

埋設水圧鉄管周辺岩盤の動的応答特性と 載荷重依存性について

松本 正浩^{1*}・田坂 嘉章²・大森 剛志²

¹東京電力株式会社 技術開発研究所（〒230-8510 神奈川県横浜市鶴見区江ヶ崎町4-1）

²東電設計株式会社 土木本部 地質・岩盤技術部（〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3）

*E-mail: matsumoto.masahilo@tepcoco.jp

埋設水圧鉄管の設計では、周辺岩盤に内水圧の一部を負担させ、鉄管板厚の低減を図ることが一般的である（岩盤負担設計）。発電所の運転開始後には設計の妥当性を検証するため、鉄管のひずみ計測が行われているが、発電停止に伴う水撃圧発生時の鉄管ひずみは、静水圧作用時の鉄管ひずみに比べ小さいことが認められた。すなわち、水撃圧作用時は、見かけ上、岩盤の弾性係数が大きくなることが示唆された。筆者らは、室内試験による実験的考察を行い、水撃圧相当の荷重速度では岩盤の動的応答特性はなく、この現象の主要因は岩盤の載荷重依存性であることを明らかにした。また、水撃圧の10倍程度の荷重速度で載荷した場合でも、岩盤の動的応答特性は認められないことを併せて確認した。

Key Words : *dynamic response, elastic modulus, water hammer, penstock, water pressuer tunnel*

1. はじめに

埋設水圧鉄管の設計では、内水圧の一部を周辺岩盤に負担させ、鉄管板厚の低減を図ることが一般的である（岩盤負担設計）。岩盤の内水圧負担率の算定にあたっては、平板載荷試験や水室試験から岩盤の静的な弾性係数を求め、鉄管と岩盤から構成される多重円筒を設計モデルとしている¹⁾。

水圧鉄管にはひずみ計が設置され、運転開始後には設計の妥当性を検証するための計測・評価が行われている。既往の計測によると、岩盤の内水圧負担率は設計値に比べ大きく、鉄管の安全性は十分に担保されていることを確認しているが、岩盤弾性係数の設定が若干安全側に過ぎるようである^{2),3),4)}。

著者らは、より合理的な内水圧の岩盤負担設計方法を提案することを目的として、既往水圧鉄管の計測結果を詳細に分析した。その結果、発電停止に伴う水撃圧発生時には、岩盤の内水圧負担率が大きくなっていること、すなわち、岩盤の弾性係数が見かけ上大きくなっているとの知見を得た⁴⁾。そこで、この知見を設計に反映させるため、載荷速度と岩盤弾性係数の関係を室内試験によって解明することとした。

結果として、岩盤の弾性係数には動的な応答特性は認められず、水撃圧発生時に見かけ上弾性係数が大きくな

っている現象の主要因は、岩盤弾性係数の載荷重依存性であることが判明した。また、載荷速度を水撃圧の10倍程度とした場合でも同様な結果となった。

以上から、今後の水圧鉄管の設計にあたっては、設計内水圧に応じて岩盤試験の載荷重をきめ細かに設定することで、合理化が図れるとの見通しを得た。

2. 岩盤負担設計の考え方と計測結果

前述したように、埋設水圧鉄管における岩盤の内水圧負担率は、鉄管と岩盤から構成される多重円筒モデルとして弾性論に基づき定式化されている¹⁾。水圧鉄管の設計荷重は、静水圧とサージング圧および水撃圧の総和とし、設計荷重作用時の鉄管応力が許容応力（鋼材の引張強さの $1/2.35$ もしくは降伏強度の $1/1.8$ の小さい方）以下となるように鉄管板厚および岩盤の内水圧負担率を決定するものと規定されている¹⁾。

図-1に既設発電所の水圧鉄管における水撃圧の計測結果を示す。時刻0secの時にガイドベーンを閉鎖して、発電を停止させており、鉄管内に水撃圧が発生している。なお、水撃圧は20sec程度の短時間で終息し、これ以降も継続している周期200sec程度の水圧変動はサージング圧である。図-2は図-1の時間軸の0～50sec間を拡大したものであり、水撃圧発生初期の立上がりから、水撃圧の

荷重速度は0.5MPa/sec程度と推定した。

鉄管に設置されたひずみ計の計測値を鉄管応力に換算した結果の一例を図-3に示す。鉄管充水中（静水圧のみ作用）の鉄管発生応力は、内水圧の増加に伴い直線的に増加している。一方、発電停止に伴う水撃圧発生時の鉄管発生応力は、充水中の鉄管発生応力に比べて小さくなっていることが認められる。すなわち、水撃圧作用時には岩盤の内水圧負担率が大きくなっており、見かけ上、岩盤の弾性係数が大きくなっていることが示唆される。この計測結果を満足させるためには、水撃圧発生時の岩盤弾性係数は、静水圧作用時の岩盤弾性係数に比べ、1.5～2倍程度である必要がある。

この現象の主要因として、岩盤の動的な応答特性が考えられることから、荷重速度・パターンを変化させた実験的検討を行うこととした。

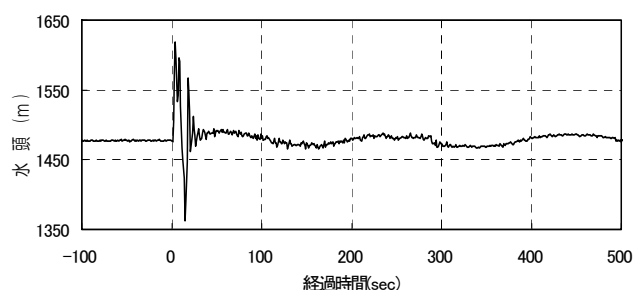


図-1 既設発電所における水撃圧の実測結果

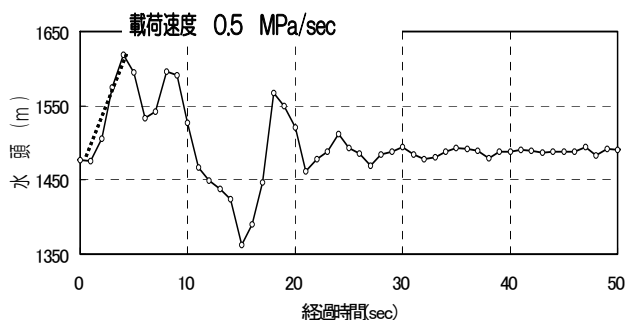


図-2 水撃圧の実測結果(0～50sec間の拡大)

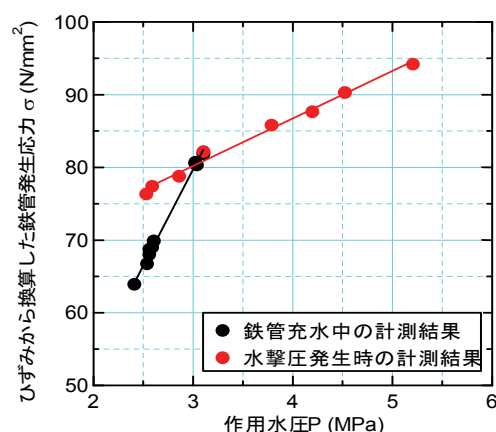


図-3 既設発電所水圧鉄管のひずみ（応力換算）測定結果

3. 室内試験による岩盤の応答特性

(1) 試験の概要

試験は、岩盤を単純化した人工亀裂を一条有する円柱試験体を用い、万能載荷試験機によって静的／動的な載荷を行い、試験体の弾性係数の変化を調べることにした。

試験体の材質は、実岩盤の種別や強度特性および供試体の加工性を考慮して、砂岩（中国産）および花崗岩の2種類とし、乾燥状態で載荷試験を行った。

(2) 試験体の製作

試験体の製作にあたっては、円柱供試体に人工亀裂を発生させる必要がある。理想的な亀裂形態は、載荷方向と直交し、断面積が正確に測定できる必要がある。そこで、図-4、図-5に示すように円柱供試体中央部に深さ2～3mmの切れ目を入れ、切れ目に楔を押し込んで供試体を割裂破壊させることとした。この方法により、80%以上の確度で断面積測定が容易な水平人工亀裂を発生させることができた（特開2009-222-685）。

供試体を使用した岩石の力学特性を表-1に示す。一軸圧縮強さおよび弾性係数は、人工亀裂がないインタクトな供試体で測定したものである。

試験体の寸法については、極力大きくすることとし、載荷試験機の最大能力（16ton）および実機において想定される岩盤のひずみ（ $1000\mu=0.1\%$ ）を考慮して定めた。すなわち、一般に鉄管のひずみは 1000μ 程度（許容応力 200N/mm^2 程度に対応）であり、鉄管と岩盤が一体挙動するものとする、岩盤のひずみも同程度であると考えた。

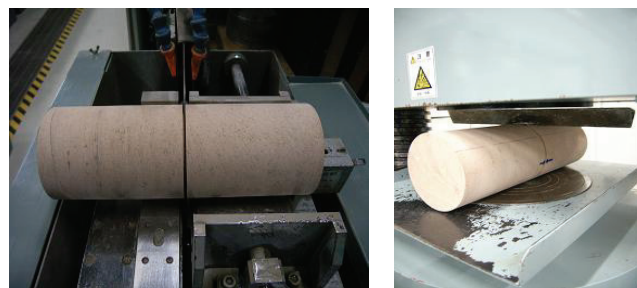


図-4 円柱供試体の作成状況



図-5 亀裂面の状況（左：砂岩 右：花崗岩）

表-1 供試体の力学特性

岩種	砂岩	花崗岩
寸法 $\phi \times H$ (mm)	100×200	75×150
一軸圧縮強さ (MPa)	54	140
静弾性係数 (GPa)	16	54

(3) 荷重試験装置

図-6に示す荷重試験機は、荷重パターンを制御装置に入力しておくことが可能で、複雑な荷重パターンを自動制御で荷重試験を行うことができる（試験は全て荷重制御で実施）。

供試体のひずみ計測には、コンクリートのひび割れ幅測定に用いるパイゲージ（標点間隔50mm）を用いた。インタクトロックの供試体にパイゲージとひずみゲージを設置して、両者の値を比較した結果、パイゲージの測定精度はひずみゲージと同等であることが確認された（精度は共に1 μ ひずみ）。パイゲージは、亀裂を標点中央に跨ぐように位置を調整し、円柱供試体の円周方向4箇所を設置した。試験結果の整理にあたっては、4箇所の計測値を平均して供試体のひずみ値とした。

(4) 段階荷重試験

荷重速度は、静的な状態を模擬した緩速荷重（0.01MPa/sec）および水撃圧作用時を模擬した急速荷重（0.5MPa/sec）の2種類とし、最大荷重16MPaに達するまで、2MPa毎に1分間の荷重保持を行った。荷重パターンは、緩速荷重を行った後に急速荷重を行う場合（ケース1）と急速荷重を行った後に緩速荷重を行う場合（ケース2）の2パターンとした（図-7）。

なお、供試体については試験毎に交換しているが、1つの荷重パターンでは同一供試体を用いている。例えば、ケース1の荷重パターンでは、緩速荷重を行った後、供試体は交換せずに引き続き急速荷重を行った。



図-6 荷重およびひずみ計測状況

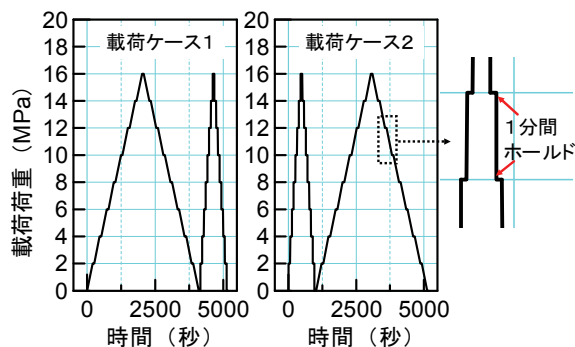


図-7 荷重パターン（荷重ケース1,2）

図-8は、砂岩供試体に対してケース1とケース2荷重を行った場合の応力-ひずみ曲線である。ケース1の1回目の緩速荷重では亀裂が密着していないため、ひずみ量が大きい。緩速除荷～急速荷重～急速除荷の応力-ひずみ挙動は概ね一致している。

一方、ケース2の荷重を行った場合の挙動は概ねケース1の荷重の場合と同様であるが、1回目の急速荷重における荷重保持時にひずみ値がドリフトしている。ドリフト現象は、荷重保持中に亀裂が密着していく状況を表しているものと考え、荷重中の岩盤ひずみは緩速荷重の場合に比べて小さいことから、岩盤の弾性係数が大きくなっているものと考えられる。しかし、データ収録装置の測定ピッチが1secであり、2MPaまで荷重を増加させる際の荷重時間が4secであることを考慮すると、データ収録がひずみの進行に追従しきれず、時間のずれが生じている可能性も否定できない。これについては、次節以降で考察することとし、ここでは荷重保持中のひずみも荷重によるひずみとして、データの分析・整理を行うこととする。

弾性係数の値は、荷重ピッチ2MPa毎の応力-ひずみ曲線の値を読み取った（図-9）。荷重による応力と弾性係数の関係を図-10に示す。荷重速度による弾性係数の相違はほとんど認められず、荷重順序の影響が支配的である。また、荷重速度によらず弾性係数には荷重重依存性があることが認められる。

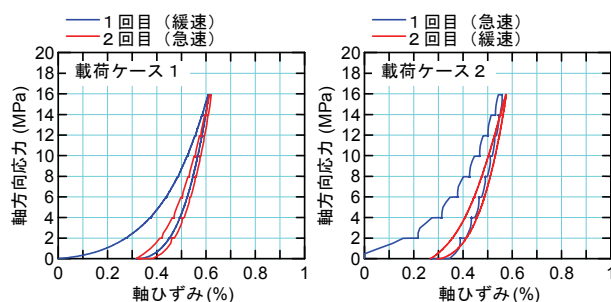


図-8 砂岩供試体の応力-ひずみ曲線（荷重ケース1,2）

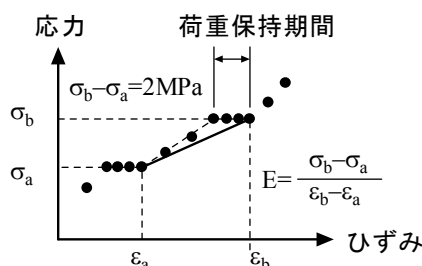


図-9 弾性係数の算定方法

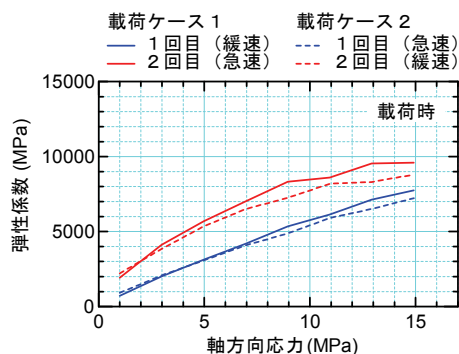


図-10 砂岩供試体の応力と弾性係数の関係 (載荷ケース 1,2)

図-11, 図-12は花崗岩供試体で行った載荷試験結果を同様な形で整理したものである。花崗岩供試体の場合、砂岩供試体に比べひずみレベルが小さいが、載荷速度による弾性係数の相違はほとんど認められないこと、載荷順序の影響が支配的であること、弾性係数には載荷重依存性があることが認められ、砂岩供試体の試験結果と同じ知見が得られた。したがって、岩種の違いによる上記の力学特性の相違はないものと考えられる。

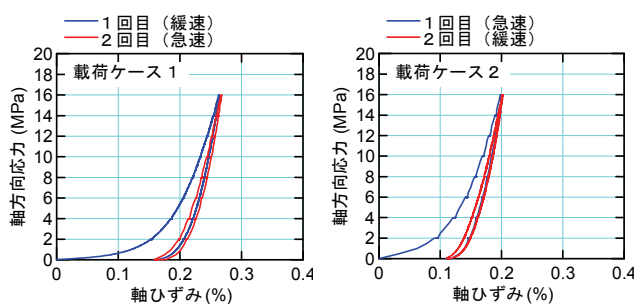


図-11 花崗岩供試体の応力-ひずみ曲線 (載荷ケース 1,2)

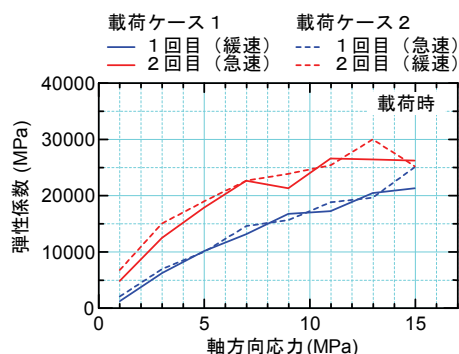


図-12 花崗岩供試体の応力と弾性係数の関係 (載荷ケース 1,2)

(5) 連続繰り返し載荷試験

上述した試験のみでは岩盤の動的応答特性の有無を判定するには不十分と考えられるため、段階載荷ではなく連続載荷による試験を行うこととした。載荷パターンは図-13のとおりで、連続的に5回の緩速 (0.01MPa/sec) および急速 (0.5MPa/sec) の繰り返し載荷を行うこととした。データの記録には0.005secでのサンプリングが可能ないずみ測定器を用いることとし、データ収録にともなう時間ずれを防止することとした。供試体には、変形量が大きく挙動も安定している砂岩を用いることとした。

試験結果は図-14, 図-15に示すとおりで、第1回の載荷により亀裂が密着し、2回目以降の載荷ではほぼ同じ応力-ひずみ経路を通る。緩速載荷の場合と急速載荷の場合で試験体は異なるが、得られた弾性係数にはほとんど差は認められず、急速載荷による動的応答特性はないものと判断される。

水撃圧の荷重速度は前述したように0.5MPa/sec程度であり、コンクリートの圧縮強度試験の載荷速度が0.1MPa/sec程度であることを考慮すると、動的な応答特性を得るには載荷速度が小さすぎる可能性がある。

なお、段階載荷の際に見られた荷重保持時のひずみドリフト現象については、ここでは認められない。段階載荷における弾性係数の算定にあたっては、荷重保持時のひずみドリフトを載荷にともなうひずみとして扱ったが、この時の最大荷重におけるひずみレベルは0.6%程度であった。一方、連続繰り返し載荷の最大荷重におけるひずみレベルも0.6%程度であることを考慮すると、段階載荷において荷重保持時のひずみを含めて弾性係数を算定したことは妥当であったと考えられる。

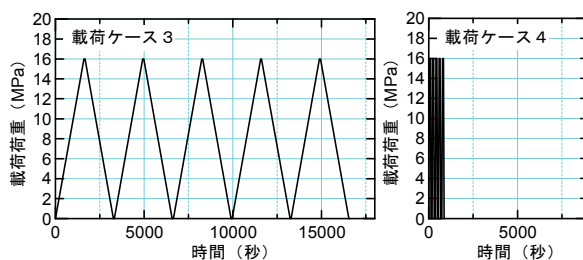


図-13 連続載荷の載荷パターン (載荷ケース 3,4)

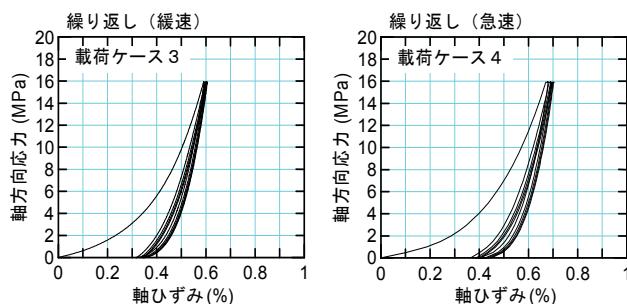


図-14 砂岩供試体の応力-ひずみ曲線 (載荷ケース 3,4)

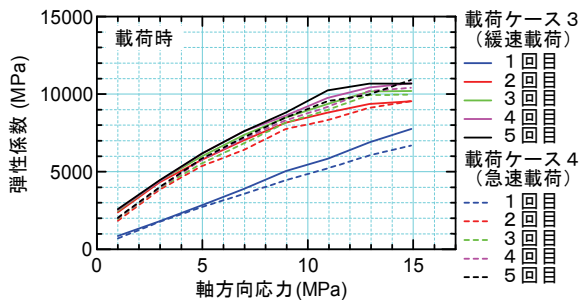


図-15 砂岩供試体の応力と弾性係数の関係（载荷ケース3,4）

(6) 载荷速度の影響検討

上述してきた検討結果からは、岩盤には動的応答特性は認められない。

そこで、载荷速度をさらに高めた場合について、追加試験を行うこととした。载荷速度は0.5MPa/secの場合に加え、2.0MPa/secおよび5.0MPa/secとした。载荷パターンは载荷ケース3および载荷ケース4と同様に、5回の連続繰り返し载荷とした（図-16）。なお、载荷速度が速いケースにおいても、载荷と除荷の繰り返しの载荷が確実に進めるように、最大荷重時と最小荷重時に5sec間の荷重保持を行っている。

試験結果は図-17、図-18に示すとおりで、载荷ケース3および载荷ケース4の場合と同様に、1回目の载荷により亀裂が密着し、2回目以降の载荷ではほぼ同じ応力-ひずみ経路を通る。この場合も緩速载荷の場合と急速载荷の場合で試験体は異なるが、得られた弾性係数にはほとんど差は認められない。

なお、载荷ケース5において、1回目载荷と2回目载荷以降の最大応力時のひずみにドリフトが認められるが、これは1回目载荷終了時に亀裂が密着したためと考えられる。

载荷速度の影響を直接的に比較するため、载荷ケース5～7の1回目载荷と5回目载荷で得られた弾性係数と軸方向応力の関係を図-19に示す。5回目载荷のデータからは、载荷速度の違いによる弾性係数の相違は認められない。一方、1回目载荷のデータからは载荷速度が大きくなると弾性係数も大きくなる傾向が若干認められるが、応力レベルが5.0MPa以下の範囲では、ほとんど差異は認められない。したがって、これは载荷速度の影響によるものではなく、供試体毎に亀裂の密着度合が異なることによるものと考えられる。

载荷ケース5～7については、砂岩および花崗岩供試体を用いて試験を実施したが、花崗岩の場合も砂岩の場合と同様に、载荷速度の違いによる岩盤弾性係数の相違は認められなかった。本論文では、紙面の都合上、砂岩供試体の試験結果のみを掲載しているが、岩種による力学特性の相違（岩盤弾性係数の動的応答特性）はないものと考えられる。

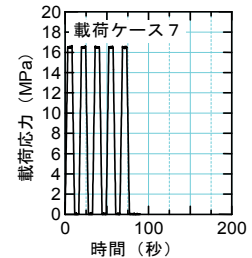
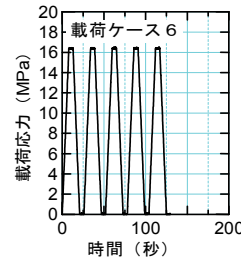
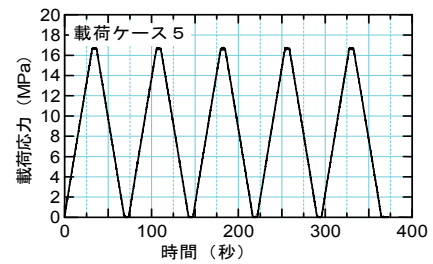


図-16 連続载荷の载荷パターン（载荷ケース5,6,7）

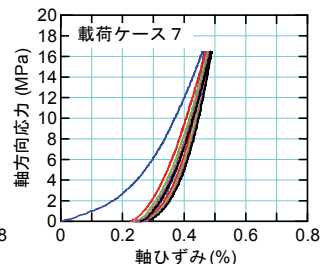
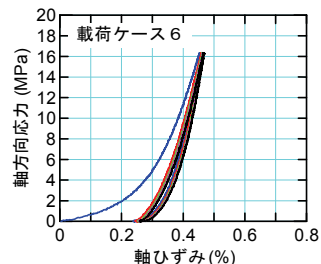
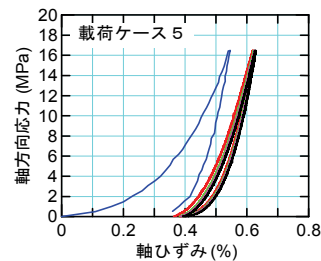


図-17 砂岩供試体の応力-ひずみ曲線（载荷ケース5,6,7）

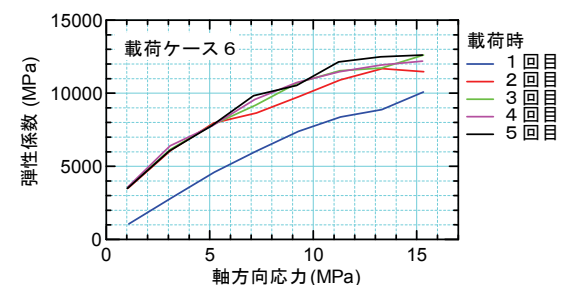
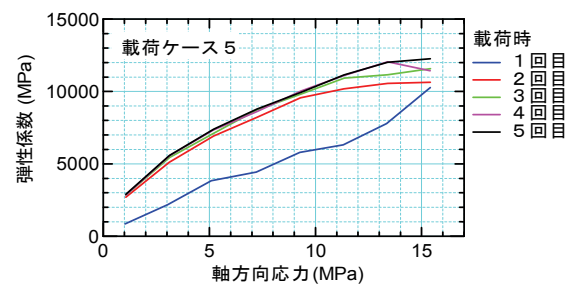


図-18(1) 砂岩供試体の応力と弾性係数の関係（载荷ケース5,6）

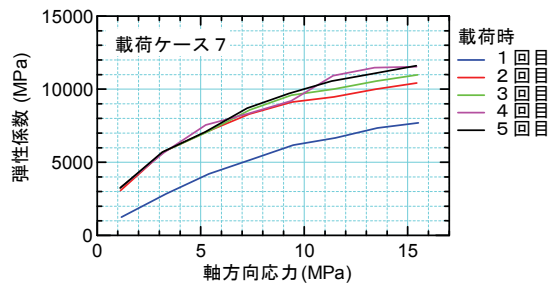


図-18(2) 砂岩供試体の応力と弾性係数の関係 (载荷ケース 7)

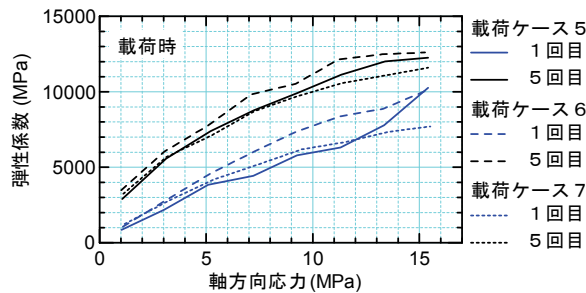


図-19 砂岩供試体の応力と弾性係数の関係
(载荷ケース 5,6,7 の 1 回目と 5 回目の载荷)

4. まとめ

これまでの検討結果から、下記事項が明らかになった。

- ・埋設水圧鉄管周辺岩盤の弾性係数が水撃圧作用時に見かけ上大きくなる現象の主要因は、岩盤の動的応答特性によるものではなく、岩盤弾性係数の载荷重依存性によるものである。
- 第 2 節で述べたように、水撃圧発生時の岩盤弾性係数は静水圧作用時の岩盤弾性係数の 1.5~2 倍程度であり、各試験で得られた岩盤弾性係数の载荷重依存性と対応している。
- ・载荷速度を水撃圧の 10 倍程度 (5.0MPa/sec) に高めても、岩盤の動的応答特性は認められない。
- ・岩盤内埋設水圧鉄管の設計合理化を図るためには、岩盤弾性係数の载荷重依存性を考慮することが効果的である。すなわち、従来の水圧鉄管周辺岩盤の弾性係数は、ダム等で実施された平板载荷試験結果を

利用して設定されていたが、試験荷重が水圧鉄管の内水圧に比べて小さいことが多い。したがって、内水圧に応じて岩盤の弾性係数を設定することで、設計の合理化が図れるものと期待される (図-20)。

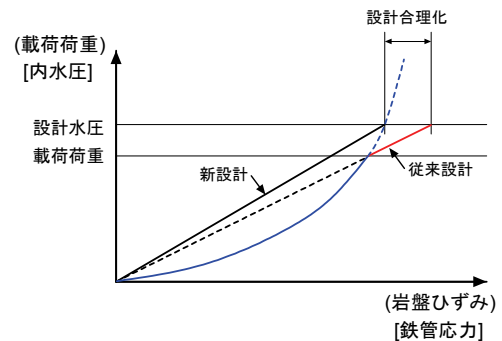


図-20 内水圧に応じた岩盤弾性係数の設定による合理化

なお、ここでの検討はあくまで簡易モデルによる室内試験がベースであり、亀裂が複数存在する場合や亀裂の方向がランダムな場合についてはさらなる検討が必要である。また、間隙水の影響についても明らかになっていない。今後、水圧鉄管実機を設計する際には、多様な亀裂パターンや間隙水を考慮した室内試験と原位置における動的载荷試験の整合性を確認するなど、さらなる追加検討が必要である。

参考文献

- 1) 水門鉄管協会：水門鉄管技術基準，2008
- 2) 堀正幸，柏柳正之：導水路および水圧管路覆工の建設時および静的・動的な内水圧に対する挙動計測，電力土木，NO.225，1990
- 3) 近藤寛通，佐藤正俊，上田稔，今泉尚久，長谷部宣男：硬質岩盤の動的剛性の载荷重依存性について，土木学会第50回年次学術講演会概要集，第3部(A)，1995
- 4) 久保田克寿，松本正浩，佐々木建一：実機埋設水圧鉄管挙動と室内岩石試験に基づく岩盤弾性係数推定結果の評価，電力土木，NO.342，2009

DYNAMIC RESPONSE AND LOAD DEPENDENCE OF THE ROCK MASS SURROUNDING PENSTOCKS IN HYDRO POWER PLANT

Masahiro MATSUMOTO, Yosiaki TASAKA, Takeshi OHMORI

This paper presents the rock mass behavior during dynamic loading. In case of penstocks laid in the rock mass, the internal pressure was shared to the penstocks and the surrounding rock mass. According to the measurement of penstock deformation, the rate of rock mass loading caused by the water-hammer was greater than only hydrostatic pressure was applied. In recognition, this behavior was dynamic response of the rock mass caused by water hammer. In this study, the authors conducted the laboratory experiment and investigate the behavior. As a result, this behavior was not recognized as dynamic response but the load dependence of the rock mass which was frequently observed in plate loading test.