

神戸市高速鉄道海岸線新長田工区の複円形シールドトンネルの中柱-かもめ型部位に対する水平載荷実験

佐俣千載¹・水口和彦²・新見達彦³

● 笹谷輝勝⁵・吉野次彦⁵・和氣輝幸⁴・斉藤悦郎⁵・奥松俊博⁵・平野勝識⁵

¹ 正会員 神戸市交通局 技術部 計画課長 (〒650 神戸市中央区加納町 6 丁目 5-1)

² 正会員 神戸市交通局 技術部 計画課 設計係長 (〒650 神戸市中央区加納町 6 丁目 5-1)

³ 正会員 神戸市交通局 技術部 西部建設事務所 (〒653 神戸市長田区南駒栄町 1-85)

⁴ 正会員 (株) フジタ 土木本部 生産技術部 (〒151 東京都渋谷区千駄ヶ谷 4 丁目 6-15)

⁵ 正会員 (株) フジタ 技術研究所 (〒224 横浜市都筑区大鵬町 74)

神戸市高速鉄道海岸線は、新長田―三宮間を結ぶ延長約 8 km の中量地下鉄である。新長田工区は道路幅・共同溝との立体交差などの関係から複円形シールドトンネル¹⁾で建設される。複円形のシールドトンネルは、まだ実績も少なく設計手法も確立されていない。兵庫県南部地震では、大開駅等の地中構造物の中柱部に大きな被害が生じた。複円形シールドトンネルは中柱を有する構造系であり、その問題が懸念されたため、中柱-かもめ型の部位に対して実物大のセグメントを用いた水平載荷実験を実施した。

本実験から、中柱の水平変形性能と応力状態、かもめ型セグメントのひび割れ状況、および中柱-かもめ型セグメントの接合部の挙動と回転ばね定数を明らかにした。

Key Words : Shield-tunnel, Seismic Behavior, Ductile-column, RC-segment

1. はじめに

新長田工区のシールドトンネルは中柱を有する複円形であり(図-1)、設計計算の結果では土圧によって、中柱 1 本当たり、1740 kN の高軸力が作用することになる。また、「新設構造物の耐震設計について(財)鉄道総合技術研究所」の G 0 加速度波形を用いた応答変位法・動的解析による大規模地震時を想定した耐震検討の結果^{2)~4)}、本工事においては複円形シールドトンネルの中柱が RC 造の場合は、中柱がせん断先行破壊となることから、せん断耐力に優れたダクタイル鉄を採用した。一方、かもめ型セグメントおよび一般部のセグメントは RC 造としている。

従って、中柱とかもめ型セグメントとの接合部は、RC 造とダクタイル鉄との異種材料の接合となる。なお、中柱はかもめ型セグメントに埋設された継手金物に取付けられた袋ナットとボルト (M24, FT10) を介して緊結される。この様な、異種材料の継手部の性能については、既存の実験データが乏しく不明な点が多い。また、かもめ型セグメントは一般部のセグメントと異なり、形状が複雑であり、耐震性については不明確な点が多い。

以上の点から、ダクタイル製の中柱および RC 製のかもめ型セグメントの耐震性能と異種材料の接合部の挙動を確認することが必要である。

本実験は、中柱の耐震性能、特に大規模地震時の変形性能を検討すること、中柱が水平変形を受けたときの応力状態、かもめ型セグメントのひび割れ発生状況を検討すること、および中柱とかもめ型セグメントとの接合部の挙動を確認するために行なったものである。

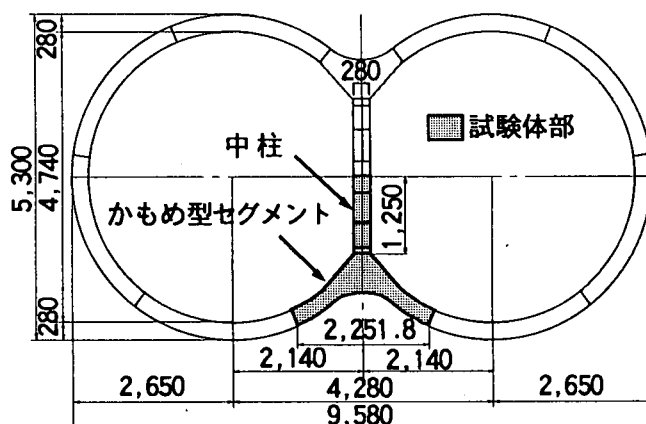


図-1 複円形シールドトンネルの断面

2. 実験概要

本構造物は図－1に示すような複円形であり、中柱の両端が**かもめ型セグメント**に緊結されるので、地震時には中柱に逆対称の曲げモーメントが作用する。本試験体は図－2に示したように、中柱の中央部、すなわち反曲点位置に水平力を加えるものとし、中柱を中央部で切り出し、**かもめ型セグメント**と緊結した逆T型の形状とした。なお、中柱および**かもめ型セグメント**は、実施施工で用いる部材を使用した。

試験体は、同一形状のもの3体作製し、試験体記号は、
N000：軸力なし

N087：設計荷重相当軸力の1/2(870kN)を作用

N174：設計荷重相当軸力1740kNを作用

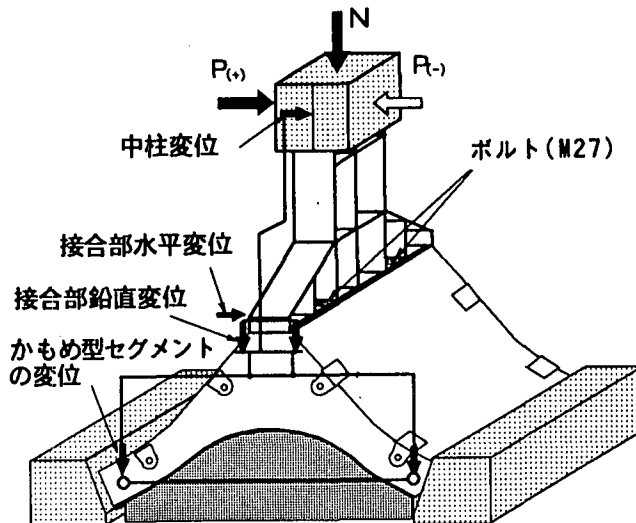
として、中柱に作用させる軸力をパラメータとした。

実構造物はセグメント外周が地盤に接しており周辺土圧によって拘束されている。よって、**かもめ型セグメント**底面には、周辺部の地盤を想定し半円球状支持ブロックを設置し、その上に硬質ゴムを敷き裏込め材を模擬した。周辺部地盤の影響を考慮したセグメントの予備解析結果では、裏込め材の剛性を**かもめ型セグメント**の1/100としたときの解析結果に対して、裏込め材なしとしたモデルでも、応力状態はほとんど同じであった。これらの予備解析の結果をふまえて、硬質ゴムの材質を選定した。使用したゴムは弾性係数 $E=4.3\text{N/mm}^2$ 程度、厚さ $t=15\text{mm}$ であり、コンクリートの剛性の約1/10,000程度である。**かもめ型セグメント**両端支持部には一般部セグメントを想定し、コンクリート製のブロックを設置した。**かもめ型セグメント**と中柱および両端の支持ブロックの接合は、実施施工と同様のボルトで緊結した。緊結時のボルトは $30\text{kN}\cdot\text{cm}$ のトルク値で締め付けを行なった。

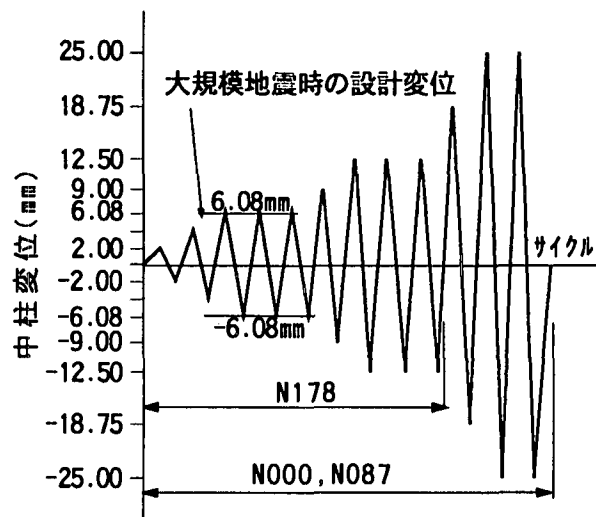
なお、N000試験体は、周辺地盤の影響を取り除いた場合の**かもめ型セグメント**の挙動を把握するために、半円球状の支持ブロックを設置しなかった。

加力方法は、最初に中柱に所定の軸力を載荷させた後、中柱の中央部、すなわち、実施構造物の反曲点に相当する位置に水平力を加えた。なお、軸力は軸力用のジャッキが水平力を拘束しないように、水平方向に自由に移動が可能なスライド機構を用いて加力した。

加力順序はN174試験体を最初に行い、他の2体はこれに準拠した。また、加力制御は図－2に示した中柱の加力点位置での変位制御とした。加力は図－3に示す加力スケジュールに従って行った。図中の中柱変位6.08mmは、大規模地震における構造物上下間の水平方向の相対変位($\delta=12.16\text{mm}$)に相当する¹⁾。変位計は、図－2に示す位置に取付けた。また、中柱と**かもめ型セグメント**の接合部のボルト、中柱のフランジ部、**かもめ型セグメント**の主筋およびせん断補強筋にはストレインゲージを貼付してひずみを測定した。



図－2 試験体形状および計測位置



図－3 加力スケジュール

表－1 使用材料の機械的性質

a) 鉄筋 (かもめ型セグメント)

鉄筋径	降伏点	引張強さ	弾性係数	伸び
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%
D10	361	532	1.88E+05	22.8
D16	383	584	1.88E+05	29.7

b) コンクリート (かもめ型セグメント)

試験体	圧縮強度	弾性係数	ポアソン比	割裂強度
	N/mm ²	N/mm ²	-----	N/mm ²
N000				
N087	76.7	3.39E+04	0.167	5.40
N174				

c) ダクタイル鉄 (中柱)

試験体	耐力	引張強さ	弾性係数	伸び
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%
D-1	365	565	1.67E+05	14.1

3. 実験結果および考察

表-1に、かもめ型セグメントの使用材料および中柱に用いたダクタイル鋳鉄の機械的性質を示した。

N000 および N087 は、25.0mm のサイクル時に中柱とかもめ型セグメントの接合部において、かもめ型セグメント側の袋ナットのネジ山（鋳鉄）が破断したため、加力を終了した。N174 は、12.5mm の繰返し時に中柱（ダクタイル鋳鉄）の圧縮側フランジのひずみが圧縮降伏ひずみを超えたため、12.5mm のサイクルで加力を終了した。

3.1 中柱の変形性能

中柱とかもめ型セグメントの接合部は、中柱がタールエポキシ塗装であるため滑りやすいこと、ボルト（M27：ねじの呼び径 27mm）と中柱のボルト穴（ $\phi=35\text{mm}$ ）との遊びにより、各試験体とも水平加力に伴って中柱が水平移動した。その量は、N000 および N087 で右側に約 3mm、N174 で左側に約 7mm であった。図-4 は、中柱の接合部の水平移動量を除いた荷重-変位関係である。大規模地震時を想定した N174 の中柱は、設計相当変位 6.08mm に対して、実質的な変位が 19mm であることから、3 倍以上の変形性能を有していることがわかる。また、N000 および N087 は、N174 以上の変形性能を有している。

図-4 に示した直線勾配は、設計計算で仮定した梁モデルの構造モデルと物性値を用いて、中柱とかもめ型セグメント部位の実験モデルに対して、接合部を剛結合とした時の計算結果である。中柱加力点の水平変位が 6.08mm のとき水平力は 14.11f となる。この勾配は、軸力が作用する N087 と N174 の初期勾配とよい対応を示すことがわかる。N000 の場合は、勾配は約 1/2 程度である。

3.2 中柱とかもめ型セグメントの接合部

図-5 は中柱とかもめ型セグメントとの接合部の回転角と水平力の関係を示したものである。各試験体とも回転角が大きくなるに従い、そのループの勾配は緩やかになることがわかる。図-6 は、図-5 の中柱の変位 6.08mm の 1/4 ループを拡大して示したものである。表-2 は 6.08mm 以降の回転バネの実験値と計算値である。

なお、回転バネの計算は、接合ボルトが引張力を生じるまでの軸力の影響を受ける 1 次勾配と、中柱の水平変位によりボルトに引張力が作用した状態の 2 次勾配を持つと仮定した。また、表中の回転バネの計算値は、見掛けのボルトのバネを接合部のボルトの張力と中柱の鉛直変位量の実測値より計算し、その値より求めた。

回転バネの 1 次勾配の実験値は、N087 が 132,400kN・m/rad、N174 が 147,400kN・m/rad であり、両者とも剛結合の状態に近いものと考えられる。また、2 次勾配の実験値も、N000 と N087 が 19,600kN・m/rad、N174 が 29,400kN・m/rad であり、実験値と計算値がよく一致している。この値は、設計計算で用いた一般部のセグメント間の回転バネ（M-K 法によって求めた理論値で、正

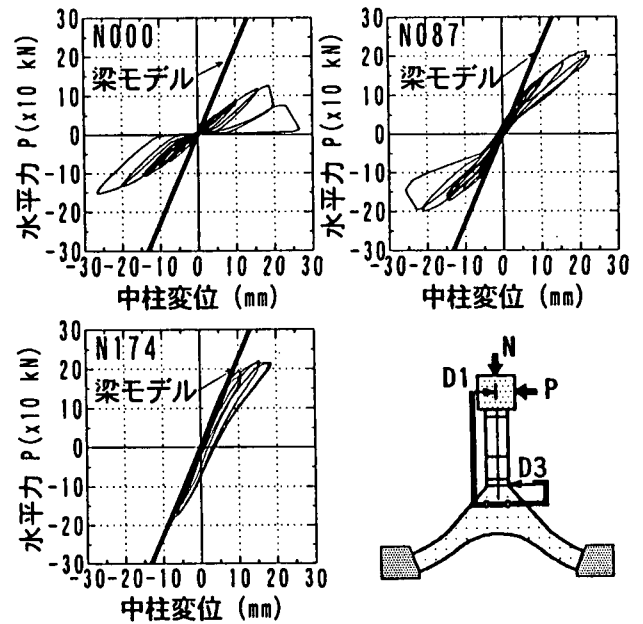


図-4 中柱の荷重-変位

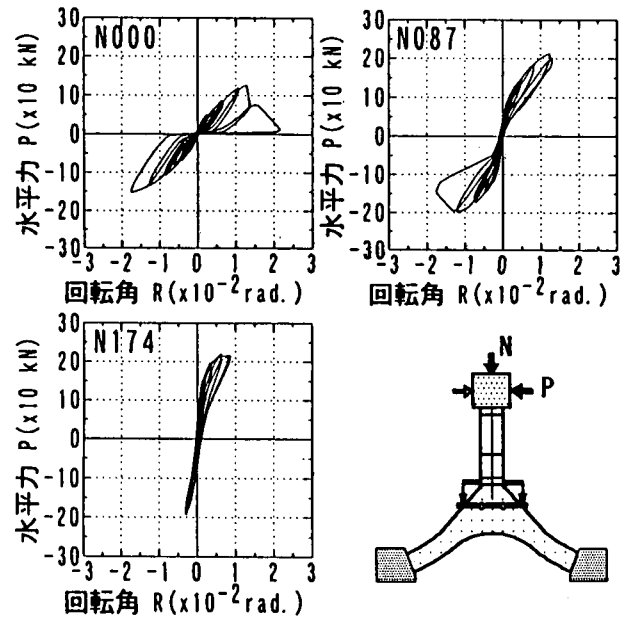


図-5 接合部の荷重-回転角

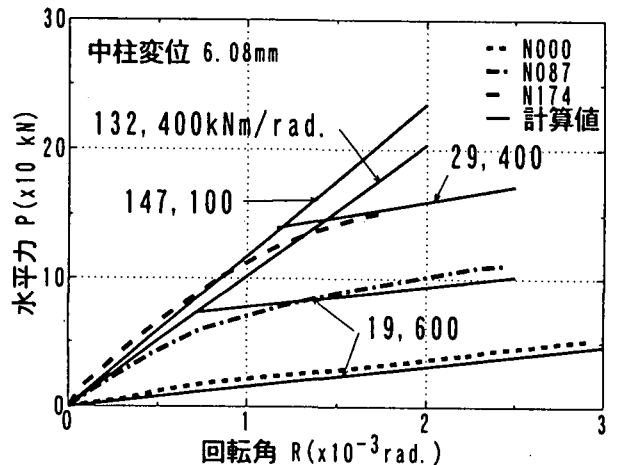


図-6 接合部の荷重-回転角（中柱変位 6.08mm）

曲げ：37,000kN・m/rad.、負曲げ：12,900kN・m/rad.）と同程度である。図－8の付図は、中柱の荷重の釣合いを模式的に示したものである。中柱の端部（A点）を回転中心と仮定すると軸力Nおよび水平力Pの作用下において、ボルトに張力が作用する状態（1次勾配から2次勾配への変化点）は $N \times L_2 < P \times L_1$ により判定できる。この式より、変化点はN087が $P=95\text{kN}$ 、N174が $P=176\text{kN}$ であり、図－6の変化点とよい対応を示すことがわかる。

3.3 かもめ型セグメントの耐震性

図－7に、軸力載荷直後および水平加力終了後のひび割れ発生状況を示す。N087、N174は、軸力載荷直後にひび割れが生じるが、ひび割れ幅は0.08mm以下と小さく、貫通するようなひび割れではなかった。また、その後の水平加力によるひび割れ幅の進展はほとんどなかった。N000は、0.05mm以下のひびわれ幅であった。

ひび割れ発生位置は、3体とも下縁側およびボルトボックス付近であり、上縁側のひび割れ発生はなかった。一方、かもめ型セグメントの負担が最も大きいN174の主筋ひずみの最大値は、引張側が断面変化部で 1000×10^{-6} 程度、圧縮側も断面変化部で 300×10^{-6} 程度であった。

以上から、かもめ型セグメントは大規模地震時の設計軸力および設計水平変位が作用しても構造的、機能的に影響を受ける損傷を生じないことが明らかになった。

3.4 中柱のひずみ分布

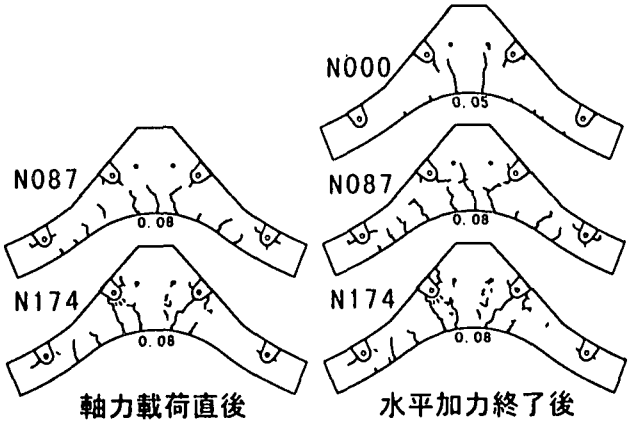
図－8はN174の中柱のひずみ分布である。図中に、中柱を等断面とし一般断面の曲げ剛性（ $I=11005\text{cm}^4$ 、 $E=1.67 \times 10^5 \text{kN/mm}^2$ ）を用いた場合の計算値を示した。実測値は、理論値とよい対応を示している。これより、中柱端部の変化断面部はシールドトンネル横断面方向において、荷重の分散効果が期待できないことがわかった。

4. まとめ

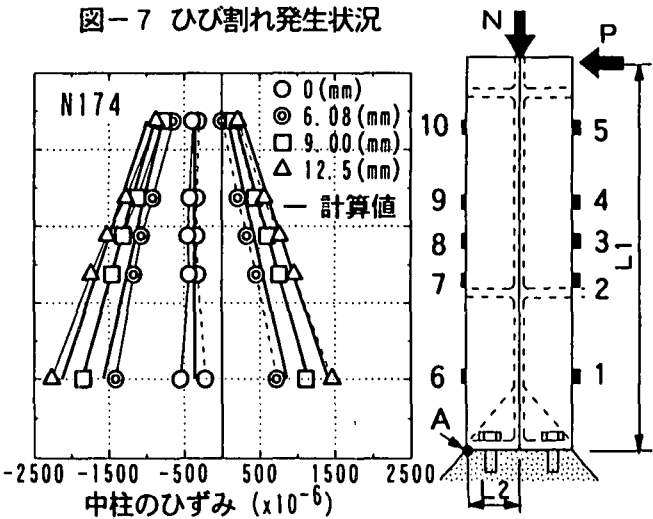
- 本実験の結果、以下のことが確認できた。
- N174の中柱は、大規模地震時を想定した設計相当変位6.08mmに対して、3倍以上の変形性能を有している。
- N087およびN174は、中柱の水平加力点の変位が6mm程度であれば、設計計算で仮定した梁モデルの構造モデル（接合部は剛結合）および物性値は妥当である。
- 高軸力下の中柱とかもめ型セグメントとの接合部の回転バネは2つの勾配を持つ。1次勾配は剛結合の状態に近い。一方、2次勾配は設計計算で用いた一般部のセグメント間の回転バネと同程度である。
- かもめ型セグメントは、下縁にひび割れが発生するが、大規模地震時の設計水平変位が作用しても、構造的、機能的な損傷を受けることはない。
- 中柱の形状は、シールドトンネル横断面方向では、中柱端部変化断面（鼓状）における荷重の分散効果は期待できない。

表－2 接合部の回転バネ

試験体	実験値		計算値	
	回転バネ		見掛けの ボルトのバネ	回転バネ 2次勾配
	1次勾配	2次勾配		
	kN・m/rad.	kN・m/rad.	kN/m	kN・m/rad.
N000	----	19,600	16.20	16,828
N087	132,400	19,600	17.10	17,750
N174	147,100	29,400	25.30	26,311



図－7 ひび割れ発生状況



図－8 中柱のひずみ分布

謝辞：実験計画等に貴重な御助言・御指導を賜った神戸大学櫻井春輔教授および田中泰雄助教授、並びに実験に当たり御協力頂いたフジタ・住友・大本 JV の方々および関係各位に深謝致します。

参考文献

- 1) 佐俣千載・杉村孝雄・宮崎辰夫：震災復興の街の地下鉄建設・神戸市営地下鉄海岸線、トンネルと地下、第27巻11号、pp27～pp25, 1996, 11
- 2) 北嶋武彦・佐俣千載・水口和彦：複円形シールドの耐震設計について、土木学会第51回年次学術講演会梗概集、VI-166, pp332～pp333, 1996, 9
- 3) 佐俣千載・水口和彦・岸下崇裕・斉藤悦郎・和氣輝幸：非線形動的解析による複円形シールドトンネルの動的挙動、土木学会第51回年次学術講演会梗概集、I-B412, pp824～pp825, 1996, 9
- 4) 佐俣千載・水口和彦・斉藤悦郎・岸下崇裕・和氣輝幸：複円形シールドトンネルの耐震性に関する解析的検討、土木学会第51回年次学術講演会梗概集、I-B413, pp824～pp825, 1996, 9