

高強度 PC 杭の水平載荷試験

吉 田 茂*
前 原 明**
小 谷 勝**
蔡 江 俊***
洋†

1. はじめに

我が国は世界でも有数の地震国であり、地震による被害例はかの関東大地震（1923 年）から最近の宮城県沖地震（1978 年）や日本海中部地震（1983 年）まで枚挙にいとまがない。地震時の上部構造物の挙動は多くの学究や技術者により次第に解明され、より安全で確実な耐震設計体系ができてきた。しかし、基礎構造、とくに杭基礎の地震による被害例の調査は一般に困難であり、また地震時の挙動についても杭と地盤との相互作用など複雑な問題があり、未だ解明されていない点が多い。

宮城県沖地震では高層住宅の基礎杭として使用されていた高強度 PC 杭が破壊するという被害が発生し、社会問題にまで発展したことは未だ記憶に新しい。ところで、地震時には杭は構造物の転倒モーメントによる軸力変化を受けながら、同時に杭頭に水平力を受ける。このとき杭は軸力の大きさによって曲げ耐力のみならず曲げ変形特性も大きく変化するため、杭が破壊に至るまでの過程は地盤との相互作用もあり非常に複雑なものになる。

ここで紹介する実験は軸力変化を受ける高強度 PC 杭の挙動を解明する目的で、杭頭を固定とした高強度 PC 杭に高軸力を加えた場合と軸力を加えない場合について、正負交番の繰返し水平載荷実験を行い、その耐力および変形特性を比較検討するものである。

2. 実験方法

2.1 実験方法概要

杭の水平載荷試験は単杭で実施されるのが一般的であるが、本実験では実構造物を想定して杭頭を固定とするために 2 本の杭（A 杭、B 杭）の杭頭を剛な鉄筋コンクリート梁（以下、RC 梁と略す）で連結したものを供試体とした。

供試体は 2 体（No. 1, No. 2）準備し、1 体（No. 2）は外径 300 mm の打込み杭の短期許容支持力に相当する高軸力を PC ロッド（C 種 1 号、径 32 mm）で導入し、他の 1 体（No. 1）は軸力無しとした。

載荷方法は RC 梁の下端部に取り付けた引張治具を介して、RC 梁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。

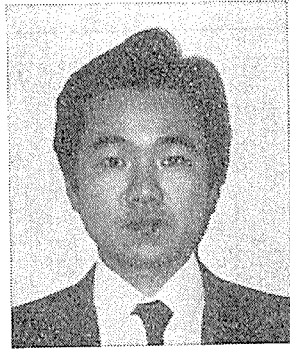
2.2 供試体

供試杭；供試杭は JIS A 5337 に規定された遠心力成形による高強度 PC 杭（PHC 杭）の A 種、杭径 300 mm、杭長 8 m の市販品である。供試杭の仕様を表 1 に示す。

供試杭には載荷時の挙動を知るために、図-1 に示すように供試杭の側対称位置にひずみゲージ（W.S.G.）を貼付したものを 2 本準備し、2 体の供試体に 1 本ずつ使用した。ひずみゲージは供試杭の打込み時に損傷を受けないように、図-2 に示すようにエポキシ樹脂で保護



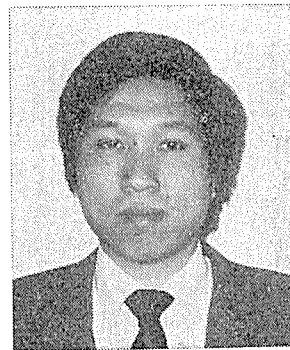
* Shigeru YOSHIDA
旭化成建材（株）パイル土木資材技術開発部



** Katsuaki MAEHARA
東日本旭化成建材（株）パイル第二営業部



*** Syunsuke OTANI
東京大学工学部助教授、工博



† Jian-Yang TSAY
（株）大林組設計部

表-1 供試杭の仕様

杭径 (mm)	杭種	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 鋼棒			コンクリート		
						径×本=断面積	降伏点 (kgf/mm ²)	強度 (kgf/mm ²)	換算断面係 (cm ²)	設計基準強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
300	A	40	60	8	452	7.4φ×6 本=2.4 cm ²	130	145	2380	800	3.5×10 ⁵

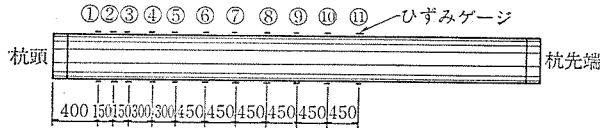


図-1 ひずみゲージ貼付位置 (対称位置 11点×2通り, 単位: mm)

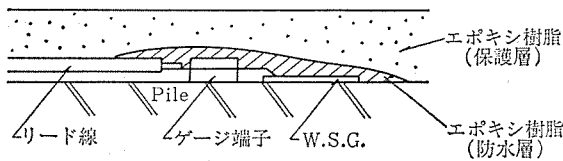


図-2 ゲージ保護方法

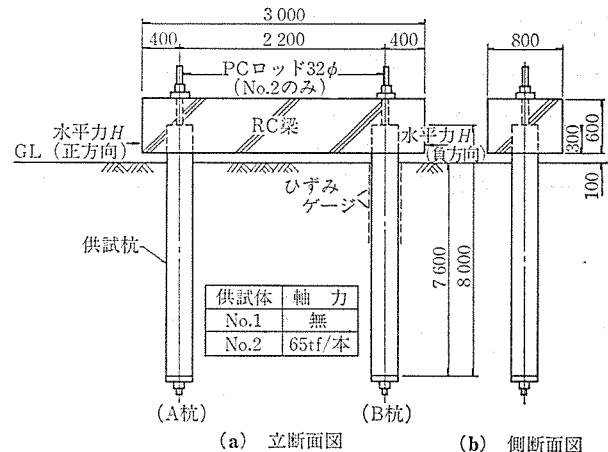


図-3 試験供試体 (単位: mm)

した。

供試杭は先端閉塞の状態、ディーゼルパイルハンマーにより地表面から約 7.6 m の深さまで打ち込んだ。

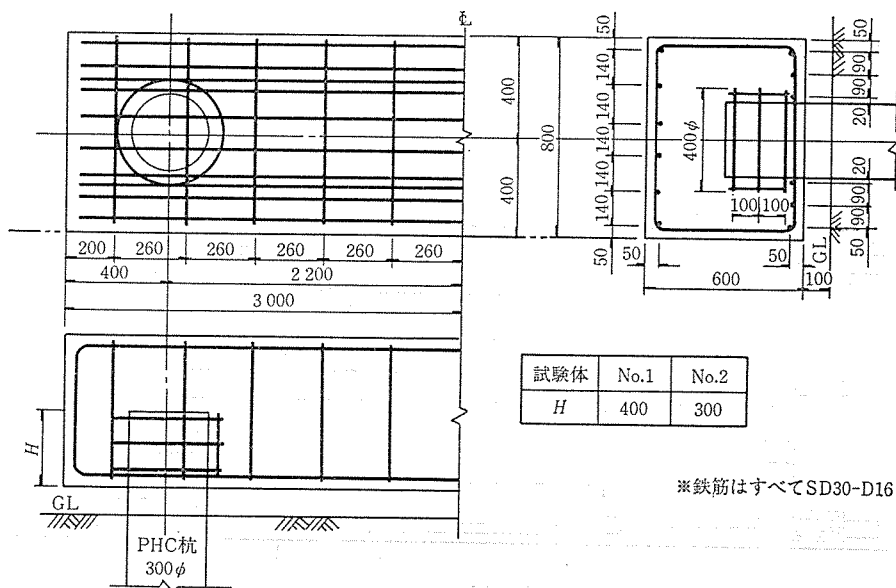
供試体：供試体は杭頭を固定条件とするため、供試杭の杭頭を RC 梁中に約 30 cm 埋め込み、図-3 に示すように 2 本の供試杭を連結したものを供試体とした。なお、供試杭 2 本のうちひずみゲージを貼付したものを B 杭とした。

2 本の供試杭を連結した RC 梁は、供試杭の破壊状態を調査するという目的のため、図-4 に示すような配筋として供試杭よりも剛な構造とした。また、RC 梁は地盤との摩擦を避けるため地表面より 10 cm 間隔を確

保して設置した。

軸力の導入：供試体 No. 2 は供試杭の中空部に予め設置した PC ロッド (C 種 1 号、径 32 mm) を RC 梁の上面に突出させ、これを油圧ジャッキで緊張し、ナットで定着することにより軸力を導入した。

計画導入軸力は打込み杭の短期許容先端支持力 (建築： $\bar{N}=50$) と PC ロッドの許容緊張荷重を考慮して、供試杭 1 本当り 65 トンとした。B 杭は計画どおりの 65 トンの軸力を導入できたが、A 杭は計画軸力を下回る 59 トンの軸力であった。なお、導入軸力の管理は PC ロッ



※鉄筋はすべてSD30-D16

図-4 RC 梁配筋図 (単位: mm)

下に貼付したひずみゲージで行った。

2.3 地盤概要

実験場所：茨城県猿島郡境町

地盤状況：地盤状況は図-5に示すように、杭の挙動を支配すると思われる深さ4m付近までは非常に柔らかいN値1~3のローム層と粘土層から成り、4m以深はゆるい砂層が続いている。

地盤の横方向弾性係数：ボーリング孔を利用して、LLT試験（横方向载荷試験）をローム層と粘土層で実施した。試験結果は、表-2に示すようにGL-0.3mのローム層の地盤係数 K_m は2.32 kgf/cm³、弾性係数

表-2 L.L.T 試験結果一覧表

試験深度 (GL-m)	静止土圧 P_0 (kgf/cm ²)	降伏圧 P_y (kgf/cm ²)	破壊圧 P_b (kgf/cm ²)	地盤係数 K_m (kgf/cm ³)	弾性係数 E (kgf/cm ²)
0.30	0.18	0.79	1.60	2.32	12.96
2.20	0.24	0.46	0.87	1.02	7.32

表-3 室内土質試験結果一覧表

採取深度 (GL-m)	単位体積重量 γ_t (kgf/cm ³)	含水比 W (%)	一軸 圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)	粘着力 C (kgf/cm ²)	せん断 抵抗角 ϕ (度)
0.50~1.15	1.233	162.1	0.569 0.598	0.29	6°30'
2.00~2.55	1.314	142.4	0.679 0.722	0.34	6°00'

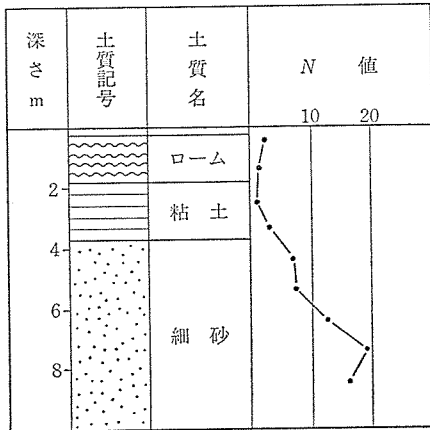


図-5 土質柱状図

E は12.96 kgf/cm²であり、GL-2.2mの粘土層では $K_m=1.02$ kgf/cm³、 $E=7.32$ kgf/cm²であった。

室内土質試験：原位置から不攪乱試料を採取して各種の土質試験を実施した。試験結果は表-3に示すようにGL-0.5~1.15mのローム層の一軸圧縮強度 q_u は0.569~0.598 kgf/cm²、粘着力 C は0.29 kgf/cm²、せん断抵抗角 ϕ は6°30'であり、GL-2.00~2.55mの粘土層では $q_u=0.679\sim0.722$ kgf/cm²、 $C=0.34$ kgf/cm²、 $\phi=6°00'$ であった。

2.4 载荷方法

(1) 载荷装置

载荷装置は図-6に示すように、RC梁の下端部に引

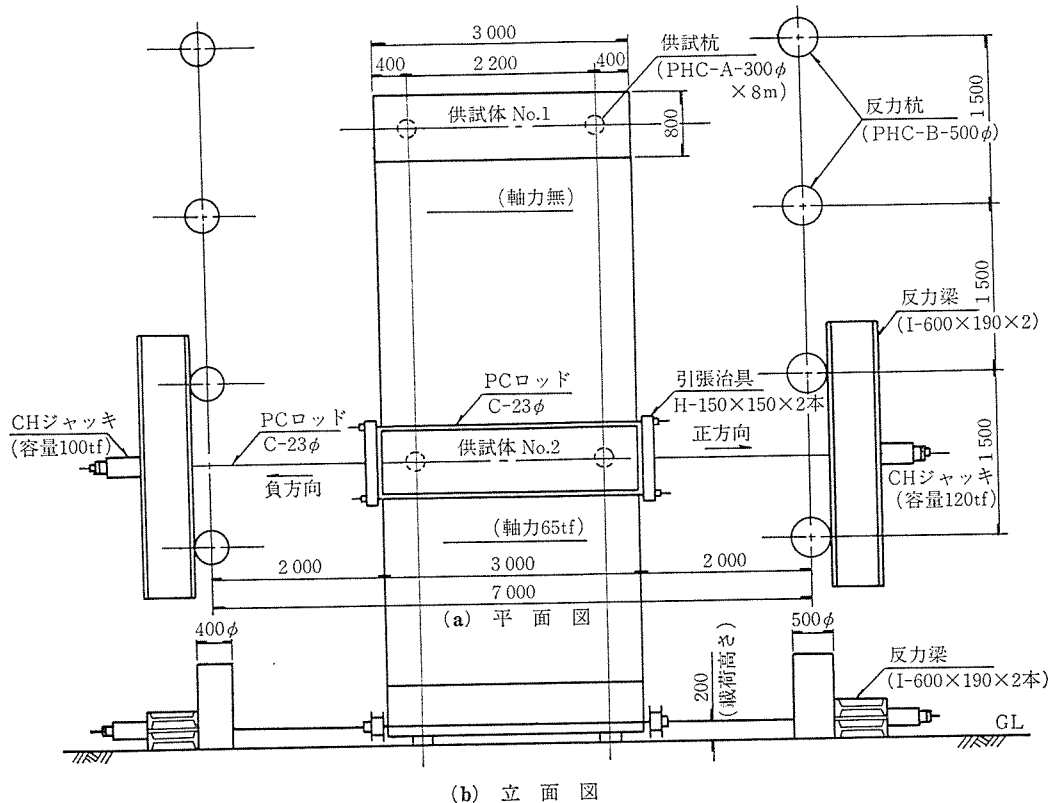


図-6 载荷装置 (単位: mm)

張治具を取り付け、載荷用 PC ロッド (C種1号, 径 23 mm) を介して、2 台の油圧ジャッキで RC 梁全体を正方向と負方向に交互に引張ることにより供試体に水平力を与えるものとした。なお、水平力の大きさは載荷用 PC ロッドに貼付したひずみゲージにより管理した。また、RC 梁は地表面より 10 cm 浮かして設置しているため、RC 梁に加えた水平力はすべて 2 本の供試杭が負担する。

(2) 載荷方法

供試杭の設計破壊曲げモーメントから最大荷重を供試体 No. 1 で 16 tf, No. 2 で 24 tf と想定して、3 サイクルの正負交番繰返し載荷とした。荷重段階を表-4 に示す。なお、各荷重段階での荷重保持時間は計測に要する 30 秒程度とした。また、3 サイクルの載荷終了後に

表-4 荷重段階

(a) 供試体 No. 1

サイクル		荷 重 (tf)
1	正	0 → 0.5 → 1.0 → 1.5 → 2.0 → 2.5 → 3.0 →
	負	3.5 → 4.0 → 3.5 → 3.0 → 2.0 → 1.0 → 0
2	正	0 → 1.0 → 2.0 → 3.0 → 4.0 → 5.0 → 6.0 →
	負	7.0 → 8.0 → 7.5 → 7.0 → 5.0 → 3.0 → 1.0 → 0
3	正	0 → 2.0 → 4.0 → 6.0 → 8.0 → 10.0 → 12.0 →
	負	14.0 → 16.0 → 15.5 → 14.0 → 10.0 → 6.0 → 2.0 → 0
4	正	0 → 2 → … (2 t ピッチ) → 破壊

(b) 供試体 No. 2

サイクル		荷 重 (tf)
1	正	0 → 1.0 → 2.0 → 3.0 → 4.0 → 5.0 → 6.0 →
	負	7.0 → 8.0 → 7.5 → 7.0 → 5.0 → 3.0 → 1.0 → 0
2	正	0 → 2.0 → 4.0 → 6.0 → 8.0 → 10.0 → 12.0 →
	負	14.0 → 16.0 → 15.5 → 14.0 → 10.0 → 6.0 → 2.0 → 0
3	正	0 → 3.0 → 6.0 → 9.0 → 12.0 → 15.0 → 18.0 →
	負	21.0 → 24.0 → 23.5 → 21.0 → 15.0 → 9.0 → 3.0 → 0
4	正	0 → 3.0 → … (3 t ピッチ) ← 破壊

ゴシック数字はサイクル最大荷重

正方向で破壊サイクルを実施した。

測定項目：測定項目を以下に示す。

- 1) 水平荷重：載荷用 PC ロッドに貼付したひずみゲージの読みから、あらかじめ検証した関係を用いて算出した。
- 2) 軸力 (供試体 No. 2)：軸力用 PC ロッドに貼付したひずみゲージの読みから、あらかじめ検証した関係を用いて算出した。
- 3) 変位：RC 梁の前後、左右、鉛直方向に各 2 点、合計 6 点に変位計 (感度 1/100 mm) を設置して、計測した (図-7 参照)。なお、杭頭変位は RC 梁の水平変位量で代用した。
- 4) 杭体のひずみ：杭体に貼付したひずみゲージ (図-1 参照) により計測した。また、測定値より曲率を計算した。

3. 実験結果

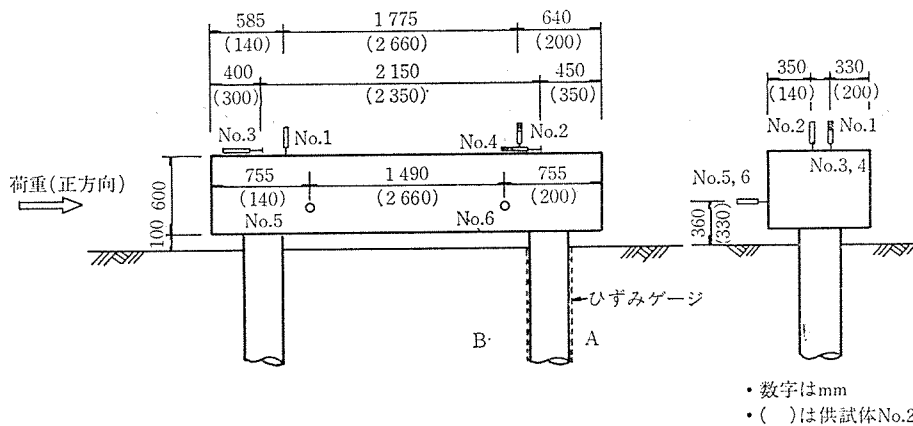
3.1 実験結果概要

実験結果の概要を表-5 に示す。水平荷重 H は RC 梁に加えた荷重であり、供試杭 2 本の水平抵抗の和である。ここでは、供試杭 1 本に作用する荷重を求めるときは $H/2$ と仮定した。

軸力が導入されていない供試体 No. 1 は杭頭変位 (RC 梁の水平変位, 以下同じ) が 32.8 mm のとき水平荷重 H が最大値 19.0 tf に達し、その後変位の増大に伴って水平荷重 H が低下していき、破壊に至る。供試杭の破壊状況を写真-1 および 2 に示す。A 杭は杭軸に対して斜めのキレツが 1 本発生していた。B 杭は RC

表-5 試験結果概要

項目 \ 供試体	No. 1	No. 2
最大荷重 H	19.0 t	30.7 t
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

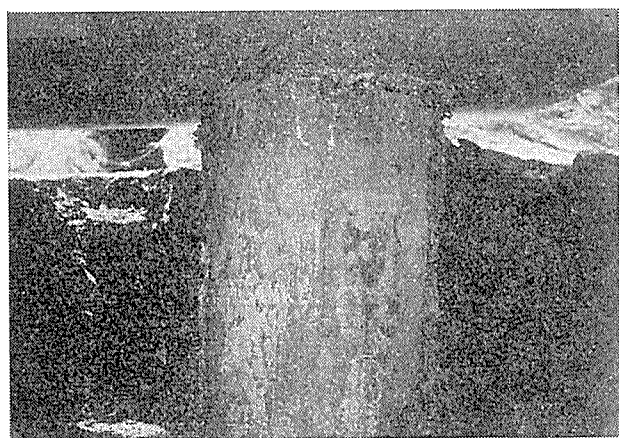


梁の底面に沿って杭軸直角方向にキレツが1本発生していた。B杭の破断面は写真—3に示すように6本のPC鋼棒のうち4本が破断していた。A杭, B杭とも最終破壊はPC鋼棒の引張降伏と圧縮側コンクリートの圧壊による曲げ破壊であると考えられる。なお, 実験終了後の掘削調査ではGL-1.2m付近で写真—4に示すようにコンクリートの圧壊現象が見られた。

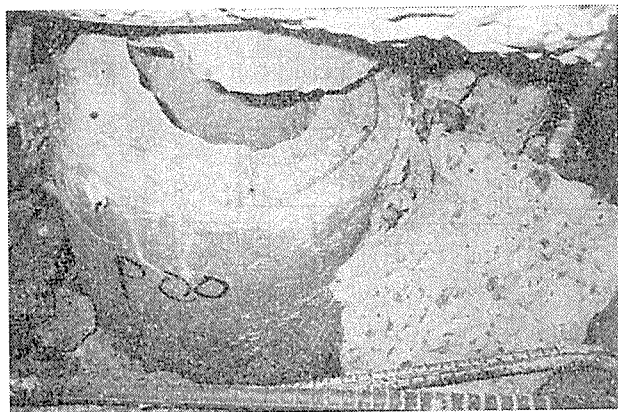
一方, PC ロッドにより軸力を導入した供試体 No. 2 は杭頭変位が 55.6 mm のときに水平荷重 H が最大値



写真—1 供試体 No. 1, A 杭の破壊状態



写真—2 供試体 No. 1, B 杭の破壊状態



写真—3 供試体 No. 1, B 杭の破壊断面



写真—4 供試体 No. 1, B 杭の地中破壊状態



写真—5 供試体 No. 2, A 杭の破壊状態



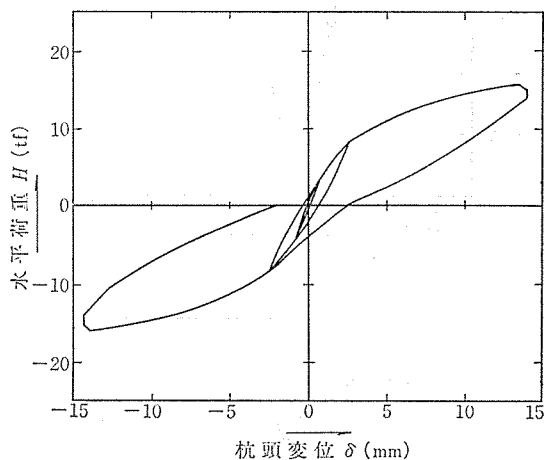
写真—6 供試体 No. 2, B 杭の破壊状態

30.7 tf に達し、その瞬間にB杭の杭頭部が一瞬のうちに脆性的な圧縮せん断破壊をした。供試杭の破壊状況を写真—5, 6 に示す。B杭は写真—6に見られるように、コンクリートの圧縮破壊と斜めのせん断破壊とが同時に起こり、PC 鋼棒は折れ曲がり、ラセン鉄筋も破断していた。B杭の破壊とともにRC梁は沈下し、PC ロッドにより導入されていた軸力は解放された。また、A杭は杭頭付近にわずかに圧壊現象が生じていただけであった。

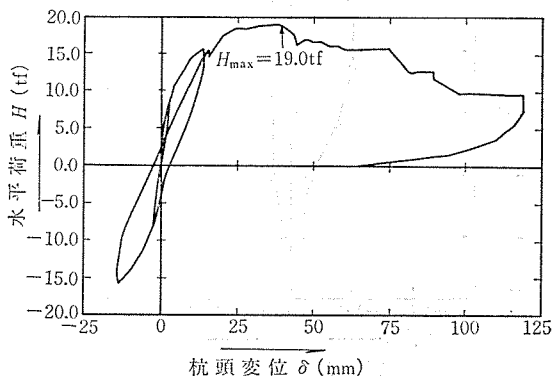
3.2 水平荷重と杭頭変位

(1) 供試体 No. 1

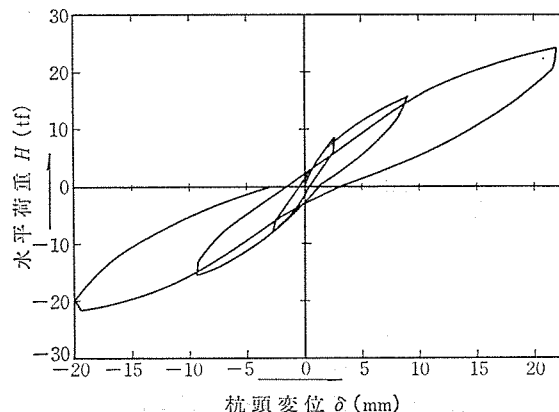
供試体 No. 1 の水平荷重 H と杭頭変位 δ の関係を図—8 に示す。 $H=4$ tf の第1サイクルまではほぼ弾性的な直線であり、 $H=8$ tf の第2サイクルまでは多少ヒステリシスループが膨らんでいるものの弾性に近い挙動を示している。 $H=16$ tf の第3サイクルでは完全に降伏域に達し、ヒステリシスループは大きく膨らんでいる。破壊サイクルの水平荷重-杭頭変位曲線を図—9 に示すが、杭頭変位が $\delta=37.8$ mm のときに最大荷重 $H_{max}=19.0$ tf に達する。その後、杭頭変位の増大とともに杭頭で杭のPC 鋼棒が破断して、水平荷重が低下し



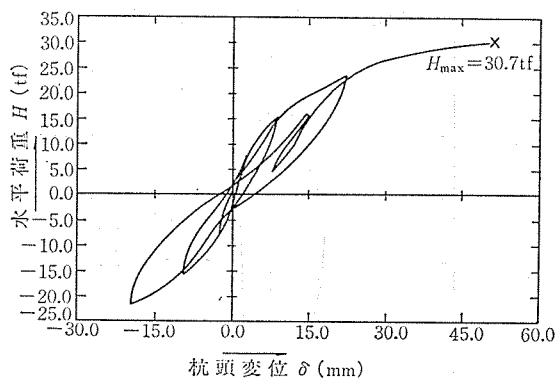
図—8 供試体 No. 1 の荷重-杭頭変位曲線 (第 1~3 サイクル)



図—9 供試体 No. 1 の荷重-杭頭変位曲線



図—10 供試体 No. 2 の荷重-杭頭変位曲線 (第 1~3 サイクル)



図—11 供試体 No. 2 の破壊サイクルの荷重-杭頭変位曲線

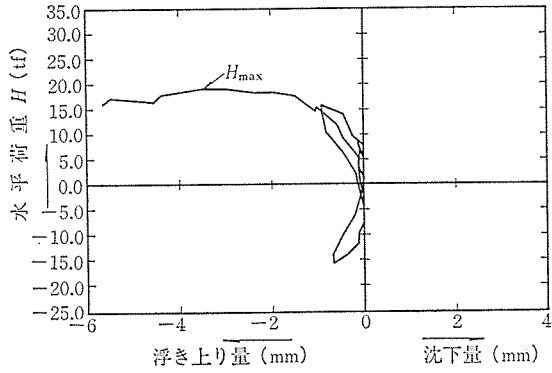
ていき、杭頭変位 $\delta=119$ mm ではほぼ最大荷重の 50% に低下し、その変位から除荷すると残留変位は $\delta=62$ mm であった。

(2) 供試体 No. 2

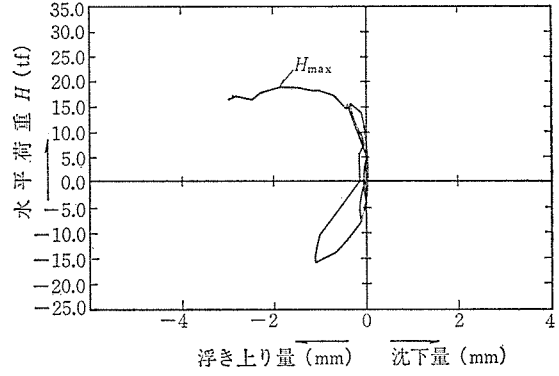
供試体 No. 2 の水平荷重 H と杭頭変位 δ の関係を図—10 に示す。 $H=8$ tf の第1サイクルは比較的弾性に近い挙動を示すが、 $H=16$ tf の第2サイクル、 $H=24$ tf の第3サイクルと水平荷重が大きくなるに従ってヒステリシスループが膨らんでいる。破壊サイクルの水平荷重-杭頭変位曲線を図—11 に示す。破壊サイクルでの $\delta=15$ mm 付近から降下したループは反力桁を調整するために行ったものであり、特に実験で予定したものではない。水平荷重は最大荷重に至るまで増加を続け、杭頭変位 $\delta=55.6$ mm で最大荷重 $H_{max}=30.7$ tf に達すると同時にB杭の杭頭部が一瞬にして圧縮せん断破壊をした。

3.3 RC 梁の上下動

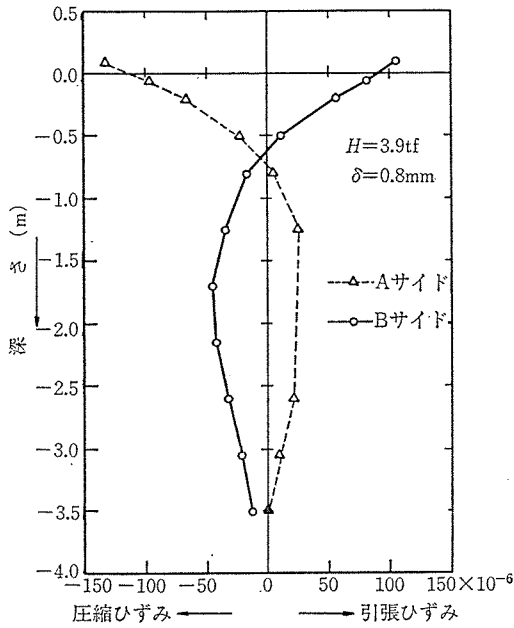
供試体 No. 1 に設置した変位計 No. 1 および No. 2 により計測した RC 梁の上下動をそれぞれ図—12, 13 に示す。この計測結果から、水平荷重が比較的小さな第2サイクルまではほとんど上下動がなく、水平荷重



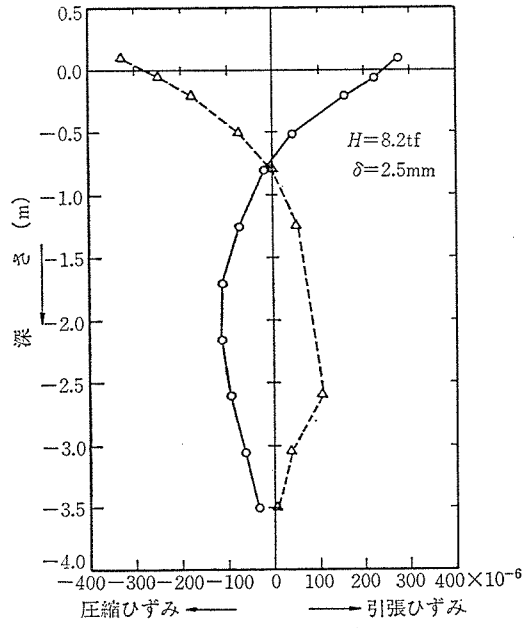
図—12 供試体 No. 1, 変位計 No. 1 の挙動



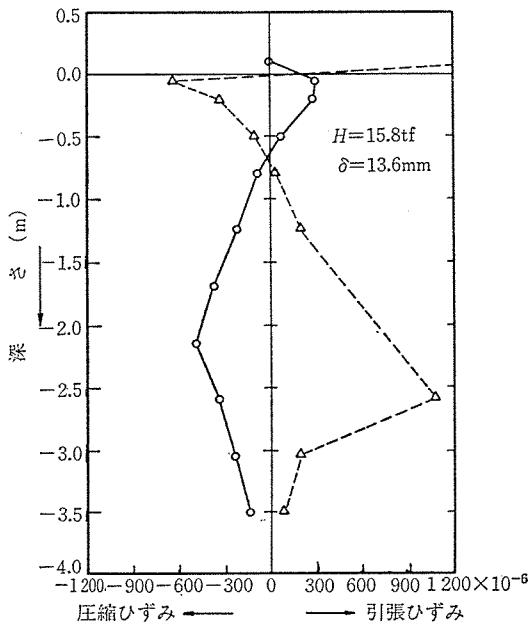
図—13 供試体 No. 1, 変位計 No. 2 の挙動



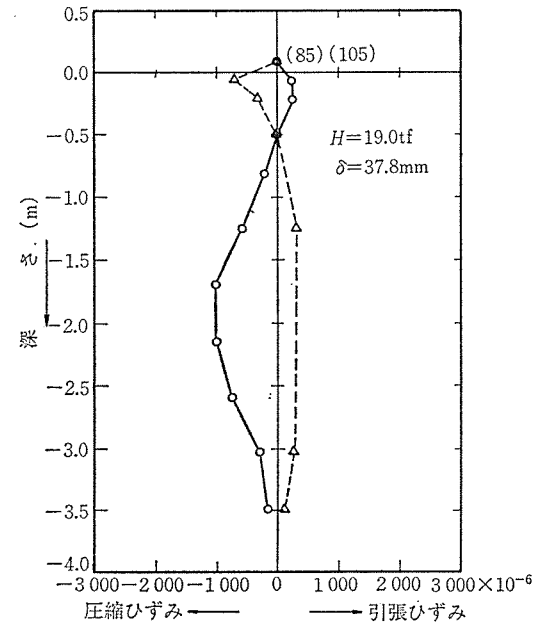
(a) $H=3.9\text{tf}$ のとき



(b) $H=8.2\text{tf}$ のとき

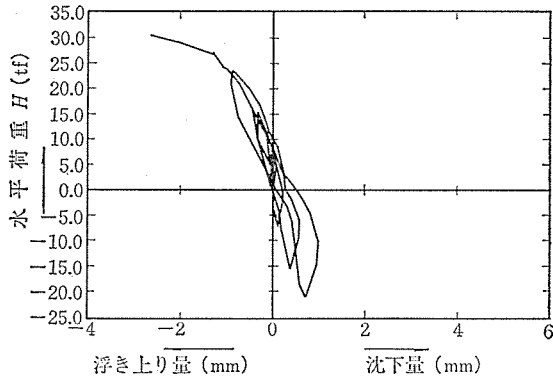


(c) $H=15.8\text{tf}$ のとき

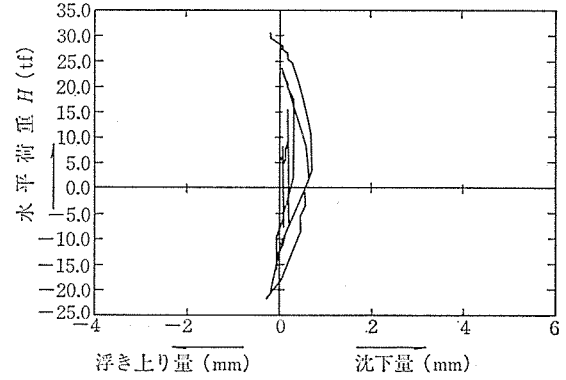


(d) $H=19.0\text{tf}$ のとき

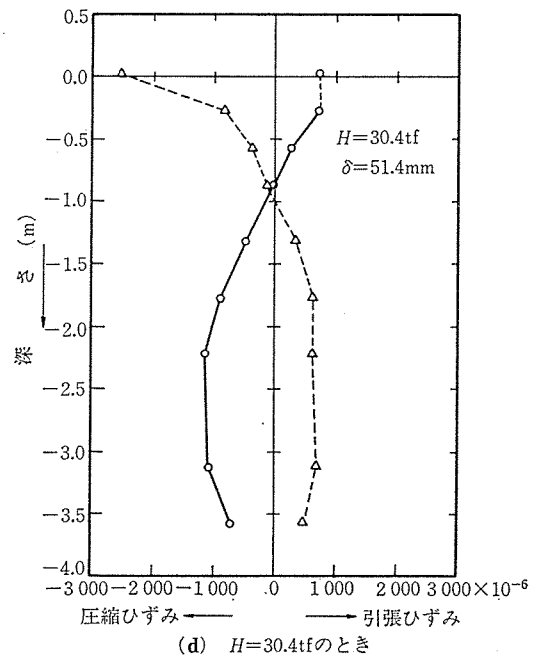
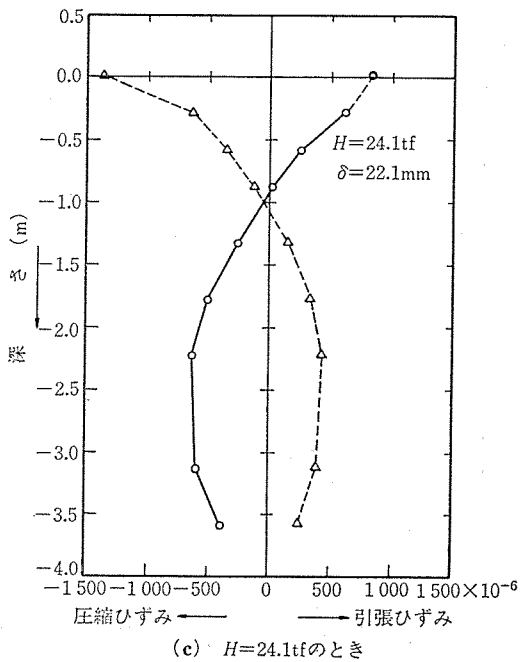
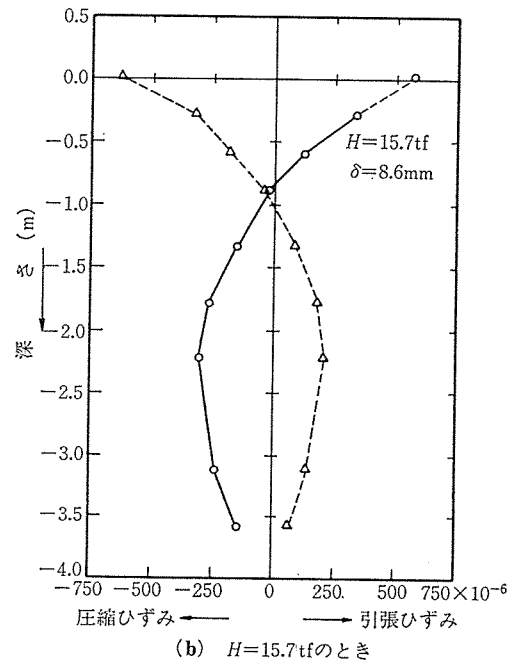
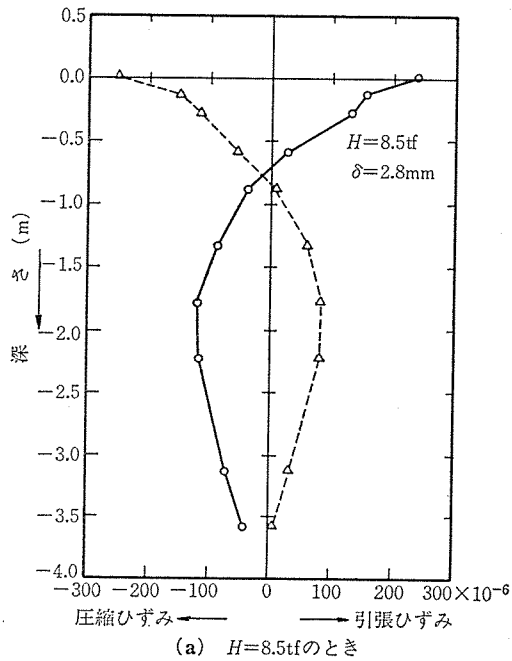
図—16 供試体 No. 1, B 杭のひずみ分布



図—14 供試体 No. 2, 変位計 No. 1 の挙動



図—15 供試体 No. 2, 変位計 No. 2 の挙動



図—17 供試体 No. 2, B 杭のひずみ分布

が大きくなる第3サイクルおよび破壊サイクルで RC 梁は荷重の正負に関係なく浮き上り現象を起こし、沈下はほとんど生じていない。これは水平荷重 H が 8 tf 付近から杭頭部にキレツが発生し、水平荷重と水平変位の増加に伴ってキレツが進行したために RC 梁が浮き上り現象を起こしたものと考えられる。

供試体 No. 2 に設置した変位計 No. 1 および No. 2 により計測した RC 梁の上下動をそれぞれ 図—14, 15 に示す。図—15 の変位計 No. 1 は正方向の水平荷重により浮き上り、負方向の水平荷重により沈下する規則正しい挙動をしている。これは水平荷重 H により杭に発生する軸方向力(押し込み力と引抜き力)によって生ずるものと思われる。一方、図—15 に示す変位計 No. 2 はやや不規則な挙動をしている。

3.4 供試体 No. 2 の載荷時の軸力変化

供試体 No. 2 の A 杭に導入した初期軸力は計画軸力の 65 tf よりも小さく、59 tf であった。一方、B 杭は計画どおりの 65 tf の軸力を導入した。

載荷中の導入軸力の変化は最大で A 杭で約 2 tf、B 杭で約 1 tf 減少しただけであり、非常に小さかった。

3.5 供試杭のひずみ分布

供試体 No. 1 の B 杭に貼付したひずみゲージにより測定した深さ方向のひずみ分布を 図—16 に示す。水平荷重 $H=8$ tf の第2サイクルまでは杭頭部のひずみが最大であり、GL-0.7m 付近でひずみが0となり、また GL-2m 付近で地中部最大ひずみが生じている。このひずみ分布の形状は曲げモーメントの分布と同一であり、いわゆる弾性計算(Chang の式)の杭頭固定の曲げモーメント分布と相似形の分布を示した。しかし、地中部曲げモーメントが0になる深さは弾性計算では GL-1.6m 付近であるが、実験値では GL-0.8m 付近に上昇しており、また地中部最大曲げモーメントの発生位置も弾性計算では GL-3.3m 付近であるが実験値では GL-2.0m 付近とやはり上昇している(図—25 参照)。第3サイクルでの $H=16$ tf では水平荷重が大きく、供試杭にひび割れが発生するため、引張側のひずみ分布が約 300×10^{-6} 程度で頭打ちとなっている。最大荷重の $H=19.0$ tf ではひずみ分布が変化し、GL-2.0m 付近に最大圧縮ひずみ約 1000×10^{-6} が生じており、杭頭部の圧縮ひずみ 800×10^{-6} よりも大きな値を示した。

供試体 No. 2 の B 杭のひずみ分布を 図—17 に示す。第3サイクルの $H=24$ tf までは杭頭ひずみが最大値を示し、GL-0.7~1m 付近でひずみが0となり、GL-2.0~2.5m で地中部最大ひずみが生じている。このひずみ分布は供試体 No. 1 と同様に弾性計算による杭頭固定の曲げモーメント分布と相似形のひずみ分布を示し

た。最大水平荷重の $H=30.7$ tf の直前の $H=30.4$ tf で杭頭の圧縮ひずみが最大の約 2700×10^{-6} 、引張ひずみが約 800×10^{-6} を示し、破壊直前まで弾性計算による杭頭固定の曲げモーメント分布と相似形のひずみ分布を示した。なお、図—17 に示したひずみは導入軸力による初期ひずみ(約 400×10^{-6})を除いている。

3.6 供試杭の材料試験

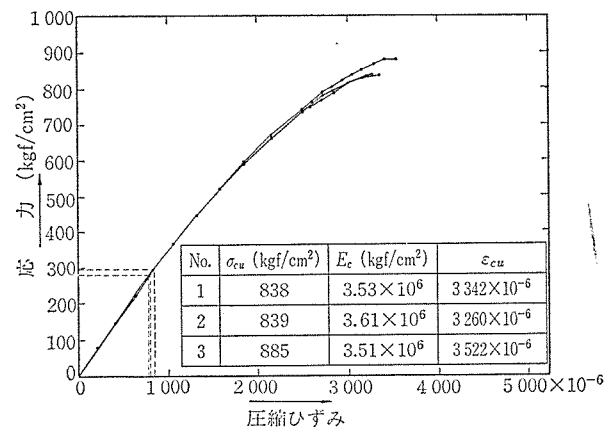
供試杭に使用したコンクリートの遠心力成形による標準供試体(200φ×40t×300h)の圧縮試験結果および応力-ひずみ曲線を 図—18 に示す。コンクリートの圧縮強度は平均で 854 kgf/cm^2 、ヤング係数は同じく平均で $3.55 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ であった。

また、供試杭に使用した PC 鋼棒(D種1号、呼び径 7.4 mm)の試験結果と荷重-伸び曲線を 図—19 に示す。結果は降伏点が 144 kgf/mm^2 、引張強さが 150 kgf/mm^2 、ヤング係数が $2.02 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ であった。

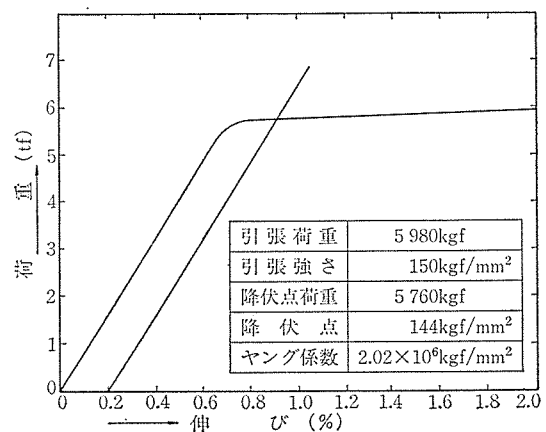
4. 考 察

4.1 供試杭の曲げ特性

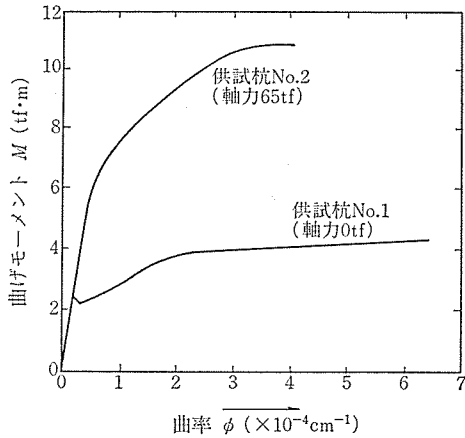
3.6 の材料試験結果を用いて計算した供試杭の曲率-



図—18 供試杭のコンクリートの応力-ひずみ曲線



図—19 供試杭の PC 鋼棒(7.4φ)の荷重-伸び曲線

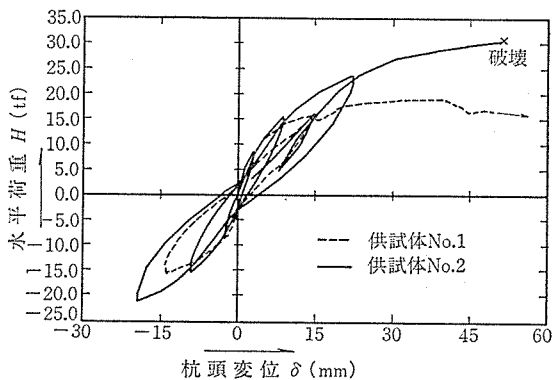


図—20 供試杭の曲率-曲げモーメント曲線

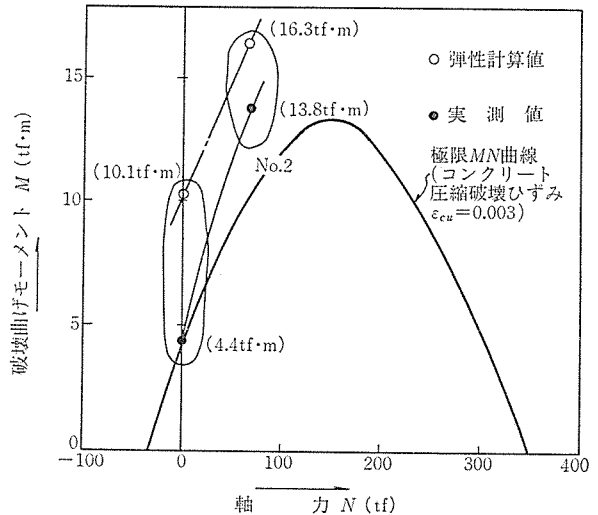
曲げモーメント曲線 ($M-\phi$ 曲線: コンクリートの圧縮破壊ひずみを 0.003 と仮定) を図—20 に示す。供試杭は同じ断面であっても軸力の存在により曲変特性や曲げ耐力が変化することがわかる。つまり、軸力 0 の供試杭 No. 1 は 2.2 tf·m で曲げひび割れが生じたのち、PC 鋼棒が降伏するため曲率が増大しても曲げモーメントの増加は小さい傾向を示し、曲率 $6.4 \times 10^{-4} \text{cm}^{-1}$ 、6.3 tf·m で破壊に至る。一方、軸力 65 tf を導入した供試杭 No. 2 は No. 1 のほぼ 3 倍に近い 6 tf·m まで弾性的な挙動を示し、その後も曲率の増大とともに曲げモーメントも増大し、曲率 $4 \times 10^{-4} \text{cm}^{-1}$ 、10.8 tf·m で破壊に至る。以上のように、軸力を導入することにより供試杭は弾性域や曲げ耐力は増大するが、破壊時の曲率は逆に低下することに注意する必要がある。

4.2 水平荷重と杭頭変位

供試体 No. 1 と No. 2 の水平荷重 H -杭頭変位 δ 曲線を図—21 にまとめて示す。同図から、水平荷重 H が 8 tf 以下の、比較的荷重の小さな領域では軸力の影響がほとんど現われず、供試体 No. 1 と No. 2 の変位はほとんど差がない。しかし、水平荷重 H が 10 tf を超えると両者の挙動は次第に乖離を始め、同一変位の下では軸力を導入した供試体 No. 2 の方が供試体 No. 1



図—21 水平荷重 H -杭頭変位 δ 曲線



図—22 極限 MN 曲線の破壊曲げモーメント

よりも大きな水平荷重を負担するようになる。したがって、地震時の転倒モーメントにより大きな軸力が作用する杭と小さな軸力が作用する杭が同時に存在するような場合、杭が塑性化に伴って軸力の大きな杭に水平力が集中することになる。

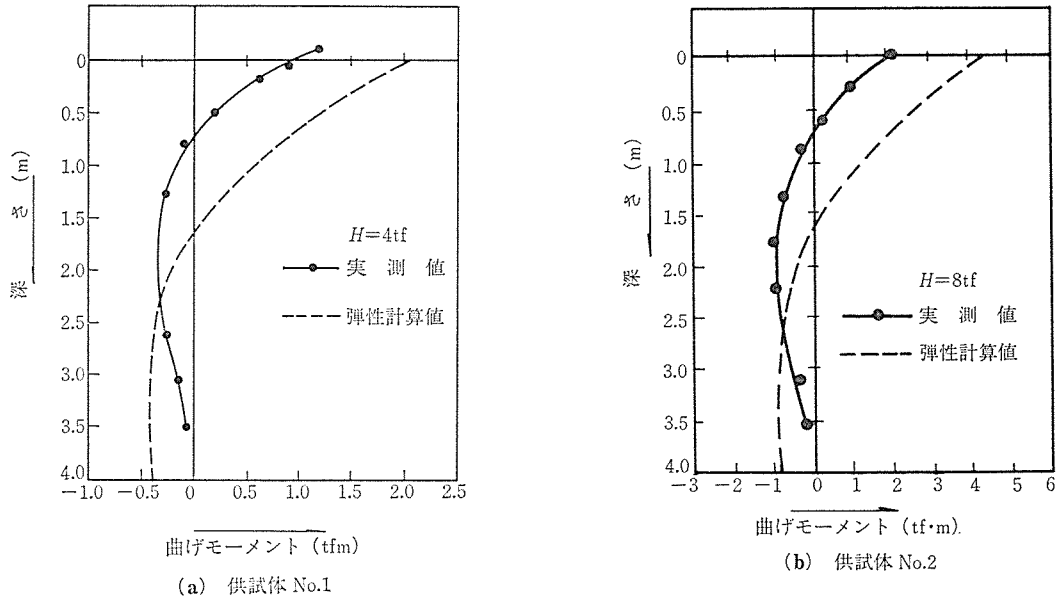
4.3 最大曲げモーメント

本実験では供試杭に 65 tf の軸力を導入した供試体 No. 2 の最大水平荷重が軸力 0 の供試体 No. 1 よりも 1.6 倍の値を示した。これは軸力を導入することにより、供試杭の曲げ耐力が増大したためである。

最大水平荷重から、横方向地盤反力係数 k_0 値を $k_0 = 0.8 E_0 B^{-3/4}$ (E_0 : 地盤の弾性係数, B : 杭径)²⁾ とし、弾性計算により杭頭モーメント M_0 (10 cm の地上突出は無視) を算出して図—22 に示す (弾性計算値)。また、杭頭モーメント M_0' を杭の実測ひずみ ϵ_c から算出 ($M_0' = \epsilon_c E_c Z_i$, E_c : コンクリートのヤング係数, Z_i : 供試杭のコンクリート換算断面係数) して、同じく図—22 に示す (実測値)。同図より、通常杭基礎の設計計算で行われている弾性計算値は実測値より大きな値を示すが、その差は軸力 0 の供試体 No. 1 の方が大きい。

4.4 曲げモーメント分布

水平荷重 $H=4$ tf のときの供試体 No. 1 の供試杭のひずみから算出した曲げモーメント分布 (実測値) と弾性計算により求めた曲げモーメント分布 (弾性計算値) を図—23 (a) に示す。同様に水平荷重 $H=8$ tf のときの供試体 No. 2 の曲げモーメント分布を図—23 (b) に示す。この水平荷重のとき杭材は未だ弾性域にあるが、杭頭モーメントの実測値は供試体 No. 1, No. 2 とともに弾性計算値の約半分であり、地中部最大曲げモーメントの発生位置も弾性計算値よりも上方に移動している。これは地盤を弾性体と仮定したために生じた誤差であり、地盤は弾性域をほとんど持たない非線形材料である



図—23 弾性域のときの曲げモーメント分布

ことがわかる。

4.5 破壊形式

軸力0の供試体 No. 1 は杭頭変位 $\delta=37.8$ mm で最大水平荷重 $H=19.0$ tf に達したが、その後さらに荷重を続行したため変位が進行し、最終的には杭頭がピン状態となったため杭頭部と地中部が曲げ破壊を起こした。しかし、写真—3 および写真—4 でわかるように、杭頭部は PC 鋼棒が切断する引張破壊が顕著に現われているのに対し、地中部はコンクリートが圧壊しているのみで PC 鋼棒の破断は見られなかった。これは、地中部分が地盤によって拘束されているために破壊に至るまで中立軸の移動が小さかったためと考えられる。したがって、杭頭の接続法がピン接合であれば杭は写真—4 のように地中部でコンクリートが圧壊するような曲げ破壊をするものと考えられる。

一方、軸力を導入した供試体 No. 2 は杭頭変位 $\delta=55.6$ mm で最大水平荷重 $H=30.7$ tf に達した瞬間に、RC 梁のせん断力の分だけ大きくなる B 杭の杭頭部が一瞬にして写真—6 に示すように極めて脆性的な圧縮せん断破壊を起こした。A 杭は写真—5 に示すように圧縮側コンクリートにわずかに圧壊現象が生じていたのみである。この A 杭の破壊状態から、B 杭はまず圧縮側コンクリートの圧壊が発生し、せん断伝達できる面積が減少して最終的にせん断破壊をしたものと推察できる。

4.6 非線形解析³⁾

(1) 解析モデルと解析方法

解析では杭を一つの部材とし、杭材と地盤の非線形性を考慮し、伝達マトリックス法により杭の等値等価剛性マトリックスを作成する。ここで、杭のモデル化に次の

仮定を用いる(図—24)。

① 杭は長さ方向に有限個の非線形性を有する要素で構成され、各要素の剛性は作用する曲げモーメントと軸力により変化する。

② 地盤は非線形な剛性を有する均質等方性の水平層によって構成される。その水平方向地盤反力係数 k_h は基準水平方向地盤反力係数 k_{h0} を用い、水平変位 y に対して、

$$k_h = k_{h0} / \sqrt{y}$$

で表わされる。

軸方向の地盤摩擦係数 f は軸方向変位 x に依存し、土の最大摩擦力と初期摩擦係数をそれぞれ $1/A$, $1/B$ とすれば、

$$f = B / (Ax + B)^2$$

で表わされる。

③ 各要素に作用する土の水平反力は要素の上下端で評価し、要素内で深さ方向に直線分布とする。鉛直変位に従う土の摩擦力は要素の表面で均等分布とする。

図—24 (d) に示す下端 $(i+1)$ 節点の状態量ベクトル V_{i+1} は伝達マトリックス B_i を介し、上端 i 節点の状態量ベクトル $V_i [y_i, \theta_i, M_i, Q_i, x_i, N_i, 1]^T$ によって次式のように表わされる。

$$V_{i+1} = B_i V_i \dots\dots\dots (1)$$

- ここに、 y_i : 節点 i の水平変位
- θ_i : 節点 i のたわみ角
- M_i : 節点 i の曲げモーメント
- Q_i : 節点 i のせん断力
- x_i : 節点 i の鉛直変位量
- N_i : 節点 i の軸力

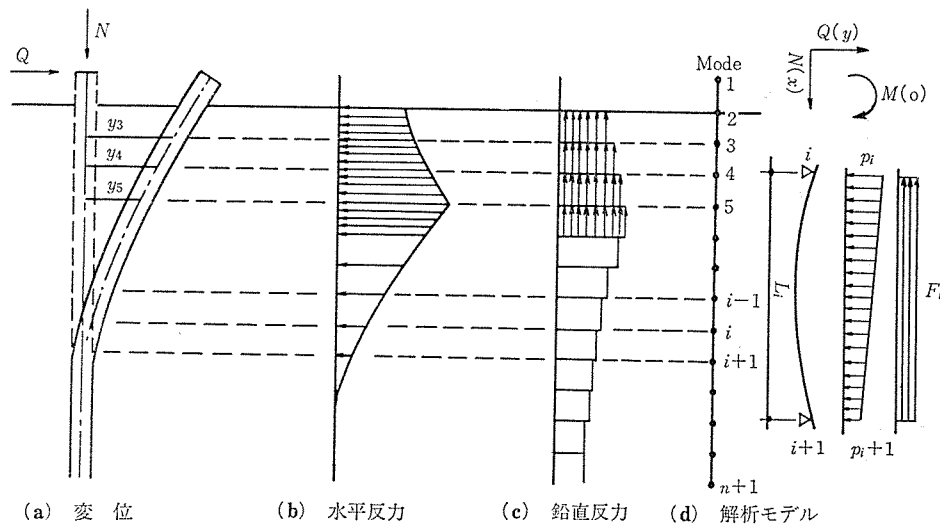


図-24 モデル化

各要素の境界点に設定した節点間における伝達マトリックスは、それぞれの領域内の地盤反力を考慮して、次の式で示される。

$$B_i = \begin{bmatrix} 1 & -L_i & L_i^2/2EI_i & L_i^3/6EI_i & 0 & 0 & C_y \\ 0 & 1 & -L_i/EI_i & -L_i^2/2EI_i & 0 & 0 & C_\theta \\ 0 & 0 & 1 & L_i & 0 & 0 & C_m \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & C_q \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -L_i/EA_i & C_x \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & C_n \\ \hline 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \dots(2)$$

ここに、 EI_i : 杭要素 i の曲げ剛性
 EA_i : 杭要素 i の軸剛性
 L_i : 杭要素 i の長さ
 $C_y, C_\theta, C_m, C_q, C_x, C_n$: 地盤反力による荷重項

前述の仮定に基づいて要素 i における土の摩擦係数を f_i とし、その両端での節点の水平方向地盤反力係数を k_{hi}, k_{hi+1} とすれば、ある水平増分変位 D_y および鉛直増分変位 D_x に対して、荷重項の値が次の式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} C_y &= -P_j L_i^4 / 24 EI_i^4 - DPL_i / 30 EI_i \\ C_\theta &= P_j L_i^3 / 6 EI_i + DPL_i^3 / 8 EI_i \\ C_m &= -P_j L_i^2 / 2 - DPL_i^2 / 3 \\ C_q &= -P_j L_i - DPL_i / 2 \\ C_x &= F_i L_i^2 / 2 EA_i \\ C_n &= -F_i L_i \end{aligned} \right\} \dots(3)$$

ここに、 $P_j = P_{i+1}$
 $DP = P_i - P_j$
 $P_i = k_{hi} D_y$
 $P_{i+1} = k_{hi+1} D_y$
 $F_i = f_i D_x$

杭全体の要素数を n とすれば、杭先端の状態量ベクトル V_{n+1} は杭頭での状態量ベクトル V_1 により次のように示される。

$$V_{n+1} = CB_n B_{n-1} \dots B_2 B_1 V_1 \quad \dots(4)$$

ここに、 C は節点伝達マトリックス
 または、 $V_{n+1} = AV_1 \quad \dots(5)$

上式を荷重状態量 $M = [M, Q, N]^T$ および変位状態量 $U = [\theta, y, x]^T$ で表わし、荷重変位関係式に整理すると次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} M_1 \\ M_{n+1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{12}^{-1} A_{11}^{-1} & A_{12}^{-1} \\ A_{21} & A_{22} A_{12}^{-1} A_{11} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_{n+1} \end{Bmatrix}$$

または、

$$\{M\} = [K]\{U\}$$

となる。

これは杭先端の境界条件によらず一般式であって、杭先端条件マトリックス $[R]$ を導入することによって、

$$\{M\} = [K_0][R]\{U\} = [K]\{U\}$$

となる。 $[K]$ をもって杭の剛性マトリックスを作成する。

(2) 解析結果

(1) の解析方法を用い、2体の供試体に対して増分解析を行った。ここで、基準の水平方向地盤反力係数 k_{h0} は今井の提案⁴⁾に従い L.L.T 試験の結果から推定する。杭の水平耐力に大きな影響力を持つのは表層部分であるため、便宜的に k_{h0} の値を分布を深さによらず一定とした(表-6)。

水平荷重 H と杭頭変位 δ の解析結果を 図-25、26

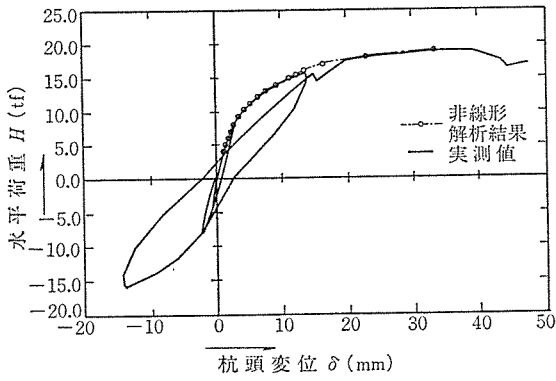


図-25 杭頭変位 δ の非線形計算値
(供試体 No. 1)

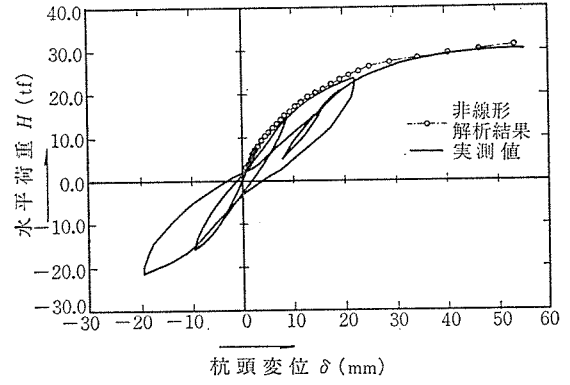
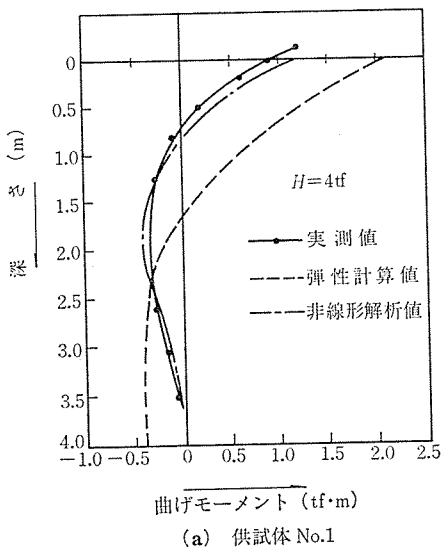
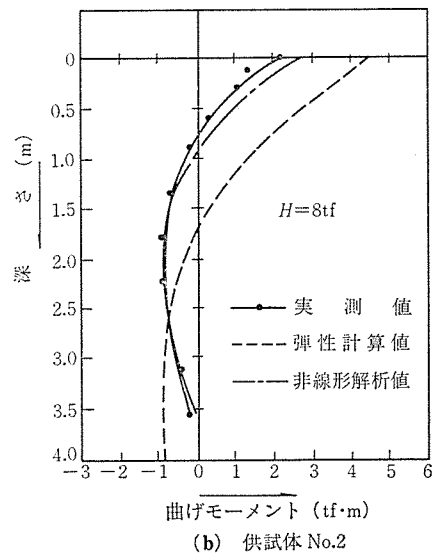


図-26 杭頭変位 δ の非線形計算値
(供試体 No. 2)

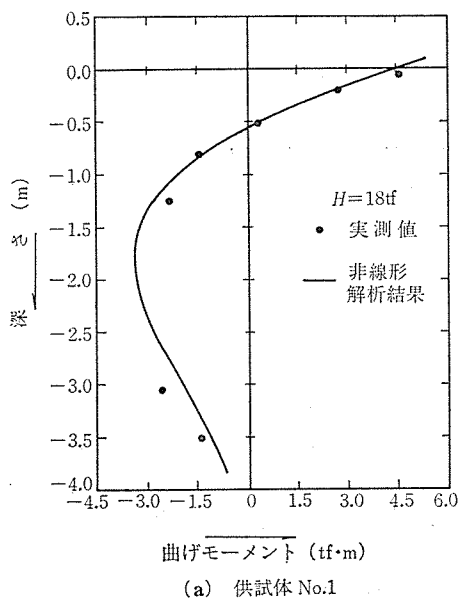


(a) 供試体 No.1

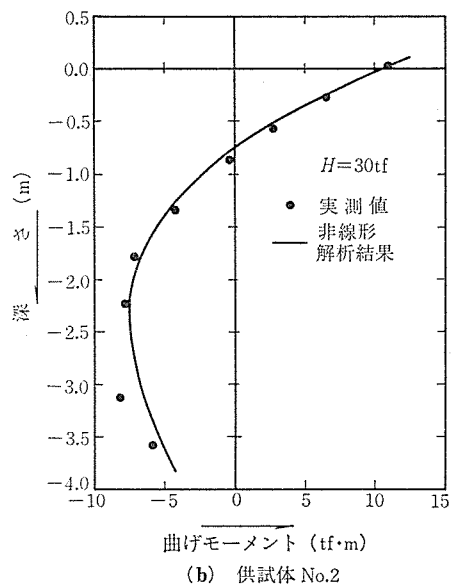


(b) 供試体 No.2

図-27 弾性域のときの曲げモーメント分布



(a) 供試体 No.1



(b) 供試体 No.2

図-28 最大荷重時の曲げモーメント分布

表-6 解析時に用いる地盤反力係数

供試体	基準 k_{H0} 値 (kgf/cm ³)	初期摩擦係数 (kgf/cm ²)	最大摩擦力 (kgf/cm ²)
No. 1	1.0	0.1	0.2
No. 2	0.9	0.1	0.2

に示す。非線形解析結果は実験値よりも多少大きな値となっているが、供試体 No. 1 および No. 2 とともに最大荷重に至るまで実験結果とよく一致していると言える。解析結果が実験値より多少大きいのは、実験では繰返し載荷を行ったのに対し、解析は一方向載荷で行ったことが原因であると考えられる。

また、実験で杭の表面に貼付したひずみゲージから得られたひずみ分布を曲げモーメントに換算し、解析上の曲げモーメント分布と比較した。2体の供試体に対して、弾性域の荷重（供試体 No. 1 で $H=4$ tf, 供試体 No. 2 で $H=8$ tf）および最大荷重近傍での荷重（供試体 No. 1 で $H=18$ tf, 供試体 No. 2 で $H=30$ tf）における杭の曲げモーメント分布をそれぞれ 図-27, 図-28 に示す。非線形解析結果は 図-27, 図-28 とともに実測値と非常によく一致していると言える。

5. ま と め

(1) コンクリート杭は軸力が導入されることにより、最大水平荷重が増大するが脆性的な破壊をするようになる。

(2) コンクリート杭は水平荷重の小さな領域（弾性域）においても、現在一般に行われている弾性設計とは

かなり異なった挙動をする。

(3) 地盤と杭材の非線形性を考慮して解析することにより、コンクリート杭の挙動をかなり正確に予想することができる。

6. おわりに

地震時の杭の挙動については未だ解析されていない点が多々あるが、本実験が杭基礎の耐震設計の発展に少しでも役に立てば幸いである。

最後に、本実験を御指導いただいた東京工業大学 岸田英明教授、東京大学 青山博之教授、田才 晃氏、旭化成工業（株） 大和真一氏、村上 浩氏、ならびに建築学会学校建築第9小委員会の諸先生に厚くお礼いたします。

(注)

本実験結果は既に第7回コンクリート工学年次学術講演会（1985）や建築学会大会学術講演会（1985）に発表したものであるが、本論では未発表のデータ等を追加して改めて報告した。

参 考 文 献

- 1) 堀口, 大和:「水平支持力と杭のじん性」, 基礎工, 1983年4月
- 2) 日本建築センター:「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」, 昭和59年9月
- 3) 蔡, 小谷, 他:「高強度 PC 杭 (PHC 杭) の水平載荷試験 (その2, 杭の非線形解析)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), 昭和60年10月
- 4) 今井常雄:「地盤の横方向 k 値の研究 (4)」, 土と基礎, Vol. 18, No. 1, 1970

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリート構造物設計図集 (第2集)

本書は協会設立 20 周年行事の一環として、前回発行した設計図集の様式にならい編集した、その第2集です。協会誌第 10 巻より 21 巻に亘る巻末折込付図を主体とし、写真ならびに説明を付し、その他参考になる PC 構造物についてとりまとめた設計図集で、PC 技術者の座右に備え付けるべき格好の資料と考えます。

希望者は代金（現金為替または郵便振替 東京 7-62774）を添え、下記宛お申し込みください。

体 裁: B4判 224 頁

定 価: 9,000 円 (会員特価 7,000 円) 送 料: 1,000 円

内 容: PC 橋梁 (道路および鉄道) 74 件, PC 建築構造物 25 件, その他タンクおよび舗装等 10 件

申 込 先: (社) プレストレストコンクリート技術協会

〒102 東京都千代田区麹町 1-10-15 (紀の国やビル) 電話 03 (261) 9151