

モンタブリッツ高架橋

著：Roberto Villegas Gómez, Marcos J. Pantaleón Prieto, Roberto Revilla Angulo, Patricia Olazábal Herrero
訳：プレストレストコンクリート海外部会

モンタブリッツ高架橋の建設によって、カンタブリア州に位置するビスエナ（Bisuená）溪谷をメセタ自動車道（メセタ：イベリア半島の中央に位置する山脈で囲まれた広大な乾燥高原^{訳者注}）で渡ることが可能となった。本橋は、橋脚高 145 m（スペインでもっとも高い）、最大支間長 175 m（張出し架設工法）、車道幅員 26.1 m（1 室箱桁断面形状）など、大規模かつ特殊な構造形状であり、道路としての基本性を有することはもちろん、周辺環境に適合した価値ある公共施設である。

キーワード：高架橋，特殊橋，張出し架設，PC 箱桁，高橋脚，幾何学的非線形，風洞試験

1. はじめに

開発省によって建設されたメセタ自動車道の開通は、カンタブリア地方にイベリア半島中央への重要かつ高度なアクセス性能をもたらした。この道路は、中央分離帯を有する片側 2 車線道路であり、環境に配慮した高度な技術により、非常に美しくも険しい地形のカンタブリア山脈を横断している。本橋が跨ぐのは、急斜面で谷底の狭い V 字型形状をした深い溪谷である（写真 - 1）。

メセタ自動車道の供用開始により、マドリードとサンタンデルをより早く安全に結ぶルートが形成された。イベリア半島全域を南北方向に結ぶこの新しいルートは、この地域の開発過程を表す歴史的なランドマークとなり、カステリア地方のメセタあるいは平野の離れた地域間交流を可能とし、経済的、社会的発展に大きく貢献した。



写真 - 1 高架橋全景

2. 景観設計

モンタブリッツ高架橋は、非常に特徴的な環境地域への架設であったことから、その構造設計においては、周囲の自然地域を含む環境価値に最大限配慮するよう、特殊かつ高度な試みが要求された。構造形状決定と建設過程においては EID（Environmental Impact Declaration：環境影響宣言）の要求仕様を満足するよう定められたことから、形状設計の広範囲に影響が及んだ。

EID からの重要な要求のうちとくに言及を受けたのは、本橋が位置する溪谷地域に直接的にも間接的にも影響を及ぼすことのない架設方法関連についてであった。このことは、本橋の計画高や橋脚位置の決定にまで影響を及ぼした。

結果として、橋梁計画や路線設定、上部工の標準断面形状、基礎地盤の地質・地盤工学、架設手順、経済性評価、美観、環境に対する構造耐久性等に関して複数の案が計画され、あらゆる条件要因のもとでの評価・分析を経て最終案が決定された。

長く深い溪谷を跨ぐ規模の大きい公共施設であるため、在来工法（固定式支保工^{訳者注}）では環境的、財政的に実現が難しく、最終的に張出し架設工法を用いた PC 連続桁構造がもっともふさわしいものとして選定された。支間長や径間数、脚高や脚形状は、溪谷の自然の中でもある程度目立つように考慮された（図 - 1）。

本橋は高橋脚かつ長スパンを有する大規模高架橋であったことから、張出し架設工法の優位性が発揮可能であった。この優位性とは、構造物の下方空間を自由に使用できること、かぎられた橋脚リフト高や上部工セグメント長の中で型枠使用量が必要最小限となること、繰返し作業で効率化が図られ生産性が向上すること、平行作業によって施工速度を上げるなど柔軟な施工が可能となること等である。

混成林が生育する溪谷への影響が最小限となるように、橋脚は単柱形式とし、車道全幅を 1 室構造で支える構造とした。なぜなら、上下線分離の二重平行構造の場

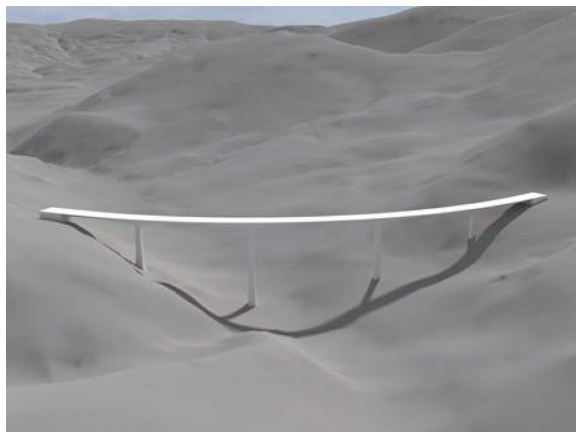


図 - 1 高架橋完成予想 CG

合、橋脚が占有する土地の面積も大きくなり、環境に与える影響は大きくなる。溪谷の景観的な透過性を妨げないように、橋脚は過度に太くせず、スレンダーなイメージを追求した。最終案は、非常にエレガントかつ力強く周辺環境にマッチした形状となった。

中空構造で湾曲した外形線を有する4基の橋脚と、縦横断方向に曲線を有する上部工の形状から、モニュメント的な外観が形成されている。床版上面の傾きと放物線状の桁高変化、曲線状の線形計画が、本橋に大きな躍動感、優美さ、深みを与えている。曲線線形による景観は、直線を基調とした構造物が有する剛健さとはまた違い、しなやかさが表現されている。

3. 構造設計

本橋は、橋長 721 m の 5 径間連続 PC 構造であり、縦断勾配は最大 5.57 %，平面線形は $R = 700$ m，横断勾配は 8 % である。各支間長はそれぞれ 110 m，155 m，175 m，155 m，126 m である（図 - 2）。上部工を箱桁断面とし長支間としたことは、曲げや引張に対し構造的に効率的であるのみでなく、最適な荷重分配により非常に軽量かつ強い上部工の実現に繋がった。

橋脚の断面形状は、壁厚の薄い中空矩形断面とした。本橋は、最低でも使用耐用年数 100 年を満足するよう設

計された。

本橋は連続構造であることから、弾性変形以外に自重および収縮やコンクリートのクリープ、PC 鋼材のリラクゼーションといった持続荷重に起因する二次的なゆっくりにした変形が生じる。

中央橋脚の高さ（100 m 以上）および架橋位置（V 字型の溪谷）を考慮した場合、交通による活荷重の影響に比べて、架設時（構造完成前）の風による影響が大きかったことから、風による影響を詳細に分析する必要があった。

4. 主 桁

主桁の箱桁断面は、幅の広い上下フランジにより大きな正負の曲げモーメントに抵抗できる。閉断面構造によって、ねじり剛性が高くなり、ウェブ厚を最小限にすることができ、開断面よりも偏心荷重に対して十分に抵抗することができる。箱桁断面は、張出し施工中の主桁の静的・動的安定性にとって非常に重要である。

上部工は、全支間において放物線状に桁高変化を有する全幅 26.1 m の 1 室箱桁（現場打ち）で構成されている。桁高は、柱頭部では最大高さ 11 m，支間中央部や橋台付近の桁高一定区間においては最小高さ 4.3 m である（写真 - 2）。ウェブの傾斜と上フランジ幅が一定で、桁高変化を有するため、下フランジ幅は変化する。この幅は、柱頭部では最小 7.1 m となり、支間中央部や橋台付近の桁高一定区間においては最大 11.9 m である。



写真 - 2 主桁下面状況（E2 橋台から）

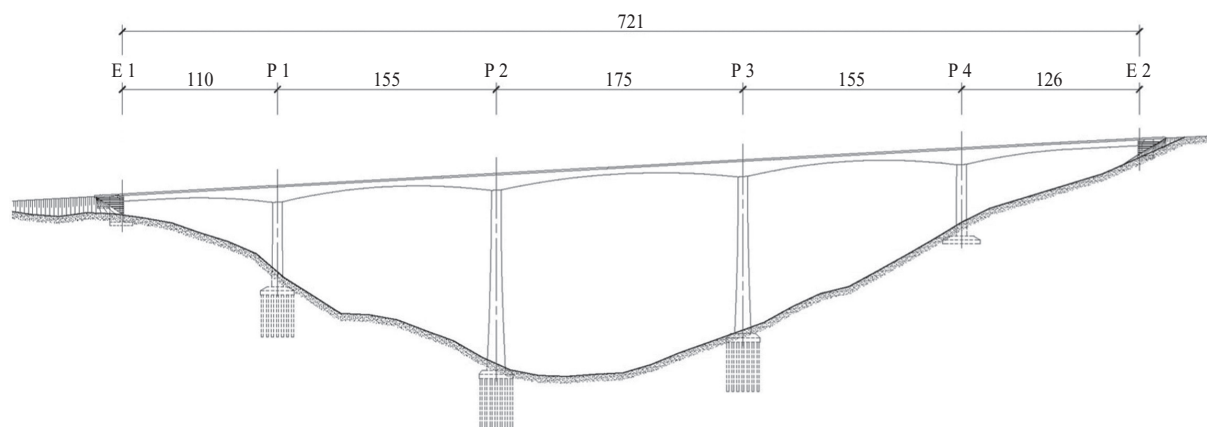


図 - 2 側面図（水平距離で単位はメートル）

張出し床版や箱桁の上床版下面には、厚さ 0.5 m の補強リブが主桁の全長にわたって約 5 m 間隔で配置されている（図 - 3）。補強リブの最大高さは箱桁内部では 1.1 m、両張出し床版においては 0.25 m から 1.1 m まで変化する。下床版厚が 0.6 m よりも小さい区間には、厚さ 0.5 m、高さ 0.6 m 一定の補強リブが等間隔で設置されている。上床版厚は、隔壁の設置区間では厚さ 0.5 m であり、それ以外は全長にわたって厚さ 0.25 m である。主桁の PC 鋼材は上床版、ウェブの圧縮域およびその付近に作用させる架設ケーブル群と、下床版、ウェブおよびその付近に作用させる連続ケーブル群とで構成されている。

径 40 mm の鉛直 PC 鋼棒は、せん断による斜引張応力を制御するために、平均配置間隔 0.8 m で配置されており、引張応力の大きさに応じて配置間隔を設定している。

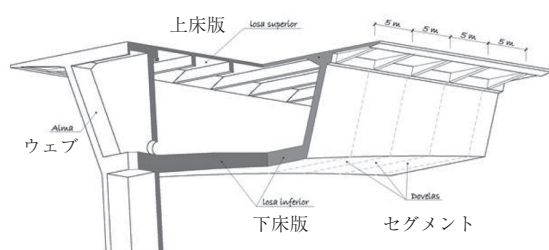


図 - 3 橋脚付近の主桁内部透視図

5. 構造解析

5.1 構造計算

一般的な主方向曲げの構造性能を検証するため、2 次元および 3 次元のモデルを作成した。構造物の時間経過に伴った各施工段階は、2 次元モデルにより逐次計算され、実材齢のコンクリートの弾性係数を用いることによりその力学特性を表現した。また、プレストレスを各セグメントに導入し、クリープ・乾燥収縮を考慮することにより PC 鋼材の張力履歴を明らかにした。3 次元モデルを用いることにより、高架橋の平面曲線形状に起因する応力、高架橋完成後に作用する活荷重およびその他の荷重の影響を考慮したすべての応力が得られた。

まず、2 次元および 3 次元のモデルを用いて、線形解析を実施した。応力算出にはコンクリート総断面を用い、材料は完全弾性体とした。

次に、高架橋の橋脚を評価および確認するため、3 次元のモデルを用いて施工中や構造系完成後における幾何学的非線形性を考慮した非線形解析を実施した。

使用限界状態および終局限界状態における構造物全体の非線形計算の実施に際しては、可能なかぎり幾何学的形状や全断面における圧縮・引張鋼材の分布を考慮し、現行の規定に示される材料特性の平均値を用いたうえで材料強度を低減し、荷重係数により作用力を増加させた。

最初は、初期剛性を用いた線形計算からスタートした。次に、幾何学的非線形性を考慮し、全鋼材の応力およびひずみを得た。この結果を用いることにより、モーメン

ト - 曲率関係から、全断面における橋軸および橋軸直角方向での軸力とモーメントを算出した。次に、初期値とモーメント - 曲率関係より得られた結果とを比較し、その違いがあらかじめ定めた一定の誤差よりも小さければ、その計算が収束していたと判断する。誤差より大きい場合は、ひび割れ間の引張コンクリートの作用を考慮し、モーメント - 曲率関係から新しい剛性を算出し、計算が収束するまで繰返し計算を実施した。持続荷重や常時作用力に起因するコンクリートのクリープ・乾燥収縮やモーメント - 曲率関係の修正によって幾何学的非線形で得られた応力を考慮することで、橋脚の変形が更になり、初期変形は経時的に増大する。これが、初期状態およびクリープ終了時における完成構造物の供用状態について構造解析を実施する理由である。両解析では異なるコンクリートの弾性係数を用いた主桁の横断面に起こり得る変形を検討することを目的に、桁と橋脚をシェル要素によってモデル化した。この変形は接線方向と垂直方向の応力から計算された。主桁の橋軸方向の基礎計算は、前述の連続桁の 2 次元および 3 次元のモデルを用いて実施した。さらに、偏心係数（基準に指定される特殊な積載車両による応力を算出するときに適用される）が解析モデルによって得られ、主桁の横断方向の曲げおよび支点横桁部を別途解析した（図 - 4、5）。

幅 26.1 m の主桁は 2 段階で施工された。初めに箱桁断面が張出し架設され、それぞれのスパンが閉合された後に張出し床版が施工された。導入するプレストレスの大きさは、架設時ではなく完成時の状態で最適化され決定された。

www.vrtfonex.com

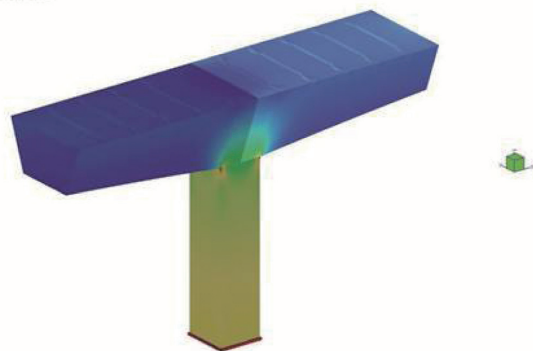


図 - 4 柱頭部の FEM モデル



図 - 5 主桁の FEM モデル

5.2 特殊検討

モンタブリッツ橋の基礎設計を実施するために、架設時、地震、風、火災による応力作用下での橋の応答に関する特殊な検討を実施した。

耐震検討では、架設時と供用時の周波数領域でのスペクトル解析と完成構造系で行われる加速度入力による時刻歴応答解析の2種類の解析を実施した。風に関しては幾何学的非線形性と材料非線形性の両方を考慮したスペクトル解析を実施した。火災に関しては、橋脚コンクリート中の熱移動に関して検討と鉄筋強度の劣化の可能性についての検討を実施した。

橋の架設時と完成時に関する全体の検討は、設計を最適化するために重要なものであった。

6. 施 工

高架橋の施工は、2004年7月に開始された。掘削完了後、杭基礎の施工がなされた。P1橋脚の基礎は、($\phi 1.5\text{ m}$, $L = 30.0\text{ m}$) $\times$ 49本、P2橋脚およびP3橋脚の基礎は($\phi 1.5\text{ m}$, $L = 35.0\text{ m}$) $\times$ 56本の構成である。基礎杭の施工後、P1～P3橋脚のパイルキャップ、P4橋脚（直接基礎^{訳者注}）および両橋台のフーチングが施工された。

本橋の4橋脚に対してクライミングシステムが採用された。同システムは、全高において橋軸方向にも橋軸直角方向にも曲線変化する形状に対応できるセルフクライミングシステムである（写真 - 3）。このセルフクライミングシステムは、作業床に門型クレーンが設置され、内外型枠の着脱を安全かつ迅速に行うことができ、0.5 m/分の速度で移動作業車の様に移動可能である。すべての橋脚のリフトでは、型枠が躯体に合うように調整可能であり、天候に作用されず、かつ外部クレーンを必要とせずに型枠の取外しが可能である。



写真 - 3 セルフクライミングシステム

4基の橋脚は、4 m リフトに分割され、おのおのセルフクライミングシステムを用いて同時施工された。各橋脚の外側にはタワークレーンが配置された（写真 - 4）。

各リフトのサイクル工程は約5日であり、以下の手順



写真 - 4 P2・P3橋脚の施工状況

で施工がなされた。

- ① セルフクライミングシステムのリフトアップ
- ② 水平度の調整
- ③ 鉄筋の組立て（4箇所の隅角部と4箇所の中間部に8分割された現場加工のプレファブ鉄筋を採用）
- ④ タワークレーンによる鉄筋の吊上げと最終位置への設置
- ⑤ コンクリート打設および養生（前リフトと同等の強度発現まで）

各橋脚のリフト数は、P1橋脚で15リフト、P2橋脚で32リフト、P3橋脚で28リフト、P4橋脚で13リフトであった。

本橋の場所打ちセグメントは、スペインにおいて最大重量・最大規模を有するものとなっており、移動作業車の重量1400 kN、最大荷重4500 kNは、最大セグメントの重量である4200 kNから決定された。

鋼構造の移動作業車は、フレッシュコンクリート、型枠および作業荷重を支持するものであり、セグメント小口から0.4 mの位置を支点とし、PC鋼棒（移動作業車用の固定アンカー^{訳者注}）が1つ前のセグメント小口から0.5 mの位置に配置された。箱桁断面両端部（ウェブ上^{訳者注}）のレールは、次のセグメントへの移動に用いられた。

主桁の施工は、柱頭部の鉛直横桁のある7 m 区間から開始され、橋脚前後の主桁へと施工を進めた（写真 - 5）。これらの柱頭部は、施工時において、両側に大規模かつ等スパンの片持ち梁を形成するため施工時の安定を図る目的で各橋脚と剛結された。

施工方法は、セグメントが自立または仮設材により保持可能となる様に決定された。後続のセグメントは、移動作業車が柱頭部に据え付けられた後、橋脚に転倒モーメントを作用させないように対称かつ4橋脚同時に張出し架設された。各橋脚からの張出しセグメント間の工程差は、全工程を通じて1セグメントのみとした。



写真 - 5 柱頭部の施工状況写真

張出し架設における非対称な不均衡応力としては、施工上の誤差（セグメント重量の非対称性）、施工時荷重、風荷重や施工中のコンクリート打設用機器の落下、移動作業車の落下など稀に発生する偶発的な荷重コンクリート打設時の荷重がある。

主桁は、4～5mの長さのセグメントに分割された。セグメント1サイクルは全行程平均で8日であり、以下の手順で施工がなされた。

- ① 次のセグメント施工位置への移動作業車の移動（1つ前のセグメントに据え付ける）
- ② 移動作業車の高さ調整の実施
- ③ 鉄筋およびPC鋼材の組立て（鉄筋は地組し、タワークレーンで吊り上げて設置）
- ④ 下床版、ウェブおよび上床版のコンクリート打設
- ⑤ コンクリート強度発現後、プレストレス導入

P1橋脚・P4橋脚からの張出しは、両側に15セグメントであり、P2橋脚・P3橋脚からの張出しは、側径間側に15セグメント、中央径間側に17セグメントである（写真-6）。



写真 - 6 張出し施工中の全景写真

橋台側の等桁高の側径間は、固定支保工により施工された。第1径間の側径間は橋台および1基の仮支柱により支持され、第5径間の側径間は橋台および2基の仮支柱により支持された。側径間閉合後、連続ケーブルによりプレストレスが導入され、仮支柱が撤去された。

両橋台、主桁の側径間閉合および主桁の張出し施工部分の施工が完了した後、各張出しの一体性と完成系構造の一体化を確保するため、閉合セグメントのコンクリートを一括打設することにより中間支間の閉合が行われた。

幅員26.1mの主桁は2段階で施工された。幅15.7mの箱桁部分は、張出し架設により施工を行い、各支間の閉合後に片側5.2mの張出し床版を小型の特殊移動作業車により施工を行った（写真-7）。全5径間の閉合セグメントは、8本の矩形閉断面を有する鋼桁からなる支保工材を用いて施工された。第1径間および第5径間の閉合セグメントが上述の支保工により最初に施工された。次に第2、第4径間の閉合セグメントが施工され、最後に第3径間が閉合された（写真-8）。その後、両端および中央分離帯の壁高欄が施工され、床版防水、舗装および仕上げ工の施工を実施して完成した。



写真 - 7 小型特殊移動作業車による張出し床版の施工状況写真



写真 - 8 閉合セグメント施工状況写真

7. 実験的解析

7.1 計測装置

本橋は大規模であることから、建設中および供用時の風、交通による応力作用下で構造的な応答をモニタリングする必要があると考えられ、静的・動的に計測できる装置を設置した。

これらの計測装置は橋梁の物理的振幅を計測するものであり、温度、鉄筋のひずみ、橋脚と主桁の傾き、風向、風速および加速度などをリアルタイムに記録し、コンピュータのデータ収集システムを用いて集約する。構造物においてもっとも重要なパラメータである橋脚基部、脚頭部、張出し先端の移動量、橋脚および主桁の代表的な断面での応力、橋脚の橋軸および橋軸直角方向や主桁の鉛直および水平方向の温度勾配などをモニタリングする目的がある（図 - 6）。

本橋の建設中および供用時の初期まで継続した計測は実物大試験そのものであり、スペインにおけるこの規模の高架橋において先駆的なデータとなる。スペインの開発省との共同作業のもと、データはこの規模の高架橋の設計・施工における規準の礎となる。

7.2 風洞試験

高架橋と渓谷の場所柄の特性から、橋梁に作用する風荷重を正確に求めるため、この種の経験が豊富な Force Technology 社に依頼して、解析と2種類の風洞試験を行った。

(1) 試験1：空力係数と渦の発生

試験1の目的は、渦出現の可能性を調査することと、主桁に作用する水平方向の推力、鉛直力とねじりモーメントに関する空力係数を設定することであった。

張出し床版を有しない箱桁断面のみの張出し架設時、張出し床版が施工された構造完成時、高欄および中央分離帯を有する供用時の3段階を想定して試験を実施した。張出し床版と高欄および中央分離帯は後のち分解できるように、主桁と一体ではないべつ部材とした。

本橋でもっとも高いP2橋脚とP1橋脚側、P3橋脚側

の支間半分の主桁をモデル化したT型の構造に、平面曲率、主桁のそり、橋軸方向の勾配や主桁高さ・幅員の変化を忠実に再現した1/200スケールの模型を作成した。

主桁の曲率の影響を解析するため、橋軸直角方向の2方向から気流を与えた（写真 - 9）。

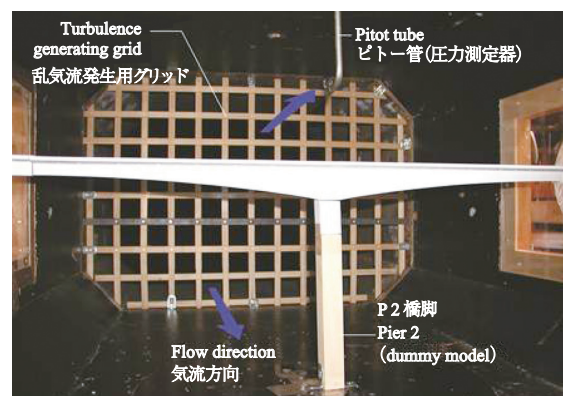


写真 - 9 風洞試験における主桁モデル

225°方向からの気流によって、もっとも高い空力係数が得られた。計測は主桁からモデル上で0.15 m離れた位置で行い、橋脚位置に1点、橋脚から実寸法に換算して20 mの等間隔位置でP1側・P3側にそれぞれ3点の計7点で実施した（写真 - 10）。

主桁に作用する静的荷重を正規化し、無次元の抗力係数とP2橋脚頂部に対応する鉛直・ねじりモーメント係数を得た。

P2橋脚頂部に発生する作用力と抗力係数が直接的に比例するので、主桁の各断面での空力係数を同風速条件下における試験からの揚力と現行の規準“IAP-98”から計算される作用力の比率を用いて求めた。橋脚の抗力係数は、本モデルと良く整合するためユーロコードを用いて求めた。

得られた抗力係数によって、風による推力および派生する応力を低減することが可能となり、橋脚の大きさ、杭長を最適化することができた。

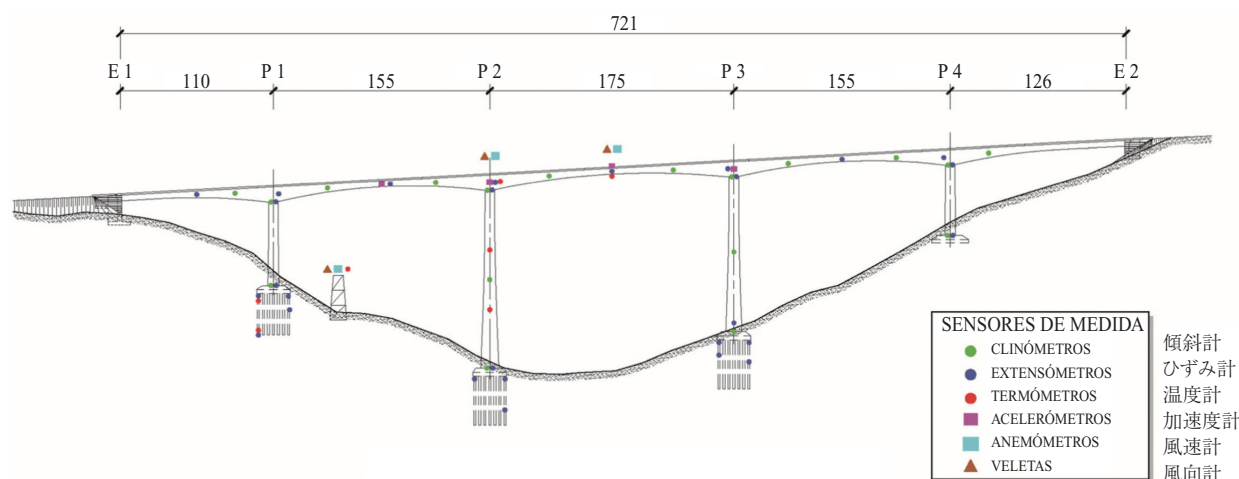


図 - 6 計測機器配置図

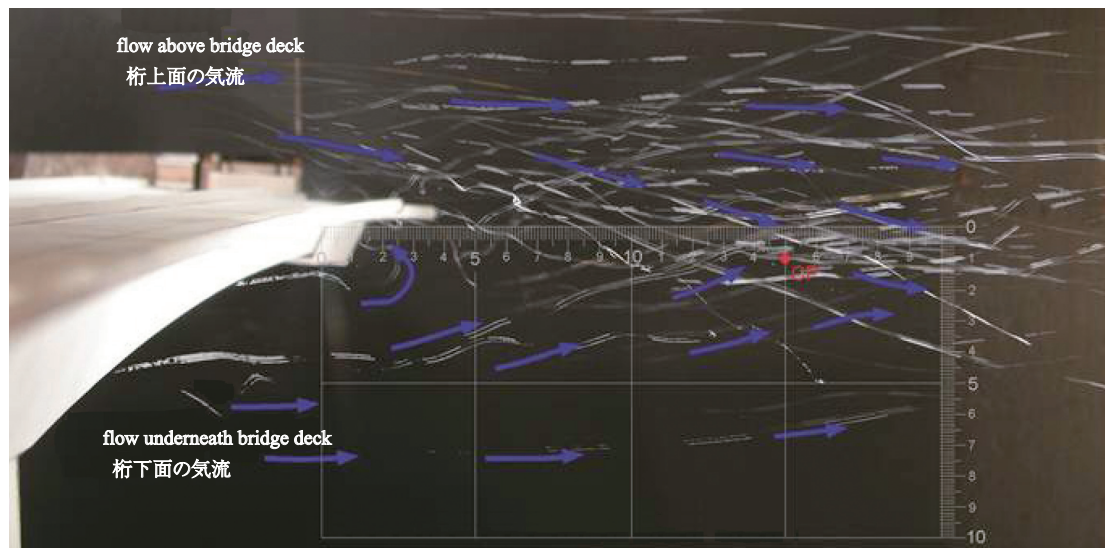


写真 - 10 P2 橋脚張出しにおける気流

(2) 試験 2：地形モデル

試験 2 の目的は、渓谷と高架橋に橋軸および橋軸直角方向に作用する風速と乱気流の強さを調査することであった。

高架橋が建設される 65 km² エリアの実地形を 1/1600 の 3D モデルで作成し (写真 - 11)、高架橋に 12 点設けた観測ポイントで風速を計測した。構造的にもっとも高い P2 橋脚に 4 点、残りの 8 点を支間中央と柱頭部に設置した。

実験結果より、橋軸方向の風速は橋軸直角方向の風速の半分程度であった。これは橋軸方向の風は地形の影響を受け、半減するからであった。気流の可視化のためヘリウム気泡を用い、各方向の卓越した気流や気流のはく離、再循環性のある乱気流の存在の有無を確認した。

これら 2 種類の風洞試験から橋梁に作用する風速の諸元および渓谷の地形による気流に対する影響を評価することが可能となった。

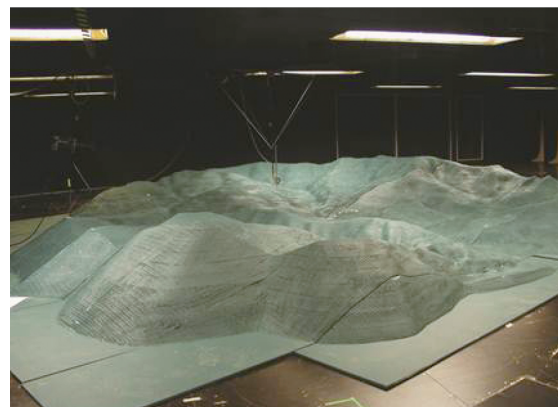


写真 - 11 渓谷の 3D モデル

This article was first issued in ACHE (Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural), Hormigón y Acero (Concrete and Steel), Vol.59, No.248, page 09-40



<http://www.e-ache.com>

＊：プレストレストコンクリート海外部会委員
 藪本 篤 (首都高速道路 (株))
 秋山 博 (㈱ 銭高組)
 友成 弘樹 (㈱ IHI インフラ建設)
 白浜 寛 (鹿島建設 (株))
 横田 剛 (㈱ ビーエス三菱)

【2012 年 10 月 2 日受付】