

トンネル工法カルバートの設計法に関する検討

A STUDY ON DESIGN PROCEDURE OF CULVERT USING TUNNELING METHOD

稲垣太浩*・福島勇治*・李黎明**・鈴木弘敏***・中橋貞雄****・埴原 強****

Motohiro INAGAKI, Yuji FUKUSHIMA, Liming LI, Hirotooshi SUZUKI, Sadao NAKAHASHI, and Tuyoshi HAIBARA

A new type of culvert installed under high fill condition using tunneling method has been used for highway embankment construction. To establish a reasonable design method, a parametric investigation of the earth pressure induced stress and the deformation of the culvert was conducted through a series of centrifuge model tests and FEM numerical analyses. The effects of the following factors: (a) stiffness ratio E_c/E_s , (b) dimension ratio t/d , and (c) stress level C/D , on the stress and the deformation of the culvert were made clear. On the basis of the investigation, a synthesized factor $U = (C/D)(t/d)/(E_c/E_s)$ was proposed as the design parameter for the culvert structure.

Key Words : design, culvert, tunneling method, centrifuge model test, numerical analysis

1. 工法の特徴と研究の目的

トンネル工法カルバートとは、従来のカルバート工法（現場打ち鉄筋コンクリート構造）の代わりに、カルバートの設置予定箇所に、予めセメント安定処理土によるカルバート部（強化土部）を構築し、強化土部と内空部を含めた盛土施工をしてから内空部の中詰め土を掘削し、それに伴う発生土圧を強化土に負担させ、内空をカルバートとして利用するものである。図-1に、トンネル工法カルバートの概要と各部の名称を示す。

トンネル工法によるカルバートの構築は、従来の工法に比べ、以下の特徴が挙げられる。

カルバート部の工期が短縮できる。また、盛土が先行するため、盛土天端面を工事仮設道路として利用でき、他工事を含めて、全体工期を短縮できる。

相対的にたわみ性構造物であるため、抗土圧面では周囲盛土地盤とともに強度を発揮している。特に高盛土の条件で優位性がある。

現地発生土が利用できる場合に、特に経済的である。鉄筋、型枠、コンクリート打設等における人力作業が

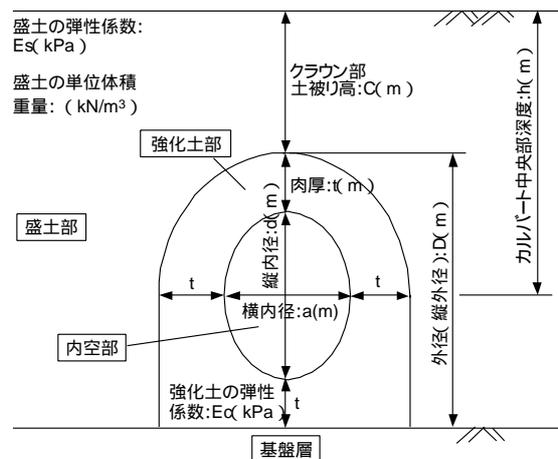


図-1 トンネル工法カルバートの概要と各部の名称

削減され、機械化・省力化によりコストダウンが図られる。

一方、デメリットとして、以下の点が挙げられる。水路等の場合は、一時遮断または迂回させる必要がある。

軟弱地盤または偏土圧等が作用する場合は、強化土部に非対称応力状態になるため、対策が必要である。

トンネル工法カルバートはこれまで数箇所の高速自動車道において試験施工実績があり、本工法の安全性はある程

* 日本道路公団 試験研究所
 ** 総合技術センター 試験研究G
 *** 国際事業本部 道路・橋梁・軌道部
 **** 首都圏事業部 地盤構造部

度確かめられているが、理論的裏付けが確認されていないため、比較的高い安全率を設定し施工されてきたのが実情である。

本研究は、トンネル工法カルバートの施工実績の分析及び事前解析結果に基づき、設計上考慮すべき事項を確認した上で、遠心載荷模型実験及びFEM数値解析手法により、カルバートの変形挙動、強化土部応力の発現メカニズムについて分析したものである。本報告では、これらの検討結果を示すとともに、トンネル工法カルバート設計の考え方について述べる。

2. 現状の設計手法と課題

トンネル工法カルバートは前述の特徴を持つことから、日本道路公団においては、道路盛土下のカルバートをより効率的に設計・施工するための検討対象として、実規模の試験工事を数箇所にならって実施している。これらの試験工事の設計検討には、FEM線形弾性解析を用いている¹⁾。また、平成10年度では、試験施工事例の設計・施工資料及び現場計測結果の分析より、トンネル工法カルバートを安定させるための強化土配合率、配合土量等に関わる合理性、経済性について検討されている²⁾。これまでの試験工事の設計は、以下の手順で行われている。

安定処理土の配合試験から、一軸圧縮強さと変形係数を求める。

強化土部の寸法と変形係数をパラメータとして、線形弾性FEM数値解析を行い、強化土部の発生応力を推定する。

発生応力に見合う強化土の強度に対して、セメント添加率及び強化土部の寸法を設定する。

上記のような設計手法において、明らかにすべき課題として、変形挙動の支配要因及び強化土部応力の発生状況ないし破壊メカニズム等については、詳細な検討がなされておらず、また、強化土部の発生応力の推定手法として、線形弾性FEM数値解析がどれだけトンネル工法カルバートの実態を再現しているのかについても未確認のままである。

3. 施工実績の整理分析

表-1に、これまで実施された試験施工事例の諸元一覧を示す。表によると、カルバートの形状及び寸法は次のようになっている。平均的な内径は10mであり、盛土の高さは23~45mと幅が広い。肉厚は大型転圧機械の施工幅より2.5m以上が必要となり、平均肉厚比 $t/d=0.6$ 程度である。形状は楕円形または馬蹄形であり、楕円形では、横・縦内径比 $a/d=0.9$ 程度、馬蹄形では、 $a/d=1.2\sim 1.5$ 程度である。強化土部の性状について、弾性係数は

表-1 施工事例一覧

自動車道名	磐越	北海道 縦貫	東海 北陸	山陽
施工現場	夏井	長万部	鷺見	宇部東
強化土天端からの土被り高: C(m)	14.8	9.0	28.0	12.4
強化土肉厚: t(m)	4.5	5.0	6.0	5.0
縦内径: d(m)	8.3	8.1	6.8	13.8
横内径: a(m)	7.7	10.4	10.3	12.0
内空形状	楕円	馬蹄	馬蹄	楕円
縦内径平均: d'(m)	8.0	9.3	8.6	12.9
縦外径: D(m)	17.3	18.1	18.8	23.8
肉厚比: t/d	0.5	0.6	0.9	0.4
土被り高外径比: C/D	0.9	0.5	1.5	0.5
楕円度: a/d	0.9	1.3	1.5	0.9
天端土被り高C+外径D: H ₁ (m)	32.1	27.1	46.8	36.2
実際の盛高: H ₂ (m)	29.6	23.5	44.7	33.2
H ₁ とH ₂ の誤差: (%)	8	15	5	9
強化土特性				
変形係数: E _c (MPa)	1000	1000	780	2500
ポアソン比: ν	0.2	0.2	0.3	0.3
最大発生圧縮応力: σ_{max} (kPa)	2099	1589	3344	2324
設計基準強度: (kPa)	2059	1902	3432	2844

$E_c=1,000,000\text{kPa}$ 、ポアソン比は $\nu=0.2\sim 0.3$ 程度である。盛土の弾性係数はN値を10程度と想定して $E_s=30,000\text{kPa}$ とすると、 $E_c/E_s=33$ 程度と大きい。

強化土の設計強度について、試験施工では、目標設計強度に安全率を見込んだものを設計基準強度としている。しかし、目標設計強度を高く設定すると、変形係数も高くなる関係にあり、強化土内の発生応力も変化するため、強化土の強度を上げることがカルバートの構造的安全性に結びついているかどうかは不明である。そこで、カルバート形状、土被り高、強化土部剛性と発生応力の定性的な関係を捉えるため、FEM線形弾性解析による事前検討を行った³⁾。その結果、強化土の発生応力を緩和するには、 E_c/E_s : 小、 t/d : 大、 C/D : 小とすること、発生応力レベルと各要因の定量関係は内径 d を変化させてもほぼ維持すること、 $E_c/E_s < 10$ の範囲で、発生応力の変化が激しいこと、 $t/d=1$ 付近になると、強化土内引張り応力が生じなくなること、が確認された。試験施工事例の分析及び事前解析検討の結果をもとに、遠心載荷模型実験の条件設定を行った。

4. 遠心載荷模型実験による検討

遠心載荷模型実験は、縮小モデルレベルで、実規模スケールを持つ構造物の応力~ひずみ特性が支配する現象を再現できる手法である。本検討では、トンネル工法カルバートの応力・変形状態を支配する影響因子を特定し、また、終局状態に至るまでのメカニズムを明らかにさせることを実験目的とした。

(1) 模型、実験装置と実験方法

模型は、二次元平面ひずみ条件とし、内寸 H500×W800×B200mm の鉄製剛な容器に縮尺 1/125 で作製した。模型地盤は盛土部、強化土部と基礎層からなる。実験は遠心加速度 125G 場において行った。図 - 2 に、模型の概要とセットアップ状況を示す。カルバートの内空部は、最も応力集中しやすい円形とし、実物換算内径は 10m とした。中詰め土は掘削を考慮して、中空アルミ棒とした。強化土部は、上半分を半円、下半分を矩形とした。盛土地盤高は C=1D を基本とし、1D 以上の土被り高は、空気圧による地表面等分布荷重載荷より再現した(最大空気圧 785kPa、換算土被り高約 46m)。

実験ケースは、強化土の剛性 E_c 及び肉厚比 t/d をパラメータとして設定した。破壊を生じさせることを目標として E_c を施工事例より小さくした。表 - 2 に実験ケース一覧を示す。試験施工事例の条件も合わせて示す。実験は計 6 ケースとした。

地盤材料として、盛土部は砂質土地盤を想定して、豊浦砂とカオリンを乾燥重量比 9 : 1 で混合したものを最適含水比で調整して使用することとし、締め密度は道路盛土の設計基準を参考に、かつ変形性を考慮して、 $D_c=90\%$

とした。表 - 3 に、盛土材料の構成と物性を示す。強化土部は、「セメント安定処理土を用いた橋台背面土圧軽減工法の設計・施工マニュアル(日本道路公団)」を準拠して、配合試験を実施し、実験条件に合わせてセメントの配合率を設定した。強化土の母材は盛土材とし、固化材として高炉セメントB種を用いた。表 - 4 に、各実験ケースの強化土物性値を示す。

実施工におけるカルバート部を含む 1 次盛土構築 (C=0.5D)、中詰め土掘削、2 次盛土構築 (C>0.5D) という段階施工のことを考慮して、実験は、図 - 3 に示すように STAGE0~3 に分けて行った。STAGE0~2 では、各段階の模型を形成した後、125G 遠心力場に置き、模型の変形が落ち着くまで(20分程度)遠心載荷を行った。STAGE3 では、同様に模型の変形が落ち着いた後、盛立てを模して空気圧による地表面載荷 ($p=24.5\text{kPa}$ 、間隔 3 分、最大 785kPa) を行った。各実験ステージにおいて、強

表 - 3 盛土材料の構成と物性値

土粒子の密度 ρ_s	g/cm ³	2.643
粒度特性	細砂分	% 90
	シルト分	% 4
	粘土分	% 6
	最大粒径 D_{max}	mm 0.425
	均等係数 U_c	- 6.8
	曲率係数 U_c'	- 3.6
締め特性	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	g/cm ³ 1.730
	最適含水比 w_{opt}	% 11.8
$D_c=90\%$ 時の強度特性	飽和度 S_r	% 44.7
	粘着力 c_d	kPa 0.981
	せん断抵抗角 ϕ_d	° 33.8
	初期接線弾性係数 E_s *	kPa 60,000
	$E_s \sim \sigma_3$ の関係式	$E_s=1129.8\sigma_3^{0.7112}$

* E_s : C/D=0.5時のカルバート中央部深度の土被り圧で算定した値。

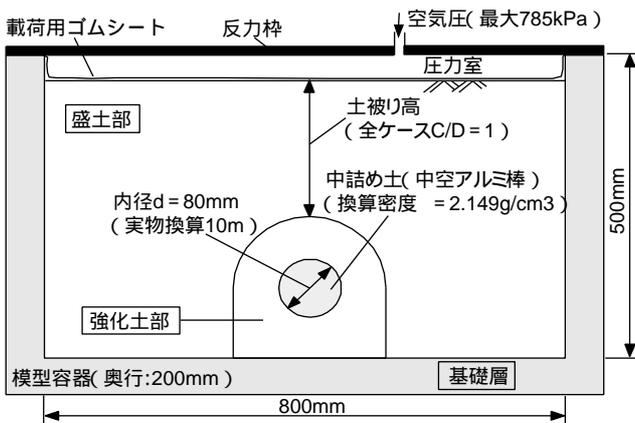


図 - 2 模型の概要とセットアップ

表 - 2 実験ケース一覧

t/d	E_c (kPa)	75,000	150,000	300,000	750,000
0.25					上層締造-上層 $E_c=1,305,000\text{Pa}$ $t/d=0.4$
0.5		CASE5			中層締造-中層 $E_c=1,050,000\text{Pa}$ $t/d=0.5$
0.75		CASE4	CASE2 (基準ケース)	CASE3	CASE1 (下層実験)
1			CASE6		下層締造-下層 $E_c=780,000\text{Pa}$ $t/d=0.8$

表 - 4 各実験ケースの強化土物性値

実験ケース		CASE4	CASE2,5,6	CASE3	CASE1	
初期物性	乾燥密度 ρ_d	g/cm ³ 1.774	1.782	1.797	1.823	
	含水比 w	% 12.041	11.9	11.68	11.337	
	湿潤密度 ρ_t	g/cm ³ 1.988	1.994	2.007	2.030	
	間隙比 e	- 0.495	0.490	0.480	0.464	
	飽和度 S_r	% 64.5	64.5	64.7	65.3	
目標弾性係数 E_c		kPa 75,000	150,000	300,000	750,000	
セメント添加率 C_m		% 2.28	3.03	4.14	6.68	
一軸圧縮試験結果	一軸圧縮強さ q_u (平均値)	kPa 453.0	625.0	1053.0	2400.0	
	初期接線弾性係数 E_0	No.1	kPa 139,174	187,325	335,102	904,985
		No.2	kPa 124,103	196,203	232,307	878,037
		No.3	kPa 159,337	223,629	423,330	741,192
平均値	kPa 140,538	202,386	330,246	841,405		
三軸圧縮試験結果 (CD)	圧縮強さ $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$	σ_3 196.1	kPa 1135.8	1505.2	1913.9	2551.7
		392.3	kPa 1870.1	2060.3	2550.3	3529.2
		784.5	kPa 2985.8	3137.7	3687.3	4950.3
	初期接線弾性係数 E_t	σ_3 196.1	kPa 93750	167750	159000	278500
		392.3	kPa 106613	167750	313333	447500
		784.5	kPa 209375	225517	313333	572222
粘着力 c_d		kPa 141.44	248.84	336.23	408.52	
せん断抵抗角 ϕ_d		° 37.5	35.5	36.9	41.9	

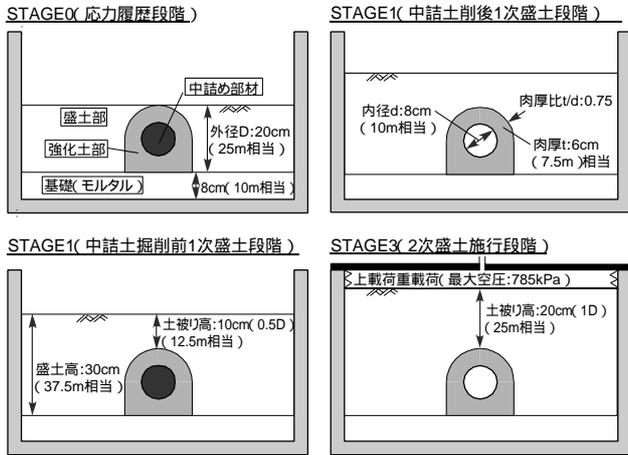


図-3 遠心荷重模型実験STAGE

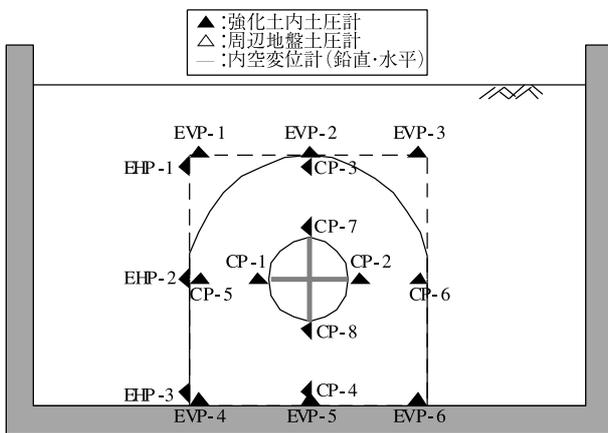


図-4 計測器設置位置

強化土内部応力、内空鉛直・水平変位、カルバート周辺鉛直・水平土圧について計測を行った。図-4に、計測器の配置図を示す。また、模型全体の变形については、標点を設置し、変形解析のための写真撮影を行った。

(2) 実験結果と考察

実験から、強化土部の発生応力について、側壁内空部の応力集中が確認されたため、ここでは、主に側壁内空部の発生応力と内空鉛直変位に着目して各要因の影響を述べる。実験過程における強化土発生応力の経時変化の一例を図-5に示す。図より以下のことが確認された。

- Ec が大きいほど発生応力が大きい。
- Ec が小さいほど発生応力のピークが明瞭になる。
- ピーク値はquの約2.5倍となっている。

1) 剛比Ec/Esの影響

図-6、7に、側壁内空部の発生応力比 / C 及び内空鉛直たわみ率 v/d と剛比 Ec/Es の関係を示す。図より、以下のことが言える。

トンネル掘削前の時点を除けば、Ec/Es が大きいほど

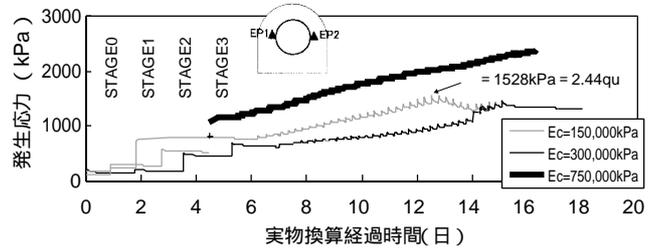


図-5 側壁内空部(EP1)発生応力の経時変化

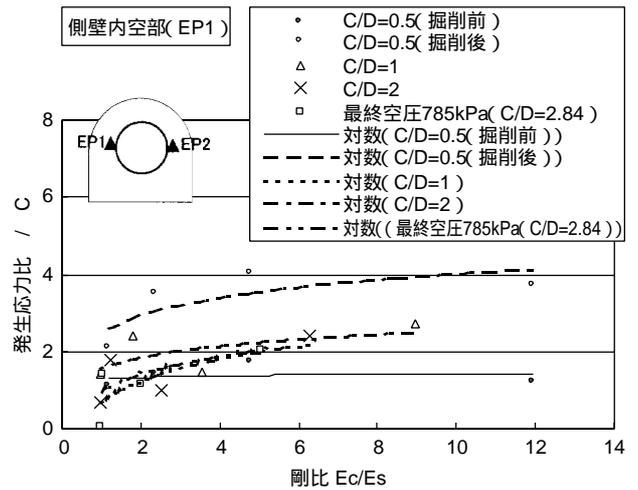


図-6 Ec/Es ~ / C の関係 (t/d = 0.75 共通)

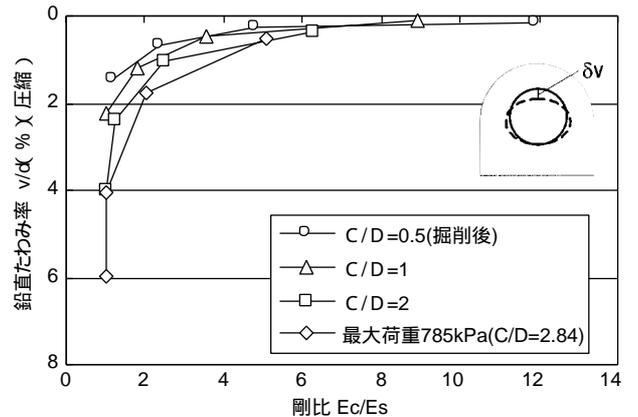


図-7 Ec/Es ~ v/d の関係

発生応力比 / C が大きくなり、増加率は小さくなる。実験範囲で、最大発生応力比 / C は4程度であり、増加倍率は約2.0である(例えば、C/D=0.5掘削後)で、 / C の変動幅 2.0 ~ 4.0)

鉛直たわみ率 v/d は、実験範囲では、剛比 Ec/Es が3以下になると急激に増加し、急変時の鉛直たわみ率は約1%である。

2) 肉厚比 t/d の影響

肉厚比 t/d (内径固定)を変化させた場合は、掘削前段階(C/D=0.5)の C が異なるため、掘削前段階の側壁内空部

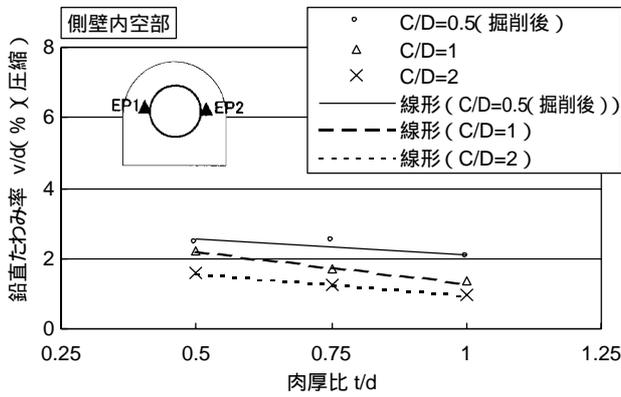


図 - 8 t/d ~ ν/d の関係 (Ec = 150,000kPa 共通)

発生鉛直応力比 ν/d に対する増加率を整理して分析した。図 - 8 に、肉厚比 t/d と ν/d 増加率の関係を示す。図より、以下のことが言える。

t/d の増加に伴い、 ν/d 増加率は減少傾向を示す。実験範囲 ($t/d = 0.5 \sim 1.0$) で、 ν/d 増加率の減少幅は 0.4 ~ 0.8 程度である ($C/D = 0.5$ で 0.43、 $C/D = 1.0$ で 0.86、 $C/D = 2.0$ で 0.64)。

3) 土被り高外径比 C/D の影響

図 - 9、10 に、施工段階における側壁内空部発生応力比の変化を示す。図より、以下のことが言える。

トンネル掘削段階では、発生応力比 ν/d が増加する。掘削直後で、 ν/d はピークに達し、被り高外径比 C/D が大きくなるにつれて、 ν/d が減少し、安定に向かっている。

掘削後の 2 次盛土段階では、 C/D が 4 倍増加する間 (0.5 ~ 2.0) に、 ν/d が約半減している。

E_c 、 t/d を変化させた場合とも、 C/D の増加に伴う ν/d の変化は概ね同様な傾向を示す。

上述の分析より、各パラメータについて、以下のようになると、強化土への応力集中が緩和されることが確認された。

剛比 E_c/E_s を小さくする。

土被り高外径比 C/D を大きくする。

肉厚比 t/d を大きくする。

また、それぞれのパラメータが応力の集中軽減に与える影響度合いを比較するために、今回の実験範囲内で側壁内空部における ν/d の変動幅をまとめると、以下の通りになる。

E_c/E_s (1 ~ 12) :

ν/d 約 2.0 倍増加

t/d (0.5 ~ 1) :

ν/d の増加率約 0.4 ~ 0.8 程度減少

C/D (0.5 ~ 2) :

ν/d 約 0.5 倍減少

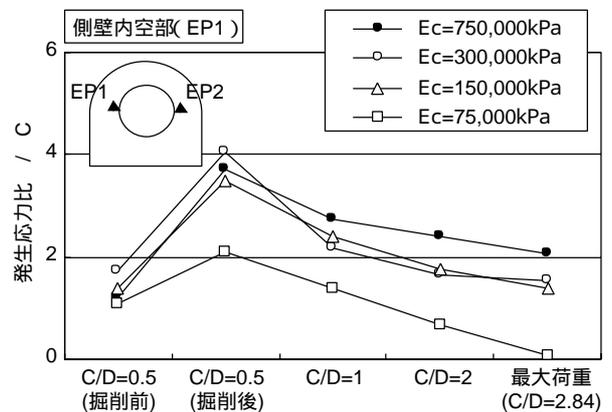


図 - 9 施工段階における ν/d の変化 [E_c 変化]

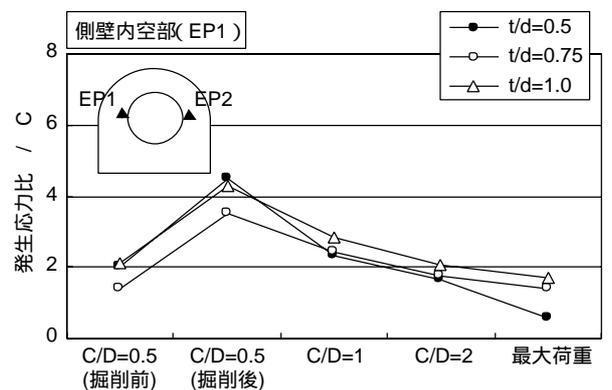


図 - 10 施工段階における ν/d の変化 [t/d 変化]

以上より、今回の検討範囲内では、3つのパラメータは、それぞれがほぼ同じような割合で発生応力比 ν/d に影響を与えているものと考えられる。

各パラメータのうち、大きくなると応力集中が軽減されるパラメータである土被り高外径比 C/D と肉厚比 t/d を分子に、小さくなると応力集中が軽減されるパラメータである E_c/E_s を分母にとって、3つのパラメータを複合的に考慮したパラメータ U 値を次式により設定する。

$$U = (C/D) \cdot (t/d) \times (E_c/E_s)$$

図 - 11 は、 U 値を横軸にとり、側壁内空部発生応力比 ν/d 全実験データとの関係を示したものである。これによると、 $U = 0$ でも、 ν/d は最大で 7 程度であることが推定される。また、 U が大きくなるに従い、 ν/d は急激に減少しているが、1 を超えるとその減少割合はかなり小さくなる。従って、 $U = 1$ となるように各パラメータを設定することが、コスト的に有効であると言える。また、破壊時の発生応力が一軸圧縮強さ q_u の 2.5 倍程度となっていること (図 - 5 参照) から、強化土の設計強度も重要なパラメータの一つであると考えられる。

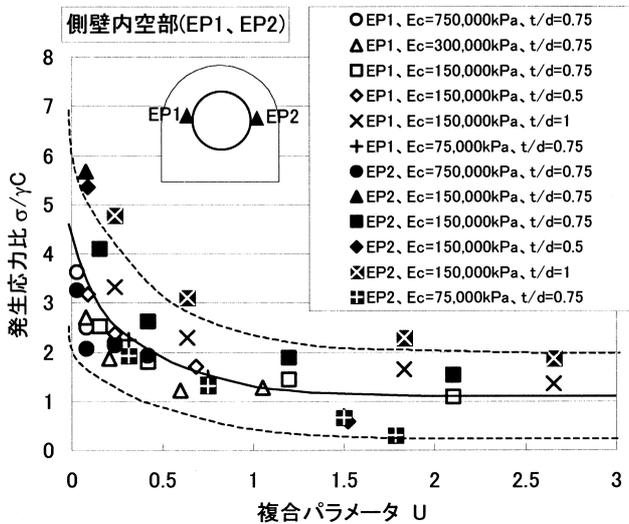


図 - 11 / C~Uの関係

4) 破壊メカニズム

実験結果(図 - 5 参照)から、側壁内空部の発生応力がピーク値を示した場合、上載荷重レベルの低い領域における発生応力の上載荷重に対する増加率に比べ、ピークに接近する領域におけるこの増加率の方が大きくなっていることが確認されており、また、側壁内空部の局所破壊が観測されている。

図 - 12は、破壊が発生した側壁内空部土圧計の上載荷重の増加に伴う変化を模式化したものである。図に示したように、側壁内空部近くの要素Aでは上載荷重に伴い、「弾性域・塑性域」「側壁崩落に伴う応力集中の加速域」「要素の破壊」が随時進行して破壊に至ると考えられる。

5 . FEM数値解析による検討

FEM数値解析による検討は、遠心荷重模型実験の結果を踏まえて、トンネル工法カルバートの応力・変形状態及び終局時の破壊状況を再現できる解析モデルを抽出し、設計ツールとして、適切な数値解析手法を見出すことを目的とした。

(1) 解析モデルと解析手法

トンネル工法カルバートの段階施工を考慮して、本解析検討は応力状態に関するステップ解析を基本とし、以下の解析モデルを比較対象とした。

線形弾性モデルによる解析

Duncan - Chang モデルによる非線形弾性解析

林・日比野モデル(電研方式)による非線形解析

Mohr - Coulomb の破壊基準を適用した弾塑性解析

解析は、二次元平面ひずみ条件とし、地盤定数及び境界

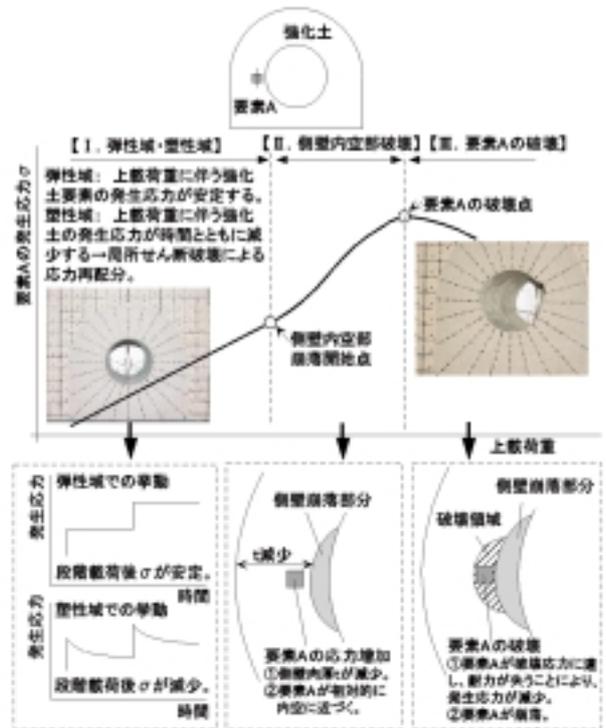


図 - 12 強化土側壁部破壊模式図

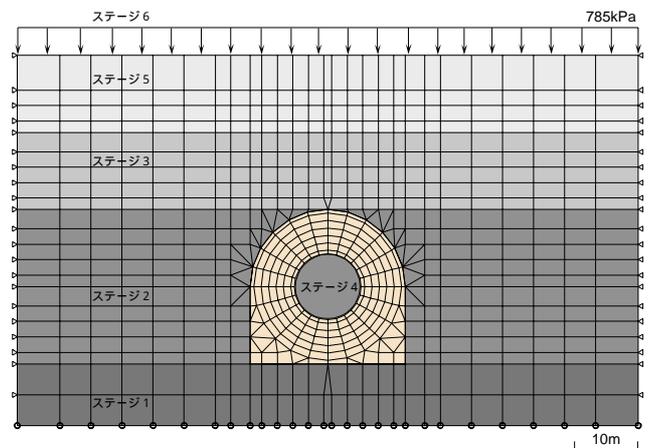


図 - 13 解析モデルと解析ステージ

条件は遠心荷重模型実験モデル及び実験条件に合わせて設定した。なお、盛土、強化土、中詰め及び基盤間には変形及び強度特性が異なるため、その境界にはジョイント要素を導入することによりモデル化した。図 - 13に、解析モデルメッシュ図と解析ステージを示す。

解析ステージは以下の通りとした。

ステージ 1 : 基盤層のみ

ステージ 2 : 強化土部及び強化土天端まで盛土施工

ステージ 3 : 土被り 0.5 までの盛土施工

ステージ 4 : 中詰め土掘削

ステージ 5 : 土被り 1D まで盛土施工

ステージ6 : 785kPaまで段階的地表面載荷
 解析で初期応力、盛土施工、掘削及び地表面載荷の取り扱い方は以下の通りである。

「ステージ1」の基盤層のみの解析では、初期自重応力解析を行い、各要素の初期応力のみを定義し、節点の変位及び要素内のひずみはゼロセットを行った。盛土(強化土、中詰め土込み)の施工は、ステージごとに要素を順次に追加し、ステップ解析を行った。中詰め土の掘削は、素掘りの状況を考慮して、要素を削除すると同時に、掘削面の節点に掘削相当外力を作用させて解析した(応力解放率は100%とした)。地表面載荷(等分布荷重)ステージは、線形弾性モデルによる解析を除き、荷重増分を49.06kPaとし、16ステップに分けた段階載荷の条件で解析を行った。

なお、トンネル工法カルバートの挙動は主に強化土部の材料特性に支配されることを考慮して、解析では主に強化土材料の非線形性に着目した。基盤層、中詰め土、盛土は線形弾性材料とし、盛土部の弾性係数は土盛り荷重による拘束圧依存性を考慮した。

(2) 解析条件

1) 解析ケース

解析検討は、上述した目的で、遠心載荷模型実験条件に合わせて行った。表-5に解析条件一覧を示す。

2) 地盤材料物性値の設定

基盤層

実験では、基盤層をセメントモルタルで作成したため、解析の材料物性値を以下の通りに設定した。

$$E_s = 24525 \text{MPa}, \quad \nu = 0.20, \quad \gamma = 22.563 \text{kN/m}^3$$

中詰め土

実験では、中詰め土としてアルミ製の中空円筒を用いたため、解析の材料物性をアルミに合せた。

$$E_s = 70632 \text{MPa}, \quad \nu = 0.34, \quad \gamma = 21.082 \text{kN/m}^3 \text{ (換算密度)}$$

盛土

表-6に、盛土材料物性の一覧を示す。盛土材料の初期接線弾性係数と拘束圧の関係は三軸圧縮試験(CD)結果から求めた。

強化土

強化土部の材料物性は、解析モデルに応じて、三軸圧縮試験結果より設定した。表-7に、強化土の初期接線弾性係数と拘束圧から設定した各実験ケースの弾性係数を示す。解析モデル別の強化土物性値を表-8~11に示す。

表-5 解析条件一覧

解析ケース	解析モデル	解析条件			パラメータ	対応する実験ケース
		Ec(MPa)	t/d	C/D		
①	線形弾性モデル	150	0.75	0~2.84	解析モデル	CASE2 基準ケース
②	林・日比野モデル					
③	Duncan-Changモデル					
④	Mohr-Coulombモデル					
⑤	林・日比野モデル	750	0.75	0~2.84	強化土剛性Ec	CASE1
⑥	林・日比野モデル	300				CASE3
⑦	林・日比野モデル	75				CASE4
⑧	林・日比野モデル	150				0.5
⑨	林・日比野モデル		1	0~2.53	CASE6	

表-6 盛土材料の変形係数一覧

t/d	盛土番号	層中心深度	上載圧	拘束圧	変形係数
		h	σ_v	σ_h	Es
		m	kPa	kPa	kPa
1.00	①	7.50	128.51	64.26	26585
	②	22.50	385.53	192.77	52484
	③	45.00	772.05	386.03	80540
0.75	①	6.25	106.93	53.47	23740
	②	18.75	321.77	160.89	46892
	③	37.50	643.54	321.77	71907
0.50	①	5.00	85.35	42.68	20699
	②	15.00	257.02	128.51	40810
	③	30.00	514.04	257.02	62686

- a) $\sigma_v = \gamma h$ $\gamma = 17.148 \text{ kN/m}^3$
 $\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$ $K_o = 0.5$
 $E_s = 2035.6 \sigma_h^{0.8175}$
- b) $\nu = 0.33$ $C = 0.981 \text{ kPa}$ $\phi = 33.8^\circ$
- c) 盛土番号: ① 天端から0.5D(ステージ5)
 ② 深度0.5D~1.0D(ステージ3)
 ③ 深度1.0D~2.0D(ステージ2)

表-7 強化土弾性係数の設定

t/d	設定	層中心深度	上載圧	拘束圧	弾性係数を表すパラメータ		弾性係数
	Ec	h	σ_v	σ_h	K	n	Es
	MPa	m	kgf/cm ²	kgf/cm ²			kgf/cm ²
1.00	750	45.00	7.87	3.93	3637	0.722	9775
	150				2752	0.421	4898
	300				3079	0.530	6362
	75				2010	0.303	3044
0.75	750	37.50	6.56	3.28	3637	0.722	8570
	150				2752	0.421	4536
	300				3079	0.530	5776
	75				2010	0.303	2880
0.50	750	30.00	5.24	2.62	3637	0.722	7295
	150				2752	0.421	4129
	300				3079	0.530	5132
	75				2010	0.303	2692

* 弾性係数を表すパラメータが単位系に依存するため、重力単位系で表す。

$$\sigma_v = \gamma h \quad \gamma = 1.748 \text{ tf/m}^3$$

$$\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v \quad K_o = 0.5$$

$$E_s = K \cdot \sigma_h^n$$

表-8 強化土線形弾性モデル物性値

弾性係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	単位体積重量
Ec(kPa)	ν	C(kPa)	$\phi(^{\circ})$	$\gamma(\text{kN/m}^3)$
444981.6	0.23	244.27	35.3	17.554

表 - 9 Duncan-Chang非線形弾性解析の強化土物性値

解析定数		強化土					盛土材料
		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4		
設定弾性係数	Ec	Mpa	750	150	300	75	—
単位体積重量	γ	tf/m ³	1.974	1.929	1.986	1.976	1.748
初期弾性係数	Ei	kgf/cm ²	3637	2752	3079	2010	352
初期ポアソン比	νi	—	0.21	0.23	0.22	0.25	0.33
粘着力	C	kgf/cm ²	4.10	2.49	3.43	1.62	0.01
内部摩擦角	φ	°	41.6	35.3	36.9	37.4	33.8
破壊比	Rf	—	0.750	0.843	0.690	0.765	0.891
弾性係数を表すパラメータ	K	—	3637	2752	3079	2010	352
	n	—	0.722	0.421	0.530	0.303	0.618
ポアソン比を表すパラメータ	d	—	—	—	—	—	—
	G	—	—	—	—	—	—
	F	—	—	—	—	—	—
		—	—	—	—	—	—

※ Duncan-Chang非線形弾性モデルの定式化で、パラメータが単位系に依存するため、強化土材料の物性値を重力単位系で表す。
 ※※ セメント配合材料である強化土の三軸圧縮試験から得られた体積変化データが不安定なため、ポアソン比を表すパラメータが得られず、解析では初期ポアソン比一定とした。

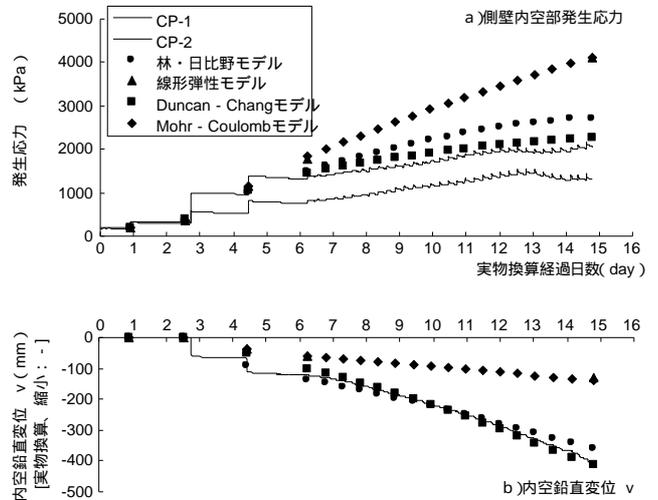


図 - 14 解析結果と実験結果の比較 [基準実験ケースvs解析モデル]

表 - 10 林・日比野非線形弾性解析(電研モデル)の強化土物性値

実験 CASE	初期変形係数	初期ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	単位体積重量	破壊接近度上限	引張強度	パラメータ	安定状態		破壊時	
	Ei	νi	C	φ	γ	R	σ _{tr}	n	D ₀	ν ₀	D _i	ν _i
	Mpa	—	kPa	度	kN/m ³	—	kPa	—	Mpa	—	Mpa	—
1	432.42	0.21	402.21	41.6	19.365	0.3	402.21	2	432.42	0.21	233.67	0.30
2,5,6	169.42	0.23	244.27	35.3	18.923	0.3	244.27	2	167.42	0.23	60.724	0.30
3	263.89	0.22	336.48	36.9	19.483	0.3	336.48	2	263.89	0.22	115.95	0.30
4	99.18	0.25	158.92	37.4	19.385	0.3	158.92	2	99.18	0.25	53.366	0.30

※ 初期弾性係数は三軸圧縮試験(CD)の拘束圧σ₃=392.4kPa時の値を採用した。

表 - 11 Mohr-Coulomb弾塑性解析モデルの強化土物性値

弾性係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	単位体積重量	ひずみ硬化率
Ec(kPa)	ν	C(kPa)	φ(°)	γ(kN/m ³)	H'
444981.6	0.23	244.27	35.3	17.554	23416.47

表 - 12 ジョイント要素の解析定数一覧

箇所	ks	kn	C	φ	Ksr	σt	Knc
	(Mpa)	(Mpa)	(kPa)	(°)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
強化土~中詰土間	18.08	1000	244.27	35.3	1.0	1.0	1000
盛土~強化土間	1.763	1000	0.981	33.8	1.0	1.0	1000
強化土~基盤層間	18.08	1000	244.27	35.3	1.0	1.0	1000

ジョイント要素の解析定数

ジョイント要素の解析定数は、異種材料の接触面の材料定数より推定した。接線剛性 ks は経験的にせん断剛性 G の 1/10 程度の値を用いればジョイントの効果が良く表せると言われており、今回それぞれの材料に従い設定した。垂直剛性 kn は食込むような圧縮変形が生じないように大きくした。表 - 12に、ジョイント要素解析定数の一覧を示す。

(3) 解析結果

1) 解析モデルの比較(ケース ~)

図 - 14に、基準実験ケース(CASE2)の側壁内空部発生応力と内空鉛直変位に対して、4通りの解析モデルにお

る解析結果を示す。結果から以下のことが言える。

線形弾性モデルによる解析結果と実験結果はかなりかけ離れており、強化土発生内応力は実験値に比べ、解析値の方が大きく、内空鉛直変位は逆に実験値に比べ、解析値の方が小さくなっている。

林・日比野モデル及び Duncan - Chang モデルによる非線形弾性解析では、強化土内応力及び内空鉛直変位の実験値と解析値がほぼ一致している。

Mohr - Coulomb 降伏条件を適用した弾塑性モデルによる解析結果は、線形弾性解析とほぼ同様な傾向をしており、解析と実験結果は一致しない。

以上より、林・日比野モデルと Duncan - Chang モデルともに、実験結果をよく再現できることが確認された。一方、強化土は、セメント配合材料であるため、応力~ひずみ関係が脆性的な材料特性を示している。これより、Duncan - Chang モデルによる材料定数の設定では、応力~ひずみ関係を、漸近線を持つ双曲線で近似しているため、適用性が欠けていると考えられる。従って、今回の検討対象であるトンネル工法カルバートの挙動に対して、林・日比野モデルが最も適する解析モデルであると言える。

2) 実験結果との対比(ケース ~)

解析結果と実験結果の比較例として、Ec、t/d を変化した場合の各施工段階における側壁内空部の発生応力比 / C の変化、及び Ec/Es を変化した場合の内空鉛直たわみ率 ν/d の変化をそれぞれ図 - 15~17に示す。これらの図から、林・日比野モデルを適用した非線形弾性解析においては、盛土部は弾性係数の応力依存性を考慮した弾性体として扱っても、トンネル工法カルバートの発生応力及び変形挙動を十分に再現できることが分かった。

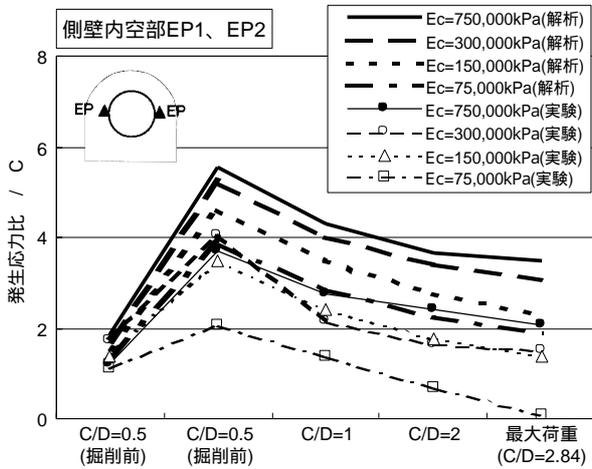


図 - 15 施工段階における発生応力比 / C の変化 [Ec 変化、解析 vs 実験]

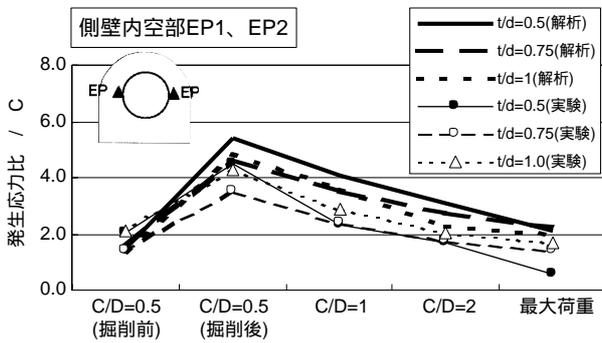


図 - 16 施工段階における発生応力比 / C の変化 [t/d 変化、解析 vs 実験]

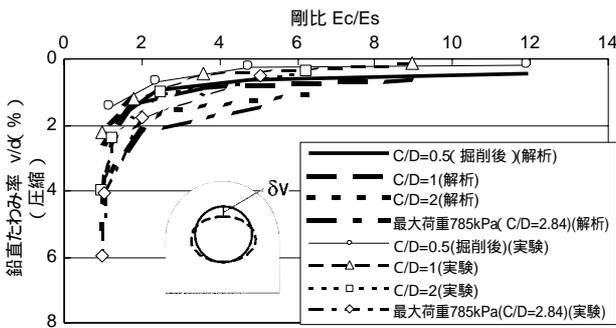


図 - 17 剛比の違いによる鉛直たわみ率 v/d の変化 [t/d = 0.75、解析 vs 実験]

6. トンネル工法カルバートの設計法について

トンネル工法カルバートの挙動について、遠心载荷模型実験及びFEM数値解析を用いて検討した結果、以下の知見が得られた。

破壊は側壁内空部において、圧壊により生じる。発生応力のピーク値は一軸圧縮強さ q_u の 2.5 程度である。林・日比野モデルを適用した FEM 数値解析がトンネル工法カルバートの挙動を良く再現できる。

側壁内空部の発生応力比 / C (最大発生応力比) は複合パラメータ U に対して図 - 18 の範囲内に収まる。

これらより、トンネル工法カルバートの設計について、図 - 19 に示すようなフローで行うことが合理であると考えられる。即ち、基本設計段階では、複合パラメータ U と発生応力 / C の関係より、カルバートの肉厚 t と強化土の材料仕様 (必要 E_c , q_u とセメント添加率 C_m) を決定し、詳細設計段階では、林・日比野モデルを適用した FEM 数値解析により、カルバート部発生応力及び変形に対して照査を行う設計手法である。

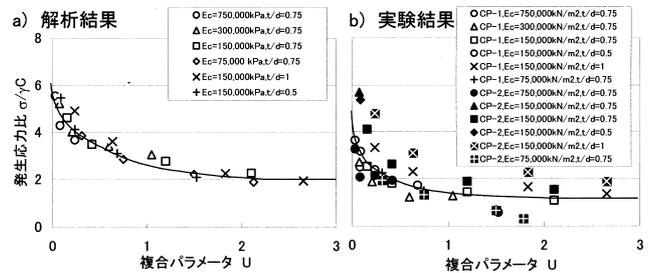


図 - 18 $U \sim \sigma/C$ の関係 (側壁内空部)

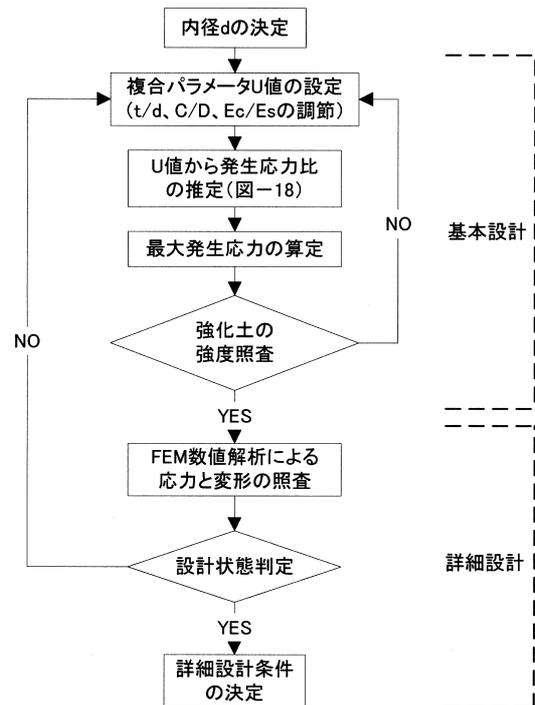


図 - 19 設計フロー (案)

7. まとめ

今回は、トンネル工法カルバートの設計法の確立に向けて、遠心载荷模型実験とFEM数値解析により、トンネル工法カルバートの挙動に対する各要因の影響度合いを定量

化するとともに、複合パラメータ U を考案し、これに基づいた設計方法の提案を試みた。

トンネル工法カルバートの安全性および耐久性を考えるうえで、地盤材料種類（例えば、粘着力 c が卓越材料）の違いによる影響、強化土に対する地下水の影響、および強化土の経年安定性なども、設計・施工において考慮すべき重要な課題である。今後現場計測等によりデータを蓄積し、上記の各要因による影響を確認するとともに、本検討により提案した設計手法の適用性に対する検証を行う必要がある。

参考文献

- 1) 川井田実、瀬在武、阿部公一、松石隆：トンネル工法カルバートの設計と施工、土と基礎、Vol.43 No.7、pp.25 - 27、1995
- 2) 大窪克巳、明道俊治：押え盛土部に施工するトンネルの設計 上信越自動車道・観音平トンネル、日本道路公団技術情報、No.142、pp.90 - 95、1997
- 3) 稲垣太浩、福島勇治、緒方健治、鈴木弘敏：トンネル工法カルバートの強度特性検討 その1 FEM弾性解析、第35回地盤工学研究発表会講演集、Vol.2、pp.1603 - 1604、2000