

地盤の繰返しせん断を受ける複断面トンネルの挙動

Behavior of Parallel Shield Tunnels Subjected to Shear Deformation of Soil

永 谷 英 基 山 田 岳 峰
小 林 一 三 五十嵐 寛 昌

要 約

近年のシールドトンネルは非円形化、大断面化あるいは複断面化の傾向にあるが、地震時におけるシールド横断面の安定性に関しては未解明な点が多い。本論文では、単円トンネル、中柱付き矩形トンネル、並びに上段に矩形トンネルが位置し、下段両脇に単円トンネルが位置する複断面トンネルについて、応答変位法的に地震時挙動が模擬可能な遠心場静的せん断土槽実験を行うことで、これらトンネルの繰返しせん断時の応答特性を実験的に解明することを目的としている。その結果、トンネルに繰返しせん断が作用することで単円トンネルでは45度方向において断面力が卓越することがわかった。また、矩形トンネルでは躯体隅角位置付近で断面力が卓越するとともにトンネル中心位置に設置した中柱上下端部においても大きな断面力が作用することがわかった。さらには、円形、矩形からなる複断面トンネルでは、曲げモーメント分布などで単設トンネルとは異なる挙動を示すことなどがわかった。

目 次

- I. はじめに
- II. 遠心模型実験
- III. 実験結果
- IV. 結 論

I. はじめに

近年、Fig.1 に示すようにシールドトンネルは非円形や大断面、あるいは複断面といった特殊断面が増加する傾向にある。これら特殊断面シールドの耐震設計は、トンネル縦断方向のみならず横断方向の検討も重視される。また、1995年の兵庫県南部地震以降、比較的安全と考えられてきた地中構造物に対しても、レベル2相当の大規模地震動への耐震性評価が注目されつつあり、今後、特殊断面シールドに対する適切な地震時評価が求められるものと考えられる。

シールドトンネルにおける耐震設計は、応答変位法を用いた検討が一般的であり、応答変位法の特殊断面への適用に関しては実験的に直接検証された事例はなく、当該手法の妥当性について実験的な検証が望まれる。今回、我々は、単円トンネル、中柱付き矩形トンネル、並びに上方に矩形トンネルが位置し、下方両脇に単円トンネルが位置する複断面トンネルに対して、トンネルを配した地盤を繰返しせん断する遠心場静的せん断土槽実験を行うことで、繰返しせん断時の応答特性について実験的検証を試みたので報告する。

II. 遠心模型実験

1. 遠心場静的せん断装置

実験に使用した遠心場静的せん断装置をFig.2に示す。本装置は、板バネで連結された全13段の剛なリング（最下段固定）と三つのアクチュエータから構成されている。リングNo.5, 9, 13に対して任意

の水平変位を付与することで、その他のリングも追従して変位し、土槽内地盤に強制変位が作用する機構となっている。

2. 実験模型の作製

模型地盤には豊浦標準砂を用い空中落下法で作製しており、相対密度は90%の密詰めとした。実験のケース一覧を模型配置断面図及び計測項目とともにTable 1に示す。また、実験で使用した円形トンネル模型並びに矩形トンネル模型の詳細をFig.3に示す。

CASE1は肉厚2mmのアルミ製中空パイプを用いた（実規模外径3mを想定）単円トンネル模型を使用しており、トンネルに作用する断面力の計測にはひずみゲージをトンネル内外面に対で計16箇所（32枚）貼付することで計測を行っている。

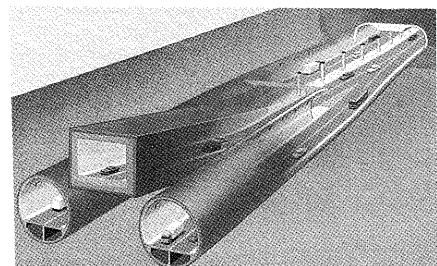


Fig.1 Octopopas Shield Tunneling Method

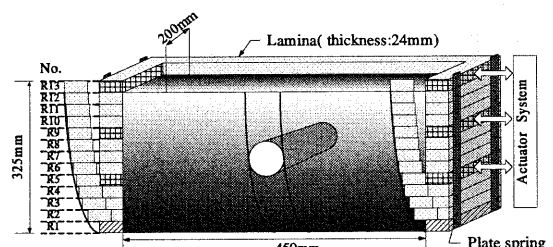


Fig.2 View of the Shear box

キーワード：シールドトンネル、繰返しせん断、
遠心模型実験

CASE2 では肉厚 2.5mm のアルミ製躯体とし、隅角に曲率を持たせた 65mm、幅 100mm (実規模高さ 3.25m、幅 5m を想定) の矩形トンネル模型を使用している。内部には断面寸法 7mm×2.5mm のアルミ製中柱模型を設置している。ひずみ計測は、躯体部に計 18 箇所 (36 枚) と中柱に計 5 箇所 (10 枚) で行っている。また、トンネル内空上下端の相対変位の計測を目的に非接触 G A P センサを設置している。

CASE3 は上記 2 ケースの模型と同材質の単円模型を追加し、上方に矩形トンネル 1 基、下方両脇に円形トンネル 2 基から成る複断面トンネル実験である。断面力の計測には矩形トンネルを中心として

左右対称と考え、右半分を重点的に計 39 箇所計測している。

また、模型地盤挙動は、地表面に設置したターゲットを CCD カメラで追跡し、画像解析により計測を行っている。せん断リングには変位計が接続しており、繰返しせん断時の変位量を計測している。

なお、本実験ではトンネル模型をせん断土槽地盤内に非固定状態で設置しており、トンネル模型端面とせん断土槽壁面の境界にはメンブレンとグリースによる摩擦低減処理を施すことで、トンネルが地盤変形に滑らかに追従できるように工夫した。

Table 1 Test Cases

No.	CASE1	CASE2	CASE3
	Single Circular Tunnel	Single Rectangular Tunnel	Triple-faced Tunnel
Test Model			
Measurement Items	- Sectional Force - Strain Gauge (16*2=32 point, Fig. 3) - Settlement of ground - Laser Displacement Meter (3 point) - Horizontal Displacement on ground surface - CCD Camera and Targets (35 point) - Horizontal Displacement of a lamina - Potentiometer (R2~R13 : 12 point)	- Sectional Force - Strain Gauge (23*2=46 point, Fig. 3) - Settlement of ground - Laser Displacement Meter (3 point) - Horizontal Displacement on ground surface - CCD Camera and Targets (12 point) - Horizontal Displacement of a lamina - Potentiometer (R2~R13 : 12 point) - Horizontal Relative Displacement between top and bottom slabs Non-Contact Displacement Sensor (1 point)	- Sectional Force - Strain Gauge (29*2=58 point, Fig. 3) - Settlement of ground - Laser Displacement Meter (3 point) - Horizontal Displacement on ground surface - CCD Camera and Targets (12 point) - Horizontal Displacement of a lamina - Potentiometer (R2~R13 : 12 point) - Horizontal Relative Displacement between top and bottom slabs for rectangular tunnel: Non-Contact Displacement Sensor (1 point)
•Centrifugal Acceleration : 50 G ** : Thick lines indicate the measurement positions by strain gauges. •Dimensions in this figure indicate scale of the models. Dimensions in parentheses indicate the prototype scale.			

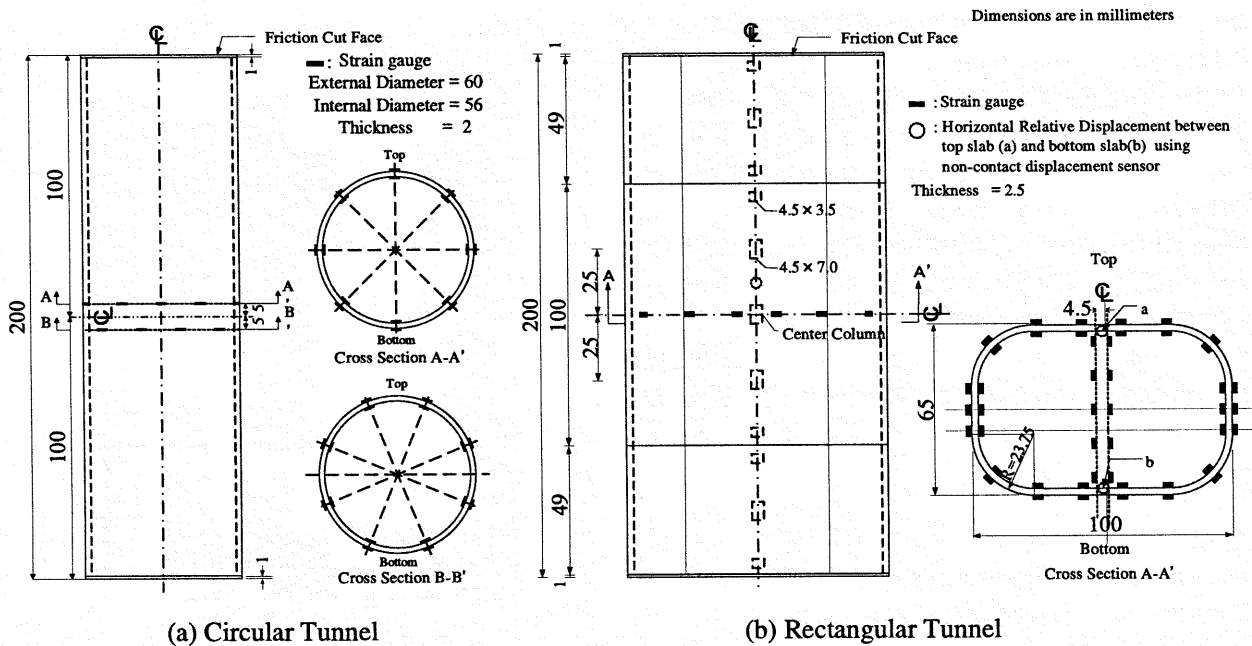


Fig.3 Outline of Tunnel Models and Measurements

3. 実験条件

載荷実験は、50G場で行っており、単純せん断に準じた変形モードを目標に、Table 2 に示す合計8ステップの載荷ステップでせん断リングに強制変位を与える繰返しせん断実験を行っている。なお、せん断は 0.005Hz の正弦波により 3 回繰返し行っている。

Ⅲ. 実験結果

1. トンネル断面力の算定方法

本実験は、遠心加速度が 50G で安定した状態でせん断を行うもので、トンネルに作用する断面力をトンネル模型の躯体内側と外側に對で貼り付けたひずみゲージの計測値から算定する。なお、トンネルに作用する曲げモーメント及び軸力は、式 (1)、(2) を用いて算定しており、断面力は実規模換算値で示すこととした。

$$M = -\frac{(\varepsilon_{out} - \varepsilon_{in}) \times E \times t^2}{12 \times (1 - \nu^2)} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$N = \frac{(\varepsilon_{out} + \varepsilon_{in}) \times E \times t}{2 \times (1 - \nu^2)} \quad \dots \dots \dots (2)$$

where M : bending moment

N : axial force

ε_{out} : strain at the outside of tunnel lining

ε_{in} : strain at the inside of tunnel lining

E : elastic modulus of tunnel

t : thickness of tunnel lining

ν : poisson's ratio of tunnel

2. トンネル初期断面力の分布状況

本実験では、50G 到達までの加速時にもトンネルに断面力が作用する。そこで、初期のトンネル断面力の把握を目的に、Fig. 4 に CASE1 ~3 の円形及び矩形トンネルにおける曲げモーメント分布図について示す。

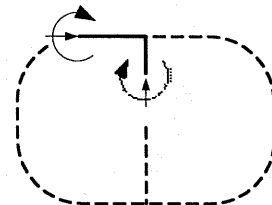
円形トンネル及び矩形トンネルの最大曲げモーメントは、20kNm/m とほぼ同程度である。分布傾向に関しては、円形トンネルは、スプリングライン付近とトンネル上端部において卓越している。一方、矩形トンネルに関しては、上下スラブ端部と中柱上下端部において卓越している。なお、CASE3 の複断面トンネルに関しても CASE1 及び 2 の単設トンネルと同様の傾向が得られている。

これら曲げモーメント分布は、トンネル断面内において左右対称と異なる傾向にある。これは、遠心加速時にせん断リングがわずかに変位することが原因と考えられる。そこで、本論文ではこれら初期の断面力分布をカットし、各載荷ステップにおいて断面力増分で整理することとした。

Table 2 Loading Steps

Step	1	2	3	4	5	6	7	8
Lamina No.13	0.050	0.100	0.200	0.400	0.800	1.600	3.200	6.400
Lamina No.9	0.033	0.067	0.133	0.267	0.533	1.067	2.133	4.267
Lamina No.5	0.017	0.033	0.067	0.133	0.267	0.533	1.067	2.133
Average Shear Strain (%)	0.015	0.031	0.062	0.123	0.246	0.492	0.985	1.969
Note	・Input Wave : Sign wave (0.005Hz) - 3Cycles / Step ・Average Shear Strain = (Lamina No.13 displacement) / (Ground Height)							

Definition of positive bending moment and axial force



Note : circular tunnel is the same with above.

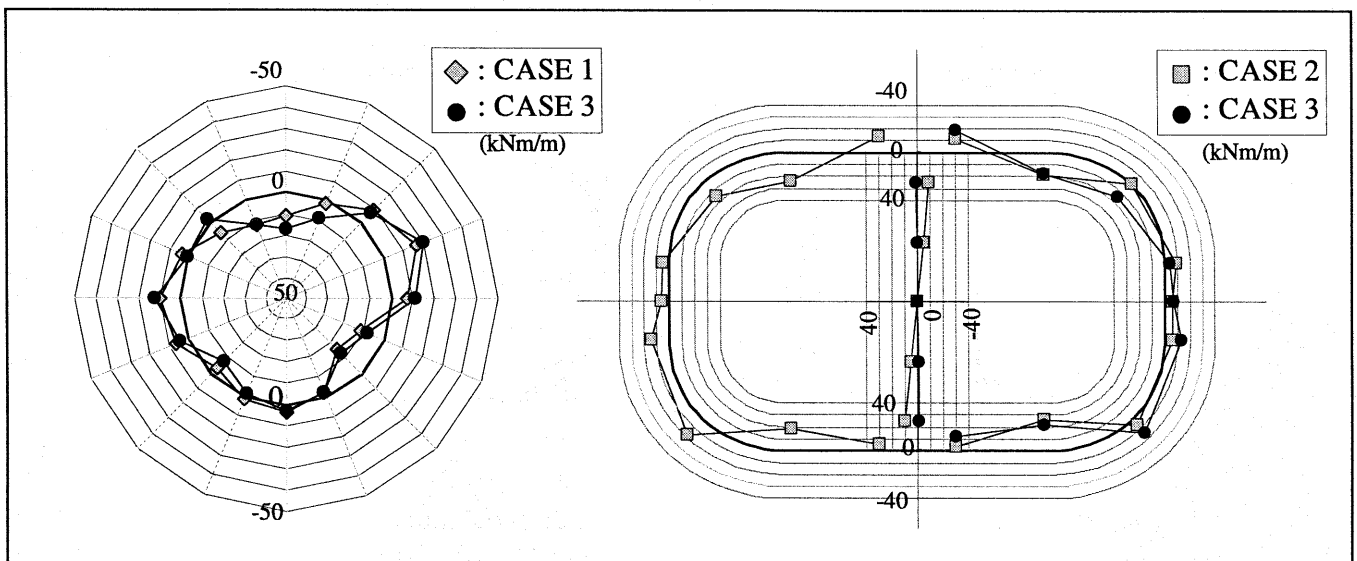


Fig.4 Bending Moment at the Centrifuge Acceleration 50G (Initial)

3. 繰返し载荷時のトンネル断面力分布

(1) セン断土槽内地盤の挙動把握

本実験は、せん断リングから模型地盤に対して強制的に変位を与えることで、単純せん断に準じた地盤変位を模型地盤に入力する。そこで、トンネルが設置される模型地盤中央位置における地中内変位量が、せん断リングからの入力変位量と比べてどの程度の変位かを検証する。検証方法には、模型地盤内にひずみゲージを貼った厚さ0.2mm、幅5mmのリン青銅プレートを設置し、Table 2に示した繰返し载荷によって地盤に追従変形させる。そのひずみ分布をもとに差分法及び多項近似によって積分することで、リン青銅プレートの変位分布を算出した。Fig.5にこれら地中内変位分布の計測結果と実際に入力したリングの変位分布について、载荷ステップ8における比較を示す。この図から、ジャッキ载荷リングは所定の変位に到達するが、板バネによって連結されたリングはやや曲率をもつ変位分布を示すのに対して、模型地盤中央における地中内変位は、せん断リングの入力変位量の70%程度であり、概ね単純せん断に準ずる滑らかな地中内変位分布が生じていることが確認できた。

(2) 単設トンネルの繰返し载荷時挙動

Fig.6にCASE1 円形トンネルとCASE2 矩形トンネルの各载荷ステップ別での1波目片振幅表示した曲げモーメント及び軸力の分布を示す。なお、矩形トンネル中柱の断面力も単位奥行き当たりに換算して表示している。以下に得られた知見を列挙する。

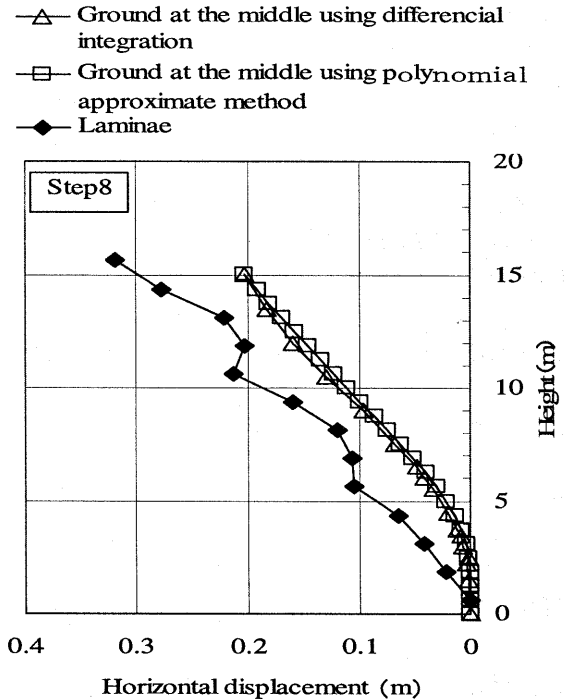


Fig.5 Displacement of Laminae and Ground

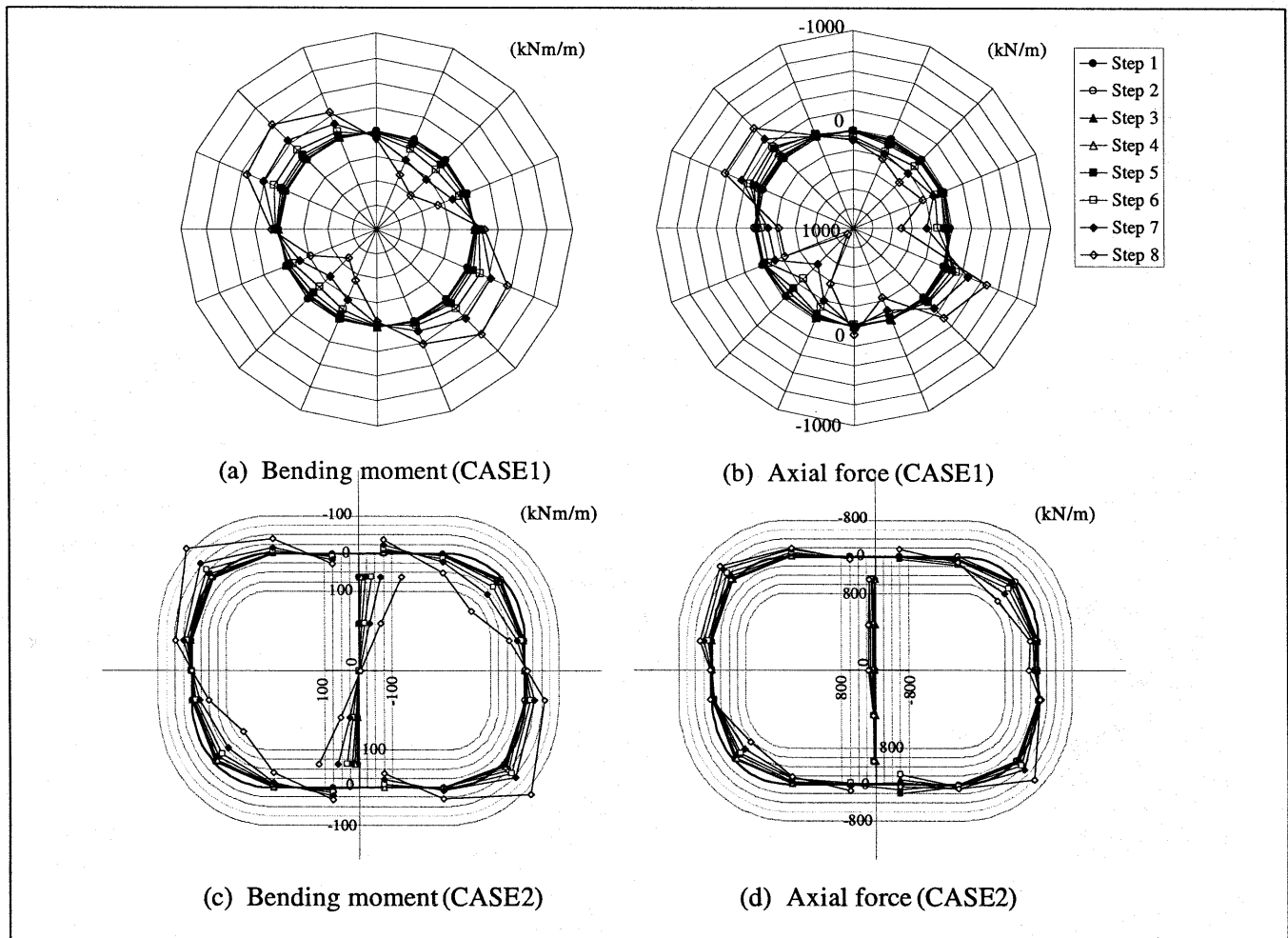


Fig.6 Behavior of Single Tunnels

- (a) 円形トンネルは 45 度方向に、矩形トンネルも隅角方向に断面力が卓越している。
- (b) 矩形トンネル中柱においては、上下端部での曲げモーメントが卓越している。
- (c) 断面力分布の傾向は荷重ステップに関係なく、ほぼ同様の分布を示す。
- (d) 繰返し荷重が進むとともに、曲げモーメント及び軸力は逐次増加しており、その最大値はそれぞれ 110kNm/m, 600kN/m である。

次に、CASE2 矩形トンネルについて、各ステップの地盤変位とトンネル躯体の上部右隅角部における最大曲げモーメントの関係について Fig. 7 に示す。ここで、入力地盤変位は、模型内に設置された非接触 G A P センサによって計測された上下スラブ間の相対変位量で示されるトンネル位置応答変位と、矩形トンネルが設置されている深度のせん断リング No. 6 と No. 8 の相対変位量で示される入力地盤変位で整理を行った。その結果、トンネル位置応答変位に対してはほぼ線形な相関関係が得られるが、リング入力地盤変位は非線形性を示し、両地盤変位で異なる傾向が得られた。

(3) 複断面トンネルの繰返し荷重時挙動

Fig. 8 に荷重ステップ 8 における CASE1 及び 2 の単設トンネルと CASE3 の複断面トンネルの曲げモーメント分布について、1 波目片振幅での値で比較して示す。円形トンネルに関しては、CASE1 の単設断面と CASE3 の複断面で設置深度が異なるが、曲げモーメント分布はほぼ同じである。一方、矩形トンネルに関しては、円形トンネルと同様にトンネル設置深度が異なるが、複断面の方が単設断面よりも曲げモーメントが小さい値を示す。各ステップにおける矩形トンネルの上下スラブ相対変位について Table 3 にまとめると、ステップ 8 では、単設断面が 27mm の相対変位が生じているのに対し、複

断面は 16.5mm と変位量は小さい値を示す。よって、Fig. 7 に示したとおり、上下スラブ相対変位と曲げモーメントの関係から複断面矩形トンネルの方が単設断面よりも曲げモーメントが小さいものと推察される。

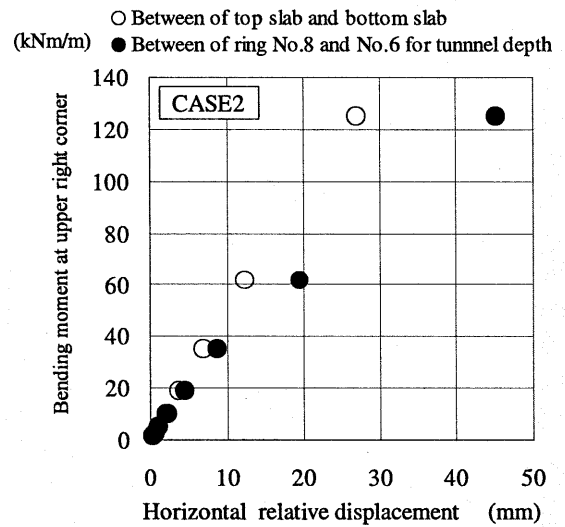


Fig.7 Relationship between Bending Moment and Horizontal Relative Displacement

Table 3 Horizontal Relative Displacements for Rectangular (mm)

Step	1	2	3	4	5	6	7	8
CASE2 (Single tunnel)	0.25	0.56	1.00	2.03	3.81	6.90	12.37	27.00
CASE3 (Triple-faced tunnel)	0.15	0.31	0.53	1.14	2.31	4.78	8.80	16.50

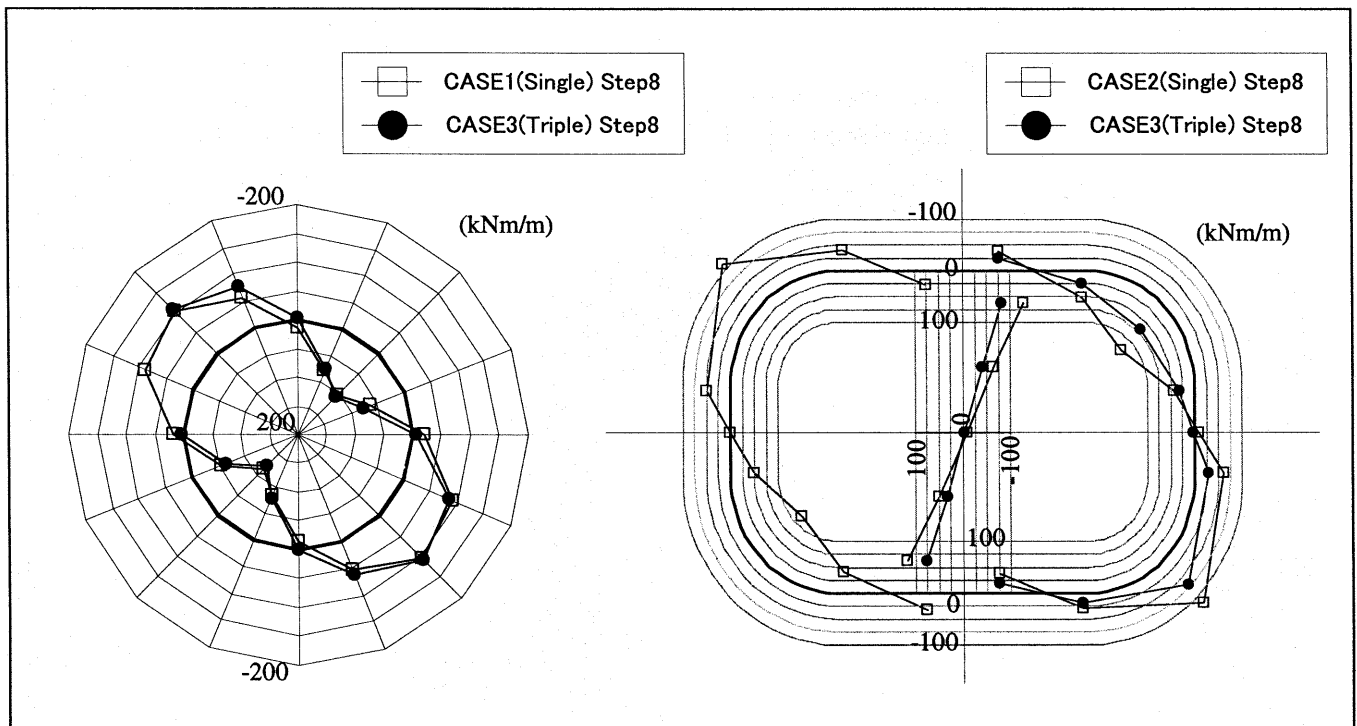


Fig.8 Comparison between Single Tunnel and Triple-Faced Tunnel (Bending Moment)

次に、ほぼ同程度の上下スラブ相対変位が作用している場合について、矩形トンネルの単設断面及び複断面の曲げモーメント分布について比較を行い Fig.9 に示す。ここでは、Table 3 から CASE2 単設断面のステップ2が、複断面ではステップ3とほぼ同程度の変位量を示し、同様に、単設断面がステップ3、4に対して、複断面がステップ4,5と同程度の変位を示すものとして比較している。その結果、矩形断面内において、その分布形状はよく似ているが、円形トンネルと最も近接する右下隅角部の曲げモーメントが単設断面と比べてやや大きい値を示すなど全体的に異なる値を示す。つまり、同じ上下スラブ相対変位に対して、複断面と単設断面では異なる断面力分布モードが生じるものと推定される。

IV. 結 論

本実験では、単円トンネル、中柱付き矩形トンネル、並びに上方に矩形トンネルが位置し下方両脇に単円トンネルが位置する複断面トンネルの3ケースに対して、地盤の繰返しせん断時の応答特性を検証した。実験の結果、既往の研究成果と同様に、繰返しせん断によって曲げモーメントや軸力などの断面力は、トンネル躯体45度方向や隅角部、中柱端部などで卓越することが分かった。また、複断面トンネルの場合、曲げモーメントとトンネル相対変位の関係において、単設トンネルと異なる挙動を示すことが分かった。

今後は、本実験結果を基に、超大断面もしくは複雑な断面や線形を有するトンネルの大規模地震時における耐震性評価を行う予定である。

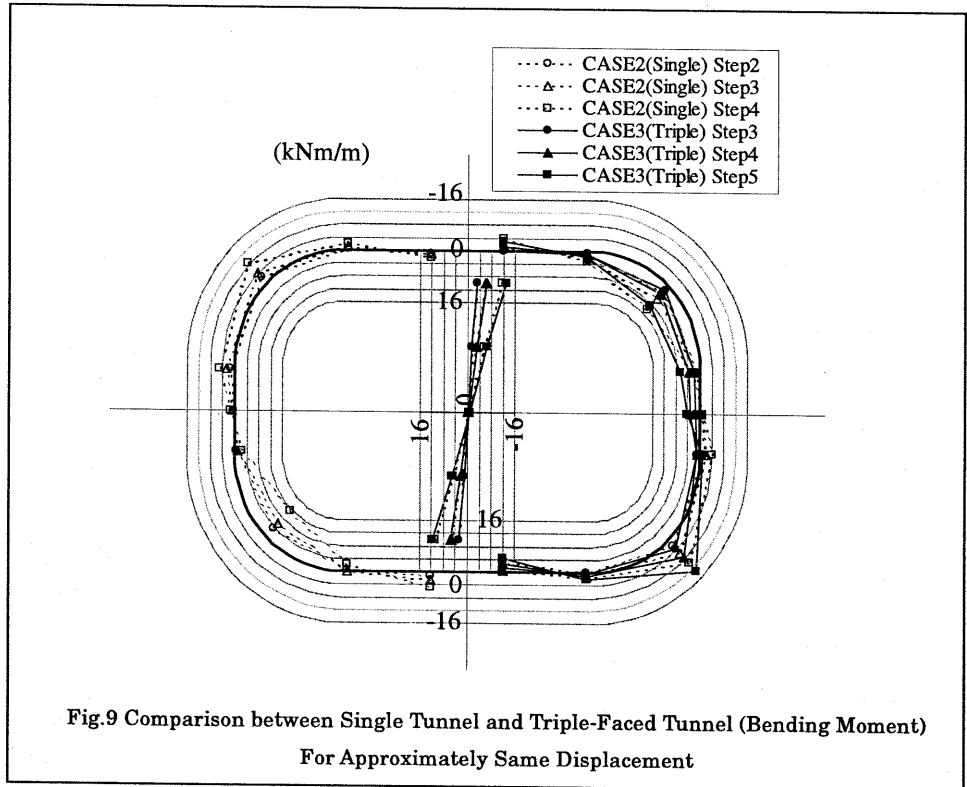


Fig.9 Comparison between Single Tunnel and Triple-Faced Tunnel (Bending Moment)
For Approximately Same Displacement

謝 辞

本研究を進めるにあたって、東京工業大学高橋助手、日下部教授に多くのご指導を頂きましたことに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 例えば「大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)」, 「下水道施設の耐震対策指針と解説-1997年版-」など.
- 2) 建設省土木研究所地震防災部耐震設計課他;「一地下空間の建設技術の開発に関する研究- 地下構造物の耐震設計技術の開発に関する平成2年度共同研究報告書」, 1991.