

回転拘束されたRC杭頭部における 周辺地盤と耐力および変形性能との関係

阿部慶太¹・神田政幸²・小島隆之³・太田剛弘⁴

¹(財)鉄道総合技術研究所 研究員 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail:kabe@rtri.or.jp

²(財)鉄道総合技術研究所 主任研究員 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail:mkoda@rtri.or.jp

³日鉄環境エンジニアリング(株) (〒299-1112 千葉県君津市泉字八幡堀152-1)

E-mail:t_kojima@nske.co.jp

⁴(株)複合技術研究所 (〒102-0072 東京都千代田区飯田橋4-6-9)

E-mail:ohta@igi.co.jp

性能照査型設計法では、部材の損傷レベルを考慮して構造物の耐震設計を行うため、載荷試験等により部材の耐力および変形性能を適切に評価する必要がある。しかしながら、RC杭等の地中部材については、耐力および変形性能に与える杭周辺地盤の影響に着目して検討された事例が少ない。そこで本研究では、群杭のように回転拘束され、杭頭に損傷が集中するRC杭頭部を模擬した試験体を製作し、気中および密な乾燥砂中で載荷試験を実施した。その結果、変形性能に与える杭頭部周辺の地盤の影響は小さいものの水平耐力に与える影響は大きく、水平耐力および水平地盤抵抗に着目して現設計法での問題点を検討した。また、RC杭頭部の帯鉄筋を密にした構造は、杭頭部での変形性能の向上に貢献することを確認した。

Key Words : RC pile cap, deformation performance capacity, lateral resistance of subgrade

1. はじめに

性能照査型設計法では、大地震時において部材の損傷レベルを考慮して構造物の耐震設計を行うため、部材の耐力、変形性能を実物大および縮小模型を用いた載荷試験¹⁾で適切に評価する必要がある。

一方、杭基礎等の地中構造物における現行の設計法²⁾では、部材性能を上部構造物と同様に気中での載荷試験により評価し³⁾、水平地盤抵抗を受働土圧に基づく上限値を有したバイリニアモデルで表現する。よって、部材の耐力および変形性能に与える杭周辺地盤の影響を明確に評価できていない可能性が考えられる。

以上を踏まえ、乾燥砂中のRC模型杭の載荷試験⁴⁾、地盤をコイルバネで模擬したRC模型杭の載荷試験⁵⁾、加圧土層を用いた乾燥砂中のRC模型杭の載荷試験⁶⁾が行われており、①相対剛性が大きいほど深い位置まで損傷が広く分布すること、②最大損傷深さは杭体と地盤の相互作用を表す指標であること、③拘束圧を受けるRC部材は、気中部材よりも大きな靱性能を発揮すること、④気中での塑性ヒンジ長は1D (D : 杭径) 程度だが、地盤中では

2～3D程度で発生することが確認されている。さらに今村らは、地盤による拘束圧を帯鉄筋に換算し地盤中のRC部材の部材性能を評価する手法を提案しその妥当性を検証している⁷⁾。しかしながら、これらの研究では、杭頭回転自由で地盤による拘束圧が大きい比較的深い箇所での部材性能について検討が行われており、群杭などフーチングに固定された杭頭回転拘束で地盤の拘束圧がさほど大きくない杭頭部での耐力および変形性能については、検討の余地が残る。また、杭頭部では変形とともに近傍地盤に非線形領域が形成されるため⁷⁾、部材性能(耐力および変形性能)と水平地盤抵抗との関係についても検討の余地がある。さらに、過去の地震被害において杭頭部に損傷が多いこと、杭頭部の耐震性能照査により杭径および帯鉄筋量が決定されることを考慮すると、杭頭部での耐力および変形性能を適切に評価することは重要であると考えられる。そこで、筆者らはRC杭頭部に着目し回転拘束された杭頭部を模擬した試験体を製作し、気中および密な乾燥砂中で載荷試験を実施した。そして、杭頭部での周辺地盤の有無が部材の耐力および変形性能に与える影響を確認した。

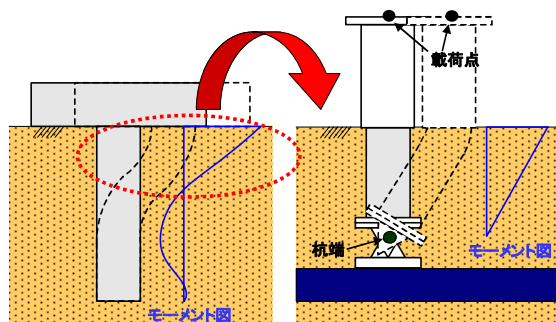


図-1 試験の背景

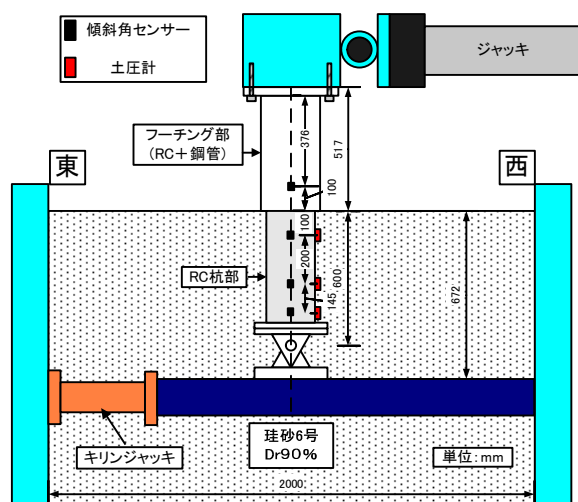


図-2 試験の概要

2. 乾燥砂中におけるRC杭頭部の水平荷重試験

(1) 試験概要⁹⁾

回転拘束された杭頭部に着目するため、図-1 に示すように実際の杭で曲げモーメントが最大になる杭頭接合部からモーメントが0になる点までを対象として荷重試験を実施した。試験体は図-2 に示すように RC 部材の杭部と RC 部材を鋼管で囲み剛性を高めたフーチング部からなる。杭部の下端ではピン結合として水平、鉛直方向を拘束、フーチング部上端の荷重点では鉛直、回転方向のみを拘束し、荷重点に変位制御で水平変位（西側：正方向，東側：負方向）を作用させ曲げモーメント分布が三角形になるようにした。そして、試験体を気中で荷重する場合（以後、気中荷重）、試験体を乾燥砂中に設置して荷重する場合（以後、地中荷重）および神田ら⁹⁾により検討されている杭頭部の帯鉄筋を密にして変形性能の向上を期待した試験体を地中で荷重する場合（以後、密帯筋地中荷重）の3ケースに対して試験を行った。後者の2ケースにおいては、2.0m×2.0m、深さ3.0mの鋼製土槽に杭頭接合部が地表面に一致するように試験体を設置し、周辺地盤はシングルホッパーを用いて乾燥したけい砂を投入し各層毎に締固めを行い相対密度が約90%に

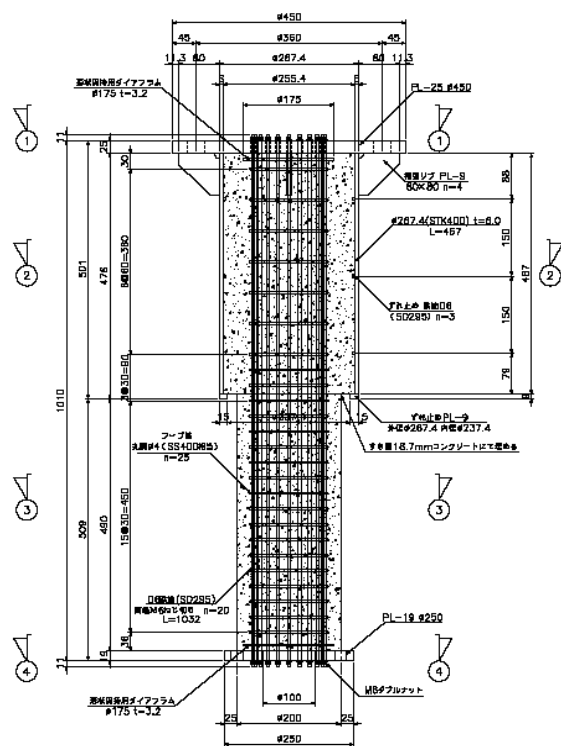


図-3 試験体の断面形状と配筋(気中荷重，地中荷重)

表-1 試験ケースの概要

	地盤の有無	引張鉄筋比	帯鉄筋比
気中荷重	気中	0.40%	0.42%
地中荷重	地中	0.40%	0.42%
密帯筋地中荷重	地中	0.40%	杭体：0.42% 1D 区間：1.88%

表-2 周辺地盤の物性値

相対密度	単位体積重量	内部摩擦角
90%	16.0 kN/m ³	40.0°

表-3 鉄筋の材料試験結果

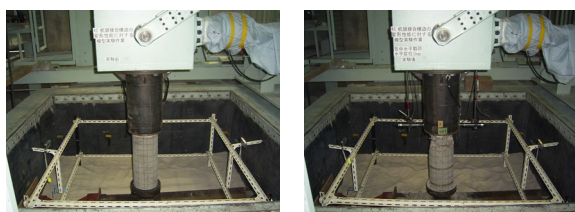
	種類	引張降伏強度
軸方向鉄筋	SD295	353N/mm ²
帯鉄筋(気中・地中)	SS400 程度	516N/mm ²
鋼管	STK400	364N/mm ²

表-4 コンクリートの材料試験結果

呼び強度	圧縮強度	ヤング係数
24	27.7 N/mm ²	26.1 kN/mm ²

なるように作製した。表-1 に試験ケースの概要、表-2 に周辺地盤の物性値を示す。

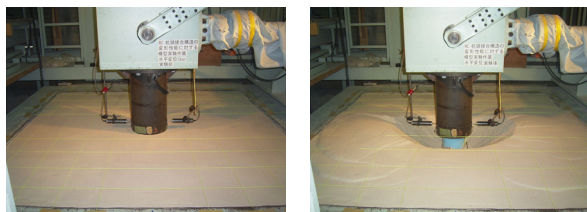
試験体の断面形状と配筋を図-3 に示す。RC 杭部でφ200mm、フーチング部でφ267mmの円形断面であり、長さは荷重点から杭頭接合部まで517mm、杭頭接合部から杭部下端まで600mmである。なお、杭部の長さは基礎の特性値 β の逆数 $1/\beta$ が0.57mであることを考慮して設定した。軸方向鉄筋はD6異形鉄筋を20本配置し、帯鉄筋はRC杭部とフーチング下部ではφ4の鋼線を30mm間



(a) 試験前 (b) 試験後
写真-1 試験前後の状況(気中載荷)



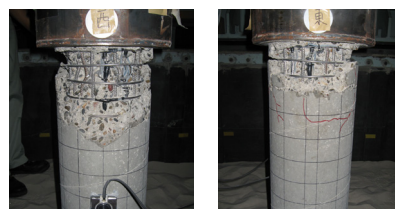
(a) 試験前 (b) 試験後
写真-2 試験前後の状況(地中載荷)



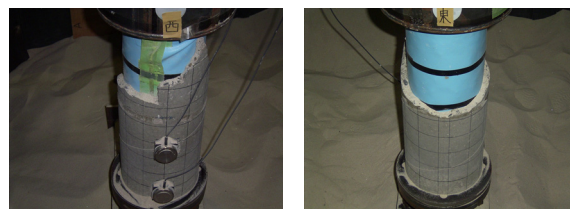
(a) 試験前 (b) 試験後
写真-3 試験前後の状況(密帯筋地中載荷)



(a) 西側(正方向) (b) 東側(負方向)
写真-4 試験体の損傷状況(気中載荷)



(a) 西側(正方向) (b) 東側(負方向)
写真-5 試験体の損傷状況(地中載荷)



(a) 西側(正方向) (b) 東側(負方向)
写真-6 試験体の損傷状況(密帯筋地中載荷)

隔、フーチング部のそれ以外の箇所では 60mm 間隔で配置した。ただし、密帯筋地中載荷の場合では杭頭接合部から 1D 区間で、D6 帯鉄筋を 15mm 間隔で配置し、帯鉄筋外側にシート材を介しその外側をかぶりコンクリートとした。なお、かぶりコンクリートは、密帯鉄筋によりコンクリートの回り込み不足から劣悪となることが想定されるため、杭頭部の所定の耐久性および大地震時でのかぶり剥落後の耐力の確保を目的に、シート材を設置した¹⁰⁾。また、以上の配筋は現行の設計基準における RC 部材の曲げ変形特性の適用範囲内で設定した。試験に用いた鉄筋およびコンクリートの材料試験結果をそれぞれ表-3、表-4 に示す。帯鉄筋に関しては細径の線材を用いたため引張降伏強度が大きくなっている。

荷重パターンは、荷重点の水平方向に対し、気中載荷時の杭部最外縁の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時の荷重点変位 ($\delta_y=8.0\text{mm}$) を基準として δ_y ずつ振幅を増やし正負各々 3 サイクルの正負交番載荷を行った。

主な測定項目は、荷重点での荷重、変位、モーメント、杭体の傾斜角、軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ、周辺地盤の土圧であり、杭体の傾斜角は試験体断面の中心に塩ビパイプを挿入し、傾斜計をアクリル棒とシリコンで固定して計測した。周辺地盤の土圧については、地中載荷では、杭体表面に固定治具を取り付け、土圧計を

シリコンで固定して計測し、密帯筋地中載荷では、杭体表面に土圧計を直接接着して計測を行った。図-2に計測機器の設置位置を示す。

(2) 試験および解析結果

a) 試験および損傷状況

写真-1～写真-3に各ケースの試験前後の様子を示す。また、写真-4～写真-6に各ケース試験後の試験体の損傷状況を示す。気中載荷では、杭頭接合部から 1D 区間にかぶりコンクリートのひび割れおよび剥落が見られた。地中載荷では、地表面付近で周辺地盤が大きく変形し、気中載荷時同様、杭頭接合部から 1D 区間にかぶりコンクリートのひび割れおよび剥落が見られた。密帯筋地中載荷では、周辺地盤の変形は地中載荷時と同様であったが、杭頭接合部から 1D 区間でかぶりコンクリートが剥落しシート材が露出した。なお、シート材内部の杭体の損傷は外観上軽微であった。図-4、図-5に地中載荷時、密帯筋地中載荷時の地表面のスケッチを示す。載荷とともにすべり線が拡大している。なお、最大耐力時および終局時は後述する M 点および N 点である。

b) 解析手法の概要⁹⁾

本研究では、2(1)で示した材料試験値により部材性能、地盤特性を鉄道構造物等設計標準²⁾ (以後、現行標準)

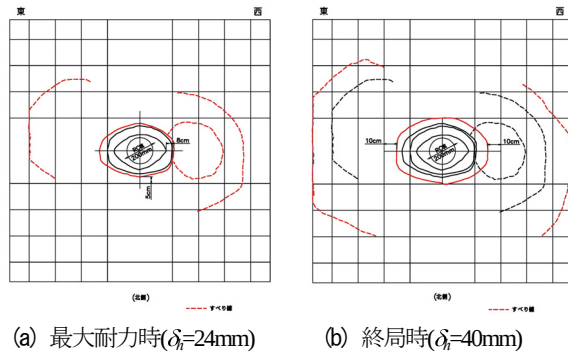


図-4 試験後の地表面(地中載荷)

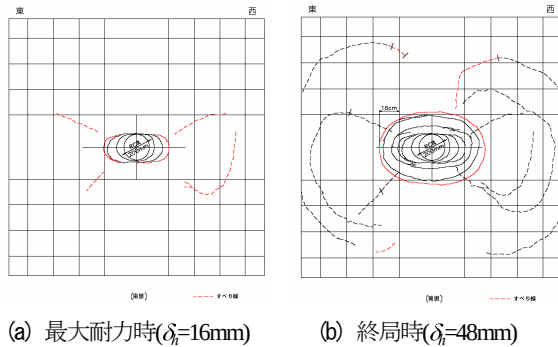


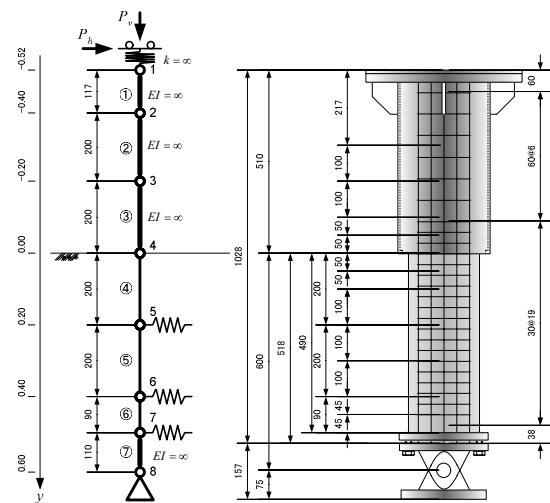
図-5 試験後の地表面(密帯筋地中載荷)

により求め、図-6 に示す骨組みモデルによる静的非線形解析で得た計算値を実験値と比較した。すなわち、部材性能を円形断面を有した RC 部材の特性、水平地盤抵抗を受働土圧に基づく上限値を有したバイリニアばねで表現した。ただし、密帯筋地中載荷では神田ら⁹⁾による密帯鉄筋 RC 杭頭部の変形性能モデル（以後、密帯鉄筋モデル）を用いた。なお、本試験では、鉛直荷重を作用させなかったが、載荷点での鉛直反力を計測した結果、いくつかの軸力が試験体に発生したことを確認したため、図-6 に示した鉛直荷重 P_v （圧縮：正）を、試験結果に基づき気中載荷で 40kN、地中載荷で 80kN、密帯筋地中載荷で 150kN として解析を行った。なお、圧縮側に鉛直反力が生じた原因として、試験体部材軸に後述するような、くの字の初期不整があり、この影響で曲げ引張り側の鉄筋に比べ曲げ圧縮側のコンクリートによる負担分が大きくなったものと考えられる。

c) 水平耐力－変位関係

載荷試験より得られた各ケースの載荷点での水平耐力－変位関係を図-7 に示す。各ケースとも通常の RC 部材のようなトリリニア型の形状を示し大きなループを示している。なお、密帯筋地中載荷時では載荷方向で耐力に差が生じているが、これは後述するように、杭体に傾斜の初期不整があったためである。

図-7 に各ケースの水平耐力－変位関係の骨格曲線を計算値とともに示す。気中載荷では、載荷方向毎の耐力の平均値（以後、平均耐力）が 19kN の時杭部の最外縁軸方向鉄筋が降伏（軸方向鉄筋の降伏ひずみ $=1720\mu$ 、以



(単位：mm ただし、y 軸の単位は m)

図-6 解析モデルの概要

後 Y 点とする）し、 $3.0\delta_y$ まで平均耐力が 27kN に上昇した。その後 $4.0\delta_y$ の時かぶりコンクリートの剥落が顕著になり軸方向鉄筋の座屈が観察され、 $5.0\delta_y$ の時耐力の急激な低下が生じた。よって、 $3.0\delta_y$ の時を最大耐力点（以後 M 点とする）、 $5.0\delta_y$ の時を終局点（以後 N 点とする）とした。地中載荷では、平均耐力が 30kN の時 Y 点に達し、 $3.0\delta_y$ まで平均耐力が 36kN に上昇し $5.0\delta_y$ の時耐力の急激な低下が生じた。よって、 $3.0\delta_y$ の時を M 点、 $5.0\delta_y$ の時を N 点とした。したがって、気中載荷と地中載荷の間で変形性能に大きな差はない。しかしながら、耐力には差が生じており、計算値は実験値に比べ気中載荷では概ね評価できているが、地中載荷では過小評価している。一方、密帯筋地中載荷では、平均耐力が 34kN の時 Y 点に達し、 $2.0\delta_y$ まで 40kN に上昇し $6.0\delta_y$ の時耐力の低下が生じた。よって、 $2.0\delta_y$ の時を M 点、 $6.0\delta_y$ の時を N 点とした。したがって、他ケースに比べ変形性能は向上するが、耐力は地中載荷時と同等である。また、密帯鉄筋モデルによる計算値(DT model)、現行標準による計算値(Design code)および実験値を比較すると、密帯鉄筋モデルにより変形性能の傾向を良好に表現できた。なお、M 点の変位が一致しない原因は前述した杭体の傾斜の初期不整によるものと考えられる。

d) モーメント－曲率関係

各ケースの杭頭部でのモーメント－曲率関係を計算値とともに図-7 に示す。なお、モーメントはフーチング部を剛体として載荷点のモーメントと水平荷重から求め、曲率は Y 点までは最外縁の軸方向鉄筋のひずみの差から、M 点以降は傾斜角とフーチング部からの抜き出し回転角（フーチング部の軸方向鉄筋ひずみより求めた）との差を塑性ヒンジ長（＝杭径）で除して求めた。気中載荷と地中載荷との間に大きな差がなく、計算値は実験値に比べ、モーメント－曲率関係を同等に評価できてい

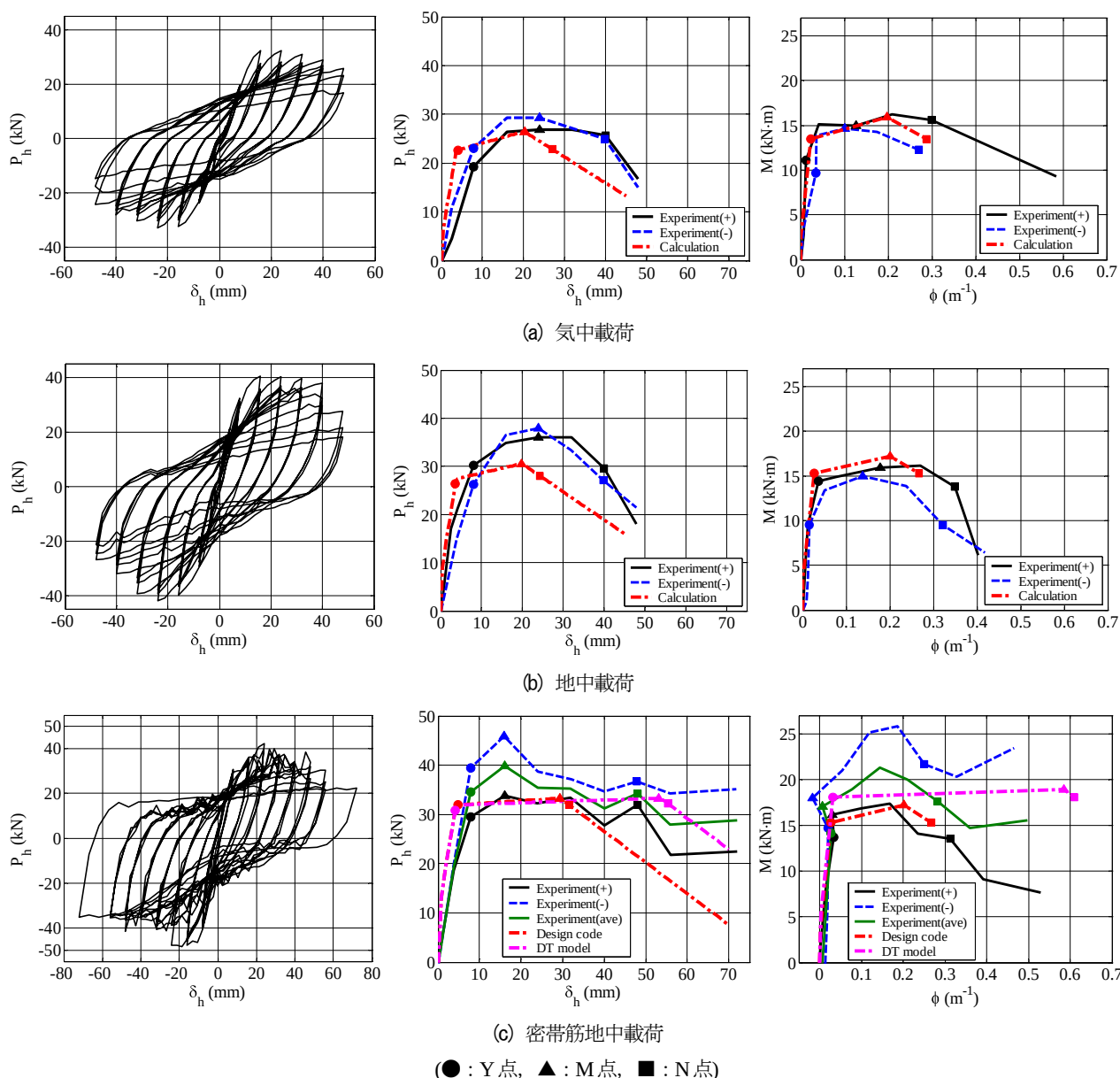


図-7 水平耐力変位関係とモーメントー曲率関係

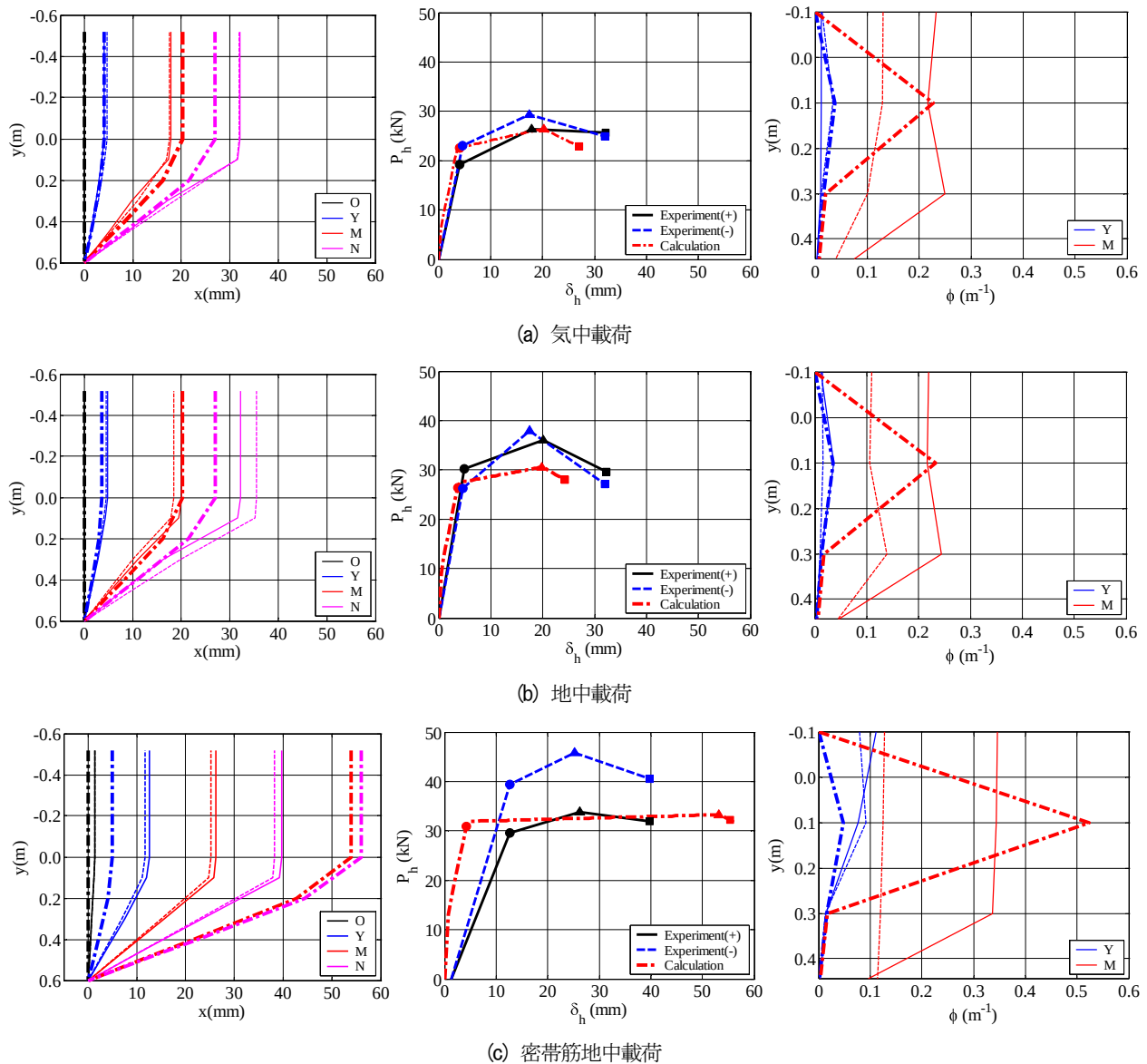
る。また、密帯筋地中載荷では、他ケースに比べ変形性能が向上しており、密帯鉄筋モデルによりその傾向を表現できた。なお、曲率が一致しない原因として、初期不整により傾斜計の精度が悪化したことが挙げられる。

e) 変形図および曲率分布

傾斜計から求めた O 点（載荷前）、Y 点、M 点および N 点での変形図を計算値とともに図-8 に示す。ただし、フーチング部は変形がないものと仮定している。剛結合された杭頭部にみられるスウェイモードが確認できる。また、気中載荷と地中載荷では、両者間に大きな差はなく計算値も M 点までは実験値と概ね一致している。一方、密帯筋地中載荷の場合では Y 点の時点で計算値と実験値の間に差が生じているが、図から明らかなように O 点すなわち初期の杭体に傾斜による初期不整が生じており、これが傾斜計の精度を悪化させたために生じ

た差と考えられる。また、地中載荷と密帯筋地中載荷では、載荷方向毎の変形に差が見られる。これは、写真-2、写真-3 に示すように変形に伴い周辺地盤の変形が残留し水平地盤抵抗が変化したためと考えられる。なお、載荷点での変位が図-7 の水平耐力変位関係での値と異なっているが、この原因として試験体下の受持ち梁と土槽間のメンブレンの変形が影響したことが考えられた。そこで、改めて傾斜計から求めた変位と水平耐力との関係を計算値とともに図-8 に示す。気中載荷、地中載荷ともに変形性能を良好に評価できている。一方、密帯筋地中載荷では変形性能を良好に評価できていないが、これは傾斜計の精度の悪化によるものと考えられる。

Y 点および M 点での杭頭部付近の曲率分布を計算値とともに図-8 に示す。気中載荷と地中載荷の間で大きな差はなく、計算値も Y 点では実験値と一致しており、



(細線：実験値(実線：正方向，点線：負方向)，太線：計算値，●：Y点，▲：M点，■：N点)

図-8 変形図，傾斜計による変位と水平耐力との関係および曲率分布

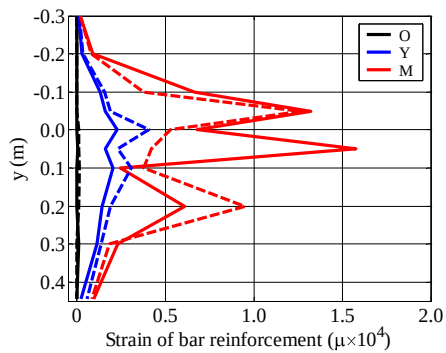
周辺地盤の有無が杭頭部の曲率に与える影響は小さいと考えられる。なお，密帯筋地中载荷の実験値は，傾斜計の精度の悪化のため正確な値でないと考えられる。また，フーチング上端結合部で曲率が0でない原因として，杭体の傾斜の初期不整およびフーチング部鋼管内での変形が傾斜計の精度に影響を与えたためと考えられる。

f) 軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ

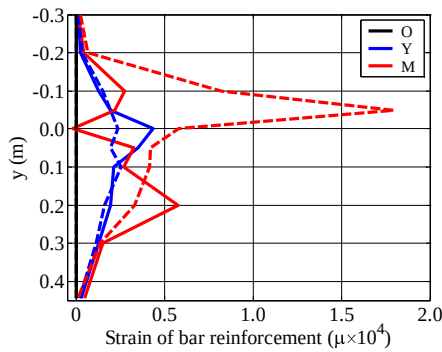
O点，Y点およびM点での軸方向鉄筋のひずみ分布を図-9に示す。全ケースともY点では大きな差がないが，M点では若干差が生じている。よって，周辺地盤の有無や载荷方向によりかぶりコンクリートの損傷範囲に違いが生じたが，周辺地盤が軸方向鉄筋のひずみに与える影響はY点では小さくM点では若干存在すると考えられる。なお，密帯筋地中载荷時の载荷点での変位はM点では他ケースに比べ8mm小さく変形レベルが異なるが，密帯鉄筋の拘束効果に対して杭頭部周辺の地盤が与える影響がどの程度か明確に分らなかった。

るが，密帯鉄筋の拘束効果に対して杭頭部周辺の地盤が与える影響がどの程度か明確に分らなかった。

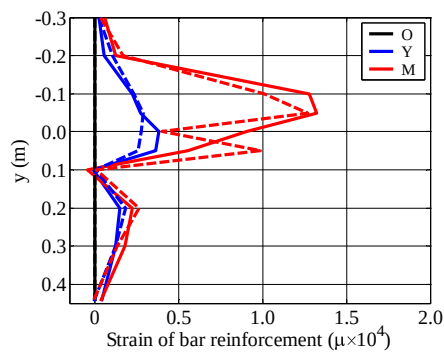
O点，Y点およびM点での杭頭接合部から1D区間での帯鉄筋のひずみ分布を図-10に示す。気中载荷と地中载荷の間では，Y点で大きな差がないがM点では地中载荷時に大きなひずみが生じている。これは，地表面付近で地盤が大きく変形し(写真-2参照)1D区間の水平地盤抵抗が消失したことが原因の一つと考えられる。しかしながら，帯鉄筋は降伏しておらずその影響は大きくないと考えられる。よって，周辺地盤が杭頭部の帯鉄筋のひずみに与える影響は小さいと考えられる。なお，密帯筋地中载荷時では，他ケースに比べ正方向载荷時にY点で引張降伏に至っているが，密帯鉄筋の拘束効果に対して杭頭部周辺の地盤が与える影響がどの程度か明確に分らなかった。



(a) 気中载荷



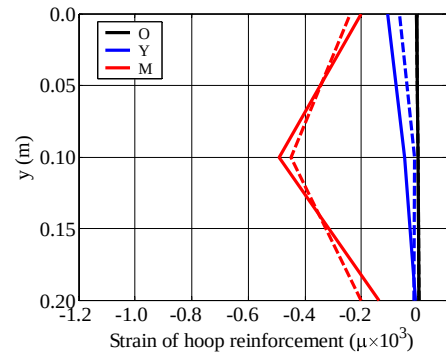
(b) 地中载荷



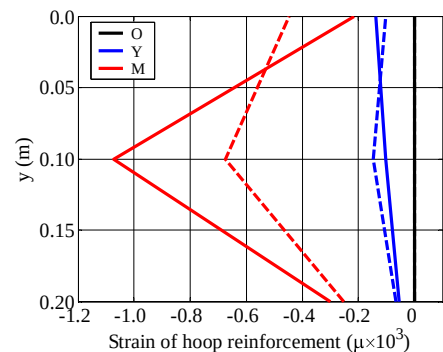
(c) 密帯筋地中载荷

(実線：正方向，点線：負方向)

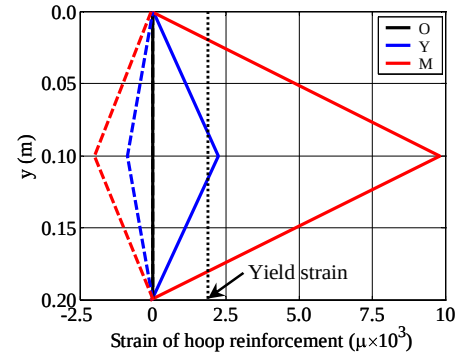
図-9 軸方向鉄筋(引張側)のひずみ分布の実験結果



(a) 気中载荷



(b) 地中载荷



(c) 密帯筋地中载荷

(実線：正方向，点線：負方向)

図-10 杭頭部の帯鉄筋のひずみ分布の実験結果

g) 周辺地盤の土圧

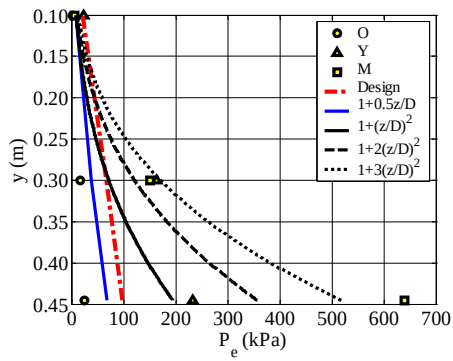
Y点，M点での周辺地盤の土圧を計算値（Design）とともに図-11に示す．なお，計算値とはバイリニアモデルで表現した水平地盤抵抗の上限値である．実験値は計算値に比べ大きく，特にM点では杭部下方で650kPa程度の土圧が生じている．なお，密帯筋地中载荷での実験値に関しては，土圧計を杭体表面に直接接着したために，杭体表面のひずみが土圧計に影響した値と考えられ，正確な土圧の値でないと考えられる．また，杭体表面に土圧計を取り付けたため，杭体の変形とともに土圧の作用方向も変化し，必ずしも水平方向の土圧を測定できているとは限らないが，杭体の傾斜角は最大で2.0deg程度でありその影響は小さいと考えられる．

3. 実験結果のまとめと考察

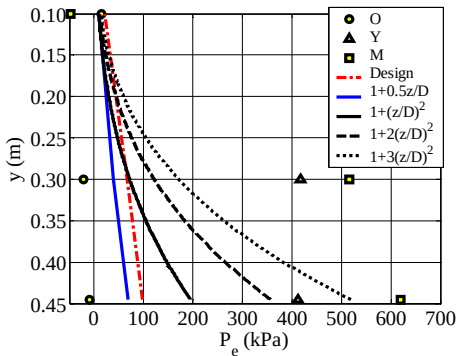
(1) 実験結果のまとめ

実験結果より以下のようにまとめることができる．

- 1) 载荷点での水平耐力－変位関係では，耐力に差が生じ，現行標準は地中载荷時の耐力を過小評価した．また，密帯筋地中载荷では変形性能が向上し，密帯鉄筋モデルによりその傾向を評価できた．
- 2) 杭頭部のモーメント－曲率関係では，気中载荷，地中载荷の間で差はなく，気中の载荷試験に基づく現行標準のモデルでも概ね評価できた．密帯筋地中载荷では変形性能が向上し，密帯鉄筋モデルによりその傾向を評価できた．
- 3) 変形および曲率に関しては，気中载荷と地中载荷の間で大きな差はなく，現行標準により評価でき



(a) 地中載荷



(b) 密帯筋地中載荷

図-11 周辺地盤の土圧分布(マーカ：実験値)

た. よって, 周辺地盤が与える影響は小さい.

- 4) 同一損傷レベルにおける軸方向鉄筋, 帯鉄筋のひずみ分布は, 気中載荷と地中載荷の間でモーメント-曲率関係に大きな影響を与えなかったが, M点では周辺地盤の影響が若干見られた.
- 5) 現行標準では, 杭頭部の周辺地盤の土圧 (水平地盤抵抗の上限値) を過小評価した.

以上より, 杭頭部では周辺地盤の有無が部材の変形性能に与える影響は小さい. つまり, RC 杭頭部での変形性能評価は気中での載荷試験で求められたこれまでの研究成果を用いて良いことを意味する. 一方, 水平耐力-変位関係に代表される耐力に関しては, 周辺地盤の有無が与える影響が大きい. また, 計算値と実験値との比較から, 現行標準により変形性能を評価できるが, 耐力と周辺地盤の土圧 (水平地盤抵抗の上限値) は過小に評価すると考えられる. このことは, 密帯筋地中載荷時でも傾向は同様であり, 他ケースとの違いは密帯鉄筋の拘束効果による変形性能の向上が主であると考えられる.

したがって, 杭頭部で周辺地盤の影響を考慮する際, 密な乾燥砂地盤での変形性能は, 気中載荷試験に基づく現行標準で評価できるが, 耐力は載荷に伴い変形が生じた際, より大きな値になるよう考慮する必要がある.

(2) 水平地盤抵抗の上限値および水平耐力の検討

以上より, 周辺地盤が耐力に与える影響は大きいことが分かった. また, 現行標準が水平地盤抵抗と耐力を過

表-5 α の値その1 (実験値は地中載荷時の値)

深さ z (m)	実験値 (Y点)	実験値 (M点)	現行式	$1+0.5z/D$
0.10	3.30	0.74	3.00	1.25
0.30	7.44	6.80	3.00	1.75
0.445	7.14	19.5	3.00	2.11

表-6 α の値その2 (実験値は地中載荷時の値)

深さ z (m)	実験値 (Y点)	実験値 (M点)	$1+\xi(z/D)^2$		
			$\xi=1.0$	$\xi=2.0$	$\xi=3.0$
0.10	3.30	0.74	1.25	1.50	1.75
0.30	7.44	6.80	3.25	5.50	7.75
0.445	7.14	19.5	5.95	10.9	15.9

小評価していることを考慮すると, 水平地盤抵抗の評価が耐力の評価に影響していると考えられる. そこで, 水平地盤抵抗に着目し耐力の検討を行った.

現行標準²⁾によれば, 杭基礎の水平地盤抵抗の上限値は次式で求められる.

$$p_e = \alpha p_{EP} \quad (1)$$

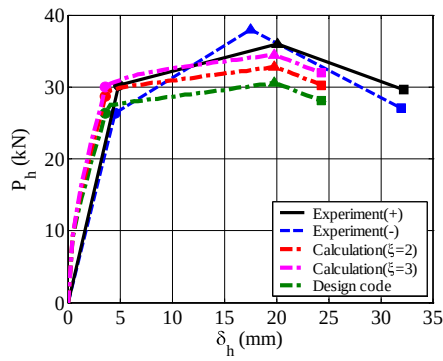
ここで, α は地盤破壊の三次元的な影響を考慮した係数, p_{EP} は地盤の受働土圧強度であり, α については既往の実験結果より 3.0 が用いられている. 一方, ケーソン基礎で水平地盤抵抗の上限値を求める際は α を次式で求める.

$$\alpha = 1.0 + 0.5(z/D) \quad (2)$$

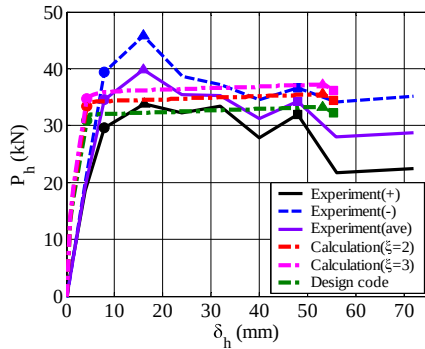
ここで, z は地表面からの深さ, D は基礎の前面幅である. 式(2)より求められる α は実験結果と, 地表面付近で杭前面に土くさびを仮定した極限平衡法より求めた理論式が z/D の関数であることを考慮して提案された式である^{13,12)}.

一方, すべり線が発生したこと (図-4, 図-5 参照) を考慮すると, 杭頭部ではすべり線に沿って破壊した土塊から受ける力により水平地盤抵抗を評価する方が適切であり, 杭頭部での α は地表面付近でのすべり線破壊を考慮している式(2)で評価した方が適切であると考えられる. そこで, D を杭径として式(2)で求めた α を $\alpha=3.0$ (現行標準式) および地中載荷時の Y 点と M 点での実験値を p_{EP} で除した値とともに表-5 に示す. 式(2)から求めた α の方が 3.0 より小さく, 実験値をさらに過小評価することが分かる. よって, 改めて式(2)以外で杭頭部でのすべり線破壊を考慮する必要があると考えられる.

ここで, 式(2)で実験値を評価できない理由としてすべり土塊をくさび型に仮定して求めた理論式に基づいていることが挙げられる. 既往の研究^{13,14)}よりすべり面は対数らせん曲面に近いことが確認されており, 破壊面を対数らせん曲面としたすべり土塊を用いて求めた理論式に基づいて α を求める必要があると考えられる. 以上を踏まえ, 大石ら¹⁴⁾は対数らせん曲面による理論式を速度場法



(a) 地中載荷



(b) 密帯筋地中載荷

(● : Y点, ▲ : M点, ■ : N点)

図-12 α を反映した水平耐力-変位関係

で求め、神田ら¹⁵⁾によるくさび型の破壊による理論式と比べ、特に内部摩擦角 ϕ が大きい場合水平地盤抵抗の上限値を大きく評価することを示している。このことは、対数らせん曲線の曲率が ϕ に左右され特に ϕ が小さいと直線に近くなることから理解できる。すなわち、内部摩擦角が破壊メカニズムに影響し、特に相対密度が大きく内部摩擦角が大きい密な地盤では対数らせん曲面に基づく破壊を考慮しなければならないと考えられる。

一方、神田ら¹⁵⁾は遠心模型実験装置を用いた乾燥砂中の分割杭の水平載荷実験を実施し、水平地盤反力-水平変位関係に与える地盤の相対密度の影響を確認している。そして、水平地盤抵抗の上限値を相対密度ごとに次式の z/D の指数関数で近似している。

$$p_e / n\gamma D = a(z/D)^b \quad (3)$$

ここで、 a および b は地盤条件と破壊メカニズムにより決まるパラメータ、 n は遠心加速度比、 γ は土の単位体積重量である。神田らは、 b は地盤の相対密度が85%の場合2.68~1.42、地盤の相対密度が60%の場合1.76~1.03であることを示している。したがって、杭頭部での水平地盤抵抗の上限値は、相対密度が小さい地盤の場合は z/D の関数に近くなり、相対密度が大きい地盤の場合は z/D の2乗の関数に近くなると考えられる。

以上より、式(2)は相対密度が小さい周辺地盤の水平地盤抵抗を表現する際は適切と考えられるが、本試験で

用いた地盤のように、相対密度が大きい周辺地盤の水平地盤抵抗を表現する際は、 z/D の2乗の関数であることを考慮しつつ適切な式を用いる必要があると考えられる。そこで、相対密度が大きい周辺地盤の水平地盤抵抗を表現するための α を表す式として式(4)を考慮した。

$$\alpha = 1.0 + \xi(z/D)^2 \quad (4)$$

ここで、 ξ は定数である。表-6に ξ を1.0~3.0まで変化させ式(4)で求めた α を、図-11に地中載荷、密帯筋地中載荷に対し表-6に示した α で求めた水平地盤抵抗の上限値を実験値とともに示す。Y点では $\xi=2.0$ 、M点では $\xi=3.0$ の場合が実験値に近い。また、 $\xi=2.0$ 、 $\xi=3.0$ の場合で計算した水平耐力-変位関係を地中載荷時、密帯筋地中載荷時の実験値とともに図-12に示す。 $\xi=3.0$ とした場合の方が耐力を評価できている。

以上より、本実験では、 $\xi=3.0$ として式(4)より α を求めることで水平地盤抵抗および耐力を表現できた。しかしながら、実際の杭では杭体と周辺地盤の剛性比により杭頭部の変形形態が変化すると考えられるため、異なる基礎の特性値 β を有する場合に対して、水平地盤抵抗を計測して ξ を求める必要がある。また、既述したようにすべり線破壊に基づく水平地盤抵抗は内部摩擦角により変化するため、地盤の相対密度毎に検討が必要である。

4. まとめ

杭頭部の周辺地盤の有無による部材の耐力および変形性能に対する影響を確認することを目的に、RC杭頭部に着目して、回転拘束された杭頭を模擬した試験体を製作し、気中および密な乾燥砂中で載荷試験を実施した。その結果、主に以下の結論を得た。

- 1) 載荷点での水平耐力-変位関係では、気中載荷と地中載荷の間で耐力に差が生じ、現行標準は地中載荷時の耐力を過小評価した。また、密帯筋地中載荷では変形性能が向上し、密帯鉄筋モデルによりその傾向を表現できた。
- 2) 杭頭部のモーメント-曲率関係では、気中載荷と地中載荷の間で差はなく、現行標準により評価できた。密帯筋地中載荷では変形性能が向上し、密帯鉄筋モデルによりその傾向を表現できた。
- 3) 現行標準は周辺地盤による土圧（水平地盤抵抗の上限値）を過小評価した。
- 4) 地盤破壊の三次元的な影響を考慮した係数 α を $1.0+3.0(z/D)^2$ として水平地盤抵抗を求めることで、本実験での水平地盤抵抗および耐力を評価できた。ただし、基礎の特性値 β と部材の変形レベルが水平地盤抵抗に与える影響を考慮する必要がある。

謝辞：東京大学小長井一男教授よりご助言を頂きました。
ここに末筆ながら感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 例えば, 渡邊忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.31-45, 2001.
- 2) 国土交通省監修, (財)鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999.
- 3) 谷村幸裕, 渡邊忠朋, 瀧口将志, 佐藤勉: 場所打ち鉄筋コンクリート杭部材の変形性能評価に関する研究, 土木学会論文集, No.711/V-56, pp.173-190, 2002.
- 4) 牧剛史, 睦好宏史: 鉄筋コンクリート杭の水平復元力特性と変形性状に関する研究, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.103-118, 2001.
- 5) 今村年成, 室野剛隆, 永尾拓洋: 地盤による拘束圧を考慮した RC 杭の変形性能の評価手法に関する検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.28, No.161, 2005.
- 6) 今村年成, 室野剛隆, 篠田昌弘, 川西智浩: 地盤中の拘束圧を受ける RC 杭部材の変形性能の評価手法, 鉄道総研報告, Vol.20, No.5, 2006.
- 7) Konagai, K., Yin, Y. and Muroto, Y.: Simple beam analogy for describing soil-pile group interaction, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp.213-221, 2003.
- 8) 阿部慶太, 神田政幸: スウェーに着目したRC杭頭接合部の変形性能の評価, 土木学会第61回年次学術講演会講演概要集, pp.761-762, 2006.
- 9) 神田政幸, 濱田吉貞, 山東徹生, 青木一二三: 密帯鉄筋RC杭頭接合構造の変形性能のモデル化, 土木学会第60回年次学術講演会講演概要集, pp.961-962, 2005.
- 10) 神田政幸, 青木一二三, 山東徹生, 山崎貴之, 丸山修: 大地震時における杭の損傷抑制技術, 基礎工, Vol.35, No.3, pp.65-68, 2007.
- 11) 秋田直樹, 福井次郎, 木村嘉富, 七澤利明: 柱状体基礎の最大水平地盤反力度に関する模型実験, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集, pp.74-75, 1997.
- 12) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第 281 号, pp.41-55, 1979.
- 13) Kyle, M. R., Ryan, T. C.: Cyclic lateral load behavior of a pile cap and backfill, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, pp.1143-1153, 2006.
- 14) 大石雅彦, 前田良刀, 落合英俊, 北崎誠: 柱状剛体基礎の水平地盤反力, 第48回地盤工学シンポジウム平成15年度論文集, pp.115-120, 2003.
- 15) 神田政幸, 竹村次朗, 日下部治: 砂地盤中の単杭のp-y関係のモデル化, 土木学会論文集, No.645/III-50, pp.191-207, 2000.

(2007. 4. 6 受付)

RELATIONSHIP BETWEEN SUBGRADE AND DEFORMATION PERFORMANCE CAPACITY OF RC PILE CAP IN DENSE SAND

Keita ABE, Masayuki KODA, Takayuki KOJIMA and Takahiro OHTA

In the performance based design, it is important to evaluate deformation performance capacity of structures. Deformation performance capacity of piles, however, should be considered by focusing more on the relation between subgrade and deformation performance capacity of shaft. In this study, a series of RC pile cap loading tests in air and dense sand are conducted by focusing on deformation performance capacity of RC pile cap, which often has serious damage during earthquake. As the result, ductility capacity is little dependent on subgrade, but restoring force is subjected to lateral resistance of subgrade, and the problem to lateral resistance of subgrade at design code for railway structures is presented.