

Ⅲ－B182

シールドトンネル覆工の地震時挙動と耐震化(実物覆工の載荷試験)

FP-L工法研究会 矢野博彦 大阪市立大学 東田 淳・富田純子

まえがき 兵庫県南部地震において下水道用シールドトンネルの二次覆工の断面にX形クラックが大量に生じ、その耐震化が急務となった。そこで、被災状況を再現するとともに、従来の無筋コンクリートによる二次覆工、ならびに耐震化のために開発されたFRP管・エアームタル併用による二次覆工を施したシールドトンネル覆工(それぞれR覆工、F覆工と呼ぶ)の地震時挙動を調べ、両者の耐震性を比較するため、図-1のフローに沿って研究を行った。本報告では、外径2mの実物覆工を用いて実施した載荷試験と動的遠心実験に使用した覆工模型について述べる。なお、動的遠心実験の結果を別報¹⁾に示したので、併せて参照されたい。

覆工供試体と載荷試験の方法 図-2に載荷試験に用いた外径2m、仕上がり内径1.35mの3種類の覆工供試体を示す。一次覆工はいずれも、標準スチールセグメントM3-2(リング長75cm)を1リング組み上げたもので、千鳥組されるセグメントの変形特性を再現する目的で、組み上げたリング両端の主桁に、分割した主桁鋼板($t=0.8\text{cm}$)をボルトで固定した。二次覆工は、R覆工(図-2a、d)では従来通りの無筋コンクリート打設(載荷試験時の $\sigma_c=313\text{kgf/cm}^2$ 、 $E=30\text{万kgf/cm}^2$ 、 $\nu=0.24$)、F覆工(図-2b、e)ではFRP管(内径1.35m、管厚17.85mm、 $\sigma_t=1467\text{kgf/cm}^2$ 、 $E=18.2\text{万kgf/cm}^2$ 、 $\nu=0.3$)とセグメントの間にエアームタル(載荷試験時の $\sigma_c=12\text{kgf/cm}^2$ 、 $E=4,590\text{kgf/cm}^2$ 、 $\nu=0.25$)充填、である。さらに、図-2c、eに示すF'覆工では、FRP管とエアームタルの縁を強制的に切るためにFRP管の外面に軟質塩ビシート(厚さ0.15mm×2枚)を巻いた。コンクリートとエアームタルを打設後、12日目に各供試体の12測定点の内外面にひずみゲージを貼付し、3週目に供試体の頂・底部に集中線荷重を載荷した。載荷は、R・F覆工では2回、F'覆工では6回繰り返し、最終的にコンクリートとエアームタルを完全に破壊させた。載荷過程では供試体の鉛直・水平たわみと内外面のひずみを測定した。

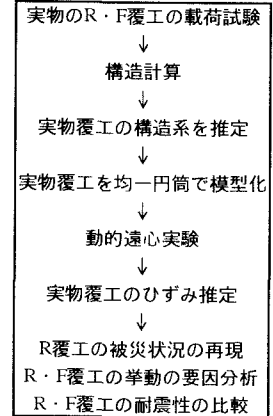


図-1 研究のフロー

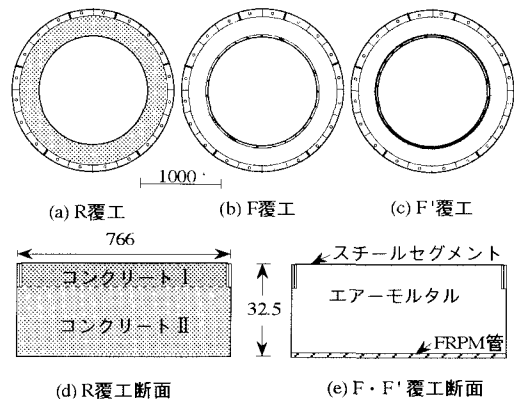


図-2 載荷試験に用いた実物覆工(単位 mm)

計測結果 図-3に載荷試験で得られた覆工の鉛直たわみ δ と載荷重 P の関係を示した。R覆工では、 $P=200\text{kgf/cm}$ まで載荷した後、除荷し、再載荷したところ、 $P=207\text{kgf/cm}$ ・ $\delta=0.15\text{mm}$ の時点でコンクリートの頂・底部にほぼ同時にクラックが生じ、以後 P は減少した。クラックが生じるまでの P - δ 曲線はほぼ直線である。一方、F・F'両覆工の P - δ 曲線は載荷初期から非線形で、F覆工では $P=50\text{kgf/cm}$ ・ $\delta=1.5\text{mm}$ の時点、またF'覆工では $P=47\text{kgf/cm}$ ・ $\delta=2.5\text{mm}$ の時点でエアームタルの頂部、または底部に最初のクラックが生じ、以後、エアームタルのクラック増加につれて $P=70\sim90\text{kgf/cm}$ 付近を境にして P - δ 曲線の勾配が小さくなった。F・F'両覆工の P - δ 曲線にそれほど違いが見られないことは、両覆工ともFRP管とエアームタルの境界で載荷初期からスリップが生じていることを示す。つぎに、図-4abの●印は、 $P=100\text{kgf/cm}$ (R覆工)と $P=92.5\text{kgf/cm}$ (F覆工)の時点で測定された覆工の内外面のひずみをプロットしたもので、R覆工では内面(コンクリート)

シールドトンネル、覆工、地震時挙動、載荷実験、遠心実験

連絡先: 大阪市住吉区杉本3-3-138、大阪市立大学工学部、TEL&FAX 06-605-2725

のひずみが外面（スチール）よりも全体にかなり大きい、F覆工では内外面のひずみの大きさはあまり変わらない。

R・F覆工の構造系 R覆工の構造系を合成構造と仮定し、図-2dに示すコンクリートのEを、Ⅰ、Ⅱ層とも30万kgf/cm²にした場合（ケース1）、およびセグメントの縦リブと継ぎ手板の存在を考慮してⅠ層で150万kgf/cm²、Ⅱ層で30万kgf/cm²とした場合（ケース2）について、P-δと内外面のひずみを計算し、図-3aに破線と実線、および図-4aに△と○で示した。測定値との比較から、ケース2の計算結果が測定値との近似度が高い。なおこの場合のδの計算では、曲げモーメントM、軸力N、せん断力Qの影響を考慮した。ケース2ではM、N、Qによって生じるδの比率は0.74:0.05:0.21となった。次に、F覆工の構造系を合成構造と仮定した場合、載荷試験の結果と全く合わなかったため、P-δ曲線の勾配が変わるP=90kgf/cm²におけるF覆工の構造系をFRPM管の外面でスリップする重ね梁と仮定した。図-3bの破線と実線、および図-4bの△と○のプロットは、それぞれエアーモルタルのEを4530kgf/cm²（ケース3）と1300kgf/cm²（ケース4）にとった場合のもので、ケース4の計算結果は測定値に近い。なおこの重ね梁構造のδの計算では、Mのみを考慮し、NとQの影響は無視した。

R・F覆工の模型化 図-5に動的遠心実験に用いた1/50覆工模型を示す。模型はいずれも硬質アルミ（E=74万kgf/cm²、ν=0.3）製で、外径Dは40mm、管長Lは148mmである。また、覆工模型の肉厚tは、実物のR覆工を合成構造（ケース2）、F覆工を重ね梁構造（ケース4）と仮定した時の曲げ剛性S_pと覆工模型のS_p=Et³/12(1-ν²)R³（R:管厚中心半径）が等しくなるように、R覆工で6.0mm（S_p=2944kgf/cm²）、F覆工で1.3mm（S_p=19.6kgf/cm²）と決めた注）。

実物覆工の内縁ひずみの推定 実物覆工に生じる内縁ひずみの推定は以下のように行う。遠心実験によって覆工模型に生じる曲げひずみε_mを測定し、曲げモーメントM_m(=ε_mEt²/6(1-ν²))を求める。模型、原型、実物の各覆工の曲げ剛性は等しいので、原型（均一円筒）に生じる曲げモーメントM_p=n²・M_m（nは模型縮尺）は、実物覆工に生じる曲げモーメントM_aと等しい。よってこのM_pを、仮定した実物覆工の構造系に作用させれば、実物覆工の内縁ひずみε_aが求まる。n=50の時のε_mとε_aの関係は、R覆工でε_a=1.65ε_m、F覆工でε_a=0.39ε_mとなる。

参考文献：1）東田他、シールドトンネル覆工の地震時挙動と耐震化（動的緑心実験）、第53回土木学会年講

注）実物と異なる材料を用いて構造物を縮小模型化する場合、M、N、Qに対する剛性の全てを相似にできない。そこで今回は、変形挙動の大半を支配する曲げ剛性のみを相似にとったが、例えばR覆工模型では集中線荷重載荷時にM、N、Qによって生じるδの割合は0.82:0.04:0.14となり、実物の比率に割合近い。

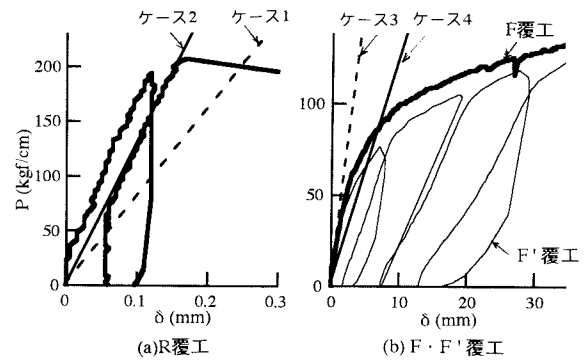


図-3 載荷重とたわみの関係

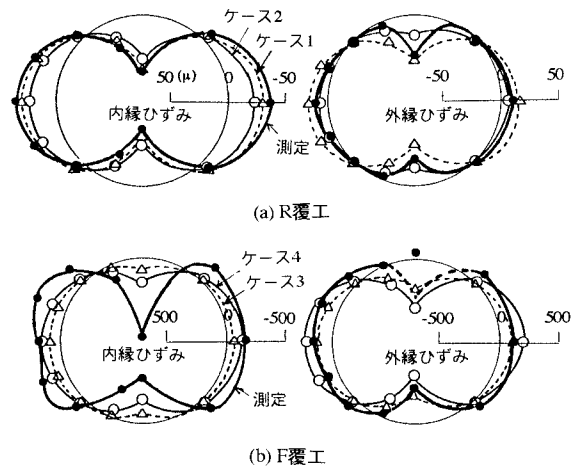


図-4 測定ひずみと計算ひずみの比較

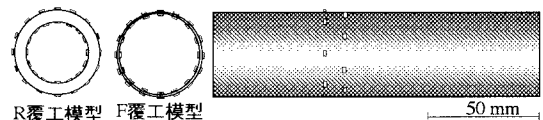


図-5 動的遠心実験に用いた1/50模型覆工