

変状対策工の補強効果に関する実験研究

(独)土木研究所 道路技術研究グループ(トンネル) 角湯克典¹⁾, 正会員 真下英人¹⁾, 正会員 森本智¹⁾

1. はじめに

道路トンネルの合理的で経済的な維持管理を行うためには、変状が発生したトンネルに対して適切な補修・補強工を実施する必要がある。本報文は、変状が発生したトンネルに対し鋼板接着工およびセントル補強工により補強した場合を想定した実大規模の覆工載荷実験について、その結果を報告するものである。

2. 実験概要

実験は、図-1に示すように予め載荷により損傷を与えた実大規模(外径9.7m、厚さ30cm、高さ1m)の覆工コンクリートをその内空側から対策工で補強した供試体に対して、天端部のジャッキで直接載荷することにより行う。これは、背面空洞に裏込注入工等が実施され背面拘束が高い状態で覆工に緩み土圧が作用している状態を想定したものである。また、対策工としては、ケース1では鋼板(厚さ4.5mm)、ケース2ではH鋼によるセントル補強工(H-150×150c.t.c85cm)を配した(図-2参照)。

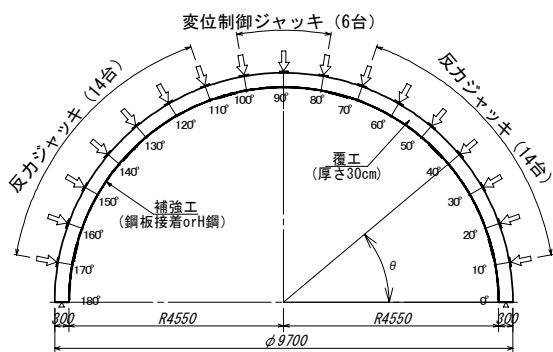
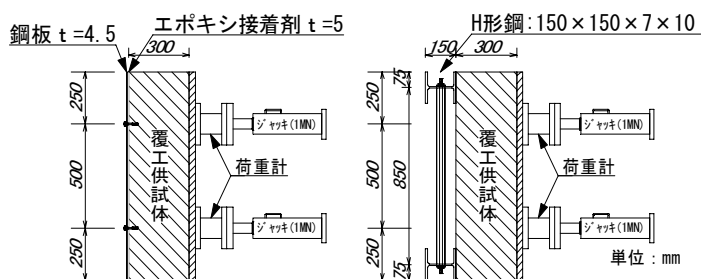


図-1 実験概要図



(ケース1)

(ケース2)

図-2 供試体断面図

3. 実験結果

3.1 荷重-変位関係

(ケース1)

損傷導入時と補強後の作用荷重 P と天端 $\theta = 90$ 度外側面位置での内空側への変位 δ の関係を重ね書きで図-3に示す。ここで、 P は、 $\theta = 80, 90, 100$ 度位置でのジャッキ荷重値の合計値である。荷重変位曲線における最大荷重を破壊荷重と定義すれば、覆工供試体の破壊荷重は1974 kN、補強後の供試体の破壊荷重は2293 kNとなり損傷を受けていない覆工の破壊荷重の1.16倍であった。なお、この破壊荷重は載荷範囲($75^\circ \sim 105^\circ$, $A=2.54\text{m}^2$)に均等に作用していると仮定して地山の単位体積重量 $\gamma = 23\text{kN/m}^3$ を用いて土荷重高さに換算すると34mと39m程度に相当する。また、補強後の荷重変位曲線の直線部の傾きは損傷導入時のそれと比較して大きなものとなっていた。

(ケース2)

図-4にケース2の場合の荷重-変位関係を示す。覆工供試トンネル、変状対策、補強、鋼板、セントル

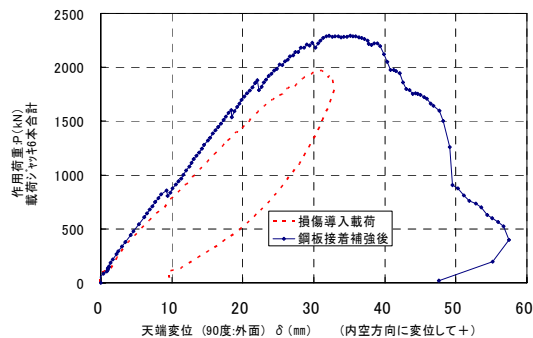


図-3 荷重変位曲線(ケース1)

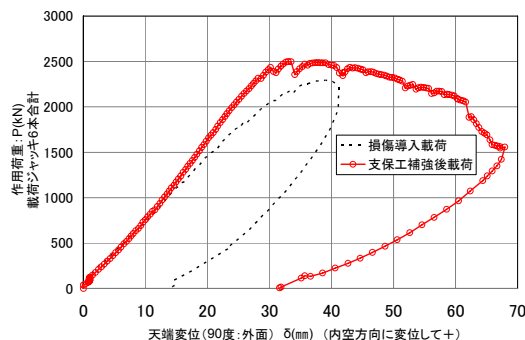


図-4 荷重変位曲線(ケース2)

体の破壊荷重は 2294 kN、補強後の供試体の破壊荷重は 2499 kN となり損傷を受けていない覆工の破壊荷重の 1.09 倍であったが、ピーク以降の荷重低下の程度は鋼板接着工に比べると小さいことが特徴として挙げられる。また、補強後の荷重変位曲線の直線部の傾きは損傷導入時のそれと比較してやや大きなものとなっていた。

3. 2 変状の進展と破壊形態

(ケース 1)

表 1 にケース 1 の場合の変状の進展の観察結果を示す。破壊荷重の約 35% で天端周辺部の 75~87 度で鋼板がはく離、破壊荷重の 67% で肩部 45、105 度付近ではく離、破壊荷重の 78% で肩部 65~73 度付近ではく離した。その後、肩部 135 度付近ではく離が発生し、作用荷重が破壊荷重に達した。この時、肩部 65 度付近の覆工は圧壊していた。図 5 に補強後の覆工の変状とひび割れ状況および鋼板の浮き上がり範囲を示す。これによると覆工のひび割れと鋼板のはく離は、天端部と肩部 65、115 度付近に集中していることがわかる。これらを図 3 と照らして考えると、最初は覆工と鋼板が一体化して荷重に抵抗するが、鋼板のはく離後は主に覆工が荷重に抵抗し、覆工が抵抗できなくなり圧壊が発生し最大荷重に達するものと考えられる。

(ケース 2)

表 2 にケース 2 の場合の変状の進展の観察結果を示す。これより破壊荷重の約 34% で H 鋼と覆工の縁切れが発生し、破壊荷重の 96% で覆工内面 115~175 度に長い周方向のひび割れが発生し、作用荷重が破壊荷重に達した。その後、破壊荷重の 88% で天端 90 度付近の覆工外側が、破壊荷重の 83% で肩部 65 度付近の覆工内面が、破壊荷重の 62% で肩部 115 度付近の覆工内面がはく落した。図 6 に補強後の覆工のひび割れ状況と顕著な圧壊範囲を示す。覆工の圧壊は天端部の外側と肩部 65、115 度付近の内側に発生していることがわかる。また、H 鋼は破壊荷重以後に上段の肩部 115 度付近に局所的な座屈が観察されたが、それ以外は目視による変状は観察されなかった。これらと図 4 を照らして考えると、破壊荷重に達した段階で覆工は破壊しているものの、H 鋼自体は耐力にまだ余裕が残されているものと考えられる。

4. まとめ

損傷を受けた覆工を鋼板接着工、セントル補強工により補強した場合の耐力は、損傷を受けている覆工が再度破壊することにより決まるため、鋼板接着工およびセントル補強工による補強は補強材の規模をむやみに大きくしてもその効果には限界があるものと考えられる。

表 1 変状の進展の観察結果 (ケース 1)

	δ (mm)	P (kN)	P/P _{max}	変状など
1	9.5	807	0.35	鋼板 (75~87 度) がはく離
2	18.5	1539	0.67	鋼板 (45 度、105 度) がはく離
3	22.3	1791	0.78	鋼板 (65~73 度) がはく離
4	32.2	2293	1.00	再載荷時の最大荷重
5	43.5	1789	0.78	覆工外面 (80~90 度) コンクリートが圧壊し、はく離
6	57.5	401	0.17	覆工外面 (80~90 度) コンクリートがはく落

表 2 変状の進展の観察結果 (ケース 2)

	δ (mm)	P (kN)	P/P _{max}	変状など
1	11.1	849	0.34	50~115 度の H 鋼と覆工コンクリートの縁切れ 間詰め材に周方向のひび割れ発生
2	30.7	2389	0.96	覆工内面 (115~175 度) に長い周方向のひび割れ発生
3	33.0	2499	1.00	再載荷時の最大荷重
4	33.5	2496	1.00	覆工内面 (50~80 度) に長い周方向のひび割れ発生
5	55.7	2203	0.88	覆工外側 (90~95 度) コンクリートが圧壊してはく落
6	61.2	2067	0.83	覆工内面 (65 度付近) コンクリートの圧壊が進行
7	68.0	1557	0.62	覆工内面 (110~115 度) コンクリートが圧壊してはく落

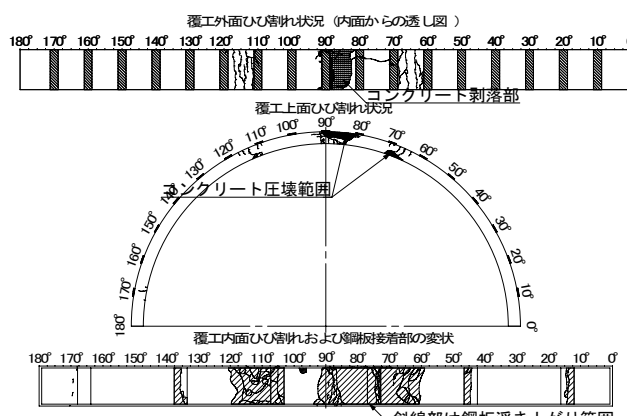


図 5 変状、ひび割れ状況図 (ケース 1)

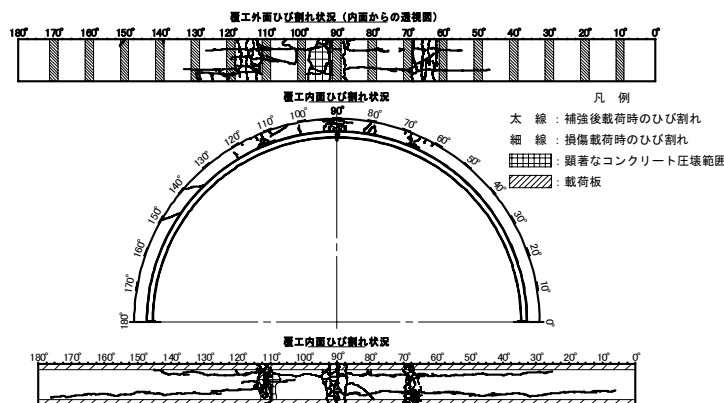


図 6 変状、ひび割れ状況図 (ケース 2)