

# トンネル横断方向の耐震性能評価技術

Evaluation for Seismic Performance of Tunnels

山田 岳峰 永谷 英基  
小林 一三 大保 直人

## 要 約

シールドトンネルは、近年、大断面化あるいは異形断面化の傾向にある。また、性能設計の流れの中で、兵庫県南部地震以降、レベル2地震動も考慮した耐震設計が必要となっており、複雑な断面形状及び大規模地震動に対応できるトンネルの耐震性能評価技術を整備することが重要である。そこで、筆者らは、単設の円形及び矩形トンネルを対象に、トンネル横断方向の繰返しせん断挙動を遠心模型実験で確認するとともに、当該挙動の評価方法について検討した。その結果、レベル2地震動のように地盤に大きなひずみが発生する条件下でも、地盤の非線形を適切に評価することにより、トンネルの繰返しせん断挙動を簡易な解析手法で適切に評価できることを確認した。

## 目 次

- はじめに
- 円形トンネル及び矩形トンネルの繰返しせん断挙動
- アクティブ型せん断土槽模型地盤の挙動評価
- トンネルの横断方向繰返しせん断挙動の評価
- 結論
- おわりに

## はじめに

シールドトンネルは、施工技術の発展と、建設に係わるコスト・工期の削減・短縮といった社会的要請を背景として、近年、大断面化あるいは矩形トンネルを代表例とした異形断面化（以下、これらを総称して特殊断面化）の傾向にある。また、兵庫県南部地震以降、レベル2地震動も考慮した耐震設計が求められてきている。トンネルの耐震設計は、通常、トンネル縦断方向と横断方向について応答変位法に基づいた検討が実施されている。前述した特殊断面トンネルについては、このうち特に横断方向の検討結果が厳しくなることが多く、設計上重要な技術課題と考えられる。しかしながら、応答変位法の特殊断面トンネルへの適用に関しては、実験との対比によって検証された事例が少なく、実験結果に基づいた検証が望まれていた。そこで、筆者らは、円形トンネル及び矩形トンネルについて、応答変位法を模した遠心模型実験を実施し、特殊断面トンネルの繰返しせん断時の応答特性を確認している<sup>1)</sup>。本報では、当該応答特性に基づき、応答変位法の適用性について検討を行う。

## 円形トンネル及び矩形トンネルの繰返しせん断挙動

せん断リングを介して任意に設定した変位を地盤に作用させることができるアクティブ型せん断土槽<sup>2)</sup> (Fig.1 参照) を用いた遠心模型実験により、これまでに単設の円形トンネル及び矩形トンネルの繰返しせん断挙動を確認している。以下、実験結果の概要を示す。

す。

実験は、アルミ製のトンネルを配置した密詰め砂地盤（気乾豊浦珪砂、相対密度

90%）を作製し、50Gの遠心力を作用させた状態で、Table 1 に示すステップで地盤を繰返しせん断させたときのトンネル挙動を確認したものの<sup>1)</sup>で、繰返しせん断に伴い発生した円形トンネル及び矩形トンネルの断面力の一例をFig.2 に示す。

Fig.2 から、繰返しせん断時のトン

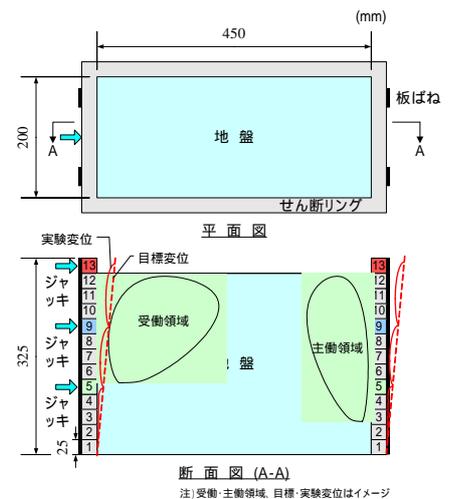


Fig.1 アクティブ型せん断土槽 (Active-type Laminae Container)

Table 1 载荷ステップ

(Loading Steps of Centrifuge Model Tests)

step	1	2	3	4	5	6	7	8
せん断リング No.13	0.050	0.100	0.200	0.400	0.800	1.600	3.200	6.400
せん断リング No.9	0.033	0.067	0.133	0.267	0.533	1.067	2.133	4.267
せん断リング No.5	0.017	0.033	0.067	0.133	0.267	0.533	1.067	2.133
平均せん断ひずみ (%)	0.015	0.031	0.062	0.123	0.246	0.492	0.985	1.969
単設矩形トンネル層間水平変位*1 (m)	0.250	0.560	1.000	2.030	3.810	6.900	12.370	27.000
備考	・50G場実験値(ただし層間水平変位は除く) ・*1:1G場換算 ・入力波:正弦波(0.005Hz) - 3Cycles / step ・平均せん断ひずみ:せん断リング No.13の変位 / 地盤高さ							

**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, 耐震性能, 応答変位法, 有限要素法

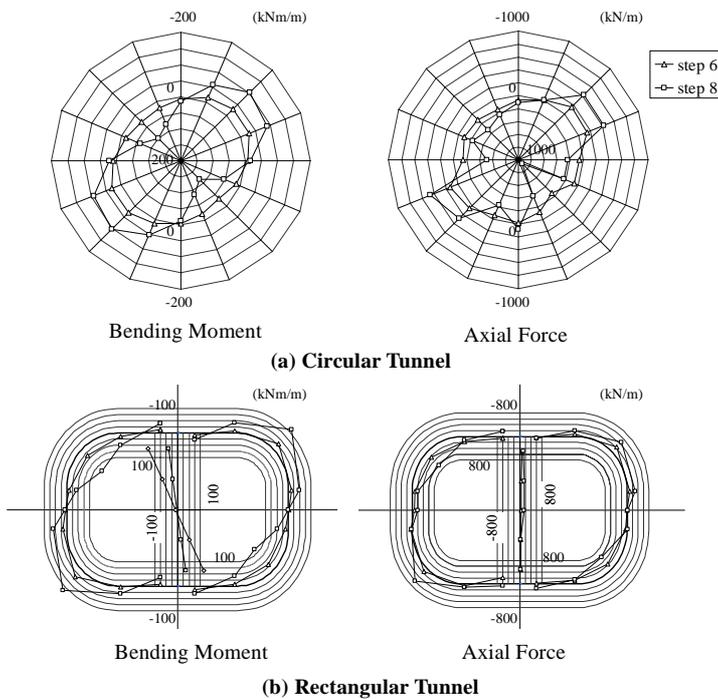


Fig.2 遠心模型実験結果

( Results of Centrifuge Model Tests of Tunnels )

ネル挙動として以下の傾向が確認できる。

- a. トンネルに作用する曲げモーメントは、荷重ステップすなわち地盤に作用するひずみレベルに伴い、円形トンネルではスプリングラインから45度方向、矩形トンネルではコーナー方向及び中柱の上下端で大きくなる。
- b. 軸力も、矩形トンネル中柱では軸力がほとんど変化しないことを除き、曲げモーメントと同様な挙動を示す。

これらの傾向は従来からの知見と一致しており、実験方法の妥当性を示している。

矩形トンネルについては上下床版の層間水平変位を計測しており、その結果を Table 1 に併記して示す。層間水平変位は、荷重ステップとともに大きくなり、リング入力変位から換算した平均せん

断ひずみが約2.0%に達する第8ステップでは、1G換算で27mm(層間変形角で0.86%)に達する層間水平変位が発生する。

・アクティブ型せん断土槽模型地盤の挙動評価

実験結果を理解する上で、遠心力場でのアクティブ型せん断土槽模型地盤の挙動を確認することが重要である。同土槽は、地盤を単純せん断モードで変形させることを目指したものであり、これまでに当該土槽を用いた実験について、荷重方向の土槽境界付近で応力が変化すること、模型地盤の縦/横比が小さくなると模型地盤中央付近の変形が均質になるが地盤変位は土槽変位より小さくなること、非荷重点リングの変位が荷重点リングと比べ過小になる傾向が指摘・確認されている<sup>2)</sup>。

そこで、三次元弾塑性有限要素解析を実施し、境界条件の影響などせん断土槽模型地盤の挙動について検討した。

検討対象は、トンネルの模型実験<sup>1)</sup>と同様に当該土槽に密詰め乾燥豊浦砂(Dr=90%)の地盤(幅45cm、高さ30cm、奥行き20cm)を作製し、遠心力場(50G)で一方向に水平荷重する遠心模型実験である。地盤は精緻な弾塑性モデル<sup>3)</sup>でモデル化し、せん断リングは変位境界として、地盤の三次元弾塑性解析を実施した。解析は、自重解析の後、底面固定条件で荷重面側の壁(以下妻壁)境界に鉛直変位固定の基、水平方向変位を入力することで実施し、非荷重面側の壁(以下側壁)境界が水平・鉛直方向とも自由と水平方向変位入力・鉛直方向固定の場合、及び水平変位として Table 2 に示す直線分布の変位(以下目標実験変位)と実際の実験で想定される変位(以下実験変位)を荷重した場合、合計4ケースについて実施した(Table 3 参照)。解析メッシュを Fig.3 に示す。なお、解析は実規模換算で実施している。

CASE1の中央断面の水平応力分布を Fig.4 に示す。妻壁付近では、荷重方向手前(左)側で水平応力が大きく奥(右)側で水平応力が小さくなり、それぞれ受働・主働領域が形成されることが確認できる。CASE1とCASE2の中央断面、地表面の水平変位分布を Fig.5 に示す。深度が浅くなると地盤中央付近の水平変位が小さくなる傾向が見受けられる。

また、CASE1とCASE2を比較すると、CASE1は平面ひずみ条件が成立するが、側壁で地盤変位が拘束されるCASE2は、変形が三次元的になり、側壁からの摩擦力の作用のため中央断面ではCASE1より水平変位がより滑らかになる傾向が伺える。実験変位を入力し、最も実験状況に近いと考えられるCASE4の中央断面の水平変位及び相当せん断ひずみ $\epsilon_q$ の分布を Fig.6 に示す。水平変位は妻壁荷重点付近で、局所的に大きくなる

Table 2 三次元弾塑性有限要素解析の入力水平変位(1G換算)

( Input Horizontal Displacements of 3D Analysis (in 1G conversion) )

地盤高さ [リング中央高さ] (m)	目標実験変位 (m)	実験変位 (m)
14.375	0.076	0.072
13.125	0.069	0.057
11.875	0.062	0.053
10.625	0.055	0.055
9.375	0.048	0.041
8.125	0.041	0.031
6.875	0.034	0.027
5.625	0.028	0.027
4.375	0.021	0.017
3.125	0.014	0.011
1.875	0.007	0.005
0.625	0.000	0.000

Table 3 解析ケース (Cases of 3D Analysis)

境界条件	水平変位	目標実験変位 (直線分布変位)	実験変位
水平方向自由 鉛直方向自由		CASE1	CASE3
水平方向変位入力 鉛直方向固定		CASE2	CASE4

\*:非荷重面側壁境界

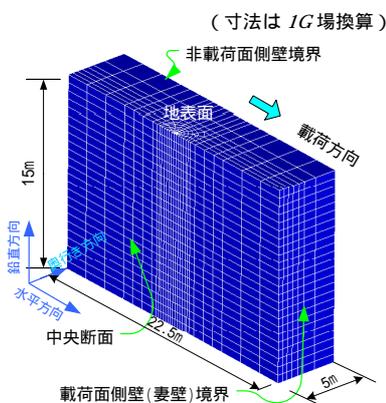
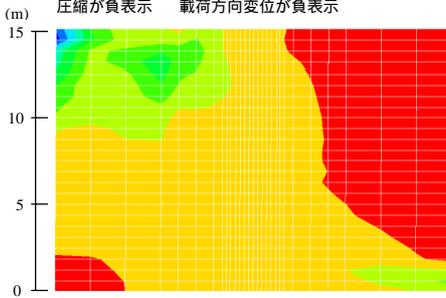
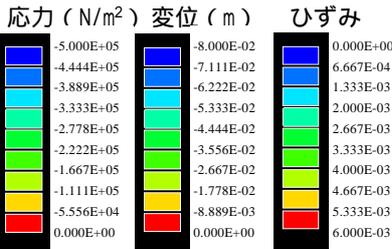


Fig.3 3次元解析の解析メッシュ (FEM Mesh of 3D Analysis)

凡例 (Fig.4~6 共通)



[载荷方向: 左から右、以降同様]

Fig.4 水平応力 (CASE1 中央断面)

(Horizontal Stress on Center Plane of CASE1)

傾向にあるが、地盤中央付近ではその影響は小さくなる事が分かる。また、中央断面の中心 (以下中心) 付近の  $\epsilon_{eq}$  は、実験目標変位に対応する  $\epsilon_{eq}=1/3 \times 0.0031$  より同等若しくはやや小さくなり、地盤中心付近ではおおむね一樣になる事が分かる。

Fig.7 は、地盤中央の水平変位を鉛直方向に整理している。地盤中央では、CASE1~4 の差は小さく、地盤の変位は地表面付近で目標変位の6割程度となるが、深度が深くなると目標変位に近づき7割から9割程度になる。実際の実験を模した CASE3 あるいは CASE4 でも地盤中心では、変位は目標変位の7割程度、また分布は目標変位と同様に滑らかになることが確認できる。

ここで、章に示した模型実験のトンネル位置 (天端から下端) における、地盤中心のせん断ひずみを確認すると、CASE3 で 0.0045、CASE4 で 0.0050 となり、目標実験変位のせん断ひずみ 0.0055 に対して、比率で 0.82~0.91 (平均 0.86) となった。

以上より、地盤中心付近では、地盤変位は入力境界変位より小さくなるが、変位分布は滑らかでおおむね均質なひずみが生じていると考えられ、今回の実験では、トンネル模型を配した実験については応答変位法に近似した挙動を再現可能と判断される。

トンネルの横断方向繰返しせん断挙動の評価

1. 既往評価技術の概要

横断方向のトンネルの耐震性能評価は、通常、応答変位法で実施され、その算定方法はおおむね次のように分類される。

- a. 「曲がり梁」理論を用いた数式解を用いるもの

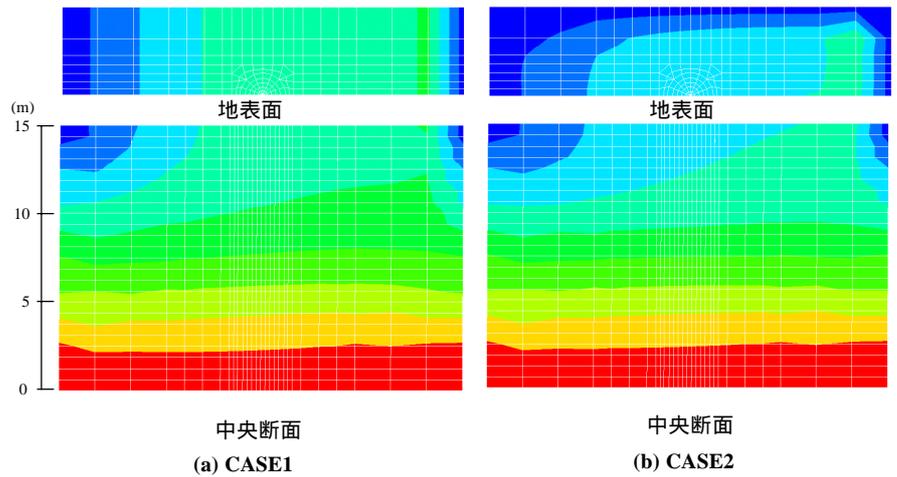


Fig.5 水平変位分布 (目標実験変位入力)

(Distributions of Horizontal Displacement)

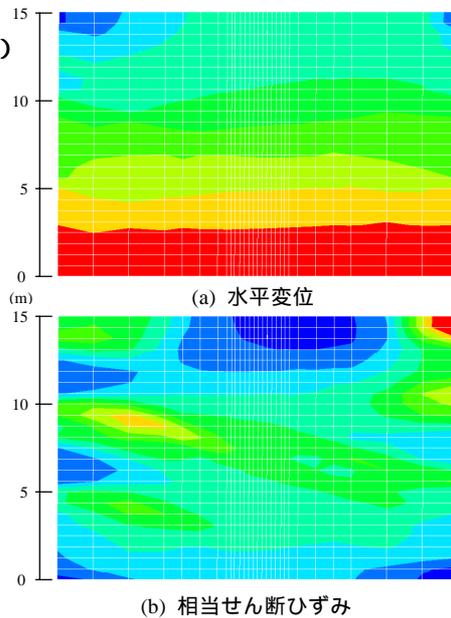


Fig.6 水平変位・ひずみ分布 (CASE4 中央断面)  
(Distribution of Horizontal Displacement and Equivalent Shear Strain of CASE4)

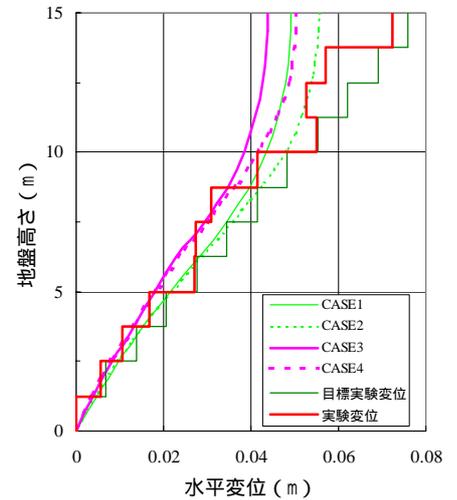


Fig.7 地盤中央における水平変位の深度分布

(Distribution of Horizontal Displacement at Center Line)

- b. 梁・地盤ばねを用いた骨組みモデルの解析を行うもの
- c. 有限要素解析を行うもの

ここで、aは円形トンネルを対象としたもので、トンネル構造・地盤条件が単純な場合に適用される。bは、比較的簡便に非円形断面のトンネルに適用できる利点はあるが、特殊断面のトンネルについては適切な地盤ばねの設定が難しく、またaと同様に地盤ばねが節点ごとに独立なWinkler型のばねでモデル化される問題点も指摘されている。一方、cは、その他の手法と比べて多少煩雑になるが、複雑な条件への適用も可能であり、設計実務では、応答震度法<sup>4)</sup>を代表に、a、bの手法と同様に、利用されることが多い。

いずれの手法においても、地盤ばねとともに、地震時の地盤応答を正確に再現するための境界条件及び地盤変位を含めた地震力の

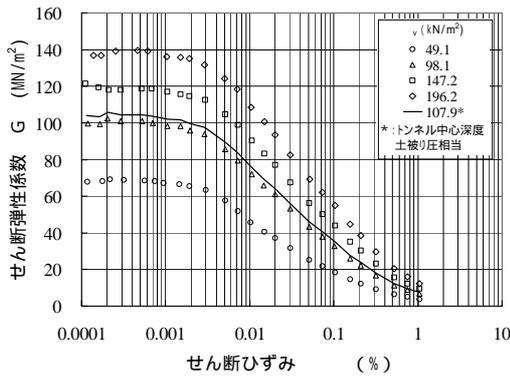


Fig.8 試験地盤の繰返し単純せん断試験結果<sup>7)</sup>  
 (Results of Cyclic Simple Shear Tests for Model Test's Specimens)

入力方法の適切な設定が重要である。

なお、a ~ c に共通して設計実務では、地盤ばねすなわち地盤は、地震応答解析の剛性収束値を利用した線形材料としてモデル化されることが多い。また、設計内容の照査が必要な場合は、等価線形化法を始めとした動的解析が実施される。

以下、円形トンネルの実験結果に、a の手法を適用し、その適用可能性を確認するとともに、円形トンネル・矩形トンネルの実験について、最も汎用性が高く有望と考えられる有限要素解析 (c の手法) を適用した検討を行った。

## 2. 「曲がり梁」理論を用いた数式解による円形トンネルの挙動評価

トンネルの耐震設計に係わる基準類<sup>5)</sup>に盛り込まれている「曲がり梁」理論を応用した円形トンネル横断方向のトンネル断面力算定式は、通常、1次モードの地震時地盤変位を考慮している。地盤が単純せん断される時の断面力算定式は、同様な過程で次式に示すように導出される<sup>6)</sup>。(1)式に示すように、トンネル断面力の算定には、トンネルに関する定数の他、地盤に関して、トンネル上・下端位置での地盤の水平相対変位U、地盤のせん断弾性係数G、ポアソン比  $\nu$  が必要となり、これらの諸定数を適切に設定することが必要である。しかしながら、これらの定数の設定方法に定められた方法は見当たらないが、通常、UについてはSHAKEの解析結果、Gについては動弾性係数あるいはSHAKEのせん断弾性係数の剛性収束値Gsが用いられることが多い。

そこで、今回、円形トンネルの実験結果 ( 章参照) に (1) 式 (Appendix 参照) を適用し「曲がり梁」理論の数式解の適用性について比較検討を行った。

その際、地盤に関する諸定数は以下のように決定している。地盤の水平相対変位Uは、せん断リングの入力変位のせん断ひずみ換算値  $\gamma_{\text{raminae}}$  (Table 1 中、平均ひずみ) より、 章の検討結果を参考に、地盤中心位置のせん断ひずみ  $\gamma_{\text{center}}$  を  $\gamma_{\text{center}} = 0.86 \gamma_{\text{raminae}}$  で求め、これにトンネル高さを乗じることによって求めた。地盤のせん断弾性係数Gに関しては、Fig.8 に示す繰返し単純せん断状態のG ~  $\gamma$  関係<sup>7)</sup>より、  $\gamma_{\text{center}}$  に対応する、トンネル中心深度の土被り圧  $\nu$  (以降、  $\nu_{\text{center}}$ ) に相当するG (以降、  $G_{\text{center}}$ ) を用いた。地盤のポアソン比  $\nu$  は  $0.23$  ( $K_0 = 1 - \sin \phi = \nu / (1 - \nu)$ ) で  $\phi = 45^\circ$  を

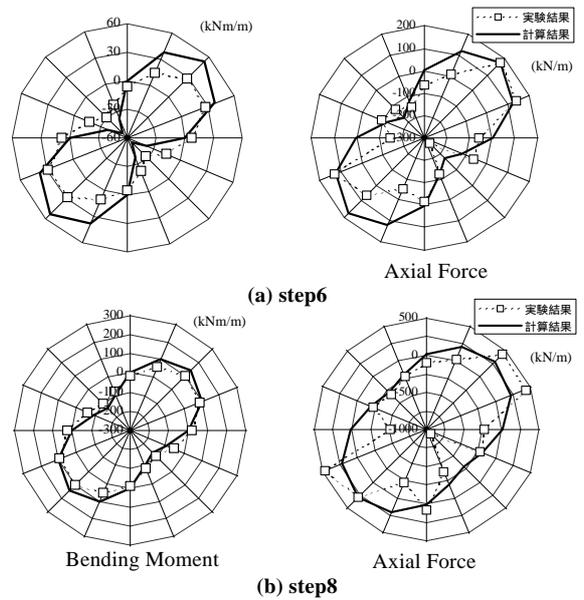


Fig.9 応答変位法数式解による計算結果  
 (Results of Simulations by Simple Theory about Seismic Deformation Method)

考慮)とした。

計算結果を実験結果と比較して Fig.9 に示す (ここでは、大規模地震を勘案し、地盤の強非線形ひずみレベルとして  $10^{-3}$  半ば ~  $10^{-2}$  を想定し、比較対象としてステップ6、ステップ8を代表的に取り上げた)。同図から、曲げモーメント、軸力ともに、計算結果は、全般的に実験結果と概ね整合するが、最大値はやや過大評価される傾向が伺える。ただし、この傾向は設計上安全サイドであり、「曲がり梁」理論を応用した円形トンネル横断方向の地震時断面力計算法は、単純な条件下では地盤が強非線形を呈しても、地盤定数を非線形性を考慮し適切に設定すれば、トンネル挙動が線形の範囲で断面力をおおむね適切な範囲で安全側に評価できると考えられる。

## 3. 有限要素法による円形及び矩形トンネルの挙動評価

特殊トンネルを始めとした条件が複雑なトンネルについては、前記あるいは による耐震性評価が行われる。そこで、本節では、汎用性が高い の有限要素法によるトンネル挙動の評価について検討する。

解析は、円形トンネル、矩形トンネルについて、それぞれ、弾性解析、及び Drucker-Prager 型の降伏関数を関連流れ則で定式化した弾塑性解析を実施している。解析定数を Table 3 に、円形トンネルの解析メッシュを Fig.10 に示す。ここで、地盤のせん断弾性係数Gは、ステップ8を対象に、 $G_{\text{center}}$ を前節と同様にひずみレベルに応じて求めた後、土被り圧  $\nu$  に応じて、 $G = G_{\text{center}} \times (\nu / \nu_{\text{center}})^{0.5}$  により拘束圧依存性を考慮している。

解析は、平面ひずみ条件で、 $K_0 = 0.5$  の初期応力を与えた後、底面固定 地盤側面鉛直変位固定の条件の基 載荷面側の地盤側面を、側面下端固定の基直線形に変位させて行った。

円形トンネルの解析結果を Fig.11, 12 に示す。また、矩形トンネルの解析結果を Fig.13, 14 に示す。Fig.11 より、弾塑性解析は弾性解析より断面力が小さくなり、弾塑性解析の曲げモーメントは

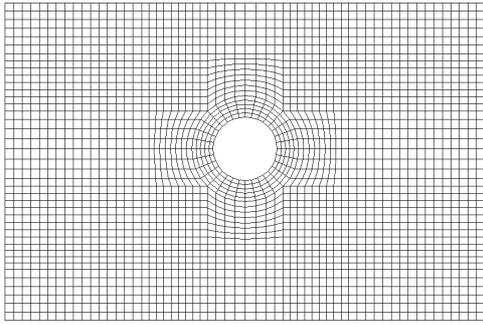


Fig.10 有限要素解析メッシュ (円形トンネル)  
(FEM Mesh for Circular Tunnel)

Table 3 解析に用いた地盤定数  
(Soil Properties in 2D FE Analysis)

項目		設定値
弾性・弾塑性解析	単位体積重量	1.6 g/cm <sup>3</sup>
	せん断弾性係数 G	5 MN/m <sup>2</sup>
	ポアソン比	0.23
弾塑性解析	粘着力 c	0 kN/m <sup>2</sup>
	内部摩擦角	45°

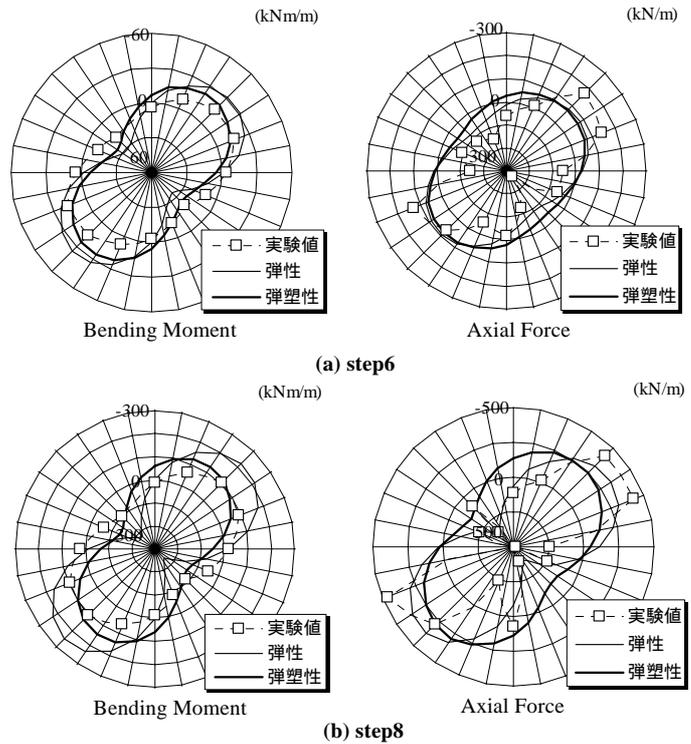


Fig.11 円形トンネルの有限要素解析結果  
(Results of 2D FE Analysis for Circular Tunnel)

実験結果におおむね合致する一方、弾性解析は過大評価となる。一方、軸力については弾性解析の方が全般的により整合する傾向が伺える。また、その分布は、弾性解析ではスプリングラインより 45 度方向で最大を示し実験結果と一致するが、弾塑性解析では、最大値の発生箇所が 45 度より若干ずれる (若干回転する) 傾向が確認できる。この傾向に関しては、Fig.12 に示すように、弾塑性解析と弾性解析では、地盤のひずみ分布が特に側面境界付近で異なり、トンネル周りでも多少その影響を受けること、及び、トンネル周りのひずみ分布は弾性解析では対称である一方、弾塑性解析では地盤の塑性化により非対称となることなどが原因と推察される。アクティブ型せん断土槽を用いた実験では、顕著ではないが実際には奥行き方向の側壁 (非載荷面側壁) の影響を受ける三次元挙動であり (章参照) 奥行き方向に連続したトンネル模型が非載荷面側壁近傍の地盤挙動の影響を受けている可能性も考えられ、今後詳細な検討が必要である。

矩形トンネルも、曲げモーメント、軸力の傾向は、円形トンネルとおおむね同様である。曲げモーメントは、弾塑性解析の方が実験結果とより一致し、同様に、上下床版の層間水平変位も、Fig.14 に示されるように弾塑性解析の一致度が高い。ただし、同図において、せん断ひずみレベルが小さい (実験ステップが小さい) 範囲では、弾性解析の方が実験結果とより一致している。この傾向は、ひずみレベルが小さい範囲では、地盤の塑性化が顕著ではなく、弾塑性解析が過剰に地盤の塑性化を表現している結果と解釈でき、この点からも、この種の解析には、地盤の応力~ひずみ関係の設定精度が、断面力の評価精度に重要な影響を与えることが示唆される。

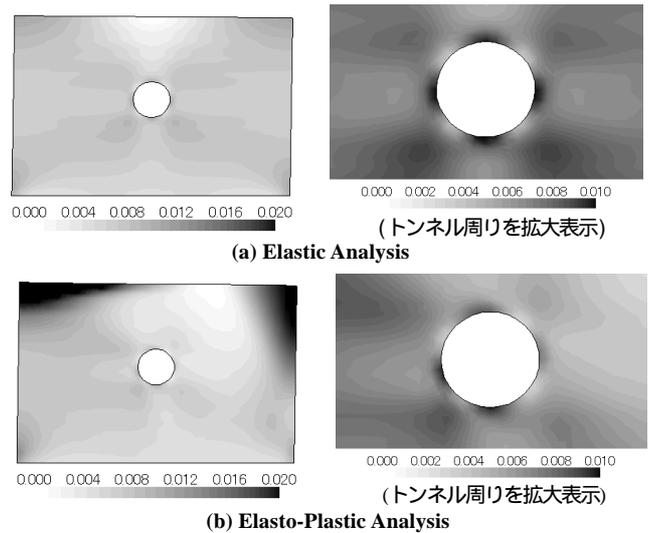


Fig.12 円形トンネル周辺地盤のせん断ひずみ分布  
(Distribution of Shear Strain of Ground around Circular Tunnel)

### 結論

以上、アクティブ型せん断土槽を用いた円形トンネル及び矩形トンネルの繰返しせん断挙動の評価法について検討を行った。その結果、トンネル横断方向の応答変位法に関連した耐震性能評価技術に関し得られた主な結論を以下に示す。

- a. 単純な条件下の円形トンネルの繰返しせん断挙動については、地盤が大規模地震相当の変形を受けても、地盤の非線形性を適切に評価することにより、「曲がり梁」理論による応答変位法数式解にて設計上安全側の評価結果を得ることができる。

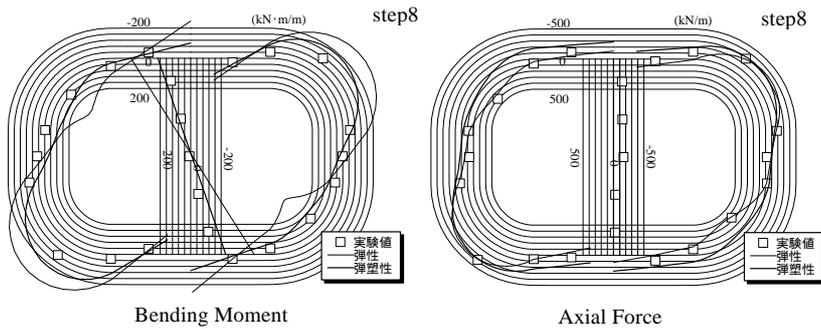


Fig. 13 矩形トンネルの有限要素解析結果  
(Results of 2D Analysis for Rectangular Tunnel)

b. 有限要素法を用いた場合、地盤が大規模地震相当の変形を受けても、地盤の非線形性を適切に評価することにより、特殊断面トンネルの繰返しせん断挙動を、弾性解析もしくは簡易な弾塑性解析により評価できる。両解析法とも全般に良好な評価が可能であるが、今回の検討では、トンネルに発生する曲げモーメント、矩形トンネルの層間変形量については、弾塑性解析が特に優れ、軸力に関しては弾性解析が優位な結果となった。

おわりに

アクティブ型せん断土槽を用いたトンネル実験は、有限要素法型応答変位法の当初の計算法<sup>8)</sup>に類似したものとなっている。応答変位法によるトンネルの設計には、応答震度法に代表される、地盤及びトンネルの慣性力の効果を考慮した解析の実施が必要であることは言うまでもないが、地盤～トンネル間の相互作用の観点からすると、本研究で得られた知見すなわち“地盤の非線形性を適切に評価することにより、簡易な解析手法でトンネルの繰返しせん断挙動に関し妥当な評価が可能”はそのまま準用できると考えられる。ただし、トンネル自体が、非線形挙動を示す場合や地盤と異なる変形モードが卓越する場合には、別途検討が必要である。

なお、今回の検討では考慮していないが、地盤～トンネル間の異種材料の摩擦特性がトンネルの地震時挙動に及ぼす影響も指摘されており、今後その影響について検討していく予定である。

#### 謝 辞

本研究を進めるに当たって、東京工業大学日下部教授並びに井澤助手にご支援をいただきました。ここに深く感謝いたします。

#### 参考文献

- 1) T.Yamada, H.Nagatani, H.Igarashi, A.Takahashi; Centrifuge model tests on circular and rectangular tunnels subjected to large earthquake-induced deformation, IS-Toulouse 2002.
- 2) A.Takahashi, J.Takemura, A.Suzuki, O.kusakabe; Development and Performance of an Active Type Shear Box in a Centrifuge, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol.1, No.2, (2001).
- 3) J.H.Prevost; A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils,

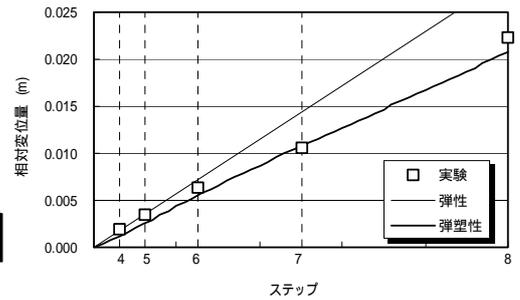


Fig. 14 矩形トンネルの層間水平変位  
(Relative Displacements of Rectangular Tunnel)

Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.4, No.1, (1985), pp.9-17.

- 4) 片山幾夫, 足立正信, 嶋田穰, 都築富雄, 瀬下雄一; 地下埋設構造物の実用的な順動的解析手法「応答震度法」の提案, 第40回土木学会年次学術講演会講演概要第1部, (1985), pp.737-738.
- 5) 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.
- 6) 建設省土木研究所地震防災部耐震設計課他:「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.
- 7) 清田芳治, 田村英雄; 繰返しせん断力を受ける砂の動的変形特性に関する研究, Vol.39, 鹿島技術研究所年報, (1991), pp.207-214.
- 8) 立石章; 静的FEMを用いた地中構造物横断面方向の耐震計算法における地震荷重の作用方法の研究, No.519/1-32, 土木学会論文集, (1995), pp.139-148.

#### Appendix

$$M = -\frac{3}{2}U \cdot E \cdot A \cdot \kappa \cdot C \cdot \sin(2\phi) \quad (1) 式$$

$$N = -\frac{3U \cdot E \cdot A \cdot \kappa}{R} \cdot f(\kappa, \beta_2, \beta_2') \cdot \sin(2\phi)$$

ここに、

$M$ : 曲げモーメント

$N$ : 軸力

$U$ : トンネル周辺地盤の水平方向変位

$E$ : トンネルライニングのヤング率

$A$ : トンネルライニングの断面積

$R$ : トンネルライニングの半径

$\kappa$ : トンネルライニングの断面形状係数

$\phi$ : トンネル軸芯からの方向角

$C, \beta_2, \beta_2'$ : 地盤のせん断弾性係数, ポアソン比に依存する係数

詳しくは文献6)を参照