ＩＳＳＮ　０８３６－７８５８

土木研究所資料第 4255 号

土木研究所資料

性能規定体系における直接基礎の安定照査法に関する研究

平成26年3月

独立行政法人土木研究所
橋梁構造研究グループ

土 木 研 究 所 資 料
第 4255 号 2014 年 3 月

性能規定体系における直接基礎の安定照査法に関する研究

CAESAR　　上席研究員　中谷　昌一*1
上席研究員　七澤　利明
主任研究員　白戸　真大*2
主任研究員　西田　秀明
研　究　員　河野　哲也
交流研究員　木村　真也*3

要　旨

平成 14 年の道路橋示方書では性能規定化の改定が行われた．現在は要求性能に対応した限界状態を信頼性に基づく部分係数設計オフへの意向が検討されている．本研究では，道路橋基礎の中でも比較的使用実績の多い直接基礎を対象とし，実験で確認された荷重沈下特性から工学的に有意な限界点を定義し，一定の信頼性を確保することを目的として信頼性指標の評価を行った．そして，常時・レベル 1 地震時の安定照査に用いる部分係数の提案を行った．

キーワード：**直接基礎，荷重沈下特性，支持力曲面，性能規定化，部分係数**

＊1 現・独立行政法人土木研究所地質・地盤研究グループ長(元 CAESAR 上席研究員)
＊2 現・国土交通省国土技術政策総合研究所道路研究部航路構造物管理研究室　主任研究官
＊3 現・交流研究員在職期間：平成 21 年 10 月～平成 24 年 3 月

目　次

第 1 章　はじめに 1

1.1 研究の背景 1

1.2 道路橋の要求性能と基礎の状態 2

1.3 杭基礎の安定照査 3

1.3.1 常時・暴風時・レベル 1 地震時における杭基礎の安定照査の意図 3

1.3.2 レベル 2 地震時における杭基礎の安定照査の意図 5

1.4 常時における直接基礎の安定照査法の現状と問題点 6

1.5 暴風時およびレベル 1 地震時における直接基礎の安定照査法の現状と問題点 7

1.5.1 暴風時およびレベル 1 地震時における直接基礎の挙動の特徴 7

1.5.2 暴風時およびレベル 1 地震時における直接基礎の安定照査法の現状と問題点 11

1.5.3 レベル 2 地震時における直接基礎の安定照査法の現状と問題点 13

1.6 研究の目的と概要 13

参考文献 16

第 2 章　中心鉛直荷重を受ける直接基礎の安定照査に関する検討 17

2.1 概説 17

2.2 分析に用いたデータの概要 19

2.3 鉛直載荷試験に基づく荷重・沈下関係の一般化の検討 24

2.3.1 荷重・沈下関係の近似に用いる指数関数 24

2.3.2 指数関数によるカーブフィッティング 26

2.3.3 現位置大型載荷試験に基づく指数関数の適用性の検討 28

2.3.4 平板載荷試験に基づく指数関数の適用性の検討 32

2.3.5 平面ひずみ土槽における帯基礎載荷試験に基づく指数関数の適用性の検討 37

2.3.6 地盤種別ごとの荷重変位曲線の一般化 38

2.4 各土質における沈下量の分析 39

2.4.1 荷重・沈下変位曲線からみた工学的な限界点と設計における照査点との比較 39

2.4.2 工学的な限界点における沈下量の評価 40

2.5 中心鉛直荷重を受ける直接基礎の安定照査の提案 46

参考文献 48

第３章　偏心傾斜荷重を受ける直接基礎の安定照査に関する検討 49

3.1 概説 49

3.2 支持力曲面とマクロエレメント理論..... 51

3.2.1 支持力曲面..... 51

3.2.2 マクロエレメント理論 52

3.3 分析に用いた繰返し載荷実験と振動台実験の概要 56

3.4 支持力曲面およびマクロエレメント理論による地震時挙動の再現性の確認..... 61

3.4.1 支持力曲面における地震時挙動の再現性の確認..... 61

3.4.2 マクロエレメント理論における地震時挙動の再現性の確認 63

3.4.3 支持力曲面およびマクロエレメント理論による地震時挙動の再現性の確認..... 69

3.5 可逆性を担保するための弾性限界点の設定 70

3.6 暴風時およびレベル 1 地震時における可逆性を保証する限界点に対する照査方法の提案と部分係数の評価の考え方 73

参考文献 75

第４章　直接基礎の滑動および転倒照査に関する検討 76

4.1 概説 76

4.2 直接基礎の滑動照査に関する検討..... 78

4.2.1 H14 道示における滑動照査 78

4.2.2 H14 道示における滑動照査の工学的意義..... 79

4.2.3 H14 道示における滑動照査とマクロエレメント照査の関係 83

4.2.4 水平荷重を受ける直接基礎の滑動照査..... 86

4.3 直接基礎の転倒照査に関する検討..... 87

4.3.1 H14 道示における転倒照査 87

4.3.2 H14 道示における転倒照査の工学的意義..... 88

4.3.3 H14 道示における転倒照査とマクロエレメント照査の関係 95

4.3.4 曲げモーメントを受ける直接基礎の滑動照査..... 97

4.4 直接基礎の滑動照査と転倒照査..... 98

参考文献 99

第 5 章　大地震に対する直接基礎の安定照査に関する検討 100

5.1 概説 100

5.2 振動台実験より得られる大地震時における直接基礎の挙動の確認 102

5.3 数値計算モデルを用いたレベル 2 地震時における直接基礎の残留変位の検討 105

5.4 レベル 2 地震時における直接基礎の安定照査 113

参考文献 114

第 6 章　直接基礎の安定照査のための新しい照査方法の提案 115

6.1 照査の意図と照査式 115

6.2 信頼性理論に基づく照査指標と部分係数の計算 118

6.3 常時における基礎の沈下に対する照査 120

6.3.1 照査概要 120

6.3.2 最大地盤反力度の上限値の設定 120

6.3.3 部分係数の計算および信頼性指標の評価 122

6.4 暴風時およびレベル 1 地震時における基礎の可逆性を保証する限界点に対する照査 124

6.4.1 照査概要 124

6.4.2 H14 道示の支持力推定式の推定精度の検討 124

6.4.3 粘性土及び軟岩に適用する支持力推定式の提案 132

6.4.4 極限支持力の推定精度の再評価 134

6.4.5 部分係数の計算及び信頼性指標の評価 136

6.5 常時・暴風時・レベル 1 地震時における水平荷重を受ける基礎の滑動に対する照査 137

6.5.1 照査概要 137

6.5.2 基礎底面のせん断抵抗力の推定精度の検討 138

6.5.3 基礎前面の水平支持力の推定精度の検討 141

6.5.4 部分係数の計算および信頼性指標の評価 146

6.6 常時・暴風時・レベル 1 地震時における曲げモーメントを受ける基礎の転倒に対する照査 149

6.7 基礎の安定照査に関する信頼性指標の評価の課題 149

参考文献 150

第 7 章　まとめ 152

付録

1. 設計事例による直接基礎の諸条件および形状決定要因の整理 154
2. 沈下量を直接的に算出して照査する手法の検討 163
3. 指数関数曲線上の特性点を降伏点とみなすことについて 171
4. 支持力曲面に用いるパラメータψおよびμの検討 174
5. 大地震時の直接基礎の残留変位の検討に用いた構造諸元 180
6. 最大地盤反力度の上限値における基礎の沈下量の試算 186
7. 極限支持力推定式に与える支持力係数N_c，N_q，N_γ 190
8. H14 道示における支持力係数の寸法効果に関する補正係数S_cの検討 195
9. 偏心傾斜荷重を受ける直接基礎の極限支持力の推定精度の検討 200
10. 極限支持力の推定方法の違いによる推定精度の分析 205
11. 新しい照査方法による直接基礎の試設計 210

記号の説明

【第２章　中心鉛直荷重を受ける直接基礎の安定照査に関する検討】

B	:	基礎の短辺長
D	:	基礎の長辺長(帯基礎の場合は帯幅)
$\sqrt{A}$	:	載荷幅($\sqrt{A} = \sqrt{B \times D}$)
ϕ	:	支持地盤の内部摩擦角
c	:	支持地盤の粘着力
V	:	基礎底面に作用する鉛直力
V_m	:	極限鉛直支持力
V_Y	:	降伏鉛直支持力($=0.6V_m$)
S	:	沈下量
S_Y	:	降伏沈下量
K_0	:	荷重変位曲線の初期剛性($=V_m/S_Y$)
m	:	指数関数曲線の変位指数(=1)
VV	:	変動値($=\sqrt{\frac{\sum \varepsilon^2}{n-1}} \Big/ V_m$)
$\sum \varepsilon^2$	:	残差平方和
n	:	一つの荷重・沈下曲線における載荷試験の実測データ数
COV_P	:	変動係数
σ	:	標準偏差

【第３章　偏心傾斜荷重を受ける直接基礎の安定照査に関する検討】

V	:	基礎底面に作用する鉛直力
V_m	:	中心鉛直載荷における極限鉛直支持力
V_{mYd}	:	設計降伏支持力
V_{mY}	:	中心鉛直載荷を受けるときの設計降伏鉛直支持力($=0.6\ V_m$)
ρ_c	:	等価荷重
H	:	基礎底面に作用する水平力
H_U	:	基礎底面の最大せん断抵抗力
M	:	基礎底面に作用する曲げモーメント
B	:	基礎幅
μ	:	$M = 0$ 面における支持力曲面の原点における接線勾配($= \tan\phi$)
ψ	:	$H = 0$ 面における支持力曲面の原点における接線勾配(=0.48)
ϕ	:	支持地盤の内部摩擦角

h_F	:	極限鉛直支持力V_m を用いて無次元化された荷重 $(=\frac{H}{\mu V_m})$
m_F	:	極限鉛直支持力V_m を用いて無次元化された荷重$(=\frac{M}{\psi B V_m})$
ξ_F	:	極限鉛直支持力V_m を用いて無次元化された荷重$(=\frac{V}{V_m})$
ζ	:	支持力曲面を規定するパラメータ(=1)

S_c	:	等価変位
S	:	沈下量
S^{pl}	:	塑性鉛直変位成分
$S^{el\text{-}up}$	:	弾性鉛直変位成分
S^{el}	:	真の弾性鉛直変位成分
S^{up}	:	浮上りによる鉛直変位成分
K_0	:	荷重変位曲線の初期剛性$(=V_m/S_Y)$
u^{pl}	:	塑性水平変位成分
θ^{pl}	:	塑性回転変位成分

α_M	:	水平変位成分を鉛直変位成分に換算するための無次元パラメータ(=2.8)
γ_M	:	回転変位成分を鉛直変位成分に換算するための無次元パラメータ(=1.7)
λ	:	塑性ポテンシャル面の形状を決定するパラメータ(=0.49)
χ	:	塑性ポテンシャル面の形状を決定するパラメータ(=0.49)
K_v	:	鉛直方向の弾性バネ定数
K_h	:	水平方向の弾性バネ定数
K_r	:	回転方向の弾性バネ定数
Φ_U	:	抵抗係数

【第４章　直接基礎の滑動及び転倒照査に関する検討】

V	:	基礎底面に作用する鉛直力
V_m	:	中心鉛直載荷における極限鉛直支持力
V_Y	:	降伏鉛直支持力$(=0.6V_m)$
ρ_c	:	等価荷重
H	:	基礎底面に作用する水平力
H_U	:	基礎底面地盤の最大せん断抵抗力
H_S	:	基礎前面に作用する水平力
Pp	:	基礎前面の受働土圧強度より求める水平支持力
M	:	基礎底面に作用する曲げモーメント

B	:	基礎幅

μ	:	M = 0 面における支持力曲面の原点における接線勾配(= tan ϕ)
ψ	:	H = 0 面における支持力曲面の原点における接線勾配(=0.48)
A_e	:	基礎底面の有効載荷面積
A	:	基礎前面の面積
H_f	:	埋戻し土の高さ
D_f	:	受働抵抗が発揮できる基礎の高さ
c	:	支持地盤の粘着力
c_B	:	基礎底面と地盤の間の付着力
ϕ_B	:	基礎底面と地盤の間の摩擦角
γ	:	単位体積重量
K_p	:	受働土圧係数

u	:	水平変位
θ	:	回転角
θ_{res}	:	残留回転角
S_{res}		残留沈下量
Δ		浮上り率

v_0	:	転倒限界速度
v	:	地震荷重による最大速度
g	:	重力加速度
h_G	:	重心高
r	:	重心位置から回転中心までの距離
α	:	剛体重心点と回転中心を結ぶ線が垂直線となす角

【第５章　大地震に対する直接基礎の安定照査に関する検討】

B	:	基礎幅
L	:	基礎幅(奥行き方向)
D	:	フーチングの厚さ
h_G	:	重心高

V_{dead}	:	死荷重
V_m	:	中心鉛直載荷における極限鉛直支持力
V_U	:	偏心傾斜を考慮して求めた極限支持力
V_a	:	常時の許容鉛直支持力
H	:	基礎底面に作用する水平力
H_U	:	基礎底面地盤の最大せん断抵抗力
q_{max}	:	基礎底面の最大地盤反力度

q_a ： 最大地盤反力度の上限値

S_r ： 残留沈下量
u_r ： 残留水平変位
θ_r ： 残留回転角

【第６章　直接基礎の安定照査のための新しい照査方法の提案】

V ： 基礎底面に作用する鉛直力
V_m ： 極限鉛直支持力
V_{mYd} ： 設計降伏支持力
V_{mY} ： 中心鉛直載荷を受けるときの設計降伏鉛直支持力(=0.6 V_m)
ρ_c ： 等価荷重
H ： 基礎底面に作用する水平力
H_U ： 基礎底面の最大せん断抵抗力
M ： 基礎底面に作用する曲げモーメント
B ： 基礎幅
μ ： $M = 0$ 面における支持力曲面の原点における接線勾配(= tan ϕ)
ψ ： $H = 0$ 面における支持力曲面の原点における接線勾配(=0.48)
ϕ ： 支持地盤の内部摩擦角
h ： 極限鉛直支持力V_m を用いて無次元化された荷重 $\left(=\dfrac{H}{\mu V_m}\right)$
m ： 極限鉛直支持力V_m を用いて無次元化された荷重$\left(=\dfrac{M}{\psi B V_m}\right)$
ξ ： 極限鉛直支持力V_m を用いて無次元化された荷重$\left(=\dfrac{V}{V_m}\right)$
Φ_U ： マクロエレメント照査に用いる部分係数

Q_u ： 静力学公式により求まる極限支持力
A ： 載荷面積
c ： 支持地盤の粘着力
q ： 上載荷重
γ ： 地盤の単位体積重量
N_q ： サーチャージ項の支持力係数
N_c ： 粘着力項の支持力係数
N_γ ： 地盤自重項の支持力係数
S_q ： 基礎の寸法効果を考慮するためのサーチャージ項の補正係数
S_c ： 基礎の寸法効果を考慮するための粘着力項の補正係数
S_γ ： 基礎の寸法効果を考慮するための地盤自重項の補正係数

α, β : 長方形基礎・正方形基礎に対する形状係数
κ : 根入れ効果に対する割り増し係数
D_f : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ
Φ_c : 静力学公式の粘着力項に与える補正係数

H_{BQd} : 設計水平作用力
H_{BRU} : 最大せん断抵抗力(=H_{u0})
H_{SQd} : 根入れ部に作用する設計水平作用力
H_{SRU} : 根入れ部の水平支持力(=Pp_0)
H_{u0} : 推定式より求める基礎底面の最大せん断抵抗力
ΣH_{u0} : せん断抵抗力H_{u0}と水平支持力Pp_0を足し合わせた水平抵抗力
H_{ue} : 模型実験より得られた基礎底面の最大せん断抵抗力の実測値
ΣH_{ue} : 根入れのある模型実験より得られた基礎の水平抵抗力の実測値
Pp_0 : 推定式より求める水平支持力
P_{pe} : 模型実験より得られた根入れ部の水平支持力の実測値
c_B : 基礎底面と地盤の間の付着力
ϕ_B : 基礎底面と地盤の間の摩擦角
A_e : 有効載荷面積
Φ_{HRU} : 基礎底面のせん断抵抗力照査に用いる部分係数
Φ_{SRU} : 根入れ部の水平支持力照査に用いる部分係数

λ_Q : 荷重のバイアス
λ_R : 抵抗のバイアス
COV_Q : 荷重の変動係数
COV_R : 抵抗の変動係数
Ψ : 荷重係数
Φ : 抵抗係数
μ_{FS} : 現在の設計で用いている安全率
β : 信頼性指標
β_T : 目標信頼性指標

第１章　はじめに

1.1 研究の背景

我が国において道路法に規定される道路上の橋梁については，道路法30 条[1)]，さらにはこれを受けた道路構造令35 条[2)]の規定するところにより，国土交通省令にて構造の基準に関して必要な事項を定めるものとされている．国土交通省令である道路構造令施行規則では，当該橋等に作用する荷重及びこれらの荷重の組合せに対して十分安全なものでなければならないと規定されている．また，これら法令の解釈として通達されている「橋，高架の道路等の技術基準」(一般には「道路橋示方書」と呼ぶ．)において，構造に関する具体的な規定が示され，同基準に従い道路橋の設計が行われている．このような位置づけから，同基準の意図するところは本来明確に示されるべきであるが，長らく仕様規定として基準の内容が定められてきたこともあり，「要求性能」・「評価指標」・「照査基準」及び「検証方法」という設計基準の骨格に関して，その規定の意図がこれまであまり明確に示されてこなかった．とりわけて，自然物である地盤の物性に依存する基礎の安定照査法については，所を変えた再現性が人工物ほどには期待できず標準化に際しての課題となるが，性能規定化を前提とした場合には工学的に可能な限り説明性を確保する必要がある．

現在，道路橋示方書については，技術基準の国際的整合への対応を図るとともに，品質を確保しつつより合理的な道路橋の整備を可能とするため，要求性能の明確化，及び仕様の充実化に向けた次期改定のための調査検討が行われており，性能規定化に対応した設計法導入の検討が進められている．例えば，現在用いられている基礎構造物の支持力の安全率は，経験等に基づき設定されてきたものであるが，より合理的な設計に資するためには，安全率の設定の考え方や設定方法を示し，根拠を明らかにしていくことが求められる．すなわち，地盤抵抗の計算に用いる地盤パラメータ，抵抗値を計算するモデルのモデル誤差，部材の材料特性，荷重のモデル誤差や統計的なばらつきなどの各種要因ごとに不確実性の大きさを評価し，個々の不確実性の要因が設計結果に与える影響を反映させて安全率を設定する方法を用いることで，こうした不確実性を低減させる技術が合理的に設計結果に反映され，技術の進歩を促していくことにつながる．

これまで杭基礎に関しては，安定照査上の工学的な限界点を定義するとともに，多数の載荷試験データに基づき検証した支持抵抗の推定精度を踏まえ，一定の信頼性を確保するための照査基準として抵抗係数の検討が行われてきたところである[3) 4) 5) 6) 7)]．本研究では，杭基礎と同様に橋梁基礎として比較的使用実績の多い直接基礎を対象とし，平板載荷試験や模型実験より実挙動を統計的に分析しながら，基礎として要求される性能とその要求性能の照査に相応しい照査方法について検討し，照査に用いる抵抗係数を提案することを試みた．

1.2 道路橋の要求性能と基礎の状態

橋の要求性能に関して，常時，暴風時及びレベル 1 地震時においては，「橋の健全性を損なわない」こと，すなわち，「設計供用期間内に発生する確率が高い荷重に対し，橋全体系として力学特性が弾性域を超えない状態であること」が基本とされている．その中で，橋の機能に照らして橋の要求性能を満足させるための基礎の設計を考えるとき，上部構造をどのような状態で支持するのか，上部構造からの荷重に対してどのような復元力を確保するかという観点から基礎の状態を照査する必要がある．平成 14 年道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編[8](以下，「H14 道示」という)において基礎の安定についての概念は以下の通り示されている．

> H14 道示 9.2(1)　条文
>
> 基礎は常時，暴風時及びレベル 1 地震時に対し，支持，転倒及び滑動に対し安定であるとともに，基礎の変位は許容変位以下とする．このとき，許容変位は，橋の健全性を保持するように，上部構造及び下部構造から決まる変位を考慮して定めるものとする．

この条文に示されている照査の意図するところとして，支持，転倒及び滑動に対し安定であることは，極限状態に対して十分な安全性を有していることを担保するためのものである．また，下部構造から決まる変位とは，地盤の塑性化による顕著な残留変位を生じさせないためのものであり，上部構造から決まる変位とはいわゆる使用状態に関係するものである．すなわち，許容支持力という抵抗力もしくは許容変位という変位を工学的な指標とし，極限に対して大きな余裕があること，弾性限界に達しないこと，そして基礎の変位が上部構造に悪影響を与えないことを照査している．常時，暴風時及び地震時に橋が要求される性能と，それを担保するための基礎の状態との関係は，表–1.2.1 のように整理される．特に，常時・暴風時・レベル 1 地震時においては(C) にあるように，供用中にこの限界点に達しなければ，常に変わらぬ地盤反力特性を期待できるとともに，基礎は地盤の塑性化に伴った顕著な残留変位を伴うような状態には至らないとするものである．

レベル 2 地震時においては，「速やかな機能回復が可能，もしくは落橋しない」こと，すなわち，「供用期間中に生じる可能性が低いレベル 2 地震動を受けても，橋は，速やかな機能回復が可能な状態にとどまること，又は，地震による損傷が橋として致命的にならない状態にとどまる状態であること」が基本とされている．なお，直接基礎については，十分堅固な地盤に設置され支持力について余裕があると考えられること，また，これまで地震時に過大な沈下や傾斜が生じ地震後の橋の供用に影響を与えた事例は無いことから，経験的に，常時，暴風時及びレベル 1 地震時に対して適切な設計がなされれば，レベル 2 地震時にも，橋の性能に影響を与える過大な残留変位は生じないと考えられ，レベル 2 地震時の基礎の照査は省略してよいものとされている．

表–1.2.1　橋に求められる性能と基礎の状態の関係

想定している荷重状態	橋に求められる性能	基礎の状態
常時	橋として健全性を損なわない	以下の(A)から(C)を満足する. (A) 十分に安全な状態であり, (B) 基礎の各部材の力学特性が弾性域を超えることなく, (C) 基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じてない状態
暴風時 レベル 1 地震時		
レベル 2 地震時	速やかな機能回復が可能，もしくは落橋しない	(A) 最大強度を発揮している状態を超えず, (B) 地震中，および地震後にも安定して復元力が得られ, (C) 復旧に支障となる残留変位が生じない状態

1.3 杭基礎の安定照査

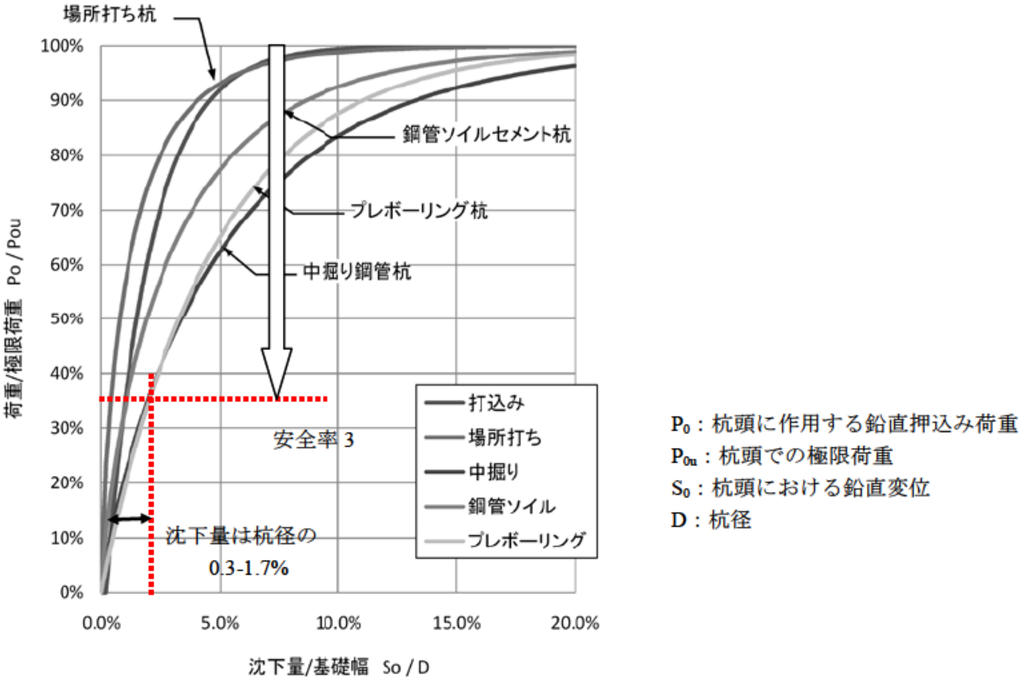
1.3.1 常時・暴風時・レベル 1 地震時における杭基礎の安定照査の意図

常時・暴風時・レベル 1 地震時における杭基礎の安定照査は，基礎を構成する部材である各杭の挙動に着目して行う. すなわち, 安定照査上, 最も厳しい状態にある一本の杭を対象として照査される. 照査では，基礎に作用する鉛直荷重が基礎の許容支持力以下であること，さらに，基礎に生じる変位が，下部構造から決まる許容変位と上部構造から決まる許容変位のいずれか小さい方の値以下であることを確認する. この杭基礎に関する照査手法の検討は, 文献 3) 4) 5) 6) 7) に詳しく示されているが, ここでは，これまでの杭基礎に関する研究成果にて得られた知見を簡潔に示す.

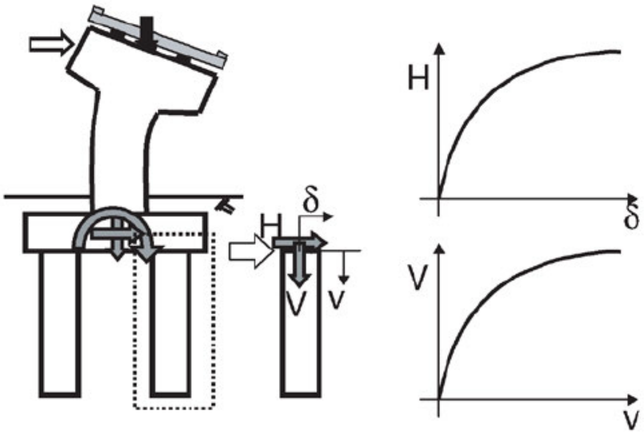
まず，死荷重や活荷重といった常時に作用する鉛直力に対する照査について示す．合計 300 例以上の載荷試験を収集してデータベース化し，そのうち降伏支持力を超えた載荷がなされている約 40 件の載荷試験結果について荷重・沈下関係の近似結果を統計処理し，平均的な挙動を求め限界状態を定義している[9)]．この結果，杭の鉛直載荷試験の結果から得られる荷重・沈下関係は指数関数で近似することが可能であり，指数関数の降伏点は，載荷試験の第 1 限界点(極限支持力の 0.6 倍程度)を近似すること，杭径の 10%沈下時を極限支持力とすることの有意性も明らかとなっている．図–1.3.1 に杭種別に載荷試験データを一般化した荷重・沈下関係(指数関数)を示す．H14 道示では極限支持力を安全率 3 で除した値を許容支持力とし作用荷重がこれを超えないことを照査している．載荷試験結果より極限支持力を 3 で除した荷重に達した時の沈下量は杭径の 0.3 %から 1.7 %となり, 杭径 1mでは 0.3cm～1.7cm，杭径 1.5ｍでは 0.45cm～2.5cmである．このH14 道示における設計法で設計された杭基礎においては，有害な沈下が生じた事例が報告されていないことから，即時沈下をこの程度に抑えておけば長期的にも上部構造に影響が出ないと考えられる．仮に偏心傾斜荷重が基礎に作用しても，最も荷重条件が厳しい杭にて沈下量が限定されるように設計されていることから，杭基礎全体系としての不同沈下が生じる可能性も極めて小さく制限されている.

次に，鉛直力に加え曲げモーメントや水平力といった組合せ荷重が作用する暴風時・レベル 1 地震時を考える．図–1.3.2 に，組合せ荷重を受ける杭基礎の挙動の模式図を示す．図に示すように，上部構造の応答に応じて橋脚を介して基礎に作用する鉛直力・水平力・曲げモーメントは，各杭の杭頭に作用する鉛直力V と水平力H (及びモーメントM) に置き換えられる．このとき，剛体と見なし得るフーチングを介して杭体を結合した形式の杭基礎の支持力問題では，一般に鉛直力と水平力の連成効果に対して変位法が用いられ，各杭に作用する杭頭鉛直反力が許容支持力以下であること，及び発生水平変位が下部構造から決まる許容変位以下であることが照査される．鉛直支持力に対しては，安全余裕を 2 相当としておけば鉛直力を受ける杭の荷重・変位曲線の降伏点を超えないので，杭は可逆挙動をすることが担保され，地震時のような一時荷重に対して沈下の累積や不同沈下は無く，杭基礎の転倒の照査は不要である．また，水平方向の照査に対しては，杭の水平載荷試験から得られる荷重・変位関係より，地盤から決まる降伏支持力(極限支持力の約 0.6 倍) に対応する降伏変位は，平均して杭径の 5‐ 6 %程度であることが明らかになっている[4) 6)]．たとえば比較的小径である杭径 600 mm の場合には 1.5 cm は杭径の 2.5 %である．したがって，杭頭にて杭径の 1 %もしくは 2.5%の変位が生じても，地盤の水平抵抗は降伏に達しておらず，杭の材料が降伏しないことが別途照査されていれば，杭は可逆挙動することが担保されていることになる．

このように，橋に求められる性能との関係から上部構造をどのような状態・反力特性で支持するのかという観点から基礎の限界状態が定義され，基礎の安定を照査するための工学的指標や限界点に至るまでの挙動を評価するための数値モデルについても，上部構造からの荷重による着目限界点を念頭においた載荷試験結果の分析に基づき設定されるなど，橋の要求性能を照査するに相応しい照査法が構築されている．



図–1.3.1　鉛直載荷試験より得られた杭基礎の荷重・沈下関係



図–1.3.2　組合せ荷重(V，H，M)を受ける杭の挙動の概念図

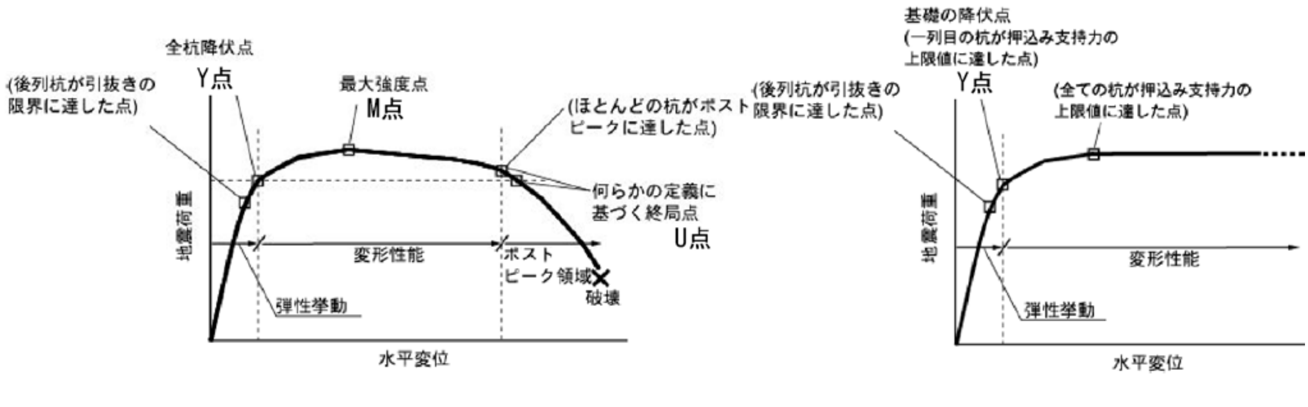
1.3.2 レベル 2 地震時における杭基礎の安定照査の意図

常時・暴風時・レベル 1 地震時の場合，基礎を構成する部材の弾性挙動範囲内で照査を行うため，各杭の挙動に着目するが，レベル 2 地震時の場合には，基礎を構成する部材の可逆的な挙動を超えた領域における基礎の性能に関して照査を行うため，基礎全体系の挙動に着目することになる．

図–1.3.3 に杭基礎が地震力を受けるときの挙動を示す．全体系の荷重・変位曲線を特徴づける点として，基礎の系としての 1) 降伏点(Y 点)，2) 最大強度点(M 点)，3) 強度低下が著しくなり始める，

もしくは基礎の復旧が極めて困難になる点(U 点) がある．設計上の基礎の降伏とは，Y 点を指すものであり，基礎の全体挙動における水平力・水平変位関係の中で，上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める点である．H14 道示では，杭基礎の場合のこの Y 点の目安として，(i) 全ての杭において杭体が塑性化する，(ii) 一列の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達するといういずれかの状態に達したときとされる．ここで，(i) が部材の塑性化に伴うものであり，(ii) が支持力に起因するものである．部材の塑性化に伴って降伏する場合の基礎の挙動は図–1.3.3(a)，支持力に起因して降伏する場合の挙動は図–1.3.3(b) のようになる．図に示すような杭基礎の損傷過程に対し，橋梁の他の部位に比べて相対的に基礎の損傷の確認や補修は困難であることから, 原則として Y 点を超えないものとして設計される．たとえ塑性化を許容する場合であっても主たる塑性化は橋脚とし，基礎は副次的な塑性化にとどまることが原則とされている．このように副次的な塑性化を許容する場合にも，系として最大強度を超えずかつ復元力を失うような状態に対して余裕を持った状態を担保するために定められた許容塑性率内にとどまることが照査される．

これを踏まえ杭基礎については，組杭基礎の全体挙動について研究[4] が進められ，橋梁の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつレベル 2 地震時の設計状況を想定し，限定的な損傷のもと機能の回復が速やかに行いうるための杭基礎の限界点について工学的意義を明確にし，許容され得る塑性率の制限値に関しても提案されている．



(a) 杭の曲げ損傷が系の非線形挙動を支配する場合　　(b) 杭の支持力が系の非線形挙動を支配する場合

図–1.3.3　群杭の損傷と水平支持の関係の模式図

1.4 常時における直接基礎の安定照査法の現状と問題点

直接基礎の安定照査について，H14 道示で規定されている常時の照査項目を表–1.4.1 に示す．鉛直力が卓越し，偏心傾斜荷重の影響が小さい常時においては，死荷重や活荷重に起因する鉛直力に対する支持力の確保が問題となる．そこで，鉛直支持力に着目すると，基礎底面の鉛直最大地盤反力が，剛塑性理論により求めた基礎底面地盤の極限支持力を安全率 3 で除した許容鉛直支持力を超えない

ことを照査する．しかしながら，剛塑性理論により得られる極限支持力については変位とは関連づけられたものではないため，極限荷重に対し安全率 3 を確保することをもって過大な沈下を防ぐこととはならない．このため，基礎底面における地盤反力度の最大値を制限することによって，基礎の過大な沈下を避ける方法が採られている．

極限支持力に対する安全率についても，最大地盤反力度の上限値についても，いずれもこれまでの経験や実績により一定の妥当性が実証されてはいるものの，その設定の根拠は必ずしも明確でない．このため，直接基礎の挙動についても杭基礎と同様にその荷重・沈下関係に着目し，基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じてない状態や過大な沈下を招くことのない状態について検討し，どの状態に対してどの程度の安全余裕を確保するべきであるのか明確にする必要がある．

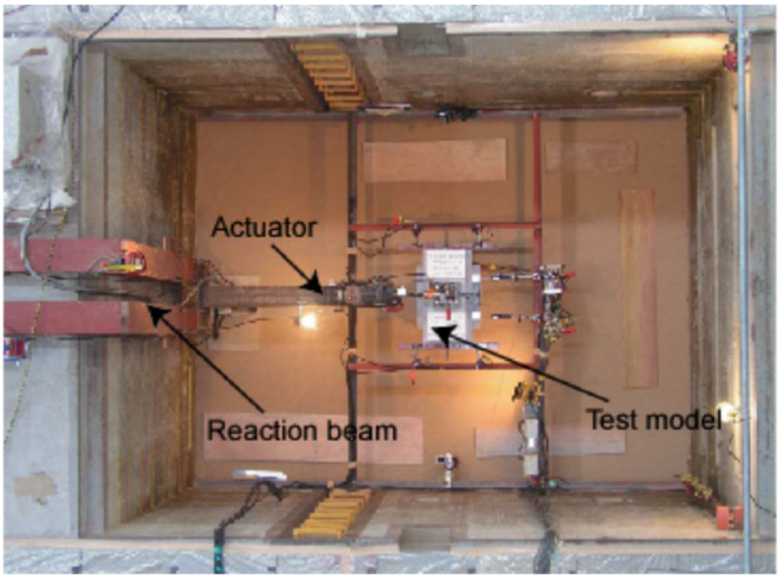
表–1.4.1　直接基礎の安定照査(常時)

	照査内容
支持	• 基礎底面の鉛直地盤反力≦基礎底面地盤の許容鉛直支持力(安全率 3) • 基礎底面の鉛直地盤反力度≦最大地盤反力度の上限値 (基礎底面の支持地盤が岩盤の場合)
沈下	• 基礎底面の鉛直地盤反力度≦最大地盤反力度の上限値 (支持地盤が砂・砂礫の場合）
転倒	• 基礎底面に作用する荷重の合力作用位置は， 底面の中心より底面幅の 1/6 以内とする．
滑動	• 基礎底面の最大せん断地盤反力≦基礎底面地盤の許容せん断抵抗力 (安全率 1.5）

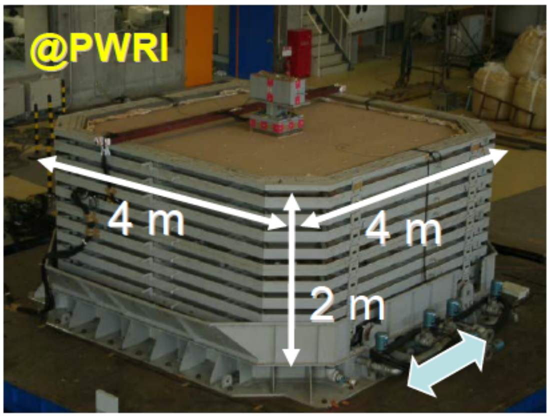
1.5 暴風時及びレベル 1 地震時における直接基礎の安定照査法の現状と問題点

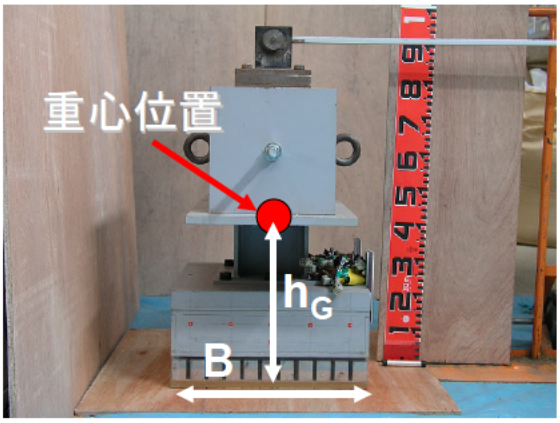
1.5.1 暴風時及びレベル 1 地震時における直接基礎の挙動の特徴

直接基礎の場合には支持力や荷重・変位関係に，鉛直力・水平力・曲げモーメントの連成効果が認められ，繰返し水平力や曲げモーメントを受ける場合には，仮に鉛直力が一定であっても底面地盤の両端部からの局部的な塑性化に伴って基礎に沈下が生じることが繰返し模型載荷実験[10)]及び振動台実験[11)]の結果から明らかにされてきた．模型載荷実験は，土木研究所基礎特殊実験棟内にある深層土槽を用いて行われたものであり(図–1.5.1 参照)，振動台実験は，土木研究所振動台実験施設内にある三次元大型振動台を用いて行われたものである(図–1.5.2 参照)．これらの実験概要や実験結果については，第 3 章及び文献 10) 11) に詳しく示されている．ここでは，暴風時・レベル 1 地震時における直接基礎の挙動の特徴を示すために結果の一部を紹介する．



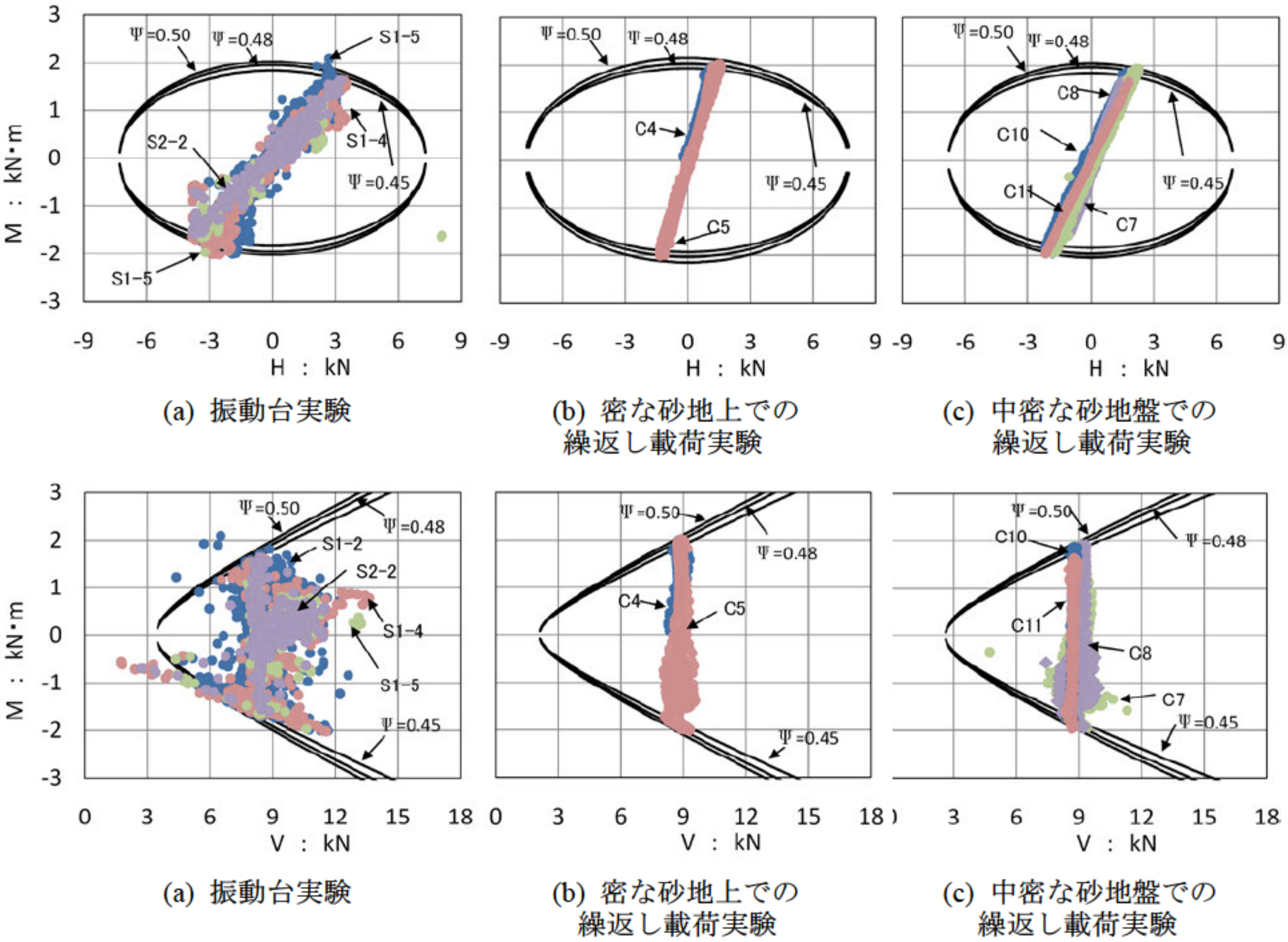

図–1.5.1　模型載荷実験装置の概要





図–1.5.2　振動台実験装置の概要

図−1.5.3 に繰返し模型載荷実験[10)]及び振動台実験[11)]より得られた基礎底面に作用する荷重履歴を示す．図中に示す曲線は，3.2 に述べる支持力曲面式から求められる偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力である．これより鉛直力は一定である一方で水平力と曲げモーメントは比例関係を保ちながら大きく変動していることが確認できる．



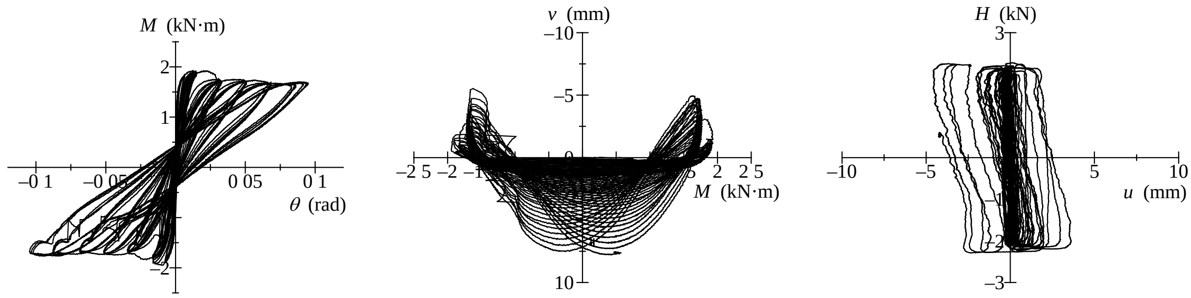
(a) 振動台実験　(b) 密な砂地上での繰返し載荷実験　(c) 中密な砂地盤での繰返し載荷実験

(a) 振動台実験　(b) 密な砂地上での繰返し載荷実験　(c) 中密な砂地盤での繰返し載荷実験

S1−2, 1−4,1−5 , S2−2：大型せん断土層を用いた振動台実験 [11)]
C4, C5, C7, C8, C10, C11：繰返し載荷実験結果 [10)]
V：基礎底面の鉛直力
H：基礎底面の水平力
M：基礎底面の曲げモーメント
ψ：支持力曲面形状を表すパラメータ
※H-M 曲面　(曲線は V＝ 死荷重のときの支持力曲面断面を表す)
※M-V 曲面　(曲線は H＝Case S1-2, C4, C10 それぞれで最大 M が生じたときの H を代入したときの支持力曲面断面図)

図−1.5.3　繰返し模型実験及び振動台実験による基礎の挙動を示すH−M関係とV−M関係の一例[10) 11)]

また，図‒1.5.4 に繰返し模型載荷実験[10] より得られた基礎の荷重・変位関係の履歴ループを示す．繰返し載荷試験は，模型死荷重(上部構造・橋脚・基礎)以外の鉛直力は作用させておらず，試験中は鉛直力が一定であったが，鉛直力Vが一定であっても地震力によって生じる水平力H・曲げモーメントMとの連成効果により残留水平変位u_{res}や残留回転角θ_{res}だけでなく残留沈下v_{res}も生じていることがわかる．そして，この影響は特に荷重が大きくなると顕著に表れている．このことは，組合せ荷重を受ける場合には，鉛直方向の照査においても水平力や曲げモーメントの影響も考慮して沈下を評価しなければならないことを示している．



(a) M – θ_{res} (残留回転角)　関係　　(b) M – v_{res} (残留沈下量)　関係　　(c) H – u_{res} (残留水平変位) 関係

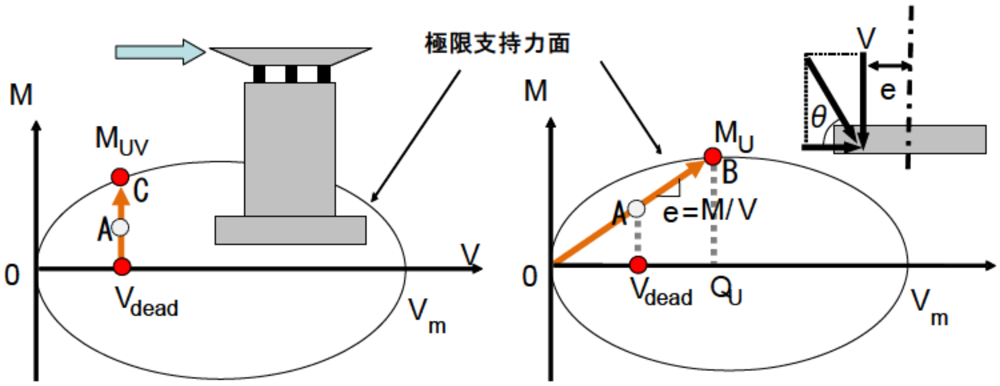
図‒1.5.4　繰返し模型載荷実験より得られた履歴ループの一例[10]

1.5.2 暴風時及びレベル 1 地震時における直接基礎の安定照査法の現状と問題点

直接基礎の安定照査において，H14 道示における暴風時及びレベル 1 地震時の照査項目を表–1.5.1 に示す．H14 道示では，転倒に対する照査として荷重偏心量が制限値以下であること，滑動に対する照査として作用水平力H が基礎底面地盤の最大せん断抵抗力H_U を安全率 1.2 で除した許容せん断抵抗力を超えないことを照査する．また，鉛直支持力に関しては，作用鉛直力が荷重の偏心・傾斜を考慮した極限鉛直支持力を安全率 2 で除した許容支持力以下であることを照査する．前述したように，直接基礎の場合，支持力や荷重・変位関係は，鉛直力V・水平力H・曲げモーメントMの連成効果が認められるため，これらの影響を総合的に考慮した照査を行うこととなる．しかしながら，荷重の偏心・傾斜を考慮した極限鉛直支持力に対して安全率を確保することによって，基礎の残留沈下・傾斜量をどの程度抑制することができているのかに関しては，必ずしも明確にはなっていない．さらに，H14 道示において，偏心・傾斜を考慮した照査手法の問題点として，実際の荷重経路と極限支持力の計算で仮定している荷重経路の不整合が挙げられる．図–1.5.5 に支持力照査と荷重経路の関係を示す．H14 道示の設計では，図–1.5.5(b) に示すとおり，死荷重状態であるA点より，偏心e，傾斜θ一定のもと，鉛直力V・水平力H・曲げモーメントMを比例的に増加させ，最終的にB点に至らないようにB点から所定の安全余裕を確保することを照査している。しかし，実際の荷重経路は，1.5.1 で示した振動台実験や繰返し模型載荷実験で明らかにされているように，死荷重一定のもとA点からC点に向けて，水平力H・曲げモーメントMが増加し極限支持力面に至るといった図–1.5.5(a) のような挙動を示す．このように，実際の挙動を考えると，支持力という観点では，鉛直力一定のもとでC点のM_{UV} に対し所定の安全余裕を確保できるようにMを照査すべきである．この問題は，構造部材設計における曲げモーメントと軸力の考え方とも関係がある．構造部材設計での部材の曲げに対する照査は，図–1.5.6 に示すように軸力一定のもと発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超えないことを照査しており，部材設計における曲げモーメントと軸力の考え方と支持力計算における鉛直力の考え方は整合していない．ただし，このような照査上の問題はあるものの，圧密沈下などの長期的な地盤沈下による影響を除けば，結果として既往の設計において基礎に顕著な残留沈下や傾斜が生じた事例は殆ど無い．これは，H14 道示で設計された基礎の照査にあっても，偏心傾斜量を制限するための照査が個別に存在することも寄与しているものと考えられる．しかし，現実的にはありえない荷重履歴に対し極限支持力から安全率を確保することで基礎の安全性を照査していることは，照査の意図するところがわかりづらく，また，安全率に対する工学的な根拠も明確にできない．これを改善するためには，これまでの設計で行ってきたように剛塑性理論に基づく支持力問題とするよりも，残留する不具合を意識した設計体系に移行することが照査としてもわかりやすく，かつ合理的であると考えられる．

表−1.5.1　直接基礎の安定照査

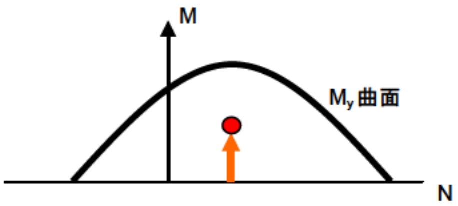
	暴風時及びレベル 1 地震時
支持	• 基礎底面の鉛直地盤反力≦基礎底面地盤の許容鉛直支持力(安全率 2) • 基礎底面の鉛直地盤反力度≦最大地盤反力度の上限値 (基礎底面の支持地盤が岩盤の場合)
変位	−
転倒	• 基礎底面に作用する荷重の合力作用位置は， 底面の中心より底面幅の 1/3 以内とする．
滑動	• 基礎底面の最大せん断地盤反力≦基礎底面地盤の許容せん断抵抗力(安全率 1.2)



(a)実際の荷重経路　　(b)H14 道示における支持力計算

V_{dead}：基礎底面に作用する死荷重
V_u：組合せ荷重を受けたときの極限鉛直支持力
V_m：中心鉛直荷重時の極限鉛直支持力
M_u：極限支持力曲面に達した時の基礎底面に作用する曲げモーメント
e　：基礎中心からの荷重の偏心量
θ：傾斜角

図−1.5.5　支持力照査と荷重経路の関係



図−1.5.6　部材設計におけるM−N関係

1.5.3 レベル 2 地震時における直接基礎の安定照査法の現状と問題点

直接基礎は良質な地盤条件の下で建設される．また，H14 道示の直接基礎の設計法では，支持力の照査を満足することに加えて，常時に過度な沈下が生じないように地盤反力度の上限値が制限され，また，供用中に遭遇する可能性が高い規模の地震動(レベル 1 地震) に対して基礎が過度に浮き上がることのないように底面浮上り幅の制限が加えられている．そして，実際には後二者の制限値が基礎の寸法を決定することが多い．これまで地震時に過大な沈下や傾斜が生じて橋の地震後の供用性に影響を与えた事例は稀であることから，このようにして設計された直接基礎は，レベル 2 地震のような大地震に対しても十分な耐震性を有していると考えられている．このため，経験的に，常時・レベル 1 地震時に対して適切な設計がなされれば，レベル 2 地震時にも橋の性能に影響を与える過大な残留変位は生じないと考えられ，レベル 2 地震時の基礎の照査は省略してよいものとされてきた．一方で，地震時には部分的な浮上りを許容した設計を行っていることから，基礎端部の浮上りによる非線形挙動が生じ，かつその反対側の端部直下に荷重が集中することで地盤が塑性化し，沈下が累積することも懸念される．このような直接基礎の大変形挙動に関する新たな知見をもとに，レベル 2 地震時における直接基礎の安定照査についても検討が望まれる．

1.6 研究の目的と概要

本研究の目的は，直接基礎の安定照査法に着目し，道路橋の「要求性能」に相応しい「評価指標」「照査基準」「検証方法」に関して,性能規定化を進める過程で課題とされてきた事項を踏まえながら，その工学的な意義や根拠について述べることにある．前述した課題を背景としつつ，以下の 2 点に着目する．

(1)　要求する性能に相応しい「限界点」と「検証方法」の提案

要求性能に応じた安定照査を具現化するために，直接基礎の実挙動に対応する工学的に有意な限界点の定義を試みる．これを受けて，応答値を求めるためのモデル化を検討し,「検証方法」として提案する．

(2)　限界点の推定精度を考慮した信頼性指標の評価及び部分係数の提案

直接基礎の安定照査上の限界点について,その推定精度を多数の載荷試験データをもとに評価し，一定の信頼性を確保することを前提に信頼性指標の評価を行う．そして，荷重抵抗係数設計法に必要となる部分係数を提案する。

本文の構成は図–1.6.1 に示すとおりである．

1 章では，道路橋の要求性能と基礎の状態を示し，各荷重条件で直接基礎の安定照査の現状と問題点を整理した．

2 章では，常時における直接基礎に対し，過大な沈下を防ぐための照査方法を検討する．常時は，

死荷重や活荷重に起因する鉛直力に対する沈下が問題となることから，中心鉛直載荷における荷重・沈下関係を載荷試験結果に基づき統計的に分析し，荷重・沈下特性の評価を行った．

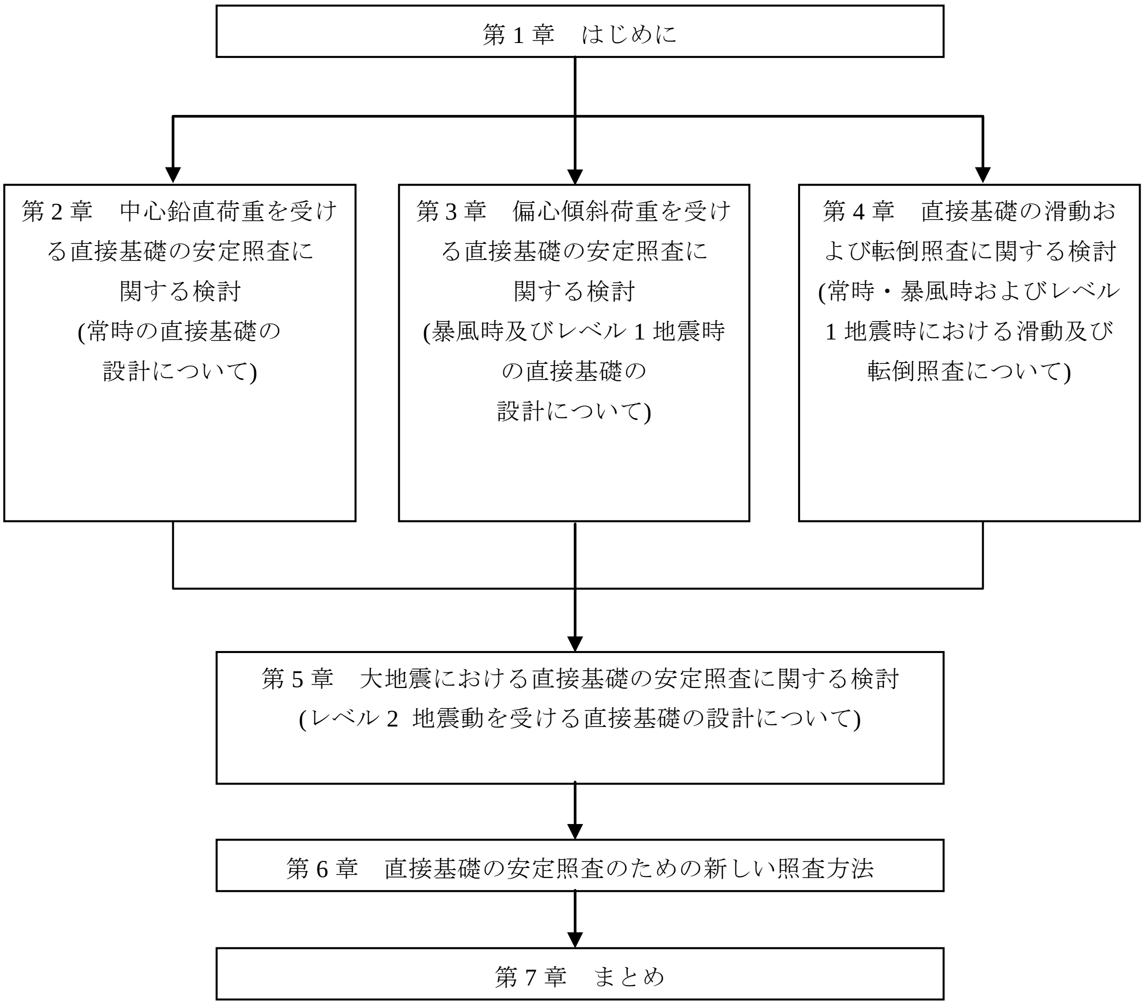
3 章では，暴風時及びレベル 1 地震時における直接基礎に対し，直接基礎の挙動の可逆性を保証するための限界点と，その限界点を評価するための計算モデルについて検証した．暴風時及びレベル 1 地震時は，鉛直力に加えて，水平力や曲げモーメントによる偏心傾斜荷重を受けることから，偏心傾斜荷重を受ける基礎の挙動を表現するためのモデルとしてマクロエレメント理論に基づく支持力曲面式を適用することを提案し，模型実験や振動台実験より得られた結果を踏まえて適用性を検討した．

4 章では，常時・暴風時及びレベル 1 地震時における滑動及び転倒照査について，現行照査の工学的意義を整理した上で，3 章で提案するマクロエレメント理論による弾性限界照査との関係性を確認し，滑動及び転倒照査について確認した．

5 章では，供用期間中に生じる可能性が低いレベル 2 地震といった大地震時の直接基礎の安定性に着目し, 数値解析結果と振動台実験結果の分析を行い, レベル 2 地震時の安定照査について検討した．

6 章では，直接基礎の新しい照査体系について整理し，目標とする信頼性指標の評価と部分係数の提案を行った．

7 章では，以上の成果を要約して総括とした．


第 1 章　はじめに
第 2 章　中心鉛直荷重を受ける直接基礎の安定照査に関する検討
(常時の直接基礎の設計について)
第 3 章　偏心傾斜荷重を受ける直接基礎の安定照査に関する検討
(暴風時及びレベル 1 地震時の直接基礎の設計について)
第 4 章　直接基礎の滑動および転倒照査に関する検討
(常時・暴風時およびレベル 1 地震時における滑動及び転倒照査について)
第 5 章　大地震における直接基礎の安定照査に関する検討
(レベル 2 地震動を受ける直接基礎の設計について)
第 6 章　直接基礎の安定照査のための新しい照査方法
第 7 章　まとめ

図–1.6.1　本文の構成

参考文献

1) 道路法令研究会：道路法令総覧，ぎょうせい, 2007. 9.

2) 道路技術研究会：道路技術基準通達集，ぎょうせい, 2002. 3.

3) 中谷昌一, 白戸真大:深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について, 土木研究所資料, 第 4030 号, 2006. 12.

4) 中谷昌一，白戸真大，井落久貴，野村朋之：性能規定体系における杭の安定照査に関する研究，土木研究所資料, 第 4036 号, 2007. 1.

5) 中谷昌一，白戸真大，河野哲也，中村祐二，野村朋之，横幕清，井落久貴：性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究，土木研究所資料, 第 4136 号, 2009. 3.

6) 中谷昌一，白戸真大，井落久貴，松井謙二：水平力を受ける杭の弾性限界状態に関する研究，土木学会論文集 C, Vol.64, No.3, pp.616-628, 2008.8.

7) Masahiro Shirato, Tetsuya Kohno, and Shoichi Nakatani : Geotechnical criteria for serviceability limit state of horizontally loaded deep foundations , IS-GIFU2009.

8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2002. 3.

9) 中谷昌一，白戸真大，横幕清：杭の軸方向の変形特性に関する研究，土木研究所資料第 4139 号, 2009.3.

10) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，河野哲也，野々村佳哲，浅井隆一：直接基礎の地震時残留変位に関する繰返し載荷実験，土木研究所資料, 第 4027 号, 2007. 2.

11) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，河野哲也，野々村佳哲，浅井隆一，齋藤隆：直接基礎の地震時応答に関する振動台実験，土木研究所資料, 第 4028 号, 2007. 2.

第２章　中心鉛直荷重を受ける直接基礎の安定照査に関する検討

2.1 概説

H14 道示で規定されている直接基礎の常時の照査は，供用に影響するような沈下を生じさせないことを意図しているものと推察される．ただし，照査によってどの程度の沈下量に抑えているか，そして，その程度の沈下量に抑えることで基礎及び橋をどのような状態に留めることを目的にしているのか，という許容値の意図は，必ずしも明らかにされていない．例えば，H14 道示に規定されている設計法では,地盤反力度の上限値の制限を設けることにより過大な沈下量を生じないようにしているが,地盤反力度の上限値は経験的に定められた経緯があり，その制限により担保される沈下量は明確でない．また，極限支持力の評価またはそれを安全率で除した許容鉛直支持力の値は，荷重・沈下関係と関係づけられたものではない．さらに，沈下を生じさせないための照査方法としては，他にも直接的に沈下量を算出して照査する方法や極限支持力を評価してそれに対して安全率を乗じて支持力と沈下量の両方を同時に照査する方法等も考えられる．そこで，本章では，死荷重及び活荷重に起因する鉛直力を受ける常時の直接基礎に対し，現行の設計法で許容している沈下量を明らかにした上で，直接基礎に許容される沈下量及び過大な沈下を防ぐための照査方法を提案することを目的として検討した結果を報告する．

表–2.1.1 に本章の構成と各節での検討概要を示す．上記の通り，現在の常時の照査の意図が明らかにされていない要因は，直接基礎の荷重・沈下関係と各照査の照査値・許容値の関係が明らかにされていないことである．そこで，まず，多数の鉛直載荷試験結果を分析して直接基礎の荷重・沈下関係を一般化し，荷重･沈下関係の形状を決定する工学的な限界点を評価することを検討する． 2.2 では，分析に用いる載荷試験結果を紹介する．そして，2.3 にてこれらの載荷試験結果を地盤種別毎に指数関数で近似し，一般的な荷重・沈下関係を評価する．次に 2.4 にて，2.3 で提案した一般化された荷重・沈下関係に基づき，荷重・沈下関係の形状を決定づける限界点　(極限，降伏)　や，現行の設計法における照査値，すなわち地盤反力度の上限値や地盤の許容支持力において生じる沈下量を確認し，工学的に有意な限界点を定義し，限界点の定量的な評価を行う．最後に，2.2 から 2.4 までの検討結果を踏まえて，2.5 において死荷重及び活荷重に起因する鉛直力を受ける直接基礎に対し，過大な沈下を防ぐための照査方法を提案する．

表–2.1.1　中心鉛直載荷における直接基礎の荷重・沈下関係の検討概要

<table>
<tr><th colspan="2">節</th><th>検討内容</th><th>分析に用いるデータ</th></tr>
<tr><td colspan="2">2.2 分析に用いたデータの概要</td><td>分析に用いた鉛直載荷試験の概要を整理する.</td><td>－</td></tr>
<tr><td>2.3 鉛直載荷試験に基づく荷重沈下曲線の一般化の検討</td><td rowspan="5">課題に対する検討</td><td>鉛直載荷試験より得られた荷重沈下関係を基に指数関数曲線の適用性を検討する.</td><td></td></tr>
<tr><td>2.3.1　現位置大型載荷試験に基づく指数関数の適用性の検討</td><td>現位置大型載荷試験に着目し指数関数曲線の適用性を検討する.</td><td>表2.2.1(a)</td></tr>
<tr><td>2.3.2　平板載荷試験に基づく指数関数の適用性の検討</td><td>平板載荷試験に着目し指数関数曲線の適用性を検討する.</td><td>表2.2.1(d)</td></tr>
<tr><td>2.3.3　平面ひずみ土槽における帯基礎の載荷試験に基づく指数関数の適用性の検討</td><td>平面ひずみ土槽における帯基礎の載荷試験に着目し指数関数曲線の適用性を検討する.</td><td>表2.2.1(c)</td></tr>
<tr><td>2.4　各土質における沈下量の分析</td><td>2.3で整理した荷重沈下関係から沈下量に着目して限界点の定量的な評価を行う.</td><td>表2.2.1(a),(b),(c)</td></tr>
<tr><td>2.5 常時における直接基礎の沈下に対する照査方法の提案</td><td>照査法の提案</td><td>過大な沈下を生じさせないための照査方法を提案する.</td><td></td></tr>
</table>

2.2 分析に用いたデータの概要

表–2.2.1 に，分析に用いた載荷試験データの概要を示す．既往の直接基礎の載荷試験や平板載荷試験等に関する文献・実験結果等の調査を行い，現位置大型載荷試験や平板載荷試験の載荷試験データ[1)] [2)] [3)] [4)]を収集した．表–2.2.1 に示す載荷幅は正方形基礎または長方形基礎の載荷試験の場合は載荷面積の平方根で表しており，表中のBは短辺長，Dは長辺長を示す．また，2 次元の平面ひずみ土槽内に作製された実験地盤上の帯基礎の実験の場合はDを帯幅で示し，これは土槽幅と同じ幅である．

なお，2.3 で後述するように，荷重・沈下関係を指数関数曲線で近似もしくは外挿して整理・考察するため，外挿された曲線が信用できるものであるとみなすためには，載荷試験において地盤の極限支持力近くまで載荷されていることが望ましい．このため，表–2.2.1 に示したデータは，以下に示す条件を満足するものとした．

条件–1　載荷荷重・変位，載荷版寸法及び地盤条件等の基本情報が整っているもの．

条件–2　最大荷重が載荷試験で得られる LogS−LogV 曲線より求めた降伏荷重の 1.2 倍よりも大きいデータが得られているもの．

条件–2 は，載荷荷重不足のために近似精度が不十分であると考えられるデータを排除することを意図している．1.2 倍という数値は，試行錯誤の上，既往の研究成果[6)]を参考にしたが，図–2.2.1 に示すように，条件–2 を満足しないデータは，両対数軸上の荷重・沈下関係が直線状に分布し，折れ点を明確に見出せない傾向にあった．

図–2.2.2～2.2.7 は，分析に用いたデータの諸条件毎の統計量をまとめたものである．図–2.2.2～2.2.5 は，自然地盤で実施した載荷試験の載荷幅として表–2.2.1(a) 及び(b) のデータを集計した結果であり，図–2.2.6～2.2.7 は，表–2.2.1(a) 及び(b) の中から室内試験により内部摩擦角ϕ と粘着力c が得られているデータを対象に，それらの試験で得られた内部摩擦角ϕ 及び粘着力c の度数を集計した結果である．また，図–2.2.8 及び図–2.2.9 には，文献 7) を参考に，実橋の直接基礎における各物性値を示している．　本文で採用したデータの内部摩擦角ϕは，砂・砂礫・軟岩で 40°程度，粘性土で 10°程度であり，実橋における内部摩擦角ϕと同程度である．また，粘着力cは，砂・砂礫・軟岩で 10～100kN/m^{2}程度，粘性土で 50～300kN/m^{2}程度であり，これも実橋における粘着力cと同程度である．なお，実験データの載荷板及び実験供試体の諸元は実橋の諸元に比べて当然小さいが，2.3 において検討しているように，本文で提案する荷重・沈下関係の一般化方法は，諸元の小さなものから諸元の大きなものまで適用できるものであり，諸元の小さなものについても工学的な限界点の定義，沈下量の算出等の検討に用いることができるものと思われる．

表−2.2.1　分析データの内訳[1) 2) 3) 4) 5)]

(a) 原地盤における大型載荷試験

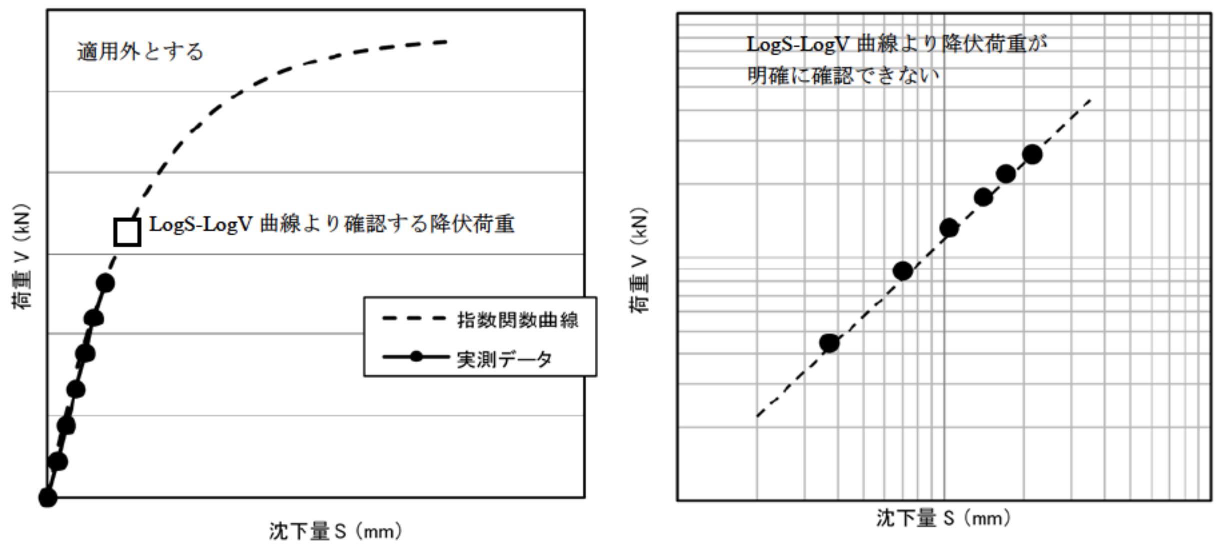
ＩＤ	土質区分	基礎幅 長辺D (mm)	基礎幅 短辺B (mm)	載荷幅 √A=√(B×D) (mm)	単位体積 重量 (kN/m^3)	試験方法及び 土被り圧(kN/m^2)	粘着力 c(kN/m^2)	内部 摩擦角 φ(°)	サンプル数
1	砂質土（自然地盤）	1000	1000	1000	15.28	三軸圧縮試験 (300)	13.7	35.0	5
2		1500	1500	1500	15.28				
3		2500	2500	2500	15.28				
4		3000	3000	3000	15.28				
5		3000	3000	3000	15.28				

(b) 原地盤における平板載荷試験

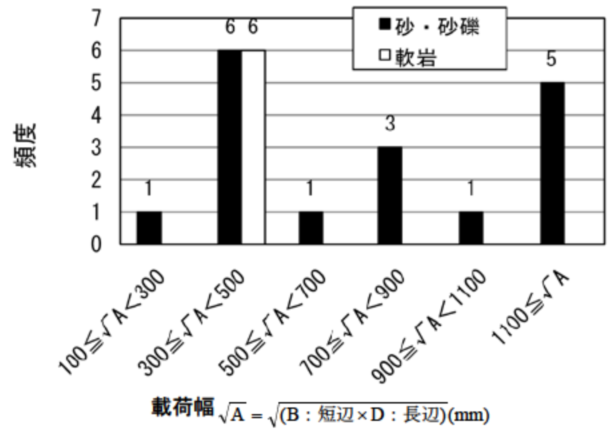
ＩＤ	土質区分	基礎幅 長辺D (mm)	基礎幅 短辺B (mm)	載荷幅 √A=√(B×D) (mm)	単位体積 重量 (kN/m^3)	試験方法及び 土被り圧(kN/m^2)	粘着力 c(kN/m^2)	内部 摩擦角 φ(°)	サンプル数 ():ケーソン内試験
6		200	200	200	20.00	三軸圧縮試験 (300)	14.3	43.9	
7		300	300	300	20.00				
8		400	400	400	20.00				
9		2000	400	894	19.00		102.0	31.0	
10		300	300	300	19.10		50.0	40.5	
11		750	750	750	19.10				
12		300	300	300	19.00	－	－	－	
13		300	300	300	19.00	－	－	－	
14		316	316	316	19.00	－	－	－	
15		316	316	316	19.00	－	－	－	
16		316	316	316	19.00	－	－	－	
17	砂質土（自然地盤）	316	316	316	19.00	－	－	－	23（23）
18		316	316	316	19.00	－	－	－	
19		300	300	300	19.00	－	－	－	
20		316	316	316	19.00	－	－	－	
21		316	316	316	19.00	－	－	－	
22		300	300	300	19.48	－	－	－	
23		300	300	300	19.48	－	－	－	
24		750	750	750	19.48	－	－	－	
25		300	300	300	19.32	－	－	－	
26		300	300	300	19.32	－	－	－	
27		750	750	750	19.32	－	－	－	
28		300	300	300	19.32	－	－	－	
29		300	300	300	18.10	三軸圧縮試験 (100～300)	108.0	42.4	
30		700	700	700	18.10				
31		300	300	300	19.00				
32		400	400	400	19.00				
33		1200	400	693	19.00				
34		2000	400	894	19.00				
35		300	300	300	18.10				
36		1300	1300	1300	18.10				
37		300	300	300	20.00	－	－	－	
38		300	300	300	20.00	－	－	－	
39		300	300	300	20.00	－	－	－	
40		500	500	500	20.00	－	－	－	
41	砂礫（自然地盤）	500	500	500	20.00	－	－	－	25（11）
42		1500	1500	1500	20.00	－	－	－	
43		300	300	300	20.00	－	－	－	
44		300	300	300	20.00	－	－	－	
45		505	505	505	20.00	－	－	－	
46		300	300	300	20.00	－	－	－	
47		316	316	316	20.00	－	－	－	
48		316	316	316	20.00	－	－	－	
49		300	300	300	20.00	－	－	－	
50		300	300	300	20.00	－	－	－	
51		450	450	450	20.00	－	－	－	
52		450	450	450	20.00	－	－	－	
53		316	316	316	20.00	－	－	－	
54		300	300	300	17.29	一面せん断	52.0	10.5	
55		300	300	300	17.29	一面せん断	83.0	17.5	
56		750	750	750	17.29	一面せん断	52.0	10.5	
57		750	750	750	17.29	一面せん断	83.0	17.5	
58		300	300	300	17.42	三軸圧縮	185.0	12.0	
59		300	300	300	17.42	三軸圧縮	228.0	12.0	
60	粘性土（自然地盤）	750	750	750	17.42	三軸圧縮	185.0	12.0	13（13）
61		750	750	750	17.42	三軸圧縮	228.0	12.0	
62		300	300	300	17.29	三軸圧縮	92.5	33.8	
63		300	300	300	17.29	三軸圧縮	85.0	33.8	
64		750	750	750	17.29	三軸圧縮	92.5	33.8	
65		750	750	750	17.29	三軸圧縮	85.0	33.8	
66		300	300	300	17.29	－	－	－	
67		300	300	300	17.30	三軸圧縮	60.0	39.0	6（-）
68		300	300	300	17.30	三軸圧縮			
69		300	300	300	17.30	三軸圧縮			
70	軟岩（自然地盤）	300	300	300	17.30	三軸圧縮			
71		300	300	300	17.30	三軸圧縮			
72		300	300	300	17.30	三軸圧縮			

(c) 人工地盤における平面ひずみ土槽の帯基礎の載荷試験

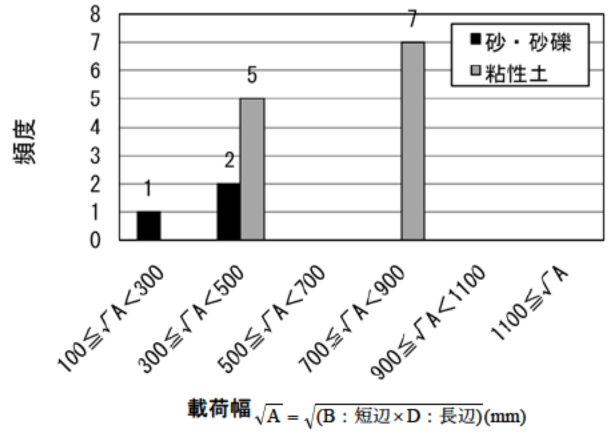
I D	土質区分	基礎幅 長辺D (mm)	基礎幅 短辺B (mm)	載荷幅 $\sqrt{A}=\sqrt{(B\times D)}$ (mm)	単位体積重量 (kN/m^3)	試験方法及び土被り圧(kN/m^2)	粘着力 c(kN/m^2)	内部摩擦角 φ(°)	サンプル数
73		2000	500	1000	15.30				
74		2000	500	1000	15.63				
75		2000	500	1000	15.29				
76		2000	500	1000	15.59				
77		2000	230	678	15.67				
78		2000	230	678	15.22				
79		2000	230	678	16.08				
80	砂質土（人工地盤）	2000	230	678	15.95	ねじりせん断試験	0.0	43.5	15
81		2000	230	678	15.49				
82		2000	230	678	15.26				
83		2000	230	678	15.45				
84		2000	500	1000	15.71				
85		2000	500	1000	15.56				
86		2000	500	1000	15.67				
87		2000	500	1000	16.67				



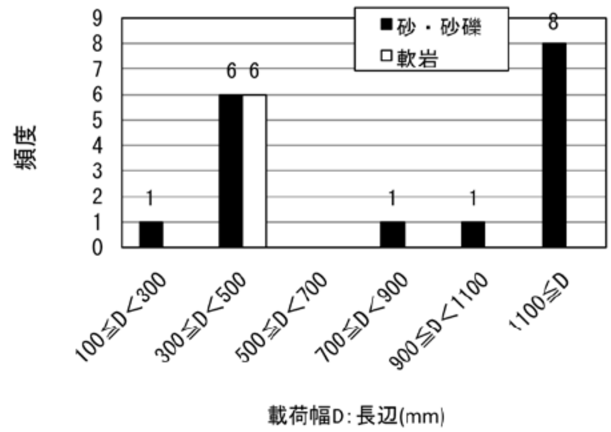
図–2.2.1　載荷試験が降伏荷重×1.2 に至るまで行われていない場合の例



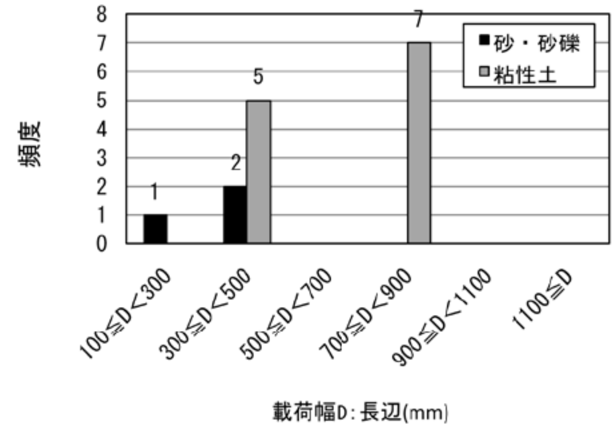
図−2.2.2　自然地盤で実施した載荷試験の載荷幅 $\sqrt{A}$ （Ⅰ種地盤)



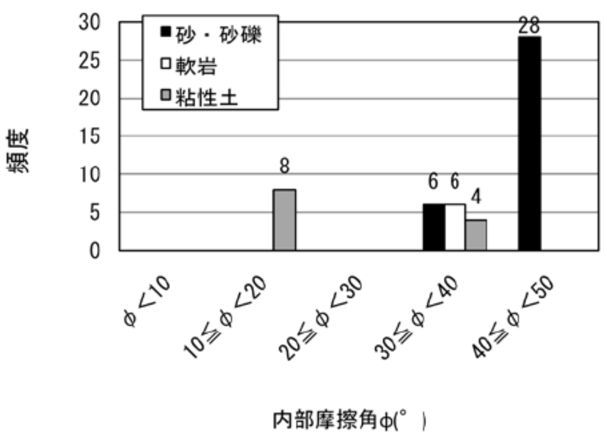
図−2.2.3　自然地盤で実施した載荷試験の載荷幅 $\sqrt{A}$ （Ⅱ種地盤)



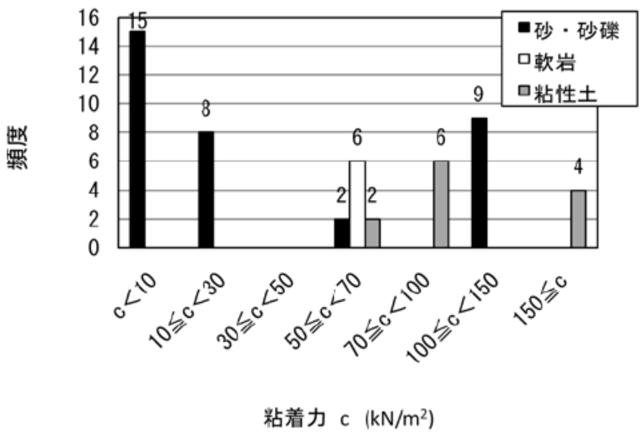
図−2.2.4　自然地盤で実施した載荷試験の載荷幅 D：長辺長(Ⅰ種地盤)



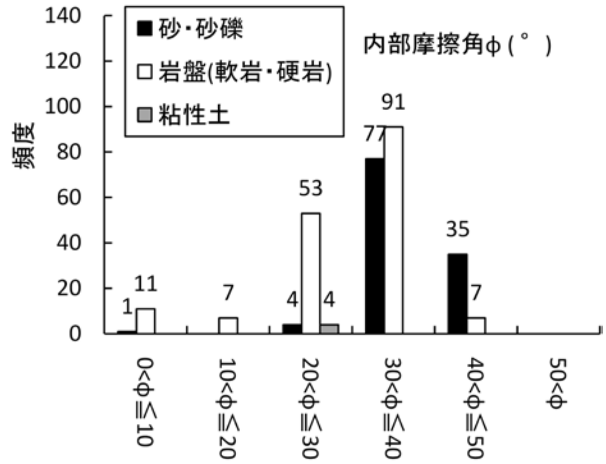
図−2.2.5　自然地盤で実施した載荷試験の載荷幅 D：長辺長(Ⅱ種地盤)



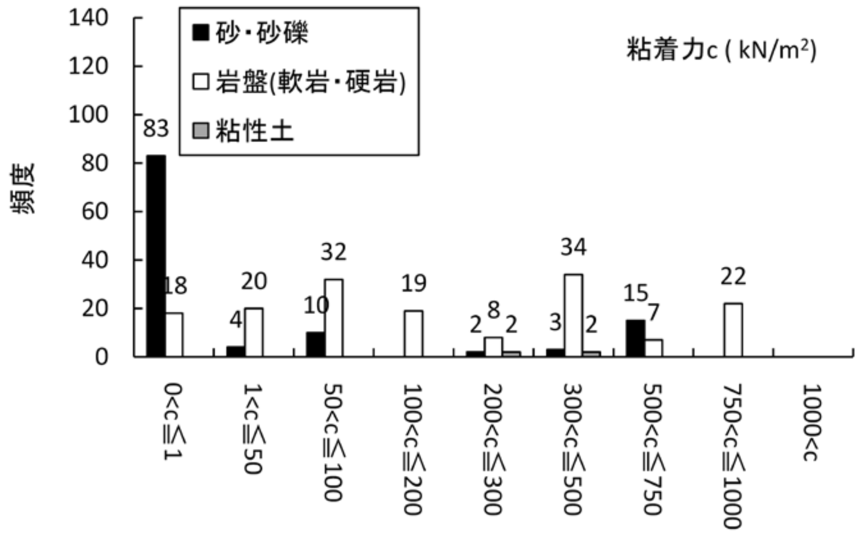
図−2.2.6　室内試験より得られた内部摩擦角φ



図−2.2.7　室内試験より得られた粘着力 c



図–2.2.8　支持層の内部摩擦角φ (°)



図–2.2.9　支持層の粘着力c (kN/m²)

2.3 鉛直載荷試験に基づく荷重・沈下関係の一般化の検討

直接基礎の荷重・沈下関係をモデル化するにあたっては，まず，直接基礎の一般的な荷重・沈下関係を明らかにする必要がある．本節では，2.2 で紹介した載荷試験結果を用いて，直接基礎の荷重・沈下関係を一般化する検討を行い，さらに，一般化した荷重・沈下関係に対して，荷重・沈下関係の形状を決定づける工学的な限界点の評価方法について検討する．

2.3.1 荷重・沈下関係の近似に用いる指数関数

基礎の荷重・沈下関係を地盤の剛性と強度に基づいて推定するための関数式としては，指数関数式の利用が考えられる．ここでは指数関数式の関数形が基礎の支持力や地盤ばねといった設計で用いる

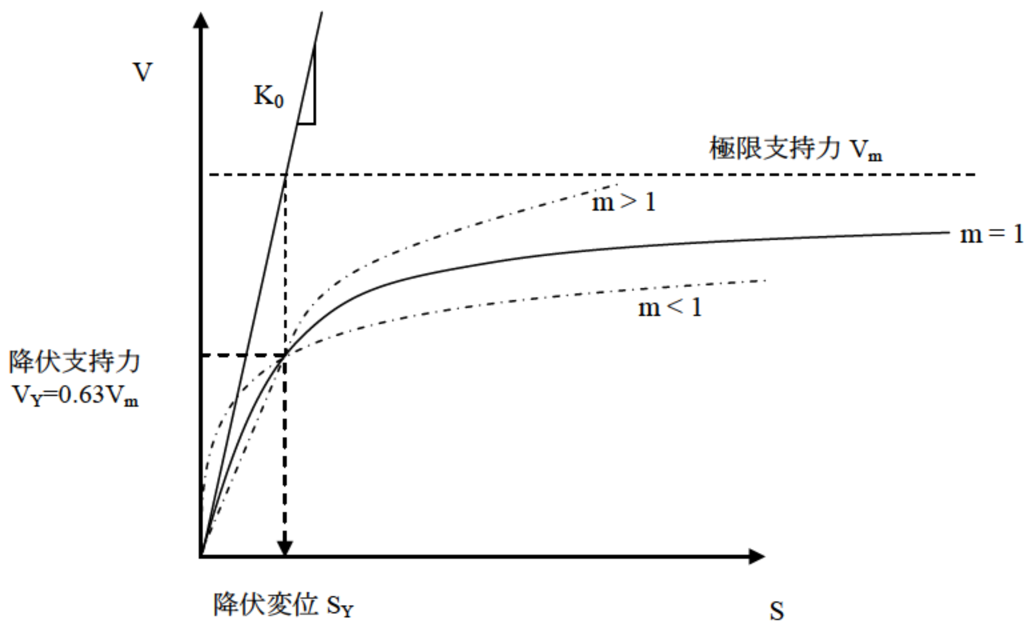
諸量と関連づけられていることに着目して，この指数関数を用いた荷重・沈下関係の一般化を検討する．図–2.3.1 に指数関数式の概要を示す．指数関数式は，宇都らの提案[8]によって特に杭の載荷試験の整理への適用に広く用いられている関数式であり，式(2.3.1)による表現が一般的である．

$$\frac{R}{R_{max}}=1-\exp\left(-\frac{S/D}{S_Y/D}\right)^m=1-\exp\left(-\frac{S}{S_Y}\right)^m \qquad (2.3.1)$$

ここに，R：杭頭荷重，R_{max}：（杭頭）極限支持力，S：杭頭変位量，S_y：降伏変位量，D：杭径，m：変位指数である．なお，式中の変位指数mは図–2.3.1 に示すように曲線の形状を変化させる指数であり，杭の載荷試験結果の荷重・変位曲線は一般にはm=1 で近似可能であるとされているが，より緻密な検討を行う場合にはこれを用いることでバラエティーに富んだ曲線を描くことが出来るとされている[8]．杭については，岡原ら[9]や中谷ら[10]が土質，杭種，施工法の違いなどを変位指数で整理した事例がある．ここでは，同式を式(2.3.2) のように極限支持力V_m及び地盤ばねK_0によって規定される式へと変換し，直接基礎の荷重・沈下関係の一般解として適用することを検討する．

$$\frac{V}{V_m}=1-\exp\left(-\frac{K_0 S}{V_m}\right)=1-\exp\left(-\frac{S}{S_Y}\right) \qquad (2.3.2)$$

ここに，V：作用鉛直荷重，V_m：極限鉛直支持力，$K_0(=V_m/S_Y)$：荷重変位曲線の初期剛性(接線勾配)，S：基礎中心の沈下量，S_Y：降伏沈下量である．



図–2.3.1　指数関数の概要

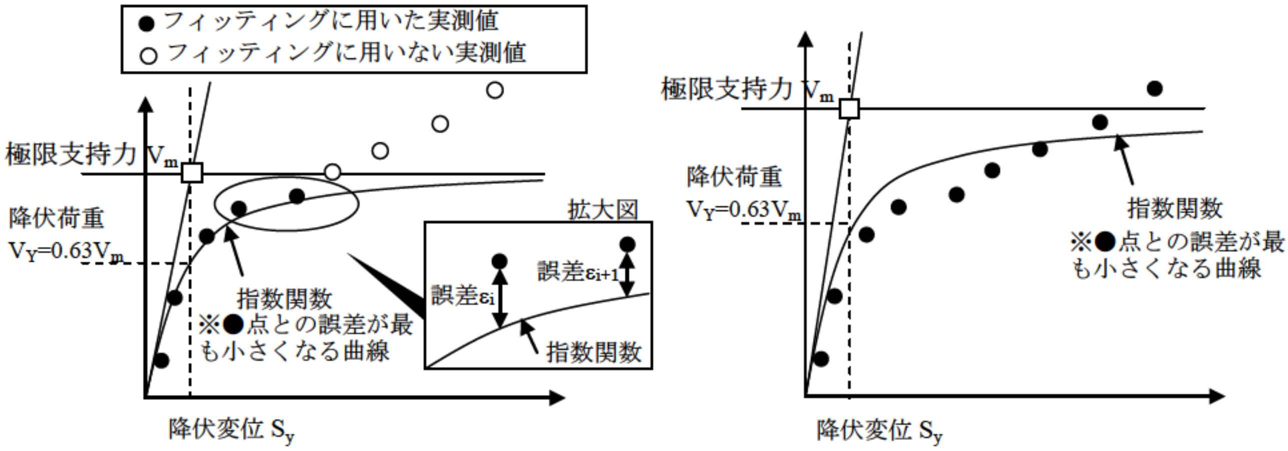
2.3.2 指数関数によるカーブフィッティング

指数関数によるカーブフィッティングは，載荷試験で得られる荷重・沈下関係の特徴を踏まえ，以下の通り行った．カーブフィッティング方法は，文献 8)11)に詳しいが，ここでは概要を簡潔に示す．

図–2.3.2 にカーブフィッティング方法の概要を示す．図中の●点は，カーブフィッティングに用いた実測値であり，○点は，カーブフィッティングには用いなかった実測値である．まず，載荷試験より得られた荷重・沈下関係の実測値(図–2.3.2 の●点)と指数関数曲線による計算値(図–2.3.2 の曲線)の誤差の総和が最小となるように，基準となる指数関数曲線の初期剛性(=極限支持力V_m / 降伏変位S_Y)を収束計算により求める．ここで，誤差の総和とは，図–2.3.2(a)の拡大図に示すように，実測値である●点と指数関数曲線の差分ε_iを各変位レベルで求め，それぞれを二乗して合計した値(=$\Sigma\varepsilon_i^2$)である。次に，同様に実測値と計算値の誤差が最小となるように，降伏変位S_Yと極限支持力V_m(図–2.3.2 の□点)を収束計算により求める．ここで得られた降伏変位S_Yと極限支持力V_mを用いて，式(2.3.2)により指数関数曲線を描くことができる．つまり，降伏荷重まで載荷されていない試験では降伏変位S_Yが決まらず，仮に降伏荷重まで載荷されていてもある程度極限支持力に近い荷重レベルまで載荷されていなければ, 求めた極限支持力V_mが試験により得られたであろう極限支持力と同等のものであるか判断が出来ない．このため，2.2 の条件–2 として定義したように，分析に用いるデータとして降伏荷重の 1.2 倍よりも大きいデータが得られているものを前提としている．さらに，カーブフィッティングに用いる載荷試験の実測値は以下のとおりとした．

a) 方法 1：図–2.3.3 に示すように，荷重・沈下関係よりピーク点が明確に得られ，極限値が確認できる場合は，極限値が確認できたところまでの実測値を用いて指数関数曲線にてフィッティングを行う．この荷重・沈下関係の形状は，平面ひずみ土槽における帯基礎の室内載荷試験で見られ，表–2.2.1(c) のデータに対しては，この方法を適用した．

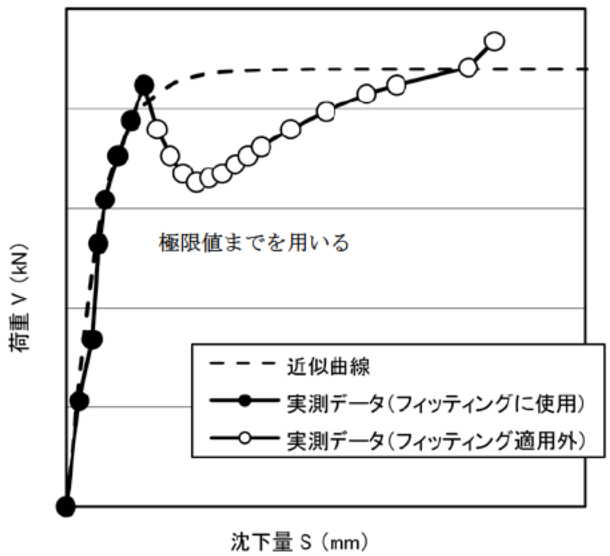
b) 方法 2：図–2.3.4 及び図–2.3.5 に示すように，降伏点を越えても沈下の増加に伴いなだらかに荷重も増加して行き，荷重・沈下関係よりピーク点が明確に得られない場合は，LogS–LogV曲線分析で得られる降伏荷重の 1.2 倍程度までのデータを用いてカーブフィッティングを行う．なお，方法 2 によるカーブフィッティングの結果得られる極限支持力は，一般に実測値を下回ることになるが，極限支持力を過大評価しないように低めに設定することで安全側の評価と判断した．これは, 特に自然地盤での載荷試験の荷重･沈下関係で見られた傾向であるが, 載荷荷重が大きくなるにつれて沈下量も大きくなり，載荷板や基礎模型が根入れされることで，基礎底面のみならず基礎側面の摩擦抵抗や根入れ効果による影響により明確に極限支持力を確認できなかった可能性がある．このため，このような試験で得られた最大荷重まで全てを用いてカーブフィッティングを行えば，図–2.3.2(b)に示すように(a)に比べて極限支持力V_mが大きくなることは明らかであり, 実際の極限支持力よりも大きく見積もることが懸念される．従って，降伏荷重の 1.2 倍程度までのデータを用いてカーブフィッティングを行うことを前提とした．表–2.2.1(a) 及び(b)のデータに対しては，この方法を適用した．



(a)　降伏荷重の 1.2 倍程度までの実測値を用いた場合

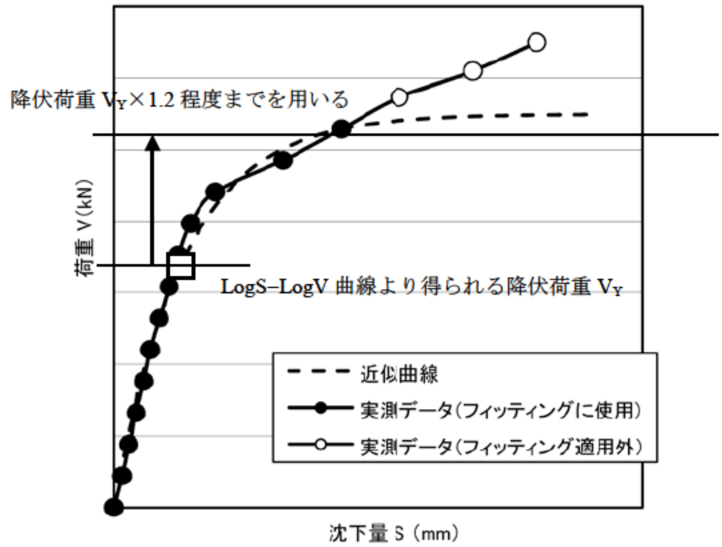
(b)　試験最大荷重までの全ての実測値を用いた場合

図–2.3.2　カーブフィッティング方法の概要



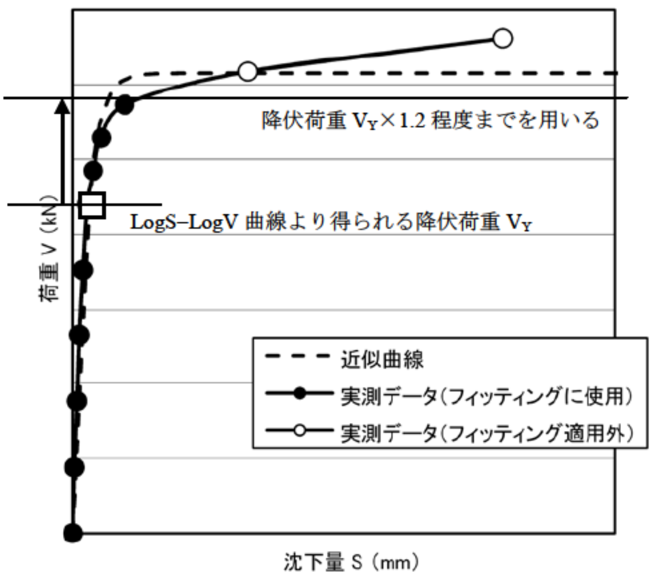
図–2.3.3　荷重・沈下関係のフィッティング：方法 1

(明確に極限値が確認できる場合)



図–2.3.4　荷重・沈下関係のフィッティング：方法 2

(砂礫・粘性土で多く見られる傾向)



図–2.3.5　荷重・沈下関係のフィッティング：方法 2

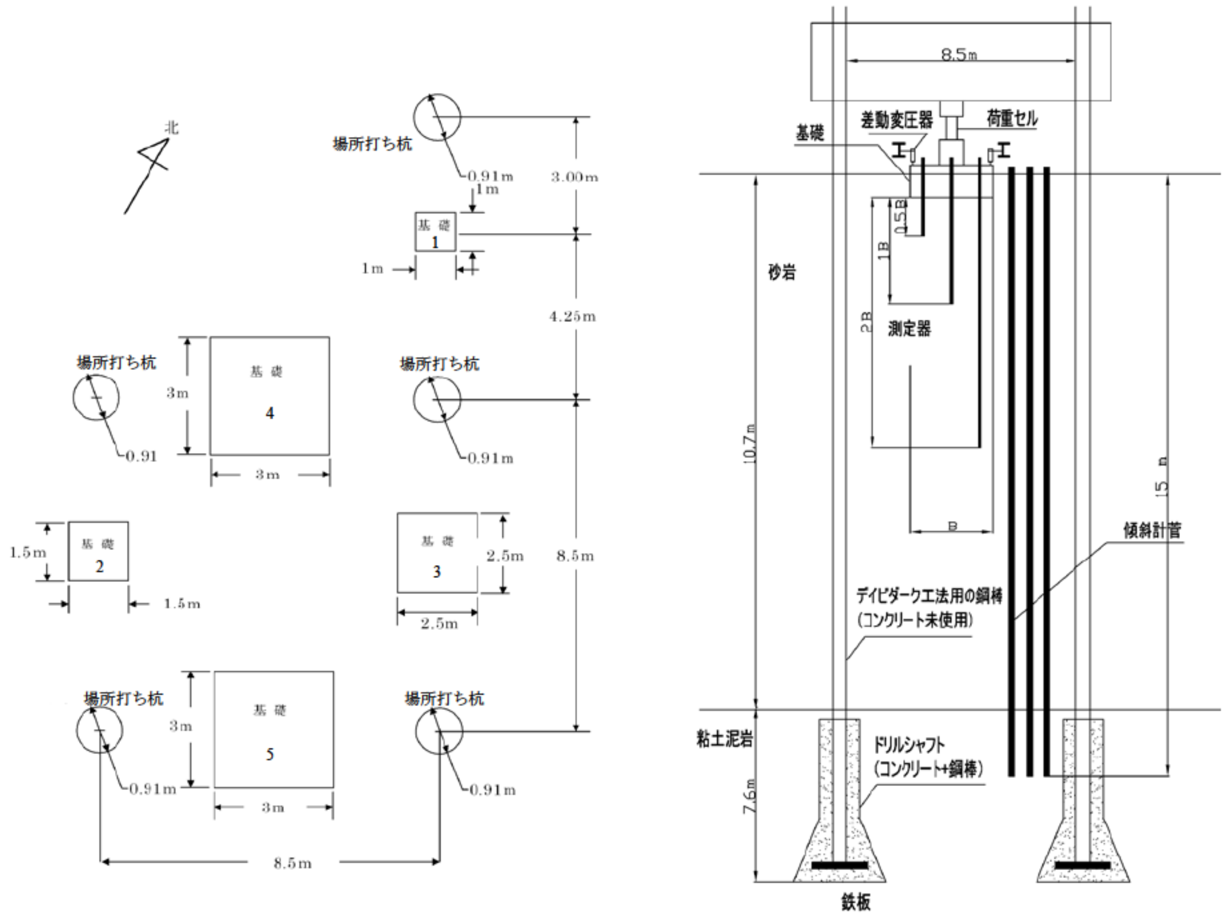
(砂質土で多く見られる傾向)

2.3.3 現位置大型載荷試験に基づく指数関数の適用性の検討

大型載荷試験について，指数関数の適用性を検討する．ここでの分析に用いるデータは，表–2.2.1(a)である．この実験は，Gibbens & Briaud(1995) に示されているものであり，テキサスA&M大学の国立地質工学実験場(NGES)にある砂地の現場に，3×3×1.2 mのフーチング二基，2.5×2.5×1.2 mのフーチング一基，1.5×1.5×1.2 mのフーチング一基，1×1×1.2 mのフーチング一基の合計五基の直接基礎を建設し，載荷試験を行ったものである[3]．表–2.3.1 に基礎諸元を，図–2.3.6 に試験の概要を示す．なお，載荷試験から得られる荷重・沈下関係について，荷重は図–2.3.6 に示す荷重セルで計測された値，沈下はフーチング四隅の平均値として整理されている．

表–2.3.1　各基礎の諸元[3]

基礎番号	基礎幅(m)	基礎厚さ(m)	根入れ深さ(m)
1	0.991×0.991	1.168	0.711
2	1.505×1.492	1.219	0.762
3	2.489×2.496	1.219	0.762
4	3.004×3.004	1.219	0.762
5	3.023×3.016	1.346	0.889

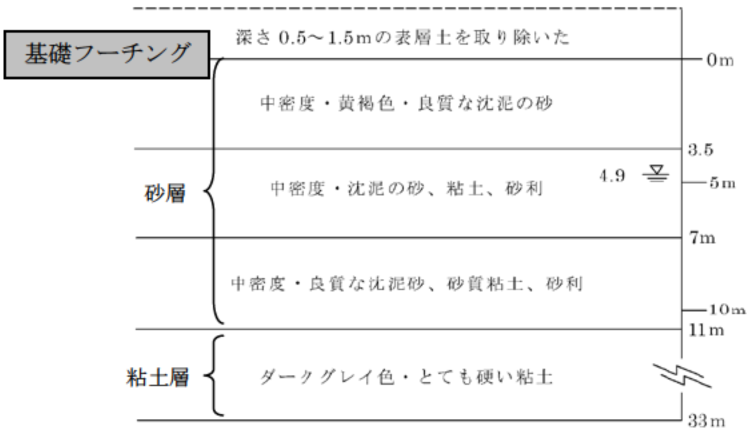


(a)　フーチングの配置状況　　　(b)　試験装置の概要

図–2.3.6　試験の概要[3]

図–2.3.7 に地層構成を示す．当該地盤は，基礎が支持される GL–11m 付近までの砂質地盤の N 値は概ね 15～25 程度であり，その下部の粘性土の N 値は 40～50 以上と硬質な状況にある．上層土(深さ 11 m まで)は密度が中程度のシルト質微粒珪砂であり，砂層の下の粘土層は，少なくとも 33 m の深さまで存在している．

表–2.3.2 に支持地盤の土質試験結果を示す．土質試験は，深さ 0.6 m及び 3.0 mの 2 深度で採取された試料に対し，それぞれ拘束圧をσ_3=34，138，345 kN/m²の 3 通りに変化させ，圧密排水三軸圧縮試験が行われている．検討に用いた地盤定数c，ϕ は，両深度の試験より得られたモール円の平均的な包絡線を最小二乗法により決定した結果を用いている．また，基礎の変形を計算する際に用いる地盤の変形係数E_0は，三軸圧縮試験における応力・ひずみ関係からE_{50}を読み取った値としている．



図–2.3.7　地層構成と基礎の関係[3)]

表–2.3.2　　土質試験結果[3)]

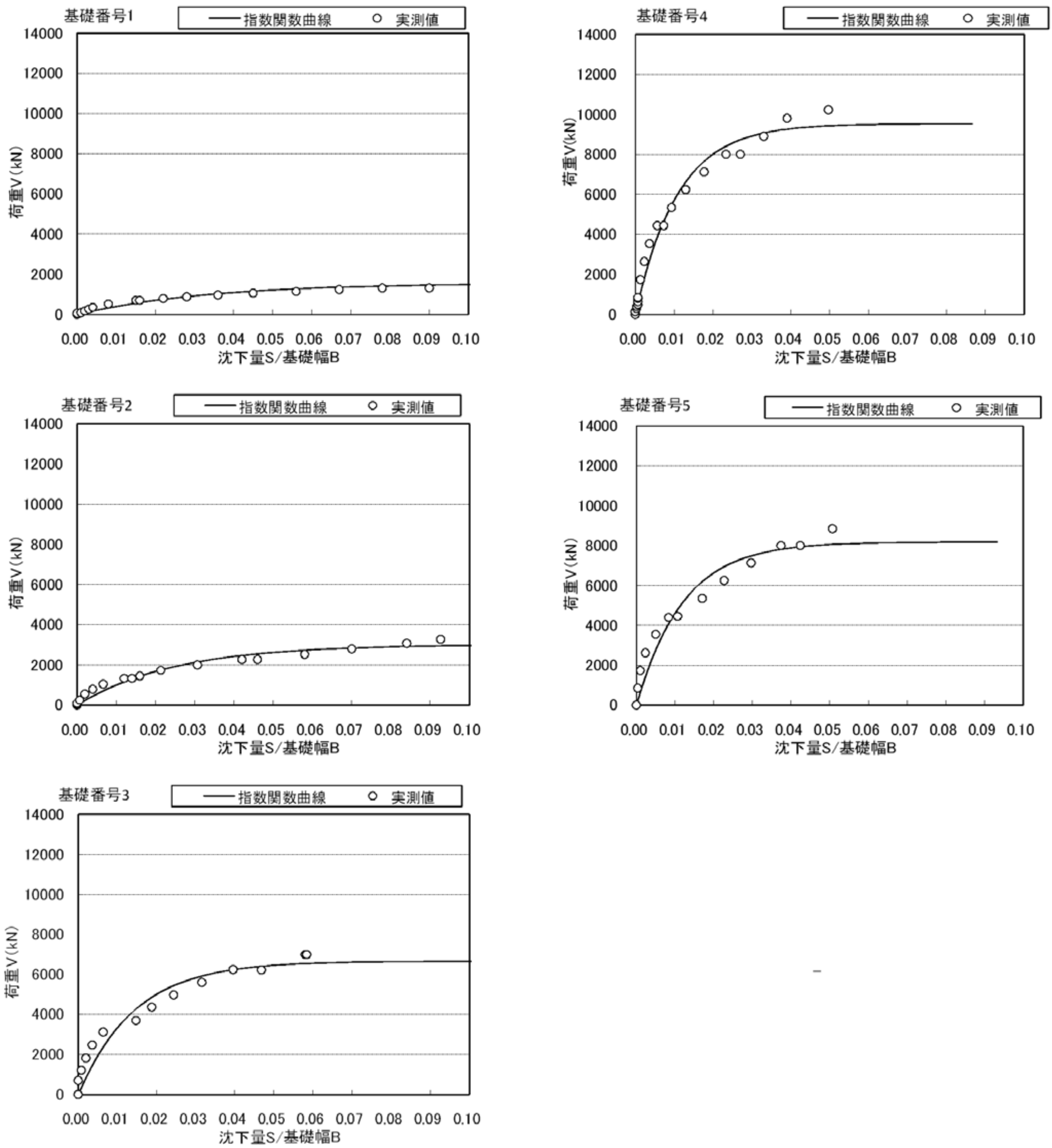
項目	GL–0.6 m	GL–3.0 m
間隙比	0.78	0.75
単位体積重量（kN/m³）	15.28	15.65
含水比（%）	5.0	5.0
粘着力c (kN/m²)	13.7	
内部摩擦角ϕ (°)	35	
変形係数E_0 (kN/m²)	6600	

※深度は試料採取深さを示す．

図–2.3.8 に指数関数によるカーブフィッティング結果を，表–2.3.3 に結果の一覧を示す．図に示す指数関数は 2.3.2 に示す方法 2 によりカーブフィッティングを行った結果である．なお，変位指数 m については，変数とした近似も試みたが解が収束しなかったため，いずれも m = 1 とした．図 2.3.8 より，指数関数による近似曲線は，実測を精度よく表現できている．また，表–2.3.3 には指数関数による近似曲線が実測をどの程度精度よく表現できるのか，その目安を示すものとして変動値と称した VV を定義して値を示した．ここで，変動値 VV は式(2.3.3)により求める．

$$VV = \sqrt{\frac{\sum \varepsilon^2}{n-1}} \Big/ V_m = \sqrt{\frac{\sum \left(V_{実測} - V_{推定値}\right)^2}{n-1}} \Big/ V_m \qquad (2.3.3)$$

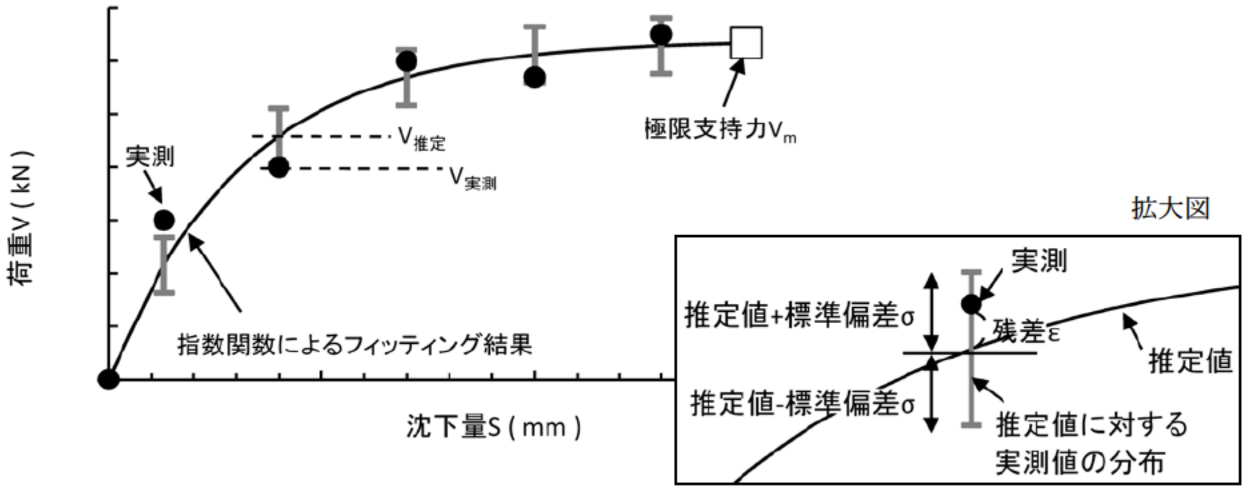
ここに，$\sum \varepsilon^2$ は残差平方和であり $\sum \left(V_{実測} - V_{推定値}\right)^2$ により求める． $V_{実測}$は載荷試験により得られた実測荷重V，$V_{推定値}$は載荷試験により得られた沈下量を用いて式(2.3.2)により算定した計算荷重V，nは一つの荷重・沈下関係における実測データ数，V_mは指数関数により求めた極限支持力である．$V_{推定値}$を算出する際に式(2.3.2)に代入するV_m，S_yは，それぞれ 2.3.2 に示した方法で求める．式(2.3.3)の分子は標準偏差σであり，標準偏差σを極限支持力V_mで除して求めた変動値VVは，図–2.3.9 の拡大図に示すように, 推定値を基準にしたときに実測値がばらつく範囲が極限支持力V_mに対してどの程度のものであるかを表す．したがって，変動値VVが低いほどフィッティング精度が高いことを示している．表 2.3.3 をみると，変動値VVは，いずれも 10%以下であることがわかる．



図–2.3.8　大型模型載荷試験より得られる荷重・沈下関係の指数関数によるフィッティング結果

表–2.3.3　大型模型載荷試験より得られる荷重・沈下関係の指数関数によるフィッティング結果

基礎番号	フーチング寸法（m）	大型模型載荷試験の最大荷重及び最大沈下		指数関数によるフィッティング結果		
		最大荷重 V_{max} (kN)	最大沈下 S_{max} (mm)	極限支持力 V_m(kN)	基準変位量 S_y (mm)	変動値 VV(%)
1	0.991×0.991	1,780	139	1,574	33.4	6.3
2	1.505×1.492	3,280	139	3,011	36.8	6.4
3	2.489×2.496	7,000	146	6,661	36.0	8.7
4	3.004×3.004	10,230	149	9,518	32.6	4.7
5	3.023×3.016	8,850	152	8,180	36.1	7.8

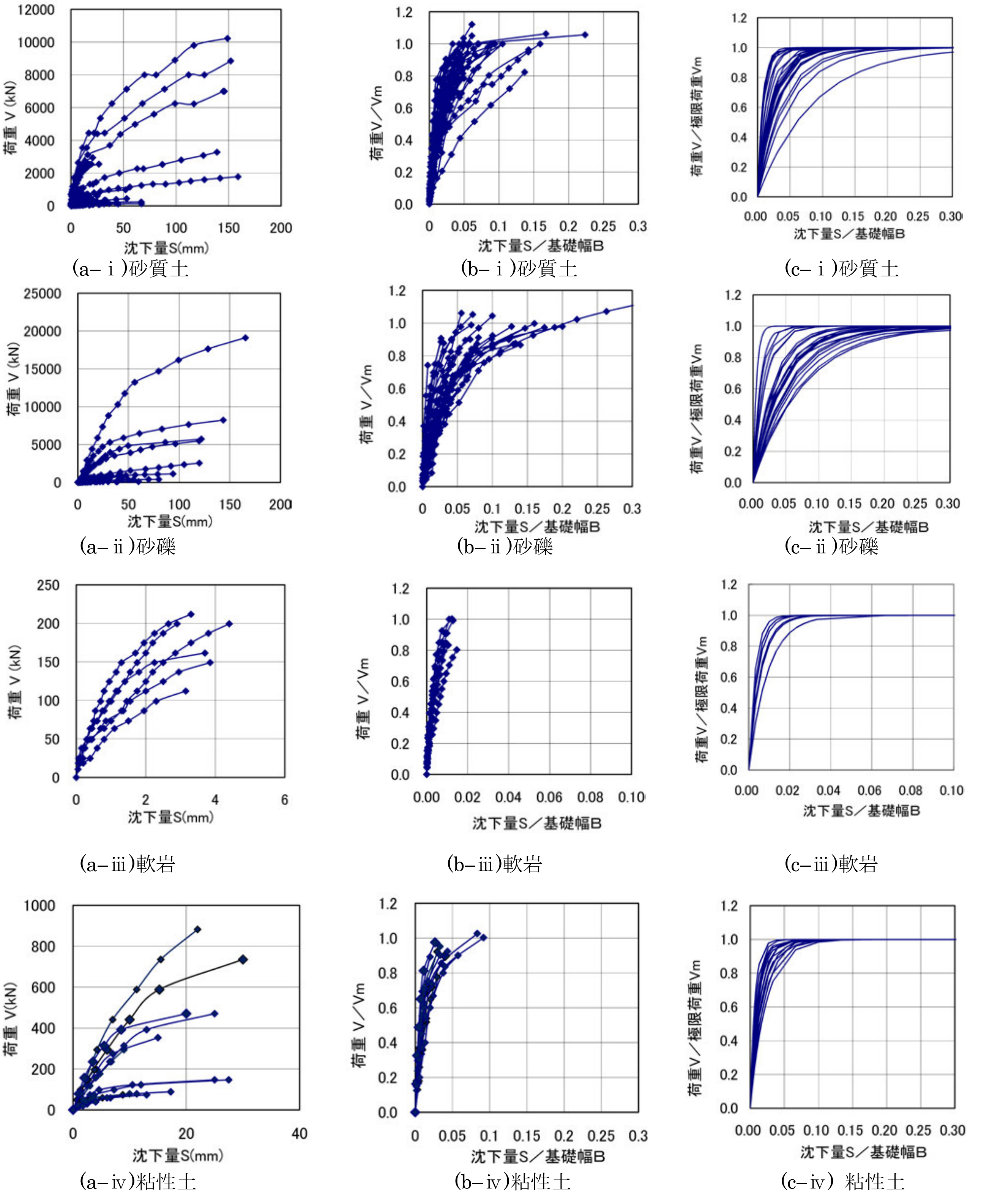


図–2.3.9　変動値 VV の概要

2.3.4　平板載荷試験に基づく指数関数の適用性の検討

前節では比較的大きい基礎面積を有する載荷試験を対象として，指数関数により荷重・沈下関係を推定できることを明らかにした．一方，2.3.3 に示したような大型の載荷試験により地盤の支持力が評価されている例は少なく，殆どは数十 cm の径の剛体板を用いた平板載荷試験によるものである．極限支持力の推定誤差を調査するためには極力多くのデータを分析することが望ましく，平板載荷試験のような小型の載荷試験に対しても指数関数曲線が適用できるかどうかを確認しておくことは有用である．そこで，本節では大型の載荷試験だけでなく，小型の剛体板による平板載荷試験に対する指数関数の適用性を調べる．ここでの分析に用いるデータは，表–2.2.1(b) である．

図–2.3.10 に分析対象とした平板載荷試験の荷重・沈下関係を，砂質土，砂礫，軟岩及び粘性土の地盤種別ごとに示す．(a) は平板載荷試験で得られた荷重・沈下関係の実測値，(b) は(a) の縦軸の荷重を指数関数式で得られた極限支持力V_mで，(a) の横軸の沈下量を基礎幅Bで無次元化した値，(c) は指数関数式により得られたフィッティング値である．なお，指数関数によるカーブフィッティングは，2.3.2 に示す方法 2 により行った結果である．また，表–2.3.4 には実測値とフィッティング結果の平均的な誤差を示す変動値VVを示す．実測値と指数関数によるフィッティング結果を変動値VVにおいて比較すると２～３％程度が大半を占めており，指数関数による近似曲線は比較的小型の平板載荷試験についても実測挙動を精度よく再現しているものと考えられる．



(a−ⅰ)砂質土　(b−ⅰ)砂質土　(c−ⅰ)砂質土

(a−ⅱ)砂礫　(b−ⅱ)砂礫　(c−ⅱ)砂礫

(a−ⅲ)軟岩　(b−ⅲ)軟岩　(c−ⅲ)軟岩

(a−ⅳ)粘性土　(b−ⅳ)粘性土　(c−ⅳ) 粘性土

(a) 平板載荷試験で得られた荷重・沈下関係

(b) 荷重 V を指数関数式で得た極限支持力 V_m, 沈下量 S を基礎幅 B で無次元化した荷重・沈下関係

(c) 指数関数により得られた荷重・沈下関係

図−2.3.10　平板載荷試験結果

表–2.3.4　平板載荷試験より得られる荷重・沈下関係の指数関数によるフィッティング結果 (その 1)

番号	土質種別	試験最大値		指数関数によるフィッティング結果		
		最大荷重 V_{max} (kN)	最大沈下 S_{max} (mm)	極限支持力 V_m (kN)	基準変位量 S_y (mm)	変動値 VV(%)
1	砂質土	58	7.0	63	3.2	3.0
2	砂質土	132	111.2	123	3.6	3.0
3	砂質土	235	160.5	217	6.3	3.4
4	砂質土	735	11.3	919	5.1	2.1
5	砂質土	176	18.3	167	4.0	7.8
6	砂質土	176	19.0	181	4.0	1.8
7	砂質土	2352	14.8	2759	6.0	1.3
8	砂質土	2940	20.7	3151	4.0	1.4
9	砂質土	2548	19.3	2272	3.0	7.3
10	砂質土	2548	17.2	2705	4.0	4.7
11	砂質土	2548	26.6	2599	5.0	4.1
12	砂質土	156	14.9	199	6.0	2.9
13	砂質土	156	14.9	199	6.0	3.6
14	砂質土	156	43.2	190	0.1	2.8
15	砂質土	117	45	121	0.1	6.9
16	砂質土	78	10	105	7.0	1.6
17	砂質土	88	14.5	103	4.0	1.2
18	砂質土	352	32	363	7.0	1.3
19	砂質土	137	28.3	135	5.0	5.9
20	砂質土	607	25	757	10.0	10.0
21	砂質土	78	26.5	82	10.0	4.8
22	砂質土	117	31.5	119	9.0	5.5
23	砂質土	441	53.0	473	10.0	4.4
24	砂質土	117	31.5	123	2.0	7.5
25	砂礫	735	58.5	734	10.4	3.0
26	砂礫	5733	127.6	5675	30.4	2.9
27	砂礫	1127	151.1	852	10.4	7.6
28	砂礫	2548	254.0	1643	30.3	4.1
29	砂礫	5448	152.5	4720	22.7	5.9
30	砂礫	8232	146.8	7676	39.0	4.2
31	砂礫	1274	198.8	907	16.7	16.0
32	砂礫	19110	192.2	19305	34.2	1.9
33	砂礫	103	60	106	10.0	3.0
34	砂礫	79	30.0	86	18.0	2.0
35	砂礫	97	39.0	111	17.0	2.4
36	砂礫	392	80	392	21.0	1.7
37	砂礫	392	70.0	452	17.5	1.9
38	砂礫	2557	120.0	2805	30.0	3.3
39	砂礫	254	25.9	349	10.0	5.8
40	砂礫	147	10.6	143	2.0	6.2

表–2.3.4　平板載荷試験より得られる荷重・沈下関係の指数関数によるフィッティング結果(その 2)

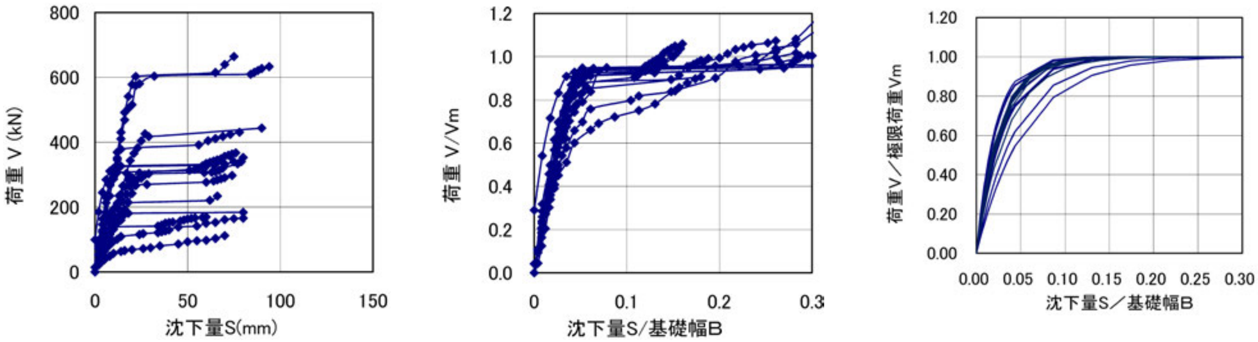
番号	土質種別	試験最大値		指数関数によるフィッティング結果		
		最大荷重 V_{max} (kN)	最大沈下 S_{max} (mm)	極限支持力 V_m (kN)	基準変位量 S_y (mm)	変動値 VV(%)
41	砂礫	274	25.2	280	3.0	2.1
42	砂礫	147	3.2	158	1.0	7.6
43	砂礫	182	14.5	169	6.0	2.6
44	砂礫	198	25.5	201	7.0	3.6
45	砂礫	291	18.8	352	12.0	3.6
46	砂礫	326	23.4	373	15.0	1.5
47	砂礫	337	30.7	374	18.0	3.3
48	砂礫	456	28.7	553	18.0	1.7
49	砂礫	264	17.6	249	5.0	7.7
50	粘性土	147	25.0	143	5.0	3.6
51	粘性土	147	27.5	146	3.0	2.5
52	粘性土	882	22.0	1135	6.0	1.0
53	粘性土	735	30.0	819	8.0	1.2
54	粘性土	73	8.8	79	2.0	1.6
55	粘性土	73	13.0	79	4.0	1.5
56	粘性土	352	15.0	395	5.0	2.3
57	粘性土	245	6.4	286	2.0	1.5
58	粘性土	78	10.0	82	3.0	2.4
59	粘性土	88	17.3	97	6.0	2.2
60	粘性土	470	25.0	10	9.0	0.7
61	軟岩	199	2.9	235	1.0	2.9
62	軟岩	199	4.4	248	1.0	3.0
63	軟岩	112	3.2	134	1.0	2.4
64	軟岩	211	3.3	219	1.0	2.4
65	軟岩	161	3.7	161	1.0	4.4
66	軟岩	149	3.9	150	1.0	4.8

2.3.5　平面ひずみ土槽における帯基礎載荷試験に基づく指数関数の適用性の検討

本節では平面ひずみ土槽における帯基礎載荷試験に対する指数関数の適用性を調べる．ここでの分析に用いるデータは，表–2.2.1(c) に示したものである．

図–2.3.11 に分析対象とした載荷試験の荷重・沈下関係を示す．(a) は平板載荷試験で得られた荷重・沈下関係の実測値，(b) は(a) の縦軸の荷重を指数関数式で得られた極限支持力V_mで，(a) の横軸の沈下量を基礎幅Bで無次元化した値，(c) は指数関数式により得られたフィッティング値である．なお，本節におけるデータに対する指数関数によるカーブフィッティングは，2.3.2 に示す方法 1 により行った結果である．また，表–2.3.5 には実測値とフィッティング結果の平均的な誤差を示す変動値VVを示す．実測値と指数関数によるフィッティング結果を変動値VVにおいて比較すると，指数関数による近

似曲線は平面ひずみ土槽における帯基礎載荷試験についても実測挙動を精度よく再現しているものと考えられる．



(a) 平板載荷試験で得られた荷重・沈下関係

(b) 荷重 V を指数関数式で得た極限支持力 V_m，沈下量 S を基礎幅 B で無次元化した荷重・沈下関係

(c) 指数関数により得られた荷重・沈下関係

図–2.3.11　帯基礎載荷試験結果

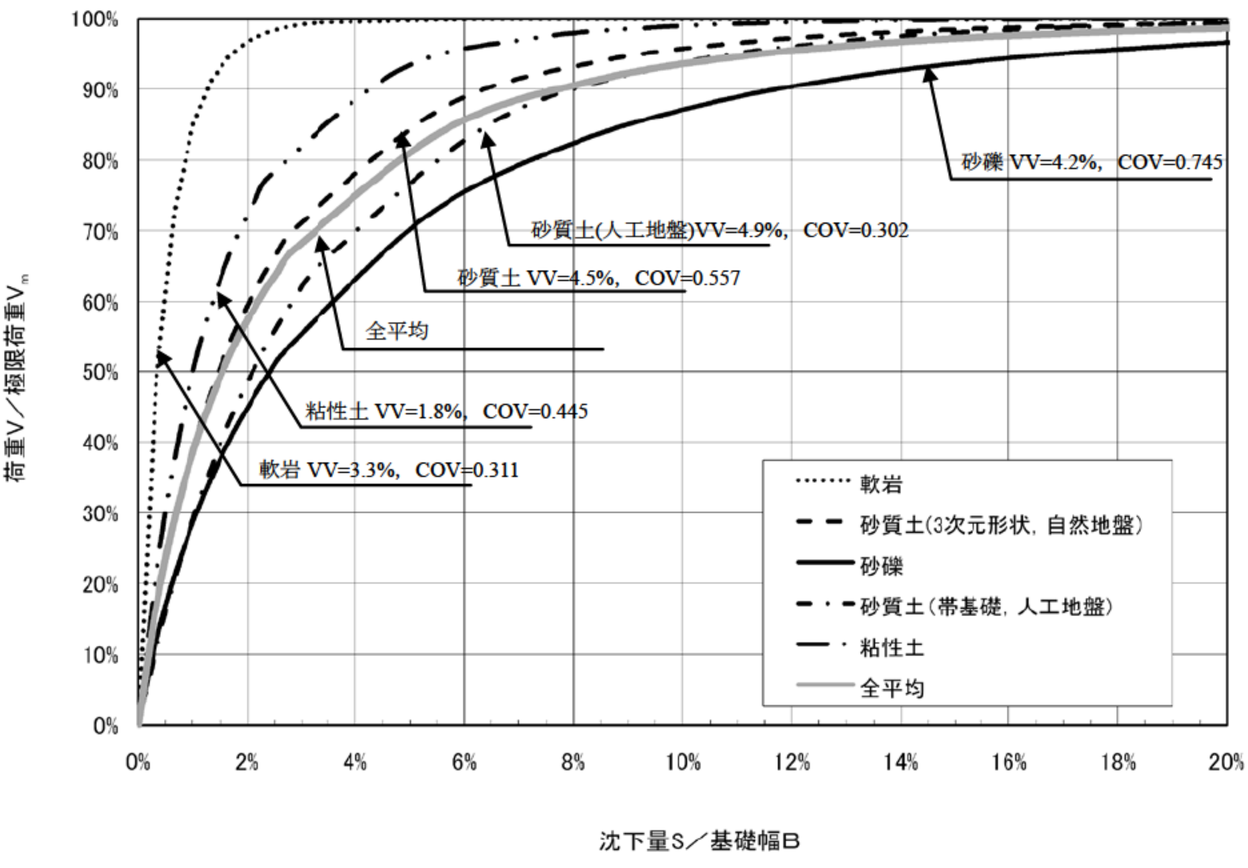
表–2.3.5　帯基礎載荷試験より得られる荷重・沈下関係の指数関数によるフィッティング結果

番号	土質種別	試験最大値		指数関数式によるフィッティング結果		
		最大荷重 V_{max} (kN)	最大沈下 S_{max} (mm)	極限支持力 V_m (kN)	基準変位量 S_y (mm)	変動値 VV(%)
1	砂質土(人工地盤)	340	79.0	328	10.0	5.3
2	砂質土(人工地盤)	495	111.0	489	18.0	6.0
3	砂質土(人工地盤)	297	74.0	296	10.0	5.8
4	砂質土(人工地盤)	371	80.0	350	10.0	4.3
5	砂質土(人工地盤)	234	66.0	233	8.0	6.2
6	砂質土(人工地盤)	169	60.0	158	8.0	4.7
7	砂質土(人工地盤)	357	78.0	342	5.0	3.1
8	砂質土(人工地盤)	353	80.0	349	10.0	4.5
9	砂質土(人工地盤)	431	78.0	415	12.0	2.9
10	砂質土(人工地盤)	332	65.0	327	7.0	4.3
11	砂質土(人工地盤)	633	94.0	638	8.0	6.0
12	砂質土(人工地盤)	664	75.0	664	8.0	6.7
13	砂質土(人工地盤)	111	70.0	95	10.0	8.2
14	砂質土(人工地盤)	184	80.0	190	10.0	3.4
15	砂質土(人工地盤)	165	80.0	144	12.0	3.4

2.3.6 地盤種別ごとの荷重・沈下関係の一般化

2.3.3～2.3.5 で検討した適用性を踏まえ，単調な中心鉛直載荷荷重を受ける地盤の荷重・沈下関係は，指数関数で表すものとする．図–2.3.12 に，地盤種別ごとに一般化した荷重・沈下関係を示す．ここに，一般化とは，図–2.3.8，図–2.3.10 及び図–2.3.11 で示した荷重・沈下関係を地盤種別ごとに平均化したことをいう．図中には，表–2.3.3～表–2.3.5 において整理した変動値 VV の平均値とその変動係数 COV も地盤種別ごとに示した．地盤種別により荷重・沈下関係の形状は異なるものの，地盤種別ごとに評価すると変動値 VV は，いずれも 5%未満と小さい．また，図中には地盤種別によらず全データを平均化した荷重・沈下関係を併せて示す．これより，砂質土については全データを平均化した荷重・沈下関係に近い形状であるが，砂礫や粘性土，軟岩は形状が異なっており，地盤の特性上，粘性土や軟岩はピーク強度が発揮されるまでの変位が小さくなる傾向にある．

以上より，ここでは，荷重・沈下関係を地盤種別ごとに一般化することとする．



図–2.3.12 地盤種別ごとの一般化した荷重・沈下関係

2.4　各土質における沈下量の分析

ここでは 2.3.3～2.3.5 の検討結果を踏まえて，地盤種別毎に荷重・沈下関係の形状を決定づける工学的な限界点と H14 道示の設計法における照査点との関係性について両者を比較して検討を行う.

2.4.1 荷重・沈下変位曲線からみた工学的な限界点と設計における照査点との比較

荷重･沈下関係の形状を決定づける工学的な限界点については, 一般的に降伏点と終局点とがある. 地盤の支持力特性を表わす荷重・沈下関係は，変位レベルがある値を超えると変位が急増するとともに残留変位も増加することが明らかになっている．ここでは，この点を降伏点と定義する．また、この降伏点を過ぎると(荷重増分 / 変位増分) の値が小さくなり, さらに変位が増加すると最終的には荷重がほとんど増加しなくなる．ここでは，この点を終局点と定義する.

杭基礎との比較を意図し，終局点・降伏点の概略把握にあたっては杭基礎に倣って行った。まず,終局点は，フィッティングした荷重・沈下関係において，荷重がほぼ横ばいとなり基礎が発揮する最大抵抗力とみなしうる最大荷重の 95%となった点とする．そして，降伏点は，指数関数曲線の定義に基づき[10)]，終局点の 0.63 倍の荷重に到達した時点とする.

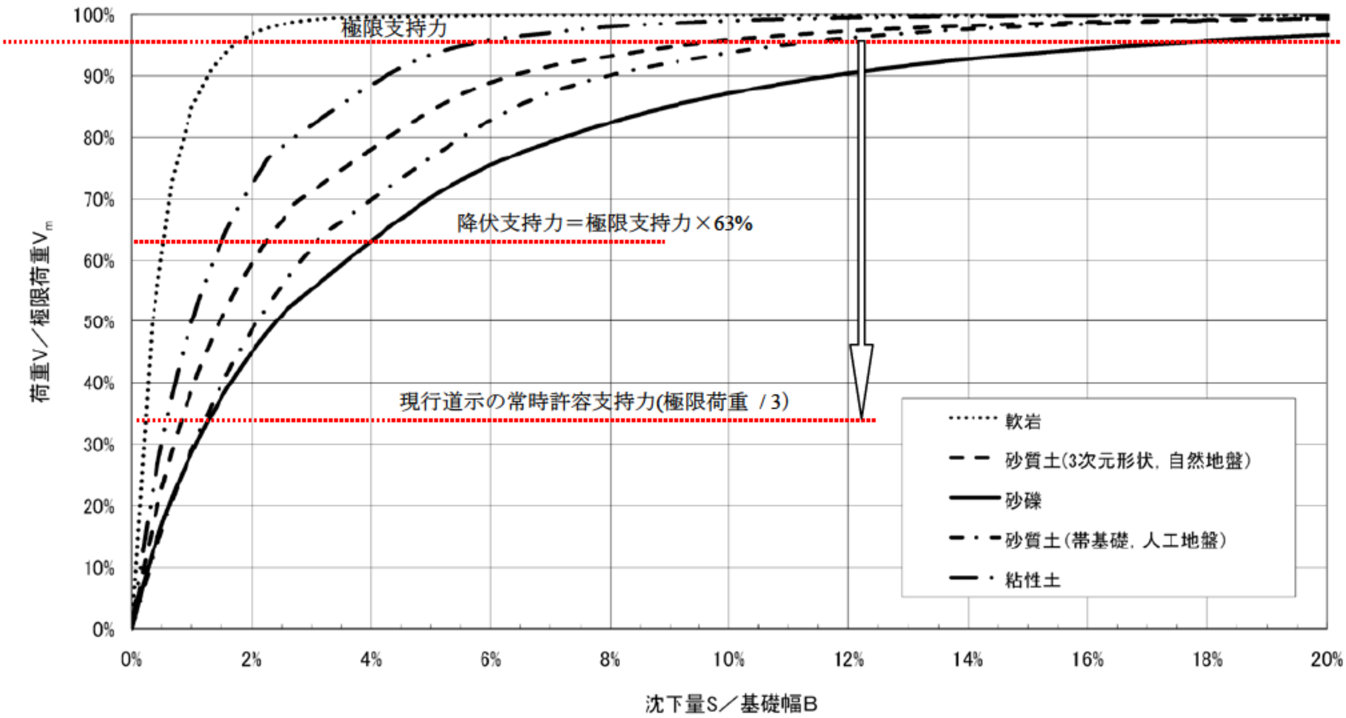
一方，H14 道示における直接基礎の設計では，1.4 に述べた通り，鉛直支持力に関して，基礎底面に作用する鉛直荷重が地盤反力度の上限値及び極限支持力を安全率 3 で除した値を超えないことという，2 つの照査を行っている．すなわち，現行の設計法における照査点は，地盤反力度の上限値及び極限支持力を安全率 3 で除した値の二点となる.

2.4.2 工学的な限界点における沈下量の評価

図–2.4.1 に 2.3.3～2.3.5 で示した指数関数曲線を各土質区分で平均化したものを示す．表–2.4.1 に,地盤種別ごとに，極限支持力，降伏支持力，常時の許容支持力相当の荷重が作用した時の沈下量を示す．なお，表–2.4.1 中の沈下量は，( ) 外の数字が基礎幅に対する割合として示した値であり，( ) 内の数字は基礎幅 10 m の基礎を想定した時の沈下量である．なお，巻末の付録 1 に，実橋の設計結果を整理した．また，各荷重レベルにおける沈下量のばらつきについて標準偏差並びに変動係数を示した．これによると，粘土及び軟岩は比較的ばらつきが小さく，砂及び砂礫は比較的ばらつきが大きいが許容支持力レベルの変位においても変動係数は 0.6 程度に収まっていることがわかる．ここで，極限荷重相当(極限荷重の 95%程度) での沈下量をみると砂礫で基礎幅 B の 15%程度，砂質土で 12%程度, 軟岩で 2%程度, 粘性土で 8%程度であり, 降伏荷重相当では砂礫で 4%程度, 砂質土で 2.5%程度,軟岩で 0.5%程度，粘性土で 1.5%程度である．また，極限荷重を安全率 3 で除した荷重での沈下量は,砂礫で 1.6%程度，砂質土で 1.0%程度，軟岩で 0.2%程度，粘性土で 0.6%程度である.

極限支持力に対して安全率 3 を確保した場合, 一般に降伏荷重(極限支持力の 0.63 倍) 以下となるこ

とから，極限支持力から所定の安全率を確保することで，極限に対する安全余裕を考慮するとともに弾性限界に対して安全余裕を確保して可逆性を担保していると見なせる．しかし，仮に既往実績の多い基礎幅 10 m の直接基礎で極限荷重を安全率 3 で除した荷重での沈下量を想定すると，砂礫で 15 cm，砂質土で 10 cm，粘性土で 6 cm，軟岩で 2 cm となり，岩を除くと一般的に直接基礎の支持層となり得る砂礫と砂質土の沈下量は 10 cm 程度以上となり，有害な沈下を生じないという供用性の観点からみた場合は，沈下量が大きすぎる．杭基礎との比較のため，図–2.4.2 に杭工法ごとの荷重・沈下関係を，表–2.4.2 に常時の許容支持力，降伏支持力相当の杭頭沈下量を示す．杭基礎の場合，許容支持力に達した時の沈下量は杭径の 0.3%から 1.7%程度であり，仮に杭径 1 m では 0.3 cm～1.7 cm 程度， 杭径 1.5 m では 0.45 cm～2.5 cm 程度である．杭基礎と比較して，直接基礎では，砂礫・砂質土・粘性土の場合，常時の許容支持力程度に抑えたとしても想定される沈下量は大きく，H14 道示の直接基礎の安全率は，沈下量を制限する観点からは小さすぎることがわかる．



図–2.4.1　地盤種別ごとの平均指数関数曲線と工学的な限界点における沈下量

表–2.4.1　地盤種別ごとの工学的な限界点における沈下量の基礎幅に対する割合

(a) 極限支持力相当の荷重作用時

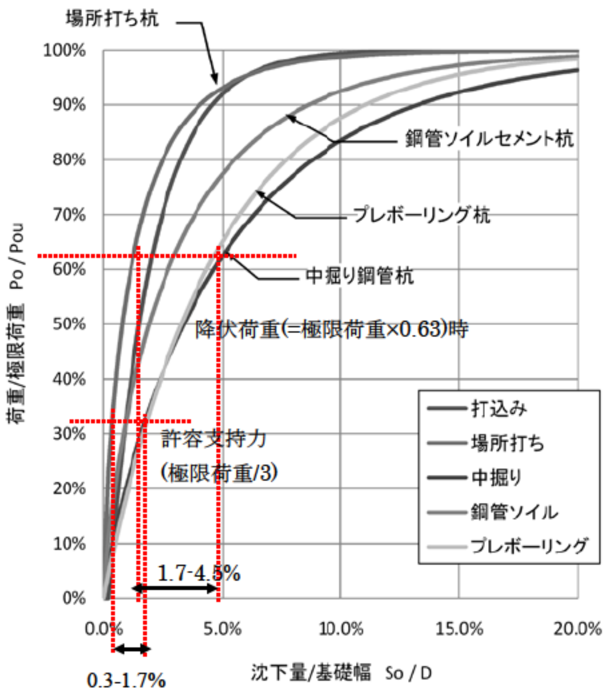
	平均値	最大値	最小値	標準偏差σ	変動係数COV_R
砂質土	12.0 % (120.0 cm)	16.0 % (160.0 cm)	2.5 % (25.0 cm)	4.408	0.353
砂礫	15.0 % (150.0 cm)	24.0 % (240.0 cm)	1.5 % (15.0 cm)	5.463	0.376
粘性土	8.0 % (80.0 cm)	9.0 % (90.0 cm)	2.5 % (25.0 cm)	2.253	0.279
軟岩	2.0 % (20.0 cm)	3.0 % (30.0 cm)	0.9 % (9.0 cm)	0.753	0.411

(b) 降伏支持力相当の荷重作用時

	平均値	最大値	最小値	標準偏差σ	変動係数COV_R
砂質土	2.5 % (25.0 cm)	5.5 % (55.0 cm)	0.8 % (8.0 cm)	1.251	0.516
砂礫	4.0 % (40.0 cm)	7.5 % (75.0 cm)	0.1 % (1.0 cm)	1.938	0.477
粘性土	1.5 % (15.0 cm)	2.5 % (25.0 cm)	0.7 % (7.0 cm)	0.488	0.343
軟岩	0.5 % (5.0 cm)	0.9 % (9.0 cm)	0.3 % (3.0 cm)	0.216	0.405

(c) 許容支持力相当の荷重作用時

	平均値	最大値	最小値	標準偏差σ	変動係数COV_R
砂質土	1.0 % (10.0 cm)	2.0 % (20.0 cm)	0.3 % (3.0 cm)	0.603	0.606
砂礫	1.6 % (16.0 cm)	3.2 % (32.0 cm)	0.02 % (0.2 cm)	0.765	0.473
粘性土	0.6 % (6.0 cm)	1.0 % (10.0 cm)	0.3 % (6.0 cm)	0.213	0.369
軟岩	0.2 % (2.0 cm)	0.3 % (3.0 cm)	0.1 % (1.0 cm)	0.098	0.454



図–2.4.2 杭基礎における荷重レベルと沈下量の関係[11)]

表– 2.4.2 杭基礎における荷重レベルと想定される沈下量の関係[11)]

	許容支持力時		降伏荷重時	
	S_0/D	沈下量	S_0/D	沈下量
場所打ち杭 （φ1200を仮定）	0.3 %	0.4cm	1.7 %	2.0cm
鋼管ソイルセメント杭 （φ1200を仮定）	1.0 %	1.2cm	3.0 %	3.6cm
プレボーリング杭 （φ800を仮定）	1.7 %	1.4cm	4.5 %	3.6cm
中掘り鋼管杭 （φ800を仮定）	1.7 %	1.4cm	4.5 %	3.6cm
	0.5-1.5cm		2.0-4.0cm	

次に, 地盤反力度の上限値相当の荷重が作用した時にどの程度の沈下が生じているのかを確認する. 表–2.4.3 に，既往の直接基礎の設計実績[7)] を用いて，地盤反力度の上限値で寸法を決めた基礎が極限支持力に対してどの程度の余裕をもっているかを検討した結果を示す．ここに，極限支持力は，H14 道示に示される次式で求めた.

$$Q_u = (\alpha\kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 0.5\gamma\beta B N_\gamma S_\gamma)\times A \qquad (2.4.1)$$

表–2.4.3 の結果より，地盤反力度の上限値は極限支持力の約 0.05～0.15 倍の範囲であることが多く，安全率にすると 7～20 程度を確保していることに相当する．なお，直接基礎における極限支持力の意味するところは基礎の終局的な最終状態における抵抗値であり，杭基礎における最外縁の杭が最大支持力に達する事象とは工学的に全く異なった状態を意味していることを念頭に置く必要がある.

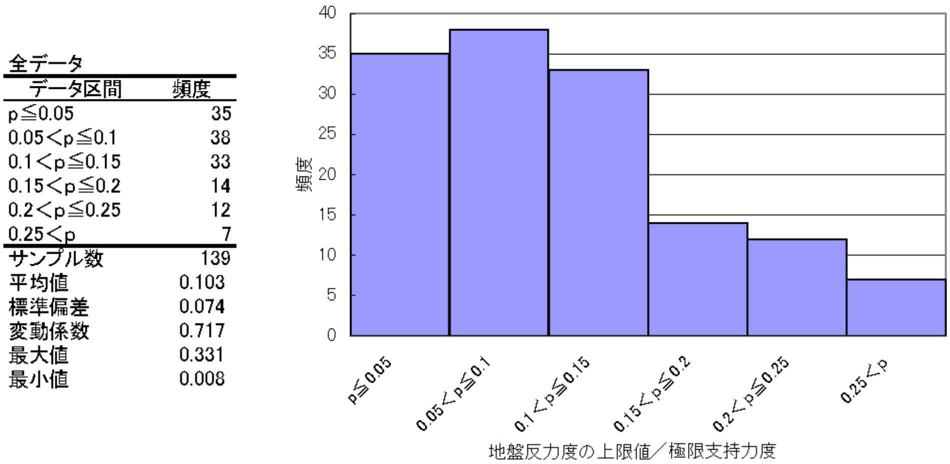
図–2.4.1 において極限支持力の 0.05~0.15 倍の地盤反力度の上限値に相当する荷重レベルで生じる基礎の沈下量を図–2.4.4 及び図–2.4.5 に示す．これより，表–2.4.3 で示した荷重比 p (= (地盤反力度上限値×載荷面積) / 極限支持力)が 0.112 となる岩盤では沈下量が基礎幅の 0.08%，荷重比 p が 0.106 となる砂質土では 0.2%，砂礫では 0.3%である．基礎幅 10 m の直接基礎を想定すると，これらの沈下量は，表 2.4.4 に示すように 0.8~3 cm 程度である. 表–2.4.1 に示した常時の許容支持力(極限荷重の 1/3 倍) 相当の荷重作用時，降伏支持力(極限荷重の 0.63 倍) 相当の荷重作用時，極限支持力相当の荷重作用時の結果と比べると，極めて小さい変位レベルに抑えていることがわかる．また，地盤反力度の上限値相当の荷重が作用したときに生じる沈下量は, 表 2.4.2 に示した杭基礎の常時の許容支持力時の沈下量にほぼ等しい.

以上より，直接基礎では，地盤反力度の上限値に相当する荷重が作用した時の沈下量が，杭基礎で常時に許容することを想定している沈下量に相当していることがわかる．このときの沈下量はごくわずかであることからも明らかなように，この上限値内に抑えておけば基礎は降伏点内での可逆性を有する挙動範囲にあり, 過大な残留沈下は生じないと考えられる．また, 中心鉛直載荷荷重を基本として

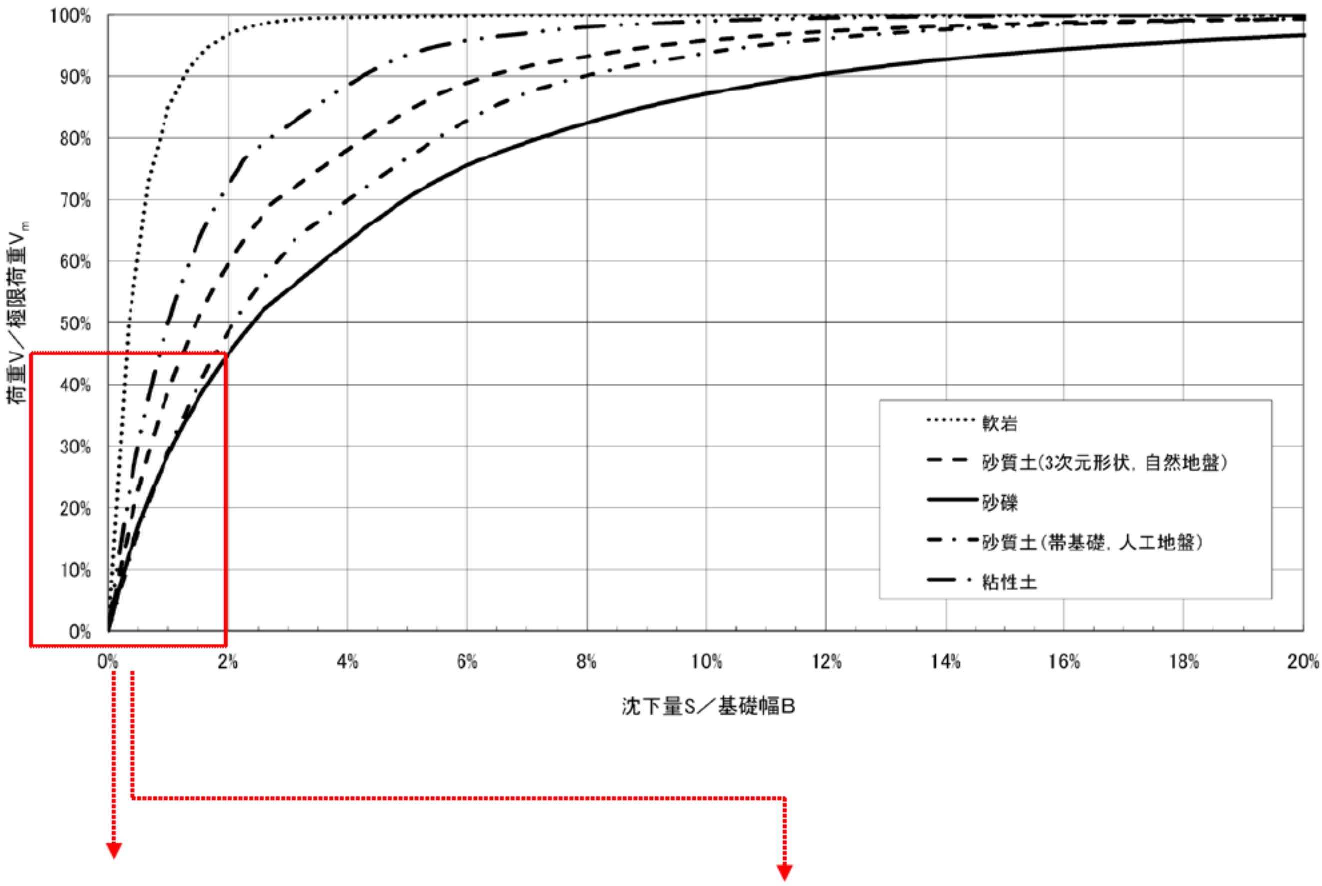
いるが，仮に荷重の偏心がある場合でもその偏心量や傾斜角に対して一定の制約を設けて，想定される最大地盤反力度を地盤反力度の上限値以下に収まるように基礎幅を確保すれば，常時の性能に影響を及ぼすような過大な残留沈下が生じる可能性を極めて小さいものとすることができることが理解される．同時に，基礎の終局的な抵抗値に対しても相当の安全性を確保していることも意味している．

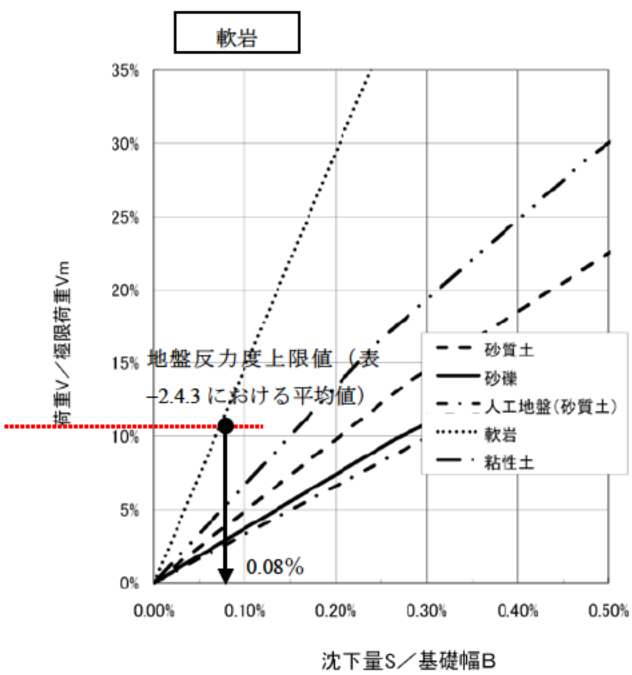
表−2.4.3　荷重比 p(= (地盤反力度上限値×載荷面積) / 極限支持力) の統計量一覧

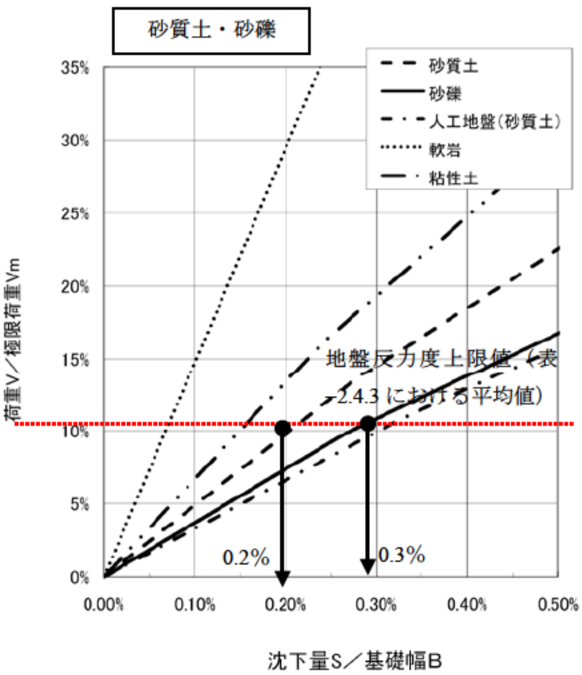
土質区分	全データ	岩	砂質土・砂礫	粘性土
サンプル数	139	70	52	3
平均値	0.103	0.112	0.106	0.051
標準偏差	0.074	0.077	0.072	0.026
変動係数	0.717	0.688	0.674	0.504
最大値	0.331	0.294	0.331	0.066
最小値	0.008	0.010	0.200	0.021



図−2.4.3　荷重比 p (= (地盤反力度上限値×載荷面積) / 極限支持力) の統計量







図–2.4.4　死荷重及び地盤反力度の上限値に相当する荷重における軟岩の沈下量

図–2.4.5　死荷重及び地盤反力上限値に相当する荷重における砂質土・砂礫の沈下量

表–2.4.4 地盤反力度の上限値相当の荷重作用時に基礎幅 10 m の直接基礎で想定される沈下量

	平均値	最大値	最小値	標準偏差σ	変動係数COV_R
砂質土	0.2 % (2.0 cm)	0.6 % (6.0 cm)	0.1 % (1.0 cm)	0.175	0.619
砂礫	0.3 % (3.0 cm)	0.8 % (8.0 cm)	0.01 % (0.1 cm)	0.250	0.558
粘性土	0.1 % (1.0 cm)	0.13 % (1.3 cm)	0.04 % (0.4 cm)	0.078	0.505
軟岩	0.08 % (0.8 cm)	0.1 % (1.0 cm)	0.05 % (0.5 cm)	0.035	0.519

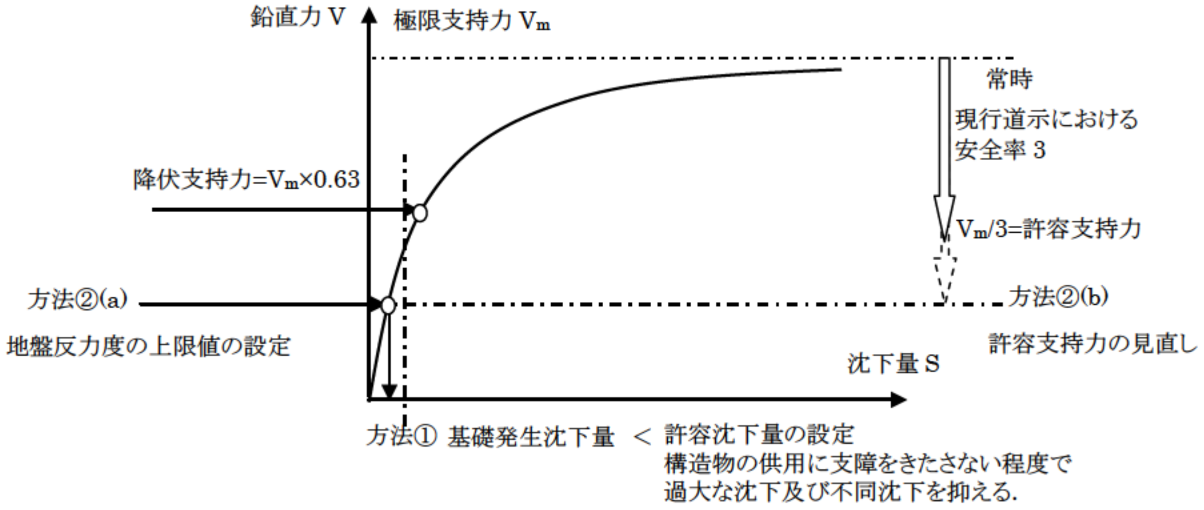
( ) 内は，基礎幅に対する割合

2.5 中心鉛直荷重を受ける直接基礎の安定照査の提案

前節までの検討により，常時に卓越する中心鉛直荷重に対して地盤反力度の上限値程度に抑えておくことにより，終局的な支持力破壊に対して十分な安全性を確保すると同時に過大な沈下を生じさせないようにしていることが明らかとなった．直接基礎の沈下を照査する方法は，①基礎に生じる沈下量を推定し直接的に所定の沈下量に収まることを確認する方法，②基礎底面に発生する荷重を制限して間接的に所定の沈下量におさまることを確認する方法が考えられる(図–2.5.1 参照). 方法①の場合は,限られたデータではあるが荷重レベルの小さい範囲ではそれなりに実現象に近いと思われる沈下量を推定可能であると思われるが（付録 2 参照），検証方法の一般化のためにはより多くのデータによる検証が必要である．また，方法②の手法としては，(a)現行の設計法と同様に，基礎底面に作用する荷重を地盤反力度の上限値で制限する方法，(b)現行の設計法において適宜に許容支持力を設定することで，基礎底面に作用する荷重を制限する方法の二つがある．本文では以下の理由から(a)の地盤反力度の上限値による方法を提案する．

- これまでの実績から，経験的に得られている地盤反力度の上限値程度に抑えておくことで過大な沈下が問題になった事例が無いこと．
- 地盤反力度の上限値程度の地盤の支持力であれば，現地の載荷試験でも比較的簡便に地耐力を確認することができること．
- 中心鉛直荷重に対して基礎に許容する沈下量は極めて小さく，このような荷重が極めて小さい範囲の照査を終局的な支持力破壊点から照査することは信頼性に欠けること．

以上より，設計においては，従来通り過大な沈下が生じないように，経験的に得られている地盤反力度の上限値を規定することが望ましいものと考える．また，岩盤上の直接基礎については，一般的に，終局的な破壊点に対して支持力上の安全性を確保すれば常時の変位については特段に問題となることはない．しかし，極限支持力は，亀裂・割れ目等の岩盤の状態にも大きく左右されるため，地盤定数の評価には特に不確定な要素が多く，支持力推定式により精度良く極限支持力を求めることは現状では実務上困難とされている．このため，砂・砂礫を支持層とする基礎と同様に地盤反力度の上限値を用いた照査が行われている．なお，これは支持力に関する安全性の照査であって，過大な変位の抑制を意図した照査とは目的を異にしていることに留意が必要である．



図–2.5.1　鉛直支持力度における照査概要

参考文献

1) ケーソン基礎の支持力に関する調査報告書(1)～(3)，白石基礎工事(株), 1983. 3.

2) 岩盤の力学的性質に関する調査業務報告書，基礎地盤コンサルタンツ(株), 1985. 3.

3) FWHA：Large-scale Load Tests and Data Base of Spread Footings on Sand,Nov.1997, FWHA-RD-97-068

4) 岡原美知夫，高木章次：剛体基礎の支持力に関する実験的研究，土木研究所資料, 3087 号, 1992.3

5) 古山章一, 瀧内義男:直接基礎を緩い砂礫地盤へ適用する場合の検討方法, 土木学会論文集, No. 623/Ⅵ-43, 45-55, 1999. 6.

6) 中谷昌一，白戸真大，井落久貴，野村朋之: 性能規定体系における杭の安定照査に関する研究，土木研究所資料，第 4036 号, 2007. 1.

7) 中谷昌一，石田雅博，白戸真大，井落久貴：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料, 4037 号, 2007.2.

8) 宇都一馬，冬木衛，桜井学：杭の載荷試験結果の整理方法，基礎工 1982.9,pp21～30.

9) 岡原美知夫，高木章次，中谷昌一，木村嘉富: 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究，土木研究所資料，第 2919 号, 1991.1.

10) 中谷昌一，白戸真大，河野哲也，中村祐二，野村朋之，横幕清，井落久貴: 性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究，土木研究所資料，第 4136 号, 2009. 3.

11) 中谷昌一，白戸真大，横幕清:杭の軸方向の変形特性に関する研究，土木研究所資料第，4139 号, 2009.3.

第３章　偏心傾斜荷重を受ける直接基礎の安定照査に関する検討

3.1 概説

道路橋基礎は, 暴風時及びレベル 1 地震時の照査において, 弾性限界を超えないことが要求される. H14 道示では，暴風時及びレベル 1 地震時の地盤の支持力について，作用力が荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力を安全率 2 で除して求められる許容支持力内におさえることで，この要求を満足することを照査している．すなわち，鉛直力を受ける荷重・沈下曲線上の降伏点が極限支持力の 0.6 倍程度であることから，極限支持力に対して安全率 2 を確保することで，直接基礎に可逆挙動を担保している．しかし，第 1 章において言及したとおり，現行設計法には，少なくとも表–3.1.1 に示す二つの課題が残されている．

表–3.1.1　現行設計における鉛直支持力照査の課題

現行の設計法が有する課題 1	鉛直力・水平力・曲げモーメントの連成効果が地盤の支持力に与える影響が明らかではない.
現行の設計法が有する課題 2	設計で想定している荷重経路が実際と異なる.

一つ目の課題としては，鉛直力・水平力・曲げモーメントの連成効果が地盤の支持力に与える影響が明らかではないことである．近年の研究によれば，鉛直荷重が一定であっても水平力や曲げモーメントの増加によって沈下が累積するなど，直接基礎の支持力特性，すなわち荷重・沈下の関係には，基礎底面に作用する鉛直力・水平力・曲げモーメントの連成効果が認められることがわかってきている．支持力照査においてこれらの影響を総合的に考慮した照査を行う必要があるが，現行設計法はそのような照査体系となっていない．また，二つ目の課題としては，照査で想定している荷重経路が実際のものと異なることである．現行の設計法の極限支持力に対する安全余裕を考慮する場合の荷重経路が，実際の荷重経路とは異なっており(図–1.5.5)，基礎の可逆挙動について，どのような限界状態に対してどの程度の余裕を持って照査されているのか明確ではない.

以上のことから，現在の支持力照査で担保している安全余裕については意味や根拠が明確でなく，性能規定化に向けて要求される性能に相応しい形で照査を行うためにはこれらの問題を改善する必要がある．そのためには，基礎の動的な実挙動を把握し，それを表現することのできるモデルに基づいて構築された手法にて照査する必要がある．そこで，筆者らは，上記 2 点の課題を解決するためマクロエレメント理論に基づいた支持力曲面式による照査法を検討した．3.2 で詳解するように，マクロエレメント理論は基礎・地盤を一体ととらえて鉛直力・水平力・曲げモーメントによる組合せ荷重と極限支持力との関係を評価し，マクロな視点で基礎・地盤の支持力・変位を評価するものである．また，支持力曲面式は静力学公式と同様に極限状態での力の釣合を表すものである．ただし，マクロエレメント理論に基づく支持力曲面式を用いて照査するためには，表–3.1.2 に示す 2 点の課題を解決する必

要がある.

表–3.1.2　支持力曲面式による照査を行うための課題

支持力曲面式による照査を行うための課題 1	支持力曲面式の繰返し荷重に対する適用性.
支持力曲面式による照査を行うための課題 2	支持力曲面上の限界点の設定.

一つ目の課題としては，支持力曲面式の繰返し荷重に対する適用性である．支持力曲面式は，これまで単調な静的実験結果に基づき提案されてきたものであり[1)]，繰返し荷重を受ける地震時のような載荷状態に対しても適用可能であるか検討されておらず，地震時の基礎の挙動を再現可能であるかどうかを明らかにする必要がある．また，二つ目の課題としては，支持力曲面式における弾性限界点の評価法が不明なことである.

そこで，本章では，これらの課題について実験的に検討を行い，組合せ荷重を受ける暴風時及びレベル 1 地震時の照査手法を検討する.

表–3.1.3 に本章の構成と各節での検討概要を示す．3.2 では，新たに提案する支持力曲面とマクロエレメント理論について紹介する．3.3 以降では，表–3.1.2 に示した【支持力曲面式による照査を行うための課題】の解決を図る．本章では，土木研究所で実施した繰返し載荷実験と振動台実験の結果が支持力曲面及びマクロエレメント理論により再現できるかどうかを確認することで，支持力曲面・マクロエレメント理論の地震時の直接基礎への適用性を調べる．まず，3.3 において検討に用いた実験の概要を紹介する．そして，3.4 では，【支持力曲面式による照査を行うための課題 1】として支持力曲面・マクロエレメント理論が繰返し荷重を受ける地震時のような載荷状態に対しても適用可能であることを確認する．次に，3.5 では，【支持力曲面式による照査を行うための課題 2】として直接基礎の可逆性を担保する照査をするための弾性限界点の設定法を提案する．最後に，3.6 では，これらの検討結果をとりまとめ，暴風時及びレベル 1 地震時における可逆性を保証する限界点に対する照査方法を提案する.

表–3.1.3　　偏心傾斜荷重を受ける直接基礎の安定照査に関する検討概要

節		検討内容	分析に用いるデータ
3.2 支持力曲面とマクロエレメント理論		支持力曲面とマクロエレメント理論の概要を紹介する.	
3.3 分析に用いたデータの概要		分析に用いた繰返し載荷実験と振動台実験の概要を紹介する.	－
3.4 支持力曲面及びマクロエレメント理論による地震時挙動の再現性の確認	課題に対する検討	地震時のような繰返し荷重に対して支持力曲面とマクロエレメント理論が適用可能であるか確認する.	・繰返し載荷実験 ・振動台実験
3.5 可逆性を担保するための弾性限界点の設定		弾性限界点の設定方法について検討する.	・繰返し載荷実験
3.6 暴風時及びレベル1地震時における可逆性を保証する限界点に対する照査方法の提案	照査法の提案	暴風時およびレベル1地震時における照査方法を提案する.	

3.2 支持力曲面とマクロエレメント理論

支持力曲面とマクロエレメント理論の概要について，既往の研究成果を紹介する．

3.2.1 支持力曲面

地盤の支持力は，地盤に作用する鉛直力V・水平力H・曲げモーメントM といった連成荷重に応じて決定される．これまでの多くの載荷実験[1)2)3)4)5)6)7)8)]から，地盤が極限支持力に達したときのV・H・Mの組合せは図–3.2.1 に示すようなラクビーボール状の曲面上に分布することがわかっている．ここでは, M軸に対しては, Mを基礎幅Bで除して三軸の次元を合わせている. また, 静力学公式を用いて, ある地盤条件における極限支持力の組み合わせV・H・Mの分布を求めてもラグビーボール状の曲面を形成する．これを支持力曲面と呼ぶ．支持力曲面は，実験結果に基づいて構築された近似式であり，静力学公式による連成荷重を受けるときの極限支持力と比較しても同等以上の精度で予測できるものと考えられる．支持力曲面はいくつか提案されているが最も単純化されたもののひとつとして，Nova and Montrasioは式(3.2.1)に示す放物線関数でモデル化している[6)].

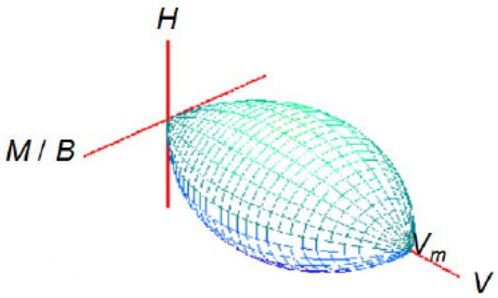
$$h_F^{\,2} + m_F^{\,2} - \xi_F^{\,2}\left(1-\xi_F\right)^{2\zeta} = 0 \qquad (3.2.1)$$

ここに，h_F，m_F，ξ_F は，H = M = 0 のときの極限鉛直支持力V_m を用いて無次元化された荷重で，それぞれ式(3.2.2) で表すことができる．

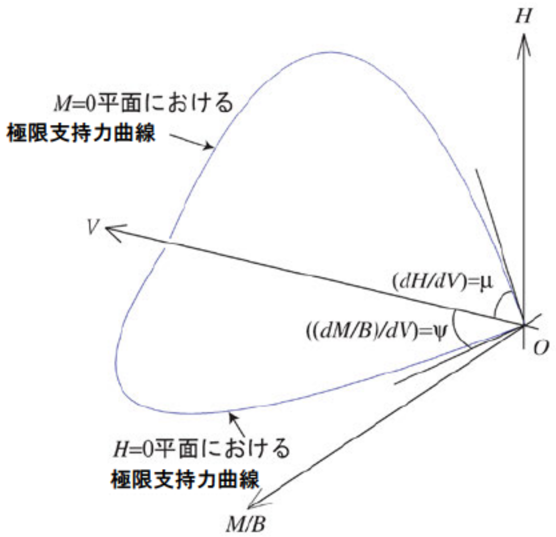
$$\left.\begin{aligned} h_F &= \frac{H}{\mu V_m} \\ m_F &= \frac{M}{\psi B V_m} \\ \xi_F &= \frac{V}{V_m} \end{aligned}\right\} \qquad (3.2.2)$$

ここで，図–3.2.2 にμ，ψの物理的意味を示す．同図は図–3.2.1 のM=0 断面，H=0 断面を示した図である．図中のμ，ψはそれぞれM = 0，H = 0 面における支持力曲面の原点における接線勾配である．M=0 のとき原点において$H = \mu V$ が成り立つので，一般に$\mu = \tan\phi$とすることができる．ここに，φは地盤のせん断抵抗角である．ψについては， Meyerhof理論を選択した場合ψ = 0.33，Vesicの修正案を選択した場合ψ =0.48 であるとされている[5) 9)]．ζは支持力曲面を規定するパラメータである．ζ = 0.95が推奨されているが[5) 9)]，1.0 で近似しても曲面の形状に大差はない．そこで，以下ζ = 1 とする．現在では, 支持力曲面の基礎の平面形状に関する依存度は大きくないと考えられているので[5) 9)], 式(3.2.1)はもともと帯基礎に対して提案された値であるが，それ以外の平面条件にも適用可能と考えられる．このように，支持力曲面は，静力学公式と同様に極限支持力を評価するものであり，極限状態での力の釣合を表すものである．支持力曲面の実用性は，単調載荷実験に基づいた検証により確認されてい

る[6]．



図–3.2.1　支持力曲面の概念図



図–3.2.2　支持力曲面上におけるμ，ψの概念図

3.2.2 マクロエレメント理論

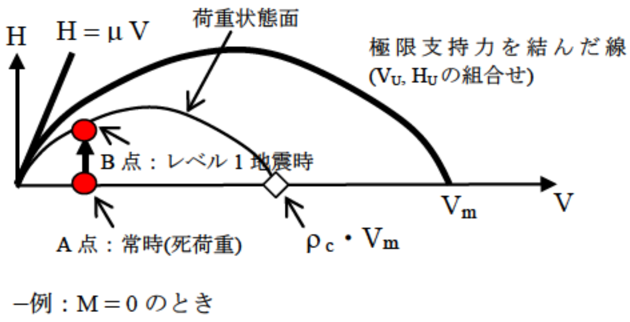
前述した支持力曲面は極限支持力を評価するものであり，基礎の変位と関連づけられたものではない．これに対して，マクロエレメント理論は，組合せ荷重を受ける基礎・地盤系を一つの要素として扱い，巨視的(マクロ）な塑性挙動を記述するものである．地盤の塑性化の進展を記述する方法の一つに，塑性硬化を仮定するものがある．これは，組合せ荷重の増加に伴い，支持力曲面の内側でそれと相似な曲面が発展するという理論に基づく考え方である．そして，支持力曲面の発展と変位の増加の関係を，塑性論に沿って記述する．また，曲面が支持力曲面に至った時が極限であり，その後は完全塑性状態にあると考える．例えば，Nova and Montrasio[5] は，等方硬化を仮定したモデルを提案している．以下，Nova and Montrasioのモデルに沿って記述すると，ある組合せ荷重V・H・Mを受けたときの荷重状態面は次式で表される．

$$h_F^{\ 2} + m_F^{\ 2} - \xi_F^{\ 2}\left(1 - \xi_F/\rho_c\right)^2 = 0 \tag{3.2.3}$$

ここに，図–3.2.3 に示すようにρ_cは組合せ荷重V・H・Mを式(3.2.1)に代入したときに得られる荷重状

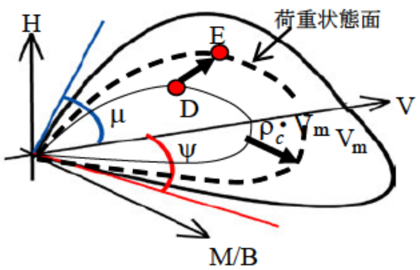
態面とV軸の交点をV_mで除した値であり，$\rho_c \cdot V_m$は組合せ荷重V・H・M(B点)によって求められるV軸の値である．したがって，ρ_cは荷重状態面の大きさを表すパラメータであると同時に，増加する組合せ荷重を増加する等価な鉛直力に置き換えているパラメータである．式(3.2.3)をρ_cについて解くと，ρ_cは荷重V・H・Mを用いて式（3.2.4）で表わされる．

$$\rho_c = \frac{\xi_F}{1-\left(\dfrac{h_F^{\,2}+m_F^{\,2}}{\xi_F^{\,2}}\right)^{1/2}} \tag{3.2.4}$$



図−3.2.3　支持力曲面におけるρ_cの定義

図−3.2.4に，荷重状態面の発展を模式化した．ここに，説明を簡単にするためM = 0 を仮定した．ある組合せ荷重が荷重空間内ではD点であると置いたときに,そこから載荷を受けてE点へと組合せ荷重は荷重空間を移動した場合，初めは荷重状態面はD点を通るように設定されるが，D点からE点へと荷重を受ける場合には荷重状態面は膨らみ，E点から載荷後の$\rho_c \cdot V_m$が定義される．この載荷後の荷重状態においても式(3.2.3)を満足するようになる．このルールは，コンシステンシー則と呼ばれている．このように，$\rho_c \cdot V_m$を定義しラグビーボール状の曲面の大きさも相似的に変化させることで基礎の挙動を表現するものである．ρ_cが発展し，最終的に1になると，荷重状態面は支持力曲面と一致し，極限状態になる．以後の載荷に対して荷重状態面は支持力曲面を越えない．



図−3.2.4　支持力曲面の発展

次に荷重状態面の発展と変位の増加を関係づけて説明する．荷重状態面の発展と鉛直変位・水平変位・回転変位の増加は，中心鉛直荷重を受ける直接基礎の挙動に基づく硬化側により与えられる．中心鉛直載荷を受ける直接基礎の鉛直荷重 V と鉛直変位 S の関係は，式(2.3.2)に示したとおり指数関数で表わされる．

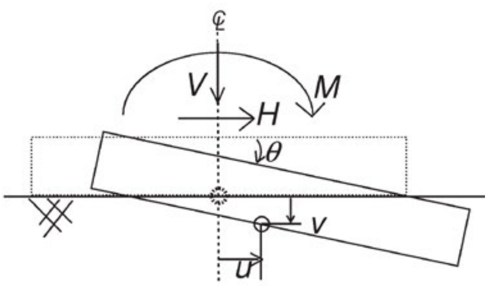
$$\frac{V}{V_m} = 1 - \exp\left(-\frac{K_0 S}{V_m}\right) \tag{3.2.5}$$

第 1 章に示したように指数関数の降伏点は，載荷試験の第 1 限界点である極限荷重の 0.6 倍程度を近似する．ここで，極限荷重の 0.6 倍のときの荷重状態面を降伏曲面と定義すると，鉛直変位量Sは，荷重状態面が降伏曲面より内側にあるときはいかなる荷重状態においても基礎は弾性変位に留まるが，降伏曲面上にある，あるいは降伏曲面より大きく発展する場合は塑性変形が生じる．このとき全変位Sのうち，残留変位成分は塑性変位成分S^{pl}に，残留変位を伴わない変位成分は弾性変位成分$S^{el\text{-}up}$に分解される．そして，直接基礎の場合，荷重が小さい段階から浮上りが生じ，浮上りに伴う変位が生じるため，弾性変位成分$S^{el\text{-}up}$は，真の弾性変位成分S^{el}と浮上りによる変位成分S^{up}に分解される．ここで，弾性変位成分$S^{el\text{-}up}$が塑性変位成分S^{pl}に比べて無視できるほど小さいと考えれば，鉛直変位Sは全て塑性成分S^{pl}であるとモデル化することができ，中心鉛直載荷を受ける直接基礎の鉛直力Vと塑性成分となる鉛直変位S^{pl}の関係は，式(3.2.5)に基づき式(3.2.6)で近似できる[5)]．

$$\frac{V}{V_m} = 1 - \exp\left(-\frac{K_0 S^{pl}}{V_m}\right) \tag{3.2.6}$$

次に，式(3.2.6)を組合せ荷重に対して用いるために，左辺のV/V_mを式(3.2.3)で得られる荷重状態面の大きさρ_cで置き換える．また，塑性鉛直変位S^{pl}，塑性水平変位u^{pl}，回転変位θ^{pl}の 2 乗和の平方根をとったものを組合せ変位S^{pl}・u^{pl}・θ^{pl}に等価な鉛直変位S_cと定義して式(3.2.7)とする．各変位の概要は，図–3.2.5 に示すとおりである．

$$S_c = \left\{\left(S^{pl}\right)^2 + \left(\alpha_M u^{pl}\right)^2 + \left(\gamma_M B\theta^{pl}\right)^2\right\}^{0.5} \tag{3.2.7}$$



図–3.2.5　各変位成分の概要

ここで，Bは基礎幅，α_M，γ_M は水平変位成分と回転変位成分を鉛直変位成分に換算するための無次元パラメータであり，いくつかの荷重組合せで偏心・傾斜荷重を載荷した実験結果に対するキャリブレ

ーション解析からα_M =2.8，γ_M =1.7とされている[1)]．したがってρ_c，S_cを用いて式(3.2.6)を書き換えれば，組合せ荷重を受けるときの硬化側は式(3.2.8)の通りとなり，等価荷重ρ_cと等価変位S_cを用いて，中心鉛直載荷のときのV–S関係(式(3.2.6))と同様に，ρ_c–S_c関係を表すことができる．

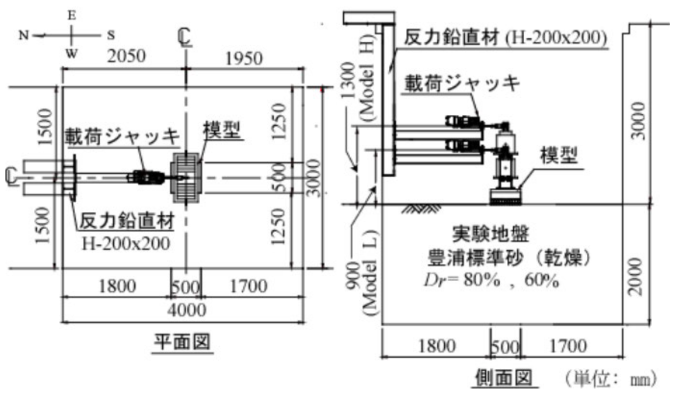
$$\rho_c = 1 - \exp\left(- \frac{K_0 S_c}{V_m} \right) \qquad (3.2.8)$$

このように，マクロエレメント理論は，基礎底面に作用する荷重に対して，基礎底面地盤の反力と変位の関係を表すものであり，組合せ単調載荷荷重を受ける基礎の荷重・沈下関係に関する実験結果を十分な精度で再現できることが確認されている[6)].

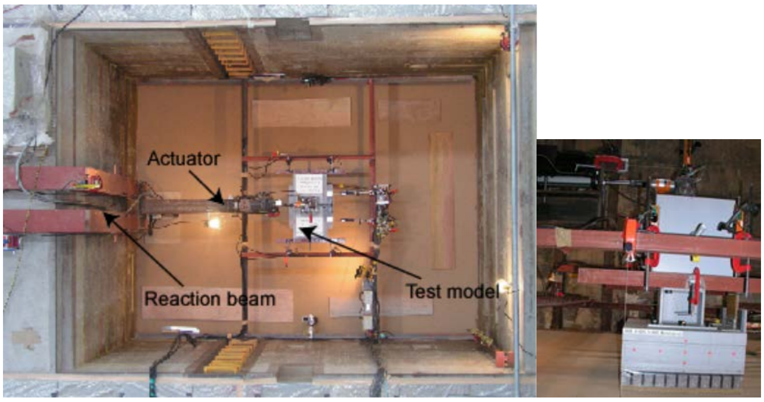
3.3 分析に用いた繰返し載荷実験と振動台実験の概要

(1) 繰返し載荷実験

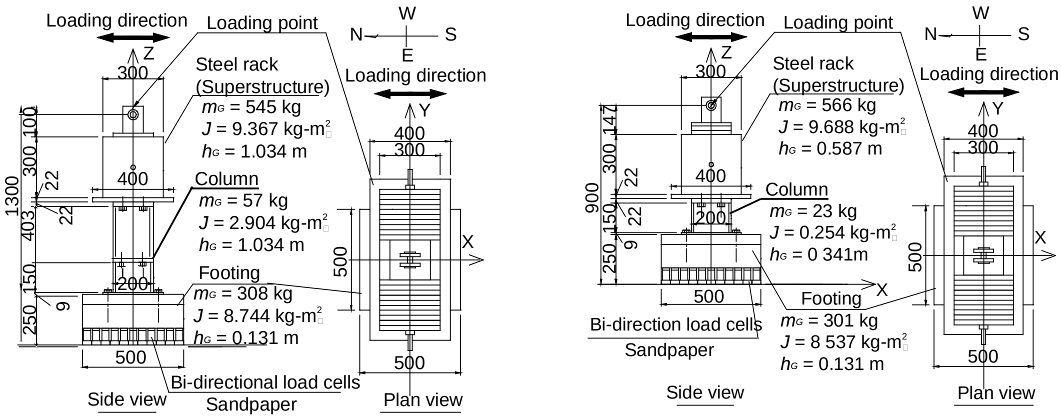
繰返し載荷実験は，直接基礎模型を用いた一方向及び正負交番繰返し載荷を行い，大規模地震時の基礎の挙動や残留変位の進展性について調べたものである．本実験に関する詳細は文献 10) を参照されたい．図–3.3.1 及び写真–3.3.1 に実験概要を，図–3.3.2 に実験模型を示す．また，表–3.3.1 に実験ケースを示す. 実験は土木研究所基礎特殊実験棟内にある深層土槽(土槽寸法は幅 3 m×長さ 4 m×深さ 11 m)を用いている．土槽底面から 6 m の底部地盤は鹿島砂を用いてかさ上げし，その上に気燥状態の豊浦標準砂により 2m の支持層を構築している. なお, 支持層の密度は相対密度 Dr=80 %もしくは, 60 %になるように調整している．この支持地盤に基礎部・柱部・上部構造部からなる模型を設置し，模型天端にジャッキにより水平荷重を載荷した．模型は，偏心傾斜量の影響を確認するために，実際の橋脚基礎の設計実績を踏まえて，基礎底面から載荷位置までの高さを 1300 mm とした Model H と高さを 900 mm とした Model L の 2 パターンである．これにより，基礎に作用するモーメント M と水平力 H の比率 M/H 比を変化させている．また，ジャッキにより与えた載荷変位は，図–3.3.3 に示すように，プレート境界型地震を想定した繰返し回数の多い Type I 載荷パターンと，内陸直下型地震を想定した繰返し回数が少ない Type II 載荷パターン，さらに一方向のみに繰返す Type II 載荷パターンとした静的な変位である．



図–3.3.1 水平載荷実験概要(繰返し載荷実験)



写真–3.3.1 水平載荷試験状況(繰返し載荷実験)

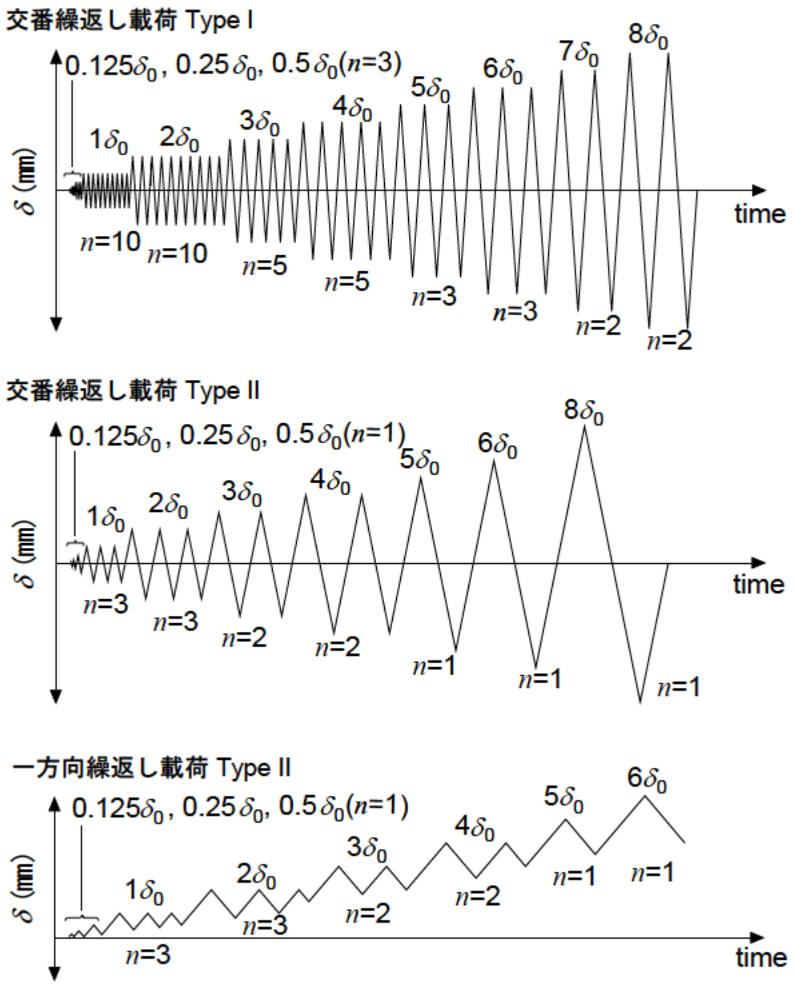


(a) Model H (載荷点高い)　　(b) Model L (載荷点低い)

図–3.3.2 実験模型(繰返し載荷実験)

表–3.3.1 模型載荷実験ケース(繰返し載荷実験)

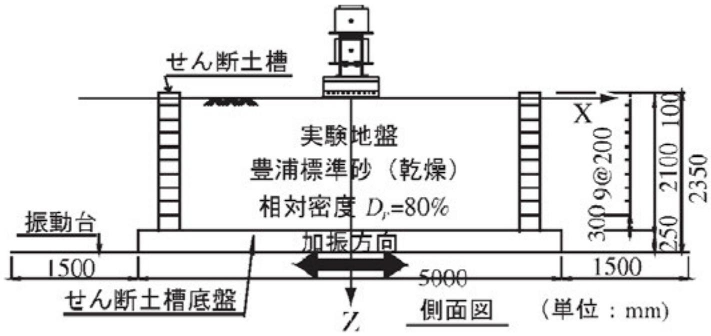
Case	実験模型モデル	載荷パターン		相対密度D_r(%)
C 1	Model V	鉛直載荷		80
C 3	Model H (High pier)	単調水平載荷		80
C 4		一方向繰返し載荷	Type II	
C 5		交番載荷		
C 6	Model L (Low pier)	単調水平載荷		80
C 7		交番載荷	Type I	
C 8			Type II	
C 9	Model L (Low pier)	単調水平載荷		60
C 10		交番載荷	Type I	
C 11			Type II	



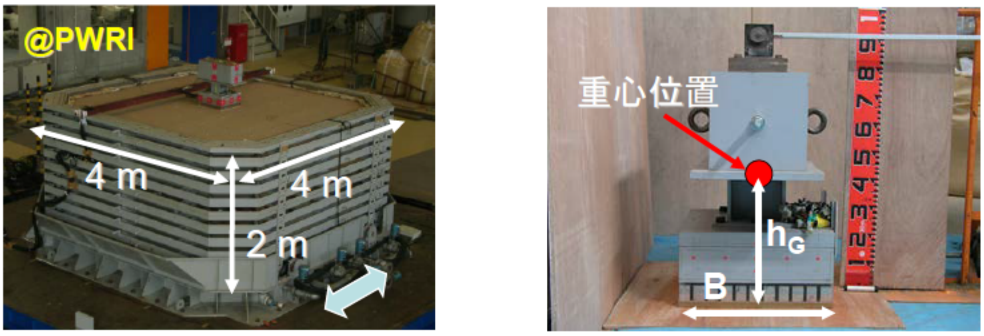
図–3.3.3 載荷パターン(繰返し載荷実験)

(2) 振動台実験

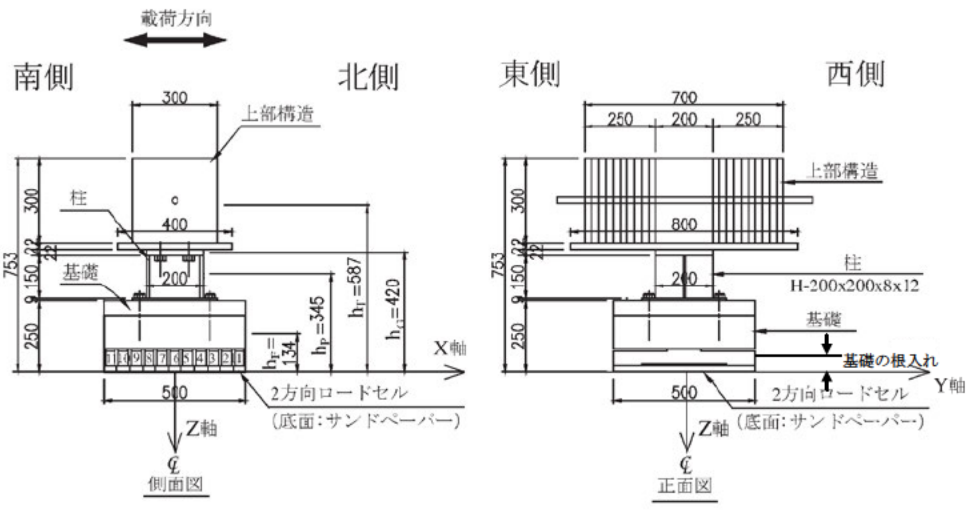
振動台実験は，土木研究所振動台実験施設内にある三次元大型振動台を用いて行われたものであり，詳細は，文献 11) にまとめられている．図–3.3.4 及び写真–3.3.2 に実験装置の概要を，図–3.3.5 に実験模型を示す．また，表–3.3.2 に実験ケースの一覧を示す．なお，本文で対象とするのは，表–3.3.2 のうち，S1–2，S1–4，S1–5，S2–2 である．地盤は，静的載荷実験で用いたものと同じ気乾状態の豊浦標準砂を用いて内径 4×4 m のせん断土槽内に作製された．支持層の厚さは 2 m で相対密度は 80%の場合のみを対象とした．三軸圧縮試験結果より，粘着力 c=0 として求めた内部摩擦角は 42.1° であった．作製された地盤上に直接基礎模型を設置した．模型は鋼製で，基礎部・柱部・上部構造部からなる．想定した基礎底面の入力地震動は，タイプ I が 1993 年北海道南西沖地震において七峰橋周辺地盤上で観測された地震動(以下，七峰橋波)，タイプⅡが 1995 年兵庫県南部地震において神戸気象台(JAM-kobe)で観測された地震動(以下，兵庫県南部地震観測波)であり，図–3.3.6 に各地震動の周期と加速度時刻歴を示す．



図−3.3.4　実験装置の概要(振動台実験)



写真−3.3.2　実験装置の概要(振動台実験)

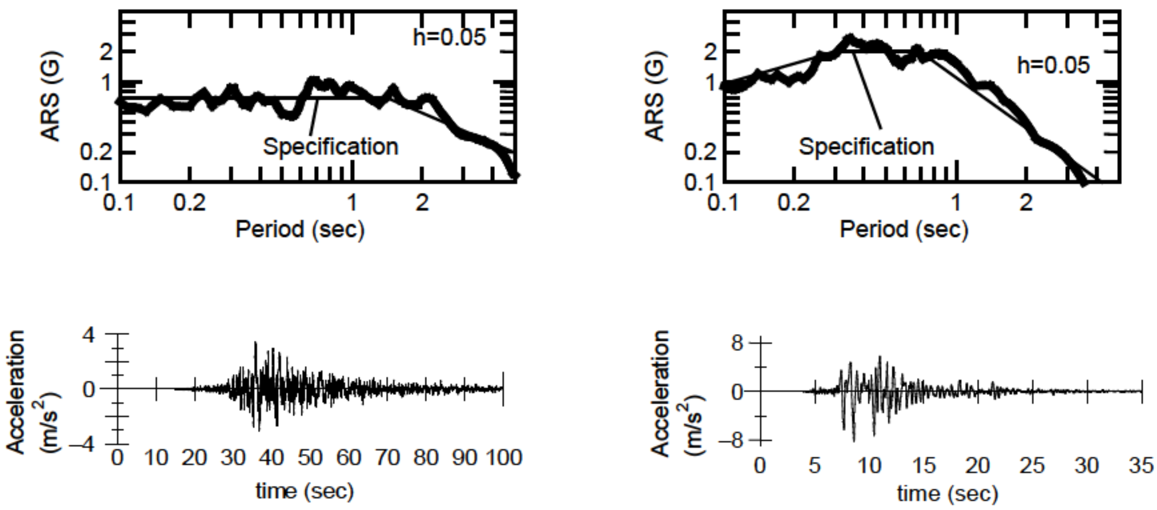


図−3.3.5 実験模型(振動台実験)

表–3.3.2　実験ケース一覧(振動台実験)

Case	実験概要	予定最大入力加速度	テーブル上の計測最大加速度	基礎の根入れ*2
S1–1	スイープ波 *1	50 gal	112 gal	0 mm
S1–2	七峰橋波入力	386 gal	601 gal	0 mm
S1–3	Sweep wave	50 gal	106 gal	0 mm
S1–4	一旦模型を撤去 → 地表面を成型．バイブレータで締め固め → 模型を元の位置に据付 → 1995 年兵庫県南部地震観測波を入力	812 gal	712 gal	50 mm
S1–5	一旦模型を撤去 → 地表面中心よりずれた位置に模型据付 → 1995 年兵庫県南部地震観測波を入力 → S2 ケースに向けて地盤を完全に撤去	812 gal	726 gal	0 mm
S2–1	スイープ波*1	50 gal	110 gal	10 mm
S2–2	加速度を 80%に低減した兵庫県南部地震観測波	650 gal	557 gal	10 mm

＊1：スイープ波は 50gal の加速度で 1Hz/s の割合で 1Hz から 30Hz まで振動数を漸増させた波である．
＊2：図 3.3.5 に示す，基礎底面からの高さ．



(a)　Type Ⅰ　2003 年十勝沖地震　　(b)　Type Ⅱ　1995 年兵庫県南部

図–3.3.6　基礎底面の入力地震動(振動台実験)

3.4 支持力曲面及びマクロエレメント理論による地震時挙動の再現性の確認

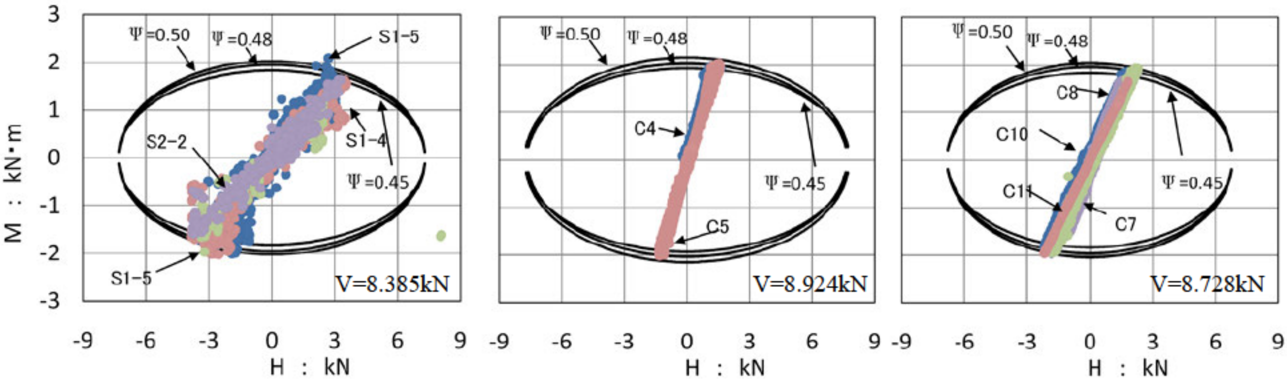
本節では，単調載荷実験に基づいて提案された支持力曲面とマクロエレメント理論が地震時のような繰返し荷重に対しても適用可能であるか確認する．まず，3.4.1 では，支持力曲面に着目して，3.3 で示した繰返し載荷実験と振動台実験より得られた直接基礎底面の荷重と支持力曲面との関係を整理して，支持力曲面が地震荷重を受ける場合においても極限状態での力の釣合を表現できることを確認する．次に，3.4.2 では，マクロエレメント理論に着目して，3.3 で示した繰返し載荷実験と振動台実験より得られた直接基礎底面の荷重・変位関係とマクロエレメント理論により求めた荷重・変位関係を比較することで，地震荷重を受ける場合においてもマクロエレメント理論を用いれば基礎底面地盤の反力と変位の関係を表現できることを確認する．

3.4.1 支持力曲面における地震時挙動の再現性の確認

図–3.4.1 に基礎底面に作用する水平力H–曲げモーメントM関係，図–3.4.2 に鉛直力V –曲げモーメントM関係の実験値(図中のプロット)と式(3.2.1)より求めた支持力曲面の理論値(図中の実線)を示す．理論値に用いる支持力曲面式のパラメータについて，V_mは中心鉛直載荷試験より求めた極限支持力を用いた．支持力曲線の形状を表すパラメータμ，ψについては，これまでの研究成果[1)5) 12)]より，ψ =0.33～0.50，μ =tanφであるといわれており，中谷らは，ψ =0.48，μ =tanφとすることで実験結果をよく予測できるとしている[12)]．これを踏まえてμは三軸試験より得られた内部摩擦角φより設定し，ψは既往の研究成果[5)] をもとに 0.45，0.48，0.50 としている．また，図–3.4.1 のH–M関係は$V=V_0$(死荷重)における支持力曲面の断面図であり，図–3.4.2 のV–M関係は実験で最大曲げモーメントが計測された時刻に計測された水平力Hにおける支持力曲面の断面図である．なお，図–3.4.2 は曲面のうちVが小さい範囲を拡大して示す．

図–3.4.1 及び図–3.4.2 に示すように，実験値の荷重経路は鉛直力がほぼ一定である一方で水平力と曲げモーメントは比例関係を保ちながら大きく変動していることが確認できる．実線で示した支持力曲面による理論値は，実験値をほぼ包含しており，極限支持力状態をよくモデル化していると考えられる．さらに，表–3.4.1 に，実験で計測された基礎底面の最大曲げモーメントの実験値とψ =0.45 及び 0.48，0.50 とし，式(3.2.1)より算定した理論値の最大曲げモーメントの比を示す．ψ =0.48 とした場合，理論値と実験値との比率はほぼ 1.00 程度であり，理論値が実験値を再現できていることが確認できる．

以上より，支持力曲面は，単調載荷実験結果に基づき提案されてきたものであるが，地震時のような繰返し載荷状態に対しても適用可能であると考えられる．

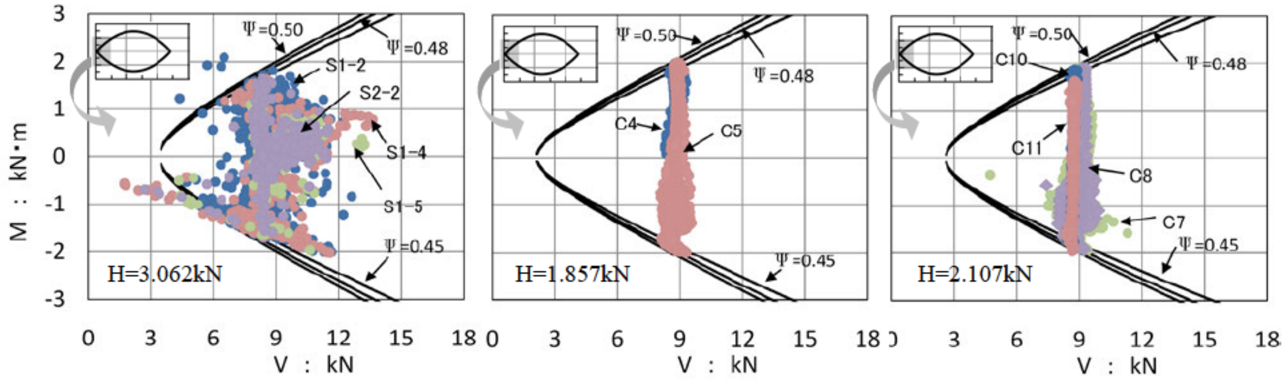


(a) 振動台実験　　(b) 密な砂地上での繰返し載荷　　(c) 中密な砂地盤での繰返し載荷

Case S1–2, 1–4, 1–5, S2–2 は大型せん断土層を用いた振動台実験[11)]

Case C4, C5, C7, C8, C10, C11 は繰返し載荷実験結果[10)]

図–3.4.1　H-M 曲面　(描写した支持力曲面の断面のVの値= 死荷重)



(a) 振動台実験　　(b) 密な砂地上での繰返し載荷　　(c) 中密な砂地盤での繰返し載荷

Case S1–2, 1–4, 1–5, S2–2 は大型せん断土層を用いた振動台実験[11)]

Case C4, C5, C7, C8, C10, C11 は繰返し載荷実験結果[10)]

図–3.4.2　V – M 曲面　(描写した支持力曲面の断面の H の値 = (a)は Case S1–2, (b)は C2, (c)は C8 で最大 M が生じたときの H)

表–3.4.1　実験計測された基礎底面の最大モーメントと支持力曲面式による最大モーメント予測値の比較

実験ケース	載荷高さ h (m)	M_{max} (kN･m)						
		実験値	計算値			計算値 / 実験値		
			ψ = 0.45	ψ = 0.48	ψ = 0.5	ψ = 0.45	ψ = 0.48	ψ = 0.5
S1–2	0.42	2.087	1.567	1.642	1.690	0.765	0.787	0.810
S1–4		1.620				0.986	1.014	1.043
S1–5		1.178				1.356	1.394	1.435
S2–2		1.633				0.978	1.006	1.035
C 4	1.3	1.996	1.900	1.997	2.103	0.952	1.001	1.054
C 5		2.017				0.942	0.990	1.043
C 7	0.9	1.932	1.825	1.953	2.011	0.945	1.011	1.041
C 8		1.891				0.965	1.033	1.063
C 10		1.862	1.754	1.869	1.930	0.942	1.004	1.037
C 11		1.753				1.001	1.066	1.101

計算値：$V= V_0$ (死荷重)断面における支持力曲面上で，M/H = 載荷高さhとしたときのM

3.4.2 マクロエレメント理論における地震時挙動の再現性の確認

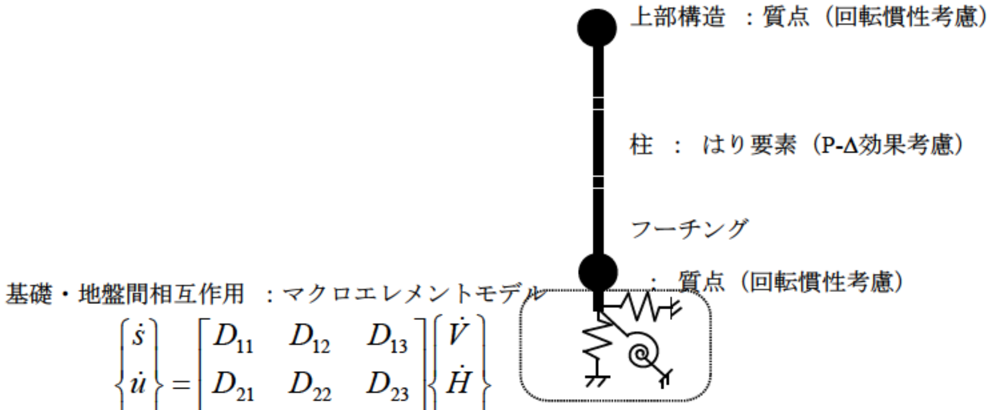
マクロエレメント理論について地震時のような繰返し荷重に対する適用性を確認するため，荷重・変位関係についても実験結果と計算結果を比較する．

前述したように，マクロエレメント理論は，もともと単調載荷荷重を受ける基礎の荷重・変位関係に基づき構築されてきた経緯があり,これには直接基礎の浮上りの影響が考慮されていない.しかし，直接基礎は，地震時に震度が非常に小さい段階から浮き上がりが生じ，浮上りに伴って基礎直下地盤の剛性が減少して非線形挙動を示すことから，荷重・変位関係も浮上りによる影響を考慮する必要がある．このため，浮上りの影響を考慮していないモデルを用いて，繰返し荷重に対する荷重・変位関係を求めると実際のものとは異なるという問題がある．これに対して，中谷らは，地盤の塑性化，基礎の浮上りを考慮して大地震時の基礎の非線形挙動をシミュレートするためのマクロエレメントモデルを開発し[12) 13)]，これにより浮上りを考慮した実際の挙動を評価できることを示している．今回の検討ではこの数値計算モデルを用いた．これは，文献 12)にてFortranソースコードが公開されているものであり，モデルの詳細についてもまとめられている．ここでは，中谷らの検討結果[12)]を紹介する．

(1) 載荷実験のシミュレーションに用いる数値計算モデルの概要

図–3.4.22 に数値計算モデルの概要図を示す．上部構造部・柱部・基礎部からなるものとし，上部構造は回転慣性を考慮した質点で，橋脚は各節点位置の集中質量とはり要素で，フーチングは回転慣性を考慮した質点で，基礎・地盤間の相互作用は開発したマクロエレメントでモデル化した．マクロエレメントにおける変位増分は塑性成分(非可逆成分)と弾性･浮上り成分(可逆成分)を足し合わせることで求める．ここで，塑性成分(非可逆成分)は，例えば，曲げモーメントによる沈下の累積を再現するものであり(図–3.4.23)，弾性・浮上り成分(可逆成分)は，実験に基づいて最大点・原点指向型履歴則を設定したものである(図–3.4.24)．また，表–3.4.8 に，マクロエレメントの挙動を規定する各パラメー

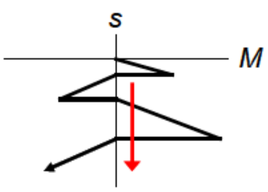
タを示す．マクロエレメントの挙動を規定するパラメータは，弾性ばね定数，支持力曲面の形状パラメータ，荷重状態面の発展則を決定するためのパラメータ及び非関連流れ則を用いるために必要な塑性ポテンシャル面の形状を決定するパラメータである．これらのパラメータは，鉛直載荷実験や既往の研究成果に基づいて設定したものであり，設定経緯については文献 12)に詳しく示されている．なお，支持力曲面の形状パラメータであるμ，ψについては，3.4.1 で示したとおりである．また，塑性ポテンシャル面の形状を決定するパラメータであるλ，χは，直接基礎の支持層となるような比較的硬質な地盤では 0.49 が実験値に対して精度が良いことが明らかになっていることから 0.49 としている．



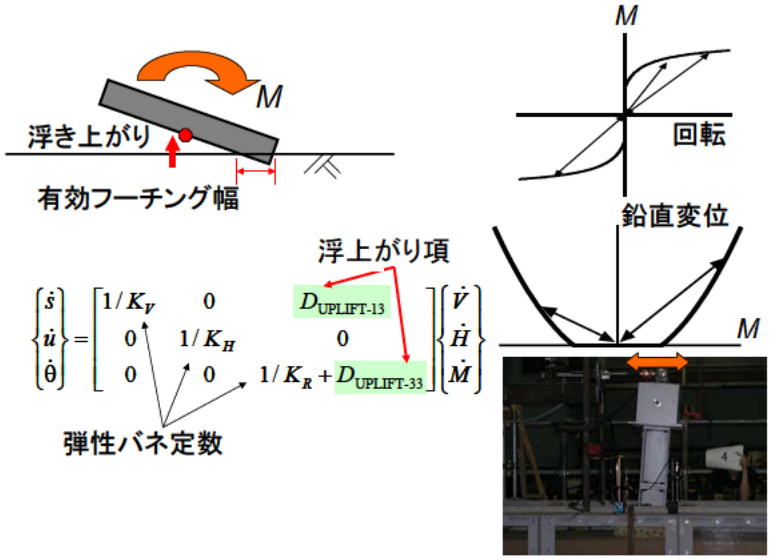
$$\begin{Bmatrix} \dot{s} \\ \dot{u} \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{V} \\ \dot{H} \\ \dot{M} \end{Bmatrix}$$

D は，増分変位成分と増分荷重の関係を表すためのコンプライアンスであり，この逆が要素剛性になる。

図–3.4.22 数値計算モデルの概要図



図–3.4.23 基礎底面に作用する曲げモーメントによる沈下の累積のイメージ



図–3.4.24　基礎底面の浮上りのモデルのイメージ

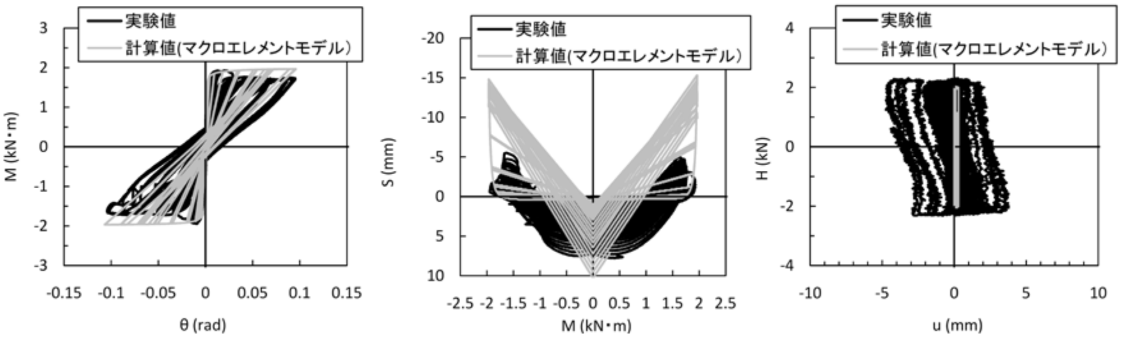
表–3.4.8　マクロエレメントの挙動を規定するパラメータ

パラメータ名		設定値
弾性バネ定数	K_v (kN/m)	89179
	K_h (kN/m)	72794
	K_r (kN・m/rad)	4420
せん断弾性係数	G (kN/m^2)	55000
荷重状態面の硬化則	K_0 (kN/m)	48946
	V_m (kN)	244.8
	α_M	2.8
	γ_M	1.7
支持力曲面の形状を規定するパラメータ	ζ	0.95
	μ	tanϕ
	ψ	0.48
塑性ポテンシャル面の形状を規定するパラメータ	λ	0.49
	χ	0.49

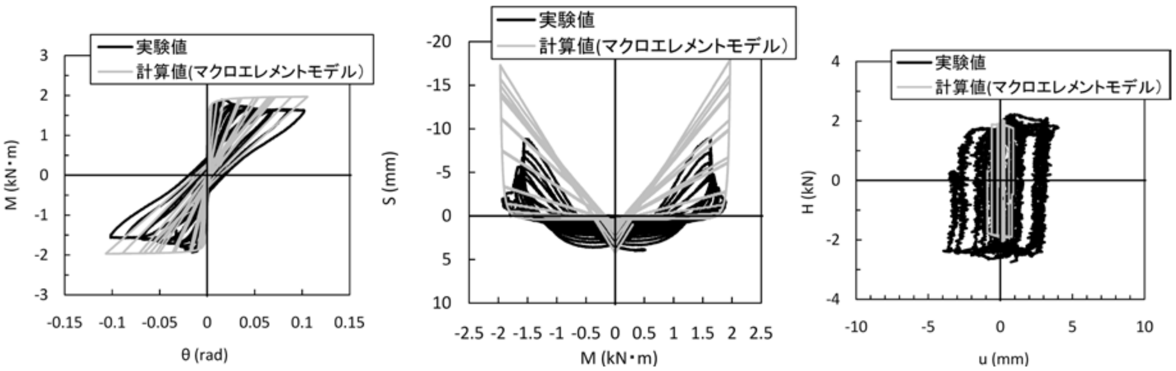
(2)　繰返し載荷実験のシミュレーション結果

ここでは，繰返し載荷実験のシミュレーション結果を紹介する．文献 12)では，繰返し載荷実験において載荷点で計測された変位を入力した静的解析により実験のシミュレーションが行われている．

図–3.4.25 に基礎底面の荷重・変位関係の履歴ループを示す．繰返し載荷試験は，模型死荷重(上部構造・橋脚・基礎)以外の鉛直力は作用させておらず，試験中は鉛直力が一定であったが，鉛直力 V が一定であっても地震力によって生じる水平力 H･曲げモーメント M との連成効果により基礎底面中心位置における残留水平変位 u や残留回転角θだけでなく残留沈下 S も生じていることがわかる．図–3.4.25 より，残留水平変位 u や浮上り量は実験値と乖離が見られるが，回転角θと曲げモーメント M との関係や沈下量 S が累積していく様子について，計算値は地震動のタイプによらず実験値をよく表現できていることがわかる．



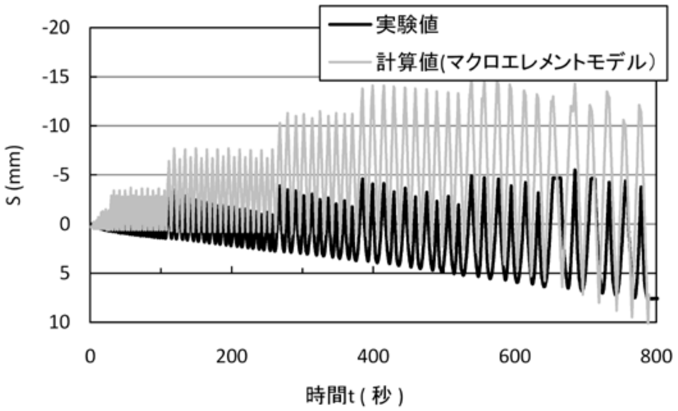
(a)　C7(TypeⅠ)



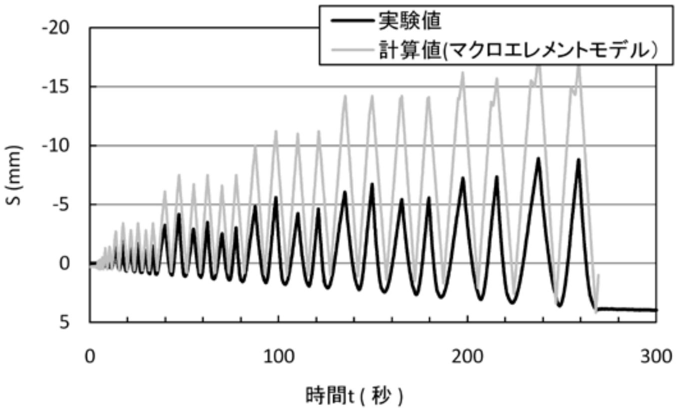
(b)　C8(TypeⅡ)

図–3.4.25　基礎底面に作用する荷重・変位関係

図–3.4.26 に，直接基礎の沈下量の時刻歴を示す．地震後の直接基礎の性能は，残留変位量，特に沈下量に依存すると考えられるために，沈下量 S に着目して結果を示した．沈下量については，プラス側が沈下，マイナス側が浮上りを示している．これより，加振中には実験値，計算値ともに浮上りに伴う上下動と沈下が累積している様子がみてとれる．計算値の浮上り量は実験値と比較して大きいものの，最終的な残留沈下量についてはほぼ同等の値を示している．



(a)　C7(TypeⅠ)



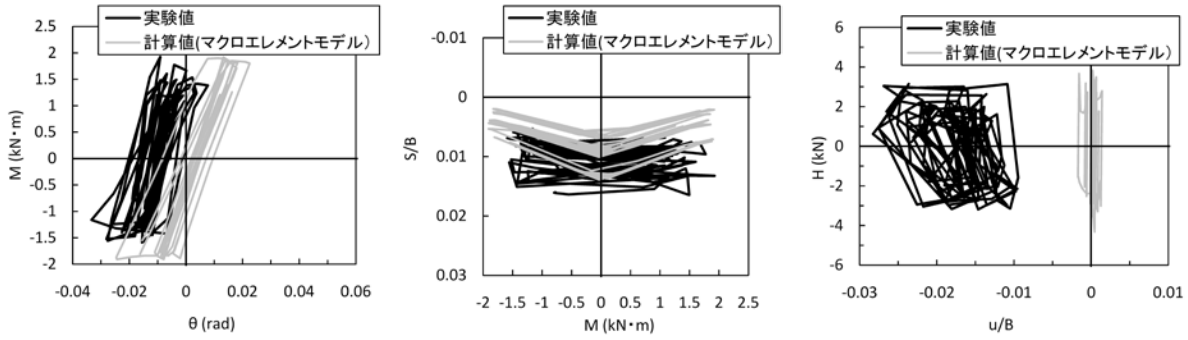
(b)　C8(TypeⅡ)

図–3.4.26　基礎の沈下量の時刻歴

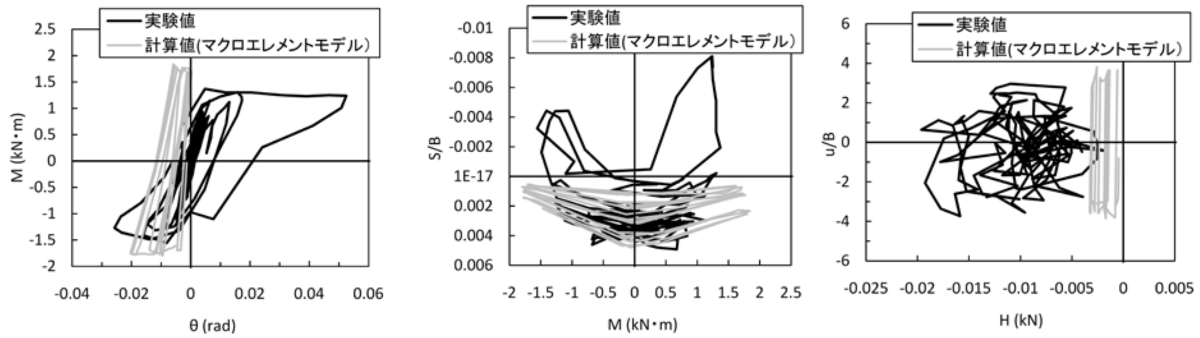
⑶　振動台実験のシミュレーション結果

ここでは，振動台実験のシミュレーション結果を紹介する．文献 12)では，振動台実験のシミュレーションは，動的解析より行われている．入力地震動は，実験において地表面で計測された加振方向の水平地震動であり，これを図–3.4.22 に示したマクロエレメント部に入力している．

図–3.4.27 に基礎底面の荷重・変位関係の履歴ループを示す．加振中は，模型死荷重(上部構造・橋脚・基礎)以外の鉛直力は作用させておらず，鉛直力が一定であったが，鉛直力 V が一定であっても地震力によって生じる水平力 H･曲げモーメント M との連成効果により基礎底面中心位置における残留水平変位 u や残留回転角θだけでなく残留沈下 S も生じていることがわかる．図–3.4.27 より，残留水平変位 u や浮上り量は実験値と乖離が見られるが，回転角θと曲げモーメント M との関係や沈下量 S が累積していく様子について，計算値は地震動のタイプによらず実験値をよく表現できていることがみてとれる．



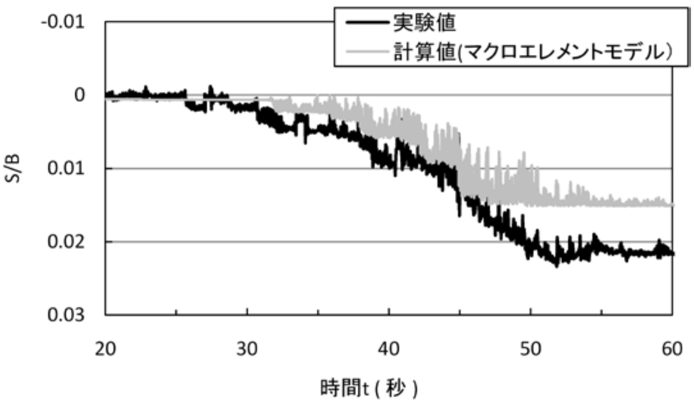
(a)　S1-1(Type Ⅰ)



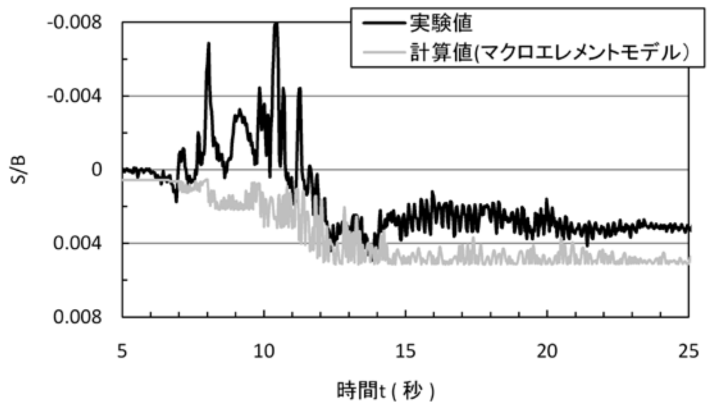
(b)　S2-2(Type Ⅱ)

図–3.4.27　基礎底面に作用する荷重・変位関係

図–3.4.28 に，直接基礎の沈下量の時刻歴を示す．沈下量については，プラス側が沈下，マイナス側が浮上りを示している．これより，加振中には実験値，計算値ともに浮上りに伴う上下動と沈下が累積している様子がみてとれる．(a)については，最終残留沈下量が実験値と計算値を比べると計算値のほうが小さく評価されているが，予測精度としては，実験値の倍半分の範囲内に収まっている．また，(b)について，残留沈下量は計算値の方が実験値に比べるとやや大きくなっているが，最大沈下量としてはほぼ同程度の値を示している．



(a)　S1-1(TypeⅠ)



(b)　S2-2(TypeⅡ)

図–3.4.28　基礎の沈下量の時刻歴

3.4.3　支持力曲面及びマクロエレメント理論による地震時挙動の再現性の確認

支持力曲面は，極限状態での力の釣合を表すものであり，マクロエレメント理論は，基礎底面に作用する荷重に対して，基礎底面地盤の反力と変位の関係を表すものである．3.4.1 及び 3.4.2 より，支持力曲面もマクロエレメント理論も単調載荷だけでなく地震時のような繰返し荷重が作用する場合に対しても適用可能であることが確認できた．すなわち，3.4.1 では，支持力曲面に着目し，繰返し載荷実験と振動台実験より得られた直接基礎底面の荷重と支持力曲面との関係を整理して支持力曲面が地震荷重を受ける場合においても極限状態での力の釣合いを表現できることを確認した．また，3.4.2 では，マクロエレメント理論に着目して，繰返し載荷実験と振動台実験より得られた直接基礎底面の荷重・変位関係とマクロエレメント理論により求めた荷重・変位関係を比較することで，地震荷重を受ける場合においても基礎底面に作用する荷重に対して，マクロエレメント理論を用いれば基礎底面地盤の反力と変位の関係を表現できることを確認した．そして，3.1 で現行設計の鉛直支持力照査の問題点として，【現行の設計法が有する課題 1】に組合せ荷重による連成効果が考慮されていないこと，また，【現行の設計法が有する課題 2】に支持力照査で想定している荷重経路が実際と異なることを示したが，これらに対しても，支持力曲面，マクロエレメント理論を用いれば，鉛直力が一定である

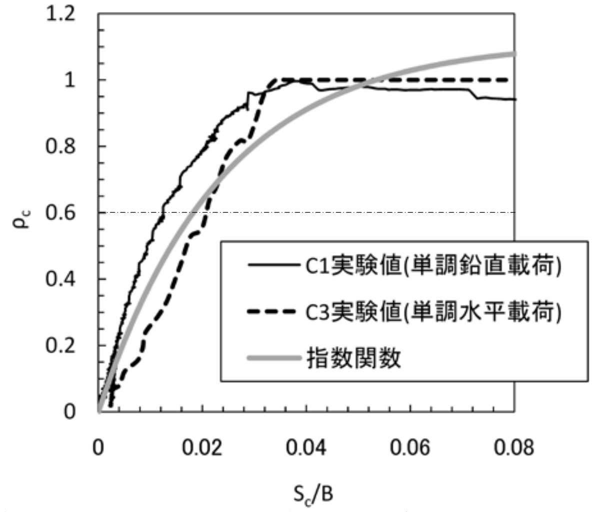
一方で水平力と曲げモーメントは大きく変動し，水平力と曲げモーメントとの連成効果により残留水平変位 u や残留回転角θだけでなく残留沈下 S も累積していくという実際の荷重・変位関係の軌跡をよく表現できることが確認された.

3.5 可逆性を担保するための弾性限界点の設定

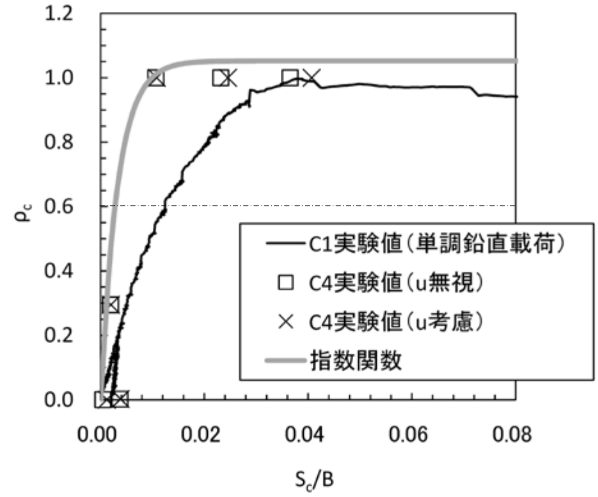
暴風時及びレベル 1 地震時には, 3.1 に示したように弾性限界を超えず可逆挙動を示すことを照査する必要がある．この照査方法としては，3.4.2 で示した数値計算モデルを用いて沈下量を求め，直接的に変位の照査をすることも考えられるが，モデル化に対する不確実要素も多く実務的ではない．そこで，より実務的な方法として，V・H・Mの連成荷重の大きさを表す等価荷重ρ_cをパラメータとして弾性限界点を評価し，弾性限界点に対して安全余裕を確保する照査手法を提案する．3.2 で紹介したように，荷重状態面の発展と鉛直変位・水平変位・回転変位量の増加は，中心鉛直荷重を受ける直接基礎の挙動に基づく硬化側により，式(3.2.8)のとおり等価荷重ρ_cと等価変位S_cを用いて指数関数で表せることが明らかにされている．この場合，極限荷重の 0.6 倍を支持力曲面における弾性限界点と考えることができるが，これまでの研究は単調載荷試験に基づいた検討であることから，本節では地震時のような繰返し荷重が作用する場合に対しても式(3.2.8)で示した指数関数が適用できるか確認したうえで弾性限界点の設定を行う.

図–3.5.1～図–3.5.5 に，表–3.3.1 に示した実験ケースのうち支持層の相対密度Drが 80%の結果を対象として，組合せ荷重を作用させた載荷実験より求めた等価荷重ρ_cと等価変位S_cをプロットしたもの，さらに式(3.2.8)に示したρ_c–S_c関係を近似する指数関数による計算結果を重ね書きして示す．なお，載荷試験から求める等価荷重ρ_cは各載荷レベル$n\delta_0$の最終サイクルに載荷点でピーク変位(図–3.5.6) が生じたときの荷重 (V, H, M) を式(3.2.4)に代入することで求め, 等価変位S_cは等価荷重ρ_cを評価したときの基礎の変位 (S, u, θ)を用いて式(3.2.7)にて算定した．ここで，3.4.2 に示したようにマクロエレメント理論により水平変位uを推定した場合，実験結果との乖離が確認されたことを踏まえて，等価変位S_cを求めるにあたり水平変位uを考慮した場合と考慮しない場合の両方でS_cを求めたが，最大水平抵抗力が発揮されるまでに生じる水平変位uは，ごく僅かであることから殆ど違いは確認されなかった(図–3.5.1～図–3.5.5 の×と□)．また，それぞれの図中には，参考までに地盤条件や模型の構造諸元が同じケースの単調鉛直載荷実験より得られる荷重・沈下関係を重ね書きして示した.

図–3.5.1～図–3.5.5 より，繰返し載荷実験から評価したρ_c–S_c関係をプロットすると，式(3.2.8)で示したρ_c–S_c関係を指数関数式で近似した計算結果の近傍に位置しており，ρ_c–S_c関係は，単調鉛直載荷実験より得られるV–S関係と同様に，指数関数曲線で近似できることがわかる．したがって，ρ_cが 0.6 付近を越えると残留変位が急増することとなり，ρ_cを 0.6 程度までに抑えておけば過大な残留変位は生じないものと考えられる．以上より，地震時のような繰返し荷重が作用する場合に対してもこの点を以て弾性限界点と評価できるものと考える.

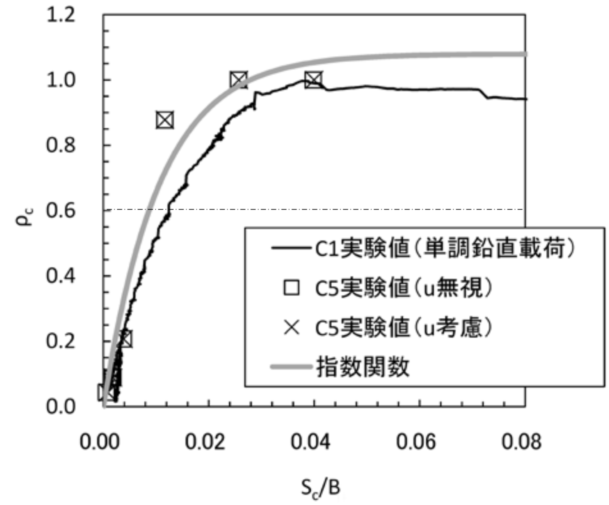


図–3.5.1　　単調水平(Case3)よび鉛直載荷実験結果より得られるρ$_c$–S$_c$関係



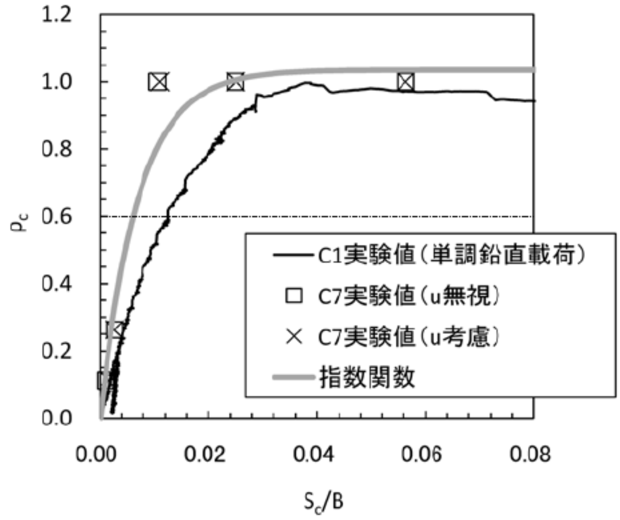
載荷変位δが 0.125δ$_0$から 2δ$_0$までの範囲で等価荷重ρ$_c$と等価変位S$_c$を評価

図–3.5.2　　Case 4 のρ$_c$–S$_c$関係



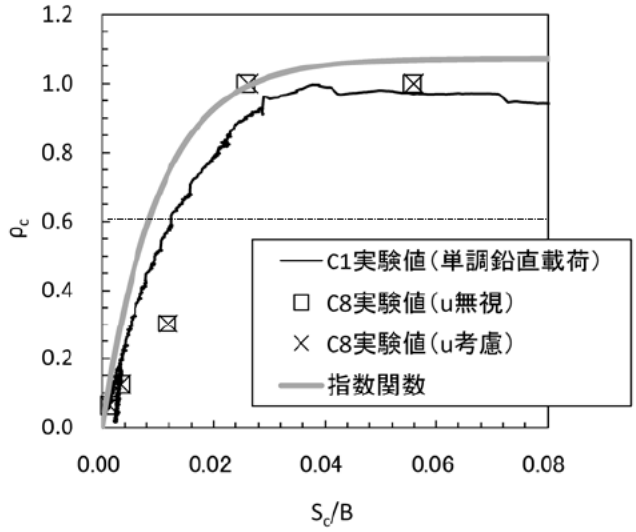
載荷変位δが 0.125δ$_0$から 2δ$_0$までの範囲で等価荷重ρ$_c$と等価変位S$_c$を評価

図–3.5.3　　Case 5 のρ$_c$–S$_c$関係



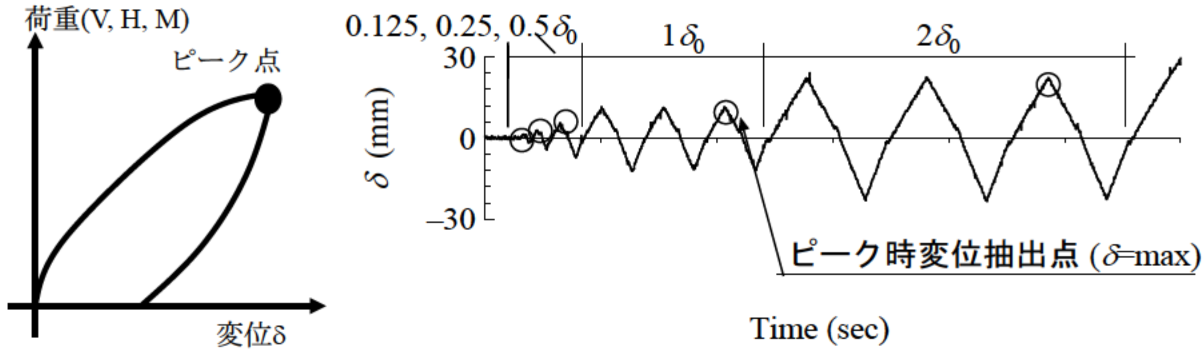
載荷変位δが 0.125δ_0から 2δ_0までの範囲で等価荷重ρ_cと等価変位S_cを評価

図–3.5.4　 Case7 のρ_c–S_c関係



載荷変位δが 0.125δ_0から 2δ_0までの範囲で等価荷重ρ_cと等価変位S_cを評価

図–3.5.5　 Case8 のρ_c–S_c関係



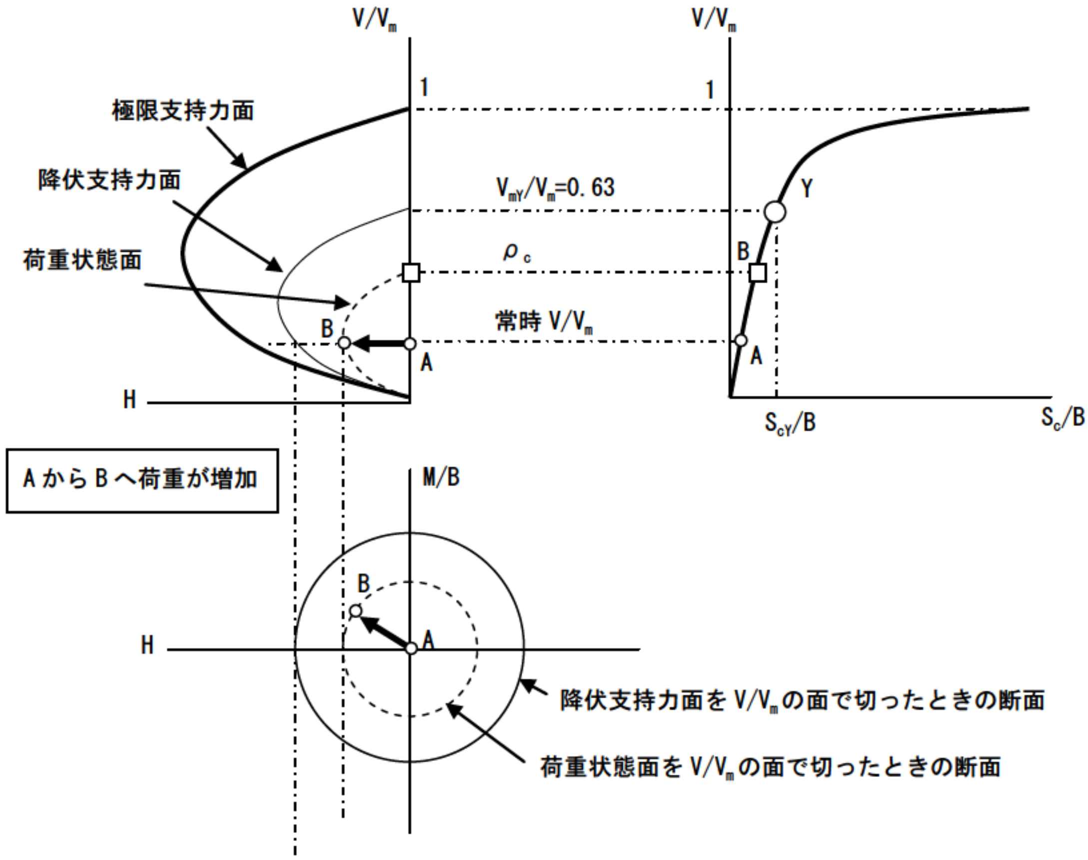
図–3.5.6　ピーク時の変位抽出点概念図

3.6 暴風時及びレベル1地震時における可逆性を保証する限界点に対する照査方法の提案

3.3～3.5 で得られた結果を踏まえて図–3.6.1 に暴風時及びレベル 1 地震時の照査概要を示す．照査としては，死荷重状態であるA点から曲げモーメントと水平荷重が一定の比率を保って組合せ荷重状態のB点まで増加し，B点の等価荷重状態が等価荷重ρ_c–等価変位S_c曲線上の弾性限界点Y点を超えなければ，基礎には過大な残留変位は生じず可逆性が担保されることになる．以上を踏まえて設計では，弾性限界照査に対しては，組合せ荷重V・H・Mを受ける基礎の等価荷重ρ_cを求め，この値が降伏荷重($0.6V_m$)を超えないことを式(3.6.1)により照査するものと考える．

$$\left.\begin{aligned}
&(\rho_c \cdot V_m)/V_{mYd} \leqq 1.0 \quad , \quad V_{mYd} = \Phi_U V_{mY} \\
&\rho_c = \frac{\xi_F}{1-\left(\dfrac{h_F{}^2 + m_F{}^2}{\xi_F{}^2}\right)^{1/2}} \\
&\xi_F = \frac{V}{V_m},\ h_F = \frac{H}{(H_U/V)\times V_m}, \quad m_F = \frac{M}{0.48BV_m}
\end{aligned}\right\} \quad (3.6.1)$$

ここに，V_m は中心鉛直載荷を受けるときの極限鉛直支持力(kN)，ρ_c は組合せ荷重強度，H_Uは基礎底面と地盤との間に働く最大せん断抵抗力(kN)でH_U=Vtanϕ(ϕは支持地盤の内部摩擦角)，V_{mYd} は設計降伏支持力(kN)，V_{mY} は中心鉛直載荷を受けるときの設計降伏鉛直支持力(kN)でV_{mY}=0.6 V_m，Φ_Uは抵抗係数で，H14 道示におけるレベル 1 地震時の許容支持力が降伏支持力に対して有する信頼性指標βを設定し，この結果をもとにΦ_uを算定する．なお，抵抗係数Φ_uの検討は，第 6 章で述べる．



図–3.6.1　等価荷重 ρ_c –等価変位 S_c 関係と弾性限界の照査について

参考文献

1) Gottardi, G. and Butterfield, R.: The displacement of a model rigid surface footing on dense sand under general planar loading, Soils, and Foundations, Vol. 35, No. 3, pp. 71-82, 1995.

2) 岡村未対，竹村次郎，木村孟：砂地盤上の円形及び帯基礎の支持力特性に関する研究，土木学会 87 論文集, No. 463/III-22, pp. 85-94, 1993.

3) 岡村未対，三原淳慎，竹村次郎，桑野二郎：偏心荷重を受ける砂地盤の支持力・変形特性に及ぼす基礎の形状と寸法の影響，第 45 回地盤工学シンポジウム, pp. 61-64, 2000.

4) Okamura, M. and Matuo, O.: A displacement prediction method for retaining walls under seismicloading, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 1, pp. 131-138, 2002.

5) Faccioli, E., Paulucci, R., and Vivero, G.: Investigation of seismic soil-footing interaction by large scale cyclic tests and analytical models, Proc. 4th Int. Conf. on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Special Presentation Lecture, March, SPL-05, pp. 26-31, 2001.

6) Nova, R. and Montrasio, L.: Settlements of shallow foundations on sand, Geotechnique, Vol. 41, No. 2, pp. 243-256, 1991.

7) Butterfield, R. and Gottardi, G.: A complete threedimensional failure envelope for shallow footings on sand, Geotechnique, Vol. 44, No. 1, pp. 181-184, 1994.

8) (社) 土質工学会：わかりやすい土質力学原論[第 1 回改訂版]， pp. 179-185, 1992.

9) Motrasio, L. and Nova, R.: Settlements of shallow foundations on sand: geometric eects, G´eotechnique, Vol. 47, No.1, pp. 49–60, 1997.

10) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，河野哲也，野々村佳哲，浅井隆一：直接基礎の地震時残留変位に関する繰返し載荷実験，土木研究所資料，第 4027 号, 2007.2

11) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，河野哲也，野々村佳哲，浅井隆一，齋藤隆：直接基礎の地震時応答に関する振動台実験，土木研究所資料，第 4028 号, 2007.2.

12) 中谷昌一，白戸真大，河野哲也 : 直接基礎の地震時挙動を予測するための数値解析モデルの開発，土木研究所資料，第 4101 号, 2008. 2.

13) Shirato, M., Paolucci, R., Kouno, T., Nakatani, S., Fukui, J.,Nova, R. and di Prisco, C.: Numerical Simulation of Model Tests of Pier-shallow Foundation Systems Subjected to Earthquake Loads Using an Elasto-uplift-plastic Macro Element, Soils and Foundations, Vol. 48, No. 5, pp. 693– 711, 2008.10.

第４章　直接基礎の滑動及び転倒照査に関する検討

4.1 概説

第 3 章では，暴風時及びレベル 1 地震時における可逆性を保証する弾性限界点に対する照査方法として鉛直力 V・水平力 H・曲げモーメント M による組合せ荷重を考慮したマクロエレメント理論に基づく支持力曲面式を用いた照査手法(以後，マクロエレメント照査と呼ぶ)を提案した．ここで，3.2 で述べたように支持力曲面の形状を決定するμ・ψは，それぞれ基礎の滑動・転倒を制約するパラメータであるため，マクロエレメント照査により，基礎の沈下に加えて水平力や曲げモーメントによって生じる水平変位や回転変位(浮上り)もある程度抑制されると推察される．このため，新たに規定したマクロエレメント照査を行えば，従前行ってきた滑動照査や転倒照査を省略できる可能性がある．一方で，これまでの直接基礎の設計事例を整理すると，橋台基礎はレベル 1 地震時の滑動照査により，橋脚基礎はレベル 1 地震時の転倒照査により基礎寸法が決定されることが多い(付録 1 参照).

そこで，本章では，従前より行われてきた滑動照査及び転倒照査がどのような現象に対する懸念を払拭する目的で，どのような根拠に基づき規定されているのかについて，その工学的な意義を整理する．そして，これらの照査がマクロエレメント照査による弾性限界点とどのような関係にあるのかを確認し, マクロエレメント照査によって, 滑動照査及び転倒照査が代替できるものであるか検討する.

表–4.1.1 に本章の構成と各節での検討概要を示す．4.2 及び 4.3 では，現行の滑動照査と転倒照査の工学的意義を整理した上で，マクロエレメント照査の関係を確認し，4.4 で滑動照査と転倒照査の必要性について考察をとりまとめる.

表-4.1.1　直接基礎の滑動照査及び転倒照査に関する検討概要

節		検討内容	分析に用いるデータ
4.2 直接基礎の滑動照査に関する検討	課題に対する検討		－
4.2.1 H14道示における滑動照査		H14道示における滑動照査手法について紹介する．	－
4.2.2 H14道示における滑動照査の工学的意義		繰返し載荷実験結果に基づき，滑動照査に関する工学的意義について整理する．	・繰返し載荷実験 第3章3.3節
4.2.3 H14道示における滑動照査とマクロエレメント照査の関係		既往の設計事例を用い，滑動照査と支持力曲面照査の関係を試算により確認する．	－
4.2.4水平荷重を受ける直接基礎の滑動照査		直接基礎の滑動照査の必要性について整理する．	－
4.3 直接基礎の転倒照査に関する検討			－
4.3.1 H14道示における転倒照査		H14道示における転倒照査手法について紹介する．	－
4.3.2 H14道示における転倒照査の工学的意義		既往の研究成果や繰返し載荷実験結果に基づき，転倒照査に関する工学的意義について整理する．	・繰返し載荷実験 第3章3.3節
4.3.3 H14道示における転倒照査とマクロエレメント照査の関係		既往の設計事例を用い，転倒照査と支持力曲面照査の関係を試算により確認する．	－
4.2.4転倒モーメントを受ける直接基礎の転倒照査		直接基礎の転倒照査の必要性について整理する．	－
4.4 直接基礎の滑動照査および転倒照査	結論	新たに規定しマクロエレメント照査に加えて，従前通り個別に滑動照査および転倒照査を行う照査体系を提案する．	

4.2 直接基礎の滑動照査に関する検討

4.2.1 H14 道示における滑動照査

表−4.2.1 にH14 道示における滑動照査の内容を示す． H14 道示においては，基礎底面に作用する水平力H が式(4.2.1)により算定した基礎底面地盤の最大せん断抵抗力H_U を所定の安全率(常時は1.5，レベル 1 地震時は 1.2) で除した許容せん断抵抗力を超えないことを照査することが規定されている．

$$H_u = c_B A_e + V\tan\phi_B \qquad (4.2.1)$$

ここに，H_u は基礎底面と地盤の間に働くせん断抵抗力 (kN)，c_B は基礎底面と地盤の間の付着力(kN/ m²)で表−4.2.2，ϕ_B基礎底面と地盤の間の摩擦角 (°)で表−4.2.2，A_eは有効載荷面積 (m²)，Vは基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)である．

表−4.2.1 H14 道示における滑動照査の内容

	照査項目
基礎の根入れ部に荷重を分担させない場合	①基礎底面のせん断地盤反力 ≦基礎底面地盤の許容せん断抵抗力 (安全率：常時1.5，暴風時及びレベル 1 地震時1.2)
基礎の根入れ部に荷重を分担させる場合	①基礎底面のせん断地盤反力 ≦基礎底面地盤の許容せん断抵抗力 (安全率：常時1.5，暴風時及びレベル 1 地震時1.2) ②根入れ部の水平反力 ≦根入れ部の許容水平支持力 (安全率：常時1.5，暴風時及びレベル 1 地震時1.1)

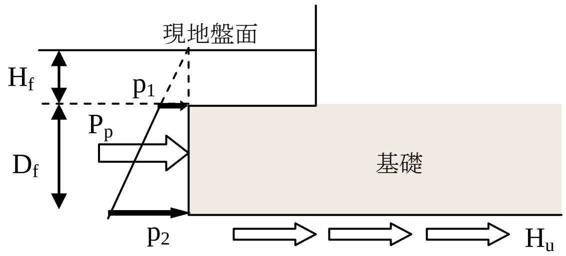
表−4.2.2 基礎底面と地盤の間の摩擦角と付着力

条件	摩擦角ϕ_B(摩擦係数tan ϕ_B)	付着力c_B
土とコンクリート	$\phi_B=2/3\phi$	$c_B=0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\tan\phi_B=0.6$ $\phi_B=\phi$ の小さい方	$c_B=0$
岩とコンクリート	$\tan\phi_B=0.6$	$c_B=0$
土と土 又は 岩と岩	$\phi_B=\phi$	$c_B=0$

滑動照査においては，根入れ部の地盤の水平抵抗を無視して基礎底面のみで抵抗させることとしているが，根入れが深く十分な締固めにより埋戻しが行われ，基礎設置後も長期的な地盤変動が起こらないと考えられる場合には，基礎の根入れ部に荷重を分担させることもできる．この場合，基礎底面のせん断抵抗力の照査に加えて，基礎前面に作用する水平力H_Sが受働土圧強度から求めた基礎前面の水平支持力を所定の安全率(常時は 1.5，レベル 1 地震時は 1.1) で除した許容水平支持力を超えないことを照査する．なお，受働土圧強度から求める基礎前面の水平支持力は，式(4.2.2)により算定する．

$$
\left.\begin{aligned}
P_p &= \frac{1}{2}\cdot\left(p_1 + p_2\right)\cdot A \\
p_1 &= K_p \cdot \gamma\left(H_f - D_f\right) + 2c\cdot\sqrt{K_p} \\
p_2 &= K_p \cdot \gamma \cdot D_f + p_1 \\
K_p &= \frac{\cos^2\left(\phi+\theta\right)}{\cos^2\theta\cos\left(\theta+\delta\right)\left\{1-\sqrt{\dfrac{\sin\left(\phi-\delta\right)\sin\left(\phi+\alpha\right)}{\cos\left(\theta+\delta\right)\cos\left(\theta-\alpha\right)}}\right\}^2}
\end{aligned}\right\} \quad (4.2.2)
$$

ここに，Ppは基礎前面の受働土圧強度より求める水平支持力(kN)，Aは基礎前面の面積（m²), K_pは受働土圧係数でH14 道示 I 共通編による，H_fは埋戻し土の高さ（m)，D_fは受働抵抗が発揮できる基礎の高さ（m)，cは根入れ地盤の粘着力（kN/m²)，γは砂地盤の単位体積重量(kN/m³)である(図–4.2.1 参照).



図–4.2.1　直接基礎の荷重分担状況

4.2.2 H14 道示における滑動照査の工学的意義

(1) 検討概要

直接基礎の滑動照査は，表–4.2.1 に示したとおり基礎底面のせん断抵抗力に対する照査と基礎前面の水平支持力に対する照査の 2 点が規定されている．H14 道示における滑動照査は，基礎底面のせん断抵抗力及び基礎前面の水平支持力に対して所定の安全余裕をとることで安全性を担保する照査体系となっている。これらは，いずれも抵抗力や支持力といった荷重に対する照査である．このように滑動の照査が最大荷重に対する照査となっているのは，一般に滑動が生じる，すなわち基礎底面地盤の最大せん断抵抗力以下の場合に直接基礎に生じる水平変位は，基礎から伝達される水平力によって生じるせん断変形が主であるために，その値は非常に小さく，地盤の残留変形を防止する観点からも問題になることはないと考えられている一方で，滑動により抵抗力を失ってから急激に変位が大きくなるといった構造部材のせん断破壊や座屈破壊に似たバイリニアに近い挙動(弾性限界点P終局点)を示すものと考えられるためである．しかし，この照査により担保される基礎の性能は明らかではない．

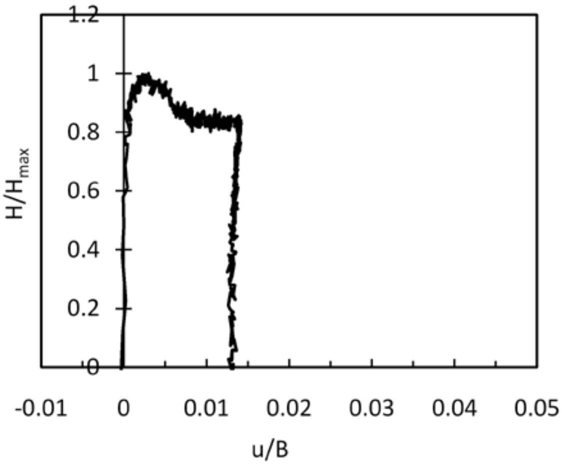
そこで，H14 道示における滑動照査の工学的意義を確認することを目的として，3.3 に示した単調

水平載荷実験及び繰返し載荷実験結果から得られる基礎底面の水平力 H と水平変位 u の関係を整理して，地震時の基礎底面の挙動について分析し，現行設計にて担保される性能を明らかにする．

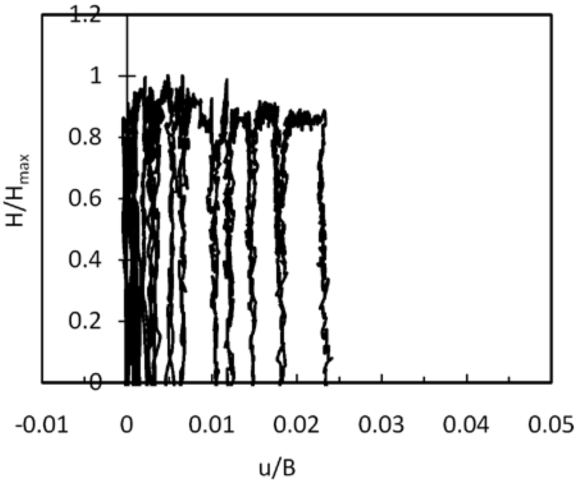
(2)　単調水平載荷実験及び繰返し模型載荷実験による基礎底面の水平力 H と水平変位 u の関係

図‒4.2.2～図‒4.2.7 に，表‒3.3.1 に示した実験ケースのうち密な地盤上に模型を設置して載荷を行ったC3，C4，C5，C6，C7，C8 について，載荷実験より得られた水平変位u‒水平力Hの関係を示す．これらはいずれも支持地盤に模型を根入れさせない状態で行った実験である．図‒4.2.8 には，文献 1)より模型を地盤に根入れさせた載荷実験より得られた水平変位u‒水平力Hの関係を示す．ここで，縦軸は基礎底面中心位置での水平力Hを実験で計測された最大水平力H_{max}で正規化した値，横軸は基礎底面中心位置での水平変位uを基礎幅Bで正規化した値である．

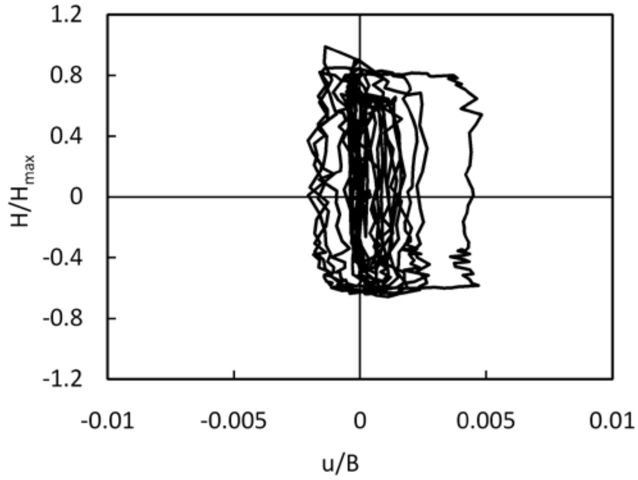
図‒4.2.2～図‒4.2.8 の水平変位u‒水平力Hの関係は，第 2 章に示した鉛直力Vと沈下量Sの関係や第 3 章に示した等価荷重ρ_cと等価変位S_cの関係のように，最大荷重の 0.6 倍付近で折れ点が生じることはなく，最大水平力H_{max}が発揮されるまで変位は直線的に増加して最大水平力H_{max}が発揮されると同時に水平変位uは急増しており，バイリニアに近い挙動を示すことがわかる．また，繰返し載荷を行った図‒4.2.3，図‒4.2.4，図‒4.2.6，図‒4.2.7，図‒4.2.8 より，最大水平力H_{max}が発揮されたときに生じた水平変位uはそのまま残留変位となっていることがわかる．なお，最大水平力H_{max}は基礎幅の 1/500 程度の微小な変位で発現している．



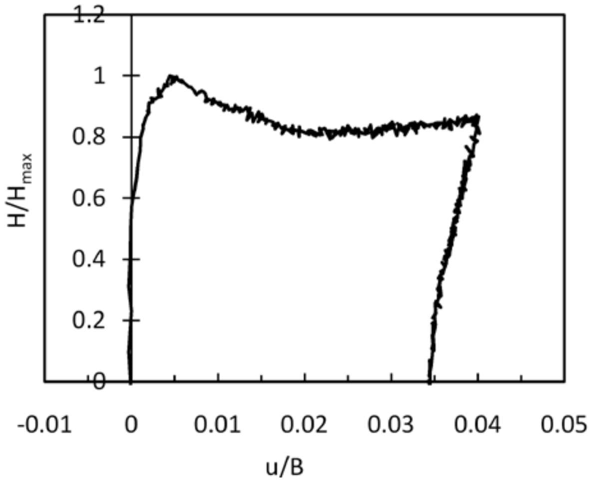
図‒4.2.2　単調水平載荷実験結果(C3)の基礎底面水平変位 u と水平力 H の関係



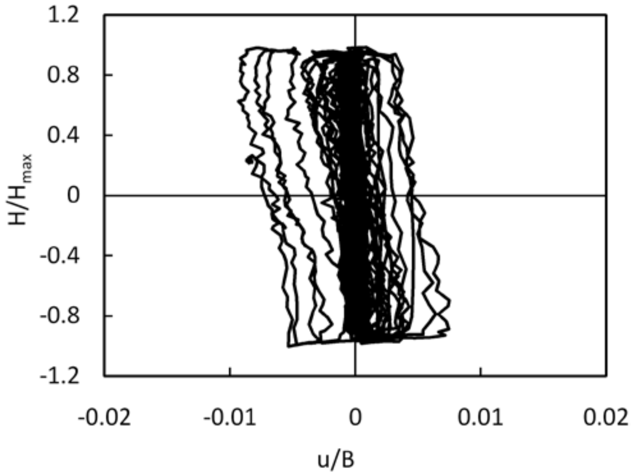
図–4.2.3　一方向繰返し載荷実験結果(C4)の基礎底面水平変位 u と水平力 H の関係



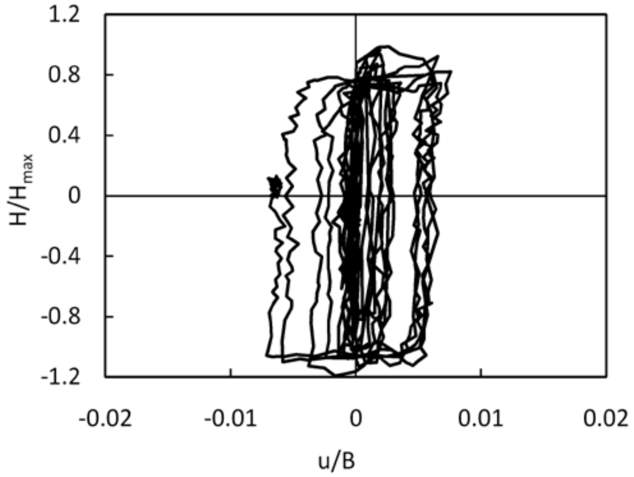
図–4.2.4　繰返し水平載荷実験結果(C5)の基礎底面水平変位 u と水平力 H の関係



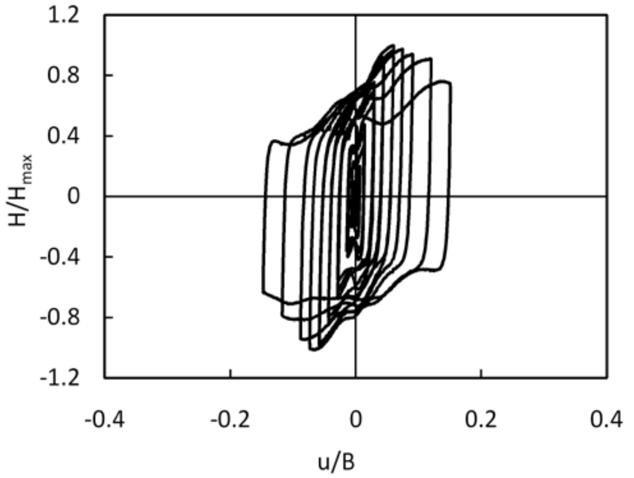
図–4.2.5　単調水平載荷実験結果(C6)の基礎底面水平変位 u と水平力 H の関係



図–4.2.6　繰返し水平載荷実験結果(C7)の基礎底面水平変位 u と水平力 H の関係



図–4.2.7　繰返し水平載荷実験結果(C8)の基礎底面水平変位 u と水平力 H の関係



図–4.2.8　根入れのある模型の繰返し水平載荷実験結果の基礎底面水平変位 u と水平力 H の関係

(3)　H14 道示における滑動照査の工学的意義

水平変位 u–水平力 H は，最大荷重まで荷重と変位が比例的に増加するため，残留変位が急増する弾性限界点を定義することは難しい．その一方で，載荷実験結果を踏まえると，最大水平力が発揮されるまではごく僅かな変位しか生じないと思われる．ただし，最大荷重に達した後は，変位は急増しそのまま残留変位となる．H14 道示において，荷重に対する安全余裕を確保しているのは，常時及びレベル 1 地震時それぞれにおいて，ある一定の信頼性のもとでこのような破壊に至ることを防ぎ，それによって変位も微小な領域におさまることを担保しているものと思われる．

4.2.3 H14 道示における滑動照査とマクロエレメント照査の関係

(1)　検討概要

H14 道示における滑動照査とマクロエレメント照査の関係について整理する．両照査において設定される限界点が同じであれば，マクロエレメント照査により従前の滑動照査で担保してきたものと同等の信頼性を有する基礎が設計されることとなる．図–4.2.9 にマクロエレメント照査と基礎底面の水平変位u–水平力Hとの関係を示す．ここでは，マクロエレメント照査により基礎の諸元を決定したときの荷重状態面上の水平力Hと支持力曲面上の最大せん断抵抗力H_uの関係(H /H_u)を求め，H /H_u関係と従来の滑動照査で考慮してきた安全率n(レベル 1 地震時は 1.2)との関係を整理することで，滑動照査とマクロエレメント照査の関係を確認する．

3.6 に示したとおりマクロエレメント照査では，中心鉛直載荷状態における極限支持力V_mを 0.6 倍して降伏支持力V_Yを求め，鉛直力V・水平力H・曲げモーメントMによる組合せ荷重を考慮して求めた等価荷重ρ_c・V_mが降伏支持力V_Yを超えないことを確認する．このため，マクロエレメント照査により諸元を決定した基礎は，条件によらず(ρ_c・V_m)/V_m=0.6という一律の関係になる．一方，このときのH /H_u関係は，鉛直力Vの大きさに依存することから一律に定義することはできない．そこで，以下の手順により既往の設計事例2)を用いて試算を行いH /H_u関係を求める．

Step1　試算に用いる直接基礎の選定

既往の設計事例2)より，滑動照査で基礎寸法が決められた橋台の直接基礎を対象に，基礎寸法や荷重条件等を踏まえて選定する．

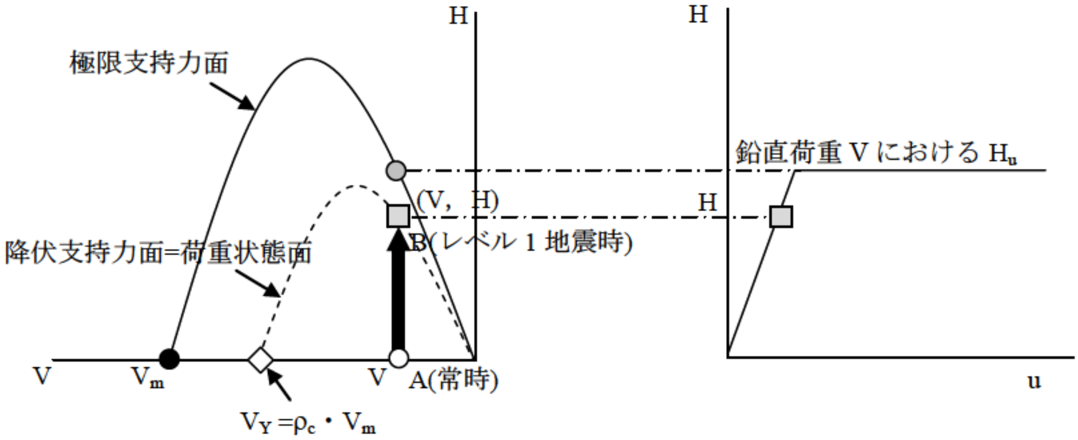
Step2　マクロエレメント照査による再設計

滑動照査で諸元が決定された既存の直接基礎に対して，マクロエレメント照査を適用して等価荷重ρ_c・V_mと降伏支持力V_Y(=0.6V_m)とが等しくなるように基礎幅を設定し直し，荷重状態面上のHと極限支持力面上のH_uの関係(H /H_u) を求める(図 4.2.9)．なお，マクロエレメント照査により基礎寸法の見直しを行う際には，橋軸直角方向の基礎幅Lを固定として，橋軸方向の基礎幅Bを変数とした．このとき，ρ_cは式(3.2.4)，V_mは中心鉛直載荷としてH14 道示に示される支持力推定式，V_YはV_Y =0.6 V_mによりそれぞれ算定する．また，H_uは式(3.2.1)に

より求めた極限支持力面上における鉛直力Vのときの水平力とする.

Step3　マクロエレメント照査と滑動照査の関係性の確認

Step2 で求めたH/H_uと現行の滑動照査におけるH/H_uを対比し，マクロエレメント照査と滑動照査の関係性を確認する.



図–4.2.9　マクロエレメント照査と基礎底面の水平変位 u–水平力 H との関係

(2)　試算に用いた直接基礎の概要

表–4.2.3 に試算に用いた直接基礎の諸元を示す．直接基礎は，文献 2)より，H14 道示で設計され滑動照査により諸元決定された橋台を対象に，構造寸法や作用力等の条件が平均的な 4 例とした．なお，これらの基礎はいずれもマクロエレメント照査が適用可能な砂及び砂礫を支持層とする直接基礎である.

表–4.2.3　試算に用いた橋梁諸元の概要

No.	構造高 (m)	基礎形状				L１地震時作用力			土質条件			
		基礎幅 B (m)	基礎奥行 L (m)	根入れ Df (m)	根入れ Df' (m)	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN・m)	粘着力 c (kN)	内部摩擦角 φ (度)	単位重量 γ (kN/m³)	地盤種別
1	9	9.7	5.0	3.4	1.9	11,895	5,963	25,883	50	38	19	II 種
2	9	7.5	7.7	3.7	0.9	13,172	6,321	23,341	0	42	20	II 種
3	9	10.0	8.0	3.5	2.0	17,581	7,473	28,942	20	35	20	II 種
4	9	9.0	8.0	3.7	0.9	15,538	7,639	33,143	0	40	20	II 種

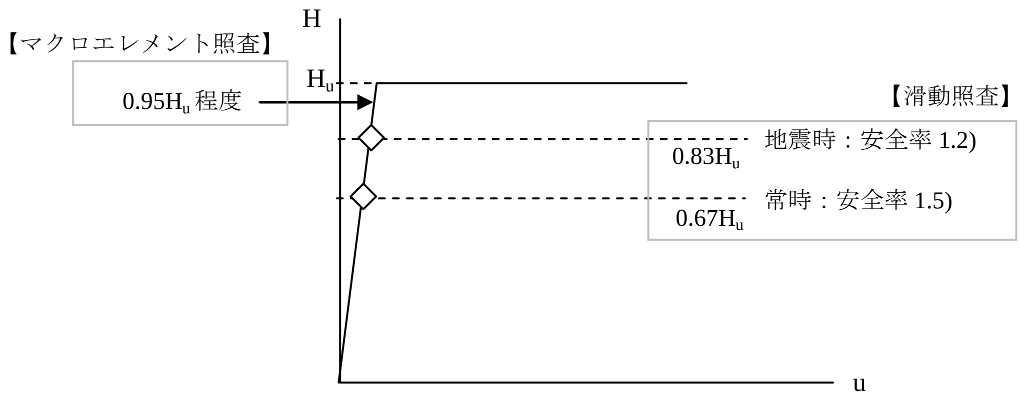
(3)　H /H_u関係の試算結果

表–4.2.4 に(1)で示した方法により求めたH/H_u，基礎幅Bをマクロエレメント照査と滑動照査と対比して示す．表–4.2.4 より，マクロエレメント照査により基礎寸法を決定した場合，H/H_uは平均で 0.95 程度となり，現行設計よりも 30%程度基礎幅Bが小さくなることがわかった．

表–4.2.4　試算結果

	マクロエレメント照査		滑動照査
	H/H_u	基礎幅 B (m)	基礎幅 B (m)
No.1	0.95	7.1	9.7
No.2	0.98	5.0	7.5
No.3	0.92	6.3	10.0
No.4	0.95	6.6	9.0
平均	0.95	–	–

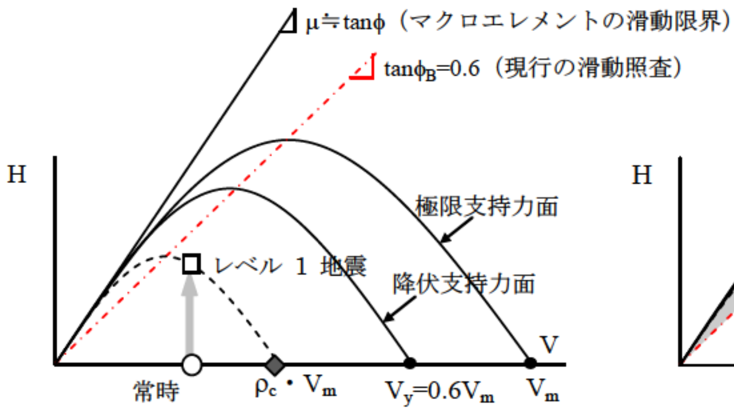
図–4.2.7 に試算結果を踏まえてマクロエレメント照査と現行の滑動照査との関係を整理した．現行設計におけるH/H_uは, レベル 1 地震時の場合には安全率が 1.2 であることから 1.2 の逆数相当となる．マクロエレメント照査により基礎幅を決定した場合, 最大せん断抵抗力H_uに対する安全余裕が従前よりも小さくなることから，式(4.2.1)より求める最大せん断抵抗力H_uの推定誤差等の影響を踏まえると終局点に対して十分な安全性が担保されないことが懸念される．



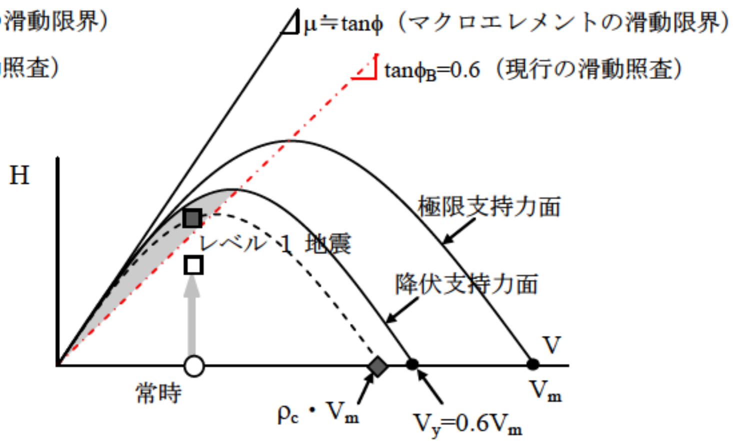
図–4.2.7　試算結果を踏まえたマクロエレメント照査と現行の滑動照査との関係

ここで，マクロエレメント照査により基礎寸法を決定した場合，現行と比較して基礎寸法が小さくなるが，理由は以下のとおりである．

図–4.2.8は，マクロエレメント照査と滑動照査の関係を示したものである．図–4.2.8(a)より支持力曲面において鉛直力Vと水平力H面の形状を描くためのパラメータμは第 3 章に整理した通り$\mu=\tan\phi$(ϕは支持地盤の内部摩擦角)である．一方で，滑動照査においては，例えば基礎底面の処理方法が土とコンクリートの間に栗石を敷く場合には，表–4.2.2 に示したように基礎底面と地盤の間の摩擦角は$\tan\phi_B$ =0.6 であり，そこからさらに安全率nを考慮するため，これは支持力曲面を描く滑動限界よりもH/Vを小さく評価している．したがって，図–4.2.8 (a)に示すように，○点の常時の状態から□点のレベル 1 地震時に荷重が移行するなかで，これまで滑動照査によって基礎寸法が決められてきた基礎については，□点が滑動照査の一点鎖線から安全率nを確保したところに位置する．このため，降伏荷重V_Yよりも一定レベル下回る位置になるよう等価荷重ρ_cが定められることになる．しかし，図–4.2.8 (b)に示すように，滑動照査を省略しようとすると等価荷重ρ_cが降伏荷重V_Yを超えなければよく，許容される水平力が大きくなり，結果としてこれまで滑動照査で決めてきた基礎よりも寸法が小さくなる． このことより，表–4.2.4 に示す試算結果では，マクロエレメント照査により基礎寸法が小さくなっている．



(a) 滑動照査を行った場合



(b) 滑動照査を行わなかった場合

図–4.2.8 マクロエレメント照査と滑動照査の関係

4.2.4 水平荷重を受ける直接基礎の滑動照査

4.2.2 の検討結果より，滑動照査では，弾性限界点と終局点が近く，かつ終局点までの変位が微小であるため，変位に着目した弾性限界点を設定することは困難であると考える．また，4.2.3 の検討結果より，マクロエレメント照査により定義している弾性限界点を水平変位u–水平力H関係にあてはめると最大せん断抵抗力H_uに対して 95%程度の点に位置し，従来担保してきた安全余裕よりも小さく，また最大せん断抵抗力H_uの推定における誤差等も踏まえると終局点に対して十分な安全性が確保されないことも懸念される．以上の結果より，滑動に対してマクロエレメント照査のように変位に着目し

た限界点を定義し，その点に対して照査することは合理的でないと考える．したがって，従前どおり，基礎底面の最大せん断抵抗力H_uから所要の安全余裕を確保した値を超えないように基礎に生じる水平力を抑えるという照査を個別に行うことを提案する．

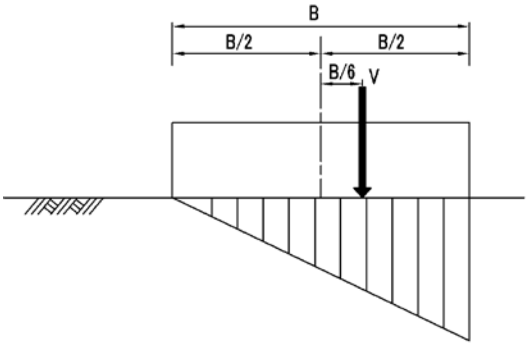
4.3　直接基礎の転倒照査に関する検討

4.3.1 H14 道示における転倒照査

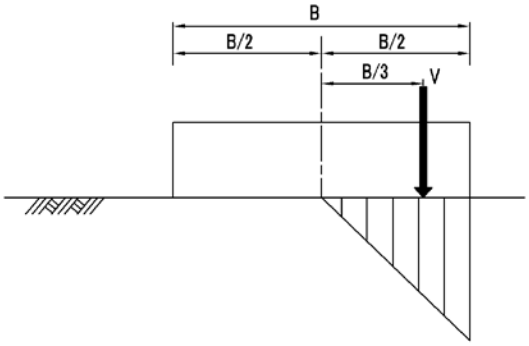
表–4.3.1 及び図–4.3.1 に H14 道示における転倒照査の内容を示す．転倒に対する照査方法としては，H14 道示において，直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置が常時には底面中心より底面幅の 1/6 以内，暴風時及びレベル 1 地震時には 1/3 以内とすることが規定されている．これは，常時には基礎底面が支持地盤面に密着し，地盤反力度の分布が台形となるように規定されたものであり，地震時においても一方向の偏心荷重に対して基礎が浮き上がる範囲を基礎底面の半分程度に抑えておけば，繰返し作用する地震力は短時間のうちに反対側の力となり，また位相のずれ等の影響により，基礎直下地盤で局所的に荷重を支持することはないため，結果的に，過大な沈下や不同沈下が生じないことを期待したものである。

表–4.3.1　H14 道示における転倒照査の内容

	照査項目
常時	荷重の合力の作用位置が底面中心より底面幅の1/6以内となる(図–4.3.1(a)) .
暴風時及び レベル 1 地震時	荷重の合力の作用位置が底面中心より底面幅の1/3以内となる(図–4.3.1(b)) .



(a)常時



(b) 暴風時及びレベル 1 地震時

図–4.3.1　H14 道示における転倒照査の概要図

4.3.2 H14 道示における転倒照査の工学的意義

(1) 検討概要

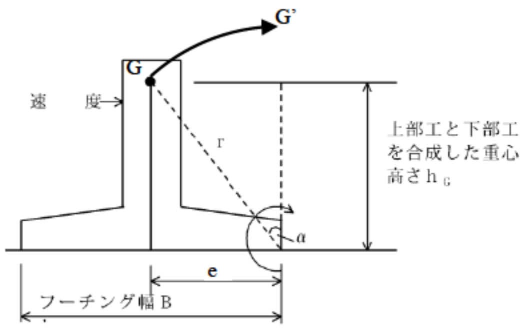
H14 道示では，表–4.3.1 に示したように曲げモーメントに対する安定性について，荷重の合力の作用位置で照査するものとしている．転倒照査は，浮上りを一定程度以下に抑えることで，基礎直下地盤の塑性化に伴う不同沈下を生じさせないことを担保していると同時に，転倒そのものを防止することも担保している．現行の転倒照査は，前者を満足していれば結果的に後者に対しても安全余裕が確保されているものと思われる．ここでは，転倒照査がどのような現象に対する懸念を払拭する目的で，どのような根拠で規定されているのかについて整理する．

(2) 転倒そのものの防止と転倒照査の関係

転倒そのものを防止するという点に着目して，転倒限界速度v_0と転倒照査の関係を整理する．直接基礎の転倒問題については，これまで様々な研究[例えば 3)4)]の中で剛体の転倒現象をエネルギー論としてとらえ転倒に必要となる転倒限界速度v_0と関連づけられた整理がなされている．その中で，基礎が有する転倒限界速度v_0を求めるための推定式(式(4.3.1))が提案され，この転倒限界速度v_0が地震荷重による最大速度vを超えなければ，基礎は転倒せず安定性が確保されていると判断されている．式(4.3.1)は，もともと剛床上を仮定して構築されたものであるが，弾性床を対象とした実験や解析により補正がなされ，弾性床上の基礎の転倒限界速度v_0についてもそれなりに推定可能であることがわかっている[4)]．転倒限界速度v_0は，図–4.3.2 のG点からG'点まで持ち上げるのに必要な運動エネルギーを水平速度で表したものであり，このときの偏心量eは基礎中心から 0.5Bの位置となる．

$$v_0 = 0.4\sqrt{\frac{8}{3}\cdot g\cdot\frac{1-\cos\alpha}{\cos^2\alpha}\cdot r} \qquad (4.3.1)$$

ここに，v_0は転倒限界速度(cm/sec)，gは重力加速度(cm/sec^2)，rは図–4.3.1 に示す重心位置から回転中心までの距離(cm)，αは図–4.3.2 に示す剛体重心点と回転中心を結ぶ線が垂直線となす角(rad)である．



図–4.3.2　橋脚の転倒

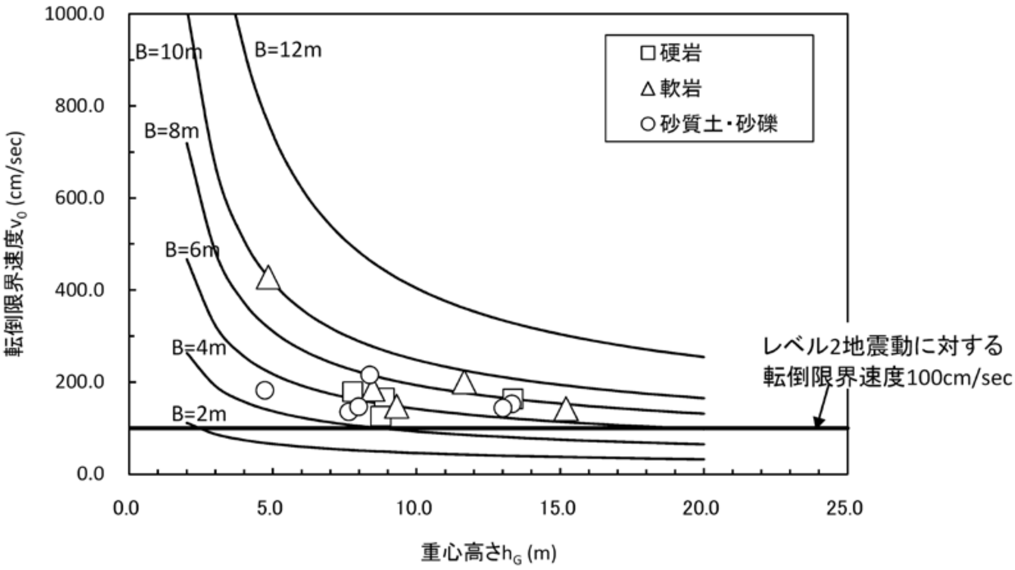
ここでは，既往の設計事例[2)]を用いて式(4.3.1)により転倒限界速度v_0を試算し，既存の基礎がどの程度の転倒限界速度v_0を有しているか確認することで，転倒そのものを防止するという観点から転倒照査の意義を確認する．

表–4.3.2 に試算に用いた直接基礎の諸元を示す．直接基礎は，文献 2)より，H14 道示で設計され転倒照査により諸元決定された橋脚を対象に，構造諸元や地盤条件に着目しバランスよく抽出した．

表–4.3.2　試算対象橋梁

No.	基礎条件					橋軸方向Ｌ１地震時作用力		
	構造高（m）	基礎幅 B（m）	基礎奥行 L（m）	重心高さ h_G（m）	土質区分	鉛直力 V （kN）	水平力 H（kN）	モーメント M （kN・m）
1	18.2	8.0	10.0	13.4	硬岩	19,842	2,000	26,710
2	7.9	6.5	8.0	7.8	硬岩	16,063	3,385	26,328
3	10	6.5	7.0	8.9	硬岩	13,568	2,691	23,884
4	10	5.0	5.0	8.8	硬岩	10,244	1,621	14,196
5	20	12.0	12.0	23.8	硬岩	79,700	7,270	172,800
6	22	7.5	9.0	15.2	軟岩	18,716	2,689	40,882
7	5.5	10.0	10.5	4.8	軟岩	23,254	9,634	46,593
8	13	7.0	16.0	8.5	軟岩	32,335	4,197	35,567
9	14	9.0	11.0	11.7	軟岩	32,667	6,302	73,471
10	10	6.0	4.5	9.3	軟岩	12,351	1,231	11,455
11	7	5.0	8.0	4.7	砂質土・砂礫	7,079	1,606	7,582
12	21	7.5	10.0	13.3	砂質土・砂礫	25,979	3,577	47,637
13	7	8.0	10.0	8.4	砂質土・砂礫	28,840	5,380	45,038
14	13	7.0	12.5	13.0	砂質土・砂礫	18,937	2,876	37,412
15	9	5.0	6.5	7.6	砂質土・砂礫	8,924	1,660	12,687
16	13	5.5	13.0	8.0	砂質土・砂礫	10,753	2,424	19,349

図–4.3.2 に橋脚の重心高さh_Gと転倒限界速度v_0の関係を示す．図中のプロットは，表–4.3.2 に示した設計事例に基づき式(4.3.1)により転倒限界速度v_0を試算した結果であり，曲線は，参考までに基礎幅毎に重心高さh_Gを変化させて式(4.3.1)により転倒限界速度v_0を求めたものである. また, 図中には, 1995 年兵庫県南部地震において神戸気象台(JAM-kobe)で観測された最大速度 100cm/secのラインを併せて示す．図–4.3.2 より，基礎が有する転倒限界速度v_0は 100cm/sec程度以上となることがわかる．一般に，H14 道示に規定されている転倒照査を満足させた基礎は，極端に基礎幅が小さくなることはなく，大地震時の転倒に対して安全性が担保されているものと考えられる．

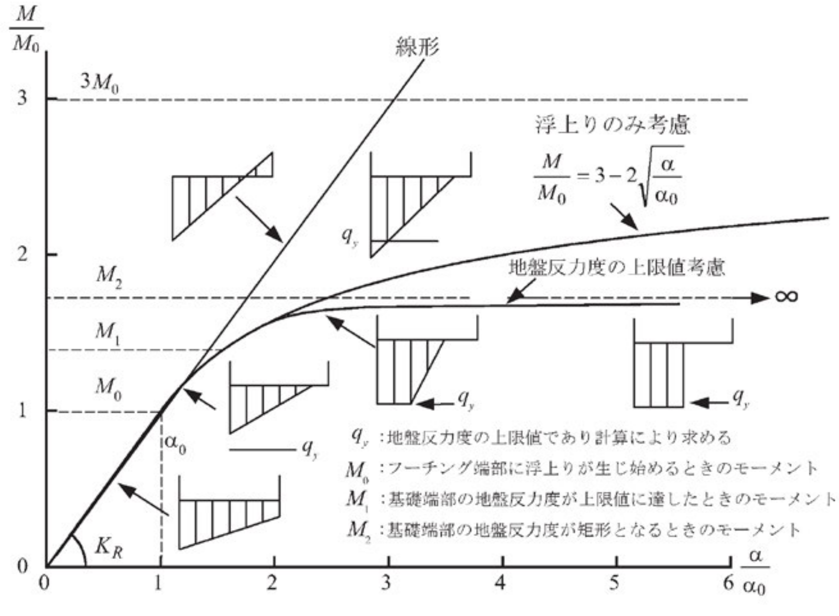


図–4.3.2　橋脚の重心高さh_Gと転倒限界速度v_0の関係

(3)　基礎直下地盤の塑性化と転倒照査の関係

基礎直下地盤の塑性化に伴う不同沈下を防止するという点に着目して，基礎直下地盤の塑性化と転倒照査の関係を整理する．

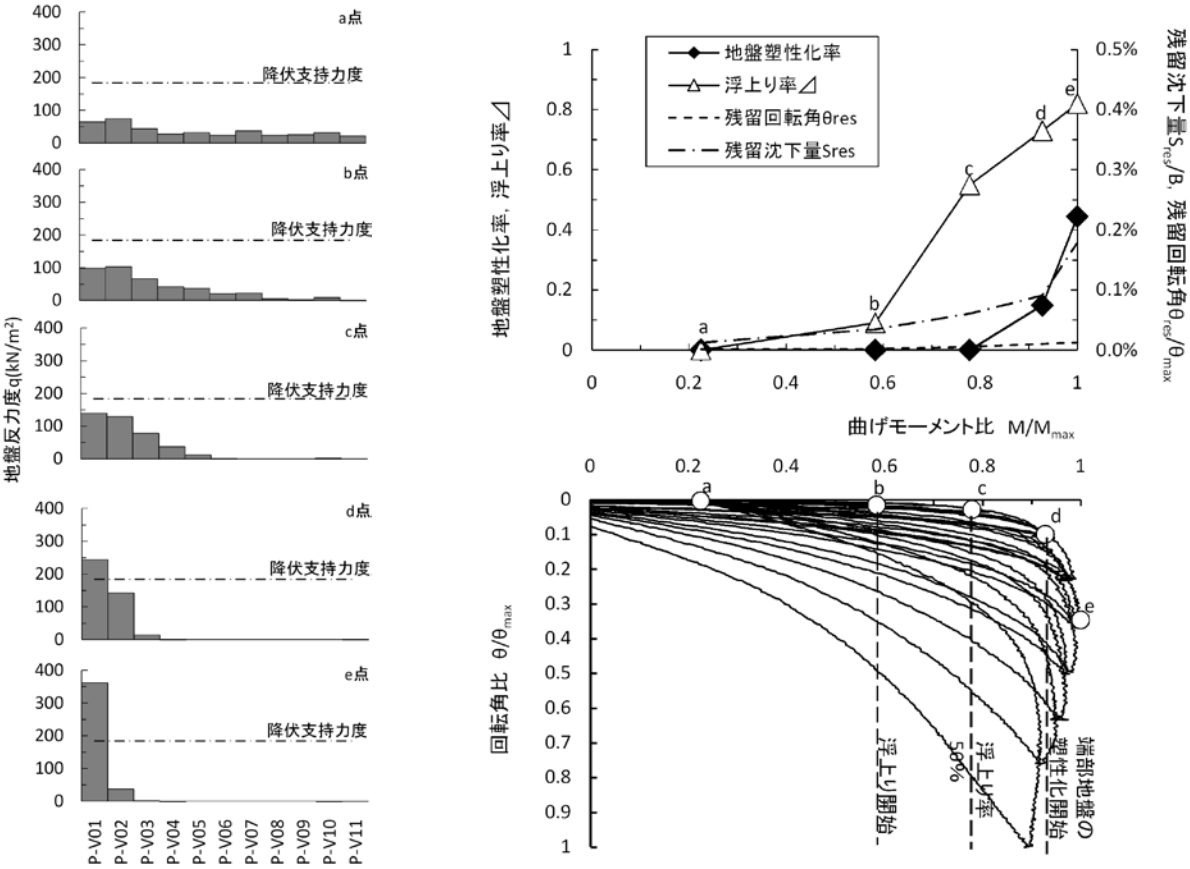
図–4.3.3 に直接基礎底面の曲げモーメント M と回転角θの関係を示す．図のように，直接基礎に地震荷重が作用したときの基礎底面の曲げモーメント M と回転角θの関係は，基礎の浮上りに伴う直下地盤の塑性化の影響を受けて非線形挙動を示すと考えられており，これにより基礎の不同沈下や残留沈下が生じることが理論的に説明されてきた．ここでは，3.3 に示した繰返し載荷実験結果を用いて，基礎直下地盤の塑性化と転倒照査の関係を整理することで，基礎直下地盤の塑性化に伴う不同沈下を防止するという観点から転倒照査の意義を確認する．



図–4.3.3　直接基礎底面の曲げモーメント M と回転角θの関係

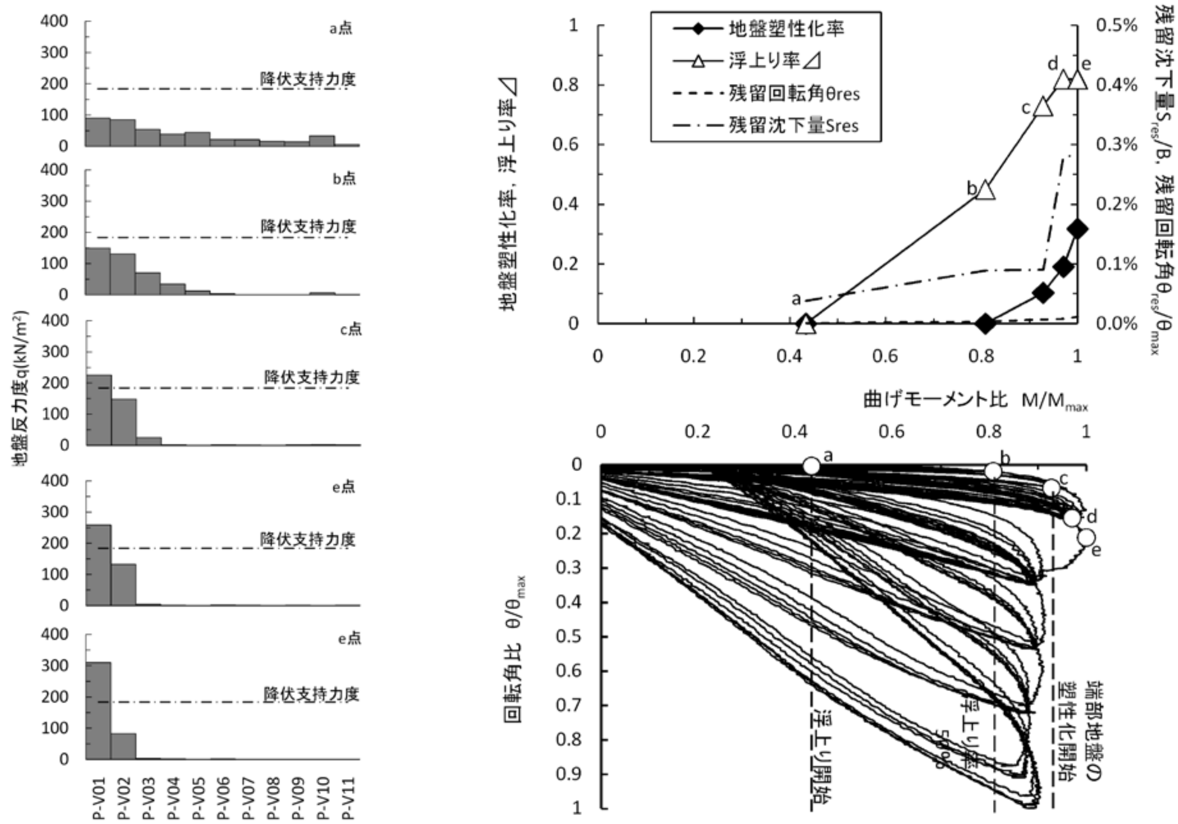
分析に用いる実験結果は，表–3.3.1 に示した実験ケースのうち密な地盤を想定して交番載荷を行ったC5, C7, C8 とした．図–4.3.3 から図–4.3.5 に繰返し載荷実験より得られた基礎底面中心の回転角θ, 浮上り率Δ, 基礎直下地盤の塑性化率，残留沈下量S_{res}，残留回転角θ_{res}と基礎底面に作用する曲げモーメントMの関係を示す．なお，図中に示す各値について，浮上り率Δは，基礎底面に設置したロードセルにより求めることとし，図–4.3.6 に示すように基礎底面に設置された 11 個のロードセルのうち，荷重=0 の値が計測されたロードセルが初めて発現された点を基礎の浮上り開始点とし, 例えば基礎底面に設置された 11 個のロードセルのうち, 6 個のロードセルが同時に荷重=0 の値を計測した状態では, 基礎幅の 1/2 が浮き上がっている状態(浮上り率 50%)と考える．また，地盤塑性化率は，図–4.3.7 に示すように各ロードセルで計測した地盤反力度うち，降伏支持力度を超えた範囲の総和を各ロードセルで計測した地盤反力度の総和で除して求めた．なお，降伏支持力度は，H14 道示に規定されている支持力推定式により求めた極限支持力を基礎底面積で除して 0.6 倍した値とした．また，残留沈下量S_{res}及び残留回転角θ_{res}は，図–4.3.8 に示すように各載荷レベル$n\delta_0$の最終サイクルに載荷点でピーク変位に達した後，δ=0 となったときの沈下量S及び回転角θとした．図–4.3.3～図–4.3.5 に示した，残留沈下量S_{res}及び残留回転角θ_{res}は図–4.3.8 に示した残留点における結果であり，浮上り率Δ, 基礎直下地盤の塑性化率，回転角θ–曲げモーメントMの関係の○点は，ピーク点における結果である．また，残留回転角θ_{res}及び回転角θは実験で計測された最大回転角θ_{max}，沈下量Sは基礎幅B，曲げモーメントMは実験で計測された最大曲げモーメントM_{max}でそれぞれ正規化している．

図–4.3.3～図–4.3.5 より, 浮上り率Δに着目すると曲げモーメントMの増加にともない浮上り率Δも増加していることがわかる．M/M_{max}=0.5 付近で浮上りが開始し(常時の転倒照査値 1/6 に相当)，M/M_{max}=0.8 付近で浮上り率 50%(レベル 1 地震時の転倒照査値 1/3 に相当)となっている．次に，基礎直下地盤の塑性化率と基礎底面中心の残留沈下量S_{res}/Bに着目すると浮上り率 50%を超えたあたりから基礎端部地盤の局部的な塑性化が進行するが，合力としての地盤反力は降伏支持力を越えていないことから直ぐには残留沈下量S_{res}/Bは急増せず, その後さらに浮上り率が大きくなってから残留沈下量量S_{res}/Bが急増している．



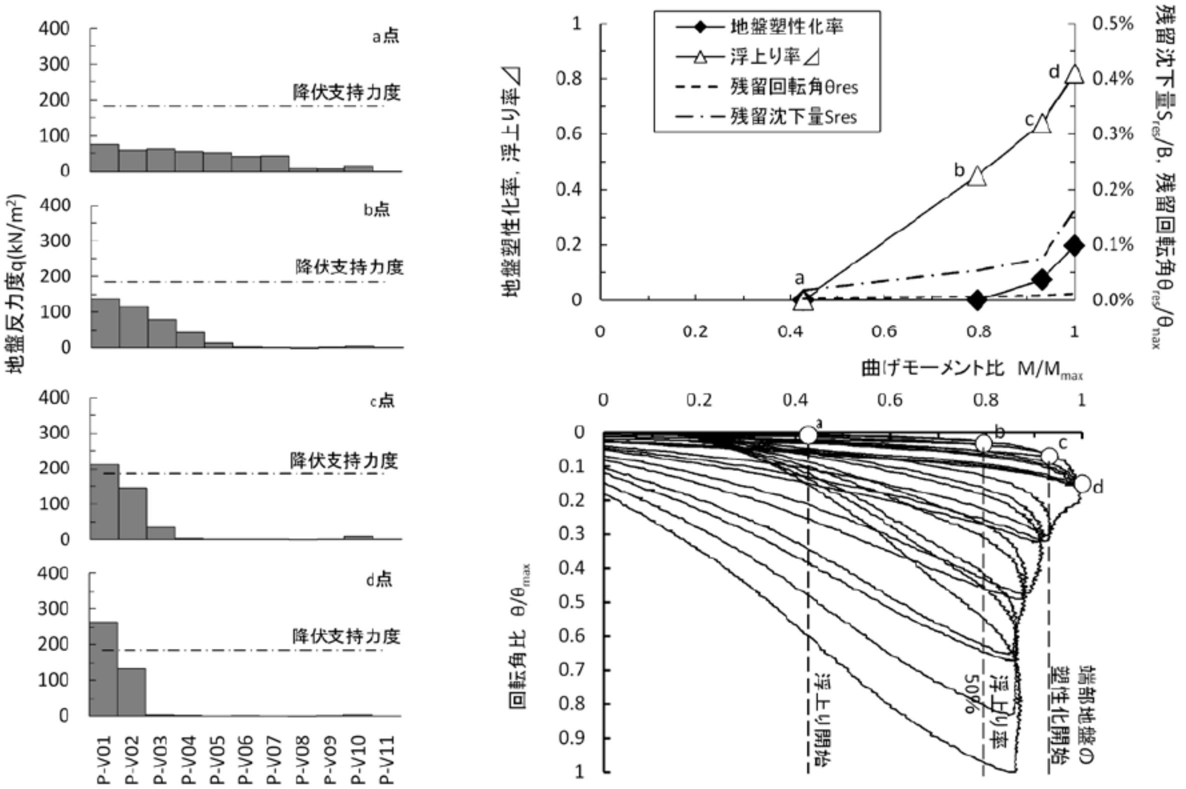
図−4.3.3　Case 5 の基礎底面中心の回転角θ，浮上り率Δ，基礎直下地盤の塑性化率，残留沈下量S_{res}，

残留回転角$θ_{res}$と基礎底面に作用する曲げモーメントMの関係

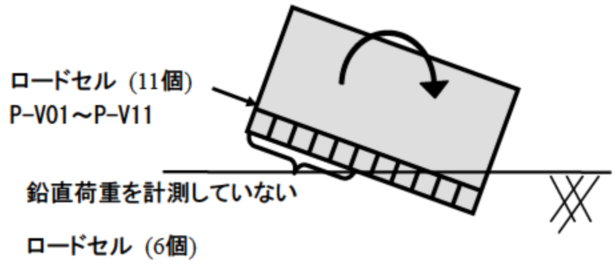


図−4.3.4　Case 7 の基礎底面中心の回転角θ，浮上り率Δ，基礎直下地盤の塑性化率，残留沈下量S_{res}，

残留回転角$θ_{res}$と基礎底面に作用する曲げモーメントMの関係

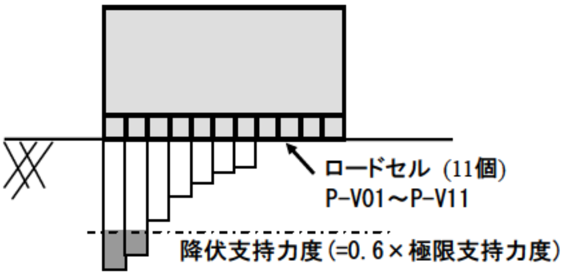


図–4.3.5 Case 8 の基礎底面中心の回転角θ，浮上り率Δ，基礎直下地盤の塑性化率，残留沈下量S_{res}，残留回転角θ_{res}と基礎底面に作用する曲げモーメントMの関係



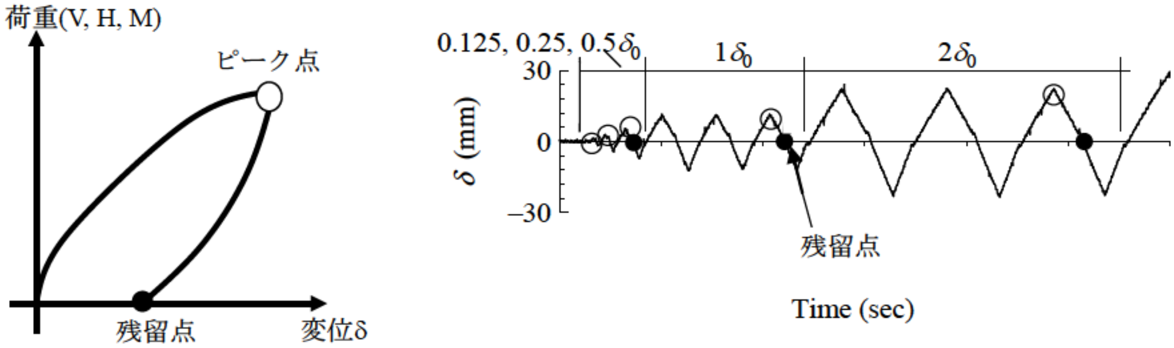
浮上り率 $\varDelta = 6 / 11 = 0.55$

図–4.3.6 浮上り率算定概念図(基礎底面の 1/2 が浮上っている状態の例)



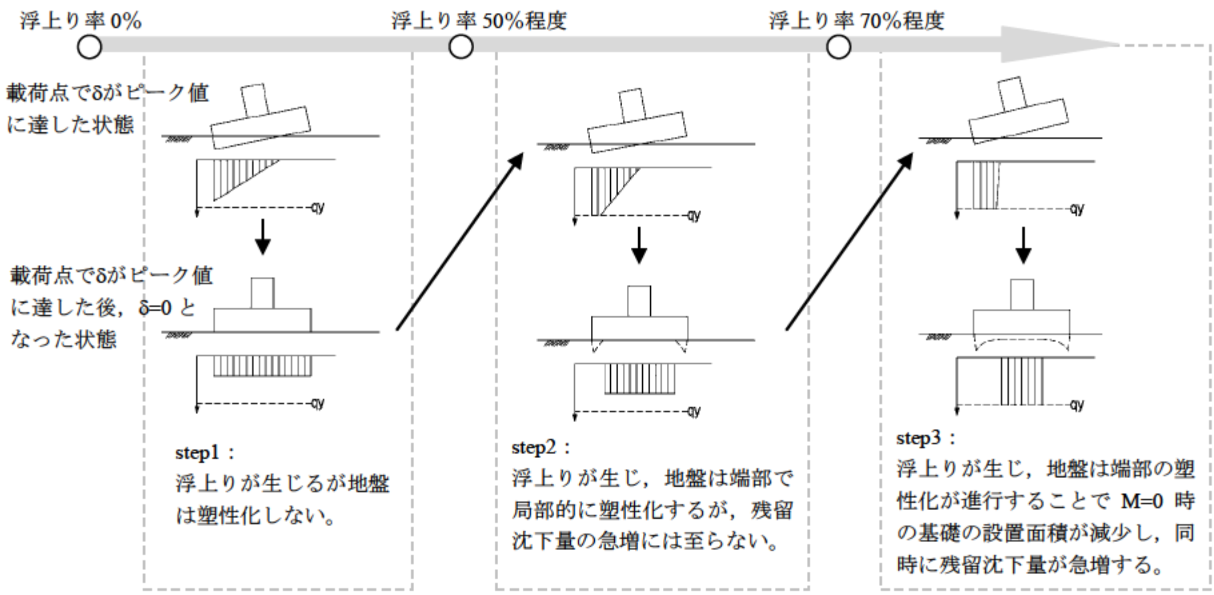
地盤塑性化率$=\dfrac{\text{降伏支持力度を越えた■部の総和}}{\text{ロードセルで計測された地盤反力度の総和}}$

図–4.3.7 浮上り率算定概念図



図–4.3.8　ピーク時の変位抽出点概念図

以上の繰返し載荷実験結果を踏まえて，図–4.3.9 に基礎の浮上りにより沈下が累積していくメカニズムを整理する．ある程度浮上りが生じてもその浮上り量が大きくなければ基礎直下地盤の塑性化は生じず基礎は弾性挙動を示す(図–4.3.9 の step1)．しかし，浮上り量が一定値を超えると直下地盤端部の局部的な塑性化が生じ，これに伴い基礎底面の設置面が減少する(図–4.3.9 の step2)．その後，さらに浮上り量が大きくなることで，直下地盤端部の塑性化が進行し，残留沈下量が急増する(図–4.3.9 の step3)．step1 までの状態は地盤そのものの無修復性を保証するための状態であり，step2 までの状態は基礎としての弾性挙動を保証するための状態であるといえる．そして，step 1 の状態が現行のレベル 1 地震時の転倒照査に相当していると考えられる．



図–4.3.9　浮上りに伴う直接基礎の沈下累積のメカニズム

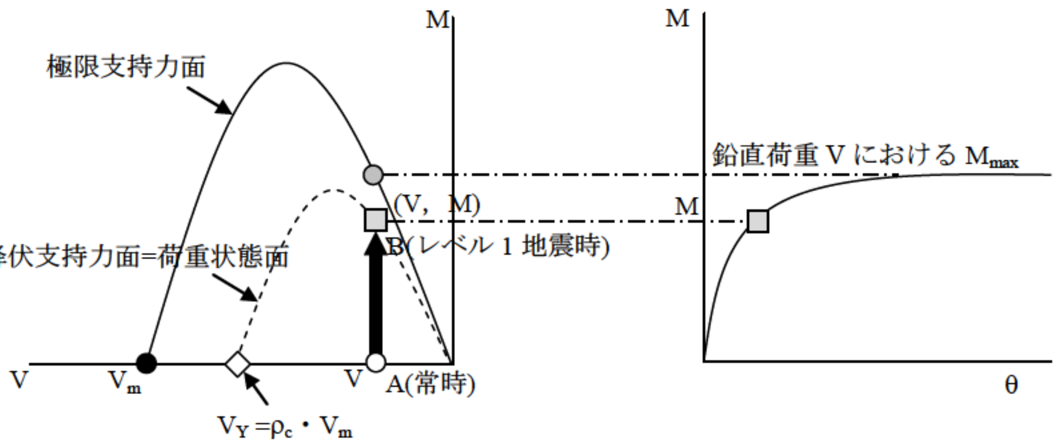
(4)　H14 道示における転倒照査の工学的意義

H14 道示における転倒照査は，(2)(3)の検討結果より，浮上り量を規定することで基礎直下端部地盤の局部的な塑性化が生じることを抑制し，不同沈下や過大な残留沈下が生じないことを担保すると同時に，転倒そのものを防止することに対しても安全性を担保しているものと思われる．

4.3.3 H14 道示における転倒照査とマクロエレメント照査の関係

(1)　検討概要

H14 道示における転倒照査とマクロエレメント照査の関係について整理する．両照査において設定される限界点が同じであれば，マクロエレメント照査により従前の転倒照査で担保してきたものと同等の信頼性を有する基礎が設計されることとなる．ここで，図–4.3.10 にマクロエレメント照査と基礎底面の曲げモーメントM–回転角θとの関係を示す．ここでは，4.2.3(1)で整理した滑動照査と同様にマクロエレメント照査により基礎の諸元を決定したときの荷重状態面上の曲げモーメントMと支持力曲面上の最大曲げモーメントM_{max}の関係(M / M_{max})を求め，M / M_{max}関係と従来の転倒照査で考慮してきた安全余裕との関係を整理することで，転倒照査とマクロエレメント照査の関係を確認する．



図–4.3.10　マクロエレメント照査と基礎底面の曲げモーメント M–回転角θとの関係

(2)　試算に用いた橋梁諸元の概要

表–4.3.3 に試算に用いた直接基礎の諸元を示す．直接基礎は，文献 2)より，H14 道示で設計され転倒照査により諸元決定された橋脚を対象に，構造寸法や作用力等の条件が平均的な 3 例とした．なお，これらの基礎はいずれもマクロエレメント照査が適用可能な砂および砂礫を支持層とする直接基礎である．

表–4.3.3　試算に用いた橋梁諸元の概要

No.	構造高（m）	基礎形状				常時作用力	L１地震時作用力			土質条件			
		基礎幅 B(m)	基礎奥行 L(m)	根入れ Df(m)	根入れ Df’(m)	鉛直力 V (kN)	鉛直力 V (kN)	水平力 H(kN)	モーメント M (kN・m)	粘着力 c(kN)	内部摩擦角 ϕ (度)	単位重量 γ (kN/m^3)	地盤種別
1	21	7.5	10.0	6.8	0.7	28,279	25,979	3,577	47,637	0	41	20	I 種
2	13	5.5	13.0	5.0	0.3	17,069	10,753	2,424	19,349	0	39	20	I 種
3	11.1	6.0	18.5	3.5	2.0	28,010	24,910	4,409	38,062	0	38	20	I 種

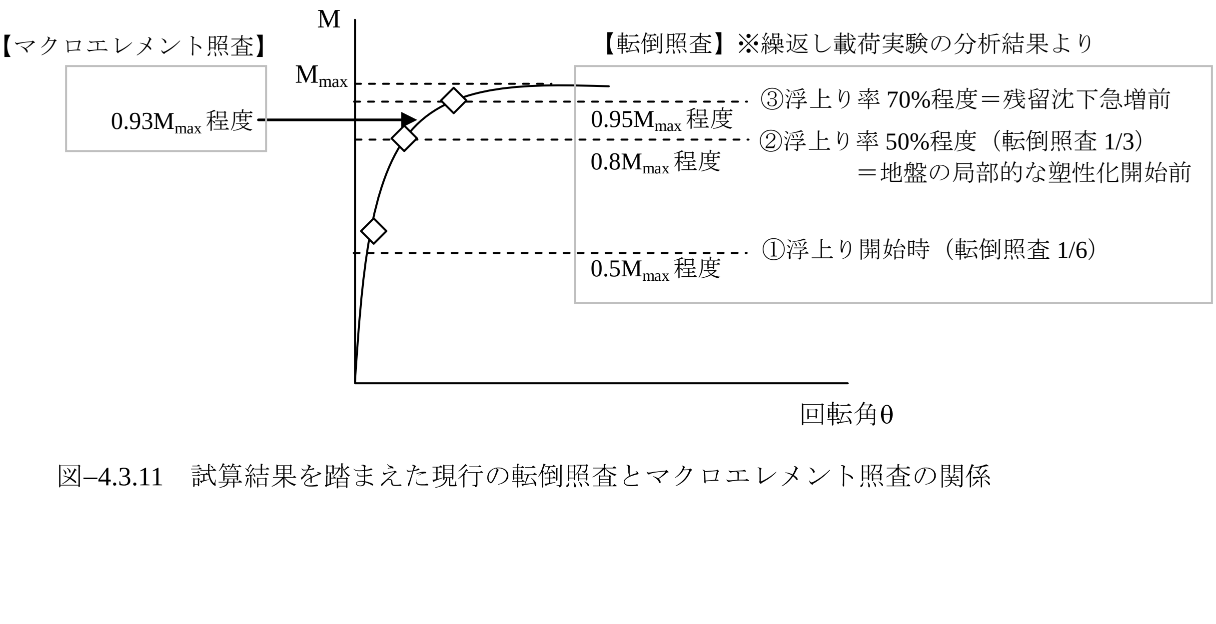
(3)　試算結果

表–4.3.4 に(1)で示した方法により求めたM/M_{max}, 基礎幅Bをマクロエレメント照査と転倒照査と対比して示す．表–4.3.4 より，マクロエレメント照査により基礎寸法を決定した場合，M/M_{max}は平均で 0.93 程度となり，現行設計よりも 30%程度基礎幅Bが小さくなることがわかった．

表–4.3.4　試算結果

	マクロエレメント照査		転倒照査
	M/M_{max}	基礎幅 B (m)	基礎幅 B (m)
No.1	0.94	4.5	7.5
No.2	0.95	4.3	5.5
No.3	0.89	4.0	6.0
平均	0.93	–	–

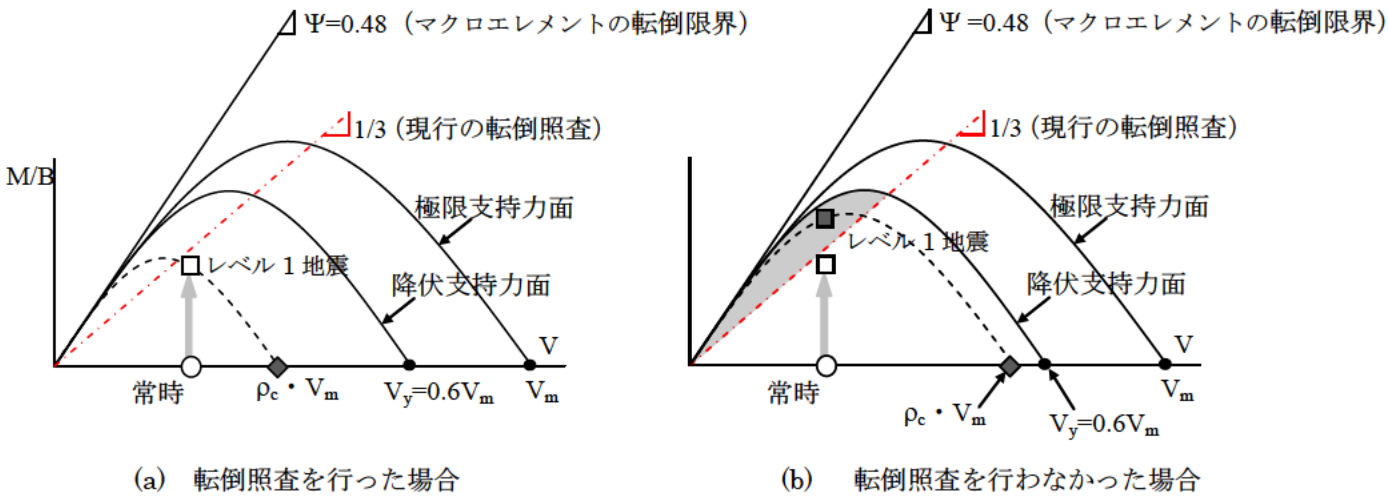
図–4.3.11 に試算結果を踏まえてマクロエレメント照査と現行の転倒照査との関係を整理した．なお, 現行の転倒照査は, 4.3.2(3)で示した繰返し載荷実験の結果に基づきM/M_{max}関係を整理した．図–4.3.11 より，マクロエレメント照査により基礎幅を決定した場合，局部的に基礎直下の端部地盤が塑性化する可能性はあるが，基礎系として可逆挙動となる残留沈下量が急増する前の状態が確保される．



図–4.3.11　試算結果を踏まえた現行の転倒照査とマクロエレメント照査の関係

ここで，マクロエレメント照査により基礎寸法を決定した場合，現行と比較して基礎寸法が小さくなるが，理由は以下のとおりである．

図–4.3.12は，マクロエレメント照査と転倒照査の関係を示したものである．図–4.3.12 (a)より支持力曲面において鉛直力Vと曲げモーメントM面の形状を描くためのパラメータψは第 3 章に整理した通りψ=0.48 としている一方で，現行設計の転倒照査においては，前述したように偏心量が基礎幅の1/3=0.33 より小さくなるように規定している．これは支持力曲面を描く転倒限界よりもM/Vを小さく評価している．したがって，図–4.3.12 (a)に示すように，○点の常時の状態から□点のレベル 1 地震時に荷重が移行するなかで，これまで転倒照査によって基礎寸法が決められてきた基礎については，□点が現行転倒照査の一点鎖線付近に位置する．このため，降伏荷重V_Yよりも一定レベルで下回る位置になるよう等価荷重ρ_cが定められることになる．しかし，図–4.3.12 (b)に示すように，転倒照査を省略しようとすると等価荷重ρ_cが降伏荷重V_Yを超えなければよく，許容される曲げモーメントが大きくなることから，結果としてこれまで転倒照査で決めてきた基礎よりも寸法が小さくなる．このことより，表–4.3.4 に示す試算結果では，マクロエレメント照査により基礎寸法が小さくなっている．



図–4.3.12　マクロエレメント照査と転倒照査の関係

4.3.4 曲げモーメントを受ける直接基礎の転倒照査

3.6 で示したマクロエレメント照査は，基礎系としての可逆性が担保されるように基礎の変位が急増する点を限界点として設定した．これに対して，従前の転倒照査は，基礎直下地盤の局部的な塑性化を防止しその後の供用性に影響を及ぼさない点，すなわち地盤の無修復性を担保するための点となっている．この二つの限界点は異なり，従前の転倒照査の限界点の方が設計上安全側の評価となっているが，いずれも地盤の支持力と変位の関係という同様の観点に基づき設定されたものである．

一方で，従前の転倒照査は，過大な残留沈下や不同沈下を抑制すると同時に，大地震時に基礎が転

倒しないことも担保する照査となっている．H14 道示における直接基礎の安定照査が大地震時の基礎の安全性とどのような関係にあるかについては別途第 5 章で示すが，大地震時に基礎の転倒そのものを防止することに対する限界点は，ここで検討したような地盤の支持力と変位の関係とは無関係に定義されることから，このような事象に対してマクロエレメント照査により照査することは合理的でないと考える．したがって，従前どおり転倒照査を個別に行うことを提案する．

4．4 直接基礎の滑動照査と転倒照査

直接基礎の滑動と転倒に対しては，支持力と変位の関係という観点に着目して限界点を設定することは合理的ではない場合があり，マクロエレメント照査を行う場合にも滑動照査と転倒照査を個別に行うことがよいと考えられる．

また，第 5 章で後述すようように，滑動照査や転倒照査により寸法を決定した基礎は，レベル 2 地震のような大地震時にも残留変位が抑制されることが数値的にも明らかになっており，滑動照査や転倒照査がレベル 2 地震時の直接基礎の安定性を担保するための指標となっていることが分かっている．こうした大地震時に対する安全性を担保するためにも現行の滑動照査と転倒照査は必要であると思われる．

参考文献

1) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，河野哲也，野々村佳哲，浅井隆一：根入れのある直接基礎の地震時残留変位に関する繰返し載荷実験，土木研究所資料，第 4029 号, 2007.2.

2) 中谷昌一，石田雅博，白戸真大，井落久貴：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料, 4037 号, 2007.2.

3) 物部長穂：地震上下動に関する考察並に振動雑論，土木学会誌，第 10 巻 5 号, 1924.10.

4) Yuji Ishiyama : Motion of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 10, 1982.

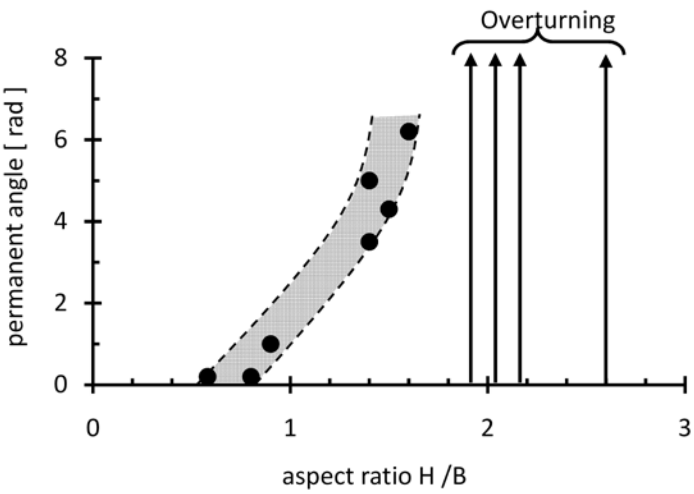
第５章　大地震に対する直接基礎の安定照査に関する検討

5.1 概説

レベル 2 地震時のような大地震時においてH14 道示では，「地震による損傷が限定的で速やかな機能回復が可能，もしくは落橋しないこと」，すなわち，「供用期間中に生じる可能性が低い地震動を受けても，橋は，速やかな機能回復が可能な状態にとどまること，又は，地震による損傷が橋として致命的にならない状態にとどまる状態であること」が示されている．良質な支持層に支持された直接基礎において地震時に過大な沈下や傾斜が生じ，橋の地震後の供用性に影響を与えた事例がないことから，常時・レベル 1 地震時に対して決定した基礎寸法により，レベル 2 地震のような大地震時にも直接基礎の安定性が担保されているものと考えられ，レベル 2 地震時における基礎の安定照査は省略されてきた．道路橋の基礎ではないが，図–5.1.1 に，1999 年トルコ・コカエリ地震後に調査された直接基礎を有する建物のアスペクト比(建物の高さH/建物の幅B)と残留回転角の関係を整理したもの[1)]を参考までに示す．これより，アスペクト比が大きくなるほど残留回転角が大きくなる傾向にあることがわかる．これは，重心高さに対して基礎幅を一定以上確保することで過大な残留変位が制限できることを示唆している．

一方，レベル 2 地震時の安定照査を省略してもよいということは，経験的に判断されてきたものであり，実験的或いは数値的に実証されたものではない．そこで，本章では，これらの課題を解決し，レベル 2 地震時における直接基礎の安定照査について振動台実験と数値解析に基づいた検討結果を報告する．

表–5.1.1 に本章の構成と各節での検討概要を示す．上記に示した課題を明確にするために，振動台実験と数値計算モデルを用いた解析に基づいた検討を行う．5.2 では，振動台実験により得られたレベル 2 地震動を受けた直接基礎の挙動や残留変位を確認する．そして，5.3 では，数値計算モデルを用いてレベル 2 地震時に生じる直接基礎の変位を算定し，H14 道示で規定されている各照査項目と算定した変位量の関係を整理する．最後に，5.4 では 5.2 及び 5.3 で得られた結果をもとにレベル 2 地震における直接基礎の安定照査についてまとめる．



図–5.1.1　1999 年トルコ・コカエリ地震後に調査された建物のアスペクト比と残留回転角の関係[1)]

表–5.1.1　　大地震に対する直接基礎の安定照査に関する検討概要

節		検討内容	分析に用いるデータ
5.2 振動台実験より得られる大地震時における直接基礎の挙動の確認	課題に対する検討	レベル2地震動を受けた直接基礎の挙動の特徴と残留変位を整理する.	・振動台実験 第3章3.3
5.3 数値計算モデルを用いたレベル2地震時における直接基礎の残留変位の検討		マクロエレメント理論に基づいた数値計算モデルを用いて直接基礎の変位を算定し, H14道示で規定されている各照査項目と変位量の関係を整理する.	・数値計算モデル 第3章3.4.2
5.4 レベル2地震時における直接基礎の安定照査	結論	従前とおりレベル2地震時の照査は不要である.	

5.2 振動台実験より得られる大地震時における直接基礎の挙動の確認

ここでは，振動台実験結果に基づき，レベル 2 地震のような大地震時に直接基礎がどのような挙動を示すのかを確認する．

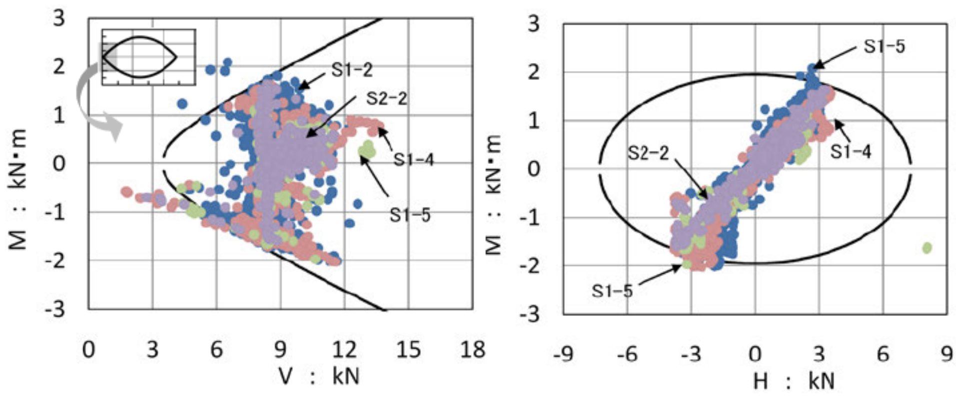
(1) 振動台実験の概要

分析に用いる振動台実験は，3.2 で示したものと同じ実験である．本文で対象とするのは，表–3.2.2 のうち，S1–1，S1–4，S1–5，S2–2 である．なお，本実験に用いた模型諸元は，既往の橋脚の直接基礎の設計実績を踏まえて設定している．

(2) レベル 2 地震における直接基礎の挙動の特徴

図–5.2.1 に振動台実験より得られた基礎底面に作用する荷重の履歴を示す. (a) は基礎底面に作用する鉛直力V –曲げモーメントM関係を示したものであり, 最大曲げモーメントが計測された時刻に計測された水平荷重Hにおける支持力曲面の断面図である．また，(b) は基礎底面に作用する水平力H–曲げモーメントM関係を示したものであり，$V=V_0$(死荷重)における支持力曲面の断面図である．なお，図中には，式(3.2.1)より求めた支持力曲面の理論値を実線で示す．

図–5.2.1 を見るといずれの実験ケースにおいても，実験値は計算で求められる支持力曲面に達している．また，鉛直力は加振中ほぼ一定である一方で，基礎の回転や浮き上りにより，水平力と曲げモーメントは比例関係を保ちながら大きく変動していることがわかる．

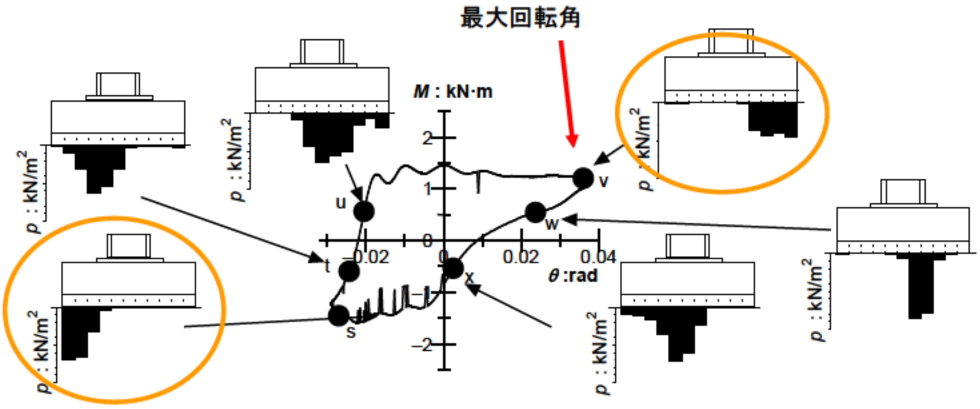


(a) M-V 曲面
(曲線は最大 M が生じたときの H を代入したときの支持力曲面断面図)

(b) H-M 曲面
(曲線は V = 死荷重のときの支持力曲面断面を表す)

図–5.2.1 基礎底面に作用する荷重の履歴

図–5.2.2 に基礎底面の設置履歴と曲げモーメント・回転角関係を示す．図–5.2.2 より，計算で求められる支持力曲面に達し最大回転角が生じているときには，基礎は爪先立ちしていることがわかる．

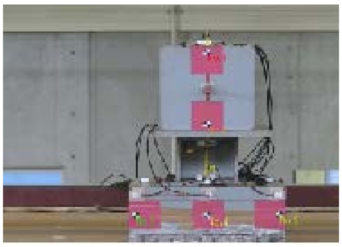


図–5.2.2　基礎底面の設置履歴と曲げモーメント・回転角関係

(3) レベル 2 地震動を受けた直接基礎の残留変位量の確認

図–5.2.3～図–5.2.4 に加振後の模型の様子を示す．振動台実験は，同一作成地盤に対し，繰返して異なる地震波形を与えて載荷を行っている．このため，模型支持地盤は直接基礎の支持層となるような堅固な地盤を想定して，相対密度 80%としているが，2 度目，3 度目となる加振時には，模型基礎直下は乱され緩くなった状態となっている．図–5.2.3 は乱される前の状態に対して加振実験を行った場合，図–5.2.4 は乱されて緩くなった状態に対して加振実験を行った実験終了後の基礎の状態を示したものである．これを見ると乱した緩い地盤では，実験終了後に模型が傾斜したり，転倒に至っていることがわかる．一方で，乱す前の密な地盤では，実験終了後にも模型は傾斜していたり，転倒していたりといった現象は確認されなかった．繰返し作用する偏心傾斜外力に対して直接基礎直下地盤が極限状態に達し，爪先立ちするような挙動を示した場合にも，緩い地盤に支持させた場合を除き，基礎はたちまち転倒や滑動といった壊滅的な状態に至ることは確認されなかった．これは，基礎に浮上りが生じることによって，支持地盤から基礎に伝達される地震動が低減されるためであると考えられる．こうした挙動を積極的に期待することにより，現行設計法以上に合理的な設計が可能になるが，それに過度に期待することで過大な沈下・傾斜が生じることも懸念される．

(a) Case S1−2(北海道南西沖観測波)



(b) Case S2−2(80%低減した兵庫県南部地震観測波)

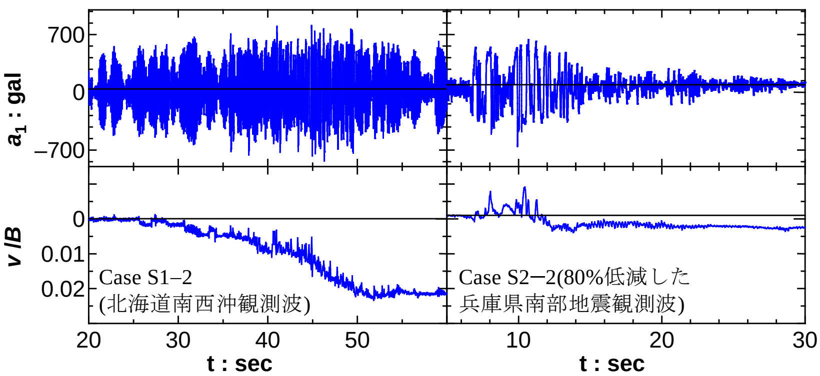
図–5.2.3　密な地盤での実験終了後の状況

(a) Case S1−4(兵庫県南部地震観測波)

(b) Case S1−5(兵庫県南部地震観測波)

図–5.2.4　乱した地盤での実験終了後の状況

図–5.2.5 に図–5.2.3 で示した密な地盤で行われた実験での地表面加速度と基礎の沈下量の応答時刻歴を示す．これより，加振後の残留沈下量は，caseS1-2 で基礎幅の 2%程度，caseS2-2 で 1%程度とわずかであることがわかった．本実験では基礎は根入れされていないが, 実基礎では根入れされており，埋め戻した分の支持力の増加が期待できることから，実基礎での残留沈下量はさらに小さい可能性がある．



図–5.2.5　地表面加速度 a1 と基礎の沈下量 v/B の応答時刻暦

5.3　数値計算モデルを用いたレベル2地震時における直接基礎の残留変位の検討

ここでは，常時及びレベル 1 地震時の各照査のうちどの照査項目がレベル 2 地震に対する残留変位(傾斜・水平変位・沈下)を抑制するための指標となっているか動的解析により検討する.

(1) 数値計算モデルの概要

レベル 2 地震時の変位を予測するための計算モデルは，3.4.2 に示した地盤の塑性化，基礎の浮上りを考慮したマクロエレメントモデルに基づいた数値計算モデル[3) 4)]を用いた．表–5.3.1 に解析に用いたマクロエレメントの挙動を規定するパラメータを示す。なお，第 3 章では，模型実験より得られた基礎の挙動をどこまで再現可能であるかという点に着目したため，表中に示す支持力曲面の形状を規定するパラメータμを$\mu=\tan\phi$(ϕは地盤の内部摩擦角)としていたが, 本章の検討は, H14 道示に基づき$\mu=0.6$とした．また，数値計算に用いる地震動は，3.4.2 にも示したタイプⅠとタイプⅡ地震動とした．想定した基礎底面の入力地震動は，タイプⅠが 1993 年北海道南西沖地震において七峰橋周辺地盤上で観測された地震動，タイプⅡが 1995 年兵庫県南部地震において神戸気象台(JAM-kobe)で観測された地震動である.

表–5.3.1　マクロエレメントの挙動を規定するパラメータ

パラメータ名		設定値
荷重状態面の硬化則	α_M	2.8
	γ_M	1.7
支持力曲面の形状を規定するパラメータ	ζ	0.95
	μ	0.60
	ψ	0.48
塑性ポテンシャル面の形状を規定するパラメータ	λ	0.45
	χ	0.45

(2) 検討方法

常時・レベル 1 地震時の支持及び滑動に対する安全率，及びレベル 1 地震時における荷重偏心量を変化させて設計し直し，これらの指標の変化と地震時残留変位量の変化の関係について調べた[6) 7)].

数値解析は橋脚直接基礎 5 基を対象とする．表–5.3.2 及び図–5.3.1～5.3.5 に検討対象とした橋脚直接基礎 5 基の構造諸元を示す．検討対象とする基礎諸元については，以下に示す条件に着目し実際の直接基礎を想定して設定した.

- 直接基礎が設置されるような，短・中周期帯(Ⅰ種)にあるもの
- 上部工重量が大きいもの
- 構造高(橋脚高)が高いもの

表–5.3.3 に示した基本ケースは，常時及びレベル 1 地震時の安定照査を満足するように基礎寸法を決定した表–5.3.2 の基礎であり，基本ケースと基本ケースに対してフーチング寸法を小さく変化させたケースにおいて数値解析により得られる変位量を整理して，レベル 2 地震時の残留変位と基礎寸法との関係を検討した．なお，基本ケースに対してフーチング寸法を小さくしたケースはレベル 1 地震時

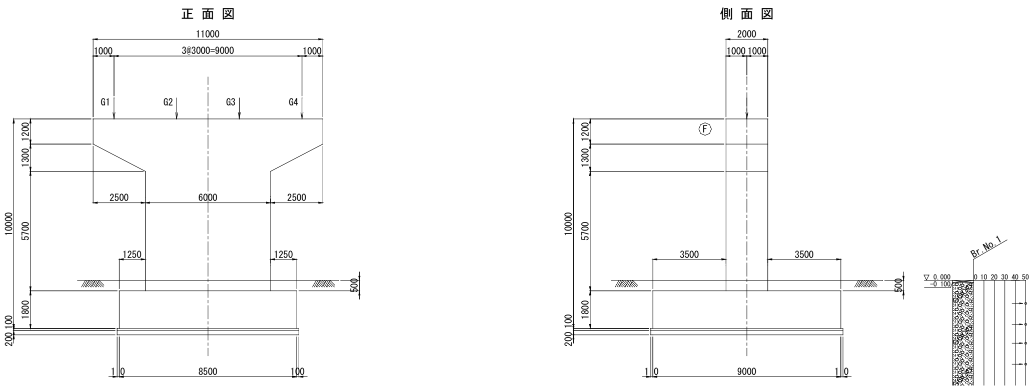
の安定照査を満足しない基礎寸法となっているが，基本ケースに対しフーチング寸法を小さくした場合においても，H14 道示に示す常時の許容鉛直支持力の照査は満足するようにフーチング寸法を設定した.

表–5.3.2　検討対象となる橋脚の構造諸元

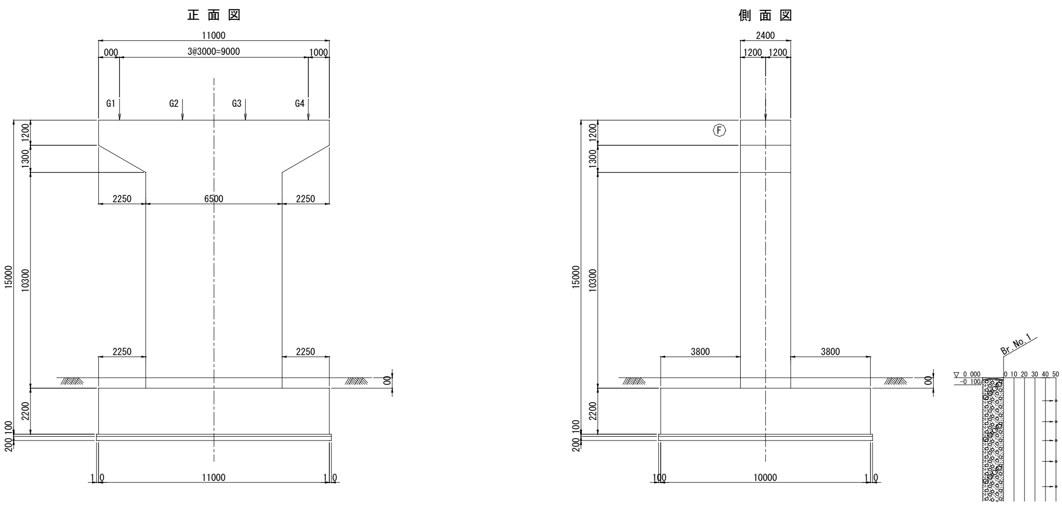
ID	橋梁形式	脚高 H (m)	固有周期 T (sec)	支持層の土質区分	地盤種別	フーチング寸法 基礎幅B×奥行きL ×厚さD (m)	安定計算結果		
							V_{dead}/V_m ＊1	V_{dead}/V_u ＊1 (レベル1地震時)	h_G/B ＊2
1	3径間連続1点固定橋	10	0.429	砂礫	I 種	9 × 8.5 × 1.8	0.043	0.408	0.905
2	3径間連続1点固定橋	15	0.599	砂礫	I 種	10 × 11 × 2.2	0.038	0.332	1.081
3	3径間連続1点固定橋	15	0.491	砂礫	I 種	10.5 × 9.5 × 2.5	0.041	0.333	1.047
4	単純桁橋	10	0.345	砂礫	I 種	5 × 8 × 1.5	0.074	0.378	1.501
5	単純桁橋	15	0.573	砂礫	I 種	6.5 × 8 × 1.5	0.066	0.366	1.595

＊1: V_{dead}は死荷重反力, V_mは中心鉛直載荷の極限鉛直支持力, V_uは偏心傾斜を考慮した極限鉛直支持力を示す.

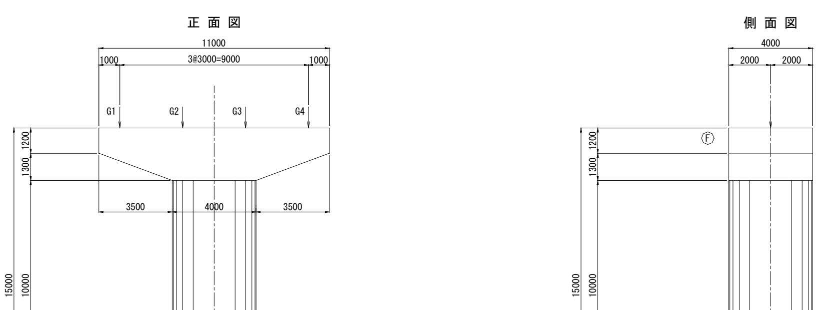
＊2: h_Gは下部構造の重心高さを示す



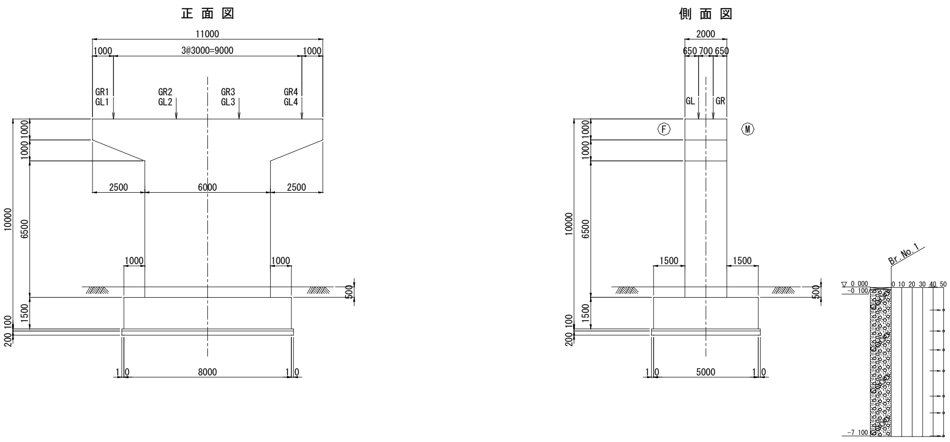
図–5.3.1　検討に用いた下部構造諸元(ID:1)



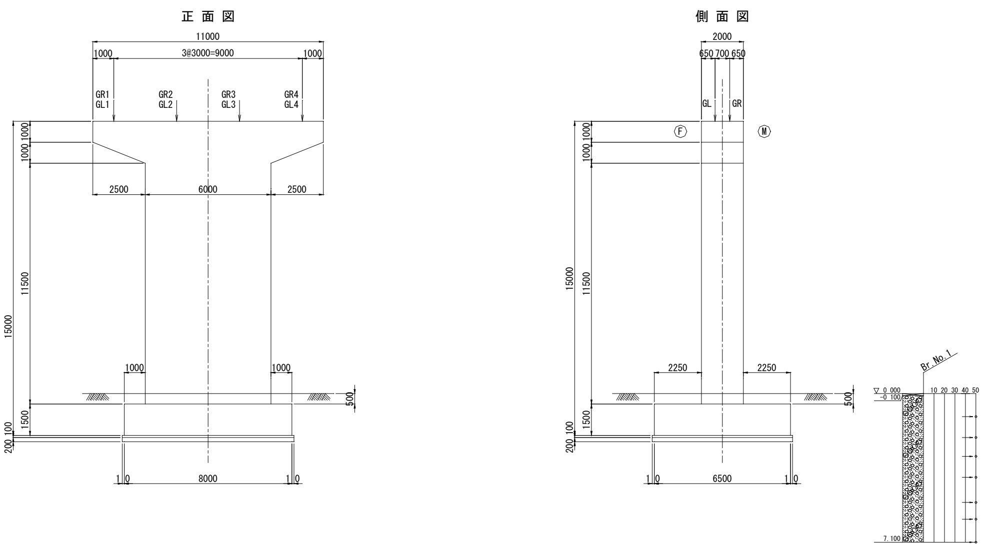
図–5.3.2　検討に用いた下部構造諸元(ID:2)



図–5.3.3　検討に用いた下部構造諸元(ID:3)



図–5.3.4　検討に用いた下部構造諸元(ID:4)



図–5.3.5　検討に用いた下部構造諸元(ID:5)

表–5.3.3　検討ケース

検討ケース	橋脚高さ H (m)	フーチング寸法 基礎幅 B (m)	奥行き L (m)	厚さ D (m)	安定計算結果 V_{dead}/V_a *1 (常時)	q_{max}/q_a *2 (常時)	備考
caseⅠ-1, caseⅡ-1	10	9	8.5	1.8	0.15	0.28	基本ケース
caseⅠ-1-1, caseⅡ-1-1	10	8	8	1.8	0.18	0.32	＊3
caseⅠ-1-2, caseⅡ-1-2	10	7	8	1.8	0.20	0.35	＊3
caseⅠ-1-A, caseⅡ-1-A	10	3	7	1.8	0.53	0.82	＊4
caseⅠ-2, caseⅡ-2	15	10	11	2.2	0.12	0.26	基本ケース
caseⅠ-2-1, caseⅡ-2-1	15	9	9.5	2.2	0.15	0.31	＊3
caseⅠ-2-2, caseⅡ Ⅰ-2-2	15	8	8.5	2.2	0.19	0.37	＊3
caseⅠ-2-A, caseⅡ-2-A	15	3.5	7.5	2.2	0.48	0.82	＊4
caseⅠ-3, caseⅡ-3	15	10.5	9.5	2.5	0.13	0.29	基本ケース
caseⅠ-3-1, caseⅡ-3-1	15	9.5	8.5	2.5	0.16	0.34	＊3
caseⅠ-3-2, caseⅡ-3-2	15	8.5	7.5	2.5	0.20	0.40	＊3
caseⅠ-3-A, caseⅡ-3-A	15	5	5	2.5	0.50	0.86	＊4
caseⅠ-4, caseⅡ-4	10	5	8	1.5	0.27	0.45	基本ケース
caseⅠ-4-1, caseⅡ-4-1	10	4.5	8	1.5	0.31	0.50	＊3
caseⅠ-4-2, caseⅡ-4-2	10	4	8	1.5	0.35	0.55	＊3
caseⅠ-4-A, caseⅡ-4-A	10	3	7	1.5	0.55	0.81	＊4
caseⅠ-5, caseⅡ-5	15	6.5	8	1.5	0.23	0.41	基本ケース
caseⅠ-5-1, caseⅡ-5-1	15	5.5	8	1.5	0.28	0.47	＊3
caseⅠ-5-2, caseⅡ-5-2	15	4.5	8	1.5	0.34	0.56	＊3
caseⅠ-5-A, caseⅡ-5-A	15	3	7	1.5	0.62	0.91	＊4

＊1: V_{dead}は死荷重反力, V_aは常時の許容鉛直支持力を示す.

＊2: q_{max}は最大地盤反力度, q_aは常時の地盤反力度の上限値を示す.

＊3: 基本ケースに対しフーチング寸法を小さくしたケース.

＊4: 基本ケースに対し, 常時の基礎底面に生じる最大地盤反力度が, 地盤反力度の上限値相当になるようにフーチング寸法を決定したケース.

常時・レベル 1 地震時のどの照査指標が橋脚直接基礎にレベル 2 地震時に生じる残留変位量をコントロールしているのかについて，主な着眼点は表–5.3.4 に示すとおりである．照査指標としては，H14 道示に示す支持力・滑動・浮上りの 3 点に着目し，支持力について常時は死荷重V_{dead}と中心鉛直載荷における極限支持力V_mを，レベル 1 地震時は死荷重V_{dead}と偏心傾斜を考慮して求めた極限支持力V_Uの関係を代表値とした．また，滑動については，基礎底面に生じる水平力Hと基礎底面のせん断抵抗力H_Uの関係を，浮上りについては細長さのパラメータとして下部構造の重心高さh_Gと基礎幅Bの関係を代表値とした．

表–5.3.4　検討の着眼点

設計状況	H14 道示の照査指標	本分析において対応する代表値
常時	地盤反力度の上限値， または支持力	死荷重安全率 V_{dead} / V_m V_{dead} = 死荷重反力 V_m = 中心鉛直載荷の極限鉛直支持力
レベル 1 地震時	浮上りの制限 $e < B / 2$	細長さパラメータ h_G / B h_G = 下部構造の重心高さ B = 基礎幅
	支持力	地震時支持力安全率 V_{dead} / V_U V_U = 偏心傾斜を考慮した極限鉛直支持力でH14 道示を用いて求める
	滑動	地震時滑動安全率 H / H_U H = 基礎底面水平力 H_U = 基礎底面水平支持力で道示を用いて求める

(3) 検討結果

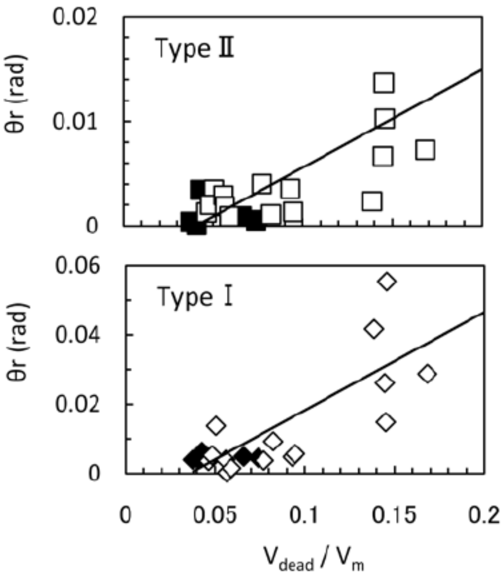
図–5.3.6～図–5.3.8 に各照査指標と残留回転角θ_r，残留水平変位u_r/B，残留沈下量S_r/Bの関係を示す．横軸には各照査指標を，縦軸には残留変位を示す．図中の◆点及び■点は，常時及びレベル 1 地震時の安定照査を満足するように基礎寸法を決定した基本ケースの結果である．◇点及び□点は，基本ケースに対して前述した方法により基礎寸法を小さくさせた結果であり，レベル 1 地震時の安定照査は満足していないケースである．なお，上段にタイプⅡ地震動，下段にタイプⅠ地震動の結果を示す．また，$V_{dead} / V_U = \infty$ のケースは，レベル 1 地震時の偏心量が大きく，フーチング幅を超えているケースである．

図–5.4.6 より，地震動のタイプに関わらず，残留回転角θ_rは，常時の死荷重安全率 (V_{dead} / V_m) と下部構造の細長さ(浮上り)(h_G / B) の関数で，右上がりの傾向を有している．

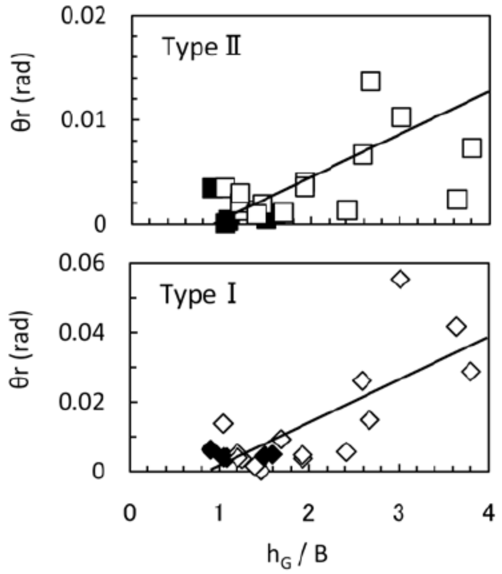
図–5.4.7 より，残留水平変位u_r/Bは，必ずしも各照査指標と相関を持たないが，地震動が交番的に作用していること，また水平変位u/Bの絶対量が少ないことで傾向が見えにくいものと考えられる．

図–5.4.8 より，残留沈下量S_r/Bは，残留回転角と同様に，常時の死荷重安全率 (V_{dead} / V_m) と下部構造の細長さ(浮上り)(h_G / B) の関数で，右上がりの傾向を有している．また，常時及びレベル 1 地震時の安定照査を満足する基本ケースの結果をみると，レベル 2 地震時でも残留沈下は大きくても基礎幅の 0.5%程度に収まっているが，レベル 1 地震時の安定照査を満足しない基本ケースよりもフーチング寸法を小さくしたケースでは，1%から 3%程度の残留沈下も生じていることがわかる．これは，仮に実績の多い基礎幅 10mの直接基礎の場合，10cmから 30cmの沈下量に相当する．

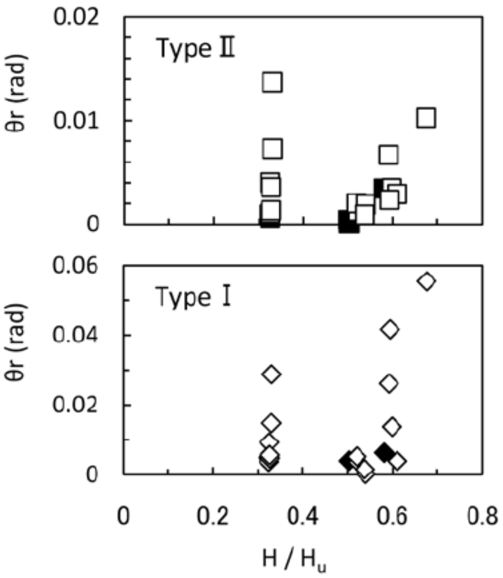
◆・■：基本ケース
(常時及びレベル 1 地震時の安定照査を満足するように基礎寸法を決定)
◇・□：基本ケースに対してパラメータを変化させた結果
(レベル 1 地震時の安定照査は満足していない)



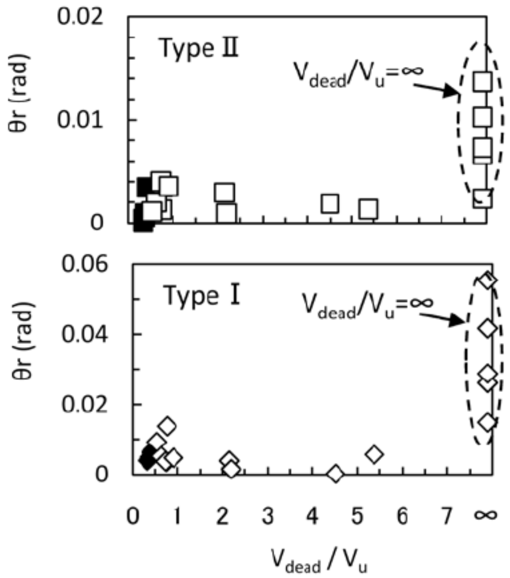
(a)　$V_{dead}/V_m - \theta_r$ 関係



(b)　$h_G/B - \theta_r$ 関係



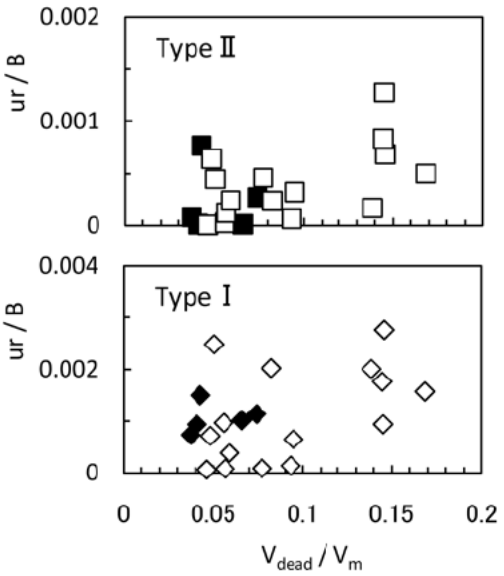
(c)　$H/H_u - \theta_r$ 関係



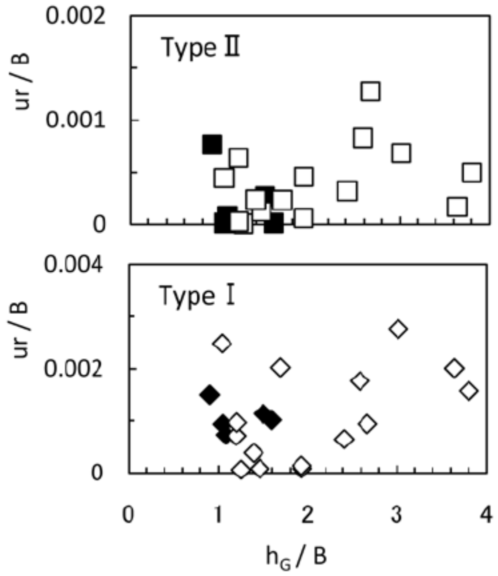
(d)　$V_{dead}/V_u - \theta_r$ 関係

図−5.3.6　各照査指標と残留回転角θ_r

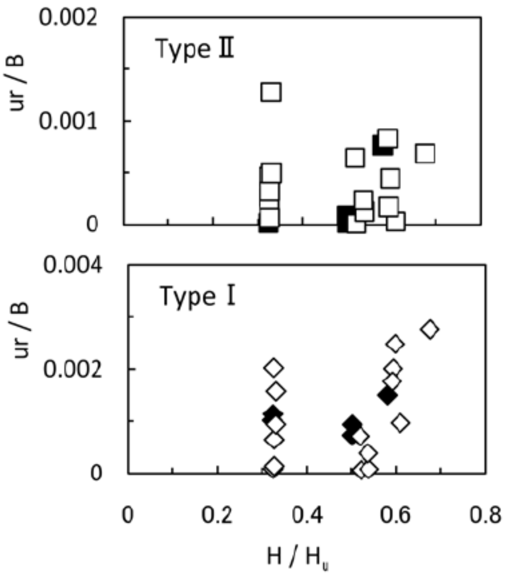
◆・■：基本ケース
(常時及びレベル 1 地震時の安定照査を満足するように基礎寸法を決定)
◇・□：基本ケースに対してパラメータを変化させた結果
(レベル 1 地震時の安定照査は満足していない)



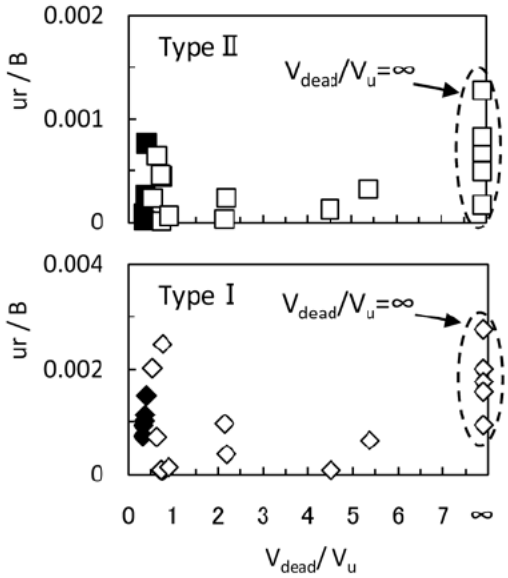
(a) $V_{dead}/V_m - u_r/B$ 関係



(b) $h_G/B - u_r/B$ 関係



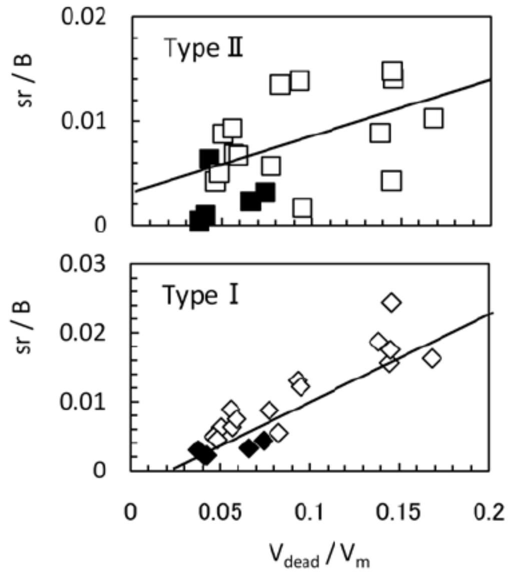
(c) $H/H_u - u_r/B$ 関係



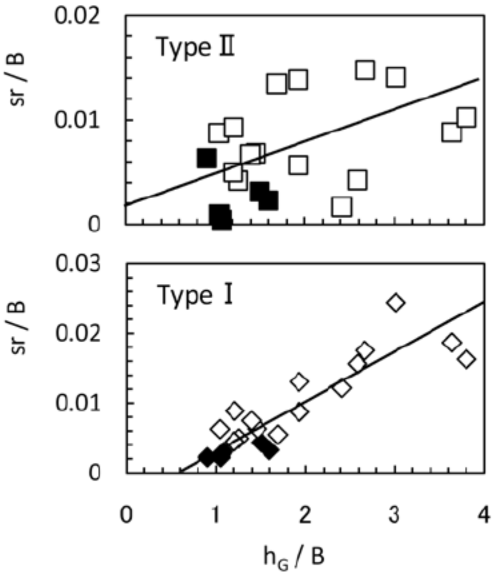
(d) $V_{dead}/V_u - u_r/B$ 関係

図−5.3.7　各照査指標と残留水平変位u_r/B

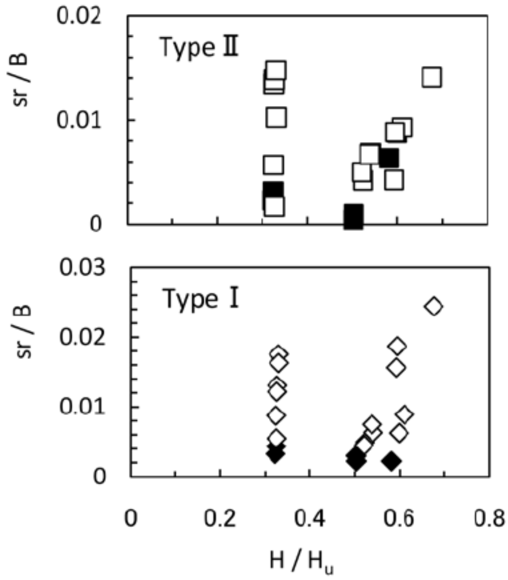
◆・■：基本ケース
(常時及びレベル 1 地震時の安定照査を満足するように基礎寸法を決定)
◇・□：基本ケースに対してパラメータを変化させた結果
(レベル 1 地震時の安定照査は満足していない)



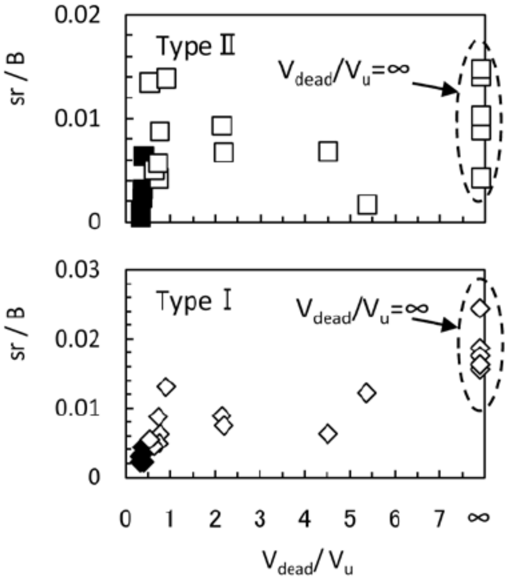
(a) $V_{dead}/V_m - S_r/B$ 関係



(b) $h_G/B - S_r/B$ 関係



(c) $H/H_u - S_r/B$ 関係



(d) $V_{dead}/V_u - S_r/B$ 関係

図−5.3.8 各照査指標と残留沈下量S_r/B

5.4　レベル 2 地震時における直接基礎の安定照査

5.2 に示した振動台実験結果より，密な地盤では，実験終了後にも模型は傾斜していたり，転倒していたりすることはなく，残留沈下量は基礎幅の 1～2%程度とわずかであることが確認できた. また，5.3 に示した数値解析結果より，レベル 2 地震時における直接基礎の残留変位量は，主に常時における死荷重に対する鉛直支持力の安全余裕度，及びレベル 1 地震時の鉛直荷重偏心量の両指標と強い相関を有することがわかった．すなわち，基礎の地震時の残留沈下・傾斜量は，地盤反力度の上限値，または，重心高さ(浮上り制限値)の 2 つの指標でコントロールできるものと考えられる．また，H14 道示における設計法で設計された直接基礎の沈下傾斜は，基礎幅の 0.5%程度(仮に，実績の多い基礎幅 10 m の直接基礎の場合，沈下量は 5 cm．)であり大きくはないことが確認できた．

以上より，従前どおり常時・レベル 1 地時に対してこれらの照査を行えば，レベル 2 地震時にも直接基礎に橋の性能に影響を与える過大な残留変位は生じないということが実験的・数値的にも裏付けられた．

参考文献

1) Gazetas G., Anastasopoulos, I., & Gerolymos, N. 2005. Overturning of buildings in Adapazari, during the 1999 Kocaeli Earthquake. Proceedings of the Second International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo: 186–191.

2) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，河野哲也，野々村佳哲，浅井隆一，齋藤隆：直接基礎の地震時応答に関する振動台実験，土木研究所資料，第 4028 号, 2007.2.

3) 中谷昌一，白戸真大，河野哲也：直接基礎の地震時挙動を予測するための数値解析モデルの開発，土木研究所資料，第 4101 号, 2008. 2.

4) Shirato, M., Paolucci, R., Kouno, T., Nakatani, S., Fukui, J.,Nova, R. and di Prisco, C.: Numerical Simulation of Model Tests of Pier-shallow Foundation Systems Subjected to Earthquake Loads Using an Elasto-uplift-plastic Macro Element, Soils and Foundations, Vol. 48, No. 5, pp. 693– 711, 2008.10.

5) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，河野哲也，野々村佳哲，浅井隆一：直接基礎の地震時残留変位に関する繰返し載荷実験，土木研究所資料第 4027 号, 2007. 2.

6) Shirato, M., Nakatani, S., Kohno, T. and Paolucci, R.: Numerical Evaluation on The Seismic Permanent Displacement of Highway Bridge Shallow Foundations, Proceedings of International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, IS-Tokyo 2009,Tsukuba, Japan, 2009. 6.

7) Shirato, M., Kohno, T. and Nakatani, S.: Numerical Evaluation for the Key Design Parameters that can Control the Seismic Performance of Highway Bridge Pier-shallow Foundation Systems, Proceeding of the 24th US-Japan Bridge Engineering Workshop, Minneapolis, MN, USA., pp.207–220, 2008. 9.

第６章　直接基礎の安定照査のための新しい照査方法の提案

6.1 照査の意図と照査式

常時及びレベル 1 地震時における橋の要求性能は，「橋の健全性を損なわない」こと，すなわち，「設計供用期間内に発生する確率が高い荷重に対し，橋全体系として力学特性が弾性域を超えない状態であること」である．この場合，基礎の安定照査は，上部構造をどのような状態で支持するのかという問題に帰着し，上部構造からの荷重が作用したときの基礎の挙動に着目して行われる．表–6.1.1 に常時, 暴風時及びレベル 1 地震時に橋に要求される性能と，それを担保するために基礎が超えてはいけない限界点との関係から設定した直接基礎の安定照査法を整理した．基礎には，滑動・転倒・沈下などの終局的な不安定現象に対して十分に安全な状態であり，かつ，基礎を構成する部位はもちろんのこと，基礎を支持する地盤との相互作用の特性に大きな力学的な変化が生じない状態であることが要求される．特に，供用中に前章までに定義してきた限界点に達しなければ，常に変わらぬ地盤反力特性を期待できるとともに，基礎は地盤の塑性化に伴った顕著な残留変位が生じるような状態には至らないとするものである．表–6.1.1 は，性能規定化に向け，要求性能に相応しい形で照査を行うことのできる体系に移行することを念頭に，ここまで得られてきた知見をもとに新しい照査方法を提案したものである．

また，表–6.1.1 には，各照査の意図を併せて整理した．表–6.1.1 に示すように，常時の照査については，過大な沈下や不同沈下に対する安全性を担保するため，基礎底面に生じる地盤反力度が最大地盤反力度の上限値を超えないことを照査することに加えて，滑動と転倒の照査をする．また，レベル 1 地震時は，挙動の可逆性を担保するために，マクロエレメント理論を用い，基礎底面に作用する組合せ作用力が中心鉛直載荷状態における降伏鉛直支持力を超えないことを照査することに加えて，常時と同様に滑動と転倒の照査をする．

ここで，常時の各照査における照査上の制限値について，最大地盤反力度の上限値は，供用性の観点から所定の沈下量以下となるように設定される．また，転倒照査の偏心量 1/6 は，従前から用いられている制限値であり，不等沈下につながるような浮上りを防ぐために設定されている．そして，滑動照査の制限値は，ある一定の信頼性のもとで支持地盤が破壊に至らないことを防ぎ，それによって変位も微小な領域におさまることを担保するように設定される．

また，レベル 1 地震時の各照査における照査上の制限値について，鉛直支持力照査の制限値は，3.5 で示した可逆性を担保するための弾性限界点から所要の安全余裕を確保して設定される．そして，転倒照査の偏心量 1/3 は，従前から用いられている制限値であり，大地震時の基礎の転倒を防ぐために設定されている．滑動照査の制限値は，常時と同様である．ここで，転倒照査と滑動照査は，マクロエレメント理論による照査で想定する荷重・沈下関係を描くための前提条件であることに注意が必要である．

また，照査書式について，供用性の観点から沈下量に基づき制限値が設定される常時の地盤反力度

照査と，不等沈下或いは転倒そのものを生じさせないための浮上り量に基づき制限値が設定されている常時及びレベル 1 地震時の転倒照査は，沈下量や浮上り量のように制限値が不確実要素を含まないことから，部分係数の書式としない．一方で，制限値に不確実要素を含む，マクロエレメント理論を用いた鉛直支持力照査及び滑動照査は，部分係数の書式とした．

本章では，各照査に用いる部分係数Φを求めるとともに，信頼性指標βの評価を行う．

表–6.1.1　直接基礎の安定照査項目

<table>
<tr>
<td rowspan="3">常時</td>
<td>支持力</td>
<td>

照査式　基礎底面の鉛直地盤反力度≦最大地盤反力度の上限値

照査値

表– 常時における砂れき地盤，砂地盤，粘性土地盤の最大地盤反力度の上限値（kN/m²）

<table>
<tr><td>砂れき地盤</td><td>700</td></tr>
<tr><td>砂地盤</td><td>400</td></tr>
<tr><td>粘性土地盤</td><td>200</td></tr>
</table>

表– 常時における岩盤の最大地盤反力度の上限値(kN/m²)

<table>
<tr><td colspan="3"></td><td>一軸圧縮強度
(MN/m²)</td><td>孔内水平載荷試験による
変形係数（MN/m²）</td></tr>
<tr><td rowspan="2">硬
岩</td><td>亀裂が少ない</td><td>2,500 (kN/m²)</td><td rowspan="2">10 以上</td><td>500 以上</td></tr>
<tr><td>亀裂が多い</td><td>1,000 (kN/m²)</td><td rowspan="2">500 未満</td></tr>
<tr><td colspan="2">軟岩・土丹</td><td>600 (kN/m²)</td><td>1 以上</td></tr>
</table>

</td>
<td rowspan="3">過大な沈下や不同沈下に対する安全性を担保する</td>
</tr>
<tr>
<td>転倒</td>
<td>照査値　基礎底面の設計鉛直作用力の作用位置が基礎中心より
基礎底面幅の 1/6 以内とする.</td>
</tr>
<tr>
<td>滑動</td>
<td>照査式　$H_{BQd} / (\Phi_U \times H_{BRU}) \leqq 1.0$
ここに，H_{BQd}：設計水平作用力 ，H_{BRU}：最大せん断抵抗力，　Φ_{HRU}：部分係数</td>
</tr>
<tr>
<td rowspan="3">暴風時及びレベル1地震時</td>
<td>支持力</td>
<td>

支持地盤が砂・砂れきの場合

照査式　$\rho_c / V_{mYd} \leqq 1.0$　，　$V_{mYd} = \Phi_U V_{mY}$

$$\rho_c = \frac{V}{1-\left(\dfrac{h^2+m^2}{\xi^2}\right)^{1/2}},\quad \xi = \frac{V}{V_m},\quad h = \frac{H}{(H_U / V)\times V_m},\quad m = \frac{M}{0.48BV_m}$$

ここに，V_m ：中心鉛直載荷を受けるときの極限鉛直支持力，ρ_c ：組合せ荷重強度，H_U：基礎底面と地盤
との間に働く極限せん断抵抗，V_{mYd} ：設計降伏支持力，V_{mY}：中心鉛直載荷を受けるときの設計降伏鉛直支持力 で 0.6 V_m ，Φ_U：部分係数

支持地盤が岩盤の場合

照査式　基礎底面の鉛直地盤反力度≦最大地盤反力度の上限値

照査値

表– レベル 1 地震時における岩盤の最大地盤反力度の上限値(kN/m²)

<table>
<tr><td colspan="3"></td><td>一軸圧縮強度
(MN/m²)</td><td>孔内水平載荷試験による
変形係数（MN/m²）</td></tr>
<tr><td rowspan="2">硬
岩</td><td>亀裂が少ない</td><td>3,750 (kN/m²)</td><td rowspan="2">10 以上</td><td>500 以上</td></tr>
<tr><td>亀裂が多い</td><td>1,500 (kN/m²)</td><td rowspan="2">500 未満</td></tr>
<tr><td colspan="2">軟岩・土丹</td><td>900 (kN/m²)</td><td>1 以上</td></tr>
</table>

</td>
<td rowspan="3">挙動の可逆性を担保する</td>
</tr>
<tr>
<td>転倒</td>
<td>照査値　基礎底面の設計鉛直作用力の作用位置が基礎中心より
基礎底面幅の 1/3 以内とする.</td>
</tr>
<tr>
<td>滑動</td>
<td>照査式　$H_{BQd} / (\Phi_U \times H_{BRU}) \leqq 1.0$
ここに，H_{BQd}：設計水平作用力 ，H_{BRU}：最大せん断抵抗力，Φ_{HRU}：部分係数</td>
</tr>
<tr>
<td colspan="2">レベル 2
地震時</td>
<td colspan="2">－ 省略 －</td>
</tr>
</table>

6.2 信頼性理論に基づく部分係数の計算と信頼性指標の評価

表–6.1.1 に示したΦは抵抗側に与える部分係数であり，部分係数設計法において，従来の設計法における安全率にかわるパラメータである．以下に部分係数設計法における部分係数の計算方法及び信頼性指標の設定方法について簡単に紹介する．詳細は，文献 1) を参照されたい．

基礎の照査では，一般に，作用する荷重に対して抵抗値が上回っていることを確認し，想定する限界状態に対して安全性を担保している．

[荷重値] ≦ [抵抗値]

H14 道示では，複雑な地盤特性や設計計算で考慮されない想定外の事象などのさまざまな不確実性の要因が経験的に考慮された安全率 n で抵抗値を除したものを荷重値と比較することにより，照査が行われる(式(6.1.1)).

[荷重値] ≦ 1/n×[抵抗値] (6.1.1)

式(6.1.1) を荷重と抵抗の安全係数(荷重係数Ψと抵抗係数Φ) を用いた照査式に書き換えると式(6.1.2)となる．

$$Q_d = \psi Q_n \leq \Phi R_n = R_d \tag{6.1.2}$$

ここに，Q_n，R_n は，荷重及び抵抗の特性値(公称値又は代表値)，係数Ψ及びΦは荷重及び抵抗の不確実性の要因を考慮するための部分係数である．荷重及び抵抗の特性値又は代表値であるQ_n，R_nにこれらの部分係数を乗じたQ_d，R_d がそれぞれ荷重及び抵抗の設計値となり，設計荷重値Q_dが設計抵抗値R_dを上回らないことを確認することにより安全性の照査を行う．荷重Q を確定値とする場合には，Ψ= 1.0 となり，式(6.1.2) は見かけ上式(6.1.1) と同形状になるが，式(6.1.1) に示す照査式において 1/n =Φとしたものと同義ではなく，Φを信頼性に基づき定めているところが決定的に異なる．荷重Q と抵抗R のばらつきが対数正規分布にしたがうと仮定すれば，性能関数Gは図–6.1.1 のように表すことができ，G=0 であれば荷重Qと抵抗Rが等しい状態であり，G < 0 になると荷重が抵抗を上回り不良ということになる．β×σ_Gは平均値に対する安全余裕を表しており，不良となる確率を一定以下にするように信頼性指標βを設定する必要がある．信頼性指標βは，次式で表される．

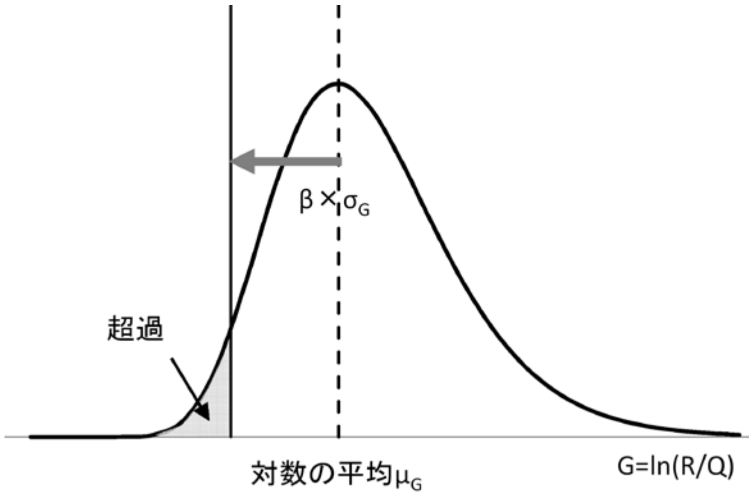
$$\beta = \frac{\ln\left(\mu_{FS} \times \frac{\lambda_R}{\lambda_Q} \times \sqrt{\frac{1+COV_Q^2}{1+COV_R^2}}\right)}{\sqrt{\ln\left[(1+COV_Q^2)(1+COV_R^2)\right]}} \tag{6.1.3}$$

ここに，λ_QとCOV_Qは荷重のモデル誤差で設計荷重に対する実際の荷重分布のバイアスと変動係数，λ_RとCOV_Rは抵抗のモデル誤差でそれぞれバイアスと変動係数である．なお，本研究では，抵抗側のキャリブレーション手法の開発に着目し，荷重は確定値であるものとする．すなわち，λ_Q = 1.0, COV_Q= 0 とすると，式(6.1.3)は式(6.1.4) となる．

$$\beta = \frac{\ln\left(\mu_{FS} \times \lambda_R \times \sqrt{\dfrac{1}{1+COV_R^2}}\right)}{\sqrt{\ln\left[(1+COV_R^2)\right]}} \qquad (6.1.4)$$

ここに，μ_{FS}に現在の設計で用いている安全率，λ_RとCOV_Rに各事象に対し求めた値をそれぞれ代入すると信頼性指標βが求められる．ここで求めた信頼性指標βに基づき，目標信頼性指標β_Tを設定しこれに対応する抵抗係数Φを式（6.1.5）にて計算する．

$$\Phi = \lambda_R \sqrt{\frac{1}{1+COV_R^2}} \Big/ \exp\left\{\beta_T \sqrt{\ln\left(1+COV_R^2\right)}\right\} \qquad (6.1.5)$$



図−6.1.1　性能関数Gの確率分布の概念図(σ_Gは標準偏差)

最終的に，複数の基礎について逆算されたΨ及びΦの範囲を見ながら代表値を定め，それらを荷重係数Ψ，抵抗係数Φとして照査で用いることになる．定まった荷重係数Ψ，抵抗係数Φを用いて設計すれば，大多数の基礎は目標信頼性指標β_Tに近い信頼性指標βを有するようになる．これまで目標信頼性指標β_Tよりも小さな信頼性指標β しか有していなかった基礎は寸法が大きくなり，逆に，目標信頼性指標β_Tよりも大きな信頼性指標βを有していた基礎は寸法を小さくすることができる．これまでの経験的な安全余裕の付与に対して，照査項目間での相対的なバランスを回復することも可能となり，設計法の最適化につながるものと考えられる．

後述する，各照査における部分係数Φ及び信頼性指標βについては，ここに示した手順によりそれぞれ求めている．

6.3 常時における基礎の沈下に対する照査

6.3.1 照査概要

第 2 章では，死荷重及び活荷重に起因する鉛直力を受ける常時の直接基礎に対し，過大な沈下や不同沈下を防ぐための照査方法として地盤反力度の上限値による照査を提案した．また，岩盤上の直接基礎については，極限支持力に対して安全である場合には変位については問題にならないと考えてよいが，極限支持力は，亀裂・割れ目等により大きく左右されるため，支持力推定式により精度良く極限支持力を求めることは現状では困難であると思われることから，砂，砂礫を支持層とする基礎と同様に，地盤反力度の上限値を用いた照査を行う．

6.3.2　最大地盤反力度の上限値

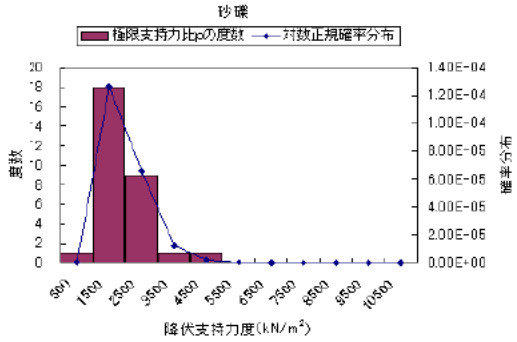
H14 道示に規定されている地盤反力度の上限値の設定経緯に基づいて，改めて地盤反力度の上限値を整理する．

(1)　支持地盤が砂・砂礫の場合

H14 道示で与えられる砂・砂礫地盤の常時の最大地盤反力度の上限値は，平板載荷試験より得られた降伏支持力度q_yに対して安全率 3 を確保して求めている．図–6.3.1 に 2.3 で用いた平板載荷試験における降伏支持力度を整理した結果を示す．また，表–6.3.1 に統計結果より設定された地盤反力度の上限値を示す．これより，H14 道示で示されているとおり砂礫地盤の場合は 700 kN/m^2，砂地盤の場合は 400 kN/m^2となる．

砂礫

データ区間	頻度
q≦1000	1
1000＜q≦2000	18
2000＜q≦3000	9
3000＜q≦4000	1
4000＜q≦5000	1
5000＜q≦6000	0
6000＜q≦7000	0
7000＜q≦8000	0
8000＜q≦9000	0
9000＜q≦10000	0
10000＜q	0
サンプル数	30
平均値	1986.6
標準偏差	690.6
変動係数	0.348
最大値	4454.1
最小値	567.0



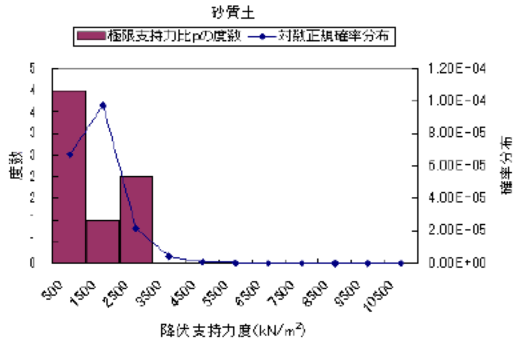
砂礫層

$q_y/3=662$

→700 kN/m²

砂質土

データ区間	頻度
q≦1000	4
1000＜q≦2000	1
2000＜q≦3000	2
3000＜q≦4000	0
4000＜q≦5000	0
5000＜q≦6000	0
6000＜q≦7000	0
7000＜q≦8000	0
8000＜q≦9000	0
9000＜q≦10000	0
10000＜q	0
サンプル数	7
平均値	1355.4
標準偏差	711.4
変動係数	0.525
最大値	2646.0
最小値	793.8



砂層

$q_y/3=451$

→400 kN/m²

図–6.3.1　砂礫・砂質土の降伏支持力度q_yの統計量

表–6.3.1　砂れき地盤，砂地盤，粘性土地盤の最大地盤反力度の上限値

地盤の種類	最大地盤反力度（kN/m²）
砂れき地盤	700
砂地盤	400

(2)　支持地盤が岩盤の場合

表–6.3.2 にH14 道示における岩盤の最大地盤反力度の上限値を示す．H14 道示では，一軸圧縮強度q_u及び孔内水平載荷試験による変形係数E_bを目安にして最大地盤反力度の上限値を 3 つの岩種に区分されている．直接基礎は，一般に地表面付近の平地や斜面等に計画され，地下水等の影響による風化層を含む岩盤が基礎の設置対象になることが多いことから風化や亀裂の影響を受けやすい環境にあり，また強度の評価においても非常にばらつきが大きい．このことから，安全側に評価できるように平板載荷試験より得られた極限支持力の下限値を目安に安全率 3 を確保した値を地盤反力度の上限値として設定している．詳細は，文献 2)及び 3)を参照されたい．

表–6.3.2　岩盤の最大地盤反力度の上限値

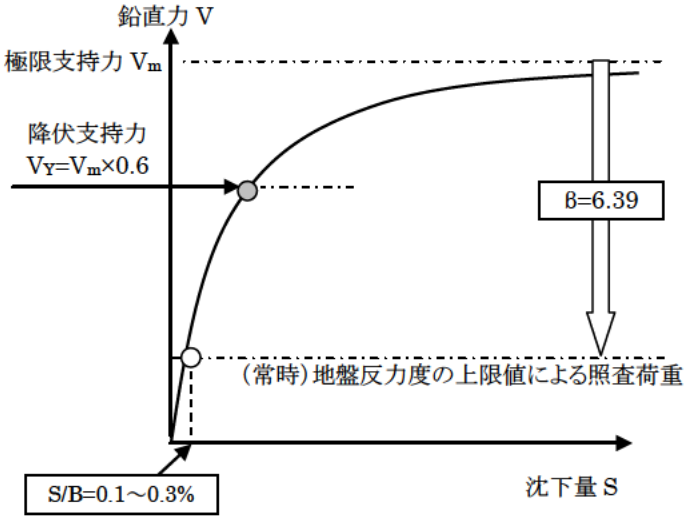
<table>
<tr><td rowspan="2" colspan="2">岩盤の種類</td><td>最大地盤反力度
（kN/m^2）</td><td colspan="2">目安とする値</td></tr>
<tr><td>常時</td><td>一軸圧縮強度
（MN/m^2）</td><td>孔内水平載荷試験に
よる変形係数（MN/m^2）</td></tr>
<tr><td rowspan="2">硬岩</td><td>亀裂が少ない</td><td>2,500</td><td rowspan="2">10 以上</td><td>500 以上</td></tr>
<tr><td>亀裂が多い</td><td>1,000</td><td rowspan="2">500 未満</td></tr>
<tr><td colspan="2">軟岩・土丹</td><td>600</td><td>1 以上</td></tr>
</table>

6.3.3　信頼性指標の評価

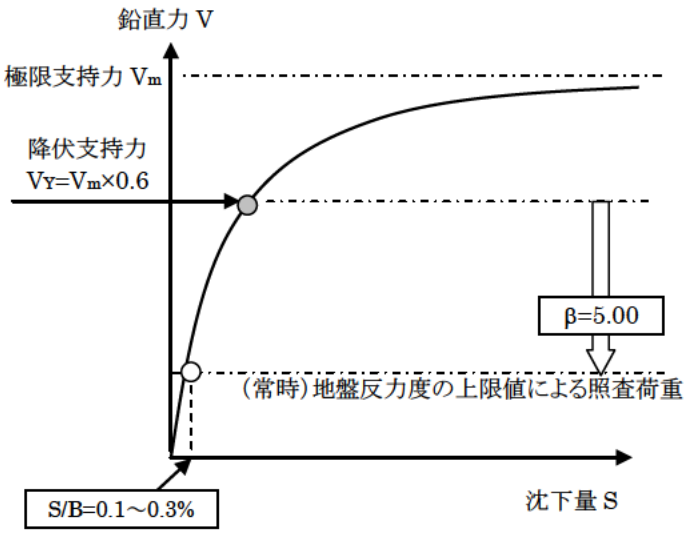
最大地盤反力度の上限値は，供用性の観点から定められる許容変位量を踏まえて設定されることから，極限支持力や降伏支持力の定義とは無関係に決定される．このため，最大地盤反力度の上限値が極限支持力や降伏支持力に対してどの程度の信頼性を有するか求めることに意味をもたないが，ここでは，他の基礎形式との横並びの評価をするという観点から信頼性指標を参考値として確認する．信頼性指標は，常時の最大地盤反力度の上限値に対して照査を満足した直接基礎が，極限支持力及び降伏支持力(極限支持力の 0.6 倍)に対してどの程度有するかという観点で求める．

まず，極限支持力に対する信頼性指標βを式(6.1.4)より求める．このとき，H14 道示にて設計された直接基礎と同等の安全余裕を考慮することを前提とすると，2.4.2 の表–2.4.3 に示したとおり，常時の最大地盤反力度の上限値に基づいて諸元を決定した直接基礎は極限支持力に対して安全率 10 程度を有することになるため，式(6.1.4)に代入するμ_{FS}は 10 とする．また，λ_RとCOV_Rは後述する表–6.4.3 で示した極限支持力の統計整理で求めた値としてλ_R = 1.09，COV_R =0.34をそれぞれ代入する．これより，信頼性指標βを求めると図–6.3.2 に示すとおりβ =6.39 となる．

次に，降伏支持力に対する信頼性指標βを式(6.1.4)より求める．極限支持力に対する信頼性指標の算定方法と同様に，式(6.1.4)に代入するμ_{FS}には 6(極限支持力に対する安全率 10 の 0.6 倍)を代入する．また，λ_RとCOV_Rは表–6.4.3 で示した極限支持力の統計整理で求めた値としてλ_R = 1.09, COV_R =0.34をそれぞれ代入する．これより，信頼性指標βを求めると図–6.3.3 に示すとおりβ =5.00 となる．



図−6.3.2　極限支持力に対する信頼性指標β



図−6.3.3　降伏支持力に対する信頼性指標β

6.4 暴風時及びレベル 1 地震時における基礎の可逆性を保証する限界点に対する照査

6.4.1 照査概要

第 3 章では，暴風時及びレベル 1 地震時における基礎の可逆性を保証するための弾性限界点に対する照査法としてマクロエレメント照査を用いることを示した．照査式は式(6.4.1)に示すとおりであり，組合せ荷重V・H・Mを受ける基礎の等価荷重ρ_cを求め，この値が降伏荷重($0.6V_m$)を超えないことを照査する．

$$\left.\begin{aligned}
&(\rho_c \cdot V_m)/V_{mYd} \leqq 1.0 \quad , \quad V_{mYd} = \Phi_U V_{mY}\\
&\rho_c = \frac{V}{1-\left(\dfrac{h^2+m^2}{\xi^2}\right)^{1/2}}\\
&\xi = \frac{V}{V_m} \ , \quad h = \frac{H}{(H_U/V)\times V_m} \ , \quad m = \frac{M}{0.48BV_m}
\end{aligned}\right\} \qquad (6.4.1)$$

ここに， V_m は中心鉛直載荷を受けるときの極限鉛直支持力(kN)，ρ_c は組合せ荷重強度，H_Uは基礎底面と地盤との間に働く最大せん断抵抗力(kN)でVtanϕ(ϕは支持地盤の内部摩擦角)， V_{mYd} は設計降伏支持力(kN)，V_{mY} は中心鉛直載荷を受けるときの設計降伏鉛直支持力(kN)でV_{mY}=0.6 V_m，Φ_Uは部分係数である．ここで，式(6.4.1) で用いる部分係数Φ_Uは 6.4.2～6.4.4 までの検討結果を踏まえて 6.4.5 で算定する．

6.4.2　H14 道示の支持力推定式の推定精度の検討

マクロエレメント照査における照査式は式(6.4.1)で表すことができ，設計荷重と中心鉛直載荷荷重時の極限支持力V_mが固定できれば，支持力曲面を描くことができる．極限支持力V_mは中心鉛直載荷荷重時の極限支持力であり， H14 道示に示す支持力推定式にて求めることができる．この場合，極限支持力V_mの推定精度によって支持力曲面形状も変化するため，極限支持力V_mの推定精度を確認しておくことが重要であり，前述した照査式(6.4.1)に用いる部分係数Φ_Uは，極限支持力V_mの推定精度を考慮して求める必要がある．

そこで，第 2 章で示した表 2.2.1(a)，(b)，(c)の載荷試験のうち，地盤定数が明らかになっているデータを対象に極限支持力V_mを統計的に整理してH14 道示に規定している支持力推定式の推定精度を求める．

(1)　H14 道示に規定する支持力推定式の概要

直接基礎の支持力については，支持力理論自体は確立されているものの，理論上の仮定は必ずしも実際の挙動を反映しておらず，実測値と理論値に大きな乖離があることが確認されていた．しかし，その後，二次元大型実験や原地盤での極限支持力の実測値の蓄積とともに[4]，寸法効果を考慮して支持力を補正する方法が確立され[5]，平板載荷試験のように小さい載荷板を用いた場合でも実際の支持力に近い値を推定できるように改良が加えられてきた．そしてH14 道示には，式(6.4.2) により極限支持力を求めることが規定されている．

$$Q_u = (\alpha\kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 0.5\gamma\beta B N_\gamma S_\gamma) \times A \qquad (6.4.2)$$

ここに，　Q_u：極限支持力(kN)，A：載荷面積 (m^2)，c：粘着力 (kN/m^2)，q：サーチャージ (kN/m^2)，γ：地盤の単位体積重量 (kN/m^3)，B：基礎幅 (m)で載荷面の形状が長方形で長辺と短辺が異なる場合には短辺とした．また, N_q, N_c, N_γ：それぞれ粘着力項，サーチャージ項，地盤自重項の支持力係数，S_q, S_c, S_γ：基礎の寸法効果を考慮するための補正係数で，

$$S_c = (c^*)^\lambda, S_q = (q^*)^\nu, S_\gamma = (B)^\mu \qquad (6.4.3)$$

である．ここに，$c^* = c / c_0$ ($1 \leqq c^* \leqq 10$), $c_0 = 10$(kN/m^2)，$q^* = q / q_0$ ($1 \leqq q^* \leqq 10$), $q_0 = 10$ (kN/m^2)である．また，指数λ，ν，μ は$-1/3$ である．寸法効果の補正係数は無次元数である．また，α, β は長方形基礎・正方形基礎に対する形状係数であり，次式で求められる．

$$\alpha = 1 + 0.3B / D, \qquad \beta = 1 - 0.4B / D \qquad (6.4.4)$$

ここに，中心鉛直載荷であるので B, D はそれぞれ基礎の短辺幅，長辺幅である．また，κは根入れ効果に対する割り増し係数であり，

$$\kappa = 1 + 0.3D_f / B \qquad (6.4.5)$$

である．ここに，D_fは支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さである．この極限支持力の算出に用いられる静力学公式は, 地盤を均質な剛塑性体と仮定したPrandtl-Terzaghi 系の式であり，粘着力項のN_c，根入れによる上載土圧項のN_q 及び支持地盤の自重項のN_γの三つの支持力係数(いずれも無次元数)が必要となる．N_c，N_q は支持地盤の自重を無視した場合にのみ成立する解析解であり，N_γ は数値解析や経験的に求められた値である．道路橋示方書の場合は，これらの数値は駒田[6]らの研究に基づいて定められている．駒田らは，N_c, N_q として自重を無視した場合のKøtter-Massau 方程式を解いて求められる解析解，N_γとしてSokolovski によって得られた自重のあるクサビの極限釣合い方程式の差分解を用いている．なお，支持力係数は，道示では荷重の傾斜角・内部摩擦角を用いて，グラフより読み取る方法が記されているが[7]，本文では，それらを理論式及び近似式[6]により算出した．近似式は，式(6.4.6) ～(6.4.9) の通りである．

$$N_c = \cot\phi\left(\frac{1+\sin\phi\sin(2\xi-\phi)}{1-\sin\phi}\exp[2\eta\tan\phi]-1\right) \qquad (6.4.6)$$

$$N_q = \frac{1+\sin\phi\sin(2\xi-\phi)}{1-\sin\phi}\exp[2\eta\tan\phi] \qquad (6.4.7)$$

$$N_\gamma = \frac{\cos(\xi-\phi)}{(1+\tan\varsigma\tan\xi)\cos\phi}\cdot\left\{\frac{\cos(\xi-\phi)}{\cos\xi\cos\phi}N_G - \sin\xi\right\} \qquad (6.4.8)$$

ここに,

$$\left.\begin{aligned}
N_G &= \exp[3\eta\tan\phi]\cdot\left\{\sin^3\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)+\sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)\cos^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)\right.\\
&\quad\left.-\frac{3\tan\phi\cos(\xi+\eta)+\sin(\xi+\eta)}{9\tan^2\phi+1}\right\}+\frac{3\tan\phi\cos\xi+\sin\xi+1-\exp\left[3\left(\frac{\pi}{2}-\xi\right)\tan\phi\right]}{9\tan^2\phi+1}\\
\xi &= \frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}+\frac{1}{2}\left[\theta+\sin^{-1}\left(\frac{\sin\theta}{\sin\phi}\right)\right]\\
\eta &= \frac{3\pi}{4}+\frac{\phi}{2}-\xi
\end{aligned}\right\} \qquad (6.4.9)$$

これらの支持力係数は，二次元の帯基礎を対象に評価されている．そこで，現実の基礎に適用するために，H14 道示は，半経験的な手法で求められたα，βという形状係数を支持力係数に乗じている．

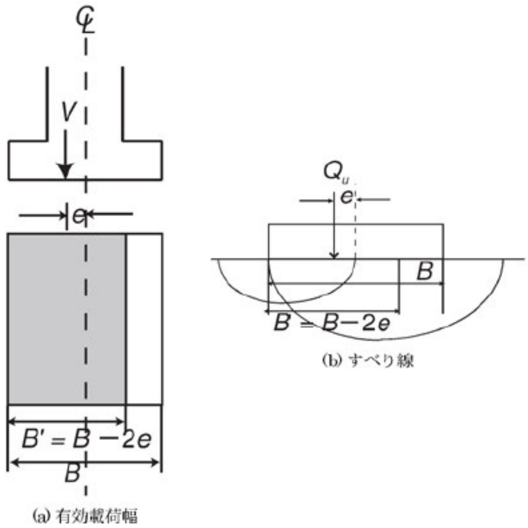
さらに, 地震時に基礎底面中心位置には鉛直力だけはなく水平力, モーメントも作用する. そこで, 組合せ荷重に対する支持力を評価する必要がある．H14 道示では，偏心量と荷重の傾斜角を次のように考慮している．

偏心量については，モーメントM と鉛直力V の組合せは，偏心量$e =M/V$ を有する鉛直偏心荷重Vが作用しているものとしてモデル化される．偏心外力に関する極限支持力の評価は，ほとんどの技術基準がMeyerhof の仮説に従っている．その仮説は，図–6.4.1 に示すように，偏心荷重が作用すると，荷重を支持するのに有効な載荷幅が$B_0 = B - 2e$($e =$ 偏心量) に減少するというものである．これが実験的にも妥当であることが同じくMeyerhof により示されている[8]．

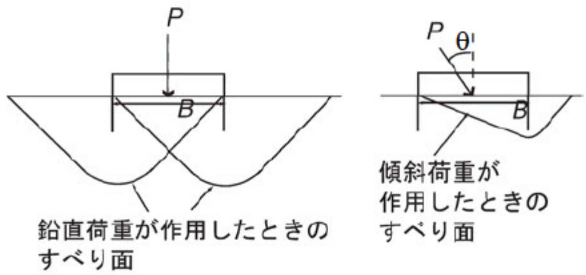
また，水平力H と鉛直力V の組合せは，図–6.4.2 に示すように，傾斜荷重が作用するものとしてモデル化される．傾斜荷重が作用した場合，鉛直荷重のみの場合と比較してすべり面が浅くなり，支持力が低下する．道路橋示方書以外の基準では，鉛直荷重が作用するときの支持力係数を用いる一方で，傾斜荷重に関する補正係数を各支持力係数に乗じる形式のものが多い．H14 道示では駒田の研究[6] に基づき，支持力係数の中に傾斜荷重の影響が反映されており，式(6.4.6)～式(6.4.8) に示す，ξとηは傾斜角θの関数である．

ただし, H14 道示の支持力推定式は, 実務上の近似式であるため, 理論的な上界でも下界でもなく, 実験的結果に対する近似精度についてもよく分かっていない．また，検討の対象とされてきたのは，主に砂地盤であり，粘着力が卓越する地盤に対しては，その推定精度は明らかではない．そこで，多

数の載荷試験結果を収集し，支持力の実測値と理論式による計算値を統計的に整理することで，極限支持力の推定における推定精度に関する評価を行う．



図–6.4.1　偏心荷重が作用するときの崩壊メカニズム



図–6.4.2　傾斜荷重が作用するときの崩壊メカニズム

(2)　載荷試験における極限支持力の定義と極限支持力の推定精度の評価方法

表 2.2.1(a)，(b)，(c)で示した載荷試験のうち室内試験により地盤定数を求めているデータを対象に極限支持力の推定精度の検討を行う．極限支持力の推定精度は，鉛直載荷試験で得られる極限支持力の実測値と計算値の推定誤差(実測値/計算値)を統計的に整理してバイアスλ_Rと変動係数COV_Rを求めて評価する．ここで，載荷試験より求める極限支持力の実測値は，2.3 に示した指数関数によりカーブフィッティングしたものを用いる．このとき，2.4 の載荷試験結果をもとに沈下量が基礎幅の 15%(砂礫)，12%(砂質土)，2%(軟岩)，8%(粘性土)の時の荷重を極限支持力とした(図–6.4.3)．また，極限支持力の計算値は，H14 道示に規定する支持力推定式(式(6.4.2))により算定する．すなわち，この推定精度には，地盤調査から地盤パラメータを決定するときの不確実性，及び支持力推定式自体に含まれる不確実性の両者が反映されている．なお，分析に用いたデータにおいて，支持力推定式に用いる内部摩擦角ϕと粘着力cを三軸圧縮試験より求めたものは，試験土被り圧が基礎底面に作用する死荷重相当の土被り圧程度で行われているものである．これまでの事例によると，直接基礎底面に作用する死荷重から土被り圧を算定するとおよそ 200 ～300 kN/m^{2}程度であり[9) 10) 11) 12)](図–6.4.4)，本検討において，内部摩擦角ϕと粘着力cを三軸圧縮試験より求めたときの試験圧は，表–2.2.1(b) に示すよう，土被り圧相当で行われたものである．

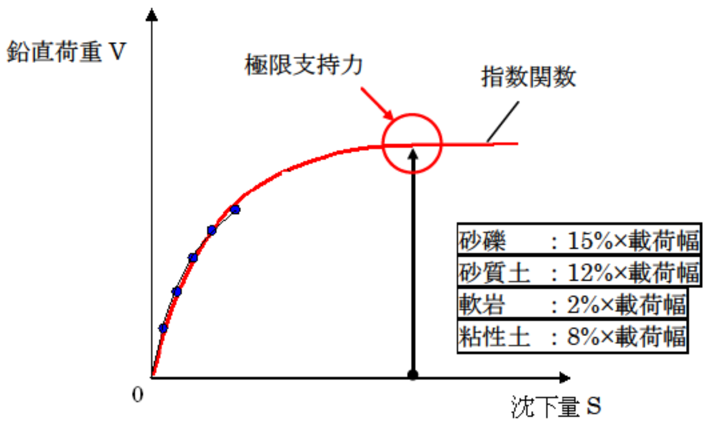


図-6.4.3　載荷試験より求める極限支持力の定義

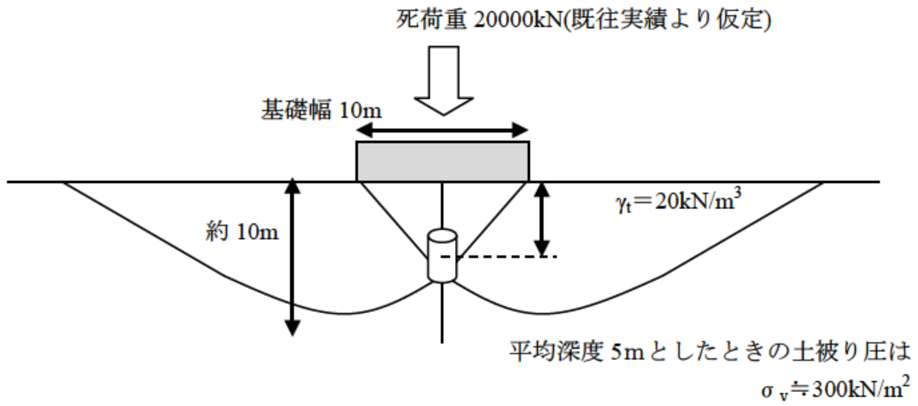
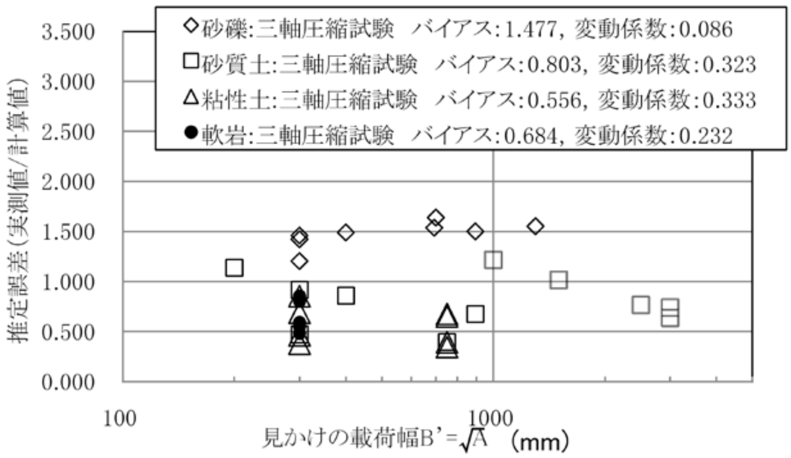


図-6.4.4　直接基礎直下地盤の土被り圧

(3)　極限支持力の推定精度の検討

1) 土質の違いによる推定精度の検討

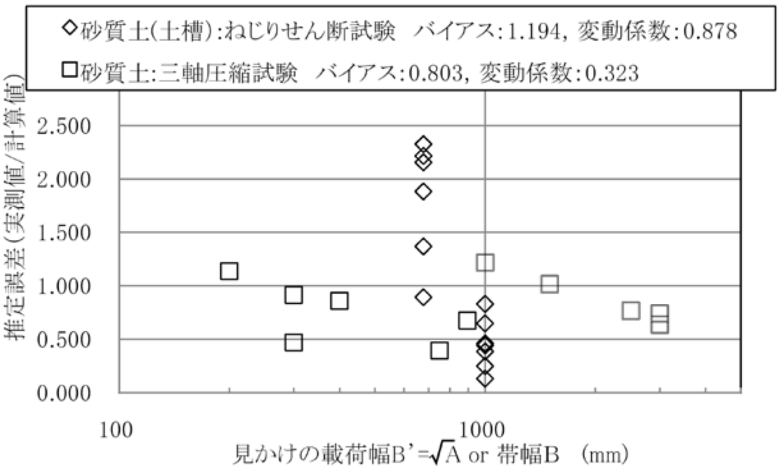
　土質区分の違いによる推定精度の違いを確認する．図–6.4.5 に各土質について推定誤差と基礎の載荷幅の関係を示す．　c, ϕを土被り圧で適切に評価した三軸圧縮試験から求めた場合，砂質土・砂礫についてはバイアスλ_Rが 1.0 付近となり，全体的に予測精度が良好である．すなわち，基礎の寸法効果による補正を行うことにより，載荷幅によって推定誤差にそれほど大きな変化はない．一方で，粘性土や軟岩など粘着力cの影響が卓越する場合には, 砂質土や砂礫と比べると推定誤差が大きく設計値としては危険側の評価となっている．



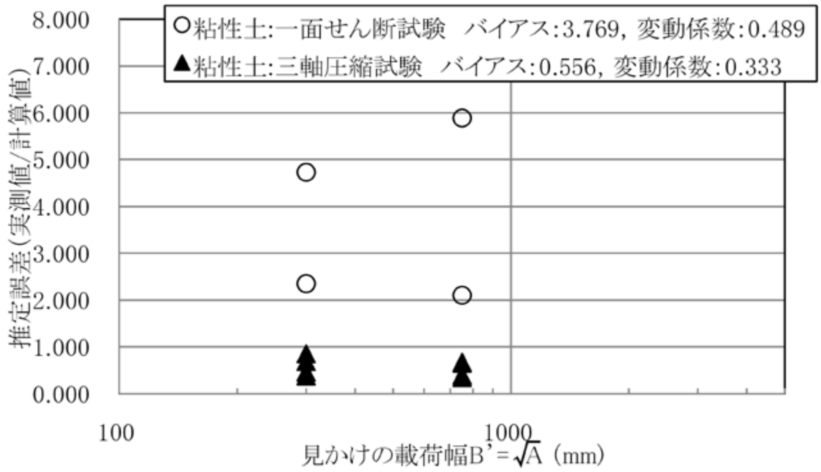
図–6.4.5　土質の違いによる極限支持力の推定誤差と載荷幅の関係

2) 地盤定数 c, φを求める試験手法の違いによる推定精度の検討

計算値に用いる地盤定数c, φを求める試験手法の違いによる推定精度に着目して検討する．図–6.4.6 に砂質土について，図–6.4.7 に粘性土について，支持力推定式に用いる地盤定数c, φの設定方法の違いによる推定誤差と基礎の載荷幅の関係を示す．図–6.4.6 の砂質土の結果についてみてみると，三軸圧縮試験により地盤定数を推定した場合の推定誤差は，基礎幅によらず一定であり基礎幅に依存性はないが，ねじりせん断試験より推定した場合の推定誤差は，同一基礎幅でも大きくばらついている．また，図–6.4.7 に示す粘性土の場合，一面せん断試験より地盤定数を推定した場合には非常に大きなバイアスλ_Rとなりばらつきも大きい．このため，支持力推定式により支持力を算定するには，三軸圧縮試験により地盤定数を設定するのが良い．その際，極力現地盤と同様の条件で試験をするのが望ましく，地盤の応力状態を考慮した試験圧で実施するのがよい．ただし，図–6.4.5 に示すように，地盤の土被り状態を考慮して拘束圧を定めた三軸圧縮試験による場合でも，砂質土に比べて，粘性土や軟岩は，バイアスλ_Rが小さく，計算値が実測値を過大評価していることが課題となる．



図–6.4.6　試験方法の違いによる極限支持力推定誤差と載荷幅の関係(砂質土)



図–6.4.7　試験方法の違いによる極限支持力推定誤差と載荷幅の関係(粘性土)

(4) H14 道示の支持力推定式による極限支持力の推定精度の評価と課題

表–6.4.1 に極限支持力の推定精度，図–6.4.8 に極限支持力の推定誤差の頻度分布を示す．支持力推定式に代入する地盤定数 c, ϕを地盤の応力状態を考慮して拘束圧を定めた三軸圧縮試験により求めることを前提とした場合，砂質土・砂礫についてはそれなりの推定精度を有する一方で，粘着力が支配的となる粘性土や軟岩は推定精度に劣り，設計上，危険側の評価になっている．設計実務において，圧密等による長期的な安定性の問題から直接基礎を粘性土に支持させることは極めて稀であること，軟岩を支持層とする場合には，極限支持力から求める許容支持力よりも荷重レベルの小さい地盤反力度の上限値にて基礎底面の鉛直荷重を制限していることもあり，既存の直接基礎が問題となることはないが，粘性土や軟岩において極限支持力の推定精度の向上を図ることは課題といえる．

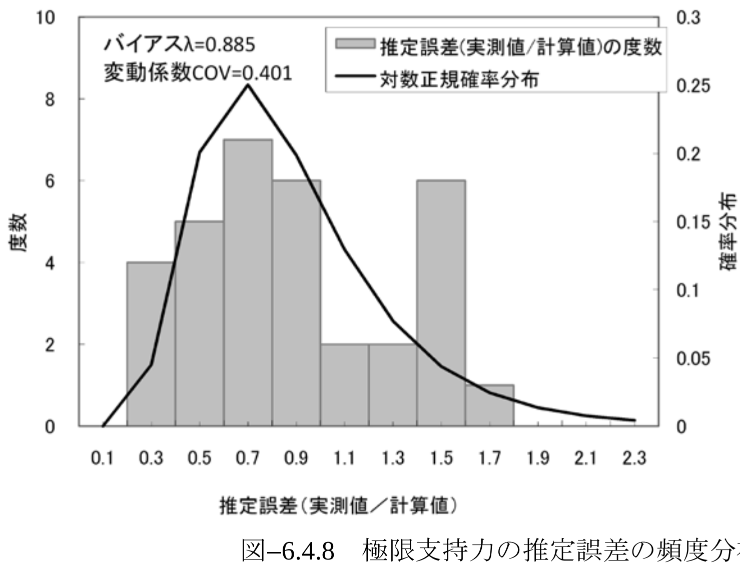
表–6.4.1　極限支持力の推定精度

(a)原地盤における正方形･長方形基礎の載荷試験

土質区分	サンプル数	バイアス λ_P	変動係数 COV_P	試験方法及び拘束圧(kN/m^2)
砂質土（自然地盤）	11	0.803	0.323	三軸圧縮試験（300）
砂礫（自然地盤）	8	1.477	0.086	三軸圧縮試験（100～300）
軟岩（自然地盤）	6	0.684	0.232	三軸圧縮試験
粘性土（自然地盤）	8	0.556	0.333	三軸圧縮試験
	4	3.769	0.489	一面せん断試験

(b)平面ひずみ土槽における帯基礎の載荷試験

土質区分	サンプル数	バイアス λ_P	変動係数 COV_P	試験方法及び拘束圧(kN/m^2)
砂質土（人工地盤）	15	1.194	0.878	ねじり単純せん断試験



データ区間	頻度
P≦0.5	7
0.5＜p≦1.0	15
1.0＜p≦1.5	7
1.5＜p≦2.0	4
2.0＜p≦2.5	0
2.5＜p≦3.0	0
3.0＜p	0
サンプル数	33
平均値	$\boxed{0.885}$
標準偏差	0.401
変動係数	0.453
最大値	1.641
最小値	0.346

図–6.4.8　極限支持力の推定誤差の頻度分布と確率分布

6.4.3　粘性土及び軟岩に適用する支持力推定式の提案

(1) 検討概要

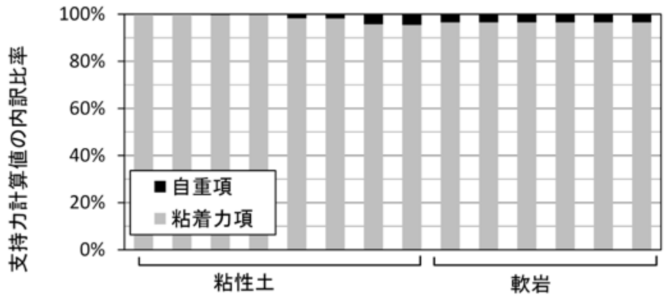
支持力推定式の推定精度は，砂・礫分が卓越するϕ材と，粘土分が卓越するc材で異なり，特に粘土分が卓越する粘性土と軟岩では，支持力推定式により求める計算値が実測値を上回る傾向があり，設計上, 危険側の評価となっている. H14 道示に示されている推定式は, 主に砂及び砂礫地盤を対象に, 実際の規模の基礎で得られる極限支持力に合うように寸法効果等を踏まえ支持力係数を補正してきた経緯[12)~16)]があり，これを粘性土や軟岩に適用した場合に誤差が大きくなっているものと考えられる. ここでは，粘土分が卓越する粘性土や軟岩で推定誤差が生じる要因を分析し，粘着力による影響を補正するための係数を提案することを検討する.

(2) 粘着力による影響を補正するための補正係数Φ_cの設定方法

図–6.4.9 は，支持力推定式により求めた計算値のうち，粘着力項と自重項の占める割合を示したものである．前述したように支持力推定式は式(6.4.10)で示す 3 つの項で構成されるが，分析に用いた載荷試験は，根入れがないため，計算値におけるサージャージ項Qu_{Nq}は 0 である.

粘着力項 Qu_{Nc}　　サーチャージ項 $Qu_{Nq}=0$　　自重項 $Qu_{N\gamma}$

計算値 ： $$Q_u = (\boxed{\alpha\kappa c N_c S_c} + \kappa q N_q S_q + \boxed{0.5\gamma\beta B N_\gamma S_\gamma})\times A \qquad (6.4.10)$$



図–6.4.9　計算値における粘着力項と自重項の比率

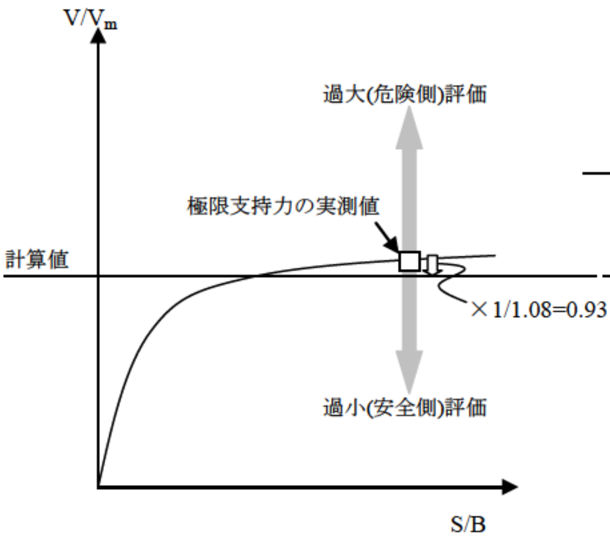
図–6.4.9 より，粘性土と軟岩は 95%以上が粘着力項Qu_{Nc}であり，式(6.4.11)のように表–6.4.1 に示した粘性土と軟岩の極限支持力の推定誤差は，粘着力項の推定誤差と読み替えることができる.

計算値(粘性土及び軟岩) ： $$Q_u \fallingdotseq Qu_{Nc} = \alpha\kappa c N_c S_c \times A \qquad (6.4.11)$$

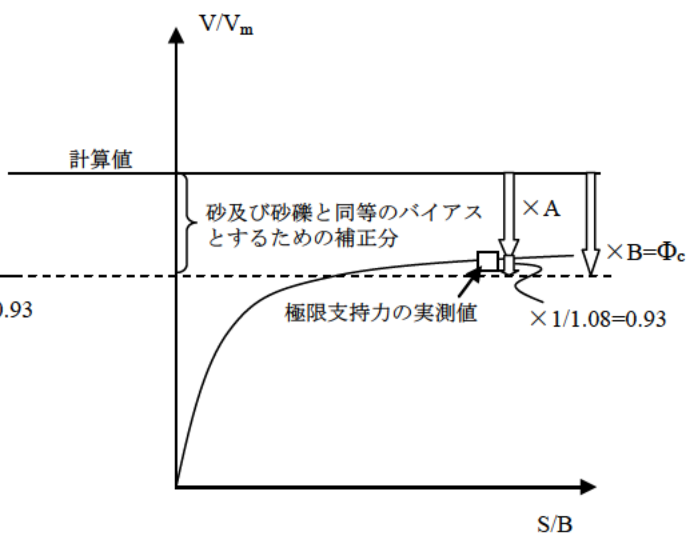
したがって, 粘着力による影響を補正する方法としては, H14 道示で規定されている式(6.4.10)に対して，粘性土・軟岩を対象として式(6.4.12)に示すように粘着力項に新たに補正係数Φ_cを与えることを提案する.

$$Q_u = (\ \alpha\kappa c N_c S_c \Phi_c \quad + \quad \kappa q N_q S_q \quad + \quad 0.5\gamma\beta B N_\gamma S_\gamma \ ) \times A \qquad (6.4.12)$$

ここで，図–6.4.10 に補正係数Φ_cの算定方法を整理した．(a)(b)に示す極限支持力の実測値(□点)と計算値の関係は，表–6.4.1(a) に示した極限支持力のバイアスλ_Rを踏まえたものである．表–6.4.2 に表–6.4.1(a)の結果を砂・砂礫と粘性土・軟岩の 2 つに区分して整理した結果を示す．前述したように粘性土及び軟岩の計算値Q_uは，実測値に対して過大評価(設計上は危険側の評価)しており，バイアスλ_Rにして 0.61 である．仮に，実測値に合うように補正するのであれば，補正係数Φ_cは図中のA (=0.61)で良い．しかし，砂及び砂礫のバイアスλ_Rに合わせた図中のBを補正係数Φ_cとする．これは，直接基礎は，従来より，砂・砂れきによる支持を前提とした極限支持力推定式による評価を基本としてきたことから，これらのバイアスλ_Rに合わせた補正係数を提案することで，既存の基礎と同等の安定性を有する基礎になると考えたことによる．



(a) 砂及び砂礫の荷重・沈下関係



(b) 粘性土及び軟岩の荷重・沈下関係

図–6.4.10　補正係数Φ_cの算定方法

表–6.4.2　自然地盤における極限支持力の推定精度

土質区分	サンプル数	バイアスλ_P	変動係数 COV_P	試験方法及び拘束圧(kN/m^2)
砂質土・砂礫（自然地盤）	19	1.087	0.369	三軸圧縮試験（100～300）
粘性土・軟岩（自然地盤）	14	0.611	0.295	三軸圧縮試験

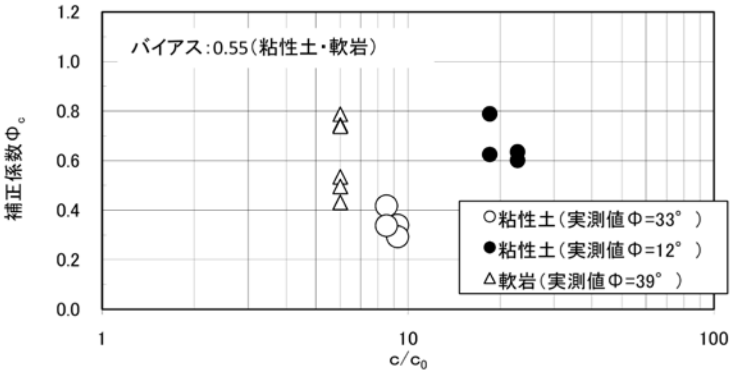
(3) 粘着力による影響を補正するための補正係数Φ_cの算定

粘着力による影響を補正するための補正係数Φ_cを(2)に示した方法に従って式(6.4.13)により求める.

$$\Phi_c = \{ Que\,(実測値) \;/\; Qu_{Nc}\,(計算値) \} \times 0.93 \qquad (6.4.13)$$

ここで，Que (実測値)は平板載荷試験により求めた極限支持力の実測値であり，Qu_{Nc} (計算値) は式(6.4.11)より求める.

図–6.4.11 は式(6.4.13)により求めた補正係数Φ_cと粘着力の関係を整理したものである．補正係数Φ_cとしては，0.55 を提案する.



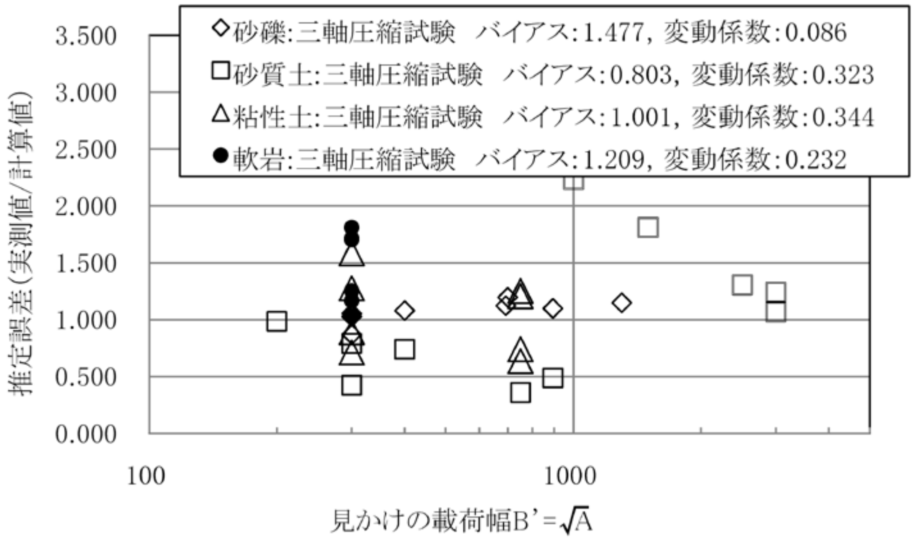
図–6.4.11　補正係数Φ_c

6.4.4　極限支持力の推定精度の再評価

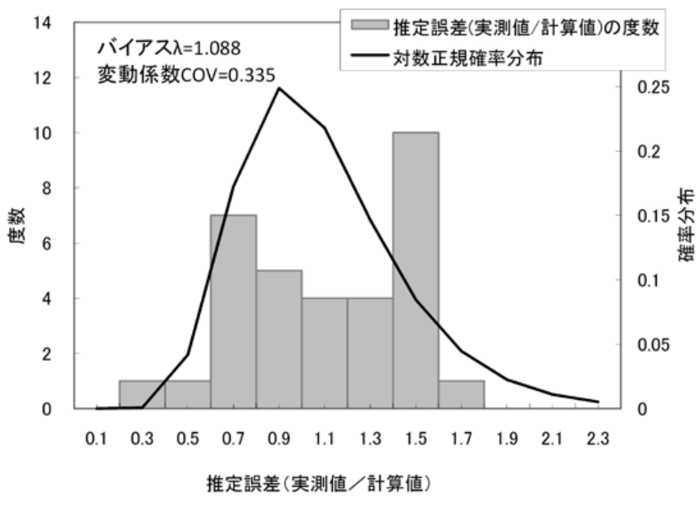
6.4.3 で整理した結果を踏まえて, 表–6.4.3 及び図–6.4.15 に推定精度を再評価した結果を示す. なお, 推定精度を再評価した土質は，粘性土と軟岩であり，砂質土と砂礫は表–6.4.1 で整理した結果のとおりである．これより，全土質の平均でバイアスλ_R 1.09，変動係数COV_R0.335 となり，マクロエレメント照査で用いる部分係数Φ_Uはここで求めた推定精度を踏まえて設定する.

表–6.4.3　極限支持力の推定精度([ ]内は，H14 道示の支持力推定式を用いた場合)

土質区分	サンプル数	バイアスλP	変動係数 COVP	試験方法及び 拘束圧(kN/m2)
砂質土(自然地盤)	11	0.803	0.323	三軸圧縮試験(300)
砂礫(自然地盤)	8	1.477	0.086	三軸圧縮試験(100～300)
軟岩(自然地盤)	6	1.209 [0.684]	0.232 [0.232]	三軸圧縮試験
粘性土(自然地盤)	8	1.001 [0.556]	0.344 [0.333]	三軸圧縮試験
全土質平均	33	1.088	0.335	―



図–6.4.12　土質の違いによる極限支持力の推定誤差と載荷幅の関係

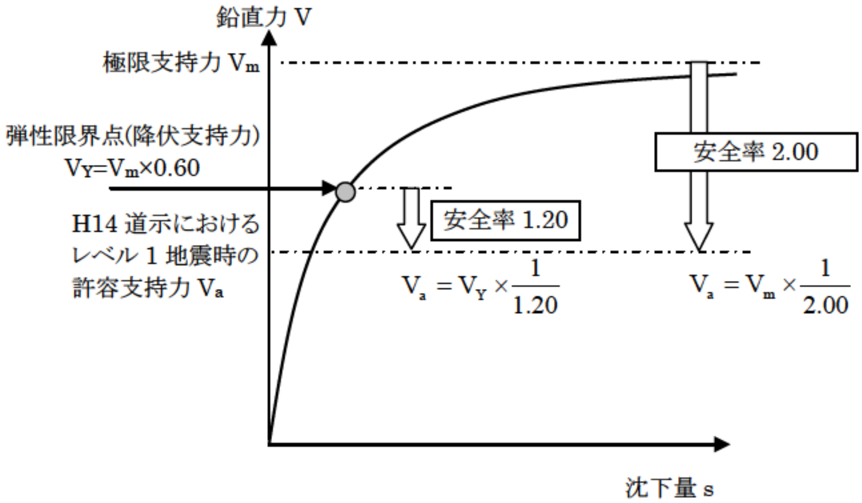


データ区間	頻度
P≦0.5	2
0.5＜p≦1.0	12
1.0＜p≦1.5	13
1.5＜p≦2.0	6
2.0＜p≦2.5	0
2.5＜p≦3.0	0
3.0＜p	0
サンプル数	33
平均値	1.088
標準偏差	0.365
変動係数	0.335
最大値	1.641
最小値	0.395

図–6.4.13　極限支持力の推定誤差の頻度分布と確率分布

6.4.5 部分係数の計算及び信頼性指標の評価

6.4.4 で求めた極限支持力の推定精度を踏まえ，設計で用いる部分係数Φ_Uを提案する．
まず，基礎の可逆性を保証するための照査として弾性限界点に対する信頼性指標βを式(6.1.4)より求める．この際，H14 道示にて設計された直接基礎と同等の安全余裕を考慮するものとして，式(6.1.4)に代入するμ_{FS}には，図–6.4.14 の関係より現行設計における安全率 2 に相当するμ_{FS} =1.20 を代入する．また，λ_RとCOV_Rは表–6.4.3 で示した極限支持力の統計整理で求めた値としてλ_R = 1.09, COV_R =0.34 をそれぞれ代入する．これより，信頼性指標βを求めると表–6.4.4 に示すとおりβ=0.62 となり，目標信頼性指標β_Tをβ_T=0.65 と設定する．次に式(6.1.5)にβ_T=0.65 を代入することで，部分係数Φ_Uを求める．表–6.4.5 に式(6.1.5)により部分係数Φ_Uを求めた結果を示す．この結果より，暴風時及びレベル 1 地震時の弾性限界点に対する支持力照査の部分係数Φ_Uは，Φ_U=0.80 を提案する．



図–6.4.14　H14 道示におけるレベル 1 地震時の許容支持力と弾性限界点との関係

表–6.4.4　弾性限界点に対する支持力照査の信頼性指標β

限界状態	信頼性指標 β	目標信頼性指標 β_T
弾性限界点	0.62	0.65

表–6.4.5　弾性限界点に対する支持力照査の部分係数Φ_U

限界状態	部分係数Φ_uの逆算値	部分係数Φ_uの提案値
弾性限界点	0.82	0.80

6.5 常時・暴風時・レベル１地震時における水平荷重を受ける基礎の滑動に対する照査

6.5.1 照査概要

第 4 章では，水平荷重を受ける直接基礎の滑動照査について検討した．照査式は式(6.5.1)に示すとおりであり，基礎底面に作用する水平力H_{BQd} が基礎底面地盤の最大せん断抵抗力H_{BRU} に部分係数Φ_{HRU}を乗じて求めたせん断抵抗力を超えないことを照査するものとする．

$$\left.\begin{aligned} &H_{BQd} / (\Phi_{HRU} \times H_{BRU}) \leqq 1.0 \\ &H_{BRU} = c_B A_e + V\tan\phi_B \end{aligned}\right\} \qquad (6.5.1)$$

ここに， H_{BQd}は設計水平作用力(kN)，H_{BRU}は最大せん断抵抗力(kN)，c_B は基礎底面と地盤の間の付着力(kN/ m²)で表–6.5.1, ϕ_Bは基礎底面と地盤の間の摩擦角（°)で表–6.5.1, A_eは有効載荷面積（m²), Vは基礎底面に作用する鉛直荷重（kN），Φ_{HRU}は部分係数で計算手順については，6.5.2 及び 6.5.4 で示す.

表–6.5.1　基礎底面と地盤の間の摩擦角と付着力

条件	摩擦角ϕ_B(摩擦係数tan ϕ_B)	付着力c_B
土とコンクリート	ϕ_B=2/3ϕ	c_B=0
土とコンクリートの間に 栗石を敷く場合	tanϕ_B =0.6 ϕ_B =ϕ　の小さい方	c_B=0
岩とコンクリート	tanϕ_B =0.6	c_B=0
土と土 又は 岩と岩	ϕ_B =ϕ	c_B=0

また, 基礎の根入れ部に荷重を分担させる場合には, 照査式は式(6.5.2)に示すとおりであり, 式(6.5.1)に示した基礎底面のせん断抵抗力の照査に加えて，基礎前面に作用する水平力H_{SQd}が受働土圧強度から求めた基礎前面の水平支持力H_{SRU}に部分係数Φ_{SRU}を乗じて求めた水平支持力を超えないことを照査するものとする.

$$H_{SQd} / (\Phi_{SRU} \times H_{SRU}) \leqq 1.0 \qquad (6.5.2)$$

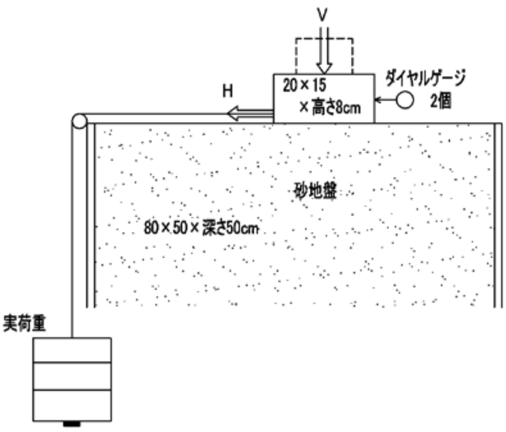
ここに， H_{SQd}は根入れ部に作用する設計水平作用力(kN)，H_{SRU}は根入れ部の水平支持力(kN)であり 4.2.1 に示した式(4.2.2)により求める．Φ_{SRU}は部分係数で計算手順については，6.5.3 及び 6.5.4 で示す.

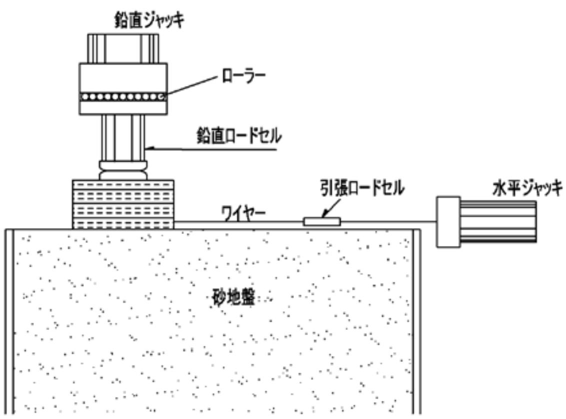
6.5.2 基礎底面のせん断抵抗力の推定精度の検討

本節では，部分係数Φ_{HRU}の算定に必要となる基礎底面地盤の最大せん断抵抗力の推定精度について模型載荷実験結果に基づき整理する．

(1) 分析に用いる模型実験の概要

文献 18) より図–6.5.1 に示した模型実験の結果を用いる．模型実験は，土槽中に造成した砂地盤上にコンクリート製の基礎模型を設置し，一定の鉛直荷重をかけた状態で引張試験を行ったものである．基礎模型の底面は，コンクリートを平滑に仕上げた上で，土とコンクリートの間に栗石を敷く場合の状態を想定して，底面に荒目のサンドペーパーが貼付されている．統計量の分析に用いるデータは，基礎の不安定現象が滑動により生じたと推察されるもののみを用いることとし，鉛直荷重が 2 kN を超えるケースは除外した．これは，鉛直荷重が 2 kN 程度までは，鉛直荷重 V と水平抵抗力 H の関係はほぼ比例の関係にあり，基礎底面の摩擦角が一定であることを示しているが，鉛直荷重が 2 kN 程度を超えたあたりから非線形となる傾向があり，本質的な滑動現象とは異なり鉛直支持力問題の領域に達していることが疑われるためである(図–6.5.2)．なお，鉛直荷重が 2 kN 程度を超える実験において，地盤内のすべり面に起因すると見られる地盤の隆起も確認されている．





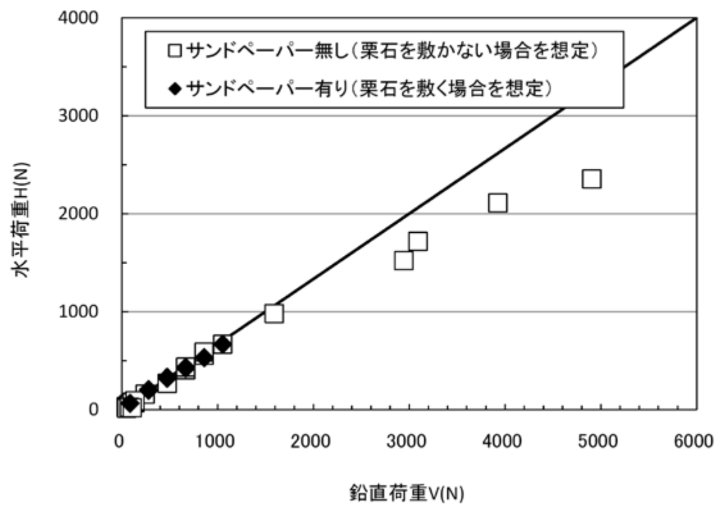
実験ケース

底面の状況	地盤の状態	鉛直荷重
滑(コンクリート)	乾燥状態	46N～5000N
	含水比 12.7%	49, 79, 109, 139N
	13.7%	49, 79, 109N
	17.5%	46, 76N
	18.2%	49, 79N
	22.4%	49, 79, 109, 139N
	飽和状態	49, 79, 109N
粗(サンドペーパー貼付)	乾燥状態	87～1072N

土質定数

試験項目	測定結果
粘着力(kN/m^2)	15
内部摩擦角(°)	39
N値	10～15
比重	2.7
含水比(%)	10
単位重量(kN/m^3)	18

図–6.5.1　根入れのない基礎の滑動抵抗に関する模型実験の概要

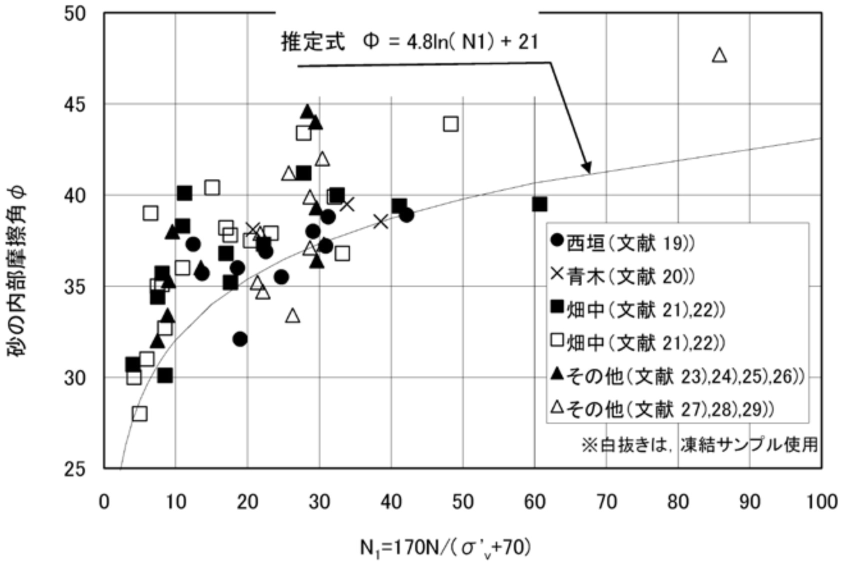


図–6.5.2　小型模型実験より得られた鉛直荷重と水平荷重の関係

(2) 基礎底面の最大せん断抵抗力の推定式の推定精度

推定精度は，模型実験より得られる実測値と，式(6.5.1)により求めた計算値の推定誤差(実測値H_{ue} / 計算値H_{u0})を統計的に整理してバイアスλ_Rと変動係数COV_Rを求めて評価する．計算値の算定にあたり，式(6.5.1)に代入する基礎底面の摩擦角ϕ_BについてはH14 道示に示される値を用い，土とコンクリートの場合はϕ_B=2/3ϕ，土とコンクリートの間に栗石を敷く場合はtanϕ_B=0.6 とした．このときの地盤定数ϕは，三軸圧縮試験結果を用いた．また，実測値H_{ue}は模型実験結果より，滑動が生じる限界時の水平力とした．

なお，ここで示す実測値は，均質の人工砂地盤での実験であり，内部摩擦角が 39°と一定であったため，自然地盤にみられる地盤定数の不確実性は考慮されていない．そこで，モンテカルロシミュレーションを用いて，計算値H_{u0}の摩擦係数tanϕ_Bに自然地盤の地盤定数の評価における不確実性を考慮して推定精度を検討することとした．計算値H_{u0}のtanϕ_Bに考慮する不確実性は，既往の自然地盤を対象とした三軸圧縮試験から求めた結果[19)~29)]を用いることとした。図–6.5.3 に，換算N値N_1と三軸圧縮試験から求めた内部摩擦角ϕの関係を示す．ここに，横軸に示したN_1は，有効上載圧 100kN/m^{2}相当に換算したN値である．また，図中に示す推定式は，内部摩擦角ϕの試験値(図–6.5.3 のプロット)に対して，推定式により求めた値の比が1.00となるように求めたものである。ここで，直接基礎は，一般に硬質な地盤に支持させることから，実際に直接基礎を支持する基礎直下地盤の状態を踏まえて，N_1 ≧30 の内部摩擦角ϕの試験値を対象として，自然地盤における内部摩擦角ϕの不確実性を整理した．この結果，変動係数COV_R'は 0.108 であった．この自然地盤における内部摩擦角ϕの変動係数COV_R'を考慮してモンテカルロシミュレーションにより計算値H_{u0}を求め，推定誤差を統計的に整理する．

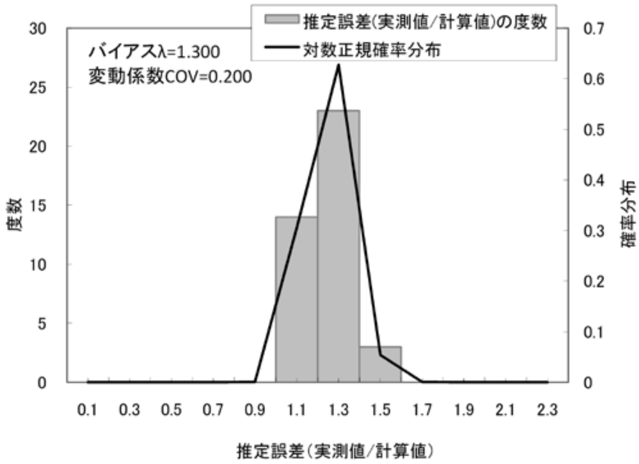


図–6.5.3　砂地盤の内部摩擦角

表–6.5.2 及び図–6.5.4 に最大せん断抵抗力の推定精度を示す．バイアスλ_Rは 1.10～1.30 程度と実測値よりも計算値の方がやや小さく設計上は安全側の値をとなっている．これは実験に用いた人工地盤が若干の粘着力を有する一方で，計算上は粘着力の影響を無視した計算となっているためと思われる．また，変動係数COV_Rは 0.20 程度であり，式(6.5.1)により最大せん断抵抗力を求めた場合，比較的よい精度で推定可能であるといえる．

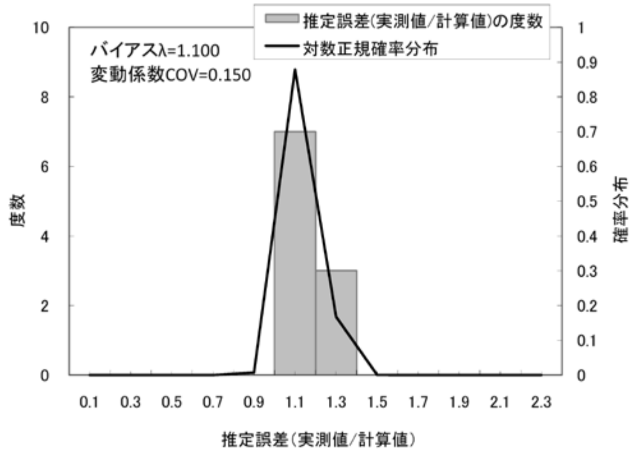
表–6.5.2　せん断抵抗力の推定精度の統計量

底面	ϕ_B	バイアスλ_R	変動係数COV_R
土とコンクリート	2/3 ϕ	1.300	0.200
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\tan\phi_B$=0.6	1.100	0.150



データ区間	頻度
P≦0.5	0
0.5＜p≦1.0	0
1.0＜p≦1.5	40
1.5＜p≦2.0	0
2.0＜p≦2.5	0
2.5＜p≦3.0	0
3.0＜p	0
サンプル数	40
平均値	1.247
標準偏差	0.106
変動係数	0.085
最大値	1.486
最小値	1.038

(a) 土とコンクリートの場合



データ区間	頻度
P≦0.5	0
0.5＜p≦1.0	0
1.0＜p≦1.5	10
1.5＜p≦2.0	0
2.0＜p≦2.5	0
2.5＜p≦3.0	0
3.0＜p	0
サンプル数	10
平均値	1.142
標準偏差	0.084
変動係数	0.074
最大値	1.264
最小値	1.030

(b) 土とコンクリートの間に栗石を敷く場合

図–6.5.4　せん断抵抗力の推定誤差の度数分布

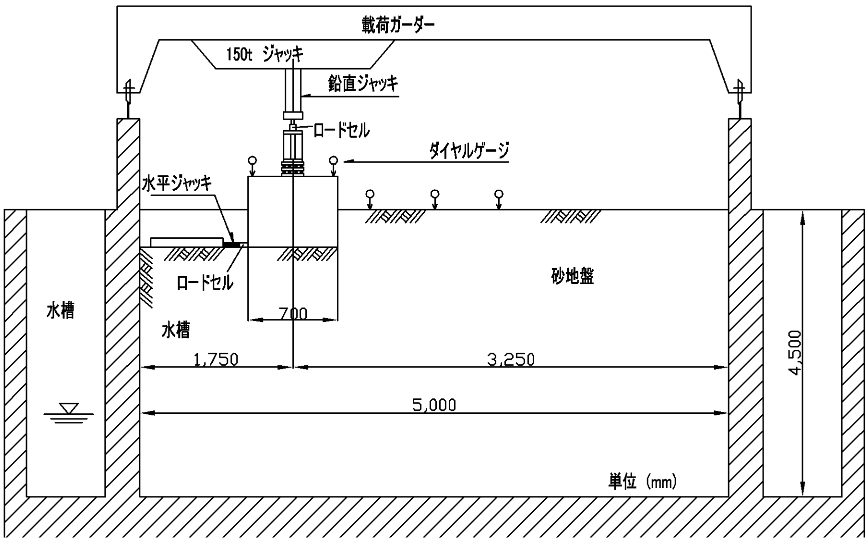
6.5.3 基礎前面の水平支持力の推定精度の検討

本節では，部分係数Φ_{SRU}の算定に必要となる基礎前面の水平支持力の推定精度について模型載荷実験結果に基づき整理する．

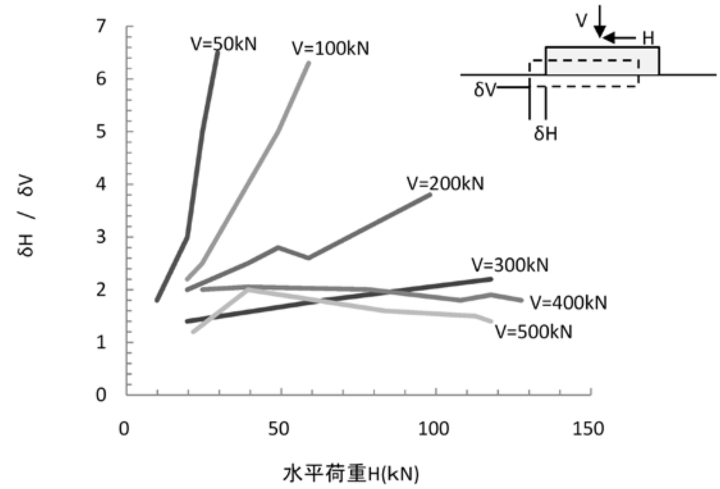
(1) 分析に用いる模型実験の概要

文献 18) より図–6.5.5 に示す根入れのある大型模型実験の結果を用いた．実験は大型実験土槽(8 m×5 m×深さ 4 m)内に砂地盤を造成し，コンクリート製の基礎模型(70 cm×70 cm×高さ 50 cm)を設置し，鉛直荷重を一定にした上で，水平ジャッキで水平荷重を加え載荷している．使用した砂は，根入れのない場合と同じものを用いている．また，直接基礎の根入れ部に荷重を分担させない場合と同様に，検討に用いるデータは実験により傾斜荷重を受ける基礎の不安定現象が滑動により生じたと判定

されるものを用いた．図–6.5.6 に大型模型実験により計測した水平荷重と水平変位δ_Hを鉛直変位δ_Vで除した値δ_H/δ_Vの関係を示す．これより，鉛直荷重が 200 kNを超えると水平荷重の大きさに関わらず，水平変位と鉛直変位の比δ_H/δ_Vが 1.5 程度とほぼ一定になっている．本実験は，鉛直荷重一定のもと水平荷重を加えて載荷したものであるので，水平荷重の増加に伴い，水平変位δ_Hと鉛直変位δ_Vが一定の割合で大きくなることは，滑動による不安定現象とは考えられない．実験においても，鉛直荷重が 300 kN以上の場合は鉛直支持力に起因したすべり破壊が生じていることを確認している．よって，本質的な滑動現象とは異なり鉛直支持力問題の領域に達していることが疑われるため，検討に用いるデータとしては 200 kN未満を対象とした．



図–6.5.5　　大型模型実験



図–6.5.6　　大型模型実験より得られた水平荷重と水平変位比の関係

(2) 基礎前面の水平支持力の推定式の推定精度

1） 直接基礎が基礎底面と前面で受ける水平抵抗力の推定精度

ここでは，直接基礎が基礎底面と前面で水平力を受けたときに発揮される水平抵抗力の推定精度を検討する．推定精度は，模型実験より得られる実測値と計算値の推定誤差(実測値ΣH_{ue} / 計算値ΣH_{u0})を統計的に整理してバイアスλ_Rと変動係数COV_Rを求めて評価する．このとき，計算値は基礎底面のせん断抵抗力H_{u0}と基礎前面の水平支持力Pp_0を足し合わせて式(6.5.3)により求めた．

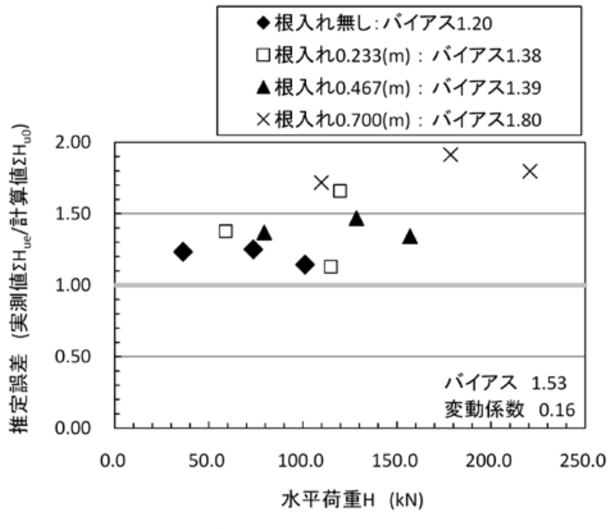
$$\Sigma H_{u0} = H_{u0} + Pp_0 \qquad (6.5.3)$$

ここに, H_{u0} は基礎底面のせん断抵抗力(kN)で式(6.5.1)により算定し, 摩擦角ϕ_Bは$\tan\phi_B$=0.6 とした．Pp_0は基礎前面の受働土圧強度から求まる水平支持力(kN)であり式(4.2.2)により算定した．

表–6.5.3 及び図–6.5.7 に基礎底面と前面を足し合わせた水平抵抗力の推定精度を示す．参考値として，根入れ無しの場合の推定精度も併せて示している．バイアスλ_Rは根入れが深くなるほど大きくなっており，基礎底面のせん断抵抗のみならず基礎前面の水平支持力も計算上は安全側の評価となっていることがうかがえる．

表–6.5.3 基礎底面と前面を足し合わせた水平抵抗力の推定精度の統計量

	バイアスλ_R	変動係数COV_R
根入れなし	1.20	0.050
根入れ 0.233m	1.38	0.190
根入れ 0.467m	1.39	0.050
根入れ 0.700m	1.80	0.050
全データ	1.53	0.160



図–6.5.7 基礎底面と前面を足し合わせた水平抵抗力の推定誤差

2)　直接基礎の根入れ部の水平支持力の推定精度

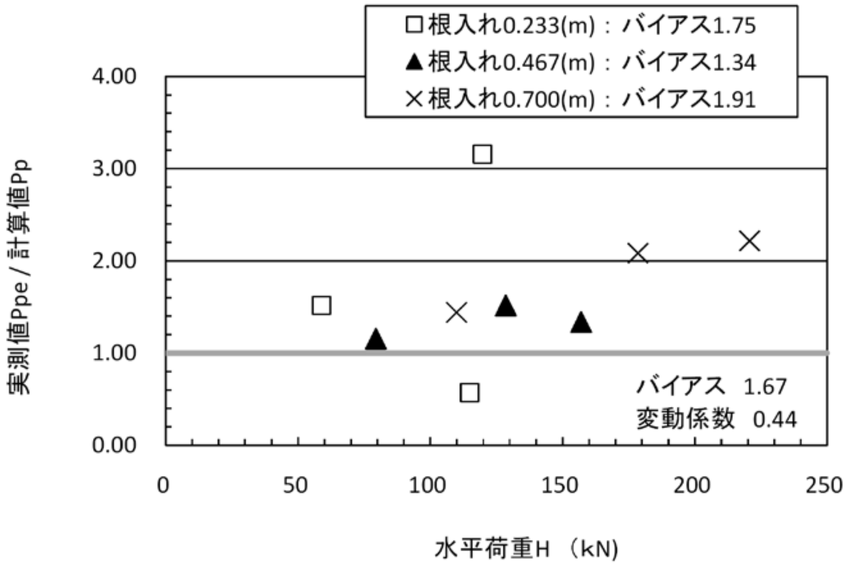
　ここでは，1)で整理した実験結果を分析し，基礎前面の根入れ部の水平支持力の推定精度を検討する．推定精度は，模型実験より得られる根入れ部の水平支持力の実測値P_{pe}と計算値P_{p0}の推定誤差(実測値P_{pe} / 計算値P_{p0})を統計的に整理してバイアスλ_Rと変動係数COV_Rを求めて評価する．このとき実測値P_{pe}は,表–6.5.3 に示した根入れが無い場合の基礎底面の最大せん断抵抗力H_{u0}のバイアスλ_R 1.20 を踏まえて式(6.5.4)により算定した．

$$P_{pe} = \Sigma H_{ue} - H_{u0} \times 1.2 \qquad (6.5.4)$$

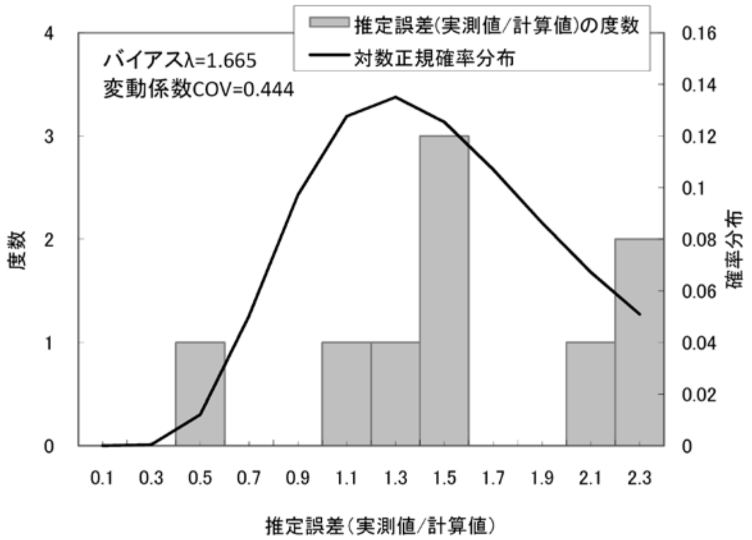
ここに,H_{u0}は式(6.5.1)により求めた. また,計算値P_{p0}は式(4.2.2)により求めた. 表–6.5.4 及び図–6.5.8 に基礎根入れ部の水平支持力の推定精度を示す．いずれの結果も計算値を実測値が上回っていることがわかる．これは，実測した基礎前面の水平支持力は 3 次元的な広がりを持っている一方で，計算上はそのような影響を考慮したモデルでないため計算値よりも実測値のほうが大きめの評価となったものと思われる．いずれにしても式(6.5.1)や式(4.2.2)により抵抗力を求めておけば計算上は安全側の評価となるものと推察される．

表–6.5.4　根入れ部の水平支持力の推定精度の統計量

	バイアスλ_R	変動係数COV_R
根入れ 0.233m	1.75	0.750
根入れ 0.467m	1.34	0.135
根入れ 0.700m	1.91	0.217
全データ	1.67	0.444



図–6.5.8　　根入れ部の水平支持力の推定誤差



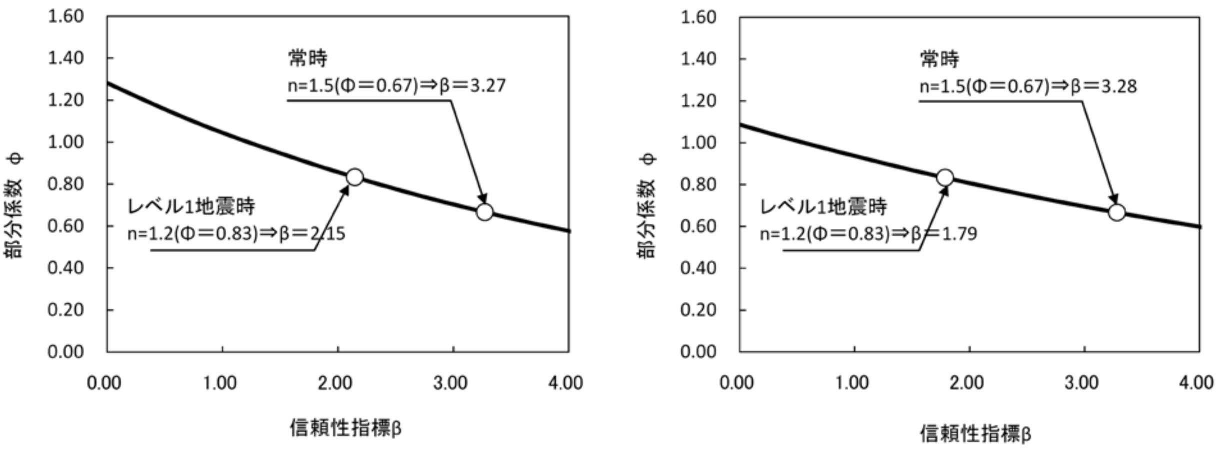
データ区間	頻度
P≦0.5	0
0.5＜p≦1.0	1
1.0＜p≦1.5	3
1.5＜p≦2.0	2
2.0＜p≦2.5	2
2.5＜p≦3.0	0
3.0＜p	1
サンプル数	9
平均値	1.665
標準偏差	0.739
変動係数	0.444
最大値	3.157
最小値	0.568

図–6.5.9　　根入れ部の水平支持力の推定誤差の度数分布

6.5.4 部分係数の計算及び信頼性指標の評価

(1) 直接基礎の根入れ部に荷重を分担させない場合

6.5.2 で求めた基礎底面の最大せん断抵抗力の推定式の推定精度を踏まえ，設計で用いる部分係数Φ_{HRU}を提案する．図–6.5.10 に部分係数Φ_{HRU}と信頼性指標βの関係を示す．なお，βは式(6.1.4) により算出する．ここで，H14 道示が規定する安全率(常時=1.5，地震時=1.2)と同等の安全性を保有することを目標として，式(6.1.4)のμ_{FS}には，μ_{FS} =1.50(常時)，1.20(レベル 1 地震時)をそれぞれ代入する．また，λ_RとCOV_Rは表 6.5.2 で示したとおり，土とコンクリートの場合はλ_R = 1.30 とCOV_R =0.20，土とコンクリートの間に栗石を敷く場合はλ_R =1.10とCOV_R =0.15をそれぞれ代入する．これより，信頼性指標βを算出すると，土とコンクリートの場合は，常時で 3.27，レベル 1 地震時で 2.15 となる．また，土とコンクリートの間に栗石を敷く場合の信頼性指標βは，常時で 3.28，レベル 1 地震時で 1.79 であり，土とコンクリートの場合と土とコンクリートの間に栗石を敷く場合の信頼性指標βは，同程度となった．表–6.5.5 に信頼性指標βの算定結果を示す．これより，目標信頼性指標β_Tは常時で 3.50，レベル 1 地震時で 2.00 とした．次に式(6.1.5)にβ_T=3.50(常時)，2.00(レベル 1 地震時)をそれぞれ代入することで，部分係数Φ_{HRU}を求める．表–6.5.6 に式(6.1.5)により部分係数Φ_{HRU}を求めた結果を示す．これより，基礎底面のせん断抵抗力の照査に用いる部分係数Φ_{HRU}は，Φ_{HRU} =0.65(常時)，Φ_{HRU} =0.80(レベル 1 地震時)を提案する．



(a) 土とコンクリートの場合　　(b) 土とコンクリートの間に栗石を敷く場合

図–6.5.10　　せん断抵抗力における信頼性指標βと部分係数Φ_{HRU}の関係

表–6.5.5　せん断抵抗力の信頼性指標βの試算

底面		ϕ_B	安全率	信頼性指標β	目標信頼性指標β_T
土とコンクリート	常時	2/3φ	1.5	3.27	3.50
	L1地震時		1.2	2.15	2.00
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	常時	tanϕ_B=0.6	1.5	3.28	3.50
	L1地震時		1.2	1.79	2.00

表–6.5.6　基礎底面の滑動照査に用いる部分係数Φ_{HRU}

底面		ϕ_B	安全率	部分係数Φ_{HRU}の逆算値	部分係数Φ_{HRU}の提案値
土とコンクリート	常時	2/3 ϕ	1.5	0.64	0.65
	L1地震時		1.2	0.86	0.80
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	常時	tan ϕ_B=0.6	1.5	0.65	0.65
	L1地震時		1.2	0.81	0.80

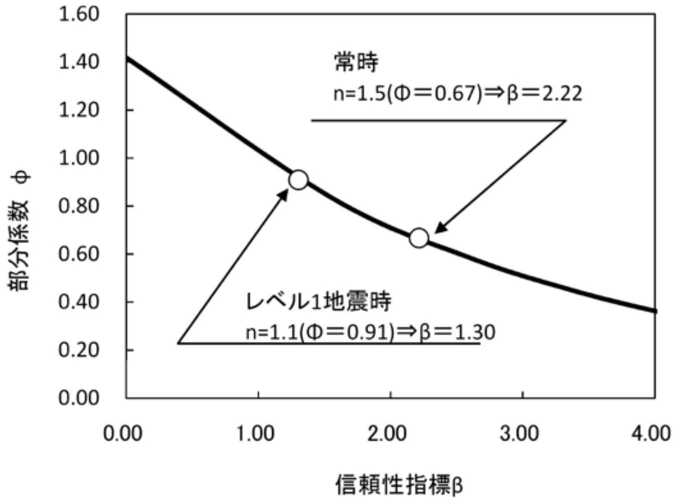
(2) 直接基礎の根入れ部に荷重を分担させる場合

1)　基礎底面のせん断抵抗力の照査に用いる部分係数の設定

6.5.3 では，根入れ無しの場合の基礎底面の最大せん断抵抗力のバイアスλ_Rは 1.20 と実測値よりも計算値の方がやや小さく設計上は安全側の値をとっていること，また，根入れ有りの場合の基礎底面のせん断抵抗力のバイアスλ_Rは根入れが深くなるほど大きくなっており，基礎底面のせん断抵抗のみならず基礎前面の水平支持力も計算上は安全側の評価となっている傾向にあることを示した．これより，根入れ部で荷重を分担しない場合と分担する場合で，基礎底面のせん断抵抗力の照査に用いる部分係数を区分することも考えられるが，設計法の統一性の観点から，根入れ部で荷重を分担させる場合においても，基礎底面のせん断抵抗力の照査には表–6.5.6 に示す部分係数Φ_{HRU}を適用することとした．

2)　根入れ部の照査に用いる部分係数の設定

ここでは，6.5.3 で求めた根入れ部の水平支持力の推定精度を踏まえ，設計で用いる部分係数Φ_{SRU}を提案する．図–6.5.11 に部分係数Φ_{SRU}と信頼性指標βの関係を示す．なお，βは式(6.1.4) により算出する．ここで，H14 道示が規定する安全率(常時=1.5，地震時=1.1)と同等の安全性を保有することを目標として，式(6.1.4)のμ_{FS}には，μ_{FS} =1.50(常時)，1.10(レベル 1 地震時)をそれぞれ代入する．また，λ_RとCOV_Rは表 6.5.4 で示した$\lambda_R = 1.67$，COV_R =0.44をそれぞれ代入する．これより，信頼性指標βを算出すると，常時で 1.95， レベル 1 地震時で 1.22 となる．表–6.5.7 に信頼性指標βの算定結果を示す．これより，目標信頼性指標β_Tとして常時で 2.00，レベル 1 地震時で 1.20 とした．次に式(6.1.5)にβ_T=2.00(常時)，1.20(レベル 1 地震時)をそれぞれ代入することで，部分係数Φ_{SRU}を求める．表–6.5.8 に式(6.1.5)により部分係数Φ_{SRU}を求めた結果を示す．この結果より，根入れ部の水平抵抗力の照査に用いる部分係数Φ_{SRU}は，Φ_{SRU} =0.65(常時)，Φ_{SRU} =0.90(レベル 1 地震時)を提案する．



図–6.5.11　　せん断抵抗力における信頼性指標βと部分係数Φ_{SRU}の関係

表–6.5.7　根入れ部水平抵抗力の信頼性指標βの試算

荷重	安全率	信頼性指標β	目標信頼性指標β_T
常時	1.5	1.97	2.00
L1地震時	1.1	1.24	1.20

表–6.5.8　根入れ部の水平支持力照査に用いる部分係数Φ_{SRU}

荷重	安全率	部分係数Φ_{SRU}の逆算値	部分係数Φ_{SRU}の提案値
常時	1.5	0.67	0.65
L1地震時	1.1	0.91	0.90

6.6 常時・暴風時・レベル 1 地震時における曲げモーメントを受ける基礎の転倒に対する照査

第 4 章では，曲げモーメントを受ける直接基礎の転倒照査について検討した．照査手法は表–6.6.1 に示すとおりであり，直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置が常時には底面中心より底面幅の 1/6 以内，暴風時及びレベル 1 地震時には 1/3 以内とする．

ここで，直接基礎の偏心量を制限する転倒照査は，基礎底面に作用する曲げモーメントと鉛直荷重の関係（M / V）から求めるものであり，設計荷重の不確実性を考慮する必要はあるが，6.4 に示した降伏鉛直支持力を求めるマクロエレメント照査や 6.5 に示した最大せん断抵抗力や基礎前面の極限水平支持力を求める滑動照査のように支持地盤の不確実性を考慮する必要はない．本研究では，荷重側の不確実性については確定値として扱うことを前提とし，地盤抵抗の計算に用いる地盤パラメータや抵抗値を計算するモデルの不確実性に主眼を置いた検討をしていることから，転倒照査については，部分係数書式とはせずに従前とおり荷重の合力の作用位置で照査するものとした．

表–6.6.1　転倒照査の内容

	照査項目
常時	荷重の合力の作用位置が底面中心より底面幅の1/6以内となる．
暴風時及び レベル 1 地震時	荷重の合力の作用位置が底面中心より底面幅の1/3以内となる．

6.7 基礎の安定照査に関する信頼性指標の評価の課題

本研究では，直接基礎を対象として平板載荷試験や模型実験より実挙動を統計的に分析しながら，安定照査上の限界点について評価した．また，信頼性指標の評価を行ったうえで，一定の信頼性を確保することを前提に各照査における部分係数を提案した．これにより，既に研究成果[1), 30), 31), 32), 33)]として纏められている杭基礎に加えて，直接基礎の安定照査に関わる荷重抵抗係数設計法についても整理できた．今後は，柱状体基礎についても杭基礎や直接基礎と同様の検討を行ったうえで，最終的には基礎として同等の信頼性が確保できるような照査体系を構築していく必要がある．

ここで注意すべきは，杭基礎は，常時・暴風時・レベル 1 地震時の場合，基礎を構成する部材の弾性挙動範囲内で照査を行うため，各杭の挙動に着目するが，レベル 2 地震時の場合には基礎を構成する部材の可逆的な挙動を超えた領域における基礎の性能に関して照査を行うため，基礎全体系の挙動に着目していることである．このため，直接基礎における極限支持力の意味するところは基礎としての終局的な最終状態における抵抗値であり，杭基礎における最外縁の杭一列が極限支持力に達する事象とは工学的に全く異なった状態を意味していることを念頭に置く必要がある．レベル 2 地震時の限界状態を提案する際には，こうした点を踏まえる必要がある．

参考文献

1)中谷昌一，白戸真大，井落久貴，野村朋之：性能規定体系における杭の安定照査に関する研究，土木研究所資料，第 4036 号, 2007. 1.

2)岡原美知夫，小幡宏，森浩樹，津川優司：岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法に関する研究，土木研究所資料，第 2512 号, 1987.11.

3) 中谷昌一，七澤利明，西田秀明，河野哲也，木村真也：岩盤上の基礎の鉛直方向の安定照査のための地盤反力度の評価に関する研究，土木研究所資料, 4222 号, 2012.3.

4)龍岡文夫，岡原美智夫，田中忠次，Siddiquee，M.S.A.：模型実験・材料実験・数値解析による砂地盤上の帯基礎の支持力の研究，土と基礎, Vol. 40, No. 5, pp.11-16, 1992.

5)前田良刀，日下部治，大内正敏：密なスコリア層における大型三次元基礎の支持力特性，土木学会論文集, No. 430/ Ⅲ-15, 97-106, 1991. 6.

6)駒田敬一，亀甲勝信：偏心傾斜荷重に対する極限支持力計算法，土木研究所資料，第 226 号, 1966.

7)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 2002. 3.

8)Meyerhof, G.G. ： The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, Proceedings of the third international conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol. 1, pp.440–445, 1953.

9)塩井幸武，古屋敏夫，千野啓次：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料, 1285 号, 1978.

10)岡原美智夫，小幡宏，小池信一：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料, 2528 号, 1988.

11)福井次郎，中野正則，石田雅博，七澤利明，芦達拓哉，田口博文：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料, 3500 号, 1998.

12)中谷昌一，石田雅博，白戸真大，井落久貴：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料, 4037 号, 2007.2.

13) 木村孟，藤井斉昭，斉藤邦夫，日下部治：砂中の浅基礎の支持力に関する研究，土木学会論文集，第 319 号, 1982. 3.

14) 小田匡寛，古戸幸博：浅い基礎の支持力問題における進行性破壊の意味，土木学会論文集，第 321 号, 1982. 5.

15) 谷和夫，龍岡文夫，森浩樹：砂地盤上の模型帯基礎の支持力への圧力レベルと模型サイズの影響，第 22 回土質工学研究発表会, 1987. 6.

16) 岡原美知夫，高木章次，小幡宏，森浩樹，龍田昌毅：支持力の寸法効果に関する遠心模型試験，土木学会第 41 回年次学術講演会, 1988.

17) 前田良刀，日下部治，大内正敏：密なスコリア層における大型三次元基礎の支持力特性，土木学会論文集, No. 430/Ⅲ-15, 1991. 6.

18)塩井幸武，浅沼秀弥，杉崎光義：浅い剛体基礎の極限支持力に関する研究，土木研究所資料，第 1611 号, 1980. 10.

19)西垣好彦：砂地盤における N 値，サウンディングシンポジウム発表論文集，土質工学会, pp. 109-114,

1980. 11.
20)青木一二三:砂の内部摩擦角の新算定式構造物設計資料, 日本鉄道施設協会, No.82, pp. 30-35, 1985. 6.
21)Hatanaka,M.and Uchida,A.:Empirocal correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soil , Soil and Foundation , Vol.36,No.4,pp.1-9,1996.12.
22)畑中宗憲，内田明彦，加倉井正昭，青木雅路：砂地盤の内部摩擦角ϕ_dと標準貫入試験のN値の関係についての一考察，日本建築学会構造系論文集, No.506, pp. 125-129, 1998. 4.
23)福井次郎，西谷雅弘，石田雅博，加藤秀幸，梅原剛，三木健男，古荘伸一郎：小口径摩擦杭の支持力特性に関する載荷実験，土木研究所資料，第 3693 号, 2000. 3.
24)先端建設技術・技術審査証明報告書「GRF 工法」，財団法人先端建設技術センター1997.12.
25)平成 9 年度柱状体基礎の設計に関する調査研究報告書（日本道路公団委託），財団法人高速道路調査会, 1998. 2.
26)小松田精吉：シールド工法における土質工学的諸問題の研究，東海大学学位論文, 1989.
27)Tokimatsu et.al.:Effects of Sampling Disturbance on Dynamic Properties of Sand, Soil and Foundation , Vol.26,No.1,pp.53-64,1986.3.
28) 萩原敏行，日下部治，大内正敏，岡本圭司：構造特性に着目した不撹乱早川河口砂の強度・変形特性，土木学会論文集, No. 487/Ⅲ-26, pp.119-128, 1994. 3.
29)岸和田旧港実杭水平載荷試験　実験報告書，阪神高速道路公団, 1994. 3.
30)中谷昌一, 白戸真大:深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について, 土木研究所資料，第 4030 号, 2006. 12.
31)中谷昌一，白戸真大，河野哲也，中村祐二，野村朋之，横幕清，井落久貴：性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究，土木研究所資料，第 4136 号, 2009. 3.
32)中谷昌一，白戸真大，井落久貴，松井謙二：水平力を受ける杭の弾性限界状態に関する研究，土木学会論文集 C, Vol.64, No.3, pp.616-628, 2008.8.
33)Masahiro Shirato, Tetsuya Kohno, and Shoichi Nakatani : Geotechnical criteria for serviceability limit state of horizontally loaded deep foundations , IS-GIFU2009.

第７章　まとめ

本研究では，多数の載荷試験より直接基礎の荷重沈下特性を検証し，新しい照査方法や照査に用いる抵抗係数の提案を行った．以下に，得られた知見を示す.

1) 載荷試験結果の分析から,直接基礎の荷重沈下曲線は指数関数で近似可能であることが分かった.
2) 平板載荷試験結果を土質区分ごとに整理すると,極限荷重を安全率 3 で除した荷重での沈下量は,砂礫で 1.6%程度，砂質土で 1.0%程度，軟岩で 0.2%程度，粘性土で 0.6%程度であり，仮に既往実績の多い基礎幅 10 m の直接基礎を想定すると，砂礫で 16cm，砂質土で 10 cm，粘性土で 6 cm，軟岩で 2 cm となる．粘性土と軟岩を除くと沈下量は 10cm 以上となり，杭と比較して，砂礫，砂質土，粘性土の場合，H14 道示の支持力の照査は，沈下量の観点からは十分でない場合が多い.
3) 直接基礎では，地盤反力度の上限値に相当する荷重が作用した時の沈下量が，杭基礎で許容しているであろう沈下量に相当し，地盤反力度の上限値で抑えておけば，温度荷重や土圧などが生じる場合に対し沈下が問題となることはないといえる.
4) 模型載荷試験結果より，支持力曲面式は地震時の基礎の挙動を比較的高い精度で推定できることが確認できた.
5) 基礎の挙動はマクロエレメント理論に基づく支持力曲面式で再現でき，組合せ荷重に対する荷重変位関係を等価な中心鉛直荷重上の荷重変位関係で置き換えることが可能である．この際，中心鉛直荷重上における基礎の降伏点（極限荷重の 0.6 倍）を超えないようにすることで可逆性を担保できる.
6) 滑動照査の工学的意義としては，ある一定の信頼性のもとで基礎に滑動が生じないように，荷重に対して十分な安全余裕を確保し，それによって変位も微小な領域におさまることを担保することにある．なお，直接基礎の水平変位 u–水平力 H 関係は，最大荷重まで荷重と変位が比例的に増加し，かつ変位が極めて小さいため，弾性限界点を定義することは難しく，極限値に対して安全余裕を確保する照査を行うのが良いことが確認された．このため，支持力曲面を用いた照査を行う場合にも，別途滑動照査を行うことがよいと考えられる.
7) 転倒照査の工学的意義としては，浮上り量を規定することで基礎直下端部地盤の局部的な塑性化が生じることを抑制し，不同沈下や過大な残留沈下が生じないことを担保すると同時に，転倒そのものを防止することに対しても安全性を担保することにある．このため，支持力曲面を用いた照査を行う場合にも，別途転倒照査を行うことがよいと考えられる.
8) 5) 6) 7)より，直接基礎の安定照査において，道路橋としての「要求性能」に対応した「評価指標」「評価基準」「検証方法」に関して，工学的な意義や根拠に基づく設計法の考え方を示すことができた.
9) レベル 2 地震時における直接基礎の安定照査について，振動台実験結果及び数値解析結果を分析し，従前どおり常時・レベル 1 地時に対する照査を行えば，レベル 2 地震時にも直接基礎に橋の

性能に影響を与える過大な残留変位は生じないことを確認した．

10）H14 道示における支持力推定式により算定する極限支持力の理論値は，砂質土および砂礫について c,ϕを三軸圧縮試験から求めた試験結果と対比すると平均誤差は 1.0 程度となり，全体的に予測精度が良好である．一方で，粘性土や軟岩など粘着力 c の影響が卓越する場合には誤差が大きく精度が劣る．このため，粘着力の項は別途部分係数を与える提案とした．

11）支持力推定式により支持力を算定するには，三軸圧縮試験による場合の精度が高いため，これにより地盤定数を設定するのが良いことがわかった．その際，極力現地盤と同様の条件で調査し，地盤の応力状態を考慮した試験圧で実施するのがよいと考えられる．

12）直接基礎の安定照査上の着目限界点に関する推定精度をもとに，H14 道示における直接基礎と同等の信頼性を確保するための目標信頼性指標を明らかにし，これに基づいて部分係数を提案した．

付録 1.　設計事例による直接基礎の諸条件および形状決定要因の整理

(1)　概要

ここでは，文献 1) に基づき直接基礎の設計事例を対象として，支持層の土質区分や基礎の平面寸法，基礎底面の作用力といった諸条件，および設計時の基礎寸法を決定した要因となっている照査項目について整理した．

(2)　基礎底面の土質

図–付 1.1.1 に支持層の土質を示す．支持層は，砂質土および砂礫，軟岩の割合が多く，圧密沈下に伴う不同沈下が生じることが懸念されることもあり，粘性土を支持層とすることは極めて稀である．また，支持地盤の土質定数は，図–付 1.1.2 および図–付 1.1.3 に示すとおりである．

(3)　基礎の平面寸法

図–付 1.1.4 に橋軸方向の基礎幅 B の統計量を示す．平均的な基礎幅 B は 5m～10m である．

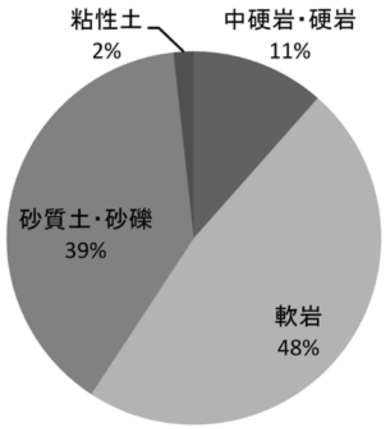
(4)　基礎底面における作用力

図–付 1.1.5 に基礎底面に作用する鉛直荷重の統計量を示す．大半が 15,000kNから 50,000kNの間にあり平均値は 25,000kN程度である．また，図–付 1.1.6 および図–付 1.1.7 に基礎底面に作用する荷重の傾斜角θ(=水平荷重H/鉛直荷重V)と偏心量(=曲げモーメントM/(鉛直荷重V×基礎幅B))の統計量を，表–付 1.1.1 および図–付 1.1.8 にこれらの平均値を示す．常時から橋台背面土圧の影響により偏心傾斜荷重を受ける橋台においても傾斜角θの平均値 0.15 程度，偏心量は 0.05 程度と僅かであり，死荷重や活荷重といった鉛直荷重が支配的となる．また，図–付 1.1.9 に基礎底面に作用する鉛直荷重Vと中心鉛直載荷での極限支持力V_mの比率を示す．V/V_mはいずれも 20%未満である．

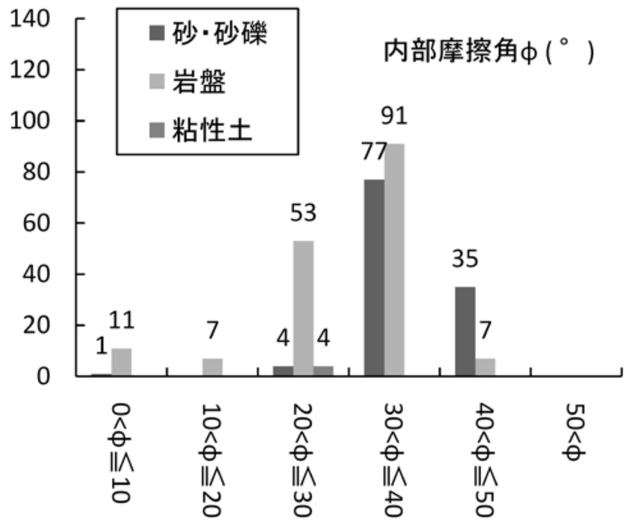
(5)　形状決定要因となった照査項目

既往の設計事例の中から，地盤種別，下部構造高等の諸条件に偏りが無いように抽出した橋脚 56 基，橋台 29 基を対象として，安定計算の各照査項目それぞれの決定程度(=荷重/許容値)を整理する．図–付 1.1.10 に橋脚における各照査項目における基礎の決定程度を示す．最もクリティカルな照査項目は，レベル 1 地震時に対する「転倒」ないし「地盤反力度の上限値」となっている．支持力で決定されたケースはきわめて少なく，本整理例では「砂礫」の一例のみである．図–付 1.1.11 に橋台における各照査項目における基礎の決定程度を示す．最もクリティカルな照査項目は，レベル 1 地震時に対する「滑動」となっている．橋脚に較べると，クリティカルではないものの支持力の余裕度がやや少ない傾向にある．設計的に鉛直支持力照査は必ずしもクリティカルではなく，既存の基礎と同程度の基礎寸法を担保するためには，転倒，地盤反力度の上限値，滑動に対する照査により基礎諸元が決定されている．

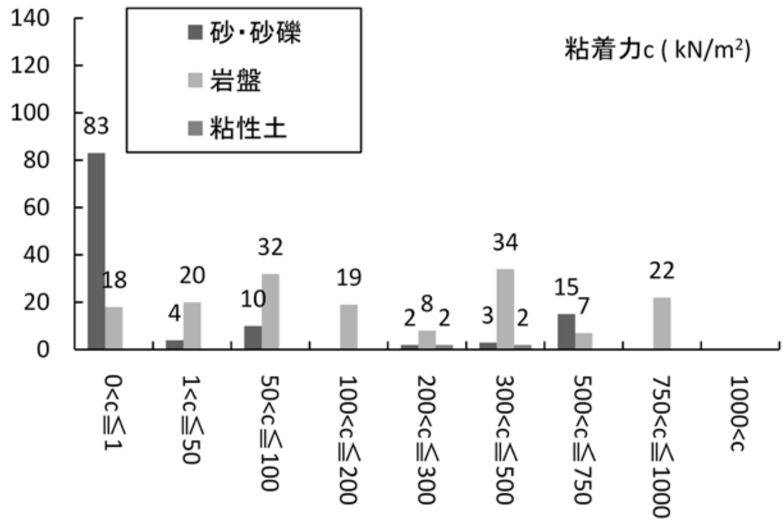
文献 1) 中谷昌一，石田雅博，白戸真大，井落久貴：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料，4037号，2007.



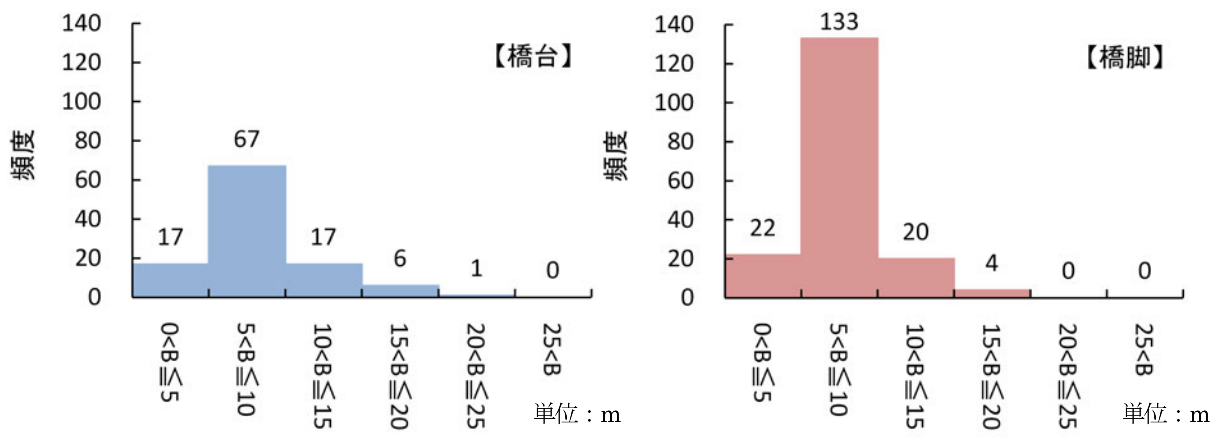
図–付 1.1.1　支持層の土質



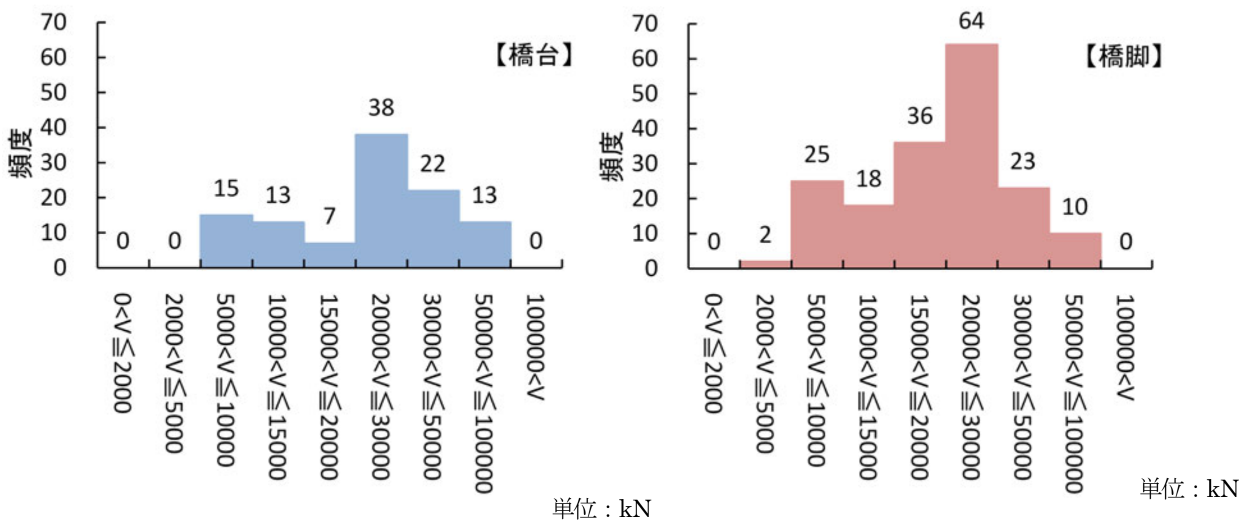
図–付 1.1.2　支持層の内部摩擦角φ（°）



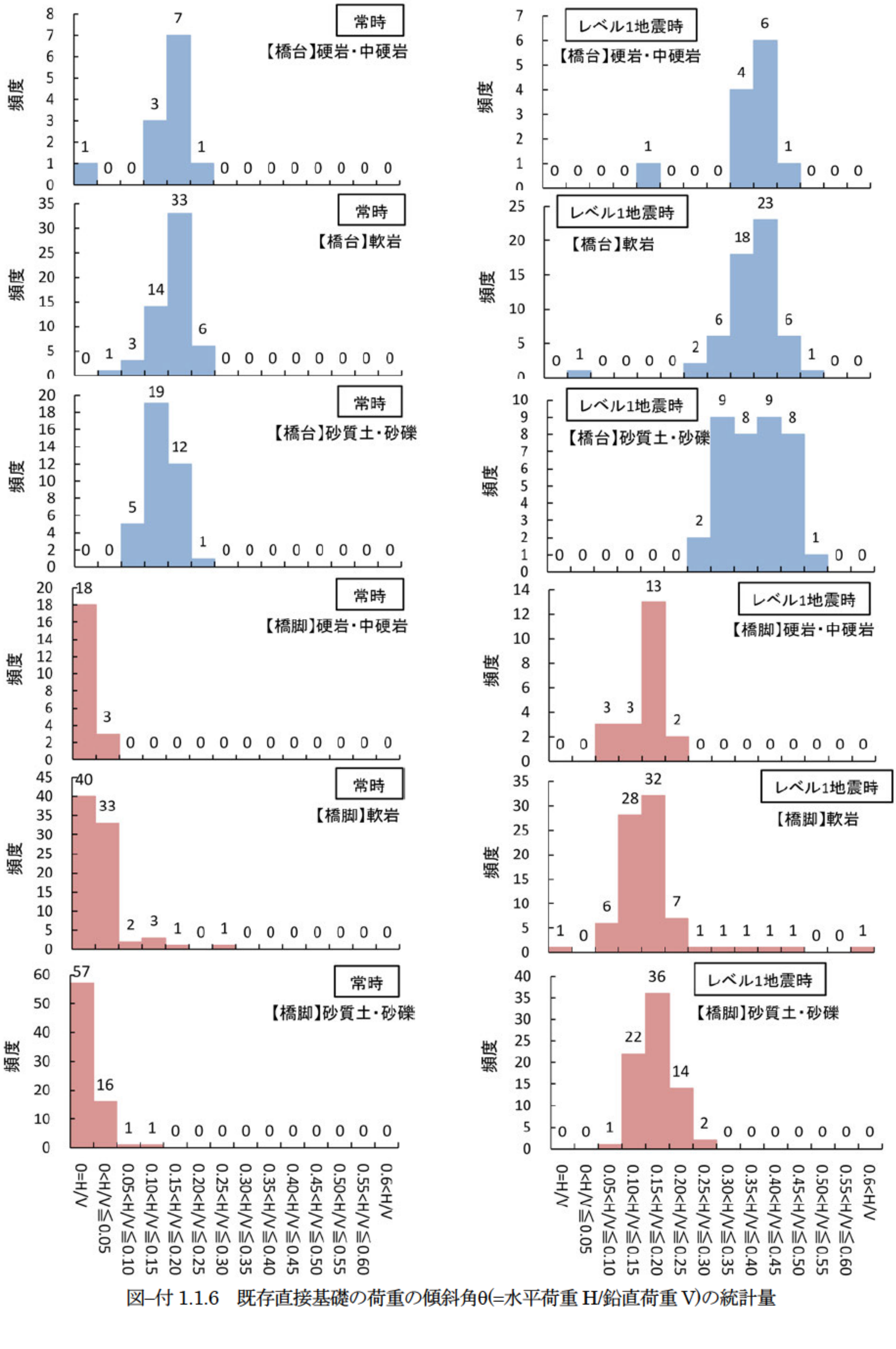
図–付 1.1.3　支持層の粘着力c (kN/m^2)



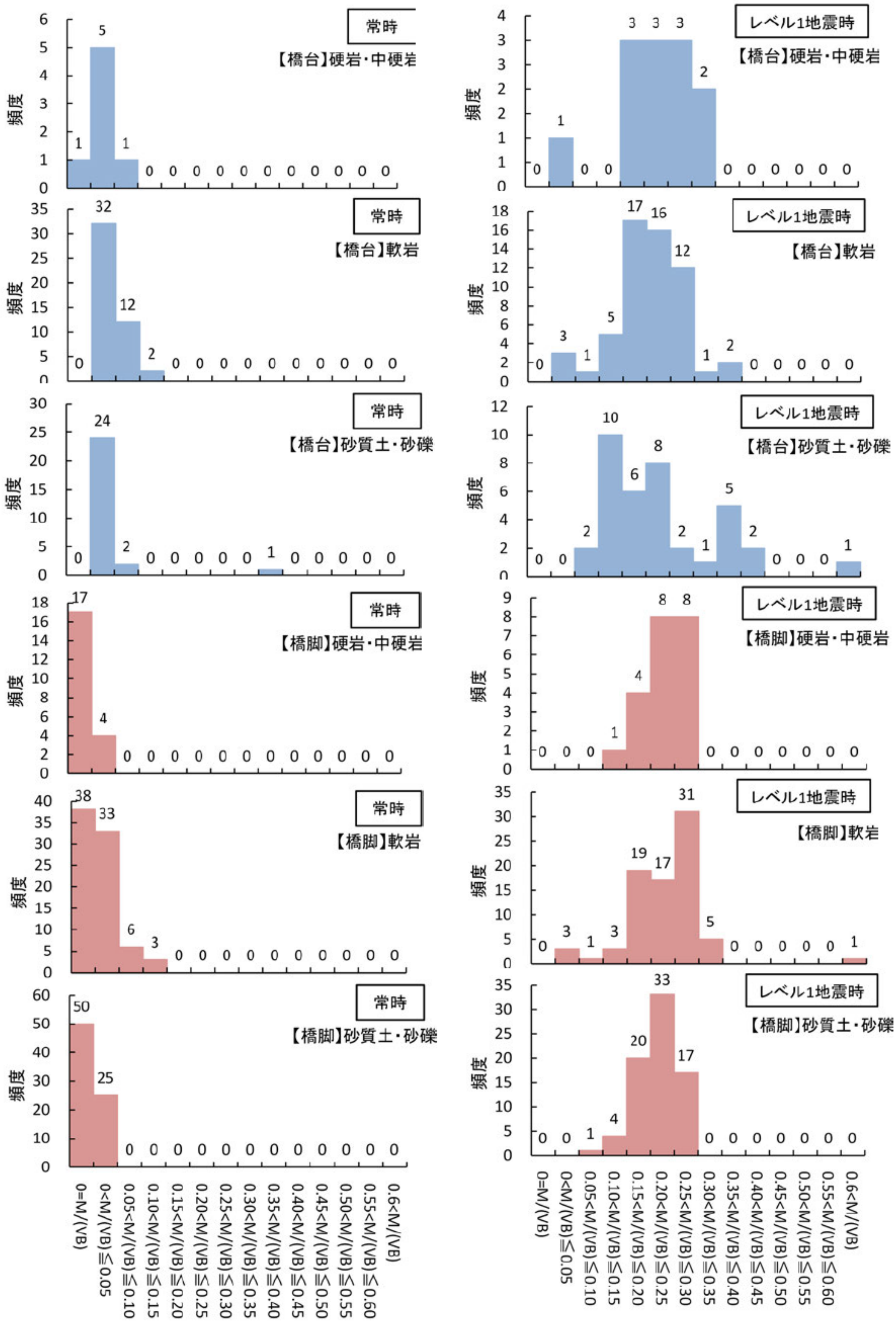
図–付 1.1.4　既存直接基礎の橋軸方向幅 B の統計量



図–付 1.1.5　既存直接基礎の死荷重の統計量



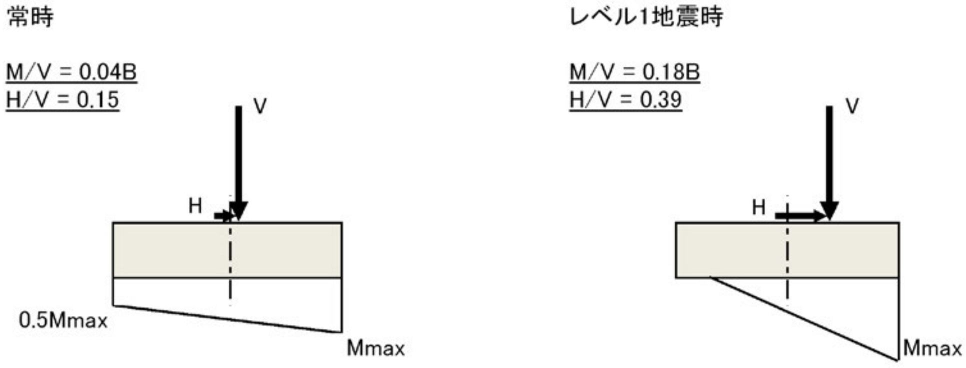
図–付 1.1.6 既存直接基礎の荷重の傾斜角θ(=水平荷重 H/鉛直荷重 V)の統計量



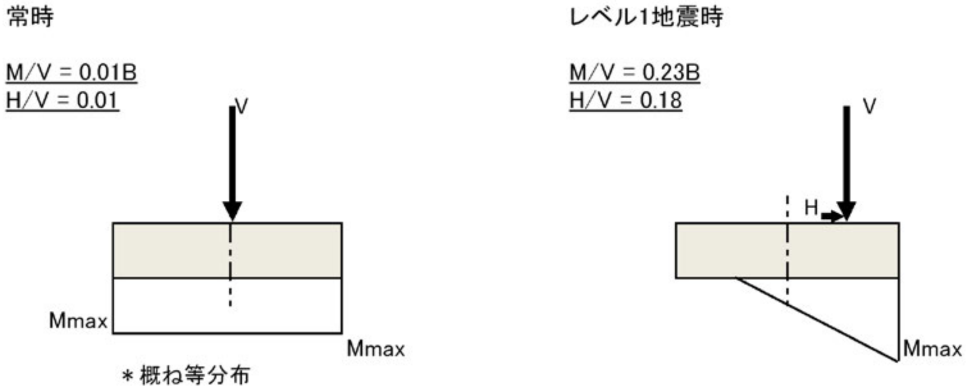
図–付 1.1.7　既存直接基礎の荷重の偏心量(=曲げモーメント M/(鉛直荷重 V×基礎幅 B))の統計量

表–付 1.1.1　既存直接基礎の荷重の傾斜角および偏心量の平均

	H/V		M/（V・B）	
	常時	レベル1地震時	常時	レベル1地震時
橋台	0.15	0.39	0.04	0.22
橋脚	0.01	0.18	0.01	0.23

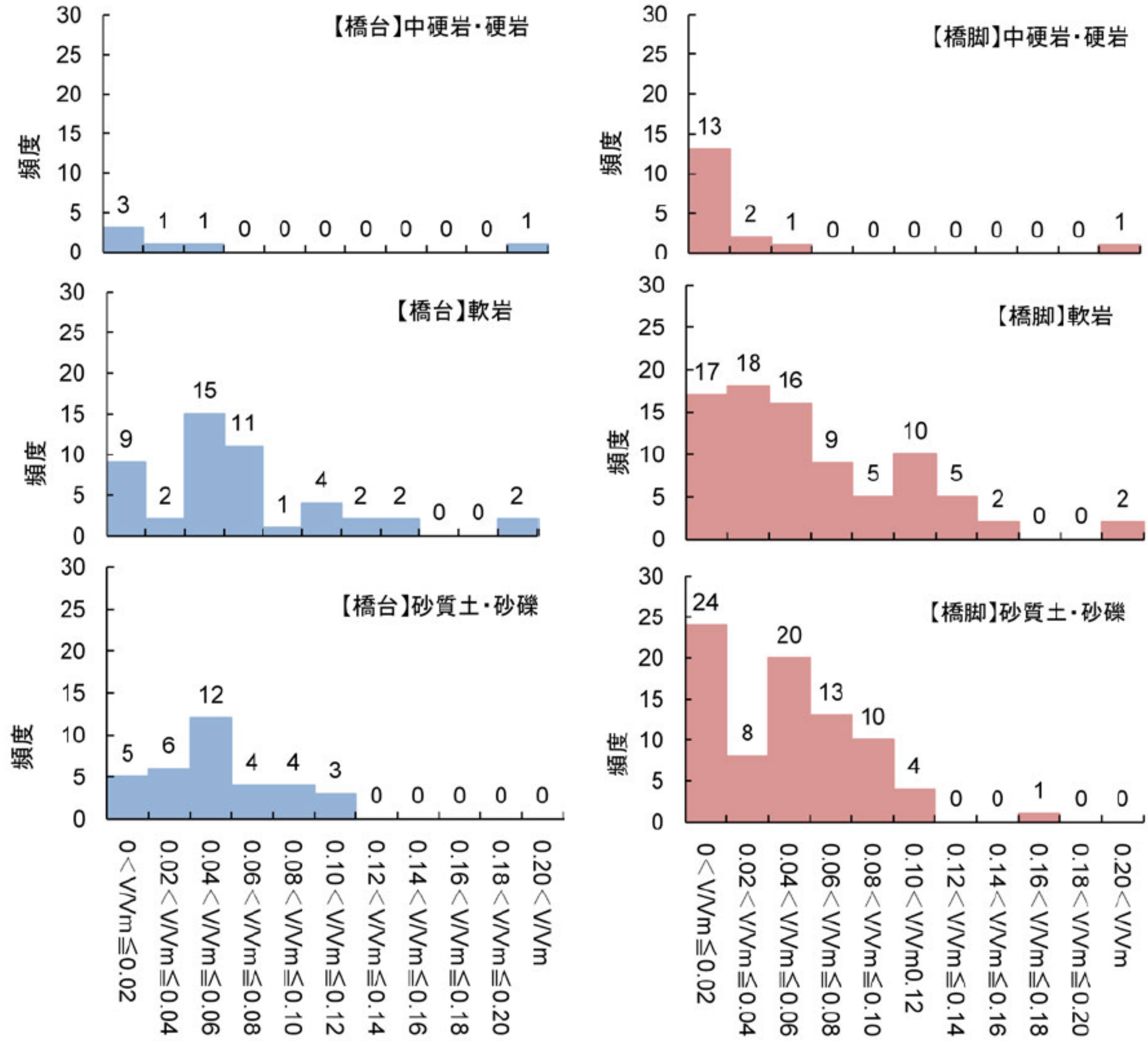


(a)　橋台

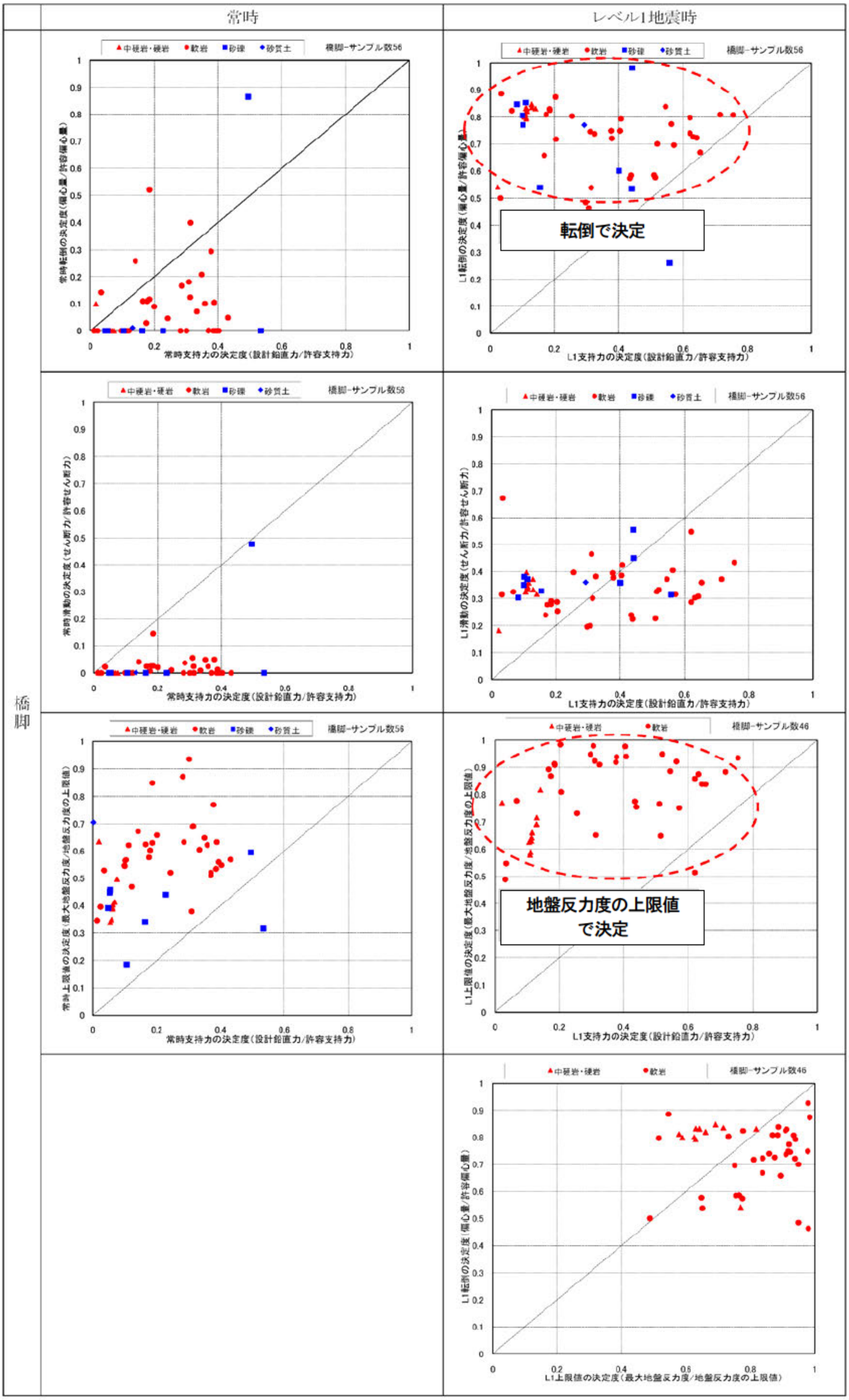


(b)　橋脚

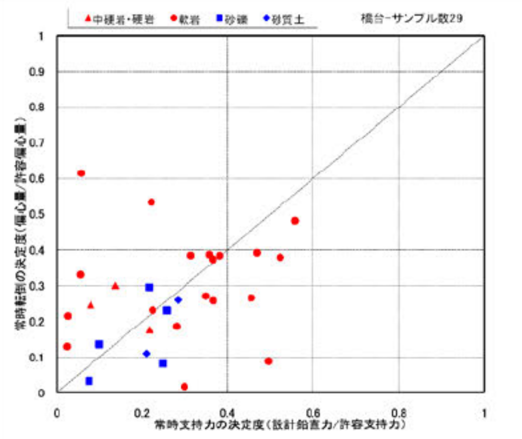
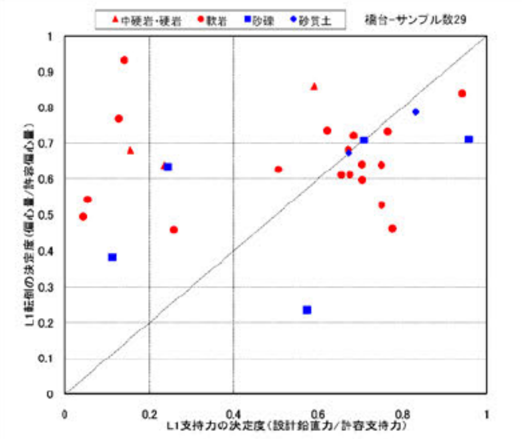
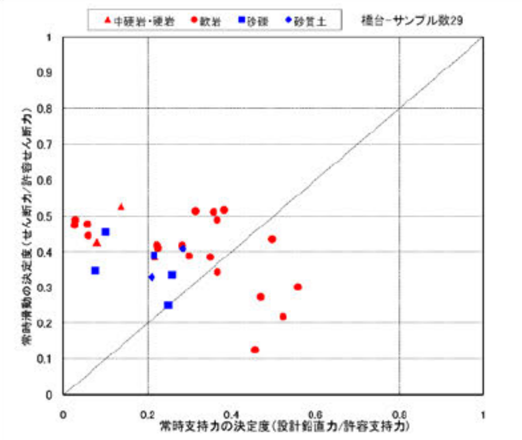
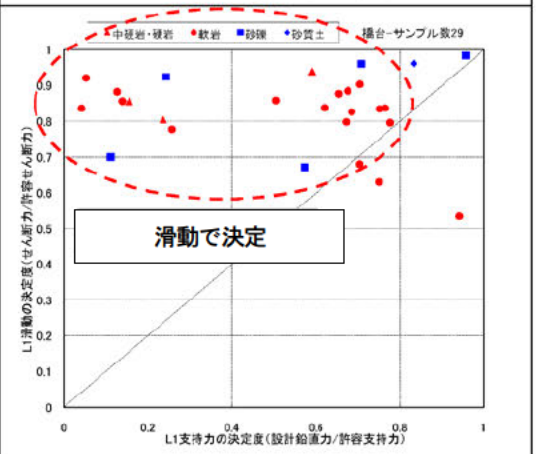
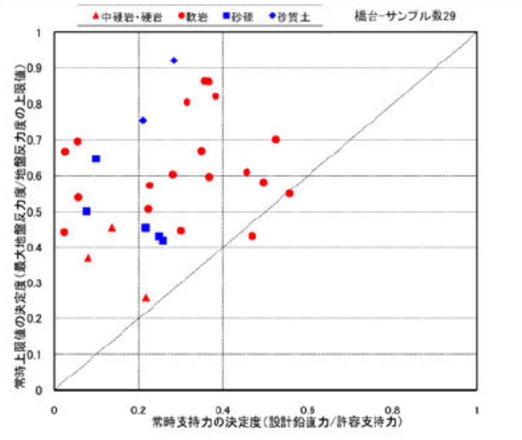
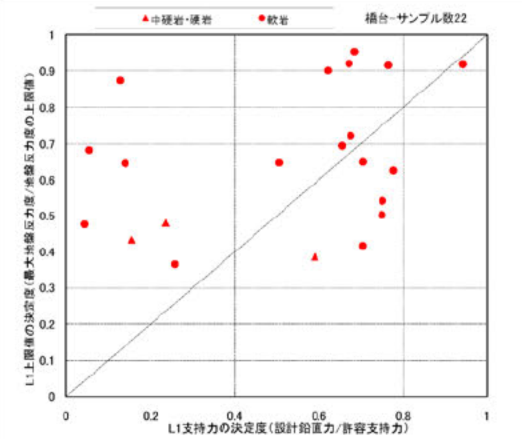
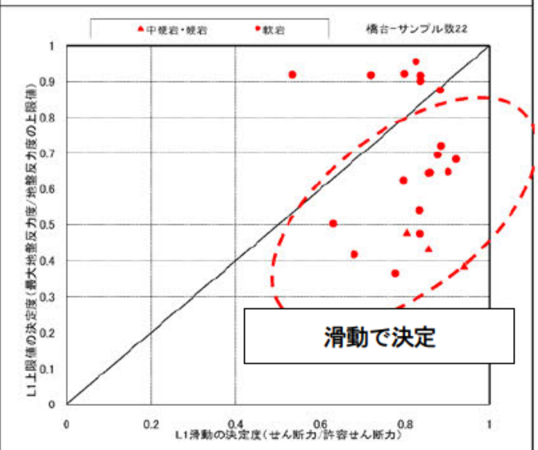
図–付 1.1.8　既存直接基礎の荷重の傾斜角および偏心量の平均



図–付 1.1.9　既存直接基礎の鉛直荷重V/中心鉛直載荷時の極限支持力V_mの統計量



図–付 1.1.10　橋脚における各照査項目の決定程度

<table>
<tr><th></th><th>常時</th><th>レベル1地震時</th></tr>
<tr><td rowspan="4">橋台</td><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td></td><td>
</td></tr>
</table>

図–付 1.1.11　橋台における各照査項目の決定程度

付録 2. 沈下量を直接的に算出して照査する手法の検討

(1) 概要

第 2 章に述べたように，中心鉛直荷重に対する直接基礎の常時の安定照査は，供用性に支障をきたすような沈下を生じさせないことを意図しており，地盤反力度の上限値相当の荷重レベルで基礎底面に発生する鉛直荷重を制限しておけば過大な沈下は抑制される．その一方で，将来的には基礎の沈下量を直接的に算出して別途定められた許容値に収まることを照査する方法を採用することも検討される可能性がある．そこで，ここでは，直接的に沈下量を算出して照査する方法を検討することを目的とし，地盤ばねを用いて算出した基礎の沈下量の推定精度を確認する．

(2) 推定式に基づく荷重・沈下曲線の試算方法

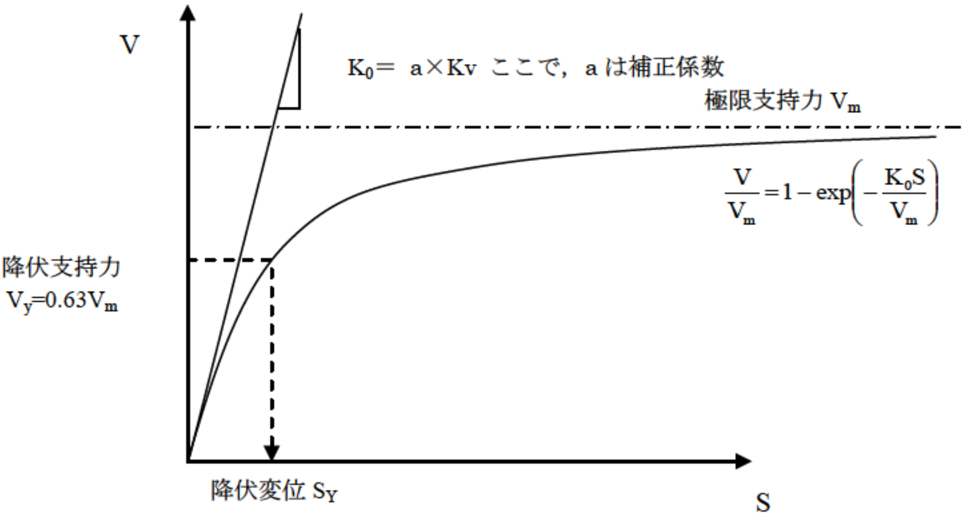
第 2 章 2.3 では，初期勾配K_0および極限支持力V_mとして実測値を用いていたが，ここでは，支持力推定式により算定した極限支持力V_mとH14 道示に示されている鉛直地盤反力係数k_vにより算定した初期勾配K_0を用いて荷重・沈下曲線を作成し，実挙動をどの程度再現可能であるかについて，現位置大型載荷試験および実大基礎計測事例を対象に検討した．荷重・沈下曲線の試算手順を以下に示す．

① 地盤の変形係数E_0からH14 道示に示される基礎の鉛直バネk_vを求め，それより初期接線勾配K_0を推定する．

$$K_0 = a \times k_v \times A \qquad \text{式–付(2.1)}$$

$$k_v = k_{v0}\left(\frac{Bv}{0.3}\right)^{-3/4} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0\left(\frac{\sqrt{A}}{0.3}\right)^{-3/4} \qquad \text{式–付(2.2)}$$

ここに，k_v : 基礎の鉛直地盤反力係数でH14 道示式（解 9.5.1）による，A : 鉛直方向の基礎の面積，a : 地盤調査から求めたk_vから初期接線勾配K_0を算定するための補正係数で 2 とする．



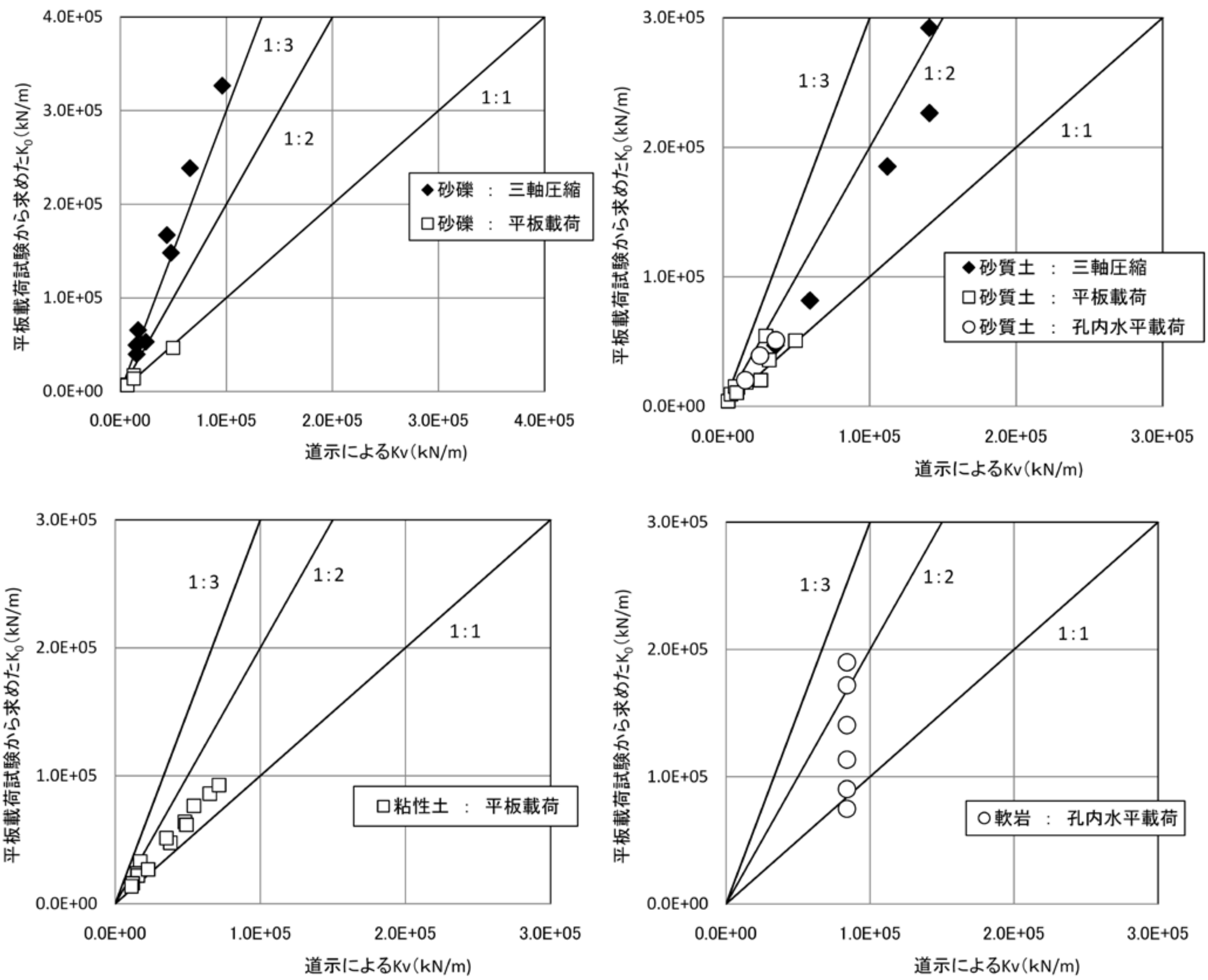
図–付 2.1　地盤定数から荷重沈下曲線を推定する場合

② 支持力推定式を用いるためには，土被り圧を適切に評価した三軸圧縮試験結果が必要であることから，その他の室内試験ではなく三軸圧縮試験より得られた地盤のせん断強度c,φからH14道示に規定されている支持力推定式(式–付(2.3))により極限支持力V_mを推定する．

$$V_m = (\alpha\kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 0.5\gamma\beta B N_\gamma S_\gamma)\times A \qquad \text{式–付(2.3)}$$

③ ①および②により求めたK_0およびV_mを指数関数に適用して基礎の荷重・沈下関係を推定する．

以降，この方法により求めた荷重・沈下曲線を推定曲線と呼ぶ．なお，式–付(2.1)に示す地盤調査から求めたk_vから初期接線勾配K_0を算定するための補正係数aは載荷試験結果を踏まえて設定する．図–付 2.2 は，室内試験および平板載荷試験から算定した変形係数E_0によりH14 道示式により求めた鉛直バネk_vに鉛直方向の基礎の面積Aを乗じたK_vと第 2 章 2.3 で示した平板載荷試験の実測値を用いて求めた初期接線勾配K_0との相関関係を示したものである．これらは概ねK_0≒2×K_vの関係(バイアスλ=1.70，変動係数COV=0.50)にあり，地盤調査から求めたK_vを 2 倍することで荷重・沈下曲線の初期接線勾配K_0を推定できるものと考えられる．これより，a =2 とする．なお，ここでの検討は，指数関数により得られる推定値と載荷試験により得られる実測値の違いを比較することを目的としており，補正係数として平均値であるa =2 を適用するが，設計において沈下量を推定する際には，安全側の配慮として下限値相当であるa=1 とするのが望ましいと思われる．



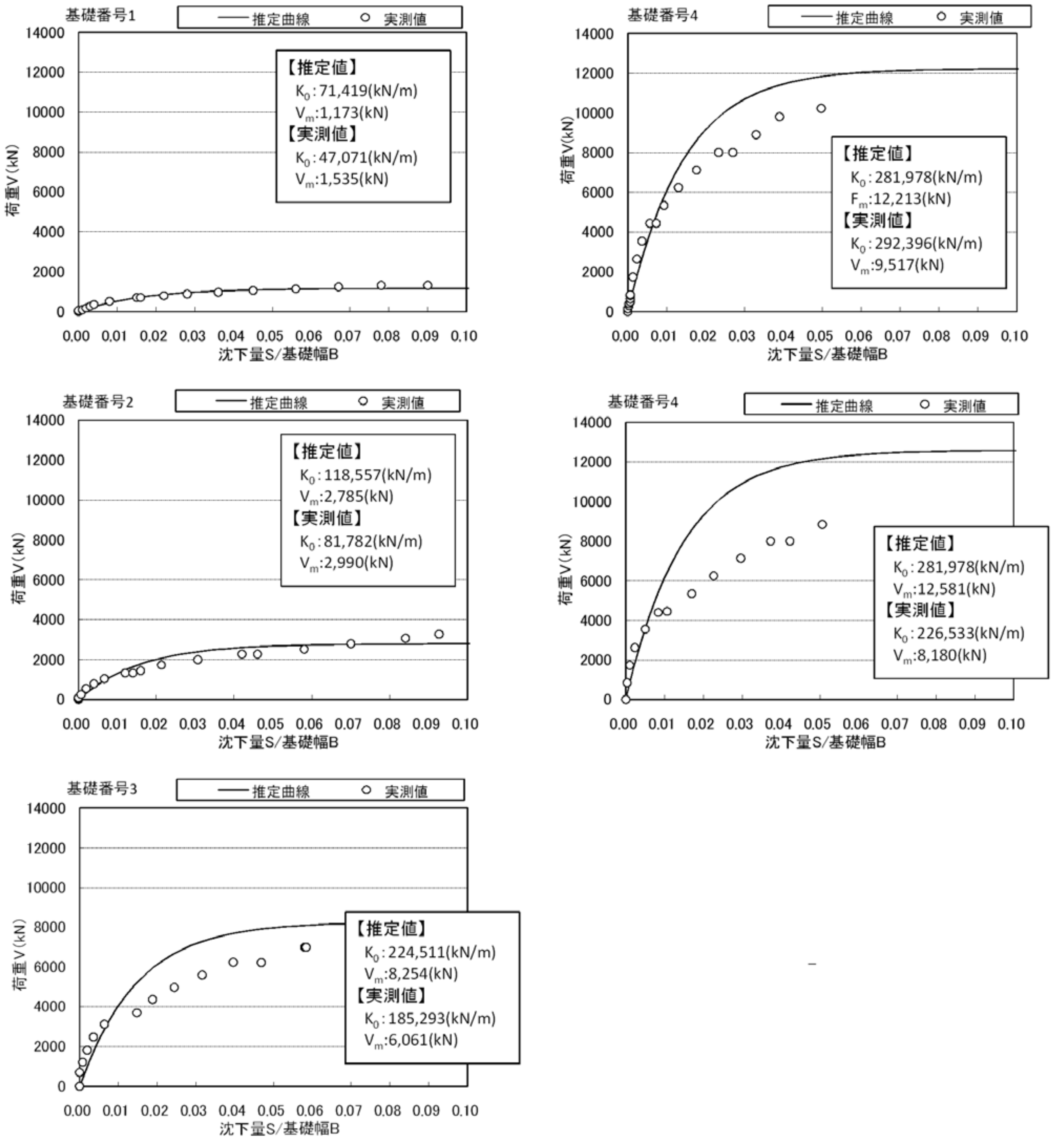
図–付 2.2　平板載荷試験より求めたK_0と道示による鉛直地盤反力K_vの関係

(3)　現位置大型載荷試験による検討

2.3.2 に示した現位置大型載荷試験について試験より得られる荷重・沈下曲線(実測値)と(2)の手順により推定式により算定した推定曲線とを対比する．なお，ここでは 2.2 の表 2.1.1(a) のデータを用いて検討する．表–付 2.1 に，推定曲線に用いる地盤調査結果を示す．図–付 2.3 および表–付 2.2 に実測値と(2)の方法により求めた推定曲線を示す．曲線の形状を規定する初期接線勾配K_0に着目すると，推定曲線は実験値と比べ勾配が緩やかであるものの比較的良い精度で試験結果を再現しているものと考えられる．また，表–付 2.2 には，実測値と推定曲線の変動値VVを示している．第 2 章の表 2.3.3 で示した変動値VVに対してかなり大きな値となっているが，これは，推定曲線が特に終局状態を再現できていないためである．以上より，沈下量が基礎幅の 1%程度以下(基礎幅 10 mとすると 10 cm) の領域では比較的高い精度で予測可能であると評価できる．

表–付 2.1　試算条件

	地盤調査結果	備考
変形係数	6,600 kN/m^2	三軸圧縮試験のE$_{50}$
せん断強度	c=11.6 kN/m^2，ϕ=35°	三軸圧縮試験結果



図–付 2. 3　推定式を用いた荷重・沈下曲線と実測値の比較

表–付 2.2　載荷試験による荷重・沈下曲線と地盤調査からの推定曲線との比較

ケース	最大荷重の比較			曲線形状の比較(変動値 VV(%))	
	試験最大荷重（kN）	推定極限支持力※1 (kN)	誤差（実測/推定）	実測値に対するフィッティング曲線の誤差*	実測値に対する推定曲線の誤差
1	1,780	1,173	1.52	5.7	8.4
2	3,280	2,785	1.18	6.1	21.5
3	7,000	8,254	0.85	8.6	35.3
4	10,230	12,213	0.84	4.5	28.2
5	8,850	12,581	0.70	7.5	39.9

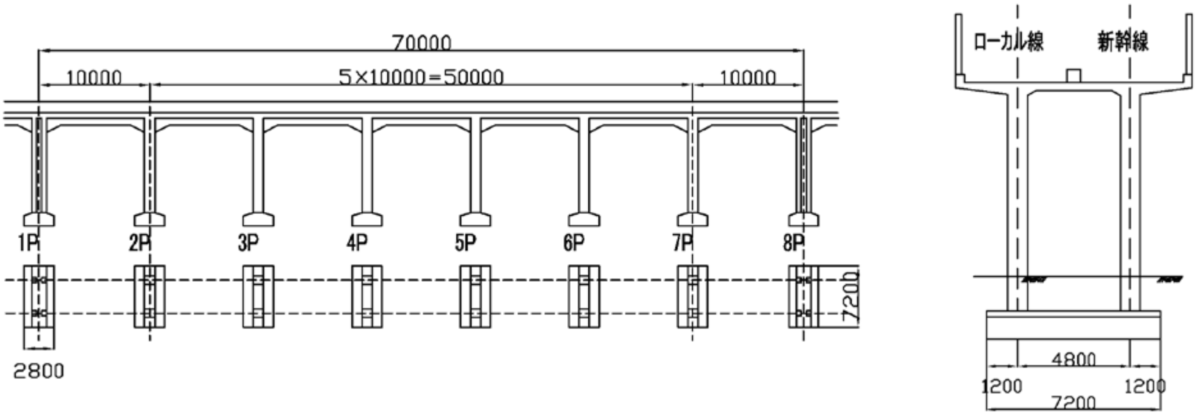
＊：表 2.3.3 にて示したデータ

(4)　実大基礎計測事例による検討

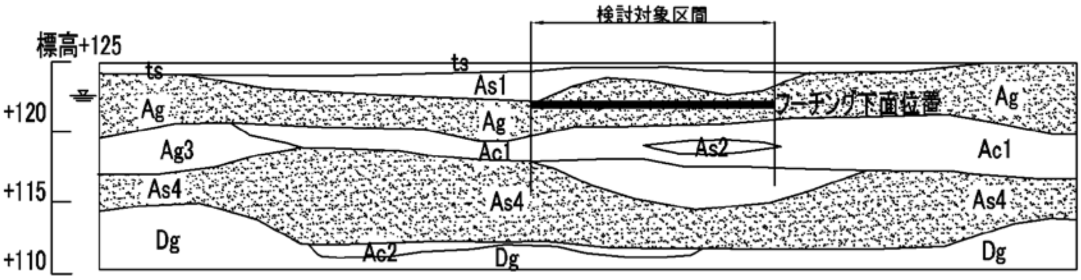
ここでは文献 1)（第 2 章の表 2.1.1(d) に示したデータ）を参考に実大直接基礎の荷重および沈下の計測事例を対象として検討を行った．文献 1）では，直接基礎を有する橋梁の建設に際し，基礎施工時, 柱施工時等の施工ステップ毎に直接基礎がどの程度沈下するのか計測した結果が報告されている．検討に用いた実基礎は，図–付 2.4 に示す連続立体高架橋の P2～P3，P5～P7 の直接基礎であり，これらは地表面から約 3.6m の位置にある沖積砂礫層を支持層として計画されたものである．基礎地盤の状況を図–付 2.5 に示す. 基礎建設箇所の地層構成は地表から 3～10m までは N 値 20 程度の沖積砂礫層(Ag)が, その下部に N 値 15～20 程度のれき混じり沖積砂質粘土(Ac)が層厚 2～3m 程度で堆積し, さらにその下に N 値 30 程度のれき混じり粘土質沖積砂(As)が 4～8m が存在し, 基盤層はその下部にあるN値 50 以上の洪積砂礫層(Dg)となっている．このうち，基礎は表層近い沖積砂礫層(Ag)層に床付けするように計画され，支持層としての妥当性を検討するために平板載荷試験が行われている．

沈下量の計測は，施工に伴う基礎の沈下の状況を把握するため，1P～8P の 8 基の基礎のフーチング上面に沈下板を設置し，マイクロレベルによって橋梁の構築段階ごとに計 11 回の測量を行っている．測量結果を図–付 2.6 に，各基礎の死荷重(図中の軌道敷設後に相当)を表–付 2.3 に示す．施工の進行に伴い基礎の沈下は増大し，軌道敷設直後で 3～7 mm，列車走行後には 4～8 mm 程度へと沈下が増加している．本例は沈下が懸念される地盤上での計測事例であるが，このような状況においても直接基礎の死荷重時の沈下は概ね 5～10 mm 程度以下であることがわかる．

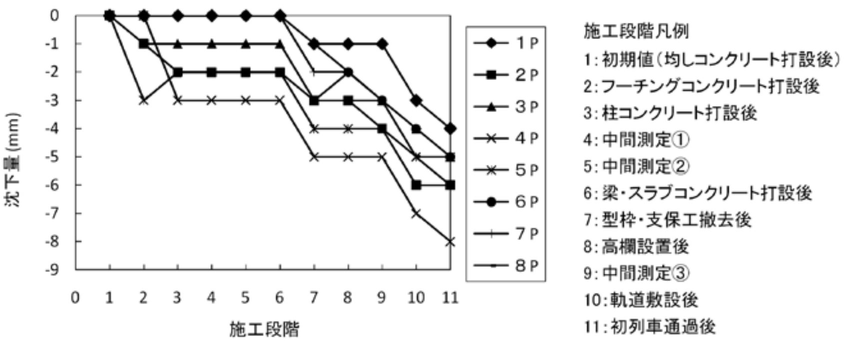
図–付 2.7 および図–付 2.8 に地盤調査結果を用い支持力推定式により算定した極限支持力V_mと平板載荷試験から算定した変形係数E_0により求めた初期接線勾配K_0を適用して得られる指数関数を示す．これらの値の算出に用いたAg層の地盤定数を表–付 2.4 に示す．これらの数値はいずれも 30 cm平板を用いた平板載荷試験から推定した値である．図中には併せて荷重段階毎の計測結果を示す．また表–付 2.5 に，各基礎の死荷重相当の沈下量と実測値を示す．これより推定値は実測値と対比すると，荷重レベルが小さい範囲ではあるものの，実用上問題は無いレベルで比較的よく一致していることがわかる．



図–付 2.4　橋梁一般図[1)]



図–付 2.5　地層構成[1)]



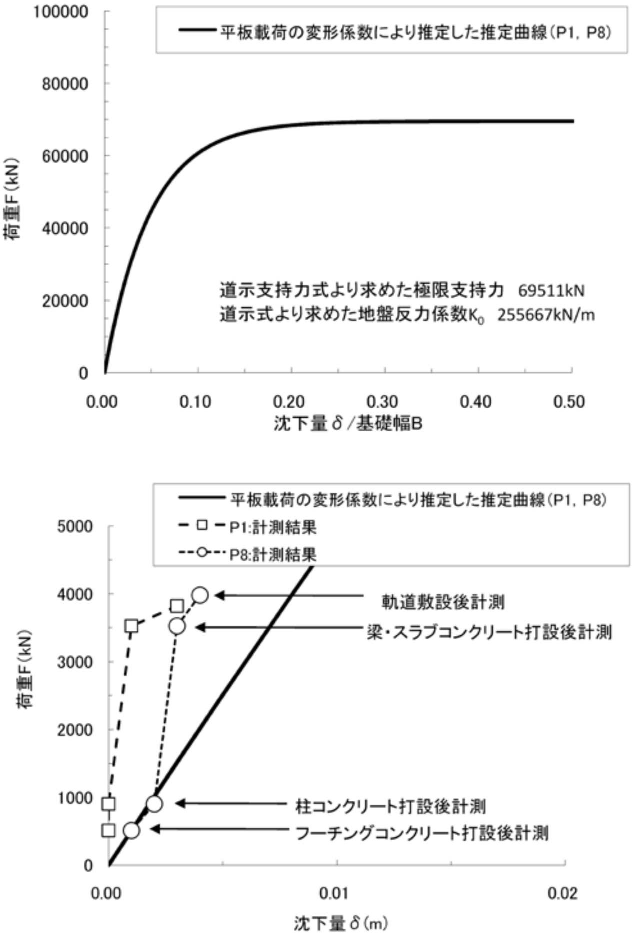
図–付 2. 6　沈下量の測定結果[1)]

表–付 2. 3　各基礎に作用する死荷重[1)]

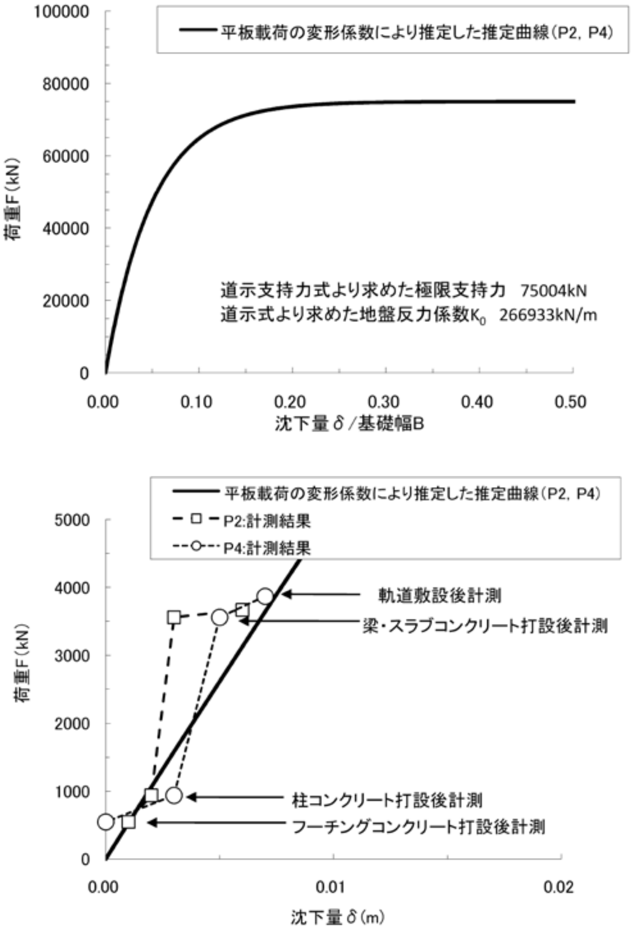
基礎 No.	死荷重（kN）	死荷重強度（kN/m²）
1P	3,820	189
2P～3P,5P～7P	3,670	170
4P	3,870	179
8P	3,980	197

表–付 2. 4　地盤定数 [1)]

	地盤定数
地盤定数	c=15 kN/m², ϕ=39 °
変形係数	平板載荷よりk_{v0}=9.65*10⁴ kN/m³



図–付 2.7　指数関数による試算結果（P1,8）
と実測値の比較



図–付 2.8　指数関数による試算結果（P2,4）
と実測値の比較

表–付 2.5　各基礎の死荷重相当の沈下量と実測値[1)]

基礎 No.	死荷重(kN)	基礎の沈下量(mm)	
		計測値	推定値(平板載荷)
1P	3,820	3	7.7
2P	3,670	6	7.1
3P	3,670	4	
4P	3,980	7	7.5
5P	3,670	5	7.1
6P	3,670	4	
7P	3,670	5	
8P	3,980	4	8.0

※計測値は文献 5 の図-8 中，軌道敷設後の値を図から読み取ったもの

表–付 2.6　支持力計算条件と結果[1)]

	単位	1P,8P	2P～7P
基礎サイズ	m	2.8×7.2	3.0×7.2
根入れ Df，有効根入れ Df'	m	Df=3.6，Df'=0.0	
単位体積重量	kN/m³	根入れ層 18，支持層 9 (地下水位以下)	
極限支持力	kN	69,511	75,004

(5)　沈下量を直接的に求める照査を行う場合の課題

(3)および(4)にて指数関数曲線にて一般化した荷重・沈下関係と実大規模の鉛直載荷試験から得られた荷重・沈下関係を対比し，直接的に沈下量を算出して許容沈下量以内に収まるような照査をすることが可能であるか検討した. その結果, 沈下量が基礎幅の 1%程度以下(基礎幅 10 m とすると 10 cm) の荷重レベルが小さい領域では，実現象に近い実際に生じるであろう沈下量を比較的高い精度で予測可能であると評価できる一方で，これよりも荷重レベルが大きい範囲では，実際の沈下量に比べて推定した沈下量は大きく異なる可能性があることが明らかになった．沈下量の照査をするためには，基礎幅の 1%程度以下のごく小さい範囲での沈下量を評価することになるため，実用上問題は無いとも考えられるが，この範囲においても支持地盤の地盤ばねや極限支持力を適切に評価しなければ，正確に沈下量を求めることはできないという不確実性を含んでいる．そして，荷重の小さい範囲から極限状態に至るまでの一連の荷重・沈下関係を評価するためには，地盤の非線形性の影響を考慮した計算により沈下量を推定する必要があるため，さらに不確実性が大きくなると考えられる．これは，鉛直荷重が作用したときに生じる沈下量を求める上での課題である．また，許容沈下量をどのように定めるかという課題もある．第 2 章 2.4 の検討結果から，H14 道示で規定されている地盤反力度の上限値の照査で許容している沈下量を許容沈下量として定義することも考えられるが，鉛直荷重が作用したときに生じる沈下量は, 土質毎によってばらつきがあり, 同じ土質でも条件によって異なる. このため, たとえ定めた許容沈下量以内に抑えていたとしても，支持される地盤の条件によっては，荷重に着目すると弾性限界点を超えた状態に達してしまっているようなことも考えられる．このように，一義的に許容沈下量を設定することは，現状としては困難である．本検討では 2 ケースと限られたケース数での検討結果であるが，今後，沈下量を直接的に求める照査を行うためには，さらなる検討データの蓄積が求められる．

文献 1）古山章一, 瀧内義男 : 直接基礎を緩い砂礫地盤へ適用する場合の検討方法, 土木学会論文集, No. 623/VI-43, 45-55, 1999. 6

付録 3. 指数関数曲線上の特性点を降伏点とみなすことについて

(1) 検討概要

これまで杭基礎については，合計 300 例以上の載荷試験を収集してデータベース化し，そのうち降伏支持力を超えた載荷がなされている約 40 件の載荷試験結果について荷重 (抵抗力) 沈下関係の近似結果を統計処理し，平均的な挙動を求め限界状態を定義している[1)]．この結果，杭の鉛直載荷試験の結果から得られる荷重沈下関係は指数関数で近似することが可能であり，指数関数の降伏点は，載荷試験の第 1 限界点(極限荷重の 0.6 倍程度)を近似すること，杭径の 10%沈下時を極限荷重とすることの有意性も明らかとなっている．ここでは，直接基礎を対象に多数の鉛直載荷試験結果を分析して極限支持力と降伏支持力の関係を整理し，杭基礎と同様に指数関数曲線上の特性点を降伏点とみなしうることができるのか確認する．

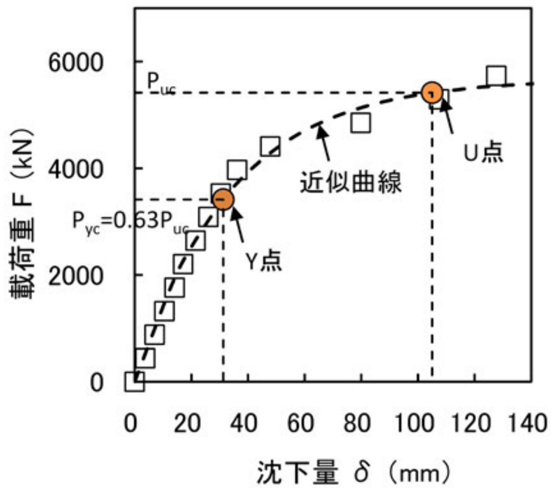
(2) 分析に用いたデータの概要

本分析には，本文 2.2 に示した極限支持力の推定精度の検証に用いたデータと同じく表 2.2.1(a)，(b)の中から室内試験等により地盤定数が求められているデータを使用した. 分析データの採用条件は 2.2 に示すとおりである．

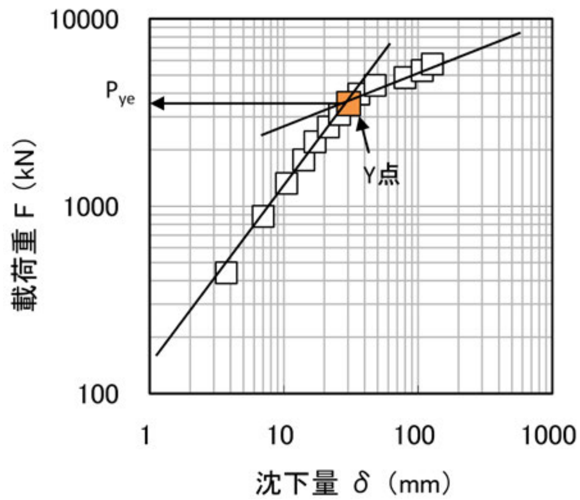
(3) 指数関数曲線上の特性点を降伏点とみなすことについて

杭基礎については，既往の研究成果[1)] から指数関数曲線から求めた杭頭荷重の特性値P_{os}と残留変位急増点から求めた降伏荷重P_{oy}との関係が$P_{os} \fallingdotseq P_{oy}=0.63P_{ou}$とみなせることが明らかになっている．直接基礎についても同様のことがいえるのか検証する．ここで，検証方法は下記の通りとする．まず，載荷試験より得られた荷重変位関係を指数関数曲線にて一般化し, 極限支持力P_{uc}を本文 2.3.6 に基づき沈下量が基礎幅の 15 %(砂礫)，12 %(砂質土)，2 %(軟岩)，8 %(粘性土)の時の荷重と定義する．そして，極限支持力P_{uc}を 0.63 倍することで指数関数曲線上の降伏点P_{yc}を求める(図–付3.1参照)．つぎに，載荷試験から得られた荷重変位関係を両対数目盛で整理して折れ点から判定した降伏点をP_{ye}と定義する(図–付3.2参照)．このようにして求めたP_{yc}とP_{ye}の関係を整理する．図–付3.3にP_{yc}/P_{ye}と載荷幅Bの関係を示す．これより，土質や基礎幅に関わらず，P_{yc}とP_{ye}の比はほぼ 1.0 であることがわかる．また，表–付3.1および図–付3.4にP_{yc}/P_{ye}関係の統計結果を示す．バイアスは 1.008 であり，変動係数も 0.126 と小さい．したがって，直接基礎においても杭基礎と同様に指数関数曲線上の特性点を降伏点とみなせると考えられる．

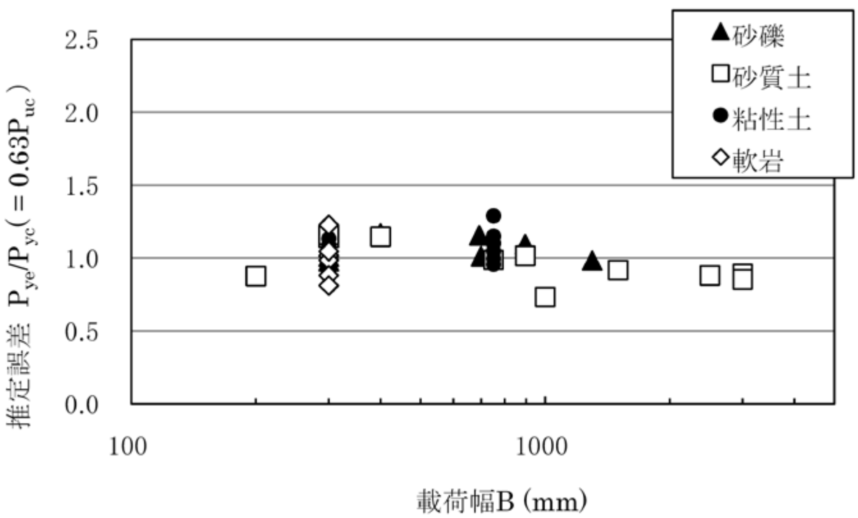
文献 1) 中谷昌一，白戸真大，横幕清:杭の軸方向の変形特性に関する研究, 土木研究所資料第 4139 号, 2009.3



図–付 3.1　指数関数曲線上の極限支持力と降伏支持力の関係



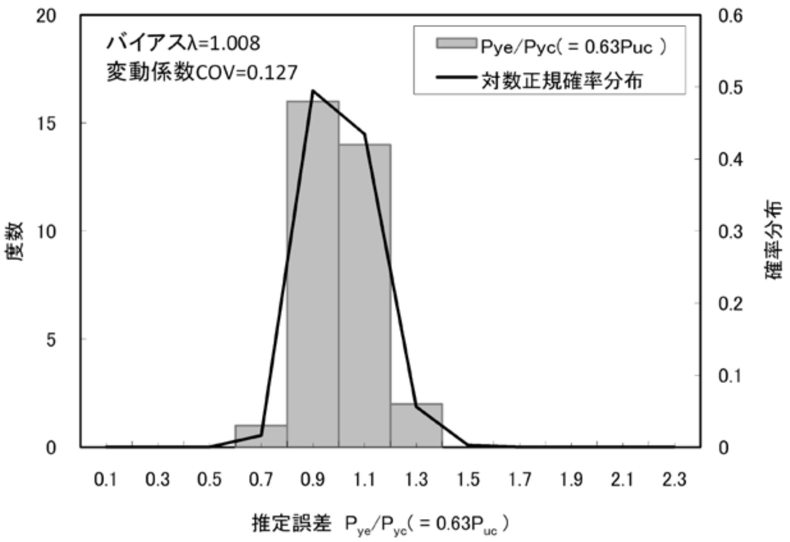
図–付 3.2　載荷試験より求める降伏点の判定方法



図–付 3.3　P_{yc}/P_{ye}と載荷幅Bの関係

表–付 3.1　P_{yc}/P_{ye}関係の統計結果

土質区分	サンプル数	バイアス λ (Pye/Pyc(= 0.63Puc))	変動係数 COV_P
砂質土(自然地盤)	11	0.964	0.144
砂礫(自然地盤)	8	1.060	0.071
軟岩(自然地盤)	6	0.995	0.144
粘性土(自然地盤)	8	1.028	0.136
全データ	33	1.008	0.126



データ区間	頻度
P≦0.5	0
0.5＜p≦1.0	17
1.0＜p≦1.5	16
1.5＜p≦2.0	0
2.0＜p≦2.5	0
2.5＜p≦3.0	0
3.0＜p	0
サンプル数	33
平均値	1.008
標準偏差	0.127
変動係数	0.126
最大値	1.290
最小値	0.734

図–付 3.4　P_{yc}/P_{ye}関係の統計結果

付録 4. 支持力曲面に用いるパラメータψおよびμの検討

(1) 検討概要

第 3 章において支持力曲面を描くための理論式(3.2.1)を示した．この式(3.2.1)に代入する支持力曲線の形状を表すパラメータμ，ψについては，これまでの研究成果より，ψ=0.33～0.50，μ=tanφであるといわれており[1]，中谷らは，ψ=0.48，μ=tanφとすることで実験結果をよく予測できるとしている[2]．ただし，これまでの検討において，式(3.2.1)より求める支持力曲面が現行の支持力照査で用いている支持力推定式より求めた極限支持力とどのような関係にあるのか比較は行われていない．これまでの設計において想定してきたものと大きく異なるようであれば，新たに提案する支持力曲面照査によって，基礎の諸元が既存のものと比べて変わってくることも考えられる．そこで，これまでの設計事例に照らし合わせて，H14 道示を適用した設計においてV–(M/B)関係およびV–H関係を求め，式(3.2.1)より求める支持力曲面との関係を整理することで，現行設計で想定している極限状態と新たに提案する支持力曲面との違いを確認する．

(2) 検討方法

現行設計において V–(M/B)関係および V–H 関係を求める対象とするのは，H14 道示で設計された直接基礎である．表–付4.1に試算に用いた橋梁諸元を示す．試算橋梁は，文献 3)より，平成 14 年道路橋示方書で設計された橋梁を対象に，構造諸元や地盤条件に着目しバランスよく抽出した．

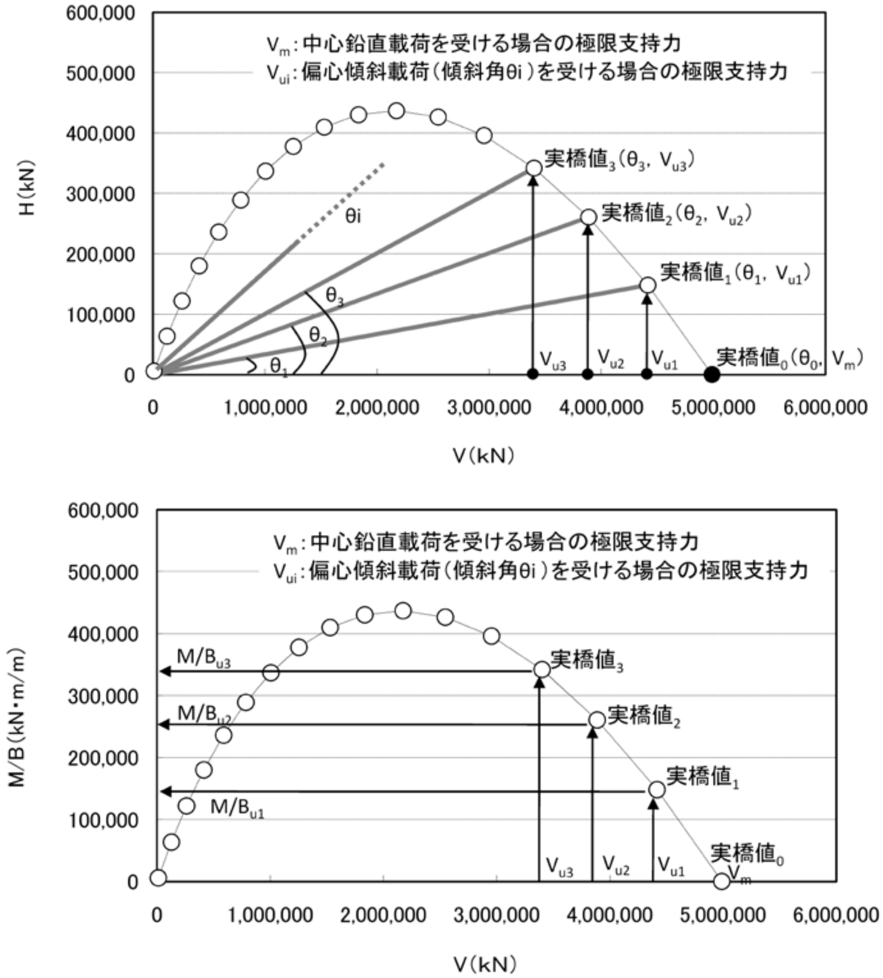
現行設計におけるV–(M/B)関係およびV–H関係の値は図–付 4.1 に示す手順で求める．まず，H14 道示に示す支持力推定式から，中心鉛直荷重状態での極限鉛直支持力V_mを求める．次に，傾斜角θを変数として，偏心傾斜荷重状態における極限支持力V_uを同じく支持力推定式から求める．算定した極限鉛直支持力V_uと傾斜角θを用い，極限水平支持力H_uを$H_u = \theta V_u$より算定しV–H関係を求める．さらに，M/B_uを$M/B_u = h_G \times H_u$ より算定しV–M/B関係を求める(以後，H14 道示に示す支持力推定式を用いて，これまで実際に設計された直接基礎を対象に求めたV–H関係およびV–M/B関係を本節では実橋値と呼ぶ)．次に支持力曲面によるV–H関係およびV–M/B関係は，これまで示してきたとおり式(3.2.1)より求める(以後，計算値と呼ぶ)．なお，式(3.2.1)に代入する極限支持力V_mは，H14 道示に示す支持力推定式により求めた値を，μ，ψについては，これまでの研究成果[2) 4)]および 3.4.1 の検討結果を踏まえて，それぞれψ=0.48，μ=tanφとした．

そして，この方法にて求めた実橋値と計算値を比較し，支持力曲面にどの程度違いがあるかを整理する．ここで，実橋値と計算値の比較は，図–付 4.2 に示すように中心鉛直載荷時の極限支持力V_mの1/10 とし, $V=1/10V_m$の時の実橋値と計算値のM/BおよびHについて値の違い(図–付 4.2 の実橋値○点と計算値●点の違い)を整理した．なお，実橋値と計算値の比較を$V=1/10V_m$を目安とした理由は，直接基礎の既往実績より，死荷重V/中心鉛直載荷時の極限支持力V_mの関係が概ね 1/10 程度であったことによる．表–付 4.2 は，直接基礎の既往の設計諸元調査結果[3)]を用いて，H14 道示に基づき算出した基礎において常時の鉛直荷重が極限支持力に対してどの程度の余裕をもっているかを示したものであ

る．これより，死荷重状態では，極限支持力の約 0.002～0.2 倍の範囲に位置し，概ね 0.1 倍程度であり，安全率にすると 10 に相当することがわかる．

表–付 4.1　試算対象橋梁基礎諸元一覧

構造形式	No.	構造高 (m)	基礎形状					土質条件				
			基礎幅 B(m)	基礎奥行 L(m)	重心高 hG(m)	有効根入れ深さ Df(m)	支持層に根入れした深さ Df'(m)	土質区分	粘着力 c(kN)	内部摩擦角 φ(°)	単位重量 γ(kN/m³)	地盤種別
橋脚	1	18.2	8.0	10.0	13.4	2.1	2.1	中硬岩 硬岩	1250	40	22	Ⅰ種
	2	7.9	6.5	8.0	7.8	0.0	0.0	中硬岩 硬岩	1500	45	17	Ⅰ種
	3	10	6.5	7.0	8.9	5.1	0.4	中硬岩 硬岩	1000	30	18	Ⅰ種
	4	22	8.0	9.0	15.2	0.0	0.0	軟岩	500	31	22	Ⅰ種
	5	5.5	10.0	10.5	4.8	3.0	0.5	軟岩	400	35	22	Ⅰ種
	6	13	7.0	16.0	8.5	5.3	0.5	軟岩	500	42	18	Ⅱ種
	7	7	5.0	8.0	4.7	1.8	1.8	砂質土 砂礫	0	35	20	Ⅰ種
	8	21	7.5	10.0	13.3	6.8	0.7	砂質土 砂礫	0	41	20	Ⅰ種
	9	7	8.0	10.0	8.4	5.0	1.0	砂質土 砂礫	0	38	20	Ⅰ種
橋台	10	10	7.0	14.0	3.5	0.0	0.0	軟岩	100	37	20	Ⅰ種
	11	15	11.0	10.2	4.3	2.5	0.5	軟岩	1250	40	21	Ⅰ種
	12	9	9.7	5.0	4.3	3.4	1.9	砂質土 砂礫	50	38	19	Ⅱ種
	13	9	7.5	7.7	3.7	3.7	0.9	砂質土 砂礫	0	42	20	Ⅱ種
	14	8	5.0	6.0	3.4	0.6	0.6	砂質土 砂礫	600	35	20	Ⅰ種
	15	9	10.0	8.0	3.9	3.5	2.0	砂質土 砂礫	20	35	20	Ⅱ種
	16	5.1	5.0	20.0	3.6	0.0	0.0	中硬岩 硬岩	500	35	19	Ⅰ種



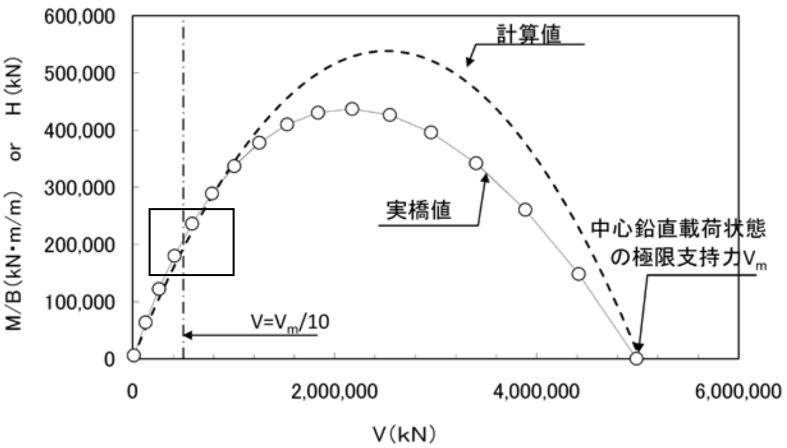
手順 1
H14 道示支持力推定式(式(3.4.1))より，
基礎幅 B ，基礎奥行 L ，根入れ Df ，単位重量γ，粘着力 c ， 内部摩擦角φを代入し，傾斜角θを変数(θ_0，θ_1，θ_2，・・・)として極限支持力(V_m，V_{u1}，V_{u2}，・・・)を算定(左図 V-H 関係の●点).

手順 2
θおよび V_{ui} を用い，
H_{ui}= θ V_{ui} の関係より，H_{ui} を算定(左図 V-H 関係の○点). 算定した V_{ui} および H_{ui} の関係から，V–H 曲線を作成.

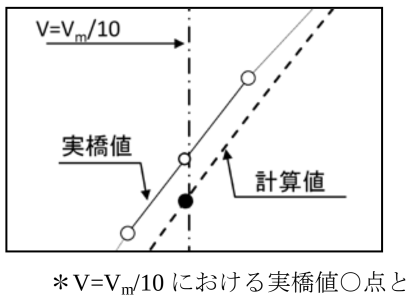
手順 3
H_{ui} および h_G を用い，
M/B_{ui}= (H_{ui}×h_G) / B の関係より，M/B_{ui} を算定（左図 V-M/B 関係の○点）.

手順 4
算定した V_{ui} および M/B_{ui} の関係から, V–M/B 曲線を作成.

図–付 4.1　実橋値の算定方法



□部拡大図



＊V=V_m/10 における実橋値○点と計算値●点の違いを整理する.

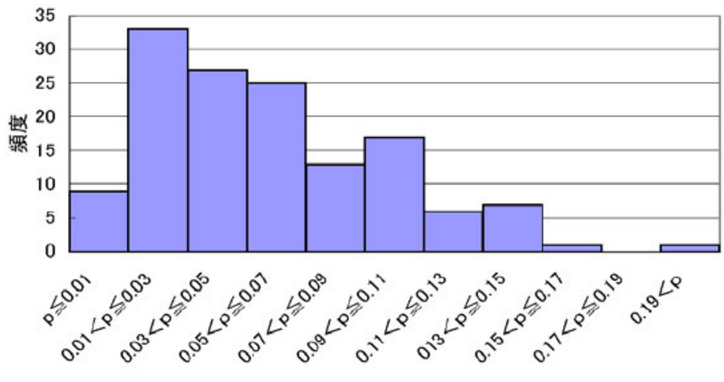
図–付 4.2　実橋値と計算値の比較方法

表–付 4.2　死荷重V/中心鉛直載荷時の極限支持力V_mの統計量一覧

土質区分	全データ	岩	砂質土・砂礫	粘性土
サンプル数	139	84	52	3
平均値	0.058	0.053	0.063	0.075
標準偏差	0.040	0.041	0.037	0.031
変動係数	0.694	0.775	0.593	0.416
最大値	0.193	0.159	0.193	0.107
最小値	0.002	0.002	0.014	0.045

全データ

データ区間	頻度
p≦0.01	9
0.01＜p≦0.03	33
0.03＜p≦0.05	27
0.05＜p≦0.07	25
0.07＜p≦0.09	13
0.09＜p≦0.11	17
0.11＜p≦0.13	6
013＜p≦0.15	7
0.15＜p≦0.17	1
0.17＜p≦0.19	0
0.19＜p	1
サンプル数	139
平均値	0.058
標準偏差	0.040
変動係数	0.694
最大値	0.193
最小値	0.002



図–付 4.3　死荷重V/中心鉛直載荷時の極限支持力V_mの統計量

(3)　検討結果

表–付 4.1 に示した直接基礎に対し，中心鉛直載荷時の極限支持力V_mの 1/10 の荷重時において，実橋値($M_u/B_{実橋値}$，$H_{u実橋値}$)と計算値($M_u/B_{計算値}$，$H_{u計算値}$)の比を表–付4.3に整理した．(a)は実橋値($M_u/B_{実橋値}$)と計算値($M_u/B_{計算値}$)，(b)は実橋値($H_{u実橋値}$)と計算値($H_{u計算値}$)，を示す．この結果より，実橋値と計算値の比は平均で 0.94 であり，計算値の算定に用いるパラメータψを$\psi=0.48$, $\mu=\tan\phi$としておけば，$V=V_m/10$ の範囲において概ね$M_u/B_{実橋値} \fallingdotseq M_u/B_{計算値}$，$H_{u実橋値} \fallingdotseq H_{u計算値}$となっていることがわかった．また，図–付4.4に，設計諸元と実橋値/計算値の関係を整理した．実橋値と計算値の比は，地盤条件や構造条件に依存せずほぼ一定であった．これより，鉛直荷重が死荷重相当の荷重レベルでは，支持力曲面式に代入するパラメータを$\mu=\tan\phi$，$\psi=0.48$ としておけば，現行設計で想定している極限荷重とほぼ同程度を想定していることになる．

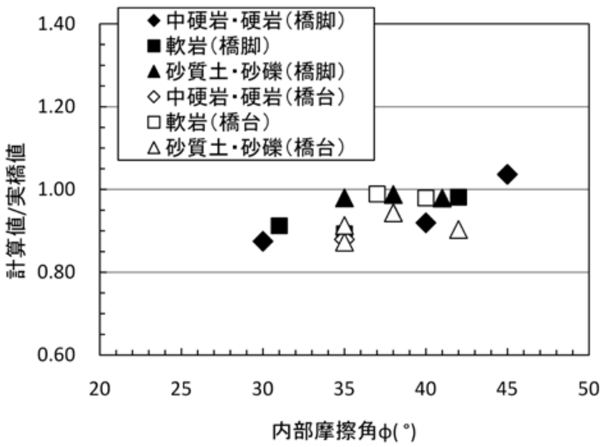
表–付 4.3　試算結果

(a) 実橋値$M_u/B_{実橋値}$と計算値$M_u/B_{計算値}$

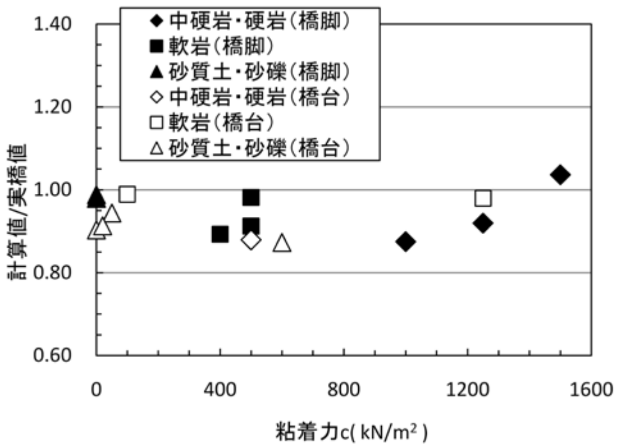
No.		土質条件			入力パラメータ		試算結果		
		土質区分	粘着力 c(kN)	内部摩擦角 ϕ(°)	μ	Ψ	計算値 M/B(kN)	実橋値 M/B(kN)	計算値/実橋値
橋脚	1	中硬岩･硬岩	1250	40	0.84	0.48	191,999	208,819	0.92
	2	中硬岩･硬岩	1500	45	1.00	0.48	232,769	224,603	1.04
	3	中硬岩･硬岩	1000	30	0.58	0.48	30,359	34,710	0.87
	4	軟岩	500	31	0.60	0.48	26,580	29,133	0.91
	5	軟岩	400	35	0.70	0.48	33,466	37,493	0.89
	6	軟岩	500	42	0.90	0.48	133,735	136,274	0.98
	7	砂質土･砂礫	0	35	0.70	0.48	1,761	1,797	0.98
	8	砂質土･砂礫	0	41	0.87	0.48	21,488	21,943	0.98
	9	砂質土･砂礫	0	38	0.78	0.48	10,846	10,978	0.99
橋台	10	軟岩	100	37	0.75	0.48	10,633	10,750	0.99
	11	軟岩	1250	40	0.84	0.48	142,565	145,557	0.98
	12	砂質土･砂礫	50	38	0.78	0.48	5,137	5,443	0.94
	13	砂質土･砂礫	0	42	0.90	0.48	7,133	7,898	0.90
	14	砂質土･砂礫	600	35	0.70	0.48	14,680	16,821	0.87
	15	砂質土･砂礫	20	35	0.70	0.48	4,069	4,457	0.91
	16	中硬岩･硬岩	500	35	0.70	0.48	36,094	41,055	0.88
								バイアスλ	0.940
								標準偏差σ	0.051
								変動係数COV	0.054

(b) 実橋値$H_{u実橋値}$と計算値$H_{u計算値}$

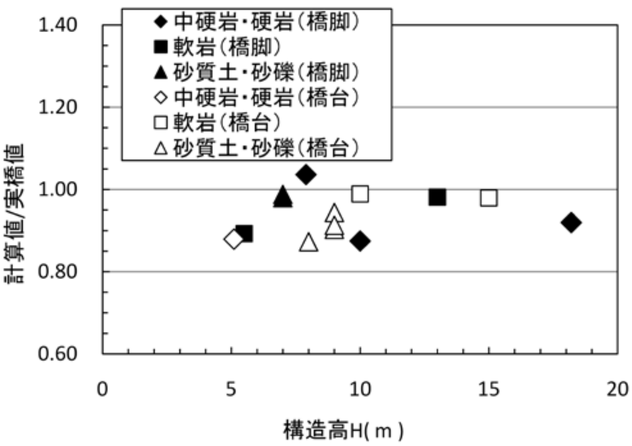
No.		土質条件			入力パラメータ		試算結果		
		土質区分	粘着力 c(kN)	内部摩擦角 ϕ(°)	μ	Ψ	計算値 H(kN)	実橋値 H(kN)	計算値/実橋値
橋脚	1	中硬岩･硬岩	1250	40	0.84	0.48	114,626	124,668	0.92
	2	中硬岩･硬岩	1500	45	1.00	0.48	204,459	197,287	1.04
	3	中硬岩･硬岩	1000	30	0.58	0.48	22,172	25,350	0.87
	4	軟岩	500	31	0.60	0.48	13,989	15,333	0.91
	5	軟岩	400	35	0.70	0.48	69,722	78,111	0.89
	6	軟岩	500	42	0.90	0.48	110,135	112,226	0.98
	7	砂質土･砂礫	0	35	0.70	0.48	1,873	1,912	0.98
	8	砂質土･砂礫	0	41	0.87	0.48	12,117	12,374	0.98
	9	砂質土･砂礫	0	38	0.78	0.48	10,329	10,455	0.99
橋台	10	軟岩	100	37	0.75	0.48	21,266	21,500	0.99
	11	軟岩	1250	40	0.84	0.48	423,842	432,738	0.98
	12	砂質土･砂礫	50	38	0.78	0.48	11,589	12,279	0.94
	13	砂質土･砂礫	0	42	0.90	0.48	14,459	16,010	0.90
	14	砂質土･砂礫	600	35	0.70	0.48	22,242	25,486	0.87
	15	砂質土･砂礫	20	35	0.70	0.48	10,432	11,427	0.91
	16	中硬岩･硬岩	500	35	0.70	0.48	50,130	57,020	0.88
								バイアスλ	0.940
								標準偏差σ	0.051
								変動係数COV	0.054



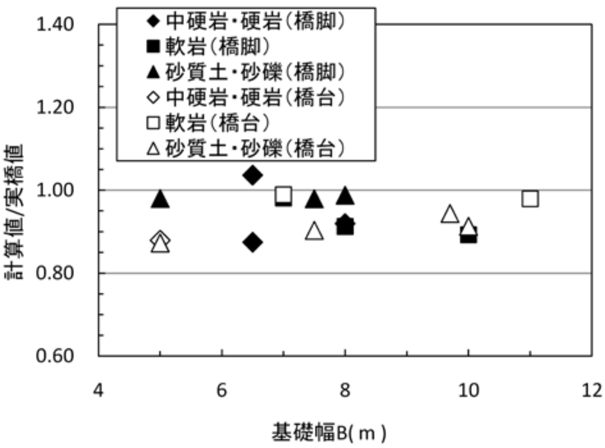
(a)　内部摩擦角φ



(b)　粘着力 c



(c)　構造高 H



(d)　基礎幅 B

図–付 4.4　設計諸元と計算値/実橋値の関係

文献 1)Nova, R. and Montrasio, L.: Settlements of shallow foundations on sand, Geotechnique, Vol. 41, No. 2, pp. 243-256, 1991.

文献 2)中谷昌一，白戸真大，河野哲也：直接基礎の地震時挙動を予測するための数値解析モデルの開発，土木研究所資料，第 4101 号, 2008. 2.

文献 3)中谷昌一，石田雅博，白戸真大，井落久貴：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料, 4037 号, 2007.

文献 4)Gottardi, G. and Butterfield, R.: The displacement of a model rigid surface footing on dense sand under general planar loading, Soils, and Foundations, Vol. 35, No. 3, pp. 71-82, 1995.

付録 5. 大地震時の直接基礎の残留変位の検証に用いた構造諸元

第 5 章では大地震に対する直接基礎の安定照査に関する検討結果を示した．その中の 5.4 では，数値計算モデルを用いたレベル 2 地震時における直接基礎の残留変位の検証を行ったが，その際に試算の対象とした表–付 5.1 に示す 5 基の基礎の諸元の詳細データを表–付 5.2～表–付 5.6 に整理した．対象とした 5 基の基礎諸元については，直接基礎の寸法決定に関する各照査項目が大地震時の基礎の残留変位に与える影響を調べることが目的であるため，設計実績も踏まえできるだけ実態に沿った直接基礎を抽出できるよう，以下に示す条件に着目しながらバランスよく抽出している．

- 直接基礎が設置されるような、短・中周期帯(I 種)にあるもの
- 上部工重量が大きいもの
- 構造高(橋脚高)が高いもの

表–付 5.1　橋脚の構造諸元一覧

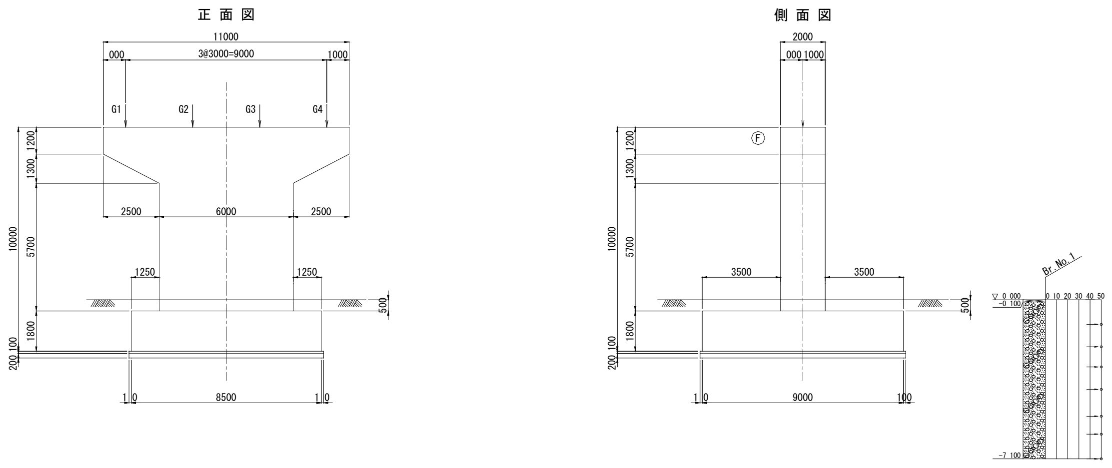
ID	橋梁形式	脚高 H (m)	固有周期 T (sec)	支持層の土質区分	地盤種別	フーチング寸法 基礎幅B×奥行きL ×厚さD (m)	安定計算結果		
							V_{dead}/V_m *1	V_{dead}/V_u *1 (レベル1地震時)	h_G/B *2
1	3径間連続1点固定橋	10	0.429	砂礫	I 種	9 × 8.5 × 1.8	0.043	0.408	0.905
2	3径間連続1点固定橋	15	0.599	砂礫	I 種	10 × 11 × 2.2	0.038	0.332	1.081
3	3径間連続1点固定橋	15	0.491	砂礫	I 種	10.5 × 9.5 × 2.5	0.041	0.333	1.047
4	単純桁橋	10	0.345	砂礫	I 種	5 × 8 × 1.5	0.074	0.378	1.501
5	単純桁橋	15	0.573	砂礫	I 種	6.5 × 8 × 1.5	0.066	0.366	1.595

＊1: V_{dead}は死荷重反力，V_mは中心鉛直載荷の極限鉛直支持力，V_uは偏心傾斜を考慮した極限鉛直支持力を示す.

＊2: h_Gは下部構造の重心高さを示す

表–付 5.2　短・中周期帯にある道路橋(ID１)

橋梁形式	3 径間連続 1 点固定橋

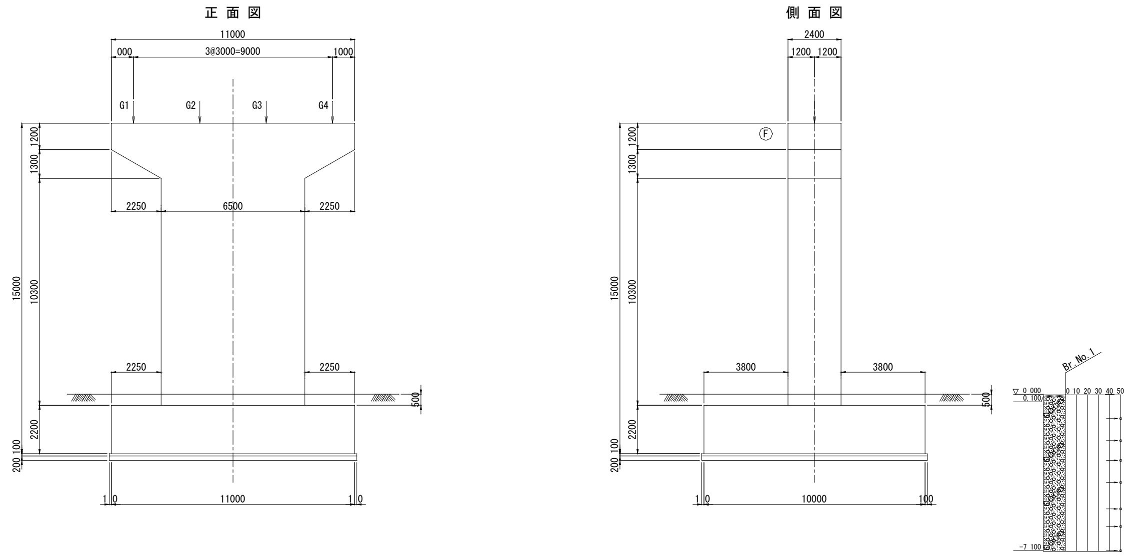


設計条件						
橋脚形式		張り出し式橋脚	根入れ地盤	有効根入れ深さ		Df=2.300m
橋脚高さ		H=10m	根入れ地盤	単位重量	大気中	γ=20.0kN/m^3
地域区分		A 地域	根入れ地盤	単位重量	水　中	γ'=11.0kN/m^3
地盤種別		I 種地盤	支持地盤	有効根入れ深さ		Df'=0.000m
設計水平震度	はり・柱	0.200	支持地盤	単位重量	大気中	γ =20.0kN/m^3
設計水平震度	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	0.200	支持地盤	単位重量	水　中	γ'=11.0kN/m^3
死荷重反力		5850.00	内部摩擦角			ϕ=40.00 度
活荷重反力		2300.00	粘着力			C=0.0kN/m^2
上部構造からの慣性力	橋軸	3184.00(0.000)	摩擦係数			tanϕ_B=0.60
上部構造からの慣性力	直角	1170.00(2.600)	付着力			C_B=0.0kN/m^2
			付着力			$\alpha \cdot E_0$=120000kN/m^2
			常時の地盤反力度の上限値			700.0kN/m^2

安定計算結果					
荷　重		橋軸方向		直角方向	
		常　時	地震時	常　時	地震時
フーチング底面作用力	V(kN)	15000.45	12700.45	15000.45	12700.45
	H(kN)	0.00	4431.54	0.00	2417.54
	M(kN·m)	0.00	36111.20	0.00	19013.20
転倒	e(m)	0.000	2.843	0.000	1.497
	許容値(m)	1.500	3.000	1.417	2.833
滑動	Fs	∞	1.720	∞	3.152
	許容値	1.500	1.200	1.500	1.200
支持	V(kN)	15000.45	12700.45	15000.45	12700.45
	許容値(kN)	101916.46	15569.48	101816.96	51126.79
地盤反力	q_{max}(kN/m^2)	196.08		196.08	
	q_{min}(kN/m^2)	196.08		196.08	
	上限値(kN/m^2)	700.00		700.00	

表–付 5.2　　短・中周期帯にある道路橋(ID2)

橋梁形式	3 径間連続 1 点固定橋



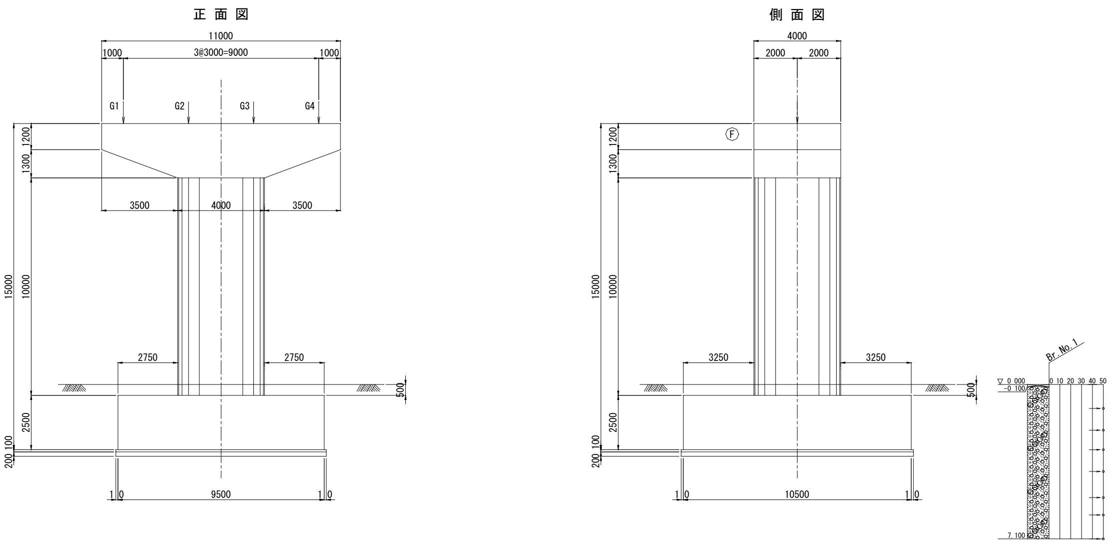
設計条件					
橋脚形式		張り出し式橋脚	根入れ地盤	有効根入れ深さ	Df=2.700m
橋脚高さ		H=15m		単位重量 大気中	γ =20.0kN/m^3
地域区分		A 地域		単位重量 水　中	γ'=11.0kN/m^3
地盤種別		I 種地盤	支持地盤	有効根入れ深さ	Df'=0.000m
設計水平震度	はり・柱	0.200		単位重量 大気中	γ =20.0kN/m^3
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	0.200		単位重量 水　中	γ'=11.0kN/m^3
死荷重反力		5850.00	内部摩擦角		ϕ=40.00 度
活荷重反力		2300.00	粘着力		C=0.0kN/m^2
上部構造からの慣性力	橋軸	3184.00(0.000)	摩擦係数		tanϕ_B=0.60
	直角	1170.00(2.600)	付着力		C_B=0.0kN/m^2
					$\alpha\cdot E_0$=120000kN/m^2
			常時の地盤反力度の上限値		700.0kN/m^2

安定計算結果

荷　重		橋軸方向 常　時	橋軸方向 地震時	直角方向 常　時	直角方向 地震時
フーチング底面作用力	V(kN)	20357.47	18057.47	20357.47	18057.47
	H(kN)	0.00	5446.13	0.00	3432.13
	M(kN・m)	0.00	58853.14	0.00	31685.14
転倒	e(m)	0.000	3.259	0.000	1.755
	許容値(m)	1.667	3.333	1.833	3.667
滑動	Fs	∞	1.989	∞	3.157
	許容値	1.500	1.200	1.500	1.200
支持	V(kN)	20357.47	18057.47	20357.47	18057.47
	許容値(kN)	165136.44	27206.04	165578.05	86905.69
地盤反力	q_{max}(kN/m^2)	185.07		185.07	
	q_{min}(kN/m^2)	185.07		185.07	
	上限値(kN/m^2)	700.00		700.00	

表–付 5.3　　短・中周期帯にある道路橋(ID3)

橋梁形式	3径間連続1点固定橋



設　計　条　件

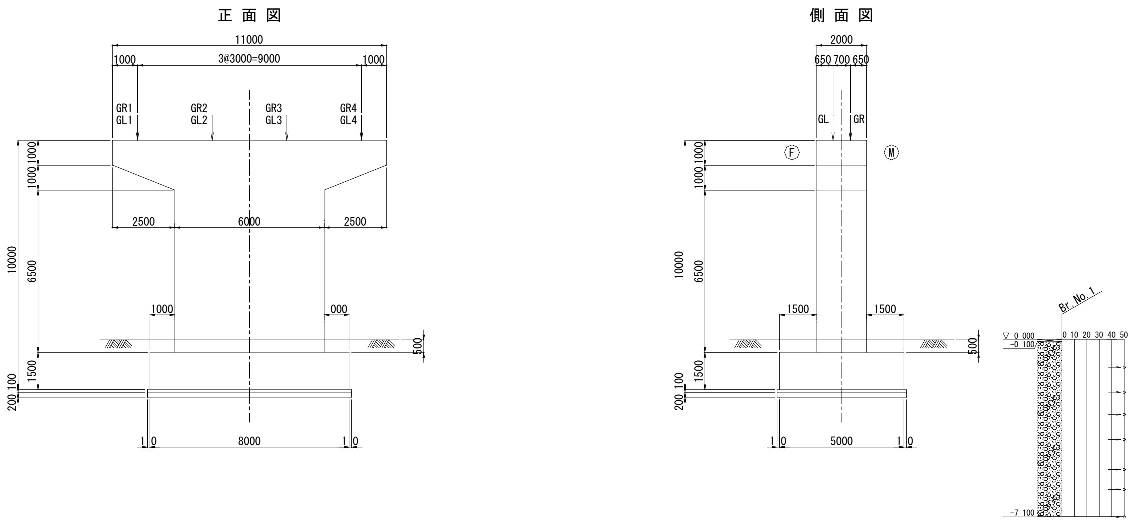
橋脚形式		張り出し式橋脚	根入れ地盤	有効根入れ深さ		Df=3.000m
橋脚高さ		H=15m		単位重量	大気中	γ =20.0kN/m^3
地域区分		A 地域			水　中	γ'=11.0kN/m^3
地盤種別		I 種地盤	支持地盤	有効根入れ深さ		Df'=0.000m
設計水平震度	はり・柱	0.200		単位重量	大気中	γ =20.0kN/m^3
	フーチング	0.200			水　中	γ'=11.0kN/m^3
死荷重反力		5850.00	内部摩擦角			ϕ=40.00 度
活荷重反力		2300.00	粘着力			C=0.0kN/m^2
上部構造からの慣性力	橋軸	3184.00(0.000)	摩擦係数			tanϕ_B=0.60
	直角	1170.00(2.600)	付着力			C_B=0.0kN/m^2
						$\alpha \cdot E_0$=120000kN/m^2
			常時の地盤反力度の上限値			700.0kN/m^2

安定計算結果

荷　重		橋軸方向		直角方向	
		常　時	地震時	常　時	地震時
フーチング底面作用力	V(kN)	20415.80	18115.80	20415.80	18115.80
	H(kN)	0.00	5471.51	0.00	3457.51
	M(kN・m)	0.00	60163.41	0.00	32995.41
転倒	e(m)	0.000	3.321	0.000	1.821
	許容値(m)	1.750	3.500	1.583	3.167
滑動	Fs	∞	1.987	∞	3.144
	許容値	1.500	1.200	1.500	1.200
支持	V(kN)	20415.80	18115.80	20415.80	18115.80
	許容値(kN)	152251.84	27163.70	151825.33	72234.20
地盤反力	q_{max}(kN/m^2)	204.67		204.67	
	q_{min}(kN/m^2)	204.67		204.67	
	上限値(kN/m^2)	700.00		700.00	

表–付 5.4　　短・中周期帯にある道路橋(ID4)

橋梁形式	単純桁橋

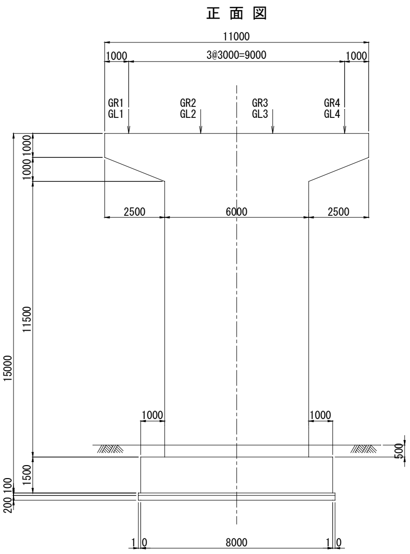


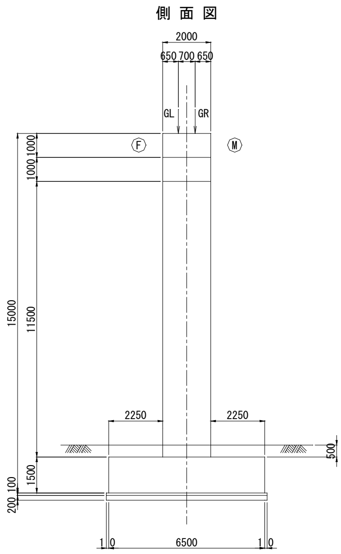
設 計 条 件						
橋脚形式		張り出し式橋脚	根入れ地盤	有効根入れ深さ		Df=2.000m
橋脚高さ		H=10m		単位重量	大気中	γ =20.0kN/m³
地域区分		A 地域			水　中	γ'=11.0kN/m³
地盤種別		I 種地盤	支持地盤	有効根入れ深さ		Df'=0.000m
設計水平震度	はり・柱	0.200		単位重量	大気中	γ =20.0kN/m³
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	0.200			水　中	γ'=11.0kN/m³
死荷重反力		5480.00	内部摩擦角			ϕ=40.00 度
活荷重反力		2640.00	粘着力			C=0.0kN/m²
上部構造からの慣性力	橋軸	1096.00(0.000)	摩擦係数			$\tan\phi_B$=0.60
	直角	1096.00(2.550)	付着力			C_B=0.0kN/m²
						$\alpha \cdot E_0$=120000kN/m²
			常時の地盤反力度の上限値			700.0kN/m²

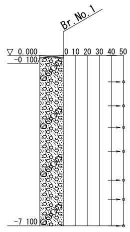
安定計算結果					
荷　重		橋軸方向		直角方向	
		常　時	地震時	常　時	地震時
フーチング底面作用力	V(kN)	12722.50	10082.50	12722.50	10082.50
	H(kN)	0.00	1963.30	0.00	1963.30
	M(kN·m)	0.00	14732.18	0.00	17526.98
転倒	e(m)	0.000	1.461	0.000	1.738
	許容値(m)	0.833	1.667	1.333	2.667
滑動	Fs	∞	3.081	∞	3.081
	許容値	1.500	1.200	1.500	1.200
支持	V(kN)	12722.50	10082.50	12722.50	10082.50
	許容値(kN)	46562.78	13353.66	48951.60	19462.43
地盤反力	q_{max}(kN/m²)	318.06		318.06	
	q_{min}(kN/m²)	318.06		318.06	
	上限値(kN/m²)	700.00		700.00	

表–付 5.5　　短・中周期帯にある道路橋(ID5)

橋梁形式	単純桁橋







設計条件						
橋脚形式		張り出し式橋脚	根入れ地盤	有効根入れ深さ		Df=2.000m
橋脚高さ		H=15m		単位重量	大気中	γ =20.0kN/m^3
地域区分		A 地域			水　中	γ'=11.0kN/m^3
地盤種別		I 種地盤	支持地盤	有効根入れ深さ		Df'=0.000m
設計水平震度	はり・柱	0.200		単位重量	大気中	γ =20.0kN/m^3
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	0.200			水　中	γ'=11.0kN/m^3
死荷重反力		5480.00	内部摩擦角			ϕ=40.00 度
活荷重反力		2640.00	粘着力			C=0.0kN/m^2
上部構造からの慣性力	橋軸	1096.00(0.000)	摩擦係数			tanϕ_B=0.60
	直角	1096.00(2.550)	付着力			C_B=0.0kN/m^2
						$\alpha\cdot E_0$=120000kN/m^2
			常時の地盤反力度の上限値			700.0kN/m^2

安定計算結果

荷　重		橋軸方向 常　時	橋軸方向 地震時	直角方向 常　時	直角方向 地震時
フーチング底面作用力	V(kN)	14747.50	12107.50	14747.50	12107.50
	H(kN)	0.00	2345.50	0.00	2345.50
	M(kN・m)	0.00	24320.84	0.00	27115.63
転倒	e(m)	0.000	2.009	0.000	2.240
	許容値(m)	1.083	2.167	1.333	2.667
滑動	Fs	∞	3.097	∞	3.097
	許容値	1.500	1.200	1.500	1.200
支持	V(kN)	14747.50	12107.50	14747.50	12107.50
	許容値(kN)	62901.39	16535.90	63637.08	20000.64
地盤反力	q_{max}(kN/m^2)	283.61		283.61	
	q_{min}(kN/m^2)	283.61		283.61	
	上限値(kN/m^2)	700.00		700.00	

付録 6.　最大地盤反力度の上限値における基礎の沈下量の試算

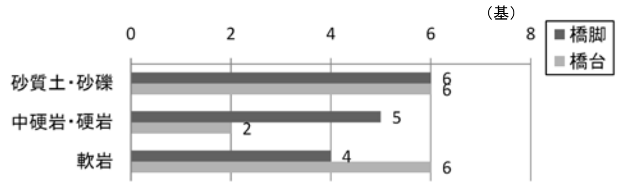
(1)　概説

第 2 章において鉛直載荷試験結果より基礎底面に作用する荷重を地盤反力度の上限値程度に抑えておけば温度荷重や土圧などが生じる場合に対して基礎直下地盤に過大な沈下や不同沈下が生じないことを示した．ここではH14 道示により設計された実際の直接基礎を対象とし，地盤反力度の上限値で抑えた時に基礎にどの程度の沈下が生じるか試算する．試算に用いる基礎は，土木研究所が実施した「構造物基礎形式の選定手法調査」資料[1]における，全 333 橋，基礎数 1504 基，内直接基礎 328 件の中から地盤種別や下部構造高等偏りがないよう抽出した．表–付 6.1 に試算対象とした基礎の一覧を示す．また試算対象とした基礎の諸条件となる地盤定数，荷重，基礎寸法の統計量を図–付 6.1 に示す．

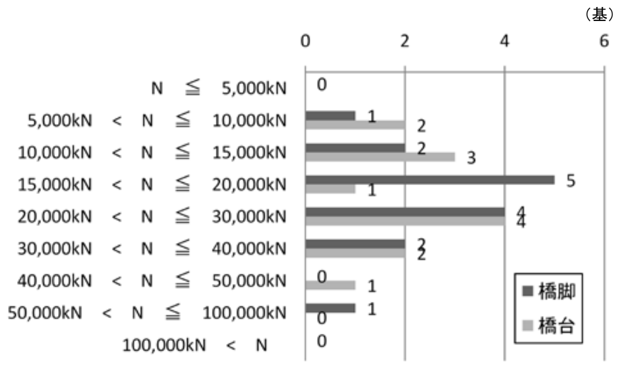
文献 1）中谷昌一，石田雅博，白戸真大，井落久貴：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料，4037 号，2007.

表–付 6.1　試算基礎の緒元

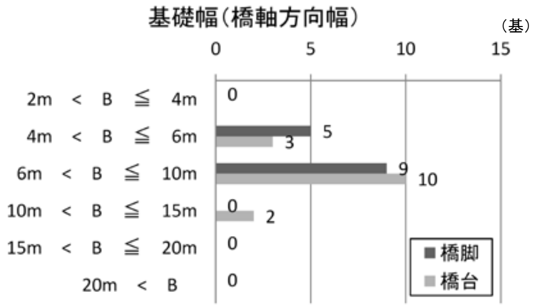
No.		構造高(m)	基礎条件				土質条件					
			基礎幅B(m)	基礎奥行L(m)	根入れDf(m)	根入れDf'(m)	地盤種別	地域区分	土質区分	粘着力c(kN)	内部摩擦角φ(度)	単位重量γ(kN/m^3)
橋脚	1	18.2	8.0	10.0	2.1	2.1	I 種	C	中硬岩･硬岩	1250	40	22
	2	7.9	6.5	8.0	0.0	0.0	I 種	A	中硬岩･硬岩	1500	45	17
	3	10	6.5	7.0	5.1	0.4	I 種	A	中硬岩･硬岩	1000	30	18
	4	10	5.0	5.0	4.6	0.4	I 種	A	中硬岩･硬岩	1000	30	18
	5	20	12.0	12.0	10.6	0.2	I 種	A	中硬岩･硬岩	1500	42	21
	6	22	7.5	9.0	0.0	0.0	I 種	A	軟岩	500	31	22
	7	5.5	10.0	10.5	3.0	0.5	I 種	A	軟岩	400	35	22
	9	14	9.0	11.0	3.5	0.0	I 種	B	軟岩	130	35	20
	10	10	6.0	4.5	1.5	1.5	I 種	B	軟岩	100	37	18
	11	7	5.0	8.0	1.8	1.8	I 種	A	砂質土･砂礫	0	35	20
	12	21	7.5	10.0	6.8	0.7	I 種	A	砂質土･砂礫	0	41	20
	13	7	8.0	10.0	5.0	1.0	I 種	A	砂質土･砂礫	0	38	20
	14	13	7.0	12.5	3.8	0.7	I 種	A	砂礫	600	35	20
	15	9	5.0	6.5	3.5	0.6	I 種	A	砂礫	600	35	20
	16	13	5.5	13.0	5.0	0.3	I 種	B	砂礫	0	39	20
橋台	1	10	7.0	14.0	0.0	0.0	I 種	B	軟岩	100	37	20
	2	15	11.0	10.2	2.5	0.5	I 種	A	軟岩	1250	40	21
	3	9	7.5	5.0	0.0	0.0	II 種	A	軟岩	396	18	20
	4	11	9.5	8.0	3.0	0.0	I 種	B	軟岩	400	20	19
	5	20.6	10.5	12.5	0.0	0.0	I 種	A	軟岩	750	0	19
	6	9	9.7	5.0	3.4	1.9	II 種	A	砂質土･砂礫	50	38	19
	7	9	7.5	7.7	3.7	0.9	II 種	A	砂質土･砂礫	0	42	20
	8	8	5.0	6.0	0.6	0.6	I 種	A	砂質土･砂礫	600	35	20
	9	9	10.0	8.0	3.5	2.0	II 種	A	砂質土･砂礫	20	35	20
	10	9	6.5	5.0	3.4	1.9	II 種	A	砂質土･砂礫	50	38	20
	11	9	9.0	8.0	3.7	0.9	II 種	A	砂質土･砂礫	0	40	20
	12	5.1	5.0	20.0	0.0	0.0	I 種	B	中硬岩･硬岩	500	35	19
	13	11	7.5	20.0	5.1	0.3	I 種	A	中硬岩･硬岩	1000	30	18

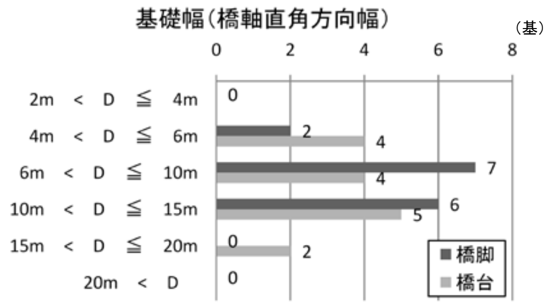


(a) 支持地盤の土質区分

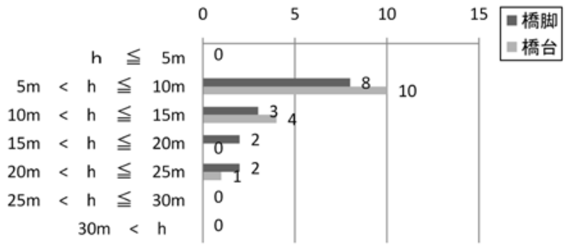


(b) 荷重規模(死荷重鉛直力)





(c)基礎寸法



(d)下部構造高

図–付 6.1 試算基礎の概要

(2)　沈下量の算定方法

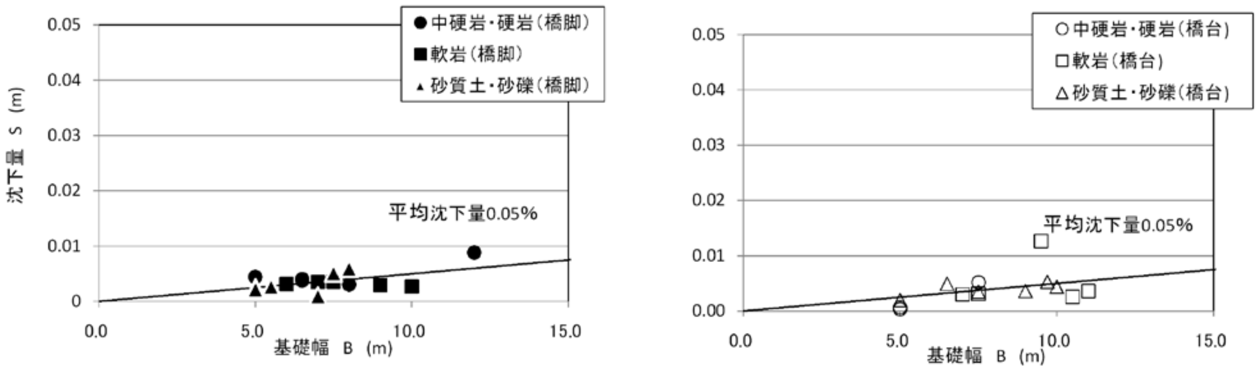
沈下量は，第 2 章 2.5 に示した方法で指数関数により推定する．沈下量を求める荷重レベルは，最大地盤反力度の上限値に相当する鉛直力に加えて，死荷重状態に相当する鉛直力，降伏荷重(=0.6×極限荷重)に相当する鉛直力においても計算した．指数関数曲線は，支持力推定式により算定した極限支持力V_mと変形係数から算出した初期接線勾配K_0を指数関数式に代入して求めた．なお，初期接線勾配K_0は，N値との相関関係から算定した変形係数を用いて決定した．直接基礎の設計では従来，沈下を詳細に検討することはまれであり，そのため設計事例においても変形係数の試験値が得られていない．このため，本試算例は沈下量のオーダーを確認する程度の精度として考える必要がある．

(3)　沈下量の試算結果

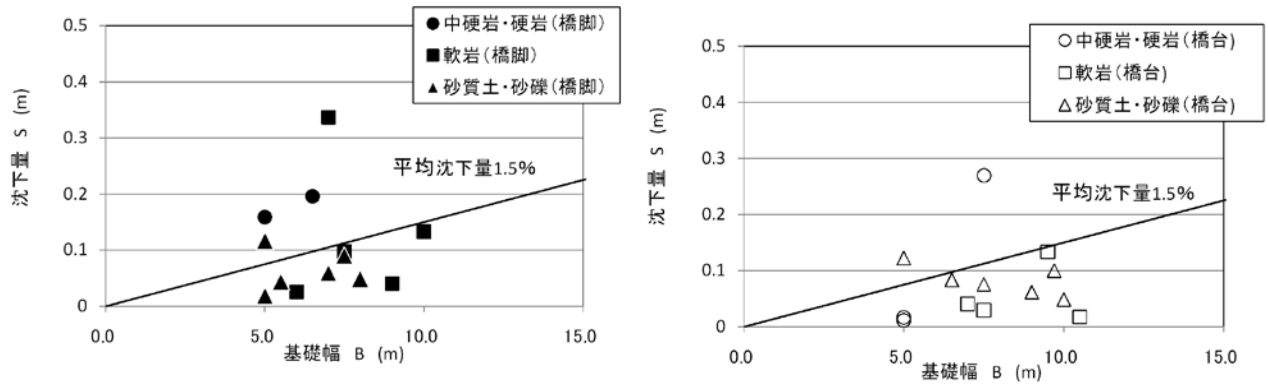
図–付 6.2 に基礎の沈下量計算結果を示す．なお，支持層が岩盤の場合，沈下が問題となることはないが，参考値として沈下量を示した．

図(a) は死荷重に対応する沈下量の算出結果を示している．これより，死荷重時の沈下量はいずれの土質区分においても基礎幅の 0.1 %程度であり，大部分が 5 mm 程度である．この絶対値は 2.5.3 で試算した実物大基礎での計測例(死荷重時に最大 7 mm)を下回るものとなっており，試算値の値としてはリーズナブルなものと考えられる．

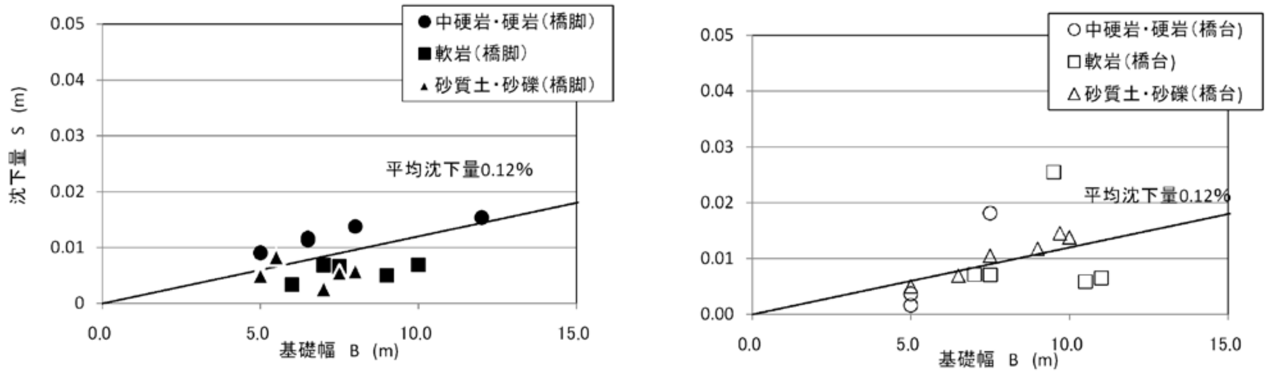
図(b) に基礎が降伏支持力に達する時点の沈下量を計算した結果を示す．図からわかるように図(a)に示した死荷重時での沈下量に対して 1 オーダー程度大きな値となっており，殆どが 10 cm 以下に収まっているものの，ケースによっては 30 cm 程度におよぶようなものもある．この沈下量は，基礎の支持力上の降伏という意味において弾性限界沈下量と規定することができる値と考えられるが，橋梁全体系のシステムを考えると 10 cm を超えるような沈下を常時状態において上部構造側で許容することは困難と考えられる．図(c) に最大地盤反力度の常時の上限値に相当する荷重に対応する沈下量の算出結果を示す．最大地盤反力度の上限値は，これまでにも言及したとおり土砂については基礎の沈下量をある程度以下に制限するため，岩盤については不均一な地盤の状態に対する安全余裕を確保するために設けられているわけであるが，図からわかるように沈下量はいずれの土質区分においても基礎幅の 0.3 %未満であり，大部分が 10 mm を下回る沈下量に抑えられていることがわかる．



(a) 死荷重に対する沈下量



(b) 降伏荷重に対する沈下量



(c) 最大地盤反力度の制限値に相当する沈下量

図–付 6.2　沈下量の計算結果

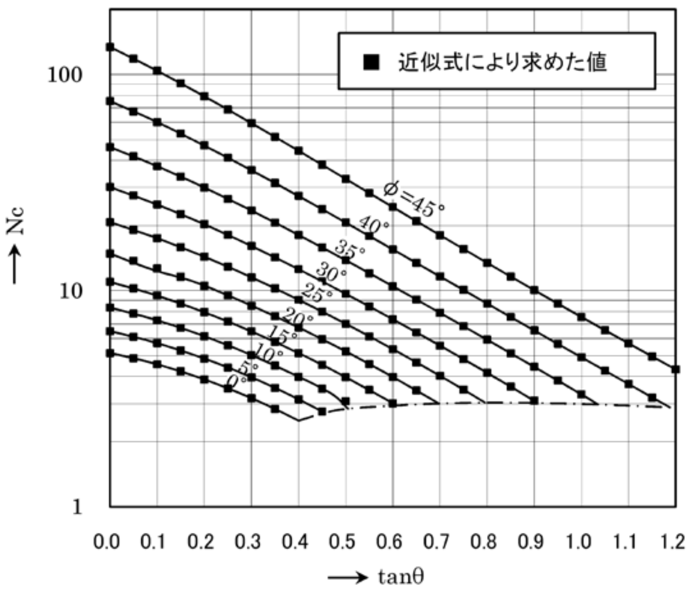
付録 7. 極限支持力推定式に与える支持力係数N_c，N_q，N_γ

H14 道示では, 偏心傾斜を受ける直接基礎の極限支持力を算定する方法として式–付(7.1)が示されている．

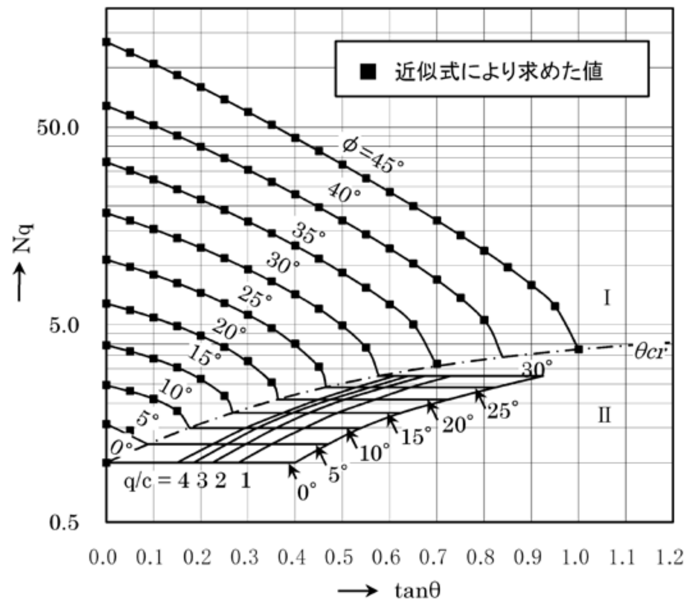
$$Q_u = (\alpha\kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 0.5\gamma\beta B N_\gamma S_\gamma) \times A \qquad \text{式–付(7.1)}$$

ここにN_c，N_q，N_γは支持力係数である．これらの支持力係数値は駒田が与えたもので，剛塑性理論に基づき，すべり面上において一様なせん断抵抗角ϕが発現される状態における解として求められたものである．支持力係数は，H14 道示では，荷重の傾斜角，内部摩擦角を用いて，グラフより読み取る方法が記されているが，近似式により算出することができる．その導出は土木研究所報告第 135 号や土木研究所資料 226 号に詳しい．ここでは，支持力係数N_c，N_q，N_γを近似式にて求める方法とその結果について紹介する．

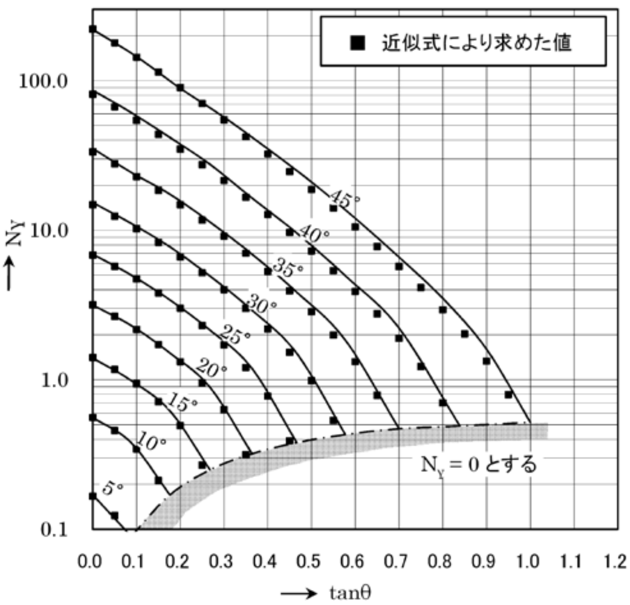
図–付 7.1 から図–付 7.3 に示すプロットは式–付(7.2) ～(7.5)の近似式より求めた値を示したものである．近似式にて支持力係数を求める場合には，図–付 7.4 に示す手順をとることになり，図中に示すα，β，γ，ϕの関係は，図–付 7.5 に示すとおりである．ここでβ，γは相互に関係しあい，一般には図–付 7.4 に示したように収束計算により求める．また，図–付 7.1 から図–付 7.3 の実線は，N_cは$c \neq 0$ で$q = 0$ とした場合の値，N_qは$c = 0$ とした場合の値であり，N_qについては，荷重の傾斜$\tan\theta$は，地盤抵抗を与える上載荷重qと粘着力cとの比q/cよりも大きくはなり得ないので，$\tan\theta$がq / cよりも小さい領域にのみ適用できるものである．また，N_γはSokolovskiの数値解の結果を図化したものである．地盤のいわゆる全般せん断破壊のみを仮定したものであるが，直接基礎は良質な支持層に基礎が支持されることが前提としているのでそのまま適用することが可能と考えられる．図中のプロットと実線を比べると，近似式により支持力係数を求めた場合にはグラフより読みとった場合とほぼ同等，或いは若干安全側の近似値を得ることができる．



図–付 7.1　支持力係数N_cと$\tan\theta$の関係



図–付 7.2　支持力係数N_qとtanθの関係



図–付 7.3　支持力係数N_γとtanθの関係

$$N_c = \cot\phi\left(\frac{1+\sin\phi\sin(2\xi-\phi)}{1-\sin\phi}\exp[2\eta\tan\phi]-1\right) \qquad \text{式–付(7.2)}$$

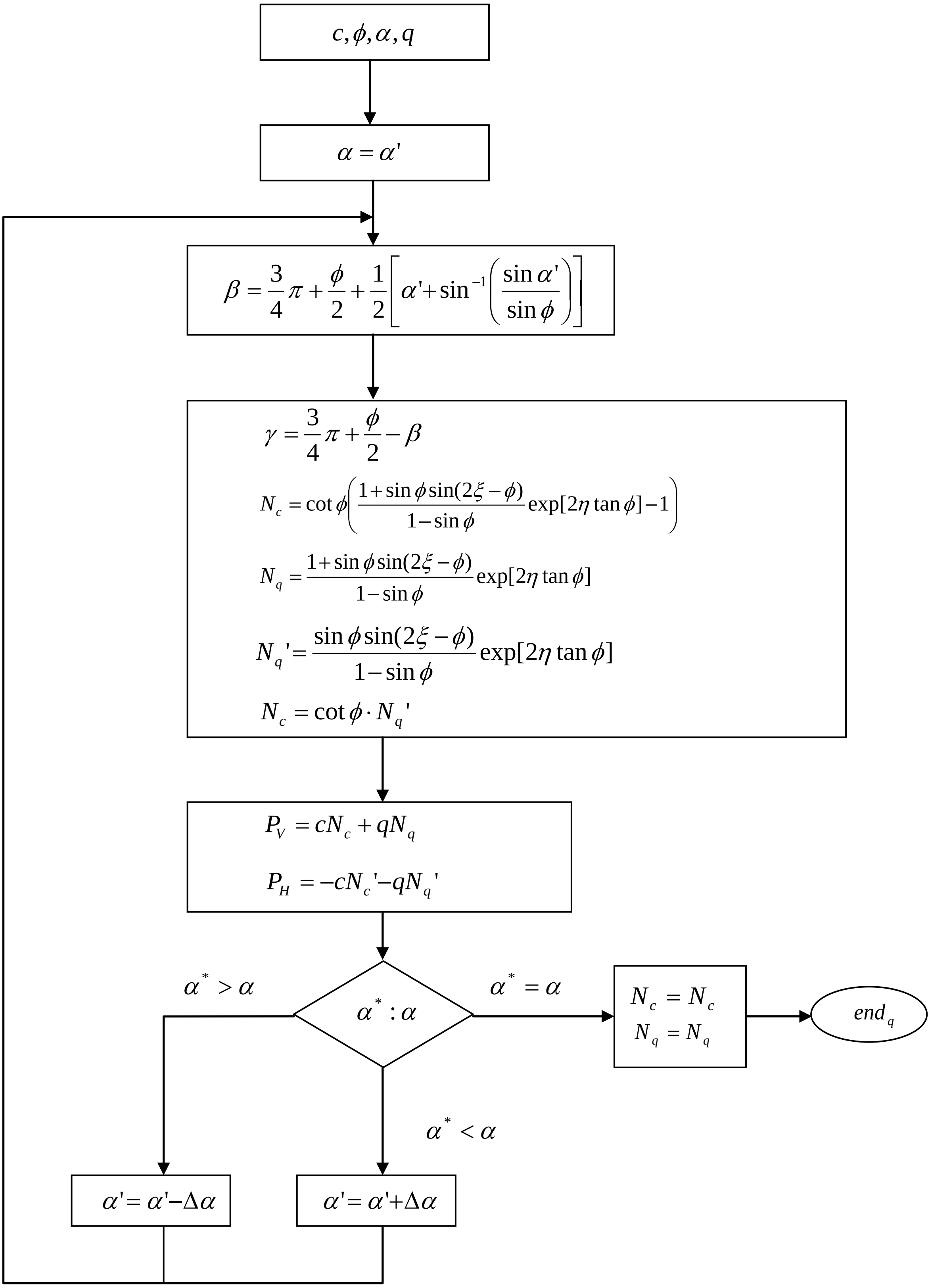
$$N_q = \frac{1+\sin\phi\sin(2\xi-\phi)}{1-\sin\phi}\exp[2\eta\tan\phi] \qquad \text{式–付(7.3)}$$

$$N_\gamma = \frac{\cos(\xi-\phi)}{(1+\tan\varsigma\tan\xi)\cos\phi}\cdot\left\{\frac{\cos(\xi-\phi)}{\cos\xi\cos\phi}N_G-\sin\xi\right\} \qquad \text{式–付(7.4)}$$

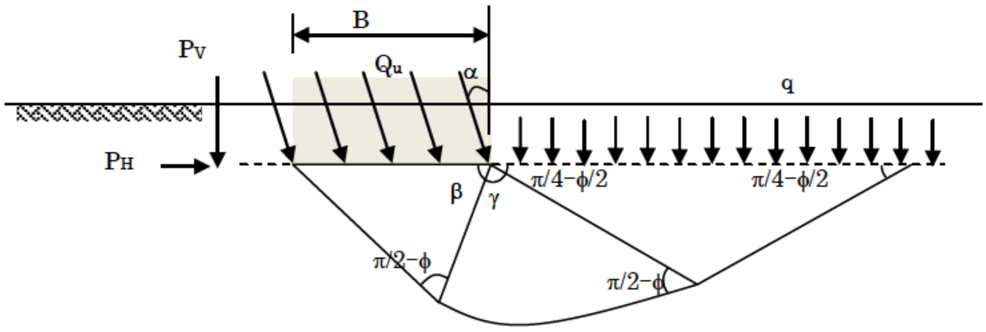
ここに,

$$N_G = \exp[3\eta\tan\phi]\cdot\left\{\sin^3\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)+\sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)\cos^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)\right.$$

$$\left.-\frac{3\tan\phi\cos(\xi+\eta)+\sin(\xi+\eta)}{9\tan^2\phi+1}\right\}+\frac{3\tan\phi\cos\xi+\sin\xi+1-\exp\left[3\left(\frac{\pi}{2}-\xi\right)\tan\phi\right]}{9\tan^2\phi+1} \qquad \text{式–付(7.5)}$$



図–付 7.4　支持力係数の算定フロー



図–付 7.5　傾斜荷重を受ける地盤に生じるすべり線

付録 8.　H14 道示における支持力係数の寸法効果に関する補正係数S_cの検討

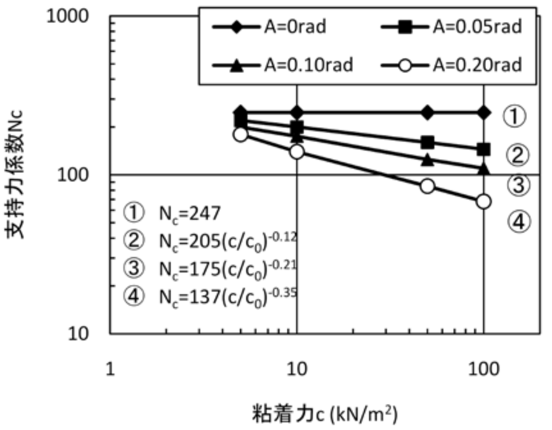
(1) H14 道示における支持力係数の寸法効果に関する補正係数の設定概要

H8 道示に示されている支持力推定式は，地盤を均質な剛塑性体として扱い，破壊時に全てのすべり線上で最大せん断強度が同時に発揮されるという仮定のもとに地盤の極限支持力を算定する完全剛塑性理論に基づいて構築されていた．しかし，実際には基礎幅によって寸法効果が生じることが多くの支持力試験で明らかになり[1)~5)]，地盤の支持力を過大に評価していることがわかってきた．この寸法効果は，破壊の進行性，内部摩擦角の拘束圧依存性，基礎幅と土粒子径の相対関係に起因するという見方が定着している．これに対して文献 5)では，支持力特性には内部摩擦角の拘束圧依存性が支配的であると仮定して，内部摩擦角の場所的な変化を考慮できるKøtter-Massau 方程式により数値解析を行い，寸法効果による影響を補正するための補正係数が提案されH14 道示にて規定された．図–付 8.1 は，数値解析により得られた支持力係数の計算結果である[16)]．このときの内部摩擦角ϕの拘束圧依存性については，式–付(8.1)に示すdeBeer[6)]の通りとして，式中の拘束圧依存性のパラメータAを変化させて支持力係数N_q, N_c, N_γが求められている．

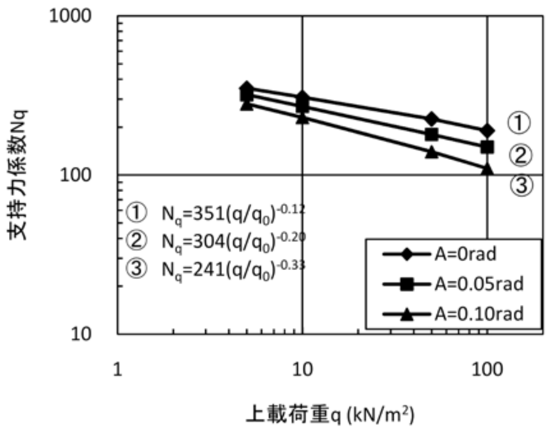
$$\phi = \phi_0 - A\log\left(\sigma_m / \sigma_{m0}\right) \qquad \text{式–付(8.1)}$$

ここで，ϕは内部摩擦角(°)，ϕ_0は初期内部摩擦角(°)，Aは拘束圧依存性のパラメータ，σ_mは破壊時の平均応力(kN/m^2)，σ_{m0}は拘束圧依存性が確認されたときの平均主応力(kN/m^2)である．

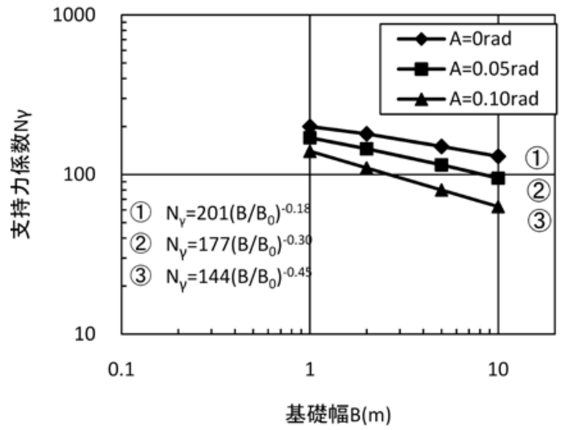
図–付 8.1(a)の粘着力項の支持力係数N_cは基礎幅Bには影響されないが，粘着力cの影響を受ける．図–付 8.1 (b)のサーチャージ項の支持力係数N_qは，上載荷重qの影響を受け，その低減傾向は支持力係数N_cとほぼ同じである．図–付 8.1 (c)の自重項の支持力係数N_γは，基礎幅Bの増大に伴い減少する．これらがこれまで指摘されてきた寸法効果を意味する．これに基づきH14 道示では，寸法効果を導入した支持力推定式が提案されより実態にあった支持力が推定できるようになった．



(a)　N_c–c関係



(b)　N_q–q関係



(c)　N_γ–B関係

図–付 8.1　支持力係数の応力依存性[5)]

⑵ H14 道示における支持力係数の寸法効果に関する補正係数S_cの効果の確認

現行の寸法効果S_cは前述したように解析により提案された値である一方，粘性土や軟岩に対する実測値との比較により確認された例がないことから，本編 2.2 に示した平板載荷試験結果を用いて実測値との関係を確認することを試みる．検討手順を以下に示す.

①　載荷試験で得られる粘着力項に相当する支持力Que_{Nc}の算定

各載荷試験データについて粘着力項に相当する支持力Que_{Nc}を式(8.2)より求める.

Que_{Nc} = Que(実測値) – 1.2 × $Qu_{N\gamma}$(計算値)　　　式–付(8.2)

$Qu_{N\gamma}$(計算値) = $0.5\gamma\beta BN_\gamma S_\gamma$　　　式–付(8.3)

ここで，Que(実測値)は，平板載荷試験より得られた極限支持力の実測値であり，$Qu_{N\gamma}$(計算値)

は，式(8.3)により求める．支持力Que_{Nc}は，平板載荷試験より得られた極限支持力の実測値Queから支持力推定式の自重項の計算値$Qu_{N\gamma}$を 1.2 倍したものを差し引くことで求めた．1.2 倍は，本編の表–6.4.1 に示した人工砂質地盤における極限支持力の推定誤差に基づき設定した．人工砂地盤の粘着力cは 0 であり，検討対象とした載荷試験データは基礎の根入れもないことから，載荷試験により確認された支持力は粘着力項とサーチャージ項が 0 となることから自重項$Que_{N\gamma}$(= Que)のみとなる．すなわち，表–6.4.1 に示した人工砂質地盤の極限支持力の推定誤差は自重項$Que_{N\gamma}$における推定誤差と読み替えることができる．したがって，式–付(8.2)において，極限支持力から差し引く自重項の値は, 式–付(8.3)により求められる計算値にバイアス 1.2 を乗じた値とした. なお, 式–付(8.3)に示す自重項の計算値$Qu_{N\gamma}$は寸法効果S_γを考慮している．

② 載荷試験で得られる粘着力項の支持力係数N_cの算定

式–付(8.2)で求めた粘着力項に相当する支持力のQue_{Nc}を粘着力cと根入れ効果に対する割増係数κ，形状係数αで正規化することで支持力係数N_cを式–付(8.4)により求める．

$$N_c = Que_{Nc} / (c\kappa\alpha) \qquad \text{式–付(8.4)}$$

③ 支持力係数N_c・粘着力c関係の整理

②で求めた支持力係数N_cを粘着力cとの関係で整理して，寸法効果に関する補正係数S_cの効果について実測値との関係を確認する．

図–付 8.2 に上述した方法で整理した支持力係数N_cと粘着力cの関係を示す．図–付 8.2 (a) は，砂質土及び砂礫の結果であり，(b) は粘性土及び軟岩の結果を示す．なお，図中(a) には文献 16) に示されている，砂礫分を主体とするスコリア層を対象として数値解析により支持力係数N_cを求めた結果(◆点)を併せて示す．これは，H14 道示に規定されている寸法効果S_cの根拠となった解析結果である．また，図中には，H14 道示で規定されている寸法効果S_cに基づき式–付(8.5)より支持力係数N_cを求めた計算結果を点線で示している．

$$N_c = (c / 10)^{-1/3} N_{c0} \qquad (1 \leqq c / 10 \leqq 10) \qquad \text{式–付(8.5)}$$

ここで，N_{c0}は荷重の傾斜を考慮せずに式(8.6)により求めた．

$$N_{c0} = \cot\phi\left(\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}\exp[\pi\tan\phi]-1\right) \qquad \text{式–付(8.6)}$$

支持力係数N_cは，式–付(8.6)からわかるように内部摩擦角ϕにより決定されるため，内部摩擦角ϕによって得られる支持力係数N_cが異なる．分析に用いた載荷試験データは，同じ土質であっても様々な内部摩擦角ϕを有することから，図–付 8.2 (a) には，砂質土及び砂礫における載荷試験のうち内部摩擦角ϕが 35° と 42° の場合に対して式–付(8.5)にて支持力係数N_cを求めて点線で示した．また図–付 8.2 (b)

には，粘性土及び岩盤の内部摩擦角ϕが 39°，33°，12° であったことから，これらの 3 つに対して式–付(8.5)にて支持力係数N_cを求めて点線で示した．計算値である点線と式–付(8.4)にて求めた実測値のプロットを対比するためには，載荷試験が行われた地盤と同じ内部摩擦角ϕを代入して求めた計算値の点線と実測値のプロットを比べればよい.

図–付 8.2 より粘性土及び軟岩の(b)において同じ内部摩擦角ϕの点線とプロットを対比すると，全てのデータで計算値の点線よりも実測値のプロットが下回っており，これは支持力推定式により求める計算値が実測値を過大評価していることを示している．また，図–付 8.2(a)(b)より支持力係数N_cに対する粘着力cの依存性を確認するためには, 同一の内部摩擦角ϕを有する土質について粘着力cが異なる場合にどのような影響があるのかを確認することが必要である．しかし，同一の内部摩擦角ϕを有し粘着力cが異なる載荷試験が複数無いこともあり粘着力cの依存性を明確に提言するまでには至らない. 実測値に基づく支持力係数N_cに与える粘着力の依存性を検討するにあたっては，さらなる検討データの蓄積が求められる.

文献 1) 木村孟，藤井斉昭，斉藤邦夫，日下部治：砂中の浅基礎の支持力に関する研究，土木学会論文集,第 319 号, 1982. 3.

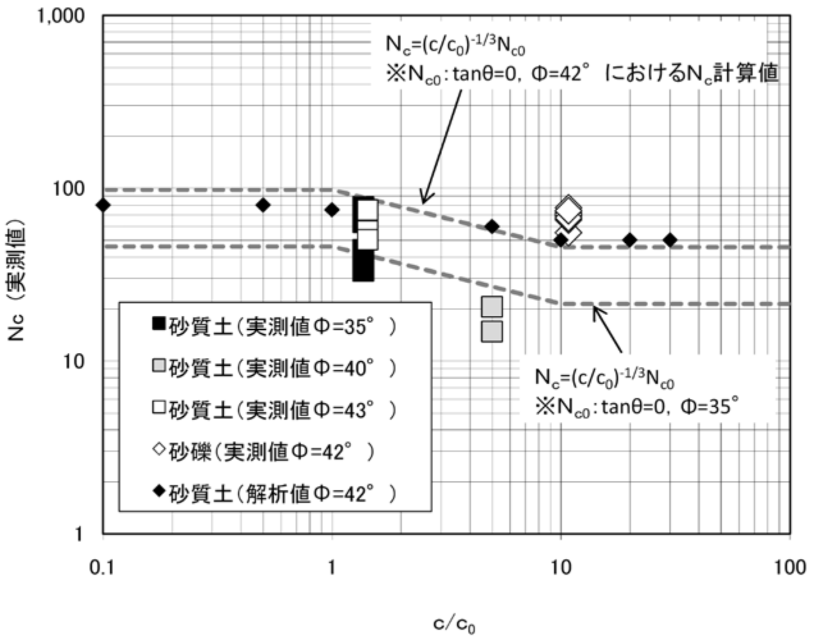
文献 2) 小田匡寛，古戸幸博：浅い基礎の支持力問題における進行性破壊の意味，土木学会論文集，第 321 号, 1982. 5.

文献 3) 谷和夫，龍岡文夫，森浩樹：砂地盤上の模型帯基礎の支持力への圧力レベルと模型サイズの影響，第 22 回土質工学研究発表会, 1987. 6.

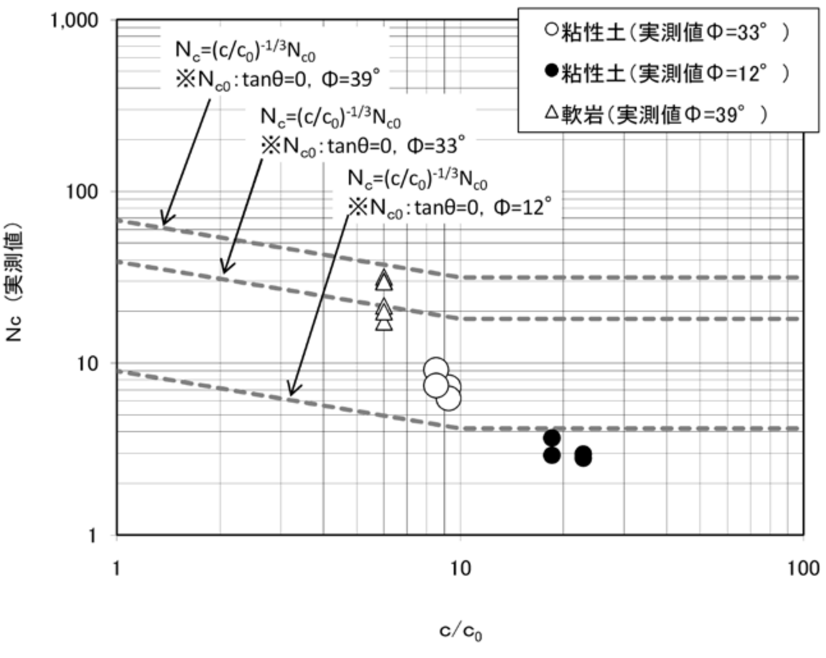
文献 4) 岡原美知夫，高木章次，小幡宏，森浩樹，龍田昌毅：支持力の寸法効果に関する遠心模型試験，土木学会第 41 回年次学術講演会, 1988

文献 5) 前田良刀，日下部治，大内正敏：密なスコリア層における大型三次元基礎の支持力特性，土木学会論文集, No. 430/Ⅲ-15, 1991. 6.

文献 6)de Beer,E.E：Thescale effect in transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations, Geotechnique, London, England, Vol. 13, No, 1.



(a) 砂及び砂礫



(b) 粘性土及び軟岩

図–付 8.2　粘着力項の支持力係数N_cと粘着力cの関係

付録 9. 偏心傾斜荷重を受ける直接基礎の極限支持力の推定精度の検証

(1) 概説

H14 道示では，偏心傾斜を受ける直接基礎の極限支持力を算定する方法として式–付(9.1)が示されている.

$$Q_u = (\alpha\kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 0.5\gamma\beta B N_\gamma S_\gamma)\times A \qquad \text{式–付(9.1)}$$

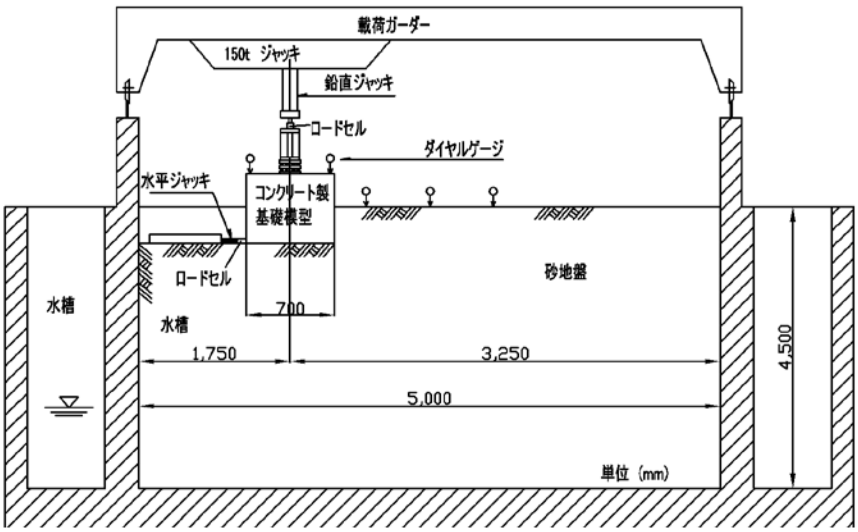
第 3 章 3.4.3 では，中心鉛直載荷時における式–付(9.1)の推定精度を調べた．ここでは，文献 1) に示される模型実験結果に基づき，偏心傾斜荷重時における式–付(9.1)の推定精度を検証する.

(2) 分析に用いる模型実験の概要

表–付 9.1 および図–付 9.1 に分析に用いた模型実験の概要を示す．実験は大型実験土槽(8 m×5 m×深さ 4 m) 内に砂地盤を造成し，コンクリート製の基礎模型(70 cm×70 cm×高さ 50 cm)を設置し載荷している．載荷方法は，鉛直荷重を一定とし水平ジャッキで水平荷重を加え破壊に至らしめる方法(方法 1)と，荷重の傾斜角を一定とし鉛直荷重と水平荷重を同時に漸増させて破壊に至らしめる方法(方法 2)の 2 方法による．使用した砂は，シルト分を含んでおり三軸圧縮試験の結果より粘着力は$c=0.15\text{kg/cm}^2$となっている．また，実験は，気乾状態と飽和状態で行われており，検証にはその両者の結果を用いた．なお，根入れ深さは$D_f=0$ とした実験結果を用いた．表–付 9.2 および表–付 9.3 に実験結果を示す.

表–付 9.1 土質定数

試験項目	測定結果
粘着力 c	0.15kg/cm²
内部摩擦角 φ	39°
比重 G	2.7
単位重量γ	1.8t/m³
含水比 ω	10%



図–付 9.1 実験概要

表–付 9.2　実験結果(気乾状態)

整理番号 No.	鉛直荷重 V(kN)	水平極限荷重 H(kN)	H/V	載荷方法
1	49.05	36.297	0.74	方法1(鉛直荷重一定)
2	98.1	73.575	0.75	〃
3	147.15	101.043	0.69	〃
4	196.2	96.138	0.49	〃
5	245.25	87.309	0.36	〃
6	294.3	103.986	0.35	〃
7	343.35	100.062	0.29	〃
8	431.64	129.492	0.3	方法2(傾斜角一定)
9	98.1	58.86	0.6	〃

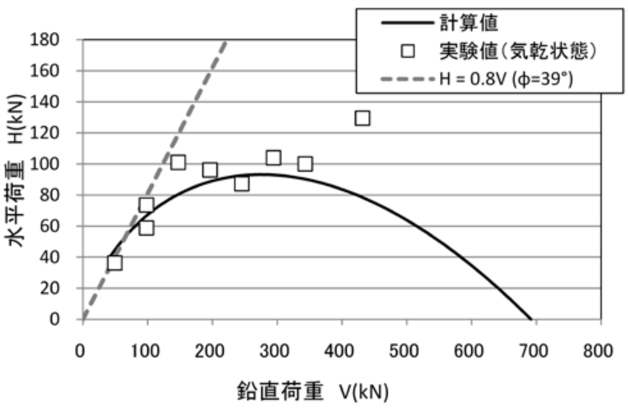
表–付 9.3　**実験結果(飽和状態)**

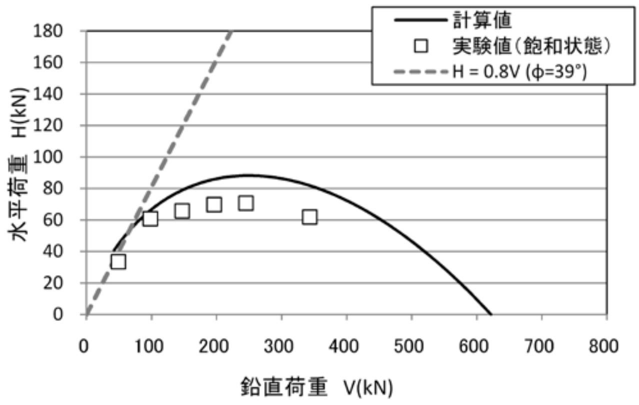
整理番号 No.	鉛直荷重 V(kN)	水平極限荷重 H(kN)	H/V	載荷方法
10	49.05	33.354	0.68	方法1(鉛直荷重一定)
11	98.1	60.822	0.62	〃
12	147.15	65.727	0.45	〃
13	196.2	69.651	0.36	〃
14	245.25	70.632	0.29	〃
15	343.35	61.803	0.18	〃

(3)　検証方法および検証結果

極限支持力の推定精度は，A =載荷試験で得られる極限支持力の実験値（ 図–付 9.2 の□の点 ）と，B＝ 三軸圧縮試験結果と道示支持力式で求められる極限支持力の計算値(式(4.1))の比（A/B）で求めた．図–付 9.2 に鉛直荷重と水平荷重の関係を実験値と計算値を対比して示す．また，表–付 9.4 に極限支持力の推定誤差を示す．図–付 9.2 および表–付 9.4 より実験値(図–付 9.2 の□の点)と計算値(図–付 9.2 の実線)は比較的よく一致している．なお，計算値は，実験より得られた傾斜角を用い H14 道示支持力式より算定したものであり，実験値と計算値の関係は図–付 4.3 に示すとおりである．また，表–付 9.5 に傾斜荷重毎に推定誤差を整理した結果を示す．傾斜荷重の大きさによらず，平均値は 1.0 程度，変動係数は 0.3 程度であり比較的精度良く極限支持力を求めることができると考えられる．　ただし，ここで求める推定精度には支持力推定式のモデル誤差を含むが，人工地盤上の模型実験を対象とすることから地盤調査から地盤パラメータを決定するときの自然地盤における不確実性は含まないことに注意する必要がある．

文献 1）塩井幸武，浅沼秀弥，杉崎光義:浅い剛体基礎の極限支持力に関する研究,土木研究所資料,第 1611 号,昭和 55 年 10 月

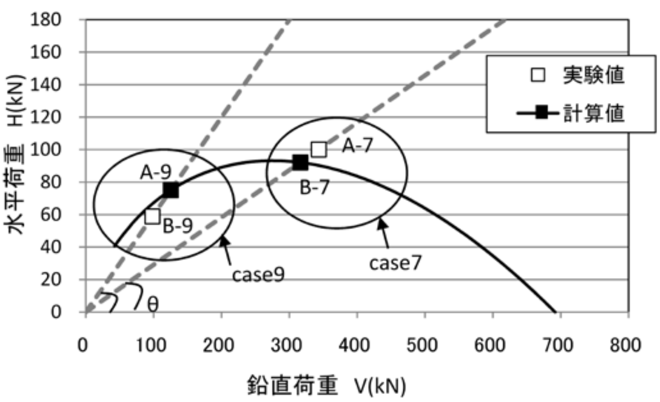




図–付 9.2　偏心傾斜時の実験値と計算値の対比

表–付 9.4　偏心傾斜時の極限支持力推定精度

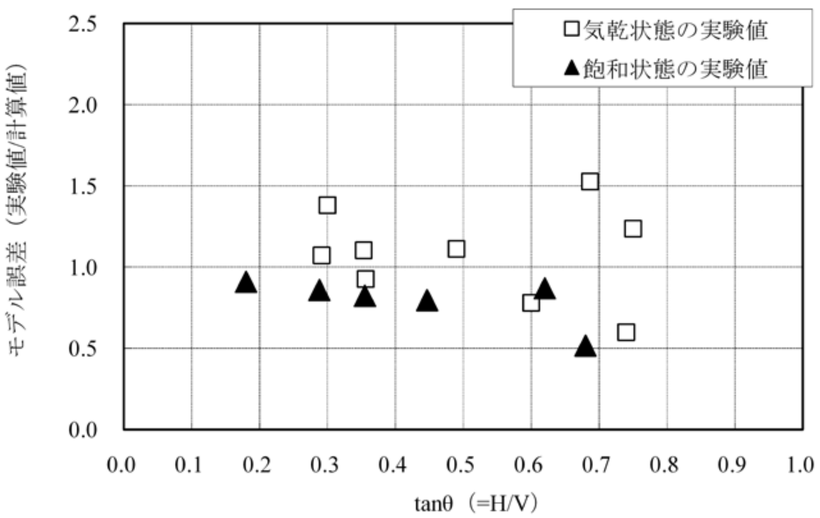
整理番号 No.		H/V	実験値A (kN)	計算値B (kN)	モデル誤差 (実験値A/理論値B)
気乾状態	1	0.74	49.05	81.65	0.60
	2	0.75	98.10	79.20	1.24
	3	0.69	147.15	96.06	1.53
	4	0.49	196.20	174.82	1.12
	5	0.36	245.25	261.48	0.94
	6	0.35	294.30	263.56	1.12
	7	0.29	343.35	316.11	1.09
	8	0.3	431.64	308.32	1.40
	9	0.6	98.10	125.10	0.78
飽和状態	10	0.68	49.05	96.23	0.51
	11	0.62	98.10	114.86	0.85
	12	0.45	147.15	190.84	0.77
	13	0.36	196.20	248.27	0.79
	14	0.29	245.25	299.57	0.82
	15	0.18	343.35	400.85	0.86



図–付 9.3　実験値 A と計算値 B の対比例(case7 と case9 の場合)

表–付9.5　偏心傾斜時の極限支持力推定誤差の整理結果

		サンプル数	バイアス λ	標準偏差	変動係数 COV_P
気乾状態		9	1.082	0.287	0.266
飽和状態		6	0.796	0.142	0.179
全データ		15	0.967	0.275	0.284
傾斜荷重 (H/V)	0.1～0.3	4	1.055	0.235	0.223
	0.3～0.5	5	0.952	0.150	0.158
	0.5～0.8	6	0.921	0.388	0.422



図–付 9.4　偏心傾斜時の極限支持力推定誤差

付録 10. 極限支持力の推定方法の違いによる推定精度の分析

(1) 概説

第 6 章において，H14 道示の支持力推定式は，支持力推定式に代入する地盤定数 c, ϕ を地盤の応力状態を考慮して拘束圧を定めた三軸圧縮試験により求めることで，それなりの推定精度を有することを確認した．ここでは, 以下 2 点について, 極限支持力の推定方法の違いによる推定精度を分析する．

分析①：標準貫入試験から得られた N 値を用いて地盤定数 c, ϕ を推定し，支持力を算定した場合の推定精度

分析②：地盤定数 c, ϕ 別の推定精度

ここに，分析①には，表–2.2.1 に示した載荷試験データのうち，N 値の情報がある表–付 10.1 を用いた．粘性土及び軟岩については，N 値の情報がなかったことから分析には用いていない．また，分析②には，表–2.2.1 に示した載荷試験データのうち，地盤定数 c, ϕ を地盤の応力状態を考慮して拘束圧を定めた三軸圧縮試験により求めたデータを用いた．

表–付 10.1 分析①の分析に用いたデータ

ＩＤ	土質区分	基礎幅 長辺D (mm)	基礎幅 短辺B (mm)	載荷幅 √A=√(B×D) (mm)	単位体積 重量 (kN/m^3)	試験方法	粘着力 c(kN/m^2)	内部 摩擦角 φ(°)	サンプル数 ():ケーソン内試験
12		300	300	300	19.00		50.0	35.0	
13		300	300	300	19.00		50.0	35.0	
14		316	316	316	19.00		50.0	35.0	
15		316	316	316	19.00		50.0	35.0	
16		316	316	316	19.00		50.0	35.0	
17		316	316	316	19.00		50.0	35.0	
18		316	316	316	19.00		50.0	35.0	
19		300	300	300	19.00		50.0	35.0	
20	砂質土（自然地盤）	316	316	316	19.00	標準貫入試験	50.0	35.0	17（17）
21		316	316	316	19.00		50.0	35.0	
22		300	300	300	19.48		50.0	36.9	
23		300	300	300	19.48		50.0	36.9	
24		750	750	750	19.48		50.0	36.9	
25		300	300	300	19.32		50.0	42.4	
26		300	300	300	19.32		50.0	26.2	
27		750	750	750	19.32		50.0	26.2	
28		300	300	300	19.32		50.0	42.3	
37		300	300	300	20.00		10.0	39.0	
38		300	300	300	20.00		10.0	39.0	
39		300	300	300	20.00		10.0	39.0	
40		500	500	500	20.00		10.0	39.0	
41		500	500	500	20.00		10.0	39.0	
42		1500	1500	1500	20.00		10.0	39.0	
43		300	300	300	20.00		50.0	35.0	
44		300	300	300	20.00		50.0	35.0	
45	砂礫（自然地盤）	505	505	505	20.00	標準貫入試験	50.0	35.0	17（11）
46		300	300	300	20.00		50.0	35.0	
47		316	316	316	20.00		50.0	35.0	
48		316	316	316	20.00		50.0	35.0	
49		300	300	300	20.00		50.0	35.0	
50		300	300	300	20.00		50.0	35.0	
51		450	450	450	20.00		50.0	35.0	
52		450	450	450	20.00		50.0	35.0	
53		316	316	316	20.00		50.0	35.0	

(2)　標準貫入試験から得られた N 値を用いて支持力を算定した場合の推定精度

標準貫入試験から得られた N 値を用いて推定した地盤定数 c, ϕ により極限支持力を算定した場合の推定精度を検討する．表–付 10.2 に，三軸圧縮試験結果を踏まえて極限支持力を算定した場合の推定精度と N 値を用いて極限支持力を算定した場合の推定精度を対比して示す．また，図–付 10.1 及び図–付 10.2 に，三軸圧縮試験結果を踏まえて極限支持力を算定した場合の推定精度と N 値を用いて極限支持力を算定した場合の推定精度をそれぞれ示す．これらの結果より，N 値を用いて極限支持力を算定した場合は，三軸圧縮試験結果を踏まえて極限支持力を算定した場合と比べて著しく推定精度に劣る．

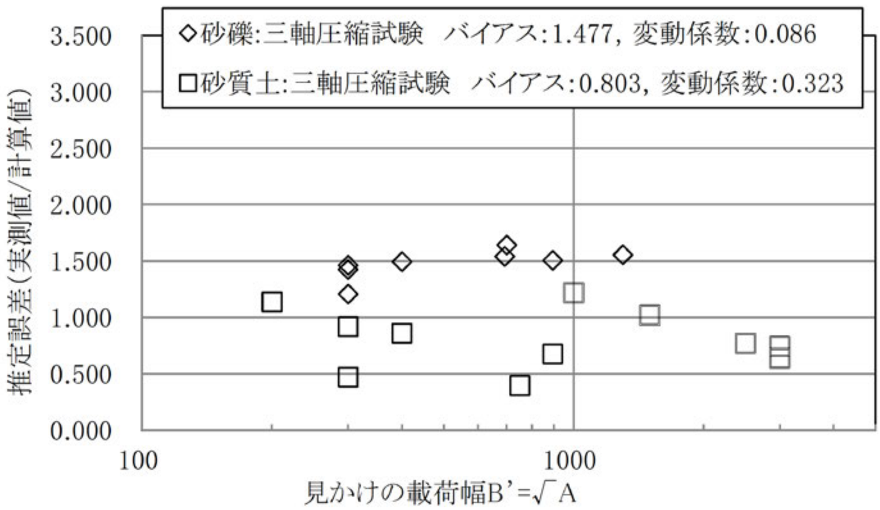
表–付 10.2　極限支持力の推定精度

(a)三軸圧縮試験結果から得られた地盤定数を用いて支持力を算定した場合

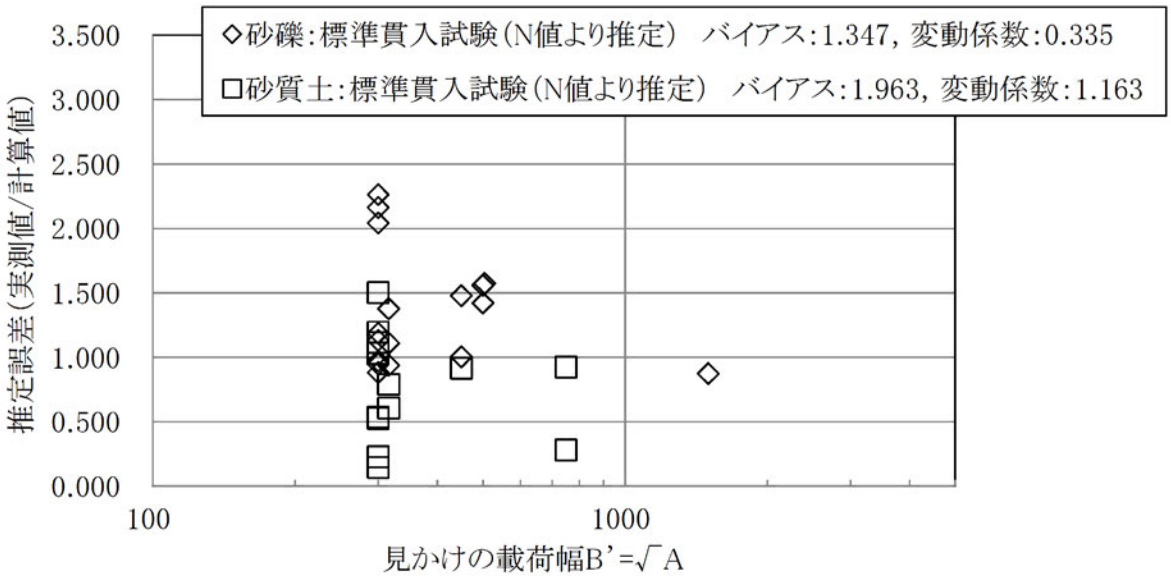
土質区分	サンプル数	バイアス λ_P	変動係数 COV_P	試験方法及び拘束圧(kN/m^2)
砂質土（自然地盤）	11	0.803	0.323	三軸圧縮試験（300）
砂礫（自然地盤）	8	1.477	0.086	三軸圧縮試験（100～300）

(b)標準貫入試験から得られたN値を用いて地盤定数を推定し支持力を算定した場合

土質区分	サンプル数	バイアス λ_P	変動係数 COV_P	試験方法
砂質土（自然地盤）	20	1.963	1.163	標準貫入試験
砂礫（自然地盤）	17	1.347	0.335	標準貫入試験



図–付 10.1　三軸圧縮試験から得られた地盤定数を用いて支持力を算定した場合の極限支持力推定誤差と載荷幅の関係



図–付 10.2　標準貫入試験から得られた N 値を用いて地盤定数を推定し支持力を算定した場合の極限支持力推定誤差と載荷幅の関係

(3)　粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ の違いが推定精度に与える影響

粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ の違いが推定精度に与える影響を検討する．検討方法としては，粘土分が卓越する粘性土及び軟岩に対して粘着力 c の違いによる影響を検討し，砂・礫分が卓越する砂質土及び砂礫に対して内部摩擦角 ϕ の違いによる影響を検討する．検討は，粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ をそれぞれ 2 つのグループに分け，各グループの推定精度を確認することとした．なお，グループ分けをする際の基準値は，粘着力 c は c =100(kN/m^2)，内部摩擦角 ϕ は ϕ=40(°)とした．この基準値は，今回の分析に用いた載荷試験における支持地盤の平均的な値である．

表–付 10.3 に，粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ の各グループの推定精度の違いを示す．また，図–付 10.3 及び図–付 10.4 に，極限支持力推定誤差と粘着力 c の関係(粘性土・軟岩)と極限支持力推定誤差と内部摩擦角 ϕ の関係(砂質土・砂礫)をそれぞれ示す．

極限支持力推定誤差と粘着力 c の関係に着目すると，c =100(kN/m^2)以上の変動係数のほうが c =100(kN/m^2)未満よりも若干小さく，その結果，推定精度も若干高い．

極限支持力推定誤差と内部摩擦角 ϕ の関係に着目すると，ϕ=40(°)以上の変動係数のほうが ϕ=40(°)未満よりも若干大きいものの，大きな違いはない．ϕ=40(°)未満の分析に用いた載荷試験データは，2 サイトで実施されたものであり，同じ地盤内での試験であったことから推定誤差が小さくなったと想定される．

表–付 10.3　極限支持力の推定精度

(a) 三軸圧縮試験結果から得られた地盤定数を用いて支持力を算定した場合

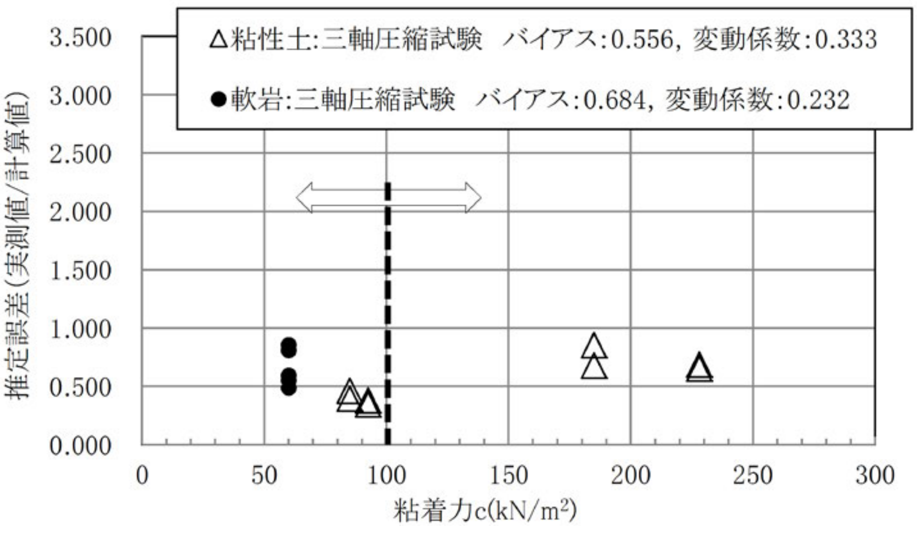
土質区分	サンプル数	バイアス λ_P	変動係数 COV_P	試験方法及び拘束圧(kN/m^2)
砂質土･砂礫(自然地盤)	19	1.087	0.369	三軸圧縮試験（100～300）
粘性土･軟岩(自然地盤)	14	0.611	0.295	三軸圧縮試験

(b) (a)の粘性土･軟岩(自然地盤)について粘着力別の推定精度

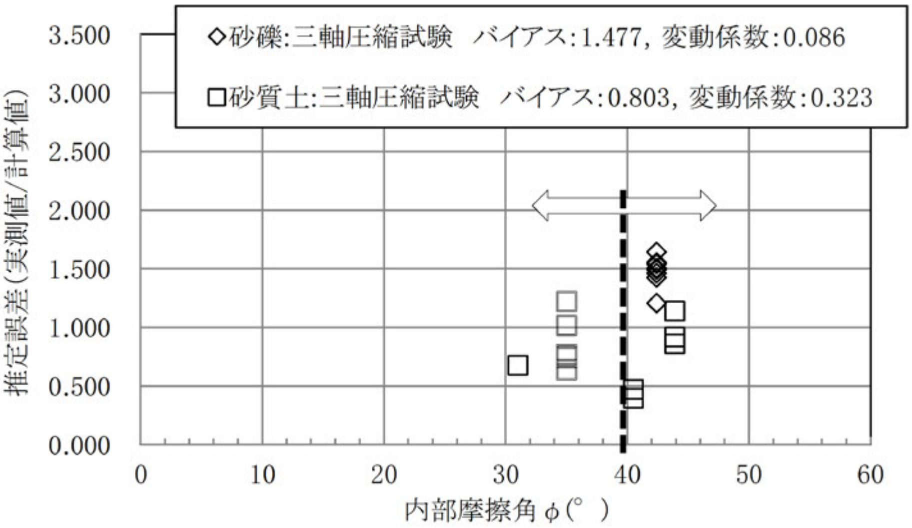
土質区分	サンプル数	バイアス λ_P	変動係数 COV_P	試験方法及び拘束圧(kN/m^2)
粘性土･軟岩(自然地盤)－c=100(kN/m^2)未満	10	0.568	0.339	三軸圧縮試験
粘性土･軟岩(自然地盤)－c=100(kN/m^2)以上	4	0.717	0.128	三軸圧縮試験

(c) (a)の砂質土･砂礫(自然地盤)について内部摩擦角別の推定精度

土質区分	サンプル数	バイアス λ_P	変動係数 COV_P	試験方法及び拘束圧(kN/m^2)
砂質土･砂礫(自然地盤)－ϕ=40°　未満	6	0.842	0.269	三軸圧縮試験（100～300）
砂質土･砂礫(自然地盤)－ϕ=40°　以上	13	1.200	0.350	三軸圧縮試験（100～300）



図–付 10.3　　極限支持力推定誤差と粘着力 c の関係(粘性土・軟岩)



図–付 10.4　　極限支持力推定誤差と内部摩擦角ϕの関係(砂質土・砂礫)

付録 11. 新しい照査方法による直接基礎の試設計

(1)　概説

第 6 章では新しい直接基礎の安定照査法について整理した．ここで提案している照査方法が H14 道示で設計された直接基礎に与える影響や課題を把握するためには提案した照査手法を適用した試設計が必要である．そこで，ここでは新しい照査方法における各照査項目が H14 道示で設計された直接基礎にどのような影響を与えるのかを確認することを目的に試設計を行いその結果を報告する．

(2)照査方法の手順

表–付 11.1 に照査項目を示す．照査項目のうち転倒および最大地盤反力度の上限値については現行道示の規定通りである．

表–付 11.1　照査項目一覧

<table>
<tr><td rowspan="3">常時</td><td>支持力</td><td>照査式　基礎底面の鉛直地盤反力度≦最大地盤反力度の上限値

照査値　砂礫：700 kN/m²，砂：400 kN/m²，粘土：200 kN/m²
硬岩(亀裂少)：2,500 kN/m²，硬岩(亀裂多)：1,000 kN/m²，軟岩：600 kN/m²</td></tr>
<tr><td>転倒</td><td>照査値　基礎底面の設計鉛直作用力の作用位置が基礎中心より基礎底面幅の 1/6 以内とする．</td></tr>
<tr><td>滑動</td><td>照査式　基礎底面の設計水平作用力≦最大せん断抵抗力
$H_{BQd} / (\Phi_U \times H_{BRU}) \leqq 1.0$
ここに，H_{BQd}：設計水平作用力 ，H_{BRU}：極限せん断抵抗力，　Φ_U：抵抗係数で 0.65</td></tr>
<tr><td rowspan="3">レベル1地震時</td><td>支持力</td><td>(支持地盤が砂・砂礫・粘土の場合)
照査式　基礎底面に作用する組合せ作用力≦組合せ降伏支持力
$\rho_c / V_{mYd} \leqq 1.0$　，　$V_{mYd} = \Phi_U V_{mY}$
$\rho_c = \dfrac{V}{1-\left(\dfrac{h^2+m^2}{\xi^2}\right)^{1/2}}$，$\xi = \dfrac{V}{V_m}$，$h = \dfrac{H}{(H_U / V) \times V_m}$，　$m = \dfrac{M}{0.48BV_m}$

ここに，V_m：中心鉛直載荷を受けるときの極限鉛直支持力，ρ_c：組合せ荷重強度，H_U：基礎底面と地盤との間に働く極限せん断抵抗，V_{mY}：中心鉛直載荷を受けるときの設計降伏鉛直支持力 で 0.63 V_m ，Φ_U：抵抗係数で 0.8

(支持地盤が岩盤の場合)
照査式　基礎底面の鉛直地盤反力度≦最大地盤反力度の上限値

照査値　硬岩(亀裂少)：3,750 kN/m²，硬岩(亀裂多)：1,500 kN/m²，軟岩：900 kN/m²</td></tr>
<tr><td>転倒</td><td>照査値　基礎底面の設計鉛直作用力の作用位置が基礎中心より基礎底面幅の 1/3 以内とする．</td></tr>
<tr><td>滑動</td><td>照査式　基礎底面の設計水平作用力≦最大せん断抵抗力
$H_{BQd} / (\Phi_U \times H_{BRU}) \leqq 1.0$
ここに，H_{BQd}：設計水平作用力 ，H_{BRU}：極限せん断抵抗力，　Φ_U：抵抗係数で 0.80</td></tr>
<tr><td colspan="2">レベル 2
地震時</td><td>－　省略　－</td></tr>
</table>

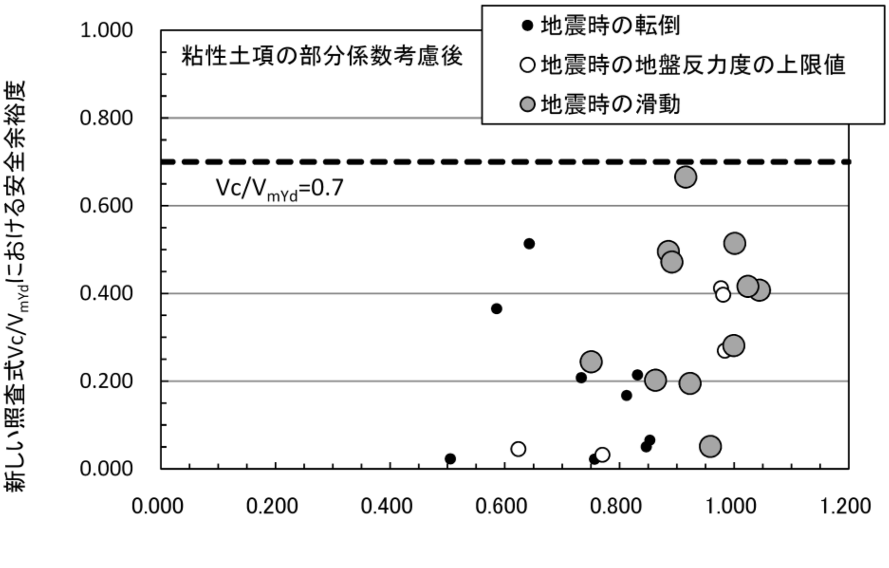
(3) 設計試算条件

試算橋梁は，「構造高」、「支間長」、「地盤種別」等バランスよく抽出する．試算橋梁は，付録 6 の地盤反力度の上限値における沈下量の試算で示した基礎と同じものを用いた．

(4) 試算結果と影響度分析

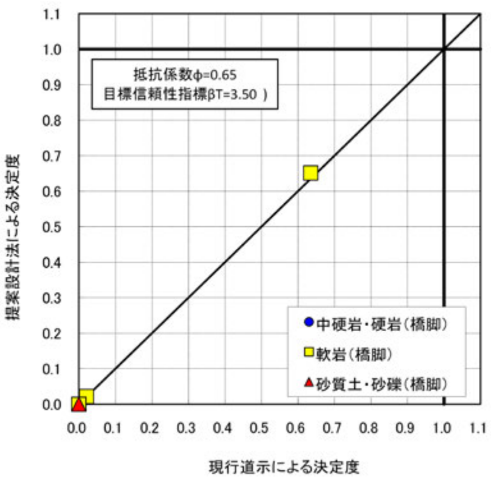
図–付 11.1 に新たに設けた支持力照査式による安全余裕度と構造緒元の決定要因となったその他の照査項目(転倒，滑動，地盤反力度の上限値)による安全余裕度を示す．設計的に支持力は必ずしもクリティカルではなく，転倒，地盤反力度の上限値，滑動照査にて基礎寸法が決定される．図–付 11.2～図–付 11.3 に滑動の照査結果を示す．レベル 1 地震時の橋台については滑動で諸元が決定される傾向にあり，一部新しい照査式の適用により既設計において照査を満足しないケースがある．これは現行設計で規定している安全率よりも若干大きめの安全率を有している抵抗係数(現行のレベル 1 地震時の安全率 1.2 に対し，1.25=1/0.8)を設定しているためで，実質大差は殆どないといってよい．本試算により，新しい設計手法の導入により，これまでの設計に対し諸元が大きく変わらないことがわかった．

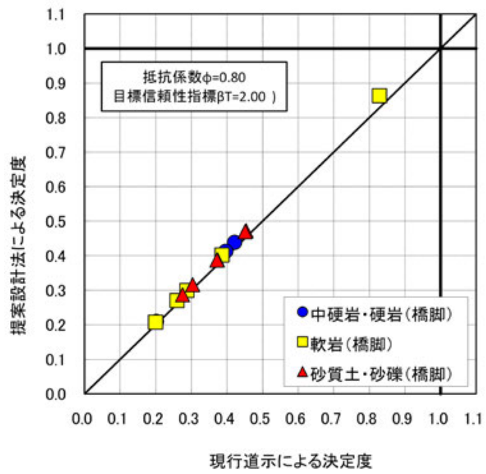
参考までに図–付 11.4～図–付 11.7 に転倒および地盤反力度の上限値の照査結果を示す．これらは現行と変更はない．構造緒元の決定要因としては，橋脚についてはレベル 1 地震時の転倒，橋台についてはレベル 1 地震時の滑動がクリティカルとなっていることがわかる．



図–付 11.1　新しい支持力照査式により照査した安全余裕度 V_c/V_{mYd} と

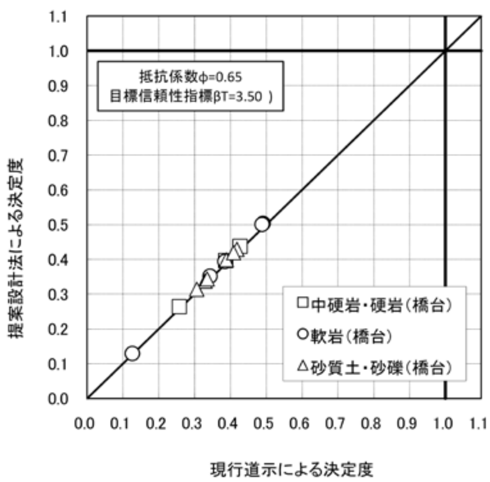
クリティカルとなる照査項目における安全余裕度の関係

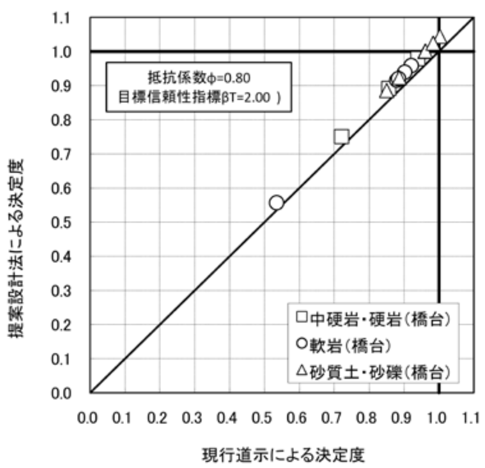




(a) 常時　　(b)　レベル 1 地震時

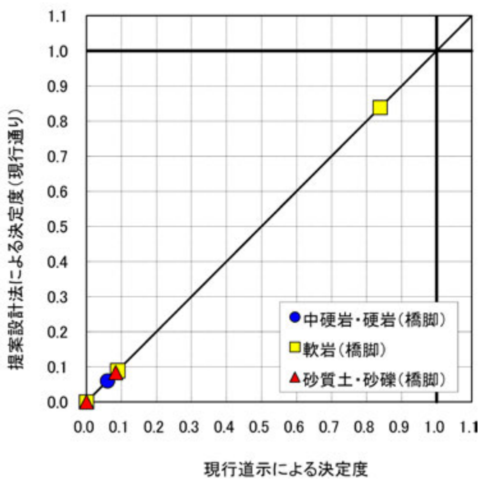
図–付 11.2　橋脚の滑動照査

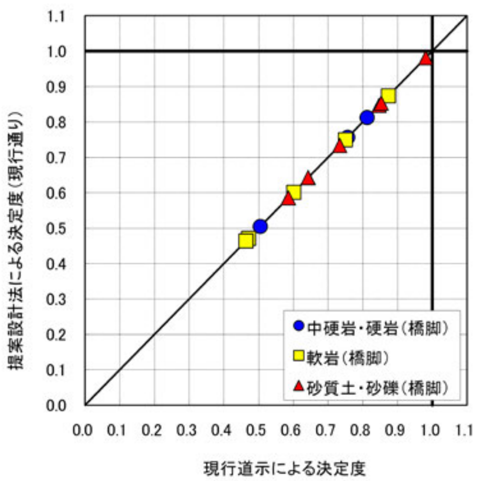




(a) 常時　　(b)　レベル 1 地震時

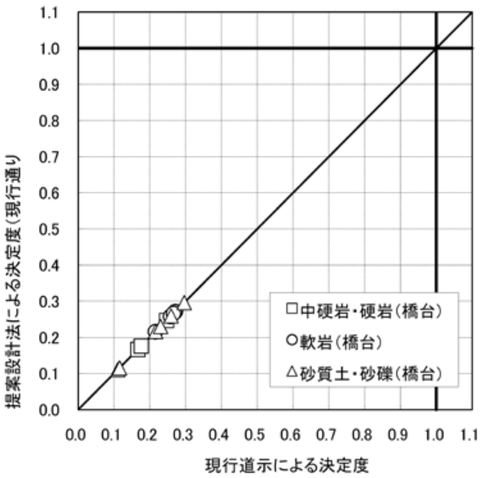
図–付 11.3　橋台の滑動照査



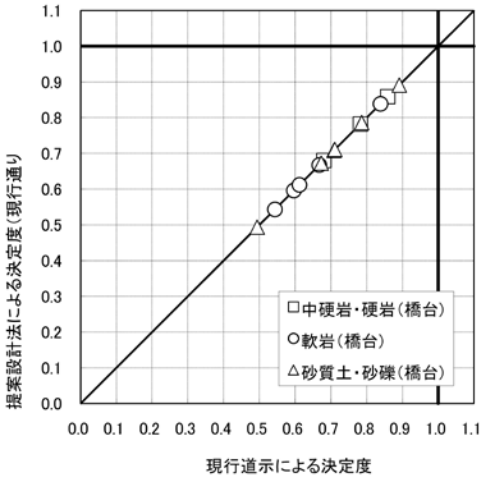


(a) 常時　　(b)　レベル 1 地震時

図–付 11.4　橋脚の転倒照査

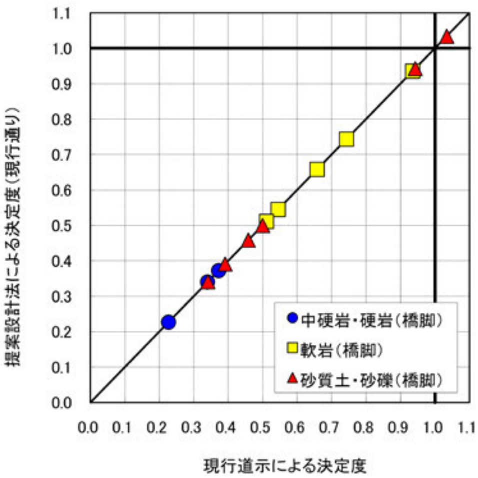


(a) 常時

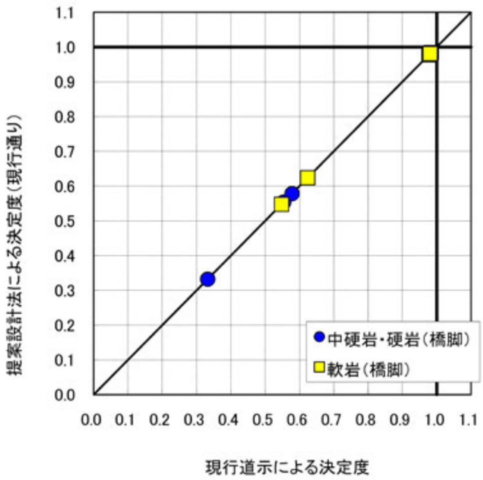


(b) レベル 1 地震時

図–付 11.5 橋台の転倒照査

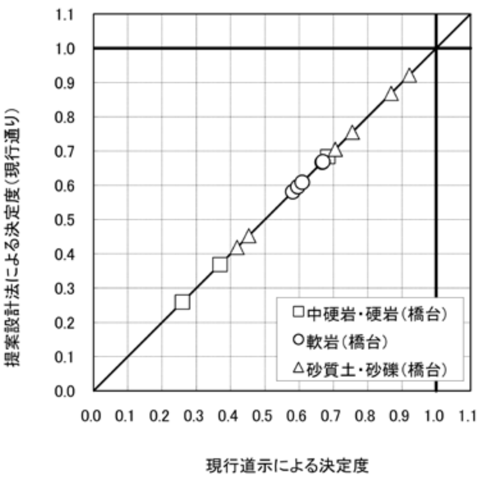


(a) 常時

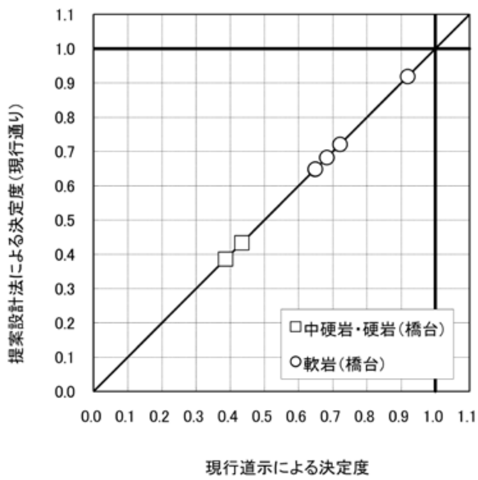


(b) レベル 1 地震時

図–付 11.6 橋脚の地盤反力度の上限値の照査



(a) 常時



(b) レベル 1 地震時

図–付 11.7 橋台の地盤反力度の上限値の照査

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4255 Mar 2014

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305－8516 茨城県つくば市南原1－6 電話029－879－6754