

実規模供試体による温度応力抑制工法の実証実験

THE EXPERIMENTAL OBSERVATIONS OF THE THERMAL STRESS REDUCTION METHOD ON ACTUAL SIZE SPECIMENS

横田季彦*・竹下治之**

By Suehiko YOKOTA and Haruyuki TAKESHITA

This paper describes the method that places set-retarded concrete between already-placed concrete and newly-placed one in order to reduce thermal stress in the vicinity of construction joints of massive concrete. The purpose of this study is to prove the effect of the method. The experimental study is performed with two actual size 20 m long specimens, a conventional concreting method and this new one. It is found to be particularly effective in reducing temperature gradient of newly-placed concrete, decreasing the ratio of restriction and reducing thermal stress and to be able to prevent thoroughly occurrence of cracks in newly-placed concrete by use of this new method.

Keywords: set-retarded concrete, thermal stress, the ratio of restriction, temperature gradient, crack, construction joints

1. ま え が き

旧コンクリートや岩盤上に新コンクリートを打ち継ぐ場合、新コンクリートの温度変化に伴う体積変化が、旧コンクリートや岩盤により外的に拘束を受け、新コンクリートにひびわれが生じることがある。このひびわれは、温度ひびわれのうちの外部拘束ひびわれとよばれるものであり、壁式コンクリート構造物を施工後比較的初期に、壁部コンクリートにおいて多くみられるものである。

この壁部コンクリートに発生する外部拘束ひびわれの多くは貫通ひびわれとなるため、単に美観上の問題となるだけでなく、コンクリート構造物の強度、耐久性および水密性、気密性などの点からも大きな欠陥となる。特に、貯水槽をはじめとする各種の貯蔵施設では、壁部に発生したひびわれが漏水など内部物質の漏洩の原因となるため、その補修に多額の費用を要することになる。

著者らは、このような現状に対して、外部拘束ひびわれを防止する方法として、新旧コンクリートの打継部に凝結遅延剤（以下、遅延剤と記す）を添加した凝結遅延

性コンクリート（以下、遅延コンクリートと記す）を10～20 cm 打設し、この未硬化コンクリートの緩衝作用によって、外部拘束応力を緩和し、ひびわれの発生を防止する温度応力抑制工法に関して、その抑制メカニズムと、比較的小規模な供試体を用いて行った実験について報告した^{1),2)}が、実構造物に適用するためには、さらに検討の余地があることがわかった。そこで、本論文では、この温度応力抑制工法を実構造物に適用した場合の効果を実証することを目的として行った、長さ20 mの実規模供試体による実証実験の結果について報告する。

2. 実験概要

(1) 配合および使用材料

実験に使用したコンクリートの配合を表—1に示す。表中の配合Aは通常コンクリート部に使用した配合であり、流動化剤を現場添加しスランプを18 cmとして使用した。一方、配合Bは遅延コンクリート製造のためのベースコンクリートの配合であり、遅延剤の添加による

表—1 配合

配合No.	骨材寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	水たけ比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)						
					水	砂	細骨材	粗骨材	AE減水剤	増粘剤	遅延剤
A	25	12±2.5	48.9	47.1	157	321	858	594	0.902	—	—
B	25	8±1.0	46.0	43.9	144	313	819	1068	0.782	0.5	2.191

* 正会員 日本国土開発(株)技術研究所
(〒243-03 神奈川県愛甲郡愛川町中津 4036-1)

** 正会員 工博 日本国土開発(株)技術研究所コンクリート研究室長(同上)

表-2 使用材料

セメント	普通ポルトランドセメント		
細骨材	相模川水系80%・市川産川砂20% (比重2.80、FM6.06)		
粗骨材	相模川水系40%・津久井産砕石60% (比重2.65、FM6.80)		
AE減水剤	リグニンスルホン酸系	遅延剤	オキシカルボン酸塩系
流動化剤	メラミンスルホン酸系	増粘剤	セルロースエーテル水溶液

スランプの増加を考慮し、配合Aに対してスランプを小さくし、ブリージングを防止する目的で増粘剤を使用するとともに、打継部の十分な強度を保証するため水セメント比を通常コンクリートに比べ幾分小さくした。表-2に使用材料を示す。

(2) 実験供試体

実験供試体は、図-1に示すように貯蔵施設の一部をモデル化したL形擁壁モデルであり、底板部の旧コンクリートにより壁部の新コンクリートが拘束を受けるものである。実験供試体は2体作製し、1体を温度応力抑制工法を適用して打継ぎを行ったもの(以下、抑制供試体と記す)、他の1体を通常の打継ぎを行ったもの(以下、通常供試体と記す)とし、両者を比較検討した。

供試体の作製方法としては、まず底板部コンクリートを打設し、打継部に遅延剤を散布して表面処理を行い、底板部コンクリート打設後約2か月で壁部コンクリートを打設した。

(3) 遅延コンクリートの製造

a) 温度履歴の予測：遅延コンクリートを用いた温度応力抑制工法では、対象とする構造物の温度履歴を把握し、遅延コンクリートの凝結速度を適切にコントロールすることが重要となる。このため、実験供試体の打設時期、配合、使用型枠の材質などをもとに、実験供試体の壁部コンクリートの温度解析を行った。この結果、実験供試体の壁部コンクリートは材令約0.8日で最高温度となり、温度変化量は約23℃となることが推定された。

この結果から、実験供試体の打継部に打設する遅延コンクリートは、打設直後から最高温度到達時までの期間、平均温度40℃程度の養生条件下におかれるものと推定される。したがって、養生温度を40℃および30℃の2種類として、遅延コンクリートの凝結特性試験を行い、遅延コンクリート製造のための遅延剤添加量を決定した。

b) 遅延コンクリートの凝結特性予備試験：底板部コンクリート上に打設する壁部コンクリートは、打設後最高温度に達するまで膨張し、その後の温度降下とともに収縮過程に移行する。したがって、壁部コンクリートの変形に対する拘束を緩和するためには、打継部の遅延コンクリートは、壁部コンクリートが収縮する時期においても十分な変形能力を有する必要がある。著者らがこれまでにに行った研究結果¹⁾によると、温度応力抑制工法の

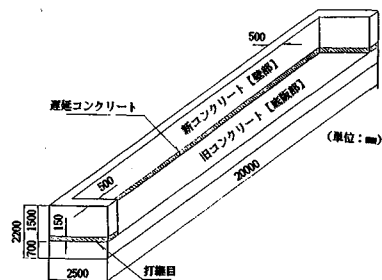


図-1 実験供試体の概要

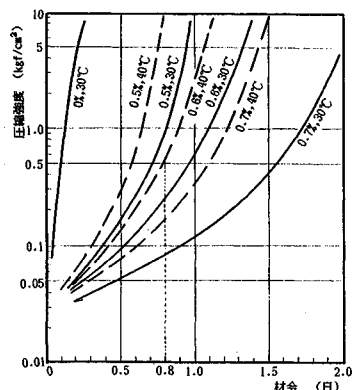


図-2 遅延コンクリートの凝結特性

適用による発生応力の低減率を50%とするためには、最高温度時における遅延コンクリートの目標圧縮強度は約0.85 kgf/cm²とすればよい。

図-2は、本実験に先立ちあらかじめ行った養生温度30℃および40℃での遅延コンクリートの凝結特性を示したものである。同図から、養生温度40℃で、材令0.8日においてこの目標圧縮強度を達成する遅延剤の添加量は約0.6% (セメント重量に対して)となるが、本実験では前述した温度履歴の推定誤差およびひびわれ防止に対する安全性を考慮し、添加量は0.7%とした。

c) 遅延コンクリート打設時の留意点：遅延コンクリートの製造に生コンクリートを使用する場合、直前に異種のセメントが使用されていると、この影響を受けて遅延コンクリートの凝結特性がかなり変化する場合がある。このため、遅延コンクリートの製造に際しては、生コン工場のプラントの設備状況を考慮し、必要に応じて捨てパッチを行うこととした。

また、本温度応力抑制工法において遅延コンクリートの層厚を均等に打設することは、美観上のみならず所要の抑制効果を得るためにも重要な問題である。このため、遅延コンクリート製造時のベースコンクリートのスランプを幾分小さくし、引き続き打設する通常コンクリートのスランプを流動化剤により若干大きくするとともに、図-3に示すような治具をコンクリートポンプのホース

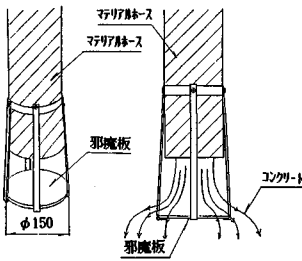


図-3 遅延コンクリート打設用治具

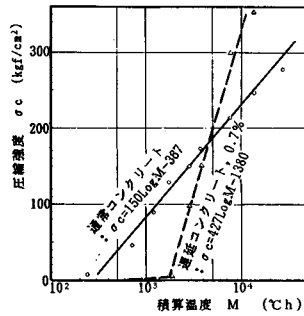


図-4 遅延コンクリートの圧縮強度と積算温度との関係

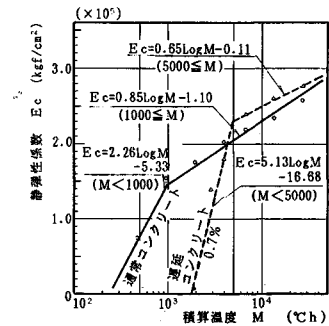


図-5 遅延コンクリートの静弾性係数と積算温度との関係

の先端に取り付け、通常コンクリートが直接落下し遅延コンクリート中に浸入するのを防止した。

d) 遅延コンクリートの物性値：図-4は、前述した凝結特性試験の結果をもとに、遅延剤の添加量を0.7%とした場合の遅延コンクリートの圧縮強度と積算温度との関係を、通常コンクリートのそれとともに示したものである。なお、積算温度は養生温度(30°Cまたは40°C)と養生期間(載荷材令)とから次式によって算定した。

$$\text{積算温度 } M = \sum (10 + T) \cdot t \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 T ：養生期間(°C)、 t ： T °Cでの養生期間(h)

同図に示されるように、積算温度が約5000°C h以上の範囲では、遅延コンクリートの圧縮強度は通常コンクリートのそれ以上となることがわかる。これは遅延コンクリート製造時のベースコンクリートの水セメント比が通常コンクリートのそれに比べて幾分小さいこと、遅延剤の添加によりセメントの水和反応が緩やかに進行するため、密実なコンクリートが形成されることによるものであり^{3),4)}、この結果から、打継部に打設する遅延コンクリートが構造上の弱点とならないことがわかる。また、遅延コンクリートの圧縮強度は、ある強度以上の範囲において、通常コンクリートと同様に、積算温度の対数値をパラメーターとして直線で近似できることがわかる。

図-5は、遅延コンクリートの静弾性係数を積算温度を用いて整理したものである。同図から、遅延コンクリートおよび通常コンクリートの静弾性係数は、積算温度がある値となった時点を変曲点として、それぞれほぼ2本の直線によって近似できることがわかる。

(4) 計測概要

a) 計測器埋設位置：実験供試体の計測器埋設位置を図-6に示す。同図に示すように、実験供試体の中央部を断面①、全長の1/4の位置を断面②、端部から1mの位置を断面③として、これらの各断面の打継目から25, 75および125cmの高さ方向3段にひずみ計および温度計を設置した。

また、両供試体の各計測断面の中段部(打継目から75cm)にコンクリート応力計を設置するとともに、通

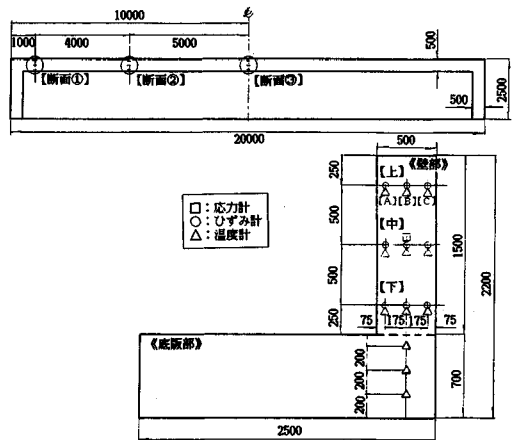


図-6 実験供試体の計測器埋設位置

常供試体の壁部に無応力計を設置し、使用コンクリートの熱膨張係数を測定した。

b) 新旧コンクリートの相対変位：本実験供試体のように、部材断面に対して比較的寸法が長い構造物では、新旧コンクリート間に相対変位が生じる可能性がある⁵⁾。特に、本温度応力抑制工法を適用した場合、旧コンクリートの拘束が大きく緩和されるため、実験供試体の端部ではかなりの相対変位が生じることが考えられる。このため、実験供試体の端部の高さおよび長さ方向の2方向に高感度変位計を取り付け、壁部コンクリート打設後の相対変位を計測した。

c) コアボーリング：本温度応力抑制工法を適用した場合の打継部の一体性を検討するため、計測終了後、図-7に示す3断面においてコアボーリングを行い、透水試験および打継強度試験用のテストピースを採取した。

3. 実験結果および考察

(1) 打設初期の温度応力に対する検討

a) コンクリートの温度：通常供試体および抑制供試体のコンクリート温度の経時変化の一例として、両供試体の断面①(中央部)の中段部における計測結果を図-1

8および図-9に示す。また、各計測位置のコンクリート温度の計測結果をもとに整理した温度特性を表-3に示す。

これらの図表に示されるように、壁部のコンクリート温度は材令0.50~0.69日で最高温度となった後、材令4日程度までは急速に降下し、その後材令約10日程度で外気温とほぼ同等となった。また、最高温度到達材令が前述した予測値の0.8日に比べて幾分早くなった原因としては、コンクリートの打設温度を27°Cと仮定したのに対し、実際は約31°Cと高かったことが考えられる。

また、抑制供試体と通常供試体の温度履歴を比較した場合、抑制供試体では打継部に打設した遅延コンクリートの影響によって、全体的にコンクリート温度が若干小さくなっているほか、温度降下速度も小さくなっている。すなわち、最高温度時から材令4日までの温度降下速度は、通常供試体で7.85~8.17°C/日、抑制供試体で7.31~7.63°C/日である。この温度降下速度は壁部に発生する温度応力に大きく影響を及ぼすものであり、温度履歴からも本温度応力抑制工法の効果が期待できる。

b) コンクリートの熱膨張係数：無応力計における見掛けひずみと温度変化量の関係を図-10に示す。同図から、使用コンクリートの熱膨張係数は両者の傾きとして、以下のように求められる。

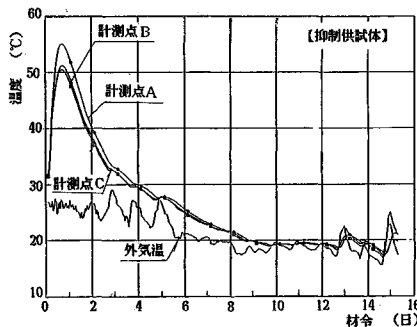


図-9 抑制供試体におけるコンクリート温度の経時変化

- 温度上昇時…… $8.60 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
- 温度下降時…… $10.06 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

c) 拘束度：一般に、コンクリート構造物の各計測位置での拘束度は、温度変化量と見掛けひずみとの関係から、両者の直線の傾きとして求めた見掛けひずみ変化率を用いて次式によって算定することができる⁶⁾。

$$\text{拘束度 } K = (\alpha_r - \alpha_f) / \alpha_f \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 α_f ：コンクリートの熱膨張係数 ($^\circ\text{C}^{-1}$)

α_r ：各計測位置の見掛けひずみ変化率 ($^\circ\text{C}^{-1}$)

表-4に両供試体の各計測位置での拘束度の算定結果を、図-11に両供試体の高さ方向の拘束度の分布を、図-12に長さ方向の拘束度の分布を示す。なお、温度上昇時はコンクリート打設時から最高温度時まで、温度下降時は最高温度時から材令5日までの平均的な拘束度を示したものである。

これらの図表に示されるように、抑制供試体の拘束度は、温度上昇時および温度下降時とも通常供試体のそれに比べて小さくなっている。いま、同一位置での両供試体の拘束度比を算定すれば、温度上昇時および温度下降時において、全計測位置の平均値で0.31および0.50となっており、本温度応力抑制工法の適用により、壁部の拘束度は50~70%低減されていることがわかる。

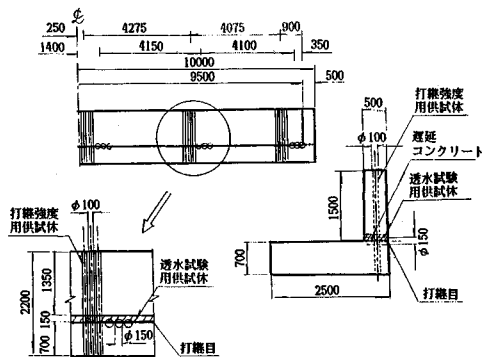


図-7 コアボーリング位置

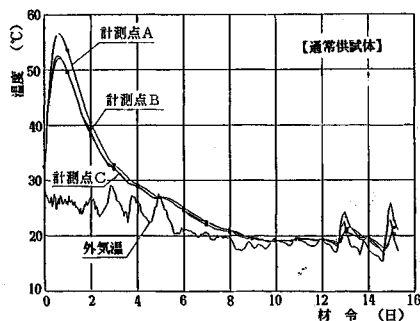


図-8 通常供試体におけるコンクリート温度の経時変化

表-3 実験供試体の温度特性

供試体	計測断面	計測位置	打設温度 ($^\circ\text{C}$)	最高温度 ($^\circ\text{C}$)	最高温度材令 (日)	温度上昇率 ($^\circ\text{C}$)	材令4日における 温度 ($^\circ\text{C}$)	温度降下率 ($^\circ\text{C}/\text{日}$)	温度降下速度 ($^\circ\text{C}/\text{日}$)
抑制 供試体	断面①	上	30.6	49.0	0.50	18.4	28.1	20.9	5.97
		中	31.0	55.1	0.67	24.1	29.9	25.2	7.54
		下	30.6	44.2	0.63	13.6	30.2	14.0	4.15
	断面②	上	30.1	47.4	0.56	17.3	28.0	19.4	5.64
		中	30.8	55.0	0.67	24.2	29.6	25.4	7.63
		下	30.5	46.5	0.58	16.0	30.1	15.4	4.90
	断面③	上	30.3	47.9	0.52	17.6	28.0	19.9	5.72
		中	31.0	54.4	0.66	23.4	30.0	24.4	7.31
		下	30.6	44.4	0.63	13.8	30.4	14.0	4.15
通常 供試体	断面①	上	30.9	48.6	0.51	17.7	27.9	20.7	5.63
		中	31.7	56.6	0.66	24.9	29.3	27.3	8.17
		下	31.7	53.0	0.60	21.3	30.1	22.9	6.73
	断面②	上	31.4	48.5	0.61	17.1	28.1	20.4	6.62
		中	31.9	56.5	0.69	24.6	29.6	26.9	8.13
		下	31.5	52.1	0.58	20.6	29.0	23.1	6.75
	断面③	上	30.8	48.9	0.60	18.1	28.4	20.5	6.03
		中	30.7	55.9	0.69	25.2	29.9	26.0	7.65
		下	30.4	50.5	0.63	20.1	29.2	21.3	6.32

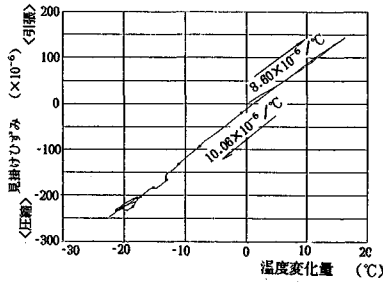


図-10 熱膨張係数測定における見掛けひずみと温度変化量との関係

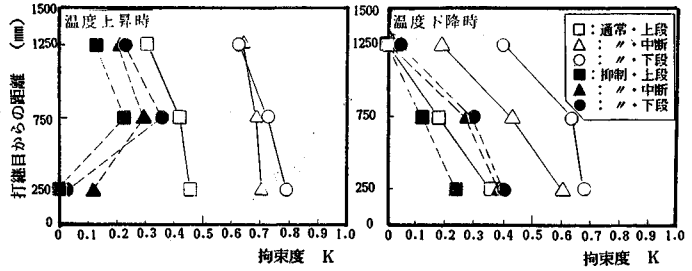


図-11 高さ方向の拘束度の分布

表-4 拘束度の算定結果

計測位置	温度上昇時		温度下降時		ひびわれ発生後		
	拘束度	拘束度比	拘束度	拘束度比	拘束度	拘束度比	
通常 断面①	上	0.624	—	0.399	—	0.146	—
	中	0.726	—	0.634	—	0.295	—
	下	0.788	—	0.684	—	0.425	—
通常 断面②	上	0.635	—	0.185	—	0	—
	中	0.686	—	0.429	—	0.088	—
	下	0.702	—	0.604	—	0.279	—
通常 断面③	上	0.306	—	0	—	0.010	—
	中	0.420	—	0.175	—	0.003	—
	下	0.455	—	0.359	—	0.192	—
抑制 断面①	上	0.227	0.384	0.040	0.100	—	—
	中	0.353	0.486	0.295	0.465	—	—
	下	0.028	0.036	0.399	0.583	—	—
抑制 断面②	上	0.208	0.328	0.003	0.016	—	—
	中	0.294	0.429	0.272	0.634	—	—
	下	0.118	0.168	0.389	0.644	—	—
抑制 断面③	上	0.126	0.418	0	—	—	—
	中	0.224	0.533	0.120	0.684	—	—
	下	0	0	0.235	0.654	—	—
平均値		0.307	—	0.496	—	—	—

※拘束度比：同一計測位置における拘束度の比

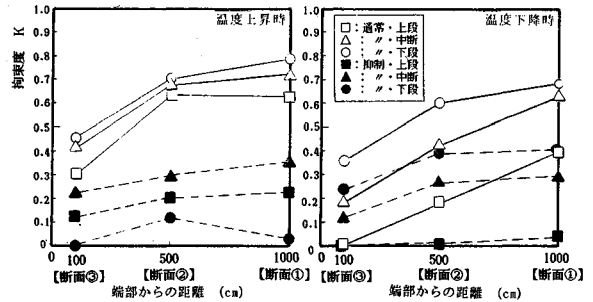


図-12 長さ方向の拘束度の分布

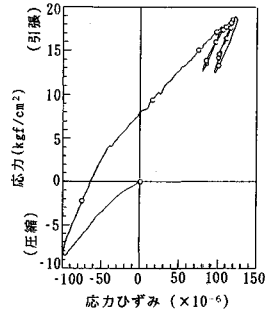


図-13 通常供試体における応力と応力ひずみとの関係

また、通常供試体の拘束度の分布は、打継目に近いほど、また中央部に近いほど大きくなる傾向にある。一般的に、壁式コンクリート構造物においてひびわれが発生しやすい位置は、部材の中央部の打継目近傍であり⁷⁾、拘束度が最大となる位置でひびわれが発生する可能性が高いことを示している。

d) コンクリートの有効弾性係数：コンクリート構造物に発生する温度応力は、若材令で比較的大きな応力を発生して、その後も長期にわたり作用する。このため、実験供試体に発生する温度応力を評価する場合、クリープによる剛性の低下を考慮した有効弾性係数を用いる必要がある。この有効弾性係数は、通常 0.5~0.6 の値を用いるが、本実験では、式 (3) から算定できる応力ひずみとコンクリート応力計によって計測された応力とを用い、両者の微小区間での傾きとして式 (4) により算定した⁸⁾。応力ひずみと応力との関係の一例として、通常供試体の断面①の中段部での測定結果を図-13に示す。

$$\text{応力ひずみ } \varepsilon_e = \varepsilon_m - \varepsilon_f = \varepsilon_m - \Delta T \cdot \alpha_c \dots (3)$$

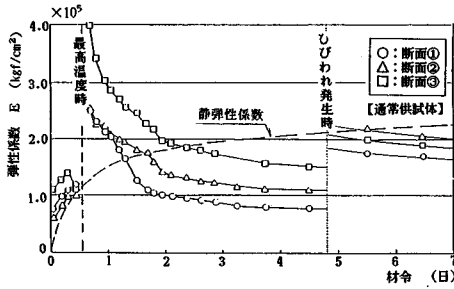
- ここに、 ε_m ：コンクリートの見掛けひずみ
- ε_f ：コンクリートの自由変形ひずみ
- ΔT ：コンクリートの温度変化量 (°C)
- α_c ：コンクリートの熱膨張係数 (°C⁻¹)

$$\text{有効弾性係数 } E_e = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon_e \dots (4)$$

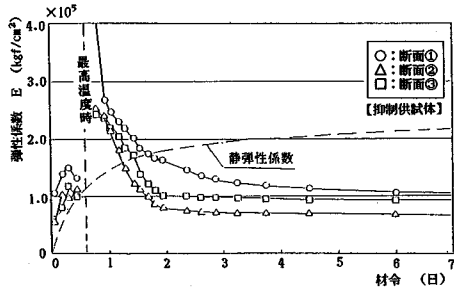
ここに、 $\Delta\sigma$ ：応力の増分 (kgf/cm²)

$\Delta\varepsilon_e$ ：応力ひずみの増分

式 (4) から算定した通常供試体および抑制供試体の有効弾性係数の経時変化を、図-14 および図-15 に示す。これらの図中には、実験供試体のコンクリート温度の実測値をもとに算定した積算温度から、図-5 中の通常コンクリートの式より算定した静弾性係数も併せて示す。これらの図に示されるように、実験供試体中の各断面における有効弾性係数は同一供試体でもその計測位置によって異なっており、拘束状態の影響を大きく受けていることがわかる。これらの有効弾性係数は、温度応力が急変するコンクリート打設初期では不安定な挙動を示



図—14 通常供試体における有効弾性係数の経時変化



図—15 抑制供試体における有効弾性係数の経時変化

すが、著者らの研究によれば⁹⁾、この時期の値は、計測上および算定上の誤差の影響を大きく受ける。有効弾性係数は、その後、温度が低下するのに従い急速に小さくなり、温度の安定とともにほぼ一定値となっている。また、通常供試体ではひびわれが発生すると、一度安定した有効弾性係数が再び大きく変動している。これは、ひびわれが発生することにより応力が緩和され、クリープひずみが小さくなるため、有効弾性係数が大きくなるものと考えられる。

このようなコンクリートのクリープによる剛性低下を検討するため、次式により弾性係数低減率を求めた。図—16 および図—17 に算定結果を示す。

$$\text{弾性係数低減率 } R = E_e / E_c \dots\dots\dots (5)$$

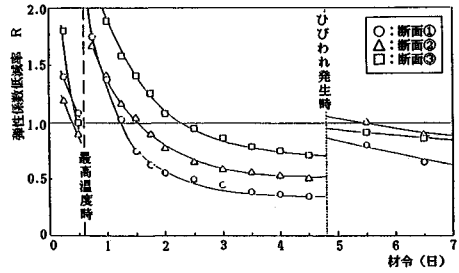
ここに、 E_e ：コンクリートの有効弾性係数 (kgf/cm²)

E_c ：コンクリートの静弾性係数 (kgf/cm²)

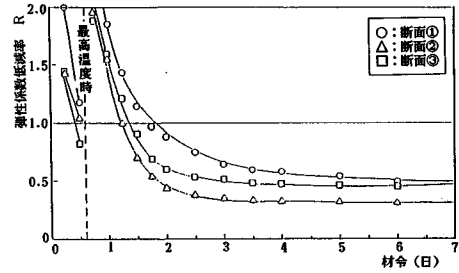
これらの図から、弾性係数低減率がほぼ一定となった値を定数 C_1 、ひびわれ発生後の値を C_2 として、これらの拘束度との関係を図—18 に示す。

同図から、通常供試体の定数 C_1 、 C_2 はひびわれ発生の前後で大きく変動するのにもかかわらず、拘束度とほぼ直線関係にあることがわかる。すなわち、前述したように拘束度が大きくなると発生応力も大きくなり、クリープひずみが増大するため有効弾性係数が小さくなる。したがって、クリープによる剛性低下の割合を示す定数 C_1 、 C_2 が小さくなるものと考えられる。

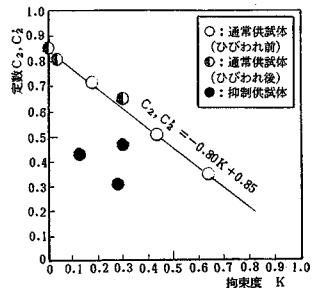
一般に、コンクリートのクリープの多少に影響を及ぼす要因は応力レベル、応力の載荷材令、環境および配合



図—16 通常供試体における弾性係数低減率の経時変化



図—17 抑制供試体における弾性係数低減率の経時変化



図—18 定数 C_1 、 C_2 と拘束度との関係

であり、これらの関係を示すと図—19 のようである。すなわち、弾性係数低減率が発生応力レベル、最高温度到達材令、養生状態および配合によって定まるものと考えられる。また、本実験での通常供試体の各計測位置に限れば、発生応力レベル以外の要因がほぼ同一であるため、発生応力の大小、すなわち拘束度の大小によって弾性係数低減率が決定されるものと考えられる。この弾性係数低減率を応力解析に反映させることを目的として検討を行った結果¹⁰⁾、最高温度時までの不安定な値を示す区間を 1.0 とし、これから温度安定時までの区間を 2 次式に、それ以降の温度安定時期を定数 C_2 として近似することにより比較的都合良くモデル化することができる⁹⁾。また、本実験の通常供試体の場合は、図—20 に示すように、ひびわれ発生後をさらに定数 C_3 とすることによってモデル化できる。表—5 は、図—18 および、拘束度の算定結果から、通常供試体の定数 C_1 、 C_2 、 C_3 を算定したものである。

e) コンクリートの発生応力：前述した応力ひずみお

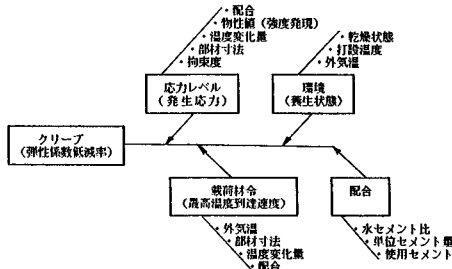


図-19 クリープ（弾性係数低減率）に影響を及ぼす要因

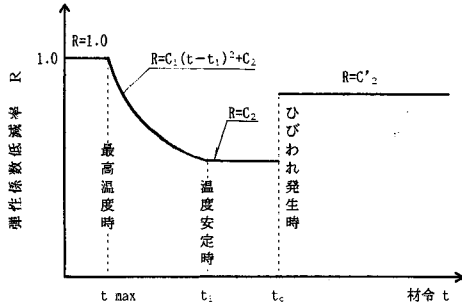


図-20 弾性係数低減率のモデル化

表-5 通常供試体における定数 C_1 , C_2 , C_2'

計測位置		C_1	C_2	C_2'
断面①	上	0.038	0.53	0.73
	中	0.060	0.34	0.61
	下	0.062	0.30	0.51
断面②	上	0.025	0.70	0.85
	中	0.044	0.51	0.78
	下	0.054	0.37	0.63
断面③	上	0.012	0.85	0.84
	中	0.026	0.71	0.85
	下	0.039	0.56	0.70

よび弾性係数低減率をもとに、増分法¹⁾により算定した発生応力の算定結果を表-6に示す。また、これらの発生応力の経時変化の一例として、両供試体の断面②の中段部における応力変化を図-21に、両供試体の応力分布を図-22および図-23に示す。

これらの図表から、通常供試体の場合は打設初期を除き、中央部から供試体長さの1/4地点までの打継目近傍で最大引張応力が発生しており、前述した拘束度の分布状況も併せて考えれば、この位置でひびわれが発生しやすい状況にあることがわかる。このような傾向は、壁式コンクリート構造物のひびわれ発生状況の典型的なものであり、本実験では発生応力および拘束度の両面から、このような傾向を明らかにすることができた。また、実験供試体の引張応力は、端部および上段部に近いほど小さくなり、端部の上段部では圧縮応力が発生している。一方、抑制供試体においては、通常供試体に比べて全

表-6 発生応力の算定結果

材 命 (日)		発生 応 力 (kgf/cm ²)								
		0.5	1	2	3	※4.8	7	10	14	
通常供試体	断面①	上	-1.5	2.1	6.3	7.0	7.1	2.1	2.7	0.8
		中	-2.9	-2.1	8.4	13.3	15.8	15.0	17.5	15.4
		下	-1.8	2.9	11.8	15.5	18.1	19.6	22.1	20.6
	断面②	上	-1.5	1.3	2.5	2.1	1.1	-5.0	-3.2	11.4
		中	-3.6	-3.2	4.5	7.9	9.8	7.0	9.5	-1.2
		下	-1.5	1.8	10.6	14.9	18.0	19.3	22.4	6.0
	断面③	上	0.1	1.0	-2.5	-5.7	-7.8	-10.0	-10.7	-7.5
		中	-2.5	-2.9	0.4	2.1	2.9	2.9	4.3	4.2
		下	-0.4	2.0	7.8	11.6	12.4	13.7	15.3	15.4
抑制供試体	断面①	上	0.4	2.8	4.3	5.5	5.0	4.8	4.7	3.8
		中	-1.4	-2.6	3.5	8.2	10.0	11.0	12.8	11.8
		下	0.4	-0.8	-2.5	-2.1	0.7	2.4	4.4	3.6
	断面②	上	-0.3	0.9	0.8	0.4	-0.4	0.4	0.3	-0.3
		中	-1.0	-1.5	2.3	5.8	6.7	7.6	8.8	8.4
		下	0.7	0.6	-0.2	0.4	2.2	3.6	4.7	4.6
	断面③	上	-0.1	0.7	-1.4	-3.0	-4.4	-4.0	-3.6	-4.3
		中	-1.0	-2.4	0.7	3.7	3.9	4.6	6.1	5.0
		下	0.7	0.4	-2.9	-3.2	-1.8	-0.8	0.3	-0.3

※通常供試体におけるひびわれ発生材命

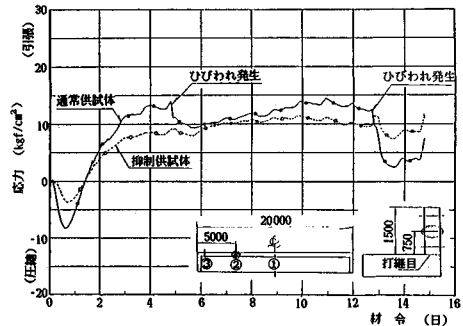


図-21 両供試体の断面②の中段部における発生応力

体的に発生応力が小さくなっているだけでなく、分布状況も大きく異なっている。すなわち、供試体の打継目近傍では、打継部の遅延コンクリートの緩衝作用により底版部の拘束が緩和されるため、発生する引張応力も小さくなり、中段部で最大引張応力を生じている。

また、通常供試体のひびわれ発生時（材命4.8日）の最大引張応力は18.1 kgf/cm²であり、断面①の下段部で発生している。これに対して、同時期に抑制供試体の同位置で発生した引張応力はわずか0.7 kgf/cm²であり、約96%の応力低減効果が認められた。しかし、抑制供試体の断面①の中段部では、この時期に10.0 kgf/cm²の最大引張応力が発生している。この応力は、壁の断面内の温度差に基づく内部拘束応力と外部拘束応力との和によるものと考えられるが、実用上は、本温度応力抑制工法の適用効果をこの最大引張応力に対して評価するのが好ましいと考えられる。いま、通常供試体においてひびわれの発生がない場合、図-21から最大引張応力は約20 kgf/cm²程度と推定される。したがって、この値と抑制供試体の最大引張応力との比較から、本温

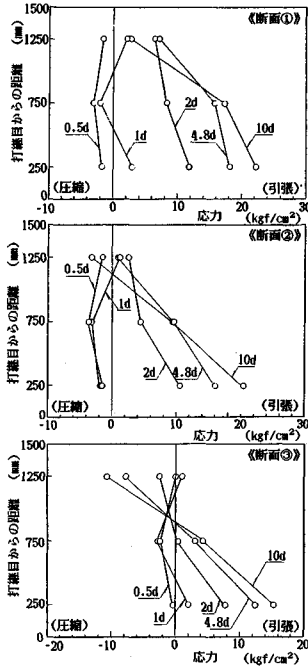


図-22 通常供試体における発生応力の分布

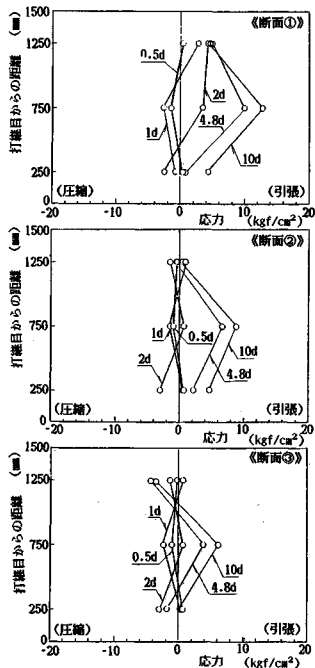


図-23 抑制供試体における発生応力の分布

度応力抑制工法の適用により約50%の応力低減効果があったことがわかる。

(2) 新旧コンクリートの相対変位

新旧コンクリートの高さ方向および長さ方向の相対変位の経時変化を、それぞれ図-24および図-25に示す。

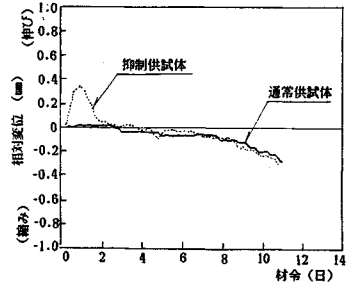


図-24 高さ方向の相対変位

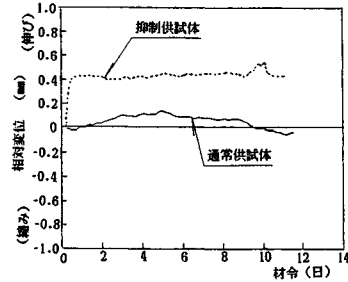


図-25 長さ方向の相対変位

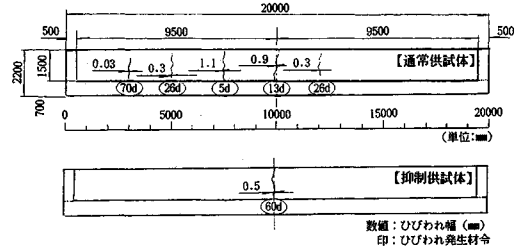


図-26 材令90日における貫通ひびわれの発生状況

これらの相対変位は、コンクリートがほぼ硬化した壁部コンクリート打設8時間後からの測定値であり、それぞれ2か所での測定結果の平均値を示した。

これらの図に示すように、通常供試体および抑制供試体の相対変位は大きく異なることがわかる。すなわち、前者の場合、新コンクリート(壁部)の変形が旧コンクリート(底版部)によって拘束されるため、実験供試体の端部においても相対変位は小さい。一方、後者の場合は、打継部に打設された遅延コンクリートの緩衝作用により旧コンクリートの拘束が大きく緩和されるため、打設初期において実験供試体の端部で大きな相対変位が生じている。このような打設初期における新旧コンクリートの大きな相対変位の発生により、新コンクリートに発生する温度応力が緩和されるものと考えられる。

(3) ひびわれ観察結果

実験供試体の型枠脱型後、目視により壁部コンクリートのひびわれ発生状況を観察した。図-26に、材令90日における両供試体の貫通ひびわれの発生状況を示す。

同図に示すように、通常供試体では材令14日までに

表一 材令 90 日における全ひびわれ幅

	貫通ひびわれ		0.02mm以下のひびわれ		全ひびわれ幅の合計 (mm)
	本数	全ひびわれ幅(mm)	本数	全ひびわれ幅(mm)	
通常供試体	5	2.63 (1.00)	41	0.82 (1.00)	3.45 (1.00)
抑制供試体	1	0.50 (0.19)	23	0.46 (0.46)	0.96 (0.28)

※ () は通常供試体の全ひびわれ幅を 1 とした場合の抑制供試体のその割合を示す。

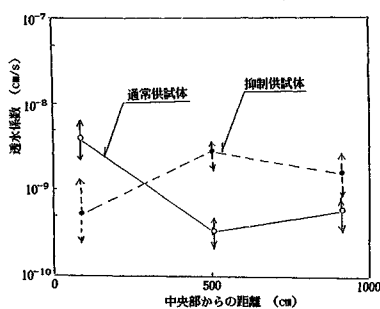
温度応力によるひびわれが 2 本発生し、その後材令 90 日までに新たに 3 本の貫通ひびわれが発生した。一方、抑制供試体では材令 14 日までのひびわれの発生は認められず、わずかに材令約 60 日で 1 本の貫通ひびわれが観察された。

また、両供試体の表面部には、主として乾燥収縮によると考えられる 0.02 mm 以下の微小なひびわれが多くみられた。表一は、材令 90 日での両供試体の全ひびわれ幅を示したものである。同表から、本温度応力抑制工法を適用することによって、実験供試体の壁部コンクリートに発生する全ひびわれ幅を約 28% に低減できることが認められた。

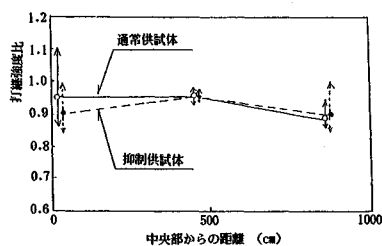
(3) 打継部の一体性に対する検討

a) 打継部の止水性：本温度応力抑制工法を適用した場合の打継部の一体性を検討する目的で、両供試体の打継部から水平方向に行ったコアボーリングにより採取したテストピースを用いて、アウトプット法により透水試験を行った。両供試体の透水係数の長さ方向の分布を図一27に示す。なお、透水係数は加圧後 48 時間での浸透水量から算定した。

同図に示されるように、打継部の透水係数の分布は通



図一27 透水係数の長さ方向の分布



図一28 打継強度比の長さ方向の分布

常供試体と抑制供試体とで幾分異なることがわかる。すなわち、前者は実験供試体の中央部で最も透水係数が大きく、端部では透水係数が小さくなり、打継部の止水性が向上する傾向にある。一方、後者は実験供試体の中央部よりも端部の方が逆に透水係数が大きくなり、打継部の止水性が低下する傾向にある。著者らがすでに行った長さ 13 m の供試体を用いた実験結果によれば¹¹⁾、打継部の止水性は中央部からの距離が増加するにつれて低下しており、通常供試体の試験結果がこのように異なった傾向を示した原因は明確ではない。しかし、一般的に打継部の止水性は打継部の施工方法、特に表面処理状態、新コンクリートの流動性および振動締固めの程度などに大きく影響を受けること¹²⁾、同一位置での試験値のばらつきが比較的大きなことなどを考慮すれば、両者の差は有意なものでなく、本温度応力抑制工法を適用した場合の打継部の止水性は通常の打継ぎを行った場合とほぼ同様と考えられる。

また、通常のコンクリート構造物の透水係数が 10⁻¹⁰ ~ 10⁻⁸ cm/s 程度であることから判断すれば、両供試体の打継部から得られたこれらの値は止水性に関して十分満足できる値であり、適切な打継ぎ処理を行えば、本温度応力抑制工法を用いても、打継部の止水性が十分確保できることが実証された。

b) 打継強度：前述した透水試験と併せて、打継部の構造一体性を検討する目的で、両供試体の打継部から鉛直方向に採取したコア供試体を用いて JIS A 1106 の曲げ強度試験方法に準じて打継強度試験を行った。両供試体の試験結果の比較は、実験供試体の壁部から採取した通常コンクリートの一体物の曲げ強度に対する各曲げ強度の比（打継強度比）によって行った。両供試体の打継強度比の長さ方向の分布を図一28に示す。

同図に示すように、通常供試体および抑制供試体の打継強度比は、いずれも端部で若干小さくなる傾向にあることがわかる。この原因としては、前述したように新旧コンクリートの相対変位が実験供試体の端部で大きくなることが一因と考えられるが、この端部においても打継強度比は約 0.9 となっており、構造強度上は問題がないものと考えられる¹³⁾。

また、通常供試体と抑制供試体の打継強度比を比較すると、両者の間には顕著な差は認められず、いずれの打継方法を採用した場合でも、適切な打継処理を行うことにより十分な打継強度が得られることが確認された。

4. 結 論

実規模供試体を用いた実証実験により得られた結果を要約すると、以下のとおりである。

- (1) 通常供試体においては材令 14 日までに温度応

力によるひびわれが2本発生したのに対して、抑制供試体ではこの時期までにひびわれの発生は認められず、本温度応力抑制工法の適用により、コンクリート打設初期の温度ひびわれの発生を防止できることが実証された。

(2) 通常供試体における応力分布は、打継目近傍で最大引張応力が生じ、打継目からの高さが増大するのに従い発生応力が小さくなる傾向を示した。これに対し、抑制供試体は中段部で最大引張応力を生じ、発生応力の分布形状が大きく異なった。また、通常供試体の最大引張応力が約 20 kgf/cm² と想定されたのに対し、抑制供試体の同時期における最大引張応力は約 10 kgf/cm² となっており約 50% の応力低減効果が認められた。

(3) 本温度応力抑制工法の適用により、コンクリート打設初期の拘束度を大幅に低減できることが確認された。本実験での拘束度は温度上昇時および下降時で、それぞれ約 30% および約 50% に低減された。

(4) 両供試体の打継部において水平方向から採取したテストピースを用いて透水試験を行った結果、両者の差は有意なものではなく、本温度応力抑制工法を適用した場合でも適切な打継処理を行うことにより、打継部において十分な止水性が確保できることがわかった。

(5) 両供試体の打継部において鉛直方向から採取したテストピースを用いて打継強度試験を行った結果、両供試体の打継強度はほぼ同等となり、しかもその値は通常コンクリートの一体物の 90% 以上となることが確認された。したがって、本温度応力抑制工法を適用しても適切な打継処理を行えば、打継部の一体性が十分確保できることがわかった。

(6) ひびわれ発生後の有効弾性係数は大きく変化するが、ひびわれ発生前後の拘束度をパラメータとして用いることにより、この前後の有効弾性係数は同様に評価できることがわかった。

5. あとがき

凝結遅延性コンクリートを用いた温度応力抑制工法の実構造物への適用を目的として、長さ 20 m の実規模供試体を作製して実証実験を行った結果、発生応力、拘束度およびひびわれ発生状況などの点から、本温度応力抑制工法がコンクリート打設初期の温度応力低減に対して、非常に有効な工法であることが実証された。しかしながら、壁式コンクリート構造物では長期において、乾燥収縮によるひびわれの発生も大きな問題となる。したがって、長期間にわたりひびわれの発生を防止するため

には、遅延効果をさらに発揮させてコンクリート打設初期の温度応力を低減させるとともに、高性能減水剤や収縮低減剤などを併用して、乾燥収縮の低減を計ることが必要不可欠になるものと考えられる。このため、今後はこれらについて引き続き検討を行いたい。

参考文献

- 1) 竹下治之：凝結遅延性コンクリートを用いた外部拘束応力の抑制に関する研究，土木学会論文集，第 372 号，pp. 85～92，1986。
- 2) 竹下治之・横田季彦・森 時昭・田中恭一：凝結遅延コンクリートを用いた温度応力の抑制に関する研究，第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp. 285～288，1984。
- 3) 村田二郎・黒井登起雄・前山光宏：超遅延性混和剤に関する研究，セメントコンクリート，No. 385，pp. 6～12，1979。
- 4) 竹下治之：超遅延剤を添加したコンクリートの基礎的特性に関する研究，土木学会論文集，第 378 号，pp. 221～229，1987。
- 5) 石川雅美・前田強司・西岡 哲・田辺忠顕：大型試験体によるマスコンクリートの温度応力実験，第 10 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp. 169～174，1988。
- 6) 田沢栄一・飯田一彦：硬化時温度応力の発生メカニズムについて，マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関するコロキウム論文集，日本コンクリート工学協会，pp. 101～104，1982。
- 7) 日本コンクリート工学協会：マスコンクリートのひびわれ制御指針，技報堂出版，1986。
- 8) 青景平昌・前野宏司・伊藤祐二：大断面ボックスカルパートの硬化時温度応力について，第 2 回マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関するコロキウム論文集，日本コンクリート工学協会，pp. 15～20，1984。
- 9) 竹下治之・浅沼 潔・横田季彦：コンクリート硬化時の有効弾性係数に関する一考察，土木学会第 41 回年次学術講演会概要集第 5 部，pp. 381～382，1986。
- 10) 竹下治之・浅沼 潔・横田季彦：ボックスカルパートの温度応力の実測と解析，第 8 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp. 55～60，1986。
- 11) 竹下治之・横田季彦・浅沼 潔：実大モデルを用いた新しい温度応力抑制工法の評価，土木学会第 42 回年次学術講演会概要集第 5 部，pp. 376～377，1987。
- 12) 横田季彦・竹下治之・長澤啓介：新旧コンクリートの打継部の処理方法に関する基礎的実験，土木学会第 43 回年次学術講演会概要集第 5 部，pp. 484～485，1988。
- 13) 国分正胤：新旧コンクリートの打継目に関する研究，土木学会論文集，第 8 号，pp. 1～24，1950。

(1990.6.4・受付)