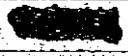


タイ王国
ラマVI世橋梁修復計画調査
報告書

1982年12月

国際協力事業団
(JICA)

88 1

82-173

JICA LIBRARY



1030712(2)

タイ王国
ラマVI世橋梁修復計画調査
報告書

1982年12月

国際協力事業団
(JICA)

國際協力事業団	
登録 No. 8-248	172
登録No. 13754	61.5 SDF

序 文

日本国政府は、タイ王国の要請に基づき、同国バンコック市北部のチャオブラヤ河にかかるラマVI世橋の修復計画のための調査を行うことを決定し、国際協力事業団がこの調査を実施した。

事業団は、上記計画の重要性に鑑み、信沢利世氏を団長とする調査団を編成するとともに、海上保安庁灯台部管理課長坪井宏氏（前運輸省鉄道監督局車輛工業課長）を委員長とする作業監理委員会を設け、調査の推進を図った。

調査団は、昭和57年1月から同年10月までの間数回にわたり現地へ赴き、同国政府及び国鉄関係者との討議、広範な現地調査、ならびに収集資料の分析等を行い、帰国後更に解析・検討作業を進めて本報告書を取りまとめた。

この報告書が本プロジェクトの進展に寄与するとともに、日タイ両国の友好親善関係の増進に資することを願うものである。

最後にこの調査の実施にあたり多大なる御協力と御支援をいただいたタイ国政府及びタイ国鉄関係者ならびに日本国政府関係機関の各位に対し厚く御礼申し上げる次第である。

昭和57年12月

国際協力事業団
総裁 有田 圭 輔

タイ王国ラマVI世橋梁修復計画調査報告書

目 次

序 文	
要約と結論	1
第1編 現地調査	13
第1章 概 要	15
第2章 土質地質関係調査	15
第3章 河床洗掘状況調査	16
第4章 振動調査	16
第5章 潜水夫による調査	17
第6章 測 量	17
第7章 B橋脚周辺振動調査	18
第8章 設計、施工関係調査	19
第2編 変状原因解析及び将来予測解析	37
第1章 概 要	39
第2章 振動解析	39
第1節 現象面解析	39
第2節 モデル解析	41
第3節 橋梁修復のための検討	42
第4節 振動解析と将来予測	44
第3章 変状の静的解析	44
第1節 盛土の圧密沈下の検討	44
第2節 盛土のすべり破壊に対する検討	45
第3節 肩土圧による橋梁変位の検討	45
第4節 現状および復線化時の基礎の安定計算	48
第5節 C橋脚の真心による影響の検討	48
第6節 温度変化に伴うC橋脚の変位	48
第7節 変状の静的解析と将来予測	48
第4章 橋上ロングレール化の検討	49
第1節 橋上ロングレール化と橋脚振動	49
第2節 ロングレールとする場合の軌道構造	50

第3節	ラマⅥ世橋梁におけるロングレール化の問題点	52
第3編	補修対策	99
第1章	C, D橋脚の補修	101
第1節	橋脚補修の考え方	101
第2節	設計	101
第3節	施工計画	103
第4節	特記仕様書	103
第5節	工事費の積算	103
第2章	沓の再セット	103
第1節	沓再セットの考え方	103
第2節	設計	105
第3節	施工計画	105
第4節	特記仕様書	105
第5節	工事費の積算	105

付属資料

1. 現地調査関係資料
 - 1-1. 土質調査報告書
 - 1-2. 振動調査報告書
 - 1-3. 潜水夫による調査報告書
 - 1-4. 測量データ
2. 変状原因解析及び将来予測解析関係資料
 - 2-1. 振動解析報告書
 - 2-2. 変状の静的解析報告書
 - 2-3. 橋上ロングレール化の検討報告書
3. 補修対策関係資料
 - 3-1. C, D橋脚の補修
 - (1) 設計計算書
 - (2) 数量計算書
 - (3) 施工計画書
 - (4) 特記仕様書
 - (5) 工事予定価格書
 - (6) 設計図

3-2. 各の再セット

- (1) 設計計算書
- (2) 数量計算書
- (3) 施工計画書
- (4) 特記仕様書
- (5) 工事予定価格書
- (6) 設計図

要約と結論

要約と結論

タイ国ラマVI世橋梁修復計画調査（以下本調査と言う）の要約および結論について以下に述べる。

1. 調査の目的と概要

1-1. 調査に至った経緯

ラマVI世橋梁は、Bangkok市の北部に位置し、Chao Phraya河に架けられた鉄道（1線）、道路（2車線）の併用橋であり、最大スパン120m、全長445mのタイ国鉄では最大の橋梁である。

鉄道では首都バンコックとタイ国南部を結ぶ幹線ルートの中線に位置し、道路では首都バンコックの環状道路として使用しており、交通上重要な橋梁である。

本橋梁は、1927年に建設されたが、第2次世界大戦中（1939～1945年）連合軍の爆撃により落橋し、同時に橋脚、橋台にも被爆し、かなり大きな損傷を生じ、橋梁は使用不能になった。

この橋梁の復旧工事は、1948～1950年にかけて施工されたが、橋脚、橋台については、鉄筋コンクリートにより外巻き補強して復旧し、上部工のトラス橋のみ新橋で架設された。

復旧後約30年を経て今日に至っているが、公共事業局はBangkok市内のリングロード建設の一環として、近い将来ラマVI世橋梁の2車線道路に代えて、同橋梁の上流側に6車線の新道路橋を建設する予定であり、これの完成を待って、タイ国鉄では現在の2車線道路部分を撤去して、これを鉄道1軌道に改造し、改造後のラマVI世橋梁は、鉄道複線橋梁として使用する計画である。

この複線改造計画設計は、1980年から1981年にかけて、タイ国鉄施設局長の依頼によりJICAの鳥越（Torigoe）専門家の指導によって行われ、既に詳細設計図が完成しているが、その際、下部構造については変状等の問題があるとして、同専門家より詳細な調査の必要性を指摘されていた。

その後、JICAの鳥越専門家の後任である大高専門家にこの件を引き継がれ、大高専門家の指導により、1981年6月から同年7月にかけて、ラマVI世橋梁の変状調査が実施された。

その結果、さらに詳細な変状調査が必要となり、タイ国鉄（SRT）の要請により本調査を開始したものである。1982年2月、SRTへJICAのInception Reportを提出後、直ちに土質調査のボーリングおよび河床状況調査に入り、同年3月4日から約1ヶ月間にわたって、振動調査、その他の各種調査が実施された。

1-2. 本調査開始後の変状の概要と応急措置

1981年6月から同年7月にかけて行われたラマVI世橋梁の変状調査の結果の概要とそれをもとに誘じられた応急措置の概要は次のとおりであった。

ラマVI世橋梁の変状としては、両側のA、P橋台が、それぞれ50～60mm程度前方へとせり出して

おり、B、D橋脚の可動部部分においては、上沓と下沓の相対変位量から判断して、Bangkok 方へそれぞれ50～30mm程度移動していた。また、サスペンド スパンのリンク部分（可動量69mm）は、既にBangkok 方へ移動しきっており、中央スパンは拡がった状態になっていた。また道路側の伸縮継目部のコンクリート舗装端面等が破損していた。それらに加えて、C橋脚天端において、人体にはおよそ10～15mm程度の振動として感じられた。

その結果、JICAの大高専門家のアドバイスで、次のような応急措置および検討がなされた。

- (1) 列車の速度制限（全列車20Km/hに制限した）
- (2) 大型車通行禁止、速度制限等の道路交通規制（道路の一時通行止により、道路舗装等の補修実施、完成後は大型車の通行禁止）
- (3) 道路伸縮継目の緊急補修および軌道の整備
- (4) 緊急の場合に備えて交通遮断、必要措置の検討

1-3. 今回の調査の概要

現地調査に入る前にJICAの大高専門家より示された「ラマVI世橋梁変状調査報告書」をもとに、日本国内で種々検討を行い、ラマVI世橋梁の変状原因解明に必要な現地調査内容を策定した。

上記報告書によると、C橋脚の振動が異常に大きく、かつ、上部工の沓、およびリンク部等に変状が見受けられるとのことであり、その際、あらかじめ日本国内で想定したラマVI世橋梁の変状原因としては、次のようなものが挙げられた。

- (1) C橋脚頸体の欠陥に由来するもの
- (2) C橋脚周辺部の局部洗掘に由来するもの
- (3) 偏土圧に由来するもの
- (4) 複合原因に由来するもの

それら変状原因を解明し、必要な補修対策を行うものとして、次に示す各種の現地調査が策定された。

- (1) 土質地質関係調査
- (2) 河床洗掘状況調査
- (3) 振動調査
- (4) 潜水夫による調査
- (5) 測 量
- (6) B橋脚周辺掘削調査
- (7) 設計、施工関係調査

1982年3月の約1ヶ月間にわたる現地調査の結果、判明した事柄の概要は次のようなものであった。

土質地質調査の結果からは、B～E橋脚はいずれも十分な支持力を有する地盤まで基礎が根入され

ており、基礎の安定上からは特に問題はないと考えられた。しかし、両側のA、F橋台はB～E橋脚の基礎に比べて若干根入不足と考えられ、水平方向支持力の点で問題があると考えられる状況であった。

河床洗掘状況調査の結果は、特に問題となるような局部洗掘は見受けられなかった。

振動調査の結果は、C橋脚天端における最大水平変位量が0.64mmと小さく、この種の橋脚水平変位量としては特に問題となる変位量ではなかった。ただし、この振動調査を実施した1982年3月JICAの大高専門家によって振動が問題とされた1981年6月頃の時点とでは、道路状況等の条件が異なっており、一概に論ずることは出来ず、この点に関しては、その後、日本国内において行った振動のシミュレーション解析の結果をもとに後述するものとする。

潜水夫による調査の結果は、特にC、D橋脚の上段と中段の境界部付近に空洞、クラック等のあることおよびC橋脚の上段と中段が上流側において約1m偏心していることが判明した。これらのことは、直ちに変状の進行等に結びつくものではないが、何んらかの補修対策をすることが望ましいと判断されるような状況であった。

測量の結果は、当初設計図と比較して幾つかの箇所で寸法等に差違が見受けられた。それらが施工当時から設計図と異なっていたものかどうかについては、施工当時の詳細な記録が無いため明らかにすることは出来なかった。

両側のA、F橋台は、橋台背面からの填土圧の影響を受けて前方へせり出している。また、現存する設計図どおり正しく各橋脚が設置されたと仮定した場合には、B～D橋脚はBangkok方へ19～55mm、E橋脚はHaad yai方へ47mmそれぞれ計算上傾いていることになる。

沓やリンク部の移動状況は15～76mmと各所において異なっているが、これは1981年6月時点の調査結果とほぼ同程度のものであった。この沓やリンク部の移動状況程度であれば、直ちに問題となるような変状の進行等は考えられないが、本来の沓やリンクの正常な機能を妨げるものであり、例えば、複線化の時点迄に補修されることが望ましい状況にある。

B橋脚周辺掘削調査の結果、B橋脚の上段と中段の境界部付近の施工状況は良好なものであった。

以上に示すような現地調査結果をもとに、1982年4月より日本国内において、さらに詳細な変状原因解析および将来予測解析が実施された。

2. ラマVI世橋梁の変状原因

変状原因の解明に当たっては、現地調査およびその後の日本国内における解析作業の結果をもとに、長期的な原因にもとづく変状、短期的な原因にもとづく変状および施工当初からの原因にもとづく変状とに分けて以下に示すものとする。

2-1. 長期的な原因にもとづく変状

(1) Bangkok 方の A 橋台は、1950 年の補修工事直後から、橋台背面盛土による側土圧によって前方へせり出す現象が生じ、その水平変位量が 18 cm に達したところで、1965 年に沓のリセットを行った。その後も、せり出しが続いたので、橋台背面盛土の一部を撤去して合成桁に置き換える工事がなされている。その後も変状が進み、さらに 7 cm 程度の水平変位量が加って、上部工の桁端部が橋台パラペット部分に接触しているのが現状である。

これらは約 2 m 程度と想定される盛土の圧密沈下、盛土の施工段階や盛土完成後のすべり破壊および橋台背面盛土による側土圧との相互作用から生じた長期的な変状と考えられる。

(2) Haad yai 方の F 橋台は、地質調査結果に示されているように上層軟弱の地盤条件が Bangkok 方の A 橋台に対し、比較的良好なことから、A 橋台ほどの変状には至らなかったものの、7 cm 程度の水平変位量となって F 橋台は前方へとせり出している。

(3) A 橋台背面盛土が一部除去されて以降、ラマ VI 世橋梁全体としては、長期的な荷重条件にアンバランスを生じている。

すなわち F 橋台背面からの側土圧に対して、上部工全体が、道路側のコンクリートスラブ、縦桁、沓等のせり合い状況等から判断して、ストラット状態となっていたと考えた方が、F 橋台の沓が可動沓のため単独で側土圧に対処していたと考える場合よりも、より現実に近いのではないかと想定される。

また、道路舗装の改修後、さらに F 橋台が 10 cm 程度せり出している現象も説明し易い状況にある。

一方、列車荷重のような一過性の荷重に対しては、可動沓部分である程度の追従性を示している。

なお、リンク部の状態は、この現象をかならずしも説明し得ない状況にあるが、後述するように、短期的な原因と施工当初からの原因によるものと想定される。

(4) 潜水夫による調査から、C 橋脚上段の上流方が約 1 m Bangkok 方に傾斜しており、これに伴う偏心荷重から、C 橋脚天端において 1 cm 程度の水平変位が生じることがわかった。水平変位量そのものは小さいが、これも長期の持続荷重として存在し、橋梁に変状を与える一つの要因と考えられる。

(5) 河床の洗掘状況調査の結果は、施工当時とほとんど差違がなく、日本国内で当初想定した C 橋脚周辺の局部洗掘に由来する変状原因としては、特に問題のないことが判明した。

(6) 以上に述べた条件以外では、長期的な原因にもとづく変状の可能性は特に見当らなかった。

2-2. 短期的な原因にもとづく変状

(1) 短期的な変状原因としては、1981 年 2 月に道路舗装のアスファルトを撤去し、1981 年 10 月に通行止する迄の、道路状況の極端に劣悪な条件が考えられる。

すなわち、アスファルト舗装の撤去によりコンクリートスラブの凹凸面が露出し、コンクリートスラブ端面には鉄板がかぶせてあるものの、通行する大型車両の衝撃によってコンクリートスラブ

路面が破砕され、それに伴う衝撃によって次第にリンク部を押し上げるような作用をしたのではないかと推定される。

(2) リンク部の移動量については、正確な記録は存在しない。ただし、最近施工された塗装の剥離状況から、10～15mmの移動量が見受けられる。

(3) 道路交通は、Bangkok方へ向う上り車線が主として積車であり、Haad yai方へ向う下り車線が空車である。

単位時間当りの交通量調査の資料は存在するが、積載状況については不明である。一般にはかなりの過積載の場合が多いようである。

これらのことより、自動車荷重のうち、制動荷重等の水平方向に作用する相対荷重差は、Bangkok方へと向うものが卓越しているように思われる。

(4) 1982年3月に現地で実測された振動測定の結果からは、問題となるような振動変位量は検出されなかった。これは主として、道路舗装面の整備がなされたことと、大型車両の通行規制が原因と考えられる。すなわち、得られた振動測定データをもとに、1981年8月頃の道路状況を想定した振動解析の結果から、ある特定の条件下では、1981年8月頃体感振動で感知したと思われる振動現象の可能性が考えられるからである。

したがって、今回の調査の発端ともなったC橋脚における体感振動現象は道路舗装路面の損傷に伴ない一時的に発生した現象であると考えられる。なお、劣質な道路状況で大型車両通行時のC橋脚天端における水平変位量は、最も不利となる大型車両の轴距と走行速度の組合せを考えた場合でも、1～2mm程度であったと推定される。

2-3. 施工当初からの原因にもとづく変状

(1) 現地調査において困難を極めたものとしては、施工当時の詳細な記録が無ったことである。

したがって、変状原因を解明するに当り、変位量等が推定しがたい面も幾つか存在するが、現存する設計図と実際との差違で最も大きなものは、既に2-1(4)で述べたC橋脚の上段部分の弱心が挙げられる。

(2) リンク部分の状態については、施工当時からの正確な記録は存在しない。

したがって、断定的なことは何も言うことは出来ないが、次のような点から、当初、かならずしも正規の位置にセットされていなかったのではないかと想定される。

① 現存する設計図と現橋梁とが、かならずしも一致していないこと。

② リンク部アングル材の切欠きが正規の曲線になっておらず、かつRailway side と Highway side とは、アングル材の切込みに4mmの差があり橋桁架設の際に調整したのではないかとと思われること。

③ 10～15mm程度の塗装の剥離はあるが、それ以前の塗装についてはかならずしも明瞭でないこと。

(3) 橋脚の傾斜倒量の結果から、B～D橋脚はBangkok方へ50mm程度傾斜していると推定される。

この点は2-1(3)で見たように、Haad yai方からの偏土圧の影響ともある程度符合するものであるが、施工当時の詳細な記録が無いため、かならずしも確定しがたい。

また、傾斜の程度は測定の精度との関係において、かならずしも明確なものではない。

- (4) 潜水夫による調査の結果、C、D橋脚の水中部分に施工当時から存在したと想定される空洞部分等のあることが判明したが、この点については振動調査の結果、特に問題となるような現象は見受けられなかった。

すなわち、当初日本国内で想定した変状原因の1つであるC橋脚躯体の欠陥に由来する変状原因とはなっていない。

3. ラマⅥ世橋梁の安全性

ラマⅥ世橋梁の安全性については、変状原因等から、その問題点を短期的な視点からと、長期的な視点からとに分けて見る必要がある。

3-1. 短期的な視点からの安全性

- (1) ラマⅥ世橋梁の短期的な視点からの安全性については、特に上部工のサスペンド スパン リソク部付近のstringerとbracketの補修が早期に望まれ、Interim Reportの段階で指摘したが、既に補修され、この点に関する問題点は解消された。
- (2) 最近の大型車両通行と道路舗装面の損傷によって発生したC橋脚の振動は、現時点では大型車両の通行規制および道路舗装面の補修によって解消されている。
- (3) 下部構造については、ケーソン基礎の安定計算の結果、現状のままであっても、安全率の大きさから推定して、現橋および復旧後も問題はないと考えられる。
- (4) 振動を軽減する目的での橋上ロングレール化に対しては、振動調査および振動解析の結果から判断して、その意義は少ないものと考えられる。

なお、本報告書の中に、橋上ロングレール化の必要条件等を示したので、詳細については報告書を参照されたい。

- (5) その他、各種の調査結果等から判断して、ラマⅥ世橋梁は直ちに急激な変状の進行と言うことは想定されない。

3-2. 長期的な視点からの安全性

- (1) 潜水夫による確認調査の結果、C、D橋脚の水中部分に空洞等のあることが判明した。

一方、振動調査および振動解析の結果からは、当初想定していたC、D橋脚躯体に由来する変状の原因となるような問題点は、見受けられなかった。

しかしながら、長期的な視点から、C、D橋脚の水中部分に対し補修することが望ましい。

(2) 今回の変状調査の発端となった振動現象は、主として劣悪な道路舗装条件にあり、1982年3月時点の道路舗装条件で付時に問題はない。

すなわち、今後共、十分な道路の保守管理が重要である。

(3) ラマVI世橋梁全体で見た時、Haad yai 方のF橋台背面盛土は、橋梁全体をアンバランスな荷重条件下にしていると考えられ、Bangkok 方A橋台背面と同様に背面盛土を取除くことが望ましい。

取除く区間は線路方向約40mの区間で、取除く時期としては複線化迄の時点が望ましい。

ただし、施工時期等に関しては、後で述べる変状追跡調査の結果を見て判断されてもよいと考えられる。

(4) 沓およびリンクの状況は、正規の位置に対して15～76mmの移動を示しており、沓等が正常な働きをせず望ましくない状態となっているので、沓およびリンクの再セットをすることが望ましい。

なお、現状では変状が急激に進行する状況にはないと推定される。

沓の再セットの時期としては、後で述べる変状追跡調査の結果を見て判断され、鉄道複線化の時点迄に行えばよいと考えられる。ただし、沓の再セットは、C、D橋脚の橋修後とする。

(5) その他の点においては、長期的な視点から特に問題となるような箇所は見受けられない。

4. 当面の対策

現在のラマVI世橋梁が再建されて既に30年を超える歴史の中で、通路割の特別な条件から一時的に発生したと思われるのが、今回の振動現象ではなからうかと考えられる。

上層軟弱地盤の圧密状況から、今後の変状の進行度合は非常に遅いものとは規定されるが、現時点より複線化迄の期間において、次に述べるような変状の追跡調査を行い、判断資料とされることが望ましいと考えられる。

(1) C、D橋脚天端に設置した傾斜計により、傾斜の進行度合を測定すること。

(2) 沓およびリンクの水平移動量を測定すること。

(3) F橋台バラベットと桁端部とのずれを測定すること。

(4) 上記(1)～(3)の測定は、2ヶ月1回程度決った日時に行うこと。

4-1. 鉄道の速度制限について

列車速度20～80km/hで行った振動調査の結果からは、特に問題となるような現象は生じていない。

C、D橋脚水中部分の変状、A、F橋台での変状、沓の移動等の実態から、本来、橋修後に速度制限を解除することが望ましいが、鉄道の速度制限の緩和に関しては、変状の進行度合を考慮して、今後の変状の追跡調査結果および保守状態等をもとに、段階を追って慎重に判断されることが望まし

い。

4-2. 道路の大型車両規制について

道路の大型車両の規制の問題については、4-2で述べた変状の実態から、鉄道側と同様に、変状の追跡調査等の結果をもとに、慎重に判断されることが望ましい。

5. 補修対策

補修する場合の考え方について次に述べる。

5-1. C、D橋脚補修の考え方

潜水夫によるC、D橋脚の水中部分の確認調査によると、橋脚の上、中段の境界部付近に、空洞、クラック等の変状の多いことが判明した。

したがって、橋脚の補修方法としては、主に橋脚の上、中段部の境界部付近の補強に重点を置いて計画している。

(1) C、D橋脚の補修は、旧橋脚躯体を厚さ50cm程度の外巻き鉄筋コンクリートにより補強する。

(2) 橋脚には地震力のような特別に大きな水平力は作用しない。

したがって、一時荷重時の水平力（制動荷重等）に対しては、旧橋脚断面で十分抵抗出来るものとする。

(3) 補強鉄筋は、したがって最小鉄筋積にとどめる。

(4) 補修は水中での困難な施工となるため、出来るだけ省力化を考えた。

外巻き鉄筋コンクリートの打設に当たっては、水中部はプレキャストコンクリート、水上部は普通コンクリートを考えており、鉄筋は鉄筋かごを予め陸上で組立てておき、建込むことを考えている。型枠は15㎡位のパネルを建込む。

5-2. 沓の再セットの考え方

測量の結果によると、可動沓およびリンク部が大きく移動しており、沓の可能移動量を超えている箇所も見受けられ、沓の働きを十分果していないと考えられるため、沓を再セットして正規の状態に戻すこととした。

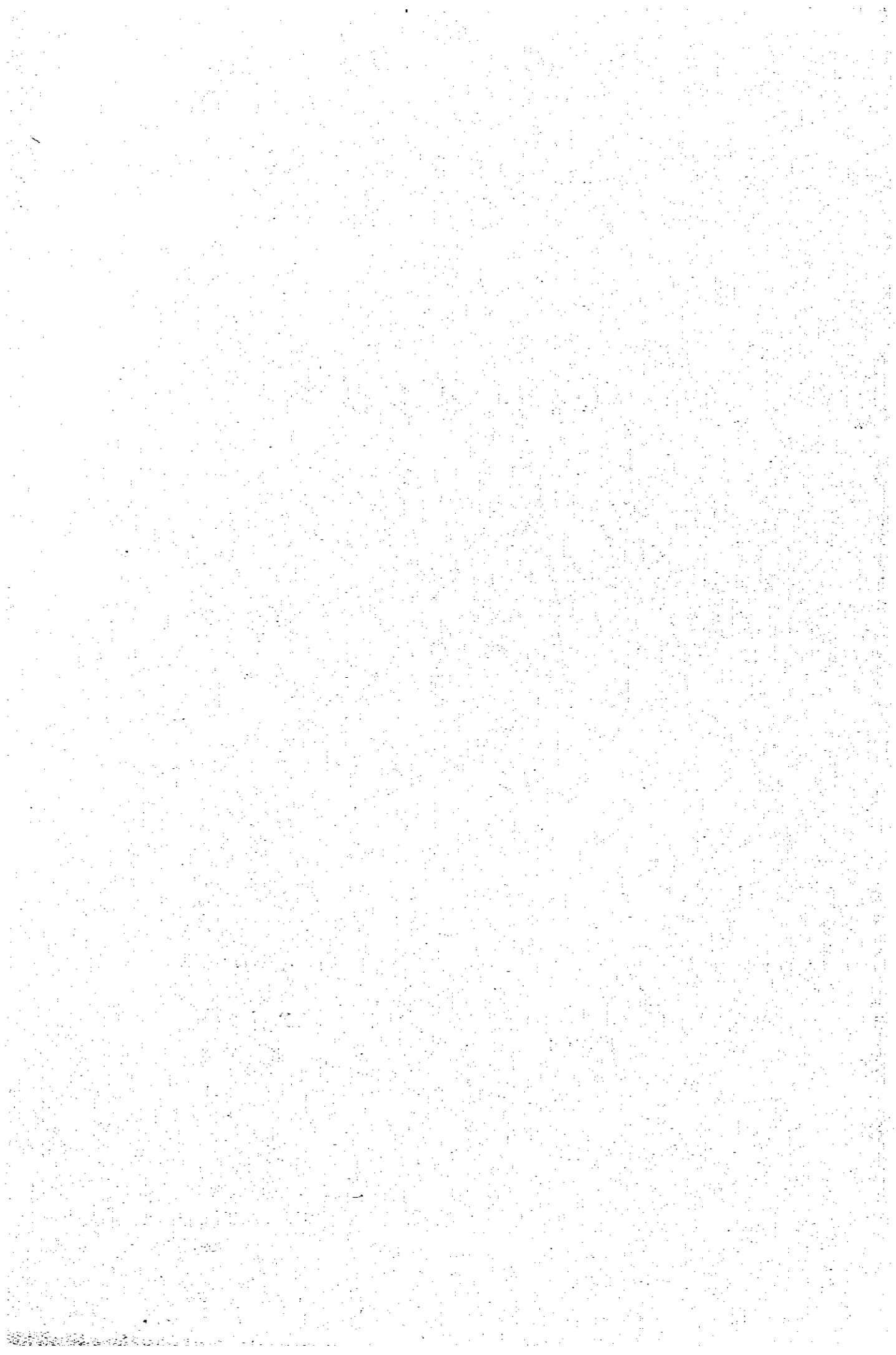
(1) 可動沓のうち、A橋台、B、F橋脚およびリンク部については、正規の位置に再セットする。

(2) B橋脚のみは、現在の沓の移動量が他に比べて少なく、また移動可能なため、再セットの必要がない。

(3) A、F橋台の沓の施工法は、可動沓の上沓をトラスのLower Chord とのセットボルトをはずして、横桁でジャッキアップを行い、上沓のみを移動して下沓の中心に合わせる。

(4) B橋脚の沓およびリンク部については、C橋脚の固定沓の下沓とベースプレートとの溶接を切り離して、Lower Chordで桁のジャッキアップを行い、アンカートラスおよびサスペンドトラスを同時にHaad yai側に縦移動することにより、B橋脚の可動沓およびリンク部を正規の位置に戻す。

第1編 現地調査



第1編 現地調査

第1章 概 要

本調査は、JICAよりタイ国鉄に派遣された大高専門家による「ラマVI世橋梁変状調査報告書」をもとに、あらかじめ日本国内において種々の検討を行い、ラマVI世橋梁の変状原因解明に必要な現地調査内容を策定すると共に、その補修に関する調査も併せ行うことを決定し、1982年1月31日より約1週間、現地の下調査を行って、その内容をさらに整理すると共に、1982年3月1日より本格的調査に入ったものである。

上記「ラマVI世橋梁変状調査報告書」によると、C橋梁の振動が異常に大きく、かつ上部工の各およびリンク部等に変状が見受けられるとのことであり、あらかじめ日本国内で想定したラマVI世橋梁原因としては、次のようなものが挙げられた。

- (1) C橋梁橋体の欠陥に由来するもの
- (2) C橋梁周辺部の局部洗掘に由来するもの
- (3) 傾土圧に由来するもの
- (4) 複合原因に由来するもの

それら変状原因を解明し必要な補修を行うものとして、次に示す各種の現地調査が策定された。

- (1) 土質地質関係調査
- (2) 河床洗掘状況調査
- (3) 振動調査
- (4) 潜水夫による調査
- (5) 測 量
- (6) B橋梁周辺部削削調査
- (7) 設計、施工関係調査

以下、これら現地調査の順序に従って、次に述べるものとする。

第2章 土質地質関係調査

ラマVI世橋梁の変状原因を解明するに当り、橋台、橋脚を支持する地盤の状態を正しく把握しておくことは基本条件であり、次に示す土質および地質に関する各種の調査、試験をASTM又はJISの規準をもとに行った。

- (1) 各橋台、橋脚ごとの土質ボーリングおよび標準貫入試験
- (2) 室内土質試験

- 1) 単位体積重量試験
- 2) 一軸圧縮試験
- 3) 含水量試験
- 4) 液性限界試験
- 5) 塑性限界試験
- 6) 粒度試験
- 7) 圧密試験

上記、調査、試験の結果に関する詳細については、付属資料1-1に報告書として添付した。

ここでは、代表的な資料の一部として、図-1.3に土質柱状図を示す。

図-1.3より、B～E橋脚については、第2層において述べているとおり、十分な支持力を期待出来る地層まで根入されていることが判明した。

A、F橋台については、鉛直方向支持力を期待出来る地層まで根入れされているが、水平方向支持力の面では若干根入れ不足であり、したがってこれがA、F橋台の背面土による鉛土圧によって、各橋台を変状させる原因ともなっている。

第3章 河床洗掘状況調査

河床の局部的な洗掘が、ラマVI世橋梁の変状原因の一つになっているのではないかとの想定のもとに、C、D橋脚周辺の河床洗掘状況調査を船上よりの下げふり、および潜水夫によって行ったが、図-1.4、図-1.5に示すように特に異常は認められなかった。

したがって、河床の局部洗掘によるラマVI世橋梁の変状原因は考えられないことが判明した。

なお、詳細な資料は、付属資料1-1の中に、土質調査結果と一緒に示してある。

第4章 振動調査

ラマVI世橋梁の変状が今回特に問題となったのは、C橋梁における体感振動がその発端となっており、C橋脚を中心としてその他の橋脚、橋台および上部構造の各所において、振動測定が実施された。

振動測定の内容の主なものは、次のとおりである。

- (1) 列車速度：20、40、60、80Km/hの4種類
- (2) 列車種別および本数：旅客列車8本、貨物列車3本
- (3) 道路交通：閉鎖時・開放時（80Km/hのみ）
- (4) 測定箇所：ラマVI世橋梁の上部構造、下部構造
- (5) 測定点：21点

振動測定の代表的な結果について、図-1.4、表-1.1に示す。なお、詳細については、付属資料1-2に示す。

表-1.1より、測定値の中で最大値は、D橋脚天端で水平方向変位振幅0.64 mm とかなり小さいものであった。これらに対する考察は、第2編において詳しく述べるものとする。

第5章 潜水夫による調査

C、D橋脚の水中部分、および河床の状況等に関する調査は、潜水夫および水中テレビカメラ、モニターテレビ等を使用して行った。

その結果の一部を図-1.7、図-1.8に示す。

図-1.5より、C橋脚の上流方で約1mの陥心があることが判り、図-1.8より、D橋脚の一部に空洞のあることが判った。

これらのことより、C、D橋脚の水中部分の補修が必要と考えられる。ただし、第2編において述べるように、振動との関係については、特に問題となるような空洞ではないと考えられる。

なお、詳細な報告は、付属資料1-3に示す。

第6章 測 量

測量はラマVI世橋梁および橋梁前後の盛土区間を含めて、延長約850m区間にわたって行った。その結果は付属資料1-4に示すとおりである。

測量の結果について検討するためには、施工当時の詳細なデータが必要であるが、本橋梁の場合、ほとんどその資料が無く、現存する設計図も、おそらく設計当初のものであって、施工時の条件等から本来設計図の一部修正等がなされるべきところが、なされていなかったりしているような状態であると推察される。

したがって、ここに示す測量データは、1982年3月時点で測量した結果であって、それが施工当時の状況と、どの程度異なっているかどうか不明である。

(II) 水準測量

水準測量の結果は図-1.9に示すとおりであり、両側のA、F橋台が下り、中央のC、D橋脚が上側に凸の状態になっている。

両側のA、F橋台は、B～E橋脚に比べて基礎の根入れ深さが浅い。しかし、C、D橋脚とA、F橋台の高さの差が、A、F橋台の沈下量を示していると考えことは、A、F橋台基礎下面における地盤状況から判断して一般に困難である。すなわち、A、F橋台とC、D橋脚の高さの差のうち、ある部分は施工当時すでに存在したものと、ある部分は完成後の盛土の圧密沈下等の影響を受けたものとの合計値が、今日の高さに表われているものと考えられる。

第8章 設計，施工関係調査

ラマVI世橋梁の修復に必要な設計，施工，積算に関する各種の資料収集および調査を行った。
それら個々の資料は，この報告書の中では特に示してはいないが，それら資料をもとにして補修計
画が行われている。

Fig. 1-1 LOCATION OF RAMA VI BRIDGE

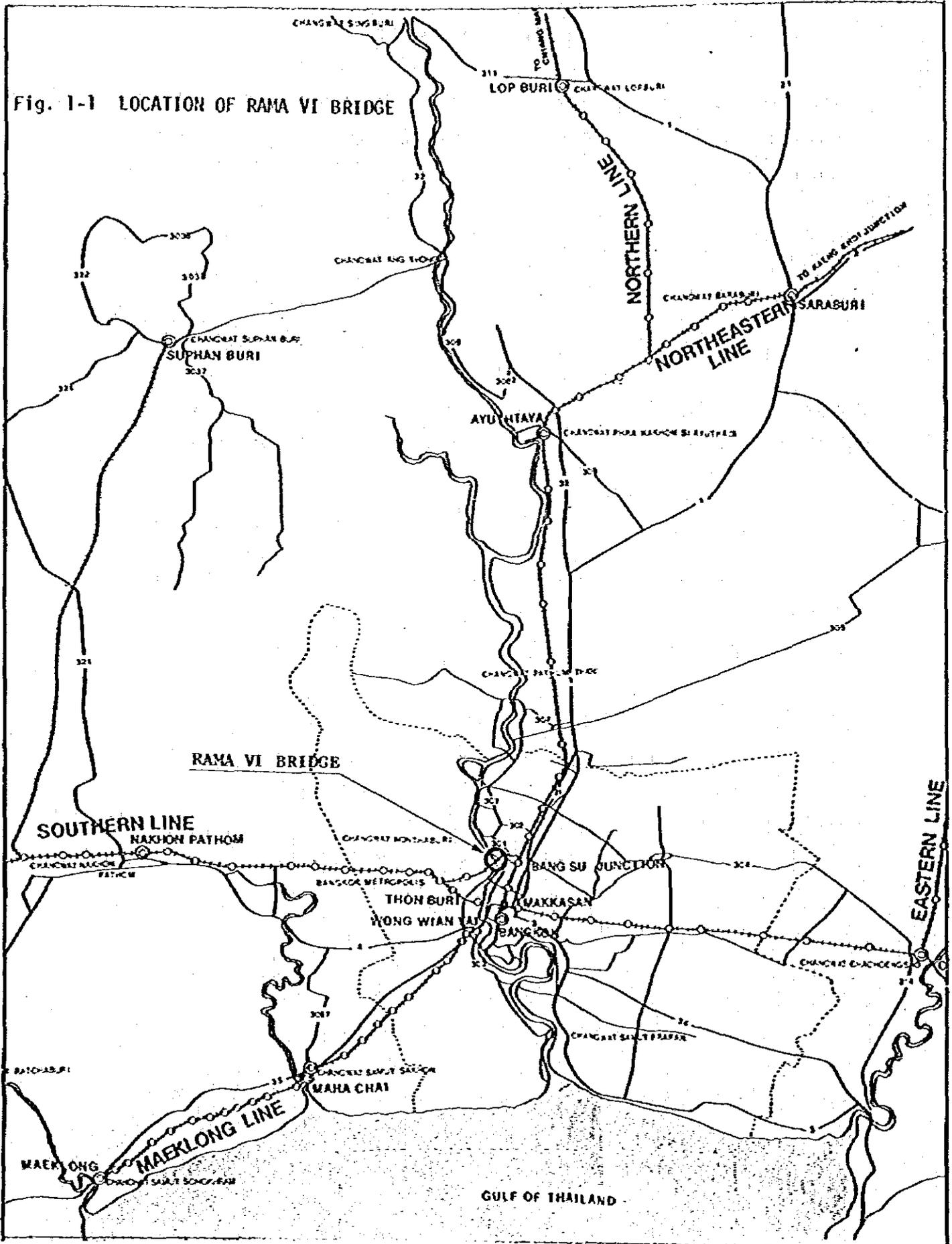
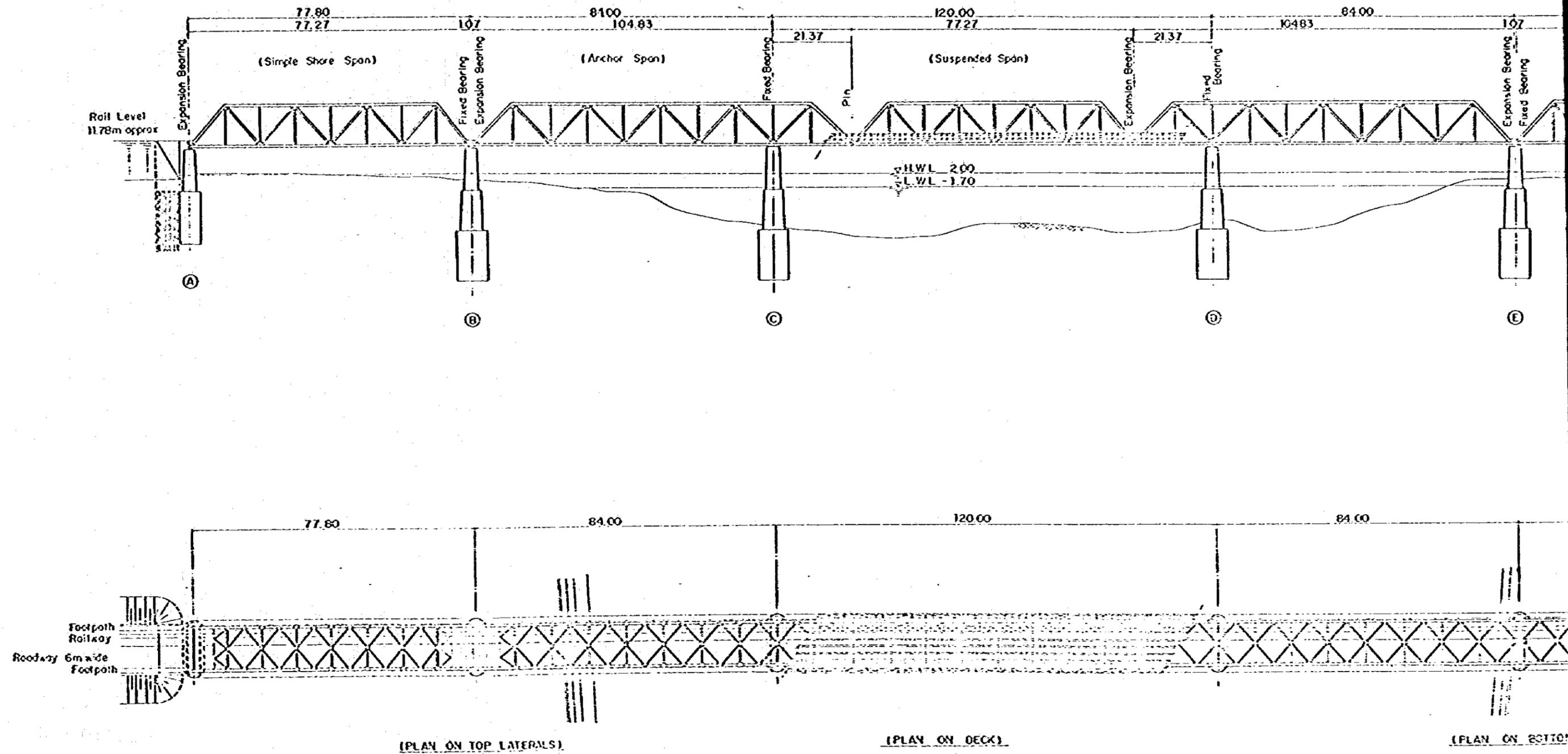


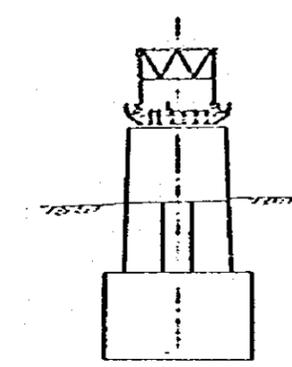
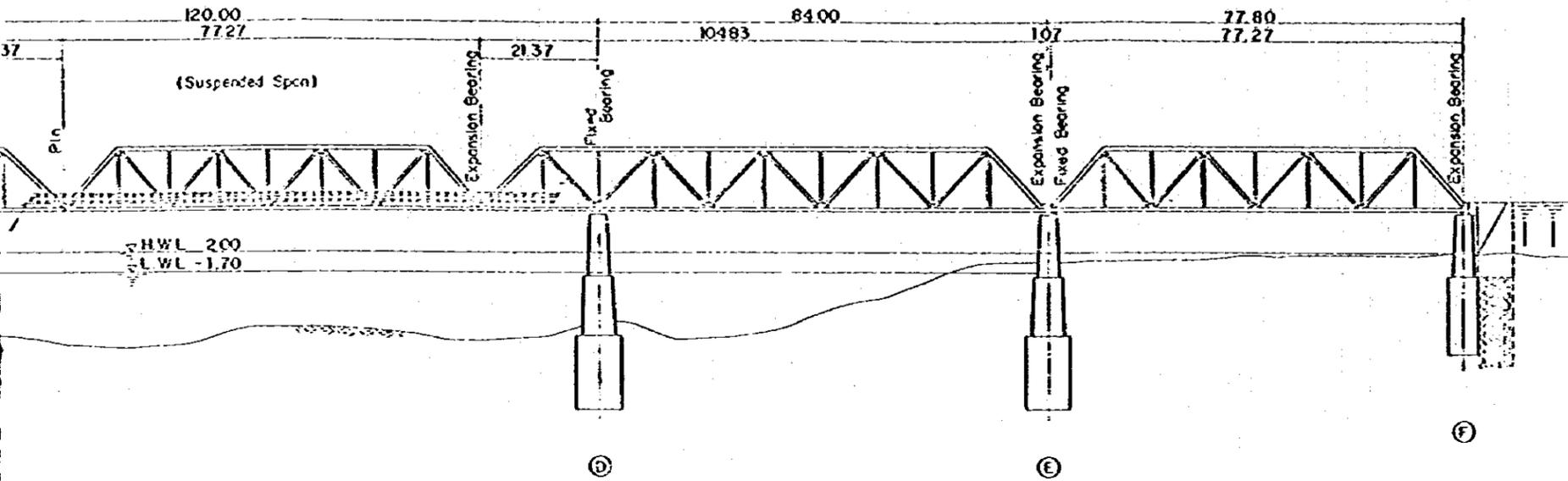
Fig. 1-2 GENERAL VIEW OF RAMA VI BRIDGE

S • 1 : 500

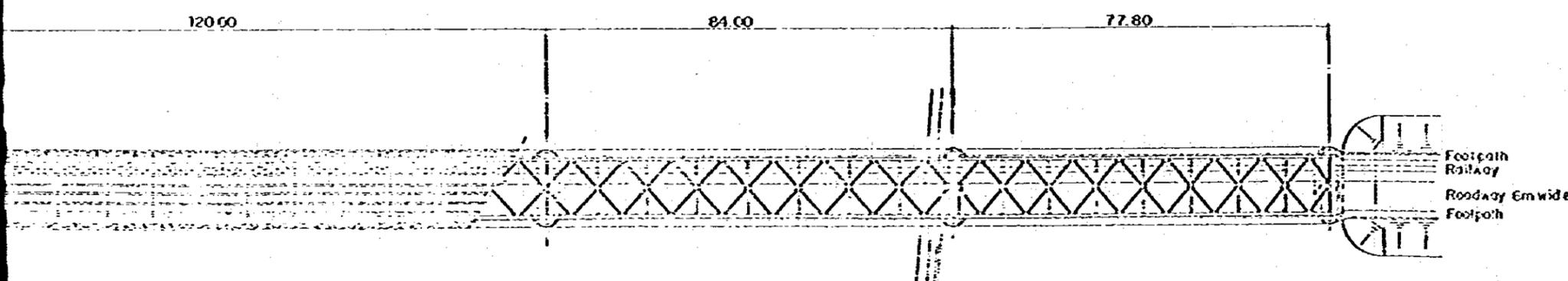


VIEW OF RAMA VI BRIDGE

S = 1 : 500



(CROSS SECTION)

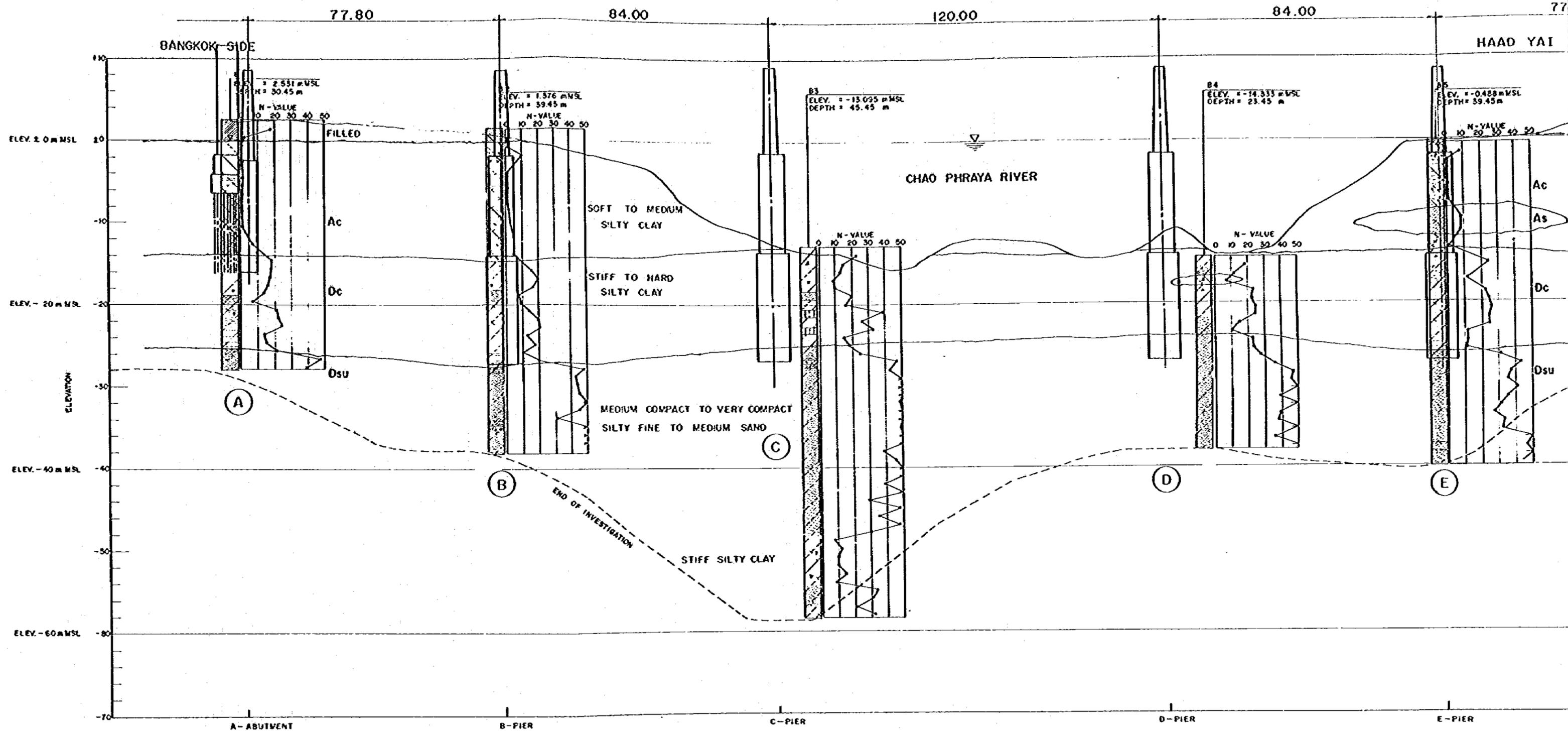


(PLAN ON DECK)

(PLAN ON BOTTOM LATERALS)

Footpath
Railway
Roadway Emwide
Footpath

Fig. 1-3 SOIL PROFILE OF RAMA VI BRIDGE



GRAPHIC LOG SYMBOLS

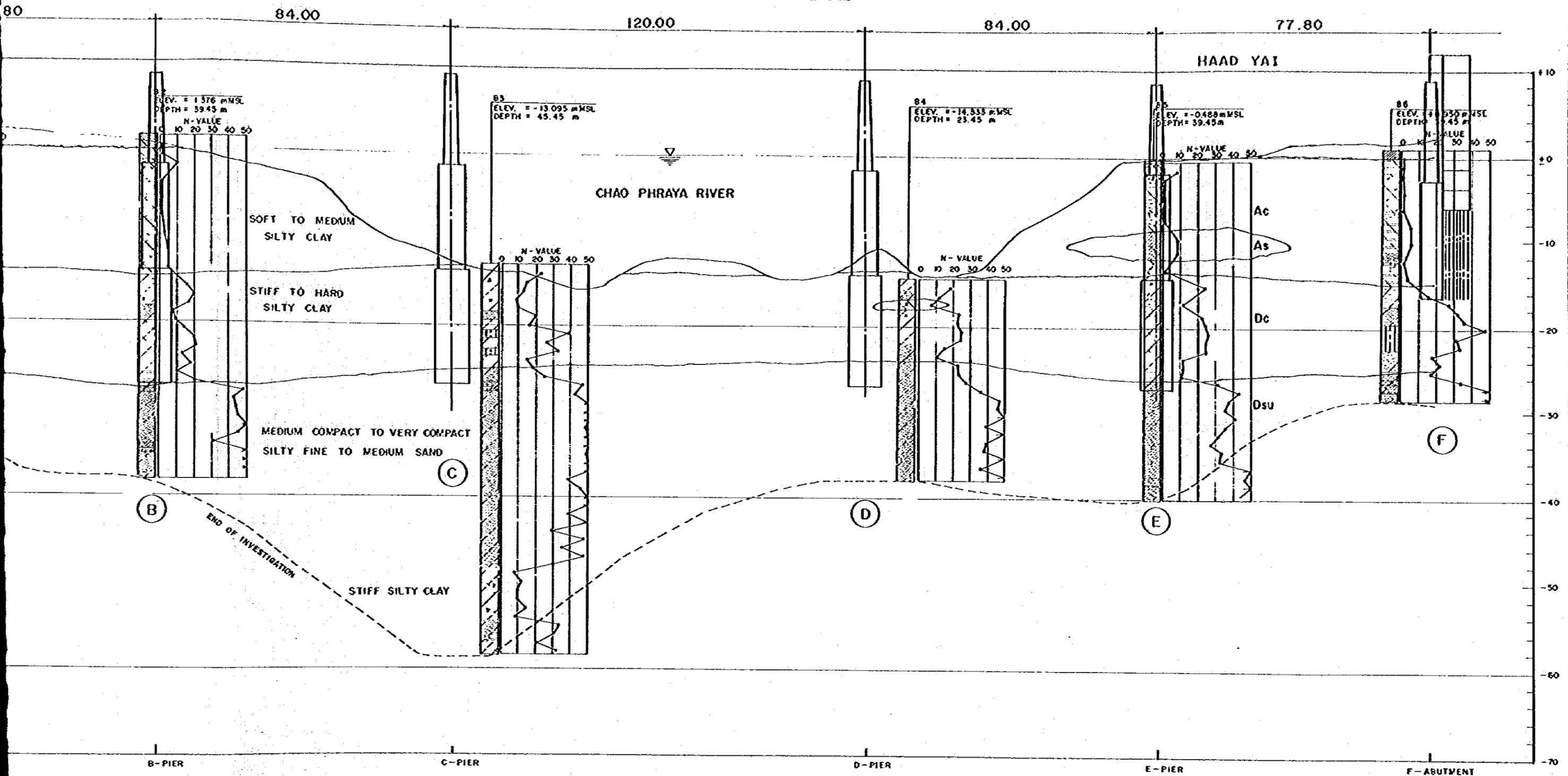
- | | | | | | |
|--------------------------|-----------------------|------|--------------|---------------------|-------------|
| VERY SOFT TO MEDIUM CLAY | HARD CLAY | SILT | DECAYED WOOD | CALCAREOUS MATERIAL | ROOT |
| STIFF TO VERY STIFF CLAY | CLAY WITH SLICKENSIDE | SAND | SHELL BIT | FILLED | WATER LEVEL |

SCALE

HORIZONTAL 1:1,000
VERTICAL 1:400

RAMA VI
RIVER-
ACR

Fig. 1-3 SOIL PROFILE OF RAMA VI BRIDGE



- | | | | |
|------|--------------|---------------------|-------------|
| SILT | DECAYED WOOD | CALCAREOUS MATERIAL | ROOT |
| SAND | SHELL BIT | FILLED | WATER LEVEL |

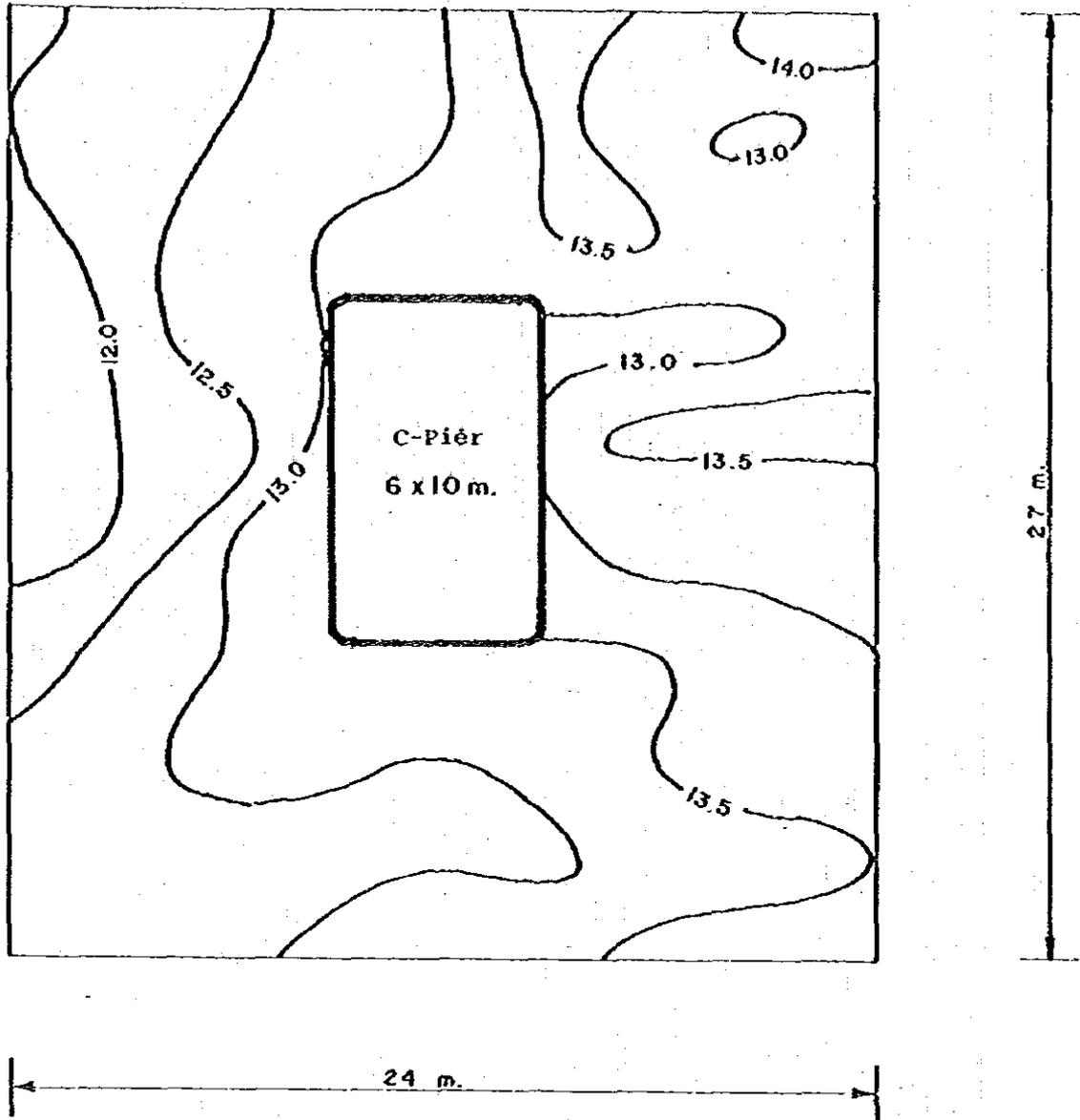
SCALE
 HORIZONTAL 1 : 1,000
 VERTICAL 1 : 400

RAMA VI BRIDGE REHABILITATION PROJECT
 RIVER-BED PROFILE AND SOIL PROFILE
 ACROSS CHAO PHRAYA RIVER

Table 1-1 Results of Vibration Test of Rama VI Bridge

Speed	Actual Train No.	Position	Pier C (top)		Pier C (first step)		Pier C (second step)		Pier D (top)		Pier D (first step)		Suspended span (centre)		Remarks			
			displacement y (mm)	period T (sec)	displacement y (mm)	period T (sec)	displacement y (mm)	period T (sec)	displacement y (mm)	period T (sec)	displacement y (mm)	period T (sec)	displacement y (mm)	period T (sec)	displacement y (mm)	period T (sec)	type	classification
20 km/h closed to traffic	20	18	0.09	0.47	0.05	0.47	0.04	0.47	0.14	0.47	0.06	0.47	1.72	0.47	Passenger	Up train		
	43	25	0.12	0.48	0.06	0.48	0.04	0.48	0.12	0.49	0.05	0.49	1.20	0.49	Passenger	Down train		
	758	15	0.34	0.79	0.18	0.79	0.09	0.79	0.18	0.48	0.09	0.48	4.95	0.79	Freight	Up train		
	20*	26	0.09	0.45	0.05	0.45	0.04	0.45	0.13	0.46	0.05	0.46	1.61	0.52	Passenger	Up train		
40 km/h closed to traffic	43*	21	0.10	0.47	0.05	0.47	0.02	0.47	0.12	0.47	0.06	0.47	1.15	0.47	Passenger	Down train		
	730	42	0.15	0.33	0.13	0.33	0.08	0.33	0.22	0.82	0.13	0.82	3.50	0.82	Freight	Up train		
	20*	56	0.23	0.50	0.11	0.50	0.04	0.50	0.29	0.50	0.13	0.50	2.33	0.77	Passenger	Up train		
	43*	58	0.18	0.56	0.08	0.56	0.05	0.56	0.18	0.58	0.07	0.58	2.16	0.55	Passenger	Down train		
60 km/h closed to traffic	729	30	0.57	0.48	0.29	0.48	0.10	0.48	0.64	0.47	0.33	0.47	5.00	0.47	Freight	Down train		
	752	45	0.28	0.76	0.15	0.76	0.07	0.76	0.23	0.76	0.07	0.76	4.08	0.76	Freight	Up train		
	20*	77	0.25	0.47	0.15	0.47	0.05	0.47	0.30	0.47	0.18	0.47	2.69	0.45	Passenger	Up train		
	43*	69	0.35	0.49	0.17	0.49	0.07	0.49	0.46	0.49	0.24	0.49	3.00	0.48	Passenger	Down train		
80 km/h closed to traffic	752	39	0.28	0.49	0.15	0.49	0.07	0.49	0.35	0.49	0.19	0.49	3.10	0.50	Freight	Up train		
	20*	81	0.29	0.44	0.17	0.44	0.05	0.44	0.31	0.50	0.18	0.50	2.76	0.47	Passenger	Up train		
	43*	75	0.36	0.49	0.18	0.49	0.08	0.49	0.32	0.49	0.18	0.49	2.45	0.49	Passenger	Down train		
	741	24	0.39	0.47	0.20	0.47	0.08	0.47	0.46	0.49	0.25	0.49	6.00	0.49	Freight	Down train		

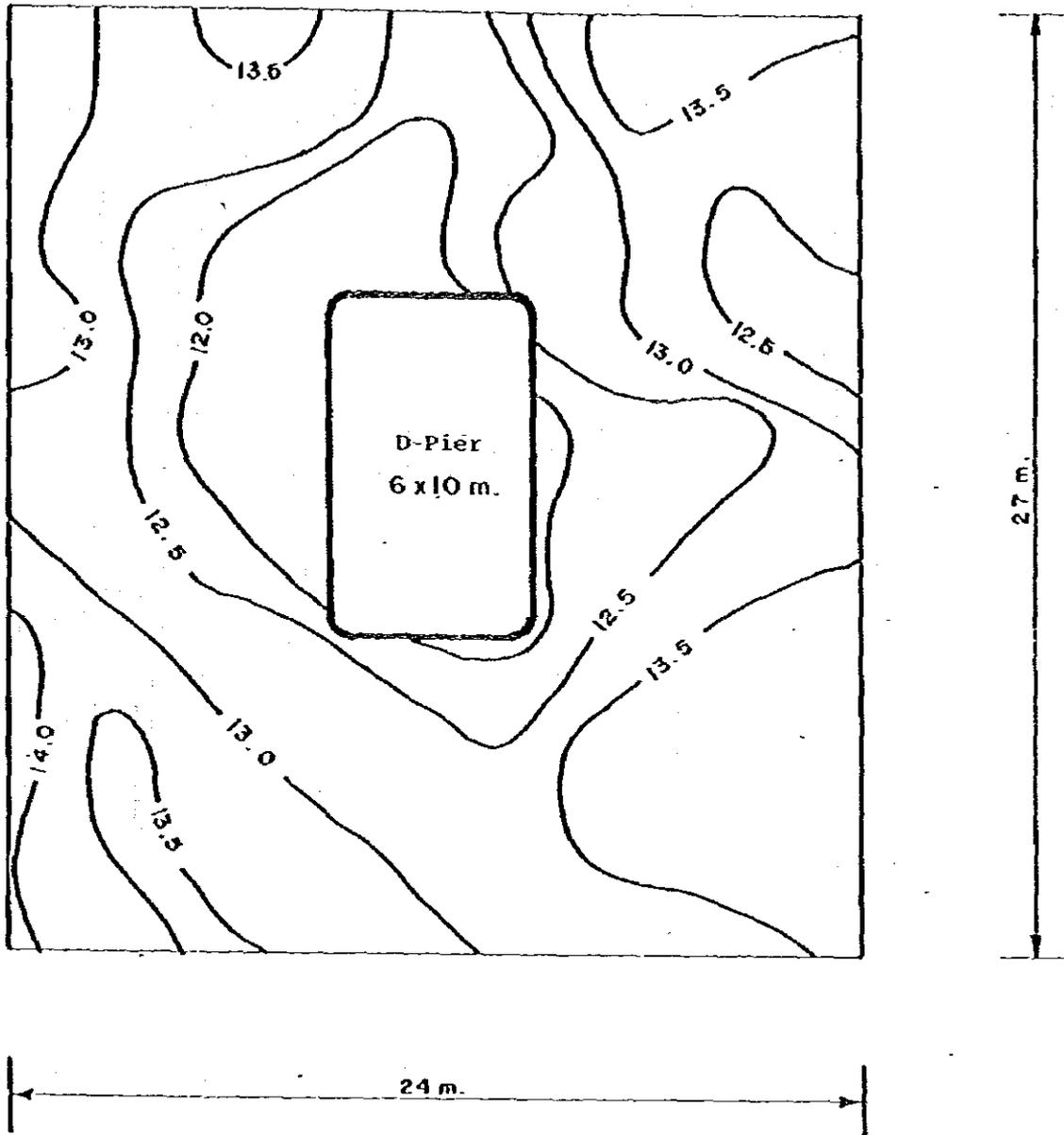
* Brake Down



Note

The Elevation of Contour lines are in m - MSL

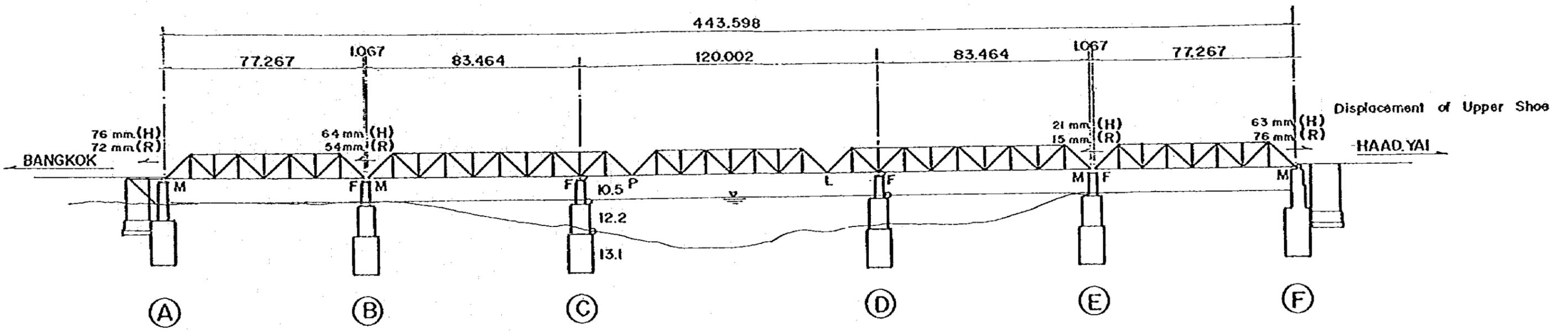
Fig. 1-4 River - Bed Contours at C-Pier



Note

The Elevation of Contour lines are in m - MSL

Fig. 1-5 River - Bed Contours at D-Pier



- O : Sensor
- H : High Way Side
- R : Roll Way Side

Fig. 1-6 General View (Rama VI Bridge) S = 1:1500

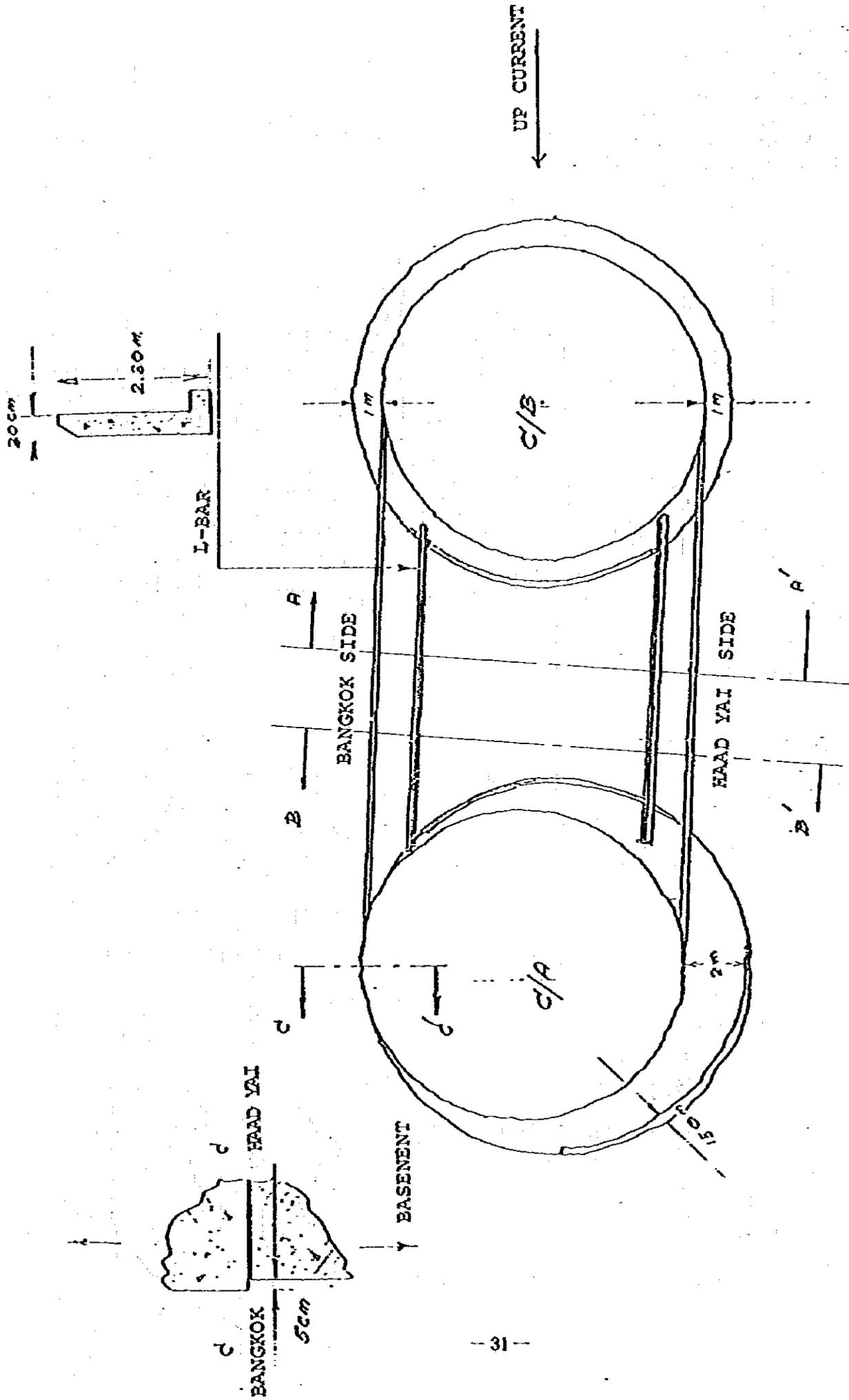
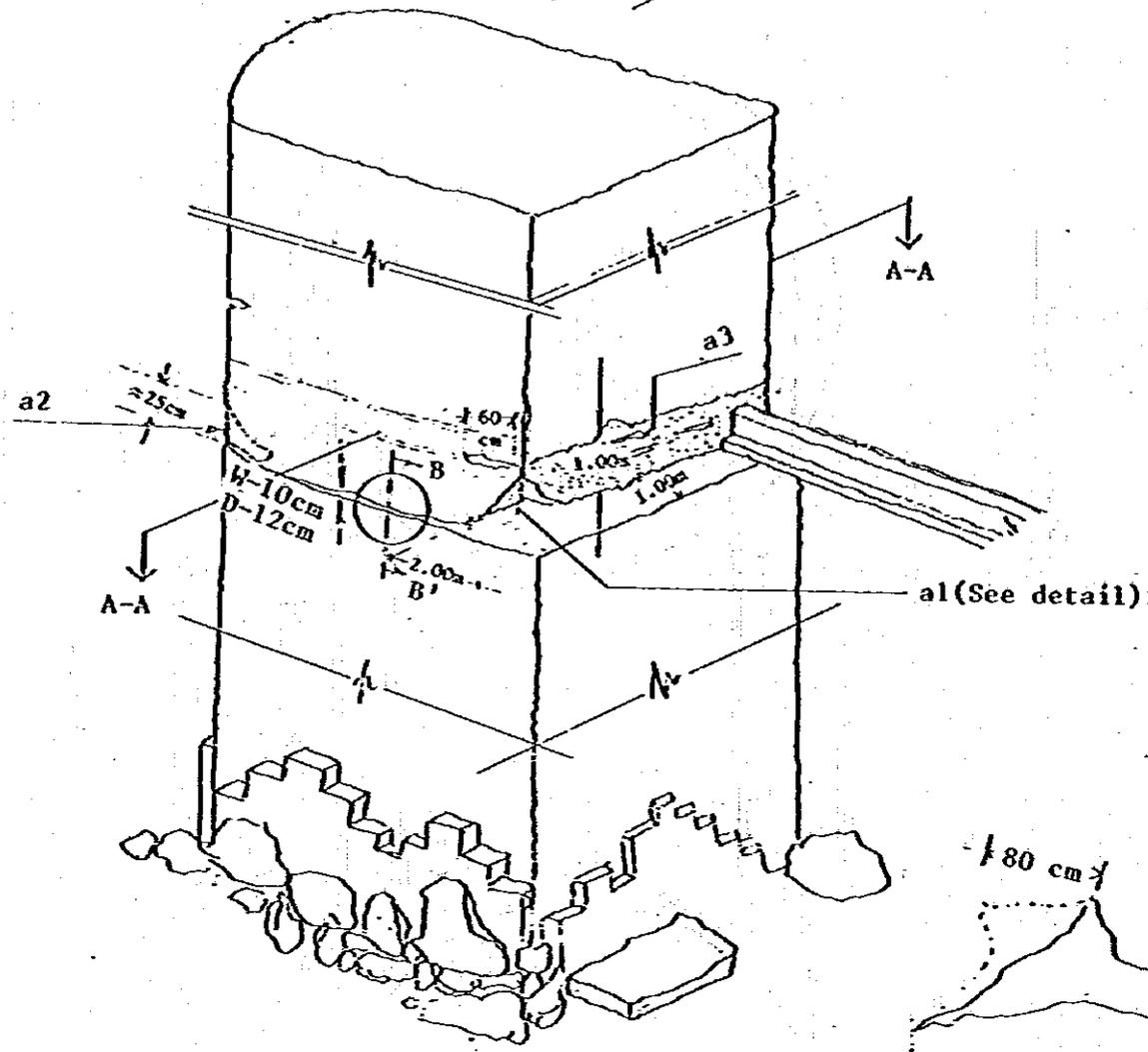


Fig. 1-7 C Pier

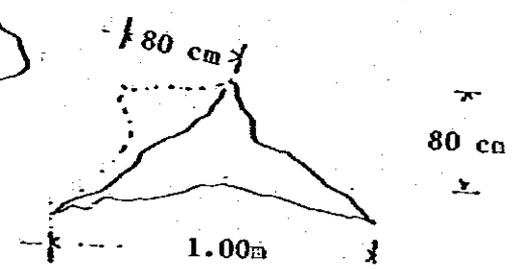
C-PIER, (TOP VIEW) ENCLOSURE 5
 This drawing shows the off-center placement of the top portion of column A (C/A). The upper portion of column A is approximately 1 M off-center as compared with column B (C/B).

COLUMN A, D-PIER, ISOMETRIC
VIEW FROM THONBURI SIDE OF
RIVER; GENERAL DETERIORATION
 AT POINT OF JUNCTION OF TOP AND
 MIDDLE PORTION OF COLUMN. ESTIMATED
 SIZES OF DAMAGE SHOWN IN DRAWING a1,
 a2, B-B' and a3. (Portion shown as
 appears to be crumbling the full width
 of the junction and up to 1 M in height.

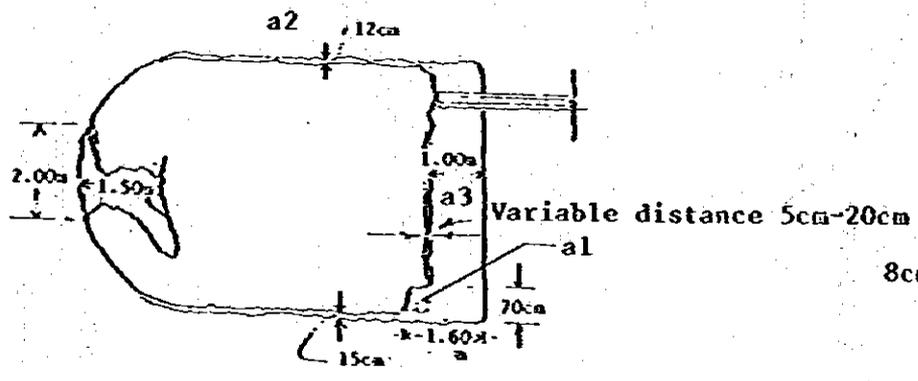
→ Bangkok



PIER -- D/A



DETAIL "a1"



PLAN A -- A

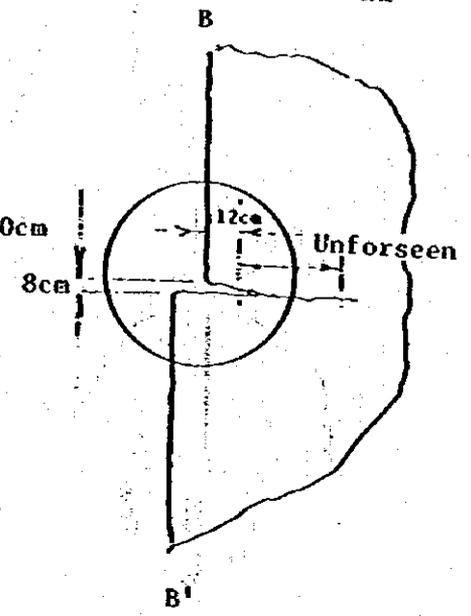


Fig. 1-8 D Pier

RAMA VI BRIDGE

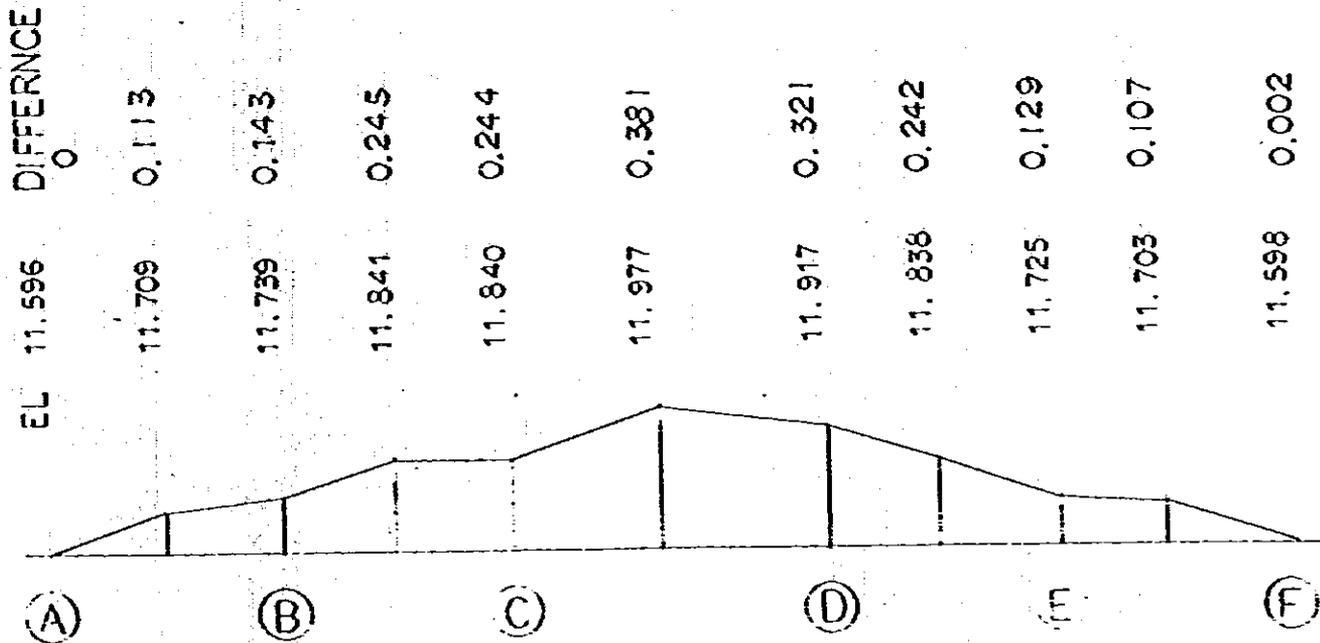
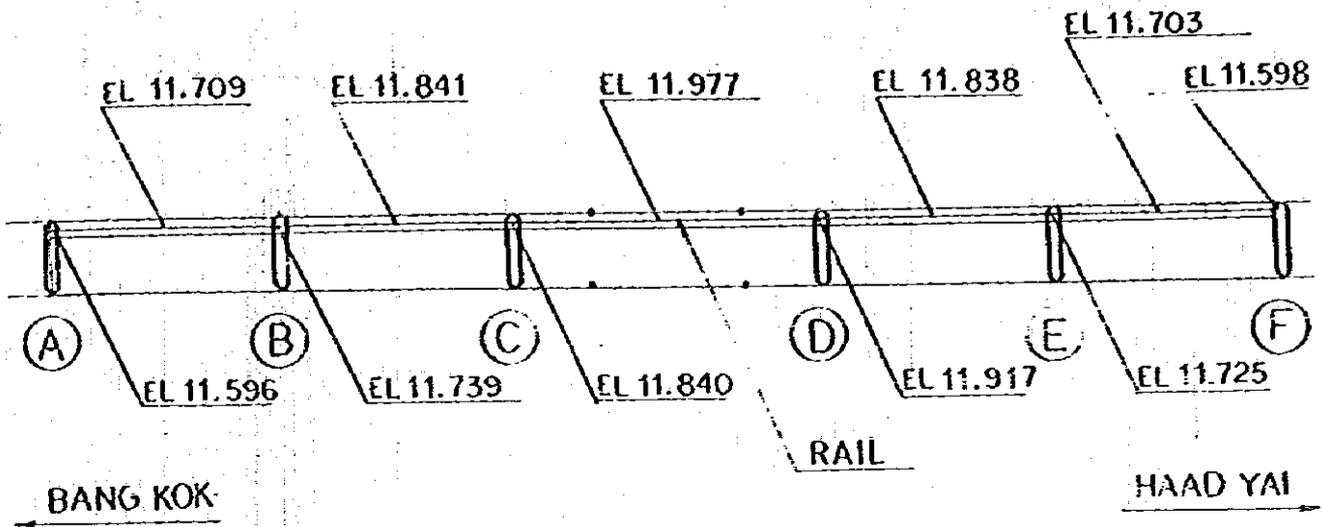
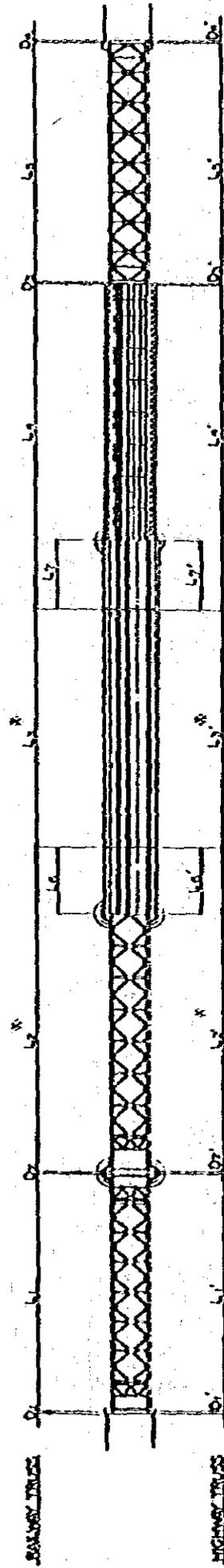
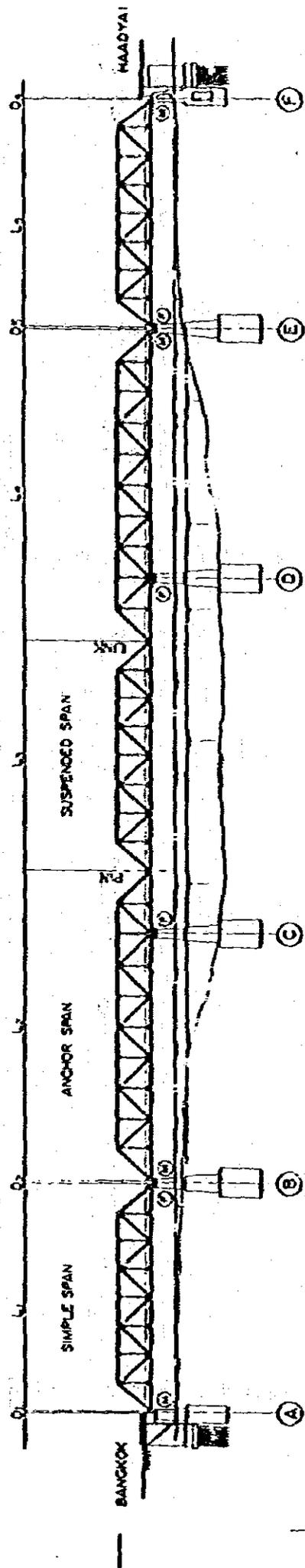


Fig. 1-9 Elevation of Top of Rail for Longl. Section

Fig. 1-10 DISTANCE SURVEY FOR LENGTH OF TRUSS GIRDER

WORK PLAN



ACTUAL LENGTH				ORIGINAL LENGTH
(R)		(H)		
L1	78.051	L1'	78.056	78.029
L2	104.672	L2'	104.701	105.199
L3	77.873	L3'	77.838	77.267
L4	105.204	L4'	105.180	105.224
L5	78.024	L5'	78.062	78.029
L6	20.692	L6'	20.708	21.354
L7	21.351	L7'	21.337	21.379
D1	0.026	D1'	0.032	
D2	0.230	D2'	0.217	0.307
D3	0.319	D3'	0.314	0.307
D4	0.147	D4'	0.143	

ACTUAL
TOTAL LENGTH (R) $L_1 \sim L_5 + D_2 + D_3 = 444^m.373$ (A)

————— " ————— (H) $L_1' \sim L_5' + D_2' + D_3' = 444.368$

$$(R) - (H) = 0.005$$

ORIGINAL TOTAL LENGTH 444.362 (B)

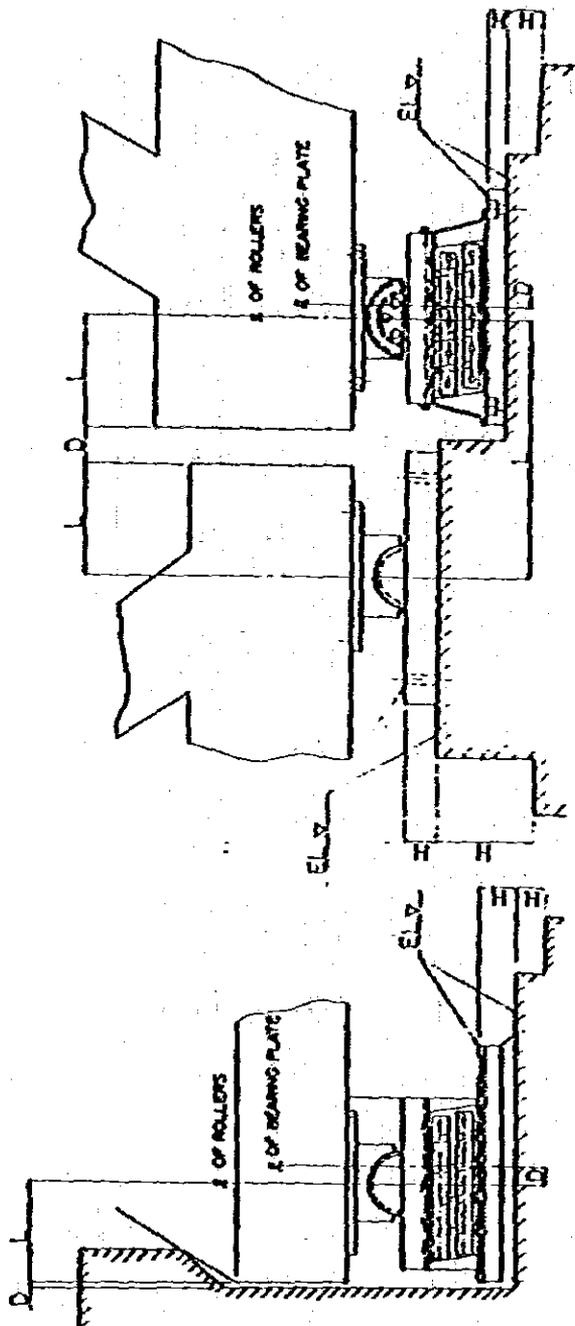
$$(A) - (B) = 0.011 \sim 0.006$$

(R) (H)

R : Railway side

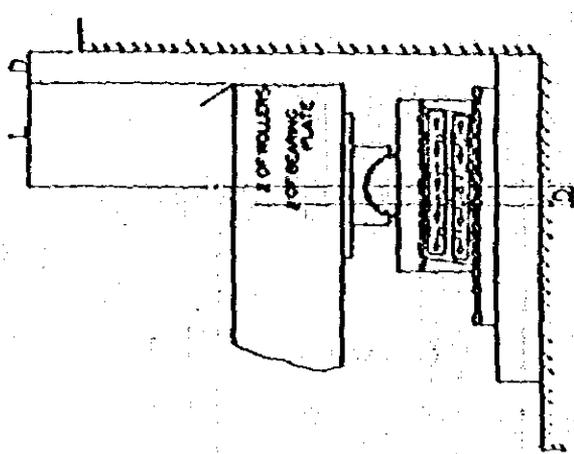
H : Highway side

Table 1-2 Distance Survey for Length of Truss Girder



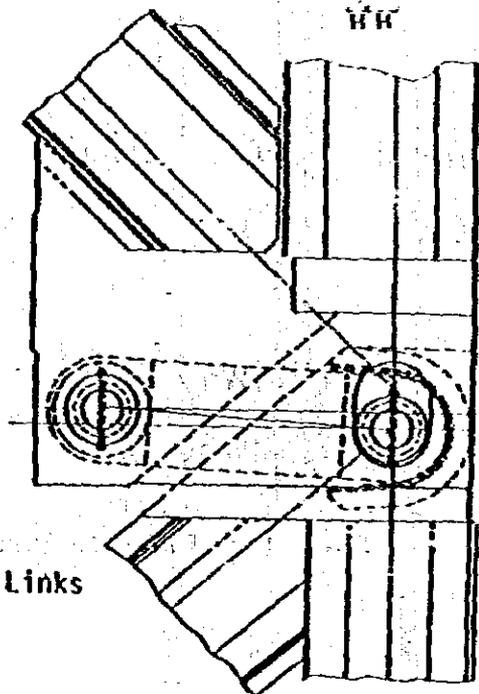
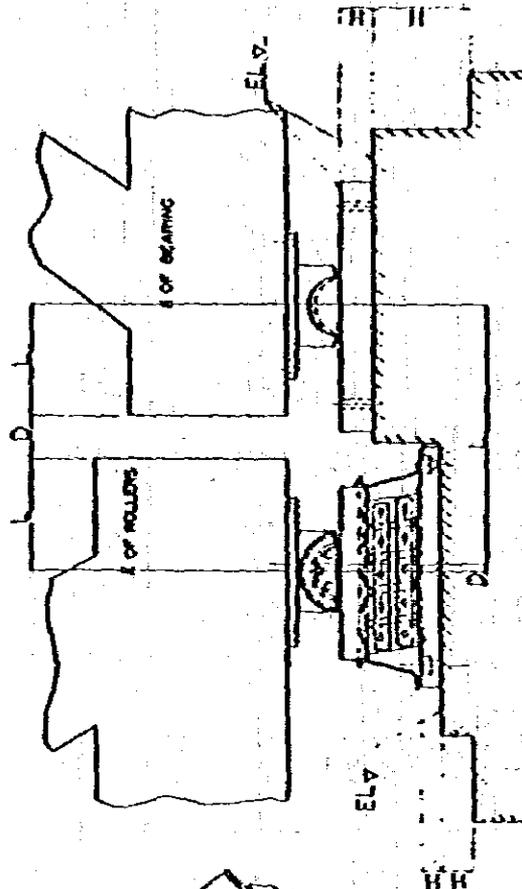
DETAIL OF SHOES ON ABUTMENT (A)

DETAIL OF SHOES ON PIER (B)



DETAIL OF SHOES ON PIER (C)

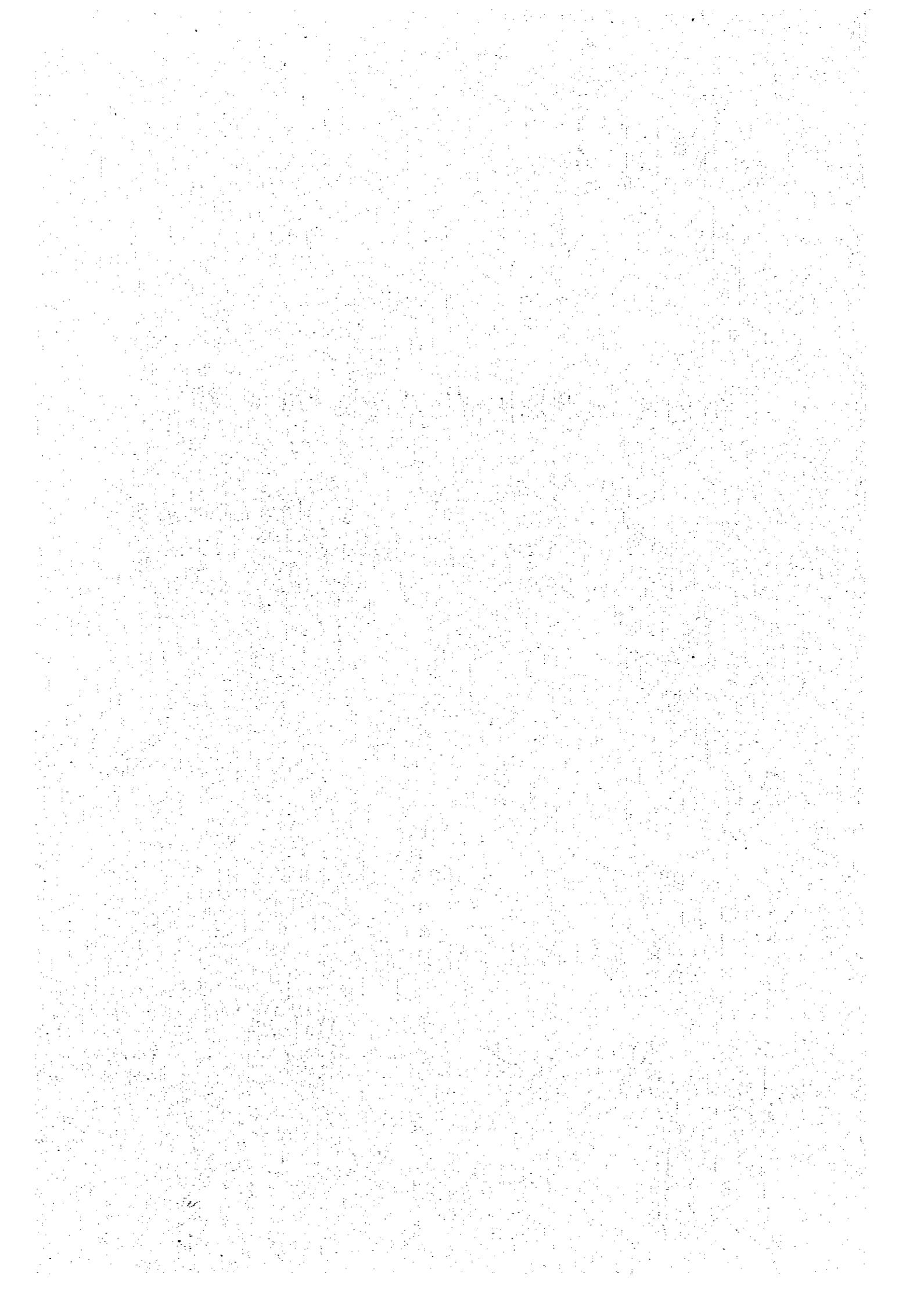
DETAIL OF SHOES ON ABUTMENT (E)



DETAIL OF LINK

Fig. 1-11 Displacement of Shoes and Links

第2編 変状原因解析及び将来予測解析



第2編 変状原因解析及び将来予測解析

第1章 概 要

構造物の変状原因を解明するためには、その構造物が施工された時の状況から始って、それ以降の構造物の歴史的なものを十分に把握し、しかる後に現時点で構造物に現われている変状の実態を正確に捕えることが基本であるが、今回ラマⅥ世橋梁の変状原因解明に当っては、前者の歴史的経緯が不明なため、後者の変状の実態を中心に原因解明に当らざるを得なかったのが実情である。

すなわち、現存する設計図と構造物の寸法関係が各所において差違を生じており、現存する設計図を基本にして、その後の変状経緯を各種の解析手法の応用により類推することが出来ず、振動調査およびその解析を通じて変状原因解析を進めることとした。

したがって、構造物の歴史的背景を基本とする静的解析については、あくまでも変状の可能性についての検討に留めおいた。

第2章 振 動 解 析

振動解析は、ラマⅥ世橋梁の現地振動調査結果をもとに、振動特性の把握、現橋梁の安全性および橋梁の修復に伴う振動特性の変化の検討を行い、補修設計に供すべき基礎的資料を得ることを目的として行った。

解析は以下の3項目に大別して行った。

(1) 現象面解析

振動調査記録から、列車速度の変化に伴う周波数特性および応答値の変化などを分析し、橋梁のもつ振動特性を把握する。

(2) モデル解析

現象面解析を踏まえ、振動モデルを作成し、列車走行シミュレーションを行う。

(3) 橋梁修復のための検討

振動モデルを用いて、複線化および各改修などに伴う振動特性の変化について検討を行い、補修設計のための基礎的データを算定する。

第1節 現象面解析

現象面解析とは、現地振動調査記録より、波形の再生、最大値の読み取りおよび周波数分析などを行い、橋梁のもつ振動特性の把握をすることによって、現橋梁の安全性等の検討を行おうとするものであり、検討は以下に示す4項目について行った。

- (1) 橋脚の懸隔の有無の検討
- (2) 列車速度に伴う周波数特性の変化
- (3) 構造物の固有振動数の推定
- (4) 列車速度に伴う応答値の変化

以下に各項目ごとに詳細に示す。

1-1 橋脚の懸隔の有無の検討

当初、日本国内で想定した変状原因の1つとして、C橋脚橋体の欠陥に由来するものがあるが、これを解明する目的で、橋脚の上、中、下段部における懸隔の有無を以下の3つの観点から検討した。

① 波形の比較

橋脚の上、中、下段部に懸隔があるならば、固有振動数に差が生じ、応答波形が橋脚各測点で違った特性となるが、実態は図-2.1に示すように差違は生じていない。

② 振動モード

橋脚の上、中、下段部に懸隔があるならば、剛体ロッキングの形状(モードが直線)を示さないが、実態は図-2.2に示すように直線となっている。

③ フーリエスペクトルの比較

橋脚の上、中、下段部に懸隔があるならば、周波数の異なったところに卓越が見られるが、実態は図-2.3に示すように、ほぼ同じ周波数のところでピークが見られる。

したがって、結果は①~③に示すように、橋脚の上、中、下段に懸隔がある場合に見られるような特性は全く認められず、橋脚橋体の欠陥に由来する変状は考えられない。

なお、対象とした列車は、最も変位振幅が大きい第729列車(3月10日列車速度30Km/h)である。

1-2 列車速度に伴う周波数特性の変化

列車荷重の周波数特性は、列車速度と粘構成により定まる。

具体的な解析手法は、付属資料2-1に示し、ここではその解析結果を図-2.4および図-2.5に示した。

測点2P-1(HL)、3P-1(HL)については、列車速度に関係なく、2Hz付近に共通したピークが認められ、車輪構成が異なる旅客列車、貨物列車にも共通してその傾向が現われている。このことは、2Hz付近に構造物の何んらかの固有振動数があることを示していると思われる。

1-3 構造物の固有振動数の推定

列車走行時の挙動には、前述したような列車荷重の卓越周波数が大きく影響する。上総工目構造の違いから、中央径間、側径間で異なった固有振動数となることが推定できる。

そこで、全橋を3ブロックに分け、列車通過時、通過後の残響、および常時微動の対比を行った。そ

の結果を図-2.6~2.8に示したが、これからは2Hz付近の卓越の他に1.4Hzの卓越が中央径間で認められる。

その他の検討も含めて固有振動数について整理すると次のようになる。

- ① 中央径間 (C~D間) の固有振動数は、1.4Hz付近である。
- ② 側径間 (A~B間、E~F間) の固有振動数は、2.2Hz付近である。
- ③ B~C間およびD~E間は、1.9Hz付近に固有振動数を持つ。
- ④ CおよびD橋脚には懸隔はなく、上部工の振動特性に大きく影響され自己の固有振動数の卓越はない。

なお、後述するモデル解析における固有値解析から①および③の1.4Hzおよび1.9Hzは、B~E間の3径間連続梁としての1次および2次固有振動数と考えられる。

1-4 列車速度に伴う応答値の変化

列車荷重の卓越振動数は速度により変化するが、貨物列車の場合は車両構成、軸距等が一様でなく、応答が大きく現われるものの、速度に伴う応答の変化を調べるには適さない。そこで、客車について、20km/hから80km/hの列車12本の通過時におけるCおよびD橋脚天端の線路方向変位を調べ、図-2.9および表-2.1に示した。前述した列車荷重の卓越振動数を列車速度に対応して示したが、共振現象を呈するまでには至らないものの、上部工の固有振動数に近づくほど応答が大きくなる傾向が明らかである。この結果はモデル解析を行う場合、列車荷重を正弦波の分布荷重での置換が可能であることを示している。

第2節 モデル解析

2-1 振動モデル

現象面解析の結果を踏まえ、図-2.10に示す振動モデルを作成した。

振動モデルの設定条件は、付属資料2-1に詳しく示してある。

2-2 固有値解析

図-2.10に示す振動モデルを用いて固有値解析を行った。

その結果、固有振動数としては次の値が得られた。

- | | | | |
|----|------------------------|---------|--------------------------------------------|
| 1次 | $f_1 = 1.425\text{Hz}$ | | 3径間連続梁としての1次挙動 (実測1.4Hz) |
| 2次 | $f_2 = 1.910\text{Hz}$ | | B~CおよびD~E橋脚間の挙動が大。
連続梁の2次挙動相当 (実測1.9Hz) |
| 3次 | $f_3 = 2.240\text{Hz}$ | } | A橋台~B橋脚間およびE橋脚~F橋台間の挙動が大。
(実測2.1Hz) |
| 4次 | $f_4 = 2.245\text{Hz}$ | | |

なお、固有振動モードを図-2.11に示す。

2-3 列車走行シミュレーション

設定した振動モデルをもとに行った固有値解析では、実測の固有振動数に近い値が得られた。

そこで、列車荷重を等分布の正弦波外力とみなし、B～E橋脚間に作用させ、実測のC、D橋脚天端の水平変位が説明できるように外力の大きさを決定した。

列車走行シミュレーションの結果を図-2.12に示す。列車速度が80km/hまでであるため、最大応答値については厳密には評価し得ないものの、ほぼ、実測の応答特性を説明できたと思われる。

第3節 橋梁修復のための検討

モデル解析において、ほぼ実測を説明し得る振動モデルが作成でき、等分布の正弦波外力に置換する場合の列車荷重の大きさについても推定し得た。

ここでは、その振動モデルを用いて、復線化、資改修などの状況の変化に伴って振動特性がどのように変化するか、また、下部工の補修設計を行う場合に橋脚天端に作用する水平力について検討した。

3-1 復線化に伴う振動特性の変化

復線化により変化する定数としては、上部工の剛性および重量が考えられる。しかしながら、重量についてはその変化がわずかであると考え、ここでは上部工の剛性の増加についてのみ着目した。なお、可動柵、ピン、リンクについては、3-2で扱うこととし、現状のままとした。

剛性の増加の割合については、明確に把握できないため、現状の1.2倍、1.5倍、2倍の場合について計算した。図-2.13に固有振動数の変化を示したが、1次固有振動数の変化は、およそ次式で表わせる。

$$f/f_0 \cong \sqrt{I/I_0} \quad \begin{array}{l} \text{ここに、} I_0, f_0 : \text{現状の上部工の剛性および1次固有振動数} \\ I, f : \text{復線化した場合の剛性および1次固有振動数} \end{array}$$

また、列車走行時の橋脚天端の線路方向変位の変化を、図-2.14に示した。

ただし、この場合の荷重は復線化を考慮して、モデル解析で用いた値の2倍とした。最大応答値のみに着目するならば、現状に対して、1.2 I_0 の場合で0.83倍、1.5 I_0 の場合で0.67倍、2.0 I_0 の場合で0.49倍となる。

3-2 資の改修に伴う振動特性の変化

復線化と同時に、可動柵、ピン、リンクの改修を行った場合、振動特性がどのように変化するかの検討を行った。

モデルの条件としては、復線化による剛性の増加を考慮し、3-1で示した1.2 I_0 の剛性を用い、可動柵、ピン、リンクの条件は、表-2.2に示す各節点での接接条件の変化として扱った。

固有振動数の変化については、表-2.3に示したが、上部工の鉛直方向の固有振動数には、余り変化は見られず図-2.15に示すように、水平挙動の固有振動数が低い振動数域に現われた。また、列車

走行時の応答値の変化を図-2.16に示したが、上部工の1次振動数における応答が最も支配的であることには相違がないが、その応答が省の改修により低下していることが認められる。

3-3 下部工設計のための水平力の算定

列車走行に伴って生ずる橋脚天端の水平力は、列車荷重の卓越振動数と上部工の固有振動数との相互関係により多少異なり、次のように考えられる。

① 共振しない場合： $H = H_{rs} + H_{ra}$

② 共振する場合： $H = H_{ra}$

ここに、 H ：橋脚に作用する全水平力 H_{rs} ：列車荷重が静的に作用した場合に生ずる水平力

H_{ra} ：列車荷重全てが周期力として作用した場合に生ずる水平力

したがって、列車が停止しているような場合には、 H_{ra} は0となり、 H_{rs} は列車全重量が静的に作用した場合の水平力となる。

今、橋脚以下を橋脚天端位置に作用する水平バネに換算した場合のバネ定数： $K = 57.05 \text{ t/cm}$ を用いて、応答計算による橋脚天端の水平変位量から列車走行時に橋脚天端に作用する水平力： H を算定する。

まず、現状（単線）の共振に至らない状態での水平力を算定すると、前述3-3の結果から

$$H_{ra} = 57.05 \times \frac{1}{2} \times 0.048$$

最大両振幅を片振幅にする

$$= 1.369 \text{ ton}$$

$$H_{rs} = 57.05 \times \frac{1}{2} \times 0.015 \times \frac{20 - 0.5}{0.5}$$

荷重 0.5 t/m での静的変位 周期力 0.5 t/m 以外の静的荷重

$$= 1.284 \text{ ton}$$

$$\therefore H = H_{ra} + H_{rs} = 2.653 \text{ ton}$$

となる。次に複線化した後（ただし剛性は現状のまま）に、共振状態となった場合（この条件が最も危険な状態）を想定し、水平力を求めると、図-2.14より荷重 1.0 t/m （共振しない状態の周期力、複線）に対して、最大変位は 3.16 cm （両振幅）、したがって、水平力 H は

$$H = 57.05 \times \frac{1}{2} \times 0.316 \times \frac{40}{10}$$

列車全重量が周期力として作用すると 40 t/m

$$= 36.056 \text{ ton}$$

となる。すなわち列車走行によって生ずる橋脚天端に作用する水平力は、最大でも 36 ton 程度と推定できる。

第4節 振動解析と将来予測

これまでに述べて来た振動解析の結果をもとに、将来を予測するとどのような状況が想定されるかは重要なポイントの一つと考えられる。

そこで、1981年8月頃に特に問題であったリンク部に、水平方向周期外力が作用した場合のC、D橋脚天端の応答について検討を加えることとする。すなわち、1981年8月頃の道路状況、あるいは、仮にリンク部のExpansion Jointが損傷したとして道路側大型車両通過時に、衝撃的繰返し荷重がリンク部に水平方向に作用するものとし、この繰返し荷重は車両の軸距と車両走行速度によって変化する周期荷重であり、かつBangkok方へ向う積車とHaad yai方へ向う空車との荷重差を考慮し、リンク部に単位水平周期外力がBangkok方へ作用するものとする。

その時のC、D橋脚天端の水平応答変位量を図-2.17に示す。図-2.17より、C橋脚はD橋脚より大きな応答を示し、共振時の応答変位量は、D橋脚の約2倍となっている。これは図-2.15の振動モードが示すように、応答を支配する1次の振動モードにおいて、C橋脚がD橋脚よりも大きな動きを示すことによるものである。また、D橋脚は2次の振動モードも優勢であるため、C橋脚ほど明瞭なピークは見られない。

なお、ここで用いた大型車両の軸距、荷重等は、AASHTOおよび日本の道路橋示方書に示されているものを用いており、軸距9mの大型車両で、速度26Km/h付近に共振現象であるピーク値が想定される。

すなわち、1981年8月頃の道路状況で、軸距9mの大型車両が4~5台程度連続して速度26Km/h程度で通過したような場合には、C橋脚上では2mm程度の水平変位量（体感振動では人にもよるがおよそその5~10倍程度）があったものと想定される。逆に道路保守状況が近い将来において、1981年8月頃と同じような状況となれば、この程度の体感振動が起り得ることを示すものである。

第3章 変状の静的解析

変状の静的解析においては、過去の施工時記録、変状の経時的変化等の記録が不可欠なものであるが、それらの記録、資料等が無いため、変状の可能性の面から種々検討を加え、その結果について述べるものとする。

第1節 盛土の圧密沈下の検討

ラマVI世橋梁のアプローチ部に当るBangkok side（現在は一部盛土撤去）、Haad yai sideの盛土は、正規圧密層と考えられる軟弱なBangkok粘性土層に盛土されており、その粘性土層の圧密沈下量は、かなり大きいものと推定される。

したがって、その沈下がA、F橋台の前方へのはらみ出しの原因とも考えられるため、その影響を求めた。

図-2.18に示すものは、限界盛土高さ (H_c) と粘性土地盤の粘着力 (C_u) の関係を示すものであり、ラマ VI 世橋梁の橋台付近で行った土質試験の結果から、 $C_u \approx 1.75 \text{ t/m}^2$ 、 $H_c = 3.6 \sim 4.9 \text{ m}$ 程度であった。

ちなみに、盛土の限界高さは施工時円弧すべりを起さずに盛土可能な高さが $H_c = 3.6 \sim 4.9 \text{ m}$ であることより、実際の盛土高さ $h = 10 \sim 12.5 \text{ m}$ であることと対比すると、当時かなり苦勞して盛土工事が行われ、段階盛土したであろうことが想定される。

図-2.19に圧密沈下量と盛土高さの関係を示す。図-2.20には施工時の盛土高さ ($h = 12.20 \text{ m}$) に対し、80、100% 圧密終了時の盛土高さ ($h' = 10.45 \text{ m}$) の関係を示す。ただし、施工時の盛土高さについては、当時の記録が無い為確定は出来ないが、おそらくこの程度の盛土をしたであろうと推定され、80% 圧密で沈下量 $S = 1.75 \text{ m}$ 、100% 圧密をすると沈下量 $S = 2.2 \text{ m}$ 程度と考えられる。

図-2.21には、当時段階盛土として約1年位の工期で盛土したと想定した場合の盛土沈下曲線を示した。図-2.21によると、当初ラマ VI 世橋梁の施工された1927年から現時点迄 (1982年) で、55年の経過であり、この経年によりおよそ90%の圧密が完了していることを示している。実際にはおそらく、計算上100% 圧密が完了しているものと思われるが、それらを実証する資料が無いため、特に計算値の補正は行っていない。一般的に圧密沈下量の計算においては、この程度の計算誤差は常に生ずるものである。

以上のことから、図-2.21に示す総沈下量 $\Sigma S = 216 \text{ cm}$ に対して、橋台の基礎構造にもよるが、一般に総沈下量の10%程度が水平変位量となって現われることが多く、おそらく、橋台としては20%程度の水平変位量を生じている可能性がある。

第2節 盛土のすべり破壊に対する検討

盛土の工事記録については、現在何も残されていないが、現段階において同じ様な盛土工事を第1節に述べたように1年位の期間で行った場合の、盛土のすべり破壊に対する検討を行った。その結果を図-3.22~3.24に示す。

図-3.23、3.24に示す盛土工事の段階で F_s (安全率) の値が1以下の場合があるが、これはこの段階で盛土のすべり破壊を生じているものと考えられる。したがって、かなり苦勞して盛土したのと考えられる。

なお、図-3.25に盛土施工後10年経過した時点での状況を示している。

第3節 側土圧による橋梁変位の検討

Bangkok 方のA橋台は、1950年の補修工事直後から、橋台背面盛土による側土圧によって前方へせり出す現象が生じ、その水平変位量が18cmに達したところで、1967年に橋台背面盛土の一部を撤去して合成桁に置き換える工事がなされている。その後も変状が進み、さらに7cm程度の水平変位量に加って、上部工の桁端部が橋台パラベット部分に接触しているのが現状である。

これらは約2 m程度と想定される盛土の圧密沈下、盛土の施工段階や盛土完成後のすべり破壊および橋台背面盛土による偏土圧との相互作用から生じた長期的な変状と考えられる。

Bangkok 方のA橋台に対し、Haad yai 方のF橋台は、地質調査結果に示されているように上層軟弱層の地盤条件が比較的良好なことより、A橋台ほどの変状には至らなかったものの、7 cm程度の水平変位量となってF橋台は前方へとせり出している。

ラマVI世橋梁全体で見た時、長期的な荷重条件にアンバランスが生じており、それは1967年のA橋台方背面盛土の一部を撤去して以降の状態が考えられる。

すなわち、1967年以前では、A、F橋台共に背面盛土が存在し、両橋台位置における地盤条件はある程度の差違はあるものの、橋梁全体としては安定する状況にあったものが、1967年以降ではその釣合い条件に変化が生じている訳である。

そこで、F橋台背面土によって橋梁全体が、Bangkok方へ押し出されたのではないかとの想定のもとに、次に示すような橋梁全体をストラット状態を考えた仮定条件で、F橋台に作用する偏土圧が橋梁に及ぼす変位の状況についての検討を行った。

- ① 桁の軸変形は無視する。
- ② 桁の目地間にはスキマが無いものとする。
- ③ 桁と橋脚（橋台）の結合はピンとする。
- ④ 橋脚の曲げ変形は無視する。

図-2.26に示すラマVI世橋梁を、図-2.27に示す計算モデルに置き換える。さらに、橋脚天端荷重～変位関係から④～⑥橋脚の水平変位に関する要素を、橋脚天端での水平バネ $K_A \sim K_E$ に置換すると、図-2.28のようにモデルを単純化できる。

その結果を図-2.29に示す。すなわち、F橋台の水平変位量は頭部で $\delta_1 = 5 \text{ cm}$ 、ケーソン下端で $\delta_2 = 16 \text{ cm}$ 程度が生ずることとする。

一方、F橋台の沓は可動沓のため、このことを考慮して偏土圧に対してF橋台単独で受け持つとした場合の変位は、図-2.30に示すように、F橋台の頭部で $\delta_1 = 122 \text{ cm}$ 、ケーソン下端で $\delta_2 = 3 \text{ cm}$ となって、F橋台における沓の動きはかなり大きなものとなる。

実際のF橋台の上沓の動きとしては7 cm程度であったことより、実態としては橋梁全体がストラット状態にあったと想定する方がより現実に近いものと考えられる。このストラットとしての条件は、主として道路側コンクリートスラブ、縦桁および沓等のせり合い、railway side と highway side の主構断面の違い等が原因と考えられる。

また、これらの状況を裏付けるものとしてF橋台の上沓の動きに次のような状況があった。すなわち、1981年8月の道路状況の劣悪な時期と、1982年3月の道路舗装の補修された時期について、F橋台上沓の水平移動量を比較して見ると約10 m F橋台がさらに前方へと押し出されたと想定される移動量が見受けられるからである。

一方、列車荷重等に対しては、F橋台の沓は可動沓としての機能をある程度有している。すなわち、

列車通過時にはある程度追従した動きを示している。

このことは、列車荷重のような一過性の荷重に対してはある程度の追従性を示すものの、偏土圧のような長期の持続荷重に対しては、道路側コンクリートスラブ等の影響から、橋梁全体がストラット状態となっていたと考えた方がより現実に近いのではないかと想定される。

なお、リンク部の状態は、この現象をかならずしも説明し得ない状態にあるが、それに対しては次のようなことが想定される。

現在のリンク部ピンの位置は、Bangkok 方にほとんど移動しており、リンク部の塗装の剥離状況から 10～15 mm の移動量が見受けられる。

もしも、Haad yai 方からの偏土圧が作用して、橋梁全体を Bangkok 方へ移動したとするならば、リンク部ピンの位置は、リンク孔の中で Haad yai 方へ移動しておらなければならず、この点が Haad yai 方からの偏土圧と考えた場合の矛盾点となる。

施工時からの詳細な記録のない現時点においては、断定的なことは何も言うことは出来ないが、矛盾点に答えるものとして次のようなことが考えられる。

(1) 施工当初から、リンク部ピンの位置は正規の位置になく、Bangkok 方に寄った位置にあったのではないかとと思われること、その理由としては次のような点が考えられる。

- ① 現存する設計図と現橋梁とが、かならずしも一致していないこと。
- ② リンク部アンクル材の切欠きが正規の曲線になっておらず、かつ Railway side と Highway side とは、アンクル材の切込みに 4 mm の差があり、橋桁架設の際に調整したのではないかとと思われること。
- ③ 10～15 mm 程度の塗装の剥離はあるが、それ以前の塗装についてはかならずしも明確でないこと。

(2) 施工当初の C 橋脚の傾心から、第 5 節に述べるように、傾心荷重によって C 橋脚が Bangkok 方へ傾斜する傾向にあること。

(3) 1981 年の道路状況の劣悪な時期、すなわち、アスファルト舗装の撤去によりコンクリートスラブの凹凸面が露出し、コンクリートスラブ表面には鉄板がかぶせてあるものの、通行する大型車両の衝撃によって破砕され、次第にリンク部を押し上げるような作用をしたのではないかと推定されること。

以上に示すような状況に、さらに道路側コンクリートスラブの目地等が破砕されたコンクリートのかけらでふさがるとして、結果としては橋梁全体がストラット状になると共に、P 橋台背面土による偏土圧、C 橋脚の傾心による傾斜、道路側自動車荷重による衝撃等から橋梁全体を Bangkok 方へと移動させたのではないかと想定される。

第4節 現状および復線化時の基礎の安定計算

地質調査および洗掘調査の結果をもとに、C橋脚の現状および復線化時の安定計算を行った。この検討はケーソン基礎が良好な地盤に支持されているかどうかを確認するものである。C、D橋脚とも、形状、地質条件が類似しているため、C橋脚のみにとどめた。

その結果を表-2.4に示す。

いずれも、かなりの安全率を有しており、復線化後も基礎構造としては十分安全であることがわかる。

第5節 C橋脚の偏心による影響の検討

潜水夫による確認調査の結果、図-1.7に示すように、C橋脚の上流側が約1.0 m Bangkok 側に偏心していることが判明した。

したがって、ここでは上部工および橋脚荷重等が、常時、偏心荷重として作用するため、それらのケーソン基礎に及ぼす影響を求めた。

図-2.31に示すように、C橋脚の上段部が上流方で1.0 Mの偏心をした場合、ケーソン基礎上面に作用する偏心モーメントは、付属資料2-2より $M = 906 \text{ t} \cdot \text{m}$ となり、これにより生ずる橋脚天端における変位量は、 $y = 0.9 \text{ cm}$ である。

第6節 温度変化に伴うC橋脚の変位

上部工は、現在、リンク部でせり合った状態にあり、上部工の温度変化による伸縮が、そのまま橋脚に影響することが推定出来る。

そこで、120 m離れたC~D橋脚間の上部工の温度変化に伴う伸縮量が、下部工にどの程度の変位をもたらすものか、簡単なモデルをもとに検討した。

図-2.32に示すように、上部工は上下の主構からなる枠部材として、C、D橋脚が地盤によって支持されているとの条件で計算した。

その結果は、表-2.5に示すとおりである。

第7節 変状の静的解析と将来予測

これ迄に述べて来た変状の静的解析をもとに、将来予測されるものとしてはおよそ次のことが言えるのではないかと考えられる。

(1) 図-2.21に示される圧密沈下の状況は、現時点で図-1.3に示すAc層の圧密がほぼ完了し、Dc層の圧密が若干残っていることを示すものであるが、大筋圧密沈下は完了していると判断して良いと思われるものであり、したがって、圧密沈下が原因となる変状は、今後生じないと考えてもよいと思われる。

(2) 図-2.25に示す盛土の円弧すべり安全率は、 $F_s = 1.11$ となっており、計算土は円弧すべり

を生じない訳であるが、この計算の精度から、円弧すべりは生じないと判断することは困難であり、この程度の低い安全率では、むしろ円弧すべりの可能性が十分あり得ることを示唆している。すなわち、降雨等から盛土内水位上昇の条件が加われば、安全率は1以下となって盛土崩壊するかまたは盛土のり面崩壊等の危険性もあることを示唆している。

現実にHaad yai 方の盛土の一部にのり面崩壊の箇所が見受けられたが、それは以上のような理由からであると思われる。

(3) 図-2.29に示すHaad yai 方の偏土圧によるF橋台の変位量は、上部工全体がストラット状とした場合の水平変位量であり、道路舗装が改修され、ストラット状態が改善されたところで、F橋台は水平方向約10cmの移動をしている。

このことは、今後、F橋台背面土による偏土圧で、その進行はこれまでの変状から想定して非常に遅いと思われるが、F橋台を前方へとせり出させる要因ともなるものである。

したがって、今後、F橋台の変状の進行状況に対する十分な監視が必要となる。

(4) 図-2.31に示すC橋脚の偏心荷重に対する影響は、比較的小さいと思われるが、持続荷重のため十分な注意が必要である。

(5) 図-2.32に示す温度変化については、当刻橋梁付近の気温変化からC橋脚天端において1~2cm程度の水平変位量が生ずると思われるが、これは、特に問題はないものと考えられる。

なお、リンク部塗装の剥離が10~15cm程度であったのは、主として気温の変化によるものとも考えられる。

第4章 橋上ロングレール化の検討

第1節 橋上ロングレール化と橋脚振動

すでに検討した振動解析結果から判断すると橋上ロングレール化することによって、橋桁端部は、レールとレール締結装置の摩擦力によってわずかではあるが、レール断面がつながる構造となり、自動車が破損したリンク部を通過するときに発生するような水平加振力に対しては、ほぼ一体となった振動をするため橋脚振動は若干低減するものと考えられる。

しかし列車走行による鉛直加振力に対しては、通常の列車速度の範囲では、橋脚振動は殆ど変化はないものと考えられる。

以上のことから列車走行による橋脚振動の実測結果が現在では低い値に止まっていることなどから、鉄道としては、複線化の時点においても振動低減を目的としてロングレール化することの意義は少ないものと考えられる。

第2節 ロングレールとする場合の軌道構造

レール継目部の保守量の低減や乗心地の改善などのためにロングレールとすることが行なわれるが、この場合の軌道構造について検討した。

2-1 ロングレール化の可能な条件

ロングレールとすることが出来るのは橋桁支承の固定、可動嵩の配列、桁の長さ、伸縮継目の位置、温度の変化量などの関係から

- ① ロングレールに生ずる軸力が許容量を超えない場合
- ② ロングレールの發漸時開口量が許容値を超えない場合である。

ラマVI橋上の軌道をロングレールとする場合の軌道構造の検討を行なったが、その条件として考えた事項は次の通りである。

- ① レールは新品を溶接することとし、日本国鉄で橋上ロングレールに使用している50 Nレールと同等以上のレールを用いる。
- ② まくらぎは新品の本枕木を用いることとし、平均して1 mあたり2本敷設する。
- ③ 橋桁が温度昇降で伸縮した時に、レールがまくらぎ上を滑動できるようにレール締結装置を用いることとし、1レール1 mあたり0.25 tonの横抵抗力をもつように締結する。
- ④ まくらぎと橋とはボルトを用いて、強固に締めつけ、1軌道1 mあたり1 ton以上の横抵抗力が働いても支障ないものとする。
- ⑤ 敷設時からの温度の昇降は35°Cとする。

2-2 ロングレールに生ずる軸力

橋梁の前後の線路が、軟弱路盤上に敷設されていてロングレールに適さない場合、あるいは橋上ロングレールの軸力を軽減する場合には、ロングレールの前後にE. J (Expantian Joint) 又は緩衝レールを用いる。

また、橋梁の前後がロングレールを敷設するのに適している場合には、橋上も含めて長いロングレールを敷設することがある。

この両方の場合について計算を行なった。

① E. J または緩衝レールを用いた場合

E. J または緩衝レールを用いた場合、E. J あるいは緩衝レールを敷設した地点のレールの軸力は、理論上0となる。

図-2.33はこの場合のレール軸力分布図である。

② 橋上も含めて長いロングレールを敷設する場合

橋梁端にE. J あるいは緩衝レールを敷設しない場合には、理論的にレールの軸力は、橋梁端で0にならず大きな軸力が生じて、しばしば許容値を超えることがある。

図-2.34はこの場合のレール軸力分布図である。

③ 橋上ロングレールの軸力の許容値

橋上ロングレールの軸力の許容値はレールの種類およびレール締結装置の種類と配置から定められる。

即ち、軌道の縦抵抗と横抵抗によって決定される座屈時のレール軸力以下としている。

2-1の④~⑤の条件の場合の座屈する時のレール軸力は82tであり、このことから橋上ロングレールに生ずるレール軸力がこの値を上まわらない限り、計算上は安全である。

2-3 ロングレールの破断時開口量

ロングレールが温度低下により収縮した場合に、レールには大きな引張力が生じ、その時にレールが破断すると、レールとレールが引張られて大きなギャップが出来る。

この開口量が大きくなると、危険となるのでロングレールが破断した時の開口量が大きくなることをチェックしておく必要がある。

橋上ロングレールが破断した場合の開口量の計算値は図-2.33, 2.34に示してある。

2-4 破断時開口量の許容値

レールが破断してギャップが生じた場合、どの程度まで安全が保たれるかについては、明確な根拠はないが、日本国鉄では50mm程度と考えている。

2-5 ま と め

レール軸力については、2-1で述べた条件では両端E, J両端不動、いずれの場合もレールは、許容軸力を超過することは無い。

しかし、破断時開口量を考えると、構造としては両端にE, Jもしくは緩衝レールを設ける必要がある。

緩衝レールを設ける場合、緩衝レールの継目道間としては図-2.35とするのが良いと考える。

日本国鉄では橋上ロングレールとする場合には、レールは安全性を考えて50N以上のレールを使用することにしており20cm×20cmの木枕木を50cm間隔に配置している。

また締結装置は図-2.36の50N型(縦抵抗=0.25t)と図-2.37の50N型(縦抵抗=0t)を所定の縦抵抗となるように組合わせて使用している。

以上のような検討結果や日本国鉄における施工実績などからラマVI橋において橋上のロングレール化を行なう場合の軌道構造と軌道保守についてまとめると次のようになる。

○レール；50Nレール(J.N.R)と同等以上のレールを使用する。

○締結装置；橋上ロングレール用締結装置を使用する。

(J.N.R 50Ⅲ型と50N型を交互に使用する。)

- 枕 木；木枕木は断面 20 cm× 20 cm，間隔 50 cmとする。
- 枕木固定ボルト；φ 25 とし，継ボルトとする。
- レールの伸縮継目；橋梁両端部に緩衝レールを設置する。
- 軌道保守；レール締結装置や枕木固定ボルト，緩衝レールの遊間などについてはとくに人
念な保守管理を行なう。

第 3 節 ラマ VI 世橋梁におけるロングレール化の問題点

ラマ VI 世橋梁においてロングレール化する場合の軌道条件としては，第 2 節において述べたとおりであるが，それをさらに，現在の橋梁および復線化後の橋梁について検討し，ロングレール化の問題点について上部工と下部工に分けて次に示す。

3-1 上部工における問題点

上部工の当初設計は，B.S.SPEC (DL-18 相当) で設計されており，現在の DL-14 荷重に比べて，相当大きな荷重で設計されている。当初の沓座の設計には水平荷重（制動）が考慮されておらず，鉛直荷重のみ考慮されている。

今回の検討では，鉛直荷重の他に制動荷重，ロングレール縦荷重を考慮して検討を加えた。その結果，現橋梁のロングレール化については，沓本体，沓座のコンクリート支圧応力度および主構と上沓との連結とも，いずれも許容応力度以内であり，この 3 点については問題ないが，ブレーキトラスは現在の S.R.T SPEC を適用すると，許容応力度を超えるため，ブレーキトラスの補強が必要となる。

復線化時のロングレール化については，沓本体，沓座のコンクリート支圧応力度および主構と上沓との連結とも，いずれも許容応力度以内であり問題はないが，ブレーキトラスと主構の一部の補強が必要である。

上記の事柄を考慮してロングレール化した場合，最も注意しなければならないのは，保守状態である。

3-2 下部工における問題点

下部工においては，基礎の安定および橋脚躯体の応力度等，ロングレール化することによる問題点は時はないと考えられる。

Table 2-1 Variation of Response due to Change in Train Speed

Date	Train No	Speed	2 P-1 (HL)	3 P-1 (HL)	Track
3/8	20	26	0.09 _{max}	0.13 _{max}	Up
"	43	21	0.10	0.12	Down
"	19	40	0.13	0.10	"
"	11	35	0.15	0.14	"
3/10	233	61	0.22	0.25	"
"	20	56	0.23	0.29	Up
"	43	58	0.18	0.13	Down
3/12	44	79	0.48	0.46	Up
"	20	77	0.25	0.30	"
"	43	75	0.35	0.46	Down
3/15	20	81	0.29	0.31	Up
"	43	75	0.36	0.32	Down

表-2.2 沓の改修による条件の変化

分類	モデルの節点	条 件
可 動 沓	①	水平バネの変化
	② - ⑦	"
	⑧ - ⑩	"
	⑪	"
Pin	⑬ - ⑭	回転バネの変化
	⑮ - ⑯	"
Link	⑰ - ⑱	水平バネの変化

表-2.3 沓の改修に伴う固有振動数の変化

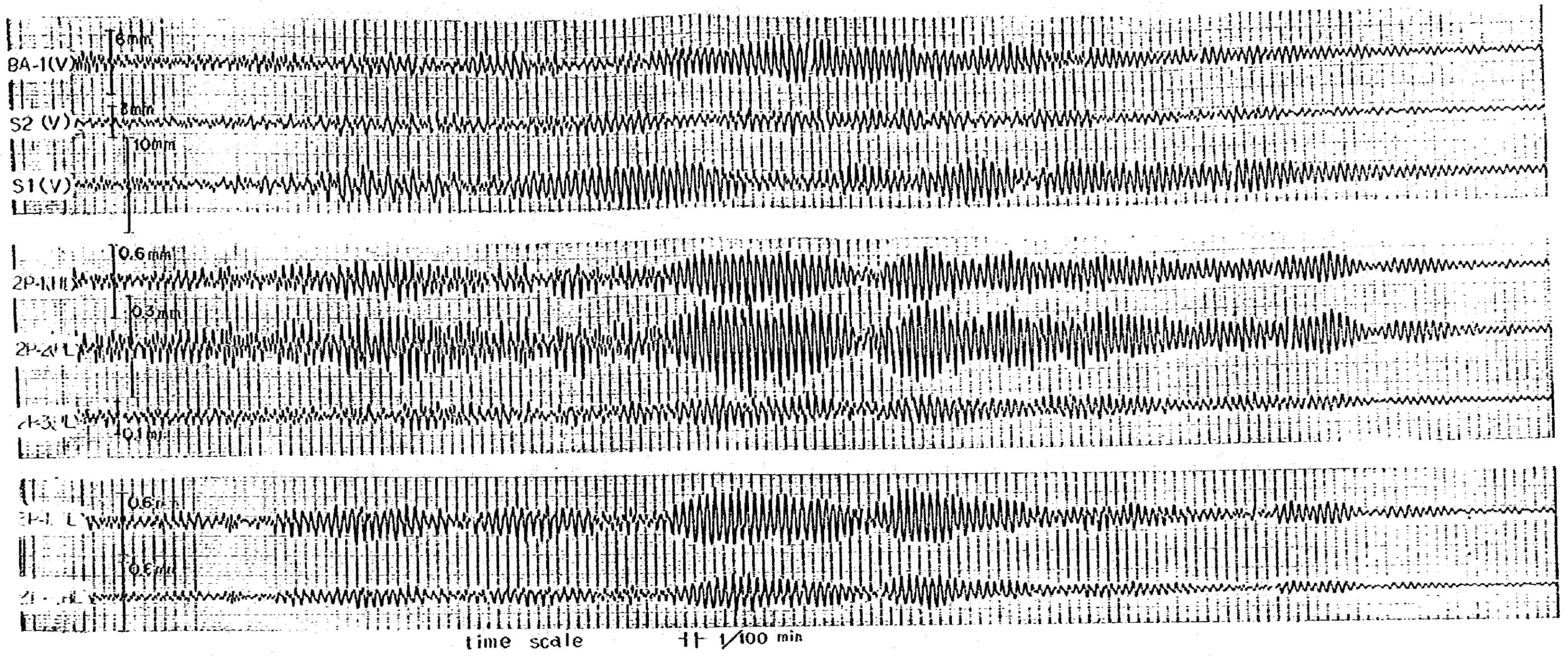
改修無し	改修有り	既時の振動形状
—	0.825 (Hz)	水平挙動が卓越
—	0.930	"
—	1.025	"
—	1.035	"
1.557	1.541	上部工3径間連続梁1次
2.063	1.940	上部工3径間連続梁2次
2.360	2.361	上部工斜径間1次
2.370	2.367	上部工斜径間2次

表-2.4 ケーソンの安定計量 (安全率)

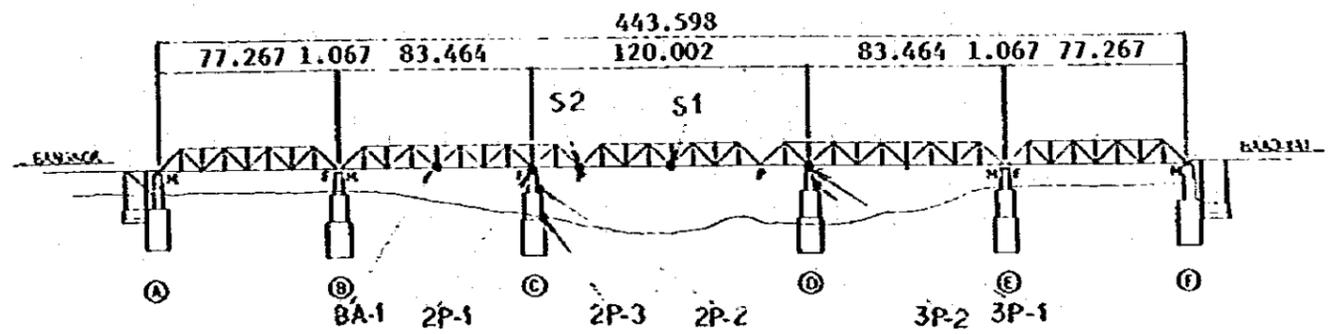
	現状での安全率 (F_{SD})	複線化後の安全率 (F_{SD})	所要安全率 (F_a)
鉛直支持力	7.98	7.1	2.0
水平支持力	60.5	60.5	2.0
転倒モーメント	8.64	8.64	2.0

表-2.5 温度変化に伴うC橋脚の変位

温度変化(Δt ($^{\circ}C$))	10	15	35	60
C橋脚天端の水平変位量 (cm)	0.68	1.01	2.37	4.06



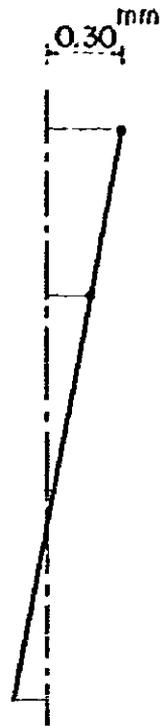
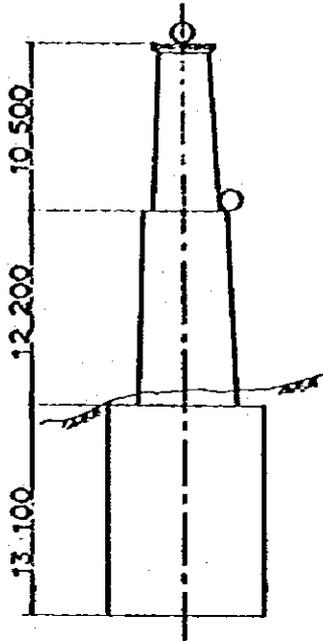
Date	March 10th
Train No.	729 (Down)
Train speed	30 km/h



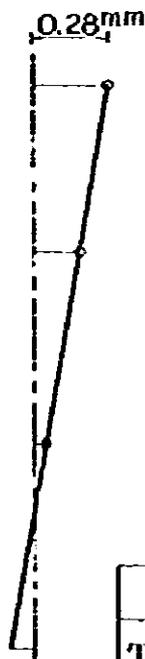
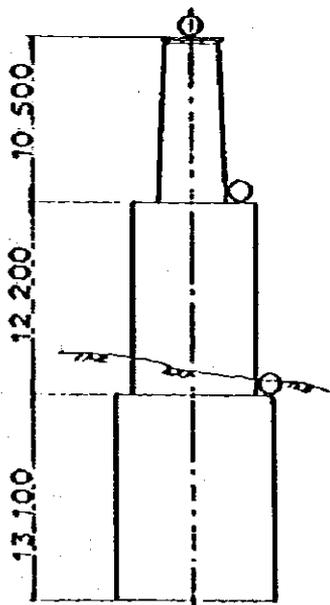
Location of points measured $S = 1/1500$

Fig. 2-1 Examples Responded Waves

D pier

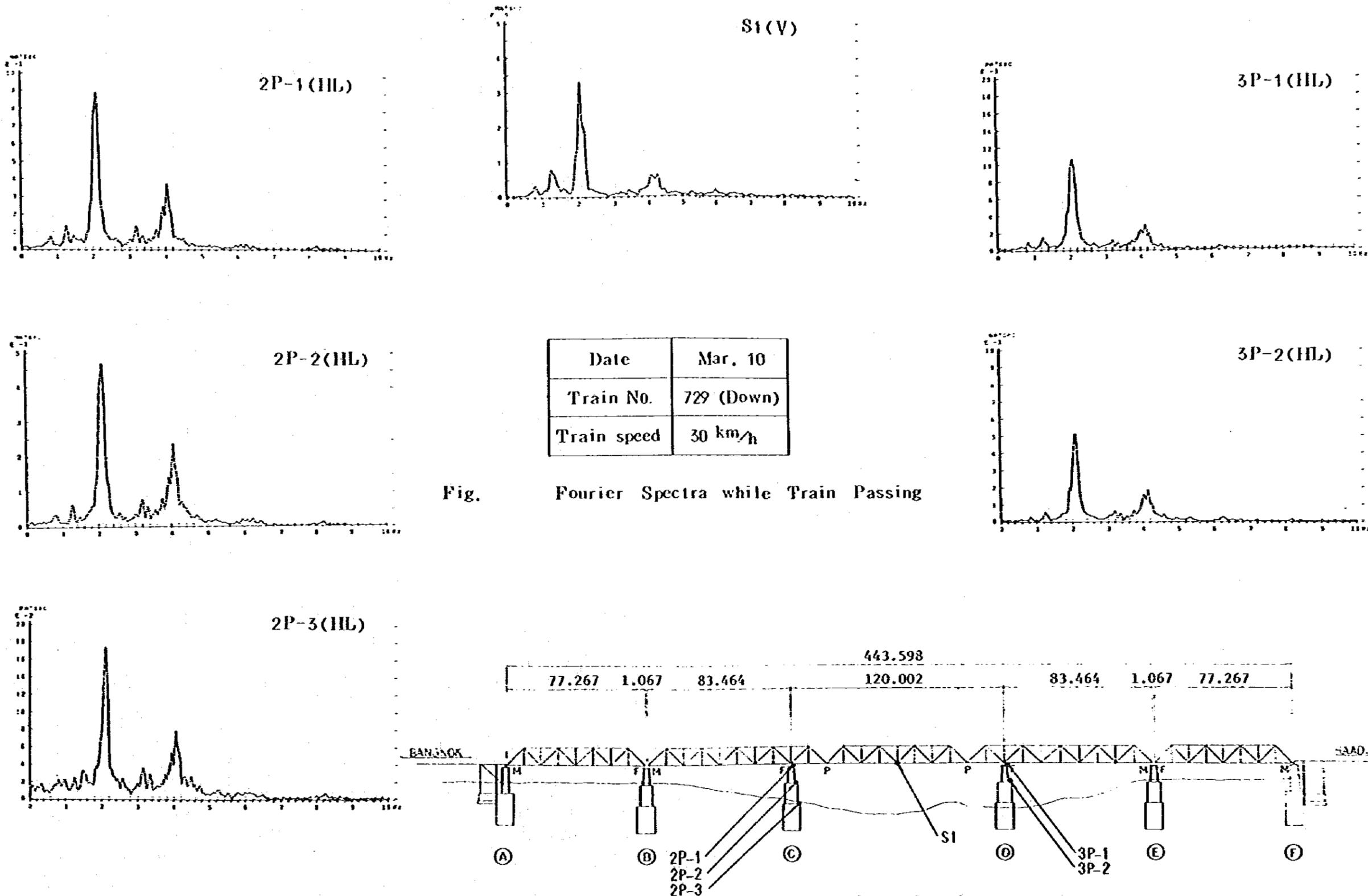


C pier



Date	Mar. 10
Train No	729(Down)
Speed	30 km/h

Fig. 2-2 Vibration Mode at Piers



Date	Mar. 10
Train No.	729 (Down)
Train speed	30 km/h

Fig. Fourier Spectra while Train Passing

Fig. 2-3 Spectrom While Train is Passing

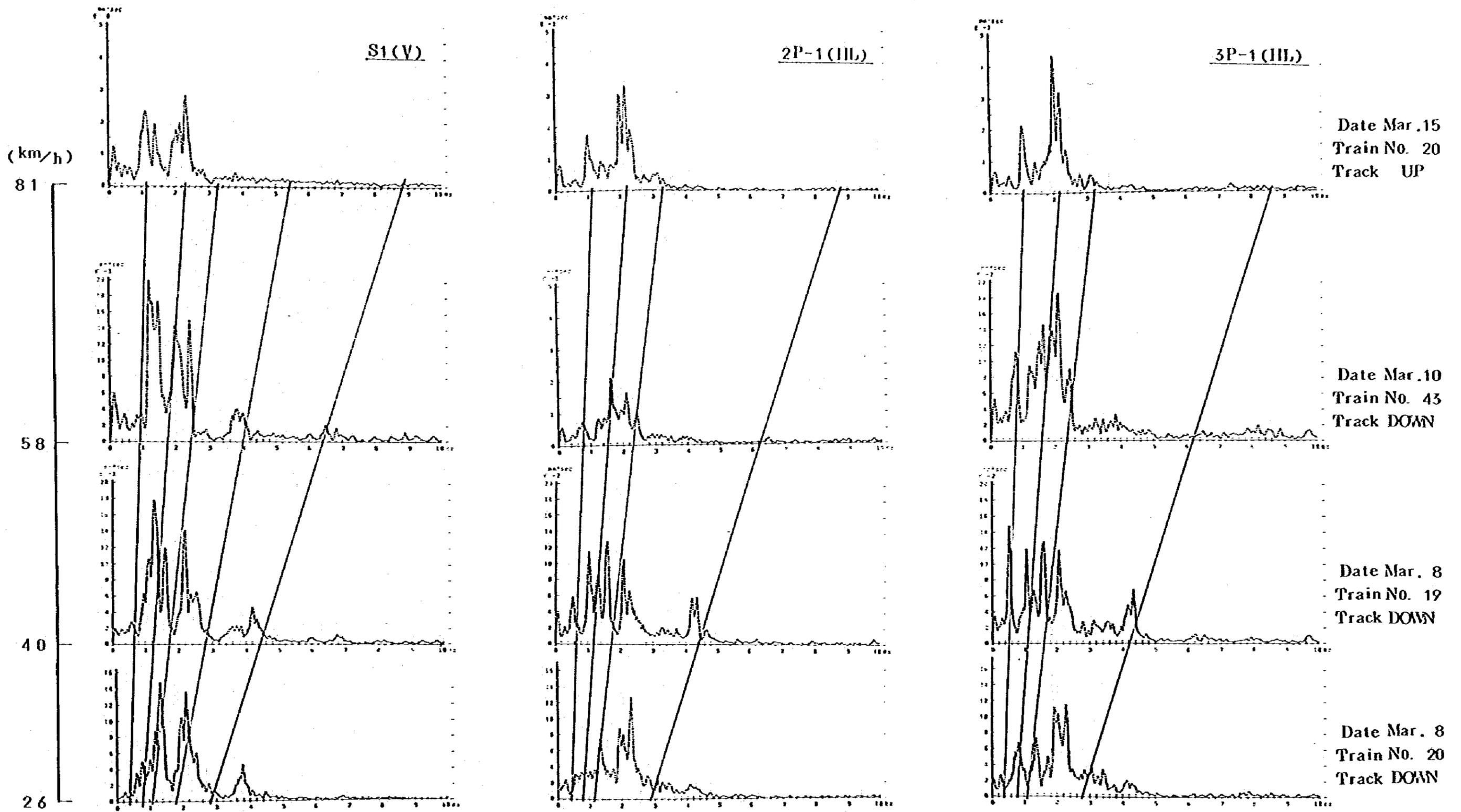


Fig. 2-4 Examination of Train Speed Effect (Passenger Train)

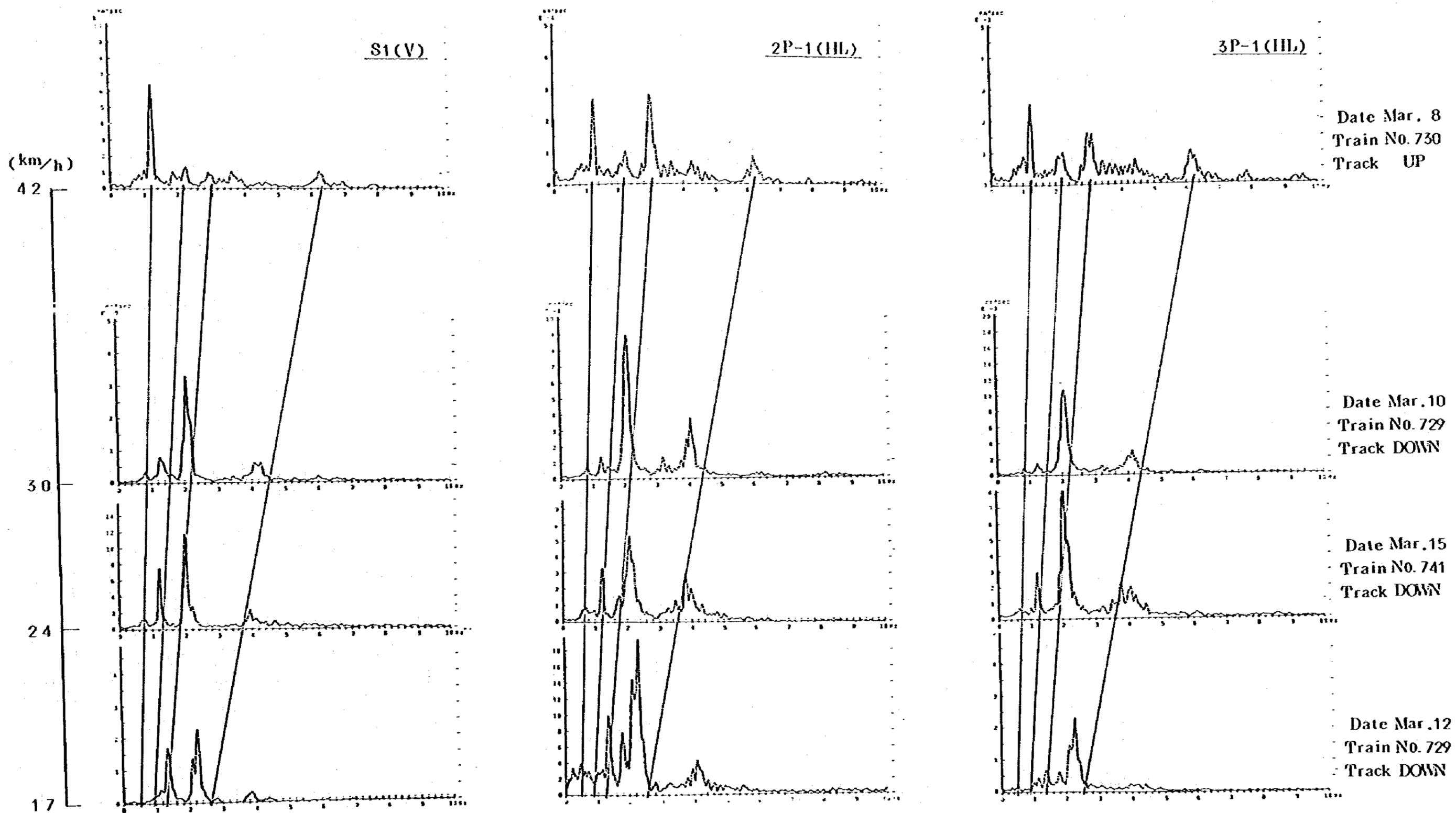


Fig. 2-5 Examination of Train Speed Effect (Freight Train)

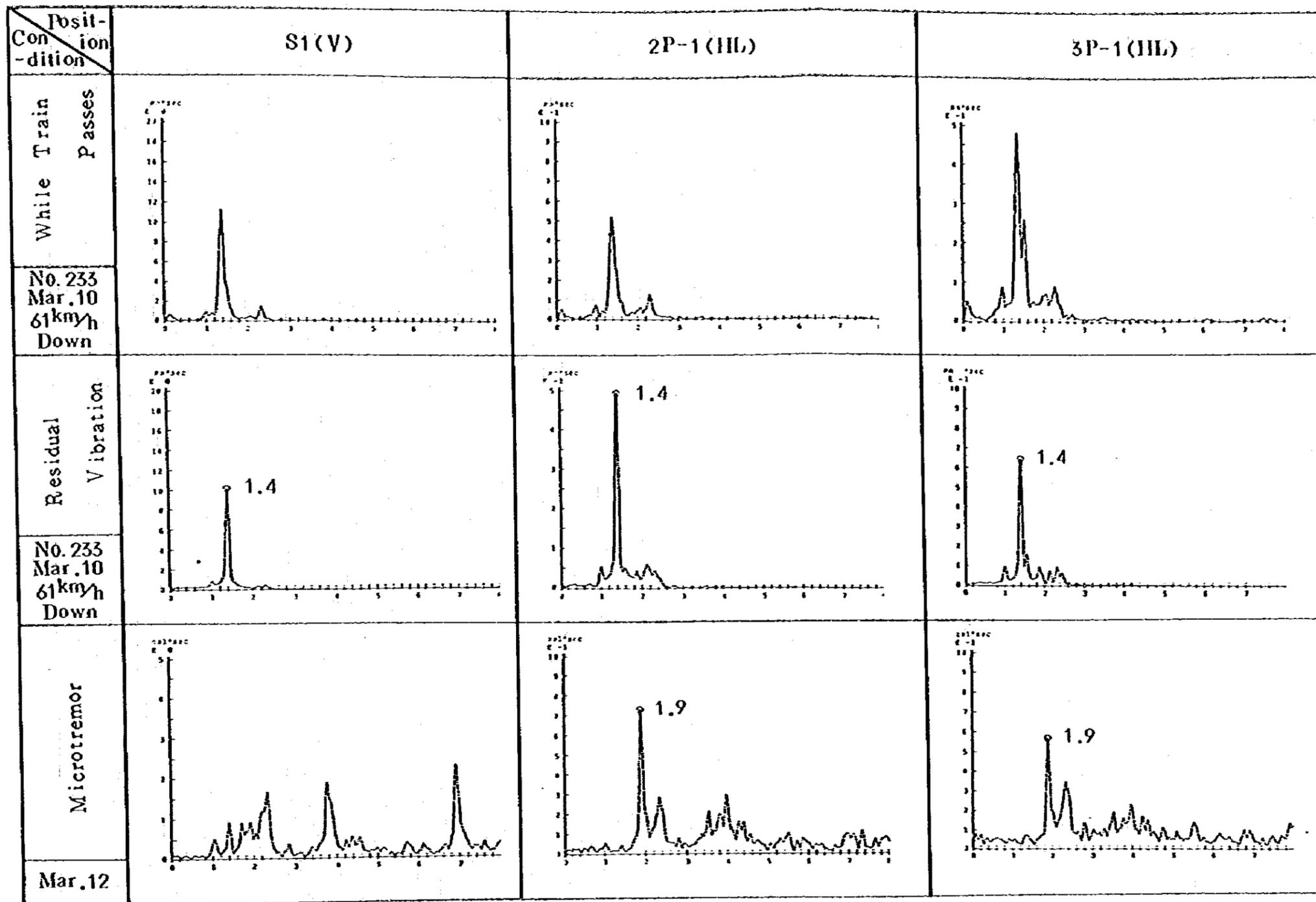
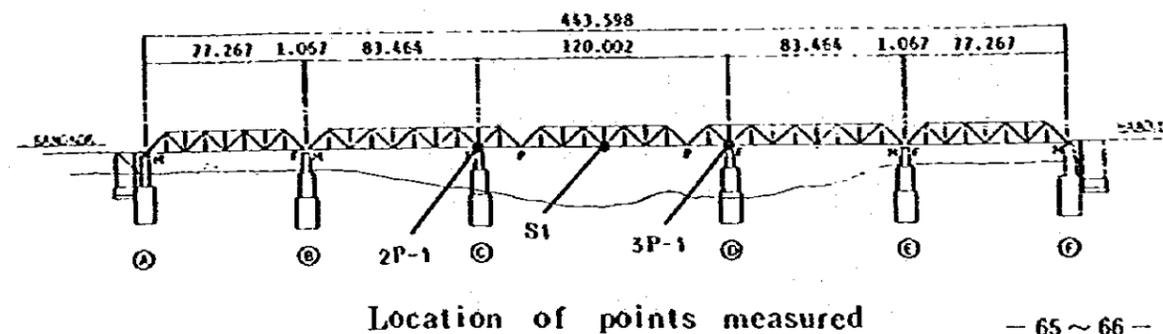


Fig. 2-6 Estimation for Natural Frequency in the Structure (1)



Location of points measured

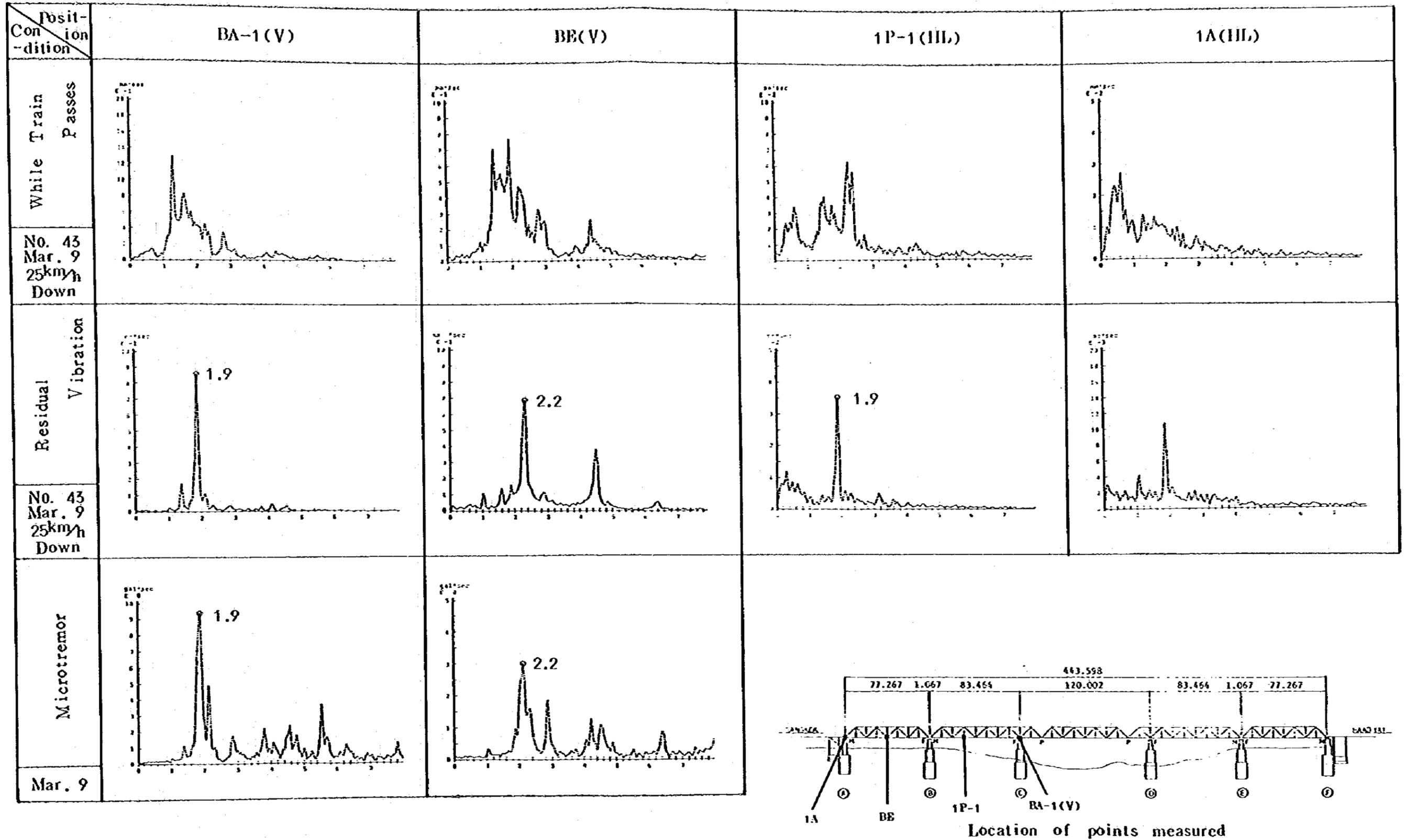
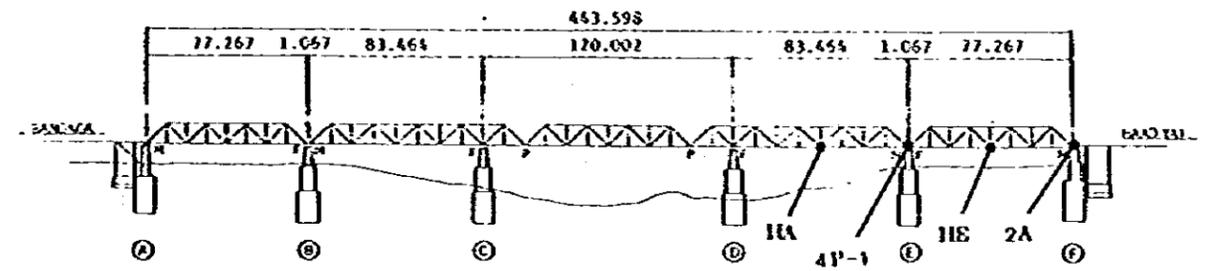
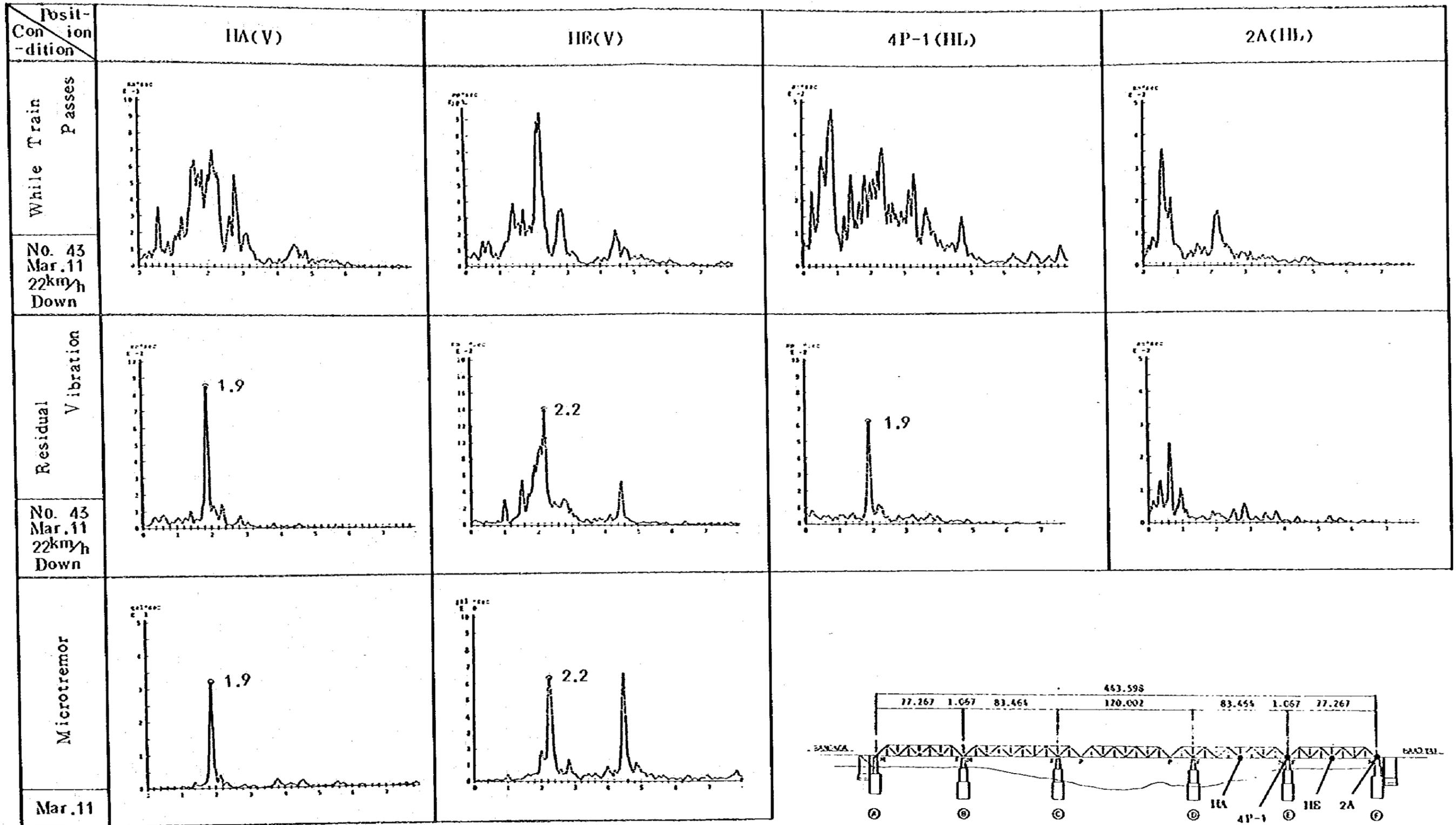


Fig. 2-7 Estimation for Natural Frequency in the Structure (2)



Location of points measured

Fig. 2-8 Estimation for Natural Frequency in the Structure (3)

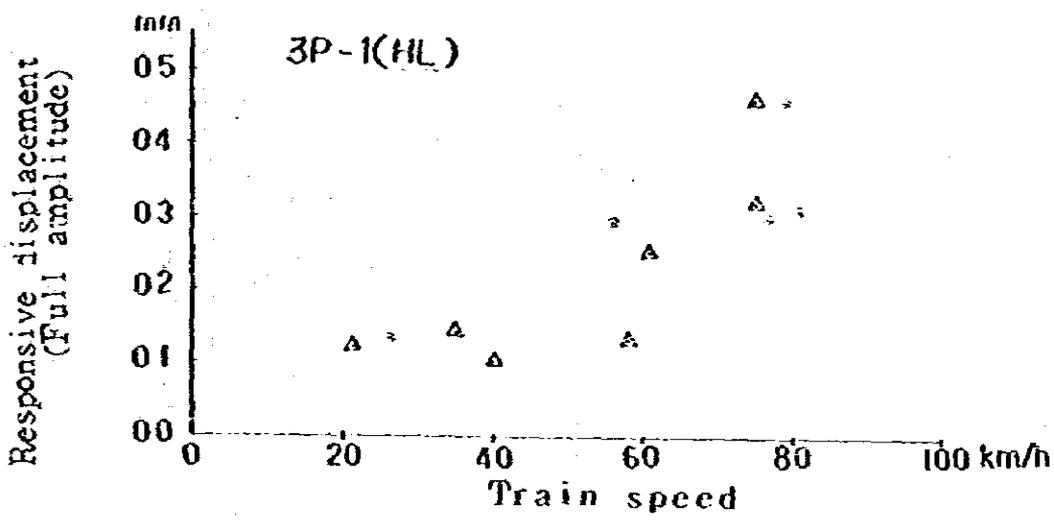
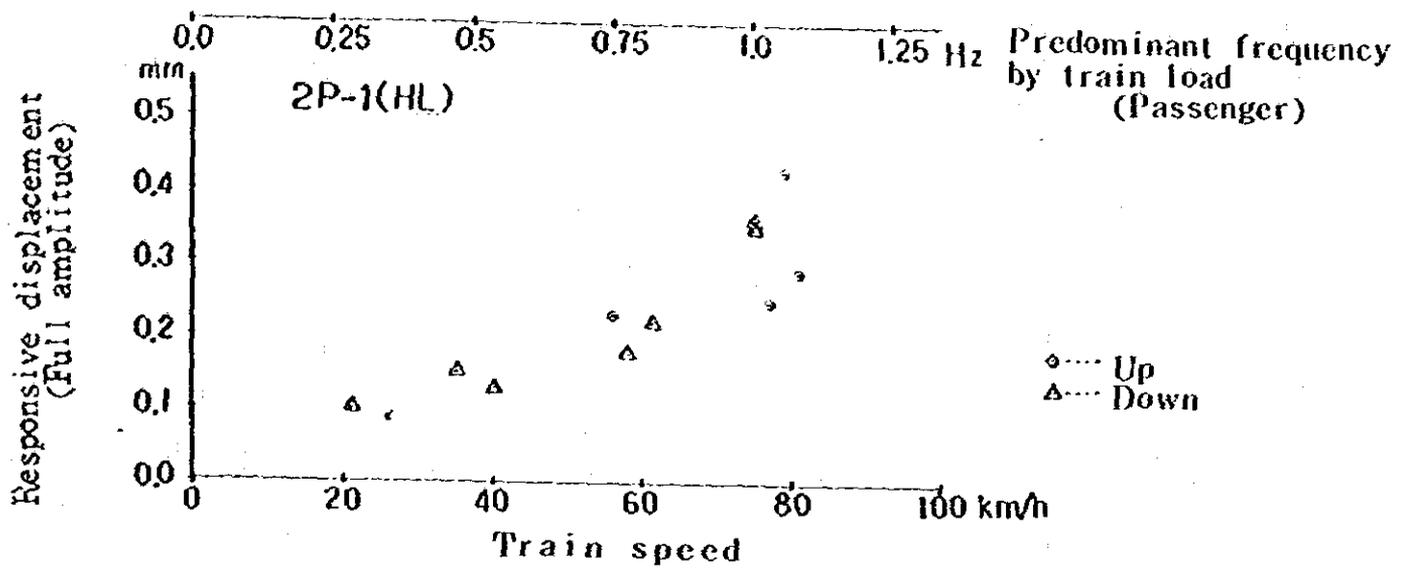
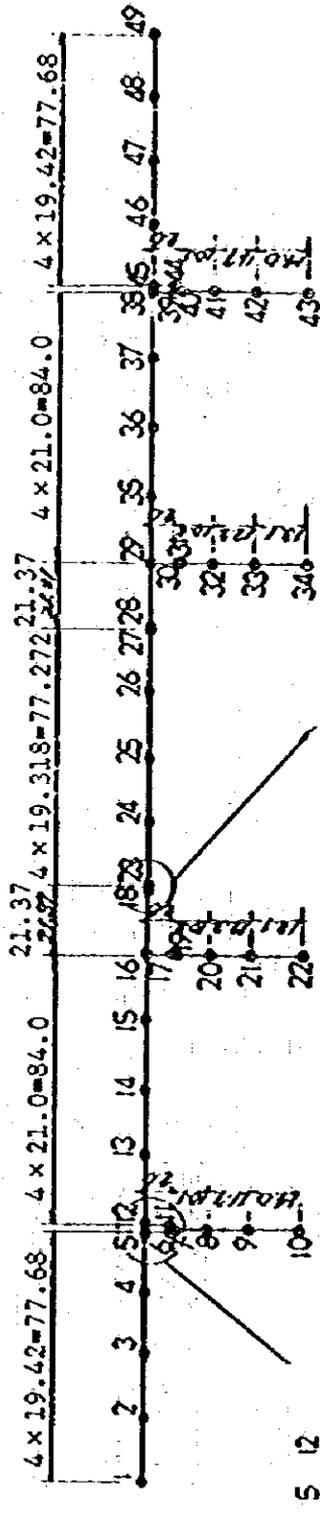
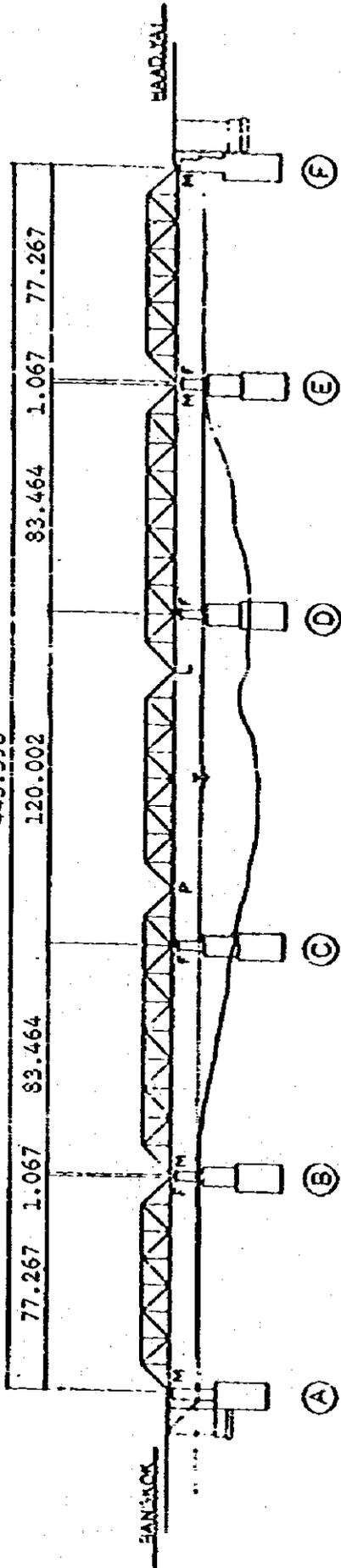


Fig. 2-9 Variation of Response due to Change in Train Speed

Table 2-1 Variation of Response due to Change in Train Speed

Date	Train No.	Speed	2P-1(HL)	3P-1(HL)	Track
3/8	20	26	0.09 mm	0.13 mm	Up
"	43	21	0.10	0.12	Down
"	19	40	0.13	0.10	"
"	11	35	0.15	0.14	"
3/10	233	61	0.22	0.25	"
"	20	56	0.23	0.29	Up
"	43	58	0.18	0.13	Down
3/12	44	79	0.48	0.46	Up
"	20	77	0.25	0.30	"
"	43	75	0.35	0.46	Down
3/15	20	81	0.29	0.31	Up
"	43	75	0.36	0.32	Down

443.598

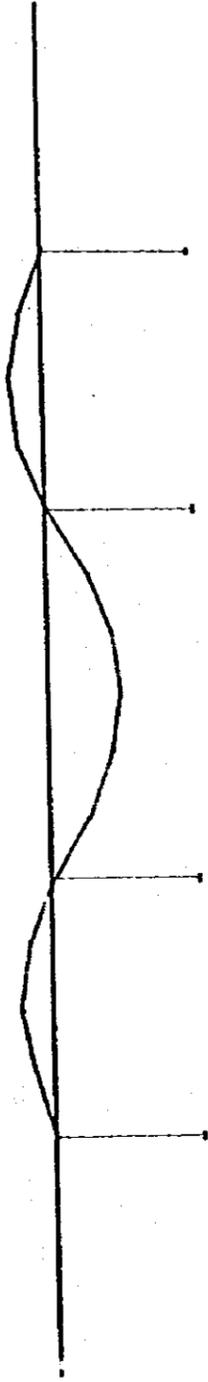


Displacement of joints between 18 and 23 is continuous in both directions of horizontal and vertical, and rotating moment is also continuous through rotating cushion describable by measurement. Same as in joints between 27 and 28.

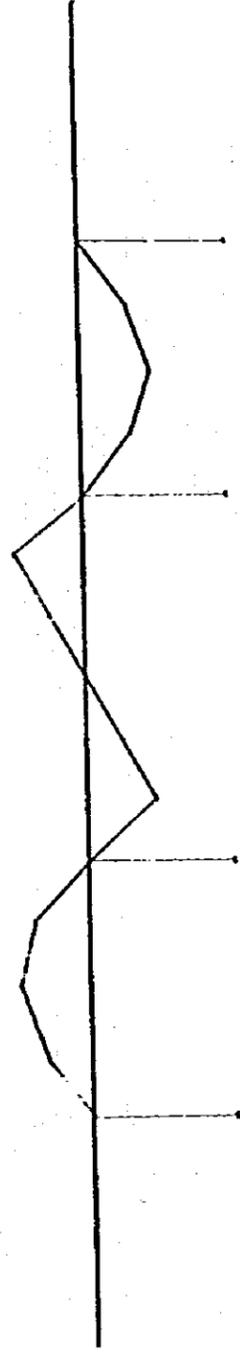
Displacements of joints between 6 and 7, 7 and 11 are continuous in both directions of horizontal and vertical. And any rotating moment is transferred. Same as in the joints between 17-19, 30-31, 39-40 and 40-44.

Fig. 2-10 Vibration Model

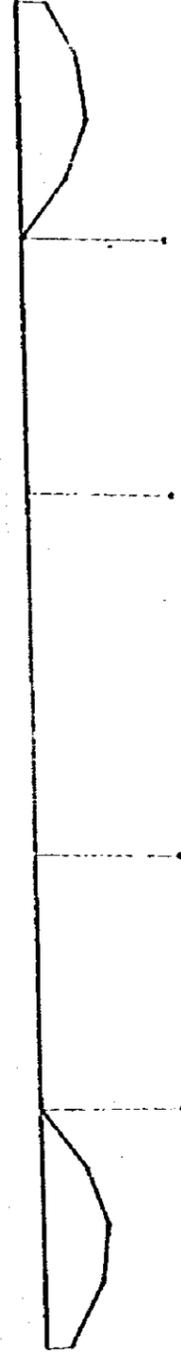
F1 = 1.425 HZ



F2 = 1.910 HZ



F3 = 2.240 HZ



F4 = 2.245 HZ

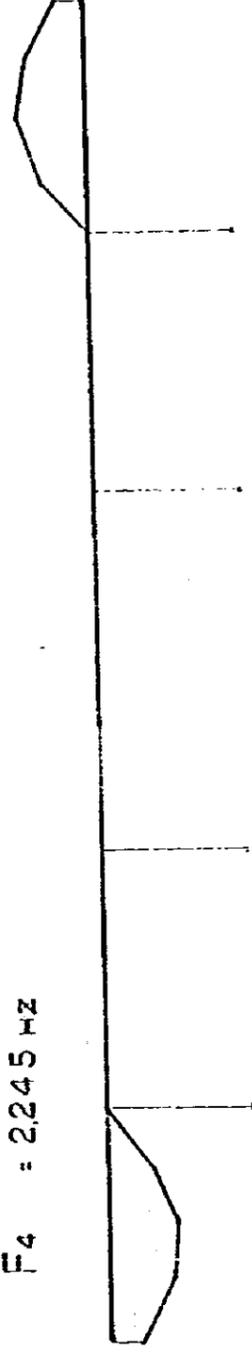


Fig. 2-11 Vibration Mode

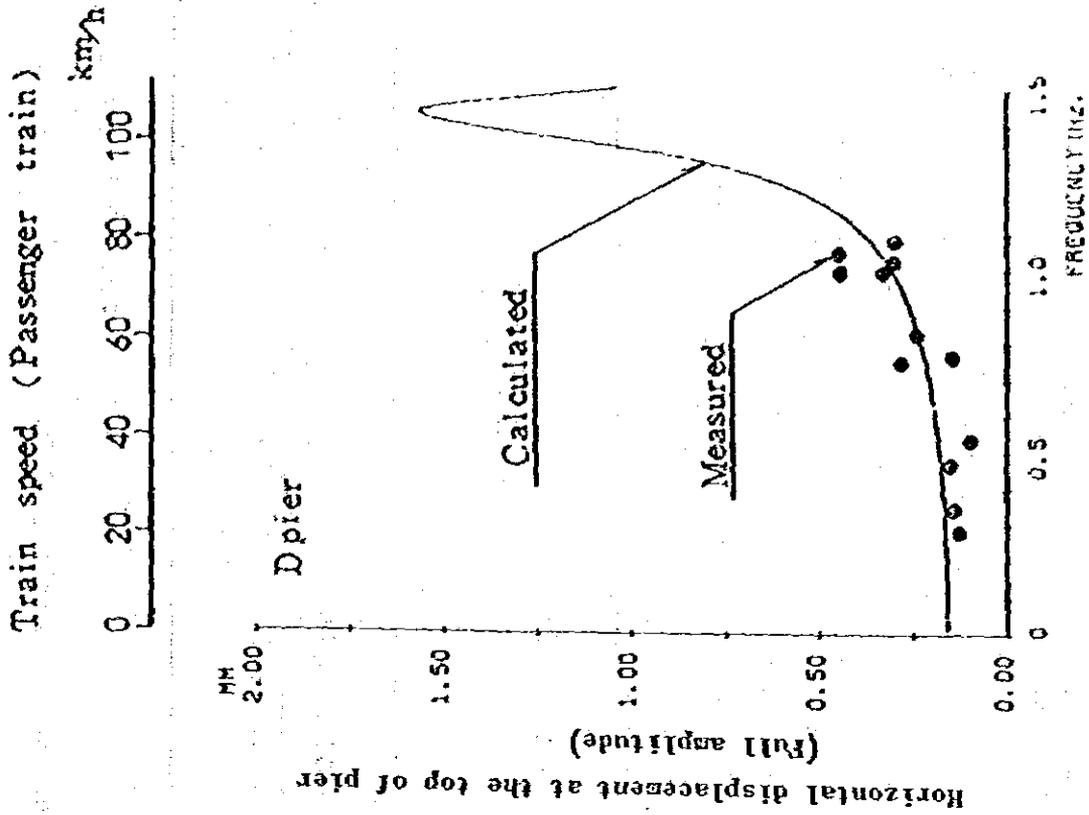
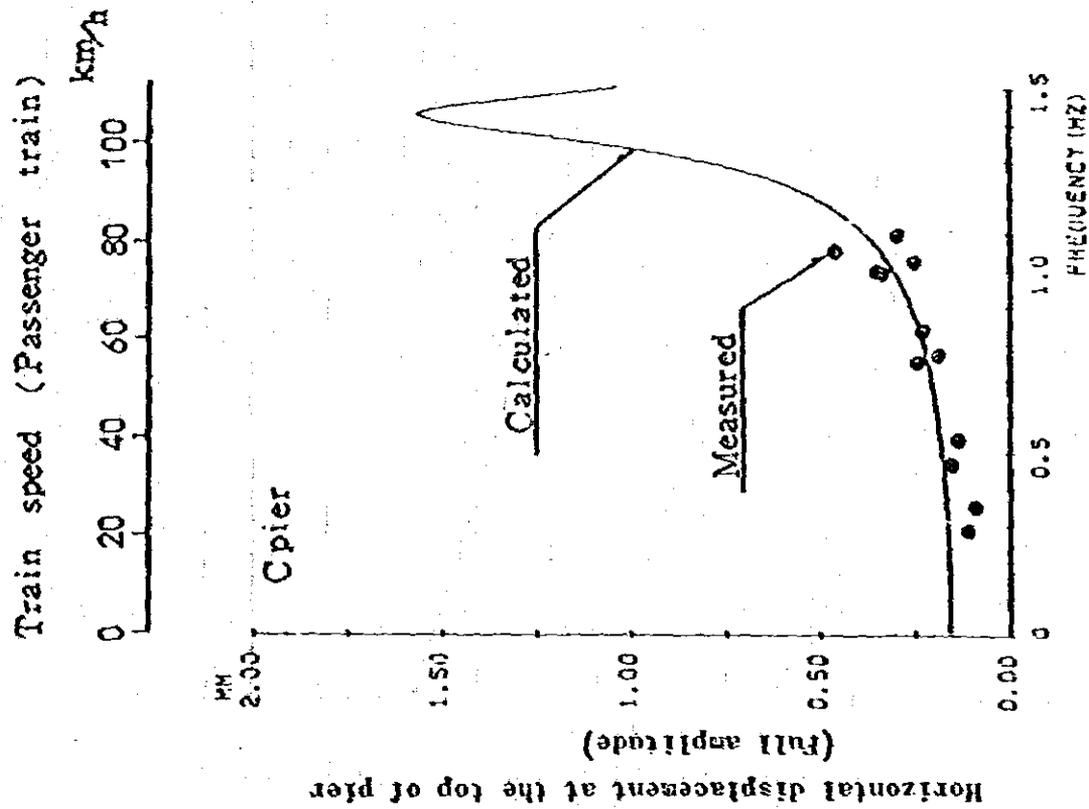
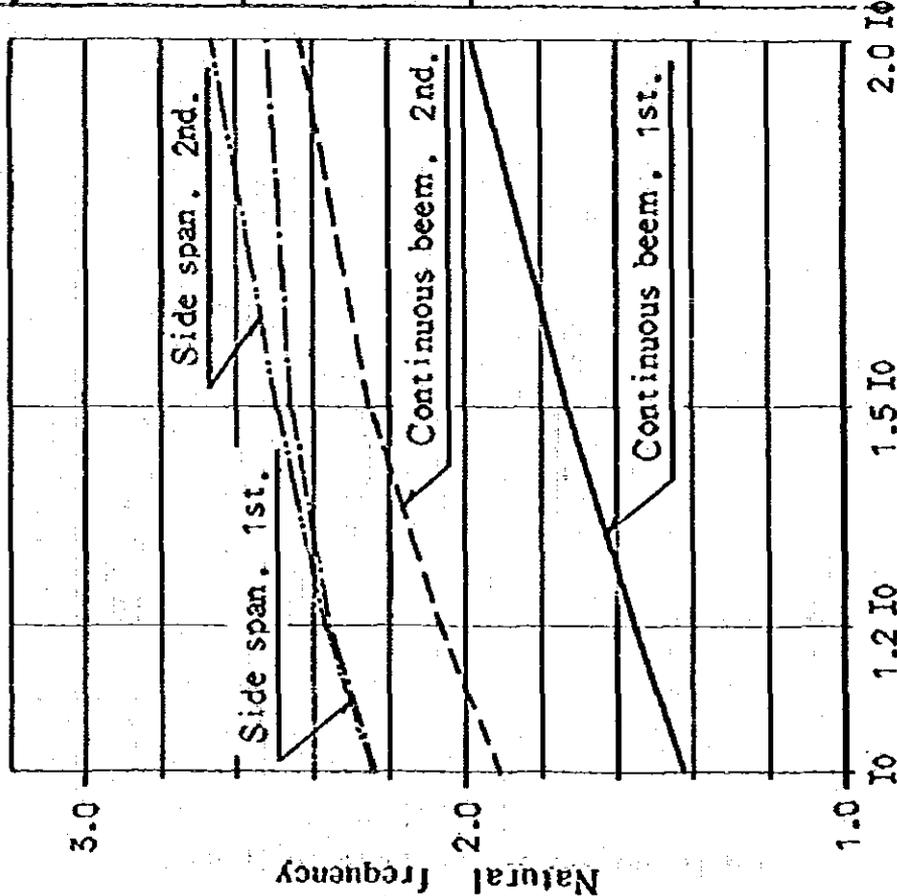


Fig. 2-12 Variation of Responses due to Change in Train Speed



Superstructure's rigidity

I0: Present status

Configuration out line of vibration	I0	1.2 I0	1.5 I0	2.0 I0
Continuous beam, first mode 	1.425 (Hz)	1.557	1.732	1.982
Continuous beam, second mode 	1.910	2.063	2.253	2.437
Side span, first mode 	2.240	2.360	2.464	2.524
Side span, second mode 	2.245	2.370	2.497	2.677

Fig. 2-13 Variation of Natural Frequency due to Doubling of Track

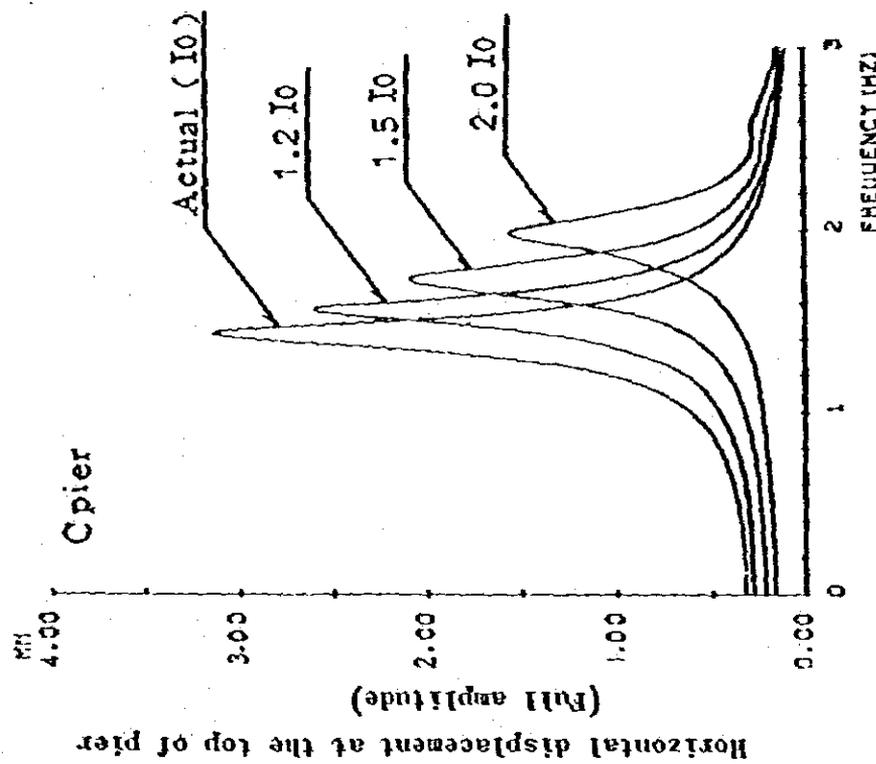
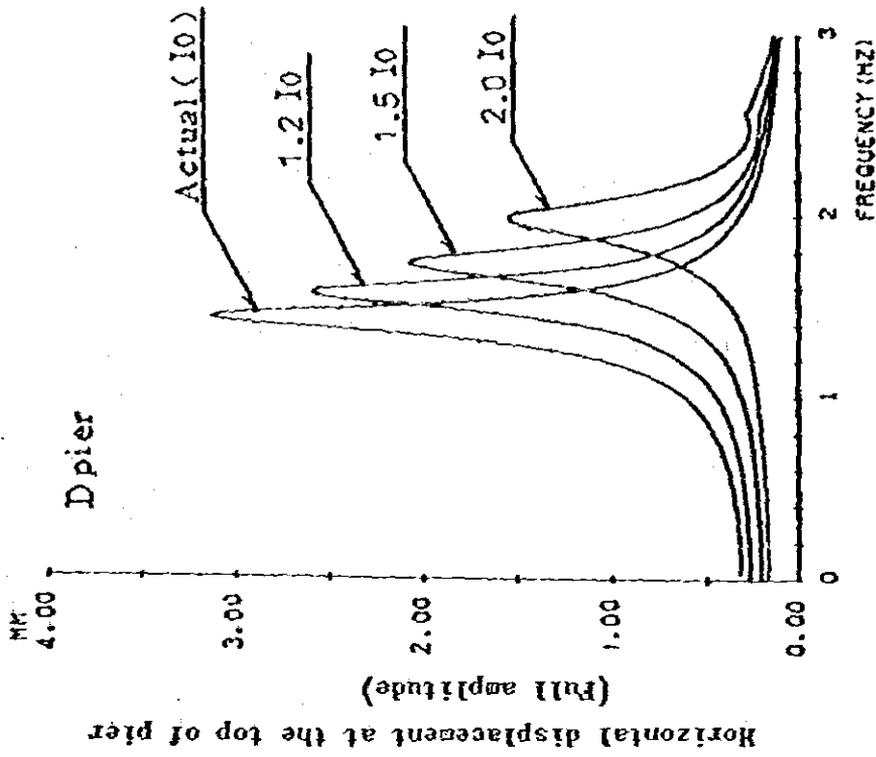


Fig. 2-14 Variation of Responses due to Doubling of Truck

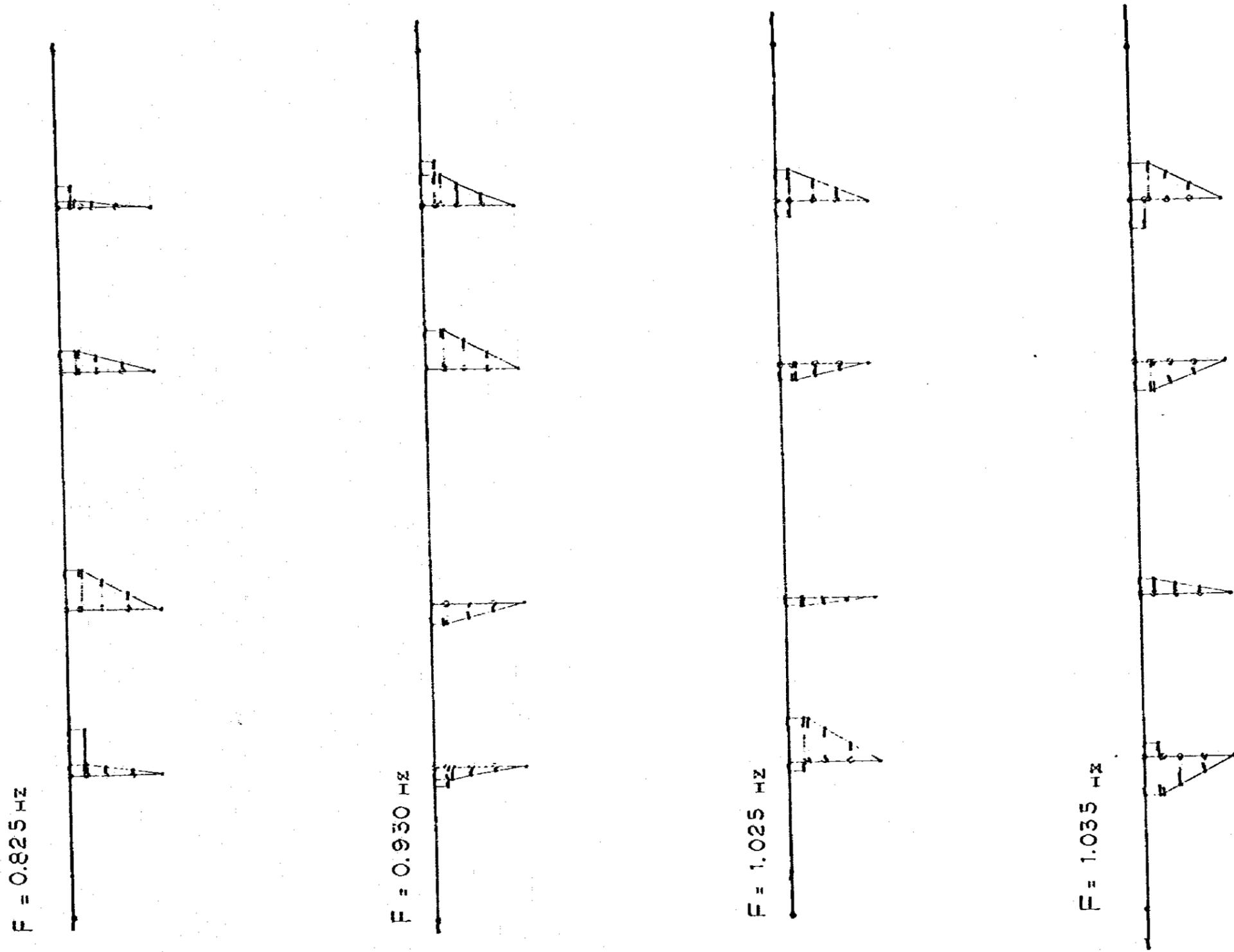


Fig. 2-15. Vibration Mode (Horizontal Behavior)

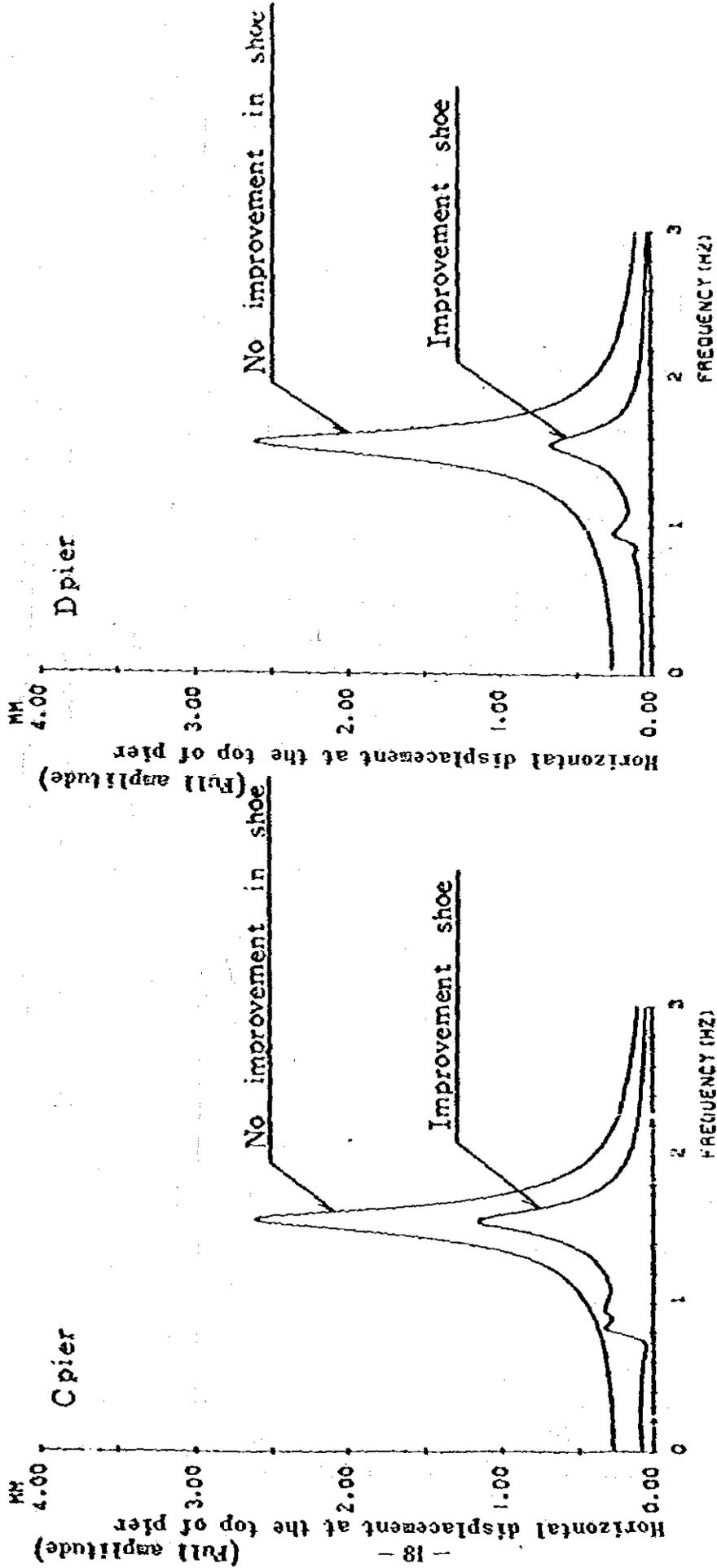


Fig. 2-16 Variation of Responed Values due to Changes in Shoe Conditions

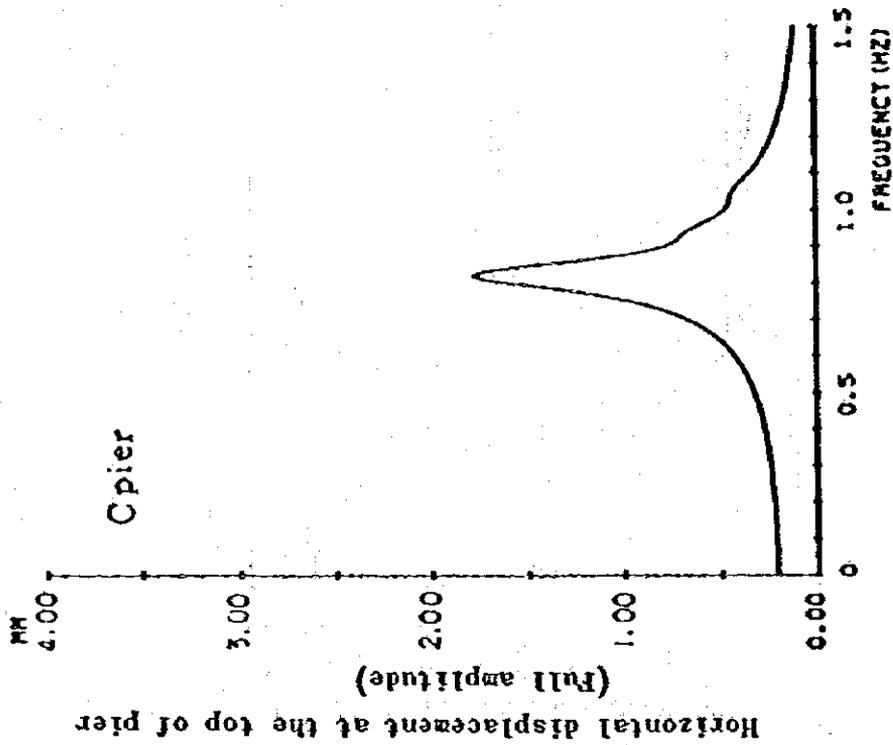
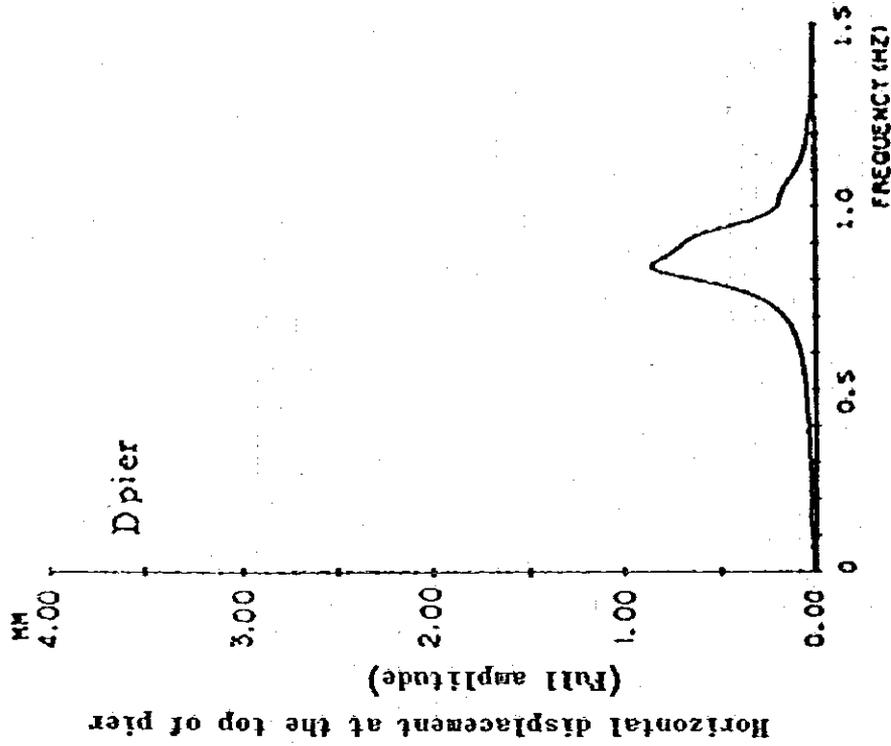


Fig. 2-17 Responses Acted by Horizontal Load on Link Position
(Movable shoe, Pin and Link conditions are excellent.)

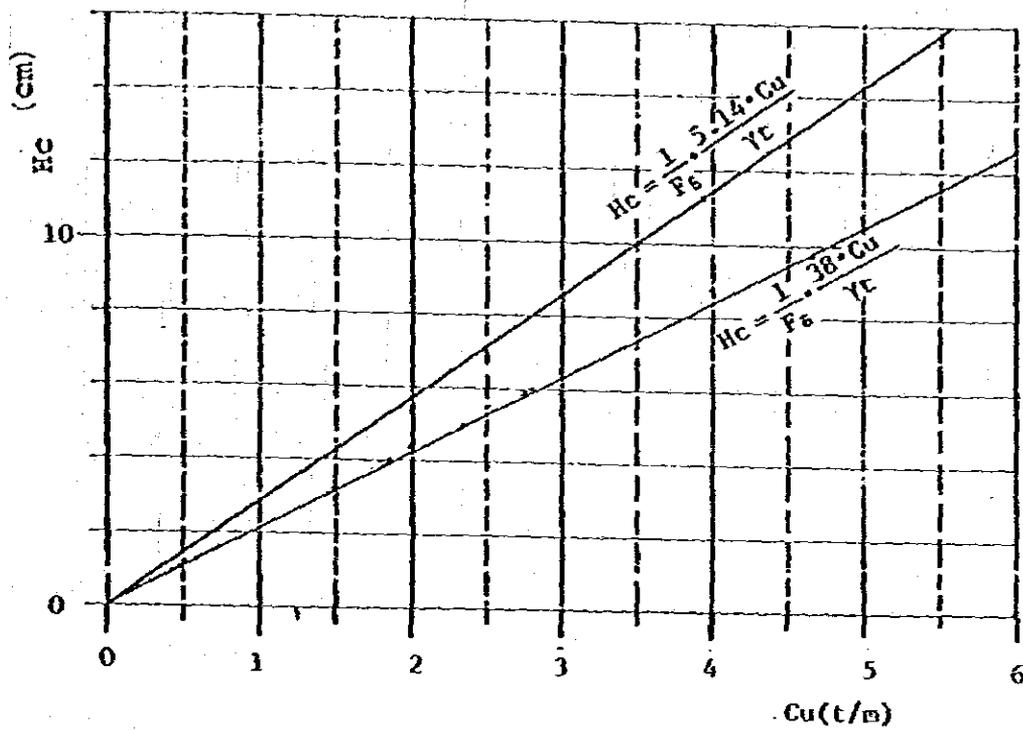


Fig. 2-18 Relation between Critical Embankment Height and Soil Cohesion

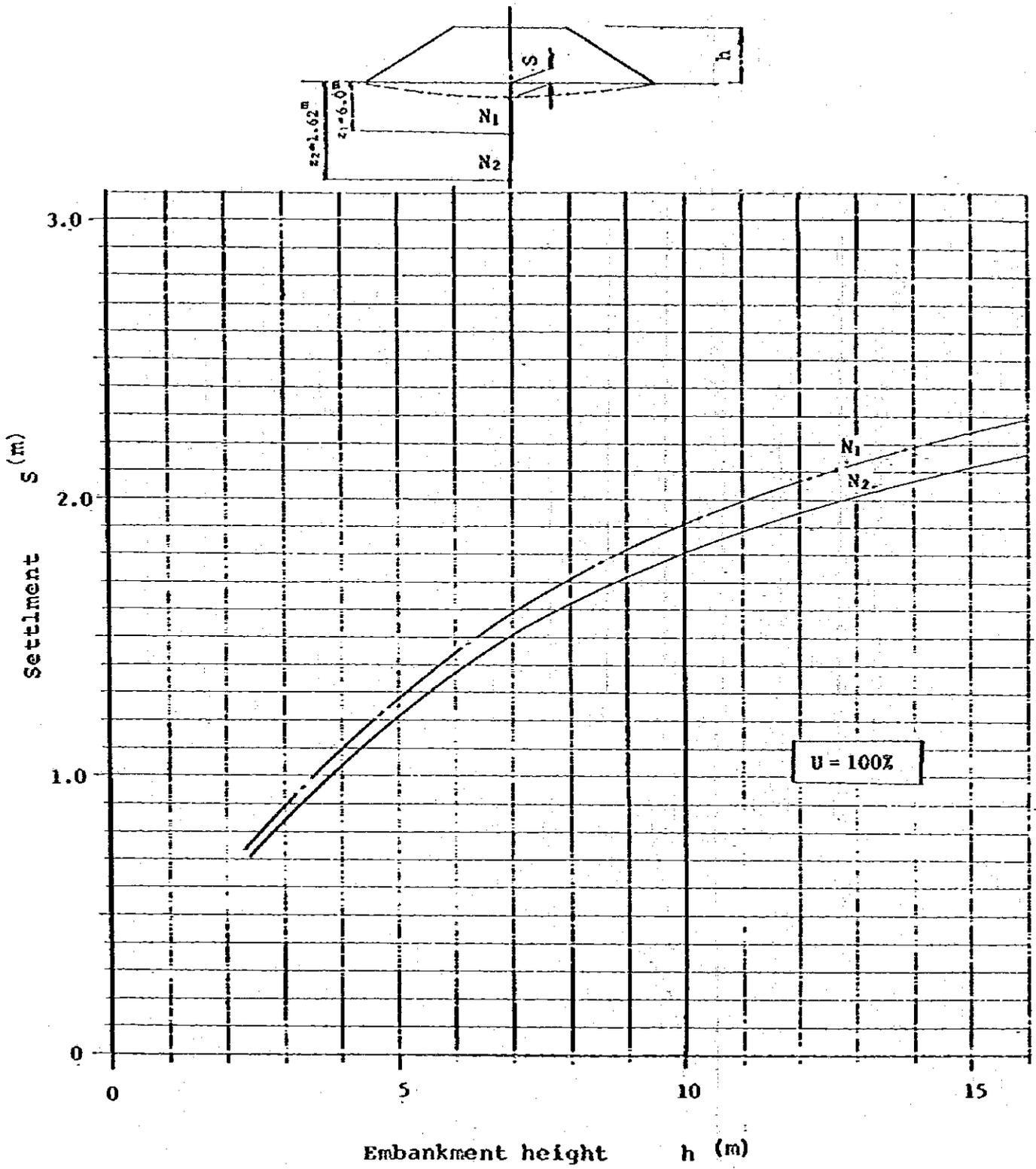
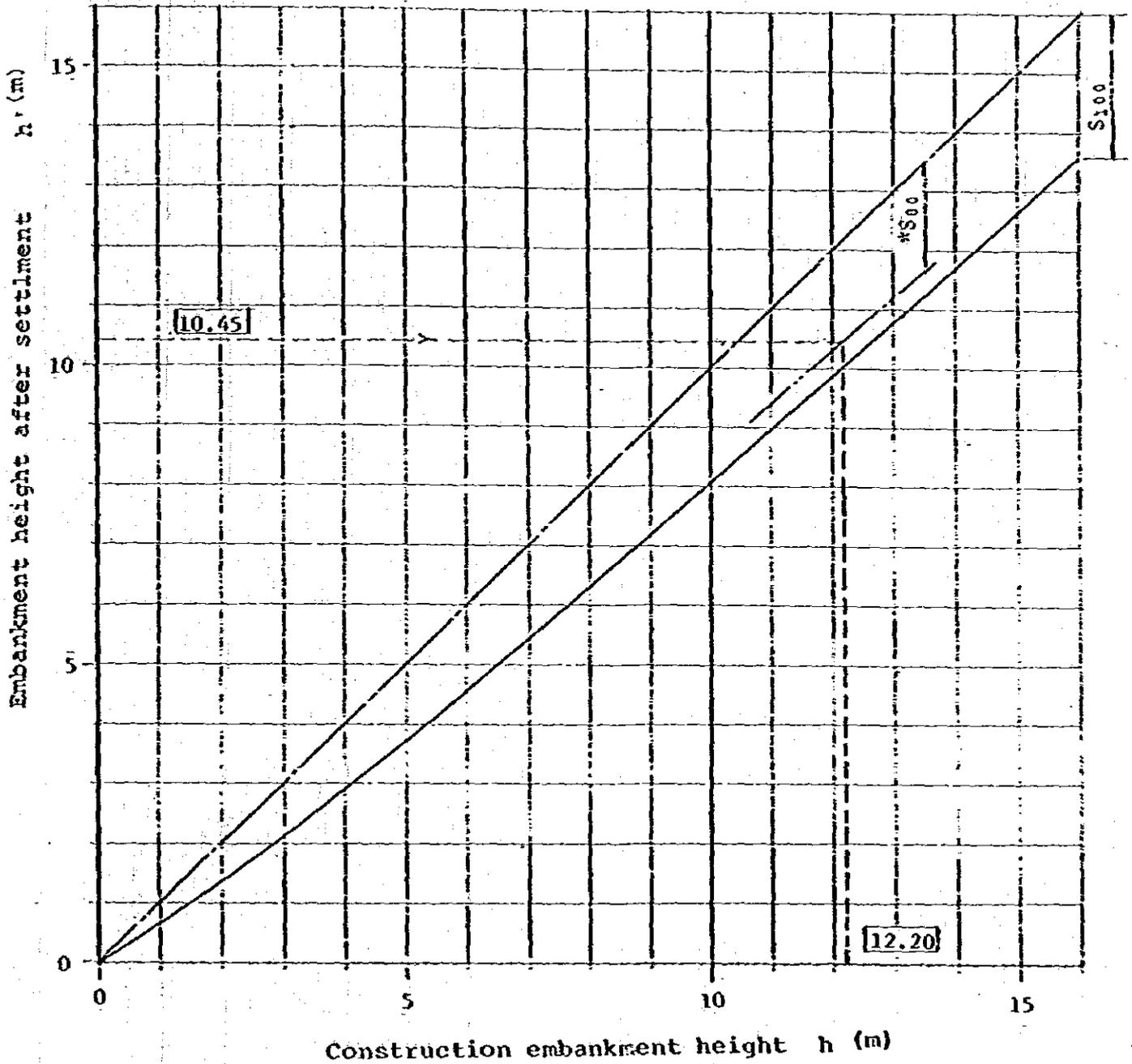
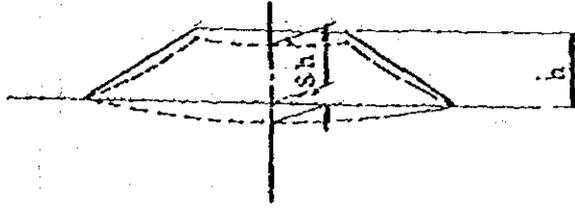


Fig. 2-19 Total Settlement after 100% Consolidation



*under 80 % consolidation

Fig. 2-20 Relation between Construction Embankment Height and Embankment Height after 100% Consolidation

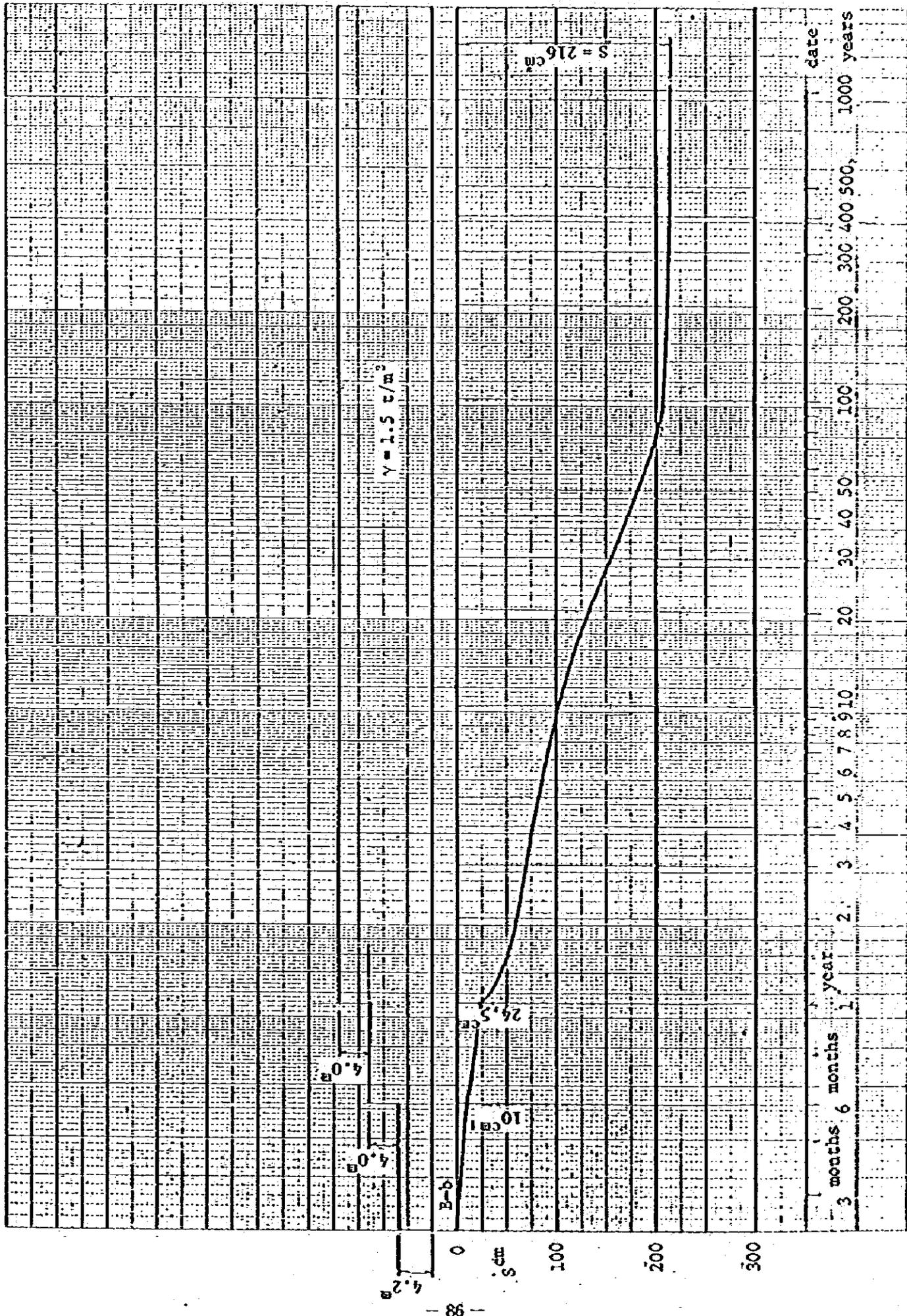


Fig. 2-21 Settlement Curve

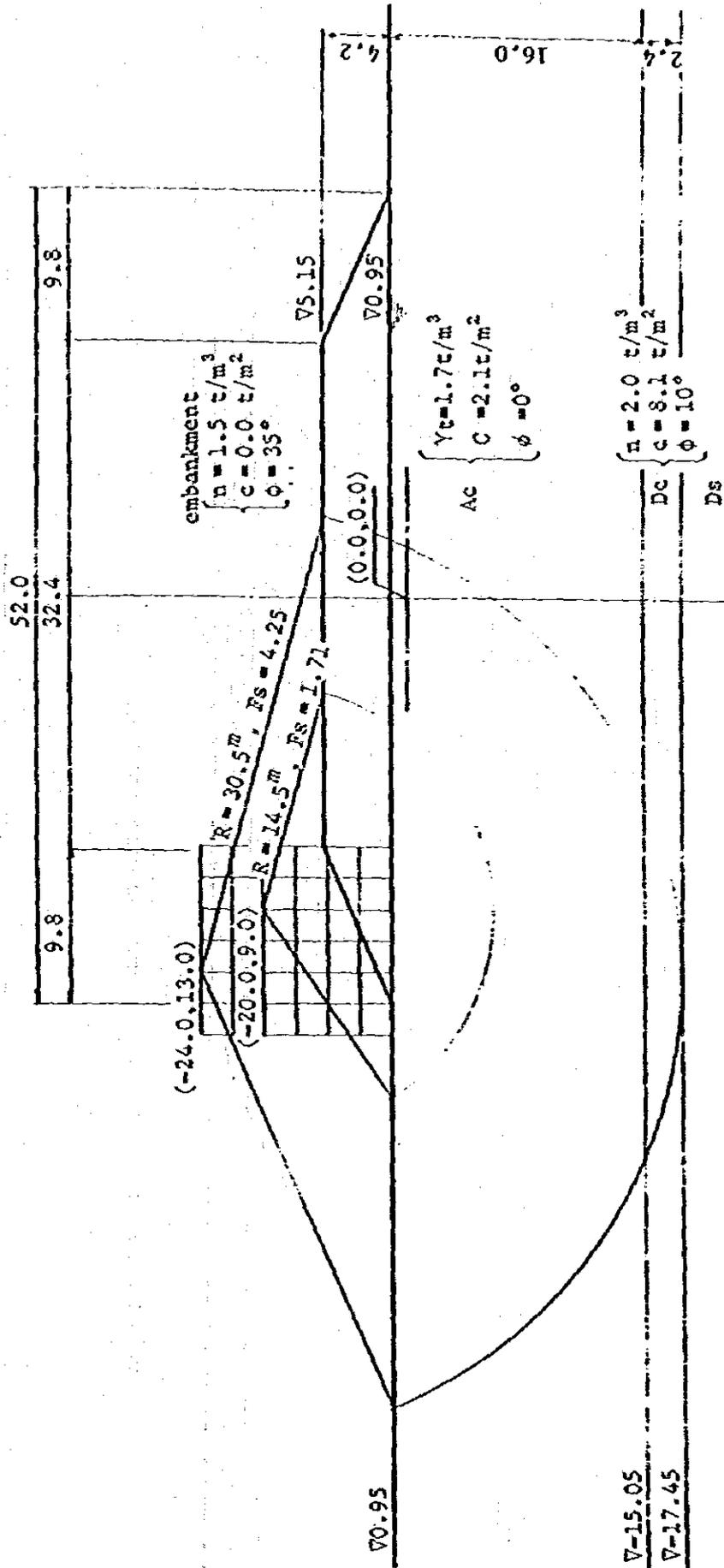


Fig. 2-22 1st Stage: 1st Embankment

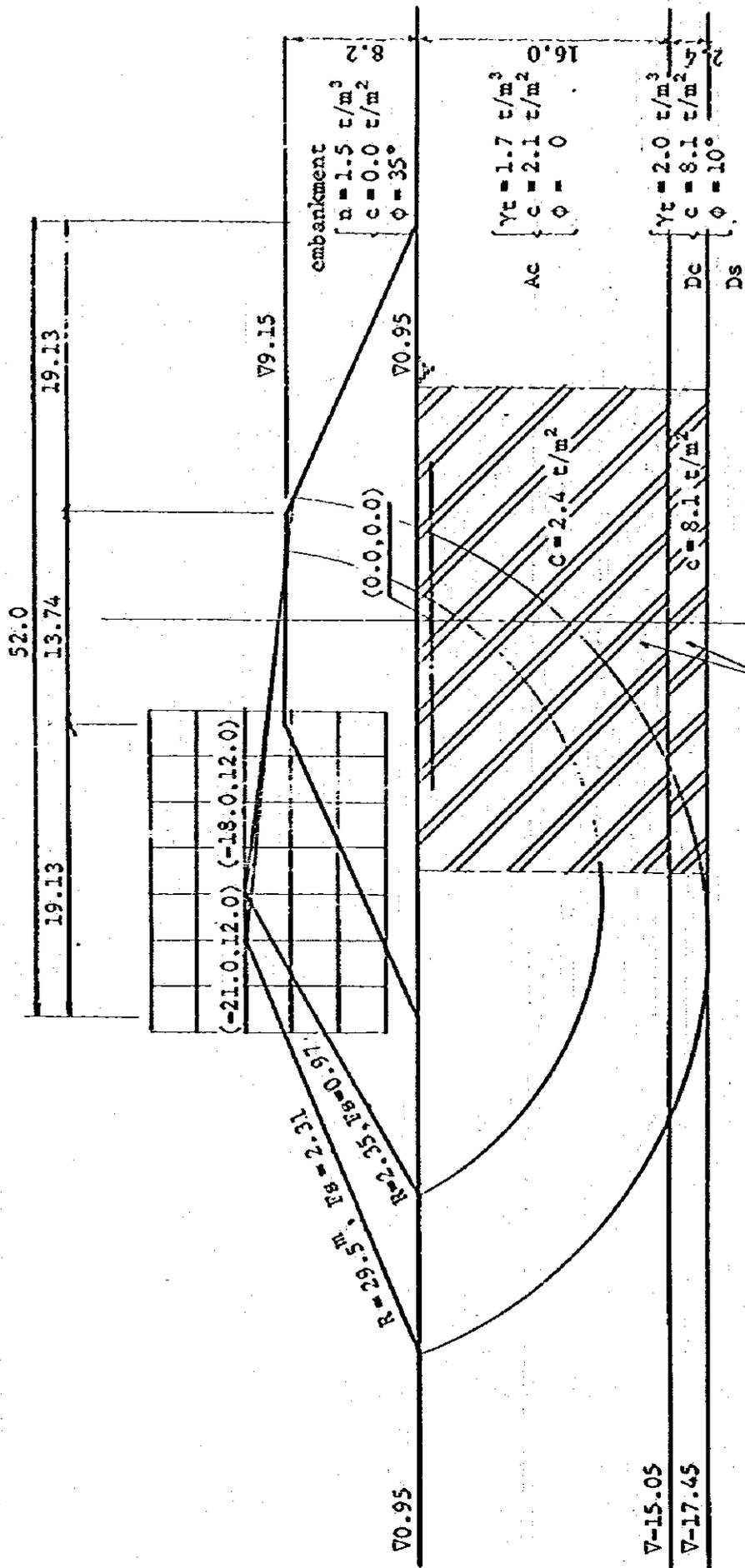
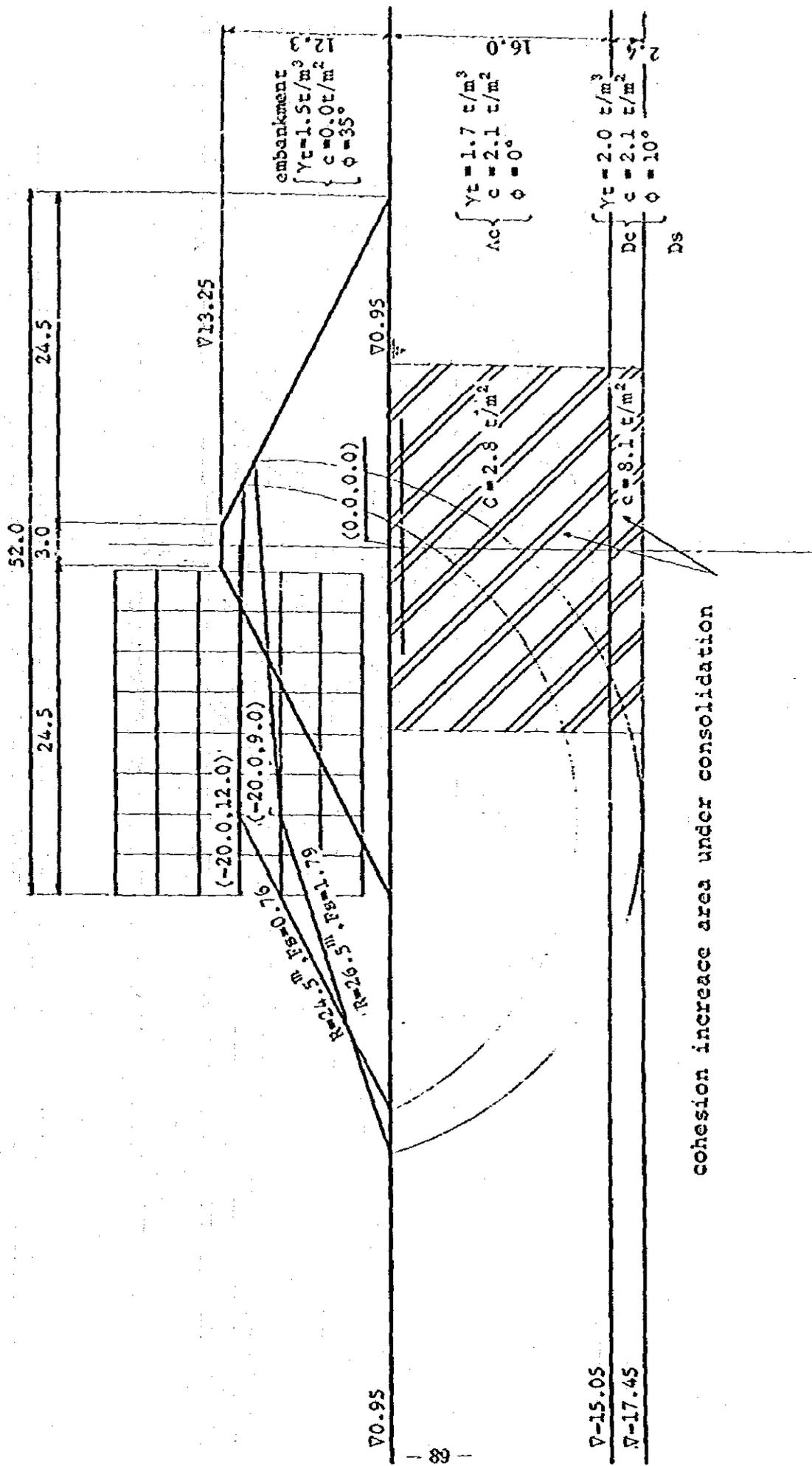


Fig. 2-23 2nd Stage: 2nd Embankment (t = 6 months)



cohesion increase area under consolidation

Fig. 2-24 3rd Stage: Last Embankment (t=12 months)

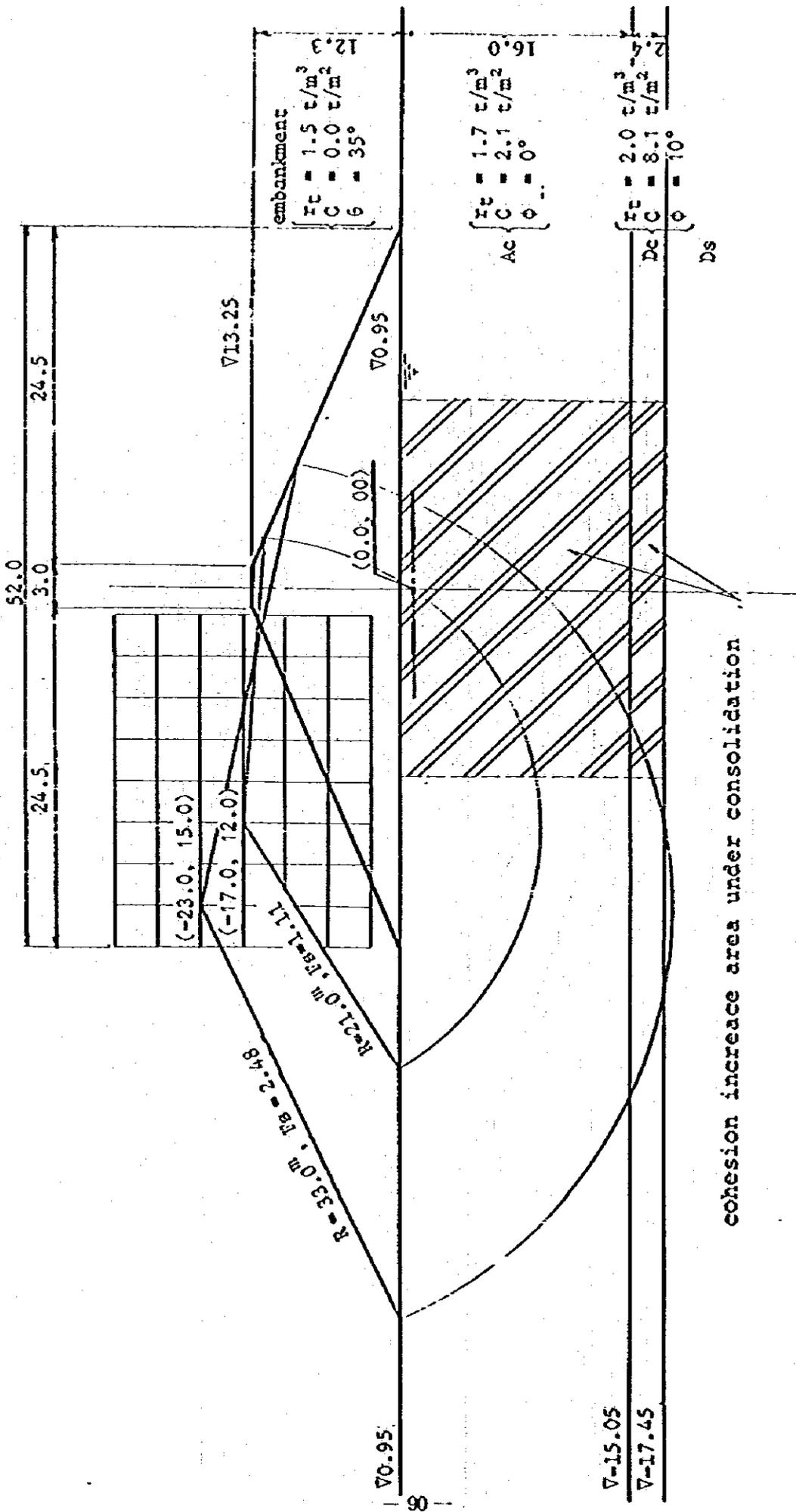


Fig. 2-25 4th Stage: (t = 10 years)

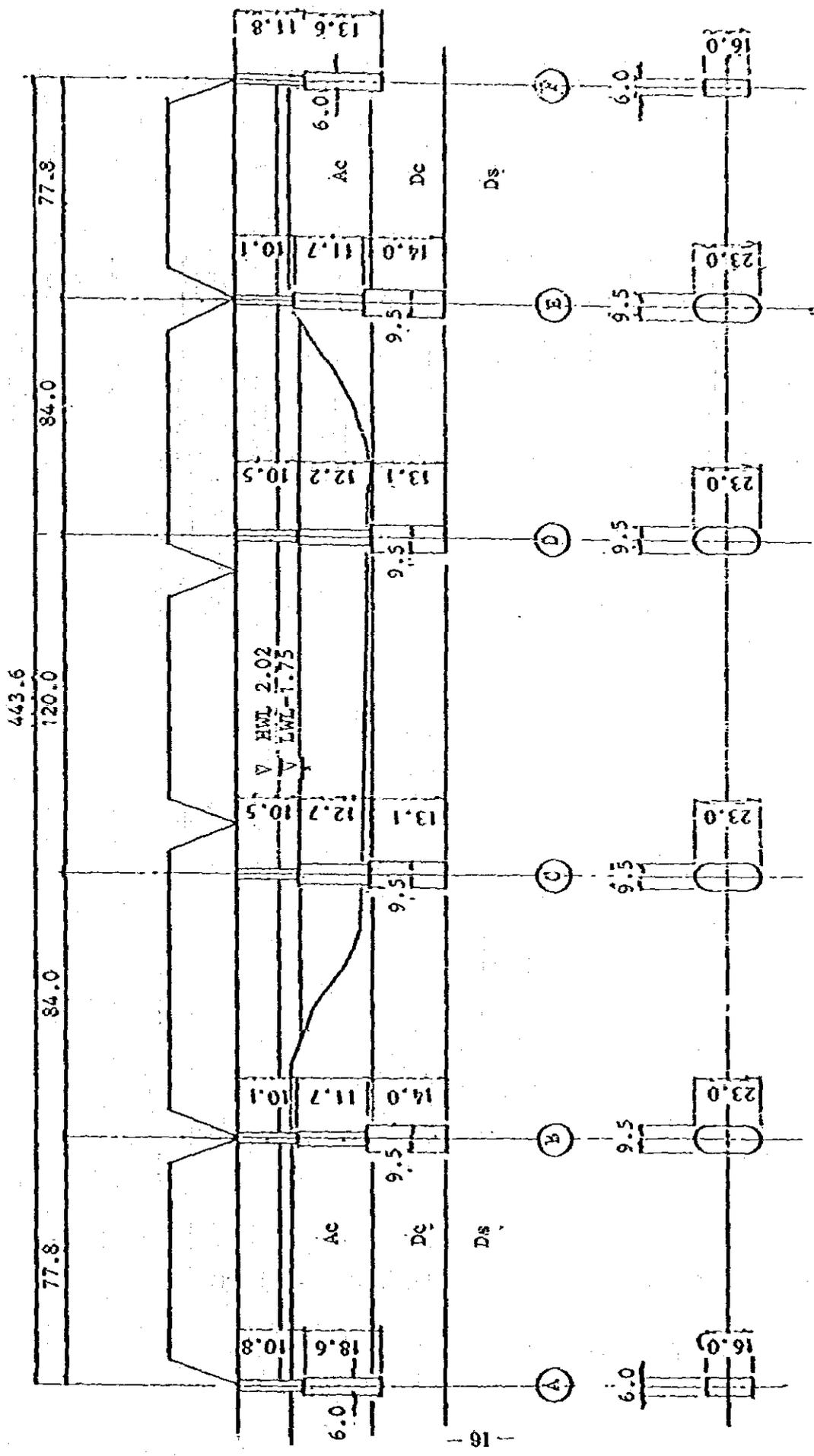


Fig. 2-26 General Arrangement of Rama VI Bridge

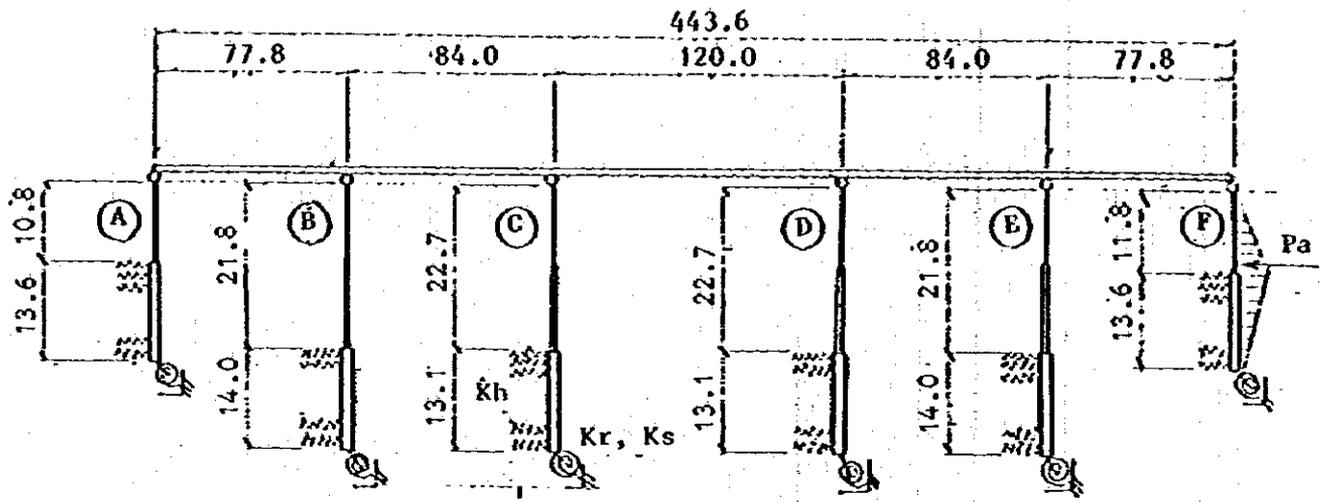


Fig. 2-27 Simulation Analysis Model of Rama VI Bridge

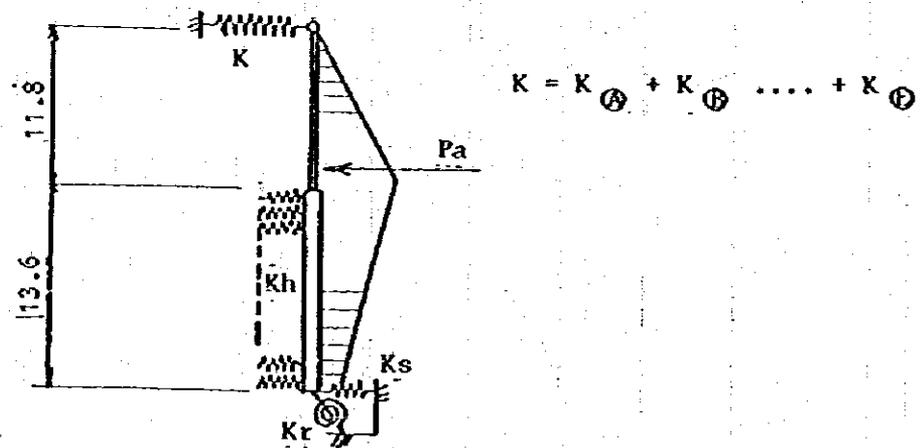


Fig. 2-28 Simulation Analysis Model of F - Abutment

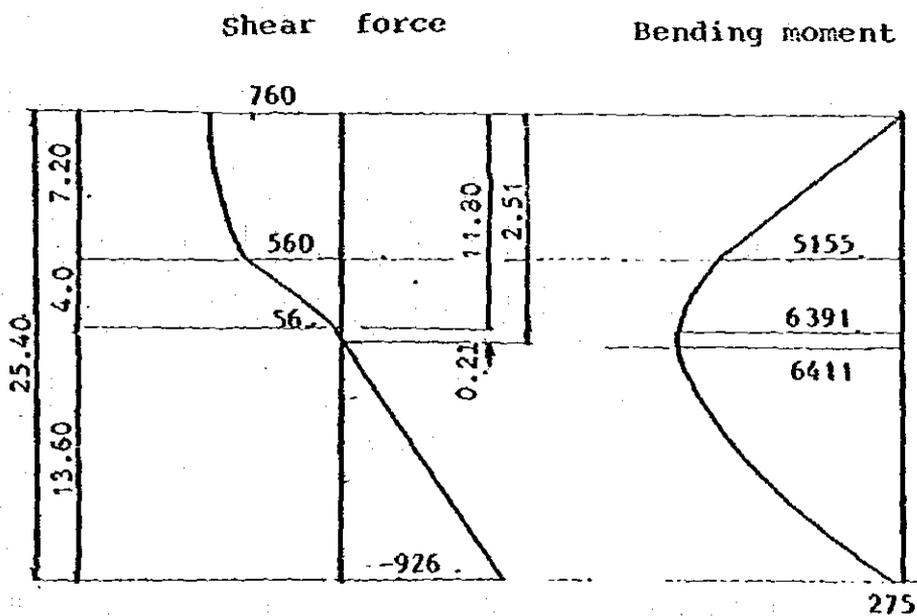
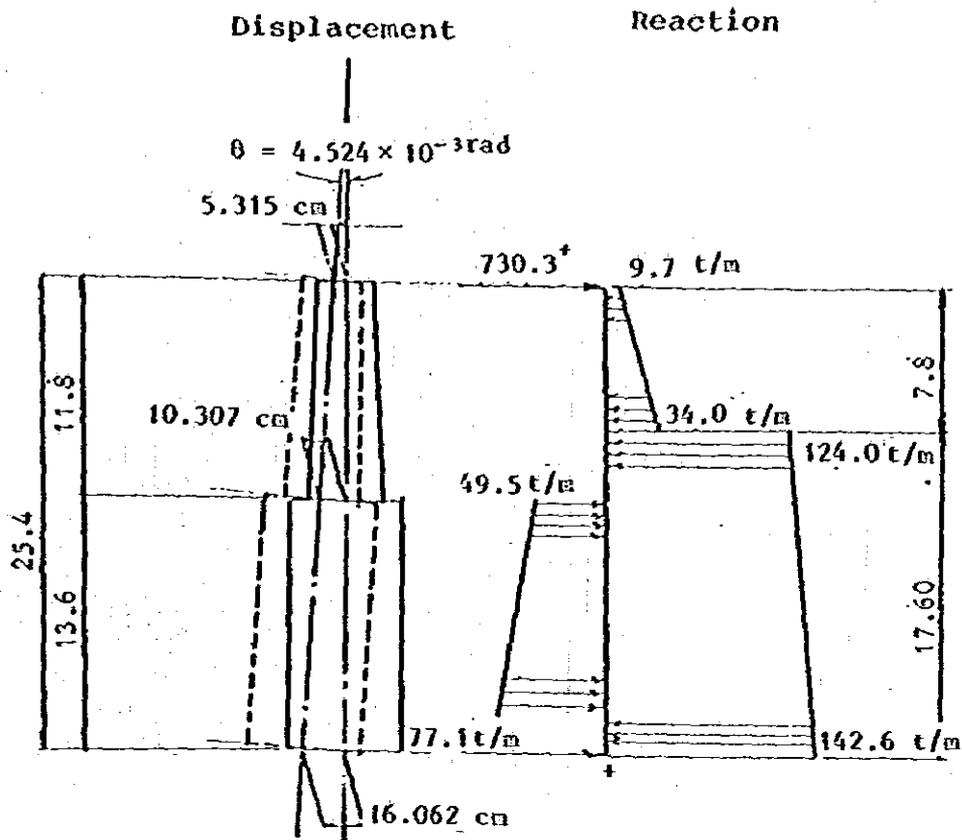


Fig. 2-29 Result of Simulation Analysis (No. 1)

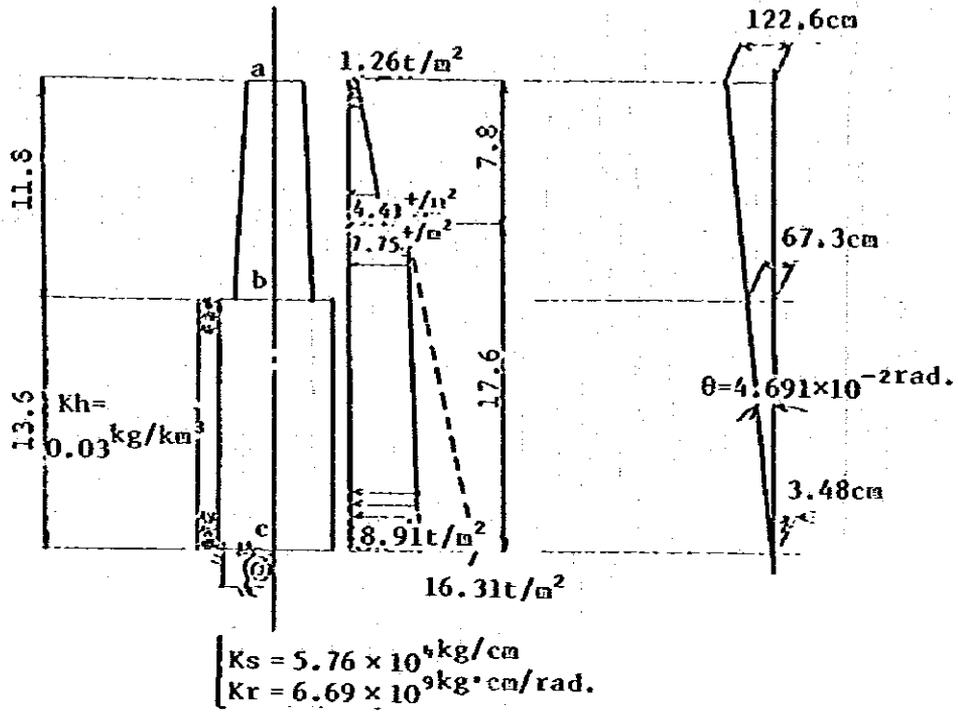


Fig. 2-30 Result of Simulation Analysis (No. 2)

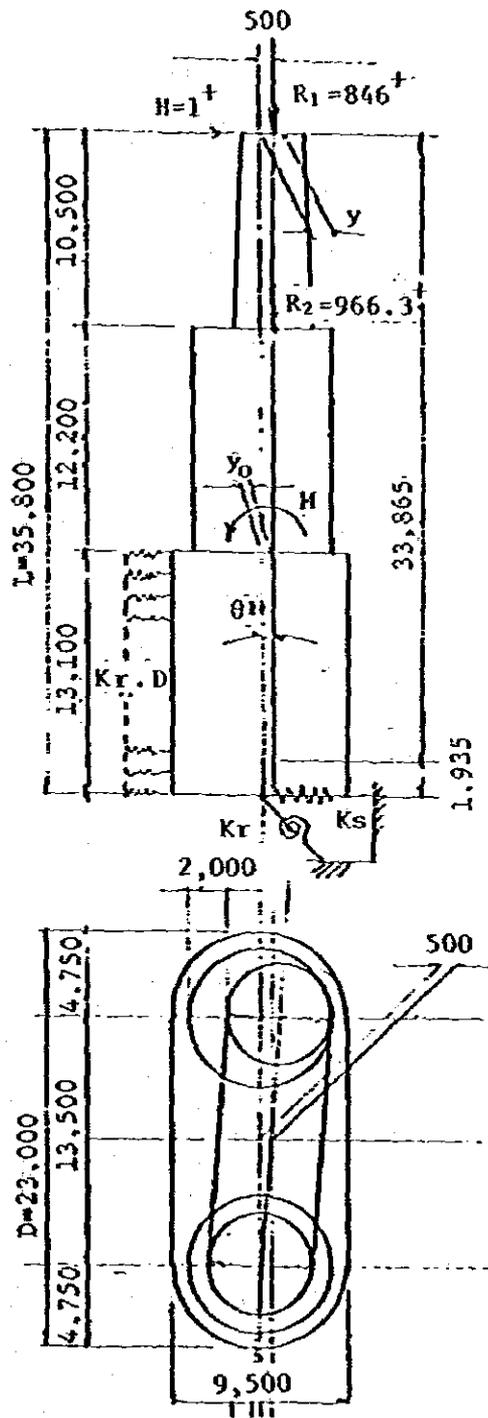


Fig. 2-31 C-pier Excentricity Force by Unusual Pier Position

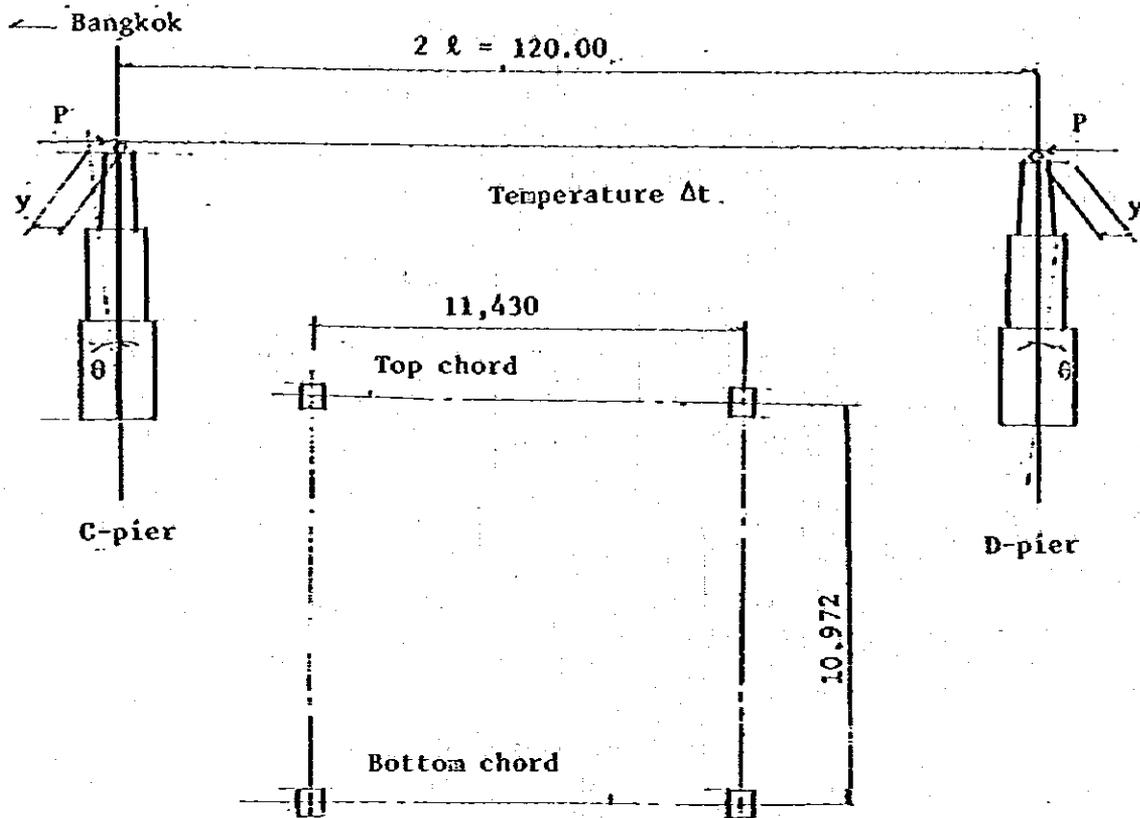
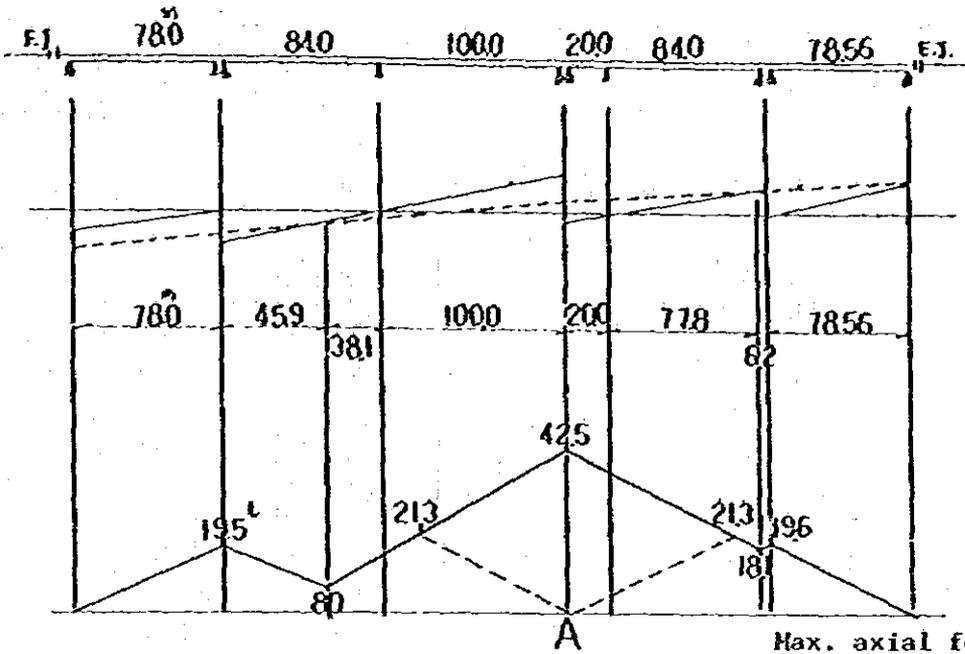


Fig. 2-32 C-Pier Analysis Model by Temperature Variation

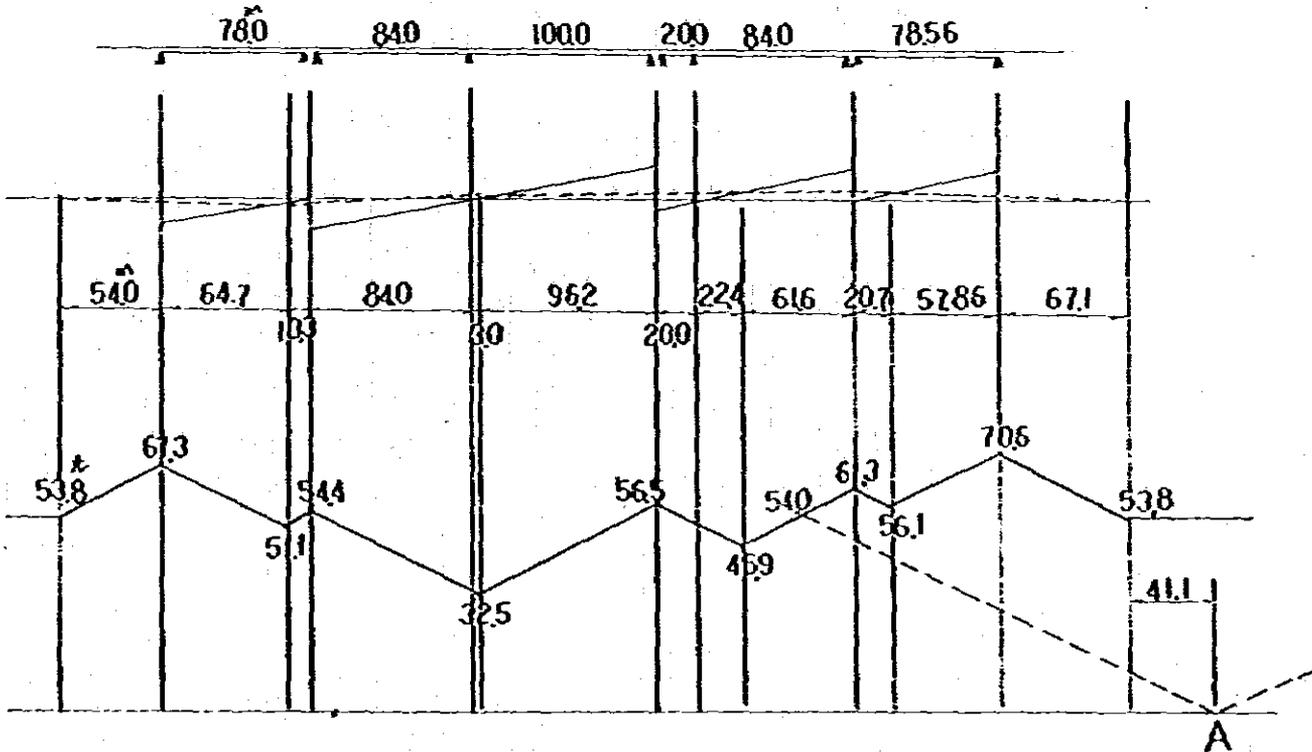
Table 2-5 Displacement of Pier C due to Temperature Variations

Temperature variation (Δt °C)	10	15	35	60
Horizontal displacement at the top end of Pier C (cm)	0.68	1.01	2.37	4.06



Max. axial force Pt=42.5t
 Opening at rail SD=2.68cm
 breakdown (Point A)

Fig. 2-33 Axial Force Distribution of Long Rail on the Bridge (with insertion of expansion joint to bridge end)



Max. axial force Pt=70.6t
 Opening at rail SD=9.57cm
 breakdown

Fig. 2-34 Axial Force Distribution of Long Rail on the Bridge (without insertion of expansion joint to bridge end)

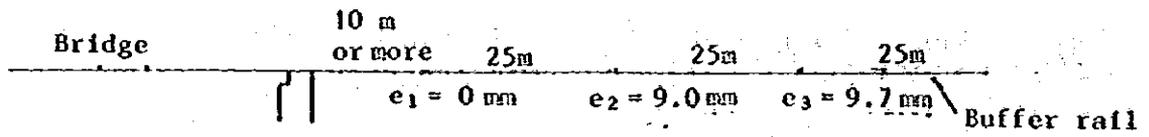


Fig. 2-35 Buffer Rail Joint Gap

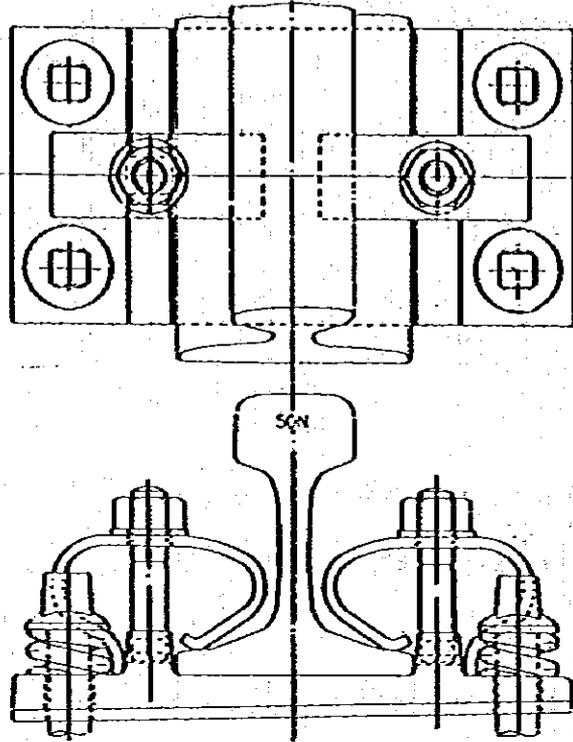


Fig. 2-36 Fastening Device (JNR TYPE 50 III)

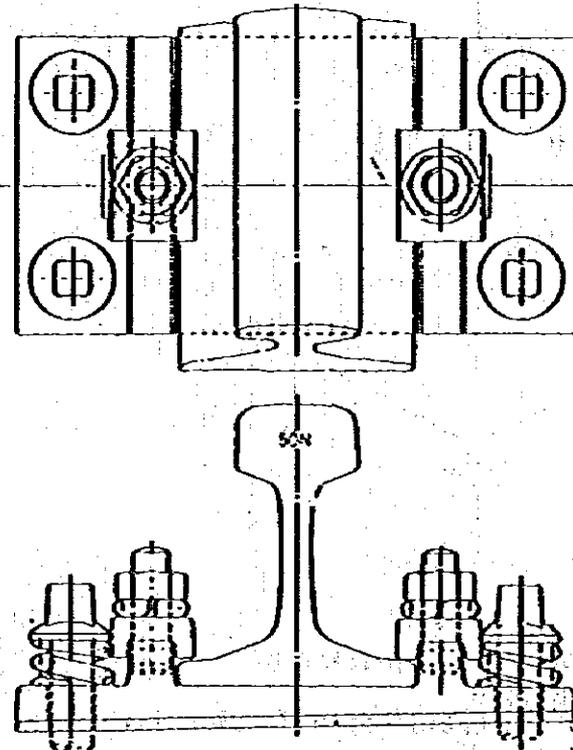
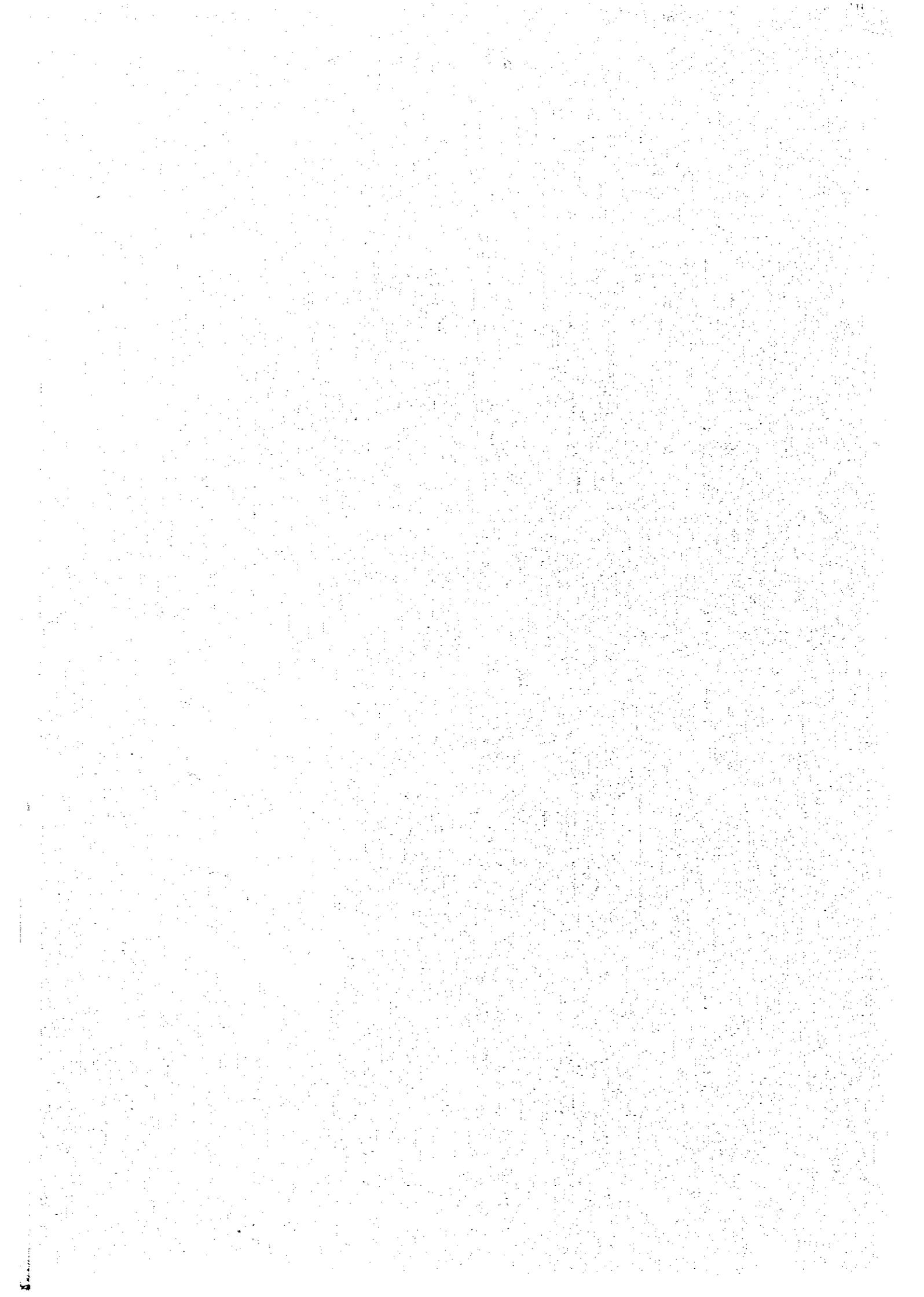


Fig. 2-37 Fastening Device (JNR TYPE 50 IV)

第3編 補修対策



第3編 補修対策

第1章 C・D橋脚の補修

第1節 橋脚補修の考え方

潜水夫によるC、D橋脚の水中部分の確認調査によると、橋脚の上、中段の境界部付近に、空洞、クラック等の変状の多いことが判明した。

したがって、橋脚の補修方法としては、主に橋脚の上、中段部の境界部付近の補強に重点を置いて計画している。

(1) C、D橋脚の補修は、旧橋脚躯体を厚さ50cm程度の外巻き鉄筋コンクリートにより補強する。

(2) 橋脚には地震力のような特別に大きな水平力は作用しない。

したがって、一時荷重時の水平力(制動荷重等)に対しては、旧橋脚断面で十分抵抗出来るものと考えられる。

(3) 補強鉄筋は、したがって最小鉄筋量にとどめる。

(4) 補修は水中での困難な施工となるため、出来るだけ省力化を考えた。

外巻き鉄筋コンクリートの打設に当っては、水中部はプレバクトコンクリート、水上部は普通コンクリートを考えており、鉄筋は鉄筋かごを予め陸上で組立てておき、建込むことを考えている。型枠は15㎡位のパネルを建込む。

なお、図-3.1～3.4にC、D橋脚補修のための設計一般図を示した。

第2節 設 計

設計計算については、APPENDIX：3-(II)に詳しく述べがあるが、それらを要約すると以下の通りである。

(1) 補修後の橋脚の応力度

応力度の検討を行なった断面は、C、D橋脚とも図3-5に示す断面である。検討を行なった荷重組合せは、

$$\text{死荷重} + \text{列車荷重} + \text{衝撃} + \text{縦荷重}$$

で、現在の単線時及び将来の複線化時について検討を行なった。

両橋脚とも、橋脚つけ根部(Section 3)で応力度が最大となり、その値は、表3-1に示すように非常に小さい。

(2) 補修後のケーソンの安定計算

地質調査および洗掘調査の結果をもとに、C・D橋脚補修後の安定計算を行なった。この検討は、ケーソン基礎が良好な地盤に支持されているかどうかを確認するものである。

その検討結果を、表3-2に示す。

表-3.1 C・D橋脚の応力度

		単位	C 橋 脚		D 橋 脚	
			単 線 時	複 線 化 時	単 線 時	複 線 化 時
断 面 力	モーメント	tf・m	4,802	4,802	4,802	4,802
	鉛直力	tf	5,093	5,528	5,104	5,539
	水平力	tf	232	232	232	232
コンクリートの応力度		kgf/cm ²	8.3	8.7	8.7	9.1
鉄筋の応力度		"	11	16	10	15
コンクリートのせん断応力度		"	0.3	0.3	0.3	0.3
コンクリートの許容応力度		"	80	80	80	80
鉄筋の許容応力度		"	1,800	1,800	1,800	1,800
コンクリートの許容せん断応力度		"	7.0	7.0	7.0	7.0

表-3.2 ケーソンの安定計算 (安定率)

	C 橋 脚		D 橋 脚		許容安全率 (Fa)
	単 線 時	複 線 化 時	単 線 時	複 線 化 時	
鉛直支持に関する安全率	7.09	6.75	7.05	6.72	2.0
水平支持に関する安全率	53.59	54.40	53.68	54.49	2.0
転倒に関する安全率	9.22	9.34	9.23	9.35	2.0

第3節 施工計画

(施工計画の詳細は、APPENDIX：3-1(3)に述べられている。

補修方法としては、主に橋脚上・中段部の境界部付近の補強に重点を置いて計画しており、旧橋脚軀体を、厚さ50cmの外巻き鉄筋コンクリートにより補強する。補強コンクリートは水中部ではプレバクトコンクリート、水上部では普通コンクリートを考えており、鉄筋は、予め陸上で網鉄筋に組立てておいたものを建込む。型枠は、15㎡位のパネルをクレーンによって建込む。

本補修工事の工程表を表3-3に、施工手順を図3-6、3-7に示す。

第4節 特記仕様書

Particular specificationはAPPENDIX：3-1(4)で、以下の項目にて本補修工事の仕様を詳細に述べている。

1. General condition
2. Preparatory work
3. Temporary pier construction
4. Chipping work of pier
5. Removal work of precast skirt
6. Removal work of concrete block and rubble-mounds
7. Dredging work
8. Piling sand bags work
9. Regular concrete
10. Prepacked concrete
11. Reinforcement

第5節 工事費の積算

別添の通りである。(Appendix 3-1(5))

第2章 沓の再セット

第1節 沓再セットの考え方

測量の結果によると、可動沓およびリンク部が大きく移動しており、沓の可能移動量を超えている箇所も見受けられ、沓の働きを十分果たしていないと考えられるため、沓を再セットして正規の状態に戻すこととした。

(1) 可動沓のうち、A橋台、B、F橋脚、およびリンク部については、正規の位置に再セットする。
 (2) E橋脚のみは、現在の沓の移動量が他に比べて少なく、まだ移動可能なため、再セットの必要がない。

(3) A、F橋台の沓の施工法は、可動沓の上沓をトラスのLower Chordとのセットボルトをはずして、横桁でジャッキアップを行い、上沓のみを移動して下沓の中心に合わせる。

(4) B橋脚の沓およびリンク部については、C橋脚の固定沓の下沓とベースプレーとの溶接を切り離して、Lower Chordで桁のジャッキアップを行い、アンカートラスおよびサスペンドトラスを同時にHaad yai 側に縦移動することにより、B橋脚の可動沓およびリンク部を正規の位置に戻す。

なお、図-3.7～3.9に沓再セットの計画図を示す。

第2節 設 計

設計計算書 (APPENDIX 3-2(1))に詳述する)ではSIMPLE SPAN及びANCHOR SPANの沓のリセットについて、部材の補強、必要治具の設計および必要機材の検討を行った。それらを要約すると以下の通りである。

(1) 荷重の考え方

設計計算に考慮する死荷重は現橋及び補修時を比較し、大きい側の現橋の値を使用した。左右の桁よりジャッキに作用する反力の不均等は20%を考慮した。

表-3.4 現橋の死荷重による各沓反力 (ton/沓)

SHOE SIDE	SIMPLE, SUSPENDED		ANCHOR	
	RAILWAY	HIGHWAY	RAILWAY	HIGHWAY
Movable	129.9	147.2	110.1	119.1
Fixed	129.9	147.2	405.2	449.5

(2) 許容応力度の考え方

現部材の許容応力度は元設計 (BS SPEC)の値、補強部材についてはSRT及びJNR SPECによった。

(3) SIMPLE SPAN

端横桁にジャッキを作用させ桁を扛上し、沓のリセットを行う。ジャッキに作用する反力は不均等を考慮して約180tとなり、能力250 tonのジャッキを用いる。端横桁はジャッキ位置に、既設の補強材の他に新規の補強材を溶接により取付け補強する。

(4) ANCHOR SPAN

下弦材にジャッキを作用させ桁を扛上及び縦送りし沓のリセットを行う。ジャッキ位置の反力は不均等を考慮して約540tであり、既設の補強材の他に新規の補強材を高力ボルトにより取付ける。