

膨張コンクリートの内張鉄管への利用に関する基礎的研究

BASIC STUDY ON THE USE OF EXPANSIVE-CEMENT CONCRETE IN STEEL-LINED PENSTOCK

錦 織 達 郎*
By Tatsuo NISHIGORI

1. 緒 言

近年、エネルギーの需要増大と多様化上、火力・原子力発電所の増大と相まって水力発電所、特に揚水発電所の必要性が増すとともに、その規模も大型化し現在では 100 万 kW を越す揚水発電所の建設は、もはや珍しくない。しかしながら揚水発電所のこのような大容量化は、必然的に水圧鉄管の大型化を誘起し、水圧鉄管の設計、施工の両面において著しく困難性が増している現状にある。

一方、揚水発電所は揚水時に必要とされるサクシオンヘッドの都合上、水車中心を下部調整池水位よりもかなり低くとらなければならない関係から、多くの場合地下に設置する。そのため、水圧管路はトンネル式とし、水圧鉄管は極端に地山の悪いところを除き、一般には岩盤の中にコンクリートで埋設される。

このような形式の水圧鉄管を通常、内張鉄管と呼んでいるが、近年、この内張鉄管が岩盤に埋設されることを利用し、鉄管内水圧の一部を積極的に周囲の岩盤に負担させ、経済性と安全性を高める設計を行う傾向にあり、関西電力においても木曽発電所、喜撰山発電所等の水圧鉄管の一部にこの方法¹⁾を採用した。

しかしながら、従来の内張鉄管工法は鉄管填充コンクリート施工後に入念なグラウチングを必要とし、工程上および鉄管の品質保全上多くの問題を有していた。

一方、近年膨張性セメント混和材（以下膨張性混和材という）が開発され、これを用いた膨張コンクリートが各種のコンクリート部材あるいは構造物に適用されて所期の目的を達したとの報告がなされている^{2),3)}。これらの報告より類推すれば、この膨張コンクリートを内張鉄管の背面に填充するコンクリートに適用した場合、グラウチングなしで内張鉄管、填充コンクリート、岩盤相互

の間隙を小さくし、かつこれら三者の結合を確実にして内水圧の岩盤への分担を高めることの可能性が十分に予想される。また、このようなことが可能であれば、グラウチングに要する多額の工事費および工期節減により、膨張コンクリートの使用による工事費増も十分補うことができ、経済的にも有利となるであろう。

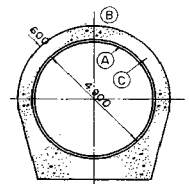
本研究は、これらの観点から内張鉄管背面に打設するコンクリートに膨張コンクリートを適用することの可能性について奥多々良木発電所水圧鉄管路の工事に際して検討した理論的研究および現地斜坑における大型模型実験等一連の検討の内、主として実験的な分野を主眼として取りまとめ報告するものである。なお、上記奥多々良木発電所ではここに述べる検討の結果、実際に膨張コンクリートを填充コンクリートに適用し、所期の目的を達したことを報告させて頂く。

2. 従来の内張鉄管の設計法と施工法

内張鉄管は、図—1 に示すように鉄管とこれを取りまくコンクリートと、さらにこの外部に存在する地山との三者によって成り立っている。

このような系をもつ内張鉄管の設計においては、内張鉄管を薄肉円筒、これをとりまくコンクリート部分を厚肉円筒、さらにこれより外側の岩盤を厚肉円筒、または無限に広がる弾性体として考え、内水圧が内張鉄管に加わった時の半径方向変位が、鉄管、コンクリート、および岩盤とのそれぞれの接合面において等しくなるように内水圧を分担させる考えが基本となっている。

このような考えのもとに導き出された内水圧の地山への負担率 $\epsilon (= p_a/p_i)$ は地山のかぶり ρ が大きい場合、



● A: 鉄管
● B: 地山 (岩盤)
● C: 填充コンクリート

図—1 水圧鉄管断面図

* 正会員 工博 関西電力(株)建設部次長

Kastner によれば⁴⁾、次式で与えられる。

$$\epsilon = \frac{1 - \frac{E_s}{p_i} \cdot \frac{\Delta}{a} \cdot \frac{t}{a}}{1 + \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{t}{a} \ln \left(\frac{b}{a} \right) + \frac{E_s}{E_g} \cdot \frac{m_g + 1}{m_g} \cdot \frac{t}{a}} \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、

- E_s ：鋼材の弾性係数
- E_g ：地山の弾性係数（割線弾性係数）
- m_g ：地山のポアソン数
- E_c ：コンクリートの弾性係数
- t ：鉄管板厚
- a ：内張鉄管半径
- b ：掘削断面半径
- p_i ：内水圧
- Δ ：水圧付加前の鉄管背面とコンクリート内面およびコンクリート背面と地山内面との間の間隙量

$$\Delta = \alpha_s \Delta t a + \beta_c \frac{p_a}{E_c} a \ln \left(\frac{b}{a} \right) + \beta_g \frac{m_g + 1}{m_g} \cdot \frac{t}{a} p_a \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、

- Δt ：温度変化量
- β_g ：地山の塑性係数
- β_c ：コンクリートの塑性係数
- α_s ：鋼材の線膨張係数
- p_a ：コンクリート内面に作用する内水圧

上式から明らかなように、この内水圧の地山への負担率は、もちろん岩盤の弾性係数によっても大きく影響を受けるが、特に内水圧の加わる以前における内張鉄管背面とコンクリート内面、コンクリートの背面と掘削坑内面との間の間隙が大きく影響している。

このため、通常はコンクリート打込み終了後、鉄管内部よりグラウト注入を行うことによって、岩盤との密着を完全に行うことにしている。

このようなグラウト注入工法は、次の三段階に分けられる。

- (i) 鉄管の背面と填充コンクリートの内面との間のセメントミルク注入（コンタクトグラウト）。
- (ii) 填充コンクリートの背面と掘削岩盤との間のモルタル、およびセメントミルクの注入（低圧填充グラウト）。
- (iii) 岩盤の中のセメントミルクの注入（高圧コンソリデーショングラウト）。

(i) と (ii) は、鉄管の背面のコンクリート填充を完全なものに仕上げ、初期間隙をできるだけ小さくするものであり、(iii) は岩盤へのセメントミルクの注入により、岩盤の弾性係数を増加させ、かつまた、塑性変形量を小

比 重	粉 末 度		凝 結					安 定 性	フ ロ ー 値 (mm)
	比表面積 (cm ² /g)	88 μ 残分 (%)	室温 (°C)	湿度 (%)	水量 (%)	始 発 (時-分)	終 結 (時-分)		
3.16	3070	1.7	20	95	28.1	3-30	4-30	良	226

さくする効果を持つものである。

以上に述べたようなグラウト注入を行うためには、内張鉄管には数多くのグラウト注入孔をあらかじめ設けておく必要がある。

しかし、最近では水圧鉄管がますます大型化する傾向にあるため、現在では水圧鉄管には高張力鋼（HT 60~80）の使用がほとんど常識化され、使用鋼材の板厚も 50 mm を越えることが少なくない。したがって、このような水圧鉄管にグラウト注入孔を設けることは、次の点で問題となっている。

(i) グラウティング後のプラグ溶接処理は、特に高張力鋼においては割れやすく、高圧水の漏水防止が困難である。

(ii) 厚板へのグラウト注入孔の穴あけは、孔の周囲に多軸の応力集中を引き起こし、さらにこの周囲に付される補強板によって拘束力が大きくなる。

(iii) 特に、現場でせん孔する補足グラウト注入孔については適切な補強方法がなく、応力集中と不完全なてん塞溶接部が残される結果となることが多い。

以上の点から、グラウト注入という工法をとることなく、内張鉄管背面のコンクリート填充だけで十分であるような工法が期待されるのである。

3. 基礎的実験研究

(1) 実験概要

膨張コンクリートの内張鉄管の填充コンクリートとしての適用性を検討する場合、このコンクリートが膨張によって内張鉄管と密着すること、および外側の岩盤とも一体化することの確認、さらにその膨張によって地山の掘削による応力解放や掘削時の発破使用による岩盤破壊によって引き起こされるゆるみ領域に対してどのような影響があるかの検討が必要である。

本実験の主たる目的は以下のとおりである。

- (i) 地山の弾性係数がどの程度であれば、膨張コンクリートが内張鉄管背面の填充コンクリートとして有意義に作用するか。
- (ii) 膨張コンクリートを適用した場合に、どのような力が内張鉄管および岩盤に働くか。
- (iii) 膨張材の使用量がどのような影響をもつか。

表-1 セメント試験成績表

強 さ (kg/cm ²)						化 学 成 分 (%)									比 率 係 数				
曲 げ 強 さ			圧 縮 強 さ			ig. loss	insol	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Total	H.M	A.I	S.M	I.M	L.S.D
3日	7日	28日	3日	7日	28日														
33.7	50.6	67.3	133	251	414	0.5	0.1	21.9	5.3	3.2	65.3	0.9	1.8	99.0	2.11	4.1	2.6	1.7	0.92

表-2 膨張材試験成績表

項 目	化 学 成 分 (%)				比 重	粉 末 度		自由膨張量 (×10 ⁻⁶)
	ig. loss	Al ₂ O ₃	CaO	SO ₃		比表面積 (ブレン方法) (cm ² /g)	149μ 残分 (%)	
仕 様	1.0 以下	5~8	59~63	27~31	3.00~3.05	1900~2500	15~20	3500~7500
成 績	0.7	7.7	62.2	27.5	3.03	2260	18.3	5020*

* 奥多々良木水力発電所建設所の使用コンクリートによる材令7日の値

しかしながら、実際の地山および岩盤についての状況は非常に複雑であり、かつ内張鉄管も傾斜しているのです。これらの要素を取り入れた模型実験を行う前に、地山による外側の拘束を性状の把握できる既知の鋼材に置き換え、傾斜管ではなく鉛直管を対象として以下の基礎的実験を行った。本章ではこれら模型実験による結果を報告する。

- (i) 小型室内模型実験
- (ii) 小型現地模型実験
- (iii) 特殊状況下の実験

(2) 膨張コンクリートの使用材料と配合

a) セメント

本研究で使用したセメントは、A社製の普通ポルトランドセメントで、試験成績は表-1に示すとおりである。

b) 膨張性混和材

本研究で使用した膨張性混和材は、国産のカルシウム・サルフォ・アルミネート系の膨張材である(以下Aという)。この試験成績は表-2に示すとおりである。

c) 粗骨材

粗骨材は、奥多々良木発電所の地下発電所の掘削ずりをクラッシングして用いた。岩質は石英粗面岩質の角礫岩、および流紋岩であって両者の相違はほとんどなく、

いずれも新鮮堅硬であり、比重は 2.53~2.55 で、粗骨材最大寸法は 40 mm である。

d) 細骨材

細骨材は、香川県本島産の海砂を水洗いして用いた。岩質は石英粒、長石粒、花崗岩粒、粘板岩で一部貝殻片を含んでいる。比重は 2.56、粗粒率は 2.66 であった。

e) 減水剤

減水剤としてB社製のをセメント(膨張材を含む)の重量比で 0.25% 使用した。

f) 配 合

実験に用いたコンクリートの配合は、表-3に示されるように現場でのコンクリートの運搬と打込み条件を考慮して、セメント使用量+A使用量=350 kg/m³ としている。

なお、コンクリートの所要圧縮強度は、填充コンクリートであるので内水圧(最大圧 63 kg/cm²)の一部を分担するだけで十分であるが、水圧鉄管の設計条件としてコンクリートの弾性係数を 210 000 kg/cm² としていることを考慮して、200 kg/cm² 以上を目標とした。

(3) 膨張コンクリートの膨張特性

(1)の実験概要で述べている各種実験を遂行し、かつ、この結果を的確に評価するためには、膨張コンクリート

表-3 コンクリートの配合と圧縮強度

実験の種類	A使用量 (kg/m ³)	W/C (%)	S/a (%)	スランパ (cm)	単 位 量 (kg/m ³)					最大骨材 寸 法 (mm)	圧 縮 強 度 (28日・kg/cm ²)		
					セメント	A	水	細骨材	粗骨材		ポゾリス	拘 束	無拘束
室内小型	50	47	38	15	300	50	165	663	1081	0.875	40	309	300
	55	47	38	15	295	55	165	663	1081	0.875	40	300	271
	60	47	38	15	290	60	165	663	1081	0.875	40	327	240
	65	47	38	15	285	65	165	663	1081	0.875	40	386	202
	70	47	38	15	280	70	165	663	1081	0.875	40	328	125
現地小型	55	50	38	16	295	55	176	652	1064	0.875	40	289	207
実物模型	55	50	38	16	295	55	176	652	1064	0.875	40	305	195
備心および 管厚変化	50	47	38	15	300	50	165	663	1081	0.875	20	—	—
	55	47	38	15	295	55	165	663	1081	0.875	20	—	—
	60	47	38	15	290	60	165	663	1081	0.875	20	—	—

の膨張特性を定量的に把握しなければならない。このような量を認識することによって、始めて各種構造物に膨張コンクリートを適用した場合の理論的力学解析が可能となる。このため、本研究では自由膨張ひずみおよび一軸拘束膨張ひずみを測定し、この値で膨張コンクリートの膨張特性を評価することを検討した。この方法は、土木学会の「膨張性セメント混和材を用いたコンクリートの標準試験方法に関する提案」に準じたものである。

なお、本実験のための供試体は、実験期間中のすべての種類の実験のつど採用され、膨張管理試験としても用いられている。

図-2 は横軸に時間を、縦軸には自由膨張ひずみおよび拘束膨張ひずみをとって、膨張ひずみの時間的変化を示した一例である。いずれの場合にあっても、コンクリート打込み後1週間も経過すると安定した一定値に収束することが認められた。

図-3 は、図-2 の結果より材令1週で膨張が飽和に達するとの判断から、コンクリート打込み後1週間目の自由膨張ひずみ、および一軸拘束ひずみと膨張材使用量との関係を示したものである。この結果によれば自由膨張ひずみ、一軸拘束ひずみとともに、膨張材使用量に応じて大きくなっているが、特に膨張材単位使用量 60 kg/m³ 程度を境として急激に大きくなることが明瞭に示されている。

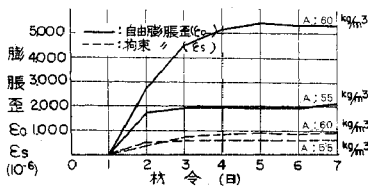


図-2 膨張ひずみの時間的変化 (管理用供試体)

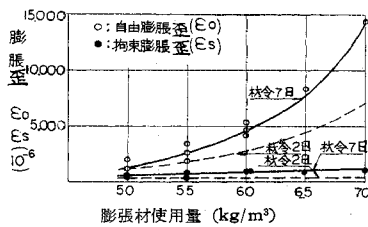


図-3 膨張材使用量と膨張ひずみの関係

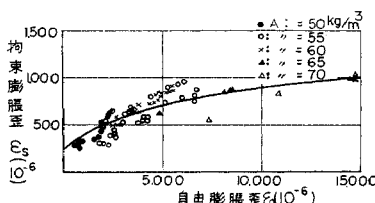


図-4 自由膨張ひずみと一軸拘束膨張ひずみとの関係

図-4 は、各種供試体の実験結果を一まとめにして、一つの図の中に書き込んだものである。膨張ひずみは、図-2 に示すように材令とともに漸増する傾向にあるから、同一の供試体でも材令によって自由膨張ひずみ(ε₀)と一軸拘束膨張ひずみ(εₛ)の関係が異なる。しかし、本図はこのようなコンクリート打込み開始からの経過日時とは無関係に、各材令で測定された自由膨張ひずみ ε₀ を横軸に、それに対応する一軸拘束膨張ひずみ εₛ を縦軸にとったものである。

このように、各材令で測定された点をプロットしてみると ε₀ が著しく大きくなっても、一軸拘束膨張ひずみである εₛ はそれほど大きく伸びないことが認められるとともに、また、大局的に眺めれば、このようにプロットされた点は一つの直線に近い曲線上にあるようである。しかも、これらの点がコンクリート打込み後の材令、ならびに膨張材使用量と無関係にプロットされていることは非常に興味深い。

したがって、このような結果から一軸の拘束を行った場合には、その時の拘束膨張ひずみ εₛ は、ε₀ のみによって規定され、時間的要素や膨張材の量は、単に自由膨張ひずみ ε₀ を規定するのに役立つだけであることを示しており、このことはまた、膨張コンクリートの理論的取扱いにおいても、時間的積み上げは必ずしも必要でないことを意味していると思われる。

(4) 小型室内模型実験

小型室内模型実験の供試体は、図-5 に示すようなものである。この実験においては内側の鉄管を図-1 の内張鉄管と見立てるならば、外側の鉄管は同図の岩盤対

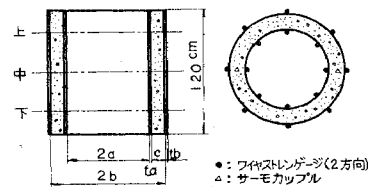


図-5 小型室内模型実験の供試体

表-4 小型室内実験の種類

実験の種類	膨張材使用量 (kg/m ³)	2a (cm)	2b (cm)	c (cm)	ta (cm)	tb (cm)	外管等価弾性係数 (kg/cm ²)
A-1(45-1)	50	74.4	100	12	0.8	0.45	22680
A-2(45-2)	55	74.4	100	12	0.8	0.45	22680
A-3(45-3)	60	74.4	100	12	0.8	0.45	22680
B-1(10-1)	55	74.4	100	12	0.8	1.0	50400
B-2(10-2)	60	74.4	100	12	0.8	1.0	50400
B-3(10-3)	65	74.4	100	12	0.8	1.0	50400
B-4(10-4)	70	74.4	100	12	0.8	1.0	50400
C-1(16-1)	50	74.4	100	12	0.8	1.6	80640
C-2(16-2)	55	74.4	100	12	0.8	1.6	80640
C-3(16-3)	60	74.4	100	12	0.8	1.6	80640

応するものであり、本実験は内張鉄管の理想化された模型と考えることができる。表-4には外側の鉄管の厚さに対応する岩盤の弾性係数(外管等価弾性係数)を記してある。

鉄管の板厚と、これに対応する岩盤の弾性係数との間には次式のような関係がある。

$$E_g = (1 + \nu_g) \frac{E_s \cdot t}{b} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、

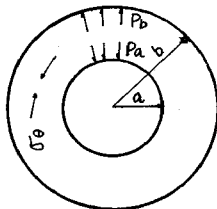
- E_g : 岩盤の弾性係数
- E_s : 鋼材の弾性係数
- ν_g : 岩盤のポアソン比
- b : 半径
- t : 鉄管の板厚

本実験では、二重円管が膨張コンクリートの内外面に対する拘束条件となると同時に、このコンクリートの型わくとなっている。したがって、この型わくとなった鉄管の応力度を詳細に経時的に測定すれば、コンクリート打込み直後からの鉄管の応力度、すなわち膨張コンクリートによる膨張圧の時間的経過の状態を知ることができる。なお、膨張ひずみの時間的変化を調べたところ、測定値の1週間後での変動はほとんどないことが判明したので、本実験の測定は材令1週までとした。

測定の方法は、内外管の表面に2軸のワイヤーストレーンゲージを貼付し、コンクリートの打込み直後を零点とするひずみを読みとった。測定箇所は図-5に示すように、円管の上・中・下の3断面、1断面当り8方向とした。同時に△印で示したところにサーモカップルを設置して、コンクリート打込み後の温度変化を調べた。実験結果は下記のとおりである。

a) 内管および外管に加わる膨張コンクリートの膨張圧

コンクリート打込み後からの内管および外管に加わる膨張コンクリートの膨張圧 p_a 、 p_b (図-6 参照) は、鉄管において測定された円周方向および軸方向のひずみ ϵ_θ 、 ϵ_l を用い、



式(4)、(5)に示す拡張されたHookeの法則により算出された円周方向応力度(σ_θ)および軸方向応力度(σ_l)とから、式(6)、(7)により計算される。

$$\sigma_\theta = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} (\epsilon_\theta + \nu_s \cdot \epsilon_l) \dots\dots\dots (4)$$

$$\sigma_l = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} (\epsilon_l + \nu_s \cdot \epsilon_\theta) \dots\dots\dots (5)$$

ここで、

E_s : 鋼材の弾性係数

ν_s : 鋼材のポアソン比、ここでは0.3とした。

$$p_a = - \frac{\sigma_{\theta a} \cdot t_a}{a} \dots\dots\dots (6)$$

$$p_b = \frac{\sigma_{\theta b} \cdot t_b}{b} \dots\dots\dots (7)$$

ここで、

- a : 内管の半径
- b : 外管の半径
- $\sigma_{\theta a}$: 内管における σ_θ
- $\sigma_{\theta b}$: 外管における σ_θ
- t_a : 内管の管厚
- t_b : 外管の管厚

図-7~9には、供試体の中央部の測線での8つの測点の値の平均値をとって示してある。この図によると、外管の応力度、すなわち膨張コンクリートの膨張圧は、コンクリート打込み後1~2日程度でほとんど飽和に達していることがわかるが、内管の方では、コンクリート打込み後漸次膨張圧が増加し始め、ほぼ1週間程度で定常値に達している。このことは、特に外管の方に対しては、図-2に示す一軸拘束実験に比して大きく相違するとこ

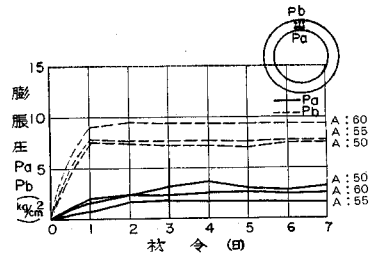


図-7 膨張圧 p_a と p_b の変化 (外管厚 4.5 mm)

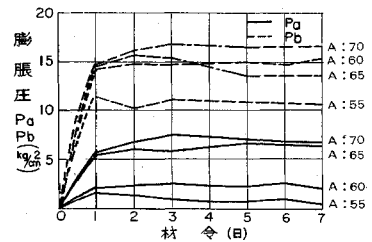


図-8 膨張圧 p_a と p_b の変化 (外管厚 10 mm)

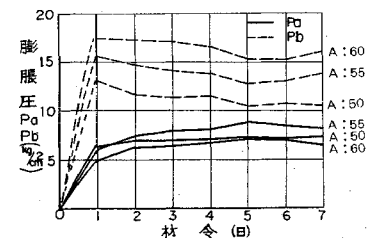


図-9 膨張圧 p_a と p_b の変化 (外管厚 16 mm)

$$p_a = - \frac{\sigma_{\theta a} \cdot t_a}{a}$$

$$p_b = \frac{\sigma_{\theta b} \cdot t_b}{b}$$

注: 矢印の方向が逆。

図-6 p_a 、 p_b の定義

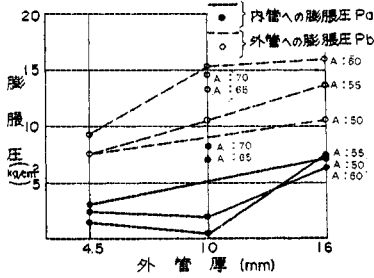


図-10 外管厚と p_a , p_b の関係 (材令 7 日)

ろであって、一軸拘束実験にあってはコンクリートを打込んで1日を経過した後においても大きな膨張を示したにもかかわらず、本実験の結果ではこれより早期に収斂しているのである。この理由は、次のように推察される。すなわち、このような二重管の間に膨張コンクリートを打込んだ場合には、まずコンクリートは外側へと膨張しようとする。内管の方向に膨張するためには、外側鉄管による拘束が働き、その力が内側へと伝わらなければ内側への膨張が行われないが、そのためにはコンクリートがある程度硬化しなければ、外側の拘束による力が内側へと及ばないのである。そのため、内側への膨張圧は外側へのそれよりも、コンクリートがある程度硬化するまでの時間的遅れがあるものと思われる。

図-10 は、コンクリート打込み後材令1週の p_a , p_b について、横軸に外管厚をとり、膨張材使用量をパラメーターとして表わしたものである。横軸にとった外管厚は、実際の内張鉄管にあっては外側の岩盤の弾性係数の良否に対応するものであって、拘束の程度を表わすものである。

この結果、外側の拘束が大きいほど、また、膨張材使用量が多いほど、 p_a , p_b は大きくなる傾向にあることが確認された。

b) 内管および外管に働く鉄管の軸方向応力度

図-11~13 は、内管および外管に働く軸方向応力度を縦軸にとり、コンクリート打込み時を原点としてその経時の変化を表わしたものである。ここに記された値は、供試体の中央測線に関するもので、この測線の8測点の平均値である。

管軸方向の応力度は、すべて引張り応力度として計測されているが、この応力度の時間的変化の状況は、 p_a の場合と同じくコンクリート打込み後 24 時間程度で最大に達し、その後若干低下傾向を示しながら一定値に収斂する傾向にあり、材令で1週間も経過すれば、ほとんどその応力度は定常化するようである。また、このような傾向は外管の厚さ、膨張材の使用量に関係なく同じ傾向を示している。理由はさだかではないが、縦方向のコンクリートの膨張に対する拘束の程度が、外管による拘束

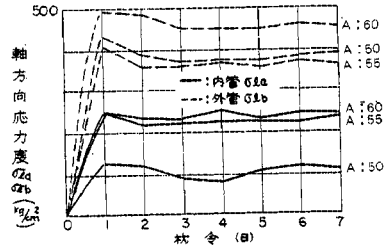


図-11 鉄管の軸方向応力度の変化 (外管厚 4.5 mm)

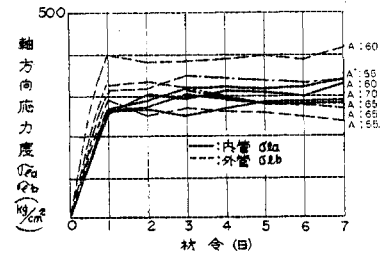


図-12 鉄管の軸方向応力度の変化 (外管厚 10 mm)

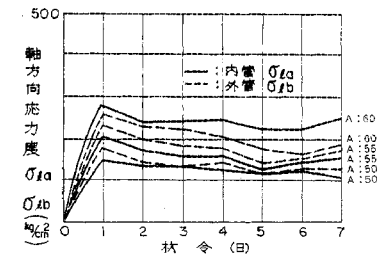


図-13 鉄管の軸方向応力度の変化 (外管厚 16 mm)

と同程度であると考えてみた場合、前出の p_a , p_b の時間的変遷の時に考慮したように、まず、コンクリートの打込みによって膨張しやすい方、すなわち、外側と軸方向へと膨張し、その結果、最初に外管および軸方向に応力の発生を見、その後、コンクリートの硬化に伴う膨張コンクリート自身に加わる拘束によって、外管および軸方向の応力は抑止されるが、なおコンクリートには膨張余力があり、これが次の段階として内管へ移行するものと思われる。

このような現象は、膨張コンクリートの填充コンクリートへの適用においてきわめて重要であって、特に膨張コンクリートが硬化後もなお膨張し続けるために、軸方向応力が拘束されることによって膨張によって生じた応力度の再配分が漸次進み、内管の円周方向応力度が増大し、内張鉄管の設計上望ましい応力度分布へと移行していくことの可能性が認められたのである。

c) コンクリート内部の残留応力度

a) の実測応力度から求められた膨張圧 p_a , p_b を用いて、内側と外側の鉄管の間に打込まれたコンクリートに残留している応力度を推定することができる。すなわ

ち、内半径 a 、外半径 b の厚肉円筒の内外面に半径方向の圧力 p_a, p_b が作用するときの任意の半径 r での円周方向応力度 σ_θ 、および内外面間の平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}_\theta$ は、それぞれ式 (8), (9) で示される。

$$\sigma_\theta = \frac{p_a a^2 (b^2 + r^2) - p_b b^2 (a^2 + r^2)}{(b^2 - a^2) r^2} \dots\dots\dots (8)$$

$$\bar{\sigma}_\theta = \frac{1}{b-a} \int_a^b \sigma_\theta \cdot dr = \frac{1}{b-a} [a p_a - b p_b] \dots\dots (9)$$

平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}_\theta$ の時間的変化を示したのが 図-14 ~16 である。これらの一連の実験の中で、最大の圧縮応力は、 $(\sigma_\theta)_{r=a}$ のうちの外管板厚 10 mm、膨張材使用量 60 kg/m^3 の中央測線の 61.7 kg/cm^2 であり、最小の圧縮応力は $(\sigma_\theta)_{r=b}$ のうちの外管板厚 16 mm、膨張材使用量 50 kg/m^3 の上部測線の 15.8 kg/cm^2 であった。

このように、コンクリートに残留する応力度は、外管の管厚、すなわち外管の拘束および膨張材の使用量によって異なり、その傾向は同一管厚においては膨張材の使用量が大きいほど大きくなるようであり、その値も平均応力度にあっては 40 kg/cm^2 に達し、コンクリートにプレストレスを残すという意味においても、膨張コンクリートの使用は効果が高いことが判明した。

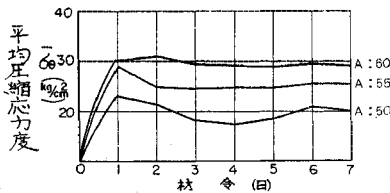


図-14 コンクリートのプレストレスの変化 (外管厚 4.5 mm)

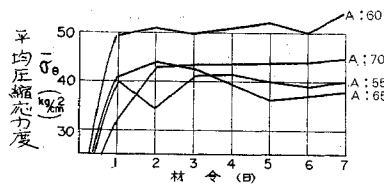


図-15 コンクリートのプレストレスの変化 (外管厚 10 mm)

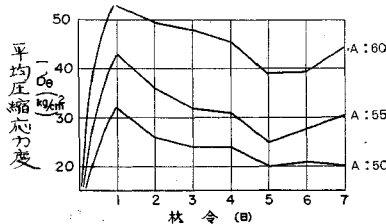


図-16 コンクリートのプレストレスの変化 (外管厚 16 mm)

(5) 小型現地模型実験

(4) の小型室内模型実験は、研究所内で行われ、養生も恒温恒湿の状態であり、かつコンクリート打込みも入念に行うための条件を具備しているが、このコンクリートを適用しようとする現場は室内とは異なり、その条件は実験室とは必ずしも同等ではない。

本小型現地実験は、実験室内で行われた実験結果が、現場で行った場合においても成り立つかどうかの確認を第一の目的としている。

また、図-5 に示すような小型実験の結果から、実物のような大きなもの (たとえば、奥多々良木発電所の水圧鉄管では、内径が 4.9 m である) を類推できるかどうか、力学的な意味において幾何学的相似性が成り立つかどうかを検討することを第二の目的として行った。

上記の第一の目的のために、実験場所は関西電力(株)奥多々良木発電所の水圧鉄管路の設置場所に近い横坑内とした。この横坑内は、四季を通じて、ほぼ一定の温度 20°C であり、湿度は 91% である。

第二の目的に対しては、図-5 の小型室内模型実験と同一寸法を有するもの 1 個と、ちょうどこれと幾何学的に 2 倍の寸法を有するもの 1 個の計 2 個としている。

使用したコンクリートの配合は、表-3 に示してあるが、室内実験に比してスランプおよび W/C の値が幾分異なっている。

図-17 には、本実験の結果得られた内外管に働く膨張圧 p_a, p_b を示してある。この実験は、ただ 1 種類の膨張材使用量 (55 kg/m^3) で、ただ 1 種類の外部拘束について行われただけであるが、室内小型実験の結果と十分軌を一にしていることがわかる。

すなわち、内外管に働く膨張コンクリートによる膨張圧は、現地のプラントを用いてコンクリートの練りませ

表-5 小型現地実験の種類

実験の種類	膨張材使用量 (kg/m³)	2a (cm)	2b (cm)	c (cm)	ta (cm)	tb (cm)	外管等価弾性係数 (kg/cm²)
D (小型)	55	74.4	100	12	0.8	0.45	22680
E (大型)	55	148.8	200	24	1.6	0.9	22680

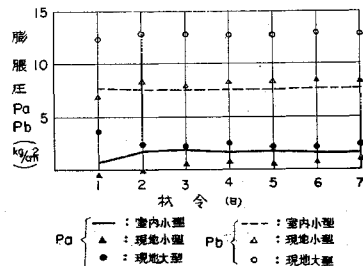


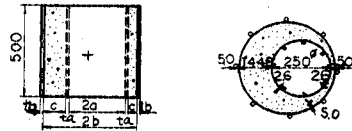
図-17 膨張圧 p_a と p_b の変化 (室内と現地)

を行い、養生も現地の横坑内で行ったにもかかわらず前記小型室内模型実験の結果と比べてあまり変化はない。小型と大型の相違については、 p_a はコンクリートの厚さによってあまり大きな変化はしないが、 p_b はコンクリートの厚さが大きくなると大きくなることわかる。このことは、コンクリートを厚くすると外管、すなわち岩盤に及ぼす力は大きくなるが、内管に及ぼす力はそれほど大きくなることを示すものと思われる。

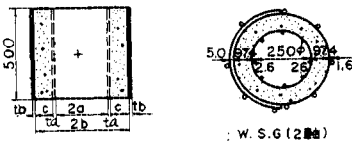
(6) 特殊状況下の実験

今までに述べてきた実験の性格は、内張鉄管および岩盤を理想化し、同心円のものと考えてきたが、実際に内張鉄管をとりまく周囲の岩盤には多様性があり、鉄管の周囲をとりまくコンクリートの厚さは一定ではなく、また弾性係数も周囲一様ではない。

図一18, 19 は、このようなことを勘案した模型実験である。図一18 は内張鉄管の周囲のコンクリート厚さ



図一18 偏心供試体



図一19 外管厚変化供試体

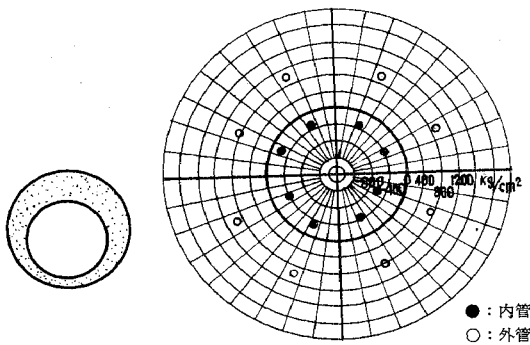
が変化したときの部分的な膨張圧の相違による内張鉄管の曲げ応力の発生程度を検討することを目的としたものであり、図一19 は同心円でコンクリートの厚さは一定であるが、外側の拘束である岩盤の弾性係数が変わった場合に、いかなる影響が内張鉄管に表われるかを検討することを目的としたものである。

a) 偏心供試体の実験結果

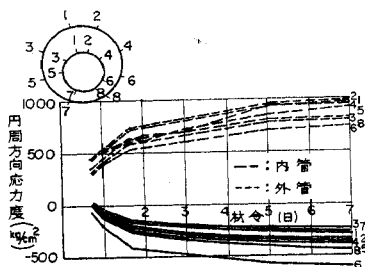
実験は、膨張材使用量 50, 55, 60 kg/m³ の3種類について行った。図一20 は、膨張材使用量 55 kg/m³ の場合のコンクリート打込み後1週間目の測定応力度を示したものである。また、図一21 はコンクリート打込み後からの応力度の変化を各測点別に示したものである。

膨張材使用量が 50, 60 kg/m³ の場合についても、傾向は同一であるが、この使用量の範囲内では膨張材使用量が大きくなるに伴って、内管・外管いずれの円周方向応力度もわずかであるが大きくなる傾向にある。

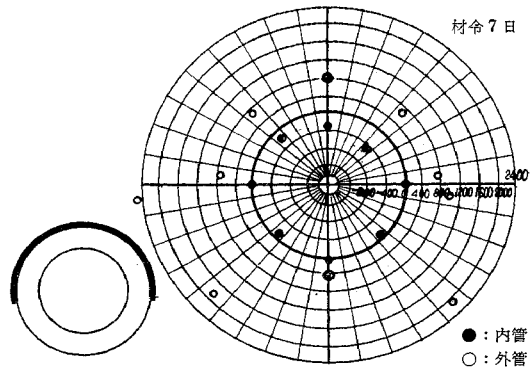
これらの実験結果から、コンクリートの厚さが場所的になった場合、鉄管に発生する曲げ応力度を計算すると 5.8 kg/cm² 程度であって、きわめて小さいことが判明した。



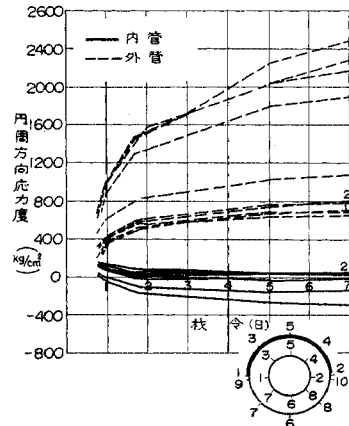
図一20 鉄管の円周方向応力度 (偏心供試体 A 55 kg/m³) 材令7日)



図一21 鉄管の円周方向応力度の変化 (偏心供試体 A 55 kg/m³)



図一22 鉄管の円周方向応力度 (外管厚変化供試体 A 55 kg/m³)



図一23 鉄管の円周方向応力度の変化 (外管厚変化供試体 A 55 kg/m³)

b) 外管厚変化供試体の実験結果

この実験についても上記 a) の場合と同じく、膨張材使用量を 3 種選んで行った。図—22 は、膨張材使用量 55 kg/m^3 の場合のコンクリート打込み後 1 週間目の測定応力度を示したものであり、図—23 はコンクリート打込み後からの各測点別の応力度の変化を示してある。

この結果から、外管厚が変化した場合についての鉄管に加わる曲げ応力度を計算すると最大で 8.0 kg/cm^2 程度となりきわめて小さいことがわかった。

また、膨張材使用量が $50, 60 \text{ kg/m}^3$ の場合についても傾向は同じであるが、a) の場合と同じく膨張材使用量が大きくなると内管・外管の円周方向応力度は大きくなる傾向にある。

(7) 実験結果から得られた事項

以上に述べた基礎的実験研究から得られた成果をとりまとめると次のようである。

① コンクリート打込み後 1 日目を原点とした拘束膨張ひずみと自由膨張ひずみとの間には比例関係があり、自由膨張ひずみによって一軸拘束ひずみが規定されるようである。なお、コンクリート打込み後 1 日目までの自由膨張ひずみ量は、膨張材使用量 $50 \sim 60 \text{ kg/m}^3$ の範囲にあっては $1000 \sim 1700 \times 10^{-6}$ 程度である。

② 外管厚が厚いほど、すなわち内張鉄管の外側の岩盤の拘束が大きいほど、内張鉄管に作用する膨張コンクリートによる膨張圧は大きくなる。

③ 使用する膨張コンクリートの自由膨張ひずみ量が大きいほど、すなわち膨張材の使用量が多いほど、膨張コンクリートによる膨張圧は大きくなるが、その程度は必ずしも自由膨張ひずみとは比例しない。

④ 二軸または三軸のような多軸拘束条件下にあっては、コンクリート打込み後 1~2 日程度までは、まず拘束条件の小さい方向、いわゆる膨張しやすい方に膨張するが、その後コンクリートの硬化中の膨張によってコンクリート内の応力が分配され、新しい平衡状態へと移行して行き、コンクリート打込み後ほぼ 1 週間程度で安定するようである。

⑤ 実験室内におけるようなコンクリートの打込み条件、すなわち恒温・恒湿下の養生条件の下において行われた結果も、現地の地山中の横坑内において行われたような、室内実験といくぶん異なるコンクリートの打込み方法、養生条件のもとであっても、その結果の相違はほとんどない。また、幾何学的に相似であるような供試体にあつては、発生する応力度はほとんど相違がないようである。

⑥ 内張鉄管の周囲のコンクリートの厚さがいくぶん変わった場合、また、外側の岩盤の拘束条件が変わった場合

にも、それほど大きな曲げモーメントが鉄管に働かないようである。

以上のような結果から、内張鉄管背面に膨張コンクリートを適用することはかなり有効であることが確認できた。

4. 現地実物模型実験による実験的研究

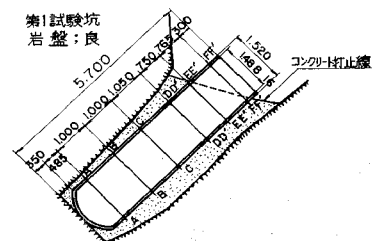
3. で述べた小型室内模型実験、小型現地模型実験は、いずれも内張鉄管外側の岩盤を鉄管で代用させたものである。しかし、実際の内張鉄管は外側が岩盤であるため、完全弾性体である鉄管の場合に比して、岩盤の塑性・粘性的要素、あるいは、コンクリート打込み後の温度上昇時の保温容量の相違など、鉄管の場合と異なった結果をもたらす可能性がある。

また、基礎的実験はすべて鉛直方向の模型を対象に行われてきたが、実際の水圧鉄管は $47^\circ 40'$ の傾斜管であるため、打継目近傍での膨張コンクリートによる内張鉄管への作用は鉛直の場合とはかなり異なった挙動を示すことも十分考えられる。このため、実験実施にあたっては非常にめんどろな作業を伴うのであるが、実際の内張鉄管に近接した横坑内に斜坑を掘削し、ここに内張鉄管の模型を 45° の傾斜管として設置して、実験を行った。

図—24 は試験坑の断面および模型管の寸法を示している。本実験では、内張鉄管が膨張コンクリートを打込むことによって、どのような応力度を示すかを検討した後、この内張鉄管に実際に内水圧を作用させ、この膨張コンクリートの効果が内張鉄管の応力に、いかなる影響をもつかを直接検討することができるようにした。本実験を行った地山の状態としては、奥多々良木発電所の内張鉄管路の地質の平均的なものと、きわめて劣悪とみられる地質の部分との 2 地点を選び、どの程度の岩盤まで膨張コンクリートの適用が可能であるか判断できるように配慮した。

本実験の種類は、次の 3 段階にわかれている。

- (i) 予備試験として地山の弾性係数の推定を行う。
- (ii) 次に、膨張コンクリートを打込み、内張鉄管に



図—24 現地実物模型実験坑の断面

作用する膨張圧を測定する。

(iii) さらに、この内張鉄管に盲蓋を取り付け、水圧テストを行い、水圧の地山への分担度がいくらになるかについて検討し、膨張コンクリートの有意性について検討する。

本実験に使用した鉄管の使用鋼材は SM 41 A、鉄管の内径は 1.488 m、使用板厚は 16 mm である。

岩盤についての処理は、できうる限り実物に忠実になるようとの配慮から、実物の掘削坑と同じような条件となるようにし、理想的な掘削坑の周囲となるような処理は行ってはいない。したがって、コンクリートの厚さは一例を図-24 に示すごとく、場所によって 0.19~0.93 m と変化しており、かなり不規則な状態である。

また、本実験では 図-24 に示してあるように、コンクリート上面をほぼ水平に仕上げた。これは、コンクリートの打継ぎ部分で膨張コンクリートの膨張圧が、ちょうど楕円断面の周囲に加わるような形となり、大きな曲げモーメントが作用することの危険性を検討するためのものである。

(1) ジャッキ試験による岩盤の弾性係数の推定

掘削坑周囲の岩盤の弾性係数の測定方法としては、膨張コンクリートの膨張機構を考えるならば、水室試験の方法によるのが適当であろう。しかし、そのような方法による試験のあとで、同一地点において膨張コンクリートの試験を行うことは無意味となるので、ジャッキ試験により地山の弾性係数の推定を行うことにした。

ジャッキ試験を行った断面は、各試験坑にそれぞれ 2 箇所設け、測定は各断面とも 4 方向について行った。

試験坑の岩質については、電力中央研究所で採用している等級を用いると、第 1 試験坑は流紋岩で岩質は B 級、大きな節理もなく、第 2 試験坑は石英粗面岩質凝灰岩で岩質は全体的に風化していて C_M 級であり、深所では悪く C_L 級で、風化が進み節理が発達している。

载荷装置は剛体载荷で、载荷板の径は 30 cm、岩盤の変位は 1/1 000 mm のダイヤルゲージによっている。

ジャッキ試験の
载荷パターンは
図-25 に示す
ようである。

荷重のかけ方
15 分間で 1/100 mm 以下の変形となれば次のステップに移る。

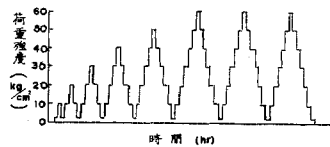


図-25 ジャッキ試験载荷パターン

一般に、ジャッキ試験を行ったとき、図-26 に示すような荷重-変位量の曲線が得られる。図中に示すような定義により、この荷重-変位量曲線から割線弾性係数、包絡線弾性係数が求められるのであるが、本研究では神月博士の方法⁵⁾

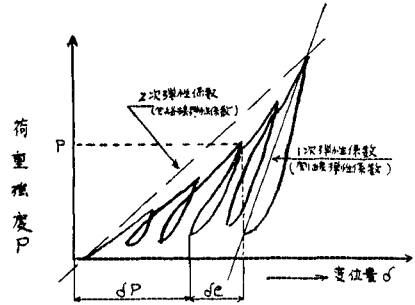


図-26 岩盤のヒステリシス

によってそれぞれの弾性係数を算出した。

塑性変形係数は $\beta_0 = \delta_p / \delta_e$ で定義されるが、この場合割線弾性係数と同じ方法により $\delta_p = A\delta_e + B$ で示すことを考え、各荷重段階での測定値から最小 2 乗法により、A、B を算出した。ここで A が塑性変形係数、B が初期塑性量とする。

このような方法によって測定結果を整理すると、第 1、第 2 試験坑にあつては、それぞれ割線弾性係数は 120 000 kg/cm² と 30 000 kg/cm² 程度、包絡線弾性係数は 80 000 kg/cm² と 15 000 kg/cm² 程度、塑性変形係数は 0.5 と 0.7 程度であると推定される。

(2) 膨張コンクリート打込みによる鉄管の測定結果について

鉄管の応力度測定的位置は、図-24 に示すように、A・B・C・D・E・F の 6 断面であり、このうち、A・B・C の断面は比較的端部の影響を受けない断面を選び、各断面とも 1 断面あたり 8 測点を設け、円周方向および軸方向のひずみを鉄管の内部に貼付したワイヤーストレインゲージにより測定した。D・E・F の断面は、特にコンクリ

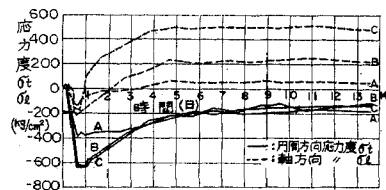


図-27 膨張コンクリートによる鉄管の応力度の変化 (第 1 試験坑)

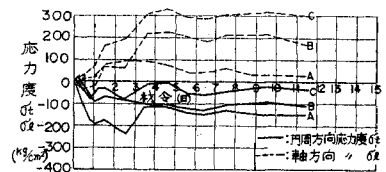


図-28 膨張コンクリートによる鉄管の応力度の変化 (第 2 試験坑)

ートの打継目において、膨張コンクリートの膨張圧によって曲げモーメントが発生すると考え、この付近の応力度の検討のために行ったものである。

A・B・Cの断面に貼付されたゲージは、この試験終了後、水圧テストを行う際の応力度測定用のゲージとしても使用している。このため、各ゲージは水圧試験の時の水圧にも十分耐えられるようコーティングを行っている。

図-27, 28には、第1試験坑、第2試験坑について、それぞれ横軸にコンクリート打込み時からの日数を取り、縦軸にはA・B・C各断面の8測点の円周方向応力度と軸方向応力度とを併記してある。

実験の結果は、円周方向応力度はコンクリート打込み後1~2日で最大に達し、その後漸減しながら1週間程度でほぼ一定値に達するようである。一方、軸方向応力度はこれとは逆に、最初の1~2日ほどの間はほとんど応力度の変化は認められないが、その後漸増し1週間ほどでほぼ一定値に達する。

このような傾向は第1, 第2試験坑とも同じであるが、第1試験坑の方が第2試験坑よりもその傾向が顕著である。このような現象は、基礎的実験の外側拘束を鉄管とした場合とは全く逆の傾向を示している。この原因としては、小型室内模型実験の場合に比して試験管の長さが長く、また、コンクリートと岩盤の間の付着が、コンクリートがまだ十分に硬化しきっていない段階にあっては働き、そのため縦方向への伸びが拘束をうけるために内張管の方へと膨張が強く影響を及ぼすためであろうと思われる。また、一度大きくなった膨張圧が漸次ゆるんでいく傾向にあるのは、岩盤のクリープ、内張管の温度降下による収縮、およびコンクリートの硬化に伴う軸方向力の増加によるものと思われる。第1試験坑に比して、第2試験坑の方ではこのような現象がそれほど著しくないのは、岩盤の弾性係数が第1試験坑に比して小さく、そのため軸方向への伸びに対する拘束の条件と、円周方向へのふくらみに対する拘束の条件とでそれほど大きな差がなく、その結果、軸方向へも内張鉄管の方へと膨張コンクリートが同等の影響を及ぼすためであろうと推定される。

第1, 第2試験坑のいずれの場合にあっては、縦方向力増加に伴う円周方向力の減少がみられることは、コンクリート硬化後も続く膨張によって、漸次応力度が再配分されることを示している。

また、温度の面から考察してみると、室内小型実験にあっては、外管および内管の表面温度は恒温室内の温度と同じであって、コンクリートの厚さも薄いので温度の

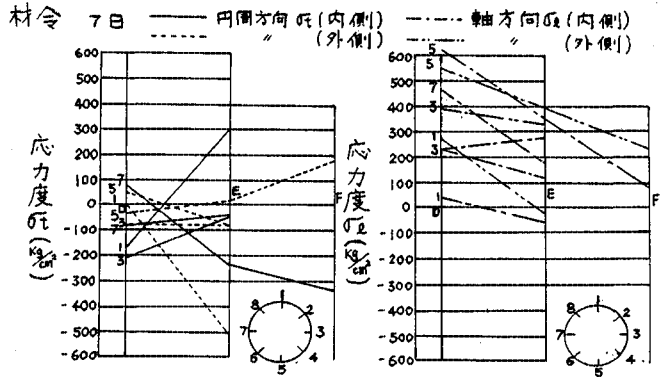


図-29 鉄管応力度 (第1試験坑 DEF 断面)

変化による応力度の変化はあまりないと考えられるが、現地実物模型実験にあっては、内管の条件は変わらないが、外管は岩盤であって、鉄管の場合に比して温度の降下は弛やかである。このような観点にたてば、コンクリートの外側と内張鉄管側との温度差によって、外側の拘束による内管に及ぼす影響が低下することの理由づけがなされる。上記の測定値の時間的変動は、コンクリートの膨張特性やクリープによるもののほか、地山の保熱による内外面の温度差によるものも無視できないものであることを示唆している。

この試験結果から、鉄管の円周方向応力度は、第1試験坑にあっては200 kg/cm²程度、第2試験坑では100 kg/cm²程度で、膨張コンクリートの膨張圧が有効に働いていることが確認された。

D・E・F断面の測定値としては、第1試験坑でのコンクリート打込み後1週間目の測定結果を図-29に記している。

これらの応力度の測定結果から、円周方向の曲げモーメント M_ϕ を $W(\sigma_{t0} - \sigma_{i0})/2$ の形で、円周方向力 N_ϕ を $A(\sigma_{t0} + \sigma_{i0})/2$ の形で、また軸方向の曲げモーメント M_x を $W(\sigma_{t0} - \sigma_{i0})/2$ の形で、軸方向力 N_x を $A(\sigma_{t0} + \sigma_{i0})/2$ の形で算出する。

ここに、 A, W はそれぞれ単位幅当りの鉄管の断面積、および断面係数であって、 σ_t, σ_i の添字0, i はそれぞれ内面および外面の応力度を示す。

これらの測定値を整理した結果、 N_x についてみると第1, 第2試験坑とも鉄管の上面は圧縮力またはきわめて小さい引張り力を示し、下面は著しい引張力が現われている。膨張コンクリートによる膨張力が軸方向にも働き、全円周に沿って軸方向に引張力が働いても当然であるにもかかわらず、一部に圧縮力、または非常に小さい引張り力しか働かないのは、膨張コンクリートの膨張圧が打継目付近では下方からの偏圧となって働き、その結果、鉄管の上面においてこのような不等圧が軸方向に

沿って働き、上面においては圧縮力、下面においては引張力となって現われるのである。

ここでは、第1試験坑の N_x の値を図-30に示す。

かかる状態は、円周方向応力度の円周に沿う分布からも認められ、E断面は下の方から部分的に膨張圧が加わり、D断面にあってはD・E断面間の円周に沿う膨張圧の不均衡により鉄管は上の方へと押し上げられるような形となることを示している。

したがって、このような現象を除去するために、打継目部分では鉄管が移動しないように十分な支持を行って、膨張圧による偏圧を避けることが必要である。

(3) 水圧試験結果について

膨張コンクリートの打込み後、約15日後に盲蓋を内張鉄管の上面に溶接して取付け、水圧試験を行った。

測点および測定方法は、すでに(2)で用いたA・B・C断面のワイヤーストレインゲージをそのまま用いている。

図-31には、実験に際しての第1試験坑における水圧の昇圧、降圧のパターンを示した。

図-32は、第1試験坑について横軸に鉄管の円周方向

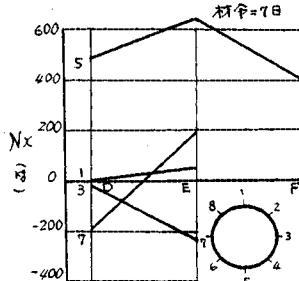


図-30 N_x の値 (第1試験坑 DEF 断面)

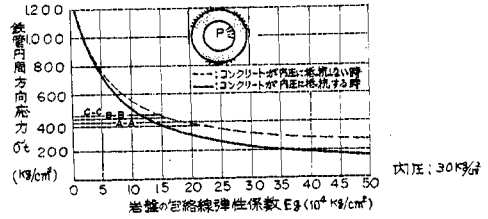


図-33 地山の弾性係数と鉄管円周方向応力度との関係

応力度を、縦軸に水圧をとり表わしたヒステリシスカーブである。ここで円周方向応力度は各測定断面の平均値をとって示したものである。実験結果によれば、この円周方向応力度と内圧の関係は内圧の載荷、除荷を繰り返しても直線ではほとんど変化を生じないことが示されており、しかも零点の移動がないことは、内圧の載荷当初より鉄管、コンクリートおよび地山が一体となって十分な弾性的要素をもっているものと判断される。

図-33は、第1試験坑のもので、横軸に岩盤の包絡線弾性係数をとり、縦軸には Kastner の式を用いて計算した ϵ から鉄管の応力度をえがいたものである。ここで採用した計算条件は、この実験に対するもので、 $p=30 \text{ kg/cm}^2$ 、板厚 $t=16 \text{ mm}$ 、内径 744 mm 、外径 1226 mm としている。この図中には実線と点線の曲線が示されているが、実線は、内水圧負担時にあってもコンクリートに膨張による十分な圧縮応力としてのプレストレスが残留しており、コンクリート自体も内水圧を負担しようと考えた場合であり、点線は、内水圧の負荷によりコンクリートにクラックが発生し、コンクリートによって内水圧が負担できないと想定した場合である。

この図からA・B・C各断面の応力度をとって逆算すると、図中の水平に引かれた線と曲線との交点の横座標の値を読みとれば、所定の岩盤の包絡線弾性係数となる。その結果は表-6の上段に示すような値となり、下段の()内の値はジャッキ試験の結果得られたものであるが、これらと比較するとかなり改良されたことが示され

ており、その改良の程度は第2試験坑において顕著である。

図-34, 35は、測定された鉄管の応力度から地山への内水圧の負担率を $\epsilon = \sigma_t \cdot t / p \cdot r$ の式を用いて計算したものである。第1試験坑のような良好な地山では内圧の約70%を地山が負担しており、しかも内圧の程度にもか

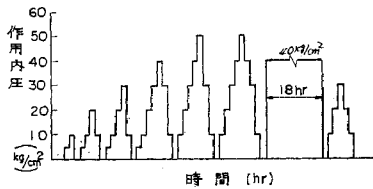


図-31 内圧載荷パターン

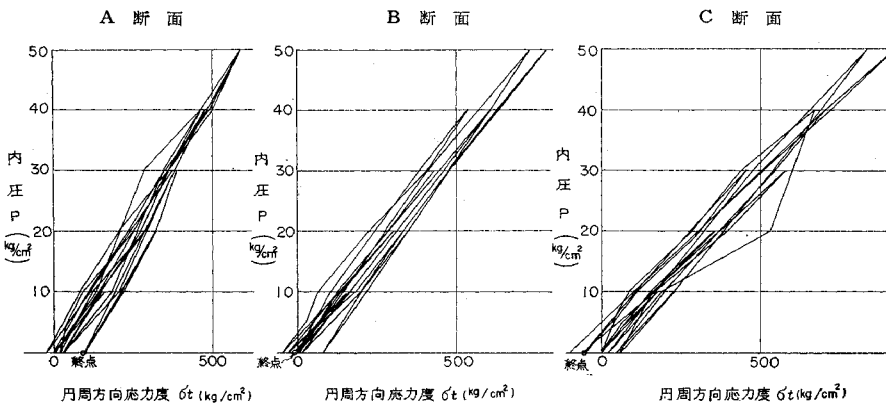
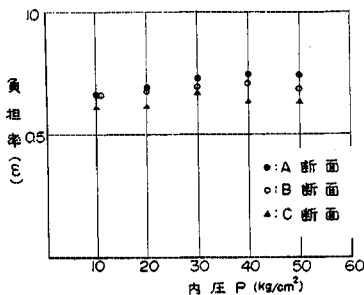


図-32 内圧と円周方向応力度との関係 (第1試験坑)

表一 鉄管の円周方向応力度から推定した岩盤の弾性係数 (単位: 10^4 kg/cm^2)

断面	A-A 断面	B-B 断面	C-C 断面
第 1 試験坑	14.5~21.0	12.0~16.0 (10.7~18.2)	11.2~15.0 (5.9~22.0)
第 2 試験坑	2.0~2.3	11.0~14.5 (2.3~4.1)	12.5~17.0 (2.1~10.5)

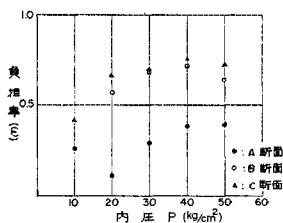
注: B-B, C-C 断面における () の数値はジャッキ試験によるものである。



図一34 岩盤への水圧の負担度 (第1試験坑)

かわらず一定であることは、これからも鉄管・コンクリートおよび地山が完全に弾性体として働いていることが確認された。

これに比して、地山の悪い第2試験坑にあっては、第1試験坑の結果といくぶん様相を異にしている。しかし、図一35に示すように、低内圧では地山の負担率は小さいが、水圧が増加するにつれて負担率も増加し一定値(約70%)に収斂する傾向にあり、この程度の岩盤でも地山への負担率を考慮しうることが判明した。



図一35 岩盤への水圧の負担度 (第2試験坑)

(4) 実験結果から得られた事項

現地模型による実験的研究より得られた知見を要約すると、次のようである。

① 現地模型実験では、膨張圧はまず内張鉄管(基礎実験の内側鉄管)に円周方向応力 σ_r として作用し、次いで軸方向応力 σ_z として作用した。この作用挙動は岩盤の弾性係数を鉄管で等価させた場合の挙動と著しく傾向を異にしている。これは岩盤が軸方向の膨張を拘束するためであって、その程度は岩盤の弾性係数が大きいほど顕著である。

② 円周方向応力度 σ_r はコンクリート打込み後 1~2 日で最大に達し、その後漸減するが約 1 週間で安定化する。この応力度の漸減の原因はコンクリートの膨張特性やクリープによることは当然であるが、その他に打設コ

ンクリートと岩盤の温度差による影響が大きいことが判明した。したがって、実用に際しては温度応力の解析が大切であると言える。

③ 実測の結果、内張鉄管にはコンクリートの膨張圧による円周方向応力度として第1試験坑では 200 kg/cm^2 程度、第2試験坑では 100 kg/cm^2 程度の応力が発生していることが認められ、内張鉄管とコンクリートとの接合面には少なくとも初期間隙は存在しないことが確認された。

④ 斜坑内に内張鉄管が配置された場合、打継目の箇所においては膨張圧が偏圧として作用し、鉄管を上を押し上げる作用をする。このような現象を除去するため、岩盤に支持をとって膨張圧による偏圧を避ける工法を採らねばならない。

⑤ 内水圧の繰り返し载荷によっても円周方向応力度と内圧の関係はほぼ直線関係にあり、内水圧に対して鉄管、コンクリートおよび地山が一体となり、きわめて弾性的な性状を示した。このことはコンクリートの膨張圧によって鉄管、コンクリート、地山相互の接合部の間隙が閉合されていることを明瞭に示すものである。

また、内水圧と鉄管応力度との関係から岩盤の弾性係数を逆算すると、当初のジャッキ試験による値よりも著しく大きくなっていることが示され、コンクリートの膨張圧は岩盤の弛みの改良にも効果的であることが認められた。

⑥ 鉄管に発生する応力度から地山への内水圧の負担率を求めると、第1試験坑では内水圧の大小にかかわらず約 70% の値を示した。一方、第2試験坑では低内圧では負担率が小さいが、高压になるにつれて負担率が増し、この程度の岩盤であっても負担率を設計において考慮できることが示された。

5. 結 論

本論文では、近年ますます大型化しつつある水力発電所の圧力鉄管に採用されている内張鉄管工法に関し、その背面に打設するコンクリートに膨張コンクリートを適用することの諸問題について実験的に検討した結果、岩盤の条件に応じた制約などいくつかの問題点はあるにしても有効な工法であることが確認された。実際の設計・施工法を確立するには、さらに理論的な実証あるいは施工管理など本報で触れなかった問題点も多いが、これらについては他報に譲ることとし、今回の検討で得られた知見および問題点をとりまとめると次のようである。

(1) 膨張コンクリートの膨張圧は、まず拘束条件の小さい方向、いわゆる膨張しやすい方向に作用し、次いでコンクリートの硬化中の膨張によって拘束条件の大き

い方向へと応力分配が生じ、ほぼ材令1週間で安定状態に達する。そのため2重管による小型室内実験では外管の円周方向および内外管の軸方向にまず膨張し、次いで内管が内方向に押される力が作用した。一方、現地模型実験では軸方向の岩盤拘束のため、まず内管が押され、次いで軸方向に膨張する性状を示している。

(2) 内張鉄管に作用する膨張コンクリートの膨張圧は、岩盤の拘束いわゆる弾性係数が大きいほど大きく、膨張材の使用量が大きいほど大きくなる。しかし膨張圧の増大の程度は岩盤の弾性係数あるいは膨張コンクリートの自由膨張量に比例するわけではない。岩盤の拘束条件に応じて適切な使用量の膨張混和材を用いれば、コンクリートのプレストレスとして 30 kg/cm^2 程度の値が期待できそうである。事実、現地模型実験の結果でも鉄管に作用する円周方向のプレストレスとして $100 \sim 200 \text{ kg/cm}^2$ が実測され、この可能性を裏づけている。

(3) 小型模型試験により、打込み条件および保管場所の相違の影響、試験体の寸法の影響等を検討したが、実用上有意差は認められなかった。ただしコンクリートの厚さが大きいと内張鉄管に作用する膨張圧には差がないが、外管(岩盤)に作用する膨張圧が大きくなることが観測され、実際の内張鉄管のようにコンクリートの厚さが大きい場合には岩盤の弛みの改良には有効であると推察される。

(4) 実際の内張鉄管の埋設状態を想定して、内張鉄管の断面の各方向でコンクリートのかぶり厚さが変化する場合、岩盤の弾性係数が変化する場合の影響について検討したが、このことによって発生する鉄管の曲げ応力度はかなり小さい値であり、無視しうることが判明した。

(5) 現地模型実験の結果から、膨張圧の効果に対して温度の影響が大きいことが判明した。したがって詳細な膨張圧の検討を行うには温度応力の解析が不可欠であ

る。なお、膨張圧を有効にするには低熱型のセメントの使用が好ましいと思われる。

(6) 内張鉄管が斜坑内に設置される場合、コンクリートの打継目が水平となる関係から内張鉄管に膨張圧が偏圧として作用し、内張鉄管に比較的大きな曲げ応力度が発生する。そのため施工に際しては偏圧ないしは偏心を防止するための支持が必要となる。

(7) 現地模型内張鉄管で、内水圧試験を実施した結果、岩盤が良好であれば内水圧の70%程度まで地山に負担させることが可能であること、岩盤が悪い場合にはその状況に応じて地山への負担率が小さくなることが判明した。しかし試験坑1, 2のいずれの場合にあっても、膨張コンクリートの膨張圧によって岩盤の弛みが改良されるためか、内水圧試験時の岩盤の挙動はきわめて弾性的であり、膨張コンクリートの適用は鉄管と填充コンクリート、填充コンクリートと岩盤の接合面における間隙をなくすのに効果があるばかりでなく、岩盤の改良にも効果のあることが判明した。

最後に、本研究に当って終始ご指導を賜わった東京大学国分正胤名誉教授と、研究当初より絶大なご援助を賜わった東京工業大学長滝重義助教授、新日本技術コンサルタント(株)神月隆一第1部長に、心から謝意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 喜撰山発電所工事誌, 関西電力 1970.
- 2) ACI Committee, "Expansive Cement Concrete Present State of knowledge", ACI Journal August 1970.
- 3) 膨張性セメント混和材を用いたコンクリートに関するシンポジウム講演概要, 土木学会, 1972年8月24日.
- 4) Kastner, H.: Zur Theorie des gepanzerten Druckschachtes, Wasser und Energiewirtschaft, 1949 Nr 8/9.
- 5) 神月隆一: 岩盤の中に埋設された内張鉄管において内圧をうけた場合の理論的・実験的研究, 土木学会論文報告集 No. 141 (1967.5).

(1975.6.2・受付)