

(2) 橋梁基本形状調査、変形調査

計測機器による各種調査を実施すると同時に測量機器を使用した橋梁の基本形状の計測および下に示すような変状の調査をおこなった。これらのデータは別冊図面集にまとめてあるので参照されたい。また調査の方法については橋梁維持点検ガイドライン 7-4 橋梁変状の調査方法を参照されたい。ここでは変状調査より判明した各橋梁の問題点に付いて述べる。

1. たわみ測定、鋼桁のねじれを主体とした主桁の変形調査
2. 下部工の傾斜、沈下測定
3. コンクリートひび割れ調査
4. 洗掘調査

1) 調査結果

各橋梁の変状原因をまとめると表3-13の様になる。

表3-13 変状調査結果一覧

橋名	主な変状
AMOLANAS	輪荷重による舗装面のひび割れが顕著。サンチャゴ側側径間橋脚の柱が橋台側に一様に変形している。
PUJJALLY	重車両通過時の振動が大きい。主桁の変形が目視でも十分観察できる。3径間連続桁と4径間連続桁継手部分で約7cmの食い違いがある。橋脚の洗掘が進行している。
MAIPO	TALCA側橋脚(C11)の洗掘が進んでいる。また同橋脚上の上部工の沈下(約10cm)、横方向変位(約13cm)が大きい。
CLARO	C2橋脚基礎の洗掘。
LONCOMILLA	C5橋脚上で隣接する径間と相対的に約35cmの変位が生じている。路面の左右の高さも同位置で12cm前後の変位を観測した。
BIO-BIO	橋脚の洗掘が進行しておりほとんどの橋脚で杭が露出している。C46橋脚の位置で左右路面高さが約19cm変位している。同橋脚の傾斜の可能性が高い。路面変形は高速の走行にまったく適応できないほど進んでいる。
RAMADILLAS	橋脚の沈下、傾斜が原因と見られる路面の変形が甚だしい。橋脚桁受け部の破損が危険なレベルになっている。
MALLECO	重車両通過時の橋梁全体の変形が大きい。施工誤差か施工後の誤差かは明確ではないが橋脚の天端と基部では8cm前後の変位が認められる。
PICHOY	C2、C3橋脚の沈下、傾斜が原因と思われる路面の変形が大きい。水平変位最大13cm、鉛直変位14cm。VALDIVIA側橋脚傾斜、沓がはずれている。
CAYUMAPU	C1橋脚沈下(約10cm)、C2橋脚傾斜(約4度)、E2橋台傾斜(約11度)

2) 考察

変状調査の結果、大きく分けると下に示すような変状の原因が考えられる。これらの変状の原因は単独で影響しているのではなく表3-14に示す様に複合的な原因によって発生している。

表3-14 各橋梁の変状原因

橋 梁 名	変状原因			
	1	2	3	4
AMOLANAS	◎			
PULLALLY	○	○	○	◎
MAIPO		○		
CLARO		○		
LONCOMILLA		○	◎	◎
BIO-BIO			◎	
RAMADILLAS	○		◎	○
MALLECO	○			○
PICHOY		○	◎	◎
CAYUMAPU		○	◎	◎

1. 重車両交通による損傷。
2. 河川による洗掘等の原因による変形
3. 基礎の支持力不足による沈下変形
4. 地震による変形

- ◎ : 変状の主な原因
 ○ : 変状に関する2次的原因

(3) 地質調査

PULLALLY橋、MAIPO橋、LONCOMILLA橋、BIO BIO ANTIGUO橋、MALLECO橋、PICHROY橋、CAYUMAPU橋の7橋に対して地質調査を実施した。このうちMAIPO橋は調査地点の地盤が玉石混じりの砂れき層の為標準貫入試験の実施が困難なため手堀掘削による土質調査を実施しその地質を確認した。図2-38～図2-46に標準貫入試験、土質柱状図を示す。

本地質調査は橋梁の地質概要を得るために実施したものであり1橋当たり1本ないし2本のボーリングでありN値、地層、支持地盤の深さ等誤差が入っているのが実際に工事を行うにあたっては再度、実際に杭等を施工する位置での地質調査が必要である。例えばBIO BIO橋の標準貫入試験では地表より10mの位置でN値50以上がでているが玉石等の存在が考えられる。

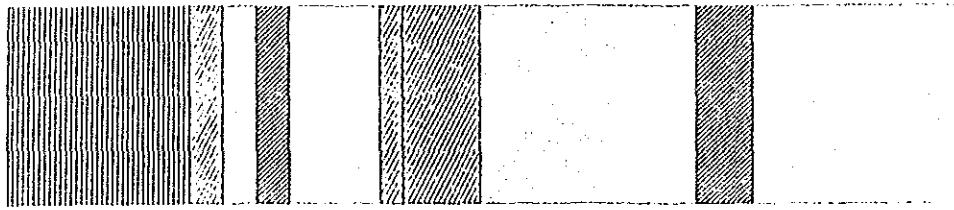
(4) その他の調査結果

1) 交通量調査

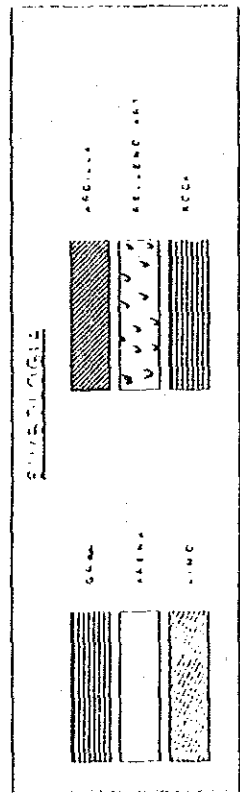
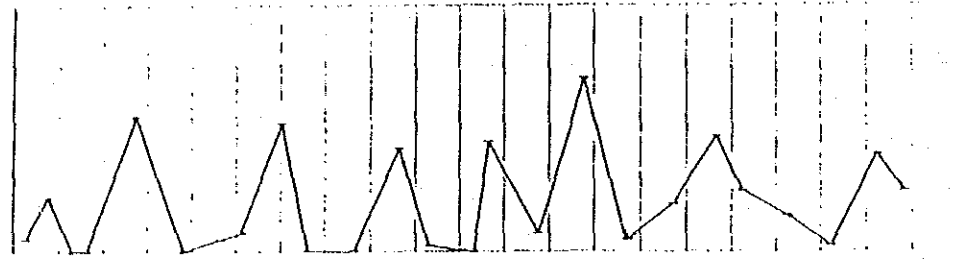
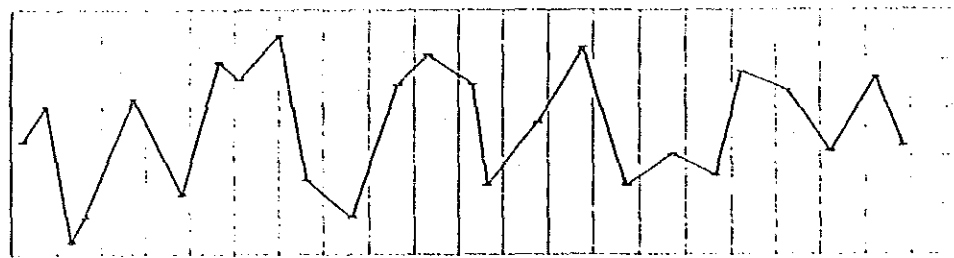
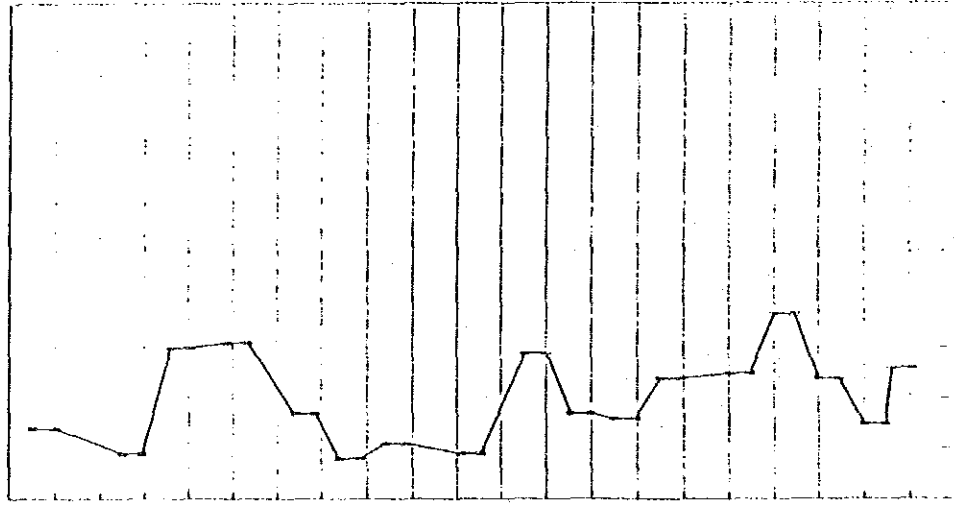
BIO BIO橋およびMALLECO橋で交通量の調査を実施した。この交通量測定結果を付属資料に示す。

2) ひび割れ分布調査

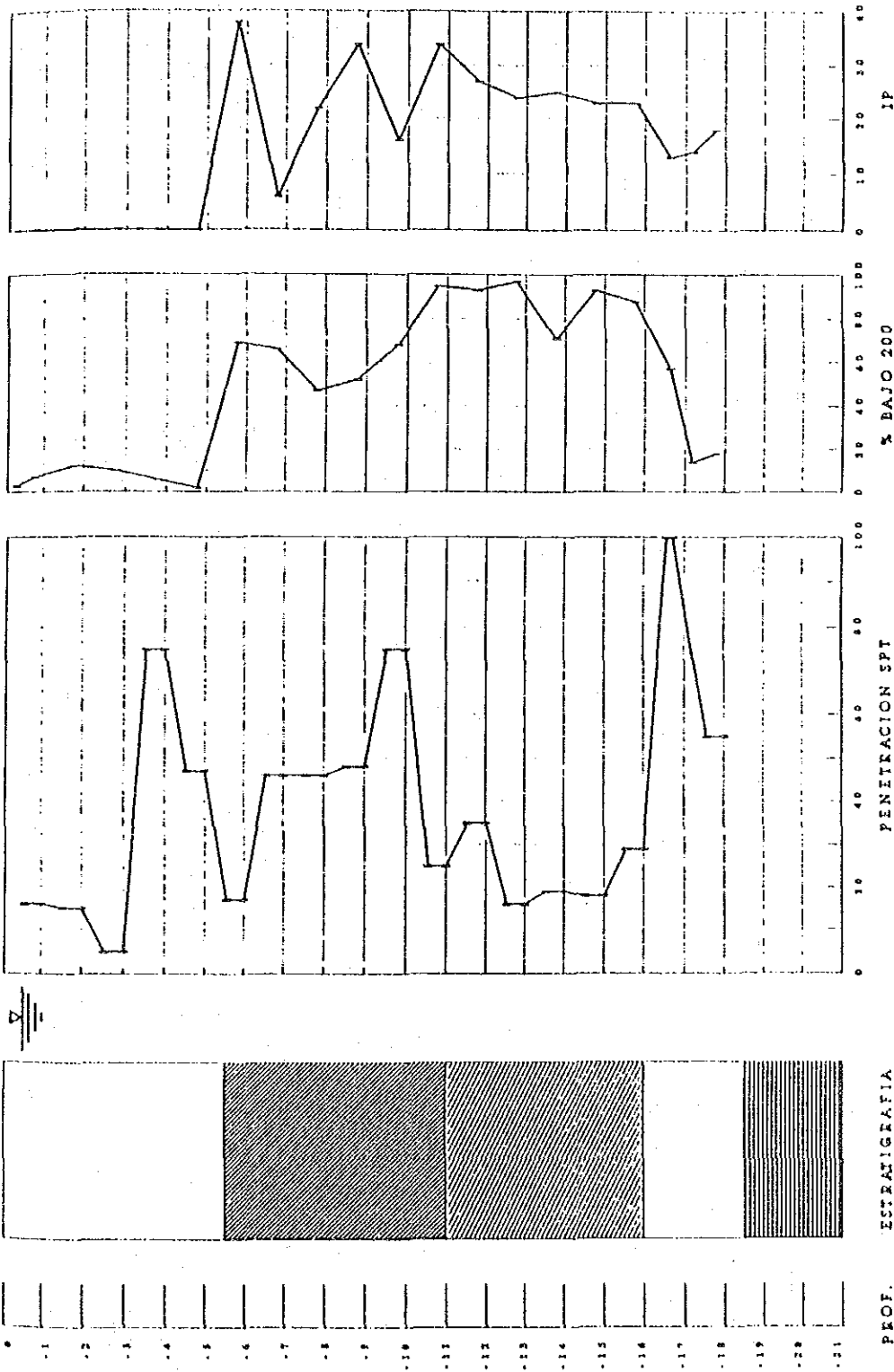
AMOLANAS橋、PULLALLY橋、MAIPO橋、CLARO橋、RAMADILLAS橋、MALLECO橋でひび割れ分布調査を実施した。これらのひび割れ分布図を付属資料に示す。



0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20



FUENTE FUNDADA



PUENTE LONCOMILLA

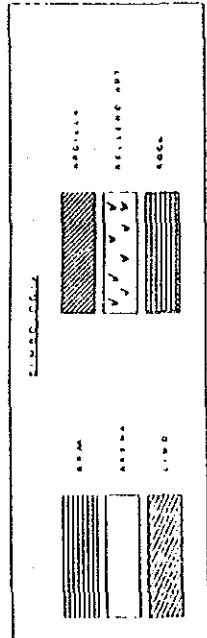
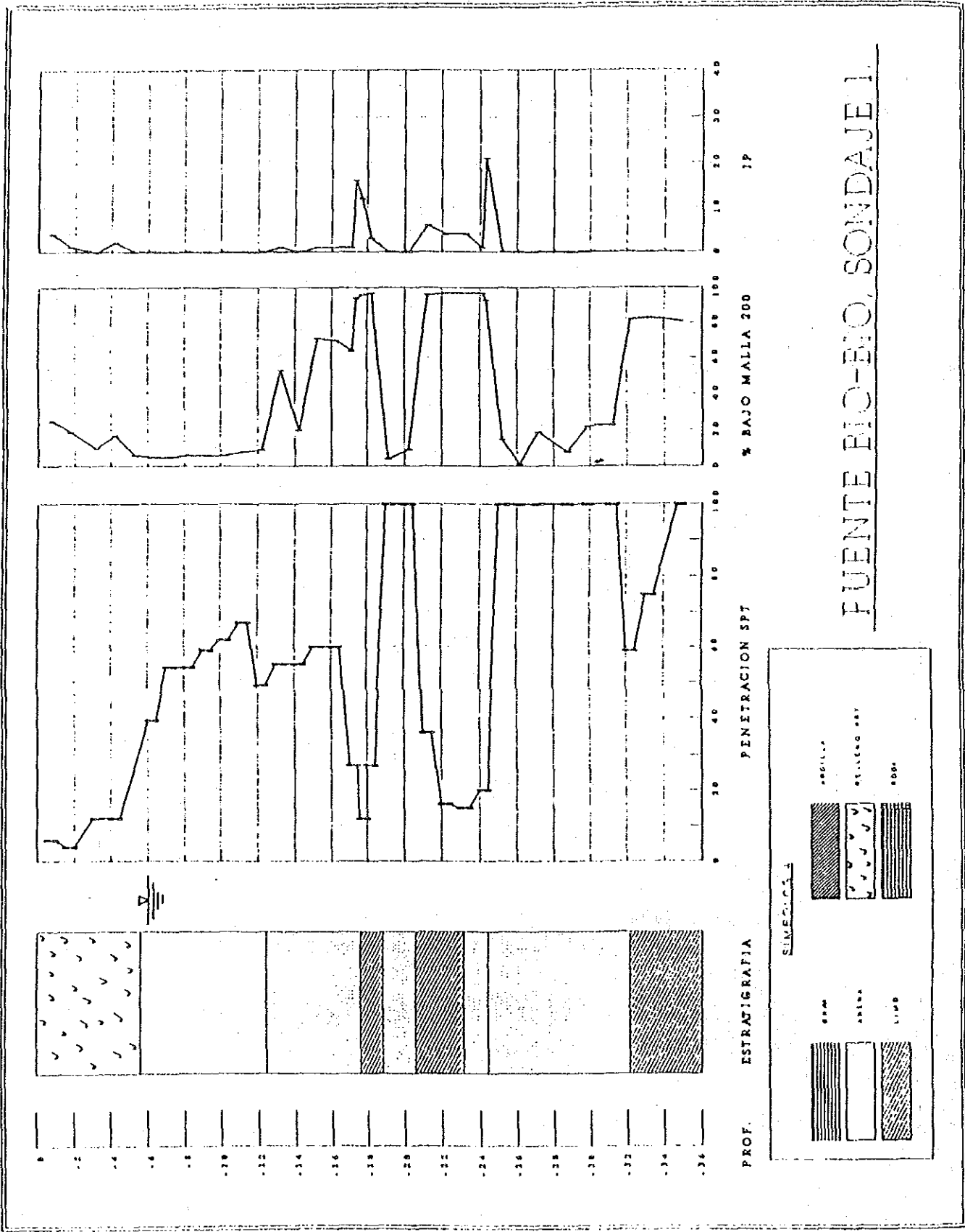


图 3-25 LONCOMILLA 桥 地质柱状图



PUENTE RIO-BO, SONDAJE 1.

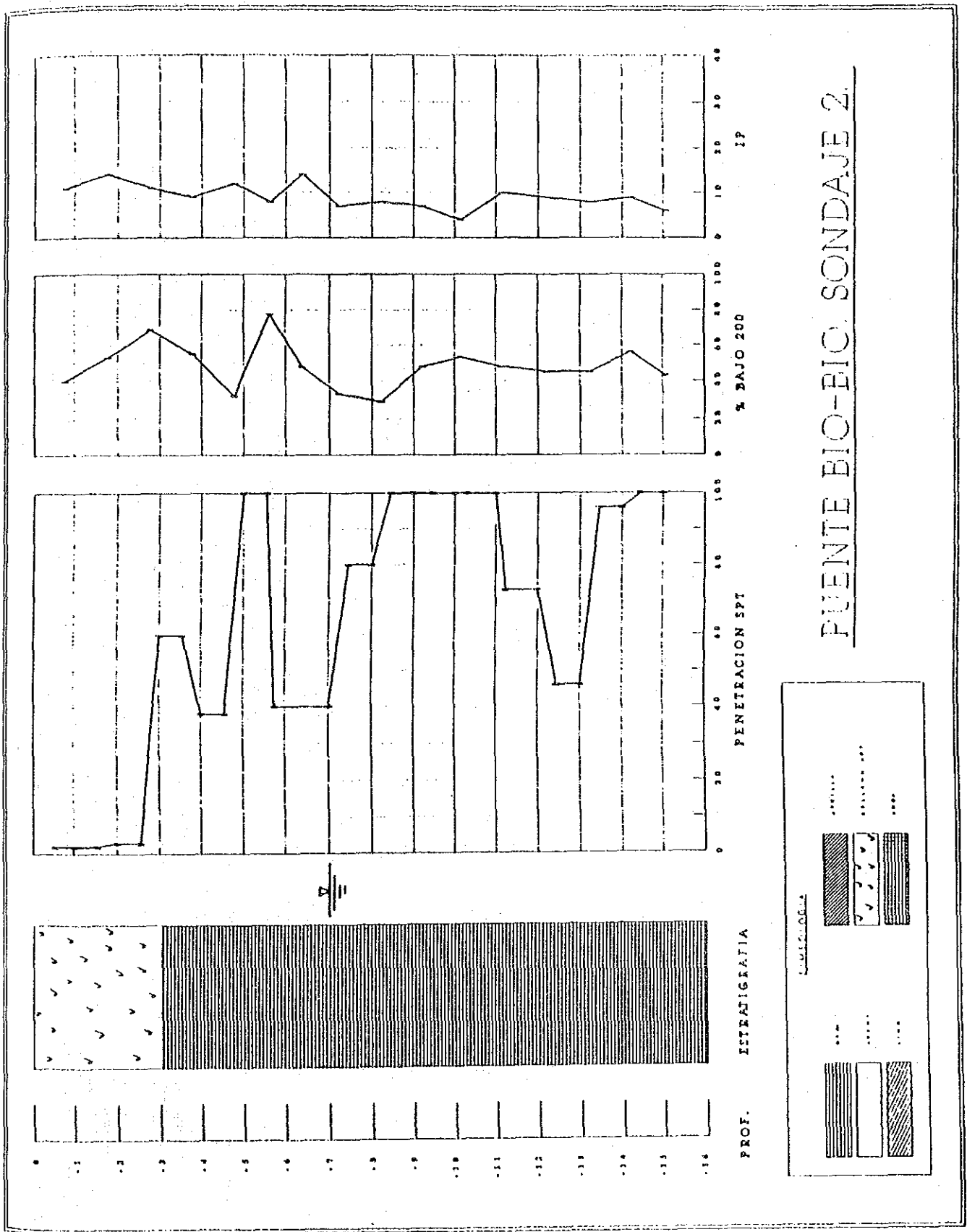


图3-27 BIO BIO橋 地質柱状図(2)

PUENTE MALLECO

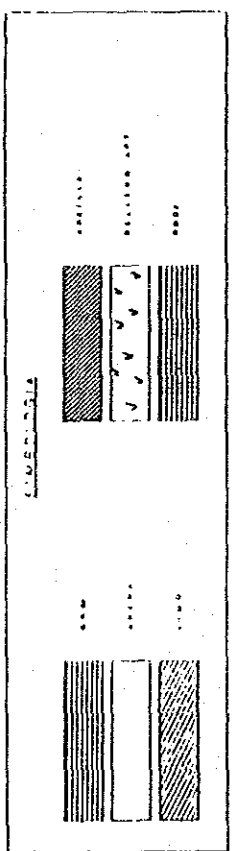
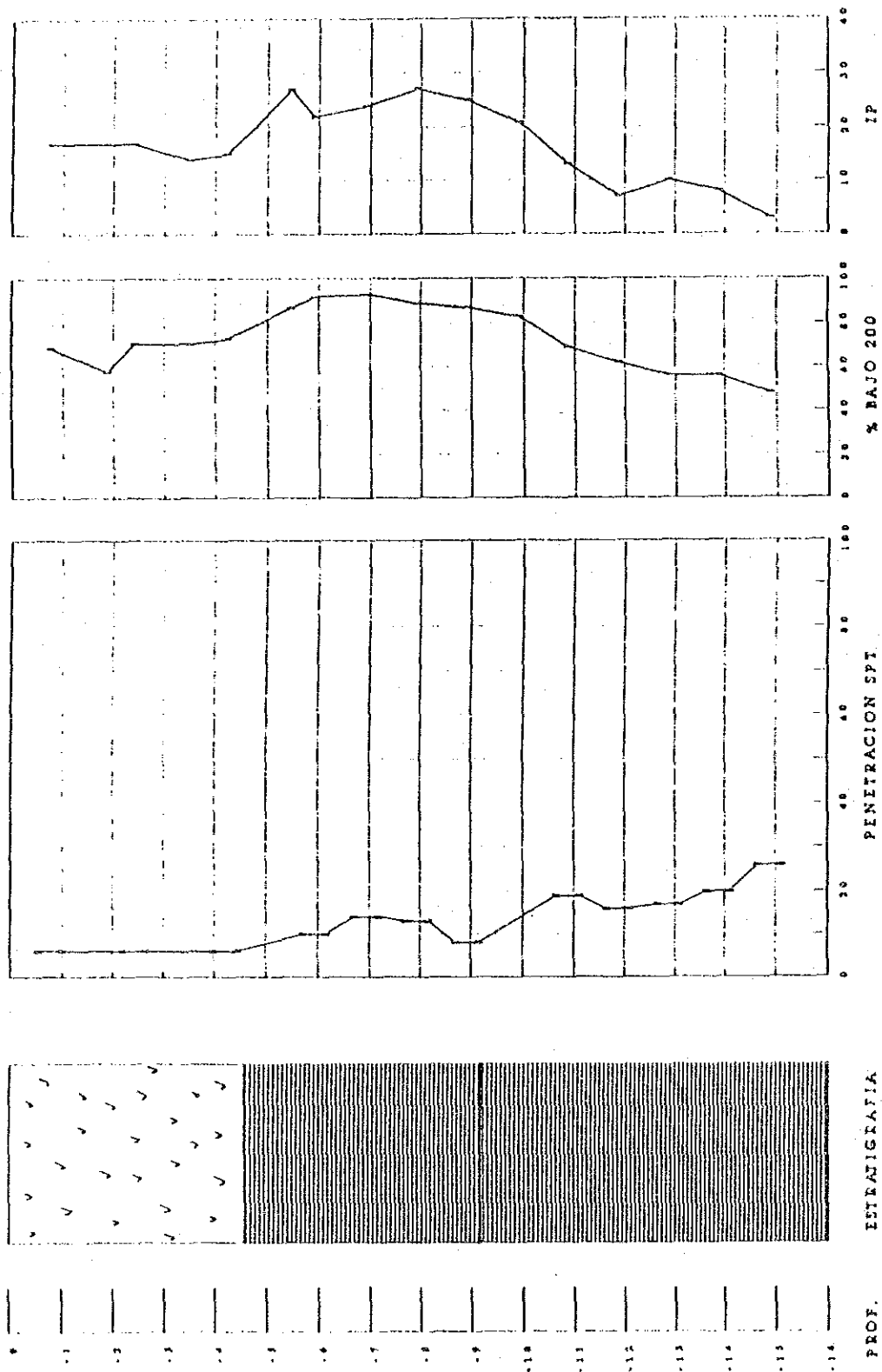


FIG. 28 MALLECO PUENTE

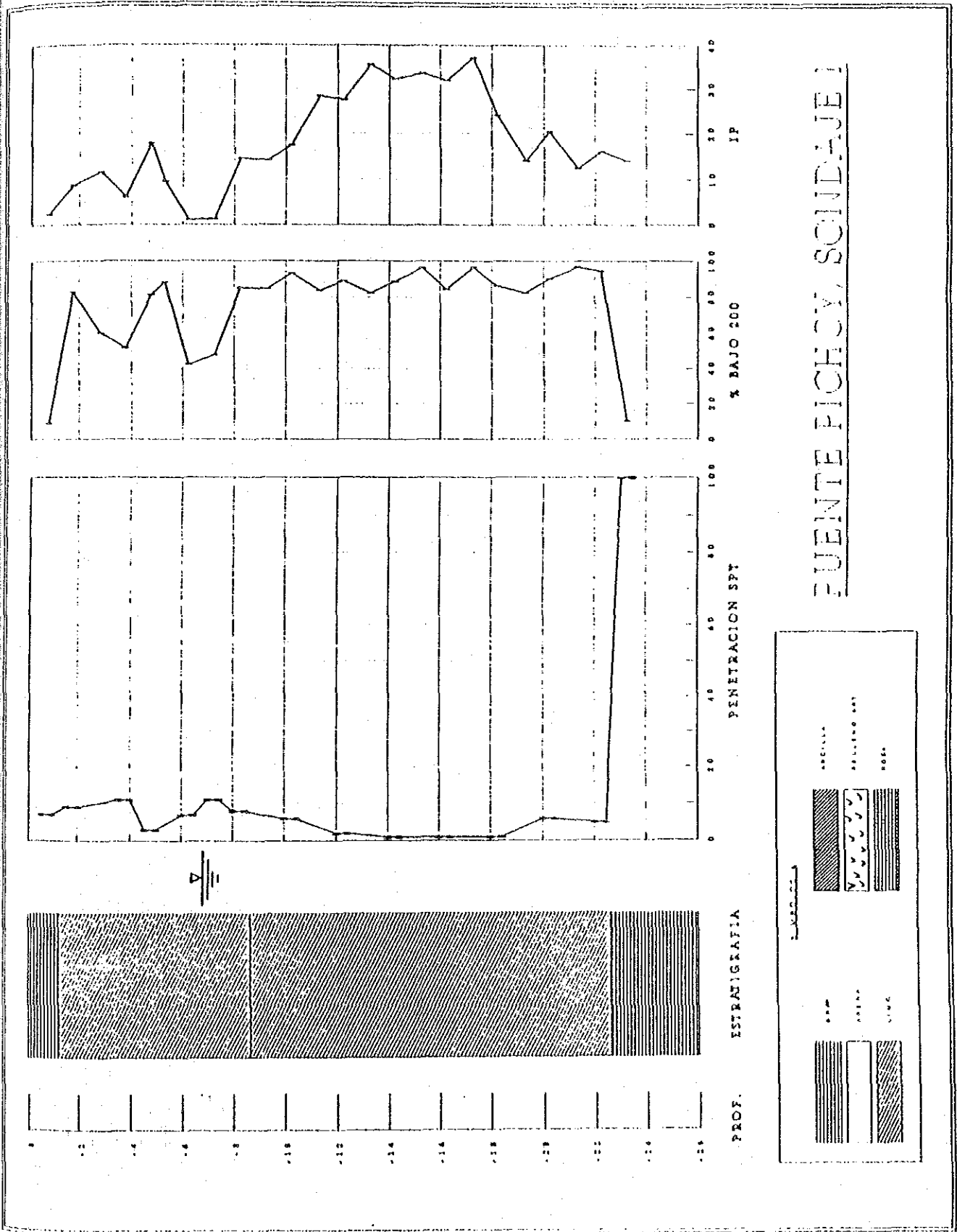
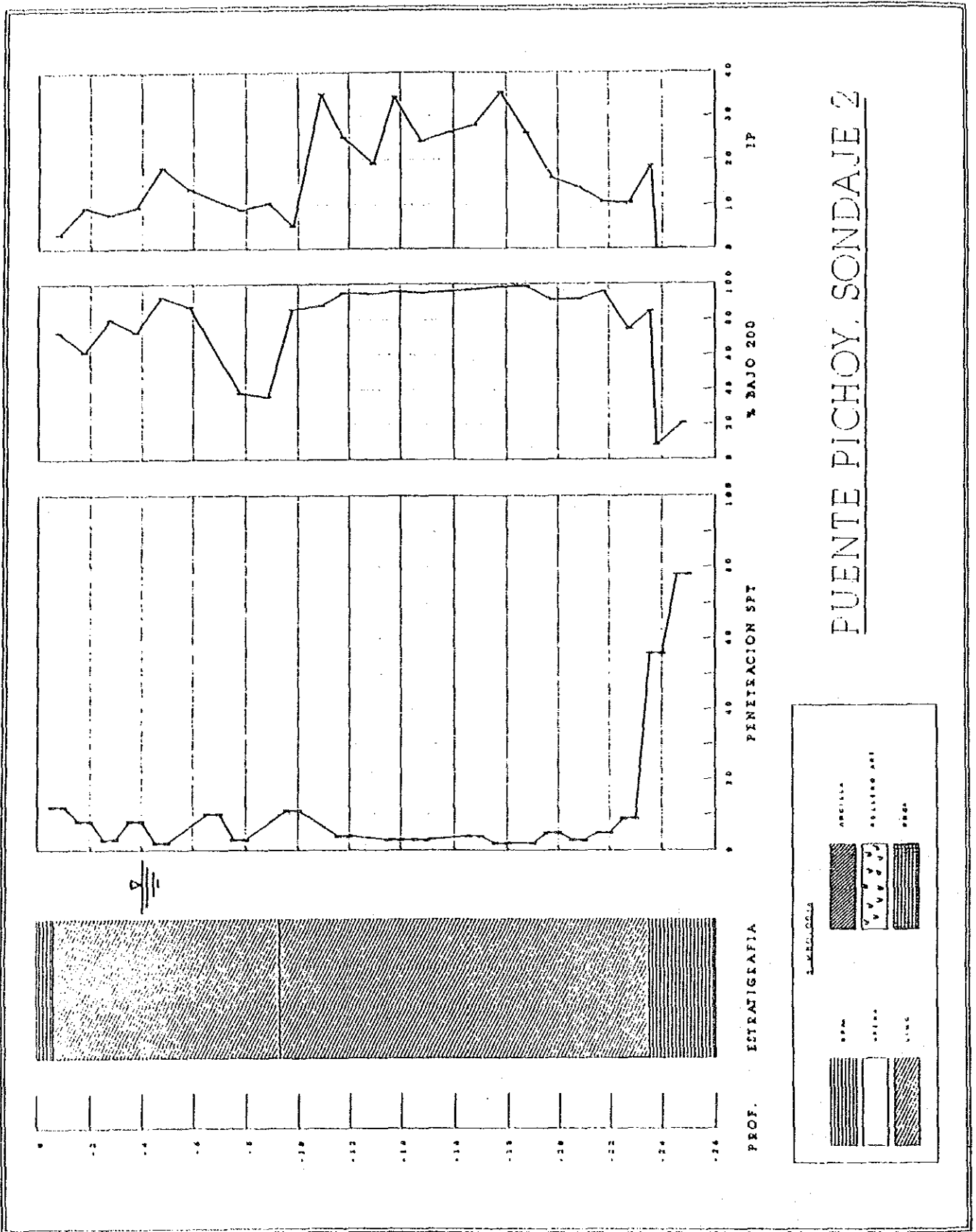


FIG 3-29 PICHUY BRIDGE SOIL PROFILE (1)



PUENTE PICHUY, SONDAJE 2

图 3-30 PICHUY 桥 地质柱状图 (2)

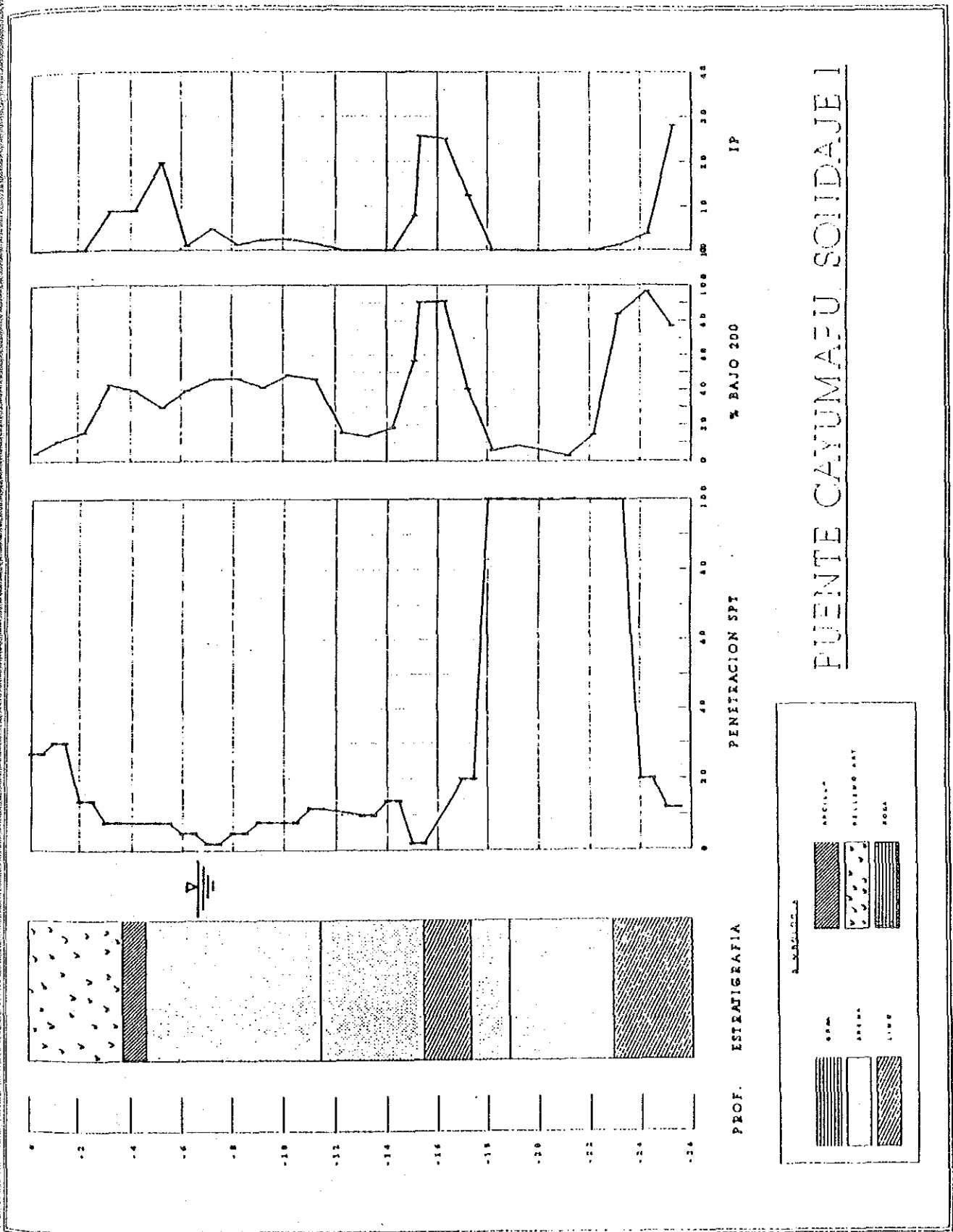
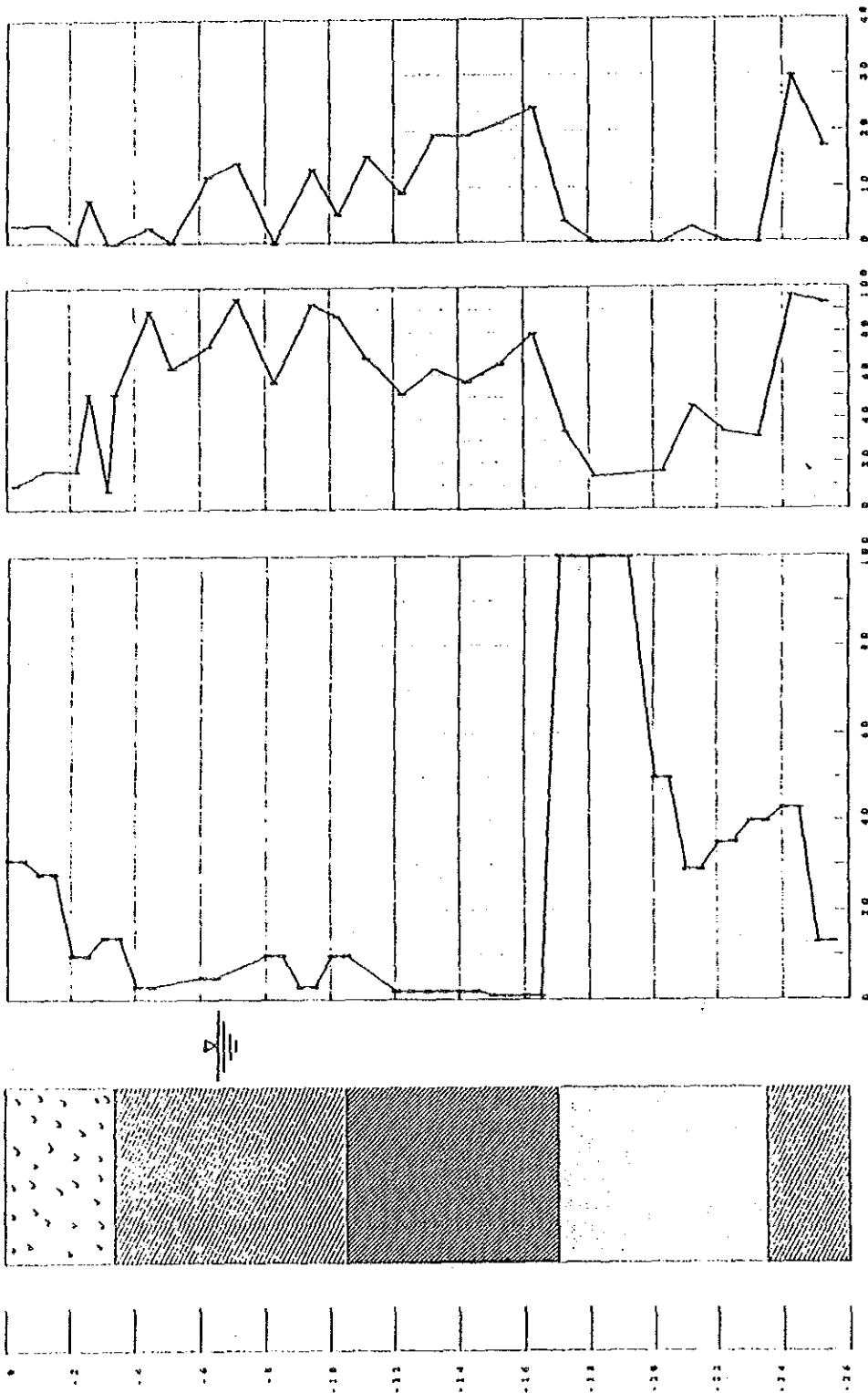


图 3-31 CAYUMAFU 橋 地質柱状图 (1)



PUENTE CAYUMAFU SONDAJE 2

3-2 載荷試験

3-2-1 載荷試験の概要

サンチャゴ市の南約60kmに位置するペウコ橋（Puente Peuco）を対象として、載荷試験及び実働車両走行下での応力頻度測定を実施した。本試験は、最新の計測機械を使用しながら、チリ国のスタッフとともに試験を実施し、載荷試験の一連の流れを現地のスタッフに紹介することを目的とするものである。

載荷試験の結果は、本プロジェクトの主旨である維持補修計画に直接反映するものではないため、試験の主眼は橋梁の基本的な特性を明らかにすることに置いた。対象橋梁のペウコ橋は、比較的床版支間の大きい2主桁の合成プレートガーダー（3径間連続）である。また、継手は全て溶接となっている。

こういった本橋の特徴を踏まえ、本載荷試験は以下の点に着目して実施した。

1) 2主桁橋の構造特性の確認

1. 主桁及び床版のたわみ
2. 対傾構による荷重の分配効果
3. 合成桁としての挙動

2) 疲労特性の確認

- ・主桁断面変化点、垂直補剛材溶接部等の疲労寿命

3) 荷重と応力の関係の確認

測定は、主桁・対傾構・垂直補剛材の代表点に貼付したひずみゲージと径間中央付近で主桁及び床版に設置した変位計をセンサーとして実施した。

図3-33 に本載荷試験の手順を示す。

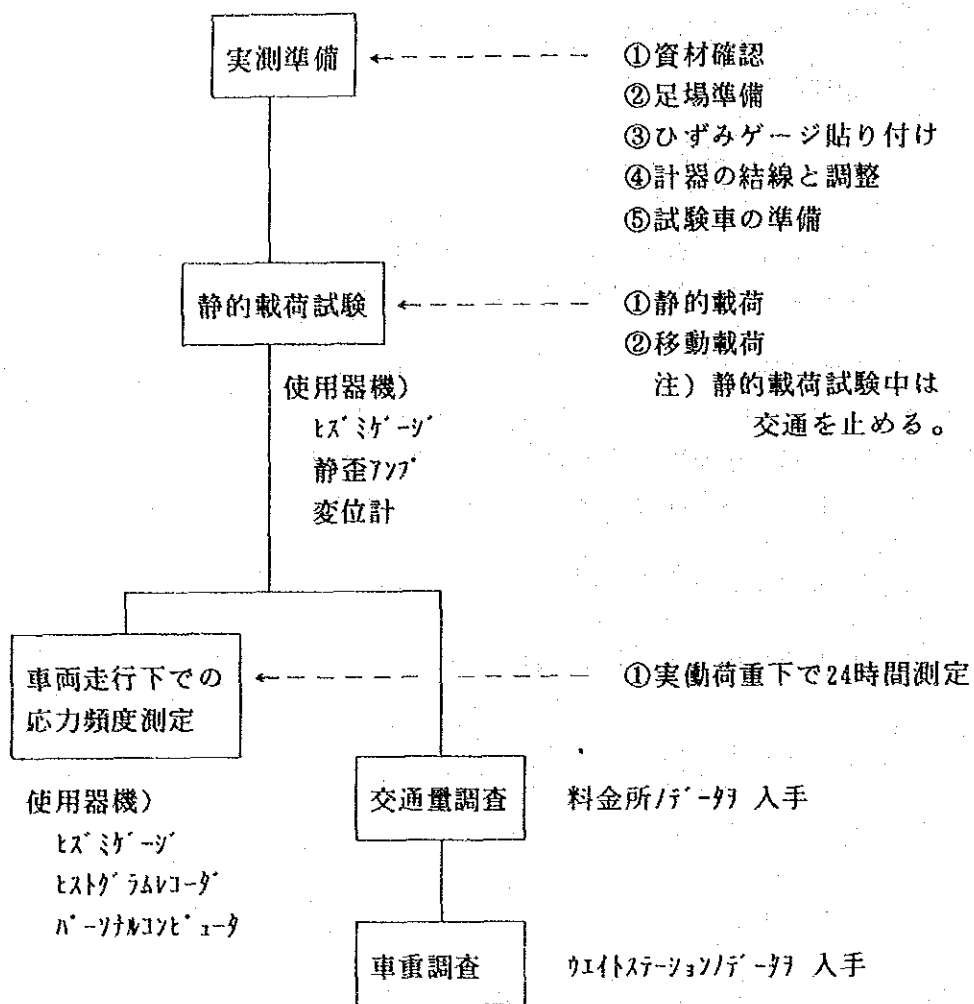


図3-33 载荷試験手順

3-2-2 試験対象橋梁の概要

対象橋梁のペウコ橋は、国道5号線上サンチャゴ市の南62(km)に位置する3径間連続プレートガーダー(合成桁)である(図3-34)。基本構造諸元は以下の通りである。

ペウコ橋諸元

形式	: 3径間連続プレートガーダー(合成桁)
支間	: 33m + 33m + 33m
車線数	: 上り2車線
幅員	: 8.0 m (総幅員10.4 m)
主桁本数	: 2主桁
主桁間隔	: 6.8 m
主桁高	: 2.0 m
床版厚	: 20 cm

また、構造的に以下の特徴を有する。

- 1) 継手は全て溶接としている。
- 2) 4~8(m)置きに対傾構を配置している。
- 3) 分配横桁、横構、水平補剛材は設けていない。
- 4) 両桁端、中間橋脚位置ともに約58度の斜角を有する。
- 5) 断面力の大きくなる径間中央及び中間支点付近は、カバープレートを溶接して、フランジを増厚している。
- 6) 中間支点上対傾構をコンクリートで固めている。
- 7) 床版にプレキャスト床版を使用している。

過去にサンチャゴ側径間の中央付近で、下フランジから発生した亀裂がウェブに達し、大掛かりな補修を施した経緯*)がある。その他、対傾構上支材、斜材には切断跡があり、簡単な溶接によって補修されているが、対傾構を移動した形跡もあり、切断が荷重によって生じたのか、対傾構の移動のために人為的に切断されたものかははっきりしない。

*)サンチャゴ側径間の主桁補修

カバープレートの溶接部より発生した亀裂が、下フランジを貫通してウェブの下側1.3mまで達した。これについては、IDIEMが原因の調査を実施し、「CERTIFICADO DE ENSAYO # 188.721(1990)」で報告している。

NOMBRE DEL PUENTE PEUCO N°1	KILOMETRO 61,9	NOMBRE DE LA VIA LONGITUDINAL SUR	ROL DE LA RUTA RUTA 5	PROVINCIA	REGION VI	CODIGO DEL PUENTE
---------------------------------------	--------------------------	---	---------------------------------	-----------	---------------------	-------------------

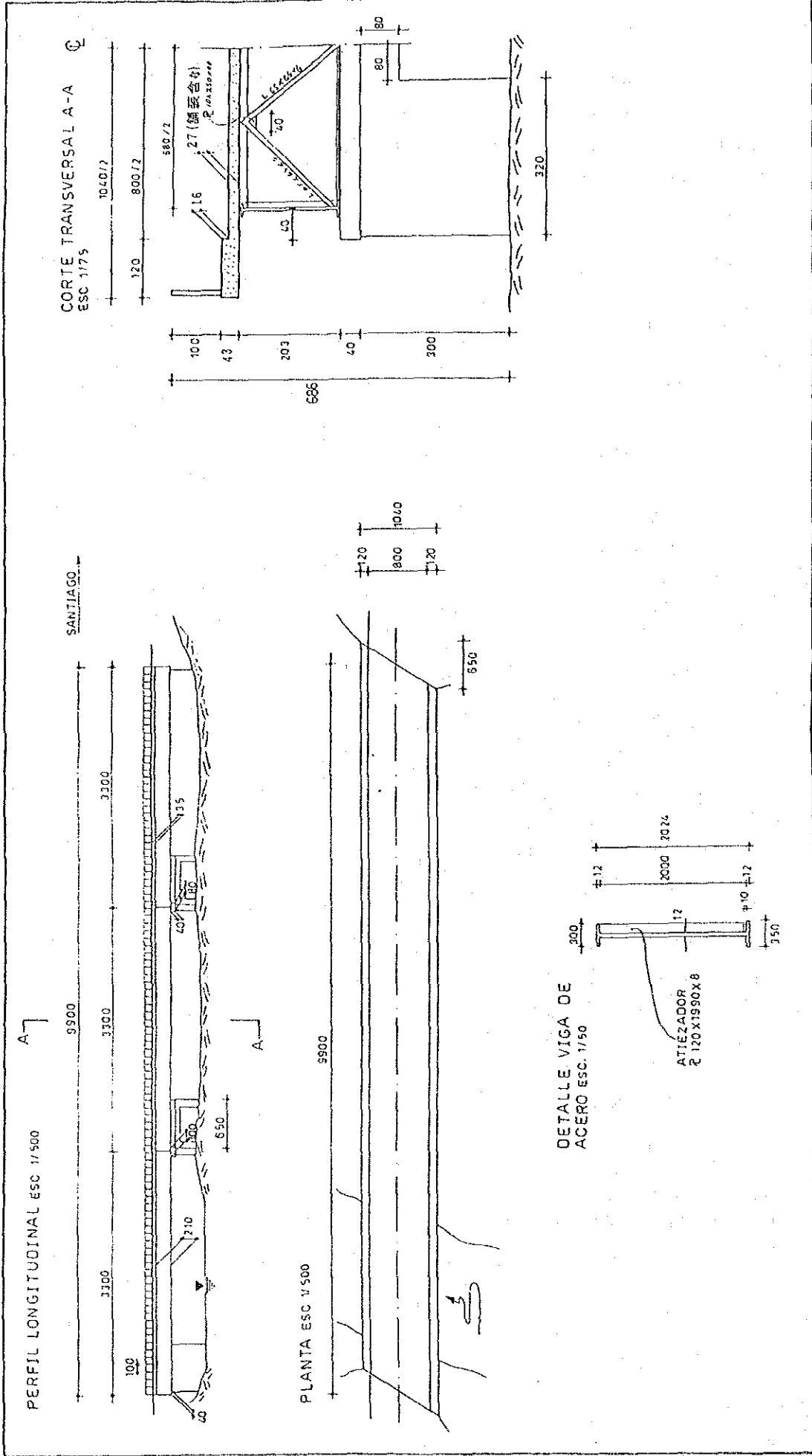


図 3-34 ベッコ橋一般図

3-2-3 試験の実施方法

(1) ひずみゲージ及び変位計の設置

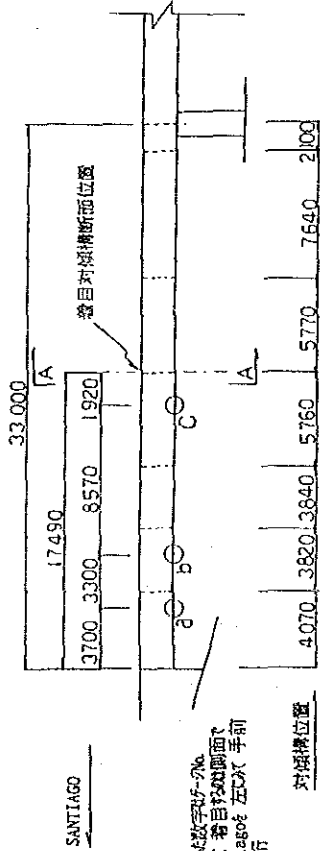
1) ひずみゲージ及び変位計の設置位置

本試験では、応力の測定にひずみゲージ、たわみの測定に変位計を使用した。
また、以下の理由により、主たる計測点をサンチアゴ側側径間とした。

1. 本橋の径間比では、主桁応力の最大値は側径間で得られる。
2. 過去に本径間において主桁の損傷が発生しており、損傷桁の応力の確認となる。
3. 本径間の桁下は、川の水量が少なく、足場の設置、ゲージ・変位計設置等に適している。
4. 載荷試験時の車両の誘導のために橋梁端に近い側径間の方が有利である。
ひずみゲージ、変位計の設置位置は図3-35の通りとした。また、表3-15には、貼付するひずみゲージの着目理由を示す。

また、変位計は、径間中央付近の断面に着目し、斜角による両主桁間のたわみ差、主桁と床版のたわみ差を確認するため、両主桁の下フランジと床版中央の3箇所に設置した。

橋目径断面図



注) ○部→数字は-2%
主2L1 橋目径断面
Santiagoの左側(手前)
の主桁

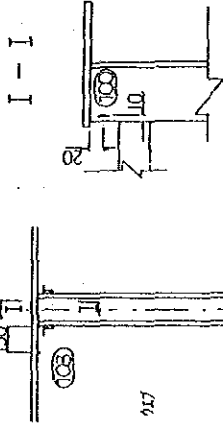
橋端 3700

橋端 7000

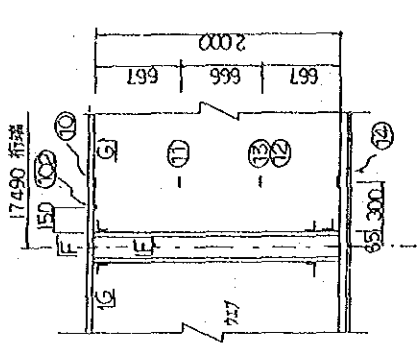
注) 1, 2は断面変化点の
溶接止端が5mmの位置

注) 1-2101, 103は橋
脚中心に対して
対称位置。位置
関係はG-G断面参照

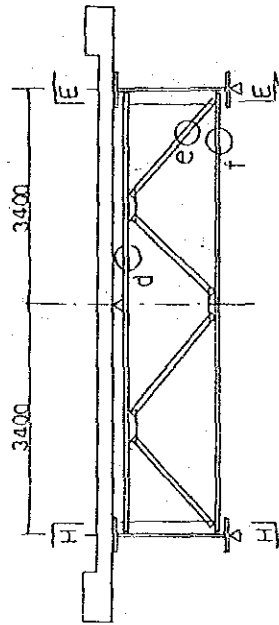
H-H



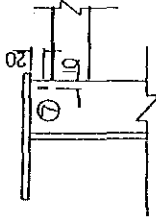
E-E



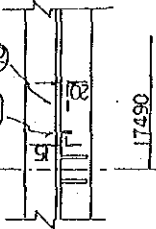
A-A



F-F

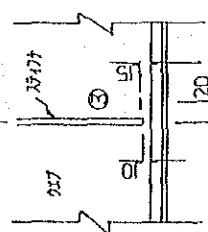


G-G



C 垂直1577位置

橋目対稱断面 1920



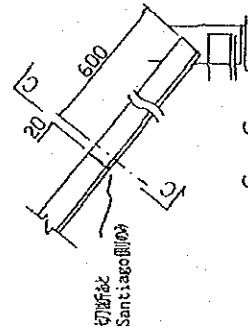
d 対傾橋上支材

2,500 主桁中心

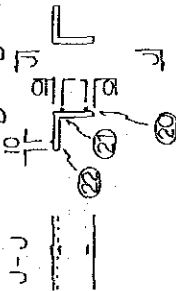


e 対傾橋脚材

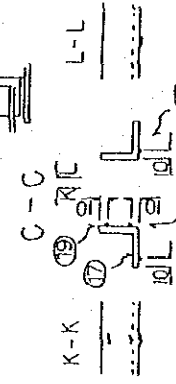
注) Δは変位観測点、橋目
断面は橋端より17.49m



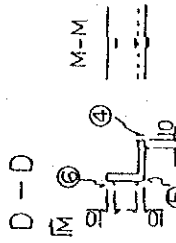
J-J



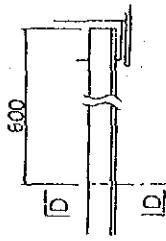
C-C



D-D



f 対傾橋下支材



一部下支材欠落

図 3 - 3 5 歪ゲージ及び変位計設置位置

表3-15 ひずみゲージ貼付位置と理由

ゲージ番号	貼付位置	理由
1～2	主桁下フランジ	断面変化点の突合せ溶接部の疲労照査
3	垂直スリッパ位置ウエブ	垂直スリッパ溶接止端部の疲労照査
4～6	対傾構下支材	対傾構下支材の力の伝達状況の確認 と取り付け部溶接の疲労照査
7～10	垂直スリッパ	床版のたわみにより垂直スリッパに発生する応力の確認と溶接部疲労照査
10～14	主桁フランジ及びウエブ	主桁応力と中立軸の位置の確認
17～19, 23	対傾構斜材	対傾構斜材の力の伝達状況の確認
20～22	対傾構上支材	対傾構上支材の力の伝達状況の確認 とガセット部溶接の疲労照査
101	下フランジ	主桁応力の確認
102, 103	上フランジ	上フランジ床版のたわみ方向応力の確認

2) ひずみゲージの貼付方法

ひずみゲージの貼付手順を図3-36に示す。本試験では、2軸のゲージを用い、図3-37のようなホイストンブリッジを形成することによって、温度影響を補償した。また、アクティブゲージ（対象とするひずみを計測するゲージ）とダミーゲージ（アクティブゲージと直角に配置したゲージ）に同じ長さのリード線をつなぐことで、リード線自体の温度変化の影響を除去した。このブリッジでは、ダミーゲージにもポアソン比に応じた抵抗変化が生じるため、測定値として出力されるひずみ ϵ_R は、その影響を含んだものとなる。それ故、測定したひずみは次式にしたがって補正を行った。

$$\epsilon_R = \epsilon_n / (1 + \nu)$$

ここに

ϵ_R : 着目するひずみ
 ν : ポアソン比(=0.3)

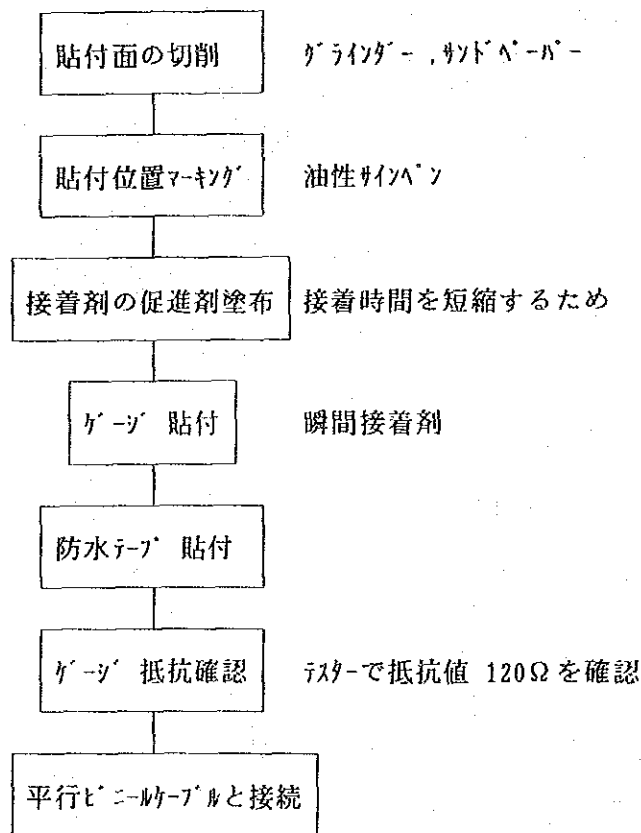


図3-36 ひずみゲージ貼付手順

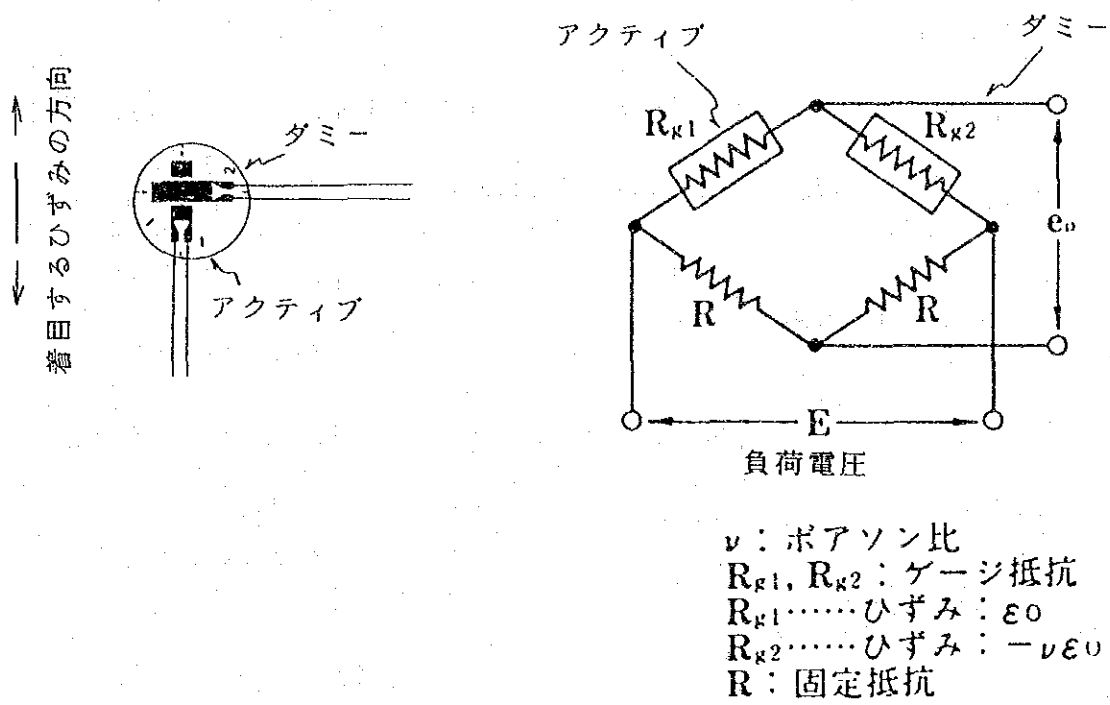


図3-37 歪ゲージとホイーストンブリッジ

(3) 変位計設置方法

変位計は、地面に打ち込んだ木杭に取り付け、主桁及び床版より降ろした鋼線と結ぶことによりたわみを計るようにした。図3-6に変位計の設置状況を示す。

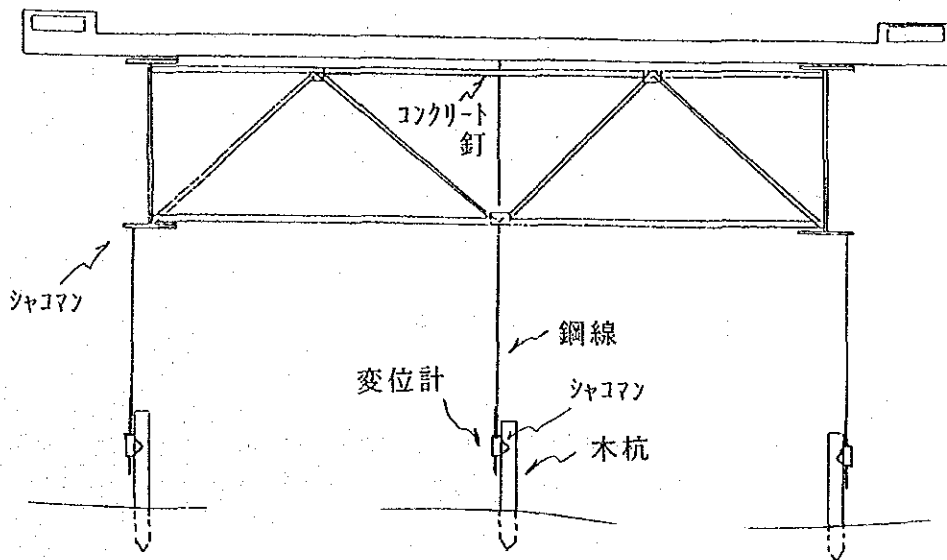


図3-38 変位計の設置方法

(2) 測定内容と方法

測定は、大きく分けて以下の2項目について実施した。

1. 静的車両载荷によるひずみとたわみの測定。
2. 実働車両走行下での応力頻度測定。

図3-39に測定システムを示す。

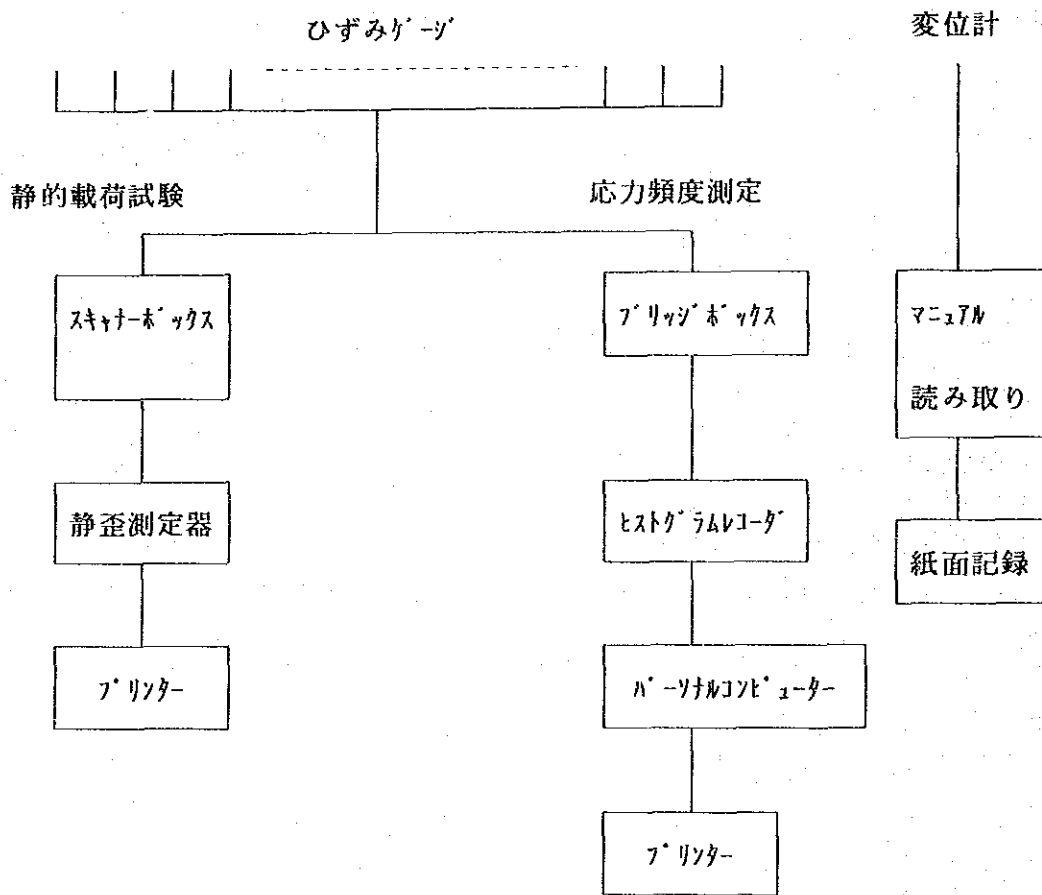


図3-39 測定システム

- 注) ・ひずみゲージは両ケース共通で使用する。
・変位計は特に変換器を必要としないタイプを用いた。

1) 静的載荷試験

1. 試験車

試験車としては、車重約15(t)のモータグレーダ(Motor Grader)を用いた。また、一部の試験については、モータグレーダをトレーラーに積載し、車重を約36(t)にして、実施した。図3-8に試験車両の諸元を示す。

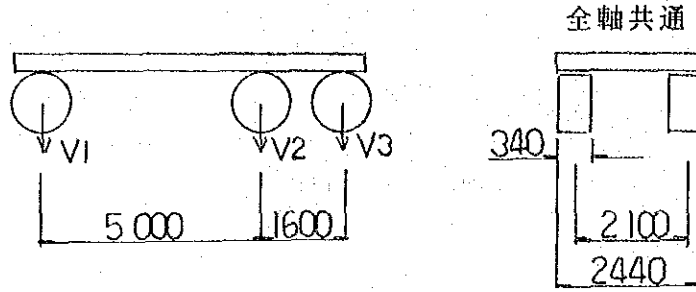
2. 載荷位置と試験方法

静的載荷試験の実施時は、3時間程度交通をストップした。交通遮断後、ガムテープにより車両停止位置のマーキングを行った。載荷位置は図3-9に示す通りで、ひずみゲージを貼付した断面と各径間を5等分にした断面位置とした。橋軸直角方向の車両位置は、車道幅の1/4位置と車軸の中心を合わせるようにした。静的載荷試験は次の2ケースについて実施した。

1. 荷重と応力の関係に着目したケース
2. 影響線に着目したケース

今回の計測では、動的変換機を使用しなかったため、影響線は、車両を橋軸方向に移動させながら、複数箇所での静的ひずみを計測することから得た。

モータグレーダ

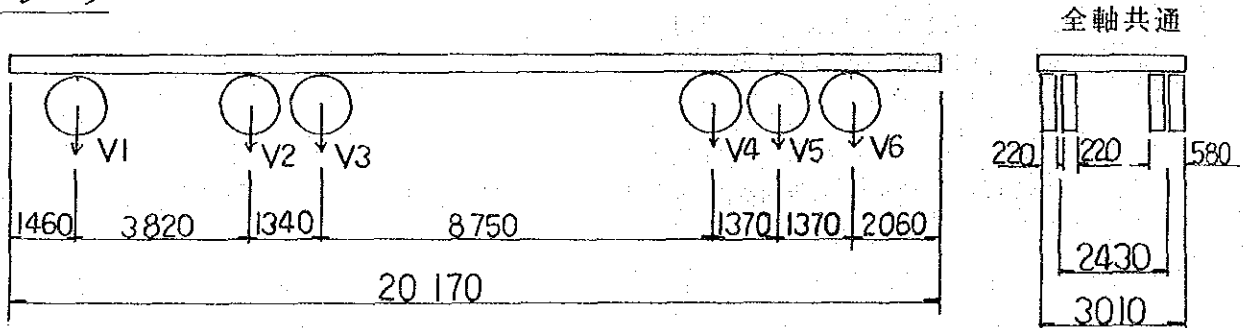


軸重 V1= 4.65 t
 V2= 5.04 t
 V3= 4.99 t

 14.68 t

タンデム軸
 V2 + V3= 10.03 t

トレーラ



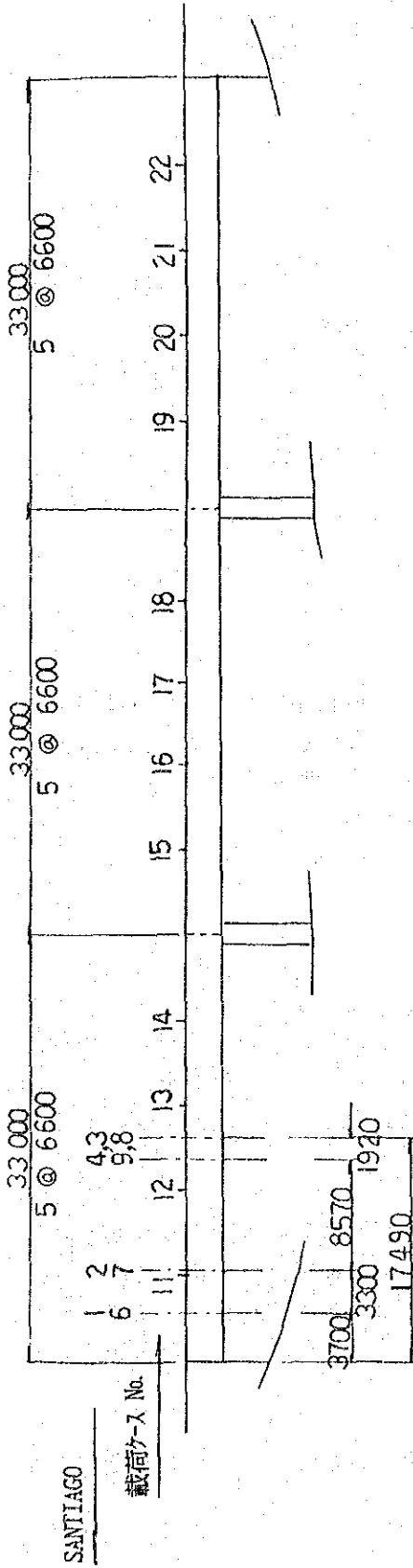
軸重 V1= 6.45 t
 V2= 6.66 t
 V3= 6.71 t
 V4= 4.29 t
 V5= 5.46 t
 V6= 6.95 t

 36.52 t

タンデム軸
 V2 + V3= 13.37 t

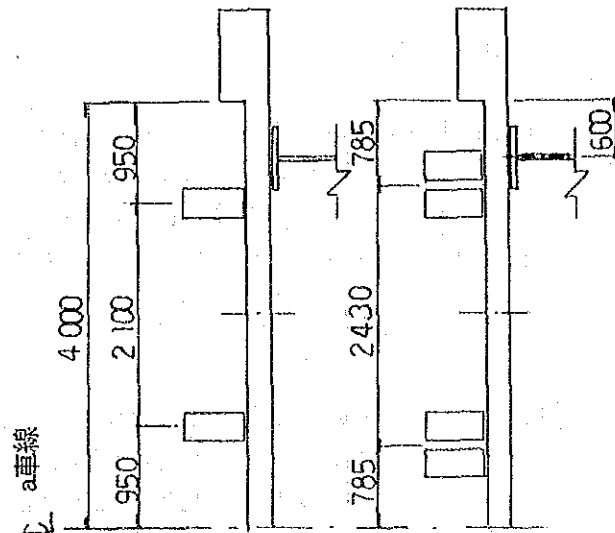
V4 + V5 + V6= 16.70 t

図3-40 載荷試験用車両諸元



車両停止位置

a車線
b車線



載荷ヶ-入
1.6 主桁断面変化点
2.7 主桁断面変化点
4.9 垂直方向位置
3.8 着目対傾構位置
注) 1~4 a車線
6~9 b車線
11~22 各径間5等
分位置
(a車線のみ)

注) a車線は 側面より
Santiagoの左に
(手前)の車線

注) 車両方向はSantiagoを
越つる方向。

図 3 - 4 1 車両停止位置

2) 応力頻度測定

1. 測定点

応力頻度測定は、疲労上の着目点となる以下の8点について実施した。

応力頻度測定位置

ゲージ番号	部材位置
1	主桁下フランジ断面変化点
2	主桁下フランジ断面変化点
3	垂直スティフナ下部溶接止端部ウェブ
5	対傾構下支材
7	垂直スティフナ上フランジ近傍
14	主桁下フランジ径間中央付近
21	対傾構上支材
102	主桁上フランジ直角方向

2. 応力頻度測定

応力頻度測定は、実働車両走行下で24時間実施する。動的に測定したひずみ波形をヒストグラムゲージとパーソナルコンピュータで時々刻々処理し、応力頻度をカウントした。疲労上のダメージに対しては、応力の最大値ではなく、応力の変動幅が重要であるため、ここでは、応力の変動幅をレインフロー法によりカウントした。

<レインフロー法>

レインフロー法は、応力-ひずみ曲線のヒステリシスループ（閉じたループ）に着目し、そのひずみ振幅頻度をカウントするものである。図3-42に示すように、そのヒステリシスの中には決して閉じることのない部分が存在する。レインフロー法では、このような部分が一つのレンジの1/2の疲労被害を与えるものとみなしカウントする。従って、同じ値の1/2サイクルが2度カウントされると一つの閉じたループ1サイクル分がカウントされたことになる。

図3-42の(b)の通り、時間軸を縦にとり、ひずみ信号波形の時間変化を多重になった屋根構造 P1→P2→P3…P9→P10 にみたと、その各尾根の付け根の位置から山谷の順に雨滴を流すことを想像する。雨滴は、下記の3つの条件を満たして流れおち停止するものとし、その雨滴が停止するまで流れた横座標を測って、これに相当する大きさのひずみ振幅を分解して疲労に有効な成分とする。

図3-42の(c)は、上記内容をカウントされるひずみ振幅として分解したものである。

雨滴の流れ停止の3条件

条件 1. 雨滴は尾根の付けねから番号の順に流れ始め、停止条件が満たされるまで下の尾根に流れ落ち続ける。

条件 2. 軒先から落下中の雨滴は、次の2つの条件の一方を満たしたとき落下を停止する。

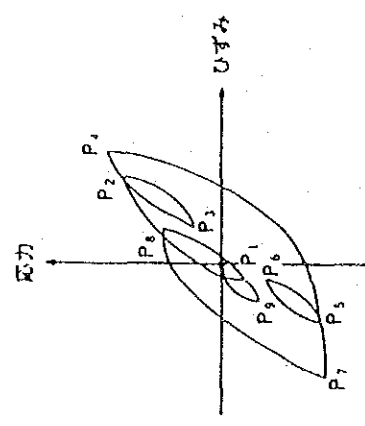
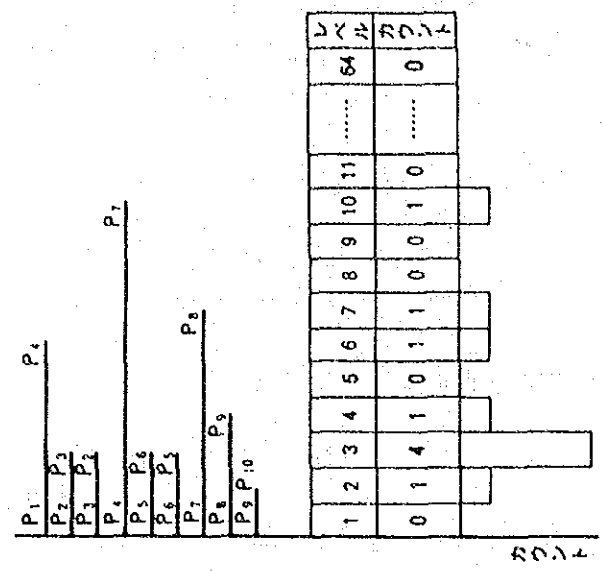
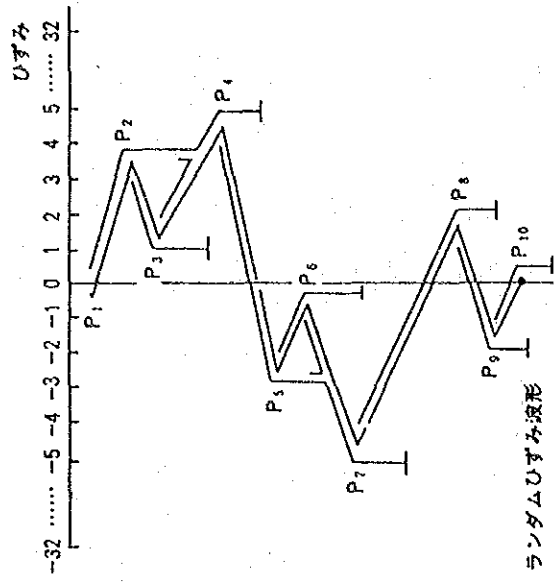
a) 右向き流れの場合

右向きに流れる雨滴の出発点より左側に他の屋根が表れたとき。(P1を出発点とする流れは、P1より左側にP5が表れるのでP4で停止する。)

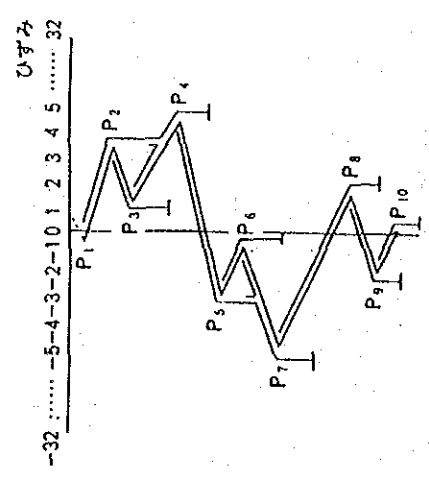
b) 左向き流れの場合

左向きに流れる雨滴の出発点より左側に他の軒先が表れたとき。

条件 3. 屋根の一部をすでに雨滴が流れていたら、その流れは停止する。
(P2を出発点とする屋根P2-P3上の流れは、P3が流れ落ちたところで停止する。)



(a) 応力-ひずみヒステリシス



(b) ランダムひずみ波形

- 1/2 サイクル①
- 1 サイクル②
- 1/2 サイクル③
- 1 サイクル④
- 1/2 サイクル⑤
- 1/2 サイクル⑥
- 1/2 サイクル⑦

(c) カウントされるひずみ範囲

図 3-4-2 レインフロー法による応力範囲のカウント

3) 交通量の調査

応力頻度測定時の通過交通の特性を把握する目的で、有料道路の料金所で実施されている交通量調査のデータを入手した。交通量を調査する目的は、測定橋梁の車両走行台数及び大型車の混入率を把握し、測定で得られたダメージとの関係を考察するためである。

4) 車重調査

ペウコ橋より、南3(km) のところにウエイトステーションがあり、大型車の重量規制が行われている。ウエイトステーションでは、表3-16に示す車種分類に従って、軸重測定を行っている。測定中に通過した大型車の重量を把握するため、測定時間のうちの数時間について軸重データを入手した。

表 3-16 ウェイトステーションにおける車両区分

LIMITES DE PESO MAXIMO PERMITIDO POR EJE

EN CARRETERA SEGUN DEC. 158 DEL 29-Enero-80

TIPOS		EJES CONVENCIONALES			
		EJES	LIMITES (ton)	TOLERANCIAS (kgs.)	
20					
30			RS	7.0	500
31			RD #	11.0	500
34			2RS	14.0	600
40			RD + RS	16.0	600
41			2RD	18.0	700
42			3RS	19.0	700
45			2RD + RS	23.0	900
47			3RD	25.0	900
51					
52					
53					
54					
57			Peso Bruto Total	45.0	1,000
63		EJES NO CONVENCIONALES			
65			EDRC	22.0	0,8
66			ECRD	29.0	1,0
69					
77			ETRC	30.0	1,0

3-2-4 測定結果の整理

(1) 静的載荷試験結果

表3-17に主桁系応力、表3-18に対傾構及びスティフナの応力、また、図3-43には主桁断面の応力分布を示す。試験結果より、応力について以下の傾向が伺える。

- 1) 応力は主桁を中心に発生しており、対傾構上下支材、斜材、垂直補剛材には大きな応力は発生していない。
- 2) 荷重がそれぞれの測定点の直上に載荷されたケースで、主桁下フランジの応力を比較すると、断面変化点のゲージNo1及びNo2の応力は、それぞれ187kg/cm²、178kg/cm²、一般部径間中央付近で92kg/cm²であり、断面変化点応力は2倍程度となっている。
- 3) 橋軸に対して対称位置のNo14とNo101（下フランジ）を比較すると、No14側に載荷した場合の応力は、No14が92kg/cm²、No101が18kg/cm²であり、主桁間での大きな荷重分配は認められない。
- 4) 垂直スティフナ下端溶接止端の応力に着目したゲージNo3に比較的大きな応力が発生しており、最大で112kg/cm²発生している。
- 5) 対傾構部材のうち、上支材には20～30kg/cm²の応力が発生しているが、下支材及び斜材にはほとんど応力は発生していない。
- 6) 図3-43をみると主桁断面の応力分布は、必ずしも滑らかな三角分布とはなっていないが、おおむね中立軸が上フランジ付近にあり、合成桁として挙動していることがわかる。また、No12とNo13（ウェブの裏表の位置）を比較すると、荷重の載荷位置次第で両者は異なる結果となっており、ウェブ面外に曲げが発生していることがわかる。

図3-44、表3-19たわみの測定結果を示す。たわみの最大値は、車重14.68tの場合で主桁3.0mm、床版2.9mm、車重36.52tの場合で主桁5.9mm、床版5.8t程度となっており、相対的に床版のたわみが大きいことがわかる。

図3-45には、各着目位置応力及びたわみの影響線の形状を示す。測定方法上の制約、計測器の感度の関係より、必ずしも完全な形状では得られていないが、おおむねの傾向として、たわみ及び主桁系応力の影響線からは、連続橋としての特性（第一・第三径間で正、第二径間で負）が、対傾構下支材・斜材の影響線からは、着目断面置付近を境にして正負が逆転する傾向が認められる。

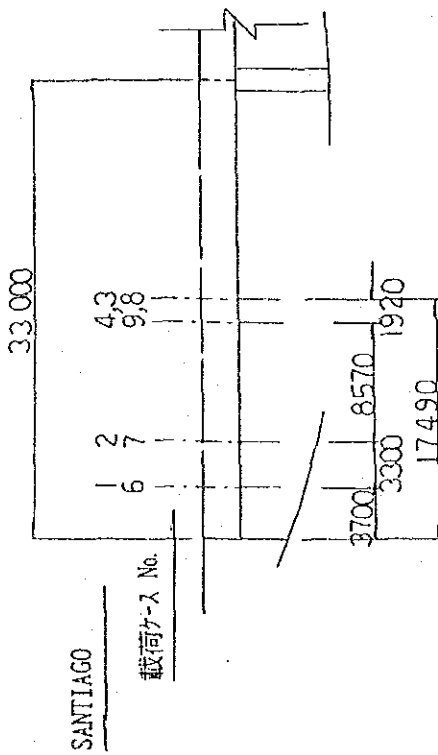


表 3-17 主桁系応力 (kg/cm²)

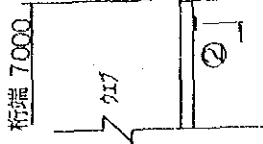
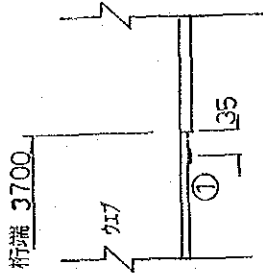
ゲージ No.	車面載荷 ケース NO.													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	187 (331)	176 (328)	76 (118)	91 (144)	26 (45)	32 (53)	21 (0)	13 (-3)						
2	121 (244)	178 (338)	86 (142)	102 (179)	21 (63)	34 (86)	28 (50)	19 (42)						
14	28 (137)	52 (163)	91 (142)	92 (149)	5 (26)	11 (32)	21 (24)	18 (24)						
101	8 (50)	15 (58)	26 (61)	26 (55)	18 (136)	45 (168)	102 (186)	97 (175)						
3	37 (165)	73 (179)	99 (152)	112 (173)	8 (28)	18 (29)	29 (19)	24 (18)						

(注) ・括弧内数値はモータレダをトレースに載せ(載荷した場合)

車重 モータレダのみ → 14.68 t

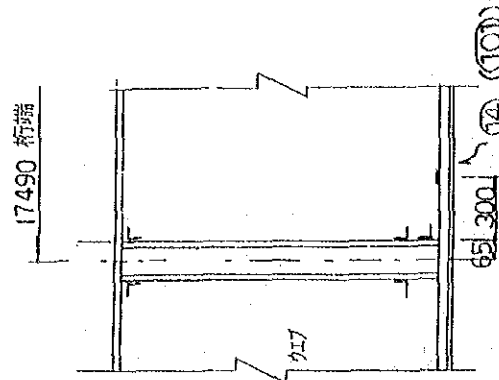
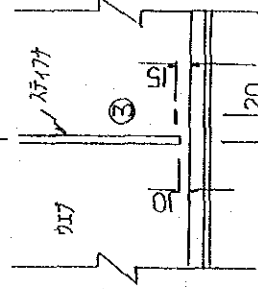
モータレダ+トレース → 36.52 t

・ゲージ14と101は径間中央付近の一般部下フランジ。14が載荷側主桁、101は反対側主桁。



(注) ゲージ 1, 2 は断面変化点の溶接止端より 5mm の位置

着目対傾斜断面 1920 15570 桁端



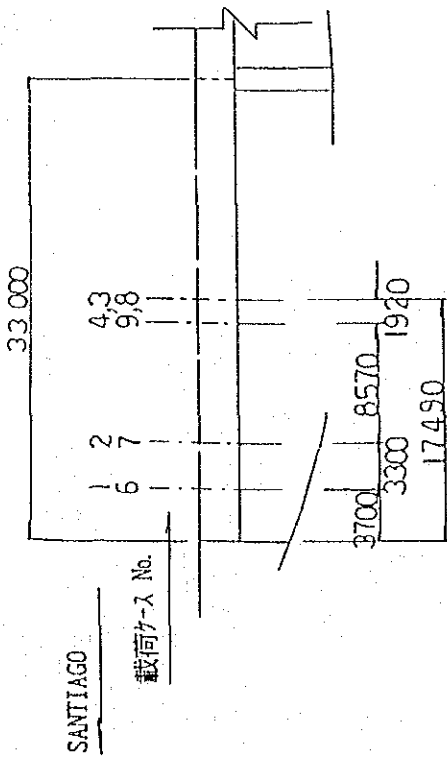
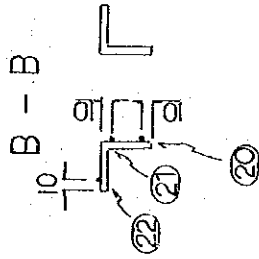
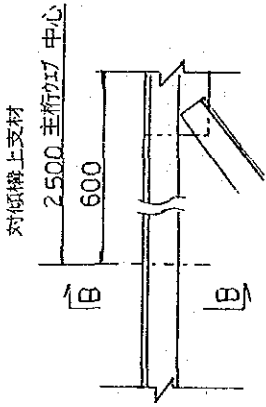


表 3-18 対傾向スライファナー応力

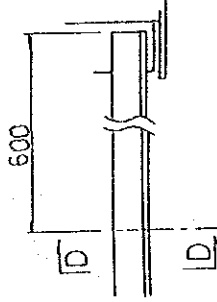
(kg/cm²)

ゲージ No.		載荷ケースNO. 3
下支材	4	-5 (-11)
	5	11 (15)
	6	16 (24)
対傾構 斜材	17	-5 (-13)
	18	5 (2)
	19	-2 (-5)
	23	-2 (-7)
上支材	20	28 (53)
	21	21 (42)
	22	29 (60)
垂直スライファ	7	-16 (-39)

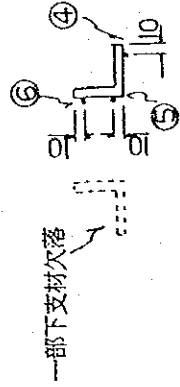
注) 括弧内数値はモックレグをトレーに載せて載荷した場合



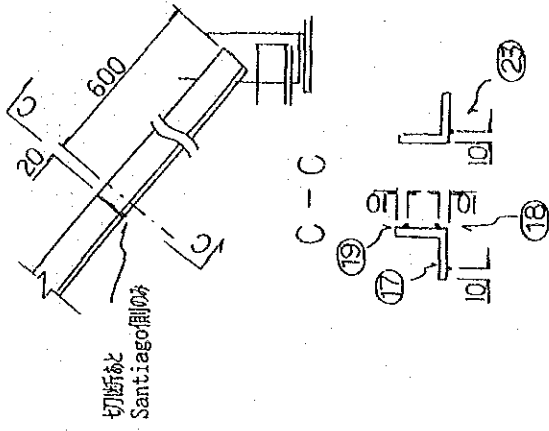
対傾構下支材

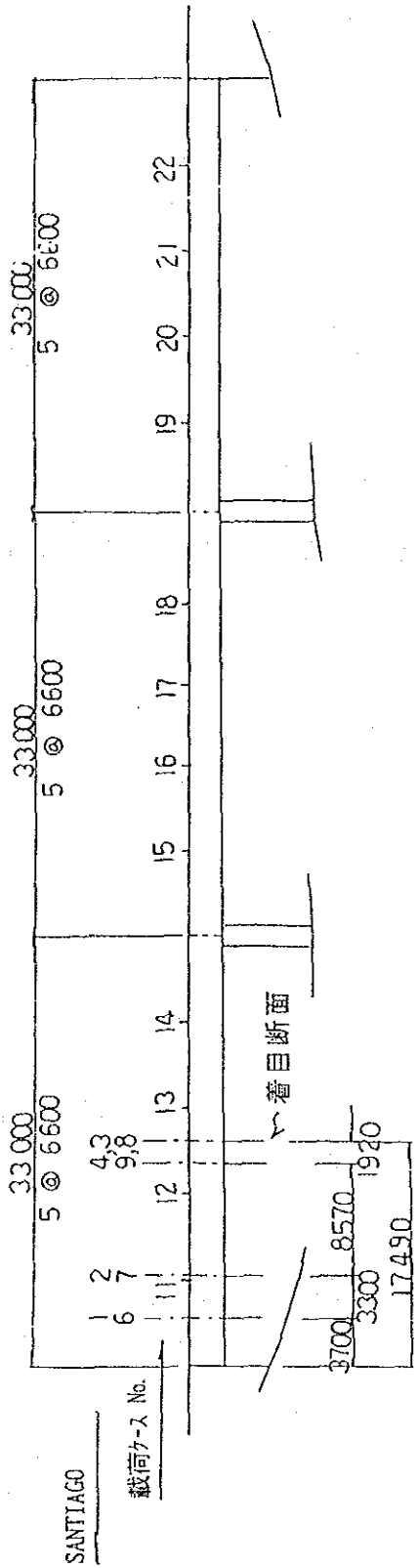


D-D

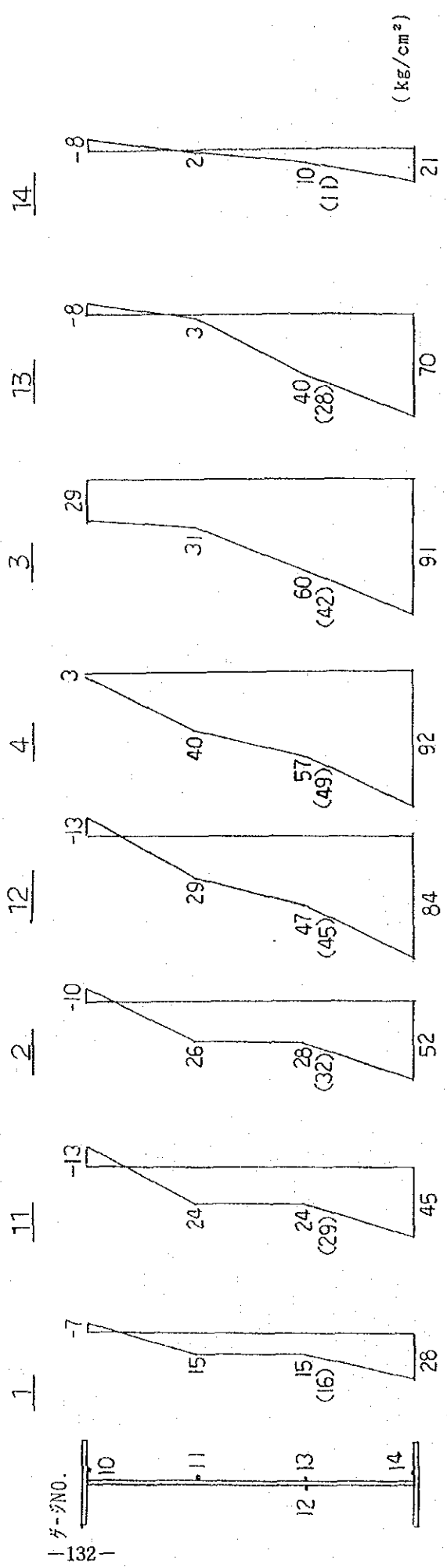


対傾構斜材





車両載荷位置



注) : 括弧内数値は裏側の応力
 : 応力はプラスが引張応力

図 3 - 4 3 径間中央付近主桁応力分布

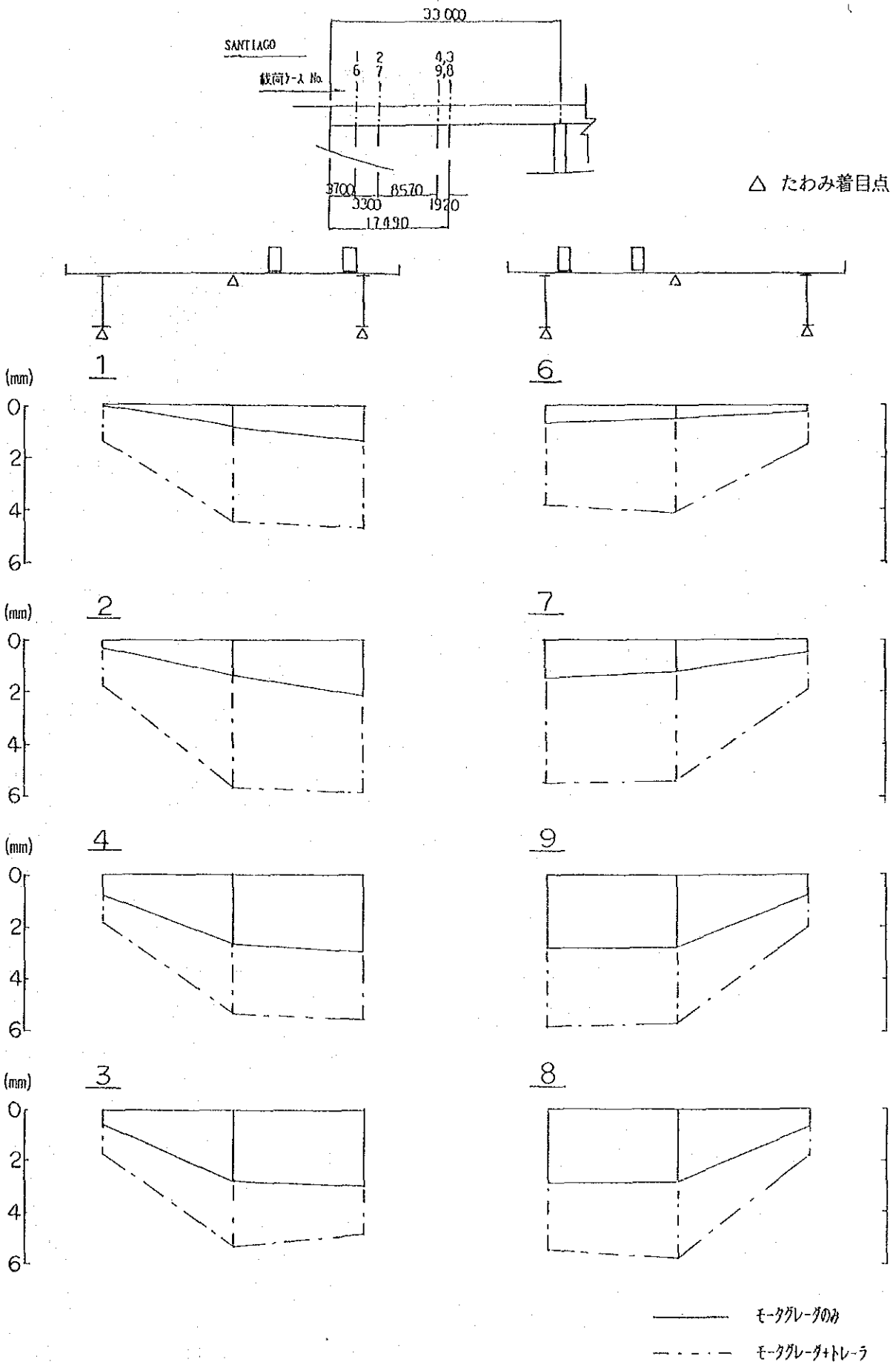


図3-44 主桁及び床版のたわみ

表3-19 静的載荷試験での主桁及び床版の変位

載荷ケース No	モ-タ-レ-ダ-のみ			モ-タ-レ-ダ- + トレ-ラ-		
	主桁A	床版	主桁B	主桁A	床版	主桁B
1	0.10	0.80	1.30	1.40	4.50	4.70
2	0.30	1.40	2.15	1.75	5.65	5.80
3	0.60	2.75	3.00	1.74	5.35	4.95
4	0.74	2.65	2.95	1.89	5.36	5.55
6	0.66	0.50	0.23	3.80	4.10	1.50
7	1.50	1.18	0.44	5.50	5.42	1.98
8	2.86	2.85	0.65	5.43	5.75	1.83
9	2.78	2.78	0.75	5.65	5.65	2.00

主桁 - 変位

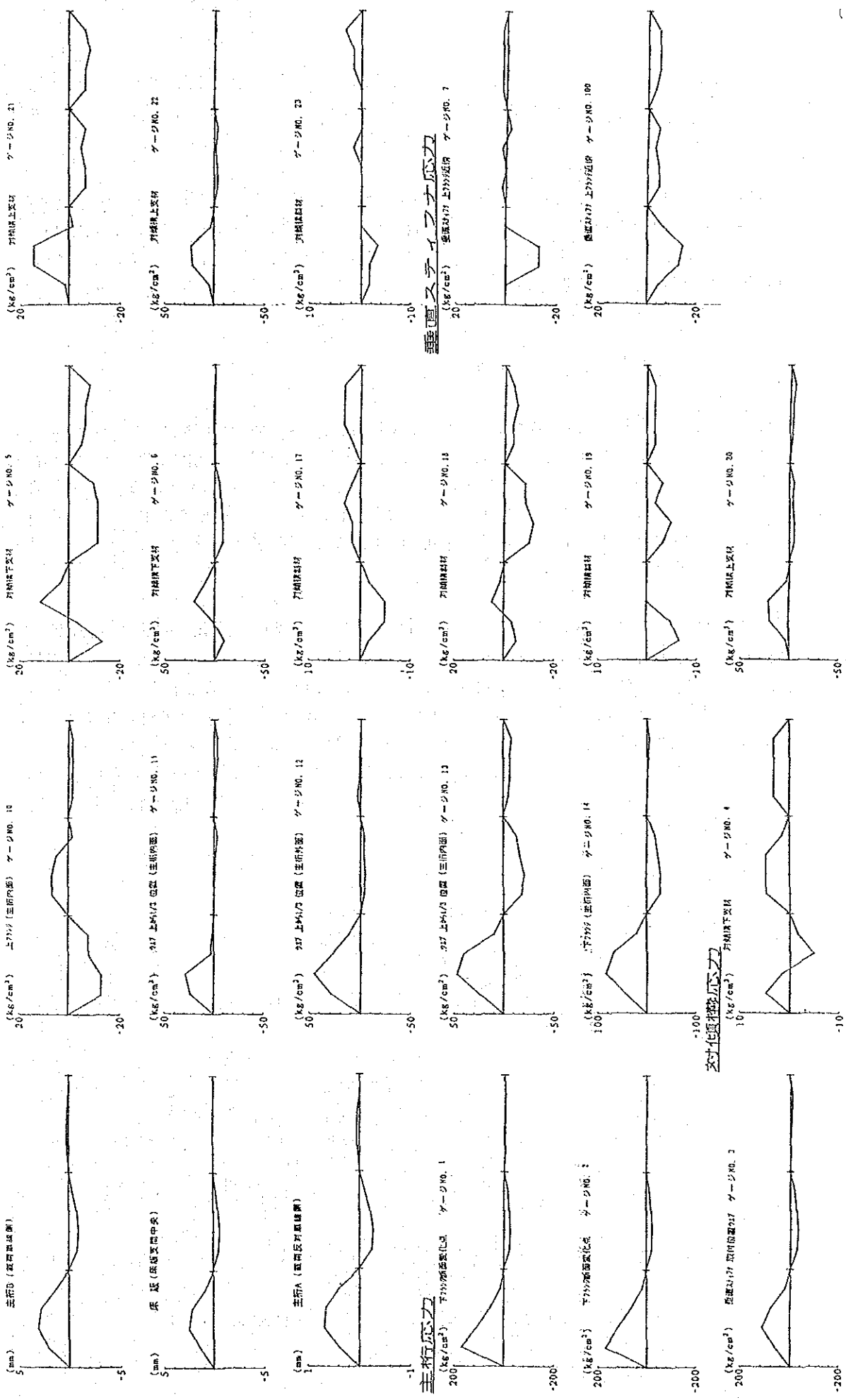


図 3-45 静的載荷時応力及び変位

(2) 応力頻度測定結果

1) 疲労検証方法

本試験では、ヒストグラムレコーダーを使用して、車両走行下24時間の応力頻度測定を実施した。前記の通りレインフロー法に従って応力変動幅をカウントし、刻み25.2 4kg/cm² (計測器内部の設定条件の制約より、きりの良い数字とはならない。)でレベル別に整理した。本解析では、このデータをマイナー則(次式)に当てはめ、疲労寿命の検討を行う。

$$D = \sum \left(\frac{n_i}{N_i} \right) = 1$$

これは、あるレベルの応力範囲 σ_{ri} が n_i 回作用したときに生じる疲労損傷度 D を、 σ_{ri} が作用した時の継手の疲労寿命 N_i との比 $D = n_i/N_i$ で与え、荷重変動が生じる時の応力範囲ごとの和が1になったとき疲労損傷が生じると考えるものである。このとき、 N_i は、継手の S-N 曲線から決まる。また、疲労損傷度 D の逆数は、測定を行った日の交通条件が続いたと仮定した場合の損傷が生じるまでの日数を表すことになり、疲労寿命に相当する。

S-N 曲線は、例えば、AASHTO(1983 年)、BS5400(1980 年)、欧州鋼構造協会連合(ECCS)疲労設計指針(1985 年)等、いくつかの設計指針で与えられているが、ここでは日本鋼構造協会の疲労設計指針案(1989.11)に示される S-N 曲線を使用した。本指針では、直応力を受ける継手の S-N 曲線の傾き m は3とし、継手の状況に応じて強度等級を A~H の8等級に分類している。S-N 曲線は、ある応力以下では一定となっている。これは、この値以下の応力範囲成分は疲労損傷に寄与しないと考えられる限界値であり、疲労限と呼ばれる。従って、疲労寿命計算時には、この限界値以下の応力範囲は無視した。

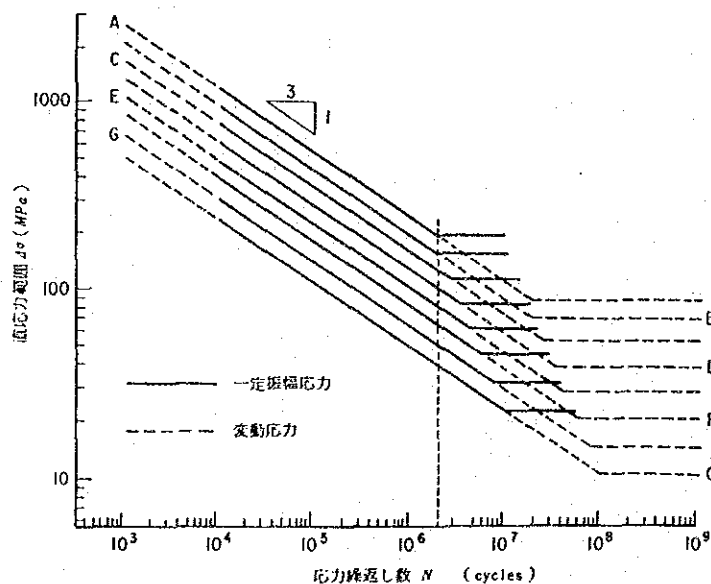


図3-46 疲労設計曲線 (S-N 曲線)

表3-20に各等級の200万回基本許容応力範囲、表3-21に今回の着目点の公称応力に対する強度等級を示す。図3-48に疲労寿命の計算手順を示す。

表 3-20 基本許容応力範囲

強度等級		応力範囲の打ちきり限界 (Mpa)	
名称	200万回基本許容 応力範囲	一定振幅応力	変動応力
A	190	190 (2.0×10^6)	88 (2.0×10^7)
B	155	155 (2.0×10^6)	72 (2.0×10^7)
C	125	115 (2.6×10^6)	53 (2.6×10^7)
D	100	84 (3.4×10^6)	39 (3.4×10^7)
E	80	62 (4.4×10^6)	29 (4.4×10^7)
F	65	46 (5.6×10^6)	21 (5.6×10^7)
G	50	32 (7.7×10^6)	15 (7.7×10^7)
H	40	23 (1.0×10^7)	11 (1.0×10^8)

注1) 200万回基本応力範囲

200万回の応力繰返し数に対応する基本応力範囲

注2) 一定振幅応力にたいする応力範囲の打ちきり限界

一定振幅応力下での疲労限度に対応するものであり、作用する変動応力の全ての応力範囲成分がこの値以下であれば疲労照査を行う必要のない応力範囲の限界値。

注3) 変動応力に対する応力範囲の打ちきり限界

この値以下の応力範囲成分は疲労損傷に寄与しないと考える良い応力範囲の限界値

表 3 - 2 1 着目点の強度等級

着目位置	ゲージ No.	強度等	摘 要
下フランジ 断面変化点	1	E, F	*)
下フランジ 断面変化点	2	E, F	*)
垂直スライフ 下部溶接止端部ウエブ	3	E	(d)/3
対傾構下支材取付部	5	H	(f)/4(2)
垂直スライフ 上部 上フランジ 近傍	7	E	(d)/6(3)
下フランジ 径間中央付	14	D	(c)/3
対傾構上支材取付部	21	H	(e)/6
上フランジ とウエブ 溶接	102	E	(d)/3

注) 基本許容応力範囲(200万回応力)

C → 1275 kg/cm²

D → 1020 kg/cm²

E → 816 kg/cm²

F → 663 kg/cm²

G → 510 kg/cm²

H → 408 kg/cm²

- 表は着目点の公称応力に対する強度等級を示す。測定応力が継手形状に起因する応力増加分を含む応力(ホットスポット応力)である場合はE等級(止端を仕上げている場合にはD等級)を用いる。
- *)→ゲージ NO.1 及 NO.2 は、下フランジの突合溶接部ではあるが、表に示される分類中に本構造と完全に当てはまるものはない。ここでは、継手のレベルとしては、(b) の(3) 程度が近いと判断し、強度等級は、E等級もしくはF等級と想定した。

ホットスポット応力は、溶接による局所的な応力集中を含まず、構造的な応力の乱れを考慮した、着目部（溶接止端部）での応力として定義される。

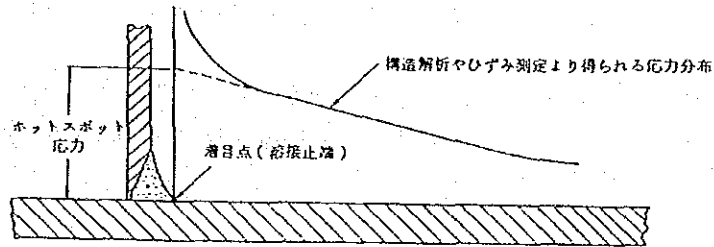


図 3-47 ホットスポット応力

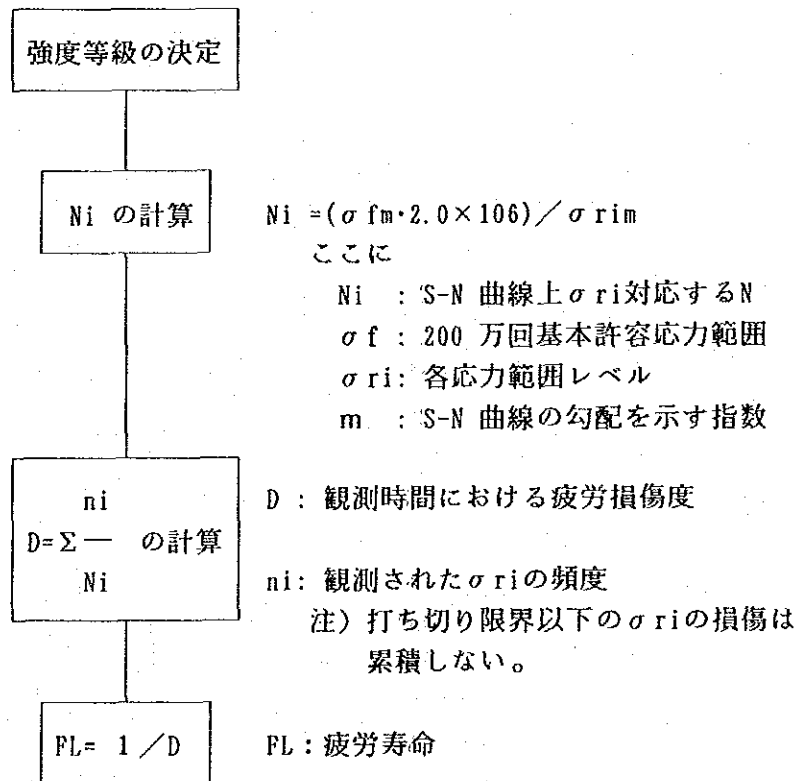


図 3-48 疲労寿命計算手順

2) 応力頻度分布と疲労寿命予測結果

表3-22 に疲労寿命の計算結果、表3-23 に応力頻度分布を示す。設計指針に示される継手区分と今回の着目点の継手状態が必ずしも完全には一致しないこと、予測には仮定が含まれること等に配慮して、表には等級C~Hの全等級について寿命を予測した結果を示した。寿命の予測結果より、以下のことがわかる。

1. 主桁断面変化点の疲労寿命は1~2年程度であり、疲労上厳しい応力が発生している。
2. 垂直スチフナの溶接止端部も寿命10年程度であり、厳しい応力状況といえる。
3. 対傾構部材では上支材のガセット部の溶接の寿命が短い、その他の点では短い寿命が予測されている点はない。

表3-22 疲労寿命予測結果

(単位：年)

着目位置	ゲージ No.	強度等級					
		C	D	E	F	G	H
下フランジ断面変化点	1	21.5	6.4	* 1.8	* 0.7	0.2	0.1
下フランジ断面変化点	2	25.8	7.2	* 1.9	* 0.7	0.2	0.1
垂直スチフナ 下部溶接止端部 ^{ウ17}	3	219.3	37.4	* 9.4	2.2	0.7	0.3
対傾構下支材取付部	5	∞	∞	∞	∞	∞	* 59.6
垂直スチフナ 上部 上フランジ近傍	7	∞	∞	* ∞	∞	233.6	88.9
下フランジ 径間中央付	14	∞	* 89.5	27.0	5.8	1.4	0.5
対傾構上支材取付部	21	∞	∞	∞	∞	270.3	* 10.9
上フランジと ^{ウ17} 溶接	102	∞	∞	* ∞	∞	∞	∞

注) ・疲労寿命 274日以上(100000 時間以上) の場合、寿命を∞として表示した。
 ・*で記した数値は表3-21 に示した強度等級に対応する疲労寿命。

表 3 -- 2 3 応力頻度分布

応力レベル	応力範囲 (kg/cm ²)	応力頻度調査																
		下方向断面変位点 (No. 1)	下方向断面変位点 (No. 2)	変位計付下部溶 接止(No. 3)	斜線橋下支材取付部 (No. 5)	変位計付上部分 (No. 7)	下方向中間中央付近 (No. 14)	斜線橋上支材取付部 (No. 21)	上方向隅部 (No. 102)									
1	25.24																	
2	50.48	14971	14118	0	9416	0	14330	0	0	0	7091	912	0	0	0	0	571	0
3	75.72	12407	11981	0	10169	0	6208	0	0	0	8212	1488	0	0	0	1488	489	0
4	100.96	6292	6175	0	5071	0	726	0	2	2	3913	756	0	0	0	756	193	0
5	126.20	3720	3733	0	2739	0	12	0	4	4	1995	398	0	0	0	398	10	0
6	151.44	2322	2287	0	1349	0	12	0	3	3	1261	71	0	0	0	71	0	0
7	176.68	1833	1833	0	1165	0	1	0	7	7	433	12	0	0	0	12	2	0
8	201.93	1071	1071	0	704	0	1	0	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0
9	227.17	776	780	0	505	0	0	0	0	0	0	2	0	0	2	0	0	0
10	252.41	580	574	0	288	0	0	0	2	2	112	0	0	0	0	0	0	0
11	277.65	378	406	0	170	0	0	0	0	0	50	0	0	0	0	0	0	0
12	302.89	268	281	0	87	0	0	0	0	0	26	0	0	0	0	0	0	0
13	328.13	177	185	0	45	0	0	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0
14	353.37	123	135	0	25	0	0	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0
15	378.61	84	102	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	403.85	66	48	0	8	0	0	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0
17	429.09	31	33	0	8	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
18	454.33	20	20	0	2	0	0	0	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0
19	479.57	8	19	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	504.81	18	10	0	2	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
21	530.05	6	9	0	6	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
22	555.29	2	4	0	2	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
23	580.53	8	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	605.77	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	631.02	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	656.26	8	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	681.50	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	706.74	4	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	731.98	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	757.22	4	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	782.46	3	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
32	807.70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
33	832.94	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
34	858.18	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
35	883.42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
36	908.66	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
37	933.90	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
38	959.14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
39	984.38	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
40	1009.63	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
41	1034.87	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
42	1060.11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
43	1085.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
44	1110.59	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
45	1135.83	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
46	1161.07	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
47	1186.31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
48	1211.55	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
49	1236.79	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	1262.03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
51	1287.27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
52	1312.51	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
53	1337.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
54	1362.99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
55	1388.23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
56	1413.47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
57	1438.72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
58	1463.96	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
59	1489.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
60	1514.44	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
61	1539.68	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
62	1564.92	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
63	1590.16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
64	1615.40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total Count:		44938	43601	32058	21363	27	24123	3679	1125									

(3) 交通量調査結果

過去 8 年間(1980年～1988年)における交通量の推移を表3-25に示す。
チリ国での交通量調査は、1988年には以下の7車種分類で実施されているが、それ以前は、動物に牽引される車(Varios Traction Animal)を分類したり、トラック、トレーラの種類を集約するなど、必ずしも車種分類は一定していない。

車種分類

1. 自動車(Autos, Stations)
2. 小型トラック(Camionetas)
3. 2軸のトラック(Camioness simples de 2 ejes)
4. 3軸以上のトラック(Camioness simple de mas de 2 ejes)
5. セミ・トレーラ(Semi remolques)
6. トレーラ(Remolques)
7. バス(Buses, Taxibuses)

ここでは、上記のうち3～7の車種を大型車と定義し、大型車の混入率を算出した。交通量の特性に関して、以下の傾向が認められる。

- 1) 過去 8年間に大きな経年変化は認められず、総交通量はおおむね10,000台前後となっている。
- 2) 大型車混入率は、40～50%とかなり大きな比率となっている。

(4) 車重調査結果

応力頻度測定を実施した日の軸重測定データ(ウェイトステーション)のうち、8時間分を入手し調べた。表3-24に結果を示す。

表3-24 ウェイトステーション通過車両の車重分布

車重(t)	台数
0～5	21
5～10	150
10～15	57
15～20	60
20～25	55
25～30	5
合計	348

最大値 25.9 t

表3-25 過去8年間の交通量の推移

		1980年	1984年	1986年	1988年
1	Autos Stations	5,020	5,286	4,334	3,454
2	Camionetas		2,318	1,294	1,329
3	Camioness simples de 2 ejes	1,112	1,716	1,485	1,162
4	Camioness simple de mas de 2 ejes				602
5	Semi remolques	940	1,448	1,980	967
6	Remolques				1,407
7	Buses Taxibuses	723	1,189	1,132	1,253
8	Varios traction animal	188	500	279	-
24時間合計		7,983	12,457	10,504	10,174
大型車台数(3~7/計)		2,775	4,353	4,597	5,391
大型車混入率(%)		34.8	34.9	43.8	53.0

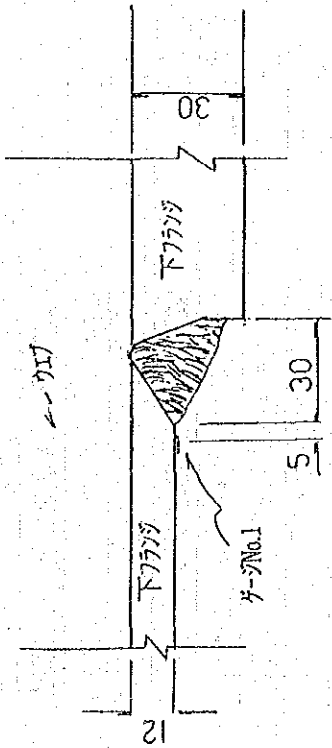
(5) 着目部の溶接の状況

図3-49 に着目部のスケッチを示す。着目部の観察にて確認した点を以下に示す。

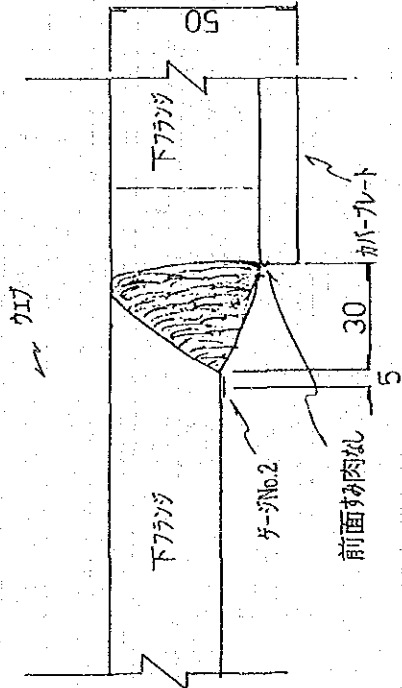
- 1) No1 の主桁断面変化点は、応力勾配を特に設けていない。
- 2) No2 の主桁断面変化点は、突合溶接でフランジ断面をアップした上で、さらにカバープレートを溶接している。カバープレートの前面は溶接していない。
- 3) No7 , No100 のスティフナーは上フランジと溶接されているが、スティフナーと上フランジの間には隙間がある。
- 4) No3 付近では、スティフナーと下フランジの隙間が10mm程度で、スティフナーとウェブの溶接線とウェブとフランジの溶接線は、重なり合う状態となっている。
- 5) No23の近くで斜材は切断跡があり、簡単な溶接で繋いでいるが、部材軸線はずれている。
- 6) No103 位置では、上フランジがウェブに対して直角に取り付けられていないため、上フランジと床版との間に隙間が生じている。

上記のうち、1, 2, 4 は、発生する応力のレベルに影響を与える因子となる。また、3, 6 がNo7, No100, No103 にあまり大きな応力が発生しなかった理由と考えられる。

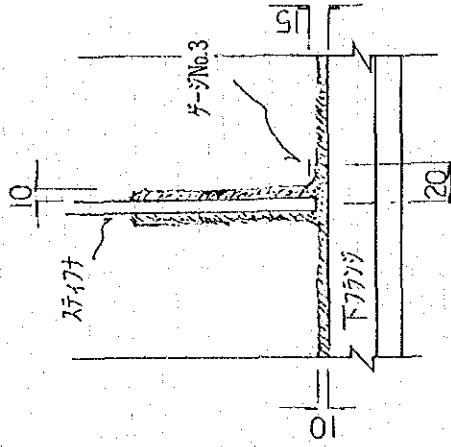
下フランジ断面変化点



下フランジ断面変化点

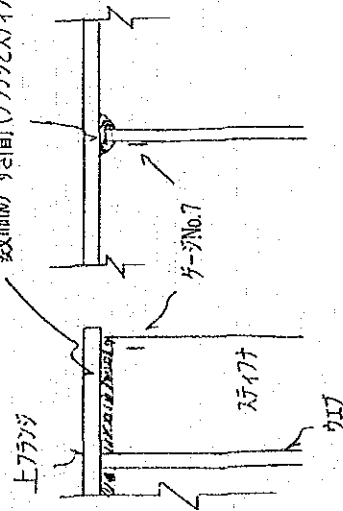


スライダ位置ウヰ



上フランジとスライダの溶接

数mmのき間(フランジとスライダ間)



上フランジと床版の接触面

対傾構斜材

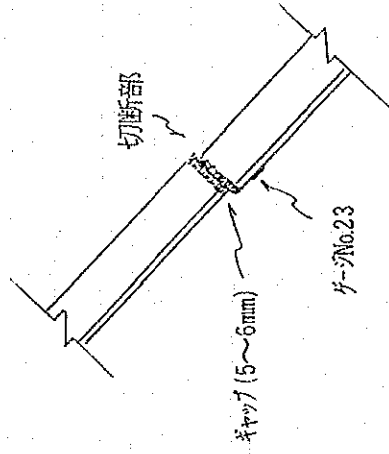
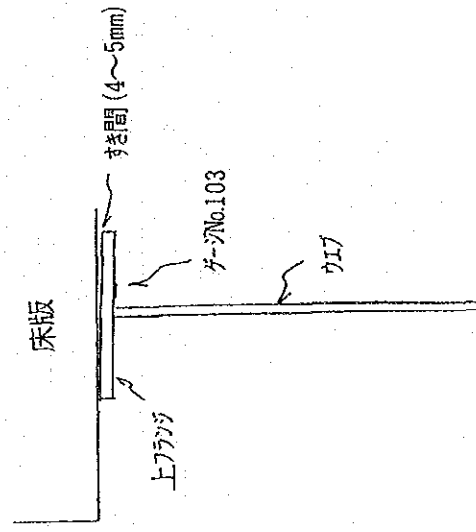


表 3-26 静的試験により得られた部材応力(1) (E-カゲレダ-載荷時:車重14.68 t) (kg/cm²)

ゲージ No.	部 位	車両停止位置									
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	
1	下フランジ断面変化点	187.4	176.1	75.9	90.5	25.8	32.3	12.9	21.0		
2	下フランジ断面変化点	121.2	177.7	85.6	101.8	21.0	33.9	19.4	27.5		
3	垂直スライパ 取付位置ウ17	37.2	72.7	98.5	111.5	8.1	17.8	24.2	29.1		
4	対傾構下支材	3.2	4.8	-4.8	-1.6	0.0	1.6	-1.6	-1.6		
5	対傾構下支材	-6.5	-8.1	11.3	3.2	-3.2	-3.2	1.6	0.0		
6	対傾構下支材	-8.1	-8.1	16.2	8.1	-3.2	0.0	6.5	4.8		
7	垂直スライパ 上フランジ近傍	0.0	0.0	-16.2	-14.5	0.0	-3.2	-17.8	-16.2		
10	上フランジ (主桁内面)	-6.5	-9.7	29.1	3.2	-4.8	-1.6	11.3	8.1		
11	ウ17 上φ51/3 位置 (主桁内面)	14.5	25.8	30.7	40.4	3.2	8.1	8.1	11.3		
12	ウ17 上φ51/3 位置 (主桁外面)	16.2	32.3	42.0	48.5	4.8	11.3	12.9	16.2		
13	ウ17 上φ51/3 位置 (主桁内面)	14.5	27.5	59.8	56.5	3.2	6.5	12.9	14.5		
14	下フランジ (主桁内面)	27.5	51.7	90.5	92.1	4.8	11.3	17.8	21.0		
17	対傾構斜材	-1.6	-1.6	-4.8	-6.5	0.0	0.0	-4.8	-4.8		
18	対傾構斜材	-1.6	-3.2	4.8	1.6	-1.6	-3.2	-8.1	-8.1		
19	対傾構斜材	-3.2	-6.5	-1.6	-3.2	-1.6	-1.6	-4.8	-4.8		
20	対傾構上支材	1.6	4.8	27.5	25.8	3.2	6.5	22.6	21.0		
21	対傾構上支材	1.6	4.8	21.0	19.4	0.0	3.2	19.4	17.8		
22	対傾構上支材	1.6	6.5	29.0	27.5	3.2	6.5	27.5	27.5		
23	対傾構斜材	0.0	0.0	-1.6	-1.6	0.0	0.0	-3.2	-1.6		
100	垂直スライパ 上フランジ近傍	0.0	-3.2	-14.5	-12.9	-1.6	-1.6	-17.8	-12.9		
101	下フランジ (主桁内面)	8.1	14.5	25.8	25.8	17.8	45.2	96.9	101.8		
102	上フランジ直角方向 (主桁内面)	1.6	4.8	-14.5	0.0	0.0	0.0	-3.2	-3.2		
103	上フランジ直角方向 (主桁内面)	0.0	1.6	-1.6	-1.6	1.6	6.5	8.1	14.5		

表 3-27 静的試験により得られた部材応力(2) (モタグレダ- + トレラ- 載荷時 : 車重36.52 t)

(kg/cm²)

ゲージ No.	部 位	車両停止位置										
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨		
1	下フランク断面変化点	331.2	327.9	117.9	143.8	45.2	53.3	-3.2	0.0			
2	下フランク断面変化点	243.9	337.6	142.2	179.3	63.0	85.6	42.0	50.1			
3	垂直スライダ 取付位置ウイ	164.8	179.3	151.8	172.8	27.5	29.1	17.8	19.4			
4	対傾構下支材	-8.1	-11.3	-11.3	-8.1	-9.7	-9.7	-8.1	-8.1			
5	対傾構下支材	-4.8	6.5	14.5	9.7	0.0	3.2	3.2	1.6			
6	対傾構下支材	1.6	14.5	24.2	19.4	6.5	11.3	12.9	11.3			
7	垂直スライダ 上フランク近傍	-42.0	-43.6	-38.8	-35.5	-33.9	-37.2	-37.2	-33.9			
10	上フランク (主桁内面)	-11.3	46.8	43.6	12.9	9.7	19.4	25.8	11.3			
11	ウイ 上から1/3 位置 (主桁内面)	45.2	53.3	53.3	59.8	16.2	17.8	14.5	17.8			
12	ウイ 上から1/3 位置 (主桁外面)	63.0	72.7	64.6	74.3	19.4	22.6	21.0	24.2			
13	ウイ 上から1/3 位置 (主桁内面)	77.5	101.8	93.7	90.5	22.6	30.7	30.7	32.3			
14	下フランク (主桁内面)	137.3	163.2	142.2	148.6	25.8	32.3	24.2	24.2			
17	対傾構斜材	-11.3	-12.9	-12.9	-12.9	-8.1	-8.1	-8.1	-6.5			
18	対傾構斜材	-4.8	1.6	1.6	1.6	-11.3	-11.3	-11.3	-12.9			
19	対傾構斜材	-8.1	-6.5	-4.8	-6.5	-6.5	-4.8	-4.8	-6.5			
20	対傾構上支材	43.6	53.3	53.3	48.5	35.5	45.2	45.2	38.8			
21	対傾構上支材	37.2	43.6	42.0	38.8	32.3	38.8	37.2	33.9			
22	対傾構上支材	50.1	59.8	59.8	54.9	45.2	54.9	54.9	50.1			
23	対傾構斜材	-4.8	-6.5	-6.5	-6.5	-4.8	-1.6	-3.2	-3.2			
100	垂直スライダ 上フランク近傍	-21.0	-25.8	-27.5	-24.2	-17.8	-25.8	-24.2	-17.8			
101	下フランク (主桁内面)	50.1	58.2	54.9	61.4	135.7	168.0	174.5	185.8			
102	上フランク直角方向 (主桁内面)	17.8	-11.3	-14.5	-1.6	1.6	1.6	-1.6	0.0			
103	上フランク直角方向 (主桁内面)	8.1	8.1	6.5	8.1	25.8	30.7	32.3	30.7			

表 3-28 移動静的載荷試験での部材応力(2) (トックレダ-+載荷時:車重14.68t)

載荷ケース No.	ゲージ番号																					
	1	2	3	4	5	6	7	10	11	12	13	14	17	18	19	20	21	22	23	100		
側 経 間	11	171.2	171.2	64.6	4.8	-12.9	-9.7	0	-12.9	24.2	29.1	45.2	-1.6	-4.8	-6.5	3.2	1.6	4.8	-1.6	-4.8		
	12	109.8	122.8	113.1	1.6	-3.2	1.6	-12.9	-12.9	45.2	46.8	84.0	-4.8	-3.2	-4.8	19.4	14.5	22.6	-1.6	-12.9		
	13	54.9	66.2	79.2	-4.8	11.3	21.0	-12.9	-8.1	3.2	27.5	40.4	-4.8	4.8	0	21.0	14.5	24.2	-3.2	-14.5		
	14	16.2	21.0	22.6	-1.6	3.2	9.7	0	-8.1	1.6	11.3	9.7	-1.6	1.6	0	3.2	-1.6	3.2	0	-6.5		
	15	-22.6	-21.0	-27.5	4.8	-11.3	-8.1	1.6	6.5	0	-3.2	-17.8	1.6	-9.7	-3.2	-4.8	-6.5	-3.2	0	-4.8		
中 央 経 間	16	-24.2	-22.6	-30.7	4.8	-11.3	-8.1	0	6.5	-1.6	-4.8	-21.0	1.6	-11.3	-4.8	-4.8	-6.5	-3.2	0	-4.8		
	17	-21.0	-19.4	-25.8	4.8	-11.3	-6.5	1.6	4.8	-1.6	-3.2	-16.2	3.2	-8.1	-1.6	-3.2	-4.8	-1.6	1.6	-3.2		
	18	-16.2	-12.9	-17.8	1.6	-9.7	-4.8	-1.6	-1.6	-3.2	-3.2	-12.9	1.6	-8.1	-3.2	-4.8	-6.5	-3.2	0	-4.8		
	19	-4.8	0	-3.2	3.2	-4.8	1.6	1.6	-1.6	-1.6	3.2	-4.8	1.6	-3.2	-1.6	-1.6	-6.5	0	0	-3.2		
側 経 間	20	-4.8	0	-4.8	3.2	-6.5	1.6	1.6	-1.6	-1.6	1.6	-6.5	3.2	-3.2	-1.6	-3.2	-6.5	0	1.6	-4.8		
	21	-4.8	-1.6	-6.5	3.2	-6.5	1.6	1.6	-1.6	-3.2	1.6	-6.5	3.2	-4.8	-1.6	-3.2	-8.1	0	1.6	-4.8		
	22	-4.8	-1.6	-8.1	3.2	-8.1	1.6	1.6	-1.6	-3.2	0	-8.1	3.2	-3.2	-1.6	-4.8	-6.5	-1.6	3.2	-4.8		

表3-29 移動静的載荷試験での主桁・床版の変位
(モーターゲレター-載荷時：車重14.68t)

(mm)

載荷ケース NO	主桁 A	床版	主桁 B
11	0.40	1.35	2.10
12	0.67	2.45	3.05
13	0.65	2.20	2.75
14	0.40	0.85	1.30
15	-0.24	-0.54	-0.84
16	-0.26	-0.65	-0.95
17	-0.20	-0.50	-0.78
18	-0.10	-0.27	-0.35
19	0.04	0.05	0.20
20	0.05	0.06	0.20
21	0.05	0.06	0.20
22	0.02	0.02	0.14

3-2-5 考察・提案

表3-22に示す通り下フランジ断面変化点では理論的に疲労寿命は殆ど無い状態となっている。床組の斜材の溶接が既に何度か破断している事、既に一度落橋しており主桁を現場溶接で補修している事、2主桁坂橋と言う橋梁としての基本構造に問題がある事等の理由により本橋は架け替えが望ましい。

第4章 橋梁設計・積算

4-1 概論

本章では詳細点検を実施した橋梁に付いて補修設計、施工計画及び工費の積算を行った。詳細点検対象橋梁は構造のタイプ別、損傷のタイプ別に極力多くの補修工法が紹介できるようにその選定を行った。今回の調査では現橋の損傷の補修復元を目的としており橋長、支間割、等を変更して現橋の機能を向上させる事を目的とした補修を対象としていない。従って橋梁本体、下部工の損傷の補修を実施しても将来河川の状況変化で新たに問題の発生する事が予測される。ここではチリにおいて特徴的に見られる橋梁の計画上の問題、設計上の問題に付いて検討した。

チリにおける橋梁の計画では河川に架かる橋梁が最も問題になっている。その多くは河川幅に対して橋長が短く橋梁の通水面積が足りない。また橋梁付近の護岸も不安定なものが多い。本調査では橋梁の補修を対象としているので橋長の変更や、支間割の変更は検討していない。このため橋梁や、下部工が適切に補修されたとしても河川状況の変化により予測できない問題が発生する可能性がある。また補修より架け代えの法が望ましい場合も発生する可能性がある。何れにしても河川条件は橋梁の支間割、構造形式等の基本諸元に大きな影響力を持っている。このため河川条件は補修計画といえども慎重に検討する必要がある。以下に橋梁計画、設計についての重要な項目を説明する。

(1) 河川にかかる橋梁設計における留意点

河川の存在は、道路交通にとって大きな障害物であり、いかに洪水に流されない強固な橋を経済的に作るかという事が橋梁工学上重要な項目の一つである。橋が洪水の流下を阻害することによって、(すなわち橋が洪水に抵抗することによって)橋が危険にさらされるだけでなく河川氾濫を起こし、しばしば橋梁周辺が洪水被害を被ることがある。これを避けるためには、橋が洪水流下に何ら抵抗しないように造られるか、どんな洪水にも抵抗できる橋を造れば問題はない。しかし、経済上の問題としてそのような構造で橋を造ることはできない。

チリ国の土地利用の特殊性からして橋梁建設に伴う周辺地域に及ぼす洪水被害は都市以外は考慮する必要はないと思われるため、洪水が橋に及ぼす安全性のみを考慮し、国道5号線上の沖積平野部河川と交差する橋梁の水理構造物の設計ガイドラインについて述べる。橋梁がその周辺部に及ぼす洪水被害を軽減する必要がある場合にはこのガイドラインに加えさらに対策が必要である。ガイドラインは、橋梁が洪水流に対する抵抗をできるだけ少なくするように考えるものとする。

河川の水理状況は、橋梁下部工設計の荷重ほど正確に限定できず過去の経験に依存する部分が多い。従って、ここで述べる設計ガイドラインは、定性的ガイドラインが大事であって定量的ガイドラインは容易に定めることは出来ない。いずれのガイドラインでもそれからはずれるような設計ならびに工事をする時は短期的ではなく長期的な視点をもって、維持管理費の計画を設計段階で考慮する必要がある。また、河川の流れは橋梁の架橋地点のみ部分的条件で支配されるだけではなく、上下流の状況や長い時間的経過に支配されるので架橋地点周辺の河川改修、砂利採取の調整を絶えず行う必要がある。

ガイドラインは次の8項目について述べる。

- | | |
|------------|--------|
| 1. 架橋位置の選定 | 5. 橋脚 |
| 2. 架橋方向 | 6. 径間長 |
| 3. 設計洪水流量 | 7. 桁下高 |
| 4. 橋台の位置 | 8. 護岸 |

1) 架橋位置の選定

1. 川巾が狭い。
2. 川がまっすぐに流れている。
(曲がっていない。上下流の横断面が変化していない。)
3. 長年流水断面が変化していない。
4. 水衝部は避ける。
5. 縦断勾配が急変していない。
6. 分合流点に近接していない。

2) 架橋方向

1. 河川と橋梁は直角を最適とする。
2. 斜角は 60° を限度とする。

3) 設計洪水流量

1. 通水断面、護岸を対象とした設計洪水流量
2. 既往最大洪水流量あるいは50年確率規模洪水流量とする。
3. 道路局河川部では、国道5号線上の橋梁の設計確率洪水流量は200年確率洪水流量としている。現地調査の結果、MAULE新設橋の例でもせり出しが川巾を狭めて架橋しており、200年確率洪水流量では設計されていないと判断される。
4. 洗掘に対する設計洪水流量。流量確率1年規模の洪水流量

4) 橋台の位置

既往最大洪水又は50年確率規模洪水が自然流下する位置。それが守れない場合は護岸について長期間の補修費を含め設計する。

5) 橋脚(河道内)

1. 形状は、細長い楕円形でかつ長径方向は洪水流下方向と同一とする。
2. 洪水流下方向が一定しない箇所では円形とする。
3. バイレベントの橋脚は渦流により、周辺に異常洗掘を起こしやすいので禁止する。
4. 橋脚の総幅が川巾に対して占める割合は洪水が流下する際、著しく水位上昇をもたらさないものとする。(最大8%)
5. 根入れは年1回生起規模流量の水深の8割又は2mのいずれか深い方とする。

低水路は固定してはず経年的に変化する。従って、現低水路のみに根入れを深くするのではなく将来低水路となる所の根入れも深くしておく。

6) 径間長

1. 20 m以上とする。但し、河川幅が20 m以下は除く。
2. 橋脚の全幅（複数基の合計幅）が、平均水位の河川幅の5%以下となる径間長を確保する。

7) 桁下高

1. 接続道路天端より高くする。
2. 堤防天端より高くする。
3. 既往最高洪水あるいは50年確率規模洪水流量が流下できる断面を確保できる高さとする。

8) 護岸

1. 護岸長は、橋台、橋脚の上下流端よりそれぞれ径間長の2分の1あるいは10 mとする。
2. 護岸高は、既往最高水位あるいは50年確率洪水のいずれか大きな流量が流下する高さとする。

以上が今後、新設橋、架換橋梁を設計する際のガイドラインとなるが、現橋の補修に当たっては、上記ガイドラインに可能なかぎり近づけるような補修効果が期待出来る対策を行うことが望まれる。

(2) 洗掘補修対策工

洗掘補修対策工は、保全対策上恒久的な方法としては根入長の増加以外ないが、緊急暫定工法としては以下に示す(1)～(3)の対策が考えられる。

1) 橋梁付近に導流堤を建設する。

1. 流水方向を変え、橋台、橋脚への洗掘を軽減させる。
2. アクセス道路堤脚部との平行流を除去し、その部分を保護する。

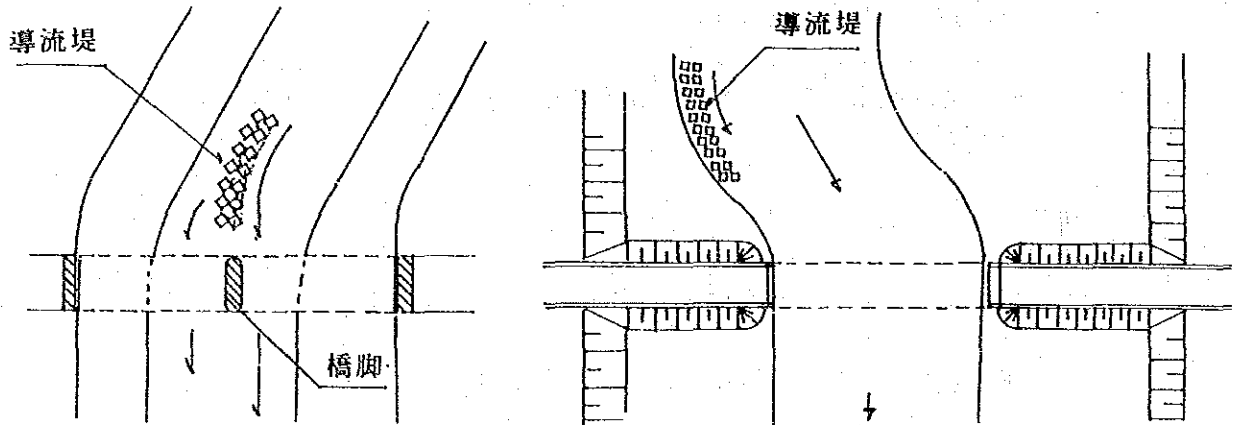


図4-1 導流堤

2) 既存の防御工を洗掘深よりさらに深く根入れする。

1. 洗掘深より深い位置に大石または人口ブロックを入れ、現河床面まで埋設する。
2. コンクリートプロテクトを張る。(テトラポット、十字ブロックでも良い。)

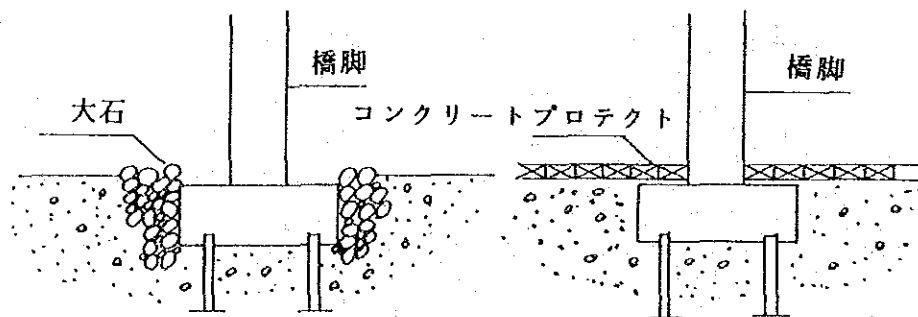


図4-2 洗掘防護工

- 3) 河床の洗掘を防止するために帯工（小型防床工）を構築する。（河床流失防止を目的とする。）

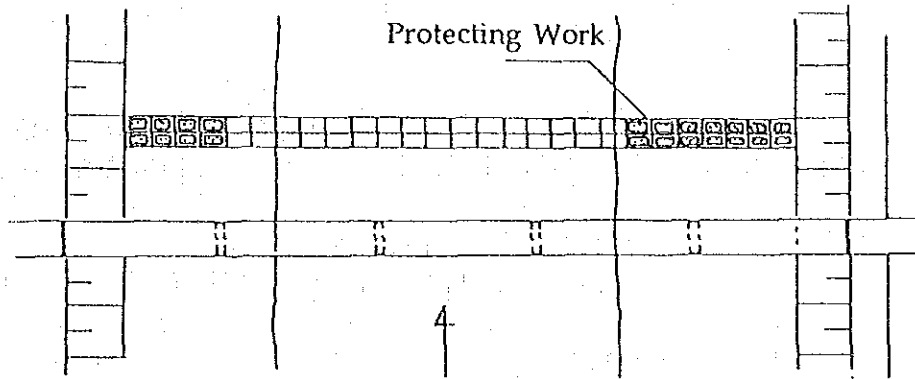


図4-3 河床低下防護工

- 4) 橋台、橋脚の恒久的洗掘対策は次の2工法である。

1. 連続地中壁あるいは杭打ちにより、既存の橋台、橋脚洗掘部分の根継ぎ（根入れ増加）
2. 橋長を延長し通水断面を増加させる。（洗掘深の軽減対策）

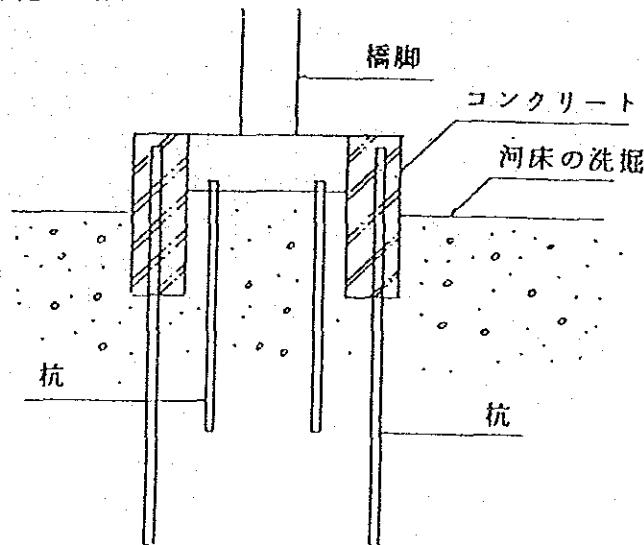


図4-4 橋脚基礎根入れ増加

緊急暫定工法としては前記工法など各種あるがそれら工法を採用した場合、橋台、橋脚の洗掘状況を毎年調べると同時に、それら工事が防護を目的とした以外の橋台、橋脚への影響をも毎年調べる必要がある。導流堤を作り、ある橋台、橋脚の洗掘を防ぐと水衝部が他の橋台、橋脚に当たり、そこが洗掘を起こすことがある。

河川を横断する帯工を作ると、帯工下流側に洗掘が発生し、帯工を維持するのに費用が掛かる。帯工上流側の水位が積上げられるのでその対策工法も欠かせない。川中の長い所では大きな費用が掛かる。

4-2 橋梁補修設計

4-2-1 基本方針

本章では第2次現地調査（1992年8月～10月）で実施された詳細点検対象の10橋について補修工法案を提示する。10橋は以下の理由により選ばれた。

1. 損傷度が高く緊急な補修が必要とされているもの。
2. 損傷のタイプがチリにおいて典型的なものでありかつ上記1.の条件を満足しているもの。
3. 社会経済的に重要な橋梁。

これら10橋は橋の状態は全体的に非常に悪く、ほとんどの橋梁が近い将来は架け替えが必要と考えられる。しかしながら本プロジェクトでは橋梁が本来持っていた機能の向上または架け替えを検討の対象としていない。非常に危険な状態の橋梁が落橋するのを予防するための補強方法と、現橋の機能を本来持っていたものに快復するための補修方法について提案する。

当プロジェクト外ではこの架け替えるまでの期間、特に交通の安全確保を重点においた現在の橋の機能を維持させる事を目的とした対策工を検討しその補修工法を提案する。原則として各橋一工法を提案する。この補修工法では鉄筋量等細部の計算までは行っていないので現状の橋梁の基本的な構造形式を変更する案を採用する場合は再度の構造検討が必要である。補修工法の選択は維持管理、補修、補強、架け替えまで広範囲でその最終決定に至るまでには更なる調査を必要とするものも多い。補修設計では個々の細部の損傷だけにとらわれることなく総合的に正確な判断を行う必要がある、このため橋梁自体の損傷度とともに地震、地質等の橋梁をとりまく自然環境、交通量等の社会的環境などの要因も考慮し、補修設計を行った。

4-2-2 詳細調査結果と工法選定に関わる条件

(1) 詳細調査結果

詳細調査については第3章で述べているように計測機器を使用したコンクリート強度、中性化試験、鋼材の硬さ試験等を行った。また測量機器をもちいて橋梁の基本形状及びその変状の測定等を行った。またこれらの調査に平行して基礎工の状態が橋梁全体の損傷度に大きく影響を及ぼすと見られる橋梁については土質調査を実施した。これらの調査の結果と、目視調査の結果を合わせて損傷の原因とその補修工法の選択に影響する要素は次のように分類する事ができる。

1. 道路線形と橋梁位置の妥当性
2. 橋梁位置での地形及び地質（地滑り、軟弱地盤、液状化）
3. 河川条件に関するもの
4. 交通量と幅員
5. 橋梁の老朽化
6. 構造物の損傷
7. 橋梁の設計及び施工に起因するもの

- 8. 橋梁の耐震構造
- 9. 橋梁にに變状が認められるもの
- 10. 迂回路の条件

各橋の損傷を上記の条件で整理すると表4-1のようになる。

表4-1 損傷とその原因

橋名	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	橋梁形式
AMOLANAS	*	*		*	*	*	*	*	*	*	RCT一丁
PULLALLY		*	*				*			*	鋼板桁
MAIPO			*				*	*		*	PCボックス
CLARO			*	*	*					*	レガ一丁
LONCOMILLA			*			*			*	*	PCブリッジ
BIO BIO			*	*	*						鋼板桁
RAMADILLAS		*	*	*		*			*	*	鋼板桁
MALLECO	*	*				*	*	*	*	*	鋼板桁
PICHOY		*			*	*			*		鋼板桁、RCT桁
CAYUMAPU		*			*	*			*	*	RCT桁

注) * : A-Jの項目で該当するもの

(2) 補修設計に関する条件

補修工法の選定では各橋の持つ損傷及び原因が判明するだけでは不十分で、橋梁の架設されている環境条件を調査する必要がある。このため補修工法選択に影響する環境の基本条件を以下のように選んだ。

1) 道路線形に対する条件

橋梁部及びその前後において平面曲線又は縦断勾配が道路の設計速度に対し満足しているかどうか。AMOLANAS, MALLECO橋

2) 地形、及び地質に関して検討すべき条件

1. 地滑り地形に対する検討

MALLECO橋のTEMUCO側では地滑りを経験しており、地滑り対策として集水井及び地滑り抑止杭が施工されている。一方、橋脚高さが7.7mもあるにもかかわらず、その基礎の根入れは6mしかなく、地滑り地帯であることの考慮がなされているか疑問である。再度地質調査を行い、橋脚保護のための地滑り対策工を実施する必要がある。

2. 液状化現象に対する検討

緩い砂質地盤では、地震時における液状化現象による支持力低下が予想され基礎工の検討が必要。

3. 軟弱地盤に対する検討

軟弱地盤で杭が根入れ不足の場合は沈下や側方流動を生じ易く、長い増杭で補強するか状態の悪いものは下部工を置き換える必要がある場合がある。RAMADILLAS, PICHYOY, CAYUMAPU橋

4. 基礎のおかれていた状況の検討

橋台を盛土上に建設している場合（AMOLANAS橋）や近接して高盛土がある場合（MALLECO橋）の基礎工の検討も重要で、地質調査を行い対策を検討しなければならない。

3) 河川に関する条件

1. 河川幅と橋長

河川幅に対し橋長が極端に短いものは、将来的には側径間を延長しなければならない。PICHYOY, CAYUMAPU橋

2. 河積阻害率

河川に対しその阻害率の大きいものはその阻害率を小さくする必要がある。BIO BIO橋

3. 桁下空間

高水位に比して桁下空間に余裕のない場合重要な橋では架け替えの対象となる。

4. 橋脚方向と流水方向

河川の流水方向が橋脚方向と一致していないものは、水圧をまともに受け洗掘等の要因ともなるため水制工や基礎部の補強が必要。PULLALLEY橋, RAMADILLAS橋

5. 河床低下

河川の持つ特徴とその地質条件により将来河床低下が予想される場合は基礎部の根固め工、河床保護等の対策が必要。

PULLALLEY, MAIPO, CLARO, LONCOMILLA、BIO BIO, RAMADILLAS, CAYUMAPU橋

4) 交通量に関する条件

交通量は橋梁の損傷に大きな影響を及ぼす。特に大型車の混入率が重要な要素となる。詳細点検対象橋梁の交通量を表4-2に示す。

表4-2 対象橋梁付近の交通量

1988年

橋名	交通量			検討事項	
	小、中型車	大型車	計	幅員	活荷重とその支持機構
AMOLANAS	1350	651	2001	*	(下部工)
PULLALLY	2235	1082	3317		(上部工)
MAIPO	11294	7400	18694		
CLARO	4332	2867	7199	*	
LONCOMILLA	1199	684	1883		
BIO BIO	11700	2145	13845	*	(上部工)
RAMADILLAS	1712	1501	3213		(下部工)
MALLECO	2300	1444	3744		(上部工)
PICHOY	1398	484	1882		(下部工)
CAYUMAPU	1398	484	1882		

上記中、*印の橋梁は交通量に対して幅員が不足しており拡幅又は車線を増設する必要があると判断されたもの。また活荷重に対する耐荷力の欄で上部工と記入しているのは床組や床版等が痛んでいるもの、下部工の場合は沈下等があるものでいずれも何らかの対策が必要と判断されるものに付いて記入した。

5) 橋梁の老朽化に関する条件

対象橋梁のうちMALLECO橋とMAIPO橋は比較的新しい。AMOLANAS、CLARO、BIO BIO橋の3橋は特に老朽化が激しく、本来なら架け替えが妥当な橋梁である。参考までに中性化試験では上記3橋以外ではRAMADILLAS、PICHROY、CAYUMAPU橋の状態が悪い。床版の損傷が激しいAMOLANAS、PULLALLY、BIO BIO橋では床版の耐久性に問題があるため根本的な対策が必要。また橋脚天端幅の不足しているRAMADILLAS、PICHROY橋では躯体のコンクリート自体が既に中性化している事、断面厚さが不足しているため、部分的に新規のコンクリートで打ち換えた方が良いと判断されます。

6) 損傷に関する条件

詳細点検対象橋梁の主な損傷とその損傷の発生している部位を表4-3に示す。必要とする対策の欄はその補修補強対策がどうしても必要と判断される部位を示す。

表4-3 構造物の損傷と対策

橋名	床版	主桁	横桁	橋台	橋脚	基礎	必要とする対策
AMOLANAS	*	*		*	*		床版、橋脚
PULLALLY	*	*	*		*	*	床版、主桁
MAIPO			*		*	*	橋脚天端、基礎
CLARO		*				*	基礎、ア-子部
LONCOMILLA				*	*	*	橋脚補修、基礎
BIO BIO	*	*	*	*	*	*	床版、落橋防止
RAMADILLAS		*	*		*	*	橋脚天端、基礎
MALLECO		*	*		*	*	上、下部工
PICHROY		*	*	*	*	*	橋脚天端、基礎
CAYUMAPU		*		*	*	*	ゲバ、下部工

注) * ; 損傷がある橋梁部位

7) 橋梁の設計または施工に起因するもの

設計時の調査不足や設計基準の不備から橋梁が必要とする機能や耐荷力を有していない場合がある。また施工不良、施工技術・機械の不足、更に経済性の問題で安価な工法を選択するなど施工に起因する問題点が挙げられる。これらの問題は抜本的に改良されない限り将来にわたりその橋梁が半永久的にその問題をかかえている事になる。これらの問題点を解決する対策としては根本的なものが要求される場合が多い。

表4-4 橋梁の設計及び施工に起因するもの

橋名	土質調査	設計基準	施工不良	施工技術	経済性	備考
AMOLANAS		*	*			耐震設計、床版キリガ-
PULLALLY	*	*				主桁の断面不足
MAIPO		*				耐震設計
CLARO						
LONCOMILLA	*			*		杭の根入れ不足
BIO BIO	*	*		*	*	短スパン
RAMADILLAS	*	*	*			杭根入れ不足、脚天端幅
MALLECO	*	*				地滑り、耐震設計
PICHOY	*	*				杭根入れ不足、脚天端幅
CAYUMAPU	*					杭根入れ不足、ゲルガ-

注) *設計や施工上問題となるもの

8) 橋梁の耐震構造に関する条件

橋梁全体構造、細部構造が地震に対し十分耐力があるか、橋梁架設地点が地震の影響を受け易いか等の点から対策工の必要性を検討する。

表4-5 耐震構造上問題となる部位

橋名	全体構造	細部構造	地盤	問題となる部位
AMOLANAS	*	*		柱構造、桁受け部、縦断勾配
PULLALLY			*	基礎工
MAIPO	*	*		横桁、独立橋脚
CLARO				
LONCOMILLA				
BIO BIO		*	*	桁受け部
RAMADILLAS		*	*	桁受け部、軟弱地盤
MALLECO	*	*	*	柱構造、独立橋脚
PICHOY		*	*	桁受け部、軟弱地盤
CAYUMAPU		*	*	桁受け部、軟弱地盤

9) 橋梁の変状に起因する条件

橋梁に変状が認められるものが数橋あり、基礎工の支持力不足による沈下や傾斜、上部工、高橋脚ではたわみやねじりも観測された。これらの変状についてはその原因を調査検討し適切な処置をする必要がある。なお、変状の数値についてはANEXO 4に示したので参照されたい。

表 4 - 6 橋梁の変状

橋 名	橋面			上部工		下部工		
	波打	沈下	横移動	ねじれ	たわみ	沈下	傾斜	たわみ
AMOLANAS	*	*	*		*		*	*
PULLALLY			*	*	*			
MAIPO		*				*		
CLARO								
LONCOMILLA		*	*				*	
BIO BIO	*	*	*					
RAMADILLAS	*	*	*	*	*	*		
MALLECO				*	*	*	*	*
PICHOY	*	*	*			*		
CAYUMAPU							*	

10) 迂回路の条件

橋面が補修の対象となるときは、工事を実施する時、交通止めが可能な場合とそうでない場合とでは施工方法に大きな差が生じる。下部工だけの工事でも上部工を一時的に取り払って工事する方が良い場合もあり、交通遮断できない場合は補修工法及び施工方法に影響する。各橋梁が交通遮断された場合の迂回路の現状を 表 4-7 に示す。

表 4-7 対象橋梁付近の迂回路

橋名	1 距離	2 町	3 距離	4 町	5 距離	6 町	迂回路
AMOLANAS	197	Ovalle	45	Carelabaja	66	Socos	遠い
PULLALLY	53	Laligua	5	Placilla	8	Longotoma	遠い
MAIPO	36	Caleradetango	6	Buin	31	Nos	遠い
CLARO	42	Molina	2	Camarico	15	Molina	遠い
LONCOMILLA	96	Villaalegre	59		1	Sanjavier	遠い
BIO BIO	14	Concepcion	4	Concepcion	6	Concepcion	近い
RAMADILLAS	55	Arauco	27	Curanilahue	6	Carampanque	遠い
MALLECO	131	Angol	36	Victoria	1	Collipulli	遠い
PICHOY	16		4		5	Pelchiquin	近い
CAYUMAPU	73		15	Antihue	10	Pelchiquin	遠い

上表で迂回路が“遠い”と判断された橋梁では実質的に交通遮断できないものとして補修工法を考える。

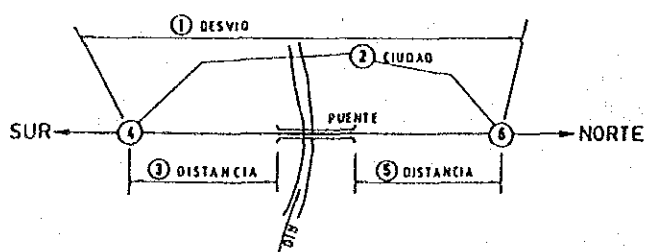


図 4-5 迂回路

4-2-3 詳細調査対象橋梁の概略補修設計

(1) 永久構造物としての補修工法

当プロジェクトの詳細調査では調査対象となった橋梁の維持補修を目的としているため橋梁の根本的な問題解決は出来ない。調査の対象となった橋梁を根本的に改修するには補修より架け換えるのが適当な橋梁も多い。このため当該以外の主目的とは異なるが将来の事も考慮し長期的な展望に立った本来の補修工法案を下記に簡単に示す。

表4-8 永久構造物としての補修工法

橋名	損傷の主要因	補修工法
AMOLANAS	耐震構造	架け替え
PULLALLY	上部工耐荷力	架け替え
MAIPO	耐震構造	横桁、橋脚補強
CLARO	老朽化、洗掘	補強
LONCOMILLA	洗掘	架け替え
BIO BIO	交通量、河川阻害率、老朽化	架け替え
RAMADILLAS	洗掘、不等沈下	架け替え
MALLECO	耐震構造、地滑り地帯	架け替え
PICHOY	老朽化、不等沈下、震害(桁移動)	架け替え
CAYUMAPU	老朽化(ゲルグー)、下部工傾斜(軟弱地盤)	架け替え

(2) 詳細調査対象橋梁の維持補修工法

1) AMOLANAS 橋

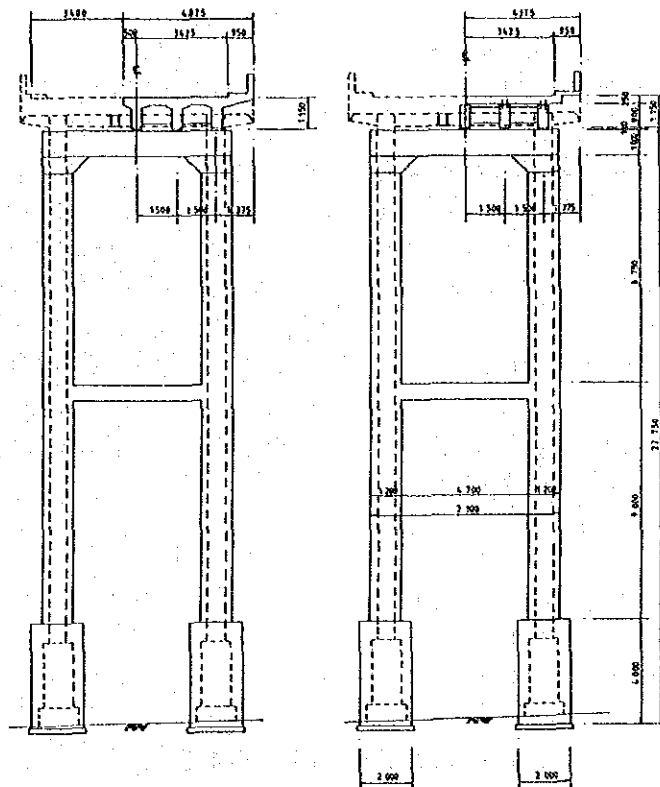
1945年頃に建設されたRCアーチ橋。これまで側径間部の柱基礎部の断面補強と橋台前面部の補修歴がある。

1. 上部工

床版表面は老朽化と輪荷重の影響による疲労ひび割れがかなり進行している。特にSANTIAIGO側の側径間部の状態が悪い。完全に補修するためには床版の全面打ち替え(第1案)、又はプレキャスト床版等による他形式への取り替え(第2案)が理想的であるが、既設床版の厚さは50cmもあり床版下側のひび割れも多くない事から今の所、耐力はあると思われる。また、樹脂注入による補修(第3案)もあるが、これは床版の耐力増強の期待は低いもののコンクリート及び鉄筋の劣化を防ぐ効果がある。アーチ部材はひび割れが目視され老朽化は否定できない。部材断面が小さくその補強工事は高所作業となる。

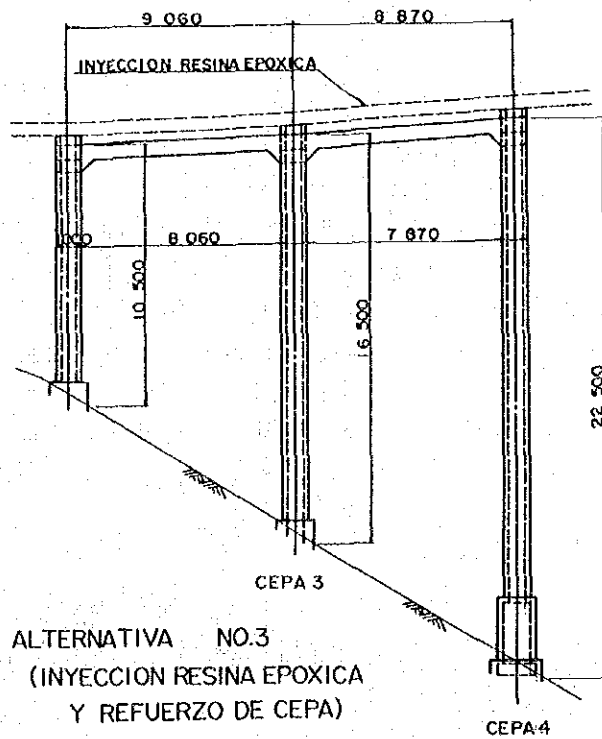
2. 下部工

アーチ部橋脚はコンクリートの中酸化、鉄筋露出、ひび割れ等が観測されたが全体的には特に異常な点は見受けられなかった。床版のたわみは目視で観察できる程おおきな量で変状調査では橋脚天端が橋台方向へ一様に変位し、橋軸直角方向でも下流側へたわんでいる。両側径間の床版は共に橋台側へやや移動していると思われる。これは上部工荷重に対し柱断面が小さいこと、橋梁の縦断勾配が6%と大きく常に横方向の荷重がかかっている事が考えられる。このため側径間と橋脚を鉄筋で結んで移動を止めようとした跡がある。しかしながら下部工を強化して橋脚天端での変位が生じにくい構造とする方が効果はあると考えられる。従って、柱の断面補強を行い橋脚天端に梁を設けたラーメン構造とするか橋脚1のように壁式構造を提案する。



ALTERNATIVA Nº 1
 VISA DE HA. TIPO T
 (TRABAJAN SOLO EN UN SENTIDO)

ALTERNATIVA Nº 2
 LOSA PREFABRICADA
 (TRABAJAN SOLO EN UN SENTIDO)



ALTERNATIVA NO.3
 (INYECCION RESINA EPOXICA
 Y REFUERZO DE CEPA)

図 4 - 6 アモラナス橋補修案

2) PULLALLY橋

1. 上部工

この橋は落橋した実績があり各主桁はその位置を入れ換えて施工し直されている。主桁はこの修復時の影響や断面不足が原因と思われる変形が主桁に観察される。橋面では大型車両の通過にともなう振動が大きく床版のひび割れはかなり進行している。これは輪荷重が影響しているが床版の支持している主桁の断面不足、横桁の剛性不足が大きな原因考えられる。床版のひび割れは引張り側のコンクリートに発生した微小なひび割れが通過車両によって暫時成長したもので、床組を補強するだけでは再度これが成長し数年後には穴が開く可能性が高い。従って長期的には床版の全面打ち替えが良く同時に主桁、床組の補強、床版と主桁の合成を十分に行う(第1案)。又、他形式への転換を図り床版自体を強化する方法として、

- a) 鋼床版
- b) I形鋼格子床版(第2案)
- c) 鋼桁補床版
- d) プレストレスト床版

等があり床版打ち替え工法に比べ工費は高いが軽量で工期も短い。次に、床版自体の損傷を修復することに着目する工法としては、

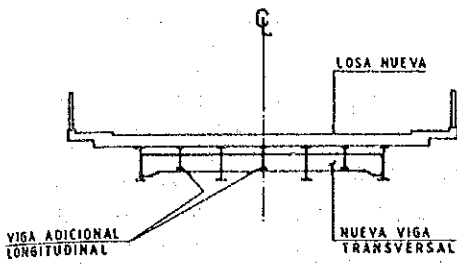
- a) 鋼板接着工法(第3案)
- b) FRP接着工法
- c) モルタル吹き付けによる工法
- d) 樹脂注入工法

等がある。これらは床版の機能を現状以上とするのを目的とせず、原設計に近い機能に回復するか又は機能低下を防ぐ程度のもので、補強とは異なり修復工事と理解すべきものである。第4案は損傷の原因のうち床組構造に弱点がある事に着目し、縦桁や横桁の増設を行って床版の支持機構を補強する方法である。この場合ひび割れを樹脂注入で修理しておき、数年して再度状態が悪化する場合は床版を打ち替える。但し、主桁の耐力が十分であることが条件となるのでこの橋梁に適した工法とは言えない。

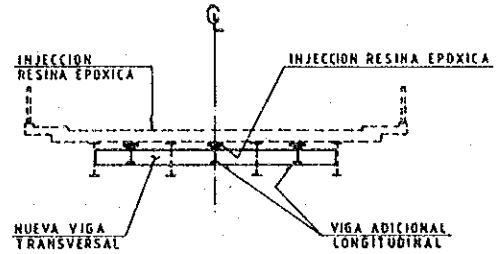
主桁の補強方法としては主桁の増設が考えられますが連続の斜橋でもあり増設桁と既設桁の荷重分配等解析上問題が多い。既設の主桁を残す方法としてはプレストレストを導入したり、橋脚の張り出しを大きくし支間の短縮を図る工法等ありますが橋梁の規模が小さく現実的では無い。(上記の第1-4案は次頁を参照)

2. 下部工

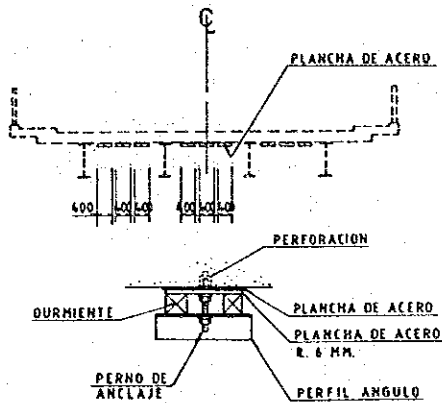
下部工については河川による基礎の洗掘の問題がある。橋梁の上流側では河川が急カーブとなっており橋梁位置で流水方向が橋脚の方向と多少ずれているため水制工も検討した方がよい。当面は基礎部の根固め工を施すべきである。基礎地盤は支持層が深いので現在の杭は摩擦杭の可能性があり、支持力不足のときは沈下する。このため今後とも定期的に観測し、沈下の傾向があれば増杭等の対策が必要である。橋脚4の天端は斜角が大きく落橋実績もあることから橋台と共に拡幅した方がよい。



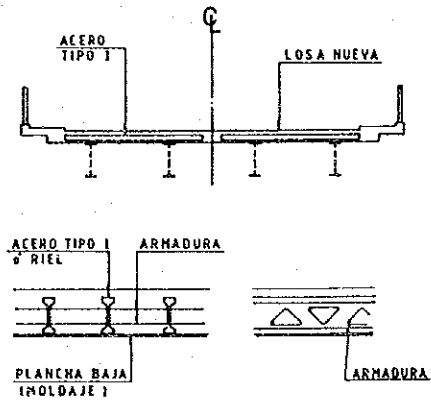
ALTERNATIVA Nº 1
RECONSTRUCCION DE LOSA • VIGA ADICIONAL



ALTERNATIVA Nº 4
INYECCION RESINA EPOXICA • VIGA ADICIONAL

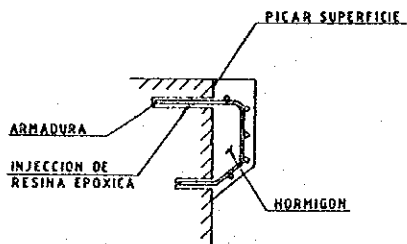


ALTERNATIVA Nº 3
COLOCAR PLANCHA DE ACERO CON ADHESIVO
(POR PRESION)

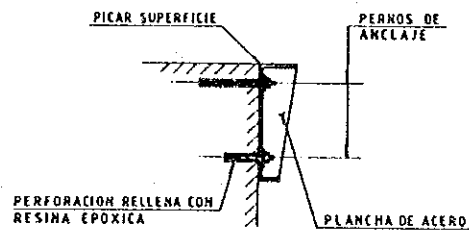


ALTERNATIVA Nº 2
REEMPLAZAR A OTRA FORMA (LOSA DE ACERO TIPO I)

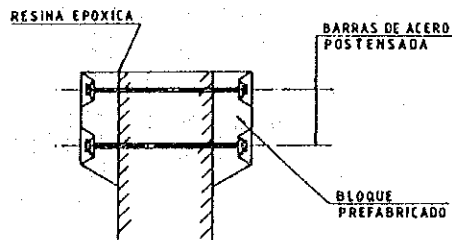
图 4 - 7 PULLALLY 橋上部工補修案



ALARGAMIENTO DE LA MESA DE APOYO
(DE HORMIGON ARMADO)



PLANCHA DE ACERO



HORMIGON POSTENSADO (PREFABRICADO)

图 4 - 8 PULLALLY 橋下部工補修案

3) MAIPO 橋

上部工はPC I桁とプレキャスト床版が用いられている。上部工荷重は主桁から端横桁へ連絡し、この横桁から橋脚天端へ伝達される構造となっている。現地調査では損傷は特に発見されていない。橋脚は2本の独立した単杭で構成されている。現地調査結果では橋脚7の上流側と橋脚11の下流側がやや沈下か傾斜の傾向を示している。杭長は12m程度と推定される。基礎地盤は玉石混じりで良好であるが、杭の根入れ不足に伴う水平抵抗力不足が心配である。このように耐震設計上の弱点として、端横桁の構造と独立橋脚及びその根入れ不足が指摘されます。対策は横桁が破損した場合支持し得る方法、他の構造物で主桁を支持させる方法、単に落橋防止的なもので処理する方法(第3案)等が考えられる。

下部工は現状の構造系を維持する方法(第1案)と構造系を改良する方法(第2案)が考えられるが、いずれも大型で経済的では無い。何れにしても布団籠等で洗掘防止(第3案)をして洗掘を防護する必要がある。橋梁周辺では玉石や砂利の採取場となっており、この結果河床が低下し洗掘し易い状況となっている。河床低下による洗掘で落橋した例があるため河床変動の調査を計画的に実施することが肝要です。

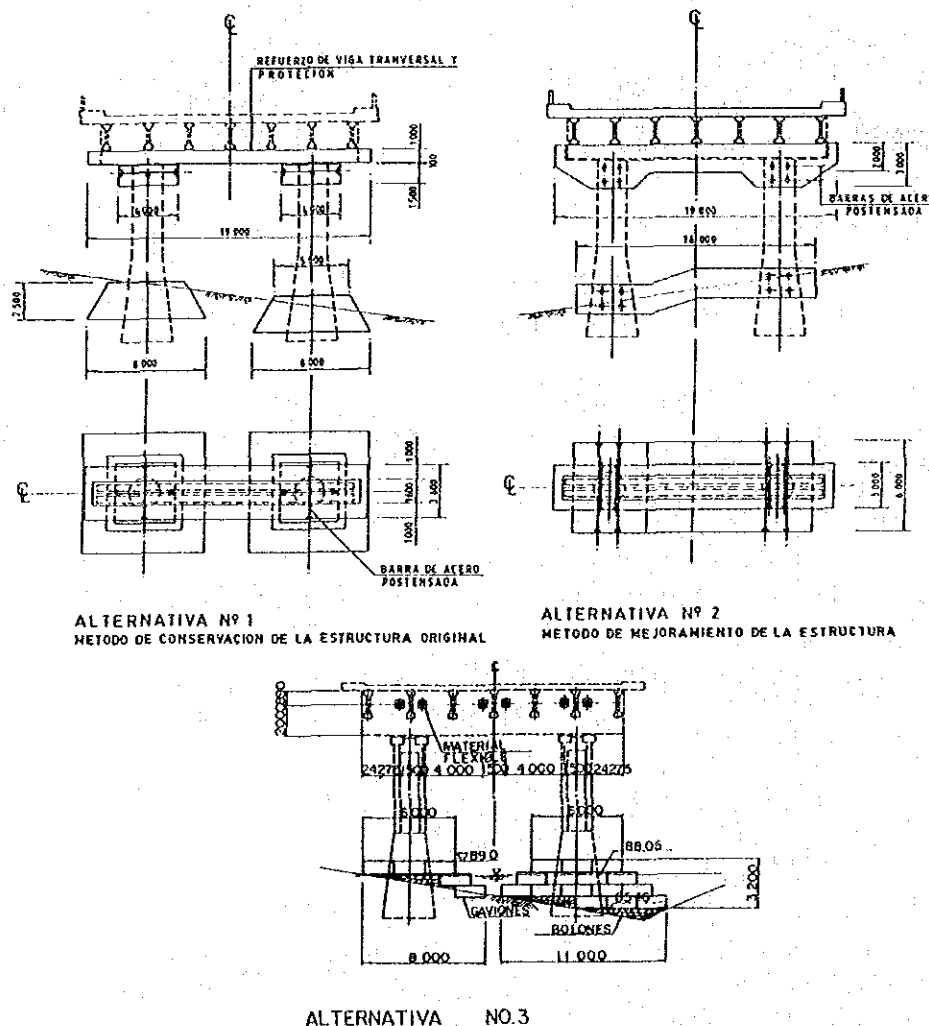
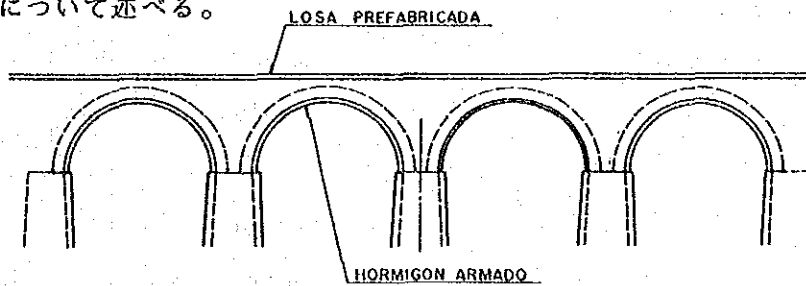


図4-9 MAIPO 橋補修案

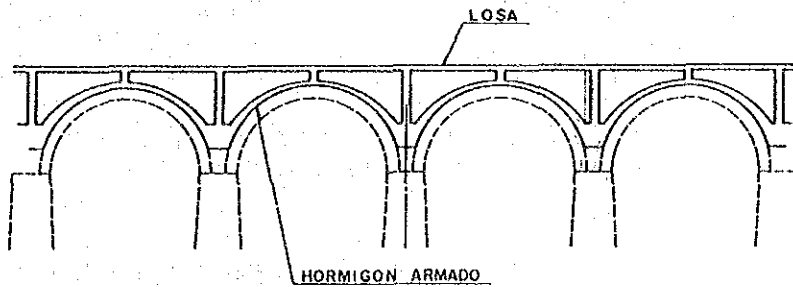
4) CLARO 橋

この橋梁は1870年頃に建設された7径間連続アーチ橋でチリ国の記念物となっており他の9橋とは補修に対する目的が多少異なる。補修の目的は現在の形を維持し未長く保存しようとするものがある。橋梁は5号線上にあり交通量の増大、車両の大型化に伴いその環境は厳しい。記念物として保存するだけであれば大型車両の通行制限を行えば現在の橋梁でも十分の耐力はあると判断されるが既存の交通を将来ともに制限しないとなると既設部材の耐荷力を増さない限り理論的には所定の安全率を確保できない。このためにはアーチ部をある程度剛なもので補強する必要があり、この工事のために外観か内部構造をある程度換える必要がある。例えば下図のように既設アーチの中に鉄筋コンクリートアーチを重ね梁式に構築する方法(第2案)や既設アーチ内に橋脚と梁を設け活荷重を既存のアーチに負担させない方法(第3案)が考えられる。しかしその施工においては既存アーチを損傷しないよう細心の注意が必要である。又、薬液注入によってアーチ全体を固結する方法や、レンガアーチ部を全部取り壊し、新たに復元する方法も考えられます。いずれにしても先ず内部構造をコアボーリング等によって詳細に調査しこの方法が可能かどうか検討しなければならない。

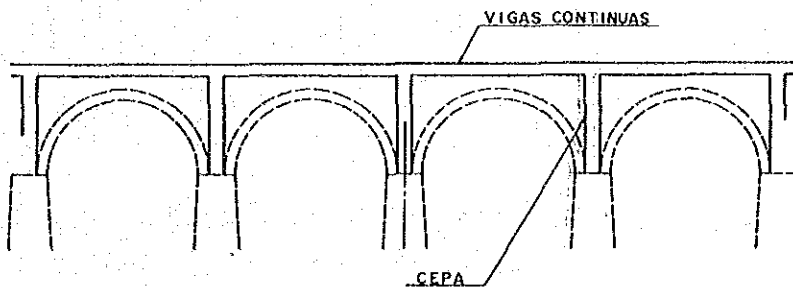
安全率や耐荷力の向上を期待せず現状維持を目的に補修のみ行う考え方、(第1案)の補修方法について述べる。



ALTERNATIVA NO.1



ALTERNATIVA NO.2



ALTERNATIVA NO.3

図4-10 CLARO 橋アーチ部補修案

1. アーチ下面の補修

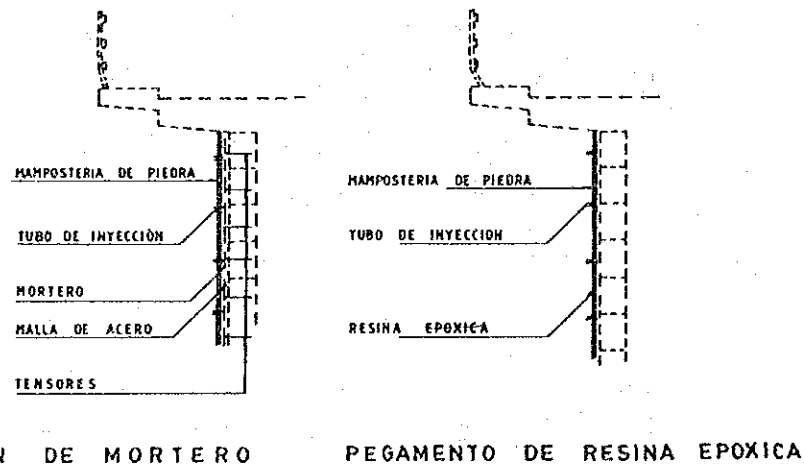
アーチ下面はモルタルで補修した跡があるが現在は再びはがれている。この部位は比較的美観上の制限のない所で、補修材料(モルタル等)がはがれ落ちないように自立させる必要があります。以下のような方法が考えられる。

- a) H形鋼
- b) 鉄筋コンクリート
- c) 吹き付けコンクリートコクリート

但し、アーチ部支点にはそれを支持するスペースが十分でないので橋脚を少し拡幅する必要がある。

2. 壁面の補修

鉛直壁は美観を維持する必要がある事から煉瓦面に石板を張り化粧しているが、既にはがれている箇所もあるためこの石板と老朽化した既設煉瓦の接着方法が重要になる。その方法としては煉瓦壁面に接合用アンカー筋を打ち込むか、強力な樹脂系接着剤を使用する等の方法がある。



INYECCION DE MORTERO PEGAMENTO DE RESINA EPOXICA

図4-11 CLARO橋側壁補修案

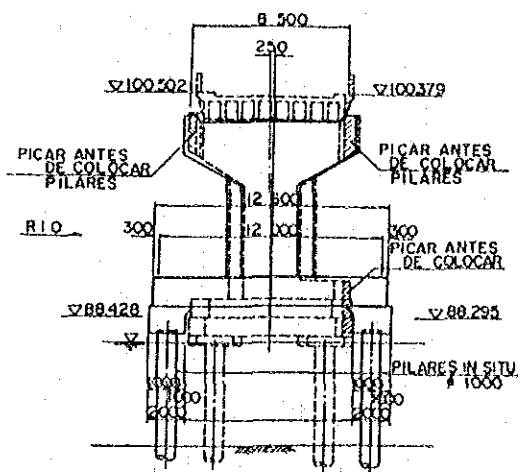
アーチ部側面も輪荷重増加と老朽化を考慮すると何等かの補強工が望まれる。タイロッドで両側面を連結すれば良いのですが工費が高く美観上も良くない。床版を新設し輪荷重を分散させる方が施工は簡単である。この時アーチ本体に雨水が浸透しないよう止水工が必要。新設する床版はアーチ本体より外側へ張り出しているためプレキャスト床版の方が施工性は良い。

3. 河床

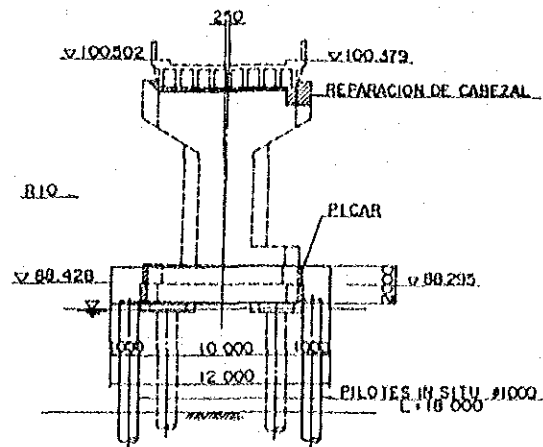
アーチ橋の基礎の沈下は決定的な損傷となるため橋脚基礎周辺を洗掘から保護する必要がある。岩盤線が急傾斜していて鋼杭による水制工や小ダムが破壊されている。対策としては河床の段差や凹凸をなくしスムーズな流れとする必要がある。具体的には転石で捨石工を行い河床を平にし、その上に布団籠を河床全面に敷き詰めます。

5) LONCOMILLA橋

1955年頃に建設されたPCプレキャスト橋でチリ国ではその後このタイプは殆ど採用されていない。上部工は高欄の破損の他主桁間の間詰コンクリートの施工不良が見られ程度であるが、下部工は橋脚5が大きく傾斜し橋軸直角方向に下流側へ水平25cm、鉛直12cm変位している。水深は調査時で6m、高水位はこれより6、7m高く低水位との格差は10m近くになる。傾斜した下部工の基礎は2本の場所打杭、他の橋脚は3重打杭で支持されている。河床の低下による洗掘が進行中で基礎杭の突出長が大きく高水位時での浮力効果による支持力不足が傾斜の要因と推定される。対策としては橋脚を新設する方法(第1案)と基礎工を増杭で補強する方法(第2案)が考えられる。迂回路がなく交通遮断できないため場所打ち杭は栈橋を利用し橋梁の外側に打設する。その他の橋脚についても洗掘の進行具合によっては将来的には損傷する可能性があり増杭等で補強するか河床に洗掘防止工を施す方が良い。



ALTERNATIVA NO.1
CONSTRUCCION DE NUEVA CEPA



ALTERNATIVA NO.2
REFUERZO DE CEPA CON PILOTES ADICIONALES

図4-12 LONCOMILLA橋下部工補修案

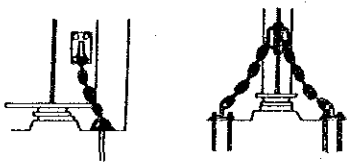
6) BIO BIO ANTIGUO橋

1930年頃木橋として建設されたがそれ以降補修工事も数回に及んでおり、1965年には洗掘で橋脚12、13(コヤブツン側)が流されている。河川は兩岸側の流速が比較的速く土質も細砂なので洗掘が進行している。また90基の橋脚は流れを大きく阻害している。サンペドロ側の橋脚(C68-C103)は場所打ち杭が2本ずつ打設されており、その他の橋脚(C15-C67)でも径30cm、長さ1.2mの鋼管杭12本で補強されている。しかし、橋脚はひび割れ、鉄筋露出、漏水、苔が生えている状態で老朽化は否定できない。上部工は床版のひび割れが多く鋼桁は腐食し、耐荷力ではなく大型車の通行は8tに制限されている。

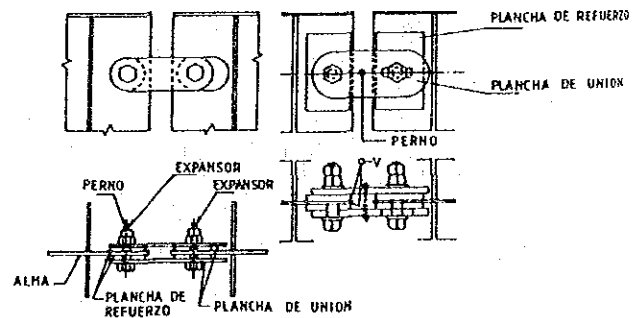
耐荷力不足を補うためには上部工は増桁、床版は拡幅して打ち換え、下部工も上部工荷重増加に伴い全体を補強する必要がある。この場合でも河積阻害率の問題は解消できない。従って全体を架け換える方が良いと判断されるが、新橋が完成までの期間、現在、既設橋の持つ機能を維持させる(落橋させない事)ための維持補修が必要と考えられる。下部工については沈下や傾斜の兆候を定期的に調査した上で随時対処するものとして上部工の暫定的な補修工法を検討した。床版は損傷の激しい所は部分的に打ち換え、その他は樹脂注入等で修復する。地震に対しては落橋しないような対策が必要である。

- a) 移動制限装置を付ける
- b) 橋脚天端を拡幅する
- c) 落橋防止を付ける

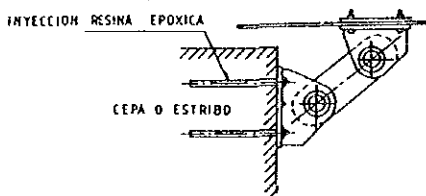
下にその例をいくつか紹介する。



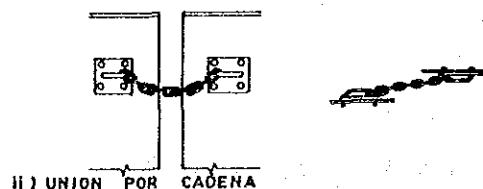
UNION VIGA A INFRAESTRUCTURA POR MEDIO DE CADENAS



I) UNION POR BARRAS TRANSMISORAS DE CARGA



UNION VIGA A INFRAESTRUCTURA POR MEDIO DE PLACAS DE ACERO



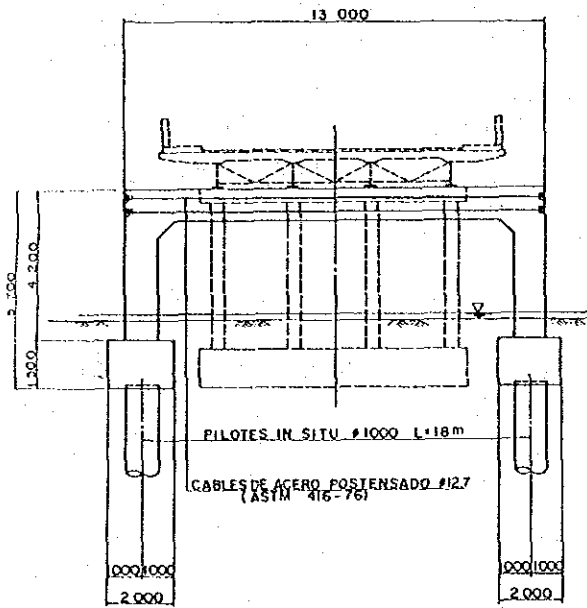
II) UNION POR CAOENA
UNION ENTRE VIGAS (FIJAS Y MOVILES)

ALGUNOS ELEMENTOS DE PROTECCION

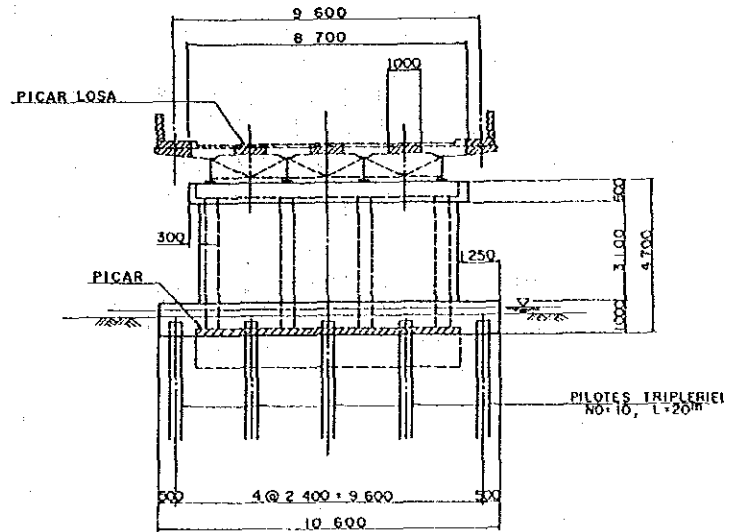
図4-13 耐震装置

7) RAMADILLAS 橋

本橋の交通量はそれほど多くないが、木材を満載した大型車が多く衝撃も大きい。このため各橋脚天端には大きなひび割れが入っている。主桁はキャバーを付けずに施工したものだと思われ一様にたわんでおり、鉛直方向にも変形しています。又錆がひどいので塗装等修理が必要。橋面は不規則な沈下や段差があり下部工は不等沈下を起こしている。これは橋梁が軟弱地盤に位置しており杭が支持層まで達していないからと考えられる。従って橋脚は新設(第1案)か増杭(第2案)の必要がある。第2案の増杭打設は渇水期に築島を行って現場打ちを設置する方法と床版に穴を開けて打ち込み杭で補強する方法が考えられる。橋脚天端は幅も小さくコンクリートも中性化している事から底版より壁を立ち上げ全体をコンクリートで巻くのが望ましい。



ALTERNATIVA NO.1
CONSTRUCCION DE NUEVA CEPAL



ALTERNATIVA NO.2
REFUERZO DE CEPAS CON PILOTES ADICIONALES

図4-14 RAMADILLAS 橋下部工補修案

8) MALLECO橋

1. 調査結果

この橋は1972年に建設された8径間連続3主桁鋼桁橋である。架設直後主桁に変形がみられ一部に垂直補剛材を取り付けて補修されている。現地調査ではトランソットやレベルで橋面、主桁及び橋脚の変状を測定した(Cf. ANEXO 4)。この結果主桁と橋脚にかなり不規則な変位が認められた。この変位は施工時や施工後に発生したものと測量誤差が合成されたものと考えられるが、理論上のあるべき形態とは異なり正常ではない。主桁の異常変位は上部工自体の変位よりむしろ変位し易い構造となっている橋脚に原因があると考えられる。現在は上、下部工の荷重が相互に影響し合い、特に主桁は橋脚天端変位に追従する状態で釣り合っている。

2. 解析結果

本橋での一番大きな問題は橋梁全体の安定性である。大型車両通過時の横方向の揺れ及びたて方向の揺れが大きく点検時にも安定性に対して若干の不安を感じさせるものがあった。構造細部でも3主桁の中央の桁に支承をおかないなど各所にユニークな設計がみられる。これらは日本の基準に照らすと許されない構造も含まれている。このため3次元立体解析を実施し本橋の安定性を検証した。この解析ではオリジナルの橋梁の検討と橋脚の横方向の剛度を高めるため橋脚に図4-15に示すような斜材をつけた場合の2ケースについて検討を行った。この結果次の事が分かった。

1. 現状の構造系は固有周期が約3秒と長いため地震によって生じる完成力は小さい。
2. 斜材によって補強した構造系は固有周期が短くなり慣性力は大きくなる。さらに補強した橋脚は他の補強しない橋脚に較べて剛度が増すため結果として橋脚天端での水平力が大きくなり橋脚基部の転倒モーメントが増加する。
3. 現状の構造はフレキシブルであるため横方向の変形は大きくなるが桁はその変形に対して一応の耐力を備えている。

以上よりトラスで橋脚を補強すれば逆に問題が増える事が明かとなっている。これはマジコ橋が橋梁全体として安定を保つ構造であるため部分的な補強は作用する力の移動を招く事になりかえって危険である事を示している。以上を踏まえ下部工の補強を実施する場合剛性が上がる事によって増加する地震時転倒モーメントに十分抵抗できる橋脚構造とすべきである。

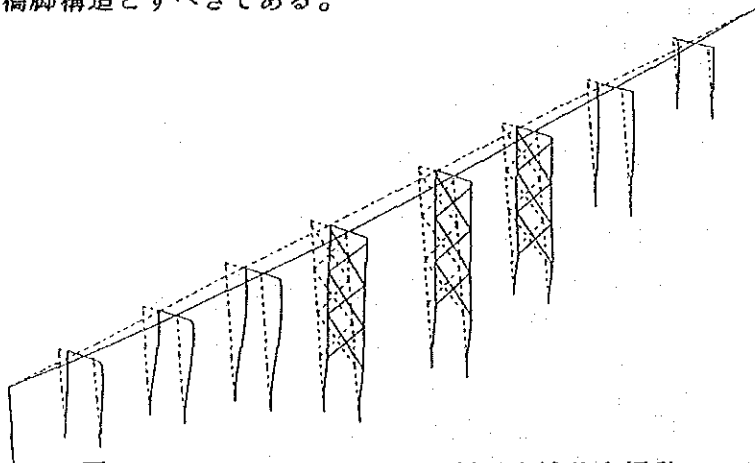
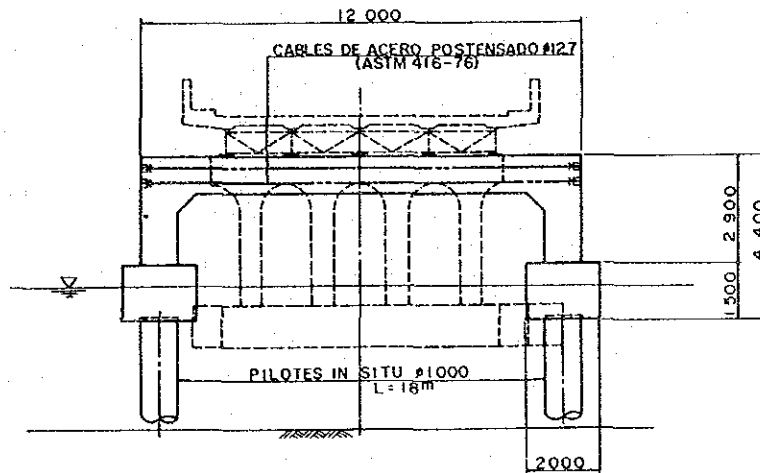


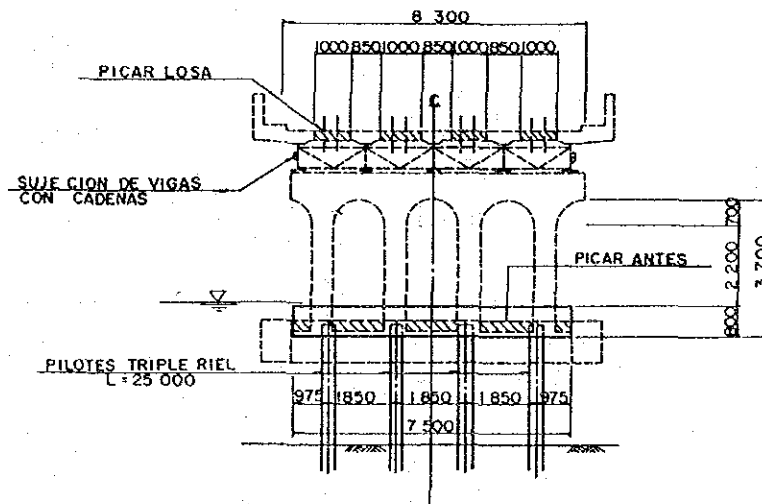
図4-15 MALLECO橋橋脚補強案振動モード

9) P I C H O Y 橋

この橋はR C T桁と鋼桁の併用橋で Santiago側の2径間はすでに架替えた跡がある。Valdivia側の橋台桁受け部が地震の影響で大きくずれており他の橋脚も天端幅に余裕がない。橋面は河川中央部の沈下が大きく全体的に橋面は波打っている。橋台背面の舗装も大きく沈下しており(ヒリガでは地震時)地盤は側方流動を起こしている可能性がある。損傷の原因は基礎杭の支持力不足で基礎工の補強は省けない。杭を橋梁の外側に打設し橋脚を新設する方法(第1案)と橋面上から床版に穴を開けて杭を打ち込む方法(第2案)が考えらる。地震時落橋防止対策としてはR C T桁部は橋脚天端幅の拡幅、鋼桁部は落橋防止工の設置で処理する。



ALTERNATIVA NO.1
CONSTRUCCION DE NUEVA CEPA



ALTERNATIVA NO.2
REFUERZO DE CEPAS CON PILOTES ADICIONALES

図4-16 P I C H O Y 橋下部工補修案

10) CAYUMAPU橋

この橋は 変断面RCT桁で中央部にゲルバー-ヒツジを有する形式です。ヒツジ部は漏水で沓が錆びており、ゲルバー-桁はせん断力に対して断面不足となっている。従ってゲルバー-ヒツジ部の補強が必要であり、対策工法としては下図のように横桁増設か鋼板補強が考えられる。E2橋台は天端で11度も傾き修復不能な状態となっている。P2橋脚も橋軸方向へ大きく傾きその安全性は保証できない。これは杭の支持力不足と思われます。これら2基は下部工としての機能を失っているため補修するよりは新設したほうが良いと判断される。

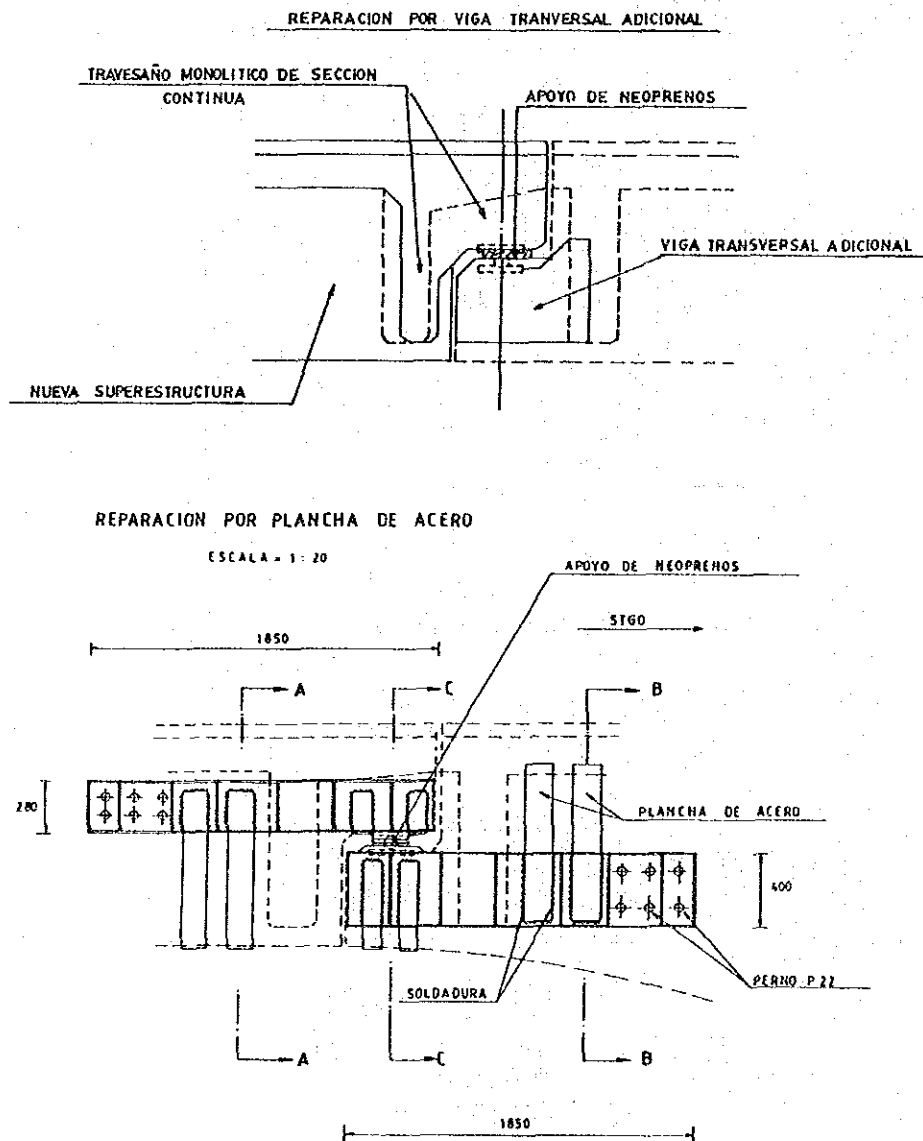


図4-17 ゲルバー部標準補修工法

(3) 概略補修設計のまとめ

ここで前項1)～10)で検討した補修及び補強工法について整理すると表4-9の様になる。

表4-9 10橋の補修及び補強工法一覧

補修及び補強工法		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
床 版	現場打ち換え	#	#	—	#	—	—	—	—	—	—	
	プレキャスト床版	#	#	—	*	—	—	—	—	—	—	
	鋼床版	—	#	—	—	—	—	—	—	—	—	
	I形鋼格子床版	—	#	—	—	—	—	—	—	—	—	
	鋼パネル床版	—	#	—	—	—	—	—	—	—	—	
	鋼板接着	—	*	—	—	—	#	—	—	—	—	
	FRP接着	—	#	—	—	—	#	—	—	—	—	
	モルタル吹き付け	—	—	—	#	—	—	—	—	—	—	
	樹脂注入	*	*	#	—	—	*	#	—	—	—	
	パッチング補修	—	—	—	—	—	*	—	—	—	—	
床 組	主桁取り換え	#	#	—	—	—	—	—	—	—	—	
	重ね梁	—	—	—	#	—	—	—	—	—	—	
	主桁増設	—	#	—	—	—	#	#	—	#	—	
	縦桁増設	—	#	—	—	—	#	—	—	—	—	
	主桁補強	#	#	—	*	—	—	—	—	#	—	
	支間の短縮	—	#	—	—	—	—	—	—	—	—	
	プレストレス導入	—	#	—	—	—	—	—	—	—	—	
	横桁補強	—	#	#	—	—	#	#	—	#	#	
	ゲルバー補修	—	—	—	—	—	—	—	—	—	*	
	沓座幅拡幅	*	*	#	—	—	*	*	—	*	*	
下 部 工	橋脚補強、補修	*	—	#	*	*	#	*	—	#	#	
	基礎補強	—	#	—	*	*	—	*	—	*	#	
	下部工新設	#	—	—	—	#	—	#	—	#	*	
	伸縮装置	*	—	*	—	*	#	*	—	*	*	
	沓	—	—	—	—	*	#	*	—	*	*	
	そ の 他	落橋防止	#	#	*	—	—	*	#	—	*	—
		塗装	—	*	—	—	—	#	*	—	*	—
		高欄	—	—	—	*	*	#	—	—	—	—
		踏み掛け版	*	—	—	—	—	—	—	—	*	*
		舗装	*	#	—	*	—	—	—	—	*	*
洗掘防止工	—	*	*	*	*	#	#	—	#	*		

注) * : 概略補修設計で採用する工法

: 概略補修設計で比較検討した工法、但し架け替え案は含まれていない。

橋名 : 1 (AMOLANAS), 2 (PULLALLY), 3 (MAIPO), 4 (CLARPO), 5 (LONCOMILLA),
6 (BIO BIO), 7 (RAMADILLAS), 8 (MALLECO), 9 (PICHROY), 10 (CAYUMAPU)

4-3 施工計画

4-3-1 工事概要

各橋の補修及び補強対策を簡単に整理すると下記のようなになる。

(1) AMOLANAS 橋

・側径間部橋脚断面補強	-----	5基
・樹脂注入による床版補修	-----	1863m ²
・桁受け部拡幅	-----	2ヶ所
・踏み掛け版	-----	2ヶ所
・伸縮継手	-----	2ヶ所

(2) PULLALLY 橋

・鋼板接着及び樹脂注入による床版補修	-----	1171m ²
・布団籠による洗掘防止工	-----	6基
・桁受け部拡幅	-----	2ヶ所
・塗装	-----	4600m ²

(3) MAIPO 橋

・落橋防止工	-----	13基
・布団籠による洗掘防止工	-----	6基
・伸縮継手	-----	15ヶ所

(4) CLARO 橋

・コンクリート補修及び石板張り工	-----	118m
・プレキャスト床版工	-----	1062m ²
・捨て石工及び布団籠による洗掘防止工	-----	816m ²

(5) LONCOMILLA 橋

・伸縮継手	-----	3ヶ所
・増杭による橋脚補強	-----	3基
・橋脚天端補修	-----	1基
・布団籠及び捨て石工による洗掘防止工	-----	4基
・沓	-----	1ヶ所

(6) B I O B I O 橋

・樹脂注入による床版補修(C8-E2)	8667.5m ²
・床版の部分ハッチング(1%)	87m ²
・落橋防止(C8-E2)	9ヶ所
・塗装	34250m ²
・桁受け部拡幅	1ヶ所

(7) R A M A D I L L A S 橋

・増杭による基礎補強	13基
・沓座拡幅に伴う橋脚補修	13基
・伸縮継手	15ヶ所
・塗装	6615m ²

(8) M A L L E C O 橋

・鋼橋脚の新設	8基
・沓	8ヶ所
・塗装	26000m ²

(9) P I C H O Y 橋

・増杭による基礎補強	4基
・落橋防止工	3ヶ所
・沓座幅拡幅	2ヶ所
・踏み掛け版	2ヶ所
・伸縮継手	6ヶ所

(10) C A Y U M A P U 橋

・下部工新設	2基
・ゲル部補修	2ヶ所
・踏み掛け版	2ヶ所
・伸縮継ぎ手	3ヶ所

上記中、概算工事費については4-3積算、工事内容については図面集を参照されたい。

4-3-2 施工方法

10橋の概略補修設計で検討した工法のうち主なものについて説明する。

(1) 樹脂注入工法(B10 B10橋)

樹脂注入は、ひび割れ幅の増大を防止し、ひび割れ発生後の鉄筋の錆の進行を防ぐのを目的として床版の補修等に用いる。

1) 準備工

1. ひび割れ内にコックレスで空気を吹き込み清掃を行う。
2. 遊離石灰が詰まっている場合はワイブリンやゲリツグで除去する。
3. 豆板、空洞化、中性化した不良コンクリートも取り除きパイプ用ポット樹脂で埋める。

2) パイプ取付

1. 注入は ひび割れの中心部とパイプの中心を合致させ、座金付きパイプを下図のようにセットする。
2. ひび割れが交差しているときはその交点にパイプを設ける方が良い。
3. その後ひび割れ部分は下図のようにパイプ用ポット樹脂で幅50mm厚さ5mm程度、帯状にツルする。

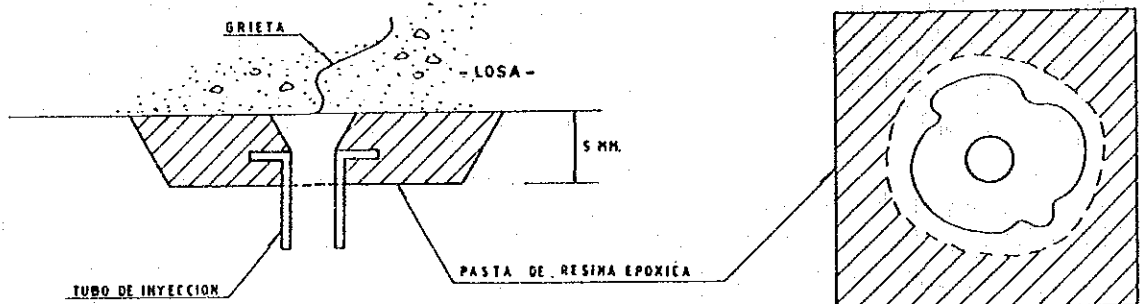


図4-18 樹脂用パイプの設置

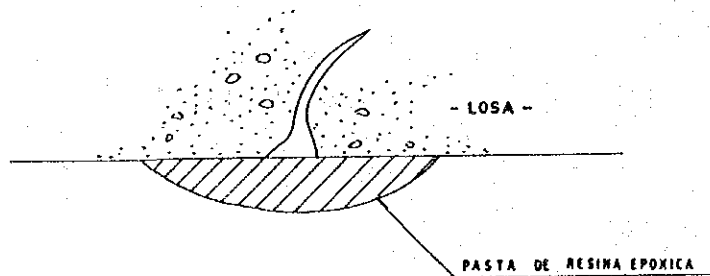


図4-19 ひび割れ閉鎖

3) 樹脂混合

樹脂は計量混合を行い大量に混合しないようにする。低速ミキサーでは樹脂10kgで2分以上が標準で、混合量が少なく手練りの場合は3倍以上の時間をかけなければならない。機械での攪拌は気泡が大量に入るので空気を出してから使用する。

4) 樹脂注入

注入時の外気温は10-30度、コンクリート表面の温度は10度以上の時を選ぶ。ポンプでの注入時は隣接パイプより注入した樹脂が出る事を確認してパイプに栓をし次のパイプに移る。

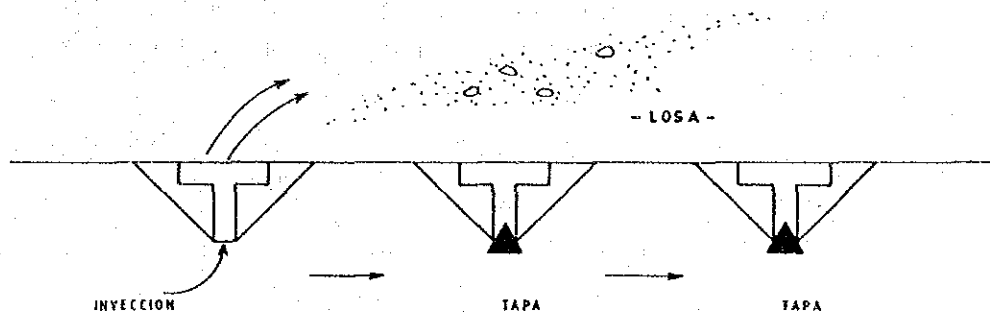


図4-20 モルタル注入

5) 仕上げ及び検査

注入樹脂の硬化後注入パイプは切断し、ル材をグラインダー等で平滑に仕上げる。しかし仕上げ前にパイプが取り付いている状態で樹脂が詰まっているかどうか調べる。

(2) 鋼板接着工法(PULLALLY橋)

鋼板接着工法はコンクリート部材の引張縁の外側に鋼板を接着させ両者間にせん断力の伝達を行わせ既設部と鋼板の一体化を図り鉄筋としての断面効果を期待する補修方法。接着する鋼板は 4.5-6mm厚のものが、又接着材としてはエポキシ系樹脂が用いられている。接着方法には圧着工法と注入工法があり、以下前者について述べる。

圧着法は 接着面に接着材を各々2mm厚程度塗布してコンクリート面に鋼板を張り付ける方法で、コンクリート中に予め打ち込んでおいたボルト等により鋼板をコンクリート面に押しつける力を与えた状態で接着材を硬化させる。但し、確実な接着を得るためには床版の接着面が十分平滑である事が重要でコンクリート面の下地処理は特に入念に行う必要がある。鋼板は接着面にブラストをかけ錆を完全に除去し、接着性を害さないよう乾燥させる。樹脂が硬化するまでの間は少なくとも大型車の通行を止めるなど接着面に攪乱を与えないようにする。また低温時に硬化速度がかなり低下するので樹脂の施工管理や養生作業にも注意する必要がある。

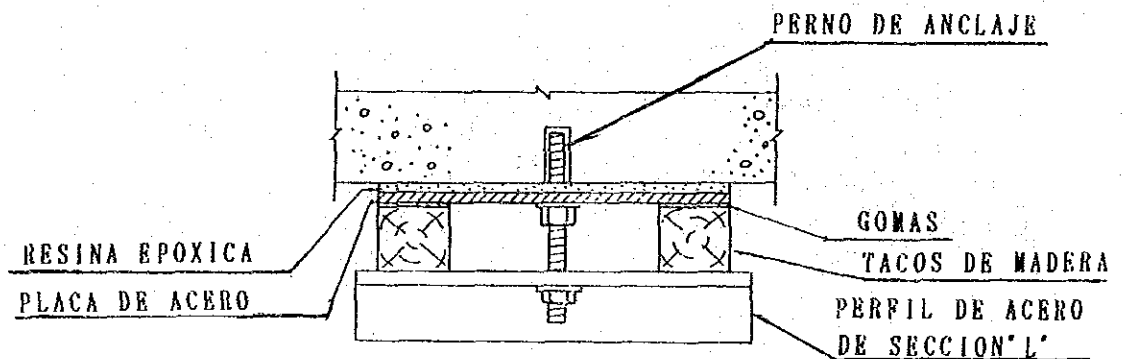


図4-21 鋼板圧着

(3) 床組補強

縦桁の増設取付及びこの桁の支持のため横桁を新たに設ける。縦桁は直接床版を支持するが上フランジと床版下面との間に隙間を開けておき下図のように外側をセリし、注入孔よりこの隙間にエポキシ樹脂を注入する。但し、注入した樹脂が硬化するまでの期間中は大型車や通行車速度の規制を行う。横桁や補剛材のは高力ボルトで取付、溶接接合は行わない。これは既存部材への溶接は既に死荷重応力が作用しており新たに溶接による温度応力を導入すること、既存部材の溶接性について十分確認し得ないこと、またこの溶接作業が危険な姿勢となること等が理由である。

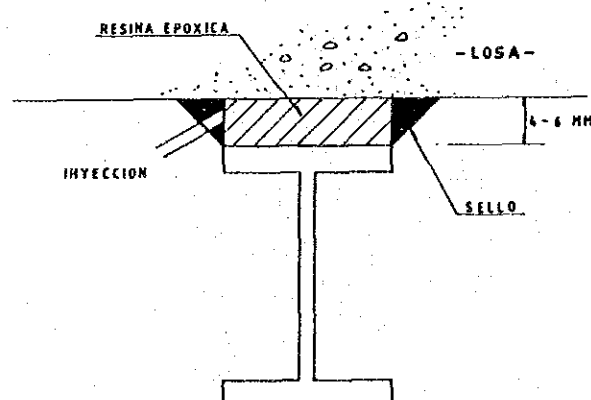


図4-22 床版縦桁補強

(4) 石板張り工による既設アーチ側面の補修(CLARO橋)

アーチ側面は床版を新たに新設することによって間接的に荷重分散を図り、側面部は美観を保持する目的で石板を張って補修する。床版は現場打ちの場合は高い足場工が必要で、プレキャスト床版の場合はトラックレブ等の重機が必要となる。以下に石板張工の施工順序を示す。

1. 足場工をアーチ側面に設置する。
2. 既設の化粧石板をはがし、アンカー鉄筋を壁面に打ち込む。
3. 鉄筋網を壁面に配置するが、アンカー鉄筋と接続する。
4. 石板壁を立ち上げ、これを鉄筋網と連結し外側は支保工で支える。
5. モルタル注入を行い養生する。

但し、注入厚が薄いので施工は十分注意する必要がある、注入は何回かに分けて段階施工とする方が良い。下図に石板と鉄筋網の連結方法の一例を示す。

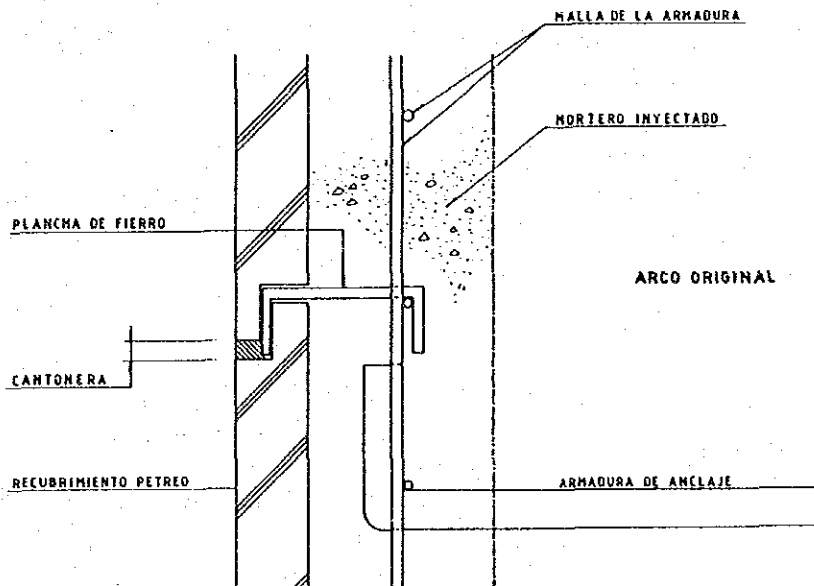


図4-23 石板張り工によるアーチ側面の補修例

(5) 鉄筋コンクリートアーチによる既設アーチ下面の補修(CLARO橋)

これは、既設アーチ下面の補修を目的として行うものでアーチ本体の死荷重や活荷重を直接支持するものではない。施工順序としては

1. 足場工を設置する
2. 既設アーチ下面にアンカー鉄筋を打設する
3. 鉄筋網をアンカー鉄筋に取り付ける
4. 支保工を設置し型枠を取り付ける
5. 生コンクリートをポンプで注入する
6. 4と5を数回繰り返し最後に天端を横から打設する
7. 養生の後、型枠及び支保工を解体する

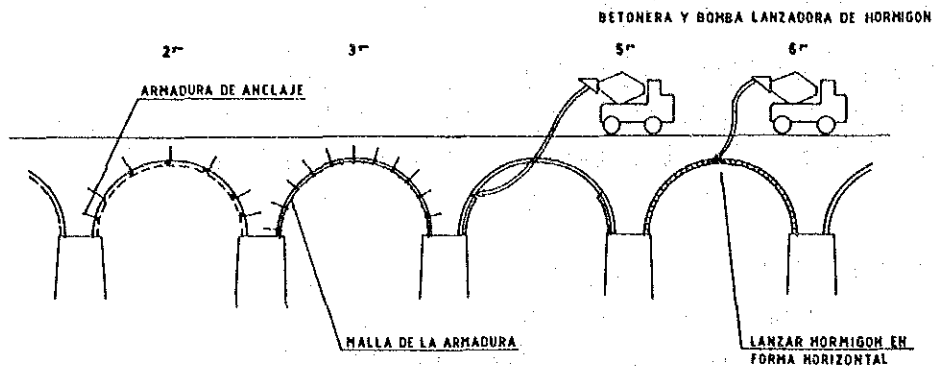


図4-24 クラロ橋アーチ補修施工法

(6) 落橋防止(BIO BIO橋)

落橋防止の方法は一般的なものとして4-1-3(7)で4種類示したが、このうち1-7による桁同志の連結について説明する。

1. 各主桁端部をゲランガ-等で表面を清掃する。
2. ねじ位置をリーマで削孔する。このときガス切断機はウイブの材質が熱で変化するため極力使用しないようにする。
3. 鋼板をセツし、ねじで締める。

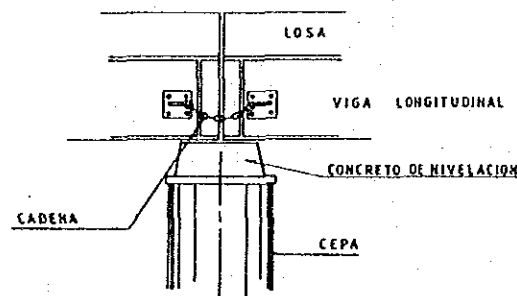


図4-25 落橋防止構造例

(7) ゲルパ-部補修(CAYUMAPU橋)

ゲルパ-部の補修については鉄筋コンクリートによる横桁の増設と鋼板によるせんだん補強の方法があり、当該箇所外では後者を採用した。この鋼板による方法は判国ではよく行われている実績のある工法なので特に記述する点はない。但し、高所での作業のため作業足場の安全性確保が重要です。また錆て老朽化した沓の取り替えと伸縮装置からの漏水を防止する補修工事も同時に行うのがよい。

(8) BH工法による基礎補強

RAMADILLAS橋のように増杭で基礎補強を行いたい場合に橋桁下の空間が限定される場合でも杭打ち作業が可能な機械がある。但し、水中作業は不適當なため濁水期を選び、河川内は杭打ち機運搬用の仮設道や流水のための河道及び棧橋の施工も必要となる。河床の低い橋脚周辺は築島しその上に杭打機械を設置して作業する。桁下空間が4.5m程度であるため杭打機械は小型のハースキルソンドリルを使用します。一例としてTBM-LII型機を簡単に紹介する。これは、BH工法の作業性向上を図るロッドタイプラジアルホーリング機械で次のような性能を持っている。

1. スイッチヘッドが低くロッド着脱を安全、迅速に行うことが可能。
2. 高さ制限のある場所でもより長いロッドの使用が可能。
3. その他

・循環方式	DIRECT CIRCULATION
・作業時の寸法	高さ 3.3~4.8m
	幅 1.2m
	長さ 3.0m
・重量	3.2t
・削孔口径	一般土質 0.2~1.5m, 岩石 0.2~0.5m
・削孔深	40~500m
・駆動装置	回転速度 30~150rpm
	トルク 0.6tfm
	ストローク 500mm
	推力 6.1tf
・原動機	DIESEL ENGINE 18.5KW(32PS)

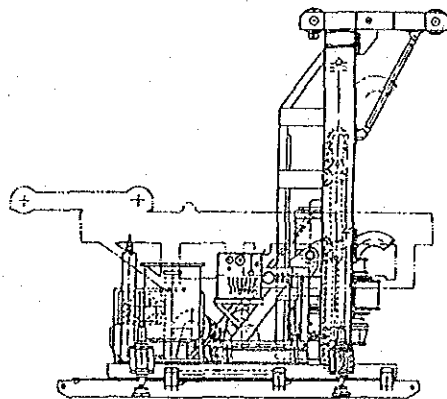
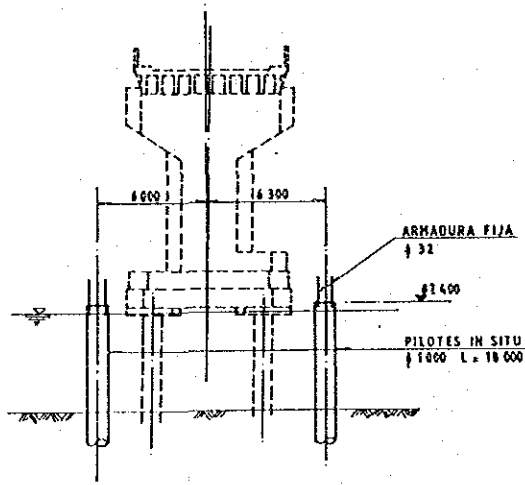


図4-26 BH工法用掘削機械

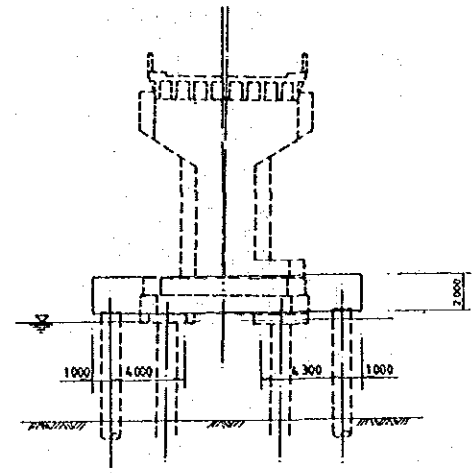
(9) 場所打ち杭による基礎補強(LONCOMILLA橋)

河川が深いので施工は渇水期に行う。その施工順序を以下に説明する。

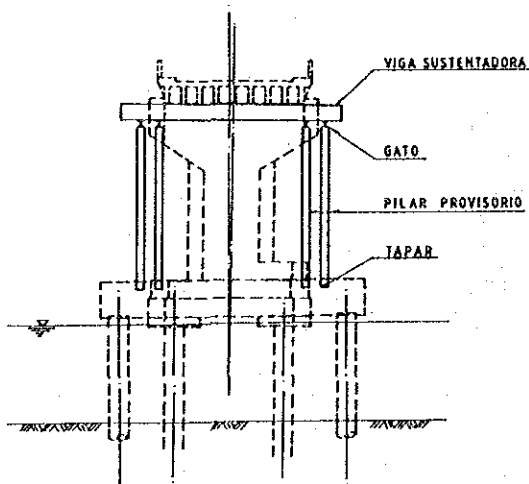
1. E2橋台と橋脚5間にH形鋼ヤード杭を用いて栈橋を構築する。
2. 杭打ち機械を橋脚5まで運搬する。
3. 杭を打設するスペースを妨害している箇所があれば必要に応じて部分的にはつる。
4. 場所打ち杭を打設する。
5. 既設底版側面部の新設底版と接合する部分をはつり、接合用鉄筋を出す。
6. 新設底版の支保工、型枠、鉄筋工を行いコンクリートを打設する。このとき新設底版内には仮支柱の基礎部を事前に配置しておく。
7. 仮支柱を立ち上げ、上部にはジャッキをセットし既設橋を支持する。
8. 既設橋脚天端をはつりLeveling, 張り出し部の補修及び沓をセットする。
9. ジャッキを緩めながら上部工位置の修正を行う。
10. 仮支柱及び栈橋を撤去する。



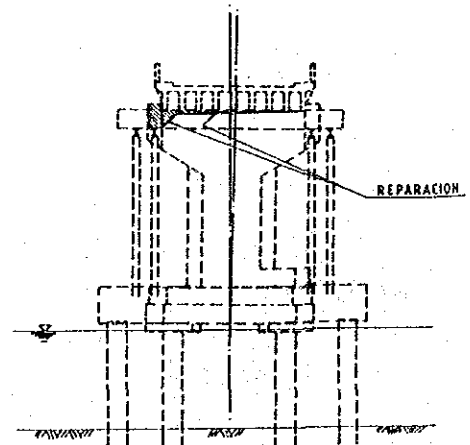
2) CONSTRUCCION DE PILOTE IN SITU



4 - 5) CONSTRUCCION DE FUNDACION



6) SOPORTAR SUPERESTRUCTURA CON PILAR PROVISORIO



7) REPARACION DE CABEZAL

図4-27 場所打ち杭による基礎補強

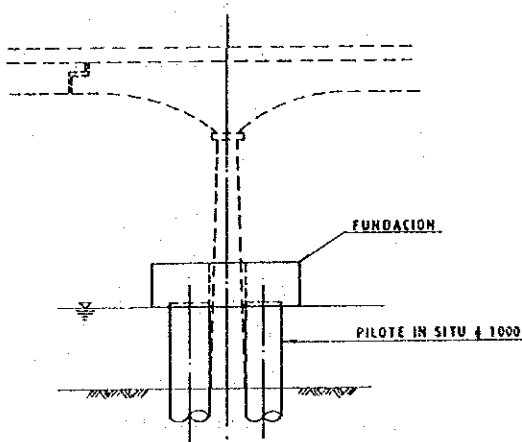
(10) 基礎根固工(CLAR0橋)

河床の洗掘に対し捨て石工と布団籠で対処する。水面下にある既設基礎部分も「ハ」外コンクリートで補強する。「ハ」外コンクリートの打設順序は始めに河床を平にし型枠を水中に設置する。次ぎに配合設計に基づいて骨材を投入する。セメント乳を注入し硬化させる。

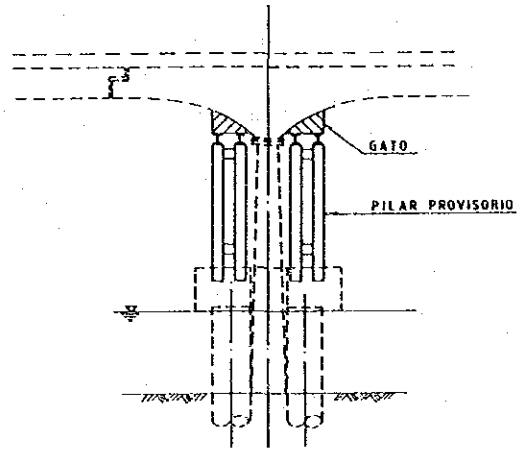
(11) 橋脚新設(CAYUMAPU橋)

新設する橋脚2の施工順序について説明する。

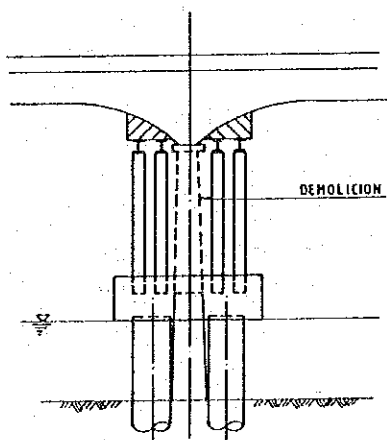
1. 杭打ち機械運搬のための仮設道路と栈橋を河川内に構築する。
2. 場所打ち杭を打設する。
3. 場所打ち杭上及び既設橋脚周囲に底版を新設する。壁鉄筋は立ち上げておく。
4. 底版上に仮支柱を建て既設T桁を支える。この時予め仮支柱基礎は底版内に埋め殺しておき、仮支柱天端にはゾッキも設置しておく。
5. 既設橋脚壁を取り壊す。
6. 新設橋脚壁の鉄筋工、型枠工及びその支保工を行う。
7. 橋脚壁にコンクリートを打設し養生を行う。
8. 橋脚天端に沓を設置し、ゾッキを用いて上部工を所定の位置に下ろす。
9. 仮支柱の取り外し及び栈橋の撤去を行う。



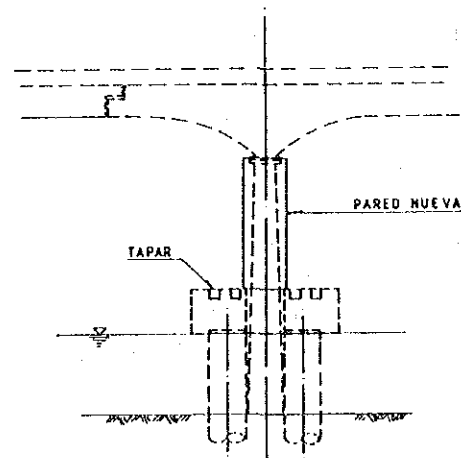
3) CONSTRUCCION DE PILOTE IN SITU Y FUNDACION



4) SOPORTE SUPERESTRUCTURA CON PILAR PROVISORIO



5) DEMOLICION DE PARED DE CEPA ORIGINAL



6) CONSTRUCCION DE CEPA NUEVA

図4-28 橋脚の交換法

4-3-3 使用材料、品質及び施工管理

(1) 使用材料

今回の補修設計で使用する主要材料についての強度は下記のようなになる。

補修工法	使用部位	使用材料	材料強度	適用橋梁
床版打ち換え	床版	コンクリート	$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	CLARO
鋼板接着	床版	鋼板	$f_t = 1400 \text{ kg/cm}^2$	PULLALLY
樹脂注入	床版			AMOLANAS etc
パッチング	床版	コンクリート	$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	BIOBIO
アーチ補修	アーチ下面	コンクリート	$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	CLARO
ゲルマ-補修	ゲルマ-支点	鋼板	$f_t = 1400 \text{ kg/cm}^2$	CAYUMAPU
沓座幅拡幅	下部工天端	コンクリート	$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	AMOLANAS etc
橋脚補強	橋脚柱	コンクリート	$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	AMOLANAS
橋脚補修	橋脚壁	コンクリート	$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	RAMADILLAS etc
石板張り	橋脚壁	モルタル	$c = 500 \text{ kg/m}^3$	CLARO
基礎補修	橋脚基礎	プレキャストコンクリート	$f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$	CLARO
基礎補強	底版	コンクリート	$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	LONCOMILLA etc
増し杭	基礎	コンクリート	$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	LONCOMILLA
増し杭	基礎	3重レベル杭	$f_t = 1400 \text{ kg/cm}^2$	RAMADILLAS etc
橋脚新設	橋脚	鋼材	$f_t = 1400 \text{ kg/cm}^2$	MALLECO
伸縮継手	継手部			MAIPO etc
沓	沓座	ネジボルト		LONCOMILLA etc
落橋防止	横桁	PC鋼棒	$0.70 f_u = 12,300 \text{ kg/cm}^2$	MAIPO
落橋防止	桁端部	チェーン		BIOBIO etc
塗装	鋼桁			PULLALLY etc
高欄	高欄			CLARO etc
踏み掛け版	アーチ部	コンクリート	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	AMOLANAS etc
道路舗装	アーチ部	アスファルト		AMOLANAS etc
洗掘防止工	河床	布団籠		PULLALLY etc
洗掘防止工	河床	捨て石工	径30cm以上	LONCOMILLA etc

主要材料規格

材料	規格	応力	仕様書
鉄筋	GRADE 40	2800kg/cm ² (YIELD)	AASHTO M31/ASTM A615
鋼材		2500kg/cm ² (YIELD)	AASHTO M183/ASTM A36
PC鋼材	GRADE 250	17,600kg/cm ² (ULTIMATE)	AASHTO M204/ASTM A416

(2) 品質及び施工管理

補修工事は設計図面とその施工計画に基づいて実施されるが、品質管理は構造物の安全性に直接影響するため、非常に重要である。品質管理上特に注意しなければならない点として以下の事が挙げられる。

1) 土工事

AMOLANAS, MALLECO橋の基礎部は岩盤に根入れさせること。又 MAIPO橋の洗掘防止作業時に於いて基礎周辺地盤を乱さないよう施工する。

2) コンクリート工

品質管理を行うにさいし、次の手順で行う

1. 特性 (eg. 圧縮強度とかスラック) とその規格値 (強度とか形状寸法) の決定
2. 品質管理に用いる検査方式とか管理基準の決定
3. データの表示方法を定め、それによる判定基準の決定
4. 作業を進行しながら管理し、異常が発見されたらその原因を追求しそれを除去するか作業工程を改善する。

AMOLANAS橋の橋脚やCLARO橋のアーチはポンプ施工となるが前もって施工計画を行い、設備計画 (機械配置、使用機械とその能力、配管)、打設順序、故障したさいの処置方法等も詳細に計画する。

3) 型枠支保工

重要な構造物の型枠については設計を行う必要がある。型枠、支保工、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具等の鉛直荷重やコンクリート側圧等の横方向荷重とを考慮する。支保工はコンクリート打設中に支持力不足等の原因で沈下、横方向変位が生じると出来上がり精度を悪くする。従って施工前に地盤の状態を調べ適切な支保工形式を選定しなければならない。

4) 樹脂注人工

1. 材料

一般にはエポキシ樹脂系とポリエステル樹脂系とが用いられているが、ポリエステル系は収縮が大きく、接着強度が小さく、耐久性も小さい。さらに水分を絶対に嫌う性質を持っている。ただ長所として養生温度がエポキシより低くてよく、粘性を小さくできるのでひび割れ幅が小さい場合に有利である。

2. 注入

樹脂は 温度変化に対し敏感であるため注入時の外気温度は 10-30° c, コンクリート表面の温度は10° c以上の時を選ぶのが望ましい。

5) 鋼板接着工

接着剤として使用するエポキシ樹脂の基準例として

比重	:	1.1-1.9, 許容誤差5%
粘度	:	35000-65000cP
可使時間	:	60分以上
引張強度	:	200kg/cm ² 以上
曲げ強度	:	400kg/cm ² 以上
圧縮強度	:	降伏点700kg/cm ² 以上
引張せん断強度	:	150kg/cm ² 以上
衝撃強度	:	2.0kg/cm ² 以上
引張弾性係数	:	10,000kg/cm ² 以上
曲げ弾性係数	:	10,000kg/cm ² 以上
圧縮弾性係数	:	10,000kg/cm ² 以上

また、鋼板の孔開けは工場で行い、孔径はノコ径より5-10mm程度大きく開ける。

6) 杭工

杭先端部を支持層まで根入れするのが基本であり判国に於いてはこの根入れの不足している橋梁が多い。打ち込み杭で摩擦杭とする場合は支持力試験を実施することが望ましい。また地震等水平力に伴う応力は杭頭部に集中するため底版との結合は十分固定しなければならない。もし、杭芯がずれた場合はその補強を行う等対策が必要である。

7) 鉄骨橋脚

この橋脚の施工に於ける注意点を列挙すると

1. 施工前、施工途中の測量が重要で、基礎位置、支承位置、また部材組立時構造物の格点ごとの測量を行う。
2. 鉄骨構造物の特徴を考慮しその施工段階での応力、変位を計算し、測量により安全を確認しながら施工管理を行う。
3. 施工中は構造物の検査や点検が行われるが、それらの工事記録（地耐力、材料、継ぎ手部、組立精度、変位等）を保存することも大切である。

4-3-4 工事の安全及び環境対策

(1) 安全管理

施工時の安全対策は労働者と近隣住民及び通行者が対象となる。労働者には危険な作業や健康障害となる作業を行わせてはならない、また現場内での安全教育を徹底する。保安のための専任者をおき各作業間の連絡、調整、現場の巡視、設備機器の安全保持に努める。

(2) 近隣の環境対策

工事に伴い発生する環境問題については、次のような注意が必要である。

1. 仮設道路や資材置き場が住居や農耕地の一部となる場合はトラブルにならないよう事前に適切な処置をとること。
2. 工事現場から流出する排水または工事以前と異なる排水系統となる場合には排水溝を設ける等対策が必要となる。
3. 危険物、有害な化学物資、コンクリート塊の処分については指定の場所に行うこと。
4. 水道管、下水管等の埋設物は破損しないよう事前に試掘を行って確認しておくこと。
5. 電線、高圧線は防護を行うか移設をする。

(3) 交通安全

工事によっては車線または車両規制が必要になる。この交通規制は施工方法及び工程と関連し詳細な計画が必要である。現場では道路標識、工事標板、保安柵、セーフティ、保安灯、照明、信号機等が必要で交通誘導員も配置する方が良い。そして橋梁は幹線上なので新聞、TV等での報道も必要である。

4-4 積算

4-4-1 建設工事費の構成

始めにMOPが実施している橋梁補修工事に関する積算方法について整理する。建設工事費は下式で表現される。

$$PRECIO=(INTRU+GASTOS GENERAL+UTILCOMPANIA)+IVA$$

$$P=(I+GG+UC)+IVA$$

Where:

- P : 建設工事費(建設総費用見積又は入札価格)
- I : 建設原価(材料+労務+機械+輸送+その他諸経費)
- GG : 一般経費(建設原価以外の通信、事務等会社経費)
- UC : 会社利益(会社実利益)
- IVA : 税金(政府税率18%)

このうち建設原価(I)についてはPLAN NACIONAL DE PUENTES, PROGRAMA DEREHABILITACION Y CONSERVACION VIALに基づいて計算する。一般経費(GG)及び会社利益(UC)は各社で異なり、これまでの実績では建設原価の30-40%である。今回行う予備設計では40%と仮定する。又現在の税率は $\{I+(GG+UC)\}$ の18%である。参考とする積算資料としては下記のものがある。

- PLAN NACIONAL DE PUENTES PROGRAMA DE REHABILITACION Y CONSERVACION VIAL (ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES, MAYO 1983).
- ONDAC, EL MANUAL DE LA CONSTRUCCION EDICION
- NORMAS DE AUTOPISTAS (NO.1 ~ NO.5)

4-4-2 工事単価の設定

MOPの積算基準に基づき従来の工種とそのITEM番号及び単価を使用する。今回の補修設計で新たに追加される工種についてもMOPと協議の基に、表4-10に示すように基準単価を設定した。但し、同じ工種でも架設方法等が異なるものについては、それらの費用を概算見積もり基準単価を割り増し表示にして積算する。

表 4-10 基準単価一覧表

NO	工 種	単位	単 価(P)	備 考
201	機械掘削	M3	1,500	埋め戻し含む
202	普通土人力掘削	M3	14,000	埋め戻し含む
203	水中掘削	M3	2,500	水替え含む
204	岩盤(転石含む)掘削	M3	3,000	残土処理含む
241	場所打ち杭	M3	90,000	材料、打設
244	3重V-杭	M	40,000	材料、打設
251	型枠工	M2	6,000	
261	鉄筋工	TON	275,000	
263	PC鋼棒	NO	24,000	MAIPO橋
275	コンクリート 240 kg/cm ²	M3	56,000	型枠除く
277	プレキャストコンクリート 180 kg/cm ²	M3	62,000	
279	踏掛け版	M3	83,000	一式
428	石積工	M3	40,000	一式
429	石板材	M2	41,300	厚さ4cm
430	石板張り工(モルタル注入)	M3	62,000	工事費
435	はつり工	M2	20,000	厚さ30cm相当
511	仮設橋または迂回路	GL	—	各橋異なる
802	プレキャスト床版	M3	120,000	一式
805	排水工	NO	14,000	
815	道路舗装工	M2	5,000	
830	高欄取り替え	M	26,000	
835	樹脂注入工	M	2,500	
855	伸縮継手工	M	33,000	
950	床版パッチング工	M2	51,000	一式
955	洗掘防止工	M3	26,000	
956	捨て石工	M3	9,500	
965	ゴム支承	NO	330,000	
970	塗装	M2	1,500	
975	アール工	NO	4,400	
976	沓座幅拡幅工	NO	29,000	鋼製タイプ
977	ゲルマ-補修	NO	175,000	鋼製(沓除く)
978	落橋防止工	NO	42,000	チェーンタイプ
979	鋼桁補修	TON	350,000	
980	鉄骨工事	TON	800,000	MALLECO橋
981	鋼板接着工	M2	45,000	

4-4-3 概算工事費

(1) 概算工事費

表 4-11 概算工事費

橋 名	主な補修工法	概算工事費(P)	備 考
1. AMOLANAS	橋脚補強、樹脂注入工	81,853,000	
2. PULLALLY	鋼板接着工、沓座部拡幅	96,753,000	
3. MAIPO	落橋防止工、洗掘防止工	38,826,000	
4. CLARO	石板張り工、RCアーチ	396,429,000	
5. LOCOMILLA	基礎補強、洗掘防止工	428,299,000	
6. BIOBIO	落橋防止工、樹脂注入工	148,800,000	
7. RAMADILLAS	基礎補強、沓座部拡幅	352,703,000	
8. MALLECO	トレス橋脚新設	3,955,549,000	8基の場合
9. PICHAY	基礎補強、落橋防止工	170,960,000	
10. CAYUMAPU	下部工新設、ゲルバ-補修	103,347,000	
合 計			

(2) 各橋の積算

1) AMOLANAS

NO	工 種	単位	数 量	単価(P)	係数	工費(P1000)
202	普通土人力掘削	M3	50	14,000	1.00	700
251	型枠工	M2	785	6,000	2.00	9,420
261	鉄筋工	TON	13	275,000	2.00	7,150
275	コンクリート 240 kg/cm ²	M3	130	56,000	2.00	14,560
279	踏掛け版	M3	36	83,000	1.00	2,988
815	道路舗装工	M2	200	5,000	1.00	1,000
835	樹脂注入工	M	4,240	2,500	1.00	10,600
855	伸縮継ぎ手工	M	68.5	33,000	1.00	2,260
976	沓座幅拡幅工	N0	2	29,000	15.00	870

	小 計					49,548
	諸 経 費 (40%)					19,819
	政 府 税 (18%)					12,486
	合 計					81,853

2) PULLALLY橋

NO	工種	単位	数量	単価(P)	係数	工費(P1000)
203	水中掘削	M3	175	2,500	1.00	438
835	樹脂注入工	M	3,060	2,500	1.00	7,650
855	伸縮継手工	M	45	33,000	1.00	1,485
955	洗掘防止工	M3	250	26,000	1.00	6,500
970	塗装	M2	4,600	1,500	1.20	8,280
976	沓座幅拡幅工	N0	16	29,000	1.00	464
981	鋼板接着工	M2	750	45,000	1.00	33,750
小計						58,567
諸経費(40%)						23,427
政府税(18%)						14,759
合計						96,753

3) MAIPO橋

NO	工種	単位	数量	単価(P)	係数	工費(P1000)
201	機械掘削	M3	600	1,500	1.00	900
203	水中掘削	M3	200	2,500	1.00	500
263	PC鋼棒(落橋防止)	No	78	24,000	1.00	1,872
855	伸縮継手工	M	300	33,000	1.00	9,900
955	洗掘防止工	M3	390	26,000	1.00	10,140
956	捨て石工	M3	20	9,500	1.00	190
小計						23,502
諸経費(40%)						9,401
政府税(18%)						5,923
合計						38,826

4) CLARO橋

NO	工 種	単位	数 量	単価(P)	係数(%)	工費(P1000)
202	普通土人力掘削	M3	10	14,000	1.00	140
203	水中掘削	M3	20	2,500	1.00	50
251	型枠工	M2	1,090	6,000	1.50	9,810
261	鉄筋工	TON	21	275,000	1.50	8,663
275	コンクリート 240 kg/cm ²	M3	210	56,000	1.50	17,640
277	プレキャストコンクリート 180KG/cm ²	M3	200	62,000	1.00	12,400
428	石積工	M3	300	40,000	1.00	12,000
429	石板材	M2	2,300	41,300	1.00	94,990
430	石板張工	M3	230	62,000	1.00	14,260
435	はつり工	M2	1,400	20,000	0.50	14,000
802	プレキャスト床版	M3	280	120,000	1.00	33,600
805	排水工	No	24	14,000	1.00	336
815	道路舗装工	M2	180	5,000	1.00	900
830	高欄取り替え	M	236	26,000	1.00	6,136
855	伸縮継ぎ手工	M	18	33,000	1.00	594
955	洗掘防止工	M3	400	26,000	1.00	10,400
956	捨て石工	M3	160	9,500	1.00	1,520
975	アッカー工	No	1,150	4,400	0.50	2,530

	小 計					239,969
	諸 経 費(40%)					95,988
	政 府 税(18%)					60,472
	合 計					396,429

5) LONCOMILLA橋

No	工種	単位	数量	単価(P)	係数	工費(P1000)
241	場所打ち杭	M3	288	90,000	1.20	31,104
251	型枠工	M2	490	6,000	1.20	3,528
261	鉄筋工	TON	240	275,000	1.20	66,000
275	コンクリート 240 kg/cm ²	M3	295	56,000	1.20	19,824
435	はつり工	M2	96	20,000	1.20	2,304
511	仮設橋または迂回路	M	300	350,000	1.20	126,000
830	高欄取り替え	M	20	26,000	1.00	520
855	伸縮継ぎ手	M	25	33,000	1.00	825
955	洗掘防止工	M3	30	26,000	1.20	936
956	捨て石工	M3	200	9,500	1.20	2,280
965	JA支承	No	18	330,000	1.00	5,940
小計						259,261
諸経費(40%)						103,704
政府税(18%)						65,334
合計						428,299

6) BIO BIO橋

No	工種	単位	数量	単価(P)	係数	工費(P1000)
835	樹脂注入工	M	5,700	2,500	1.00	14,250
950	床版ハツク工	M2	115	51,000	1.00	5,865
970	塗装	M2	34,250	1,500	1.20	61,650
976	沓座部拡幅工	No	20	29,000	1.00	580
978	落橋防止工	No	184	42,000	1.00	7,728
小計						90,073
諸経費(40%)						36,029
政府税(18%)						22,698
合計						148,800