兵庫県南部地震により被災した杭基礎の被害調査と破壊メカニズムの検討

DAMAGE INVESTIGATION OF THE PILED FOUNDATION AND A STUDY ON FAILURE MECHANISM OF PILES IN THE 1995 HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

松村孝夫 — *1 石坂 功 — *2
山路忠男 — *3 真島正人 — *4

Takao MATSUMURA — *1 Isao ISHIZAKA — *2
Tadao YAMAJI — *3 Masato MAJIMA — *4

キーワード：
兵庫県南部地震, 杭基礎, 被害調査, 加力実験, セン断破壊

Keywords:
Hyogoken-Nanbu earthquake, Piled foundation, Damage investigation, Loading test, Shear failure

An investigation of the damage to the piles of the apartment building which were suffered from the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake was performed. And by using a part of the piles with little damage which were extracted from the ground, loading test was conducted to clarify the failure mechanism and the lateral force acted on the piles. From the results of the investigation and loading test, the following conclusion were obtained.

- (1) The piles failed by shear force and then crushed by axial force.
- (2) The failure pattern of the piles observed in the loading test was the same as that observed in the field.
- (3) The shear force to cause the failure of pile during the earthquake was estimated to be 360kN.

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、神戸市、芦屋市、西宮市を中心に建築物や土木構造物に多くの被害をもたらした。構造物の被害は上部構造だけでなく下部構造でも数多く確認され、杭基礎の被害調査結果や被害原因を推定するための各種解析結果が既に多数報告されている。芦屋市東部に位置するプレキャスト鉄筋コンクリート造4階建て集合住宅でも、建物を支持する既製コンクリート杭の破壊によって大きく傾斜する被害を生じた。この建物の被害の特徴として、建物が大きく傾斜したにも拘わらず上部躯体には殆ど損傷が認められなかったこと、及び、杭頭部の破壊や損傷の程度が杭の位置によって大きく異なることが挙げられる。通常の杭基礎の設計では、各々の杭が分担する地震時水平力は基礎に作用する全水平力を杭径、コンクリート強度、鉄筋量、導入軸力などから決まる断面剛性の比率で分配、または、各杭の杭頭変位が等しくなるように分配して算定されるのが一般的であり^{1)~3)}、同一仕様の杭を使用した場合、各杭の頭部に作用する水平力はほぼ一定となる。しかし、被害調査結果によると、杭頭に作用する水平力が作用軸力により異なることも考えられた。

そこで、この建物の杭の破壊原因を究明し、今後の杭基礎の耐震設計や耐震補強にその成果を反映させることを目的として、i) 杭頭部の被害調査 (15本)、ii) 引き抜いた杭の地中部被害調査 (7本)、iii) 引き抜いた杭の健全部を用いた杭材の物性試験、iv) 地震時外力を模擬した曲げせん断試験、v) 杭の応力解析を実施した^{4)~7)}。

本報では、これらのうち、i) ~iv) の結果について報告する。

建、高さ10.86mの共同住宅で1982年に建設された(新耐震設計法の適用以前)。調査建物の位置を図1、建物断面図を図2、杭伏図を図3に示す。基礎を含む建物総重量は約13.4MN、杭本数は66本、杭はPC杭φ450、上杭B種8m、下杭A種8mの2本継ぎ、施工深度は14m~16mである。杭頭部は杭内に接合用鉄筋(主筋:6-D16、フープ:D10@200)を配筋し、フーチング内に杭頭部を10cm埋め込んだ接合方法で中詰コンクリート(L=650mm)により接合されていた。地盤については、図2の建物断面図に示すように、地表から-5mまでは沖積層で盛土および緩い砂層、-5m以深ではN値30~50の砂層とN値10~20の粘土層の互層となっている。

建築基礎構造設計指針の液状化判定方法⁸⁾に従い沖積砂層(-2~-5m)の液状化の検討を行ったところ、安全率が1を下回り(最低安全率は0.71)、液状化の可能性が高いことが判明した。

図1 調査建物位置

2. 建物および地盤状況

調査建物は、芦屋市東部に位置する壁式プレキャストRC造4階

3. 地震被害調査

被害調査は3回に分けて実施された。詳細について以下に示す。

*1 関西電力㈱土木建築室 建築課長
(〒530-8270 大阪市北区中之島3-3-22)
*2 関西電力㈱総合技術研究所 副主任研究員

*3 近畿コンクリート工業㈱建築部 副部長

*4 大成建設㈱技術研究所 基礎研究室長・博士(工学)

*1 Manager, The Kansai Electric Power Corporation, Office of Civil Engineering and Architecture
*2 Senior Research Engineer, The Kansai Electric Power Corporation, Technical Research Center
*3 Manager, Kinki Concrete Industries Corporation, Building and Construction Dep.
*4 Manager, Taisei Corporation, Technology Research Center, Foundation Engineering Sec., Dr. Eng.

3.1 1次調査

1次調査は地震発生直後の1995年2月に実施され、上部構造の損傷状況、杭頭部の損傷状況、周辺地盤の変状の調査を主目的とした。

建物は北へ最大1/89、西へ最大1/2660傾斜していた。地中梁を含め、上部構造は無被害であり、建物の傾斜は杭の沈下または損傷が原因であることが推察された。

建物外周部10ヶ所の杭（位置は図3参照）について杭頭部を調査したところ、Y3通りの杭に極度のせん断破壊が確認された。この部分における杭頭部の鋼線の曲がりから推定した基礎フーチングの沈下量は、ほぼ建物の沈下量に等しい値を示した。Y1通りの杭については、せん断亀裂や曲げ亀裂は認められるものの破壊には至っていなかった（軸力保持能力は確保）。この結果より、建物の傾斜はY3通り側の杭頭部の破壊が原因であることが明らかとなった。なお、フーチングと杭の接合部耐力の不足による破損は認められなかった。建物周辺では地盤沈下があり、歩道・緑石・アスファルト舗装に亀裂、破損、不同沈下が認められ、液状化によると考えられる噴砂も確認された。

図2 建物断面図および地盤状況

3.2 2次調査

2次調査は上部構造を解体撤去した1995年12月に行われ、杭の平面位置による損傷状況の差異の確認を主目的とした。杭頭部調査結果の一部を図4に示す（位置は図3参照）。調査した全ての杭（15本）の頭部にはせん断によると考えられる損傷が認められた。ただし、Y1通りの杭頭部は圧壊に至らず軸力保持能力を確保していたのに対して、Y2からY3になるに従い損傷程度が激しく、Y3では杭頭部圧壊により10cm前後の沈下が確認された。また、せん断亀裂の発生方向から主に北方向への慣性によるせん断力が優位であった。これらの結果より、Y3通りの杭破壊時には、Y3通りの杭ほど大きな水平力が作用したものと予想された。

3.3 3次調査

3次調査は1996年4月に行われ、地中内部の被害状況調査および杭材の性能を確認することを主目的とした。なお、この調査はケーシングスクリューを使用して被災杭を7本引抜いて行われた。上杭の目視調査結果を図5に示す（位置については図3参照）。上杭（PC-450 φ B種）のGL-2m以深では曲げ亀裂が卓越し、特に、GL-4.0～5.0m付近に顕著な曲げ亀裂が7本中5本に認められた。また、発生方向に着目すると南面にやや亀裂が多く、この結果からも北方向への慣性力が卓越していたと判断される。下杭には地震による損傷は認められなかった。

4. 杭材料の物性試験

杭材の物性値について、規格値との比較、経年劣化の確認、解析用数値の入手を目的として、中性化試験および各種物性試験を実施した。試験値と規格値の比較を表1に示す。

杭を切断し1%フェノールフタレイン溶液によるコンクリートの中性化試験を実施した結果、中性化深さは0.5mm程度の極表面に限られていることが確認された。

一方、PC鋼線の有効プレストレス確認試験、付着試験、引張強度試験、および、コンクリートの圧縮強度試験を実施した結果、いずれの値も製造時の規格値を上回っており、経年による劣化はなかったものと考えられる。なお、コンクリート圧縮強度試験は、杭を長さ90cmに切断し10MN構造物試験機を用いて実施した。

図3 杭伏図

掘削調査展開図

杭頭ズレ	Y3方向	4 cm
	X1方向	2 cm
杭体傾斜	Y3方向	—
	X1方向	—
杭頭圧壊による沈下量		9 cm

No. 1 (Y3通り)

掘削調査展開図

杭頭ズレ	Y2方向	2.5 cm
	X5方向	5 cm
杭体傾斜	Y2方向	—
	X5方向	—
杭頭圧壊による沈下量		4 cm

No. 7 (Y2通り)

掘削調査展開図

杭頭ズレ	Y1方向	—
	X5方向	—
杭体傾斜	Y1方向	10/300
	X5方向	5/300
杭頭圧壊による沈下量		—

図4 杭頭部分の調査結果 (2次調査)

図5 上杭の掘り出し調査の結果 (3次調査:展開図)

表1 性能試験結果と規格値

	試験値		規格値	
	A 種	B 種	A 種	B 種
有効プレストレス (MPa)	4.09	7.78	3.92±5%	7.85±5%
P C鋼線引張強度 (kN)	58.8		58.3	
P C鋼線ヤング係数 (GPa)	204.6		—	
プレストレスの損失長 (cm)	20		35	
コンクリート圧縮強度 (MPa)	57.1	63.9	49	
コンクリートヤング係数 (MPa)	41,600	42,700	29,400	

5. 曲げせん断試験

曲げせん断試験は、杭の破壊原因および杭に作用した外力の推定を目的として実施した。以下に試験内容を示す。

5.1 試験計画

図3に示した杭のうち、3次調査で引抜いたNo.10の上杭の健全部分を使用し、軸力が作用する条件下での曲げせん断試験を行った。

5.1.1 試験体

試験体形状および加力・計測位置を図6に示す。被災した建物の杭頭部の状況と類似させるため、鉄筋コンクリート製のフーチングに杭を接合させる片持梁型式の試験体とした。試験体の形状寸法は杭長が5,000mm、フーチングが幅×高さ×全長=1,200×1,200×2,400mmである。また、杭とフーチングは実際の建物の接合方法と同一とするため、図7に示す方法により接合した。

5.1.2 使用材料

フーチングに使用した材料の力学試験結果を表2に示す。フーチングコンクリートの圧縮強度は、加力試験時の強度を示す。なお、杭については表1の値を参照。

5.1.3 加力方法

加力試験の際に杭体に発生するモーメントおよびせん断力の分布と実際の地震時において杭に発生する分布を類似させるため、図6に示す変形大野式の加力方法⁹⁾を採用し、10MN構造物試験機により加力した。加力・支持点の位置については、下記の2項目を考慮して決定した。

①被災した杭は接合部から1.5mの範囲でせん断破壊している。

②加力試験では杭頭部のせん断破壊を卓越させる。

導入軸力は長期の軸力と層せん断力係数を0.6とした時の押込み側の変動軸力を考慮し、590kNとした。

加力サイクルを図8に示す。この加力に先立ち、自重による杭のたわみの除去および軸力の導入を行った。なお、各サイクル内の

ピーク荷重は、杭頭固定とした場合の接合部D（図6参照）の曲げモーメントが規格値による短期許容モーメント M_a ($=82\text{kN}\cdot\text{m}$)、設計ひび割れモーメント M_{cr} ($=155\text{kN}\cdot\text{m}$)、設計破壊モーメント M_u ($=272\text{kN}\cdot\text{m}$) となる荷重で、それぞれ $P_{Ma}=136\text{kN}$ ($Q_{C-D}=92\text{kN}$)、 $P_{Mcr}=255\text{kN}$ ($Q_{C-D}=173\text{kN}$)、 $P_u=448\text{kN}$ ($Q_{C-D}=303\text{kN}$) とした。

5.1.4 計測項目および方法

試験では加力荷重を10MN試験機の油圧センサー、加力点・支持点の荷重および軸力をロードセル、杭およびフーチングの変位を電気式変位計、接合筋およびフーチング鉄筋のひずみをひずみ計により計測した。なお、杭下面の変位量はフーチングに固定した計測梁を基準として計測した。

5.2 試験結果および考察

5.2.1 荷重－変形関係および破壊原因

荷重（E点）－変形（D4点：位置は図6参照）関係を図9、ひび割れ状況を図10に示す。図9に従って試験経過を説明すると、まず、加力荷重427kN時に加力点Cから杭接合部に向かってせん断亀裂が生じた。続いて、加力荷重520kN時に加力点Cの直下の杭下面に曲げひび割れが発生した後、加力荷重597kN時に7.5mm変形した時点で最大耐力となり、荷重低下を起こした。その後も加力を続けたところ、D4測点が10.8mm変形した時点で軸力を保持できず、瞬時に

破壊した。なお、加力荷重510kN時に、杭の水平方向の抜け出しによると考えられる亀裂がフーチング底面に発生した。

試験後の杭と被災した建物の杭の破壊状況を写真1に対比して示す。両破壊状況ともスパイラル筋が破断し、PC鋼線がはらみだす形で杭が破壊しており、破壊状況は酷似している。このことから、被災した杭はせん断耐力に至った後、軸力を保持出来ずに圧縮せん断破壊したと推察される。

5.2.2 杭頭固定度

杭頭固定度と加力荷重の関係を図11に示す。この杭頭固定度は、実測値（加力点および支持点で計測された荷重より計算した値）を理論値（杭頭固定、支持点をピンとして計算した値）で除した値を表している⁹⁾。杭頭固定度は初期の荷重段階では0.9と高い値を示すが、荷重増加に伴って低下し、最大加力時には0.65程度の値となった。

5.2.3 杭体の変形、曲げモーメントおよびせん断力

各加力サイクルにおけるピーク荷重での杭の変位、曲げモーメント及びせん断力分布を図12示す。同図には杭を弾塑性体として計算した結果（接合部Dの固定度を1.0とした場合と固定度を考慮したもの）を併せて示す。ただし、計算には図13に示す曲げモーメントと曲率の関係を使用した。

最大変位は加力点Cから杭先端側に600mm寄ったD4（図12に示す横軸の2mの位置）で発生した。また、杭頭固定度を考慮した計算結果と試験結果はほぼ一致し、杭頭固定度が杭の変形に大きな影響を及ぼすことがわかる。

一方、最大曲げモーメント発生位置は初期段階では杭頭であるが、 M_u 以降では加力点Cに変動した。この変動は杭頭の固定度の低下が主要因であると推察される。せん断力については、試験値および両計算結果は近い値を示し、杭頭固定度の影響を受けにくいと言える。なお、せん断初亀裂耐力 Q_{cr} は265.4kN、曲げ初亀裂時せん断力は314.1kN、最大せん断耐力 Q_u は360.5kNであった。

表2 材料試験結果

部 位	試験項目	試験結果
フーチング*	コンクリート	圧縮強度
		27.8 MPa
	鉄筋 D10	引張強度
	鉄筋 D16	引張強度
		507 MPa
		526 MPa

図6 試験体と加力方法

図7 杭頭接合部分詳細図

図8 加力サイクル

図9 荷重-変形関係

1) 試験体の破壊状況

2) 被災した杭の破壊状況

写真1 最終破壊状況

1) 杭のひび割れ状況展開図

図10 最終ひび割れ状況

図11 加力荷重と杭頭固定度の関係

図13 解析に使用した杭の曲げモーメントと曲率の関係

図12 各サイクルピーク荷重における杭体の曲げモーメント・せん断力分布

注) 横軸はフーチングからの距離 (単位: m)

5.2.4 セン断耐力の推定

既往のせん断耐力の算定方法による計算値^{10), 11), 12)}と試験結果を表3に対比して示す。

せん断初亀裂耐力について、試験値は日本建築センター指針式¹⁰⁾およびJIS規格式¹¹⁾による計算値の1.06～1.43倍の値を示し、同式によりせん断ひび割れ発生時のせん断力を推定可能と考えられる。

最大せん断耐力について、e関数法¹³⁾による計算値と試験値を比較すると、試験値は計算値の0.8～0.9の値を示した。e関数法による計算値は図6の支点Cが終局曲げ状態になったと仮定した場合のせん断力であり(加力試験の破壊形態と異なる)、この方法でせん断耐力を推定すると危険側の値を算出する場合もあると考えられる。せん断終局強度式¹²⁾による計算値と試験値を比較すると、試験値は計算値の1.2倍の値を示した。他の研究でも同様の結果が発表されており¹⁴⁾、同式を使用して杭の最大せん断耐力を推定可能と考えられる。

一方、既に述べた如く、現行の設計法では、同一仕様の杭を用いた場合、杭の位置に拘らず杭頭に作用する水平力は等しいとするのが一般的である。この考え方より、杭頭に作用した全水平力を逆算すると23.8MN (=360.5kN/本×66本)となる。すなわち、建物総重量(13.4MN)の1.8倍の水平力が杭頭部に作用したことになる。試験数が少なく断定することはできないが、今回の地震でこれだけ大きな水平力が作用したとは考え難い。被害調査において、北側の杭はどせん断による損傷の程度が大きかったことと併せて考えると、杭が非線形領域に入るような大地震時には、各杭が負担する水平力は各杭に作用する軸力の影響を受けるものと予想される。

表3 セン断耐力に関する試験値と計算結果の比較

せん断初亀裂耐力 (kN)			最大耐力 (kN)		
試験値	計算値		試験値	計算値	
	日本建築センター指針式 ¹⁰⁾	JIS規格式 ¹¹⁾		e関数法 ¹³⁾	せん断終局強度式 ¹²⁾
265.4	229.9	251.4	360.5	444.8	297.6

注)終局曲げ耐力時のせん断力

6. まとめ

杭の被害調査、引抜いた杭の各種物性試験および地震時外力を模擬した曲げせん断試験の結果より、以下の知見が得られた。

- 1) 杭頭部のせん断破壊は、杭の位置により異なり、北側通りの杭ほど顕著に認められた。
- 2) 杭の地中部における曲げクラックは、南面で顕著に認められた。
- 3) 当建物では、北側方向への慣性力が卓越し、杭が破壊に至ったと考えられる。
- 4) 上部構造に損傷は認められず、建物が北側に向かって傾斜した原因は、杭頭部の破壊によるものであった。
- 5) 杭の各種物性試験より、経年変化による耐力低下はなかったものと考えられる。
- 6) 曲げせん断試験において、杭はせん断耐力に至った後、軸力を保持出来ず圧縮せん断破壊した。
- 7) 試験の破壊形状と被災した杭の破壊形状は酷似し、上記の圧縮せん断破壊が被災した杭の破壊原因と考えられる。
- 8) 被災した杭の頭部には、最大360kN程度のせん断力(水平力)が

作用したと考えられる。

- 9) 杭体の変位および曲げモーメントは、杭頭固定度の影響を大きく受ける。一方、せん断力は固定度の影響を受けにくい。

10) 日本建築センター指針式およびJIS規格式により、PC杭のせん断初亀裂を推定可能である。

11) 既往のせん断終局強度式により、PC杭のせん断耐力を推定可能である。

12) 被災した杭の損傷状況と曲げせん断試験より得られた最大せん断力を併せて考えると、今回の地震で各杭に作用した水平力は軸力変動の影響を受け、増分軸力の大きな杭ほど大きな水平力が作用したものと予想される。

7. あとがき

兵庫県南部地震で被災した建物を対象として、杭の目視調査、引抜き調査、各種物性試験に加え、引抜いた杭の健全部を用いた曲げせん断試験を実施する機会を得た。試験体数が1体であるため汎用性のあるデータとは言い難いが、破壊原因の究明と外力の推定という当初の目的はほぼ達成することができた。ただし、被害調査結果および曲げせん断試験を併せて考えると、同一仕様の杭を用いた場合の杭頭水平力は等しいとする現行設計法の一般的な考え方には課題があるように思われる。この点については、今後更に究明する必要がある。

なお、試験結果を補足するための有効応力モデルを用いた地盤一杭一建物連成系の地震応答解析及び応答変位法による杭の応力解析も実施しており、それらの結果については別の機会に報告したいと考えている。

最後に、今回の調査に際して貴重な御意見を頂いた山肩邦男関西大学名誉教授をはじめ、関係各位に心から感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.245~246，1988
- 2) 日本建築センター：地震力に対する建築構造物の基礎の設計指針，pp.4,1984
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計例集，PP.26，1990
- 4) ~7) 古和田明他：兵庫県南部地震における杭基礎の被害事例と破壊メカニズムの推定（その1～その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.711~718,1997
- 8) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.163~169，1988
- 9) 杉村義広，平出務：高強度杭プレストレストコンクリートの接合部の構造性能に関する研究，建築研究報告No.112，1987.3
- 10) 日本建築センター：地震力に対する建築構造物の基礎の設計指針，pp.32~34,1984
- 11) 日本規格協会：プレテンション方式遠心力高強度プレストレストコンクリート杭，JIS A 5337，1995
- 12) 後藤康明，柴田拓二：遠心力PC (PHC) 杭せん断耐力推算式，日本建築学会大会梗概集，pp.983~984，1985.10
- 13) 梅村魁：鉄筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度，日本建築学会論文報告集，第42号，pp.59~70，1926.2
- 14) 林静雄，岸田慎司：PHC杭のせん断強度に関する実験研究，COPITA，pp.4~13，1996.9.No.19 他

[1998年10月19日原稿受理 1999年2月8日採用決定]