

PC斜版付箱桁橋（奥山橋）の設計

工務部	設計課	幸左賢二
神戸建設部	設計課	岩永巧
同部	同課	斉田浩一

要 約

斜版付箱桁橋（以下斜版橋と呼ぶ）は通常の箱桁橋に対し斜材をコンクリートで被覆したPC部材を有する構造である。斜材を有することから、斜張橋の特殊工法とも考えられ、主桁高を低くすることが可能である。また、部材をコンクリートで被覆することにより 1)鋼材を腐食から防護できる 2)PC部材となりケーブルの応力変動が小さく、ケーブルの疲労問題が少ない 3)全体剛性が増すことから変形量が小さくなり安定性を増す等の長所を持っている。このような長所にもかかわらず、世界的にみても数例しか施工実績がないことから斜版橋についての明確な設計および解析手法は確立されていない。そこで、本章では橋長150m(2@75m)の2径間連続斜版橋をモデル化し、必要鋼材量をパラメーターとして斜版取付位置、斜版取付長、及び主塔高に検討を加え最適形状を決定した。ついで、この基本形状をもとにして解析モデルの検討を実施し、設計の基本的考え方を明らかにした。またこの手法により形状決定された現在計画中の3径間連続斜版橋(75m+140m+70m)について3径間骨組要素モデル解析により主要断面力を照査した。また斜版主塔結合部については終局耐力解析及び3次元FEM解析により照査した。

キーワード：設計、PC橋、PC斜版橋、斜張橋、FEM、張出架設、景観

まえがき

阪神高速道路北神戸線は第二神明道路の伊川谷から五社までの27.7kmの路線である。このうち、伊川谷から箕谷までの16.6kmを供用中であり、箕谷より五社までの区間で工事を順次着手している。本報告の奥山橋は六甲山系東部の唐櫃地区に位置し地形は比較的急峻で水晶山橋などの長大橋梁や唐櫃トンネルなどの長大構造物の連続する区間である。奥山橋については、当初大規模切土法面を併用した構造形式を検討していたが、地質調査の

結果斜面安定上問題が大きい事が分かり、縦断勾配を変え連続した橋梁形式の設計を進め、斜版橋を検討するに至った。この形式ではスイスのガンター橋が有名であるが日本での施工事例はほとんど無い。本報告は奥山橋の橋梁計画の経緯及び斜版橋の設計ををまとめたものである。

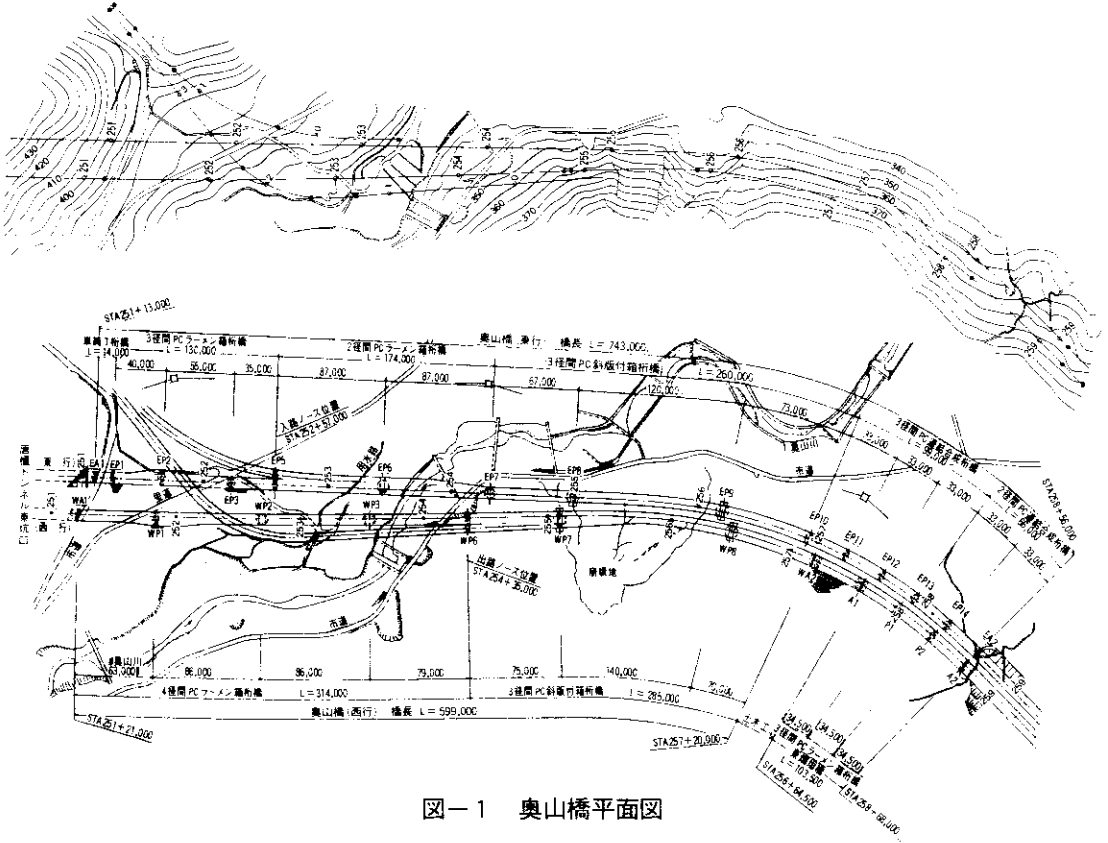


図-1 奥山橋平面図

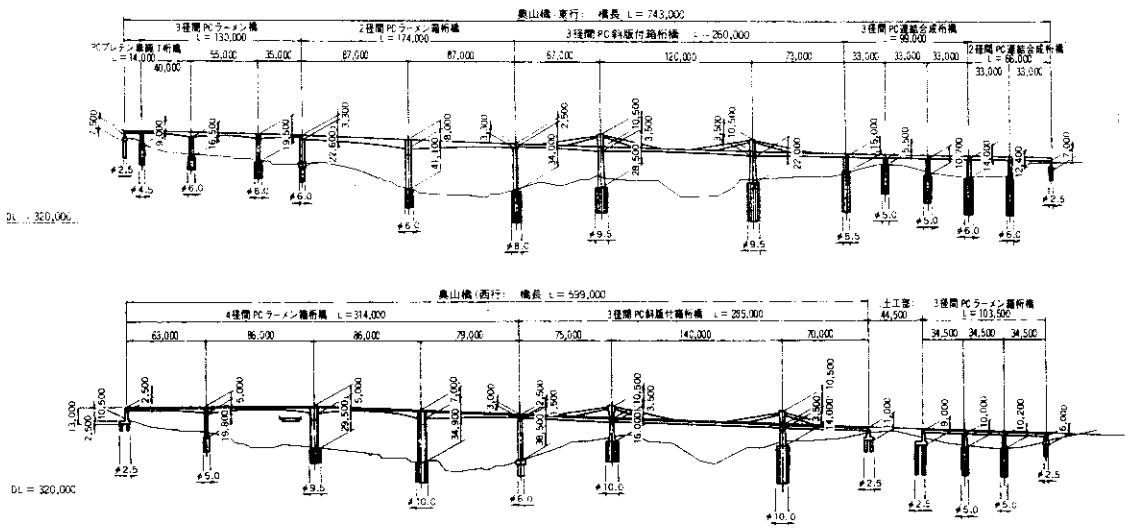


図-2 奥山橋側面図

1 地形・地質概要

本計画橋梁地点は図-1の平面図を示すとおり、唐櫃トンネル東側坑口を起点とし、奥山川を横過し、小寺山（標高636m）の急峻な山腹斜面（約40°）に沿って有馬方面に進む。奥山川流域は狭長な盆地地形となっており、唐櫃台などの住宅地を形成している。STA254からSTA255の区間は、奥山川畔の市道付近から採石場跡地の崩壊地直前までの有馬層群の分布する斜面である。この区間は斜面堆積物が比較的薄く、従って岩盤深度が浅いとみられ地山も比較的良好である。STA255からSTA257の区間は、採石場跡地の崩壊地の区間である。図-3に地質断面図を示す。採石により上部斜面に表層崩壊を誘発し、送電鉄塔基部がえぐられ鉄塔が移設された経緯をもっている。採石掘削跡地内は露岩の上方斜面で生じた表層崩壊土砂及び岩層に5~6mの厚さで覆われている。南側の古い崩壊跡地の部分は崖錐堆積物が10~15mと非常に厚く新たな岩屑の流堆もみられる。計画ルートはこの崩壊地内の中腹以下の斜面を通過することになるが、斜面には厚い岩屑が堆積しており傾斜も急であることから切土とした場合、大規模な対策工が必要となる。また橋梁とした場合の基礎位置は拡大性の新規崩壊発生も考えられるのでできるだけ崩壊地外に設置することが望ましい。

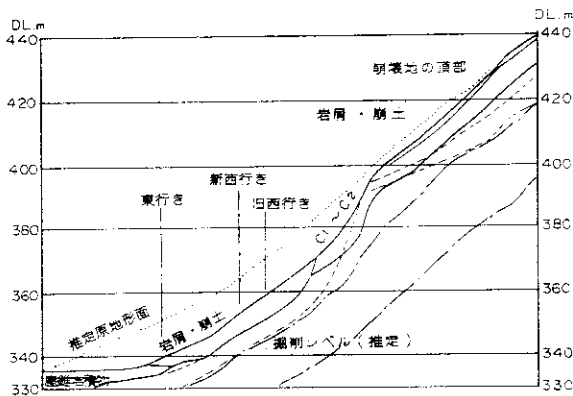


図-3 地質断面図

2 橋梁形式の検討

2-1 制約条件

前章で述べたように、STA255からSTA257では約40°の急斜面の上、崖錐層が10~15mと厚く堆積している。この厚い崖錐層に橋脚を設置することは膨大な斜面安定対策が必要であり避けることが望ましい。またやむを得ず橋脚を設ける場合も、崖錐が比較的薄い尾根上に設置することが望ましい。

2-2 道路線形検討

以上の制約条件のもとで、工事实施計画に基づき構造検討に着手した。しかしながら、当初は膨大な切土となっており、斜面安定対策が必要なことから縦断線形を3.5%から4.0%に変更するとともに平面線形に単曲線R=5500を追加することで高架構造とした。

2-3 橋梁形式比較

西行橋（橋長：590m）については唐櫃トンネル東側坑口、ランプ出路ノーズ、STA257切土部を固定点とした。東行橋（橋長：738m）についても唐櫃トンネル東側坑口、ランプ入路ノーズ、STA258+60切土部を固定点とした。碎石場跡を跨ぐ3径間橋梁については表-1に示す連続箱桁案、斜張橋案、斜版橋案の3案について比較を行った。連続箱桁橋では、この径間長に対応する桁高では斜面にぶつかり、その対策工が必要となり不適當である。斜張橋の場合、背面が山腹地形であり斜材の存在感がうすれ、またR=400の平面曲線が入っており、2面吊り構造のためケーブルが錯綜して見え、望ましくない。斜版橋の場合、単一の壁となり、そのような問題はなく背面の山腹に対し、コントラストがよく映え、景観上も優れている。東行橋についても奥山橋全体の景観を考慮し全体工費も大差ないため、西行き橋に合わせて斜版橋形式とした。

図-4 完成予想フォトモンタージュ



表-1 橋梁型式比較表

西行橋 (山側)	東行橋 (谷側)	工費	判定項目	総合評価
連続箱桁橋 (+対策工)	連続箱桁橋	1.0 1.2	西行橋の桁が山にあたる	×
斜張橋	斜張橋	1.2	ケーブルが錯綜 背面が山腹で斜材が映えない	△
斜版橋	連続箱桁橋	1.1	経済的ではあるが全体として不自然	△
斜版橋	斜版橋	1.2	全体として、バランスがよい 工費も大差ない	○

3 斜版橋における形状特性

3-1 斜版取付位置

一般的なPC橋の場合、張出長が70m程度では箱桁橋が、100m程度では斜張橋が多く用いられている。これに対して70~100m規模の橋梁ではここで述べる斜版橋が経済的と考えられる。そこで形状の特性を簡便に解析するために橋長150mの等径間モデルについて形状検討を実施した検討モデルにおいて、架設方法は張出工法が一般的であることから完成形と架設張出時2ケース(斜版取付点までの張出および斜材緊張後側径間までの張出)の3ケースについて解析を実施した(図-5)。主塔高(H)および斜版取付長(B)については標準的な15mおよび25mとし、主塔から斜版取付位置(L1)を20,30,40mとした場合の斜版、主桁における必要鋼材量を算出した。図-6に斜版形状検討モデルを図-7に最も支配的となる死荷重作用時の主桁曲げモーメント及び完成形と架設張出時の発生断面力を全てPC鋼材で対処した場合の必要鋼材量を示す。曲げモーメント図から

L1が小さい程中間支点曲げモーメントの絶対値は小さいが、斜版取付位置から桁端部までのモーメントは大きい事が判る。L1が小さい場合は側径間張出時の断面力が大きくなる。合計必要PC鋼材量(架設時および完成時)はL1=30mとした場合が斜材の鋼材量を含めてももっとも少なく適当であると考えられる。

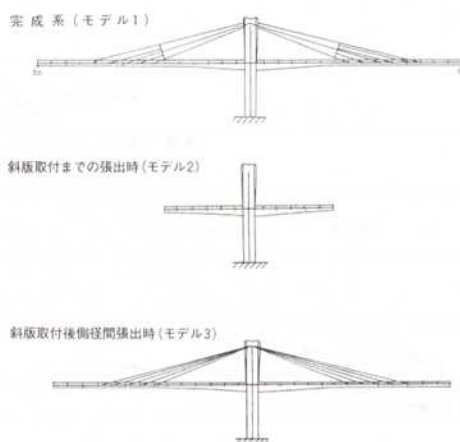
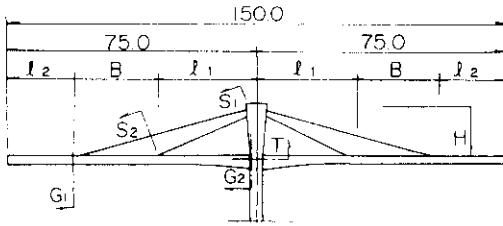
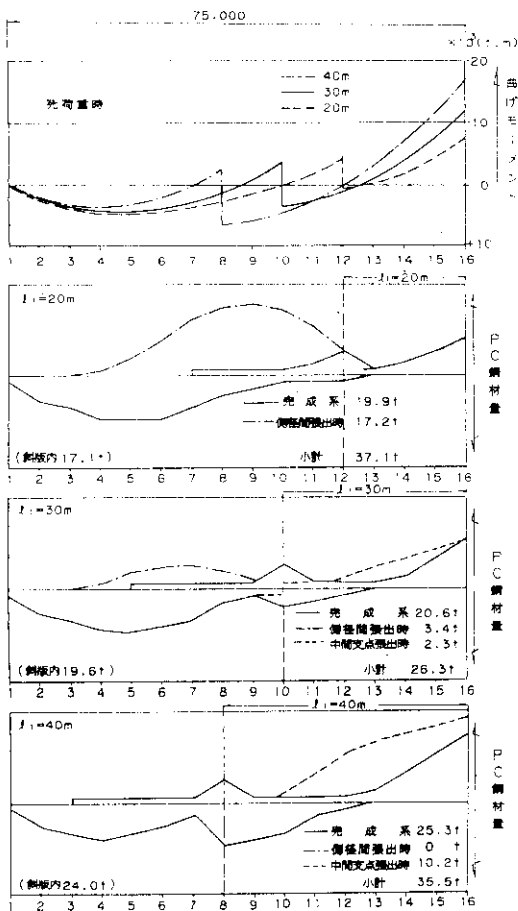


図-5 斜版計上検討モデル



図一六 形状検討モデル



図一七 主桁断面力および必要 P C 鋼材量

3-2 全体形状

同様の手法により、主塔高(H=20,15,10m)、斜版取付長(B=35,25,15m)をパラメータとした場合の必要鋼材量を図一八に示す。主塔高(H)が高いと主桁断面力は小さくなるが斜材断面力は増大する。このため合計必要P C鋼材量については明確な差異は表れない。しかしながら主塔及び斜版コンクリート量を軽減できることから主塔高については低いことが望ましく、H=10~15m程度が適当であると考えられる。つぎに斜版取付長(B)については取付長が短い程、側径間架出架設時の断面力が増す。また、取付長が長くなると自重が大きくなり斜版断面力が増す。その結果合計必要P C鋼材量については顕著な差異は表れなかった。この場合も、主塔と同様にコンクリート量を軽減できることからB=20~25mが適当と考えられる。以上の事から最適形状としては斜版取付位置(L1)=30m、主塔高(H)=10~15m、斜版取付長(B)=20~25mと考えられる。

4 斜版取付部モデル化の検証

4-1 斜版取付部のFEM解析

本橋において特徴的なことは斜版と主桁が連結されていることであり、その取付区間における応力の流れ、及び応力集中度を把握するためにFEM解析を実施した。解析は1/2橋モデルとし、主桁、斜版は板厚の異なる要素と考え、各々等価な断面積に置き換えた2次元平面要素を用いた。図一九に死荷重作用時における垂直応力度分布を示すが、斜版取付部中央付近は応力が非常に小さいことが分かる。また、斜版取付左端部では斜版に圧縮力、主桁下端に引張力が作用しており、一体構造となっている。また斜版には引張力、斜版から右側の主桁には圧縮力が作用している。このため、斜版取付部左端付近には大きなせん断力が生じる事になり、鉄筋等による補強が必要と考えられる。以上の事から斜版からの応力の流れとしては、主に斜版取付部右側において応力が主桁に流れる形態となっていることがわかる。

図-8 必要PC鋼材量一覽図

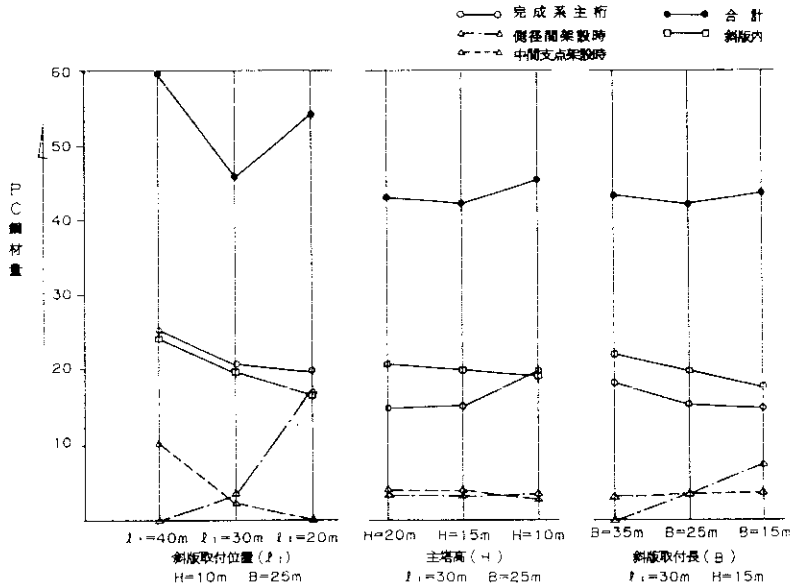
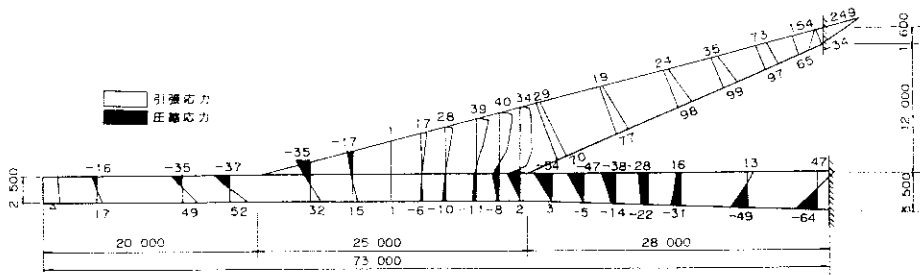


図-9 FEM解析による垂直応力度分布



4-2 解析モデル

一般の橋梁においては、梁部材は線材とみなして解析を実施している。しかしながら、主桁と斜版は版と版とで結合されているため簡便な設計を実施するために適切なモデル化が必要となってくる。ここでは過去の同種の橋梁において検討されたものを参考にして平面骨組モデルと二次元平面要素FEMモデルとの比較を実施し、最適モデルを検討した。解析モデルは図-10に示すように次の3ケースとした。

(a) モデル1：フレーム剛結モデル

斜版軸線に直交する仮想部材 ($A, I = \infty$) を設け主桁とは剛結されていると仮定する。取付部の斜版部材は主桁へ軸力を伝達する5部材 ($I = 0$ と仮定) に分割したものの。

(b) モデル2：フレームピン結合モデル

モデル1に対して、仮想部材が主桁とピン結合されていると仮定したものの。

(c) モデル3：剛結モデル

主桁軸線に直交する仮想部材 ($A, I = \infty$) を設け、主桁とは剛結されていると仮定する。取付部の斜版部材は主桁と一体化されていると仮定したものの。

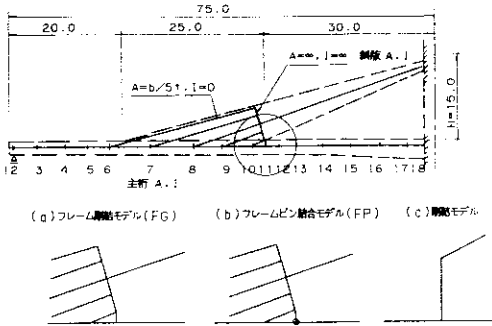


図-10 平面骨組解析モデル

4-3 解析結果

図-11にモデル1とモデル2の主桁曲げモーメント図を示す。モデル1は斜版取付前後においてモーメントが反転し、FEMモデルに比べて極端に大きな値となり、取付部付近の断面力を反映していないと考えられる。モデル2はFEMモデルに近い挙動を示すが斜版と主桁取付部から主塔側では部分的に小さい値を示し、逆に斜版の曲げモーメントは大きくなる。これに対して図-12にモデル3による斜版を含んだ曲げモーメント図を示すが、このモデルの主桁曲げモーメントはFEMモデルに近い挙動を示し、斜版曲げモーメントもFEMとほぼ同値となる事から最も適切なモデルと考えられる。

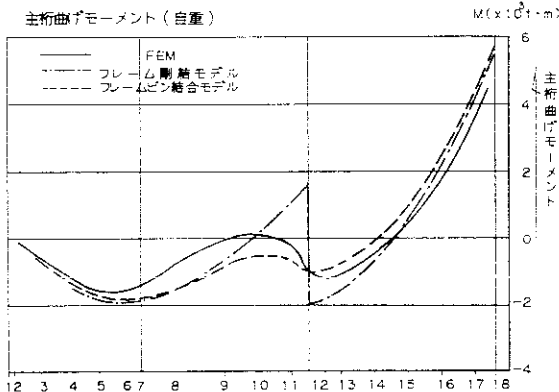


図-11 主桁曲げモーメント (その1)

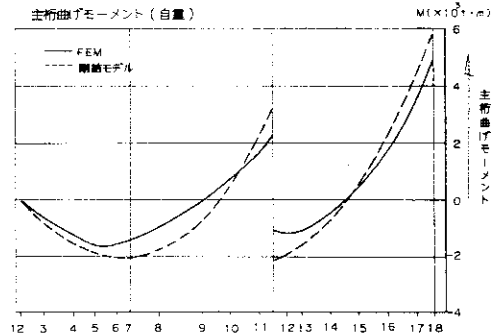


図-12 主桁曲げモーメント (その2)

5 西行斜版橋3径間モデル検討

5-1 主桁解析

橋長285m (75+140+70m) の3径間連続橋をモデルとして断面力の照査を実施した。なお、主塔高・斜版取付長・斜版取付位置をパラメータとした必要鋼材量算出解析により主塔高は10m、斜版取付位置30m、斜版取付長20mと仮定した。橋軸方向解析により得られた断面力を図-13に示すが、主桁高は中間支点3.5m、側径間部2.5mとなり、通常の箱桁橋での中間支点高8.0mに比べて大幅に桁高を縮小することができる。また、中間支点上における曲げモーメントは死荷重時において約10,000t.m程度作用し、支配的となる。しかしながら、斜版のトラス効果および斜版張力による軸力が約7,000t作用し、37kg/cm²程度の圧縮応力が働く。したがって、曲げによる引張応力-60kg/cm²に対して60%程度が軸力により相殺できる。中央径間部では曲げモーメントが約5,000t.mと比較的小さいが、斜版のトラス効果による軸力が作用しないため、必要鋼材量が比較的多くなる。

5-2 斜版解析

橋軸方向での斜版曲げモーメントを図-14に示すが、断面力は主塔結合部が主桁結合部に比べて大きい値となる。さらに、主塔側部材断面 (150×80cm) は主桁側部材断面 (350×50cm) に比べて小さいことから、作用応力度が大きくなり、構

造上留意すべき断面となる。この主塔部応力度を
 図-15に示すが活荷重時の軸力による引張応力度
 は $30\text{kg}/\text{cm}^2$ であり、これから計算されるケーブル
 の応力変動は $3\text{kg}/\text{cm}^2$ と一般斜張橋部の $15\text{kg}/\text{cm}^2$
 程度と比べて著しく小さい値となり、応力疲労問

題に対しては非常に有利な構造であることがわか
 る。斜材ケーブルは斜版コンクリート打設後の設
 計荷重に対して720T型ケーブル(27S15.2)を使用
 した場合4本程度必要となる。

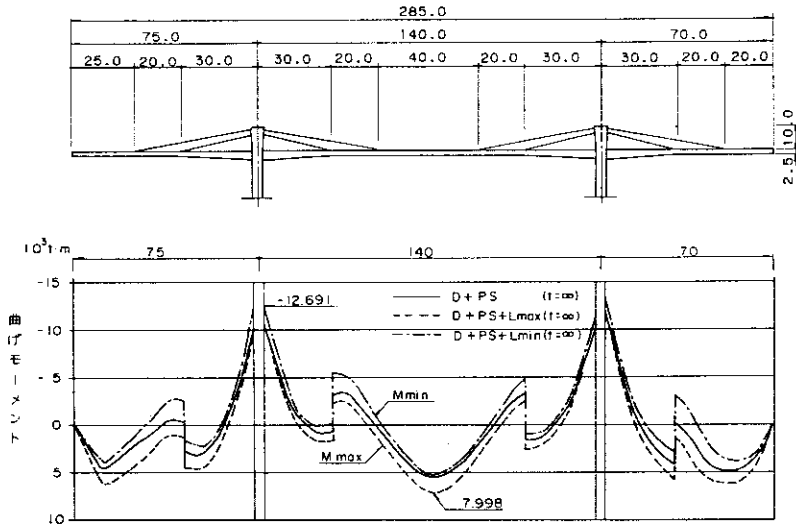


図-13 3径間モデル主桁曲げモーメント

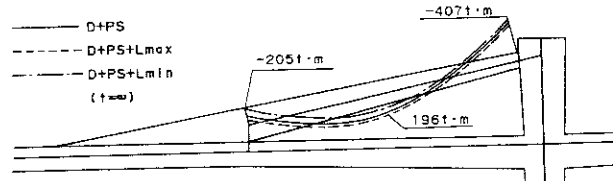


図-14 斜版曲げモーメント

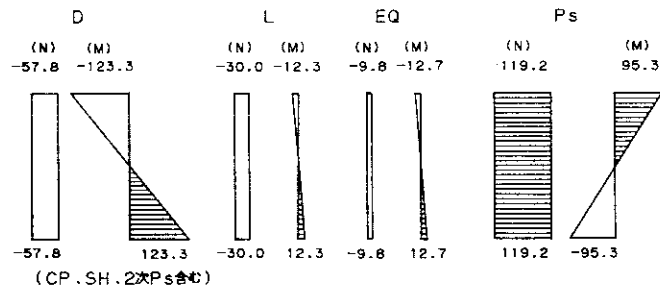


図-15 斜版主塔部応力度

6 斜版主塔結合部耐力解析

6-1 部材安全度簡易照査

斜版橋全体としての耐荷力特性を簡易に調べるために、各断面における破壊抵抗モーメントを求め、設計荷重に対してどの程度の安全度を保有しているかを照査した。すなわち、主要断面についての設計荷重レベルにおけるモーメント・軸力を求め、次に設計軸力を一定とした場合の抵抗モーメントと設計モーメントの比を求めて安全度の目安とした。表-2に示すように、主桁の断面中央および斜版取付部で安全度が4.1程度と比較的小さくなるが、特に斜版主塔取付部で安全度が3.0程度と小さくなり、もっともクリティカルであることがわかる。

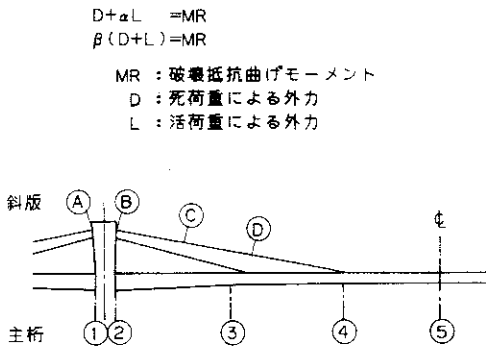


表-2 部材破壊係数一覧表

部材番号	α	β	
主桁	①	20.6	4.3
	②	18.8	4.4
	③	11.3	4.1
	④	14.3	7.1
	⑤	11.9	4.1
斜版	A	19.7	3.0
	B	26.4	3.3
	C	79.4	9.3
	D	29.3	13.1

6-2 解析手法

主桁の施工に伴う各部材の応力支持機構を表-3に、施工順序を図-16に示す。ここで特徴的な事項は、主桁自重および打設時の斜版自重は、主桁およびケーブルで受け持ち、その後の橋面工および活荷重は主桁・ケーブルと斜版コンクリートで受け持っていることである。そこで、道路橋示方書に基づくPC鋼線およびコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、斜版主塔結合部における軸力-モーメント分布を求めた。軸力-モーメントの曲線としては次の2ケースについて検討した。

ケース1 : PC鋼材はプレストレス導入用の4本とした場合 (外力は斜版自重と斜版打設後の橋面工・活荷重)

ケース2 : PC鋼材をプレストレス導入用の4本と初期ひずみを与えた8本のケーブルをあわせた計12本とした場合 (斜吊張出用ケーブルの応力余裕を加味したもので、外力はケース1に斜吊張出時の主桁自重による発生軸力を加算したもの。)

荷重増加曲線としては、

- 1) $D + \alpha L$: 設計死荷重を一定とし、設計活荷重の何倍まで耐力があるかの照査
- 2) $\beta (D + L)$: 設計荷重の何倍まで耐力があるかの照査

の2ケースについて検討した。

6-3 解析結果

その結果を図-17に示す。ケース1とケース2とではケース2の耐力が大きい、この差は架設張出用ケーブルが $0.6\sigma_{pu}$ から $0.93\sigma_{pu}$ に至るまでの軸力1,900tの強度が付加されていることによる。完成時までの荷重が設計値どおりであれば、その後の外力に対する破壊耐力はケース2で表わされると考えられるが、 $D + \alpha L$ の場合 $\alpha = 11.0$ 、 $\beta (D + L)$ の場合 $\beta = 3.0$ 付近で破壊することとなり、終局抵抗モーメント照査値 $1.7(D + L)$ を満足しているが、軸引張を生じる領域でのNu-Mu相関関係について実験的に照査されていないことから、今後の検討課題である。

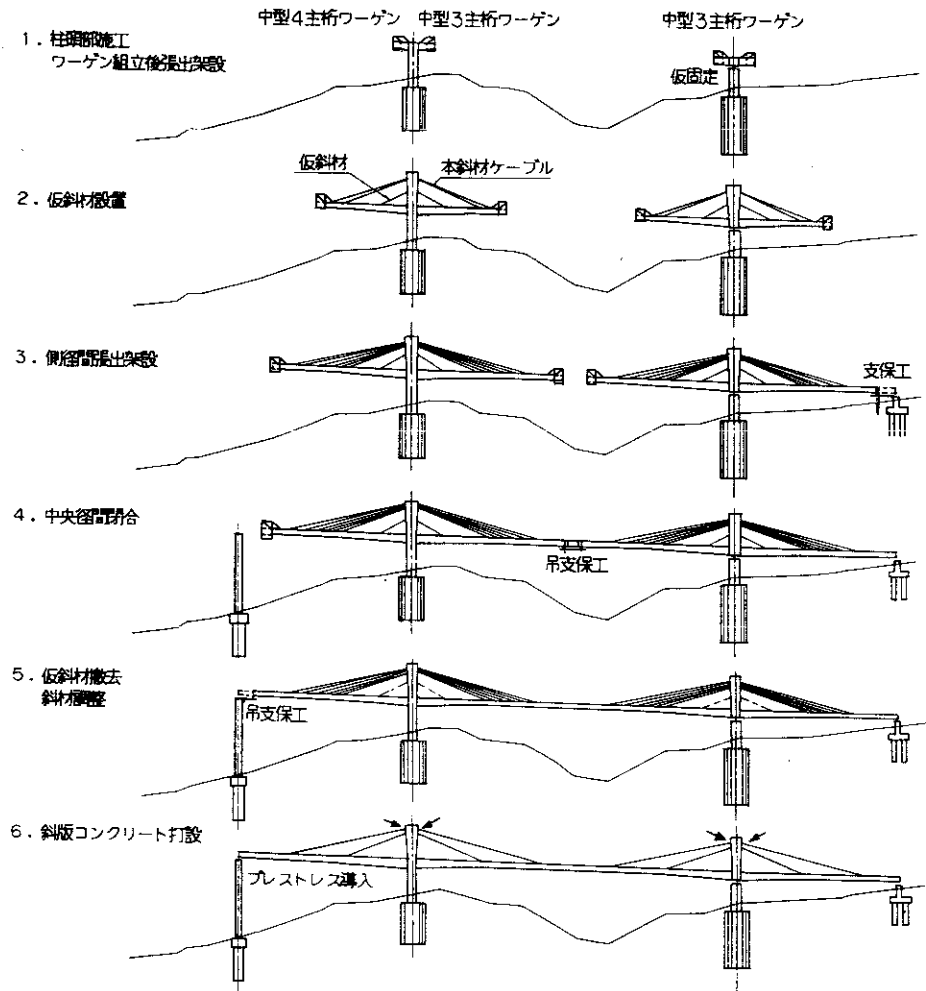


図-16 施工順序図

表-3 各部材の支持機構

施工 ステップ	各 荷 重	各 部 材		
		主 桁	ケ ー ブ ル (架設時の8本)	斜版コンクリート (緊急用ケーブル 4本を含む)
1	柱頭部から斜版取付部までの主桁自重	○		
2~5	斜版取付部~側径間(中間径間)主桁自重	○	○	
6~	斜版自重 斜版プレストレス導入前	○	○	
	斜版自重 斜版プレストレス導入後			○
	橋面工	○		○
	活荷重	○		○

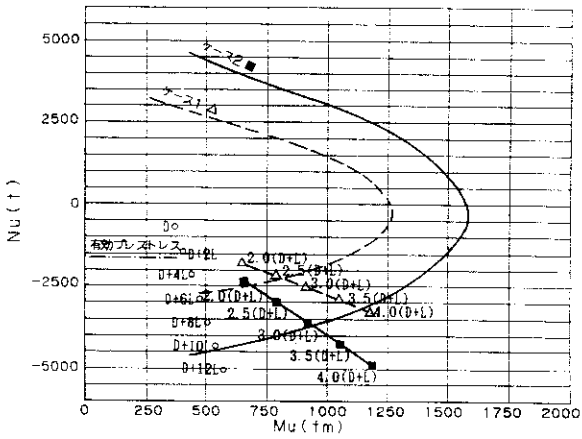


図-17 斜版主塔結合部Nu-Mu相関曲線図

7 3次元FEM解析

7-1 解析モデル

斜版の吊り形式は2面吊りであり剛度の大きいPC部材が主桁の外ウェブに剛結される構造となる。この斜版から主桁を構成する各部材への応力伝達を確認する目的でプレート要素による3次元FEM弾性解析を行った(図-18)。

7-2 解析結果

図19に活荷重作用時の側径間部(断面Ⅲ)の軸方向応力度を示す。これによると、外桁(G1)と中桁(G2)では同じ挙動を示す。このことから橋軸方向解析における各ウェブの荷重分担は同程度であると考えてよい。図-20に活荷重による主

桁横方向の曲げモーメントを示す。斜版取付部以外(断面Ⅱ)は平面骨組解析による断面力とほぼ同程度である。しかしながら、取付部(断面Ⅰ)においては剛度の大きい斜版と結合しているため上床版外桁側は平面骨組解析より5割程度曲げモーメントが増す結果となった。このことから、外桁上床版ハンチ部を増すなどの対策が必要と考えられる。

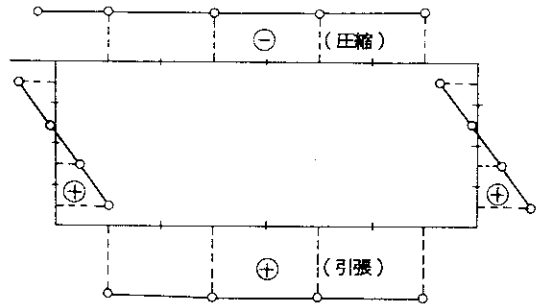


図-19 橋面分布荷重による軸方向対応度 δx

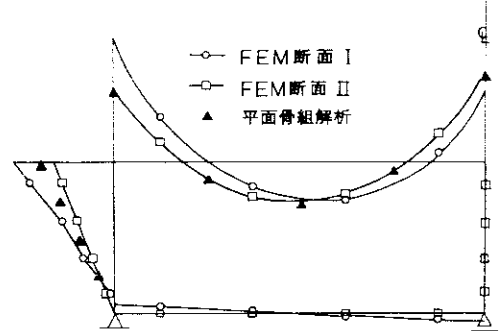


図-20 橋面分布荷重による横方向曲げモーメント

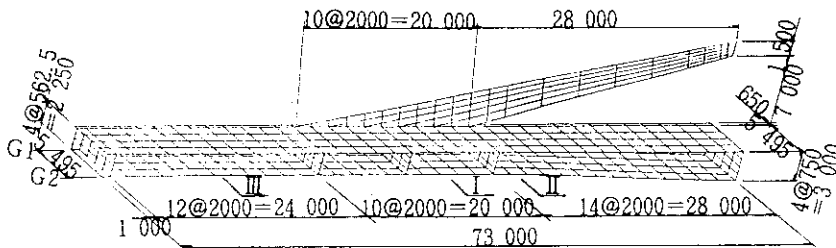


図-18 3次元FEM解析モデル

まとめ

斜版付箱桁橋の設計手法に関する検討結果は以下のようになる。

- 1) 橋長150m (2@75m) について形状特性解析を実施した。その結果取付位置は30m とした場合、P C鋼材量が最も少なくなる。主塔高、取付長については明確な差異は得られなかったが、コンクリート量を少なくできることから主塔高はできるだけ低く、取付長は小さくすることが経済的になると考えられる。
以上のことから取付位置は30m、主塔高は10～15m、取付長は20～25mが適当であることが明らかになった。
- 2) 斜版橋の取付部構造モデルとしてはF E M解析と対比させると斜版は主桁と一体化したモデルが適当である。
- 3) スパン長285m (75+140+70m) の3径間連続橋の断面力照査によると、主桁および斜版に作用する荷重は死荷重が支配的であり、活荷重の影響は小さい。また、活荷重時の斜版内ケーブルの応力レベルに換算すると3 kgf/mm²程度と小さく応力疲労問題に対して有利である。
- 4) 斜版橋に対する簡易耐荷力解析によると、斜版主塔取付部で安全度が小さくなり、最もクリティカルな断面となる。
- 5) 斜版主塔取付部についての終局抵抗モーメントは β (D+L) の場合 $\beta=3.0$ 付近となり、照査値1.7を満足しているが軸引張を生じることから、今後さらに検討する必要がある。
- 6) 3次元F E M解析によると、斜版取付部の外桁側上床版においてモーメントが通常解析より大きくなることから補強が必要と考えられる。

あとがき

斜版主塔取付部については、1/3のモデル供試体で実験を行い、P C部材の軸引張を生じる領域での終局時の耐力確認及び架設用P C鋼材の部材強度に対する寄与度等を確認する予定である。斜版橋は構造的には斜張橋の延長上に位置するものであり安定性、耐久性については斜張橋より優れる。形状は斜張橋のバランス感と剛体構造の安定感を合わせもった存在感のある外観で裏六甲山麓に新しい構造美を創り出すであろう。最後に本橋梁の設計にあたり、貴重な助言をいただきました当公団技術審議会コンクリート構造分科会の各委員に深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 石橋・竹内・大庭：P C斜版橋の設計について、第28回プレストレストコンクリート技術研究発表会
- 2) 同上：P C斜版橋の構造解析モデルの検討、同上
- 3) 池田・成井・多久口・上坂：パーシャルプレストレスによるP C橋の紹介（下）、橋梁と基礎 1981・11
- 4) 上田・幸左・郡・若狭：P C斜版付箱桁橋の設計方法に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集 1992
- 5) 北沢・幸左・郡・若狭：P C斜版付箱桁橋の構造特性について、プレストレストコンクリート技術協会第3回シンポジウム論文集 1992. 1