

鉄道営業線における既設開削トンネルの 耐震補強の計画と施工

高倉鉄也¹・小里好臣²・井上善広³・味田二郎⁴・佐藤清⁵・坂平佳久⁶

¹正会員 工修 東京急行電鉄株式会社 鉄道事業本部工務部（〒150-8533 東京都渋谷区神泉町8-16）

²東京急行電鉄株式会社 鉄道事業本部工務部（〒150-8533 東京都渋谷区神泉町8-16）

³東急建設株式会社 東急・大林建設共同企業体用賀作業所（〒158-0095 東京都世田谷区瀬田4-23-10）

⁴東急建設株式会社 東急・大林建設共同企業体用賀作業所（〒158-0095 東京都世田谷区瀬田4-23-10）

⁵正会員 工修 株式会社大林組 生産技術本部都市土木技術部（〒108-8502 東京都港区港南2-15-2）

⁶正会員 工修 株式会社大林組 土木事業部工事計画部（〒108-8502 東京都港区港南2-15-2）

東京急行電鉄では、1995年兵庫県南部地震の被害を受けて出された国土交通省（旧運輸省）の通達基準に加え、「災害時の復旧困難性」等も考慮して耐震性を検証し、鉄道営業線の耐震補強工事を行っている。

耐震補強計画の立案では、乗降客の多さや地上構造物の有無などに起因する、トンネル被災時の社会的影響の他、復旧の困難さを考慮して補強の優先順位を決定した。具体的な補強工法については、現地の施工条件を考慮し、人力による材料の運搬、施工が可能な鋼製パネル組立工法を採用した。同工法の設計は既往の指針に準拠していたが、一部に適用範囲を超える形状の中柱が存在したため、FEMによる数値解析や実大供試体による実証実験を行い、必要な補強効果を得ることができるパネルの仕様を決定した。

キーワード：耐震補強, 開削トンネル, 鋼製パネル組立工法, 動的応答解析, 正負交番載荷実験

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震で鉄道施設が大きな被害を受けたことから、同年、国土交通省（旧運輸省）より高架橋や開削トンネルなどの耐震性を高める緊急耐震補強工事の通達が出された。東京急行電鉄では、この通達基準に加え、「災害時の復旧困難性」等も考慮して耐震性を検証し、順次補強工事を行っている。本報では補強計画の立案、補強工法の選定、および特殊断面の補強方法の検討について報告する。前半は耐震補強計画の概要について述べ、次に工事の一例として開削トンネル中柱に対する補強工法の選定と施工後の評価について報告する。後半は既往設計指針では適用外としている特殊断面に対して、実大供試体による実証実験等によって性能を確認した事例について報告する。

2. 補強計画の概要

東京急行電鉄では、各路線の駅舎、高架橋、トンネルなどを耐震補強の対象としているが、渋谷駅を

基点とする田園都市線と東横線は1日の乗降客が100万人を超え、地震により被災した場合、社会に与える影響が甚大なものとなるため、両路線を最重要の補強対象と位置付けている。このうち田園都市線については、地下区間（図-1）が幹線道路（国道246号および首都高速3号線）の直下にあり、トンネルの損傷が地上道路に影響し、緊急車両の通行等を妨げる可能性も考えられる。1995年兵庫県南部地震では大開駅をはじめとして多くの開削トンネルで中柱がせん断破壊し、上床板の陥没など甚大な被害をもたらした^{1), 2)}。このような社会的影響に加え、災害時の復旧困難性も考慮し、開削トンネルの補強については、田園都市線の地下区間を優先することとした。

田園都市線の開削トンネルの耐震検討においては、地震時地盤変位や部材のせん断曲げ耐力比などにより補強対象となる中柱を抽出するとともに、田園都市線の社会的重要度や復旧困難性を考慮し、動的応答解析などの詳細な検討も実施して補強対象となる中柱を選定し、補強工事を実施することとした。

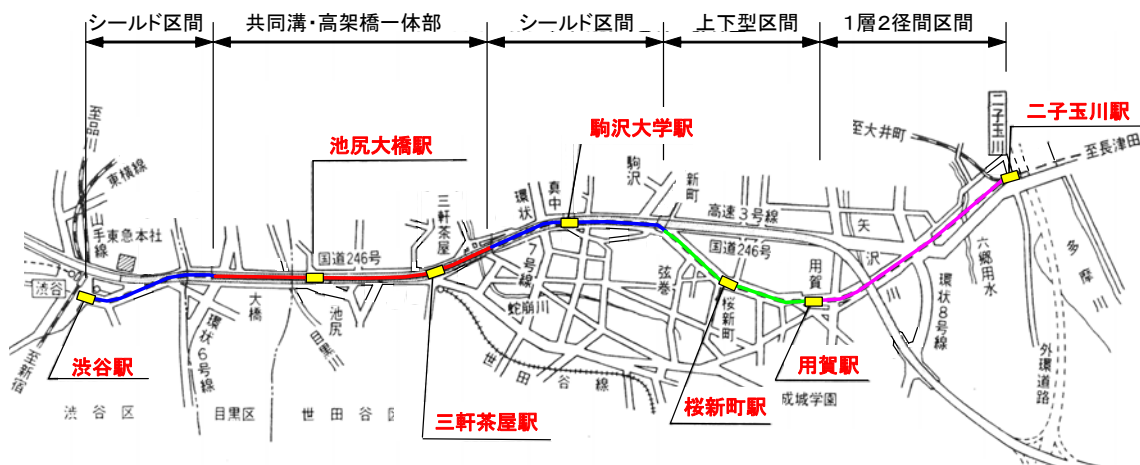


図-1 東急田園都市線における地下区間

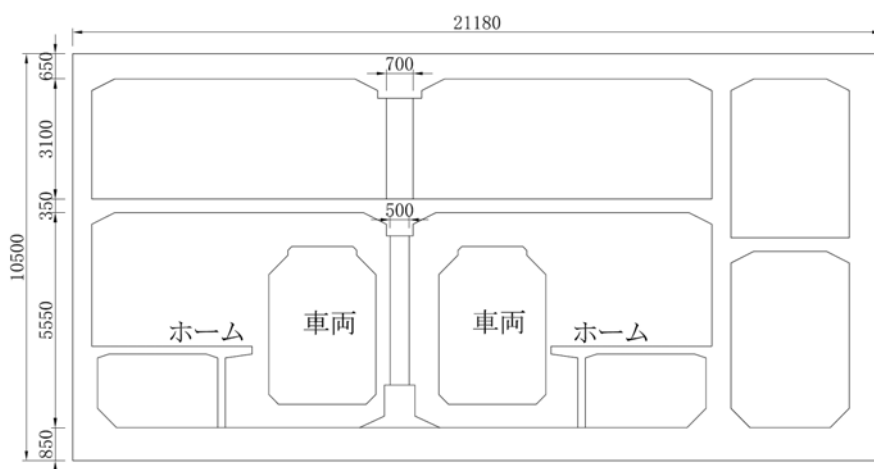


図-2 補強対象としたトンネル断面例

3. 開削トンネル中柱の補強工法

(1) 工法の選定

今回補強対象となった開削トンネルは、主に駅舎部の2層のボックスラーメン構造であり、ホームの形式によって、ホーム上もしくは線路間に中柱がある構造となっている（図-2）。補強工事の作業時間は列車が運行しない夜間約4時間に限定され、揚重機を必要とする大掛かりな工事は適さない。また、資機材は乗降客が利用する階段を使って搬入出するしかなく、作業終了時には営業時の安全確保のためにほとんどの資機材を搬出する必要がある。これらのことから、揚重機を使用する鋼板巻き立て工法や足場の設置が必要となるスパイラル鉄筋巻き立て工法は、本工事の条件に適さないものと判断した。本工事では、これらの制約条件に対応できる工法を選定するため、鋼製パネル組立工法とアラミド繊維シート巻付け工法の2つの工法を比

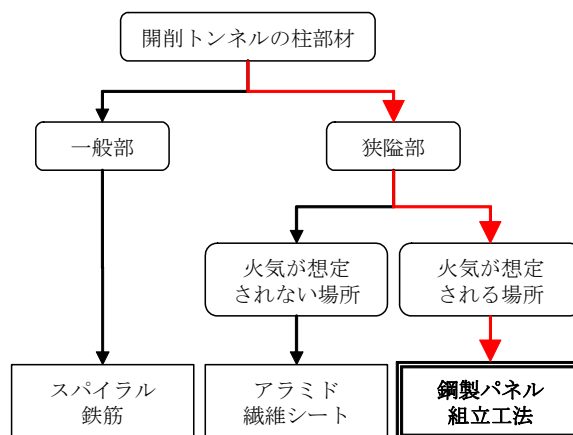


図-3 耐震補強工法の選定フロー

較検討した。

鋼製パネル組立工法^{3),4)}は、工場で製造された分割パネルを現地にてリベットやボルトによって組み

表-1 施工サイクル

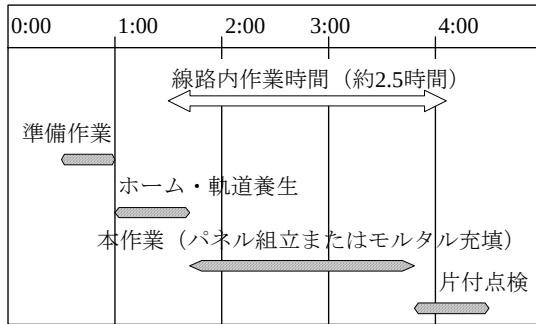


表-2 鋼製パネル組立工法の標準工程（実績）

日数												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
柱清掃												
パネル組立												
	モルタル充填											
											天端処理	

立て、部材のせん断耐力や曲げ変形性能の向上を図る工法である。分割パネルの重量は10～20kg程度で、人力による運搬や組立が可能である。現地溶接、塗装が不要なため、従来工法よりも工期短縮が可能である。アラミド繊維シート巻付け工法は大掛かりな足場や揚重機を必要としないが、耐火性がやや劣るため、火災を想定した場合、地下駅での採用は適さないと判断した。以上の検討から、今回の施工条件に最も適する工法として鋼製パネル組立工法を採用した。

(2) 施工状況と施工後の評価

表-1に1日あたりの作業サイクル、表-2に柱1本あたりの補強工程を示す。1日の作業可能時間は終電後から始発前までの約4時間に限定され、営業時間中はホーム上に資機材等の仮置ができないことから、作業開始前にその日必要となる資材を搬入し、営業開始前には養生材等も撤去する必要がある。そのため実作業時間は約2.5時間であったが、高さ3750mmの中柱に対して、3日間で全13段のパネルを組み立てることができた。表-2に示す工程ではモルタル充填に日数を要しているが、これはパネルのほらみ出しを抑制するため、1日あたりの充填量を少なくしたことによるものである。なお、鋼製パネル組立工法による柱1本あたりの施工日数は、標準で13日であった。一方、鋼板巻立て工法を仮定した場合、仮設資機材や揚重機の設置・撤去によって1日



写真-1 施工状況



写真-2 工事完了状況

あたりの出来高が制限されるため、鋼製パネルの約1.5倍となる20日を要すると試算された。このことから鋼製パネル組立工法は工期短縮にも効果的であることが確認された。

4. 特殊断面への適用

(1) 背景

既に述べたように、鋼製パネル組立工法は人力施工が可能で、溶接を必要としない施工性の良さから地中構造物の中柱補強にも適用されており、筆者らも営業線の地下駅舎に対して鋼製パネルによる中柱の補強を実施してきた。一方、同工法は高架橋への適用を前提に開発された工法であり、同工法の設計・施工指針³⁾に示されるように、一般的な高架橋断面を模擬した□600mm×600mm、および□900mm×900mmの供試体による正負交番載荷試験の結果に基づいて性能評価を行っている。そのため、図-4に示すような2000mm×500mmの扁平断面を有するRC壁式

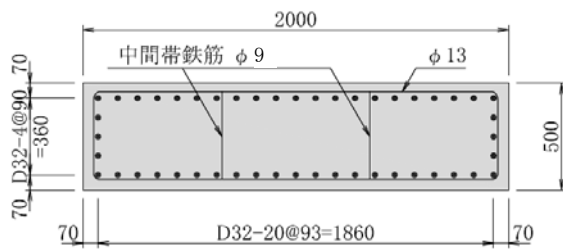


図-4 RC壁式柱の断面図

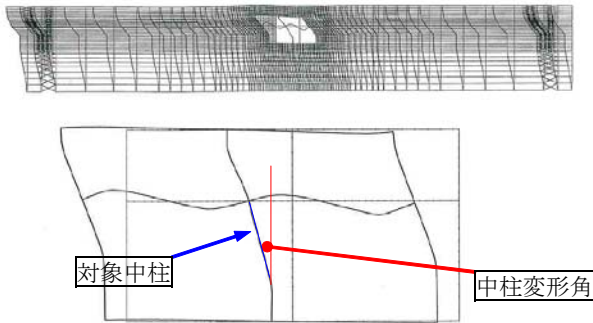
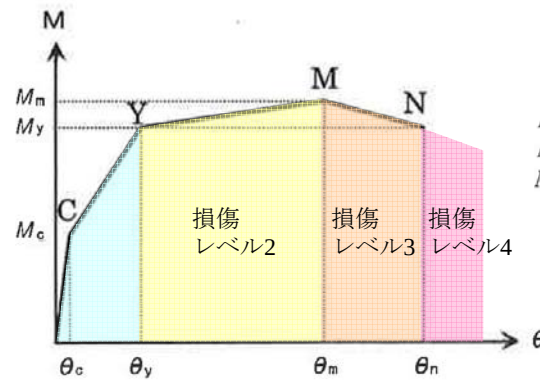


図-5 動的応答解析による層間変形角の評価

柱については、塑性ヒンジ区間での長辺方向のパネルのはらみ出しなどにより、既存の設計・施工指針で規定する性能を確保できない可能性が懸念された。そこで、実大実験供試体による正負交番載荷実験を実施し⁵⁾、鋼製パネル組立工法による特殊断面への補強の適用性を検討した。

(2) 検討断面の耐震診断

補強前の耐震診断は、動的非線形解析と静的非線形解析の組合せによって実施した。まず構造部材を非線形梁要素 ($M\phi$ トリリニア+武田型履歴特性)、地盤を非線形平面ひずみ要素 (修正R0モデル) とした動的解析を実施し、構造物の層間変位が最大となる時刻の変位分布を算出した。入力レベル2地震動 (スペクトルⅡ適合波)⁶⁾ とした。次に構造物の非線形性を考慮した静的FEMモデルを構築し、動的解析によって得られた変位分布を強制変位として載荷することで構造物の応答を算出した。静的解析は構造物非線形性を部材非線形および材料非線形として考慮した解析を実施し、両者の結果を総合的に判断した。照査の結果、中柱は上階、下階ともにせん断破壊し、曲げについても変形性能が不足し、損傷レベル4⁵⁾ に達することが確認された (図-6参照)。これらの結果に基づき、鋼製パネル組立工法によってせん断耐力および曲げ変形性能の向上を図ることとした。ただし、壁式柱の曲げ変形性能の補強効果については、実大供試体による正負交番載荷実験を



M_c : 曲げひび割れ発生時の曲げモーメント
 M_y : 降伏時の曲げモーメント
 M_m : 最大曲げモーメント
 θ_c : 曲げひび割れ発生時の部材角
 θ_y : 降伏時の部材角
 θ_m : M_m を維持できる最大の部材角
 θ_n : M_y を維持できる最大の部材角

図-6 部材端部の曲げモーメントと部材角の関係⁶⁾

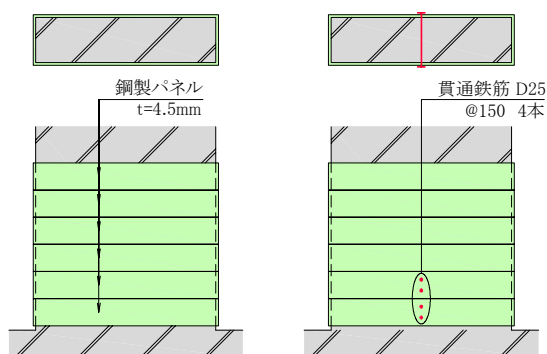
実施し、補強後の耐震性能を直接評価することとした。

(3) 目標性能の設定

補強後の目標性能については、耐震診断時に実施した動的応答解析の結果を参考に決定した。図-5は検討断面の耐震診断において実施した動的応答解析による、構造物の層間変位最大時の変形モードと層間変形角を示している。地中構造物の変形は地盤と構造物の相互作用に依存するが、地盤変位の影響が支配的と言える。そこで、補強後も同程度の変形が構造物に生じると仮定し、補強後の中柱の地震時変形角 θ_d を、図-5に示す動的応答解析によって算出された値 ($=0.026$) と仮定した。次に補強後の目標性能を損傷レベル3に設定し、補強後の中柱の θ_n (最大曲げ耐力後の耐力降下域で降伏耐力を維持できる最大の部材角) が、応答値 θ_d ($=0.026$) を上回っているかどうかを正負交番載荷実験によって確認することとした。

(4) 正負交番載荷実験による検証

実験対象としたのは図-7に示すA, Bの2ケースである。鋼製パネルはA, B共通で、せん断耐力を確保するために必要な厚さとしている。両者の違いは曲げ変形性能、すなわち塑性ヒンジ部における主鉄筋の拘束効果の違いにある。A供試体は通常の鋼製パネル組立工法と同じ仕様であるのに対して、B供試体は主鉄筋の拘束効果を向上させるために、柱固定端から1D ($=500\text{mm}$) 区間において、4本の貫通鉄筋



(A 供試体) (B 供試体)

図-7 実証実験における供試体

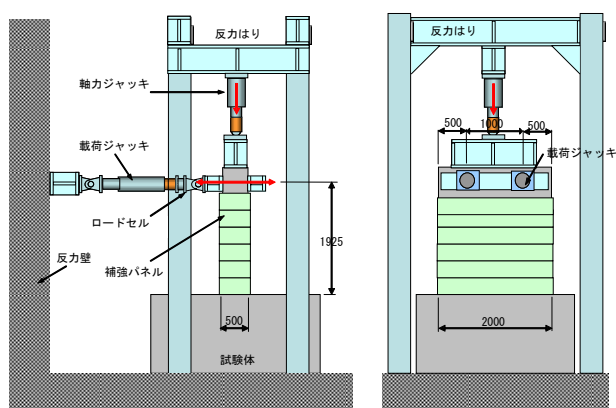


図-8 正負交番載荷実験装置



写真-3 実験状況

によって表裏のパネルを固定した。図-8に実験装置を示す。加力は鉛直方向に軸力を作用させた状態で、水平方向に交番載荷した。軸力は動的応答解析の結果を参考に定めた地震時の値とした。

実験結果をおよび表-3、図-9および図-10に示す。表-3はA、B両供試体の θ_n と目標性能を比較してい

表-3 正負交番載荷実験による曲げ変形性能⁴⁾

供試体	θ_n
A	0.038 (>0.026)
B	0.054 (>0.026)

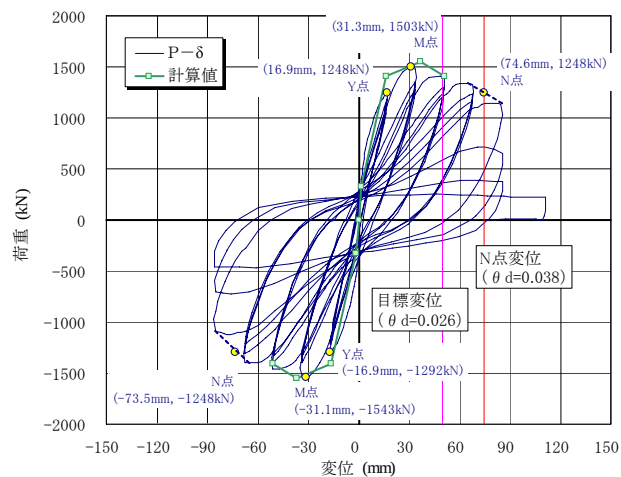


図-9 正負交番載荷実験の結果 (A 供試体)⁵⁾

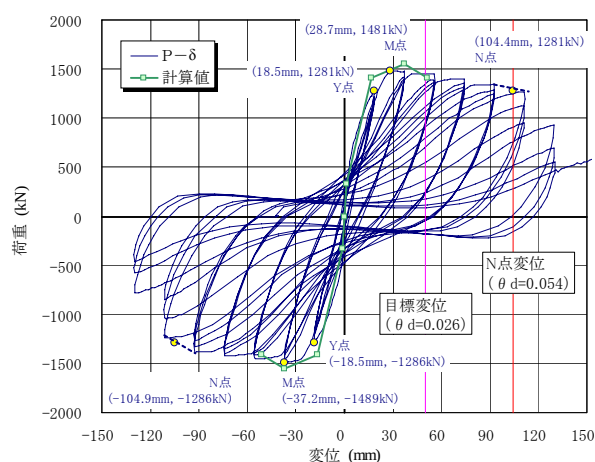


図-10 正負交番載荷実験の結果 (B 供試体)⁵⁾

る。貫通鉄筋を用いないA試験体は $2\delta_y$ で最大耐力となり、その後、 $4\delta_y$ まで緩やかに荷重が低下した。 $5\delta_y$ 到達後は基部のはらみ出しとともに、同一振幅での載荷を繰り返す毎に急激に荷重低下した。 $5\delta_y$ での最終的な荷重は最大耐力の15%程度となった。ただし、最終加力時においてもパネル接続ボルトの破断やパネルの顕著な塑性変形は見られなかった。

貫通鉄筋によって拘束効果を向上させたB供試体では、A供試体と同様に $2\delta_y$ で最大耐力となり、その後、 $6\delta_y$ まで緩やかに荷重が低下した。 $6\delta_y$ 到達後は鋼板内部でのコンクリートの圧壊とともに、同一振幅での載荷を繰り返す毎に荷重低下した。最終

加力時には貫通鋼材の周辺のパネルに若干の塑性変形が見られたものの、破断等には至らなかった。

n点（最大曲げ耐力後の耐力降下域で降伏耐力を維持できる最大の変位：損傷レベル3と4の境界）に着目すると、A供試体では $\theta_n=0.038$ となり、目標とした0.026を超える結果となった。この結果から、2000mm×500mmの扁平な断面を有する柱に対しても、貫通鉄筋を用いない通常の鋼製パネル組立工法によってレベル2地震時に損傷レベル3を確保できることが確認された。また、貫通鉄筋によって拘束効果を向上させたB供試体では $\theta_n=0.054$ となり、変形性能がさらに向上する（目標性能の2倍）こともわかった。今回の検討断面では貫通鉄筋を用いなくても必要な耐力を得られることが確認されたが、例えば地盤条件が変わるなどして、より大きな変形性能を必要とする場合には、貫通鉄筋を用いることによって対応することが可能である。

5. まとめ

鉄道営業線の地震時安全性を確保するため、東京急行電鉄ではこれまで高架橋や開削トンネル中柱等の耐震補強工事を進めてきた。鉄道施設の耐震補強においては、被災時に社会に与える影響や復旧困難性を考慮して補強の優先順位や補強対象を決定するとともに、お客さまの安全性を確保しつつ工事を円滑に進めるため、現地の諸条件に適合した工法を選定する必要がある。今回採用した鋼製パネル組立工

法は地下構造物への適用例が少なく、地下駅への大規模な採用は初めてであったが、今回の補強工事により同工法の適用範囲が拡大され、より多くの鉄道施設の耐震補強に寄与するものと期待している。今後も鉄道施設の社会的な重要度に配慮し、お客さまの安全性を確保しながら全路線の耐震補強工事を速やかに完了させたい。

参考文献

- 1) 佐俣千載：兵庫県南部地震での地下鉄構造物の被害と復旧，土木学会論文集，No. 534／VI-30，1-17，1996.3
- 2) 矢的照夫，梅原俊夫，青木一二三，中村晋，江寄順一，末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析，土木学会論文集，No. 537／I-35，303-320，1996.4
- 3) 財団法人鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱当の耐震補強設計・施工指針「鋼製パネル組立補強編」，平成18年9月。
- 4) 長縄卓夫，岡野素之，小松章，相京博幸：鋼製パネル組立てによるRC柱の耐震補強に関する研究，構造工学論文集Vol. 52A，521-528，2006年3月。
- 5) 渡辺哲，武田篤史，坂平佳久，豊福浩司：鋼製パネル組立補強工法の壁式柱への適用，土木学会第65回年次学術講演会，2010年9月
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，平成19年10月