

軸力と水平力を受ける高強度 PC 杭の力学的性状に関する実験

高強度 PC 杭の耐力変形性能向上に関する研究 (1)

正 会 員	黒	正	清	治*
正 会 員	和	田		章**
正 会 員	小	林	克	巳***
正 会 員	光	木	史	朗****
正 会 員	上	田	邦	成*****

1. 序 論

いわゆる新耐震設計法が施行され、上部構造の設計では、変形能力に応じてその建物の持つべき保有耐力の値を変化させるという考え方が定着してきており、上部構造の柱、特に鉄筋コンクリート造の柱では終局状態においても軸力を保持できるように、ぜい性的破壊を防ぐべきであるという考え方が共通認識となっている。一方、杭基礎構造では許容応力度による設計方針が示された段階であり、地盤の性質も考慮しつつ、杭が上部構造と一体のものであるという考え方のもとで、耐力だけでなく変形性状も考慮した設計法はまだ確立されていないのが現状である。

これまで、直接、地震被害調査の及ばない部分であったこともあり、下部構造に関する地震被害報告は少ないが、1978年の宮城県沖地震^{1)~3)}、1982年の浦河沖地震⁴⁾、1983年の日本海中部地震⁵⁾等では杭の被害が報告されている。以来、現状の高強度 PC 杭 (PHC 杭) に水平力が加わった場合、変形能力の乏しいぜい性的破壊を起こす恐れのあることは、実験的にも証明され⁶⁾、PHC 杭の変形性能改善の必要性が生じ、具体的な提案がされてきた^{7), 8)}。

杭にどのくらいの変形能力が要求されるかは、上部構造および地盤との関係で一義的には定まらないが、変形によるエネルギー吸収に期待するよりも耐力に期待した設計を行うとしても、すべての杭の耐力の総和を建物全体の水平抵抗力とみなすためには、考えている水平変位の範囲内で、すべての杭の耐力を加算できる必要がある。したがって、極めて変形能力の乏しい杭があれば、設計上考えられる水平変位の範囲は、この杭の変形限界で制

約を受けることになる。杭に変形能力があればあるほど、設計上考えられる水平変位の範囲が広がり、設計方法も多様化し、変形によるエネルギー吸収に期待する設計も可能となるが、このような観点から杭の力学的性質に注目した系統的な研究はほとんど行われていないのが現状である。以上のような背景から、本研究では、プレストレストコンクリート部材として、現状の PHC 杭の力学的性状に関する実験を行い、各種パラメーターの変化が、変形能力、軸力保持能力、破壊形式、等に及ぼす影響を明らかにし、ぜい性破壊を防止して、じん性のある PHC 杭を開発するための基礎資料を得ることを目的とする。ただし、本研究では、杭頭回転拘束の場合に限定しており、杭頭回転自由あるいはその中間の状態は本研究の範囲外である。

2. 実験計画

現在 JIS に規定される PHC 杭のうち、実際に使用される頻度の高い B 種を基準にして実験計画を行った。試験体は表-1 に示す 30 体で、軸方向筋量、らせん筋量、有効プレストレスト量、軸力をパラメーターとしている。

I シリーズは杭の外径 30 cm、軸方向筋 8-9.2 ϕ 、らせん筋 3.2 ϕ -@100 mm、有効プレストレス 80 kgf/cm²、せん断スパン比 3.0 の B 種 PHC 杭である。PHC 杭は軸方向筋の降伏耐力の 70~80% をプレストレス導入のために使用しており、そのために曲げ引張応力に対して余裕がなくなっている。そこで、II シリーズは I シリーズの有効プレストレスを 40 kgf/cm² に減じ、1 本当たりの軸方向筋の緊張力を低減したものの、III シリーズは I シリーズの軸方向筋を 10-9.2 ϕ に増やすことで、1 本当たりの緊張力を低減したものである。I', II', III' シリーズは I, II, III シリーズのらせん筋を 4.0 ϕ -@50 mm とし、I, II, III シリーズに比べ約 3 倍のらせん筋量となるようにしたものである。I'', II'', III'' シリーズは I, II, III シリーズのらせん筋を 6.0 ϕ -@50 mm とし、I, II, III シリーズに比べ約 7 倍のらせん筋量とな

* 東京工業大学 教授・工博

** 東京工業大学 助教授・工博

*** 福井大学 助教授・工博

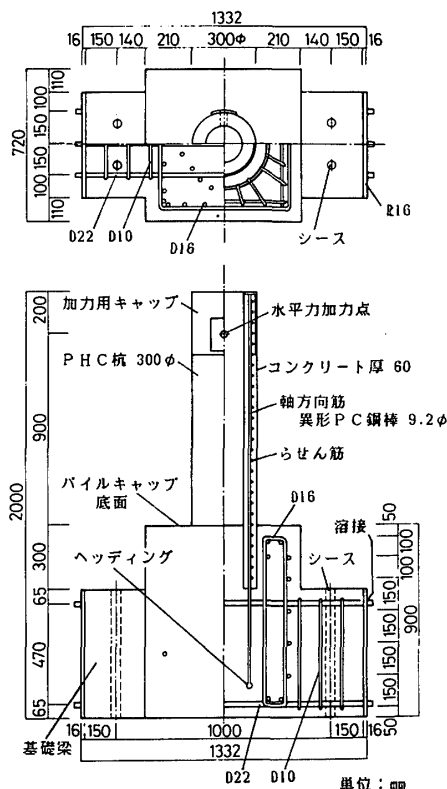
**** 東京工業大学 研究生・工修

***** 東京工業大学 大学院生

(昭和 61 年 5 月 12 日原稿受理)

表—1 試験体一覧表

シリーズ	No.	試験体	軸方向筋	らせん筋	有効プレストレス (kgf/cm ²)	せん断スパン比	軸力 (tf)
I	1	JB-1-80-3-0	8- 9.2φ	3.2φ @100mm	80	3	0
	2	JB-1-80-3-1					35
	3	JB-1-80-3-2					70
	4	JB-1-80-3-3					105
II	5	JB-1-40-3-0	10- 9.2φ	4.0φ @50mm	40	80	0
	6	JB-1-40-3-1					35
	7	JB-1-40-3-2					70
III	8	JC-1-80-3-0	8- 9.2φ	6.0φ @50mm	80	3	0
	9	JC-1-80-3-1					35
I'	11	JB-3-80-3-0	10- 9.2φ	4.0φ @50mm	40	80	0
	12	JB-3-80-3-1					35
	13	JB-3-80-3-2					70
II'	15	JB-3-40-3-0	8- 9.2φ	6.0φ @50mm	80	3	0
	16	JB-3-40-3-1					35
III'	18	JC-3-80-3-0	10- 9.2φ	6.0φ @50mm	80	3	0
	19	JC-3-80-3-1					35
I''	21	JB-7-80-3-0	8- 9.2φ	6.0φ @50mm	80	3	0
	22	JB-7-80-3-1					35
	23	JB-7-80-3-2					70
II''	25	JB-7-40-3-1	10- 9.2φ	6.0φ @50mm	80	3	0
	26	JB-7-40-3-2					35
III''	28	JC-7-80-3-1	8- 9.2φ	6.0φ @50mm	80	3	0
	29	JC-7-80-3-2					35
	30	JC-7-80-3-3					70



図—1 試験体形状・寸法 (例：せん断スパン比 3.0)

るようにしたものである。

ここで、せん断スパン比は、Chang の方法によって軟弱地盤から比較的堅いよく締まった地盤（深さ方向に一樣な水平地盤反力係数 0.9～8.7 kgf/cm³）を想定し、せん断スパン比がどのように変わるかを検討した結果、3.5～2.0 となるため、一般に杭基礎が必要となる軟弱地盤を想定して 3.0 を基本とした。

軸力については、標準的と考えられる N 値 50 程度の支持地盤を想定し、長期支持力に相当する 35 tonf を長期軸力とした。短期軸力については長期軸力分だけの変動があるとして、70 tonf と 0 tonf とした。しかし、長辺方向の骨組が 3～4 構面ある細長い建物に短辺方向からの地震力が作用し、2 構面以上が浮き上がって片足立ちの状態になろうとした場合、圧縮側で長期軸力分以上の軸力変動が生じることも考えられることから、長期軸力の 3 倍の軸力 (105 tonf) についても実験を行うこととした。この値は地盤の極限支持力に相当する軸力でもあるため、杭としてはここまでの軸力を負担できれば十分であると判断した。

3. 試験体

試験体の一例を図—1 に示す。本論では、杭頭回転拘束の場合を対象としているが、この条件を満たすための杭のパイルキャップ内への埋め込み長さは筆者らの研究⁹⁾によれば、少なくとも杭径程度は必要であることから、30 cm 埋め込むものとした。さらに、杭体に損傷を与えず杭頭のカットオフができることを条件として、軸方向筋を 45 cm 伸ばして先端にヘッディングを施した。

すなわち、軸方向筋まで含めて杭頭のカットオフをした場合には、パイルキャップ内の杭体コンクリートのひび割れ発生により、付着力が劣化して定着破壊を起こす恐れがあるため、本論では、PHC 杭の性状を把握する目的から定着破壊の起こらない条件を設定した。パイルキャップ底面の寸法は現行の建築基礎構造設計規準に規定される基礎スラブの最少へりあき寸法から、72 cm × 72 cm とした。

杭の試験方法として、単純ばり形式の実験も提案している¹⁰⁾が、単純ばり形式の実験は杭とパイルキャップの結合部の状態を完全には再現し得ないこと、パイルキャップの変形まで含めた変形量の評価が困難なこと、本論におけるような片持ちばり形式の実験に比べパイルキャップがついていないことによると思われる破壊モードの差が生じる場合が考えられること、等の理由により、耐震設計上のデータをを得るためには、パイルキャップま

表—2 使用材料の力学的性質

コンクリート	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (×10 ⁴ kgf/cm ²)
杭体	877 ~ 989	56 ~ 67	3.3 ~ 3.7
パイルキャップ	232 ~ 323	18 ~ 24	1.8 ~ 2.0

鉄筋	降伏耐力 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (tf/cm ²)
軸方向筋 9.2φ	14400	15000	2040
らせん筋 3.2φ	—	5970	—
4.0φ	—	5390	—
6.0φ	—	5600	—

で含めた形で実験を行うのが望ましいと判断し、本論における試験体はすべてパイルキャップ付きとした。

試験体の製作順序としては、まず、軸方向筋を45cm露出させた状態で杭の製作を行い、これを実際の施工状態と同じように鉛直に保持し、パイルキャップ部分に必要な配筋を行い、パイルキャップ側からコンクリートを打設した。

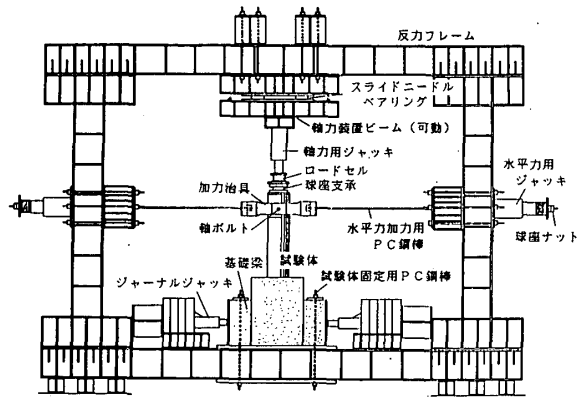


図-2 加力装置

使用材料の力学的性質を表-2に示す。

4. 加力・測定方法

加力装置を図-2に示す。試験体の基礎ばりを反力フレーム内に固定し、片持ちばり形式で杭の先端に軸力と水平力を作用させた。軸力装置は水平変位に追従して滑らかに移動するように、ジャッキと反力フレームの間にスライドニードルベアリングを介在させ、水平ローラー

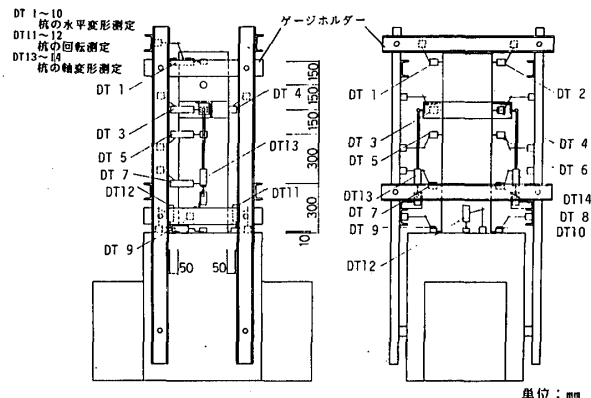


図-3 変形測定位置

表-3 実験結果一覧表

シリーズ	No.	P max (tf)	M max (exp) (tm)	M u (cal) (tm)	δ pm (mm)	P f (tf)	δ f (mm)	P bc (tf)	P sc (tf)	P cf (tf)	破壊形式
I	1	10.1	9.1	9.9	15.4	-7.7*	±18→ +30→ -22	6.9	7.3	9.9	B (d)
	2	13.7	12.9	12.7	15.1	12.3	±18→ +25	10.8	11.6	12.8	C (d)
	3	16.4	15.8	15.0	15.2	12.5	±18→ +24	14.7	16.3	16.3	C (d)
	4	19.5	18.8	16.8	11.7	18.3	±12→ +14	16.7	18.7	19.5	C (d)
II	5	10.0	9.0	10.1	30.0	8.1**	+45以上	4.0	5.1	9.7	F
	6	13.6	12.9	12.8	17.7	12.8	±18→ +22	9.3	10.2	13.0	S
	7	15.7	15.2	15.1	15.3	-15.2*	±15→ +18→ -17	13.1	14.9	14.3	CS
III	8	12.5	11.3	11.8	23.9	9.5	±30→ +42	7.6	8.9	12.4	B (d)
	9	14.2	13.4	14.4	17.7	13.2	±18→ +27	10.3	12.5	13.0	S
	10	17.2	15.4	15.0	15.5	14.1*	±18→ +17	12.6	16.4	16.9	S
I'	11	10.0	9.0	9.9	27.2	10.0	±18→ +27	6.8	9.5	13.8	B (d)
	12	13.9	13.4	12.7	24.2	10.6**	+45以上	11.0	13.7	13.8	F
	13	16.0	15.4	15.0	14.7	13.5	±18→ +20	13.1	15.4	15.7	C (d)
	14	19.5	18.8	16.8	11.5	19.3	±12→ +14	15.4	18.8	16.6	C (d)
II'	15	10.0	9.0	10.1	30.1	8.5**	+45以上	4.5	6.1	9.9	F
	16	13.2	12.5	12.8	18.0	11.4	±30→ +38	8.5	10.5	13.1	C (d)
	17	15.8	15.5	15.1	18.4	13.7	±18→ +28	12.7	13.8	15.0	C (d)
III'	18	12.5	11.3	11.8	25.9	10.7	±30→ +37	6.2	7.9	12.3	B (d)
	19	15.4	14.4	14.4	15.3	12.4	±30→ +34	10.2	14.8	12.5	C (d)
	20	17.5	16.8	16.6	14.6	13.2*	±18→ +16	13.9	15.1	17.2	C (d)
I''	21	10.3	9.3	9.9	15.0	9.3	±12→ +15→ -15	6.5	8.4	10.1	B (d)
	22	13.9	13.2	12.7	18.4	12.0**	+45以上	10.4	11.9	13.3	F
	23	17.1	16.4	15.0	15.0	13.0	±30→ +36	14.3	16.5	16.8	B (d)
	24	20.2	19.7	16.8	14.5	14.2	±18→ +22	16.4	19.8	19.8	C (d)
II''	25	14.2	13.5	12.8	20.6	11.4	±30→ +37	8.0	9.9	13.5	B (d)
	26	16.1	15.8	15.1	18.7	10.3*	±30→ +27	11.9	13.8	14.8	C (d)
	27	19.4	18.7	17.1	12.0	15.9	±18→ +23	13.0	18.2	19.3	C (d)
III''	28	15.2	14.3	14.4	16.8	13.3**	+45以上	11.0	12.0	14.4	F
	29	16.2	15.5	16.6	13.1	-15.3*	±18→ +30→ -24	13.4	14.3	15.8	C (d)
	30	20.8	20.3	18.0	15.4	18.8	±18→ +21	16.0	14.0	20.8	C (d)

* : 繰り返し加力中、それまでに経験した最大変形に達する前に破壊した
 ** : 部材角 1/20 以上まで加力できた (破壊形式 F)

P max : 最大水平力
 M max(exp) : 最大水平力時の軸力による付加曲げを考慮したパイルキャップ底面位置における曲げモーメント実験値
 M u (cal) : 最大曲げ耐力計算値
 δ pm : 最大水平力時変形
 P f : 破壊時水平力
 δ f : 破壊時変形
 P bc : 曲げひび割れ時水平力
 P sc : せん断ひび割れ時水平力
 P cf : 破壊開始時水平力

破壊形式
 F : 軸力を保持し、部材角 1/20 以上まで加力できた
 B : 引張側軸方向筋破壊
 S : せん断破壊
 C : 曲げ圧縮破壊
 CS : せん断破壊と曲げ圧縮破壊がほぼ同時に生じたと思われる

の条件が成立するようにした。ジャッキと杭先端の間には球座支承をおきピンの条件が成立するようにした。水平力の載荷は、ピンの条件を満足するような加力治具を介して左右のPC鋼棒を交互に引張ることにより行った。

載荷経路については、軸力を一定に保ち、外径30cm B種PHC杭の長期許容曲げモーメントが生じる水平力の±0.5倍、±1.0倍、±2.0倍の荷重で各1回の繰り返しを行った後、杭の部材角±1/150、±1/100、±1/75、±1/60、±1/50の変形点を折り返し点として、各1回の繰り返しを行い、最終的に部材角1/20程度まで変形させることを原則とした。

変位は図-3に示すように、試験体のパイルキャップ部分にゲージホルダーを固定し、そこからの相対変位として測定した。

5. 実験結果

表-3に実験結果一覧を示す。表中の破壊時変形は、例えば、±18→-22はδ=±18mmの繰り返し加力の後、δ=+30mmで折り返し、負側でδ=-22mmの時に破壊したことを示す。また、破壊形式を表す記号の後に示した()内のDまたはdは、部材角1/50の繰り返し加力後に最大水平力に達したものはD、部材角

1/50の繰り返し加力以前に最大水平力に達したものはdである。

杭自体の水平耐力は、軸力による付加せん断力を考慮したものになるが、付加せん断力は杭の長さ方向に一様ではないため、本論では、杭が外力としての水平力をどれだけ負担できるかで評価を行うものとし、前章で述べたようにPC鋼棒を介して加えた水平力の最大値を最大水平力と呼んでいる。

最大水平力時の軸力による付加曲げを考慮したパイルキャップ底面位置における曲げモーメント実験値 $M_{max}(exp)$ を最大曲げ耐力計算値 $M_u(cal)$ と比較すると、軸力の小さな試験体で実験値の方が若干低い値を示しているが、両者は良く対応しており、最大水平力はほぼ杭の曲げ耐力まで確保されたと考えられる。そのため、らせん筋量、有効プレストレス量による最大水平力の差はほとんど見られない。

図-4ないし図-6に水平力(P)と加力点の水平変位(δ)の関係を示す。プレレストコンクリート部材特有の逆S字型の履歴曲線を描き、軸力が大きいほどスリップ型の傾向が強まっている。

最終破壊形式は以下の4種に大別できる。

(1) 保持水平力の低下はあっても軸力を保持し、部

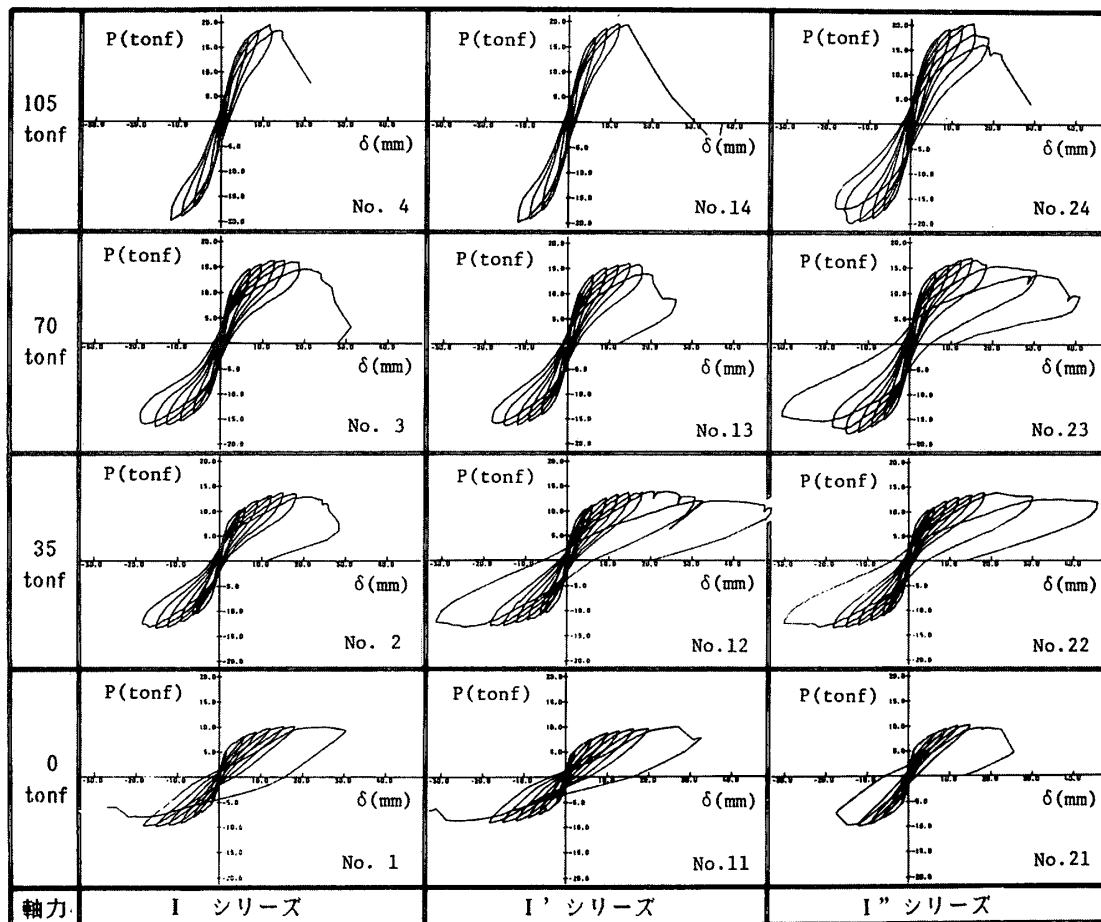


図-4 水平力と水平変形の関係

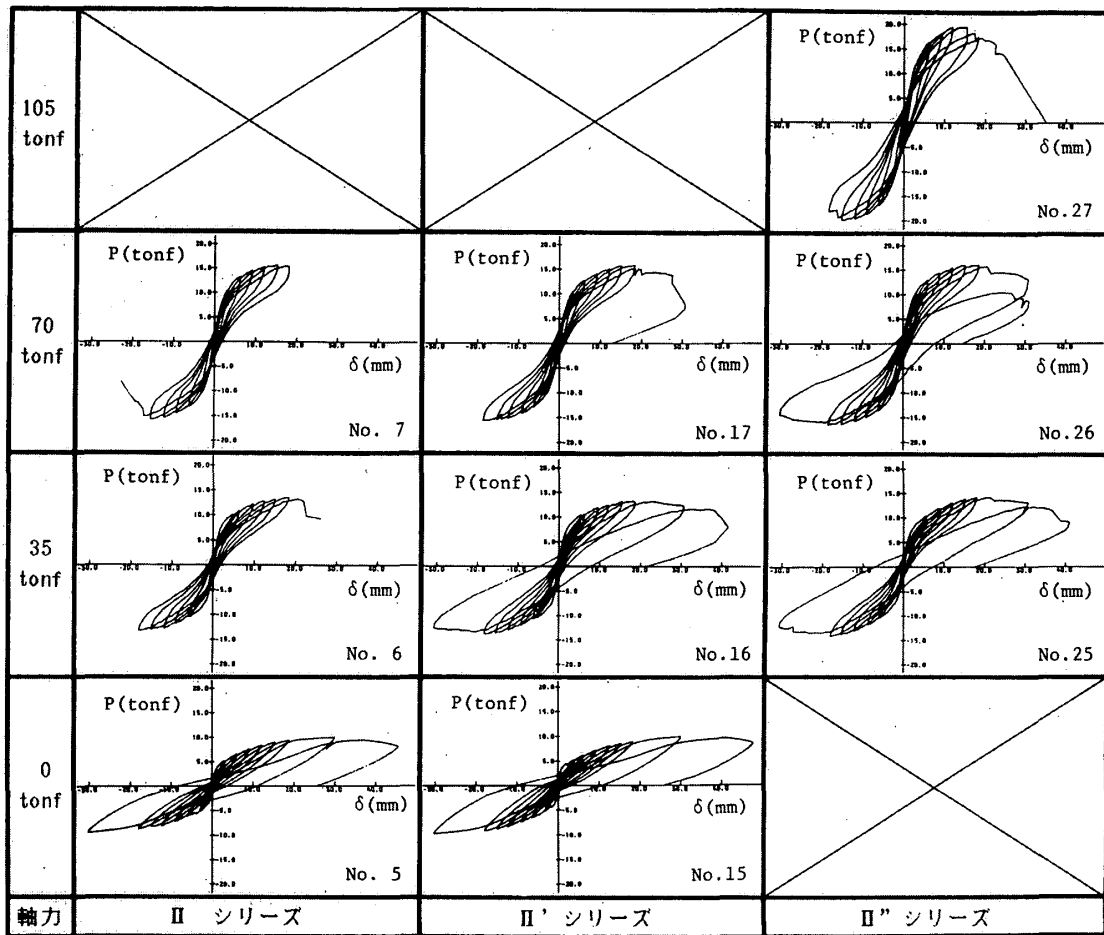


図-5 水平力と水平変形の関係

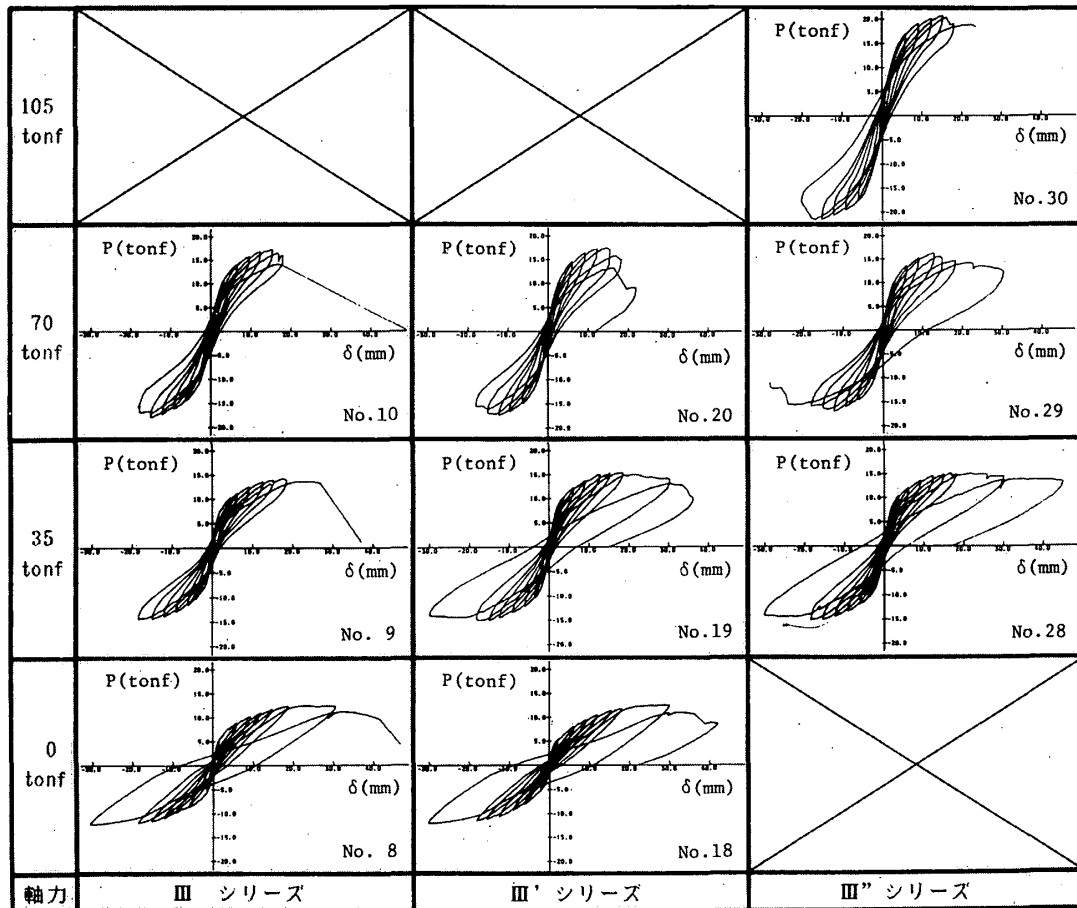


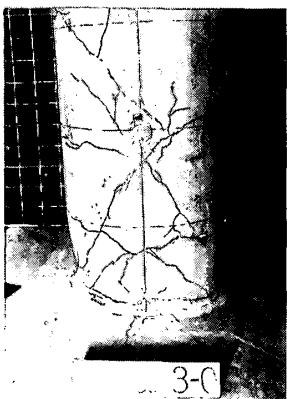
図-6 水平力と水平変形の関係

材角 1/20 以上まで加力でき、靱性のある性状を示した（記号：F，写真—1）。



写真—1 最終破壊状況（破壊形式：F，試験体 No. 15）

- (2) 引張側軸方向筋が破断した。軸力は保持されており、らせん筋も破断しなかった（記号：B，写真—2）。



写真—2 最終破壊状況（破壊形式：B，試験体 No. 8）

- (3) せん断破壊した。せん断ひび割れを横切るらせん筋が破断し、軸力も保持できなくなった（記号：S，写真—3）。



写真—3 最終破壊状況（破壊形式：S，試験体 No. 9）

- (4) 曲げ圧縮破壊した。軸力は保持できなかった。高軸力の場合には、全軸方向筋が同時に座屈し、

らせん筋が破断した（記号：C，写真—4）。



写真—4 最終破壊状況（破壊形式：C，試験体 No. 14）

なお、記号：CS はせん断破壊とも曲げ圧縮破壊とも判断できないもので、ほぼ両者が同時に生じたと思われるものである。

6. 変形能力

図—7 は保持水平力が最大水平力の 95 %，90 %，85 % に低下した時の水平変位の大きさと軸力の関係を実験シリーズごとに示したものである。ここでは、水平力が最大になった後、ほとんど保持水平力の低下なしに変形が増大する場合、最大水平力時変形は一義的に決めにくくなるため、変形能力としての水平変位の大きさを明確にする意味で、保持水平力が最大水平力の 95 % に低下した時以降を考えるものとしている。

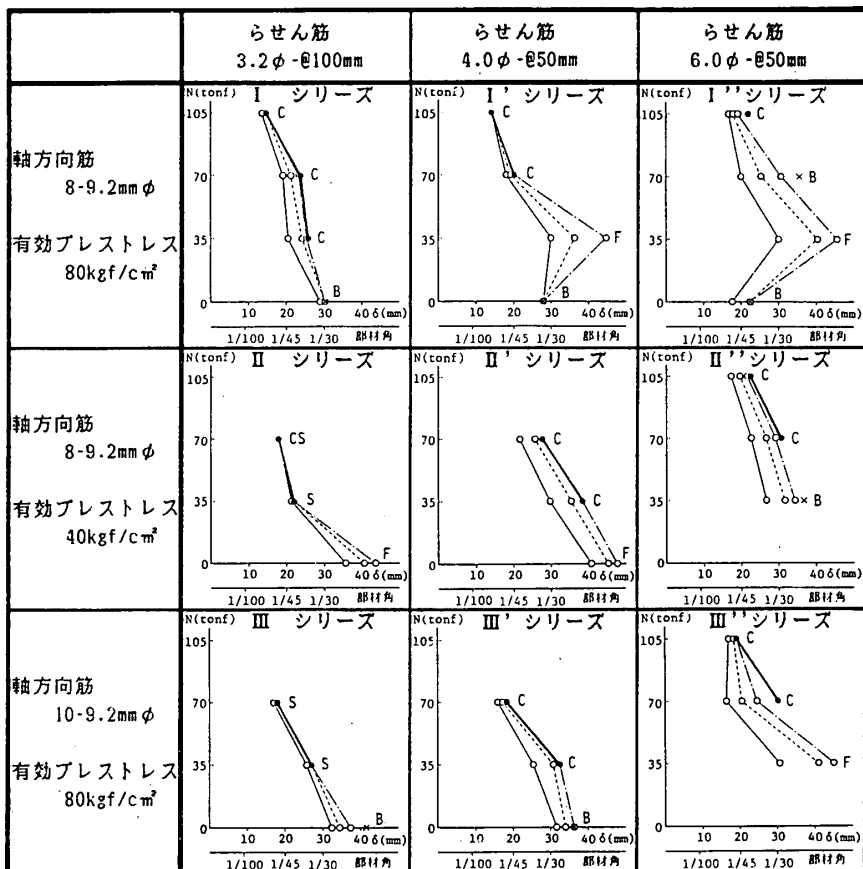
図中右側に示した記号は、前章で述べた最終破壊形式である。せん断破壊あるいは曲げ圧縮破壊の場合には、軸力保持能力を失っているが、この時の変形の大きさを●印で示す。また、軸方向筋破断時の変形の大きさを×印で示す。最大水平力の 95 %，90 %，85 % になる変形量，軸力保持能力を失う変形量，あるいは、軸方向筋破断が生じる変形量が重なっているものは、最大水平力に達した直後に、急激に破壊していることを表している。

6.1 標準シリーズ（I シリーズ）の変形性能

I シリーズは、軸方向筋 8-9.2φ，有効プレストレス 80 kgf/cm²，らせん筋 3.2φ-@100 mm の B 種 PHC 杭で、現在最も多く使用されているタイプのものである。軸力が大きくなるほど変形能力が小さくなり、軸力 35 tonf 以上では、曲げ圧縮破壊（記号 C）を起こして、軸力を保持できなくなったことがわかる。軸力がない場合には、部材角 1/30 で引張側の軸方向筋が破断した。どの軸力下でも、最大水平力の 95 %，90 %，85 % になる変形量，軸力保持能力を失う変形量，あるいは、軸方向筋破断が生じる変形量は接近しており、最大水平力に達した後のじん性は乏しいといえる。

6.2 標準シリーズ（I シリーズ）に対するらせん筋量の影響（I'，I'' シリーズ）

らせん筋を 3.2φ-@100 mm から 4.0φ-@50 mm と約



図中記号等の説明

- 保有水平力が最大水平力の95%に下った時の変形
 - - -○ 保有水平力が最大水平力の90%に下った時の変形
 - 保有水平力が最大水平力の85%に下った時の変形
 - 軸力保持能力を失った時の変形
 - × 軸方向筋破断時の変形
- 破壊形式
 F: 軸力を保持し、部材角R=1/20以上まで加力できた
 B: 引張側軸方向筋破断
 S: せん断破壊
 C: 曲げ圧縮破壊
 CS: せん断破壊と曲げ圧縮破壊がほぼ同時に生じたと思われる

図—7 各シリーズの軸力と変形能力の関係

3倍にしたI'シリーズでは、軸力35 tonfの場合に破壊形式が(C)から軸力を保持し、部材角1/20以上まで加力できた(F)に変化し、大きな変形能力の伸びを示した。しかし、軸力70, 105 tonfではらせん筋量を増やした効果が見られなかった。

らせん筋を6.0φ-@50mmと約7倍にしたI''シリーズでは、軸力35 tonfの場合に大きな変形能力の伸びを示したほか、軸70 tonfの場合でもらせん筋量を増やした効果が認められ、破壊形式が(C)から軸力を保持できる引張側の軸方向筋破断(B)に変化し、変形能力が伸びた。軸力105 tonfの場合には、変形能力が伸びる傾向は示したものの、ほとんど変形能力の改善はなされなかった。

I, I', I''シリーズとも、軸力0 tonfでは軸方向筋が破断となっているため、らせん筋量の効果はまったく見られない。

6.3 有効プレストレス量と軸方向筋のプレストレス量の影響 (II, II', II''シリーズ)

IIシリーズは、有効プレストレスを40 kgf/cm²に下

げ、Iシリーズに比べ、軸方向筋の緊張力を50%減じて、曲げ引張応力に対して余裕を持たせたものである。Iシリーズと比較し、軸力がない場合には破壊形式が(B)から(F)に変化し、大きな変形能力の伸びを示した。しかし、軸力35 tonf以上では、せん断破壊が先行するようになり、変形能力は低下した。これは、同じ軸力ならば、有効プレストレス量を小さくすると、曲げ耐力がほとんど変わらないにもかかわらず、せん断耐力が低下するためと考えられる。

IIシリーズのらせん筋を4.0φ-@50mmにしたII'シリーズでは、せん断耐力が上昇し、軸力35, 70 tonfの場合に、破壊形式が(SおよびCS)から(C)に変化し、変形能力の伸びが見られた。しかし、最終的には軸力保持能力を失った。

さらに、らせん筋を6.0φ-@50mmにしたII''シリーズでは、軸力35 tonfで、らせん筋による拘束効果のためと思われるが、曲げ圧縮破壊が遅れ、軸方向筋破断が先行した。軸力70 tonf

以上では、変形能力の伸びは見られなかった。

6.4 軸方向筋量と軸方向筋の緊張力の影響 (III, III', III''シリーズ)

IIIシリーズは、Iシリーズの軸方向筋を8-9.2φから10-9.2φにし、軸方向筋の緊張力を20%減じたものである。

Iシリーズと比べると、軸力がない場合、わずかに変形能力が伸びたが、Iシリーズと同様に軸方向筋が破断してしまい、軸方向筋の緊張力を20%程度減じても、大きな効果は見られなかった。軸力35 tonf以上では、軸方向筋量が増えたことにより曲げ耐力が上昇するため、せん断破壊してしまい、Iシリーズよりも変形能力は小さくなった。

IIIシリーズのらせん筋を4.0φ-@50mmにしたIII'シリーズでは、せん断耐力が上昇し、軸力35, 70 tonfで破壊形式がせん断破壊(S)から曲げ圧縮破壊(C)に変化した。変形能力の伸びは極めてわずかであった。破壊時に軸力保持能力を失ってしまうことは変わらない。軸力がない場合には軸方向筋が破断してしまうため、

変形能力には変化がなかった。

らせん筋をさらに $6.0 \phi - @50 \text{ mm}$ した III[〃] シリーズでは、軸力 35, 70 tonf の場合に変形能力が伸び、特に 35 tonf では伸びが大きく、破壊形式が (C) から (F) に変わり軸力を保持できるようになった。しかし、軸力 70 tonf 以上では破壊時に軸力保持能力を失った。軸力 105 tonf では、最大水平力に達した直後に曲げ圧縮破壊しており、I[〃]、II[〃] シリーズと比較しても、変形能力はほとんど変わらない。

7. 高軸力下におけるぜい性的曲げ圧縮破壊発生原因に関する断面解析による考察

前章でも述べたように、現状の PHC 杭の変形能力と軸力の関係は、概略、図-8 の実線のような関係にある。また、各種パラメーターを変化させた結果は、高軸力下ではほとんど変形能力が改善されず、変形能力の伸びが認められたのは軸力の小さい場合であり、図-8 の破線のように変形性能が改善されることが望ましい。

PHC 杭は中空部のある断面を有し、軸方向筋に大きな緊張力を与えていることが、高軸力下で極めてぜい性的な曲げ圧縮破壊をする大きな原因の一つであると思われる。中実の円形断面部材が、力学的に考えて合理的であり、実際にも好ましい性状を示すことが確かめられている¹³⁾が、杭の場合には施工的条件もあるため、上杭だけ普通強度コンクリートを中詰めすることを想定し、この効果を解析的に確かめることとした。

比較のため中実円形断面とみなせるような厚肉タイプの断面も含め、図-9 に示す 3 種類の断面について解析を行い、曲げモーメント (M) と曲率 (ϕ) の関係を求めた。コンクリートおよび軸方向筋の応力・ひずみ関係は図-10 に示すものとし、中詰めコンクリートは周囲からの拘束を考慮し、最大応力以降、応力の低下はないものとした。断面解析に当たってはプレストレスを考慮し、軸方向筋と杭体コンクリートに初期応力を与えた。なお、中詰めコンクリートには初期応力を与えていない。

図-11 に 70 tonf の軸力を加えた場合について、曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係を示す。3 種類の断面の最大曲げモーメントはほぼ等しい値を示した。最大耐力以降、中空断面は曲率が増加するにつれて、曲げモーメントが急激に低下しているが、厚肉タイプは曲げモーメントの低下がわずかである。図-12 の応力分布図と中立軸位置の変化によれば、曲率が増加するにつれ、中空断面の中立軸位置は移動しているが、ほかの断面では、中立軸位置はあまり移動していない。曲率の増加に伴い、圧縮側コンクリートが圧壊すると、軸力を保持するため

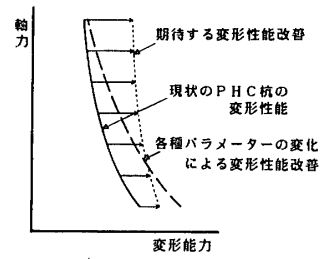


図-8 軸力と変形能力の関係

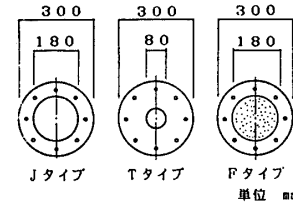


図-9 解析に用いた断面図

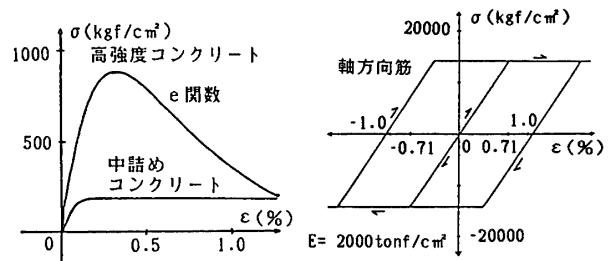


図-10 コンクリートおよび軸方向筋の応力 (σ) とひずみ (ϵ) の関係

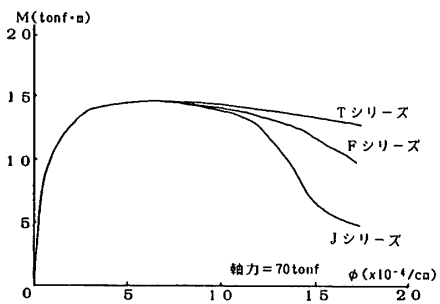


図-11 曲げモーメント (M) と曲率 (ϕ) の関係

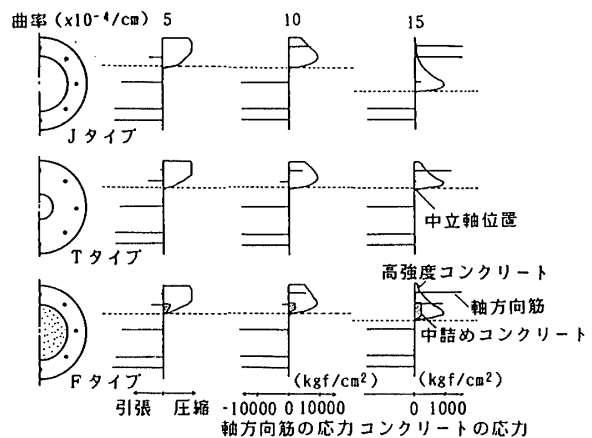


図-12 中立軸位置と応力分布図 (軸力=70 tonf)

に中立軸が中央に向かって移動する。中空断面では、中空部が大きいと、その移動距離がほかに比べて大きくなり、応力中心間距離が短くなるために曲げモーメントが急激に低下する。これに対し、厚肉タイプはらせん筋内部のコンクリートが圧縮力を負担するため、大きな変形に耐えられると考えられる。中詰めタイプの断面は、中詰めコンクリートの強度が低いと中間の性状を示していると思われる。

以上の解析の結果より、杭の中空部にコンクリートを中詰めし、これに大きな拘束力を与えて圧縮力を負担させ、中立軸の移動を少なくできれば、ぜい性的な破壊を防止でき、高軸力下での変形性能改善に期待ができるものと考えられる。

8. 結論

現状の外径 30 cm の PHC 杭の性状に関して、せん断スパン比 3.0 で行った本実験で得られた知見を要約すれば次のようになる。

(1) 外径 30 cm, 軸方向筋 8-9.2 ϕ , 有効プレストレス 80 kgf/cm² の杭は、せん断スパン比 3.0 の場合、せん断破壊は先行せず、すべて曲げ耐力を発揮していた。

(2) らせん筋を多くすることは、曲げ圧壊を遅らせること、および、せん断破壊を起こしにくくすることに効果があり、本実験全体を通して変形能力を高める効果があることが明確となった。しかし、らせん筋量を 6.0 ϕ -@50 mm まで増やしても、その効果は軸力 35 tonf および 70 tonf で認められるだけである。

(3) 軸力が小さく、軸方向筋に大きな緊張力を与えている場合、軸方向筋の破断が生じ、らせん筋量に関係なく、変形能力はほぼ一定になってしまう。これは軸方向筋として使用している PC 鋼棒の材料特性に起因する。これを防止して、変形能力を高めるためには、伸び能力のある鋼材を使用するか、あるいは、杭または杭頭結合部におけるディテールのくふうが必要と思われるが、これは今後の課題と考えている。

(4) 地震時の軸力の変動を、長期軸力の 3 倍まで考慮した場合、現状の PHC 杭では、特に軸力が大きい場合に変形能力が不足し、極めてぜい性的な曲げ圧縮破壊を起こす恐れがある。現状の PHC 杭を構成する、らせん筋量、軸方向筋量、有効プレストレス量等のパラメータを変動させても、この問題は解決し難い。

杭の中空部にコンクリートを中詰めすることにより、高軸力下での変形能力を高め得る可能性を簡単な断面解析により示した。この方法の有効性の実証実験、および、中詰めコンクリートの効果に関する解析的検証は次報で報告する予定である。

(5) 有効プレストレスを小さくすると、軸力がない場合には変形能力が増大する。軸力が大きい場合、らせん筋量を増やせば曲げ圧縮破壊型となる。軸方向筋が同

量の場合、有効プレストレス量は曲げ耐力の大きさにはほとんど影響を及ぼさないが、これを小さくするとせん断耐力が小さくなり、らせん筋量が少ない場合にはせん断破壊をおこす場合がある。

(6) 軸方向筋量を多くすると最大水平力が大きくなるため、らせん筋量が少ない場合にはせん断破壊を起こす。らせん筋量を多くするとせん断破壊は防止できるが、6.0 ϕ -@50 mm 程度のらせん筋量では、軸力が大きい時の曲げ圧縮破壊時の変形を増大させる効果はなかった。

謝辞

基礎構造に関し、東京工業大学岸田英明教授には日頃よりご助言を頂いており、深く感謝の意を表します。

本研究に際して、東京工業大学林 静雄助教授、(株)日建設計の堀井昌博、木原碩美、斎藤安生の諸氏、ならびに、前田製管(株)の方々には有益なご助言を頂いた。厚くお礼申し上げます。

本研究は文部省科学研究費補助金一般研究 (B) の援助を受けております。関係各位に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 岸田英明：第 4 章杭基礎の被害，1978 年宮城県沖地震災害調査報告，日本建築学会，1980. 2，pp. 125-133
- 志賀敏男：宮城県沖地震における杭の被害とその復旧，建築技術，No. 344，1980. 5，pp. 79-91
- 杉村義広，大岡 弘：1978 年宮城県沖地震による既製コンクリート杭の被害調査報告，建築研究資料，No. 31，建設省建築研究所，1981. 7
- 岸田英明：浦河沖地震 (1982) における杭基礎の被害 (浦河町立浦河小学校の被害調査)，日本建築学会大会学術講演梗概集，1983. 9，pp. 2755-2756
- 杉村義広：日本海中部地震，液状化被害に三つのタイプ，日経アーキテクチャ，1983. 9: 12，pp. 119-123
- 杉村義広，中田慎介，川島俊一，阿部道彦：高強度プレストレストコンクリートぐいの地震被害とその再現実験，日本建築学会論文報告集，340 号，1984. 6，pp. 40-50
- 池田尚治，椿 瀧哉，山口隆裕：プレストレストコンクリートぐいの靱性向上に関する研究，第 4 回コンクリート工学年次講演会論文集，1982. 6，pp. 365-368
- 六車 照，渡辺史夫，幅 伊佐男，浅井政宏：超高強度 PC ぐいの曲げ靱性改善，第 7 回コンクリート工学年次講演会論文集，1985. 6，pp. 465-468
- 黒正清治，武 秀彦，林 静雄，堀井昌博，和田 章，木原碩美，藤井裕士，斎藤征次：正負交番繰返し水平力を受ける杭と基礎の結合部に関する実験研究 (その 1～その 3)，日本建築学会大会学術講演梗概集，1981. 9，pp. 2323-2328
- 黒正清治，和田 章，小林克巳，武 秀彦，堀井昌博，木原碩美：高強度 PC 杭の曲げ変形能力に関する実験研究 (その 1～その 3)，日本建築学会大会学術講演梗概集，1982. 10，pp. 2135-2140
- 黒正清治，林 静雄，能森雅己：円形断面を有する鉄筋コンクリート柱の強度および変形性状に関する実験研究，日本建築学会関東支部研究報告集，Vol. 49，1978，pp. 141-144

SYNOPSIS

UDC : 624.155 : 624.04

EXPERIMENTS ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF PHC PILES Study of the improvement in the bearing capacity and deformability of the prestressed high strength concrete(PHC) pile, Part 1

by Dr. SEJI KOKUSHO, Dr. AKIRA WADA, Dr.
KATSUMI KOBAYASHI, SHIRO MITSUGI and
KUNINARI UEDA, Members of A. I. J.

The objective of this study is to develop the improving method for the bearing capacity and deformability of PHC piles.

In part 1, the experiments of the currently used PHC piles were carried out, in order to investigate the seismic behavior. As the results, it was found that the currently used PHC piles have less deformability and that the deformability could not be improved, even though the value of parameters of PHC pile was varied. Therefore, the condition of the aseismic design of PHC piles would be limited within a extremely small deflection range. And the necessity to improve the bearing capacity and deformability of PHC piles was reconfirmed.

Then, a definite method was investigated. That is, it was analytically proved that the brittle failure, even under the limit magnitude of axial load, could be avoided, if the hollow part of PHC pile would be filled with concrete and furthermore, the core concrete would be confined by the plenty of spiral hoop.

The experiments of PHC pile whose hollow part is filled with concrete and the analytical approach will be made in part 2.