

ケニア国キリフィ橋の設計について

小 宮 正 久*
前 田 晴 人**

まえがき

ケニア第2の都市モンバサを中心とするケニアの東海岸地方は、温暖な気候、豊かな土地、観光資源等に恵まれており、大きく発展するポテンシャルを有している。

ケニア政府は、この大きなポテンシャルを生かすべく、いくつかの開発計画を策定実施しているが、これらの開発計画を有効に実施促進するためには交通網の整備、特にB8号線の整備が不可欠である。

B8号線は、モンバサ市からケニア北部のマリンディ、ガルセンおよびガリッサを経てエチオピア、ソマリアに至る重要な幹線道路である。

しかしながら、B8号線は、モンバサ市の北約50kmに位置するキリフィ入江により分断され、この間の交通はフェリーボートにより維持されているが、B8号線の交通容量は、このフェリーの輸送能力（横断時間：10分、積載能力：15t）によって大きく制約されている（図-1参照）。

キリフィ橋建設プロジェクトは、この交通上のボトルネックを解消すべく策定された計画であり、1983年にJICAによるフィーズビリティスタディ（以下P/S調査という）が実施されその有効性が確認され、1986年には、このプロジェクトに対するOECEによる借款が決定された。1986年にコンサルタント契約が、また1988年には工事契約が締結され、現在下部工工事が順調に施工されており、1991年の春に完成する予定である。

キリフィ橋は、我が国の経済援助によりケニアにおいて施工されたニューニヤリ橋、ムトワパ橋に続く3番目の橋梁である。

* Masahisa KOMIYA :

(株)日本構造橋梁研究所設計部次長

** Haruhito MAEDA :

(株)日本構造橋梁研究所設計部

キリフィ橋建設プロジェクトの概要は、次のとおりである。

幅 員：歩道：2×2.0m，車道：8.0m (0.5+2×3.5+0.5)

橋長および支間：420m (116.5+185.0+116.5)

構造形式：上部工：2枚壁式橋脚を有する連続ラーメン橋

下部工：多柱式基礎

(φ2.0m，リバース杭)

取付け道路：南側：2.575km，北側：1.530km

合計：4.525km

1. 設計業務の概要

詳細設計は、図-2に示す3つのフェーズより成っている。

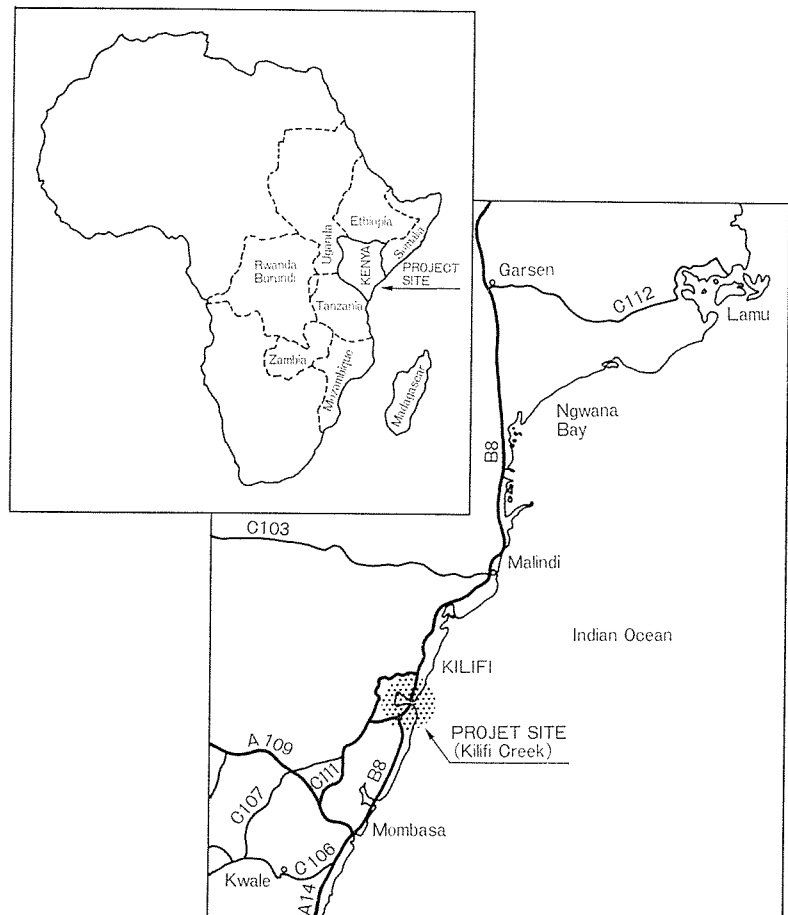
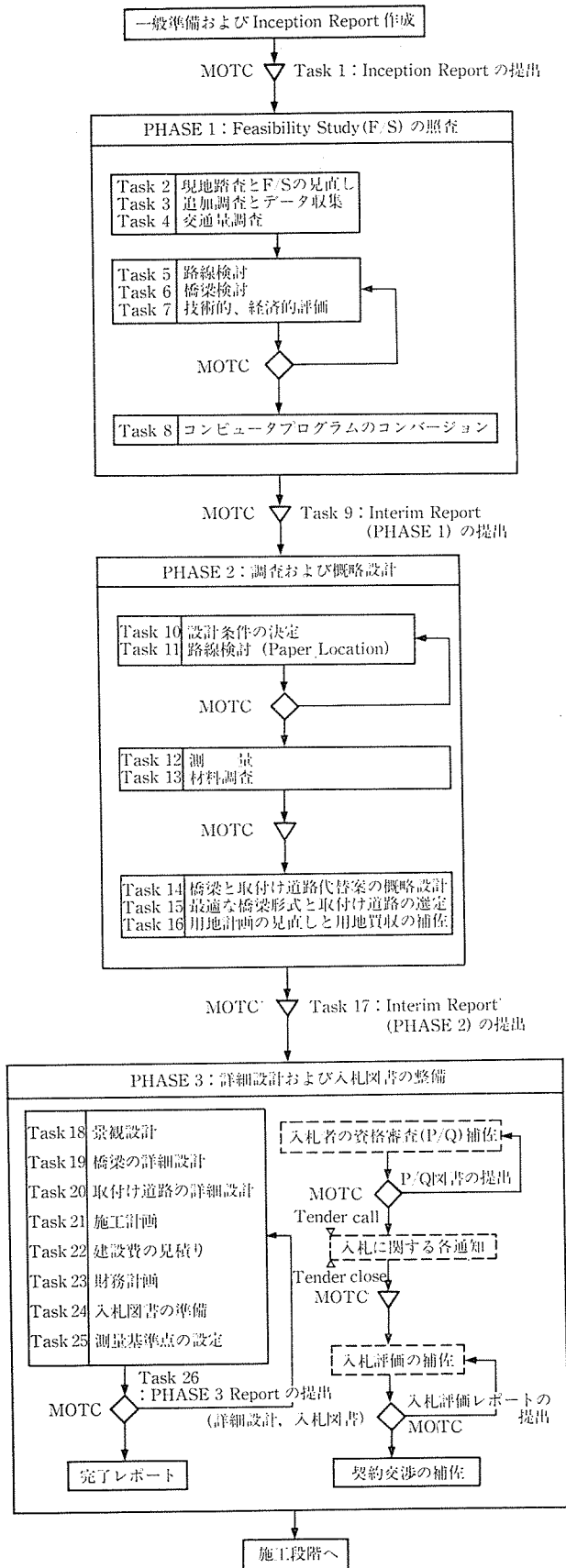


図-1 キリフィ橋建設プロジェクト位置図



注) MOTC: Ministry of Transport and Communications (ケニア国運輸交通省)

図-2 詳細設計フローチャート

- フェーズ 1: P/S 調査結果の照査
- フェーズ 2: 調査および概略設計
- フェーズ 3: 詳細設計および入札図書 of 整理

本項においては、これらの詳細設計業務のうち、橋梁設計、特にその技術的な内容について触れることとする。

2. 適用示方書および設計条件

2.1 適用示方書

キリフィ橋の設計に適用した示方書、基準等は次のとおりであり、原則的に英国橋梁設計基準 (BS 5400) によった。

- British Bridge Code (BS 5400)
- Requirements of the British Standard Code of Practice CP 2004
- 道路橋示方書, I. 共通編, III. コンクリート橋編 IV. 下部構造編, V. 耐震設計編
- 道路橋支承便覧, 道路橋伸縮装置便覧
- 防護柵設置要綱・資料集
- CEB Manual on Structural Effects of the Time-Dependent Behaviour of Concrete (1984)

また、本文中の単位は BS コードに従っており、日本の示方書の単位に読み換える場合には次の換算値を利用されたい。1 N ≈ 10 kg, 1 kN ≈ 10 t, 1 N/mm² ≈ 10 kg/mm²。

2.2 設計条件

(1) コンクリート

表-1 コンクリートの公称立方供試体強度

部 材	公称立方供試体強度 (N/mm ²)
主桁およびプレキャスト部材	45
橋台, 橋脚, 杭, 地覆	30
その他	15

(2) 鋼 材

表-2 鋼材の規格

	種 別	規 格
P C 鋼 材	12T12.7	JIS G 3536, SWPR 7B
	1T21.8	JIS G 3536, SWPR 19
鉄 筋	Class Y	BS 4461, Grade 460

(3) 橋梁付属物等: JIS 規格品 (設計図に表示)

(4) 荷重および荷重組合せ

施工中、完成系における主桁および下部工の設計用荷重組合せおよび荷重係数は、表-3, 4, 5 に示すとおりである。

各表に示される記号、その他は以下のとおりである。

SLS : 使用限界状態

ULS : 終局限界状態

$$\Sigma D_{SLS} : P + D + 1.1 SD + SH + CR$$

$$\Sigma D_{ULS} : P + 1.15 D + 1.2 SD + SH + CR$$

P_t : 導入直後のプレストレス力 (弾性計算による不静定プレストレス力も含む)

P : 全損失終了後のプレストレス力 (弾性計算による不静定プレストレス力も含む)

D : 構造部材の自重

SD : D 以外の死荷重

SH : コンクリートの乾燥収縮による不静定力
(基本乾燥収縮度 $\epsilon_s = 25 \times 10^{-5}$)

CR : コンクリートのクリープによる不静定力
(基本流動係数 $\phi_f = 2.0$, 遅れ弾性係数 $\phi_d = 0.4$, 急速初期ひずみ $\beta_d = 0.55$)

HA : 標準活荷重 (図-3 参照)

HB : 自動車荷重 (図-4 参照)

HB-30 (ケニア規格, BS 規格は HB-25)

HB* : HB-45

FL : 群集荷重 (=4.0 kN/m²)

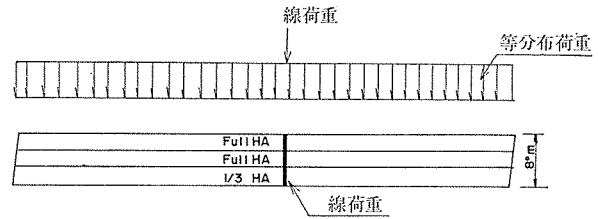


図-3 HA 荷重

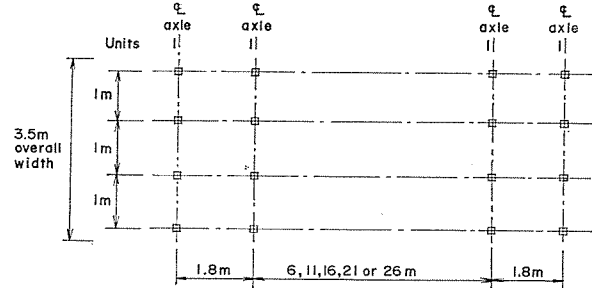


図-4 HB 荷重

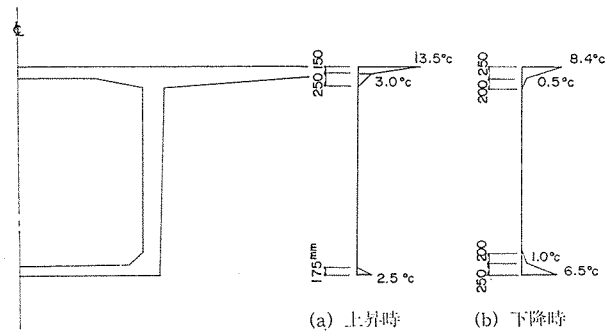


図-5 温度差

表-3 施工中における設計用荷重組合せ

限界状態	荷重組合せ	適用
SLS	$P + D + ER$	PC 部材 : クラス 1 RC 部材 : $W = 0 \text{ mm}$
ULS	① $P + 1.15(D + ER) + 1.1 WL$	
	② $P + 1.15(D + ER) + TD$	

表-4 主桁設計用荷重組合せ

限界状態	主 桁 (PC)		床 版		
	荷 重 組 合 せ	検 討 クラス	荷 重 組 合 せ	検討クラス PC	ひびわれ幅 RC
SLS	① $\Sigma D_{SLS} + 0.8 TD$	1	① $P_t + D$	1	$W = 0 \text{ mm}$
	② $\Sigma D_{SLS} + 0.6(HA + FL)$	1	② $\Sigma D_{SLS} + 0.8 TD$	1	$W = 0 \text{ mm}$
	③ $\Sigma D_{SLS} + 1.2 HA + FL$	2	③ $\Sigma D_{SLS} + HB + FL + 0.8 TD$	2	$W \leq 0.15 \text{ mm}$
	④ $\Sigma D_{SLS} + HA + FL + 0.8 TD$	2	④ $\Sigma D_{SLS} + 1.1 HB + FL$	2	$W \leq 0.15 \text{ mm}$
	⑤ $\Sigma D_{SLS} + HA + FL + 0.8 TD + WL + SK$	3	⑤ $\Sigma D_{SLS} + HB$ (歩道載荷)	3	$W \leq 0.15 \text{ mm}$
				⑥ $\Sigma D_{SLS} + HB* + FL + 0.8 TD$	3
ULS	① $\Sigma D_{ULS} + 1.5(HA + FL)$		① $\Sigma D_{ULS} + 1.3 HB + 1.5 FL$		
	② $\Sigma D_{ULS} + 1.25(HA + FL) + 1.1 WL$		② $\Sigma D_{ULS} + 1.1 HB* + 1.25 FL$		
	③ $\Sigma D_{ULS} + EQ$		③ $\Sigma D_{ULS} + 1.25 VCL$		

表-5 下部工設計用荷重組合せ

限界状態	橋 脚		橋 台, 基 礎 杭	
	荷 重 組 合 せ	ひびわれ幅	荷 重 組 合 せ ¹⁾	ひびわれ幅
SLS	① $\Sigma D_{SLS} + 0.8 TD$	$W = 0 \text{ mm}$	① $\Sigma D_{SLS} + 0.8 TD$	$W = 0 \text{ mm}$
	② $\Sigma D_{SLS} + 0.6(HA + FL)$	$W \leq 0.15 \text{ mm}$	② $\Sigma D_{SLS} + 0.6(HA + FL)$	$W \leq 0.15 \text{ mm}$
	③		③ $(\Sigma D_{SLS} + HA + FL + W + SK + TP)$	安定計算のみ
ULS	① $\Sigma D_{ULS} + 1.5(HA + FL)$		① $\Sigma D_{ULS} + EP$	
	② $\Sigma D_{ULS} + 1.25(HA + FL) + 1.1 WL$		② $\Sigma D_{ULS} + 1.25(HA + FL) + 1.1(WL + SK + TP)$	
	③ $\Sigma D_{ULS} + EQ$		③ $\Sigma D_{ULS} + EQ$	

1) 安定計算時における TD, HA, FL に対する荷重係数は 1.0 とする

◇工事報告◇

TD：温度差（図—5）

温度変化は、32.0°C ← 26.3°C → 20.5°C

WL：風荷重（設計風速=25.5 m/sec）

SR：制動荷重

VCL：衝突荷重+HB

EP：土圧

(Civil Engineering Code of Practice)

TP：潮流圧

EQ：地震荷重（ケニア耐震規準によると設計水平震度は 0.017 であるが、0.05 とした）

ER：架設時荷重（架設荷重=110 t）

クラス 1：引張応力度を発生させない状態、ただし導入値後、架設中の許容引張応力度は 1 N/mm² とする。

クラス 2：目に見えない程度のひびわれ発生を許容する状態、Grade 45；許容引張応力度=2.4 N/mm²

クラス 3：ひびわれ発生を許容する状態、Grade 45；許容ひびわれ幅=0.15 mm，許容引張応力度=4.9 N/mm²

(5) かぶり

鋼材の最小かぶりは、表—6 に示すとおりである。

表—6 最小かぶり

主	桁	外部：40 mm	内部：30 mm
橋台、橋脚			50 mm
海上フーチング、杭			70 mm

(6) 最小鋼材量

床版および梁：0.15%

橋脚、杭：1.00%

3. 構造形式の選定

3.1 基本構造の決定

P/S 調査において、基礎形式としては、直径 2.0 m の場所打ち杭を使用した多柱式基礎が経済性、立地条件の観点より、また上部工形式については鋼橋 2 案、PC 橋 6 案計 8 案を比較検討し、中央支間長 250 m を有する PC 3 径間斜張橋が経済性、海中部基礎杭の施工の容易さ、航路空間の確保という点に優れているとして選定された。

しかしながら、F/S 調査は、詳細設計業務より 3 年半前に実施されたものであることから詳細設計に先立ち、F/S 調査完了後の約 3 年半に生じた種々の変化（交通量、諸物価、為替レート、設計施工技術の進歩等）を考慮して再度比較設計を実施し、最適な橋梁形式を選定することとした。

比較案は、以下の基本概念に基づき選定した。

1) 鋼橋案は次の理由により、キリフィ橋には不相当であるとしてすべて除外した。

- F/S 調査結果より、コンクリート橋よりも不経済であると推定されること
- 維持管理費が高み、ケニア政府に負担がかかること
- 技術移転のメリットが少ないこと
- 現地の労務、資機材等を十分に活用し得ないこと

2) 基礎形式は、地質条件、水深、潮流速等がニューニヤリ橋とほとんど同一であること、ニューニヤリ橋において良い施工結果の得られていること、経済的であること等の理由により、F/S 調査結果と同様な直径 2.0 m の場所打ちコンクリート杭を用いた多柱式基礎を採用した（表—7 参照）。

表—7 ニューニヤリ橋とキリフィ橋の立地条件

	ニューニヤリ橋	キリフィ橋
支待地盤	良く締まった砂	良く締まった砂
最大水深 (m)	MSL-32 m	MSL-36 m
潮流速 (m/sec)	2.0	0.75

3) 橋長は、地形条件より、F/S 調査結果と同様 420 m とする。また、径間数は、経済性、施工性、景観等に優れる 3 径間、4 径間または 5 径間の中から選定するものとした。

4) 径間部にヒンジを設けた構造は、変形管理が面倒であり、将来オーバーレイ等、何らかの補修が必要となる可能性が高く、また、走行性も劣るので採用しないこととした。

主桁と橋脚は、ゴム支承体により弾性結合し、主桁の変形に起因する拘束応力のある程度開放し得る構造とした。

5) 主桁は、カンチレバー架設工法により施工するものとした。

6) 中央支間長が 200 m を超える橋梁形式は、PC 斜張橋、または、トラストアーチ橋とし、PC 斜張橋は F/S 調査で選定された斜張橋に対し、以下の特性を備えた代替案を計画した。

- 端支間に発生する負反力が小さくなるよう側支間/中央支間を選定する。
- 単純、軽量の断面形状（パスコケネウィック橋と同種の断面形状）を採用する。
- 主塔はねじり振動等に対し、ケーブルが有効に抵抗し得る逆 V 形とする。
- 構造特性、経済性に優れるセミラジアル形のマルチケーブル方式を採用する。

7) 支間長が 200 m 以下の橋梁形式は、連続箱桁橋とする。

以上に基づき策定した橋梁比較案は、表—8 のとおりである。

比較検討結果の概要は、表—9 に示すとおりであり、次の事項が明らかである。

- PC 斜張橋の代替案は、いずれも原案より 7% 程度経済的ではあるが、桁橋案よりは 10~13% 程度不経済である。また、プレキャストブロック工法を採用しない限り工期的なメリットも無いこと、水深は浅くとも急傾斜の海底地形位置で基礎杭を打設しなければならないこと、維持管理が面倒なこと等、総合的に桁橋に劣り、相当とはいえない。
- トラスドアーチ橋は経済性、施工性において明らか

表—8 橋梁比較案

案	構造形式の概要	支間長 (m)
原案 (F/S)	PC 斜張橋, 中央ヒンジ付箱桁, H 形タワー	85+250+85
1	PC 斜張橋, 変形箱桁 (▽▽), 逆V形タワー	90+240+90
2	同上, プレキャストブロック工法	102.5+215+102.5
3	PC 3 径間連続箱桁	117.5+185+117.5
4	PC 4 径間連続箱桁	80+2×130+80
5	PC 5 径間連続箱桁	60+3×100+60
6	PC 3 径間トラスドアーチ橋	100+220+100

に桁橋案に劣っている。

- 桁橋案は、他の比較案より総合的に優れており、キリフィ橋の橋種として適当である。

特に 3 径間案は、経済性、施工性において 4 径間案および 5 径間案に勝っている。

以上より、キリフィ橋の構造形式は、経済性、施工性、維持管理、景観、現地経済への寄与、技術移転等に優れる PC 3 径間連続箱桁橋に決定した。

再度の比較設計を実施した結果、F/S 調査とは異なる橋種が選定されることになったが、これは主に円高の影響（日本調達資機材が多い橋種は経済的に不利となる）、水深の影響に左右されない仮設計画、杭施工法の採用等が原因であろうと推定される。

3.2 3 径間構造の合理化

選定した 3 径間連続構造の中央支間長は、185 m であり、支間中央にヒンジを設けない連続構造としては、世界的な規模の橋梁である（表—10 参照）。

このような大規模な連続構造の中間支点反力は巨大であり、この支承構造をゴム支承体を利用した弾性結合構造としても剛結合に比較し不経済であり、構造的にもある程度の不明確さが残る等好ましくない。また、カンチ

表—9 比較検討結果

案	プロポーション	経済性		施工性		維持管理	総合評価
		工事費	内貨比率*	工期	難易度		
F/S		1.20	25%	43 (1.19)	急傾斜地の杭打設, 高度な上部工施工管理 困難	ステーの再緊張, 交換等ケニアでは対応し得ない 困難	7
1		1.13	25%	38 (1.06)	同上 困難	同上 困難	4
2		1.13	25%	32.5 (0.90)	同上 困難	同上 困難	4
3		1.00	35%	36 (1.00)	杭打設は PC 斜張橋より容易, 上部工特に問題ない 普通	ケニアの技術で十分対応可能 容易	1
4		1.02	35%	39 (1.08)	杭打設は PC 斜張橋と同様, 困難 やや困難	同上 容易	3
5		1.02	35%	38 (1.06)	最大水深での杭打設 普通	同上 容易	2
6		1.18	35%	39 (1.08)	急傾斜地の杭打設, 高度な上部工施工管理 困難	桁橋より若干面倒である 普通	6

* 内貨による工事費/総工事費, 内貨比率が高いほど、現地労務、資機材の活用度が高くレートの変動の影響を受けにくい。また、技術移転の効果も高い。

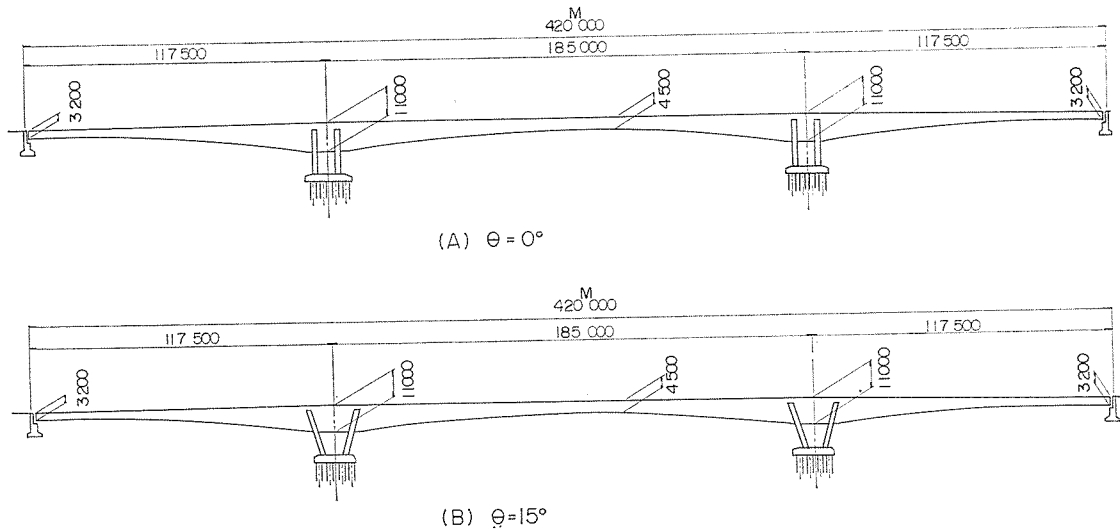


図-6 連続ラーメン構造の比較案

表-10 中央ヒンジを有しない長大支間連続桁橋

	橋名	中央支間長 (m)	備考
国内	新十勝川橋	170	連続桁, 施工中
	沼田川橋	153	連続ラーメン, 設計中
	岡谷高架橋	145	連続ラーメン
海外	HOUSTON-SHIP CHANNEL	229	連続ラーメン
	PARROTTS FERRY	195	連続桁
	ORWEL	190	連続桁
	GENNEVILLIERS	172	連続桁
	OTTMARSHEIM	172	連続桁

レバー架設中の安定を確保するために桁と橋脚を仮結合する必要もある。

これらの事項を考慮すると、主桁と橋脚を剛結した連続ラーメン構造がより適当な構造と考えられるので、図-6に示す連続ラーメン構造について検討し、より合理的な3径間構造を採用することとした。

これらのラーメン構造の計画意図は、次のとおりである。

- 1) 橋脚は主桁の変形を拘束するために発生する不静定力を減少させる効果を持つ2枚壁形式とし、適当な2枚壁式橋脚を選定するために、鉛直2枚壁と15

度の傾斜を有する逆V形2枚壁の2つの形式を検討する(図-6参照)。

- 2) 2枚壁の間隔は、フーチングに生ずる正負の曲げモーメントがバランスするように設定する。

基礎杭とフーチングを構造部材とし、杭周辺の地盤を弾性バネ支承として取り入れた平面骨組解析結果より、これらの連続ラーメン構造は通常の連続桁と同様十分実用に供し得る構造形式であることが明らかとなった。すなわち、

- 全死荷重作用時における橋脚、フーチングおよび基礎杭の全断面有効として算出したコンクリートの引張応力度は、おおよそコンクリートの曲げ引張強度以下であり、PCおよびRC部材より成る全体系の構造解析を通常どおり行っても何ら問題はない。

また、SLS時のひびわれ幅は、いずれも許容値以内であった(表-11参照)。

- 全死荷重作用時において橋脚頭部に生ずる変形の80%以上は杭の変形によるものであり、地質条件の変動が構造系全体の挙動におよぼす影響はわずかであることが明らかである。すなわち、一般に

表-11 橋脚、フーチングおよび杭のひびわれに対する検討

		鉛直			逆V			制限値	
		橋脚	フーチング	杭	橋脚	フーチング	杭		
全死荷重作用時	σ_{ct} (N/mm ²)*1	2.8	1.3	2.8	3.6	1.3	3.3	3.5*2	
SLS [$\sum D_{SLS} + 0.6(HA + FL)$]	σ_s (N/mm ²)	60.0	126.0	103.0	114.0	100.0	123.0	—	
	W_k (mm)	BS	0	0	0.09	0.02	0	0.01	0.1
		JSCE	0.19	0.31	0.28	0.29	0.26	0.33	0.35

*1 最終的な値は SLS 状態においても橋脚 = -2.5 N/mm², フーチング = -2.0 N/mm², 杭 = -1.9 N/mm², 程度の曲げ引張応力度であり全く問題ない。

*2 土木学会コンクリート標準示方書による $\sigma_{ck} = 240$ N/mm² に対する値である。

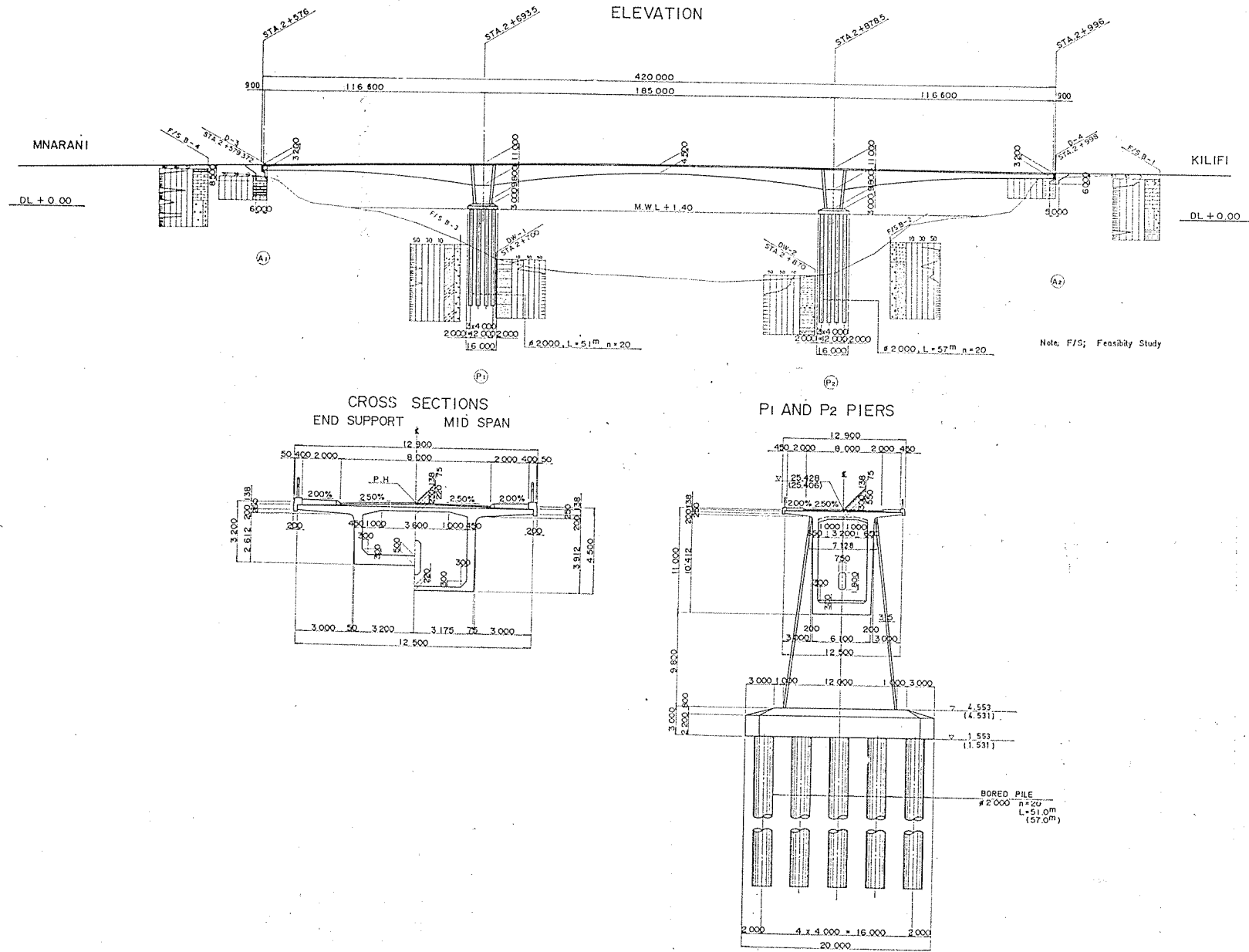


图-7 最終構造系全体一般図

◇工事報告◇

表—12 全死荷重作用時における橋脚頭部のたわみ

	鉛 直		逆 V	
	δ (mm)	%	δ (mm)	%
橋脚	1	3	0	0
杭	23	80	23	82
地盤	5	17	5	18
合計	29	100	28	100

不明確である地盤を構造解析に取り入れることによる誤差はわずかであり、問題ない(表—12 参照)。

これらの連続ラーメン構造と通常の連続桁を比較した結果、連続ラーメン構造の方がわずかながら経済性に優れること(邦貨にして4000万円程度)が明らかとなった。したがって構造系としては、経済性のほか大きな反力の生ずる中間支点の構造が単純明確であること、カンチレバー架設のための仮固定が不要であること等の利点を持つ連続ラーメン構造を採用することとした。

最終的には、施工性、構造特性、景観などを配慮し、図—7 に示すようなわずかな傾斜(傾斜角 5°)を有する2枚壁式連続ラーメン橋を選定した。

4. 詳細設計

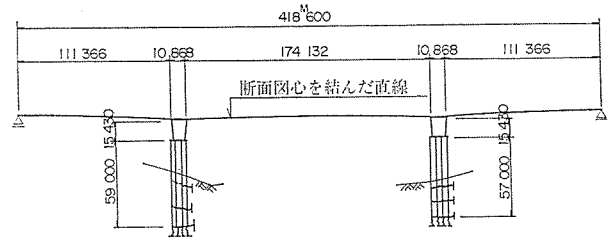
詳細設計計算においては、以下に示す解析、検討を行い部材および断面が安全であることを確認した。詳細設計計算における主要な検討事項は、以下のとおりである。

4.1 主桁の設計

1) 構造解析は、フーチング(実剛性を考慮)、基礎杭および杭周辺地盤(バネ支承として評価)を含む全体系をモデル化した図—8 に示す平面骨組モデルについて行った。

2) 設計計算は、図—9 に示す施工順序と工事工程に従って行った。

ここに示す施工順序、カンチレバー架設セグメントの分割、側径間部連続ケーブルの分割緊張等は、



図—8 平面骨組解析モデル

全死荷重作用時の杭反力が等しくなるように決定した(表—13 参照)。

セグメントの長さは、横締め PC 鋼材配置間隔(0.6m)の整数倍(3.0m, 3.6m, 4.2m, 4.8m)とした。

3) コンクリートのクリープ、乾燥収縮によるプレストレス力の変化、不静定力は図—9 に示す施工順序、施工工程に基づき、各施工区分、作用荷重ごとにクリープ係数、乾燥収縮度およびこれらの進行度を CEB マニュアル(1984)の規定に従って定め算出した。

4) PC 工法は、フレシナー工法を採用し、PC 鋼材は以下の方針に従い配置した。

- 設計断面における所要本数の 50% 以上をウェブに配置する。
- カンチレバーケーブルの長さは摩擦による緊張力の損失、プッシングマシンの能力、グラウトの容易さ等を考慮し決定した。最も長いケーブルは、表—14 に示すとおりである。

ウェブケーブルは、連続用ケーブルの上縁定着用切欠きと交差しないよう定着位置と線形を定めた。

また、ウェブの定着位置は、桁上縁からの高さが

表—14 最も長いカンチレバー用ケーブル

	長さ	角度
ウェブ	130 m	10°
上スラブ	170 m	5°

表—13 全死荷重作用時における杭反力

A				B				C			
R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄
410	490	560	625	499	506	504	495	582	536	479	416
0.787	0.940	1.074	1.198	0.996	1.010	1.006	0.988	1.157	1.066	0.952	0.827

上段：発生反力(t)，下段：発生反力/平均反力

各セグメント間でできるだけ等しくなるよう選定した。

- カンチレバーケーブルは、対称に配置し、側径間

側の最終セグメントを仮設するためにテンポラリーケーブル(4-1 T 22)を配置した(セグメントの数は、側径間側が1つ多い)。

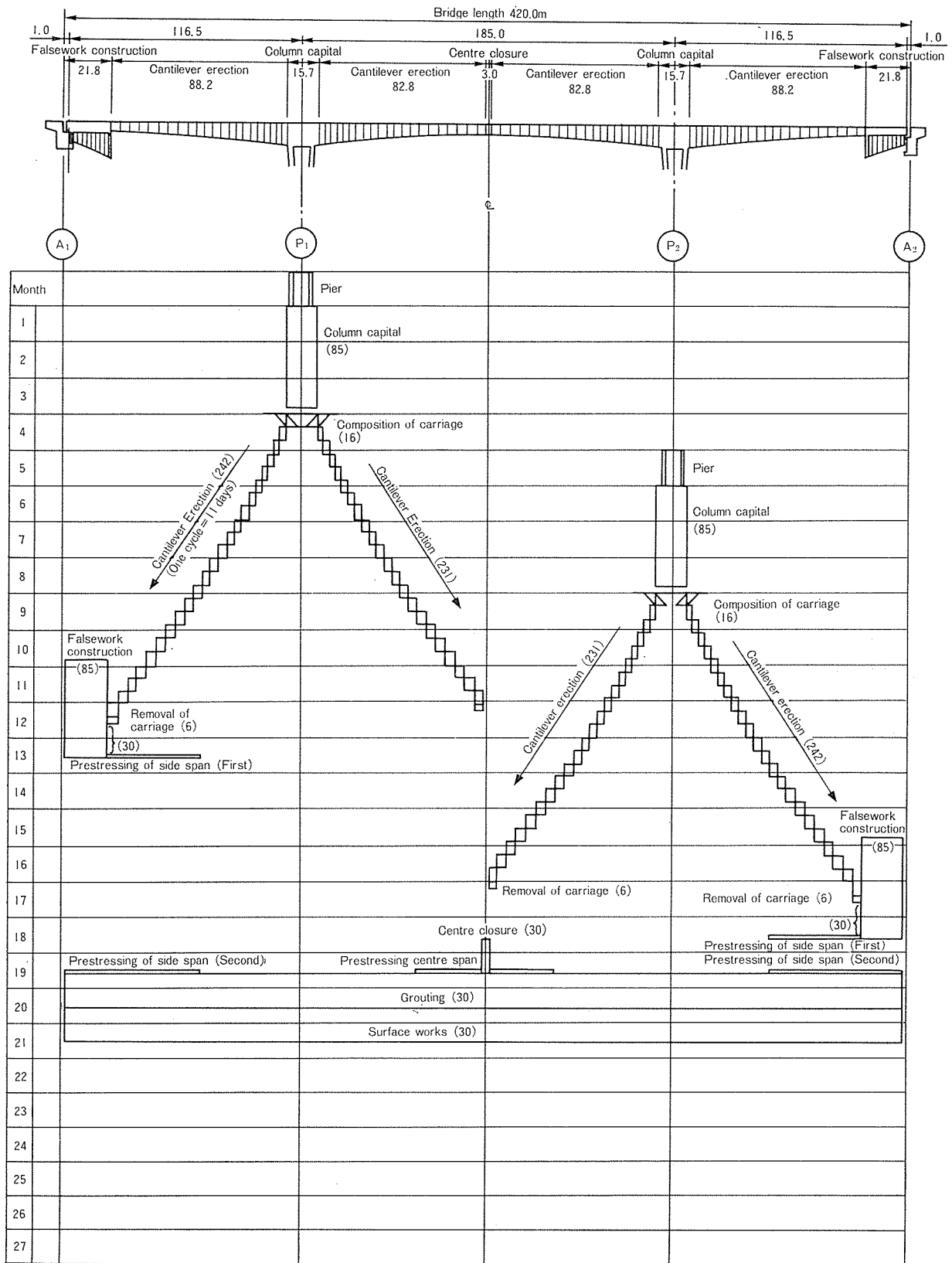


図-9 設計計算における施工順序および工程

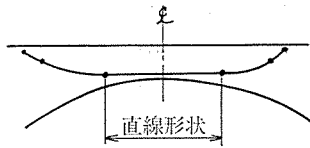


図-10 ウェブ配置連続ケーブルの形状

ウェブ配置の連続ケーブルは、下縁に沿わせて配置するとウェブに付加的な引張力が作用することになるので、桁下縁曲線には沿わせないで直線状とした(図-10 参照)。

また、定着角度を桁端部定着ケーブルは 10° に、桁上縁定着ケーブルは 25° に統一した。上縁定着ケーブルの配置間隔は、横締めめのケーブルの整数倍とした。この定着用切欠きが 2 つのセグメントにまたがらないように配置した。下から 2 段目の PC 鋼材は、下スラブ上側鉄筋とぶつからない位置とするなど、施工の単純化を図った。

下フランジ配置の連続ケーブルは、できるだけウェブの近くでハンチ筋とぶつからない位置に配置した。

また、下フランジ軸方向鉄筋上に直接シース支持鉄筋を置けるよう高さを定めた。

5) フランジに設ける定着用突起は、以下の利点を有する腹部間を連続させた形状とした。

PC ケーブルの曲げ上げによりフランジ直角方向鉄筋が切断されないこと。

FEM 解析結果より、連続した定着突起の方が明らかに応力の分散、伝達等力学的に優れていること(図-11、表-15 参照)。

定着突起は、割裂力 (A_{S1})、スラブ接合面に生ずる軸方向せん断力 (A_{S2})、ケーブル曲線部の腹圧力 (A_{S3})、定着具背面に生ずる軸方向引張力 (A_{S4}) に対する補強鉄筋量を次式により算出し、補強した。

$$A_{S1} = 0.345 \cdot f_{pu} \cdot A_p (1 - a_0/a_1) / f_{sy}$$

$$A_{S2} = (1.15 f_{pu} \cdot A_p \cdot \cos \alpha - 2.5 \tau_{rd} \cdot A_c) / f_{sy} - A_{S1} - A_{S3}$$

$$A_{S3} = 1.15 f_{pu} \cdot A_p \cdot \alpha / f_{sy}$$

$$A_{S4} = (0.575 \cdot f_{pu} \cdot A_p - 1.15 A_{ct} \cdot \sigma_c) / f_{sy}$$

ここに、

f_{pu} : PC 鋼材の引張強度

A_p : 緊張材の断面積

a_0 : 定着具の寸法(図-12 参照)

a_1 : 定着突起の高さ(図-12 参照)

f_{sy} : 補強鉄筋の降伏点応力度

τ_{rd} : コンクリートの受け持つせん断応力度(表-16 参照)

A_c : 定着突起とスラブの接合面積

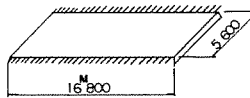
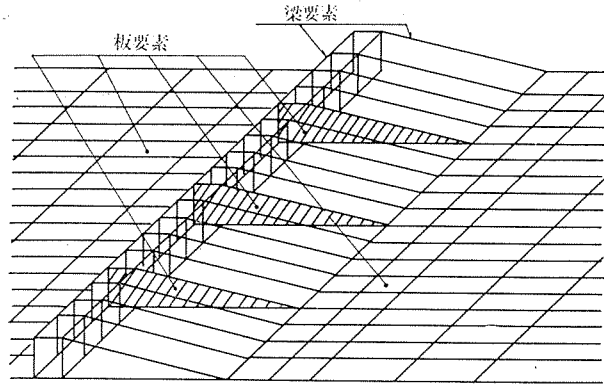


図-11 立体 FEM 解析モデル

表-15 FEM 解析による定着突起応力状態

	連続型	独立型	備考
定着部背面の割裂応力度 (N/mm ²)	5.4	6.3	設計計算値は、581 mm ²
所要鉄筋量 (mm ²)	470	565	
使用限界状態軸方向応力度 (N/mm ² , 表-4 荷重組合せ④)	A-A	0.92/5.87	-: 引張応力度
	B-B	3.98/5.30	
	C-C	6.45/2.29	
スラブ上縁応力度		2.02/ 5.48	
スラブ下縁応力度			
スラブに生ずる直角方向モーメント (kNm/m)	-10.72	-56.39	最大値を示す

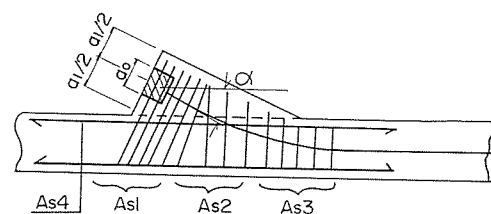
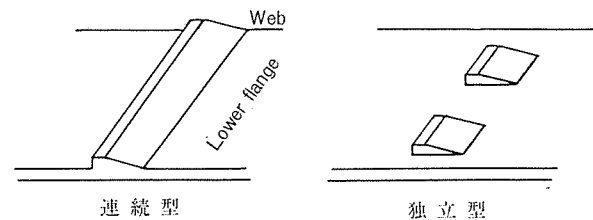
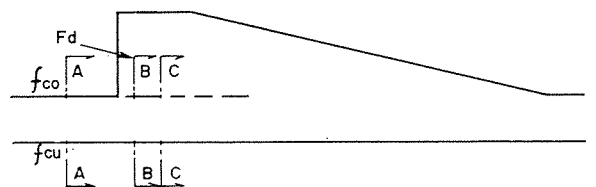


図-12 定着突起および補強筋

α : 緊張材の定着角度

A_{ct} : 引張域コンクリートの面積

($= (a_0 + 2 \cdot e) \cdot t_f$, 図-13 参照)

e : 緊張力の作用位置からフランジ図心までの距離 (図-13 参照)

σ_c : A_{ct} に作用している使用限界状態における梁としてのコンクリート応力度

実際の定着突起の寸法, 補強の一例を 図-14 に示す。

6) せん断補強材として PC 鋼材は使用しないこととした。

7) コンクリートのクリープ係数, 乾燥収縮度および地盤定数が 表-17 に示すような変動を生じた場合についても検討し, この程度の変動に対しては十分安全なことを確認した。

8) 将来における設計荷重の増, 補修, 補強等を考慮

表-16 τ_{rd}

f_{cd} (N/mm ²)	30	35	40	45	50
τ_{rd} (N/mm ²)	0.34	0.38	0.42	0.46	0.50

表-17 コンクリートのクリープ係数および乾燥収縮度, 地盤定数の変動

	クリープ係数(フロー)	乾燥収縮度	地盤定数
1	1.0 ϕ	1.0 ϵ_S	10 K_0
2	1.2 ϕ	1.2 ϵ_S	K_0

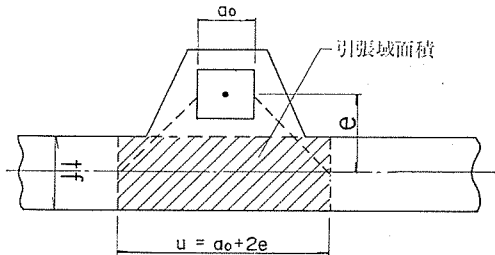


図-13 定着具背面の引張域

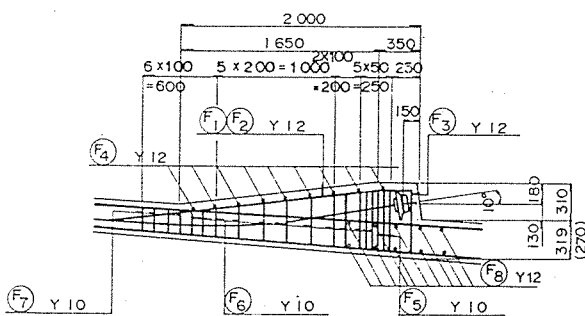


図-14 定着突起の補強例

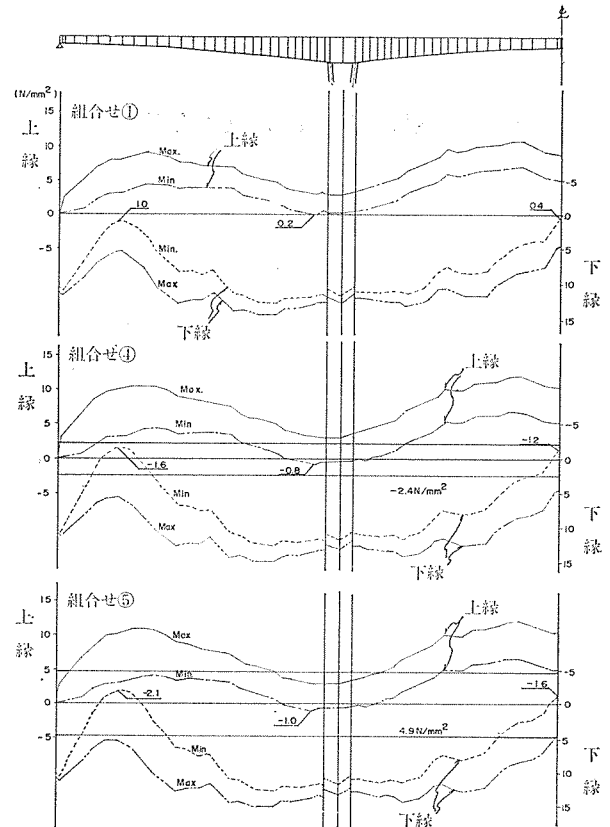
し, 設計断面における所要プレストレス力の 10% 程度の付加プレストレス力をアウトケーブル方式により導入できるように配慮した。

主桁の使用および終局限界における検討結果の一例を 図-15, 16 および 17 に示す。

4.2 横方向の設計

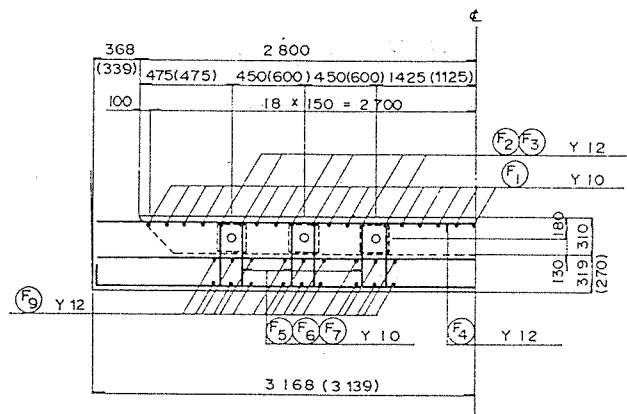
主桁の横方向部材 (上下スラブおよびウェブ) は, 以下に示すように設計した。

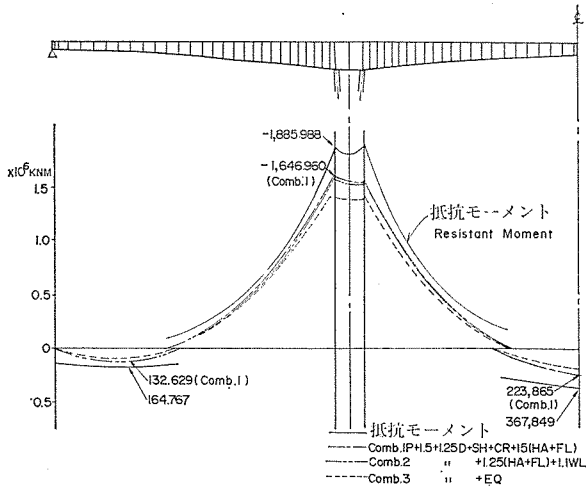
1) 自動車荷重 (HB 荷重) 以外の荷重による断面力は, 腹部図心位置で単純支承されたボックスラーム



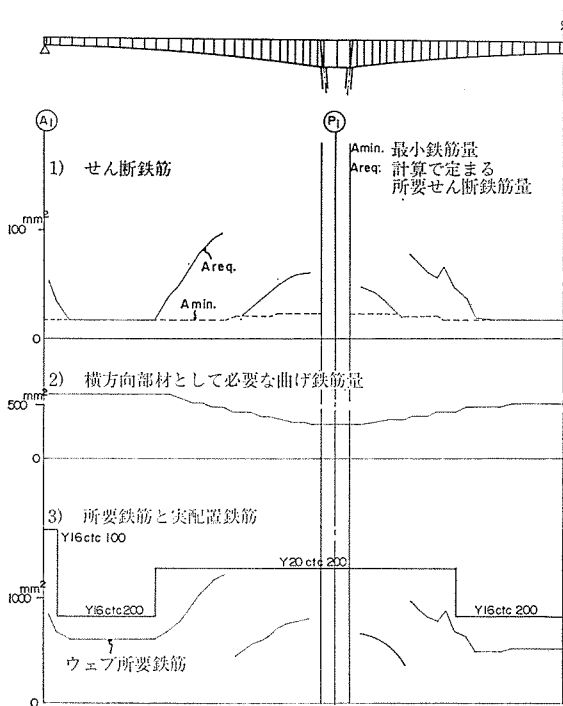
注) 荷重組合せについては表-4, 主桁参照

図-15 使用限界状態におけるコンクリート応力度





図—16 終局限界状態曲げ耐力の検討結果



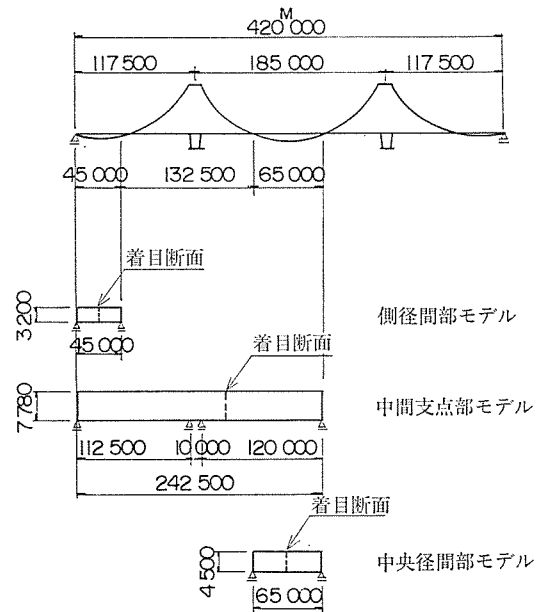
図—17 ウェブ鉄筋の設計結果

として算出した (ボックスラーメンの構造部材寸法は、2) 項に示すモデルと同一とした)。

2) HB 荷重による断面力は、有限帯板要素法 (以下 FSM 法という) により算出した。

解析モデルは、主桁の全死荷重作用時の曲げモーメント分布より、側径間部および中央径間部の正の曲げモーメント発生区間、中間支点部の負の曲げモーメント発生区間のそれぞれに対し、図—18 に示すように設定した。

また、HB 荷重は、図—19 に示すように載荷し



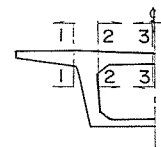
図—18 FSM 解析モデル

表—18 横方向の検討結果

(a) 上スラブ

限界状態	荷重組合せ	クラス	1-1		2-2		3-3		引張応力度の制限値
			上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	
SLS	②	1	1.26	1.07	1.40	0.88	0.01	3.48	0
	④	2	0.46	1.87	-0.12	2.40	0.00	3.49	-2.4
	⑥	3	0.28	2.05	-0.76	3.04	-0.14	3.63	-4.9
ULS	②	(M_R/M_D)	1.4		1.6		2.5		

注：1. 1 T 22 ctc 600 で配置
2. 設計断面：右図参照
3. 荷重組合せ：表—4 床版参照
4. ULS の係数は、終局状態断面力と抵抗力との比を示す



(b) ウェブおよび下床版

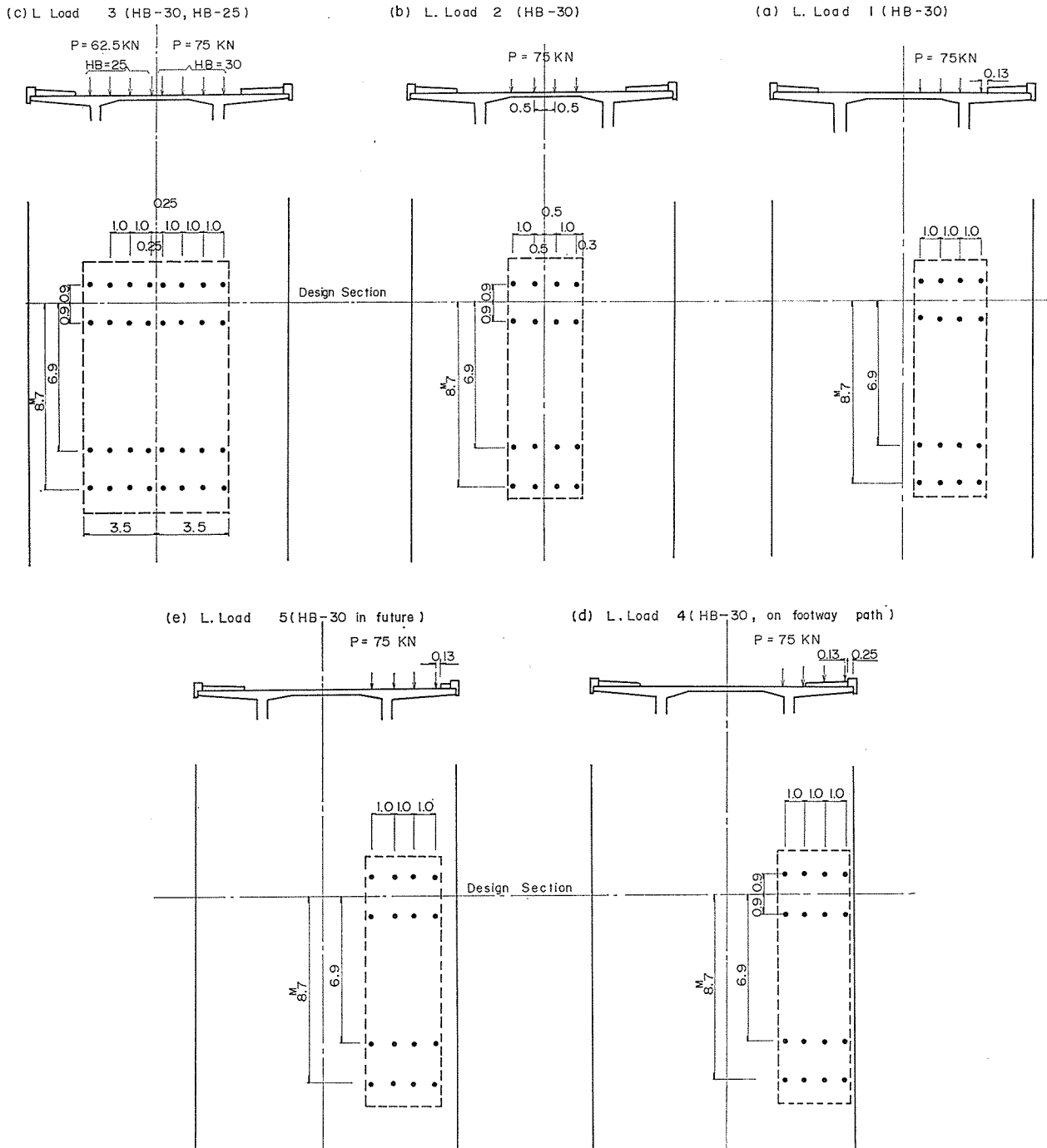
限界状態	SLS			ULS
	荷重組合せ	②	③	②
部材	f_{cb} (N/mm ²)	W (mm)	W (mm)	M_R/M_D
ウェブ	0.7	0	0.14	2.5
下床版	1.8	0	0.14	1.4

注：5. f_{cb} ：全断面有効としての曲げ引張応力度
6. 荷重組合せ：表—4 床版参照
7. ULS の係数は、終局状態断面力と抵抗力との比を示す

た。

3) 桁高が変化するために下フランジ内に配置した連続用ケーブルにより発生する腹圧力も設計荷重として考慮した。

使用および終局限界状態における曲げについての検討結果は表—18 に示すとおりである。



図—19 HB 荷重の載荷法

4.3 3次元 FEM 解析

橋脚頭部 45.7 m 区間を取り出した 図—20 に示す版要素と梁要素より成る 3 次元モデルにおいて FEM 解析を実施し、柱頭部付近の主桁は、梁理論解析に基づく通常の設計法で十分なこと、壁式橋脚、フーチングの応力度は梁理論解析では必ずしも十分正確に把握し得ないが、本橋においては設計荷重作用時においてひびわれが発生するような引張応力度が発生しないこと、2 枚壁式橋脚に起因するような応力集中の生じないこと等を確認

した。

4.4 動的解析

不測の横方向荷重に対する構造系の安全性を確認することを目的として道示 V に基づくスペクトル応答解析を実施し、一般的な振動性状を有する構造系であること、横方向荷重に対し十分な耐力を保有していることを確認した。

4.5 景観設計

景観に関し、特に次の事項を配慮した設計を行った。

◇工事報告◇

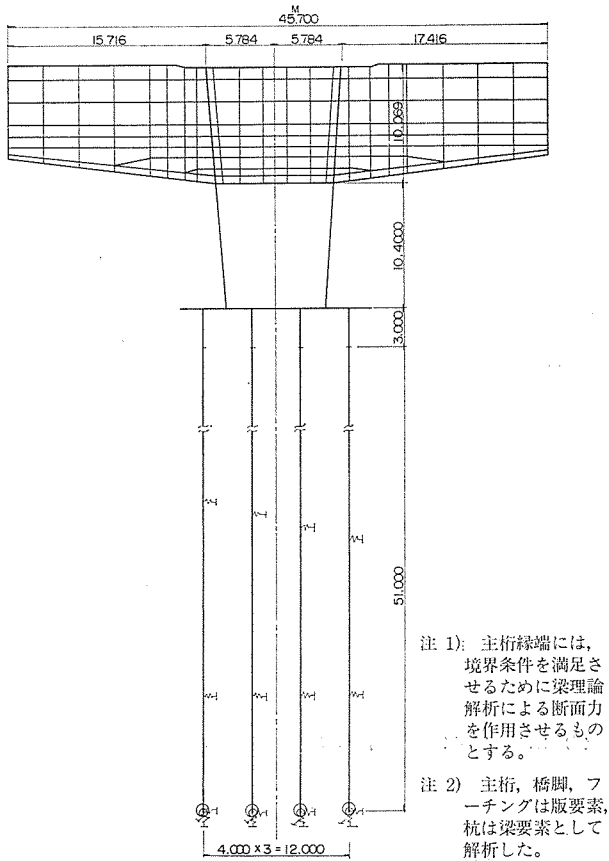


図-20 3次元 FEM 解析モデル

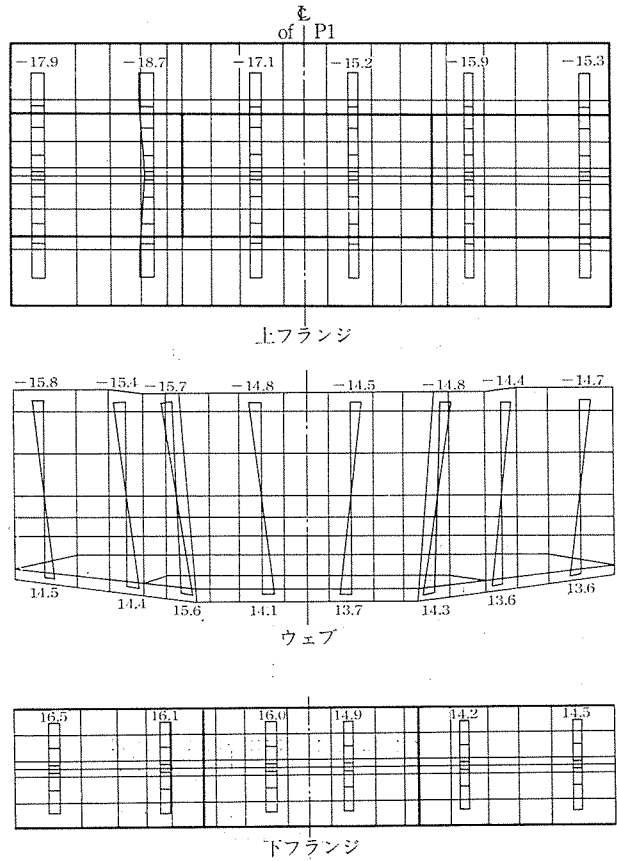
表-19 固有周期

	橋軸方向		橋軸直角方向		摘要
	固有周期 (sec)	刺激率 (%)	固有周期 (sec)	刺激率 (%)	
モード 1	2.45	68.6	1.63	31.2	P1 の卓越モード
モード 2	0.58	0.0	1.15	9.4	
モード 3	0.40	0.9	0.96	27.7	P2 の卓越モード

- 橋台躯体断面形状を台形とした。
- 橋脚断面形状を六角形、フーチング平面形状を八角形とした。
- 親柱および橋詰め広場を設定した (図-25 参照)。

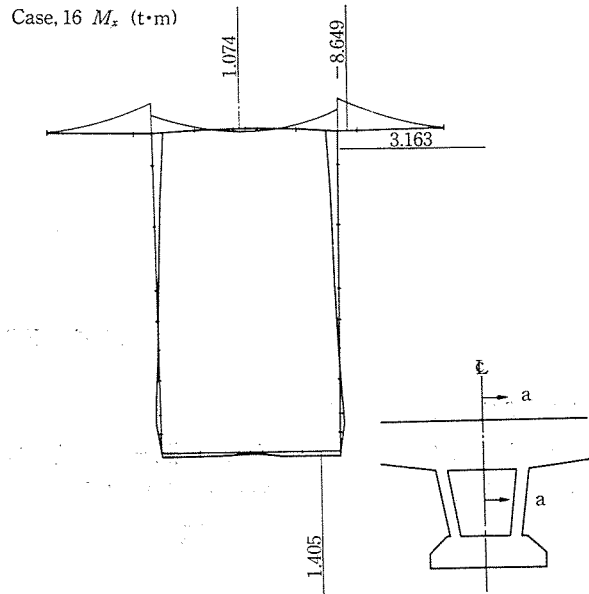
あとがき

以上、キリフィ橋の設計の概要について述べた。
 キリフィ橋の設計は、すべてケニアのナイロビ市において実施し、技術計算も当社保有の設計解析用プログラム (BCONST 等) を当地の IBM 370-135 用にコンバートして行った。
 従来、この種の大規模な橋梁設計は、そのほとんどを日本に持ち帰って実施することが多かったが、IBM 370-135 程度のコンピューターがあれば十分現地で設計業務を行い得ることが実証できたことは、今後、この種の経済援助を実施するうえで意義のあることと考える。



*上下フランジの応力度 (N/mm²) はフランジ全体に等分布し、ウェブにおいては平面保持則が成立している。

図-21 主桁曲げ応力度分布 (D+1.1SD+SH+CR)



*通常のボックスラーメン解析はFEM解析とよく一致し、かつ安全側である。

図-22 横方向曲げモーメント (P+D+1.1SD+SH+CR+0.8TD)

キリフィ橋の設計は、技術的には一般的なものであるが、発展途上国において供用される橋梁であることを考慮し、耐久性、維持管理、補修、補強等の要因に特に配慮した。

【1989年10月3日受付】

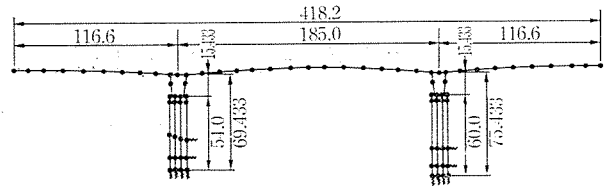
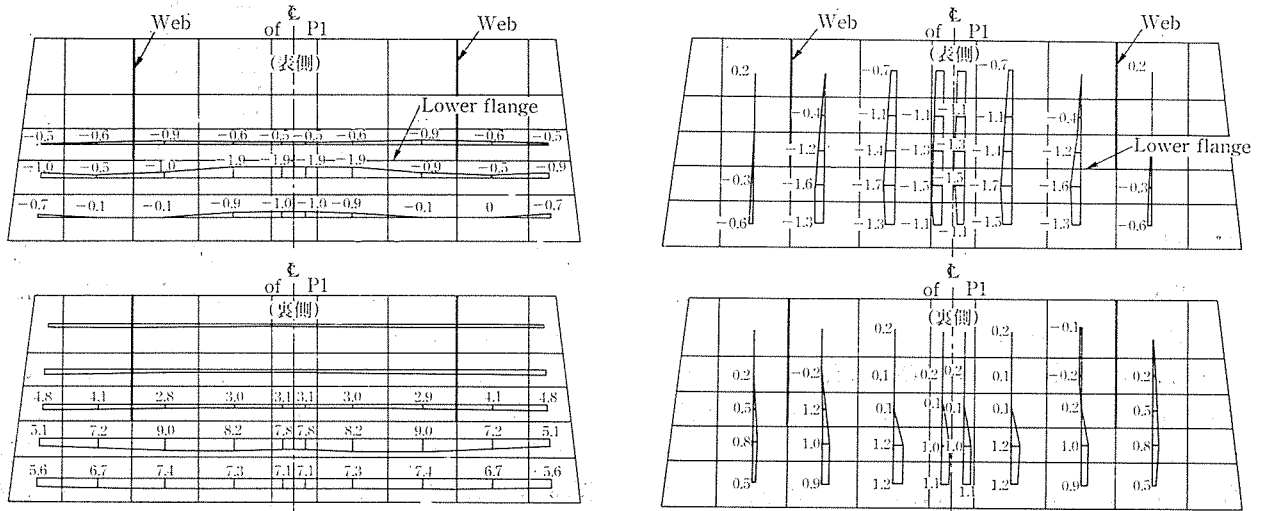


図-24 動的解析モデル



(a) 主桁結合部付近の垂直方向応力度

(b) 主桁結合部付近の横方向応力度

- 注 1) - : 引張応力度
- 注 2) 土木学会標準示方書による曲げ強度の特性値
: $0.9\sigma_{ck}^{2/3} \approx 3.5\text{N/mm}^2$
- 注 3) 単位: N/mm^2

図-23 壁式橋脚の応力度分布

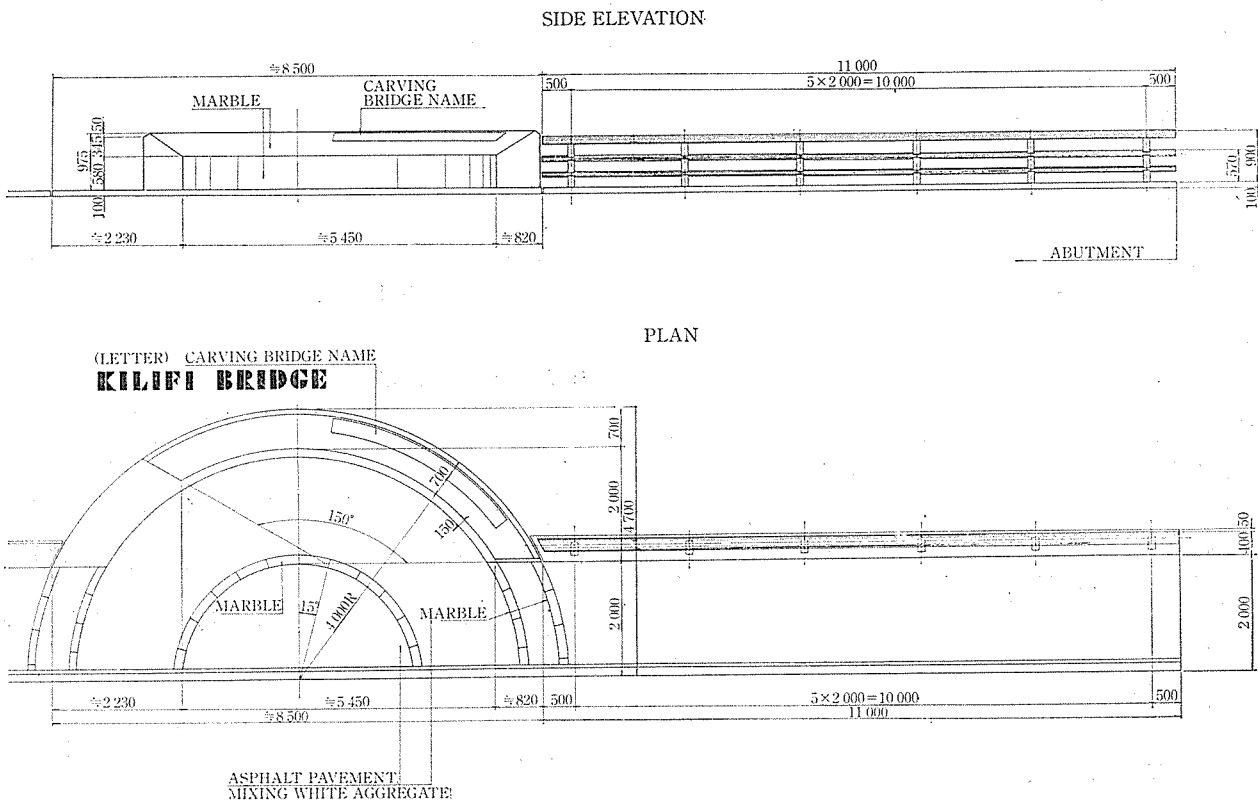


図-25 親柱および橋詰め広場