

道路橋と盛土の接続部に係るアプローチ・クッション方式の解説

日本道路公団 赤井公昭

1. 概説

自動車道路の使命は、自動車が高速度で、安全に、かつ快適に走行しうることであるが、いまなお自動車の走行性を悪くする因子が残っている。この一つに盛土と構造物との接続部の段差があり、自動車道路の機能の著しい弊害をもたらしている。

この原因は盛土自体の圧縮変形、基礎地盤の圧密沈下および基礎地盤の塑性流動に起因しているため、現時点の土木技術ではこれらの因子を容易に除去することはできない。とくに、軟弱地盤上や高盛土に接続する橋台の場合、長期の路面変形としてあらわれるために、ますます路面の連続性は確保しにくいのが現状である。

従来から道路技術者の多くは、この解決のために努力されてきたにもかかわらず、いまだ十分な対策を打ち出すまでにはいたっていない。すなわち、いままで盛土自体の圧縮変形を少なくし、基礎地盤の沈下を極力少なくする方法として良質な重填材と緻密な締固めの施工、プレローディング工法、置換工法および基礎地盤安定処理（サンドコンパクションパイル、バイアプロフローテーションなど）を沈下防止対策として用いられたり、急激な段差をなくそうと路掛板を兼用する例もみられる。

しかるに、これらの対策の結果は橋台部の工事費が膨大となるばかりか、路面の平坦性すら有効に確保できない実状となり、しかも、地震時土圧に抵抗するのに十分なクイ本数を施工していても施工時の盛土荷重によって橋台が徐々に前面に移動し、ついには橋台の破壊を引き起こす例も多くみられる。

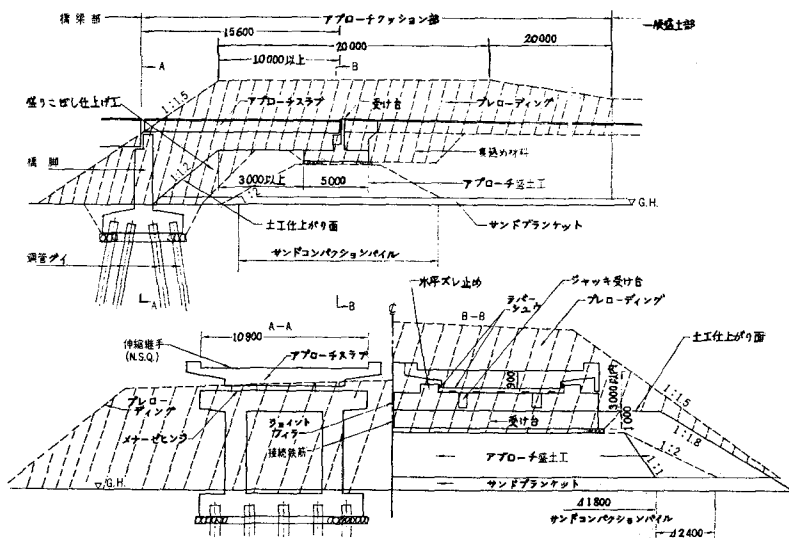


図-1 アプローチ・クッション方式

以上の理由から、従来の橋台の形式の欠陥を補うために新たに開発されたのがアプローチ・クッション方式（Approach Cushion、略称A.C.方式）である。

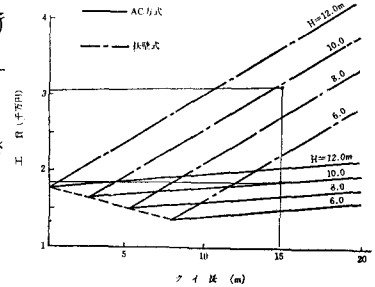
1.1 A.C.方式の基本構造

この方式は従来の沈下を防止する考え方から、構造形式を選択することにより急激な段差を吸収する考え方へと転変したまったく新しい図-1に示す構造形式である。

すなわち図-1より明らかなとおり、盛土と構造物との接続部にA.C.方式を設けるもので、

その構造は橋脚と盛土上に設ける受台（直接基礎）とにアプローチ・スラブ（静定構造物）を架設し、盛土の沈下とともにアプローチ・スラブの一端が回転を起し、許容路面コウ配に達したら スラブを所定の計画高さまで簡易にジャッキ・アップできるように設備したものである。また受台の不等沈下に対してはアプローチ・スラブにネジリ変形を生じさせないように、スラブにはネジリ剛性の大きい断面を用いて、かつスラブの橋脚側をヒンジ支承とすることにより受台の不等沈下量を自動的にバランスできる構造にしたものである。

図 2 AC方式の経済性と適用範囲



したがってこの方式は構造的に安定なものとなり、自動車走行上の盛土と構造物のフッションの役割りをなし、橋脚には背面土圧が作用しない空間がある図-1の形式を基本構造としている。ここでA.C.方式の得失を従来の橋台形式のものと比べて列挙すると以下のとおりである。

1) 利 点

- (1) 盛土と構造物との接続部の路面に段違いが生じない。
- (2) 橋脚の基礎ゲイの本数が少ないので、建設費は大に節約できる。（図-2は工費比較の一例である。）
- (3) 受台の沈下を許す構造であるため、

フレローディングの放置期間が短かくて済み、工期が短縮できる。

- (4) 盛土荷重による偏土圧およびネがティブリフクシオンが低減でき、したがって構造物は安定となる。
- (5) 盛土および裏込の施工が容易かつ確実に施工できる。
- (6) 将来の補修（パッチング）回数が少ないので、走行者には除行等の煩わしさが少なく、しかも走行便益が大きい。補修費の大に節約も可能である。

2) 欠 点

- (1) 維持、補修上から長期の管理を必要とする。
- (2) 施工実績が少ない。

1.2 A.C.方式の施工例

この方式は名古屋高速道路の厚木インターチェンジから名古屋寄り約500m~4,000mの区間に8ヶ所試験的に採用された。この地域は

図-3のとおりに相模川沖積原であり、名古屋寄り極く軟弱な

図 3 厚木・愛甲地区概略土質断面図

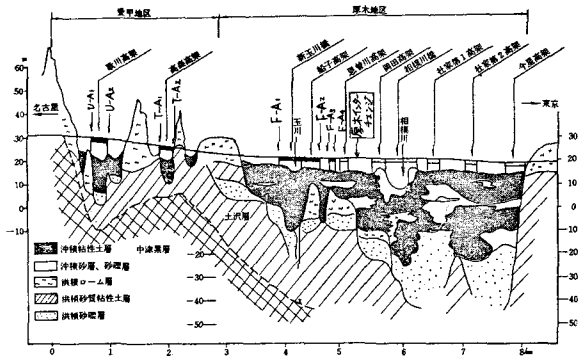


表 1

橋脚	区 間	A.C.方式	アプのチ・スラブ	受 台	橋脚の型 式	基礎の型 式	橋脚の土質	橋脚の土質	アプの土質	アプの土質	アプの土質	アプの土質	アプの土質
取手高橋脚	U-A1	STA 193+23.6 STA 194+39.5	10×厚×長 8,000×950 ×19,000	90°	巾×厚×長 5,000×1,000 ×26,000	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし
(車線間隔)	U-A2	STA 196+39.2 STA 196+54.9	+	90°	+	あり	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし
高橋西製橋	T-A1	STA 206+5.0 STA 206+20.7	+	90°	5,000×1,000 ×26,000	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし
(車線間隔)	T-A2	STA 207+40.6 STA 207+56.3	+	90°	+	あり	S.C.P Δ1.8m Δ5.4m	10.49	7.49	4.49	なし	なし	なし
船子地区	F-A1	STA 224+74.2 STA 224+89.9	7,740×950 ×15,000	63°	5,000×1,000 ×26,000	+	+	なし	11.58	8.58	5.31	なし	なし
高 架 橋	F-A2	STA 229+76.9 STA 229+95.3	+	90°	+	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし
(車線間隔)	F-A3	STA 231+51.5 STA 231+67.2	+	64°	5,000×1,000 ×26,000	+	+	なし	9.70	6.80	3.80	なし	なし
(車線間隔)	F-A4	STA 231+84.3 STA 232+0.08	+	64°	+	+	なし	なし	9.41	6.41	3.40	なし	なし

※1 U-A1はA.C.方式の試験橋の構造式を示す。

※2 船子地区は橋脚式。

A n : nは名古屋寄りより東京側に番号を付けた。
高 架 橋 : 高橋西製橋より伊勢原間の断面 (STA) を用いる。

ピート土層で、10～15m推積し、厚木インターチェンジ寄りでは横河川沖積粘土層が20～40m推積する軟弱地盤である。しかも平野部を横断するために高速道路は原地盤面より約7～10mの盛土高となっている。この区間の高架、橋りょうと盛土との接部部は表一ノウとおりすべてこの方式により設計、施工を行なった。技術的には未解決の問題も多いが、昭和40年4月から昭和43年4月までに各種の現場試験、模型試験と並行しながら設計および施工を完了した。現在、昭和43年7月の東名高速道路の南通とともにその真価を発揮しつつあり、予想通りの期待と役割りを果たしている。

ここでは、この方式に関する設計、施工および維持、補修の概要について記述する。

2. 設 計 ・ 施 工

この方式は一見単純なようであるが、意外に多くの未解決な技術的問題が内蔵されおり、その内容を列挙するとつぎの通りである。

- (1) 上部構造に関しては直板・斜板の許容回転反変位(板のネジリ)の推定、それによる支承反力変化およびヒンジ(メナーゼヒンジ)反承り許容回転角など。
- (2) 基礎および受台に関しては長期経時変位による沈下推定、不均質な地盤や斜り盛土に生ずる不等沈下推定、サンドコンパクションパイル(S.C.P.)の諸効果、橋脚基礎グーに与える盛土荷重の影響、地震時における盛土上の受台の挙動と安定など。
- (3) 交通開放中などの維持・補修に関する管理および作業など

このため、(1)に関しては鉄筋コンクリート中空床版の模型(幾何学的縮尺 $\frac{1}{2}$)試験を直板(斜角 60°)について行なうと同時に、メナーゼヒンジの実大模型試験(供試体数20個)を実施した。(2)に関しては既存資料(名神高速道路など)の沈下形状、沈下推定法の検討を行なうと同時に、工事中に大掛りの基礎地盤の動態観測を行なった。(3)に関しては、現在A.C.方式の沈下追跡調査を継続しており「維持・補修に関する解説書」を既存資料から作成し、必要な維持管理体制を完了している。

2.1 基礎安定処理

設計では以下に述べる理由からS.C.P.およびプレローディング工法を併用することにした。

1) S.C.P.を併用する理由

- (1) 一般盛土区間に比べて、地盤に対する上載荷重は受台直下の方が約1.4倍大きいので、砂柱と粘性土の複合地盤にすることにより沈下および支持力効果を期待する。
- (2) 端盛土部が高盛土のためスベリ破壊の恐れがあり、施工地点U-A₂、T-A₂、これに対して砂柱のせん断抵抗を期待する。
- (3) 不均質な地盤、T-A₂や斜り盛土(斜角 50°)のF-A₁における受台の不等沈下を少なくする。

2) プレローディングを併用する理由

- (1) 地盤の沈下を促進させ、強度増加をはかる。
- (2) 盛土上に受台を置いたため受台施工前にプレローディングを行ない、盛土本体と地盤の残留沈下量を減小させ、支持力を強化する。
- (3) 橋脚基礎グーがテイクオフリフションおよび水平土圧を軽減をはかる。

S.C.P.の打設範囲としては、受台の応力分散範囲、有効支持範囲をも確保するために、有効支持範

固しそのまわりの地盤を強化する範囲とに決めて設計した。すなわち、有効支持範囲は受台から 45° 分布するとし、S.C.P.を正三角形 1.8m 配置とし、そのまわりを強化する範囲は受台から1割分布と2割分布に囲まれる部とし正三角形 2.4m 配置とした。またその改良深さは良質な地層までを原則としたが、施工地点F-A₁、F-A₃、F-A₄は良質な地層までが深く、改良深さは 10m までとした。

プレローディングの余盛高は受台の常時反力度 $10\sim 15\text{t/m}^2$ 以上とし、受台と余盛範囲の関係は圧密層に依じた地中応力分布を考慮して決定した。受台中心位置から法肩まで図-1の 10m の範囲とした。

またプレロードの放置期間は実測による推定沈下から判断したが、実用性を考慮して地表面下 10m までの圧密度 U が 90% 以上になれば除荷してよいこととした。設計ではTerzaghiの圧密理論によってプレローディングの期間を一応決めたが、実際には理論沈下量の精度が低く、動態観測の結果から実測沈下量の $\pm 60\text{cm}$ のバラツキを示す結果となり、設計時の単なる目安として用いたに過ぎなかった。

2.2 受台およびアプローチ盛土工

受台の支持力計算はMeyerhofの法面に近い帯状基礎の支持力理論を用いて計算したが、施工地点U-A₁、T-A₁の洪積ローム地盤を除き、受台部はロームによる盛土となるため支持力が期待できず、受台を支持する盛土部分（アプローチ盛土工という）に良質なセレクト材を用いた。アプローチ盛土工は受台の荷重分布および耐震性を考慮して図-4の2割コウ配の範囲で用いることとした。

受台本体の設計は最終沈下量、ジャッキアップ、受台底面反力度、背面土圧、地震時の挙動および補修の難易を考慮して形状断面を決めた。すなわち剛性の大きい断面で、かつ接地圧を小さくするものである。また、フーチングの上・下車線の間にはジョイントフィーラー（エラストイト 1cm ）および止水板を入れ、フーチングの下場鉄筋は連続させメナーゼヒンジとした。

なお、受台の安定上から盛土仕上り面はフーチング前面より法肩まで最小限 3m を確保し、しかも盛りにぼし部の仕上り法面は石張り施工とした。また、図-4に示すようにアプローチ盛土工の天場中は軟弱地盤であるため上げ起しを行なって施工した。

2.3 橋脚および基礎ゲイ

橋脚の設計は連続橋リョウに応じて設計したが、施工地点F-A₁は斜角 60° となり本来斜角が $75^\circ\sim 90^\circ$ の範囲で設計できるようにすべきであるが、この範囲内にするには構造および架橋条件等に無理があり、やむをえずF-A₁のみ斜角 60° として施工した。

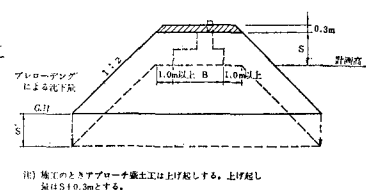
橋脚基礎ゲイは支持ゲイとしてアプローチ・スラブの橋脚端を地盤および橋脚に固定させた。基礎ゲイは軟弱地盤のため、プレローディングし土の強度増加をまって施工できるような工程を作成した。

また、プレローディング中や除荷後のフーチング掘削時に端盛土部の安定計算を行ない、十分な安全であることを確認した上で施工を行なった。

2.4 アプローチ・スラブ

アプローチスラブはネジリ剛性の大きい鉄筋コンクリート中空床版を採用したが、設計として断面力の解析は許容回転支承変位およびネジリモーメントを除き従来の設計を行なった。回転支承変

図4 アプローチ盛土工の設計



位の影響は主としてネジリモーメントとして表われるので、これに対する許容値をもって許容回転支承変位を求め、同時にネジリモーメントに対しても補強鉄筋を配置した。

1) 模型スラブの試験と理論の比較

(1) 破壊時のネジリ変位

1) 狩野・泉の論文(コンクリートジャーナル 1966 Vol.4 No.1, 1966 Vol.3 No.4)

$$Z_{max} = \frac{\gamma M_T}{b^2 \cdot d}$$

ここに Z_{max} : 最大ネジリせん断応力度 (Kg/cm^2)

M_T : ネジリモーメント ($\text{kg}\cdot\text{cm}$)

γ : d/b より決まる係数(長辺に対して $\gamma = 5.5 - 0.4 d/b \geq 3.5$)

b : 短辺長 (cm)

d : 長辺長 (cm)

$$M_T = \frac{1}{S \cdot A_{sv} \cdot 2 \cdot b \cdot d \cdot f_s}$$

ここに S : 横方向鉄筋間隔
($S = 9.0 \text{ cm}$)

A_{sv} : 横方向鉄筋一本

の断面積 ($A_{sv} = 0.7133 \text{ cm}^2$)

f_s : 鉄筋引張り強さ(降伏点 $\delta_s = 3,000 \text{ kg/cm}^2$)

(2) 岡田清著「プレストレスコンクリートの設計」

部材のネジリ

$$\theta = M_T \cdot l / G \cdot J$$

ここに θ : ネジリ角 (rad.)

M_T : ネジリモーメント ($\text{t}\cdot\text{m}$)

l : 部材長 (cm)

G : セン断弾性係数 ($G = 0.43 \cdot E_c = 9.03 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)

J : ネジリ係数 (cm^4)

ネジリ係数 J の近似値

$$h \leq 1.6 \cdot b$$

$$J = \frac{b^3 \cdot h^3}{3.58 (b^2 + h^2)}$$

$$h > 1.6 \cdot b$$

$$J = \frac{b^3 h}{3} (1 - 0.63 \frac{b}{h})$$

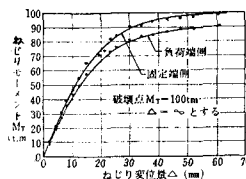


図-8 M_T - J 曲線 (東板実測値より)

1) 横道英雄著「コンクリート橋」

$$M_T = G \cdot I_t \cdot \theta'$$



図-5

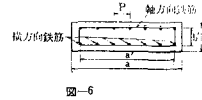


図-6

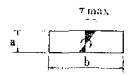


図-7

表-2

b/d	1.0	1.2	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	10	∞
γ	0.141	0.166	0.196	0.214	0.229	0.249	0.263	0.281	0.291	0.312	1/3
γ	0.675	0.733	0.848	0.895	0.930	0.968	0.985	0.997	0.999	1.0	1.0

表-3 $e_s = 270 \text{ kg/cm}^2$ に対し $r = 27 \text{ kg/cm}^2$ とする

	M_T (cm)	θ (ラジアン)	δ (mm)	r_{max} (kg/cm^2)	備	考
① 原野論文より	67.4			27.0	コンクリート破壊点 M_T	
② 横道英雄著「コンクリート橋」より	72.2			27.0	鉄筋降伏点 M_T	
③ 岡田清著「プレストレスコンクリートの設計」より	73.5	0.00472	18.3	27.0	$r = 27$ の場合	
④ 岡田清著「プレストレスコンクリートの設計」より	72.0	0.00469	18.2		M_T の仮定	
⑤ 「部材土木構造物の設計」より	56.5	0.00565	21.9	27.0		
実験より	68	0.0043	16.7	(27.0)		

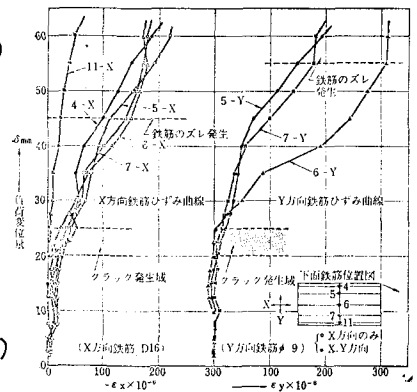


図-9 鉄筋ひずみ曲線

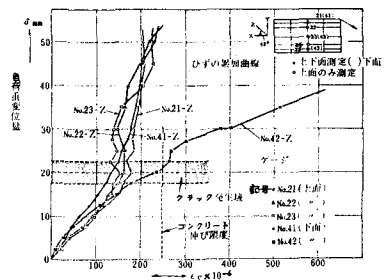


図-10 コンクリート面ひずみ曲線

$$\tau_{\max} = \frac{M_T}{I_t} d \cdot \eta$$

ここに M_T : ネジリモーメント (kg・cm)

G : セン断弾性係数 (kg/cm²)

I_t : ネジリ断面二次モーメント (cm⁴), $I_t = \delta \cdot b \cdot d^3$

θ : 単位長に対する角変化 (rad.)

$\tau_{\max}$: 最大ネジリせん断応力度 (kg/cm²)

表-4 設計荷重に対して

	A.C. スラブの状態	
	おじり変位 mm	おじりモーメント kg・cm/m
1	0	0
2	10	56
3	27	120
4	32	132

曲げモーメントによる面外クラックはすでに発生。
曲げモーメントが引方向に増え、ねじれによるクラックが発生。
解致のおじり変位が27mmの発生し、鉄筋の屈点が切れ落ちの兆しが生じ、耐力がなくなる。
曲げ増大、おじり変位は大きく増大し、また耐力がなくなり曲げ形状を生ずる。

(2) 実験値と理論値

実験は模型スラブに種々の測定機器を取付け、できるだけ純ネジリを与える方法で行なった。この結果は図-8,9,10の通りであり、図-8は直板固定端側のロードセルによる反力変化とネジリ変位量から求めたものであり、図-9,10はそのときのコンクリート面ひずみと鉄筋のひずみを示したものである。クラック発生域はコンクリートの曲げ引張りに対する極限ひずみで、横道氏らによれば $\epsilon_c = 240 \times 10^{-6}$ (ただし $\sigma_c = 270 \text{ kg/cm}^2$ のとき)

以上の結果をまとめたものが表-3である。これより前項の理論値と実験値がよく一致することがわかる。そこで試験結果を実橋に利用できるようにスラブの終局曲げ強度の補正、相似率による補正を行なうと表-4のとおりとなった。

2) スラブの設計結果

この設計は鉄筋コンクリート中空床版橋を用い、スラブ形状としては橋長15.70m、版厚95cm、版巾8.00mとした。先述により設計した結果、鉄筋量は $\geq 180 \text{ kg/cm}^3$ となった。

2.4 その他細部設計

この方式は扛上げを前提としているので、つぎの事項を配慮して設計した。

1) 支承

支承は橋脚側を固定端として回転のできるヒンジ支承を用いた。支承として受台の残留沈下が15cm未満のところではメナーゼヒンジ(実大模型試験により確認)を用いたが、受台の残留沈下が15cm以上のところではピン型支承を用いた。また一方の受台側は可動端とし、スラブを容易に扛上げできるように配慮してスラブ下面にはラバー沓(D.S.Fパット)を用い、スラブ両側面には硬質ラバー沓(ネオプレス)を使用した。

2) 伸縮継手

橋脚側の伸縮継手は回転の容易なラバージョイント(H.S.Q.)^型を使用し、受台側がパラペット付き受台の場合は扛上げ時取外し易いジョイント(ハマジョイント)を用いた。パラペットなしの受台のときは伸縮目地材(エラストイト2cm)をスラブ断面に貼り付け、切削目地とした。

3) 橋面排水

排水装置はアプローチ・スラブ両端の橋りょうおよび盛土側に設けた。ただしA.C.方式のうち、沈下によって縦断コウ配のなくなる期間を有する施設等については排水孔付き緑石を用いた。

4) ジャッキ受け

受台にはジャッキ受けを2ヶ所設け、油圧ジャッキ100 ton（ユニバーサルヘッド付き）が容易に挿入できる形式とした。

5) アップリフト・ストッパー

アップリフト・ストッパーはジャッキ受け内に装置し、ジャッキアップ時には取外してできるようにタンバフル・ジョイントとした。

2.5 動態観測計画

A.C.方式の動態観測は盛土施工時とA.C.施工期間中に測定する場合のほか、A.C.施工後の維持管理として測定するものに分けられ、前者はT型沈下板、S型沈下板を用い、後者は後述するように受台上をレベリングするほか、傾斜計、継目計などによる電気変換によっても測定できるようにした。

2.6 上げ越しおよび作動試験

上げ越し施工と作動試験は供用開始前（舗装時のベースコース以後）に同時に実施した。なお上げ越し施工は残留沈下の大きい場合に行ない、路面コウ配は0.4%以内になるようにスラブを扛上げる。また作動試験はA.C.方式施工後所定の機能を有しているかを調べる試験である。

2.7 施工手順と工程

A.C.方式の施工手順および工程を示すと図-11の通りである。今回初めての施工であったので、図-11のごとく極力残留沈下を少なくした。なお、今後は完成後の沈下性状が実証されたので、その特色を生かしてフレロードの除荷時期を速め、工期短縮を計る必要がある。

3. 維持・補修

先述の模型試験からも明らかなように、アプローチ・スラブには表-6～8のごとく補修限界がある。したがって、その動態変化と安全の確認および維持補修を行なう必要がある。

図-12および表-5は維持補修の段階を示したものであるが、A.C.方式施工後の沈下挙動の管理図を示すと図-13のとおりで

図 11 アプローチ・クッション全体工程図

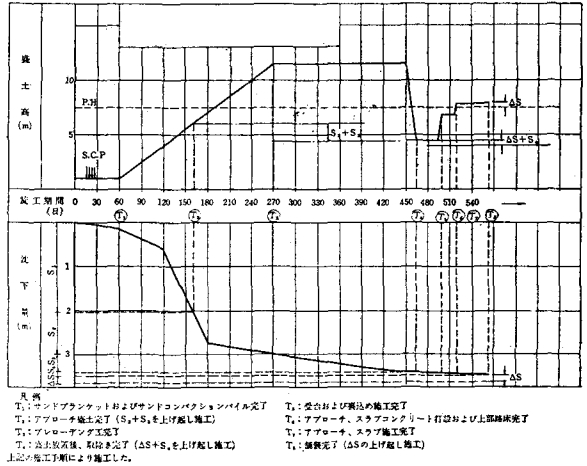


図 12 アプローチ・クッションの維持管理図

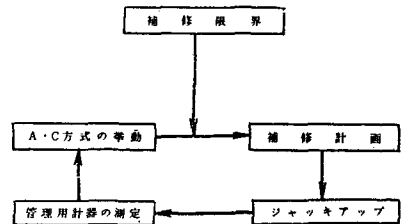


表 5 維持管理項目一覧表

維持管理項目		主な項目内容
管 計 器 の 測 定	傾斜計継目計沈下計の測定	各 A.C 方式に取付けた計器の定期観測を行なう
	測定結果の整理	測定結果は所定の用紙に整理する
	測定頻度	測定状況により頻度測定点の再検討を行なう
	測定設備の整備点検	油もれ、さび、コードの断線計器の精度等の整備、点検
A の 挙 方 式 動	アプローチスラブの挙動	軸方向、直角方向、ひびわれの状況等の把握
	受台の挙動	〃
	沈下の推定	経時沈下および最終沈下の検討
	管理図の作成	許容値の上下限内に構造物があるかを管理図により管理する
補 修 計 画	補修時刻の決定	管理図より補修時期を決め補修計画を立案
	A.C のスリ付け計画	縦横断線形のスリ付け方法の決定
	ジャッキアップ量の決定	ジャッキアップにするかオーバーレイするかまたその量の決定
	補修工事の発注	積算発注
ジャ ッキ ア ッ プ	嵩上げ用パッキンの製作	パッキンの製作と検査
	交通処理対策	交通対策と管理方法の再確認
	ジャッキアップと補修管理	要領通りのジャッキアップおよび補修を行なっているか
	補修後の状況記録	仕上り状況とジャッキアップ前後の関係

ある。この図から明らかなように下部粘土層の圧密と考えられる沈下が完成後も起っており、これはF-A₁の場合であるが、F-A₃、F-A₄も同様な状況にある。

また、スラブの地覆向の不等沈下も図-13に示しているが、ある値以上には不等沈下を生じない。この傾向は他のA.C.方式全橋にみられ、A.C.方式の最大の課題の一つであった不等沈下に関して、ほぼ実証的に解決できる見通しとなった。

4. あ と が き

A.C.方式の開発によって構造物と盛土の接合部に生じる段差や、橋台の経済性の内題等がほぼ解決に近ずいたことを東名高速道路における施工例をもとに詳述し、あわせて今後の設計、施工の手法についても述べた。

なお、本方式の開発に参画された日本道路公団の諸先輩の方々に心から謝意を表する次第である。

自動車走行上の補修限界。

表 6 路面勾配の限界

設計速度 (km/hr)	60	80	100	120	摘 要
路面勾配 α %	1.1	1.0	0.9	0.8	乗心地係数 5~10
テーパー長 10m 以上	許容 0.6	0.5	0.4	0.3	

メナードヒンジの補修限界。

表 7 常時荷重に対する回転角

A.C.施工カ所	許容 θ_a	限界 θ_d
T-A ₁ , U-A ₁	Rad 0.005	Rad 0.008
F-A ₃ , F-A ₄ , F-A ₅	0.008	0.01

表 8

A.C.施工カ所	許容 δ_a	限界 δ_d	備 考
F-A ₃	20mm	25mm	斜角 63°
U-A ₁ , U-A ₂ , T-A ₁ , T-A ₂ , F-A ₃ , F-A ₄ , F-A ₅	25	30	直角

