727-1◇1044-1◇1046-1◇1234-1◇1333-1◇1432-1
17	0.358	170.000	5.427	◇935-1◇1135-1◇57-2◇156-2◇255-2◇354-2
18	0.374	180.000	5.732	
19	0.389	190.000	6.036	◇832-1◇936-1◇946-1◇1235-1◇1334-1◇1433-1
20	0.403	200.000	6.339	◇55-1◇154-1◇1036-1◇1136-1◇1335-1◇1434-1◇453-2
21	0.417	210.000	6.638	◇54-1◇56-1◇153-1◇155-1◇252-1◇253-1◇254-1◇352-1◇
22	0.430	220.000	6.936	○5-2◇29-1◇30-1◇33-1◇128-1◇351-1◇947-1◇1137-1◇
23	0.443	230.000	7.231	◇10-1◇25-1◇26-1◇34-1◇35-1◇36-1◇11-1◇124-1◇129-1
24	0.455	240.000	7.522	◇37-1◇38-1◇39-1◇125-1◇135-1◇136-1◇137-1◇138-1◇
25	0.467	250.000	7.809	◇40-1◇47-1◇139-1◇146-1◇12-1◇223-1◇224-1◇236-1◇
26	0.477	260.000	8.094	◇41-1◇42-1◇43-1◇46-1◇48-1◇49-1◇50-1◇51-1◇140-1
27	0.486	270.000	8.377	◇44-1◇45-1◇52-1◇53-1◇143-1◇144-1◇151-1◇152-1◇
28	0.494	280.000	8.659	◇323-1◇337-1◇338-1◇339-1◇340-1◇341-1◇342-1◇348-1
29	0.502	290.000	8.939	◇429-1◇1038-1◇1140-1◇1240-1◇1339-1◇1438-1
30	0.509	300.000	9.219	◇425-1◇426-1◇430-1◇431-1◇432-1◇433-1◇434-1◇435-1
31	0.511	310.000	9.620	
32	0.511	320.000	10.036	◇444-1
33	0.511	330.000	10.456	
34	0.512	340.000	10.877	
35	0.512	350.000	11.298	
36	0.512	360.000	11.720	
37	0.512	370.000	12.142	◇445-1
38	0.512	380.000	12.564	◇14-1◇442-1
39	0.513	390.000	12.987	
40	0.513	400.000	13.409	

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

注記）JRKK（鋼管矢板井筒基礎設計プログラム）では，△：支持降伏（押込）▲：支持降伏（引抜）は表示されていません。

■節点番号:変位量の着目点 I =1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
41	0.513	410.000	13.833	
42	0.513	420.000	14.256	
43	0.513	430.000	14.679	◇421-1◇446-1
44	0.514	440.000	15.102	
45	0.514	450.000	15.524	
46	0.514	460.000	15.947	
47	0.514	470.000	16.370	◇549-1
48	0.515	480.000	16.791	◇422-1◇436-1
49	0.515	490.000	17.214	◇447-1
50	0.515	500.000	17.637	
51	0.515	510.000	18.060	
52	0.515	520.000	18.484	
53	0.516	530.000	18.907	
54	0.516	540.000	19.329	
55	0.516	550.000	19.752	◇448-1
56	0.516	560.000	20.175	
57	0.517	570.000	20.598	
58	0.517	580.000	21.020	
59	0.517	590.000	21.443	
60	0.517	600.000	21.865	◇449-1◇1439-1
61	0.517	610.000	22.288	◇437-1
62	0.518	620.000	22.710	◇438-1
63	0.518	630.000	23.132	◇1340-1
64	0.518	640.000	23.555	
65	0.518	650.000	23.978	
66	0.518	660.000	24.402	
67	0.519	670.000	24.824	◇439-1
68	0.519	680.000	25.246	
69	0.519	690.000	25.669	
70	0.519	700.000	26.092	
71	0.519	710.000	26.515	
72	0.520	720.000	26.938	◇440-1
73	0.520	730.000	27.359	◇1241-1
74	0.520	740.000	27.782	
75	0.520	750.000	28.205	
76	0.521	760.000	28.628	◇441-1
77	0.518	770.000	29.063	○5-3
78	0.514	780.000	29.496	
79	0.511	790.000	29.937	
80	0.507	800.000	30.378	

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

注記）JRKK（鋼管矢板井筒基礎設計プログラム）では，△：支持降伏（押込）▲：支持降伏（引抜）は表示されていません。

① 降伏震度の算定

構造物の降伏震度について，プッシュオーバー解析における荷重-変位曲線に明確な折れ曲がりが見られない場合，初期降伏点の震度を非線形応答スペクトル法で用いる降伏震度として使用すると，合理的に設計応答値を算定することができません。したがって，本設計例では，非線形応答スペクトル法で用いる降伏震度として，構造物全体系の折れ曲がり点に対応する震度 k_{heq} を用いることとします。

k_{heq}＝0.475

② 等価固有周期

等価固有周期は，プッシュオーバー解析によって得られた荷重-変位曲線において，次式により算定します。

$$T_{eq} = 2.0\pi\sqrt{\frac{W_{eq}/g}{K_{eq}}} \fallingdotseq 2.0\sqrt{\frac{\delta_{eq}}{k_{heq}}}$$

T_{eq} ：構造物の等価固有周期 (sec)
W_{eq} ：等価重量 (kN)
g ：重力加速度(=9.8) (m/s^2)
K_{eq} ：構造物の等価降伏剛性 (kN/m)

$$K_{eq} = \frac{W_{eq} \cdot k_{heq}}{\delta_{eq}}$$

δ_{eq} ：構造物全体系の折れ曲がり点に対応する変位(＝0.2429m)
k_{heq} ：構造物全体系の折れ曲がり点に対応する震度(＝0.475)

T_{eq}＝2.0×√(0.2429/0.475)＝1.430

③ 応答塑性率

応答塑性率は，図 2-15 の所要降伏震度スペクトルを用いて算出します。本構造系の折れ曲がり点に対応する水平震度 k_{heq}，等価固有周期 T_{eq} を求め，所要降伏震度スペクトルより応答塑性率 μ_d を読み取ります。本設計例では，μ_d＝2.39 となります。

水平震度 k_{heq}＝0.475，　等価固有周期 T_{eq}＝1.430 (sec)

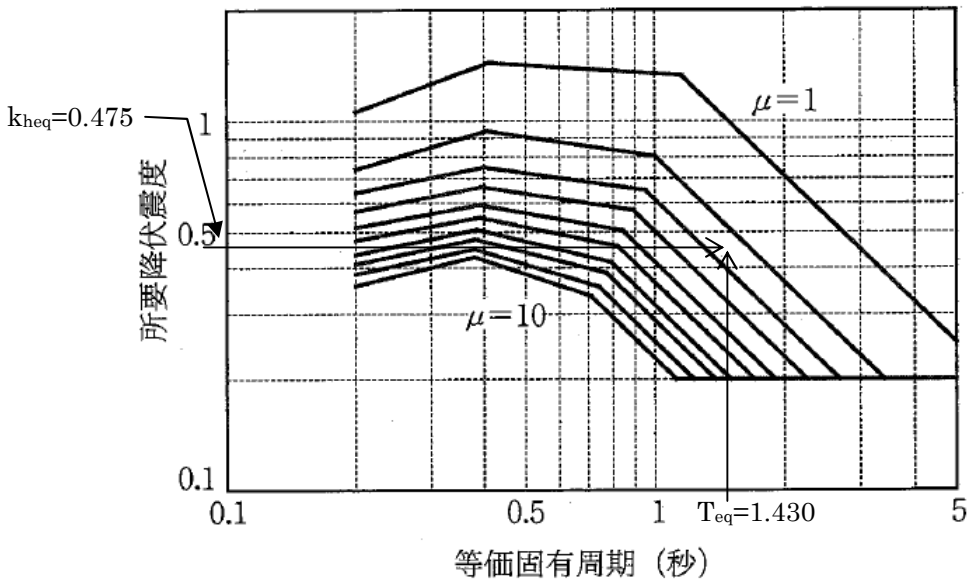


図 2-15　所要降伏震度スペクトル（G4 地盤，スペクトルⅡ，上部構造物：RC・SRC・CFT 系）

④　構造物の設計応答値

構造物全体系の折れ曲がり点に対応する変位 δ_{eq}, 応答塑性率 μ_d から最大応答変位 δ_d を算定します。最大応答変位 δ_d は 580.5mm となります。また，表 2-33 より最大応答震度は 0.517 となります。

$\delta_d = \delta_{eq} \cdot \mu_d$

δ_d　：構造物の応答変位　　(m)

μ_d　：応答塑性率

$\delta_d = 0.2429 \times 2.39 = 0.5805\text{m} = 580.5\text{mm}$

■節点番号:変位量の着目点 I =1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
58	0.517	580.000	21.020	
59	0.517	590.000	21.443	

頂版天端における荷重-変位曲線を図 2-16 に，荷重-変位曲線の総括表を表 2-34 に示します。

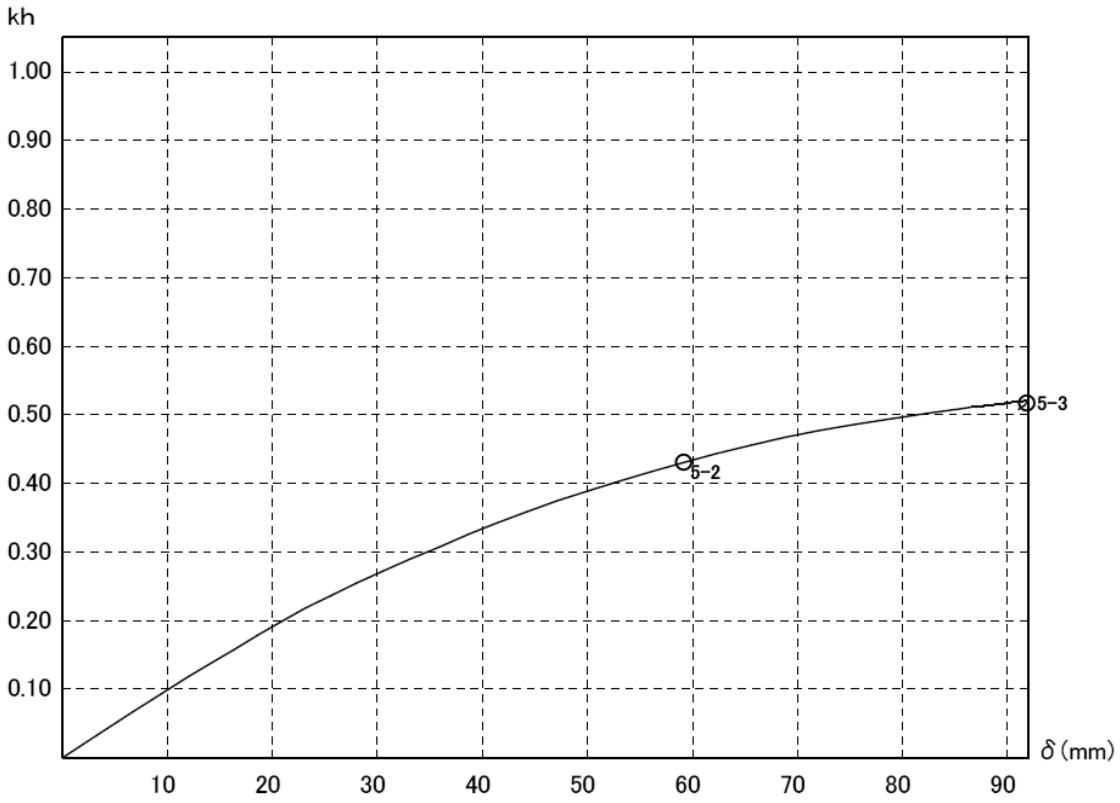


図 2-16　頂版天端における荷重-変位曲線

表 2-34 頂版天端の荷重-変位曲線　総括表

■節点番号:変位量の着目点 I =6

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δ x(mm)	回転角 θ (‰rad)	状　態
0	0.000	0.000	0.000	
1	0.033	3.315	0.216	◇825-1◇921-1◇924-1◇1020-1◇1023-1◇1024-1◇1119-1◇
2	0.066	6.632	0.432	◇822-1◇925-1◇20-1◇1025-1◇21-1◇1114-1◇1124-1◇1125-
3	0.093	9.408	0.613	◇826-1◇19-1◇926-1◇1015-1◇1016-1◇1026-1◇1115-1◇
4	0.116	11.757	0.777	◇916-1◇927-1◇1027-1◇1127-1◇1227-1◇1326-1◇1425-1
5	0.137	14.051	0.951	◇18-1◇827-1◇917-1◇928-1◇1028-1◇1029-1◇1128-1
6	0.157	16.314	1.129	◇828-1◇929-1◇1327-1◇1426-1
7	0.178	18.569	1.310	◇726-1◇817-1◇930-1◇1129-1◇1228-1
8	0.198	20.824	1.493	◇818-1◇829-1◇1030-1◇1229-1◇1230-1◇1328-1◇1329-1◇
9	0.218	23.158	1.678	◇830-1◇1130-1◇1131-1◇1231-1◇1330-1◇1429-1
10	0.236	25.549	1.865	◇723-1◇931-1◇1031-1◇1032-1◇1132-1◇1232-1◇1331-1◇
11	0.255	28.026	2.053	◇831-1◇1033-1◇1133-1◇1332-1◇1431-1
12	0.272	30.559	2.241	◇1034-1◇1134-1◇1144-1◇1233-1◇1243-1◇1342-1◇1441-1
13	0.290	33.168	2.430	◇932-1◇933-1◇1045-1◇1343-1◇1442-1
14	0.307	35.852	2.619	◇1035-1◇1143-1◇1145-1◇1242-1◇1244-1◇1341-1◇1440-1
15	0.325	38.589	2.808	◇934-1
16	0.342	41.366	2.997	◇727-1◇1044-1◇1046-1◇1234-1◇1333-1◇1432-1
17	0.358	44.206	3.192	◇935-1◇1135-1◇57-2◇156-2◇255-2◇354-2
18	0.374	47.108	3.392	
19	0.389	50.043	3.591	◇832-1◇936-1◇946-1◇1235-1◇1334-1◇1433-1
20	0.403	53.008	3.791	◇55-1◇154-1◇1036-1◇1136-1◇1335-1◇1434-1◇453-2
21	0.417	56.048	3.995	◇54-1◇56-1◇153-1◇155-1◇252-1◇253-1◇254-1◇352-1◇
22	0.430	59.111	4.200	○5-2◇29-1◇30-1◇33-1◇128-1◇351-1◇947-1◇1137-1◇
23	0.443	62.256	4.406	◇10-1◇25-1◇26-1◇34-1◇35-1◇36-1◇11-1◇124-1◇129-1
24	0.455	65.486	4.612	◇37-1◇38-1◇39-1◇125-1◇135-1◇136-1◇137-1◇138-1◇
25	0.467	68.788	4.819	◇40-1◇47-1◇139-1◇146-1◇12-1◇223-1◇224-1◇236-1◇
26	0.477	72.152	5.031	◇41-1◇42-1◇43-1◇46-1◇48-1◇49-1◇50-1◇51-1◇140-1
27	0.486	75.568	5.253	◇44-1◇45-1◇52-1◇53-1◇143-1◇144-1◇151-1◇152-1◇
28	0.494	79.004	5.477	◇323-1◇337-1◇338-1◇339-1◇340-1◇341-1◇342-1◇348-1
29	0.502	82.475	5.703	◇429-1◇1038-1◇1140-1◇1240-1◇1339-1◇1438-1
30	0.509	85.947	5.930	◇425-1◇426-1◇430-1◇431-1◇432-1◇433-1◇434-1◇435-1
31	0.511	86.561	5.969	
32	0.511	86.831	5.989	◇444-1
33	0.511	87.023	6.002	
34	0.512	87.168	6.012	
35	0.512	87.330	6.022	
36	0.512	87.453	6.031	
37	0.512	87.578	6.040	◇445-1
38	0.512	87.700	6.049	◇14-1◇442-1
39	0.513	87.806	6.055	
40	0.513	87.937	6.063	

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

■節点番号:変位量の着目点 I =6

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
41	0.513	88.039	6.070	
42	0.513	88.138	6.077	
43	0.513	88.253	6.085	◇421-1◇446-1
44	0.514	88.355	6.091	
45	0.514	88.483	6.099	
46	0.514	88.585	6.106	
47	0.514	88.693	6.114	◇549-1
48	0.515	88.843	6.123	◇422-1◇436-1
49	0.515	88.961	6.130	◇447-1
50	0.515	89.063	6.137	
51	0.515	89.157	6.143	
52	0.515	89.251	6.150	
53	0.516	89.350	6.156	
54	0.516	89.480	6.164	
55	0.516	89.597	6.172	◇448-1
56	0.516	89.700	6.179	
57	0.517	89.801	6.185	
58	0.517	89.937	6.194	
59	0.517	90.046	6.201	
60	0.517	90.169	6.210	◇449-1◇1439-1
61	0.517	90.274	6.218	◇437-1
62	0.518	90.415	6.226	◇438-1
63	0.518	90.539	6.234	◇1340-1
64	0.518	90.643	6.241	
65	0.518	90.743	6.248	
66	0.518	90.842	6.254	
67	0.519	90.974	6.262	◇439-1
68	0.519	91.096	6.270	
69	0.519	91.201	6.277	
70	0.519	91.308	6.284	
71	0.519	91.412	6.291	
72	0.520	91.524	6.298	◇440-1
73	0.520	91.668	6.308	◇1241-1
74	0.520	91.779	6.315	
75	0.520	91.886	6.322	
76	0.521	91.999	6.330	◇441-1
77	0.518	91.802	6.312	○5-3
78	0.514	91.670	6.295	
79	0.511	91.356	6.272	
80	0.507	91.018	6.249	

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

プッシュオーバー解析から得られた荷重-変位曲線に基づき，安全性（地震時）に対して性能照査を行います。照査結果については表 2-35 に，モーメント図，せん断力図，軸力図，変位図については図 2-17 にまとめます。

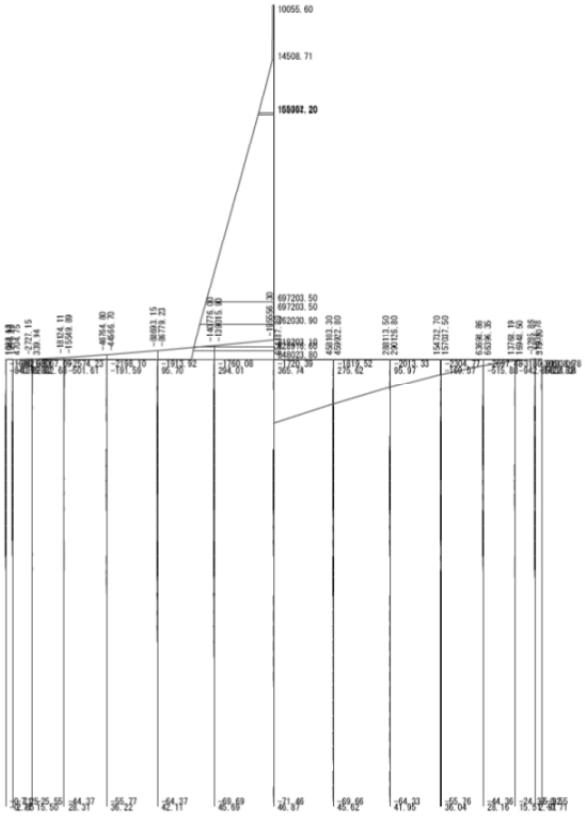
表 2-35 基礎の安全性（地震時）の照査

L2 地震動の水平震度 0.517

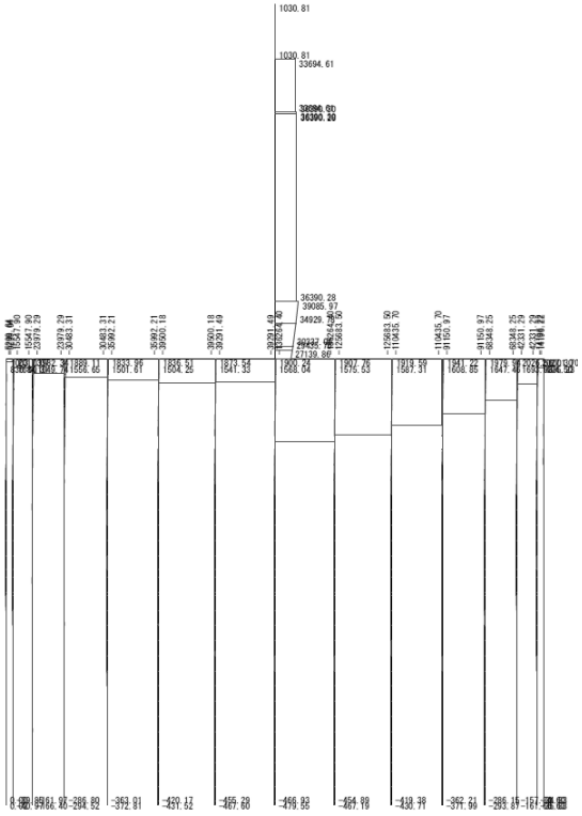
要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目		照査指標			照査結果	
			着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	I_{Rd}／I_{Ld}	判定
安全性	基礎の安定	地盤の破壊	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=14,183kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=17,656kN	0.80	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 照査不要	設計引抜き抵抗 照査不要	—	OK
		水平安定	頂版天端	最大応答水平変位 90.3mm	10%L_A 10%L_A=1,413mm	0.06	OK
		回転安定	頂版天端	最大応答回転角 6.2/1000	30/1000 rad	0.21	OK
		基礎部材等の破壊	鋼管矢板本管	設計曲率 損傷レベル 2	損傷レベル 3	損傷レベル 2 ≦損傷レベル 3	OK

安全性（地震時）　kh=0.517（最大応答震度）

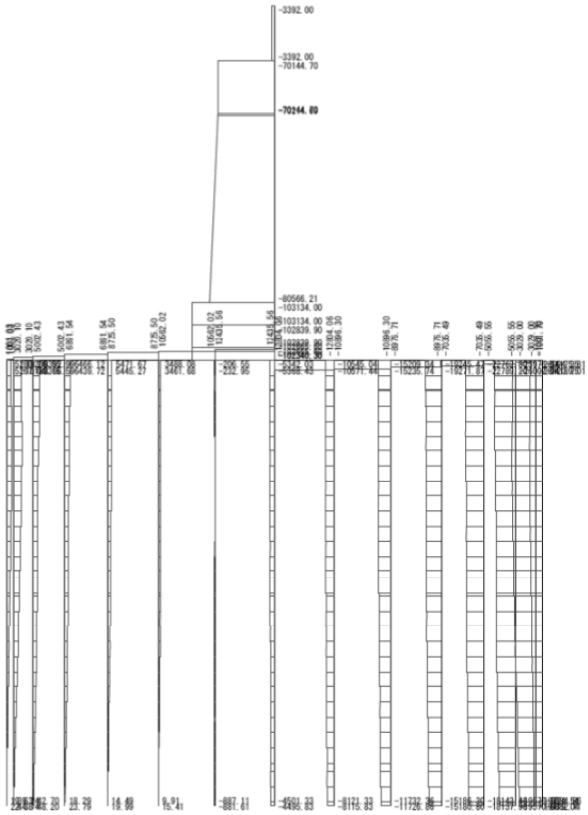
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

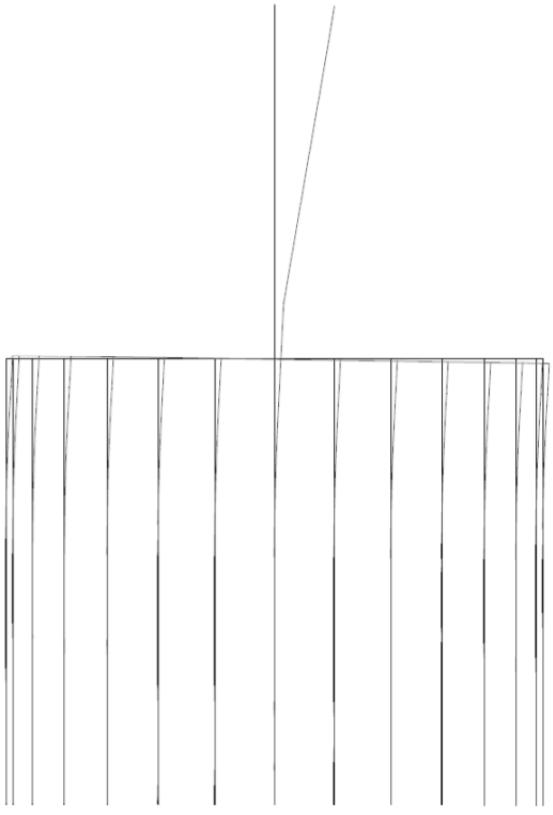


図 2-17　安全性（地震時）の照査

（4）復旧性の性能照査：性能レベル 1

G4 地盤に対する L1 地震動における地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル（減衰定数 h=0.05）を表 2-36 に示します。

表 2-36 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル（L1 地震動）

周期 T(s)	応答加速度(gal)
0.1≦T<0.25	$681\times T^{0.44}$
0.25≦T≦1.4	370
1.4<T	$518\times T^{-1.0}$

等価固有周期 T_{eq} は，プッシュオーバー解析によって T_{eq}=1.430 と求められているため，応答加速度は $518\times 1.43^{-1.0}$=362gal となります。

したがって，L1 地震動の設計水平震度は 362/980=0.370 となり，プッシュオーバー解析から得られた荷重-変位曲線に基づき，本設計水平震度にて照査を行います。照査結果については表 2-37 に，モーメント図，せん断力図，軸力図，変位図については図 2-18 にまとめます。本設計水平震度にて照査を行います。

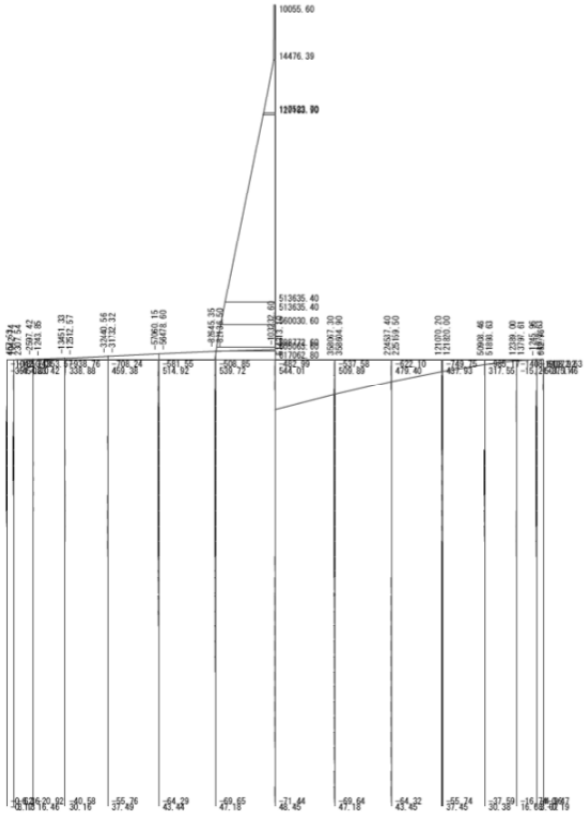
表 2-37 基礎の復旧性の照査：性能レベル 1

L1 地震動の所要換算水平震度 0.370

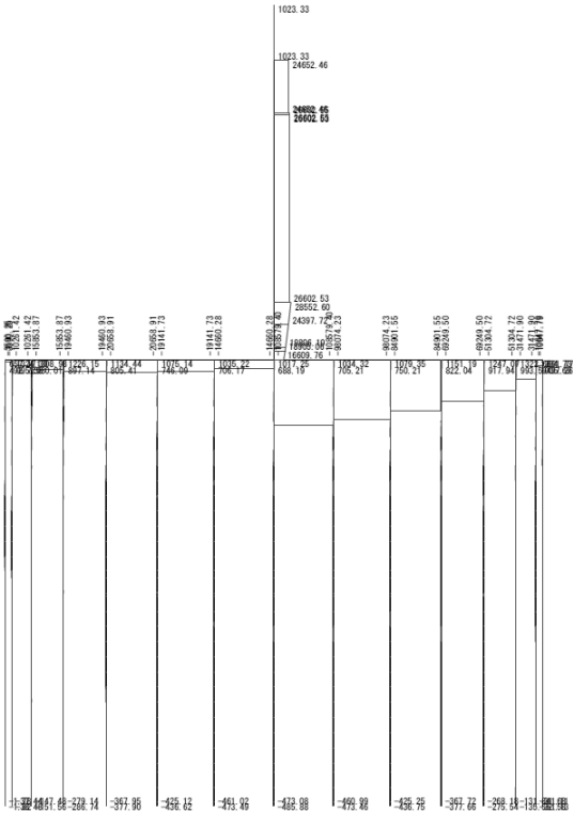
要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目		照査指標			照査結果	
			着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	I_{Rd}/I_{Ld}	判定
復旧性 性能レベル 1	基礎の残留変位	残留鉛直変位	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=10,628kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=11,736kN	0.91	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 V_{ud}=1,852kN	設計引抜き抵抗 R_{ud}=2,223kN	0.83	OK
		残留水平変位	頂版天端	最大応答水平変位 47.1mm	1.2～2%L_A≦100mm 1.2%L_A=170mm⇒100mm	0.47	OK
		残留傾斜	頂版天端	最大応答回転角 3.4/1000	6～10/1000 rad	0.58 (3.4/6)	OK
		基礎部材等の損傷	鋼管矢板本管	設計曲率 損傷レベル 1	損傷レベル 1	損傷レベル 1 ≦損傷レベル 1	OK
				鋼管矢板応力度 σ_x=214.6N/mm^2 残留応力度 σ_s=80.1N/mm^2	応力度の制限値 σ_u=±300N/mm^2	0.98	OK

復旧性（性能レベル 1）　kh=0.370　（L1 所要降伏震度）

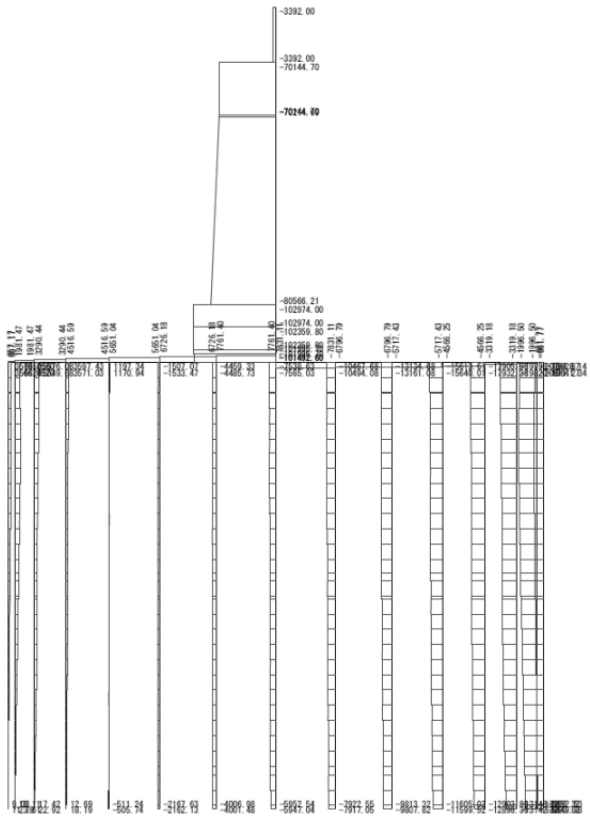
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

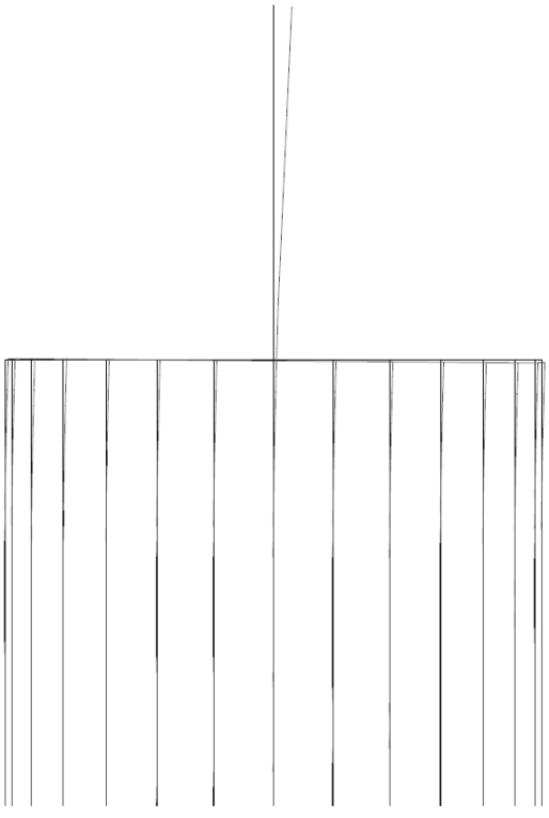


図 2-18　基礎の復旧性（性能レベル 1）の照査

（5）復旧性の性能照査：性能レベル 2

安全性（地震時）と同様に， プッシュオーバー解析から得られた荷重-変位曲線に基づき，L2 地震動の水平震度にて性能照査を行います。照査結果については表 2-38 に，モーメント図，せん断力図，軸力図，変位図については図 2-19 にまとめます。

表 2-38 基礎の復旧性の照査：性能レベル 2

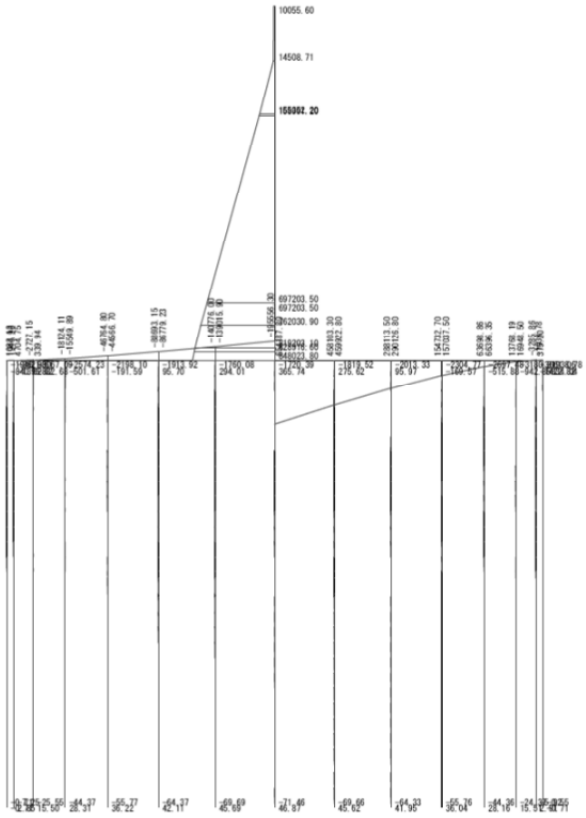
L2 地震動の水平震度 0.517

要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目		照査指標			照査結果	
			着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	I_{Rd}/I_{Ld}	判定
復旧性 性能レベル 2	基礎の 残留変位	残留鉛直変位	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=14,183kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=15,787kN	0.90	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 照査不要	設計引抜き抵抗 照査不要	—	OK
		残留水平変位	頂版天端	最大応答水平変位 90.3mm	4.8～8%L_A≦400mm 4.8%L_A=678mm⇒400mm	0.23	OK
		残留傾斜	頂版天端	最大応答回転角 6.2/1000	20/1000 rad	0.31	OK
		基礎部材等の 損傷	鋼管矢板 本管	設計曲率 損傷レベル 1	損傷レベル 2	損傷レベル 1 ≦損傷レベル 2	OK

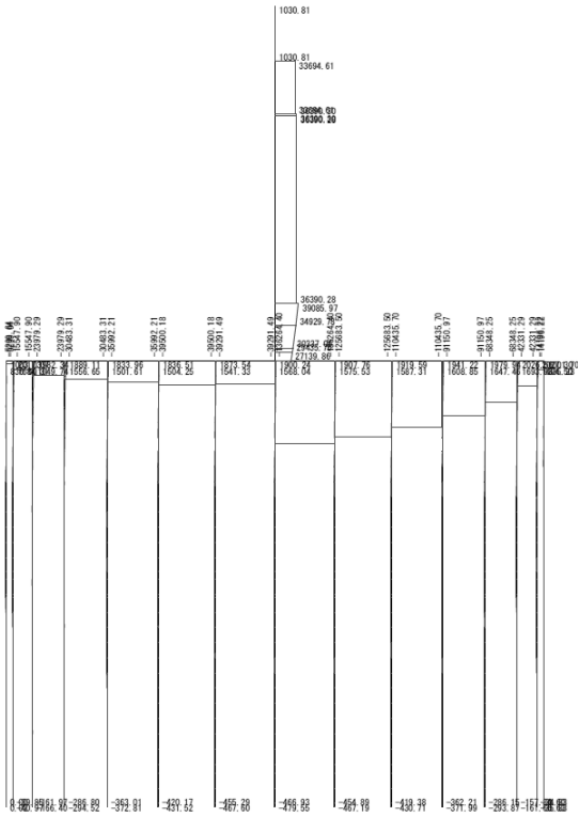
注記）本設計事例においては，地域別係数が 1.00 のため，安全性（地震時）の照査と，復旧性の照査：性能レベル 2 の照査結果は同値となります。

復旧性（性能レベル 2）

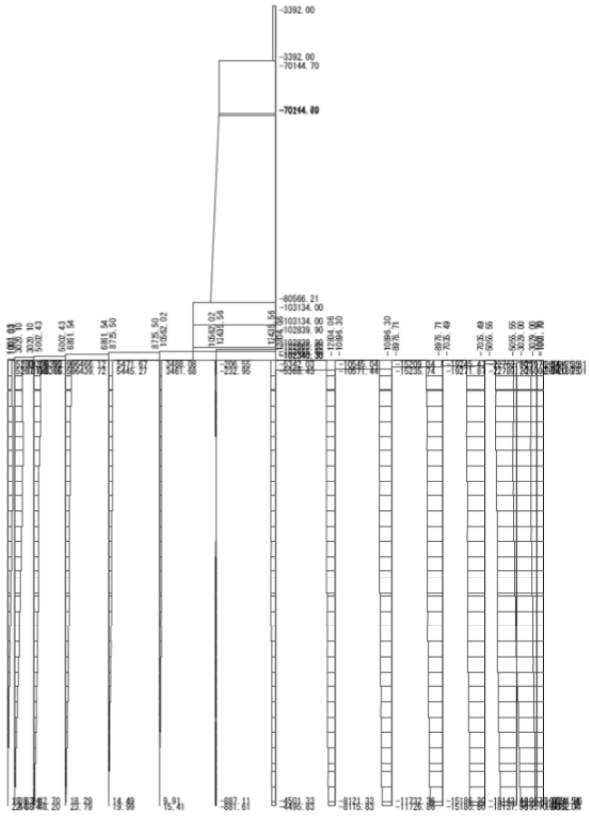
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

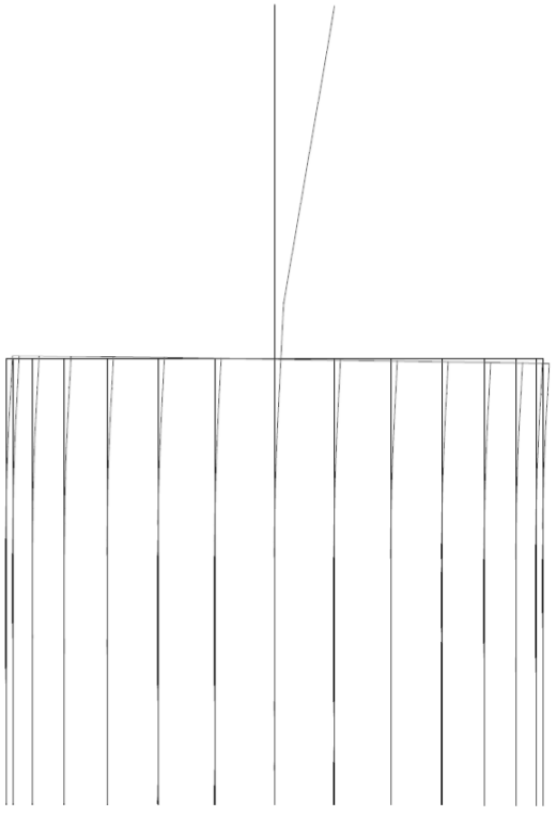


図 2-19　基礎の復旧性（性能レベル 2）の照査

（６）液状化時の性能照査

１）安全性（地震時）の性能照査

プッシュオーバー解析から得られた，く体天端における荷重-位曲線を図 2-20 に，荷重-変位曲線の総括表を表 2-39 に示します。

【荷重(P)ー変位(δ)曲線】（く体天端位置）

節点番号(変位量の着目点Ⅰ)----- 1 先行降伏部位:基礎構造物(杭・ケーソン系) 地盤種別:G4地盤 等価固有周期 Teq = 1.711(sec)	【安全性の照査】 震源エリアの存在:不明 応答塑性率:μ= 1.1 （スペクトルⅡ地震動）

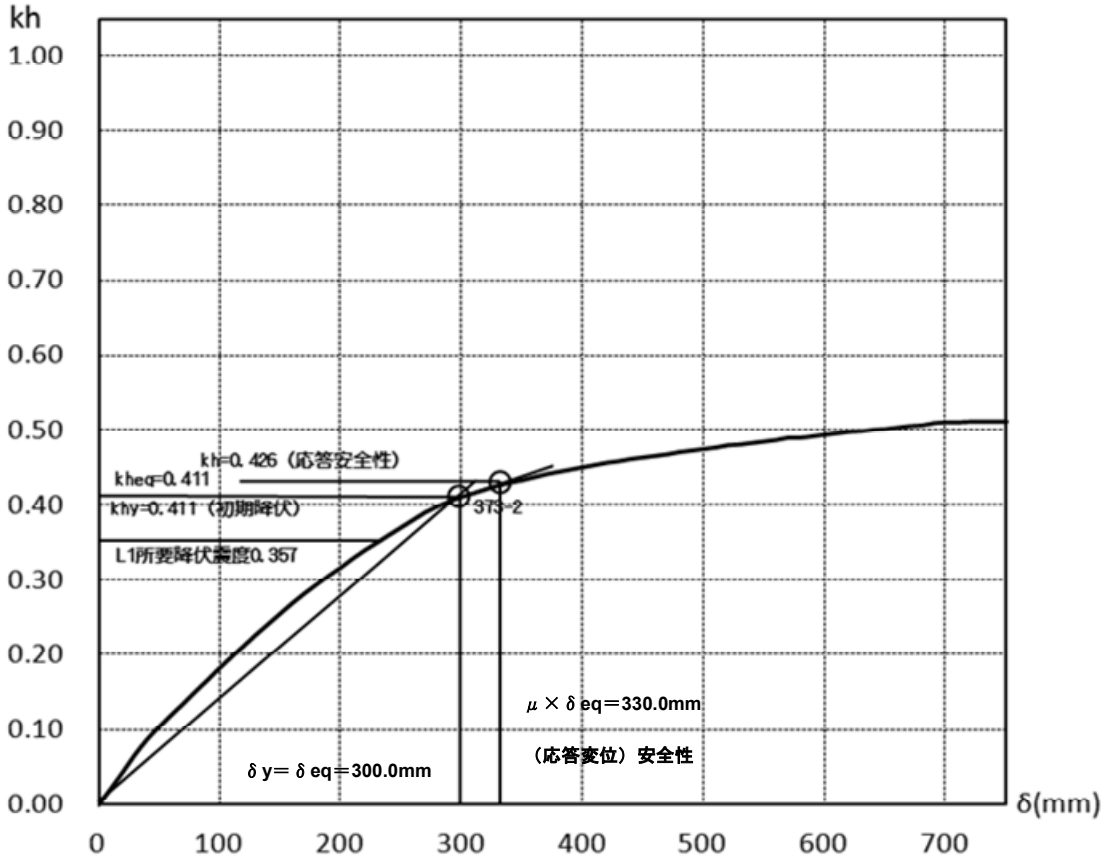


図 2-20　く体天端における荷重-変位曲線

表 2-39 く体天端の荷重-変位曲線　総括表

■節点番号:変位量の着目点 I =1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
0	0.000	0.000	0.000	
1	0.022	10.000	0.260	◇866-1◇874-1◇875-1◇971-1◇979-1◇980-1◇1076-1◇1085-
2	0.044	20.000	0.519	◇981-1◇982-1◇1075-1◇1087-1◇1088-1◇1180-1◇1193-1◇
3	0.067	30.000	0.778	◇769-1◇876-1◇970-1◇983-1◇1089-1◇1194-1◇1195-1◇
4	0.087	40.000	1.052	◇877-1◇984-1◇1090-1
5	0.104	50.000	1.348	◇865-1◇878-1◇985-1◇1301-1◇1406-1◇1511-1
6	0.120	60.000	1.645	◇761-1◇1196-1
7	0.135	70.000	1.941	◇879-1◇1091-1◇1302-1◇1303-1◇1407-1◇1408-1◇1512-1◇
8	0.151	80.000	2.236	◇770-1◇1197-1◇1198-1◇1304-1◇1409-1◇1514-1
9	0.166	90.000	2.530	◇880-1◇986-1◇1092-1◇1093-1◇1199-1◇1305-1◇1410-1◇
10	0.182	100.000	2.823	◇1094-1◇1200-1◇1411-1◇1516-1
11	0.197	110.000	3.113	◇1201-1◇1306-1◇1316-1◇1421-1◇1526-1
12	0.212	120.000	3.401	◇987-1◇988-1◇1095-1◇1211-1
13	0.227	130.000	3.687	◇1096-1◇1106-1◇1212-1◇1315-1◇1317-1◇1420-1◇1422-1
14	0.241	140.000	3.972	◇989-1◇1210-1
15	0.255	150.000	4.253	◇1107-1◇1412-1◇1517-1
16	0.269	160.000	4.529	◇990-1◇1105-1◇1307-1
17	0.282	170.000	4.800	◇881-1◇1202-1◇58-2◇163-2◇268-2
18	0.294	180.000	5.065	◇373-2
19	0.306	190.000	5.326	◇991-1◇1001-1◇1308-1◇1413-1◇1518-1
20	0.317	200.000	5.585	◇1519-1
21	0.329	210.000	5.841	◇56-1◇57-1◇161-1◇162-1◇266-1◇267-1◇1097-1◇1203-1
22	0.340	220.000	6.097	◇55-1◇160-1◇265-1◇371-1◇372-1◇1415-1◇1520-1
23	0.350	230.000	6.351	◇26-1◇30-1◇34-1◇370-1◇1002-1◇1204-1◇1310-1
24	0.360	240.000	6.605	◇25-1◇35-1◇36-1◇37-1◇131-1◇135-1◇139-1◇140-1◇141-
25	0.370	250.000	6.859	◇38-1◇39-1◇40-1◇130-1◇143-1◇144-1◇145-1◇236-1◇
26	0.380	260.000	7.111	◇41-1◇48-1◇153-1◇235-1◇248-1◇249-1◇250-1◇476-1◇
27	0.390	270.000	7.362	◇42-1◇43-1◇47-1◇49-1◇50-1◇51-1◇146-1◇147-1◇148-1
28	0.398	280.000	7.615	◇44-1◇45-1◇46-1◇52-1◇53-1◇54-1◇149-1◇150-1◇151-1
29	0.405	290.000	7.869	◇340-1◇356-1◇362-1◇364-1◇365-1◇366-1◇367-1◇368-1
30	0.411	300.000	8.124	○373-2◇357-1◇358-1◇359-1◇360-1◇361-1◇369-1◇1099-1
31	0.416	310.000	8.380	◇1207-1◇1314-1◇1419-1◇1524-1
32	0.421	320.000	8.635	◇446-1◇454-1◇455-1◇456-1◇457-1◇458-1◇459-1◇460-1
33	0.426	330.000	8.890	○5-2◇467-1◇469-1◇470-1◇471-1◇582-1◇1100-1◇1208-1
34	0.430	340.000	9.145	◇445-1◇461-1◇462-1◇463-1◇464-1◇472-1◇473-1◇474-1
35	0.433	350.000	9.402	◇465-1◇466-1
36	0.437	360.000	9.657	◇1101-1
37	0.441	370.000	9.912	◇883-1
38	0.444	380.000	10.169	○338-2◇688-2
39	0.447	390.000	10.425	◇559-1◇560-1◇561-1◇562-1◇1102-1
40	0.450	400.000	10.681	◇551-1◇563-1◇564-1◇565-1◇573-1◇574-1

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)

△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)

□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)

◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

■節点番号:変位量の着目点Ⅰ=1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
41	0.453	410.000	10.937	◇550-1◇566-1◇572-1◇575-1◇576-1◇577-1
42	0.456	420.000	11.192	◇567-1◇568-1◇569-1◇570-1◇578-1◇579-1
43	0.458	430.000	11.449	◇571-1◇1103-1◇1108-1
44	0.461	440.000	11.703	◇686-1◇1104-1
45	0.463	450.000	11.960	○58-2 ○385-2◇687-1◇993-1
46	0.465	460.000	12.217	○382-2 ○383-2 ○384-2◇685-1
47	0.467	470.000	12.474	
48	0.470	480.000	12.728	○381-2
49	0.472	490.000	12.983	○386-2◇994-1
50	0.474	500.000	13.236	○23-2 ○387-2
51	0.476	510.000	13.489	
52	0.479	520.000	13.740	
53	0.480	530.000	13.995	○374-2◇664-1◇665-1
54	0.482	540.000	14.247	○390-2◇666-1◇667-1◇668-1◇669-1
55	0.484	550.000	14.499	○350-2◇656-1◇670-1◇678-1◇679-1◇995-1
56	0.486	560.000	14.751	○33-2 ○349-2 ○388-2◇677-1◇680-1◇681-1
57	0.489	570.000	14.997	○32-2 ○347-2 ○348-2◇655-1◇671-1◇682-1◇683-1
58	0.489	580.000	15.257	○34-2 ○351-2 ○391-2◇672-1◇673-1◇674-1◇675-1◇676-1
59	0.491	590.000	15.510	○352-2
60	0.493	600.000	15.763	○35-2 ○346-2
61	0.495	610.000	16.015	○380-2
62	0.497	620.000	16.267	◇996-1
63	0.498	630.000	16.522	○31-2
64	0.500	640.000	16.772	○353-2
65	0.501	650.000	17.026	○355-2 ○393-2◇793-2
66	0.503	660.000	17.276	○389-2
67	0.505	670.000	17.525	
68	0.506	680.000	17.777	○36-2
69	0.509	690.000	18.042	○93-2 ○356-2 ○375-2
70	0.510	700.000	18.396	○67-2
71	0.510	710.000	18.767	
72	0.511	720.000	19.151	
73	0.511	730.000	19.539	
74	0.511	740.000	19.841	○68-2
75	0.511	750.000	20.226	

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

① 降伏震度の算定

構造物の降伏震度について，プッシュオーバー解析における荷重－変位曲線に明確な折れ曲がりが見られない場合,初期降伏点の震度を非線形応答スペクトル法にて用いる降伏震度として使用すると，合理的に設計応答値を算定することができません。したがって，本設計例では，非線形応答スペクトル法で用いる降伏震度として，構造物全体系の折れ曲がり点に対応する震度 k_{heq} を用いることとします。

$$k_{heq}=0.41$$

② 等価固有周期

等価固有周期は，プッシュオーバー解析によって得られた荷重―変位曲線において，次式により算定します。

$$T_{eq} = 2.0\pi\sqrt{\frac{W_{eq}/g}{K_{eq}}} \fallingdotseq 2.0\sqrt{\frac{\delta_{eq}}{k_{heq}}}$$

T_{eq} ：構造物の等価固有周期 (sec)
W_{eq} ：等価重量 (kN)
g ：重力加速度(=9.8) (m/s^2)
K_{eq} ：構造物の等価降伏剛性 (kN/m)

$$K_{eq} = \frac{W_{eq} \cdot k_{heq}}{\delta_{eq}}$$

δ_{eq} ：構造物全体系の折れ曲がり点に対応する変位(＝0.3m)
k_{heq} ：構造物全体系の折れ曲がり点に対応する震度(＝0.41)

T_{eq}＝2.0×√(0.3/0.41)＝1.711

③ 応答塑性率

応答塑性率は，所要降伏震度スペクトルを用いて算出します。液状化する場合の橋梁構造は，基礎構造物が先行降伏することから，図 2-21 の所要降伏震度スペクトルを使用します。本構造系の折れ曲がり点に対応する水平震度 k_{heq}，等価固有周期 T_{eq} を求め，所要降伏震度スペクトルより応答塑性率 μ_d を読み取ります。本設計例では，μ_d＝1.1 となります。

水平震度 k_{heq}＝0.41
等価固有周期 T_{eq}＝1.711 (sec)

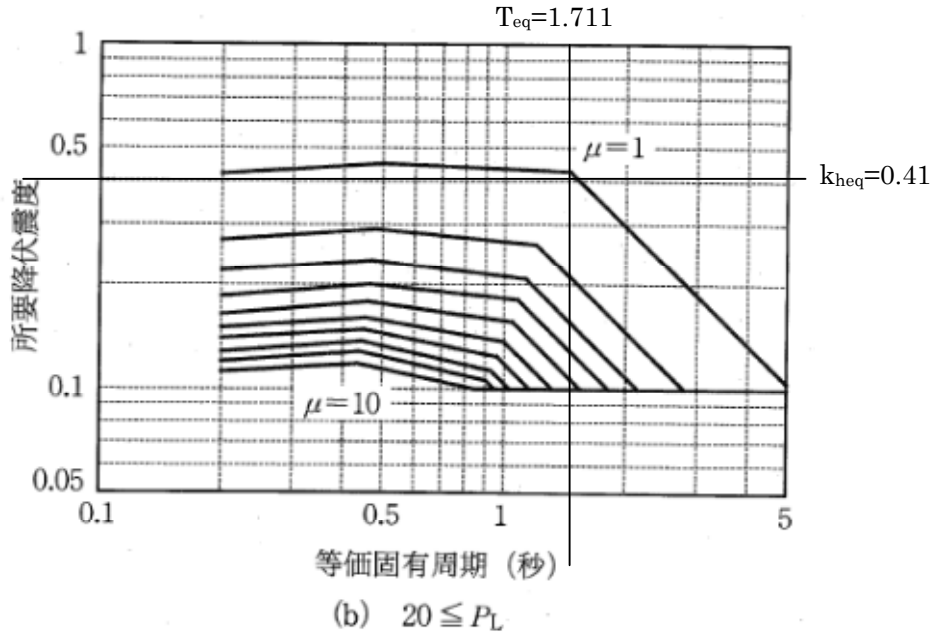


図 2-21 所要降伏震度スペクトル（G4 地盤，スペクトルⅡ，基礎構造物：杭・ケーソン系）

④　構造物の設計応答値

構造物全体系の折れ曲がり点に対応する変位 δ_{eq}，応答塑性率 μ_d から応答変位 δ_d を算定します。最大応答変位 δ_d は 330mm となります。また，最大応答変位 δ_d＝330mm となる水平震度は，表 2-39 より最大応答震度は 0.426 となります。

$\delta_d = \delta_{eq} \cdot \mu_d$

δ_d　：構造物の応答変位(m)

μ_d　：応答塑性率

$\delta_d = 0.3 \times 1.1 = 0.330\text{m} = 330\text{mm}$

【荷重－変位曲線　総括表】

■節点番号:変位量の着目点 I =1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
33	0.426	330.000	8.890	○5-2◇467-1◇469-1◇470-1◇471-1◇582-1◇1100-1◇1208-1

頂版天端における荷重-変位曲線を図 2-22 に，荷重-変位曲線の総括表を表 2-40 に示します。

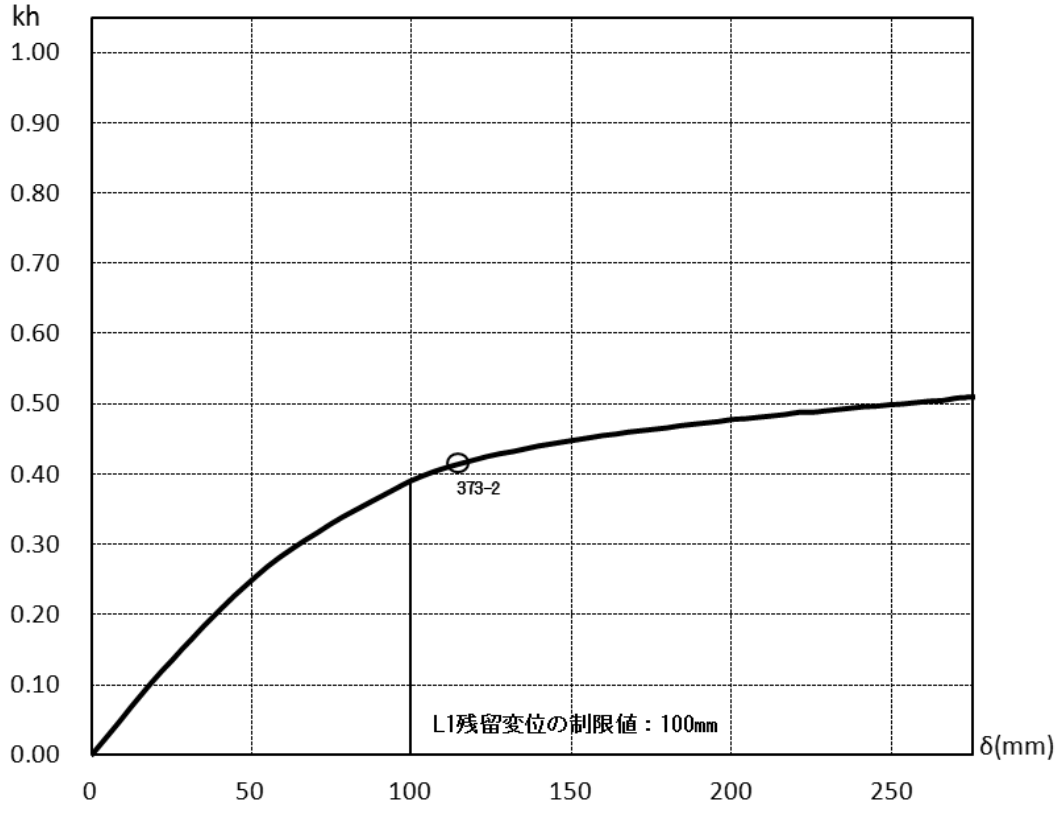


図 2-22　頂版天端における荷重-変位曲線

表 2-40 頂版天端の荷重-変位曲線　総括表

■節点番号:変位量の着目点 I =6

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
0	0.000	0.000	0.000	
1	0.022	4.001	0.209	◇866-1◇874-1◇875-1◇971-1◇979-1◇980-1◇1076-1◇1085-
2	0.044	8.003	0.418	◇981-1◇982-1◇1075-1◇1087-1◇1088-1◇1180-1◇1193-1◇
3	0.067	12.014	0.627	◇769-1◇876-1◇970-1◇983-1◇1089-1◇1194-1◇1195-1◇
4	0.087	15.669	0.819	◇877-1◇984-1◇1090-1
5	0.104	18.799	0.992	◇865-1◇878-1◇985-1◇1301-1◇1406-1◇1511-1
6	0.120	21.923	1.168	◇761-1◇1196-1
7	0.135	25.044	1.346	◇879-1◇1091-1◇1302-1◇1303-1◇1407-1◇1408-1◇1512-1◇
8	0.151	28.195	1.524	◇770-1◇1197-1◇1198-1◇1304-1◇1409-1◇1514-1
9	0.166	31.358	1.702	◇880-1◇986-1◇1092-1◇1093-1◇1199-1◇1305-1◇1410-1◇
10	0.182	34.564	1.880	◇1094-1◇1200-1◇1411-1◇1516-1
11	0.197	37.822	2.057	◇1201-1◇1306-1◇1316-1◇1421-1◇1526-1
12	0.212	41.134	2.234	◇987-1◇988-1◇1095-1◇1211-1
13	0.227	44.491	2.410	◇1096-1◇1106-1◇1212-1◇1315-1◇1317-1◇1420-1◇1422-1
14	0.241	47.887	2.585	◇989-1◇1210-1
15	0.255	51.344	2.759	◇1107-1◇1412-1◇1517-1
16	0.269	54.942	2.931	◇990-1◇1105-1◇1307-1
17	0.282	58.654	3.104	◇881-1◇1202-1◇58-2◇163-2◇268-2
18	0.294	62.491	3.282	◇373-2
19	0.306	66.417	3.459	◇991-1◇1001-1◇1308-1◇1413-1◇1518-1
20	0.317	70.385	3.636	◇1519-1
21	0.329	74.425	3.813	◇56-1◇57-1◇161-1◇162-1◇266-1◇267-1◇1097-1◇1203-1
22	0.340	78.477	3.994	◇55-1◇160-1◇265-1◇371-1◇372-1◇1415-1◇1520-1
23	0.350	82.573	4.174	◇26-1◇30-1◇34-1◇370-1◇1002-1◇1204-1◇1310-1
24	0.360	86.658	4.356	◇25-1◇35-1◇36-1◇37-1◇131-1◇135-1◇139-1◇140-1◇141-
25	0.370	90.748	4.540	◇38-1◇39-1◇40-1◇130-1◇143-1◇144-1◇145-1◇236-1◇
26	0.380	94.876	4.723	◇41-1◇48-1◇153-1◇235-1◇248-1◇249-1◇250-1◇476-1◇
27	0.390	99.029	4.910	◇42-1◇43-1◇47-1◇49-1◇50-1◇51-1◇146-1◇147-1◇148-1
28	0.398	103.135	5.107	◇44-1◇45-1◇46-1◇52-1◇53-1◇54-1◇149-1◇150-1◇151-1
29	0.405	107.207	5.312	◇340-1◇356-1◇362-1◇364-1◇365-1◇366-1◇367-1◇368-1
30	0.411	111.270	5.522	○373-2◇357-1◇358-1◇359-1◇360-1◇361-1◇369-1◇1099-1
31	0.416	115.305	5.741	◇1207-1◇1314-1◇1419-1◇1524-1
32	0.421	119.352	5.962	◇446-1◇454-1◇455-1◇456-1◇457-1◇458-1◇459-1◇460-1
33	0.426	123.406	6.185	○5-2◇467-1◇469-1◇470-1◇471-1◇582-1◇1100-1◇1208-1
34	0.430	127.442	6.411	◇445-1◇461-1◇462-1◇463-1◇464-1◇472-1◇473-1◇474-1
35	0.433	131.435	6.643	◇465-1◇466-1
36	0.437	135.497	6.873	◇1101-1
37	0.441	139.528	7.104	◇883-1
38	0.444	143.528	7.338	○338-2◇688-2
39	0.447	147.550	7.571	◇559-1◇560-1◇561-1◇562-1◇1102-1
40	0.450	151.570	7.806	◇551-1◇563-1◇564-1◇565-1◇573-1◇574-1

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

■節点番号:変位量の着目点 I =6

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
41	0.453	155.605	8.041	◇550-1◇566-1◇572-1◇575-1◇576-1◇577-1
42	0.456	159.637	8.277	◇567-1◇568-1◇569-1◇570-1◇578-1◇579-1
43	0.458	163.639	8.516	◇571-1◇1103-1◇1108-1
44	0.461	167.696	8.754	◇686-1◇1104-1
45	0.463	171.693	8.995	○58-2 ○385-2◇687-1◇993-1
46	0.465	175.685	9.237	○382-2 ○383-2 ○384-2◇685-1
47	0.467	179.685	9.477	
48	0.470	183.756	9.714	○381-2
49	0.472	187.795	9.954	○386-2◇994-1
50	0.474	191.890	10.193	○23-2 ○387-2
51	0.476	195.977	10.431	
52	0.479	200.092	10.669	
53	0.480	204.150	10.910	○374-2◇664-1◇665-1
54	0.482	208.264	11.147	○390-2◇666-1◇667-1◇668-1◇669-1
55	0.484	212.369	11.385	○350-2◇656-1◇670-1◇678-1◇679-1◇995-1
56	0.486	216.470	11.625	○33-2 ○349-2 ○388-2◇677-1◇680-1◇681-1
57	0.489	220.732	11.850	○32-2 ○347-2 ○348-2◇655-1◇671-1◇682-1◇683-1
58	0.489	224.657	12.107	○34-2 ○351-2 ○391-2◇672-1◇673-1◇674-1◇675-1◇676-1
59	0.491	228.733	12.347	○352-2
60	0.493	232.829	12.589	○35-2 ○346-2
61	0.495	236.935	12.828	○380-2
62	0.497	241.048	13.067	◇996-1
63	0.498	245.101	13.310	○31-2
64	0.500	249.245	13.547	○353-2
65	0.501	253.305	13.792	○355-2 ○393-2◇793-2
66	0.503	257.481	14.029	○389-2
67	0.505	261.641	14.269	
68	0.506	265.749	14.510	○36-2
69	0.509	269.562	14.688	○93-2 ○356-2 ○375-2
70	0.510	271.288	14.772	○67-2
71	0.510	272.623	14.853	
72	0.511	273.628	14.912	
73	0.511	274.551	14.966	
74	0.511	277.496	15.156	○68-2
75	0.511	278.495	15.215	

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

プッシュオーバー解析から得られた荷重-変位曲線に基づき，性能照査を行います。液状化を考慮した安全性（地震時）の照査結果については表 2-41 に，モーメント図，せん断力図，軸力図，変位図については図 2-23 にまとめます。

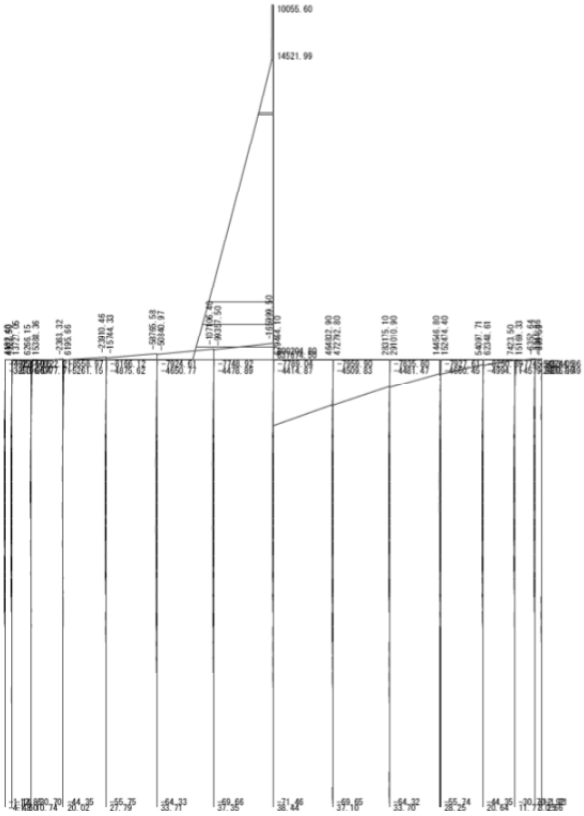
表 2-41 液状化を考慮した基礎の安全性（地震時）の照査

最大応答変位 k_h=0.426

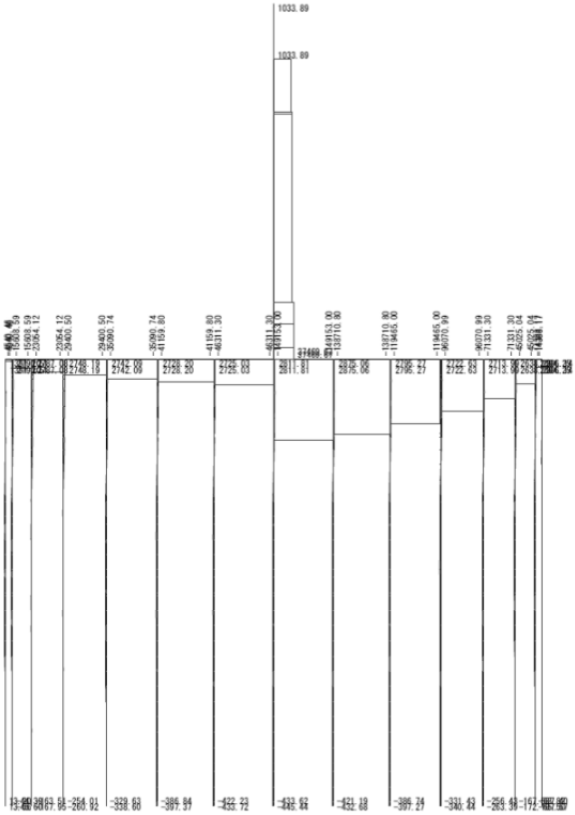
要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目		照査指標			照査結果	
			着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	I_{Rd}／I_{Ld}	判定
安全性	基礎の安定	地盤の破壊	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=15,318kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=17,401kN	0.88	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 照査不要	設計引抜き抵抗 照査不要	—	OK
		水平安定	頂版天端	最大応答水平変位 123.4mm	10%L_A 10%L_A=1,413mm	0.09	OK
		回転安定	頂版天端	最大応答回転角 6.2/1000	30/1000 rad	0.21	OK
		基礎部材等の破壊	鋼管矢板本管	設計曲率 損傷レベル 2	損傷レベル 3	損傷レベル 2 ≦損傷レベル 3	OK

安全性（地震時）　kh=0.426（最大応答変位）

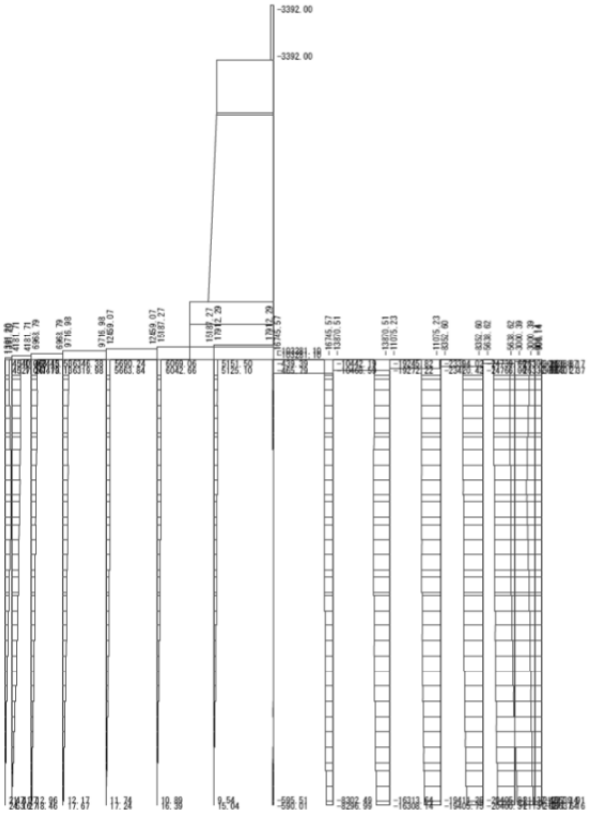
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

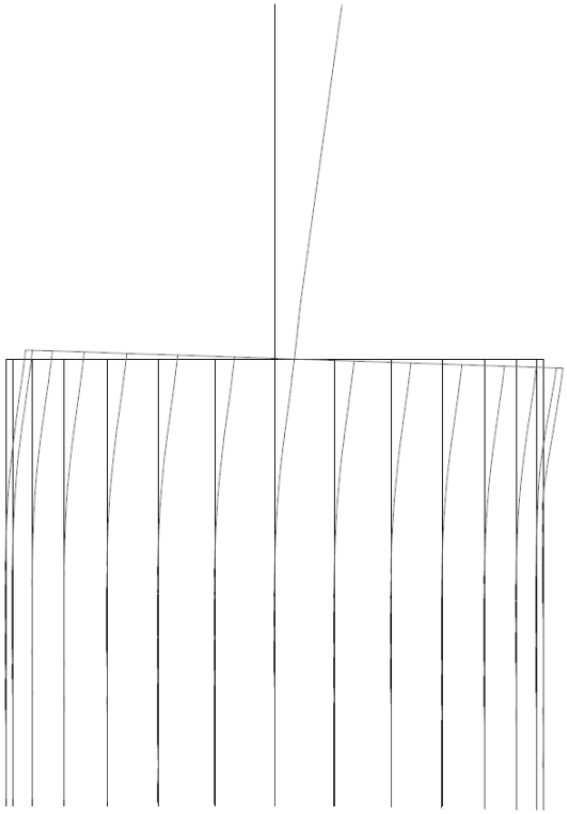


図 2-23 液状化を考慮した基礎の安全性（地震時）の照査

２）復旧性の性能照査：性能レベル１

G4 地盤に対する，L1 地震動における地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル（減衰定数 h=0.05）を表 2-42 に示します。

表 2-42 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル（L1 地震動）

周期 T(s)	応答加速度(gal)
0.1≤T<0.4	$507\times T^{0.424}$
0.4≤T<2.25	350
2.25≤T	$1250\times T^{-1.57}$

等価固有周期 T_{eq} は，プッシュオーバー解析によって T_{eq}=1.711 と求められているため，応答加速度は 350gal となります。

したがって，L1 地震動の設計水平震度は 350/980=0.357 となり，プッシュオーバー解析から得られた荷重-変位曲線に基づき，本設計水平震度にて照査を行います。本設計事例では，照査結果は省略しています。

３）復旧性の性能照査：性能レベル 2

本設計事例においては，地域別係数が 1.00 のため，安全性（地震時）の照査と，復旧性の照査：性能レベル 2 の照査結果は同じ値となります。

２．６　仮締切り部の設計

仮締切り部の設計は水中・気中掘削併用方式について検討します。

２．６．１　仮締切り部の構造・寸法

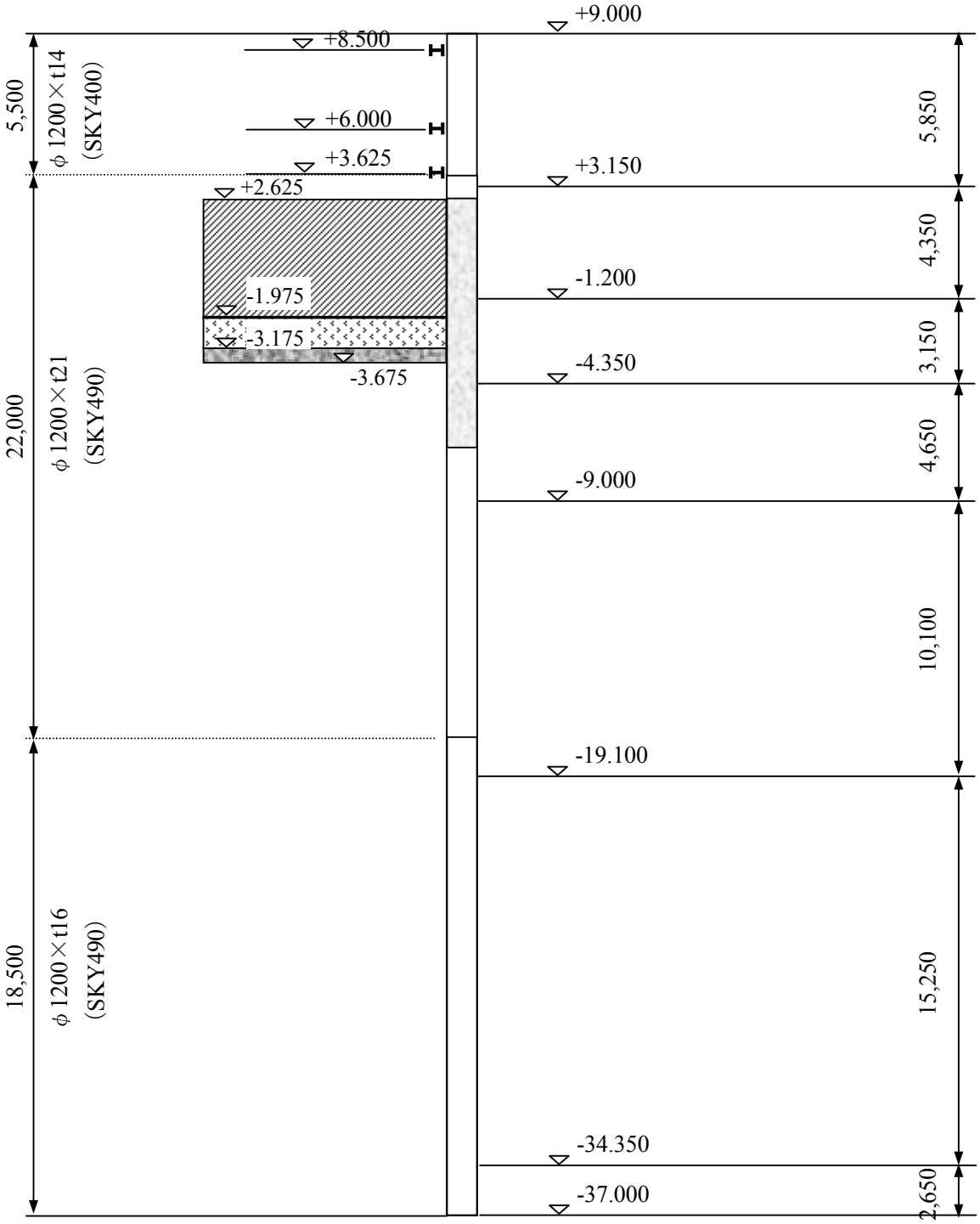


図 2-24　仮締切り部の構造・寸法

２．６．２　使用材料および断面諸量

① 鋼管矢板

中詰めコンクリートの影響ならびに腐食代を考慮しない値を用います。

表 2-43　鋼管矢板仕様

鋼管矢板径 (mm)	鋼管矢板厚 (mm)	材質	断面二次モーメント I (m^4/m)	断面係数 Z (m^3/m)
1,200	14	SKY400	0.006336	0.0106
1,200	21	SKY490	0.009338	0.0156
1,200	16	SKY490	0.007204	0.0120

② 円形支保工

支保工の配置を表 2-44 に示します。使用する H 形鋼の断面諸量は表 2-45 に示す腐食代を考慮しない値を用います。

表2-44　円形支保工の配置

支保工設置位置 (TP m)		GL - m	
1 段目	8.500	0.500	H-300×300
2 段目	6.000	3.000	H-300×300
3 段目	3.625	5.375	2H-400×400
	-2.575	11.575	底盤コンクリート

表 2-45　円形支保工仕様

種別	断面積 A(m^2)	断面係数 Z (m^3/m)
H－300×300×10×15	0.0118	0.00135
2H－400×400×13×21	0.0438	0.00666

２．６．３　円形支保工及び円形底盤コンクリートのばね定数

① 円形支保工

$$k_{so} = \frac{E_s A_s}{r^2}$$

k_{so}　：円形支保工のばね定数　　(kN/m^2)

E_s　：円形支保工の弾性係数　　($=2.00\times10^8\ kN/m^2$)

A_s　：円形支保工の断面積　　(m^2)

r　：円形支保工の半径　　(m)

表 2-46　円形支保工のばね定数

種別	E_s (kN/m^2)	A_s (m^2)	r (m)	k_{so} (kN/m^2)
H－300×300×10×15	2.00×10^8	0.0118	5.866	68,600
2H－400×400×13×21	2.00×10^8	0.0438	5.866	254,600

② 円形底盤コンクリート

$$k_{sc} = \frac{E_c T_c}{r}$$

k_{sc} ：円形底盤コンクリートのばね定数 (kN/m^2)
E_c ：円形底盤コンクリートの弾性係数 (＝2.50×10^7 kN/m^2)
T_c ：円形底盤コンクリートの厚さ (=1.20m)
R ：円形底盤コンクリートの半径 (=5.866m)

$$k_{sc} = \frac{2.50\times10^7 \times 1.20}{5.866} = 5.11\times10^6 kN/m^2$$

２．６．４　水平地盤反力係数

仮締切り部の設計に用いる水平地盤反力係数は次式により算定し，表 2-47 に計算結果を示します。

$$k_h = 4.4\alpha E_o B_h^{-\frac{3}{4}}$$

α ：E_0 の試験方法に対する補正係数
E_0 ：地盤の変形係数 (kN/m^2)
B_h=14.133m （鋼管矢板井筒外径）

表 2-47　水平地盤反力係数

層番号	土質	上端標高 (TP m)	層厚 (m)	係数	B_h (m)	k_h (kN/m^3)
第 1 層	砂質土	9.000	5.850	4.4	14.133	10,500
第 2 層	粘性土	3.150	4.350	4.4	14.133	8,800
第 3 層	砂質土	-1.200	3.150	4.4	14.133	10,500
第 4 層	粘性土	-4.350	4.650	4.4	14.133	8,800
第 5 層	砂質土	-9.000	10.100	4.4	14.133	16,500
第 6 層	砂質土	-19.100	15.250	4.4	14.133	27,000
第 7 層	砂質土	-34.350	2.650	4.4	14.133	91,900

注記）αE_0 の算出は「開削標準　付属資料　掘削土留め工の設計」を参照します。

２．６．５　施工手順および計算結果

（１）施工手順

施工は水中・気中掘削併用方式で検討します。

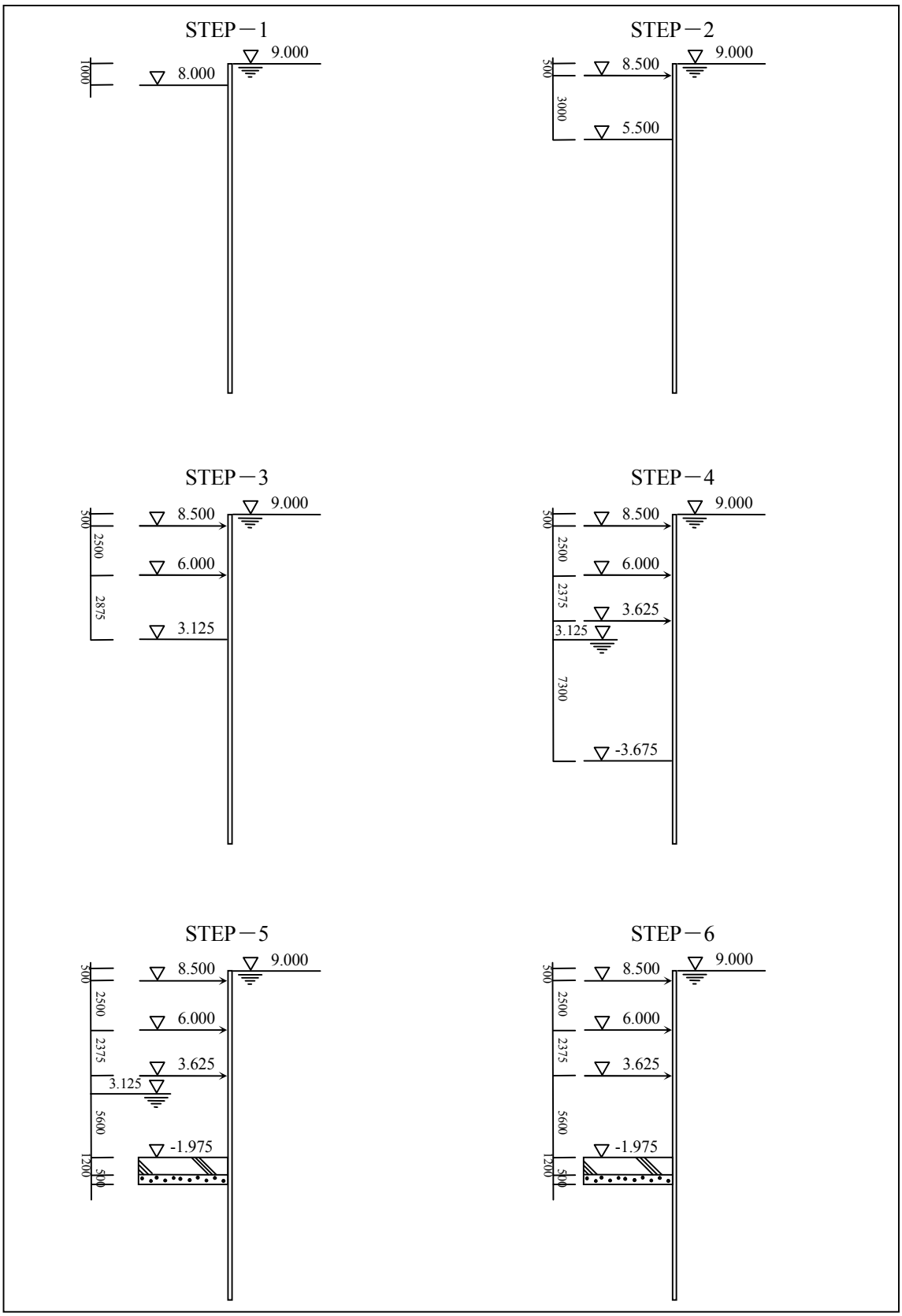

STEP－1
9.000
8.000
1000
STEP－2
9.000
8.500
500
3000
5.500
STEP－3
9.000
8.500
500
2500
6.000
2875
3.125
STEP－4
9.000
8.500
500
2500
6.000
2375
3.625
3.125
7300
-3.675
STEP－5
9.000
8.500
500
2500
6.000
2375
3.625
3.125
5600
-1.975
1200
500
STEP－6
9.000
8.500
500
2500
6.000
2375
3.625
5600
-1.975
1200
500

図 2-25　施工手順

表 2-48　施工ステップ

施工 ステップ	掘削面位置 (TP m)	GL - m	受働側水位	
1	8.000	1.000	0.000	1 次掘削
2	5.500	3.500	0.000	2 次掘削
3	3.125	5.875	0.000	3 次掘削
4	-3.675	12.675	6.800	水中掘削
5	-3.675	12.675	5.100	底盤コンクリート打設
6	-3.675	12.675	0.000	ドライアップ

（2）側圧の算定

①　主働側側圧の算定

主働側側圧のうち，主働土圧力度は次式により算定します。

$$p_A = K_A(\sum \gamma_t h + w - p_w) - 2c\sqrt{K_A}$$

p_A：主働土圧力度　　(kN/m^2)

K_A：主働土圧係数

$$K_A = \tan^2(45° - \frac{\phi}{2})$$

ϕ　：土の内部摩擦角　　(°)

γ_t　：土の湿潤単位体積重量　　(kN/m^3)

h　：層の厚さ　　(m)

w　：上載荷重　　(kN/m^2)

c　：土の粘着力度　　(kN/m^2)

p_w　：求める位置の間隙水圧　　(kN/m^2)

主働側側圧（主働土圧力度＋水圧）の計算結果を表 2-49 に示します。

表 2-49 主働側側圧

設計地盤条件								主働土圧力度		水圧	荷重強度
層番号	土質名		層厚	有効単位体積重量	内部摩擦角	粘着力	土被り				
		T.P. m	h m	γ(γ') kN/m³	φ 度	c kN/m²	Σγh(γ'h) kN/m²	K_A	p_A kN/m²	p_w kN/m²	p_A+p_w kN/m²
第1層	砂質土	9.000	5.85	8.0	30	0.00	46.80	0.333	0.00		0.00
		3.150							15.58		15.58
第2層	粘性土	3.150	4.35	5.0	0	43.75	68.60	1.000	0.00	58.50	58.50
		-1.200							0.00	102.00	102.00
第3層	砂質土	-1.200	3.15	8.0	30	0.00	93.80	0.333	22.84	102.00	124.84
		-4.350							31.24	133.50	164.74
第4層	粘性土	-4.350	4.65	5.0	0	37.50	117.10	1.000	18.80	133.50	152.30
		-9.000							42.10	180.00	222.10
第5層	砂質土	-9.000	10.10	8.0	30	0.00	197.90	0.333	38.99	180.00	218.99
		-19.100							65.90	281.00	346.90
第6層	砂質土	-19.100	15.25	9.0	30	0.00	335.20	0.333	65.90	281.00	346.90
		-34.350							111.62	433.50	545.12
第7層	砂質土	-34.350	2.65	10.0	35	0.00	361.70	0.271	90.84	433.50	524.34
		-37.000							98.02	460.00	558.02

② 受働側及び静止側圧の算定

受働土圧力度及び静止土圧力度は次式により算定します。

$$p_P = K_P(\sum \gamma_t h + w - p_w) + 2c\sqrt{K_P}$$

$$p_0 = K_0(\sum \gamma_t h + w - p_w)$$

p_p ：受働土圧力度 (kN/m²)

K_p ：受働土圧係数

$$K_P = \tan^2(45° + \frac{\phi}{2})$$

ϕ ：土の内部摩擦角 (°)

γ_t ：土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h ：層厚 (m)

w ：上載荷重 (kN/m²)

c ：土の粘着力度 (kN/m²)

p_w ：求める位置の間隙水圧 (kN/m²)

p_0 ：静止土圧力度 (kN/m²)

K_0 ：静止土圧係数

受働側圧（受働土圧力度＋水圧）及び静止側圧（静止土圧力度＋水圧）の計算結果を，表 2-50～表 2-55 に示します。

表 2-50　受働側圧及び静止側圧（step1：1 次掘削）

設計地盤条件									受働土圧力度		静止土圧力度		水圧		
層番号	土質	T.P. m	h m	γ	N	ϕ	c kN/m^2	Σγh(γ'h) kN/m^2	K_P	P_P kN/m^2	K_0	P_0 kN/m^2	P_w kN/m^2	P_P+P_w kN/m^2	P_0+P_w kN/m^2
①	砂質	8.000	4.85	8.0	12	30	0.0	38.8	3.000	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
		3.150								116.40		19.40	48.50	164.90	57.90
②	粘性	3.150	4.35	5.0	8	0	43.8	60.6	1.000	126.40	0.50	19.40	48.50	174.90	57.90
		-1.200								148.15		30.28	92.00	240.15	122.28
③	砂質	-1.200	3.15	8.0	15	30	0.0	85.8	3.000	181.65	0.50	30.28	92.00	273.65	122.28
		-4.350								257.25		42.88	123.50	380.75	166.38
④	粘性	-4.350	4.65	5.0	10	0	37.5	109.0	1.000	160.75	0.50	42.88	123.50	284.25	166.38
		-9.000								184.00		54.50	170.00	354.00	224.50
⑤	砂質	-9.000	10.10	8.0	17	30	0.0	189.8	3.000	327.00	0.50	54.50	170.00	497.00	224.50
		-19.100								569.40		94.90	271.00	840.40	365.90
⑥	砂質	-19.100	15.25	9.0	32	30	0.0	327.1	3.000	569.40	0.40	75.92	271.00	840.40	346.92
		-34.350								981.15		130.82	423.50	1404.65	554.32
⑦	砂質	-34.350	2.65	10.0	50	35	0.0	353.6	3.690	1206.81	0.30	98.12	423.50	1630.31	521.62
		-37.000								1304.60		106.07	450.00	1754.60	556.07

表 2-51　受働側圧及び静止側圧（step2：2 次掘削）

設計地盤条件									受働土圧力度		静止土圧力度		水圧		
層番号	土質	T.P. m	h m	γ	N	ϕ	c kN/m^2	Σγh(γ'h) kN/m^2	K_P	P_P kN/m^2	K_0	P_0 kN/m^2	P_w kN/m^2	P_P+P_w kN/m^2	P_0+P_w kN/m^2
①	砂質	5.500	2.35	8.0	12	30	0.0	18.8	3.000	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
		3.150								56.4		9.40	23.50	79.90	32.90
②	粘性	3.150	4.35	5.0	8	0	43.8	40.6	1.000	106.40	0.50	9.40	23.50	129.90	32.90
		-1.200								128.15		20.28	67.00	195.15	87.28
③	砂質	-1.200	3.15	8.0	15	30	0.0	65.8	3.000	121.65	0.50	20.28	67.00	188.85	87.28
		-4.350								197.25		32.88	98.50	295.75	131.38
④	粘性	-4.350	4.65	5.0	10	0	37.5	89.0	1.000	140.75	0.50	32.88	98.50	239.25	131.38
		-9.000								164.00		44.50	145.00	309.00	189.50
⑤	砂質	-9.000	10.10	8.0	17	30	0.0	169.8	3.000	267.00	0.50	44.50	145.00	412.00	189.50
		-19.100								509.40		84.90	246.00	755.40	330.90
⑥	砂質	-19.100	15.25	9.0	32	30	0.0	307.1	3.000	509.40	0.40	67.92	246.00	755.40	313.92
		-34.350								921.15		122.82	398.50	1319.65	521.32
⑦	砂質	-34.350	2.65	10.0	50	35	0.0	333.6	3.690	1133.01	0.30	92.12	398.50	1531.51	490.62
		-37.000								1230.80		100.07	425.00	1655.80	525.07

表 2-52　受働側圧及び静止側圧（step3：3 次掘削）

設計地盤条件									受働土圧力度		静止土圧力度		水圧		
層番号	土質	T.P. m	h m	γ	N	ϕ	c kN/m^2	Σγh(γ'h) kN/m^2	K_P	P_P kN/m^2	K_0	P_0 kN/m^2	P_w kN/m^2	P_P+P_w kN/m^2	P_0+P_w kN/m^2
②	粘性	3.125	4.33	5.0	8	0	43.8	21.7	1.000	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
		-1.200								109.25		10.83	43.30	152.55	54.13
③	砂質	-1.200	3.15	8.0	15	30	0.0	46.9	3.000	64.95	0.50	10.83	43.30	108.25	54.13
		-4.350								140.55		23.43	74.80	215.35	98.23
④	粘性	-4.350	4.65	5.0	10	0	37.5	70.1	1.000	121.85	0.50	23.43	74.80	196.65	98.23
		-9.000								145.10		35.05	121.30	266.40	156.35
⑤	砂質	-9.000	10.10	8.0	17	30	0.0	150.9	3.000	210.30	0.50	35.05	121.30	331.60	156.35
		-19.100								452.70		75.45	222.30	675.00	297.75
⑥	砂質	-19.100	15.25	9.0	32	30	0.0	288.2	3.000	452.70	0.40	60.36	222.30	675.00	282.66
		-34.350								864.45		115.26	374.80	1239.25	490.06
⑦	砂質	-34.350	2.65	10.0	50	35	0.0	314.7	3.690	1063.07	0.30	86.45	374.80	1438.07	461.25
		-37.000								1161.06		94.40	401.30	1562.36	495.70

表 2-53　受働側圧及び静止側圧（step4：水中掘削完了）

設計地盤条件									受働土圧力度		静止土圧力度		水圧		
層番号	土質	T.P. m	h m	γ	N	ϕ	c kN/m^2	Σγh(γ'h) kN/m^2	K_P	P_P kN/m^2	K_0	P_0 kN/m^2	P_w kN/m^2	P_P+P_w kN/m^2	P_0+P_w kN/m^2
③	砂質	-3.675	0.68	8.0	15	30	0.0	5.4	3.000	0.00	0.50	0.00	68.00	68.00	68.00
		-4.350								16.32		2.72	74.80	91.12	77.52
④	粘性	-4.350	4.65	5.0	10	0	37.5	28.7	1.000	80.44	0.50	2.72	74.80	155.24	77.52
		-9.000								103.69		14.35	121.30	224.99	133.65
⑤	砂質	-9.000	10.10	8.0	17	30	0.0	109.5	3.000	86.07	0.50	14.35	121.30	207.37	133.65
		-19.100								328.47		54.75	222.30	550.77	277.05
⑥	砂質	-19.100	15.25	9.0	32	30	0.0	246.7	3.000	328.47	0.40	43.80	222.30	550.77	266.10
		-34.350								740.22		98.70	374.80	1115.02	473.50
⑦	砂質	-34.350	2.65	10.0	50	35	0.0	273.2	3.690	910.47	0.30	74.02	374.80	1285.27	448.82
		-37.000								1008.26		81.97	401.30	1409.56	483.27

表 2-54　受働側圧及び静止側圧（step5：底盤コンクリート打設）

設計地盤条件									受働土圧力度		静止土圧力度		水圧		
層番号	土質	T.P. m	h m	γ	N	ϕ	c kN/m^2	Σγh(γ'h) kN/m^2	K_P	P_P kN/m^2	K_0	P_0 kN/m^2	P_w kN/m^2	P_P+P_w kN/m^2	P_0+P_w kN/m^2
③	砂質	-1.975	2.38	8.0	15	30	0.0	19.0	3.000	0.00	0.50	0.00	51.00	51.00	51.00
		-4.350								57.12		9.52	74.80	131.92	84.32
④	粘性	-4.350	4.65	5.0	10	0	37.5	42.3	1.000	94.04	0.50	9.52	74.80	168.84	84.32
		-9.000								117.29		21.15	121.30	238.59	142.45
⑤	砂質	-9.000	10.10	8.0	17	30	0.0	123.1	3.000	126.87	0.50	21.15	121.30	248.17	142.45
		-19.100								369.27		61.55	222.30	591.57	283.85
⑥	砂質	-19.100	15.25	9.0	32	30	0.0	260.3	3.000	369.27	0.40	49.24	222.30	591.57	271.54
		-34.350								781.02		104.14	374.80	1155.82	478.94
⑦	砂質	-34.350	2.65	10.0	50	35	0.0	286.8	3.690	960.65	0.30	78.10	374.80	1335.45	452.90
		-37.000								1058.44		86.05	401.30	1459.74	487.35

表 2-55　受働側圧及び静止側圧（step6：ドライアップ）

設計地盤条件									受働土圧力度		静止土圧力度		水圧		
層番号	土質	T.P. m	h m	γ	N	ϕ	c kN/m^2	Σγh(γ'h) kN/m^2	K_P	P_P kN/m^2	K_0	P_0 kN/m^2	P_w kN/m^2	P_P+P_w kN/m^2	P_0+P_w kN/m^2
③	砂質	-1.975	2.38	8.0	15	30	0.0	19.0	3.000	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
		-4.350								57.12		9.52	23.80	97.55	33.32
④	粘性	-4.350	4.65	5.0	10	0	37.5	42.3	1.000	94.04	0.50	9.52	23.80	109.35	33.32
		-9.000								117.29		21.15	70.30	179.10	91.45
⑤	砂質	-9.000	10.10	8.0	17	30	0.0	123.1	3.000	126.87	0.50	21.15	70.30	213.80	91.45
		-19.100								369.27		61.55	171.30	557.20	232.85
⑥	砂質	-19.100	15.25	9.0	32	30	0.0	260.3	3.000	369.27	0.40	49.24	171.30	557.20	220.54
		-34.350								781.02		104.14	323.80	1121.45	427.94
⑦	砂質	-34.350	2.65	10.0	50	35	0.0	286.8	3.690	960.65	0.30	78.10	323.80	1284.45	401.90
		-37.000								1058.44		86.05	350.30	1434.04	436.35

（3）計算結果

① 曲げモーメント図

各ステップにおける曲げモーメント図を図 2-26 に示します。

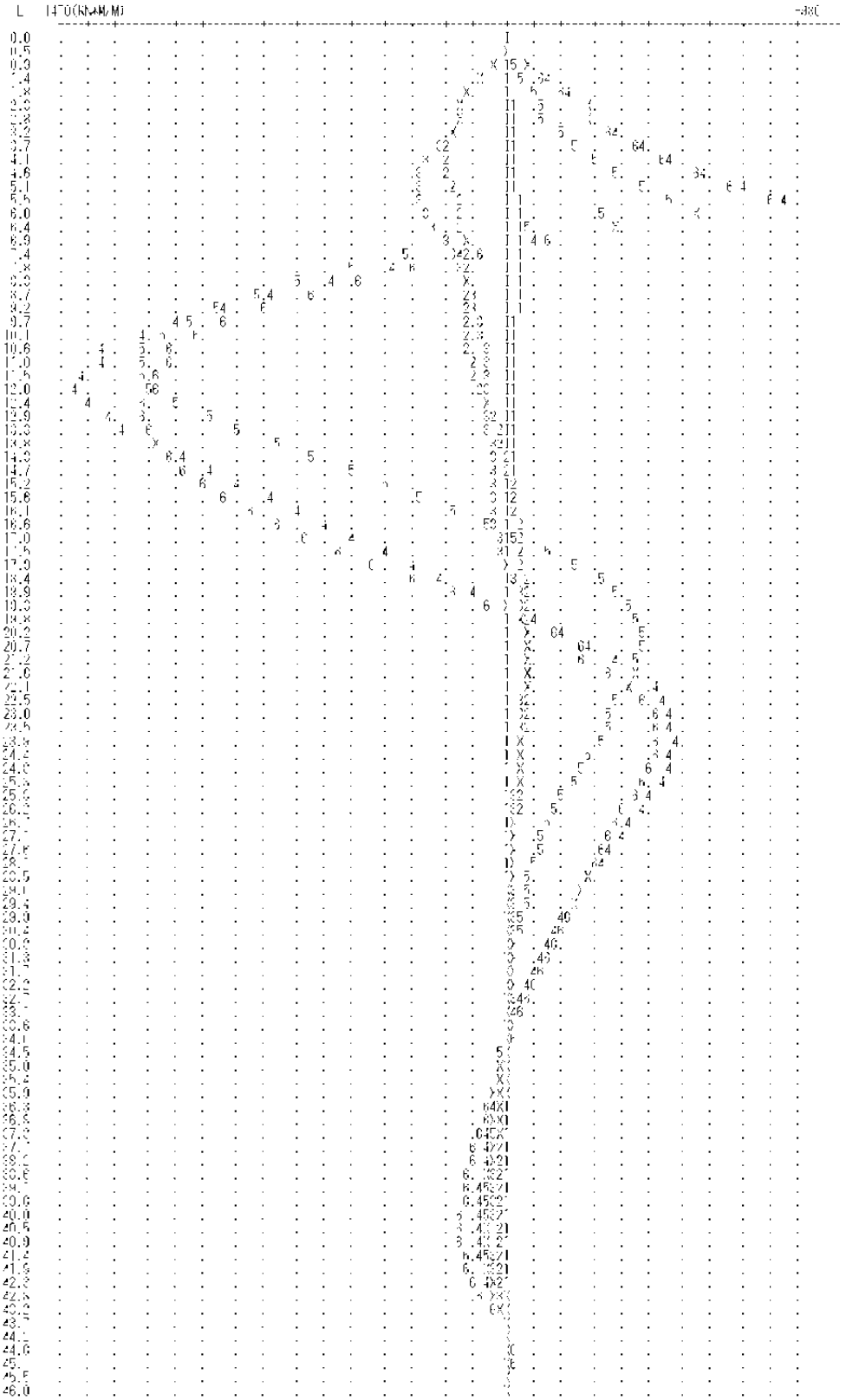


図 2-26　曲げモーメント図

② 支保工反力

各ステップにおける支保工反力を表 2-56 に示します。

表 2-56 支保工反力

				Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5	Step 6
鋼管矢板	変位	最大変位	mm	1.777	3.847	7.064	27.708	20.773	28.327
		発生位置	m	0.0	5.0	8.8	13.1	12.0	13.8
	応力度	最大曲げモーメント	kN・m	1.64	153.60	261.43	1363.02	1189.73	1148.83
		最大応力度	N/mm^2						
		発生位置	m	23.2	3.5	5.4	12.0	11.4	13.1
支保工	反力	第 1 段	kN/m	－	81.4	73.3	-127.7	-77.2	-121.5
		第 2 段	kN/m	－	－	97.7	31.6	58.0	30.9
		第 3 段	kN/m	－	－	－	875.2	721.0	829.7
		底盤コンクリート	kN/m	－	－	－	－	－	204.1

注）発生位置は標高を示します。

③ 仮締切り時の鋼管矢板応力度の照査

鋼管矢板基礎の仮締切り施工時，いずれの掘削段階においても最大応力度が許容値以内であることを照査します。

(a)鋼管矢板：φ1,200 t=14mm (SKY400)

・GL－5.50 m以浅

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{Z}$$

σ_{max} ：最大応力度 (kN/m^2)

M_{max} ：最大曲げモーメント (＝877.0 kN・m/m)

Z ：鋼管矢板の単位幅(1m)あたりの断面係数 (＝0.01048m^3/m)

$$\sigma_{max} = \frac{877.0}{0.01048} = 8.37 \times 10^4 kN/m^2$$

$=84N/mm^2 < \sigma_{sa} = 185N/mm^2$

(b)鋼管矢板：φ1,200 t=21mm (SKY490)

・最大曲げモーメントに対しての照査

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{Z}$$

σ_{max} ：最大応力度 (kN/m^2)

M_{max} ：最大曲げモーメント (＝1363.0 kN・m/m)

Z ：鋼管矢板の単位幅(1m)あたりの断面係数 (＝0.0156m^3/m)

$$\sigma_{max} = \frac{1363.0}{0.0156} = 8.74 \times 10^4 kN/m^2$$

$=87N/mm^2 < \sigma_{sa} = 250N/mm^2$

④ 支保工の設計

円形支保工の応力度照査は，仮締切り時に発生する支点反力をもとに次式によって行います。

$$\sigma_{st} = \frac{R_{max} \cdot r}{A} \pm \frac{\alpha_d (R_{max} \cdot r) \cdot 2r}{Z}$$

σ_{st}	：円形支保工の応力度	(N/mm^2)
A	：円形支保工の断面積	(m^2)
Z	：円形支保工の断面係数	(m^3)
R_{max}	：円形支保工に作用する最大反力	(kN/m)
r	：円形支保工の半径	(＝5.866m)
α_d	：楕円化率(＝1%)	

表 2-57　支保工反力

	支保工サイズ	R_{max} (kN/m)	A (m^2)	Z (m^3)	r (m)	α_d	σ_{st} (N/mm^2)	σ_a (N/mm^2)	σ_{st}/σ_a
1 段目	H-300×300	127.7	0.01184	0.00135	5.866	0.010	128	210	0.61
2 段目	H-300×300	97.7	0.01184	0.00135	5.866	0.010	97	210	0.46
3 段目	2H-400×400	875.2	0.04374	0.00666	5.866	0.010	208	210	0.99
	底盤コンクリート	204.1							

２．７　合成応力度の照査

完成後の鋼管矢板基礎の性能照査のうち，地震時以外の照査においては，仮締切り完成後の鋼管矢板に残留する応力度を初期応力として考慮します。したがって，鋼管矢板の応力度は，残留応力度を考慮した合成応力度により，次式によって照査します。

$$\sigma_{max} = \sigma_1 + \sigma_2 \leqq \sigma_u$$

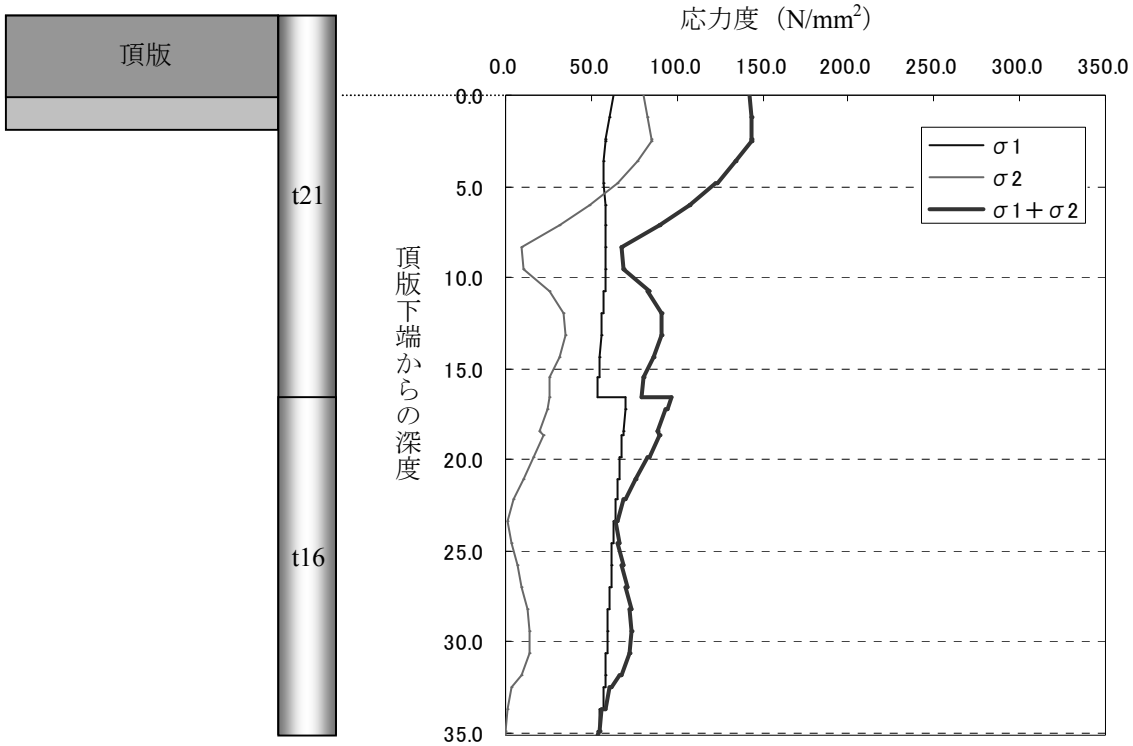
ここに，

σ_1	：完成後の設計外力による鋼管矢板の応力度	(N/mm^2)
σ_2	：仮締切り時の残留応力度	(N/mm^2)
σ_u	：鋼管矢板の降伏強度	(N/mm^2)

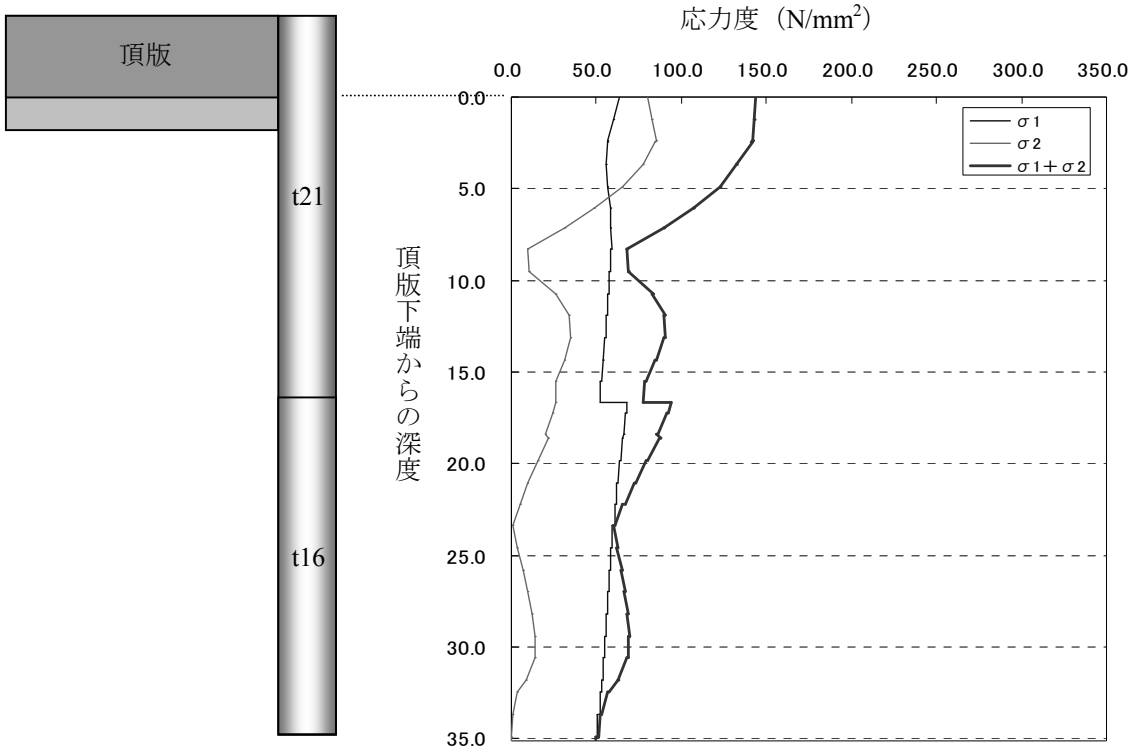
材質：SKY490

要求性能	性能項目	頂版下端からの深度 (m)	σ_1 (N/mm^2)	σ_2 (N/mm^2)	σ_{max} (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)
安全性	基礎の安定（列車荷重最大）	1.2	67.0	82.9	149.9	300.0
	基礎の安定（風荷重最大）	0.0	70.4	80.1	150.5	300.0
	基礎の安定（車両横荷重最大）	1.2	66.2	82.9	149.1	300.0
	基礎の安定（異常出水時）	1.2	58.4	82.9	141.3	300.0

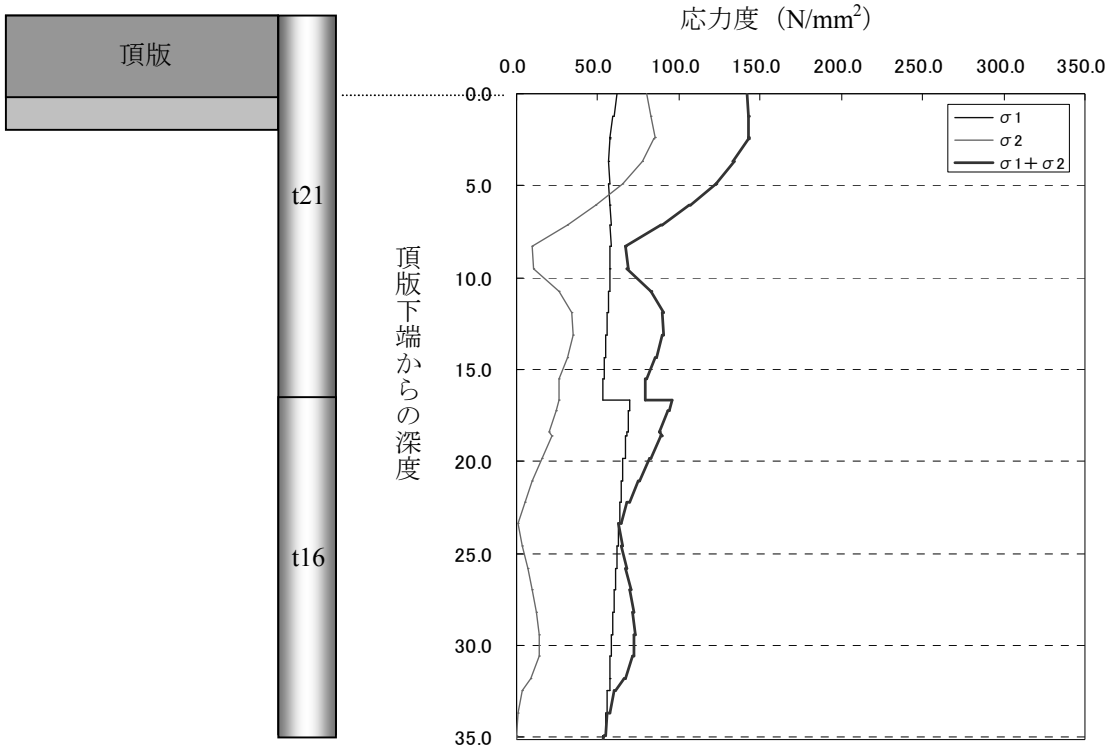
＜安全性　基礎の安定（列車荷重最大）＞



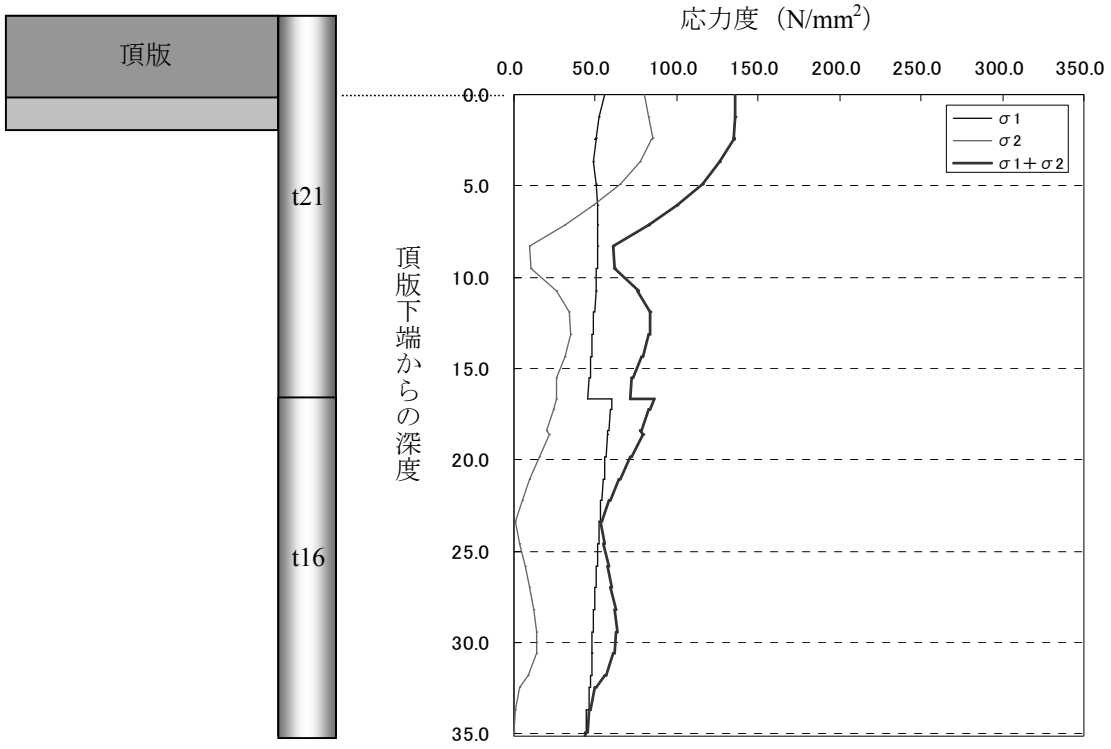
＜安全性　基礎の安定（風荷重最大）＞



＜安全性　基礎の安定（車両横荷重最大）＞



＜安全性　基礎の安定（異常出水時）＞



２．８　鋼管矢板と頂版の結合部の検討

２．８．１　設計の基本

鋼管矢板本管と頂版の結合は，一体として断面力が伝達されるような構造を選定する必要があり，一般的な結合方法として，鉄筋スタッド方式，差し筋方式，プレート・ブラケット方式があります。鋼管矢板と頂版結合部の方法と使用頻度の関係を表2-58に示します。

表2-58　鋼管矢板と頂版の結合方法

継　手	使用頻度
(1) 鉄筋スタッド方式	○
(2) 差し筋方式	△～×
(3) プレート・ブラケット方式	×

○：よく使用する，△；条件によって使用する，×：あまり使用しない

本設計事例においては，近年使用頻度が非常に高い「鉄筋スタッド方式」を用いるものとします。なお，「鉄筋スタッド方式」の設計は「鉄道構造物に適用するシートパイル基礎の設計・施工マニュアル（第2版）（平成18年3月）」に示す，フーチングとシートパイルの接合部の設計に準じてよいとありますが，ここでは「鋼管矢板基礎　―その基礎と施工―（一社）鋼管杭・鋼矢板技術協会」に準じた設計としています。

２．８．２　使用材料および材質強度

鋼管矢板（頂版部分）：φ1200×t21(SKY490)
頂版コンクリート　　：f'_{ck}＝24 N/mm^2
スタッド鉄筋　　：D22(SD345相当)

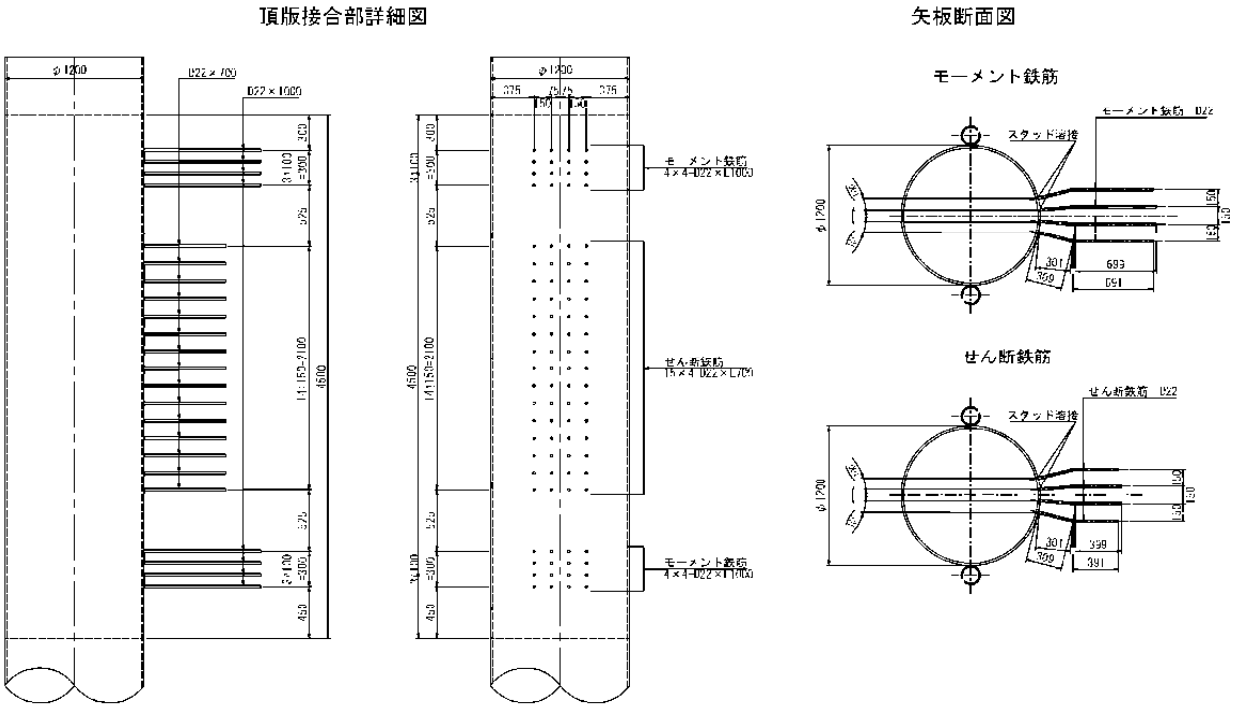


図2-27　頂版結合部概略図

２．８．３　荷重条件

（１）使用性および安全性（地震時以外）

電算OUTPUTより，各鋼管矢板杭頭部に作用する鋼管矢板１本あたりの最大反力を表2-59に整理します。

表2-59　設計荷重（使用性および安全性）

構造物の要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目	V (kN/本)	H (kN/本)
安全性	基礎の安定（その 1）列車荷重最大	4,294	64
	基礎の安定（その 2）風荷重最大	4,116	93
	基礎の安定（その 3）車両横荷重最大	4,248	62
	基礎の安定（その 4）異常出水時	3,630	81

（２）地震時

電算OUTPUTより，押込み側の鋼管矢板の押し込み反力の総和，鋼管矢板1本あたりの水平反力および曲げモーメントを表2-60に整理します。なお，頂版結合部の安全性の照査は，復旧性の照査指標と同じであるため，ここでは省略します。

表2-60　設計荷重（地震時）

構造物の要求性能	地震動	ΣV (kN)	H (kN/本)	M (kN･m/本)
復旧性	L1 地震動	66,231	667	954
	L2 地震動	14,176	1,014	1,831

２．８．４　使用性および安全性の照査

（１）モーメント鉄筋の設計

モーメント鉄筋は，鉛直反力による偏心曲げモーメント，または，鋼管矢板の拘束モーメントにより，結合部に作用する引張力(T_m)と頂版に作用する水平力によって作用する引張力(T_s)に同時に抵抗するように次式を満たすように設計します。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i (T_m/T_{mp} + T_s/T_{sp}) \leqq 1.0$$

ここに，

T_m　：設計曲がモーメントによりモーメント鉄筋に生じる引張力　(kN)

$T_m = M / h$

M　：設計曲げモーメント，M_eとM_fの大きい方　(kN･m/本)

h　：モーメント鉄筋段の中心間隔　h＝3.45　(m)

M_e　：反力の偏心によるモーメント　(kN･m/本)

$M_e = R_p \times e$

R_p　：鋼管矢板1本あたりの頂版下面における反力　(kN)

E　：偏心量　e＝0.6　(m)

M_f ：拘束モーメント (kN･m/本)

$M_f = f_{yk} \times Z_0 / \gamma_s$

f_{yk} ：鋼管矢板の引張降伏強度の特性値 $f_{yk} = 315(N/mm^2) = 315,000\ (kN/m^2)$

Z_0 ：鋼管矢板の断面係数 $Z_0 = 0.0193934$ (m^3)

γ_s ：鋼管矢板の材料係数 $\gamma_s = 1.0$

T_s ：鋼管矢板1本あたりの水平反力 (kN/本)

T_{mp} ：設計曲げモーメントの作用によるモーメント鉄筋の引張力 (kN)

$T_{mp} = A_m \cdot f_{yk} / \gamma_s$

A_m ：上側あるいは下側のモーメント鉄筋の断面積 (m^2)

$A_m = A_b \times n_{ba}$

n_{ba} ：上側あるいは下側のモーメント鉄筋本数 $n_{ba} = 16$ (本)

A_b ：モーメント鉄筋の断面積 $A_b = 0.0003871$ (m^2)

f_{yk} ：モーメント鉄筋の引張強度の特性値

$f_{yk} = 345(N/mm^2) = 345,000(kN/m^2)$

N_s ：モーメント鉄筋の材料係数 $\gamma_s = 1.0$

T_{sp} ：水平力によるモーメント鉄筋の引張耐力 (kN)

$T_{sp} = 2 \cdot A_m \cdot f_{yk} / \gamma_s$

表2-61　モーメント鉄筋結果一覧表

構造物の要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目	R_p (kN)	M_e (kNm/本)	M_f (kNm/本)	M (kNm/本)	T_m (kN)	T_{mp} (kN)
安全性	基礎の安定（その 1）列車荷重最大	4,294	2,147.0	6,109.9	6,109.9	1,770.7	2,136.8
	基礎の安定（その 2）風荷重最大	4,116	2,058.0	6,109.9	6,109.9	1,770.7	2,136.8
	基礎の安定（その 3）車両横荷重最大	4,248	2,124.0	6,109.9	6,109.9	1,770.7	2,136.8
	基礎の安定（その 4）異常出水時	3,630	1,815.0	6,109.9	6,109.9	1,770.7	2,136.8

構造物の要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目	T_s (kN/本)	T_{sp} (kN)	γ_a	γ_b	γ_i	$\gamma_a\gamma_b\gamma_i$ $(T_m/T_{mp}+T_s/T_{sp})$	判定
安全性	基礎の安定（その 1）列車荷重最大	64	4273.6	1.0	1.0	1.0	0.84	OK
	基礎の安定（その 2）風荷重最大	93	4273.6	1.0	1.0	1.0	0.85	OK
	基礎の安定（その 3）車両横荷重最大	62	4273.6	1.0	1.0	1.0	0.84	OK
	基礎の安定（その 4）異常出水時	81	4273.6	1.0	1.0	1.0	0.85	OK

（2）せん断鉄筋の設計

せん断鉄筋は，鉛直反力により以下の式で求めます。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i \cdot R_p / S_e \leqq 1.0$$

ここに，

S_e ：せん断鉄筋のせん断耐力 (kN)

$S_e = n_s \cdot A_s \cdot f_{vyk} / \gamma_s$

R_p ：鋼管矢板1本あたりの頂版下面における鉛直反力 (kN/本)

n_s ：せん断鉄筋の本数 $n_s = 60$(本)

A_s ：せん断鉄筋の1本あたりの断面積 $A_s = 0.000387$ (m^2)

f_{vyk} ：せん断鉄筋のせん断強度の特性値

$f_{vyk} = f_{yk} / \sqrt{3} = 345 / \sqrt{3} = 199 (N/mm^2) = 199{,}000$ (kN/m^2)

N_s ：せん断鉄筋の材料係数 $\gamma_s = 1.0$

表2-62 せん断鉄筋結果一覧表

構造物の要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目	R_p (kN/本)	S_e (kN)	γ_a	γ_b	γ_i	$\gamma_a\gamma_b\gamma_i$ R_p/S_e	判定
安全性	基礎の安定（その 1）列車荷重最大	4,294	4,622	1.0	1.0	1.0	0.93	OK
	基礎の安定（その 2）風荷重最大	4,116	4,622	1.0	1.0	1.0	0.89	OK
	基礎の安定（その 3）車両横荷重最大	4,248	4,622	1.0	1.0	1.0	0.92	OK
	基礎の安定（その 4）異常出水時	3,630	4,622	1.0	1.0	1.0	0.79	OK

２．８．５　地震時の照査

（1）曲げモーメントに対する照査

鋼管矢板の拘束モーメントに対し，結合部の抵抗曲げモーメントが上回ることを照査します。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i \cdot M / M_r \leqq 1.0$$

$$M = M_M$$

$$Mr = \sigma_y n_{ba} A_b h - H_R h / (2 + n_s A_s / n_{ba} A_b)$$

ここに，

M ：照査モーメント (kN･m)

M_M ：継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒梁により算出した，頂版下面位置での鋼管矢板1本当たりの拘束モーメント (kN･m)

M_r ：抵抗曲げモーメント (kN･m)

σ_y ：鉄筋の降伏点 $= 345 (N/mm^2) = 345{,}000 (kN/m^2)$

n_{ba} ：モーメント鉄筋本数 $= 16$ (本)

A_b ：モーメント鉄筋1本の断面積 $= 0.0003871$ (m^2)

h ：モーメント鉄筋の中心間隔 $= 3.45$ (m)

H_R ：継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒梁により算出した，頂版下面位置での鋼管矢板1本当たりの水平反力

n_s ：せん断鉄筋の本数 $= 40$ (本)

A_s ：せん断鉄筋1本の断面積 $= 0.000387$ (m^2)

表2-63　せん断鉄筋結果一覧表

構造物の要求性能	設計地震動	H_R (kN)	M (kN)	M_r (kN)	γ_a	γ_b	γ_i	$\gamma_a\gamma_b\gamma_i$ M/M_r	判定
復旧性	L1 地震動	667	954	6861	1.0	1.0	1.0	0.14	OK
	L2 地震動	1014	1831	6595	1.0	1.0	1.0	0.28	OK

（2)鉛直荷重に対する照査

押込み側の鋼管矢板の押し込み反力の総和に対し，結合部の抵抗力の総和が上回ることを照査します。抵抗力は，モーメント鉄筋およびせん断鉄筋が同時に抵抗するものとして算出します。なお，引抜き力に対する照査は，抵抗力が押込み力に対する照査の場合と同じとなることから，省略してよいものとしています。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i \cdot R/R_r \leqq 1.0$$

$$R = \Sigma RN_i$$

$$R_r = 0.7 \cdot \sigma_y \cdot (2 \cdot n_{ba} \cdot A_b + n_s \cdot A_s) \cdot nN$$

ここに,

R　：照査押込み反力の総和　(kN)

RN_i　：継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒梁により算出した，i番目の鋼管矢板の頂版下面位置での押込み反力　(kN)

R_r　：接合部の押込み抵抗力の総和　(kN)

σ_y　：降伏点　= 345(N/mm^2)= 345,000　(kN/m^2)

n_{ba}　：モーメント鉄筋本数　= 16　(本)

A_b　：モーメント鉄筋1本の断面積 = 0.0003871　(m^2)

n_s　：せん断鉄筋の本数　= 40　(本)

A_s　：せん断鉄筋1本の断面積　= 0.0003871　(m^2)

nN　：押込み側の鋼管矢板の本数　(本)

表2-64　せん断鉄筋結果一覧表

構造物の要求性能	設計地震動	nN (本)	R (kN)	R_r (kN)	γ_a	γ_b	γ_i	$\gamma_a\gamma_b\gamma_i$ R/R_r	判定
復旧性	L1 地震動	19	66,231	127,887	1.0	1.0	1.0	0.52	OK
	L2 地震動	17	77,867	114,425	1.0	1.0	1.0	0.68	OK

（3）水平荷重に対する照査

照査水平力に対し，結合部の抵抗力が上回ることを照査します。抵抗力はモーメント鉄筋およびせん断鉄筋が同時に抵抗するものとして算出します。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i \cdot H/H_r \leqq 1.0$$

$$H = HR$$

$$Hr = \sigma_y \cdot (2 \cdot n_{ba} \cdot A_b + n_s \cdot A_s)$$

ここに,

H　：照査水平荷重　(kN)

HR　：継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒梁により算出した，頂版下面位置での鋼管矢板1本当たりの水平反力　(kN)

H_r　：接合部の水平抵抗力　(kN)

σ_y　：鉄筋の降伏点　= 345(N/mm^2)= 345,000　(kN/m^2)

n_{ba} ：モーメント鉄筋本数　＝16　(本)

A_b ：モーメント鉄筋1本の断面積　＝0.0003871　(m^2)

n_s ：せん断鉄筋の本数= 40　(本)

A_s ：せん断鉄筋1本の断面積　＝0.0003871　(m^2)

表2-65　せん断鉄筋結果一覧表

構造物の要求性能	設計地震動	H (kN)	H_r (kN)	γ_a	γ_b	γ_i	$\gamma_a\gamma_b\gamma_i$ H/H_r	判定
復旧性	L1 地震動	667	9616	1.0	1.0	1.0	0.07	OK
	L2 地震動	1014	9616	1.0	1.0	1.0	0.11	OK

３．　設計事例２　小判形鋼管矢板基礎

３．１　設計条件

３．１．１　構造，材料，安全係数

１）上部構造

形　　式：６径間連続 PC 箱桁橋、合成床版橋

２）下部構造

橋　　脚：小判形橋脚

基　　礎：鋼管矢板基礎

施　　工：中掘り根固め杭工法，仮締切り兼用方式

３）使用材料および材質強度

鋼　管　矢　板：SKY490／SKY400

継　　手　　管：STK400　φ165.2×t11

く体コンクリート：f'_{ck}＝27 N/mm^2

頂版コンクリート：f'_{ck}＝27 N/mm^2

底盤コンクリート：f'_{ck}＝24 N/mm^2

中詰コンクリート：f'_{ck}＝18 N/mm^2

４）材料強度の特性値および設計強度

① 鋼　材（鋼管矢板）

鋼　種		SKY400	SKY490
引張降伏強度	N/mm^2	235	315
圧縮降伏強度	N/mm^2	R/t≦50 のとき 235 R/t＞50 のとき 235－7.8(R/t－50)	R/t≦40 のとき 315 R/t＞40 のとき 315－7.8(R/t－40)
せん断降伏強度	N/mm^2	135	180

R：鋼管矢板の半径，t：鋼管矢板の厚さ

＊材料係数 γ_m は 1.05 とする（安全性・復旧性）

② 鉄　　筋

鉄筋の種類			SD390
設計引張降伏強度	f_{syd}	N/mm^2	390
設計圧縮降伏強度	f'_{syd}	N/mm^2	390
設計引張強度	f_{sud}	N/mm^2	560

③ 溶　接　部

工場溶接部	母材と同じ
現場溶接部	工場溶接部の 90%*

＊道路分野に準じた確実なプロセス管理がなされる場合は、鋼管杭に準じて 100%としてよい。

５）安全係数

① 作用係数 γ_f

構造物の要求性能	性能項目	作用の種別	作用係数 γ_f
安全性	基礎の安定	永久作用	1.0～1.2(0.8～1.0)*
		主たる変動作用	1.1～1.2
		従たる変動作用	1.0
		偶発作用	1.0
使用性	基礎の支持性能	すべての作用	1.0
復旧性	基礎の残留変位	すべての作用	1.0

＊小さい方が不利となる場合

② 構造解析係数 γ_a

構造物の要求性能	安全性	使用性	復旧性
基礎の性能項目	基礎の安定	基礎の支持性能	基礎の残留変位
構造解析係数 γ_a	1.0 1.2*	1.0	1.0

＊地震時以外の安全性に関する基礎の安定性の照査においては，地盤および基礎部材等の非線形性を無視した線形モデルにより構造解析を実施する場合は，1.2 程度とする

③ 構造物係数 γ_i

構造物の要求性能	安全性	使用性	復旧性
基礎の性能項目	基礎の安定	基礎の支持性能	基礎の残留変位
構造物係数 γ_i	1.0*～1.2　（地震時以外） 1.0　（地震時）	1.0	1.0（地震時）

＊「永久作用＋主たる変動作用＋従たる変動作用」の組合せの場合は一般に 1.1 以上とするのがよい

④ 地盤調査係数 γ_g

地盤の諸数値の設計用値	地盤調査法		地盤調査係数 γ_g
地盤反力係数の算定に用いる地盤の変形係数 E_d	三軸圧縮試験		γ_{gE}=1.2～1.4
	一軸圧縮試験		(1.0～1.1)*
	平板載荷試験	新規載荷時	γ_{gE}=1.2～1.4
		繰返し載荷時	γ_{gE}=1.0～1.1
	PS 検層		γ_{gE}=1.0～1.1
	孔内水平載荷試験（砂礫以外）		γ_{gE}=1.2～1.4
	標準貫入試験からの推定（砂質土）		γ_{gE}=1.2～1.4
内部摩擦角 ϕ_d	三軸圧縮試験		γ_g=1.0
	（式 1）		
粘着力度 c_d	三軸圧縮試験		
	一軸圧縮試験		
単位体積重量 γ_d	土の湿潤密度試験		
	（別表）		
圧密特性の諸数値	圧密試験		

＊乱れの少ない良質な試料を採取した場合

（式 1）　$\phi = 1.85\left(\dfrac{N}{\sigma'_v/100 + 0.7}\right)^{0.6} + 26$

ここに，　ϕ　：砂質土，礫質土の内部摩擦角の特性値（度）

N　：標準貫入試験の N 値（特性値）

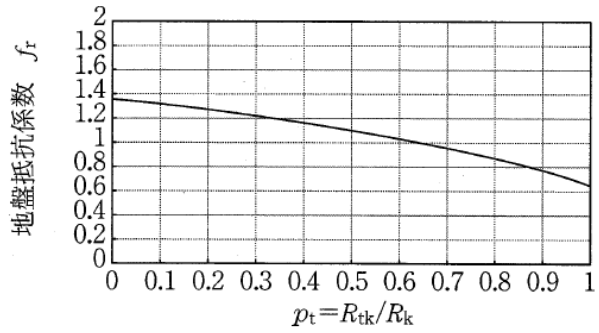
σ'_v：地質調査時の当該位置の有効上載圧(kN/m^2)

別表　地盤の単位体積重量の上下限値(kN/m^3)

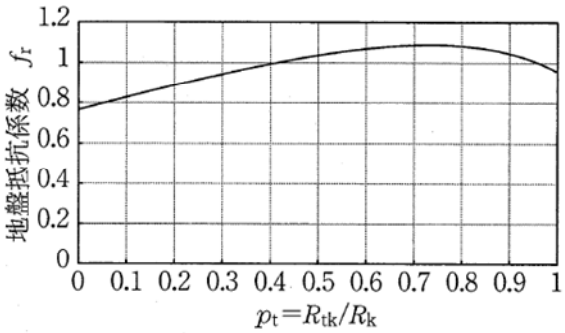
N 値		湿潤		飽和		水中	
		下限値	上限値	下限値	上限値	下限値	上限値
砂質土	50 以上	18	19	19	20	9	10
	30～50	18	19	18	20	8	10
	10～30	18	19	18	19	8	9
	10 未満	17	18	18	19	8	9
粘性土	10 以上	15	18	15	18	5	8
	10 未満	15	17	15	17	5	7

⑤　地盤抵抗係数 f_r

(a-1)杭基礎の地盤の破壊の照査の場合（地震時以外）



打込み杭工法

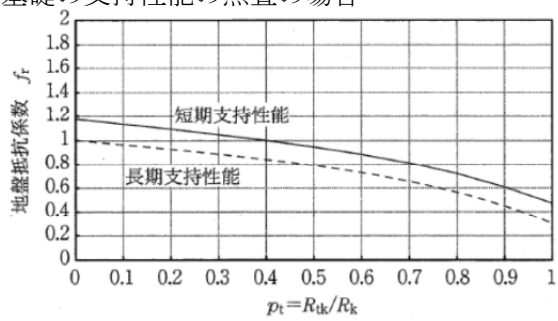


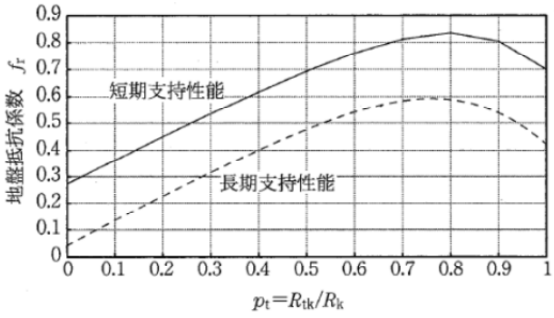
中掘り根固め杭工法

(a-2)杭基礎の地盤の破壊の照査の場合（地震時）

杭工法		杭先端 f_{rt}	杭周面 f_{rf}
打込み杭工法	先端閉塞杭	1.4	1.9
	先端開放鋼管杭	1.1	
中掘り根固め杭工法		1.7	1.7

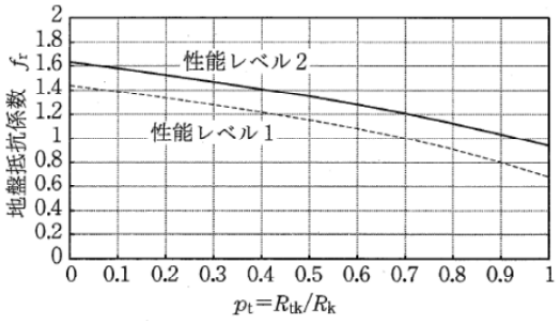
(b)杭基礎の支持性能の照査の場合

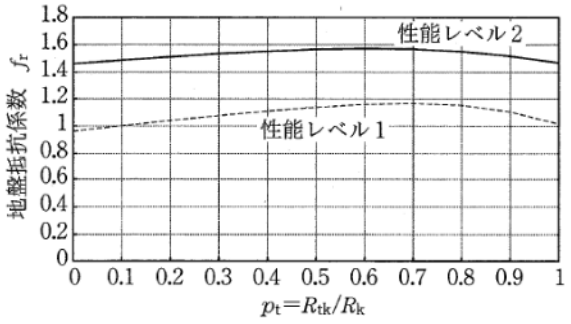




打込み杭工法　　中掘り根固め杭工法

(c)杭基礎の残留鉛直変位の照査の場合





打込み杭工法　　中掘り根固め杭工法

６）修正係数

(a)地盤変形係数に関する地盤修正係数 ρ_{gE}

地盤調査法		試験値の記号 E_x	地盤修正係数 ρ_{gE}
地盤材料試験	三軸圧縮試験	E_{50}	1.0
	一軸圧縮試験		1.0
平板載荷試験	新規載荷時	E_{PLi}	1.0
	繰返し載荷時	E_{PLr}	0.33
PS 検層（弾性波速度検層）		E_{PS}	0.1
孔内水平載荷試験		E_b	2.5
標準貫入試験	E_N=2000N による推定	E_N	1.0

(b)地盤反力係数に関する地盤修正係数 ρ_{gk}

作用の継続時間	考慮する作用	地盤反力係数に関する地盤修正係数 ρ_{gk}
短期	変動作用，偶発作用	1.0
長期	永久作用*	0.5

＊地震時の応答の算定では，永久作用に対しても ρ_{gk}=1.0 としてよい

(c)杭の支持力に関する地盤修正係数 ρ_{gty}，ρ_{gtu}

先端支持力に関する地盤修正係数

杭工法		降伏 ρ_{gty}	終局 ρ_{gtu}
打込み杭工法	先端閉塞杭	1.0	1.4
	先端開放鋼管杭	0.7	1.1
中掘り根固め杭工法		1.1	1.7

周面支持力に関する地盤修正係数

杭工法	降伏 ρ_{gty}	終局 ρ_{gtu}
打込み杭工法	1.6	1.9
中掘り根固め杭工法	1.3	1.7

３．１．２　一般形状図

基礎本体の形状図を図3-1に示します。

＊本設計例では橋軸直角方向の検討を実施しています。

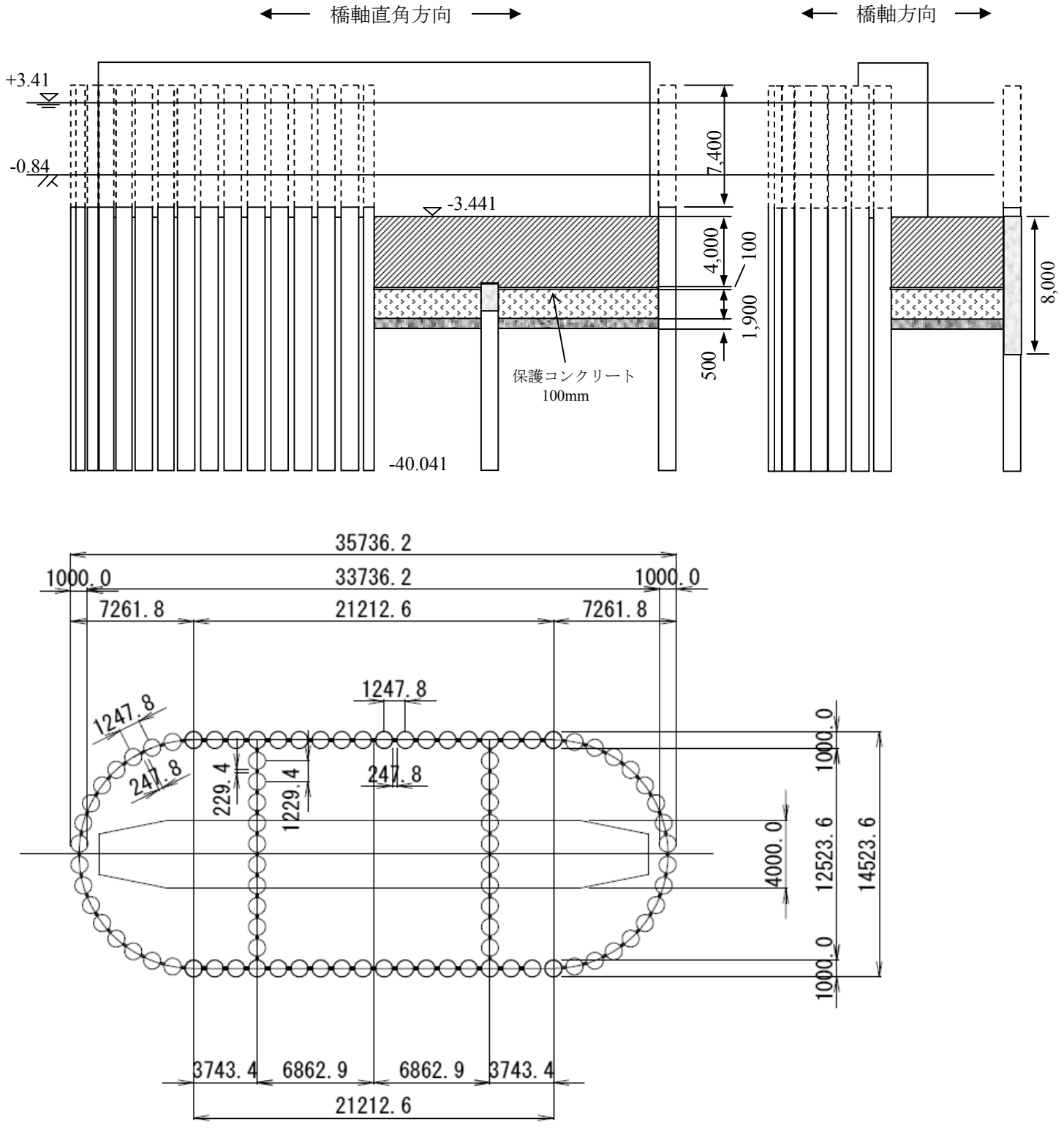


図3-1 基礎本体の形状図

３．１．３　地盤条件

地盤条件を図3-2，表3-1に示します。

地盤種別：G5 地盤

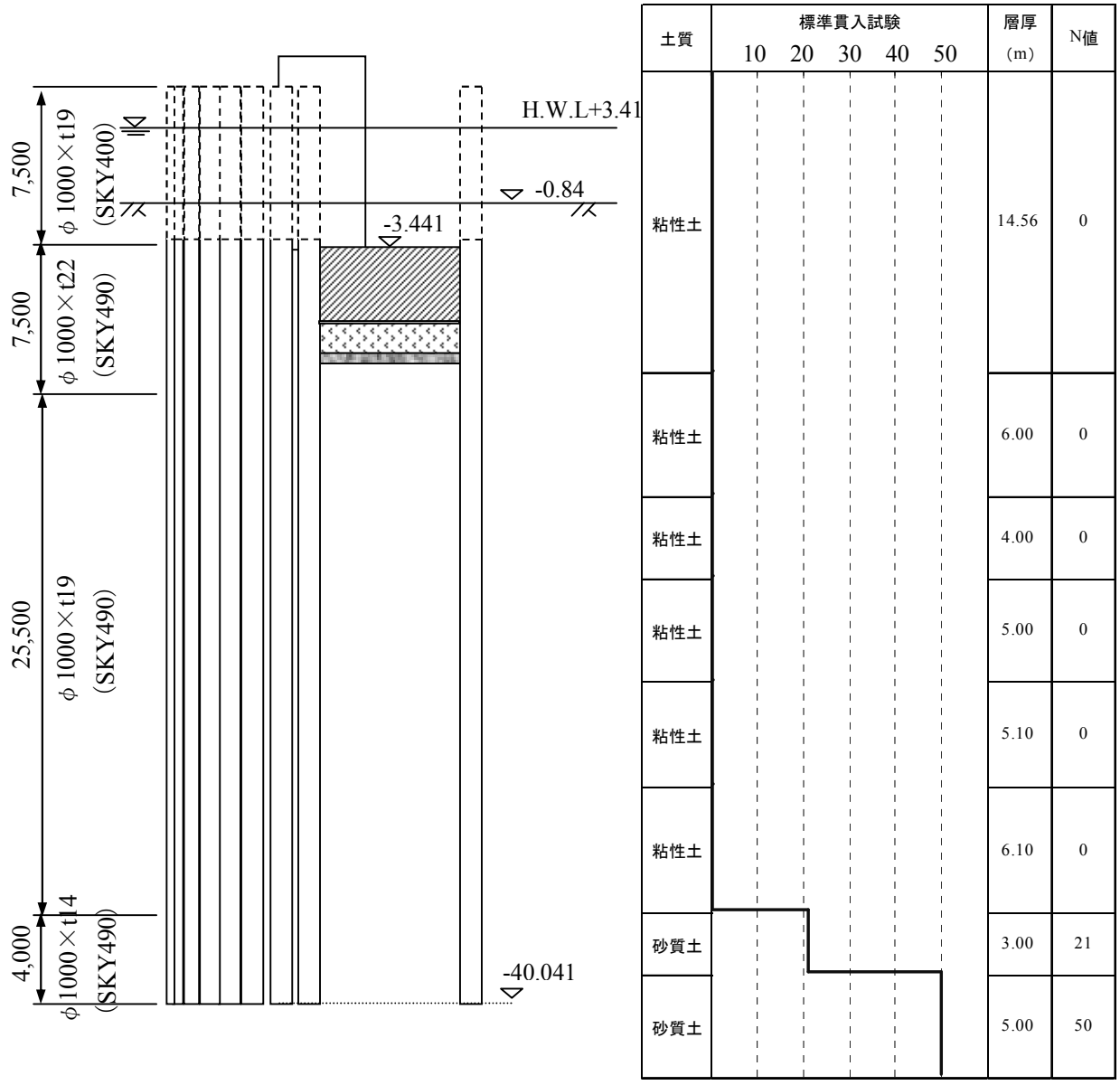


図3-2 地盤条件

表3-1 土質条件

層番号	土質名	層厚 (m)	平均N値	$E_x(E_{ps})$ (kN/m^2)	E_d (kN/m^2)
第1層	粘性土	8.00	0	16,400	1,640
第2層	粘性土	6.00	0	23,600	2,360
第3層	粘性土	4.00	0	27,200	27,20
第4層	粘性土	5.00	0	23,600	2,360
第5層	粘性土	5.10	0	30,800	3,080
第6層	粘性土	6.10	0	109,200	10,920
第7層	砂質土	3.00	21	197,600	19,760
第8層	砂質土	5.00	50	587,600	58,760

注記）本設計例題では，液状化時の検討は割愛しています。

E_x：地盤の変形係数の試験値（本設計では PS 検層試験値 E_{ps} を使用）

E_d：地盤の変形係数の設計用値

$E_d = \rho_{gE} \times E_x \div \gamma_{gE}$

ρ_{gE}：地盤の変形係数に関する地盤修正係数(＝0.1)

γ_{gE}：地盤の変形係数に関する地盤調査係数(＝1.0)

３．２　地盤ばね定数の算定

本設計事例では基礎の平面形状が小判形であるため，表3-2に示す地盤抵抗を考慮します。

表3-2　小判形の場合に考慮する地盤抵抗

部位		地盤抵抗要素	地震時	地震時以外
前背面	外周面	水平地盤抵抗	○	○
		鉛直せん断地盤抵抗	○	○
	内周面	水平地盤抵抗	×原則，無視する	×
		鉛直せん断地盤抵抗	△	×
側面	外周面	水平せん断地盤抵抗	○	○
		鉛直せん断地盤抵抗	○	○
	内周面	水平せん断地盤抵抗	×原則，無視する	×
		鉛直せん断地盤抵抗	△	×
底面		鉛直地盤抵抗	○	○
		水平せん断地盤抵抗	○	○

○：考慮する，△：地震作用に伴う増加荷重のみ受け持たせる，×：無視する

３．２．１　水平地盤ばねの算定

（１）前背面の外周面の水平地盤反力係数の算定

前背面の外周面の水平地盤反力係数は次式により求めます。

$$k_{ho} = 5.1 \times \rho_{gk} \times k_d \times k_h^{-3/4}$$

ここに,

k_{ho} ：水平地盤反力係数 (kN/m^3)

ρ_{gk} ：地盤反力係数に関する地盤修正係数

B_h ：基礎前面の換算幅 (=14.524m) (m)

B_h=L (L＜ℓ≦3L)

L ：基礎前面の抵抗幅 (=14.524m) (m)

B ：基礎側面の抵抗幅 (m)

B_e ：基礎側面の有効抵抗幅 (m)

ℓ ：基礎の長さ (m)

E_d ：地盤の変形係数の設計用値 (kN/m^2)

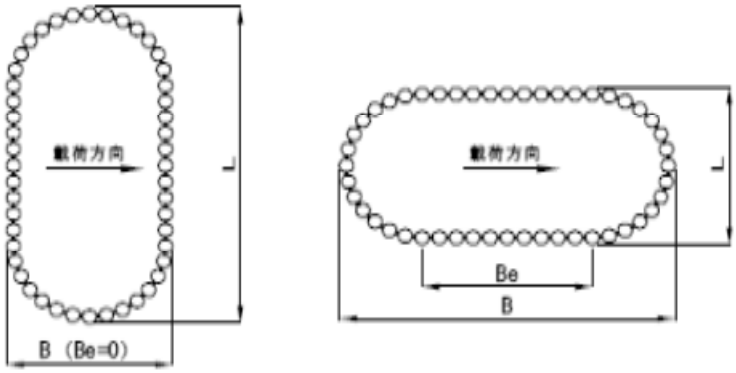


図 3-3 有効抵抗幅

各層毎に，長期・短期で使用する地盤反力係数を計算します。

① 第 1 層 （粘性土層，層厚 ℓ1＝5.96m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝1,640 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{ho1}=5.1\times\rho_{gk}\times k_d\times k_h^{-3/4}$

$=5.1\times0.5\times1,640\times14.524^{-3/4}$

$=562$ kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$k_{ho1}=5.1\times\rho_{gk}\times k_d\times k_h^{-3/4}$

$=5.1\times1.0\times1,640\times14.524^{-3/4}$

$=1,124$ kN/m^3

② 第 2 層 （粘性土層，層厚 ℓ2＝6.00m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝2,360 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{ho2}=5.1\times\rho_{gk}\times k_d\times k_h^{-3/4}$

$=5.1\times0.5\times2,360\times14.524^{-3/4}$

$=809$ kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

k_{ho2}＝5.1×ρ_{gk}×k_d×$k_h^{-3/4}$

＝5.1×1.0×2,360×14.524$^{-3/4}$

＝1,618 kN/m^3

③ 第 3 層　（粘性土層，層厚 ℓ3＝4.00m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝2,720 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

k_{ho3}＝5.1×ρ_{gk}×k_d×$k_h^{-3/4}$

＝5.1×0.5×2,720×14.524$^{-3/4}$

＝932 kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

k_{ho3}＝5.1×ρ_{gk}×k_d×$k_h^{-3/4}$

＝5.1×1.0×2,720×14.524$^{-3/4}$

＝1,865 kN/m^3

④ 第 4 層　（粘性土層，層厚 ℓ4＝5.00m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝2,360 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

k_{ho4}＝5.1×ρ_{gk}×k_d×$k_h^{-3/4}$

＝5.1×0.5×2,360×14.524$^{-3/4}$

＝809 kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

k_{ho4}＝5.1×ρ_{gk}×k_d×$k_h^{-3/4}$

＝5.1×1.0×2,360×14.524$^{-3/4}$

＝1,618 kN/m^3

⑤第 5 層　（粘性土層，層厚 ℓ5＝5.10m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝3,080 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

k_{ho5}＝5.1×ρ_{gk}×k_d×$k_h^{-3/4}$

＝5.1×0.5×3,080×14.524$^{-3/4}$

＝1,056 kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

k_{ho5}＝5.1×ρ_{gk}×k_d×$k_h^{-3/4}$

＝5.1×1.0×3,080×14.524$^{-3/4}$

＝2,111 kN/m^3

⑥ 第 6 層　（粘性土層，層厚 ℓ6＝6.10m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝10,920 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{ho6}=5.1\times\rho_{gk}\times k_d\times k_h^{-3/4}$

$=5.1\times0.5\times10{,}920\times14.524^{-3/4}$

$=3{,}742$ kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$k_{ho6}=5.1\times\rho_{gk}\times k_d\times k_h^{-3/4}$

$=5.1\times1.0\times10{,}920\times14.524^{-3/4}$

$=7{,}486$ kN/m^3

⑦ 第 7 層　（砂質土層，層厚 ℓ7＝3.00m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝19,760 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{ho7}=5.1\times\rho_{gk}\times k_d\times k_h^{-3/4}$

$=5.1\times0.5\times19{,}760\times14.524^{-3/4}$

$=6{,}773$ kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$k_{ho7}=5.1\times\rho_{gk}\times k_d\times k_h^{-3/4}$

$=5.1\times1.0\times19{,}760\times14.524^{-3/4}$

$=13{,}545$ kN/m^3

⑧ 第 8 層　（砂質土層，層厚 ℓ8＝1.44m）

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝58,760 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{ho8}=5.1\times\rho_{gk}\times k_d\times k_h^{-3/4}$

$=5.1\times0.5\times58{,}760\times14.524^{-3/4}$

$=20{,}140$ kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$k_{ho8}=5.1\times\rho_{gk}\times k_d\times k_h^{-3/4}$

$=5.1\times1.0\times58{,}760\times14.524^{-3/4}$

$=40{,}280$ kN/m^3

各層における前背面の外周面の水平地盤反力係数を表 3-3 にまとめます。

表3-3　前背面の外周面の水平地盤反力係数

層番号	土質名	層厚 (m)	E_d (kN/m^2)	長期 k_{ho}(kN/m^3)	短期 k_{ho}(kN/m^3)
第1層	粘性土	5.96	1,640	562	1,124
第2層	粘性土	6.00	2,360	809	1,618
第3層	粘性土	4.00	2,720	932	1,865
第4層	粘性土	5.00	2,360	809	1,618
第5層	粘性土	5.10	3,080	1,056	2,111
第6層	粘性土	6.10	10,920	3,742	7,486
第7層	砂質土	3.00	19,760	6,773	13,545
第8層	砂質土	1.44	58,760	20,140	40,280

1）鋼管矢板基礎の全体の水平地盤ばね定数の算定

鋼管矢板基礎の全体の水平地盤ばね定数は，次式で算定します。

$$K_{ho}=k_{ho}\times L\times \Delta \ell$$

ここに，

K_{ho}　：水平地盤ばね定数　(kN/m)

k_{ho}　：水平地盤反力係数　(kN/m^3)

L　：基礎前面及び背面の抵抗幅(＝14.524m)　(m)

$\Delta \ell$　：地盤ばね定数を算定する区間の長さ　(m)

表 3-4 に鋼管矢板基礎の全体としての水平地盤ばね定数をまとめます。群杭モデルによる鋼管矢板の応答値の算定においては，鋼管矢板本管の非線形性を考慮するため，鋼管矢板本管を梁にモデル化した各軸線は概ね 1D（D：鋼管矢板本管の直径）で鉛直方向に分割することになります。鋼管矢板基礎の前背面の水平地盤ばねは，その分割した各要素へ設定するため，鋼管矢板基礎の全体の前背面の水平地盤ばね定数の算定においては，鋼管矢板本管をモデル化した各軸線の各要素長として 1D，すなわち，この試設計においては鋼管矢板本管の直径が 1.0m であることから，『$\Delta \ell$＝1D＝1.0m』として算定しています。

表3-4 前背面の外周面の全体の水平地盤ばね定数

層番号	層厚 (m)	水平地盤反力係数 k_{ho}(kN/m^3)		水平地盤ばね定数 K_{ho}(kN/m)	
		長期	短期	長期	短期
第1層	5.96	562	1,124	8,162	16,325
第2層	6.00	809	1,618	11,750	23,500
第3層	4.00	932	1,865	13,536	27,087
第4層	5.00	809	1,618	11,750	23,500
第5層	5.10	1,056	2,111	15,337	30,660
第6層	6.10	3,742	7,486	54,349	108,727
第7層	3.00	6,773	13,545	98,371	196,728

第8層	1.44	20,140	40,280	292,513	585,027

2）鋼管矢板本管１本当りの水平地盤ばね定数の算定

鋼管矢板本管１本当りの前背面の外周面の水平地盤ばね定数は，鋼管矢板基礎の全体の水平地盤ばね定数を全外壁鋼管矢板本数で等分した値を用います。

鋼管矢板１本当りの水平地盤ばね定数＝K_{ho}÷n

n：全外壁鋼管矢板本数（＝68 本）

表 3-5 鋼管矢板本管１本当りの前背面の外周面の水平地盤ばね定数

層番号	層厚 (m)	鋼管矢板基礎の全体としての前背面の外周面の水平地盤ばね定数 K_{ho}(kN/m)		鋼管矢板本管1本当りの前背面の外周面の水平地盤ばね定数 K_{ho}(kN/m)	
		長期	短期	長期	短期
第1層	5.96	8,162	16,325	120	240
第2層	6.00	11,750	23,500	173	346
第3層	4.00	13,536	27,087	199	398
第4層	5.00	11,750	23,500	173	346
第5層	5.10	15,337	30,660	226	451
第6層	6.10	54,349	108,727	799	1,599
第7層	3.00	98,371	196,728	1,447	2,893
第8層	1.44	292,513	585,027	4,302	8,603

３．２．２　鉛直せん断地盤ばね定数の算定

本設計事例の対象橋脚は平面形状が小判形の鋼管矢板基礎であることから，鉛直せん断地盤抵抗として考慮できる，前背面の外周面と内周面，側面の外周面と内周面の鉛直せん断地盤ばね定数のみを算定します。そのうち，前背面の内周面ならびに側面の内周面の鉛直せん断地盤ばねは地震時のみ有効，地震作用に伴う増加荷重にのみ抵抗させることができ，その有効範囲は井筒の下方に限られます。

（１）前背面の外周面と内周面，側面の外周面と内周面の鉛直せん断地盤反力係数の算定

前背面の外周面，内周面の鉛直せん断地盤反力係数は，次式により求めます。

$k_{sLo}(k_{sLi})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$（中掘り根固め杭工法）

ここに，

k_{sLo}　：外周の鉛直せん断地盤反力係数　　(kN/m^3)

k_{sLi}　：内周の鉛直せん断地盤反力係数　　(kN/m^3)

ρ_{gk}　：地盤反力係数に関する地盤修正係数

E_d　：地盤の変形係数の設計用値　　(kN/m^2)

各層毎に，長期・短期で使用する地盤反力係数を計算します。

① 第１層　（粘性土層，層厚 $\ell 1$＝5.96m)

地盤の変形係数の設計用値：E_d＝1,640 kN/m^2

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_{sLo1}(k_{sLi1})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times0.5\times1,640$

$=82\ kN/m^3$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=1.0$

$k_{sLo1}(k_{sLi1})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times1.0\times1,640$

$=164\ kN/m^3$

② 第 2 層　（粘性土層，層厚 $\ell2=6.00m$）

地盤の変形係数の設計用値：$E_d=2,360\ kN/m^2$

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=0.5$

$k_{sLo2}(k_{sLi2})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times0.5\times2,360$

$=118\ kN/m^3$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=1.0$

$k_{sLo2}(k_{sLi2})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times1.0\times2,360$

$=236\ kN/m^3$

③ 第 3 層　（粘性土層，層厚 $\ell3=4.00m$）

地盤の変形係数の設計用値：$E_d=2,720\ kN/m^2$

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=0.5$

$k_{sLo3}(k_{sLi3})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times0.5\times2,720$

$=136\ kN/m^3$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=1.0$

$k_{sLo3}(k_{sLi3})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times1.0\times2,720$

$=272\ kN/m^3$

④ 第 4 層　（粘性土層，層厚 $\ell4=5.00m$）

地盤の変形係数の設計用値：$E_d=2,360\ kN/m^2$

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=0.5$

$k_{sLo4}(k_{sLi4})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.14\times0.5\times2,360$

$=118\ kN/m^3$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=1.0$

$k_{sLo4}(k_{sLi4})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times1.0\times2,360$

$=236\ kN/m^3$

⑤ 第 5 層　（粘性土層，層厚 $\ell 5=5.10m$）

地盤の変形係数の設計用値：$E_d=3{,}080\ kN/m^2$

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=0.5$

$k_{sLo5}(k_{sLi5})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times0.5\times3{,}080$

$=154\ kN/m^3$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=1.0$

$k_{sLo5}(k_{sLi5})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times1.0\times3{,}080$

$=308\ kN/m^3$

⑥ 第 6 層　（粘性土層，層厚 $\ell 6=6.10m$）

地盤の変形係数の設計用値：$E_d=10{,}920\ kN/m^2$

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=0.5$

$k_{sLo6}(k_{sLi6})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times0.5\times10{,}920$

$=546\ kN/m^3$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=1.0$

$k_{sLo6}(k_{sLi6})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times1.0\times10{,}920$

$=1{,}092\ kN/m^3$

⑦ 第 7 層　（砂質土層，層厚 $\ell 7=3.00m$）

地盤の変形係数の設計用値：$E_d=19{,}760\ kN/m^2$

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=0.5$

$k_{sLo7}(k_{sLi7})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times0.5\times19{,}760$

$=988\ kN/m^3$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=1.0$

$k_{sLo7}(k_{sLi7})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times1.0\times9{,}760$

$=1{,}976\ kN/m^3$

⑧ 第 8 層　（砂質土層，層厚 $\ell 8=1.44m$）

地盤の変形係数の設計用値：$E_d=58{,}760\ kN/m^2$

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=0.5$

$k_{sLo8}(k_{sLi8})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times0.5\times58,760$

$=2,938\ kN/m^3$

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：$\rho_{gk}=1.0$

$k_{sLo8}(k_{sLi8})=0.1\times\rho_{gk}\times E_d$

$=0.1\times1.0\times58,760$

$=5,876\ kN/m^3$

なお、側面の外周面と内周面の鉛直せん断地盤ばね定数(k_{sBo}，k_{sBi})は、前背面の外周面と内周面の鉛直せん断ばね定数の算出式と同式であるため、ここでは省略します。

各層における前背面および側面の外周面と内周面の鉛直せん断地盤反力係数を表 3-6 にまとめます。

表 3-6　前背面の外周面と内周面，側面の外周面と内周面の鉛直せん断地盤反力係数

層番号	土質名	層厚 (m)	地盤の変形係数の設計用値 E_d (kN/m^2)	長期 k_{sLo}, k_{sBo}, k_{sLi}, k_{sBi} (kN/m^3)	短期 k_{sLo}, k_{sBo}, k_{sLi}, k_{sBi} (kN/m^3)
第1層	粘性土	5.96	1,640	82	164
第2層	粘性土	6.00	2,360	118	236
第3層	粘性土	4.00	2,720	136	272
第4層	粘性土	5.00	2,360	118	236
第5層	粘性土	5.10	3,080	154	308
第6層	粘性土	6.10	10,920	546	1,092
第7層	砂質土	3.00	19,760	988	1,976
第8層	砂質土	1.44	58,760	2,938	5,876

1）鋼管矢板基礎の全体の前背面と側面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数の算定

前背面と側面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数は，次式により求めます。

$K_{sLo}(K_{sBo})=k_{sLo}(k_{sBo})\times U_o\times\Delta\ell$

ここに，

K_{sLo} ：前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数 (kN/m)

k_{sLo} ：前背面の外周面の鉛直せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

K_{sBo} ：側面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数 (kN/m)

k_{sBo} ：側面の外周面の鉛直せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

U_o ：鋼管矢板基礎の外周面の長さ(＝88.052) (m)

$\Delta\ell$ ：鉛直せん断地盤ばね定数を算定する区間の長さ (m)

表 3-7 に鋼管矢板基礎の全体としての前背面と側面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数を示します。前背面の外周面の水平地盤ばね定数と同じように，『$\Delta\ell$＝1D＝1.0m』として前背面と側面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数を算定します。

表3-7 鋼管矢板基礎の全体の前背面と側面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数

層番号	層厚 (m)	鉛直せん断地盤反力係数 k_{sLo}，k_{sBo} (kN/m^3)		鉛直せん断地盤ばね定数 K_{sLo}，K_{sBo} (kN/m)	
		長期	短期	長期	短期
第1層	5.96	82	164	7,220	14,441
第2層	6.00	118	236	10,390	20,780
第3層	4.00	136	272	11,975	23,950
第4層	5.00	118	236	10,390	20,780
第5層	5.10	154	308	13,560	27,120
第6層	6.10	546	1,092	48,076	96,153
第7層	3.00	988	1,976	86,995	173,991
第8層	1.44	2,938	5,876	258,697	517,394

2）鋼管矢板本管 1 本当りの前背面と側面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数の算定

鋼管矢板本管 1 本当りの前背面と側面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数は次式により算定し，その結果を表 3-8 に示します。

鋼管矢板本管 1 本当りの前背面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数＝K_{sLo}÷n

n：全外壁鋼管矢板本数（＝68 本）

表3-8 鋼管矢板本管 1 本当りの前背面と側面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数

層番号	層厚 (m)	鋼管矢板基礎の全体としての前背面と側面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数 K_{sLo}，K_{sBo} (kN/m)		鋼管矢板本管1本当りの前背面と側面の外周面の鉛直せん断地盤ばね定数 K_{sLo}，K_{sBo} (kN/m)	
		長期	短期	長期	短期
第1層	5.96	7,220	14,441	106	212
第2層	6.00	10,390	20,780	153	306
第3層	4.00	11,975	23,950	176	352
第4層	5.00	10,390	20,780	153	306
第5層	5.10	13,560	27,120	199	398
第6層	6.10	48,076	96,153	707	1,414
第7層	3.00	86,995	173,991	1,279	2,559
第8層	1.44	258,697	517,394	3,804	7,609

（2）前背面と側面の内周面の鉛直せん断地盤反力係数の算定

前背面と側面の内周面の鉛直せん断地盤抵抗は地震時のみ有効，すなわち，地震作用に伴う増加荷重のみに受け持たせることができ，その有効範囲は井筒の下方に限られます（図 3-4 参照）。

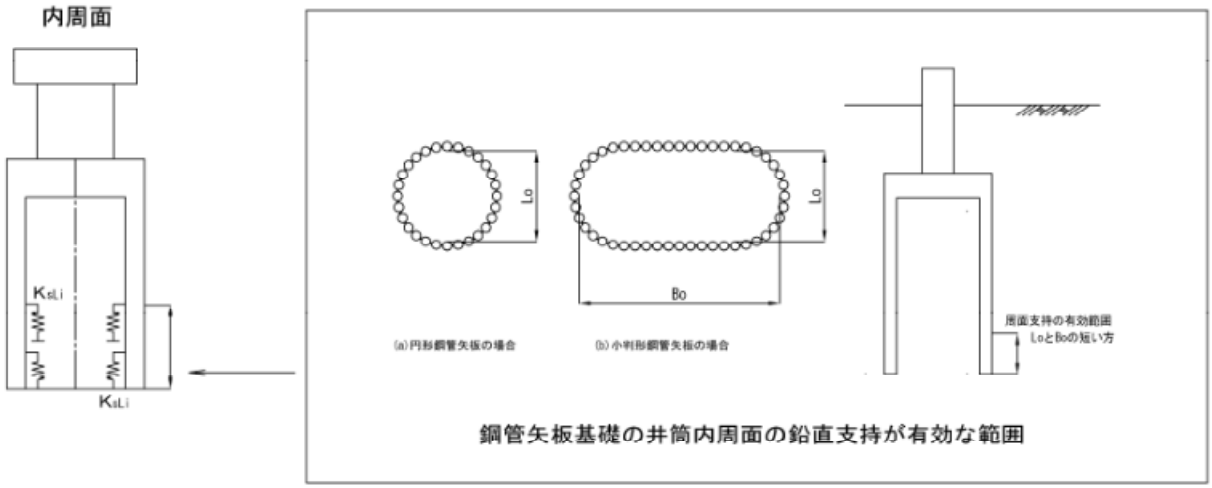


図 3-4　内周面の鉛直支持が有効な範囲

鋼管矢板基礎の平面形状が小判形であるため，前背面の内周面の鉛直せん断地盤抵抗が有効な範囲は『井筒の短辺方向の内周面の直径』となります。すなわち，図 3-1 に示した基礎平面図より，井筒の下端から上方へ，L_o＝12.524m の範囲においてのみ，地震作用に伴う増加荷重のみに受け持たせることができます。本設計例においては，最下層の第 8 層（層厚 1.44m）の下端から第 5 層（層厚 5.10m）の途中の 1.984m までの地層において，この前背面と側面の内周面の鉛直せん断地盤ばねを地震時のみ考慮することができます。

1）鋼管矢板基礎の全体の前背面と側面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数の算定

前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数は次式により求めます。

$$K_{sLi}(K_{sBi}) = k_{sLi}(k_{sBi}) \times U_i \times \Delta\ell$$

ここに，

K_{sLi}	：前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数	(kN/m)
k_{sLi}	：前背面の内周面の鉛直せん断地盤反力係数	(kN/m^3)
K_{sBi}	：側面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数	(kN/m)
k_{sBi}	：側面の内周面の鉛直せん断地盤反力係数	(kN/m^3)
U_i	：鋼管矢板基礎の内周長(＝81.769m)	
$\Delta\ell$	：前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数を考慮する区間の長さ	(m)

表 3-9 に鋼管矢板基礎の全体としての前背面と側面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数を示します。前背面と側面の外周面の水平地盤ばねと同じように，『$\Delta\ell$＝1D＝1.0m』として前背面と側面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数を算定します。

表 3-9 鋼管矢板基礎の全体の前背面と側面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数

層番号	層厚 (m)	鉛直せん断地盤反力係数 k_{sLi}，k_{sBi} (kN/m^3)		鉛直せん断地盤ばね定数 K_{sLi}，K_{sBi} (kN/m)	
		長期	短期	長期	短期
第1層	5.96	考慮しない	考慮しない	考慮しない	考慮しない
第2層	6.00		考慮しない		考慮しない
第3層	4.00		考慮しない		考慮しない
第4層	5.00		考慮しない		考慮しない
第5層	3.116		考慮しない		考慮しない
	1.984		308		25,185
第6層	6.10		1,092		89,292
第7層	3.00		1,976		161,576
第8層	1.44		5,876		480,475

2）鋼管矢板本管 1 本当りの前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数の算定

鋼管矢板本管 1 本当りの前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数は次式により算定し，その結果を表 3-10 に示します。

鋼管矢板 1 本当りの前背面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数＝K_{sLi}÷n

n：全外壁鋼管矢板本数（＝68 本）

表 3-10 鋼管矢板本管 1 本当りの前背面と側面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数

層番号	層厚 (m)	鋼管矢板基礎の全体の前背面と側面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数 K_{sLi}，K_{sBi} (kN/m)		鋼管矢板本管1本当りの前背面と側面の内周面の鉛直せん断地盤ばね定数 K_{sLi}，K_{sBi} (kN/m)	
		長期	短期	長期	短期
第1層	5.96	考慮しない	考慮しない	考慮しない	考慮しない
第2層	6.00		考慮しない		考慮しない
第3層	4.00		考慮しない		考慮しない
第4層	5.00		考慮しない		考慮しない
第5層	3.116		考慮しない		考慮しない
	1.984		25,185		370
第6層	6.10		89,292		1,313
第7層	3.00		161,576		2,376
第8層	1.44		480,475		7,066

３．２．３　底面の地盤ばね定数の算定

（１）底面の鉛直地盤反力係数の算定

底面の鉛直地盤反力係数は次式により求めます。

$k_v = 8.0 \times \rho_{gk} \times E_d \times D^{-3/4}$（中掘り根固め杭工法）

ここに,

k_v ：鋼管矢板底面の鉛直地盤反力係数　(kN/m^3)

D ：杭径(＝1.00m，鋼管矢板本管１本当り）　(m)

ρ_{gk} ：地盤反力係数に関する地盤修正係数

E_d ：地盤の変形係数の設計用値　(kN/m^2)

$E_d = \rho_{gE} \times E_x \div \gamma_{gE}$

$= 0.1 \times 587{,}600 \div 1.0 = 58{,}760$　kN/m^2

E_x ：地盤の変形係数の試験値（PS 検層試験値 E_{ps} を使用）　(kN/m^2)

ρ_{gE} ：地盤の変形係数に関する地盤修正係数(＝0.1)

γ_{gE} ：地盤の変形係数に関する地盤調査係数(＝1.0，PS 検層)

(a)長期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=0.5

$k_v = 8.0 \times \rho_{gk} \times E_d \times D^{-3/4}$

$= 8.0 \times 0.5 \times 58{,}760 \times 1.00^{-3/4}$

$= 235{,}040$　kN/m^3

(b)短期

地盤反力係数に関する地盤修正係数：ρ_{gk}=1.0

$k_v = 8.0 \times \rho_{gk} \times E_d \times D^{-3/4}$

$= 8.0 \times 1.0 \times 58{,}760 \times 1.00^{-3/4}$

$= 470{,}080$　kN/m^3

１）鋼管矢板本管１本当りの底面の鉛直地盤ばね定数の算定

鋼管矢板本管１本当りの底面の鉛直地盤ばね定数は次式により算定し，その結果を表 3-11 に示します。

$K_v = k_v \times A_v$

ここに,

K_v ：鋼管矢板本管１本当り底面の鉛直地盤ばね定数　(kN/m)

k_v ：鋼管矢板本管１本当り底面の鉛直地盤反力係数　(kN/m^3)

A_v ：鋼管矢板本管１本当りの閉塞底面積　(m^2)

(＝0.782m^2，腐食しろ 1mm 考慮，杭径 0.998m)

(a)長期　$K_v = k_v \times A_v$

$= 235{,}040 \times 0.782$

$= 183{,}801$　kN/m

(b)短期　$K_v = k_t \times A_v$

$= 470{,}080 \times 0.782$

$= 367{,}603$　kN/m

表3-11　鋼管矢板本管１本当りの底面の鉛直地盤ばね定数

作用の継続時間	鉛直地盤反力係数 k_v(kN/m^3)	鉛直地盤ばね定数 K_v(kN/m)
長期	235,040	183,801
短期	470,080	367,603

（２）底面の水平せん断地盤反力係数の算定

鋼管矢板本管１本当りの底面の水平せん断地盤反力係数は次式により求めます。

$$k_s=\lambda\times k_v,\ \lambda=1/3$$

ここに,

k_s ：鋼管矢板本管１本当りの底面の水平せん断地盤反力係数　(kN/m^3)

k_v ：鋼管矢板本管１本当りの底面の鉛直地盤反力係数　(kN/m^3)

(a)長期　$k_s=\lambda\times k_v$

$=1/3\times235,040$

$=78,347$　kN/m^3

(b)短期　$k_s=\lambda\times k_v$

$=1/3\times470,080$

$=156,693$　kN/m^3

１）鋼管矢板本管 1 本当りの底面の水平せん断地盤ばね定数の算定

鋼管矢板本管 1 本当りの底面の水平せん断地盤ばね定数は次式により算定し, その結果を表 3-12 に示します。

$$K_s=k_s\times A_t$$

ここに,

K_s ：鋼管矢板本管１本当りの底面の水平せん断地盤ばね定数　(kN/m)

k_s ：鋼管矢板本管１本当りの底面の水平せん断地盤反力係数　(kN/m^3)

A_t ：鋼管矢板本管１本当りの底面の閉塞底面積　(m^2)

(＝0.782m^2，腐食しろ 1mm 考慮)

(a)長期　$K_s=k_s\times A_t$

$=78,347\times0.782$

$=61,267$　kN/m

(b)短期　$K_s=k_s\times A_t$

$=156,693\times0.782$

$=122,534$　kN/m

表3-12　鋼管矢板本管１本当りの底面の水平せん断地盤ばね定数

作用の継続時間	水平せん断地盤反力係数 k_s(kN/m^3)	水平せん断地盤ばね定数 K_s(kN/m)
長期	78,347	61,267
短期	156,693	122,534

３．３　地盤抵抗の非線形特性,地盤反力度の上限値

３．３．１　受働土圧力の算定

（１）受働土圧係数

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

ここに，K_p：受働土圧係数

ϕ：土の内部摩擦角（度）

表3-13　受働土圧係数

層番号	土質名	N値	ϕ	K_P
第1層	粘性土	0	0	1.000
第2層	粘性土	0	0	1.000
第3層	粘性土	0	0	1.000
第4層	粘性土	0	0	1.000
第5層	粘性土	0	0	1.000
第6層	粘性土	0	0	1.000
第7層	砂質土	21	33	3.392
第8層	砂質土	50	36	3.852

（２）受働土圧力度

$p_P = (q+\gamma_e z)\times K_p$　（砂質土の場合）

$p_P = q+\gamma_e z+2c$　（粘性土の場合）

ここに,

p_P：受働土圧力度　(kN/m^2)

q：有効上載荷重　(kN/m^2)

水＋土被り荷重：q=｛(3.410)-(-3.441)｝×10+2.60×3=76.31

γ_e：深さzまでの土の平均有効単位体積重量　(kN/m^3)

z：有効抵抗土圧力度を求める深さ　(m)

K_P：受働土圧係数

c：土の粘着力度　(kN/m^2)

表3-14　受働土圧力度

層番号	土質	z (m)	γ_e (kN/m^3)	c (kN/m^2)	K_P	p_P (kN/m^2)
第1層	粘性土	2.60	3	11	1.000	98.3
		8.56				116.2
第2層	粘性土	8.56	4	34	1.000	162.2
		14.56				186.2
第3層	粘性土	14.56	4	34	1.000	186.2
		18.56				202.2
第4層	粘性土	18.56	4	34	1.000	202.2
		23,56				222.2
第5層	粘性土	23.56	4	39	1.000	232.2
		28.66				252.2
第6層	粘性土	28.66	4	56	1.000	286.6
		34.76				311.0
第7層	砂質土	34.76	8	0	3.392	675.0
		37.76				756.4
第8層	砂質土	37.76	9	0	3.852	859.0
		39.20				908.9

３．３．２　静止土圧力の算定

（１）静止土圧係数

静止土圧係数は一般に0.5としてよい

（２）静止土圧力度

$$p_0 = \gamma_e z K_0$$

ここに,

p_0 ：静止土圧力度　(kN/m^2)

γ_e ：深さzまでの土の平均有効単位体積重量　(kN/m^3)

z ：有効抵抗土圧力度を求める深さ　(m)

K_0 ：静止土圧係数(＝0.5)

表3-16　静止土圧力度

層番号	土質	N値	z (m)	γ_e (kN/m^3)	K_0	p_0 (kN/m^2)
第1層	粘性土	0	2.60	3	0.5	38.2
			8.56			47.1
第2層	粘性土	0	8.56	4	0.5	47.1
			14.56			59.9
第3層	粘性土	0	14.56	4	0.5	59.9
			18.56			67.1
第4層	粘性土	0	18.56	4	0.5	67.1
			23,56			77.1
第5層	粘性土	0	23.56	4	0.5	77.1
			28.66			87.3
第6層	粘性土	0	28.66	4	0.5	87.3
			34.76			99.5
第7層	砂質土	21	34.76	8	0.5	99.5
			37.76			111.5
第8層	砂質土	50	37.76	9	0.5	111.5
			39.20			118.0

３．３．３　主働土圧力の算定

（１）主働土圧係数

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

ここに,

K_A　：主働土圧係数

ϕ　：土の内部摩擦角　　（度）

表3-17　主働土圧係数

層番号	土質	N値	ϕ	K_A
第1層	粘性土	0	0	1.000
第2層	粘性土	0	0	1.000
第3層	粘性土	0	0	1.000
第4層	粘性土	0	0	1.000
第5層	粘性土	0	0	1.000
第6層	粘性土	0	0	1.000
第7層	砂質土	21	33	0.295
第8層	砂質土	50	36	0.260

（２）主働土圧力度

$p_A = (q+\gamma_e z) \times K_A$　（砂質土の場合）

$p_A = q+\gamma_e z - 2c$　（粘性土の場合）

ここに,

p_A ：主働土圧力度　　ただし，$0 \leqq p_A \leqq p_0$　(kN/m^2)

p_0 ：静止土圧力度　(kN/m^2)

q　：有効上載荷重　(kN/m^2)

水＋土被り荷重：q={(3.410)-(-3.441)}×10+2.60×3=76.31

γ_e ：深さzまでの土の平均有効単位体積重量　(kN/m^3)

z　：有効抵抗土圧力度を求める深さ　(m)

K_A：主働土圧係数

c　：土の粘着力度　(kN/m^2)

表3-18　主働土圧力度

層番号	土質名	z (m)	γ_e (kN/m^3)	c (kN/m^2)	K_A	p_A (kN/m^2)	p_0 (kN/m^2)
第1層	粘性土	2.60	3.0	11	1.000	54.2	38.2
		8.56				72.2	47.1
第2層	粘性土	8.56	4.0	34	1.000	26.2	47.1
		14.56				50.2	59.9
第3層	粘性土	14.56	4.0	34	1.000	50.2	59.9
		18.56				66.2	67.1
第4層	粘性土	18.56	4.0	34	1.000	66.2	67.1
		23,56				86.2	77.1
第5層	粘性土	23.56	4.0	39	1.000	76.2	77.1
		28.66				96.6	87.3
第6層	粘性土	28.66	4.0	56	1.000	62.6	87.3
		34.76				87.0	99.5
第7層	砂質土	34.76	8.0	0	0.295	58.7	99.5
		37.76				65.8	111.5
第8層	砂質土	37.76	9.0	0	0.260	58.0	111.5
		39.20				61.3	118.0

３．３．４　地盤抵抗の非線形特性，地盤反力度の上限値

（１）前背面・外周の水平地盤抵抗

前背面・外周の水平地盤抵抗の非線形特性，地盤反力度の上限値は次式により求めます。

載荷側（受働）$\alpha_h p_p - p_0$

ただし，　$\alpha_h p_P \leqq 3p_P$　（砂質土の場合）

$\alpha_h p_P \leqq 9c$　（粘性土の場合）

除荷側（主働）$p_0 - p_A$

ここに，　α_h　：基礎前面の形状係数

p_P　：受働土圧力度　(kN/m^2)

$$p_P=(q+\gamma_e h)\times K_P+2c\sqrt{K_P}$$

$p_P=(q+\gamma_e h)\times K_P$　（砂質土の場合）

$p_P=q+\gamma_e h+2c$　（粘性土の場合）

p_0 ：静止土圧力度　　(kN/m^2)

$p_0=\gamma_e z K_0$

p_A ：主働土圧力度　　(kN/m^2)

$p_A=(q+\gamma_e z)\times K_A$　（砂質土の場合）

$p_A=q+\gamma_e z-2c$　（粘性土の場合）

ただし，$0 \leqq p_A \leqq p_0$

ただし，ケーソン基礎と同様に載荷側（受働）と除荷側（主働）のばねをこのままモデル化すると，トリリニア型ばねとなりモデル化が複雑になるため，便宜的に初期勾配を水平地盤ばねK_hとし，上限値が有効抵抗土圧力度p_eから主働土圧力度p_Aを減じた値を上限値とするバイリニア型ばねとしてモデル化する。この場合の地盤反力度の上限値は次式により求めます。

載荷側および除荷側　$\alpha_h p_P - p_A$

3.3.1～3.3.3章の計算値を基に，前背面・外周の水平地盤抵抗の非線形特性，地盤反力度の上限値を算出します。

表3-19　前背面・外周の水平地盤抵抗の非線形特性，地盤反力度の上限値

層番号	土質名	層厚 m	α_h	p_P kN/m²	$\alpha_h p_P$ kN/m²	$\alpha_h p_P$ 上限 kN/m²	p_A kN/m²	上限値 $\alpha p_P - p_A$
第1層	粘性土	2.60	1.000	98.3	98.3	99.0	38.2	60.1
		8.56	1.200	116.2	139.4	99.0	47.1	51.9
第2層	粘性土	8.56	1.200	162.2	194.6	309.0	47.1	147.5
		14.56	1.410	186.2	262.5	309.0	59.9	212.3
第3層	粘性土	14.56	1.410	186.2	262.5	309.0	59.9	212.3
		18.56	1.540	202.2	311.4	309.0	66.2	242.8
第4層	粘性土	18.56	1.540	202.2	311.4	309.0	66.2	242.8
		23,56	1.710	222.2	380.0	309.0	77.1	231.9
第5層	粘性土	23.56	1.710	232.2	397.1	351.0	76.2	274.8
		28.66	1.890	252.2	476.7	351.0	87.3	263.7
第6層	粘性土	28.66	1.890	286.6	541.7	504.0	62.6	441.4
		34.76	2.090	311.0	650.0	504.0	87.0	417.0
第7層	砂質土	34.76	2.090	675.0	1410.8	2025.0	58.7	1352.1
		37.76	2.200	756.4	1664.1	2269.2	65.8	1598.3
第8層	砂質土	37.76	2.200	859.0	1889.8	2577.0	58.0	1831.8
		39.20	2.240	908.9	2035.9	2726.7	61.3	2974.6

（2）杭先端の鉛直地盤抵抗の非線形特性

杭先端の鉛直地盤抵抗の非線形特性，地盤反力度の上限値は次式により求めます。

$R_{ty}=\rho_{gty}\times R_{tk}$

$R_{tu}=\rho_{gtu}\times R_{tk}$

ここに，

R_{ty}：杭先端の降伏支持力　　(kN/m^2)

R_{tu}：杭先端の終局支持力　　(kN/m^2)

ρ_{gty}：杭先端の降伏支持力に関する地盤修正係数
ρ_{gty}＝1.1（中掘り根固め杭工法）
ρ_{gtu}：杭先端の終局支持力に関する地盤修正係数
ρ_{gtu}＝1.7（中掘り根固め杭工法）
R_{tk}：基準先端支持力 (kN)
3.4.3の計算結果より

$$R_{tk} = q_{tk} \times A_t$$
$$= 7{,}500 \times 0.782 \quad m^2$$
$$= 5{,}865 \quad kN（1本当たり）$$

(a)杭先端の降伏支持力

$$R_{ty} = \rho_{gty} \times R_{tk}$$
$$= 1.1 \times 5{,}865 \quad kN$$
$$= 6{,}451 \quad kN/m^2（1本当たり）$$

(b)杭先端の終局支持力

$$R_{tu} = \rho_{gtu} \times R_{tk}$$
$$= 1.7 \times 5{,}865 \quad kN$$
$$= 9{,}970 \quad kN/m^2（1本当たり）$$

３．４　設計鉛直支持力，設計引抜き抵抗力の算定

３．４．１　設計鉛直支持力，設計引抜き抵抗力の算定の考え方

（１）基礎の安定と支持性能の照査に用いる設計限界値

鉛直方向の設計限界値としては，次式で算定する設計鉛直支持力ならびに設計引抜き抵抗力を使用します。

$$R_{vd} = f_r \times R_k = f_r \times (R_{tk} + \sum R_{fk})$$
$$R_{ud} = f_r \times \sum R_{fk} + W_p$$

ここに，

R_{vd} ：押込み側の設計鉛直支持力 (kN)
R_{ud} ：引抜き側の設計引抜き抵抗力 (kN)
f_r ：地盤抵抗係数
R_k ：押込み側の基準支持力(＝$R_{tk}+\sum R_{fk}$) (kN)
R_{tk} ：基準先端支持力(＝$q_{tk} \times A_t$) (kN)
R_{fk} ：各層での基準周面支持力(＝$r_{fk} \times U \times \Delta\ell$) (kN)
W_p ：鋼管矢板本管の有効自重 (kN)

（２）基準支持力

鋼管矢板基礎の押込み側の基準支持力は，中掘り根固め杭工法の基準支持力の算定方法に準じて，基準先端支持力ならびに各層での基準周面支持力の合計値として算定します。

$$R_k = R_{tk} + \sum R_{fk}$$

ここに，

R_k ：押込み側の基準支持力 (kN)
R_{tk} ：基準先端支持力 (kN)
R_{fk} ：各層での基準周面支持力 (kN)

① 各層の基準周面支持力を算定する際に用いる周長 U は，鋼管矢板基礎の各鉛直せん断地盤抵抗に有効となる井筒部の外周包絡長，ならびに内周包絡長とします。

② 得られた地層区間の基準周面支持力は，鋼管矢板基礎の全体の基準周面支持力であることから，全外壁鋼管矢板本数で等分した値を各鋼管矢板本管の地層区間に配分します。

③ 鋼管矢板基礎の基準周面支持力を算定する際には，鋼管矢板基礎の内周面の鉛直せん断地盤抵抗の有効範囲を考慮します。すなわち，前背面の内周面の基準周面支持力は地震時のみ有効，すなわち，地震作用に伴う増加荷重のみに受け持たせることができ，その有効範囲は井筒の下方に限られます。

３．４．２ 基準周面支持力の算定

（１）各層での基準周面支持力度の算定

各層での基準周面支持力度は次式により算定し，その結果を表 3-20 に示します。

砂質土：$r_{fk}=1N \leqq 40$，　粘性土：$r_{fk}=1N \leqq 40$，$r_{fk}=0.07c \leqq 40$ （中掘り根固め杭工法）

r_{fk}：各層での基準周面支持力度　　(kN/m^2)

N：標準貫入試験の N 値

表 3-20　各層での基準周面支持力度

層番号	土質名	層厚 (m)	N値	c (kN/m^2)	基準周面支持力度 r_{fk}(kN/m^2)
第1層	粘性土	5.96	0	11	0.8
第2層	粘性土	6.00	0	34	2.4
第3層	粘性土	4.00	0	34	2.4
第4層	粘性土	5.00	0	34	2.4
第5層	粘性土	5.10	0	39	2.7
第6層	粘性土	6.10	0	56	3.9
第7層	砂質土	3.00	21	0	21.0
第8層	砂質土	1.44	50	0	40.0

（２）基礎全体としての各層での基準周面支持力の算定

基礎全体としての各層での基準周面支持力は次式により算定します。

$$R_{fk}=r_{fk}\times U\times \Delta \ell$$

ここに，

R_{fk} ：基礎全体としての各層での基準周面支持力　　(kN)

r_{fk} ：基礎全体としての各層での基準周面支持力度　　(kN/m^2)

U ：鋼管矢板基礎の井筒の周長　　(m)

外周　U＝88.052m

内周　U＝81.769m

$\Delta \ell$ ：基準周面支持力を算定する区間の長さ　　(m)

鋼管矢板基礎の基準周面支持力を算定する際には，鋼管矢板基礎の内周面の鉛直せん断地盤抵抗の有効範囲を考慮します。すなわち，前背面の内周面の基準周面支持力は地震時のみ有効であり，地震作用に伴う増加荷重のみに受け持たせることができ，その有効範囲は井筒の下方に限られます（図 3-4 参照）。本設計例の鋼管矢板基礎は平面形状が小判形であるため，前背面の内周面の基準周面支持力が有効な範囲は『井筒の短辺方向の内周面の直径』となります。すなわち，図 3-1 に示した基礎平面図より，井筒の下端から上方へ，Lo＝12.524m の範囲においてのみ，地震作用に伴う増加荷重のみに対して基準周面支持力を考慮することができます。本設計例では，最下層の第 8 層（層厚 1.44m）の下端から第 5 層（層厚 5.10m）の途中の 1.984m までの地層において，この前背面の内周面の基準周面支持力を地震時のみ考慮することができます。表 3-21 に基礎全体としての各層での基準周面支持力を算定した結果をまとめます。

表 3-21　基礎全体としての各層での基準周面支持力

層番号	土質名	層厚 (m)	N値	c (kN/m^2)	基準周面支持力度 r_{fk} (kN/m^2)	基礎全体としての各層での基準周面支持力 $R_{fk}= r_{fk}×U×\Delta\ell$ (kN)	
						外周面 U=88.052m	内周面 U=81.769m
第1層	粘性土	5.96	0	11	0.8	420	考慮しない
第2層	粘性土	6.00	0	34	2.4	1,268	考慮しない
第3層	粘性土	4.00	0	34	2.4	845	考慮しない
第4層	粘性土	5.00	0	34	2.4	1,057	考慮しない
第5層	粘性土	3.116	0	39	2.7	1,212	考慮しない
		1.984					438（地震時のみ）
第6層	粘性土	6.10	0	56	3.9	2,095	1,945（地震時のみ）
第7層	砂質土	3.00	21	0	21	5,547	5,151（地震時のみ）
第8層	砂質土	1.44	50	0	40	5,072	4,710（地震時のみ）

＊一軸圧縮強さが $50kN/m^2$ 未満の軟弱な粘性土がある場合は，杭基礎の長期支持性能の照査において，その土層とそれより上方の土層の杭周面の鉛直せん断地盤抵抗を無視する。

よって，第 1 層目(q_u＝2×c＝2×11＝22)が対象となります。

（３）鋼管矢板１本当りの基準周面支持力

鋼管矢板１本当りの基準周面支持力を算定した結果を表 3-22 にまとめます。

鋼管矢板１本当りの基準周面支持力＝R_{fk}÷n

n：全外壁鋼管矢板本数（＝68 本）

表3-22　鋼管矢板１本当りの各層での基準周面支持力

層番号	土質名	層厚 (m)	N値	基準周面支持力度 r_{fk} (kN/m^2)	鋼管矢板１本当りの各層での基準周面支持力 $R_{fk}= r_{fk}×U×\Delta\ell$ (kN)	
					外周面 U=88.052m	内周面 U=81.769m
第1層	粘性土	5.96	0	0.8	6	考慮しない
第2層	粘性土	6.00	0	2.4	19	考慮しない
第3層	粘性土	4.00	0	2.4	12	考慮しない
第4層	粘性土	5.00	0	2.4	16	考慮しない
第5層	粘性土	3.116	0	2.7	18	考慮しない
		1.984				6（地震時のみ）
第6層	粘性土	6.10	0	3.9	31	29（地震時のみ）
第7層	砂質土	3.00	21	21	82	76（地震時のみ）
第8層	砂質土	1.44	50	40	75	69（地震時のみ）
基準周面支持力の合計値					258	180（地震時のみ）

３．４．３　基準先端支持力の算定

鋼管矢板本管１本当りの基準先端支持力は次式を用いて算定します。

$$R_{tk}=q_{tk}×A_t$$

ここに,

R_{tk}　：鋼管矢板本管１本当りの基準先端支持力　(kN)

q_{tk}　：鋼管矢板本管１本当りの基準先端支持力度　(kN/m^2)

A_t　：鋼管矢板本管１本当りの閉塞断面積　(m^2)

(＝0.782m^2，腐食しろ 1mm 考慮，杭径 0.998m)

基準先端支持力度 q_{tk} は次式を用いて算定します。

$$q_{tk}=150N \leqq 10,000$$（中掘り根固め杭工法）

ここに,

q_{tk}　：基準先端支持力度　(kN/m^2)

N　：基礎の下端における地盤の N 値

以上より，鋼管矢板本管１本当りの基準先端支持力は下記となります。

$q_{tk}=150×50=7,500\ kN/m^2 \leqq 10,000$

$R_{tk}=q_{tk}×k_t$

$=7,500×0.782$

$=5,865$　kN

３．４．４　設計鉛直支持力の算定

（１）基準先端支持力比の算定

安全性における鉛直方向の設計限界値は，設計鉛直支持力ならびに設計引抜き抵抗力とし，次式により算定します。

$$R_{vd}=f_r\times R_k=f_r\times(R_{tk}+\sum R_{fk})$$

$$R_{ud}=f_r\times\sum R_{fk}+W_p$$

ここに，

R_{vd} ：押込み側の設計鉛直支持力 (kN)

R_{ud} ：引抜き側の設計引抜き抵抗力 (kN)

f_r ：地盤抵抗係数

R_k ：押込み側の基準支持力(＝$R_{tk}+\sum R_{fk}$) (kN)

R_{tk} ：基準先端支持力(＝$q_{tk}\times A_t$) (kN)

R_{fk} ：各層での基準周面支持力(＝$r_{fk}\times U\times\Delta\ell$) (kN)

W_p ：鋼管矢板本管の有効自重 (kN)

この設計鉛直支持力ならびに設計引抜き抵抗力は，鋼管矢板基礎の鋼管矢板本管の打設工法および基準先端支持力比に応じた地盤抵抗係数を用いて算定します。そこで，地盤抵抗係数を設定するために，基準先端支持力比を次式により算定し，結果を表 3-23 に示します。

$$p_t=R_{tk}\div R_k=R_{tk}\div(R_{tk}+\sum R_{fk})$$

ここに，

p_t ：基準先端支持力比

R_{tk} ：基準先端支持力 (kN)

R_{fk} ：各層での基準周面支持力 (kN)

表3-23　基準先端支持力比

構造物の要求性能	性能項目	鋼管矢板本管１本当りの基準先端支持力 R_{tk}(kN)	鋼管矢板本管１本当りの基準周面支持力 R_{fk}(kN)		基準先端支持力比 p_t
			外周面 (U＝88.052m)	内周面 (U＝81.769m)	
使用性	基礎の支持性能における「長期支持性能の照査」「短期支持性能の照査」	5,865	258	考慮しない	0.96
安全性	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（地震時以外）			考慮しない	0.96
	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（安定レベル3：L2地震動）			180	0.93
復旧性	基礎の残留変位（安定レベル1：L1地震動）（安定レベル2：L2地震動）			180	0.93

（２）地盤抵抗係数の設定

地盤抵抗係数は，表 3-23 で求められた基準先端支持力比を使用して，3.1 章 5)に示すグラフから求めます。本設計例では，鋼管矢板本管を「中掘り根固め杭工法」を利用して打設するため，「中掘り根固め杭工法」の場合のグラフを参照します。設計鉛直支持力を算定するための地盤抵抗係数を表 3-24

に示します。

表3-24　設計鉛直支持力を算定するための地盤抵抗係数のまとめ

構造物の要求性能	性能項目	基準先端支持力比 p_t	地盤抵抗係数 f_r
使用性	基礎の支持性能における「長期支持性能の照査」	0.96	0.42
	基礎の支持性能における「短期支持性能の照査」		0.73
安全性	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（地震時以外）	0.96	0.95
	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（安定レベル3：L2地震動）	-----	杭先端 $f_{rt}=1.7$ 杭周面 $f_{rf}=1.7$
復旧性	基礎の残留変位（安定レベル1：L1地震動）	0.93	1.15
	基礎の残留変位（安定レベル2：L2地震動）		1.50

（3）設計鉛直支持力の算定

基準先端支持力，基準周面支持力および地盤抵抗係数を用いて，設計鉛直支持力を算定した結果を表 3-25 に示します。

$$R_{vd}=f_r\times R_k=f_r\times(R_{tk}+\sum R_{fk})$$

ここに，

R_{vd} ：押込み側の設計鉛直支持力 (kN)

f_r ：地盤抵抗係数

R_k ：押込み側の基準支持力($=R_{tk}+\sum R_{fk}$) (kN)

R_{tk} ：基準先端支持力($=q_{tk}\times A_t$) (kN)

R_{fk} ：各層での基準周面支持力($=r_{fk}\times U\times \Delta\ell$) (kN)

なお，地震時の作用に対する杭基礎の地盤の破壊の照査では，設計鉛直支持力は杭工法に応じて，地盤抵抗係数f_{rt}，f_{rk}を用いて以下の式により求めます。

$$R_{vd}=f_{rt}\times t_{tk}+f_{rf}\times f_{fk}$$

表3-25　設計鉛直支持力のまとめ

構造物の要求性能	性能項目	地盤抵抗係数 f_r	鋼管矢板本管1本当りの基準先端支持力 R_{tk}(kN)	鋼管矢板本管1本当りの基準周面支持力 R_{fk}(kN)	設計鉛直支持力 R_{vd}(kN)
使用性	基礎の支持性能における「長期支持性能の照査」	0.42	5,865	258	2,572
	基礎の支持性能における「短期支持性能の照査」	0.73		258	4,470
安全性	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（地震時以外）	0.95		258	5,817
	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（安定ﾚﾍﾞﾙ3：L2地震動）	杭先端 f_{rt}＝1.7 杭周面 f_{rf}＝1.7		258+180 ＝438	10,715
復旧性	基礎の残留変位（安定ﾚﾍﾞﾙ1：L1地震動）	1.15		258+180 ＝438	7,248
	基礎の残留変位（安定ﾚﾍﾞﾙ2：L2地震動）	1.50		258+180 ＝438	9,454

３．４．５　設計引抜き抵抗力の算定

（１）地盤抵抗係数の設定

地盤抵抗係数は，表 3-23 で求められた基準先端支持力比を使用して，3.1 章 5)に示すグラフから求めます。本設計例では，鋼管矢板本管を「中掘り根固め杭工法」を利用して打設するため，「中掘り根固め杭工法」の場合のグラフを参照します。設計引抜き抵抗力の算定に用いる地盤抵抗係数は，基準先端支持力比 p_t＝0，の場合の値を用います。設計引抜き抵抗力を算定するための地盤抵抗係数を表 3-26 に示します。

表3-26　設計引抜き抵抗力を算定するための地盤抵抗係数のまとめ

構造物の要求性能	性能項目	基準先端支持力比 p_t	地盤抵抗係数 f_r
使用性	基礎の支持性能における「長期支持性能の照査」	—*	—
	基礎の支持性能における「短期支持性能の照査」	0.96	0.27
安全性	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（地震時以外）	0.96	0.75
	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（安定レベル3：L2地震動）	—	杭先端 f_{rt}＝1.7 杭周面 f_{rf}＝1.7
復旧性	基礎の残留変位（安定レベル1：L1地震動）	0.93	0.95
	基礎の残留変位（安定レベル2：L2地震動）		1.45

＊設計引抜き抵抗力は鋼管矢板本管の有効自重 W_p のみ考慮のため

（２）設計引抜き抵抗力の算定

基準周面支持力および地盤抵抗係数を用いて，設計引抜き抵抗力を算定した結果を表 3-27 に示します。なお，長期支持性能の照査に用いる設計引抜き抵抗力は鋼管矢板本管の有効自重 W_p のみを考慮します。

$R_{ud}=f_r\times\sum R_{fk}+W_p$

ここに,

R_{ud} ：引抜き側の設計引抜き抵抗力 (kN)

f_r ：地盤抵抗係数

R_{fk} ：各層での基準周面支持力(＝$r_{fk}\times U\times\Delta\ell$) (kN)

W_p ：鋼管矢板本管の有効自重(＝174.91) (kN)

表3-27　設計引抜き抵抗力のまとめ

構造物の要求性能	性能項目	地盤抵抗係数 f_r	鋼管矢板本管1本当りの基準周面支持力 R_{fk}(kN)	鋼管矢板本管1本当りの有効自重 W_p (kN)	設計引抜抵抗力 R_{ud}(kN)
使用性	基礎の支持性能における「長期支持性能の照査」	—	—	175	175
	基礎の支持性能における「短期支持性能の照査」	0.27	258		70
安全性	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（地震時以外）	0.75	258		194
	基礎の安定における「地盤の破壊の照査」（安定レベル3：L2地震動）	杭先端 f_{rt}＝1.7 杭周面 f_{rf}＝1.7	258+180 ＝438		920
復旧性	基礎の残留変位（安定レベル1：L1地震動）	0.95	258+180 ＝438		416
	基礎の残留変位（安定レベル2：L2地震動）	1.45	258+180 ＝438		635

３．５　性能照査

３．５．１　解析モデル

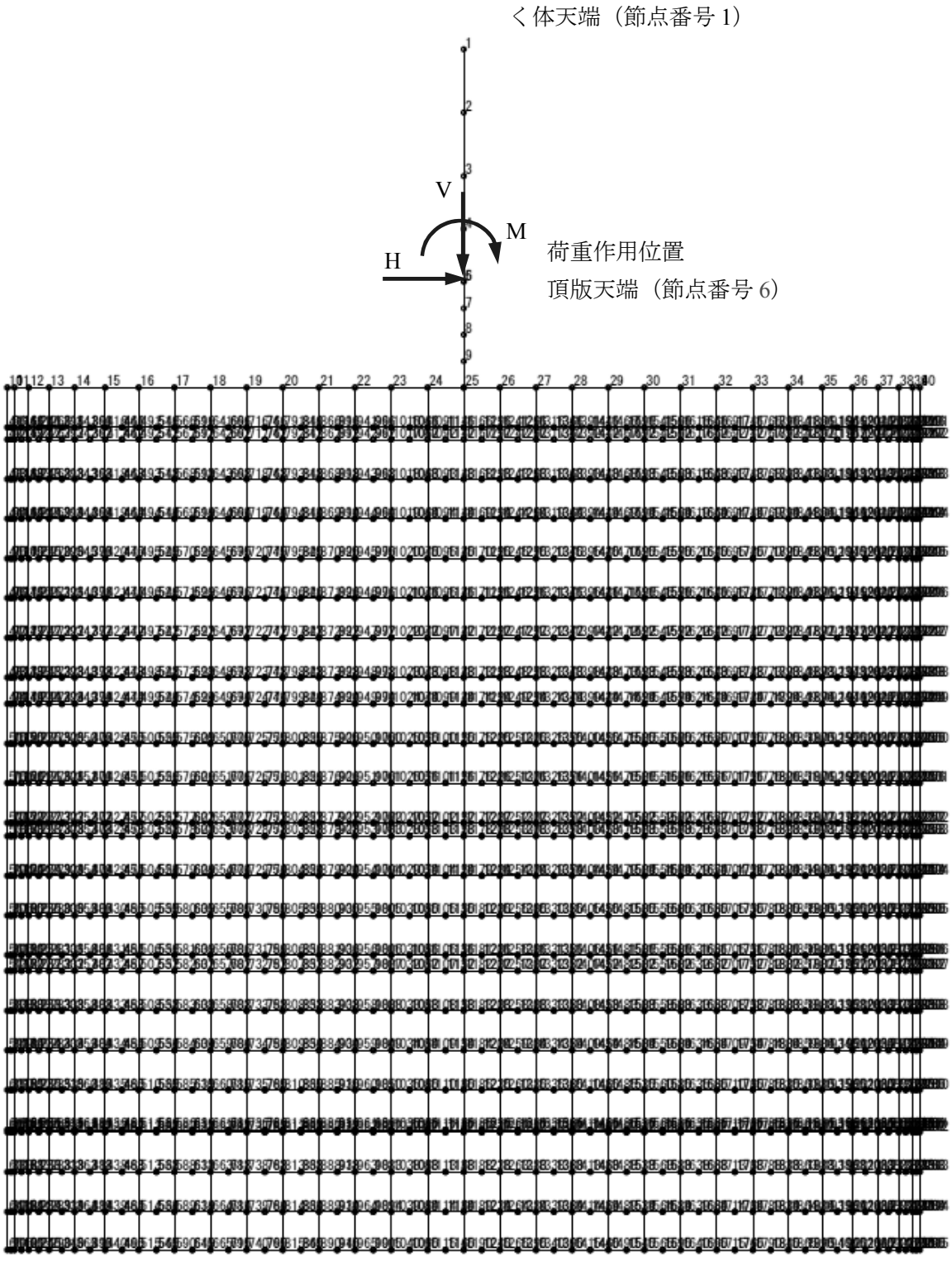


図3-5　解析モデルと荷重作用事例

３．５．２　設計荷重

表 3-28 設計荷重の集計

構造物の 要求性能	鋼管矢板基礎の 性能項目	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
使用性	長期支持性能	111,387.90	0.0	-9,583.82
	短期支持性能	119,309.52	0.0	-55,172.13
安全性	基礎の安定 列車荷重最大	137,535.78	1,185.55	55,377.02

３．５．３　性能照査

（１）使用性，安全性（地震時以外）の性能照査

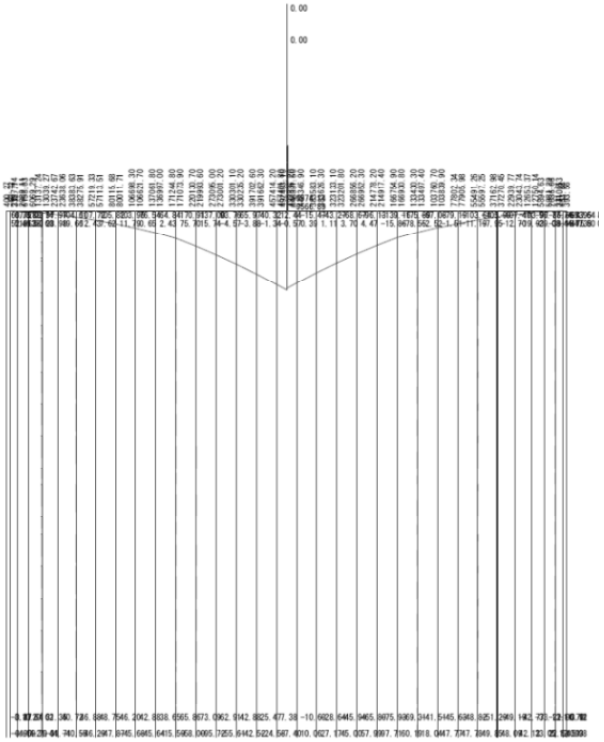
使用性，安全性（地震時以外）に対して性能照査を行います。照査結果については表 3-29～表 3-30 に，モーメント図，せん断力図，軸力図，変位図については図 3-6～図 3-8 にまとめます。

表 3-29 基礎の使用性の照査（地震時以外）

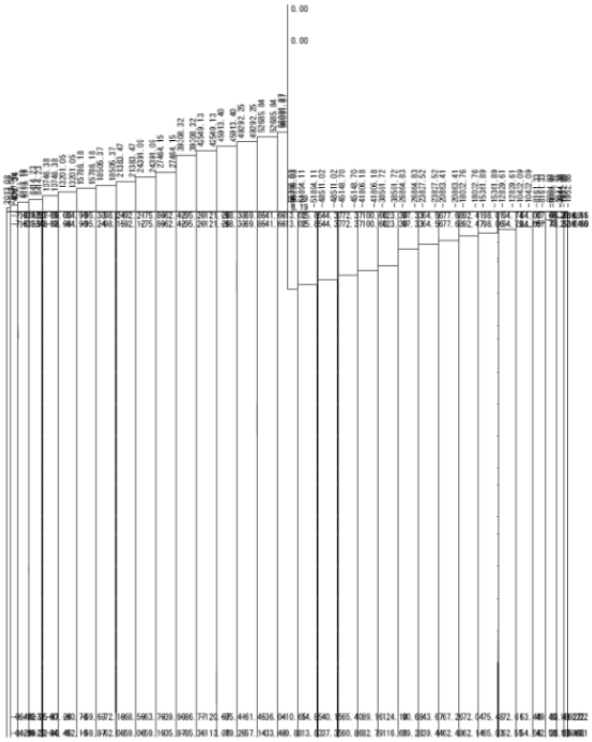
要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目			照査指標			照査結果	
				着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	I_{Rd}／I_{Ld}	判定
使用性	基礎の 支持性能	長期 支持性能	鉛直方向	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=1,703kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=2,572kN	0.66	OK
					引抜き側杭頭部の設計鉛直力 引抜き力は発生しない	設計引抜き抵抗 $R_{ud}=W_p$=175kN	—	OK
			水平方向	頂版天端	最大応答水平変位 0.2mm	0.4%L_A≦40mm 0.4%L_A=99mm⇒40mm	0.01	OK
			回転方向	頂版天端	最大応答回転角 0.01/1000	2/1000 rad	0.005	OK
		短期 支持性能	鉛直方向	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=2,339kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=4,470kN	0.52	OK
					引抜き側杭頭部の設計鉛直力 V_{ud}=13kN	設計引抜き抵抗力 R_{ud}=70kN	0.19	OK
			水平方向	頂版天端	最大応答水平変位 0.7mm	0.4%L_A≦40mm 0.4%L_A=99mm⇒40mm	0.02	OK
			回転方向	頂版天端	最大応答回転角 0.04/1000	2/1000 rad	0.02	OK

（1）使用性：長期支持性能

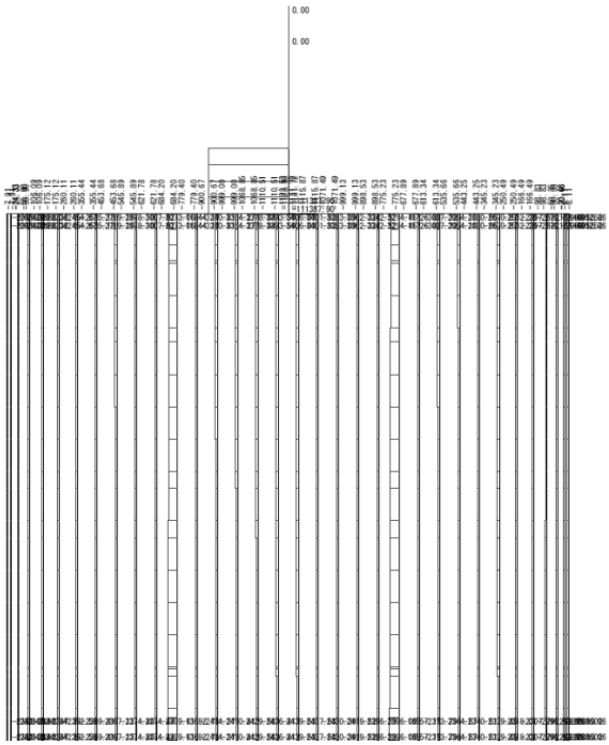
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

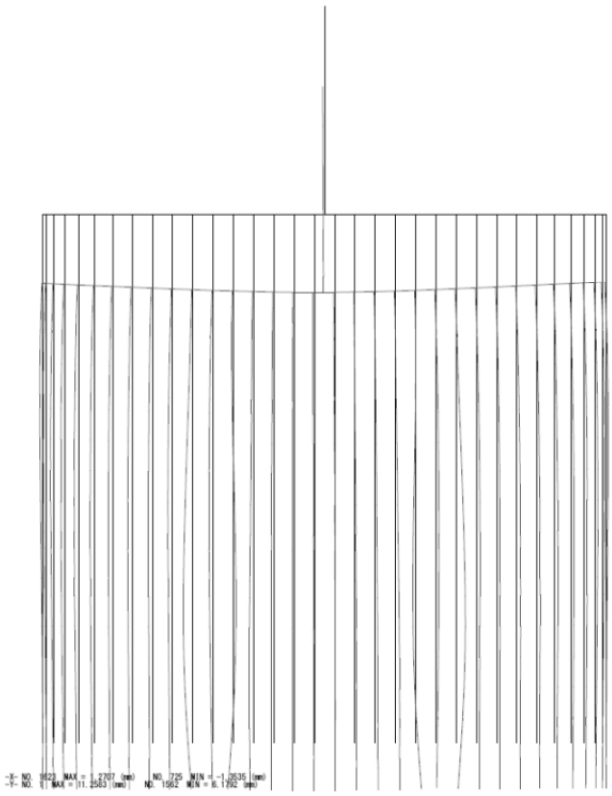
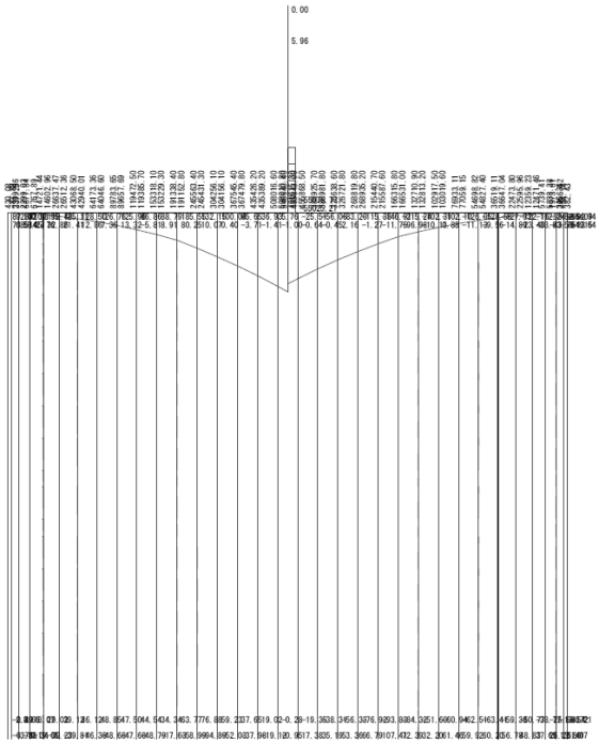


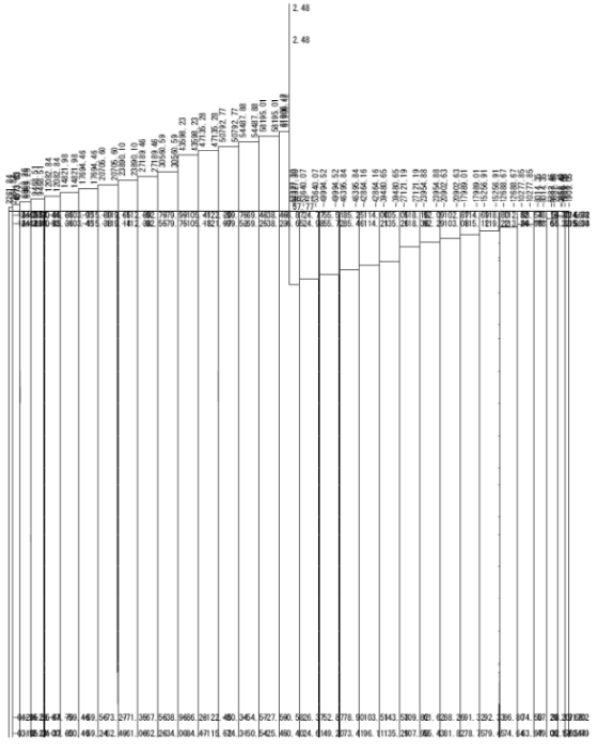
図 3-6 基礎の使用性の照査：長期支持性能

（2）使用性：短期支持性能

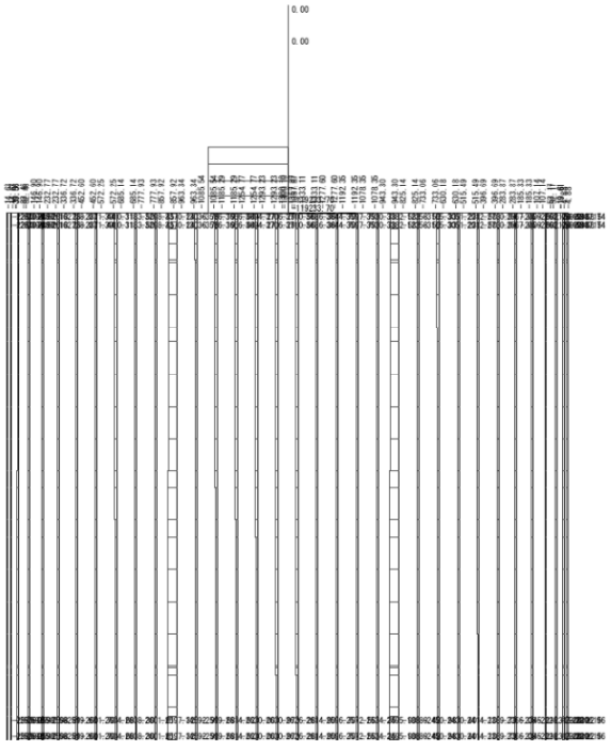
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

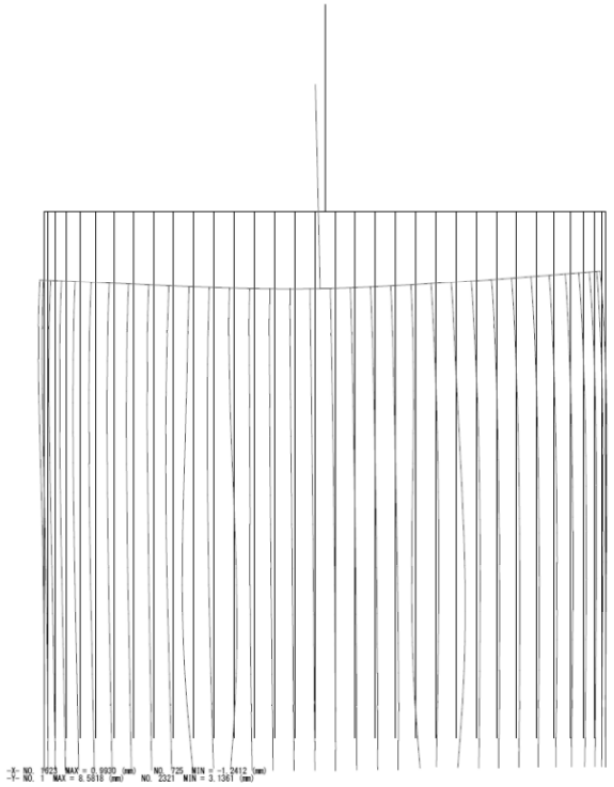


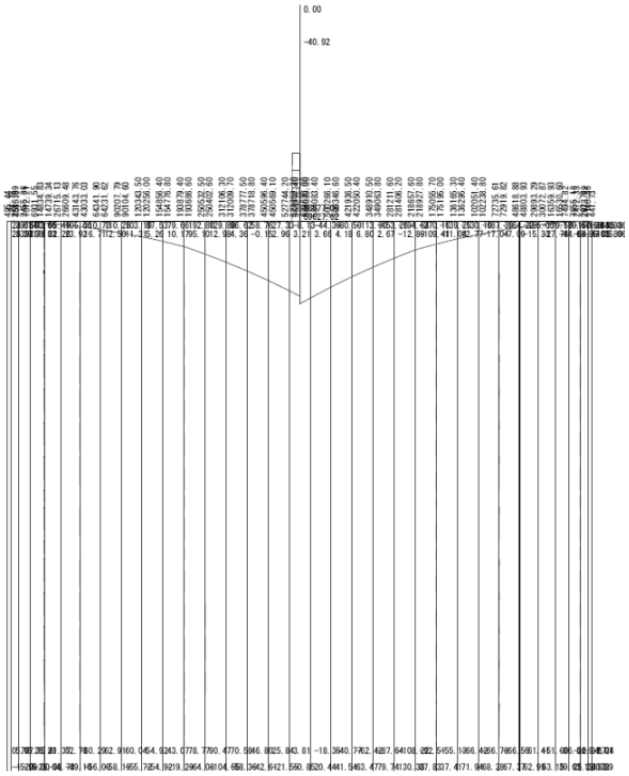
図 3-7 基礎の使用性の照査：短期支持性能

表 3-30 基礎の安全性の照査（地震時以外）

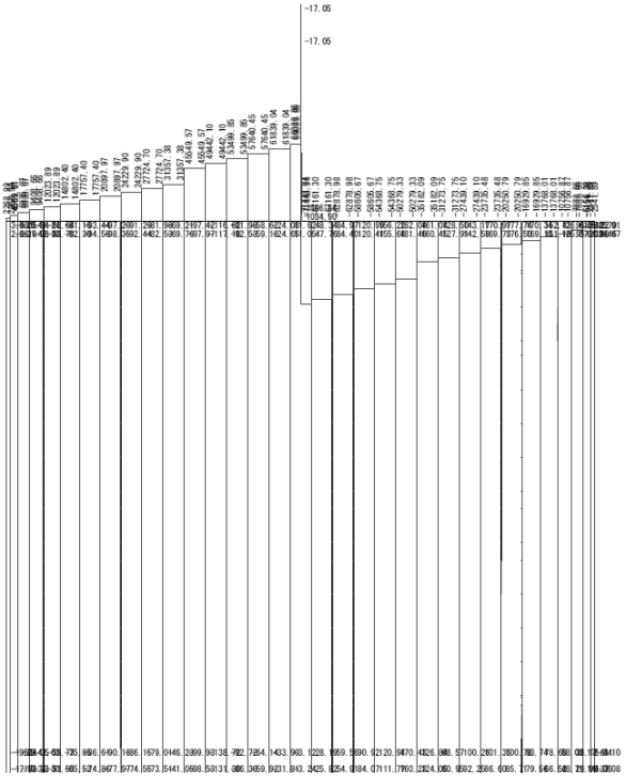
要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目		照査指標			照査結果	
			着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	I_{Rd}／I_{Ld}	判定
安全性	基礎の安定（列車荷重最大）	地盤の破壊	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=2,141kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=5,817kN	0.37	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 引抜き力は発生しない	設計引抜き抵抗力 R_{ud}=194kN	—	OK
		水平安定	頂版天端	最大応答水平変位 2.0mm	1.2%L_A≦100mm 1.2%L_A=170mm⇒100mm	0.02	OK
		回転安定	頂版天端	最大応答回転角 0.06/1000	6/1000 rad	0.01	OK
		基礎部材等の破壊	鋼管矢板本管	鋼管矢板応力度 σ_x=39.5N/mm^2 残留応力度 σ_s=52.8N/mm^2	応力度の制限値 σ_u=±300N/mm^2	0.31	OK

（3）安全性　基礎の安定（列車荷重最大）

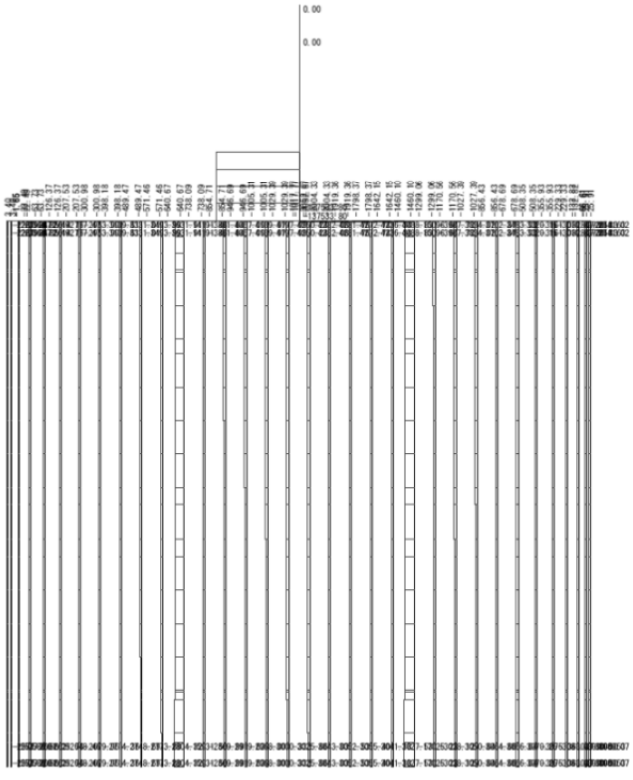
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

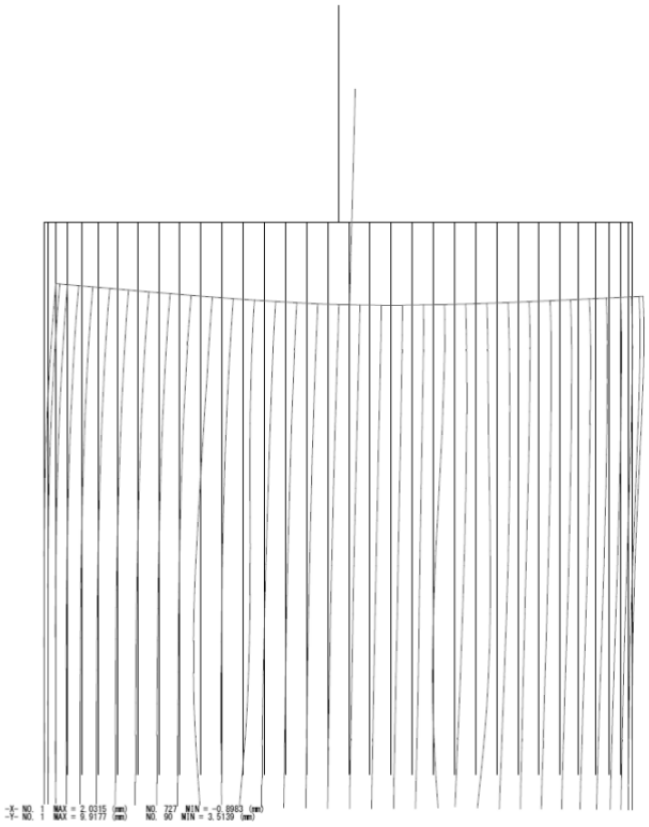


図 3-8 基礎の安全性の照査：基礎の安定（列車荷重最大）

（2）耐震設計

橋梁および高架橋の静的解析法では，地震作用として慣性力と地盤変位の影響を考慮した検討を行います。G0～G2 地盤を除く地盤に建設される深い基礎においては，地盤の硬軟によらず地盤変位の影響を考慮し，応答変位法にて算定することになっており，本設計事例 2 では応答変位法による照査を実施しています。

（3）安全性（地震時）の性能照査

静的解析法における慣性力の影響は，非線形応答スペクトル法により算定します。手順は以下の通りです。

④　構造物のプッシュオーバー解析を行い，荷重-位関係から，降伏震度および等価固有周期を算定

⑤　所要降伏震度スペクトルを用いて降伏震度と等価固有周期から応答塑性率を算定

⑥　応答塑性率を降伏変位に乗じることで応答変位を算出する。この応答変位を基準として各照査指標に対応する設計応答値を算定

プッシュオーバー解析から得られた，く体天端における荷重-変位曲線を図 3-9 に，荷重-変位曲線の総括表を表 3-31 に示します。

注記：本照査では基礎が先行降伏しますが，基礎の地盤抵抗を割り増した条件での検討は省略しています。

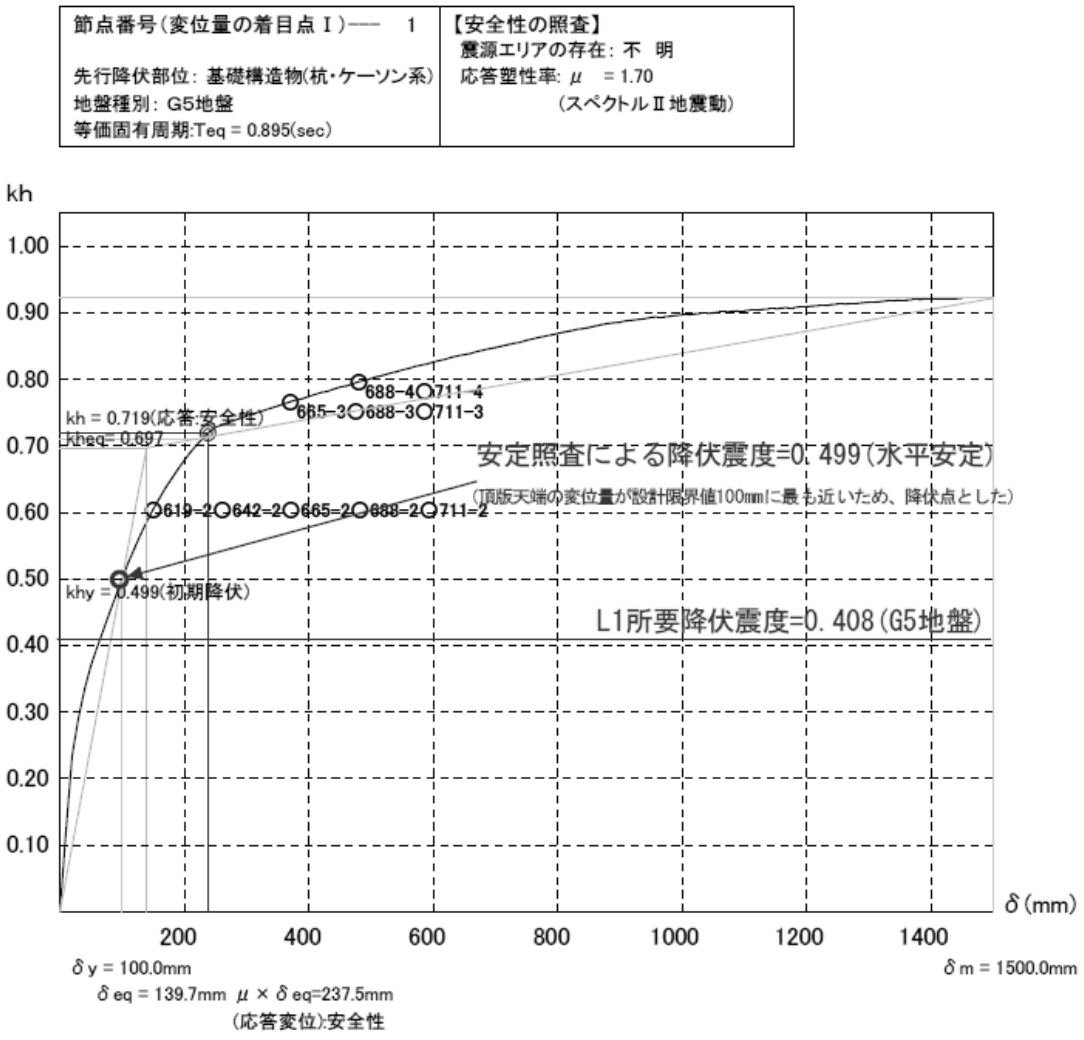


図 3-9　く体天端における荷重-変位曲線

表 3-31 く体天端の荷重-変位曲線　総括表

■節点番号:変位量の着目点 I =1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　　態
0	0.000	0.000	0.000	
1	0.125	10.000	0.217	◇1357-1◇1426-1◇1495-1◇1564-1◇1633-1◇1702-1◇1771-1
2	0.234	20.000	0.404	◇1288-1◇1716-1◇1717-1◇1785-1◇1786-1◇1787-1◇1854-1
3	0.290	30.000	0.485	◇1647-1◇1648-1◇1718-1◇1914-1◇1915-1◇1922-1◇1979-1
4	0.334	40.000	0.542	◇1707-1◇1777-1◇1784-1◇1841-1◇1842-1◇1845-1◇1846-1
5	0.369	50.000	0.587	◇1509-1◇1649-1◇1704-1◇1708-1◇1715-1◇1772-1◇1773-1
6	0.397	60.000	0.626	◇1219-1◇1440-1◇1510-1◇1578-1◇1635-1◇1638-1◇1639-1
7	0.423	70.000	0.663	◇1646-1◇1774-1◇1844-1◇1916-1◇2193-1◇2263-1◇205-2
8	0.449	80.000	0.699	◇1705-1◇1847-1◇2057-1◇2058-1◇2124-1◇274-2
9	0.474	90.000	0.736	◇1634-1◇1775-1◇1778-1◇1988-1◇1989-1◇2194-1
10	0.499	100.000	0.772	◇1566-1◇1569-1◇1579-1◇1636-1◇1706-1◇1919-1◇1920-1
11	0.524	110.000	0.809	◇60-1◇1441-1◇1570-1◇1709-1◇1986-1◇2056-1◇2266-1
12	0.546	120.000	0.844	◇61-1◇129-1◇130-1◇1500-1◇1511-1◇1850-1◇1851-1◇412-
13	0.567	130.000	0.876	◇62-1◇131-1◇198-1◇199-1◇1497-1◇1501-1◇1565-1◇1637-
14	0.586	140.000	0.907	◇59-1◇200-1◇1640-1◇2197-1◇481-2
15	0.604	150.000	0.937	○619-2 ○642-2 ○665-2 ○688-2 ○711-2◇128-1◇267-1◇268-
16	0.621	160.000	0.965	○44-2◇2128-1
17	0.637	170.000	0.992	◇197-1◇336-1◇337-1◇1508-1◇1712-1◇1779-1◇550-2◇619-
18	0.651	180.000	1.018	○67-2 ○90-2 ○113-2 ○136-2 ○159-2 ○182-2 ○205-2 ○228-
19	0.665	190.000	1.043	◇266-1◇1713-1
20	0.678	200.000	1.067	○45-2◇405-1◇406-1◇1780-1
21	0.691	210.000	1.090	○229-2◇335-1◇407-1◇2274-1◇2343-1
22	0.702	220.000	1.111	○68-2 ○91-2 ○114-2 ○137-2 ○160-2 ○183-2 ○206-2 ○644-
23	0.712	230.000	1.131	○621-2◇474-1◇1568-1◇1643-1◇2205-1
24	0.721	240.000	1.147	○623-2 ○646-2 ○669-2 ○692-2 ○715-2◇475-1◇1431-1
25	0.728	250.000	1.160	◇476-1
26	0.731	260.000	1.167	◇404-1◇1428-1
27	0.735	270.000	1.172	◇1432-1
28	0.738	280.000	1.178	◇1644-1
29	0.741	290.000	1.183	
30	0.745	300.000	1.189	
31	0.748	310.000	1.194	
32	0.751	320.000	1.200	◇543-1◇1921-1
33	0.754	330.000	1.205	◇2136-1
34	0.757	340.000	1.210	◇544-1
35	0.760	350.000	1.215	
36	0.763	360.000	1.220	◇1571-1
37	0.766	370.000	1.225	○665-3 ○688-3 ○711-3◇545-1◇612-1
38	0.769	380.000	1.230	○619-3 ○642-3◇613-1◇614-1◇1442-1
39	0.771	390.000	1.235	
40	0.774	400.000	1.240	○44-3

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

■節点番号:変位量の着目点 I =1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
41	0.777	410.000	1.245	
42	0.780	420.000	1.250	
43	0.782	430.000	1.255	○228-3
44	0.785	440.000	1.260	◇473-1
45	0.788	450.000	1.265	◇66-1◇135-1◇1711-1
46	0.790	460.000	1.270	
47	0.793	470.000	1.275	○205-3
48	0.796	480.000	1.280	○688-4 ○711-4
49	0.798	490.000	1.285	○665-4 ○674-2 ○697-2 ○720-2
50	0.801	500.000	1.289	○642-4 ○651-2 ○675-2 ○698-2 ○721-2◇58-1◇1641-1
51	0.804	510.000	1.294	○652-2◇1852-1
52	0.806	520.000	1.299	○619-4
53	0.809	530.000	1.304	○628-2 ○629-2 ○722-2
54	0.811	540.000	1.308	○673-2 ○676-2 ○696-2 ○699-2 ○719-2
55	0.814	550.000	1.313	○653-2◇2067-1
56	0.816	560.000	1.318	○44-4 ○650-2◇204-1◇1499-1
57	0.819	570.000	1.323	○630-2
58	0.821	580.000	1.327	○182-3◇1783-1◇688-2
59	0.823	590.000	1.332	○627-2 ○677-2 ○700-2 ○723-2◇542-1
60	0.826	600.000	1.337	○654-2
61	0.828	610.000	1.341	○67-3
62	0.830	620.000	1.346	○631-2
63	0.833	630.000	1.351	
64	0.835	640.000	1.355	○237-2 ○238-2◇611-1
65	0.837	650.000	1.360	○146-2 ○168-2 ○169-2 ○192-2 ○724-2
66	0.839	660.000	1.364	○122-2 ○123-2 ○145-2 ○159-3 ○191-2 ○215-2 ○228-4 ○
67	0.842	670.000	1.369	○90-3 ○214-2 ○678-2
68	0.844	680.000	1.373	○55-2 ○99-2 ○100-2 ○655-2◇46-1
69	0.846	690.000	1.378	○54-2 ○56-2 ○77-2 ○147-2 ○170-2 ○239-2◇127-1◇1502-1
70	0.848	700.000	1.382	○76-2 ○124-2 ○193-2
71	0.850	710.000	1.386	○53-2 ○101-2 ○136-3 ○205-4 ○216-2 ○632-2◇52-1
72	0.852	720.000	1.391	○78-2 ○695-2 ○718-2
73	0.854	730.000	1.395	○113-3 ○672-2 ○725-2◇273-1
74	0.856	740.000	1.399	○79-2 ○102-2 ○125-2 ○240-2 ○702-2
75	0.859	750.000	1.404	○57-2 ○144-2 ○148-2 ○167-2 ○171-2 ○236-2◇57-1
76	0.861	760.000	1.408	○67-4 ○121-2 ○182-4 ○190-2 ○194-2 ○649-2 ○679-2
77	0.863	770.000	1.413	○213-2 ○217-2 ○656-2◇115-1
78	0.865	780.000	1.417	○90-4 ○98-2 ○159-4 ○600-2
79	0.867	790.000	1.421	○136-4 ○577-2◇51-1◇56-1
80	0.869	800.000	1.426	○113-4 ○633-2
81	0.871	810.000	1.430	○58-2 ○75-2 ○126-2 ○626-2◇53-1◇1427-1◇2340-1

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

■節点番号:変位量の着目点 I =1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
82	0.873	820.000	1.434	○80-2 ○103-2 ○149-2 ○531-2◇196-1
83	0.875	830.000	1.438	○52-2 ○172-2 ○241-2◇1998-1
84	0.876	840.000	1.442	○195-2 ○508-2
85	0.878	850.000	1.447	○218-2◇184-1
86	0.880	860.000	1.451	○485-2◇63-1
87	0.882	870.000	1.455	
88	0.884	880.000	1.459	○462-2 ○596-2 ○601-2
89	0.885	890.000	1.462	○573-2 ○578-2 ○597-2
90	0.886	900.000	1.465	○81-2 ○104-2 ○127-2 ○439-2 ○550-2
91	0.888	910.000	1.469	○150-2 ○574-2◇342-1
92	0.889	920.000	1.472	○416-2 ○527-2
93	0.890	930.000	1.475	○173-2 ○242-2 ○504-2 ○528-2 ○532-2 ○551-2◇1642-1
94	0.891	940.000	1.478	○196-2 ○393-2 ○598-2◇132-1◇2271-1
95	0.893	950.000	1.482	○481-2 ○505-2 ○509-2 ○554-2◇757-2
96	0.894	960.000	1.485	○59-2 ○370-2 ○552-2 ○575-2◇54-1
97	0.894	970.000	1.487	○458-2 ○482-2 ○486-2
98	0.895	980.000	1.490	○347-2 ○435-2◇55-1
99	0.896	990.000	1.492	○255-2 ○278-2 ○459-2 ○463-2 ○529-2◇121-1◇1439-1
100	0.897	1000.000	1.495	○324-2 ○412-2 ○436-2 ○506-2 ○553-2◇681-1
101	0.897	1010.000	1.497	○440-2◇50-1
102	0.898	1020.000	1.499	○389-2 ○413-2 ○483-2 ○555-2◇253-1
103	0.899	1030.000	1.502	○417-2 ○599-2
104	0.899	1040.000	1.504	○366-2 ○390-2 ○460-2
105	0.900	1050.000	1.507	○394-2 ○576-2 ○602-2 ○603-2◇126-1
106	0.901	1060.000	1.509	○251-2 ○343-2 ○367-2 ○437-2◇49-1◇64-1◇265-1
107	0.901	1070.000	1.511	○274-2 ○579-2 ○580-2 ○698-3 ○721-3
108	0.902	1080.000	1.514	○320-2 ○344-2 ○371-2 ○414-2 ○530-2 ○675-3
109	0.903	1090.000	1.516	○252-2 ○275-2 ○652-3◇120-1◇1791-1
110	0.903	1100.000	1.518	○321-2 ○348-2 ○391-2 ○507-2 ○533-2◇682-1
111	0.904	1110.000	1.521	○256-2 ○279-2 ○297-2 ○534-2
112	0.904	1120.000	1.523	○325-2 ○368-2 ○484-2 ○510-2
113	0.905	1130.000	1.525	○511-2 ○556-2 ○629-3◇47-1◇48-1
114	0.906	1140.000	1.527	○253-2 ○345-2 ○461-2
115	0.906	1150.000	1.530	○276-2 ○298-2 ○487-2 ○488-2
116	0.907	1160.000	1.532	○322-2 ○438-2 ○557-2
117	0.908	1170.000	1.534	○464-2◇125-1
118	0.908	1180.000	1.536	○301-2 ○415-2 ○465-2
119	0.909	1190.000	1.539	○299-2◇190-1
120	0.909	1200.000	1.541	○392-2 ○441-2 ○442-2 ○604-2
121	0.910	1210.000	1.543	○721-4◇65-1◇411-1◇1929-1
122	0.911	1220.000	1.546	○369-2 ○418-2 ○581-2 ○698-4◇122-1

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

■節点番号:変位量の着目点 I =1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
123	0.911	1230.000	1.548	○419-2◇133-1
124	0.912	1240.000	1.550	○238-3 ○254-2 ○300-2 ○346-2 ○675-4◇201-1◇1714-1
125	0.913	1250.000	1.553	○277-2 ○395-2
126	0.913	1260.000	1.555	○396-2 ○535-2
127	0.914	1270.000	1.557	○323-2 ○372-2 ○558-2 ○652-4
128	0.914	1280.000	1.559	○302-2◇189-1
129	0.915	1290.000	1.561	○373-2 ○512-2◇1372-1
130	0.916	1300.000	1.564	○257-2 ○349-2◇683-1
131	0.916	1310.000	1.566	○280-2 ○350-2 ○489-2◇322-1
132	0.917	1320.000	1.568	○258-2◇195-1
133	0.918	1330.000	1.571	○281-2 ○326-2 ○629-4◇134-1
134	0.918	1340.000	1.573	○327-2 ○466-2◇334-1
135	0.919	1350.000	1.575	
136	0.919	1360.000	1.577	◇116-1◇117-1
137	0.920	1370.000	1.578	○443-2
138	0.920	1380.000	1.580	
139	0.921	1390.000	1.582	◇118-1
140	0.921	1400.000	1.583	○303-2 ○559-2
141	0.921	1410.000	1.583	
142	0.921	1420.000	1.584	
143	0.921	1430.000	1.584	
144	0.921	1440.000	1.585	
145	0.922	1450.000	1.585	○304-2
146	0.922	1460.000	1.586	○219-2
147	0.922	1470.000	1.586	◇119-1
148	0.922	1480.000	1.586	
149	0.922	1490.000	1.586	○215-3
150	0.922	1500.000	1.586	

状態フラグ説明――○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

① 降伏震度の算定

構造物の降伏震度について，プッシュオーバー解析における荷重-変位曲線に明確な折れ曲がりが見られない場合，初期降伏点の震度を非線形応答スペクトル法で用いる降伏震度として使用すると，合理的に設計応答値を算定することができません。したがって，本設計例では，非線形応答スペクトル法で用いる降伏震度として，構造物全体系の折れ曲がり点に対応する震度 k_{heq} を用いることとします。

$$k_{heq}=0.697$$

② 等価固有周期

等価固有周期は，プッシュオーバー解析によって得られた荷重-変位曲線において，次式により算定します。

$$T_{eq} = 2.0\pi\sqrt{\frac{W_{eq}/g}{K_{eq}}} \fallingdotseq 2.0\sqrt{\frac{\delta_{eq}}{k_{heq}}}$$

T_{eq} ：構造物の等価固有周期 (sec)
W_{eq} ：等価重量 (kN)
g ：重力加速度 (=9.8m/s^2)
K_{eq} ：構造物の等価降伏剛性 (kN/m)

$$K_{eq} = \frac{W_{eq} \cdot k_{heq}}{\delta_{eq}}$$

δ_{eq} ：構造物全体系の折れ曲がり点に対応する変位(＝0.1397m)
k_{heq} ：構造物全体系の折れ曲がり点に対応する震度(＝0.697)

T_{eq}＝2.0×√(0.1397/0.697)＝0.895

③ 応答塑性率

応答塑性率は，図 3-10 の所要降伏震度スペクトルを用いて算出します。本構造系の折れ曲がり点に対応する水平震度 k_{heq}，等価固有周期 T_{eq} を求め，所要降伏震度スペクトルより応答塑性率 μ_d を読み取ります。本設計例では，μ_d＝1.70 となります。

水平震度 k_{heq} ＝0.697
等価固有周期 T_{eq}＝0.895 (sec)

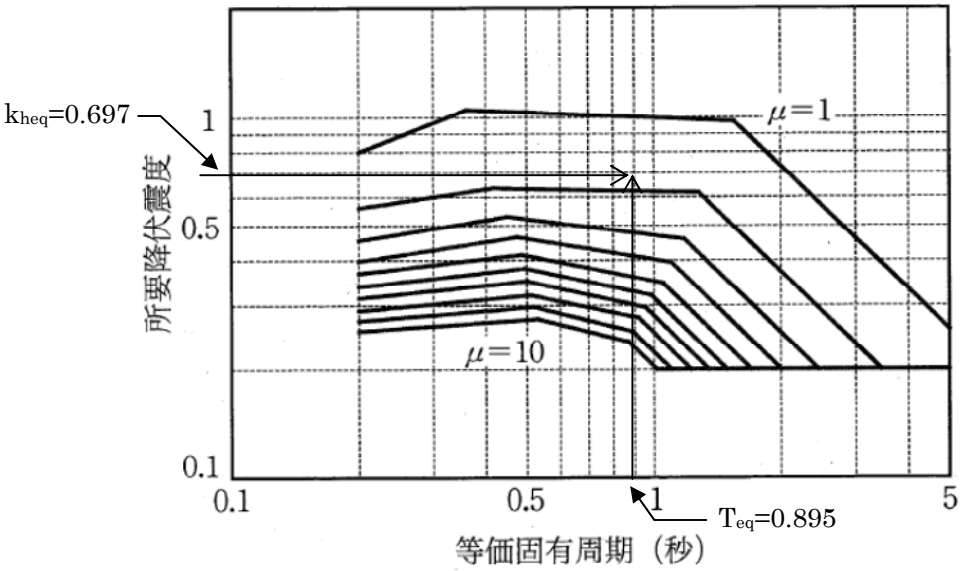


図 3-10 所要降伏震度スペクトル（G5 地盤，スペクトルⅡ，基礎構造物：杭・ケーソン等）

④ 構造物の設計応答値

構造物全体系の折れ曲がり点に対応する変位 δ_{eq}, 応答塑性率 μ_d から最大応答変位 δ_d を算定します。最大応答変位 δ_d は 237.5mm となります。また，最大応答変位 δ_d＝237.5ｍｍとなる水平震度は，表 3-31 より最大応答震度は 0.719 となります。

$\delta_d = \delta_{eq} \cdot \mu_d$

δ_d ：構造物の応答変位(m)
μ_d ：応答塑性率

δ_d＝0.1397×1.70＝0.2375m＝237.5mm

■節点番号:変位量の着目点 I =1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
23	0.712	230.000	1.131	○621-2◇474-1◇1568-1◇1643-1◇2205-1
24	0.721	240.000	1.147	○623-2 ○646-2 ○669-2 ○692-2 ○715-2◇475-1◇1431-1

頂版天端における荷重-変位曲線を図 3-11 に，荷重-変位曲線の総括表を表 3-32 に示します。

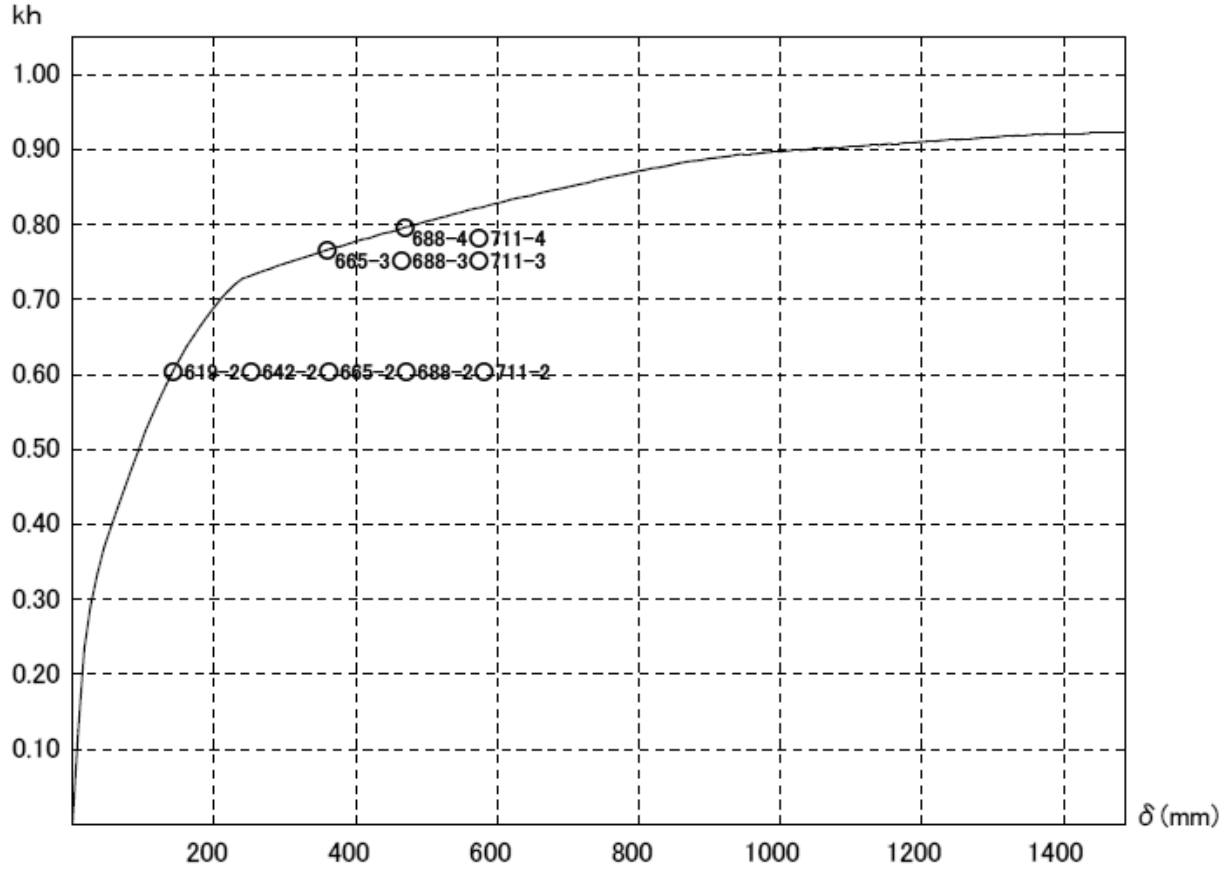


図 3-11　頂版天端における荷重-変位曲線

表 3-32 頂版天端の荷重-変位曲線　総括表

■節点番号:変位量の着目点 I =6

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
0	0.000	0.000	0.000	
1	0.125	8.175	0.192	◇1357-1◇1426-1◇1495-1◇1564-1◇1633-1◇1702-1◇1771-1
2	0.234	16.610	0.357	◇1288-1◇1716-1◇1717-1◇1785-1◇1786-1◇1787-1◇1854-1
3	0.290	25.930	0.428	◇1647-1◇1648-1◇1718-1◇1914-1◇1915-1◇1922-1◇1979-1
4	0.334	35.463	0.476	◇1707-1◇1777-1◇1784-1◇1841-1◇1842-1◇1845-1◇1846-1
5	0.369	45.087	0.515	◇1509-1◇1649-1◇1704-1◇1708-1◇1715-1◇1772-1◇1773-1
6	0.397	54.764	0.548	◇1219-1◇1440-1◇1510-1◇1578-1◇1635-1◇1638-1◇1639-1
7	0.423	64.455	0.580	◇1646-1◇1774-1◇1844-1◇1916-1◇2193-1◇2263-1◇205-2
8	0.449	74.149	0.612	◇1705-1◇1847-1◇2057-1◇2058-1◇2124-1◇274-2
9	0.474	83.847	0.643	◇1634-1◇1775-1◇1778-1◇1988-1◇1989-1◇2194-1
10	0.499	93.540	0.676	◇1566-1◇1569-1◇1579-1◇1636-1◇1706-1◇1919-1◇1920-1
11	0.524	103.234	0.707	◇60-1◇1441-1◇1570-1◇1709-1◇1986-1◇2056-1◇2266-1
12	0.546	112.944	0.738	◇61-1◇129-1◇130-1◇1500-1◇1511-1◇1850-1◇1851-1◇412-
13	0.567	122.669	0.767	◇62-1◇131-1◇198-1◇199-1◇1497-1◇1501-1◇1565-1◇1637-
14	0.586	132.410	0.794	◇59-1◇200-1◇1640-1◇2197-1◇481-2
15	0.604	142.161	0.820	○619-2 ○642-2 ○665-2 ○688-2 ○711-2◇128-1◇267-1◇268-
16	0.621	151.927	0.845	○44-2◇2128-1
17	0.637	161.696	0.869	◇197-1◇336-1◇337-1◇1508-1◇1712-1◇1779-1◇550-2◇619-
18	0.651	171.475	0.893	○67-2 ○90-2 ○113-2 ○136-2 ○159-2 ○182-2 ○205-2 ○228-
19	0.665	181.264	0.915	◇266-1◇1713-1
20	0.678	191.061	0.937	○45-2◇405-1◇406-1◇1780-1
21	0.691	200.867	0.957	○229-2◇335-1◇407-1◇2274-1◇2343-1
22	0.702	210.689	0.976	○68-2 ○91-2 ○114-2 ○137-2 ○160-2 ○183-2 ○206-2 ○644-
23	0.712	220.523	0.994	○621-2◇474-1◇1568-1◇1643-1◇2205-1
24	0.721	230.388	1.008	○623-2 ○646-2 ○669-2 ○692-2 ○715-2◇475-1◇1431-1
25	0.728	240.277	1.020	◇476-1
26	0.731	250.223	1.026	◇404-1◇1428-1
27	0.735	260.174	1.031	◇1432-1
28	0.738	270.129	1.036	◇1644-1
29	0.741	280.083	1.041	
30	0.745	290.035	1.046	
31	0.748	299.991	1.050	
32	0.751	309.945	1.055	◇543-1◇1921-1
33	0.754	319.902	1.060	◇2136-1
34	0.757	329.857	1.064	◇544-1
35	0.760	339.814	1.069	
36	0.763	349.771	1.074	◇1571-1
37	0.766	359.728	1.078	○665-3 ○688-3 ○711-3◇545-1◇612-1
38	0.769	369.686	1.083	○619-3 ○642-3◇613-1◇614-1◇1442-1
39	0.771	379.644	1.087	
40	0.774	389.602	1.091	○44-3

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

■節点番号:変位量の着目点 I =6

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δ x(mm)	回転角 θ (%orad)	状　　態
41	0.777	399.561	1.096	
42	0.780	409.519	1.100	
43	0.782	419.478	1.105	○228-3
44	0.785	429.437	1.109	◇473-1
45	0.788	439.394	1.114	◇66-1◇135-1◇1711-1
46	0.790	449.354	1.118	
47	0.793	459.314	1.122	○205-3
48	0.796	469.270	1.127	○688-4 ○711-4
49	0.798	479.228	1.131	○665-4 ○674-2 ○697-2 ○720-2
50	0.801	489.188	1.136	○642-4 ○651-2 ○675-2 ○698-2 ○721-2◇58-1◇1641-1
51	0.804	499.147	1.140	○652-2◇1852-1
52	0.806	509.107	1.144	○619-4
53	0.809	519.067	1.148	○628-2 ○629-2 ○722-2
54	0.811	529.027	1.153	○673-2 ○676-2 ○696-2 ○699-2 ○719-2
55	0.814	538.987	1.157	○653-2◇2067-1
56	0.816	548.948	1.161	○44-4 ○650-2◇204-1◇1499-1
57	0.819	558.909	1.165	○630-2
58	0.821	568.868	1.170	○182-3◇1783-1◇688-2
59	0.823	578.828	1.174	○627-2 ○677-2 ○700-2 ○723-2◇542-1
60	0.826	588.788	1.178	○654-2
61	0.828	598.749	1.182	○67-3
62	0.830	608.711	1.186	○631-2
63	0.833	618.671	1.191	
64	0.835	628.632	1.195	○237-2 ○238-2◇611-1
65	0.837	638.594	1.199	○146-2 ○168-2 ○169-2 ○192-2 ○724-2
66	0.839	648.556	1.203	○122-2 ○123-2 ○145-2 ○159-3 ○191-2 ○215-2 ○228-4 ○
67	0.842	658.518	1.207	○90-3 ○214-2 ○678-2
68	0.844	668.480	1.211	○55-2 ○99-2 ○100-2 ○655-2◇46-1
69	0.846	678.442	1.215	○54-2 ○56-2 ○77-2 ○147-2 ○170-2 ○239-2◇127-1◇1502-1
70	0.848	688.405	1.219	○76-2 ○124-2 ○193-2
71	0.850	698.368	1.223	○53-2 ○101-2 ○136-3 ○205-4 ○216-2 ○632-2◇52-1
72	0.852	708.331	1.227	○78-2 ○695-2 ○718-2
73	0.854	718.293	1.231	○113-3 ○672-2 ○725-2◇273-1
74	0.856	728.256	1.235	○79-2 ○102-2 ○125-2 ○240-2 ○702-2
75	0.859	738.217	1.239	○57-2 ○144-2 ○148-2 ○167-2 ○171-2 ○236-2◇57-1
76	0.861	748.181	1.243	○67-4 ○121-2 ○182-4 ○190-2 ○194-2 ○649-2 ○679-2
77	0.863	758.144	1.247	○213-2 ○217-2 ○656-2◇115-1
78	0.865	768.107	1.251	○90-4 ○98-2 ○159-4 ○600-2
79	0.867	778.070	1.255	○136-4 ○577-2◇51-1◇56-1
80	0.869	788.034	1.259	○113-4 ○633-2
81	0.871	797.997	1.263	○58-2 ○75-2 ○126-2 ○626-2◇53-1◇1427-1◇2340-1

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

■節点番号:変位量の着目点 I =6

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
82	0.873	807.961	1.267	○80-2 ○103-2 ○149-2 ○531-2◇196-1
83	0.875	817.925	1.271	○52-2 ○172-2 ○241-2◇1998-1
84	0.876	827.892	1.274	○195-2 ○508-2
85	0.878	837.854	1.278	○218-2◇184-1
86	0.880	847.819	1.282	○485-2◇63-1
87	0.882	857.786	1.286	
88	0.884	867.753	1.289	○462-2 ○596-2 ○601-2
89	0.885	877.725	1.292	○573-2 ○578-2 ○597-2
90	0.886	887.697	1.295	○81-2 ○104-2 ○127-2 ○439-2 ○550-2
91	0.888	897.666	1.299	○150-2 ○574-2◇342-1
92	0.889	907.640	1.301	○416-2 ○527-2
93	0.890	917.612	1.304	○173-2 ○242-2 ○504-2 ○528-2 ○532-2 ○551-2◇1642-1
94	0.891	927.584	1.307	○196-2 ○393-2 ○598-2◇132-1◇2271-1
95	0.893	937.555	1.311	○481-2 ○505-2 ○509-2 ○554-2◇757-2
96	0.894	947.531	1.313	○59-2 ○370-2 ○552-2 ○575-2◇54-1
97	0.894	957.509	1.316	○458-2 ○482-2 ○486-2
98	0.895	967.487	1.318	○347-2 ○435-2◇55-1
99	0.896	977.465	1.320	○255-2 ○278-2 ○459-2 ○463-2 ○529-2◇121-1◇1439-1
100	0.897	987.444	1.323	○324-2 ○412-2 ○436-2 ○506-2 ○553-2◇681-1
101	0.897	997.424	1.325	○440-2◇50-1
102	0.898	1007.404	1.327	○389-2 ○413-2 ○483-2 ○555-2◇253-1
103	0.899	1017.383	1.330	○417-2 ○599-2
104	0.899	1027.363	1.332	○366-2 ○390-2 ○460-2
105	0.900	1037.343	1.334	○394-2 ○576-2 ○602-2 ○603-2◇126-1
106	0.901	1047.322	1.336	○251-2 ○343-2 ○367-2 ○437-2◇49-1◇64-1◇265-1
107	0.901	1057.303	1.338	○274-2 ○579-2 ○580-2 ○698-3 ○721-3
108	0.902	1067.283	1.340	○320-2 ○344-2 ○371-2 ○414-2 ○530-2 ○675-3
109	0.903	1077.262	1.343	○252-2 ○275-2 ○652-3◇120-1◇1791-1
110	0.903	1087.243	1.345	○321-2 ○348-2 ○391-2 ○507-2 ○533-2◇682-1
111	0.904	1097.223	1.347	○256-2 ○279-2 ○297-2 ○534-2
112	0.904	1107.204	1.349	○325-2 ○368-2 ○484-2 ○510-2
113	0.905	1117.184	1.351	○511-2 ○556-2 ○629-3◇47-1◇48-1
114	0.906	1127.164	1.354	○253-2 ○345-2 ○461-2
115	0.906	1137.144	1.356	○276-2 ○298-2 ○487-2 ○488-2
116	0.907	1147.125	1.358	○322-2 ○438-2 ○557-2
117	0.908	1157.104	1.360	○464-2◇125-1
118	0.908	1167.085	1.362	○301-2 ○415-2 ○465-2
119	0.909	1177.065	1.364	○299-2◇190-1
120	0.909	1187.047	1.367	○392-2 ○441-2 ○442-2 ○604-2
121	0.910	1197.027	1.369	○721-4◇65-1◇411-1◇1929-1
122	0.911	1207.006	1.371	○369-2 ○418-2 ○581-2 ○698-4◇122-1

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

■節点番号:変位量の着目点 I =6

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
123	0.911	1216.987	1.373	○419-2◇133-1
124	0.912	1226.968	1.375	○238-3 ○254-2 ○300-2 ○346-2 ○675-4◇201-1◇1714-1
125	0.913	1236.947	1.377	○277-2 ○395-2
126	0.913	1246.928	1.380	○396-2 ○535-2
127	0.914	1256.908	1.382	○323-2 ○372-2 ○558-2 ○652-4
128	0.914	1266.889	1.384	○302-2◇189-1
129	0.915	1276.870	1.386	○373-2 ○512-2◇1372-1
130	0.916	1286.849	1.388	○257-2 ○349-2◇683-1
131	0.916	1296.830	1.390	○280-2 ○350-2 ○489-2◇322-1
132	0.917	1306.811	1.392	○258-2◇195-1
133	0.918	1316.791	1.395	○281-2 ○326-2 ○629-4◇134-1
134	0.918	1326.775	1.396	○327-2 ○466-2◇334-1
135	0.919	1336.757	1.398	
136	0.919	1346.740	1.400	◇116-1◇117-1
137	0.920	1356.724	1.402	○443-2
138	0.920	1366.709	1.404	
139	0.921	1376.695	1.405	◇118-1
140	0.921	1386.685	1.406	○303-2 ○559-2
141	0.921	1396.680	1.407	
142	0.921	1406.676	1.407	
143	0.921	1416.673	1.408	
144	0.921	1426.669	1.408	
145	0.922	1436.664	1.409	○304-2
146	0.922	1446.660	1.409	○219-2
147	0.922	1456.657	1.409	◇119-1
148	0.922	1466.657	1.409	
149	0.922	1476.657	1.409	○215-3
150	0.922	1486.656	1.409	

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

プッシュオーバー解析から得られた荷重-変位曲線に基づき，安全性（地震時）に対して性能照査を行います。照査結果については表 3-33 に，モーメント図，せん断力図，軸力図，変位図については図 3-12 にまとめます。

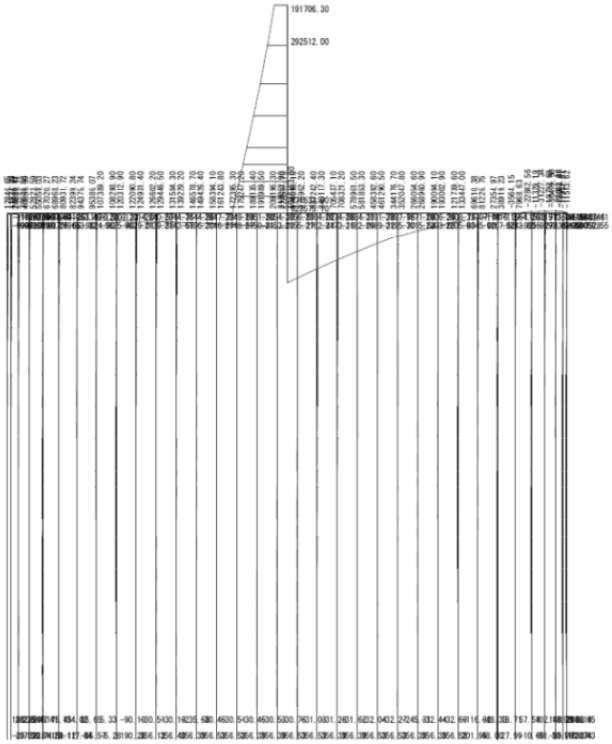
表 3-33 基礎の安全性（地震時）の照査

L2 地震動の水平震度 0.719

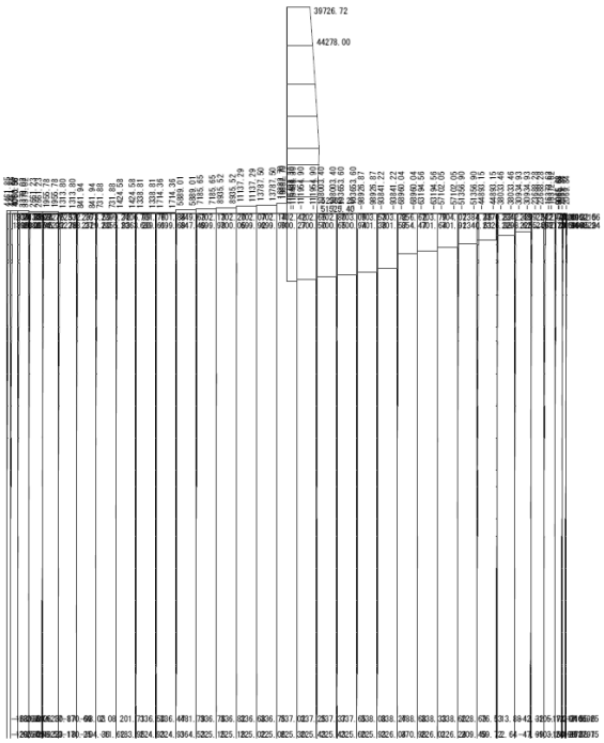
要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目		照査指標			照査結果	
			着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	I_{Rd}／I_{Ld}	判定
安全性	基礎の安定	地盤の破壊	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=3,657kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=10,715kN	0.34	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 照査不要	設計引抜き抵抗力 照査不要	—	OK
		水平安定	頂版天端	最大応答水平変位 230mm	10%L_A 10%L_A=2,470mm	0.10	OK
		回転安定	頂版天端	最大応答回転角 1.00/1000	30/1000 rad	0.03	OK
		基礎部材等の破壊	鋼管矢板本管	設計曲率 損傷レベル 2	損傷レベル 3	損傷レベル 2 ≦損傷レベル 3	OK

安全性（地震時）　kh=0.719（最大応答震度）

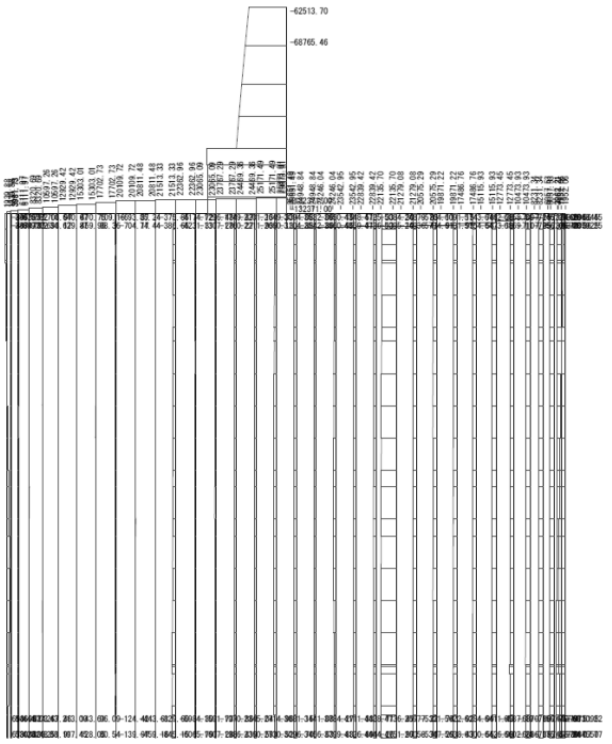
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

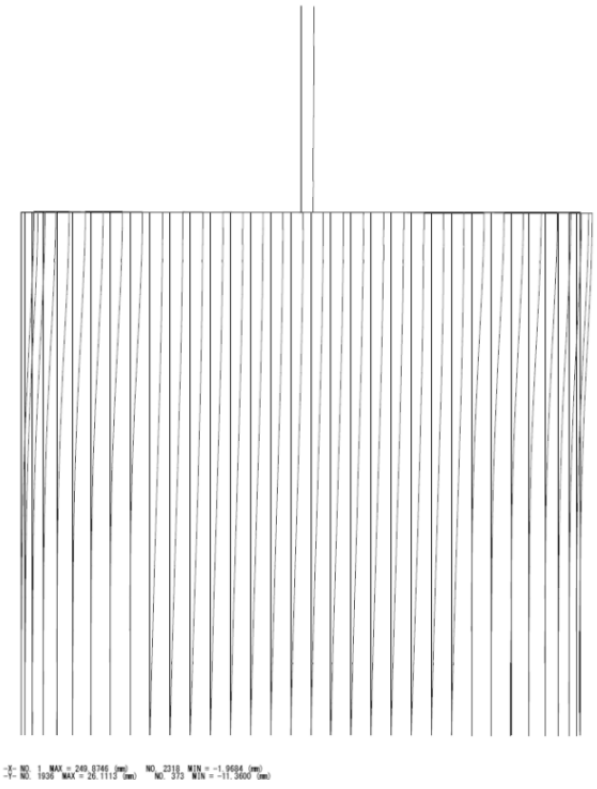


図 3-12　安全性（地震時）の照査

（4）復旧性の性能照査：性能レベル 1

G5 地盤に対する，L1 地震動における地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル（減衰定数 h=0.05）を下表に示します。

表 3-34 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル（L1 地震動）

周期 T(s)	応答加速度(gal)
0.1≦T<0.4	$599\times T^{0.44}$
0.4≦T≦1.6	400
1.6<T	$640\times T^{-1.0}$

等価固有周期 T_{eq} は，プッシュオーバー解析によって T_{eq}=0.895 と求められているため，応答加速度は 400gal となります。

したがって，L1 地震動の設計水平震度は 400/980=0.408 となり，プッシュオーバー解析から得られた荷重-変位曲線に基づき，本設計水平震度にて照査を行います。照査結果については表 3-35 に，モーメント図，せん断力図，軸力図，変位図については図 3-13 にまとめます。本設計水平震度にて照査を行います。

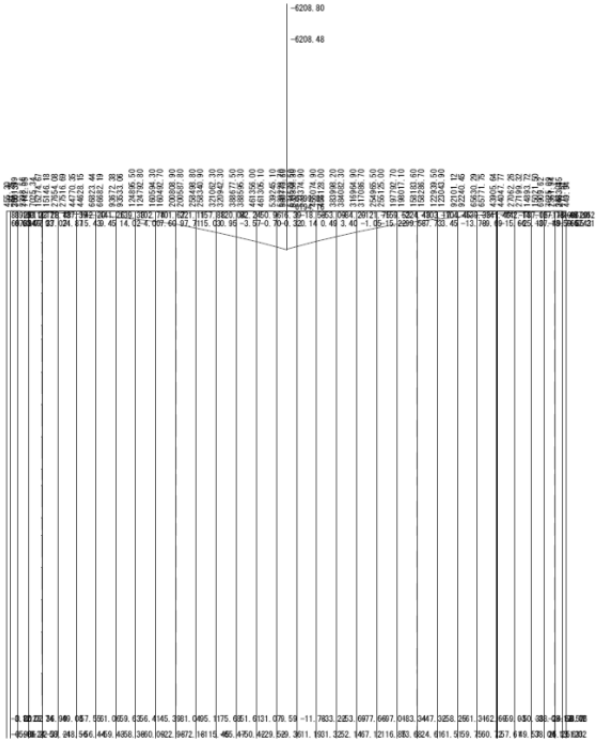
表 3-35 基礎の復旧性の照査：性能レベル 1

L1 地震動の所要換算水平震度 0.408

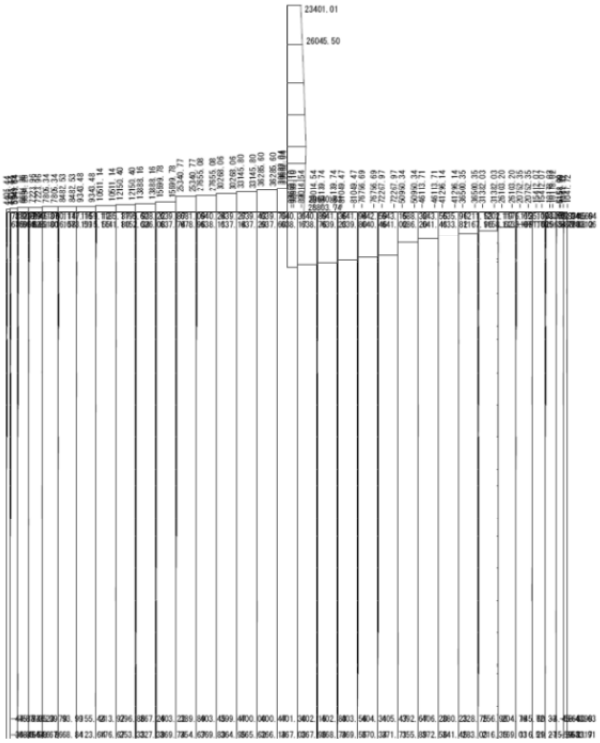
要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目		照査指標			照査結果	
			着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	I_{Rd}／I_{Ld}	判定
復旧性 性能レベル 1	基礎の 残留変位	残留鉛直変位	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=2,675kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=7,248kN	0.37	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 引抜力は発生しない	設計引抜き抵抗力 R_{ud}=416kN	—	OK
		残留水平変位	頂版天端	最大応答水平変位 64mm	1.2～2%L_A≦100mm 1.2%L_A=296mm⇒100mm	0.64	OK
		残留傾斜	頂版天端	最大応答回転角 0.6/1000	6/1000 rad	0.1	OK
		基礎部材等の 損傷	鋼管矢板 本管	設計曲率 損傷レベル 1	損傷レベル 1	損傷レベル 1 ≦損傷レベル 1	OK
				鋼管矢板応力度 σ_x=161.8N/mm^2 残留応力度 σ_s=52.8N/mm^2	応力度の制限値 σ_u=±300N/mm^2	0.72	OK

復旧性（性能レベル 1）　kh=0.408　（L1 所要降伏震度）

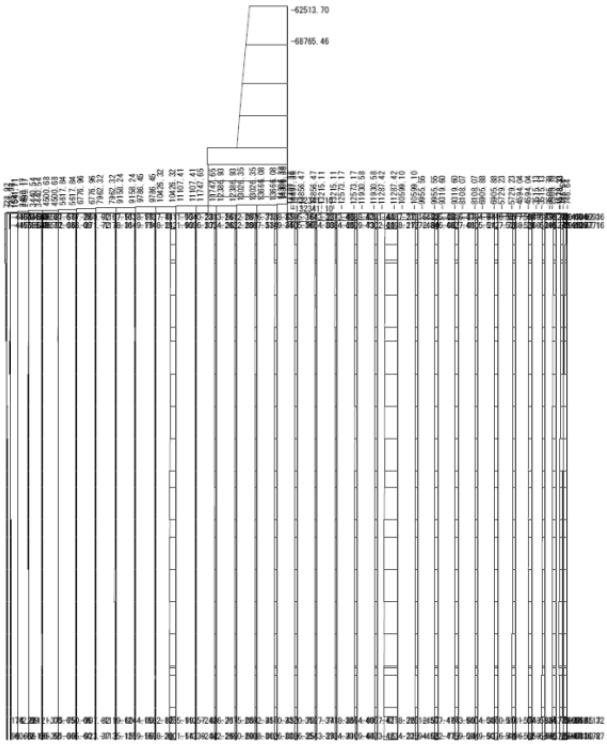
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

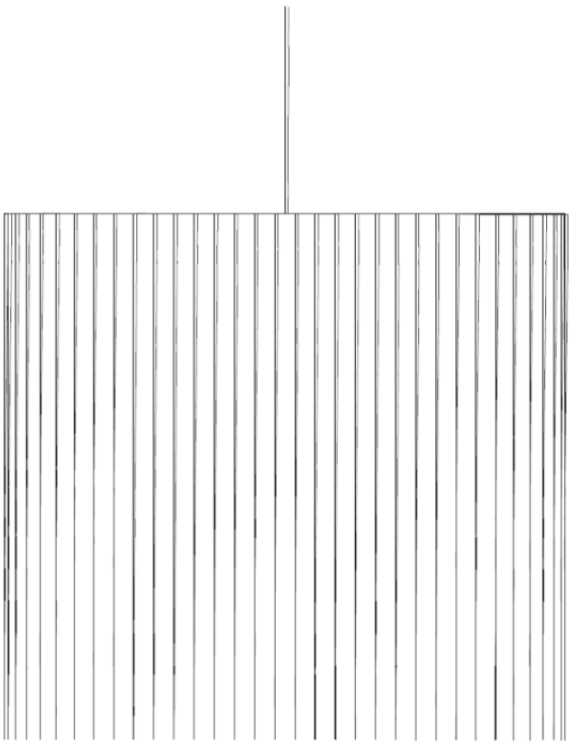


図 3-13 基礎の復旧性（性能レベル 1）の照査

（５）復旧性の性能照査：性能レベル２

安全性（地震時）と同様に， プッシュオーバー解析から得られた荷重-変位曲線に基づき，L2 地震動の水平震度にて性能照査を行います。照査結果については表 3-36 に，モーメント図，せん断力図，軸力図，変位図については図 3-14 にまとめます。

表 3-36 基礎の復旧性の照査：性能レベル２

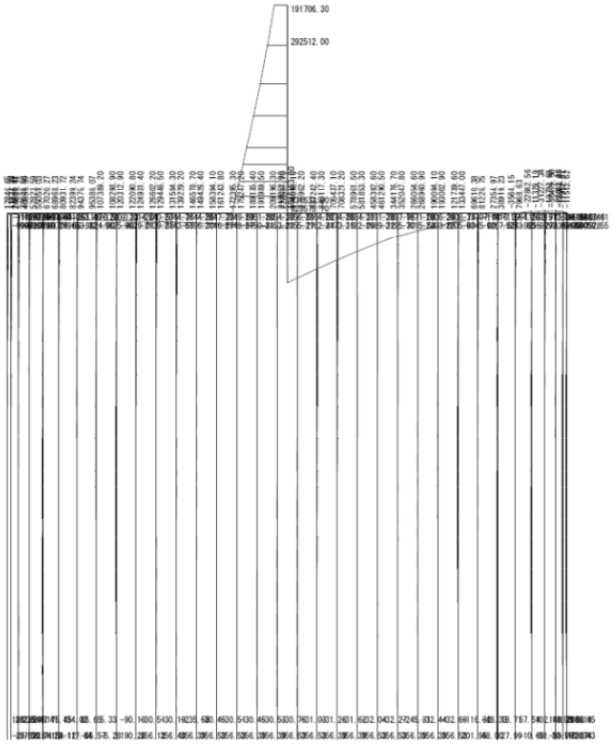
L2 地震動の水平震度 0.719

要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目		照査指標			照査結果	
			着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	I_{Rd}/I_{Ld}	判定
復旧性 性能レベル２	基礎の 残留変位	残留鉛直変位	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=3,657kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=9,454kN	0.39	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 照査不要	設計引抜き抵抗力 照査不要	—	OK
		残留水平変位	頂版天端	最大応答水平変位 230mm	4.8～8%L_A≦400mm 4.8%L_A=1976mm⇒400mm	0.60	OK
		残留傾斜	頂版天端	最大応答回転角 1.00/1000	20/1000 rad	0.05	OK
		基礎部材等の損傷	鋼管矢板 本管	設計曲率 損傷レベル２	損傷レベル２	損傷レベル２ ≦損傷レベル２	OK

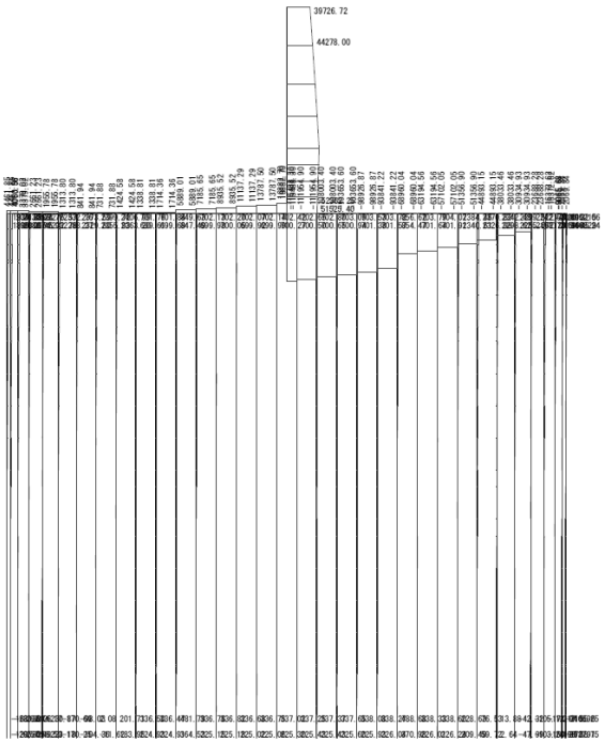
注記）本設計事例においては，地域別係数が 1.00 のため，安全性（地震時）の照査と，復旧性の照査：性能レベル２の照査結果は同値となります。

復旧性（性能レベル 2）

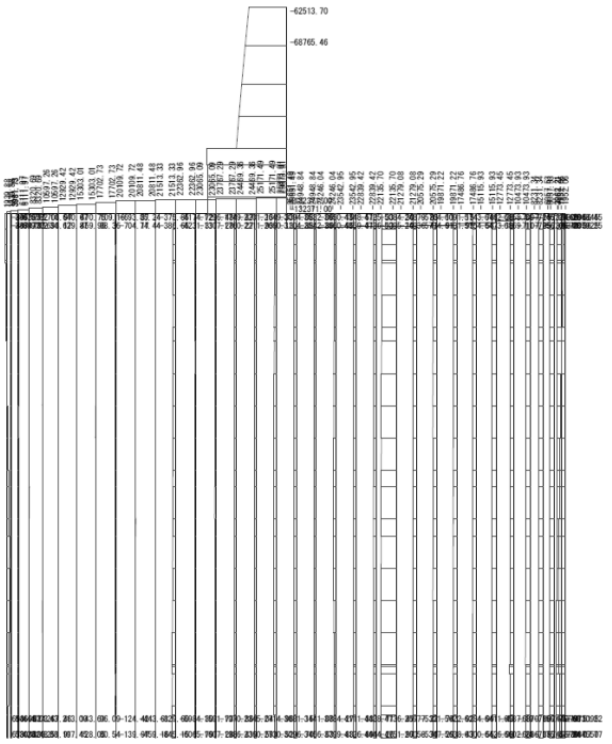
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

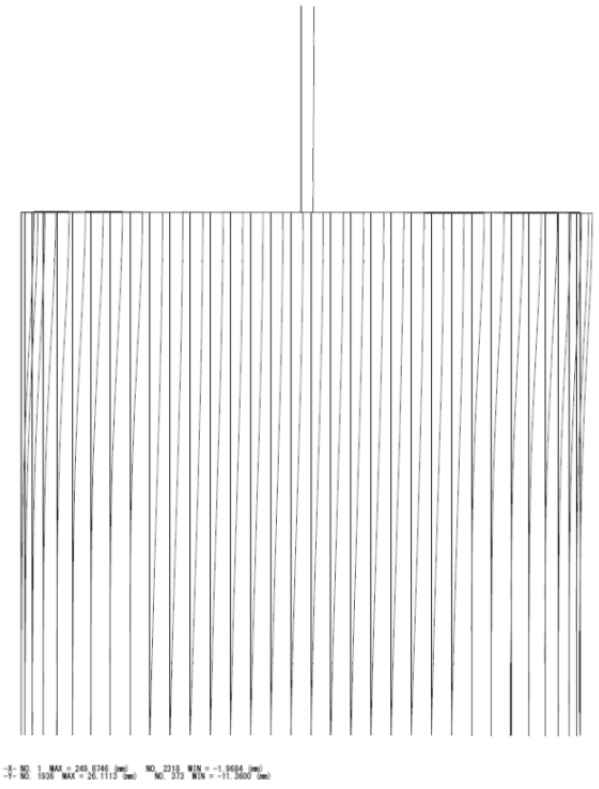


図 3-14　復旧性（性能レベル 2）の照査

（6）応答変位法の性能照査

本設計事例では，応答変位法による検討を実施します。対象となる設計地震動は L2 地震動（スペクトルⅡ）とし，水平震度 0.719 における地盤変位を使用します。地盤の設計水平変位量の鉛直方向分布を地表面最大変位量 a_g と表層地盤の特性に基づいて得られる固有振動モードにより算定します。

1）地盤条件

層番号	層厚 (m)	単位体積重量 (kN/m^3)	設計初期せん断弾性波速度 (m/s)	層分割数 (等分)
1	1.96	13.0	65.0	2
2	6.00	14.0	75.0	6
3	4.00	14.0	80.0	4
4	5.00	14.0	75.0	5
5	5.10	14.0	85.0	5
6	6.10	14.0	160.0	6
7	3.00	18.0	220.0	3
8	1.44	19.0	320.0	2

2）地表面最大変位量

L2 地震動（スペクトルⅡ）を適用することから，地表面最大変位量 a_g は次式により求めます。

$$a_g=0.413\times T_g$$

ここに，

T_g：表層地盤の固有周期(1.1937s)

$$a_g=0.413\times 1.1937=0.49299m=492.99 \quad mm$$

3）地盤の設計水平変位量の鉛直方向分布

地盤の設計水平変位量の鉛直方向分布は下記になります（深さ、地盤変位共に単位は mm）。

≪第1層≫

深さ (Z)	地盤変位(f(Z))
0.0	492.99
980.0	491.44
1960.0	486.80

≪第2層≫

深さ (Z)	地盤変位(f(Z))
0.0	486.80
1000.0	481.20
2000.0	473.24
3000.0	462.94
4000.0	450.37
5000.0	435.58
6000.0	418.64

≪第3層≫

深さ (Z)	地盤変位(f(Z))
0.0	418.64
1000.0	401.94
2000.0	383.50
3000.0	363.41
4000.0	341.74

≪第4層≫

深さ (Z)	地盤変位(f(Z))
0.0	341.74
1000.0	315.40
2000.0	287.51
3000.0	258.21
4000.0	227.63
5000.0	195.93

≪第5層≫

深さ (Z)	地盤変位(f(Z))
0.0	195.93
1020.0	169.99
2040.0	143.36
3060.0	116.16
4080.0	88.50
5100.0	60.49

≪第6層≫

深さ (Z)	地盤変位(f(Z))
0.0	60.49
1016.7	52.53
2033.3	44.52
3050.0	36.46
4066.7	28.36
5083.3	20.23
6100.0	12.07

≪第7層≫

深さ (Z)	地盤変位(f(Z))
0.0	12.07
1000.0	8.76
2000.0	5.45
3000.0	2.14

≪第8層≫

深さ (Z)	地盤変位(f(Z))
0.0	2.14
720.0	1.07
1440.0	0.00

4）慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数

慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数は下式を使用します。

（上限値 ν_U）

$\alpha \leqq 0.75$	$\nu_U=1.0$
$0.75 < \alpha \leqq 1.10$	$\nu_U=-2.0\alpha+2.5$
$1.10 \leqq \alpha$	$\nu_U=0.3$

（下限値 ν_L）

$\alpha \leqq 0.75$	$\nu_L=0.0$
$0.75 < \alpha \leqq 1.10$	$\nu_L=-2.0\alpha+1.5$
$1.10 \leqq \alpha$	$\nu_L=-0.7$

ここに,

α ：地盤と構造物の固有周期の比

$\alpha=T_{eq}/(T_g/\alpha_g)$

$=0.917/(1.1937/0.50)=0.384$

T_g ：表層地盤の固有周期(1.1937s)

T_{eq} ：構造物の固有周期(0.917s)

α_g ：地震時のひずみレベルによる地盤の剛性低減係数(0.50)

α=0.384 より，上限値 ν_U=1.0，下限値 ν_L=0.0 となります。本設計事例では，$R_t=1.0\times R_a+1.0\times f(Z)$の場合の照査結果を示します。

ここに， R_t：地震荷重，R_a：慣性力，f(Z)：地盤変位

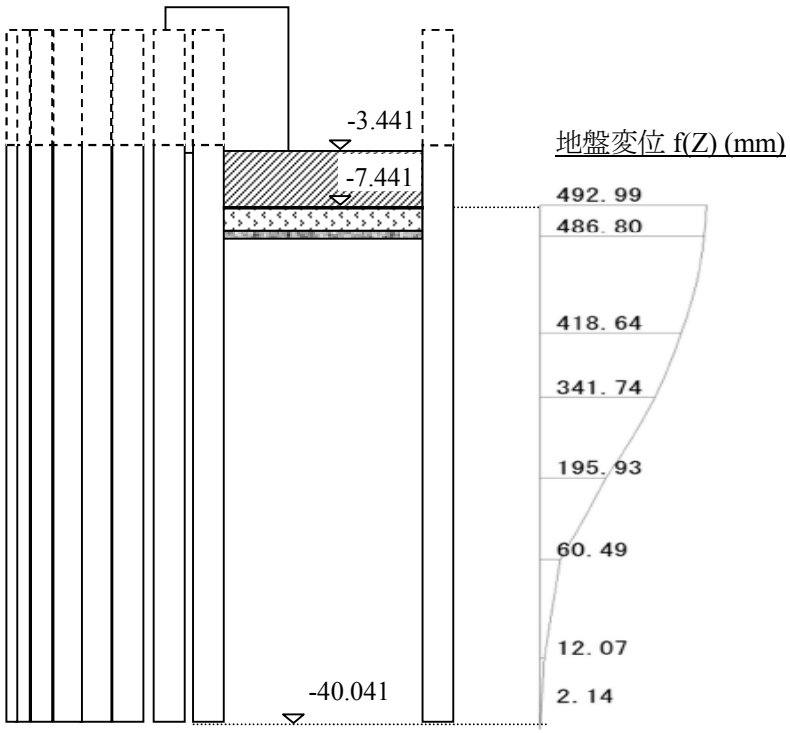


図 3-15 応答変位における地盤変位

５）安全性（地震時）の性能照査

応答変位法により得られた，く体天端における荷重-変位曲線を図 3-16 に，荷重-変位曲線の総括表を表 3-37 に示します。

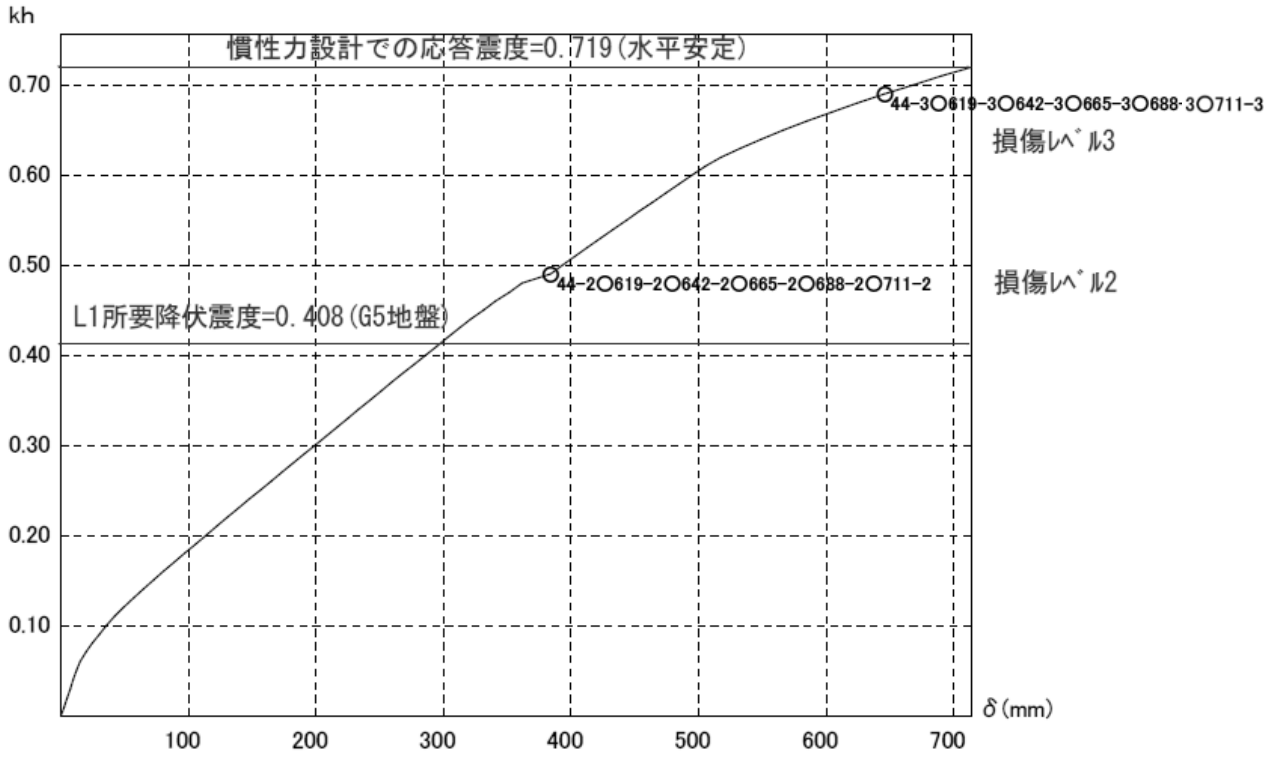


図 3-16　く体天端における荷重-変位曲線

表 3-37 く体天端の荷重-変位曲線　総括表

■節点番号:変位量の着目点 I =1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
0	0.000	0.000	0.000	
1	0.010	2.561	0.036	
2	0.020	5.078	0.070	
3	0.030	7.407	0.103	
4	0.040	9.738	0.135	◇1633-1◇1702-1◇2199-1◇2268-1◇2337-1◇2338-1
5	0.050	12.290	0.165	◇1426-1◇1495-1◇1564-1◇1771-1◇1840-1◇1909-1◇1978-1
6	0.060	15.271	0.192	◇1357-1◇2061-1◇2131-1◇2201-1
7	0.070	19.484	0.212	◇2132-1◇2336-1
8	0.080	24.549	0.228	◇1288-1◇1992-1◇2267-1
9	0.090	29.986	0.242	◇2062-1
10	0.100	35.611	0.256	◇1923-1◇2198-1
11	0.110	41.830	0.270	◇1854-1
12	0.120	49.157	0.285	◇1785-1◇1993-1◇2329-1
13	0.130	56.633	0.301	◇1924-1◇2260-1◇2328-1
14	0.140	64.377	0.316	◇1716-1◇2063-1◇2259-1
15	0.150	72.286	0.331	◇1855-1◇1994-1
16	0.160	80.344	0.346	◇1647-1◇2330-1◇2334-1
17	0.170	88.536	0.360	◇1786-1◇1925-1◇2191-1◇2333-1
18	0.180	96.808	0.375	◇1717-1◇2129-1◇2190-1◇2255-1◇2256-1◇2324-1◇2325-1
19	0.190	105.162	0.390	◇1856-1◇2257-1◇2261-1
20	0.200	113.561	0.405	◇2121-1◇2122-1◇2186-1◇2187-1
21	0.210	122.023	0.420	◇1648-1◇1787-1◇2052-1◇2053-1◇2060-1◇2258-1◇2331-1
22	0.220	130.531	0.435	◇1984-1◇1991-1◇2117-1◇2118-1◇2265-1
23	0.230	139.059	0.450	◇1983-1◇2048-1◇2049-1◇2188-1◇2264-1◇2332-1
24	0.240	147.601	0.466	◇1914-1◇1915-1◇1922-1◇1979-1◇1980-1
25	0.250	156.167	0.481	◇1509-1◇2119-1
26	0.260	164.753	0.496	◇1845-1◇1846-1◇1910-1◇1911-1◇2050-1◇2189-1
27	0.270	173.331	0.511	◇1853-1◇1981-1◇2192-1
28	0.280	181.915	0.526	◇1718-1◇1841-1◇1842-1◇2120-1
29	0.290	190.506	0.542	◇1704-1◇1707-1◇1708-1◇1776-1◇1777-1◇1912-1◇2051-1
30	0.300	199.107	0.558	◇60-1◇1784-1
31	0.310	207.670	0.573	◇61-1◇1649-1◇1772-1◇1773-1◇1982-1◇2054-1◇2262-1
32	0.320	216.352	0.588	◇62-1◇1578-1◇1715-1◇1843-1◇2196-1
33	0.330	225.032	0.603	◇1510-1◇1635-1◇1638-1◇1913-1◇1985-1◇2195-1
34	0.340	233.642	0.618	◇1639-1◇1703-1◇2263-1
35	0.350	242.232	0.633	◇1774-1◇1916-1
36	0.360	250.825	0.648	◇59-1◇1844-1◇2126-1
37	0.370	259.419	0.663	◇129-1◇130-1◇131-1◇1440-1◇1646-1◇1705-1◇2127-1◇
38	0.380	268.125	0.678	◇2057-1
39	0.390	277.085	0.693	◇1634-1◇1847-1◇2058-1
40	0.400	286.039	0.708	◇1775-1◇2124-1

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

■節点番号:変位量の着目点 I =1

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
41	0.410	294.754	0.723	◇1579-1◇1988-1◇1989-1
42	0.420	303.435	0.739	◇1566-1◇1636-1◇2194-1◇274-2
43	0.430	312.269	0.754	◇1569-1◇1706-1◇1778-1◇2055-1◇2266-1◇2343-1
44	0.440	321.314	0.770	◇1919-1◇1920-1
45	0.450	331.326	0.784	◇1570-1◇1709-1◇1986-1◇2125-1
46	0.460	340.715	0.800	◇1441-1◇343-2
47	0.470	351.976	0.815	◇128-1◇198-1◇199-1◇2056-1
48	0.480	361.590	0.831	◇200-1◇1500-1◇1565-1◇1850-1◇1851-1
49	0.490	383.805	0.852	○44-2 ○619-2 ○642-2 ○665-2 ○688-2 ○711-2◇1497-1◇
50	0.500	393.402	0.869	○620-2 ○643-2 ○666-2 ○689-2 ○712-2◇1987-1
51	0.510	402.978	0.886	○45-2 ○646-2 ○669-2 ○692-2 ○715-2◇1640-1◇2274-1
52	0.520	413.044	0.903	○67-2 ○623-2
53	0.530	423.194	0.920	○90-2 ○113-2 ○136-2 ○159-2 ○182-2 ○205-2 ○228-2◇
54	0.540	433.350	0.937	○48-2 ○621-2 ○644-2 ○667-2 ○690-2 ○713-2◇197-1◇267-
55	0.550	443.640	0.954	○46-2◇268-1◇1712-1
56	0.560	453.886	0.972	○68-2 ○114-2 ○137-2 ○160-2 ○183-2 ○206-2 ○229-2◇269-
57	0.570	464.144	0.989	○91-2◇66-1◇336-1◇1496-1◇1508-1◇1577-1
58	0.580	474.393	1.007	◇337-1◇1713-1◇1779-1◇1849-1
59	0.590	484.627	1.024	○140-2 ○163-2 ○186-2 ○209-2◇338-1◇2059-1
60	0.600	495.086	1.042	○115-2 ○117-2 ○138-2 ○161-2 ○184-2 ○207-2 ○232-2 ○
61	0.610	505.585	1.060	○47-2 ○69-2 ○71-2 ○92-2 ○94-2 ○230-2 ○622-2 ○645-2
62	0.620	517.631	1.077	◇58-1◇135-1◇406-1◇1498-1◇1710-1
63	0.630	533.068	1.093	◇407-1◇1568-1◇1643-1◇1990-1
64	0.640	549.467	1.108	◇335-1
65	0.650	566.753	1.123	◇1431-1◇1780-1
66	0.660	585.334	1.139	◇474-1
67	0.670	604.424	1.155	◇1428-1◇1432-1◇1644-1◇619-2
68	0.680	624.602	1.171	◇475-1
69	0.690	645.660	1.188	○44-3 ○619-3 ○642-3 ○665-3 ○688-3 ○711-3◇404-1◇476-
70	0.700	668.722	1.204	◇63-1◇1571-1◇1921-1
71	0.710	690.883	1.221	○67-3◇57-1◇1442-1◇2205-1
72	0.720	713.993	1.237	◇1711-1◇2341-1
73	0.730	738.389	1.254	○711-4◇56-1◇204-1◇543-1

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

頂版天端における荷重-変位曲線を図 3-17 に，荷重-変位曲線の総括表を表 3-38 に示します。

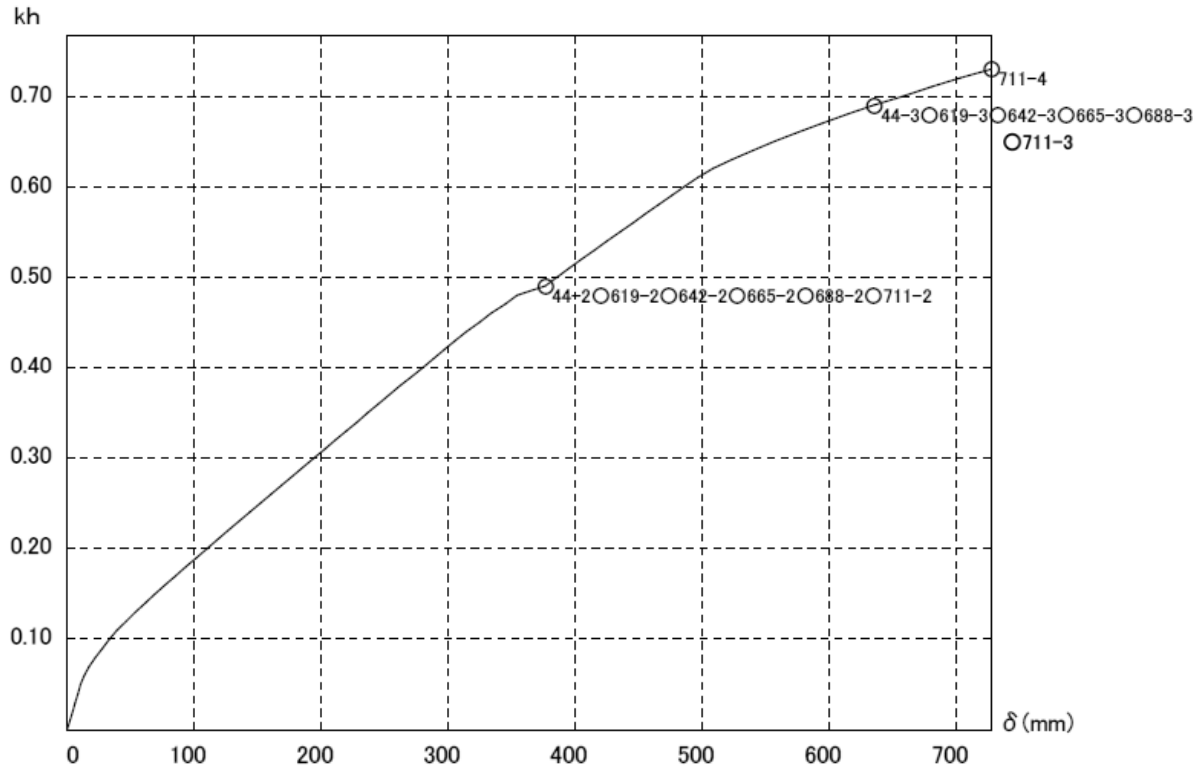


図 3-17　頂版天端における荷重-変位曲線

表 3-38 頂版天端の荷重-変位曲線　総括表

■節点番号:変位量の着目点 I =6

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
0	0.000	0.000	0.000	
1	0.010	2.256	0.034	
2	0.020	4.472	0.067	
3	0.030	6.518	0.098	
4	0.040	8.581	0.127	◇1633-1◇1702-1◇2199-1◇2268-1◇2337-1◇2338-1
5	0.050	10.877	0.155	◇1426-1◇1495-1◇1564-1◇1771-1◇1840-1◇1909-1◇1978-1
6	0.060	13.626	0.180	◇1357-1◇2061-1◇2131-1◇2201-1
7	0.070	17.670	0.198	◇2132-1◇2336-1
8	0.080	22.602	0.212	◇1288-1◇1992-1◇2267-1
9	0.090	27.919	0.224	◇2062-1
10	0.100	33.430	0.236	◇1923-1◇2198-1
11	0.110	39.534	0.248	◇1854-1
12	0.120	46.730	0.262	◇1785-1◇1993-1◇2329-1
13	0.130	54.079	0.275	◇1924-1◇2260-1◇2328-1
14	0.140	61.696	0.288	◇1716-1◇2063-1◇2259-1
15	0.150	69.480	0.301	◇1855-1◇1994-1
16	0.160	77.414	0.314	◇1647-1◇2330-1◇2334-1
17	0.170	85.483	0.327	◇1786-1◇1925-1◇2191-1◇2333-1
18	0.180	93.632	0.340	◇1717-1◇2129-1◇2190-1◇2255-1◇2256-1◇2324-1◇2325-1
19	0.190	101.862	0.352	◇1856-1◇2257-1◇2261-1
20	0.200	110.137	0.365	◇2121-1◇2122-1◇2186-1◇2187-1
21	0.210	118.473	0.378	◇1648-1◇1787-1◇2052-1◇2053-1◇2060-1◇2258-1◇2331-1
22	0.220	126.853	0.392	◇1984-1◇1991-1◇2117-1◇2118-1◇2265-1
23	0.230	135.254	0.405	◇1983-1◇2048-1◇2049-1◇2188-1◇2264-1◇2332-1
24	0.240	143.669	0.418	◇1914-1◇1915-1◇1922-1◇1979-1◇1980-1
25	0.250	152.108	0.432	◇1509-1◇2119-1
26	0.260	160.568	0.445	◇1845-1◇1846-1◇1910-1◇1911-1◇2050-1◇2189-1
27	0.270	169.019	0.458	◇1853-1◇1981-1◇2192-1
28	0.280	177.477	0.471	◇1718-1◇1841-1◇1842-1◇2120-1
29	0.290	185.938	0.485	◇1704-1◇1707-1◇1708-1◇1776-1◇1777-1◇1912-1◇2051-1
30	0.300	194.408	0.498	◇60-1◇1784-1
31	0.310	202.844	0.512	◇61-1◇1649-1◇1772-1◇1773-1◇1982-1◇2054-1◇2262-1
32	0.320	211.400	0.525	◇62-1◇1578-1◇1715-1◇1843-1◇2196-1
33	0.330	219.955	0.538	◇1510-1◇1635-1◇1638-1◇1913-1◇1985-1◇2195-1
34	0.340	228.438	0.551	◇1639-1◇1703-1◇2263-1
35	0.350	236.902	0.564	◇1774-1◇1916-1
36	0.360	245.368	0.577	◇59-1◇1844-1◇2126-1
37	0.370	253.836	0.591	◇129-1◇130-1◇131-1◇1440-1◇1646-1◇1705-1◇2127-1◇
38	0.380	262.416	0.604	◇2057-1
39	0.390	271.251	0.617	◇1634-1◇1847-1◇2058-1
40	0.400	280.080	0.630	◇1775-1◇2124-1

状態フラグ説明――○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

■節点番号:変位量の着目点 I =6

増分 ｽﾃｯﾌﾟ	水平震度 Kh	変位量 δx(mm)	回転角 θ(‰rad)	状　態
41	0.410	288.669	0.643	◇1579-1◇1988-1◇1989-1
42	0.420	297.222	0.657	◇1566-1◇1636-1◇2194-1◇274-2
43	0.430	305.925	0.670	◇1569-1◇1706-1◇1778-1◇2055-1◇2266-1◇2343-1
44	0.440	314.840	0.684	◇1919-1◇1920-1
45	0.450	324.728	0.697	◇1570-1◇1709-1◇1986-1◇2125-1
46	0.460	333.986	0.711	◇1441-1◇343-2
47	0.470	345.119	0.724	◇128-1◇198-1◇199-1◇2056-1
48	0.480	354.599	0.738	◇200-1◇1500-1◇1565-1◇1850-1◇1851-1
49	0.490	376.636	0.757	○44-2 ○619-2 ○642-2 ○665-2 ○688-2 ○711-2◇1497-1◇
50	0.500	386.093	0.772	○620-2 ○643-2 ○666-2 ○689-2 ○712-2◇1987-1
51	0.510	395.528	0.787	○45-2 ○646-2 ○669-2 ○692-2 ○715-2◇1640-1◇2274-1
52	0.520	405.452	0.802	○67-2 ○623-2
53	0.530	415.459	0.817	○90-2 ○113-2 ○136-2 ○159-2 ○182-2 ○205-2 ○228-2◇
54	0.540	425.470	0.832	○48-2 ○621-2 ○644-2 ○667-2 ○690-2 ○713-2◇197-1◇267-
55	0.550	435.613	0.848	○46-2◇268-1◇1712-1
56	0.560	445.713	0.863	○68-2 ○114-2 ○137-2 ○160-2 ○183-2 ○206-2 ○229-2◇269-
57	0.570	455.824	0.879	○91-2◇66-1◇336-1◇1496-1◇1508-1◇1577-1
58	0.580	465.926	0.894	◇337-1◇1713-1◇1779-1◇1849-1
59	0.590	476.013	0.910	○140-2 ○163-2 ○186-2 ○209-2◇338-1◇2059-1
60	0.600	486.318	0.926	○115-2 ○117-2 ○138-2 ○161-2 ○184-2 ○207-2 ○232-2 ○
61	0.610	496.667	0.942	○47-2 ○69-2 ○71-2 ○92-2 ○94-2 ○230-2 ○622-2 ○645-2
62	0.620	508.568	0.958	◇58-1◇135-1◇406-1◇1498-1◇1710-1
63	0.630	523.874	0.971	◇407-1◇1568-1◇1643-1◇1990-1
64	0.640	540.144	0.985	◇335-1
65	0.650	557.304	0.998	◇1431-1◇1780-1
66	0.660	575.752	1.012	◇474-1
67	0.670	594.707	1.026	◇1428-1◇1432-1◇1644-1◇619-2
68	0.680	614.750	1.040	◇475-1
69	0.690	635.671	1.055	○44-3 ○619-3 ○642-3 ○665-3 ○688-3 ○711-3◇404-1◇476-
70	0.700	658.595	1.069	◇63-1◇1571-1◇1921-1
71	0.710	680.617	1.084	○67-3◇57-1◇1442-1◇2205-1
72	0.720	703.587	1.099	◇1711-1◇2341-1
73	0.730	727.839	1.114	○711-4◇56-1◇204-1◇543-1

状態フラグ説明－－○:部材状態変化点(添字は要素番号及び損傷レベルを示す),●せん断耐力超過点(添字は要素番号を示す)
△:支持降伏(押込),▲:支持降伏(引抜)(添字は杭列番号及び要求性能を示す)
□:水平変位,■:回転角(添字は要求性能を示す。不等沈下の検討時は杭列番号及び要求性能を示す)
◇:制限値超過(添字は節点番号及び超過勾配を示す)

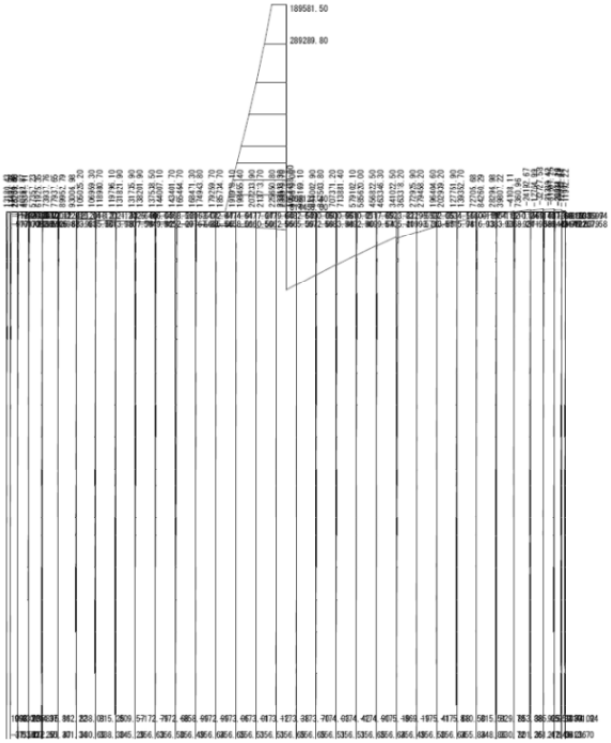
応答変位法により得られた荷重-変位曲線に基づき，性能照査を行います。安全性（地震時）の照査結果については表 3-39 に，モーメント図，せん断力図，軸力図，変位図については図 3-18 にまとめます。

表 3-39 応答変位法による基礎の安全性（地震時）の照査　水平震度 0.719

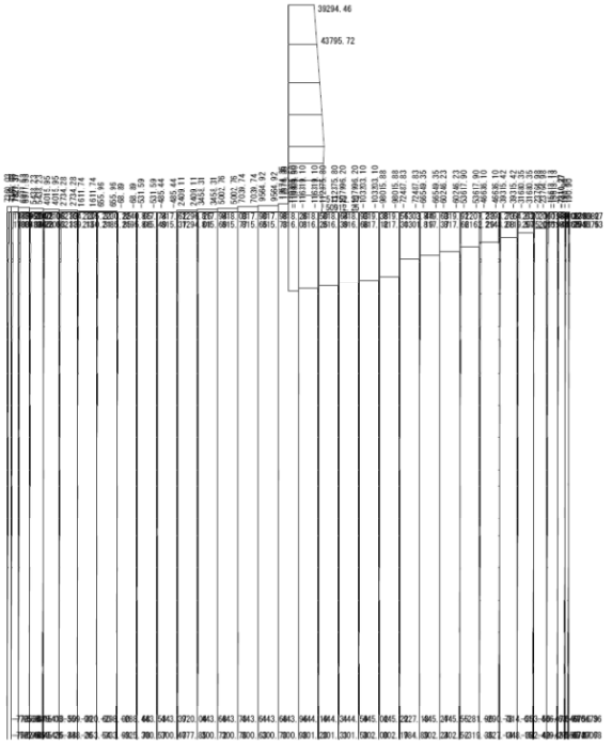
要求性能	鋼管矢板基礎の性能項目		照査指標			照査結果	
			着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	I_{Rd}／I_{Ld}	判定
安全性	基礎の安定	地盤の破壊	杭頭部	押込み側杭頭部の設計鉛直力 V_d=4,151kN	設計鉛直支持力 R_{vd}=10,715kN	0.39	OK
				引抜き側杭頭部の設計鉛直力 照査不要	設計引抜き抵抗 照査不要	—	OK
		水平安定	頂版天端	最大応答水平変位 704mm	10%L_A 10%L_A=2,470mm	0.29	OK
		回転安定	頂版天端	最大応答回転角 1.09/1000	30/1000 rad	0.04	OK
		基礎部材等の破壊	鋼管矢板本管	設計曲率 損傷レベル 3	損傷レベル 3	損傷レベル 3 ≦損傷レベル 3	OK

安全性（地震時）　最大応答時

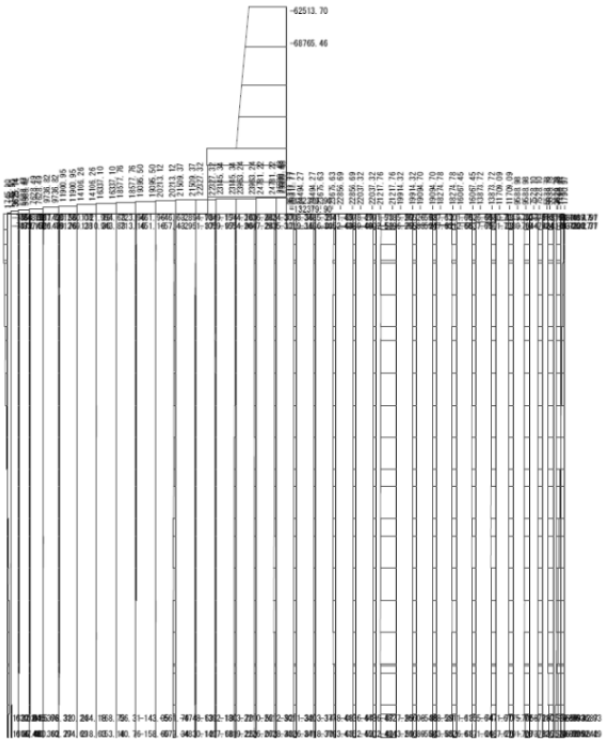
＜モーメント図＞



＜せん断力図＞



＜軸力図＞



＜変位図＞

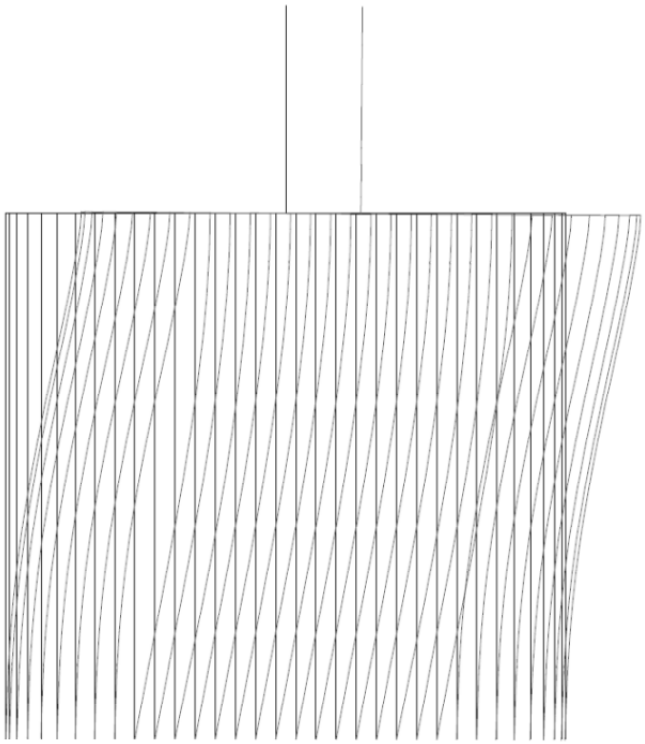


図 3-18　基礎の安全性（地震時）の照査

6）復旧性の性能照査：性能レベル１

本設計事例では照査を省略します。

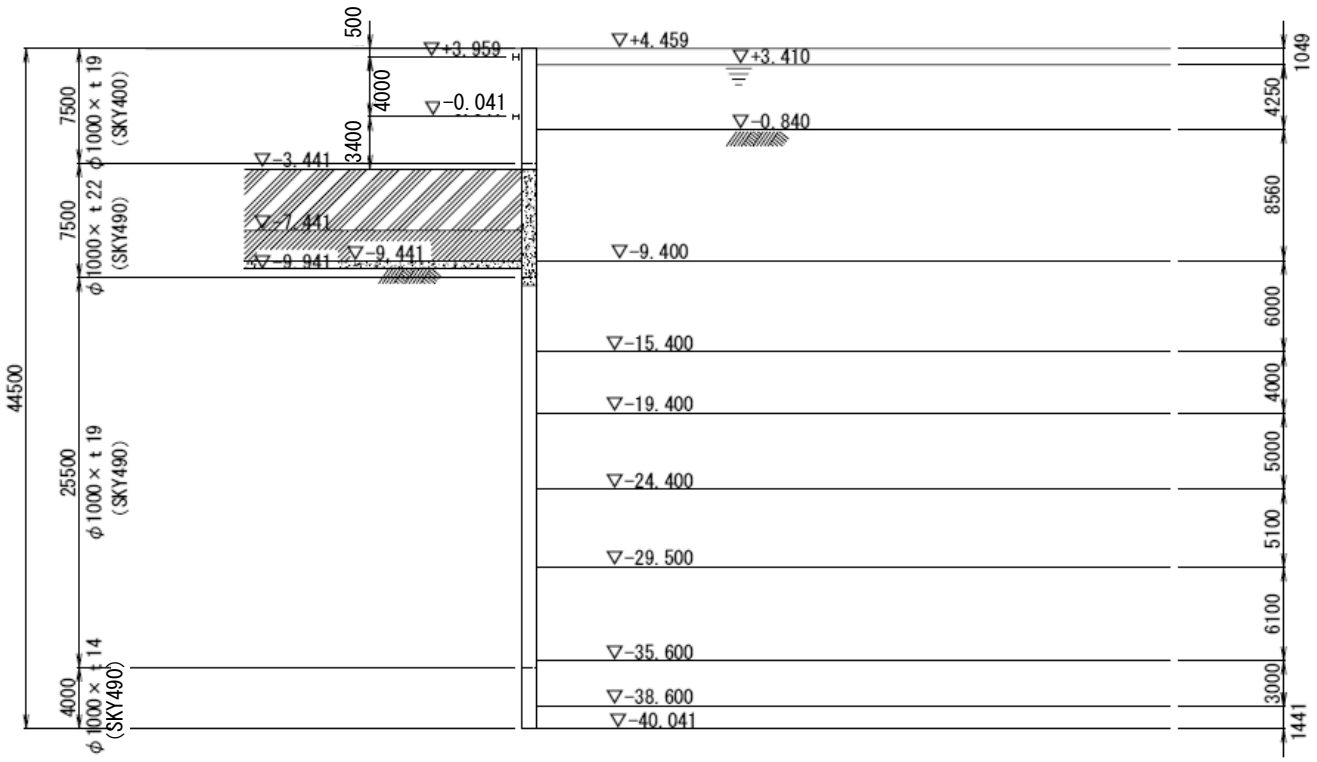
7）復旧性の性能照査：性能レベル２

地域別係数が1.00であり，安全性（地震時）の照査と同様となるため，本設計事例では照査を省略します。

３．６　仮締切り部の設計

仮締切り部の設計は水中・気中掘削併用方式について検討します。

３．６．１　仮締切り部の構造・寸法



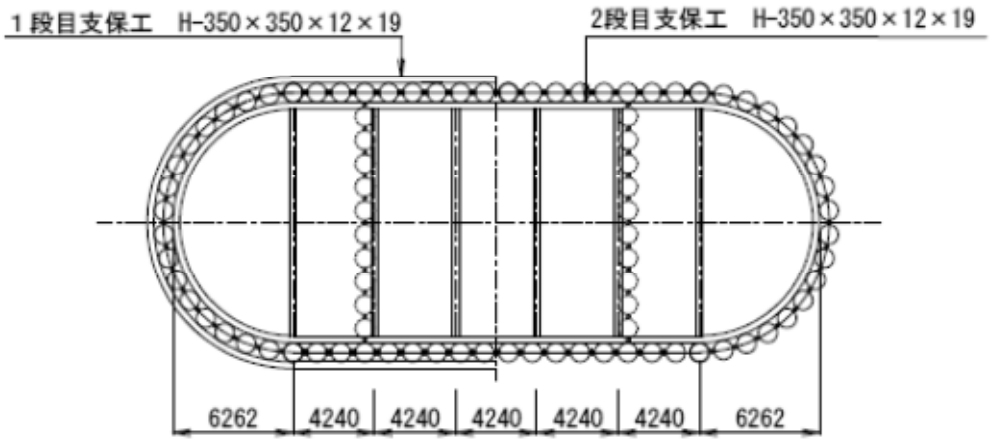


図 3-19 仮締切り部の構造・寸法

３．６．２　使用材料および断面諸量

１）鋼管矢板

中詰めコンクリートの影響ならびに腐食代を考慮しない値を用います。

表 3-40　鋼管矢板仕様

鋼管矢板径 (mm)	鋼管矢板厚 (mm)	材質	断面二次モーメント I (m^4/m)	断面係数 Z (m^3/m)
1,000	19	SKY400	0.005647	0.01130
1,000	22	SKY490	0.006480	0.01300
1,000	19	SKY490	0.005647	0.01130
1,000	14	SKY490	0.004224	0.00845

２）支保工

支保工の配置を表 3-41 に示します。使用する H 形鋼の断面諸量は表 3-42 に示す腐食代を考慮しない値を用います。

表3-41　支保工の配置

支保工設置位置 (TP m)		GL - m	
1 段目	3.959	0.500	H-350×350
2 段目	-0.041	4.500	H-350×350
	-8.491	12.950	底盤コンクリート

表 3-42　支保工仕様

種別	断面積 A (m^2)	断面係数 Z (m^3/m)
H－350×350×12×19	0.0172	0.0228

３．６．３　支保工及び底盤コンクリートのばね定数

（１）円形部（線路直角方向）

１）円形支保工

$$k_{so} = \frac{E_s A_s}{r^2}$$

k_{so}　：円形支保工のばね定数　(kN/m^2)

E_s　：円形支保工の弾性係数(＝2.00×10^8)　(kN/m^2)

A_s　：円形支保工の断面積　(m^2)

r　：円形支保工の半径　(m)

表 3-43　円形支保工のばね定数

種別	E_s (kN/m^2)	A_s (m^2)	r (m)	k_{so} (kN/m^2)
H－350×350×12×19	2.00×10^8	0.0172	6.262	87,727

2）円形底盤コンクリート

$$k_{sc} = \frac{E_c T_c}{r}$$

k_{sc} ：円形底盤コンクリートのばね定数 (kN/m^2)
E_c ：円形底盤コンクリートの弾性係数(＝2.50×10^7) (kN/m^2)
T_c ：円形底盤コンクリートの厚さ(=1.90) (m)
r ：円形底盤コンクリートの半径(=6.262) (m)

$$k_{sc} = \frac{2.50\times10^7 \times 1.90}{6.262} = 7.585\times10^6 kN/m^2$$

（2）直線部（線路方向）

1）切梁

$$k_s = \frac{2E_s A_s}{L_s I_s}$$

k_s ：切梁のばね定数 (kN/m^2)
E_s ：切梁の弾性係数(＝2.00×10^8) (kN/m^2)
A_s ：切梁の断面積 (m^2)
L_s ：切梁の長さ(=11.824) (m)
I_s ：切梁の水平間隔(=4.24) (m)

表 3-44　切梁のばね定数

種別	E_s (kN/m^2)	A_s (m^2)	L_s (m)	I_s (m)	k_s (kN/m^2)
H－350×350×12×19	2.00×10^8	0.01549	11.824	4.24	123,589

2）底盤コンクリート

$$k_c = \frac{2E_c A_c}{L_c}$$

k_c ：底盤コンクリートのばね定数 (kN/m^2)
E_c ：底盤コンクリートの弾性係数(＝2.50×10^7) (kN/m^2)
A_c ：底盤コンクリートの断面積 (m^2)
L_c ：底盤コンクリート床版の長さ(=12.524) (m)

$$k_c = \frac{2\times1.86\times2.50\times10^7}{12.524} = 7.426\times10^6 kN/m^2$$

３．６．４　水平地盤反力係数

仮締切り部の設計に用いる水平地盤反力係数は次式により算定し，表 3-45 に計算結果を示します。

$$k_h = 4.4\alpha E_0 B_h^{-\frac{3}{4}}$$

α=0.125　（PS 検層により E_0 を算定した場合，長期支持性能）

α=0.250　（PS 検層により E_0 を算定した場合，長期支持性能以外）

B_h=12.524m（円形部：鋼管矢板井筒内径）

B_h=33.736m（直線部：鋼管矢板井筒内土砂掘削幅）

表 3-45　水平地盤反力係数

層番号	土質	上端標高 (TP m)	層厚 (m)	係数	B_h(m)		K_h(kN/m^3)	
					円形部	直線部	円形部	直線部
第 1 層	粘性土	-0.840	0.201	4.4	12.524	33.736	1,355	644
		-1.041	2.400	4.4	12.524	33.736	1,355	644
		-3.441	4.100	4.4	12.524	33.736	1,355	644
		-7.441	1.859	4.4	12.524	33.736	1,355	644
		-9.400	0.041	4.4	12.524	33.736	1,950	927
第 2 層	粘性土	-9.441	0.500	4.4	12.524	33.736	1,950	927
		-9.941	5.459	4.4	12.524	33.736	1,950	927
第 3 層	粘性土	-15.400	4.000	4.4	12.524	33.736	2,247	1,069
第 4 層	粘性土	-19.400	5.000	4.4	12.524	33.736	1,950	927
第 5 層	粘性土	-24.400	5.100	4.4	12.524	33.736	2,545	1,210
第 6 層	粘性土	-29.500	6.100	4.4	12.524	33.736	9,021	4,291
第 7 層	砂質土	-35.600	3.000	4.4	12.524	33.736	16,325	7,764
第 8 層	砂質土	-38.600	1.441	4.4	12.524	33.736	48,544	23,087

注記）αE_0 の算出は「開削標準　付属資料　掘削土留め工の設計」を参照します。

３．６．５　施工手順および計算結果

（１）施工手順

施工は水中・気中掘削併用方式で検討します。

表 3-46　施工ステップ

施工ステップ	掘削面位置 (TP m)	GL - m	受働側水位	
1	-9.941	14.400	1.049	水中掘削
2	-9.941	14.400	1.049	底盤コンクリート打設
3	-9.941	14.400	3.418	水位低下
4	-9.941	14.400	3.418	リングビーム設置
5	-9.941	14.400	12.000	ドライアップ
6	-9.941	14.400	12.000	保護コンクリートおよび頂版打設

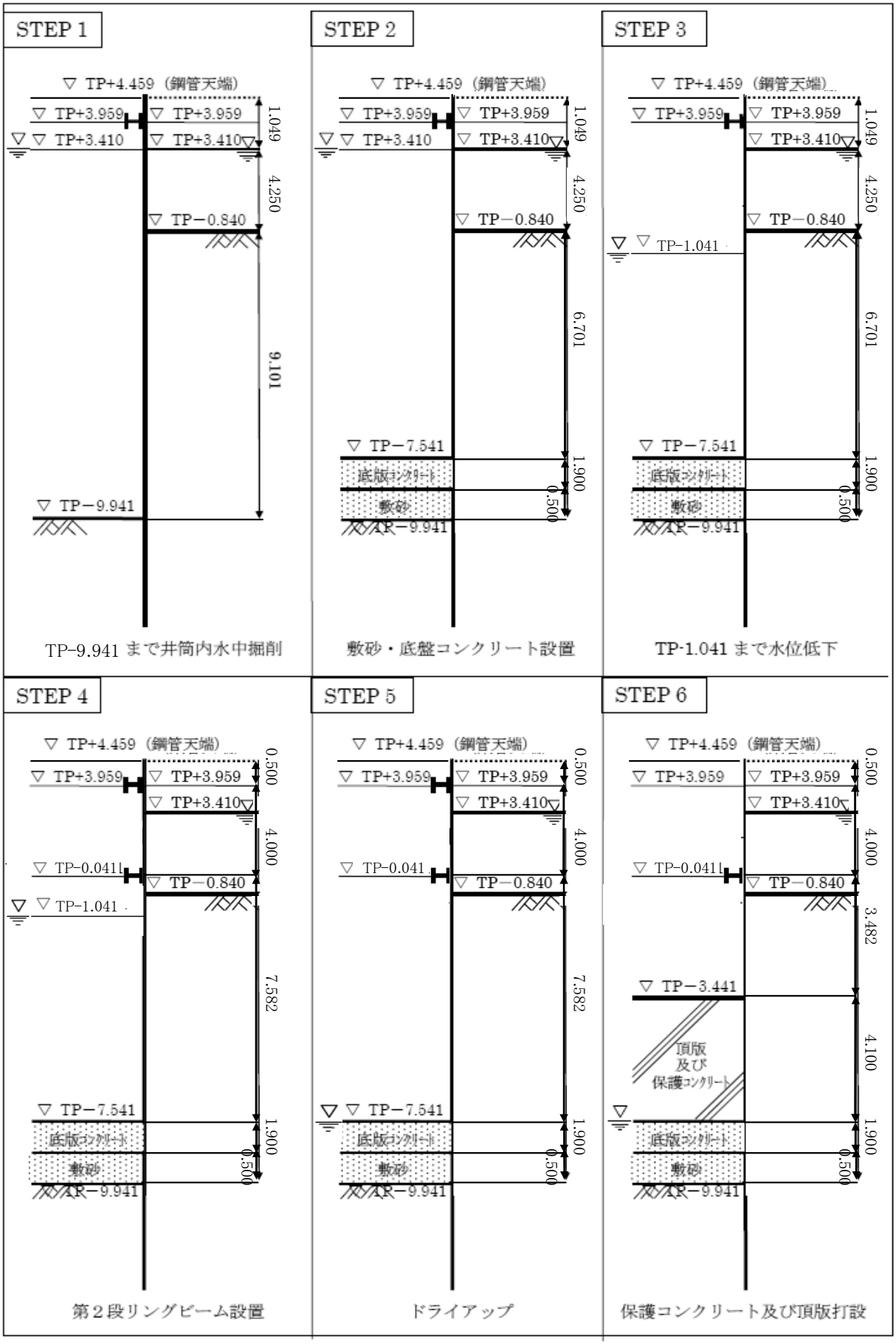

STEP 1
▽ TP+4.459（鋼管天端）
▽ TP+3.959
▽ TP+3.410
1.049
4.250
▽ TP−0.840
9.101
▽ TP−9.941
TP−9.941 まで井筒内水中掘削
STEP 2
▽ TP+4.459（鋼管天端）
▽ TP+3.959
▽ TP+3.410
1.049
4.250
▽ TP−0.840
6.701
▽ TP−7.541
底版ｺﾝｸﾘｰﾄ
1.900
敷砂
0.500
AP−9.941
敷砂・底盤コンクリート設置
STEP 3
▽ TP+4.459（鋼管天端）
▽ TP+3.959
▽ TP+3.410
1.049
4.250
▽ TP−0.840
▽ TP−1.041
6.701
▽ TP−7.541
底版ｺﾝｸﾘｰﾄ
1.900
敷砂
0.500
AP−9.941
TP-1.041 まで水位低下
STEP 4
▽ TP+4.459（鋼管天端）
0.500
▽ TP+3.959
▽ TP+3.410
4.000
▽ TP−0.041
▽ TP−0.840
▽ TP−1.041
7.582
▽ TP−7.541
底版ｺﾝｸﾘｰﾄ
1.900
敷砂
0.500
AP−9.941
第２段リングビーム設置
STEP 5
▽ TP+4.459（鋼管天端）
0.500
▽ TP+3.959
▽ TP+3.410
4.000
▽ TP−0.041
▽ TP−0.840
7.582
▽ TP−7.541
底版ｺﾝｸﾘｰﾄ
1.900
敷砂
0.500
AP−9.941
ドライアップ
STEP 6
▽ TP+4.459（鋼管天端）
0.500
▽ TP+3.959
▽ TP+3.410
4.000
▽ TP−0.041
▽ TP−0.840
3.482
▽ TP−3.441
頂版
及び
保護ｺﾝｸﾘｰﾄ
4.100
▽ TP−7.541
底版ｺﾝｸﾘｰﾄ
1.900
敷砂
0.500
AP−9.941
保護コンクリート及び頂版打設

図 3-20　施工手順

（2）側圧の算定

1）主働側側圧の算定

主働側側圧のうち，主働土圧力度は次式により算定します。

$$p_A = K_A\left(\sum \gamma_t \lambda + w - p_w\right) - 2c\sqrt{K_A}$$

p_A ：主働土圧応力度 (kN/m^2)

K_A ：主働土圧係数

$$K_A = \tan^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)$$

ϕ ：土の内部摩擦角 (°)

γ_t ：土の湿潤単位体積重量 (kN/m^3)

λ ：層の厚さ (m)

w ：上載荷重 (kN/m^2)

c ：土の粘着力度 (kN/m^2)

p_w ：求める位置の間隙水圧 (kN/m^2)

主働側側圧（主働土圧力度＋水圧）の計算結果を表 3-47 に示します。

2）受働側及び静止側圧の算定

受働土圧力度及び静止土圧力度は次式により算定します。

$$p_P = K_P\left(\sum \gamma_t \lambda + w - p_w\right) + 2c\sqrt{K_A}$$

$$p_0 = K_0\left(\sum \gamma_t \lambda + w - p_w\right)$$

p_P ：受働土圧応力度 (kN/m^2)

K_P ：受働土圧係数

$$K_P = \tan^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)$$

ϕ ：土の内部摩擦角 (°)

γ_t ：土の湿潤単位体積重量 (kN/m^3)

λ ：層の厚さ (m)

w ：上載荷重 (kN/m^2)

c ：土の粘着力度 (kN/m^2)

p_w ：求める位置の間隙水圧 (kN/m^2)

p_0 ：静止土圧応力度 (kN/m^2)

K_0 ：静止土圧係数

表 3-47　主働側側圧

設計地盤条件								主働土圧力度		水圧	
層番号	土質		層厚	有効単位体積重量							
		T.P. m	h m	γ(γ') kN/m^3	ϕ	c kN/ m^2	Σγh(γ'h) kN/ m^2	K_A	P_A kN/m^2	P_w kN/m^2	P_A+P_w kN/m^2
第1層	粘性土	-0.840	0.201	13.00	0	11.0	2.61	-	34.00	42.50	0.00
		-1.041							36.09	44.51	0.00
		-1.041	2.400	13.00	0	11.0	31.20	-	35.86	44.51	0.00
		-3.441							60.67	68.51	0.00
		-3.441	4.100	13.00	0	11.0	52.00	-	56.09	68.51	0.00
		-7.441							95.26	109.51	0.00
		-7.441	1.859	13.00	0	11.0	24.17	-	81.98	109.51	0.00
		-9.400							97.26	128.10	0.00
		-9.400	0.041	14.00	0	34.0	0.57	-	92.27	128.10	0.00
		-9.441							92.61	128.51	0.00
第2層	粘性土	-9.441	0.500	14.00	0	34.0	7.00	-	92.61	128.51	0.00
		-9.941							96.81	133.51	0.00
		-9.941	5.459	14.00	0	34.0	76.43	0.80	96.81	133.51	96.81
		-15.400							157.95	188.10	157.95
第3層	粘性土	-15.400	4.000	14.00	0	34.0	56.00	0.80	157.95	188.10	157.95
		-19.400							202.75	228.10	202.75
第4層	粘性土	-19.400	5.000	14.00	0	34.0	70.00	0.80	202.75	228.10	202.75
		-24.400							258.75	278.10	258.75
第5層	粘性土	-24.400	5.100	14.00	0	39.0	71.40	0.80	258.75	278.10	258.75
		-29.500							315.87	329.10	315.87
第6層	粘性土	-29.500	6.100	14.00	0	56.0	85.40	0.80	315.87	329.10	315.87
		-35.600							384.19	390.10	384.19
第7層	砂質土	-35.600	3.000	18.00	33	0.0	54.00	1.00	37.84	390.10	427.94
		-38.600							44.80	420.10	464.90
第8層	砂質土	-38.600	1.441	19.00	36	0.0	27.38	1.00	40.16	420.10	460.26
		-40.041							43.54	434.51	478.05

受働側側圧（受働土圧力度＋水圧）及び静止側圧（静止土圧力度＋水圧）の計算結果を，表 3-48～表 3-53 に示します。

表 3-48　受働側圧及び静止側圧（step1：水中掘削）

	設計地盤条件								受働土圧力度		静止土圧力度		水圧	Pp +Pw	Po +Pw
	土質		層厚	有効単位体積重量											
		T.P. m	h m	γ(γ') kN/m3	N	φ	c kN/m2	Σγh(γ'h) kN/m2	K_P	P_P kN/m2	Ko	Po kN/m2	Pw kN/m2	kN/m2	kN/m2
①	粘性土	-0.840								0.00		0.00	42.50	42.50	42.50
		-1.041	0.201	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	44.51	44.51	44.51
②	粘性土	-1.041								0.00		0.00	44.51	44.51	44.51
		-3.441	2.400	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	68.51	68.51	68.51
③	粘性土	-3.441								0.00		0.00	68.51	68.51	68.51
		-7.441	4.100	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	109.51	109.51	109.51
④	粘性土	-7.441								0.00		0.00	109.51	109.51	109.51
		-9.400	1.859	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	128.10	128.10	128.10
⑤	粘性土	-9.400								0.00		0.00	128.10	128.10	128.10
		-9.441	0.041	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	128.51	128.51	128.51
⑥	粘性土	-9.441								0.00		0.00	128.51	128.51	128.51
		-9.941	0.500	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	133.51	133.51	133.51
⑦	粘性土	-9.941								201.51		133.51	133.51	335.02	267.02
		-15.400	5.459	14.00	0	0	34.00	76.43	1.00	277.94	0.80	205.57	188.10	466.04	393.67
⑧	粘性土	-15.400								277.94		205.57	188.10	466.04	393.67
		-19.400	4.000	14.00	0	0	34.00	56.00	1.00	333.94	0.80	258.37	228.10	622.04	546.47
⑨	粘性土	-19.400								333.94		258.37	228.10	622.04	546.47
		-24.400	5.000	14.00	0	0	34.00	70.00	1.00	403.94	0.80	324.37	278.10	382.04	602.47
⑩	粘性土	-24.400								413.94		324.37	278.10	692.04	602.47
		-29.500	5.100	14.00	0	0	39.00	71.40	1.00	485.34	0.80	391.69	329.10	814.44	720.79
⑪	粘性土	-29.500								519.34		391.69	329.10	848.44	720.79
		-35.600	6.100	14.00	0	0	56.00	85.40	1.00	604.74	0.80	472.21	390.10	994.84	862.31
⑫	砂質土	-35.600								738.04		441.42	390.10	1128.14	831.52
		-38.600	3.000	18.00	21	33	0.00	54.00	3.39	849.40	0.50	483.42	420.10	1269.50	903.52
⑬	砂質土	-38.600								907.65		458.09	420.10	1327.75	878.19
		-40.041	1.441	19.00	50	36	0.00	27.38	3.85	971.99	0.30	476.39	434.51	1406.50	910.90

表 3-49　受働側圧及び静止側圧（step2：底盤コンクリート打設）

	設計地盤条件								受働土圧力度		静止土圧力度		水圧	Pp +Pw	Po +Pw
	土質		層厚	有効単位体積重量											
		T.P. m	h m	γ(γ') kN/m3	N	φ	c kN/m2	Σγh(γ'h) kN/m2	K_P	P_P kN/m2	Ko	Po kN/m2	Pw kN/m2	kN/m2	kN/m2
①	粘性土	-0.840								0.00		0.00	42.50	42.50	42.50
		-1.041	0.201	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	44.51	44.51	44.51
②	粘性土	-1.041								0.00		0.00	44.51	44.51	44.51
		-3.441	2.400	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	68.51	68.51	68.51
③	粘性土	-3.441								0.00		0.00	68.51	68.51	68.51
		-7.441	4.100	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	109.51	109.51	109.51
④	粘性土	-7.441								0.00		0.00	109.51	109.51	109.51
		-9.400	1.859	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	128.10	128.10	128.10
⑤	粘性土	-9.400								0.00		0.00	128.10	128.10	128.10
		-9.441	0.041	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	128.51	128.51	128.51
⑥	粘性土	-9.441								0.00		0.00	128.51	128.51	128.51
		-9.941	0.500	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	133.51	133.51	133.51
⑦	粘性土	-9.941								254.71		176.07	133.51	388.22	309.58
		-15.400	5.459	14.00	0	0	34.00	76.43	1.00	331.14	0.80	248.13	188.10	519.24	436.23
⑧	粘性土	-15.400								331.14		248.13	188.10	519.24	436.23
		-19.400	4.000	14.00	0	0	34.00	56.00	1.00	387.14	0.80	300.93	228.10	615.24	529.03
⑨	粘性土	-19.400								387.14		300.93	228.10	615.24	529.03
		-24.400	5.000	14.00	0	0	34.00	70.00	1.00	457.14	0.80	366.93	278.10	735.24	645.03
⑩	粘性土	-24.400								467.14		366.93	278.10	745.24	645.03
		-29.500	5.100	14.00	0	0	39.00	71.40	1.00	538.54	0.80	434.25	329.10	867.64	763.35
⑪	粘性土	-29.500								572.54		434.25	329.10	901.64	763.35
		-35.600	6.100	14.00	0	0	56.00	85.40	1.00	657.94	0.80	514.77	390.10	1048.04	904.87
⑫	砂質土	-35.600								918.38		468.02	390.10	1308.48	858.12
		-38.600	3.000	18.00	21	33	0.00	54.00	3.39	1029.74	0.50	510.02	420.10	1449.84	930.12
⑬	砂質土	-38.600								1112.47		474.05	420.10	1532.57	894.15
		-40.041	1.441	19.00	50	36	0.00	27.38	3.85	1176.81	0.30	492.35	434.51	1611.32	926.86

表 3-50　受働側圧及び静止側圧（step3：水位低下）

	設計地盤条件								受働土圧力度		静止土圧力度		水圧	Pp +Pw	Po +Pw
	土質		層厚	有効単位体積重量											
		T.P. m	h m	γ(γ') kN/m3	N	φ	c kN/m2	Σγh(γ'h) kN/m2	K_p	P_p kN/m2	Ko	Po kN/m2	Pw kN/m2	kN/m2	kN/m2
①	粘性土	-0.840								0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
		-1.041	0.201	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
②	粘性土	-1.041								0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
		-3.441	2.400	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	26.74	26.74	26.74
③	粘性土	-3.441								0.00		0.00	26.74	26.74	26.74
		-7.441	4.100	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	72.42	72.42	72.42
④	粘性土	-7.441								0.00		0.00	72.42	72.42	72.42
		-9.400	1.859	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	93.13	93.13	93.13
⑤	粘性土	-9.400								0.00		0.00	93.13	93.13	93.13
		-9.441	0.041	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	93.59	93.59	93.59
⑥	粘性土	-9.441								0.00		0.00	93.59	93.59	93.59
		-9.941	0.500	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	99.16	99.16	99.16
⑦	粘性土	-9.941								210.20		133.59	99.16	309.36	232.75
		-15.400	5.459	14.00	0	0	34.00	76.43	1.00	286.63	0.80	206.90	159.98	446.61	366.88
⑧	粘性土	-15.400								286.63		206.90	159.98	446.61	366.88
		-19.400	4.000	14.00	0	0	34.00	56.00	1.00	342.62	0.80	260.61	204.54	547.16	465.15
⑨	粘性土	-19.400								342.62		260.61	204.54	547.16	465.15
		-24.400	5.000	14.00	0	0	34.00	70.00	1.00	412.63	0.80	327.75	260.25	672.88	588.00
⑩	粘性土	-24.400								422.63		327.75	260.25	682.88	588.00
		-29.500	5.100	14.00	0	0	39.00	71.40	1.00	494.03	0.80	396.24	317.07	811.1	713.31
⑪	粘性土	-29.500								528.03		396.24	317.07	845.1	713.31
		-35.600	6.100	14.00	0	0	56.00	85.40	1.00	613.42	0.80	478.15	385.03	998.45	863.18
⑫	砂質土	-35.600								779.61		443.23	385.03	1164.64	828.26
		-38.600	3.000	18.00	21	33	0.00	54.00	3.39	882.79	0.50	486.95	418.46	1301.25	905.41
⑬	砂質土	-38.600								945.80		459.55	418.46	1364.26	878.01
		-40.041	1.441	19.00	50	36	0.00	27.38	3.85	1005.45	0.30	479.00	434.51	1439.96	913.51

表 3-51　受働側圧及び静止側圧（step4：リングビーム設置）

	設計地盤条件								受働土圧力度		静止土圧力度		水圧	Pp +Pw	Po +Pw
	土質		層厚	有効単位体積重量											
		T.P. m	h m	γ(γ') kN/m3	N	φ	c kN/m2	Σγh(γ'h) kN/m2	K_p	P_p kN/m2	Ko	Po kN/m2	Pw kN/m2	kN/m2	kN/m2
①	粘性土	-0.840								0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
		-1.041	0.201	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
②	粘性土	-1.041								0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
		-3.441	2.400	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	26.74	26.74	26.74
③	粘性土	-3.441								0.00		0.00	26.74	26.74	26.74
		-7.441	4.100	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	72.42	72.42	72.42
④	粘性土	-7.441								0.00		0.00	72.42	72.42	72.42
		-9.400	1.859	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	93.13	93.13	93.13
⑤	粘性土	-9.400								0.00		0.00	93.13	93.13	93.13
		-9.441	0.041	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	93.59	93.59	93.59
⑥	粘性土	-9.441								0.00		0.00	93.59	93.59	93.59
		-9.941	0.500	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	99.16	99.16	99.16
⑦	粘性土	-9.941								210.20		133.59	99.16	309.36	232.75
		-15.400	5.459	14.00	0	0	34.00	76.43	1.00	286.63	0.80	206.90	159.98	446.61	366.88
⑧	粘性土	-15.400								286.63		206.90	159.98	446.61	366.88
		-19.400	4.000	14.00	0	0	34.00	56.00	1.00	342.62	0.80	260.61	204.54	547.16	465.15
⑨	粘性土	-19.400								342.62		260.61	204.54	547.16	465.15
		-24.400	5.000	14.00	0	0	34.00	70.00	1.00	412.63	0.80	327.75	260.25	672.88	588.00
⑩	粘性土	-24.400								422.63		327.75	260.25	382.88	588.00
		-29.500	5.100	14.00	0	0	39.00	71.40	1.00	494.03	0.80	396.24	317.07	811.10	713.31
⑪	粘性土	-29.500								528.03		396.24	317.07	845.10	713.31
		-35.600	6.100	14.00	0	0	56.00	85.40	1.00	613.42	0.80	478.15	385.03	998.45	863.18
⑫	砂質土	-35.600								779.61		443.23	385.03	1164.64	828.26
		-38.600	3.000	18.00	21	33	0.00	54.00	3.39	882.79	0.50	486.95	418.46	1301.25	905.41
⑬	砂質土	-38.600								945.80		459.55	418.46	1364.26	878.01
		-40.041	1.441	19.00	50	36	0.00	27.38	3.85	1005.45	0.30	479.00	434.51	1439.96	913.51

表 3-52　受働側圧及び静止側圧（step5：ドライアップ）

	設計地盤条件								受働土圧力度		静止土圧力度		水圧	Pp +Pw	Po +Pw
	土質		層厚	有効単位体積重量											
		T.P. m	h m	γ(γ') kN/m3	N	φ	c kN/m2	Σγh(γ'h) kN/m2	K_P	P_P kN/m2	Ko	Po kN/m2	Pw kN/m2	kN/m2	kN/m2
①	粘性土	-0.840								0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
		-1.041	0.201	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
②	粘性土	-1.041								0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
		-3.441	2.400	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
③	粘性土	-3.441								0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
		-7.441	4.100	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
④	粘性土	-7.441								0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
		-9.400	1.859	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	24.85	24.85	24.85
⑤	粘性土	-9.400								0.00		0.00	24.85	24.85	24.85
		-9.441	0.041	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	25.40	25.40	25.40
⑥	粘性土	-9.441								18.30		0.00	25.40	43.70	25.40
		-9.941	0.500	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	11.61	0.00	0.00	32.09	43.70	32.09
⑦	粘性土	-9.941								145.20		66.18	32.09	177.29	98.27
		-15.400	5.459	14.00	0	0	34.00	76.43	1.00	221.62	0.80	143.91	105.07	326.69	248.98
⑧	粘性土	-15.400								221.62		143.91	105.07	326.69	248.98
		-19.400	4.000	14.00	0	0	34.00	56.00	1.00	277.63	0.80	199.41	158.55	436.18	357.96
⑨	粘性土	-19.400								277.63		199.41	158.55	436.18	357.96
		-24.400	5.000	14.00	0	0	34.00	70.00	1.00	347.63	0.80	268.78	225.40	573.03	494.18
⑩	粘性土	-24.400								357.63		268.78	225.40	583.03	494.18
		-29.500	5.100	14.00	0	0	39.00	71.40	1.00	429.02	0.80	339.54	293.58	722.60	633.12
⑪	粘性土	-29.500								463.02		339.54	293.58	756.60	633.12
		-35.600	6.100	14.00	0	0	56.00	85.40	1.00	548.43	0.80	424.17	375.14	923.57	799.31
⑫	砂質土	-35.600								582.91		405.79	375.14	958.05	780.93
		-38.600	3.000	18.00	21	33	0.00	54.00	3.39	670.11	0.50	452.83	415.24	1085.35	868.07
⑬	砂質土	-38.600								704.69		437.79	415.24	1119.93	853.03
		-40.041	1.441	19.00	50	36	0.00	27.38	3.85	755.20	0.30	459.50	434.51	1189.71	894.01

表 3-53　受働側圧及び静止側圧（step6：保護コンクリートおよび頂版打設）

	設計地盤条件								受働土圧力度		静止土圧力度		水圧	Pp +Pw	Po +Pw
	土質		層厚	有効単位体積重量											
		T.P. m	h m	γ(γ') kN/m3	N	φ	c kN/m2	Σγh(γ'h) kN/m2	K_P	P_P kN/m2	Ko	Po kN/m2	Pw kN/m2	kN/m2	kN/m2
①	粘性土	-0.840								0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
		-1.041	0.201	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
②	粘性土	-1.041								0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
		-3.441	2.400	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
③	粘性土	-3.441								0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
		-7.441	4.100	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
④	粘性土	-7.441								50.23		0.00	0.00	50.23	0.00
		-9.400	1.859	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	25.38	0.00	0.00	24.85	50.23	24.85
⑤	粘性土	-9.400								25.38		0.00	24.85	50.23	24.85
		-9.441	0.041	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	24.83	0.00	0.00	25.40	50.23	25.40
⑥	粘性土	-9.441								68.53		0.00	25.40	93.93	25.40
		-9.941	0.500	0.00	0	0	0.00	0.00	1.00	61.84	0.00	0.00	32.09	93.93	32.09
⑦	粘性土	-9.941								195.43		108.36	32.09	227.52	140.45
		-15.400	5.459	14.00	0	0	34.00	76.43	1.00	271.85	0.80	184.10	105.07	376.92	289.17
⑧	粘性土	-15.400								271.85		184.10	105.07	376.92	289.17
		-19.400	4.000	14.00	0	0	34.00	56.00	1.00	327.86	0.80	239.60	158.55	486.41	398.15
⑨	粘性土	-19.400								327.86		239.60	158.55	486.41	398.15
		-24.400	5.000	14.00	0	0	34.00	70.00	1.00	397.86	0.80	308.97	225.40	623.26	534.37
⑩	粘性土	-24.400								407.86		308.97	225.40	633.26	534.37
		-29.500	5.100	14.00	0	0	39.00	71.40	1.00	479.25	0.80	379.72	293.58	772.83	673.30
⑪	粘性土	-29.500								513.25		379.72	293.58	806.83	673.30
		-35.600	6.100	14.00	0	0	56.00	85.40	1.00	598.66	0.80	464.36	375.14	973.80	839.50
⑫	砂質土	-35.600								753.19		430.90	375.14	1128.33	806.04
		-38.600	3.000	18.00	21	33	0.00	54.00	3.39	840.39	0.50	477.95	415.24	1255.63	893.19
⑬	砂質土	-38.600								898.07		452.86	415.24	1313.31	868.10
		-40.041	1.441	19.00	50	36	0.00	27.38	3.85	948.58	0.30	474.57	434.51	1383.09	909.08

（3）計算結果

1）曲げモーメント図

各ステップにおける曲げモーメント図を図 3-21，図 3-22 に示します。

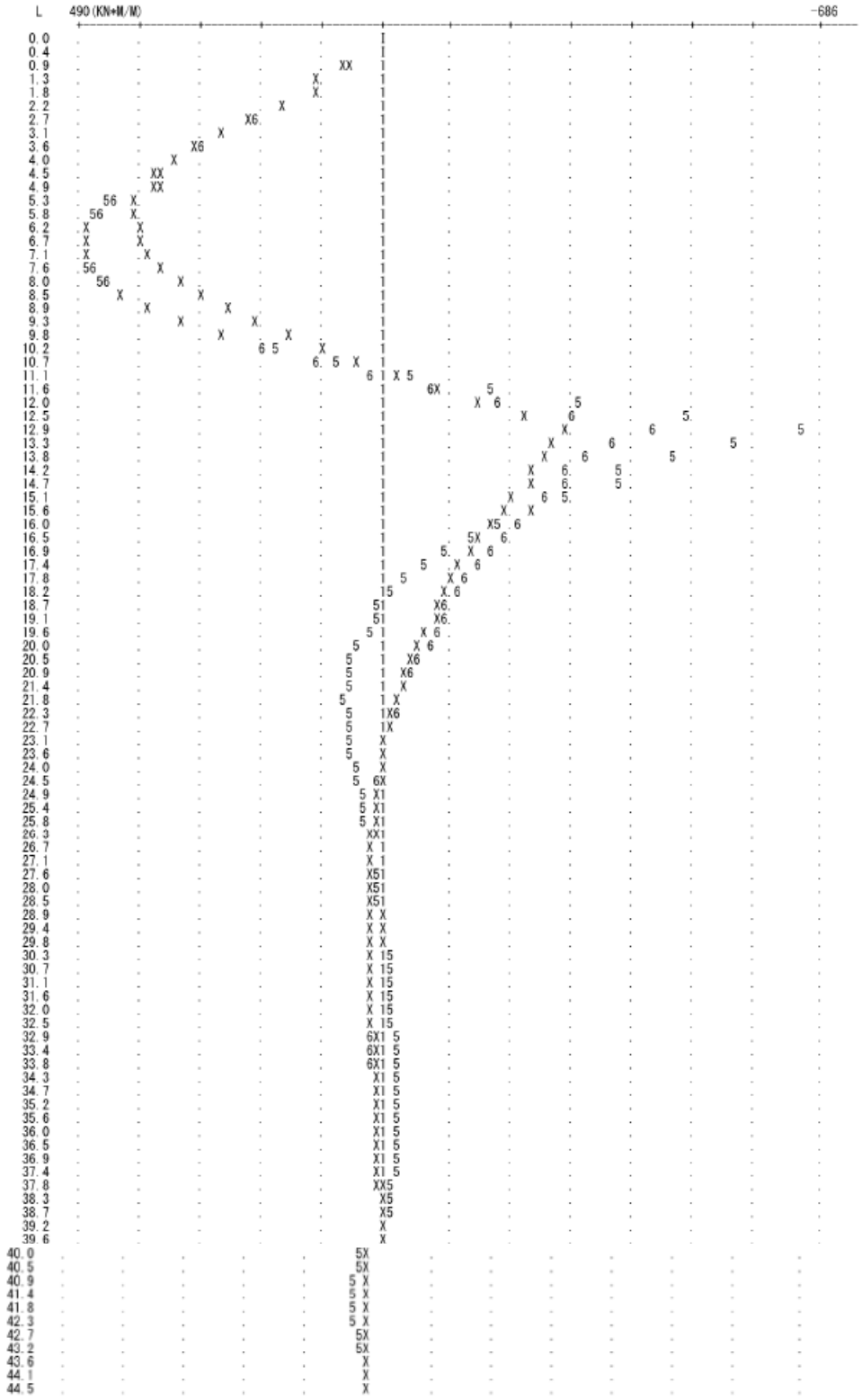


図 3-21　曲げモーメント図（円形部）（線路直角方向）

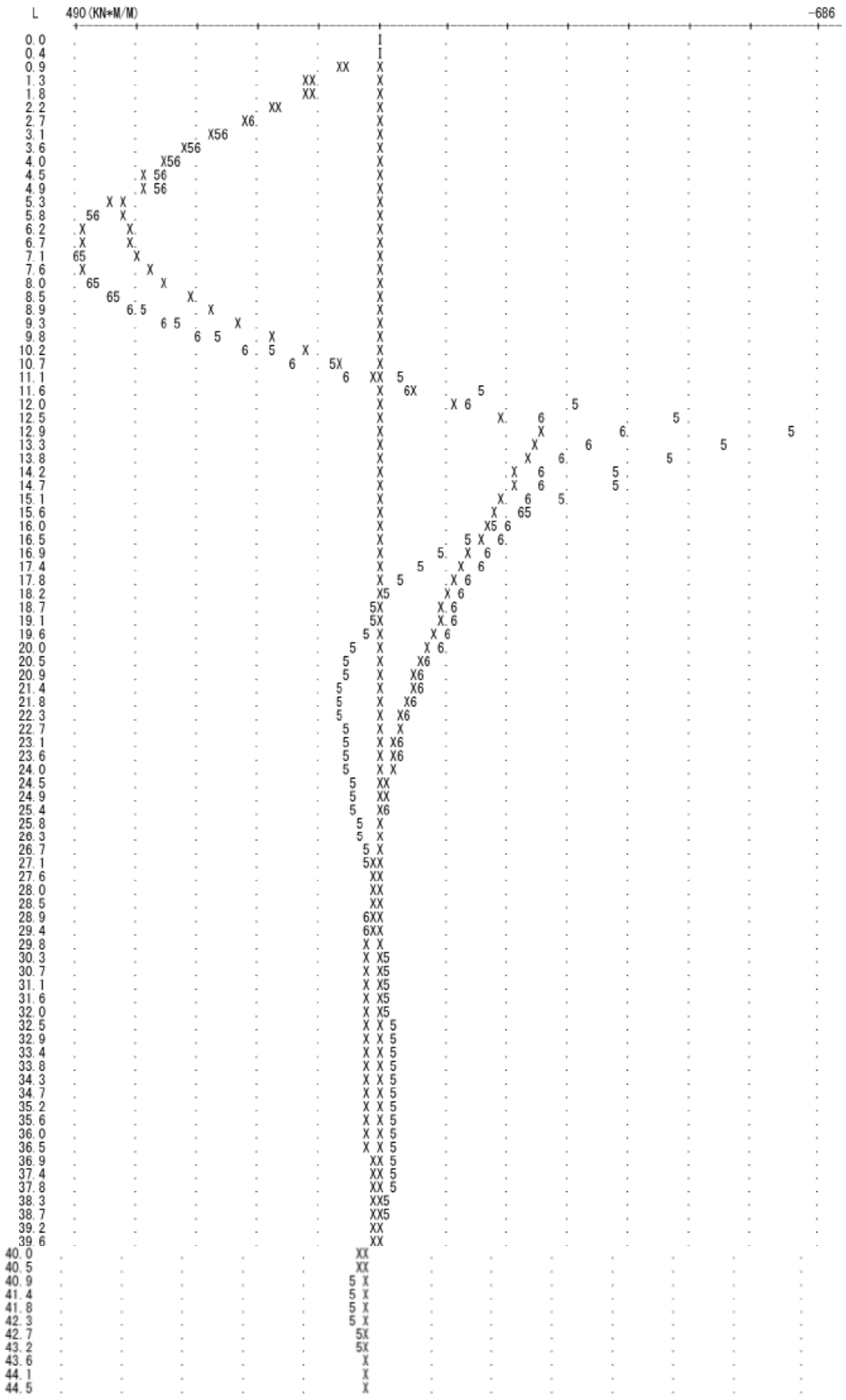


図 3-22　曲げモーメント図（直線部）（線路方向）

2）支保工反力

各ステップにおける支保工反力を表 3-54 に，鋼管矢板の最大曲げモーメント，応力度および変位量を表 3-55 に示します。

表 3-54　支保工反力

				Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5	Step 6
円形部	反力	1 段目	kN/m	0.0	0.0	107.7	107.7	106.3	105.4
		2 段目	kN/m	－	－	－	0.0	48.4	49.1
		底盤コンクリート	kN/m	－	0.0	197.1	197.1	655.0	457.4
直線部	反力	1 段目	kN/m	0.0	0.0	110.1	110.1	106.0	103.7
		2 段目	kN/m	－	－	－	－	49.5	56.8
		底盤コンクリート	kN/m	－	0.0	184.7	184.7	651.7	438.5

表 3-55　鋼管矢板の最大曲げモーメント，応力度および変位量

				Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5	Step 6
円形部	変位	最大変位	mm	0.034	0.000	5.453	5.453	6.317	6.350
		発生位置	m	44.5	44.5	6.0	6.0	6.0	6.5
	応力度	最大曲げモーメント	kN・m	0.04	0.00	392.61	392.61	474.67	470.18
		最大応力度	N/mm^2	0.0	0.0	43.4	43.4	52.4	51.9
		発生位置	m	21.4	44.5	6.0	6.0	6.0	6.5
直線部	変位	最大変位	mm	0.067	0.000	5.440	5.440	6.090	6.229
		発生位置	m	44.5	0.0	6.0	6.0	6.9	6.9
	応力度	最大曲げモーメント	kN・m	0.07	0.01	406.04	406.04	475.38	477.88
		最大応力度	N/mm^2	0.0	0.0	44.9	44.9	52.5	52.8
		発生位置	m	17.4	25.2	6.0	6.0	6.9	6.9

注）発生位置は標高を示します。

3）仮締切り時の鋼管矢板応力度の照査

鋼管矢板基礎の仮締切り施工時，いずれの掘削段階においても最大応力度が許容値以内であることを照査します。

鋼管矢板井筒の仮締切り施工時の鋼管矢板に発生する応力度は、次式により算定するものとする。

$$\sigma_{max}(i) = M_{max}(i) / Z \leqq \sigma sa$$

ここに、$\sigma_{max}(i)$ ：i 段階の最大応力度（N/mm²）

$M_{max}(i)$ ：i 段階の単位幅(1m)当りの最大曲げモーメント（N・mm）

Z ：単位幅(1m)当りの断面係数（mm³）で次式により求める。

$$Z = Z_0 / b$$

ここに、Z_0 ：鋼管矢板本管１本当りの断面係数（mm³）

b ：鋼管矢板の継手中心間距離(＝1247.8mm)

σ_{sa} :鋼管矢板の仮締切り時の応力度の制限値

深度 (m)	鋼管 矢板厚 (mm)	材質	σ_{sa} (N/mm²)	Z_0 (mm³)	$Z = Z_0 / b$ (mm³)
7.5	19	SKY400	185	11295000	9051.9
15.0	22	SKY490	250	12960000	10386.3
40.5	19	SKY490	250	11295000	9051.9
44.5	14	SKY490	250	8449000	6771.1

各 Step における鋼管矢板に発生する最大応力度（N/mm²）

(a)円形部

段階	曲げモーメント (kN・m)	発生位置 (m)	Z (mm³)	応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
Step1	0.04	21.4	9051.9	0.0	250	OK
Step2	0.00	44.5	6771.1	0.0	250	OK
Step3	392.61	6.0	9051.9	43.4	185	OK
Step4	392.61	6.0	9051.9	43.4	185	OK
Step5	474.67	6.9	9051.9	52.4	185	OK
Step6	470.18	6.9	9051.9	51.9	185	OK

(b)直線部

段階	曲げモーメント (kN・m)	発生位置 (m)	Z (mm³)	応力度 (N/mm²)	制限値 (N/mm²)	判定
Step1	0.07	17.4	9051.9	0.0	250	OK
Step2	0.01	25.2	9051.9	0.0	250	OK
Step3	406.04	6.0	9051.9	44.9	185	OK
Step4	406.04	6.0	9051.9	44.9	185	OK
Step5	475.38	6.9	9051.9	52.5	185	OK
Step6	477.88	6.9	9051.9	52.8	185	OK

４）支保工の設計

① 円形部支保工の照査

円形支保工の応力度照査は，仮締切り時に発生する支点反力をもとに次式によって行います。

$$\sigma_{st} = \frac{R_{max} \cdot r}{A} \pm \frac{\alpha_d (R_{max} \cdot r) \cdot 2r}{Z}$$

ここに，

σ_{st}	：円形支保工の応力度	(N/mm^2)
R_{max}	：円形支保工に作用する最大反力	(kN/m)
r	：円形支保工の半径	(m)
A	：円形支保工の断面積	(m^2)
α_d	：楕円化率(＝1%)	
Z	：円形支保工の断面係数	(m^3)
σ_{sa}	：円形支保工の応力度の制限値	(=210N/mm^2)

表 3-56　支保工反力

	支保工サイズ	Rmax (kN/m)	A (m^2)	Z (m^3)	r (m)	α_d	σ_{st} (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_{st}/σ_{sa}
1 段目	H-350×350×12×19	107.7	0.01719	0.00228	6.262	0.010	76.3	210	0.36
2 段目	H-350×350×12×19	49.1	0.01719	0.00228	6.262	0.010	34.8	210	0.17

② 直線部支保工の照査

1段目 腹起こし材

・設計条件

反力　$R = 110.1$ kN

曲げスパン　$L = L_1 + L_2 = 1.58 + 1.40 = 2.98$ m

軸力分担幅　$B = L_2 + L_1 / 2 = 0.00 + 12.35 / 2 = 6.18$ m

温度軸力　$Nt = 150$ kN

・断面力

軸力　$N = R \times B + N_t = 830.4$ kN

曲げモーメント　$M = R \cdot L^2 / 10 = 97.77$ kN・m

せん断力　$S = R \cdot L / 2 = 164.05$ kN

・使用鋼材

H－350 × 350 × 12 × 19

断面積：154.90 cm^2

断面係数：　2000 cm^3

・応力度

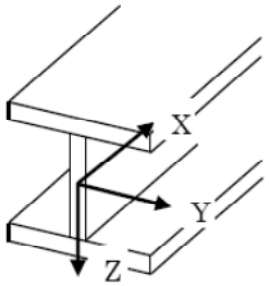
圧縮応力度　$\sigma c = N / A$ ＝ 830.4 ／ 154.90 × 10 ＝ 54 N/mm²

曲げ応力度　$\sigma bc = M / Z$ ＝ 97.77 ／ 2000 × 10^3 ＝ 49 N/mm²

せん断応力度　$\tau = S / \{(H - 2tf) \cdot tw\}$ ＝ 164.05 ／ 3744 × 10^3

＝ 44＜120　OK

・座屈の検討



座屈スパン(曲げ作用面内)　L_y ＝ 2.98 m

座屈スパン(曲げ作用面外)　L_z ＝ 6.18 m

L_y / r_y ＝ 2980 ／ 151.0 ＝ 19.7

L_Z / r_Z ＝ 6175 ／ 89.9 ＝ 68.7

これより、L / r の大きなZ軸が弱軸となるので、Z軸まわりの座屈について検討を行う。

$\sigma_c / \sigma_{caz} + \sigma_{bc} / \{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})\} \leq 1$

54 ／ 147 ＋ 49 ／ { 163 (1 － 54 ／ 2834) }

＝ 0.67 ＜ 1　OK

ここで、

σc ：軸方向圧縮応力度

σbc ：曲げ圧縮応力度

σcaz ：Z軸(弱軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度

L / r ＝ 68.70

20 ＜ L / r ＜ 93 より

σcay ＝ 210 － 1.3 (68.70 － 20) ＝ 147 N/mm²

σbay ：Y軸(強軸)まわりの純曲げに対する許容曲げ圧縮応力度

L_b / b ＝ 6175 ／ 350 ＝ 17.64

4.5 ＜ L_b / b ＜ 30 より

σbay ＝ 210 － 3.6 (17.64 － 4.5) ＝ 163 N/mm²

σeay ：Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

σeay ＝ 1100000／$(L / r)^2$

＝ 1100000／ 19.70^2 ＝ 2834 N/mm²

2段目 腹起こし材

・設計条件

反力　　R ＝ 56.8 kN

曲げスパン　　L ＝ L_1 ＋ L_2 ＝ 1.58 ＋ 1.40 ＝ 2.98 m

軸力分担幅　　B ＝ L_2 ＋ L_1／2 ＝ 0.00 ＋ 12.35 ／ 2 ＝ 6.18 m

温度軸力　　Nt ＝ 150 kN

・断面力

軸力　　$N = R \times B + N_t$ ＝ 501.0 kN

曲げモーメント　　$M = R \cdot L^2 / 10$ ＝ 50.44 kN・m

せん断力　　$S = R \cdot L / 2$ ＝ 84.63 kN

・使用鋼材

H－350 × 350 × 12 × 19

断面積：154.90 cm^2

断面係数：　2000 cm^3

・応力度

圧縮応力度　　$\sigma c = N / A$ ＝ 501.0 ／ 154.90 × 10 ＝ 32 N/mm^2

曲げ応力度　　$\sigma bc = M / Z$ ＝ 50.44 ／ 2000 × 10^3 ＝ 25 N/mm^2

せん断応力度　　$\tau = S / \{(H - 2tf) \cdot tw\}$ ＝ 84.63 ／ 3744 × 10^3

＝ 23＜120　　OK

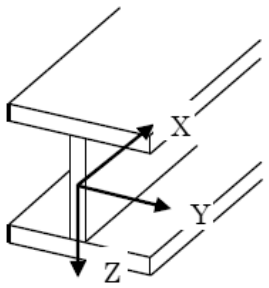
・座屈の検討

座屈スパン(曲げ作用面内)　　L_y ＝ 2.98 m

座屈スパン(曲げ作用面外)　　L_z ＝ 6.18 m

L_y / r_y ＝ 2980 ／ 151.0 ＝ 19.7

L_Z / r_Z ＝ 6175 ／ 89.9 ＝ 68.7



これより、L / r の大きなZ軸が弱軸となるので、Z軸まわりの座屈について検討を行う。

$\sigma_c / \sigma_{caz} + \sigma_{bc} / \{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})\} \leqq 1$

32 ／ 147 ＋ 25 ／ ｛ 163 （ 1 － 32 ／ 2834 ） ｝

＝ 0.37 ＜ 1　　OK

ここで、

σc ：軸方向圧縮応力度

σbc ：曲げ圧縮応力度

σcaz ：Z 軸(弱軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度

$L/r = 68.70$

$20 < L/r < 93$ より

$\sigma cay = 210 - 1.3 (68.70 - 20) = 147$ N/mm^2

σbay ：Y 軸(強軸)まわりの純曲げに対する許容曲げ圧縮応力度

$L_b/b = 6175 / 350 = 17.64$

$4.5 < L_b/b < 30$ より

$\sigma bay = 210 - 3.6 (17.64 - 4.5) = 163$ N/mm^2

σeay ：Y 軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

$\sigma eay = 1100000/(L/r)^2$

$= 1100000/ 19.70^2 = 2834$ N/mm^2

③ 切梁材の照査

1段目 切梁材

・設計条件

反力	R	= 110.1 kN
曲げスパン	L	= 12.524 m
軸力分担幅	B	= $B_{左}$ + $B_{右}$ = 2.19 + 2.19 = 4.38 m
温度軸力	Nt	= 150 kN
自重+鉛直荷重	w	= 5.00 kN/m

・断面力

軸力 $N = R \times B + N_t$ = 632.2 kN

曲げモーメント $M = w \cdot L^2/8$ = 98.03 kN・m

・使用鋼材

H－350 × 350 × 12 × 19

断面積：154.90 cm^2

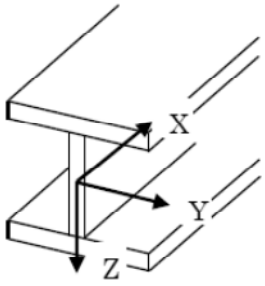
断面係数： 2000 cm^3

・応力度

圧縮応力度 $\sigma c = N/A$ = 632.2 / 154.90 × 10 = 41 N/mm^2

曲げ応力度 $\sigma bc = M/Z$ = 98.03 / 2000 × 10^3 = 49 N/mm^2

・座屈の検討



座屈スパン(曲げ作用面内)　L_y ＝ 12.524 m

座屈スパン(曲げ作用面外)　L_z ＝ 9.90 m

L_y / r_y ＝ 12524 ／ 151.0 ＝ 82.9

L_Z / r_Z ＝ 9900 ／ 89.9 ＝ 110.1

これより、L/r の大きなZ軸が弱軸となるので、Z軸まわりの座屈について検討を行う。

$$\sigma_c / \sigma_{caz} + \sigma_{bc} / \{\sigma_{bay}(1-\sigma_c / \sigma_{eay})\} \leqq 1$$

41 ／ 96 ＋ 49 ／ ｛ 124 （ 1 － 41 ／ 156 ） ｝

＝ 0.96 ＜ 1　OK

ここで、

σc ：軸方向圧縮応力度

σbc ：曲げ圧縮応力度

σcaz ：Z軸(弱軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度

L/r ＝ 110.10

93 ＜ L/r より

σcay ＝ 1800000 ／ （ 6700 ＋ （ 110.10^2 ） ） ＝ 96 N/mm²

σbay ：Y軸(強軸)まわりの純曲げに対する許容曲げ圧縮応力度

L_b / b ＝ 9900 ／ 350 ＝ 28.29

4.5 ＜ L_b / b ＜ 30 より

σbay ＝ 210 － 3.6 （ 28.29 － 4.5 ） ＝ 124 N/mm²

σeay ：Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

σeay ＝ $1100000 / (L/r)^2$

＝ 1100000／ 84.10^2 ＝ 156 N/mm²

2段目 切梁材

・使用鋼材

H－350 × 350 × 12 × 19

断面積：154.90 cm^2

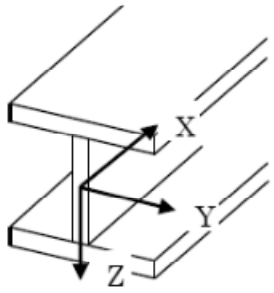
断面係数： 2000 cm^3

・応力度

圧縮応力度 $\sigma c = N / A$ ＝ 398.8 ／ 154.90 × 10 ＝ 26 N/mm^2

曲げ応力度 $\sigma bc = M / Z$ ＝ 98.03 ／ 2000 × 10^3 ＝ 49 N/mm^2

・座屈の検討



座屈スパン(曲げ作用面内) L_y ＝ 12.524 m

座屈スパン(曲げ作用面外) L_z ＝ 9.90 m

L_y / r_y ＝ 12524 ／ 151.0 ＝ 82.9

L_Z / r_Z ＝ 9900 ／ 89.9 ＝ 110.1

これより、L / r の大きなZ軸が弱軸となるので、Z軸まわりの座屈について検討を行う。

$\sigma_c / \sigma_{caz} + \sigma_{bc} / \{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})\} \leqq 1$

26 ／ 96 ＋ 49 ／ { 124 (1 － 26 ／ 156) }

＝ 0.75 ＜ 1 OK

ここで、

σc ：軸方向圧縮応力度

σbc ：曲げ圧縮応力度

σcaz ：Z軸(弱軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度

L / r ＝ 110.10

93 ＜ L / r より

σcay ＝ 1800000 ／ (6700 ＋ (110.10^2)) ＝ 96 N/mm^2

σbay ：Y軸(強軸)まわりの純曲げに対する許容曲げ圧縮応力度

L_b / b ＝ 9900 ／ 350 ＝ 28.29

4.5 ＜ L_b / b ＜ 30 より

σbay ＝ 210 － 3.6 (28.29 － 4.5) ＝ 124 N/mm^2

σeay ：Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

σeay ＝ $1100000 / (L / r)^2$

＝ 1100000／ 84.10^2 ＝ 156 N/mm^2

３．７　合成応力度の照査

仮締切り時の残留応力度を考慮した鋼管矢板の合成応力度は，次式によって照査します。

$$\sigma_{max}=\sigma_1+\sigma_2 \leqq \sigma_u$$

ここに，

σ_1 ：完成後の設計外力による鋼管矢板の応力度　(N/mm^2)

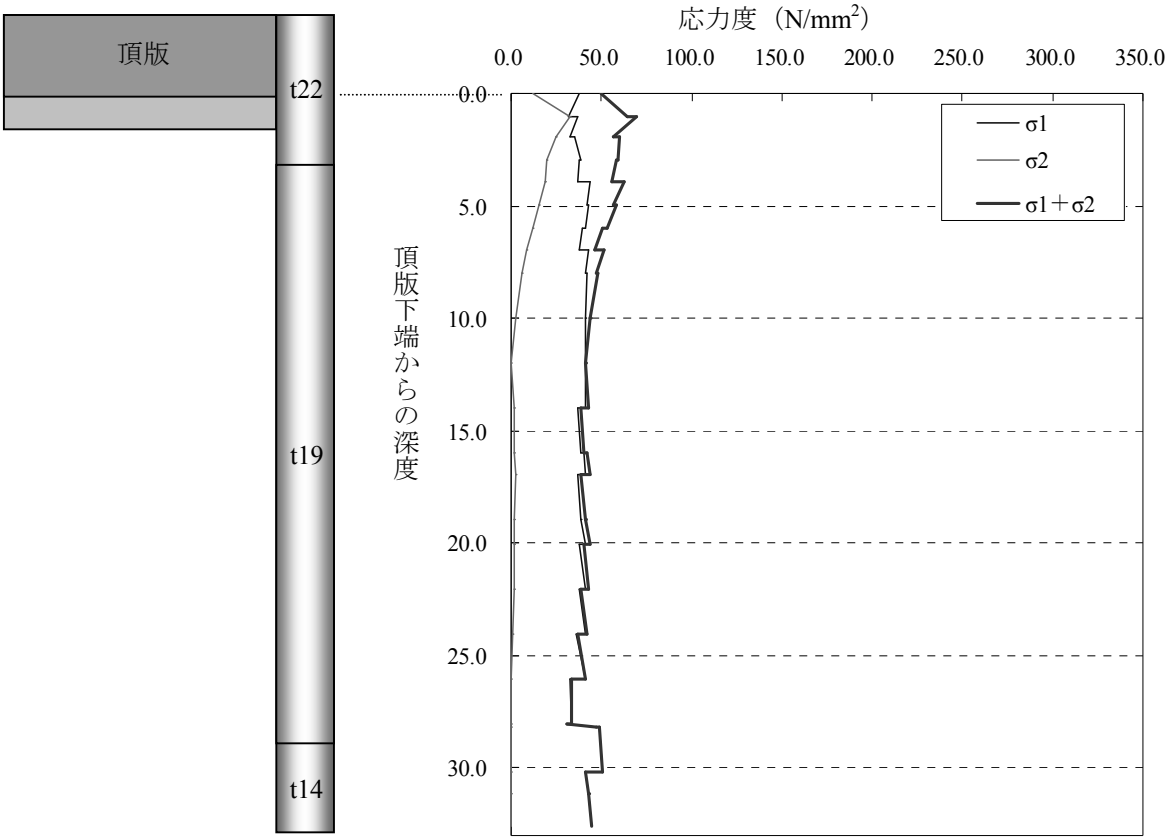
σ_2 ：仮締切り時の残留応力度　(N/mm^2)

σ_u ：鋼管矢板の降伏強度　(N/mm^2)

材質：SKY490

要求性能	性能項目	頂版下端からの深度 (m)	σ_1 (N/mm^2)	σ_2 (N/mm^2)	σ_{max} (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)
安全性	基礎の安定（列車荷重最大）	1.0	36.6	32.5	69.1	300.0

＜安全性　基礎の安定（列車荷重最大）＞



＊現場溶接部の検討は省略

３．８　現場溶接継手位置の検討

３．８．１　鋼管矢板の杭割案

現場溶接継手位置は，次の条件を満足するように設定する必要があります。

１）現場溶接継手位置での発生応力度が，鋼管の材料強度の特性値を 90%に低減した許容応力度以下であること。但し、道路分野に準じた確実なプロセス管理で現場溶接を行う場合は、鋼管杭に準じて 100%としてよい。
２）鋼管矢板本管に発生する断面力に対し，塑性化が生じない安全な位置にあること。
３）工場溶接位置から 2m 以上離れていること。
４）隣接する鋼管矢板の現場溶接継手位置は，それぞれに上下 1m 程度ずれていること。
５）仮締切り兼用方式の場合，現場溶接継手位置が頂版結合部に位置しないようにすること。

上記条件を満足するように設定した杭割案を図 3-23 に示します。なお, 単杭長は陸上運搬を想定し，18m を超えないように設定しました。

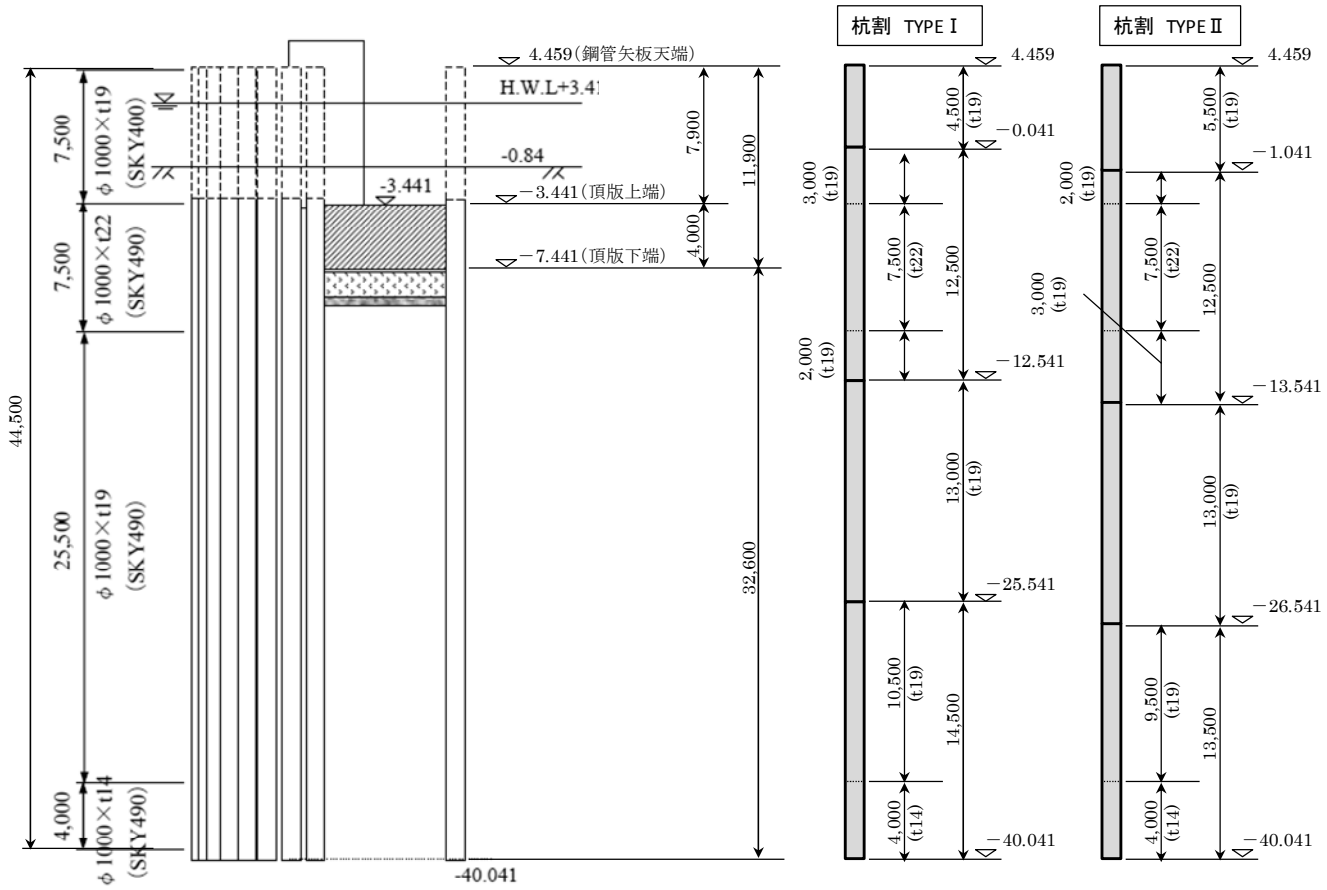


図 3-23　鋼管矢板の杭割案

３．８．２　現場溶接継手位置における応力度照査

現場溶接継手位置における応力度照査は，次式により照査します。

$$\frac{N}{A}+\frac{M}{Z}=\sigma$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_{sa}} \leq 1.0$$

ここに，

N	：鋼管矢板に発生する鉛直力	(kN)
A	：杭の有効断面積	(mm^2)
M	：鋼管矢板に発生する曲げモーメント	(kN・m)
Z	：杭の有効断面係数	(mm^3)
σ	：発生応力度	(N/mm^2)
σ_{sa}	：許容応力度(＝240)	(N/mm^2)

表 3-57，表 3-58 に TYPE Ⅰ，Ⅱの現場溶接位置における応力度照査の結果を示します。

本照査では，橋軸直角方向における安全性（地震時）の検討時の最大応答震度(kh＝0.719)において，最大曲げモーメントが発生する杭（引抜側左から 9 番目）の応答値」を使用しています。

表 3-57，表 3-58 より，設定した杭割案の現場溶接継手位置において，判定式を満足する結果となっています。

表 3-57　鋼管矢板（TYPE Ⅰ）の現場継手位置における応力度照査

頂版下端からの深度	標高	杭構成 板厚	現場溶接位置 TYPE Ⅰ	断面係数	断面積	部材の断面力			発生応力	許容応力度	判定
				Z	A	M	S	N	σ	σ_{sa}	$\sigma/\sigma_{sa}<1.0$
(m)	(m)	(mm)		m^3	m^2	(kN･m)	(kN)	(kN)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	
0.0	−7.441			0.0154	0.0645	−6012.9	1120.4	362.0	395.6	270.0	1.47 NG
1.0	−8.441			0.0154	0.0645	−4903.9	1097.9	356.6	323.6	270.0	1.20 NG
1.0	−8.441			0.0154	0.0645	−5269.9	1097.9	355.7	347.3	270.0	1.29 NG
2.0	−9.441			0.0154	0.0645	−4225.9	1077.3	350.5	279.5	270.0	1.04 NG
2.0	−9.441			0.0154	0.0645	−4468.2	1077.3	350.2	295.2	270.0	1.09 NG
3.0	−10.441			0.0154	0.0645	−3421.5	1015.4	344.8	227.2	270.0	0.84 OK
3.0	−10.441			0.0154	0.0645	−3562.4	1015.4	344.5	236.4	270.0	0.88 OK
4.0	−11.441			0.0133	0.0554	−3420.9	1006.4	343.8	262.7	270.0	0.97 OK
4.0	−11.441			0.0133	0.0554	−3685.4	1006.4	343.3	282.5	270.0	1.05 NG
5.0	−12.441			0.0133	0.0554	−1808.4	867.7	332.5	141.6	270.0	0.52 OK
5.0	−12.441			0.0133	0.0554	−2302.8	867.7	331.7	178.6	270.0	0.66 OK
5.1	−12.541			※現場溶接位置							
6.0	−13.441			0.0133	0.0554	−715.6	723.5	320.9	59.4	270.0	0.22 OK
6.0	−13.441			0.0133	0.0554	−1069.0	723.5	320.4	85.9	270.0	0.32 OK
7.0	−14.441			0.0133	0.0554	−469.1	673.0	315.7	40.9	270.0	0.15 OK
7.0	−14.441			0.0133	0.0554	−822.5	673.0	315.1	67.4	270.0	0.25 OK
8.0	−15.441			0.0133	0.0554	413.4	570.7	304.3	36.5	270.0	0.14 OK
8.0	−15.441			0.0133	0.0554	−80.9	570.7	303.5	11.5	270.0	0.04 OK
10.0	−17.441			0.0133	0.0554	993.5	509.6	292.7	79.8	270.0	0.30 OK
10.0	−17.441			0.0133	0.0554	499.2	509.6	292.0	42.7	270.0	0.16 OK
12.0	−19.441			0.0133	0.0554	1485.1	478.4	281.2	116.4	270.0	0.43 OK
12.0	−19.441			0.0133	0.0554	990.8	478.4	280.5	79.4	270.0	0.29 OK
14.0	−21.441			0.0133	0.0554	1922.4	453.2	269.7	149.0	270.0	0.55 OK
14.0	−21.441			0.0133	0.0554	1551.7	453.2	269.3	121.2	270.0	0.45 OK
16.0	−23.441			0.0133	0.0554	1998.1	439.3	263.9	154.6	270.0	0.57 OK
16.0	−23.441			0.0133	0.0554	1627.4	439.3	263.4	126.8	270.0	0.47 OK
17.0	−24.441			0.0133	0.0554	2467.2	400.7	252.6	189.5	270.0	0.70 OK
17.0	−24.441			0.0133	0.0554	2082.2	400.7	252.0	160.7	270.0	0.60 OK
18.1	−25.541			※現場溶接位置							
19.0	−26.441			0.0133	0.0554	2516.5	377.1	246.0	193.1	270.0	0.72 OK
19.0	−26.441			0.0133	0.0554	2133.5	377.1	243.0	164.4	270.0	0.61 OK
20.1	−27.541			0.0133	0.0554	2830.1	321.5	232.3	216.4	270.0	0.80 OK
20.1	−27.541			0.0133	0.0554	2337.9	321.5	220.2	179.3	270.0	0.66 OK
22.1	−29.541			0.0133	0.0554	2776.2	134.2	209.4	211.9	270.0	0.78 OK
22.1	−29.541			0.0133	0.0554	2282.0	134.2	191.4	174.6	270.0	0.65 OK
24.1	−31.541			0.0133	0.0554	2433.6	27.1	180.6	185.7	270.0	0.69 OK
24.1	−31.541			0.0133	0.0554	1939.4	27.1	163.5	148.4	270.0	0.55 OK
26.1	−33.541			0.0133	0.0554	1919.9	−43.7	152.7	146.7	270.0	0.54 OK
26.1	−33.541			0.0133	0.0554	1660.4	−43.7	144.1	127.1	270.0	0.47 OK
28.1	−35.541			0.0133	0.0554	1655.9	−47.0	143.6	126.8	270.0	0.47 OK
28.1	−35.541			0.0133	0.0554	1589.2	−47.0	140.0	121.7	270.0	0.45 OK
28.2	−35.641			0.0133	0.0554	1563.1	−70.7	137.6	119.7	270.0	0.44 OK
28.2	−35.641			0.0133	0.0554	1261.7	−70.7	119.9	96.8	270.0	0.36 OK
30.2	−37.641			0.0098	0.0402	1046.4	−134.7	109.1	109.7	270.0	0.41 OK
30.2	−37.641			0.0098	0.0402	730.2	−134.7	91.8	77.0	270.0	0.29 OK
31.2	−38.641			0.0098	0.0402	651.9	−144.4	88.8	68.9	270.0	0.26 OK
31.2	−38.641			0.0098	0.0402	404.8	−144.4	28.2	42.1	270.0	0.16 OK
32.6	−40.041			0.0098	0.0402	172.7	−162.9	20.4	18.2	270.0	0.07 OK

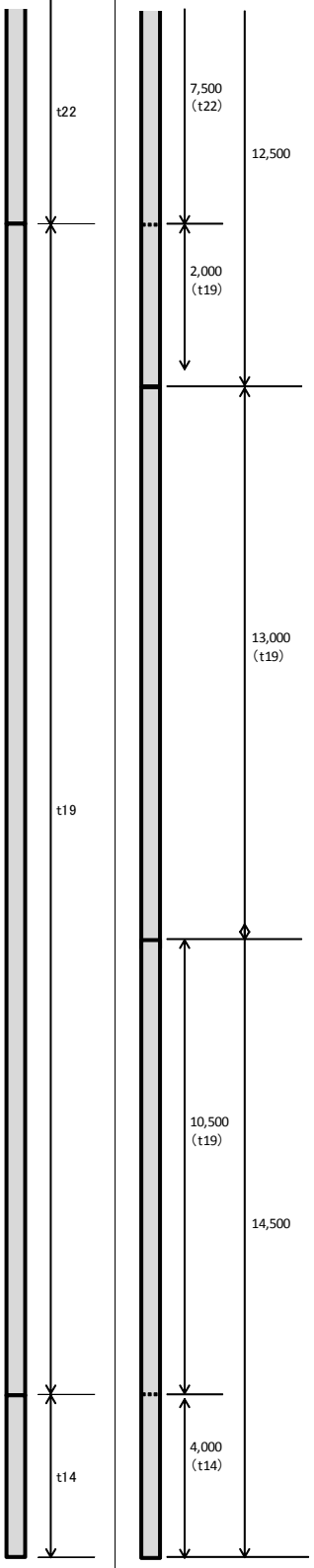


表 3-58　鋼管矢板（TYPEⅡ）の現場継手位置における応力度照査

頂版下端からの深度 (m)	標高 (m)	杭構成 板厚 (mm)	現場溶接位置 TYPE Ⅱ	断面係数 Z m^3	断面積 A m^2	部材の断面力 M (kN・m)	S (kN)	N (kN)	発生応力 σ (N/mm^2)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	判定 $\sigma/\sigma_{sa} < 1.0$
0.0	−7.441			0.0154	0.0645	−6012.9	1120.4	362.0	395.6	270.0	1.47 NG
1.0	−8.441			0.0154	0.0645	−4903.9	1097.9	356.6	323.6	270.0	1.20 NG
1.0	−8.441			0.0154	0.0645	−5269.9	1097.9	355.7	347.3	270.0	1.29 NG
2.0	−9.441	t22	7,500 (t22)	0.0154	0.0645	−4225.9	1077.3	350.5	279.5	270.0	1.04 NG
2.0	−9.441			0.0154	0.0645	−4468.2	1077.3	350.2	295.2	270.0	1.09 NG
3.0	−10.441		12,500	0.0154	0.0645	−3421.5	1015.4	344.8	227.2	270.0	0.84 OK
3.0	−10.441			0.0154	0.0645	−3562.4	1015.4	344.5	236.4	270.0	0.88 OK
4.0	−11.441			0.0133	0.0554	−3420.9	1006.4	343.8	262.7	270.0	0.97 OK
4.0	−11.441			0.0133	0.0554	−3685.4	1006.4	343.3	282.5	270.0	1.05 NG
5.0	−12.441		3,000 (t19)	0.0133	0.0554	−1808.4	867.7	332.5	141.6	270.0	0.52 OK
5.0	−12.441			0.0133	0.0554	−2302.8	867.7	331.7	178.6	270.0	0.66 OK
6.0	−13.441			0.0133	0.0554	−715.6	723.5	320.9	59.4	270.0	0.22 OK
6.0	−13.441			0.0133	0.0554	−1069.0	723.5	320.4	85.9	270.0	0.32 OK
6.1	−13.541			※現場溶接継手位置							
7.0	−14.441			0.0133	0.0554	−469.1	673.0	315.7	40.9	270.0	0.15 OK
7.0	−14.441			0.0133	0.0554	−822.5	673.0	315.1	67.4	270.0	0.25 OK
8.0	−15.441			0.0133	0.0554	413.4	570.7	304.3	36.5	270.0	0.14 OK
8.0	−15.441			0.0133	0.0554	−80.9	570.7	303.5	11.5	270.0	0.04 OK
10.0	−17.441			0.0133	0.0554	993.5	509.6	292.7	79.8	270.0	0.30 OK
10.0	−17.441			0.0133	0.0554	499.2	509.6	292.0	42.7	270.0	0.16 OK
12.0	−19.441			0.0133	0.0554	1485.1	478.4	281.2	116.4	270.0	0.43 OK
12.0	−19.441			0.0133	0.0554	990.8	478.4	280.5	79.4	270.0	0.29 OK
14.0	−21.441		13,000 (t19)	0.0133	0.0554	1922.4	453.2	269.7	149.0	270.0	0.55 OK
14.0	−21.441			0.0133	0.0554	1551.7	453.2	269.3	121.2	270.0	0.45 OK
16.0	−23.441			0.0133	0.0554	1998.1	439.3	263.9	154.6	270.0	0.57 OK
16.0	−23.441	t19		0.0133	0.0554	1627.4	439.3	263.4	126.8	270.0	0.47 OK
17.0	−24.441			0.0133	0.0554	2467.2	400.7	252.6	189.5	270.0	0.70 OK
17.0	−24.441			0.0133	0.0554	2082.2	400.7	252.0	160.7	270.0	0.60 OK
19.0	−26.441			0.0133	0.0554	2516.5	377.1	246.0	193.1	270.0	0.72 OK
19.0	−26.441			0.0133	0.0554	2133.5	377.1	243.0	164.4	270.0	0.61 OK
19.1	−26.541			※現場溶接継手位置							
20.1	−27.541			0.0133	0.0554	2830.1	321.5	232.3	216.4	270.0	0.80 OK
20.1	−27.541			0.0133	0.0554	2337.9	321.5	220.2	179.3	270.0	0.66 OK
22.1	−29.541			0.0133	0.0554	2776.2	134.2	209.4	211.9	270.0	0.78 OK
22.1	−29.541			0.0133	0.0554	2282.0	134.2	191.4	174.6	270.0	0.65 OK
24.1	−31.541			0.0133	0.0554	2433.6	27.1	180.6	185.7	270.0	0.69 OK
24.1	−31.541		9,500 (t19)	0.0133	0.0554	1939.4	27.1	163.5	148.4	270.0	0.55 OK
26.1	−33.541			0.0133	0.0554	1919.9	−43.7	152.7	146.7	270.0	0.54 OK
26.1	−33.541		13,500	0.0133	0.0554	1660.4	−43.7	144.1	127.1	270.0	0.47 OK
28.1	−35.541			0.0133	0.0554	1655.9	−47.0	143.6	126.8	270.0	0.47 OK
28.1	−35.541			0.0133	0.0554	1589.2	−47.0	140.0	121.7	270.0	0.45 OK
28.2	−35.641			0.0133	0.0554	1563.1	−70.7	137.6	119.7	270.0	0.44 OK
28.2	−35.641			0.0133	0.0554	1261.7	−70.7	119.9	96.8	270.0	0.36 OK
30.2	−37.641			0.0098	0.0402	1046.4	−134.7	109.1	109.7	270.0	0.41 OK
30.2	−37.641		4,000 (t14)	0.0098	0.0402	730.2	−134.7	91.8	77.0	270.0	0.29 OK
31.2	−38.641	t14		0.0098	0.0402	651.9	−144.4	88.8	68.9	270.0	0.26 OK
31.2	−38.641			0.0098	0.0402	404.8	−144.4	28.2	42.1	270.0	0.16 OK
32.6	−40.041			0.0098	0.0402	172.7	−162.9	20.4	18.2	270.0	0.07 OK

「改訂　鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）」

設計計算例　ー鋼管矢板基礎ー

＜改訂履歴＞

【Edition 1.0】：平成 28 年 3 月　新版発行

発　行　一般社団法人　**鋼管杭・鋼矢板技術協会**

〒103-0025　東京都中央区日本橋茅場町 3-2-10　鉄鋼会館 6 階
☎03(3669)2437（代表）
URL　http://www.jaspp.com/

本資料は技術的な見解を示したものであり，記載内容については設計・施工の成否や品質などを保証するものではありません。

本資料の記載内容の参照により生じた結果については責任を負いかねますのでご了承ください。

本資料は予告なく改訂することがあります。