自由課題　一般部門＜安全・安心Ⅱ＞

NO	課題名	所属	発表者	頁
1	構造用鋼材の一様伸びの評価	国土技術政策総合研究所 建築研究部　構造基準研究室	三木　徳人	2-1
2	係留施設における劣化予測の精度向上に向けた検討	国土技術政策総合研究所 港湾研究部　港湾施設研究室	菅原　法城	2-7
3	河川堤防の進行性破壊に対する対策手法に関する研究	国立研究開発法人　土木研究所　つくば中央研究所 地質・地盤研究グループ　土質・振動チーム	佐々木　亨	2-13
4	コンクリート水中部の超音波による非接触劣化度調査について	国立研究開発法人　土木研究所　寒地土木研究所 技術開発調整監付　寒地機械技術チーム	小林　勇一	2-17
5	国道30号伊達橋における疲労亀裂の対策	中国地方整備局 岡山国道事務所　管理第二課	小嶋　啓太	2-23
6	一般国道32号「池田第一橋」における異常音発生の詳細調査報告	四国地方整備局 徳島河川国道事務所　道路管理第二課	木内　雅浩	2-29
7	鋼床版Uリブ・デッキプレート溶接部に対する自走式PAUT法を活用した調査・診断方法の提案	中日本高速道路㈱ 技術・建設本部　環境・技術企画部	服部　雅史	2-35
8	鬼怒川堤防に＋1　～堤防用法肩ブロックの開発～	関東地方整備局 下館河川事務所　計画課	渡邉　裕	2-41
9	信濃川河道改修における改修履歴と影響評価について	北陸地方整備局 信濃川河川事務所　調査課	親松　康義	2-46
10	毛馬排水機場ポンプ設備の健全度を評価する項目の整理	近畿地方整備局 兵庫国道事務所　管理第二課	栗山　大生	2-52
11	流砂水文観測技術を活用した天然ダム監視観測方法の検討	近畿地方整備局 大規模土砂災害対策技術センター	田中　健貴	2-56
12	三角波による河川管理上のリスク:ブロックの安定性を例として	国立研究開発法人　土木研究所　寒地土木研究所 寒地水圏研究グループ　寒地河川チーム	岩崎　理樹	2-62
13	傾斜を有する鋼製下地吊り天井の力学性能に関する検討	国立研究開発法人　建築研究所 建築生産研究グループ	沖　佑典	2-68
14	北海道開発局の通信ネットワークについて －H28台風災害時の対応とより強固な通信インフラ整備に向けて－	北海道開発局 事業振興部　機械課	小野寺　崇	2-73

構造用鋼材の一様伸びの評価

三木　徳人[1]

[1] 国土技術政策研究所　建築研究部　構造基準研究室（〒305-0802　茨城県つくば市立原1番地）

本研究では、鋼材の伸び能力について検討するため、鉄骨梁に用いられる鋼材を想定して、SN400材、SN490材を含む400 N級鋼材、490 N級鋼材や、590 N級鋼材（SA440B）について、鋼種、板厚を変化させて引張載荷実験を行った。降伏応力度あるいは引張強さが高くなるにつれて、一様伸びが小さくなることを確認した。一様伸びに達するまでの吸収エネルギーを算出し、吸収エネルギーは、ばらつきはあるものの降伏応力度によらず概ね一定となっていることを示した。吸収エネルギーを 80N/mm^2 と仮定して、素材試験から得られる降伏応力度および引張強さから、一様伸びの実験値を概ね評価できることを示した。

キーワード　構造用鋼材、一様伸び、降伏応力度、板厚、吸収エネルギー

1. はじめに

鋼材の伸び能力は、鋼構造部材や接合部等の破断で決まる性能を把握する上で基本となる値であり、鋼構造建物の地震に対する構造安全性を確保する上において重要である。鋼材の伸びの指標には、破断伸び、一様伸び、局部伸びがあり、それらには以下の関係がある。

破断伸び＝一様伸び＋局部伸び

この内、局部伸びは引張強さ以降のくびれによって生じるものであり、試験片形状の影響を受ける[1~4]。したがって、鋼材の伸び能力は一様伸びで評価する必要がある。

しかし、鋼材の伸び能力は、一般に破断伸びで整理されており[5]、鋼材の引張強さに対するひずみ度である一様伸びでは整理されていない。そのため、一様伸びの値だけでなく、板厚や強度などの違いによる影響はほとんど検討されていない[6]。また、材料強度が上昇すると伸び能力が低下することは、古くから経験的に知られているものの、この経験則に対する検討はあまり行われていない。

一様伸びに関する既往の研究としては、鈴木[1]の一様伸びと降伏比の関係についての実験的検討や、青木[2]、岩田ら[3]、石原ら[4]の一様伸びと破断伸びの関係についての検討があるが、一様伸びへの板厚や強度などの違いによる影響の検討は行われていない。

そこで本研究では、鉄骨梁に用いられる鋼材を想定して、SN400材、SN490材を含む400 N級鋼材、490 N級鋼材や、590 N級鋼材（SA440B）について、鋼種、板厚を変化させて引張載荷実験を行い、鋼材の伸び能力について検討する。併せて、吸収エネルギーに着目した検討から、素材試験から得られる降伏応力度および引張強さ用いて、一様伸びの簡易なモデルによる予測を試みる。

2. 実験計画

(1) 試験体

試験体形状を図1に、試験体一覧を表1に示す。試験体は、形状をJIS-1A号試験片とし、鋼種(SS400、SM490A、SN400B、SN490B、SA440B)、板厚(16~32mm)を変化させた、33体を用意した。

(2) 載荷方法

実験は、写真1に示すようにアムスラー試験機で載荷し、荷重は試験機に内蔵されるロードセル、ひずみは試験体の標点間の変位をバネ式変位計で計測した。

3. 実験結果

(1) 荷重－変形関係と損傷状況

応力度－ひずみ度関係の一例を図 2 に示す。

ここで、実測板厚、実測幅は、それぞれ試験体の断面 3 箇所での計測値の平均とした。降伏応力度は、0.2%オフセット耐力とした。引張強さは、実験における応力度の最大値である。降伏比は、降伏応力度を引張強さで除したものである。一様伸びは、引張強さに対応する塑性ひずみであり、除荷剛性を 205000N/mm^2 として求めた。破断伸びは、試験体破断後に破断面を突き合わせた状態で標点間距離を計測し、(破断後の標点間距離－試験前の標点間距離) ／試験前の標点間距離で算出した値である。局所伸びは、破断伸びから一様伸びを差し引いた値である。絞りは、(試験前の断面積－破断後の断面積) ／試験前の断面積で算出した値である。破断後の断面積は、図 3 に示す位置で計測し算出した。

降伏応力度と一様伸びの関係を図 4 に、引張強さと一様伸びの関係を図 5 に示す。降伏応力度あるいは引張強さが高くなるにつれて一様伸びが小さくなっていることがわかる。また、H 形鋼と鋼板の違いについては、降伏応力度または引張強さと一様伸びの関係において影響は見られない。さらに、SS 材、SM 材と SN 材の違いについても影響は見られなかった。

降伏比と一様伸びの関係を図 6 に示す。既往の研究 [3)]と同様に、降伏比が大きくなるにつれて、一様伸びが小さくなっていることが分かる。また、一様伸びと破断伸びの関係を図 7 に示す。一様伸びが大きくなるにつれて、破断伸びも大きくなっている。

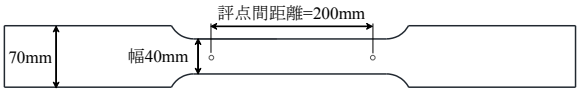


図 1　試験体形状

表 1　試験体一覧

鋼種	H形鋼*				鋼板				
	RH16	RH18	RH24	RH28	PL16	PL22	PL25	PL28	PL32
SS400	○	○	○	○	○	○	○	○	○
SM490A	-	-	○	○	○	○	○	○	○
SN400B	-	-	-	-	○	○	○	○	○
SN490B	-	○	○	-	○	○	○	○	○
SA440B	-	-	-	-	○(PL19)	○	○	○	○

*RH16、RH18、RH24、RH28 は、それぞれ RH-390×300×10×16、RH-440×300×11×18、RH-700×300×13×24、RH-900×300×16×28 のフランジを切り出したものである。

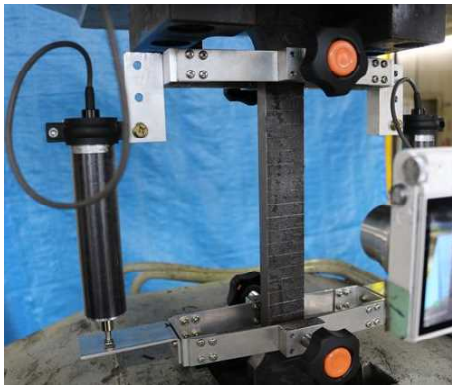


写真 1　実験の様子

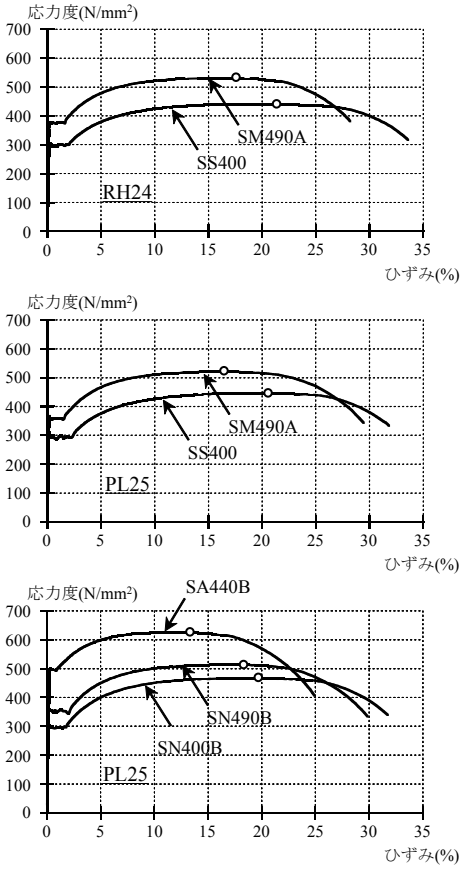
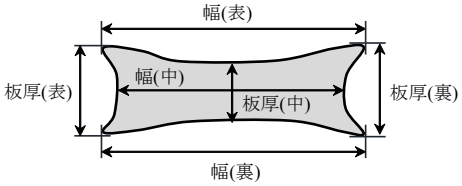
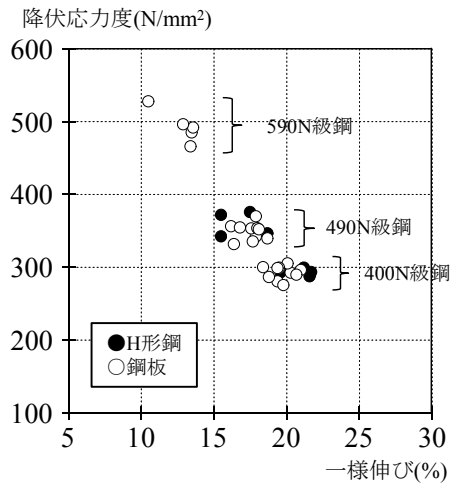


図 2　応力度－ひずみ度関係の一例

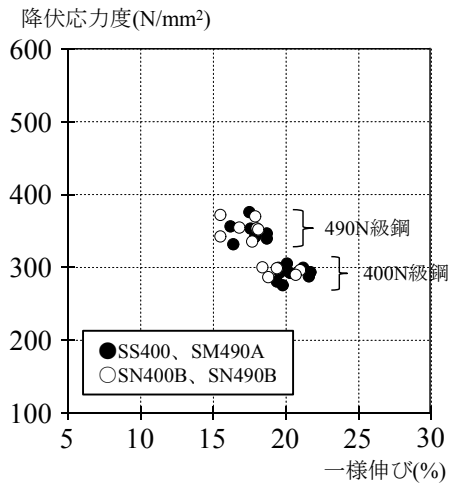


破断後の断面積={幅(表)+幅(裏)+幅(中)×2}
×{板厚(表)+板厚(裏)+板厚(中)×2}/4

図 3　破断面の計測位置

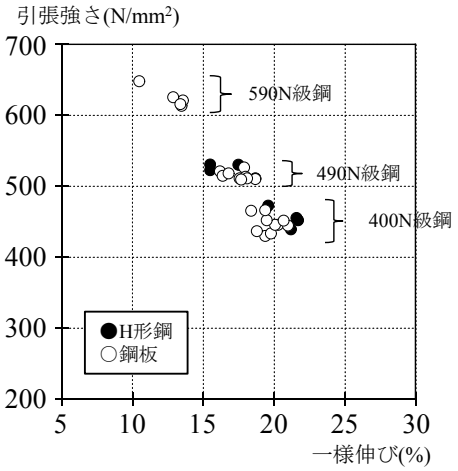


(a) H 形鋼と鋼板の違い

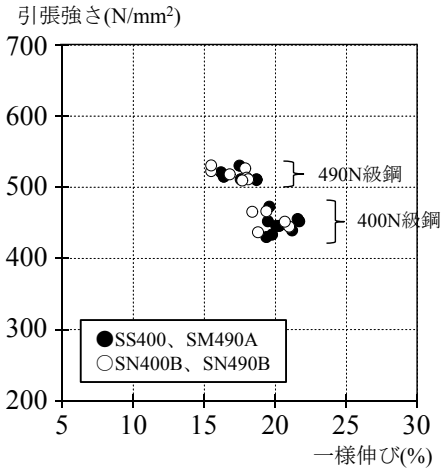


(b) SS,SM 材と SN 材の違い

図 4　降伏応力度－一様伸び関係



(a) H 形鋼と鋼板の違い



(b) SS,SM 材と SN 材の違い

図 5　引張強さ－一様伸び関係

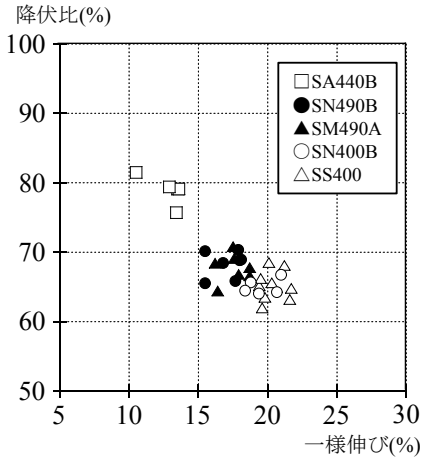


図 6　降伏比－一様伸び関係

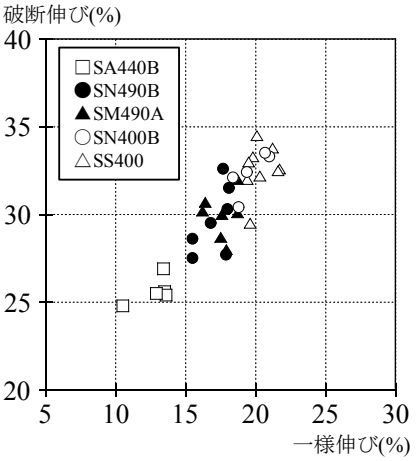


図 7　一様伸び－破断伸び関係

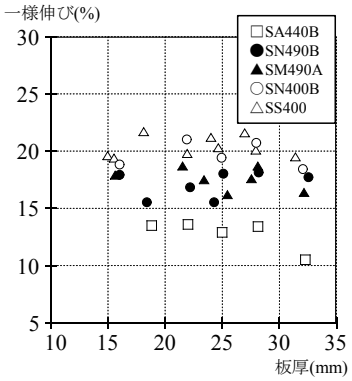


図 8　一様伸びー板厚関係

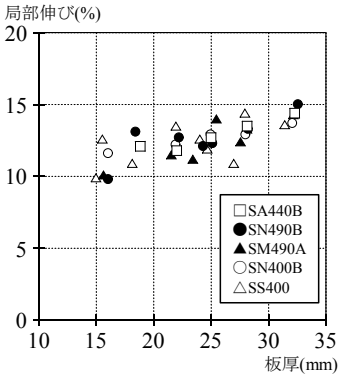


図 9　局部伸びー板厚関係

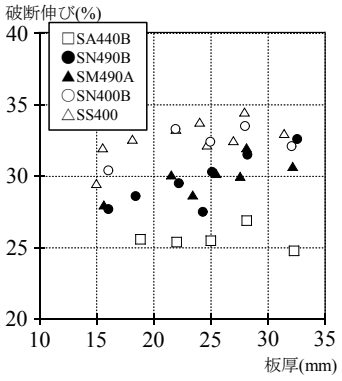


図 10　破断伸びー板厚関係

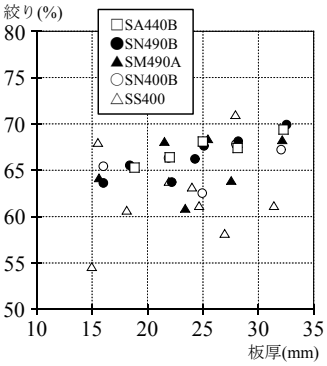


図 11　絞りー板厚関係

図 8、9、10、11 に、一様伸び、局部伸び、破断伸び、絞りについて板厚との関係を示す。一様伸びについては、板厚の影響が見られなかった。一方、局部伸びは、板厚が厚くなるにつれて、大きくなっており、これに付随して破断伸びも大きくなっている。また、絞りについては、SS400 材ではばらつきが大きいが、全体としては板厚が厚いほど大きくなる傾向にある。

(2)　吸収エネルギーに着目した検討

3.1 節において、降伏応力度あるいは引張強さが高くなるにつれて、一様伸びが小さくなることを確認した。ここでは、吸収エネルギーに着目して検討を行い、素材試験から得られる降伏応力度および引張強さ用いて、一様伸びについて簡易なモデルによる予測を試みる。

まず、図 12 に示すように、一様伸びに達するまでの単位体積あたりの吸収エネルギー（以下、吸収エネルギー）を算出し、降伏応力度との関係として図 13 に示す。図 13 から、吸収エネルギーは、ばらつきはあるものの降伏応力度によらず概ね一定となっていることが分かる。また、本実験における吸収エネルギーは 65N/mm² から 90N/mm² の間に分布しており、平均的にみると 80N/mm² となっている。本実験において最も降伏応力度が高くなった試験体（SA440B　PL32）では、吸収エネルギーが 65N/mm² とそれ以外の試験体に比べて吸収エネルギーが小さくなっている。

次に、鋼材の応力度ーひずみ度関係をモデル化し、一様伸びの予測を試みる。モデルについては、図 14 に示す台形モデルと五角形モデルとした。台形モデルは、降伏応力度の点から引張強さの点までを直線で結んだモデルである。五角形モデルは、降伏応力度の点からひずみが一様伸びの半分となる位置で引張強さに達するように直線で結び、その後は引張強

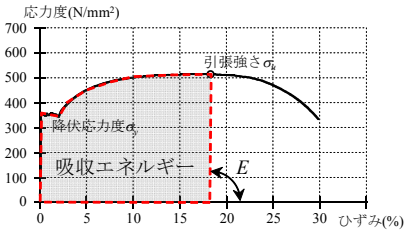


図 12　一様伸びまでの吸収エネルギーの算出

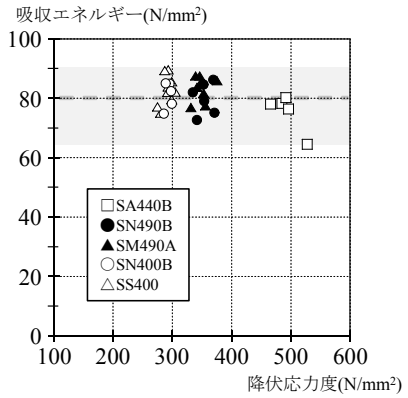


図 13　吸収エネルギーー降伏応力度関係

さの点まで水平に続くモデルである。ここで、E、σ_y、σ_u、ε_u はそれぞれ、鋼材のヤング率、降伏応力度、引張強さ、一様伸びである。

まず、図 15 に台形モデル及び五角形モデルを適用した場合の吸収エネルギー（計算値）と実験値の対応を示す。なお、計算値については、実験結果における、降伏応力度、引張強さ、一様伸びを用いて(1),(2)式で算出している。

$$E_4 = \frac{\sigma_y + \sigma_u}{2} \cdot \varepsilon_u \qquad (1)$$

$$E_5 = \frac{\sigma_y + 3 \cdot \sigma_u}{4} \cdot \varepsilon_u \qquad (2)$$

ここで、E_4、E_5、はそれぞれ、台形モデルの吸収エネルギー、五角形モデルの吸収エネルギーである。

吸収エネルギーは、五角形モデルの計算値が実験値とよく対応していることが分かる。次に、五角形モデルを用いて、吸収エネルギーを 80N/mm² と仮定することで、一様伸びを(3)式で算出した。

$$\varepsilon_{u5} = \frac{80}{(\sigma_y + 3 \cdot \sigma_u)/4} \qquad (3)$$

（275 ≦ σ_y ≦ 528）

ここで、ε_{u5} は五角形モデルに基づく一様伸びの計算値である。

一様伸びの実験値と計算値の対応を、図 16 に示す。五角形モデルに基づく一様伸びの計算値は、実験値を概ね捉えていることが分かる。

ここで、一様伸びの計算値と実験値のばらつきについて検討する。一様伸びの計算値と実験値の差を図 17 に示す。吸収エネルギーが 90N/mm² 程度となる場合には、一様伸びの計算値が 2%程度小さく評価されており、吸収エネルギーが 65N/mm² 程度となる場合は、2.5%程度大きく評価される結果となった。

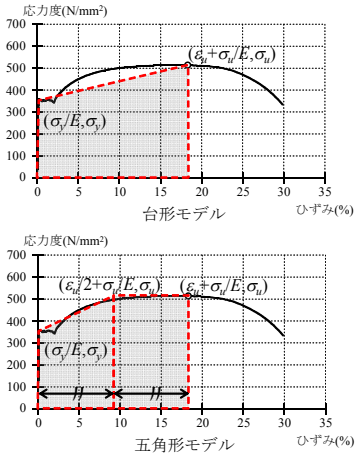


図 14　台形モデル及び五角形モデル

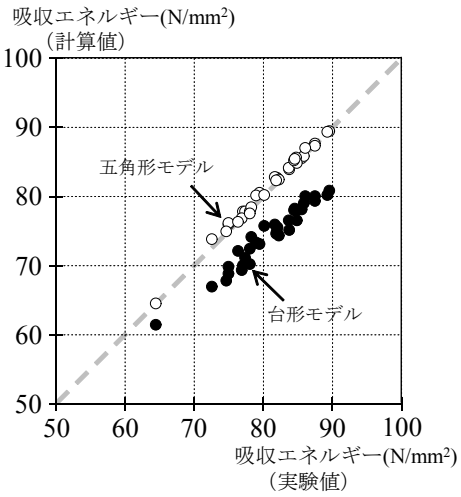


図 15 吸収エネルギーの実験値とモデルの対応

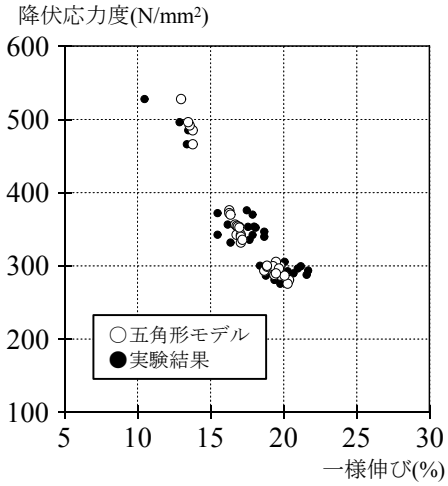


図 16　一様伸びの実験値とモデルの対応

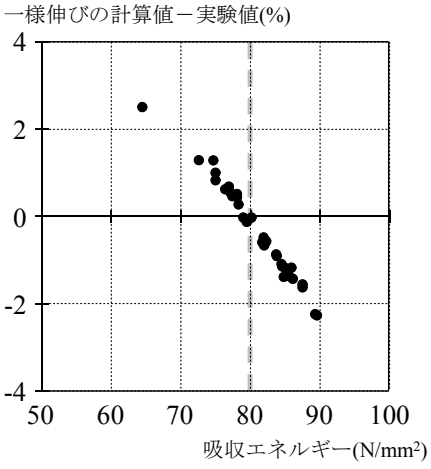


図 17　一様伸びの計算値と実験値の差

4. まとめ

構造用鋼材（SS400、SM490A、SN400B、SN490B、SA440B）の引張載荷実験を行い、鋼材の伸び能力について検討した。併せて、吸収エネルギーに着目した検討から、一様伸びの簡易なモデルによる予測を試みた。得られた結論を以下にまとめる。

降伏応力度あるいは引張強さが高くなるにつれて、一様伸びが小さくなることを確認した。また、降伏応力度や引張強さと一様伸びの関係においては、H 形鋼と鋼板の違いや SS 材、SM 材と SN 材の違いは影響しなかった。

一様伸びに達するまでの吸収エネルギーを算出し、吸収エネルギーは、ばらつきはあるものの降伏応力度によらず概ね一定となっていることを示した。また、本実験における吸収エネルギーは 65N/mm^2 から 90N/mm^2 の間に分布しており、80N/mm^2 が平均的な値となった。吸収エネルギーを 80N/mm^2 と仮定して、素材試験から得られる降伏応力度および引張強さから、一様伸びの実験値を(3)式で概ね捉えられることを示した。

本研究では、一様伸びに達するまでの吸収エネルギーが、いかなる要因に支配されているかについては論じていない。本実験（SS400、SM490A、SN400B、SN490B、SA440B）の範囲では、概ね吸収エネルギーが 80N/mm^2 となったが、さらに高強度になった場合や低降伏点になった場合に、一様伸びや吸収エネルギーがどの程度となるかについてデータを蓄積する必要がある。

また、本研究では、まず 490~590N 級鋼材についての降伏応力度と鋼材の一様伸びの関係を得た。これを踏まえて、様々な鋼種の鉄骨部材の破断で決まる変形性能の検討を行っていくことが、今後の課題である。

謝辞

本研究は、国立研究開発法人建築研究所の研究課題「鋼材の一様伸びの評価と梁端接合部の破断で決まる変形性能に及ぼす影響に関する研究（H28~H30)」、国土技術政策総合研究所の研究課題「鋼種の違いが鉄骨造柱梁接合部の構造性能に及ぼす影響に関する研究（H30~H31)」の一環として実施したものである。

参考文献

1) 鈴木博之：構造用鋼材の一様伸びと降伏比の関係の定式化、福井工業大学研究紀要、第 24 号、pp.189-196、1994.3
2) 青木 博文：鋼材の素材引張試験における試験片形状と破断伸びの関係、日本建築学会大会学術講演梗概集、日本建築学会、pp.993-994、2010.7
3) 岩田善裕、石原直、向井昭義、西山功、青木博文：鋼材の素材引張試験における一様伸びと破断伸びの関係、日本建築学会構造系論文集 78(683)、pp.223-232, 2013.1
4) 石原直、岩田善裕、向井昭義、西山功、長谷川隆：厚板の全厚引張試験片における一様伸びと破断伸びの関係、鋼構造年次論文報告集 第 24 巻、日本鋼構造協会、pp.164-168、2016.11
5) 藤澤 一善 , 杉本 真隆 , 一戸 康生 , 園田 正雄 ：SN 鋼の機械的性質・化学成分に関する統計調査、学術講演梗概集、日本建築学会、pp.699-700, 2013.8
6) 郁文磊、三木徳人、島田侑子、吉敷祥一、山田哲：The Evaluation of Uniform Elongation of Structural Steel Based on the Other Parameters Obtained from Tensile Tests Part.1 The Establishment of the Database、日本建築学会大会学術講演梗概集、日本建築学会、pp.827-828、2017.8

係留施設における劣化予測の精度向上に向けた検討

菅原　法城[1]・井山　繁[1]・松本　英雄[2]・鈴木　達典[1]

[1]国土技術政策総合研究所　港湾研究部（〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1）

[2]輸出入・港湾関連情報処理センター株式会社（〒212-0013 神奈川県川崎市幸区堀川町580）

(前　国土技術政策総合研究所　港湾研究部)

施設の維持管理の検討ではLCC（ライフサイクルコスト）が重要な要素の一つであるが，劣化予測や維持管理費用の推計に港湾分野で用いられているLCC計算プログラムにおいて，劣化速度を表現するマルコフ連鎖の遷移率は，根拠となるサンプル数が非常に限られているのが現状である．

本研究では，維持管理情報データベースに蓄積された全国の維持管理計画書の点検診断結果を使用し，マルコフ連鎖の遷移率の標準値の算出に用いる劣化予測モデルの精緻化，算出区分の細分化の検討を行い，新しい遷移率の標準値の提案を行った．

キーワード　港湾施設，維持管理，点検診断，維持管理情報データベース，劣化予測，
マルコフ連鎖，LCC（ライフサイクルコスト）

1. はじめに

(1) 研究の背景

港湾では，高度経済成長期に集中的に整備した施設などで老朽化が進行している状況である．港湾施設には，水域施設，外郭施設，係留施設等の多様な施設があるが，中でも，荷役や船舶への乗降で多くの人々に利用される係留施設は，重要な役割を果たしている．

係留施設の維持管理は，インフラ長寿命化計画の個別施設計画にあたる「維持管理計画」の下で行われ，維持管理計画書においては，点検，補修の実施時期・内容，LCC（ライフサイクルコスト）などの記載が求められている．これらを適切に設定するには，劣化の進行を正確に予測することが不可欠である．

近年の港湾の維持管理を取り巻く状況の変化として，平成25年6月に港湾法が改正され，技術基準対象施設の点検が義務化された．これを受け，平成25年11月に基準省令，平成26年3月に維持告示が改正され，点検頻度等が規定された．この改正に伴い，平成26年7月に点検診断の方法や項目等について取りまとめた港湾の施設の点検診断ガイドライン[1)]が発刊された．さらに，全国の港湾施設の維持管理情報を一元的に管理・保管できる維持管理情報データベースを国土技術政策総合研究所が中心となり開発した．このように，法令，ガイドライン，データベース等の整備がなされたことで，正確に劣化を予測するために不可欠な点検診断結果のデータを多く使用できる状況となった．

(2) LCC（ライフサイクルコスト）計算プログラム

港湾分野では，港湾管理者等が，施設の劣化予測やLCCの推計を行えるよう支援するため，港湾空港技術研究所と国土技術政策総合研究所が協力し，LCC計算プログラム[2)]を開発した． LCC計算プログラムを使用することで，港湾管理者等の担当者が専門知識を有さない場合であっても，劣化予測や維持管理費用の推計を簡易に行うことができる． なお，LCC計算プログラムでは，対象施設が，**表-1**に示す4段階の劣化度で評価された点検診断結果を有しているか否かで，劣化予測の方法が異なる．点検診断結果を有している場合は，それに基づいて劣化予測を行うが，有していない施設の場合は，遷移率の標準値を使用して劣化予測を行う．遷移率の標準値を使用する場合としては，新設の場合や，点検診断を実施していない場合などがある．

現行のLCC計算プログラムでは，**図-1**に示す1パラメータのマルコフ連鎖モデルを劣化予測モデルとして採用している．この予測手法は，平成14年に小牟禮ら[3)]により提案されたものであり，港湾の施設の維持管理技術マニュアル[4)]にも記載されている．本研究においては，遷移率pは， 1年での遷移の割合を表すこととする．

表-1 部材の劣化度の判定基準

部材の劣化度	劣化度の判定基準
a	部材の性能が著しく低下している状態
b	部材の性能が低下している状態
c	変状はあるが、部材の性能の低下がほとんど認められない状態
d	変状が認められない状態

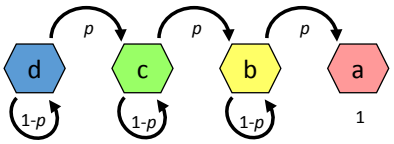


図-1 1パラメータのマルコフ連鎖モデル

現行の LCC 計算プログラムで使用している遷移率の標準値の一覧を**表-2** に示す．この標準値は，約 15 年前，当時収集した点検診断結果を基にして（式-1）の近似的な算出式で，港湾空港技術研究所により算出された．

しかし，現行の遷移率の標準値は，根拠となるサンプル数が非常に限られていたことが課題であった．また，算出する際に使用している 1 パラメータのマルコフ連鎖モデルは，各劣化段階の遷移率 p を一定の値で設定しており，この点に関しても，実際の事象と合わない場合が多かった．1 パラメータのマルコフ連鎖モデルを使用した劣化予測手法の妥当性評価の必要性については，この手法を提案した小牟禮ら [3]も指摘している．さらに，**表-2** に示す遷移率の算出区分についても，構造形式毎に算出区分を分ける必要性の検討が必要であった．

表-2 現行の遷移率の標準値

上部工（桟橋）	0.045
上部工（矢板式，重力式）	0.042
鋼管杭、鋼矢板（無防食状態）	0.037
エプロン舗装	0.038
渡版	0.009

個別の遷移率 $p_n = \dfrac{\text{劣化度の推移数}}{\text{経過年}}$

遷移率標準値 $p = \dfrac{1}{N}\sum_{n=1}^{N} p_n$

(式-1)

n：点検診断データ番号，N：点検診断データの総数

(3) 研究の目的・内容

本研究は，根拠を明確にした，予測精度の向上に繋がる遷移率の標準値の算出・提案を目的として実施する．また，その目的に至る前段階の検討として，予測精度向上のための検討を実施する．予測精度向上のための検討としては，「劣化予測モデルの精緻化の検討」と「劣化予測区分（遷移率の区分）の細分化の検討」の2つを行う．本研究のフローは，**図-2**に示す通りである．

なお，算出した遷移率の標準値は，LCC計算プログラムに実装することを予定している．

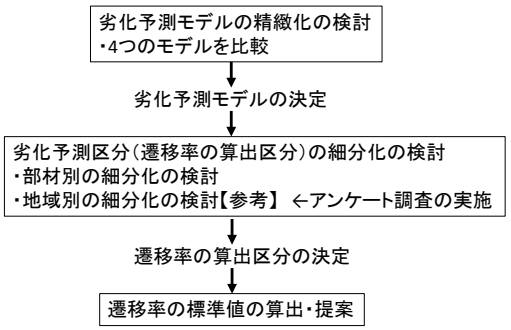


図-2 本研究のフロー

(4) 本研究で使用するデータ

本研究では，「(1) 平成 29 年度 7 月時点に維持管理情報データベースに登録されていた維持管理計画書より抽出した点検診断結果」を主として使用した．また，データを更に充実させるため，「(2) 平成 24 年度に国土技術政策総合研究所が独自に収集した維持管理計画書から抽出した点検診断結果のうち，上記データには含まれない港湾のデータ」を(1)に加えた．

また，上記データに対して，より目的に応じた適正なデータ群とするための整理を行い，結果として，本研究で使用した分析対象データ数は，点検診断ブロック単位で約 25,000 となった．その内訳は**表-3** に示す．

表-3 分析データの内訳（点検診断ブロック単位）

	上部工	鋼管杭・鋼矢板（無防食状態）	被覆防食工	エプロン舗装	渡版	合計
桟橋	931	71	69	748	255	2074
矢板式	4094	390	46	3342		7872
重力式	8387			7346		15733
合計	13412	461	115	11436	255	25679

2. 劣化予測モデルの精緻化の検討

予測精度向上のための検討の1つとして，劣化予測モデルの精緻化の検討を行う．

(1) 検討の方法

本研究では，現行のLCC計算プログラムで使用している1パラメータのマルコフ連鎖モデルを含む4つのモデルを比較検討する．検討候補モデルとしては，現行モデルの考え方やパラメータ推定法を踏襲し，パラメータ増やしたことのみによる効果を確認するため，3パラメータのマルコフ連鎖モデル，6パラメータのマルコフ連鎖モデルを候補とし，それぞれ【モデル①】，【モデル②】と表記する．もう一つは，道路分野で実績のある，津田ら[5]が提案する，劣化過程をハザードモデルにより表現するモデルを候補とし，【モデル③】と表記する．

各候補モデルの遷移率行列Pを以下に記載する．なお，2時点の劣化度分布の関係は，遷移率行列Pを用いて，（式-2）のように表記することとしている．

$$y_t = Py_{t-1} \qquad \text{(式-2)}$$

y_t： t年における劣化度分布（列ベクトル）

【現行モデル】の遷移率行列

$$P=\begin{pmatrix}1-p & 0 & 0 & 0\\ p & 1-p & 0 & 0\\ 0 & p & 1-p & 0\\ 0 & 0 & p & 1\end{pmatrix}$$

(式-3)

【モデル①】の遷移率行列

$$P=\begin{pmatrix}1-p_{dc} & 0 & 0 & 0\\ p_{dc} & 1-p_{cb} & 0 & 0\\ 0 & p_{cb} & 1-p_{ba} & 0\\ 0 & 0 & p_{ba} & 1\end{pmatrix}$$

(式-4)

【モデル②】の遷移率行列と特徴

$$P=\begin{pmatrix}p_{dd} & 0 & 0 & 0\\ p_{dc} & p_{cc} & 0 & 0\\ p_{db} & p_{cb} & p_{bb} & 0\\ p_{da} & p_{ca} & p_{ba} & 1\end{pmatrix}$$

(式-5)

（但し，以下の条件式を満たす．）

$$p_{dd}+p_{dc}+p_{db}+p_{da}=1$$
$$p_{cc}+p_{cb}+p_{ca}=1$$
$$p_{bb}+p_{ba}=1$$

(式-6)

【モデル③】

遷移率行列は(式-5）と同じであり，(式-6）の条件式を満たす．

$$p_{ii}=\exp(-\theta_i Z)$$

$$p_{ii+1}=\frac{\theta_i}{\theta_i-\theta_{i+1}}\{-\exp(-\theta_i Z)+\exp(-\theta_{i+1}Z)\}$$

$$p_{ij}=\sum_{k=i}^{j}\prod_{m=i}^{k-1}\frac{\theta_m}{\theta_m-\theta_k}\prod_{m=k}^{j-1}\frac{\theta_m}{\theta_{m+1}-\theta_k}\exp(-\theta_k Z)$$

(式-7)

p_{ij}：劣化度iから劣化度jへの遷移率

θ：ハザード率，Z：経過年(点検間隔)

各モデルの特徴とその選定理由について一覧表にまとめたものを**表-4**に示す．

表-4 各検討モデルの特徴と選定理由

	【現行モデル】	【モデル①】	【モデル②】	【モデル③】
パラメータ推定方法	最小二乗法	最小二乗法	最小二乗法	最尤推定法
パラメータ数	1	3	6	3
劣化段階毎に異なる遷移率を設定可能	×	○	○	○
使用するデータ（集計/非集計）	集計	集計	集計	非集計
選定理由	現行使用しているモデルであり，比較の基準とするため。	劣化段階毎に異なる遷移率を設定した場合の改善を確認するため。	劣化段階毎に異なる遷移率を設定し，更に【モデル①】より多くの遷移率パラメータを設定した場合の改善を確認するため。	非集計データを使用する、パラメータ推定方法等の異なるモデルを検討候補とすることで、他のモデルとの違いを確認するため。

ここで，【現行モデル】，【モデル①】，【モデル②】におけるパラメータの推定方法について記述する．推定方法は最小二乗法によるものし，（式-8）で与えられる“実測値”と“モデルでの予測値”の乖離の二乗値を最小化するように遷移率パラメータを推定する．この際，点検診断ブロック単位で得られている点検診断結果を，経過年毎に各劣化別(a～d)の割合に集計し，集計データとして使用し計算を行う．本研究では，この集計データを実測値と表記する．なお，本研究では，計算の煩雑化を回避するため，経過年毎のデータ数の違いに応じた重み付けなどは行わず推定を行うこととした．

$$\sum_{t=1}^{T}\sum_{j=d}^{a}(y_{t,j}-\sum_{i=d}^{a}y_{t-1,i}\,p_{ij})^2$$

(式-8)

t：経過年（Tは，対象データの最大経過年）

$y_{(t)j}$：時刻tにおける劣化度jの点検診断ブロックの割合

p_{ij}：劣化度iから劣化度jへの遷移率

a,d：それぞれ劣化度a，劣化度d

【モデル③】におけるパラメータの推定方法は，津田ら[5]により提案された最尤推定法によるに方法を使用する．この方法では，（式-9）で与えられる対数尤度関数$\ln[L(\theta)]$を最大化するようにハザード率パラメータθを推定する．なお，この際は，点検診断ブロック単位で得られている点検診断結果を非集計で使用して推定を行う．

$$\ln\left[L(\theta)\right]=\sum_{k=i}^{J-1}\sum_{j=i}^{J}\sum_{k=1}^{K}\bar{\delta}_{ij}^{k}\ln\left[p_{ij}(Z^k:\theta)\right]$$

(式-9)

k：点検診断データの番号

J:劣化度の最終段階（港湾の場合は劣化度a）

$\bar{\delta}_{ij}^{k}$:ダミー変数（劣化度i→劣化度jの劣化を表す時に1，

それ以外の時に0をとる）

本研究におけるデータ整理・数値計算は，Microsoft Excelを使用して実施した．複雑な作業が必要であったため，計算及びデータの振り分けはVBAで自作したプログラムを使用した．パラメータの推定計算は，関数の最大化最小化問題に帰着させ，Microsoft Excelに搭載されているソルバーを使用して実施した．

モデルの比較方法について記述する．比較は，4つの指標を用いて行う．一つ目として，予測精度を表す指標として，「実測値との乖離」を指標とした．実測値とモデルでの予測値の乖離の二乗値の各経過年の和（残差平方和と表記する）をもって，「実測値との乖離」を表す指標とした．二つ目として，「理解の容易性」を指標とした．利用者が専門知識を有しない場合にも，理解して使用してもらう観点からこの指標を設定した．三つ目として，「応用性」を指標とした．劣化予測モデルは，将来的な更なるデータの蓄積や今後の研究の発展を見据え

た応用性の高いものが望ましく，この指標を設定した．さらに，四つ目として，「課題」という指標を設定した．この指標は，当初より想定していたわけではなかったが，計算結果として課題が生じたため，「課題」という指標として取り扱い，マイナスの評価を与えることとした．

⑵ 予測精度に関する検討の結果

各モデルでの計算の結果とそれに基づく予測精度面での比較結果を記載する．4 つのモデルの計算結果（残差平方和）の一覧を**表-5** に示す．さらに，【現行モデル】からの改善率を示すため，【現行モデル】の結果を 1 とするように，**表-5** における各モデルの結果を【現行モデル】の結果で除して表記したものを**表-6** に示す．**表-6** の結果から，【モデル②】，【モデル①】，【モデル③】の順に優れている．

さらに，**表-5**において，【現行モデル】から【モデル①】の数値の減少幅に比べて，【モデル①】から【モデル②】の数値の減少幅が小さいことから，パラメータを 1→3に増やした場合の改善効果に比べて，3→6に増やした場合の改善効果は小さい．

ここで，結果の例として，上部工（矢板式）における，4つのモデルの計算結果での予測値と実測値の関係図を，**図-3～6**に示す．パラメータを増やした場合，よりデータの特徴を再現できている様子が見て取れる．

表-5 4モデルでの算出結果（残差平方和）

		【現行モデル】	【モデル①】	【モデル②】	【モデル③】
桟橋	上部工	12.736	10.809	10.645	12.117
	エプロン舗装	17.942	9.737	9.659	12.032
	波版	6.226	5.732	5.732	6.188
矢板式	上部工	10.994	6.551	6.411	6.919
	鋼矢板（無防食状態）	7.857	7.232	6.743	7.377
	エプロン舗装	12.656	7.447	7.245	7.627
重力式	上部工	16.835	12.484	12.357	13.222
	エプロン舗装	18.387	13.026	12.946	14.748

表-6 4モデルでの算出結果（【現行モデル】の結果で各モデルの結果を除して表記した場合）

		【現行モデル】	【モデル①】	【モデル②】	【モデル③】
桟橋	上部工	1.000	0.849	0.836	0.951
	エプロン舗装	1.000	0.543	0.538	0.671
	波版	1.000	0.921	0.921	0.994
矢板式	上部工	1.000	0.596	0.583	0.629
	鋼矢板（無防食状態）	1.000	0.920	0.858	0.939
	エプロン舗装	1.000	0.588	0.572	0.603
重力式	上部工	1.000	0.742	0.734	0.785
	エプロン舗装	1.000	0.708	0.704	0.802

⑶ 生じた課題

課題は，【モデル②】の計算結果として生じた．【モデル②】を使用した際の，パラメータの推定結果の一覧を**表-7**に示す．鋼矢板（無防食状態），エプロン舗装（矢板式）においては，$p(cb)$と$p(ca)$がともに，限りなく0に近い値をとる結果となった．エプロン舗装（矢板式）

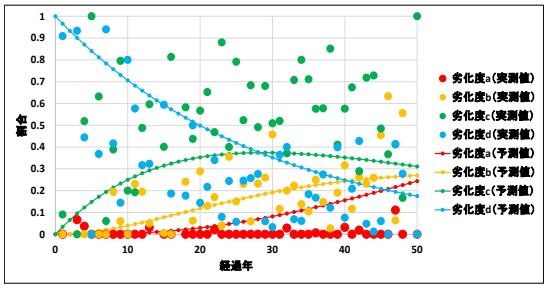


図-3 実測値と予測値の関係（上部工（矢板式）：【現行モデル】）

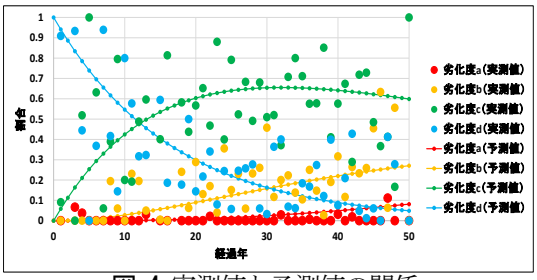


図-4 実測値と予測値の関係（上部工（矢板式）：【モデル①】）

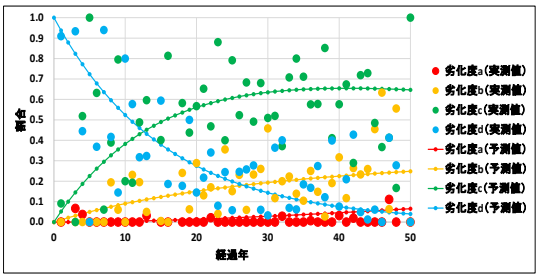


図-5 実測値と実測値の関係（上部工（矢板式）：【モデル②】）

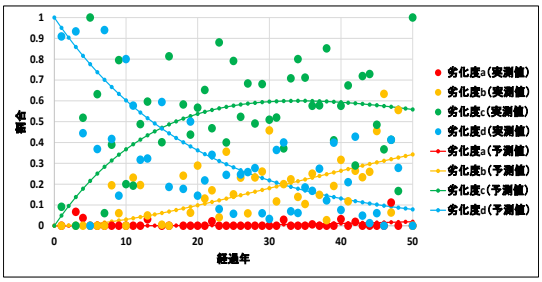


図-6 実測値と実測値の関係（上部工（矢板式）：【モデル③】）

表-7 【モデル②】でのパラメータ推定結果の一覧

部材	$p(dc)$	$p(db)$	$p(da)$	$p(cb)$	$p(ca)$	$p(ba)$
上部工（桟橋）	0.434	0.022	0.015	0.018	0.008	0.013
上部工（矢板式）	0.052	0.011	0.000	0.006	0.000	0.008
上部工（重力式）	0.049	0.008	0.000	0.011	0.001	0.004
鋼矢板（無防食状態）	0.032	0.025	0.000	**0.000**	**0.000**	0.012
エプロン舗装（桟橋）	0.285	0.024	0.008	0.009	0.000	0.008
エプロン舗装（矢板式）	0.043	0.008	0.003	**0.000**	**0.000**	**0.000**
エプロン舗装（重力式）	0.053	0.003	0.003	0.009	0.000	0.006
波版	0.031	0.000	0.000	0.012	0.000	0.034

においては，$p(ba)$ も限りなく0に近い値をとる結果となった．これらの推定結果が示すのは，劣化度cもしくは劣化度bに至った際，それ以上劣化が進まず，その劣化度に留まる現象である．しかしこれは，本研究で想定している劣化過程と整合しない．

(4) モデルの比較結果

評価は，予測精度（実測値との乖離），理解の容易さ，応用性，課題の4指標で行った．

4つのモデルの比較検討結果を**表-8**に示す．**表-8**から【モデル①】と【モデル②】が高い評価となった．予測精度の面では，【モデル②】が若干優れているものの，【モデル②】は，想定する劣化過程と合わない結果が生じるという課題を有していた．また，(2)で記載したように予測精度の面では，【現行モデル】→【モデル①】としたときの改善効果（残差平方和の減少幅）に比べ，【モデル①】→【モデル②】としたときの改善効果（残差平方和の減少幅）は小さかった．【モデル①】→【モデル②】とした際の改善が小さいため，【モデル②】のメリットは小さく，また【モデル②】は課題を有していることで一定のデメリットを有している．そのため，本研究では，【モデル①】を採用することとした．

以下に，前述した実測値との乖離，課題以外の指標の評価内容を示す．

理解の容易さ

【モデル③】を他のモデルに比べ劣る評価とした．【現行モデル】，【モデル①】，【モデル②】は，実測値と予測値の乖離を小さくするようにパラメータ推定する．この手法は，実測値に対して予測値を近づけようにパラメータを推定するもので，視覚的に捉えづらい“尤度”を最大化するようパラメータを推定する最尤推定法に比べて，どのようなことを行っているのか視覚的にイメージが容易であるまた，また，【モデル③】については，最尤推定法，ハザード関数等の数学的知識が不可欠であり，遷移率を表す数式も複雑であるため，プログラム利用者が，これらの知識に馴染みのない場合は，理解が難しい．

表-8 モデルの比較結果

		【現行モデル】	【モデル①】	【モデル②】	【モデル③】
理解の容易さ		○ （視覚的にイメージが容易）	○ （視覚的にイメージが容易）	○ （視覚的にイメージが容易）	△ （最尤推定法、ハザード関数等の数学的知識が必要）
応用性		△	△	△	○ （変数パラメータの取り込みが容易）
実測値との乖離（残差平方和）	順位	4位	2位	1位	3位
	パラメータ数	1パラメータ	3パラメータ	6パラメータ	3パラメータ
課題		○	○	△	○
		－	－	特定の劣化度に至った際、次の劣化度に進まないようなパラメータ推計結果となるケースが生じた	－
検討結果			採用		

応用性

【モデル③】を他のモデルに比べて優れた評価とした．【モデル③】では，劣化要因を変数にとり，ハザード率を表す既存知見[5]が得られている．データの構造特性や使用環境，点検状況などが異なる異質な点検データを，異質性を劣化要因として変数にとり遷移率を推定できる．

3. 劣化予測区分（遷移率の区分）の細分化の検討

予測精度向上のためのもう一つの検討として，劣化予測区分（遷移率の区分）の細部化の検討を行う．

(1) 検討の方法

劣化予測区分（遷移率の区分）の細部化の検討の方法について記述する．検討手順は，以下に示す通りである．

検討の手順

（1）細分化を検討する区分を設定する．
（2）設定した区分毎に劣化予測を行う．
　　（劣化予測には，【モデル①】を使用）
（3）劣化予測結果から，補修適用時期（予防保全，事後保全）をそれぞれ【方法①】，【方法②】で設定する．
（4）細分化を検討する区分間で，設定した4つの補修適用時期（劣化度代表値，DP値でそれぞれ設定した予防保全，事後保全の適用時期）が，1つでも5年以上離れている場合，劣化特性の異なった区分と判断し，細分化を提案する．

【方法①】劣化度代表値を使用する方法[6]

・I類の点検診断項目の場合は**表-9**，Ⅱ類の点検診断項目の場合は**表-10**の基準に基づき，劣化度代表値を決定する．（Ⅰ類，Ⅱ類は，港湾の施設の点検診断ガイドライン[1]に従い，**表-11**のとおり設定した）
・劣化度代表値が「b」となった時点を予防保全，劣化度代表値が「a」となった時点を事後保全の適用時期として設定する．

表-9 劣化度代表値の判定基準（Ⅰ類の場合）

劣化度代表値 a	劣化度aの部材の割合≥10%
劣化度代表値 b	劣化度a + 劣化度bの部材の割合≥10%
劣化度代表値 c	劣化度dの部材の割合<90% かつ 劣化度a + 劣化度bの部材の割合<10%
劣化度代表値 d	劣化度dの部材の割合≥90%

表-10 劣化度代表値の判定基準（Ⅱ類の場合）

劣化度代表値 a	劣化度aの部材の割合≥30%
劣化度代表値 b	劣化度a + 劣化度bの部材の割合≥30%
劣化度代表値 c	劣化度dの部材の割合<70% かつ 劣化度a + 劣化度bの部材の割合<30%
劣化度代表値 d	劣化度dの部材の割合≥70%

表-11 点検項目分類

		項目分類
桟橋	上部工（下面）	Ⅱ類
	鋼管杭	Ⅰ類
	被覆防食工	Ⅱ類
	エプロン舗装	Ⅱ類
	渡板	Ⅱ類
矢板式	上部工	Ⅱ類
	鋼矢板	Ⅰ類
	被覆防食工	Ⅱ類
	エプロン舗装	Ⅱ類
重力式	上部工	Ⅱ類
	エプロン舗装	Ⅱ類

【方法②】代表的劣化指標DPを使用する方法[7]

・施設の代表的劣化指標DPを（式-10）で算出する．

・DPが「1.7」となった時点を予防保全，「2.0」となった時点を事後保全の適用時期として設定する．

$$DP = 4\times a + 3\times b + 2\times c + 1\times d$$

a,b,c,d：劣化度a～dの割合を示す　　（式-10）

(2) 部材別の細分化の検討結果

既存の区分から，上部工（矢板式，重力式），エプロン舗装を構造形式別に細分化することを検討した．この結果を**表-12**に示す．結果として，エプロン舗装の算出区分を桟橋，矢板式，重力式に細分化するのが望ましいとの結果となった．また，上部工（矢板式，重力式）の算出区分の細分化は必要でないとの結果となった．

表-12 提案する遷移率の標準値

	構造形式	部材種別	方法①（劣化度代表値）				方法②（DP値）				分割判定（○の場合は分割が望ましい）
			予防保全的補修適用時期	実施時期の差	事後保全的補修適用時期	実施時期の差	予防保全的補修適用時期	実施時期の差	事後保全的補修適用時期	実施時期の差	
比較①	矢板式	上部工			100	0			28	1	×
	重力式	上部工			100				29		
比較②	桟橋	エプロン舗装	31	34	82	18	4	16	9	27	○
	矢板式	エプロン舗装	65		100		20		36		
比較③	桟橋	エプロン舗装	31	18	82	18	4	14	9	22	○
	重力式	エプロン舗装	49		100		18		31		
比較④	矢板式	エプロン舗装	65	16	100	0	20	2	36	5	○
	重力式	エプロン舗装	49		100		18		31		

4. 遷移率の標準値の提案

遷移率の標準値の算出は，前述の検討結果に基づき，【モデル①】を劣化予測モデルとして使用し，エプロン舗装の区分を構造形式別に細分化して行った．算出した遷移率を**表-13**に示す．これを新たな標準値として提案する．

表-13においては，$p(dc)$，$p(cb)$，$p(ba)$が異なる数値となっているものがほとんどであり，劣化予測モデルにおいて，パラメータを増やした効果といえる．

表-13 提案する遷移率の標準値

部材	$p(dc)$	$p(cb)$	$p(ba)$
上部工（桟橋）	0.459	0.028	0.033
上部工（矢板式、重力式）	0.054	0.016	0.008
鋼管杭、鋼矢板（無防食状態）	0.049	0.024	0.017
エプロン舗装（桟橋）	0.289	0.013	0.015
エプロン舗装（矢板式）	0.050	0.008	0.019
エプロン舗装（重力式）	0.054	0.012	0.012
渡版	0.031	0.012	0.034

5. まとめ

本研究は，根拠を明確にした，予測精度の向上に繋がる遷移率の標準値の算出・提案を目的に実施し，その目的に至る前段階の検討として，予測精度向上のための検討を実施した．予測精度向上のための検討としては，「劣化予測モデルの精緻化の検討」と「劣化予測区分（遷移率の区分）の細分化の検討」の2つを実施した．

「劣化予測モデルの精緻化の検討」の結果として，【モデル①】の通り，パラメータを合計3つに増やすように予測モデルを精緻化することが望ましいと結論づけた．

「劣化予測区分（遷移率の区分）の細分化の検討」の結果としては，エプロン舗装の区分を新たに，構造形式別に細分化するのが望ましいと結論づけた．最後に，予測精度向上のための検討結果に基づき遷移率（**表-13**）を新たな標準値として提案した．

本研究の成果をLCC計算プログラムに搭載することで，新設の場合や点検診断をまだ一度も実施していない等の場合で点検診断結果を有していない施設に対して，劣化予測の精度を向上させ，精緻なLCCの算出を行うことが可能となる．なお，この場合の劣化予測の精度が向上するとは，より全国的な実測データに近い予測ができることを意味する．

謝辞

国土技術政策総合研究所港湾研究部，港湾空港技術研究所LCM支援センターをはじめ，多くの方々に助言を頂きました．末尾ながらここに記して深く感謝いたします．

参考文献

1) 国土交通省港湾局：港湾の施設の点検診断ガイドライン，2014.
www.mlit.go.jp/kowan/kowan_fr5_000051.html

2) LCC計算プログラムダウンロードページ
http://www.ysk.nilim.go.jp/kakubu/kouwan/sekou/lcc.htm

3) 小牟禮建一・浜田秀則・横田弘・山路徹：ＲＣ桟橋上部工の塩害による劣化進行モデルの開発，港湾空港技術研究所報告 041-04-01，2002.

4) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の維持管理技術マニュアル，財団法人沿岸技術研究センター，2007.

5) 津田尚胤・貝戸清之・青木一也・小林潔司：劣化予測のためのマルコフ遷移確率の推定，土木学会論文集No. 801/Ⅰ-73，pp.69-82，2005.

6) 加藤絵万・岩波光保・横田弘：桟橋のライフサイクルマネジメントシステムの構築に関する研究，港湾空港技術研究所報告 048-02-01，2009.

7) 谷拓歩・横田弘・橋本勝文・古谷宏一・北里新一郎：複数の係留施設の維持管理における最適な補修優先度と年間予算に関する検討，土木学会論文集F4（建設マネジメント），Vol. 70.No. 4，pp. Ⅰ_73-Ⅰ_82，2014.

河川堤防の進行性破壊に対する対策手法に関する研究

佐々木　亨[1]・石原　雅規[1]・佐々木　哲也[1]

[1]国立研究開発法人土木研究所　地質・地盤研究グループ　土質・振動チーム

（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）

既往の研究で河川堤防の浸透破壊には，河川水位の上昇及び降雨により堤体内水位が上昇することで，堤体内水位以深の強度が低下し，上部の土の重量を支えられなくなることでのり尻から崩壊が始まり，徐々に崩壊が天端方向へ進行していくというメカニズムの破壊形態（進行性破壊）があることがわかっている[1)]．このような浸透による進行性破壊を抑制するためには，堤体内に浸透した水を速やかに排水し堤体内水位の上昇を抑えること，もしくは，のり尻付近の強度を増加させ進行性破壊の初期に生じるのり尻の崩壊を防ぐことが有効であると考えられる．本研究は，進行性破壊を抑制する対策工として2種類の対策工を提案し，その効果について模型実験により検討したものである．

キーワード　河川堤防，浸透，進行性破壊，模型実験

1. はじめに

現況，河川堤防の洪水被害は越水によるものが多く，河川水および降雨の浸透による被害は越水による被害と比較して少ない．しかし，堤防の整備が進み十分な断面が確保できれば，越水による被害は減少し，それとは逆行して浸透による被災が増加傾向となることが考えられる．そのため、河川堤防の浸透による破壊メカニズムの解明とそれに対する対策工法の確立が必要である。

既往の研究で河川堤防の浸透破壊には，河川水位の上昇及び降雨により堤体内の水位（堤体内水位）が上昇することで，堤体内水位以深の土の飽和度の上昇により強度低下し，堤体内水位以浅の土の重量を支えられなくなりのり尻付近から崩壊が始まり，崩壊箇所の天端側が崖状となり自立できなくなった堤体の崩壊が堤防天端方向に進行していくというメカニズムのものがあることがわかっている．このような浸透による進行性破壊を抑止するためには，堤体内に浸透した水を速やかに排水し堤体内水位の上昇を抑えること，もしくは，のり尻付近の強度を増加させ進行性破壊の初期に生じるのり尻の崩壊を防ぐことが有効であると考えられる．本研究では，堤体内の水を排水するための対策工としてドレーン工法，のり尻の強度を増加する対策工として礫混合土による置換工法を選定し，模型実験においてその効果を検証した。

2. ドレーン工法に関する模型実験

(1)　実験概要

a) 実験模型と材料

実験模型の横断図・平面図を**図-1**に，堤体材料に使用した砂質土（香取砂）の物性を**図-2**に，実験ケース一覧を**表-1**を示す．堤体は厚さ0.2mの基盤層（ローム）の上に，香取砂を用いて奥行き1.5m，幅1.75m（天端幅0.25m，のり面水平幅1.5m，半断面），高さ0.75m（のり面勾配1：2）となるように平均含水比15%，平均締固め度86.1%

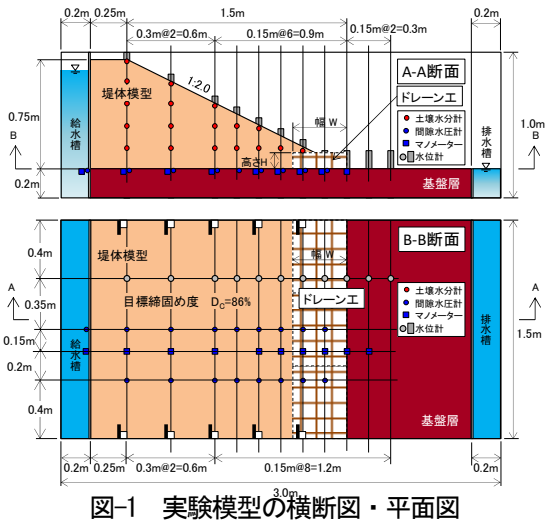


図-1　実験模型の横断図・平面図

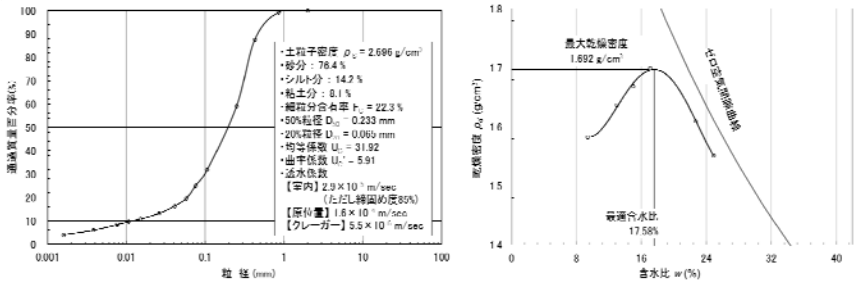
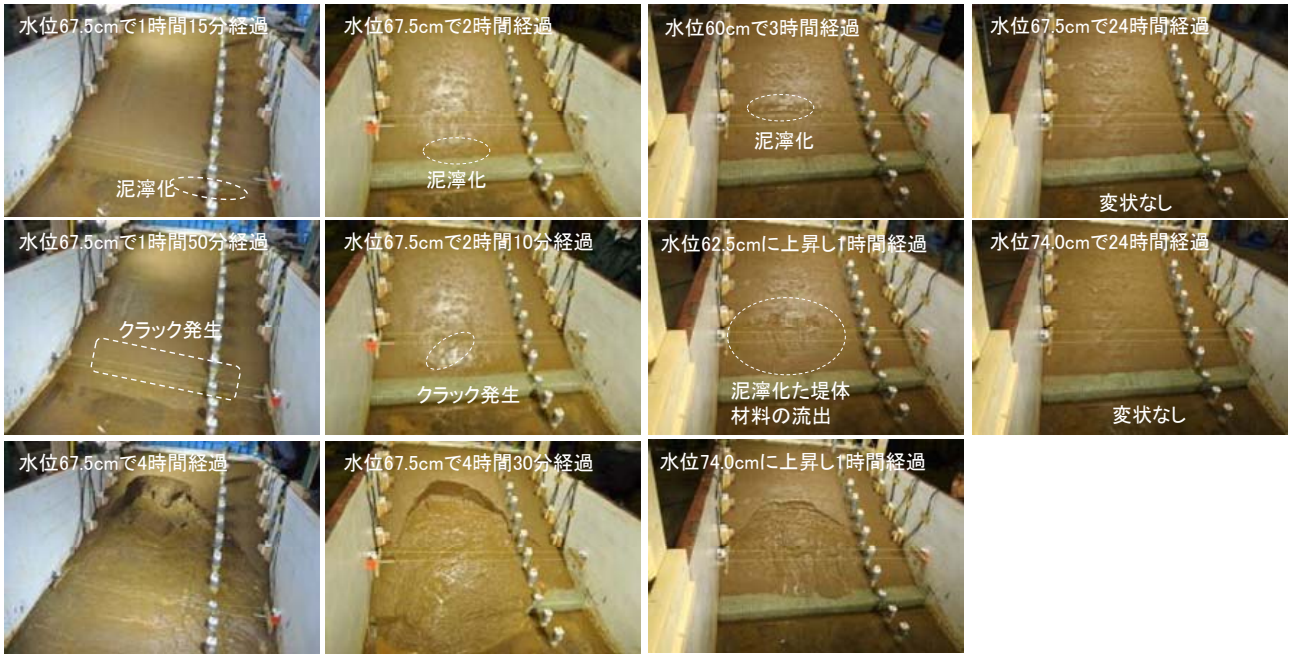


図-2　堤体材料の物性

表-1　実験ケース一覧

ケース名	対策種別	ドレーン工寸法
ケース1	無対策	－
ケース2	ドレーン工	D=15.0cm、H=7.5cm
ケース3	ドレーン工	D=30.0cm、H=7.5cm
ケース4	ドレーン工	D=45.0cm、H=7.5cm



ケース1　無対策　　ケース2　ドレーン幅15cm　　ケース3　ドレーン幅30cm　　ケース4　ドレーン幅45cm

写真-1　各ケースの模型の変状状況

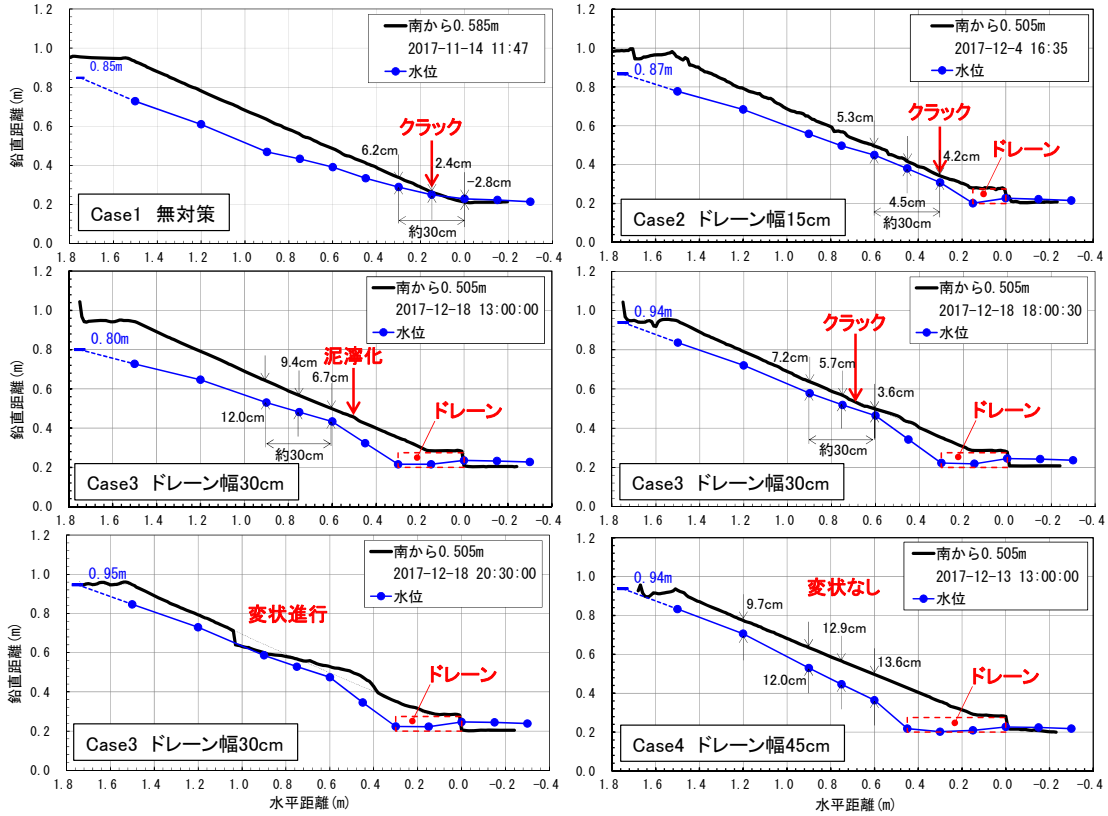


図-3　変状発生時の水位の状況

で作製した．堤体背後には水を供給するための水槽を設けた．ドレーン工模型は，5㎜の格子状の金網で作製した高さ7.5㎝，幅15㎝，奥行き150㎝のカゴ内に砕石6号（5～13㎜）を充填し，その周囲を養生シートで覆ったものを使用した．実験ケースごとにドレーン工模型の並べる数を変化させて，ドレーン工の幅（のり尻から天端方向の長さ）を15cm，30cm，45cmとした3ケースと無対策の1ケースについて実験を行った．

模型には堤体底部に間隙水圧計と水位計，堤体内部に土壌水分計を設置し計測を行った．また，実験時の模型の経時的な変形をとらえるために複数台のカメラを設置し，30秒間隔で撮影した静止画を3Dモデリングソフトウエア（Agisoft社製　PhotoDcan）を用いて三次元化し，堤体模型表面の座標を計算した。

b)　実験方法

実験前に給・排水層に基礎地盤上面の高さ（底面から0.2m）まで給水し，2日間静置して基盤層を飽和させた．基盤層の全体が飽和していることを確認した後，水位上昇実験を開始した．実験中は背後の給水層の水位が約4分間で所定の水位となるように上昇させた後，一定に保った．給水槽の水位をケース１およびケース2，ケース4については堤防高の90%（堤防高75cmに対し水位67.5cm）とし，変状が堤防高-10cm程度の高さまで進行した時点で実験を終了した．ケース4は堤防高の90%の水位を24時間継続後も変状が見られなかったため水位を堤防高の99%まで上昇させ24時間水位を維持した．ケース3については変状の発生や進行のメカニズムを詳細に把握するために，まず水位を堤防高の80%で3時間維持し，堤体内の水位が定常となったところで1時間に2.5cmずつ，堤防高の99%の高さまで上昇させた．

(2)　実験の結果

a)　変状の発生状況

写真-1にケース1～4における変状開始時の状況と変状の進行状況を示す．無対策のケース1では実験開始後1時間15分でのり先が泥濘化（軟化）し，約2時間経過した時に，のり尻から15㎝ほど入った箇所にクラックが生じた．クラック発生後は時間の経過とともに変状が天端方向へ進行し，約4時間経過したところで天端-10㎝の高さまで変状が達した．幅15㎝のドレーン工を設置したケース2においても，のり面のドレーン工との際から堤体の泥濘化が発生し，無対策のケース1と同様に変状が進行していった．一方，幅45㎝のドレーン工を設置したケース4では目立った変状は発生しなかった．幅30㎝のドレーン工を設置したケース3では，堤防高の80%まで水位を上昇させたところでのり面中腹において泥濘化が発生したが，その後水位を一定にして実験を継続しても変状の進行は見られなかった．そのため，再度水位を上昇させた結果，水位が堤防高の99%（72.5㎝）に上昇した時点でクラックが発生し，進行性破壊が生じた．

崩壊の規模（すべり面の深さ）は無対策のケースが最も大きく，ドレーン工幅が大きくなるほど崩壊の規模は小さくなる傾向が見られた．

b)　堤体内水位と変状の関係

図-3に各ケースの変状発生時の堤体内水位の状況とケース3における変状進行時の堤体内水位と断面形状を示す（比較のためケース4における堤体内水位の状況も併せて示す）．ドレーン工を設置したケース2～ケース4に関してはドレーン工背後の水位が上昇しておらず，ドレーン工により堤体内を浸透した水を排水していることがわかるが，ケース2およびケース3ではドレーン工から離れるにつれて堤体内水位がのり面に接近しており，排水効果が十分でなかったことがわかる．また，変状が発生したケース1～3では水位がのり面に接近し，水位とのり面の距離が7㎝程度に接近したところで変状が発生している．変状が発生した3ケースを比較すると，変状が発生する箇所はドレーン工の規模が大きくなるほど高くなり，同時に変状の深さはドレーン工が大きくなるにつれて浅くなっている．以上の結果から，十分な幅のドレーンを設置すれば堤体内水位ののり面への接近を防ぎ，進行性破壊を抑制できることが分かった．また，ドレーン工が不十分な場合でも変状の規模を小さくする一定の効果があることが分かった．

(3)　ドレーン工に関するまとめ

堤体の浸透による進行性破壊に対する堤体内の堤体内水位の上昇を抑制することを目的としたドレーン工法の対策効果について模型実験を行った．その結果，堤体の浸透による進行性破壊は堤体内水位がのり尻及びのり面に接近することで発生し，幅を十分確保したドレーンを設置し，堤体内水位をのり尻及びのり面に接近させないことで堤体の変状・破壊を抑止できることがわかった．

2.　礫混合改良に関する模型実験

進行性破壊が生じるような堤体土に礫を加えることで，進行性破壊を抑制する効果があるのか小型の模型実験により検討を行った結果を以下に示す．

(1)　実験概要

実験模型の横断図と上空からの写真を**図-4**に，実験に用いた礫混合土の粒度分布を**図-5**，実験ケースを**表-2**に示す．模型は小型のプラスチック容器の中に，層厚2cmごとに突き固めて作製した．また堤体模型の背後は穴の開いた木板で仕切り，水を供給するための貯水槽とした．堤体は**図-2**に示す砂質土を締固め度86%で，対策工である礫混合土は堤体材料に砕石（3号と5号）を混合したも

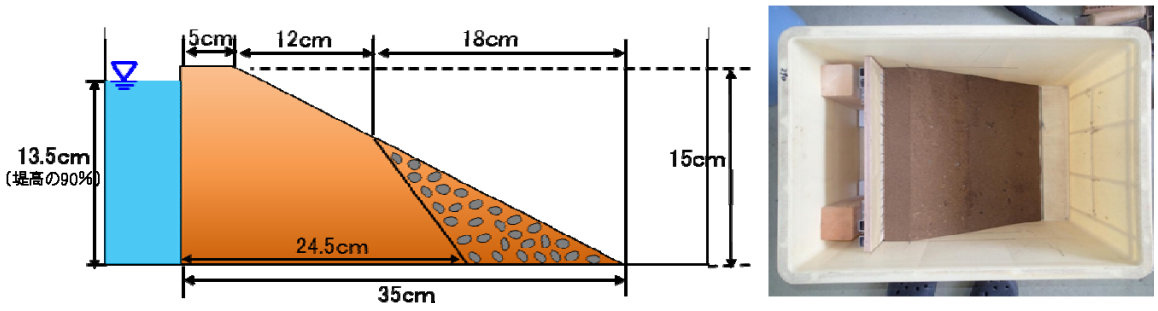


図-4　実験模型

のを用い（図-5），締固め度100%で作製した．（礫を混合しないケース1についても同様に100％で締固めた．）

実験は礫混合度0%，15%，35%，45%の4ケースで行い，堤体背後の水位を堤防高の90%の高さに保ちながら堤体の変状を観察した．また，実験開始から3時間経過，または進行性破壊が発生した時点で実験終了とした．堤体に変状が生じなかったケースに関してはのり面を削り取り，勾配を急にして繰り返し実験を行った．

(2)　実験結果

写真-2に各ケースの変状状況を示す．礫を混合していないケース1では，のり勾配が2割の条件で水位を上昇させてから約1時間後にのり先が泥濘化し進行性破壊へ至った．しかし，礫を混合したケース2～4ではのり勾配が2割の実験において，のり尻の泥濘化（軟化）は発生するものの崩壊には至らなかった．礫混合率が15%のケース2はのり面勾配が1.8割，礫混合率が35%のケース3ではのり面勾配が1.5割で進行性破壊が生じた．一方，礫混合率が45%であるケース4はのり面勾配を1.5割まで急にした条件でも変状は発生しなかった．これらのことから，堤体土に礫を混合し良く締め固めることで，せん断強度が大きくなり進行性破壊を抑制することが分かった．また，礫の混合率が高いほど進行性破壊を抑制する効果が大きいことがわかる．

(3)　礫混合改良に関するまとめ

堤体の一部を礫混合土で改良することでのり先の強度を増加し，進行性破壊を抑制する効果を確認するために小型の模型実験を行った．その結果，礫を混合し良く締め固めることで進行性破壊を抑制する効果があることが分かった．進行性破壊を抑制する効果は礫の混合率が高いほど大きく，礫が少ない場合は効果が小さくなる．

3.　まとめ

進行性破壊を抑制する対策工としてドレーン工法と礫混合改良を選定し，模型実験によりその効果を検証した．その結果，どちらも適切な規模・仕様の対策工を設けることで進行性破壊抑制効果が期待できることが分かった．

表- 2　実験条件一覧

	置換材料	礫混合率(%)	締固め度(%)
ケース1	堤体土	0	100
ケース2	礫混合土	15	
ケース3		35	
ケース4		45	

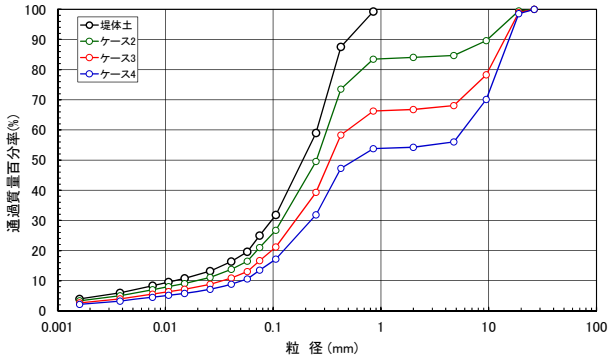


図-5　礫混合土の粒度分布

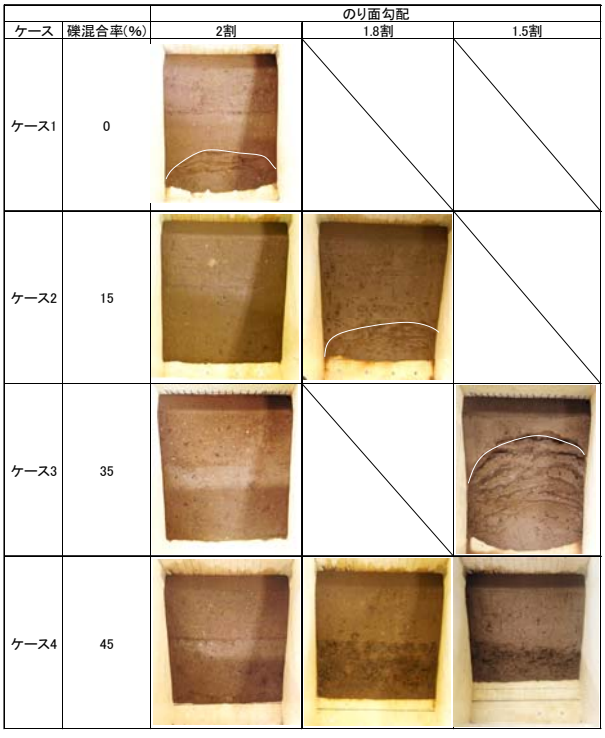


写真-2　各ケースの変状状況

参考文献

1) 東，秋場，佐々木，石原：河川堤防のり面の進行性破壊に関する大型模型実験，土木学会第72回年次学術講演会，2017.9

コンクリート水中部の超音波による非接触劣化度調査について

小林　勇一[1]・澤口　重夫[1]・岸　寛人[2]

[1]国立研究開発法人　土木研究所　寒地土木研究所　技術開発調整監付　寒地機械技術チーム
（〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34）

[2]国立研究開発法人　土木研究所　寒地土木研究所　技術開発調整監付　寒地機械技術チーム
（現　北海道開発局　事業振興部　機械課）
（〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34）

高度成長期以降に集中的に整備されたインフラが一斉に老朽化し，今後，同時期に修繕や更新が必要となることが懸念されている．インフラの安全性・信頼性確保のため，構造物の状態を的確に把握し，計画的に対処する必要がある．しかし，コンクリート構造物水中部の調査は，通常，潜水士の目視により行われており，定量的な劣化度調査が難しい．そこで，コンクリート構造物水中部の定量的な非接触劣化度調査手法の提案に向けた基礎検討として，パラメトリックソーナーにより強度の異なる水中コンクリート供試体の計測を行い，反射波形について「教師あり学習」による分類を実施した．その結果，ほぼ正しく分類できることを確認した．

キーワード　健全度，長寿命化，維持・管理，コンクリート水中部，超音波，教師あり学習

1. はじめに

日本では，道路橋やトンネル，河川・港湾施設などのインフラ施設は，高度成長期以降に集中的に整備されており，今後，一斉に老朽化し，同時期に修繕や更新が必要となることが懸念されている[1]．維持管理に係る予算が厳しい状況にあるなか，インフラ施設の安全性・信頼性を確保するためには，構造物の状態を的確に把握・診断し，計画的に対処する必要がある．

地上からの目視確認が困難である，コンクリート構造物の水中部（橋梁下部工，港湾構造物，河川構造物，ダム）についても，劣化や損傷が懸念されている．特に寒冷地では，凍結融解による劣化も加わることから，さらに厳しい状況にある（**写真-1**）．

水中部のコンクリートの調査は，通常，潜水士の目視により行われているが，潜水士の主観に依存する部分が大きく，定量的な劣化度調査が難しい．空気中のコンクリートの調査では，目視や打音のほか，打撃試験や超音波などによる定量的な調査手法が多くある[2]．その一方，水中部のコンクリートの定量的な調査手法は，打撃試験[3]，超音波伝達法[4]，レーザー干渉法[5]があるが，その事例は非常に少ない．そのため，コンクリート構造物水中部の定量的な調査手法が求められている．

寒地機械技術チームでは，水中構造物の定量的な調査技術として，既往の研究において，超音波のパラメトリックソーナーを活用し，非接触，非破壊で鋼矢板岸壁の内部空洞を調査する技術を開発した[6]．このパラメトリックソーナーにより水中部のコンクリートの強度を調査することができれば，劣化度の定量的な調査に利用できる可能性がある．

そこで，コンクリート構造物水中部の定量的な非接触，非破壊劣化度調査手法の提案に向けた基礎検討として，パラメトリックソーナーにより強度の異なる水中コンクリート供試体の計測を行い，反射波形について「教師あり学習」による分類を実施した．

写真-1　橋脚部の凍結状況（北海道夕張郡由仁町）

2. パラメトリックソーナーの概要

パラメトリックソーナーは，わずかに異なる高周波（一次波）の2つの信号を同時に高圧で送信することで，非線形相互作用により低周波（二次波）を生成するものである[6]．この二次波は海底に浸透するのに十分なほど低く，海底地層探査技術として利用されている[7][8]．使用したパラメトリックソーナーを**写真-2**に示す．この装置は鋼矢板岸壁の内部空洞調査用に製作したもので，送受波器（トランスデューサ）とパワーアンプにより構成されている．

鋼矢板岸壁の内部空洞の計測方法を**図-1**に示す．送受波器を海中に降ろし，岸壁に向け垂直に超音波を送信すると，透過音の一部は岸壁の表面で反射するが，他は岸壁に浸透する． 岸壁内に空洞があると，音波は空洞背面の壁面で反射する．これらの反射波を受信することにより，岸壁裏の空洞の水平長さを測ることができる[6]．

送受波器（トランスデューサ）　　パワーアンプ

写真-2　パラメトリックソーナー外観

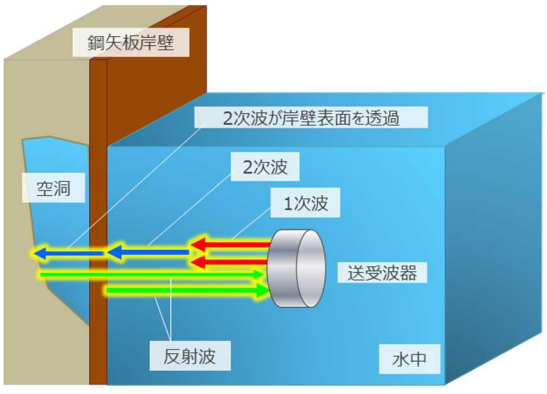


図-1　鋼矢板岸壁の内部空洞の計測方法

3.「教師あり学習」による2種類の供試体の分類

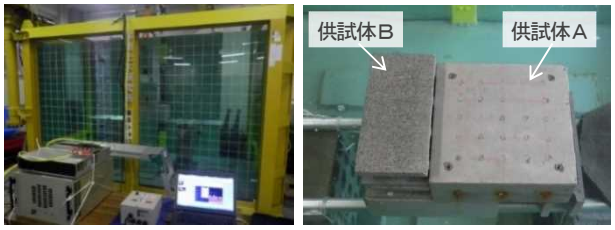
強度の異なる2種類の供試体からの反射波形を「教師あり学習」により分類した．

(1) 計測方法

パラメトリックソーナーにより，水槽内に設置した供試体へ超音波を送信し，その反射波形を計測した．水槽および供試体を**写真-3**に示す．水槽の大きさは，幅2m，長さ3m，深さ1.8mである．

供試体は，表面形状および強度の異なる2種類とし，それぞれを供試体A，供試体Bとした．供試体Aは鉄筋コンクリートであり，供試体Bは市販されているコンクリートブロックである．強度の違いを確認するため，シュミットハンマ（Silver Schmidt，proseq社）を使用して反発強度を計測した（**表-1**）．反発強度はそれぞれ15箇所の平均値であり，供試体Aに比べ，供試体Bの方が低いことを確認した．

反射波形の計測方法を**図-2**に示す．送受波器から供試体に向け，鉛直下向きに超音波を送信し，供試体からの反射波形を計測した．計測箇所数は，供試体Aが139箇所，供試体Bが17箇所の計156箇所とした．パラメトリックソーナーの設定値は，送信周波数の中心周波数を100kHz，2次波周波数を10kHz，サンプリング間隔を1μsとした．



実験用水槽　　供試体

写真-3　水槽および供試体

表-1　シュミットハンマによる反発強度計測結果

	供試体A	供試体B
反発強度（Q）※	53.3	28.2

※Qはシュミットハンマメーカー独自の単位

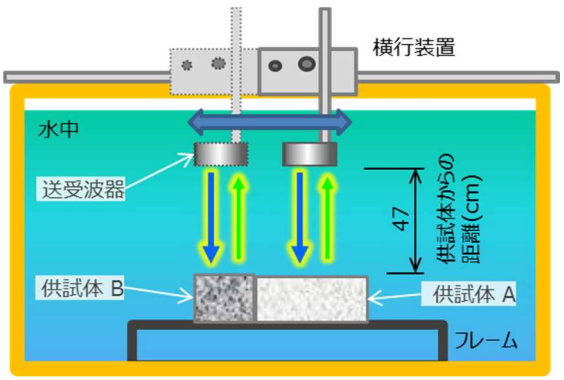


図-2　反射波形の計測方法

(2) 計測結果

供試体表面からの反射波形を**図-3**に示す．横軸はサンプリングデータ番号，縦軸は振幅である．反射波形は，供試体ごとの平均である．

反射波形を確認したところ，供試体Aと供試体Bには違いがみられたことから，「教師あり学習」による反射波形の分類について検討した．

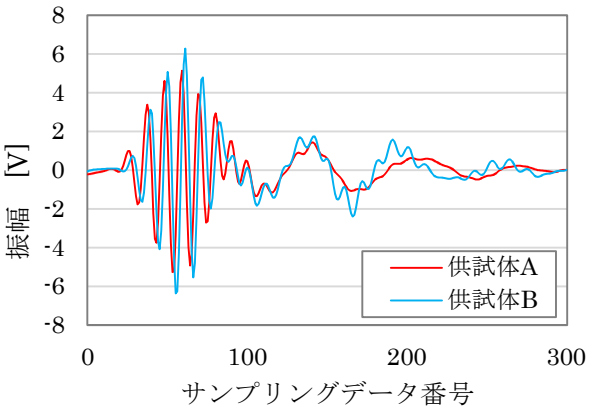


図-3 供試体表面からの反射波形

(3) 「教師あり学習」による反射波形の分類

「教師あり学習」の適用にあたり，使用するアルゴリズムはロジスティック回帰とした．ロジスティック回帰は２項分析に適したアルゴリズムであり，今回のような２つの供試体の分類には適していると考えられた．ロジスティック回帰のコスト関数 $J(\theta)$ は次式により表される．$J(\theta)$ が最小となる特徴量ベクトル θ を求めた．

$$J(\theta) = -\frac{1}{m}\left[\sum_{i=1}^{m}\left(y^{(i)}\log h_\theta(x^{(i)}) + (1-y^{(i)})log\left(1-h_\theta(x^{(i)})\right)\right)\right]$$

ここで，

θ：特徴量ベクトル

x：入力データ（振幅データ）

y：正解ラベル (供試体 $A=0$，供試体 $B=1$)

m：データ数 (計測箇所数：156 箇所)

n：フィーチャー数 (特徴量ベクトル数)

λ：正則化パラメータ

$h_\theta(x)$：シグモイド関数

$$h_\theta(x) = \frac{1}{1+e^{-\theta^T x}}$$

$$\theta^T x = \theta_0 x_0 + \theta_1 x_1 + \theta_2 x_2 + \theta_3 x_3 + \cdots + \theta_n x_n, \quad x_0 = 1$$

学習用の教師データは，計測した156箇所のうち，無作為に選定した125箇所（約8割）のデータとし，残り31箇所（約2割）のデータは，学習結果を検証するためのテストデータとした．

$J(\theta)$ をできる限り小さくするため，次式に示す勾配法を適用した[9]．勾配法により，θ の更新を繰り返すことで，$J(\theta)$ の最小化を図った．

$$\theta = \theta - \eta\frac{\partial J}{\partial x}$$

ここで，

η：学習率

勾配法による繰り返し回数と $J(\theta)$ の推移を**図-5**に示す．横軸は勾配法により θ の更新を繰り返した回数，縦軸は $J(\theta)$ の値である．学習率 η は0.1，繰り返し回数は2,000回とした．

θ の更新を繰り返すことで $J(\theta)$ は小さくなっていき，繰り返し回数が2,000回の時点でほぼ収束したことから，最後に更新された θ を，$J(\theta)$ が最小となる θ とした．

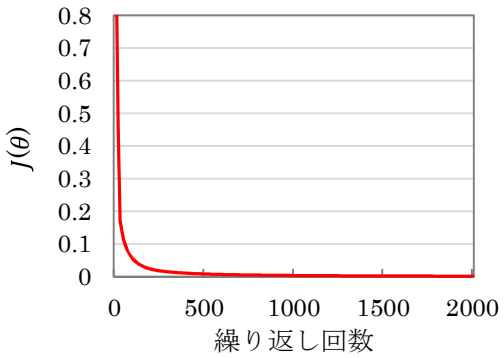


図-5 コスト関数 $J(\theta)$ の推移

勾配法により得られた θ について，テストデータによる検証を行った．

検証結果を**図-6**に示す．横軸はテストデータ番号で，1～28番は供試体A，29～31番は供試体Bである．縦軸は $h_\theta(x)$ の計算結果で，0.5未満であれば供試体A，0.5以上であれば供試体Bと判定されたことになる．

検証の結果，テストデータはすべて正しく判定された．

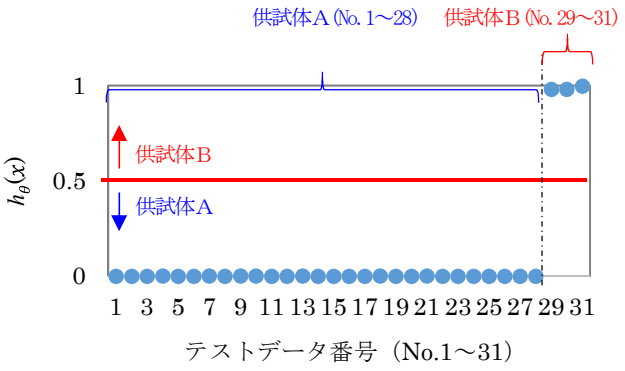


図-6 テストデータによる検証結果

4.「教師あり学習」による4種類の供試体の分類

前項より，供試体からの反射波形を「教師あり学習」により分類することで，強度の異なる供試体を分類できる可能性があることがわかった．そこで，「教師あり学習」による，強度の異なる供試体の分類手法について検討するため，圧縮強度の異なる4種類の供試体を製作し，パラメトリックソーナーにより計測された反射波形について，「教師あり学習」による分類を実施した．

(1) 計測方法

製作した供試体を**写真-4**，コンクリート配合表を**表-2**に示す．

供試体の大きさは，幅40cm，長さ40cm，厚さ20cmである．製作の際に水セメント比を調整することで，圧縮強度の異なる4種類の供試体を製作した．それぞれをN50，N60，N70およびN80とする．供試体の表面形状はほぼ同じであり，目視では判別することはできない．

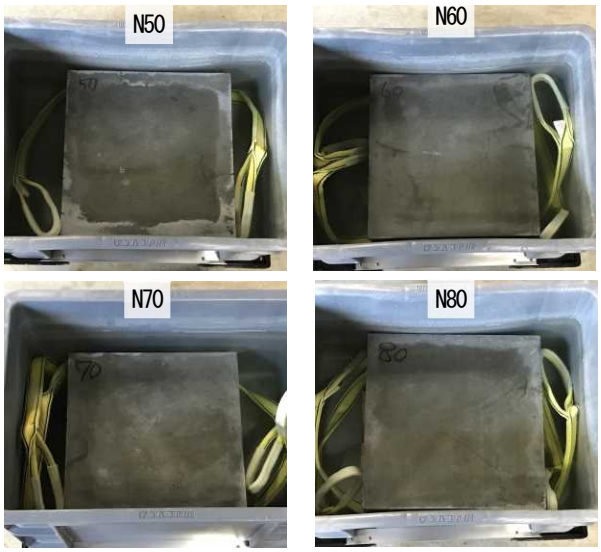


写真-4 製作した供試体

表-2 コンクリート配合表

名称		N50	N60	N70	N80
セメント種類		普通ポルトランドセメント			
水セメント比 W/C		50%	60%	70%	80%
細骨材比 s/a		44%	46%	48%	50%
単位量 (kg/m³)	水	148	150	160	163
	セメント	296	250	229	204
	空気	45	45	45	45
	細骨材	838	892	926	971
	粗骨材	1070	1050	1008	975

圧縮強度試験の結果を**図-7**に示す．圧縮強度試験は，供試体と同じ配合で製作した試験片（φ10×20cm）により実施した．試験片は供試体ごとに3本ずつ製作し，圧縮強度はそれぞれの平均値とした．圧縮強度は，水セメント比の増加に従い低下していることが確認できた．

パラメトリックソーナーによる反射波形の計測方法を**図-8**に示す．送受波器から供試体に向け，水平方向に超音波を送信し，供試体からの反射波形を計測した．送受波器と供試体の距離は，実験用水槽内で可能な限り遠ざけた距離とし，ここでは1.8mとした．

計測箇所は，1供試体あたり169箇所，計676箇所とした（**図-9**）．パラメトリックソーナーの設定値は，送信周波数の中心周波数を100kHz，2次波周波数を5kHz，サンプリング間隔を1μsとした．

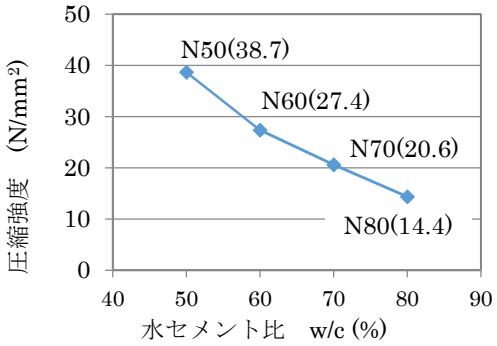


図-7 圧縮強度試験結果

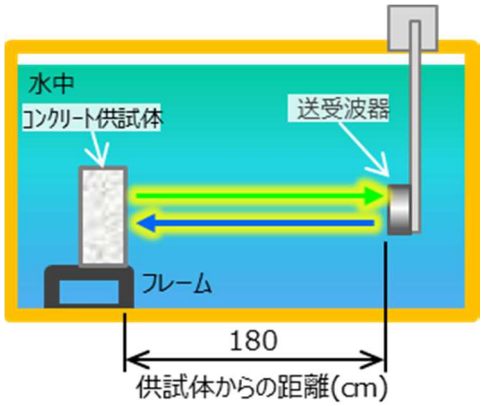


図-8 反射波形の計測方法

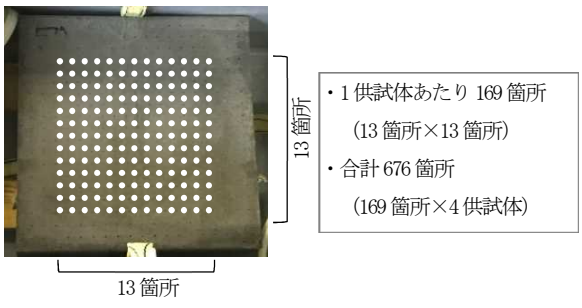


図-9 供試体の計測箇所

(2) 計測結果

図-10に，供試体表面からの反射波形の計測結果を示す．横軸はサンプリングデータ番号，縦軸は振幅である．反射波形は，供試体ごとの平均である．

供試体ごとに反射波形に違いが見られるが，4種類の供試体の反射波形を見分けることは困難である．

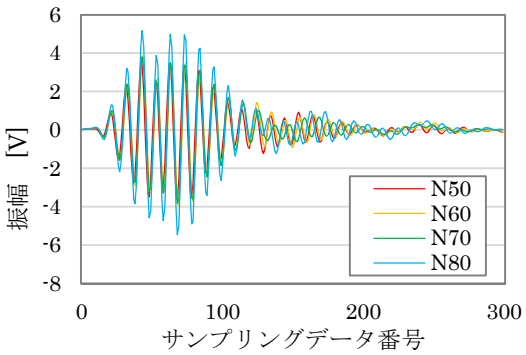


図-10 供試体表面からの反射波形

(3) ニューラルネットワークによる「教師あり学習」

4種類の供試体の反射波形を「教師あり学習」により分類するため，ニューラルネットワークの適用について検討した．

ニューラルネットワークの例を**図-11**に示す．ニューラルネットワークは，入力層，中間層および出力層からなり，それぞれニューロンと呼ばれる要素で構成される．ニューロン数の調整により出力数の変更が容易であることから，4種類の供試体の分類には適していると考えた．

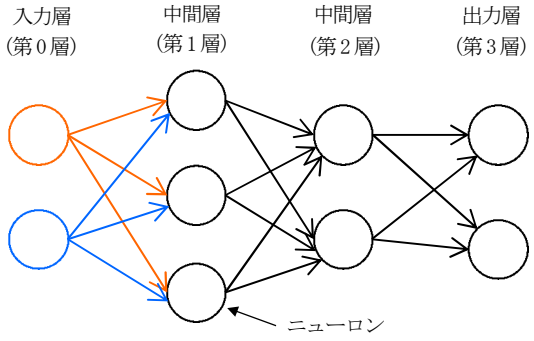


図-11 ニューラルネットワークの例
(3層ニューラルネットワーク)

入力層には反射波形の振幅データを入力するものとし，ここでは**図-10**に示した，サンプリングデータ番号が1から300までのデータとした．出力層の出力数（ニューロン数）は，供試体N50，N60，N70およびN80のいずれかに分類するため，4とした．

学習用の教師データは，計測した676箇所のデータのうち，無作為に選定した541箇所（約8割）のデータとし，残り135箇所（約2割）のデータは，学習結果を検証するためのテストデータとした．

ニューラルネットワークでは，入力層から中間層を経て出力層までデータが伝達される際，各層間で重みパラメータによる重みが加えられる．この重みパラメータを調整することで，出力値と教師データの正解ラベルの誤差を小さくする．

重みパラメータの更新には，前述のロジスティック回帰と同じく，勾配法を適用した．

出力値と正解ラベルの誤差の大きさを示す損失関数は，次式に示す交差エントロピー誤差（cross- entropy-error）を適用した[9]．出力値と正解ラベルの誤差が小さくなるほど，交差エントロピー誤差は小さくなることから，交差エントロピー誤差が最小となる重みパラメータを求めた．

$$E = -\sum_{k} t_k log_e y_k$$

ここで，

E：交差エントロピー誤差

y_k：ニューラルネットワークの出力

t_k：正解ラベル

勾配法による繰り返し回数と交差エントロピー誤差の推移を**図-12**に示す．横軸は勾配法により重みパラメータの更新を繰り返した回数，縦軸は交差エントロピー誤差の値である．学習率 η は0.001，繰り返し回数は2,000回，中間層は1層，中間層のニューロン数は20とした．中間層の層数とニューロン数は，大きくするほど計算処理に時間を要するため，計算結果が収束する範囲で可能な限り小さくした．

重みパラメータの更新を繰り返すことで，交差エントロピー誤差は小さくなり，更新を2,000回繰り返した時点でほぼ収束したことから，最後に更新された重みパラメータを，交差エントロピー誤差が最小となる重みパラメータとした．

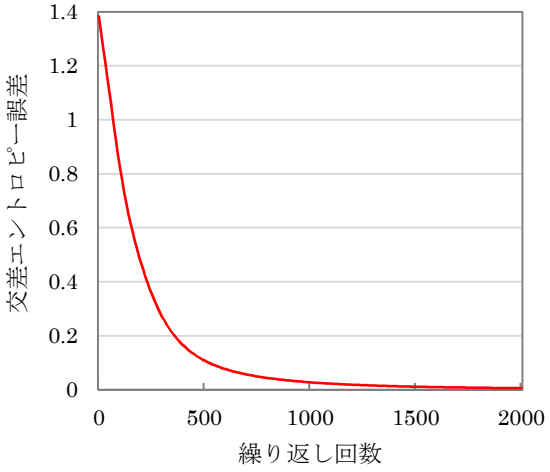


図-12 交差エントロピー誤差の推移

勾配法により得られた重みパラメータについて，テストデータによる検証を行った．

検証結果を**表-3**に示す．どの供試体に判定されたかを示したもので，黄色に着色した箇所が正解である．

検証の結果，135箇所のうち134箇所が正しく判定されており，その正答率は99.3%となった．なお，誤判定されたのはN50の1箇所のみであり，N60として判定された．

以上より，表面形状が同じく圧縮強度の異なる4種類の供試体について，供試体表面からの反射波形をニューラルネットワークによる「教師あり学習」で分類することで，ほぼ正しく分類できることを確認した．

表-3 テストデータによる検証結果

テストデータ		判定					
名称	個数	N50	N60	N70	N80	正答数	正答率
N50	34	33	1	0	0	33	97.1%
N60	33	0	33	0	0	33	100.0%
N70	33	0	0	33	0	33	100.0%
N80	35	0	0	0	35	35	100.0%
計	135	33	34	33	35	134	99.3%

5. まとめ

定量的な調査が困難であるコンクリート構造物水中部の劣化評価につながる，非接触，非破壊調査手法の提案に向けた基礎検討として，パラメトリックソーナーにより水中コンクリート供試体の計測を行い，供試体表面からの反射波形について，「教師あり学習」による分類を実施した．

その結果，表面形状が同じく圧縮強度の異なる4種類の供試体について，供試体表面からの反射波形をニューラルネットワークによる「教師あり学習」で分類することで，ほぼ正しく分類できることを確認した．

今後は，引き続き水中コンクリート供試体による計測試験を行うとともに，現場計測試験を実施し，「教師あり学習」の適用範囲や診断精度等について検討を進める．また，パラメトリックソーナーで発生する二次波が反射波形に与える影響を確認するため，周波数解析による反射波形の分析を行うなど，パラメトリックソーナーを活用した非接触，非破壊劣化度調査手法について，検討を進める．

参考文献

1) 国土交通省ホームページ：http://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/maintenance/02research/02_01.html

2) 魚本健人：コンクリート診断学入門　構造物の劣化対策，朝倉書店，pp.52-54，2004.

3) 水野剣一，小笠原哲也，杉本英樹，森谷陽一：水中調査ロボットのダム堤体点検・調査への適用，五洋建設技術年報，Vol.46，pp.6-1 - 6-6，2016.

4) 渡邉晋也：水中コンクリート構造物の非破壊検査手法に関する研究，建設の施工企画，No.753，pp.66-69，2011.

5) 倉橋慎理，本越伸二，島田義則：レーザーによる水中コンクリート構造物の内部欠陥検査技術の開発，LASER CROSS，No.344，pp.1-3，2016.

6) 岸寛人，山口和哉，大槻敏行：超音波を用いた岸壁水中部の内部点検技術について，寒地土木研究所月報，No.761，pp.11-19，2016.

7) 海洋音響学会：海洋音響の基礎と応用，成山堂書店，pp.277-279，2004.

8) F. Madricardo, S. Buogo, P. Calicchia, G. B. Cannelli, S. Donnici, A.Lezziero. : Acoustical Prospecting in Extremely Shallow Water in The Venice Lagoon, Proceedings of the Eigth European Conference on Underwater Acoustics, 2006.

9) 斎藤康毅：ゼロから作るDeep Learning，オライリー・ジャパン，pp.89-90，106-107，2016.

国道３０号 伊達橋における疲労亀裂の対策

小嶋　啓太[1]・海地　政博[1]・山田　健[1]・大谷　浩一[1]・中丸　勝利[2]

[1]中国地方整備局　岡山国道事務所　管理第二課　（〒700-8539　岡山市北区富町二丁目19-12）

[2]中国地方整備局　岡山国道事務所　総括保全対策官　（〒700-8539　岡山市北区富町二丁目19-12）。

2013年、定期点検において、国道30号に位置する伊達橋（ゲルバー鋼ランガー橋）で亀裂が確認された。これを受け、伊達橋補修検討委員会を設置し、亀裂発生の原因推定および対策方法等を審議し、対策を実施した。検討では、載荷試験やFEM解析等を利用し、亀裂原因となる橋の挙動を確認し、対策方法の立案・検討を行った。検討の結果、対策工として、部材接合部の補強、亀裂の当て板補修、横桁の補剛（フルウェブ化）、支承の追加設置を選定した。また、検討開始時から全ての対策工が完了するまでの間、安全監視の目的で、日常点検、応力モニタリング等を実施した。本稿では、鋼橋の疲労亀裂対策事例として以上の内容を報告する。

キーワード　鋼アーチ橋、疲労亀裂、亀裂対策、当て板補修、支承追加、横桁フルウェブ化

1. はじめに

2013 年 12 月に実施された橋梁定期点検において、国道 30 号に位置する伊達橋で亀裂が確認された。これを受けて、亀裂原因を推定、対策方法の検討を行い、検討と併行して段階的に対策を実施し、2017 年 8 月までに全ての対策を完了した。

本稿では、橋梁概要、対策検討の経緯、亀裂原因の推定、対策工法の検討と、対策検討期間～対策後の維持管理方針を報告する。

2. 対象橋梁概要

本橋は、1967年4月竣工のゲルバー鋼ランガー橋（全溶接鋼管構造）であり、亀裂発生時点で竣工から47年が経過している。

橋梁緒元を**表-1** に、概要図、位置図を**図-1**、**図-2** にそれぞれ示す。

表-1 橋梁諸元

橋　梁　形　式	ゲルバー鋼ランガーアーチ橋
橋長（支間割）	110 m（10 m＋90 m＋10 m）
幅　　員	10.3 m
設　計　荷　重	TL-20
適 用 示 方 書	鋼道路橋設計示方書（1964）
竣　工　年	1967年

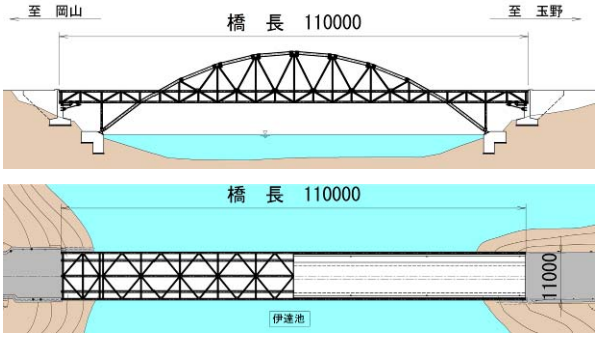


図-1　伊達橋概要図

図-2　伊達橋位置図（出典：国土地理院の電子地図（タイル））

3. 亀裂対策検討の経緯

2013年12月に亀裂が確認されたことを受けて、2013年12月～2014年2月にかけて専門家（橋梁保全アドバイザー、日本橋梁建設協会、国土技術政策総合研究所、土木研究所等）による現地確認を実施し、その助言に従い応急対策を行った。なお、応急対策の一環として、片側交互通行規制および大型車迂回要請を行った。

その後、2014年3月に複数の専門家からなる「伊達橋補修検討委員会」（以下、「委員会」と呼称）を設置し、以後、2017年1月までのべ6回にわたって委員会を開催し、亀裂原因、対策方法等について審議を行った。

対策は、委員会での審議も踏まえて段階的に実施され、2015年7月（格点部補強工）、2016年3月～5月（当て板補修工）、2017年5月～8月（ニーブレースと下弦材接合部亀裂対策工）に工事を行っている。

対策実施の進捗に合わせて、2015年7月に片側交互通行規制を解除し、2017年1月に大型車迂回要請を解除して交通規制を完全に解除した。

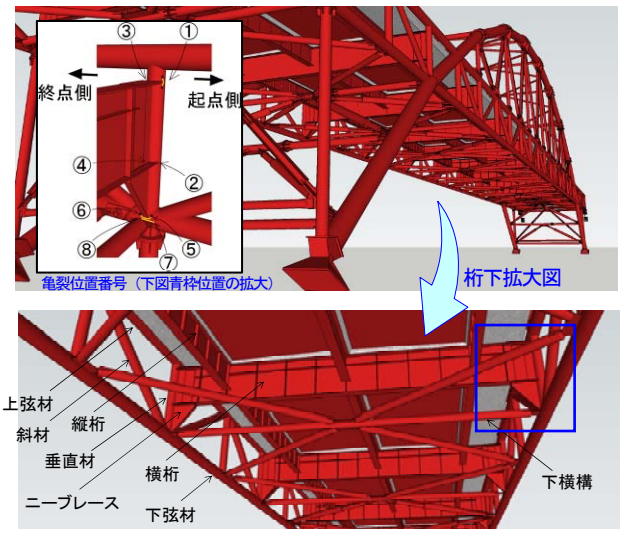


図-3　伊達橋構造概要図及び亀裂発生位置

写真-1　亀裂状況（ストップホール削孔後）

4. 亀裂原因の推定

(1) 構造概要と亀裂発生状況

本橋の橋梁形式はゲルバー鋼ランガー橋、補剛桁はトラス構造となっている。床組以外の主部材は全て鋼管で構成され、部材間は溶接接合となっている。（**図-3**）

亀裂発生位置は、I断面の横桁と補剛桁垂直材の接合部である。横桁上フランジ両端の回し溶接部のビードに沿って垂直材側に発生している（**図-3** ①～④）。また、横桁と垂直材の接合部にはニーブレースが配置されており、ニーブレースフランジと補剛桁下弦材の接合部でも、溶接ビードに沿って、下弦材側に亀裂が発生している（**図-3** ⑤、⑥）。さらに、支承部の下弦材補剛リブがピンチプレートと接触しており、接触点を起点として亀裂が生じている。亀裂状況の例を**写真-1**に示す。

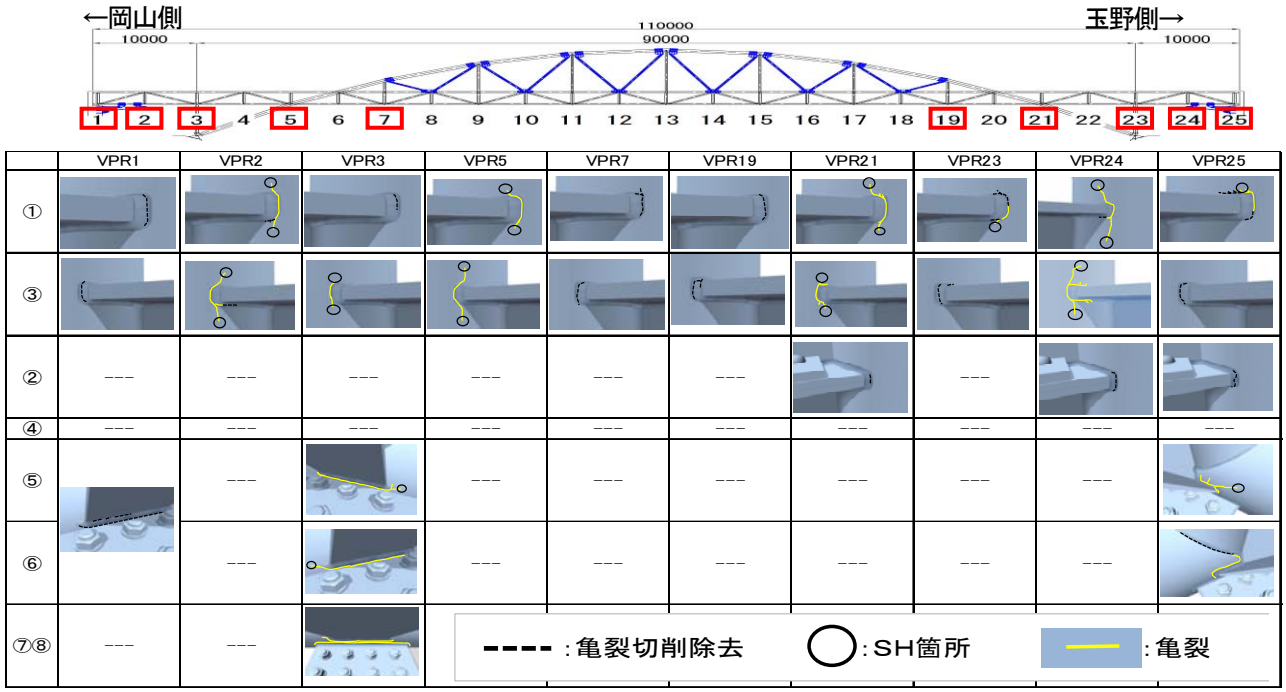


図-4　亀裂一覧図（右側主構に発生した亀裂）

亀裂発生位置および亀裂形状スケッチを図-4に示す。亀裂は、支間中央を中心に起終点側対称で、かつ左右対称に分布していることから、橋梁の構造特性が亀裂の原因となっていることが推測される。次節以降に亀裂原因の推定結果を示す。

なお、図-4は代表して右側主構に発生した亀裂を示したものであり、左側主構にも同様に亀裂が発生している。

(2) 横桁と垂直材接合部の亀裂原因

亀裂原因と推定される橋梁の形挙動と、それに伴う局部応力は以下のようになる。（図-5）

a) 亀裂原因となる橋梁全体系変形挙動

次の 2 つの要因が複合して横桁が橋軸方向に面外変形することで、横桁と垂直材の接合部に高い応力が発生すること原因と推定される。

・活荷重によるたわみ変形に伴う、床組・床版と補剛桁の間の相対変位により、横桁が橋軸方向に面外変形する。

・アーチ径間のたわみ変形に伴うゲルバーヒンジ部の回転変位により、縦桁と補剛桁の間に相対変位が生じ、縦桁と補剛桁を結ぶ横桁に面外変形が発生する。

b) 亀裂原因となる局部応力

前述の全体系の変形挙動における横桁面外変形により、横桁と補剛桁垂直材の接合部（横桁フランジ両端）には高い局部応力が発生する。

(3) ニーブレースと下弦材接合部の亀裂原因

ニーブレースと下弦材接合部の亀裂は、格点（横桁位置）の直上に車両が載った時の横桁のたわみ変形により、ニーブレースが下弦材を押込み、接合部に局部応力が生じることが原因と考えられる。（図-6）

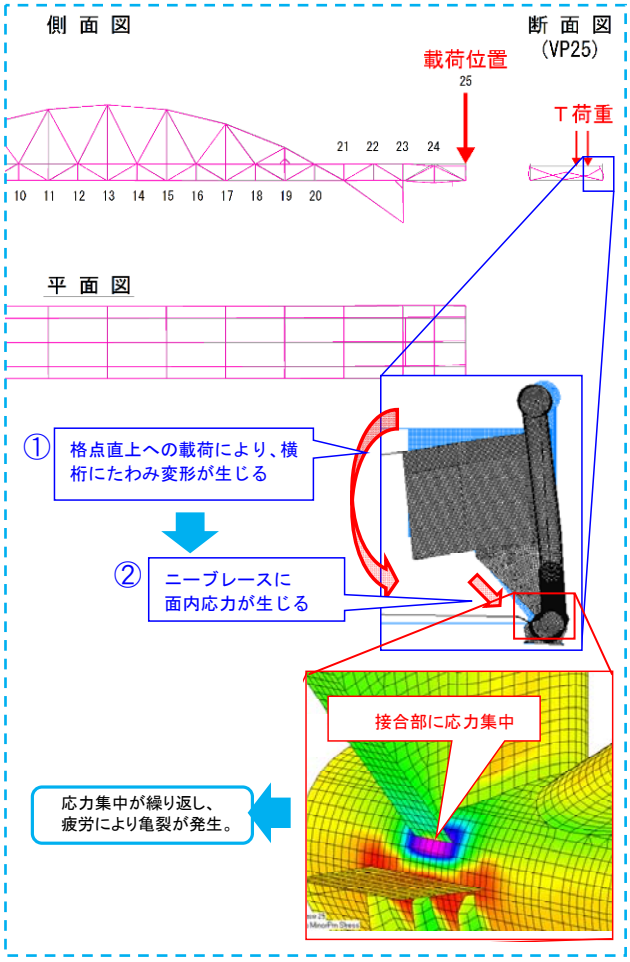


図-6　ニーブレースと下弦材接合部の亀裂原因

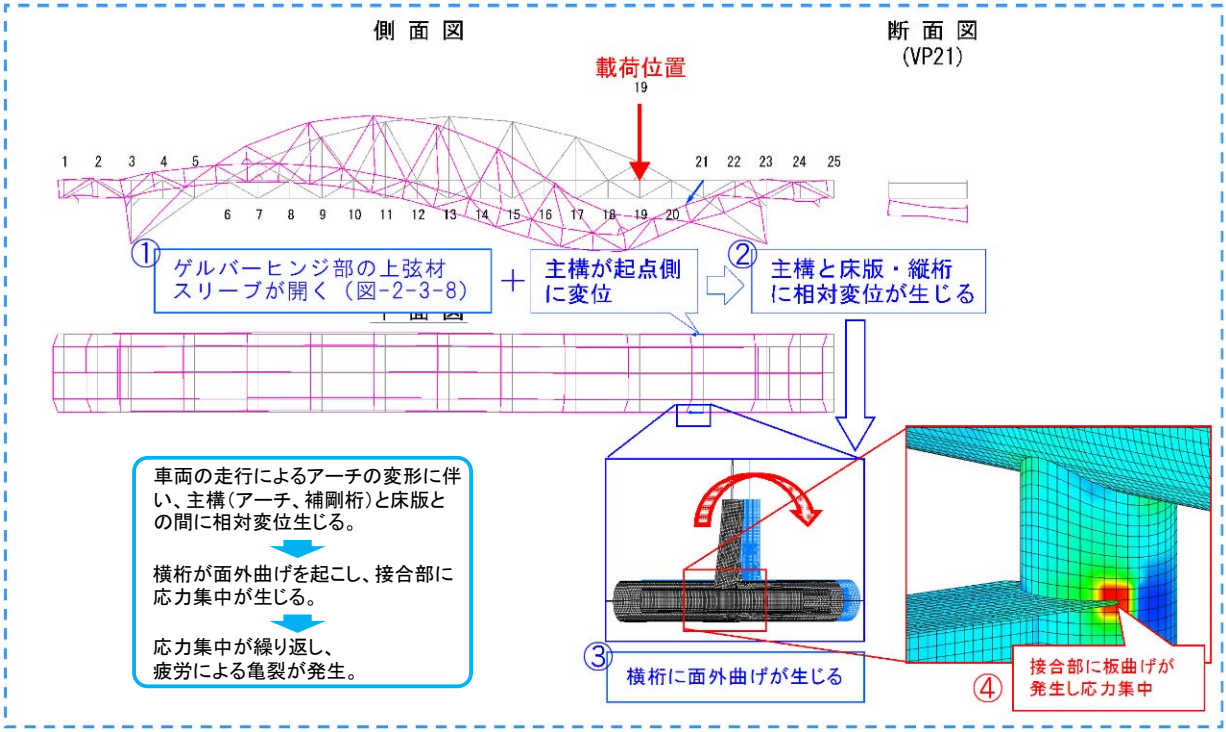


図-5　横桁と垂直材接合部の亀裂原因

5. 補修・補強対策検討

(1) 亀裂対策の基本方針

亀裂対策は以下の順に実施することとした。

対策①安全確保のための応急対策
対策②亀裂進展抑制のための応急対策
対策③亀裂進展抑制のための恒久対策

本橋は、全溶接鋼管構造のゲルバー鋼ランガー橋という事例の少ない構造となっており、補修・補強対策の実施が、補修・補強対象箇所以外の部位に悪影響を与える懸念が拭い去れないことが委員会で指摘された。

そこで、対策の実施にあたっては、まず極力現況構造に影響を与えない補修（対策②）を実施し、構造系に影響を与えるような対策は、現況構造への影響を十分検討したうえで実施する（対策③）こととした。

対策工を**表-2**に示す。

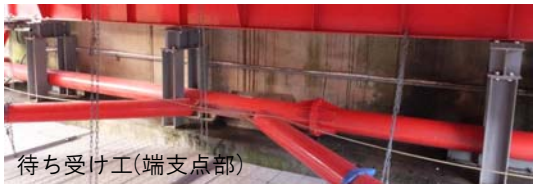
(2) 安全確保のための応急対策

亀裂確認後の専門家の診断の結果、局部的な亀裂であり、ただちに橋梁の安全が損なわれる損傷ではないとみられたことから、亀裂進展抑制のために直ちに実施する応急（緊急）対策として、片側交互通行規制、および大型車迂回要請措置を実施した。併せて、亀裂の状態を監視するために、職員巡視、監視カメラによる常時監視、応力モニタリングを実施し、万が一橋面に段差が生じることのないよう、待ち受け支保工を設置した。（**図-7**）

(3) 亀裂進展抑制のための応急対策

亀裂原因および恒久的な対策の検討～施工までの間に、亀裂進展を抑制するため、下記の応急対策を実施した（**図-7**）。なお、格点部補強とは、亀裂発生位置で万が一部材が破断した際に、応力の特に大きくなる箇所をあらかじめ補強しておくものである。

・歩道マウントアップの撤去（荷重軽減）
・ストップホール設置、亀裂切削（亀裂除去）
・格点部補強（フェールセーフ構造）



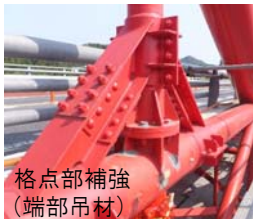


図-7　応急対策工

表-2　補修対策工

◎ 亀裂進展抑制の検討

◎ リダンダンシー確保の検討

① 初動対応
（亀裂進展抑制）
- 亀裂切削
- ストップホール
- マウンドアップ歩道撤去

（リダンダンシーの確保）
- 待ち受け支保工

② 中期対応
（亀裂進展抑制）
- 垂直材当て板補修

（リダンダンシーの確保）
- 垂直材当て板補修
- 格点補強

③ 恒久対策対応
（亀裂進展抑制）
- アーチ支保部の横桁フルウェブ化
- 端支点部補強（端横桁部への支承設置）

(4) 亀裂進展抑制のための恒久対策

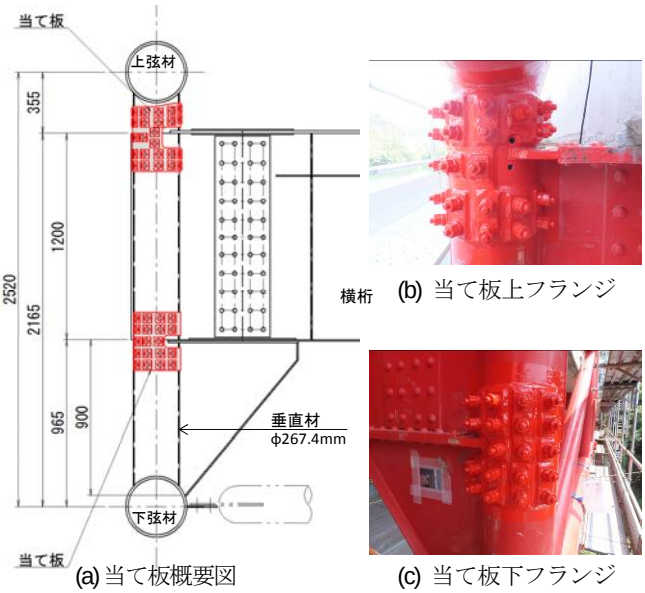
a) 対策概要

亀裂原因を除去・低減し、かつリダンダンシーを確保する恒久的な対策とする。横桁と垂直材接合部、およびニーブレースと下弦材接合部の亀裂のそれぞれについて、亀裂原因に応じた対策を実施した。

b) 横桁と垂直材接合部の亀裂対策

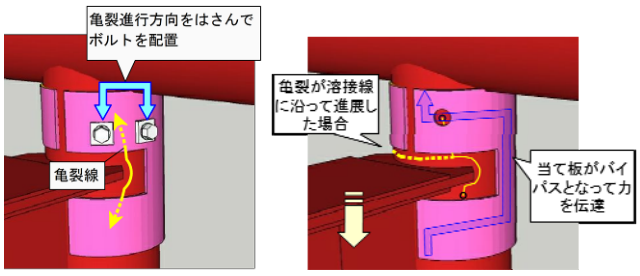
横桁と垂直材の接合部の亀裂に対しては、亀裂進展抑制とリダンダンシーを確保することを目的とする当て板補修工を実施した。当て板補修工の施工状況を図-8に、構造概要を図-9にそれぞれ示す。

なお、当て板は鋼管部材（閉断面）である垂直材との接合となるため、片側からボルトを締結できる、ワンサイドボルトを適用した。ただし、鋼管径がφ300mm未満であり、このような小径鋼管へのワンサイドボルトの適用は実績が少なく摩擦接合として確実に機能するか懸念があったため、支圧接合としての照査も併せて行い、ボルト本数を決定している。



(a) 当て板概要図　(b) 当て板上フランジ　(c) 当て板下フランジ

図-8　当て板補修工



(a) 亀裂進展の抑制　(b) リダンダンシーの確保

図-9　当て板補修工の構造概要

c) ニーブレースと下弦材接合部の亀裂対策

ニーブレースと下弦材接合部の亀裂に対しては、亀裂原因となる横桁のたわみ変形を抑制する対策を実施した。端支点部（格点番号VP1、VP25）とアーチ支柱部（格点番号VP3、VP23）とで構造が異なるため、それぞれに対して対策構造を決定した。

端支点部については、横桁の下に橋座があるため、横桁に新たに支承を設置し、たわみ変形を抑える構造とした（図-10）。アーチ支柱部は、支承を追加することができないため、横桁をフルウェブ化し、剛性を向上させることでたわみ変形を抑制する構造とした（図-11）。

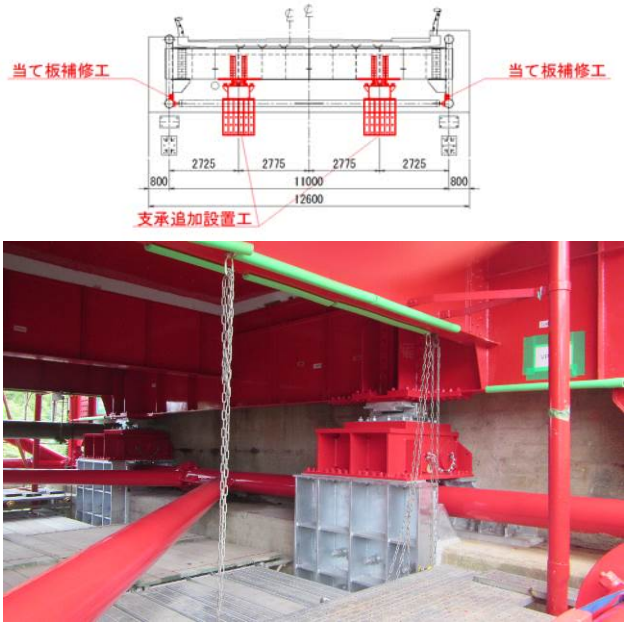


図-10　ニーブレースと下弦材接合部　端支点部対策工

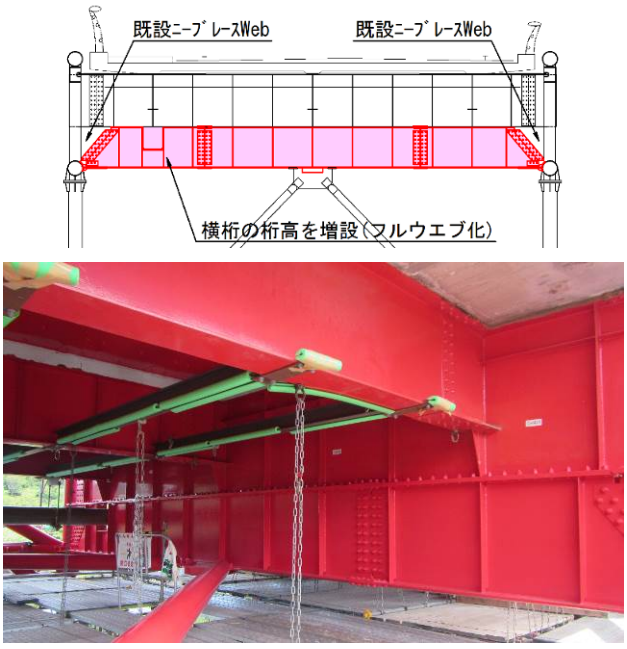


図-11　ニーブレースと下弦材接合部　アーチ支柱部対策工

6. 亀裂確認以降の管理方針

(1) 亀裂確認後の管理方針

亀裂確認後、安全が確保される恒久対策完了までの間は近接目視を基本とした職員による日常点検を基本として、日常点検を補う監視システムを構築し、変状・危険を早期に発見できるよう監視を行った。

日常点検は、職員による定期的な近接目視とし、数日毎～1ヶ月に1回の頻度で実施した（変状が無いことを確認しながら徐々に頻度を抑制）。

監視システムとしては、①道路監視用カメラを用いて亀裂状況を事務所から常時監視、②応力モニタリングシステムにより事務所から橋梁の応力状態を常時監視（前日の応力を確認）を実施し、安全を監視した。

恒久対策完了後は、通常の橋梁と同等の安全性が確保されたと評価できることから、5年に1度の定期点検による通常の管理を基本とすることとした。

(2) 職員による日常点検

亀裂の進展有無の確認を目的として、確認ポイントのチェックリスト（**図-12**）を用いた近接目視点検を実施した。チェック項目は、各亀裂位置に対して、下記のような項目としている。

- ・切削箇所周辺の塗膜割れ
- ・ストップホール周辺の塗膜割れ
- ・接合部（溶接線）に沿った塗膜割れ　等

なお、本橋では恒久対策完了までの間、常時吊足場を設置しており、吊足場より近接目視を行った。

(3) 応力モニタリングによる応力状態の監視

日常点検を補う監視体制として、応力モニタリングを行った。亀裂近傍をモニタリング点として抽出し、2時間毎に応力を計測・記録し、翌日に2時間毎の応力変動を事務所のパソコンで確認できるシステムとした。

当初は閾値等は設けず、応力状態を監視するシステムとして、応力状態に顕著な変化が無いかを確認した。1年分の計測データを蓄積した後、計測データを分析し、モニタリング点ごとに閾値を設定して警報システムを作成した。これにより、事務所のパソコンから前日の閾値超過有無を確認し、毎日の安全監視を行った。

(4) 恒久対策後の維持管理

恒久対策完了後6ヶ月間日常点検及び応力モニタリングを継続したが変化が認められなかったため通常の橋梁と同様に、5年に1度の定期点検により管理を行うこととしている。

1. 横桁上フランジと垂直材接合部

点検個所	VPR5		VPR7	
（参照図）	表-4.5.2		表-4.6.1	
確認項目	①	③	①	③
切削箇所周辺の塗膜割れ				
ストップホール周辺の塗膜割れ				
横桁上フランジ（上面・下面）に沿った塗膜割れ				

2. ニーブレース・ガセットと下弦材接合部

点検個所	VPR1		VPR3	
（参照図）	表-4.8.2		表-4.9.2	
確認項目	⑤	⑥	⑤ ⑦	⑥ ⑧
ストップホール周辺の塗膜割れ				
ニーブレースフランジ（上面・下面）に沿った塗膜割れ				
ニーブレースウェブに沿った塗膜割れ				
垂直材と下弦材接合部の塗膜割れ				
未対策亀裂先端の塗膜割れ				
ガセットと垂直材接合部（下面）に沿った塗膜割れ				

図-12　日常点検チェックリスト

なお、本橋には検査路は設置されていなかったが、今回の亀裂発生個所を確実に監視できるよう、検査路を設置する予定である。検査路は、亀裂が発生していることに配慮し、死荷重軽減に配慮して軽量なアルミ製検査路とした。

7. 亀裂対策の評価及び今後の展望

恒久対策実施までの間の監視（職員による日常点検、応力モニタリングによる応力監視）においても、また亀裂対策実施後においても、変状は確認されておらず、今回実施した対策は有効であったと考える。

今後の維持管理にあたっては、今回の対策経緯、設計思想を確実に継承していくことが課題となる。特に、今後の定期点検においては、今回の亀裂発生事例より、本橋において留意すべき点検項目の知見が得られており、これを継承することが重要である。

一般国道３２号「池田第一橋」における異常音発生の詳細調査報告

大西　祐未[1]・水田　正弘[1]・木内　雅浩[1]

[1] 四国地方整備局　徳島河川国道事務所　道路管理第二課（〒770-8554 徳島県徳島市上吉野町3丁目35）

一般国道32号に架かる「池田第一橋」は、支間長32.4mの単純鋼合成I桁4連と支間長48.2mの単純鋼合成箱桁からなる橋長181mの道路橋で，1976年に架設されている (図-1,2および表-1参照)．過去の定期点検では，主桁等に目立った損傷は確認されていないが，箱桁の支間中央部を大型車両が走行した際に、可動側支承の桁端部周辺で鋼材同士が擦れるような異常音が確認された．なお，対象部位は箱桁構造であり，箱桁内で音が反響し発生源の特定が困難であった．

今回、異常音の発生源を特定するため、超音波探傷試験やビームフォーミング法、アコースティックエミッション法（以下、AE法）等による非破壊調査を実施したものである．

キーワード　既設合成桁橋、異常音，超音波探傷試験、ビームフォーミング法，
アコースティックエミッション法(AE法)

1. はじめに

道路橋は橋の健全性を確保するため，5 年に 1 度近接目視による定期点検を実施している．また，定期点検において補修が必要と判断された橋梁については，詳細調査および補修設計を実施し，補修工事を実施している．

本橋梁においては，過去の定期点検では，主桁等に目立った損傷は確認されていない．しかし今回，大型車が箱桁の支間中央を走行した際に，走行している場所と全く違う可動支承側の桁端部周辺で鋼材同士が擦れるような異常音が確認された．このように走行している場所と違う場所での異常音発生は前例がないものである．また，今回の異常音発生を受けて，箱桁部周辺の目視確認を行ったが，目立った損傷は確認できず，異常音の原因は不明であった．

本論文では，この「池田第一橋」の箱桁端部で発生した異常音に対する詳細調査方法と結果について報告するものである．

以下に橋梁の一般図，橋梁諸元および写真を示す．

写真-1　全景　A2から起点側を望む

表-1　橋梁諸元

架橋竣工年	1976年	
活荷重・等級	TL-20　1等橋	
形式	上部工	単純鋼溶接合成Ｉ桁4連 単純鋼溶接合成箱桁
	下部工	控え壁式橋台1基 逆T式橋台1基 T型橋脚柱円型(RC)4基
	基礎工	直接基礎3基 オープンケーソン3基
橋長	181.00 m	
支間長	32.40(48.20) m	
幅員	全幅員	11.60 m
	有効幅員	10.50 m
適用示方書	昭和47年　道路橋示方書　1共通編2鋼橋編	

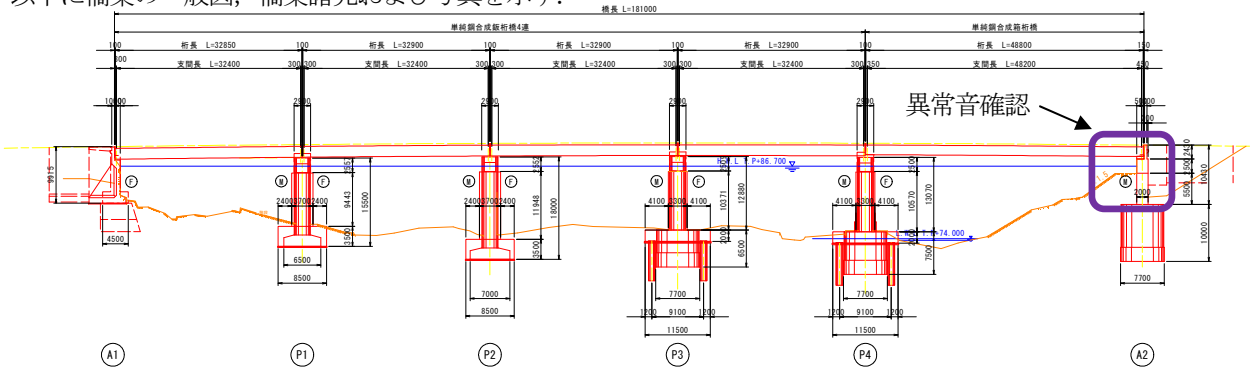


図-1 橋梁一般図

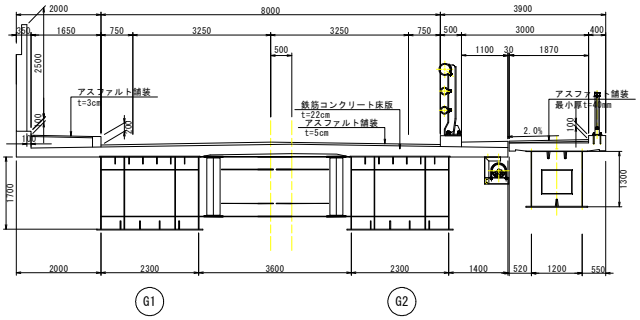


図-2　上部工断面図

2. 詳細調査フロー

今回，上部工の桁端部に発生している異常音の原因を特定するにあたり，下記に示すフローにより詳細調査を実施した．

最初に原因を推測する．次に原因の推測結果を踏まえ，一次調査を実施し，音源のスクリーニングを行い，おおよその異常音の発生源に当たりを付ける．最後に，より詳細な二次調査を実施することで損傷箇所および損傷原因を特定する流れである．

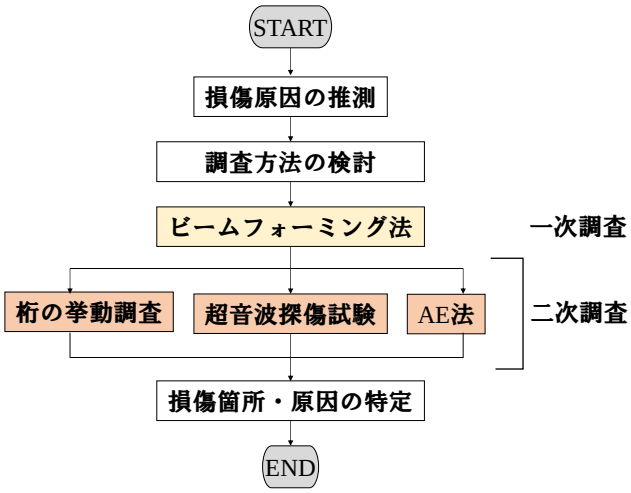


図-3　異常音の詳細調査フロー

3. 損傷原因の推測

詳細調査で確実に損傷原因を特定するためには，最初に損傷原因を推測し，損傷が発生していると考えられる箇所で詳細調査をすることが重要であると考えた．

今回は，異常音確認後に箱桁部周辺の目視確認を行った結果，目立った損傷は確認できなかったため，目視では確認不可能な箇所での損傷が発生している可能性がある．また，鋼材同士が擦れるような金属音であったことから総合的に考えると本橋梁の損傷は，スタッドジベルの損傷の可能性が高いと考えられた．スタッドジベルとは本橋梁のような合成構造において，主桁と床版を一体化させる部材である(図-4)．

また，他にも可能性がある損傷として，支承内部の損傷を疑った．

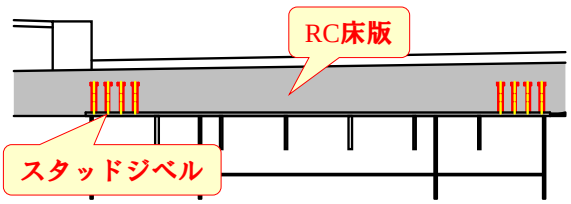


図-4　RC床版とスタッドジベルの構造

4. 一次調査

4.1　ビームフォーミング法

本橋梁は鋼箱桁構造であり，発生した音源が箱桁内で反響し，音源の特定を困難としていた．また，前述のとおりスタッドジベルの損傷を疑ったが，スタッドジベルは広範囲に設置されており，全数調査は調査に時間がかかることや費用的な面から困難であった．そこで，一次調査として，ビームフォーミング法による音源のスクリーニングを実施した(写真-2, 図-5, 6)．なお，本調査は一定の間隔で配置した複数のマイクロホンにより音源を計測し，得られた信号の時間差Δt を補正分析することで，音源の可視化を行うものである．

写真-2　ビームフォーミングによる調査状況

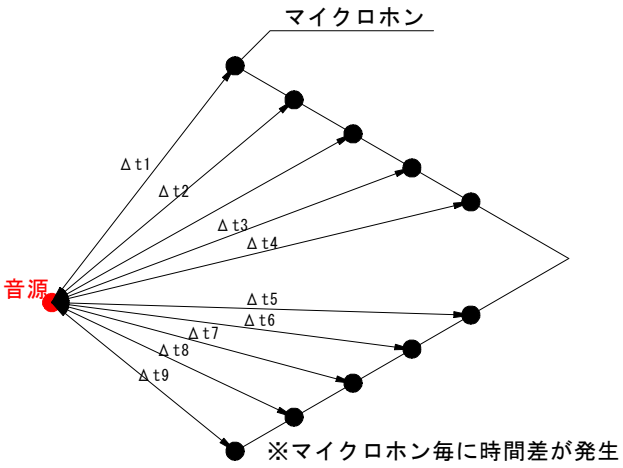


図-5　ビームフォーミングによる音源特定方法

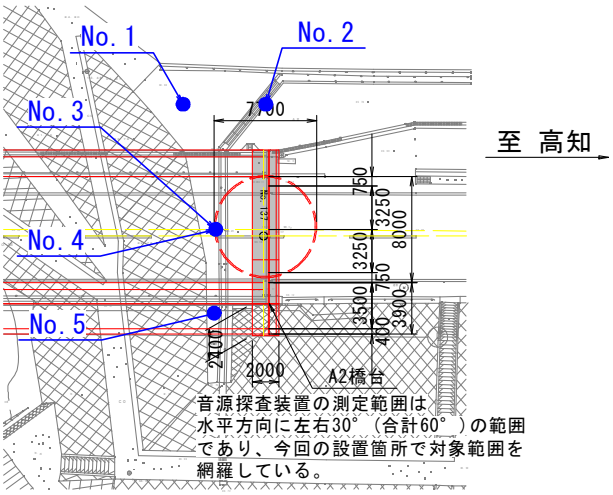


図-6　ビームフォーミング法による調査箇所

4.2　ビームフォーミング法調査結果

ビームフォーミング法による調査の結果，異常音は桁端部より発生していることは特定できた(図-7,8)．また，多少広範囲で音源が確認されたが，これは，発生した異常音が箱桁内で反響していることが原因と考えられる．

図-7　ビームフォーミングのコンター図（No.1：G1）

図-8　ビームフォーミングのコンター図（No.5:G2）

5. 二次調査

一次調査の結果，桁端部から異常音が発生していることは特定できたため，より詳細な調査である二次調査は調査箇所を絞って桁端部付近で実施することとした．

5.1　超音波探傷試験

(1) 超音波探傷試験の概要

主桁と床版はスタッドジベルで一体化が図られた構造形式であり，前述のとおりスタッドジベルに損傷が生じ，異常音が発生していることが考えられた．このため，超音波探傷試験により，スタッドジベル溶接部の健全性の調査を行った．

スタッドジベルが健全な場合は，探触子から出た超音波はスタッドジベルの先端まで伝搬する（図-9）．一方，スタッドジベルが破断や損傷していれば損傷位置までしか超音波は伝搬しないこととなる(図-10)．

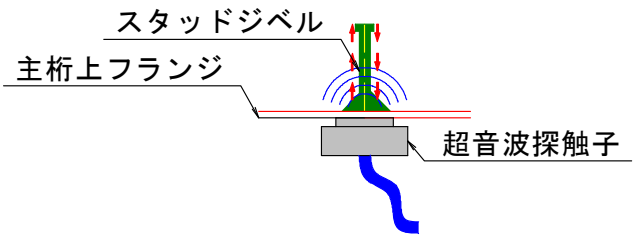


図-9　スタッドジベル溶接部の探傷方法
（スタッドジベルが健全な場合）

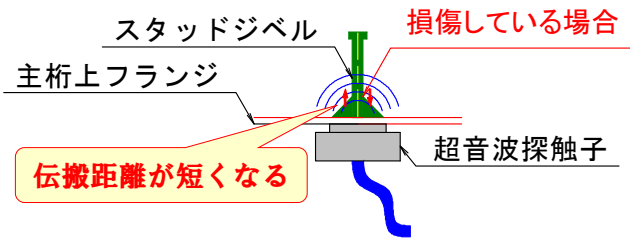


図-10　スタッドジベル溶接部の探傷方法
（スタッドジベルが損傷している場合）

(2) 超音波探傷試験結果

箱桁内部より，スタッドジベル溶接部について超音波探傷試験を実施した(写真-3)結果，ジベル溶接部においても破断等の損傷は確認されなかった(図-11)ため，スタッドジベルは健全であると考えられる．

写真-3　超音波探傷試験による調査状況

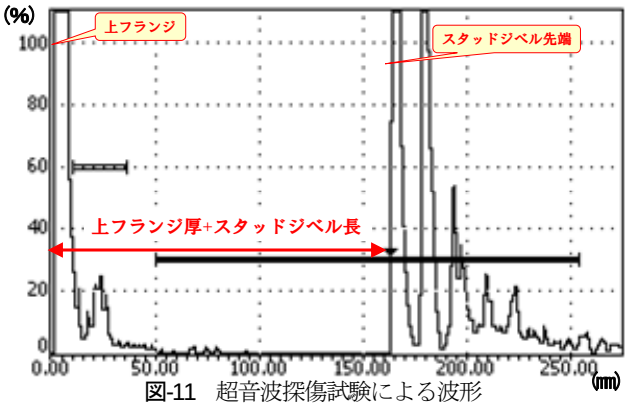


図-11　超音波探傷試験による波形

5.2　AE(アコースティックエミッション法)

(1) AE(アコースティックエミッション法)の概要

部材が損傷を受ける際，構造部材の内部では微細な変形が生じ，蓄えていたエネルギーを弾性波として放出する．AE 法は，部材表面に設置したセンサにより，この弾性波を検知する方法である．

本調査では，複数のセンサを主桁に配置し，各センサに到達する時間差から弾性波の発生源の特定を行った．(写真 4, 図-12, 13)

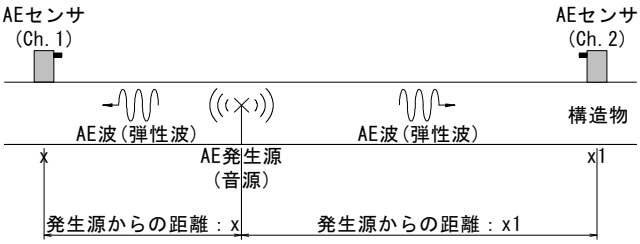


図-12　AE法による発生源の特定方法

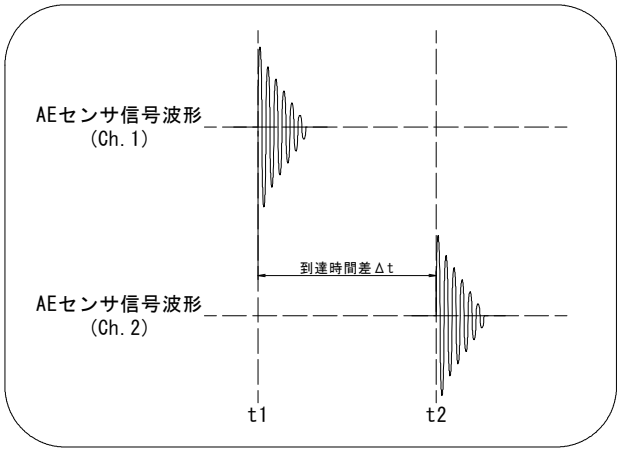


図-13　AEセンサによる弾性波の信号波形

写真-4　AE法による調査状況

(2) AE(アコースティックエミッション法)調査結果

AE センサを各 4 点設置し，調査を実施した．その結果，下フランジ面にセンサを配置したケースにおいて，支承のソールプレート付近で信号が確認された．このことから異常音の発生原因は支承であると考えられる．(表-2, 図-14, 15)

表-2　AE調査結果一覧表

調査箇所	G1主桁	G2主桁
主桁上フランジ面	信号無	信号無
主桁下フランジ面	信号有	信号有
端横桁面	信号無	信号無
主桁ウェブ面	信号無	未実施

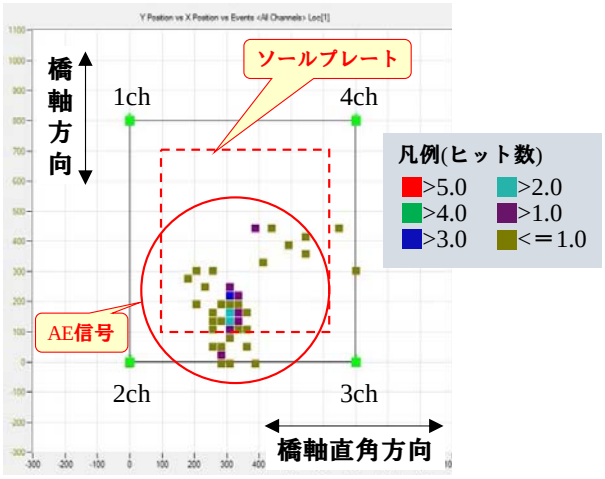


図-14　AE 法によるヒット数の分布（G1 下フランジ）

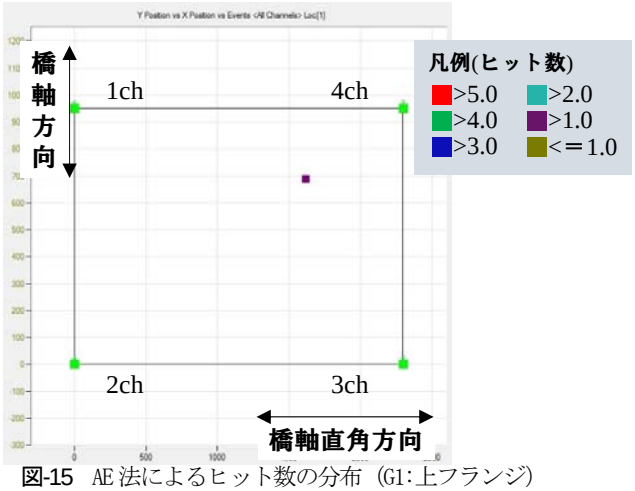


図-15　AE 法によるヒット数の分布（G1:上フランジ）

5.3　桁の挙動調査

(1) 桁の挙動調査方法の概要

異常音が発生している箇所は，可動側の桁端部付近であるが，支承の接触面の摩擦が大きくなり，桁の挙動を阻害している可能性が考えられた．このため，主桁に桁の水平移動状態を確認するため，桁の挙動に合わせてゲージが動くダイヤルゲージを設置し，異常音と桁の挙動の関係性について調査を実施した（写真-5）．

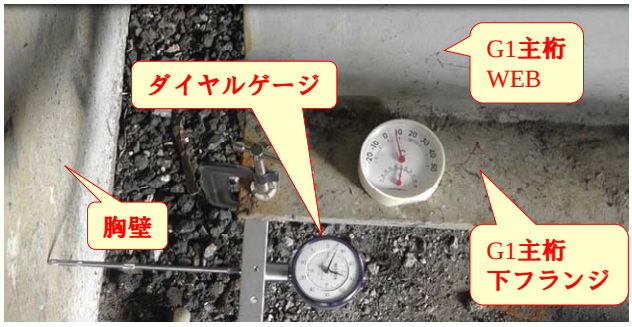


写真-5　桁の挙動調査状況

(2) 桁の挙動調査結果

大型車が支間中央を走行する際，すなわち，荷重が支間中央に載荷された際に，桁のたわみが最大になる．桁がたわむと中立軸より上は圧縮側であるため，桁は縮む側に挙動する．一方，中立軸より下は引張側であるため，伸びる側に挙動することとなる．従って，可動支承上は，中立軸より下側であり，桁がたわむと引張側となるため，桁は伸びる側に挙動する．そして，支間中央から大型車が離れれば，桁のたわみは無くなり，桁は縮む側に挙動し元に戻る(図-16, 17)．

桁の挙動調査を実施した結果，桁の水平移動はスムーズではなく，ギギギと引っかかるような非線形な挙動を示し，その挙動に合わせて異常音が発生していることを確認した．

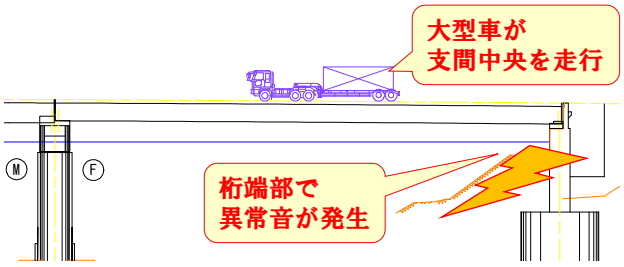


図-16　大型車と異常音の発生位置

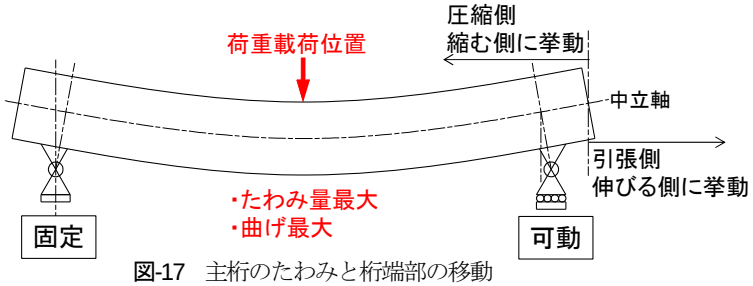


図-17　主桁のたわみと桁端部の移動

6. 損傷箇所・原因の特定

超音波探傷試験の結果，スタッドジベルが健全であることや AE 法で支承付近から弾性波が発生していること，および桁の挙動調査より可動支承であるにも関わらず，桁がスムーズに挙動せず，引っかかりながらスライドしていることから，支承の上沓が腐食し，上沓とステンレス板の摩擦が大きくなり，桁の水平移動時に異常音が発生しているものと考えられる（図-18）．

それを証明するものとして，詳細調査後に撮影した写真を以下に示す（写真-6）．

本写真は，支承の胸壁側の狭いスペースで撮影したものである．腐食が発生していないように見えた支承も胸壁側から見ると上沓に腐食が確認できた．

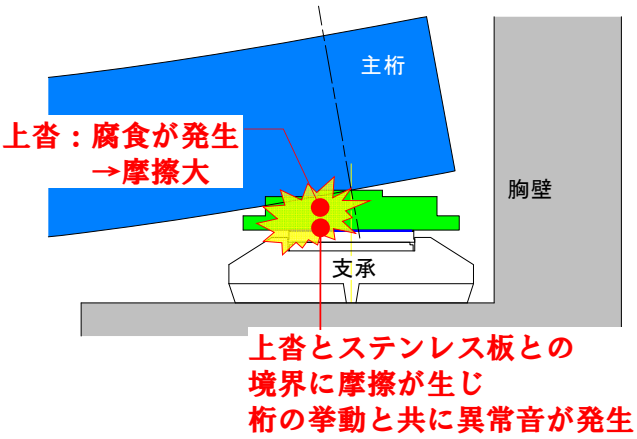


図-18　支承の構造と異常音発生箇所

写真-6　上沓の腐食

前述のとおり可動支承の腐食により桁の挙動時に異常音が発生していることが特定できたが，支承に傾きやセットボルトの緩みがないことから，比較的，支承は健全であると判断できる．さらに現状では桁端部において路面からの漏水対策を実施済であり，漏水がないため，腐食が急速に進む可能性は低いと判断し，当面経過観察を行うこととした（写真-7, 8）．

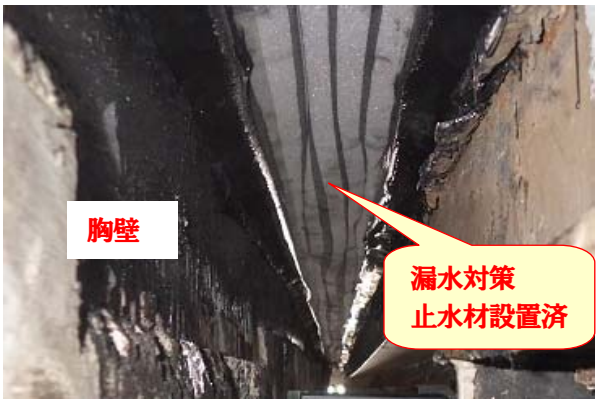


写真-7　漏水対策済写真，桁端部の漏水なし

写真-8　支承の状況写真，傾きやセットボルト緩みなし

7. おわりに

一般国道 32 号「池田第一橋」において，大型車が箱桁部の支間中央を走行した際に，走行している場所と全く違う箇所である可動支承側の桁端部周辺で鋼材同士が擦れるような金属音が確認された．このような，走行している箇所と違う箇所での異常音発生は前例がないものであった．また，周辺を目視確認したところ，目立った損傷は確認できず，異常音の原因は不明であった．

そのような状況であったが，原因を推測し，原因と考えられる箇所で詳細調査を行うという流れで，異常音の原因を特定することとした．

原因を推測したところ，対象箇所は鋼箱桁構造であり，異常音の特定が困難で，目視では確認不可能な箇所での損傷が発生していることが危惧された．

そして，一次調査で異常音は桁端部で発生していることを確認した．次に，二次調査で桁端部の詳細調査を実施することで異常音の発生源が支承であると特定した．

私見であるが，道路構造物の維持管理が重要視されるようになってまだ歴史は浅く，前例がない損傷等が発生し，対応に苦慮することがある．維持管理においては，さらなる経験・事例の蓄積が必要と感じている．そのため，今回，詳細調査により前例のない異常音の原因を特定したことは，貴重な経験・事例を一つ蓄積することができたものと考えている．

今後，高度経済成長期に造られた構造物は一斉に老朽化し，様々な損傷が発生すると思われる．他の橋梁でも今回同様の異常音が発生する可能性は十分にある．本橋と同様の異常音が発生した際には，今回実施した詳細調査方法を参考にして頂き，原因の特定に役立てて頂ければと考えている．

参考文献

1) 道路橋示方書同解説　Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編
：(社) 日本道路協会／平成24年3月
2) 土木鋼構造物の点検・診断・対策技術
：(一社)日本鋼構造協会／2017
3) 道路橋支承便覧
：(社)日本道路協会／平成16年4月
4) 道路橋点検必携　～橋梁点検に関する参考資料～
：(社)日本道路協会／平成27年4月
5) 鋼道路橋の疲労設計指針
：(社)日本道路協会／平成14年3月
6) 鋼橋の疲労
：(社)日本道路協会／平成9年5月
7) 鋼道路橋防食便覧
：(社)日本道路協会／平成19年3月
8) アコースティック・エミッションの特性と理論
：森北出版株式会社／2005年第2版

鋼床版Uリブ・デッキプレート溶接部に対する自走式PAUT法を活用した調査・診断方法の提案

服部　雅史[1]

[1]中日本高速道路㈱　技術・建設本部　環境・技術企画部　（〒460-0003 愛知県名古屋市中区錦2-18-19）

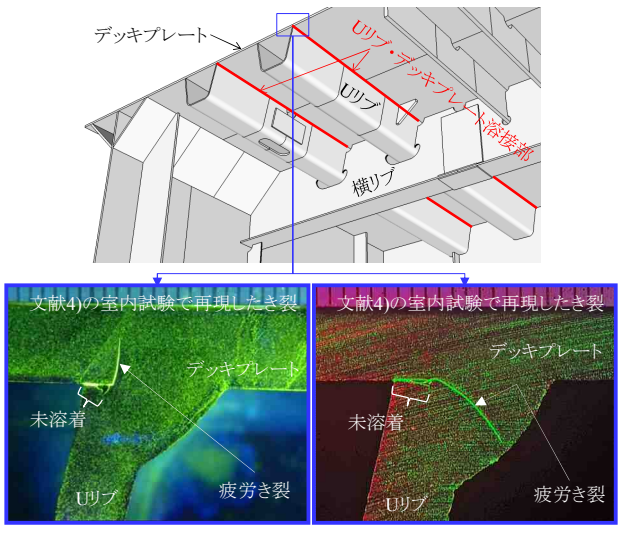
鋼床版のUリブ・デッキプレート溶接部の疲労き裂は，走行安全性に直結することから，早期発見・対策が望ましいが，き裂は溶接ルートから発生するため目視で早期発見できない．一方で，実橋でこのき裂はデッキとビードに進展する2種類が報告されているが，その双方を一度の走査でき裂深さが小さい段階から検出できる方法として，自走式PAUT法が開発されている．

そこで，自走式PAUT法のき裂寸法を測定できる点を有効活用し，選定される対策との関連性を考慮した診断方法を工学的知見に基づき提案する．また，調査速度を実橋での試行運用で確認し，その作業能力に基づいた調査箇所選定方法を提案する．最後に，この調査を導入することによる経済優位性を試算する．

キーワード　鋼床版，Uリブ・デッキプレート溶接部，疲労き裂，自走式PAUT法，診断

1. はじめに

図-1に示す鋼床版のUリブとデッキプレートの溶接部において，溶接ルートを起点としてデッキプレートへ進展する疲労き裂（図-1(a)）（以下，デッキ進展型き裂）や溶接ビードへ進展する疲労き裂（図-1(b)）（以下，ビード進展型き裂）の報告がある[1]．これらのき裂が進展すると路面に凹凸が生じ，走行車両の安全な通行を阻害する恐れが高いことから，優先的に対策すべき疲労き裂である．一方で，これらのき裂はルートから発生するため，貫通するまで目視では確認することができない．



(a)デッキ進展型き裂　　(b)ビード進展型き裂

図-1　Uリブ・デッキプレート溶接部の疲労き裂

一般に，これらのき裂が見つかった場合は，ストップホールや溶接補修などのき裂処理を施し，鋼繊維補強コンクリート（以下，SFRC）敷設による補強を行っている[1)2)]．このき裂寸法が十分小さい状態で検出できれば，き裂処理を省略してもSFRCによる補強のみでき裂の進展を抑えることができる場合もあり[3)]，より合理的で経済的な対策が可能となる．また，き裂深さが3mm程度の小さいき裂から寸法を測定できる電動走行用治具を取り付けたフェーズドアレイ超音波探傷（以下，PAUT）装置による探傷試験（以下，自走式PAUT法）が提案されている[4)]．

本検討は自走式PAUT法の特徴を活かした鋼床版の維持管理手法の確立を目的として以下の検討を実施した．はじめに，自走式PAUT法の調査速度を実橋での試行運用で確認し，その作業能力や既往知見に基づいた調査箇所選定方法を提案する．次に，自走式PAUT法によりき裂寸法を測定できる点を有効活用し，対策との関連性を考慮した診断方法を提案する．最後に，自走式PAUT法を導入することによる経済優位性を試算する．

2. 自走式PAUT法の概要

自走式PAUT法の探傷装置を図-2に示す．この装置は磁石により鋼床版に取り付き，バッテリ駆動のモータにより橋軸方向に自走できる．この装置に，デッキプレート面とUリブ面に超音波を送受信する2台のPAUT探触子を装備することで，デッキ進展型およびビード進展型の

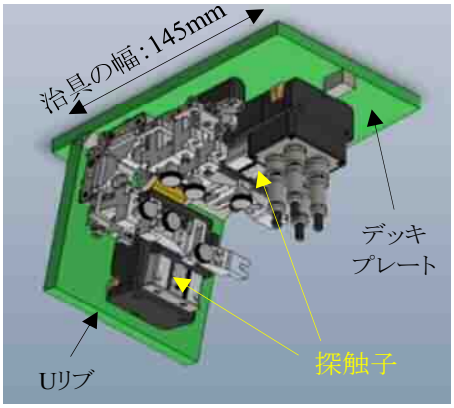


図-2　自走式PAUT法の探傷装置

双方を同時に探傷できる．文献4)の精度検証の結果，デッキ進展型き裂に対してき裂深さ2.2mm以上で誤差±1.5mm以内，ビード進展型き裂に対してき裂深さが2.8mm以上で誤差±2.0mm以内で測定でき，C5，D塗装系[5]の塗膜上から測定できることが確認されている．

3. 実橋での試行運用

(1) 試行調査の概要

試行調査は供用開始から19.5年経過した伊勢湾岸道路の名港中央大橋で実施した．対象橋梁は供用開始から16.5年経過した時点でビード進展型き裂が貫通した状態で見つかっている．調査対象の鋼床版はUリブ寸法：320×240×6mm，Uリブの中心間隔660～684mm，デッキプレート厚12mmであり，ルート部の溶込み量は不明である．

対象橋梁は上下線一体で6車線を有しており，そのうち上り線の3車線（路肩側から第一走行，第二走行，追越車線）を調査範囲とした．累計大型車交通量2,500万台／車線以上でデッキ進展型き裂が貫通した報告がある[6]が，対象橋梁は第一走行車線と第二走行車線において3,000万台／車線を超えている．

調査範囲を調査結果とあわせて図-3に示す．過去の点検結果から，製作工場の違いにより疲労き裂の発見数に差があったため，き裂が既に見つかっているA工場製作範囲と，き裂が発見されていないB工場製作範囲の2つの範囲を対象とし，溶接線延長約170mに対する調査を実施した．調査対象の溶接線の抽出は，累積疲労損傷度が最も大きい第一走行車線において左タイヤ直下の3溶接線の双方工場製作範囲と，点検で き裂が見つかっているA工場製作範囲に対して橋軸直角方向に1列とした．なお，調査に際して塗膜の除去はしていない．

(2) 試行調査の結果

調査の結果，検出したき裂の指示長さや指示深さを図-3に示している．目視点検において既にA工場製作範囲にビード進展型き裂が貫通した状態で1箇所見つかっていたが，その他計14箇所のき裂指示が検出された．デッキ進展型き裂は第一走行車線の左タイヤ直下の1溶接線に集中して検出された．ビード進展型き裂はデッキ進展型き裂に比べると横断方向に広範囲に発生しており，調査した左タイヤ直下の3溶接線全てに発生していた．また，調査で検出したき裂指示は全てA工場製作範囲のみであり，B工場製作範囲にはき裂が全く検出されなかった．つまり，製作工場の違いにより疲労き裂の発生数が異なる傾向となった．製作工場の違いによる溶接形状の違いに着目し，PAUTのエコーを分析したが，溶接形状の差異は明確に判断できなかった．

本調査は4日間実施したが，その平均調査速度は，1日目が6.5m/h，2日目が7.8m/h，3日目が12.7m/h，4日目が12.0m/hであった．調査が慣れるに従い，調査速度は12.0m/h程度となるため，12m/hを自走式PAUT法の調査速度と考える．日作業時間を5hとすると調査速度は60m/日となるが，この速度で当社が管理する鋼床版全ての溶接線を調査することは困難と想定できるため，適用箇所の選定方法が必要となる．

4. 調査箇所選定方法を提案

(1) 調査箇所選定条件の検討

3.の結果および既往知見をもとに，該当するき裂に影響を与える選定指標を以下のように抽出した．

① 舗装の部分補修履歴
② 鋼床版の構造種別
③ 車線毎の累計大型車交通量

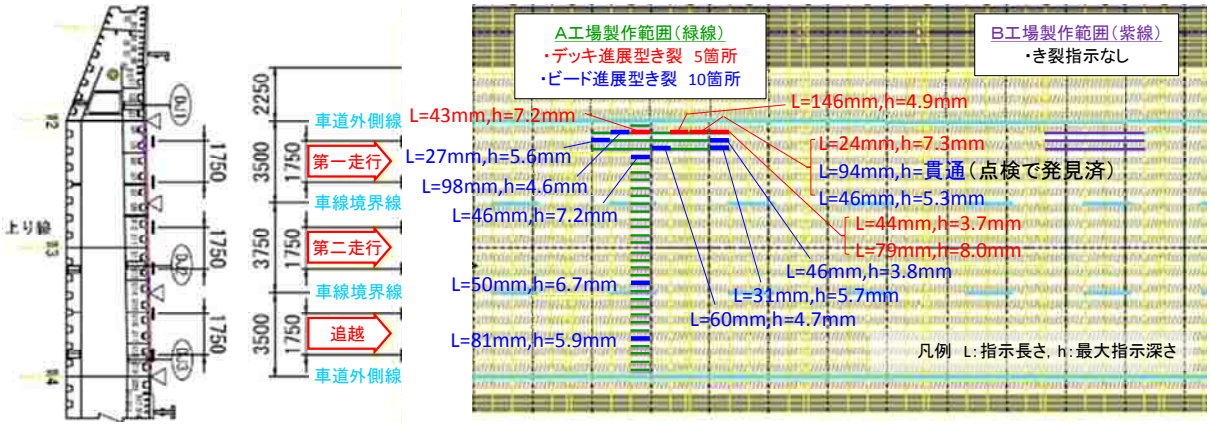


図-3　試行調査の範囲と自走式PAUT法で測定したき裂寸法

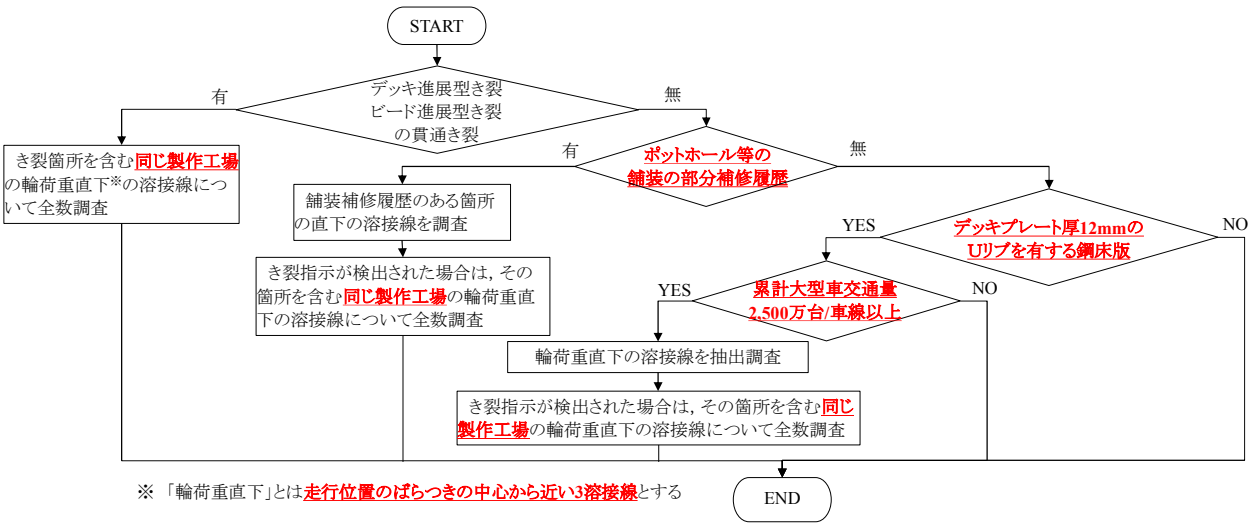


図-4　自走式PAUT法の調査箇所選定フロー

④　溶接線と輪荷重との位置関係

⑤　製作工場

①については，舗装の部分補修履歴がある箇所は，その直下の疲労き裂に起因して舗装損傷が生じた可能性がある[1]ので，「ポットホール等の舗装の部分補修履歴」がある直下の箇所を選定条件とした．

②については，Uリブ・デッキプレート溶接部を有する鋼床版を対象とする（Uリブ以外の縦リブ形式は路面に影響する疲労き裂の報告がないため除く）と，

A) 平成14年の道路橋示方書[7]（以下，道示）より前の基準で設計されたデッキプレート厚12mmとしたもの

B) 鋼道路橋に疲労設計指針[8]に記載のあるUリブ板厚の75%以上の溶込み量の確保がされている，平成14年の道示で設計されたデッキプレート厚12mmとしたもの

C) 国土交通省事務連絡[9]以降の基準で設計されたデッキプレート厚16mmとしたもの

D) デッキプレート厚およびUリブ寸法を大きくした合理化鋼床版[1]

の4スペックが存在する．このうち，点検において既にUリブ・デッキプレート溶接部に疲労き裂が見つかっているのはデッキプレート厚12mmの鋼床版しかない（A, B）．また，既往の検討結果[10]よりデッキプレート厚が疲労耐久性に大きな影響を与えることがわかっている．以上のことを踏まえ，「デッキプレート厚12mmのUリブを有する鋼床版」を選定条件とした．なお，ビード進展型き裂については，Uリブ板厚の75%以上の溶込み量が確保されている（B）と，溶込み量が確保されていない（A）で疲労耐久性が異なると考えられるが，ここでは，デッキプレート厚のみに着目している．

③については，本来であれば累積損傷度を用いて評価したいが，供用開始からの軸重や輪荷重と載荷回数を把握できない．一方で，車線毎の大型車交通量はIC間に少なくとも1箇所設置している交通量計測装置で推定することができる．累計大型車交通量2,500万台／車線以上でデッキ進展型き裂が貫通した報告があること[6]を踏まえ，「累計大型車交通量2,500万台/車線以上」を選定条件とした．

④については，Uリブ・デッキプレート溶接部に生じる応力の橋軸直角方向影響線長は短く[11]，輪荷重が直上に載荷したときのみ大きな応力が発生する．実橋においても輪荷重直下に集中してき裂が発生する傾向が報告されていることから，輪荷重直下となる溶接線のみを調査対象とする．走行位置（橋軸直角方向の輪荷重載荷位置）のばらつき文献12)を参考にすると式(1)のような正規分布の確率密度関数で表すことができる．

$$f(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\alpha B}\exp\left(-\frac{x^2}{2(\alpha B)^2}\right) \tag{1}$$

ここで，x：走行位置のばらつきの中心からの距離

α：標準偏差に対する係数

B：車線幅員

上下分離型複数車線道路において，走行車線ではα=0.088[12]が与えられる．走行車線は一般に追越車線に比べ大型車交通量が多い．また，高速道路の一般的な車線幅員B=3,500mmとすると，式(1)より標準偏差は308mmと計算され，隣り合う溶接線の間隔をUリブの上側寸法と同じ320mmとすれば，溶接線を3本抽出すると-320mm≦x≦320mmの範囲で，全走行車両の70%の輪荷重載荷の影響を反映できる．そこで，「走行位置のばらつきの中心から近い3溶接線」を選定条件とした．走行位置のばらつきの中心は文献12)を参考に求める，もしくは実橋で超音波距離計を設置して計測することができる．

⑤については，3.の試行運用結果より製作工場の違いにより疲労き裂の発生数が異なる傾向が明らかとなったことから，き裂指示が検出された場合は「同じ製作工場」に対して調査を拡大していくこととした．

(2) 調査箇所選定方法の提案

(1)の選定条件を踏まえ，調査箇所選定フローを作成した．フローを**図-4**に示す．なお，調査箇所として選定する「溶接線」とは，横リブで区切られたUリブ・デッ

表-1　デッキ進展型き裂に対する判定の標準

判定区分		判定の標準
個別の変状に対する判定	AA	き裂がデッキプレートを貫通している.
	A1	き裂長さが60mm以上，またはき裂深さが7mm以上である.
	A2	き裂長さが60mm未満，かつき裂深さが7mm未満である.
	B	き裂が疑われる指示があるが，寸法の特定には至らない.
	OK	き裂が検出されない.
第三者等被害に対する判定	E	AAの場合と同じ.

表-2　ビード進展型き裂に対する判定の標準

判定区分		判定の標準
個別の変状に対する判定	AA	き裂のビードの貫通の有無に関わらず，き裂長さが300mm以上である.
	A1	き裂がビードを貫通しており，き裂長さが300mm未満である.
	A2	き裂がビードを貫通しておらず，き裂長さが300mm未満である.
	B	き裂が疑われる指示があるが，寸法の特定には至らない.
	OK	き裂が検出されない.
第三者等被害に対する判定	E	AAの場合と同じ.

キプレート溶接部を一単位とする．また，本調査はき裂を見つけることが目的であることから，調査の頻度は道路法施行規則と同等程度として，5年に1回程度と考えた.

溶接線の「抽出調査」については，5年に1回程度で調査可能な数量の断面を抽出することとしている． 例えば，当社の管内で**図-4**に基づき調査箇所を選定した中で，累計大型車交通量が多くなるのは名港トリトンとその間の高架橋となることから，そこに対して抽出調査箇所を選定してみる．累計大型車交通量から第一，二走行車線のみを調査範囲とすると溶接線は約160,000mあるため，年間60日の調査実施と仮定とすると，160,000m÷（5年間×60日×60m/日）=8.88となることから，全体の1/9の断面を抽出調査できる計算となる.

5. 調査結果を用いた診断方法を提案

(1) き裂寸法に応じた判定の標準

自走式PAUT法によりき裂寸法を測定できる点を有効活用し，対策との関連性を考慮した診断方法を検討する．判定の標準として前提とした判定区分の定義は，保全点検要領[13]に基づくこととした．その定義に基づき，提案するデッキ進展型き裂，ビード進展型き裂の判定の標準をそれぞれ**表-1**，**表-2**に示す.

判定については，個別の変状に対する判定（AA，A1，A2，B，OK判定）と，第三者等被害に対する判定（E判定）とに大きく分けられるが，個別の変状に対する判定における「機能」と，第三者等被害に対する判定における「安全な交通」とは，鋼床版は路面の一部を構成する部材であるという点で同義と考え，判定の標準においてAA判定の場合は同時にE判定であると解釈した.

(2) デッキ進展型き裂に対する判定標準の考え方

AA判定は機能面への影響が非常に高い場合に相当する．鋼床版は路面の一部を担う部材であることから，機能として走行性能を確保する必要があり，走行性能に影響が非常に高い状態として，路面の変状がある．き裂がデッキプレートを貫通した状態となると路面の損傷や陥没となることから，デッキプレートを貫通した状態をAA判定とした.

A1判定は対策の検討が必要で機能低下への影響が高い場合に相当する．一方で，A2判定は機能低下への影響が低い場合に相当する．ここで，A1判定とA2判定の違いとして，両者とも対策の検討が必要な状態だが，その対策の程度が機能低下の大小と関係するため，対策の程度の違いを考えた．デッキ進展型き裂は抜本的対策として一般的にSFRCによる補強が行われており[2]，SFRCによる補強の際に疲労き裂の処理（ストップホール）が必要な場合をA1判定，不必要な場合をA2判定と考えた．き裂長さが60mm の場合に，疲労き裂の処理をせずにSFRCを50mm厚で舗設することで，その後のき裂進展がないことが輪荷重走行試験によって確認されている[14]．安全側の評価として，き裂の長さが60mm以上の場合はき裂の進展の可能性が確認できていないため，き裂の処理が必要としてA1判定とし，60mm未満をA2判定とした.

また，SFRCによる補強による応力拡大係数範囲の低減と，き裂寸法の関係からき裂長さ60mmとした場合にき裂が進展しない深さを検討した．応力拡大係数範囲が下限界応力拡大係数範囲63N/mm$^{3/2}$以下の場合にき裂は進展しない[15]とし，平板中の半楕円表面き裂の応力拡大係数を与えるNewman-Raju解（式(2)）[16]を用いて応力拡大係数範囲を計算した.

$$K_{\mathrm{I}} = (\sigma_m + H\sigma_b)F\sqrt{\frac{\pi a}{Q}} \tag{2}$$

ここで，K_I：開口モードの応力拡大係数

σ_m：膜応力，σ_b：板曲げ応力

a：き裂深さ，Q：欠陥形状パラメータ

F，H：形状係数

計算においては，文献3)の検討で得られたダブルタイヤの荷重7t（法定荷重5t×衝撃相当1.4）とした場合の影響線載荷での板曲げ応力の応力範囲$\Delta\sigma_b$=6MPa，膜応力の応力範囲$\Delta\sigma_m$ =0MPaを用いた．計算の結果，き裂深さを7mmとすると板曲げ応力の応力範囲$\Delta\sigma_b$が18MPa以下であれば理論上き裂は95%以上の確率で進展しないこととなる．仮に，デッキプレートとSFRCの合成効果を全く期待しない場合を想定しても，文献17)の検討結果から板曲げ応力の増加は倍程度と想定されるため，$\Delta\sigma_b$ =6MPa×2倍=12MPa程度となり，$\Delta\sigma_b$ =18MPa以下であるからき裂進展の可能性は低い．仮に，作用する輪荷重が法定荷重の3倍の過積載車が通過した場合，はじめて下限界応力拡大係数範囲と同じとなる$\Delta\sigma_b$=6MPa×3倍＝

18MPaである．なお，法定荷重の3倍の輪荷重は，3.で試行調査を実施した名港中央大橋のある路線の刈谷PA付近の本線軸重計データより0.01%以下の発生割合であった．以上から，き裂深さが7mm未満の場合はき裂進展の可能性はきわめて低いため，き裂の処理が必要ないとしてA2判定とし，7mm以上をA1判定とした．

B判定は監視が必要な状態であり，監視をPAUTで行うことを考えて，き裂が疑われる指示を検出できる程度のき裂寸法の状態であるとした．

(3) ビード進展型き裂に対する判定標準の考え方

ビード進展型き裂がデッキプレートを貫通して路面に変状を与える可能性は低いが，き裂延長が長くなる，もしくはUリブウェブにき裂が進展することにより，デッキプレートを補剛している部材としての機能が低下し，路面に変状を与えるため，き裂長さが一定以上の場合をAA判定とする．き裂長さが300mmの場合に，ストップホールと同時にSFRCによる補強し，輪荷重走行試験を行った結果，ストップホールから新たな疲労き裂は発生しないことを確認している[14]．デッキ進展型き裂と同じ考え方で，SFRCによる補強の際に疲労き裂の処理（ストップホール）が必要な場合をA1判定とし，それ以上は試験で確認していないことから，安全側の評価としてき裂長さ300mm以上をAA判定とした．

A1判定とA2判定は，機能低下の程度で区分した．溶接ビードを貫通すると，その部分は閉断面構造でなくなるため，舗装への影響やUリブの防食上望ましくない．そのため，き裂がビードを貫通した場合をA1判定，貫通していない場合をA2判定とした．PAUTはビード進展型き裂を貫通前に検出できることから，貫通後の維持管理に比べ対策までの時間的余裕を確保することができる点で優位と言える．

B判定はデッキ進展型き裂と同様の判定としている．

(4) 試行調査結果に対する診断

図-3に示す試行調査結果を**表-1**，**表-2**に基づいて判定すると，最もよくない評価においてA1判定とされる．A1判定とは保全点検要領[13]の定義に基づくと「変状があり，機能低下への影響が高いと判断される場合」となる．つまり，試行調査を実施した橋梁は，調査結果に基づいて，SFRCによる補強の早期実施が必須と判断できる．

一般に，道路橋の点検では目視点検が行われており，試行調査を実施した箇所はビード進展型き裂が1箇所発見されていたのみであった．その状況において，該当き裂の補修に対する実施判断は容易にできるものの，明確な判断指標がないためSFRCによる補強を判断するのは容易ではないと想像される．一方，本検討において，自走式PAUT法による調査をもとに**表-1**，**表-2**に基づいて診断したことにより，SFRCによる補強という事業判断を疲労き裂の小さい段階から行う一助とでき，その判断を客観的に説明できると考えられる．

6. 自走式PAUT法の導入による経済優位性

(1) 比較する維持管理事例

他の高速道路会社で管理している鋼床版橋において平成19年度の詳細点検で疲労き裂が多数発見されたため，対策に向けた検討が実施され，順次対策を実施している．

中でもA橋では，超音波探傷試験（以下，UT）を実施した結果，H23.7の詳細点検においてデッキ進展型き裂が147箇所，ビード進展型き裂が819箇所見つかっており，その5年後のH28.7の詳細点検ではデッキ進展型き裂が445箇所（3.0倍），ビード進展型き裂が1,228箇所（1.5倍）に増えた．

A橋では以下の方法でき裂に対する維持管理を実施している．

I.デッキ進展型き裂：目視点検⇒UT⇒ストップホール⇒Uリブ取替え⇒SFRC

II.ビード進展型き裂：目視点検⇒磁粉探傷試験（以下，MT），詳細目視点検（以下，VT）⇒ストップホール⇒溶接補修，当て板⇒SFRC

(2) A橋と名港中央大橋の類似点

A橋は平成19年度の詳細点検でき裂が見つかっており，その時の累計大型車交通量は2,600万台／車線程度であった．文献6)では早いもので1,200万台／車線でき裂が見つかっているが，それに比べると発生は遅い．文献6)は一般道を対象としており，高速道路との交通特性の違いの影響だと思われる．一方で，3.で試行調査を実施した名港中央大橋では平成26年度の詳細点検でき裂が見つかっており，その時の累計大型車交通量は2,600万台／車線程度であった．き裂発見時の累計大型車交通量が同程度であることから，数年後には名港中央大橋もA橋のように多数をき裂が発生する恐れがある．

また，A橋と名港中央大橋は4. (1)のA)に該当する構造であり，構造条件が同じである．

(3) 対策費用の比較

A橋の維持管理方法を従来方法として，自走式PAUT法を名港中央大橋に導入した場合（以下，本方法）の対策費用を比較した．従来方法はき裂が顕在化してから維持管理をはじめた事後対策のシナリオ，本方法はき裂が十分に小さい段階で維持管理をはじめる事前対策のシナリオである．本方法においては，き裂が十分に小さい段階で検出できることから，(1)に示した従来方法の維持管理に対して，デッキ進展型き裂に対する「ストップホール」と「Uリブ取替え」を，ビード進展型き裂に対する「溶接補修」と「当て板」を省略できることとなる．

前提条件として，A橋，名港中央大橋の橋梁緒元を**表-3**に示す．点検・調査対象面積はA橋については走行車線の下，名港中央大橋は第一，第二走行車線の下とした．点検・調査対象溶接線は，上記範囲にある輪荷重直下3溶接線に対して4. (1)から全体の1/9の断面を抽出調査としている．SFRCの対象面積は全幅とした．損傷個所数

表-3 比較する橋梁緒元

	橋長(m)	点検・調査の対象		SFRCの対象	損傷個所数	
		① 面積(㎡)	② 溶接線(m)	③ 橋面積(㎡)	④ デッキ進展型(箇所)	⑤ ビード進展型(箇所)
A橋	2,596	9,086	1,731	25,307	147 (UT＋目視結果)	819 （目視結果）
名港中央大橋	2,340	16,380	3,120	64,350	1 （目視結果）	5 （目視結果）

表-4 維持管理費用の試算結果の比較

単位：千円

工種	点検	UT	MT，VT	PAUT	ストップホール		Uリブ取替え	当て板等	SFRC	⑥ 合計	⑥/③ 費用 (円/㎡)
計算式	①× 100円/㎡	②× 7千円/m	⑤× 2千円/箇所	②× 20千円/m	④× 20千円/箇所	⑤× 20千円/箇所	④× 30万円/箇所	⑤× 10万円/箇所	③× 45千円/㎡		
A橋	909	12,115	1,638	-	2,940	16,380	44,100	81,900	1,138,815	1,298,796	51,322
名港中央大橋	1,638	-	-	62,400	-	100	-	-	2,895,750	2,959,888	45,997

については，A橋はH23.7の点検結果を，名港中央大橋はH27.7時点の点検結果とした．

維持管理費用の試算結果を**表-4**に示す．表中の「計算式」に記載の①～⑤は**表-3**のそれに対応する．また，各工種の単価については，PAUTを除いたものはA橋での実績単価，PAUTは3.の実績単価とした．維持管理費用を試算すると，従来方法で行ったA橋は51,322円/㎡に対し，本方法で行った名港中央大橋は45,997円/㎡となり，約10%（▲5,325円/㎡）の費用削減に繋がる結果となった．当社の管内で4. (1)のA)に該当する構造を有する鋼床版は，少なくとも名港トリトンとその間の高架橋で約8万㎡存在するため，本方法を適用することで4億円以上の削減が期待できる．

7. まとめ

本検討は自走式PAUT法の特徴を生かした鋼床版の維持管理手法の確立を目的として，調査箇所選定方法と診断方法の提案と経済優位性の試算をした．

その結果，得られた知見や成果を以下に示す．

1) 試行調査の結果，製作工場の違いにより疲労き裂の発生数が異なる傾向であった．
2) 自走式PAUT法の調査速度は12m/h程度であった．
3) 試行調査の結果および既往知見をもとに，調査箇所選定フローを作成した．
4) デッキ進展型き裂，ビード進展型き裂に対して，自走式PAUT法によりき裂寸法を測定できる点を活用し，対策と関連性をもつ判定の標準を作成した．
5) 従来方法と比較して，約10%（▲5,325円/㎡）の費用削減に繋がる可能性があることが示された．

今後は，提案した方法で実施した調査結果をもとに調査箇所選定方法と診断方法の更なる向上を図るとともに，対策方法の設計や施工管理の基準の充実を図ることで，鋼床版の疲労に対する維持管理手法の確立を目指したい．

謝辞：本検討は当社で実施した「鋼床版疲労き裂に対する点検・診断検討会」の成果の一部であり，中日本高速技術マーケティング㈱，中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋㈱，中日本ハイウェイ・エンジニアリング東京㈱，㈱高速道路総合技術研究所の方々に多大な協力を得ました．また，舘石和雄・名古屋大学教授，穴見健吾・芝浦工業大学教授，判治剛・名古屋大学准教授，山田健太郎・名古屋大学名誉教授には貴重なご意見を頂きました．ここに記して深謝いたします．

参考文献

1) 土木学会：鋼構造シリーズ 19　鋼床版の疲労，2010.
2) 土木学会：鋼構造シリーズ 22　鋼橋の疲労対策技術，2013.
3) 下里哲弘，若林登，稲葉尚文，冨田芳男，小野秀一，渡辺真至：疲労損傷を受けた鋼床版における SFRC 補強後の疲労耐久性検証試験，土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集，pp.43-44，2007.
4) 服部雅史，牧田通，舘石和雄，判治剛，清水優，八木尚人：鋼床版 U リブ・デッキプレート溶接部の内在き裂に対するフェーズドアレイ超音波探傷の測定精度，土木学会論文集（投稿中）.
5) 東・中・西日本高速道路（株）：構造物施工管理要領，2017.
6) 鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究―実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討―，国総研資料第 471 号，2008.
7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編　Ⅱ鋼橋編，2002.
8) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.
9) 国土交通省：新設橋への鋼床版の適用に関するデッキプレート最小板厚の見直しについて，都市・地域整備局，道路局事務連絡，2009.
10) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，社団法人日本橋梁建設協会：損傷状況を考慮した鋼床版の構造形式見直しに関する研究，国土技術政策総合研究所資料共同研究報告書，No.608，2010.
11) 服部雅史，大西弘志，青木康素，田畑晶子，松井繁之：タイヤ荷重による U リブ鋼床版の静的載荷試験，第 6 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.33-38，2008.
12) 松井繁之：道路橋床版　設計・施工と維持管理，森北出版，2007.
13) 東・中・西日本高速道路（株）：保全点検要領，2017.
14) 中日本高速道路株式会社，首都高速道路株式会社：既設鋼床版の疲労損傷に関する補修補強方法　共同研究報告書，2007.
15) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説　―付・設計例―　2012 年改訂版，2012.
16) Newman, J.C.，Raju, I.S.：Stress-Intensity Factor Equations for Cracks in Three-Dimensional Finite Bodies Subjected to Tension and Bending Loads，NASA Technical Memorandum 85793，1984.
17) 森猛，村越潤，佐藤歩，小野秀一：デッキ進展き裂を有する鋼床版の疲労耐久性に対する SFRC 舗装の効果，土木学会第 72 回年次学術講演会講演概要集，pp.555-556，2017.

鬼怒川堤防に＋１
～堤防用法肩ブロックの開発～

渡邉　裕

関東地方整備局　下館河川事務所　計画課　（〒308-0841　茨城県筑西市二木成1753）

当事務所ではこれまで，堤防天端の法肩部分を盛土で施工してきた．耐浸透性，耐浸食性，防草性の観点から堤防天端は全幅舗装が望ましいが，全幅舗装すると法肩部の盛土が極小断面となり人力施工となる事から，手間がかかり，雨水による浸食も見られた．

そこで，鬼怒川緊急対策プロジェクトでは，鬼怒川堤防の施工に際して省力化（生産性向上）と，利便性向上を目的とした「堤防用法肩ブロック」を新たに開発し，試験施工を行った．

キーワード　生産性向上，法肩保護，防草性，職務発明

1. はじめに

2015年9月関東東北豪雨では，特に鬼怒川の下流部で決壊1箇所，漏水19箇所，大規模な溢水2地区，その他溢水4地区などの大きな被害が発生した．

下館河川事務所では河川激甚災害対策特別緊急事業等（以下「激特事業」）を活用して，再度災害防止に必要な河川整備を緊急的，集中的に行うハード対策と，沿川自治体と連携して住民避難を促すためのソフト対策が一体となった「鬼怒川緊急対策プロジェクト」を2015年度～2020年度の6年間で実施している．

ハード対策は鬼怒川下流域の約44.3km区間（図-1）において，堤防整備や河道掘削を実施するもので，激特事業の目的である再度災害防止を早く達成するため，ICT施工やプレキャスト製品の採用等による生産性向上に取り組み，地域住民の期待に応える必要があった．

また，プロジェクト推進の過程で一歩進んだ取り組みや工夫を講じることで，付加価値を生み出す取り組みとして「鬼怒川緊急対策プロジェクト＋１（プラスワン）」を実施しており，その第１弾としてかわまちづくり支援制度を活用して街と川の拠点を繋ぎ，サイクリングロードやリバースポットを整備していくため，堤防天端の利便性や維持管理性の向上に考慮する必要があった．

図-1　鬼怒川緊急対策プロジェクト　対象区間

2. 鬼怒川堤防の整備で追求するもの

2-1 早く（生産性向上）

築堤工事の主工種である土工は，ICT技術の活用により省力化や工期短縮が図れるが，堤防天端の法肩部は人力盛土であるため手間がかかり，舗装止めブロックとの同時施工が出来ず，工期短縮が困難だった．（図-2）

よって，品質を確保しつつ施工性を向上させる，人力盛土に置き換わる法肩構造の改善に挑戦することとした．

2-2 良いものを（利便性向上）

＋1（プラスワン）の取り組みを考慮し，供用後の雑草の繁茂防止や視認性の確保，堤防天端からの雨水浸透や法肩の浸食を防止できる法肩構造の改善に挑戦することとした．

2-3 安く（コスト縮減）

従来の法肩盛土は完成後数年が経過すると雑草が繁茂し，通行時の支障になり，除草費用もかさむ．（図-3）

また，人力施工となるため施工費が高くなる事や，降雨時に法肩が浸食される事もあり，補修費もかかる．

よって，施工費や維持管理費を含めたトータルコストを低減できる法肩構造の改善に挑戦することとした．

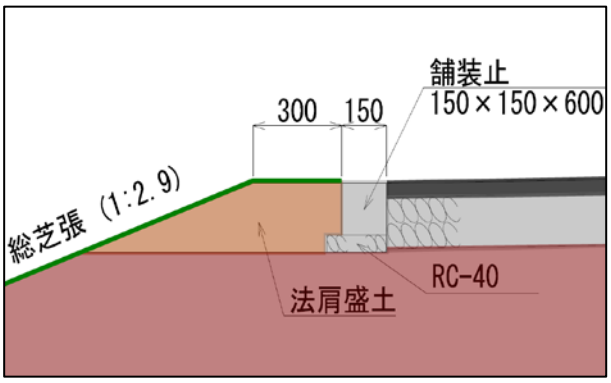


図-2 従来の堤防法肩構造

図-3 堤防天端の法肩における雑草繁茂状況

3. 堤防用法肩ブロックの開発

3-1 法肩構造の情報収集

2016年9月，九州地方整備局の方々が決壊箇所の視察に訪れた際に，危機管理型ハード対策として法肩部をコンクリートで施工している事例の情報を得た．

当事務所では2. で述べたように，鬼怒川緊急対策プロジェクトにおける堤防整備には生産性向上，利便性向上，コスト縮減の3点を改善することに挑戦している．

法肩部の施工がプレキャスト化されれば，省力化が進み工程短縮やコスト縮減に繋がるだけでなく，コンクリートによる防草性，耐浸食性，高視認性が得られ利便性の向上にも繋がると考え，堤防法肩におけるプレキャスト製品の適用性について調査を行った．

3-2 堤防用法肩ブロックの開発

当初は既製品で堤防法肩に適用可能な製品を調査し，適用について検討した．

まず考えたのは護岸用連節ブロックであるが，連節ブロックは鋼線の結線や浸透防止のシート敷設が必要で，従来の法肩盛土より手間がかかってしまうため，このままでは適用困難と考えた．

次に，道路用の路肩ブロックを調べたが，アンカーピンで地山に固定するタイプが多く，堤防へピンをかん入する事及びブロック下面の整形に手間がかかり，施工性や堤防保護の観点から堤防法肩への適用は困難と考えた．

そんな折に，全国的な組織である公益社団法人　全国土木コンクリートブロック協会（以下「協会」）に問い合わせたところ，九州で堤防法肩に設置するブロックの試作品を製作したという情報を得て，写真と図面を提供頂いた．

協会に確認したところ，本製品は試作段階で製品化の予定は無いとの事であったが，これを改良する事で鬼怒川緊急対策プロジェクトに適用できると考え，試作品の実物を見ながら細部形状について事務所と協会で協議する事となった．（図-4）

図-4 試作ブロックを見ながら協議

協議の結果，試作ブロックをベースに鬼怒川緊急対策プロジェクトに適用可能な「堤防用法肩ブロック」を開発する事となった.

製作にあたっては，以下の目的，形状，性能を有するものとした.

(1) ブロックの目的

・プレキャスト化により施工手間が軽減し，生産性の向上が図れる事.

・堤防天端全幅を被覆する事で，雨水浸透および法肩の浸食から堤防を保護する事.

(2) ブロックの形状（図-5）

・天端部は平坦で舗装面と同じ高さである事.

・法面部は1:3の勾配を有し，ブロックの全幅は除草の省力化を考慮し1,000㎜とした.

・製品長は施工性向上を考慮し2,000㎜とした.

・製品厚は施工性を考慮し,舗装構成（表層＋上層路盤）と同等の250㎜とした.

・舗装とブロックの継目が貫通する事による,雨水浸透や雑草繁茂を防止するため,ブロック舗装側に高さ50㎜,幅100㎜の切り欠きを設けた.

(3) ブロックの性能（図-6）

・雨水の浸透および浸食，雑草の繁茂を防止する.

・舗装両端を白いコンクリートが縁取る事で，利用者の天端法肩への視認性を向上させる.

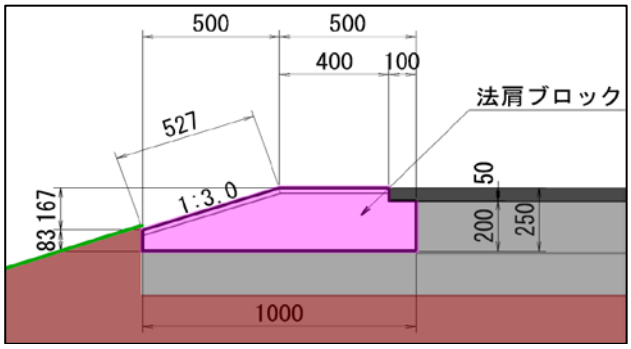


図-5　堤防用法肩ブロック　寸法図

図-6　堤防用法肩ブロック　施工後写真

3-3　職務発明として共同出願

「堤防用法肩ブロック」は，ブロックという物品の構造および形状の考案である事から，知的財産権のうち産業財産権である「実用新案権」に該当する.

実用新案の保護の対象は「物品の形状、構造又は組み合わせによる考案」となり，ブロックの細部形状までは保護されない事から，「実用新案権」と併せて細部形状の保護を目的に「意匠権」の出願も行うこととし，ともに事務所と協会の「共同出願」とした.

その理由は，共同出願とする事で関東地方整備局も権利を有する事となるため，事務所発注工事等の公共調達において，特定企業の占有を防止できるとともに，両者の合意により協会以外の企業への通常実施権の許諾が可能となる.

これにより，公共調達としての公平性（第三者への実施権許諾）が確保できるためである.

なお，今回の考案は特許法35条「職務発明」に該当するため，国土交通省職務発明等取扱規程（2003年3月24日　国官技第335号）に則って手続きを実施し，実用新案権および意匠権ともに2017年9月12日に出願した.

その結果，実用新案権は2017年11月1日に登録（登録第3213674号）され，意匠権は2018年6月1日に登録（登録第1607469号）された.

4.　試験施工

4-1　鬼怒川緊急対策プロジェクトでの試験施工

開発後，鬼怒川緊急対策プロジェクトにおける本ブロックの効果を確認するため試験施工を実施した.

天端舗装工の施工手順として，従来は「舗装止めブロック→法肩盛土→路盤工→法肩芝張り→舗装」の5工程が必要であったが，開発した堤防用法肩ブロックを使用した結果「堤防用法肩ブロック設置→路盤工→舗装工」の3工程に軽減され，約1.6倍の工程進捗が図れることが確認できた.　(図-7)

図-7　試験施工状況（路盤工）

4-2　試験施工の施工業者アンケート

試験施工では施工者にアンケート調査を依頼し，本ブロックの施工量，施工性，自由意見を調査した．

調査における主要意見を以下に整理する．

(1) 日あたり施工量について

施工量が向上し，各現場平均で約50m/日・班となったが，施工ヤードが狭い現場では，仮置き場所を分散させざるを得ず，小運搬が増えたため，約30m/日・班にとどまった．

(2) 施工性について

・良い点

クレーンを手配しなくてもバックホウで据付可能なので施工しやすい．

吊り上げも，吊り金具を差して回すだけでワイヤーを通さなくて良いから簡単だった．（図-8）

・改善点

堤防法線がカーブしている現場では短物（1000mm）があると良い．

吊り金具が確実にロックされているかどうかが一目でわからない．（人為ミスの不安がある）

(3) 自由意見

・良い点

従来は法肩盛土と舗装止めブロックを別工程で考える必要があったが，本製品はそれを短縮する事が出来た．（工程で４日程度の短縮）

製品長が2000mm/個のため，直線部の施工性が向上した．

・改善点

ブロック表面が滑りやすいため，滑り止め加工が必要と思われる．

ブロックの軽量化が図れると扱いやすい．

図-8　ブロック据付状況（吊り上げ）

5. 今後の課題

5-1　改善点の解消に向けて

試験施工のアンケートにおいて挙げられた改善点について，協会と協議し対策を実施していく必要がある．

2018年4月現在，滑り止め対策についてはブロックの型枠を工夫し，滑り止め加工を施したブロックとして対策済みであり，要望の多かった短物も，2016年度末より半割製品として製品長1000mmのブロックを製作し，供給を開始している．

なお，アンケート結果以外でも，工事完成後の現場を事務所，協会ともに適時点検して不具合の有無を確認している．

5-2　コスト縮減に向けて

試験施工を経て，改善点はあるものの，生産性と利便性については向上していることが確認出来た．

コストについては従来工法（舗装止めブロック＋法肩盛土）と比較すると以下のようになる．

(1) イニシャルコスト（直接工事費　材・工費）

従来工法	7,870円/m
堤防用法肩ブロック	15,630円/m
差額	+7,760円/m

(2) ランニングコスト（直接工事費　35年間）

従来工法（養生，除草，補修費）	8,100円/m
堤防用法肩ブロック	0円/m
差額	-8,100円/m

(3) トータルコスト（35年間）

従来工法	15,970円/m
堤防用法肩ブロック	15,630円/m
差額	-340円/m

従来工法とは材料費で大きく差が出るため，35年間のランニングコストを見込まないと逆転しないが，本ブロックの使用によってもたらされる生産性と利便性の向上は，鬼怒川緊急対策プロジェクトにとって重要な便益である．

しかし同時に，鬼怒川緊急対策プロジェクト達成のためにはコスト縮減も重要であり，とくに本ブロックのコスト縮減は試験施工を続ける上で急務である．

そこで当事務所では，イニシャルコストの低減に向けた取り組みとして，施工歩掛調査を実施中である．

サイクルタイムや使用機械を複数現場で測定し，施工業者の慣れによる手間の軽減や使用機械の規格および台数の最適な組合せを調査検討し，積算に反映できるよう取り組んでいる．

イニシャルコストは材料費と施工費の組合せであり，施工費の減少はトータルコストの改善にとって大きな要素であるため，これまで調査した現場数をデータ集計的に最適な規模の数まで拡大し，データの根拠付けを進めていく．

また，現場での施工方法についても最適な工法および手順について検討を行い，試験施工の中で検証して歩掛調査を実施し，効果のあるものについて積算への反映を急ぎたい．

5-3　占用者および利用者へのモニタリング

鬼怒川堤防は1. で述べたとおり，「鬼怒川緊急対策プロジェクト＋１」として，サイクリングロードやリバースポットの整備を沿川自治体と共に実施していく予定である．

よって，今回開発した堤防用法肩ブロックについてモニタリングを実施し，効果の確認や改善点の把握に努めていくことが重要と考えている．

モニタリングは，サイクリングロードの管理者（占用者）に対しては除草や補修等の維持管理性について．

また沿川住民やサイクリスト等の利用者に対しては，堤防天端の利用面での意見や評価について実施するものとし，詳細な方法や時期について検討を進めていきたい．

6. おわりに

鬼怒川緊急対策プロジェクトは2018年に4年目に突入し，ハード対策の１日でも早い完成を目指して事務所一丸となって取り組んでいるが，ただ早く進めるだけでなく，工事見学会や地域イベントにおいて，地域の方々に工事の進捗状況や使用重機，工事材料の紹介およびソフト対策の情報を発信するなど，実際に見て，触って，考えることで堤防や川を身近に感じて頂けるよう，地域とともに取り組んでいる．

事務所としては堤防が出来たから安心ではなく，ソフト対策についても引き続き情報発信していくとともに，ハード対策を早く進めるための堤防用法肩ブロックが，堤防天端の一部としてサイクリングロードや散歩道として利用され，人が川に足を運び日常の中で川を意識する事で，水防災意識社会の再構築の一助になれるよう事業を進めていきたい．

謝辞：（公社）全国土木コンクリートブロック協会，共同出願者の松岡明氏（現　霞ヶ浦導水工事事務所），佐野岳生氏（協会員），開発に際し多くの助言を頂いた内堀寿美男氏（現　関東地方整備局）に感謝を申し上げる．

信濃川河道改修における改修履歴と影響評価について

親松　康義[1]・萩原　健介[1]

[1]信濃川河川事務所　調査課　（〒940－0098　新潟県長岡市信濃1-5-30）

本論文では，昭和50年代から始まった信濃川長岡地区における低水路固定化事業および長岡地区直上流に位置する越路地区（妙見堰下流）について，改修履歴を整理した上で，改修による河道変化について考察した．改修事業は一部を除いて平成初期にほぼ概成しており，水衝部対策や流心を河道中央へ固定するという当初の目的が概ね達成されたが，その後20年以上が経過し，低水路の蛇行状況が変化するとともに新たに水衝部が生じるなど課題が発見された．また今後の検討課題となる，新規対策や既存対策の改良などの必要性を検討するための河道変動予測手法を整理した．

キーワード　水衝部，蛇行流路，導流堤，局所洗掘，側方侵食

1. はじめに

信濃川は幹線流路延長367km，流域面積11,900km^{2}の日本一の大河川である．本論文で対象とする長岡地区は，信濃川中流区間における治水上最も重要な長岡市街地を貫流する区間である．

当該区間は，越後平野の扇頂部に位置し，流路の蛇行が著しく，多くの水衝部を形成している．水衝部では堤防の安全性が低下することから，模型実験等による河道計画の策定，昭和50年代より低水路を河道中央に固定するための長岡・越路地区低水路固定化事業（15.0k～30.0k）に着手した．平成初期頃までに大半の事業が完了しているが，一部区間における導流堤整備および低水路護岸整備が残っている．

事業の効果については，着手後14年経過（昭和63年）後[1]，27年経過（平成13年）後[2]に検証された．平成13年以降，平成16年および18年に6,000m^3/s（小千谷地点）を超える出水が，平成23年および25年には7,000m^3/sを超える出水が生じるなど，河道を変化させうるインパクトが頻発した．これまで対策された従前の水衝部においては，導流堤および高水敷生成によりその事業効果が発現されている．一方，近年施工された信濃護岸（草生津地区）近傍においては局所洗掘が，区間最下流部においては河道中央に砂州が発生するなど，前回の効果検証から16年経過した現在で対策工の効果と河道への影響が顕在化しており，現在までの改修と河道変化を踏まえて再度評価する必要が生じた．

本論文では，長岡地区における改修事業の効果と河道変化を整理し，考察するとともに新たな課題を抽出する．そして課題への対応策を講じる上で必要となる今後の検討方法について提案した．

2. 長岡地区低水路固定化事業の概要

(1)事業目的

図-1に低水路固定化事業着手前における航空写真を示す．長岡地区低水路固定化事業が始まる昭和40年代の当該地区は越後平野の扇頂部に位置し，河床勾配変化点であることから河床の変化が大きい．砂州の形成に伴い低水路蛇行が生じ，水衝部が各所に形成され，大規模洪水

図-1　低水路固定化事業着手前の長岡地区航空写真（昭和 49 年撮影）

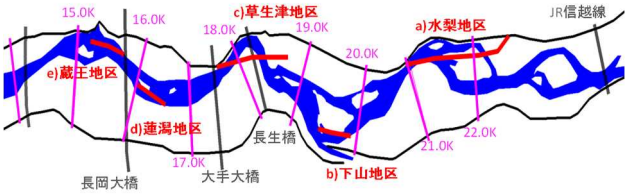


図-2　長岡地区導流堤施工箇所（赤ライン）

だけではなく中小洪水による河岸侵食も，しばしば発生していた．

長岡地区の堤防間の幅は800m～1,100mと非常に広く，河積は十分確保されているものの，堤防法線の湾曲が著しく，堤防法線間における低水路の蛇行もまた著しい．一般に，堤防法線の蛇行周期と低水路の蛇行周期は一致しないため，各所に水衝部が生じていた．図-1に示すa)21.5K右岸の水梨地区，b)19.5K左岸の下山地区，c)18.0K右岸の草生津地区，e)15.0K右岸の蔵王地区が特に激しい水衝部であった．昭和36年6月洪水では，水梨地区の堤防が決壊し，長岡市中心部が危険な状態となるなど，沿川市街地における治水上の重要な課題となった．このような状況のため，河道安定化のための抜本的な対策が必要であることから，長岡地区低水路固定化事業が検討された．事業の主な目的は，当時形成されていた水衝部を解消し，堤防の安全度を向上させることであった．事業の方針は次のとおりである[3]．

① 堤防法線は現状のままとする
② 危険な水衝部を解消した上，複断面とすることで高水敷の利用を可能にする
③ 低水路は2～3年に一度の確率で生起するQ=4,000m³/sを流下させる断面とする
④ 主流部を極力河道中央に移動させる

(2) 事業内容

長岡地区低水路固定化事業の基本となる低水路線形及び施工順序は，昭和45年から47年にかけて土木研究所において実施された模型実験[2),4),5)]により決定された．

事業内容としては，主流部を河道中心に固定するため，目標とする低水路法線に沿った位置に導流堤を建設するとともに，低水路の掘削および掘削後の河岸保護のための低水護岸を実施し，大規模な蛇行の端緒となる区間上流端に位置する水梨地区については，施工途上で流勢緩和と水刎ねを目的とした，水制工を設置した．

導流堤は，水衝部における水勢を直接的に緩和するとともに，導流堤背後地の流速低減，それに伴う浮遊土砂の堆積を促し，自然の作用を利用し高水敷を形成することを目的としている．

長岡地区の導流堤施工箇所は図-2に示す5か所であり，導流堤施工に伴う護岸工事とともに段階的に進められた．平成4年までにおいて，概ね現在の状況となった（平成4年以降，一部で延伸等が行われている）．

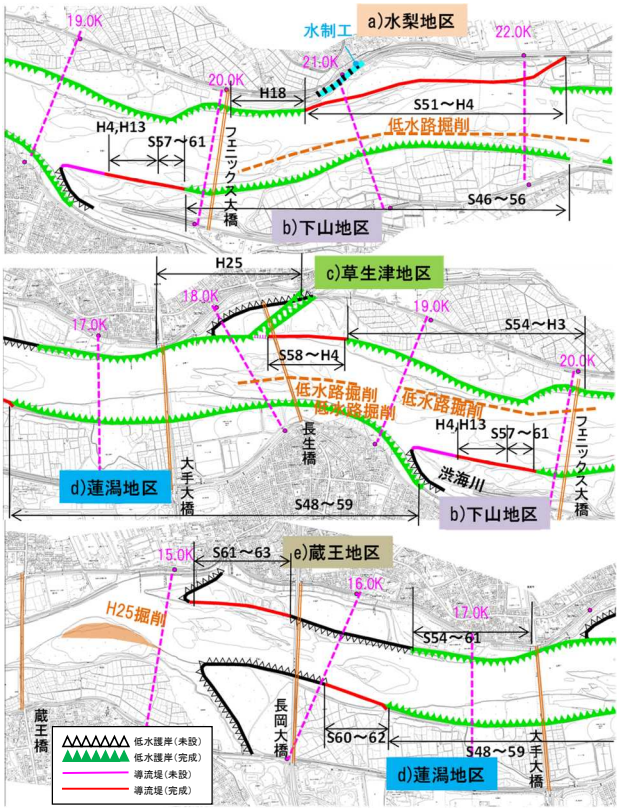


図-3　長岡地区改修履歴

(3) 模型実験による改修後の河道変化想定

模型実験は，事業後の河道変化についても検証を行っている．模型実験においては，計画河床を初期河床としており，実際の河床形状や変化とは条件が異なっているものの，河道変化を表現可能な実験となっている．例えば，実験通水中の砂利採取や改修工事などが反映されていない点，導流堤背後は初期設定で堆積している点など，必ずしも実験結果が実態を完全に表現できるものではないが，高水敷と低水路の比高差や蛇行度などを再現することで，大局的な平面流況や低水路における河床変動傾向は定性的に表現可能な実験となっている．

模型実験による，改修後の河道変化の結果は，a)20.75～21.75K低水路右岸（水梨地区）の洗掘と河道中央の堆積，b)18.5～18.75K低水路左岸（下山地区下流）の洗掘と河道中央の堆積，c)17.75～18.25K低水路右岸の洗掘（草生津地区）とされている．

3. 信濃川長岡地区の改修履歴と河道変化

(1) 改修履歴

図-3に長岡地区の改修履歴を示す．長岡地区における低水路固定化事業は，昭和50年頃から本格的に着工し，平成初期には現在設置されている施設状況となっている．平成29年時点，b)下山地区導流堤の一部および低水護岸整備が残されている状況である．低水護岸整備が残された地区については，高水敷幅が確保されている．

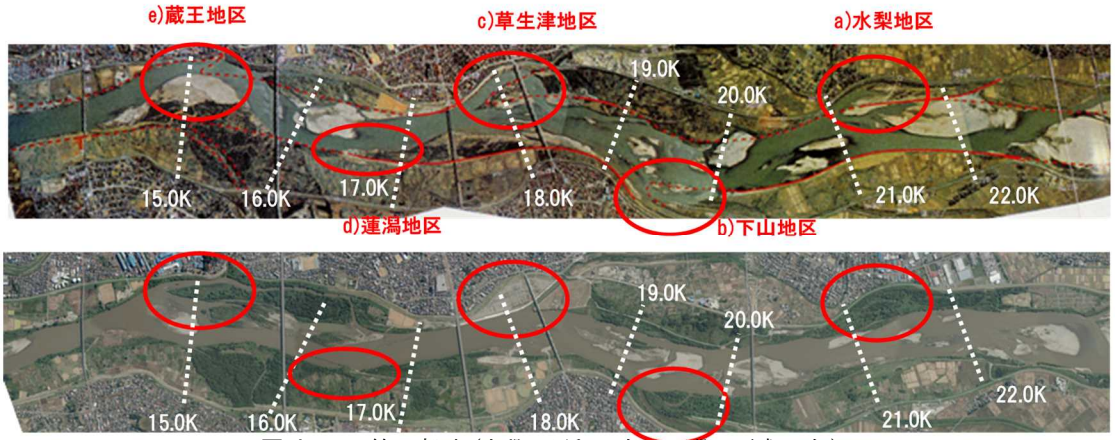


図-4　みお筋の変遷（上段：昭和 58 年，下段：平成 26 年）

導流堤による低水路流向是正に先立ち，当時の状況で計画低水路線形を確保できているb)下山地区（渋海川合流点上流左岸）およびd)蓮潟地区（17.0K～渋海川合流点左岸）において護岸整備およびa)水梨地区における水制工整備が始まった．護岸および水制工は，その後の流向是正の影響による他所における侵食軽減を目的としている．同様に，長生橋付近低水路掘削および橋脚補強により，その後に実施される改修により流れが低水路へ集中することへの対策が施されている．a)水梨地区水制工の現状は，導流堤背後地に取り込まれておりその役割を終えた．

導流堤の建設は，長岡地区最上流部の水衝部であるa)水梨地区において昭和51年より始まった．導流堤の建設は，それまでの低水路蛇行を是正し，蛇行周期を変化させる．その変化は下流へと波及していく事から，導流堤建設は上流から下流へと進められ，昭和57年からb)下山地区，昭和58年からc)草生津地区，昭和60年からd)蓮潟地区，昭和61年からe)蔵王地区でそれぞれ始まった．そして，前述したように平成4年頃には概ね現在と同様の導流堤施工状況となった．平成29年時点で残された導流堤施工箇所はb)下山地区の下流端延伸である．

護岸整備についても平成初期にはほぼ概成しているが，平成18年にフェニックス大橋付近左岸，平成25年にc)草生津地区（信濃護岸）の改修を実施しており，残された箇所はe)蔵王地区となっている．ただし，e)蔵王地区の主流部はこれまでの低水路是正により堤防法線から十分距離がある箇所である．

近年の改修としては，前述した護岸整備の他，e)蔵王地区下流左岸における砂州掘削が挙げられる．当該箇所は長岡地区低水路固定化事業の下流端に位置し，河道中央に寄せられた流れが一気に右岸側に寄る箇所であり，流勢を河道中心部に導く効果があるものと考えられる．

(2) 河道変化の概説

図-4に昭和58年及び平成26年時点における長岡地区の航空写真を示す．

長岡地区低水路固定化事業開始当初，みお筋は堤防法線を一杯に蛇行しており，**図-4**a)，b)，c)，e)の水衝部を形成していた．

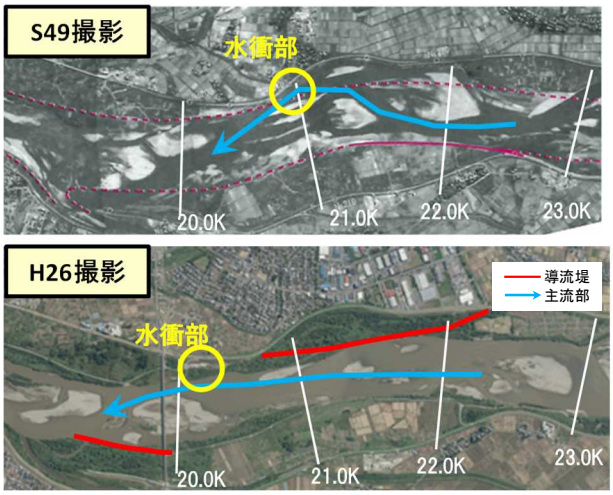


図-5　a)水梨地区の河道変化状況

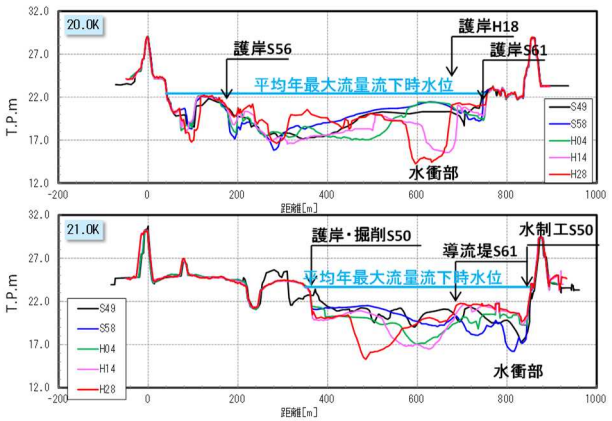


図-6　a)水梨地区の横断形状経年変化

昭和50年代から平成初期にかけて導流堤の建設が進められてきたが，水衝部を閉め切ることにより直接的に水衝部解消に至っている．一方で，水衝部を閉め切ったことに伴い，砂州形成の周期（蛇行周期）と振幅に変化が生じていることが見て取れる．

(3) 地区別の河道変化

各地区における河道の変化について以下で詳述する．

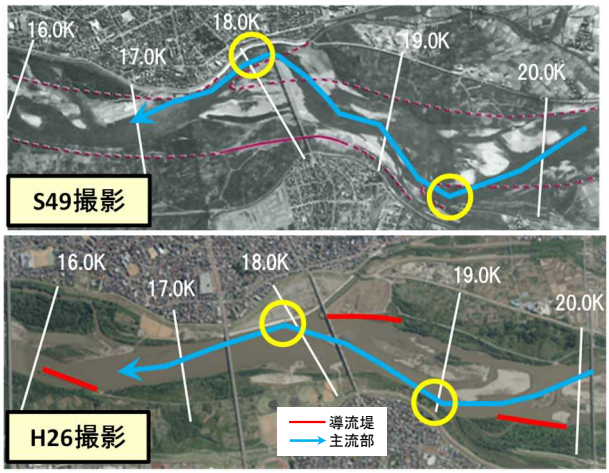


図-7　b)下山・c)草生津地区の河道変化状況

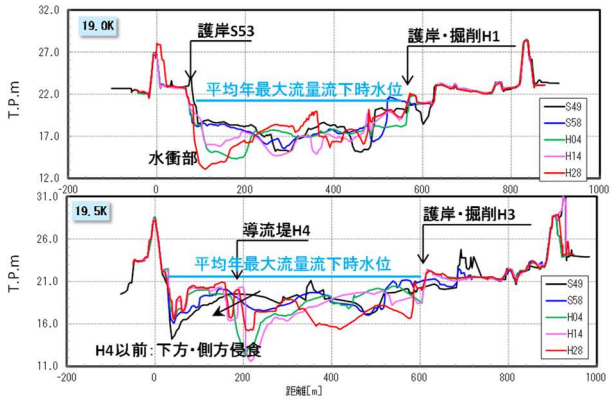


図-8　b)下山地区の横断形状経年変化

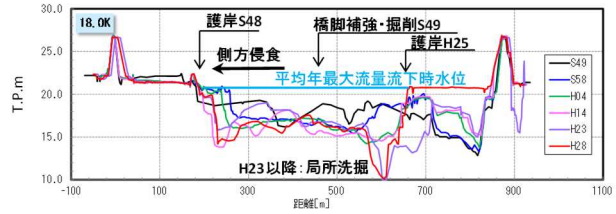


図-9　c)草生津地区の横断形状経年変化

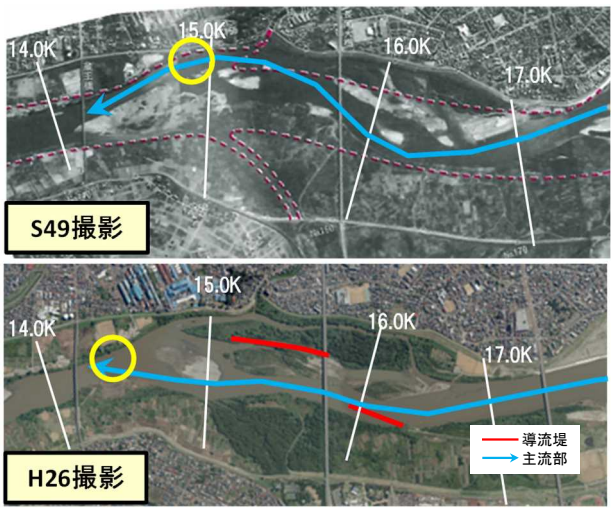


図-10　d)蓮潟・e)蔵王地区の河道変化状況

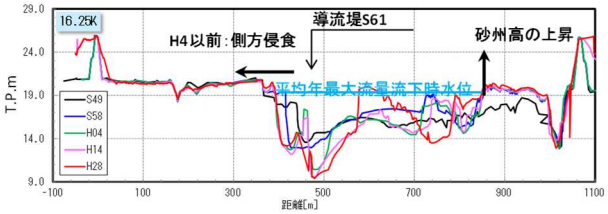


図-11　d)蓮潟地区の横断形状経年変化

図-12　d)蓮潟地区およびe)蔵王地区の導流堤背後状況

a) 水梨地区

図-5にa)水梨地区の平面的な河道変化状況を，図-6に横断形状の経年変化を示す．水梨導流堤背後地は高水敷化が進んでおり，水衝部解消効果が発現している一方，樹林化が進行している．S49 時点で21.0K右岸にあった水衝部の位置が下流へと移動しており，20.0K右岸において洗掘が進行している．

b) 下山地区

図-7にb)下山地区における平面的な河道変化状況を，図-8に横断形状の経年変化を示す．b)下山地区の下山導流堤建設後，導流堤背後の砂州高が上昇しており，高水敷を形成しており，樹林化が進行している．また，19.5Kの断面形状を見ると，導流堤前面では建設後に側方侵食が止まるとともに，深掘れも解消されている．

平成14年以降，下山地区導流堤の延長線上に位置する19.0K左岸の護岸前面において洗掘が進行している．

c) 草生津地区

図-7にc)草生津地区における平面的な河道変化状況を，図-9に横断形状の経年変化を示す．草生津導流堤建設中から低水路掘削と併せて高水敷化が進んでおり，水衝部解消効果が発現している．また，他箇所同様に樹林化が進行していたが，高水敷利用のため近年は伐採されている．

平成25年に施工された18.0K付近右岸の護岸整備（信濃護岸）箇所前面において局所洗掘が進行している．これは平成23年測量成果から確認できることから，護岸整備による影響ではなく，上流からの蛇行周期の変化に伴う新たな水衝部となったこと，平成23年および25年に7,000㎥/s規模の洪水が発生したことが主要因であると考えられる．

d) 蓮潟地区

図-10にd)蓮潟地区における平面的な河道変化状況を，図-11に横断形状の経年変化を示す．また，図-12には蓮潟地区と対岸のe)蔵王地区の導流堤の状況比較図を示す．他箇所で見られるような導流堤背後地の高水敷化が，蓮

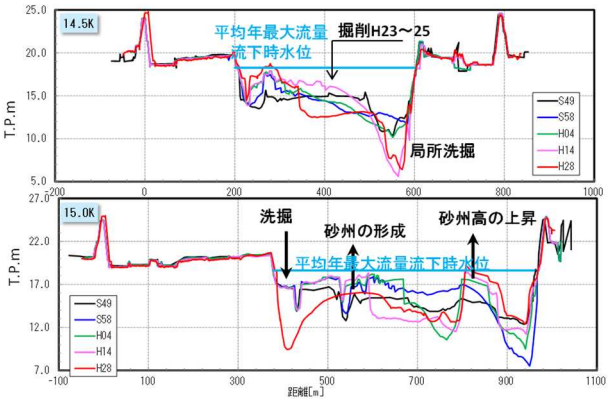


図-13　e)蔵王地区の横断形状経年変化

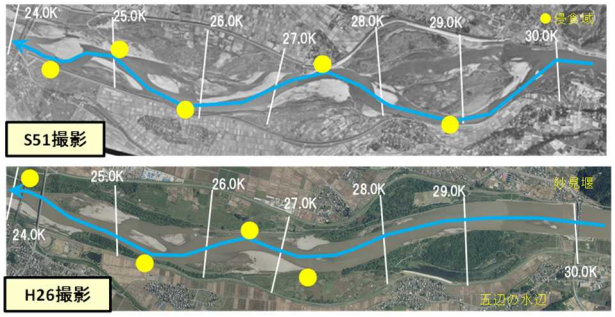


図-14　妙見堰下流の河道変化状況

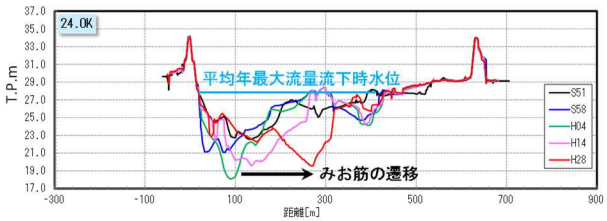


図-15　24.0K の横断形状経年変化

潟導流堤では現在に至るまでみられない．しかしながら，平成4年まで生じていた側方侵食は緩和されている．また，側方侵食が抑制されたことにより，流向が導流堤法線方向に集中することから鉛直下方向への変動に変化し，平成4年以降は導流堤前面が深掘れしている．

e) 蔵王地区

図-10にe)蔵王地区における平面的な河道変化状況を，**図-13**に横断形状の経年変化を示す．蔵王導流堤背後地においては高水敷化が進んでおり，水衝部解消効果が発現している．また，蔵王導流堤下流では現在も砂州高は上昇しており，樹林化が顕著である．

平成26年航空写真および平成28年横断より，15.0K河道中央部で砂州が形成されていることがわかる．当該箇所は近年，左岸砂州を掘削し流れを河道中央に誘導した箇所である．

f) 妙見堰下流

図-14に妙見堰下流における平面的な河道変化状況を，**図-15**に横断形状の経年変化を示す．妙見堰は平成2年に完成しており，それに伴う改修として，堰下流蛇行区間の直線化を実施した（五辺の水辺周辺）．河道の直線化により，その下流区間において蛇行周期は大きく変化した．水当たりとなる侵食域は，昭和51年と現在を比較すると，左右岸がほぼ逆となっている．長岡地区上流端水梨地区に接続する24.0Kでは，平成以降みお筋が徐々に右岸寄りとなっている．**図-6**で示したa)水梨地区21.0Kの横断形状の変化では近年，みお筋が左岸に寄ってきていることが確認できるが，当該区間における蛇行周期の変化に対応していると考えられる．

4.　長岡地区改修事業の効果と課題

(1) 導流堤による水衝部対策の効果と課題

a)水梨，b)下山，c)草生津，e)蔵王各地区における水衝部は解消され，みお筋を河道中央へと誘導していることから，堤防の安全性を高めることで十分に効果を発揮していると言える．

一方で，低水路の蛇行周期を変化させたことにより，新たな水衝部・局所洗掘部が形成されている．例えば，下山地区導流堤延伸後の平成14年以降，19.0K左岸が水衝部となり，その水刎ねにより18.0K右岸もまた局所洗掘が進行し流れが集中している．

また，18.0K右岸に流れが集中した反動により，d)蓮潟導流堤前面において深掘れが進行している．

これらの新たな水衝部の形成は，模型実験当初に指摘されており，事前に護岸が整備されている．しかしながら，今後さらに洗掘が進行することも考えられ，現状で整備されている護岸基礎に影響をおよぼす可能性もあることから横断測量によるモニタリングの継続とともに数値解析による予測が必要である．

(2) 導流堤による高水敷生成の効果と課題

水衝部を閉め切ったa)水梨，b)下山，c)草生津，e)蔵王の各導流堤背後地においては高水敷が形成され，当初の目的を達しているが，近年は樹林化が進行しており河積阻害による流下能力低下が懸念される．また，樹木が繁茂していることから堤防上から低水路を見渡すことができないなど河川管理上の課題も顕在化している．

樹林化による河積阻害対策として樹木伐採が必要となるが，野鳥の営巣地となっている箇所もあり環境面についても配慮した対応が必要である．

一方で，蓮潟導流堤においては，施工後30年程度経過しているものの高水敷は形成されていない．ほぼ同時期に建設された蔵王導流堤は建設直後から高水敷化が進行し，現在では樹林化しているが，蓮潟導流堤ではそのような状況にはなっていない．これは，他の導流堤が大きな蛇行により生じた水衝部を閉めきることで導流堤背後の流速を大きく低下させているが，一方で蓮潟導流堤は従来の流向をわずかに河道中央に向けた線形であるため，導流堤建設前後の流速の変化が小さかったことで浮遊砂が沈降・堆積しにくい流況であったことが要因と考えられる．しかしながら，導流堤建設前まで継続していた側

表-1 改修効果評価および将来予測解析条件

項目		手法
モデル	流況	一般座標系 平面二次元不定流解析
	河床変動	掃流砂：芦田・道上式 浮遊砂：板倉・岸の式 河岸侵食：河岸傾斜に基づく簡易モデル
検証対象期間		下山地区導流堤延伸 H13 後における主要洪水
検証する変化		①下山地区導流堤延伸に伴う蛇行周期変化と洗掘 ②蔵王地区左岸掘削（H25）と河道中央砂州の変化 ③蓮潟地区導流堤背後の土砂未堆積
上流端境界条件		小千谷地点流量
下流端境界条件		下流区間の改修の影響を考慮した H-Q 式による設定
メッシュ分割		縦断方向：約 10～20m 間隔　1,455 分割 横断方向：約 5～20m 間隔　69 分割
土砂境界条件		掃流砂：平衡給砂 浮遊砂：平衡濃度
対策工		解析年次毎に反映

方侵食は停止し，その機能は発揮されている．

(3) 河床掘削による効果と課題

導流堤による流向是正とともに低水路掘削によるみお筋形成が行われてきたが，平成25年に実施されたe)蔵王地区下流（14.5K）の左岸砂州掘削後，15.0K河道中央に新たな砂州が形成されていた．これは掘削により河積が拡大し掃流力が低下したこと，また，掘削に伴い流心が左岸側に寄ったことが要因と考えられる．

5. 今後の検討課題

長岡地区低水路固定化事業は当初の主たる改修は概ね完成しているが，未だ残っているメニューもある．また，新たな改修や修正が必要となる可能性もある．今後の検討課題としては，これまでの改修履歴と河道の変化状況を踏まえて，今後の河道変化を予測していく事である．

表-1に今後の河道変化予測における解析条件を示す．今後の河道変化予測については，河道線形が蛇行している河川で有効である一般座標系による平面二次元流況・河床変動解析を用いることを基本とする．また，当該事業における河道変化の重要な要素である浮遊砂の堆積現象や側方侵食についてモデル化することが必要となる．

解析モデルの精度確保の観点では，過去の河道変化を再現することが必要となるが，特に前述の効果と課題で列挙した現象を再現できるモデルとすることが重要である．過年度検討[6]では平成10年までの洪水に伴う河床変動状況を検証しており，それ以降のインパクトーレスポンスを再現することが必要である．具体的に着目する河道のレスポンスとしては，①下山導流堤延伸に伴う蛇行周期の変化と新たな水衝部発生，②蓮潟導流堤背後地に土砂が堆積しない現象，③蔵王地区下流部における土砂堆積，について再現可能なモデルを構築する．検証されたモデルを用い将来予測を実施し，課題の分析および対策工の改良提案を実施する予定である．

また，その他の条件として，長岡地区下流部は大河津分水路改修の影響区間となることから，長岡地区解析の下流端水位は大河津分水路の効果を解析する別途モデルにより設定する．

6. おわりに

本論文では，昭和50年代から始まった信濃川長岡地区における改修事業について，改修履歴を整理した上で，改修による河道変化について考察した．

大規模な改修事業は平成初期にほぼ概成しており，水衝部対策や流心を河道中央へ固定するという当初の目的が概ね達成された．その後20年以上が経過し，低水路の蛇行状況が変化するとともに新たな水衝部や深掘れ，砂州の堆積など新たな課題が発見された．計画策定当時の模型実験によりある程度想定された変化ではあったが，今後の河道変動状況によっては，新規対策や既存対策の改良などが必要となる可能性もある．

今後ともモニタリングを継続するとともに，数値解析モデルを用いた将来予測を実施し，河道の安全度維持・向上に努めていく必要がある．

参考文献

1) 斉藤正勝，岸田弘之，南雲克彦：信濃川長岡地区の低水路河道計画と対策工の効果について，第 32 回水理講演会論文集，pp. 359-364，1988.

2) 土屋進，本間勝一，安部友則，高島和夫，福岡捷二：信濃川長岡地区河道計画の効果検証，水工学論文集，第 45 巻，pp. 13-18，2001.

3) 土屋進：急流河川の河道計画と河床変動対策，広島大学博士論文，2001.

4) 信濃川長岡地区河道計画模型実験報告書（その 1）－計画低水路法線の検討－，土木研究所資料，第 786 号，1972.

5) 信濃川長岡地区河道計画模型実験報告書（その 2）－施工順の検討－，土木研究所資料，第 904 号，1974.

6) 信濃川長岡地区河道計画検討他業務報告書，信濃川河川事務所，2014.

毛馬排水機場ポンプ設備の健全度を評価する項目の整理

栗山　大生[1]・辻野　直義[2]

[1]近畿地方整備局　兵庫国道事務所　管理第二課　（〒650-0042兵庫県神戸市中央区波止場町3番11号）

[2]近畿地方整備局　淀川河川事務所　施設管理課　（〒573-1191大阪府枚方市新町2丁目2－10）

毛馬排水機場は，機場計画総排水量330m^3/sの排水能力を有している大規模施設であるが，ポンプ設備設置後40年が経過したため通常の定期点検では確認が困難である設備の劣化が見られはじめた．

そこで，ポンプ設備の健全度を把握するために6号ポンプ設備の分解整備にあわせ精密診断を行った．本論文では，6号ポンプの分解整備と精密診断結果から整理した定期点検時における機械設備の健全度評価に必要な項目を報告する．

キーワード　大規模施設，分解整備，精密診断，健全度評価

1.　はじめに

毛馬排水機場は，高潮や洪水時において寝屋川流域の水位低下を図るため大川の水を淀川に排水することを主な目的として1978年に設置された大規模内水排除施設である．排水量55.0㎥/sのポンプが6台設置されており，機場計画総排水量330㎥/sの排水能力を有している．また，近年集中豪雨等の異常気象から6台同時に稼働する頻度が高くなっている．機械設備は，有事に確実に可動することにより機能を果たすものであり，本機場においては，社会的重要度と設備の規模から常に安全確実に操作ができる機能を保ち続けるための維持管理が必要である．

本機場は，設備設置後40年が経過し，通常の定期点検では確認が困難である設備の劣化が見られはじめた．特に6号ポンプで確認された主ポンプのインペラハブからの漏油は，ハブ内の潤滑不良やハブ内への海水浸入によるポンプの運転不能が想定されたため分解整備を実施した（**写真-1**）．

一方，設備の劣化が発生すると，装置・機器の整備や更新の必要性が高まるため，点検結果等の必要な情報を基に健全度を評価し，整備・更新の方策と実施すべき時期を決定していくこととされている．ここで，健全度とは，設備の稼働及び経年に伴い発生する材料の物理的劣化や，装置・機器等の性能低下・故障率の増加などの健全性を示す指標であり，健全度評価は，健全度を用いて保全の優先順位を評価するものである[1)]．つまり，通常の保全サイクルでは把握できない材料の物理的な劣化の状況及び劣化原因等を特定し，今後の運用に関する適用性を評価する必要があることが示されている．

6号ポンプは，主に電動機，減速機，主ポンプに区分され，動力軸からもう一方の軸に動力を伝達するため軸同士を結合する際，それぞれの回転軸が運転状態で同一線上に位置するように位置が調整されている可動翼機構を備えた機械設備である．そのため，回転体の重心と回転中心のズレ（偏芯）がある状態で回転した時に，遠心力で振動・騒音を発生させ，経年的に軸受部の磨耗，劣化が促進されるメカニズムである．

そこで，6号ポンプ設備の健全度評価を行うために異常の発生箇所・原因の特定や劣化の程度を把握する精密診断と分解整備を実施し，機器の状態の評価を行い，定期点検時の健全度評価に必要な項目を整理した．

写真-1　ポンプインペラハブ漏油状況[2)]

2.　精密診断と分解整備について

(1)精密診断について

回転体は回転機が軸受の上に固定されてある一定方向に回転する．この時，回転体が表面欠損などの不均衡な状態にあると外側に向く力Fo（遠心力）が働き，この遠心力の力を打ち消す様に軸受けには反対の力−Fo（向心力）が働くこととなり，回転にアンバランスが生じ振動・騒音を発生させる要因となる（**図-1**）．このアンバランスが，長時間運転で軸受部に負荷をかけることとなるため，軸受部の温度上昇を招き，その温度上昇により熱膨張して軸受け部の油膜が薄くなり，潤滑不良をおこすため，磨耗，劣化が促進されることとなる．

以上より，ポンプ設備の状態を知る診断方法として振動・騒音の発生が，機器の摩耗，劣化に影響することとなる「振動」「温度」「潤滑油」の状態監視項目により計測する．各実施項目は下記の通りである．

a)　振動計測・解析による機器の異常診断[2)]

振動解析による診断は，主軸のアンバランス，動力伝達系統のミスアライメント等の回転体の異常により現れる機械への影響を検知する．

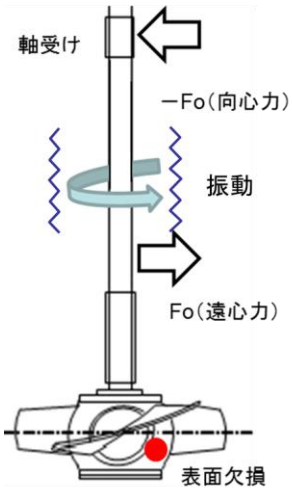


図-1　回転体のアンバランスと振動発生のメカニズム

写真-2　振動測定実施状況

振動データにより機器状態を診断するため，完成時の計測値，要領等に定められる管理基準値と比較する簡易診断（絶対値判定，相互判定，相対判定）と，測定振動値の周波数から機器の異常特定を行う精密診断（振動解析）を行う（**写真-2**）．

b)　温度計測による機器の異常診断[2)]

温度計測による診断は，軸受の過負荷，歯車等の異常により現れる潤滑油の温度上昇を検知する（**写真-3**）．

c)　潤滑油分析による機器の異常診断[2)]

潤滑油分析は，油の劣化状態だけでなく，トライボロジー（摩擦，摩耗，潤滑を扱う工学）による内部部品異常摩耗把握による診断を併せて実施し評価する．SOAP法においては，金属成分から異常摩耗の発生部位の把握，フェログラフィ法においては，摩耗粉の形状と量から摩耗の強さ把握を目的として実施する（**表-1**）．

(2)分解整備について

腐食が進行したインペラハブの取替を実施するとともに，各機器の内部部品の計測・試験を実施した．

写真-3　電動機付き温度計及び減速機温度計盤

表-1　トライボロジーによる潤滑油分析の特徴と診断適正

方法	特徴	状態把握（◎：適、○：可）	
		摩耗の発生部位	摩耗の強さ
SOAP法	潤滑油中の微量元素成分を「分光分析」で把握し発生源と原因を診断する。	◎	○
フェログラフィ法	潤滑油中の粒子濃度や粒子形状の分析により、通常摩耗、損傷の発生等を検知する。 ・定量フェログラフでは、粒子の濃度と粒子の大きさ別の割合から異常を検知 ・分析フェログラフでは、摩耗粒子が配列したフェログラムを光学顕微鏡で観察して粒子形状、大きさ、表面状態、色、量から摩耗状態を分析	○	◎

3. 診断結果[2)]

精密診断結果と分解整備結果を整理する.

(1) 振動計測・解析

電動機と減速機の継手に芯ずれが最大値で水平方向に106/100㎜, 鉛直方向に19/100㎜が確認された（**写真-4**）.

主ポンプと電動機の継手に芯ずれの異常は確認されなかった.

(2) 温度計測

減速機軸受, 減速機潤滑油, 電動機各部温度計測結果については, 各測定点の値を号機ごとに相互比較した結果, 異常上昇は確認されなかった.

(3) 潤滑油分析

シールグリースに水分が多く, また, オイルシールに硬化が確認された（**表-2**, **表-3**, **写真-5**）.

さらに, インペラハブ可動翼機構潤滑油から羽根軸受の銅合金の摩耗の影響とされる銅成分が検出され, 使用油に含まれる大きな粒子（5μm以上）と小さな粒子（2μm以下）の各濃度を調べることによって機械の診断を行う分析法である定量フェログラフにおいて摩耗異常と判定されるレベルの摩耗粒子濃度が確認された.

減速機潤滑油はオイル性状試験によれば減速機の潤滑油の劣化は進んでいないが, 定量フェログラフにおいて摩耗異常と判定されるレベルの摩耗粒子濃度が見られた. なお, 分解検査の結果異常・損傷はなかった（**表-4**）.

(4) 分解検査

全厚50ｍｍインペラハブに最大深さ13㎜の腐食が確認された（**写真-6**）.

ケーシングベース部及びケーシングカバーベース部のレベルは±0で誤差はなく, コンクリート構造物に傾きは確認されなかった.

減速機架台（ベース）の1箇所に1㎜の沈下, 最大0.65㎜/mの水平度傾きがあり, ポンプ室床の僅かな変位が確認された.

主ポンプ主軸受（スラスト軸受）のすべり面に爪が引っかかる傷が確認された.

主ポンプ水中軸受部のゴム軸受, スリーブの摺動しない箇所に錆, 汚れあり, ゴムの硬化が確認された.

主ポンプ主軸の接水部に腐食は確認されるが, 異常曲がりは確認されなかった.

減速機潤滑油冷却器内部には目立った腐食はないが, 熱交換用伝熱管付属部品にやや腐食があった.

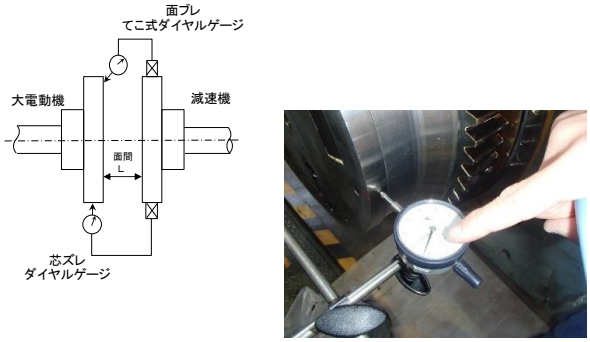


写真-4 芯ズレ計測方法と芯ズレ計測状況

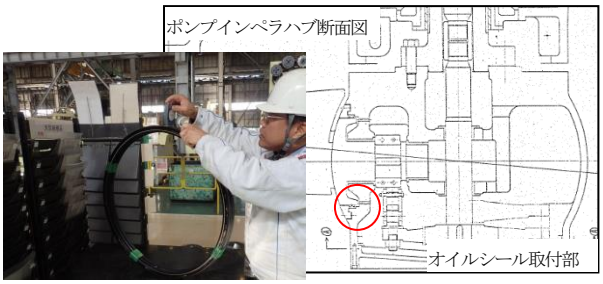


写真-5 オイルシール硬度測定状況

表-2 シールグリース性状分析結果

項目	水分 mass ppm
水分が多いシールグリース	112000(11.2%)
水分が少ないシールグリース	25800(2.58%)

表-3 オイルシール硬度測定結果

項目	新品	今回測定点(円周等間隔4点)			
		1	2	3	4
オイルシール硬度	80	87	88	86	87

表-4 定量フェログラフによる摩耗粒子測定

区分		大きな粒子 濃度 5μm以上 A/ml	小さな粒子 濃度 2μm以下 A/ml
定量フェログラフ	底部	18.7	18.1
	中間部	0.7	0.7

写真-6 ポンプインペラハブ腐食状況

4. 考察

精密診断において，振動計測により電動機と減速機の継手に芯ずれが確認されたが，温度計測による異常上昇は確認されなかった．これは，従来から使用されていた継手が発生した振動を許容する範囲内であり，温度の異常上昇が発生しなかったことから芯ずれに起因するトラブルが軽減できていたと考える．また，インペラハブ内部の機器が摩耗していることが潤滑油性状分析により確認された．潤滑油は，摺動面の摩擦摩耗の低減，発熱部の冷却や機械内部で発生した摩耗粉などの不純物を運ぶ役割を担っていることから，潤滑油の劣化の原因となる要素を示していると考える．

つまり，芯ずれ，インペラハブ内部の機器の摩耗は，ポンプ設備の現在の機器や材料の物理的な劣化を分解整備を伴わない精密診断で数値化することで定量的に把握できると言える．ただし，計測箇所により応答性が違うといったデータの信頼性に関わることもあるので計測する目的により計測方法・計測箇所などに改善が必要であることもわかった．

また，排水機場吸水路内への海水混入が確認されていることから，インペラハブは，表面の塗装被覆に経年的に生じた微細な隙間から水が浸入し，電位的に腐食し易い炭素鋼鋳鋼(SC450)製であるため表面に腐食が生じたものと考えられる．インペラハブの設計肉厚は 50㎜ であることから，20%以上の減肉箇所が点在している状態である．ゆえに，汽水の影響により腐食し，表面欠損したインペラハブは，回転体としての機能が不足し，減速機とポンプの芯ずれを誘発すると考えられた．しかしながら，振動計測では，主ポンプと減速機の継手に芯ずれなどの異常は確認されなかった．インペラハブについては，異常値を検知していないが，状態は腐食が激しく表面欠損していることから，修繕を実施するまでの時間はあるが，振動計測を続ける監視が必要であると言える．

つまり，定期点検結果に分解整備を伴わない精密診断の数値化による定量的な把握をあわせることで将来への影響が予測できることから状態監視保全方式による管理ができることがわかった．

一方，定期点検時に 6 号ポンプで確認された主ポンプのインペラハブからの漏油は，オイルシールの分解目視の結果，異常摩耗・傷は確認できなかったが，分解整備時の計測から，新品硬度 80 に対し 86～88 の数値を示していたことおよび，オイルシールに塗布されたグリースに水分量が多い結果を得ていたことから，経年による材質の硬化でオイルシールが全体的に小さくなったために水分が侵入する隙間が存在したことおよびインペラ稼働時における偏心量（羽根の運転中に回転している軸が振れる量を指す）が大きくオイルシールの先端が回転軸に追従できなくなり，本来の機能である密封能力が失われた結果と考える．

つまり，オイルシールの寿命は，ゴム材質の劣化によると言えるが，今回の漏油の事象からわかるようにゴム材質の劣化は，経年や設備の稼働による耐久性の低下，潤滑油の性状変化やインペラ回転による偏心量といった様々な使用条件が複合して発生するため，定量的な把握ができないことおよび定期点検では分解整備を伴えないことから，精密診断により劣化の進行を予測することは困難であることがわかった．

以上より，定期点検時には機器を分解しなくても評価できる対象については，精密診断項目を実施することとなるが，分解しなければ劣化を確認できない材料については，『機械要素（部品）材料の劣化と劣化によって発生する現象（メカニズム）』に基づいた分解整備の実施時期の決定が必要であると言える．

5. 結言

本機場のポンプ設備について精密診断と分解整備を実施した．通常の定期点検時に機器を分解しなければ劣化を確認できない材料については，『機械要素（部品）材料の劣化と劣化によって発生する現象（メカニズム）』に基づいた分解整備の実施時期の決定が必要であると言える．

6. 今後の課題

定期点検時に実施可能な簡易な精密診断内容の整理および，機械要素（部品）材料の劣化にともなう交換時期（修繕・取替年数）を決定する必要がある．

参考文献)
１）「河川ポンプ設備点検・整備・更新マニュアル（案）」（H27.3 国土交通省）「河川ポンプ設備点検・整備標準要領（案）」（H28.3 国土交通省）
２）「毛馬排水機場ポンプ設備健全度調査他業務」（H30.3 国土交通省近畿地方整備局淀川河川事務所）

※本論文の内容は，従前の所属である淀川河川事務所施設管理課における業務に基づくものである．

流砂水文観測技術を活用した天然ダム監視観測方法の検討

田中　健貴[1]

[1]近畿地方整備局　大規模土砂災害対策技術センター
（〒649-5302　和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027-6）.

近年活発に実施されてきているハイドロフォンや濁度計による流砂水文観測を，天然ダムの監視観測方法に活用する方法を検討した．その結果，電源確保といった面で，山地河川における観測は，条件が厳しいものの，出水時のデータについては良好に取得できることが分かった．また天然ダム堤体が大きく侵食される際には，観測データから水位と流砂量の関係に変化が現れることが分かった．これらのことに着目することで，観測データに基づく，天然ダム監視観測技術が有効であることが示唆される．

キーワード　流砂水文観測，ハイドロフォン，天然ダム，監視観測技術

1. はじめに

平成23年台風12号により紀伊半島各地で深層崩壊と呼ばれる大規模な斜面崩壊が発生した．深層崩壊が発生した箇所のうち，複数の箇所では崩壊した土砂によって，河川がせき止められ，河道閉塞（以後，天然ダム）が生じた[1)]．形成された天然ダムの湛水池水位が降雨によって増加すると，天然ダム堤体の越流侵食が発生する．天然ダム堤体の越流侵食が進行すると，堤体が破壊され，大規模な土石流が発生し，大きな被害が生じる可能性がある[2)]．このような天然ダム堤体の侵食による被害を防止，軽減するためには，天然ダム堤体に越流侵食が生じた際の監視観測が必要である．

これまで，天然ダムの監視観測方法として，監視カメラによる天然ダム堤体の監視や水位計による湛水池水位の観測が提案されてきた[3)]．これらの方法では，天然ダム堤体の侵食状況をいち早く把握し，下流域住民へ速やかに情報伝達することで被害を防止・軽減することを想定している．しかし，夜間や悪天候時のカメラによる監視は視界確保が難しい．また水位観測では天然ダムの越流開始は把握できるが，侵食状況の把握は困難である．このような状況では，越流侵食による天然ダム堤体の状況変化は把握困難であり，地域住民の避難に必要な情報の伝達が遅れる可能性がある．

一方で，近年，山地河川におけるハイドロフォンや濁度計，水位計を活用した流砂水文観測技術が確立されてきた[4)]．ここで，ハイドロフォンとは管状または板状の金属製の観測機器であり，観測機器の管部分または板部

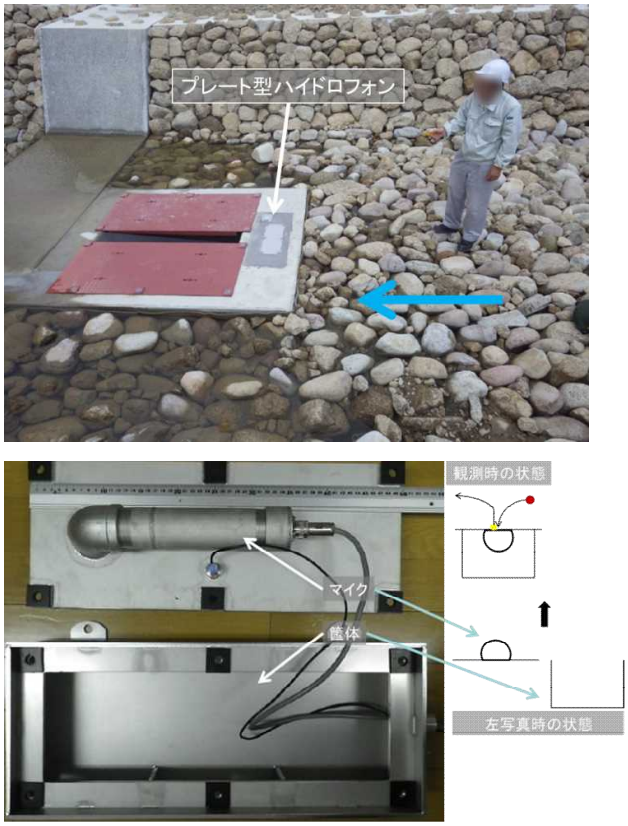


図-1　プレート型ハイドロフォン設置事例およびプレート型ハイドロフォンの構成

分に河川内を流下する砂礫が衝突する音を利用することによって，主に掃流砂量を観測する機器である（**図-1**）．ハイドロフォンは濁度計，水位計等とともに，流砂量観測に利用される．長期間の観測によって対象流域の土砂

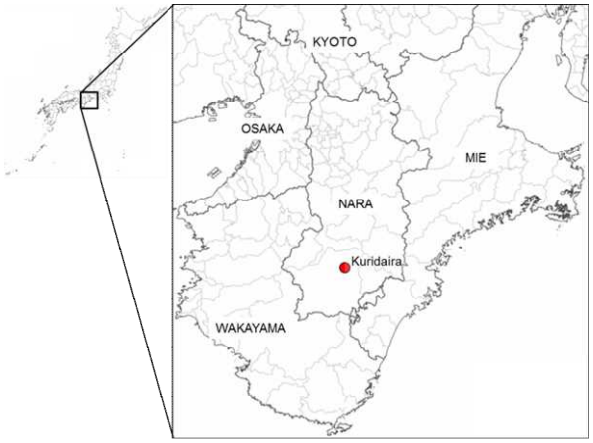


図-2　栗平地区における崩壊と天然ダム

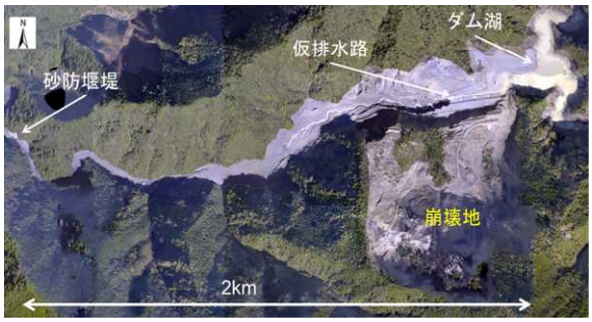
動態変化を把握することに利用されることが多いが，対象河川で発生した土石流による流砂量の変化を検知した事例が報告されてきており[5),6)]，流砂水文観測が流域状況変化把握に活用できることが示されてきている．

一般に，天然ダム堤体の越流侵食時には，堤体の侵食に伴う土砂移動が発生し，またその土砂移動状況に変化が見られることが想定され，その変化を捉えることが天然ダムを監視観測する上で重要と考えられる．以上のことから，流砂水文観測技術により、天然ダム侵食状況をふまえた天然ダムの監視観測が可能になると考えられる．そこで，本報告ではハイドロフォン等の流砂水文観測技術を活用した天然ダム監視観測技術について検討する．

2. 調査地概要

(1) 調査方法

栗平地区（奈良県吉野郡十津川村）における崩壊地は高さ 450m，幅 600m，長さ 650m であり，崩壊土砂量は約 2385 万 m^3であった（**図-2**）．栗平地区の天然ダムはこれまでも台風等による降雨によって越流侵食が生じている．平成 29 年にも 8 月の台風 5 号および 10 月の台風 21 号によって越流侵食が生じた．なお，栗平地区の天然ダム堤体には仮排水路が設置されており，この仮排水



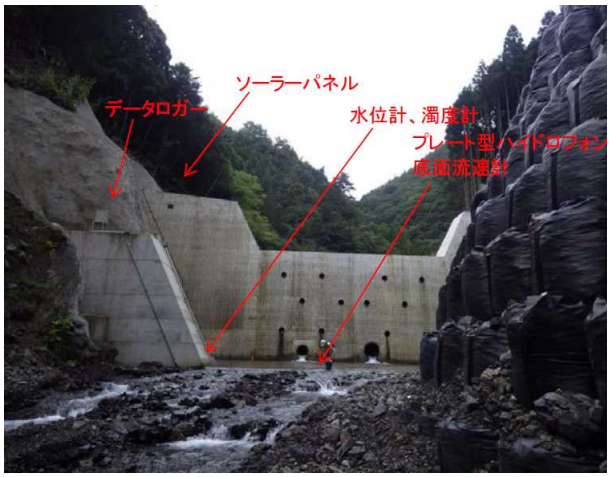


図-3　観測機器設置箇所の概要

路の敷高は 535.53m である．天然ダム湛水池の水位がこれを超えると越流が始まる．

栗平地区ではこれまでも水位計やカメラによる監視が行われてきた．今回設置した観測機器は，水位計，底面流速計，濁度計，パルス式ハイドロフォンである．パルス式ハイドロフォンでは砂礫衝突音を1倍，4倍，16倍，64倍，256倍，1024倍の各増幅率で増幅を行い，これらの音響波形を解析し，算出されたパルス数を基に校正試験を実施し，掃流砂量への変換式を構築する．今回構築された変換式は以下の通りである．

$$Q_{sc}=\frac{1}{\beta}\times\frac{P_s}{\rho_s}$$

ここで，Q_{sc}：計算土砂量（cm^3），β：係数，ρs：礫の密度（kg/cm^3），P_s：増幅率ごとのパルス数である．

これらの機器は天然ダム下流約2kmにある不透過型砂防堰堤直下流に設置し，平成29年6月より観測を開始した（**図-3**）．ここで，ハイドロフォンなどの観測機器は出水時の河川地形変化に留意し，河川構造物に設置することが一般的である．よって，今回天然ダム堤体の仮排水路，下流の不透過型砂防堰堤の水通し天端，下流の不透過型砂防堰堤の垂直壁天端が設置箇所候補として挙げられた．仮排水路への設置に関しては，設置以前に仮排水路自体が侵食を受ける事例があったことから候補から除外した．また機器設置当時は砂防堰堤は満砂状態ではなく，天端は観測箇所として適さないと判断した．その結果，最も安定的に観測できると考えられる不透過型砂

写真-1　台風 21 号による降雨
観測箇所周辺を上流側より撮影

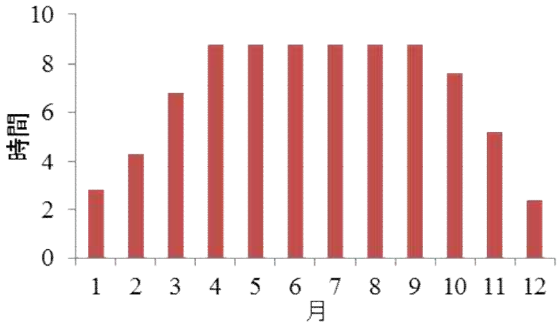


図-4　観測箇所における日照時間

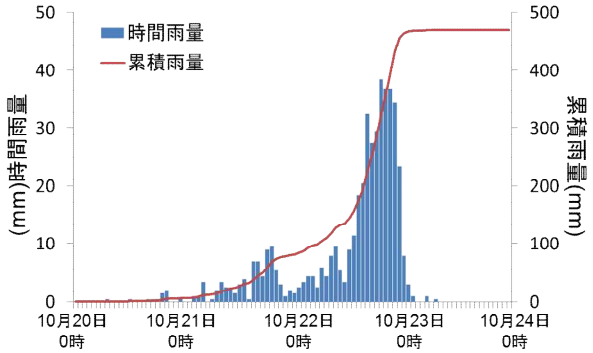


図-5　台風 21 号による降雨

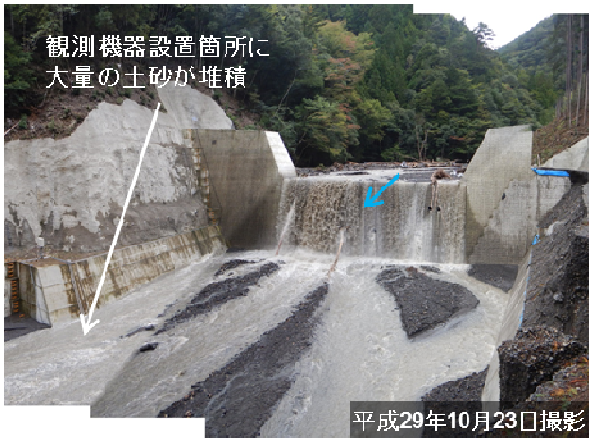


写真-2　台風 21 号後の観測箇所周辺の状況
観測箇所周辺を下流側より撮影

防堰堤の直下流に設置した（**写真-1**）．また観測箇所周辺は商用電源がなく，電源としてソーラーパネルを使用した．観測機器を安定的に運用するには日照時間が4時間必要であったが，夏期については日照時間が十分確保できることが分かった．一方で1月と12月は2.4～2.8時間程度しかないため，電圧低下時にはデータロガーの制御プログラムによって，観測を停止し，再度電圧が上昇した後に観測を再開するようにした（**図-4**）．

(2)　対象とした降雨および越流侵食

データ分析の対象とした降雨は平成 29 年 10 月 20 日から 24 日にかけての台風 21 号による降雨である．台風 21 号では平成 29 年 10 月 20 日から 24 日にかけて累積雨量 468.5mm の降雨が観測された．平成 21 号は平成 23 年台風 12 号以降，最大の累積降雨を記録した（**図-5**）．この時，10 月 22 日 16 時ごろから越流が始まった．降雨後，ヘリコプター（Aerospatiale AS350B Ecureuil）による調査を実施した．調査では，天然ダム堤体に設置している仮排水路が侵食されていること，天然ダム堤体と砂防堰堤の間で河床地形に変化が見られることが分かった．

なお，侵食後の地形については，ヘリコプターからの写真撮影を基に，写真測量を行った．写真撮影はデジタルカメラ（Nikon D4）によって斜め撮影で実施されている．今回撮影した斜め写真を基にした写真測量を行い，平成 29 年 8 月台風 5 号時に行った UAV 画像を基にした地形データとの差分から侵食深さなどについて調査した．ここで写真測量は，以下の方法で行った．

① 平成 29 年 8 月台風 5 号時に作成されたオルソ画像を基に平面基準点，標高基準点を設定
② SfM 法により今回撮影した斜め写真から自動的に撮影位置および撮影対象物の 3 次元形状を推定
③ ①で設定した基準点を基に②のデータを補正
④ ③で補正したデータから地形モデルを作成

ここで SfM 法とは Strucure from Motion 法の略であり，異動しながら撮影された画像から，対象物の形状を復元する技術である[7]．

台風21号による降雨によって移動した土砂は，それ以前に砂防堰堤にある程度土砂が堆積していたこと，また，降雨後の調査から砂防堰堤が満砂したことから一部の土砂は，砂防堰堤よりもさらに下流へと流出し，観測箇所周辺にも土砂が堆積した．このことにより，観測機器は土砂に埋没した．（**写真-2**）

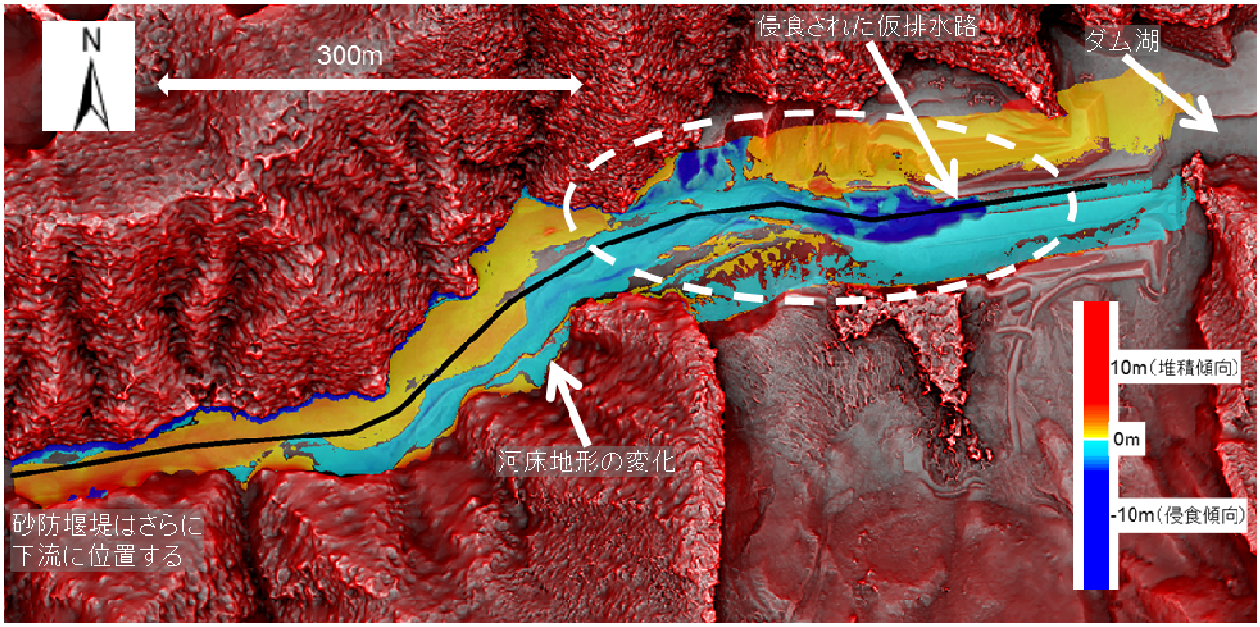


図-6　台風 21 号後の観測箇所周辺の状況

3.　降雨時の観測状況

(1) 測量による侵食状況の把握

写真測量の差分結果を図-6 に示す．この時，天然ダム堤体に設置されていた仮排水路は下流部延長 80m にわたり流出，直下の落差が最大 28m となる侵食を受けた．また天然ダム堤体と砂防堰堤の間についても河床地形に変化が見られることから，この区間でも土砂流出があったと考えられる．

(2) 台風 21 号時の観測結果分析

台風21号による降雨時，観測された水位データは不安定ではあるが，4～239 cmを記録した．天然ダムの越流は10月22日16時頃から始まったが，水位増加にともなって濁度，掃流砂量が増加し，濁度・掃流砂量および水位の急激な増加は越流開始とほぼ同じ16時30分頃に観測された．その後濁度および掃流砂量は一度低下しているが，掃流砂量については2度のピークが見られる．23日2時から3時以降は濁度と掃流砂量が急激に低下し，水位も高い値を示したままとなった（図-7）．

(3) 水位と掃流砂量の関係

水位と掃流砂量の関係を図-8に示す．越流開始から5時間程度までは，越流から1時間後の22日17時ごろ掃流砂量の増加し，増加傾向は18時まで見られる．その後，掃流砂量は低下し，その後21時までは掃流砂量は小さい傾向にある．この期間での掃流砂量の増加は水位の増加に伴った変化であり，水位と掃流砂量の関係は右回りのループを示す．越流開始6時間後から9時間後までの間では，21時から22時にかけて掃流砂量が増加し， 23日0時まで掃流砂量は増加する傾向が見られる．この期間での掃流砂量の増加は水位の増加を伴わない変化，つまり水位が低下するにも関わらず掃流砂量が大きくなる傾向を示し，水位と掃流砂量の関係は左回りのループを示している．その後，大きくなる傾向にあった掃流砂量は23日1時にかけて，ほぼ0 m^3/sまで掃流砂量は低下している．

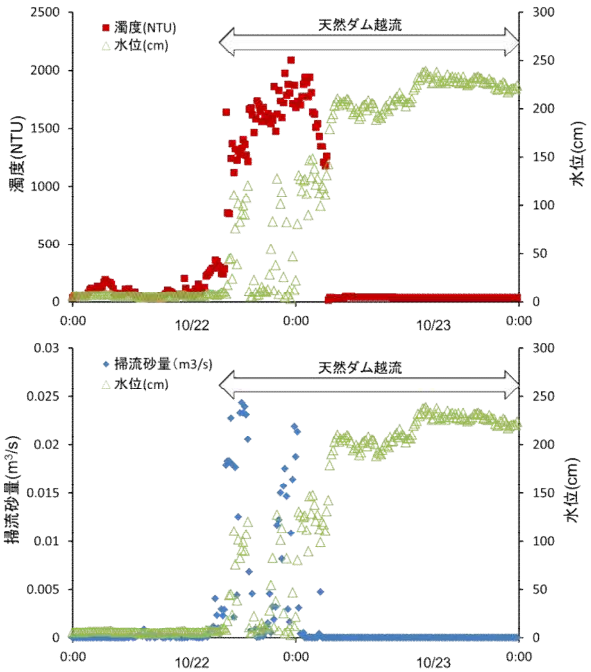
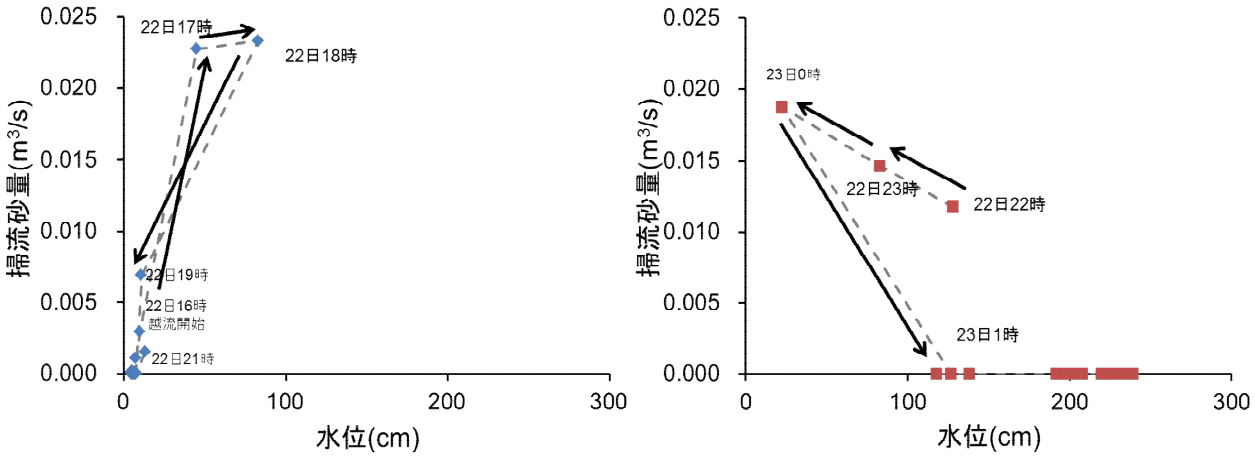


図-7　台風 21 号後の観測箇所周辺の状況



台風21号　越流開始から5時間　　台風21号　越流開始6時間後から9時間

図-8　台風 21 号後の観測箇所周辺の状況

4.　観測データに基づく状況変化について

(1)　越流開始と流砂量データ変化の関係

天然ダム堤体の越流が始まる前には，濁度，掃流砂量に大きな変化は見られなかった．これは観測箇所での流砂量が天然ダムの越流侵食により規定されることを示唆していると考えられる．また濁度と水位は，台風 5 号では越流開始とほぼ同時刻に，台風 21 号では越流開始から 30 分程度経過した後に上昇が見られた．このことから，越流侵食により初期に移動した土砂は 30 分程度までには観測箇所に到達する可能性があると考えられる．

(2)　越流中の流砂量データの変化について

台風 21 号時の観測データでは，掃流砂量のピークが越流開始直後ならびに越流開始後から約 8 時間後の 2 度見られ，土砂移動現象は大きく 2 度あった可能性がある．

また水位と掃流砂量の関係は，1 回目は右回り，2 回目は左回りのループを描いた（**図-8**）．ここで出水後の調査結果から，天然ダム堤体と河床の侵食が見られ，**写真-3** に示す出水中に撮影されたカメラ映像から，左回りのループが描かれた時間周辺で仮排水路が侵食された様子が観察された．この時，下流の砂防堰堤は，ほぼ満砂状態であり，台風 21 号による土砂の多くは砂防堰堤を通過し，観測箇所に到達したことが考えられる．また仮排水路侵食前には天然ダム堤体部分から土砂運搬することなく，比較的土砂濃度が小さいまま流下したことが考えられるが，仮排水路侵食後には本来運搬可能な土砂が運搬されることにより，侵食前よりも掃流砂量が大きくなった可能性がある．

以上から，天然ダム下流での観測データを基に，越流期間中に水位と掃流砂量の関係に着目することで，天然ダム堤体の状況変化を把握出来る可能性が示唆される．

写真-3　台風 21 号時の CCTV 映像
矢印は侵食が発生していると思われる箇所を示す

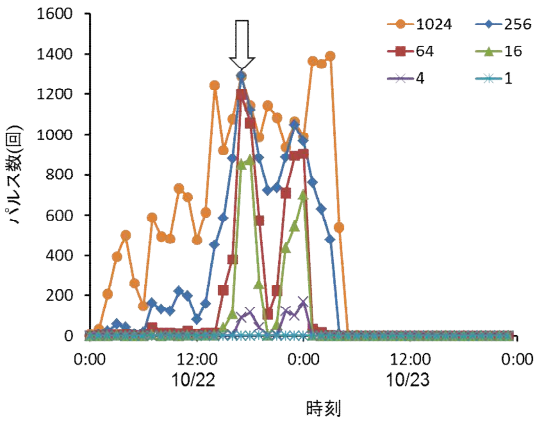


図-9　台風21号後の観測箇所周辺の状況
凡例はハイドロフォンによる音響の増幅率を示す
矢印はパルス数が各増幅率でほぼ同じ値を示しており，頭打ちとなっていると思われる時間帯を示す

(3) 観測上の課題

各出水時に掃流砂量の最大値は約 0.025cm^3/s を示している．ここで台風 21 号時のハイドロフォンによる増幅率毎のパルス数を**図-9** に示すが，22 日 17 時頃複数の増幅率でパルス数がほぼ同じ値を示し，パルス数が頭打ちとなっていることが考えられる．この場合，掃流砂量が実際よりも小さく算出された可能性がある．この要因としてハイドロフォンへ一度に大量の砂礫が衝突したことによる影響が考えられる [4]．つまり，同時に複数の砂礫がハイドロフォンへ衝突することで，ハイドロフォン内部に設置されているマイクの検知能力の限界となっていた可能性がある．また水位の観測データにばらつきが見られた．これは水位計が圧力式であることによる水面の乱れが要因として考えられる．さらに観測終盤では水位が高止まりした．出水後の現地調査によって観測機器が埋没していたことから，堆積土砂中の地下水圧を計測した可能性が考えられる．

また，今回の検討は既存の天然ダム水位の観測や，カメラでの監視と組み合わせて活用することが望ましい．現状，観測データから状況変化を把握することは先述の通り，課題がある．天然ダムの水位観測は，これまで長期間にわたり実施されてきており，天然ダム堤体の侵食状況の把握は出来ないが，越流開始のタイミングはある程度精度良く推定することが出来る．またカメラ監視では，実際に現場で発生している現象について把握することが出来るが，今回検討した方法では実際に発生していることの把握は難しい．したがって，既存技術である天然ダム水位の観測や，カメラによる監視も合わせた監視観測方法を構築することが有効であると考えられる．

5. まとめ

栗平地区において観測データに基づき，天然ダム堤体の越流侵食時の土砂流出状況を整理した．その結果，ハイドロフォンなどによる観測データから天然ダム堤体の侵食状況の変化が把握可能であることが示唆され，特に水位と掃流砂量の関係に着目して天然ダムの状況を推定する方法が有効と考えられた．しかし，観測に関する課題もあためて明らかとなった．今後も観測を続け，より詳細に天然ダムの状況を観測から把握する手法を検討したい．

参考文献

1) 松村和樹, 藤田正治, 山田孝, 権田豊, 沼本晋也, 堤大三, 中谷加奈, 今泉文寿, 島田徹, 海堀正博, 鈴木浩二, 徳永博, 柏原佳明, 長野英二, 横山修, 鈴木拓郎, 武澤永純, 大野亮一, 長山孝彦, 池島剛, 土屋智: 2011年9月台風12号による紀伊半島で発生した土砂災害, 砂防学会誌, Vol.64, No.5, pp.45-53, 2012.
2) 田畑茂清, 水山高久, 井上公夫: 天然ダムと災害，古今書院, 2002
3) 田村圭司, 山越隆雄, 松岡暁, 伊藤洋輔, 田方智, 柳町利輝: 天然ダム監視技術マニュアル（案）, 土木研究所資料第4121号, 2008
4) 桜井亘, 内田太郎, 田中健貴, 井内拓馬, 蒲原潤一:近年の山地河川における流砂水文観測, 国総研資料第887号, 2016.
5) 光永健男, 佐藤勇, 齋藤一裕, 池田幸太郎, 長井斎, 松原智生, 田島規雄 : 流砂量自動観測装置が捉えた日光大谷川（稲荷川）の土石流発生事象,平成25年度砂防学会研究発表会概要集, pp.B276-B277, 2013
6) 蒲原潤一，中島一郎，福本晃久，玉置和基，山下伸太郎，内柴良和，家田泰弘，佐伯響，梅村裕也，江口友章：天竜川水系与田切川における土砂移動特性に関する考察，平成24年度砂防学会研究発表会概要集, pp.300-301, 2012
7) 織田和夫：解説：Structure from Motion (SfM) 第一回　SfMの概要とバンドル調整，写真測量とリモートセンシング，Vol.55, No.3, pp.206-209, 2016.

三角波による河川管理上のリスク：ブロックの安定性を例として

岩崎　理樹[1]・井上　卓也[1]・矢部　浩規[1]

[1]土木研究所　寒地土木研究所　寒地河川チーム（〒062-8602北海道札幌市豊平区平岸1 条3-1-34）

高速流条件下で発生する三角波が河川管理上どのようなリスクを持っているかについては未だ明らかではない．本論文では，そのようなリスクの一例として護岸・護床ブロックの安定性に及ぼす三角波の影響を，水理実験を通じて検討する．実験結果より，三角波の発生によりブロックが動きやすくなることが明らかとなった．このため，三角波の発生を想定せずにブロック重量を設計すると，危険側の重量となることが示唆される．

キーワード　高速流，三角波，河床波，ブロック

1. はじめに

急流河川における洪水時の流れは容易に高流速となるため，河床変動や河岸侵食等による堤防の侵食や，河川構造物周辺の侵食，さらには流体力の著しい増大による河川構造物の被災など様々なリスクを生む．その中で高流速条件下において特徴的な現象の1つに，水面が三角状に切り立つ三角波をあげることが出来る．急流河川における洪水時に見られるこの三角波は，急流河川の激流を表現する1つの例としてしばしば取り上げられる．三角波が発生している様は，一見して非常に危険な印象を与えるが，一方で三角波が一体どのような河川管理上のリスクを含んでいるかについては実はよくわかっていない．これは，いつどこで発生するかわからない三角波の観測を行うことが困難であることや，洪水後にはその痕跡がわからないことから，その影響を洪水後の調査から推定することが難しいためと考えられる．しかしながら，これまでに観測された三角波の中には波高が2-3mと水深スケールまで発達するものもあり[1]，例えば構造物の被災等に対して潜在的なリスクを有している可能性は否定出来ない．すなわち，三角波が発生することによって，想定されていない河床変動，河岸侵食や，構造物の破壊といったことがこれまでも引き起こされていたかも知れない．本研究は，そのような背景を踏まえて，三角波が発生する流れ場における護岸や護床工等のブロック構造物の安定性に関する検討を行うものである．

護岸や護床工等のブロック構造物の設計は，我が国においては一般に護岸の力学設計法[2]によって行われる．この設計法は，基本的には平坦な底面にブロックが設置されている状態が想定されており，その状態のブロックに作用する外力として，抗力と揚力，抵抗力として重力，摩擦力を考え，これらの力の釣り合いから移動しない条件を導いている．この設計法の特徴は，ブロックが移動しないために必要な重量が，ブロックに作用する流速の6乗に比例するという，極めて単純で使いやすい関係式を提供していることにある．そのため，想定する外力（流量）と河道条件において，等流・不等流計算等の流れの計算を実施し，算定された流速から施工するブロックに必要な重量を簡単に求めることができる．また，上記で述べたように，この設計法では簡易なブロックの設置条件や水理条件が想定されているため，水理計算で考慮出来ない要素，例えば湾曲や砂州による流れの偏流の影響などは，別途作用流速に対して割り増し係数などをかけることで対応が可能である．このような使い勝手の良さと力学的な背景が明確であることから，護岸の力学設計法は実務現場において広く使用されている．しかしながら，この設計法において，三角波の影響は考慮されていないようである．三角波が発生すれば，水面と河床の変動によって，局所的に強い高流速が生じて，ブロック構造物に対して瞬間的に大きな流体力が作用することで，被災の要因となり得ることは容易に想像される．

本研究では，三角波が発生する流れ場において護岸等のブロックの安定性がどのような影響を受けるかを定性的に把握する水理実験を行う．三角波が発生する水理条件でも，平坦固定床では三角波が発生しない性質を利用し，三角波が発生する移動床条件においてブロックの安定性が低下しえるのか，また低下する場合，どの程度ブロックが移動しやすくなるのかに着目した検討を行った．三角波がブロック構造物に与える影響を定量的に明らかにすることは，これまで過去に護岸等が被災した事例を

表-1　実験条件

	粒径 d(mm)	勾配 i_b	平均流速 U(m/s)	水深 h(m)	フルード数 Fr	シールズ数 θ	三角波	三角波波長[3] (cm)	三角波波高[3] (cm)
Case 1	1.42	0.008	0.981	0.073	1.16	0.25	発生	25.8	6.9
Case 2	1.42	0.008	0.826	0.055	1.13	0.19	発生	29.5	7.5
Case 3	1.42	0.008	0.591	0.037	0.98	0.13	発生	42.5	4.3
Case 4	5	0.018	1.254	0.071	1.50	0.15	発生	49.2	7.5
Case 5	5	0.018	0.945	0.053	1.31	0.12	非発生	−	−
Case 6	5	0.018	0.85	0.045	1.28	0.10	非発生	−	−
Case 7	1.42	0.03	1.148	0.026	2.27	0.33	非発生	−	−
Case 8	1.42	0.03	1.115	0.023	2.35	0.29	非発生	−	−
Case 9	1.42	0.03	0.543	0.021	1.20	0.27	非発生	−	−

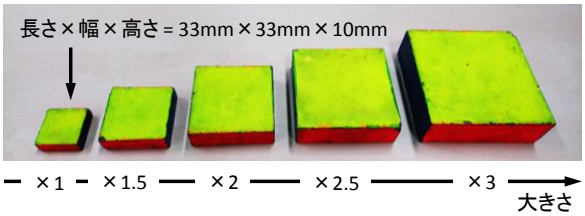


図-1　実験に用いたモルタル製平型ブロック

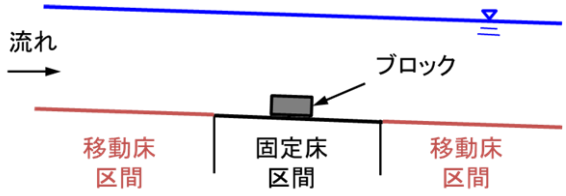


図-2　移動床条件における実験の概略図

正しく解釈することに有用な知見を与えるとともに，より合理的な護岸の設計に役立つものと考えられる．

2. 水理実験

水理実験は，長さ23m，幅0.5mの可傾斜水路において実施した．実験条件は，既往の研究[3]を参考に，三角波が発生する場合としない場合が網羅出来るように**表-1**のように設定してある．この水理条件において，底面が移動床，固定床条件の2つを考え，底面に設定したブロックの移動に関する実験を行う．

ここで三角波が発生するというのは，底面が移動床であった場合であり，底面が平坦固定床であった場合，三角波は発生しない．この性質を利用して，底面に設置されたブロック構造物の安定性に対する三角波の影響を以下のように把握する．平坦固定床状態においては三角波は発生しないが，これは護岸の力学設計法と同様な状態を考えていることに相当する．一方，底面が移動床となった場合，平坦固定床と同一条件であっても，三角波が発生することで，護岸の力学設計法で想定している流れの状態からは著しく逸脱することになる．このときのブロックの移動状況を把握することで，三角波がブロックをどのように不安定化させるかが把握出来る．このような比較は，護岸の力学設計法で想定していた状況に対して，三角波という想定外の事象が起きたときに，どの程度ブロックの安定性を低下させうるのかを理解することを意味している．一方で移動床条件でも三角波が発生しない条件においては，固定床と移動床の違いは理想的には単に底面の状態の違いのみとなる．

底面に設置するブロックについては，護岸や護床ブロック形状を最も単純化したものと考えられる平型ブロックとし，形状が相似で寸法を変化させた5つのブロックを用いている（**図-1**）．ブロックはモルタル製であり，比重はおよそ2.2であった．本稿では以降，一番小さなブロックの寸法（長さ×幅×高さ＝33mm×33mm×10mm）を基準として，これらのブロックをx1，x1.5，x2，x2.5，x3のように標記することとする．これらのブロックを底面に設置し，上面を棒で押さえた状態から棒を取り外した際にブロックが移動するか停止するかの判定を行った．各ブロックに対して，特に移動する条件においては，複数回の試行を行い，移動と停止の状態を判定した．また，停止の判定については，棒の取り外し後，一分間の静止状態が継続したものを停止としている．なお，移動床実験中に移動床状に直接ブロックを設置することは困難であったため，平坦固定床との違いが明確になるよう，**図-2**のように移動床区間の一部に平坦床の固定床区間を設け，そこにブロックを設置することとした．

すべての固定床ケースにおいてブロック高さに相当する位置における等流流速を電磁流速計により測定している．ただし，水深がブロック高さと同程度となるCase7-9については，水深方向に高さを変えた流速の測定が難しいこともあり，水深の中央位置において流速を測定し，実験値としている．

3. 実験結果と考察

(1) 三角波発生の有無によるブロックの安定性

実験において観察されたブロックの移動形態を不動，ずれ，滑動，転動に分類し，各ケースごとの移動確率，また移動したブロックの内，転動形態で移動した確率をまとめたものを**図-3**に示す．なお，ここでずれとは底面

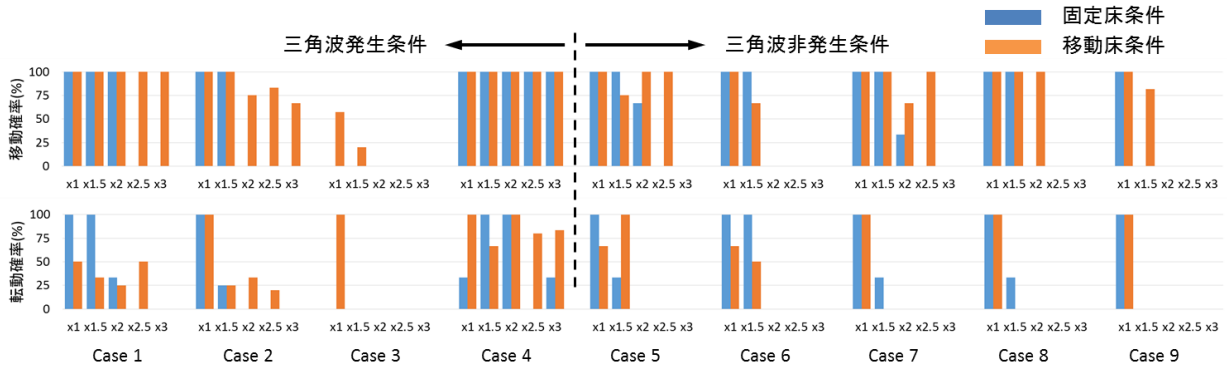


図-3　実験におけるブロックの移動確率（上）と移動したブロックの転動確率（下）

に設置したブロックが方向のみが変化するものの，下流方向には流されないものを意味しており，ここでは移動しない形態として実験結果を整理してある．各ケースでは，特にブロックが移動する場合には三回以上の試行を行っている．観測された移動回数を全試行回数で割ることで，移動確率を求めている．

実験結果について，まず固定床条件におけるブロックの移動形態についてまとめる．この条件においては，ブロックの重量が小さい場合は主に転動で移動するが，ブロックの重量が増加するとともに移動形態は滑動となる傾向にあった．Case4を除いては重量が大きいブロックは不動となっているものが多い．このように，本実験条件ではブロックの重量と水理条件を変化させることで，ブロックが移動しない条件と移動する条件を幅広く網羅している．この固定床条件におけるブロックの移動形態が，移動床条件となったときどのように変化するのかを以下にまとめていく．

まず，移動床条件においても三角波が発生しないCase5-9の条件では，固定床条件で停止となっているものでも，ブロックが移動しているものが見られた（Case 5: x2.5，Case 7: x2.5，Case 8: x2，Case 9: x1.5）．このときの移動形態は主に滑動であった．当初この条件では，移動床条件でも三角波が発生しないために，移動床と固定床条件で，ブロックの移動形態はあまり変わらないことが期待されていた．しかし，実際には移動床条件では，ブロックを設置する底面とブロックの間に流砂が入り込み，ブロックを移動させやすくさせていることが見て取れた．この点については，実際に現地に施工するブロックと底面の状況では生じ得ないと考えられるため，本水理実験における一種のあやである．一方で，移動床条件において三角波が発生する場合においても，固定床条件で移動しなかったブロックが，移動しているケースが多く見られた．Case1-3では，固定床条件で不動と判定されたブロックでも，移動となっていることがわかる．移動形態は滑動が支配的であり，この点については上述のブロックと底面間への砂の入り込みが影響している可能性はあるが，転動として移動しているものも存在する．また，

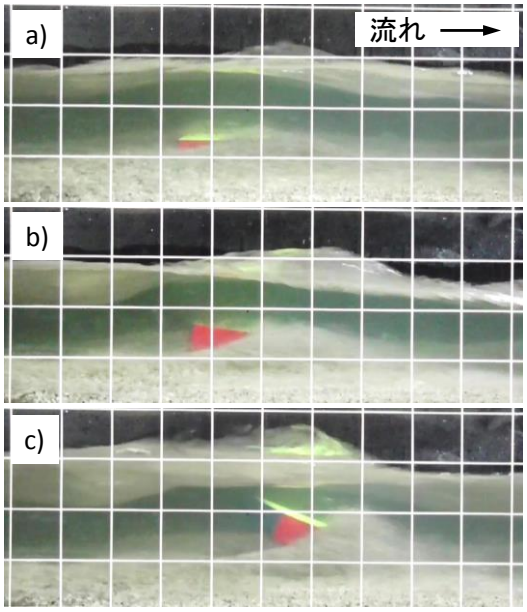


図-4　Case1: x2.5 におけるブロックの移動状況と水面の様子．a) ブロック移動開始直前，b) ブロック移動開始時，c) ブロック移動後

Case 4は固定床条件で用いた全てのブロックが移動となったが，移動床条件では特に転動による移動形態が顕著となっている傾向が見て取れる．この点については，三角波発生条件において生じるブロックの不安定現象である可能性が示唆される．

本実験結果により，三角波によってブロックが移動しやすくなる傾向が明らかになってきた．三角波がブロックを移動しやすくしている原因としては，実験時の様子より以下の様なことが考えられる．**図-4**は，Case1 x2.5にでブロックが移動を開始する瞬間を捉えたものである．このとき，ブロックの上には三角波が発生しており，これが下流方向に流下していた．この三角波の頂部がブロックを通り過ぎたあたりでブロックが移動を開始している．また，三角波の発生とともに河床には同様の形状を持った河床波が形成されていることもわかる．これを模式的に示したものが**図-5a**である．一般に，河床波の谷から頂部にさしかかる部分では，上昇流が生じており，

これがブロックを巻き上がらせる要素となり，ブロックが移動した可能性がある．また，ブロックが移動を開始した顕著な例として図-5bのような状態も良く観察された．この場合では，ブロックが三角波の谷部に位置しているときに，主に活動形式として移動している．三角波の谷部においては，一般に高流速となっている場合が多く，この流速の増大によってブロックが移動を開始したものと考えられる．このような上昇流や場所的な高流速の発生は，護岸の力学設計法で想定している場では生じない要素であり，三角波発生場において考慮されるべきものであると考えられる．

(2) ブロック安定性の定量的評価：護岸の力学設計法との対応

これまでに本実験において三角波がどのようにブロックの安定性を低下させるかについて定性的に述べてきた．以下では，三角波の影響をより定量的に評価するために，護岸の力学設計法の考え方との比較を行うこととする．護岸の力学設計法では，底面に設置したブロック構造物に対する外力として抗力と揚力，移動に対する抵抗力として摩擦力，重力を考慮した力の釣り合いを考えることにより，移動しないブロックの必要重量はブロックへ作用する流速の6乗に比例する式を導いている．ここで実施した固定床条件における実験は，この護岸の力学設計法で想定している状態と近いため，まず設計法の適用範囲内の実験ケースについて比較を行う．実験では，ブロックに作用する流速と重量，並びにブロックの移動確率がわかっているため，これをまとめることで，ブロックの移動と停止を区分する関係について示すことが出来る．このように実験結果をまとめたものを図-6に示す．実験結果のブロックの移動と停止を護岸の力学設計法の考え方から区分しようとすればおおよそ図中の点線のようになった．若干のずれはあるものの，実験結果についてはおおよそ区分出来ていると考えられる．次にここで示した関係が，移動床条件においてどのように変化するかを示す．移動床条件における結果をまとめる際には，あえて固定床条件の等流のような状態で測定された流速を用いている．これは，実際に三角波の発生を想定せずに，平坦固定床状態に生じる流速を用いてブロックの必要重量を算定したとき，どの程度必要ブロック重量を見誤るかを示すことに相当する．

図-7，8はそれぞれ三角波が発生しない条件と発生する条件に分けて，固定床と移動床条件で得られたブロックの移動確率と流速－ブロック重量との関係を見たものである．図中に示す点線は，図-6で求めた固定床条件におけるブロックの移動と停止を区分する線である．一方，移動床条件の実験結果にこの点線を載せれば，明らかに実験で観測された移動と停止を分けることが出来ていない．移動床条件で得られた結果を区分しようとすれば，新たに実線の関係が得られる．実線と点線のずれが大き

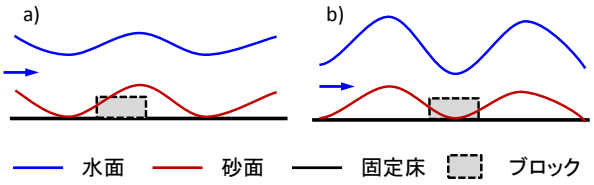


図-5　実験より推定される三角波とブロック移動開始状態の模式図．a) 三角波の頂部より若干上流で移動する場合（図-4 の例），b) 三角波の谷部で移動する場合．

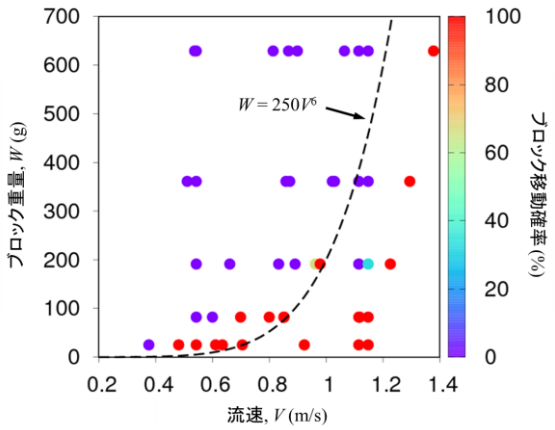


図-6　平坦固定床条件でのブロックへの作用流速－ブロック重量の関係と，ブロック移動確率の比較．

ければ大きいほど，移動床条件においてブロックが移動しやすくなっていることを示している．図-7に示すように，移動床条件においても三角波が発生しないケースにおいては，両線のずれは比較的小さいものの，三角波が発生する場合は2つの線には大きなずれがあることがわかる．このずれを数値化すれば，固定床条件で移動しないブロックよりも，さらに3.5倍のブロック重量が必要なことになる．これは，ブロック重量を設計する際に用いる流速に対する割り増し係数に直すと$3.5^{1/6}$=1.23程度に相当する．本結果は，三角波が発生する場では，ブロックが移動しないために必要な重量は同一水理条件における固定床条件よりも顕著に増加することを示唆している．

(3) 実問題への適用可能性：三角波が持つリスク

本実験結果は，三角波がブロックを不安定にする可能性があることを示唆している．三角波は護岸ブロックの設計や被災要因の解釈において従来考慮されていないものであり，本実験結果はより合理的な被災要因の解明やブロックの設計に新たな知見を与える可能性がある．一方，ここで示したような単純化された水理実験の結果が，実際の河川の問題に対してどのような意味を持つのか，若干の考察を以下に加えることとする．

まず，ブロックの設置については当然ながら河床面の上に置かれたものではなく，群体として河床面に埋め込まれることで河床や河岸を防御する．従って，実験で見

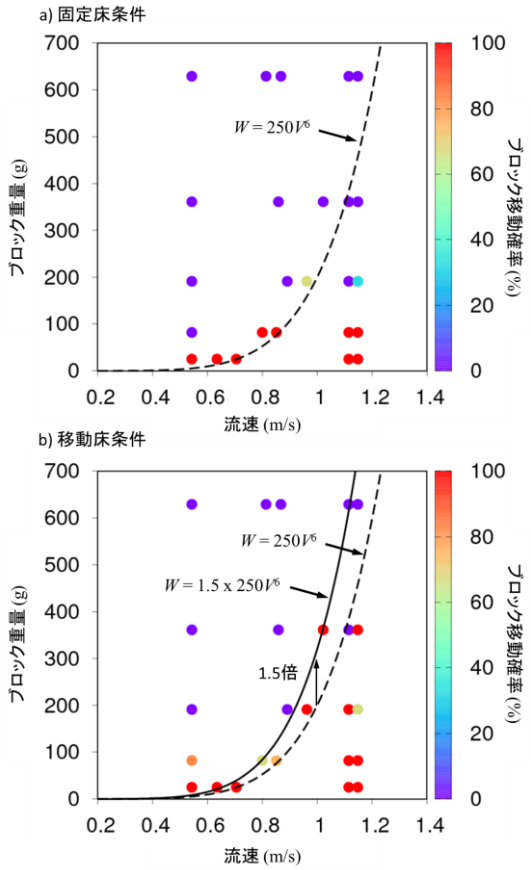


図-7　三角波非発生条件におけるブロック移動確率と流速ーブロック重量の関係．a)固定床，b)移動床．

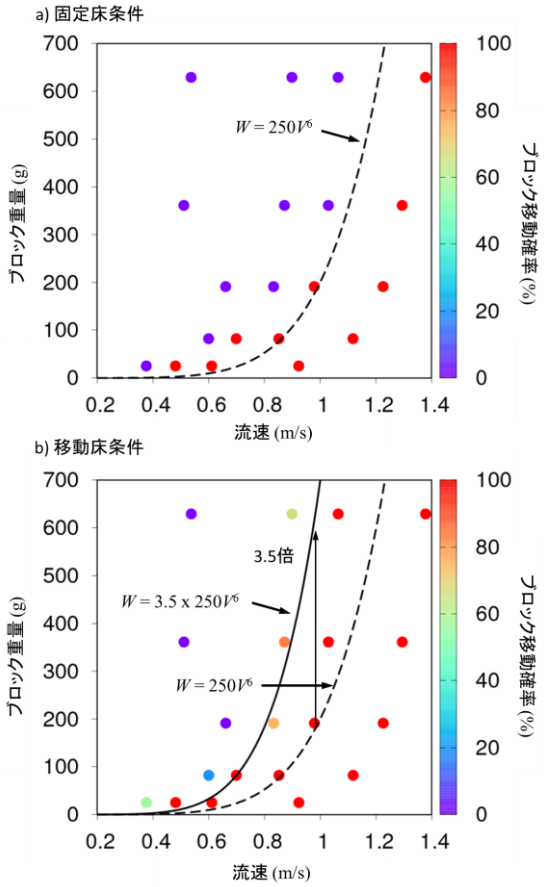


図-8　三角波発生条件におけるブロック移動確率と流速ーブロック重量の関係．a)固定床，b)移動床．

られたようなブロックー底面間への流砂の入り込み等の影響はないと考えられる．しかし，三角波が発生することで生じる高速流や三角波谷部から頂部にかけて発生する上昇流は，実験のみならず実スケールでも発生すると考えられるため，実験と同様に実際に現地に施工される護岸や護床ブロックを不安定化させる可能性はある．また，実際の場では，ブロック設置区間の上下流は移動床であり，侵食の影響を受ける．ブロック設置区間の上流から三角波が移動してきた場合，谷部おいてブロック前面，下面の土砂が抜け出し，ブロックを下から上方へ押し上げようとする流体力も増加する．このような現象の類似例として，護床工前面の洗掘による被災があげられる．平成19年台風9号出水調査報告によれば，多摩川二々領上河原堰上流の護床工前面が出水により顕著な洗掘を受け，その洗掘域から発生する上昇流が護床工の被災要因となったことが示唆されている[4]．三角波も同様な洗掘と上昇流を発生させる要因であり，このような侵食機構によって，ブロックの安定性を低下させることが懸念される．最後に本実験では，三角波が発生した場合には，現状の設計法で想定されるよりも重いブロックが必要であることを示したが，実際の施工を考えると，構造物の巨大化はコストや施工面で不利である．そのため，三角波等の発生に強いブロック形状や，逆に三角波の発生を抑制するブロックなどを考え，重量を抑えつつ安定性を増す対策も重要であると考えられる．

4.　まとめ

本論文では，三角波の発生が河川管理上どのようなリスクをもたらし得るかについて，護岸や護床工等のブロック構造物の安定性に着目した単純な水理実験により検討した．実験結果より，三角波が発生すると，局所的な高流速や上昇流が発生し，ブロックが移動しやすくなることを示した．従来，護岸等の設計に用いられる護岸の力学設計法では，このような三角波の発生に伴う流れの変化を考慮していないため，設計ブロック重量を過小評価する可能性がある．また，三角波が発生しやすい急流河川における護岸等の構造物の被災事例の解釈に有用な知見を与える可能性がある．一方，本検討は単純な場において三角波がブロック構造物の安定性に及ぼす影響を現象論的に示したにすぎない．今後は本現象をより水理学的に解釈しつつ，三角波が発生しても被災しないブロック形状等の検討につなげていく必要がある．

参考文献

1) 山口甲：日本一の急流都市河川　豊平川，（財）河川

環境管理財団北海道事務所, pp.126-130, 2005.
2) 国土開発技術研究センター編：改訂護岸の力学設計法, 山海堂, pp.1-153, 2007.
3) 井上卓也・長谷川和義・渡部靖憲・船木淳悟：三次元的な反砂堆上の水面波に関する実験的研究, 土木学会論文集 A2（応用力学）, Vol.71, No.2, pp.I_739-I_746, 2015.
4) 土木学会水工学委員会平成 19 年台風 9 号出水調査団：平成１９年台風９号出水の調査と今後の河川維持管理のあり方に関する調査研究, 河川整備基金助成事業報告書, 2007.

傾斜を有する鋼製下地吊り天井の力学性能に関する検討

沖　佑典[1]

[1]国立研究開発法人建築研究所　建築生産研究グループ　（〒305-0802 茨城県つくば市立原1）

建築物において構造躯体の耐震性能が向上している一方、天井などの非構造部材が脱落する例が顕在化している。本発表では国交省告示などへの技術的支援をしてきた立場から、吊り天井の耐震化に関する検討の経緯を簡潔に示すとともに、耐震化に資する知見が少なく検討を要する天井の一例として、ホールや学校の音楽室等での需要がある斜め吊り天井の力学性能に関する検討について報告する。

キーワード　非構造部材，天井，傾斜，勾配変化部，力学性能

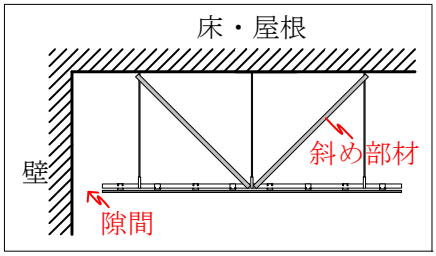
1. はじめに

過去の地震等による被害の中には、天井等非構造部材の脱落や損傷により人的被害を引き起こしたり、施設の機能不全に陥る場合もあった[1)]。このような実態を受けて、脱落により甚大な人的被害を生じさせる危険性のある規模の吊り天井について「特定天井」と定義し、告示[2)]およびその解説書[3)4)]において特定天井の耐震化方法が整理されている。本報告では、当基準における耐震化方法の概要を示すと共に、基準の対象範囲をより明確にするため、現在行っている斜め吊り天井を対象とした実験による検討を報告する。

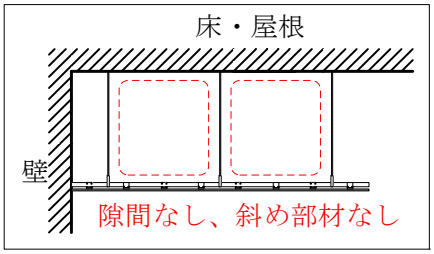
2. 研究背景及び課題

(1) 特定天井の耐震化方法の要旨

特定天井は図-1に示すように大きく「隙間あり」「隙間なし」の場合に分類され、耐震化方法は大きく異なっている。「隙間あり」の場合は天井と周囲の壁の接触・衝突を防ぎ、天井面の慣性力をブレースなど懐の耐震要素によって躯体に伝達する。「隙間なし」の場合は天井と周囲の壁を接触させることで天井面の慣性力を直接伝える一方、躯体の層間変形に追従させるためブレースは設けてはいけない仕様となる。また、一体となっている天井に段差や勾配が変化する部分（以下、「勾配変化部」という。）がある場合には過度な応力集中が生じる恐れがあることから、勾配変化部での分離が推奨されている。一方、既往の研究によれば、変形追従性を確認し



(a) 「隙間あり」天井の耐震化方法



(a) 「隙間なし」天井の耐震化方法

図-1 特定天井の耐震化方法に関する分類[3)]
（壁際の断面図）

写真-1 複数の勾配から成るホール天井の地震被害

た上であれば、耐震化された天井は段差部で一体化しても一定の耐震性を有するとみなせる場合もある[5]。

(2) 斜め吊り天井に関する課題と本発表の検討対象

当基準[2]における特定天井に該当する規模の天井の中には、ホール等のように音響等の要望に応じて、天井面が複数、斜め吊りとなって形成される場合がある。写真-1[1]に示すようにホール等でも地震により脱落している例があり、対策が必要である。しかしながら、当基準の背景にある技術的な検討は水平な天井によるものが多いが、斜め吊り天井についても同様の耐震化方法で良いかは明確にされていない。図-2に、斜め吊り天井の耐震化を行う際に検討すべき項目を示す。1. 音響の観点では音漏れの問題が生じるため、天井面の一体化が要求される場合があるため、基準の「応力集中を生ずる」部分における一体化が可能な方法を整理することで設計自由度の拡大に資すると考えられる。また、2. 一体化が可能な場合に、天井面の慣性力を如何にして伝達するかを考察する必要がある。

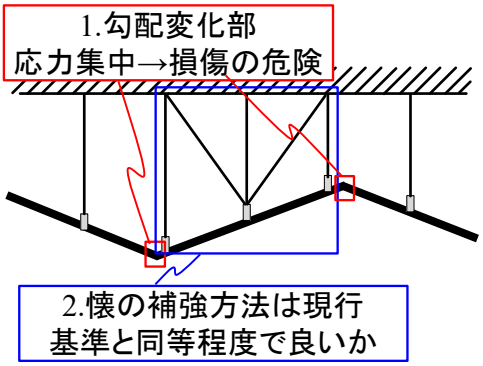


図-2 斜め吊り天井の耐震化に際して検討すべき項目

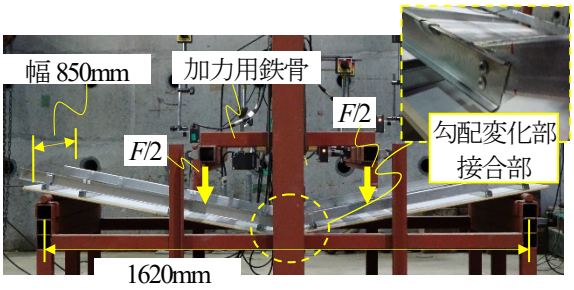


写真-2 試験セットアップ

3. 天井面勾配変化部の曲げ試験

図-2における1. に関する検討として、天井の勾配変化部を抽出した試験体による静的単調曲げ試験を行い、勾配変化部における面外曲げ性能を算出する[6]。

(1) 試験概要

写真-2に試験セットアップを、図-3に試験体を示す。天井構成部材は JIS 規格[7]に従い、試験体は既往の研究[8]における平坦な場合を参考にし、試験体の中央で下地および天井面の縁が一度切れ、両者の野縁受け同士をビスで留めた。勾配変化部の一接合部当たりのビス本数を 2 本または 4 本、接合角度 0°または±20°とした。また、試験体 No.1,3,4,6 は下地を上側（正方向加力とする）、No.2,5 は天井面を上側（負方向加力とする）として載荷し、計 6 体の試験を行った。試験は図-3に示す加力用鉄骨（約 0.29kN）を試験体上部に載せ、加力用鉄骨をジャッキにより鉛直下方向に加力した。

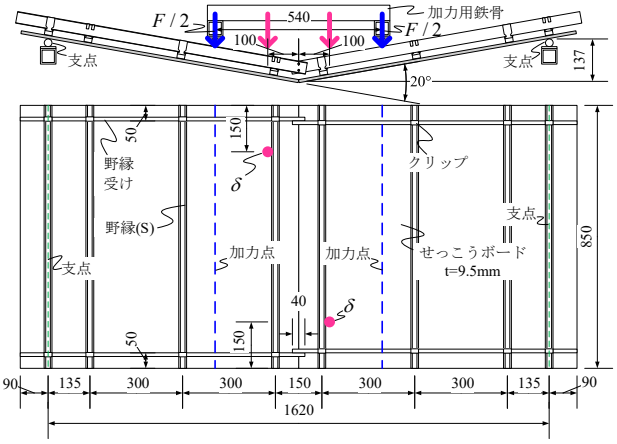


図-3 試験体、計測位置 (No. 4)

(2) 試験結果

表-1に試験体の仕様および結果を、図-4に F-δ 関係を、写真-3～5 に代表的な損傷状態を示す。図-4は加えた荷重 F を縦軸、計測した鉛直変位の平均値 δ を横軸としている。表-1 a 列目は加力用鉄骨を載せた時の測定値とゼロ点を結んだ F/δ を示し、b 列目の太字は最大荷重、斜字は変位 50mm 時の荷重としている。また表-1には文献8による C1rJJ-P-bj の結果も示している。ビス 2 本の接合による試験体 No.1,2 は野縁受けが連続する C1rJJ-P-bj

表-1 試験体仕様および結果

試験体 No.	接合部のビス本数，接合角度，加力方向	a F/δ (幅1m当たり) kN/m/m	b **最大荷重** *変位50mm時荷重* kN/m	c 接合部の回転バネ剛性 k_c kN･m/rad/m
1	2本,0°,正	40.77	*0.55*	0.58
2	2本,0°,負	47.42	*0.72*	0.68
3	4本,0°,正	55.06	**1.35**	0.79
4	2本,+20°,正	15.05	*0.46*	0.21
5	2本,-20°,正	12.47	*0.47*	0.17
6	4本,+20°,正	69.38	**1.35**	1.02
参考[8]	C1rJJ-P-bj	56.29	**1.11**	0.81

に比べて耐力・剛性が低くなり、写真-3に示す通り接合部のみに損傷が集中した。なお、本試験においては加力方向の差異による影響は見られなかった。一方、接合部のビス本数を 4 本に増加させた試験体 No.3 では、接合部における損傷は抑制されたが、接合部近傍のクリップが開いていき、野縁受けが倒れた（写真-4）のち最終的にクリップが外れた（写真-5）。接合角度が±20°の試験体 No.4～6 も 0°の場合と損傷形式は同様であった。

(3) 勾配変化部の曲げ剛性の算出

実験結果から天井面の面外曲げ剛性を算出する。図-5 に示すように、天井面を弾性棒、勾配変化部を回転バネとし、曲げ剛性を評価する。天井は x 方向に均一な断面とし、定式化は対称性を考慮して半分のモデルとして行う。$0<\alpha_F<\alpha_\delta<1/2$ となる α_F,α_δ において、$x=\alpha_F L$ の位置に $F/2$ が加わり、$x=\alpha_\delta L$ における変位が δ のとき、弾性棒のたわみの式を整理すると次式となる。

$$\delta=\frac{F\alpha_F L}{48EI}L^2\left[3-4{\alpha_F}^2-12{\alpha_\delta}^2\right]+\frac{\theta_c}{2}\left(\frac{1}{2}-\alpha_\delta\right)L \qquad (1)$$

ここに、θ_c は全長 L に対する回転バネの回転角である。中央の回転バネの曲げモーメントが $M=\alpha_F LF/2\equiv k_c\theta_c$ と表わされるとき、接合部の回転バネ剛性 k_c は次式となる。

$$k_c=\left(\frac{1}{2}-\alpha_\delta\right)\Bigg/\left\{\frac{4}{\alpha_F L^2(F/\delta)}-\frac{3-4{\alpha_F}^2-12{\alpha_\delta}^2}{12EI/L}\right\} \qquad (2)$$

ここに、EI は天井面の等価曲げ剛性である。本報告では、試験体 C1JJ-P[8]の EI および $L=1620$mm、$\alpha_F=1/3$、$\alpha_\delta=710/1620$ を代入し、表-1 c 列目の幅 1m 当たり回転バネ剛性 k_c を得る。結果より、ビス 2 本の時の k_c は 0.17～0.68kN・m/rad/m、4 本の時は 0.79～1.02kN・m/rad/m である。参考に野縁が連続し、天井面中央に目地がある C1rJJ-P-bj の回転バネ剛性を算出すると 0.81kN・m/rad/m となることから、ビス 4 本で接合することにより野縁受けが連続する場合と同様の面外曲げ剛性を持つことが確認できる。

4. 勾配変化部で一体化した天井の水平載荷実験

前章では、天井の勾配変化部においてビスを増し打ちすることにより、野縁受けが連続する場合と同様に面外特性を確保可能であることを確認した。本章では勾配変化部で一体化することを前提に、斜め吊り天井の水平耐力や崩壊形を確認するために行った実験を紹介する。

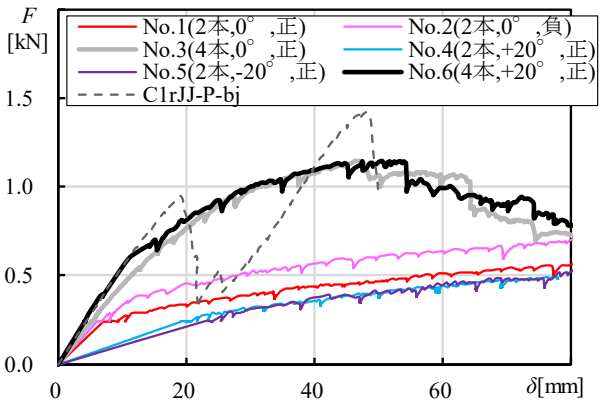


図-4 F-δ 関係

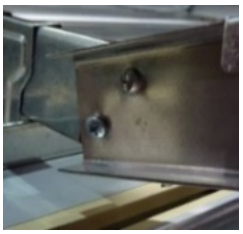


写真-3 接合部の損傷 (No. 4)

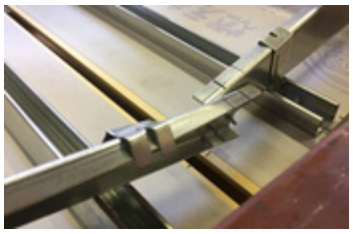


写真-4 野縁受けの横倒れ (No. 6)

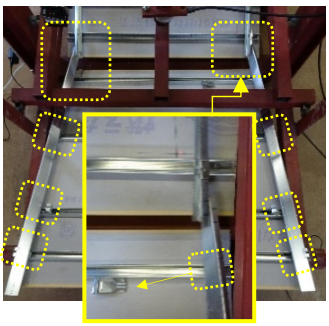


写真-5 クリップの外れ (No. 6)

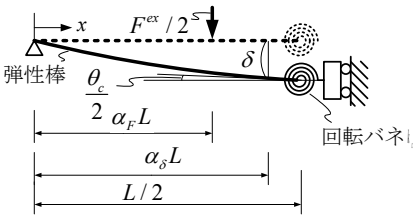


図-5 勾配変化部の曲げ剛性検討モデル

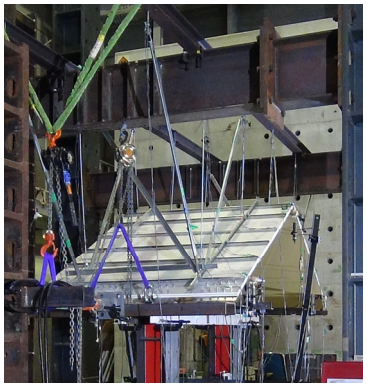


写真-6 試験体の設置状況

(1) 試験概要

写真-6に実験の設置状況を、図-6に試験体の立面図および平面図を示す。天井面の水平投影面積は約3m×1.6mであり、天井は野縁受け方向に傾斜する2つの勾配（+30°、-30°）で形成され、両勾配の交点は前章の検討におけるビス4本により接合される。本試験体は「隙間あり」の場合を想定しており、図-6に示す位置にブレースを計4組設置している。また、矢印方向を荷重方向とし、±約15mmまで5mmごとに正負漸増繰返し載荷した後、損傷状態が明確になるまで正方向単調載荷を行う。水平変位の計測位置は図-6の点Aである。

(2) 試験結果および考察

図-7に荷重変位関係を、写真-7～10に主な損傷形式を示す。図-7の縦軸は加力点で計測された荷重値を、試験体幅1.6mで除した値F、横軸は点Aにおいて計測された水平変位δを示している。繰返し載荷時における最大耐力は、正方向で1.06kN/m、負方向で0.80kN/mであった。以下、実験の経過状況について記述する。約-5mmの載荷時以降全載荷中にわたって、加力位置に近い+30°の傾斜となっている天井面を支持する野縁受けと、野縁野縁受けを接合するクリップにずれが見られた（写真-7）。加力方向においてクリップは野縁受けと摩擦のみにより接合されていたため、小さい力で滑っていたと見られる。ただし、正方向加力時にずれが生じた耐力低下が見られなかったが、負方向加力の際にはずれ発生後に耐力低下が生じ、変形が進行した。一方、-30°の天井面はほとんど変化が見られなかった。

その後、約10mmの変形となったところで天井面の勾配変化部において隙間が見られた（写真-8）。この事からも、加力点により近い天井のみが野縁受けとずれが生じていたことが確認できる。この間、両勾配を一体化している野縁受けの接合部での損傷は見られなかった。

正方向の載荷の際に加力点近傍のクリップが開き、その後負方向の載荷により、開いたクリップと野縁受けが緩みながら滑った。この載荷を繰り返したことにより、載荷途中でクリップが外れ（写真-9）、天井面外の曲げが生じた。その後行った単調載荷によりクリップのずれが引き続き見られた。クリップがずれることにより耐力は上昇しなかったが、最終的に勾配変化部において、ずれた天井面のボードが持ち上がり、反対側の勾配を構成していた野縁受けと接触し（写真-10）図-7において耐力が上昇したため、加力を終了した。ここで、施工前に計測した天井構成部材の質量の合計は約70.6kgであったため、正負それぞれ繰返し載荷した時の耐力を質量で除すと、それぞれ正方向が約1.4G、負方向が1.0Gとなる。

以上の損傷の進展状況より、斜め吊り天井を耐震化するためにはクリップをより強い金物とする、クリップのずれを防止するためにビス等で固定する、等の補強が肝要であると推察される。上記を踏まえた補強方法の検討

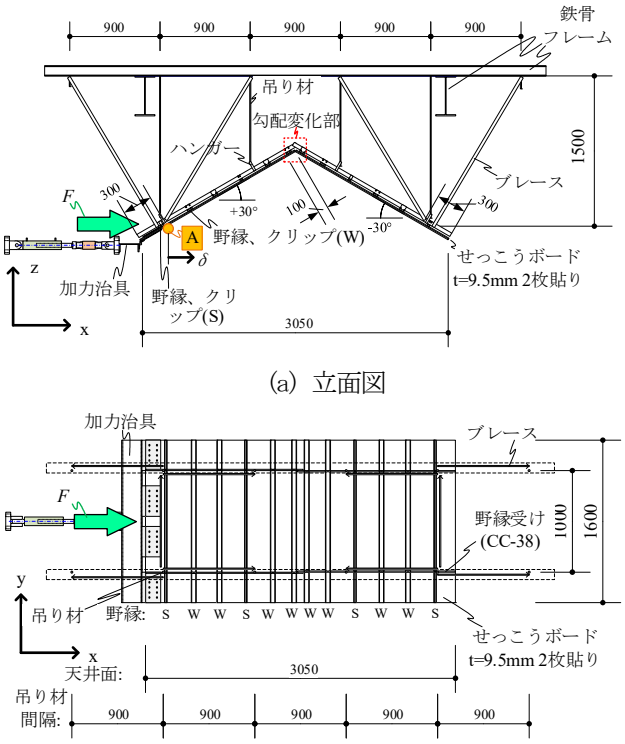


図-6 斜め吊り天井試験体

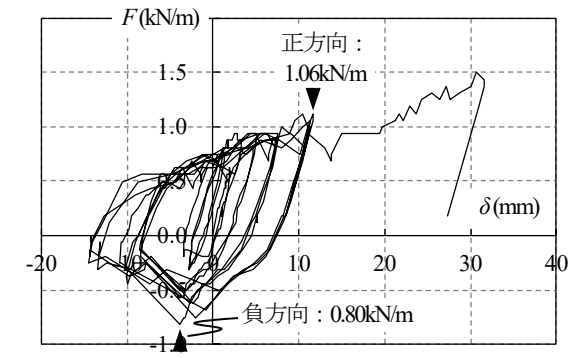


図-7 F(幅1m当たり)-δ関係

写真-7 変位約-5mm時　クリップの滑り

写真-8 変位約+10mm時　勾配変化部の隙間

写真-9 最終形　クリップの外れ

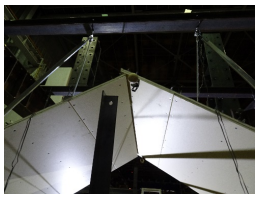


写真-10 最終形　天井面の下地材への接触

は今後の課題とする。

5. まとめ

本報告では、地震などによる脱落被害が顕在化している吊り天井について、近年整備された耐震化に関する現状を示し、残された課題の一つとして知見が少ない斜め吊り天井の力学性能について考慮すべき以下の 2 点の検討を紹介した。

1 点目は、天井の勾配変化部で一体化する場合の接合部の面外曲げ特性を確認するための実験である。実験と結果より得られた勾配変化部の曲げ剛性より、ビスの本数や間隔を適切にすることで損傷の抑制が可能であることを示した。

2 点目は、 1 点目を参考に勾配変化部で一体化された斜め吊り天井の耐震設計上の留意点を把握するために行った水平載荷実験である。損傷過程として接合金物であるクリップのずれ、外れ等が生じた。今後は斜め吊り天井の耐震化方法等を検討する予定である。

参考文献

1) 国総研資料第 929 号　建築研究資料第 173 号　平成 28 年熊本地震建築物被害調査報告（速報），2016.9
2) 平成 25 年国土交通省告示第 771 号
3) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所他：建築物における天井脱落対策に係る技術基準の解説，2013.10
4) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所他：平成 28 年基準（隙間なし天井の新基準）の解説，2016.7
5) 山下 圭吾，石原 直，神戸 寛史，鈴木 賢人，永野 正行：鋼製下地吊り天井における一体化段差部の静的載荷試験と地震時強制変位の推定，日本建築学会技術報告集，Vol.23，No.55，pp.827-831，2017.10
6) 沖 佑典，石原 直：在来工法天井における勾配変化部に着目した野縁受け方向の面外曲げ特性，日本建築学会学術講演梗概集，B-1 分冊，pp.959-960，2018.9
7) JIS A 6517:2010　建築用鋼製下地材（壁・天井）
8) 石原 直，稲井 慎介，森田 泰弘，渡壁 守正，脇山 善夫，喜々津 仁密：鋼製下地吊り天井の天井面の曲げに関する力学特性，日本建築学会技術報告集，Vol.21，No.47，pp.45-48，2015.2

北海道開発局の通信ネットワークについて
—Ｈ２８台風災害時の対応と より強固な通信インフラ整備に向けて—

小野寺　崇[1]・出崎　幸嗣[2]

[1]北海道開発局　事業振興部　機械課　（〒060-8511 北海道札幌市北区北8条西2丁目）

[2]北海道開発局　網走開発建設部　施設整備課　（〒093-8544 北海道網走市新町2丁目6番1号）.

北海道開発局は、北海道総合開発計画に基づき、強靭で持続可能な国土形成のため、電気設備や通信設備、情報システム等の設置と維持管理を行っている。その各設備とのデータ通信や制御を行うためのネットワークとして、災害での切断リスクが低い多重無線通信ネットワークと大容量通信が可能な光ファイバ通信ネットワークを統合化した統合ネットワークを整備することで災害に備えてきた。しかし、平成28年８月の台風により、北海道開発局の光ファイバネットワークに多大な被害があった。その台風被害時の対応結果と、大容量通信が持続可能となる、より強固な通信インフラの整備に向けた検討結果について紹介する。

キーワード　防災、災害対策

1.　はじめに

北海道開発局の通信ネットワークは、以前は多重無線ネットワークと光ファイバネットワークを通信の種類によって使い分けていた。多重無線ネットワークは災害での切断リスクが低く、災害に強い通信方法であるが、伝送容量が小さいため、主に音声通話等の基幹となる通信に使用されてきた。また、光ファイバネットワークは多重無線ネットワークよりも災害での切断リスクが高いが、伝送容量が大きいため、CCTVカメラ映像等のデータ量の多い通信用として使用されてきた。(図-1-1)

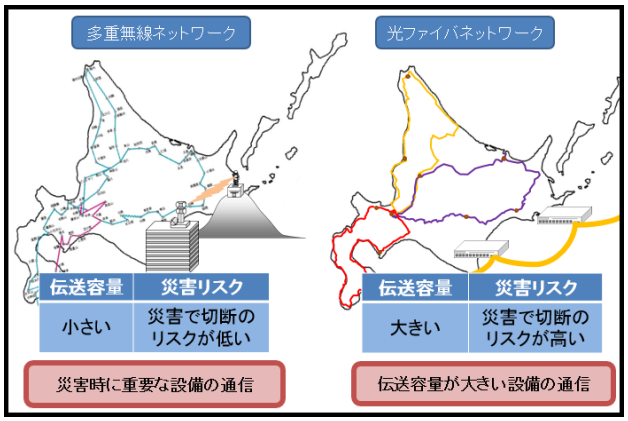


図-1-1　光ファイバNWと多重無線NWの特徴

平成21年に、北海道開発局における統合ネットワーク方針書が策定され、多重無線ネットワークと光ファイバネットワークの互いの長所を生かすためIP化により統合することとなった。北海道開発局のネットワークは、現在この統合ネットワークを使用しており、平常時は伝送容量が大きい光ファイバネットワークを使用し、災害等で光ファイバケーブルが切断された際には、多重無線ネットワークを使用することで、基幹となる通信を確保する構成となっている。(図-1-2)

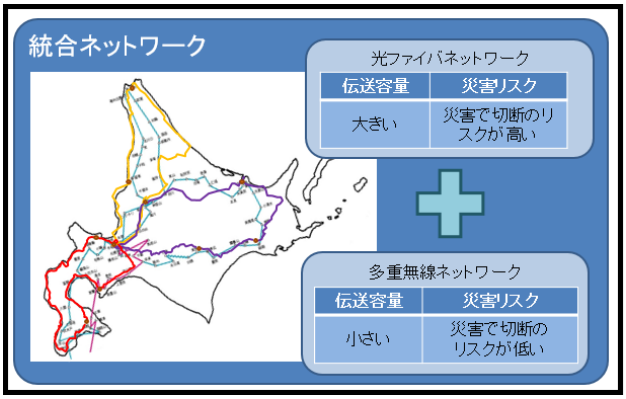


図-1-2　統合ネットワークの特徴

しかし、近年の災害時においては、CCTVカメラ等の大容量通信が必要な設備の重要性が高まっており、光ファイバネットワークの信頼性向上が求められている。

平成28年８月の台風は、各地に甚大な被害をもたらした。北海道開発局の統合ネットワークも被害を受け、複数の箇所で光ファイバケーブルが切断される事象が発生した。本論文では、台風被害への対応とより強固な通

信インフラの整備に向けた検討について紹介する。

2. 北海道開発局の光ファイバネットワーク

北海道開発局の光ファイバネットワークは、４層のネットワークに区分されており、国土交通省本省と北海道開発局を結ぶ基線系ネットワーク、北海道開発局の本局と各地域を統括している開発建設部を結ぶ幹線系ネットワーク、開発建設部本部と各道路事務所・河川事務所等を結ぶ本線系ネットワーク、事務所から道路や河川等に設置されたCCTV等の設備を結ぶ支線系ネットワークに分かれており、幹線系ネットワークと本線系ネットワークは個別にループ構成をとり、光ファイバケーブルの切断が１箇所であれば、通信が途切れることが無いネットワークが構築されている。(図-2-1)

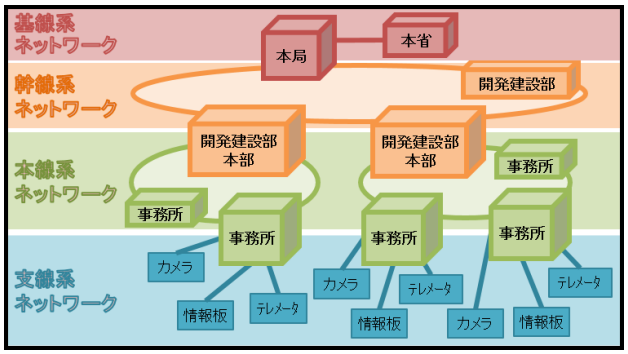


図-2-1　光ファイバネットワーク階層構造

このループ構成となっているネットワークで２箇所切断するとネットワークの分断が発生し、本局との通信が絶たれることになるため、１箇所の切断が発生した段階で、迅速な復旧が求められる。

平成28年８月の台風では、特に重要な役目を担っている本局と各開発建設部を結ぶ、幹線系ネットワークで使用している光ファイバケーブルが複数被災した。

3. 平成２８年８月の台風による被害と対応

８月17日に台風７号、８月21日に台風11号、８月23日に台風９号、８月30日に台風10号が北海道に接近・上陸した。

北海道開発局の幹線系ネットワークは北海道の道北・道東・道南でそれぞれループを構成しており、そのうち道東ループにおいて、８月23日に国道39号石北峠で道路の法面が崩れ、情報ボックスの流出により光ファイバケーブルが断線した。(写真-3-1)

写真-3-1　国道39号石北峠光ケーブル断線状況

これに対して、当該区間を管理している旭川開発建設部、網走開発建設部が、復旧に向けた作業をすぐに開始した。復旧方法は、既設設備を利用して迂回路を構築することで、復旧に要する時間が短くなることから、国道333号及び自動車専用道である旭川紋別自動車道の支線系光ケーブルを使用する全長約150kmの迂回路を構築することとした。光ファイバケーブルの芯線の振り替え、通信機器の移設及び設定変更を行い、断線した翌日の８月24日に迂回路の構築が完了した。(図-3-1)

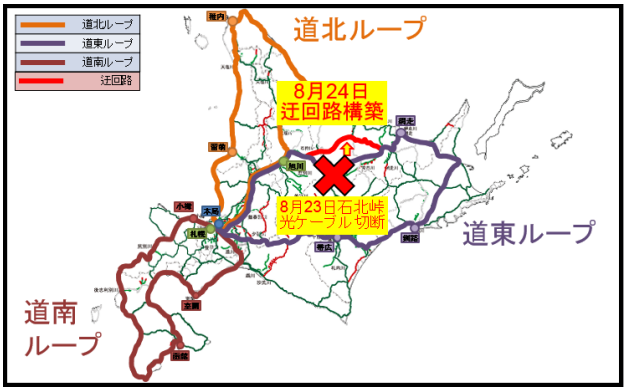


図-3-1　8月23日の幹線系ネットワークの被害と対応

その後、８月30日に落橋等により国道274号日勝峠の光ケーブルが断線した。(写真-3-2)

写真-3-2　国道274号日勝峠光ケーブルの断線状況

８月23日の石北峠の光ケーブルと同様に幹線系ネットワークの道東ループとして使用されている箇所が断線したことにより、８月24日の迂回路構築が無かった場合、帯広・釧路・網走開発建設部の３開発建設部と本局との光ファイバネットワークが分断され、災害の把握などに大きな影響を与えたと考えられる。

８月30日の断線に対しても、当該区間を管理している室蘭開発建設部、帯広開発建設部が、復旧に向けた作業をすぐに開始した。復旧方法は、８月23日の切断箇所と同様に、復旧に要する時間を短くするため、既設設備を利用した迂回路として、国道235号、336号、236号の支線系光ケーブルを使用する全長約300kmの迂回路を構築する方法とした。ただし、この迂回路も８月17日からの台風の影響を受けており、光ファイバケーブルの健全性確認を必要としたため、復旧作業が完了したのは断線してから９日後の９月８日であった。

これらの復旧作業により、その後の長期に渡った日勝峠の災害復旧工事を進める中でも道東ループはループ構成として継続運用することが出来た。（図-3-2）

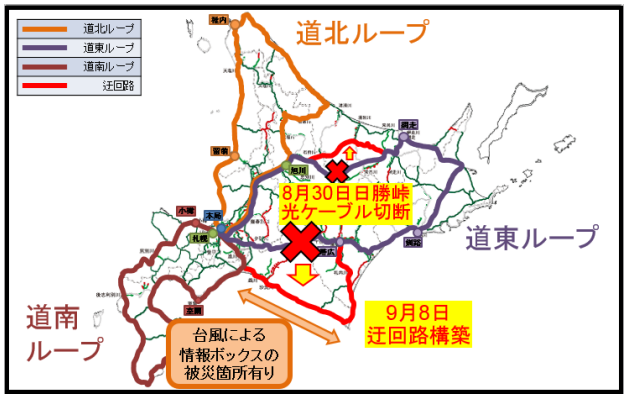


図-3-2　8月30日の被害と対応

4.　強固な通信インフラ整備に向けて

平成28年８月の台風による２箇所の光ケーブル断線は、発生日が離れており、迂回路の構築が間に合ったため、災害対応にも支障を来すことが無く、通信インフラの確保が出来た。しかし、同時多発的に断線する事態を想定した場合、より強固な通信インフラの整備に向けた検討が必要となってくる。

ネットワーク構成として、以前は伝送装置の数が最小となり、整備コストがかからないカスケード接続を導入していたが、切断に耐えられないため、現在は１箇所の切断には耐えられるようにループ構成がとられている。しかし、２箇所以上の切断が伴う場合、ネットワークが分断されてしまう状態であるため、より強固な通信インフラを実現するためには、網の目構造のメッシュ構成とする必要がある。（図-4-1）

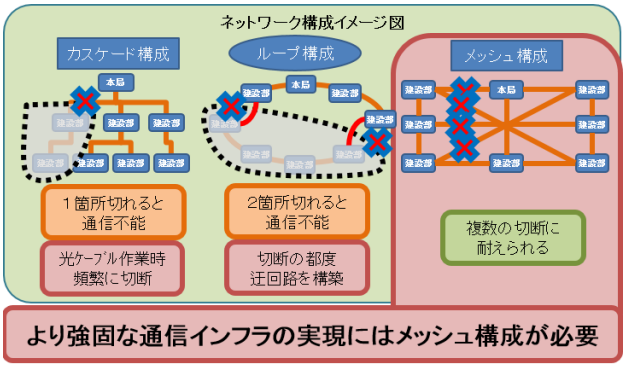


図-4-1　ネットワーク構成例

本省からも大規模災害におけるネットワーク強化策として、統合ネットワーク整備ガイドライン(案)が示されており、この中でも強化策のひとつとして、メッシュ構成をとることが記載されている。

メッシュ構成を行う場合の物理的な通信路として、今回の災害時にも迂回路使用した、支線系光ケーブルを利用する方法がある。支線系光ケーブルのうち、幹線系ネットワークで利用可能なものを図-4-2にまとめた。

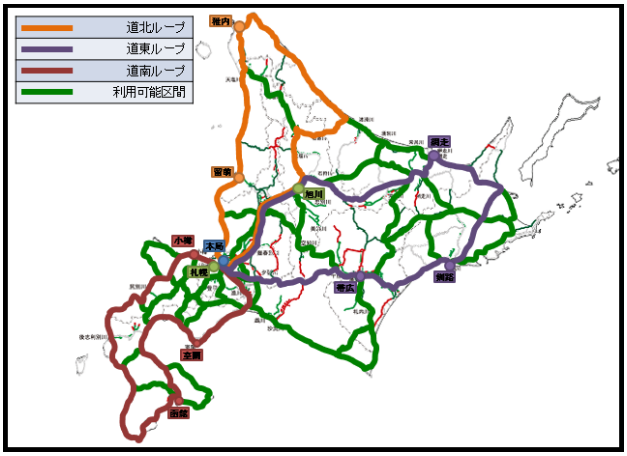


図-4-2　現在の幹線系NWと光ファイバ網

この物理的な通信路を最大限に生かすためには、新しい技術を用いた機器を使用する必要がある。新しい技術として、主にTRILL(TRansparent Interconnection of Lots of Links)とSDN(Software Defined Network)という２つの技術がある。TRILLを用いた機器として、統合ネットワーク整備ガイドラインに記載されているMPE(Multi Pass Ethernet)があり、SDNを用いた機器として、北海道開発局本局の屋内ネットワークとして整備されているOpenFlowがある。

これらの機器は、細かい動作原理に違いはあるが、どちらも道北・道東・道南ループを全て繋げることで、全体が迂回路として機能する。（図-4-3）

また、機器の数が同数となる経路の通信は、自動で負荷分散を行って通信することが可能となり、通信帯域の増強も可能となるが、光ファイバケーブルの断線等によ

る障害を考慮し、通信が集中する経路には、使用する光ファイバ芯線や伝送モジュールを増やした設計が必要となる。

障害切替時間は、IP化以前に使用していた機器で定められていた、通信復旧保証時間500msec以下を維持することが可能である。

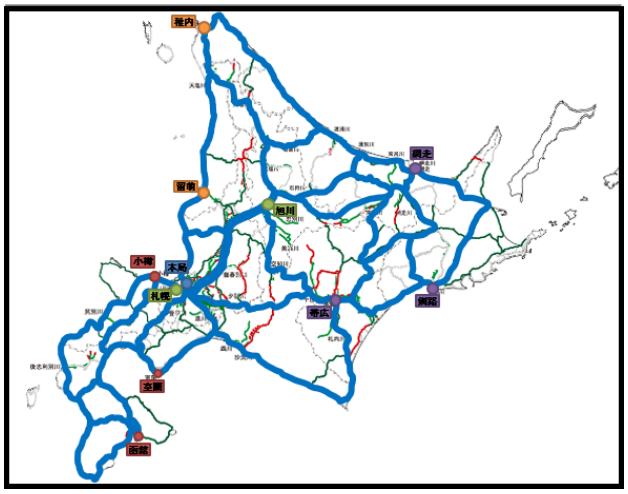


図-4-3　光ファイバ網を利用したメッシュ化構成案

しかし、これらの機器を採用するには、一括して更新する必要があるため、コストが膨大になる。(表-4-1)

次に、現在使用している機器を利用して、メッシュ構成に近づける方法について検討する。まずは、500msec以下の障害切替時間を維持する方法として、現在のループ構成で使用している REP(Resilient Ethernet Protocol)という技術を使用する案について検討する。このREPでは、リングセグメントという手法により、ループ構成を構築しているが、そこにオープンセグメントという手法により、方路の追加が可能となる。(図-4-4)

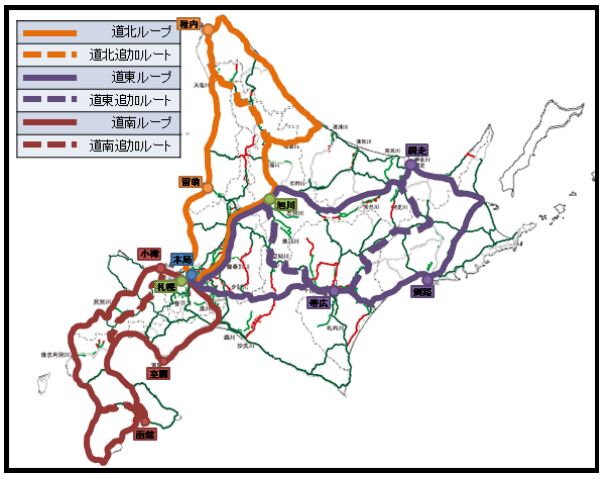


図-4-4　REPによる疑似メッシュ構成案

この技術により、迂回路の増設が可能となるが、メッシュ構成のMPEやOpenFlowと異なり、複雑な迂回路を構築することができない。また、通信が集中する箇所だけ使用する光ファイバを増やすということもできず、これ以上の帯域増強も出来ない。そのため、現在と同様に道北・道東・道南ループの状態の維持が必要となる。また、迂回性能についても、２箇所以上の切断について、切断箇所によっては迂回できない場合がある。

もう一つの案として、OSPF(Open Shortest Path First)という技術を使用した案について検討する。この技術では、複雑な迂回路も構築可能となるが、障害切替時間が10秒程度必要となる。そのため、現在のREPによるループ構成を維持し、２箇所以上切断した場合の迂回路については、OSPFを使用したL3SW同士の経路制御を行うことで、災害等を想定した補助的なメッシュ構成となる。(図-4-5)

表-4-1　幹線系ネットワーク強化技術　比較表

	MPE案	OpenFlow案	REP増設案	OSPF案
既設からの変更点	既設機器を置換及び方路増設	既設機器を置換及び方路増設	方路増設	方路増設
迂回構成	メッシュ構成	メッシュ構成	ループ構成＋迂回路(迂回に制約あり)	ループ構成＋迂回路
障害切替時間	500msec以下	500msec以下	50msec～200msec	50msec～200msec OSPF迂回時10秒程度
導入コスト※	△（◎の６倍）	△（◎の６倍）	◎	◎

※導入コストは、条件を揃えるため、REP増設案と同程度の迂回構成とし、現在のループ構成に、道北ループに１方路、道東ループに２方路、道南ループに２方路追加した構成とする。

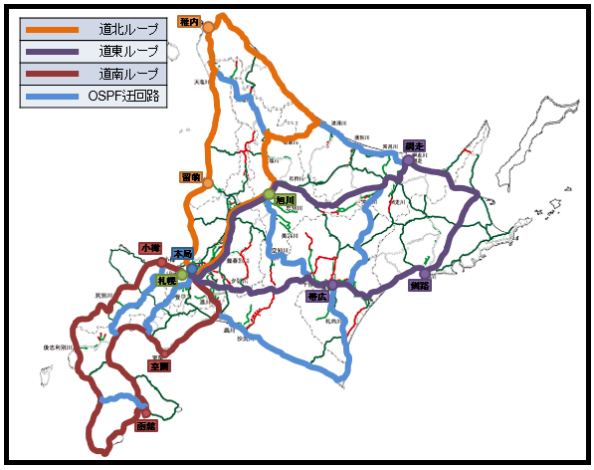


図-4-5　OSPFによる簡易メッシュ構成案

既設L3SWを使用した２案はMPE・OpenFlow案に比べて迂回性能がやや劣るが、既設機器が使用できるため、コスト面では優位となる。また、増設による整備となるため、段階的にネットワークを増強することも可能となる。（表-4-1）

これまで本局と開発建設部を結ぶ幹線系ネットワークの状況についてまとめてきたが、開発建設部本部と事務所を結ぶ本線系ネットワークもループ構成となっているため、同様にネットワークの分断について考える。

開発建設部の本線系ネットワークは幹線系ネットワークのような広域でのループではないため、現状同一光ファイバケーブルを使用しているケースが多く、分断されるリスクが幹線系ネットワーク以上に高い状態となっている。（図-4-6）

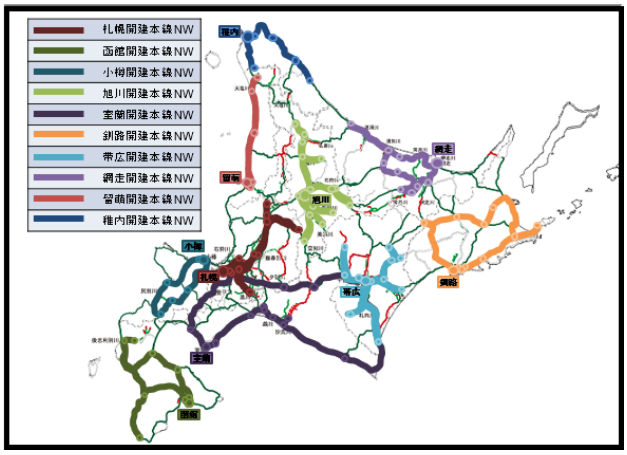


図-4-6　各開発建設部本線系ネットワーク図

物理統合した場合、本来の目的であるネットワークの通信を阻害しないように、帯域を制限する仕組みが必要となる。本線系ネットワークについては、ネットワーク機器の更新時期も近づいていることから、幹線系ネットワークとの物理統合を考慮に入れて再構築することで、ネットワーク強化が可能となる。再構築の際には、幹線系ネットワークの迂回路として、本線系ネットワークを使用することも考慮することで、幹線系ネットワークの強化にも繋げることが可能となる。（図-4-7）

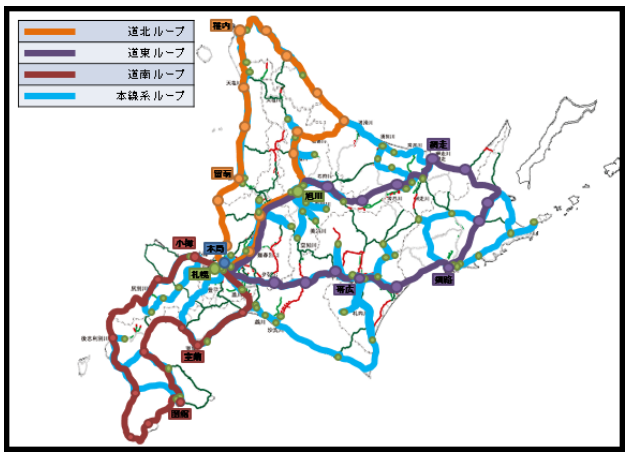


図-4-7　幹線系NW・本線系NW物理統合案

通信インフラの強化策について、表-4-1でまとめた幹線系ネットワーク強化技術と本線系ネットワークと幹線系ネットワークの物理統合を含めた５つの方法があるが、それぞれ一長一短があるため、ひとつを採用するのでは無く、OSPFやREPによる迂回路追加、本線系ネットワークの更新が完了した箇所の物理統合を行い、既設機器の更新タイミングにMPEやOpenFlowの機器に更新を行う等の将来的な流れまで見据えた計画が必要となる。

5.　まとめ

平成28年８月の台風による被害は、幹線系ネットワークを分断するような大規模な災害であった。今回の災害においては、ループ構成におけるデメリットを把握した上で、迅速な迂回路の構築を行うことにより、実際には分断することはなく、災害対応にも支障を来すことが無かったが、同時多発的に断線する事態を想定した、より強固な通信インフラの整備に向けた検討が必要となる。

強固な通信インフラの整備には、様々な技術のメリットとデメリットを把握し、将来の構想を考慮し

た計画の立案が重要となる。

本論文では、CCTVカメラ等の大容量通信が必要な設備の重要性が高まっていることから、光ファイバネットワークの切断に対するリスクを低減するための手法として、光ファイバネットワークのメッシュ化を中心に検討を行った。しかし、大規模災害時には、光ファイバネットワークが全て切断されるリスクがあること、立地条件により光ファイバケーブルのルートを複数確保出来ない事務所があることから、災害対策等の拠点としての機能維持のために電話やメール等の基幹となる通信の最後の砦として、多重無線ネットワークを引き続き運用していく必要がある。

北海道開発局のネットワークは、光ファイバネットワークと多重無線ネットワークを併せた強固な通信インフラ維持していくことで、北海道総合開発計画の中で目標として掲げられている強靭で持続可能な国土へ貢献出来るのではないかと考える。