

土木構造物検査技術研修施設企画・設営について

近畿技術事務所 調査試験課 材料試験係長 福宮 一仁

1. はじめに

近畿技術事務所(以後、当事務所と記す)は、公共事業への技術提供、市民が技術に触れる場づくり、並びに技術力向上に向けた研修活動など、総合的な建設技術で豊かな社会基盤の整備に貢献している。こうした活動の一環として、今般、当事務所内にコンクリート構造物に発生する代表的な欠陥などの施工事例が体験できるよう、視覚的に理解しやすい展示モデルと解説パネルを配置した展示コーナーを設営し、健全な構造物を建設するための各施工段階における検査技術の向上に対する取り組みを行った。

展示コーナーには、欠陥が発生したコンクリートの施工事例と併せて、当事務所が保管していた兵庫県南部地震で被災した鋼構造物である橋脚や支承等、また、供用劣化後の洗堰扉体の一部も展示し、当展示コーナーを利用することによって、実物を見て体験できるなど、研修者が“触れて、肌で感じる”ことができる施設とすることに力を注いだ。

2. 展示コーナーの全体計画、展示方針

2. 1 展示コーナーのコンセプト

土木構造物の品質を確保するためには、施工する各段階別に欠陥を防止する方策を理解することが重要で、設計図書に示されたことを守るのみではなく、施工時点で発生する不具合が生じないように監督・検査することが欠かせない。

検査は構造物の各施工段階並びに施工完了時等において、構造物に欠陥・損傷などがないことを目視・計測によって確認するものである。展示コーナーでは欠陥・損傷などを現実に即したモデルで体験できるようにすることに重点を置いた。特にコンクリート構造物を建設するためには、使用される材料の選定、型枠・支保工の設置、鋼材の組み立て・配置、コンクリート打設・養生などの工程を経る必要があるため、それらに関連した多岐にわたる高度な施工・管理技術が要求されるものである。

こうしたことから、展示コーナーでは主にコンクリート及びコンクリート構造物の欠陥事例に触れ、これを防止するための知識を得られるような展示品を作成・配置することにポイントを置き、それぞれの展示品には解説パネルを付けると共に、欠陥が体系的に理解・把握できるよう、研修者の順路を勘案しつつ展示品のレイアウトを検討・決定した。



写真-1 解説パネルの一例

2. 2 展示コーナーのゾーニング

限られた展示スペースを有効に利用するため、また、研修者が混乱することなく展示品とその趣旨を把握することができるように、展示コーナーは欠陥事例ブースと被災・供用劣化事例ブースに分ける。そして、研修者が体験途中または体験後に、展示品や土木構造物全般に関するディスカッションあるいは質疑が必要となった場合などに備え、両ブースの間に会議スペースを設けることとした。

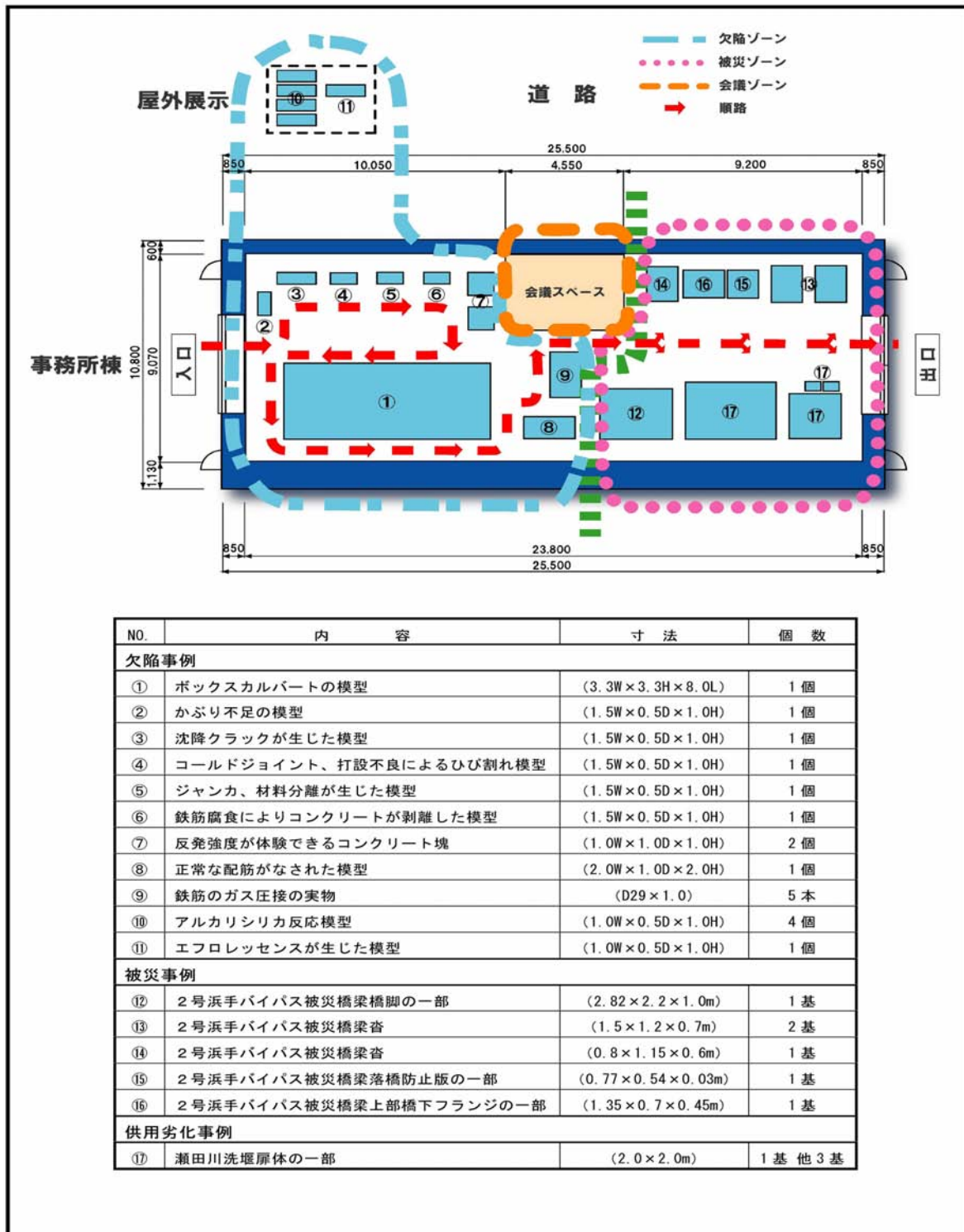


図-1 施設の概要

3. 展示コーナーに展示する欠陥事例の選定

3. 1 欠陥事例の取り扱い

展示コーナーに展示する欠陥事例は、一般的なコンクリート構造物の施工に関わる部分で発生する代表的なものを表現したモデルを基本とした。構造物が完成した後に作用した荷重によるたわみ・変形、疲労及び火災などの外的要因によるものは、今回の取り組みからは外している。

一般的なコンクリート構造物における品質不良は、コンクリート材料の選定を始めとして鋼材の加工・組み立て、鋼材のかぶり確保、型枠・支保工の組み立て、コンクリートの運搬・打設並びに養生の適否など、多くの要素が単独にまたは複合して発生することが解明されている。作成・展示する欠陥事例モデルは、求められる性能・機能を備えた構造物とするため、施工時に注意すれば防ぐことが可能な、ある意味では古典的・基本的なコンクリート及びコンクリート構造物の欠陥を抽出し、パネルでそれらの防止法などを解説することで、検査時における要点や欠陥を防止することは決して困難ではないことを、研修者に訴え理解を促す。



写真-2 被災モデルの一例

3. 2 作成・展示するモデルについて

上記の趣旨から展示コーナーに配置する欠陥モデルは、鉄筋のかぶり不足やコールドジョイント、ジャンカその他を表現したコンクリート塊の単体モデル及び、実際のコンクリート構造物を代表させた実物大の人道ボックスカルバートの部分モデルに、欠陥をそれらが発生しやすい部位と関連させて表現させた。

人道ボックスカルバートの部分モデルでは、モデルの半分は鋼材配置の不良、コンクリートの欠陥などを表し、他の半分は良好に施工された健全なモデルとすることで、研修者が実際の構造物における施工の良否とその様子を、容易に体験・比較する



写真-3 人道ボックスカルバート

ことができる。なお、部分モデルでは表現しきれない型枠の支持方法、鋼材のかぶりを確保するためのスペーサ配置の状態などについては、ボックスカルバートの側壁を切り出した『施工途中モデル』を用意し、施工途中から完成まで体系的に理解できる。

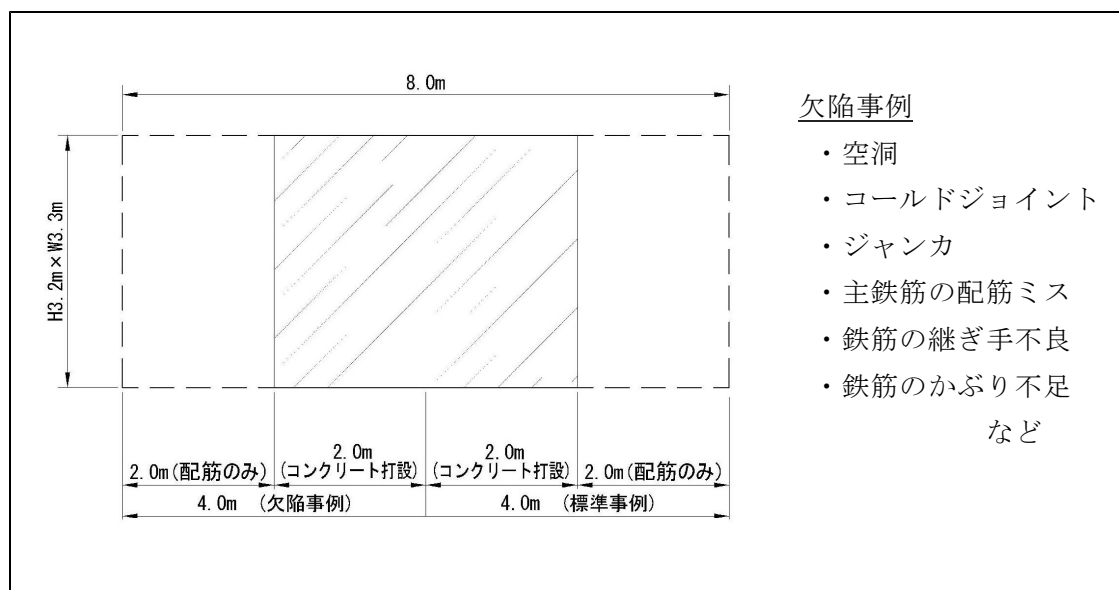


図-2 ボックスカルバートモデルの概要

3. 3 “触れて肌で感じる” 展示モデル

当展示コーナーの特徴は、研修者が見るだけでなく実際に計測機器を用いてコンクリートの反発強度や鋼材のかぶり深さなどの検査が実体験できることにある。設計強度が異なるコンクリート塊、鋼材のかぶりを変化させた単体モデル、ボックスカルバートの部材内部に設けた空洞などを利用して検査機器の取り扱い方法を学び、それらの検査結果を検討・比較することは構造物を肌で感じ取る一助となり、実際のコンクリート構造物を施工する際の検査技術を向上させることに大きく寄与すると期待する。

4. まとめ

土木構造物は健全な状態でより長く利用していくことが求められている。そのためには、新技術を開発・活用することも有効であるが、その出発点として不良や欠陥がない構造物を建設することが基本であり、発注者としては構造物の各施工段階で適切な検査を実施すると共に、検査技術の向上を図ることが重要となる。

こうした観点から、今回の取り組みでは企画段階からコンクリート構造物に発生する代表的な欠陥について、その定義、構造物に与える影響、発生原因と防止方法などを総合的に把握しやすい展示モデルと解説パネルの作成を念頭に置いていたものであり、その目的が達せられた展示コーナーを設営することができたと考える。現在、近畿地整職員、地方公共団体職員等の研修に活用している。

今後は、鋼構造物や非破壊検査機器を整備し、充実を図り、技術力向上に役立てていく予定である。当展示コーナーを体験・利用し、ときにはディスカッションなどを行うことで、発注者の検査技術の向上のみならず、関係者が土木構造物に対する知識を深めることができれば、これ以上の喜びはない。

仙山峠地すべり災害における監視体制について

松江国道事務所 管理第2課 山根 裕市

1. 要約

平成15年12月16日に国道9号仙山地区の道路切土法面で発生した地すべりは、国道9号の通行の遮断および通行車両や人への被害、斜面に近接する民家へ被害を引き起こすことが懸念された。被害防除を目的とした応急対策として、直接的な被害を防ぐため仮設防護柵を設置すると共に、地すべりの抑制化策として水抜きボーリングを実施し、引き続いて地すべりの恒久対策を施工している。

応急対策および恒久対策施工の間、通行車両に対する安全の確保ならびに作業員の安全を確保し2次災害を絶対的に防止するため、地表面伸縮計や定点観測などの動態観測を行い、地すべりの監視体制および監視基準値を、早急かつ合理的に決定し活用した。

監視体制は、応急対策施工中から調査ボーリング実施後までは現地での24時間体制とし、地すべりの動きが加速する場合に備えた。その後は監視レベルを緩和し、地表面伸縮計の自動通報システムによる遠隔での監視体制とした。

2. 災害の概要

2-1. 地質の概要

本地区の地質は、新第三系中新統の久利層の泥岩、安山岩及び段丘堆積物や崖錘堆積物等の被覆層から形成されている。地質構造は山地側で受け盤の堆積構造だが、斜面下方は見掛け上、緩い流れ盤の堆積構造からなる。さらに両者の境界面には、ほぼ東西方向に延びる北傾斜(60~80°)の断層破碎帯(幅約20m)が存在する。ボーリング等のデータから、すべり面は久利層の上部泥岩層に存在することが判明した(図-1参照)。

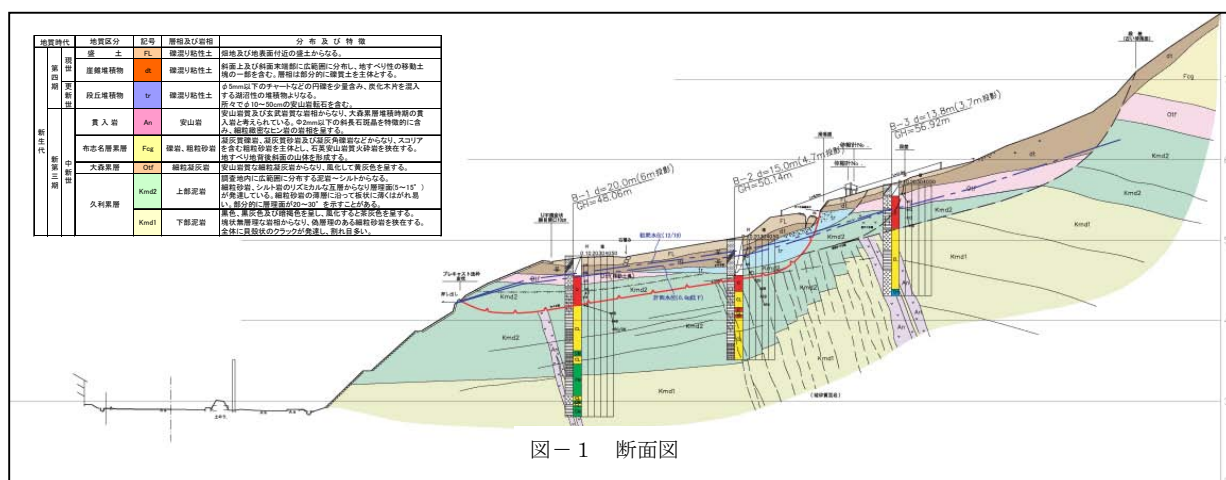


図-1 断面図

2-2. 地すべりの原因

地すべりの発生原因は、素因として、層理の発達した泥岩が流れ盤で存在することと、地すべりブロック背後に断層破碎帯が存在し、降雨時には地下水が供給されやすい地山であることが挙げられる。誘因は、地すべり発生前の連続98mm、日最大38mmの降雨により破碎帯を通じて地下水が供給されたため地すべり土塊背面に高い水頭を持つ地下水条件が

形成されたことが推定される。なお、水抜きボーリング実施時に地すべりの滑動が著しく活発となったことから、当地すべりの滑動は地下水位の変動に対して鋭敏であると判断された。

2-3. 被災の経緯・状況

国道 9 号仙山地区(385k+185~235 付近 大田市の北東約 10km、多伎町の境界に位置する)の道路切土法面で幅約 50m、奥行き約 50m 深さ 5~6m の規模の地すべりが発生した(以下「仙山峠地すべり」)。発見直後から、仙山峠地すべりは冠頭部の滑落崖・陥没地形が急激に拡大した。これにより国道 9 号の同区間で片側交互通行規制を実施し、隣接民家の住民が避難する事態となった。

応急対策は地すべり末端部が斜面上部であったため、仮設防護柵による土砂崩落による直接被害の防除を第一と考え実施した。地すべりの抑制策としては降雨後に災害が発生し、



写真-1 仙山峠地すべりの全景

滑落崖・陥没帯にはブルーシートが貼られている。

地すべり末端部や頭部滑落崖で湧水が確認されたことから地下水位の上昇が地すべり発生誘因と考え、地すべり抑制対策として水抜きボーリングを実施した。

その後、地すべりの滑動は沈静化したため、道路の片側交互通行規制を解除し、1月5日~1月8日に調査ボーリングを実施し恒久対策工の選定および設計を行った。現状では地すべり恒久対策を鋭意施工中である。

3. 地すべり動態観測

地すべり頭部においては滑落崖、陥没帯が形成され、末端部においては押し出し、湧水がみられ、一部で小規模な崩落も発生した。初動時には地すべりは依然活動中であり崩壊の恐れもあったことから、移動速度、移動方向などの挙動を早急に把握、監視する必要がある。よって、最も活動性が顕著であった地すべり頭部および末端部で地表面伸縮計による観測を第一に行うこととした。観測の結果、地すべりの移動速度は 2mm/h と一定の状態であった。

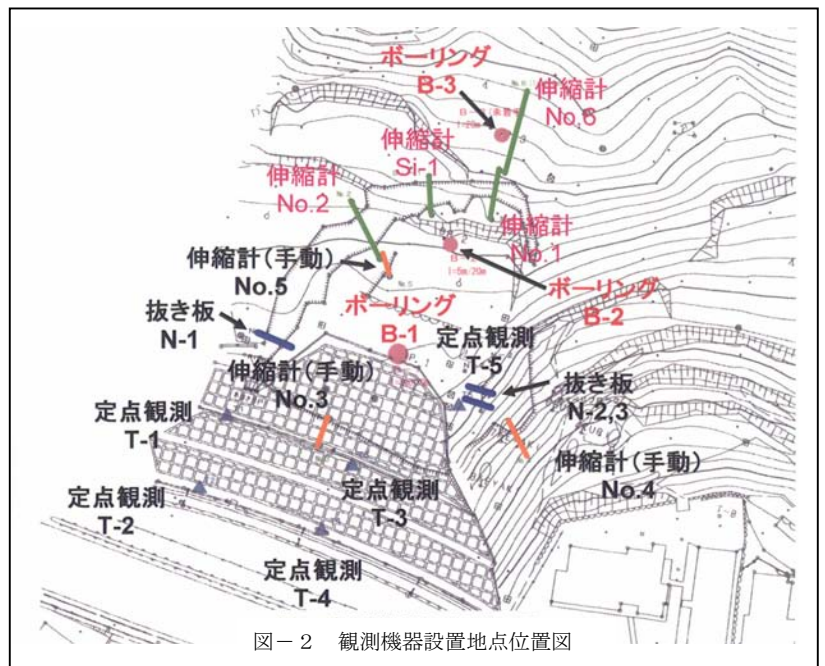


図-2 観測機器設置地点位置図

移動速度が水抜き工の完了前には一時的に最大で 20mm/h が観測されたが、水抜きが完了した時点で活動はほぼ収束した状態となった。その他に実施した動態観測は作業の状況や地すべり変状の状況に応じて必要な内容を決定し、観測期間も含め、効果的な計画の上、実施した(図-2 参照)。

1) 地表面伸縮計

応急対策施工中から調査ボーリング後までは、最大で 8 基の地表面伸縮計により、地すべり動態観測を行った。このうち滑落崖部分に設置した 2 基は測定者の安全を確保し、リアルタイムでデータを監視することを目的とし自動観測機とした。観測データは無線により受信所に送信、データ処理され、警戒基準値以上の変位速度を観測した場合、現場でパトランプが回転し、同時に関係者の携帯電話に警報を発するシステムとした。各伸縮計のデータは現地災害対策本部でパソコンに入力し崩壊予測などの計算を行うなど、地すべり滑動の監視に用いた。さらに、現地状況に即した判断を迅速に行うことを目的とし現地災害対策本部と松江国道事務所で情報を共有化できるよう、観測データがインターネットでリアルタイムにパソコンおよび携帯電話で変位量が遠隔監視できるものとした。

2) 定点観測 (移動杭測量)

応急対策施工中から調査ボーリング後まで、地すべり土塊の移動方向及び地すべり範囲の拡大 (波及性) の有無を確認する目的で、T-1~5 の 5 地点に定点 (反射プリズム設置) を設け、測量により定点の移動を観測した。

3) その他の観測

応急対策施工中から調査ボーリング後まで、伸縮計設置箇所以外の亀裂や段差部での抜き板による観測、水抜きボーリングからの湧水量測定、調査ボーリング後には孔内傾斜計および地下水位観測を実施した。

4. 監視基準値

文献における管理基準値は、2mm/h の変位で避難・交通止め、4mm/h で地域内の立ち入りを禁止されている場合が多い。これらの値は最も安全側の値であり、規模が小さく、地下水の変動に伴って滑動状況が鋭敏に変化するような特異な地すべりである本現場で適応した場合、応急対策工が終了するまで通行止めなどの交通障害が長期間発生する可能性があった。現地観測データから地すべりの活動が 2mm/h と一定速度であり、地すべり変位が 2 次クリープの段階であることが確認されたので、崩壊予測、余裕時間を算出し、作業の中止、国道の通行止めなど、適切な対応、体制を取ることができる時間を配慮して現地状況に即した監視基準を設定することとした。当基準では警戒体制移行への立ち上げ時間を 1 時間程度と見込み崩壊余裕時間がおおむね半日となる変位速度 10mm/h を「警戒体制」の基準とした。また、最短崩壊余裕時間が 2~3 時間程度となる変位速度 40mm/h を「通行止め、避難」の基準とした。「警戒体制」、「通行止め」を解除し「注意体制」へ移行する変位速度は 4mm/h 以下を 1 日以上確認するまでとした。表-1 に監視基準を示す。

表-1 仙山峠地すべり監視基準

監視状態	日常監視	注意体制	警戒体制	通行止め	解除(注意体制)
管理基準値	2mm/h未満	地表面伸縮計: No.1 2mm/h以上 No.2 日雨量:30mm以上 連続雨量:100mm以上 (崩壊ゆとり時間2日)	地表面伸縮計: No.1 10mm/h以上 No.2 (崩壊ゆとり時間半日)	地表面伸縮計: No.1 40mm/h以上 No.2 (崩壊ゆとり時間 2~3時間)	地表面伸縮計: No.1 4mm/h以下 No.2 (連続1日以上確認)
行動予定	・通常の観測を実施 ・現地の目視による巡視	・監視体制強化の準備 ・変状状況の目視点検 ・注意体制時の関係各位に連絡	・監視体制の強化 (24時間体制) ・見張り員の配置 ・地すべり地内への立入禁止 ・通行止めの準備 ・警戒体制時の関係各位に連絡	・安全な場所への避難 ・国道の一時通行止め ・関係各位に連絡	・関係各位に連絡 (沈静化まで) ・監視体制の強化 (24時間体制) ・見張り員の配置

5. 監視体制

仙山峠地すべりでは、変状の発見後速やかに組織的な監視体制を立ち上げることができた。しかし、現地災害対策本部と松江国道事務所が離れた位置にあり、対応策の意思決定を迅速に行うため、現地における進行性の被災状況、天候や作業状況などの情報を逐次、共有化する必要があった。そこで、情報技術（IT）を駆使した動態観測を行ったことで、関係者間で現地状況についての情報の共有化が図ることができ、監視体制が円滑に機能した。また、応急対策工の実施や調査計画、観測計画について速やかな意思決定を行うことができ、二次災害の発生を防ぐことができたとともに、有効な観測データを早期の段階で集積することができた。

6. まとめ及び今後の課題

仙山峠地すべりでは、現地状況に則した監視体制の構築、合理的な監視基準値の設定を速やかに行い、応急対策工事が、作業時の安全を監視しながら完了し、早期のうちに国道9号の全面開放を行うことができた。また避難していた隣接民家の住民も対策工完了に伴い、帰宅でき、影響を最小限にとどめる事ができた。しかし被災箇所は山陰地方の主要幹線道路で島根県内の東西を結ぶ要所であり、通行止めなどの交通障害が発生した場合、広域的な迂回路としては中国道、浜田道などが存在するが、いずれも遠く離れており、山陰エリア全体で住民生活ないし経済活動に甚大な被害が発生する可能性があった。このような懸念を払拭するためには山陰道の早期開通が望ましいが、現状としては現道の機能維持、安全確保が重要な責務であると考えらる。

管理基準値は（案）として、過去の多くの災害発生事例をもとに、数種の参考図書により示されている。災害初期段階においては、これらを活用する必要があるが、災害の形態はさまざまであるため、全てにおいて有効な監視体制のマニュアル化が困難な場合が多く、各状況に則した体制を早期の意思決定により構築する必要がある。

今後の災害対応に当たっては、今回の経験を生かすとともに、事前準備として、基本的な連絡体制や、初動体制については、関係機関との十分な理解を深め、「危機管理意識の高揚」に勤めていきたい。

パイルベント橋脚における耐震補強設計について

関東地方整備局 千葉国道事務所 管理第二課 緑川雄大

1. はじめに

一般国道 357 号に位置する弁天橋, 境川橋, 美浜大橋は, 昭和 50 年から 55 年竣工の 2 ~ 3 径間連続の鉄桁および単純 PC 中空床版からなる橋梁である。下部工形式は, 3 橋とも支持地盤が深いこともあり施工性, 経済性等の優位性から当時よく用いられた, 鋼管矢板パイルベント形式(以下, パイルベント橋脚)が採用されている。

本報告は, これらの橋梁の耐震性能のうち, 特にパイルベント橋脚の耐震性能に着目した照査概要および照査結果について述べるものである。



写真 - 1 パイルベント橋脚の現況 (左: 弁天橋, 右: 境川橋)

2. 橋梁概要

2.1 橋梁諸元

橋梁諸元を表 - 1 に示す。また, 弁天橋を代表として全体一般図および構造図を図 - 1 に示す。なお, 3 橋とも同一地域に位置し, 杭長, 鋼管厚等の細部諸元を除き概ね同一形状である。

表 - 1 橋梁諸元

	弁天橋	境川橋	美浜大橋
架設年度	上り: 昭和 55 年 下り: 昭和 55 年	上り: 昭和 52 年 下り: 昭和 52 年	上り: 昭和 52 年 下り: 昭和 50 年
上部工形式	単純 PC 中空床版 × 2 2 径間連続鋼 I 桁 × 2 3 径間連続鋼 I 桁 × 1	単純 PC 中空床版 × 2 3 径間連続鋼 I 桁 × 2 2 径間連続鋼 × 1	単純 PC 中空床版 × 2 3 径間連続鋼 I 桁 × 2
橋長	248.9 m	262.3 m	262.9 m
斜角	68° ~ 86°	90°	90°
下部工形式	鋼管矢板パイルベント形式		
耐震設計指針	昭和 47 年耐震設計指針		
設計水平震度	Kh = 0.24		
鋼管杭材質	STK41 (SKK400)		

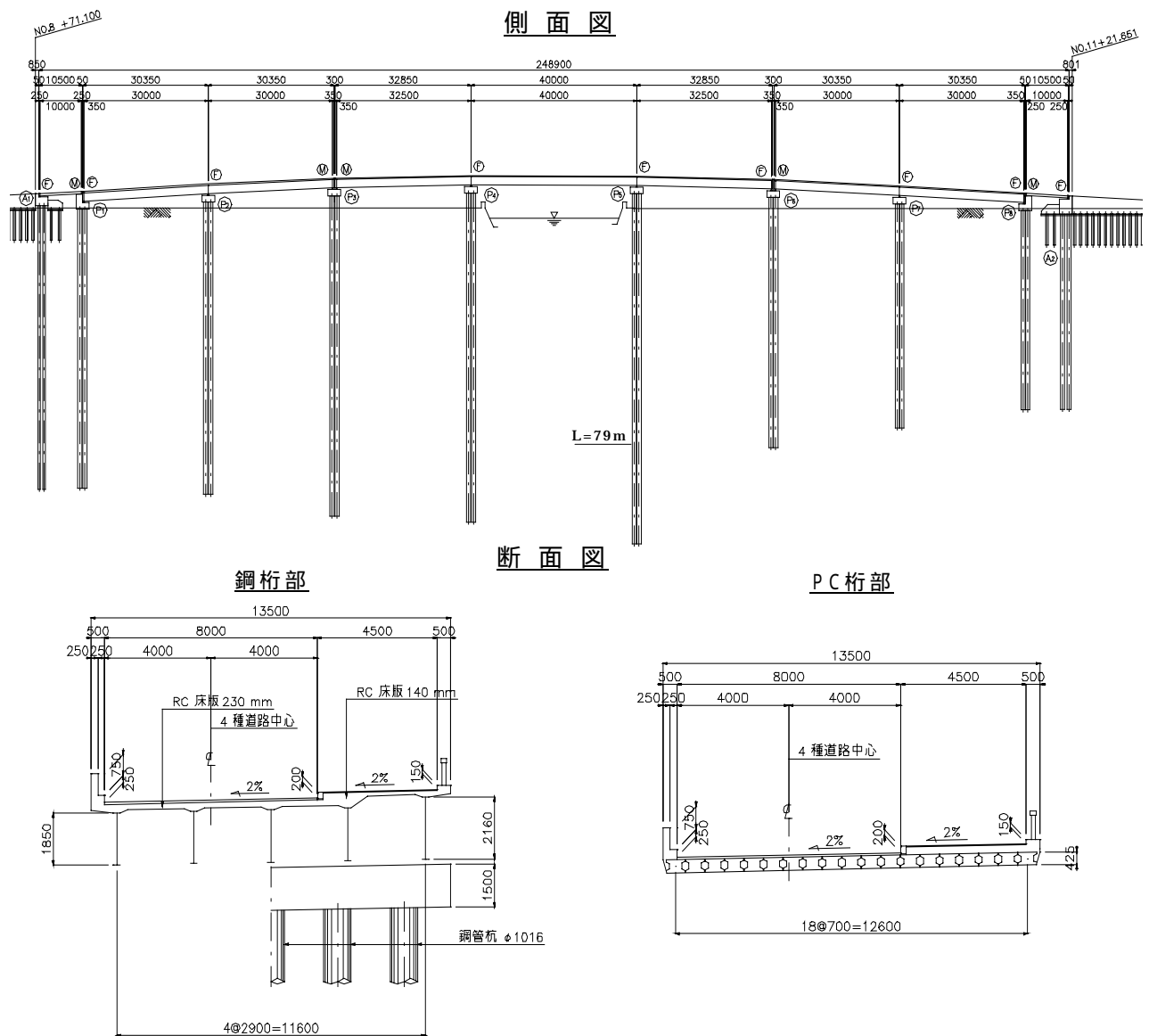


図 - 1 全体一般図(弁天橋)

2.2 パイルベント橋脚の概要

パイルベント橋脚とは、基礎杭をそのまま所定の高さまで立ち上げ、頭部を鉄筋コンクリート等の横梁で結合した形式であり、締め切り等の仮設工事が不要となることから、これまで数多く採用されてきた。ただし、非常にフレキシブルな構造であるため、地震時の応答変位が大きく、耐震性能に劣る場合が多いため、現在はほとんど採用されていない。

今回対象とするパイルベント橋脚は、一般によく見られる橋軸方向に1列の杭配置ではなく、図-2に示すような2本の鋼管杭を継手により組合わせた2列の杭配置である。

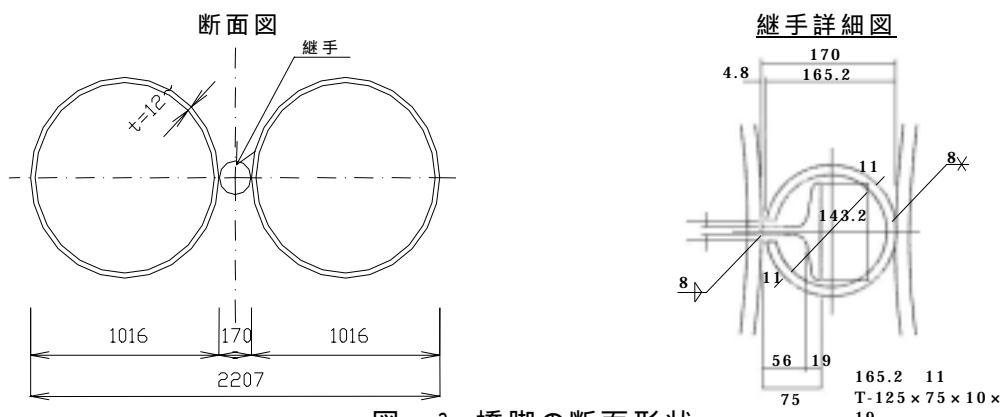


図 - 2 橋脚の断面形状

3. 耐震性能の照査手法

3.1 照査方針

本橋脚は、橋脚と基礎の一体構造であり、橋脚の断面形状は、2本の鋼管杭を継手により組合わせた形状である。このような形状のパイルベント橋脚の耐震補強設計はこれまで前例がなく、解析モデルの設定方法や補強要否の判定等、不明な部分もある。よって、今回の照査は、主要な段階において土木研究所に相談を行い、方針を決定した。照査の流れを図-3に示す。

また、支持層までの深さが40~50m近くあり、上層および中間層に非常に軟弱な層を有する。この軟弱層のうち、表層より20mまでにある砂質土は、液状化層を有することが確認された。よって、今回の照査においては液状化による影響を考慮することとした。なお、液状化に伴う流動化に対しては、照査結果より問題ないことを確認した。

3.2 照査手法

照査は、パイルベント橋脚単体に着目した静的照査法と、多点固定であるため橋軸方向の挙動、特に落橋に対する安全性に着目した橋梁全体系の動きを見る動的照査法によることとした。

静的照査法は、パイルベント橋脚の枕梁をフーチングと仮定し、突出した2列の杭として地震時保有水平耐力法により行った。なお、対象橋梁の周辺地盤は液状化層を含むため、耐震性の判定は、基礎の塑性化を許容することとし、応答塑性率により行った。

動的照査法は、橋梁全体系をモデル化し、動的解析(時刻歴応答解析法)により行った。モデル化においては、上部構造を線形梁要素とし、パイルベント橋脚については、設計地盤面より上方を橋脚、下方を杭基礎と見なし、杭基礎は設計地盤面に非線形性を有する集約バネを設けて評価した(図-4参照)。なお、耐震性の判定は、落橋に対する安全性の観点から、橋脚天端での応答変位、可動支承の相対変位、上部工桁遊間の変動等に着目して行った。

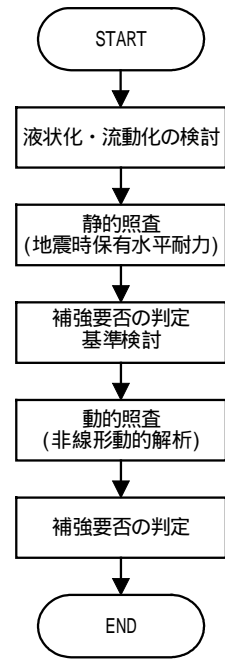


図-3 照査の流れ

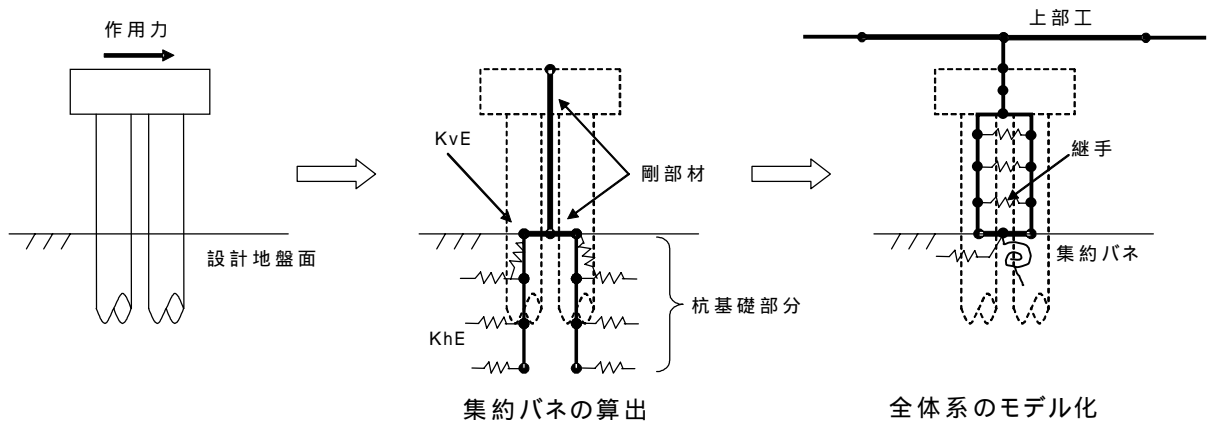


図-4 パイルベント橋脚のモデル化

4. 照査結果

4.1 静的照査法

照査の結果、応答塑性率は、1.01～3.02 と全て許容塑性率4以下であり許容値を満足し、橋脚によっては降伏に達しないものもあることが確認された。

4.2 動的照査法

今回の橋梁全体系モデルによる解析は、継手の鉛直方向の剛性および橋軸方向2列の杭間の地盤バネの評価を変えた数ケースについて実施した。なお、耐震性の判定は、最も安全側の評価となる、継手の鉛直方向の剛性無視、橋軸方向2列の杭間の地盤バネ無視のケースとした。

解析の結果、変位の最大値は、境川橋の可動支承の相対変位の約76cmであり、その他の橋梁も含め応答変位は、概ね50～70cmであった。ただし、今回の橋軸方向2列の杭間の地盤バネを無視するという条件は、かなり安全側の評価であり、実際にはある程度の地盤バネは期待できるものと思われる。また、現在、3橋とも現行道示を満足する落橋防止システムが構築されており、変位制限構造および落橋防止構造による変位の抑制効果や桁の衝突による減衰等も十分期待できる。さらに、桁かかり長も約140cm確保されているため、今回の応答変位は、特に落橋等を生じる危険な値ではないと言える。弁天橋を代表として解析結果を表-2に示す。

なお、非線形性を有する集約バネとして評価した基礎の応答塑性率は、0.69～3.42 と全て許容塑性率4以下であり許容値を満足した。

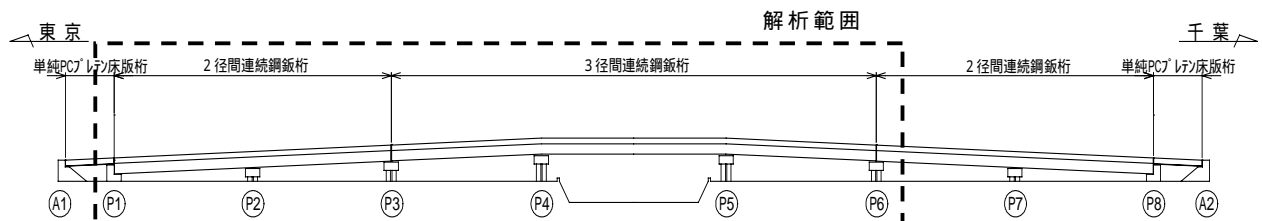


図-5 橋梁全体系モデルの解析範囲(弁天橋)

表-2 解析結果(タイプ および 地震動3波平均値の最大値) 単位:cm

橋脚		P 1		P 2	P 3		P 4	P 5	P 6	
支承条件		M	F	F	M	M	F	F	F	M
解析結果	橋脚天端の応答変位	53.9		55.1	26.7		69.0	68.5	68.3	
	可動支承の相対変位	-		-	61.2	73.8	-	-	-	
	上部工桁間隔の変動量	-		-	72.5		-	-	-	

5. まとめ

静的および動的照査法を用いパイルベント橋脚の耐震性能照査を行った結果、本橋脚の応答塑性率は全て4以下であり、上下部工間の相対変位も落橋等を生じることのない十分な範囲内であることから、現行基準を満足する耐震性能を有することが確認された。

一般にパイルベント橋脚は、耐震性能に劣るとされているが、今回対象とした橋脚のように2本の鋼管杭を継手により組合わせた2列の杭配置のものは、一般的な1列の配置よりも比較的剛性があり、高い耐震性能を有する場合もあることが確認された。

本報告が既設パイルベント橋脚の耐震性能照査の参考になれば幸いである。

消波ブロック被覆堤の沈下被災とその対策について

北海道開発局 小樽開発建設部 小樽港湾事務所 第2計画課 林 譽命

1. まえがき

消波ブロック被覆堤は、反射波と波力を低減するために堤体前面に消波ブロックを設置する形式の防波堤であるが、砂地盤上に設置された消波ブロック被覆堤に比較的大きな波が来襲すると、消波ブロックの沈下が生じる場合があることが経験的に知られている。その主な原因は、これまで波浪作用によるのり先洗掘であると考えられ、その対策として消波ブロックの下に割石やシート・マット類を設置するなどの経験的な工法を採用し、一定の効果が得られていた。しかし、前述の対策を行ったにもかかわらず消波ブロックや本体の沈下災害が発生している施設が見受けられたため、それらの被災状況を整理するとともにその対策方法を検討するものである。

2. 砂地盤上での洗掘と吸い出し

直立型の防波堤で発生する大規模な洗掘については、重複波の流速の速い節の部分から砂が腹の部分に運ばれて洗掘が起こる L-type 洗掘として知られており、対策としてはグラベルマットや石かご、洗掘防止マット等をのり先に敷設する方法が知られている。消波ブロック被覆堤は直立型に比べ重複波が形成されにくいことから洗掘対策としても有効とされてきたが、消波ブロック被覆堤の沈下による被災がしばしば発生している。その原因については L-type 洗掘の延長線上で考えられており、直立型と同様な対策工が採用されている。しかし、過去の被災事例の分析及び大型模型実験による最近の研究により、このような消波ブロックの沈下現象は、捨石マウンド下面からの砂地盤表面付近の砂の吸出しが主な原因で生じていることが明らかになってきた。

3. 北海道における最近の被災事例

表-1は北海道における最近の消波ブロック被覆堤の被災事例をまとめたものであり、これらの被災事例の中からY港D防砂堤について詳細を述べる。

表-1 北海道における消波ブロック被覆堤の被災事例

	X港 A護岸	Y港 B防砂堤	Y港 C防波堤	Y港 D防砂堤
堤体水深	-8.0m	-9.0m	-13.8m	-6.0m
底質粒径 d_{50}	0.11mm	0.13~0.15mm	0.10~0.17mm	0.10~0.15mm
設計波	$H_0=6.1\text{m}$, 13.0s	$H_0=8.6\text{m}$, 11.4s	$H_0=8.6\text{m}$, 11.4s	$H_0=8.6\text{m}$, 11.4s
被災時波浪	$H_0=3.54\text{m}$, 17.8s	$H_0=5.90\text{m}$, 9.7s	$H_0=5.90\text{m}$, 9.7s	$H_0=4.87\text{m}$, 9.3s
被災状況	・消波ブロック 2.3m沈下 ・ケーソン 最大45cm沈下	・消波ブロック 1.0m沈下 ・ケーソン 堤頭部80cm沈下 堤幹部30cm沈下 堤頭函の傾斜	・消波ブロック 1.5m沈下 ・ケーソン 60cm沈下	・消波ブロック 1.5m沈下 ・ケーソン 1.6m沈下

D防砂堤は汀線にほぼ平行に配置された延長300mの消波ブロック被覆堤であり、図-1はその被災状況を示したものである。前年度同港B防砂堤堤頭部が沈下被災した経

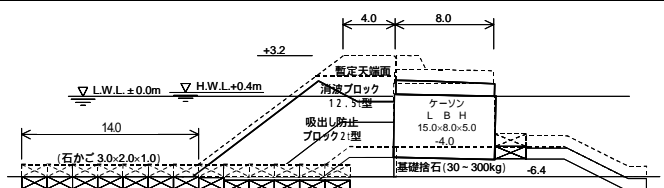


図-1 D防砂堤の被災状況

験から、本防砂堤においては、先端ケーソンと消波ブロック下面に洗掘防止マットが敷設されていた。

写真 - 1 および図 - 2 に示すように、平成 13 年に施工した延長 200m のうち両端部を除くケーソンと消波ブロックが、同年冬期の風浪を受けて沈下した。堤頭部は洗掘防止マットが敷設されていたため、ブロック及びケーソンはほとんど沈下していない。また、反対側の端部ケーソンは、既存防波堤の基礎マウンド上に設置していたためあまり沈下していない。被災時の波浪は、波高、周期とも設計波より小さく、地盤の支持力不足とは考えにくく、地盤が細砂であり消波ブロックも沈下していることから、砂地盤の吸出しによる沈下であったと考えられる。



写真 - 1 D防砂堤の被災状況

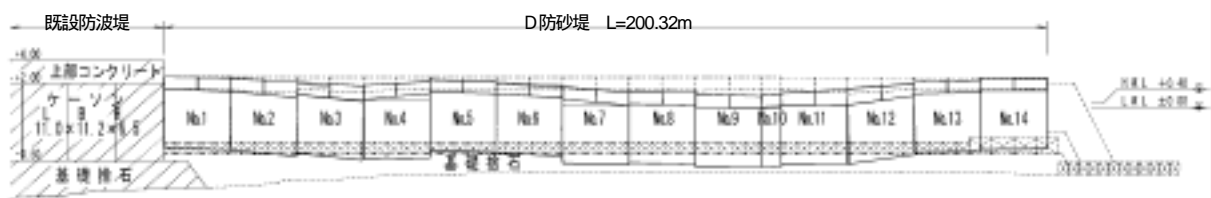


図 - 2 D防砂堤被災状況縦断面図

図 - 3 は沈下量の最も大きなケーソンの天端高の変化と来襲波高(-25m地点での観測値)の関係を示したもので、高波浪来襲時にケーソンの沈下量が累積されている状況がわかる。有義波高が 3m 程度以上で沈下が進み、作用時間が長いほど沈下量が大きいようである。しかし、12月30日に最も大きい波浪が来襲したにも係わらず、ケーソンの沈下は 2cm にとどまり、その後 3月までに有義波高が 3m を越える波浪の来襲を 4 回受けたが、ケーソンはほとんど沈下していない。

過去に実施された水理模型実験においても、波の作用数が増えると吸出し量が小さくなり安定する傾向があり、消波ブロックが沈下した現地の防波堤では、ブロックを補充して復旧したあとは、あまり沈下は見られないことから、吸出しがある程度進むと安定した状態になることが考えられる。

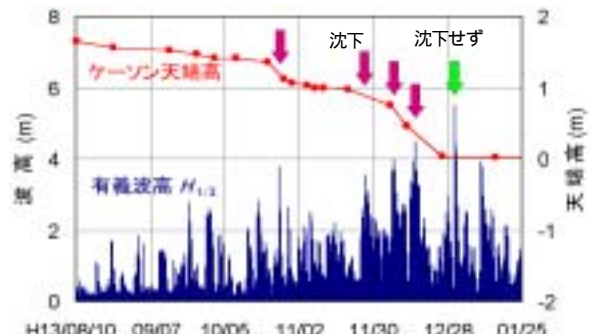


図 - 3 D防砂堤ケーソンの沈下と来襲波高

4．数値計算による被災原因の検討

4．1 計算手法

本検討では、波・流れ・地盤の相互作用について数値解析により評価を行うことのできる数値波動水路を用いて消波ブロック被覆堤周辺における流体運動を再現し、特に、吸出し現象の発生条件について、基礎マウンド内に発生する流速からアプローチするものである。なお、本検討では、多孔質体の抵抗を損失水頭の形で表した Dupuit-Forchheimer 式を

用いて、捨石やブロックの大きさを反映できる次式を用いることとした。

$$\begin{aligned} R_x &= \gamma_x u \left(\alpha + \beta \sqrt{u^2 + w^2} \right) \\ R_z &= \gamma_z w \left(\alpha + \beta \sqrt{u^2 + w^2} \right) \end{aligned} ; \quad \alpha = \alpha_0 \frac{(1-\gamma_v)^3}{\gamma_v^2} \frac{\nu}{d^2}, \quad \beta = \beta_0 \frac{(1-\gamma_v)}{\gamma_v^3} \frac{1}{d} \quad (1)$$

ここで、 α 、 β は材料による係数、 γ_v は空隙率、 ν は流体の動粘性係数、 d は石の代表径である。

4.2 数値計算による被災状況の再現

数値波動水路上にY港D防砂堤の断面を設定し、水路左端から波を作用させて、堤体周辺に発生する流れの変化を調べた。被災状況の再現に用いる波浪は顕著な沈下が発生した4回の時化のうち、波高の最も小さい11月26日の観測値に基づき設定した(波高 $H=3.0\text{m}$ 、周期 $T=7.9\text{s}$)。

図-4に(a)押し波時、(b)引き波時の堤体周辺の流速ベクトルを示す。押し波時には、消波ブロック斜面上で碎波し、ブロック内にも比較的早い流速が発生すると同時にブロック内の水位が上昇する。引き波時には消波ブロックや捨石マウンド内部に沖へ向かう流れが発生する。

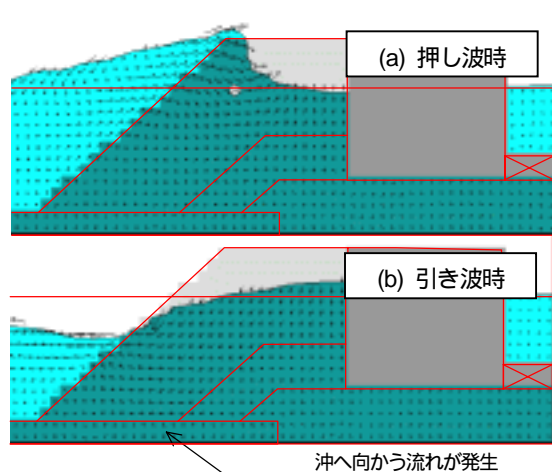


図-4 消波ブロックおよび捨石内部の発生流速

図-5は捨石内部の印の点における水平流速の時系列を示したもので、捨石内部に規則的な往復流が発生していることが分かる。ここで消波ブロック下部の位置(青丸)に着目すると、岸向きのピークが尖っているのに対し、沖向きのピークが平らになっており、沖向き流速の継続時間が長いことが分かる。これは、消波ブロック被覆堤の特徴であり、マウンド下部の砂が沖側に吸出される要因になっている。

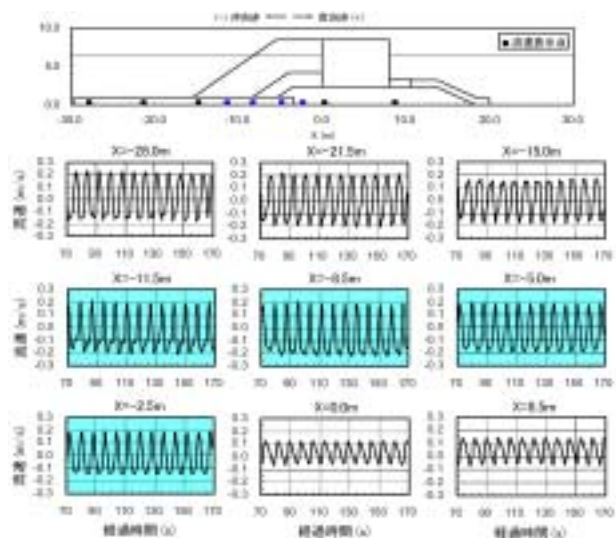


図-5 D防砂堤の捨石マウンド内部の発生流速

5. 吸出し発生限界条件の検討

ここでは、吸出しが起きるかどうかの判定に、漂砂解析において用いられるシールズ数を適用することを試みる。

図-6は波高 $H=3.0\text{m}$ 、周期 $T=7.9\text{s}$ の規則波を作用させた時の捨石内部の流速と、

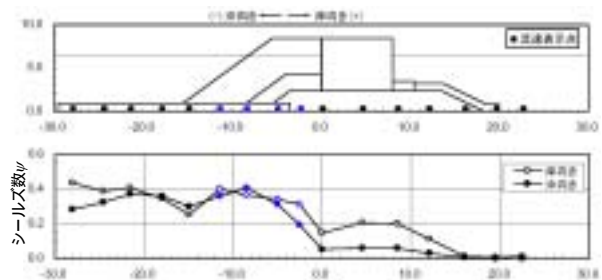


図-6 シールズ数

砂の密度、粒径等から計算したシールズ数を示している。消波ブロック下方のシールズ数は $\approx 0.2 \sim 0.4$ 程度、ケーソン下では $\approx 0.1 \sim 0.2$ 程度となっている。この波浪条件がケーソンに顕著な沈下の発生する限界条件と仮定すれば、吸出し発生限界におけるシールズ数は $\approx 0.2 \sim 0.4$ 程度と考えられる。本検討における吸出し発生限界のシールズ数は $X = -11.5 \sim -2.5\text{m}$ の沖向きシールズ数の最小値を採用して 0.2 とした。

6. 対策工の検討

消波ブロック下部での吸出しはマウンド内で継続時間の長い沖向き流速が発生することで起きているとすると、その対策としてはマウンド内の流れによる砂地盤への影響を小さくすることが最も効果的であると考えられることから、捨石の粒径が発生流速に与える影響について検討する。

図 - 7 は Y 港 D 防砂堤の捨石の代表径とシールズ数の関係を示したものである。計算条件としては設計波である波高 $H = 5.9\text{m}$ 、周期 $T = 10.9\text{sec}$ とし、中割石の中央質量 95kg に対する代表径 0.33m の他、 0.10m (質量 2.7kg) と 0.05m (質量 0.3kg) の 3 種類で計算を行った。この結果から、シールズ数を 0.2 以下とするためには石の代表径を 0.10m (質量 2.7kg) 以下にする必要がある。

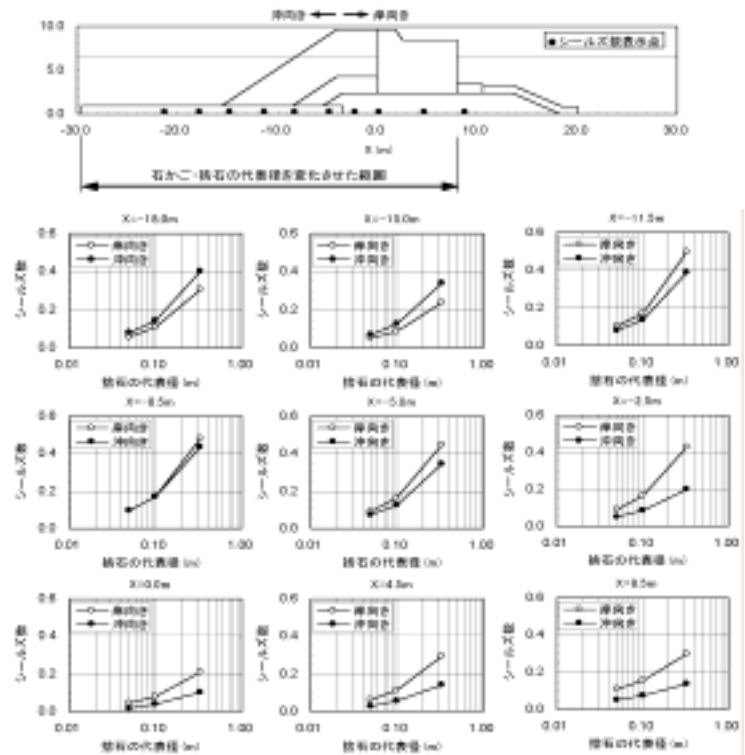


図 - 7 捨石の代表径とシールズ数の関係 (D 防砂堤)

7. まとめ

北海道の港湾における、最近の消波ブロック被覆堤の沈下被災事例をまとめ、その主原因は、従来考えられていた洗掘によるものではなく、捨石マウンド下面からの砂地盤の吸出しであると考えられる。

シールズ数が吸出し発生指標として利用できることを確認した。

吸出し防止の対策工としては、マウンド内の流れによる砂地盤への影響を小さくすることが効果的であると考えられる。

8. 今後の課題

本検討においては吸出し発生判断基準の一つとしてシールズ数に着目したが、吸出し対策が必要か否かは吸出し量を評価することが求められる。また、捨石は単一粒径として計算しているが、実際の捨石は粒径分布をもつため、これを評価することが必要である。

異常潮位の広域的出現特性について

広島港湾空港技術調査事務所 調査課 高元理恵

1. はじめに

近年、“異常潮位”と呼ばれる原因の特定ができない水位上昇に伴う冠水被害等が、中国管内においては広島の大島神社での冠水をはじめ各地で報告されている。そこで、その発生要因や発生機構などを解明するため、過年度調査では広島および西日本太平洋沿岸の異常潮位の解析を行い、一定の解釈を得た。しかし、今後異常潮位の発生予測、港湾・海岸構造物設計等への反映など、異常潮位対策を効果的に行うためには、日本全国沿岸海域における異常潮位の特性を明らかにしておく必要がある。そこで、今年度は調査範囲を日本沿岸全域に拡大し、異常潮位の発生特性及び発生要因のより高度な分析・整理を行った。

2. 異常潮位の発生実態について

全国の潮位観測所（128箇所）における25年間の潮位観測データを用いて、異常潮位を算出し、その出現特性を明らかにした。異常潮位を算出するにあたっては、気圧の季節変動を考慮した気圧補正方法を用いた新たな手法を提案し、これにより算出した。

2.1 異常潮位の算出方法

異常潮位の算出方法は以下の通りである。

各年の毎時の潮位データを用いて調和分解し、調和定数^{*1}を求める。

毎時の推算潮位を計算する。なお、推算潮位の計算に用いる調和定数は、当該年及び9年間まで遡った合計10年間のベクトル平均値を用いる。

毎時の観測潮位から推算潮位を引いて、潮位偏差を求める。

10年間の日平均気圧を移動平均（15日）により平滑化させたものを基準気圧とし、毎時の潮位偏差に気圧補正を行う。

の潮位偏差から短期間の気象擾乱の影響を除くため、48時間のローパスフィルター^{*2}（花輪ら，1985）を施し、この毎時の時系列を「異常潮位」とする。

2.2 異常潮位の出現特性

図-1に示すように全国の沿岸海域を11の海域に分け、異常潮位の累年の出現特性及びその経年変化、季節変化をとりまとめた。

図-2に示すように潮位偏差が10cm以上の場合を「高い異常潮位」とし、その連続した期間を1期間、その長さを「継続時間」、1期間=1回とカウントすることとした。1期間中での潮位偏差の最大値を高い異常潮位の大きさ(偏差)とする。

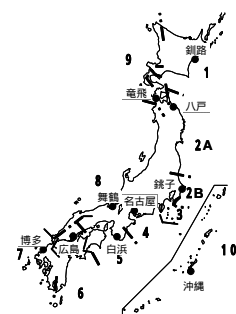


図-1 海域の区分

位の大きさ（以後“偏差”とする）と定義し、その出現特性の解析を行った。

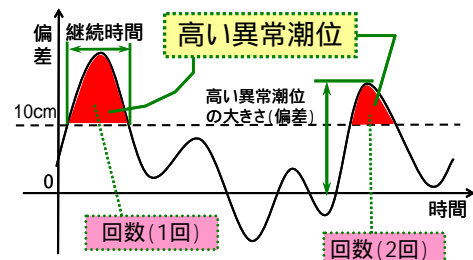


図-2 高い異常潮位の諸元

2.2.1 累年の出現特性

高い異常潮位の累年の出現特性を図-3に示す。この図から以下のような特徴が得られた。

日本海側では、継続時間の短い異常潮位が多数発生している。

北海道、東北太平洋側では、出現回数が少ない上に継続時間も短く、偏差も小さいことから、これらの海域は異常潮位があまり発達しない海域である。

南西諸島では出現回数が少なく、偏差も小さいが、継続時間が非常に長い。

東北太平洋側と房総半島太平洋側は隣接しているが、後者の方が出現回数や偏差が不連続的に多い。これは、両海域の間で海況が大きく変わっていると推測される。

瀬戸内海周辺では継続時間が長く、偏差が全国平均と同程度の異常潮位が多数発生している。

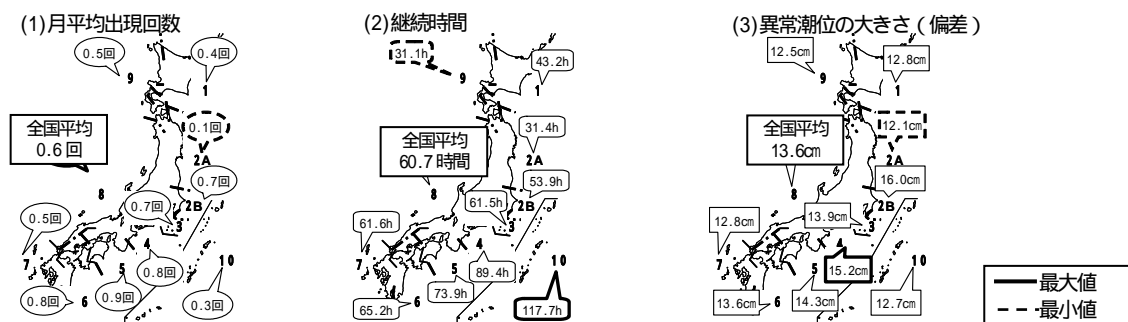


図-3 海域別の高い異常潮位の出現特性 ((1) : 月平均出現回数, (2) : 継続時間, (3) : 異常潮位の大きさ)

2.2.2 出現特性の経年変化

高い異常潮位の出現特性として、年平均偏差の経年変化を図-4に示す。この図から以下のような特徴が得られた。

東海地方を中心に、瀬戸内海周辺でも出現回数や平均偏差にやや増加傾向が見られるものの、全国的に大きな増減傾向は見られない。

2001年の平均偏差は、全国的に高い値を示している。

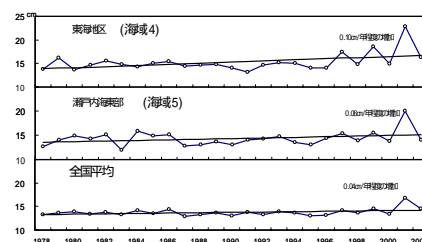


図-4 年平均偏差の経年変化

2.2.3 出現特性の季節変化

高い異常潮位の出現特性の季節変化をまとめると以下のような特徴が得られた。(図省略)

北海道東部では、冬は出現回数が多く継続時間も長い、夏は出現回数が少なく、継続時間も短い。

南西諸島では、5、7、8月に継続時間が長く、偏差も大きい。出現回数は8月に多い。

瀬戸内海を始めとする上記(北海道東部、南西諸島)以外の海域では、顕著な季節変化は見られない。

3. 異常潮位の要因分析

3.1 異常潮位の時空間的変動特性

異常潮位の要因分析を行うにあたり、異常潮位は様々な時間変動、空間変動成分が複雑に絡み合って混在していると推測されるため、これらをいくつかの単純な成分に分けた上で要因との関連付けを行うこととした。

そこで、2001年1年間の異常潮位(10cm以下のものも含む)の日平均データを用いて、太平洋側経路(東北~紀伊半島~瀬戸内海に至る経路)と日本海側経路(博多~竜飛に至る経路)において

CEOF 解析³により時空間的成分を抽出し、以下のような異常潮位の時空間的変動特性を得た。太平洋側経路における解析結果図を図-5 に示す。(日本海側の解析結果図省略。)

最も卓越した成分では、両経路において空間的に伝播しない変動が発生していた(ほぼ全地点で同時発生)(図-5(1)参照)。伝播の期間は、太平洋側で 40~60 日程度であるのに対し日本海側では 10 日程度と、日本海側で伝播期間が短かった。

二番目に卓越した成分では、両経路において岸を右に見る形で変動が伝播していた(図-5(2)参照)。伝播速度は太平洋側では白浜、日本海側では舞鶴を境にして、東日本より西日本の方が速かった。また、伝播の期間は両経路共に 10 日程度であった。

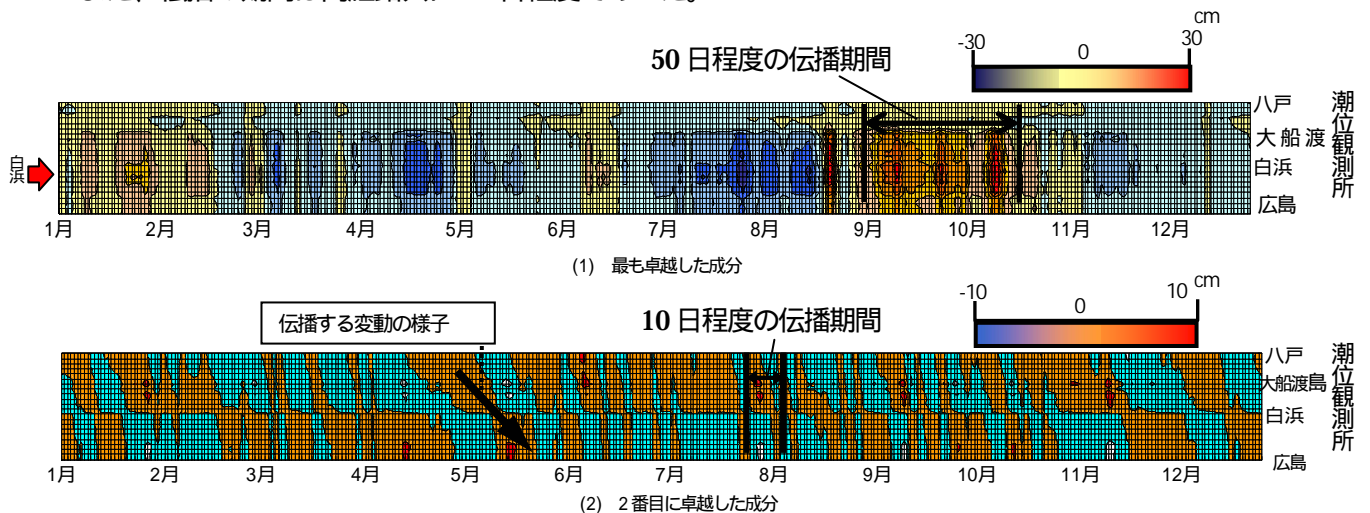


図-5 2001 年 1 年間のデータを用いた CEOF 解析結果 (太平洋側経路)

3.2 要因の推定

異常潮位の要因のひとつとして、黒潮の流路の変動が影響していることが指摘されている(渡慶次・柳,2003)。そこで沿岸から黒潮までの距離(以後“離岸距離”とする)を黒潮の流路の変動を表す量とし、3.1のうち最も卓越した変動成分(図-5(1)参照)との比較を行った。

図-6 に黒潮の離岸距離の経時変化図と太平洋側経路 CEOF 解析結果(図-5(1))の7~11月部分を拡大した図との比較を示す。離岸距離の変動が大きかった7~10月の期間に着目すると、図-6(上図)の黒潮接岸距離の経時変化図に示すように7~8月は離岸距離が大きく、9~10月は小さかった。これは、図-6(下図)の CEOF 解析結果の変動の正負と対応していた。黒潮が接岸すると、沿岸域に暖水が流れ込み、海水の膨張により海面の上昇が起きるとされていることから、この変動の正負が黒潮接岸に影響している可能性を示唆していた。

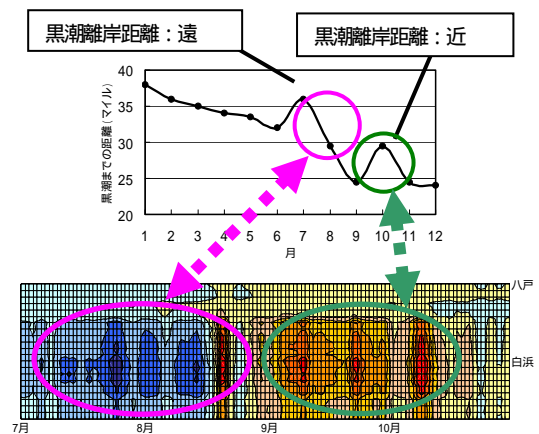


図-6 黒潮の離岸距離の経時変化図(上図)と太平洋側経路 CEOF 解析結果(7月~11月)拡大図(下図)との比較

次に、図-5(2)に示すような伝播する変動についてさらに詳細な分析を行うため、太平洋側で異常潮位が特に大きかった9~10月の異常潮位(10cm以下のものも含む)の毎時データを用いて CEOF 解析を行った。解析対象として、太平洋側経路以外に、東北~紀伊半島~四国南岸~豊後水道~瀬戸

内海に入る太平洋四国南岸経路を加えた。

その結果、図-7に示すように両経路において、時間経過とともに岸を右に見る形の変動が西(南)方向に伝播していく様子が見られた。

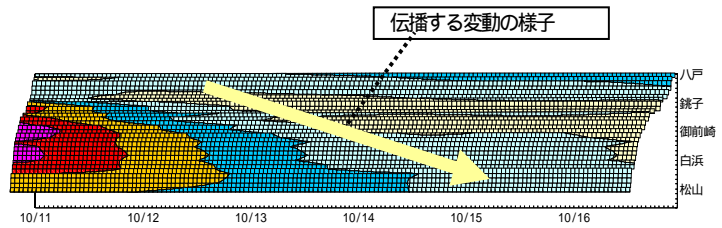


図-7 CEOF 解析結果
(瀬戸内海側経路の2001年9月1~10月20日のデータ解析のうち、10月11~16日分を表示)

この変動特性から異常潮位の要因を

分析するため、具体的に太平洋側経路における伝播速度を算出すると、銚子から串本への伝播速度は約3m/sである。これは過去の異常潮位の発生要因分析(吉田,1971)にて整理されている太平洋沿岸の陸棚波⁴の伝播速度(2~4m/s)とほぼ一致しており、陸棚波の影響である可能性を示唆していた。

また、図-5(2)に示すように白浜付近を境に異常潮位の変動特性が異なっており、串本以東と白浜以西とで経路を分割し伝播速度を算出すると、串本以東では約2m/s、白浜以西では約5m/sであり、約2倍程度の差が見られた。

4.まとめ

日本全国沿岸を調査対象とし、気圧の季節変動を考慮した気圧補正方法を用いた新たな手法により、瀬戸内海周辺では継続時間が長く、偏差が全国平均(13.6cm)と同程度の異常潮位が多数発生していたなど、海域毎に特徴が見られた。異常潮位の発生に顕著な増加傾向は見られなかった。異常潮位の発生に顕著な季節変化は見られなかった。などを明らかにした。

さらに異常潮位のデータを用いてCEOF解析を行い、空間的に伝播しない変動と岸を右に見る形で伝播する変動を抽出し、その伝播速度は東日本より西日本の方が速いことを明らかにした。また、太平洋側のこれら2つの水位変動については、沿岸域に暖水が流れ込み、海水の膨張により海面の上昇が起きるとされている黒潮接岸及び、陸棚に沿って岸を右に見て伝わる陸棚波の影響が含まれていると推定した。

これらの結果は、高潮位が問題になっている地域において、既存海岸保全施設等のチェック(潮位上昇に対する安全性の確認)施設利用に際し注意すべき事項を管理者、利用者へ情報提供、新たな防護施設計画への反映、異常潮位予測システムを構築する際の基礎資料、としての活用が期待できる。

しかし、異常潮位の要因を全て特定し、その絶対値を求めるには至っていない。また、異常潮位発生状況の長期的動向(発生周期など)についても明確とは言いきれないところがあるため、さらなる学究及び最新の研究成果に関わる情報の収集、データの蓄積等が必要である。

(用語解説)

- *1 調和定数：観測潮位から求められる潮汐の定数で、これを用いて推算潮位(天文潮位)を予測する。
- *2 ローパスフィルター：任意の周期成分より短い周期成分を除去するフィルターのこと。(今回は気象擾乱に相当する時間規模を48時間と決定し、それより短い周期成分を除去した)
- *3 CEOF解析(複素EOF解析)：伝播する波動が存在しない自然現象の解析に用いられるEOF解析(主成分分析)を拡張したもので、伝播する波動成分が存在する場合にも対応できる解析手法。
- *4 陸棚波：北半球では、岸沿いに風が吹く時、運動の右方向に働くコリオリ力の効果で、海水は風の右方向に輸送される。このようにして輸送された海水が岸に堰き止められると海水が上昇する。この高まりが陸棚に沿って岸を右に見て伝わる波のこと。陸棚地形のある太平洋南岸などを東から西へ伝播する。

(参考文献)

- 花輪公雄・三寺史夫(1985)：海洋資料における日平均値の作成について、沿岸海洋研究ノート、第23巻、第1号、pp79-87。
- 渡慶次方・柳哲夫(2003)：2001年9月に広島で発生した高潮位に関する研究、日本海洋学会秋期大会講演要旨集、pp214
- 吉田耕造(1971)：異常潮位、海洋科学 Vol.5, No.4, pp7-59。

利用しやすく安全な海岸保全施設の設計手法に関する研究 - 利用者のすべりに関する評価方法とすべり対策 -

国土技術政策総合研究所 沿岸海洋研究部 沿岸防災研究室
研究員 上田 倫大

1 はじめに

近年、海水浴や潮干狩り等の海岸利用に加え、様々なレジャーやマリンスポーツ、環境学習・教育の場としての利用等、海岸利用が多様化してきている。

親水性に配慮した海岸保全施設の整備事例において階段やスロープ等を水際に設けた場合、潮間帯の部分に珪藻類や藍藻類が付着し、利用者にとっては非常にすべりやすく転倒して負傷するリスクが想定され、安全性の向上が課題となっている。このため、本研究は、実態調査を行うことにより、海岸における利用者のすべりに関する評価方法を提案するとともに、すべりに対する安全性向上を図るための計画・設計手法並びにサインや利用上の留意事項等ソフト対策をとりまとめ、利用面の安全性向上に資することを目的とする。本報告では、すべり評価方法の適用性を中心とした研究の現状を報告する。



写真-1 親水施設（海の公園）

2 実態調査

海岸保全施設等の利用者のすべりに対する安全性を評価するために、現地において被験者による官能検査等を行い、また、生物付着等すべりに関連する要因を検討した。以上を実態調査と総称する。実態調査の対象となった施設は、東京湾近郊での一般利用者が多いと予想される親水施設で湘南港江ノ島、横浜港海の公園、東京都葛西臨海公園、千葉港検見川の浜、横須賀港うみかぜ公園の5箇所を選定した。写真-1は海の公園の磯場である。

2.1 すべりの評価指標

建築分野における既往の研究事例⁴⁾やJIS規格等によれば、すべりの評価指標としては、JIS-A-1454によるすべり抵抗係数C.S.R.(Coefficient of Slip Resistance)やJIS-A-1407の振り子型試験に基づく指標等がある。これらのうち実際の人の歩行動作に伴うすべりを最も適切に表現できる評価指標は、JIS-A-1454に規定されているC.S.R.とされている。

2.1.1 C.S.R.試験

C.S.R.の試験方法は、図-1に示すように、人間の様々な動作のうち、歩行時に蹴り出す状況を試験機構として取り込んでおり、人間が床に与える荷重および人間の足部の動きに近似するように設定してある。また、小野らの建築分野における研究事例⁴⁾より、駆け出し、急停止等の他の動作との相関性が高いことが確認されている。なお、C.S.R.は0.0~1.0ぐらいまでの幅を有しており、値が小さいほどすべりやすく、大きいほどすべりにくい。しかし、JISに規定されているC.S.R.の

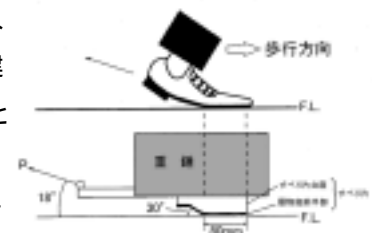
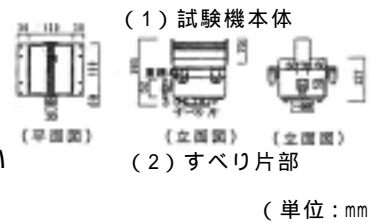
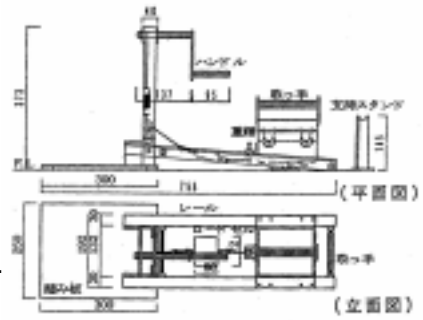


図-1 すべり発生機構の近似性⁴⁾

試験機は大型であり，実験室内での試験片を用いた試験にならざるを得ない．そこで，本研究では，JIS に規定されている方法と同等の結果が得られ，現地での試験が可能な小野式携帯型すべり試験機²⁾を測定に用いた．図-2 に小野式携帯型すべり試験機の諸元を示す．なお，C.S.R.試験の測定ポイントは官能検査と同一箇所とした．写真-2 は葛西臨海公園における C.S.R.試験の状況である．



2.2 官能検査

官能検査とは，人間を一種の計測機器と考え，人間の感覚（視覚，聴覚，触覚等）を用い，モノや人間の様々な特性（品質特性等）を一定の手法に基づいて評価・測定する方法で，幅広い分野で応用されている．

官能検査では，実際に被験者に歩いてもらい，危険と感じるか，安全と感じるかを，表-1 に示した 5 段階の評価尺度により直接評価した．実施箇所は珪藻類・緑藻類・貝類等の付着生物の状況を事前に踏査し，選定した．官能検査の被験者数は 11 人とし，併せて各被験者が危険・安全と感じた要因を調査した．被験者の履物は運動靴に統一した．

図-2 小野式携帯型すべり試験機²⁾



写真-2 C.S.R.試験（葛西臨海公園）

2.3 C.S.R.と官能検査の関係

海の公園での C.S.R.試験，官能検査の実施結果を表-2 に示す．なお，他の施設におけるデータは現在取りまとめ中である．また，C.S.R.と官能検査による評価の各々の平均値を整理した結果を図-3 に示す．判断指標は，系列範疇法⁵⁾により評価尺度としての数量化を行った．

表-1 官能検査の判断指標
(5段階絶対評価)³⁾⁴⁾

非常に安全である
やや安全である
どちらとも言えない
やや危険である
非常に危険である

調査結果より得られた知見を以下に整理する．

A-4，B-2 のように緑藻類（アオサ）が付着している場合では，何も付着していない場合と比べ，C.S.R.も小さく，官能検査でも危険と評価する被験者が多い．

C.S.R.が 0.4~0.6 の範囲では，官能検査の評価の変動が大きい．特に，貝類が付着して

表-2 C.S.R.試験と官能検査の実施結果（海の公園）

場所	CSR値	CSR試験			官能試験												生物付着状況				
		平均	最小	最大	A 20代 男性	B 50代 男性	C 50代 男性	D 50代 男性	E 50代 男性	F 20代 男性	G 40代 男性	H 30代 男性	I 30代 男性	J 30代 男性	K 20代 女性	L 20代 女性		平均	最小	最大	
人工磯	A-1	0.86 0.90	0.88	0.86	0.90	5	5	5	5	5	4	5	5	5	5	5	5	4.9	4.0	5.0	コンクリート(砕石塗布)
	A-2	0.43 0.47	0.45	0.43	0.47	5	4	2	3	3	3	3	5	4	4	2	4	3.5	2.0	5.0	珪藻類
	A-3	0.50 0.52	0.51	0.50	0.52	3	3	2	3	3	2	2	4	4	2	1	2	2.6	1.0	4.0	珪藻類
	A-4 アオサ	0.37 0.38 0.46	0.40	0.37	0.46	2	2	2	3	3	2	2	4	3	5	1	1	2.5	1.0	5.0	アオサ類等 カキ類等
	A-4 貝類	0.60 0.69	0.65	0.60	0.69																
	A-5 上向き	0.44 0.44	0.44	0.44	0.44	3	3	4	3	3	2	2	4	3	2	2	2	2.8	2.0	4.0	珪藻類
	A-5 下向き	0.34 0.37	0.36	0.34	0.37																
	人工海浜	B-1 積もった砂	0.45 0.55 0.46	0.48	0.45	0.55	5	5	5	4	4	3	5	5	5	5	5	5	4.7	3.0	5.0
B-1 しまった砂		0.46 0.51	0.48	0.46	0.51																
B-2		0.34 0.35	0.34	0.34	0.35	3	2	1	2	2	2	1	4	2	1	1	1	1.8	1.0	4.0	アオサ類

いた A-4 の試験結果では，被験者により評価が 5 段階に分かれている．官能検査の評価の変動が大きい原因としては，安全性に対する人の感じ方は，すべりのみではなく，視覚的・心理的要因等も含め多様であることが挙げられる．

建築の床材の場合では，C.S.R. が 0.4 以上であれば許容範囲と考えられている．³⁾ しかし，海岸の施設では C.S.R. が 0.6 以上でも人によっては危険と感じることもある．

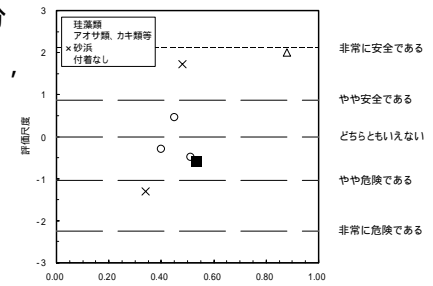


図-3 人の感覚（評価）と C.S.R.

すなわち，建築の床材と，海岸の施設では人の心理的な捉え方が大きく異なる．

2.4 ヒアリング調査

調査対象施設について，より詳細な情報収集を得るため，一般の施設利用者に対しアンケート形式でヒアリング調査を行った．ヒアリングの内容は，“施設の利用頻度”，“危険性のある場所”，“手すりや安全サイン（注意書き）について”等である．現在，ヒアリング結果及び，官能検査結果に基づき，人が安全・危険と捉える要因の分析を集めている．

3 生物付着実験

3.1 概要

海岸でのすべり防止対策の検討に際しては，環境要因の違いによる付着生物の種類・量の変化，及びこれに伴う C.S.R. の変化を把握する必要がある．そこで，横須賀港うみかぜ公園において種々の材料を L.W.L, M.W.L. 及び H.W.L. の高さに設置し，暴露させ生物を付着させた後に C.S.R. の測定・評価を行った．なお，生物付着実験は，関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所が実施したものである．⁶⁾

実験ケースを表-3 に示す．

3.2 調査結果

材料・設置水深等の違いによる C.S.R. の変化を図-4 に示す．なお，試験の現地暴露期間は平成 15 年 9/25～11/20 までの約 2 ヶ月間，及び 9/25～平成 16 年 2/24 までの約 5 ヶ月間である．

試験結果は以下のとおりである．

付着生物なしの条件では表面の乾燥状態・湿潤状態に関わらず，いずれの材料でも概ね C.S.R. = 0.7 前後である．

M.W.L 付近では材料による C.S.R. の差異は認められるが，L.W.L 付近では概して C.S.R. = 0.3～0.4 程度である．これは，人が危険と感じる判断指標に属する．

コンクリート板の上面をネットで被覆し，遮光したケース，表面の粗度を大きくしたケース（洗出しコンクリート）が C.S.R. 値は比較的大きい．

3.3 付着生物量と C.S.R. の関係

付着生物量と C.S.R. の関係について整理した結果を図-5 に示す．C.S.R. は，付着生物量の大小に関わらず概ね 0.3～0.6 の範囲で変動している．現地暴露期間の違いに着目すると，付着

表-3 実験ケースの一覧

着目する制約因子等	基礎	設置傾斜	靴底
一般的に用いられる材料としての生物付着状況の確認	コンクリート	水平	運動靴
		垂直	
構造的な用途の違いによる生物付着状況の把握		斜め	
素材の変異性	玉石	水平	
	砂		
素材の保水性	ポーラス コンクリート		
表面の起伏	コンクリート（突起付）		
表面粗度	コンクリート（洗出し）		
	天然石（御影石）		
光・温度	コンクリート + 囲い枠		
	コンクリート + 囲い枠 + ネット		
	コンクリート（カラー：黒）		
	コンクリート（カラー：白）		
水質	コンクリート（光触媒塗布）		
その他補助的手段	ゴム		
	ステンレス鋼		
	滑り防止マット（人工芝）		

生物量は、設置から約2ヶ月経過時点に比べ約5ヶ月経過時点の方が大きい。C.S.R.は、約2ヶ月経過時点の方が平均的に小さく、すべりやすい傾向が読みとれる。付着生物の種類を見ると、約2ヶ月経過時点では主に藍藻類珪藻類が付着していたものが、約5ヶ月経過時点では緑藻類に推移しており、付着生物の量もさることながら付着生物の種類の違いもC.S.R.の値に大きな影響を与える一因と考えられる。

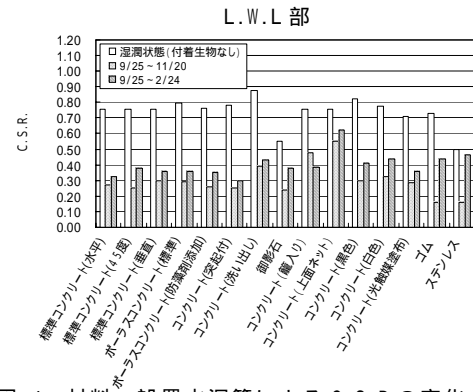


図-4 材料・設置水深等によるC.S.R.の変化

4 結論

現地における実態調査や長期における生物付着実験等を行うことにより、親水施設利用者のすべりの評価方法と対策に関する検討手法として、本研究では建築分野の床材等のすべり評価指標として用いられているC.S.R.が有効であることを確認した。また、官能検査の結果や付着生物量の分析結果と関連付けて整理することにより、海岸の施設における人の心理的な捉え方や付着生物によるすべりやすさの程度を評価できることが明らかとなった。

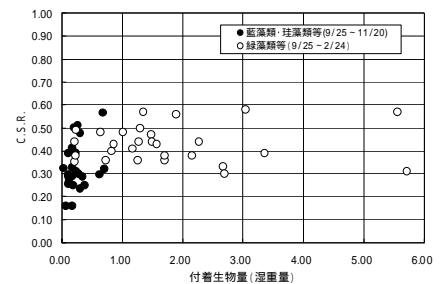


図-5 付着生物とC.S.R.の関係

今後も現地調査等を継続し、最終的には親水施設のすべり対策をとりまとめ、海岸や港湾の親水施設等において利用面の安全性の向上に資する提案を行う予定である。

5 今後の検討課題

これまでの調査の結果を踏まえ、今後の課題として検討すべき事項を、以下に整理する。

現地調査による官能検査の実施データの蓄積を図り、人の感性に基づくC.S.R.の許容値の設定等について、検討する必要がある。また、付着生物の種類・量による違いを評価する方法等の検討が必要である。

人が安全・危険と判断する視覚的・心理的要因等の分析を行い、対策工の配置・視認性、人に意識されやすい安全サインの表現方法、設置パターンの分析等を行う必要がある。

参考文献

- 1) 小野英哲・三上貴正・高木 直・北山 大・高橋宏樹(1993): 床のすべりの評価における床表面介在物の標準化に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第450号, pp.7-14.
- 2) 小野英哲(2004): 携帯型床のすべり試験機(ON0・PPSM)の開発, 日本建築学会構造系論文報告集(投稿中)
- 3) 通商産業省工業技術院くらしとJISセンター研究報告集(1999): 建築用床材 - 床の滑りやすさ評価指標, Vol.2, pp.1-18.
- 4) 月刊「近代建築」(2001): 特集 床3「床のすべり」 - 測定・評価方法と設計・選択・開発指針(その1) -, 2001年4月号, pp.94-108.
- 5) 渡辺洋(2003): 心理統計の技法, 福村出版
- 6) 関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所報告書(2003): 横須賀海岸保全施設における滑り対策検討調査.

1. 目的

通風は、外部の風という自然エネルギーのみを利用して室温・体感温度を低下させる夏期の有用な環境調整手法であり、通風を有効に利用することで、夏期～中間期の冷房負荷・換気動力を削減して省エネルギーを図ることが可能になると考えられる。通風は、外部風が室内に流入し、建物及び人体から熱を奪って室外へ流出するという単純な手法であり、その定性的な有効性は生活の知恵として経験的に広く認められている。しかし、通風の及ぼす効果は定量的には未解明な部分が多く、効果が不明瞭なまま定性的に設計されているのが現状である。これは、外部風の特徴として風向風速の大きな変化があげられ、それに伴い通風駆動力や室内の気流場が刻々と変化することから、室内温熱環境に及ぼす定量的な効果を把握することが難しく、定量的な評価に基づく通風設計手法が確立されていないためである。この通風効果の定量的な不明瞭さという問題は、都市化・過密化に伴うプライバシー、防犯、騒音、空気質汚染といった諸問題とともに、通風の利用を妨げる一因となっていると考えられる。通風の及ぼす効果を定量的に把握することで、積極的な通風利用を設計時から採り入れることが可能となり、居住者に通風利用を意識づけることから夏期・中間期の快適性の向上、冷房使用時間の削減が期待される。

当課題は、国土交通省総合技術開発プロジェクト「エネルギー・資源の自立循環型住宅・都市基盤整備支援システムの開発」の一環として行っているものであり、通風空間の定量的な設計・評価手法を確立することを最終の目標として、実験、実測、数値解析を通して通風環境の性状の定量的な把握を行っている。

2. 通風環境について

通風を有効に利用するためには、外部風を建物内部に効果的に導入する計画が必要になる。通風利用時には開口部を大きく開け放つイメージから、外界から室内までを一体とした連続的な開放空間として通風空間をとらえる向きがあるが、通風環境を定量的に把握するためには、スケールに応じてそれぞれの特徴を把握することが有効であると考えられる。外界、建物周辺、開口部、室内、といった4つのレベルに分け、それぞれの特徴について検討が行われるのが一般的である。外界レベルでは所在地の温湿度、風向風速等の気象条件、建物周辺レベルでは、周辺建物によって複雑に形成される気流が建物外皮に通風の駆動力として作用する風圧を表す風圧係数、開口部レベルでは、開口部の風の通りやすさを表す流量係数、室内レベルでは室内気流性状、が代表

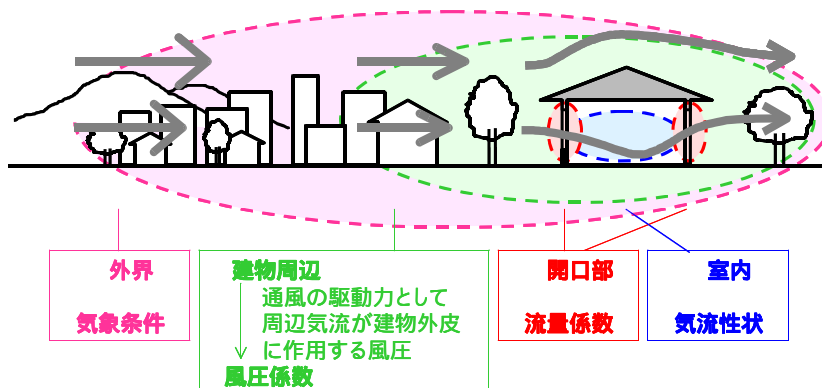


図1 通風環境のスケール

的な検討対象となる。通風の良否は室内レベルで判断されるが、外部風の影響をとカスケード状に受けるため4つのレベルでの検討が必要となる。

以上の通風環境の4つのレベルのうち、当課題では、通風実験用風洞の実験結果を中心に、流量係数及び室内気流性状についての検討を報告する。

3. 通風実験用風洞の概要

建築研究所通風実験用風洞に、幅5.4m×奥行5.4m×高さ3mの実大建物モデルを設置し、通風環境の実験を行っている(図2)。これまでに、建物モデル対角位置に幅860mm×高さ1,740mmの開口を設けたケースを中心に、三次元超音波風速計(Kaijo DA-600他)を用いた室内外の風速分布と微差圧計を用いた壁面、屋根面、室内床面の風圧分布を詳細に測定し、室内外の気流性状を把握している^{1), 2)}。

4. 流量係数

2.で開口部レベルの代表的な検討指標としてあげた流量係数は、開口部を通過する風の通りやすさを示す係数であり、実開口面積のうち、どの程度の面積が通風に有効であるかの比として表される。

通常の換気・通風計算では、流量係数は一定値として扱われる(通常開口部で0.6程度)。しかし、以前から開口近傍の気流性状により流量係数が変化するとされており、換気・通風量計算時の誤差の一要因となっていた。建築研究所では、流量係数の変化を実大モデルを用いた一連の研究^{1), 3)}で検討しており、変化要因の検討の結果、開口面を通過する風向が流量係数を変化させる最大の要因となっていることが判ってきている。

流量係数 α は次式で表される。

$$\alpha = \frac{|Q|}{A\sqrt{2(P_w - P_i)/\rho}} = \frac{|Q|}{AV\sqrt{C_{pw} - C_{pi}}} \dots(1)$$

ここで、 Q は通過流量[m³/s]、 A は開口面積[m²]、 P は圧力[Pa]、 C_p は風圧係数[-](添字w:外壁面、i:室内)、 V は基準風速(=3.0m/s)である。測定では開口面内48点の通過風速を測定し、面積積分することで通過風量を算定し、壁面圧力を開口閉鎖時の開口位置での壁面風圧、室内圧力を床面圧力で代表させて算定する。

図3に、単純矩形形状(幅860mm×高さ1,740mm, 壁圧100mm)の流量係数を開口面の風向 θ_{xyz} (図4で定義)で示す。開口面に垂直に流入出する時に流量係数が大きく(抵抗が小さく)、開口面に平行になるほど($\theta_{xyz}=90^\circ$ に近づくほど)流量係数が小さくなる(抵抗が大きくなる)傾向を示している。しかし、流入側は図中に挿入した余弦曲線に比較的良く一致している反面、流出側($\theta_{xyz}=90^\circ \sim 180^\circ$)ではばらつきが大きいという違いが

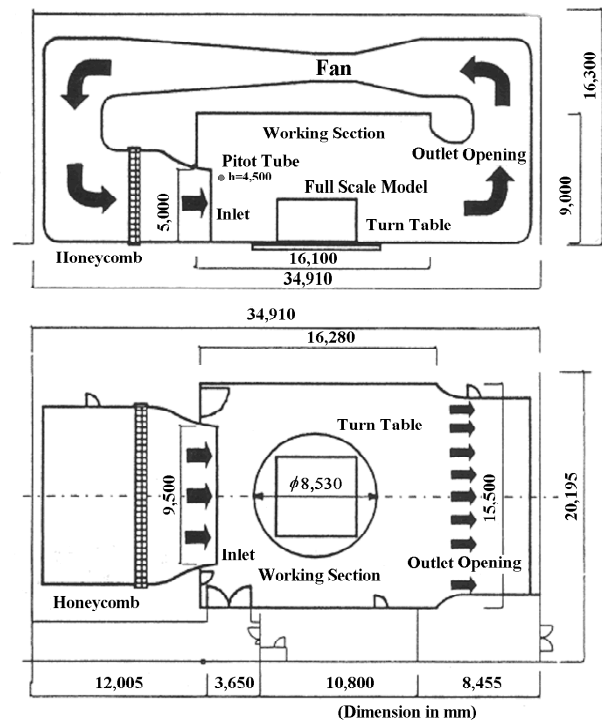


図2 通風実験用風洞(上:断面,下:平面)

あり、風向以外の变化要因の存在が示唆されている。流出側は流出した気流による影響があるものと考えられ、今後検討を重ねる予定である。

市販されている引違窓サッシ(図5、腰窓：幅1.69m×高さ1.17m)で測定した流量係数の水平面風向 θ_{xy} による変化を示す(図6)。矩形開口と同様の傾向を示すものの、流入時($\theta_{xy}=-90^\circ \sim 90^\circ$)に非対称な変化を示す。これは、窓サッシの形状の非対称性によるものと考えられる。すなわち、流入角 $\theta_{xy}<0^\circ$ ではサッシ枠Aが抵抗として働き、流入角 $\theta_{xy}>0^\circ$ では2枚の障子端部の段差Bが抵抗を小さくすると考えられる。

5. 室内気流性状^{1), 4)}

通風空間では、流速の速い領域(通風輪道、主流域等と呼ぶ)と、その周辺の流速の比較的遅い領域が現れ、気流速のむらが非常に大きな空間になっている。通風時に最も重要となるのは人の快適性「涼感」であり、気流速による影響が大きい。一方、建物全体から熱を除去する排熱に関しては、通風による室内の混合性状が大きく影響を及ぼすことになる。通風実験風洞に設置した実大モデルでは、これまでに気流速分布の測定、可視化実験、トレーサーガス減衰法による濃度測定を行っている。

図7～図9に風向 0° 、図10～12に風向 45° の室内気流性状を示す。図7、10はモデル頂部から撮影した可視化画像(平面、床上1,190mm)であり、図8、11は気流分布と局所換気効率を重ねた図である。局所換気効率 ε_p はトレーサーガス減衰法によって求まる局所空気齢 $\bar{\tau}_p$ [s]と名目換気時間 τ_n [s]の比であり($\varepsilon_p = \tau_n / \bar{\tau}_p$)、 ε_p が大きい点ほど開口Aから流入した外気が平均的に速く到達することを示す指標である。図9、12は室内平均濃度減衰と各点の濃度減衰過程を示す。

風向 0° は、通風量が $8,200\text{m}^3/\text{h}$ (換気回数120回/h)と大きく、開口Aから開口Bへの通風輪道が顕著に表れるケースの一つである。このケースでは、輪道上の点b、c、dでは流速が大きい、点gのような輪道から離れた場所では風速は小さくなる。また、流入空気の混合状況を表す局所換気効率(図8)及び濃度減衰過程(図9)からも、空間内の混合状態に大きな偏りが生じていることが分かる。

風向 45° は、通風量が $7,000\text{m}^3/\text{h}$ (換気回数100回/h)で風向 0° より小さく、開口Aからの流入気流がモデル中央の柱壁に衝突し2つに分かれる流れを示すケースである(図10、11)。このケースでは、偏りの小さな混合状況になっており(図11、12)、平均空気交

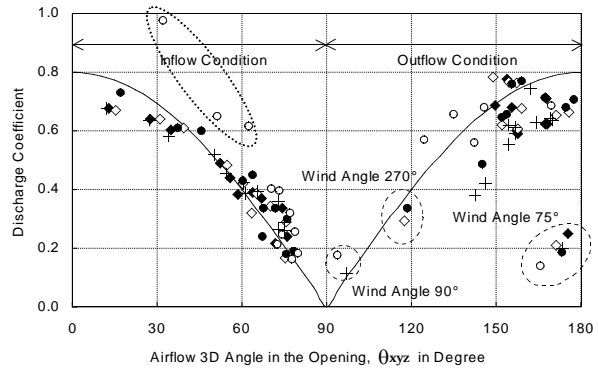


図3 矩形開口の流量係数と流入角度 θ_{xyz}

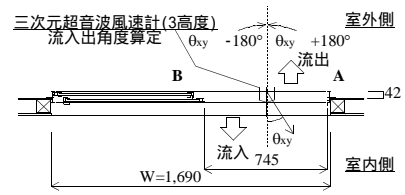
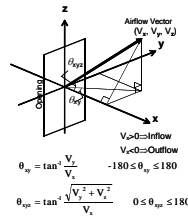


図4 流入角度 図5 引違サッシ断面

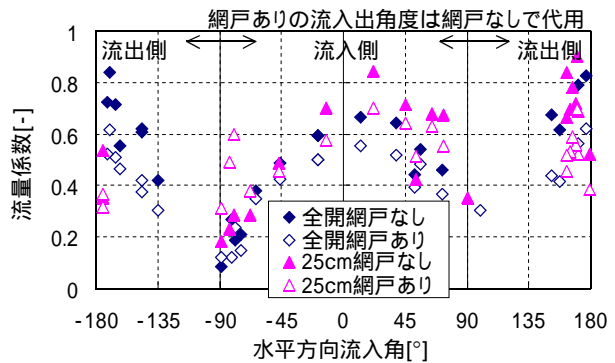


図6 引違サッシの流量係数と流入角度 θ_{xy}

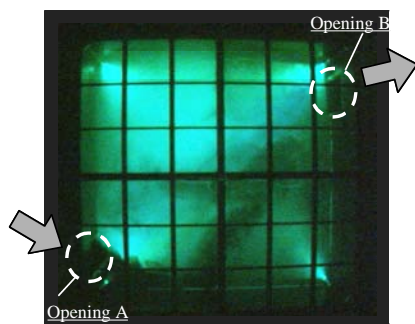


図7 可視化画像 (風向0°)

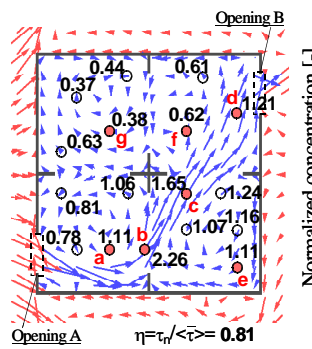


図8 気流分布と局所換気効率 ϵ_p (0°)

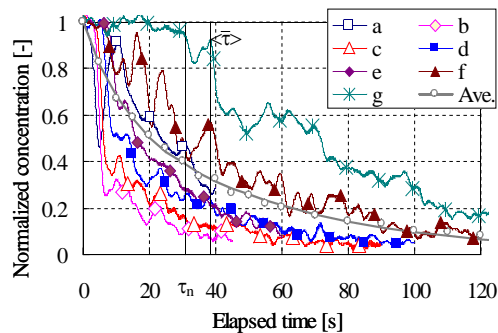


図9 濃度減衰 (風向0°)

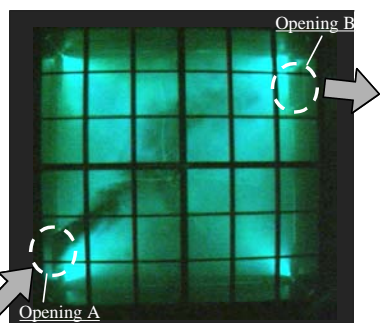


図10 可視化画像 (風向45°)

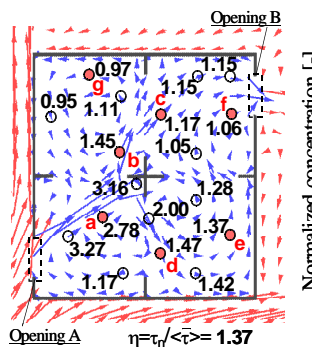


図11 気流分布と局所換気効率 ϵ_p (45°)

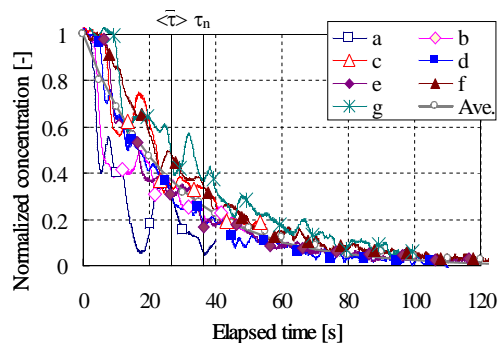


図12 濃度減衰 (風向45°)

換気率 η が1.37と部屋全体で押し出流れの様相を示し、換気量の多い風向0°より効果的に排出される結果となっている。

室内気流性状の検討の結果、通風輪道の明確な条件ほど室内の混合状況に偏りが生じること、流速分布を空間全体で見ると混合状況ほどの偏りは生じないことを確認している。

3. 結論

通風空間の定量的な評価・設計手法の確立を目指して、通風空間内外の性状の定量的な把握を行っている。開口部の流量係数が開口面の風向によって大きく変化することを示し、室内の気流性状と混合状況の関係を気流速分布とトレーサーガス減衰法から検討した。

4. 今後の課題

引き続き、通風環境の定量的な性状把握を進めるとともに、把握した性状に基づいた通風空間の評価法・設計手法を組み立てる必要がある。その際、最も問題になると考えられるのは、上記の4つのスケールのうちの 建物周辺レベルであり、壁面に作用し通風の駆動力となる風圧が、隣接建物及びその周辺状況によって大きく変わる点である。現在、自立循環総プロで当課題と平行して壁面風圧の測定実験を行っており、知見を蓄積しているところである。将来は、詳細な分析に基づく評価・設計手法だけでなく、簡便に通風空間を評価・設計できる実務者向けの手法を構築し、通風利用を促進させる必要があると考えている。

[参考文献]

- 1) 澤地他：住宅の通風設計および性能評価に関する研究 その1～21, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1999-2004
- 2) T. Sawachi et al., "Wind Pressure and Airflow in a Full-scale Building Model under Cross Ventilation", The International Journal of Ventilation, vol.2, No.4, pp.343-358, March 2004
- 3) T. Sawachi et al., "Predictability of the Discharge Coefficient for Inflow and Outflow Openings in Cross Ventilation", Proceedings of Roomvent2004, September 2004
- 4) S. Nishizawa et al., "Examination of the Space with Cross Ventilation by Tracer Gas Technique and Zoning Concept of the Space with Unevenness", Proceedings of Roomvent2004, September 2004

現場における危機管理対応と今後の堤防強化方策について ～宮城県北部を震源とする地震を経験して～

東北地方整備局 北上川下流河川事務所 鹿島台出張所 平舘 淳一

1、はじめに

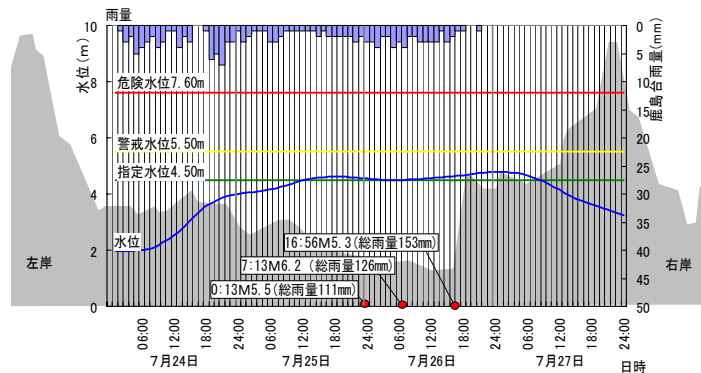
平成15年7月26日に宮城県北部を震源とする大規模な地震が発生し、一級河川鳴瀬川下流～中流部の堤防は法面崩壊等の甚大な被害を被った。

当該地震の特徴は、1日に震度6規模の地震が3回連続して発生したこと、7月は降雨が続く日が多く7月1日から地震発生日の26日までに累加で約300mmの降雨があり、鳴瀬川において指定水位程度の小規模出水時であったことが挙げられる。

本報告は、本震災における「堤防崩壊等の被災要因と堤防強化方策」、「現場の最前線で実践した危機管理対応とその課題分析」等について述べ、「今後の震災発生時の危機管理対応」、「堤防の設計・質的強化方策」の一助とするものである。

2、地震の概要

宮城県内は、低気圧の影響で平成15年7月23日夜から雨が降り出し、26日0:00までの総雨量は、鹿島台雨量観測所で111mmに達し、鳴瀬川の水位は鳴瀬川鹿島台水位観測所で4.56m(指定水位4.50m)と指定水位を超え、堤内地盤高より高い状況下で、宮城県北部を震源とする大きな地震が7月26日0時13分(前震、震度6弱)、7時13分(本震、震度6強)、16時56分(最大余震、震度6弱)に連続して発生した。



図一 鳴瀬川鹿島台観測所 雨量・水位と河道断面

3、被災要因と堤防強化方策

3. 1、被災要因

本地震による被災は、鳴瀬川下流～中流部、江合川中流部に集中し、堤防の縦断亀裂等が約70箇所において発生した。このうち、鳴瀬川の12.9k～13.5k付近では、左右岸で大規模な法面崩落・陥没等が発生した。

これら大規模災害の原因解明のため、「鳴瀬川堤防検討会(委員長:山村和也日本大学生産工学部講師)」による専門家の指導のもと、現地でのボーリング調査や堤防開削調査、築堤履歴調査を行い、被災要因を次のように推定した。

<外力>

- ・地震発生時、堤防は100mmを超える事前降雨の影響で湿潤状態となり堤防強度が低下
- ・震度6規模の地震が連続して発生し、段階的に地盤や堤体の強度が低下

<堤体>

- ・昭和30年代に腹付け・嵩上げにより拡幅した現堤防は砂質土（河道掘削土）が主体で降雨が浸透しやすく、また施工当時の転圧も不十分であり潜在的に堤防強度が不足
- ・大正初期に築堤された粘性土主体の旧堤防によって浸透水が抜けにくく堤体が飽和しやすい構造

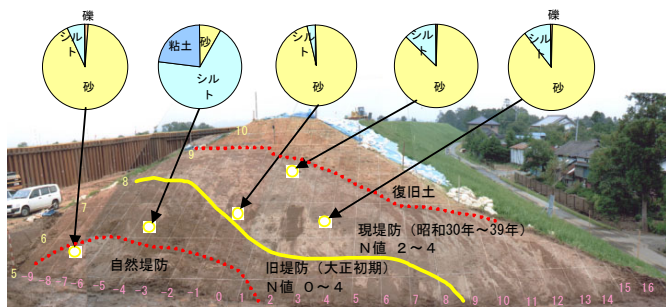


写真-1 鳴瀬川左岸 12.4km 開削状況

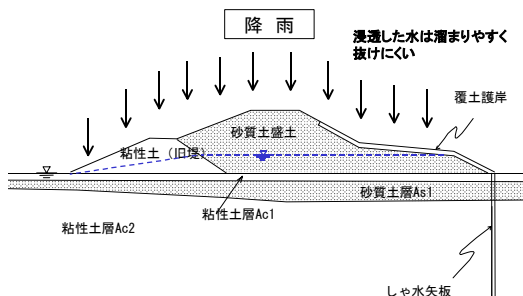


図-2 鳴瀬川左岸 13.4km 堤防構造

<地盤>

- ・粘性土を主体とした沖積軟弱地盤層が深度30～40mにかけて広く分布しており地震動が増幅しやすい
- ・堤体直下にN値2～4程度の砂層が分布しており液状化を起こしやすい

<総括>

上述の地盤及び堤体構造の堤防に事前降雨が加わり堤防は湿潤状態となり、強度が低下したところに震度6規模の地震が作用し、堤防が被災したものと推定される。

前述の被災状況から危惧された鳴瀬川堤防の地震及び浸透に対する安全性について、未被災箇所も含め縦断的に把握するために物理探査を行った。結果は、図-3に示すとおりであり、N値 ≤ 4 相当の緩い区間は全体の66%、N値 ≤ 2 相当の特に緩い区間は全体の43%を占めており、地震及び浸透に対する安全率の低い箇所が多く存在している。

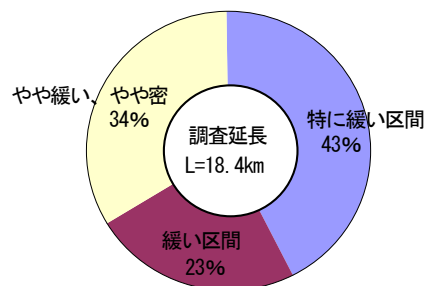


図-3 堤防の緩み（鳴瀬川）

3. 2、堤防強化方策

今回の地震災害では、降雨による堤体内の水位上昇が大きな要因となっている。これらの検討結果を踏まえ、鳴瀬川における堤防強化の基本方針を次のとおり設定した。

①堤防の完成堤化を促進する

堤防の完成断面を確保することにより浸潤線発達を抑制し、基盤の液状化や地震動による堤体の変形等に対しても効果が期待される。

②裏法尻ドレーンを設置する

当面、完成堤化の見通しの無い区間においては、裏法尻ドレーンを設置し、浸透水を排出することによって、高水時の法滑りやパイピング、降雨の影響を受けた堤防の地震時の安全性向上を期待する。

4、地震発生時の状況と対応

4. 1、前震（7月26日0時13分発生）

地震により目が覚め、出張所長と連絡を取り状況把握班の出動指示を依頼し出張所へ向かったが、出勤途中に被災が懸念される吉田川左岸の堤防天端を点検し異常が無いことを確認してから出勤した。状況把握班より異常無しの報告を受け一次点検は終了し二次点検（詳細点検）を朝5:00より実施するよう指示した。

4. 2、本震（7月26日7時13分発生）

状況把握班による二次点検とともに実施していた技術係長（筆者）による堤防点検中に、無線で鞍坪地区（鞍坪川右岸 0.6km）に被災があるとの連絡が入ったため鞍坪川へ行き、被災状況を確認していた際に大きな地鳴りとともに本震が発生した。その時は立っているのも困難で、側溝脇からは水が吹き上がりクラックが発生するという状況であり、その後も何回かの地鳴りと地震を繰り返し非常に恐怖を感じた。その後は出張所からの指示により点検を実施した。

4. 3、出張所へ戻ってからの対応

河口から感恩橋（鳴瀬川 17.4km）までの被災箇所数があまりに多かったため、具体的に「どこで」「どれだけ」の被災があるのかについては把握するのにもままならない状況であった。その中で直営及び状況把握班による巡視結果を電話及び書面（様式-9）により報告したが、事務所から様式-9の詳細確認の電話が鳴り止まない状況となり、その対応に追われたことが「正確な状況の把握」に支障をきたした要因ともなった。



図-4 鹿島台出張所管内被災箇所位置図



写真-2 鳴瀬川堤防(南郷町二郷)被災状況

5、「課題」と「今後の対応策」

本地震を現場で経験した上での「課題」と「今後の対応策」を表-1に示す。

表-1 「課題」と「今後の対応策」

項目	細目	課題	今後の対応策
準備	ブルーシート	・出張所には300枚の在庫があったが初日で使い切り、手配しても必要数量の確保が困難であった。 ・5.4m×3.6mのシートは小さくて作業性が悪い。	・10m×10mのシートを十分備蓄し、不足時は①無被災出張所②無被災事務所からの補充、③新規購入により事務所で一括補充。
	水質事故対応資材	・地震後には油流出事故も発生する。何箇所も発生すると備蓄分を使い切ってしまう。	・オイルフェンス、吸着マット等を十分備蓄する。 ・隣接出張所からの借用、早急な購入を可能とするための体制を確立する。
	物品調達	・災害初期は「工作上必要なもの」、長引くと「生活上必要なもの」の迅速な調達を求められる。	・事務所から物品調達担当を派遣する。 ・迅速に調達するための体制を確立する。
情報収集 情報伝達	写真電送	・現地被災状況を共有するために巡視班撮影の写真を出張所から共有フォルダへ貼付しているが、現地から迅速に電送できる仕組み・ツールが必要。	・河川巡視・点検報告システムで対応済。 ※何枚かの写真をまとめて数秒で送信できるようシステム更新必要。
	写真位置確認	・河川巡視班が現地被災状況を写真撮影した場合、タイトルがないと撮影場所がわからない場合が多いため、写真中に距離標などが写る工夫が必要。	・河川巡視・点検報告システムで対応済み。 ※詳細位置が分かるようシステム更新必要。 ・デジカメ撮影時はホワイトボードを活用する。
	巡視班の安全対策	・大きな亀裂、堤防崩壊等の被災となると、天端を車で走行している巡視班にも被災の危険がある。	・昼間の巡視を基本とし、夜間巡視はしない。（必要と判断すれば実施する）

情報収集 情報伝達	堤防被災後の巡視	・堤防天端等が被災した場合、徒歩での巡視に切り替えることとなるが、巡視時間が長くなる。各班とも上流からと下流からの2班体制として対応した。	・状況把握班の区間距離を短くする。 ・2班体制での巡視、二輪車による巡視など臨機応変な対応が出来るよう指導する。
	地元対応窓口	・事務所に地元苦情対応窓口を設け対応してもらい、現地対策本部や出張所として非常に助かった。	・非常体制に入った時点、復旧工事を開始した時点で苦情対応窓口を設ける。
	重複指示	・同じ内容の指示や状況確認の電話が事務所の複数(最大4名)から、場合によっては局からも来る。	・局→事務所→出張所への指示・内容確認系統の一元化
被災調査	除草	・状況把握で確認された被災箇所の機械除草を指示されたが、被災箇所調査・亀裂保全の観点から全区間を人力(肩掛式)除草するよう指示した。 ・除草対象区間を管理している業者だけではなく他維持業者も動員したが、完了まで17日を要した。	・堤防法面の被災状況は除草を実施しなければ把握しきれないため、被災箇所全区間について人力(肩掛式)除草を実施する。 ・他区間維持業者、無被災出張所の維持業者も活用して対応する。
	ブルシート撤去・再設置	・除草のため、調査・測量のため、災害申請用写真撮影のため等、ブルシート・土のうの撤去・再設置回数があまりにも多く、大きな負担となった。	・地震災害緊急調査マニュアル(案)に反映済。 ・各班が流れ作業で調査を実施することにより、手戻り作業が無くなる。
	時間的制約	・地震被災の場合は調査が進捗すればするほど被害の程度・箇所が明らかになるため、ある程度時間をかけた調査が必要であるが、迅速性が優先され、現場では対応が困難である。	・被害の詳細調査については、人力(肩掛式)除草を行った後にローワー作戦等により時間をかけてきちんと実施する。 ・調査により被害が判明次第、災害事業対応ができるような柔軟な対応も必要。
災害対策 応急復旧 緊急復旧	応急復旧 緊急復旧 工事	・協議書による随意契約により迅速に工事業者を選定し、選定された業者も迅速に対応したことにより被災状況把握直後に応急復旧工事に着工できた。	・被災状況により適切な契約方法を選定し、迅速に対応する。
	災害対策 車両	・水、燃料等の補給を全て出張所と維持業者で実施したが、補給方法が分からず対応に苦慮した。	・車両の構造を熟知した担当者が1名常駐する。
	現地災害 対策本部 対応	・食事やゴミの回収を出張所と維持業者で実施したが、出張所だけの24時間補給対応は、本来の被災状況調査・緊急復旧業務等に手が回らなくなる。	・対策本部に補給担当所(派遣職員または事務所職員対応)を張り付け、食事や飲料水の確保だけでも対応できる体制とする。
	現地災害 対策本部	・工事が本格化するまで本部担当が1日~2日程度で交代するため、復旧工法の決定に時間が掛かった。 ・光通信が確保できない箇所では現地災害対策本部は機能しないし、出張所で本部の動きが掴めない。	・本部担当(本部長)は、最後まで責任を持って対応できる当該事務所職員とする。 ・現地災害対策本部は出張所に設置する。または、災害対策車を光通信対応とする。
	土のう造成機	・機械課の十分なフォローにより有効に活用することが出来たが、多少熟練を要する。 ・降雨時でも造成可能な場所を確保できなかった。 ・結束バンドの数量に製造可能個数が限定される。	・最新型造成器の導入。 ・降雨時でも造成可能な場所を確保する。または、屋根付の設備とする。 ・結束バンドを十分に保有しておく。
	光ケーブル	・堤防の復旧に当たって、光ケーブルの移設・迂回作業が生じる。	・堤防の復旧に支障のない箇所への敷設検討を実施する。
	維持対応 緊急復旧	・時間的制約がある「土のう積み工法対象箇所」では、ブロック工法を採用した。	・時間的制約がある場合は、ブロック工法等の採用も検討する。
	工事施工 方法	・堤防の応急復旧工事にあたって、確実性を求めて表土処理、段切などの準備工を実施すべきか、早期完了を求めて実施しないべきか。	・二重締切による仮堤防構築箇所については時間重視、被災箇所を補強する箇所については確実性重視が理想か?
その他	作業スペースの確保	・作業スペース、資材搬入スペースの確保が困難であったが、二線堤未開通区間を活用することにより、対応することができた。	・今後発生する災害とその復旧に備え、作業スペースと資材の備蓄場所としての側帯、防災ステーションを計画的に整備する。
	防災工事 パート	・本震発生後に2名の防災工事パートが出張所へ参集し、緊急時の出張所運営の面で助かった。さらに精神的支えともなりバニックにならず対応できた。 ・石灰投入作業の現地指揮等、被災箇所における指導等を行ってもらうことも必要であった。	・毎年、年度当初に近隣の防災工事パートの方との打合せを行い、出張所に自主参集しやすい環境をつくる。 ・現地での業務にあたっては、安全も考慮して2人ペアで活動する。

東北地方整備局では、「河川巡視・点検報告システム」の開発、「河川関係地震災害緊急調査マニュアル(案)」の改定が行われ、迅速な被災調査等が可能となったが、現場における調査・作業要員等の確保、体制構築等への対応が今後必要である。

6. あとがき

本報告が、現場の最前線で働く行政機関関係者の危機管理対応の一助となるとともに、危機対応時における出張所の実情・問題点等を関係者に理解していただき、組織全体としての危機管理対応のレベルアップと問題改善のための一助となれば幸いである。

猛禽類の調査と対策の事例 - 生態調査と営巣に配慮した施工 -

北海道開発局 帯広開発建設部 帯広道路事務所 維持課 瀧ヶ平正美

1、はじめに

本箇所（図-1）は北海道横断自動車道と高規格幹線道路、帯広・広尾自動車道が分岐する丘陵地の端に位置する。調査地の環境は沢地形であり、カシワやミズナラ、シラカンバ、ヤチダモ、ハルニレ、ケヤマハンノキ、ヤナギ類などの広葉樹林、カラマツ人工林が分布している。

このカラマツ林内において、ハイタカの営巣が確認されたことから、学識者のアドバイスを受け、施工期間における営巣状況及びハイタカの行動を調査し、カラマツ林周辺での工事実施による影響調査、供用開始後のモニタリング調査を実施した。その結果、施工期間の2年間及び供用開始後共に繁殖成功を確認した。その調査と対策の事例について報告する。

なお、今回の調査にあたり調査方法、施工中の注意事項に関するアドバイスをいただいた、森林生物研究所 主宰 有澤 浩 氏に感謝の意を申し上げる。



図-1 調査位置図

2、ハイタカの営巣に関する経緯

本箇所におけるハイタカの営巣は、平成12年秋に確認された。平成13年、平成14年は周辺で工事が行われている中、繁殖を確認した。平成15年については供用開始後のモニタリングとして調査を実施した。平成12年～平成15年の営巣箇所は図-2に示した。

なお本箇所の施工期間は平成12年秋より平成14年度の3カ年である。

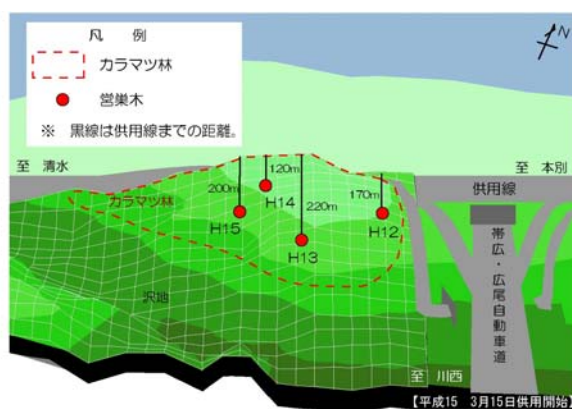


図-2 営巣箇所位置図

3、施工期間における調査及び施工工程計画

平成13年、平成14年の調査工程及び営巣期間中の工事に対する規制については表-1に示した。

平成13年の調査及び施工に関する規制については、学識者の指導を基に策定した。平成14年については平成13年の成功事例を踏まえ、且つアドバイスを受けた上で調査及び施工に関する規制について立案した。

表-1 ハイタカに関する調査及び施工に関する規制

	平成13年度		平成14年度	
	ハイタカに関する調査	施工状況	ハイタカに関する調査	施工状況
1	飛翔調査 調査法 ・ 定点法1地点	・ 現地での機械施工開始が5月連休明けを予定していたため、機械施工なし	飛翔調査 調査法 ・ 定点法2地点 ・ 車両を使用した広域調査	・ 作業区域及び作業時間の規制なし (営巣木が確認された段階で作業規制を設定する)
	営巣木確認調査 調査法 ・ 踏査による確認		営巣木確認調査 調査法 ・ 踏査による確認	
3	抱卵確認調査 調査法 ・ 観察用テントでの定点調査	・ 営巣木より半径220m圏内での作業中止 ・ 作業時間の規制	抱卵確認調査 調査法 ・ 観察用テントでの定点調査	・ 営巣木より半径120m圏内での作業中止 ・ 作業時間の規制
	孵化確認調査 調査法 ・ 観察用テントでの定点調査 ・ 作業機械試験		孵化確認調査 調査法 ・ 観察用テントでの定点調査 ・ 作業機械試験	
5	育雛状況調査 調査法 ・ 観察用テントでの定点調査 ・ 作業機械試験	・ 作業区域及び作業時間の規制緩和	育雛状況調査 調査法 ・ 観察用テントでの定点調査 ・ 作業機械試験	・ 作業区域及び作業時間の規制緩和
	巣立ち調査 調査法 ・ 観察用テントでの定点調査 ・ 林内踏査 ・ 営巣木環境調査		巣立ち調査 調査法 ・ 観察用テントでの定点調査 ・ 林内踏査 ・ 営巣木環境調査	

注: 作業機械試験とは施工箇所です実際に使用する重機を動かし、騒音データを取りながら、巣内の状況について監視し、影響が出ていないか調べる試験である。なお騒音データは、作業箇所、林縁部、観察用テント付近、巣立ち後は営巣木直下で測定を行った。
平成15年は供用後のモニタリング調査として実施しており、営巣期間中は林縁部で供用線を走行している車両の騒音を測定した。

4、調査結果

4.1、ハイタカの繁殖状況

ハイタカに関する調査を行うため、各年度、営巣木から40m以上離れた場所に観察用テントを2基設置して調査を実施した。平成13年～平成15年までの繁殖状況については図-3に示した。

ハイタカの繁殖パターン

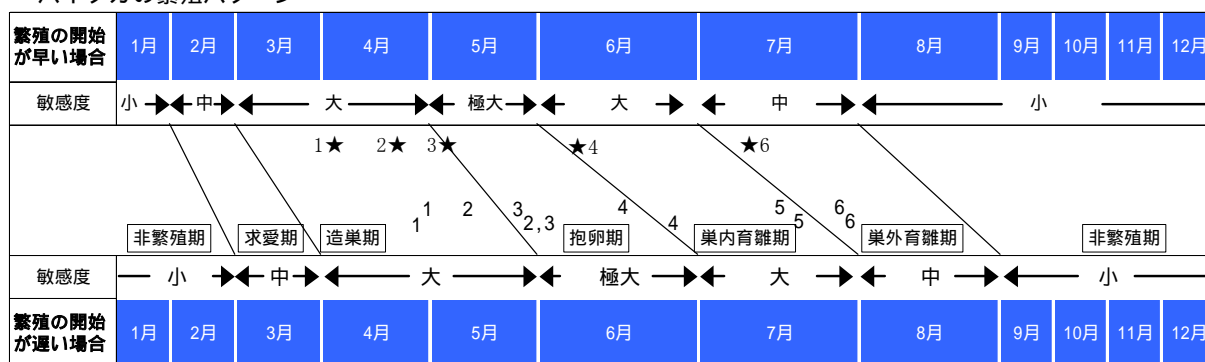


図-3 ハイタカの繁殖比較

注: この図は「オオタカの営巣地における森林施業 生息環境の管理と間伐等における対応 前橋営林局編(社団法人日本林業技術協会 1998年)を基に作成したものである。
記号は = 平成15年、 = 平成14年、 = 平成13年を表す。記号横の数は、1=飛翔確認、2=営巣木確認、3=抱卵確認及び予測日、4=孵化予測日、5=枝移り確認日、6=巣立ち及び巣立ち予測日をそれぞれ表す。
なお、平成14年の枝移り(5)は明確なものは確認できなかった。

各年の雛の数は平成 13 年は 2 羽、平成 14 年は 4 羽、平成 15 年は 5 羽であった。平成 13 年の抱卵開始推測日と平成 14 年の抱卵開始推測日を比較すると平成 14 年は 10～14 日程早く始まった。また巣立ちを比較すると平成 13 年が 7 月 24 日、平成 14 年が 7 月 9 日と平成 14 年の方が 15 日程早かった。平成 15 年の抱卵開始推測日は平成 13 年と同様であったが、雛の数が多かった為か生育が遅れたと推察された。

4. 2. 作業機械試験

本箇所で作業する機械の騒音により、ハイタカの営巣に影響を与えていないかどうか確認すると同時に、作業を中止していた箇所での工事再開、作業時間規制の緩和ができるかどうか確認するために行った調査である。

平成 13 年には作業機械試験

を行う前に供用線を走行する車両の騒音と供用線北側の作業箇所について騒音測定を行った。その結果、供用線を走行する車両の騒音レベル（最大値）は供用線北側の施工箇所よりも高かった。その結果を踏まえ、営巣箇所とカラマツ林縁部の最短距離を営巣に影響を与える範囲（作業禁止区域）とし、その周辺部を作業規制区域とした。作業機械試験の騒音測定箇所は営巣木と作業箇所を線引きし、騒音量が変化すると考えられる場所を騒音測定箇所として設定した。騒音測定箇所としては、作業箇所、林縁部、観察用テントもしくは営巣木（巣立ち確認後）の 3 地点で測定を実施した。作業機械試験の内容としては、施工箇所ですべて実際に使用しているダンプ、キャリアダンプ、バックホー、ブルドーザーなどを使用した。表-2 は騒音測定結果及び営巣に影響を与える範囲設定についてまとめたものである。平成 13 年、平成 14 年の作業機械試験及び供用線走行車両の騒音は同程度と考えられる。作業機械試験中にハイタカの行動変化は確認されなかった。

表-3 はハイタカの営巣期間中における作業規制区域及び作業中止区域の作業時間規制について表したものである。ハイタカが活発に活動する日の出～午前 9 時を規制時間とし、抱卵開始推測日～雛の目視確認日より 1 週間の期間は供用線南側、作業中止区域の作業箇所では機械による作業を行わないようにした。雛の目視確認 1 週間後より作業機械試験を行い作業時間規制の緩和、作業中止箇所の作業再開が出来るかどうか巣内の状況を確認した上で判断を行った。

平成 13 年と平成 14 年の規制期間を比べると平成 14 年は期間が短い。平成 13 年は初めての事例であった為、巣外育雛期が終わる 8 月 31 日までを規制期間とした。平成 14 年は施工中でも営巣を開始したことから、工事の騒音等に馴れていると判断し、抱卵から巣立ちまでの期間を規制期間とした。

表-2 騒音測定結果及び営巣に影響を与える範囲設定

単位: dB

	H13	H14	H15
作業箇所	89～93	61～95	—
林縁部	64～91	34～84	—
テントもしくは営巣木	42～60	34～54	—
供用線走行車 (林縁部測定)	64～87	64～72	41～75
営巣に影響を与える 範囲設定(半径 m)	220	120	—

表 - 3 施行対応と作業時間規制

月		1~2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9~12月	
ハイトカの営巣状況		非繁殖期	求愛期	造巣期	抱卵期	巣内育雛期	巣外育雛期	非繁殖期		
規制状況		作業なし	規制なし	規制期間				規制なし		
作業機械試験実施					(5/16)			(8/31)		
平成13年度	時間規制	作業規制区域	9:00~日没	作業中止				[作業]		
			8:00~日没	作業中止				[作業]		
			7:00~日没	作業中止				[作業]		
	作業中止区域	9:00~日没	作業中止				[作業]			
		8:00~日没	作業中止				[作業]			
		7:00~日没	作業中止				[作業]			

月		1~2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9~12月	
ハイトカの営巣状況		非繁殖期	求愛期	造巣期	抱卵期	巣内育雛期	巣外育雛期	非繁殖期		
規制状況		規制なし			規制期間			規制なし		
作業機械試験実施					(5/6)		(7/10)			
平成14年度	時間規制	作業規制区域	9:00~日没	[作業]				[作業]		
			8:00~日没	[作業]				[作業]		
			7:30~日没	[作業]				[作業]		
	作業中止区域	9:00~日没	作業中止				[作業]			
		8:00~日没	作業中止				[作業]			
		7:00~日没	作業中止				[作業]			

注： = 作業機械試験実施日

— 人力作業
— 機械作業

5、おわりに

平成13年、平成14年とハイトカの繁殖、雛の生育に影響を与えずに工事を進めることが出来たと考えられる。平成15年は供用開始後のモニタリング調査として実施したが、供用開始後の本年度も繁殖を確認することができた。その一理由として、ここで繁殖するハイトカのペアが重機による騒音に対して馴れていたためではないかと推測された。

作業機械試験を行った結果、平成13年、平成14年共に重機の騒音で警戒するなど、驚くといった行動は確認されなかった。唯一、観察中に警戒行動を確認した事例としては、平成14年6月中旬の調査中に、周辺から響いた甲高いクラクションであった。このことよりハイトカの行動に影響を与える要素は音量よりも音質ではないかと推測された。

この事例が他の地域で応用できるかどうかは定かではないが、工事による影響を配慮した結果、工事中の2年間及び供用後においても無事に繁殖を見届けられたことは貴重な事例になったと考えられる。

擁壁の性能規定型耐震設計法に関する研究

独立行政法人土木研究所耐震研究グループ 主任研究員 近藤益央

1. はじめに

土工構造物の1つである道路擁壁は、道路土工一擁壁工指針¹⁾に基づいて設計されており、現在の設計は安定性を照査する設計体系となっている。しかし、国際的にも性能規定型設計への移行が指向されている中、道路土工指針についても性能規定型耐震設計法への改訂が検討されているところである。

道路擁壁の目的は、背面の土砂の崩壊を防ぎ、外力及び擁壁自重を安全に地盤に伝え、道路の所定の機能を確保することである。現行設計法では切土部に設置される道路擁壁であっても盛土部に設置される道路擁壁であっても同じ安全率を満足することが求められているが、切土部と盛土部では要求される性能水準が異なることも考えられる。例えば、切土部擁壁における道路交通に支障がある変形とは、擁壁の前面への大幅な滑動や擁壁本体の傾斜やクラック等による耐力の低下である。これに対して盛土部擁壁における道路交通に支障がある変形とは、道路面の大きな沈下・陥没が生じるような滑動や擁壁本体の傾斜となる。このため、切土部と盛土部では、要求性能を満足するための許容変位量が異なり、性能規定型設計法を導入することにより擁壁に求められる性能を明確に、その性能を満足する擁壁を設計することにより、経済的でありながら安全性を確保した構造物を建設することが可能となる。

本研究では、道路擁壁として求められる要求性能を試行的に示し、性能規定型耐震設計法で必要となる地震残留変位量の解析手法を開発するとともに、遠心力載荷振動実験結果と計算結果の整合性を検討した。さらに、地震残留変位量に基づく性能規定型耐震設計法を取り入れた場合と従来設計法とを比較した結果についても紹介する。

2. 道路擁壁に求められる耐震性能

現在の道路土工一擁壁工指針では、擁壁の滑動・転倒・支持力のそれぞれに対して所定の安定性を満足しているか否かを判定している。したがって、現行の設計体系では要求性

表-1 道路擁壁で考えられる要求性能と地震時損傷度の例

要求性能	想定される交通規制等	地震時損傷度		地震後対応（復旧方法等）	
		切土部	盛土部	切土部	盛土部
円滑な道路交通を確保	<ul style="list-style-type: none"> 交通規制なし 	<ul style="list-style-type: none"> 路側帯を越えない数cm程度の擁壁の変位 軽微なクラック 	<ul style="list-style-type: none"> 数cm程度の路面沈下を生じさせる擁壁の変位 軽微なクラック 	<ul style="list-style-type: none"> アースアンカー等による補強 クラックへの樹脂注入等 	<ul style="list-style-type: none"> 路面段差の修復 クラックへの樹脂注入等
道路の交通は一時的に限定されるが、速やかに修復可能	<ul style="list-style-type: none"> 一時的な車線規制 一時的な重量車規制 	<ul style="list-style-type: none"> 補修が可能なクラック等の損傷 路側帯を越える10cm以上の擁壁の変位 	<ul style="list-style-type: none"> 数cmから1m未満の路面沈下を生じさせる擁壁の変位 補修が可能なクラック等の損傷 	<ul style="list-style-type: none"> アースアンカー等による補強 クラックへの樹脂注入等 	<ul style="list-style-type: none"> アースアンカー等による補強 クラックへの樹脂注入等
道路の交通は規制されるが、大規模な崩壊の防止	<ul style="list-style-type: none"> 長期間にわたる車線規制 長期間にわたる重量車規制 全面通行止め 	<ul style="list-style-type: none"> 常時においても不安定となる擁壁の傾斜 擁壁の崩壊が危惧されるクラック等の損傷 	<ul style="list-style-type: none"> 1m以上の路面沈下を生じさせる擁壁の変位 擁壁の崩壊が危惧されるクラック等の損傷 	<ul style="list-style-type: none"> アースアンカー等による補強 クラックへの樹脂注入等 	<ul style="list-style-type: none"> アースアンカー等による補強 クラックへの樹脂注入等
道路利用者や周辺住民に重大な損害を与えない	<ul style="list-style-type: none"> 全面通行止め 	<ul style="list-style-type: none"> 隣接地との境界線を越えない範囲の背面土のすべり 擁壁の崩壊 	<ul style="list-style-type: none"> 隣接地との境界線を越えない範囲の変位 擁壁の崩壊 	<ul style="list-style-type: none"> 再構築 	<ul style="list-style-type: none"> 再構築

能異なる切土部と盛土部ともに同じ安全率を満足する必要がある。また、安全率が1.0を下回ったときに擁壁が変位するものとすれば、現行設計法では地震時においても1.2以上の安全率を必要とすることから、擁壁の変位を許容しないことになり、必ずしも合理的な設計とは言えない。

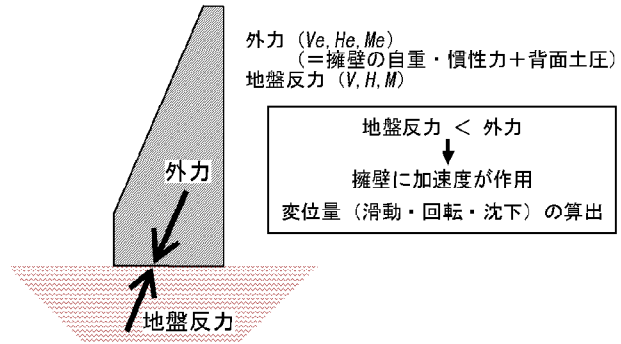


図-1 擁壁の地震時変位推定法の概要

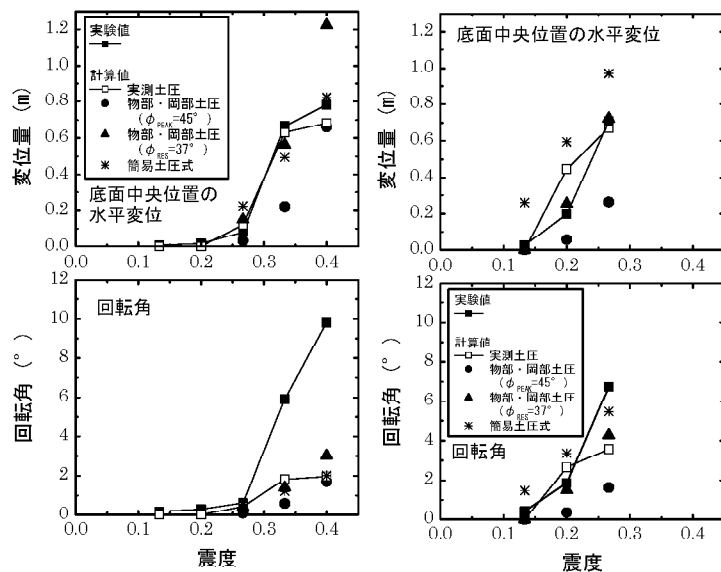
擁壁の滑動や回転を含む擁壁の地震

時損傷と要求性能の考え方の1つとしてまとめたものが表-1である。道路擁壁の要求性能は擁壁本体の損傷をどの程度まで許容するかという点のみならず、擁壁躯体が損傷を受けていない状態での滑動量や傾斜角についても検討する必要がある。現行の道路土工—擁壁工指針においても安定性照査と擁壁の応力度照査を行っているのと基本的には同じ流れであるが、現行指針では擁壁躯体は降伏応力以内であり、安定性も所定の安全率を満足することから滑動等の変位を考慮していない。これに対して性能規定型耐震設計法では、擁壁躯体の損傷や滑動等の変位をどの程度許容するかが重要になる。擁壁に軽微なクラックが発生しても、地震直後の道路交通にあたる影響は小さいものと考えられる。したがって、どの程度の損傷が擁壁躯体に生じるのか、道路路面に段差が発生すると道路交通に影響を及ぼすのかにより、擁壁に許容される損傷度や変形量が決まる。

3. 擁壁の地震残留変位算出法

地震時の擁壁に作用する外力は、自重に対して地震力が作用して発生する慣性力と背面土が土塊として作用する地震時土圧である。この合力が擁壁底面と基礎地盤の摩擦や根入れによる前面土圧等の抵抗力を上回った場合には擁壁の変位が発生し、その変位が随時蓄積される。

擁壁の地震時変位としては、滑動・回転・沈下の3つの要素がある。図-1のように擁壁に作用する外力 (=擁壁の慣性力+背面土圧合力) が地盤反力よりも大きければ、これらの力の差によって擁壁は加速度運動し、その運動は鉛直、水平、回転に関する擁壁の運動方程式によって変位が求められる。



(a) 擁壁高さ9m、底盤幅3.75m (b) 擁壁高さ9m、底盤幅3.0m

図-2 実測変位と計算による変位量との比較

高さ 9m の擁壁に対する遠心力載荷模型実験での実測変位と地震残留変位算出法による計算結果との比較を行った。なお、慣性力は振動台の応答加速度を用いた。実験結果と計算結果を振動レベルと変位量の関係で比較したのが図-2 である。擁壁に作用する主動土圧は、擁壁が滑動するまでは物部・岡部式で求められるが、滑動後に擁壁に作用する土

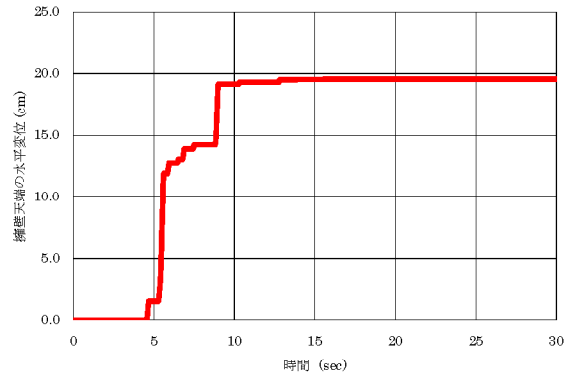


図-3 解析による擁壁の水平変位

圧はほぼ一定値になることが実験結果から報告³⁾されている。これは、従来の算出土圧は静止する擁壁背面に作用する土圧であり、擁壁が滑動することを許容する場合には滑動する直前の土圧が最大値として設計することが合理的である。図-2 に示したとおり、実測土圧を用いて計算した擁壁底面中央の水平変位は、いずれのケースでも変位が生じ始める加振加速度、変位量の大きさともにおおよそ合っていることがわかる。この変位計算法は、外力を正確に与えることができれば、擁壁の変位挙動を妥当に評価できるといえる。

4. 性能規定型耐震設計法による試設計

擁壁の耐震設計で許容する地震残留変位については様々な考え方があがるが、本検討では擁壁天端の水平変位が擁壁高さの3%以内とした。これは、過去に実施した遠心力模型実験で擁壁天端の水平変位が3%を超えると、その後の変形が加速度的に増加することがわかっており、擁壁の崩壊が危惧される変位量として設定したものである。これは、表-1 でもっとも損傷が大きく、地震後には擁壁の再構築が必要となる損傷に該当する。

擁壁が滑動する限界震度は、解析により加速度を徐々に増加させ擁壁底面における累積水平変位が5mmを超えたときを限界震度とした。これは、一般的に実擁壁では数mm以上の変位が発生しないと擁壁の変形を確認できないことを考慮したものである。また、本検討では遠心模型実験から得られている根入れ効果を考慮し、道路橋示方書の動的解析に用いる標準波形のうち、タイプIIの地震動である神戸海洋気象台EW成分の地震波⁴⁾を用いて検討を行った。擁壁高さ8.0m、天端1.0m、底盤幅4.1mの重力式擁壁の擁壁天端における水平変位を図-3に示す。同図に示した擁壁天端における地震残留変位は19.56cmであり、擁壁高さの3%である許容残留変位24cmを満足している。本擁壁では、擁壁底盤部において1.56mmの沈下と、18.5cmの水平変位が残留変位として発生した。擁壁の回転は

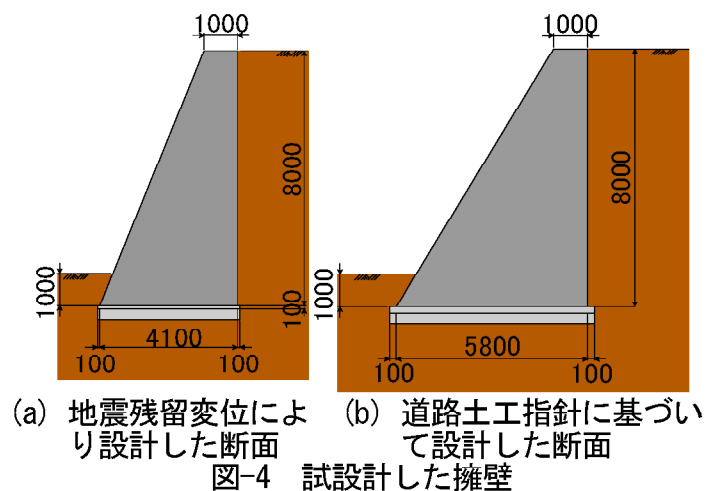


図-4 試設計した擁壁

0.01radであったので、擁壁天端における地震残留変位は、擁壁底盤部における水平変位18.5cmと擁壁の回転にともない発生した変位1.06cmの合計となる。本検討擁壁の場合には、地震残留変位のうち、約95%が擁壁の滑動により発生した変位となっている。なお、道路橋示方書の動的解析に用いる標準波形のタイプIの地震動である開北橋LG成分の地震波⁴⁾を用いても計算を行ったが、地震残留変位は発生しなかった。

次に、擁壁高さを8.0mとして本手法に基づいて設計した断面と道路土工—擁壁工指針に基づいて大規模地震対応で設計した例を図-4に示す。擁壁高さが5.0mを超える重力式擁壁は経済的には不利で、一般的には擁壁高さ8.0mの場合には、もたれ式擁壁や逆T型擁壁が選定される。現行設計法で設計した図-4(b)では底盤幅が5.8mとなり、本手法で設計した底盤幅より40%以上大きい。この結果は、擁壁に求められる地震後の性能を地震残留変位により規定し、それを満足する設計法を適用すれば、より合理的な設計が可能であることを示している。本設計断面を基に概略の工事費を計算すると、地震残留変位により設計した図-4(a)は、従来の擁壁と比べて約20%のコスト縮減につながり、現行設計法により基づいて設計した逆T型擁壁と概ね同等の建設コストとなった。

5. まとめ

道路橋脚のように躯体が損傷した場合に、その修復が比較的容易な構造物については躯体への損傷を許容することができるが、擁壁等の抗土圧構造物の場合には躯体が過度に損傷した場合にはその修復が困難であり、クラック等の軽微な損傷に限定する必要がある。また、躯体が損傷しないで滑動等により地震残留変位を生じた場合にも、地震前の位置に戻すことは困難である。そのため、擁壁の性能規定型耐震設計では、擁壁の地震残留変位を精度良く、かつ簡便に求めることが重要である。

本研究では、地震後に求められる擁壁の性能を地震残留変位で規定し、その設計方法の基本的な流れを検討した。その結果、地震残留変位に基づいて耐震設計を行うことにより擁壁の合理的な設計が可能であることがわかった。

今後は、様々な形式の擁壁に対して適応可能な手法とすることが課題として残されている。さらに許容残留変位の設定法についても検討を行うことが必要であるが、地震残留変位を簡易に求めることができ、擁壁の性能規定型耐震設計が可能であることが明らかとなった。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針、1999年3月
- 2) Georgiadis, M. and Butterfield, R.: Displacements of footings on sand under eccentric and inclined loads, Can. Geotech. J., 25, pp.199-212, 1988.
- 3) 松尾修、斉藤由紀子、岡村未対：擁壁に作用する地震時主働土圧に関する考察および比較計算、第26回地震工学研究発表会、2001年8月
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002年3月