

唐櫃新橋（エクストラードズドPC橋）の設計・施工

交通環境室 環境技術課 富田 穰
神戸第一建設部 工事第一課 浜本 博志
神戸第一建設部 設計課 佐々木 一 則

要 旨

北神戸線の唐櫃地区に位置する唐櫃新橋（工事名、奥山橋）は、3径間連続のエクストラードズドPC橋で、桁橋と斜張橋の中間的な構造特性の新しい橋梁形式を採用している。橋種の選定では、架橋地点が最大斜度40度の急峻な山岳斜面の中腹に位置することから、張出し施工が可能でかつ桁高が低く抑えられる構造が要求され、本橋梁形式となった。本橋は上・下線が各々分離した構造であり、各中間橋脚（橋梁主塔部）の基礎工は、大口径深礎（Φ1000mm, Φ950mm）を採用しているが、工期短縮の必要性から、上・下線の離隔が各々1D（D=10m）という近接した条件のもとに同時施工を行った。支保工の変状計測では、NATMおよびライナープレートの2タイプの支保工において、掘削の進行に伴い作用する軸力の経時変化を測定した。上部工では、当該橋梁形式における斜材の許容引張応力度の明確な規定が無いので、数種類の手法による疲労設計検討を行い、張力の上限值を破断強度の60%に設定することとした。耐震設計では、施工中に発生した兵庫県南部地震の神戸海洋気象台N-S成分を入力地震波とした非線形時刻歴解析により照査して安全性を確認している。上部工の施工は、約1年間という厳しい工期を満足させるために随所に工夫を凝らし、プレハブ工法（鉄筋・PC鋼材のユニット化）などの新しい試みを導入して急速施工を実現した。

キーワード：エクストラードズド橋、大口径深礎、近接施工、斜材、急速施工、プレハブ工法、アフターボンド

まえがき

唐櫃新橋（工事名、奥山橋）は、図-1に示すように北神戸線の唐櫃地区に位置し、西行き橋と東行き橋で構成され、どちらもR=400mの平面線形を有する3径間連続エクストラードズドPC箱桁橋である。架橋付近は最大斜度40度の急峻な山岳斜面であり、崩壊性の崖錘に表面を厚く覆われた地滑り地帯である。橋種の選定に際しては斜面の掘削を伴う支保工施工は困難であること、しかも従来のキャンチレバー工法による箱桁橋では中間支点上の桁高が高くなり斜面に抵触するなどの

問題があるため、片持ち張出し施工が可能でかつ桁高が低く抑えられる構造が要求された。斜版橋・エクストラードズド橋・斜張橋の3橋種が提案され、当初は斜版橋が採用されていたが、その後、兵庫県南部地震が発生し、耐震性に優れ施工の合理化や工期短縮が可能な構造および経済性などからエクストラードズド橋とした。

エクストラードズド橋は、外ケーブル橋の概念を発展させた新しい橋梁形式である。景観上は低い主塔を有する斜張橋であるともいえるが、斜張橋のように斜材によって弾性支承を設けるのではなく、中間支点上に発生する負のモーメントに対

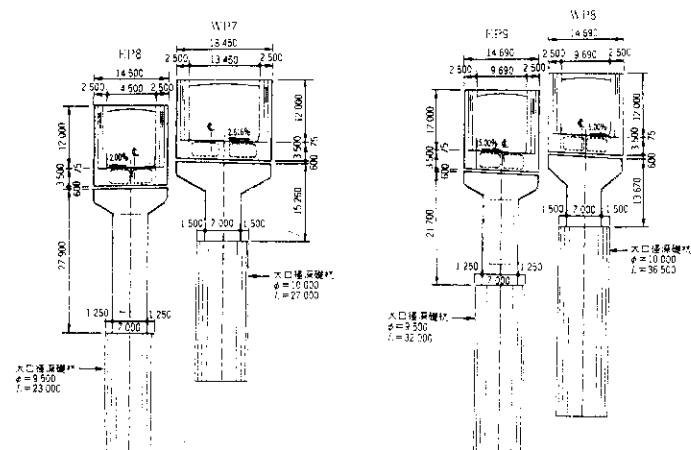
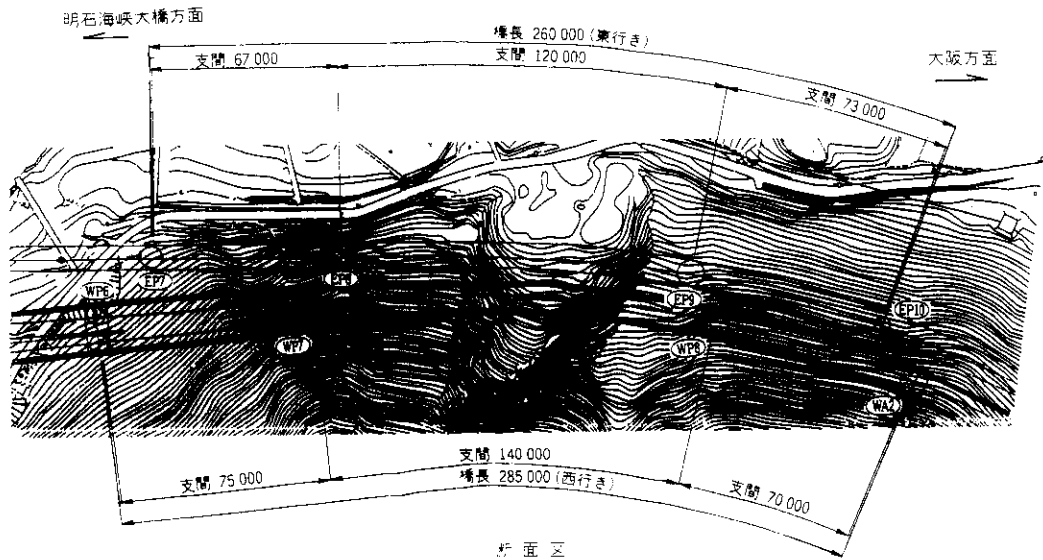
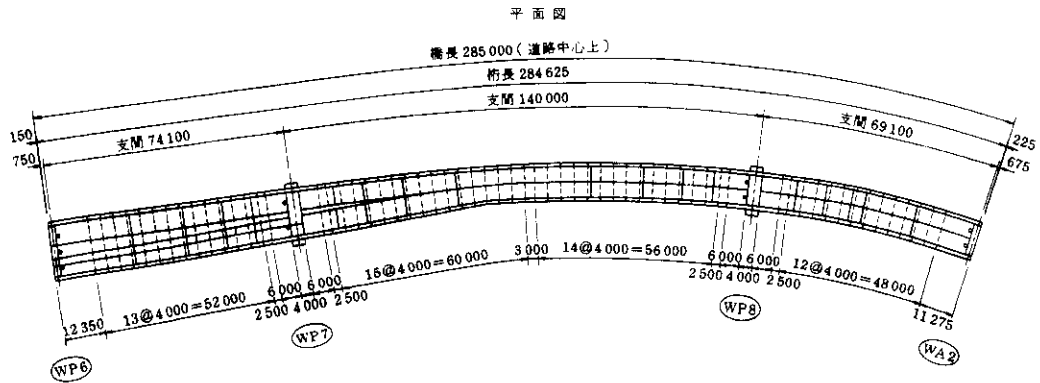
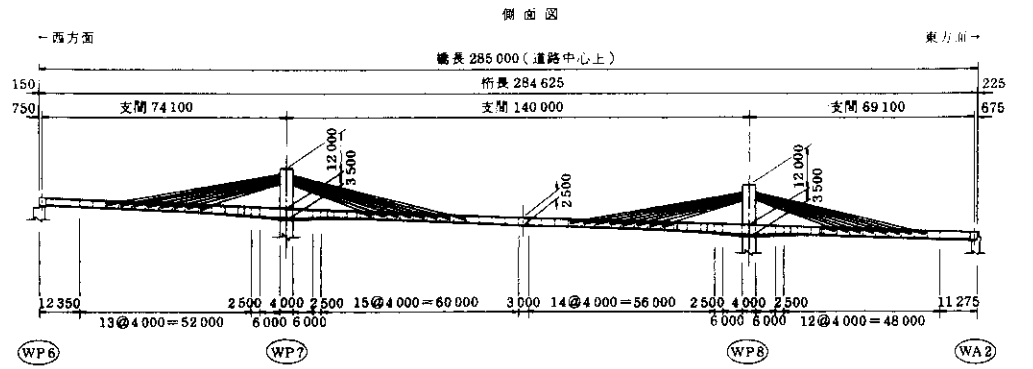


図-1 唐櫃新橋一般図

して外ケーブルを配置し、その偏向部を主塔によって大きく偏心させることにより、主桁にプレストレスと偏心曲げモーメントを与える。斜張橋よりも桁橋に近い性状を持ち、主桁の剛性も大きく斜張橋に比べ活荷重による斜材の応力変動が小さく、定着具の疲労の問題が少ない。

また、桁橋に比べると中間支点上の桁高を低く抑えることができる利点がある。

本稿では、当公団ではじめて採用したエクストラード橋の設計・施工の概要を報告する。

1. 基礎工の設計

1-1 地形・地質の概要

当該工区は、六甲山系逢ヶ山の山腹斜面に位置し、地質は有馬層群（流紋岩質凝灰岩）となっている。高低差の大きな急峻斜面では規模（面積）の大きな表層崩壊跡地が卓越しており、その下部には典型的な崖錘地形が発達している。この崩壊跡地のひとつは過去に採石場として使用され、新しい表層崩壊を誘発して現在に至っている。施工に先立って行われた地質調査では、地山の構造は、図-2に示すような履歴を経ている可能性が高く、調査ボーリングにおいて行われたボアホールカメラによる孔壁の観察結果からも、すべり面とみられる脆弱化した部分が認められる。しかし、付近の地形状況や岩塊の風化程度などからこのすべり面は相当古いものであり、近年このすべりの

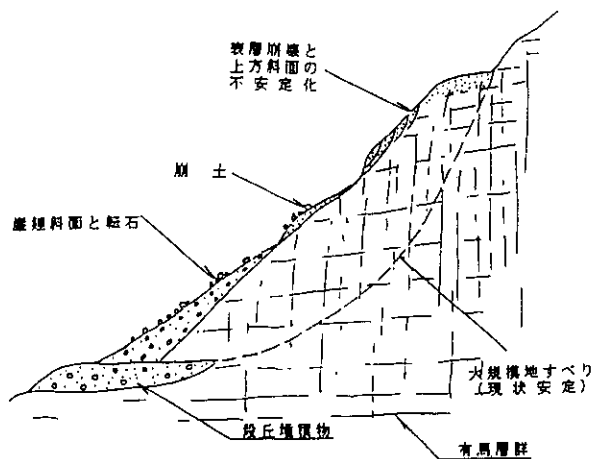


図-2 地形・地質概念図

活動はなく安定していると判断した。

1-2 深礎の設計

基礎構造物の設計では、地形・地質的条件によって下記の制約を受ける。

- ①表層の崖錘堆積物を設計にどのように考慮し、施工時にはその滑落に対していかに防護するか。
- ②深部に存在するすべり面の基礎に対する影響を設計上どのように考慮するか。

この2点について、現況地形での安定解析の結果から、表面の崖錘はかろうじて斜面に留まっている状態であると判断し、基礎の設計地盤面はその下の基盤面上に設定することとした。また、崩壊により基礎および橋脚に載荷される土荷重を土圧的に考慮した。すべり面については、移動岩塊自体は現在安定しており、今後さらなる移動の可能性の低いことを前提に、その風化状況に応じてせん断強度、変形係数を的確に評価することとし、すべり面の下まで基礎を延長し、不動層に確実に支持させることとした。

2. 基礎工の施工

2-1 大口径深礎の同時施工

本橋の中間橋脚（橋梁主塔部）基礎は、西行き WP7、WP8（Φ10000mm）と東行きの EP8、EP9（Φ9500mm）との離隔が各々1D（D=10m）と近接した状況にある。当初地盤の緩みによる深礎上部の斜面崩壊、深礎間における地盤の塑性化および掘削支保工への荷重の増大などが懸念されるため、斜面上方にある西行きの2基を先行させ、完成後に下方の東行き2基に着手する予定であった。しかし、兵庫県南部地震による工事休止などの影響から大幅な工程短縮の必要が生じたため、東行き・西行き深礎の同時施工の可能性を検討することになった。

2-2 事前解析

事前解析としては、同時掘削による斜面崩壊と深礎間における地盤の塑性化に対する影響を図-3に示す解析モデルで3次元FEM解析により検討した。表層の崖錘は掘削箇所周辺に不安定な箇

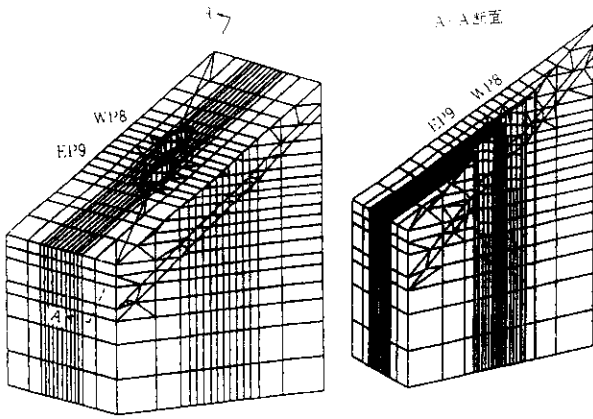


図-3 解析モデル図

所が発生するが、基盤においては塑性化に至るまでの応力状態の変化はみられなかったので、同時掘削による支持地盤に対する影響は軽微であると判断した。

2-3 計測工

計測工は、同時掘削による工事の安全に重点を置き、地形・地質的条件の変動をすばやくとらえることを目的とした。

掘削による上部斜面の崩壊および深礎周辺地盤の緩みに対しては、地すべり計と地中傾斜計を設置して地盤の挙動を計測した。掘削に伴う支保工荷重の変化に対しては、支保工にひずみ計、軸力計を設置して計測した。図-4、図-5に各基礎工の計測概要を示す。

深礎掘削中の支保工部材に作用する軸力計測値の経時変化を図-6、図-7に示す。NATMで施

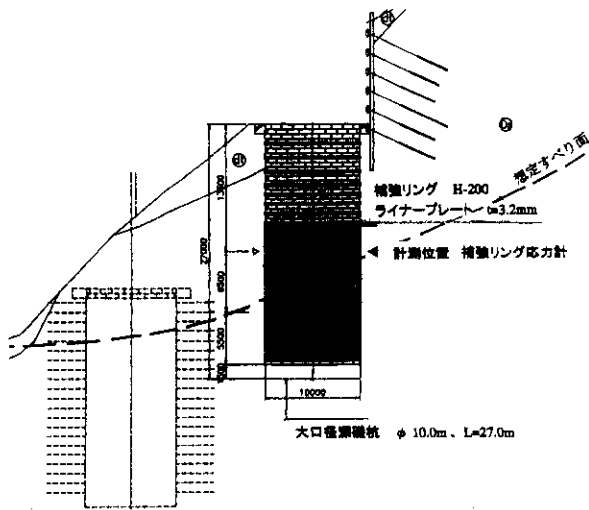


図-4 WP7計測位置図

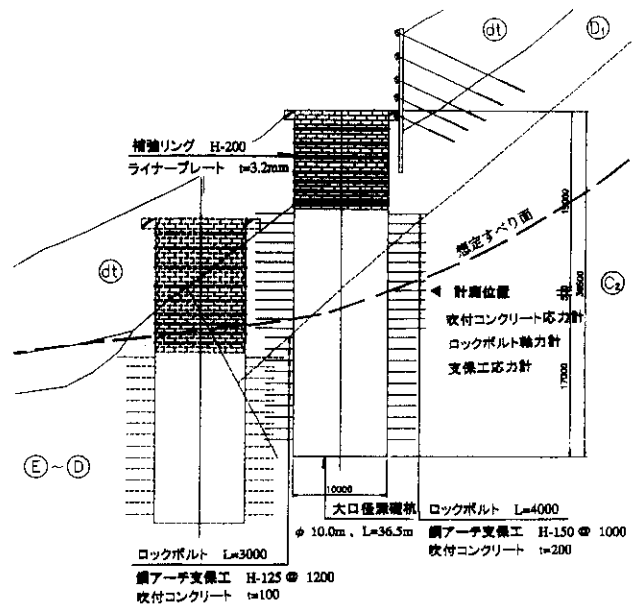


図-5 WP8計測位置図

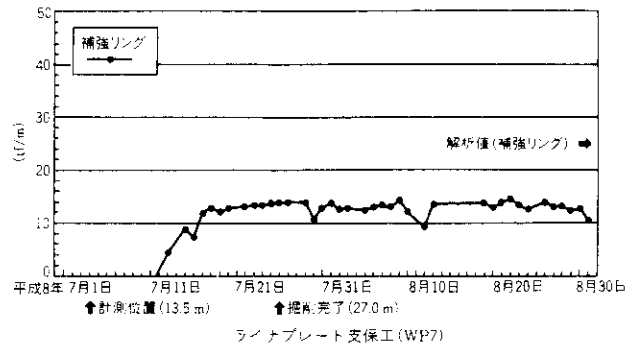


図-6 WP7ライナープレート軸力変化図

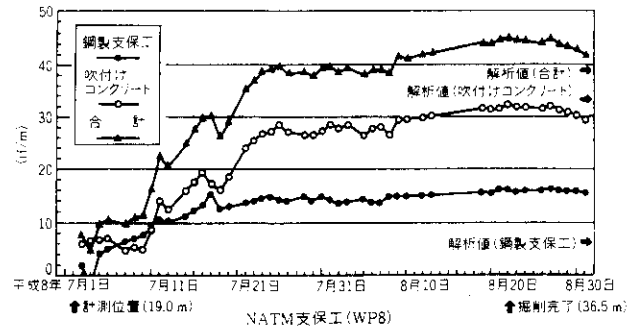


図-7 WP8 NATM支保工軸力変化図

工されたWP8では鋼製支保工の軸力が短時間で収束しているが、吹付けコンクリートの軸力は収束に長い時間を要している。これは吹付けコンクリートの強度発現に時間を要するため、この間の地盤の緩みによって最終の軸力合計値は解析値(39.5tf/m)を上回る結果となった。これに対し

て、ライナープレートで施工されたWP7の場合、収束に要する時間は短く、地山の変形を抑制することで緩みを発生させず、最終の軸力値は解析値を下回る結果となった。

各計測項目に対しては施工時の管理基準値を設定し、施工中の状況変化に迅速な対応がとれるよう管理体制を整えた。

3. 上部工の設計

3-1 主桁の設計

主桁の設計は、平面骨組解析を用いて架設段階を追いながら斜張橋と同様な手順で行っている。斜材の初期張力は「主桁応力度が満足する範囲でできるだけ大きくする」という基本方針に基づき、トライアル計算を行い決定した。

西行き橋の結果を例に概要を述べる。図-8に設計荷重時における主桁の曲げモーメントを示すが、形状的には連続桁の曲げモーメントを斜材で負方向に吊り上げた形となっている。図-9は桁内ケーブルの緊張力の合計を示したものであるが、架設ケーブルは従来の桁橋と異なり中間支点部から斜材定着部にかけてなだらかな減少となっている。設計荷重時の主桁コンクリートの縁応力度を図-10に示す。側径間部の最下段斜材定着部付近の下縁圧縮応力度が許容値に対して余裕がないが、これは中央径間長に対する側径間長の比率が小さく、側径間の負の曲げモーメントが卓越することに起因していると思われる。東行き橋にはこのような傾向は見られず、許容値に対して比較的余裕のある結果となっており、この種の橋梁の理想的な支間比（側径間長／中央径間長）は、東行き橋のように0.55～0.6程度と考えられる。

3-2 斜材の設計

静荷重時とB活荷重による斜材の張力、応力度および引張強度比を図-11に示す。WP-7側は道路幅員が端支点に向かって拡幅しており、施工中のアンバランスモーメントを小さくするために中央径間側の張出し長を長くしていることから、斜材張力が大きくなっている。

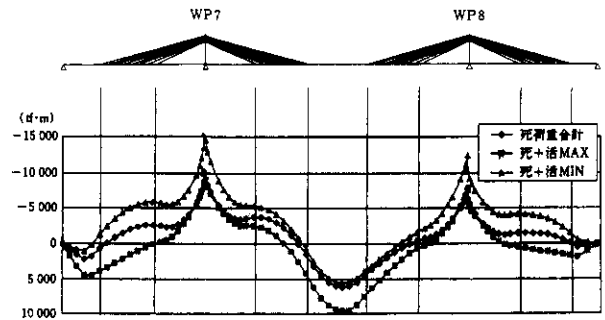


図-8 曲げモーメント図(設計荷重時)



図-9 桁内ケーブル緊張力

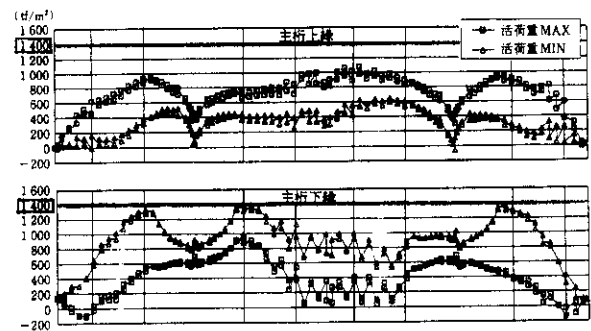


図-10 主桁コンクリート応力度

通常のPC橋の場合、桁橋に用いられる内・外ケーブルや斜張橋の斜材などのケーブル設計は、主に疲労の観点から、簡易的に使用状態における張力の上限值を規定することでその安全性を確保するように行われている。規定される張力の水準は、道路橋示方書によれば橋梁の構造形式で分類されており、桁橋と斜張橋の場合それぞれ破断強度の60%と40%となっている。一方、本橋のような構造のケーブル設計には、桁橋と斜張橋のどちらの構造形式を適用して設計するかは、現時点では明確な規定がない。そこで表-1に示す数種類の手法で疲労設計を行い安全性を検討した。手法①および②では応力の下限值を強度の60%とした場合の200万回における設計疲労強度を算出した。③の手法では、阪神高速道路網の交通量実態調査より、大型車の中から過積載車（軸重11t以上）の

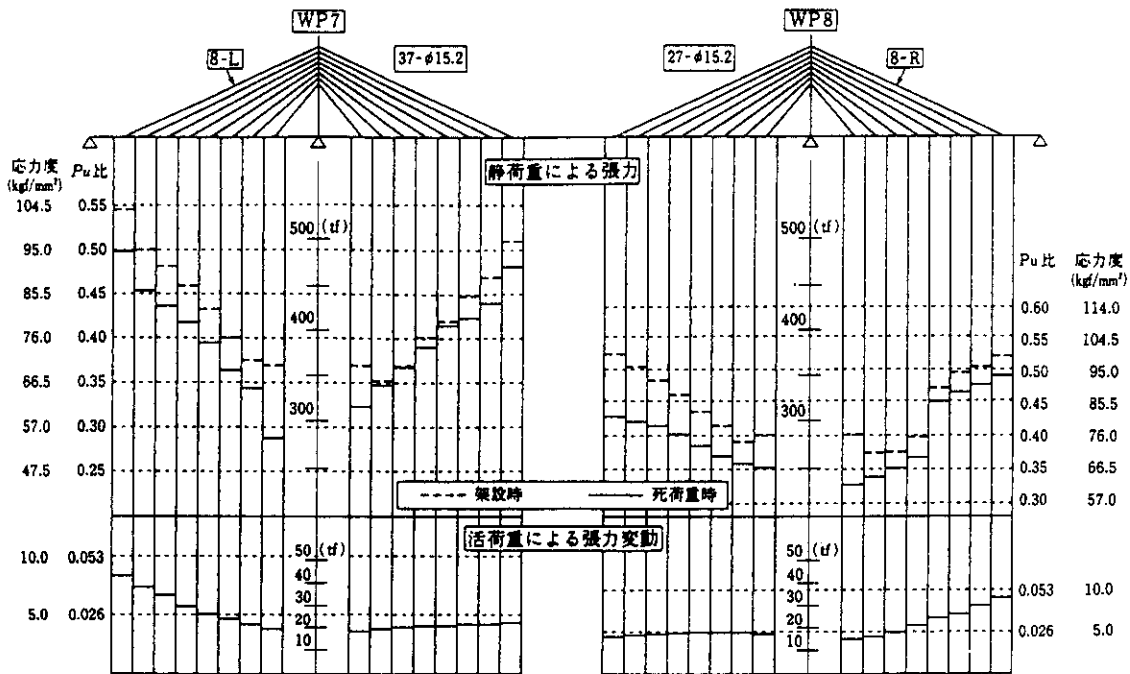


図-11 斜材張力図

表-1 斜体の疲労設計結果一覧

		(kg/mm ²)	
橋脚番号		WP 7	WP 8
斜材番号		8-L	8-R
引張強度		190	
持続加重応力度		94.9	93.2
B活荷重変動応力度	最大応力	100.2	99.1
	最小応力	92.0	90.3
	全応力振幅	8.2	8.8
B荷重	① コン示応力振幅の限界値	12.4	12.1
	② グッドマン線図の限界値	16.4	16.0
実交通	TT-43を1台載荷の応力振幅	1.4	1.6
	③ TT-43 200万回換算応力振幅	1.6	1.8

占める割合を求め(4%),本橋の設計供用期間における大型車計画交通量にそれを乗じて算出されたものを繰返し回数(300万回)とする。疲労設計車両をTT43として、マイナー則により200万回に対する換算応力振幅を求めた。

以上の検討結果を総合的に判断して、施工中および使用状態における張力の上限値を破断強度の60%に設定することとした。ただし、ケーブルの振動による横方向曲げなどの2次応力に対して

は、定着装置やサドルを工夫して設計することにより対処した。

3-3 耐震設計

本橋の耐震設計は、修正震度法や保有水平耐力の照査等に加えて、時刻歴応答解析による検討を追加した。解析は3次元立体骨組みモデルにより線形時刻歴、非線形時刻歴の順に行った。西行き橋の非線形解析の結果を表-2に示す。表中の非線形静的解析では、橋軸方向に水平慣性力を静的に漸増させ、橋脚下端が破壊に至る過程を示しているが、片側の橋脚のみが降伏から終局に至ることはない。これは中間両橋脚が順次降伏から終局に至るようにゴム支承の水平バネ値を決定していることによる。また、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台N-S成分を入力地震波とした非線形時刻歴解析では、最大応答曲げモーメントが橋脚の降伏曲げモーメント以下となっている。一方、中間橋脚の支承装置は、ゴム沓に対するフェイルセーフの一種として、移動制限装置がロックオフするときのエネルギー吸収に期待するとともに、考慮される地震動の大きさにより図-12に示すようなメカニズムで設計されている。まず、本橋の設計水平震度0.2までのレベル1の地震動に対し

表-2 橋脚曲げ耐力および破壊モード (tm)

橋脚番号		WP 7	WP 8
曲げ耐力	ひびわれモーメント	15305	13888
	降伏モーメント	24530	25805
	終局モーメント	31601	30717
非線形静的	破壊モード	0.140	ひびわれ
		0.160	ひびわれ
		0.260	降 伏
		0.265	降 伏
		0.360	終 局
非線形時刻歴最大モーメント		22100	23700

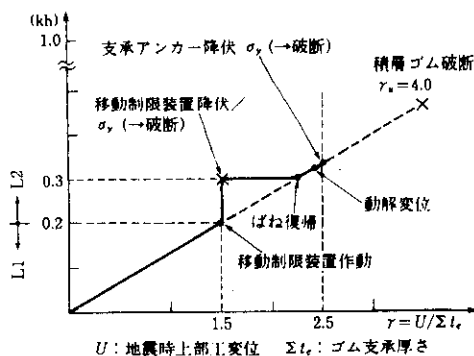


図-12 支承装置破壊メカニズム

ては、ゴム沓のせん断変形のみで抵抗し変形量をゴム厚さの150%まで許容する。次にレベル2の地震動では、水平震度0.2から移動制限装置が作動を始め、水平震度0.3に至るまで装置がエネルギーを吸収した後に降伏する。それ以降の水平震度では、ゴム沓のみの抵抗となり、ゴム沓に設置されたアンカーが降伏した後、ゴム沓厚さの400%以上の変形量で沓が最終的に破壊に至る。端支点可動支承に設置された落橋防止装置は、端橋脚に過大な水平力が伝達されないように、中間橋脚が降伏した後に作動するようにしている。

4. 上部工の施工

4-1 施工概要

本橋の工事工程は、平成10年4月の供用開始までの約1年間の工期を満足させるために、エク

トラードズド橋の標準的な工程を約2/3に短縮する必要があった。急速施工が要求されるPC橋では、プレキャストセグメント工法が一般に多く用いられている。しかし、この工法は重量物を取り扱うための仮設備や重機が大規模となり、本橋のような地形的制約の大きい現場への適用は不可能である。そこで後述するプレハブ工法をはじめとする新しい施工法の採用で工程的な問題を解決した。

使用材料の選定は、急速施工と品質を両立させることを念頭に行った。主桁および主塔のコンクリートは設計基準強度40N/mm²の早強コンクリートとし、高性能AE減水剤を工場添加することによりスランプを12cmに設定した。一般的にPC構造物の生コンクリートのスランプは8cmで施工されているが、ポンプの圧送距離が長いこと、鉄筋およびPC鋼材が非常に密に配置されていることから、採用にあたっては試験練りを行い、材料分離の有無、経時変化によるスランプロスやポンプ圧送によるスランプの変化などを測定し、生コンクリートの特性をあらかじめ把握している。

主桁床版横締めケーブルは、経済性とグラウトの確実性を重視し、シースの不要なアフターボンドPC鋼より線を採用したが、樹脂の硬化速度の温度依存性を検討した上で柱頭部以外の床版部に使用している。斜材の主塔側定着部は経済性・施工性に優れたサドル形式を採用した。サドル内グラウトは斜材緊張から斜材の張力差が発生する次ブロックのコンクリート打設までの約5日間に所定の付着強度を発現する必要があるため、早期強度と充填性を主眼とした試験練りを行い配合を決定した。

4-2 主桁の施工

4橋脚に8基のワーゲンをほぼ同時に組み立てて張り出し施工を開始した。標準部では3主枠中型ワーゲンを使用しているが、幅員変化区間においては2主枠大型ワーゲンを使用し、レールが横梁上をスライドできる構造にすることにより幅員変化に対応している。主桁ブロック長は4mとし、工程短縮のために主桁鉄筋のプレハブ工法を随所

に適用している。鉄筋ユニットはウェブを基本に主桁断面を3分割した形状とし、橋面上を運搬した後、ワーゲンに装備された縦横移動装置で型枠内に設置した(写真-1)。



写真-1 主桁鉄筋ユニットの据え付け

中型ワーゲンではこの鉄筋ユニットをワーゲン内に移動させる空間が確保できないのでワーゲンを改造することによって対応している。主桁ボックス内部には定着突起等を設けないように設計面で配慮し、主桁内枠は写真-2に示すような脱枠、移動が容易なノンセパレータタイプ内枠支保工を使用した。この内枠支保工は下床版上のレール上を移動するため、上床版鉄筋を含む鉄筋ユニットの設置後にセットが可能である。また、セットに要する時間も通常と比較して非常に短時間で行うことができるため工程短縮に大きな効果を発揮した。



写真-2 主桁内部の型枠支保工

4-3 斜材の施工

斜材は現場製作タイプとし、保護管は景観との

調和からフッ素樹脂塗装の白色PE管を使用した。PE管は橋面上で所定の長さに溶着し、クレーンで吊り上げてワイヤーと足場で支持した。斜材ケーブルの挿入はプッシングマシンを用い、蜂の巣状のスペーサーを配置することによりケーブルの平行性を保持した。

斜材の緊張は4台のジャッキ・ポンプを同時に使用し、精密にキャリブレーションされたデジタル表示の圧力計と伸び計を計測室に接続して、パソコンによる集中管理を行った。

あとがき

唐櫃新橋は六甲山系の山並みとの調和を図り、そのスカイラインを阻害しない低い主塔が特徴的なエクストラドーズド橋として建設され、地域のランドマークとなっている。

施工に際しては、崩壊性の崖錘地形において近接する大口径深礎の同時施工をはじめとして、約1年間という非常に厳しい上部工工期を満足させるために導入したプレハブ工法(鉄筋・PC鋼材のユニット化)の採用など数々の新しい試みがなされている。本報告が今後の橋梁施工の一助になれば幸いである。

最後になりましたが、本工事の施工を担当された鉄建・吉田・加賀田JV(下部工)、ピーエス・オリエンタル・日本高压JV(上部工)の方々をはじめ関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 山口, 富田, 西田, 酒井: 奥山橋の計画と設計, プレストレストコンクリート, 1997.3
- 2) 富田, 浜本, 宇都宮, 長尾: 地すべり急斜面における近接大口径深礎の同時施工, 土木施工, 1997.11
- 3) 富田, 佐々木, 西田: 急速施工によるエクストラドーズド橋の建設, 土木施工, 1997.12
- 4) 富田, 佐々木, 西田, 須田: 唐櫃新橋の施工, コンクリート工学, 1998.5