

CCTV画像を活用したPIV法による流速・流量観測について ～（粒子画像速度計測法[Particle Image Velocimetry]）～

四国地方整備局 那賀川河川事務所 調査課 原田 隆史

1、はじめに

1. 1、那賀川流域の概要



那賀川の流域概要図

那賀川は、剣山に源を発し、徳島・高知県境に沿って流下し、四国山地に深い溪谷を刻み、幾多の支川を集めながら、紀伊水道に注ぐ河川です。那賀川の氾濫によって形成された平野部は、その流域面積に比べると狭いが、那賀川が運んだ肥沃な土壌と豊かな水資源に恵まれ、徳島県南部の中核的な地域を形成しています。幹川流路延長は125km、流域面積は8

74km²。このうち流域面積に占める山地面積の比率は92%と高く、山地が河口近くまで迫っています。さらに那賀川流域は、台風常襲地帯に位置し年間降雨量は上流域で3,000mmを越え、下流域でも2,500mmに達し、全国でも有数の多雨地帯です。

1. 2、流量観測にCCTV画像の活用

那賀川・桑野川は全国でも有数の急流河川であるため、洪水の流出が早く、流出量も短期間で急激に増加の傾向にあり、精度の高い流量観測の実施が困難な河川です。

近年、流量観測業務の省人化と精度管理・向上を図る観点から、新しい流速・流量観測システムが開発されつつあります。そのひとつである画像解析（以下「PIV



H15. 5. 31台風4号による出水状況（古庄観測所）

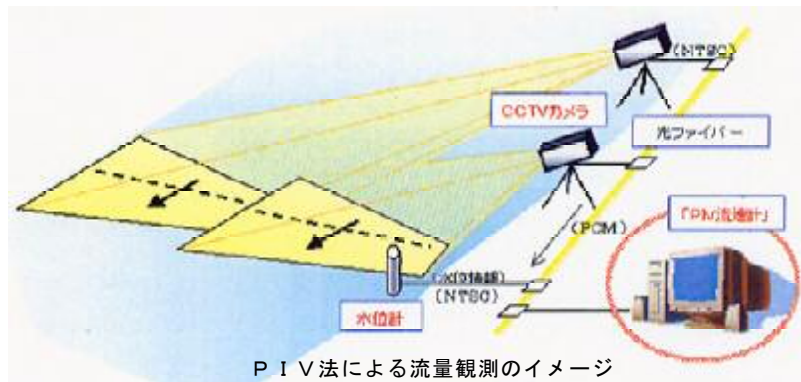
法」という)による流速・流量観測は、水面を撮影した画像を用いることから、一度設定を行うと時間的に連続して計測することが可能であり、また観測時に現場に赴く必要がないといった特徴があります。

那賀川河川事務所では、「光ファイバー網整備事業」により、光ファイバー網とともに河川管理用CCTVの整備を進めています。既設CCTV画像を用いて流速・流量観測を行うことが可能であれば、既存施設の有効利用という観点を含め、流量観測業務の省人化と観測精度の向上につながると思われます。そこで、管内の3流量観測所の既設CCTV画像等を用いて、PIV法による流速・流量観測を行い、その観測精度の検証および今後の課題を把握することとしました。

2、概要

2. 1、PIV法とは

PIVとは、Particle Image Velocimetry（粒子画像速度計測法）の略であり、2次元面内の流速分布を容易にかつ高精度で計測できる手法として、これまで流体力学から生物学まで様々な分野で採用されている手法です。



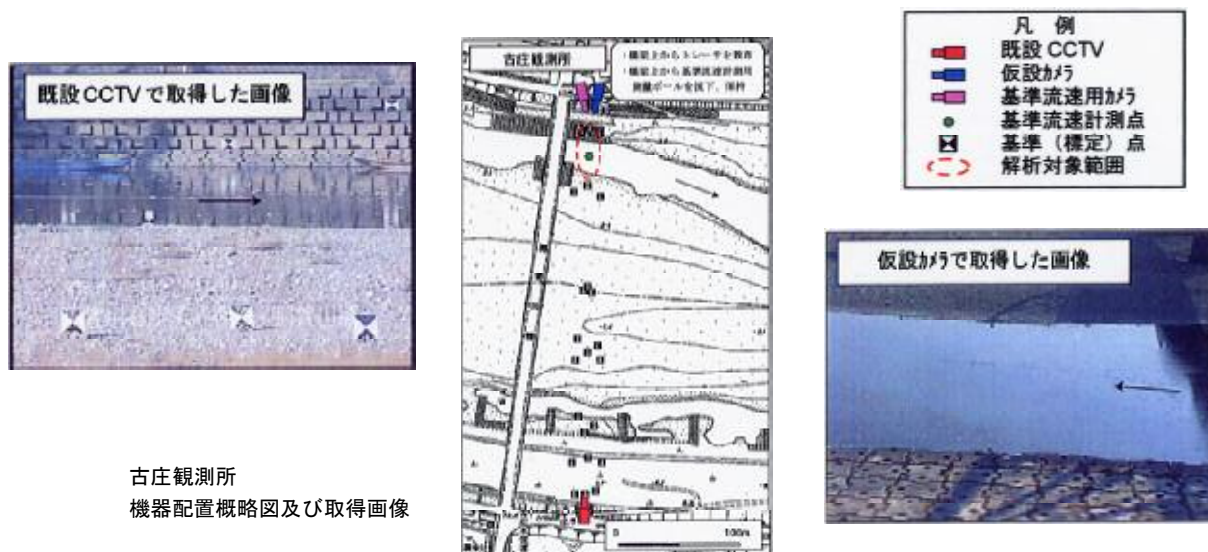
PIV法による流量観測のイメージ

像相関)により検出し表面流速を計測するというものです。

2. 2、観測にあたって

観測地点は、那賀川古庄観測所、桑野川大原観測所、那賀川イコス堰観測所の3箇所です。CCTV画像の使用については、画像解析精度の観点から、一般的にPIV法の場合、1台のカメラの撮影距離は100m以内とされています。那賀川古庄観測所、イコス堰観測所の既設CCTVは撮影対象となる低水路まで100m以上離れた位置にあるため、カメラのプリセット・ズーム機能を用いて低水路全体を拡大した画角で撮影を行いました。

また、那賀川のCCTVは光ファイバーで接続されているため、事務所での記録画像の画質に劣化が少ないですが、桑野川のCCTVは現時点ではNTT専用回線で接続されており、準動画伝送となっています。そこで、桑野川大原観測所のCCTV画像は、現地の機側装置に画像記録装置を設置し、直接記録しました。





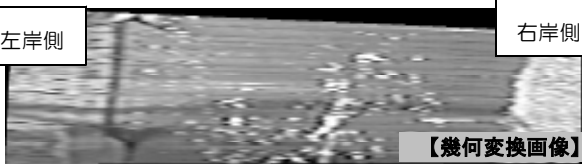
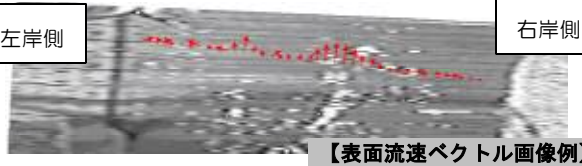


古庄観測所
機器配置概略図及び取得画像

3、観測結果

3. 1、観測の概要

平成15年2月7日に那賀川古庄観測所（距離標7K付近）、イコス堰観測所（距離標6K付近）および桑野川大原観測所（距離標9K付近）において既設のCCTVと堤防上に設置した仮設カメラにより画像を取得し、取得した画像を用いてPIV法により、表面流速の計測および流量計算を行いました。流量計算までの作業の流れは以下のとおりです。

	作業内容	作業状況
1	基準（標定）点の設置、計測 河道内、堤防上に仮設基準（標定）点を設置し、トータルステーションを用いて各点の物理座標の計測を実施しました。	  【基準（標定）点計測状況】
2	CCTV、仮設カメラ画像の取得 基準点（標定）点が画像上に6点以上映り込むように画角を設定し、動画画像の取得を行いました。なお、画像解析の対象となりうるゴミや流下物が少なかったため、画像取得時に生分解性トレーサを散布しました（右画像上の低水路内の白い物体）。合わせて、画像取得時の水位データを取得しました。	  【既設CCTV画像取得】
3	画像幾何変換 基準（標定）点及び取得画像を用いてCRT座標系から物理座標系に変換に必要な係数（変換係数）を求め2次射影変換により幾何変換を実施しました。	 左岸側 右岸側 【幾何変換画像】
4	(PIV法による)表面流速計測 画像上の小領域パターンが一定時間後に移動した先を画像解析（PIV法）により算出し、表面流速（ベクトル）を計測しました。	 左岸側 右岸側 【表面流速ベクトル画像例】
5	平均流速の算出	計測した表面流速に更正係数0.85（表面浮子使用時の係数）を乗じ、平均流速を算出しました。
6	流量計算	平均流速分布にそれぞれの区分断面積を乗じ、流量を計算しました。

3. 2、観測の結果

流速の観測は、4つの方法（機器）により実施しました。（次表のとおり）

PIV法による流速と基準流速の観測値の差は、0.007~0.143m/s（平均0.07m/s）です。この観測誤差は、画像解像度が0.07m/pixelであったことを考えるとほぼ計測限界といえます。次に画像解析による流量と昨年度のHQ式より計算した流量及び低水流量観測との比較では、流量の観測誤差は、0.038~1.711m³/s（平均1.041m³/s）です。

これらより、観測結果に多少ばらつきが見られますが、小さい流速であることを考えると概ね良好な観測結果となっているといえます。

流速観測結果一覧表

対象観測所	観測地点	PIV法による流速		基準流速	低水流量観測(流速計)	
		既設CCTV	仮設カメラ		平均流速	表面流速
那賀川古庄観測所	低水路中央	0.238	0.266	0.246	—	—
	低水路左岸	0.193	0.138	0.268	0.430	0.506
那賀川イコス堰観測所	低水路中央	0.456	0.388	0.313	0.290	0.341
	低水路右岸	0.203	0.341	0.226	0.190	0.224
桑野川大原観測所	低水路中央	0.006				

※基準流速：画面上に既知の大きさの物体を映し込み、その周辺を流れるトレーサーの流下距離と時間より算出した表面流速。
 ※低水流量観測の表面流速：同時に行った低水流量観測結果から平均流速を0.85で除したものの。
 ※PIV法による流速：観測値の平均値。

流量観測結果一覧表

対象観測所	PIV法による流量		Hの式よりの流量	低水流量観測
	既設CCTV	仮設カメラ		
那賀川古庄観測所	11.671	9.014	10.604	—
那賀川イコス堰観測所	7.661	6.749	—	8.460
桑野川大原観測所	0.486	—	0.448	—

上記結果より、観測の回数が1観測所あたり1回であること、流速の小さな低水流量の観測しか実施できなかったことからPIV法による流速・流量観測について整理すると、

- ・画像解析による流量観測は、本来、波や硫化物が多い洪水時の観測を対象としたものであるが、画像取得時にトレーサーの散布を行い低流速時にも概ね適用可能です。
- ・今回の観測の差（誤差）は、画像解析の精度から起こる誤差であるため、PIV法で算出した流速の観測誤差は、洪水時の流速に対して小さく、洪水時の流速観測精度に大きな問題はないと思われます。
- ・さらなるPIV法の精度向上には、基準（標定）点の精密な計測や解析対象範囲を拡大撮影することによって画像解像度を上げるなどの対策が必要です。

また、今回の観測の結果等によりPIV法による流速・流量観測のメリットは、

- ・急激な水位上昇に対しても（画像取得が可能であれば）流量観測が可能です。
- ・浮子を流下させながら画像を取得することにより、浮子の流下方向・流下位置を明らかにすることが可能であり、浮子観測法の問題点等を把握することができます。
- ・PIV法と浮子測法の観測結果等の比較による相互の手法の観測精度の向上・評価をすることが可能であります。

4、これから

今回の結果では、流速の小さい低水流量時の観測しか実施できなかったため、今後引き続き観測を実施していくことにより、現場への適用性を検討していく予定です。

今年度は、昨年度実施できなかった実際の洪水を対象に水位上昇初期から減水期まで観測を実施し、また、画像取得時に浮子による流量観測も行っていくこととしています。

- ・PIV法による流量観測結果の精度確認・浮子測法との比較による相互の精度向上
- ・浮子の流下方向、軌跡等を明らかにすることにより浮子測法の問題点の抽出
- ・PIV法で使用する、表面流速での更正係数等の設定

などの検討を引き続き実施していきます。

幅広フーチングケーソンの技術開発

九州地方整備局 下関港湾空港技術調査事務所 設計係員 南野能克

1、はじめに

近年、船舶の大型化によって大水深岸壁の必要性が高く、港湾はより沖合空間に展開しているが、これに伴い大水深海域における防波堤整備が必要となっている。

大水深で比較的静穏な海域において、従来のRCケーソンを用いた防波堤では、ケーソン設置水深を深くすれば、滑動には十分な余裕があるものの、転倒又は基礎の支持力の安定を確保するために広い堤体幅が必要となる。一方、設置水深を浅くすれば基礎捨石マウンドが著しく大きな断面となる。何れも経済性に乏しく建設費の縮減が困難な状況であり、経済性に優れた新形式のケーソンの開発が望まれている。

以上の点に鑑み、大水深で比較的静穏な海域の防波堤に適した新形式のケーソン構造として「幅広フーチングケーソン」を開発した。本報告では、幅広フーチングケーソンの構造特性の紹介と水理模型実験結果による波力算定法の提案を行い、最後に本構造の実海域への適用性について検討を行う。

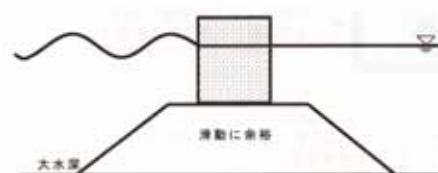
2、幅広フーチングケーソンの構造特性

幅広フーチングケーソンの開発のプロセスは下のとおりである。

通常RCケーソン構造で設計を行うと滑動に十分余裕のある大断面の防波堤となる（図 1 (a)）。

滑動には余裕があることから堤体幅を狭くすると、転倒モーメントと底面反力が増大する（図 - 1 (b)）。

転倒モーメントと底面反力を軽減させるためフーチングを延長する（図 - 1 (c)）。この場合、フーチング付根部に大きな曲げモーメントとせん断力が発生するため、RC構造のフーチングでは、実績等から 1.5m 以上に延長することができない。そこで、鋼・コンクリート合成版、SRC（鉄骨鉄筋コンクリート）部材を組み合わせ使用したハイブリットケーソンが開発されている（図 2）。ハイブリットケーソンは、優れた強度特性とじん性を有する構造であり、5m 程度のフーチング長の実績がある。しかし、



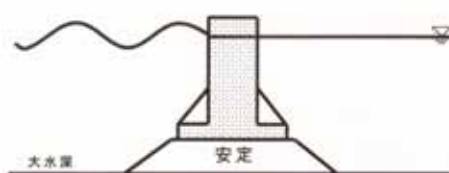
(a) 標準的な断面



(b) 堤体幅を縮小



(c) フーチングを延長



(d) バットレス等を設置

図 - 1 開発のプロセス

大水深で比較的静穏な海域においては、さらにフーチングを延長することにより経済性を追求できるが、従来型のハイブリットケーソンでは、構造上フーチング付根部に大きな曲げモーメント・せん断力が作用するため、さらなる延長は難しい。

そこで、フーチングのさらなる延長を可能とするため、フーチング部にバットレスと梁を配置する(図 1 (d))。この構造を幅広フーチングケーソンと呼び詳細を図 3 に示す。図 3 からわかるように、フーチング部に高い耐力を期待できるSRC構造のバットレスを設けてフーチングを大きく張り出すとともに、RC構造のフーチング版をSRC構造の小梁で支持していることが大きな特徴である。このような構造にすることで、フーチング版厚を薄く抑えることができる。

3、波力算定法の検討

現行の設計法ではフーチング部分に働く波力を無視した設計を行っていることや、大水深の重複波領域においては、冲向き波力が岸向き波力より大きくなるなど、通常の防波堤の波圧と異なり十分な注意が必要である。そこで、大水深領域を想定した二次元水理模型実験を行い、現行波力算定法の適合性の検討を行う。

3.1、既往の算定式と水理模型実験

従来の波力算定法は、岸向き波力時の波力の算定式として「合田式」と冲向き時の波力の算定式として「壁面に波の谷がある時の波力算定式」を標準としている。しかし水深に対する波高比が小さく、明らかに重複波的波力が作用すると考えられるときは、重複波理論式を用いても良いこととなっている。そこで、水理模型実験から得られる波圧分布と上述の3式から得られる波圧を比較する。

実験結果の一部を3式から得られた波圧分布と共に図 4 に示す。なお、便宜上「合田式」

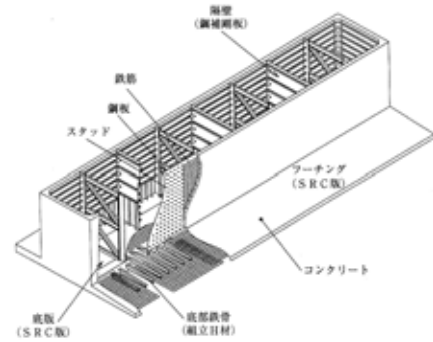


図 2 ハイブリットケーソン

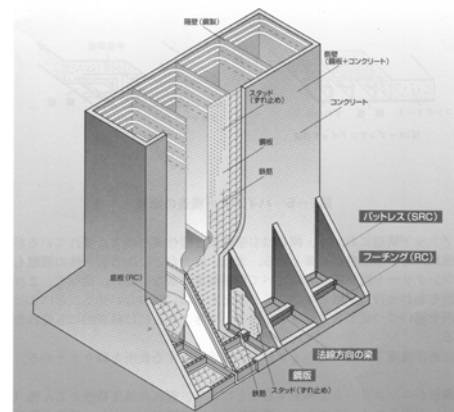


図 3 幅広フーチングケーソン

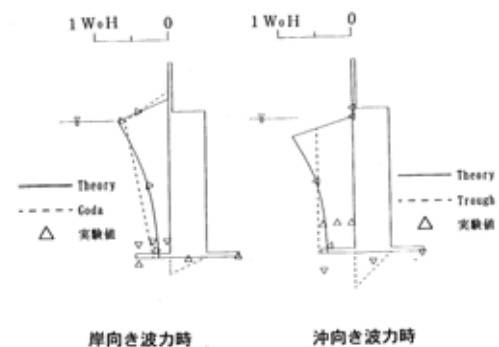


図 4 波圧分布

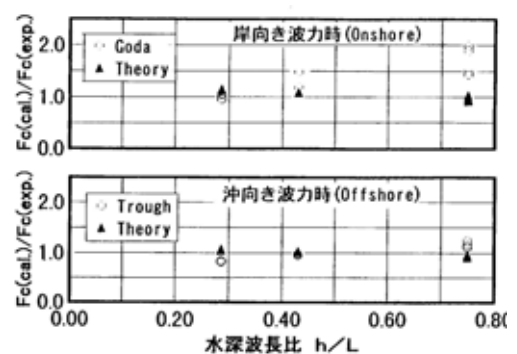


図 - 5 滑動合成波力の比較

「壁面に波の谷がある時の波力算定式」、「重複波理論」をそれぞれ(Goda)(Trough)(Theory)と記述している。図を見ると、岸向き波力時は、直立部前面の波圧分布は理論と同様に静水面にピークを有し、下方に向かうにつれて小さくなる形状であり、実験値と理論は良く一致している。冲向き波力時は、圧力測定点が少ないため負圧の最大値やその発生深度等の詳細は不明であるが、実験値と理論は良く一致している。

図 5 に滑動合成力について横軸に水深波長比をとり、縦軸に実験値 (Fc(exp.)) と計算値 (Fc(cal.)) の比を示す。上段は岸向き波力時、下段は冲向き波力時である。重複波理論については、実験値と計算値の比が 1 にほぼ等しく、岸向き時及び冲向き波力時ともに適合性が高いことがわかる。以上のことから、幅広フーチングケーソンの波力算定に重複波理論を用いれば、ほぼ妥当な結果を与えることがわかった。

4、適用性の検討

現在計画中の B 港の防波堤に幅広フーチングケーソンを適用した場合の試設計を行った。設計条件を表 - 1、B 港防波堤の位置図を図 - 6 に示す。図 - 6 からわかるように、防波堤の設計対象部分は沖側に張り出しているため設置水深が深い。さらに設計波が 3.2m 程度（堤前波）と比較的小さく、幅広フーチングケーソン構造に適した現地条件と考えられる。

本防波堤の構造に、幅広フーチングケーソンを想定して試設計を行った結

表 1 設計条件

確率年	沖波	沖波		堤前波	
	波向	H ₀ (m)	T ₀ (s)	H _{1/3} (m)	T _{1/3} (s)
10 年	E	2.9	6.2	2.3	6.2
50 年		4.2	7.5	3.2	7.5
潮位		: H.W.L. + 2.1m L.W.L. + 0.0m			
現地地盤高		: D.L. - 22.4m ~ - 26.2m			
海底勾配		: 1 / 20			
設計震度		: 0.12			
防波堤天端高		: + 4.0m			
設計対象延長		: 100m			

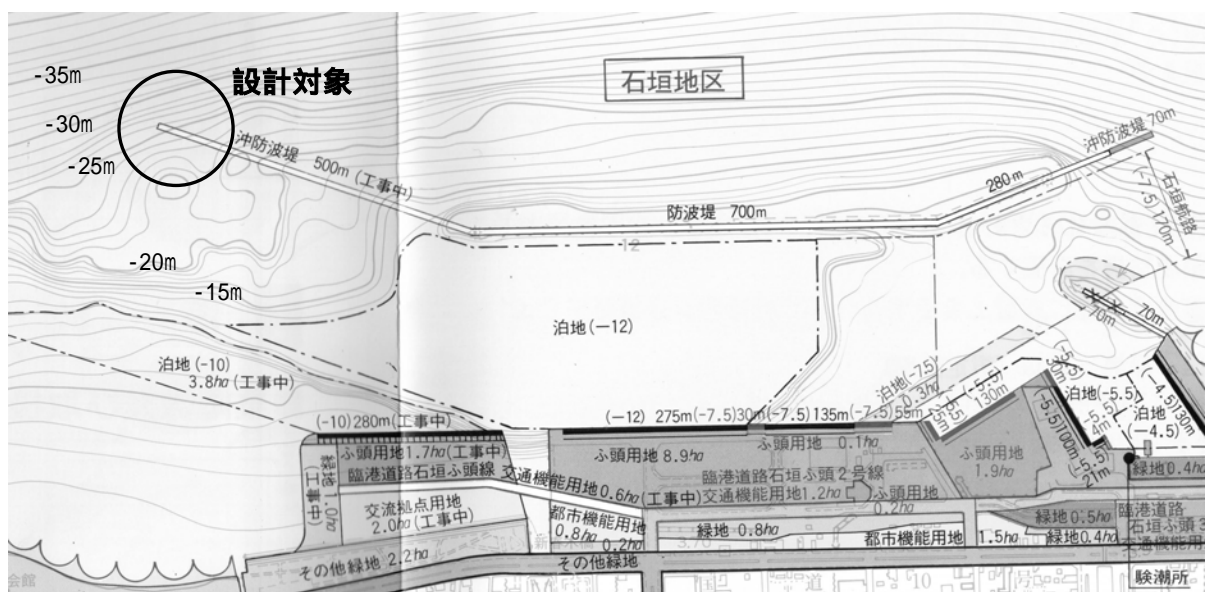


図 6 B 港防波堤位置図

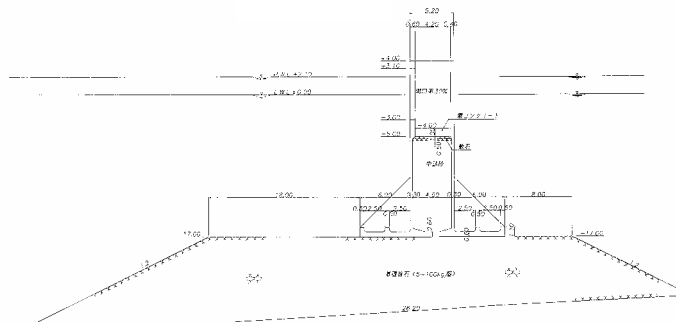


図 - 7 幅広フーチングケーソン標準断面図

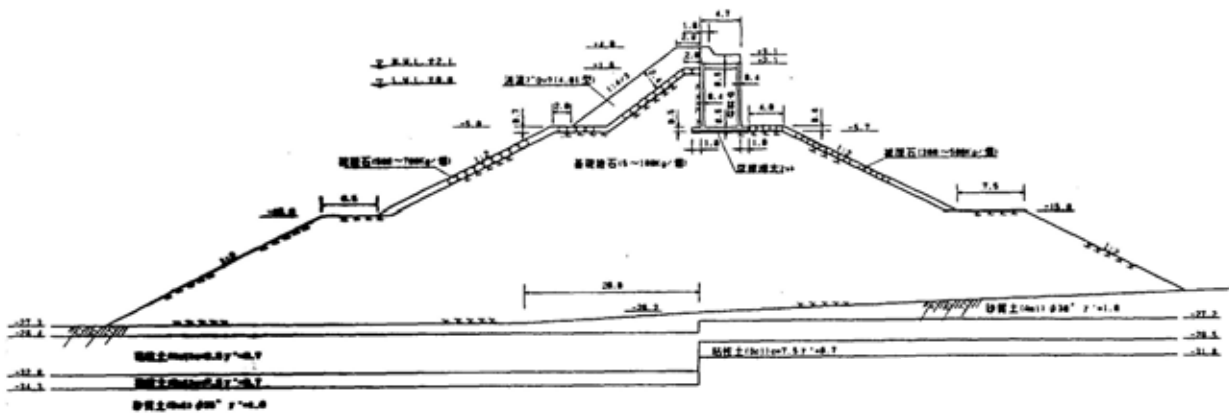


図 - 8 RCケーソン標準断面図

果、最も経済的な断面はケーソンの設置水深 - 17.0m、フーチング幅 6.0m となり、その標準断面図を図 - 7 に示す。なお、全く同じ条件で標準的な RC ケーソンで設計した場合の標準断面図を図 - 8 に示す。図 7 と図 8 は同スケールで描いているが、RC ケーソンの場合は、基礎捨石マウンドが著しく大きくなることがわかる。なお、両者の概算工事費を試算すると、本海域の防波堤に幅広フーチングケーソンを用いた場合、通常の RC ケーソンに比べ約 4 割のコスト縮減を図れることがわかった。

5、まとめ

本報告では、大水深で比較的静穏な海域に防波堤を設置する場合に、経済性に優れた新形式のケーソン構造として「幅広フーチングケーソン」を提案した。水理模型実験結果による波力算定法の提案を行い、最後に本構造の実海域への適用性について検討を行った。

本報告をまとめると以下ようになる。

- (1) 波力の算定では、有限振幅重複波理論により算定できる。
- (2) B 港防波堤で試設計を行った結果、試算では既設計断面に比べ約 4 割のコスト縮減が可能であり、本構造の有用性を確認した。

新粗石コンクリート工法の分析及び検討結果について

北陸地方整備局湯沢砂防事務所 調査課 石塚 清一

1. はじめに

砂防事業では、砂防堰堤や床固工などの砂防構造物を築造する際、必然的に掘削土砂（現場発生土）が発生し困窮している。湯沢砂防事務所では現場発生土の処分量を少なくするための方策として、INSEM 工法による床固工の施工を積極的に進めてきたが、振動ローラ（4 t 級）による転圧締固めでは、粒径 80mm 以下の現場発生土しか利用できないことから、それ以上の発生土を利用してリサイクルの推進及びコスト縮減を図るため、新粗石コンクリート工法の開発に取り組んできた。

新粗石コンクリート工法とは、現場発生土のうち、INSEM 工法で利用できない粗石をバックホウ等で型枠内部に投入し、粗石間に高流動性コンクリートを流して構造物を構築する、締固め不要の工法を言う。

本論文は、新粗石コンクリート工法を汎用性のある工法として確立するため、品質の確認、課題の改善等に対する検討を行った結果について報告するものである。

2. 新粗石コンクリート工法の施工順序

本工法は、以下の順序で施工する。（図 - 1）

床堀で発生した土砂をスケルトンバケット付きバックホウ等で選別する。

抜型枠内部にバックホウ等で選別した粗石を投入する。

高流動コンクリートを充填する。

硬化後型枠を抜き取り、養生を行う。

以上を繰り返しながら構造物を構築していく。

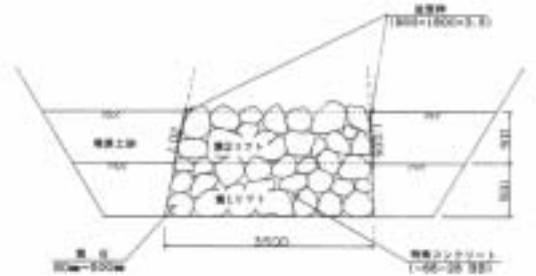


図 - 1. 施工断面図

3. 新粗石コンクリートの充填コンクリート規格

新粗石コンクリートの充填コンクリートの規格を表 - 1 に示す。高性能減水剤を使用して流動性を高めているため、スランプ管理ではなく、フロー値によって管理することとした。

種別	区分	呼び強度	フロー値 (cm)	空気量 (%)	最大骨材寸法 (mm)	W/C (%以下)	単位セメント量 (kg/m ³)	セメントの種類	混和剤
コンクリート	規格外品	-	65	3.0	25	60	430	BB (高炉 B)	高性能減水剤

表 - 1. 充填コンクリートの規格

4. 新粗石コンクリート工法の効果

新粗石コンクリート工法による発生残土量の低減とコスト縮減について、試算した結果を表 - 2 に示す。

発生残土量については、新粗石コンクリートにより施工が行われる体積の約半分が粗石であり、この分が低減される。

コスト縮減については、従来工法（コンクリート）の “18,000 円/m³” に対し、新粗石コンクリート工法はコンクリートの使用量が減る関係から、“約 12,000 円/m³（無洗浄）” となり、35%のコストが縮減できる。

従来工法（コンクリートによる施工）	
発生残土の低減	-
施工単価（直工）	約 18,000円/m ³

新粗石コンクリート工法	
発生残土の低減	施工体積の約半分の現場発生土が低減される。
施工単価（直工）	約 12,000円/m ³ （コスト縮減率35%）

表 - 2. 発生土量及びコスト縮減

5. 新粗石コンクリート工法の現時点における課題

本工法は現場発生土を有効に利用でき、コスト縮減が図れるなど、多くのメリットがある一方、確認すべき課題が残っており、その課題について整理する。

- 1) 配合：充填コンクリートの配合（骨材分離や充填性の検証）
- 2) 強度： 無洗浄骨材、洗浄骨材における圧縮強度の確認（コンクリートと粗石の密着性の確認）
骨材投入率を規定する必要性の有無の検証
粗石の岩質や、細粒分の付着度による強度変化の検証

6. 調査試験内容及び結果

これらを確認するにあたり、岩質や細粒分の付着度の異なる2箇所の現場から発生土を採取して、表-3の試験を実施した。

表-3 試験実施数

項目	内容	数量	備考
粒度試験		2試料	姥沢川・横倉沢各1試料
試験体作成	鋼製枠 1.5×1.5×1.2m	2体	姥沢川・横倉沢試料使用
コア採取	150×2000mm	3本	姥沢川(既設堤体・試験体) 横倉沢(試験体)
一軸圧縮試験	150×300mm	9本	姥沢川(既設堤体・試験体) 横倉沢(試験体)
一軸圧縮試験	300×600mm	16本	供試体パターンは表-5

【各発生土の物理特性等】

各発生土の岩質

写真-1は、各発生土中の粗石の状況である。岩質等については以下の通りである。

姥沢川：花崗岩起源の粗石主体。粗石表面の細粒分付着量は少ない。

横倉沢：凝灰岩起源の粗石主体。粗石表面には細粒分が多量に付着。

粒度特性

- ・ 図-2は、現場において室内試験用に採取した80~100mmの発生土を選別したものの粒度分布である。
- ・ 細粒分含有率は姥沢川1.7%、横倉沢2.5%
- ・ 横倉沢試料は脆弱な岩質のため、試験時に細粒化している。
- ・ 姥沢川試料は細粒化は起こっていない。

物理特性

- ・ 横倉沢は姥沢川に比べて粗石の比重は軽く、吸水率が高い（表-4参照）。これは姥沢川に比べて岩質が脆いことを示す。



写真-1 粗石の状況

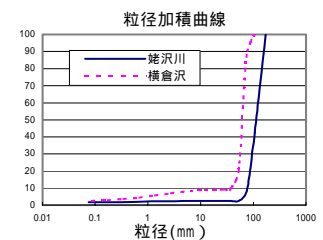


図-2 発生土の粒度分布

表-4 発生土の物理特性

項目	仕様	姥沢	横倉
比重	表乾状態	2.66	2.35
	絶対状態	2.62	2.21
吸水率(%)	-	1.52	6.56
細粒分付着率(%)	無洗浄	1.06	14.2
	洗浄	7.44	-

細粒分付着率(%)=付着細粒分乾燥質量/粗石絶対質量

【充填性と密着度の確認（目視）】

締固めを行わず施工したコンクリートの、充填性や骨材分離の有無の確認、及び骨材との密着性を確認した。

姥沢川既設床固工（施工後1年経過）

既設床固工と同様に作成した試験施工体2点

（姥沢川及び横倉沢の両発生土使用）

からコア（150mm）を採取し、目視で確認した。

コア観察では、既設堤体・現場試験体共に充填状況は良好であり、充填コンクリート骨材（max 25mm）も満遍なく行き渡り、未充填箇所も見られなかった。密着度については、各コアとも概ね良好であったが、一部、コンクリートと骨材間に隙間が見られ、細粒分の付着が多い場合は密着度低下が懸念されることが判明した。



写真-2 採取コアの状況

【圧縮強度試験】

試験としては、前項の現場採取コア（150×300mm 使用粗骨材 80～500mm）と、室内試験での作製供試体（300×600mm 使用粗骨材 80～100mm）を使用して、表 - 5 のとおり圧縮強度試験を実施した。コア径を 150mm と 300mm にしたのは、現場試験体のコアに対して粗石の大きさが大きすぎるため比較の意味で行った。

表 - 5 一軸圧縮試験パターン

	試料採取地	試験区分	最大使用骨材径 (mm)	供試体径 (mm)	骨材充填率 (%)	洗浄度
一軸圧縮試験	姥沢川	既設堤体コア	500	150×300	60	無洗浄
		試験体コア			60	
		作製供試体	100	300×600	40	洗浄
					60	
					40	無洗浄
					60	
	横倉沢	試験体コア	500	150×300	60	無洗浄
		作製供試体	100	300×600	60	洗浄
						無洗浄

洗浄度の違いは、以下のようなものである。

洗浄：粗石を洗浄して使用したもの

無洗浄：現場で採取したままの粗石を使用したもの

どぶ付け：無洗浄粗石に人工的にさらに細粒分を表面に塗布したもの

なお、室内作製供試体（粗骨材 80～100mm を

使用）では、充填コンクリートが入っていかず、充填不能であり、粗骨材をカットした等価モルタルで充填を行った。

圧縮試験結果を図 - 3, 4, 5 に示し、課題に対する傾向を、以下に整理した。

- 1) 礫容積率の変化に対する圧縮強度の差は見られない。
- 2) 現場での礫容積率は約 56%、室内試験における実績も同程度である。
- 3) 粗石を緩く詰める方が難しく、強度差も見られないことから、粗石充填率を規定する必要性は無いと判断された。
- 4) 洗浄度の違いによる強度は姥沢川試料の強度を比較すると、洗浄試料約 27N/mm²、無洗浄試料約 18N/mm²、どぶ付け試料約 10N/mm² と明らかに大きな差がある。
- 5) 骨材の違いによる差は洗浄試料であっても、姥沢川約 27N/mm² 程度に対し、横倉沢は 18N/mm² 程度と強度差はあるが、岩質の良くない骨材でも、洗浄すれば通常のコンクリートと同程度の強度は期待できる。
- 6) コア径による違いは、作製供試体の充填コンクリートが等価モルタルであるので、一様な比較は出来ないが、作製供試体に比べて試験体コアは 10N/mm² 程度高めの値となっている。これは供試体径に対して、入っている礫径が大きく、高めの値が出ているものと考えられる。
- 7) 材令の違いによる強度は、姥沢川の既設堤体と、現場試験体で比較した。材令 28 日と 1 年を比較した結果、約 1.6 倍の強度増進が見られた。

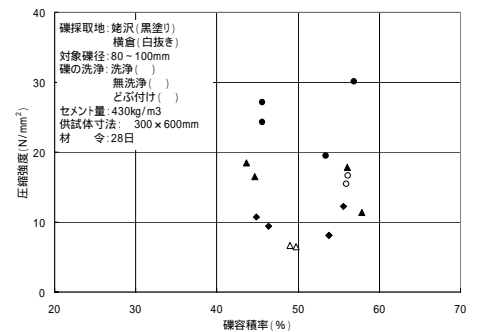


図 - 3 洗浄度別の礫容積率と圧縮強度の関係

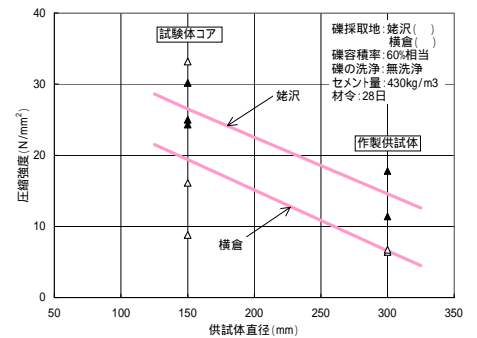


図 - 4 発生土別の供試体直径と圧縮強度の関係

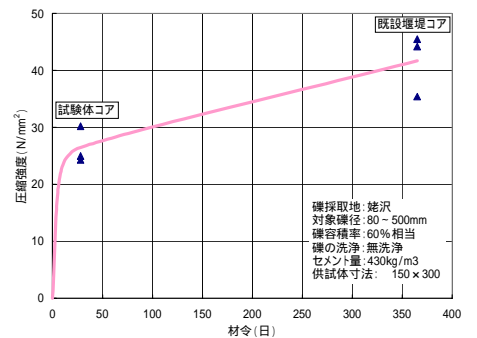


図 - 5 材令と圧縮強度の関係

7. 新粗石コンクリート工法の今後の適用方針（試験結果より）

【充填コンクリートについて】

採取コアの観察より、コンクリート充填状況は良好で骨材分離も見られなかったことや、洗浄粗石で充填性に問題がなければ材令 28 日で圧縮強度は 18～27N/mm² を得られたことから、現行の配合・施工方法で問題ないと判断した。また、現行の使用粗石最小径（≧80mm 以上）についても、室内試験ではそれらの径のみを選別して使用したことから、充填時に目詰まりを起こして充填に失敗したが、砂防工事の現場においては粒度分布がそのように偏る状況の方が希であるため、大きな粗石と小さな粗石が混在する状況であれば、粗石間の空隙は充分確保されることにより、目詰まり無く充填されるため、問題はないと判断した。

【新粗石コンクリート工法の適用方針】

無洗浄粗石使用の発現強度により使用方法は様々に考えられるが、ここでは 2 地点の試験結果より、基本的な本工法の適用方針を整理した（図 - 6）。

まず供試体を作製し発現強度を把握する。次に、

1) 発現強度が施設の要求強度を充分満足する場合や、要求強度がさほど必要ない施設、部位には、無洗浄粗石の使用を前提とする。

2) 洗浄すれば要求強度を満足する強度が得られる場合や、外力が作用する部位等

でコンクリートと粗石の一体性が特に重要になる場合には、洗浄粗石またはコンクリートを使用して対応する。外部のみ洗浄粗石を使用することが困難な構造の場合、内・外部とも洗浄粗石を使用することも考える。

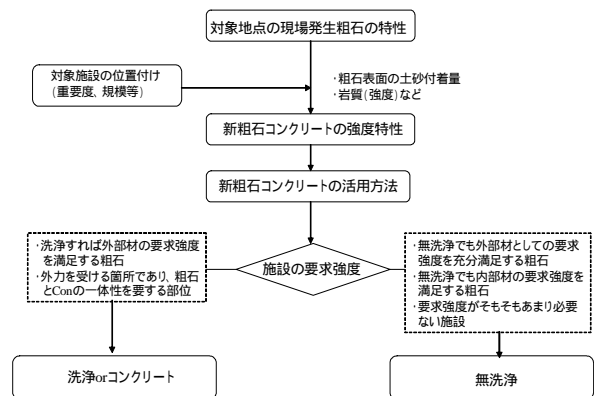


図 - 6. 新粗石コンクリート適用の基本的考え方

8. 今後の課題

無洗浄粗石をそのまま使用できるかは、各現場発生土の岩質や細粒分付着率に影響されるため、対象箇所毎の材料調査を行い、更なるデータの収集、蓄積を行い、洗浄して使用するか判断するための基準的な試験の確立が必要である。但し、これについては、現行の圧縮強度による評価方法で良いのか、付着応力を測定する試験方法を考えて、それらで評価するのか、今後も検討が必要である。

埋戻しラインよりも上の部分について、自立式型枠ブロック等を使用すれば新粗石コンクリート工法を採用できる。通常のコンクリートが良いのか新粗石コンクリート工法が良いのか施工手間やコスト面等を踏まえ検討していく必要がある。

掘削残土を可能な限り少なくするため、粗骨材の最大粒径がどの大きさまで使用可能かについて使用する機械の組み合わせとコストの面から検討する必要がある。

9. おわりに

今回の検証により、新粗石コンクリート工法は品質的に問題ないと証明されたと考えている。今後は残された課題について、取り組むこととし、引き続き検討を続けていきたい。

最後に、本報告にあたってご協力頂いた関係者各位に深く御礼申し上げます。

高盛土個所のテールアルメ工法の動態観測結果について

土佐国道事務所 工務課 工務係 山内貴人

1. はじめに

越知道路（高知県高岡郡越知町野老山）における補強土壁工（テールアルメ）は、最大壁高20mを越える大規模なものである。

テールアルメ工法は砂質の盛土中に帯状の補強材(ストリップ)を配置し、土粒子と補強材を拘束する効果、盛土の砂が粘着力を合わせ持ったと同等の効果を発揮し、盛土の構造的な強さが著しく補強されるものである。これは、盛土中に設置された補強材によって盛土全体の安定度が増し、その結果、垂直に近い壁面を保つようになったのであって、表面に見えるスキンはその背面の砂のこぼれ出しを防ぐ為のものといえる。

従って、擁壁や土留め壁がその構造自体によって、裏込めの土圧を全て支えようとしているものとは根本的に違う。そのため、テールアルメの設計手法は、コンクリート擁壁やアンカー擁壁などの設計法ではなく、その原理を応用した設計法が用いられている。

2. 検討内容

本施工箇所のように大規模な構造体において、従来からのテールアルメの持つ原理や設計法が適用可能か、そして安全に施工でき、安定した構造物を構築することができるかを検証するため、図-1のとおり計測機器を配置し、変位等の計測結果を踏まえて、各検討を行った。

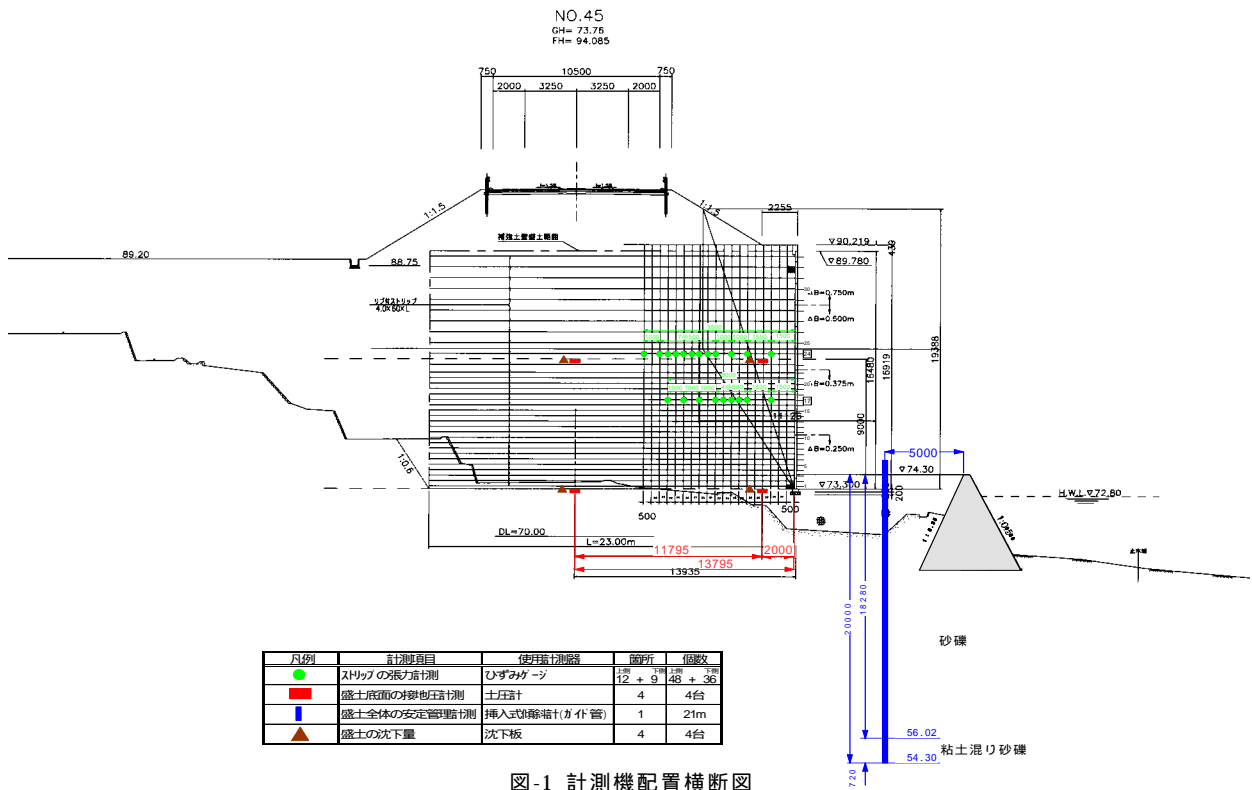


図-1 計測機配置横断面

検証した内容は、次の通りである。

テールアルメ固有の原理である土圧と主働崩壊線（二直線すべり）の原理については、ストリップにひずみゲージを設置して、ストリップ張力の測定を行い検証した。

テールアルメの安定性の確認については、挿入式傾斜計を設置して、水平変位の測定を行い検証した。

テールアルメ基礎底面と中間部に土圧計と沈下板を設置し、盛土材の挙動を測定し検証した。

3. 計測結果

3.1 主働崩壊線と計測方法

テールアルメ工法における主働領域は、過去の実験結果や、実際の構造体における計測結果から、補強土壁の仮想壁高の30%を超えて盛土内へ進入することはないとされている。このため、主働領域は、仮想壁高の1/2より上部は $0.3H_a$ の位置から壁面と平行に、それより下部では壁下端 $\tan^{-1}0.6$ の角度で引き上げた線が $H_a/2$ で交わる点で囲まれた部分となっている。（図-2 部参照）

そこで、ストリップに張力計を設置してストリップ張力を測り、主働崩壊線位置の確認を試みた。EL+79.5m 地点及び EL+82.3m 地点に設置したひずみゲージにより変位を測定し、図-2 に実測張力をプロットした。（図-2 部参照）

その結果、ストリップ張力はテールアルメ固有の「仮想壁高30%以内の二直線すべり」の主働崩壊線とほぼ一致していることが判明した。

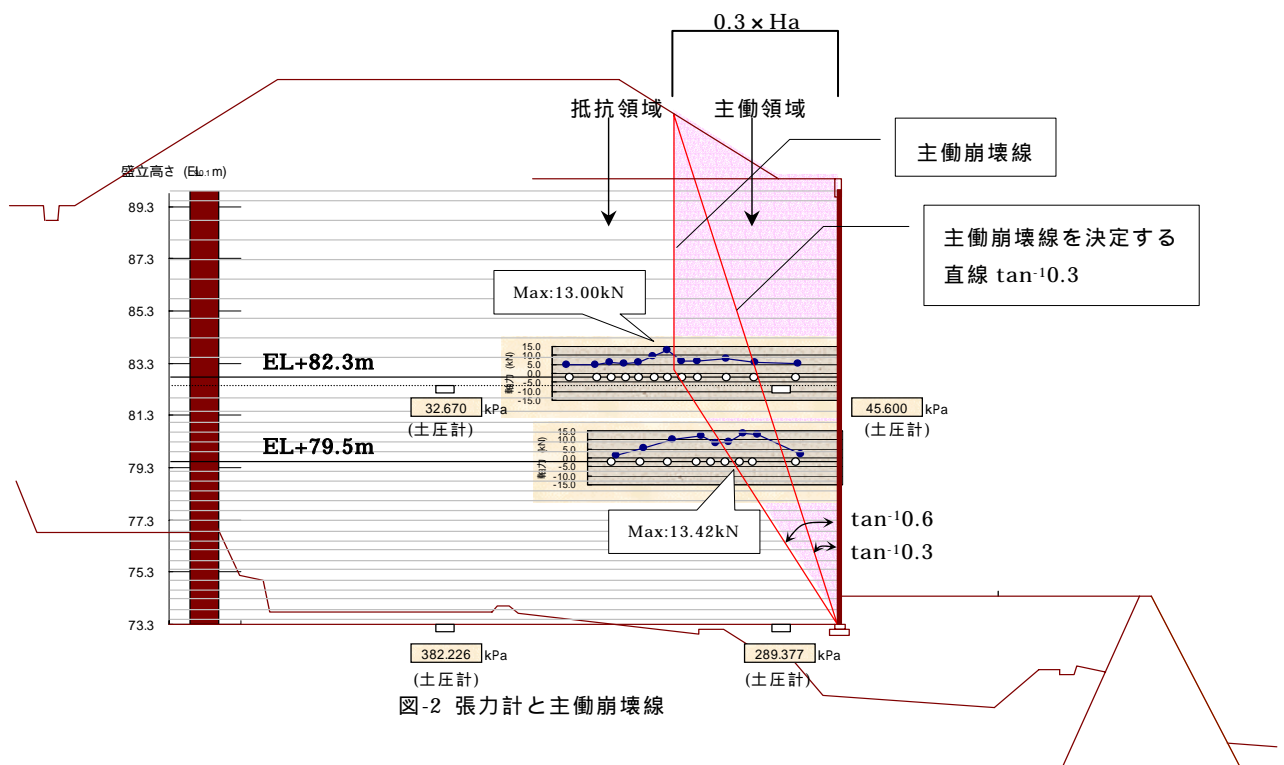


図-2 張力計と主働崩壊線

3.2 壁背面付近の内的土圧力の検証

壁（スキンパネル）背面付近のストリップ引張力は原理的には0であるが、各種の実験結果からはストリップの実応力の最大値に対し0～50%程度の応力を示している。設計においては、最大引張力の75%とすることとなっている。

当該計測により求めた壁面付近のストリップ張力は表-1の通りとなり、大規模テールアルメにおいても各種の実験結果と同様に、ストリップの実応力の最大値に対し0～50%程度の応力を示している。よって、従来のテールアルメの設計法の壁面に作用する土圧力は最大の土圧力の75%以内であることを裏付けており、その値は十分な値である。

表-1 壁面付近にかかる張力 (単位:kN)

		壁面付近	最大値
EL+79.5m	設計値	20.03 (75%)	26.71
	実測値	2.18 (16%)	13.42
EL+82.3m	設計値	21.41 (75%)	28.55
	実測値	5.26 (40%)	13.00

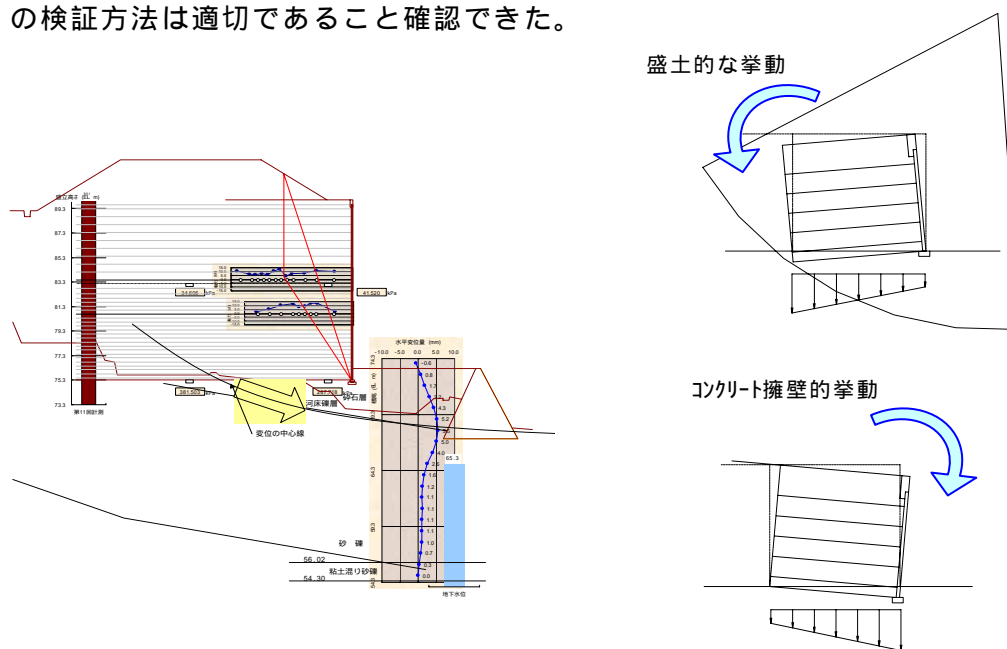
(%)は張力の最大値に対する割合を示す

3.3 外的安定の検証

テールアルメを含む盛土全体の安定の検証方法は一般に円弧すべり面法によっている。

そこで、土中土圧計及び、挿入式傾斜計により地中水平変位、地下水位の変動を計測した結果、補強土壁全体が内側へ転倒しようとする力が発生していた。また、補強土壁以深の地中水平変位が、補強土壁直下の層を押し出す変位を示している。

これらから、テールアルメは、コンクリート擁壁のような転倒の挙動を示さず、円弧すべりの挙動を起こしていると想定できるため、円弧すべりによる外的安定性の検証方法は適切であること確認できた。



4. テールアルメの安全性、安定性の確認

施工するにあたって、次のような許容値を定めて施工を行い、施工完了後4回に渡って計測した値が設定した許容値を大幅に下回っていることから、安全かつ安定した施工が行えたと言える。

表-2 計測結果一覧表

計測項目	設計値	許容値	実測値	
ストリップ張力	上段(EL+82.3)	28.55(kN/本)	33.30(kN/本)	13.00(kN/本)
	下段(EL+79.5)	26.71(kN/本)	33.30(kN/本)	13.42(kN/本)
水平変位			30(cm)	0.42(cm)

実測値：平成15年3月10日計測

水平変位の許容値：地盤の破壊ひずみ $f = 3\%$ とし、壁高10mの場合の水平変位量30cmを許容値とした。

(JH設計要領第2集 平成3年12月 p6-210)

ストリップ張力の許容値：ストリップの許容応力度 $a = 185.0\text{N/m}^2$ により算定した。ストリップ1本の許容引張力 $T_a = 185.0\text{N/m}^2 \times 60\text{mm} \times 3\text{mm} = 33.3\text{kN}$

(補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル p114)

5. おわりに

本工事箇所においては、橋梁計画から大規模テールアルメを採用することで、トンネル残土の受け入れ、将来の延伸工事への柔軟な対応等、地形の制約条件に適した設計が可能となり、コスト縮減にもつながった。

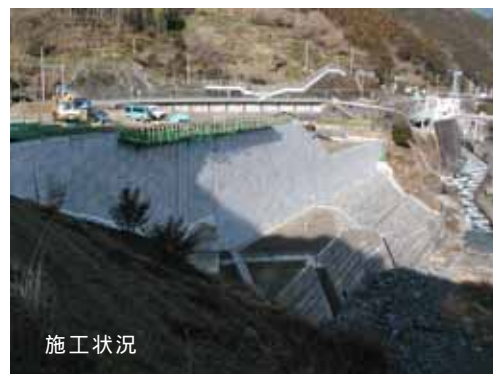
また、今回の計測により、大規模テールアルメにおいても、テールアルメが固有する原理が適用可能であり、安全かつ安定した構造物が構築可能なことがわかった。

しかしながら、20mを超える大規模なテールアルメ工法の工事実績・計測事例は非常に少ない。

従って、今後も計測を継続し、設計値と計測値の関係を明確にして、より安全性を高めた大規模テールアルメ等の採用を推進していかねばならないと考えている。



施工状況



施工状況

分級による関門航路浚渫土のリサイクル推進

関門航路事務所 工務課 溝江 孝雄

1. はじめに

国際的な海上交通の要衝である関門航路では大型船の航行に対応した増深と埋没対策のため、浚渫工事を継続的に実施している。特に、航路南東部は海底の土質がシルトであり、その埋没対策だけでも毎年約60万 m^3 の浚渫が必要となる。

現在、浚渫土の大半は新門司沖土砂処分場（新北九州空港建設地）に埋立処分しているが、受入容量も限られているため、いずれ新しい処分場が必要となるにしても、浚渫土の減容化を図り、現処分場の延命化を最大限図らなければならない。

そこで、今回、大容量の遠心分離装置を用いて大量の浚渫土を効率的に砂とシルトに分ける「分級」を世界で初めて実施した。

本分級技術は、砂分の多い浚渫土を対象として砂を有効に活用できると共に浚渫土の減容化も図られることが十分期待できるものである。



図 - 1 関門航路全景図

2. 分級工事の背景及び、概要

2.1 目的

平成14年度、当事務所では関門航路中央水道地区の浚渫工事を実施したが、この区域の土質は、シルト混じり砂で砂分含有量が約75%と多量の砂を含む。一方、新北九州空港建設工事では浚渫土で埋立てられた地盤上への覆土工事の最中であり、大量の良質土を必用としていた。

この浚渫土から良質な砂だけを取り出し新空港工事に活用できれば、覆土を購入運搬せずに空港工事を進めることが出来、かつ、土砂処分場に土捨てする量も減らせるという一石二鳥の効果が得られる。

2.2 分級

本報告で述べる「分級」とは、土砂を砂分とシルト分に分けることで、これまで小規模には行われてきたが、港湾工事における浚渫土のような大量に発生する土砂に対応できる容量、高能率なものはなかった。

しかし、今回採用した「ソイルセパレータ工法」は、1時間当たり最大3,000m³と従来工法の10倍以上の泥水処理能力をもつ遠心分離装置（ソイルセパレータ）を用いて大量の土砂を砂分とシルト分に効率よく分ける工法であり、実際の工事に使用するのは本工事が世界で初めてである。

2.3 ソイルセパレータ

構造及び分級原理は図-2に示すとおりであり極めて単純な構造となっている。作動原理は、泥水流の勢いでソイルセパレータ内に渦流をつくり、比重の違いにより泥水から砂分を遠心分離するというものである。電力その他の動力を必要としない事が最大の特徴である。



図-2 ソイルセパレータの概要図

2.4 工事概要

工期：平成14年10月～平成15年3月
 （浚渫・分級の実施期間は11月初旬から2月中旬までの約3ヶ月半）
 浚渫量：約30万m³（グラブ式浚渫船3船団）
 分級処理計画： $30 \text{ 万 m}^3 \times 75\% \times 90\%$ 20万m³
 （浚渫量） （平均砂含有率） （回収率） （分級後の砂量）

3. 分級の施工システム

本工事での具体的な分級手順は以下の通りである。

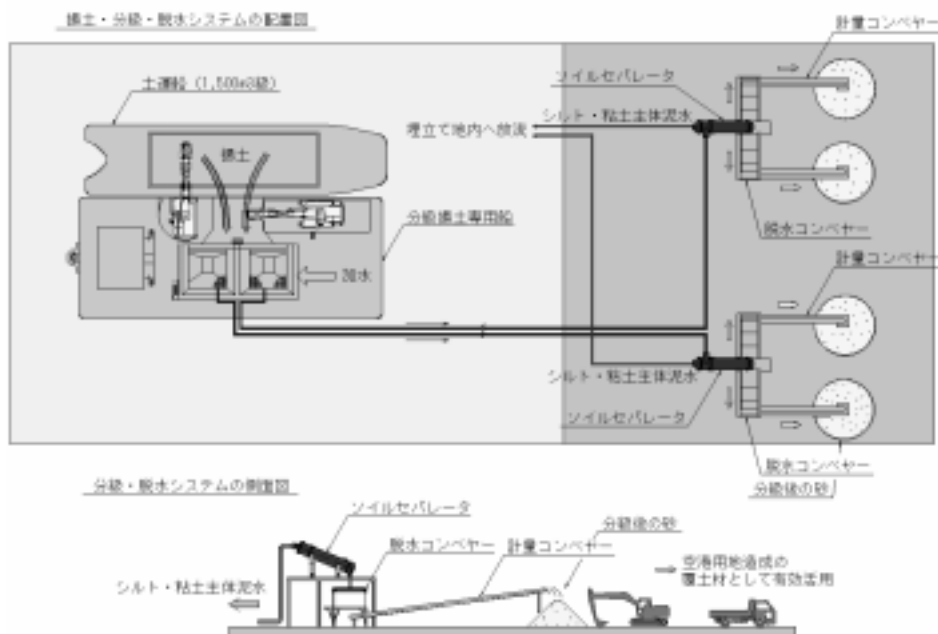


図-3 分級のシステム図

1. グラブ浚渫した浚渫土を土運船で土砂処分場まで運搬
2. 浚渫土を土運船からバックホウで分級専用揚土船に取込む（揚土量平均600m³/H）

- 3 . 分級専用揚土船で浚渫土に加水し（含泥率 15%程度）、陸上に設置した 2 基のソイルセパレータにポンプ圧送（圧送量平均 2,300m³/H× 2 基）
- 4 . ソイルセパレータで泥水から砂分を抽出（抽出量平均 240m³/H× 2 基）
- 5 . 砂分は振動装置付き脱水コンベアで脱水し（含水比約 25%）、計量、集積後、覆土工事に出荷
- 6 . 砂分抽出後の泥水は、土砂処分場内の汚濁防止措置を施した区域に放流



写真 - 1 分級工事の写真

4 . まとめ

本工事のまとめは以下のとおりである。砂分の多い浚渫土のリサイクルについては今回の分級は非常に有効であり、今後各地で適用されることが期待される。

なお、本工事については「日経コンストラクション」で大きく紹介され、かつ、（社）日本港湾協会の技術賞も受賞し注目を浴びているところである。また、工事期間中は現場見学会を実施し約 200 人の見学者があった。

- 1 . 対象浚渫土約 30 万 m³ から、ほぼ計画どおりの約 20 万 m³ の砂分を分級した。
- 2 . 分級、脱水された砂分は、シルト・粘土分含有量の少ない高品質な建設材料となり、そのまま覆土工事に活用することが出来た。
- 3 . 長時間システムが止まるトラブルもなく、大量の浚渫土を連続的に処理でき、浚渫工事、覆土工事に影響を及ぼすことがなかった。
- 4 . 本工事で分級した砂分 1 m³ のコストは、購入砂と同等程度である。

5 . 工事实績数量

浚渫土量 (m ³) (実績数量)	338,081
砂分含有率 (%) (平均値)	76.2
分級砂計量質量 (tf)	369,404
分級砂回収率 (%)	91.2
分級砂湿潤密度 (tf/m ³)	1.630
分級砂量 (m ³)	226,628

出来形深浅図に基づく掘跡数量
表 - 1 参照
計量コンベアの積算値
表 - 2 参照
表 - 1 参照

表 - 1 土砂サンプリングの土質試験結果

試験内容	試験結果の平均値	
	浚渫土	分級砂
湿潤密度 t (g/cm ³)	1.636	1.630
乾燥密度 d (g/cm ³)	1.105	1.292
土粒子の比重Gs	2.654	2.652
自然含水比w (%)	50.35	26.31
間隙比e	1.469	1.055
飽和度Sr (%)	90.71	66.98
砂分含有率 (%)	76.2	98.0
シルト・粘土分含有率 (%)	23.8	2.0

浚渫土は土運船より計 20 回分のサンプリングの試験結果
分級砂は計 21 回分のサンプリングの試験結果

表 - 2 分級砂回収率

項目	数量	摘要
浚渫土量 (m ³)	338,081	(実績数量)
土量変化率	1.127	(バージ検収実績値)
バージ揚土量 (m ³)	381,017	= x
乾燥密度 (t/m ³)	1.105	(試験結果の平均値)
揚土乾燥質量 (t)	421,024	= x
砂分含有率 (%)	76.2	(試験結果の平均値)
砂分乾燥質量 (t)	320,820	= x ÷ 100
計量コンベア (t)	369,404	
含水比 (%)	26.31	(試験結果の平均値)
分級砂乾燥質量 (t)	292,458	= ÷ (1 + ÷ 100)
分級砂回収率 (%)	91.2	= ÷ x 100

浚渫土に含まれる砂分乾燥質量に対する分級砂の乾燥質量の比を分級砂回収率とする。

5 . 今後の問題点

砂分を取り除いた後の泥水、あるいは元々砂分の少ない浚渫土の減容化は今後の課題である。最近、機械脱水など軟弱土の減容化技術が開発されてきているが、大量の土砂を効率的に連続処理するには能力面とコスト面のさらなる技術開発が求められる。当事務所では、この技術開発を進めるため、今年度、土砂処分場において機械脱水の現地試験を実施する計画である。

透水層埋設による海浜安定化工法の現地試験について
—潤いある海浜の創造をめざして—

中部地方整備局 四日市港湾事務所
企画調整課 村上裕幸

1、はじめに

砂浜に埋設した透水層によって、砂浜を安定させる「透水層埋設による海浜安定化工法」（以下、透水層埋設工法）の現地試験を津松阪港海岸香良洲地区で実施中である。

本報告では、砂浜の侵食抑制機能とともに親水性機能を併せ持つ透水層埋設工法の現地試験について、中間報告を行うものである。

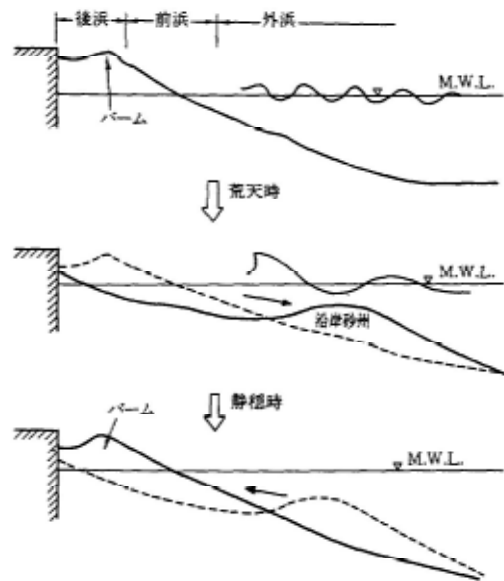


写真－1 香良洲地区全景

2、砂浜侵食・堆積のメカニズム（砂浜の安定機構）

台風等の荒天時に砂浜が急激に侵食を受けることは良く知られている。砂浜断面の変化は、図－1に示すように荒天時には砂が沖側に移動し、沿岸砂州 (inner bar) を形成する。この沿岸砂州は、潜堤と同様な機能を有しており、波を砕波させることによりそのエネルギーを減衰させ、ある程度以上の砂浜の侵食を防止することができる。従って、沿岸砂州は荒天時に前浜から削り取られた砂の貯蔵庫として機能し、且つそれよりも沖へ砂が運ばれるのを防止する機能も有する。その後、沿岸砂州を形成した砂は、穏やかな波によって岸向きに運ばれて堆積し、バームを形成する。

このような安定機構を有した自然の砂浜は、荒天時に侵食を受けてもその後の穏やかな波の作用で回復する。しかし、後浜が狭く護岸などの人工構造物がある場合は、砂浜の安定機構に影響が生じることが懸念されている。すなわち荒天時に護岸基部に直接波が到達するようになると、護岸による反射波によって沖向きの砂の移動が生じる。この状態になると、砂浜の回復力（復元力）を低下させ、汀線後退が生じ、局所洗掘等による護岸の安定性の低下や越波量の増大を招くことが懸念される。



図－1 砂浜断面の安定機構

3、砂浜の保全対策工法

国土保全の観点から海岸侵食は、全国的な課題となっている。砂浜の安定を図るために、潜堤や離岸堤などに代表される波浪を制御する構造物の築造が全国的に行われてきたが、景観を変化させるなど、特に環境面、海岸の利用面等において課題となる場合が多い。

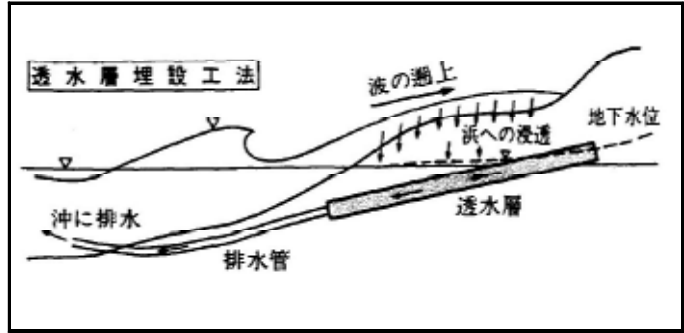


図-2 透水層埋設工法の概念図

そこで、これらの課題に対応するため、

(独) 港湾空港技術研究所の指導のもとで、養浜した砂浜を対象とした「透水層埋設工法」の現地試験を当事務所が行っている。

透水層埋設工法は、図-2に示したように、砂浜に遡上した海水を地中に埋設した透水層に導き、海浜部の地下水位を低下させることによって砂浜に下向きの流れを作り出す。この流れによって砂浜は、下向きに押さえられて侵食を受けにくくなり、遡上した海水に含まれている浮遊砂が前浜に堆積する。

、現地試験

1、試験フィールド

現地試験位置は、護岸改良工事に支障の無い香良洲地区のほぼ中央部〔写真-1〕とした。現地試験の平面図を図-3に示す。

幅 100m の現地試験区間を矢板により半分に分け、それぞれの区間に同じ断面の養浜を行い、一方には透水層として写真-2に示すような幅 列(5.9m)のドレーンユニットを養浜砂の表面から 1.5m の深さに埋設した(以下、透水層区間)。残る一方の区間は、透水層区間との地形変化及び地下水位の比較を行うために、養浜断面そのままとした(以下、養浜区間)。

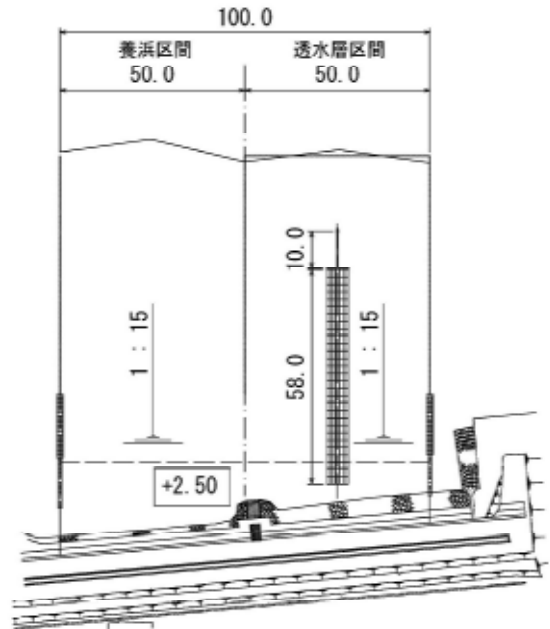


図-3 現地試験平面図

2、養浜断面諸元

現地試験に用いた養浜の断面形状は、「海岸保全施設築造基準」による推定式に基づき、前浜勾配、後浜天端高を算定した。後浜天端幅は、背後の護岸まで波が到達しないように10m以上を確保した。底質粒径は、現地の砂浜の中央粒径に合わせて0.4mmとした。

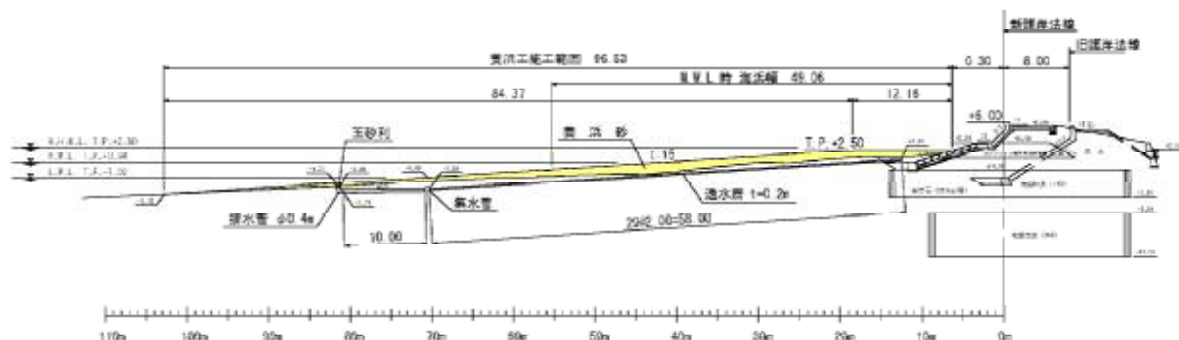


写真-2 透水層設置状況

表－１ 養浜断面諸元

	前浜勾配	後浜天端高	後浜天端幅	底質粒径
諸元	1 / 15	T.P.+2.5m	10m(最小断面時)	0.4mm

海浜の断面形状の諸元推定式より算定



図－４ 香良洲地区 透水層埋設工法現地試験 標準断面図

4. 3、現地試験結果（平成14年度現地試験結果）

現地試験は、平成14年7月9日から平成15年3月11日まで実施した。試験期間中は、試験フィールドの背後の護岸から沖合い約1.1km、水深約10mの場所に波高計を設置して、波浪観測を行った。また、地形変化と地下水水位の変動状況を把握するために、定期的に地形測量、地下水水位観測を行った。以下に試験結果を示す。

4. 3. 1、海浜地形変化

調査を開始した7月以降観測された、極大有義波を表－2に示す。こうした波高の大きい波浪により、養浜区間および透水層区間ともに一時的に前浜付近に部分的な侵食が生じたが、僅かに透水層区間の方が養浜区間よりも侵食量が少ない傾向が見られた。また、観測期間を通して養浜区間と透水層区間の地形変化を比較すると、図－5に示すように養浜区間では前浜から外浜にかけて浸食傾向の地形変化がみられたのに対し、透水層区間では平均潮位での汀線付近に砂が堆積する傾向の地形変化が見られた。

表－２ 香良洲沖 波浪観測結果〔極大有義波一覧〕

対象期間		極大有義波				備考
		発生日時	H 1/3	T 1/3	平均波向	
2002/08/21	2002/09/07	2002/08/28 14時	0.92m	4.0s	SE	台風15号
2002/09/07	2002/09/30	2002/09/28 00時	1.64m	5.1s	NW	低気圧
2003/01/08	2003/02/03	2003/01/27 12時	1.22m	5.2s	NNW	低気圧
2003/03/05	2003/03/11	2003/03/07 02時	2.01m	5.5s	ESE	低気圧

4. 3. 2、地下水位低下効果

図-6は、地下水位の変化を観測したデータであり、養浜区間に比べ透水層区間の地下水位が低下している。

通常、自然海浜では、引き潮時に砂浜に浸透した海水により砂浜の地下水位が高くなり、海水面とのヘッド差が生じる。その時、遡上した波によって飽和状態の砂浜が侵食される。

砂浜に浸透している海水を透水層によって沖に自然排水することで、砂浜の地下水位を低下させ、前浜の侵食低減、堆積促進を図る透水層埋設工法の効果が、養浜断面に対する現地試験においても確認された。

5、おわりに

平成14年度に実施した現地試験では、養浜した砂浜に透水層を設置することにより、汀線付近に砂が堆積する地形変化傾向および地下水位が低下する効果が確認された。しかし、高波浪を伴う台風等の来襲がなかったため、当初、目的の一つとしていた高波浪時の侵食抑制効果を明確に確認することは出来なかった。

透水層埋設工法は、実用化に向けた技術開発段階で

あり、平成15年度も引き続き調査を継続している。天然海浜に近い状態で、砂浜の保全ができる透水層埋設工法の現地試験・研究成果は、より高度な侵食対策として新しい海岸づくりの発展に寄与すると期待される。

最後に、透水層埋設工法の開発に携わり現地試験についてご指導頂いた（独）港湾空港技術研究所漂砂研究室並びに関係者の皆様に深く感謝しお礼を申し上げます。

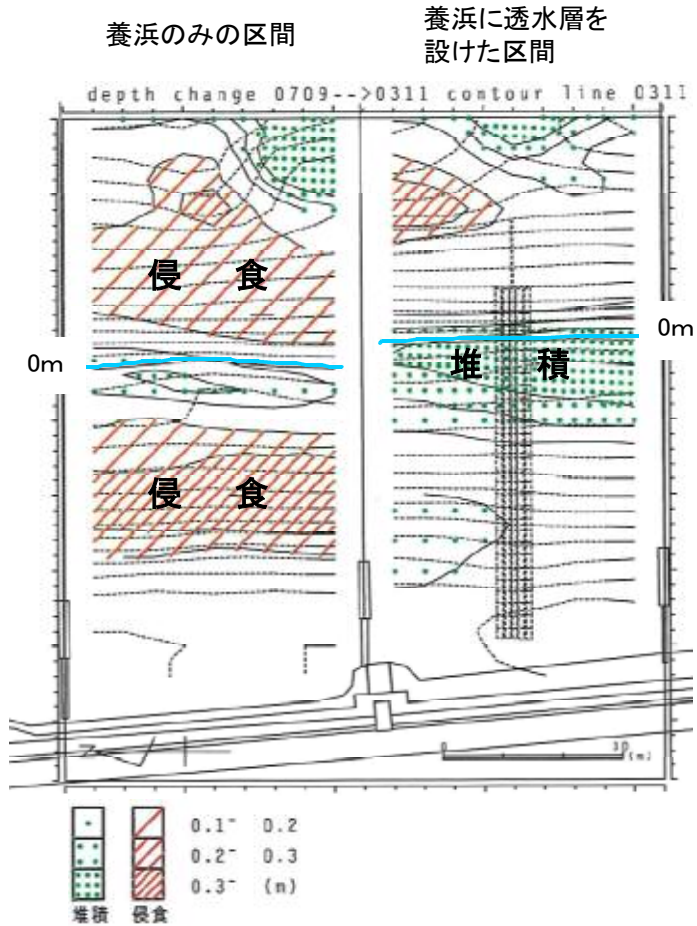


図-5 観測期間における地形変化

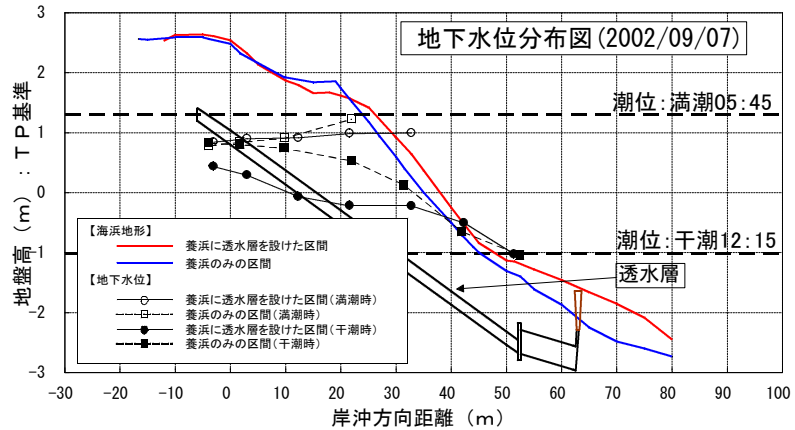


図-6 地下水位岸沖方向分布

光歪みセンサーを応用した画期的な道路状況監視への展望

近畿地方整備局 大阪国道事務所 専門職 西畑利彦

1 はじめに

道路の改築、改修、維持・管理に不可欠な車両走行状況の実体把握の手法としては、映像情報による方法と人手に依存した調査が実際に行われている。いずれの方式でも道路管理面で重要な、車両の総重量や走行速度等の情報は極限られた道路でしか得られない。

大阪国道事務所では、国道に布設している情報ボックス中の光ファイバを有効に活用し、車両の走行状況、車両概略重量情報等の道路管理や改築の要否を検討するために必要な情報を得る手段として、国道の景観を損なう路側施設や電源を必要としない路面埋設型光センサシステムを開発している。図.1は、センサシステムの応用イメージを示したものである。このシステムイメージを実現するために、敷設工法を含めた埋設型光センサとこれらの情報処理による道路状況把握光センサシステムを導入することを目的として開発を進めている。本報告はその中間段階のものである。

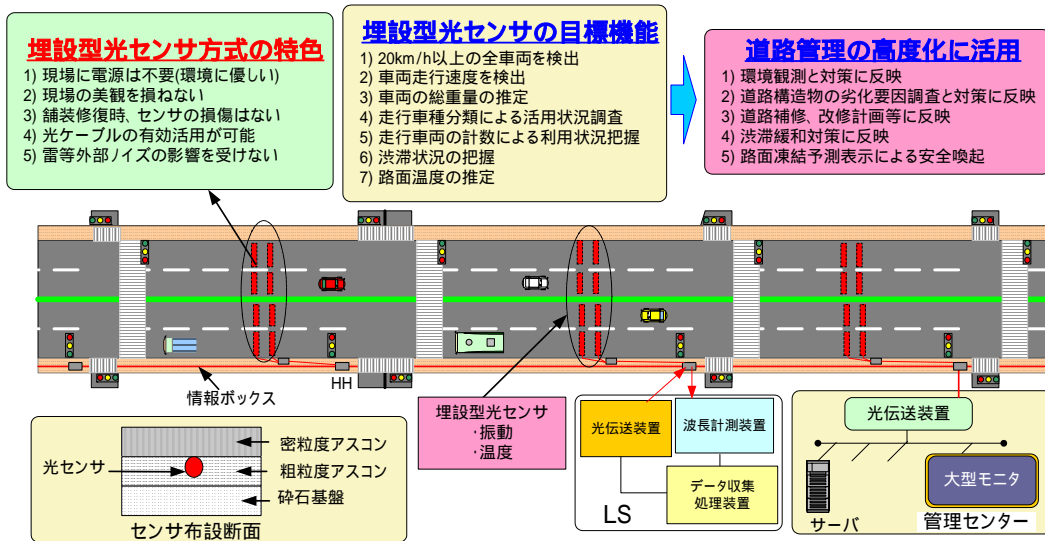


図.1 道路管理への光センサー応用システムのイメージ

2 振動センサーの原理と構造

センサーとしての光ファイバは、図.2(a)のように、一般のシングルモードファイバ(SMファイバ)に局部的に格子模様を付けるFBG(Fiber Bragg Grating)処理を施したものである。FBGファイバに伸び歪を与えると図.2(a)が(b)のように格子が広がる。この格子の広がりにより、格子部分での散乱光の中心波長がシフトする。FBGが無張力の状態と、張力が掛かって歪が発生した場合の散乱光の中心波長は、図.3のように0から1にシフトする。この中心波長のシフト量が歪に比例する特性を利用した歪計測センサーを埋設型光センサー(振動センサー)として開発した。

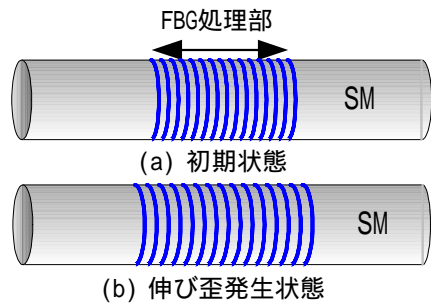


図.2 FBG 処理の概念

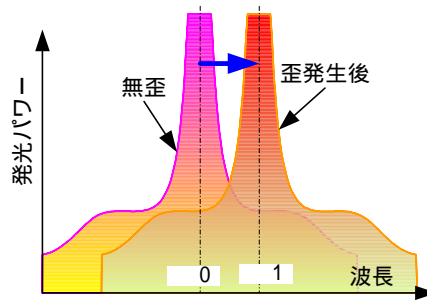


図.3 中心波長シフトの概念

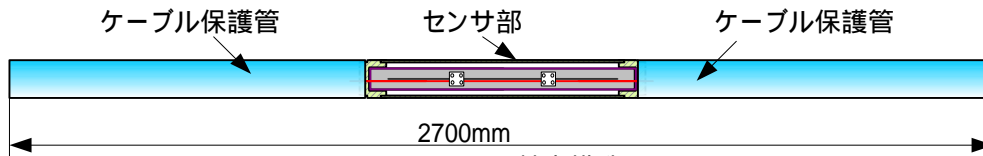


図.4 センサの基本構造

図.4 は、光振動センサーの基本構造を示したものである。

現在開発されている波長計測器の最小サンプリング時間間隔は 20ms であるため、計測できる周波数には限界があるが、減衰が速く比較的低周波の振動であれば対応可能であると考えられる。

3 光振動センサーの試作試験

光振動センサーの開発と布設工法検討にあたっては、表 1 に示す室内基礎実験と 3 段階の道路への布設実験を行い、課題を抽出後さらに室内において構造の検討を行った。

表.2 は、各試験を通して判明した課題とその対応策について示したものである。大きく分類して、課題は 5 つであり、布設時のアスファルト温度の対策、工事の施工性、センサー感度の向上、外気温度や路面温度による影響、長期供用による安定性の課題が判明した。その中で、施工中のアスファルトによる温度、工事の施工性、センサー感度の向上については、一連の実験を通してほぼ解決できたと考えられる。

表 1. 実験とその目的

	No.	実験名	目的
14 年度	・ 室内基礎実験		センサー構造の選定
	・ 道路への布設実験		
	1	最適布設方法の選定実験	オーバーレイされても損傷を受けないセンサー埋設深さの決定
	2	工場内での実験	アスファルト施工時の温度対策の効果検証
	3	実道での実験	走行速度・位置・重量・車種による検出感度の検証
15 年度	・ 室内での基礎実験		課題を克服するためのセンサー構造の改良

表.2 判明した課題と対策方法

判明した課題	対策方法
施工中の温度対策 ・ センサ施工中のアスファルト温度対策 ・ ユニット構造の軽量化、経済性の向上	・ センサ保護管方式の採用 ・ 布設中の空冷方式の採用 ・ ユニット構造の採用 ・ ファイバ接着剤の変更 ・ センサを後挿入方式に変更
	・ コンクリート構造からSUSに変更
工事の施工性 ・ アスコン打設中の温度と振動の影響 ・ 振動伝達板の設置が困難 ・ ユニットの下部に隙間による感度低下	・ タンパー使用を止め、ローラ転圧とした ・ ユニット構造を採用 ・ C型チャンネルとダミーパイプを採用
	・ 2重管方式を導入
センサ感度の向上 ・ センサ本体の感度が良くない ・ 20km/h以下の車両を検出不可 ・ 走行位置により波形にバラツキが発生 ・ 20km/hでは振幅が小さい ・ 左右同時に車輪が通らない場合に振動を打ち消す	・ スペースの採用 ・ 振動伝達板の採用 ・ 振動伝達板のピン間隔をせばめた ・ スペースの改良 ・ 振動伝達板の高さを変更
	・ センサ長さを2700mmから1500mmに変更
	・ 温度により振動波形が変化
	・ センサに温度補正機構を設置
	・ 実験中
温度対策 ・ アスコンの硬化と振幅の関係	・ 実験中
長期安定性 ・ センサの長期特性	・ 実験中

図.5 は、最適布設形態の選定試験におけるシステム構成を示している。4基のセンサーの埋設深さを変えて布設した。図.6 は、最も感度の良かった No.4 センサーにおいて速度を一定にしたときの車種別の振動波形を示している。同一速度、重量の異なる車種で走行した場合、重量が大きい車種の振幅が大きい傾向が見られた。また、同一車種において速度が増加するほど振幅が大きくなる関係が見られた。これらのことから、速度を計測し、キャリブレーションすることにより概算重量が算出できる可能性が判った。さらに、1台の車両が通過するごとに2つの大きなピークが見られることから前・後輪の通過によるものではないかと考えられる。

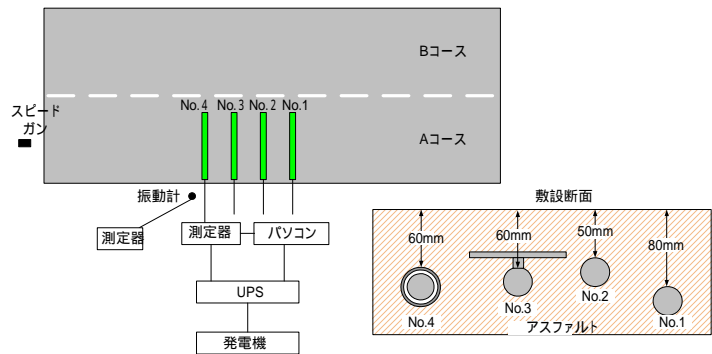
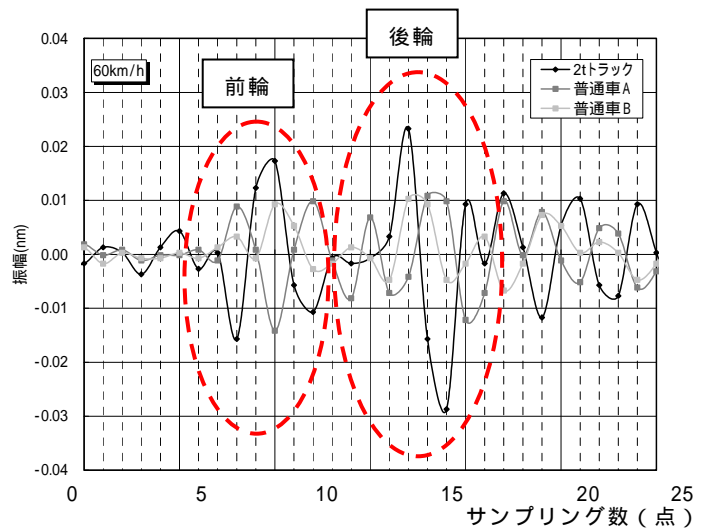


図.5 最適布設形態の選定試験システム構成図



	長さ(mm)	ホイールベース(mm)	車重(kg)
2tトラック	4430	2300	2560
普通車A	4750	2900	1630
普通車B	3690	2200	1180

図.6 車種別の振動波形

したがって、光振動センサーを埋設することで、総重量とホイールベース情報から車種の大まかな分類も出来る。

気温の温度変化によって振幅の大きさが異なるという課題が発生したことから、光振動センサーに温度補正機能を設置した。高温槽において0 から70 まで変化させ、温度補正機構を取り付けたセンサーと、センサーの内部構造である FBG 単体を比較したものを図.7 に示す。

どちらも温度が増加するにつれ一次関数的に中心波長も増加していることがわかる。しかも、温度補正機構を設置したものの増加関数が 0.0282、FBG 単体では 0.0213 でありほぼ平行に推移していることから温度補正機構は、機能していることがわかる。これにより、センサー構造における外気温度による振幅の増減の問題は解決できると考えられる。

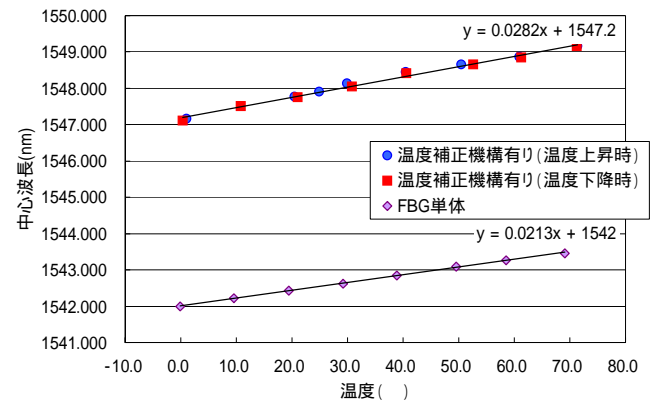


図.7 温度補正機能の検証

4 まとめ

- 1) 現在までのセンサー開発上の課題は 5 つであり、布設時のアスファルトの温度対策、工事の施工性、センサー感度の向上については解決できた。
- 2) 路面より 5cm 程度光振動センサーを埋設しても、20km/h 以上の車両を検出できる。
- 3) 2 本のセンサー情報から走行速度を計測可能である。
- 4) 車両の走行速度と振幅の関係から車両の総重量の予測が可能である。
- 5) 総重量とホイールベース情報から車種の大まかな分類も可能である。
- 6) 外気温度によるセンサーの振幅の変化は解決できた。

5 今後の課題と展望

システム実現のための今後の課題とシステムの展望については以下のとおりである。

5.1 今後の課題

- 1) センサー本体の長期性能の検証。
- 2) アスファルト硬度の経年変化の検出感度に及ぼす影響把握。
- 3) システム構築のためのデータ収集、解析、表示ソフト等の開発。
- 4) FBG の中心波長と温度の関係を利用した活用方法の開発。
- 5) 速度と車両の総重量と振幅の関係を示す係数の実験的把握。

5.2 光振動センサー応用システムの展望

本センサーは現場に電源が不要で、施設の異常監視や監視カメラのトリガーセンサー等様々な用途が期待できる。埋設型センサーで得られるデジタル情報から、所定区間の道路の車両の分布状況等をグラフィック表示すると言った従来にない活用が期待できる。また、交差点での右左折車両台数等、各時間帯での車両の流れの実態が把握でき、道路の改修計画立案等に活用できる。

担体投入型修正バーデンフォ法の実用化研究

茨城県土木部都市局下水道課係長 三好 隆

1 背景

霞ヶ浦は富栄養化現象による水質汚濁が進行しており，COD，T-N，T-Pなどの環境基準を達成できない状況が続いている。このような状況に対して，茨城県では，現在，凝集剤併用型循環式硝化脱窒法や嫌気-無酸素-好気法（A₂O法）などによって窒素・りんの高処理を実施しているが，下水処理レベルの一層の高度化が必要である。

また，現在，導入している窒素・りん除去法は，硝化槽にて完全硝化を図るために標準活性汚泥法と比較して長いHRT（水理学的滞留時間）を要し，HRTの短縮化，省スペース・省エネルギーなどの課題が残されている。

担体投入型修正バーデンフォ法は，これまでの窒素・りん除去法の処理レベルを上回り，尚且つ省スペース・省エネルギーなどに配慮したシステムとして期待されることから，茨城県では実用化研究を財団法人下水道新技術推進機構との共同研究として行ってきた。

表1 実用化までの工程

検討項目	H7	H8	H9	H10	H11	H12	H13	H14	H15	H16	H17	H18	H19	H20
(1) 目標水質の検討	←→													
(2) 処理方式の検討	←→													
(3) 1 st 10 th プラント設計条件の検討	←→													
(4) " 実験計画の検討		←→												
(5) " 設計		←→												
(6) " 建設工事		←→												
(7) " 実験・データ解析			←→		←→									
(8) モデル設計・実施への適用評価					←→									
(9) 本施設(境川左岸系列)基本設計						←→	←→							
(10) 実施設(1系列)改造の設計条件の検討						←→								
(11) " 実験計画の検討						←→								
(12) " 改造設計						←→								
(13) " 改造工事							←→							
(14) " 実験・データ解析							←→	←→						
(15) 本施設(境川左岸系列)設計諸元の検討								←→						
(16) " 認可設計									←→					
(17) " 詳細設計									←→					
(18) " 建設工事										←→				
(19) " 供用開始														←→

2 担体投入型修正バーデンフォ法の概要

本処理方式の目標水質及びフローを，表2及び図1に示す。

生物学的処理プロセスは，担体を好気槽に投入した嫌気-無酸素-好気法（A₂O法）の後段に，無酸素槽 並びに再曝気槽を設置したプロセスで，状況に応じて無酸素槽 にメタノールなど水素供与体を添加する。りん除去については生物学的りん除

去を基本とするが、必要に応じて支援システムとして凝集剤を添加する。さらに、最終沈殿池の後段には急速ろ過を設置する。

表2 目標水質（年間平均値）

水質項目	処理場 流入水質 (夏期)	処理場 流入水質 (冬期)	目標水質 (mg/L)		設定の考え方
			終沈流出 水	砂ろ過水	
T-N	36	41	4.5	3.0	技術的に達成可能な水質レベル で、霞ヶ浦に流入する非汚濁河川の 水質レベル
T-P	4.5	5	0.4	0.2	
BOD	270	310	3.5	2.0	霞ヶ浦浄化センターの現況放流水 水質レベル
COD	100	120	8.2	8.0	
S S	160	170	5.0	2.0	

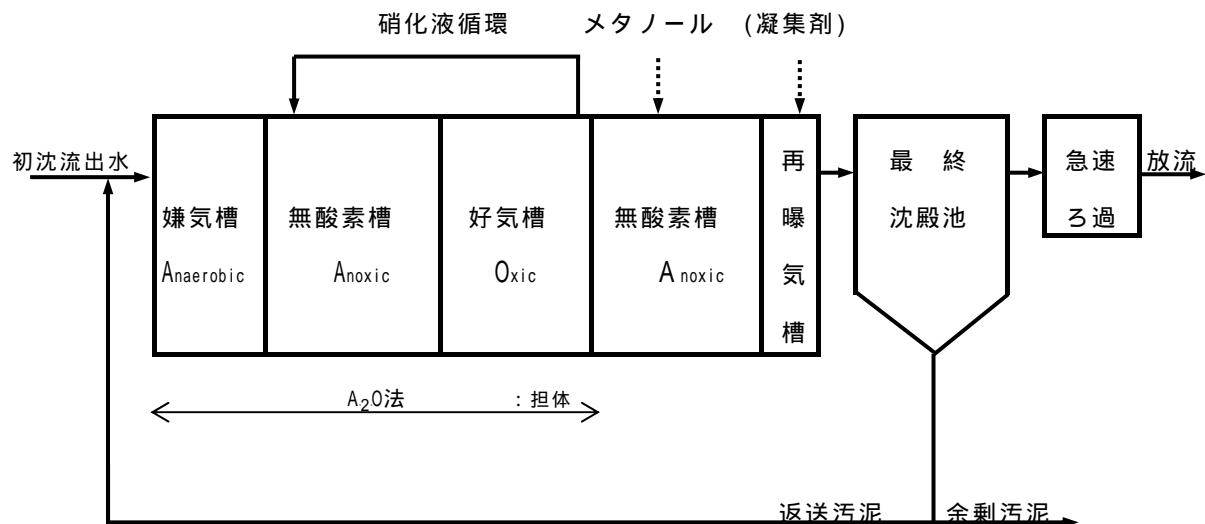


図1 担体投入型修正バーデンフォ法のフロー

3 パイロットプラント実験

担体投入型修正バーデンフォ法の実用化に向けてパイロットプラントを霞ヶ浦浄化センター内に設置し、平成9～10年度にかけて実験を行った。本実験では、実用化について一定の知見が得られたが、実際の施設規模における担体の適応性などスケールアップして確認すべき事項がいくつか考えられた。このため、霞ヶ浦浄化センターのNo.4池を平成13年度に担体投入型修正バーデンフォ法に改造し、平成14年度から実証実験を行っている。改造にあたってはパイロットプラント実験の結果から得られた設計諸元等を用いて設計を行った。

実規模実験施設の設計一覧を表3に、担体投入の効果を表4に示す。好気槽滞留時間を7.5時間から3.0時間に短縮することができ、その結果好気槽容量を約60%削減することができた。また、同様の敷地条件の場合処理水量は5850m³と計算され、約35%処理水量を増加させることができた。

表3 実規模実験施設の設計諸元

項目	設計諸元	
	冬期	夏期
日最大汚水量	7,890m ³ /d	9,338m ³ /d
MLSS	2,500mg/L	
返送比	0.5	
硝化液循環比	2.0	
硝化担体	包括固定化担体	
硝化担体添加率	7.6%	

表4 担体投入効果

項目	好気槽 滞留時間	好気槽 必要容 量	反応槽 滞留時間	処理水 量
単位	時間	M3	時間	m3
担体投入 あり	3.0	961	12.9	7,890
担体投入 なし	7.5	2,403	17.4	5,850

4 実施設実証実験

平成14年4月11～12日に種汚泥投入後、4月17～19日に担体投入を行った。その後、段階的に処理水量を増加させて馴致を行った後、RUN1～RUN4の実験を行った。冬期実験であるRUN4ではメタノールを約5mg-メノール/L-原水量の添加率で添加した。

各RUNにおける反応槽流入水質と終沈流水質を表5に示した。

実施設実証実験の目的は次のとおりであり、それぞれに関し得られた知見を以下に取りまとめた。

処理性能の検証（実施設、年間連続実験での検証）

設計面での検証（冬期の脱窒速度の把握、メタノール添加効果の把握）

運転管理面での検証（担体に関する管理、スクリーンに関する管理等の検証）

4.1 処理性能の検証

実証実験のRUN1の処理状況は良好であり、各水質項目ともに終沈流出水の処理目標値を達成できていた。また、槽内の窒素濃度状況を見ても、好気槽での完全硝化、第一無酸素槽での完全脱窒、第二無酸素槽での良好な脱窒を確保できており、りん濃度状況を見ても良好なりん放出とりん摂取を維持できていた。

次に、RUN2においては処理水量がやや多いものの概ね設定条件での運転ができていた。処理水質もRUN1に引き続き良好であった。なお、RUN2の途中、第二無酸素槽におけるスカムの大量発生が確認され、スカム対策を講じたこともRUN2の特徴であった。

更に、RUN3についても処理目標の達成を確認できている。最後に、冬期の実験であるRUN4においては、メタノール添加を行うことでCODを除き処理目標を達成できていた。RUN4のCODは、S-CODはこれまでのRUNと比べても遜色ない濃度であることから、粒子性CODが原因で処理目標値を超えてしまったものと考えられる。

処理目標は年間平均値で設定していることを考慮し、本実証実験の目的の一つである「処理性能の検証（処理目標の達成）」は達成できたといえる。

4.2 設計面での検証

実規模実験施設の設計の際はパイロットプラント実験のデータ数が少なかったため高度処理施設設計マニュアル（案）の脱窒速度式を利用したが、実施設実証実験によりデータ数が倍増したため、これらの実験結果から得られる脱窒速度式を用いて無酸素槽容量を設計することが可能となり、槽配分の最適化を図ることができるよう

なった。

また、メタノール添加による脱窒速度向上効果についても、回分試験と実施設実証実験において把握することができ、回分試験ではメタノール添加率 1mg/L あたりの脱窒速度上昇速度は約 0.07mg-N/g-SS・h であるとの知見が得られた。しかし、実施設実証実験ではメタノール添加率 5mg/L 条件で脱窒速度は約 0.1mg-N/g-SS・h(メタノール 1mg/L では約 0.02mg-N/g-SS・h の上昇)しか上昇していなかったことから、実施設では添加量に余裕をもつことが必要であることが分かった。なお、原因としては、循環水に伴う担体好気槽からの DO 供給による有機物の消費が影響している可能性が考えられた。

4.3 運転管理面での検証

パイロットプラント実験では把握できなかった次の点を検証することができた。

好気槽における担体の攪拌は良好であり、担体分布がほぼ均一であること。

担体の摩耗が約 1 年間で 0.4%程度であること。

担体分離スクリーンの特別な管理は不要であること。スカムが多量に発生した場合、散気によるスカム破碎と角落し開放によるスカム流出が有効な対策であり、常時散水を行うことでスカム発生を抑制することができること。

表 5 実施設実証実験の水質測定結果

単位：mg/L

		馴致期間	RUN1	RUN2	RUN3	メタノール 馴致期間	RUN4	年平均	設計・目標		
									春・秋	夏	冬
T-N	反応槽流入水	24	23	21	24	25	24	23	27	25	29
	終沈出口水	2.1	2.0	1.5	2.6	2.0	1.9	2.0	4.5	4.5	4.5
T-P	反応槽流入水	2.7	2.6	2.5	2.8	2.8	2.7	2.6	3.7	3.4	3.9
	終沈出口水	0.08	0.08	0.14	0.16	0.17	0.16	0.15	0.4	0.4	0.4
BOD	反応槽流入水	81	79	81	82	89	97	89	150	131	171
	終沈出口水	1.8	2.0	1.8	1.9	1.8	2.0	1.9	3.5	3.5	3.5
COD	反応槽流入水	48	46	45	46	50	52	49	54	49	58
	終沈出口水	7.8	7.6	7.8	8.0	8.2	8.3	8.1	8.2	8.2	8.2
SS	反応槽流入水	39	41	44	40	38	41	42	46	45	47
	終沈出口水	1.5	1.3	3.5	3.3	4.1	4.8	3.9	5.0	5.0	5.0

5 今後の問題点

担体投入型修正バーデンフォ法については、平成 14 年度までの研究で実用化が図られたものと考えているが、実規模実験施設は、目標水質達成を第 1 目的とした余裕をもった条件で運転していることから、平成 15 年度は、硝化液循環量の低減、好気槽空気倍率の最適化など、目標水質が達成可能で、かつ省エネルギーに配慮した運転条件の検討を行っている。

落雷の阻止について(防雷システム導入)

東北地方整備局 三春ダム管理所 電気通信係 西村 彰仁

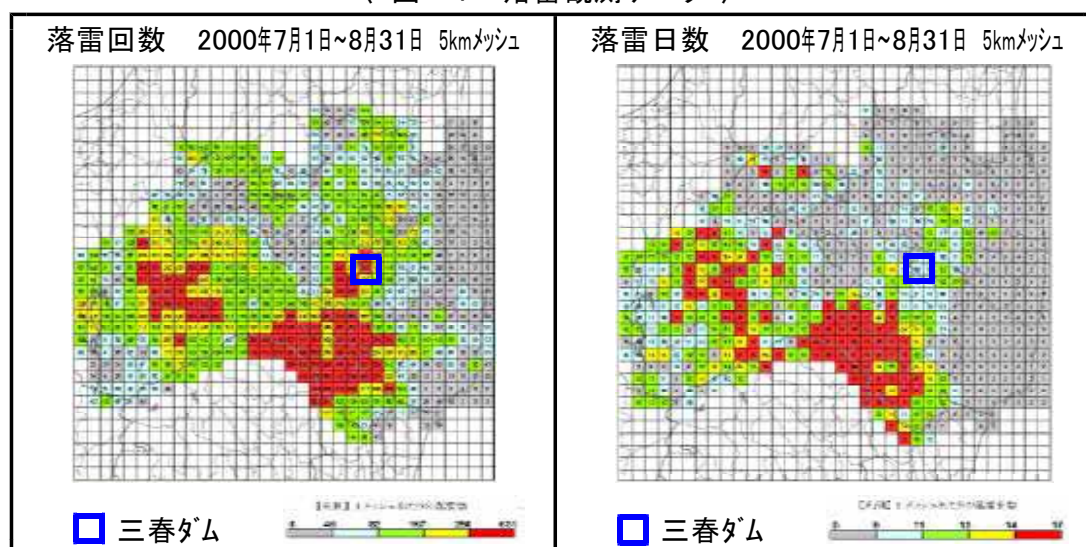
1、はじめに

三春ダムでは、夏季に雷が多く、通信鉄塔への落雷によりダム管理施設への影響が発生している。特に2000年8月には通信鉄塔へ連続して落雷があり、「電気設備」「情報通信設備」を問わず甚大な損害を受けたばかりでなく、最後にはダムコンも停止しダムの機能を使用出来なくなるという最悪の事態にまで発展した。幸い、その時は設備の機能を復旧するまでに出水がなく大事には至らなかったが、その後も落雷による被害を受けるため、落雷による危機的状況を繰り返さないためにはどのようにすれば良いかを検討してきた。

2、三春ダム周辺の落雷発生状況

検討に先立ち、三春ダム周辺での雷発生状況を把握するため、落雷観測データ(「図-1」、<表-1>)を使用した。三春ダムのある田村地方での観測は1998年10月1日からの開始であり、これらのデータより「近年の雷発生の傾向」「落雷多発地域の特定」についてを把握することが出来る。観測期間が短いため落雷発生日数の変動については判断出来兼ねるが1日当たりの発生回数は非常に多いことが分かる(2003年は防雷設備設置後のデータだが、異常気象により落雷が発生しなかったため、例年のデータとの比較は難しい)。

< 図-1 落雷観測データ >



< 表-1 雷被災状況 >

データ種別	発生年					備 考
	1999年 (H11) 7月8日	2000年 (H12) 7月8日	2001年 (H13) 7月8日	2002年 (H14) 7月8日	2003年 (H15) 7月8日	
落雷発生日数(発生率)	16 25.81%	53 85.48%	32 51.61%	39 62.90%	2 3.23%	三春ダムを含む10km四方での 発生日数 (**/62*100)
落雷発生回数(平均回数)	50 0.8回/日	1194 19.3回/日	576 9.3回/日	573 9.2回/日	2 0.03回/日	三春ダムを含む10km四方での 発生回数(計算例50回/62日)
落雷エネルギーの最大値(kA)		-169 被害有	-124 被害有	-150 被害有	-32 被害無	三春ダムが被害を被った時に発生 した落雷の最大エネルギー値

3、被災状況と被害傾向

2000年以降に発生した雷発生状況を「図-2」に、被災状況を表-2に示す。

これらのデータより、下記に示す「被災傾向」や「雷侵入経路」を読みとることができる。

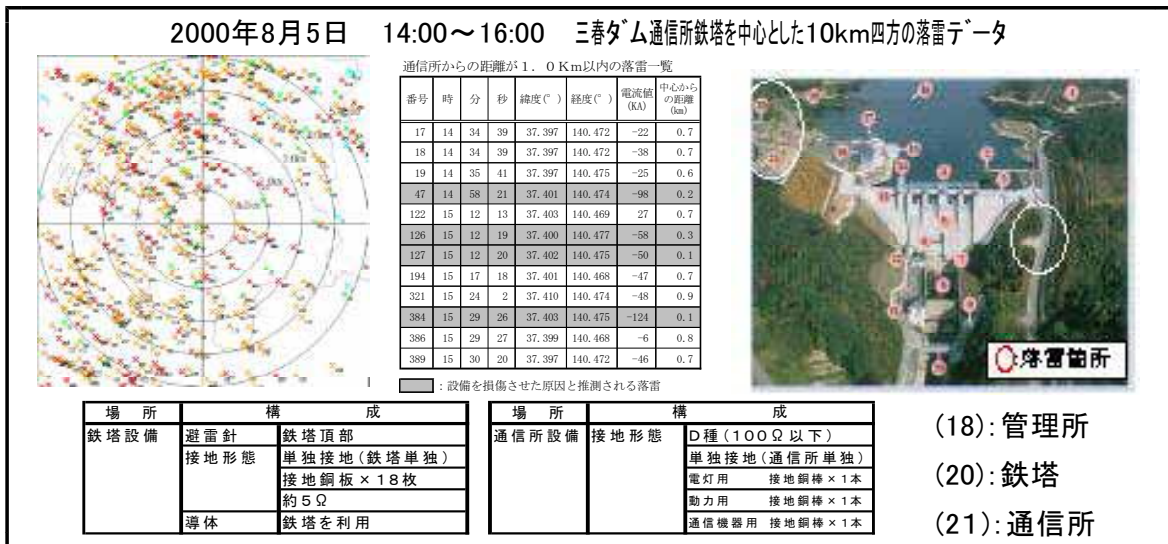
被災傾向

傾 向	内 容
落雷箇所	「通信所鉄塔」「左岸の樹木周辺」に集中
被災範囲	落雷箇所から離れていて、ケーブルで接続されていない設備も被害を受けている。
被害箇所	特定の設備が繰り返し損害を受けている

雷の侵入箇所及び侵入方法の推定

雷の侵入箇所	推 定 侵 入 経 路
鉄塔接続部	鉄塔の避雷針に落ちた雷が鉄塔本体を伝わって大地に放電されるが、途中で鉄塔に固定されている装置にも固定金物等を伝って侵入したと推定される。
鉄塔直下の地中	大地に放電された雷のエネルギーが、周辺にあった電線・ケーブルに侵入し、これら電線・ケーブルを伝って接続されている装置に侵入したと推定される。
接地系統	大地に放電された雷の迷走電流が、各装置等より「感電の防止」や「コンピュータの誤動作防止」のために大地に接続している接地線(アース線)から侵入したと推定される。

〈図-2 落雷箇所解析データ〉



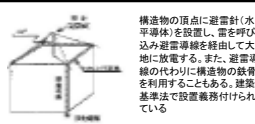

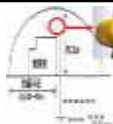

〈表-2 被災状況〉

被災箇所	被災設備	2000年 8月5日	2001年 7月12日	2001年 7月15日	2001年 8月10日	2002年 7月23日	推定侵入経路	現状の対応	
鉄塔	BSアンテナ	●	—	—	—	●	ケーブル、鉄塔接続部	防雷設備の保護エリア内	
	CSアンテナ	●	—	—	—	—	ケーブル、鉄塔接続部	アンテナ撤去済み	
	ひまわり受信アンテナ	●	—	—	—	●	ケーブル、鉄塔接続部	アンテナ撤去済み	
	監視カメラ	●	●	●	●	●	ケーブル、鉄塔接続部	防雷設備の保護エリア内	
	無線LAN装置	●	—	—	—	●	ケーブル、鉄塔接続部	防雷設備の保護エリア内	
通信所内	テレビ共聴装置	●	—	—	—	●	BSアンテナ	防雷設備の保護エリア内	
	CS受信装置(ウェサ-ニュース)	●	—	—	—	—	CSアンテナ	アンテナ撤去済み	
	ひまわり受信装置	●	—	—	—	●	ひまわり受信アンテナ	アンテナ撤去済み	
	デジタル端局装置	●	—	—	—	●	ひまわり受信装置より進入	ひまわり受信装置廃棄	
展望台	電源設備	●	—	—	—	—	鉄塔直下を通過している電線	防雷設備の保護エリア内	
	自動スライド門扉	●	●	●	●	●	通信所と接続しているケーブル	防雷設備のケミロットと接続	
監視カメラ	監視カメラ	●	●	●	●	●	通信所と接続しているケーブル	防雷設備のケミロットと接続	
	テレビ共聴装置	●	—	—	—	—	鉄塔BSアンテナ	防雷設備の保護エリア内	
電気室	受変電設備(6000V受電)	●	●	—	—	—	接地系統と思われるが特定できず	管理所、堤体の接地線接続	
	水力発電送受電盤	●	●	—	—	—	接地系統と思われるが特定できず	管理所、堤体の接地線接続	
	所内照明盤	●	—	—	—	—	鉄塔直下を通過している電線	防雷設備の保護エリア内	
管理所	放流設備制御装置	●	●	●	—	—	接地系統と思われるが特定できず	管理所、堤体の接地線接続	
	電話交換装置	●	—	—	—	—	接地系統と思われるが特定できず	管理所、堤体の接地線接続	
	デジタル端局装置	●	—	—	—	—	接地系統と思われるが特定できず	管理所、堤体の接地線接続	
	所内LAN(1.5M共通防災ルータ)	●	—	—	—	—	接地系統と思われるが特定できず	管理所、堤体の接地線接続	
	強震計装置	●	—	—	—	—	●	GPS受信アンテナ	ケーブルに同軸避雷器挿入
	火災受信盤	●	—	●	—	—	●	接地系統と思われるが特定できず	管理所、堤体の接地線接続
	放流警報制御装置	●	—	—	—	—	●	接地系統と思われるが特定できず	管理所、堤体の接地線接続
照明制御盤(堤体内等操作)	●	—	—	—	—	—	接地系統と思われるが特定できず	管理所、堤体の接地線接続	
堤体内	照明スイッチ	●	—	—	—	—	●	接地系統と思われるが特定できず	管理所、堤体の接地線接続
	コンジットゲート監視カメラ	●	●	—	—	—	●	接地系統と思われるが特定できず	管理所、堤体の接地線接続

4、対策案の検討

被災状況より鉄塔及び鉄塔周辺の直撃雷が原因で被害を受けている事は明らかである。通信鉄塔への直撃雷を防止すれば被害は避けられると考え、いかにして防ぐのかを検討することとした。現在、直撃雷を回避する手法は<表-3>の様なものが存在する。選定にあたっては防護したい対象物の重要度や被災状況にあわせ決定する必要があるが、三春ダムのケースとしては鉄塔周辺に対して「落雷そのものを防止する」「空中での放電を発生させない」という効果が期待できる「防雷方式」が最も有力だと判断し導入することとした。

<表-3 直撃雷対策手法>

項目	直撃雷を受けない対策			落雷を止める対策
	誘雷方式(防衛したいものに雷が落ちないように雷を避雷針に呼び込み逃がす方式)			防雷方式
	避雷針+棟上げ導体	誘雷塔	改良型避雷針+専用避雷導線	
概要	 構造物の頂上に避雷針(水平導体)を設置し、雷を呼び込み避雷導線を経由して大地に放電する。また、避雷導線の代わりに構造物の鉄骨を利用することもある。建築基準法で設置義務付けられている。	 防護したい領域の近くに高い鉄塔を建てて頂上に避雷針を建てる。	 構造物の頂上に改良型避雷針(早期ストリーマ発生型避雷針)を設置し、広範囲の雷を呼び込み絶縁の大きい専用の避雷導線を経由して大深部の地中に放電する。また、専用の避雷導線を水平方向に遠隔地まで配線し大地に放電させることも可能である。	 大地のイオンを上空に放散することにより、雷を中和し、更に防護エリアの電界を緩和して落雷を防止する。
保護範囲	避雷針を頂点とした60度内	避雷針を頂点とした60度内	改良型避雷針の頂点から半径50m~100m	取付高を頂点とした円内
主な用途	「一般建築物」「文化財」	「一般建築物」「文化財」「風力発電」	「高層建築物」「大規模建築物」「競技場等」	「インテリジェント施設」「病院」「重要設備」
構成	「避雷針」「避雷導線」「接地電極」	「避雷針」「避雷導線」「接地電極」「誘雷塔」	「改良型避雷針」「専用避雷導線」「接地電極」	「電荷放散器」「ケミロット」「地電流収集線」「接地導線」
特徴	建築物や人命保護用としての実績は低コストのため導入しやすい。	避雷針より防護効果が高くなる	避雷針より防護効果が高くなり、遠隔地へ放電させることで影響を抑えられる。	直撃雷を防止するとともに、サージ被害を防ぐ保護エリア内には避雷装置は不要
評価	既設がこの方式であり被害を防げない。(×)	鉄塔の建設は、景観、電波障害、建設用地の問題がある。(×)	鉄塔直下に電気室、水平方向にも設備があり雷を放電させる適当な場所がない。また、岩盤であるため放電させた雷が遠距離まで広がる恐れもある。(×)	直撃雷を防げる効果は大きい、鉄塔に取り付けが可能である。(●)

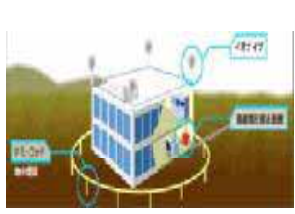
5、防雷設備工事概要

- ①落雷想定規模:170kAまで(マージン除く)
- ②設置機器:傘型イオナイザ1基 ホールイオナイザ32基 ケミロット8本 観測装置1式
- ③システム原理(雷雲のもっているエネルギーを中和し、地上に雷が落ちないようにする)

落雷発生原因

雷雲が近づくと雷雲が持っているエネルギーとは逆のエネルギーが地上に現れ、それぞれのエネルギーがお互いを迎えに行き二つのエネルギーが合体し、落雷が発生する

<図-3 防雷設備動作イメージ>



①地上のエネルギーを集める
エネルギーを地中のケミロットと地電流収集線で収集する。

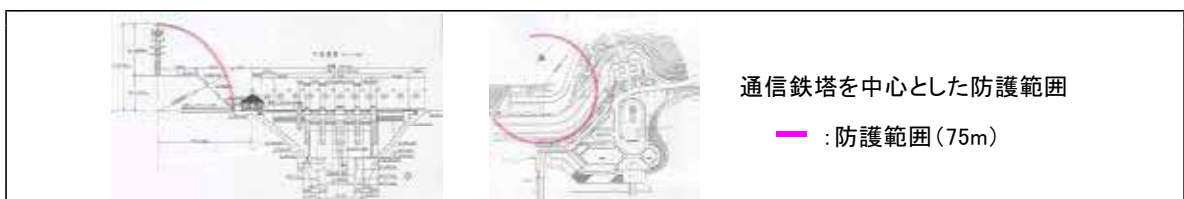
②エネルギーを空中に放出する
接地導線を通じて鉄塔上部のイオナイザ(電荷放散器)から空中に放出する。

③エネルギーを中和する
放出されたエネルギーは空中で雷雲のエネルギーと結びつき中和され落雷が防止される。放出されたエネルギーの一部は保護ネットを作り空中での放電を防止する。

<図-4 三春ダムにおける防雷設備構成>



<図-5 三春ダムにおける防護範囲>



6、導入効果

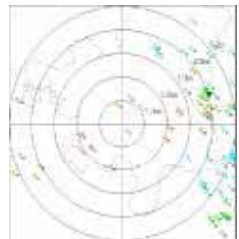
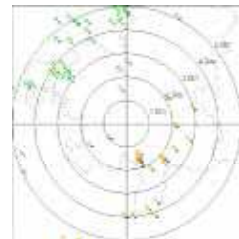


防雷設備導入後の効果の検証方法は次の項目で行い、結果を確認することとした。確認には8月4日及び8月13日～15日の4日間に起きた激しい雷雨のデータを使用した。

稼働開始日：平成14年7月26日（当初7月17日であったが台風6、7号の影響で遅れる）

- | | |
|--------|---------------------------|
| 〈検証方法〉 | ①通信所、管理所でのダム管理施設への被害有無の確認 |
| | ②目視（肉眼）及びCCTV録画映像を使用した確認 |
| | ③落雷箇所解析データ（〈図－6〉）を使用した分析 |
| | ④雷観測装置による測定（H14. 10から使用） |
| 〈確認結果〉 | ①通信所、管理所に限らず被害なし |
| | ②通信所、管理所周辺で雷は確認されず |
| | ③データでは通信鉄塔周辺への落雷は観測されていない |

〈図－6〉のデータよりこの4日間、三春ダム周辺に多数の落雷があった事は明らかである。しかし、確認結果からも分かる様に防雷設備が設置されている通信鉄塔を含む防護エリアに落雷はなかった。このことから、防雷設備が通信鉄塔や鉄塔周辺への落雷を防止し、効果を十分に発揮したといえる。

〈 図－6 落雷箇所解析データ 〉

観測日	H14.8.4 15:20~16:20	H14.8.13 20:00~24:00	H14.8.14 15:00~19:00	H14.8.15 14:30~20:30
落雷回数	80回	58回	37回	44回
鉄塔からの最短距離 と落雷エネルギー	0.4km (-36kA)	1.0km (-17kA)	0.5km (-16kA)	0.4km (-39kA)
最大値(kA)	-95kA	-84kA	-82kA	-150kA
最小値(kA)	-12kA	-12kA	-10kA	-13kA
三春ダム通信 鉄塔を中心と した10km四方 の落雷データ				

7、今後の課題と対応

防雷設備導入以降は、三春ダム周辺に落雷はなく、毎年悩まされていた落雷によるダム管理施設への影響は全くなかった。しかし、防雷設備導入のきっかけとなった2000年8月5日に起きた落雷に匹敵する規模には遭遇しなかったため、充分検証したとは言い難い状況であった。

平成15年度は雷観測体制を整え落雷の襲来を待ち受けていたが、異常気象のため夏季の間に落雷が発生せず、防雷設備の効果の検証を行える状態ではなかった。

そのため、来年度以降も引き続き防雷設備の効果の検証を十分に継続し、状況に応じた対応をしていくこととする。

ライジングセクターゲートに作用する流体力と操作荷重の軽減

中国地方整備局 岡山河川事務所 調査設計課 速水優一

【要旨】

一級河川旭川の放水路である百間川の河口には、高潮防御、内水排除及び塩害防止を目的として昭和42年に設置された6門、総径間120mの引き上げ式水門がある。平成4年に百間川の配分流量が1,200m³/sから2,000m³/sに改訂されたことにより、新たに水門を増設する必要性が生じた。増設水門の形式は、景観、経済性及び施工性などからライジングセクターゲートを計画している。しかし、このゲートは国内でも事例が少なく、詳細な水理特性及び荷重特性について明らかになっていないのが現状である。このため、本検討では、二次元水理模型を用いて水理特性及び荷重特性を把握するとともに、操作荷重軽減のための水抜き穴の配置について検討を行った。

1. ライジングセクターゲートの概要

ライジングセクターゲートの基本構造は(図-1)に示すように、扉体の両端が円盤となっており、この円盤を回転させることにより開閉を行うものである。そのため、引き上げ式ゲートのようにゲートを巻き上げるためのピアが不要となる。

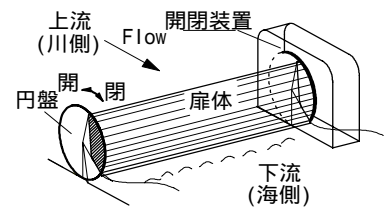


図-1 ライジングセクターゲートの概要図

ライジングセクターゲートには、オーバーフロー式とアンダーフロー式がある。(図-2)

百間川河口水門は防潮ゲートであり、防食の観点からスキンプレートとなる円筒面が下流側に配置され、オーバーフロー式とすると構造規模が大きくなることからアンダーフロー式とした。

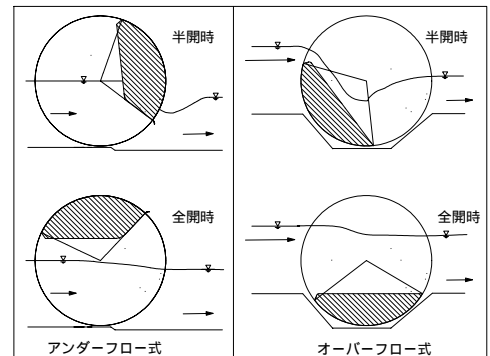


図-2 ライジングセクターゲートの分類

新設する水門の諸量を(表-1)に、断面を(図-3)に示す。

表-1 増設水門の諸元

項目	諸元
純径間	33.4m
総径間	100.2m(3門)
扉高	6.9m
扉体半径	4.55m
敷高	TP-2.20m

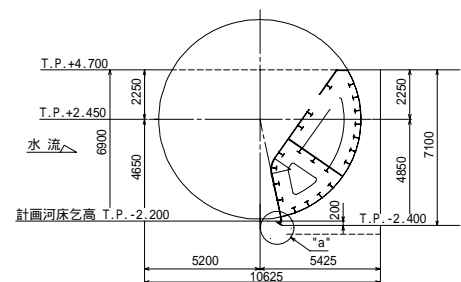


図-3 ライジングセクターゲート断面図

2. ゲートの開閉荷重

ライジングセクターゲートには流水の作用によって扉体に作用する外水圧と、扉体内にたまった水重による力が作用する。ゲートにて流水を制御しようとする、流れは加速され、扉体に作用する外水圧が低下し、水重による力の方が大きくなり、ゲートに鉛直下向きの力が働く。この力はダウンプルフォースと呼ばれるもので、ライジングセクターゲートの場合は、開閉操作が中心軸周りの回転運動となるために、開閉荷重の設定にあたって重要な要素となる。

ダウンプルフォースの軽減策として、扉体に水抜き穴を設ける方法がある。これは、扉体に水抜き穴を設けることによって、壁面に作用する圧力と扉体内の水による力とをバランスさせて、ダウンプルフォースを軽減するものである。

3. 実験概要

実験は、幅 70cm、長さ 15m の二次元水路に縮尺 1/10 で再現したゲート模型を設置し実施した。模型の概要を(図 - 4)、(写真 - 1)に示す。

実験で用いた水門の操作水位は(図 - 5)に示すとおりである。荷重の増加はゲート放流により扉体に作用する圧力の低下に起因する。そのため、開閉荷重が最も大きくなるのは洪水時であると予想されるため、洪水時の水位条件にて実験を行う。

実験はまず、水抜き穴がない場合(以下、扉体密閉時)の放流機能及び扉体に作用する外水圧の調査を行った。続いて、モーメント荷重を軽減させる目的で設置する水抜き穴の最適配置方法について検討を行った。実験条件は(表 - 2)のとおり。

計測項目は、水位、ゲート開度、放流量、扉体に作用する圧力(扉体に埋設したピエゾメータによる計測)、扉体内水位である。なお、圧力計測は(図 - 6)の位置で実施した。

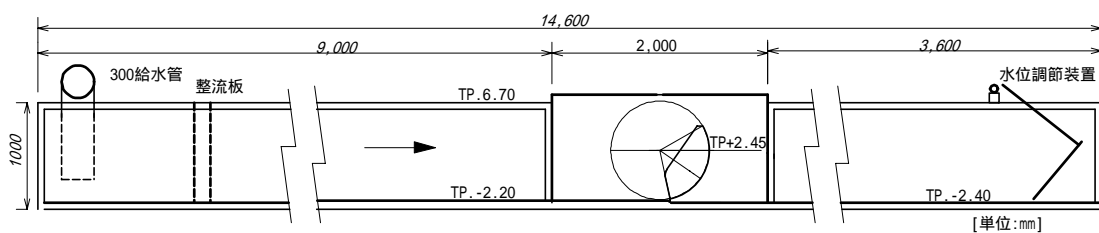


図-4 模型概要図

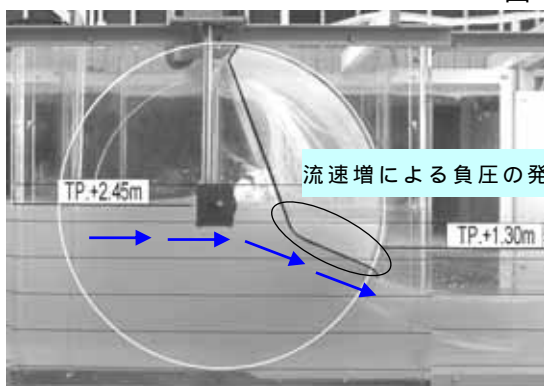


写真-1 実験例(回転角 56°)

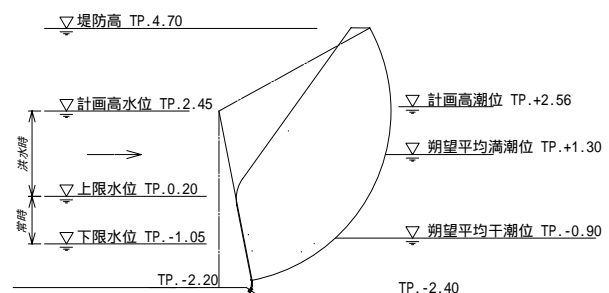


図-5 百間川河口水門の操作水位

表-2 実験条件

諸量	実験条件
上流水位	計画高水位 TP2.45m
下流水位	朔望平均満潮位 TP1.30m
回転角	7, 14, 21, 28, 35, 37, 39, 42, 49, 56, 60 の11開度
水抜き穴	ケース1: No. 1°I'位置 ケース2: No. 1°I'位置 ケース3: No. 1°I'位置 ケース4: No. 及び 1°I'位置(2孔)

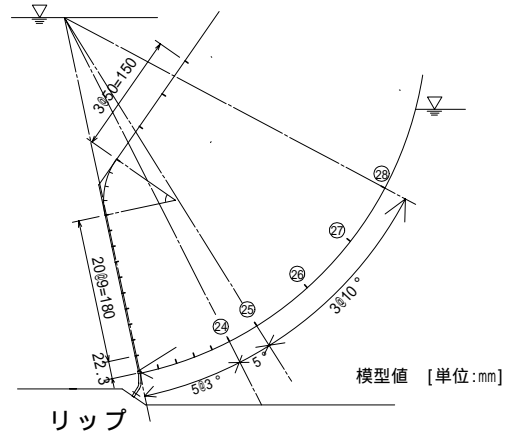


図-6 ピエゾ配置

4. 実験結果

扉体密閉時の扉体に作用する外水圧の計測結果を(図-7)に示す。回転角42°まではピエゾ水頭の最低値はリップ近傍にて発生し、それよりも回転角が大きくなると上流円弧付近で発生する。最低圧力がゲート開度の増加に伴ってゲートリップから円弧部に移るのは、ゲート開度が小さい場合には円弧部での流速そのものが小さく圧力低下量も小さいのに対し、ゲート開度が大きくなるに従って円弧部での流速が大きくなり圧力低下量も大きくなるためである。

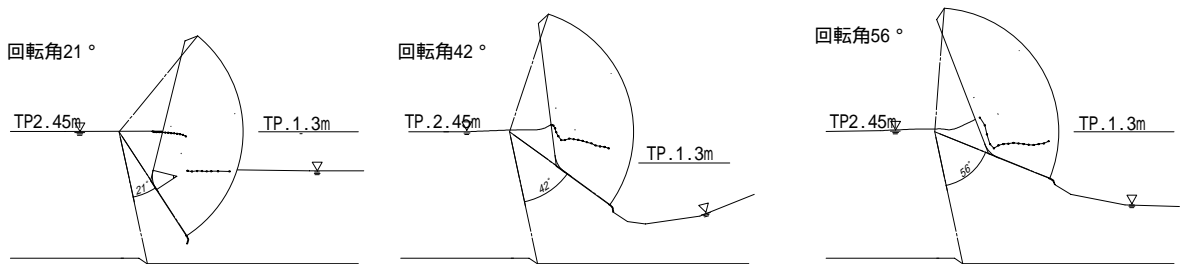


図-7 圧力計測結果

ライジングセクターゲートの開閉操作は扉体の回転運動で行い、開閉荷重は回転軸周りのモーメントにより定まる。(図-8)に扉体に作用する外水圧と扉体内の水重による力の差分により与えられる合力モーメント荷重M、扉体内水重によるダウンブル、外水圧の作用によるアップリフトを示す。

ゲート回転角の増加に伴い、水重によるダウンブルは減少し、外水圧の作用によるアップリフトも減少するが、ダウンブルの減少率に比べ、アップリフトの減少率が大きくなっている。その結果、回転角が大きくなると合力のモーメントも大きくなる。

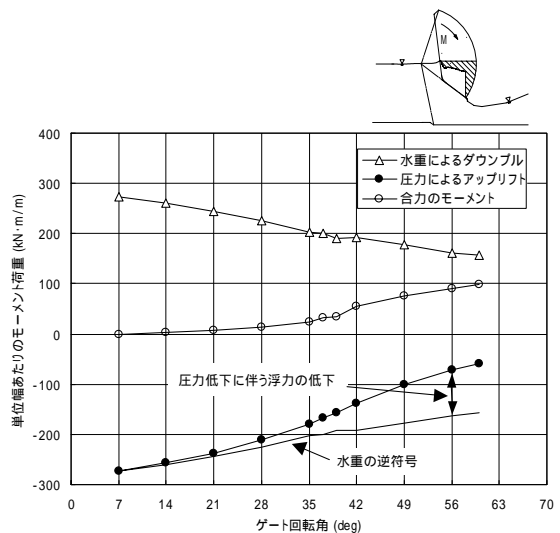


図-8 扉体に作用する荷重(密閉時)

5. 開閉荷重の軽減策

一般的なシェルゲートでは開閉荷重(主としてダウンプルフォース)の軽減策として、シェル下面板に水抜き穴を設けている。これは扉体に穴を設けることで扉体内水位を低下させ、ダウンプルフォースを軽減させるものである。

ライジングセクターゲートの場合には、ゲートの回転とともに圧力分布形状と、モーメントの距離が変化するために、シェルゲートと同じ設計手法を用いることが難しい。開閉荷重を軽減するには(図-8)の水重によるダウンプルのモーメントが外水圧の作用によるアップリフトとつり合うような扉体内水位となることが望ましい。

(図-10)に水抜き穴を設けて実験した場合(4ケース)のモーメントの比較を示す。

水抜き穴の最適位置としては、回転角の変化に伴うモーメントの変動が小さく、かつ絶対値が小さいものが有利であると考え、シェル下面板中央付近の No. の位置が最適と考えられる。

よって、増設水門には、案 の位置に、直径300mmの水抜き穴を横断方向に1.35mのピッチで設けることとする。

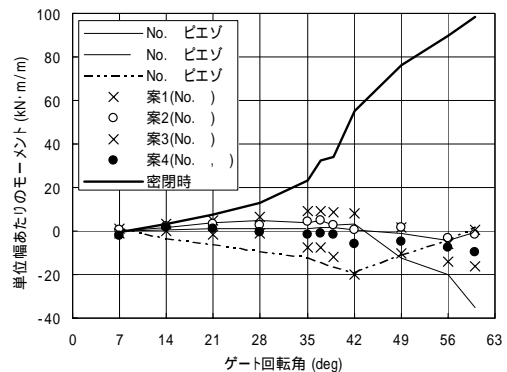


図-9 モーメントの比較

6. 終わりに

ライジングセクターゲートの荷重特性について検討した結果、扉体に作用する圧力の分布形状が得られれば、開閉荷重を軽減する水抜き穴の配置が求められることが確認された。

ライジングセクターゲートは景観性、耐震性に優れており、今後の発展が期待される形式のゲートである。今後の課題としては、より一層系統だった設計手法を確立するための技術開発が必要である。