

山田開削トンネルの設計

神戸建設部	設計課	上 田 芳 夫
同 部	同 課	幸 左 賢 二
同 部	同 課	斉 田 浩 一

要 約

地滑り対策工として抑止杭を施工するにあたり、現地条件より根入れ長が十分確保できないことより2段抑止杭+アンカー工による対策工を実施することとなった。このような抑止工の設計にあたっては、地滑り力に対して各々の杭が分担する抑止力を明かにし、それに対して安全な設計を行う必要がある。本編では2段抑止杭の設計手法について述べるとともに、現地で実施した破碎帯を定着部にするアンカーの定着力確認試験について報告する。

まえがき

阪神高速道路北神戸線の山田開削トンネルは断層破碎帯上の急斜面地中腹に位置しており、上方に急傾斜の厚い崖錐層が堆積しており、計画道路路面下20mには既設鉄道トンネルが近接している。このような困難な地形、地質状況であり、非常に大きな抑止力が必要であるが、根入れ長が十分に確保することが困難なため、二段抑止深礎杭とアンカー工を併用した構造を採用している。本報告においては

- 1) 施工時、完成時の斜面安定性の検討
- 2) 2段抑止杭設計の解析手順
- 3) 地下水の浸透流解析
- 4) アンカー定着力の現地確認試験
- 5) 杭の終局耐荷力評価及び既設トンネルへの影響を把握するためのFEM解析

についてその概要を報告する。

1 地質概要

図-1に地形図、図-2に代表的地質断面図を示す。以下に、地質上の特徴を述べる。

- 1) 崖錐堆積物は、10m~18mと非常に厚く、砂礫層であるにも係わらず、N値10~30であり緩い堆積層である。
- 2) 山田断層の山側に分布する有馬層群は、破碎されて粘土化しているところが多い。
- 3) さらに山側の有馬層群も20m~30mの幅で破碎されボーリングコアがサイコロ状に採取されるような割れ目の密集した岩盤状況となっている。
- 4) 山田断層により谷側に分布する神戸層群では、砂岩、礫岩、凝灰岩は硬岩であるが、泥岩は粘性化を受けている。
- 5) 神戸層群の変形係数(D)は3500~5800 kgf/cm²、有馬層群断層破碎帯では載荷試験不可能なところが多くさらに変形係数が劣悪な部分が考えられる。

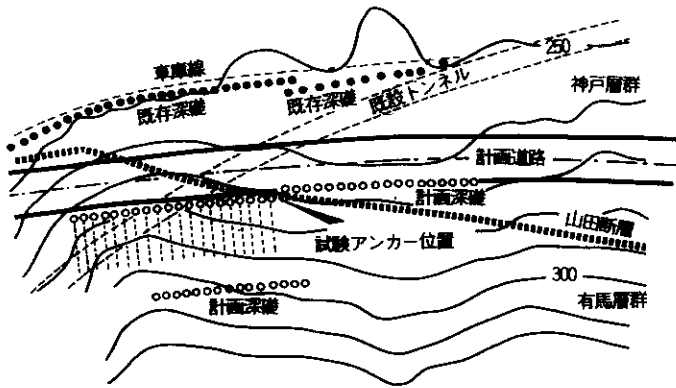


図-1 山田開削トンネル工区地形図

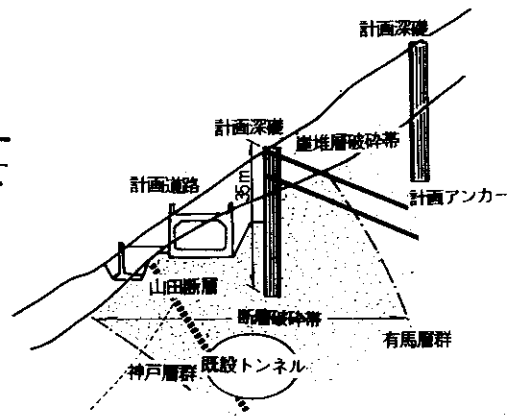


図-2 地質断面図

2 斜面安定の検討

2-1 設計地盤定数の算定

現地の地質調査結果から、滑り面とその形状を仮定し、現状での地滑りに対する安全率を0.95と仮定し、逆解析により地盤の強度定数を推定した。(図-3) 尚、これらの代表的な定数は、表-1 に示すように開削トンネル部で $C=0.9t/m^2$ 、 $\phi=26.5^\circ$ 、橋梁部で $C=1.0t/m^2$ 、 $\phi=21.5^\circ$ 程度になる。

2-2 斜面安定の検討

逆解析により得られた地質定数を用いて、施工時、完成時の安定性を検討し地滑り対策工の必要抵抗力を算定した。地滑り発生の最も大きな原因としては、4章で述べる集中豪雨等による地下水位の上昇を考慮し、崖錐層の1/4高さまでの地下水位の上昇を設定、その時点における地滑り対策による安全率を1.2とした。その結果地滑り必要抑止力は表-1に示す通りとなる。

3 地滑り対策の基本設計

地滑り対策の基本設計全体のフローチャートを図-4に示す。

3-1 対策公法の選定

上記地滑り力に対応し、かつ開削トンネル部に

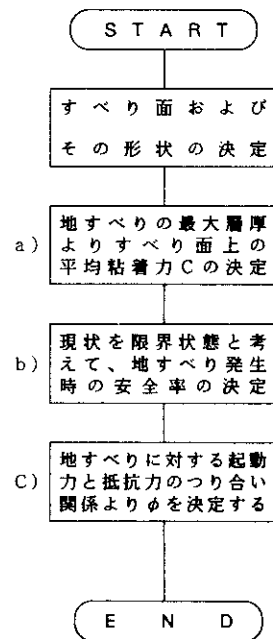


図-3 逆解析のフローチャート

においては直下に既設トンネルが存在し十分な杭根入れ長を確保することが困難であることから日本道路公団設計要領に基づいて、下記に示す制約条件により表-2に示す2案(2段抑止杭+アンカー工、2段抑止杭ラーメン)について比較した。

a) 抑止杭根入れ長はモーメント杭として

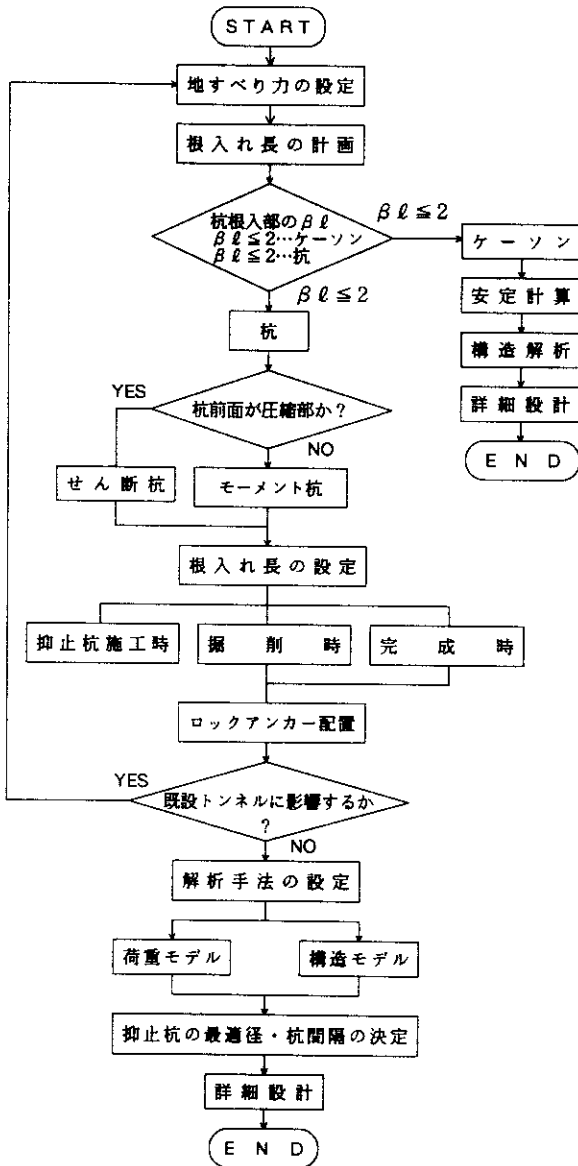


図-4 対策設計フローチャート

- $\beta l = \pi$ (基盤岩内挿入長) を満足する。
- b) グランドアンカー設計張力は定着岩盤及び崖錐層が堅固でないことから100tf/本程度とする。
- c) 杭ピッチは施工中の地山の緩み等を考慮し6.0m~10mとする。また、最小杭間隔は

1D (杭直径) を確保する。

2案を比較の結果、完成形としては第2案の方が安定性に優れているものの施工中においては根入れ長が不足する事、上段杭前面土被りを取り除くなど施工安全上問題が多いために第1案の「2段抑止杭+アンカー工」を採用した。

3-2 2段深礎杭の荷重分担の考え方

同一滑り面内に多段抑止杭を配置した場合、それぞれの杭に作用する地滑り荷重の算定方法は必ずしも明確ではない。ここでは仮定として、抑止杭に作用する荷重は、全体地滑り力 ($P1t/m$) に対して、それぞれの杭に作用する小規模地滑り力 ($P2t/m$ 、 $P3t/m$) の合計が $P1$ 以上であればそれぞれの杭に対して $P2$ 、 $P3$ を設計荷重として採用する事とした。

表-3に各断面でのそれぞれの杭に作用する地滑り力を示すが、いずれも $P2 + P3 > P1$ となるので、 $P2$ 、 $P3$ を基本設計荷重として設計した。

3-3 解析手法の設定

図-4の設計手順に従い抑止杭の設計を行う。荷重及び構造モデルを図-5に示す。

- a) 地すべり力は崖錐層内の土砂のすべりであり、土圧の三角形分布荷重と荷重形状が相似であるため、地すべり力載荷形状は三角分布荷重とした。また、その作用位置は、すべり面想定線から上方へ杭頭までとする。
- b) ロックアンカーによる施工段階ごとの初期プレストレスは設計緊張力の30%とする。
(アンカーは地すべり荷重にて設計しているが、地すべりは台風等の降雨時に発生するものであり、施工時においては、土圧力に対応した初期アンカー力を導入するものである。)
- c) 構造モデルは、地盤の弾塑性を考慮した弾性支点(アンカー位置等)上の連続梁と考える。
- d) 掘削段階で、その杭変形を考慮した累加計算を行う。

以上の解析により得られた下段杭荷重-構造モ

表-1 設計地盤常数

測点	粘着力(tf/m ²)	内部摩擦角(φ°)	必要抑止力(tf/m)	道路形式	設計地すべり力	抑止杭形式
STA192+40	1.1	23.9	197	開削 トンネル 区間	P=197tf/m	2段深礎杭 ・下方杭φ3.00m (@6.00m) ・上方杭φ4.00m (@8.00m)
〃 +60	0.8	27.6	190			
〃 +80	0.8	28.2	322			
STA193+0	1.9	23.5	390	片側橋梁 片側切土 区間	P=400tf/m	深礎杭 φ5.00m @10.00m
〃 +20	1.4	28.3	400			
〃 +40	1.5	24.8	361			
〃 +60	0.9	24.5	227	橋梁区間	P=227tf/m	深礎杭 φ5.00m @10.00m
〃 +80	0.8	26.9	189			
STA194+0	1.3	17.0	113			
〃 +20	1.0	18.5	140	片側橋梁 片側切土 区間	P=140tf/m	深礎杭 φ5.00m @10.00m
〃 +40	0.9	18.7	92			
〃 +60	1.1	18.4	140			
〃 +80	0.5	27.0	66			

表-2 対策工法の選定案

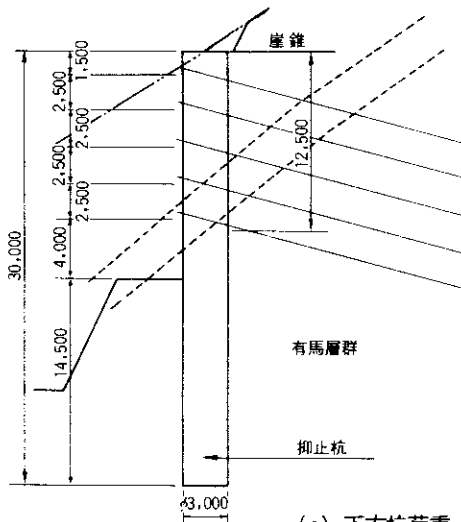
ケース 項目	第1案 (2段抑止杭+アンカー)	第2案 (2段抑止杭+アーメン案)
長所	<ul style="list-style-type: none"> ○施工中、及び完成後においても、安全度の高い対策工である。 ○完成後のグランドアンカーは補助的な地すべり対策工である。(全体地すべりは杭により85%負担) 	<ul style="list-style-type: none"> ○アーメン構造完成後は、安定した地すべり対策工になる。
短所	<ul style="list-style-type: none"> ○施工中の地すべり安定度は低下するが、安全率は1.0以上可能。(Fa=1.06) ○完成後の抑止杭に作用する地すべり荷重設定が不明瞭。 	<ul style="list-style-type: none"> ○継ぎ梁施工の掘削は地すべり対策の負要因となる。 ○施工上の問題が多く、安全性に劣る。(対策工としての実績がない)

表-3 杭への作用地滑り力

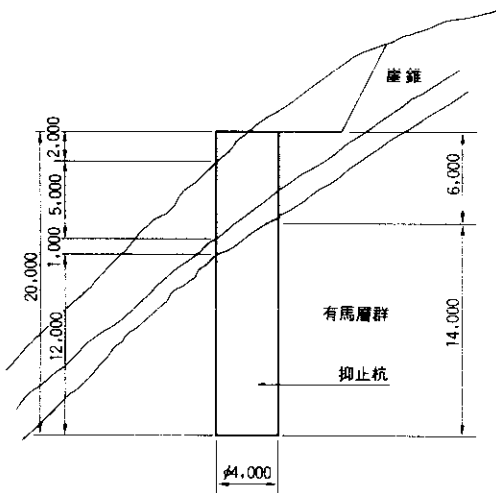
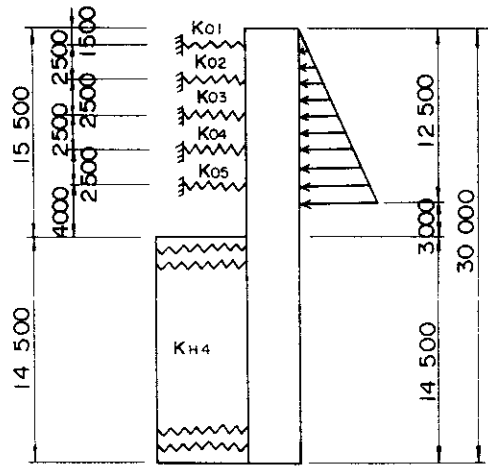
断面	設計地すべり力 (P1tf/m)	下方杭に作用する地すべり力 (P2tf/m)	上方杭に作用する地すべり力 (P3tf/m)
STA192+80	400	226	217
〃 +60	197	137	92

(注) □ の値にて設計

デルの計算結果を図-6に示す。下段杭の場合、各施工段階ごとに杭及びアンカーに作用するモーメントは異なるが杭径3m、根入れ長14.5mで杭頭部最大変位量は66mm、最大曲げモーメントは2898tf/m、アンカーに作用する最大反力162tfとなった。また、上段杭は杭径4m、根入れ長18mで最大杭頭部変位量は20mm、最大曲げモーメントは2481tf/mとなった。



(a) 下方杭荷重—構造モデル (弾塑性累加計算)



(b) 上方杭荷重—構造モデル (弾塑性累加計算)

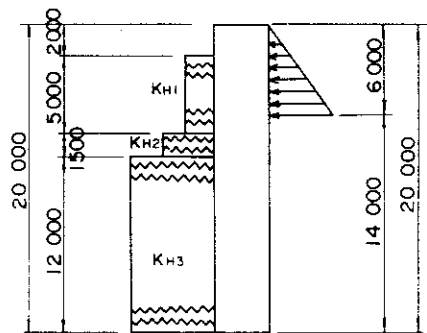


図-5 荷重および構造モデル

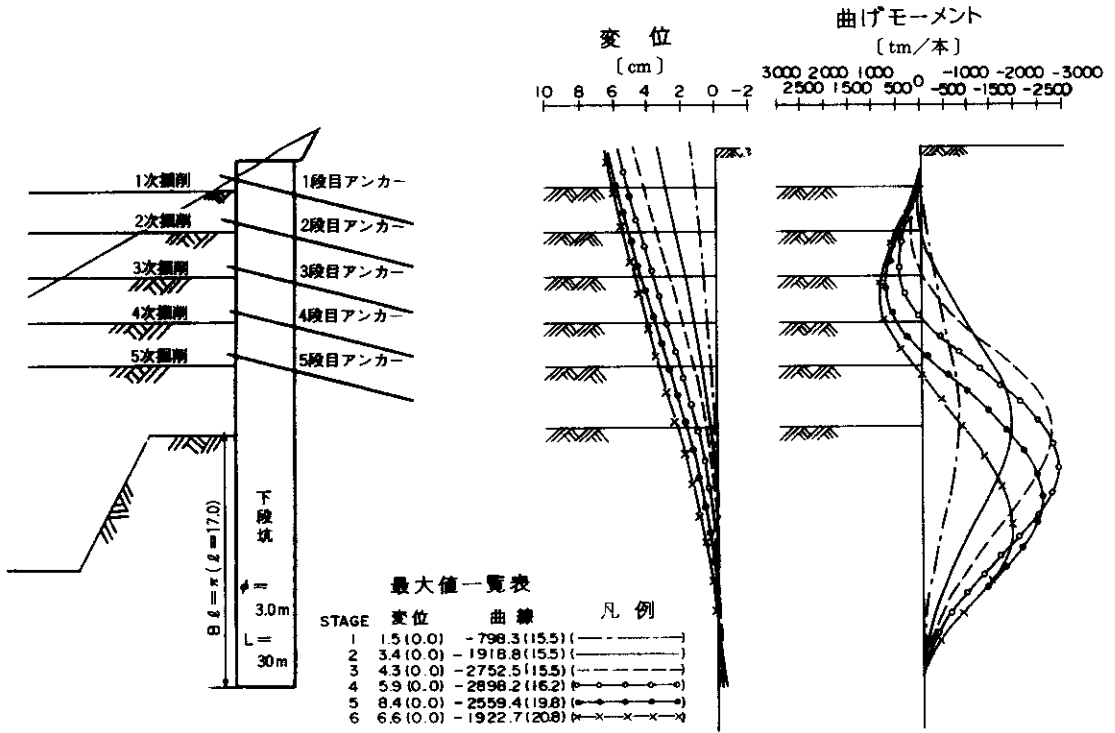


図-6 下段杭荷重一構造モデル計算結果

4 浸透流解析

4-1 解析方法

解析結果によると、地下水は被覆層である古期崖錐堆積物の基底部付近に存在するもの、及び基盤岩である神戸層群中に存在する2層に分類される。しかしながら地すべり対策上問題となる地下水は被覆層内の地下水位であり、降雨時にどの程度上昇するかが問題となる。そこで有限要素法による飽和-不飽和浸透流解析を行い、降雨時の地下水上昇を検討した。解析プログラムはUNSAFである。図-7に示す地質区分に基づき、現状及び深礎杭設置後の地下水位上昇を検討した。

降雨量としては、神戸海洋气象台観測史上最大な一日降雨319.3mm/日を用いた(図-8)。

尚、基盤岩内の地下水位の水頭は断面両端で固定とし、断面上方からの流入、被覆層内地下水からの漏水浸透による流入、断面下方への流出を考

慮した。

4-2 解析結果

図-9に32時間降雨後の水位曲線を示す。

主要断面での水位高変化を図-10に示す。

図に示すように降雨のため新期崖錐堆積物により浸透性の低い古期崖錐堆積物の上層部において一部地下水位は3.3m上昇しているが、大部分で地下水位の上昇は約0.6m程度である。地下水位の上昇が1.0m~3.3m間の延長は約10mであり、想定しているすべり面長は130mであるから、平均地下水位上昇は0.75mとなる。

また地滑り土塊の平均厚さは、概ね15mであることから平均厚さに対し、約5%の地下水上昇となっている。以上の解析結果から、設計上は高さの1/4程度の地下水位の上昇を考慮しておけば十分であると考えられる。尚、今後5年程度施工に伴い降雨量と地下水位上昇の関係を観測しこれ

地層	記号	透水係数(cm/sec)	有効孔隙率(%)
神戸層群			
有馬層群(D)		4×10^{-5}	15
有馬層群(C)		1×10^{-4}	10
古期崖錐堆積層		1×10^{-3}	20
新期崖錐堆積層		2×10^{-2}	30
古期崖錐堆積層(深部)		3×10^{-4}	20
新期崖錐堆積層(深部)		6×10^{-1}	30

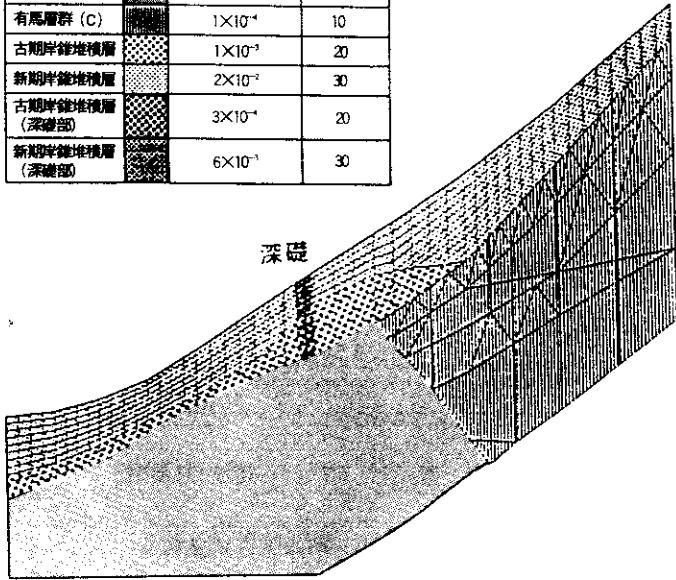


図-7 浸透流解析の地質区分

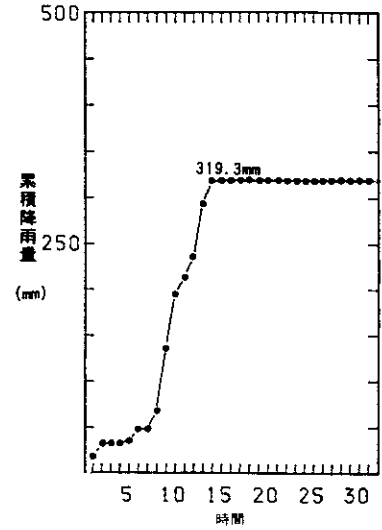


図-8 解析に用いた降雨量

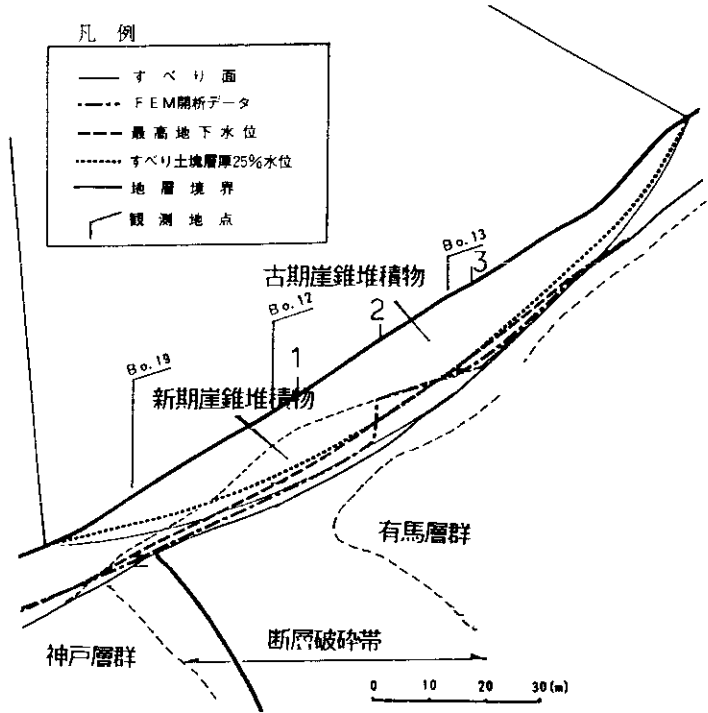


図-9 降雨量後の水位変化

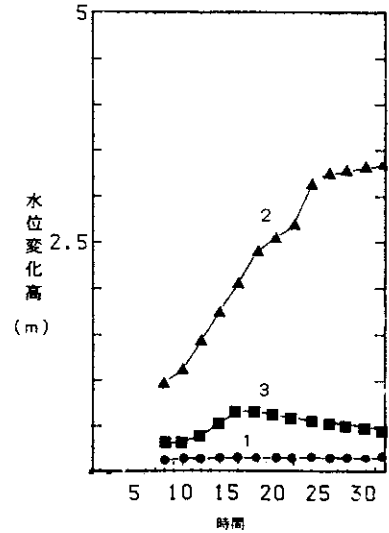


図-10 主要断面の水位高変化

らの解析結果と照合する予定である。

5 アンカー定着力確認試験

5-1 アンカー引き抜き試験方法

アンカーには、設計上100tの抑止力が期待されるが破砕帯上に位置することから表-4に示すように、6本のアンカーの実構造物引き抜き試験を実施した。計画されているアンカー工法は永久アンカー工法でありここではVSL工法E5-7タイプを基本とした。

①～③は、不均質な計画定着岩盤での定着力を確認するために、定着長を一定とし定着深度を変化させ実施したものである。

④は、当初計画のアンカー定着深度で、どの程度の極限周辺摩擦抵抗が得られるかを把握するために実施したものである。

⑤⑥はアンカー定着部のPC鋼線にひずみゲージを取り付け、RC鋼線とモルタル間に発生する付着応力度を求めめるために実施したものである。

また、⑤では図-11に示す如く、ポリホース内にマンガン線を挿入してPC鋼線と一緒に埋設し、アンカー緊張に伴う定着部の変位を求めた。引き抜き試験はグラウンドアンカー設計・施工基準、同解説に従った。荷重方法は段階荷重で多サイクル荷重方式を基本としたが、④⑥同じ段階荷重方式で単純荷重方式とした。荷重の載・除荷速度は荷重時10t/minとし、各サイクルの最大荷重時に10分間の荷重保持時間を設けた。

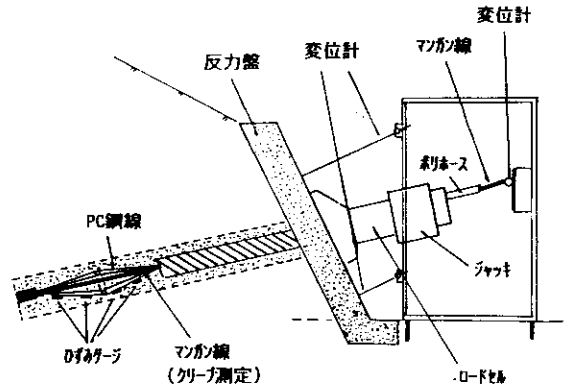


図-11 アンカー試験概要図

5-2 アンカー引き抜き試験結果

アンカー引き抜き試験結果は表-5に示したが、以下に試験結果を要約する。

- 1) 定着長が3.0mで定着深度を変えた3本の引き抜き試験では、いずれも120tfまで荷重したが破壊せず、緊張力100tfまでは弾性挙動を示した(図-12)。尚、120tf荷重時における、地山とアンカー体間の周辺摩擦抵抗は $\tau = 10.2 \text{ kg f / cm}^2$ である。見かけの弾性係数は $2.02 \sim 2.25 \times 10^6 \text{ kg f / cm}^2$ であり、PC鋼線弾性係数($1.95 \times 10^6 \text{ kg f / cm}^2$)にほぼ近い値が得られた。
- 2) ④の緊張力-変位曲線を図-13に示した。

表-4 アンカー引抜き試験条件

試験番号	アンカータイプ	アンカー長 (m)	定着長 (m)	自由長 (m)	PC鋼線の降伏荷重 (tf)	削孔径 (mm)
①	E5-7	46.5	3.0	43.5	110	115
②	E5-7	51.0	3.0	48.0	110	115
③	E5-7	56.0	3.0	53.0	110	115
④	E5-10	49.5	1.5	48.0	159	135
⑤	E5-7	51.0	3.0	48.0	110	135
⑥	E5-12	55.0	7.0	48.0	170	135

表-5 アンカー引抜き試験結果一覧

試験番号	アンカー長さ (m)	定着長さ (m)	アンカータイプ	前孔径 (mm)	最大緊張荷重 (t)	引抜き可否	確認周面摩擦抵抗 (kgf/cm ²)
①	46.5	3.0	E5-7	115	120	×	10.2
②	51.0	3.0	E5-7	115	120	×	10.2
③	55.0	3.0	E5-7	115	120	×	10.2
④	49.5	1.5	E5-10	135	85	○	12.9
⑤	51.0	3.0	E5-7	135	104	×	8.9
⑥	55.0	7.0	E5-12	135	185	×	6.0

C鋼線（より線）自身の変形によるものと考えられる。

4) 定着長3.0mの場合のPC鋼線とモルタル間の付着応力度分布を図-15に示した。付着応力度の分布は、低荷重時においては定着部より1/4付近にピークを有し、荷重の増加とともに応力が定着部の下部へ伝達するようである。定着長7.0mの場合も同様の傾向が認められ、しかも今回の載荷荷重の範囲では5m以深で応力伝播がかなり低下することが明かとなった。

6 有限要素法による2段抑止杭の解析

6-1 解析手法

2段深礎の場合、すべり抵抗力の分担率及び杭の終局状態における挙動について不明確なことが多い。これらの現象をモデル化するためには破壊の進行過程や地すべりの不均一な挙動について説明する必要があることから、想定されたすべり面に対してジョイント要素を適用した二次元の有限要素解析を行った。解析モデルとしては、滑り面より上面が崖錐、下面が基盤岩と単純化した。解析方法は単純解析とするが、すべり面のジョイント要素及び抑止杭の前後のみ、要素の厚さを考えないGoodman型の弾塑性-ひずみ関係を有するものとし、荷重伝達法による収束計算を行った。また、境界条件は側面を水平方向固定、底面を水平鉛直方向固定とした。土質試験及び逆解析から求めた物性値を表-6に示す。尚、本解析においては簡略化のため地下水位を考慮せず解析を行った。解析ケースとしては、杭なしで現状地山状態の把握、2段抑止構築後における力の分配比率の把握を目的として、下記3ケースとした。

- 1) ケース1：杭なしでの現状地山状態 (安全率0.95, $C=0.86t/m^2$, $\phi=27.6$)
- 2) ケース2：ケース1の状態で2段抑止杭を施工した場合
- 3) ケース3：極限状態を設定するために土質定数の低減を行ったもの ($C=0t/m^2$, $\phi=27.6$)

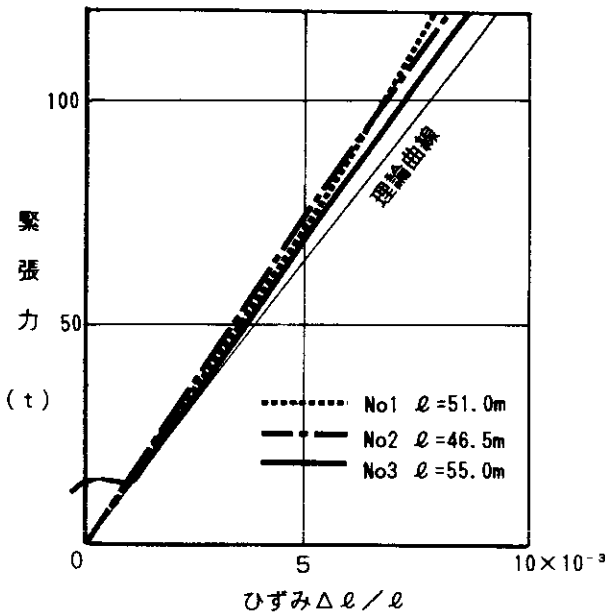


図-12 定着岩盤 荷重-ひずみ曲線

定着長1.5mの場合、引き抜き荷重（終局時）は $T=85tf$ であり、極限周面摩擦抵抗は $\tau=12.9kgf/cm^2$ であった。

- 3) ⑤は定着長3.0mで定着部の変位測定を実施したものである。図-14に示すように除荷時において2~3mmの微妙な変位が認められた。よって、図-12に示した荷重-変位曲線で除荷後に20mm程度の残留変位が認められたのは、定着部の変位が微小であることからP

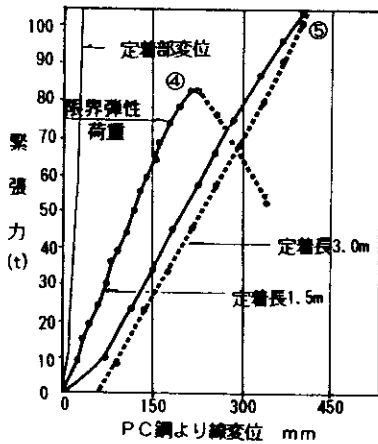


図-13 緊張力-変位曲線例

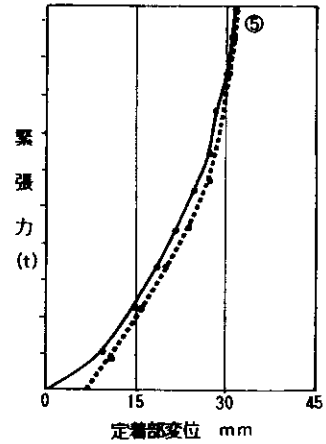
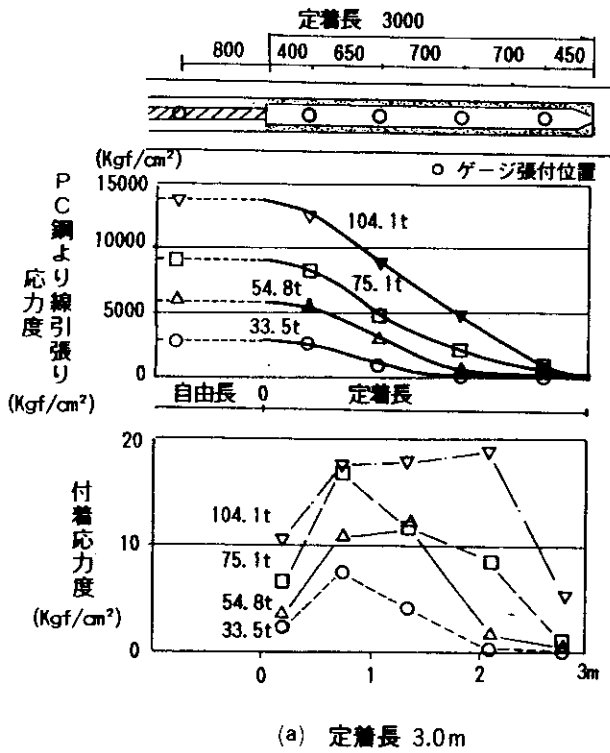
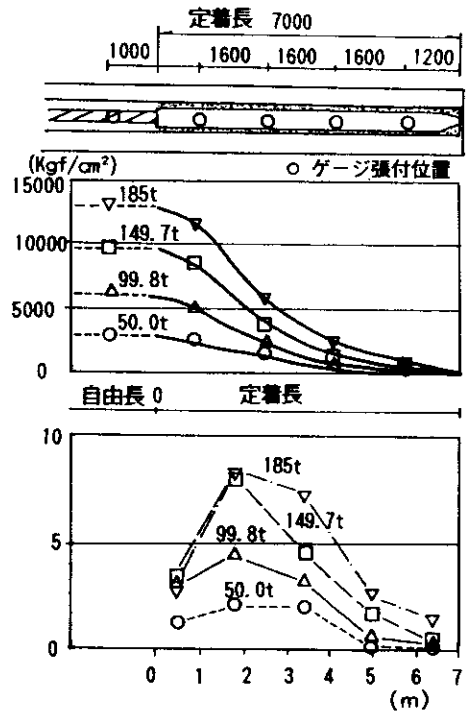


図-14 定着部の変位曲線



(a) 定着長 3.0m

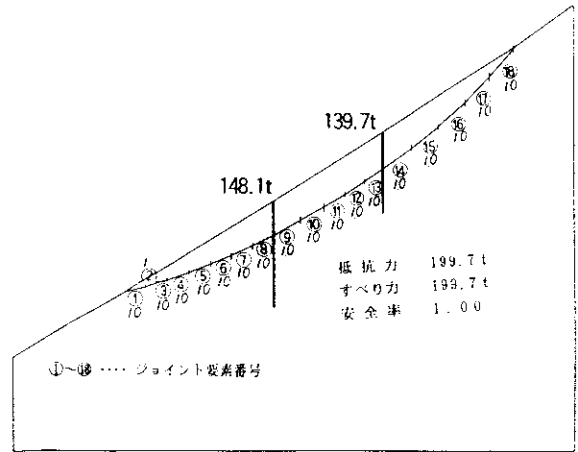


(b) 定着長 7.0m

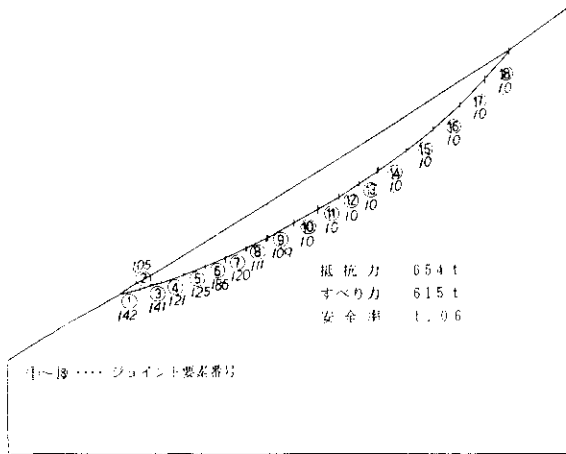
図-15 定着体の応力分布と付着応力度

表一六 二段抑制杭解析の物性値

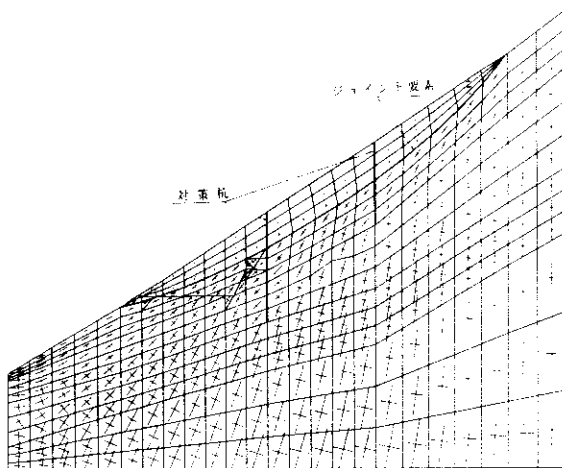
	変形係数	ポアソン比	単位体積重量	粘着力	内部摩擦角
	tf/m ²		tf/m ²	tf/m ²	φ
崖錐	700	0.40	1.90	2.0	30°
岩	10000	0.35	2.0	30	30°
ジョイント要素	—	—	—	0.8	27.6°



図一八 極限状態での模式図



図一六 現状地山状態での模式図



図一七 現状地山状態での主応力図

6-2 解析結果

代表解析例としてケース1、ケース3についてその概要を述べる。

6-2-1 ケース1の解析結果

ケース1の解析結果を図一16、主応力図を図一17に示す。安全率はジョイント要素に作用するせん断応力とクーロンの破壊基準より求められるピークせん断応力の比として求めた。滑り面上方の区分10-18で滑りが発生しているのに対して下方はまだ安定しているのが判る。これは上方のほうが接線方向の主応力勾配が大きく滑り力が大きいためと考えられる。また、すべり土塊の主応力が小さくなっているが、これは土塊の弾性係数が小さいため周辺の剛性の高い岩盤に力が伝達、分配していくためと考えられる。

6-2-2 ケース3の解析結果

図一18に解析結果を示すが全区間で滑りを生じている事が判る。上方杭の滑り抵抗力は140t、下方杭の滑り抵抗力は148tとほぼ同程度の荷重分担率を示している。また、C、φが共に低減したため滑り面のジョイント要素での繰り返し計算では土塊がすべて活動する状況を示している。よって、上方杭、下方杭には、それぞれ杭の上側の土塊が滑り面上で水平力として作用し、各々でバランスが保たれていると考えられる。一方、下方杭の下

側土塊は滑動していることが観察される。表-7に各ケースの上方杭作用力対比表を示すがFEM解析の終局状態はほぼ杭の終局（抵抗モーメント）状態に対応している事が判る。

表-7 各ケースの上段杭作用力

現 役 計	曲げモーメント	せん断力
	3320.4t/m	881.3t
FEM解析 C=0.86 $\phi=27.6$	1650.0t/m	358.2t
FEM解析 C=0 $\phi=10$	5748.0t/m	1302.0t
極 限 耐 力	7470.0t/m	1269.0t

7 開削トンネル施工に伴う既設トンネルへの影響解析

7-1 解析目的

北神戸線と既設トンネルの平面的に交差する部分が約100m存在する。この交差部について昭和59年8月に既設トンネルに対して北神戸線の施工がどのような影響を与えるかをFEM解析によって検討しており、その結果、既設トンネルは履行コンクリート厚さ30cmから45cmへ変更して施工された。その後、北神戸線の線形の変更、開削トンネル施工手順の変更が生じたため、既設トンネルに対する影響を再検討した。

7-2 材料特性

本解析は二次元平面ひずみ問題としておこない、地山は図-19に示すような弾塑性モデルを考える。また、岩物性値については地質調査結果に基づき、表-8に示す値を採用した。

7-3 解析手順

表-9に解析手順を示す。

7-4 解析結果

今回のFEM解析で問題となる点は次の2点である。

- 1) 深礎杭施工時において、既設トンネル直上が空洞となり開放力が働くことになるが、こ

表-8 解析の地質定常

	変形係数 D	γ/γ 比	単位体積 重量	粘着 力	内 部 摩 擦 角	変形係数 平均値
	Tt/m ²		Tt/m ²	Tt/m ²	ϕ°	Tt/m ²
新期崖線	700	0.40	1.90	2.0	30°	—
古期崖線	2000	0.40	1.90	6.0	35°	—
神戸層群 強硬砕砕帯	13500	0.35	1.95	20.0	25°	27390
神戸層群 弱硬砕砕帯	43000	0.35	2.10	40.0	30°	86120
有馬層群 強硬砕砕帯	14000	0.35	2.00	20.0	30°	27710
有馬層群 弱硬砕砕帯	31000	0.35	2.10	45.0	35°	62570

の時安全であるか。（ステップ3～13）

- 2) 北神戸線掘削時に既設トンネルは安全であるか。（ステップ14）

この、指標となるものとして

- a) 既設トンネル軌道の変状値
- b) 既設トンネル履工コンクリートの耐力が、考えられる。

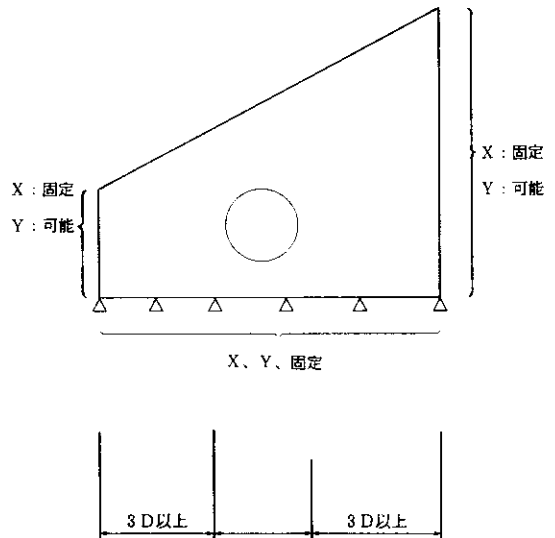
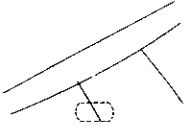
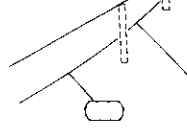
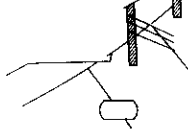
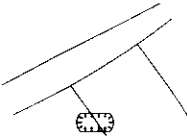
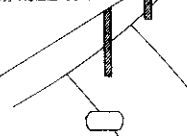
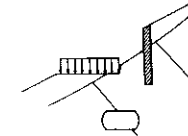
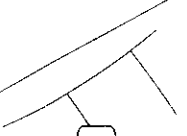
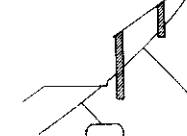


図-19 既設トンネルへの影響解析モデル（境界条件）

表-9 解析手順

1) 初期応力解析 	4)6)8)10)12) 深礎杭掘削 (掘削部分の物性値の低減化) 	15) アンカー導入(軸要素追加) 
2) トンネル掘削(トンネル内要素排除) 	5)7)9)11)13) 深礎杭構築 (深礎杭部分の物性値の変更) 	16) 阪神高速構造構築(構造物荷重として入力) 
3) トンネルライニング(ビーム要素追加) 	14) 阪神高速掘削(掘削部要素排除) 	

以上の視点に基づいて表-10に解析結果を示す。

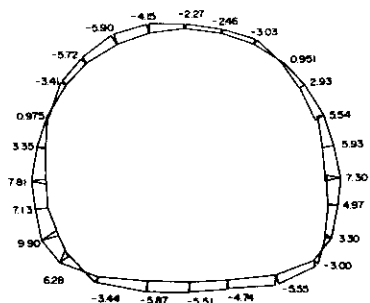
また、図-20にステップ14における既設トンネル掘削コンクリートの変位、軸力、曲げモーメント図を示す。

1)については、ステップ3～13に至る軌道の変形は1mm以下の値であり、深礎杭の影響は微小であるといえることができる。また、トンネル掘削の断面力の変化は微小であり問題ないと考えられる。

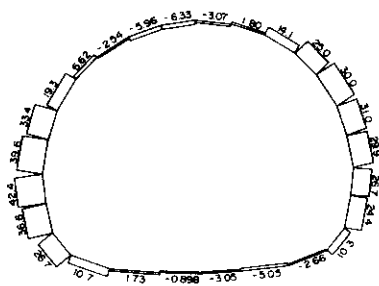
2)については、北神戸線掘削施工時の軌道変状は、ステップ14で最大6.99mmとなっている。しかし、これは延長100mの近接区間を考慮すると0.7mm/10mの軌道変状といえる。これは、軌道整備基準値3mm/10mを十分満足する値といえる。掘削に対する断面力は、ステップ14で開放力が作用し引張力が発生するが、許容応力度を十分満たすため問題はないと思われる。

表-10 既設トンネルへの影響解析結果

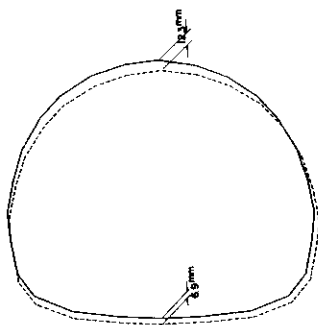
ステップ	初期状態から最大軸力に対するモーメント	軌部付近の変形値	備考
4	エレメント20 N = -8.49tf M = -0.456tfm	X = 0.13mm Y = 0.31mm	
5	エレメント20 N = -11.1tf M = -0.50tfm	X = -0.01mm Y = -0.07mm	
13	エレメント20 N = -14.2tf M = -0.97tfm	X = -0.09mm Y = -0.51mm	
14	エレメント19 N = -42.4tf M = 7.13tfm	X = -2.98mm Y = 6.99mm	$\sigma_c = 8.6 \text{ kgf/cm}^2$ $< \sigma_{ca} = 70 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_c = 1612 \text{ kgf/cm}^2$ $< \sigma_{sa} = 1800 \text{ kgf/cm}^2$
16	エレメント19 N = -11.2tf M = -2.56tfm	X = -0.79mm Y = 2.20mm	



(a) M図 (tf・m)



(b) N図 (tf)



(c) 変位 (mm)

図-20 既設トンネルの曲げモーメント、軸力、変位図

あとがき

この設計内容は、「トンネル・地盤技術委員会」(委員長桜井春輔神戸大学教授)にて審議され現在詳細設計を完了し平成4年初めに現地着工の予定である。施工にあたっては施工中の安全管理および完成後の追跡管理を目的として斜面・構造物の計測工を実施する予定であり、本設計で検討した上断深礎杭・下断深礎杭(アンカー、杭体)の荷重分担を現地で確認していく予定である。

最後にこの設計にあたって御協力を賜りました関係者各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：山田開削トンネル詳細設計及びその他業務報告書、平成3年2月
- 2) 阪神高速道路公団：トンネル地盤調査技術検討業務報告書、平成3年3月
- 3) (財)防災研究協会、阪神高速道路公団：特殊斜面上の斜面安定検討業務報告書、平成3年3月
- 4) 上田、幸左、斉田：破碎帯におけるアンカー定着力の確認試験、プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、平成2年10月