鉄筋コンクリートプラグの設計と 縮尺模型による検証*

— 耐圧プラグの設計と実証 (第1報) —

中 田 雅 夫¹ 石 島 洋 二² 竹 内 光³
山 地 宏 志⁴ 志 田 原 巧⁵ 齋 藤 修 二⁶

Design and Physical Model Experiments on Steel-Reinforced Concrete Plug

— Design and experiments on steel-reinforced concrete plug resisting high pressure (1st Report) —

by Masao NAKATA^a, Yoji ISHIJIMA^b, Hikaru TAKEUCHI^a,

Hiroshi YAMACHI^a, Takumi SHIDAHARA^c and Shuji SAITO^d

a. Technical Research Institute of Mitui Construction Co., Ltd., 518-1 Komagi, Nagareyama, Chiba,
270-0132, Japan

b. Graduate School of Engineering, Hokkaido University, Kita-ku, Sapporo 060-8628, Japan

c. Central Research Institute of Electric Power Industry

d. Okuaizu Geothermal Co., Ltd.

Design of the steel-reinforced concrete plug for the underground cavern to store high pressure compressed air and / or natural gas is focussed. It is confirmed, based on the finite element stress analysis, that in case of the double-conical shaped plug, the shear failure along the rock-plug interface in the rear part of the plug is most easily induced among the few possible failure modes, which causes the loss of the resistance to the applied pressure. It is also proved that the plug whose angle of the conic rear part is 60 degrees exhibits the maximum resistance to the above-mentioned shear failure.

To effectively support the tensile stresses induced in the rear part of the plug, a steel-reinforced concrete structure is recommended, in which the steel elements sustain the tensile load. A design procedure is proposed by modelling the plug as deep beam supported on the two points. Length of a newly designed plug is only one thirds of that based on the conventional design methods in Japan.

A series of two dimensional physical model studies were conducted to confirm the failure modes and the attainable maximum pressure of the newly designed plug.

KEY WORDS : Steel-Reinforced Concrete Plug, Design of the Plug, High Pressure Compressed Air, Physical Model Study, Boundary between the Plug and the Rock Mass

1. は じ め に

地下空間の新しい利用法の1つに高压ガスの貯蔵がある。貯蔵されるガスの圧力(貯蔵圧)は、圧縮空気エネルギー貯蔵(CAES)では4~8 MPa(天野他, 1997; 中田, 1994, 1995), また天然ガスの常温高压の地下貯蔵では25 MPa(Linbo, 1989)が想定されている。貯蔵空洞に設けられたガスの取り出し口となる閉塞プラグ(以下、プラグと呼ぶ)は、貯蔵ガスの漏洩を抑制し、貯蔵圧に対して破壊や大きな変形をせずに耐える(耐圧性)という2つの性能を持つことが要求される。本研究は、主に後者の耐圧性に着目したプラグの合理的な設計法を提案するものである。

鉱山分野や土木分野で従来採用されてきたプラグの設計法によ

ると、その主要構成材料であるコンクリートのせん断強度や岩盤・プラグ境界部の滑動抵抗によって貯蔵圧に対抗する(通産省立地公害局, 1973; 金属鉱業事業団, 1984)。5 MPaの貯蔵圧に耐える直径 d のプラグ長を、せん断強度に基づく設計法によって求めると約 $4.6d$ 、ダムの仮排水路トンネルの設計法に従って求めると100~400 d (土木学会, 1997)となる。なお、前者の評価においてはコンクリートの許容せん断強度を0.55 MPa、安全率を $F_s=2.0$ としている。これらのプラグ長さは明らかに過大設計であり、適切なプラグの設計は、高压ガスの地下貯蔵を実現するための技術的課題の1つになっている(Sitz et al., 1989)。

図1(b)に示すように、2つの裁頭円錐を反対合わせにした形状を持つコニカルプラグの径は、両端が中央部より小さい。このために、貯蔵圧の作用によって岩盤・プラグ境界部ABCDが破壊したとしても、この境界部を挟むプラグと岩盤が破壊しなければ、プラグは軸方向に大きく変位しない。つまり、周囲岩盤もプラグの耐圧の向上に寄与するので、この分だけプラグを短くできる可能性がある。

そこでここでは、研究対象をコニカルプラグに限定し、まず応力解析により力学的な観点から合理的なプラグの形状を導いた(2.)。その結果、プラグ長は従来の設計法に比べて大幅に短くなる

* 1999年8月4日受付 2000年11月30日受理

1. 三井建設(株)技術研究所 主席研究員

2. 正会員 工博 北海道大学教授 大学院工学研究科

3. 三井建設(株)技術研究所 部長

4. 三井建設(株)技術研究所 主任研究員

5. (財)電力中央研究所我孫子研究所 上席研究員

6. 正会員 奥会津地熱(株)代表取締役社長

[著者連絡先] FAX 011-706-6300(北大・工学研究科)

E-mail: ishiijima@rok.eng.hokudai.ac.jp

キーワード: 鉄筋コンクリートプラグ、プラグの設計、高压圧縮空気、物理模型試験、プラグと岩盤の境界

が、その代わり、プラグの内部に引張応力が発生する。そこで、これに耐えられるようにプラグは鉄筋コンクリート製とし、この鉄筋構造物の強度を模型試験によって確認することにした(3.)。そして、これらの解析や試験で得られた知見を基に、プラグの設計法を具体的に提示した(4.)。

2. 弾性応力解析に基づくコニカルプラグの最適形状の決定

2・1 解析の目的

コニカルプラグの耐圧性には、プラグ自体の他に岩盤の強度も関係し、模型試験によって確認されているように(西松他, 1978; 石島他, 1992)、従来の設計法で想定されているのと違った破壊形態を取り得る。そこで、これを応力解析によって調べ、最大の強度が発現するようなプラグ形状を求める。

高压ガスの貯蔵空洞は、地圧で高压に対抗させるために、地下深部に設けるのが普通である。しかし、地圧は大き過ぎるとプラグ周囲の岩盤が破壊するという負の効果もある。本設計では、従来あまりなされていないこの地圧についても配慮する。

2・2 解析条件

周辺岩盤は中硬岩～硬岩を想定し、プラグはコンクリート製とする。両者はヤング率 E 、ポアソン比 ν が次のような値を持つ弾性体とする：岩盤 ($E=1.0 \times 10^4$ MPa, $\nu=0.25$)、プラグ ($E=2.0 \times 10^4$ MPa, $\nu=0.20$)。岩盤の破壊はモール・クーロンの条件式に従い、次のような大きさの粘着強度 c 、内部摩擦角 ϕ を持つものとする：($c=2.5$ MPa, $\phi=45^\circ$)。また、岩盤が破壊条件を満たした後に、その破壊領域内で新たに生じる破面やプラグ・岩盤境界面の強度特性も同様に (c, ϕ) で表されるものとし、($c=0$ MPa, $\phi=45^\circ$) とする。

図1に示すように、解析領域は軸対称とし、外側境界の寸法は坑道径に比べて十分に大きく取る。有限要素法によって2組の応力解析を行う。1つはプラグ打設前の応力状態を求めるもので(解析Iと呼ぶ)、初期地圧は、 $\sigma_r^\infty=18.9$ MPa, $\sigma_z^\infty=10.0$ MPa とする(図1(a)参照)。なお、直応力 σ は圧縮を+、引張を-とする。

もう1つは、図1(b)に示すように貯蔵圧 $p=5$ MPa の作用に伴って生じるプラグや岩盤内の応力状態を求めるものである(解析IIと呼ぶ)。本研究の関心事である貯蔵圧作用後の応力は、岩盤内ではI+IIで与えられるのに対し、プラグ内部やプラグ・岩盤境界ではIIで与えられることに注意されたい。

図1 軸対称応力解析モデル。図には軸対称領域の1断面が示されている。(a)はプラグ打設前の応力解析モデル(解析I)。(b)は貯蔵圧の荷重に伴う擾乱の解析モデル(解析II)で、標準プラグが示されている。

解析IIにおいて、プラグによって仕切られる直径 d の円形断面坑道の中で、ガスが貯蔵される部分を貯蔵空洞、反対側の部分を連絡坑道と呼ぶ。

なお、上記の岩盤強度、地圧、貯蔵圧は、本設計法の妥当性を検証した神岡鉱山の試験サイトを想定している(志田原他, 1997; 東後他, 1988)。

プラグと岩盤の接着が完全と仮定して解析IIを実施すると、加圧側のプラグ・岩盤の境界AB(図1(b)参照)に沿って引張応力が発生する。強度の設計に関して保守的な立場を取るならば、コンクリートを流し込んで打設するプラグと岩盤の接着強度はないとすべきである。そこで断らない限り、境界ABに引張強度 O のジョイント要素(Sharma et al., 1973)を分布させる。こうすると、この境界上で引張応力が作用する部分では開口し、そうでない部分ではプラグ・岩盤が接合した状態を保つ。なお、次節で述べる標準プラグについては、境界ABに沿ってプラグと岩盤は分離しており、そこに貯蔵圧が作用する場合も解析した。

2・3 解析に供したプラグの形状

解析は図2に示す形状を持ったプラグを対象とした。図2(a)のプラグは、長さ $L=1.4d$ 、拡幅深さ $h=0.4d$ 、反力側境界の拡幅角度 $\theta=60^\circ$ 、加圧側境界と反力側境界の境の平坦部の長さ $w=0.12d$ (d : プラグ径)となっている(標準プラグと呼ぶ)。残りのプラグ

図2 貯蔵圧の荷重によって各種プラグの反力側周囲岩盤内に生じる破壊域(破壊接近度が1を超える領域)と指標 S が最大になる破面。図中の数字は S 値。図にはプラグ反力側の破壊域しか示されていないことに注意されたい。各プラグの拡幅角度 θ (図1(b)参照)は次のようになっている。(a)(b)(c)は $\theta=60^\circ$ 、(d) $\theta=30^\circ$ 、(e) $\theta=45^\circ$ 、(f) $\theta=90^\circ$ 。(a)は標準プラグ、(c)はディープビームプラグである。

は角度や寸法の一部が標準プラグと異なっている。図 2(b) のプラグは拡幅深さ h だけが $h=0.7d$ と大きく、これ以外の寸法 L , w や角度 θ は標準プラグと同じである。図 2(c) のプラグは長さだけが $L=0.82d$ と短い (ディープビームプラグと呼ぶ)。図 2(d), (e), (f) のプラグは、拡幅角度 θ だけが標準プラグの値と異なっており、それぞれ、 30° , 45° , 90° である。この他に標準プラグの寸法 L , h , w の内で、平坦部の長さだけが $w=0$ であるもの、プラグ長さだけが $L=2.0d$ と異なるものも解析の対象とした (図は省略)。

2・4 プラグと周囲岩盤の応力状態および発生し得る破壊形態

プラグと周囲岩盤内に発生する応力状態の特徴を述べるとともに、発生し得る破壊形態について予測する。

2・4・1 プラグ中央部の岩盤に生じる引張応力 貯蔵圧 p の負荷によりプラグ中央先端 (図 1(b) の BC) に接する岩盤部位には、引張応力が発生する。標準プラグの場合、その大きさは $\sigma_z = -0.20p$ である。プラグの平坦部のない $w=0$ の場合、発生する応力は標準プラグと比べて大差ない。加圧側境界 AB (図 1(b) 参照) に沿って貯蔵圧が作用する場合には、点 C の近傍で最大の引張応力が発生し、その大きさは $\sigma_z = -1.47p$ である。一方、拡幅部掘削後におけるこの場所の σ_z は初期地圧成分 σ_z^∞ の 1.0 倍の大きさになっている (岩盤内の応力 σ_z は至る所で初期地圧成分 σ_z^∞ にほぼ等しい状態になっている)。したがって、いずれの場合も引張破壊は起きない。以上の結果をまとめると、初期地圧と貯蔵圧 p が次の条件を満たしていると引張破壊は起きない。

$$\sigma_z^\infty > 1.47p \quad \dots\dots\dots (1)$$

2・4・2 プラグ加圧側境界の開口変位 加圧側境界 AB は開口しており、口元 A の開口量が最も大きく、奥 B に向かうにつれて小さくなる。標準プラグ、加圧側境界 AB に貯蔵圧が作用する標準プラグ、ディープビームプラグの 3 者におけるプラグ口元 A の開口量の比は次のようである：1.0 : 2.2 : 1.5。貯蔵ガスの漏洩量は開口量の 3 乗に比例するので (日本材料学会編, 1993)、大きな開口量はガスの漏洩に対するプラグの抑制能力を著しく低下させる。さらに、ディープビームプラグの場合、標準プラグに比べて浸透経路 (図 1(b) の AB) が短いので、漏洩量はさらに大きくなる。このように短いプラグやプラグの加圧側境界に貯蔵圧が作用する状況は、プラグの性能を大幅に低下させるので、避けるべきである。

2・4・3 岩盤ブロックの押し出しせん断破壊 解析 I+II に対応する応力状態下の破壊接近度 (本島, 1978) が 1 を超える領域 (破壊域) を図 2 に示す。拡幅部の形状にかかわらず、プラグ反力側境界全域を境界の一部とする破壊域が拡幅部周囲に発達している。なお、拡幅部掘削前の坑道には、坑道径の約 10 % の厚さを持った破壊域が形成されていることが、拡幅部から離れた連絡坑道周辺の破壊域の状況からわかる。

いま、プラグの反力側境界を始点、連絡坑道壁を終点とする任意形状の破面が破壊域内に形成されたものとする。プラグの加圧側境界は既に開口しているので、この破面とプラグから成る閉じたブロックが出現し、これが貯蔵圧によって連絡坑道側に押し出されるであろう (この現象を岩盤ブロックの押し出しせん断破壊と呼ぶ)。これは耐圧性能の著しい低下だけでなく、プラグのガス漏洩に対する抑制能力の大幅な低下をももたらす。

このような破面形成の危険度を次式で定義される指標 $S (0 \leq S \leq 1)$ によって評価することにする。

$$S = \sum \{ \tau_i / (\tan \phi \cdot \sigma_i + c) \Delta A_i \} / A \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 ΔA_i , σ_i , τ_i は、破面を n 個の微小領域に分割したとき、第 i -領域の面積、 (r, z) 面内の直応力、せん断応力、 A は総面積である。

表 1 プラグの反力側境界が破面になるときの指標 S の値

拡幅角度 θ ($^\circ$)	プラグ形状 図 2 参照	指標 S
30	d	1.23
45	e	0.57
60 (標準プラグ)	a	0.27
60 ($L=0.82d$)	b	0.28
60 ($h=0.7d$)	c	0.21
90	f	-0.37

破壊の危険度はこの値が大きくなるにつれて増し、 $S=1$ では破面形成の条件が満たされる。

試行錯誤によって得られた指標 S が最も大きくなる破面の形状を S 値とともに図 2 に示す。指標 S は、拡幅角度 $\theta=60^\circ$ のディープビームプラグで最大値 $S=0.70$ 、拡幅角度 30° のプラグで最小値 $S=0.27$ を取る。

この値が 1 より小さいことと、以下に述べる理由により、岩盤ブロックの押し出しせん断破壊の起きる可能性は小さいと考えられる。第 1 に、岩盤ブロックの押し出しせん断破壊が起きるには、破面が (r, z) 面に垂直に入らなければならないが、周方向の応力成分 σ_θ が最大主応力なので、破面はこのような向きには入らない。第 2 に、図 2 に示すように、破面はいずれの場合にも貯蔵圧力の作用方向に向かって尻すばみになっており、例えば破面が生じても、プラグが大きく押し出してくる危険は少ない。

2・4・4 プラグの押し出しせん断破壊 貯蔵圧がプラグに作用するときの反力側境界 (図 1(b) の CD) の指標 S を、解析 II の結果を基に評価し (2・2 参照)、表 1 に示した。いくつかの拡幅角度 θ の内で $\theta=90^\circ$ の場合だけ S 値が -1 になっているのは、せん断応力の向きが他と逆になっているためである。

境界が破面になる危険性は指標 S の値とともに増すが、破面が入れば ($S=1$)、岩盤ブロックの押し出しせん断破壊と同様の現象が生じる (これと区別するために、プラグの押し出しせん断破壊と呼ぶ)。

表 1 から、拡幅角度が小さいほど指標 S は大きくなり、 $\theta=30^\circ$ では値が 1 より大きくなること、 $\theta=60^\circ$ で値が最小となることがわかる。

前項と異なり、最大・最小主応力は (r, z) 面内に存在するので、破面はこの面に垂直になり、プラグの反力側境界は破面になり得る。このために 2・2 に示した諸条件の下では、プラグの押し出しせん断破壊の方が岩盤ブロックの押し出しせん断破壊よりも起きやすい。

2・4・5 拡幅深度の影響 図 2 および表 1 からわかるように、拡幅角度が 60° の場合、プラグの押し出しせん断破壊と岩盤ブロックの押し出しせん断破壊の起こる危険度を表す指標 S は、拡幅深度のない方がある方よりも大きい。この傾向は拡幅角度に関係なく成立するであろう。

拡幅深度がないと、2・4・3 で述べた (2) の効果がなくなる。さらに、拡幅領域が坑道周囲に発達している破壊域内部に含まれるような場合には (図 2 に示したいずれも、このような状況にはない)、拡幅工事に伴って周囲岩盤の強度はさらに低下するので、破面の形成はいつそう容易になるであろう。拡幅深度がない場合には、これらが相乗的に作用するために、プラグの押し出しせん断破壊や岩盤ブロックの押し出しせん断破壊の発生する危険度が高くなる。したがって、拡幅深度は浅すぎないようにしなければならない。しかし、拡幅深度は、その増加とともに施工の困難性と建設費が増すので、必要最小限に留めるべきである。

2・4・6 プラグ内で発生する応力の特徴 図 3 に示すよう

図3 5 MPaの貯蔵圧の荷重に伴って標準プラグの (r, z) 面内に生じる応力。主応力の大きさと方向が示されている。主応力の大きさを表す線分の両端に丸印が付いているのは引張応力を表す。領域HBCDEGIの形状は図2(c)のディープビームプラグと合同である。

に、プラグ内の加圧側と反力側のそれぞれで特徴的な応力状態が形成される。加圧側の領域ABGFでは、一軸圧縮応力に近い状態になっている。反力側境界CD上では圧縮応力の向きが境界にほぼ垂直になっており、プラグ端面AFに作用する貯蔵圧を反力側境界を通して岩盤が受け持つ支持機構の形成が認められる。

反力側の領域CDEGでは、プラグ端CDEで大きく内部に進むにつれて漸減するような分布を持った半径方向を向いた引張応力が発生している。プラグ端面中央の点Eにおける引張応力の比は、標準プラグ、ディープビームプラグ、標準プラグより長いプラグ($L=2.0d$)の3者で、 $1.0:2.5:0.9$ となっており、引張応力はプラグが短いほど大きいことがわかる。これに対して加圧側領域の応力状態はプラグ長さの影響をあまり受けない。

このようにプラグには引張応力が生じるために、プラグがコンクリート製であれば引張破壊を起こす危険がある。これが起こった場合、プラグ・岩盤境界の強度が減少し、プラグの押し出しせん断破壊が起きやすくなる。また、この開口引張き裂とプラグの開口している加圧側境界とは互いに接近しているため、貯蔵ガスが大量に漏洩する危険が増す。したがって、プラグに引張破壊が生じてそれが不安定に成長しないような鉄筋コンクリート製にすべきである。

3. 縮尺模型による耐圧性能試験

3・1 縮尺模型と荷重方法

鉄筋コンクリートプラグにおける配筋は、後述のように、簡易な設計法に基づいて決める。このようにして得られる鉄筋コンクリート製プラグの強度を確認するために、長さの縮尺率が1/15の2次元模型試験を実施することにした。模型は標準プラグ模型(図7参照)とディープビームプラグ模型(図9参照)の2種類を用意した。比較のために、無筋のコンクリート製プラグ模型も用意したが、ひずみセンサーを埋設するためにこの模型にも非構造鉄筋を配した。模型材料の仕様を表2, 3に示す。なお、模型の一部には表面に25枚のロゼット型ひずみゲージを貼付し、鉄筋には適当

表2 模型材料諸元(コンクリートと鉄筋)

コンクリート	圧縮強度	$f_c=24$ MPa
	圧裂強度	$f_{cr}=2.2$ MPa
	曲げ強度	$f_b=3.2$ MPa
	弾性係数	$E_c=2.0 \times 10^4$ MPa
	ポアソン比	$\nu=0.2$
鉄筋(SD295A)	降伏強度	$f_{sy}=371$ MPa
	引張強度	$f_{st}=506$ MPa
	弾性係数	$E_s=1.81 \times 10^5$ MPa
	降伏ひずみ	$\epsilon_y=2049 \times 10^{-6}$

表3 模型材料に用いたコンクリートの配合

呼び強度	スラン	粗骨材の最大寸法	水セメント比	細骨材率	(kg/m ³)				
					C	W	S	G	A _J
					セメント	水	砂	粗骨材	添加剤
MPa	cm	mm	%	%					
24	12	10	56.0	44.0	279	156	813	1043	0.695

図4 プラグ模型を支持する架台(支持架台)と載荷装置の組み込まれた反力枠。図にはディープビームプラグ模型が示されている。

箇所に1軸型鉄筋計(ひずみ計)を溶接した。

模型は図4に示すような反力枠内の支持架台に設置し、1軸圧縮試験に供した。載荷中はひずみを計測するとともに、破壊の進展状況を観察した。模型内部におけるコンクリートおよび鉄筋の応力は、その場所の鉄筋のひずみから換算して求めた。

プラグ端面における載荷区間は①全面(分布荷重と呼ぶ)②中央の1/3だけ(線荷重と呼ぶ)のいずれかとし、またプラグと支持架台の間に①テフロンシートを挟む(滑動条件と呼ぶ)②挟まない(固定条件と呼ぶ)のいずれかを採用した。以上述べた載荷範囲とプラグの支持条件に関し、表4に示すように3通りの組み合わせを選んだ。

3・2 縮尺模型と原型の類似性

プラグは実規模(3次元)と模型(2次元)とで形状が異なり、また荷重条件や境界条件も異なる。そこで模型試験に先立ちこれらの差異がプラグ内の応力にもたらす影響を調べることにした。

載荷によりディープビームプラグ模型内に生じる応力状態(図5参照)を図3に示す標準プラグのそれと比べた場合、両者には次のような類似点が認められる。(1) 模型の側面HBCに沿った領域では一軸圧縮に近い応力状態になっている。また、反力側境界CDに沿って軸に平行な圧縮応力が分布している。この一致は圧力の支持機構が模型とプラグで似ていることを示唆しており、模型試験によってこの機構を検証することができる。(2) 模型の反力側領域BCDEGにおいて半径方向の引張応力が占める面積は総面積の約70%に達する。端面DE上では、引張応力がほぼ一様に分布し、端Dから中央Eに向かって漸増しているなど、両者の一致の程度が高い。逆に、反力側境界CDの中央から端寄りでは、両者で応力状態が異なり、ディープビームプラグ模型では引張応力が生じていない。しかし、この応力状態の違った領域の面積は反力

表4 模型供試体と試験結果の一覧

試験体	模型の形状	鉄筋の有無	載荷範囲	支承条件	最大荷重 (MN)	最大相当圧力* (MPa)
タイプ1	標準プラグ	無筋	分布荷重	滑動	2.26	20.4
タイプ2	標準プラグ	無筋	線荷重	滑動	2.38	21.4
タイプ3	標準プラグ	有筋	分布荷重	滑動	2.71	24.4
タイプ4	標準プラグ	有筋	線荷重	滑動	2.62	23.7
タイプ5	ディープビームプラグ	有筋	分布荷重	滑動	2.19	19.8
タイプ6	ディープビームプラグ	有筋	線荷重	滑動	2.13	19.2
タイプ7	標準プラグ	無筋	分布荷重	固定	3.00	27.0
タイプ8	標準プラグ	有筋	分布荷重	固定	3.08	27.7

* 相当圧力とは、最大荷重を載荷面積で割った値である。

図5 ディープビームプラグ模型のHIに沿って5 MPaの圧力を負荷したとき内部に発生する2次元応力。対称性から領域の左半分のみを解析対象とした。主応力の大きさや方向が示されている。応力の大きさを表す線分の両端に丸印が付いているのは引張応力を表す。プラグのCDより下の部分は支持架台である(図4参照)。

側領域の総面積に比べるとわずかである。

自由面となっているプラグ端DE近傍で破壊が起きると、2・4・6で述べたように、プラグの性能が低下する。したがって補強が必要なこの箇所については、上述のように応力の類似性が高いので、本模型試験で補強の効果に関して信頼の置ける結果が得られると判断される。なお、点Eにおける引張応力は模型の方が標準プラグよりも2.9倍大きい。これは模型試験では引張破壊に対して安全側の評価が得られることを意味する。

以上述べたように、本模型試験は鉄筋コンクリートプラグの強度特性を検証する上で、有効であると判断される。

3・3 縮尺模型試験結果

紙面の関係で、全模型の内からタイプ3の標準プラグ模型とタイプ5のディープビームプラグ模型だけを取り上げ(表4参照)、試験結果の詳細を述べる。

3・3・1 標準プラグ模型(タイプ3)の結果 模型表面の最大主応力の分布をひずみの計測値から求めて示した図6から、載荷端面AA'と左右支承部CD, C'D'を繋ぐ領域内には大きな圧縮応力が分布しており、2・4・6で述べたように、ここがプラグの受ける荷重を岩盤に伝達する主要な経路になっていることがわかる。

図7(a)は、3測点で計測された載荷に伴うコンクリート内応力の挙動を示したものである。模型中心線上の載荷点付近に位置する測点R6は載荷方向の応力を、また左右支承部付近に位置する測点R30, R33は斜め方向の応力を測定対象にしているが、荷重が最大値に達するまでの過程では、3測点の応力とも相当圧力(荷

図6 標準プラグ模型(タイプ3)の表面のひずみ計測から求めた最大主応力の分布。

図7 載荷に伴う標準プラグ模型(タイプ3)内の3測点(R6, R30, R33)のコンクリート内の圧縮応力(a)と1測点(R38)における鉄筋の応力の変化(b)。鉄筋の配置も示されている。

重を載荷端面の面積で割った値)の50～80%の大きさになっており、かつ互いに似た挙動をしている。応力はコンクリートの圧縮強度に近い24 MPaの最大値に達した後、残留状態に向かって低下している。

荷重が最大値に達した後、模型の側部には向きが最大主応力方向に一致するひび割れ(いわゆる縦割れ)が発生した(図8(a)参照)。これらの結果は、プラグの耐え得る最大荷重がコンクリートの圧縮強度によって決まり、圧縮破壊を起こして構造体としての耐力を失うことを示している。

図7(b)から、左右支承部を跨ぐ鉄筋の引張応力は、載荷初期の

図8 模型の破断状況。(a)は標準プラグ模型(タイプ3), (b)はディープビームプラグ模型(タイプ5)。

段階では荷重とともに増すものの小さい値に留まり、荷重が最大値に近づくにつれて急に大きくなること、荷重が最大値を超えた後の減少過程においても僅かながら増加していることなどがわかる。これらの鉄筋の引張応力に関する挙動は、荷重が最大値に近づいた頃に測点周囲のコンクリートが引張破壊し、引張応力を鉄筋だけが負担するようになることを示唆している。

3・3・2 ディープビームプラグ模型(タイプ5)の結果

図9(a)はディープビームプラグ模型内の3測点におけるコンクリート内応力の挙動を示したものである。斜め方向の応力を測定対象とした測点 R23, R26 における線図は、タイプ3モデルの対応する測点で得られたのと似た形をしている。荷重が最大値に接近するにつれて、線図は折れ曲がり緩い勾配になるが、荷重が最大値を超えた後も+の勾配を維持し、大きさが110～130 MPaになってから初めて勾配が一に転じている。この異常な挙動は、鉄筋のひずみを用いてコンクリート内の応力を評価しているために生じたものと解釈される(3・1参照)。

この模型の破壊様式は、標準プラグ模型と同じく、図8(b)に示すように縦割れである。図9(b)は荷重に伴う鉄筋内の応力の推移を示したもので、荷重が最大値を取った後の低下過程でも、鉄筋 R32 の引張応力は引き続き増加しており、タイプ3モデルの対応する場所の応力と同じ挙動をしている。

荷重-応力線図が両プラグで似ているのは、プラグ内の力学的状態が似通っていることを反映したものであろう。

3・3・3 破壊の進展と強度 模型プラグに作用する荷重が最大値に近づいたとき、プラグの反力側領域内のコンクリートは引張破壊を起こすが、破壊域は拡大せず、プラグはより大きな荷重に耐える。そして反力側境界に接するコンクリートの応力が圧縮強度に達したときに荷重の低下が起き、構造体としての強度を失う。

コンクリートの圧縮強度の70～103%に達する相当圧力の最大値は(表4参照)、設計荷重(貯蔵圧力である5 MPa)の約4倍の大きさになっており、プラグの安全率は4と評価される。

相当圧力の最大値のばらつきに関して次のような特徴が認められる。値は無筋と有筋では有筋の方が大きく、最大で約20%の差がある。無筋の模型について、固定支承条件(タイプ7)と滑動支承条件(タイプ3)を比較すると、値は前者の方が後者よりも約10%大きく、支承条件にも僅かながら影響されることがわかる。同じ条件の2つの模型(タイプ3とタイプ5およびタイプ4とタイプ6)を比べると、値はディープビームプラグよりも標準プラグの方が大きい。しかし、差異は20%以内に留まっており、荷重を支持する機構は概ね耐荷部位としてのディープビーム部分(図3のHBCDEGI)が受け持っていることを示している。

4. 鉄筋コンクリート製コニカルプラグの設計

4・1 プラグ形状の決定

貯蔵圧、初期地圧、岩盤強度が与えられたときの鉄筋コンクリ

図9 荷重に伴うディープビームプラグ模型内の2測点(R23, R26)のコンクリート内の圧縮応力(a)と2測点(R8, R32)における鉄筋の応力の変化(b)。鉄筋の配置も示されている。

ト製コニカルプラグの設計方法について検討する。ただし、貯蔵圧と初期地圧は次の条件を満たすものとする。

- 1) 貯蔵圧はプラグのコンクリートの圧縮強度 f_{cd} より小さい。
- 2) 初期地圧と貯蔵圧は式(1)で表される関係を満たす。

これらの2条件が満たされない場合には、ここで述べる設計法を適用できないが、かかる条件の下では、貯蔵空洞も貯蔵圧に耐えられない恐れがあるので、所与の地下岩盤が貯蔵空洞としての適性を備えているか否かを再検討する必要がある。

1)の条件を満たせば、鉄筋コンクリート製プラグが破壊することはないので(3・3・3参照)、プラグの耐圧性はこれに接する岩盤と岩盤-プラグ境界面の強度に依存して決まる。また、2)の条件から、岩盤で引張破壊が発生する可能性は考慮しなくてよい(2・4・1参照)。

プラグ形状は以下の手順に従って決めるのが合理的と考えられる。

手順1) プラグの寸法 L, h, w は標準プラグの値とし、(45, 60, 70°)の3種の拡幅角度 θ を対象に解析I, IIを実施し、指標 S を求める。これによって、2)で述べた2種のせん断破壊の内の起きやすい方(危険なせん断破壊と呼ぶ)が特定できる。また、それが最も起こりにくい拡幅角度 θ_c を内挿法によって求めることができる(ただし、 $45^\circ \leq \theta_c \leq 70^\circ$ の場合)。 θ_c が 45° 以下または 70° 以上という結果が得られた場合には、このような範囲にある幾つかの θ についての解析を追加することにより θ_c が求まる。

拡幅角度 θ_c に対する S 値が小さく、危険なせん断破壊が起こらないと判断できる場合には、これをプラグ形状として採用する。

手順2) 手順1)で得られた S 値が大きい場合には、拡幅角度を θ_c とし、寸法 L, h, w の内で拡幅深度 h だけを $h=h'$ として(h' は $0.4d$ より少し大きな値)、 S 値を求める。この値が小さければ、 L, h', w ,

θ_c をプラグ形状として採用する。 S 値がまだ大きい場合には、 $h = h'$ (h' は h より少し大きな値) とし、上と同様の処理をする。拡幅深度だけを変えるのは、これが指標 S の値を減らす上で最も効果があるためである (2・4・5 参照)。

以上の手順によって得られるプラグ形状は最適に近いと考えられる。なお、初期地圧が軸対称の条件を満たしていない場合には、解析 I, II は 3 次元応力解析コードを用いて実行する必要がある。

4・2 プラグにおける配筋の設計とコンクリートの仕様

図 1(b) に示す形状を持ったコンカルプラグに应用できる簡易な鉄筋コンクリート構造物の設計手法は、筆者らが知る限り見当たらない。

図 10(a) のディーブビームプラグについて、反力側境界 CD の中央を自由支点とし、上部に圧力が作用するときの応力分布を示したのが図 10(b) である (ディーブビームモデルと呼ぶ)。これと図 3 を比較すると、両者の間には応力分布に関して次のような類似点のあることがわかる。(1) 一軸状態に近い圧縮応力がプラグ内の加圧側領域 HBGI に分布している。(2) 反力側領域 BCDEG には、ほぼ全域に亘って半径方向の引張応力が分布している。なお、反力側境界 CD の中央から端寄りでは、境界条件の違いを反映して応力状態が両者で異なり、ディーブビームモデルでは引張応力が生じていない。しかし、配筋を必要とする境界 CDE の中央寄りの領域は (3・2 参照)、互いに類似した応力状態になっている。

このために、ディーブビームモデルを用いて標準プラグの配筋を設計して差し支えないであろう。実際、模型試験で確認したように、この設計で十分な強度が期待できる。なお、点 E における引張応力はディーブビームモデルの方が標準プラグより約 1.8 倍大きい。この差異は安全側寄りの設計をもたらすので、設計のマージンとする。

ディーブビームモデルについては鉄筋コンクリートの設計手法が確立されているので (土木学会, 1975)、これを標準プラグに準用する。まず、鉄筋コンクリートの設計手法によれば、ディーブビームは梁として扱ってかまわないので、梁の理論に基づき、所与の貯蔵圧の下で生じる曲げ応力とせん断応力を評価する。次に、得られた応力を基に、せん断破壊と曲げ破壊を起こさないために必要な配筋をディーブビームの設計手法に従って決める。標準プラグの加圧側領域 ABGF (図 1(b) 参照) における配筋は適当に決める (加圧側領域には引張応力が生じないので鉄筋は本来不要である)。

図 10 ディーブビームプラグと同一構造体が下部の 1 点で支持され上方から分布荷重を受けている問題 (a)。図には軸対称領域の 1 断面が示されている。(a) に対応して発生する応力分布 (b)。主応力の大きさと方向が示されている。主応力の大きさを表す線分の両端に丸印が付いているのは引張応力を表す。

プラグは変動圧力を長期に亘って受けるために、コンクリートの圧縮強度の設計値 f_{rd} として、疲労強度を採用する。 $\sigma_p = 5 \text{ MPa}$ の圧力が端面に作用するときの f_{rd} 値は次のようになる (土木学会, 1974a)。

$$f_{rd} = K_1 f_{ck} (1 - \sigma_p / f_{ck}) \{1 - (\log N) / K\} = 19.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $K_1 = 0.85$, $K = 17.0$ は定数で、設計規準強度である f_{ck} は 35 MPa の値を持つ。荷重の繰り返し回数 N は $N = 10^4$ とした。

4・3 本設計と従来設計の比較

標準プラグの長さ $L = 1.4d$ は、従来の代表的な設計法に従った場合の長さ (約 $L = 4.6d$, 1. 参照) の約 1/3 にしか過ぎない。本設計ではプラグを鉄筋コンクリート製とするので、その分は割高になるが、全体の施工費は従来に比べて大幅な節約になる。

4・4 プラグの監視と補強

高压ガスの貯蔵運転に際しては、もっとも発生する可能性が高いプラグの押し出しせん断破壊を監視すべきである。これについては低廉な経費で実施可能なプラグの押し出し変位の計測が有効と考えられる。変位量が大きくなった場合には、この破壊発生の可能性を疑うべきである。

解析に際しては、加圧側境界に貯蔵圧が作用しないことを仮定した。これが作用すると貯蔵ガスの漏洩量が増し、プラグの耐圧性能が落ちる (2・4・1, 2・4・2 参照)。この恐れがある場合には、「外径がプラグ径より大きいドーナツ形の鉄板をプラグ軸に垂直に向けプラグの加圧側端面に設置する」などの防止工法を採用すべきである。

5. ま と め

本研究は、高い貯蔵圧を受ける鉄筋コンクリート製コンカルプラグに関して、主に耐圧性の観点から合理的な設計法を提案したもので、得られた主な知見は以下のようである。

1. 貯蔵圧、初期地圧、岩盤強度などが与えられた場合に、プラグの最適な形状を S 値の大小に基づいて決定する方法を提案した。
2. 貯蔵圧、初期地圧、岩盤強度が 2・2 で設定した値の場合 (以下、2・2 の場合と呼ぶ)、プラグの押し出しせん断破壊が最も起こりやすい。この破壊に影響するプラグの主要な形状因子は、拡幅角度と拡幅深度である。破壊に対する抵抗力は、拡幅角度が $\theta = 60^\circ$ のときに最大になり、拡幅深度とともに大きくなる。拡幅深度は坑道周辺の破壊域より深くすることが重要である。
3. 2・2 の場合、拡幅角度 $\theta = 60^\circ$ 、拡幅深度 $h = 0.4d$ 、長さ $L = 1.4d$ の標準プラグは十分な耐圧性を有するが、プラグの長さは、従来の標準的な設計の 1/3 となり、大幅に短くなる。
4. 2・2 の場合、プラグを短くすると、加圧側境界の開口量とプラグ中心部に接する岩盤内の引張応力がともに大きくなる。一方、プラグ長さを $L = 1.4d$ 以上にしても、これらの傾向を減らす効果は小さい。この意味でプラグ長さは $L = 1.4d$ で十分であるといえる。
5. 有筋または無筋のコンクリート製プラグ模型を用いた載荷試験によると、載荷過程で標準プラグの反力側には引張破壊が発生する。
6. この引張破壊に対抗するために、プラグは鉄筋コンクリート製とする。鉄筋の量や配置などの設計諸元は、ディーブビームの設計法に準じて決めることができる。
7. このように設計されたプラグの最終的な破断はコンクリートの圧縮破壊によってもたらされ、耐圧能力は、コンクリートの圧縮強度 (約 24 MPa) にほぼ等しいことが模型試験で確認された。
8. 貯蔵ガスの漏洩を抑制し、プラグの耐圧性能を落とさ

ないために、加圧側境界に貯蔵圧が作用しないようにする必要がある。

謝辞 本研究は神岡鉱業(株)、三井建設(株)、(財)電力中央研究所、三井金属資源開発(株)の四社による共同研究‘岩盤気密方式による圧縮空気貯蔵’において得られた成果の一部を纏めたものである。共同研究に携わった各位のご協力に対して、ここにお礼申し上げる。

引用文献

天野喜久男・沢田 隆・小林順二(1997): 電力土木, No. 267, p. 87-95

石島洋二・熊倉 聡・中田雅夫(1992): 資源・素材学会平成4年度春季大会講演要旨集, p. 311-312

金属鉱業事業団(1984): 坑道閉塞の手引き

Lindbo, T. and Sandstedt, H. (1989): Int.Conference on Storage Gases in Rock Caverns, p. 367-370

中田雅夫・山地宏志(1994): 第4回圧縮空気エネルギー貯蔵発電セミナーテキスト, (財)新エネルギー財団編, p. 113-133

中田雅夫(1995): 第5回圧縮空気エネルギー貯蔵発電セミナーテキスト, (財)新エネルギー財団編, p. 17-40

西松裕一・岡 行俊・小島圭二・西田米治・落石雅宣(1978): 日本鉱業会誌, Vol. 94, p. 385-390

Sitz, P. and Forster, W.(1989): Storage of Gas in Rock Caverns, p. 193-200

Sharma, H. D., Nayak, G. C. and Maheshwari, J. B(1973): Int. Conf. on Numer. Methods in Geomech, 2nd, ASCE p. 662-685

志田原巧・中川加明一郎他(1997): 電力中央研究所報告, 総合報告 U31

東後義孝・境 大学(1988): 昭和63年度資源・素材関係学協会合同秋季大会・分科会資料, N

通産省立地公書局(1973): 「金属鉱山等保安規則 295 条の二の規定に基づく坑道の坑口の閉塞について」通知

土木学会(1974, a): 土木工学ハンドブック(中巻), p. 985

土木学会(1975): コンクリート標準示方書・設計編, p. 163-165

土木学会(1997): 圧縮空気貯蔵発電システムと土木技術, p. 146

日本材料学会編(1993): 岩の力学—基礎から応用まで—, 丸善, p. 426

本島 睦他(1978): 電力中央研究所報告 No. 377012