ISSN 0386－5878
土木研究所資料第3849号

土 木 研 究 所 資 料

三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角と標準貫入試験N値との関係

平成14年2月

独立行政法人土木研究所
構造物研究グループ基礎チーム

Copyright © (2001) by P.W.R.I.

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

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

土木研究所資料
第3849号　2002年2月

三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角と標準貫入試験 N 値との関係

構造物研究グループ (基礎)　上席研究員　福井　次郎
研　究　員　白戸　真大
招聘研究員　松井　謙二
交流研究員　岡本　真次 *

要　旨

本資料は，砂地盤に関して，信頼できるサンプリングにより原地盤から採取された試料を用いて三軸圧縮試験により求められた内部摩擦角と原位置における標準貫入試験結果の相関式の検討を行ったものである．また，相関式を部分安全係数設計法に導入することを想定して設計実務に適用する方法についても検討した．以上の結果に基づき，設計において，標準貫入試験結果から砂の内部摩擦角を設定するための参考式を提案した．

キーワード：砂，三軸圧縮試験，内部摩擦角，標準貫入試験，N 値

＊　交流研究員在職期間：平成13年4月～平成14年3月

目次

1. はじめに 1

2. 既往の研究における内部摩擦角の推定式および N 値の補正方法の比較 4
   2.1 既往の推定式 4
      (1) 青木の提案式および鉄道標準の式 4
      (2) 港湾基準の式 4
      (3) 畑中らの提案式 7
   2.2 既往の式の比較 9

3. 相関式の同定 15

4. 地盤調査の質を考慮した設計における内部摩擦角の設定 22

5. その他のデータに対する適合性 27
   5.1 洪積砂質土，れき質土に対する適合性 27
   5.2 全データに対する適合性 30

6. 設計実務へ適用するためのいくつかの検討 35
   6.1 有効上載圧 σ'_v の下限値の設定 35
   6.2 有効上載圧の増加に伴い ϕ が減少することについて 35
   6.3 既往の推定式との比較 36

7. せん断強度と標準貫入試験の N 値の関係 40

8. 考察と今後の課題 42

9. 結論 44

参考文献 45

付録 I 標準貫入試験 N 値から砂の内部摩擦角 ϕ を推定する場合の参考式 (案) 47

付録 II データー覧 49

付録 III 土木研究所データの詳細 52

1. はじめに

構造物基礎を設計する場合，砂地盤の内部摩擦角 ϕ は，乱さない試料の採取が困難であることから，標準貫入試験の N 値から経験式を用いて求めているのが現状である．

道路橋基礎の設計においては，昭和 43 年の道路橋下部構造設計指針，直接基礎の設計篇[1]から，その後の道路橋示方書[2]においても，次式が解説部分に示されている．

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45°, \quad \text{ただし，} \quad N > 5 \tag{1}$$

以下，この式を「道路橋式」と呼ぶ．これは，同指針や吉中[3]の解説によれば，Terzaghi and Peck や Dunham，その他が提案していた N 値と ϕ の経験的な相関関係に対して，N 値が小さいところで下限となるように設定されたものである．

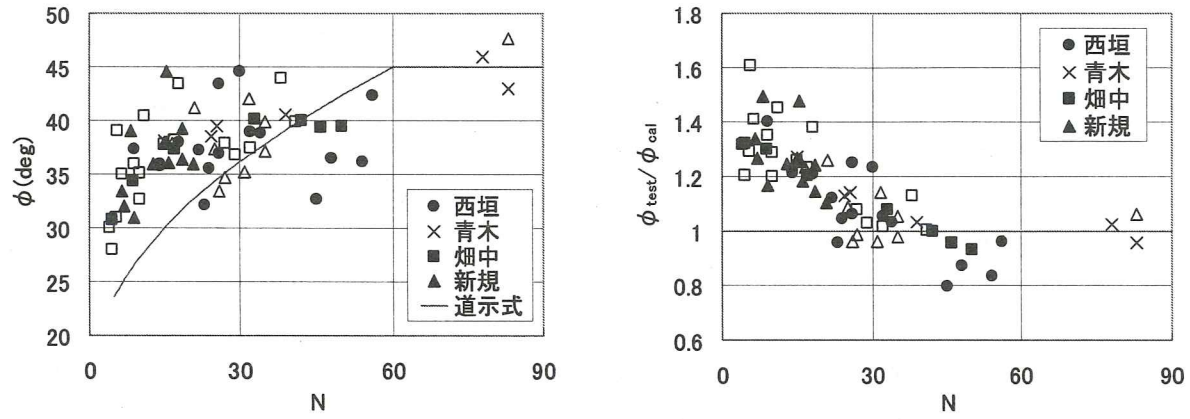
道路橋式が提案されてから後，国内では，実測データに基づく研究も多くはないがなされている．西垣[4]は，砂の内部摩擦角は N 値によらずほぼ一定の値を取り，N 値と内部摩擦角は明確な関係を持たないことを指摘している．田中[5]も，収集した実測値に基づき N 値と内部摩擦角の間に明確な関係が見られないことを報告している．

N 値から内部摩擦角 ϕ を推定する式は，内部摩擦角 ϕ と相対密度 D_r が相関関係を持ち，さらに相対密度 D_r と N 値が相関関係を持つことから求められたものである．しかし，吉中も指摘しており，また Gibbs and Holtz[6]の論文で広く知られるように，N 値から D_r を推定する場合には，上載圧を同時に考慮する必要があると言われている．西垣は，原位置での N 値と内部摩擦角の関係の他に，N 値と砂のせん断強度の関係を整理した結果，N 値は原地盤の応力条件におけるせん断強度を反映した値であることを指摘している．また，文献[7]には，原地盤の掘削前後において，上載圧の減少に応じて N 値が減少した実測例が示されている．

青木[8]は，西垣のデータや収集した実測値を整理した結果から，有効上載圧に応じて補正した N 値と砂の内部摩擦角の間には関係があるとしている．その研究成果は，鉄道構造物の設計標準[9]の推定式に反映されている．その後，港湾基準においても，N 値を有効上載圧に応じて補正した値を用いた推定式が導入された[10),11)]．また，最近では，畑中ら[12),13),14),15)]が，現在のサンプリング方法の中で最も品質の良い試料が得られる凍結サンプリングによる試料を用いた三軸圧縮試験から得た内部摩擦角と有効上載圧に応じて補正した N 値との関係を調べている．補正した N 値が小さい範囲では，補正した N 値と内部摩擦角は関係を持ち，また補正した N 値がある程度以上大きくなると，内部摩擦角は一定になるという結果が得られており，青木，西垣，田中のいずれの結果にも当てはまる結果と言える．最近，出版された建築物の限界状態設計指針[16]では，畑中らの提案する推定式を導入している．このように，最近の研究成果を受け，各種技術基準では N 値から内部摩擦角を推定する式として，原位置の N 値を有効上載圧に応じて補正した値から算出する式が導入されて来ている．

その他の既往の研究としては，小松田[17]が，乱さない土の試料による三軸圧縮試験結果と N 値を比較し，N 値と土のせん断強度が関係を持つことを示している．そして，標準貫入試験の N 値と細粒分含有率の関係を考慮することで，粘着力と内部摩擦角を同時に推定する式を提案している．

道路橋示方書[18]においても，砂地盤の液状化強度の判定では，N 値は，有効上載圧に応じて補正した値を用いている．これは液状化の発生と関係が深い砂地盤の密度と，有効上載圧で補正した N



図–1 N 値と内部摩擦角の関係 (データは**付録 II** による．)

値との関係を考慮しているものである．吉中も，既に文献[3]において，N 値から D_r を算出するときや，式 (1) を用いる時には，原位置の有効上載圧に応じて N 値の補正を行うことが望ましいことを解説している．

図–1に西垣，青木，畑中らの文献に記載されている実測データ，その他の既往の文献に記載されている実測データ，および，著者らが収集したデータと道路橋式 (1) による計算値の比較を示す．データの一覧は**付録 II** に整理してある．ここに，左の図では，プロットしてある各点が実測値，実線が道路橋式による計算値であり，右の図では，ϕ_{test} が実測値 (三軸圧縮試験値)，ϕ_{cal} が計算値であり，ϕ_{cal} はここでは道路橋式による計算値である．実測値について，白抜きのものは，凍結サンプリング試料により内部摩擦角が求められたもので，本資料の以後の図においても同様である．なお，同じ調査地点で，凍結サンプリングによる試料を用いた三軸圧縮試験結果とその他のサンプリング方法による試料を用いた三軸圧縮試験結果の両者がある場合には，凍結サンプリング試料による三軸圧縮試験結果のみ示した．これは，本資料の全ての図において同様である．

西垣のデータは N 値が 10 以上で広範囲に広がるが，西垣が言うように，N 値と ϕ の間に明瞭な相関関係は見られない．一方，その他のデータは，N 値が 20 以上では ϕ はほぼ一定の値を取り，この点では西垣のデータと一致する．全体としては，N 値が 10 より小さい範囲では N 値に応じて内部摩擦角が大きくなるように見えるが，10 を越えるとほぼ一定の傾向を示す．これに対し，式 (1) による計算値は，N 値が 20 以下では内部摩擦角を過小評価している．また，N 値の大きいところでは，実測値は，ほぼ一定傾向であるのに対して，計算値は，内部摩擦角が増加することから実際の値より過大評価するおそれがある．

従来，道路橋の基礎の設計において内部摩擦角が必要となるのは，直接基礎のような剛体基礎の設計のみであった．しかし，近年，杭基礎などの設計に地震時保有水平耐力法[2),18)]が導入されるなど，基礎に生じ得る挙動を求め，そして基礎の変形性能や終局限界状態を評価するという，性能照査型の設計法，もしくは限界状態設計法を導入する方向性にある．基礎の地震時の水平支持特性を評価するためには地盤の強度定数を積極的に考慮しなければならないが，杭基礎などの深い基礎の水平抵抗に関して関与の大きい浅い位置では，N 値は比較的小さい場合が一般的である．したがって，N 値が小さい範囲におけるの内部摩擦角推定式の精度を向上させることで合理的な設計につながる．

また，直接基礎の設計では，支持力の算定は，剛塑性理論に基づく支持力推定式により行っている．道路橋示方書の解説にある支持力係数の算定図表では，支持力係数の寸法効果の影響が反映されていないことを考慮して，内部摩擦角は残留強度かまたそれより小さく設定する必要があり，実務上，式(1)のように N 値がさほど大きくない領域において明らかに安全側と考えられる設定をすることで，適切な支持層の選定，基礎寸法の決定がなされるようにされてきた．さらに地盤反力度の上限値が設定され，支持力で決定される断面寸法よりも安全と考えられる基礎寸法が設定されるように配慮されてきた．しかし，直接基礎の支持力係数の寸法効果に関する研究が進み，支持力係数を基礎の寸法に応じて補正する方法が整理されて来ており，これを導入することにより設計上の不確実性を減らすことができるようになって来ている．したがって，地盤調査結果に基づき内部摩擦角を設定し，地盤の特性に応じた支持力を設定し，基礎の寸法を決定することが合理的である．また，支持力推定式は，内部摩擦角が大きくなるほど内部摩擦角のわずかな変動が，得られる支持力の値に大きな変動をもたらす．このため，平成8年の道路橋示方書[2)]では内部摩擦角の設計上の上限値を $\phi = 40°$ として行っているが，これも内部摩擦角の推定精度に応じて，設計に用いる内部摩擦角を設定することが合理的である．

そこで，本資料では，N 値と内部摩擦角 ϕ の相関式を最新のデータや知見に基づいて見直しを行う．

さらに，信頼性に基づく限界状態設計法の中で関係式を用いることを考え，見直した関係式に統計的な不確実性を反映させた式を併せて提案することを試みる．今後，設計基準は，ISO2394[19)]に記載されるように，信頼性に基づく限界状態設計法を導入する方向にあり，道路橋示方書においても部分安全係数設計法の導入が検討されている．信頼性に基づく部分安全係数設計法においては，標準貫入試験結果から相関関係を用いて内部摩擦角を推定する場合には，単にデータの下限値を用いるということではなく，相関式の持つ推定精度の不確実性が設計に反映されるべきである．すなわち，推定式の統計的な不確実性に応じて，N 値から相関式により推定される内部摩擦角の平均的な値を，設計に不利な方向に増減させることを考えるべきである．本資料では，統計的な不確実性を反映させる式を検討するとともに，巻末の**付録Ⅰ**には，検討の結果を基に設計において用いる参考式の原案をまとめた．

また，N 値と原地盤のせん断強度の関係も調べる．ただし，原位置の静止土圧を推定することは困難であるので，実際の拘束応力条件とは異なるものの，原位置の有効上載圧を拘束圧とみなして，すなわち静止土圧係数 K_0 を1として強度を推定する．

2. 既往の研究における内部摩擦角の推定式および N 値の補正方法の比較

2.1 既往の推定式

ここでは，既往の推定式の中で，青木の提案式[8]，港湾基準の式[10),11)]，畑中らの提案式[12),13)]を取り上げる．青木の提案式は鉄道標準[9)]の式の根拠となったものであり，畑中らの提案式は建築物の設計指針[16)]に導入されている．

(1) 青木の提案式および鉄道標準の式

青木の提案式は，

$$\phi = 1.35N_1^{0.6} + 28 \tag{2}$$

である．ここに，N_1 は，後述する式 (5) などでも用いられているもので，

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \tag{3}$$

である．ここで，式 (2), (3) は，文献[8)]の式を重力単位系から SI 単位系に換算した．換算の方法は，地盤工学会や道路橋示方書の換算方法にならい，換算係数を 10 とした．ϕ は内部摩擦角 (度)，N は標準貫入試験の N 値，σ'_v は N 値が計測された位置の有効上載圧 ($\mathrm{kN/m^2}$)，そして N_1 が有効上載圧 $100\mathrm{kN/m^2}$ 相当に換算した換算 N 値である．青木は，D_r と N_1 の関係，および D_r と ϕ の関係に関する海外の研究成果から式 (2) を導き，そして，国内における地盤掘削前後の N 値の実測例と有効上載圧の変化の関係を調べるとともに，西垣[4)]のデータなど実際の地盤における計測データと式 (2) との比較を行うことにより式 (2) の妥当性を検証している．

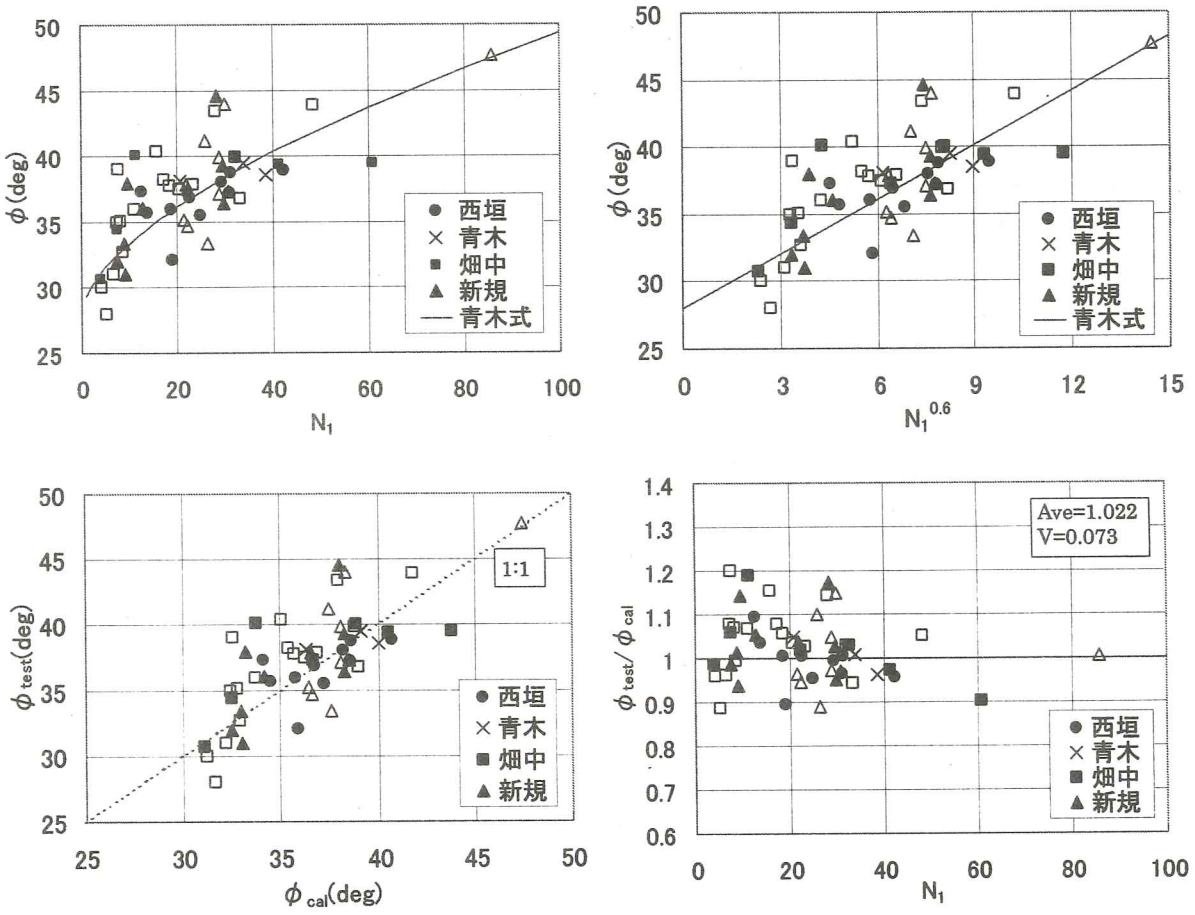
図–2に既往の実測データと比較した結果を示す．(実測値 ϕ_{test})/(計算値 ϕ_{cal}) の統計量を整理してみると，平均値 1.021，変動係数 6.4% であり，計算値はデータのほぼ平均的な値を示している．ここに，平均値，変動係数の算出も，**図–2**に示したデータと同様に，凍結サンプリング試料による三軸圧縮試験結果とその他のサンプリング方法による試料による三軸圧縮試験結果の両者のデータがあるものに関しては，凍結サンプリング試料による三軸圧縮試験結果を用いて算出した．これは，本資料における統計量の検討において，全て同じである．

なお，鉄道標準[9)]においては，式 (2) より 2 度減じた式が規定されている[8)]．以後，式 (2) を「青木式」と呼ぶことに，青木式を 2 度減じた式を「鉄道式」と呼ぶことにする．また，鉄道標準においては，地表面に近い位置での N 値の補正が過大になることがないように，$\sigma'_v \leq 50\ \mathrm{kN/m^2}$ では，σ'_v を $50\ \mathrm{kN/m^2}$ として内部摩擦角を算出するものとしている．鉄道式と実測値の比較を行った結果を**図–3**に示す．

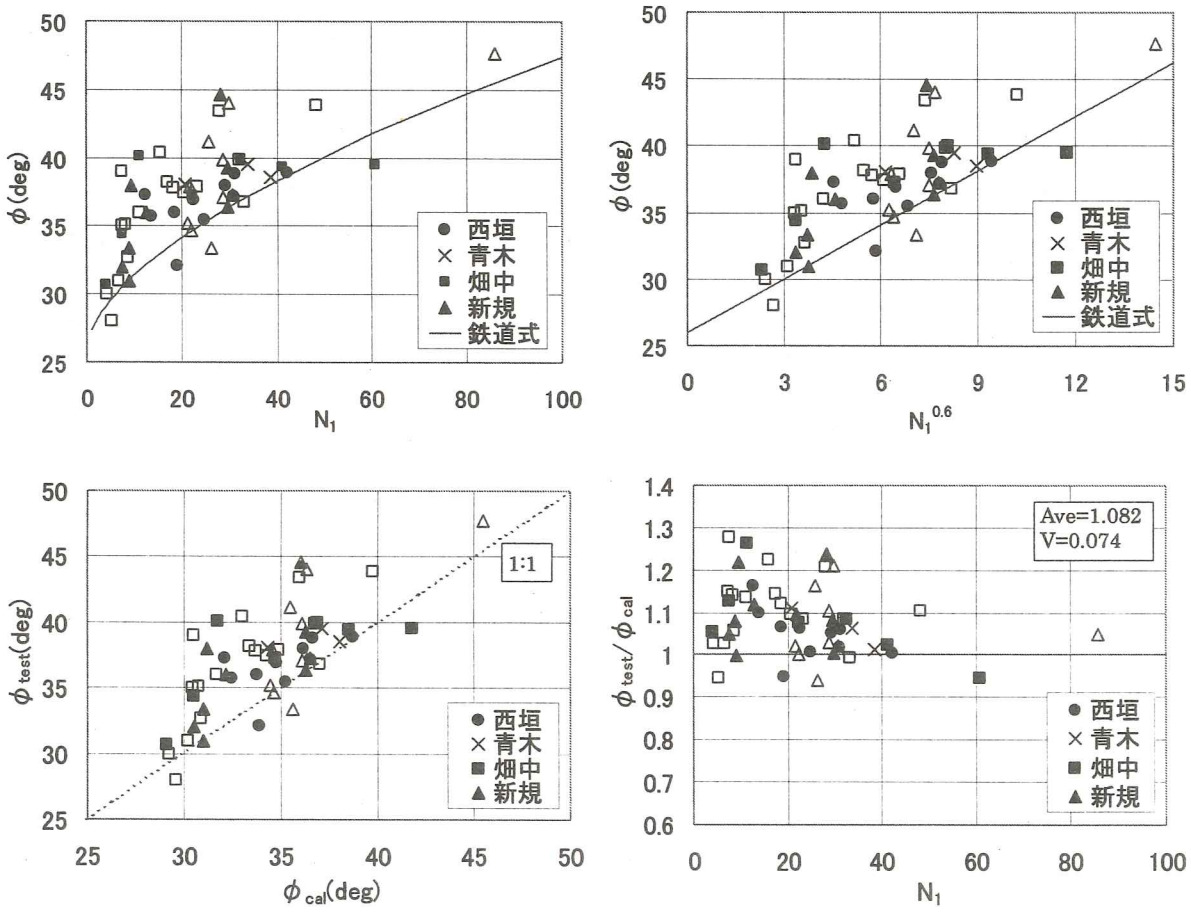
(2) 港湾基準の式

港湾基準の式は，次式である．

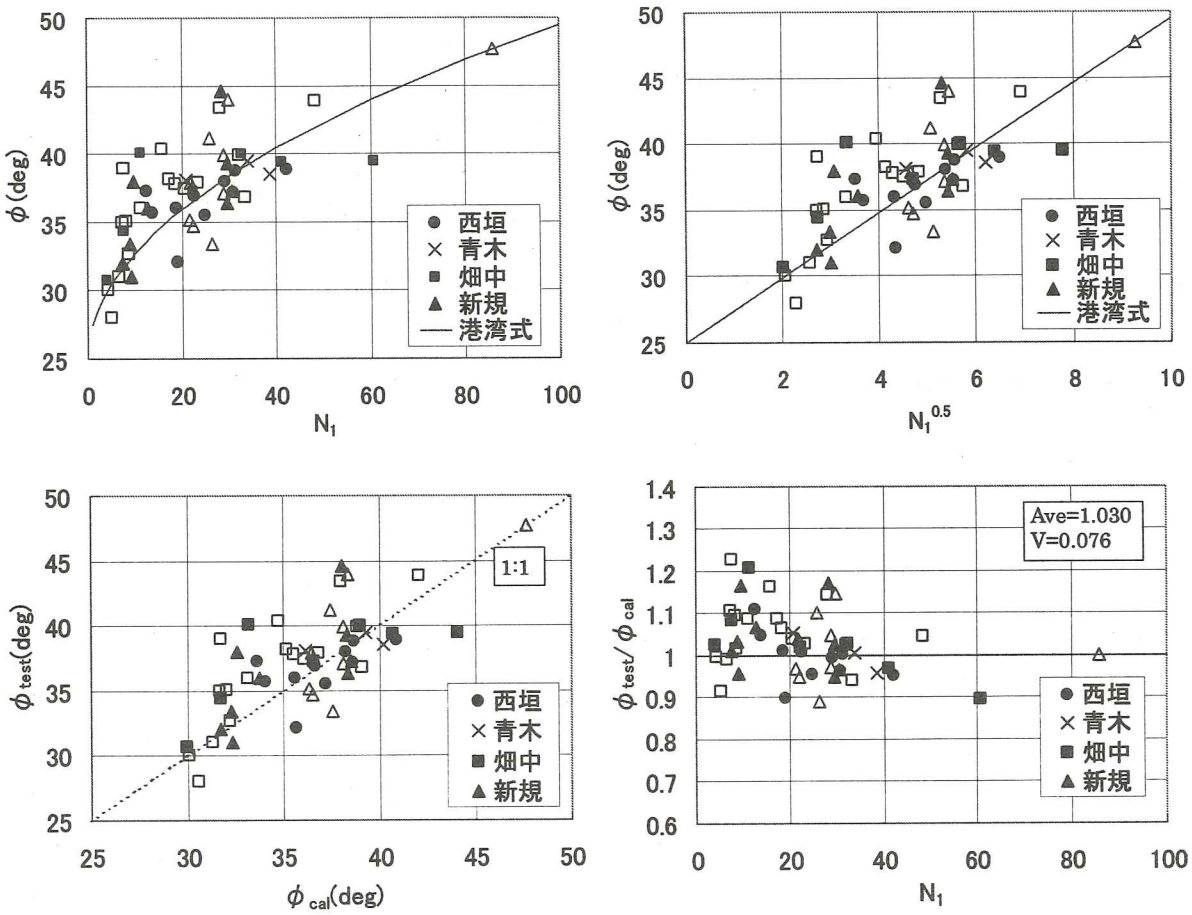
$$\phi = 2.45N_1^{0.5} + 25 \tag{4}$$



図–2　青木式と全データの比較



図–3 鉄道式と全データの比較



図–4 港湾式と全データの比較

以後，この式を「港湾式」と呼ぶ．ここに，N_1 は，式 (3) で定義したものである．この式は，有効上載圧による補正を行った N 値と D_r の関係に関する Meyerhof の式[20]，

$$D_r = 21\left(\frac{100N}{\sigma'_v + 70}\right)^{0.5} \tag{5}$$

と，D_r と ϕ に関して同じく Meyerhof が提案する式[21]

$$\phi = 0.15D_r + 28 \tag{6}$$

を組み合わせたものを元に，港湾基準の過去の推定式との整合性を考慮して設定したものであるとされている[10),11)]．

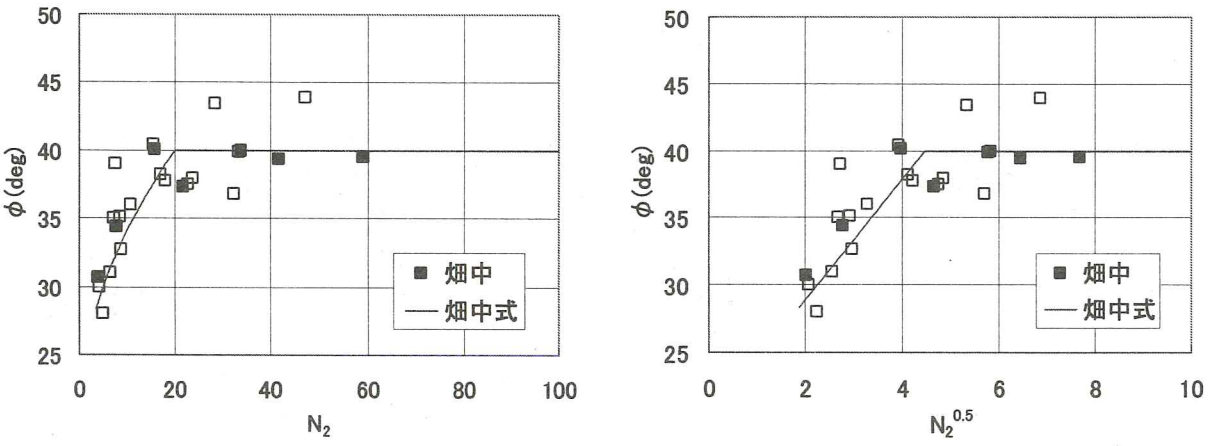
図–4に港湾式と実測値の比較を行った結果を示す．青木式とほぼ同じ傾向を示し，計算値は，全体として平均的な値を示す．

(3) 畑中らの提案式

畑中らの提案式を次に示す．

$$\phi_d = (20N_2)^{0.5} + 20 \quad (3.5 \le N_2 \le 20), \quad \phi_d = 40 \quad (N_2 > 20), \tag{7}$$

$$N_2 = N/(\sigma'_v/98)^{0.5} \tag{8}$$

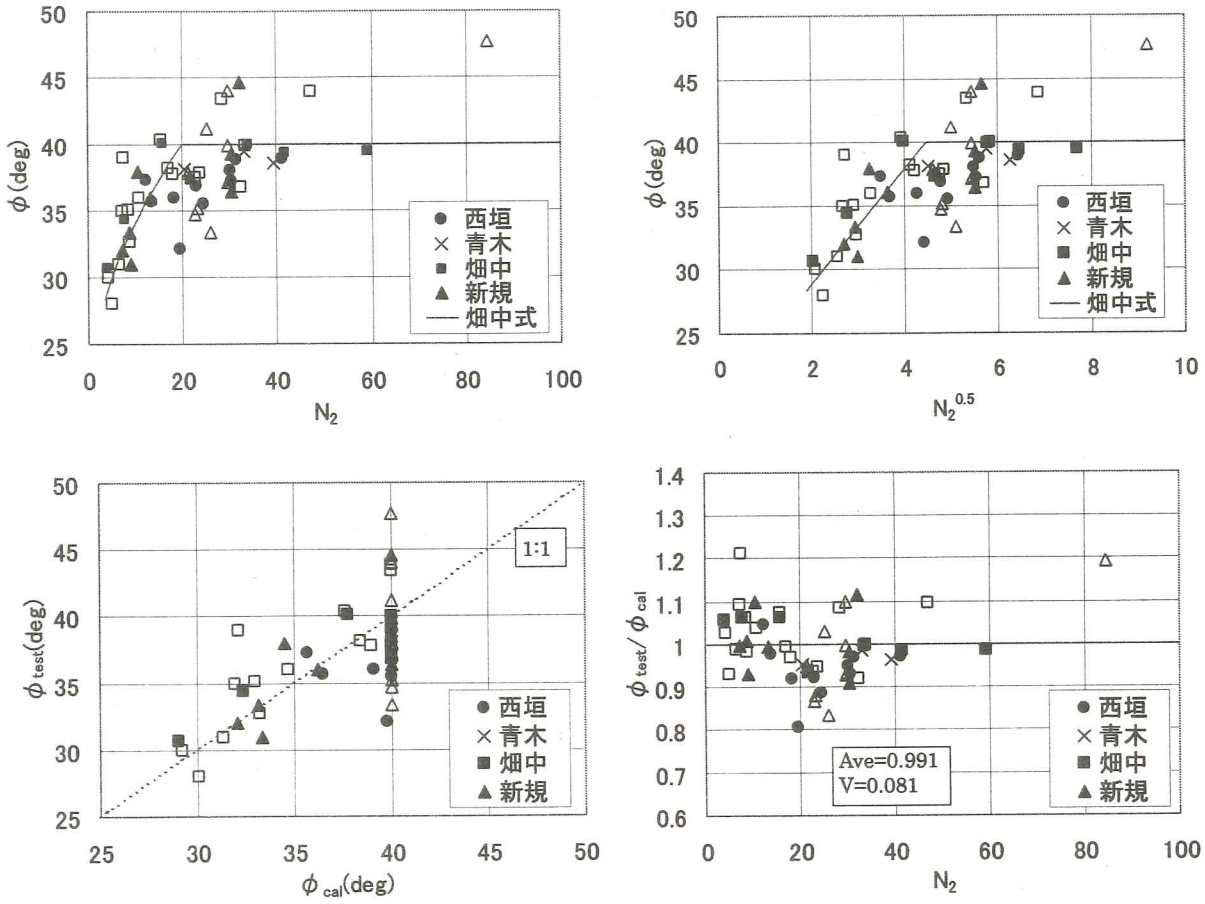


図–5 畑中式とその根拠データの比較

ここに，ϕ_d は，CD 試験 (圧密排水三軸圧縮試験) により得られる内部摩擦角 (度) を表す．N_2 は，N_1 同様，上載圧の影響を補正した N 値であり，Liao and Whitman[23]により提案された補正方法である．これは，建築基礎構造設計指針[24]における液状化強度の推定にも用いられている．畑中らの研究の特徴は，原地盤のデータを得る際に，高品質な試料が得られる原位置凍結サンプリングを用いていること，三軸圧縮試験は CD 試験であること，また，標準貫入試験方法も，コーンプーリーによる方法に比べて打撃時のエネルギー損失が少ないとんび法によっている点である．これらは調査方法に依存したデータのばらつきを少なくするために重要な点である．特に，凍結サンプリングによる高品質な試料により検討されていることは特筆に値する．また，同じ地盤からの試料をチューブサンプリングにより採取した場合の三軸圧縮試験結果も整理されており，チューブサンプリングで採取した試料による ϕ_d と凍結サンプリング試料による ϕ_d では，凍結サンプリングによるものの方が幾分大きいという結果が得られている．

図–5に，文献[12),13),14)]において畑中らが式を提案する際に収集したデータと畑中らの提案式を比較した結果を示す．畑中らのデータは，N_2 が 20 以下では ϕ が増加傾向を示すが，N_2 が 20 程度になり ϕ が 40 度程度まで増加すると，N_2 が増加しても ϕ の増加がみられなくなる．このため，青木式や港湾式では，N 値の増加に応じて ϕ が単調に増加するものであるのに対して，畑中式では N_2 が 20 前後で式が変わる．

図–6に，畑中らが収集した以外のデータも含めた実測値と計算値の比較を示す．西垣のデータは，ほとんどが畑中らの提案式よりも小さな内部摩擦角を有する．これは，サンプリング方法に依存しているものと考えられる．松尾ら[25)]が凍結サンプリングによる試料とチューブサンプリングによる試料の相対密度 D_r を比較した結果によれば，凍結サンプリングによる試料の相対密度がある程度大きい場合には，同じ位置におけるチューブサンプリングによる試料の相対密度は凍結サンプリング試料の相対密度よりも小さくなる傾向にある．このことから，内部摩擦角 ϕ と相対密度 D_r が関係を持ち，また N_2 が大きいほど相対密度 D_r が大きいならば，チューブサンプリングによる試料の内部摩擦角 ϕ は凍結サンプリング試料に比べて小さくなると考えられる．西垣[4)]の文献からはサンプリング方法が不明であるが，特に記載されていないことや年代から考えて，凍結サンプリングではないと推測さ



図–6 畑中式と全データの比較

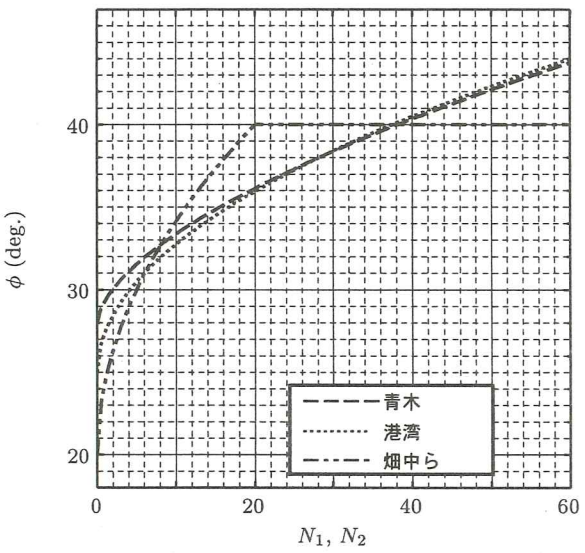
れる．また，3.で後述するように，データの得られた年代からすると，サンプリング技術も，現在に比べると劣っていたと考えられる．その結果，凍結サンプリング試料が主である畑中らのデータに比べて，内部摩擦角が低いデータが生じたと解釈できる．ただし，新規データの中には，凍結サンプリング試料ではあるが N 値が 20 から 30 程度であっても内部摩擦角が 40 度を下回るデータもあることから，その他の要因も考えられる．

2.2 既往の式の比較

それぞれの提案式を比較するために，ここでは N_1, N_2 を同時にプロットした結果を図–7に示す．一般に，畑中らの式がその他の式に比べて ϕ を大きく与える．これは，畑中らの式が凍結サンプリングによる高品質な試料による三軸圧縮試験結果によっているためと予測される．

また，N_1, N_2 による差も考慮して比較するために，N 値の一様な地盤において，それぞれの提案式により推定される内部摩擦角 ϕ を比較した結果を図–8, 9に示す．特に N 値が 25 以上と大きい場合には，上載圧が大きいほど，言い換えると深い位置であるほど，同じ N 値であっても畑中らの式の方が ϕ を大きく与える．これは 2 つ理由が考えられる．

まず，畑中らの式では，補正した N 値が 20 以上であれば内部摩擦角は一定値であるが，青木式や港湾基準式では補正した N 値に応じて内部摩擦角が変化するため，補正した N 値が 20 前後では畑



図–7 青木式，港湾式，畑中式の比較

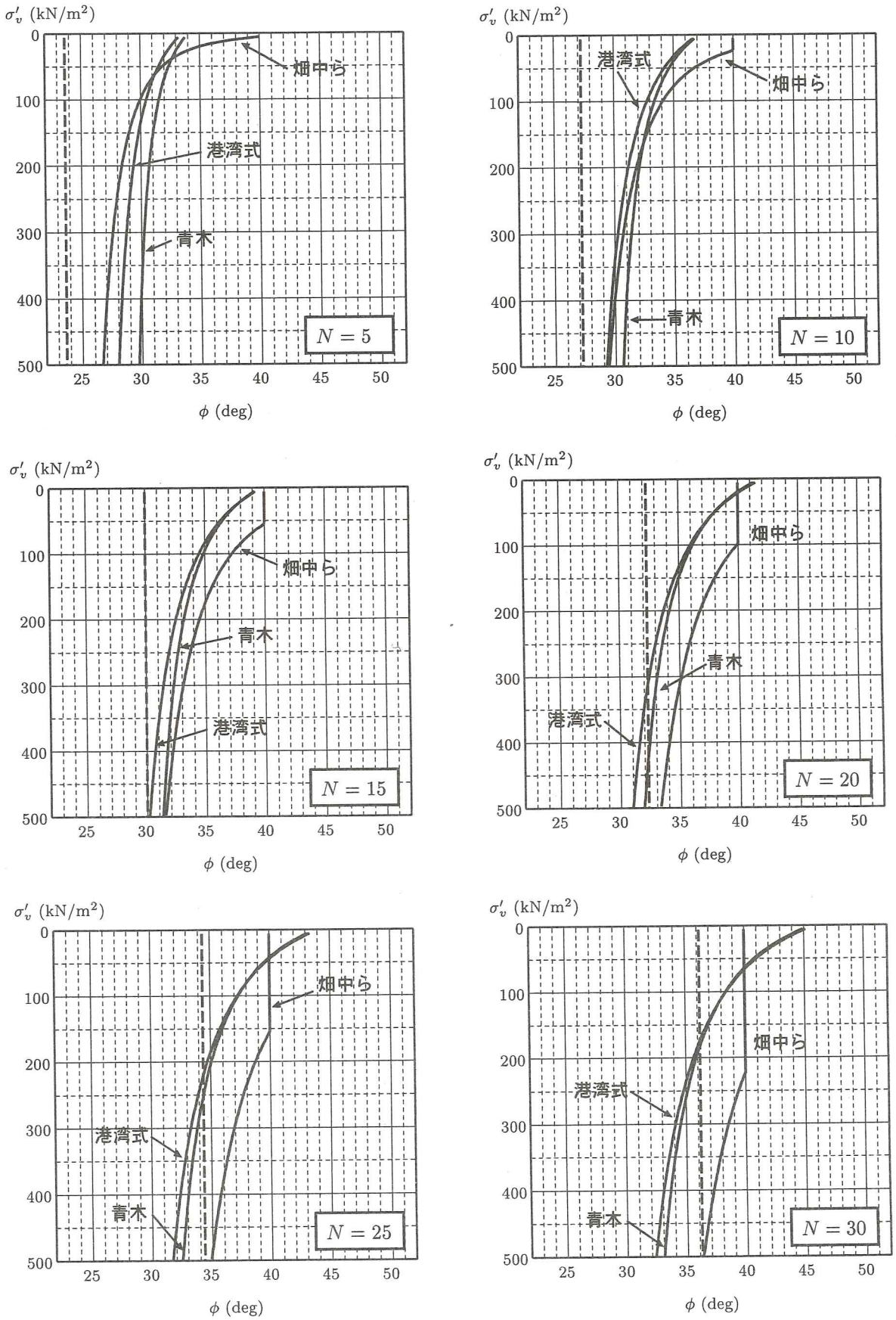
中式の方が大きな内部摩擦角を与えるためである．

もう一つは，N_1 と N_2 では，N_1 は上載圧と双曲線関係を持つのに対して，N_2 は上載圧の 1/2 乗に反比例しているため，上載圧が大きなところでは N_2 と N_1 の差が大きくなるためである．

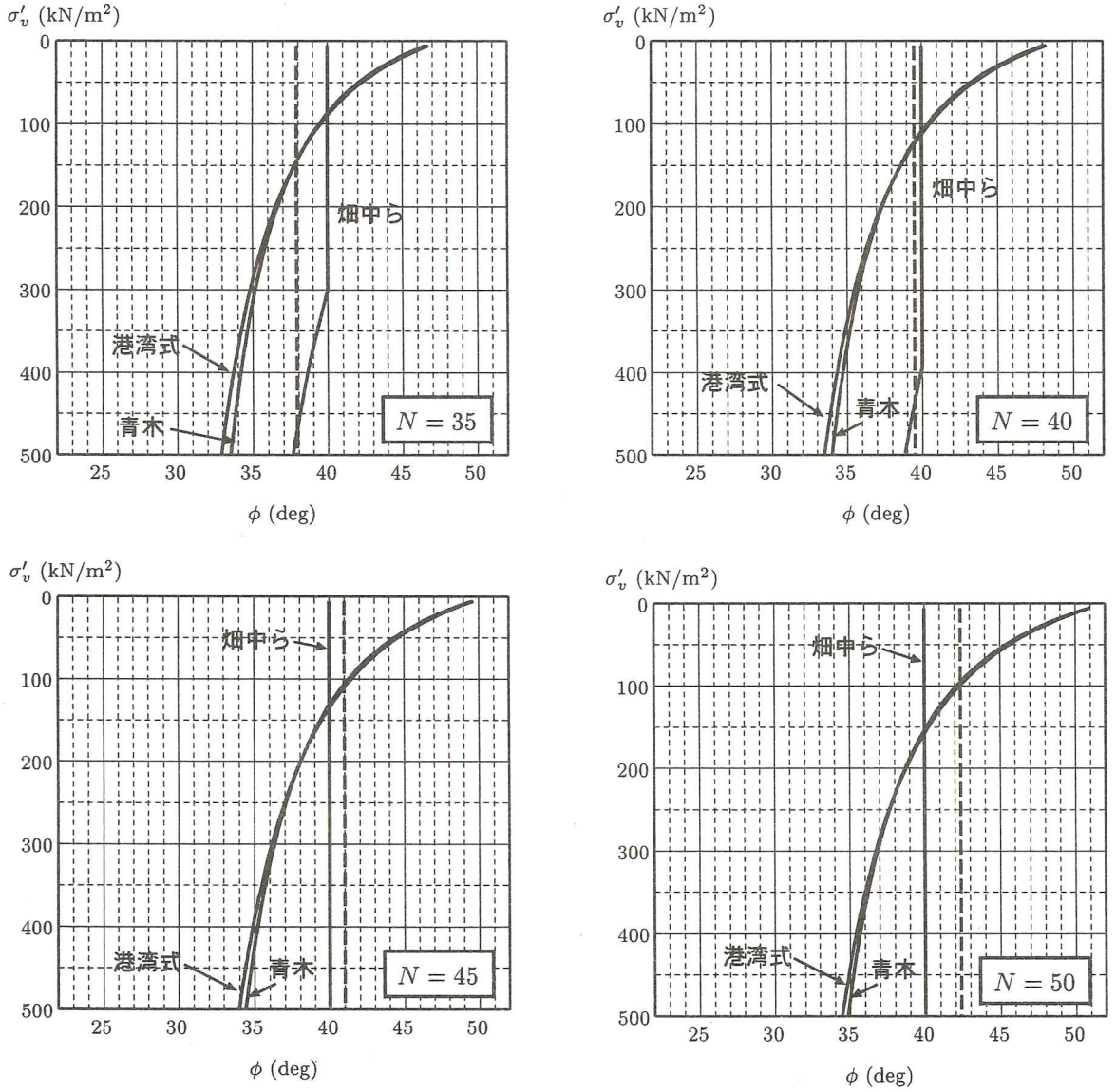
そこで，N_1, N_2 と有効上載圧の関係を整理した結果を**図–10, 11**に示す．どのような N 値であっても，σ'_v が $50\text{kN/m}^2 \sim 150\text{kN/m}^2$ の範囲では N_1, N_2 の値はほとんど同じ値になるが，これよりも深い位置では N_2 が N_1 より大きくなり，その差は，N 値が大きいほど大きくなる．

以上の二つの理由により，畑中式による内部摩擦角が大きく評価されることがわかる．

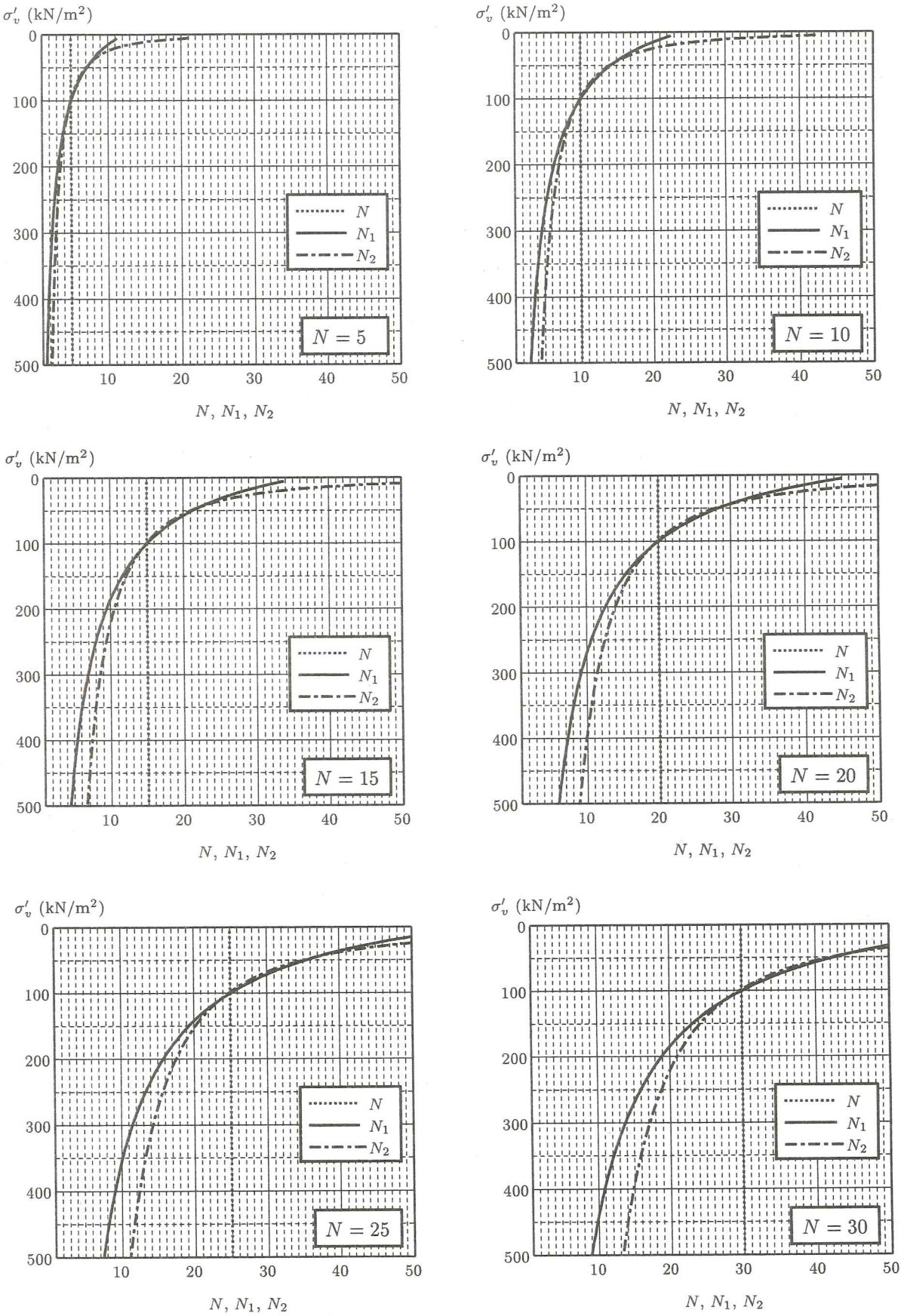
また，注意しなければならないのは，N_2 は，分母に定数項が無い単純な形を取っているために，浅い位置では有効上載圧 σ'_v が零に近くなり，N 値を非常に大きな値に補正することである．畑中らの式では内部摩擦角の上限値として 40 度が設定されているためにその影響が顕著にならないが，N_2 の補正値を浅い位置で適用する際には，十分な注意が必要であると考えられる．N_1 に関しても，式 (5) はもともと乾燥砂に関する式であるため，液状化の判定に用いる N 値の補正方法としては，式 (3) よりも式 (8) の方が良いとの意見もある[26]．σ'_v が 150kN/m^2 を越える深い位置における上載圧に応じた N 値の補正方法は今後も検討が必要であろう．



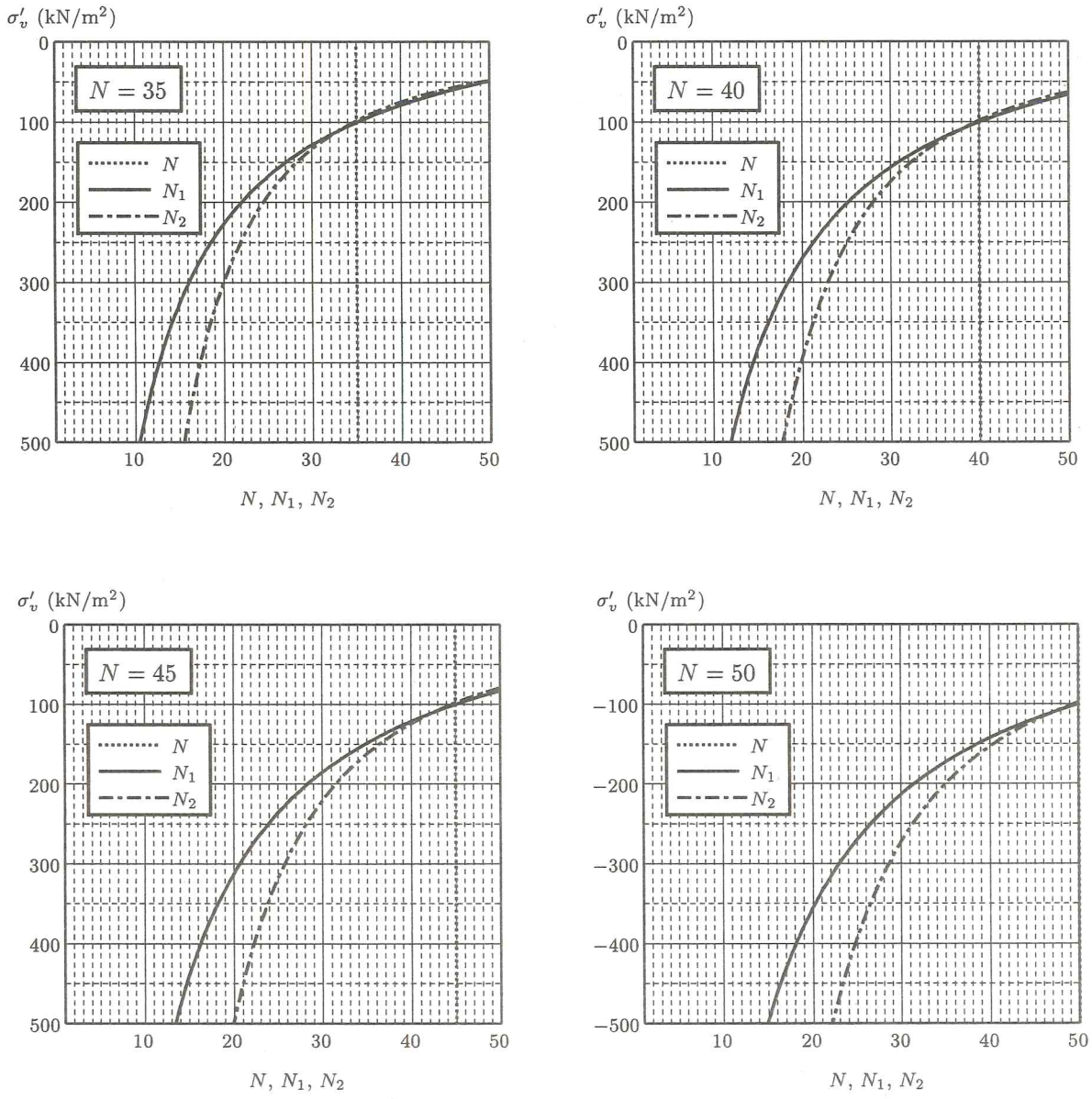
図–8 既往の推定式により推定される内部摩擦角の比較・その 1 (破線は式 (1) を表す)



図–9 既往の推定式により推定される内部摩擦角の比較・その 2 (破線は式 (1) を表す)



図–10 N_1, N_2 と上載圧の関係・その 1



図–11 N_1, N_2 と上載圧の関係・その 2

3. 相関式の同定

ここでは，データを収集し，三軸圧縮強度に相当する内部摩擦角と N 値との相関式を作成する．

収集したデータを**付録 II** にまとめた．**付録 II** では，既往の推定式の提案に用いられていないデータを「新規」と示した．有効上載圧が不明なものは，砂質土の単位体積重量を緩いものは $17\mathrm{kN/m^3}$，密なものは $18\mathrm{kN/m^3}$ と，粘性土の単位体積重量を緩いものは $14\mathrm{kN/m^3}$，密なものは $16\mathrm{kN/m^3}$ と仮定し，また地下水位下では，道路橋示方書を参考に，これらより $9\mathrm{kN/m^3}$ 減じた値を用いて有効上載圧 σ_v' を算出した．また，N 値は，サンプリング位置近傍の値であり，層において平均化は行っていない．しかし，サンプリング深度に幅があるものに関しては，その中心位置でサンプリングされたものと仮定した．ここで，文献[15]の NT, YO, ED, TO と土木研究所の地点 N，地点 Y，地点 E，地点 T は同じ地点での調査結果である．

相関式の作成に当たっては，固有ではないばらつきを除去するために以下のような一次処理を行った．

まず，れき質土は除外した．れき質土については，後の章で検討する．

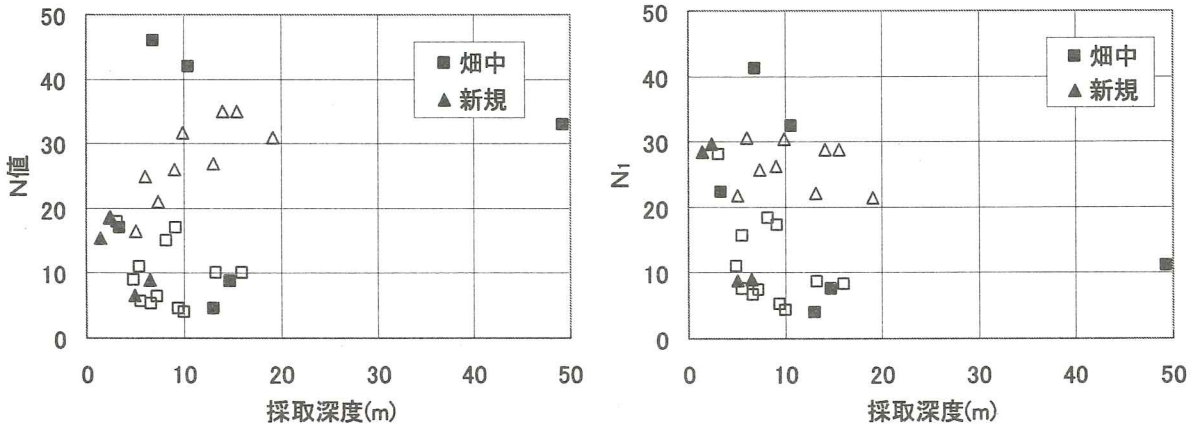
次に，西垣によるデータ，青木によるデータ，小松田によるデータは，推定式の作成に用いるデータから除外することにした．これらの先駆的な研究のデータは貴重なものであるが，サンプリング技術の進歩した最近のデータを用いるのが良いと考えたためである．

サンプリング基準の変遷を紐解いてみると，1977 年版の土質調査法[28]では，砂を採取するサンプラーに関しては，試料を脱落させないようにする方法が開発された段階で，いずれも試作段階にあること，また，力学特性については乱れの影響が大きく，供試体として原位置の値を期待することは無理であるとの記述がなされている．1982 年版の土質調査法[29]では，砂のように固結性が小さい土に対するサンプリングは，試料の採取ができる条件になった段階であると記述されている．1995 年版の地盤調査法[30]で，初めて砂質土に関しても試料の評価に関して記述がなされている．凍結サンプリング法は，現時点では最も信頼のできるサンプリング方法であり，また，ロータリー三重管サンプラーにより採取した試料も，静的な強度の差に関しては，内部摩擦角で評価すると差が小さいことが記述されている．これは，前述の畑中らのデータとも一致している．このようにサンプリング技術は年を追うごとに向上しており，凍結サンプリング試料によらない場合は，近年のデータを用いるのが良いと考えた．ただし，相関式を作成した後で，全データとの比較検討を行なうものとする．

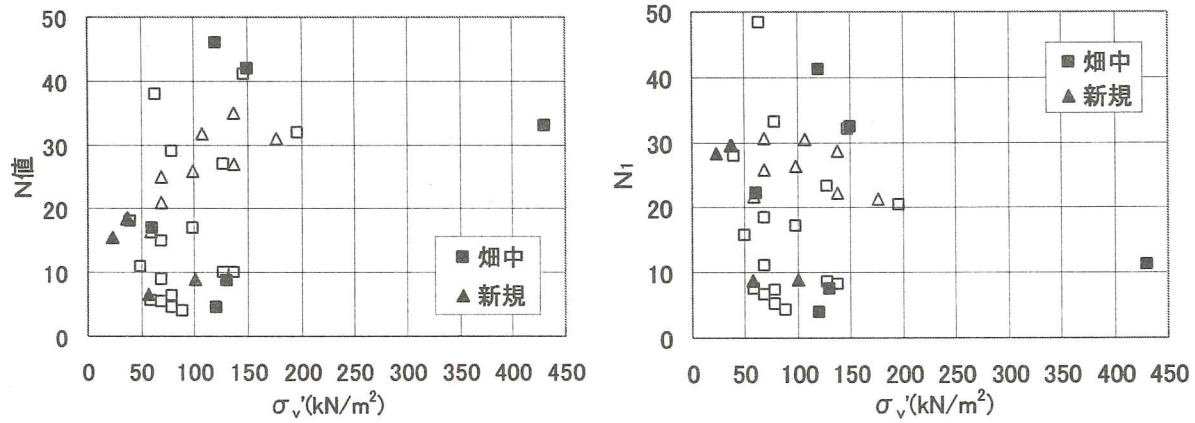
また，N 値の計測の信頼性を考え，相関式の作成では N 値が 50 未満のデータを使うことにした．さらに，サンプリングが凍結サンプリングによらない場合には，N 値が 5 以下のデータは除外するものとした．これは，N 値が小さい砂は，緩い砂であるために，通常のサンプリング方法であれば密度が増加してしまい，三軸圧縮試験を行ったときに強度を過大評価するおそれがあることから，N 値が小さい範囲のデータは信頼できないものとみなしたためである[25),31)]．凍結サンプリングによっているものは，密度の変化が少なく，従来よりもデータの信頼性は上がっていると考え，採用した．

以上の一次処理後のデータの特徴をいくつか考察する．データ数は，37 である．

データは，元となった文献から，いずれも沖積層から得られた試料で，三軸圧縮試験は CD 試験によるデータであるものと判断されるものである．



図–12 N 値と採取深度，N_1 と採取深度の関係

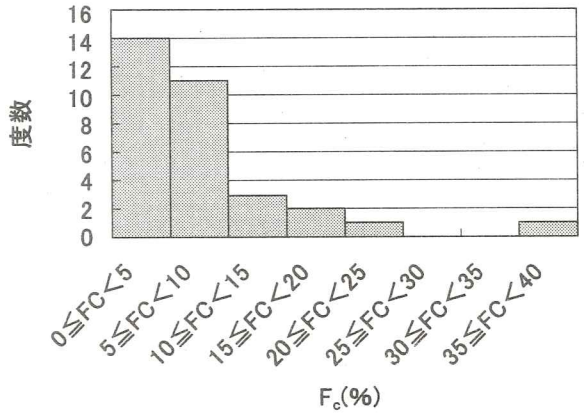


図–13 N 値と有効上載圧 σ'_v，N_1 と有効上載圧 σ'_v の関係

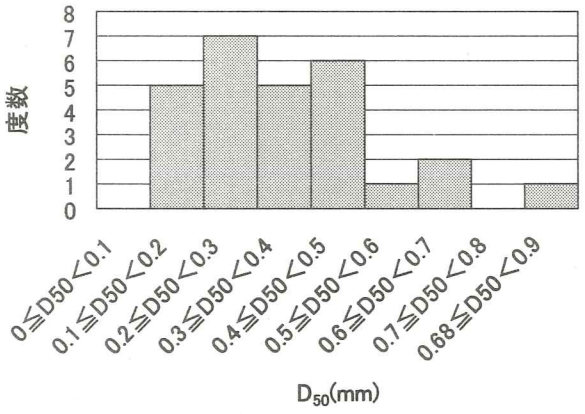
図–12は N 値または N_1 と採取深度の関係を，また，**図–13**は N 値または N_1 と有効上載圧 σ'_v の関係を示したものである．ただし，**図–12**の採取深度に関しては，明らかにされていないデータもあるため，**図–12**と**図–13**とで示したデータ数が若干異なっている．試料の採取深度はほとんどが 20m 以下，有効上載圧 σ'_v はほとんどが 50 ～ 150kN/m^2 の範囲にあることがわかる．

データとして明らかにされている試料に関して，土のいくつかの基本的なパラメータについても調べてみた．**図–14**は細粒分含有率 F_c の度数分布である．ここで用いているデータは細粒分含有率が 50% 以下であり，そのほとんどが 10% 以下であることが分かる．**図–15**は平均粒径，**図–16**は均等係数を示したものである．均等係数 U_c は 5 以下のものが多く，一次処理後のデータの半数以上が均等なものである．なお，**図–14～ 16**では，おのおのデータ数が異なっているが，これは，それぞれのパラメータが明らかにされているデータ数が異なっているためである．

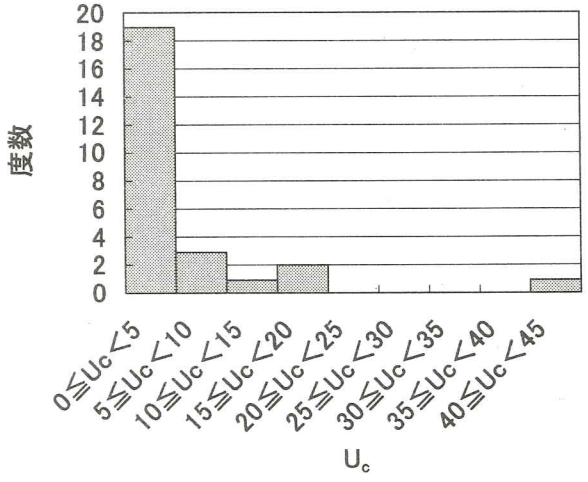
以上のデータに基づき標準貫入試験の N 値と三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角 ϕ との相関式を作成する．砂の相対密度と内部摩擦角は関係を持つと考えられるため，ここでも液状化の判定を行う場合と同様に N 値を有効上載圧に応じて補正して用いるものとする．N 値を補正する式としては，式 (3) と (8) があるが，一次処理後のデータは，一つを除いて σ'_v が 50 ～ 150kN/m^2 の範囲であり，**図–10, 11**で見たようにこの σ'_v の範囲では N_1 も N_2 もほとんど同じ値を取る．したがって，いずれ



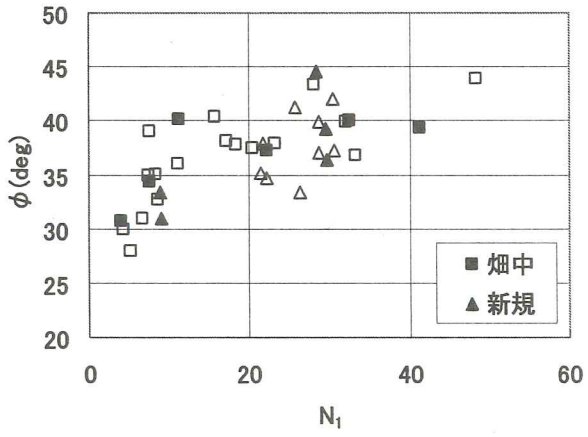
図–14 細粒分含有率 F_c の度数分布



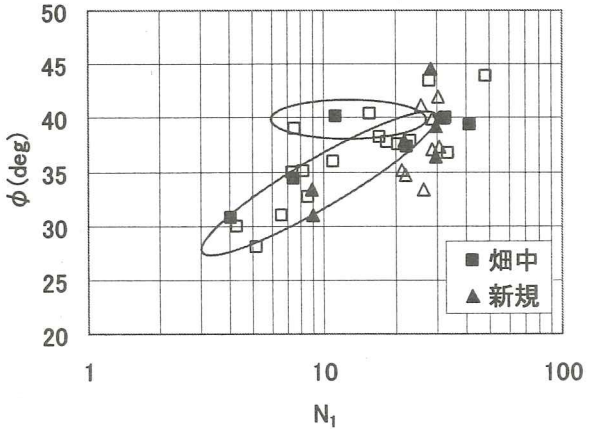
図–15 平均粒径 D_{50} の度数分布



図–16 均等係数 U_c の度数分布



図–17 N_1-ϕ 関係



図–18 $\ln N_1$-ϕ の関係

を用いてもほぼ同じ結果が得られると考えられる．ここでは，N_1 で補正を行うことにする．

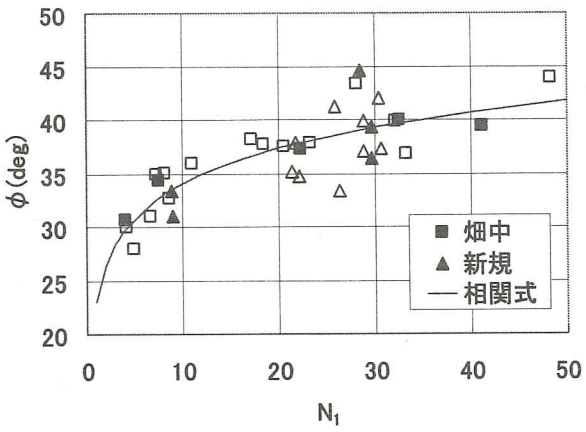
まず，データの全体的な傾向を把握するために，N_1 と ϕ の関係，および，$\ln N_1$ と ϕ の関係を**図–17, 18**にプロットした．ここに，ln は自然対数を表す．**図–18**に囲んで示すように，砂の内部摩擦角は N_1 によらず 35 度から 40 度の間に広く分布しているが，N_1 に応じて ϕ が増加する傾向と N_1 に関わらず ϕ が一定である傾向の両者の傾向が見られる．これは，砂の内部摩擦角は N_1 によらず 35 度から 40 度の間に広く分布しており N_1 の小さい試料では試験の精度が劣るために他の試料よりも小さい値が出る傾向があるとも，また，逆に，N_1 が小さいにも関わらず大きな内部摩擦角が得られた特殊なケースがあるとも考えられる．また，Dunham の式のように，粒子形状などに依存し，本質的に 2 つのグループに分かれている可能性もある．データを詳細に見てみると，$N_1 = 10$, $\phi = 40$ 度付近にある「■」で示す点は，**図–12, 13**において最も右側にある点のデータであり，このデータの N 値は 33 であった．したがって，非常に深い位置でサンプリングされており，N_1 による N 値の補正が，深い位置では妥当ではなく，過大である可能性も考えられるものである．

これらに関しては，今後のデータの蓄積により明らかにされるべき事項であるが，ここでは，N_1 の小さい範囲では N_1 に応じて内部摩擦角は増加するという立場から相関式を作成するものとし，相関式の作成から $N_1 < 20$ で ϕ に 40 度程度が得られている 3 つのデータを除外して相関式を作成する．N_1 が小さい場合は，相対密度が小さい場合と考えて良く，相対密度が小さいときには密度の増加に応じて内部摩擦角が増加すると考えられるためである．

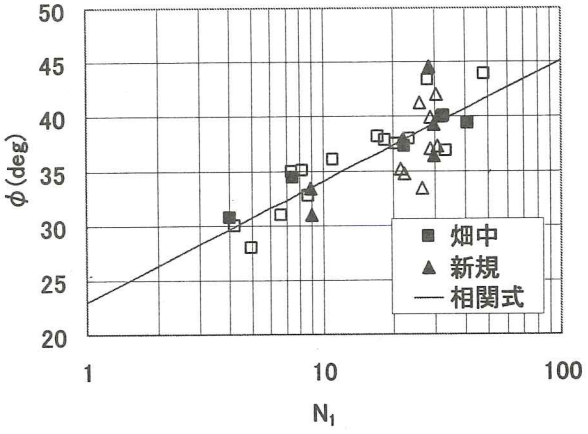
N_1 と三軸圧縮試験より求めた内部摩擦角 ϕ の関係を**図–19**に示す．前章で全データをプロットしたときにも見たように，N_1 が 10 程度以下では ϕ は N_1 に応じて増加する傾向にあるが，N_1 が 20 程度以上よりも大きくなると，ほぼ一定値に近づく．このような特徴を簡単な関数で表すことを考えると，良く経験式の作成で行われているように，N_1 の自然対数を取り $\ln N_1$ と ϕ の関係を整理するのが良いと考えた．そこで，**図–20**に示すように，最小自乗法により相関式を作成した結果，次式のように求まった．

$$\phi = 4.8 \ln N_1 + 23.0 \tag{9}$$

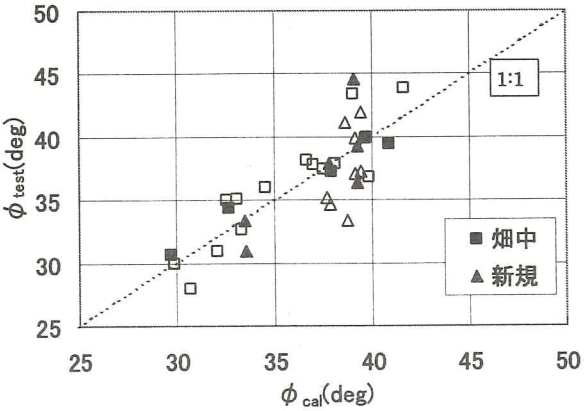
ここに，ln は自然対数である．なお，参考に，N_2 を用いて N 値を補正し，相関式を求めてみた．

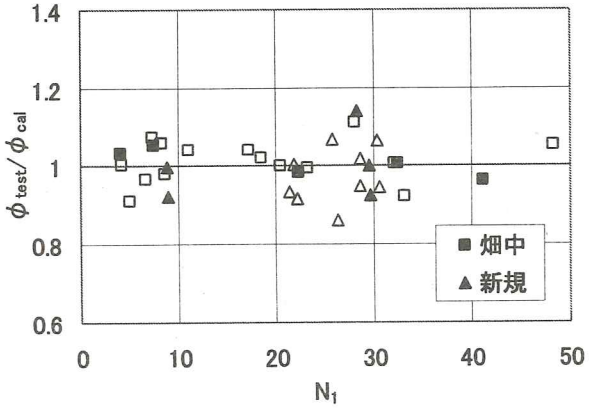


図–19 N_1-ϕ 関係



図–20 $\ln N_1$-ϕ 関係

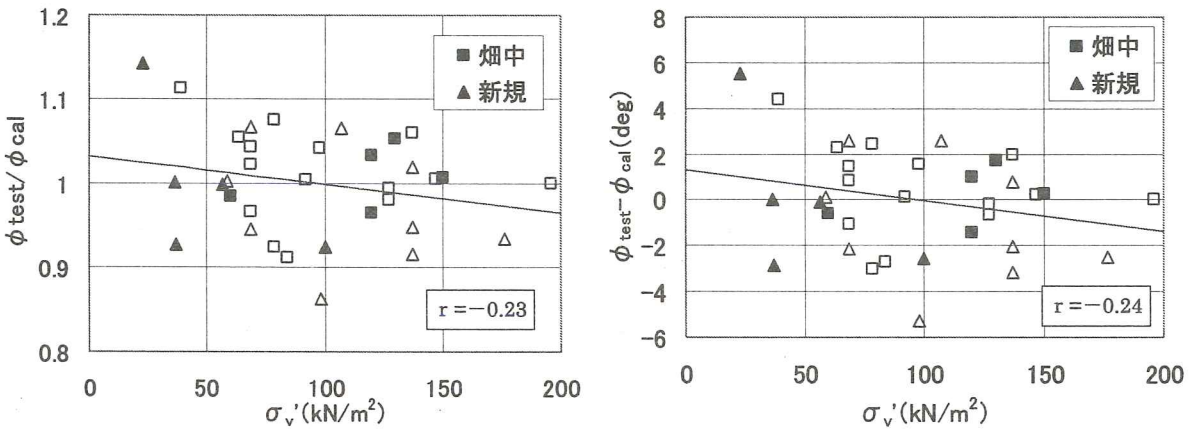




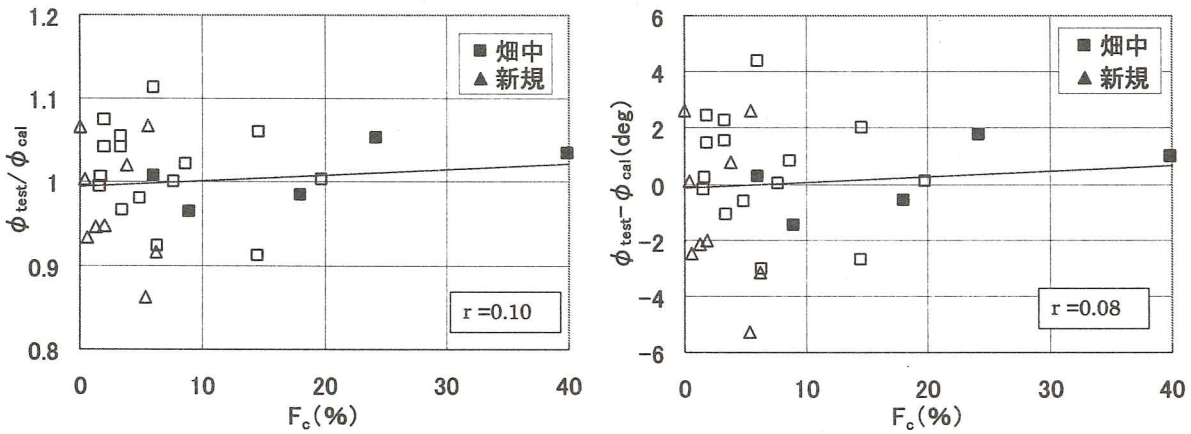
図–21 実測値と計算値の比較

その結果は，$\phi = 4.8 \ln N_1 + 23.1$ となり，式 (9) の N_1 を N_2 で置き換えたものとほぼ同じ結果になった．**図–19, 20**に相関式 (9) も併せて示す．用いたデータに対する相関係数 r は，式 (9) に関しては 0.81 である．また，(実測値)/(計算値) は，平均値 1.00，変動係数 0.063 で分布する．**図–21**に実測値と計算値を比較した結果を示す．

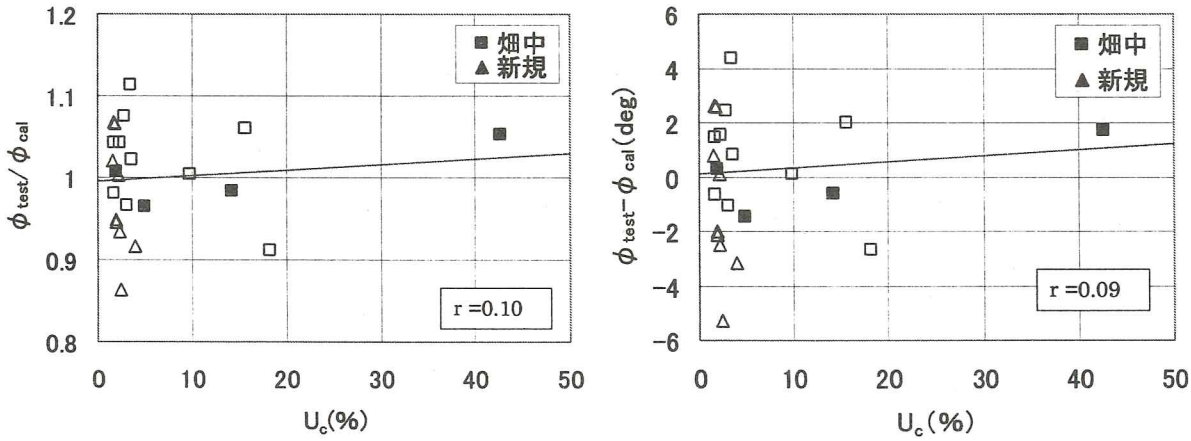
式 (9) では N_1 をパラメータにして相関式を作成したが，さらに，最終的に相関式の作成に用いたデータに対して，σ'_v, F_c, U_c などが推定精度に与える影響を検討してみた．結果を**図–22～26**に示す．なお，ここでは縦軸に実測値と計算値の差および比を取って整理した．ここに，r は相関係数である．いずれのパラメータに関しても明確な相関は見いだせない．相対密度に関しても，式 (9) により N-D_r-ϕ の関係を再現できているようである．したがって，相関式は，砂質系の地盤に対しては，適合するものと考えられる．



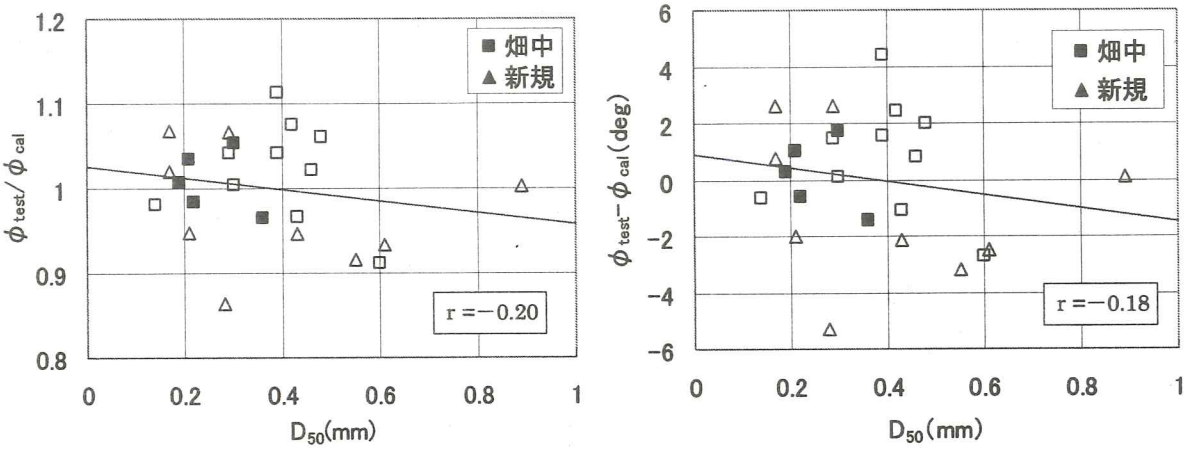
図–22 実測値 ϕ_{test} と計算値 ϕ_{cal} の比較結果と有効上載圧 σ'_v の関係 (r は相関係数)



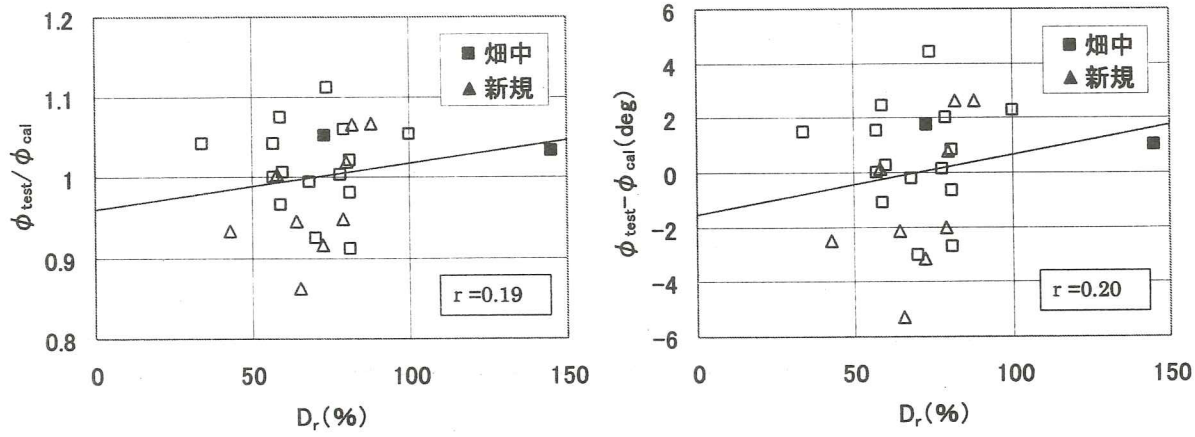
図–23 実測値 ϕ_{test} と計算値 ϕ_{cal} の比較結果と細粒分含有率 F_c (%) の関係 (r は相関係数)



図–24 実測値 ϕ_{test} と計算値 ϕ_{cal} の比較結果と均等係数 U_c の関係 (r は相関係数)



図–25 実測値 ϕ_{test} と計算値 ϕ_{cal} の比較結果と平均粒径 D_{50} (mm) の関係 (r は相関係数)



図–26 実測値 ϕ_{test} と計算値 ϕ_{cal} の比較結果と相対密度 D_r (%) の関係 (r は相関係数)

4. 地盤調査の質を考慮した設計における内部摩擦角の設定

ある土質定数を，直接的に試験を行って得る場合と，別な試験結果から経験的な関係を利用して間接的に得る場合とでは，前者の方が信頼性が高いことを設計結果に反映できるのが良い．砂の内部摩擦角の算定に関して言えば，信頼できるサンプリング手法による試料を用いて三軸圧縮試験を行った場合と，標準貫入試験から相関式を通して推定した場合とでは，後者による場合の方が N 値自体の計測のばらつきやそれも含んだ相関式の誤差を含むため，設計に用いる内部摩擦角または内部摩擦角を用いて算出した抵抗値を前者による場合に比べて小さく設定する必要がある．

たとえば部分安全係数設計法を採用している鉄道標準[9]では，土質定数を得る際に，調査の精度および信頼性を安全係数として考慮し，反映させている．また，基礎の設計法に部分安全係数設計法を導入するための研究は，精力的に進められており，地盤調査の質や量を考慮すべく研究が行われている[32),33),34)]．本資料では，このような考え方を導入する一つの方法として，推定式に平均値の推定誤差を反映させ，設計実務では以下のように取り扱うことを提案する．

標準貫入試験結果に基づき設計に用いる内部摩擦角を設定する場合には，推定誤差を反映させた次式により算出される値を参考にすることを提案する．

$$\phi = 4.8 \ln N_1 + 23.0 - k s_\phi \tag{10}$$

$$s_\phi = \sqrt{\left[\sum_{i=1}\{(\text{式 (9) の作成に用いた実測値}) - (\text{式 (9) による推測値})\}^2\right] / (\text{データ数})} \tag{11}$$

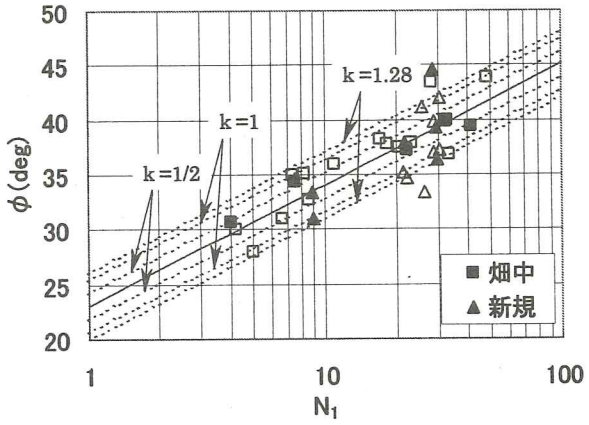
ここに，k は定数，s_ϕ は実測値と計算値の差の分布の標準偏差であり，$k = 0$ のときが相関式 (9) である．ここでは，**図–20**に示したデータの分布より N 値によらず ϕ のばらつきは一定であるとみなして良いものと判断し，実測値と計算値の差のばらつきに対して，相関誤差に対する安全性を与えるものとした．s_ϕ を算出したところ，s_ϕ =2.38 度となった．

ここで，平均値の推定精度は，本来，相関式の持つ誤差の他に，推定に用いたデータ数にも依存するものである．しかし，ここでは比較的多数のデータを用いていることから，その影響は少ないものと考え，データ数に依存した推定誤差に関しては，特に検討を行わなかった．

図–27，28に式 (9) の同定に用いたデータと，式 (10) で $k = 0,\ 1/2,\ 1,\ 1.28$ とした計算値を比較した結果を示す．ここに，式 (10) では式 (9) から $k\sigma_\phi$ を減じているが，**図–27**には加えた値も示した．正規分布を仮定すれば，**図–29**に示すように，$k = 1/2$ は片側 30% 超過になる点を，$k = 1$ は片側 16% 超過になる点を，$k = 1.28$ は片側 10% 超過になる点を表す．

k としてどれだけの値を取れば良いかは，今後の部分安全係数設計法の導入において荷重やその他の抵抗特性のばらつき，対象とする構造物の限界状態や要求される信頼性を総合的に考慮した上で検討される必要があり，現時点では評価が定まっていない．

しかし，現時点であっても，特に深い基礎の設計を合理的に行うことを考えると，式 (10) を採用したいところである．現時点で式 (10) を設計に用いる場合，道路橋の基礎の設計に限定すれば，現行の道路橋式 (1) との連続性を考えると，砂地盤が支持層と判定される一つの規準である N 値が 30 程度で現行の設計式と同等の安全性を有すれば良いと考えられる．そこで，**図–30**に，式 (10) にお



図–27 実測値と式 (10) の比較

いて $k = 0$, $1/2$, 1 とした場合と現行の道路橋式 (1) とを比較した結果を示す．これより，式 (10) は，$k = 1/2$ とした場合に N_1 が 40 ～ 41 で，$k = 1$ とした場合に N_1 が 33 ～ 34 で道路橋式と同じ値を与えることが分かる．$k = 1$ 程度とすることで，N 値が 30 程度で現行の設計式と同等の安全性を有しており，かつ N 値によらず均質な安全性を有する式になると考えられる．また，**図–28**から，k =1 としておけば概ね安全側の推定式となることが分かる．したがって，現行基準に従って基礎の設計を行う場合に式 (10) を適用する際には，$k = 1$ として用いればよいものと考えられる．ここで，$k = 1$ とした場合には，

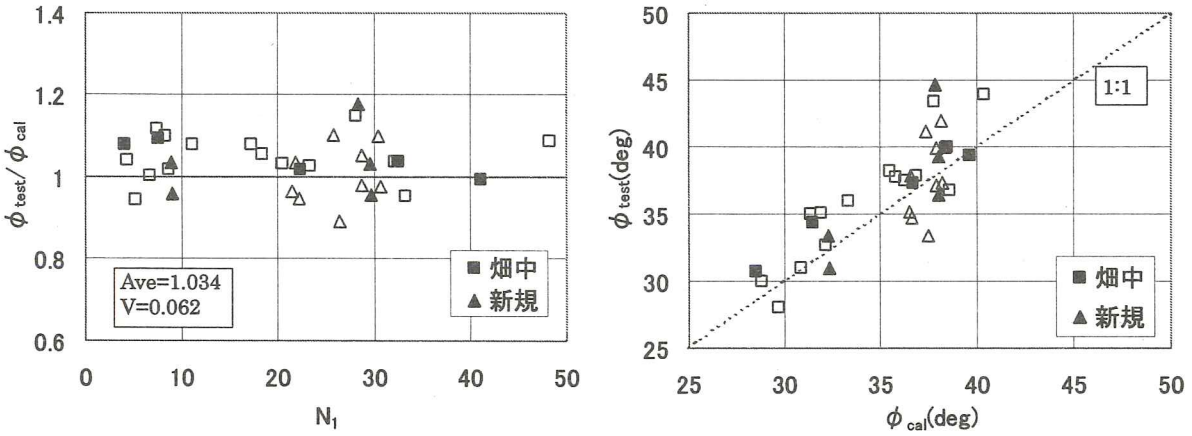
$$\phi = 4.8 \ln N_1 + 23.0 - 2.38 = 4.8 \ln N_1 + 20.6$$

であり，定数項を整数になるように丸めるものとすれば，

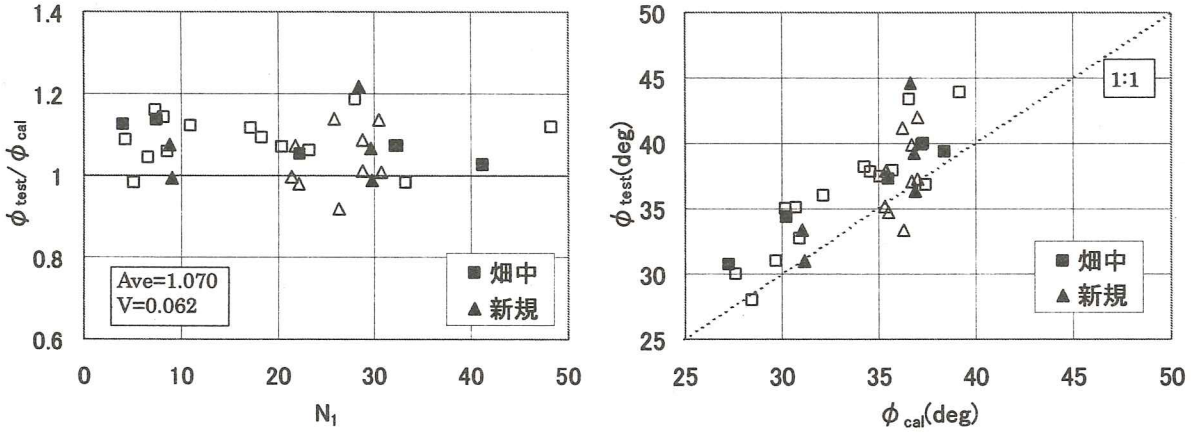
$$\phi = 4.8 \ln N_1 + 21$$

となる．ただし，本資料では，定数項は小数点第 2 位を丸めて，小数点以下 1 桁にして検討を行っている．

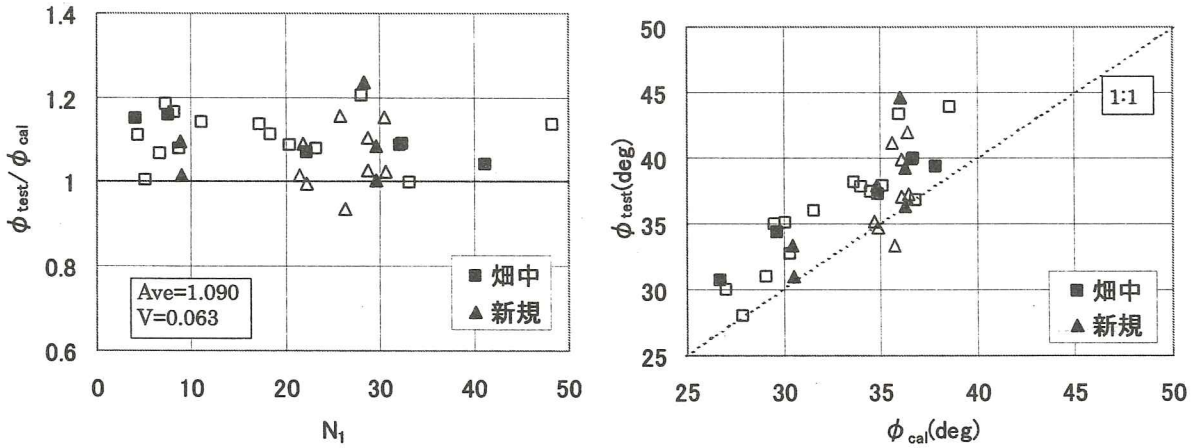
既往の提案式と比較した結果を**図–31**に示す．提案式 (10) で $k = 0$ とした場合，すなわち相関式 (9) は，$10 \leq N_1 \leq 30$ では青木式や港湾式と同等の値を，これよりも N_1 が小さく，または大きくなると小さい値を与えるものである．また，提案式は ln 関数を用いているため，N_1 が小さいところでは N_1 の変化に対して ϕ の変化率が大きく，N_1 が大きいところでは ϕ の変化率は小さくなる．すなわち，N 値の有効上載圧による補正を考えたとしても，一般に，N 値が小さいところでは N 値の変動に対する ϕ の変動が大きく，逆に N 値が大きいところでは N 値の変動に対する ϕ の変動が小さく一定値に近い ϕ を与えることを意味している．したがって，N 値が 20 以下となる範囲では，特に注意深く N 値を計測し，N_1 を求める必要がある．



$k = 1/2$ のとき

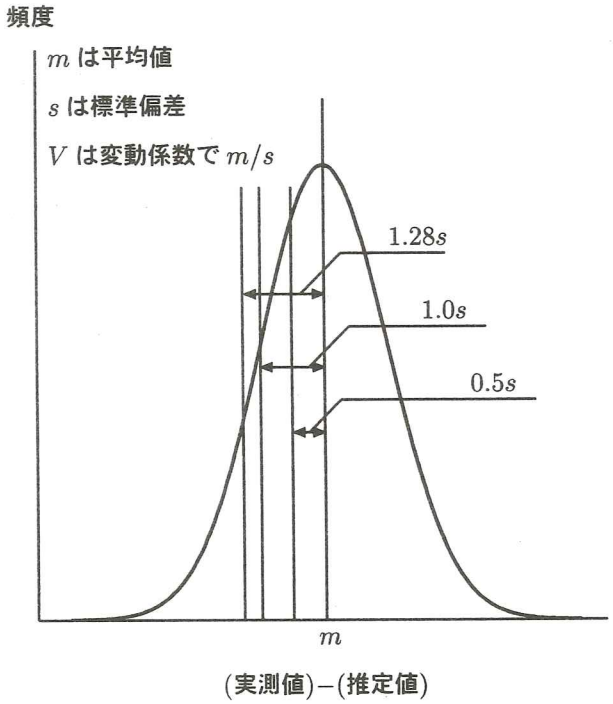


$k = 1$ のとき

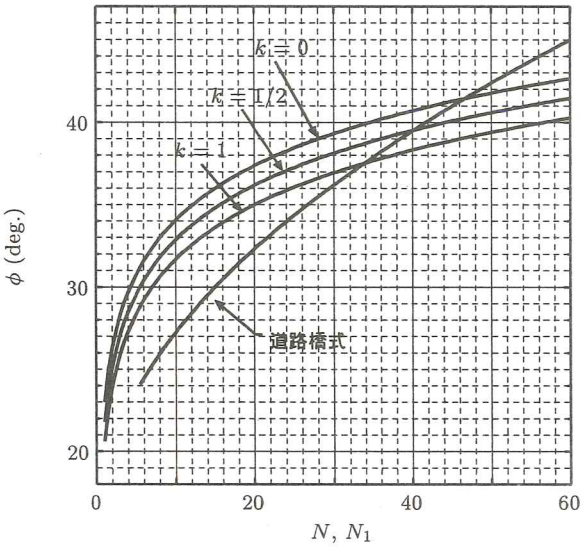


$k = 1.28$ のとき

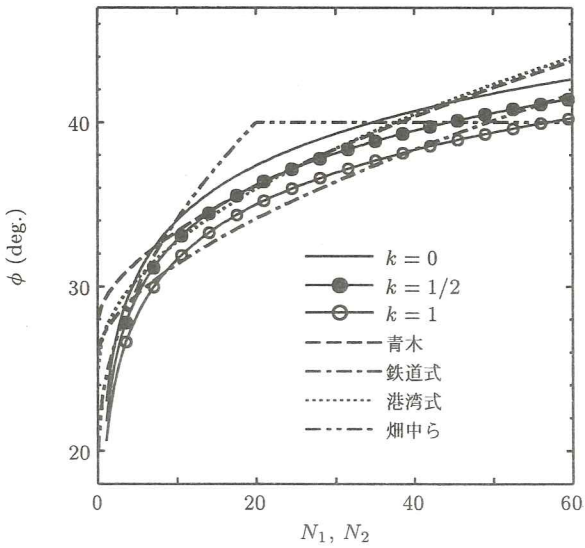
図–28 $k = 1/2,\ 1,\ 1.28$ の時の実測値と計算値の比較



図–29 推定される ϕ の概念図 ($k = 0.5$, 1.0, 1.28 の場合の例)



図–30 式 (10) と道路橋式 (1) の比較



図–31 式 (10) と既往の式の比較 (鉄道式は青木の提案式より 2 度減じたもの)

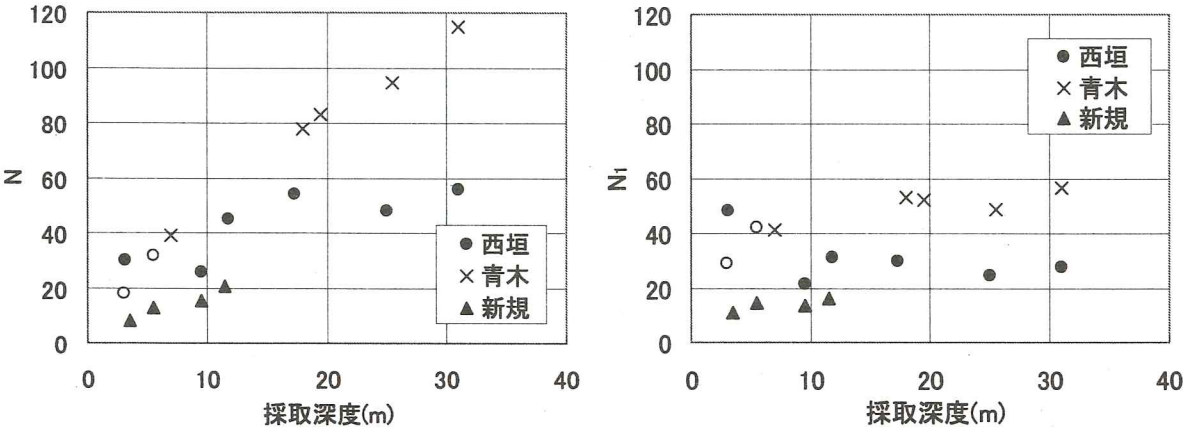
5. その他のデータに対する適合性

5.1 洪積砂質土，れき質土に対する適合性

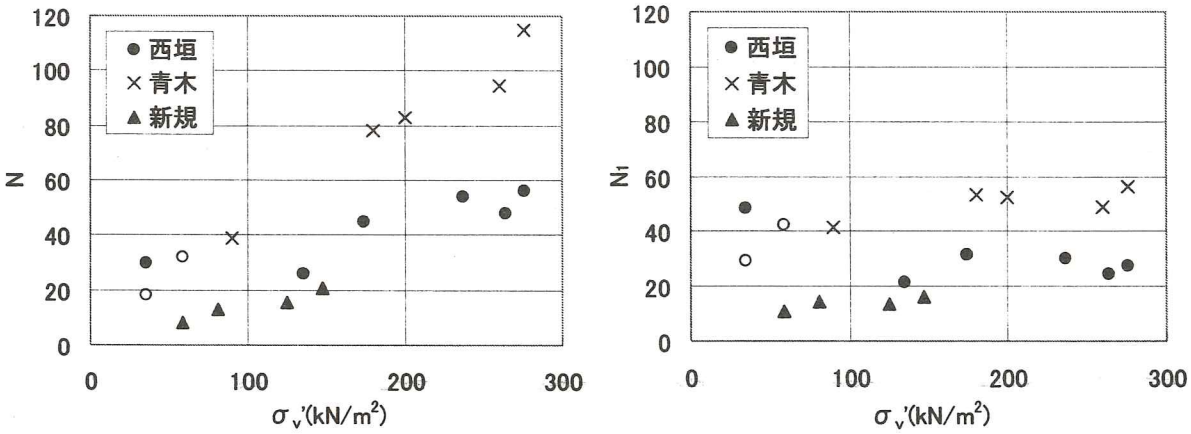
ここでは，収集したデータのうち，洪積砂質土，れき質土と判断されるもののデータと相関式 (9) との比較を行うことにより，これらの土質への適合性を検証する．

CD 試験と $\overline{\mathrm{CU}}$ 試験の両者の結果が存在するものは CD 試験結果である ϕ_d を，$\overline{\mathrm{CU}}$ 試験の結果しか存在しないものは ϕ' を ϕ として用いた．これは，以後，同様である．**図–32，33**に，試料の採取深度，試料採取位置の有効上載圧をまとめた．ただし，**図–32**に関しても，採取深度がデータとして明らかにされているもののみ示されていることに注意する．相関式に用いたデータは，有効上載圧が $200\mathrm{kN/m^2}$ 以下のデータがほとんどであったが，ここで比較に用いるデータの中には $200\mathrm{kN/m^2}$ から $300\mathrm{kN/m^2}$ のデータも多い．

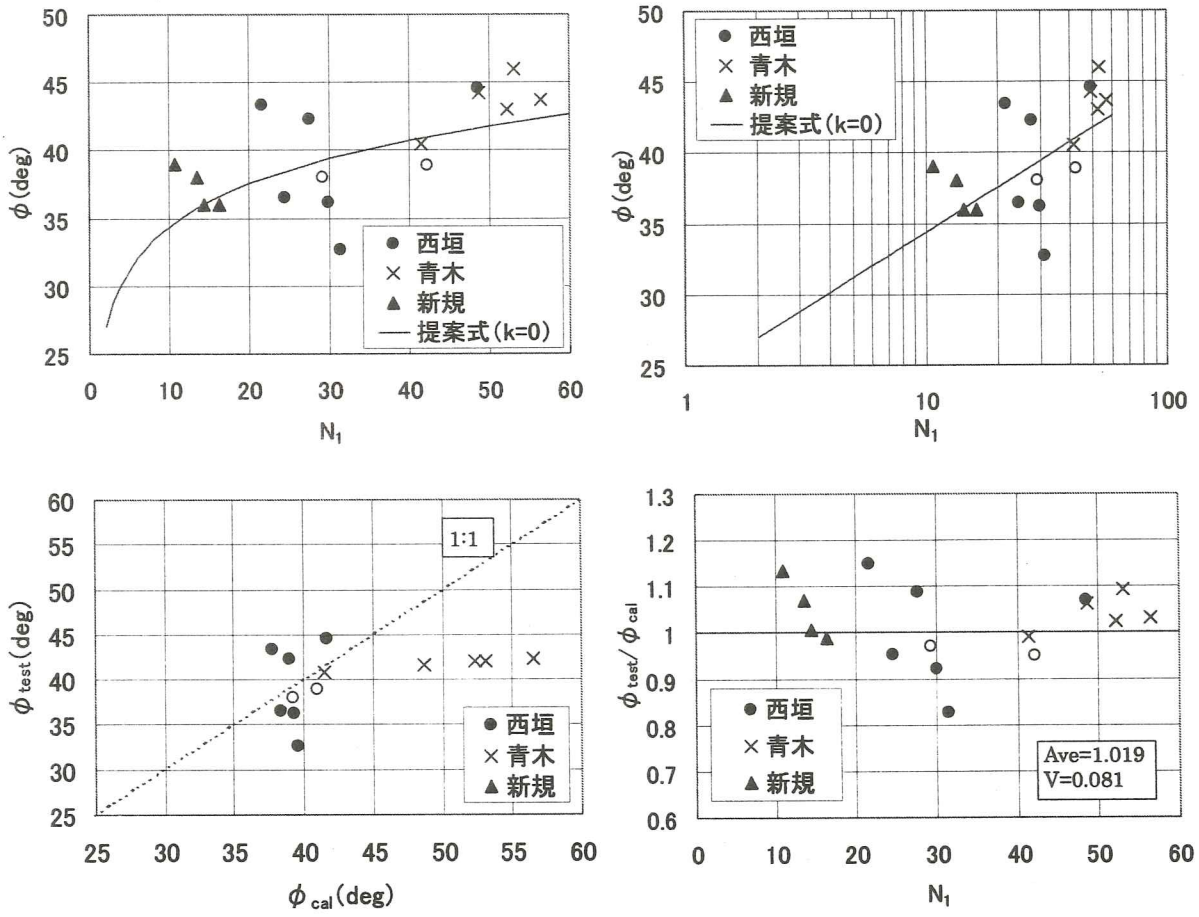
図–34に，相関式 (9) と比較した結果を示す．**図–34**から分かるように，洪積砂質土，れき質土に対しては変動係数は相関式の作成に用いたデータの場合に比べてやや大きくなるものの，相関式はデータの平均的な値を内部摩擦角を予測していることが分かる．したがって，本資料で同定した相関式を，洪積砂質土やれき質土の内部摩擦角の予測へと適用することは，可能であると考えて良いだろう．



図–32 洪積砂質土，れき質土のデータの N 値と採取深度，N_1 と採取深度の関係



図–33 洪積砂質土，れき質土のデータの N 値と有効上載圧 σ'_v，N_1 と有効上載圧 σ'_v の関係

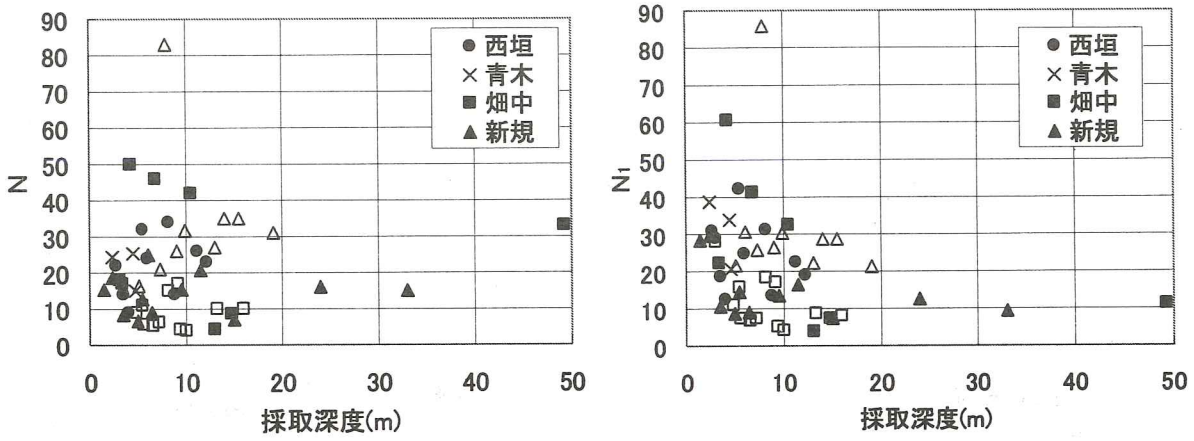


図–34 洪積砂質土，れき質土のデータと相関式 (9) の比較

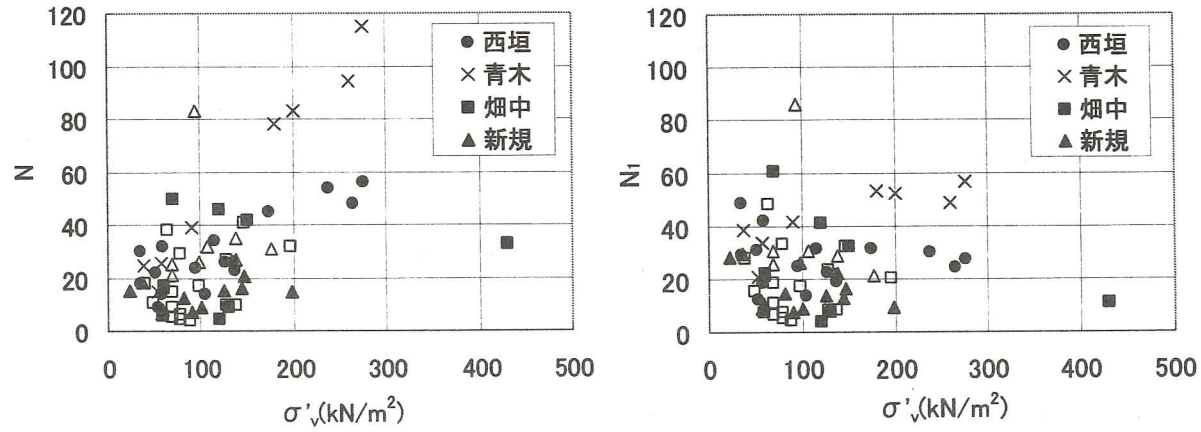
5.2 全データに対する適合性

ここでは，全データの実測値と提案した手法による計算値を比較し，提案式の妥当性を検討する．試料の採取深度および試料採取位置の有効上載圧の分布を**図–35, 36**に示す．ここでも，**図–35**では，採取深度が明らかにされているデータのみを示している．

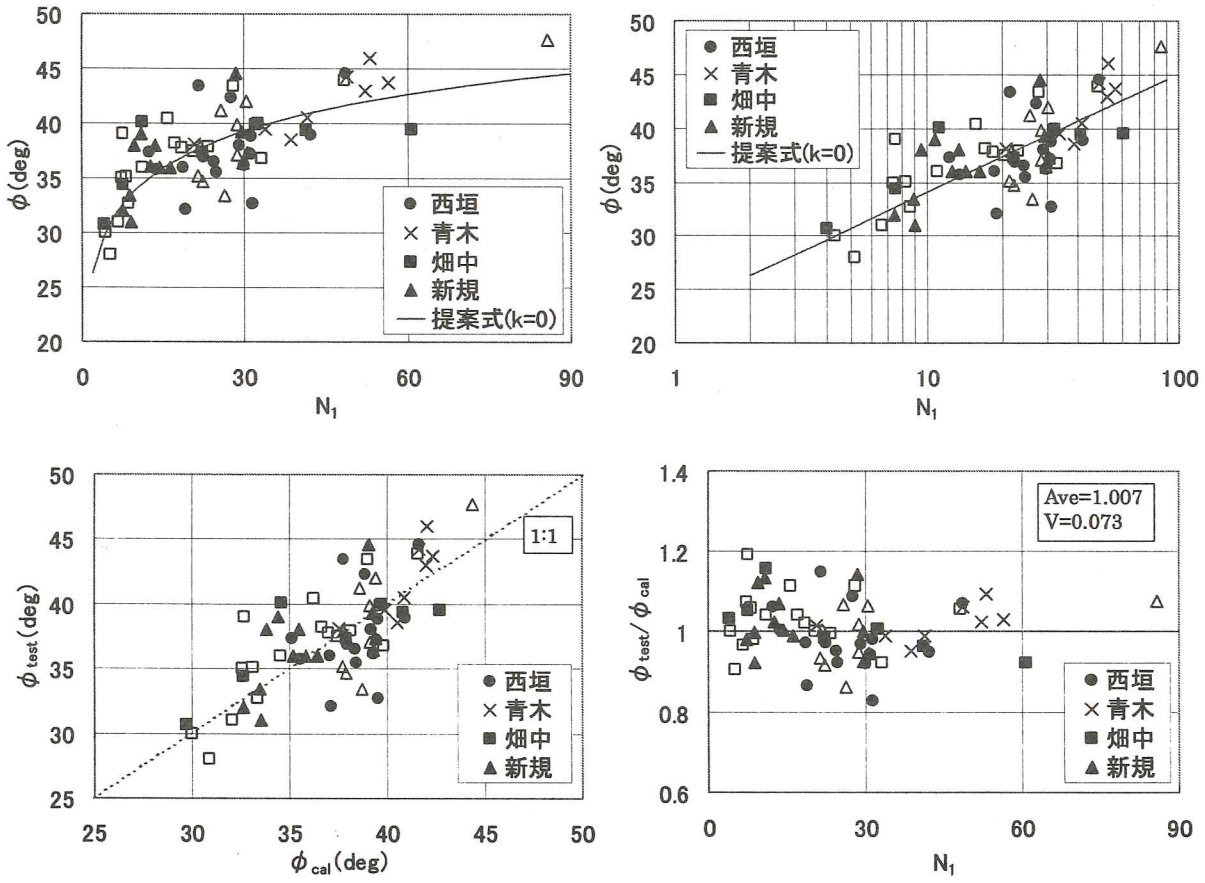
実測値と式 (9)，式 (10) を比較した結果を**図–37～ 39**に示す．この結果より，全てのデータに対して，相関式 (9)，すなわち提案式 (10) で $k = 1$ とした場合は平均的な値を，また，提案式 (10) で $k = 1$ とした場合はほぼ全てのデータよりも小さい値を与えることが分かる．実測値と計算値の比を統計処理した結果に関して $k = 1$ とした場合の計算値と既往の相関式による計算値を比べると，**図–3**の鉄道標準式は，平均値，変動係数ともに同程度である．



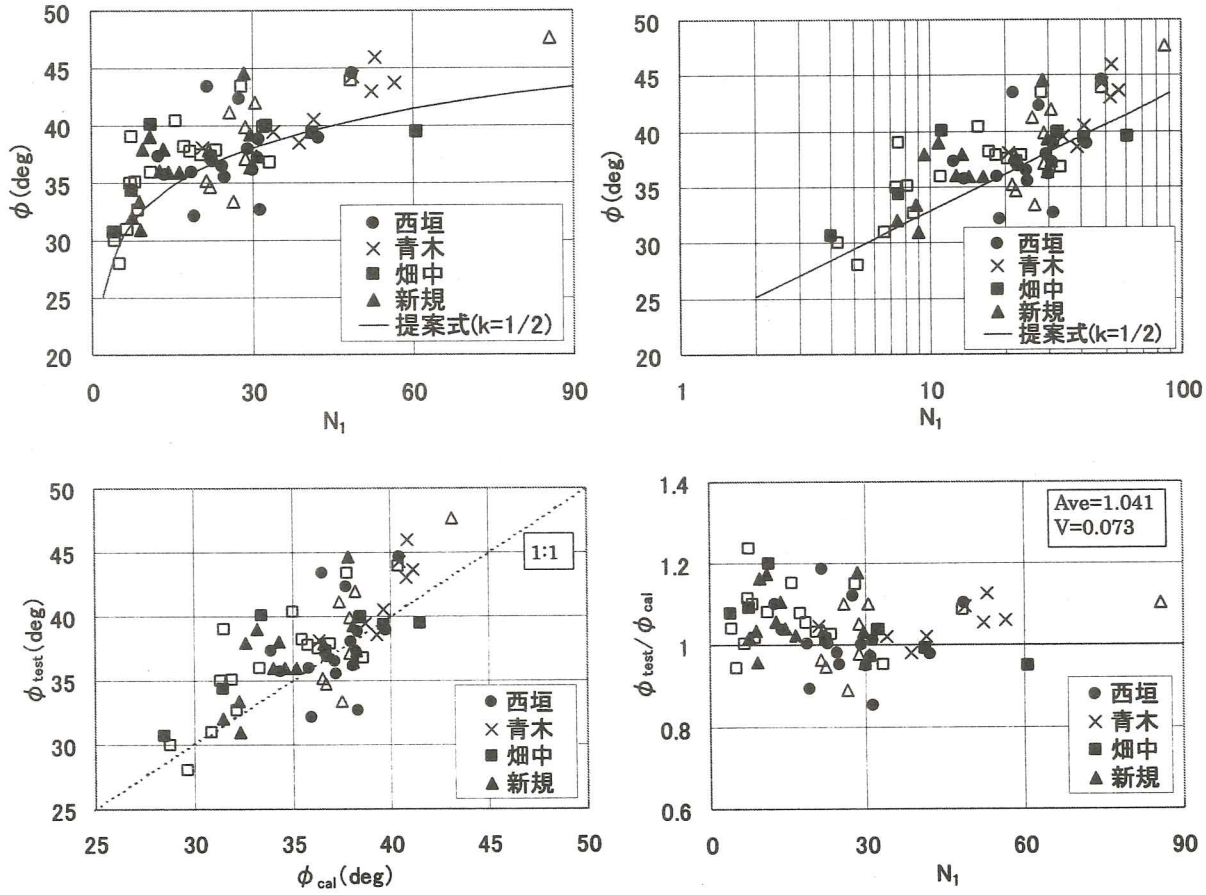
図–35 全データの N 値と採取深度，N_1 と採取深度の関係



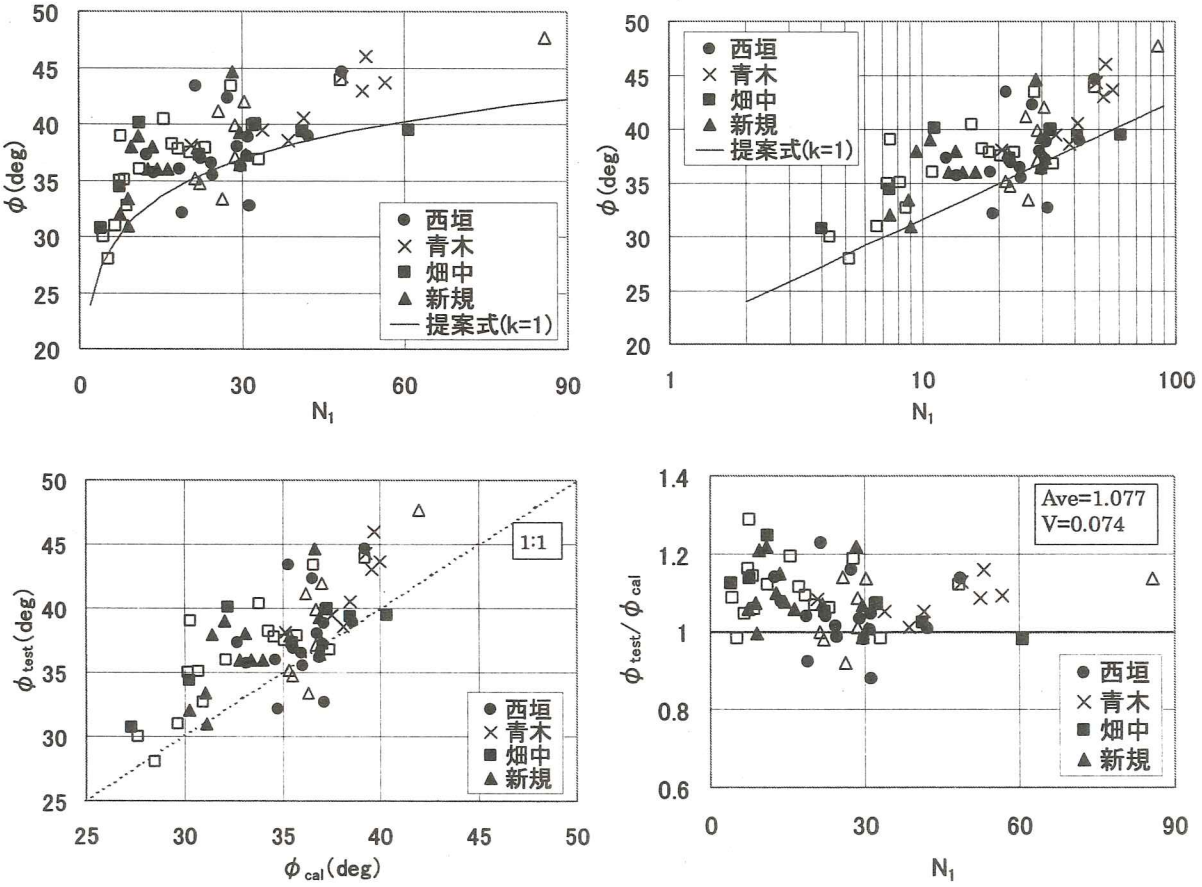
図–36 全データの N 値と有効上載圧 σ'_v，N_1 と有効上載圧 σ'_v の関係



図–37 全データと提案式の比較 ($k = 0$)



図–38 全データと提案式の比較 ($k = 1/2$)



図–39 全データと提案式の比較 ($k = 1$)

6. 設計実務へ適用するためのいくつかの検討

6.1 有効上載圧 σ'_v の下限値の設定

例として，式 (10) で $k=1$ として，$N=5$ の一様な地盤の ϕ を求めてみる．

結果を**図–40**に破線で示す．N 値が 5 と小さいのにも関わらず，σ'_v が 0 近傍の ϕ は，我々がこれまでの設計で考えて来た値よりも，非常に大きな値が得られている．これは，**図–10, 11**を用いて考察したように，有効上載圧 σ'_v に応じた N 値の補正に依存したものである．

一方，N 値が小さい場合には，N 値のばらつきも大きくなる傾向があり ϕ を過大に評価する恐れも大きい．また．**図–13, 36**に示したように，本資料で収集したデータの σ'_v のほとんどが $50\mathrm{kN/m^2}$ 以上のデータであり，有効上載圧が小さい領域における適用に関しては不明な点が多い．

そこで，鉄道式でも行っているように，σ'_v は計算上，$50\mathrm{kN/m^2}$ を下限とすることで，安全側になるように配慮する．これは N 値の補正について N 値の小さいところへの適用性が必ずしも検証されていないこと，また，N 値の測定誤差や表層の乱れが ϕ に与える影響が大きく ϕ を過大に算出しないようにするためである．**図–40**に，σ'_v が $50\mathrm{kN/m^2}$ 以下になるときには $\sigma'_v = 50\ \mathrm{kN/m^2}$ として内部摩擦角を算出し直した結果を実線で示す．

6.2 有効上載圧の増加に伴い ϕ が減少することについて

例として，式 (10) で $k=1$ として，$N=30$ の一様な地盤の ϕ を求め，道路橋式 (1) と比較してみる．

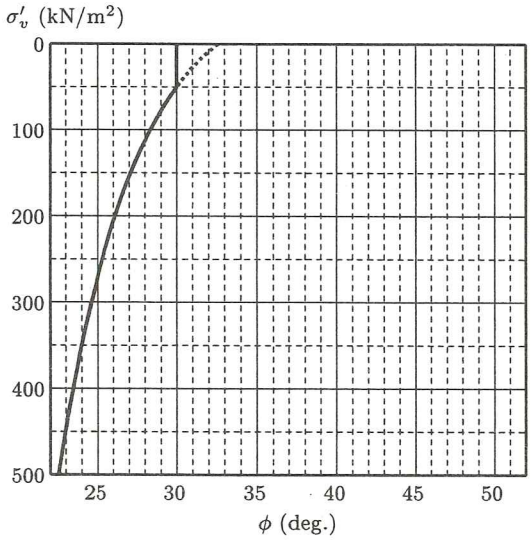
結果を**図–41**に示すが，N 値を有効上載圧で補正した値を用いた式 (10) は深い位置での ϕ をこれまで設計上の下限値を与える式とされて来た道路橋式 (1) による値よりも小さく与える．これは，**図–8, 9**に示した既往の推定式による計算結果と同様，有効上載圧 σ'_v に応じた N 値の補正に依存したものである．

それに対して，本資料において式 (10) を求める際に用いたデータや，適用性の検討に用いたその他のデータは，**3.**において相関式を作成するときに経験したように，σ'_v のほとんどが $150\mathrm{kN/m^2}$ 以下のデータであり，有効上載圧が $300\mathrm{kN/m^2}$ 以上の領域における適用に関しては不明な点が多い．しかし，実際の地盤において，これまでの経験的な値に近い内部摩擦角が得られるかどうかも，また不明である．

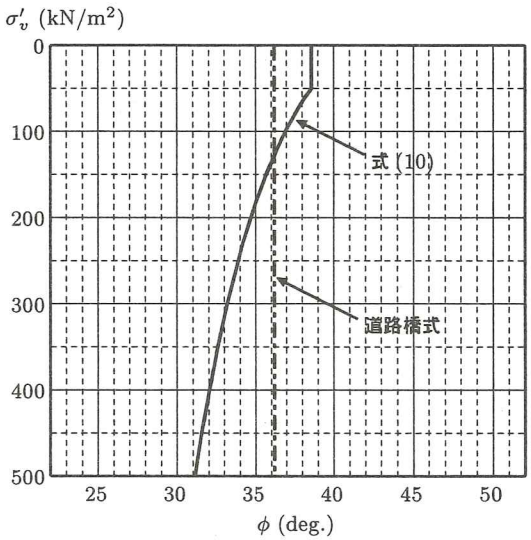
試みに，N 値が 20, 30, 40, 50 の一様な地盤において，式 (10) から $k=1$ として内部摩擦角を求めた場合と，道路橋式 (1) から内部摩擦角を求めた場合とで，深さ方向に受働土圧強度がどのように変化するかを計算してみた．受働土圧係数 K_P は，次式により算出した．

$$K_P = \frac{\cos^2\phi}{\cos\delta\left(1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi-\delta)\sin\phi}{\cos\delta}}\right)^2} \tag{12}$$

ここに，δ は基礎と砂の間の壁面摩擦角で，ここでの試算では $-\phi/6$ と仮定した．計算結果を**図–42**に示す．N 値が小さい地盤では深い基礎が採用され，また，N 値が大きい地盤には浅い基礎が採用



図–40 N 値が 5 のときの式 (10) による内部摩擦角 ($k = 1$)

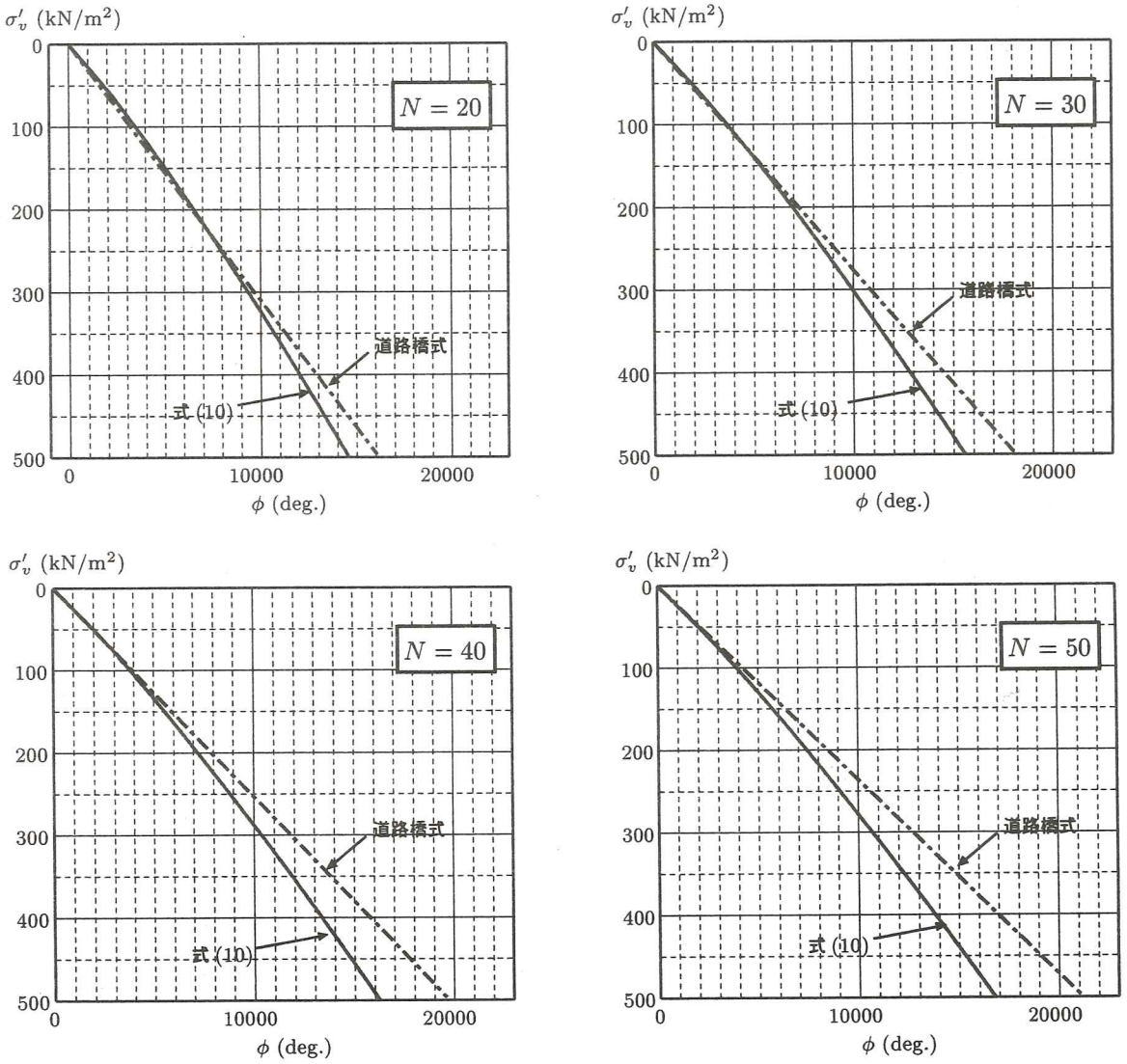


図–41 N が 30 のときの式 (10) による内部摩擦角 ($k = 1$) と道路橋式による内部摩擦角

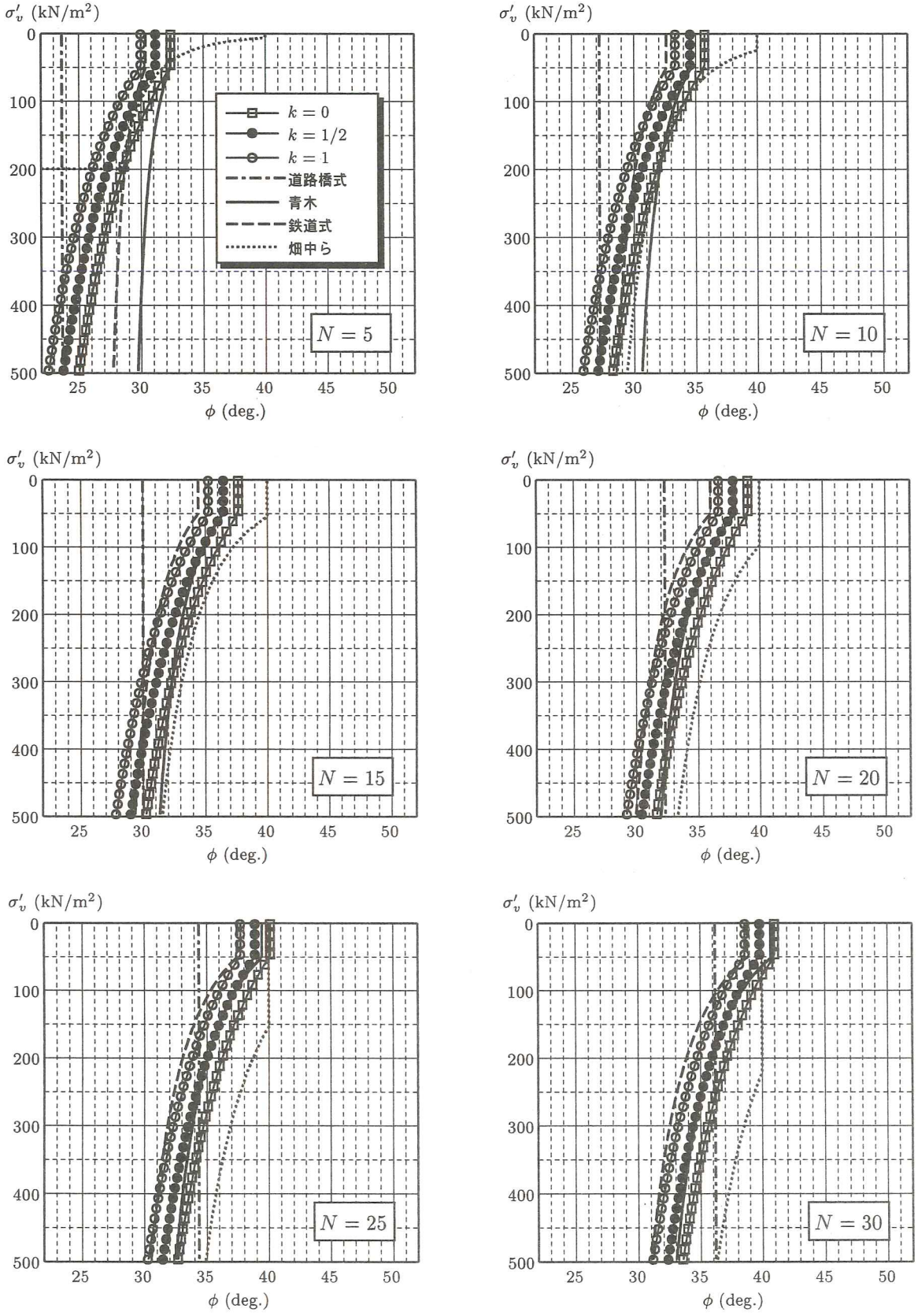
されることが一般的であるが，それぞれの N 値において，道路橋式 (1) を用いる場合よりも受働土圧強度が下回るのは，基礎天端位置から基礎へと入力される荷重を支持する上で影響が小さいと考えられる深い位置である．したがって，実務上，式 (10) を用いることで深い位置での ϕ が道路橋式 (1) を下回ることにより問題が生じることは少ないと予測され，むしろ浅い位置の受働抵抗を合理的に評価できることから，式 (10) のような式を用いる方が良いと考える．

6.3 既往の推定式との比較

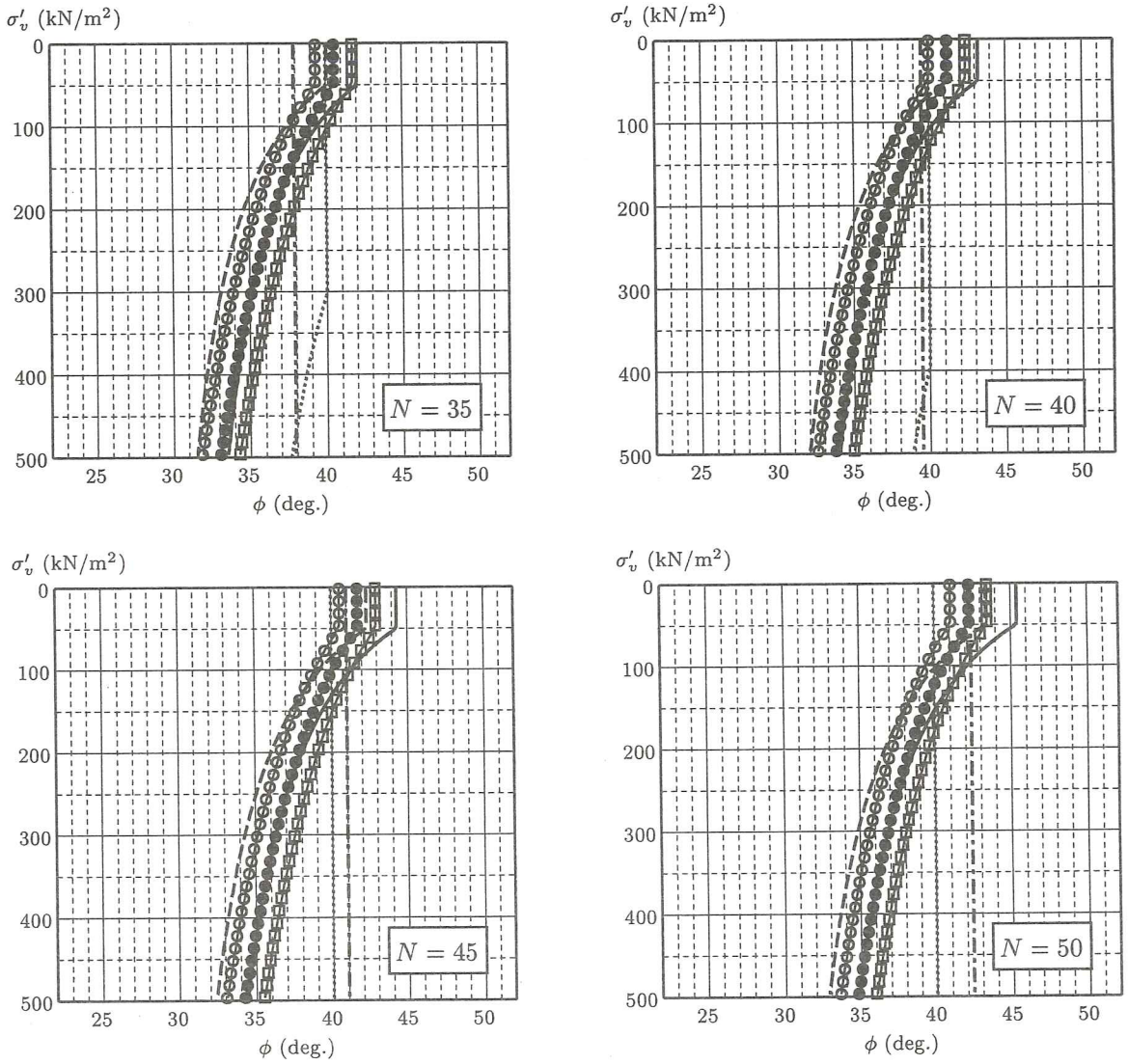
最終的な提案手法と既往の推定式の比較を行った結果を**図–43, 44**に示す．青木式と港湾式は非常に近い値を与えることから，ここでは青木式，鉄道式，畑中らの提案式，道路橋式，および，提案式 (10) を一様な N 値の地盤で比較した．



図–42 一様な N 値を持つ地盤の受働土圧強度 (式 (10) による ϕ の算出では $k = 1$ とした)



図–43 式 (10) と既往の推定式の比較 (実線：青木式，破線：鉄道式 (青木式から 2 度減じた値)，点線：畑中ら，一点鎖線：道路橋式，白四角：式 (10) $k = 0$，黒丸：式 (10) $k = 1/2$，白丸：式 (10) $k = 1$)



図–44 式 (10) と既往の推定式の比較 (実線：青木式，破線：鉄道式 (青木式から 2 度減じた値)，点線：畑中ら，一点鎖線：道路橋式，白四角：式 (10) $k = 0$，黒丸：式 (10) $k = 1/2$，白丸：式 (10) $k = 1$)

7. せん断強度と標準貫入試験の N 値の関係

これまでは，砂のせん断強度を表すパラメータとして内部摩擦角を取り上げたが，ここでは，N 値と砂地盤のせん断強度の関係を直接調べることを試みる．

三軸圧縮試験結果から粘着力 c，内部摩擦角 ϕ が得られているデータを用いて，せん断強度と密接な関係がある原地盤が破壊するときの主応力差を調べる．

三軸圧縮試験から c, ϕ を求める方法はいくつかあるが，ここではモールの応力円から共通接線を描き，求める手法が採用されていると仮定する．**図–45**に示すように，破壊時の主応力 σ_1'，σ_3' のいずれかが分かれば，破壊時のモール円は推定できる．原地盤における拘束圧 σ_3' が分かれば，拘束圧 σ_3' 下における三軸圧縮試験のせん断強度 τ_u を発揮しているときの σ_1' は次式，

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = \left(\frac{c}{\tan\phi} + \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \right) \sin\phi \tag{13}$$

から，

$$\sigma_1' = \frac{2c\sin\phi + \sigma_3' \tan\phi \sin\phi + \sigma_3' \tan\phi}{\tan\phi(1 - \sin\phi)} \tag{14}$$

と求まる．

さらに，主応力 σ_1' が算出できれば，粘着力 c を零とした，いわゆる一点法による ϕ も予測でき，これを $\tilde{\phi}$ とすると，

$$\tilde{\phi} = \sin^{-1} \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \tag{15}$$

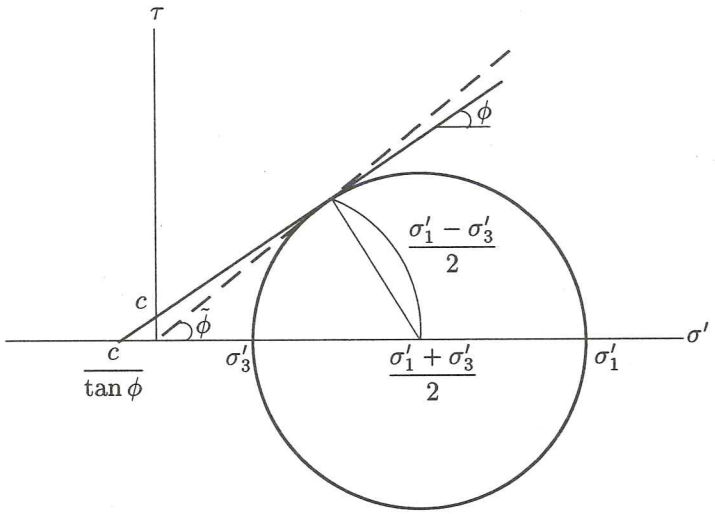
と求まる．

拘束圧 σ_3' は，

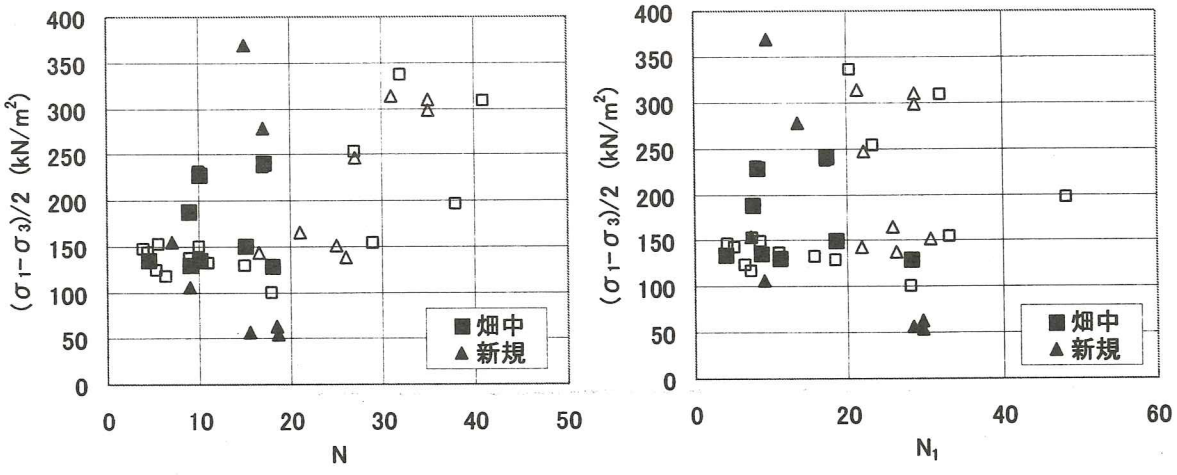
$$\sigma_3' = K_0 \sigma_v' \tag{16}$$

と予測される．ここに，K_0 は静止土圧係数である．ここでは，$K_0 = 1$ と仮定して，すなわち $\sigma_3' = \sigma_v'$ と仮定して主応力差 $(\sigma_1' - \sigma_3')/2$ を求め，N 値とどのような関係を持つのかプロットしてみた．結果を**図–46**に示す．横軸は，N 値と N_1 の両者で整理した．用いたデータは，一次処理を行った後のデータであり，その中でも粘着力 c が分かっているデータである．

$(\sigma_1' - \sigma_3')/2$ と N 値の関係は，右上がりの相関関係を持つが，非常にばらつきが大きい．N 値に応じて右上がりのデータと，N 値とは無関係にほぼ一定の $(\sigma_1' - \sigma_3')/2$ を示すデータに分かれているとも見ることができる．西垣[4]は，実測データから，N 値と非排水せん断強度が関係を持つことを示しており，排水強度との関係に関しては，関係を持つがばらつきが非常に大きいことを示している．それと比較すると，ここで生じたばらつきの原因の一つは，ここで対象としているデータは CD 試験によるものであるために，排水強度を計測していることによると考えられる．



図–45 主応力比の推定



図–46 推定される主応力差と N 値，N_1 の関係

8. 考察と今後の課題

提案式 (10) を用いることについて，いくつかの点で考察する．

まず，現行の設計に与える影響に関して，道路橋基礎に限って言えば，次のようなことが挙げられる．

- 深い基礎の地震時保有水平耐力法の結果に影響し，現行よりも大きな水平耐力を与える．
- 直接基礎の鉛直支持力に関しては，現行の断面と同程度の断面寸法になる．
- 杭基礎の鉛直支持力は N 値から直接算定するために影響はない．
- 式 (10) は，式の持つ安全余裕を統計的に評価して与えるものであり，この考え方を新たに導入することは，現在，鋭意検討されている信頼性を考慮した限界状態設計法の確立に向けて，一歩前進したと言える．

地盤定数には，強度定数の他に，変形に関する定数もある．変形係数も N 値から推定することが多いが，変形係数の推定では N 値は有効上載圧の補正を行われていないとの疑問もある．しかし，変形係数自体が拘束圧に依存すると考えられ，砂質土の場合，拘束圧の 0.5 乗程度に比例すると言われている．そして，原位置で計測される N 値は，上載圧の影響を受けた値であり，すなわち拘束圧の影響が入った値である．したがって，N 値を整数倍して求める変形係数は，拘束圧の影響を考慮していることになる．同様に，杭の周面摩擦力も有効上載圧と関係があると考えられるが，N 値と周面摩擦力を直接結びつけてあるために有効上載圧の効果も含めて評価されていると見なせる．

支持層の選定を N 値で行うこととの関係を考察してみる．支持層は，極限支持力のみならず沈下量が小さいと判断できる層を選定する必要がある．その場合には，変形係数の評価も重要である．また，深い位置において換算した N 値が小さくなる場合であっても上載圧が大きいことから地盤としての強度は大きいと考えられることから，N 値で評価しても問題がないと考える．

有効上載圧 σ'_v の推定精度に関して，その推定精度を設計に用いる ϕ に反映することについては今後の検討課題であるが，その他の要因のばらつきに比べると，現時点では特別に考慮する必要はないと考える．

今後の課題としては以下の事項が挙げられる．

地盤定数の安全性余裕としてどの程度を見込むかを検討することはもちろんであるが，そもそもせん断強度は，応力・ひずみ履歴に応じて発揮される強度が変化するものであり，限界状態設計法においてどの時点の強度を用いるかが重要である．地盤に関わる構造物の設計では，地盤のせん断強度としてピーク強度と残留強度を明確に問われる問題もあるが，一般には，残留強度や体積変化がないときに動員される強度を用いることにより安全側の設計になり，さらに，これらの値はばらつきが少ないために信頼性も高いものである[35]．本資料で収集したデータの摩擦角は，三軸圧縮試験におけるピーク強度や 15% 強度より推定されたものと考えられるが，データ整理に用いる摩擦角を変えることでばらつきを小さくすることができると考えられ，今後，十分な検討を進めていく必要がある．さらに，砂の強度には異方性や，粒子破砕なども影響を与えるため，これらに関しても設計における取り扱いを今後検討する必要がある．

また，N 値の補正方法に関しては，本資料で取り上げた 2 つの方法に大きな差が生じる深い位置

における内部摩擦角の実測値がほとんど無かったため，検討できなかった．N_1 と N_2 では，有効上載圧が大きくなるほど，すなわち深くなるほど差が大きくなることから，合理的な地盤強度の評価を行うためには，今後，検討されるべき問題である．

本資料では，N_1 が 10 以下の小さいときに ϕ と N_1 が明瞭な相関関係を持ち得るとして相関式を作成したが，実測データは，N_1 に関わらず 35 度から 40 度の一定範囲に内部摩擦角が分布するともみなし得るものであった．今後，データを蓄積することにより，この理由を解明していく必要がある．また，N_1 が 30 をこえると，45 度程度の内部摩擦角を持つデータも出てくる．したがって，N_1 が 10 以下の場合や，30 を越える場合には，サンプリングを行い，室内試験を行う方が合理的な設計となるであろう．

最後に，設計の信頼性を向上させるためには，簡便で安価な，かつ，品質のより良いサンプリング技術の向上や原位置で直接的に内部摩擦角を推定する調査技術の開発が期待される．また，緩い地盤から硬質な地盤まで適用可能で粘性土への適用性も良いと考えられるコーン貫入試験など標準貫入試験以外の原位置試験方法と砂地盤の三軸圧縮試験強度との相関式の研究が期待される．

9. 結論

三軸圧縮試験による内部摩擦角を，標準貫入試験の N 値から推定する方法について検討した．推定にあたっては，有効上載圧の影響を考慮することが合理的であり，既往の相関式および本資料で求めた相関式 (9) はどれも同程度の精度であることが明らかとなった．

次に，これらの提案式を設計実務に適用するための一方法を提案した．提案した方法は，標準貫入試験の N 値から内部摩擦角を推定する際の相関式の誤差を考慮したものである．すなわち，地盤調査方法の質が設計結果に積極的に反映されるものである．式 (10) の k としてどのような値を与えるかは，対象構造物全体系としての信頼性に依存するものであり，今後の部分安全係数設計法の導入にあたって検討されるものである．なお，本資料の巻末の**付録 I** には，相関誤差を考慮し，かつ，N_1 が 30 ～ 40 で式 (1) と同程度の値を与えるような $k = 1$ とした場合を例に，設計実務におけるマニュアル案をまとめた．既往の相関式では，鉄道標準の式が**付録 I** と同程度の内部摩擦角を与える．

なお，地震時土圧を修正物部・岡部式[36]により算出する場合においては，橋台背面などに作用する土圧は，背面土におけるすべり面の形成が平面ひずみ状態に近い状態下で生じるため，その特性を考慮して内部摩擦角を設定するのが合理的であろう．すなわち，設計においては，計算モデルや破壊状態に応じて，適切に強度を使い分ける必要があることを補足しておく．

謝辞　千葉工業大学の畑中宗憲教授，竹中工務店技術研究所の内田明彦研究員には，データの詳細を教えていただいた．ここに記し，謝辞とする．旧建設省土木研究所 動土質研究室 松尾修室長 (現 国土交通省国土技術政策総合研究所 地震災害研究官) には，実測データを提供していただくとともに，本資料のとりまとめにあたり有益な助言を頂いた．ここに記し，謝辞とする．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針，直接基礎の設計篇，1968.
2) 日本道路協会：道路橋示方書 IV 下部構造編，丸善，1996. 12.
3) 吉中竜之進：道路橋下部構造設計指針「調査編」解説，土木研究所資料，第 330 号，1967. 8.
4) 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.
5) 田中洋行：港湾構造物の設計における N 値の考え方と利用例，基礎工，Vol. 18, No. 3, pp. 77-82, 1990. 3.
6) Gibbs, H. J. and Holtz, W. G.: Research on determining the density of sand by spoon penetration test, *Proc. 4th ICSMFE*, Vol. 1, pp. 35-39, 1957.
7) 奥村樹郎：港湾構造物の設計における N 値の考え方と利用例，基礎工，Vol. 10, No. 6, pp. 57-62, 1982. 6.
8) 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.
9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，基礎構造物 / 抗土圧構造物，1997.
10) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999.
11) 田中洋行：N 値の考え方と利用例 －港湾構造物－，基礎工，Vol. 25, No. 12, pp. 77-81, 1997. 12.
12) Hatanaka, M. and Uchida, A.: Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 4, pp. 1-9, 1996. 12.
13) 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.
14) 地盤工学会：N 値と c・ϕ の活用法，1998. 10.
15) 畑中宗憲，内田明彦，田屋祐司：砂質地盤の内部摩擦角 ϕ_d と正規化された標準貫入試験の N 値 (N_1) の関係，土と基礎，Vol. 47, No. 8, 1999. 8.
16) 日本建築学会 構造委員会 限界状態設計法小委員会：建築物の限界状態設計指針 (案)，第 2 版，同試設計例，2000. 10.
17) 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.
18) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，丸善，1996. 12.
19) ISO: ISO2394, General principles on reliabiliy for structures, 1998.
20) Meyerhof, G. G.: Discussion on soil properties and their measurement, Discussion 2, *Proc. of the IVth ICSMFE*, Vol. III, p. 110, 1957.
21) Meyerhof, G. G.: Compaction of sands and bearing capacity of piles, ASCE, Vol. 85, No. SM6, pp. 1-29, 1959.
22) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，丸善，1990. 2.

23) Liao, S. S. C. and Whitman, R. V.: Overburden correction factors for SPT in sand, *J. of Geotech. Eng.*, ASCE, Vol. 112, No. 3, pp. 373-377, 1986. 3.
24) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，丸善，1988. 1.
25) 松尾修，堤達也，(社) 全国地質調査業協会連合会：各種のサンプリング手法により得られた砂質土試料の液状化強度，土と基礎，Vol. 46, No. 5, pp. 25-27, 1998. 5.
26) 藤田圭一：標準貫入試験のメカニズム，N 値の解釈と評価，基礎工，Vol. 25, No. 12, pp. 2-13, 1997. 12.
27) Tokimatsu, K. and Hosaka, Y.: Effects of sampling disturbance on dynamic properties of sand, *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 1, pp. 53-64, 1986. 3.
28) 土質工学会：土質調査法 (第 1 回改訂版)，土質工学会，1977.
29) 土質工学会：土質調査法 (第 2 回改訂版)，土質工学会，1982.
30) 地盤工学会：地盤調査法，1995.
31) 後藤聡：緩い砂地盤の内部摩擦角推定法について，土と基礎，Vol. 48, No. 8, pp. 27-28, 2000. 8.
32) 我が国の基礎設計の現状と将来のあり方に関する研究委員会：我が国の基礎設計の現状と将来のあり方に関する研究委員会報告書，地盤工学会，2000. 3.
33) 白戸真大，福井次郎，西谷雅弘：載荷試験データの数とばらつきを考慮した杭の鉛直支持力推定式，土木技術資料，Vol. 43, No. 7, pp. 40-45, 2001. 7.
34) Schneider, H. R.: Definition and determination of characteristic soil properties, *Contribution to Discussion Session 2.3, XIIth ICSMGE*, Hamburg, Balkema, pp. 2271-2274, 1997.
35) Bolton, M. D.: What are partial factors for?, *Proc. of the Int. Symp. on Limit State Design in Geotechnical Engineering*, Copenhagen, Vol. 3, pp. 565-583, Danish geotechnical society, 1993.
36) Koseki, J., Tatsuoka, F., Munaf, Y. and Kojima, K.: A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads, *Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, Soils and Foundations*, Vol. 2, pp. 209-216, 1998. 9.

【付 録】

付録 I　標準貫入試験 N 値から砂の内部摩擦角 ϕ を推定する場合の参考式 (案)

三軸圧縮強度に対する砂の内部摩擦角を標準貫入試験の N 値から推定する式として，最近の計測データによる検討結果に基づいた次式を提案する．

$$\phi = 4.8 \ln N_1 + 21, \quad N > 5 \tag{I.1}$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \tag{I.2}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2}(x - h_w) \tag{I.3}$$

ここに，

ϕ: 砂の内部摩擦角 (度)

σ'_v: 有効上載圧 (kN/m^2) で，標準貫入試験を実施した時点の値

N_1: 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値．ただし，原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50$ kN/m^2 である場合には $\sigma'_v = 50$ kN/m^2 として算出する．

N: 標準貫入試験から得られる N 値

γ_{t1}: 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)

γ'_{t2}: 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)

x: 地表面からの深さ (m)

h_w: 地下水位の深さ (m)

であり，ln は自然対数である．ただし，これらの提案式は，式 (I.1) に示すように $N > 5$ の範囲で適用するものとする．これは，N 値が小さい，緩い砂地盤の実測データが少ないこと，また，緩い砂地盤では N 値のばらつきが大きいためである．N_1 が 20 以下の場合には，N_1 の変化に対する ϕ の変化が特に大きいので，N 値が 20 以下の地盤では標準貫入試験の計測および評価を慎重に行う必要があり，計測は，打撃時のエネルギー損失が少ない，自由落下法により行うことが望ましい．

式 (I.1) は，原地盤よりサンプリングした試料から求めた三軸圧縮試験結果と原位置で計測した N 値から算出した N_1 の関係から，実測値のばらつきを考慮して設定した式である．さらに，σ'_v が 50 kN/m^2 より小さい実測データも少ないことから，安全側になるように適用上の σ'_v の下限値を設定した．なお，σ'_v が 200kN/m^2 を超える位置での実測データも少なく，この領域における式 (I.1), (I.2) の適用性は今後も引き続き検討が必要であるが，N 値を有効上載圧に応じて補正した式を用いておくことが良いと考えられる．

N_1 については下限値を設けなかった．N_1 が 5 以下になると緩い地盤と考えられ，式の適用に問題があるが，浅い位置では計測される N 値も小さく，N 値について適用の下限を与えることにより N_1 が小さい地盤では一般に適用が除外されると考えられるためである．また，ある程度の深さ以上では，N 値も大きくなり N_1 は 5 より大きな値が得られることが一般的であり，実務上，N_1 に対して下限を与えなくても問題がないと考えられるためである．

有効上載圧を考慮して N 値と内部摩擦角の関係を整理した式はいくつか提案されているが，それらを用いて内部摩擦角を算出し，設計に用いる内部摩擦角を設定する際には，ここで行ったような配慮をした上で用いるのが良い．

なお，ここで示した手法は，既往のデータを統計的に分析し，その統計的なばらつきを考慮して安全側に設定したものである．したがって，信頼できるサンプリング試料の三軸圧縮試験結果など，信頼性の高い調査結果がある場合には，当然，それらも参考し，設計に用いる地盤定数を検討することができる．また，乱した試料より得られる乾いた砂の安息角を砂の内部摩擦角とすることは安全側であると考えられるため，N 値が 5 以下の緩い砂地盤の場合には，これを適用してよい．

参考文献

1) たとえば，地盤工学会：地盤調査法，1995.
2) Bolton, M.D.: What are partial factors for?, *Proceedings of the International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering*, Copenhagen, Vol. 3, pp. 565-583, 1993.

付録 II　データ一覧

No.	論文名	著者名	書名その他	データ名
1	砂地盤における N 値	西垣	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	西垣
2	砂の内部摩擦角の新推定式	青木	構造物設計資料, No. 82, pp. 30-35, 1985. 6.	青木
3	Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils	Hatanaka *et. al.*	*Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 4, pp. 1-9, 1996. 12.	畑中
4	砂質地盤の内部摩擦角 ϕ_d と正規化された標準貫入試験の N 値 (N_1) の関係	畑中 他	土と基礎, Vol. 47, No. 8, 1999. 8.	新規 1
5	小口径摩擦杭の支持力特性に関する載荷実験	福井 他	土木研究所資料, 第3693号, pp. 49-68, 2000. 3.	新規 2
6	GRF 工法 (地盤補強型基礎工法)	(財) 先端建設技術センター	先端建設技術・技術審査証明報告書, 1997. 12.	新規 3
7	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) 高速道路調査会	1998. 2.	新規 4
8	**付録 III**に詳細を示す			新規 5
9	Effects of Sampling Disturbance on Dynamic Properties of Sand	Tokimatsu *et. al.*	*Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 1, pp. 53-64, 1986. 3.	新規 6
10	構造特性に着目した不攪乱早川河口砂の強度・変形特性	萩原 他	土木学会論文集, No. 487/III-26, pp. 119-128, 1994. 3.	新規 7
11	シールド工法における土質工学的諸問題の研究	小松田	東海大学学位論文, 1989.	新規 8
12	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 他	1994. 3.	新規 9

ここに，データ名「畑中」の粘着力は，本文の参考文献[14]に示されているものである．
括弧に囲まれた値は凍結サンプリング試料によるものを示す．
また，※印のついた新規データは，単位体積重量を仮定して，有効上載圧を算出したデータである．

No.	データ名	試料名	G.L(m)	採取層	D_r (%)	F_C (%)	D_{50} (mm)	U_c	σ_v' (kN/m²)	計測N値	試験法	ϕ (度)	c (kN/m²)	一次処理後	相関式算出に使用	文献番号
1	西垣	難波No.1	2.70	沖積	—	—	—	—	51	22	Cu bar	37.2	—	—	—	1
2	西垣	難波No.2	8.20	沖積	—	—	—	—	115	34	Cu bar	38.8	—	—	—	1
3	西垣	文の里No.1	3.00	洪積	—	—	—	—	35	18	Cu bar	38.0	—	—	—	1
4	西垣	文の里No.2	5.50	洪積	—	—	—	—	59	32	Cu bar	38.9	—	—	—	1
5	西垣	梅田砂No.1	4.00	沖積	—	—	—	—	53	9	Cu bar	37.3	—	—	—	1
6	西垣	梅田砂No.2	3.50	沖積	—	—	—	—	58	14	CD	36.0	—	—	—	1
7	西垣	北加賀屋No.1	8.80	沖積	—	—	—	—	104	14	CD	35.7	—	—	—	1
8	西垣	北加賀屋No.2	11.20	沖積	—	—	—	—	126	26	CD	36.9	—	—	—	1
9	西垣	北加賀屋No.3	12.20	沖積	—	—	—	—	136	23	CD	32.1	—	—	—	1
10	西垣	千日前	6.00	沖積	—	—	—	—	95	24	CD	35.5	—	—	—	1
11	青木	網走No.1	4.70	沖積	—	—	—	—	53	15	CD	38.1	—	—	—	2
12	青木	網走No.2	4.50	沖積	—	—	—	—	58	25.5	CD	39.5	—	—	—	2
13	青木	網走No.3	2.40	沖積	—	—	—	—	38	24.5	CD	38.6	—	—	—	2
14	畑中	IK1	4.9	—	79(34)	5(1.9)	0.26(0.29)	2.1(1.6)	68.6	9	CD	38.3(36.0)	16.0	○	○	3
15	畑中	IK2	9.2	—	78(57)	3.7(3.3)	0.29(0.39)	2.1(2.3)	98.0	17	CD	36.8(38.2)	29.6	○	○	3
16	畑中	NA	13.3	—	72(81)	17.2(4.9)	0.16(0.14)	5.3(1.6)	127.4	10	CD	31.1(32.7)	0.0	○	○	3
17	畑中	NG1	3.1	—	103(74)	8(6)	0.37(0.39)	3.2(3.4)	39.2	18	CD	41.2(43.4)	4.3	○	○	3
18	畑中	NG2	8.2	—	101(81)	12.8(8.7)	0.42(0.46)	7.6(3.6)	68.6	15.0	CD	35.2(37.8)	7.7	○	○	3
19	畑中	NG3	12.8～13.3	—	145	39.9	0.21	-	120	4.5	CD	30.7	—	○	○	3
20	畑中	NG4	14.5～15.0	—	73	24.2	0.3	42.6	130	8.8	CD	34.4	—	○	○	3
21	畑中	NG5	16.0	—	79(79)	20.4(14.6)	0.41(0.48)	24.8(15.6)	137.2	10	CD	35.7(35.1)	19.2	○	○	3
22	畑中	SK	48.8～49.7	—	—	13.2	0.19	5.1	430	33	CD	40.1	—	○	—	3
23	畑中	GZ1	3.0～3.8	—	—	18	0.22	14.2	60	17	CD	37.3	—	○	○	3
24	畑中	GZ2	3.9～4.6	—	—	36	0.23	64.8	70	50	CD	39.5	—	—	—	3
25	畑中	GZ3	6.0～7.7	—	—	9	0.36	4.9	120	46	CD	39.4	—	○	○	3
26	畑中	GZ4	10.0～11.1	—	—	6	0.19	1.9	150	42	CD	40.0	—	○	○	3
27	畑中	KY1	5.4～5.8	—	(72)	(7.3)	(0.34～0.48)	(4.0～9.3)	(58.8)	(5.7)	CD	(39.0)	19.6	○	—	3
28	畑中	KY2	6.4～6.8	—	(59)	(3.4)	(0.41～0.45)	(3.0～3.2)	(68.6)	(5.4)	CD	(31.0)	24.5	○	○	3
29	畑中	KY3	7.1～7.4	—	(59)	(1.9)	(0.37～0.47)	(2.7～3.0)	(78.4)	(6.4)	CD	(35.0)	4.9	○	○	3
30	畑中	KG	5.2～5.8	—	(70)	(6.6)	(0.21)	(2.6)	(49.0)	(11)	CD	(40.4)	14.7	○	—	3
31	畑中	KA1	9.3～9.6	—	(81)	(14.5)	(0.45～0.75)	(14.1～22.3)	(78.4)	(4.5)	CD	(28.0)	39.2	○	○	3
32	畑中	KA2	9.9～10.2	—	(78)	(19.8)	(0.15～0.45)	(6.5～13.2)	(88.2)	(4)	CD	(30.0)	29.4	○	○	3
33	新規1	NT	—	沖積	(60)	(1.7)	—	—	(147)	(41)	CD	(39.9)	16.2	○	○	4
34	新規1	YO	—	沖積	(68)	(1.6)	—	—	(127.4)	(27)	CD	(37.9)	19.4	○	○	4
35	新規1	ED	—	洪積	(70)	(6.3)	—	—	(78.4)	(29)	CD	(36.8)	14.7	○	○	4
36	新規1	TO	—	沖積	(57)	(7.7)	—	—	(196)	(32)	CD	(37.5)	12.2	○	○	4
37	新規1	TU	—	沖積	(100)	(3.3)	—	—	(63.7)	(38)	CD	(43.9)	16.0	○	○	4

No.	データ名	試料名	G.L(m)	採取層	D_r (%)	F_C (%)	D_{50} (mm)	U_c	σ_v' (kN/m²)	計測N値	試験法	φ (度)	c (kN/m²)	一次処理後	相関式算出に使用	文献番号
38	新規2	—	4.5～5.5	沖積	—	—	—	—	56.78	6.6	CD	33.4	—	○	○	5
39	新規3	—	1.5	沖積	—	—	—	—	22.80	15.47	—	44.6	1	○	○	6
40	新規3	—	2.4	沖積	—	—	—	—	36.40	18.52	—	39.3	0	○	○	6
41	新規3	—	2.4	沖積	—	—	—	—	36.87	18.64	—	36.4	0	○	○	6
42	新規4	鳥栖JCT6.5m	6.50	沖積	—	—	—	—	100.20	9	—	31.0	0	○	○	7
43	新規5	NA-FT1	5.00～5.15	—	(58.1)	(0.4)	(0.89)	(2.11)	(58.84)	(16.5)	CD	(37.9)	19	○	○	8
44	新規5	NA-FT2	14.00～14.15	—	(78.8)	(1.9)	(0.21)	(1.93)	(137.29)	(35)	CD	(37.1)	40	○	○	8
45	新規5	TO-FT1	7.30～7.45	—	(87.9)	(5.5)	(0.17)	(1.61)	(68.65)	(21)	CD	(41.2)	11	○	○	8
46	新規5	TO-FT4	15.48～15.63	—	(79.9)	(3.8)	(0.17)	(1.49)	(137.29)	(35)	CD	(39.9)	19	○	○	8
47	新規5	ED-FT1	9.00～9.15	—	(65.3)	(5.4)	(0.28)	(2.47)	(98.07)	(26)	CD	(33.4)	8	○	○	8
48	新規5	ED-FT3	13.00～13.15	—	(72.3)	(6.2)	(0.55)	(3.97)	(137.29)	(27)	CD	(34.7)	28	○	○	8
49	新規5	YO-FT1	6.00～6.15	—	(64.2)	(1.3)	(0.43)	(1.86)	(68.65)	(25)	CD	(37.3)	18	○	○	8
50	新規5	YO-FT3	19.00～19.15	—	(42.7)	(0.6)	(0.61)	(2.23)	(176.52)	(31)	CD	(35.2)	31	○	○	8
51	新規6※	—	9.9(9.2)	—	77(82)	0(0)	0.27(0.29)	1.6(1.8)	107.1(100.8)	32(30)	—	42(44)	—	○	○	9
52	新規7※	—	8.00	—	—	(2.1)	(0.17)	(1.73)	(94.5)	(83)	CD	(47.7)	—	—	—	10
53	新規8※	No.6	33.00	沖積	—	25.0	—	—	198	15	—	38.0	20	—	—	11
54	新規8※	No.10	15.00	沖積	—	26.0	—	—	90	7	—	32.0	25	—	—	11
55	新規8※	No.11	24.00	沖積	—	23.5	—	—	144	16	—	36.0	30	—	—	11
56	西垣	難波No.3	9.50	洪積砂礫	—	—	—	—	135	26	—	43.4	—	—	—	1
57	西垣	天満れき	31.00	洪積砂礫	—	—	—	—	276	56	—	42.3	—	—	—	1
58	西垣	明石層No.1	11.80	洪積砂礫	—	—	—	—	174	45	—	32.7	—	—	—	1
59	西垣	明石層No.2	17.30	洪積砂礫	—	—	—	—	237	54	—	36.2	—	—	—	1
60	西垣	泉北砂れき	25.00	洪積砂礫	—	—	—	—	264	48	—	36.5	—	—	—	1
61	西垣	権現ダム	3.10	洪積砂礫	—	—	—	—	35	30	—	44.6	—	—	—	1
62	青木	阿倍野No. 1	7.00	洪積砂礫	—	—	—	—	90	39	—	40.5	—	—	—	2
63	青木	阿倍野No. 2	18.00	洪積砂礫	—	—	—	—	180	78	—	46.0	—	—	—	2
64	青木	阿倍野No. 3	19.50	洪積砂礫	—	—	—	—	200	83	—	43.0	—	—	—	2
65	青木	阿倍野No. 4	25.50	洪積砂礫	—	—	—	—	260	94.5	—	44.3	—	—	—	2
66	青木	天満砂礫	31.00	洪積砂礫	—	—	—	—	276	115	—	43.7	—	—	—	2
67	新規9※	—	3.5	砂礫	—	—	—	—	59	8.2	—	39.0	—	—	—	12
68	新規9※	—	5.5	砂礫	—	—	—	—	81	12.8	—	36.0	—	—	—	12
69	新規9※	—	9.5	砂礫	—	—	—	—	125	15.5	—	38.0	—	—	—	12
70	新規9※	—	11.5	砂礫	—	—	—	—	147	20.8	—	36.0	—	—	—	12

新規のうち※印は、単位体積重量を仮定して有効上載圧を算出したもの

調査地点名			地点 N		地点 T		地点 E		地点 Y	
採取深度 (m)			5.00 ～ 5.15	14.00 ～ 14.15	7.30 ～ 7.45	15.48 ～ 15.63	9.00 ～ 9.15	13.00 ～ 13.15	6.00 ～ 6.15	19.00 ～ 19.15
有効上載圧 σ'_v (kPa)			58.84	137.29	68.65	137.29	98.7	137.29	68.65	176.52
物理特性	土粒子の密度 ρ_s (g/cm3)		2.628	2.650	–	–	2.828	2.777	2.641	2.653
	自然含水比 ω_n (%)		26.9	30.4	30.4	27.5	34.3	26.62	25.2	24.11
	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)		1.854	1.799	1.843	1.888	1.926	1.895	1.810	1.781
	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)		1.461	1.380	1.458	1.515	1.434	1.496	1.437	1.435
	間隙比 e		0.836	0.921	0.857	0.813	0.97	0.856	0.838	0.849
	相対密度 D_r (%)		58.1	78.8	87.9	79.9	65.3	72.3	64.2	42.7
	粒度特性	礫分含有率 (%)	4.6	0.0	0.0	0.0	0.0	3.2	0.5	2.8
		砂分含有率 (%)	95.0	98.1	94.5	96.2	94.6	90.6	98.2	96.6
		シルト分含有率 (%)	0.4	1.9	5.5	3.8	5.4	6.2	1.3	0.6
		粘土分含有率 (%)								
		50% 粒径 D_{50} (mm)	0.89	0.21	0.17	0.17	0.28	0.55	0.43	0.61
		10 %粒径 D_{10} (mm)	0.49	0.12	0.11	0.12	0.13	0.17	0.26	0.31
		均等係数 U_c	2.11	1.93	1.61	1.49	2.47	3.97	1.86	2.23
分類	分類名		粒度の悪い砂		粒度の悪い砂		シルト混砂～砂	シルト混砂	粒度の悪い砂	
	分類記号		SP		SP		SP ～ S-M	S-M	SP	
力学特性	静的強度	圧縮強さ (MPa)	0.27	0.59	0.31	0.58	0.27	0.49	0.29	0.61
		破壊ひずみ (%)	4.8	7.5	5.7	7.3	8.7	5.4	7.1	8.2
		ヤング率 E_0 (MPa)	53.94	67.67	98.65	162.10	74.53	100.03	69.63	68.65
		E_{50} (MPa)	29.22	36.19	29.48	113.46	13.14	68.65	18.93	23.05
		粘着力 c_d (MPa)	0.019	0.040	0.011	0.019	0.008	0.028	0.018	0.031
		摩擦角 ϕ_d (度)	37.9	37.1	41.2	39.9	33.4	34.7	37.3	35.2

圧縮強さ，破壊ひずみ，ヤング率，E_{50} は有効上載圧相当の拘束圧下における試験結果