

既設場所打ちモルタル杭の曲げ挙動について

Bending Behavior of Cast in Place Mortar Pile Used for Pile Supported Foundation

太田 利隆* 小長井宣生** 福井 晃***

PIP (Pakt-In-Place 杭) 杭は、場所打ちモルタル杭の1種であるが、ケーシングおよび泥水を用いず、また、施工時の騒音、振動が少ないという特徴を持っている。ここでは、PIP 杭の設計指針の作成に資することを目的として、現場でパイルスラブ工の基礎杭として施工された杭を引抜き、土中に含まれる有機質土がモルタルに及ぼす影響、杭の深度によるモルタルの強度および弾性係数の変化ならびにモルタルに用いられる混和剤が、モルタルの強度および弾性係数に及ぼす影響を調べ、さらに、杭の曲げ挙動を明らかにするため、曲げ試験を行って、曲げ破壊耐力およびたわみを求め、計算値と比較検討した。

《モルタル；強度；杭；曲げ；変形》

はじめに

近年、市街地の人家密集地域で建設工事を行う際には、工事による騒音、振動が大きな問題となっており、なかでも、構造物の基礎杭の施工には、無騒音、無振動工法の採用が強く望まれる場合が多い。

本文は別の報告と合わせて、PIP 杭の設計指針の作成に資することを目的として、現場でパイルスラブ工法の基礎杭として施工され、8年経過したPIP 杭および施工後約1年のPIP 杭を引抜き、有機質土がモルタルに及ぼす影響、杭の深度によるモルタル強度および弾性係数の変化およびモルタルに用いられる混和剤が、モルタル強度、弾性係数に及ぼす影響について明らかにするとともに、杭の曲げ試験を行って、曲げ破壊耐力およびたわみを測定し、杭の曲げ挙動について検討した結果について報告するものである。

1. 試験杭の概要

PIP 杭の施工方法は、ブースオーガーで土砂を掘削し、次いでオーガーの先端からモルタルを排出させながらオーガーを引抜きモルタルを充填する。

そして、あらかじめ組んでいた鉄筋カゴやH型鋼をモルタルに挿入するものである。以上の手順を図-1に示す。今回、試験を行なったのは、一般国道234号岩見

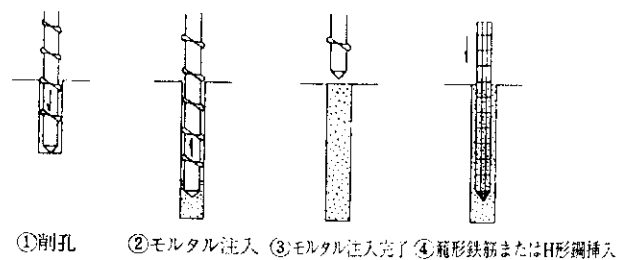


図-1 PIP 杭施工順序

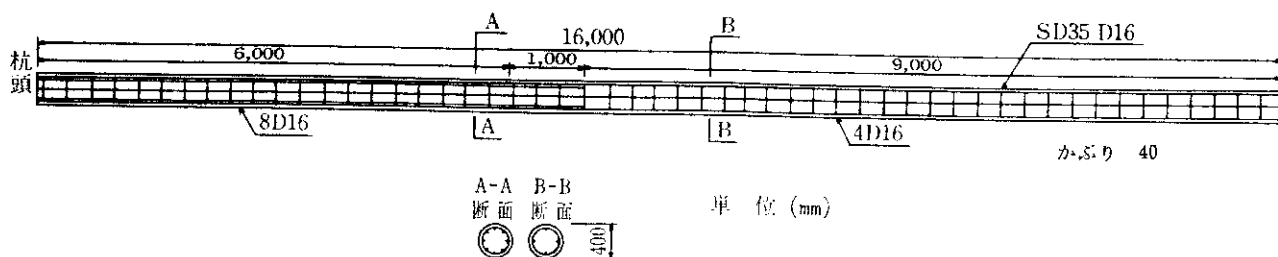


図-2 配筋図

*コンクリート研究室長 **研究室主任研究員 ***同室員

表-1 示 方 配 合

配合強度	フロー値 の 範 囲	水結合材比	混和材率	砂結合材比	混和剤率	単 位 重 量 (kg)			
σ_c	sec	$W/(C+F)$	$F/(C+F)$	$S/(C+F)$	$IA/(C+F)$	水	セメント (高 炉 B)	砂	混和剤
kgf/cm ²	sec	%	%	---	%	W	C	S	I・A
265	19±3	53	40	1.26	0.88	396	747	941	6.57

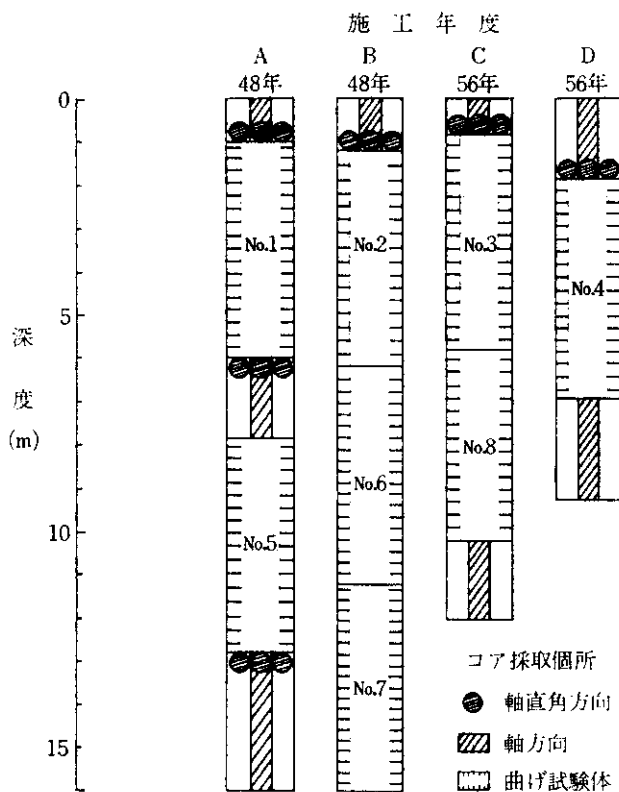


図-3 試験用引抜き杭の概要図

沢市美園地区改良工事パイルスラブ工において、昭和48年および56年に施工されたものである。これらの杭に用いられたモルタルの示方配合を表-1に示す。モルタルの設計基準強度は210 kgf/cm²であり、フロー値19±3秒、水結合材比は53%、セメントは高炉B種、砂は石狩浜産を使用し、鉄筋はSD35、D16を用いた。図-2にPIP杭の配筋図を示す。杭の主鉄筋は、杭長16mのうち、杭頭から7mまではD16、8本とし、7m以下の部分はD16、4本としてある。

また、鉄筋の設計かぶりは40mmであった。試験杭の概要を図-3に示す。48年施工のPIP杭はA、Bは、長さ16m、56年施工の杭Cは、長さ12m、杭は長さ16mであったが、杭Dは引抜き時に途中で折れたために長さ9mほどとなった。

なお、杭Dはあらかじめ別の報告¹⁾に述べられている、水平および鉛直載荷試験を実施した後引抜いたものである。

2. 試験方法

(1) 杭の外観調査

PIP杭では、ケーシングや泥水を使用しないために、土砂のモルタルへの混入や断面形状の変化が考えられる。このため、引抜いた杭の杭径を測定し、実際の杭の施工精度を調べた。

また、施工後8年を経過した杭(図-3のA、B)および施工後約2カ月の杭(図-3のC、D)について、杭に付着していた有機質土のP・Hを測定してその酸性度を明らかにした上で、有機質土によるモルタルへの影響を比較検討した。

(2) 深度別の杭体コア圧縮強度試験

PIP杭では、ブリージングによる水の上昇および気泡の上昇、モルタル中の上下の圧力差、地盤の透水性の差異、モルタルへの土砂の混入などにより、杭のモルタル強度が深度によって変化するといわれている。このため、杭の深度別にコアを採取して、圧縮強度試験ならびにストレンゲージによりひずみを測定し、弾性係数を求めた。

(3) 杭の曲げ試験

限界状態設計法により杭の設計を行う場合、終局限界状態における曲げおよび軸力に対する安全性から断面を定める。この限界状態の検討は、材料強度の設計用値ならびに応力-ひずみ曲線の特性値を用いて、部材断面の設計曲げ耐力を求め、これが設計作用モーメント以上であることを確かめることによって行う。そこで、鉄筋モルタル杭の曲げ破壊耐力を計算によって求め、この計算値と室内曲げ載荷試験による実験値とを比較することによって、設計に用いるべきモルタルの応力-ひずみ関係を検討した。曲げ試験は、軸方向圧縮力のない純粋曲げ破壊試験として行った。あわせて、ワイヤストレンゲージにより、中央断面のひずみおよび1/100mm変位計

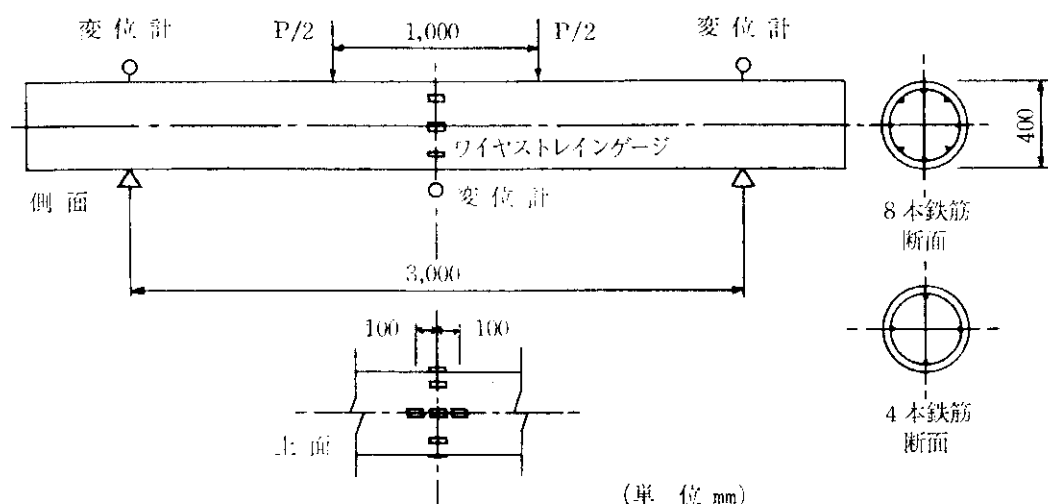


図-4 曲げ載荷試験概要

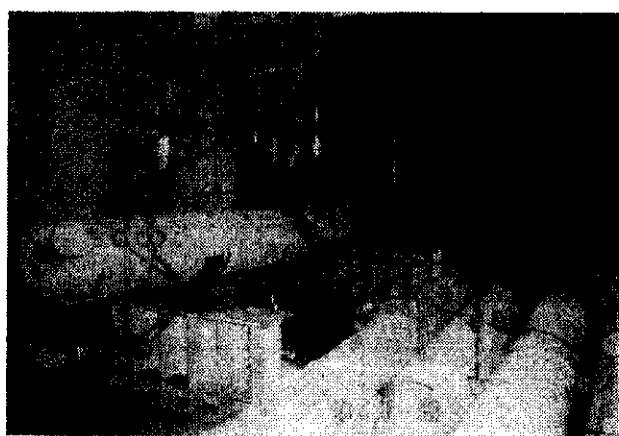


写真-1 曲げ試験の概要

により、支点および中央点の変位およびひびわれ進行状況を測定した。試験の概要を図-4、写真-1に示す。

曲げ試験は図-3に示すように、4本の杭から切りだした長さ5 mの試験体8本 (No. 1~No. 8) について行った。

(4) モルタルの性質に関する室内試験

イントリュージョンエイド (IA) また、アルミニウム粉末 (AI) の混和量および水結合材比が、モルタルの圧縮強度、弾性係数に及ぼす影響を調べるため、表-2に示すような配合のモルタルについて試験を行った。試験はフロー値 19 ± 3 秒一定の条件下で、水結合材比、IA量を変化させ、モルタルの練混ぜは、モルタルミキサー (容量 20 ℓ, 1000 rpm) によって行った。

表-2 室内モルタル試験

配合の種類別	$W/C+F$	$S/C+F$	単位量 (kg/m ³)			10 cc/(c=1 kg)	%/c=1 kg	%/c=1 kg
			水	セメント	砂	ボゾリス No. 5 L	アルミ粉 (%)	イントリュージョンエイド (%)
1	60	164	380	633	1038	—	—	0.88
2	50	96	413	826	796	—	—	0.88
3	40	27	480	1200	320	—	—	0.88
4	50	96	413	826	796	10	—	—
5	50	96	413	826	796	—	—	0.44
6	50	96	413	826	796	—	—	1.76
7	50	96	413	826	796	10	0.01	—

セメント・高炉B種、砂・石狩浜産

3. 試験結果と考察

(1) 杭の外観調査

図-5に各杭に付着していた土の種類と杭径を示す。B杭の深さ5mまでの部分を除いて、杭径は設計値と比較しておおむね小さめであり、半径で最大1cm程度減少していた。また、杭径は深度が大きくなるにつれ減少する傾向があり、これは土圧の影響と考えられる。設計上のかぶり厚の決定には、この点考慮が必要であろう。

また、深度2~5m付近で杭に付着していた有機質土のpH値は5~7で弱い酸性であったが、この有機質土部分で杭径は最大で約1cm程度減少していた。杭のモルタルの変質、崩壊はみられなかったが、表面は茶褐色に変色していた。

また、48年および56年施工杭を比較しても同様の傾向があり、年数の経過による杭径の減少の進行は認められなかった。

(2) 深度別の杭体コア強度試験

カットオフする前の打止め面から、約2mの深さまでのモルタルの圧縮強度を図-6に示す。杭頭にごく近い部分で圧縮強度度が極端に低下しているが、それ以外では強度の著しい低下はなく、ブリージングなどによる強度の低下は打止め面にごく近い部分に限られることが判明した。

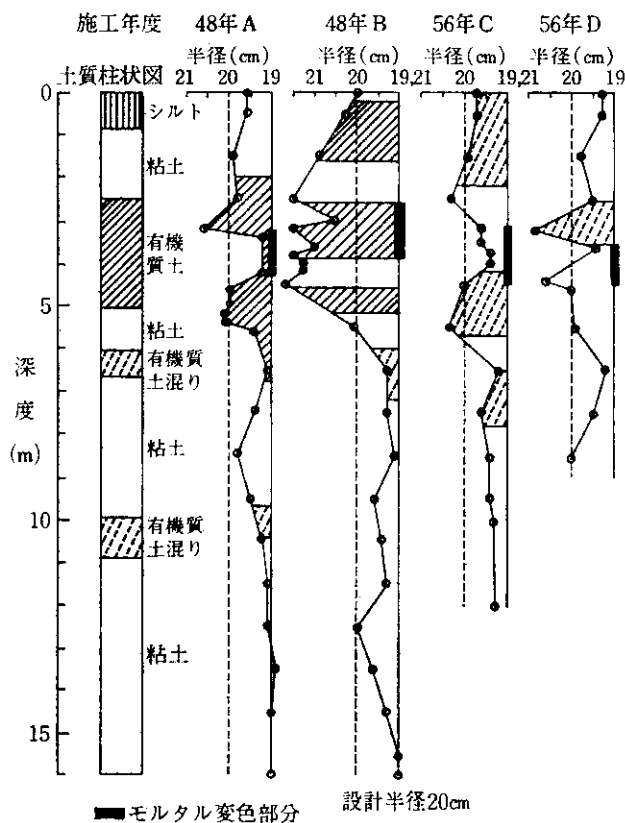


図-5 杭に付着していた土質と半径

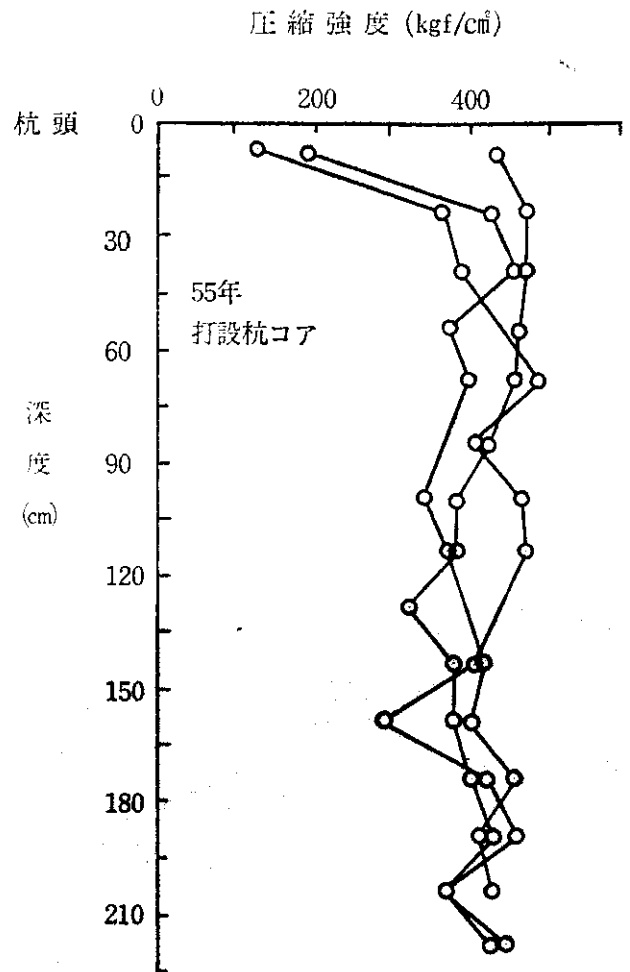


図-6 深度別強度

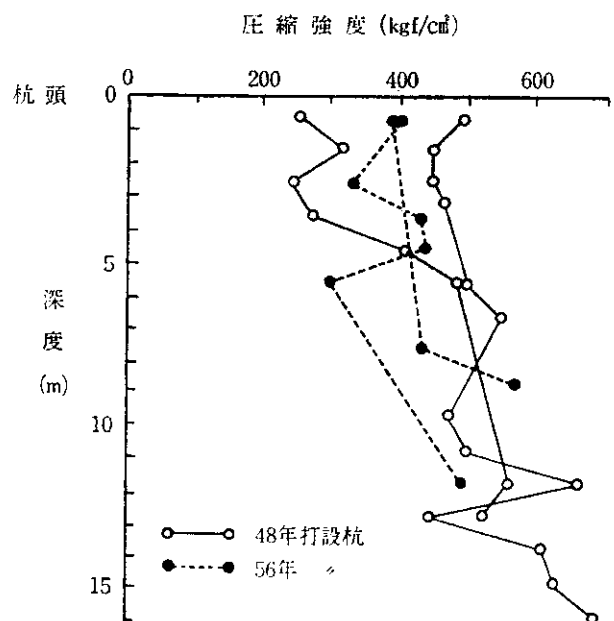


図-7 深度別強度

杭上部のカットオフ長は現行では1 m程度であるが、図-6より強度の減少は、杭頭から30 cm程度までであり、道路橋示方書 IV、下部構造編にあるように、杭頭から50 cm カットオフすれば十分であるといえる。

図-7に杭頭から16 mまでの圧縮強度を示す。従来からいわれているように、全体として深度が深くなるにつれて、圧縮強度は大きくなる傾向にあった。

また、杭は深度2~5 mの間は有機質土の中にあったが、杭径については他の部分と比較して目立った差はなく、圧縮強度については有機質土の影響は判別できない程度であった。図-8に杭より採取したコアの圧縮強度と弾性係数の関係を示す。

両者の相関係数は0.73である。

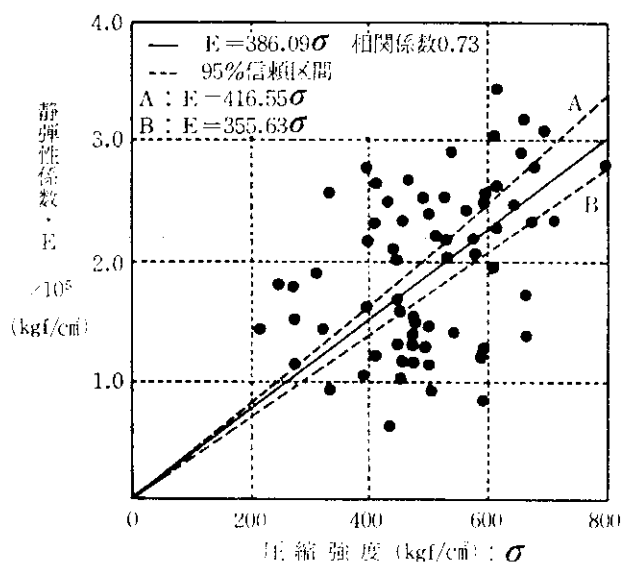


図-8 モルタルの圧縮強度と弾性係数の関係

(3) 杭の曲げ載荷試験

イ. 荷重と中央点たわみ

図-9に中央点のたわみの実測値および計算値を示す。たわみの計算は、土木学会のコンクリート構造の限界状態設計法試案²⁾にあるBRANSONの提案式による換算断面2次モーメントを用いて行った。ひびわれ曲げモーメントの計算に用いるモルタルの引張強度は、文献³⁾から圧縮強度の7%とした。モルタルの弾性係数は、杭から採取したコアの圧縮強度試験により得られた圧縮強度と弾性係数の関係(図-8)から求めた。試験体 No. 4については、水平載荷試験をすでに行っていたことや引抜き時の衝撃などによって、試験前からひびわれが数多く入っていたため、たわみの実測値は引張断面を無視した断面2次モーメントを用いて計算したたわみに比較的良好一致していた(図-9(2), (4))。

そのほかについては、試験体 No. 1, 7のように、たわみの実測値はBRANSON式と引張側断面を無視して計算したたわみとの中間の値となる傾向にあった。

これは、杭に当初からひびわれが生じていたことと杭が円形断面であり、図-2の配筋図のように鉄筋が多段的に配置されていたために鉄筋が段階的に降伏して行ったためと考えられる。

図-10, 11に曲げ試験後の杭のひびわれ状況を、また、写真-2に破壊後の杭の状態を示す。

BRANSONの提案式

$$I_e = \left[(M_{cr}/M)^4 I_g + \left\{ 1 - (M_{cr}/M)^4 \right\} I_{cr} \right] \leq I_g$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{E_c I_e}$$

y : たわみ量

x : はり端からの距離

E_c : コンクリートの弾性係数

M : x での曲げモーメント

I_e : x での換算断面2次モーメント

I_g : 全断面の断面2次モーメント

I_{cr} : 引張応力を受けるコンクリートを除いた断面2次モーメント

M_{cr} : 断面にひびわれの発生するモーメント

ロ. 曲げ破壊耐力

曲げ破壊耐力を求める上で、次の仮定に基づいて算定した。

- (イ) 縦ひずみは断面の中立軸からの距離に比例する。
- (ロ) モルタルの引張応力を無視する。
- (ハ) モルタルおよび鉄筋の応力-ひずみ関係を図-12のように仮定する。

曲げ破壊モーメント M_u は、まず、曲げ破壊における軸方向諸力のつりあい(1式)から断面の中立軸の位置を求めた後、軸方向諸力の断面中心線まわりのモーメントの和として計算した。室内曲げ載荷試験では、純粋曲げ破壊なので力のつりあい式として次式がなりたつ。

$$C + C_s - T_s = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

C : モルタル圧縮力

C_s : 圧縮鉄筋の合力

T_s : 引張鉄筋の合力

今回、杭から採取したモルタルコアについて、通常の圧縮強度試験を行ったため、モルタルの降伏ひずみおよび破壊ひずみを明確に定めることができなかった。

このため、モルタルの応力ひずみ曲線をコンクリートの限界状態設計法試案に定められている。コンクリート

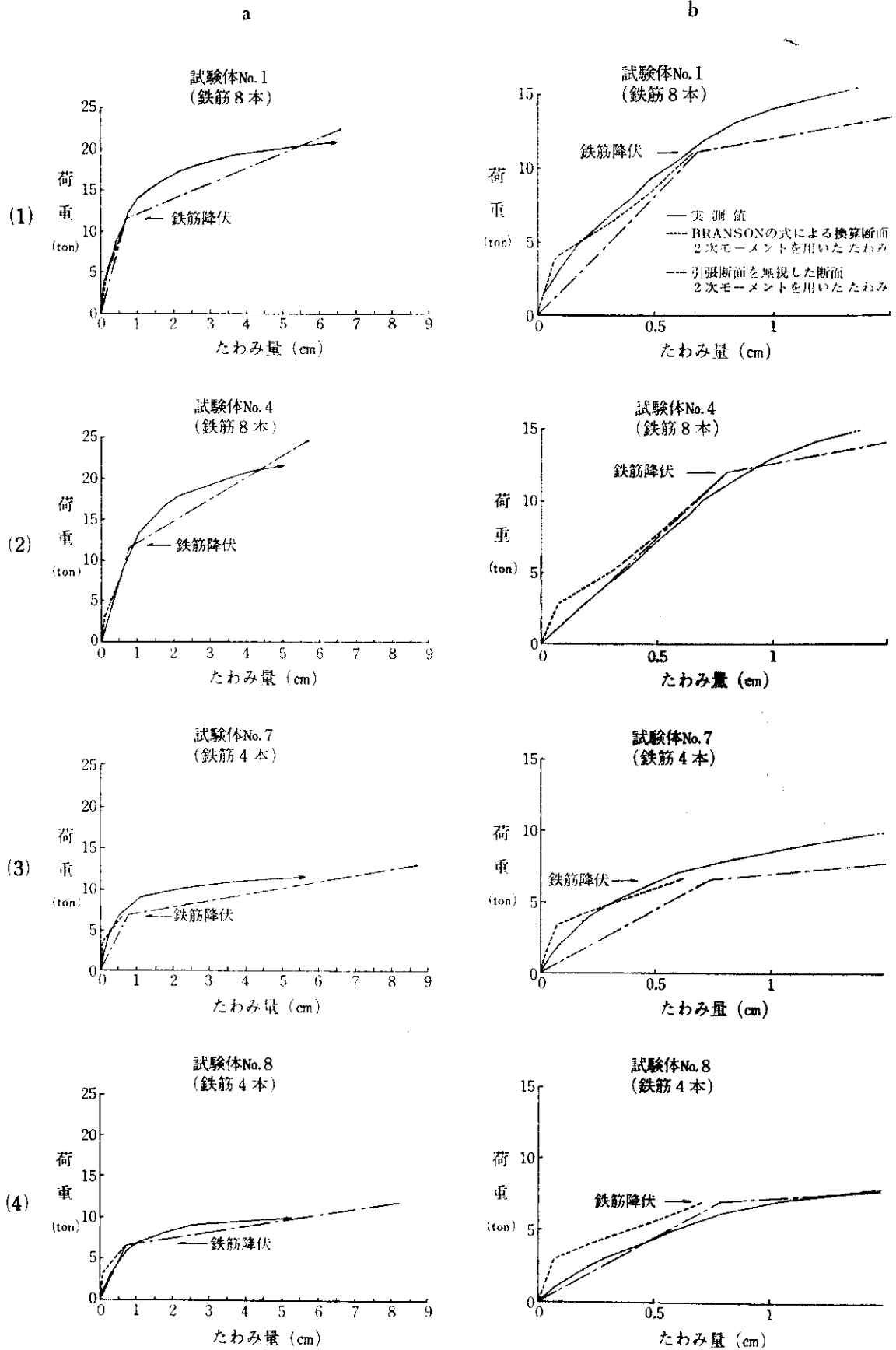


図-9 荷重—中央点たわみ図

a: 全体図
b: aの1部拡大図

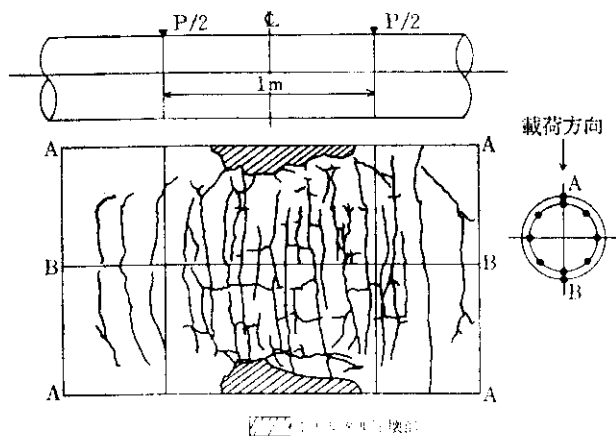


図-10 試験体 No. 1 のひびわれ図

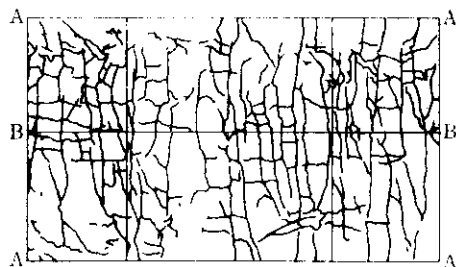


図-11 試験体 No. 4 のひびわれ図

のものと同様と考え、モルタルの最大応力を円柱供試体の試験値の85%、降伏ひずみを0.2%、破壊ひずみを0.35%として曲げ破壊モーメントを計算した。この実験値(M_u)と計算値(M)の比 M_u/M を表-3および図-13に示す。ここで、モルタルの応力-ひずみ関係は図-12に示すように、A: 2次曲線式、B: 直線式、C: 矩形としたときの計算値である。応力-ひずみ関係を矩形としたときの M_u/M 比は、鉄筋8本の杭で平均して116%程度、主鉄筋4本の杭ではやや実験値の方が大きくて

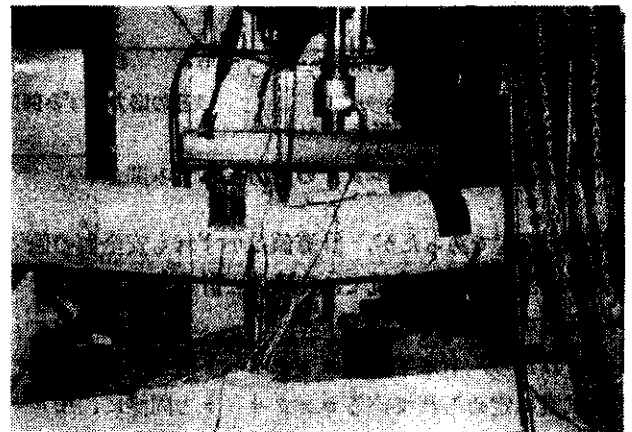


写真 2 破壊後の杭の状況

表-3 鉄筋モルタル製の曲げ破壊モーメントの実験値と計算値

試験体 No.	モルタルの圧縮強度 $\sigma_{cu} \times 0.85$	鉄筋降伏点 σ_{sy}	M_u	M_A	M_B	M_C	M_u/M (%)			
	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)					(tm)	(tm)	(tm)	(tm)
鉄筋8本	1	510	3500	11.2	8.6	8.6	8.7	129	130	129
	2	298	3600	8.9	8.3	8.2	8.3	108	109	107
	3	340	3900	10.3	9.0	8.9	9.1	114	115	113
	4	383	3900	12.2	9.2	9.1	9.2	133	135	133
	平均	383	3667	10.1	8.6	8.6	8.7	117	118	116
鉄筋4本	5	510	3500	5.7	4.7	4.6	4.7	122	122	121
	6	468	3600	6.6	4.7	4.7	4.8	138	139	138
	7	468	3600	6.2	4.7	4.7	4.8	130	131	129
	8	425	3900	5.6	5.0	5.0	5.1	111	112	111
	平均	468	3750	6.0	4.8	4.8	4.8	125	126	125

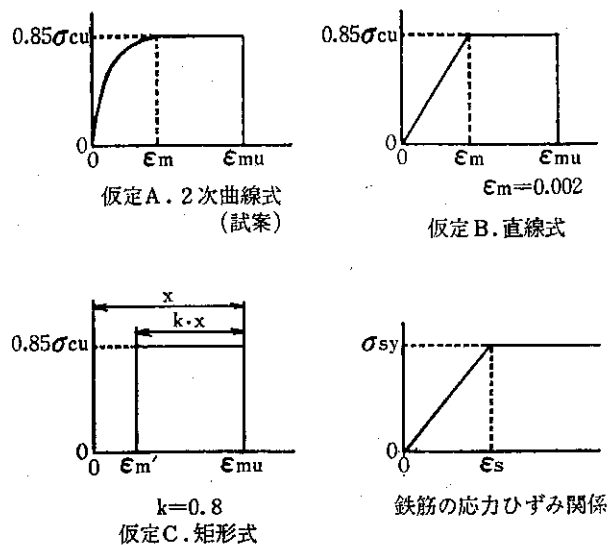
注) M_u : 実験値

M_A : 仮定Aによる計算値

M_B : 仮定Bによる計算値

M_C : 仮定Cによる計算値

(No. 4 は鉄筋計が入っていたため、実験値が大きくなったと考えられるため平均値より除外)



図—12 モルタルの応力—ひずみ関係

125%程度であったが、計算値はいずれも安全側の値であり、主鉄筋8本の杭では実験値と計算値が比較的良好一致していた。

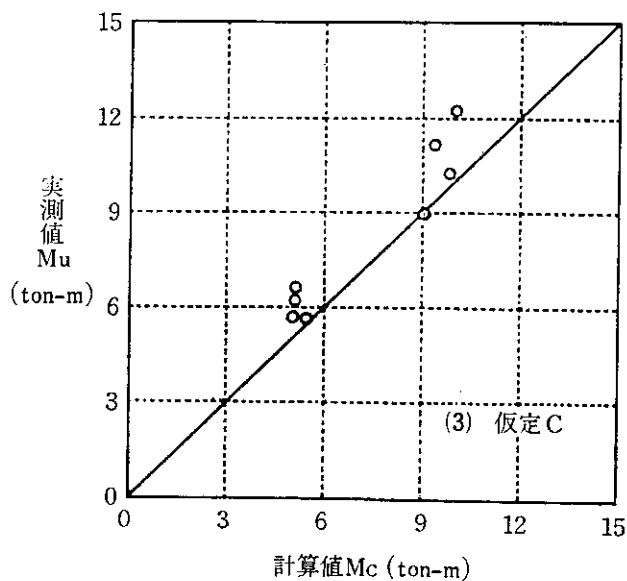
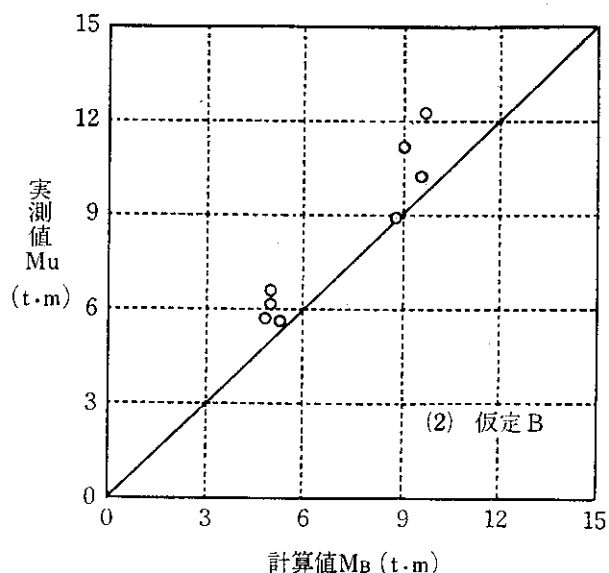
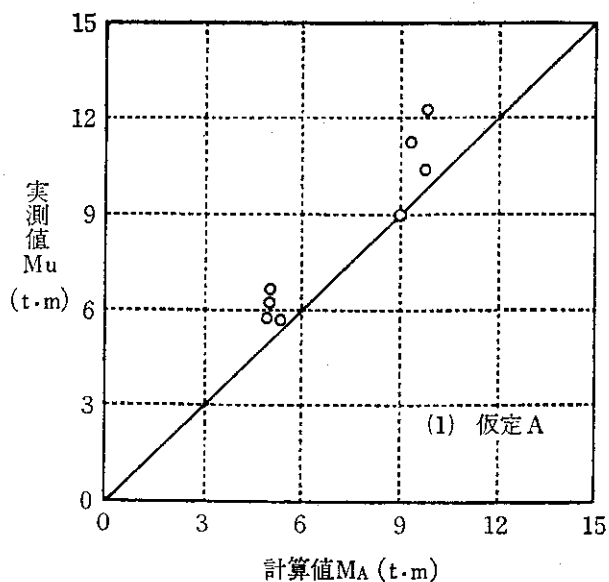
これから、土木学会のコンクリート構造の限界状態設計試案に定められているコンクリートと同様に、モルタルの降伏ひずみ0.2%、破壊ひずみ0.35%として計算すれば、鉄筋モルタル杭の曲げ破壊耐力を誤差16%程度で推定できることが確かめられた。

また、圧縮部モルタルの応力ひずみ曲線については、3つの仮定式による計算値の間の差は1~2%程度であり、モルタルの応力分布を矩形としても十分な精度で破壊耐力を計算できるものと考えられる。

(4) モルタルの性質に関する室内試験

モルタルの水結合材比と圧縮強度、弾性係数の関係を図-14に示す。フロー値を一定とする実験条件のために、水結合材比の変化に伴い砂結合材比は著しく変化することになった。水結合材比40%では砂結合材比は27%ときわめて小さな値となっている。このため、モルタルの圧縮強度は水結合材比50%から40%としても砂結合材比の影響を受けてあまり大きくならない。

砂結合材比が圧縮強度に影響を及ぼすことについては小柳⁴⁾らも明らかにしており、その原因として骨材比表面積とモルタル自体の空げきが大きく関連するとしている。また弾性係数は、砂結合材比が低下するのに伴い大きく低下している。所定の強度を得るために必要な水結合材比の選定は、使用骨材の品質や砂結合材比によって強度、弾性係数が影響を受け、配合が著しく異なることなどから試験を行って十分検討しなければならないといえる。水結合材比を50%、一定として混和剤の種類と量を異にした場合の圧縮強度、弾性係数の試験結果を図-



図—13

15, 16に示す。通常用いる IA に代えて、減水剤ポズリス 5 L と AL 0.01% (以下混和量はセメント重量に対する割合を示す) を使用した場合、IA 量 0.88% とした場合と比較すると圧縮強度、弾性係数は低下している。しかし、IA 量 0.44% および 1.76% よりは高くなっている。本実験では AL 量 0.01% の場合だけについて検討しており、今後 AL 量を変えた場合についてさらに検討

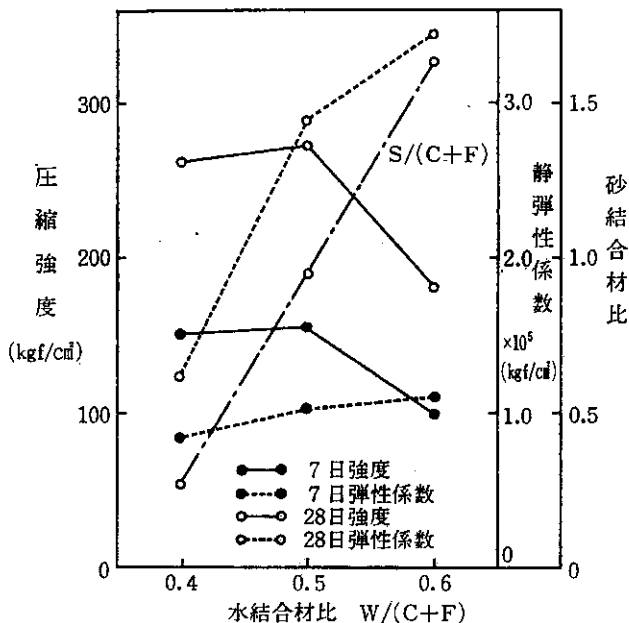


図-14 水結合材比を変えたモルタルの材料特性

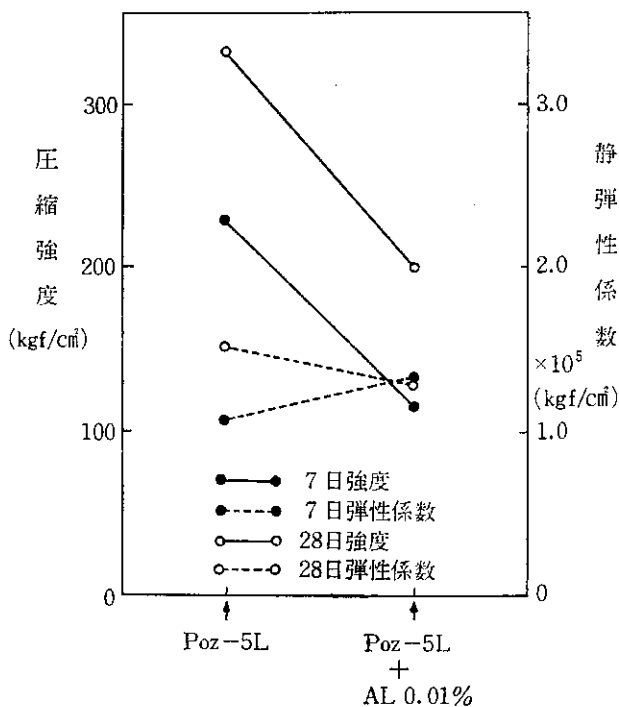


図-15 ポズリス 5 L とアルミ粉を用いたモルタルの材料特性

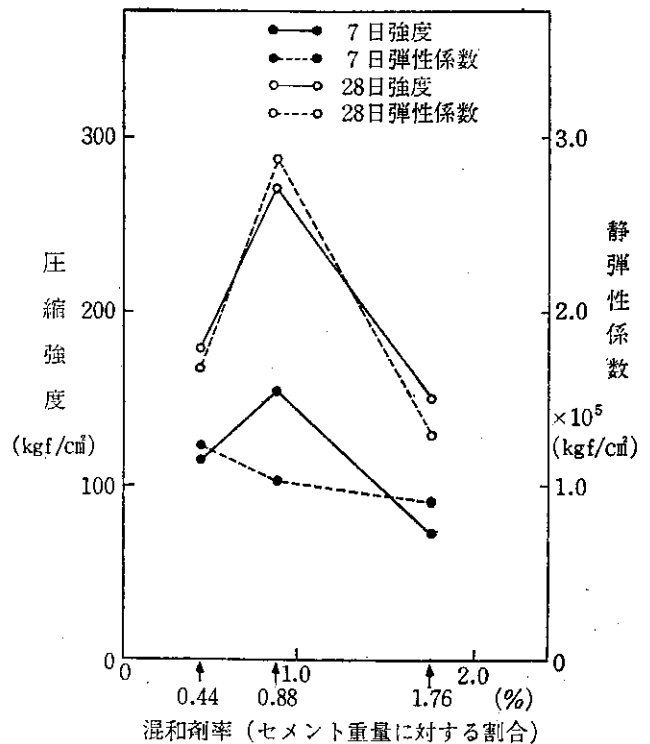


図-16 混和剤率を変えたモルタルの材料特性

する必要がある。一方、IA 量を変化させた場合、標準量の 0.88% に対して、1.76% では強度、弾性係数はともに低下した。これはモルタルの気孔組織が連結して粗大になったためと考えられる。IA 量 0.44% では膨脹量も小さく、強度、弾性係数ともに 0.88% の場合に比較して小さくなったが、これは 0.88% ではある程度の膨脹がペーストと骨材の付着を改善し、強度の向上に貢献したものであると考えられる。これらの結果より、現在普通使用されている IA 混和量 1% は妥当な値といえる。

4. まとめ

以上の結果を要約すると以下ようになる。

(1) 弱酸性の有機質土による杭表面の変色はみられたが、特にその影響による杭径の減少、強度の変化、また年数の経過による変化は認められなかった。

(2) 杭径は設計径と比較して特に深度の大きい部分で、1~2 cm 程度減少していた。必要な鉄筋のかぶりを確保するため、この減少分を考慮して杭径あるいは配筋を定める必要がある。

(3) 現行では、杭のカットオフ長は打止め面より 1 m としているが、深さ 50 cm 程度以下ではモルタル強度の急激な低下は認められなかった。

(4) 従来よりいわれていたように、深度が大きくなるにつれて杭のモルタルの圧縮強度は大きくなる傾向にある。

(5) コンクリートの限界状態設計法試案にある BRANSON の提案式による換算断面二次モーメントを用いてたわみを計算し、実験値と比較したが、荷重たわみ関係は計算値のようにひびわれ発生時および最下段鉄筋降伏時で明確な折れ線状とはならなかった。これは杭が円形断面であり、鉄筋が多段的に配置されていたこと、また曲げ試験の載荷前にすでにひびわれを生じていたこと、杭径が一定ではないことなどが原因と考えられ、今後の検討が必要である。

(6) 杭の曲げ耐力を求める際、コンクリートの限界状態設計法にあるように、モルタルの降伏ひずみ 0.2%、破壊ひずみ 0.35% とし、またモルタルの応力ひずみ曲線の形を矩形とした場合には、16% 程度の誤差で曲げ耐力を算定できる。

(7) モルタルのフロー値一定の条件で、水結合材比を小さくしたとき、砂結合材比の影響を受けて強度、弾性係数が低下する傾向があり、また使用骨材の品質にも左右される。必要なモルタル強度を得るための水結合材比の選定は試験を行って十分検討する必要がある。

(8) モルタルの混和剤イントルージョンエイドの混和量として、セメント重量の 0.88% より大きくしても小さくしても強度や弾性係数が低下する。現在、通常使用されている混和量である、セメント重量の 1% は妥当な値といえる。

最後に試験杭の採取、その他で御協力いただいた札幌開発建設部岩見沢道路事務所および土木試験所土壌保全

研究室の関係各位に対し、心から感謝の意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 森, 吉田, 富沢: 場所打ちモルタル杭の載荷試験, 土木試験所月報 1983 年, No. 358.
- 2) 土木学会: コンクリートライブラリー (48 号), コンクリート構造の限界状態設計法試案, 昭和 56 年.
- 3) 篠原: モルタルの圧縮曲げ引張強度間の関係について, セメント技術年報, 1960 年.
- 4) 小林, 三島, 白井, 音居: セメント砂比をかえたモルタルの力学的特性, セメント技術年報, 1969 年.
- 5) 横田: PC 杭の破壊荷重の計算法, プレストレスコンクリート, Vol. 8, No. 3, 1966 年.
- 6) 岡村: コンクリート構造の限界状態設計法, 共立出版, 昭和 53 年.
- 7) D. E. Branson: Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members JOURNAL OF ACI June 1966.
- 8) O. Ishai: Influence of Sand Concentration on Deformations of Mortar Beams JOURNAL OF ACI November 1961.
- 9) 清水建設研究所: PIP 杭に関する設計, 施工資料集, 1977 年.
- 10) 清水建設研究所: SPIP 杭評定申請資料 (その 1), 1976 年.
- 11) 島津: 多段配筋鉄筋コンクリート材に関する研究, コンクリートジャーナル, Vol. 4, No. 8, 1966 年.