

関西電力本管水力発電所建設所長 杉山光郎

土木課 松岡元一

1. はじめに

関西電力で現在建設中の本管発電所(116,000kW)の水圧鉄管のうち一部はいわゆる内張管型式として、内圧の一部を周辺地山に分担させる設計方法を採用している。水圧鉄管に作用する内圧の一部を周辺地山に分担させる方法については、すでにヨーロッパでは歴史が古く Vaughan などの内圧分担理論があるが、我国では地質の変化が多くて地山特性の把握が困難であるという先入観もあってこのような設計方法を採用し実例は殆どない。関西電力では将来建設が予定されている高落差大容量の揚水式発電所等の水圧鉄管を経済的に設計するため、当発電所をモデルケースとして本格的にこの問題と取り組んでいる。

2 実験の焦点

実験は先ず地山の力学的特性(弾性係数・塑性変形量)を求めることより始めたが更に次の様な事項について検討を行った。

- (1) 地山の異方向性をどうするか。
- (2) 地山の力学的特性を測定する方法は水室式が適当であろうが多くの測定を少い費用と手数で求めるためジャッキ試験に置きかえられるか。
- (3) 鉄管の応力を測定して内圧が地山にどれだけ分担されているか、またその分担率と地山特性との相関性はどうか。
- (4) 地山改善のためにコンソリデーショングラウトを施工する効果はどうであろうか。

3 試験の種類

試験は上記の目的に沿い次にのべるような5段階に分けて系統的に実施した。

- (1) 試験坑掘削後のジャッキ試験による地山特性の把握。
- (2) 水室式水圧試験による地山特性の把握。
- (3) 内張鉄管応力の測定と検討。
- (4) コンソリデーショングラウト注入後の内張鉄管応力の検討。
- (5) コンソリデーショングラウト注入後のジャッキ試験による地山特性の把握。

これらの試験は昭和39年8月から昭和40年5月までの10ヶ月間にわたり実施したがこれに要した費用は約1200万円であった。試験位置は本管発電所水圧鉄管路調査用試験坑内に $\phi 3\text{m} \times 4\text{m}$ のモデルを建て行なった。この付近の地質構造は上松花崗岩帯に属し粗粒花崗岩によって形成されており局所的には破碎帯が存在し開口節理も見受けられるが岩質は大体において良好である。

4. ジャッキ試験による地山特性の把握

- (1) ジャッキ試験による弾性係数

ジャッキ試験の測定断面は図-1に示すように、2断面、各断面について45°づつ8方向の測定をおこな

た。標準載荷方法は図-1のごとくである。試験の結果によると各段階荷重による荷重強度と沈下量はほぼ図-3のような型をしている。この形から沈下量とを弾性変形量 ϵ_e と残留変形量 ϵ_p に分け応力度 σ と弾性変形量 ϵ_e から弾性係数を決定した。即ち横軸に σ 縦軸に ϵ_e をとって表わし、これらの諸点を通る直線を最小自乗法によって方程式に表わし、この式の勾配 $\frac{\sigma}{\epsilon_e}$ から次式により弾性係数を求めた。

$$E = \frac{P(1-\nu^2)}{2 \cdot a \cdot \epsilon_e} = \frac{\sigma}{\epsilon_e} \cdot \frac{\pi \cdot a}{2} (1-\nu^2) \dots\dots (\text{載荷板が圓体の場合})$$

ただし P, ϵ_e 互に対応する荷重(t)と増分変位(cm)

a : 円形載荷板の半径(cm)

ν : ポアソン比 (花崗岩約0.2)

σ : 応力度 (kg/cm^2)

弾性係数は1~8の方向についてもとめたがこれを水室試験の結果と比較するために方向別に1と5, 2と6, 3と7, 4と8の平均値を計算すれば表-1のようになる。

(2) 残留変形量

図-5は横軸に弾性変形量をとって表わしたものであるがきりめて高い相関性を示している。この図より本地点においては、
 $\frac{\text{残留変形量}}{\text{弾性変形量}} = 0.3 \sim 0.6$ 程度であると考えられる。

5. 水室式水圧試験による地山特性の把握

測定位置は図-6のとおりA,B,Cの3断面。測定方向は4方向で各方向の直径の伸びを継目計で測定した。

(1) 地山の弾性係数

弾性係数はジャッキ試験の場合と同様の手法によりもとめた。 σ を半径の伸び(cm), P を水圧(kg/cm^2) r をトンネルの半径(cm), ν をポアソン比(0.2)として弾性係数 E をもとめる。

$$E = \frac{P}{\epsilon} (1 + \nu) \cdot r$$

B断面の E は表-2のとおりである。ジャッキ試験と水室試験の弾性係数の比較は、ジャッキ試験はI・II断面の平均をとり(表-3)、水室試験はB断面の平均の値をとって比較すると表-4のとおり

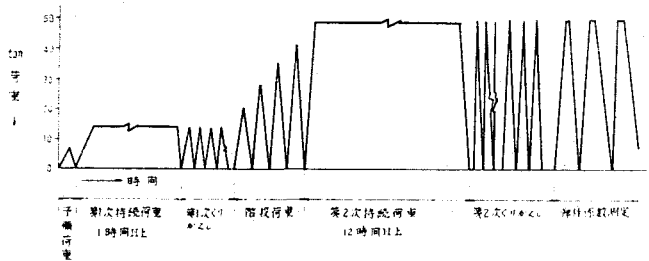


図-1 標準載荷方式

図-2 測定箇所位置図

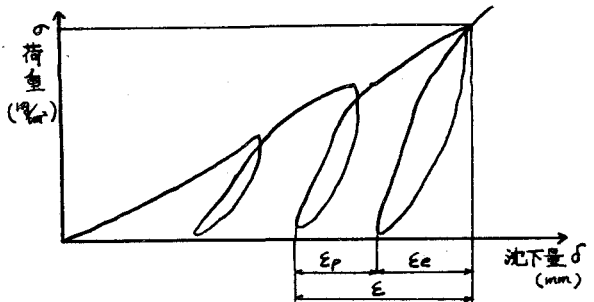
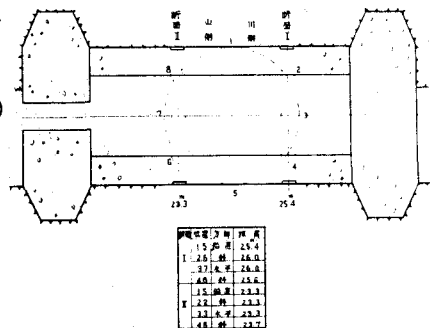


図-3 荷重強度と沈下量

表-1 方向別にわつめた ϵ/r と E および方向別 E 平均値

方 向	1	2	3	4
断面I				
ϵ/r	0.0005206	0.0004004	0.00050505	0.0008622
E (kg/cm^2)	43,400	56,400	44,800	26,200
E/r	0.0003732	0.0006462	0.0003792	0.0005319
断面II				
E (kg/cm^2)	60,600	35,000	59,600	42,500
I・II平均 E (kg/cm^2)	52,000	45,700	52,200	34,400

である。

(2) 残留変形量と弾性変形量の関係は図-5に示すとおりであり、ジャッキ試験の場合と同様 $\frac{\text{残留変形量}}{\text{弾性変形量}} = 0.3 \sim 0.6$ である。ここで荷重条件の異なる試験で同じ様な結果を得たことから当地点の地山の残留変形量は弾性変形量に対して定義され、その値は弾性変形量の0.3~0.6倍であると考えている。

6. 内張鉄管試験

試験断面は図-7のとおりであり、A, B, C 3断面、各断面8ヶ所(2成分)に抵抗線歪計を貼った。載荷は段階状をくり返して6回行い、最高荷重は 29 kg/cm^2 であった。

(1) 地山の弾性係数

測定した鉄管の $P=29 \text{ kg/cm}^2$ 時の応力 σ より地山の弾性係数 E_g を $\text{残留変形量} / \text{弾性変形量} = \beta_g = 0.3$ および 0.5 の場合について求めると表-5のようになる。

表-5からみれば鉄管応力からもとめた E_g はジャッキ試験の E_J 値にくらべて平均化され、方向別平均の弾性係数の値は、かなりジャッキ試験のそれに近い。

(2) 地山の残留変形量の検討

同じ内圧時でも実験が進むにつれて鉄管応力が大きくなることが測定の結果判明した。これは鉄管応力が初期間隙に支配され初期間隙は、おぼろげに受けた最高圧力に支配されていたためである。いは $P=10 \text{ kg/cm}^2$ の時の σ_e の平均から β_g を逆算すると表-6のようになる。この結果はジャッキ試験および水室式水圧試験で得た値 $\beta_g = 0.3 \sim 0.6$ に比較的近い。

(3) 地山の弾性係数の不均質性が鉄管応力におよぼす影響

実測応力と計算応力とを比較検討してみることとする。ジャッキ試験の結果よりもとめた E_J は、各方向別平均(145, 246, 327, 448)の弾性係数を下式に代入して理論応力をもとめ、実測応力と比較

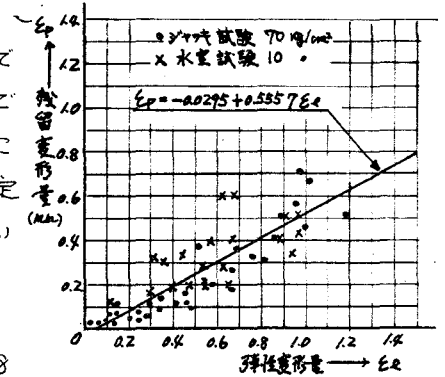


図-5 残留変形量と弾性変形量

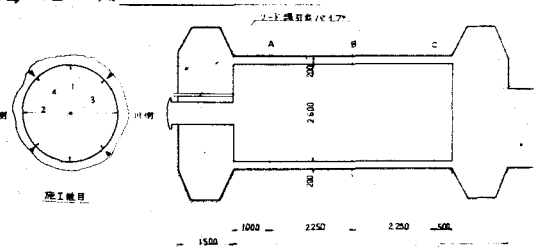


図-6 水室式水圧試験測定位置図

B断面	方向1	方向2	方向3	方向4
昇圧	65,000	40,000	78,000	34,000
降圧	56,000	36,000	68,000	37,000

表-2 水室式水圧試験による求めた弾性係数 E_g (kg/cm^2)

方向	1	2	3	4
E_g/α	0.0004469	0.0005233	0.0004421	0.0006965
E_J	5.06×10^4	4.32×10^4	5.11×10^4	3.25×10^4

表-3 ジャッキ試験による $E_g/\alpha - E$

方向	1	2	3	4
E_J/E_H	0.90	1.20	0.75	0.88

表-4 ジャッキ試験と水室式水圧試験による弾性係数の関係

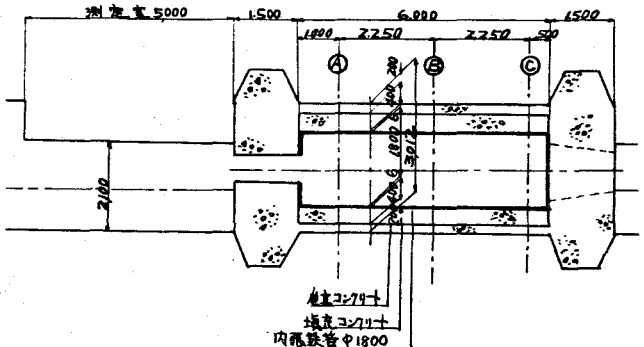


図-7 試験坑縦断面図

する。

内張鉄管応力

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{E_c} \cdot P_{ci} (1 - \varepsilon)$$

$$\varepsilon = \frac{1 - \frac{E_c}{E_g} \cdot \frac{A}{a} \cdot \frac{e}{a}}{1 + \frac{E_c}{E_g} \cdot \frac{e}{a} \cdot \ln \left(\frac{b}{a} \right) + \frac{E_c}{E_g} \cdot \frac{m+1}{m_g} \cdot \frac{e}{a}}$$

ε : 地山の内圧分相度

a : 内張鉄管半径

b : コンクリート外径

e : 鉄管板厚

P_{ci} : 内圧

Δ : 内圧付加前の間隙の合計

m_g : 地山のポアソン数

計算応力と実測応力との相関性はジャッキテストより得られた方向別弾性係数をとることによって非常に強くなるので地山の弾性係数の不均等を考慮した鉄管応力は方向別平均の弾性係数を使って腹理論で計算しても差支えないと判断される。

7. 周辺地山にコンソリデーショングラウトを注入した場合の内張鉄管応力の検討

グラウトは1.8^mピッチで1断面6本ドリフターで着岩後1.0^m穿孔し、15%を注入した。載荷はグラウト注入前と同様に階段状にくり返して行い11回行った。最高圧力は31.5%である。

(1) 地山の弾性係数

$\beta_g = 0.3, \beta_g = 0.5$ と仮定して鉄管応力からグラウト後の弾性係数を逆算し、これをグラウト施工前の値と比較すると表-7のようになる。

		1	2	3	4	5	6	7	8	1-5	2-6	3-7	4-8	平均
$\beta_g = 0.3$	A 断面	3.4	3.0	2.6	1.8	1.6	2.6	2.3	2.3	2.1	2.8	2.2	2.0	2.3
	B 断面	3.4	2.3	1.8	2.4	2.2	4.2	3.0	1.6	2.7	2.8	2.3	2.1	2.4
	平均	3.4	2.6	2.2	2.1	1.9	3.3	2.7	2.0	2.3	2.8	2.7	2.0	2.3
$\beta_g = 0.5$	A 断面	3.1	2.9	2.5	1.8	1.6	2.6	2.4	2.2	2.0	2.7	3.4	1.9	2.2
	B 断面	1.8	2.1	1.9	2.4	2.1	3.6	2.8	2.0	2.6	2.7	2.3	2.1	2.4
	平均	2.4	2.4	2.1	2.1	1.9	3.0	2.6	2.1	2.2	2.7	2.8	2.0	2.3

表-7 グラウト注入前後の地山弾性係数比率: $\frac{\text{グラウト後}}{\text{グラウト前}}$

以上の結果より、高圧注入によって地山の弾性係数は約2倍に改良されたと判断できる。なお改良の程度は弾性係数の小さいヶ所ほど改良の度合は著るしかった。

(2) 残留変形量

高圧グラウト注入後も残留変形が生じる。このことは同一圧力下の鉄管応力がそれまでに受けた最高圧力に応じて高まることから推定された。この時の岩盤の残留変形を求めると $\beta_g = 0.275$ となり、 $\beta_g = 0.3$ に近い値となった。以上により残留変形量も高圧グラウト注入によってわずかに小さくなることがわかった。

8. コンソリデーショングラウト注入後のジャッキテストによる地山特性の把握

前記の内張鉄管試験終了後鉄管を撤去し、測定断面および載荷方式を注入前と同じくしてジャッキテストを行った。その結果から

(1) 弾性係数

弾性係数はI断面ではグラウチング前の平均値(8方向の算術平均)73,000^{kg/cm²}がグラウチング後は93,000^{kg/cm²}にII断面ではグラウチング前の86,000^{kg/cm²}がグラウチング後は98,000^{kg/cm²}と明らかに改良された。しか

		1	2	3	4	5	6	7	8	1-5	2-6	3-7	4-8	平均
$\beta_g = 0.3$	A 断面	6.1	3.3	5.1	3.1	4.3	5.5	3.0	4.8	5.1	4.2	3.8	3.8	4.2
	B 断面	2.8	5.7	7.4	2.9	3.7	4.2	3.2	4.0	3.2	5.0	4.8	3.1	3.9
	平均	4.5	4.5	6.3	3.0	4.0	4.9	3.1	4.4	4.2	4.6	4.3	3.5	4.1
$\beta_g = 0.5$	A 断面	6.8	3.8	5.7	3.5	4.9	6.2	3.4	5.5	5.8	4.8	4.4	4.4	4.8
	B 断面	5.8	6.6	8.1	3.2	4.3	4.9	3.7	3.8	3.7	5.6	5.4	3.5	4.4
	平均	6.3	5.2	6.9	3.4	4.6	5.6	3.6	4.7	4.8	5.2	4.9	4.0	4.6
I-II 平均値(A+B)/2		3.0	4.0	12.7	5.0	12.0	3.7	3.6	3.4	5.1	5.1	4.3	3.3	4.2
ジャッキテストより算出B断面										5.6	6.8	3.6	3.7	4.9

表-5 地山の弾性係数

断面	回数	5	6	7
A 断面		0.41	0.33	0.42
B 断面		0.30	0.40	0.55

表-6

し試験開始時からの全変形量はグラウチング後では明らかに大幅な減少がみられる。

(2) 残留変形量

残留変形量はグラウチングによって大幅に減少したが β_0 はグラウチング前後を通じてあまり変化はなかった。

9. あとがき

以上一連の実験により地山に応力を分担させる水圧鉄管を設計するに足る資料を得たがその要点は本曾地点では、次のとおりである。

(1) 地山弾性係数

本地点の地山の弾性係数は高圧注入をしない場合は30,000%、施工する場合は60,000%程度が相当と思われる。弾性係数はジャッキテストの測定値の最小のものをとれば充分安全側にあると考えられる。

(2) 地山残留変形量

残留変形率(残留変形量/弾性変形量)は地山に高圧注入しない場合0.5、注入した場合0.3程度と判明した。

(3) 地山の弾性係数の不均等が内張鉄管応力に与える影響

地山の不均等による内張鉄管応力は、それぞれの方向別平均の弾性係数により膜応力として計算されることが判明した。

(4) コンソリデーショングラウトの効果

地山の弾性係数残留変形量が改善され掘削時終破の影響もある程度手当可能と思われる。また地山特性の劣る所ほど改良度が大きいので地山の不均等性も改善するにも役立つと思われる。

なおこれらの実験は新日本技術コンサルタントに関西電力が委託して行い、ジャッキテストは電力中央研究所がおこなった。

以上