

タイ王国
ラマ六世橋建設計画調査
最終報告書
第2編(予備設計)

昭和57年 3 月

国際協力事業団

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12

JICA LIBRARY



1030714[8]

タイ王国
ラマ六世橋建設計画調査
最終報告書
第2編(予備設計)

昭和57年3月

国際協力事業団

開	—
CR(5)	
82-018 (1/2)	

国際協力事業団		
船	57.5.240	722
登録No.1	418830	61.5
		SDF ₂

序

文

日本国政府は、タイ国政府の要請に応じ、フェーズⅠ（フィージビリティ調査）及びフェーズⅡ（予備設計）からなるラマⅦ橋建設計画調査を行うことを決定、国際協力事業団がこれを実施した。

事業団は速藤輝一氏を団長とする調査団を1981年6月7日から1981年12月6日までタイ国へ派遣した。

調査団はタイ国政府関係者との意見交換および、現地調査を実施し帰国後の国内作業を経て今般ここに報告書提出の運びとなった。

この報告書が本プロジェクトの実現に役立つとともに、日本、タイ両国の友好関係促進に寄与することを希望する。

終りに、本調査に協力いただいたタイ国関係各位に対して深甚なる感謝を表したい。

昭和57年3月

国際協力事業団

総裁 有 田 圭 輔

ABBREVIATIONS

GOVERNMENT OFFICES:

BMA	Bangkok Metropolitan Administration
DOH	Department of Highway, Ministry of Communications
EGAT	Electricity Generating Authority of Thailand
JICA	Japan International Cooperation Agency
OECD	The Overseas Economic Cooperation Fund (Japan)
PWD	Department of Public Works, Ministry of Interior
RID	Royal Irrigation Department, Ministry of Agriculture and Cooperatives
RTASD	Royal Thai Armed Forces Survey Department, Ministry of Defence
SRT	The State Railway of Thailand

ECONOMICS:

IRR	Internal Rate of Return
NPV	Net Present Value

ENGINEERING:

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
BS	British Standard
DWT	Dead Weight Tonnage
GL	Ground Level
MSL	Mean Sea Level
HWL	High Water Level

概 要

I 背 景

Bangkok 市に於ける中環状道路の重要な一角を占める Chao Phraya 河新 RAMA VI 橋建設計画について、タイ国政府は、1980 年 7 月、日本政府に対して、フィージビリティ調査の実施を要請して来た。

日本政府は、この要請に応じて、RAMA VI 橋建設計画調査を実施することを決定し、JICA がこれを実施した。

調査は 1981 年 6 月より同年 12 月まで、フェーズⅠ（フィージビリティ調査）及びフェーズⅡ（予備設計）の 2 期に分けて実施され、同年 9 月には、前段のフェーズⅠの最終報告書が PWD に提出された。以後フェーズⅡの橋梁及び道路についての予備設計及び本案件についての経済評価検討が実施され、1981 年 12 月には、予備設計報告書原案が PWD に提出された。

PWD は報告書原案に対するコメントを、1982 年 1 月末 JICA に提出し、調査団はこれを分析するとともに原案に必要な改訂を加えた。

本報告書は以上の経緯を経て作成された、RAMA VI 橋建設計画調査に関するフェーズⅡ（予備設計）の最終報告書である。

Ⅱ 調 査

本調査のフェーズⅡ（予備設計）の目的は、フェーズⅠ（フィージビリティ調査）に於いて決定された、本案件の最適路線及び橋梁型式に基き、更に綿密な調査検討を行うことである。

フェーズⅠ（フィージビリティ調査）に於ける概略設計での設計設定条件は、今回のフェーズⅡ（予備設計）によって、殆んどその正当性が再確認された。

予備設計に於ける最も重要な変更は、Thonburi 側の平面交差部を小規模なトランペット型インターチェンジとしたことで、これは PWD 側の要望に特に応じて改訂された。

同じく Thonburi 側の鉄道跨道橋の形式が、タイ国鉄の将来の複線計画の関係で PC 鉄道橋から鋼橋に設計変更された。

以上 2 点の主要な設計変更を除くと、地形測量、土質調査、各構造の応力解析、交差点容量の検討等により得られた結論は、何れもフィージビリティ調査概略設計に於ける設計設定条件の妥当性を再確認させるものである。

Ⅲ 橋 梁

フィージビリティ調査の概略設計に於いて、主橋梁は 3 スパン（ $85+120+85m$ ）の Cantilevering 工法による PC 箱桁橋が型式として決定されており、予備設計に於いてはこれに基づいてより精度の高い設計を行った。

今回の予備設計に於いて、地形測量を実施したので、基準点測量によって作成された、より精密な $1/1,000$ 地形図に基づいて、フィージビリティ調査で提案された橋梁構造物の配置とスパン割を再検討したが、何れもフィージビリティ調査通りの設計で問題の無いことが確認された。

基 礎

また地質測量結果を用いて、陸上部の打ち込み杭の根入れ長を検討したが、フィージビリティ調査の推定値どおり、打止めは、それぞれ $MSL - 20m$ および $MLS - 45m$ が適当であることを再確認した。

PC 箱桁構造

フィージビリティ調査で主橋は 3 スパンの箱桁構造とすることが決定されているが、予備設計実施段階では更に車輛の走行性のよい連続桁にするか、あるいは、より経済的で施工も容易な、中央径間にスライティング・ヒンジを有する連続 T 型ラーメンにするかを検討した。

本橋の場合は、車輛の設計速度は $60km/h$ であり、スパン中央にヒンジがあっても、走行性には問題がないので、後者を選ぶことにした。

橋梁の幅員が、スパン中央から Bangkok 側橋端にかけて、連続した桁の範囲内で 29.3m から 38.46m まで変化するので桁断面の構成が、応力上からも施工の難易度からも、重要な問題となる。美観上外側の張り出し床版長を一定とすること、応力の流れをスムーズにするため連続した 1 本の主桁の範囲内では断面構成の急変を避けること、車道床版の純 (Clear) スパンを 7m 以下に押えること、等を条件として検討した結果、Thonburi 側の T フレームでは 1-Cell の 1-Box 断面とし、他方幅員の変化する Bangkok 側では、幅員の変化量に併せて Box 幅が変化する 2-Cell の 1-Box 断面を採用することにした。

このような構造形式に従って、構造解析を行い、桁高をはじめ部材各部の寸法を決定したが、スパン割はフィージビリティ調査原案どおりで良いことを確認した。

外 観

PWD より特に橋梁外観に留意するようにとのコメントが出されており、特に本橋の場合は、桁高に比べて計画高が低いので河川内の橋脚に於いては、フーチング (Pilecap) 天端と、主桁下端との間隔が小さく、通常の逆 T 型の橋台にすると、ずんぐりした奇異な外観となる。これを緩和するため橋脚の外形には工夫を凝らした。

高架橋

フィージビリティ調査に於ける道路設計の微調整に応じて、取付道路高架橋のスパン割にも若干の修正が行われている。フィージビリティ調査では穴あきスラブが提案されたが、中空用の型枠費や労務費を検討した結果、死荷重が増しても充実断面のスラブの方が経済的であることが判ったので、これに変更した。

鉄道跨道橋

予備設計実施段階で、タイ国鉄による現 R A M A VI 鉄道橋の複線化の計画調査が具体化し、若し複線化が実現した場合には、現 R A M A VI 橋の複線軌道間隔と同じ間隔での線増が可能となるように、当跨道橋の構造を検討し直す必要を生じた。そこで国鉄側の要望に応じて、フィージビリティ調査にて提案した下路型式の P C 鉄道橋を、予備設計では鋼橋で再設計した。これは P C 橋を採用すれば幅員が広いので線増の場合に、軌道間隔が 2m 以上広くならざるを得ないからである。

Ⅳ 道路及び線形

道路及び線形についても、フィージビリティ調査で提案された第Ⅲ案に基づき、1/1,000の地形図を用いて設計を行った。

Thonburi 側交差点

フィージビリティ調査で設計されたThonburi 側の平面交差点については、交差点と取付高架橋の端部との距離が短いため、平面交差の処理が困難である。このためPWDからのコメントもあり、交通の流れをよりスムーズなものとするために、小規模なトラソベット型インターチェンジに設計変更した。

平面線形

平面線形は两岸部の各コントロール・ポイントに基づき、Bangkok 側では $R = 1,500\text{ m}$ 、Thonburi 側では $R = 270\text{ m}$ 、 $A = 140\text{ m}$ の曲線を設け、主橋架部は直線を用いた。

縦断線形

本橋梁の河川部は、Chao Phraya 河の屈曲部に位置する。このため航路幅及び航路桁下高について検討を加え、縦断勾配を4%とした。

他方、Bangkok 側は2車線ランプ、Pibul-Wongsawang 交差点との距離が短いため、ランプ用の加減速車線を主橋上に設けざるを得なかった。結果としてBangkok 側の本線縦断線形は凹曲線と凸曲線とを組合せたものとなっている。

さらに、Thonburi 側では、鉄道跨道橋の下をくぐることになるので、道路の計画高は、跨道橋の桁高と、隣接する小運河のH W Lとに制約されることとなった。

横断構成

横断設計は基本的に、DOH及びBMAの両規格を準用した。何れも用地幅30m、6車線となっている。

車線幅員はDOH、BMAの幅員構成を参考にして、本橋および本線部を32.5m、側道部を30.0m、バス停留所部は27.0mとして設計した。

片勾配はThonburi 側のインターチェンジ曲線部で、80km/hの走行を考慮して、4%を採用している。

交差点処理

Bangkok 側の平面交差部は信号処理となるため、交差点の交通処理能力について詳細な容量計算を行った結果を用いて各流入部に於ける車線数を決定した。この結果RAMA VI 橋からの流入部は5車線を必要とし、最大となる。他の流入部については3～4車線で充分である。

Thonburi 側は将来交通量を考慮して、スムーズな処理が可能なトランペット型インターチェンジを採用した。

V 結 論

フェーズⅡ（予備設計）より得られた精度の高い数量に基き、工費の再積算を実施し、用地及び移転補償費についても、補足された資料を用いて算出した結果、本プロジェクトの建設費合計は 7.82 億バーツとなり、フィージビリティ調査に於ける試算結果であった 8 億バーツを約 2% 下廻った。その内訳は次の通りである。

建設費内訳 （単位 100 万バーツ 1981 年価格）

	外 貨	内 貨	計
工 事 費	2528	2530	5058
道 路	(408)	(442)	(850)
主橋梁	(1372)	(1168)	(2540)
高架橋	(68.4)	(870)	(1554)
鉄道橋	(64)	(50)	(114)
用地買収費	—	520	520
補 償 費	357	71.3	1070
予 備 費	282	382	665
行政事務費	254	25.2	506
建設費合計	3421	4398	7819

工事費については、道路及び橋梁構造物に若干の設計変更があったためフェーズⅠ（フィージビリティ調査）の試算値より約 600 万バーツ増加したが、用地及び補償費は減少、建設費合計で 1,700 万バーツ下廻る結果となっている。

本案件の便益についてはフェーズⅠ（フィージビリティ調査）で得られた値をそのまま用いて、現在価格（NPV）及び内部収益率（IRR）をそれぞれ次の通り算出した。

現在価格 （NPV） 66 億バーツ

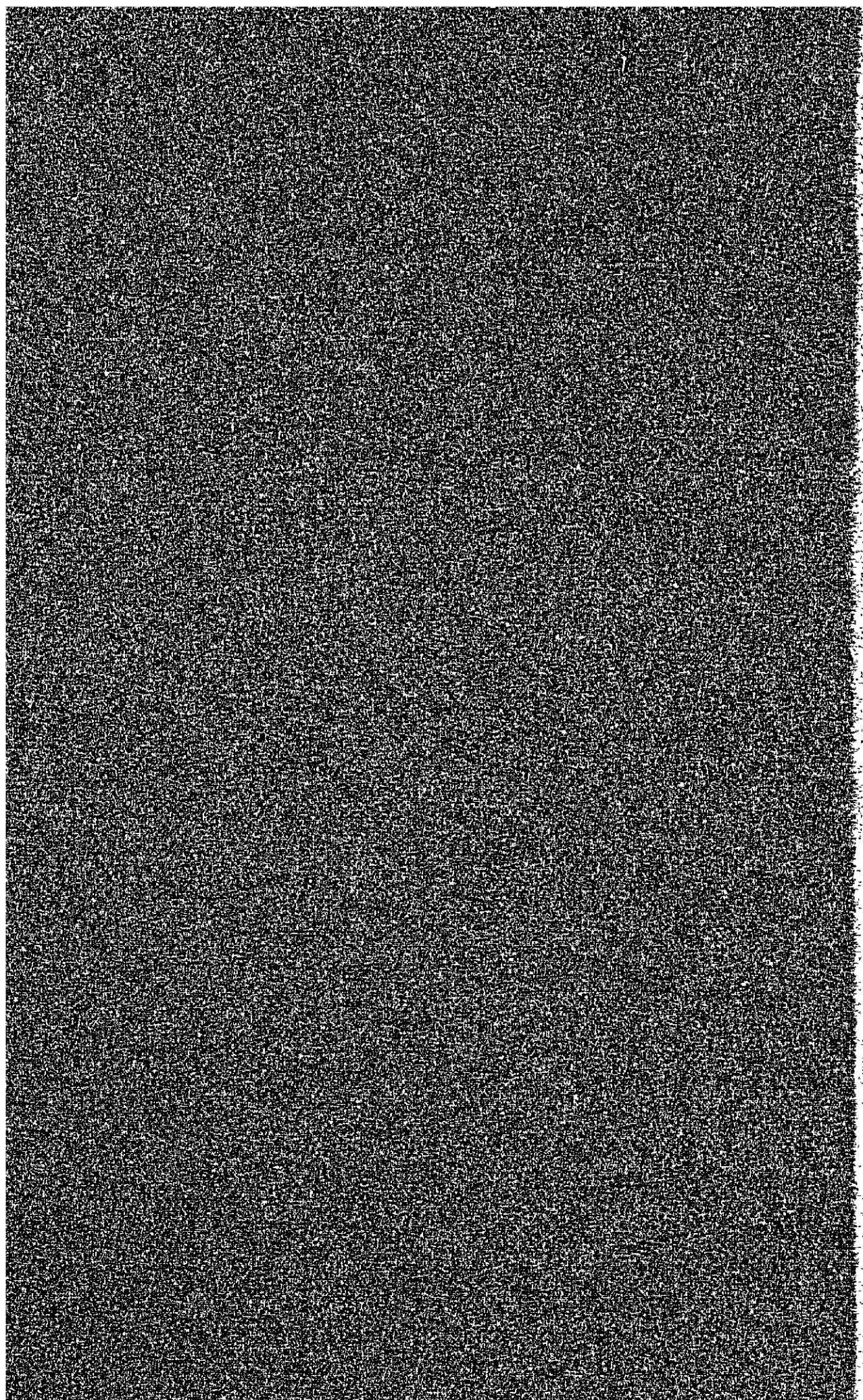
内部収益率 （IRR） 20.6%

何れの値もフィージビリティ調査に於ける試算を僅かに上廻り、本プロジェクトがフィージブルであることが、再確認された。

また内外貨費用の比率は、建設費総額に於いては内貨費用 56% に対し、外貨費用が 44% となるが、工事費のみについての同比率は 50%～50% となる。

また、年率 15% 及び 18% のインフレーションが今後続くものと仮定し、1983 年秋より 30 ケ月で完工せしめる実施計画に基づいて、支出事業費総額を試算すると、それぞれ 1224 億及び 1331 億バーツとなる。

以上により、新 RAMA VI 橋建設計画はフィージブルであり、早期着工が望ましいと考えられる。



目 次

ラマⅥ橋建設計画予備設計最終報告書

	頁
第1章 設計の背景	1-1
第2章 設計検討	2-1
2-1 目 的	2-1
2-2 概要とその方法	2-1
第3章 測量及び調査	3-1
3-1 基準点測量	3-1
3-2 水理調査・測量	3-2
3-3 地質調査	3-10
第4章 設計条件	4-1
4-1 幾何構造基準	4-1
4-2 構造物の設計条件	4-4
第5章 技術検討	5-1
5-1 道路設計及び線形設計	5-1
5-2 構造物設計	5-32
第6章 事業費積算	6-1
6-1 総事業費	6-1
6-2 建設工事費	6-1
6-3 用地買収費用と補償費用	6-1
第7章 修正経済評価	7-1
7-1 費用・便益比率	7-1
7-2 内部収益率	7-1
第8章 予算および財務分析	8-1
8-1 財務費用の予測	8-1
8-2 建設スケジュール	8-1
8-3 価格上昇の予測	8-2
8-4 全支出額の見積り	8-2
8-5 外貨部分	8-2

8 - 6	財源および金融条件	8 - 2
8 - 7	予 算	8 - 2
8 - 8	支払い計画	8 - 3
8 - 9	外貨借入分支払計画	8 - 5
第 9 章	工事実施計画	9 - 1
9 - 1	工事実施工程	9 - 1
9 - 2	契約準備	9 - 1
9 - 3	公共施設	9 - 2

TABLE

Page

3-1	QUANTITY OF FIELD EXPLORATION, FIELD AND LABORATORY TESTS	3-12
3-2	ELASTICITY SETTLEMENT BY PILE SIZE	3-14
3-3	ELASTICITY SETTLEMENT	3-17
3-4	LOAD FOR CONSOLIDATION SETTLEMENT	3-19
3-5	CONSOLIDATION SETTLEMENT	3-19
4-1	GEOMETRIC DESIGN CRITERIA	4-1
4-2	MAXIMUM SAFE SIDE FRICTION FACTORS	4-2
5-1	THE PEAK-HOUR RATIO	5-21
5-2	NUMBER OF LANE FOR ENTERING TRAFFIC	5-22
5-3	SATURATION TRAFFIC VOLUME	5-23
5-4	CALCULATED SATURATION DEGREE	5-24
5-5	GUIDE VALUES FOR RAMP DESIGN SPEED AS RELATED TO HIGHWAY DESIGN SPEED	5-26
5-6	DESIGN LENGTHS OF SPEED-CHANGE LANES	5-27
6-1	SUMMARY OF TOTAL PROJECT COST	6-2
6-2	SUMMARY OF CONSTRUCTION COSTS	6-2
6-3	COST BREAKDOWN	6-3
6-4	LAND ACQUISITION COST	6-9
6-5	COMPENSATION COST	6-9
7-1	CASHFLOW FOR IRR	7-2
8-1	SUMMARY OF DISBURSEMENTS	8-4

FIGURE

Page

2-1	WORK FLOW FOR PHASE II	2-3
3-1	LOCATION OF RIVER BED SURVEY	3-3
3-2	LINE NO. 1	3-4
3-3	LINE NO. 2	3-5
3-4	LINE NO. 3	3-6
3-5	LOCATION OF GAUGING STATIONS ON CHAO PHRAYA RIVER	3-8
3-6	LONGITUDINAL SECTION OF MAXIMUM FLOOD LEVELS BETWEEN MEMORIAL BRIDGE AND BANG SAI	3-9
3-7	LOCATION MAP OF SOIL SURVEY	3-11
3-8	SUMMARY OF SOIL CHARACTERISTICS	3-13
3-9	ALLOWABLE BEARING LOAD OF BORED PILE	3-15
3-10	ALLOWABLE BEARING LOAD OF CONCRETE PILES	3-16
3-11	CONDITIONS FOR CONSOLIDATION SETTLEMENT	3-18
3-12	RESULTS OF CONSOLIDATION SETTLEMENT FOR EMBANKMENT	3-20
3-13(1)	SAND SOURCES	3-22
3-13(2)	ROCK SOURCES	3-23
3-13(3)	LATERITE SOURCES	3-24
3-14(1)~(4)	DRILLING LOG	3-25~28
3-15	SOIL PROFILE ACROSS CHAO PHRAYA RIVER	3-29
4-1(1) (2)	HIGHWAY CARRIAGEWAY AND TRAFFIC LANES	4-6,7
4-2	DIMENSION OF HB VEHICLE	4-9
4-3	TYPE HA AND HIGHWAY LOADING IN COMBINATION	4-12
5-1	TRAFFIC CURRENT OF INTERCHANGE	5-1
5-2	LOCATION OF EXISTING BUS STOPS	5-2
5-3	EXISTING BUS ROUTE	5-3
5-4	FUTURE BUS ROUTE	5-3
5-5	PLAN OF BUS STOPS	5-4
5-6	CONTROL POINT OF BANGKOK SIDE	5-5
5-7	RAMPWAY & C.P.A.C.	5-6
5-8	CONTROL POINT OF THONBURI SIDE (1)	5-7
5-9	CONTROL POINT OF THONBURI SIDE (2)	5-8

FIGURE

Page

5-10	HORIZONTAL ALIGNMENT	5-9
5-11	NAVIGATION	5-11
5-12	CROSS SECTION OF MINOR BRIDGE	5-13
5-13	CONTROL POINT OF VERTICAL ALIGNMENT	5-13
5-14	DESIGN CONTROLS FOR CREST VERTICAL CURVES	5-14
5-15	TYPICAL CROSS SECTION	5-15
5-16	ROADWAY PLAN (BANGKOK SIDE)	5-17
5-17	ROADWAY PLAN (THONBURI SIDE)	5-18
5-18	VERTICAL ALIGNMENT OF RAMPWAY	5-19
5-19	ACCELERATION LANES PLAN	5-19
5-20	DECELERATION LANES PLAN	5-20
5-21	TRAFFIC FORECAST OF INTERSECTION	5-21
5-22	TRAFFIC FLOWS BY DIRECTION OF PEAK HOUR	5-22
5-23	SIGNAL PHASE	5-23
5-24	MINIMUM RADII FOR CURVES AT INTERSECTIONS	5-26
5-25	ESTIMATED TIME-CONSOLIDATION SETTLEMENT ON BANGKOK SIDE.....	5-29
5-26	ESTIMATED TIME-CONSOLIDATION SETTLEMENT ON THONBURI SIDE	5-29
5-27	CROSS SECTION OF MAIN BRIDGE	5-33
5-28	ALTERNATIVES OF MAIN PIER CONFIGURATION	5-38
5-29	CROSS SECTION OF VIADUCT	5-41
5-30	CONSTRUCTION SCHEDULE	5-45
9-1	IMPLEMENTATION SCHEDULE	9-3

Handwritten text, likely a letter or document, written in cursive script. The text is dense and covers most of the page.

Handwritten text, likely a letter or document, written in cursive script. The text is dense and covers most of the page.

第1章 設計の背景



第1章 設計の背景

Bangkok 首都圏を一周する中環状道路に於ける交通量の急激なる増加に対処する為、タイ政府は1980年7月日本政府に対し、次の項目を含む RAMA VI 橋建設プロジェクトのフィージビリティ調査を依頼してきた。

1. 現在の RAMA VI 橋の補強あるいはその近傍に於ける新橋建設に関するフィージビリティ調査
2. Nonthaburi・Samuthprakan 間に於ける Chao Phraya 河既設橋梁の補強あるいは新橋建設に関する発掘調査

この依頼に答えて、日本政府はタイ政府と協力してこの調査を行なう事を決め、日本政府側技術協力計画実施機関たる JICA は本計画の事前調査と調査内容の公式確認の為 1981 年3月多田浩彦博士を団長とする事前調査団を派遣した。

事前調査の結果により両者間に合意書がとりかわされ、そして JICA 派遣調査チームにより 1981 年5月より 11 ヶ月間で取付道路と接続道路を含む新橋建設のフィージビリティ調査が Bangkok に於いて行なわれた。

RAMA VI 橋調査は次の2段階によりなる；

第一段階は、当初3ヶ月間にフィージビリティ調査が行なわれ中間報告書（第一段階フィージビリティ調査報告書原案）が 1981 年9月4日 PWD へ提出された。そして第2段階として新橋の予備設計が次の3ヶ月間に行なわれた。

本報告書は調査開始後7ヶ月以内に PWD へ提出さるべき RAMA VI 橋予備設計最終報告書である。

第2章 設計検討



第2章 設計検討

2-1. 目的

本段階に於ける技術検討の主目的は最適設計法と施工法を提案する事であり、第一段階のフィージビリティ調査で行なわれた概略設計の精度をあげる事である。

橋梁予備設計は、主としてより詳しい構造解析を行なう事である。この作業はスパン割の決定と上下部構造主要寸法の決定である。応力計算では施工中及び完成後に於ける構造物の主要応力を求めている。

道路設計ではコントロールポイントに於ける所要空間の確認を含むより詳しい設計要素決定と、交差点やインターチェンジの交通コントロール計画とレイアウトと同時に土工・舗装及び排水のより詳しい設計を行なっている。

フィージビリティ調査報告書<案>提出後PWDより出されたコメントは十分に検討され、設計に於いて多くの比較案の検討及び改良がなされた。最適と考えられる案についての橋梁と道路の設計がなされた後、より精度の高い工事費精算と、それをベースにした経済評価が再度行なわれた。

タイ政府と日本政府間合意書の条文に従って、既存Krung Thon 橋及びKrung Thep 橋の耐久性と補修の実施可能性の検討も一緒に行なわれ、その報告書は本報告書に別冊として添附されている。

2-2. 概要とその方法

2-2-1. 第二段階に於ける作業概要

予備設計に於ける作業概要は、測量・調査及び設計よりなり、また、第一段階になされた経済性の再評価がなされている。

更に第二段階の本報告書では財政及び財務検討と実施計画がつけ加えられている。

(1) 測量・調査

測量・調査作業には基準点測量、水理調査及び地質調査が含まれる。

1) 基準点測量

基準点測量はPWD提供の航空写真をベースにして行なわれた。写真は地上測量によって修正されそして今後の路線設計と用地幅計画の為に作られた。地上測量は縮尺1/1,500のモザイク地図の精度をあげる為になされた。

2) 水理調査

音波深浅測量は橋梁設計に影響を与える障害物や深い河床洗堀の有無を調べる為に行なわれた。

3) 地質調査

新橋及び取付高架橋の基礎構造物設計並びに盛土・路盤の設計に必要な支持地盤と中間地盤の地質調査が行なわれた。河川内2本、陸上2本計4本のボーリングが行なわれかつ土質試験の結果も得られた。

(2) 技術検討

この段階の技術検討作業に於いて、高架橋・交差点及びインターチェンジ等道路部分の設計について技術的見地よりより高い精度の応力解析と理論的解析が行なわれた。技術検討は主橋・陸上部高架橋・鉄道橋及びクローン部橋梁の設計条件及び構造解析に関する記述よりなっている。

全工事の修正工事費は橋梁工事費・道路工事費・用地買収費及び補修費を含んでいる。

(3) Krung Thon 橋と Krung Thep 橋の補修検討

当該2橋の損傷状況に関する総合的な調査と構造解析が行なわれ、技術的提案書が本報告書の別冊として提出された。

2-2-2. 検討方法

第2段階検討の作業方法は図2-1のフローチャートに示されている。

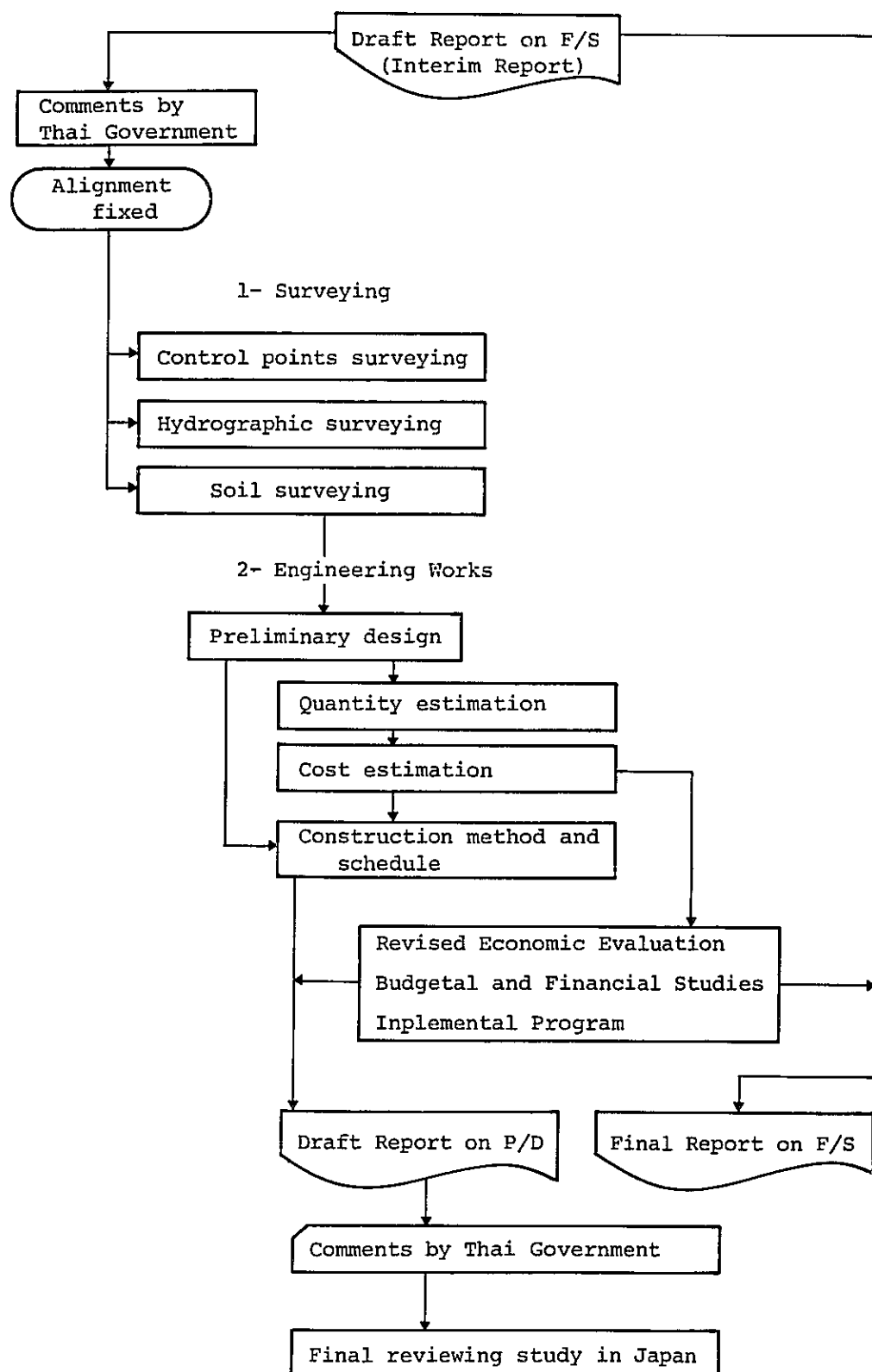


FIG. 2-1 WORK FLOW FOR PHASE II

第3章 測量及び調査



第3章 測量及び調査

3-1. 基準点測量

3-1-1. 基準点測量

第2段階の予備設計に於いて、設計作業は1/6,600航空写真より作成した1/1,000モザイク写真を用いて行なうよう計画されていた。このモザイク写真作成の為トラバース測量が現地の測量業者により行なわれ十数個の基準点が設計予定地周辺に設けられた。路線選定に必要なデータを得る為、障害物件の現地調査もあわせて行なわれた。

(1) 基準点

各基準点には長さ約1mの鋼管が地中に打ち込まれ、頭部をコンクリートで固めた後頂部に鉄釘が埋込まれた。また、将来の再使用を考え、基準点R₁とR₂、R₁₄とR₁₅は互いに見通せる位置に設けられた。

(2) トラバース測量

基準座標はPWDと協議の後決定された。タイ陸軍測量部作成の1/50,000地図上に基準点R₁がプロットされ、座標値E = 665,450.000m, N = 1,529,050.000mが得られた。次に方位角は基準点R₁に於いて磁石を用いて決定された。

座標計算は15ヶの基準点を結んだ閉合トラバースとして行なわれ、所要精度は閉合該差比1/5000以下とされた。

(3) 現地調査

PWD提供の航空写真は1980年3月に撮影されたもので、それ以降調査区域内に種々の建造物がたてられている為、路線選定の内正確なデータを提供する為調査区域内の障害となる建物及び鉄塔等の現地調査が行なわれた。

(4) その他

主要点5ヶ所に於いて道路計画中心線の両側夫々50mについて横断水準測量が行なわれた。また、縮尺1/1,620航空写真を用いて写真上にない新しく建てられた建物の位置を求める内の現地調査が行なわれた。

3-1-2. コメント

本調査の為にPWDより提供された縮尺1/6,600の航空写真には飛行高度、焦点距離や傾斜度等詳しい撮影条件が不明である。そこで本プロジェクトの次の段階である詳細設計の前により詳細かつ正確なる地図を作る事を提案する。

この地図作成方法として2つの方法が考えられる、ひとつは修正航空写真測量法であり、もうひとつは平板あるいはトランシットと標尺を用いた地上測量法である。この中で平板を用いた測量法は最も日数を必要とするが同時に最も精度のよい地図が得られる。本プロジ

ェクト区域は人家密集の市街地なので、平板測量による精度の高い地図を詳細設計に用いる事をおすすめする。

3-2. 水理調査・測量

予備設計の為に正確なデータと情報を得る為、次の水理調査・測量が行なわれた。

- Chao Phraya 河河床深浅測量
- Chao Phraya 河水位及び流速に関する既往データ調査

3-2-1. Chao Phraya 河河床深浅測量

深い河床洗堀と河川内障害物の有無或いはその位置を確認する為音波探知機による河床深浅測量が河川横断方向に3本行なわれた。

その結果次の如き事が確認された；

- 1) 新橋予定地の近くには障害物あるいは深い河床洗堀共に発見されなかった。
- 2) 深浅測量データは河が曲っている事の影響は河床にあらわれていない事を示している。
- 3) 最も深い地点で河床はMSL - 1 4.5 mである。
- 4) 河川中心部に於いて河床深さMSL - 1 0.0 mの部分が幅約200mにわたって存在する。深浅測量の結果は図3-1～図3-4に示される。

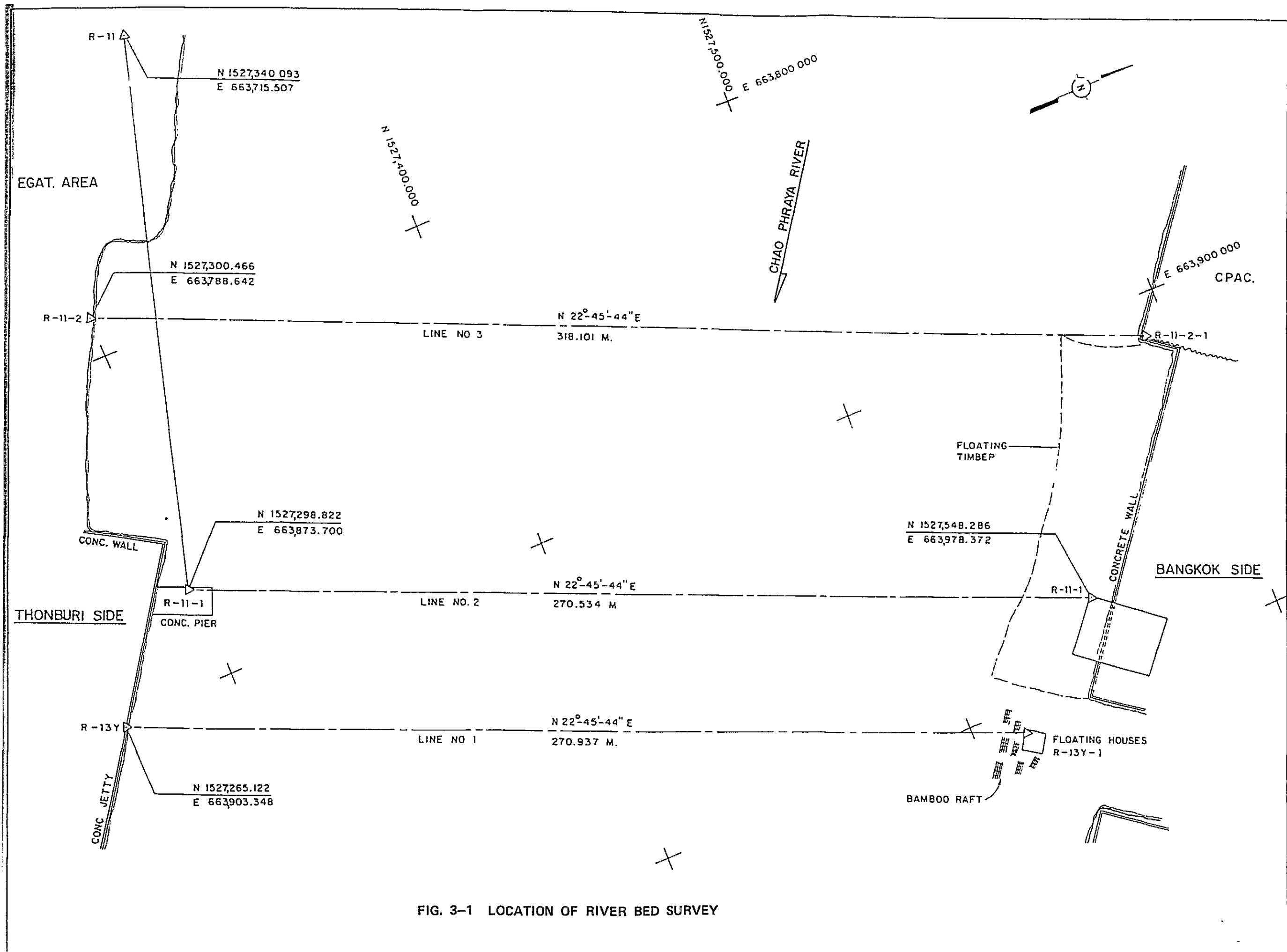


FIG. 3-1 LOCATION OF RIVER BED SURVEY

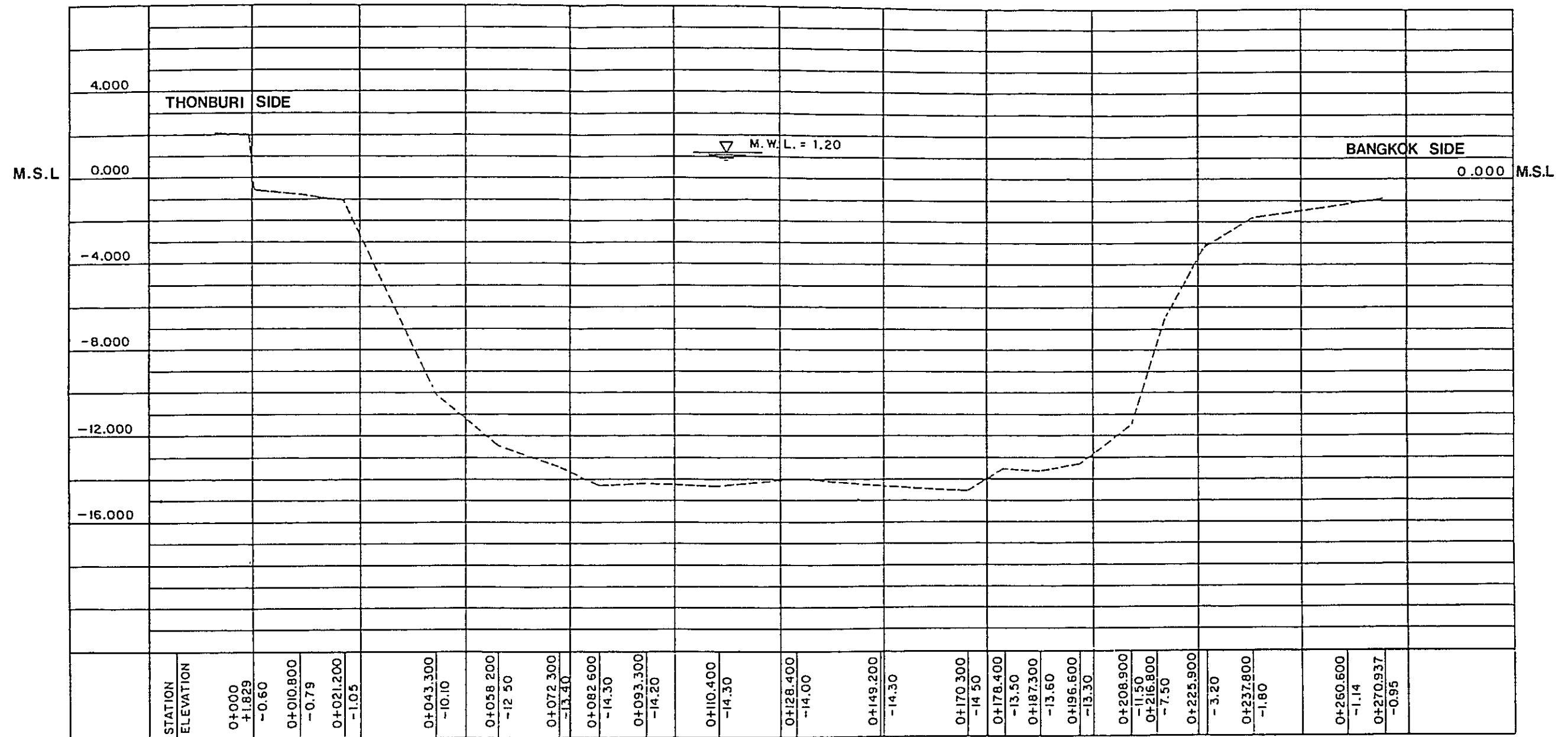


FIG. 3-2 LINE NO. 1

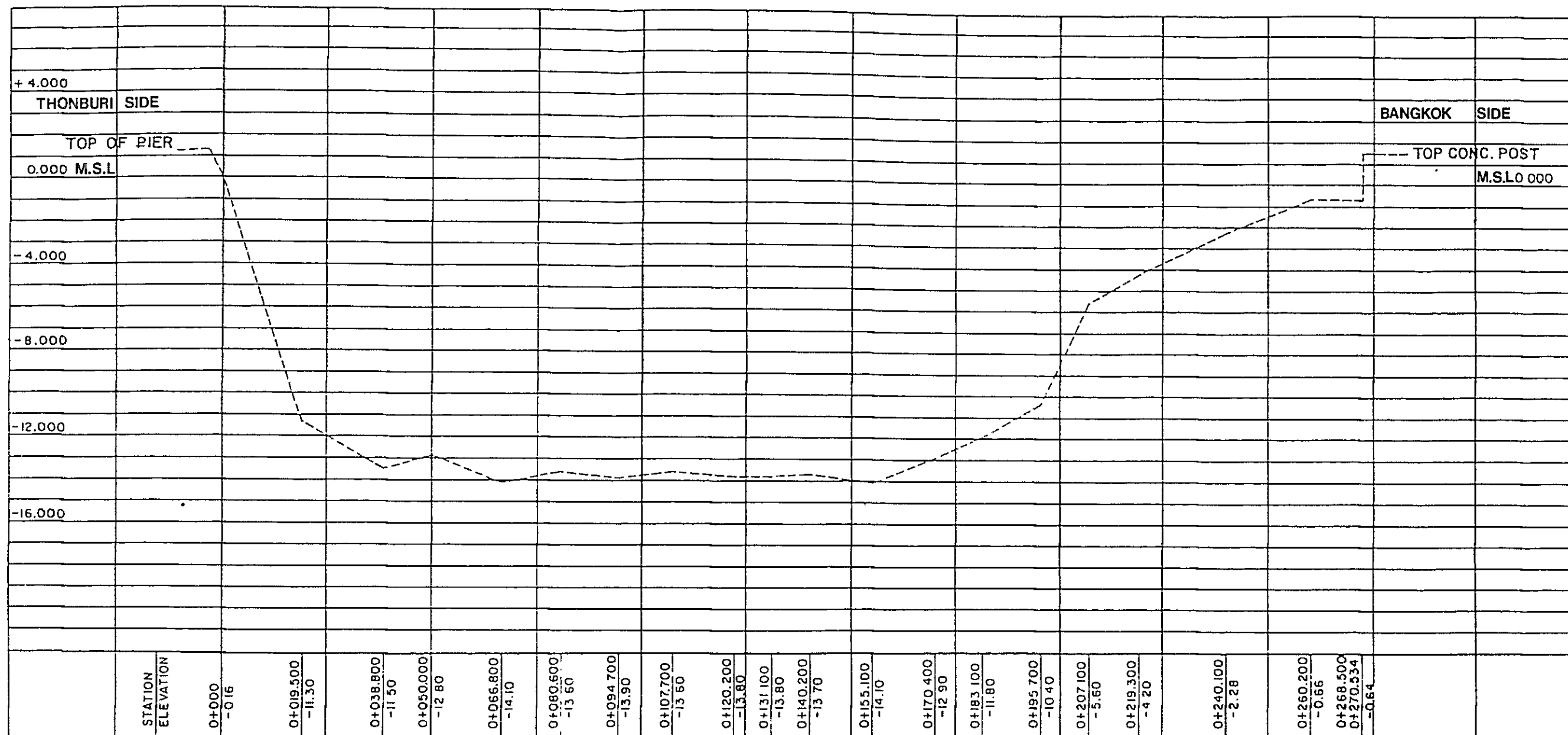


FIG. 3-3 LINE NO. 2

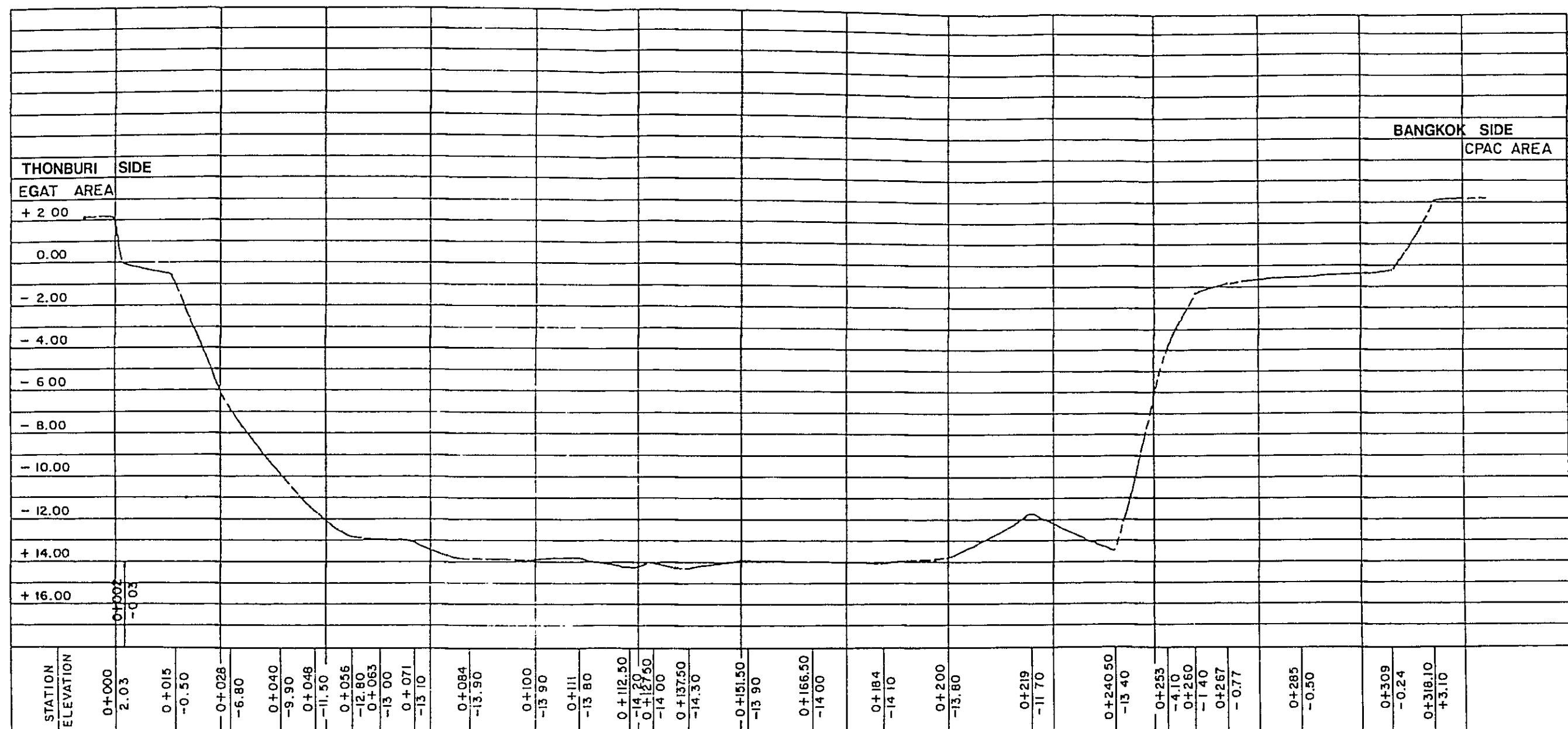


FIG. 3-4 LINE NO. 3

3-2-2. Chao Phraya 河水位及び流速調査

予備設計の為に水文及び水理データが集められた。それは次の各事項についてである；

HWL

最大流速

これらについては下記の各官庁よりデータや資料をえる事が出来る。

- Public Works Department, Ministry of Interior (PWD)
- Royal Irrigation Department (RID)
- Harbours Department, Ministry of Communications
- Hydrographic Department, Royal Thai Navy
- Metrological Department, Ministry of Communications
- Asian Institute of Technology (AIT)
- Electricity Generating Authority of Thailand (EGAT)
- Metropolitan Water Works Authority (MWWA)
- Port Authority of Thailand

調査の結果新 RAMA VI 橋予備設計に対し次の如き条件が定まった。

(1) HWL

現 RAMA VI 橋のデータは HWL として $MSL + 1.829m$ を示している。然しこの 20 年間河岸の建設や盛土によって河幅は減少してきている。この事を考慮して新橋予定地に於ける HWL は $MSL +$ 約 $2.00m$ と考えられる。また、次に示す各種報告書にも同じような値が示されている。

Charan Sanitwong 道路詳細設計図 (DOH)

Nonthaburi 橋及び Pathumthani 橋予備設計報告書

よって本予備設計に於ては HWL として $MSL + 2.00m$ を採用する。

(2) 最大流速

この 10 年間に Chao Phraya 河を横断する 4 つの橋の詳細設計がなされた。これらのレポートの中では、橋梁設計用の河川の最大流速として $3.00m/sec$ が用いられている。一方位置的にみて新 RAMA VI 橋は新 Nonthaburi 橋と Sathorn 橋の間にある。これらを考慮して河川部橋梁基礎構造の設計には最大流速として $V = 3.00m/sec$ を採用する。

なお、参考迄に Chao Phraya 河水位観測所の位置図と Memorial 橋と Bang Sai 間の推定 HWL 縦断図を図 3-5 と図 3-6 に示す。

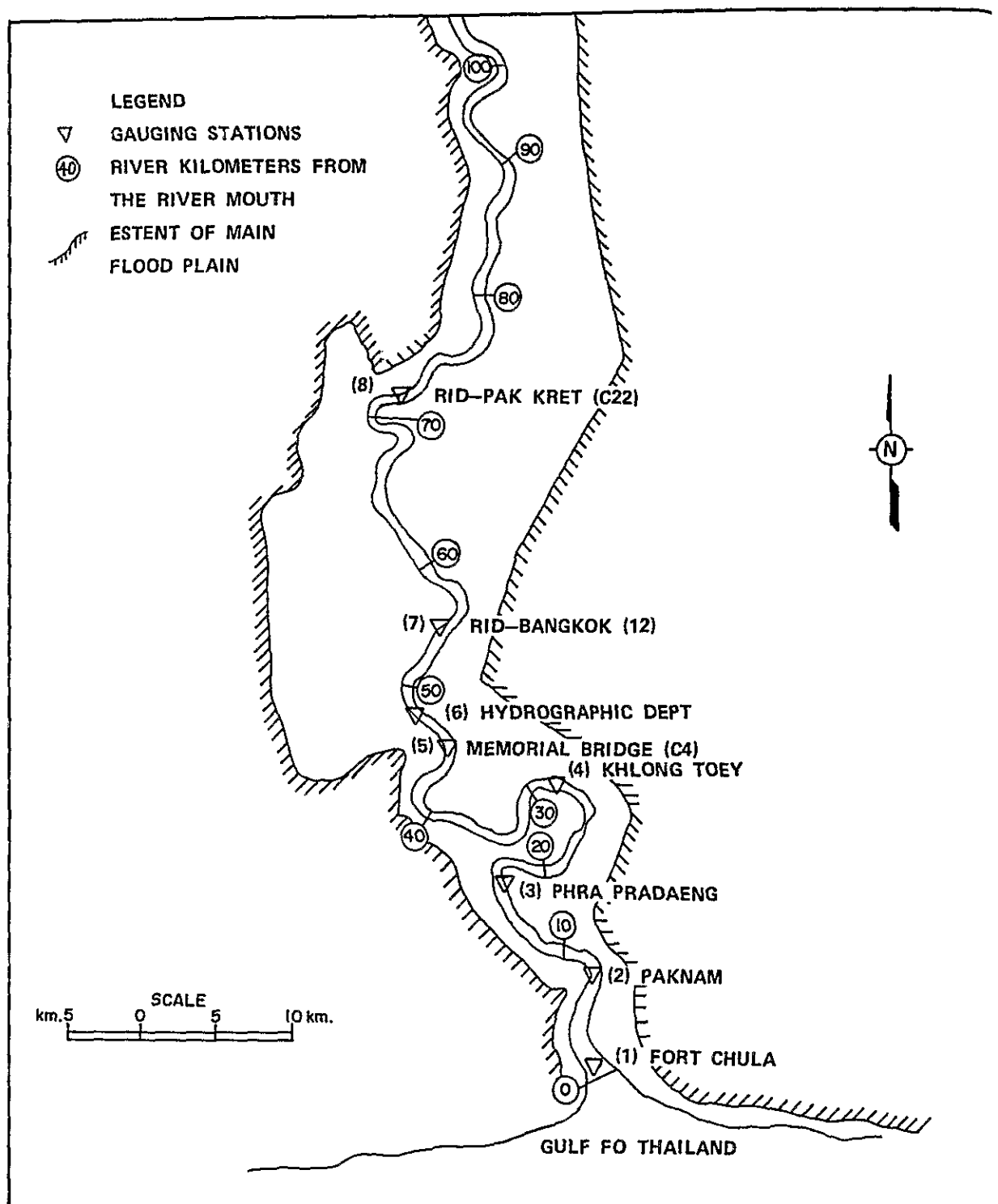


FIG. 3-5 LOCATION OF GAUGING STATIONS ON CHAO PHRAYA RIVER

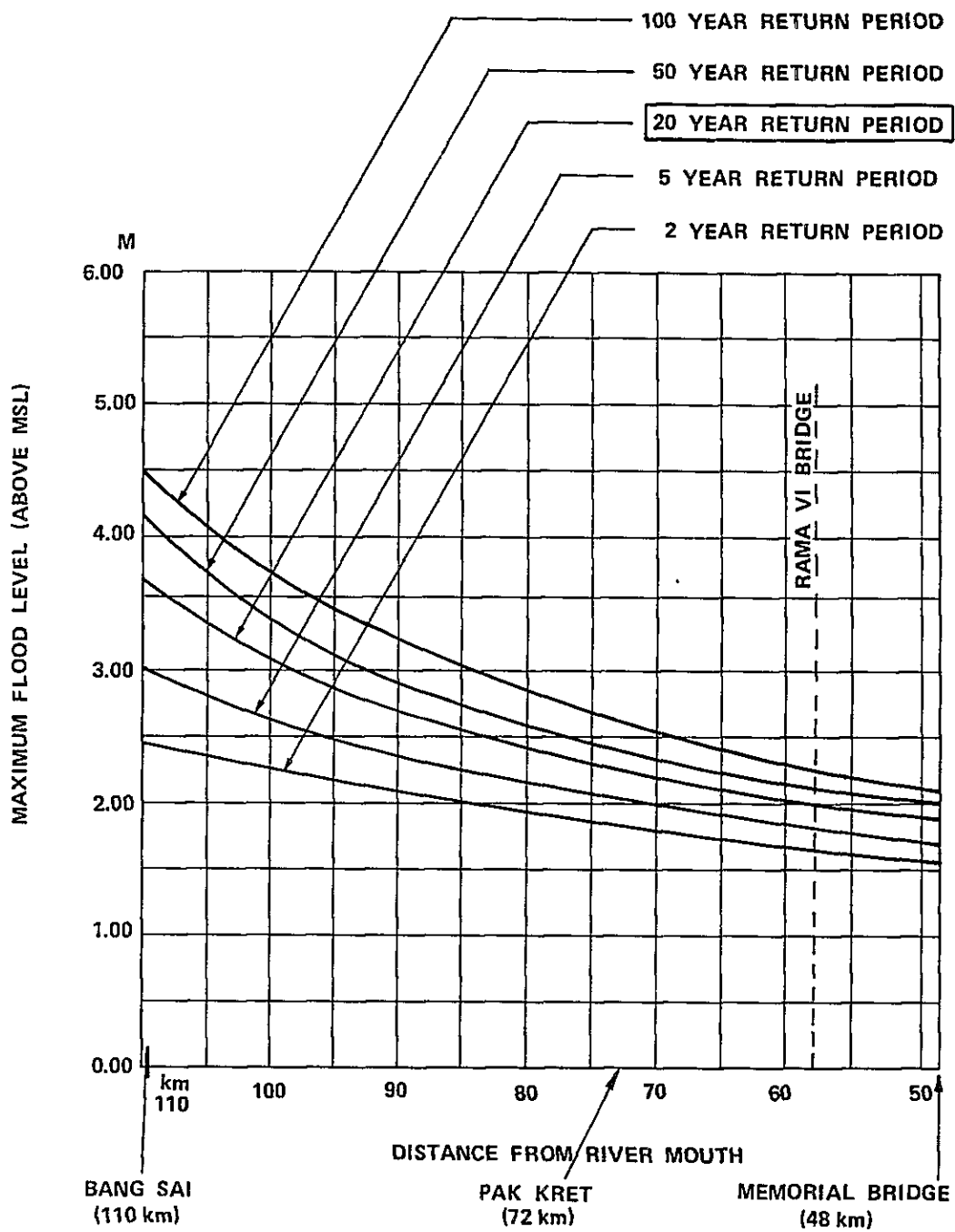


FIG. 3-6 LONGTUDINAL SECTION OF MAXIMUM FLOOD LEVELS BETWEEN MEMORIAL BRIDGE AND BANG SAI

3-3. 地 質 調 査

3-3-1. 概 要

新RAMA VI橋の予備設計に必要なデータを得る為に支持地盤調査が行なわれた。ボーリング・ハンドオーガー・テストピット・標準貫入試験及び土質室内試験よりなる調査が予定路線に沿って陸上及び水上で行なわれた。栈梁予定地の地層は上部から順に

Weathered Bangkok Clay (Fill)

Soft Bangkok Clay (Ac)

Stiff Bangkok Clay (Dc)

Dense Sand (Dsu, Dsl) なる層よりなっている事が判った。地質調査地点の位置は図3-7に示す。支持地盤調査の結果は次章3-3-2で述べる。

各種の基礎構造についての技術的検討は3-3-3にて述べている。現場と室内試験の結果は表3-2にまとめられている。

3-3-2. 支持地盤調査の結果

ボーリング・標準貫入試験及び室内試験の結果は図3-8に示され、それは支持地盤の特性値と土質分類を示している。柱状図は図3-14(1)から図3-14(4)に示され、Chao Phraya 河部地層縦断は図3-15に示される。

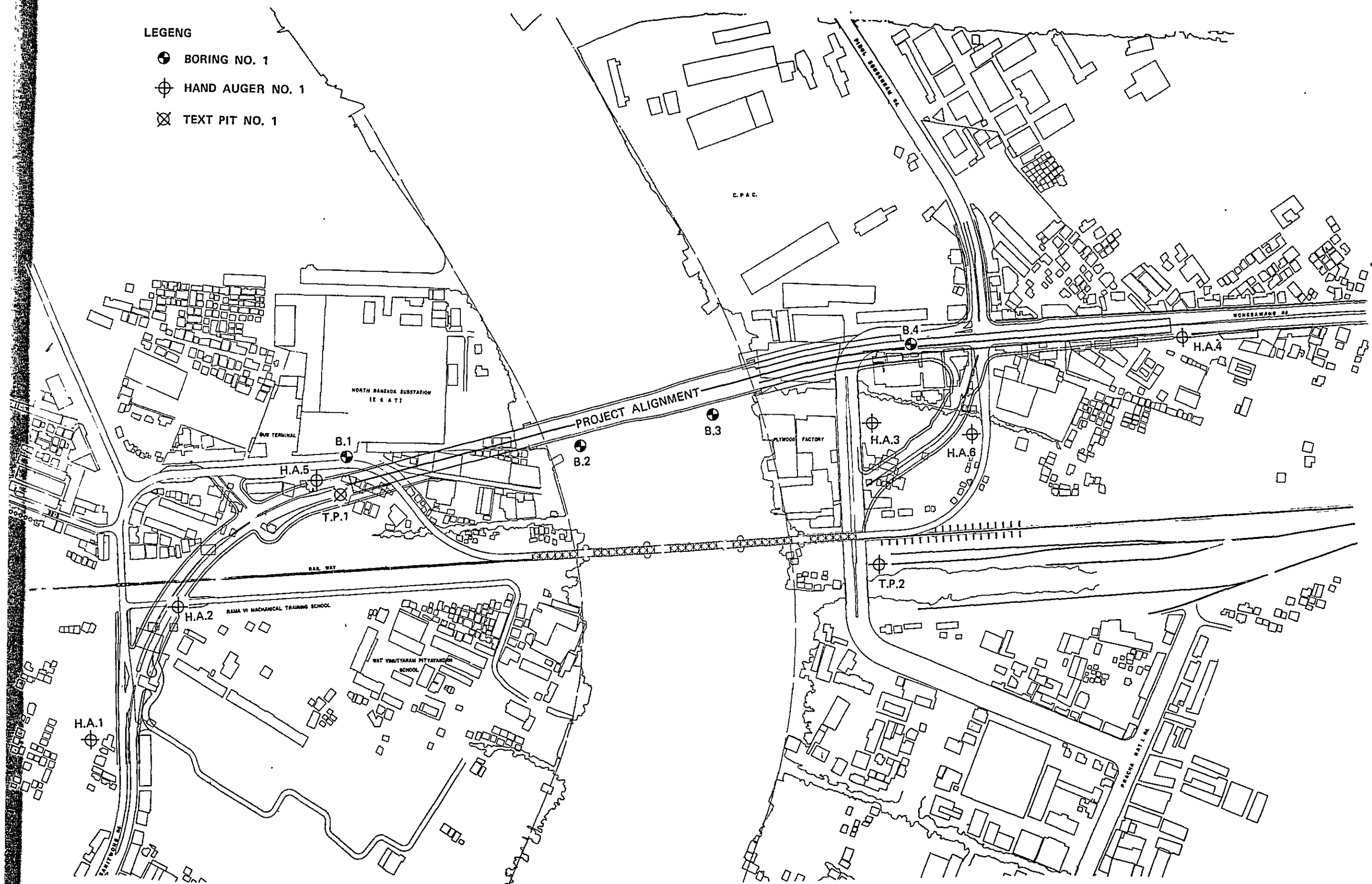


FIG. 3-7 LOCATION MAP OF SOIL SURVEY

Table 3-1 Quantity of Field Exploration, Field and Laboratory Tests

Type of Investigation	Deep Boring					Soil Investigation Hand - Auger						Test Pits		Total
	B1	B2	B3	B4	B4	HA1	HA2	HA3	HA4	HA5	HA6	TP1	TP2	
Boring No.	Tbri	Off-Shore	Off-Shore	BKK	BKK	Tbri	Tbri	BKK	BKK	Tbri	BKK	Tbri	BKK	-
Location														-
Elevation (M.S.L.) (m)	+2.33	-12.77	-10.59	+2.02	+1.39	+0.93	+1.23	+1.49	+1.86	+1.56				-
Ground Water Table (EL m)	+1.33	+0.73	+0.51	+1.22	+1.19	+0.93	+1.13	+1.19	+1.46	+0.86				-
Depth, m	47	45	45	44	3	3	2.5	3	3	3	2	1.5	202	
Undisturbed Sampling	11	4	5	13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	33
Standard Penetration Test	36	45	44	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	160
Natural Water Content	11	-	2	13	-	-	-	-	-	-	-	2	2	30
Liquid & Plastic Limits	11	-	2	13	-	-	-	-	-	-	-	2	2	30
Sieve Analysis	11	-	2	13	-	-	-	-	-	-	-	2	2	30
Hydrometer Analysis	9	-	2	13	-	-	-	-	-	-	-	2	2	28
Specific Gravity	9	-	2	13	-	-	-	-	-	-	-	2	2	28
Unit Weight	9	-	-	13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	22
Unconfined Compression	9	-	-	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21
Consolidation	7	-	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12
Compaction	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	2	4
C B R	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	2	4

(NOTE) Tbri = Thonburi, BKK = Bangkok

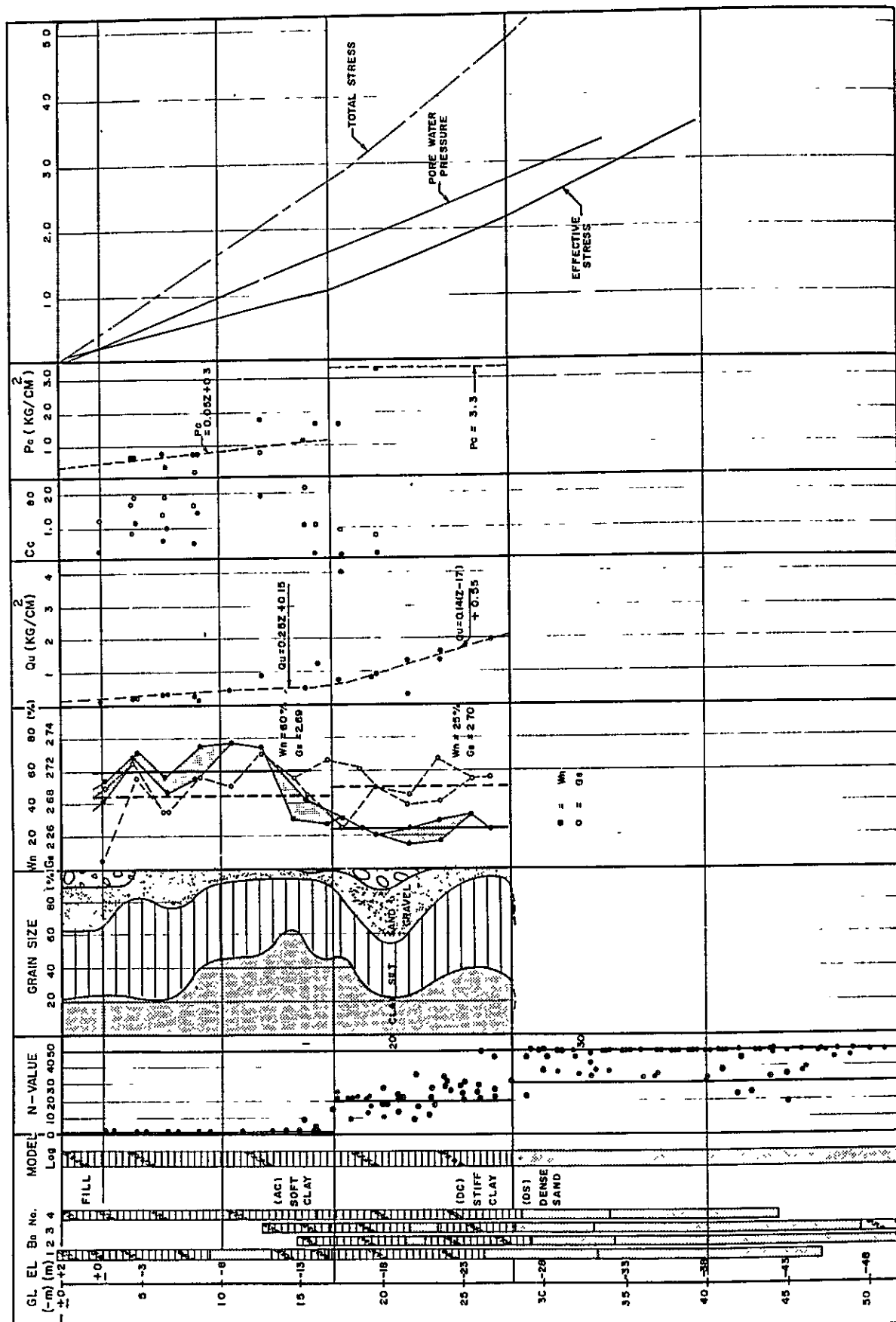


FIG. 3-8 SUMMARY SUBSOIL CHARACTERISTICS

3-3-3. 技術検討

新 RAMA VI 橋の基礎検討は次の各項について行なった。

- 杭基礎
- 盛土の沈下
- 盛土とコンクリートの為の骨材

(1) 杭 基 礎

新橋の杭基礎は次の如くである。

構造物	杭種
1) 河川部橋脚	現場打鉄筋コンクリート杭
2) 陸上部橋脚及び橋台	既製コンクリート杭

杭基礎の技術検討は次の項目 a) ～ c) について記述する。

- a) 杭基礎の許容鉛直支持力
- b) 杭基礎の弾性沈下
- c) 既製コンクリート杭先端部固結粘土の圧沈沈下

上記の技術検討は「道路橋下部構造設計指針」昭和 55 年 3 月－日本道路協会版にのって行なった。

a) 杭基礎の許容鉛直支持力

河川部の現場打鉄筋コンクリート杭（直径 1.50 m）と陸上部の既製コンクリート杭の推定許容鉛直支持力値は図 3-9 及び図 3-10 に示される。図 3-10 に於いて 3 種類の杭サイズ（35 cm × 35 cm、40 × 40 及び 52.5 × 52.5 cm）に対する支持力の値が示されている。これらのコンクリート杭を地表面より 2.6 m 下にある非常に締った砂層に 2 ～ 3 m 以上貫入させる事が出来るとは考えられない。

b) 本項では杭先端部にある締った砂層に生じる弾性沈下量についての推定計算を行なう。

この推定計算は杭支持力の 75 % の鉛直反力が杭先端に伝わるとの仮定の下に行なわれている。

Table 3-2 Elasticity Settlement by Pile Size

Pile	Ra (t)	75% Ra (t) V	Layer of Pile Tip	N Value
35 x 35 cm	50	37.5	Dc	20
40 x 40 cm	80	60	Ds	30
52.5 x 52.5 cm	100	75	Ds	30

The results of elasticity settlement calculations are shown in Table 3-4.

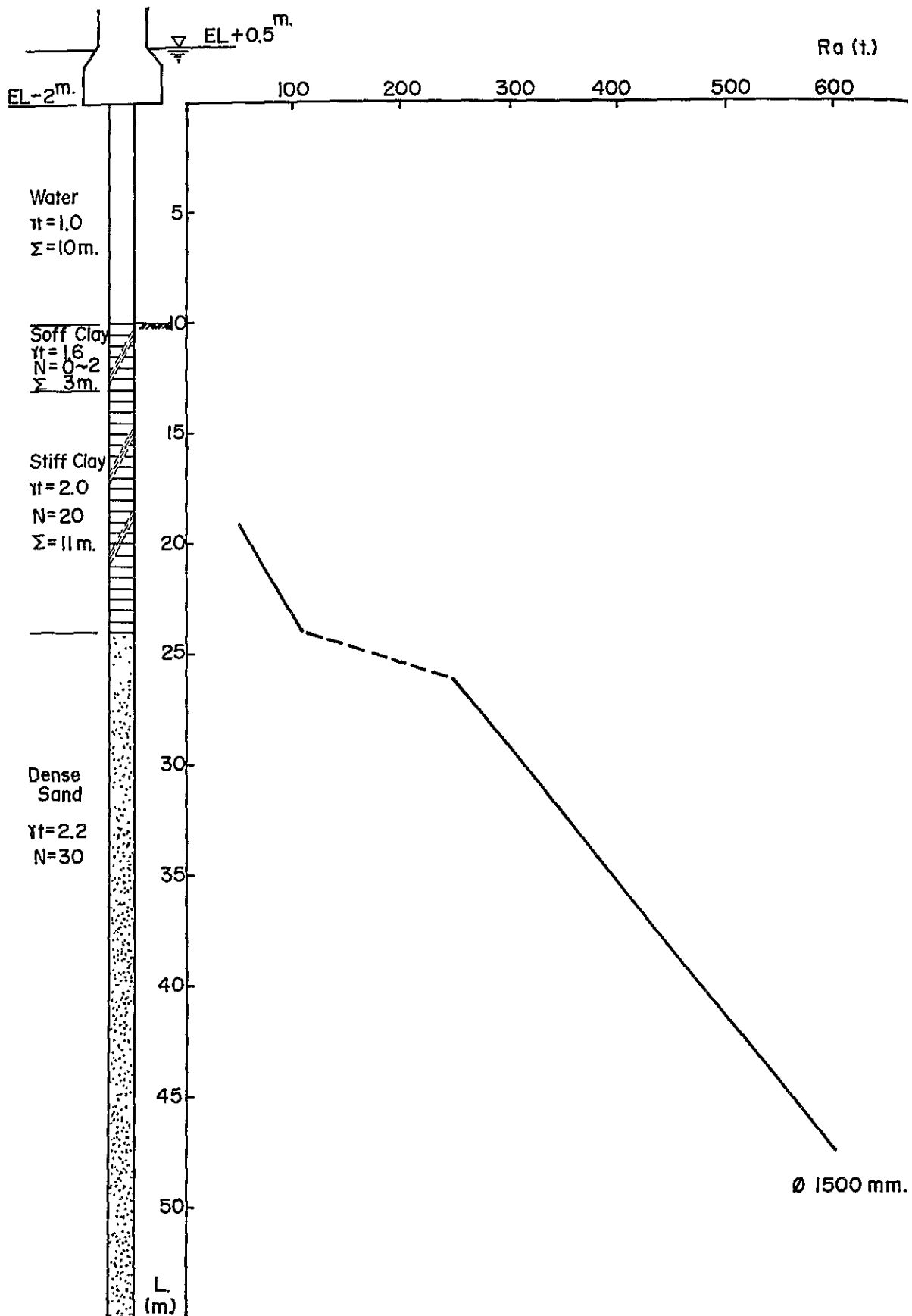


FIG. 3-9 ALLOWABLE BEARING LOAD OF BORED PILE

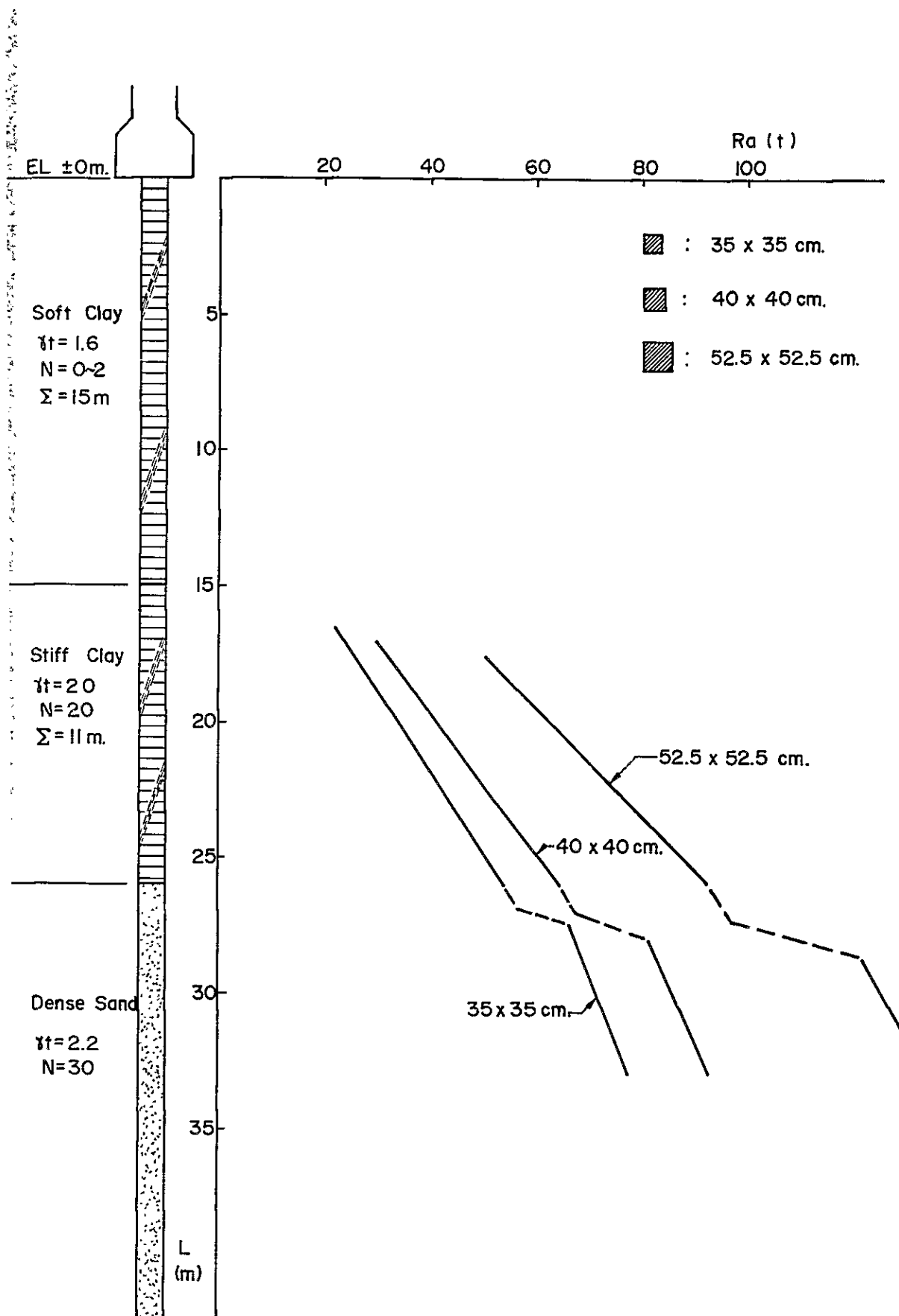


FIG. 3-10 ALLOWABLE BEARING LOAD OF CONCRETE PILES

Table 3-3 Elasticity Settlement

	$\phi=35\text{cm} \times 35\text{cm}$	$\phi=40\text{cm} \times 40\text{cm}$	$\phi=52.5\text{cm} \times 52.5\text{cm}$
A or AV (cm ²)	1225	1600	2756.25
BV = AV	35	40	52.5
Eo = 28N(kg/m ²)	560	840	840
$Kvo = \frac{1}{30} \propto Eo$ (kg/cm ³)	18.7	28	28
$KV=12.8Kvo \cdot BV^{(-3/4)}$ (kg/cm ³)	16.6	22.5	18.4
$\frac{1}{Kv}$ (cm ³ /kg)	0.060	0.044	0.054
V (kg)	37,500	60,000	75,000
$\frac{V}{A}$ (kg/cm ²)	30.6	37.5	27.2
$\sigma_v = \frac{1}{Kv} \cdot \frac{V}{A}$ (cm)	1.84	1.67	1.48

c) 既製コンクリート杭先端部固い粘土層の圧密沈下

コンクリート杭先端の計画深さは地表面より15～26m下の範囲に分布する固い粘土層の中間にある。

杭径・杭長及び荷重は次の通りである。

$$35\text{cm} \times 35\text{cm} \quad , L=20\text{m} \quad , Ra=22.5\text{t}$$

$$40\text{cm} \times 40\text{cm} \quad , L=21\text{m} \quad , Ra=44.8\text{t}$$

$$52.5\text{cm} \times 52.5\text{cm} \quad , L=22\text{m} \quad , Ra=72.4\text{t}$$

当該地層に於ける杭の分布荷重は図3-11の如くして求められる。

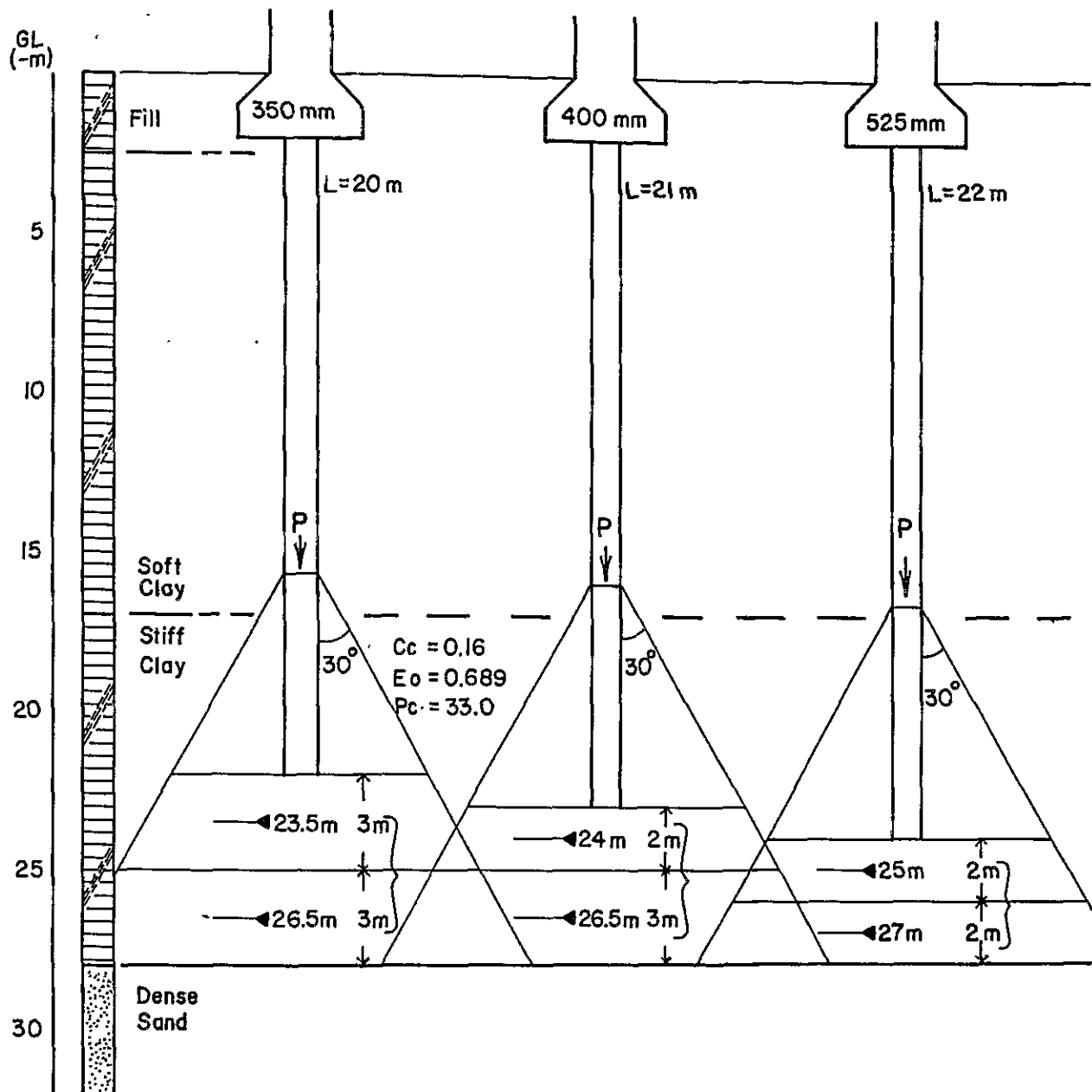


FIG. 3-11 CONDITIONS FOR CONSOLIDATION SETTLEMENT

Table 3-4 Load for Consolidation Settlement

	75% Ra (t)	NF (t)	W (t)	P (t)	p (t/m ²)	P (kg/cm ²)
350x350 mm L=20m	25.1	31.5	3.68	60.28	492.1	49.21
400x400 mm L=21m	33.6	36.0	5.04	74.64	466.5	46.65
525x525 mm L=22m	54.3	47.25	9.11	110.66	401.5	40.15

Conditions for Consolidation settlement are shown in Fig. 3-11.

Settlement value is calculated in Table 3-6.

Table 3-5 Consolidation Settlement

	ΔH (cm)		Cc	e_0	Cc	σ_{0z} (t/m ²)	$\sigma_{1z+\Delta\sigma}$ (t/m ²)	A^*	Cc ΔH	S (cm)	Σs (cm)
					1+e				1+e ⁰		
35x35 cm L=20m	1	300	0.16	0.689	0.095	33.0	39.2	0.075	28.5	2.1	2.1
	2	300	0.16	0.689	0.095	33.0	32.0	-	-	0	
40x40 cm L=21m	1	200	0.16	0.689	0.095	33.0	39.6	0.079	19.0	1.5	1.5
	2	300	0.16	0.689	0.095	33.0	32.9	-	-	0	
52.5x 52.5 cm L=22m	1	200	0.16	0.689	0.095	33.0	32.6	-	-	0	0
	2	200	0.16	0.689	0.095	33.0	30.1	-	-	0	

$$* \log_{10} \frac{\sigma_{1z+\Delta\sigma}}{\sigma_{0z}}$$

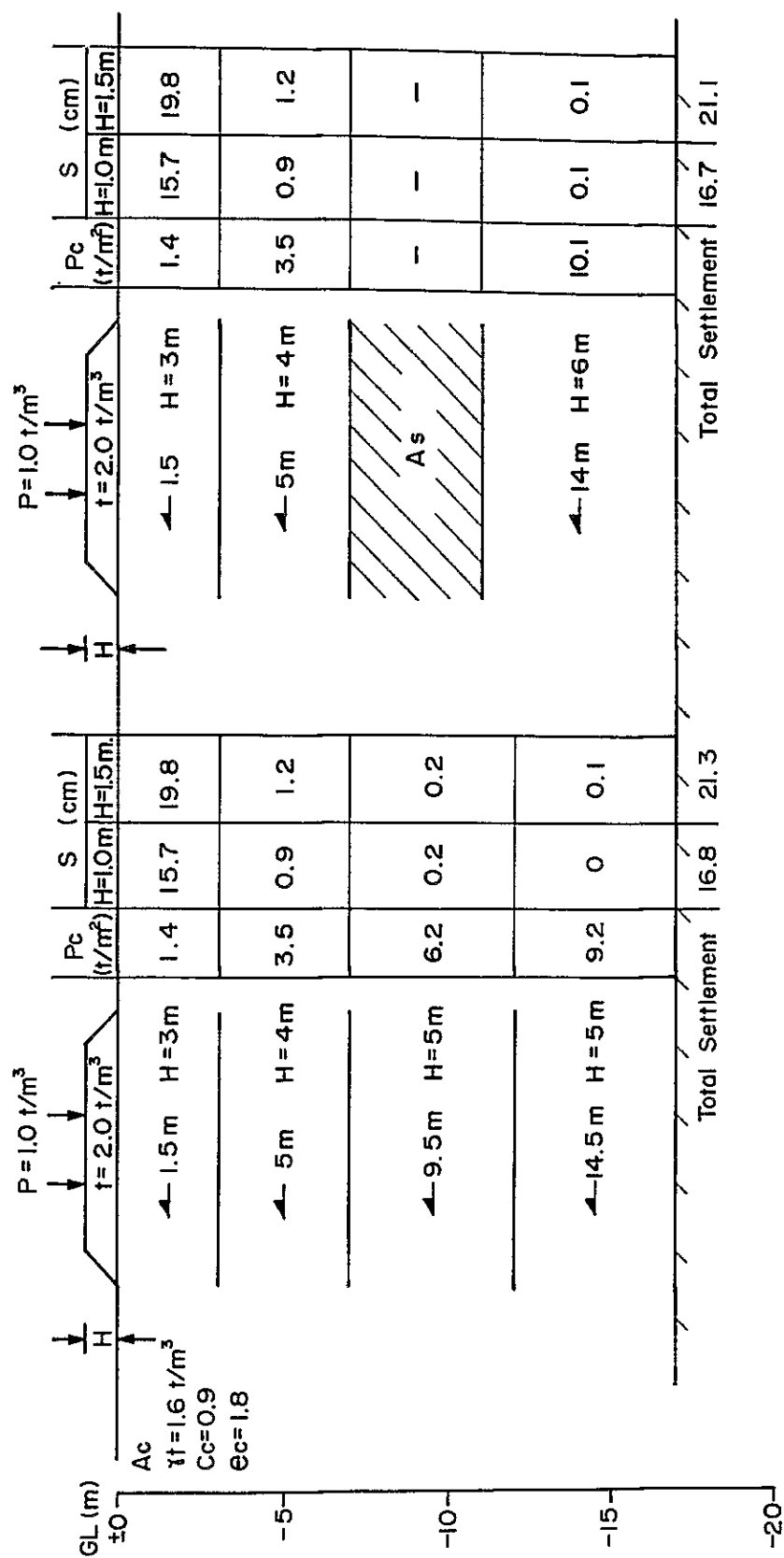


FIG. 3-12 RESULTS OF CONSOLIDATION SETTLEMENT FOR EMBANKMENT

(2) 盛土の沈下量

盛土の沈下量計算は盛土高 1.0 m と 1.5 m の 2 ケースについて行なった。圧密試験の結果によると柔らかい粘土層の P C 値、圧密現象が生じる前の先打圧力は若干過圧密されている。圧密地下量の計算結果は図 3 - 1 2 に示されている。この値は盛土の沈下量のみを意味する。

(3) 盛土とコンクリートの為の骨材

Bangkok 市は Chao Phraya 河の産物たる Chao Phraya Delta と称される沖陸平野（低地）に位置している。その結果本プロジェクト予定地近傍では道路路盤材やコンクリート用細・粗骨材はとれず、骨材採取地は Bangkok 市より約 100 Km 離れた北部あるいは西部の内陸山地部にある。

各種骨材産地の位置は図 3 - 1 3 (1) ~ 3 - 1 3 (3) に示される。

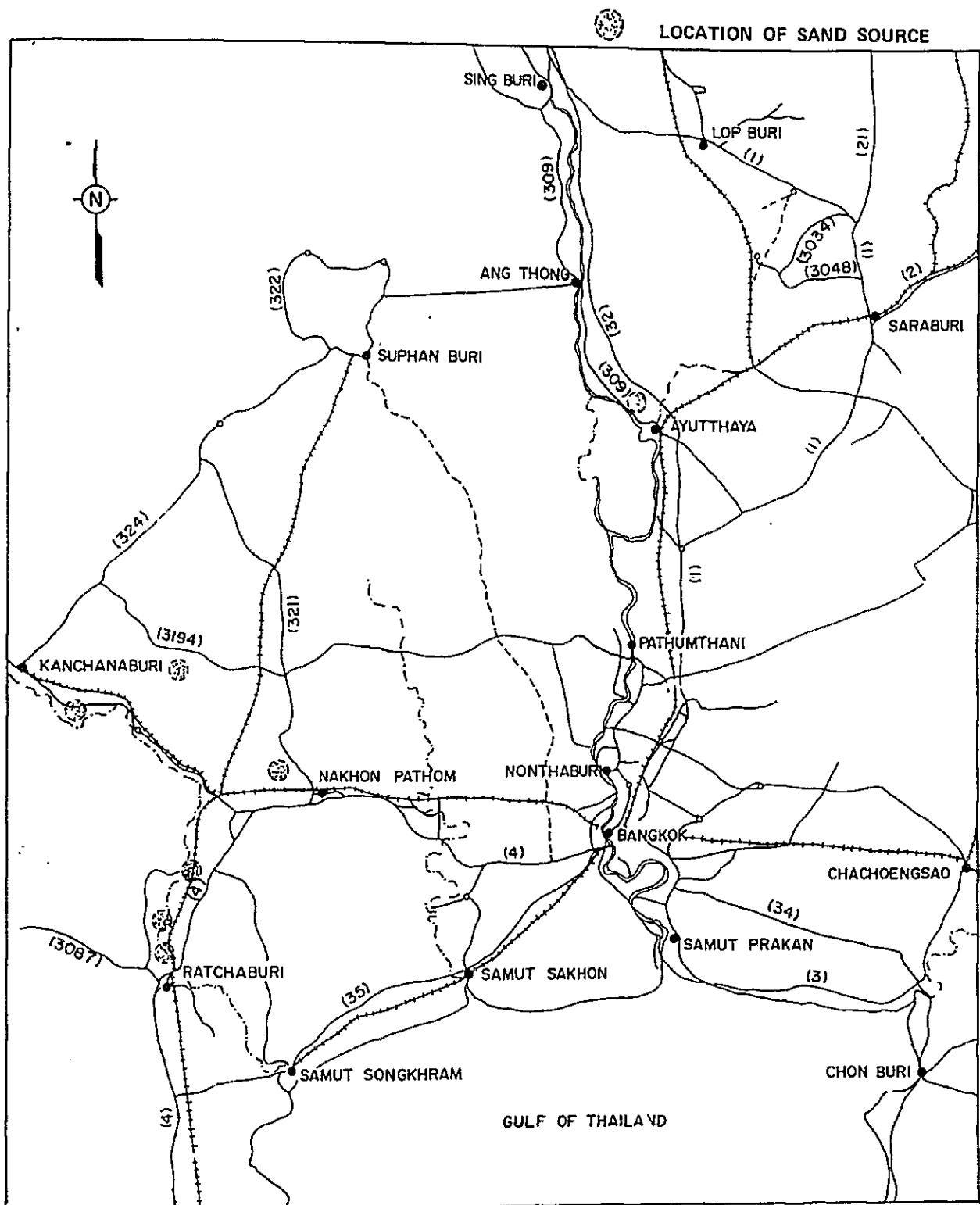


FIG. 3-13 (1) SAND SOURCES

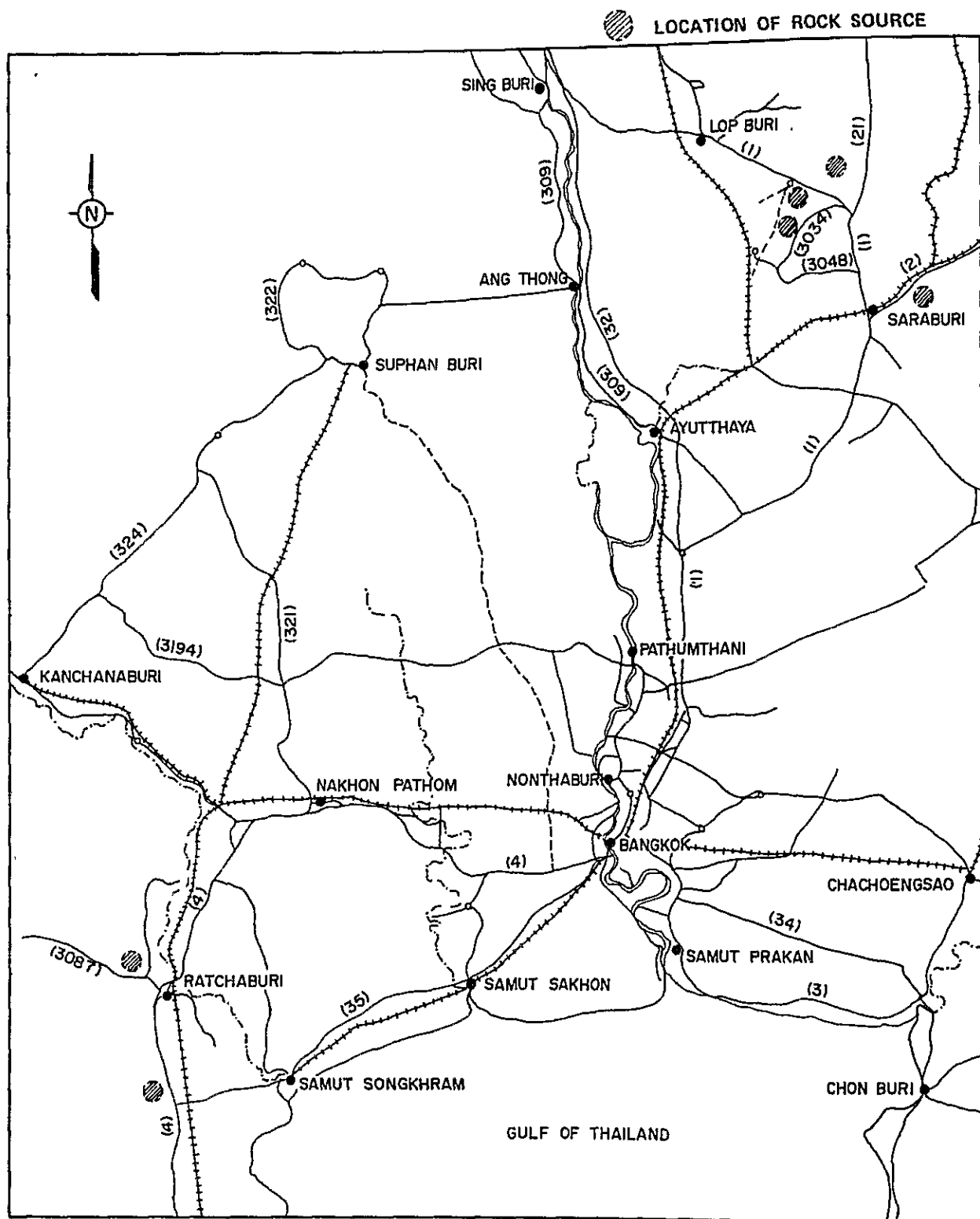


FIG. 3-13 (2) ROCK SOURCES

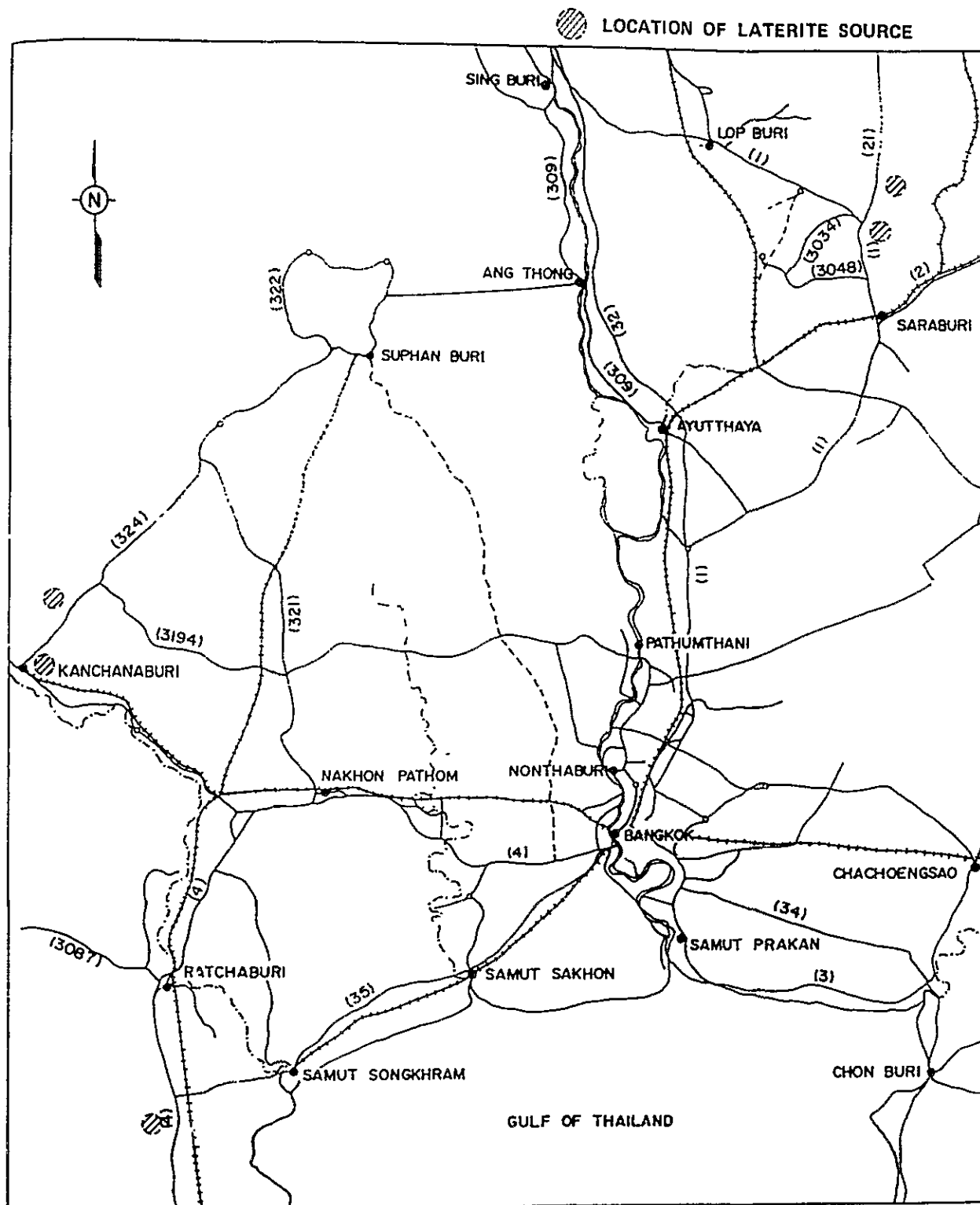


FIG. 3-13 (3) LATERITE SOURCES

DRILLING LOG

Project TIE RANA VI BRIDGE CONSTRUCTION

Type of Drilling WASH

Clearing depth is 15 m from ground

Hole Number B-1

Elevation EL +2.33

Date 25-26 Aug. 1986

Water Table EL +1.93 m MSL

Driver TONGCHAT (KAMUON)

[illegible]

FIG. 3-14 (1) DRILLING LOG

DRILLING LOG

Project THE RAMA VI BRIDGE CONSTRUCTION

Type of Drilling WASII

Hole Number B-2

Elevation EL+12.77 m MSL

Date 3-7 Sep 1981

Water Table EL+0.73 m MSL

Driller TONGCHAI (KAMJO)

River bed is RWL-13.5 m
Casing depth is 18.0 m
from RWL 10 m

Scale in m	Elevation in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	Sampling		Standard Penetration Test or Core Recovery																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
									Depth in m	Sample No	N Value	Blows per 15 cm			N-Value																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
												15	15	15	10	20	30	40	50																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
	-12.77																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									

FIG. 3-14 (2) DRILLING LOG

DRILLING LOG

Project THE RAMA VI BRIDGE CONSTRUCTION

Type of Drilling WASIT

Hole Number B-3

Elevation EL.-10.59 m MSL

Date 9-12 Sep. 1981

Water Table EL.+0.51 m MSL

Driller TO-NGCHAI (KAMJIO)

River bed is RWL-11 in casing depth is 18.0 m from RWL 50 m

Scale in m	Elevation in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	Sampling		Standard Penetration Test or Core Recovery																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
									Depth in m	Sample No.	N Value	Blows per 15 cm					V-Value																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
												75 cm	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	10	20	30	40	50																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		

FIG. 3-14 (3) DRILLING LOG

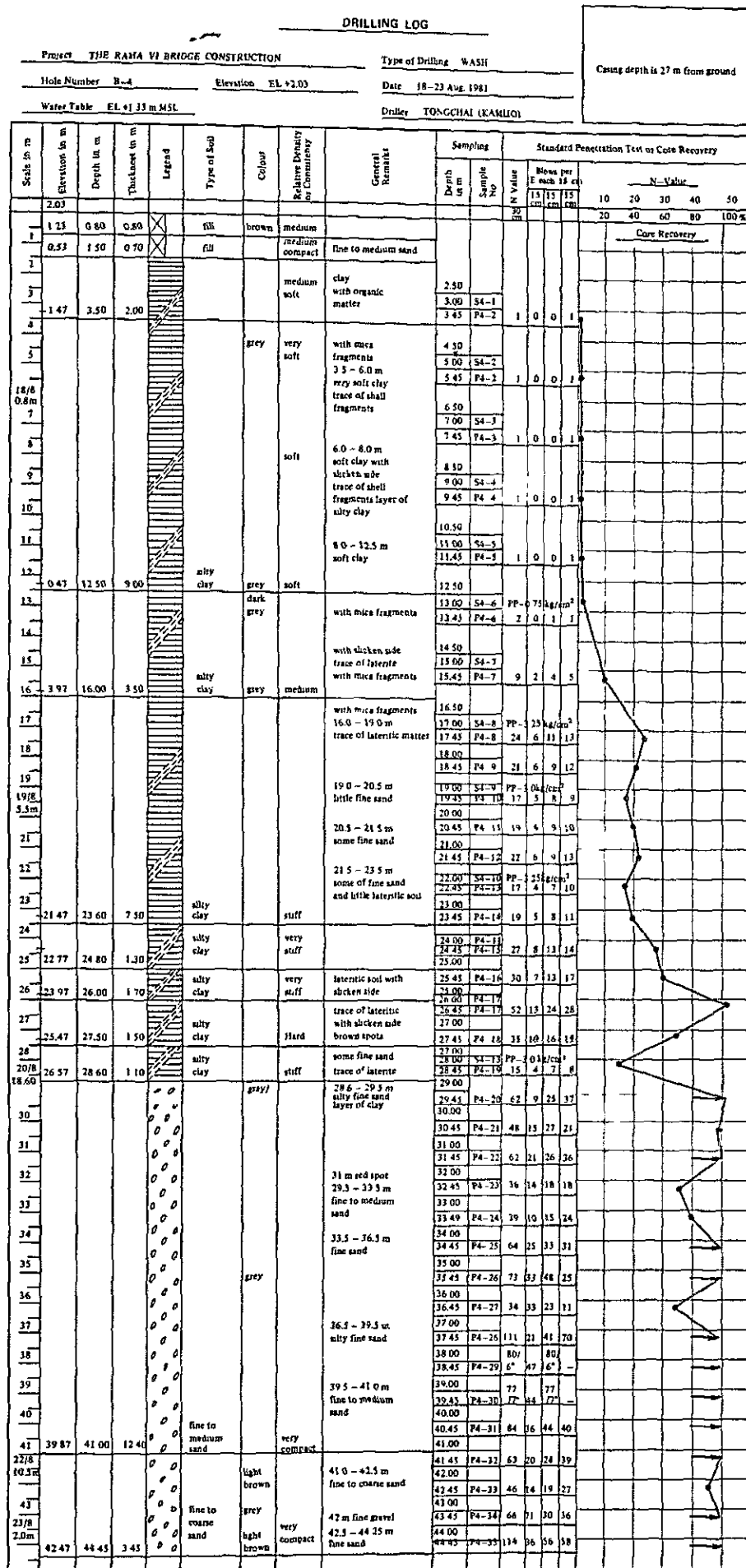
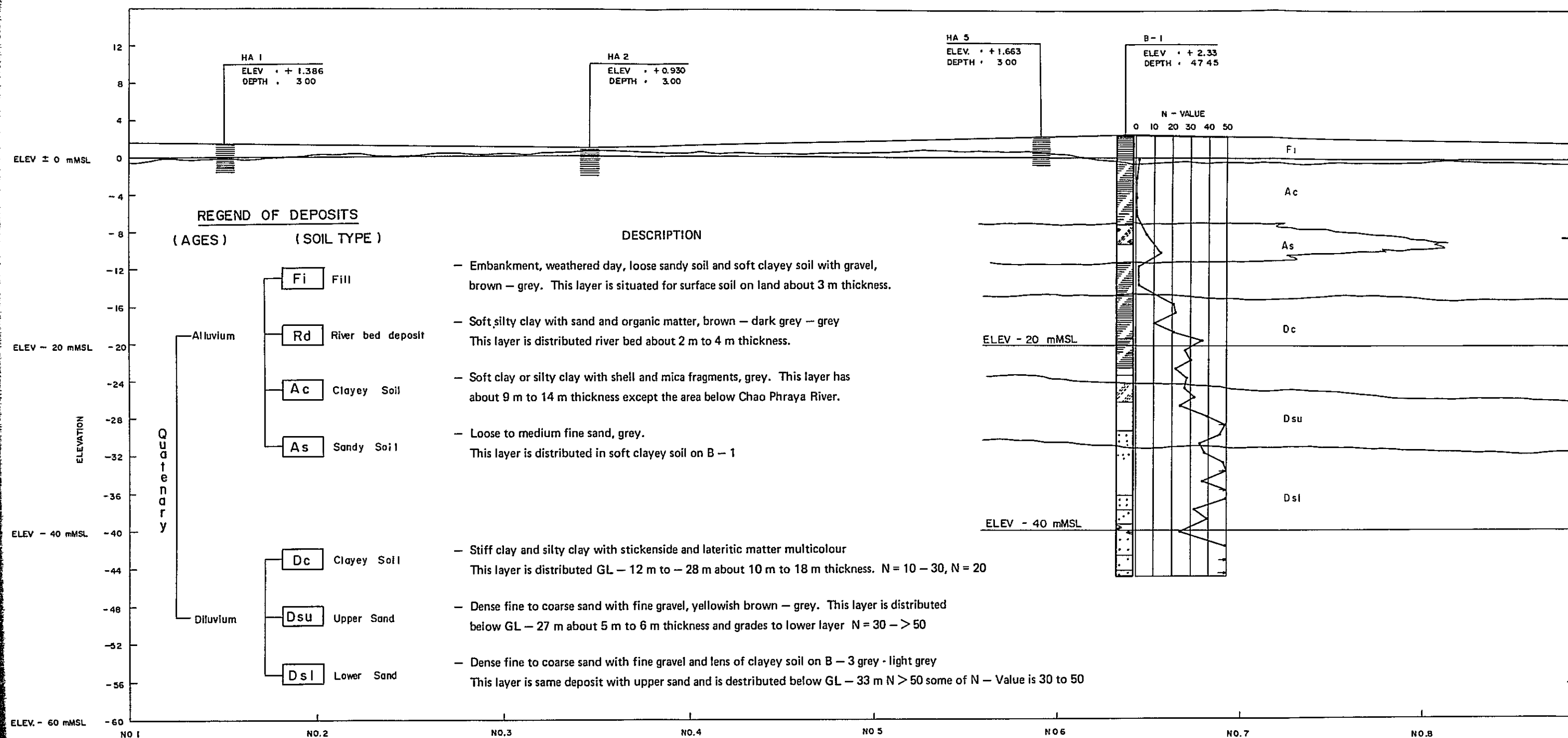
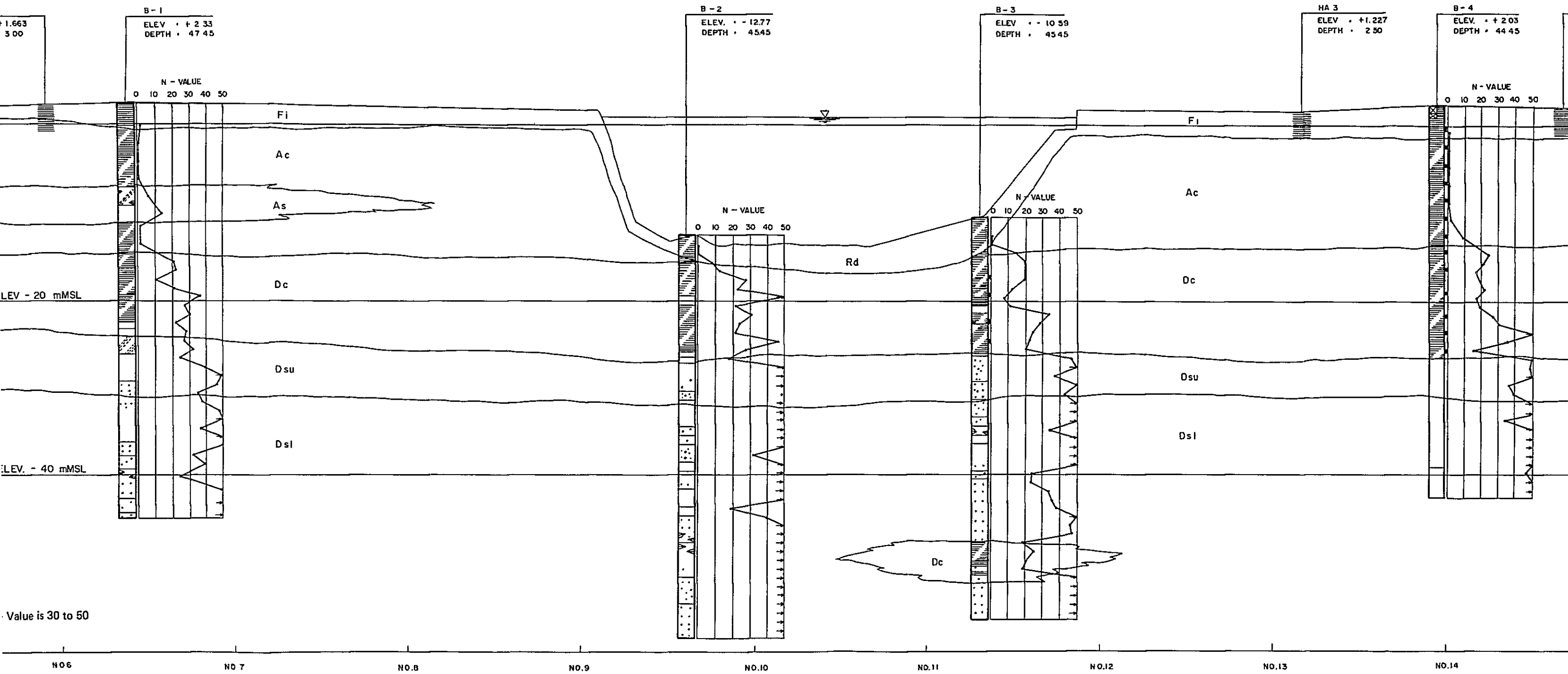


FIG. 3-14 (4) DRILLING LOG





Value is 30 to 50

HORIZONTAL



VERTICAL



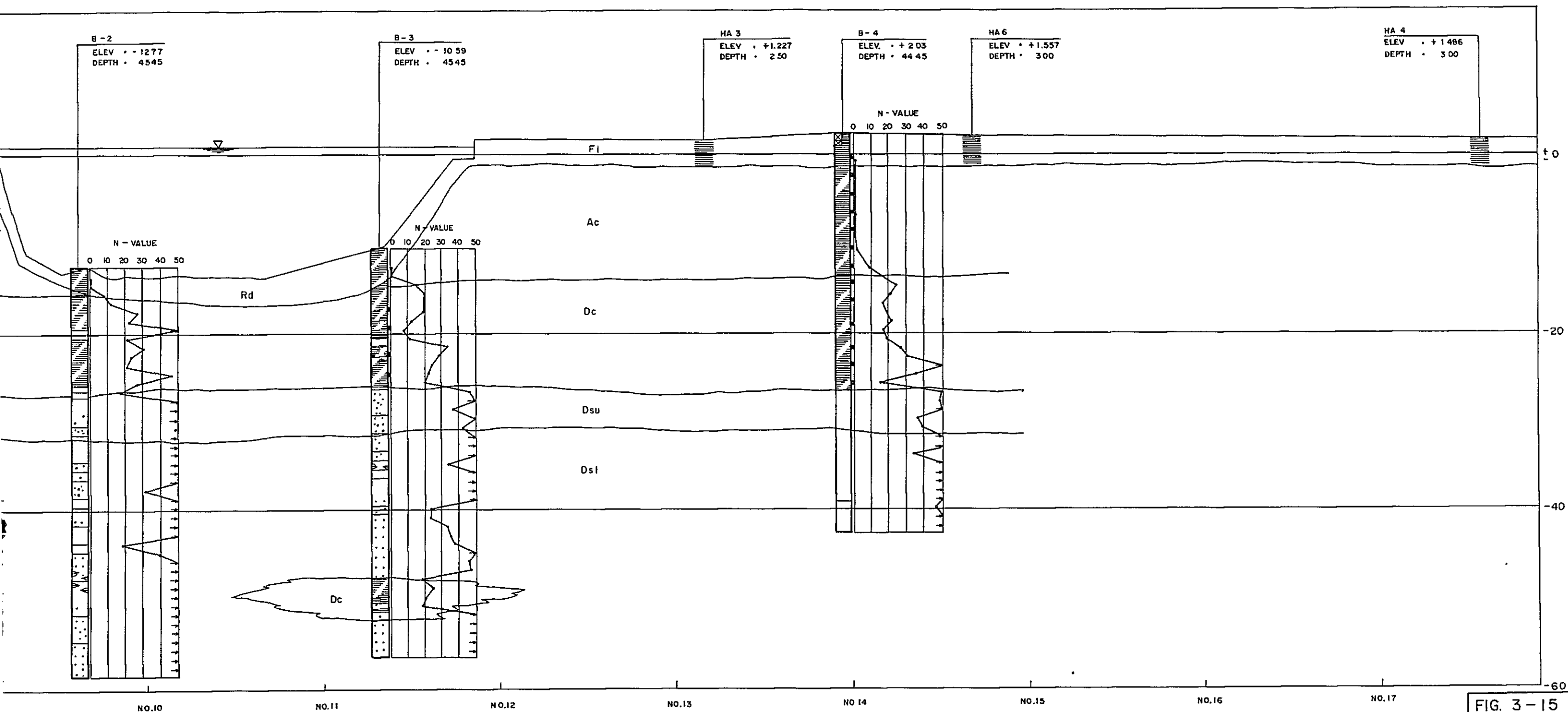


FIG. 3-15

RAMA VI BRIDGE CONSTRUCTION PROJECT

SOIL PROFILE ACROSS
CHAO PHRAYA RIVER

第4章 設計条件



第4章 設計条件

4-1. 幾何構造基準

今回の設計における幾何構造基準は以下に示すものを選んだ。

A Policy on Geometric Design of Urban
Highways - AASHTO

採用した基準の主要な事項は表4-1に要約し内容は以下に記した。

Table 4-1 Geometric Design Criteria

Item	Unit	Design Criteria
Design speed	Km/H	60
Minimum Radius of Horizontal Curve R	m	175
Clothoid Parameter, A	m	$R/3 = A = R$
Critical Radius for Using Clothoid	m	1500
Maximum Grades	%	4
Length of Vertical Curve (Parabolic)		
crest vertical curves	m	200
sag vertical curves	m	80
Maximum Superelevation	%	4
Stopping Sight Distance	m	75
Minimum Passing Sight Distance	m	350
Carriageway Cross Slope	%	2

4-1-1. 設計速度

設計速度は天候や交通条件が有利な時運転者が気楽に維持できる安全性の高い走行速度の最大値である。

また、自動車の安全走行を助ける曲線半径、視距、片勾配といった基本的な基準に直接的な関係を持っている。

本プロジェクトにおいて、計画地区が都市内に存在すること、Bangkok 側において高架道路や出入路を設置する必要があること、及び Thonburi 側において小規模インターチェンジがあり、Charan Sanitwong 道路が多くの平面交差を持っていることなどを根拠に、設計速度は時速 60 Km とした。

4-1-2. 最少曲線半径

曲線半径は地域の特性や線形のコントロールポイントを考慮し、それらに一致するような最大値を使うのが望ましい。

しかし一方では運転のための安全性、快適性を保障するための最少値を必要としていることも確かである。その上この値は、線形設計の面で現実に密着して考慮されたものでなければならない。

曲線に沿って走行する自動車に遠心力に対し反対の作用をさせるため一般的には片勾配を規定している。片勾配の値は次式を満足するものとして規定した。

$$R = \frac{V^2}{15(e+f)} \quad (V^2 = 127 R(e+f))$$

ここに V = 自動車の速度 (Km/h)

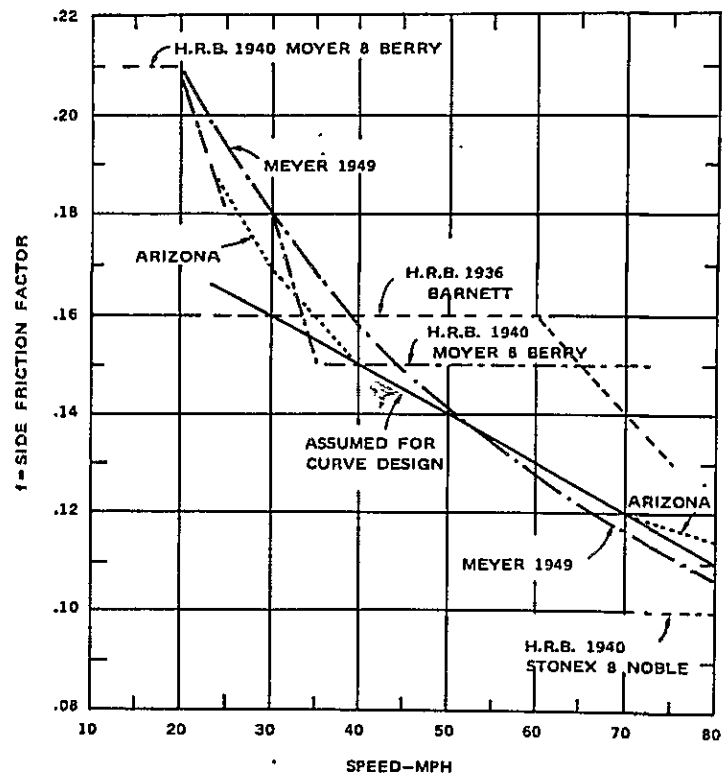
R = 曲線半径 (m)

E = 片勾配

F = 道路の横すべりに対する摩擦係数

計画道路が都市内を通過し、いくつもの道路と交差するため、片勾配の適地は上限値は4%と考えた。設計速度、道路条件、快適性から言えば横すべり摩擦係数は0.15が適当である。

Table 4-2 Maximum safe side friction factors



from GDRH of AASHTO

80 Km/hで走行した場合の最少値は摩擦係数が0.14となるため最少平面曲線半径は280 mとなる。

この値はたとえより大きな値で適応できると思われる所でも最小値が使用される。

4-1-3. 車線幅員

最少車道幅員は、直線区間やゆるやかなカーブで対向車とすれ違う時の大型車の運転挙動を観測したAASHTOの基準によって定められている。これらの観測から決定された望ましい車道幅員は3.6 m (12 フィート)とされている。

しかし、本プロジェクトでは車線幅員はDOHやBMAの現況幅員と同じ3.25 mとした。

4-1-4. 路肩幅員

一般的に路肩は車道、歩道に接続して道路の主要構造物を保護し故障車が本線車道から待避できることによって事故と交通の混乱を防止し、側方余裕幅として交通の安全性と快適性を高めるために必要な幅員である。

ここでは都市内であること、前後の現況道路、計画道路の路肩幅員を参考に道路部分を0.3 m 橋梁部分を0.5 mとした。

4-1-5. 中央分離帯

Thonburi 側で幅 3.4 m、Bangkok 側で幅 4.0 mの中央分離帯は橋梁部を除く道路部分に了承されている。

この幅員はガードレール、照明ポール、交通標識、適切な植樹帯等に必要な幅である。

1.0 mの中央分離帯は主橋部分での最少値として了承されている。

4-2. 構造物の設計条件

新橋の設計規準としては AASHTO を用いているが、更にバンコック首都圏に於ける交通の実態特に大型トラックによる荷重増加の影響を考慮して活荷重としては AASHTO の代りに The British Standards of Steel, Concrete and Composite Bridges (BS5400) を用いた。その際 H B 荷重のユニット数は 45 とした。

構造物設計の分野に於ける最近の傾向は終局強度設計法がどんどん一般化してきている。AASHTO に於いても鉄筋コンクリート部材の設計には許容応力度設計法あるいは終局強度設計法の何れを用いてもよいとされている。そこで Chao Phraya 河に最近建設或いは設計された同じようなタイプの橋梁設計結果と比較し易いように、本予備設計に於いては許容応力度設計法が採用された。

4-2-1. 荷 重

構造物は次の載荷条件を満足するように設計されている。

- (1) 死荷重
- (2) 道路橋の活荷重
- (3) 施工荷重
- (4) 風荷重
- (5) 温度変化の影響
- (6) 流水圧
- (7) 船舶による衝突荷重
- (8) 土 圧

これらの載荷条件の中で (2) は B S の基準、(4)、(5)、(7)、(8) については、荷重強度の地域特性に注意して Chao Phraya 河にかかる橋の最近の設計データを採用した。

他の荷重については AASHTO に従って計算した。

- (1) 死荷重
- (2) 道路橋の活荷重

道路橋の活荷重については、B S の基準を採用したため、B S の原文を以下に掲載した。

Fig. 4-1 gives a diagrammatic description of the highway carriageway and lanes. The carriageway is the part of the running surface which includes all of traffic lanes, hard shoulders, hard strips and marker strips. The carriageway width is the width between raised curbs. In the absence of raised curbs it is the width between safety fences, less the amount of set-

back required for these fences, being not less than 0.6m nor more than 1.0m from the traffic face of each fence. The traffic lanes are the lanes that are marked on the running surface and are normally used by traffic. The notional lanes are the parts of the carriageway used solely for the purpose of applying the specified live loads.

Requirements for deriving the width and number of notional lanes for the design purposes are specified as follows:

When the carriageway widths are 4.6 m or more, notional lanes shall be taken to be not less than 2.3 m nor more than 3.8 m wide. The carriageway shall be divided into the least possible integral number of notional lanes having equal widths as follows:

Carriageway width	m	Number of notional lanes
4.6 up to and including	7.6	2
above 7.6 up to and including	11.4	3
above 11.4 up to and including	15.2	4
above 15.2 up to and including	19.0	5
above 19.0 up to and including	22.8	6

When the carriageway widths are less than 4.6 m, the carriageway shall be taken to have the number of notional lanes

$$= \frac{\text{width of carriageway (in meters)}}{3.0}$$

When the number of lanes is not an integer, the loading on the fractional part of a lane shall be taken pro rata from the loading for one lane.

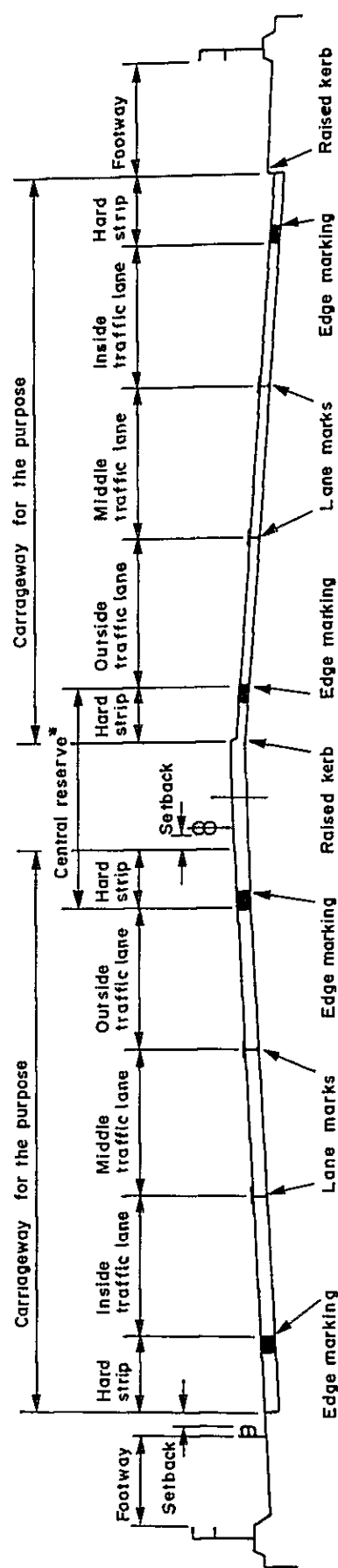
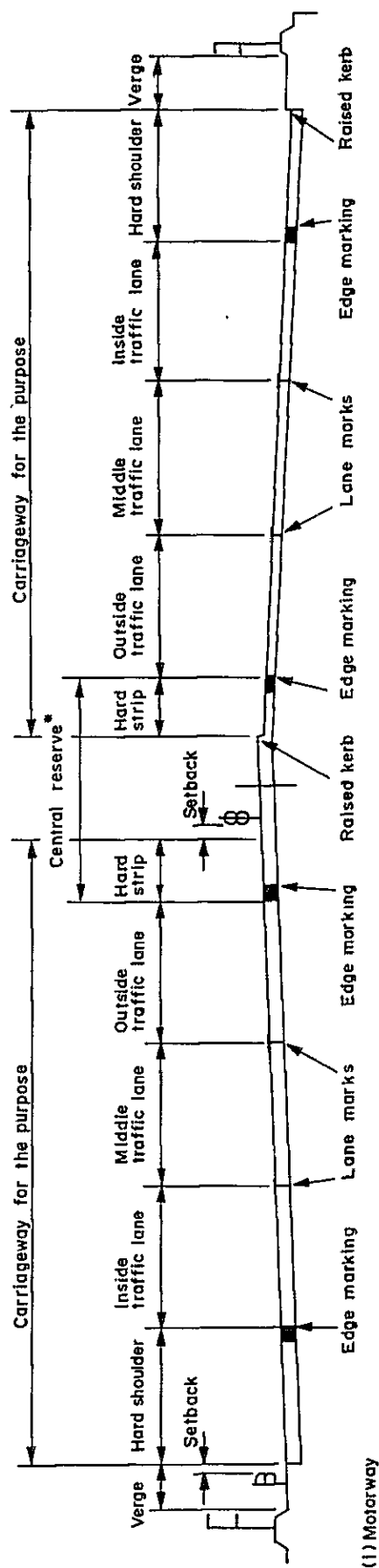
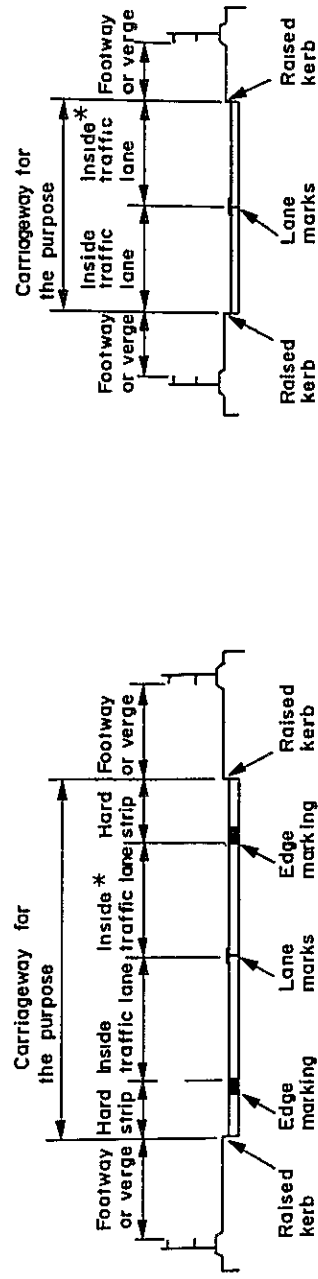
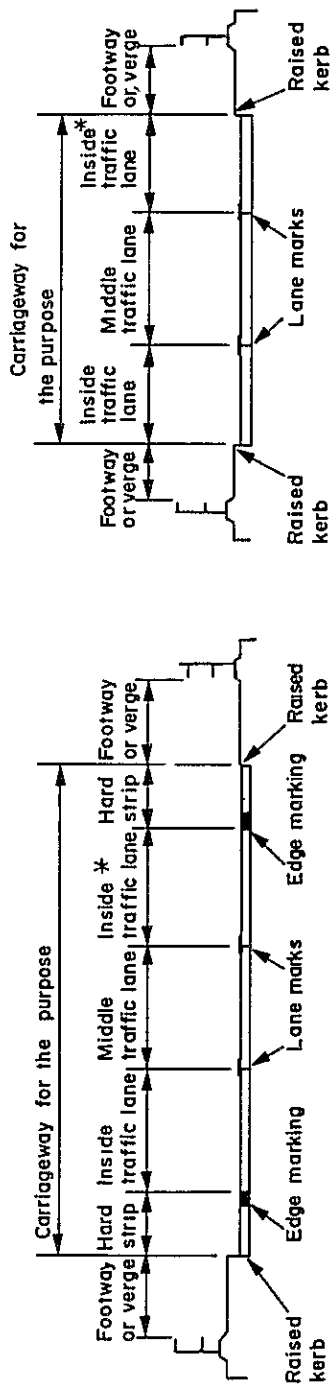


FIG. 4-1 (1) HIGHWAY CARRIAGEWAY AND TRAFFIC LANES

(ii) All-purpose road

(a) Superstructures: dual carriageway



(b) Bridge carrying a single carriageway

*Where the carriageway carries unidirectional traffic only, this lane becomes the outside traffic lane.
 NOTE 1. The same definitions of inside, middle and outside have been used for notional lanes.
 NOTE 2. Where a safety fence replaces a raised kerb the limits of the footway or verge and the hard strip shall be as shown in figure 1 (a).

(concluded)

FIG. 4-1 (2) HIGHWAY CARRIAGEWAY AND TRAFFIC LANES

1) Type HA loading

Type HA loading consists of a uniformly distributed load and a knife edge load combined, or of a single wheel load as follows:

The nominal uniformly distributed load (UDL) shall be taken as 30 kN per linear meter of notional lane for loaded lengths up to 30 m, and for loaded lengths in excess of 30 m it shall be derived from the equation:

$$W = 15 \left(\frac{1}{L}\right)^{0.475} \text{ but not less than } 9$$

Where L = loaded length in m

W = load per meter of lane in kN

The nominal knife edge load (KEL) per notional lane shall be taken as 120kN. No allowance for the dispersal of the UDL and KEL shall be made.

Single nominal wheel load alternative to UDL and KEL:

One 100 kN wheel, placed on the carriageway and uniformly distributed over a circular contact area assuming an effective pressure of 1.1N/mm^2 (i.e. 340 mm diameter) shall be considered.

Alternatively, a square contact area may be assumed, using the same effective pressure (i.e. 300 mm side).

Dispersal of the single nominal wheel load at a spread-to-depth ratio of 1 horizontally to 2 vertically through asphalt and similar surfacing may be assumed, where it is considered that this may take place.

Dispersal through structural concrete slabs may be taken at a spread-to-depth ratio of 1 horizontally to 1 vertically down to the neutral axis.

2) Type HB loading

The number of units of type HB loading that shall be 45. Fig. 4-2 shows the plan and axle arrangement for one unit of nominal HB loading. One unit shall be taken as equal to 10 kN per axle (i.e. 2.5 kN per wheel). Nominal HB wheel loads shall be assumed to be uniformly distributed over a circular contact area, assuming an effective pressure of 1.1 N/mm^2 . Alternatively, a square contact area may be assumed using the same effective pressure. Dispersal of HB wheel loads at a spread-to-depth ratio of 1 horizontally to 2 vertically through asphalt and similar surfacing may be assumed, where it is considered that this may take place. Dispersal through structural concrete slabs may be taken at a spread-to-depth ratio of 1 horizontally to 1 vertically down to the neutral axis.

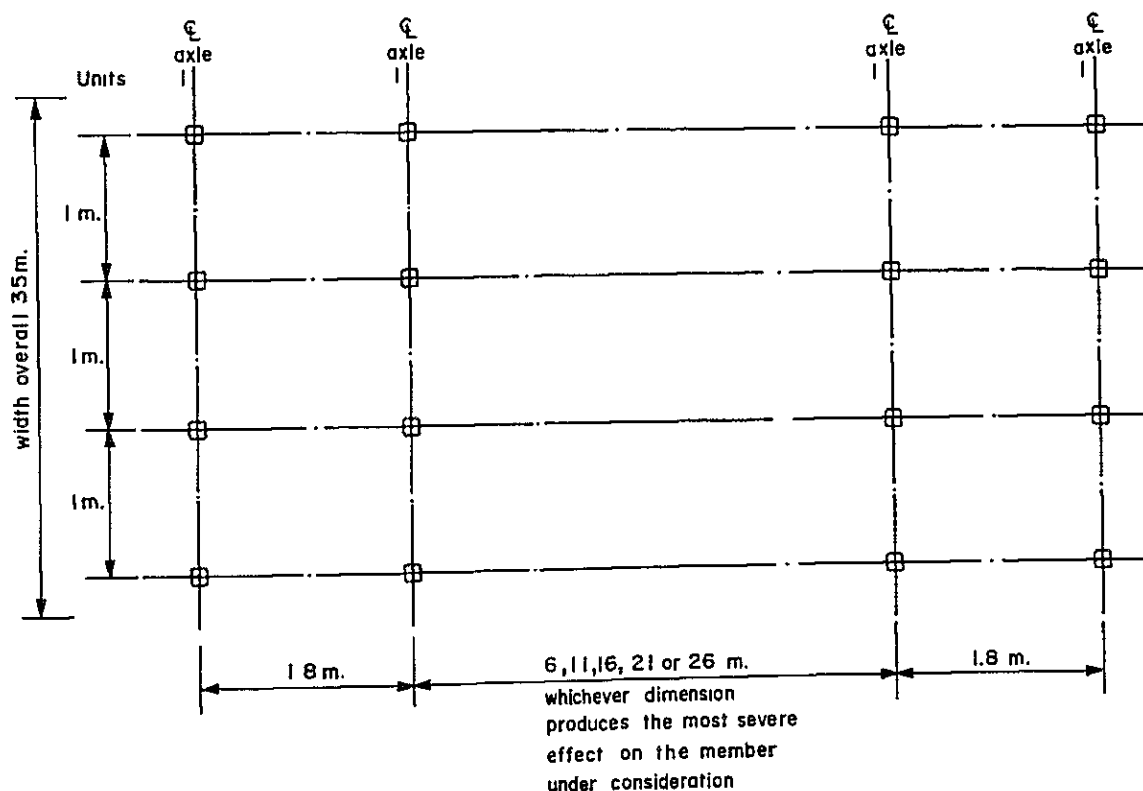


FIG. 4-2 DIMENSION OF HB VEHICLE

3) Application of types HA and HB loading

a) Type HA loading

The UDL and KEL shall be taken to occupy one notional lane, uniformly distributed over the full width of the lane.

Type HA UDL and KEL loads shall be applied to two notional lanes in the appropriate parts of the influence line for the element or the member under consideration and one-third type HA, UDL and KEL loads shall be similarly applied to all other notional lanes except where otherwise specified by the appropriate authority. The KEL shall be applied at one point only in the loaded length of each notional lane.

Where the most severe effect is caused by locating portions of loaded length, on one side of the superstructure over one portion of its length and on the other side of the superstructure in a longitudinally adjacent portion of its length, this shall be taken into consideration, using the loading appropriate to the combined length of the loaded portions.

The KEL shall be assumed to be acting as follows.

On plates, right slabs and skew slabs spanning or cantilevering longitudinally or spanning transversely : in a direction parallel to the supporting members or at right angles to the unsupported edges, whichever has the most severe effect.

Where the element spans transversely, the KEL shall be considered as acting in a single line made up of portions having the

same length as the width of the nominal lanes and having the intensities set out.

On longitudinal members and stringers : in a direction parallel to the supports.

On piers, abutments and other members supporting the superstructure : in a direction in lane with the bearings.

On cross members, including transverse cantilever brackets : in a direction in line with the span of the member.

In these cases, single wheel load is applied when the HA wheel load is applied to members supporting small areas of roadway, where the proportion of UDL and KEL that would otherwise be allocated to it is small.

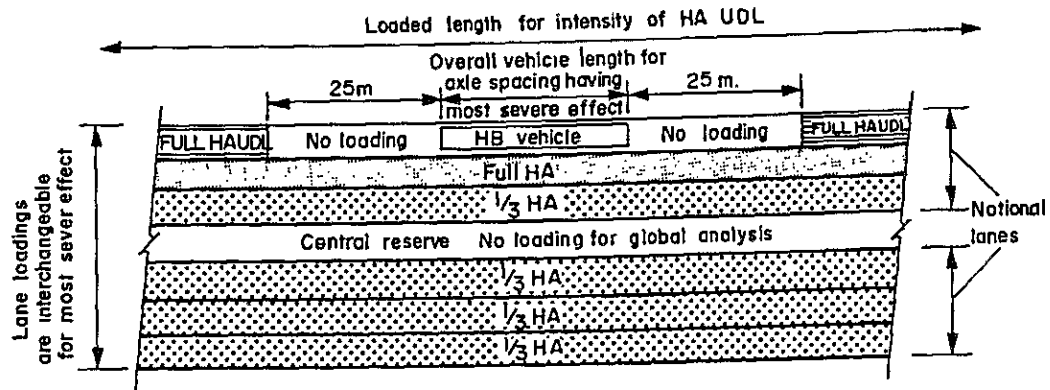
b) Types HB and HA loading combined

Types HB and HA loading shall be combined and applied as shown in Fig. 4-3, which illustrates type HB loading in combination with type HA loading.

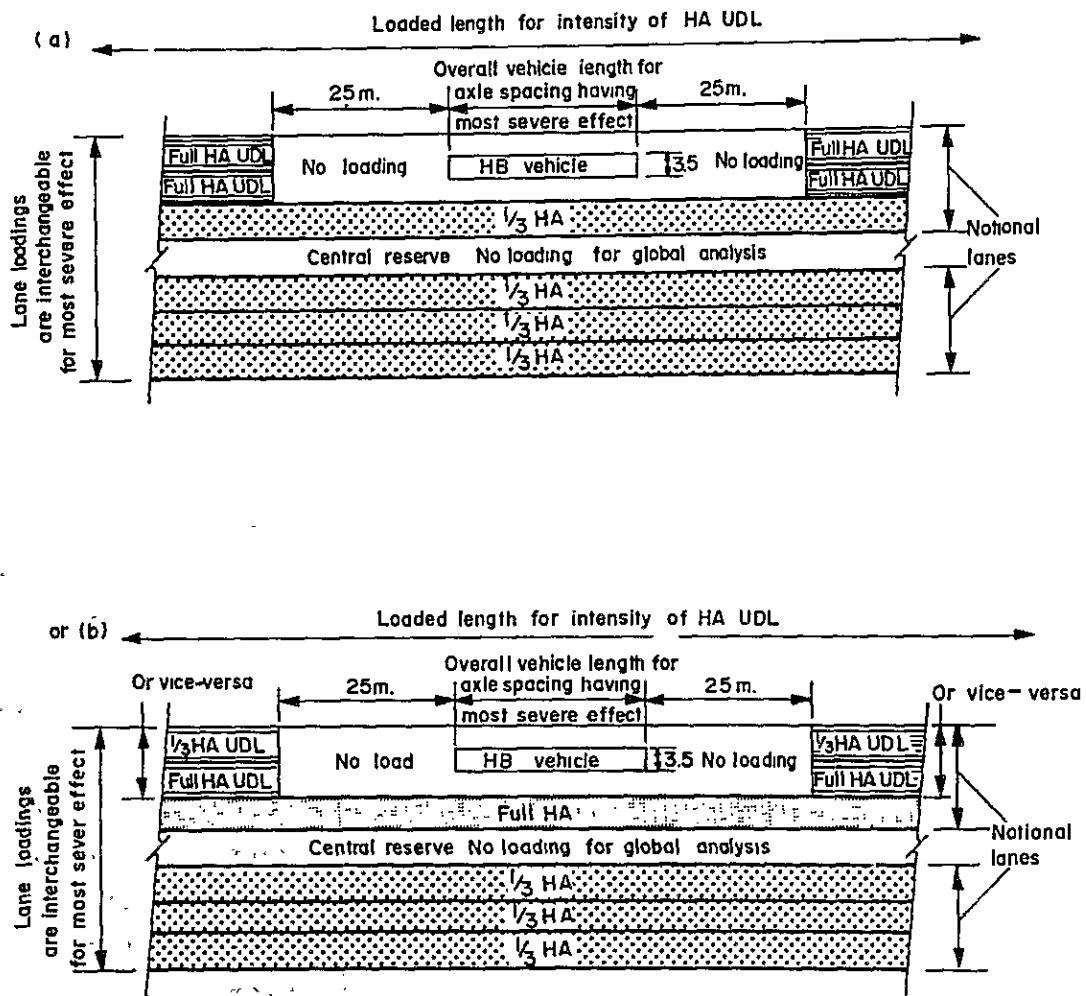
Type HB loading shall be applied to the bridge slabs specified as follows :

- (a) Transverse cantilever slabs and slabs supported on all four sides. Transverse cantilever slabs shall be so proportioned as to resist the effects of the appropriate number of units of type HB loading placed in one notional lane in combination with 25 units of HB loading placed in one other notional lane. Proper consideration shall be given to transverse joints of transverse cantilever slabs and to the edges of these slabs because of the limitations of distribution.

(1) HB vehicle within one notional lane



(2) HB vehicle straddling two notional lanes



NOTE 1. The overall length and width of the HB vehicle shall be as shown in FIG. 4-2

NOTE 2. Unless otherwise stated, type HA loading includes both uniformly distributed loading (UDL) and knife edge loading (KEL).

FIG. 4-3 TYPE HA AND HIGHWAY LOADING IN COMBINATION

This does not apply to members supporting transverse cantilever slabs.

- (b) Central reserves. On dual carriageways, the portion of the central reserve isolated from the rest of the carriageway either by a raised curb or by safety fences, is not required to be loaded with live load in considering the overall design of the structure, but it shall be capable of supporting 25 units of HB loading.
- (c) Outer verges. Outer verges are not required to be loaded with live load in considering the overall design of the structure, but shall be capable of supporting any four wheels of 25 units of HB loading.

4) Longitudinal load

The longitudinal load resulting from traction or braking of vehicles shall be taken as the more severe of following 2 cases, applied at the road surface and parallel to it in one notional lane only.

Nominal load for type HA:

The nominal load for HA shall be 8 kN/m of loaded length plus 20 t, subject to a maximum of 70 t, applied to an area one notional lane width x the loaded length.

Nominal load for type HB:

The nominal load for HB shall be 25% of the total nominal HB load adopted, applied as equally distributed between the eight wheels of two axles of the vehicle 1.8 m part.

(3) 施工荷重

施工中も構造物は死荷重・仮設荷重及び作用すると考えられる活荷重による外力に抵抗出来なければならない。

(4) 風 荷 重

露出面 1 m^2 当りの風荷重が、すべての構造物に適用される。この場合考慮すべき露出面とは、構造物の橋軸直角面にある床組みや高欄を含んだ全ての部材面製の合計である。下記に示される力と荷重は風速 130 Km/h に相当する。

1) 上部工設計に於いて

上部工の橋軸直角方向に等分布荷重 160 Kg/m^2 が作用する。この荷重については載荷支間の面内合力は 293 Kg/m 以下とする。

この風荷重はグループⅡ 載荷状態に対し用いられる（各種の荷重組み合わせは4-2-2項で詳しく示される）。グループⅡ 載荷状態に対しては 98 Kg/m の追加荷重が橋軸直角方向に作用し、それは橋面上 1.83 m の位置に移動荷重として作用する。

2) 下部構造設計に於いて

上部工に作用する風荷重の内下部工へ伝わる力と直接下部構造へ作用する風荷重による力は計算に入れられる。

3) 転倒荷重

構造物を転倒させようとする外力の影響はグループⅡとグループⅢの載荷状態に於いて計算されねばならない。また上向きの力も上部工幅員の風上側 $1/4$ 点に作用させねばならない。この力はグループⅡの荷重組み合わせの時は床版と歩道面 65 Kg/m^2 、グループⅢの組み合わせに於いて 19 Kg/m^2 である。風の方向は橋軸直角方向と考える。

(5) 温度変化の影響

次の現象によるひずみや断面力を考えなければならない。

- 全ての上部構造物に対する $25 \pm 20^\circ\text{C}$ の温度変化
- 上部構造上下端の最大温度差 10°C

(6) 流 水 圧

流水圧をうける全ての橋脚及びその他の構造物は流水によって生ずる最大応力にも耐えうよう設計される。

橋脚位置に於ける流水圧は次式で求められる。

$$P = 52.5 KV^2$$

$$P = \text{流水圧 (Kg/m}^2\text{)}$$

$$V = \text{流 速 (m/sec)}$$

$$K = \text{定 数}$$

正方形の場合	1. 3 8
角度 3 0° 以下の場合	0. 5 0
円形橋脚の場合	0. 6 7

(7) 船舶による衝突荷重

5 0 0 トンの船舶による衝突の影響を考慮しなければならない。

(8) 土 圧

土を支える構造物はランキンの公式による土圧に耐えねばならない。この場合構造物は 4 8 0 Kg / m^2 に等しい流動圧以上で設計される。

4 - 2 - 2 荷重の組合せ

下表に示す荷重の組合せに対し、構造物の安全性を確かめなければならない。それぞれの組合せに対し許容応力の割増し係数が与えられている。ただし、風荷重のみを受ける部材については許容応力の割増しは認められない。

許容応力の割増し係数	
組合せ I = $D+L+I+\beta_e E+B+SF+CF$	1 0 0 %
組合せ II = $D+E+B+SF+W$	1 2 5 %
組合せ III = 組合せ I + $LF+0.3W+WL$	1 2 5 %
組合せ IV = 組合せ I + $R+S+T$	1 4 0 %
組合せ V = 組合せ II + $R+S+T$	1 4 0 %

ただし、プレストレストコンクリート部材の設計に併用される荷重係数設計法の場合には、上表の組合せ荷重の各々に対し AASHTO の Standard Specification for Highway Bridges 1. 2. 2. 2 に規定されている荷重条件と係数を用いる。

ここに、D = 死荷重

L = 活荷重

I = 衝突荷重

E = 土圧

B = 浮力

W = 構造物に作用する風荷重

WL = 活荷重に作用する風荷重

LF = 活荷重からの橋軸方向荷重

CF = 円心荷重

R = 支点移動

S = 収縮

T = 温度

SF = 流水圧

β_e = ラーメン構造に作用する水平荷重に剩ずる係数で、1.0、0.5 の内構造物に悪い影響を与える値

4-2-3 鉄筋コンクリート設計

鉄筋コンクリートの設計は A A S H T O Standard Specification の The Service Load Design Method with Design and Details によっている。

次の如き設計強度が用いられている。

(1) コンクリート

1) 圧縮強度

材令 28 日のシリンダー圧縮強度は次に示すもの以下であってはならない。

河川部橋梁の固定橋脚	350 kg/cm^2
鉄筋コンクリート上部構造	260
橋脚及びフーチング	260
現場打鉄筋コンクリート抗	260
橋台構造物とコンクリート矢板	260

2) 許容応力度

許容応力度設計法に於いて、コンクリートの応力度は次の値を越えてはならない。

a) 曲げ

圧縮

$$f_c \dots\dots\dots 0.40 f'_c$$

無筋コンクリートの引張り

$$f_t \dots\dots\dots 0.21 f_r$$

割裂係数 (実験値とするが、実験データがない場合)

$$f_r \dots\dots\dots 1.99\sqrt{f'_c}$$

b) セン断

はり、一方向床版およびフーチングのコンクリート断面だけで受け持つセン断

$$v_c \dots\dots\dots 0.25\sqrt{f'_c}$$

コンクリート断面およびセン断鉄筋で受け持つセン断の合計

$$v \dots\dots\dots v_c + 1.06\sqrt{f'_c}$$

二方向床版およびフーチングのコンクリート断面だけで受け持つセン断

$$v_c \dots\dots\dots 0.48\sqrt{f'_c}$$

コンクリート断面とセン断鉄筋で受け持つセン断の合計

$$v \dots\dots\dots 0.80\sqrt{f'_c}$$

c) 圧縮（あるいは曲げ圧縮）

圧縮部材の許容軸圧縮力（或いは曲げ圧縮力）は A A S H T O Standard Specifications の 1.5.3.3 の規定を次の如く修正して設備した値の 35% とする。

$$P_u = 2.5 \times \text{設計軸力}$$

$$\phi = \text{強度遞減係数} = 1$$

(2) 鉄筋

鉄筋の輸入は、特別規定がない限り法律で禁じられているが、直径 10 mm 以上の鉄筋は Thai Industrial Standard 24 - 2516 Grade S D 30（降伏的強度 $3,000 \text{ Kg/cm}^2$ 以上）に適合した異形鉄筋である。

A A S H T O に規定されている材質と鉄筋の許容応力度が決定された。

$$\text{曲げ部材に於ける引張りに対し} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ウェブ鉄筋の引張りに対し} = 1,400 \text{ "}$$

$$\text{柱の圧縮に対し} = 1,125 \text{ "}$$

$$\text{梁の圧縮に対し} = 1,400 \text{ "}$$

直径 10 mm 以下の鉄筋は Thai Industrial Standard 20 - 2520 Grade SR24（降伏点強度 $2,400 \text{ kg/cm}^2$ 以上）に適合した丸鋼である。

4-2-4 プレストレストコンクリート設計

設計はプレストレス（当設部材に）最初に与えられた時から構造物の耐用年数の期間で最も危険になるあらゆる荷重状態について、限界状態設計法による時は強度・許容応力度設計法による時は使用状態（の挙動）によって行われる。

(1) 許容応力度

1) コンクリート

a) 圧縮強度

材令 28 日に於ける（極限）圧縮シリンダー強度は 350 kg/cm^2 以上とする。

b) 曲げ応力

クリープおよび乾燥収縮が生じる前の応力

圧縮：プリテンション部材……… $0.60 f_{ci}$

ポストテンション部材……… $0.55 f_{ci}$

引張り：部材圧縮部……… $1.99 \sqrt{f'_{ci}}$

ここに、 f_{ci} = プレストレス導入時におけるコンクリートの圧縮強度

クリープおよび乾燥収縮の終了後、設計荷重が作用した場合

圧縮：……… $0.40 f_c$

引張り：初期圧縮応力を受ける部材引張部（付着のある場合）… $1.59 \sqrt{f'_c}$

2) P C 鋼材

クリープおよび乾燥収縮が生じる前 $0.70 f'_s$

クリープおよび乾燥収縮の終了後、設計荷重が作用した場合 $0.80 f_{yp}$

ここに f_{yp} = P C 鋼材の降伏点

f'_s = P C 鋼材の破断強度

(2) 限界状態設計

限界強度の計算値は、本レポートの 4-2-2 に示された荷重組合せに対し、A A - S H T O (1977) Highway Bridge Specifications 1.2.22 限界状態設計法から得られる最大値を下まわってはいけない。

次の如き限界強度補正係数を用いる

工場製プレキャストコン

クリート部材 $\phi = 1.00$

ポストテンション現場打

コンクリート部材 $\phi = 0.95$

せん断力に対し $\phi = 0.90$

せん断鉄筋の計算は、限界状態設計法に基づく A A S H T O (1977) Highway Bridge Specifications 1.6.13 による。

第5章 技術検討



第5章 技術検討

5-1 道路設計及び線形設計

予備設計では、フィービリティ調査で最終的に勧告された第三案について、縮尺 1 / 1,000 の図面を使って作業を行った。

1981年9月7日のタイ政府委員会で、この第三案に関するコメントが出された。このコメントは、Thonburi 側の平面交差点についてのもので、交差点と取付高架橋の端部との距離が短いため、平面交差の処理が困難であるとするものであった。

そこで、予備設計段階においては、平面交差点とせず、小規模なトランペット型インターチェンジとして設計された。

トランペット型インターチェンジの概略（道路、鉄道、高架橋の位置関係）は図 5-1 に示す通りである。

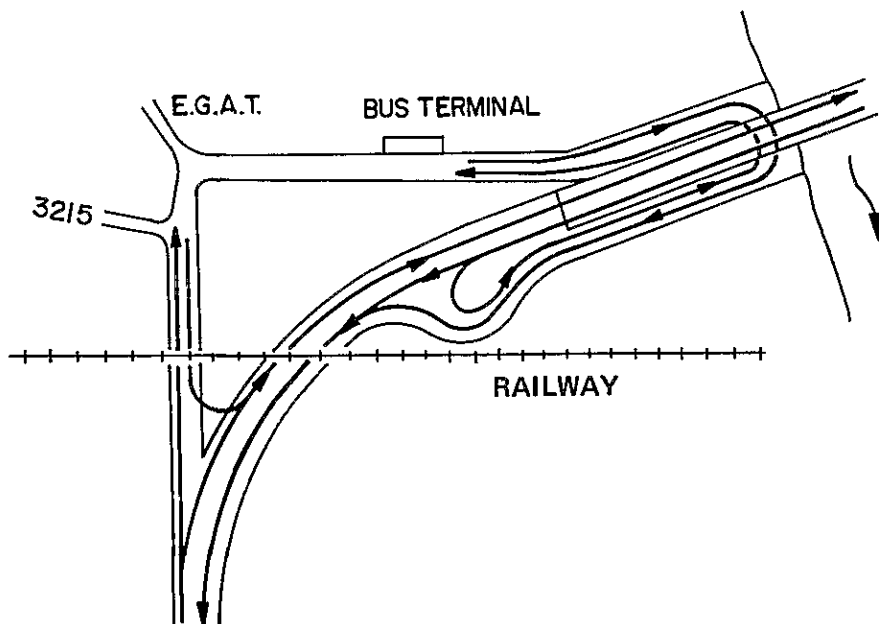


FIG. 5-1 TRAFFIC CURRENT OF INTERCHANGE

予備設計における全体の道路線形は市街地内に計画されるため、特に現況の建物と計画道路のアクセスの確保、現況河川の周航による計画高の決定、用地買収後に発生する跡地の土地利用計画についてそれぞれ慎重な検討が必要である。

5-1-1 平面線形

平面線計はP.W.Dより与えられた縮尺1/1,600の写真を基に縮尺1/1,000の地形図を作成し設計を行った。

(1) コントロールポイント

平面線形を設計するためのコントロールポイントの考え方は次のとおりである。

この設計に対するコントロールポイントはThonburi側とBangkok側の両側に存在する。

Bangkok側のコントロールポイントは2ヶ所あり1ヶ所はWongsawang道路とPibul Songkhram道路の交差点部のバス停留所を含んだ側道幅員であり、他の箇所はWongsawang道路の高架橋端の側道幅員である。

これらからオフランプの末端とC.P.A.C.間の側道幅員のチェックが必要である。

一方Thonburi側のコントロールポイントはNorth Bangkok Stationの用地境界と鉄道盛土法尻端の位置の2ヶ所である。

したがって今回の設計に際して以上のコントロールポイントに対する幅員および正確な位置が検討された。

(1) Bangkok側

① Wongsawang道路の側道の幅員構成

Wongsawang道路とPibul Songkhram道路との交差点部のバス停留所は次のように考えた。

現況のバス停留所は図5-2に示すとおりである。

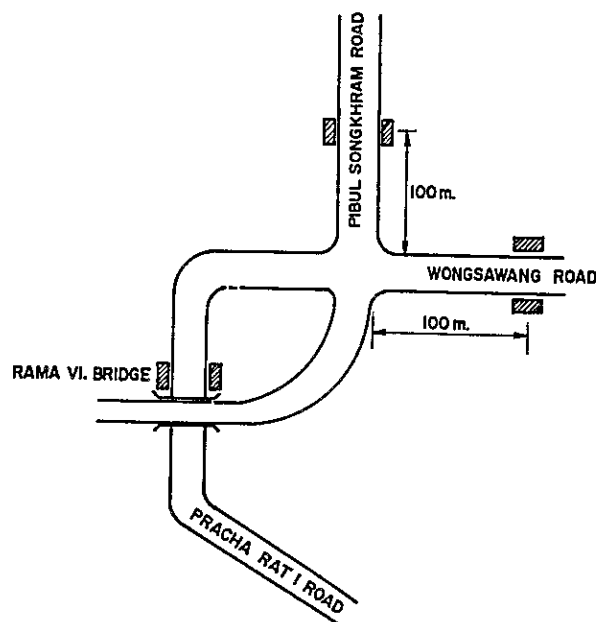


FIG. 5-2 LOCATION OF EXISTING BUS STOPS

また、現況のバス路線は図 5 - 3 に示すとおりである。

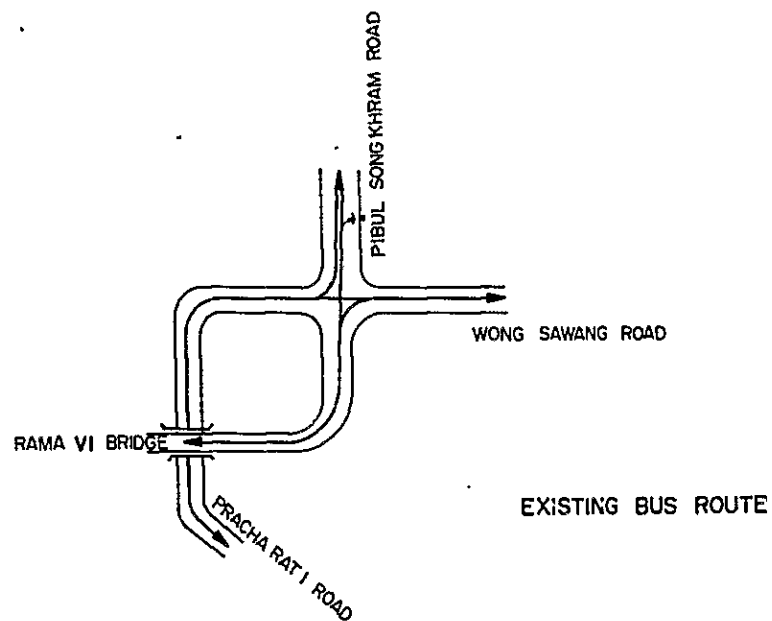


FIG. 5-3 EXISTING BUS ROUTE

これを R A M A VI 橋が完成した場合に置換すると、図 5 - 4 のとおりである。

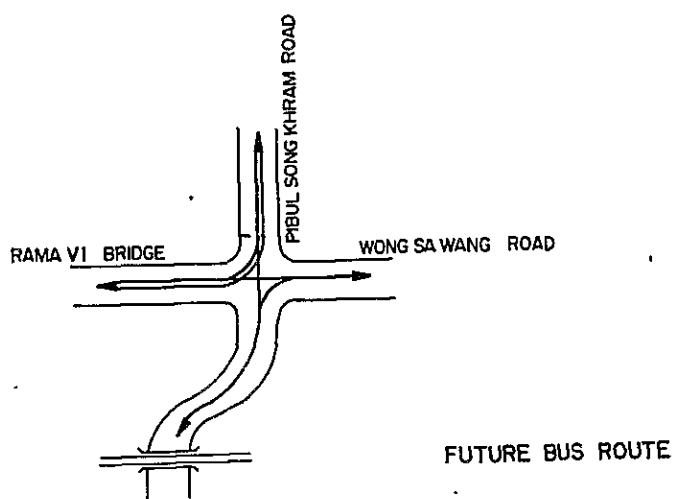


FIG. 5-4 FUTURE BUS ROUTE

しかし、この交差点は中環状道路と Pibul Songkhram 道路の放射線の交点でもあることから今後のバス路線については慎重な検討が必要と思われる。

今回の設計では全ての方向に運行できるようにバス停留所を配置した。ただし交差点より新 R A M A VI 橋側には出入路があるためバス停留所は設置できない。

また、交差点流入部でのバス停留所は基本的に他車との、ウィ빙のため交差点の手前 100 m に設置するものとした。

ただし、交差点より南側 Pracha Rat I 道路の流入部のバス停留所は R A M A VI 橋方向だけの運行を考えたので交差点より 50 m の位置に設置した。

一方流出部については方向別に運行回数が多くなると予想されるバス停留所は 150 m を、それ以外は 50 m で設計した。

これを方向別に表わすと図 5-5 のとおりとなる。

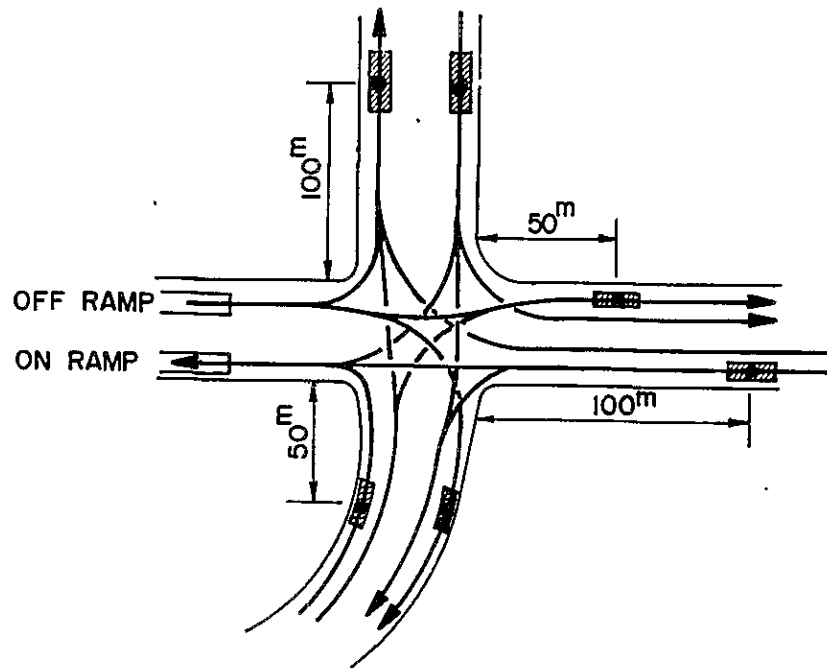


FIG. 5-5 PLAN OF BUS STOPS

以上のバス停留所の配置に基づき現況を詳細に調査した結果、Wongsawang 道路の
 拡幅は北側を固定して南側に行った。また、C.P.A.Cの工場の部分に出入路が設置さ
 れるためWongsawang 道路の両側拡幅は得策とはいえない。したがって Bangkok 側の
 平面線計上のコントロールポイントは図 5-6 に示すとおりである。

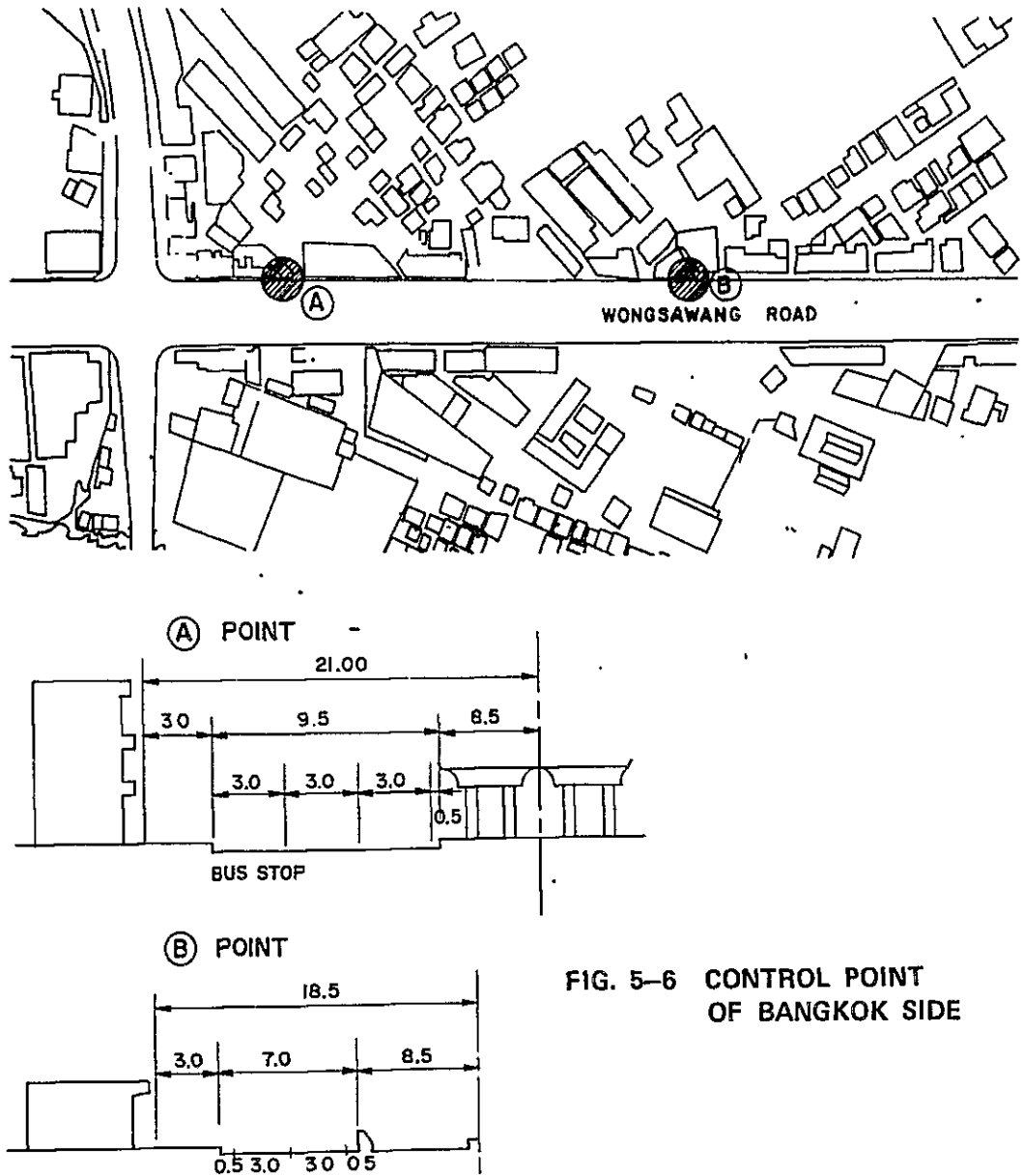


FIG. 5-6 CONTROL POINT
 OF BANGKOK SIDE

b) 出入路とC.P.A.C

出入路とC.P.A.Cの間は通常自動車の通行がない部分である。しかし河の近くでの事故等に必要な緊急車の通行や、Chao Phraya 河に面した合板工場の敷地を全面買収した場合跡地を公園等に利用する必要もあり、そのための維持管理用の自動車の通行のための側方余裕を確保する必要がある。(図5-7参照)

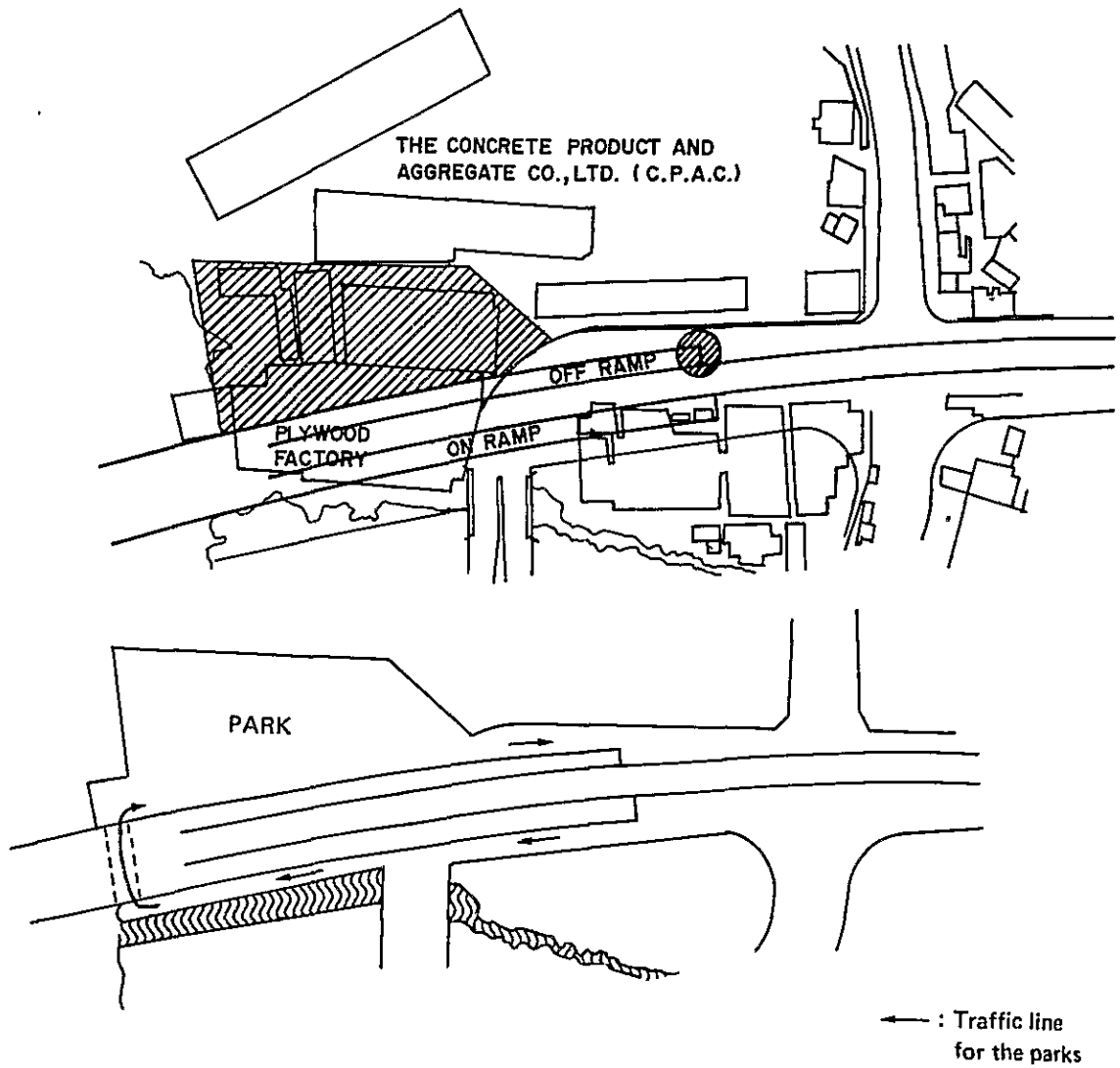


FIG. 5-7 RAMPWAY & C. P. A. C.

2) Thonburi 側

a) 高架部側道の幅員構成

高架部側道の将来交通量は往復 20,000 台/日となっているため、原則的には 2 車線でよいが将来の土地利用計画によっては停車帯の必要性も充分あり得る。したがって量的には少ないものの大型トラックやバスの通行を考え 3.0 m の停車帯を設けた。(図 5-8 参照)

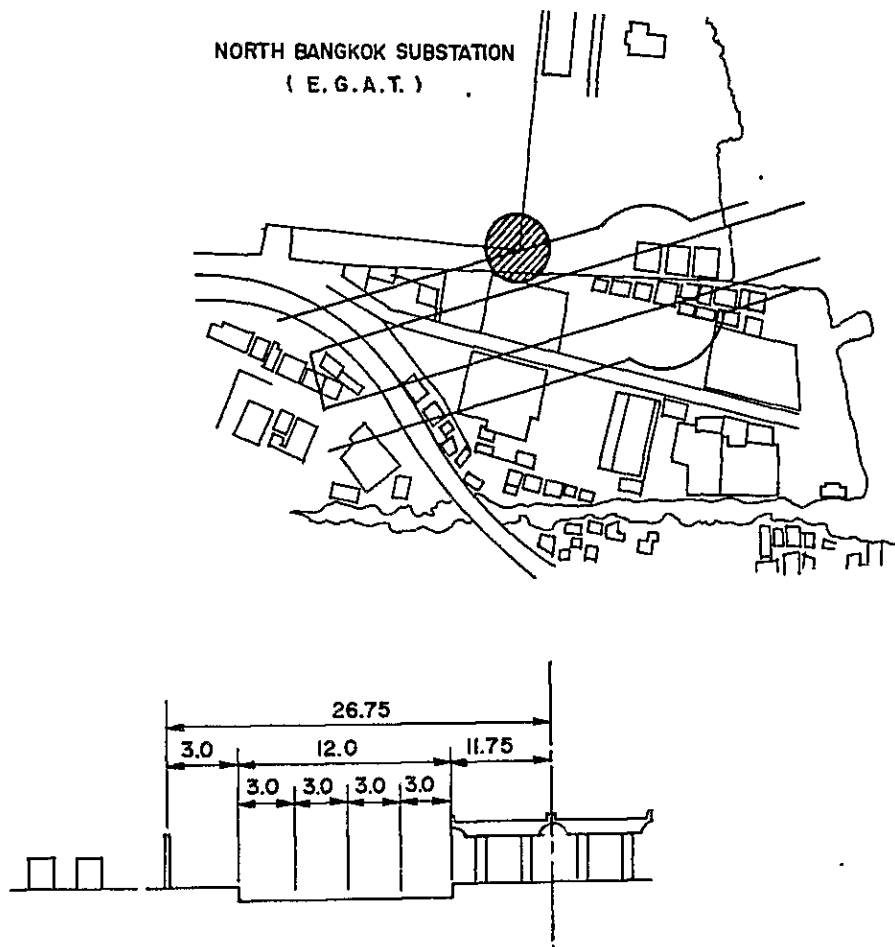


FIG. 5-8 CONTROL POINT OF THONBURI SIDE (1)

b) 鉄道橋の用地幅

小規模インターチェンジを計画している部分は鉄道に近いため鉄道の法尻端をコントロールポイントとした。(図5-9参照)

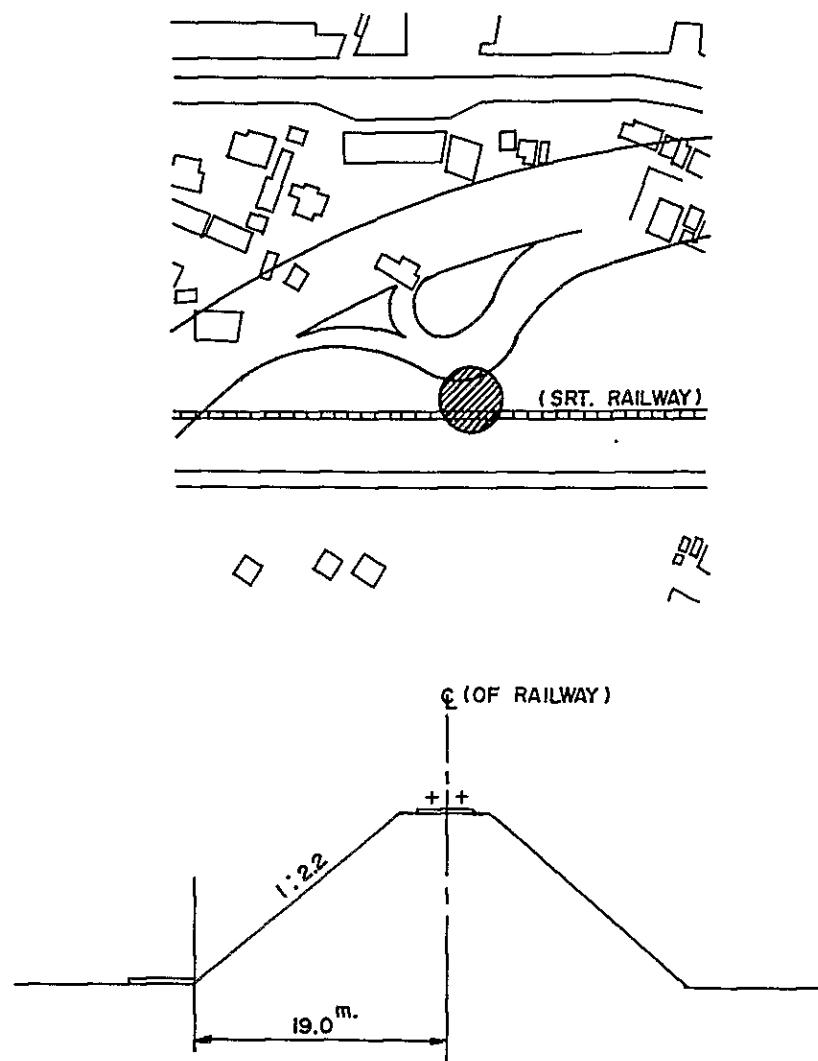


FIG. 5-9 CONTROL POINT OF THONBURI SIDE (2)

(2) 平面線形設計

(1) の項で設定したコントロールポイントに基づいて 図 5-10 に示す線計を設定した。

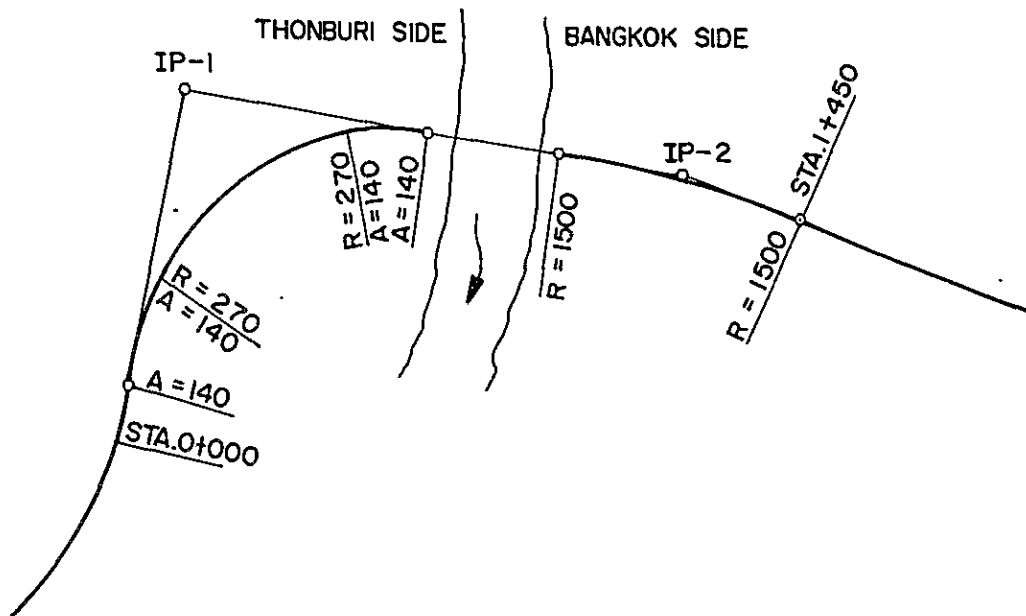


FIG. 5-10 HORIZONTAL ALIGNMENT

フィージビリティ調査で計画した Thonburi 側の曲線半径は 300 m であったが、設計速度 60 km/h に対応したクロソイド曲線を使用したため曲線半径は 270 m とした。また、Bangkok 側はクロソイド曲線の不必要な曲線半径として $1,500\text{ m}$ を使用した。

5-1-2 縦断線形

縦断線形の設計は平面線形と同時に進められるべきものである。縦断線形設計も平面線形と同じように市街地内に計画されるため既設の道路・建物とのアクセスには充分の注意を払う必要がある。

(1) コントロールポイント

縦断線形に使用したコントロールポイントは次のとおりである。

1) Chao Phraya 河の航路に対する建築限界

新しい橋梁が計画される部分は河川の曲線区間（半径約 700 m ）となっている。

航路幅は、現況の河川中心線と現況の R A M A VI 橋の中心線の 2 本について検討した。

現況の河川中心線が若干 Thonburi 側に移動している。

計画ではこの 2 本の中心線にそれぞれ所定の 60 m の航路幅を持たせ合成させたものを新しい航路幅とした。

また航路高は前後の橋梁で用いられている H W L (2.00 m) から 5.5 m の高さを確保した。(図 5-11 参照)

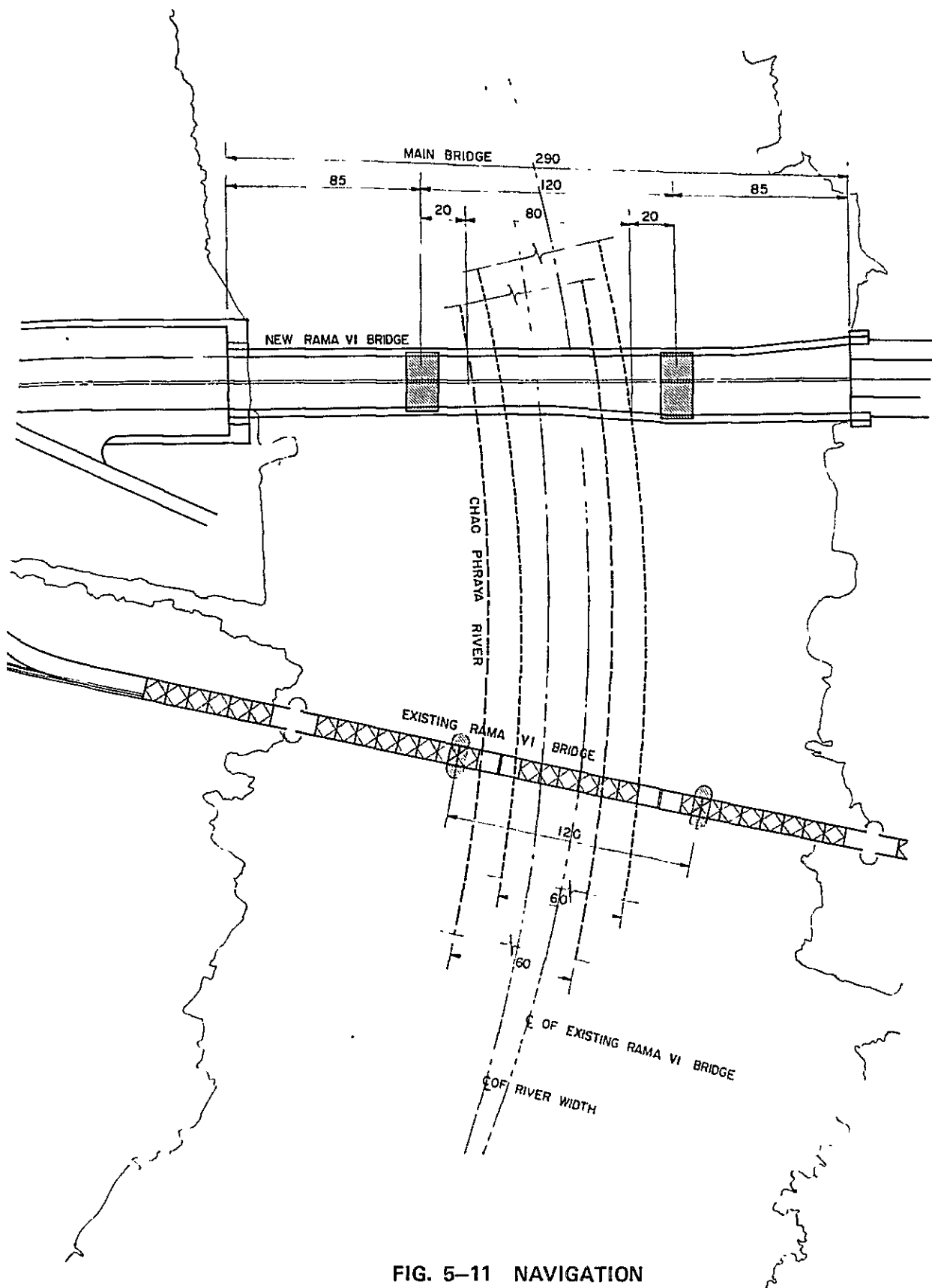


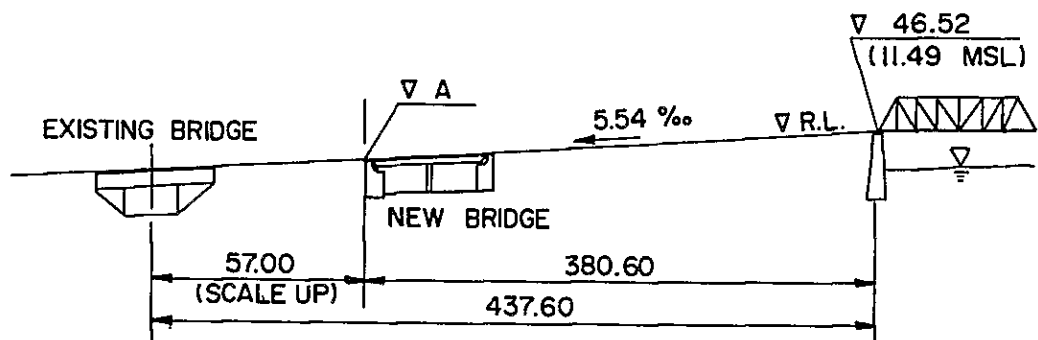
FIG. 5-11 NAVIGATION

2) Bangkok 側

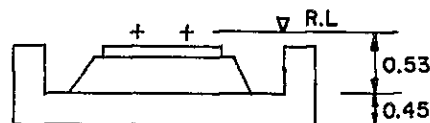
本プロジェクトに於いては主橋部分から Pibul - Wongsawang 交差点間の距離が極めて短いため、出入部の縦断線形を満足なものとするため主橋部に減速または加速車線を設ける必要を生じた。このため Bangkok 側における縦断線形のコントロールポイントは2ヶ所存在する。1ヶ所は Wongsawang 道路と Pibul Songkhram 道路との交差点部での所定の計画幅員と道路の建築限界であり他のヶ所は本線と出入路のノーズの位置である。出入路のノーズ位置は構造上橋脚の上に置くのが有利であり、工事費も安くなる。したがってノーズは主橋の橋台上に設置することとした。

3) Thonburi 側

Thonburi 側で最も重要なコントロールポイントは鉄道との交差部分である。この鉄道の両側には小運河があるため、この小運河の H.W.L.、道路の計画高、鉄道の新しい橋梁の桁下高との間に道路建築限界が存在しなければならない。まず、鉄道の橋梁桁下高は下図のように決めた。



$$\nabla A = 11.49 - 0.0055 \times 380.60 = 9.40$$



一方道路計画高は次のように決めた。

この部分は道路の曲線半径が 270 m として計画したため片勾配を使わなければならない。今、片勾配を A A S H T O の最小値を使って 4 % とし、また主橋の桁高を 4.0 m とすると横断は概ね図 5-12 のような結果となる。

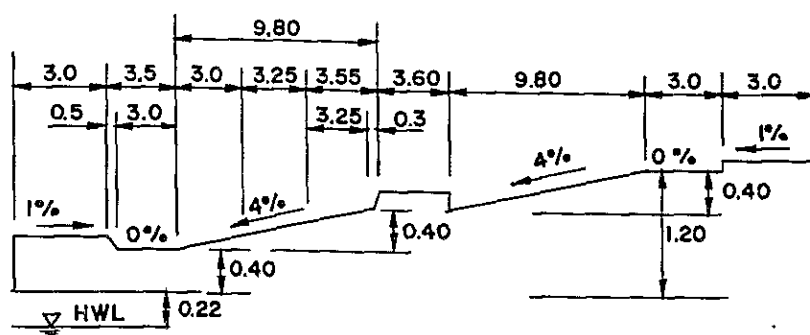


FIG. 5-12 CROSS SECTION OF MINOR BRIDGE

建築限界はH W Lを2.0 0 mとし、鉄道橋の桁下から道路の建築限界を引き更に1.2 0 mの主橋の桁高を引くと、2.2 0 mとなり約2 2 mの空間が確保できる。

一方、Thonburi 側では取付部に側道が計画されているためリバーサイド部でUターンする道路の建築限界を確保しなければならない。

これらのコントロールポイントは図5-13のように示される。

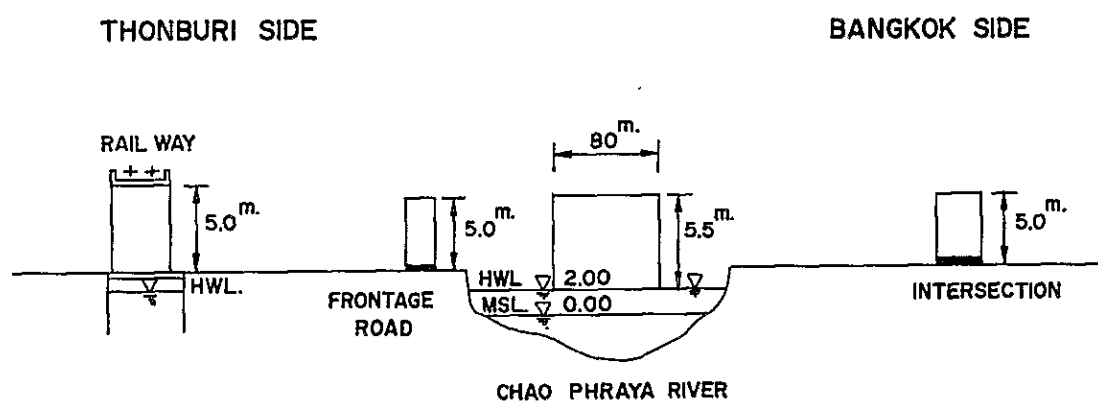


FIG. 5-13 CONTROL POINT OF VERTICAL ALIGNMENT

(2) 主橋の縦断曲線

AASHTOにおける凹形縦断曲線は図5-14のように規定されている。

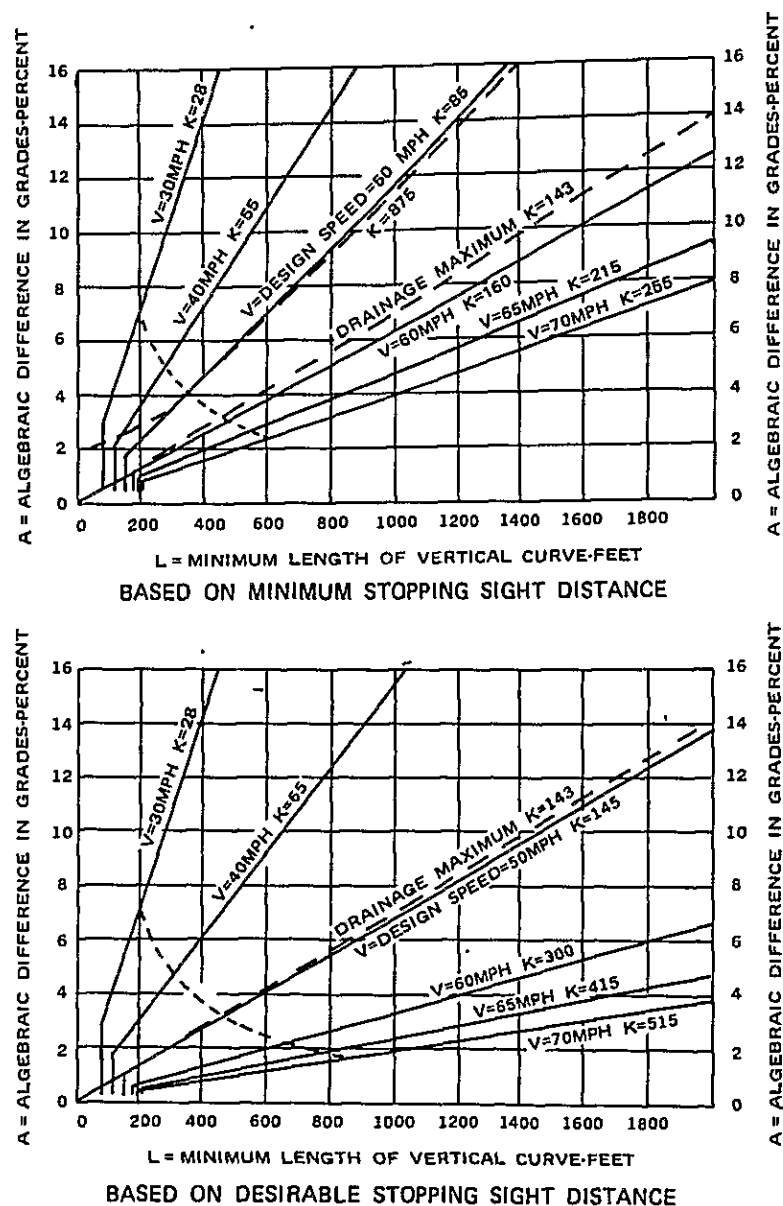


FIG. 5-14 DESIGN CONTROLS FOR CREST VERTICAL CURVES

今回の設計は設計速度を60km/hとしているので、望ましい値(図5-14下図)は135mである。また限界値(図5-14上図)を使用した場合は115mとなるが、仮に80km/hで走行した場合を考えても、曲線長は210mである。したがって設計ではこの210mを最小縦断曲線長とした。

一方、主橋部は中央部に航路のコントロールポイントがあるため、縦断曲線長が短ければ短い程全体の計画高は低くなる。しかし主橋の橋長が300m位になることから安

全性、美観を考慮し、縦断曲線半径を4,000mとした。したがってこの場合の縦断曲線長は320mとなる。

5-1-3. 横断設計

今回の設計では Bangkok 側の Wongsawang 道路と Thonburi 側の Charan Sanitwong 道路を連絡する。この2本の道路はBMAとDOHがそれぞれ管理している。それぞれの幅員構成は中央分離帯と歩道の幅員が異なっているものの、基本的な車線幅員については同じである。

しかし幅員構成は Bangkok 側と Thonburi 側に分けて設計を行なった。

(1) 幅員構成

Bangkok 側と Thonburi 側の標準幅員構成は図5-15に示すとおりである。

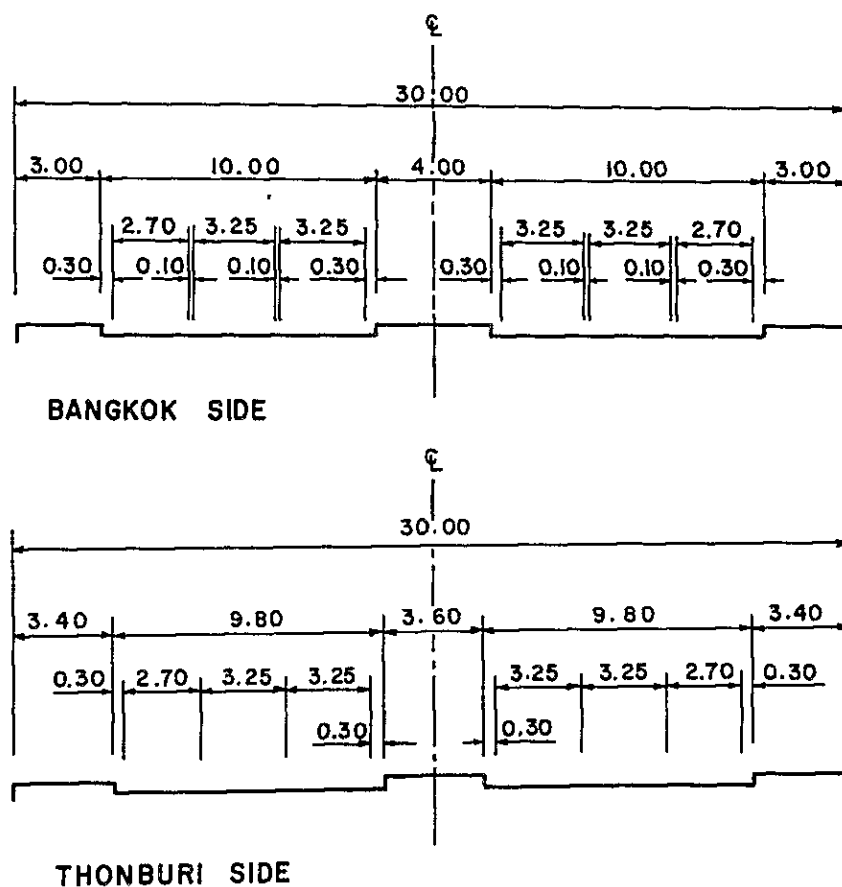


FIG. 5-15 TYPICAL CROSS SECTION

1) Bangkok 側

Wongsawang 道路は中央部の4車線が3.25mであるため高架部の4車線とは問題なく摺付くことができる。しかし歩道側の車線幅員は2.70となっている。このために高架部における側道との摺付けを考え側道の車線幅員は3.00m、バス停留所部の車線幅員は2.70mとした。(図5-16参照)

またランプ部南側の側道は将来の土地利用を考慮し1車線+停車帯を確保した。

2) 渡河部

渡河部は両サイドの現況車線幅員である3.25mを、また歩道は2.5mをそれぞれ確保した。

3) Thonburi 側

Thonburi 側は6車線の高架の先に小規模インターチェンジがあるため3.0mの付加車線を設置した。またバス停留所部はBangkok側と同様2.70mとした。

(図5-17参照)

(2) 片勾配

幾何構造基準では最急片勾配を4%と設定した。この場合の最小曲線半径は175mとなるが設計では曲線半径を270mとしたため、この区間の片勾配は3%で充分である。

しかしこの区間の片勾配は80Km/hで走行することも考慮し4%とした。

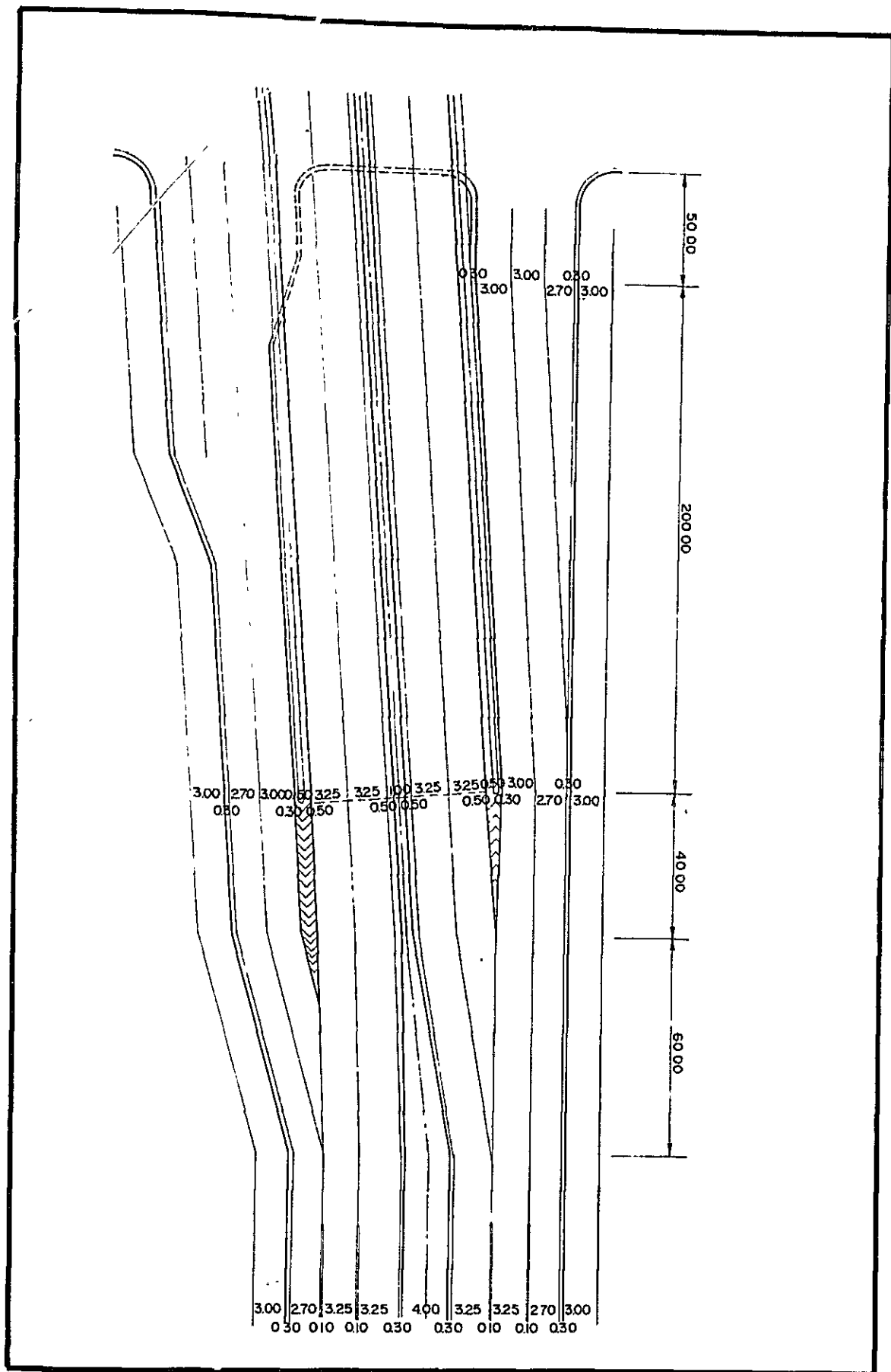


FIG. 5-16 ROADWAY PLAN (BANGKOK SIDE)

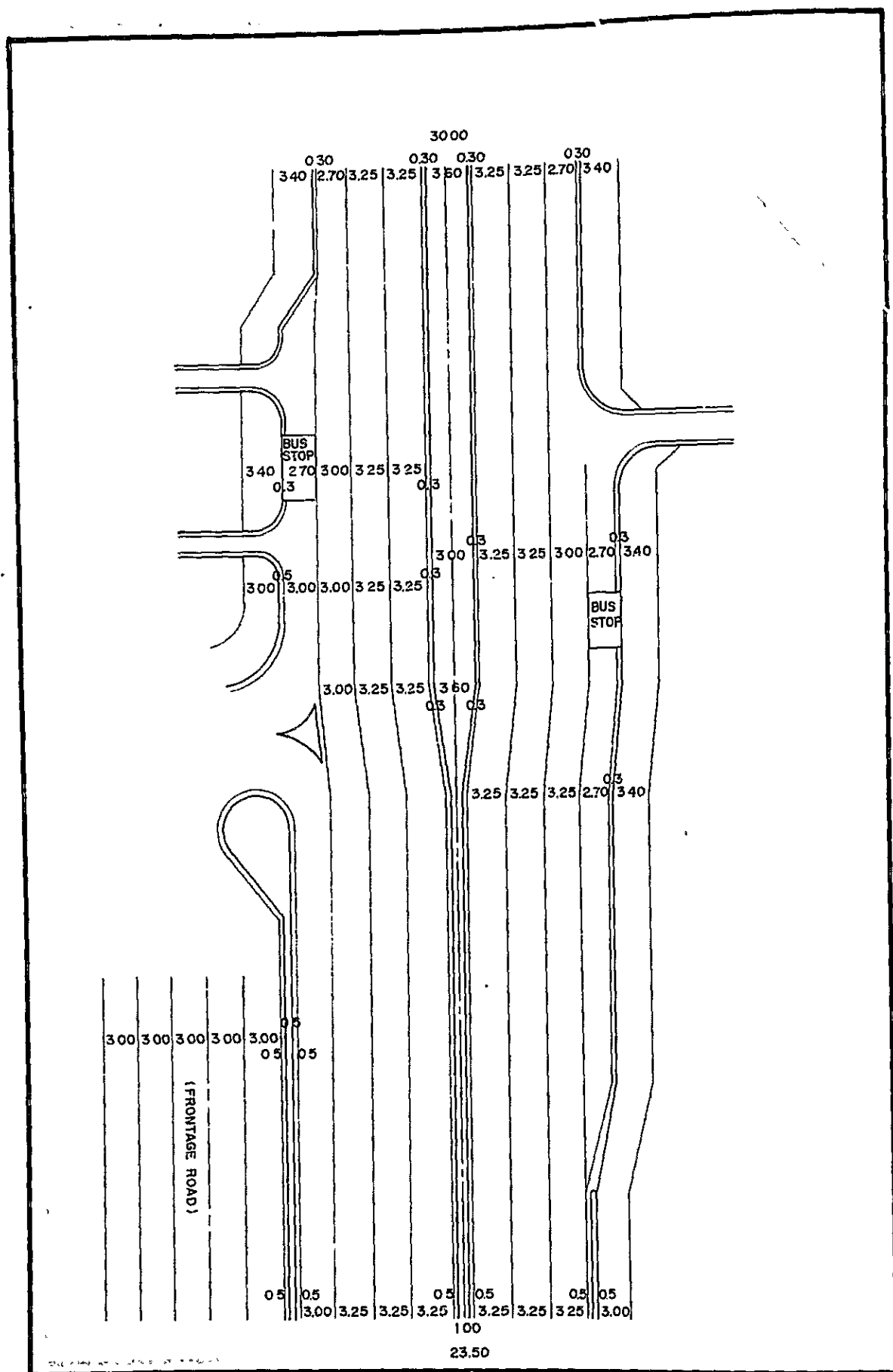


FIG. 5-17 ROADWAY PLAN (THONBURI SIDE)

5-1-4. 出入路の設計

今回の設計の特徴の1つに Bangkok 側の交差点をフライオーバーするためランプを設置しなければならないことが挙げられる。出入路についての考え方は次のとおりである。

(1) 平面線形

出入路の将来交通量は、片側で12,700台/日となっている。したがって車線数は1車線で充分であるが出入路上の事故等を考慮して2車線とした。出入路の車線巾員は本線と同様32.5mを確保した。また、出入路の加減速車線の考え方は次のとおりである。

1) 加速車線

本線および出入路の縦断勾配は図5-18に示すとおりである。

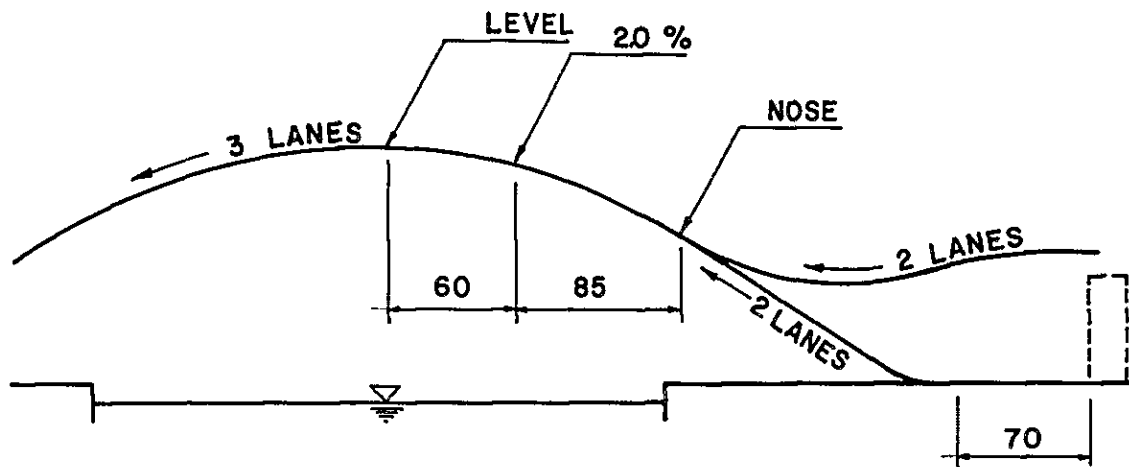


FIG. 5-18 VERTICAL ALIGNMENT OF RAMP WAY

またノーズより主橋側は縦断曲線区間に入るため勾配は緩やかになり、主橋の中心では殆んど水平となる。

一方、平面線形は図5-19に示すとおりノーズ手前では本線2車線、ランプ2車線でテーパーから先は3車線となるよう設計された。

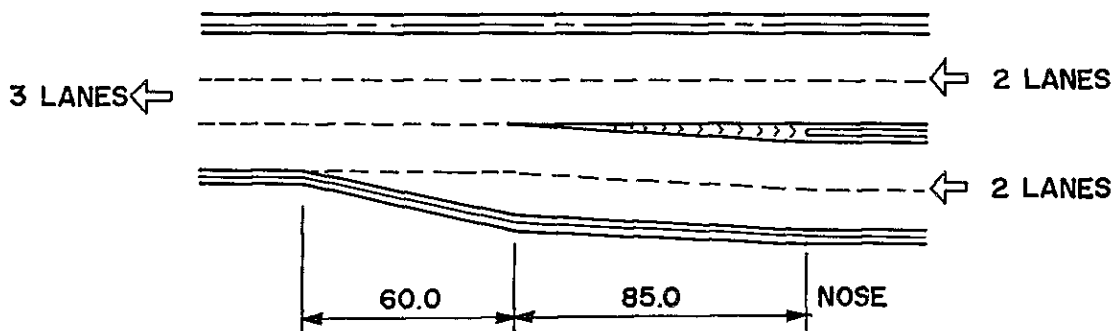


FIG. 5-19 ACCELERATION LANES PLAN

仮に橋梁上を車線変更禁止とした場合、2車線ランプが1車線ランプとなりそのまま本線の1部となると考えて差しつかえない。

したがって大型トラックやバスが合流できる勾配を2%と仮定し、この区間を加速車線とした。またテーパーは2%から水平になる橋梁中心までの区間とした。

2) 減速車線

減速車線は加速車線と同様に3車線の本線が2車線の本線と2車線のランプに分流する部分である。オフランプに流出する車は本線の外側車線を走行してそのままオフランプに入ることが可能である。したがって出入路の将来交通量からは、特に1車線でも可能である。しかしノーズ手前での流出挙動を予測した場合、ノーズ手前にテーパーを設けるべきである。設計ではノーズ手前に50mのテーパーを設けた。(図5-20参照)

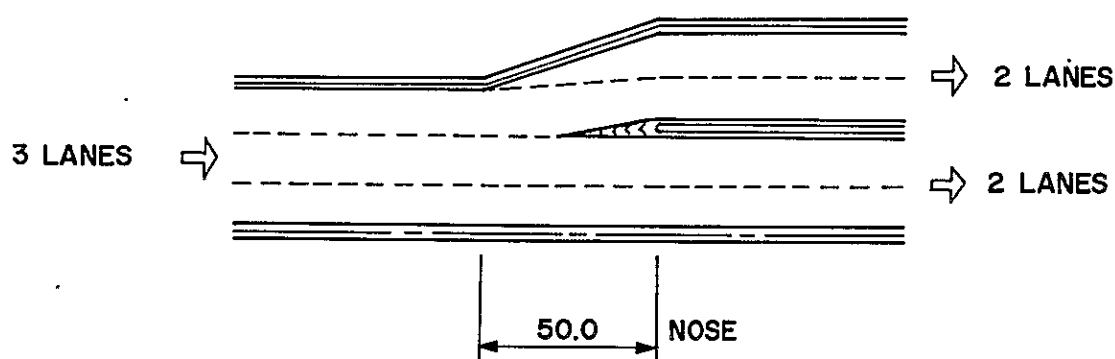


FIG. 5-20 DECELERATION LANES PLAN

5-1-5. 交 差 点

ここでいう交差点とは、Bangkok 側の Wongsawang 道路と Pibul Songkhram 道路の交差部のことである。

この交差点は中環状道路と Nonthaburi, 都心部を連絡する放射状幹線道路との交点でもあることから、交差点の交通処理能力の検討を慎重に行なった。

(1) ピーク方向別交通量

フィージビリティ調査で計算された方向別交通量は図 5 - 2 1 に示すとおりである。

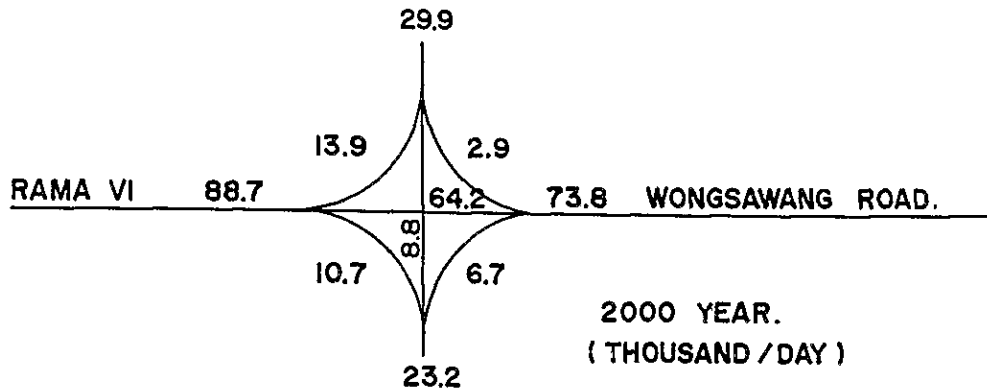


FIG. 5-21 TRAFFIC FORECAST OF INTERSECTION

この方向別交通量は 1 日の往復交通量の平均値で示されている。それぞれの片方向交通量は 50 % とする。また各方向別のピーク率は、現況のピーク率を参考に表 5 - 1 のように設定した。

Table 5-1

FROM \ TO		
	URBAN	RURAL
URBAN		
RAMA VI BRIDGE	7.5	7.5
PRACHA RAT 1 ROAD	8.0	10.5
RURAL		
WONGSAWANG ROAD	11.0	7.5
PIBUL SONGKHRAM ROAD	7.0	8.0

Upper : peak-hour ratio in the morning
Lower : peak-hour ratio in the evening

このピーク率に基づいて計算したピーク時方向別交通量は図 5 - 2 2 に示すとおりである。

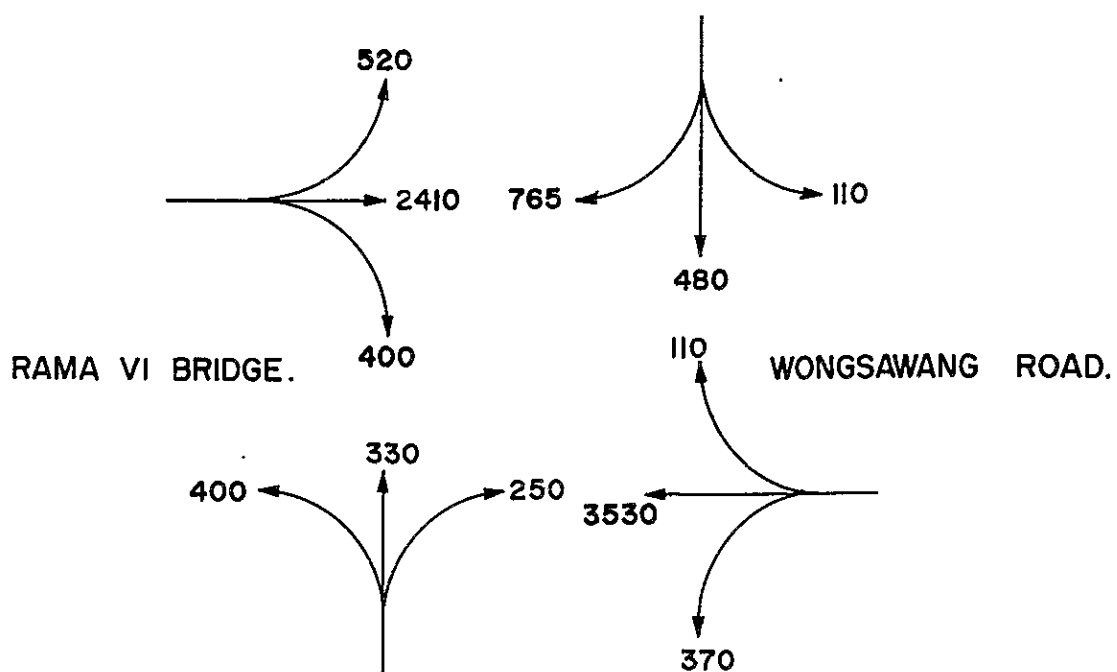


FIG. 5-22 TRAFFIC FLOWS BY DIRECTION OF PEAK HOUR

(2) 交通処理能力の検討

1) 設計条件

a) 流入部車線数

流入部車線数は表 5 - 2 に示すとおりに設定する。

Table 5-2

Entering Section	Through	Left Turn	Right Turn
RAMA VI BRIDGE	1	2	2
WONGSAWANG ROAD	1	1	1
PRACHA RAT 1 ROAD	1	2	1
PIBUL SONGKHRAM ROAD	1	1	2

b) 飽和交通量

飽和交通量は表 5 - 3 のとおりに設定する。これは日本の交通工学研究会で設定されているものを使用した。

Table 5-3

Lane Classification	Saturation flow rate V/Green 1 Hr
Through	2,000
Left Turn	1,800
Right Turn	1,800

c) 大型車混入率

大型車混入率は現況で約 17%であったが、将来の大型車混入率は 20%と設定した。この場合の飽和交通量に対する補正値は日本道路構造令より 0.85とした。

2) 交差点における交通処理能力

将来における交通処理能力を検討するために当交差点における信号現示を設定し、ピーク時交通量より飽和度を算出した。

a) 信号現示

信号現示は図 5-23 に示すとおり設定した。

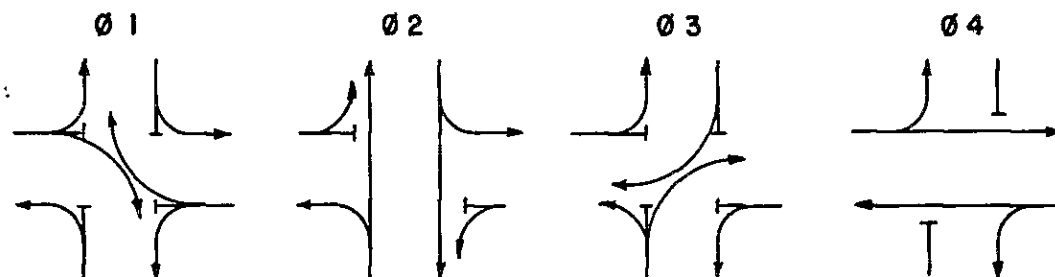


FIG. 5-23 SIGNAL PHASE

このうち $\phi 4$ は交通量も少ないことから処理能力の検討からはずした。

b) 現示率

現示率は各方向別に設計交通量と飽和交通量との比率で求められ、その方向に対して必要な緑時間の比率を表わしたものである。

交差点の処理は、現示率の合計が最大になる方向をチェックし、その最大値が 0.9 以下になれば可能となる。

この現示率の合計を一般的に飽和度と呼んでいる。飽和度は、クリアランスタイム（黄時間）が 10% 必要であるため 0.9 となり、この数字が 1 つの目安となっている。

c) 飽和度の結果

飽和度の計算は朝のピークと夕方のピークに分けて行なうのが原則であるが、ここでは両者を比較した結果、より飽和度の高い朝のピーク率を使って行なった。結果は表 5 - 4 に示すとおりである。

Table 5-4 Calculated Saturation Degree

Signal phase	Direction	Saturation Traffic Volume	Peak-hour volume	Rate of phase
1	Right-turning traffic from RAMA VI Bridge	$1800 \times 2 \times 0.85 = 3060$	400	0.13
2	Through traffic from Pibul Songkhram Road	$2000 \times 0.85 = 1700$	480	0.28
3	Right-turning traffic from Pibul Songkhram Road	$1800 \times 2 \times 0.85 = 3060$	765	0.25
	TOTAL			0.66

この結果よりこの交差点は表 5 - 2 の車線数を確保すれば信号処理が可能である。

(3) 交差点の設計

今回の設計は前項で定めた車線数に基づいて行なった。

各流入部についての考え方と結果は次のとおりである。

1) RAMA VI 橋

計画では、直進 1 車線、左折右折それぞれ 2 車線となっている。直進の 1 車線は RAMA VI 橋から Wongsawang 道路の高架橋北側部分とバスの運行のために必要である。

右折車線の 1 車線は用地の関係で高架橋の下に設けた。この部分は桁の形状より 1 車線の確保が可能である。

2) Wongsawang 道路

ここは直進、左折、右折とも 1 車線で処理できる。しかし、Wongsawang 道路からの左折は常時可としたため、バスレーンも含めて 2 車線とした。ここも右折車線は用地との関係で高架橋の下に設けた。

3) Pracha Rat I 道路

ここは直進、右折がそれぞれ1車線、左折が2車線となっている。しかし直進のピーク交通量が330台/時となっていることから、直進は2車線確保した。

4) Pibul Songkhram 道路

ここは直進、左折がそれぞれ1車線、右折が2車線となっている。しかしここも Pracha Rat I 道路と同じく直進交通量が485台/時となっているため、直進を2車線とし、そのうちの1車線は左折車線との併用を考えた。したがってこの左折車線は信号によって処理されることになる。

(4) Pracha Rat I 道路

Pracha Rat I 道路との接続は、曲線半径が110mと80mのS字カーブを用いて現道に接続した。

またこの部分の車線数は前後の車線数、将来交通量(23,600台/日)から4車線とした。

5-1-6. インターチェンジ

予備設計では、フェージビリティ調査の第三案を受けてThonburi側にインターチェンジを設けた。インターチェンジの型式は平面設計のコントロールポイントでも述べたようにトランペット型として設計を行なった。このトランペット型の平面線形は次のとおりである。

(1) 曲線半径と設計速度

本線の線形と鉄道の盛土法尻の位置、高架端の位置等から、Bangkok側から左折する交通に対する曲線半径は約20mが限度である。

AASHTOによる設計速度は以下のとおりである。(図5-24参照)

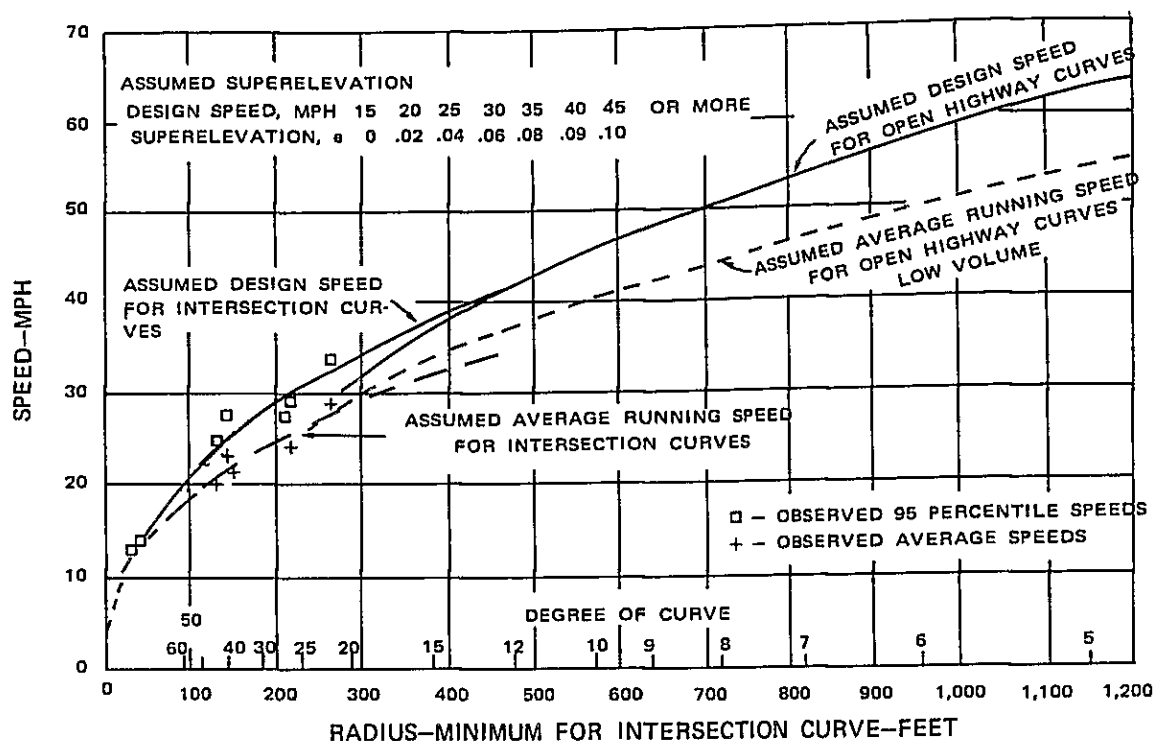


FIG. 5-24 MINIMUM RADII FOR CURVES AT INTERSECTIONS

また本線の設計速度に対する出入路の設計速度は表 5 - 5 に示される。

Table 5-5 Guide values for ramp design speed as related to highway design speed

Highway design speed, mph	30	40	50	60	65	70
Ramp design speed, mph						
Desirable	25	35	45	50	55	60
Minimum	15	20	25	30	30	30
Corresponding minimum radius, feet						
Desirable	150	300	550	690	840	1040
Minimum	50	90	150	230	230	230

Note: Ramp design speeds above 30 mph seldom are applicable to loops.

この表からすると、本線の設計速度が 60 Km/h である時出入路の設計速度は 19 mph (30.4 Km/h) となる。

図 5 - 24 より、30.4 Km/h の曲線半径は 75 フィート (22.86 m) となり、設計条件を満足している。

したがってトランペット型インターチェンジの曲線半径を 22 m とした場合、設計速度は 30 Km/h となる。

(2) 減速車線長

AASHTOによる減速車線長は表5-6に示すとおりである。

Table 5-6 Design lengths of speed-change lanes
all main highways
Flat Grades - 2 Percent or Less

Design speed of turning roadway curve, mph		Stop condition	15	20	25	30	35	40	45	50		
Minimum curve radius, feet			50	90	150	230	310	430	550	690		
Design speed of highway, mph	Length of taper, feet	Total length of DECELERATION lane, including taper, feet:										
		40	190	325	300	275	250	200	-	-	-	-
		50	230	425	400	375	350	325	275	-	-	-
		60	270	500	500	475	450	425	400	325	300	-
		65	290	550	550	525	500	475	450	375	325	-
		70	300	600	575	550	550	525	500	525	400	350
		75	315	650	625	600	600	575	525	475	450	400
		80	330	700	675	650	650	600	575	525	475	450
Design speed of highway, mph	Length of taper, feet	Total length of ACCELERATION lane, including taper, feet:										
		40	190	-	325	250	225	-	-	-	-	-
		50	230	-	700	625	600	500	400	-	-	-
		60	270	-	1125	1075	1000	900	800	600	400	-
		70	300	-	1550	1500	1400	1325	1225	1000	825	575

NOTE: Uniform 50:1 tapers are recommended where lengths of acceleration lanes exceed 1300 feet, or where design speeds exceed 70 mph, or elsewhere if appropriate and space permits.

本線の設計速度は60Km/hで出入路は30Km/hである。この場合の減速車線は75mとなるが、本線は4%の下り勾配であり、しかも左折車線は1車線であることを考えると本線の実際の走行速度は80Km/h位になることを考慮しておく必要がある。また出入路の入口部が1車線と狭いため、出入路の走行速度は本線とは逆に20Km/h程度に落ちることが考えられる。

したがって今回の設計では、本線の設計速度を80Km/h 出入路の設計速度を20Km/hと仮定して125mの減速車線を確保した。

5-1-7 舗装設計

道路舗装の設計手法は数多く発表されている。それらは複雑で色々な範囲で異なった結果をもたらす場合がある。

この複雑な問題についての最近の理論は気候温暖な場所でも歴青材の強さということに変えて議論されてきたが、アメリカやヨーロッパで開発された設計手法の多くは熱帯地方では応用できないとされている。この判断の重要なポイントは Bangkok のように熱い地域では厚さのある歴青層として使っても、わずかな技術的メリットしかなくて、これらの歴青材は常温における応力としてはより高品質の粒状層とほぼ同じである。

これらの経済的な比較は歴青材の現在価格を考慮することによって明らかとなる。

(1) 盛土

1) 安定解析

今回の設計における盛土の可能高さは、この段階では、テラー曲線を用いて解析した。これは全応力法による粘性土法面に無次元の安定度を与えることによって解析するものである。 $(\phi=0 \quad c=qu/2)$

その結果、盛土の可能高さは次のようになった。

盛土高	安全率
10 m	2.3
1.5 m	1.7

しかしながら、引張ひび割れ、側溝堀削による、安定のより詳しい設計は円弧すべりの検討によって調査研究されなければならない。

2) 圧密沈下解析

前節で述べられた盛土の圧密土による初期圧密沈下の予測は一般的な Terzaghi 法によって解析された。

圧密沈下の結果は図 5-25、5-26 に示した。

Thonburi 側の圧密沈下度は深さ 9.5 ~ 13.5 にある厚さ 4.0 m の間げき水圧を消散させるような砂質の出現により Bangkok 側より大きくなっている。

(2) 舗装設計

DOH と BMA は、舗装設計に関する独自の基準をそれぞれ持っているため、今回の設計は Bangkok 側と Thonburi 側にそれぞれ異なった基準を使うこととした。

一般的に、舗装設計の舗装構成は将来交通量、盛土材を検討することによって各層の特徴を把握し設計しなければならない。

しかし、今回の設計では、両基準とも AASHTO の基準と同じであるため、それぞれ異なった舗装構成を使用したとしても問題はないと思われる。

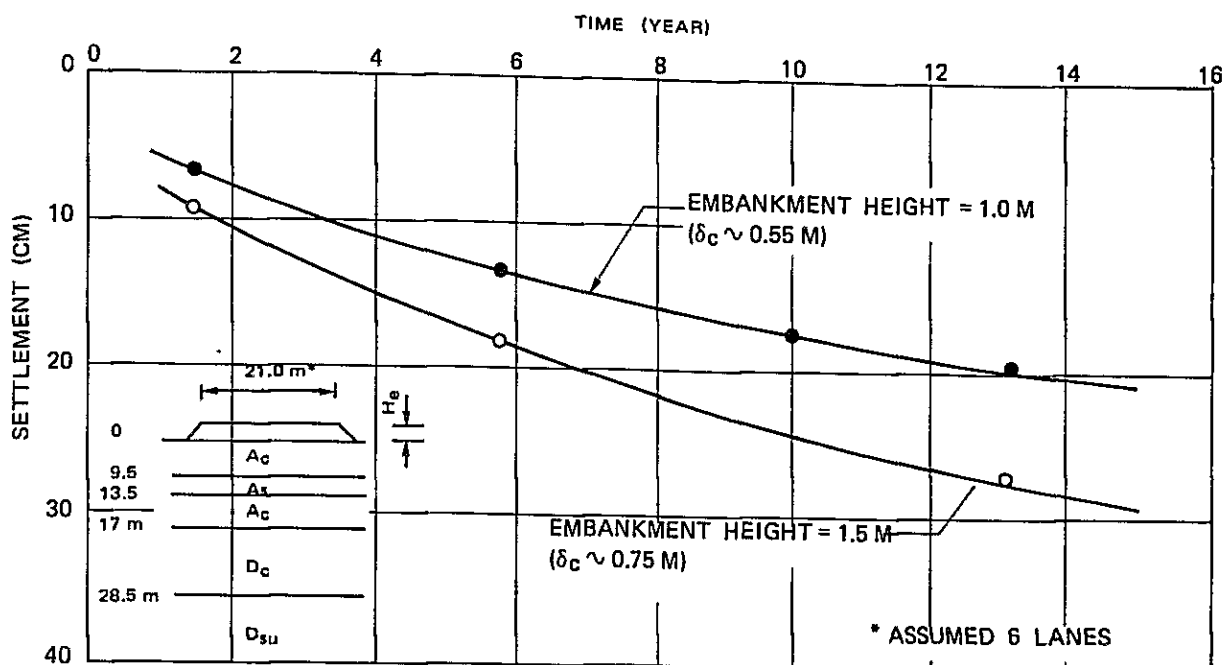


FIG. 5-25 ESTIMATED TIME - CONSOLIDATION SETTLEMENT ON BANGKOK SIDE

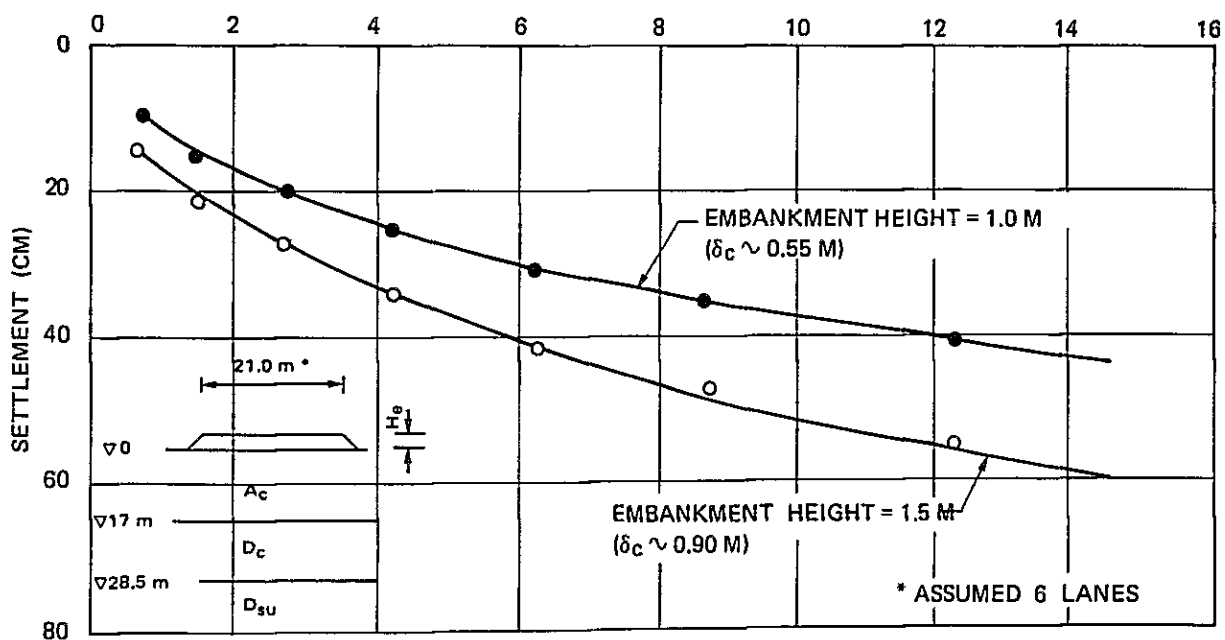


FIG. 5-26 ESTIMATED TIME - CONSOLIDATION SETTLEMENT ON THONBURI SIDE

5-1-8. 道 路 設 備

(1) 道 路 照 明

夜間の交通の流れを維持したり、交通事故を減少させるため、道路照明を今回の計画区域に設定した。

平均照度は「An Informal Guide to Roadway Lighting」(AASHTO)に従って照明設備が10ルクスとなるような設計とした。

長期間使用し、広範囲の部分を照明し、最少限の維持を計るため、照明器具は耐久性、効率、容量に高いレベルのものが求められる。次に示す3つのタイプが照明設備として適切である。

けい光性の水銀蒸気型

低圧ナトリウム型

高圧ナトリウム型

計画ルートには効率の高い、寿命の長い、低価格でしかも現況の照明設備として確保されている低圧ナトリウムランプ(135w)を採用した。

照明ポール位置や照明ランプの高さは、道路表面の必要光量とグレアの程度によって決定する。

グレアを小さくするためには、光源をより強力にし、道路表面からより高い所にしなければならない。

推奨される照明ポールの高さは、道路上にはり出した型のテーパーポールの10mのものであり、間隔は標準的には30mが使われている。

型にはまった様式を根底に置くよりも、このような基礎方式によりポールがより簡単に、着工・設置されうるようなものが、基礎工設計として提起されるべきである。

(2) 道 路 標 識

標識の組立・設立・描き方はAASHTOで提示されている基準に従った。この基準によると、道路標識には、案内標識・規制標識・警戒標識の三種類がある。

交通標識は、高速で走行したり、交通量の多い場所を走行する運転手が即座に判断できるように、明瞭かつ大きなものでなければならない。

道路標識の配置はDOHの基準に従った。しかしながら、道路標識は、視覚に対する影響に、その重要性が認められるものであるため、周囲の背景から目立つものでなければならない。また、標識は、道路の主要点に関連した位置に設置されなければならない。が、運転者が、必要な行動を行なう地点に到達する以前に標識を確認し、内容を判断し、意を決する、ということを確保するために、標識は、主要地点より手前の、十分に距離を置いた場所で確認されなければならない。従って、標識の配置は、道路の幾何構造や環境により影響されることになる。

(3) マーキング

道路構造において、マーキングは、DOHにより提示されている基準に従った。現在使用されているマーキングには、次のようなものがある。

縦方向のマーキング

破 線

実 線

路 肩 線

横方向のマーキング

停 止 線

横断歩道

その他のマーキング

右左折線

標示語句

歩 道 線

方向指示矢印

道路の主要なマーキングや、交通量が多いため、すりへってしまうような場所のマーキングは、加熱可塑性の材料が使われる。補助的な線や歩道線は、ペンキが使われる。

道路構造における基準、道路照明、排水、その他道路施設は Drawings の 465 に示す。

5-2. 構造物設計

構造物の予備設計はフィージビリティ調査の概略設計に基き、より精度の高い構造解析を行なうものである。この作業はスパン割と構造寸法を確定する事である。

5-2-1. 主 橋

(1) 設計条件

架橋位置・スパン割及び橋梁形式等の基本的設計条件はフィージビリティ調査に於いて次の如く決められている。

1) スパン割

$$85m + 120m + 85m = 290m$$

2) 幅 員

橋梁幅員は、ON・OFFランプの内橋梁中央から Bangkok 側へ次第に拡がっている。橋梁の一般図と横断面は（図5-27）に示される。

3) 橋梁形式

PWDよりのコメントを重視して片橋梁施工方式によるプレストレストコンクリート有鉸三径間連続ラーメン箱桁橋が採用された。本橋は中央径間中央で中央ヒンジ（可動セン断ヒンジ）によって結ばれ、側径間端で可動支承によって支持された2組のTラーメン橋よりなっている。

(2) 橋梁構造形式

片持梁施工方式で本橋の如き橋梁規模のプレストレストコンクリート橋の場合、橋梁構造形式として次の如きものが考えられる。

第1案 連続桁橋形式

第2案 ラーメン橋形式

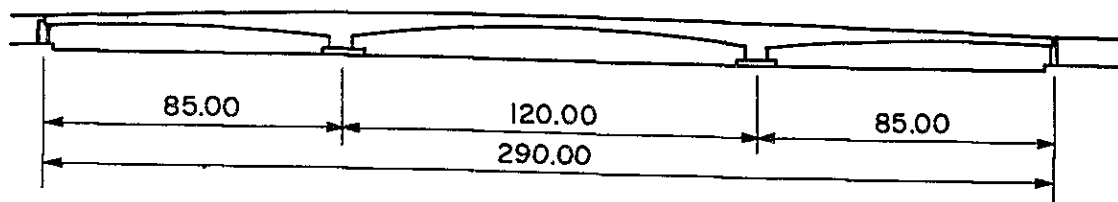
第3案 有鉸Tラーメン橋形式

1) 自動車の走行性からみると、橋面に伸縮継手の数が少ない連続桁形式が優れている。

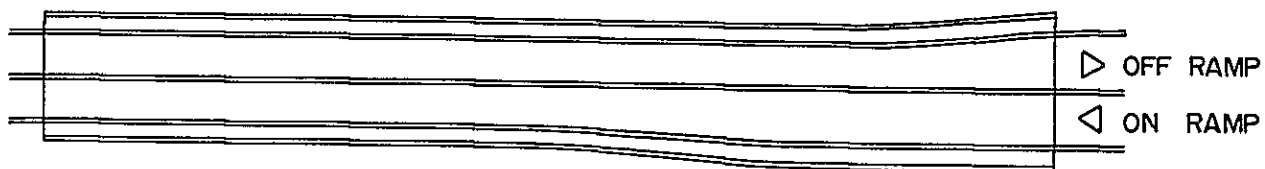
この場合全ての橋脚上に支承が配置されているので、連続桁は橋脚へ曲げモーメントを伝えない。従って各杭に生じる反力は等しく、杭の支持耐力は最も有効に活用され連続桁の利用により大きなメリットを与える。他方支承反力の増加に従って鋼製支承のコストはどんどん大となってきた。また、主桁は回転を許す支承に支持されているので、片持梁施工をする時施工中主桁は橋脚に仮固定されねばならない。この時にかなりの仮設材料と作業期間を必要とする。

2) また、片持梁施工方式による連続桁形式の場合施工中に生じる中間橋脚支点上主桁に生じる負の曲げモーメント最大値は完成後に生じる最大値より相当大きい。

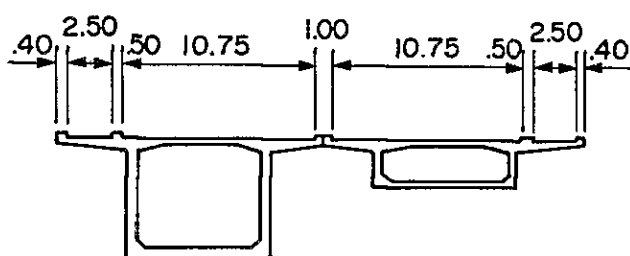
更に主桁の下縁部に配置されたPC鋼材は片持梁施工中は必要ない。そこで通常は三径間有鉸ラーメン橋型式より連続桁橋型式は多くのPC鋼材を必要とする。



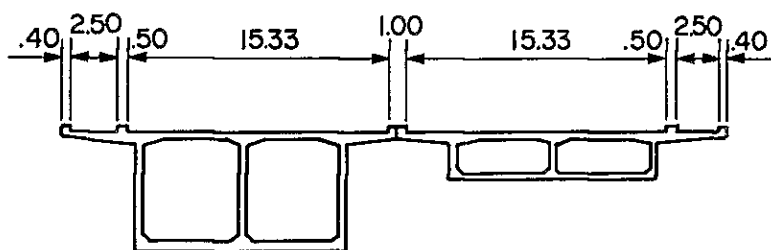
PROFILE



PLAN



THONBURI SIDE



BANGKOK SIDE

FIG. 5-27 CROSS SECTION OF MAIN BRIDGE

3) もし橋梁が門型ラーメンの集合体であれば支承は必要でなくなる。然し、この場合コンクリートの温度変化と乾燥収縮により橋脚に可成大きい力が生じる。橋脚が高くかつ柔軟性のある場合は生じる力は小さい。だが本橋の場合、河床より上の杭と橋脚よりなる下部構造は大きい剛性をもっているので、連続門型ラーメン橋型式は適当ではない。

第3番目の型式は、せん断力は伝えるが回転と橋軸方向の移動は拘束しないヒンジでスパン中央を連結された三径間有鉸ラーメン橋型である。この構造型式は中間橋脚上の支承の費用が不要になり、片持梁施工による問題も解決出来且つコンクリートの温度変化と乾燥収縮による主桁の変位も（拘束しない）許すので最適である。然もこの型式は構造力学的面でも優れている。即ちどの断面に於いても施工中生じる最大応力度は完成後に生じる最大応力度をこえる事はない。

上記の如き検討の結果として、第三案が最適案として選択された。

(3) スパン割の検討

河川部橋梁の全長は290mと決定されており、且つ今迄の設計検討で新橋の平面線形は現RAMA VI橋と平行でないものにならざるをえない。

新旧RAMA VI橋共河の曲線部にあるので、タグボートに引っぱられた長い運搬船団が描く舟航軌跡は河の中心とは一致しない。河川の直線部では流れに直角方向に最低60mの幅があるが、本橋の場合は水平方向に80mの周航空間が必要と考えられる。

フィージビリティ調査におけるスパン割(85+120+85m)はこの必要性に応じている。

予備設計に於いては、構造物の施工中や完成後に於いて構造物に望ましくない曲げモーメントが生じる事のないよう、より詳しい構造解析がなされ、スパン割の若干の変更が必要かどうかを検討された。

周知の通り、このタイプの橋梁では施工中、完成後共に中間橋脚に不均合モーメントが作用する。

このモーメントは、それが橋脚に断面力の違いを生ぜしめ、且つ基礎杭に長時間経過後不等塑性沈下を生ぜしめるので望ましい事ではない。最悪の場合橋脚が若干傾く事もありうる。このモーメントは中間橋脚上隣合う主桁の形状の違いによる橋脚上主桁モーメントの違いに起因する。

この橋梁は4ケのT型ラーメンよりなる。Bangkok側の下流側部分ではONランプによる拡幅がある構造解析上は側径間長を2～3m短かくした方がよい。

構造解析結果はP C鋼材緊張による二次モーメントで中間橋脚上の不均合モーメントを消去出来る事を示している。そこでフィージビリティ調査で採用されたスパン割に対する変更は必要なかった。

(4) 施 工 法

1) 上 部 工

本橋はプレストレストコンクリート工法であり、中央径間に対する必要性から、プレキャスト工法か現場打工法で施工されるPC橋桁以外には考えられない。

プレストレストコンクリート箱桁橋でよく用いられている現場打工法では、箱桁は片持式移動作業車を用いた仮設支保工、型枠によって新しいブロックを打設し乍ら中間橋脚の両側へ交互にのばされる。現場打ちされたコンクリートが所定の強度に達したら既設の主桁にPC鋼材で緊結され、この作業は主桁が連続桁の形につながる迄くり返される。この工法は全ての河川部スパンに用いられ、双方の中間橋脚から同時に或いは順次片持梁でのばされる。

プレキャストブロック工法を採用すると、河岸の桁製作ヤードで桁を製作し、バージでブロックを架設地点迄運び、吊上げ作業者とウインチによりそのブロックを所定位置に吊上げ、ブロック継目にエポキシ接着剤をぬり、そして既存の主桁へPC鋼材で緊張される事になる。中間橋脚柱頭部は現場打される。プレキャストブロック工法の利点は架設に先立って陸上でブロックが製作出来、且つ架設時は1台当り1日1個の割で架設可能な事である。

プレキャストブロック工法の経済性は、ブロック製作過程に於ける規格化と機械化の結果よりきている。設計された主桁形状寸法が毎日の作業のくり返しが可能となれば、比較的少人数で1型枠1日1ケのブロックが製作出来る。このペースで製作する為には、型枠が変化するのをさけ、鉄筋籠を規格化し、そしてPC鋼材配置を同じもののくり返しのレイアウトにする事が大切である。

然しランプによる幅員変化の為、主橋梁の平面形状は橋軸方向、直角方向共、図5-27に示す如く非対称であり、主桁形状寸法の規格化は不可能である。

この観点から現場打工法が採用された。

2) 下 部 工

a) 基 礎 工

下部構造の為の信頼出来る支持層は平均中等水位以下40mのところしかない。

そこで基礎構造物は同水位以下約45m迄下げなければならない。

固い粘土層を貫通しての井筒沈下作業は非常に困難なものであると考えられるし、ニューマチックケーソン工法はこの様な深い層に用いるのは不可能である。

僅かにリバースサーキュレーション工法による現場打コンクリート杭のみが基礎構造物として利用可能である。この工法はタイに於いて数多く実施され、機械や熟練工も十分調達出来る。

b) フーチング

安全性の面よりフーチングの天端高は最高洪水位より上になるよう決められた。

また、フーチングの底の高さは工事費軽減の為、フーチング工事のよき作業性と迅速なる施工を確保する為工事中の水面より上になっている。その高さは平均水等水位+1.00mである。

河の水位が下った時の景観性より既製コンクリートのカーテンウォールがフーチング側面に取り付けられている。このカバーは平均水等水位以下約1.00m迄下げられている。

(5) 主桁の形状寸法

1) 主桁の桁高について

一般にスパン60m以上のコンクリート箱桁橋に於いては桁高の変化する型式が経済的に構造的に適当である。同時に中央スパンの桁高を変化させる事により舟航の為の建築限界も最も効率よく確保されかつ取付橋梁を含む全橋長も短縮される。そこで桁高変化する主桁が採用された。この場合、スパン桁高比は通常中間橋脚上で18から20、支間中央で40から50にとられている。

本設計では次の如きスパン桁高比が採用されている。

中間橋脚上	18
支間中央	48
端橋脚上	30

2) 主桁断面形状

Bangkok側の橋梁は幅員がスパン中央の14.65mから端橋脚上の19.23m迄拡がっている。

上床版を経済的厚さに保つ為、上床版のスパンは約6mを越えられない。その為バンコック側主桁に対し三ウェブの箱桁が採用された。

勿論上流側の中央スパンには通常の1室箱桁断面も可能であるが、主桁に生じる応力の流れをスムーズに保つ為、Tラーメンの区間内で主桁の形状(ウェブ数)を変えない方が望ましい。そこでBangkok側は上下線共主桁形状は2室箱桁断面となっている。Thonburi側は何の問題もなく、通常の1室箱桁断面が採用されている。所要ウェブ巾は橋軸方向のせん断強度とたて締PC鋼材配置の為の所要スペースの両方を考慮の上決定された。ウェブ幅はタイでひんぱんに用いられているPCストランド12T12.7の碇着装置のスペース確保の為、通常360mm以上とられている。主桁重量軽減の為ウェブ幅を最小にすべく鉛直締め鋼材が用いられている。

上床版厚は主として橋軸直角方向曲げモーメントに支配され、主桁に生じる曲げモーメントによる橋軸方向圧縮応力には支配されない。上床版の面積は主桁断面積の大きな部分をしめるので、上床版厚の削減が経済的な設計につながる場合が多い。この観点から主桁自重軽減の為上床版厚を最小にすべく(PC鋼材による)横締め

が採用された。

3) 横 桁

AASHTO 示方書は箱桁の場合横桁を相当狭い間隔とするよう規定している。然し現実には、横桁がねじり剛度を得る為に必要な程きつく曲った橋梁以外では箱桁では殆ど横桁が必要ない事が証明されている。

横桁の存在は同一作業のくり返しをさまたげるので、中間横桁の省略は工事をはかどらせる。実際最近の殆どの長大スパンの現場打橋梁では横桁は橋脚の上と中央ヒンジ位置のみである。

中間横桁を省略するとねじりモーメントはスラブとウェブの曲げによって伝達されねばならない。この荷重伝達は閉断面（閉合ラーメン or Box 断面）に於ける荷重伝達と同じである。結果的には上、下床版とウェブに於ける曲げモーメントの増加は既かであり、床版とウェブの直角方向鉄筋の増加も僅かである。これらの理由により横桁は橋脚上と中央ヒンジ位置を除き省略された。主橋の断面は設計図（図面番号 12）に示されている。

4) P C 鋼 材

主橋に対し次の P C 鋼材の使用を考えた。

橋軸方向（たて締）P C 鋼材 — 12T12.7

橋軸直角方向（よこ締）P C 鋼材 — モノストラット T218

鉛直締 P C 鋼材 — P C 鋼棒 $\phi 26$

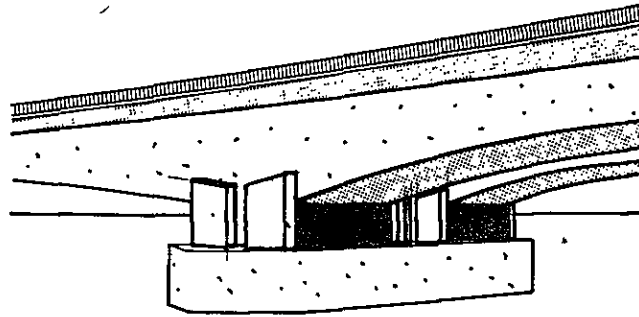
単位引張力当りの P C スtrand の単価は一般に P C 鋼棒より安い。然しスパン 100m 以上のプレストレストコンクリート橋の大半に於いては、その作業性の良さの為 P C 鋼棒が用いられている。他方コンクリート部材に配置されたシース内に P C スtrand をそう入する便利な機器や自動緊張ジャッキが最近大半の国で開発されてきた。そのような機器がタイ国内で利用可能なら P C スtrand は何の問題もなく片持梁施工に利用出来る。

そこでこの橋梁工事にどの P C 鋼材が適しているかの選択は、このような機器が利用出来るかどうかによる。

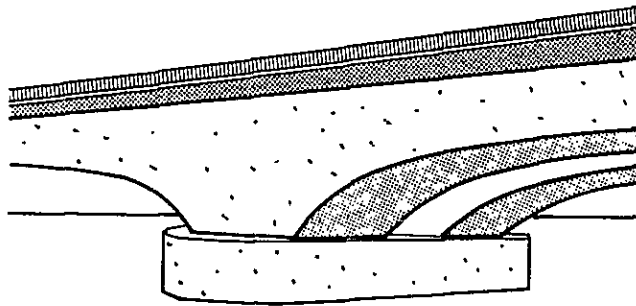
5) 主橋の形状

ランプの縦断線形を改良しランプ橋長を最も短かくして工事費を低減する為、周航用建築限界がとれる範囲内で最も低い縦断線形が採用された。その為、橋脚高（主桁の底面とフーチング天端間の距離）が非常に低くなり（解決さるべき）、非常に重要な景観上の問題が発生した。

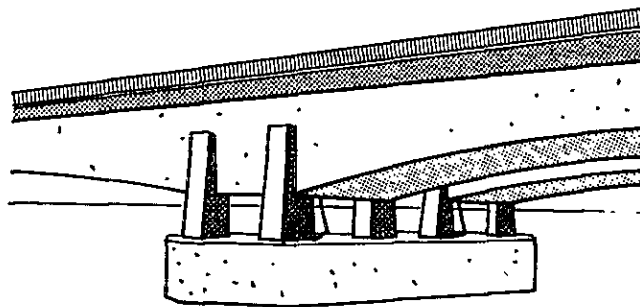
その形状について沢山の比較案、例えば図 5-28 に示される如き、を比べた上で、橋脚が非常に短いという外観の悪さをカバーする為、比較案 1 が採用された。



ALT. 1



ALT. 2



ALT. 3

FIG. 5-28 ALTERNATIVE OF MAIN PIER CONFIGURATION

(6) 附属構造物

高欄、舗装、照明器具や排水設備の選択に於いては、材料がタイで入手出来、且つ維持管理費が最小となるような配慮が必要である。

1) 高 欄

2種類の高欄が用いられている。即ち主橋の歩道外側には鋼製高欄が用いられ、中央分離帯の上にはAASHTO型鋼製ガードレールが設けられ、そして主橋の歩車道境界にはコンクリート壁高欄が設けられる。

2) 舗 装 工

良好なる走行面を作り出す為、橋梁（上床版上）車道部に厚さ50mmのアスファルトコンクリート舗装が用いられた。歩道部には50mm厚のコンクリート舗装が用いられる。

3) 照 明 工

主橋と取付部橋梁上には照明器具が設けられる。照明ポールは車道或いは歩道の外側に適宜設置される。

4) 排 水 工

橋面排水の為、主橋部は歩車道境界に、（取付）高架橋部では車道外側端に集水枳が設置される。

主橋部では河へ直接排水され、高架橋部では、水は鋼製箱型断面ガッターを利用して最も低い橋脚または橋台構造物迄導かれ、そして塩化ビニール排水管で柱の基部迄導かれる。

5) 階 段 工

本橋の歩行者の利用を考え、両側の橋端に階段を設ける。こうすれば取付高架橋に沿って歩道を設置する必要はなくなり、工事費が低減される。

主橋を渡ってきた歩行者はこの階段を利用して河岸部にある側道におりる事が出来る。高欄、排水、照明器具の標準詳細はDrawingsのA627と28に示されている。また、階段の詳細はDrawingsのA617に示されている。

5-2-2. 高 架 橋

(1) 上 部 構 造

Bangkok 側高架橋はPibul Songkhram-Wongsawang 交差点を立体交差するよう設計されている。立体交差橋はにぎやかな商業地域を通過するので特に見上げた時等に歩行者や住人に不快感を与えないよう、その外観には十分な配慮が必要である。

また、交差点部の交通処理能力を向上させる為、橋梁下に右折車の滞流部を確保し、更に交差点には信号機が設置されるので、右折時の十分な視距を確保する為、交差点両脇には長いスパンのスレンダーな橋脚を用いるのがよい。

この様な設計条件の下で、最適の橋梁形式として図 5-29 に示される如きキノコ形のプレストレストコンクリート橋梁が考えられた。

次に立体交叉部以外については、1 本足のキノコ形橋脚も長いスパンの橋梁も必要ない。若し主橋の端から分岐する ON・OFF ランプが高架橋の橋面下で街路に合流出来るなら、用地巾は相当縮少される。

結論として 4 ~ 15 径間連続で 17 m のスパン長をもつ (図 5-29) に示されるような横断面の鉄筋コンクリート充腹床版橋が採用された。この連続桁橋は良好な走行性を持ち、更に伸縮継手の為の維持費用を低減する。

調和のとれた外観を保つ為に、横断面両端の片持床版の形状は立体交叉部の形状と同一とし、桁高も同一とした。また、片持床版長を 3.25 m 以上とったので、ランプの内一車線が橋梁の下へ入れる。

ランプと Thonburi 側取付部の高架橋も美観上 Bangkok 側高架橋と同様の断面形状となっている。

図 5-29 に示す各部分の断面形状は施工性をよくする為、自重軽減の為の円筒型枠は用いない。その為による自重の増加は作業性の良さと型枠工事費の低減でカバー出来、従って経済的となる。

(2) 基 礎 工

取付高架橋の荷重は主橋の荷重より相当小さいので、平均中等水位以下 20 m の深さにある固い粘土層で十分支持される。

よって高架橋部分の基礎は 0.52 m × 0.52 m の正方形断面をもつ既製プレストレストコンクリート打込杭である。

E G A T (Electricity Generating Authority of Thailand) の近傍では、既製コンクリート杭の打込みによる (Bangkok 北変電所) への悪影響をさけるためプレストレストコンクリート杭の先堀杭打工法が用いられる。

(3) コンクリート床版橋の橋脚

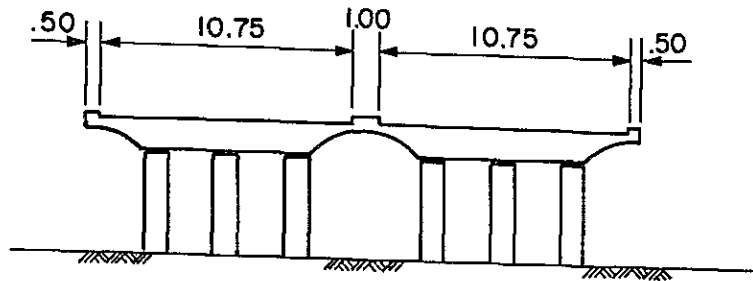
Bangkok 側交差点部取付高架橋橋脚の設計に於いては、道路利用者によい印象を与える為、優美な外観のキノコ型橋脚を採用した。

それに引き続き、立体交差部の両側でも外観的によく且つスレンダーなキノコ型橋脚とよく調和する構造が考えられねばならない。

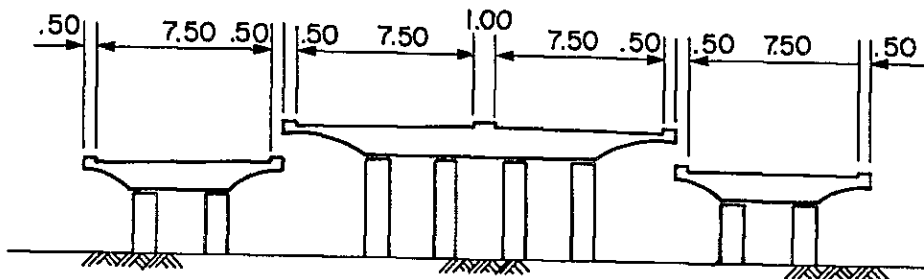
1 本足橋脚は若干不経済であり、また、交通制御の面からも必要ではないので、その代わりに 1 m 四角の断面をもつ複数橋脚のタイプが採用された。

(4) 支 承

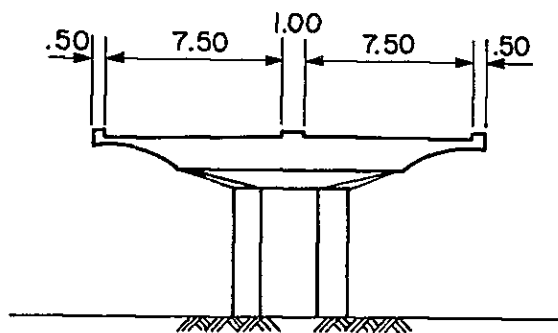
上部構造よりの荷重は橋梁支承を通して橋脚をアバットメントストラクチャーへ伝達され



THONBURI SIDE



BANGKOK SIDE



INTERSECTION

FIG. 5-29 CROSS SECTION OF VIADUCT

る。その支承はゴムあるいはテフロン板と鋼によるものである。支承のタイプは計算移動量と支承の目的、例えば固定或いは可動等によって決められる。

連続高架橋に於ける橋梁の橋軸方向変位量は約 $5 \sim 50 \text{ mm}$ であり、この量は上記支承タイプの適当な組合せによってゴム支承で処理出来る。

(5) アバットメントストラクチャーと路面段差防止構造物

高架橋の下鉛直方向クリアランスが 2.5 m 以下の部分ではアバットメントストラクチャーと路面段差防止構造物が用いられる。これらは最近 Bangkok 地区で設計された新しい橋梁と同じ設計になっている。

5-2-3. マイナーブリッジ

マイナーブリッジの橋台はキングポストを用いたコンクリート矢板を一部修正した構造物として設計されている。

標準的マイナーブリッジ下部構造のレイアウトは設計図版 22 に示されている。

マイナーブリッジ上部構造は D O H の標準設計により、単独支持現場打鉄筋コンクリート床版橋である。これらの床版橋は所要コンクリート強度が出る迄仮設支保工上で支持されねばならない。

5-2-4. 鉄 道 橋

(1) 橋 梁 型 式

フィージビリティ調査の報告書で述べられた如く、Thonburi 側鉄道橋の橋梁型式と施工法に次の如き問題点がある。

1) 鉄道と新しく建設される道路間の高低差が小さいので、新鉄道橋の型式は所要建築限界を確保する為、上路型式の橋梁より工事費の高い下路型式鉄道橋とならざるをえない。

2) 新鉄道橋の工事中も鉄道の運行はストップ出来ない。

これらの問題を解決する為、フィージビリティ調査の段階では下路型式のプレストレストコンクリート単線鉄道橋が提案された。

しかし、予備設計の初段階でタイ国鉄はこの南幹線の複線化計画の為のフィージビリティ調査を始めると発表した。

そこでこの複線化計画との関連で問題が生じるのを避ける為、次の如き配慮がなされねばならない。

現 RAMA VI 橋を複線化する場合、複線の線間距離は約 5.0 m となる。

フィージビリティ調査で提案されたプレストレストコンクリート橋を用いると、この線間距離は、単線橋の幅が 7.35 m である為、約 7.50 m へ広がらざるをえない。

複線化計画の設計に於いて現 RAMA VI 橋部も新鉄道橋部も共に線間距離として 5 m

を用いるのがよいと考えられた。

線間距離 5 m の複線下路式プレストレストコンクリート橋を架ける事も可能ではあるが、自重が相当大きいので短時間での施工が困難である。また、複線化工事がかかり遅れても主橋の建設と平行して鉄道橋は建設しなければならない。

結論として、本予備設計では下路式鋼鉄道橋が提案された。理由は複線にした場合の線間距離が単線橋を 2 連架けた場合でも 5.2 m に縮小出来るからである。また一度に複線橋を架設するのもプレストレストコンクリート橋に比べ容易である。

上に述べた如き理由により設計図版 23 に示される如き下路式単線鋼鉄道橋が採用された。

(2) 施 工 法

この鉄道橋の建設には非常に複雑な施工法を採用しなければならない。

最近、施されている色々な技術的に可能な工法があるが、ここではその中から望ましいもののひとつをあげ下記に述べる。

- a) 列車運行が最も少ない時間帯の選定
- b) レールや枕木に触れぬ様にして、盛土を貫通して支持層迄 H 型鋼杭が打ち込まれる。H 杭は橋脚や橋台の施工中は土留杭としてまた、鉄道（軌道）の仮支柱として利用される。
- c) H 杭打込終了後、枕木を直接支える縦桁や横桁が H 杭にとりつけられる。
- d) この段階では、鉄道の運行を妨げる事なく、盛土堀削や H（型鋼土留）杭間の土留板挿入、そして現場打コンクリート杭を含む鉄道橋下部構造の建設が H 杭に囲まれた中で進められる。
- e) 新鉄道橋は桁の上に枕木とレールを組み立てた状態で鉄道線路の横に架設される。
仮設の鉄道軌道（桁）を撤去した後、トラッククレーンによって新しい鋼鉄道橋が下部構造の上に設置される。

5-2-5. 工 事 工 程

主橋と取付高架橋を含む全工事工程は図 5-30 に図表で示されている。

補足（５－２－１）

非対称断面の技術的特徴

本橋梁の断面は、横断および縦断ともに非対称となったので技術的にいくつかの問題が生ずることになった。

まず Bangkok 側の半分について、主橋梁車道の外側部分に２車線の加速車線と減速車線が設置されたために、中央経間から Bangkok 方面にかけて、橋梁幅員が変化している。

これは橋端と Pibul-Wongsawang 交差点との距離が短すぎるために、ランプ部が主橋梁上にくい込まざるを得なかったのである。

図５－２７に示してあるとおり、オン・オフ・ランプのテーパー長は、Bangkok 方面と Thonburi 方面では異っており、非対称断面が採用されることになった。

また、このような幅員の変化する横断面に対応して、箱げた構造は主橋の Bangkok 側半分については幅員の変化する２室箱げたの採用となった。このため、テーパー部の施工にあたっては幅員の変化し得る Vorbauwagen の使用を必要とする。

一方 Thonburi 側については、変速車線の設置を必要としないので、１室箱げたを採用している。

この種の非対称型の橋梁は日本に於いて多くの施工例があり、設計手法と工法についても既に確立している。従って設計および建設施工について何等の困難も生じないことが、一般に認識されているといい得る。

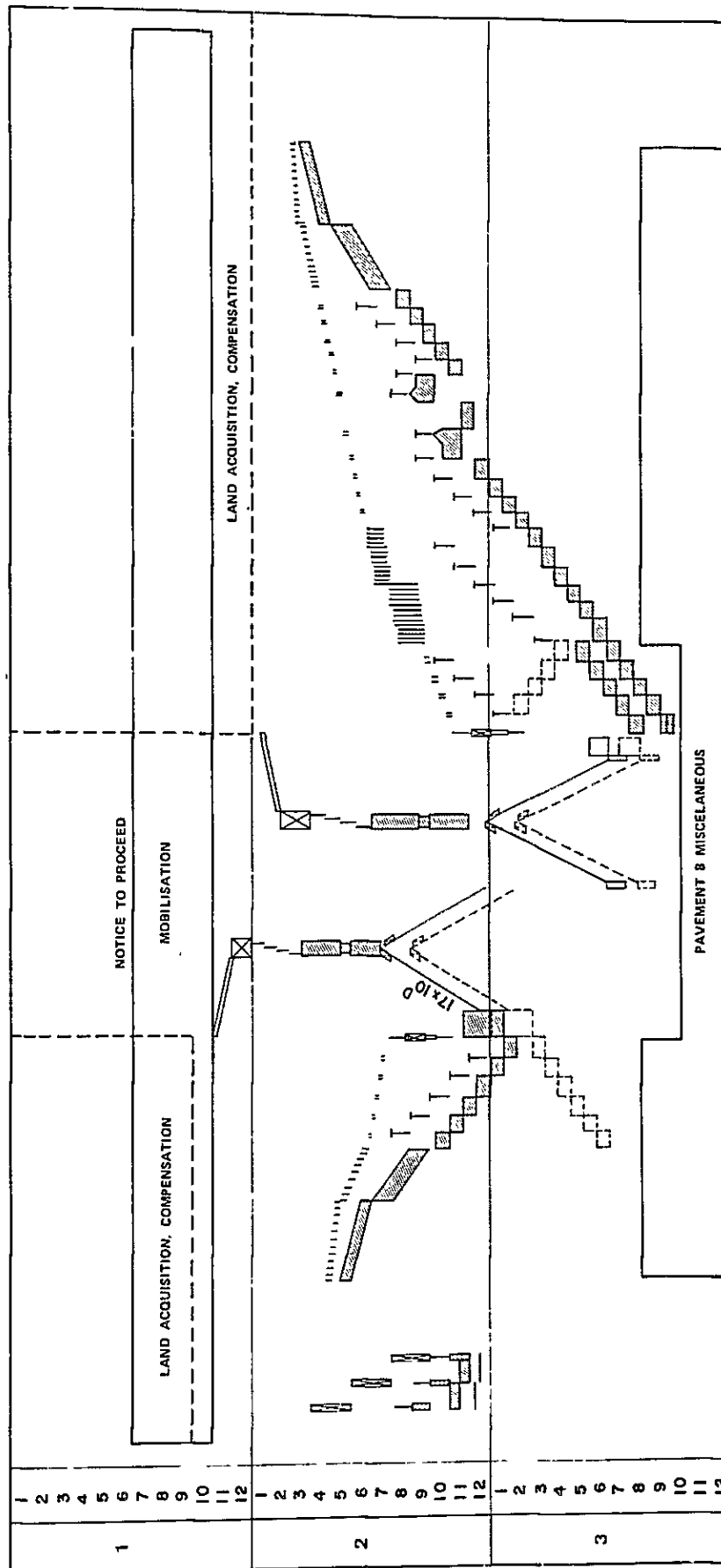
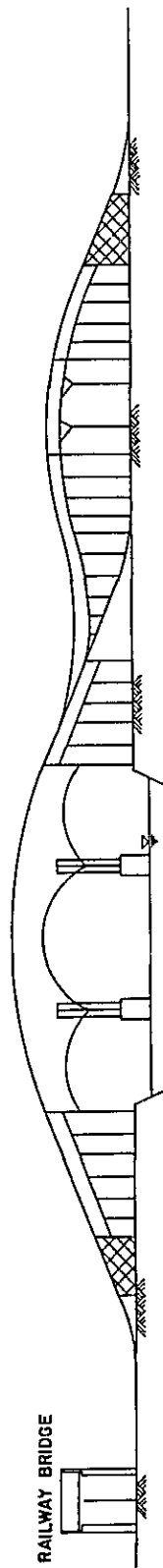
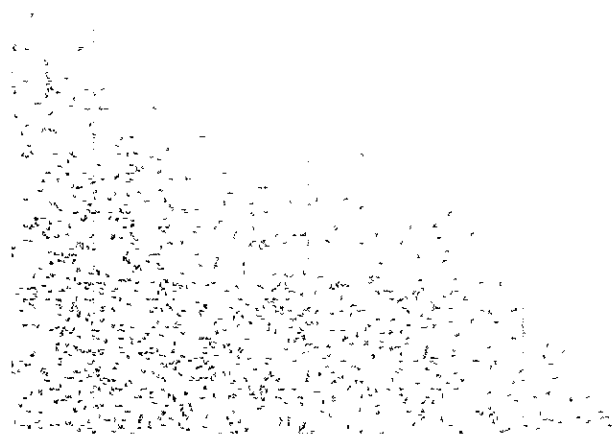


FIG. 5-30 CONSTRUCTION SCHEDULE

第6章 事業費積算



第6章 事業費積算

この報告書で求められた事業費は1981年9月のフィージビリティ調査で算定された単価に基づいている。予備設計の段階に於いて主要項目の単価は再検討され、同時に追加項目の単価が求められた。

本予備設計に基き、より詳しい数量計算書が作成され、事業費積算に単価と共に用いられた。

6-1. 総事業費

用地買収費、コンサルティング費用、建設工事費及び予備費を含む総事業費は表6-1に示されている。

6-2. 建設工事費

工事項目別の数量は予備設計の設計図とそれに対する標準的な算定方法によって求められており、総建設工事費算定に於いてこれらの数量はそれぞれ対応する単価に乗ぜられている。

もちろん全建設工事費は提案された第三案-bをもとに積算されている。

建設工事費のまとめとその明細は表6-2と表6-3に示されている。

6-3. 用地買収費用と補償費用

用地買収費用と補償費用はBangkokとNonthaburiの地方行政府において決定された土地価格に基いて計算されている。

もちろん実際の交渉時には今回見積もられた価格に若干の変更が生じるのはさけられない。

用地買収費用と補償費用の内訳は表6-4と表6-5に示されている。

Table 6-1 Summary of Total Project Cost

Million Baht

Description	Amount	Remarks
Construction cost	505.8	Road & Bridge
Land Acquisition cost	52.0	
Compensation cost	107.0	
Subtotal	664.8	
Physical contingency	66.5	
Administrative cost	50.6	
Total	781.9	

Table 6-2 Summary of Construction Costs

Million Baht

Description	Amount	Remarks
A Road	85.0	Incl. minor bridges
B Main Bridges	254.0	
C Viaducts	155.4	Incl. staircases
D New railway bridge	11.4	
Total	505.8	

Table 6-3 Cost Breakdown

A : ROAD

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount	Remarks
A01	Embankment	CM	25,070	270	6,768,900	
02	Base Course 0.30 meter thick	CM	5,489	325	1,783,925	
03	Soil-Aggregate Subbase 0.15 meter thick	CM	3,161	325	1,027,325	
04	Sand Cushion 0.05 meter thick	CM	3,022	270	815,940	
05	Concrete Pavement 0.25 meter thick	SM	18,297	370	6,769,890	Bangkok side
06	Concrete Pavement 0.23 meter thick	SM	21,070	340	7,163,800	Thonburi side
07	Sidewalk	SM	11,115	170	1,889,550	
08	Island	SM	8,304	20	166,080	
09	Concrete Curb	LM	6,362	210	1,336,020	
10	Drainage : ϕ 1.50 m.RCP W/Manholes @ 30.0 m.	LM	1,980	5,000	9,900,000	Bangkok side
11	Drainage : ϕ 0.60 m.RCP W/Manholes @ 10.0 m	LM	1,980	2,345	4,653,100	
12	Drainage : Box Culvert	LM	1,586	7,300	11,577,800	Thonburi side
13	Lighting	SM	50,482	40	2,019,280	
14	Road Marking	SM	1,570	200	314,000	
15	Traffic Signal System	LS	-	-	390,000	
16	Minor bridges	LS	-	-	28,434,000	
TOTAL					84,999,610	

Note - LM ; linear meter
CM ; cubic meter

SM ; square meter
LS ; lump sum

B. MAIN BRIDGE

B.1 FOUNDATION WORKS

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
B1 01	Concrete piles of ø 1.50	LM	2520	23,400	58,968,000
02	Testing load of concrete pile, ø 1.50	EA	2	225,000	450,000
Total Amount					59,418,000

NOTE EA : each

B.2 REINFORCEMENT

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
B2 01	Round bar, SR 24	T	3	13,720	41,160
02	Deformed bar, SD 30	T	965	13,400	12,931,000
03	PC tendon 12T12.7	T	511	61,500	31,426,500
04	PC tendon bar	T	235	93,800	22,043,000
Total Amount					66,441,660

NOTE T : metric ton

B.3 CONCRETE

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
B3 01	Substructure, pile cap on river	CM	1,685	4,500	7,582,500
02	Substructure, pier on river	CM	298	6,830	2,035,340
03	Superstructure, box girder	CM	8,511	12,600	107,238,600
04	Superstructure, curb and barrier	CM	276	3,740	1,032,240
Total Amount					117,888,680

B.4 BRIDGE PAVEMENT

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
B4 01	Asphaltic concrete, carriage-way, t=50 mm	SM	6,970	125	871,250
02	Concrete, sidewalk, t=50 mm	SM	1,450	102	147,900
Total Amount					1,019,150

B.5 BRIDGE RAILING

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount	Remarks
B5 01	Steel guard rail	LM	290	610	176,900	median
02	Steel hand rail	LM	580	860	498,800	sidewalk
Total Amount					675,700	

B.6 VARIOUS ACCESSORIES

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount	Remarks
B6 01	Steel sliding bearing (A)	EA	10	300,000	3,000,000	end pier center of mid span
02	Steel sliding hinge	EA	4	216,000	864,000	
03	Expansion joint, steel finger type (A)	LM	53.5	51,600	2,760,600	
04	Expansion joint, steel finger type (B)	LM	21.5	54,000	1,161,000	
05	Drainage	LS	-	374,000	374,000	
06	Street lighting, 200 W lamp, 10 m pole	LS	-	395,000	395,000	
Total Amount					8,554,000	

Total Amount of Main Bridge 253,997,190

C. VIADUCTS

C.1 EARTHWORKS

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
C1 01	Excavation and backfill	CM	12,099	110	1,330,890
Total Amount					1,330,890

C.2 FOUNDATION WORKS

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
C2 01	Concrete pile of 0.525 x 0.525	LM	17,940	1,100	19,734,000
02	Concrete pile of 0.35 x 0.35	LM	4,830	1,090	5,264,700
03	Test piles of 0.525x0.525	EA	2	33,600	67,200
Total Amount					25,065,900

C.3 TRANSITION STRUCTURE

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
C3 01	Transition Structure	LS	-	-	6,011,000
Total Amount					6,011,000

C.4 RIVER BANK STRUCTURE

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
C4 01	River bank structure (Incl. take out cost of obstacles)	LS	-	-	14,570,000
Total Amount					14,570,000

C.5 REINFORCEMENT

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
C5 01	Round bar, SR 24	T	114	13,720	1,564,080
02	Deformed bar, SD 30	T	2,162	13,400	28,970,800
03	PC strands 12T12.7	T	123	61,500	7,564,500
Total Amount					38,099,380

C.6 CONCRETE

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
C6 01	Substructure, pile cap on land	CM	4,691	1,870	8,772,170
02	Substructure, pier and wall	CM	2,086	2,610	5,444,460
03	Superstructure, prestressed concrete slab	CM	1,535	4,020	6,170,700
04	Superstructure, reinforced concrete slab	CM	9,629	3,880	37,360,520
05	Superstructure, curb and barrier	CM	519	3,740	1,941,060
Total Amount					59,688,910

C.7 BRIDGE PAVEMENT

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
C7 01	Asphaltic concrete t = 50mm	SM	14,236	125	1,779,500
Total Amount					1,779,500

C.8. BRIDGE RAILING

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount	Remarks
C8 01	Steel guard rail	LM	583	610	355,630	median
02	Steel hand rail	LM	55	860	47,330	stair-cases
Total Amount					402,930	

C.9 VARIOUS ACCESSORIES

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
C9 01	Rubber bearing (A) R=120 ^t	EA	130	4,680	608,400
02	Rubber bearing (B) R=240 ^t	EA	14	9,120	127,680
03	Expansion joint	LM	133	48,000	6,384,000
04	Drainage	LS	-	848,000	848,000
05	Street lighting, 200 W lamp, 10m pole	LS	-	458,000	458,000
Total Amount					8,426,080

Total Amount of Approach Bridge 155,374,590

D. NEW RAILWAY BRIDGE

(unit: Baht)

Item	Description	Unit	Quantity	Unit Rate	Amount
01	New railway bridge	LS	-	-	11,400,000
Total Amount					11,400,000

Table 6-4 Land Acquisition Cost

(unit: Baht)

STA. NO.	Area SM	Unit Rate B/SM	Amount	Remarks
No. 0+0.0 0+300.0	4,463	750 2,250	7,044,750	including plywood factory
No. 0+350.0 0+650.0	14,317	280 940	4,914,470	
No. 0+650.0 0+800.0	10,307	280 940	3,647,850	
No. 1+100.0 1+250.0	12,617	560 2,250	13,638,320	
No. 1+250.0 1+400.0	4,730	2,250	10,642,500	
No. 1+400.0 Pracharat I Road	3,980	560 2,250	3,573,240	
No. 1+400.0 1+750.0 (END)	3,780	2,250	8,505,000	
Total			51,966,130	

NOTE :

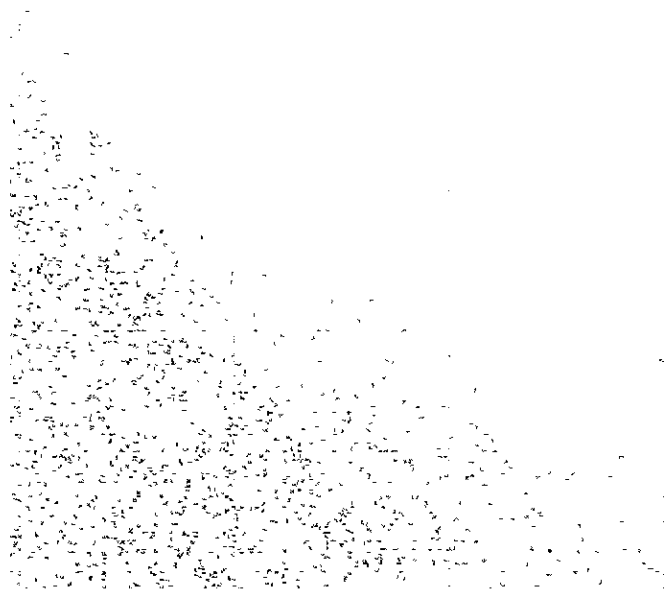
1. No. 0+300.0 0+350.0 railway space
2. No. 0+800.0 0+1,100.0 on river

Table 6-5 Compensation cost

(unit: Baht)

Description	Unit	Unit Rate	Remarks
Removing of cables across the river	LS	35,000,000	69 KV 1 circuit 12 KV 1 circuit
Removing of cables on land	LS	5,000,000	69 KV 1 circuit 12 KV 1 circuit
Houses :-Concrete Frame	LS	3,224,000	including Remov- ing cost
:-Wooden Frame	LS	8,066,400	
Commercial Build- ings			including Damage and Removing cost
:-Concrete Frame	LS	13,024,260	
:-Wooden Frame	LS	3,508,890	
Factories :-Thonburi side	LS	15,237,440	including Remov- ing and Reloca- tion cost
:-Bangkok side	LS	15,728,400	
Removing of public utilities of M.E.A. and N.W.W.A.	LS	8,230,000	
TOTAL		107,419,390	

第 7 章 修正經濟評價



第7章 修正経済評価

ここではフィージビリティ調査に基づく数値にかえ、予備設計によって得られた、より精度の高い建設費用、用地買収費および補償費に基づいて経済評価を試みるものである。

前章において試算したように全費用は7.819億バーツであり、これはフィージビリティ調査において試算した8億バーツの約98%となっている。

7-1. 費用・便益比率

フィージビリティ調査、予備設計を通じて経済便益は変わっていないので、ここでは予備設計に基づく修正経済費用表とフィージビリティ調査に基づく経済便益表との比較分析を行った。

費用および便益ともタイ国における一般的に認められている機会費用と考えられる年率12%の割引率でプロジェクトの初年度に転換を行った。割引された便益および費用は以下の通りである。

便益の現在価値合計(B) 13.8096億バーツ 1981年央価格

費用の現在価値合計(C) 7.21244億バーツ

よって

総現在価値(B-C) = 6.59716億バーツ 1981年央価格

費用便益比率B/C = 1.91

この様に便益が費用の大体において2倍となっているので、プロジェクトは高度に受け入れられるものと考えられる。

7-2. 内部収益率

プロジェクトの全期間を30年として、30年間にわたって修正経済費用表とフィージビリティ調査に基づく経済便益表を割引いて、表7-1のデータの割引費用合計と割引便益合計が同一となる割引率を以下の式により探索すると20.6%の内部収益率が得られる。

$$IRR = 20\% + \frac{24,771}{24,771 + 15,472} \times (21\% - 20\%) = 20.6\%$$

予備設計に基づく費用を用いて計算した新しい内部収益率はフィージビリティ調査に基づく内部収益率20.3%よりも0.3%だけ高い数値となっている。

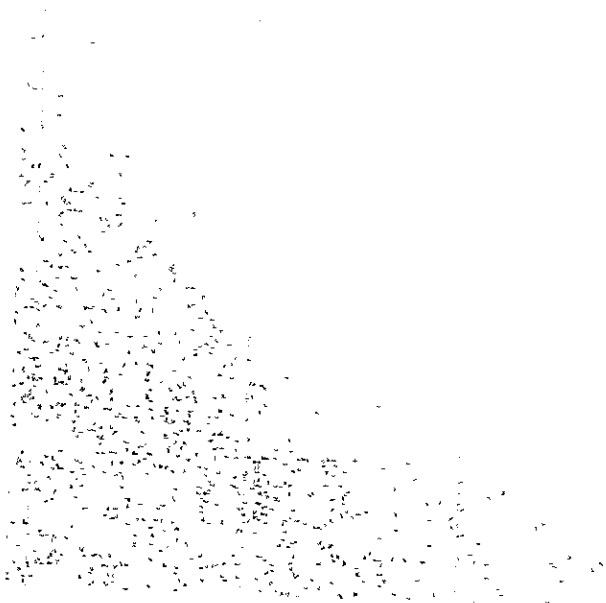
この数値から新RAMA VI橋のプロジェクトはタイ国の想定される資金の機会費用である12%よりも大幅に高いことにより投資対象プロジェクトに高度に受け入れられるものであると言える。

Table 7-1 Cash Flow for IRR

Thousand Baht, Mid 1981 price

Pro- ject Year	Calen- dar Year	COST			BENEFIT		
		Undisc- ounted	Discoun- ted at 20%	Discoun- ted at 21%	Undisc- ounted	Discoun- ted at 20%	Discoun- ted at 21%
1	1981	238454	238454	238454	0	0	0
2	1982	227693	189744	188176	0	0	0
3	1983	250018	173623	170765	0	0	0
4	1984	12220	7071	6897	151100	87442	85292
5	1985	12220	5893	5700	165200	79668	77067
6	1986	12220	4910	4711	177700	71413	68511
7	1987	12220	4092	3893	186300	62391	59360
8	1988	12220	3410	3217	197200	55034	55928
9	1989	12220	2841	2659	212000	49304	46137
10	1990	20720	4015	3726	183200	35505	32950
11	1991	12220	1973	1816	188700	30476	28049
12	1992	12220	1644	1501	202000	27186	24814
13	1993	12220	1370	1240	212300	23810	21553
14	1994	12220	1142	1025	223200	20861	18727
15	1995	12220	951	847	232200	18085	16101
16	1996	12220	793	700	241600	15681	13845
17	1997	20720	1120	981	251500	13603	11911
18	1998	12220	550	478	261800	11800	10247
19	1999	12220	458	395	272600	10239	8818
20	2000	12220	382	326	283900	8886	7590
21	2001	12220	318	270	295700	7713	6533
22	2002	12220	265	223	308100	6697	5635
23	2003	12220	221	184	321100	5816	4845
24	2004	20720	312	258	334700	5052	4174
25	2005	12220	153	125	349000	4390	3597
26	2006	12220	128	104	363900	3814	3099
27	2007	12220	106	86	379700	3316	2673
28	2008	12220	88	71	396000	2882	2304
29	2009	12220	74	58	413300	2507	1987
30	2010	12220	61	48	425300	2150	1690
31	2011	20720	87	68	450300	1896	1478
32	2012	12220	42	33	470200	1650	1276
33	2013	12220	35	27	491000	1436	1101
TOTAL		-137298 979467	-401 645943	-307 638767	8640800	670714	623295

第8章 予算および財務分析



第8章 予算および財務分析

本章においては、建設着工から最も妥当と考えられる施工計画を想定し、更に二種類の価格上昇率を想定して、各々についての实际的な財務計画を作成した。

更に、資金源および金融条件を考慮して建設期間にわたって必要とされる各年の外貨および内貨別の支払スケジュールを作成した。

8-1. 財務費用の予測

第6章においてなされた財務費用の予測は1981年央価格において価格上昇および建設着工の時期を考慮せずに見積られたものである。

しかしながら、プロジェクトの予算および支出スケジュールを作成する場合、これらの实际的な財務要因を無視することは出来ない。そこで、以下に要約する条件に基づく詳細設計の費用を含む全財務費用は1981年央価格において7819百万パーツとなっている。

細目費用表	外 貨	内 貨	計	単位：百万パーツ (1981年央価格)
建設費	2528	2530	5058	
主な橋梁	(137.2)	(116.8)	(254.0)	
高架橋	(68.4)	(87.0)	(155.4)	
鉄道高架橋	(6.4)	(5.0)	(11.4)	
道路工事	(40.8)	(44.2)	(85.0)	
用地買収費	—	52.0	52.0	
補償費	35.7	71.3	107.0	
資材臨時費	28.2	38.3	66.5	
管理費	25.4	25.2	50.6	
総計	342.1	439.8	781.9	

8-2. 建設スケジュール

プロジェクトの施工計画表は、第5章の建設スケジュールにおいて分析されている通りである。

状況から最も考えられる建設着工の時期は1983年10月と考えられ、これに先立つ6カ月にわたって用地買収、更に着工通知後30ヶ月後(2 1/2年)に工事の完了となると設定されている。

全支出額の見積りはこの建設スケジュールおよびプロジェクトの各項目を考慮して作成されたものである。

8-3. 価格上昇の予測

価格上昇率は過去数年にわたって著しく変動している。更に相対的に短い期間にわたっても予想外の動きを示している。

フィージビリティ調査における分析のように価格上昇率は1987年以降2桁を示しており、また建設材の価格上昇率は常に一般の価格上昇率を上回っている。

タイ国政府関係者との意見交換および多方面にわたる実状調査に基づく情報とを考え合えると、予想される価格上昇率は年率15%~18%の間にあると想像される。

8-4. 全支出額の見積り

前述の8-1~8-3節を基に予想全支出額は15%の価格上昇率で、1,223.61百万パーツから、18%の価格上昇率で1,331.46百万パーツと算出される。

ここでは施工期間中にわたって為替レートの変更はなく、外貨部分における材料および内貨部分における材料の価格変動は同じであると見なしている。

8-5. 外貨部分

費用見積りは各資材の質および価格を比較して分析し、それを集計したものであるが、第6章で行った費用見積りは外貨部分と内貨部分に分割することが出来る。外貨比率と内貨比率の割合はそれぞれ44%および56%である。

8-6. 財源および金融条件

プロジェクト費用の内貨部分は政府予算から支出されるものと見なされる。

タイ国政府は当該プロジェクトを強力に推進しているものと考えられるので、外貨部分の金利および償還を含めて内貨部分への金融については政府予算から支出されることが見込まれる。従って、ここではその金融条件については考慮する必要はないものと考えられる。

プロジェクトの外貨部分については公共事業費では国際金融機関あるいは先進工業国の国際協力の為の資金等からの借入を予定している。

そこで1980年のMemorial 橋プロジェクトおよび1981年のNonthaburi, Phatumthani 橋プロジェクト(いずれも日本の海外経済協力基金の融資)を基に、外貨部分の金融条件を想定すると金利3%、30年償還、10年間据置、年2回返済の条件が予想される。

8-7. 予算

フィージビリティ調査において見積られた年間、維持費は平年において1222百万パーツ、オーバーレイの改修を含む年度は2075百万パーツとなっている。各々1981年中央財務価格である。維持費については資材の買付け等において特殊の方法が用いられることを考え、施工期間

中の価格上昇を15%と想定し、更にそれ以降は7.3%と想定し、費用表を次のように作成した。

(単位:百万バーツ)

1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	
10.7	22.9	24.6	26.4	28.3	30.4	55.2	35.0	

ただし1986年については当年が借用開始の年度に当ると考えられるので、それが年中央に行われるものと見なして平年度分の50%を計上した。

外貨部分に対する金利の支払いは金利3%および未償還残高を基に次の様に試算した。

(単位:百万バーツ)

1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991
0.17	1.81	4.58	10.11	14.73	16.43	16.43	16.43	16.45	16.43

ただし1982年度は当年度の借入に対する金利は1年分の50%を計上した。

外貨借入に対する10年間の支払い据置きを考慮して、これらの金利支払いが累積すると元本償還が始まる1991年には、この金利支払額に対する3%の複利に基づく元利合計は113.55百万バーツとなる。

内貨部分の必要準備額は8-8節において、外貨部分の償還計画については8-9節において、それぞれ分析する。

また、15%の価格上昇で修正した内貨部分の年度別費用は次のとおりである。

(単位:百万バーツ)

1982	1983	1984	1985	1986	総計
57.2	68.31	303.51	204.98	114.55	676.88

なお、ここでは18%の価格上昇については分析しなかったが、全体において15%の価格上昇に比べて総額で1%ぐらいの価格上昇となる。

PWDはタイ国政府の立場を代行して内貨部分、10年据置き後の償還、外貨借入に対する金利および維持費について先の見積りによって、年々の分につき準備する必要がある。

8-8. 支払い計画

先の見積りによる全費用はそれぞれ15%および18%の価格上昇予測に基づき示された表8-1に示された如く1981~1985年の施工期間にわたって支出がなされなければならない。

unit: Million Baht
() = Million Yen

Table 8-1 Summary of Disbursements

Estimated Price Escalation Rate	Item	Fy 1981	Fy 1982	Fy 1983	Fy 1984	Fy 1985	TOTAL
15%	Foreign Currency Component						
	Administration Land Acq. & Compensation Construction Contingency	115.0	41.4 461.3 37.5	72.9 1,515.6 151.6	83.8 1,691.7 169.2	45.6 983.0 98.7	358.7 461.3 4,190.3 457.0
	(TOTAL in 10 ⁶ Yen)	(115.0)	(540.2)	(1,740.1)	(1,944.7)	(1,127.3)	(5,467.3)
	TOTAL in 10 ⁶ Baht	11.50	54.02	174.01	194.47	112.73	546.73
	Local Currency Portion						
18%	Administration Land Acq. & Compensation Construction Contingency	5.75	5.17 56.60 6.47	9.66 102.73 148.59 26.75	11.11 176.00 17.60	6.08 94.88 9.49	37.77 159.33 419.47 60.31
	TOTAL	5.75	68.24	287.73	204.11	110.45	676.88
	Grand Total	17.25	122.26	461.74	399.18	223.18	1,223.61
	Foreign Currency Component						
	Administration Land Acq. & Compensation Construction Contingency	118.0	43.3 483.6 39.3	78.4 1,630.3 163.1	92.5 1,867.2 186.8	51.3 1,106.1 111.1	383.5 483.6 4,603.6 500.3
18%	(TOTAL in 10 ⁶ Yen)	(118.0)	(566.2)	(1,871.8)	(2,146.5)	(1,268.5)	(5,971.0)
	TOTAL in 10 ⁶ Baht	11.80	56.62	187.18	214.65	126.85	597.10
	Local Currency Portion						
	Administration Land Acq. & Compensation Construction Contingency	5.90	5.42 59.33 6.78	10.39 107.69 159.84 28.77	12.26 194.26 19.43	6.84 106.77 10.68	40.81 167.02 460.87 65.66
	TOTAL	5.90	71.53	306.69	225.95	124.29	734.36
	Grand Total	17.70	128.15	493.87	440.60	251.14	1,331.46

NOTE : Exchange rate
10 Yen = 1 Baht

支払計画表は以下の支払い条件に基づき作成されている。

Ⅰ) 用地買収および…………… 工事の着工に先立つ 6 カ月以内に支払う。

工場等の補償

Ⅱ) 建設費用…………… 10 % 工事着工の契約の取かわし後 1 カ月以内に支払う。

…………… 80 % 工事の完了に応じて月間出来高に対して支払う。

…………… 10 %、据置き額は工事完了届の受理に基づき支払う。

Ⅲ) コンサルタント費…………… 契約期間にわたって月々の出来高に応じて支払う。

全費用はこのようにして支払計画表の総額と一致するようにして配分されている。

予算を作成する目的から支払計画表はタイ国の財政年度即ち 10 月 1 日から 9 月 30 日に合せて作られている。

8-9 外貨借入分支払計画

10 年の据置き期間の終了後 1991 年における元利合計、即ち 660.28 百万パーツ (6,602.8 百万円) の総額を、その時点における元利合計額の均等償還によって返済計画表を作成した。

1992 年から 2011 年の 20 年間にわたる外貨部分の返済計画表は次の通りである。

百万円 (百万パーツ)									
1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
528.2	518.3	508.4	498.5	488.6	478.7	468.8	458.9	449.0	439.1
(528.2)	(518.3)	(508.4)	(498.5)	(488.6)	(478.7)	(468.8)	(458.9)	(449.0)	(439.1)
2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011
429.2	419.3	409.4	399.5	389.6	379.7	369.8	359.9	349.9	340.0
(429.2)	(419.3)	(409.4)	(399.5)	(389.6)	(379.7)	(369.8)	(359.9)	(349.9)	(340.0)

国際金融機関あるいは先進工業国の国際協力の為の資金はドルあるいは円等の国際流動性のある通貨を基準としているから、パーツの価格の下落がもしあれば、それに応じてパーツ表示の支払額は増加する。

30 年間にわたって為替レートの変更がないと仮定することは非現実的であるが、本レポートの経済評価では為替レートの変更がないものとして分析されている。

第9章 工事実施計画

2000 2001 2002 2003 2004



第9章 工事実施計画

9-1. 工事実施工程

橋梁完成に必要な過程は次のようなグループに分類される。

- 設 計
- 用地買収
- 工事業者の入札資格審査
- 入 札
- 建設工事

それぞれの作業段階に於ける工程は図9-1の全体工程表に示されている。

最後の詳細設計は1982年9月末に完了すると考えられている。

用地買収はPWDの責任であり、詳細設計を行なう技術国は用地幅図の供給を要求される。

これらは詳細設計の最後の段階で入手出来る。

用地買収は1982年4月よりPWDによって始められる。

本プロジェクトで平面線形的に用地買収が困難な地域を避けようとしても、Bangkok側では用地買収で多くの細かい問題が起きる事は避けられない。

我々は主工事業者の入札資格審査に4ヶ月、入札作業の完了に更に5ヶ月と考える。

工事は1983年10月に始められる。これは1983～1984会計年度の始まりに一致する。

工事工程は図5-30に示されている。

9-2. 契 約 準 備

主橋と立体交差橋及び鉄道橋を含む高架橋の工事規模と複雑さを考慮すると、資格審査を通った国際的建設業者の競争入札によるのが望ましい。

入札参加資格審査に提出された書類の査定に用いられる基本的条件はPWDによって決められるが、次に示すような要素も考慮せらるべきである。

- 類似プロジェクトに於ける経験と過去の実績
- 保有スタッフ
- 保有プラントと機器
- 財政状態
- タイに於けるこれまでの経験
- タイ建設会社との連合

このプロジェクトは外国からの融資をうけるので、融資機関の要求も考慮しなければならない。

工事計画順守の責任が主契約者のみにあるようにする為、インターチェンジと鉄道橋を含む高架橋と主橋梁をまとめて1件として発注する事をすすめる。

9-3 公 共 施 設

新ルートは合板工場の現施設をとりこわして通るが、その残ったスペースは公共の公園として利用するのが望ましい。また、Thonburi 側の小型トラソベット型インターチェンジに囲まれた小さな空地は緑地帯として利用出来る。

前述したように、歩道と階段は両河岸を直接つなく連絡路として主橋にとりつけられる。これらは両岸の地域住民に便益を与え、かなりの数の歩行者の利用が期待される。

FIG. 9-1 IMPLEMENTATION SCHEDULE

