

2. 単円形モデルによる解析手法の比較

単円形モデル（鉄道複線）を対象にしてそれぞれの手法を用いて比較計算し、荷重、地盤反力、部材断面力について概略の検討を行った。

2.1 荷重の考え方

慣用モデル、ばね支持モデルにおいては設計荷重は地盤反力以外は既知のものとしているが、FEM解析においては掘削前に生じている地山初期応力を掘削面に沿って解放することにより荷重を算出しており、施工手順により経時的に変化する荷重を地山とトンネルの相互作用として考慮していることになる。FEM解析における掘削相当外力の作用のさせ方については、これまでに以下の2つの考え方が示されているが、ここでは①によった。

① 掘削相当外力によって生じる、トンネル周辺地山におけるひずみ増加分の切羽進行に伴う経時変化をクリープ関数的と見なし、指数関数により近似した増分ひずみを初期ひずみ法によりそれぞれの要素の節点外力に変換し、覆工設置タイミングを考慮し作用させる。

② 掘削面に直接、掘削相当外力を作用させる（応力開放率を直接外力ベクトルにかけ、地山ならびに覆工の作用荷重を求める）。

また、単円形のFEMでは土圧と水圧を分離せず一体として扱った。

2.2 断面力と地盤反力の比較

各モデルの解析条件は、必要とする設計定数が相違するため完全に同一にすることは難しいが、ばね支持モデルにおける地盤ばね値とFEMモデルの地山の变形係数は、仮定したN値等を参考に関連づけた。また、FEM解析ではシールド天端の地山初期応力を 30tf/m^2 とし慣用モデルの鉛直荷重強度と合わせ、その他開放率を30%～50%に変化させ比較することとした。主な設定定数を表-1に示す。

表-1 解析条件

慣 用 法	地盤反力係数	3000tf/m^3
	曲げ剛性有効率	0.7
	モーメント割増率	0.0
梁 ば ね	鉛直荷重	30 t/m^2
	地盤バネ値	3000tf/m^3
	セグメント継手の回転バネ値	1500tf.m/rad
F E M	土被り	24 m
	変形係数（初期）	5000tf/m^2
	ポアソン比（初期）	0.34
	c, ϕ	5tf/m^2 , 30°
共 通	単位体積重量	1.8tf/m^3

a) 断面力の比較

図-2に正負の最大曲げモーメントとその発生位置での軸力を示す。曲げモーメントの絶対値でみると最大はFEMモデル（30%）であるが、開放率（地山負担分）を大きくすると他のものとはほぼ同程度の値となる。しかしながら、軸力でみるとFEMモデルでは他の手法の45～60%となり、断面設計を行う上では不利となる。慣用モデルとばね支持モデルでは荷重条件が同一であり、相違点が地盤反力

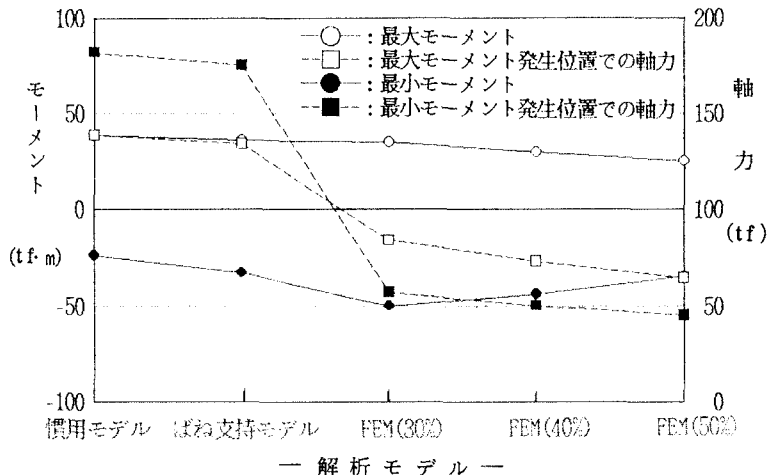


図-2 最大・最小曲げモーメントと軸力

だけであることから、同一傾向となっている。したがって、断面力で見るとFEMモデルが他の方法に比して、覆工と地山を連続体と仮定しているため、セグメントと周辺地山の付着により軸力が地山に分担される傾向があり、覆工に掛かる外力が小さく評価されると考えられる。

b) 地盤反力の比較
 慣用モデルとばね支持モデル
 (地盤ばねはクラウン部90° 範囲を除く全周に設け、覆工に対し法線方向に配置) の比較を図

ー3に示す。鉛直方向では慣用モデルは等分布であるが、ばね支持モデルでは65° 付近から底盤にむかって大きくなるように分布し、また、水平方向では三角形分布の慣用モデルに比して作用する重心位置がやや下方となり(120° 付近)、その値(面積)も大きい。

以上、単円形モデルにおける比較を行ったが、次節では3円形断面について検討する。

3. 駅部トンネル設計手法の比較検討

3.1 駅部トンネル断面と解析条件

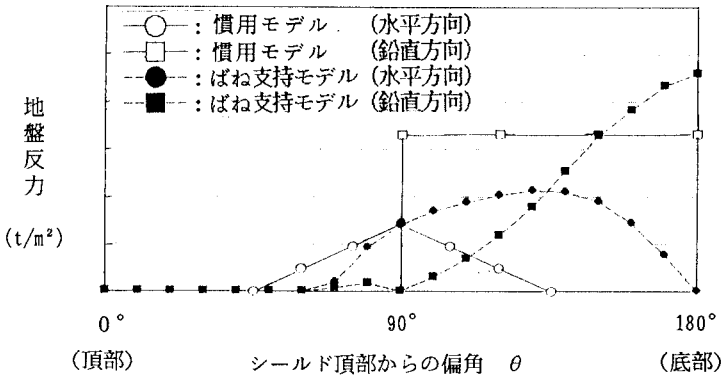
駅部トンネルのセグメント幅は1 mであり、本設柱(5m間隔)は仮設柱(1m間隔)と兼用するものとし、仮設柱撤去前に縦梁で受け替えることを想定した断面である。比較検討は表ー2に示す条件を想定し設計定数を設定する。

3.2 2次元モデルにおける比較

a) 解析プログラム
 2次元FEMモデル解析にはNATM設計用に開発したNATM FEM¹⁾を、ばね支持モデル解析にはセグメント解析用プログラムSAP²⁾を使用した。

b) 解析ケース
 解析ケースを表ー3に示す。

c) 解析結果と考察
 ① 変形モード
 内空変位の量をセグメント架構部位毎に表したのが表ー4である。ま



図ー3 地盤反力分布

表ー2 解析基本条件

駅 部 土 被 り	50m
地 下 水 位	GL-10m
N 値	50以上
側 方 土 圧 係 数	0.5
土の単位体積重量	1.8tf/m³
粘 着 力	1.0kgf/cm²
内 部 摩 擦 角	34°

表ー3 解析ケース

解析No	解析モデル	記 事
1	慣用モデル	土圧・水圧分離荷重 ゆるみ高さ=9.19 m
2	ばね支持モデル	土圧・水圧分離荷重 ゆるみ高さ=9.19 m 全周ばね支持(線形ばね・ 法線方向)
3	FEM 弾性解析	土圧・水圧分離荷重 (水圧は覆工設置後、覆工 全周に静水圧として載荷)
4	” 弾塑性解析	
5	” 弾性解析	
6	” 弾塑性解析	
		土圧・水圧込み

表-4 内空変位量

(単位: mm)

部位	モデル	慣用モデル	ばね支持モデル	2次元FEM解析			
				土・水分離		土・水込み	
				弾性	弾塑性	弾性	弾塑性
大円	鉛直	1.0	-0.6	-7.9	-10.8	-9.2	-15.2
	水平	-3.5	-2.6	-0.4	-0.7	1.9	6.6
小円	鉛直	-2.8	-3.1	-3.9	-3.6	-2.9	1.6
	水平	1.3	0.4	0.7	1.7	0.9	-3.3
柱部	鉛直	-3.5	-3.5	-4.0	-3.6	-2.4	1.7

注) +: 拡大, -: 縮小

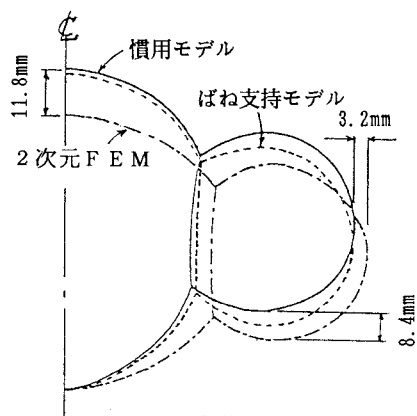


図-4 変形モードの比較

た、各変形モードを大円底部を合わせ重ね書きしたものを図-4に示す。まず内空変位量で見ると、小円部の挙動はFEMモデルの土・水込みによるもの(弾塑性解析)を除いて同様な傾向を示している。また、大円部では慣用モデルによるもののみが、鉛直方向において拡幅するという挙動が見られる。土・水込み(FEM)によるモデルは、断面力については他に比して、かなりの相違が見られ、荷重の取り方の差と考えることが出来るので、比較検討の対象外とすると、慣用モデルによるものと、他との違いが著しい。図-4の変形からばね支持モデル、FEMモデルでは地盤反力の不均一性から小円部を押し下げようとするモード(全体フレームのゆがみ)が発生していると考えられる。したがって、単円形断面については、慣用モデルでは他のモデルと比べ、大きな変形モードの差異は見られないが、形状が偏平な3円形断面においては、均一な地盤反力を想定することによる誤差が大きく、その影響が表れるといえる。また、小円部にかかる全鉛直荷重(土圧、水圧、地盤反力を含む)および、側方からの全水平荷重は大円部を押し広げようとする傾向があり、この力と大円部にかかる全鉛直荷重との比率によっても変形モードが変化することになる。

② 断面力

表-5に4ケースの断面力を示しているが、FEMモデルの土・水込みを除きほぼ同程度の値となっている。これは、地下深部になると荷重に占める水圧の割合が高くなり、水圧の取扱方により発生断面力が大きく変化することを示している。したがって、「トンネル標準設計方書シールド編(土木学会)」では原則として土・水分離としているが、FEMモデルにおいてもこれに準じた取り方が適当であると考えられる。

③ 地盤反力

慣用モデルでは小円部が内方に変位するので、側方の地盤反力は表れない。ばね支持モデルでは、大円下部と小円下部付近に不連続が発生しており、この場合は側方にはみられない。また、FEMモデルでは、地盤反力と荷重を分離することが困難であるので(覆工

表-5 2次元モデルにおける断面力

単位 (tf・m, tf)

部位	モデル	F E M 解 析 モ デ ル							
		慣用モデル				土・水分離			
		M	N	M	N	M	N	M	N
大円	頂部	0	317	-3	309	10	290	40	15
	柱・接合部(上)	-6	325	-6	311	-33	311	-80	91
	柱・接合部(下)	37	328	36	337	-34	295	-25	100
	底部	-34	359	-20	366	15	311	14	81
小円	柱・接合部(上)	2	191	-12	193	-30	185	-12	44
	柱・接合部(下)	18	206	37	199	-24	180	-64	50
	頂部	8	189	6	187	-3	179	8	30
	側部	-9	209	-4	199	-6	205	0	31
大円	底部	7	211	0	214	1	193	0	43
	Max	37	359	36	366	15	311	40	100
	Min	-34	317	-20	306	-34	290	-80	15
	小円	18	211	37	214	5	207	23	50
小円	Max	-9	189	-12	186	-30	178	-64	44
	Min								

注1) M モーメント, N 軸力; + 正曲げモーメント, 圧縮(軸力); - 負曲げモーメント

注2) FEM解析は弾塑性解析結果

周辺要素から覆工直応力と接線方向応力、せん断力成分を求める）、これらが合成されたものでみると、4 ケースの傾向としては、弾性解では覆工周辺に平均して分布し、弾塑性解では小円部の上下45° 付近（S.L. から）にピークがみられる。せん断力の分布は大円部周辺は小さく、小円部の上下45° 付近にピークがあり、地山の塑性化を考慮するか否かにより、結果に大きな差を生じる。

以上、3 円形シールドの挙動について各種の解析結果に基づいて考察したが、扁平な断面の変形モードを考えると従来の慣用モデルでは地盤反力分布を単純化して計算することによる誤差が大きく、また掘削に伴う地盤の乱れや塑性化の影響を考慮して地盤反力を設定していくことの必要な場合もあるとすると、設計モデルとしては不适当と考えられる。したがって、トンネル周辺地盤の緩み等をFEM解析により判断し、ばね支持モデルにおける地盤ばね値を検討し、セグメントの継手構造を回転ばね、せん断ばね等で表現した2 リングまたは3 リングの梁・ばねモデルを用いる設計法は、多円形シールド駅部トンネルの設計の1 つの有効な方法になりうると考えられる。

3.3 3次元モデル

シールド施工のトンネル横断面内の検討は、上述の2次元モデルが簡便であるが、トンネル軸方向縦梁によるホーム仮設柱受け替え時の検討を行う場合は、3次元の挙動を把握する必要がある。ここでは、仮柱撤去後の完成形に対して荷重を載荷し、セグメント、柱、縦梁の応力、変形等の3次元の挙動を検討した。解析には汎用コードのABAQUSを、ポスト処理にはPATRANをそれぞれ使用した。

a) 解析モデル

トンネル躯体のみを解析対象とし、図-5に示す1/4モデルとした。セグメントには20節点ソリッド要素を、また柱部は寸法上、節点の取り合いの関係から8節点要素を用いた。

b) 荷重とセグメント躯体剛性、

鉛直荷重は2次元モデル（慣用法）と同様とし、土圧・水圧分離としたが、側方は、台形分布ではなく平均値による等分布荷重とした。また、躯体の剛性については、継手によるトンネル軸方向の低下を考慮する意味で、軸方向剛性を50%とし、異方性をみたケースと等方体の2ケース行った。

c) 解析結果

① 変位モード

各点の変位を表-6に示す。柱部における変位モードは2次元解析のばね支持モデルに非常に近い値と傾向を示している（図-6）。また、

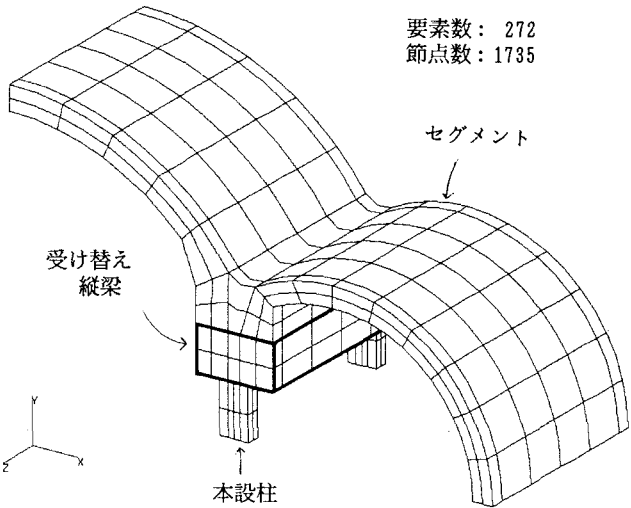


図-5 3次元解析モデル

表-6 覆工柱部と中間部の変位

	(単位: mm)			
	鉛直変位		水平変位	
	柱部	中間部	柱部	中間部
大円	-0.9	-0.8	-	-
頂部	-0.9	-0.7	-	-
カモメ	-1.2	-1.3	-1.6	-1.6
頂部	-1.3	-1.3	-1.6	-1.6
小円	-1.0	-1.0	-1.9	-1.9
頂部	-1.1	-1.1	-1.8	-1.8
小円	-	-	-2.2	-2.2
側部	-	-	-2.1	-2.1
縦梁	-0.8	-1.2	-1.8	-1.8
底面	-0.8	-1.2	-1.8	-1.8

上段: トンネル軸方向剛性100%

下段: 50%

柱部と中間部（本設柱間）では中央が下がっている傾向はあるが、小さな差となっており、異方性を考慮しても大きな差は見られない。

② 応力値

柱部と中間部の横断面方向にスライスしたものの応力テンソルを図-7に示す。セグメント部分はリング方向の圧縮力（70～15kgf/cm²：大円部、45kgf/cm²：小円部）が、受替え梁部ではトンネル軸方向（90kgf/cm²）の引張力がそれぞれ卓越している。また、セグメントの応力は2次元モデルから求めた値とよい一致を示している。

以上のことから、セグメント躯体の設計は2次元モデルで概ね可能ではないかと思われる。また、受替え縦梁部の断面は、仮柱にかかる荷重を5径間連続梁（スパン5m）にかかるものとして算出したが、ここでは非常に小さな応力値を示しており、更に断面を縮小することが可能と考えられることから経済的な断面の検討には3次元解析が有効といえる。

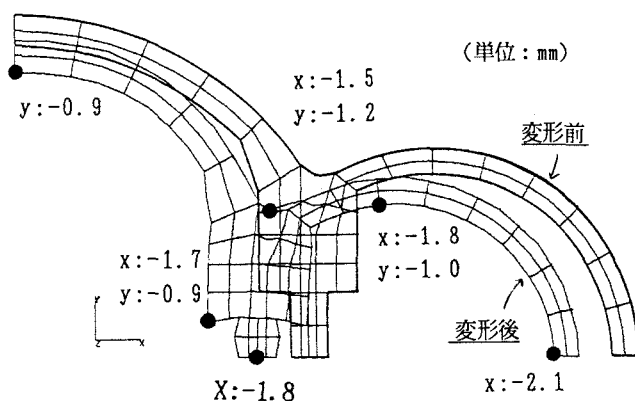


図-6 異方性を考慮した場合の変形（x-y平面内）

（軸方向剛性を横断面方向に対し、50%としたもの）

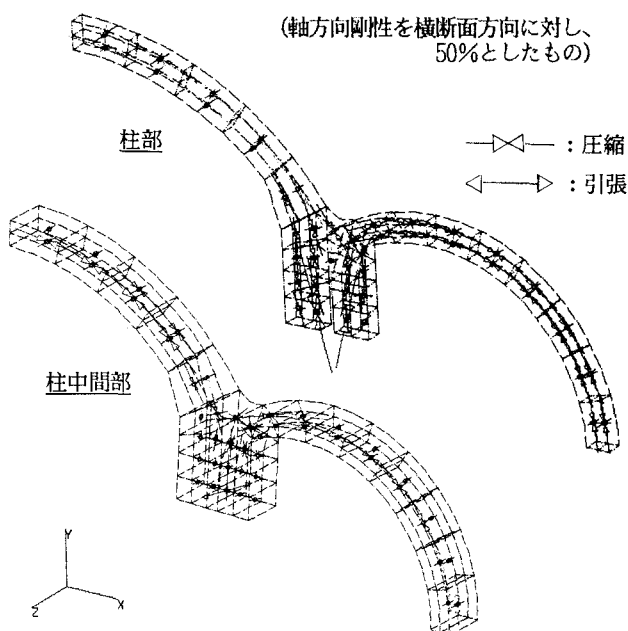


図-7 応力テンソル

4. あとがき

多円形シールド駅部トンネルの設計における既往の手法の適用性を、1つのモデル駅を対象に検討した。少ないケース・スタディであり、今後実験等により継手効果の検証等が行なわれる必要があるが、この種のトンネルの設計について1つの知見が得られたものとする。

参考文献

- 1) 土屋・松本・安田・吉田：トンネル設計用プログラムの開発とその解析事例，鉄研報告，No.1351，1987
- 2) 半谷：二次覆工を有するシールドトンネル覆工の力学的特性に関する研究，鉄研報告，No.1303，1985