

[118] 高強度 PC くい(PHC くい)の水平載荷試験

正会員 ○吉 田 茂 (旭化成建材 技術室)
 前 原 勝 明 (旭化成建材 技術室)
 正会員 小 谷 俊 介 (東京大学 工学部)
 蔡 江 洋 (東京大学 大学院)

1. はじめに

昭和53年6月の宮城県沖地震 ($M = 7.4$) や昭和57年3月の浦河沖地震 ($M = 7.3$) により既製コンクリートくいが破損被害を受けたことは、これまで数多くの報告がなされており、未だ記憶に新しい。一般に、くい基礎の設計は許容応力度法によっているが、筆者らはコンクリート系くいの曲げ変形特性が軸方向力の有無により大きく変化することに注目し、力の釣合のみを考える破壊安全率に疑問をもつて至った。³⁾

本報告はくい頭を固定とした高強度PCくいに、高軸力を加えた場合と軸力を加えない場合について、繰返し水平載荷試験を行ない、その耐力、変形性能を比較検討するものである。

2. 試験方法

2.1 試験供試体

供試くいは表-1に示す外径300mmの高強度PCくいA種を使用した。供試くいは先端閉塞の状態でディーゼル

バイルハンマにて打込み、図-1に示すように、くい頭固定するためにくい頭をRCばかり中へ30cm埋込み、かつ2本の供試くいA、Bを連結したものを試験供試体とした。なお、Bくいにはひずみゲージを貼付して、水平載荷時の曲げ変形挙動を測定した。また、試験供試体は2体準備し、供試体A1は軸力無しとし、供試体A2には供試くいに軸力を導入した。軸力は供試くいの中空部に予め設置したPCロッド(径3.2mm、C種1号)を油圧ジャッキで緊張したのち、ナットで定着することにより、供試くい1本につき約6.5トンの軸力を導入した。

2.2 地盤概要

地盤概要是図-2に示すように、くいの挙動を支配すると思われる深さ4mまではN値1~3のローム層および粘土層である。土質定数を表-2に示す。

2.3 載荷方法

載荷方法は、RCばかりの下端部に取付けた引張治具を介して、RCばかり全体を正方向と負方向に交互に引張る正負交番繰返し載荷とした。繰返しは3サイクルで、各荷重段階での荷重保持時間は計測

表-1 供試くいの仕様

くい径 mm	くい種 種 kgf/cm ²	有効プレス トレス量 kgf/cm ²	肉厚 mm	長さ m	断面積 cm ²	P C 頭 棒		コンクリート			
						径×本=断面積 cm ²	降伏点 kgf/m ²	強度 kgf/m ²	換算断 面係数 cm ²	設計基 準強度 kgf/cm ²	
300	A	40	60	8	452	7.4 × 6 ² = 24	130	145	2380	800	3.5 × 10 ⁶

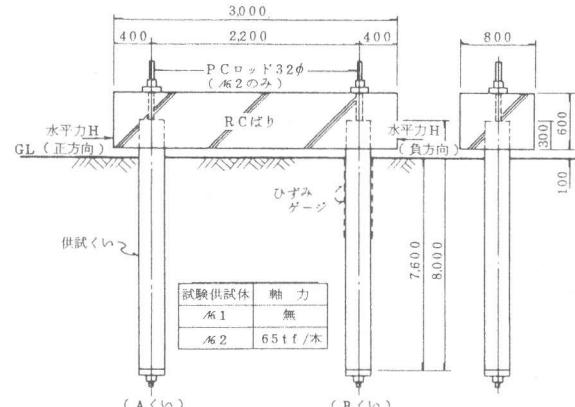


図-1 試験供試体

表-2 土質定数

項目 土層	一軸圧縮強度 kgf/cm ²	L L T 試験による 地盤弹性係数 kgf/cm ²
ローム層 (GL-0.5~1.15m)	0.569~0.598	12.96(GL-0.3m)
粘土層 (GL-2.00~2.55m)	0.679~0.722	7.32(GL-2.2m)

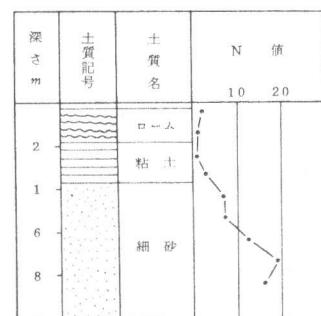


図-2 土質柱状図

に要する30秒程度とした。また破壊サイクルは正方向載荷とした。

3. 試験結果

3.1 試験結果概要

試験結果概要を表-3に示し、水平荷重Hとくい頭変位 δ の関係を図-3および図-4に示す。このときの荷重HはRCばかりに加えた値である。したがって、供試くい1本に加わる水平荷重を求めるときはH/2と仮定した。また、RCばかりの水平変位を測定して、これをくい頭変位とした。

供試体M1は水平荷重H=15tf付近から降伏状態となり、くい頭変位 $\delta=37.8\text{mm}$ で最大荷重H=19.0tfに達したのち、変位の増大とともにくいのPC鋼棒破断により荷重が低下して行き、くい頭変位 $\delta=119\text{mm}$ でほぼ最大耐力の50%に低下し、その変位から除荷すると残留変位は $\delta=62\text{mm}$ であった。

供試体M2は最大荷重に至るまで変位とともに荷重が増加しつづけ、くい頭変位 $\delta=55.6\text{mm}$ で最大荷重H=30.7tfに達したときにBくいの頭部が一瞬にして圧縮せん断破壊を起こした。

3.2 地中部のひずみ分布

くい深さ方向のひずみ分布の計測例を図-5～8に示す。図-5,6は水平荷重Hが約8tfのときのくいの両側におけるひずみ分布を示す。軸力の有無による有意差はほとんど見られない。図-7はM1供試体の最大荷重以降でくい頭変位 $\delta=89.2\text{mm}$ のときのひずみ分布であり、図-8はM2供試体の最大荷重時のひずみ分布である。軸力無しの供試体M1はくい頭部付近のひずみが0に近く、地中部で 2950×10^{-6} の大きさを圧縮ひずみを示している。それに対して軸力導入

表-3 試験結果

項目	M1	M2
最大荷重H	19.0 tonf	30.7 tonf
最大荷重時変位	37.8 mm	55.6 mm
破壊状態	ひび割れ破壊 (PC鋼棒切断)	圧縮せん断破壊

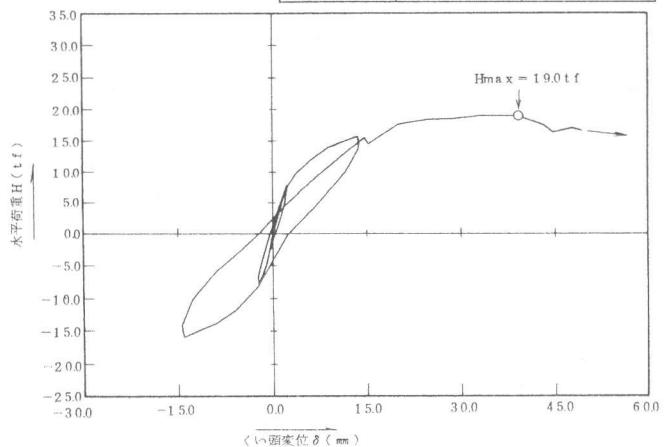


図-3 くい頭変位 δ -水平荷重H曲線(供試体M1)

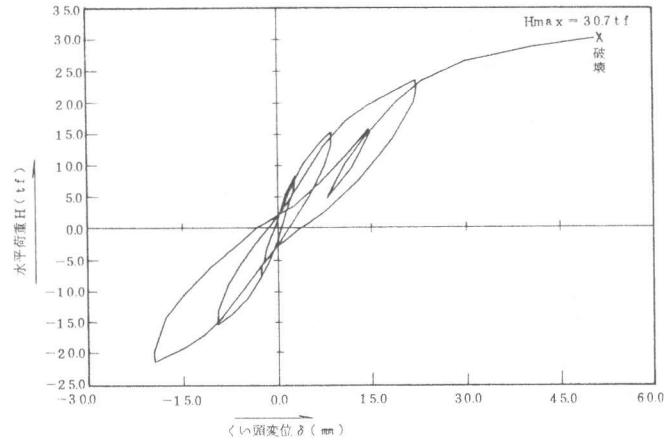


図-4 くい頭変位 δ -水平荷重H曲線(供試体M2)

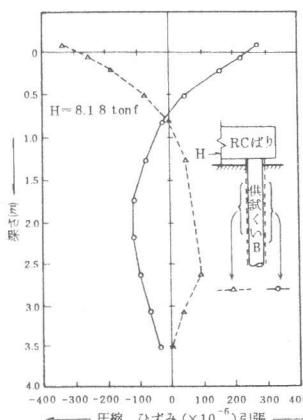


図-5 供試体M1 H=8tf時のひずみ分布

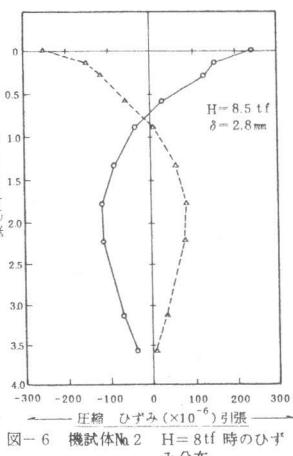


図-6 機試体M2 H=8tf時のひずみ分布

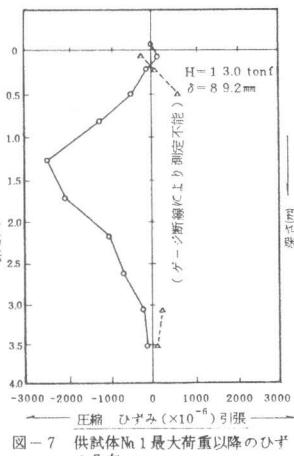


図-7 供試体M1最大荷重以降のひずみ分布

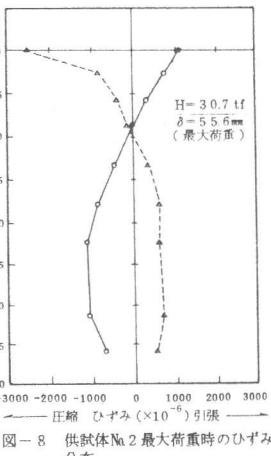


図-8 供試体M2最大荷重時のひずみ分布

している供試体M2はくい頭部付近で 2700×10^6 と非常に大きな圧縮ひずみを記録しているが、地中部では逆に最大で 1500×10^6 程度の圧縮ひずみであり、供試体M1と全く異った挙動を示した。なお、本報告に示すひずみは軸力による初期ひずみを除いている。

3.3 破壊状態

供試くいの破壊状態を写真1～4に示す。破壊サイクル（正方向荷重）においては、水平力によりRCばかりが回転し、Aくいには引抜き力（引張力）、Bくいには押込み力（圧縮力）が作用する。

供試体M1のAくいはくい頭にくい軸に対して斜めのキレツが1本あった。Bくいもくい頭に水平方向のキレツが1本あるのみで、6本のPC鋼棒のうち4本が破断していた。本A、Bくいとも最終破壊はPC鋼棒の引張降伏と圧縮側コンクリートの圧壊による曲げ破壊と考えられる。

供試体M2のBくいは最大耐力に達すると同時に一瞬にして、くい頭部で圧縮せん断破壊を生じた。写真4に見られるように、圧縮破壊と斜めのせん断破壊が同時に起り、PC鋼棒は折れ曲り、ラセン鉄筋も破断していた。くいの破壊とともにRCばかりは沈下し、PCロッドにより導入されていた軸力が解放された。

一方、Aくいはくい頭部付近にわずかに圧縮破壊現象が生じていたが、おむね健全であった。

4. 考察

4.1 供試くいの材料特性

表-1の材料特性を用いて計算した供試くいの極限MN曲線（コンクリート圧縮破壊ひずみ ϵ_{cu} を0.003として計算）と曲率一曲げモーメント曲線をそれぞれ図-9、10に示す。

4.2 最大耐力とくい頭固定度

本実験では供試くいに65tfの軸力を導入することにより、水平耐力が1.6倍に増大した。2体の供試体で実測した最大水平耐力から、横方向地盤反力係数 k_0 値を $k_0 = 0.8 \cdot E_0 \cdot B^{-3/4}$ （ E_0 ：地盤の弾性係数、 B ：くい径）とし、弾性計算によりくい頭モーメント M_0 （10cmの地上突出は無視）を算出して図-9に示す（弾性値）。また、最大耐力時のくい頭モーメント M'_0 をくい頭部の実測ひずみ ϵ_c から算出（ $M'_0 = E_c \cdot \epsilon_c \cdot Z_i$ 、 E_c ：コンクリートヤング係数、 Z_i ：コンクリート換算断面係数）して、同じく図-9に示す（実測値）。供試体M2のくい頭モーメントは弾性計算では供試体M1の水平耐力に比例して1.6倍の値であるが、実測値では3.1倍の値を示している。これは、くい頭固定度を M'_0/M_0 とすると、供試体M1のくい頭固定度が最大耐力時には大きく低下したことを示す。供試体M1は最大耐力以降はくい頭部のキレツが進行することにより、図-7に示すように、くい頭部のひずみが小さくなり、逆に地中部のひずみが大きくなる。一方、供試体M2は軸力の効果で最大耐力に達する

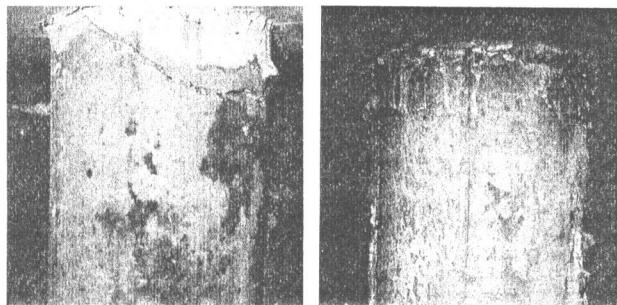


写真-1 供試体M1 Aくい

写真-2 供試体M1 Bくい

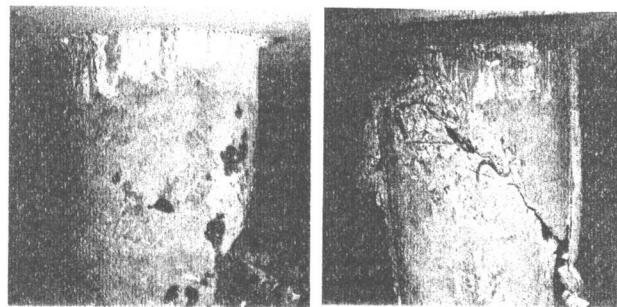


写真-3 供試体M2 Aくい

写真-4 供試体M2 Bくい

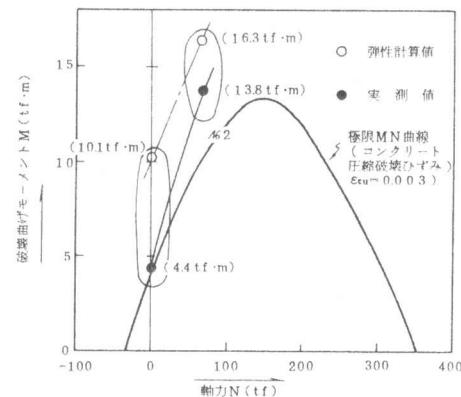


図-9 極限MN曲線

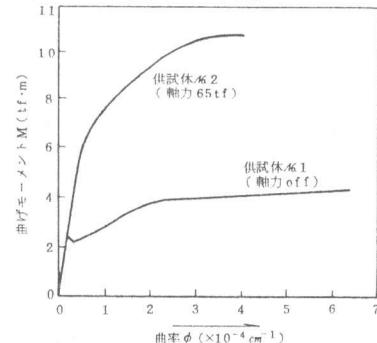


図-10 曲率-曲げモーメント曲線

までキレツが発生しないため、くい頭固定度の低下が小さく最大荷重時で0.85の固定度を有していた。

4.3 変形特性と破壊形式

軸力のない供試体M1はくい頭変位 $\delta = 3.78\text{ mm}$ で最大荷重 $H = 19.0\text{ tf}$ に達したが、その後荷載を続行したため変位が進行し、最終的にはくい頭部と地中部が曲げ破壊を起こした。一方、軸力を導入した供試体M2は最大荷重 $H = 30.7\text{ tf}$ に達すると同時に $\delta = 5.56\text{ mm}$ と比較的小さな変位で脆性的な圧縮せん断破壊を起こした。このように両者の変形特性と破壊形式に差が出るのは、軸力の存在によりくい断面の中立軸が変動していく材自体の曲げ変形特性が変化するためである（図-10参照）。高軸力下ではコンクリートくいはこのように脆性的な破壊をするため、極限設計を行う場合は何らかの考慮が必要である。

また、図-3と図-4を比較すると明らかのように、荷重も変位も小さい領域では差はないが、変位が大きくなるにつれて軸力の大きさによる曲げ耐力が大きいため、荷重変形特性に差が生じる。

4.4 くいの挙動と非線形解析

水平荷重 $H = 8\text{ tf}$ のときのひずみ分布から算出したモーメント分布と弾性計算および非線形計算（くい材の曲げ変形特性をトリリニアの曲率-曲げモーメント曲線と仮定し、横方向地盤反力係数 k を $k = k_0 \cdot \delta^{1/2}$ 、 δ ：横方向変位、と非線形に仮定して解析する手法）による曲げモーメント分布を図-11, 12に示す。 $H = 8\text{ tf}$ 程度の荷重では供試体はまだ十分に弾性域と考えられるが、弾性計算値は実測値とかなり相違する。一方、非線形計算値は実測値と非常によく一致している。また、水平荷重 H とくい頭変位 δ の非線形計算結果を図-13, 14に示すが、これもまた実測値と非常によく一致している。なお、非線形計算の手法の詳細は別の機会に報告するものとする。

5. 結論

- (1) コンクリートくいは軸力が導入されることにより、水平耐力が増大するが脆性的な破壊をする。
 - (2) 軸力のないくいは曲げキレツにより固定度が低下して、大変位を生ずる。
 - (3) コンクリートくいは荷重の小さな領域（弾性域）においても、現在一般的に行なわれている弾性設計とはかなり異った挙動をする。
 - (4) くいと地盤を非線形として解析することにより、くいの挙動をかなり正確に予測することができる。
- 最後に、本実験に多大な協力を頂いた東京大学の田才 晃氏、旭化成工業の大和真一、村上浩の両氏、そして貴重な助言を賜った日本建築学会学校建築第9小委員会の諸先生、ならびに東京工業大学の和田 章先生、同じく東京工業大学岸田研究室の稻国芳氏に厚くお礼申し上げます。
- （参考文献） 1) 岸田英明：「1982年浦河沖地震による被害調査、その2-2、建築基礎構造の被害速報」
 2) 志賀敏男：「宮城県沖地震におけるくいの被害とその復旧」、建築技術、M344、PP 1~13、1980.4
 3) 堀口、大和：「水平支持力と杭のじん性」、基礎工、1983年4月、PP 21~28
 4) 「地盤力に対する建築物の基礎の設計指針」：日本建築センター、P21

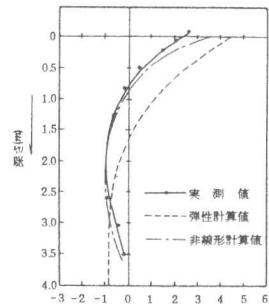


図-11 供試体M1の曲げモーメント分布図($H=8.12\text{ tf}$)

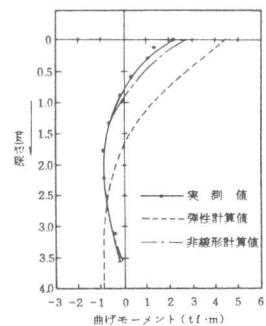


図-12 供試体M2の曲げモーメント分布図($H=8.5\text{ tf}$)

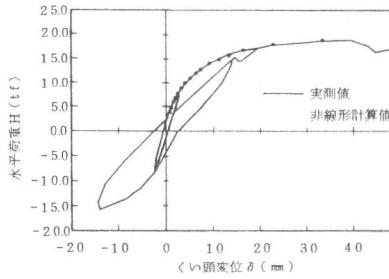


図-13 $H-\delta$ 非線形計算値(供試体M1)

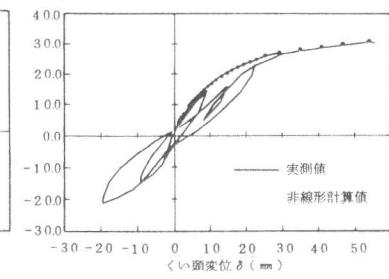


図-14 $H-\delta$ 非線形計算値(供試体M2)