せん断破壊性状が卓越する PRC 杭の強度と変形性能

—長期軸力作用下における場合—

STRENGTH AND DEFORMATION CAPACITY OF PRC PILE WITH SHEAR FAILURE

—Under sustained axial load—

長江拓也*, 岸田慎司**, 香取慶一***, 林 静雄****

Takuya NAGAE, Shinji KISHIDA, Keiichi KATORI
and Shizuo HAYASHI

This paper presents the results of the experimental tests completed to investigate the strength and the deformation capacity of Prestressed Reinforced Concrete pile (i.e., partially prestressed concrete pile) with shear failure. Eight specimens were tested; four with shear span to depth ratio of 1.5 and four with shear span to depth ratio of 2.0. The hollow space of each pile was filled with normal-strength concrete. The specimens modeled as the pile head were subjected to reverse cyclic loading under sustained axial load. The conclusions of this study are: (1) the deformation capacities of PRC piles with the different parameters (amount of lateral reinforcement and shear span to depth ratio) can be evaluated using the shear strength to flexural strength ratios, (2) PRC piles with the shear strength to flexural strength ratios more than 1.05 have the ultimate deformation angles more than 0.034rad.

Keywords: PRC pile, Amount of lateral reinforcement, Shear span to depth ratio, Shear strength, Deformation capacity
PRC 杭, 横補強量, せん断スパン比, せん断強度, 変形能力

1. はじめに

建物に対する耐震設計は既に性能評価型に移行していく段階に入っており, 今後は上部構造のみでなく, 基礎構造も含めた建物全体としての構造性能を十分吟味することが必要となる。

1995 年の兵庫県南部地震では既製コンクリート杭を用いた基礎の被害が多数報告されたが, その大部分が杭頭における圧縮破壊およびせん断破壊であった。杭基礎の耐震性能向上のためには, このような脆性破壊の防止が不可欠であり, こうした観点から杭においても当然終局強度設計が行われるべきである。

一方, 近年においては, 上部構造・杭基礎の連成系に杭の塑性化を考慮した研究^{2,3,4)}が盛んに行われるようになり, 杭に支持される建物の耐震性に関する貴重な資料が蓄積されつつある。その中には, 杭頭におけるエネルギー吸収に期待することで建物全体の損傷バランスをコントロールするという考えもあり, 強度指向が一般的であった杭基礎に対する新たな可能性が示唆されている。

本研究は, 以上のような背景を踏まえ, エネルギー吸収能力に優れた既製コンクリート杭の実現およびその耐震性の評価を目的としている。そのためには, エネルギー吸収に有利な履歴形状を確保した上で, 変形能力を合理的に評価する方法の確立が必要となる。前者に関しては軸方向に異形鉄筋と異形 PC 鋼棒を併用するプレスト

レスト鉄筋コンクリート杭 (以降 PRC 杭) において, 履歴形状がエネルギー吸収に有利な紡錘形となることが知られている⁵⁾⁶⁾。それに対して後者に関しては, 既製コンクリート杭の代表的な破壊形式のうち, 圧縮破壊が卓越する場合の変形性能に関する実験資料は蓄積されつつあるものの⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾, せん断破壊が卓越する場合の実験研究は強度に注目したものが多く⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾, 変形性能に注目したものは極めて少ない。

本報告においては, エネルギー吸収に有利な PRC 杭の杭頭部分を想定した曲げせん断実験の結果から, せん断破壊が卓越する既製コンクリート杭の強度と変形性能を考察した。実験は基本的な長期軸力作用下とし, せん断破壊性状が卓越するよう試験体のせん断スパン比 (M/QD) は 1.5 および 2.0 とした。杭体中空部分に対しては普通強度コンクリートを充填し, 横補強量の増大による強度と変形性能の向上を試みた。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体諸元を表 -1 に示す。試験体を図 -1 に示す。試験体名は付録 1 を, 試験体作製手順は付録 2 を参照されたい。

試験体は, 肉厚比 t/D が JIS 規格にある PHC 杭と等しい杭径

* 東京工業大学 特別研究員・博士(工学)
(日本学術振興会)

** 東京都立大学大学院工学研究科 助手・博士(工学)

*** 東京工業大学建築物理研究センター 助手・博士(工学)

**** 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

JSPS Research Fellow, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Res. Assoc., Graduate School, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.

Res. Assoc., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

表-1 試験体諸元

試験体名	D (mm)	t (mm)	M/QD	P_{g1} (%)	P_{g2} (%)	横補強筋	ρ_s (%)	P_w (%)	σ_e (N/mm ²)	N (kN)
3IV-53-P-15	300	60	1.5	5.13	1.04	$\phi 4.5@50$	0.53	0.35	4.7	343
3IV-123-P-15	300	60	1.5	5.13	1.04	$\phi 6.5@45$	1.23	0.82	4.7	343
3IV-186-P-15	300	60	1.5	5.13	1.04	$\phi 8.0@45$	1.86	1.24	4.7	343
3IV-186H-P-15	300	60	1.5	5.13	1.04	$\phi 8.0H@45$	1.86	1.24	4.7	343
3IV-53-P-20	300	60	2.0	5.13	1.04	$\phi 4.5@50$	0.53	0.35	4.7	343
3IV-123-P-20	300	60	2.0	5.13	1.04	$\phi 6.5@45$	1.23	0.82	4.7	343
3IV-186-P-20	300	60	2.0	5.13	1.04	$\phi 8.0@45$	1.86	1.24	4.7	343
3IV-186H-P-20	300	60	2.0	5.13	1.04	$\phi 8.0H@45$	1.86	1.24	4.7	343

D :杭径 t :肉厚 M/QD :せん断スパン比 P_{g1} :異形鉄筋全主筋比= A_{s1}/A_p P_{g2} :異形PC鋼棒全主筋比= A_{s2}/A_p A_{s1} :異形鉄筋全断面積 A_{s2} :異形PC鋼棒全断面積 A_p :杭体断面積= $\pi(D \cdot t - t^2)$ ρ_s :横補強筋体積比= $4A_w/(Dc \cdot s)$ A_w :横補強筋1本の断面積 Dc :スパイラルに囲まれるコアコンクリート部分の径 s :横補強筋のピッチ P_w :せん断補強筋比(付録-2を参照されたい) σ_e :有効プレストレス N :軸力

正面

側面

試験体立面図

(M/QD=1.5 試験体)

正面

側面

試験体立面図

(M/QD=2.0 試験体)

杭体断面図 (D16-12, U10-6)

図-1 試験体

(Unit:mm)

300mm($t/D=0.2$)の実大PRC杭であり、有効プレストレスは5.0N/mm²程度である。

降伏強度 $\sigma_y=600\text{N/mm}^2$ 程度の横補強筋をピッチ50mm程度で統一し、その量を従来のPHC杭(例えば杭径300mmのとき $\phi 3.2$ を100mmピッチ)の4倍、9倍および14倍の3段階とした。さらに、量が14倍で降伏強度 σ_y を900N/mm²程度としたものと合わせて横補強を4段階に変化させた。

試験体は杭頭部を想定しており、せん断破壊性状が卓越するようせん断スパン比 M/QD は1.5および2.0を採用した。

曲げ降伏後の変形性能に期待する場合、杭体中空部分に普通強度コンクリートを充填し、横補強筋による拘束力を高めることが有効

表-2 使用材料の力学的性質

コンクリート圧縮強度 の統計値(杭体)		鋼材の引張試験結果		
n	63	種別	σ_y (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)
x	92.8	D16	394	177
σ	2.32	U10*	1563	212
ν	2.50	$\phi 8.0H^*$	902	196
n :データ個数		$\phi 8.0^*$	657	203
x :平均値(N/mm ²)		$\phi 6.5^*$	617	195
σ :標準偏差(N/mm ²)		$\phi 4.5^*$	708	191
ν :変動係数(%)		σ_y :降伏強度(*0.2%オフセット値) σ_t :引張強度 E_s :ヤング係数		

である⁶⁾¹²⁾。今後、施工段階において杭頭の中空部分に対するコンクリートの中詰が一般化することを前提に、全試験体の中空部分全域に普通強度コンクリート(中詰コンクリート)を充填し、バイブレーターで十分締め固めた。これにより杭体と中詰コンクリートは、ほぼ一体として軸力を負担する¹²⁾。

上下スタブへの杭体埋め込み長さは杭径の2.0倍を確保し、固定の条件¹³⁾としている。

試験体に作用させる長期軸力は、標準的と考えられる N 値50程度の支持地盤の長期許容支持力を考え、343kNとした。

杭体コンクリートは、遠心成形後にオートクレーブ養生した超高強度コンクリートである。杭体を製造した工場の同時期におけるコンクリート圧縮強度の統計値を表-2に示す。通常の基礎の現場打ちコンクリートを想定した中詰コンクリートの設計基準強度 F_c は24 N/mm²(圧縮強度 $\sigma_b=26.6$ N/mm², ヤング係数 $E_c=19.9$ kN/mm²)とした。上下スタブに使用したコンクリートの設計基準強度 F_c は50N/mm²である。

杭体を使用した鋼材の力学的性質を表-2に示す。軸方向の異形鉄筋には竹節のSD345を用いた。横補強筋は鉄線を熱処理して降伏強度を調整したものである。

2.2 加力方法

加力装置は図-2に示す逆対称加力形式とし、試験体に一定軸力を加えた状態で、試験体の反曲点位置(スタブ固定端から $M/QD=1.5$ 試験体で450mm, $M/QD=2.0$ 試験体で600mm)に水平力を加えた。水平力は、図に示すように左右から1/2づつ加え、正負交番漸増繰り返し加力とした。上下スタブ間の水平変位(相対変位)を試験体内法長さで除した値を部材角 R とし、 $R=\pm 0.0025$ radで1回繰り返しした後、 $R=\pm 0.005$ rad, ± 0.01 rad, ± 0.015 rad, ± 0.02 rad, ± 0.03 rad, および ± 0.04 radで各2回繰り返すことを目標とした。

3. 実験結果

表-3に実験結果および計算値一覧を示す。

3.1 破壊過程

破壊状況を図-3に、せん断力と部材角の関係を図-4にそれぞれ示す。なお、各試験体とも上下スタブと杭体との接合状態において、緩みなど部材角に顕著な影響を及ぼすような状態は生じなかった。

いずれの試験体も、まず固定端付近において曲げひび割れが発生し、試験体中央に向かって分散していった。その後、せん断力の増

1: 試験体 2: スクリュージャッキ 3: 490kN オイルジャッキ(両端ピン支持) 4: 球座支承 5: 1960kN オイルジャッキ 6: リニアローラーウェイ 7: 平行クランク

($M/QD=1.5$ 試験体)

図-2 加力装置図

表-3 実験結果一覧

試験体名	Q_{sc} (kN)	Q_{max} (kN)	R_u (rad)	cal Q_{bu} (kN)	cal Q_{su} (kN)	$\frac{calQ_{su}}{calQ_{bu}}$
3IV-53-P-15	203	296	0.012	413	323	0.78
3IV-123-P-15	211	375	0.020	413	379	0.92
3IV-186-P-15	240	432	0.034	413	432	1.05
3IV-186H-P-15	221	426	0.040	413	432	1.05
3IV-53-P-20	184	266	0.017	310	278	0.90
3IV-123-P-20	164	322	0.037	310	334	1.08
3IV-186-P-20	186	340	0.040*	310	386	1.25
3IV-186H-P-20	176	356	0.040*	310	386	1.25

Q_{sc} : せん断ひび割れ強度実験値 Q_{max} : 最大耐力実験値 R_u : 最大耐力の90%まで耐力が低下した時点での限界変形角(*最大耐力の90%まで耐力が低下する前に実験終了時部材角 $R=0.04$ radに達した試験体) cal Q_{bu} : 曲げ解析による最大耐力計算値^{付録3} cal Q_{su} : せん断強度計算値^{付録4}

$R=0.03$ rad $R=0.04$ rad

3IV-186-P-15
 $M/QD=1.5$ 試験体

$R=0.03$ rad $R=0.04$ rad

3IV-186-P-20
 $M/QD=2.0$ 試験体

図-3 破壊状況

大に伴い、せん断ひび割れが発生した。

3IV-53-P-15, 3IV-123-P-15および3IV-53-P-20は、曲げ耐力計算値cal Q_{bu} ^{8)14), 付録3}に達する前にせん断ひび割れが拡大し、急激な耐力低

図-4 セン断力と部材角の関係

図-5 セン断力-部材角関係における包絡線比較

下に至った。

その他の試験体は曲げ耐力計算値 $calQ_{bu}$ に達し、 $R=0.015rad$ 程度で固定端におけるコンクリートの圧壊が始まった。その後、変形が増大するに従って、せん断ひび割れによる損傷が顕著となり、腹部

図-6 セン断強度計算値と実験値の比較

のかぶりコンクリートが剥離した。横補強量が増えるに従って損傷が抑えられたが、図-3に示すように等しい横補強量の試験体で比べるとせん断スパン比 $M/QD=1.5$ の場合の方が、せん断スパン比 $M/QD=2.0$ の試験体よりせん断ひび割れによる損傷が顕著となっていた。

3.2 強度

せん断力と部材角の包絡線を図-5に示す。せん断スパン比 $M/QD=1.5$ 、およびせん断スパン比 $M/QD=2.0$ のいずれの場合においても横補強量の増大により、強度の上昇および変形性能の向上が示されている。

ここで岸田らが提案するPHC杭のせん断強度式^{11), 付録4}によるせん断強度計算値と実験値の比較を図-6に示す。この式は、PHC杭(せん断スパン比 $M/QD=1.5$ 、横補強筋降伏強度 $\sigma_y=528-1412N/mm^2$)の実験結果を整理して導いた実験式であるが、既往のPHC杭の実験結果(せん断スパン比 $M/QD=1.0-2.3$)との対応も考察し、適合性が良

いことを確認している¹¹⁾。縦軸には最大耐力実験値を曲げ耐力計算値で除した値 $\exp Q_{\max}/cal Q_{bu}$ を、横軸にはせん断強度計算値を曲げ耐力計算値で除した値 $cal Q_{su}/cal Q_{bu}$ (以降、せん断余裕度) をとっている。

図から曲げ耐力に達する以前にせん断破壊した試験体において、せん断強度計算値は実験値を概ね評価できていることがわかる。

せん断余裕度 $cal Q_{su}/cal Q_{bu}$ が大きい 3IV-186-P-20 および 3IV-186H-P-20 は、腹部の損傷が少なく、またヒンジ領域における圧縮コンクリートが十分に横拘束されているため、曲げ降伏以降も変形の増大により耐力が徐々に増加し、最大耐力が曲げ耐力計算値の 1.1 倍程度

図-7 限界変形角の定義

図-8 限界変形角と $P_w \cdot \sigma_y$ の関係

図-9 限界変形角とせん断余裕度の関係

となっている。

3.3 変形性能

前述のように、せん断スパン比 $M/QD=1.5$ 、せん断スパン比 $M/QD=2.0$ のいずれの場合においても横補強量の増大により、変形性能が向上する。変形性能の指標となる限界変形角 R_u は、履歴性状が不安定になった時点の部材角 R と位置付け、軸力の影響を考慮したせん断力 Q' -部材角 R 関係の包絡線上で耐力が最大耐力の 90% まで低下した時点の部材角 R とする (図-7)。正負の両方について求め、その内小さいほうを検討の対象とする。

図-8 は縦軸に限界変形角 R_u を、横軸にせん断補強筋比と降伏強度の積 $P_w \cdot \sigma_y$ をとっている (矢印は最大耐力の 90% まで耐力が低下する前に実験終了時部材角 $R=0.04\text{rad}$ に達したことを意味する)。この図において限界変形角 R_u は $P_w \cdot \sigma_y$ の増加に伴い上昇することが示されている。ただし、せん断スパン比 $M/QD=1.5$ およびせん断スパン比 $M/QD=2.0$ のそれぞれの場合においてその関係は異なっており、曲げ耐力計算値 $cal Q_{bu}$ の小さなせん断スパン比 $M/QD=2.0$ の試験体のほうが、大きな限界変形角 R_u を有している。

柱の場合においては、各因子 (せん断スパン比、 $P_w \cdot \sigma_y$ など) に影響される変形能力を、曲げ耐力とせん断強度の比を用いて評価することが行われる¹⁵⁾。図-9 は、「3.2 強度」において検討を行ったせん断強度計算値 $cal Q_{su}$ によるせん断余裕度 $cal Q_{su}/cal Q_{bu}$ を $P_w \cdot \sigma_y$ の代わりに横軸にとっている。 $P_w \cdot \sigma_y$ が 7.4N/mm^2 以上の場合には、せん断強度計算値 $cal Q_{su}$ における横補強筋の効果は頭打ちになるが、図-8 における 3IV-186-P-15 と 3IV-186H-P-15 の比較からもわかるように、変形性能に対する効果が確認できる。しかしながら、限界変形角 R_u はせん断スパン比 M/QD によらず概ねせん断余裕度 $cal Q_{su}/cal Q_{bu}$ で評価できており、本実験における「杭体中空部分に対する普通強度コンクリートの充填」および「長期軸力作用下」の条件に限られるが、曲げ降伏後にせん断破壊が卓越して耐力低下に至る場合において、せん断余裕度 $cal Q_{su}/cal Q_{bu}$ を 1.05 以上確保することにより、限界変形角 R_u を 0.034rad 以上付与できることが示された。

4. まとめ

中空部分に対する普通強度コンクリートの充填を前提として、長期軸力が作用する場合における PRC 杭の曲げせん断実験を行ない、せん断破壊が卓越する場合の強度と変形性能を考察した結果、以下の知見を得た。

(1) せん断余裕度 $cal Q_{su}/cal Q_{bu}$ を用いることにより、実験で観察された 1) および 2) の傾向、すなわち横補強筋、およびせん断スパン比 M/QD が変形性能に及ぼす影響を評価できる。

1) 横補強量の増大によりせん断強度が上昇し、曲げ降伏後にせん断破壊する場合の変形性能が向上する。

2) せん断スパン比 $M/QD=1.5$ の場合より、せん断スパン比 $M/QD=2.0$ の場合のほうが変形性能に優れている。

(2) 曲げ降伏後にせん断破壊する場合において、せん断余裕度 $cal Q_{su}/cal Q_{bu}$ を 1.05 以上確保することにより、限界変形角 R_u にして 0.034rad 以上の変形性能を付与できる。

謝辞

本実験においては、東京工業大学大学院 渡部洋君、金東範君、赤木大介君、河合繁君、川口昌也君にご協力いただきました。

大阪大学大学院工学研究科 中塚佑助教授、東京工業大学建築物理研究センター 篠原保二助教授には貴重なご意見を頂きました。

また、本研究は、東京工業大学建築物理研究センター全国共同研究の一貫として行なわれたものであり、COPITAとの共同研究であります。

付して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4 建築基礎構造, 日本建築学会, 1998.3
- 2) 長谷川正幸, 護雅史, 淵本正樹, 浅香美治: 1995年兵庫県南部地震におけるRC杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第543号, pp.87-95, 2001.5
- 3) 宮本裕司, 酒向裕司, 岡安隆史: 杭支持建物の耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第547号, pp.59-65, 2001.9
- 4) 長江拓也, 内村均, 小林恒一, 吉田望, 林静雄: 変形性能に優れた杭に支持される建物の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, 第555号, pp.107-114, 2002.5
- 5) 池田尚治, 椿隆哉, 山口隆裕: プレストレストコンクリートくいの靱性向上に関する研究, コンクリート工学年次講演会論文集, pp.365-368, 1982
- 6) 長江拓也, 岸田慎司, 香取慶一, 林静雄: PRC杭の耐震性能に及ぼす軸方向異形鉄筋と横補強筋の影響, 日本建築学会構造系論文集, NO.538, pp.123-129, 2000.12
- 7) 西山峰広, 六車照, 渡辺史夫: 高一樣伸び鋼棒と横拘束併用による高強度PCくいの曲げ靱性改善, コンクリート工学年次講演会論文集, 9-2, pp.477-482, 1987
- 8) 長江拓也, 岸田慎司, 柳瀬高仁, 香取慶一, 林静雄: PRC杭の耐震性能と横補強筋量の関係-杭径および軸力が異なる場合-, 日本建築学会構造系論文集, NO.551, pp.95-102, 2002.1
- 9) 後藤康明, 柴田拓二: 遠心力PC(PHC) 剪断耐力推算式, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-I, pp.983-984, 1985.10
- 10) 渡辺史夫, 六車照, 西山峰広: 曲げとせん断を受けるPCパイルの耐力評価に関する研究, コンクリート工学年次講演会論文集, 9-2, pp.483-488, 1987
- 11) 岸田慎司, 堀井昌博, 桑原文夫, 林静雄: 大口径PHC杭のせん断終局強度の計算法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, NO.532, pp.103-110, 2000.1
- 12) 黒正清治, 堀井昌博, 和田章, 林静雄, 小林克己, 渡辺厚, 光木史朗, 上田邦成: 高強度PC杭の中空部にコンクリートを中詰した効果に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No.390, pp.134-141, 1988.8
- 13) 建築基礎構造設計指針, pp.320-322, 日本建築学会, 1988
- 14) 平成5年コンファインドコンクリートWG研究成果報告書: 崎野ほか
- 15) 鉄筋コンクリート終局設計に関する資料, pp.81-85, 日本建築学会, 1987

付録1 試験体名の説明

3・IV - 53 - P-15

- ⑤せん断スパン比 (15: 1.5)
 ④軸力 (P: 長期軸力)
 ③横補強筋体積比 (53: 0.53%)
 ②杭種 (文献6参照)
 ①杭径 (3: 300mm)

付録2 試験体作製手順

1. 試験体用の長さ ($M/QD=1.5$: 2130mm, $M/QD=2.0$: 2430mm) に調整した既製コンクリート杭 (PRC杭) を作製。
2. 杭を水平に寝せた状態で2つの加力スタブ用鋼製型枠に設置し, スタブコンクリートを打設 (スタブに挟まれた区間が試験区間となり, また杭に直接軸力が作用するよう杭体はスタブから15mmづつ外側に出ている)。
3. 下スタブとなる側の杭端部を鉄板であらかじめふさいでおき, 試験体を垂直に立てた状態で杭体中空部分全域に中詰コンクリートを打設。

付録3 曲げ解析の計算仮定

曲げ解析はファイバーモデルを用いており, 杭体および中詰コンクリートは平面を保持すると仮定する。コンクリートの応力-歪関係は, NEW-RCの成果¹⁴⁾を採用している。

軸方向鉄筋においては異形鉄筋, 異形PC鋼棒とも完全弾塑性としている。

付録4 PHC杭せん断強度式

$$\frac{\text{cal}Q_{su}}{b_e \cdot j} = \tau_1 + \tau_2 + \tau_3 + \tau_4$$

$$\tau_1 = \frac{0.115k_u \cdot k_p(\sigma_B + 17.7)}{M/Q_d + 0.115}$$

$$P_w \cdot \sigma_y \leq 7.4 \quad \tau_2 = 0.657P_w \cdot \sigma_y$$

$$7.4 \leq P_w \cdot \omega \quad \tau_2 = 4.87$$

$$\sigma_e + \sigma_0' \leq 27.4 \quad \tau_3 = 0.102(\sigma_e + \sigma_0')$$

$$27.4 \leq \sigma_e + \sigma_0' \quad \tau_3 = 2.79$$

$$\tau_4 = \tau_4' \times \frac{A_{中}}{b_e \cdot j}$$

$$\frac{\tau_4'}{\sigma_e} = 0.32 \frac{\sigma_0}{\sigma_e} + 0.01$$

$$b_e = \alpha \cdot A_c / D \quad \alpha = -1.24t/D + 1.19$$

$$d = D - t/2 \quad j = 7/8d$$

$$d = 260, 270, 280 \text{ でそれぞれ } k_u = 0.83, 0.82, 0.80$$

$$k_p = 0.82(100\text{pt})^{0.23}$$

$$P_g = A_g / (b_e \cdot j) \quad P_t = P_g / 4$$

$$P_w' = a_w / (b_e \cdot s) \quad P_w = 0.785P_w'$$

σ_B : 杭体コンクリート圧縮強度

D : 杭径 t : 肉厚 A_c : 杭体断面積

A_s : 全軸筋断面積

a_w : 一組のらせん筋断面積 s : らせん筋ピッチ

$$\text{杭体が負担する軸力} \quad N_s = \frac{A_{杭} \cdot E_{杭}}{A_{杭} \cdot E_{杭} + A_{中} \cdot E_{中}} N$$

$$\text{複合軸方向応力度} \quad \sigma_e + \sigma_0' = \sigma_e + \frac{N_s}{b_e \cdot j}$$

$$\text{中詰コンクリート軸方向応力度} \quad \sigma_0 = \frac{N - N_s}{A_{中}}$$

$A_{杭}$: 杭体断面積 $A_{中}$: 中詰部分断面積

$E_{杭}$: 杭体コンクリートヤング係数 (NEW-RC式¹⁴⁾ に示される始原剛性として計算: 38.5kN/mm^2)

$E_{中}$: 中詰コンクリートヤング係数

σ_e : 有効プレストレス

σ_0 : 中詰コンクリート圧縮強度 単位 N, mm

(2002年3月8日原稿受理, 2002年7月1日採用決定)