

新都市社会技術融合創造研究会
各プロジェクトの活動報告等

1. 各プロジェクト参画一覧・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P. 2

2. 各プロジェクトの活動報告
 - 橋梁の延命化シナリオ策定の実践・検証に関する研究・・・・・・・・ P. 3

 - 都市環境改善舗装の普及に向けた維持管理手法に関する研究・・・・・・・・ P. 11

 - 走行型計測技術による道路トンネル健全性評価の実用化検討に関する研究・・・ P.14

 - 高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究・・・・・・・・ P.16

 - ナノセンサデバイスを活用した道路管理手法に関する研究・・・・・・・・ P.18

 - ゲリラ豪雨時における道路斜面安定性評価に関する研究・・・・・・・・ P.20

 - 道路付帯施設・情報管理施設のアセットマネジメントに関する研究・・・・・・・・ P.30

 - 橋梁細部における海塩粒子の付着量推定と腐食劣化予測手法の開発に関する研究
・・・・・・・・ P.32

 - アーチカルバートを連続的に含む景観性に優れた盛土構造の
耐震性能評価と災害復旧に関する研究・・・・・・・・ P.34

入会応募用紙提出状況一覧

H24.8.1現在

プロジェクトチーム	研究期間	学	産	官 (整備局除く)	備考
1 都市環境改善舗装の普及に向けた維持管理手法に関する研究	H22～ H24	・京都大学 大西有三 副学長 ・京都大学大学院工学研究科 西山哲准教授 ・京都大学大学院工学研究科 技術専門員 矢野隆夫	・大林道路(株)大阪支店 ・(株)NIPPO関西支店 ・(社)近畿建設協会 ・大成ロテック(株) ・東亜道路工業(株) ・奥村組土木興業(株) ・昭和靛青工業(株) ・(社)セメント協会	・近畿技術事務所 ・大阪国道事務所 ・京都国道事務所 ・兵庫国道事務所	
2 高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究	H22～ H24	・関西大学環境都市工学部 坂野昌弘教授 ・京都大学大学院工学研究科 宇都宮智昭准教授	・(社)日本橋梁建設協会 ・片山ストラテック(株) ・(財)海洋架橋・橋梁調査会近畿支部 ・阪神高速道路(株) ・(株)エイト日本後術開発 ・協和設計(株) ・中央復建コンサルタンツ(株)	・近畿技術事務所 ・大阪国道事務所	
3 ナノセンサーデバイスを活用した道路管理手法の研究	H22～ H24	・京都大学大学院 工学研究科 西山哲准教授 ・京都大学大学院工学研究科 宇都宮智昭准教授	・(株)地層科学研究所 ・(株)可視化ビジョン ・サンコーコンサルタント(株) ・ワイマテック(株) ・(株)熊谷組 ・日本総合建設(株) 松本支店 ・明治コンサルタント(株)	・紀南河川国道事務所	
4 ゲリラ豪雨時における道路斜面安定性評価に関する研究	H22～ H24	・京都大学大学院 工学研究科 小山倫史助教 ・立命館大学 酒匂一成 准教授 ・名古屋工業大学 菊本統 助教 ・大阪大学 小田和広 准教授	・(株)建設技術研究所	・福知山河川国道事務所	
5 橋梁細部における海塩粒子の付着量推定と腐食劣化予測手法の開発に関する研究	H22～ H24	・京都大学大学院 工学研究科 白土博通教授 ・京都大学大学院工学研究科 八木知己准教授 ・京都大学工学研究科 山本貴土准教授 ・京都大学工学研究科 服部 洋助教	・(株)IHIインフラシステム ・(株)大林組 ・三井造船(株)	・紀南河川国道事務所	
6 走行型計測技術による道路トンネル健全性評価の実用化検討に関する研究	H22～ H24	・京都大学大学院 工学研究科 大西有三 副学長 西山哲准教授 小山倫史助教 ・金沢工業大学 環境土木工学科 木村定雄教授	・(株)ニュージェック ・パシフィックコンサルタンツ(株) ・NTTインフラネット(株)関西支店 ・(株)アーステック東洋 ・三菱電機(株) ・(株)ウエスコ ・総合計測(株) ・計測検査(株) ・関西工事測量(株) ・(株)鴻池組 ・中電技術コンサルタント(株)	・福井河川国道事務所	
7 アーチカルバートを連続的に含む景観性に優れた盛土構造の耐震性能評価と災害復旧に関する研究	H22～ H24	・京都大学大学院 工学研究科 岸田潔准教授 川崎雅史教授 山本貴土准教授 ・京都大学産官学連携本部 木村亮教授 ・大阪工業大学工学部都市デザイン工学科	・ジオスター(株) ・日本ヒューム(株) ・日本コンクリート工業(株) ・日本ゼニスパイプ(株) ・(株)地域地盤環境研究所 ・ヒロセ(株) ・JFE商事テールワン(株)	・滋賀国道事務所	
8 道路付帯施設・情報管理施設のアセットマネジメントに関する研究	H22～ H24	・京都大学経営管理大学院 ・大阪大学大学院工学研究科	・大林道路(株)技術研究所	・滋賀国道事務所	
9 橋梁の延命化シナリオ策定の実践・検証に関する研究	H22～ H24	京都大学 杉浦邦征教授 京都大学 河野広隆教授 京都大学 服部篤史准教授 京都大学 塩谷智基准教授 京都大学 山本貴土准教授 京都大学 大島義信准教授	・(株)ソーキ、(財)道路保全技術センター、 (財)先端建設技術センター、阪神高速(株)、 (株)エイト日本技術開発、(株)オリエンタル コンサルタンツ、鹿島建設(株)、橋梁技術 塾、極東興和(株)、清水建設(株)、(株)修 成建設コンサルタント、中央復建コンサル タンツ、(株)ニュージェック、パシフィックコン サルタンツ(株)、(株)富地鐵工所、八千代エ ンジニアリング(株)、(株)国際建設技術研 究所、(株)IHIインフラシステム、(株)安部日 鋼工業、オリエンタル白石(株)、(株)計測リ サーチコンサルタント、(株)鴻池組、駒井鉄 工(株)、昭和コンクリート工業(株)、(株)東 京測器研究所、(株)ピーエス三菱、ビー シー橋梁(株)、日立造船(株)、三井住友建 設(株)、大鉄工業(株)、青木あすなろ建設 (株)、(株)大林組、鹿島建設(株)、川田工 業(株)、極東興和(株)、(株)鴻池組、大成 建設(株)、東急建設(株)、飛鳥建設(株)、 (株)ハルテック、三菱重工鉄工エンジニア リング(株)、NTTインフラネット(株)、佐藤工 業(株)、(有)さくら情報ネット	・近畿技術事務所 ・姫路河川国道事務所	

● 研究の概要

■ 研究の目的

飛躍的に増大する橋梁の高齢化に対応するため、健全性を把握し適切に補修補強を施して橋梁の延命化を図ることが重要である。そこで本研究では、橋梁群の維持管理を一定地域レベルで最適化するために、モニタリングを基にした相対的な健全度評価手法を開発する。また、維持管理の現場に即した実用的な業務支援システムを構築、その運用・普及を進め、効率的で安定した維持管理を果たすことを目的とした。

■ 研究のコンセプト

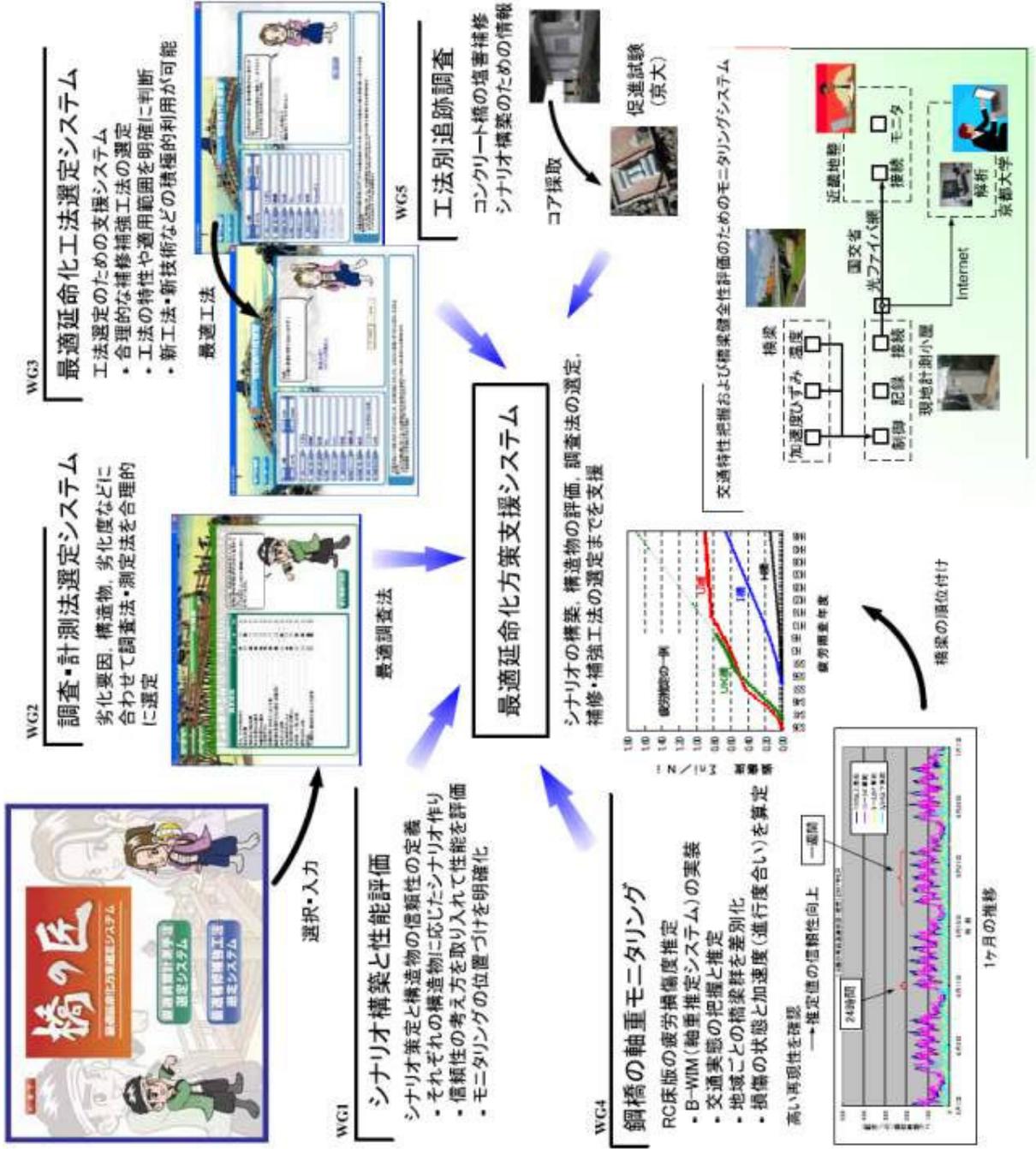
- 延命化のための“道しるべ”をつくらう
- 延命化方策の“シナリオ”をつくらう
- 丈夫で美しく長持ちする橋梁で、丈夫で美しく長持ちする市民生活を！

■ 研究の課題

- ①国道2号U橋のモニタリングを継続するとともに、周辺橋梁群の相対的な安全性評価手法を開発すること。汎用化のための手引きを作成すること。
- ②最適延命化方策選定システムのソフト「橋の匠」を作成すること。
- ③維持管理の現場において、ソフト「橋の匠」を実践し、実用的であることの検証を行うとともに、適切な普及活動を行うこと。



より実用性の高い 最適延命化方策支援システムの構築・運用へ



●23年度の成果

- 橋梁群の評価のためのモニタリング(継続中)
- 延命化のためのシナリオの充実
- 調査計測手法選定システムの構築
- 補修補強工法選定システムの構築
- 選定システム「橋の匠」の実地検証と普及活動

国道事務所道路管理課にシク,

「技術者研修」@近技にて実地研修



●24年度の研究内容

- モニタリングに基づく橋梁群の評価手引き作成
 - 調査計測手法選定システムの機能拡充
 - 補修補強工法選定システムの機能拡充
 - 選定システム「橋の匠」の実地検証と普及活動
- および各種情報のフィードバック



TOP画面

終了

橋の最適寿命化方策選択画面



橋梁名 **板ノ宮橋** 竣工年 **1930** 年

路線名 **1号** 交通量 **23700**

- 対象橋梁種別
- 部 位
- 部 材
- 橋梁区分
- 劣化要因
- 異 常
- 工法群選定
- シナリオ
- 環境・施工
- LCC

今からこの橋の最適寿命化方策を探していくわよ



選択項目

次 >

Empty scrollable area for results or additional options.

TOP画面

終了

林野庁

国土交通省 国土院 国土院 国土院

最適対策工法選定画面

橋梁名 板ノ宮橋 竣工年 1930 年

路線名 1号 交通量 23700

- 対象構造物 下部工
- 部位 橋脚
- 部材 柱部
- 構造区分 RC部材
- 劣化要因 中性化
- 状態 次へ進む
- 工法群選定 補修C群
- シナリオ シナリオB
- 環境・施工 次へ
- LCC 30年

完成!
この橋に最適な対策工法はこれです!



具体的工法	LCC算定結果
UV割れ注入+表面含浸	¥20,000
UV割れ注入+表面被覆	¥21,600
断面修復+表面被覆	¥88,400
電気防食	¥175,000
断面修復	¥222,000
再アルカリ化	¥414,000

LCC算定結果出力

データ保存

印刷



橋の匠 〇〇橋 診断結果表(案1) 出力年月日時間

橋梁名	竣工年	路線名	交通量
〇〇橋	1965	△△バイパス	50000台/日
対象構造物	部位	部材	構造区分
下部工	橋脚	柱部	RC部材

構造物劣化状況

劣化要因	安全性能	使用性能	耐久性能	コンクリート表面のひび割れ	鉄筋の断面欠損
中性化	問題なし	問題なし	残り深さ10mm未満	有り	無し



●補修工法の選定事例

出力画面(例)

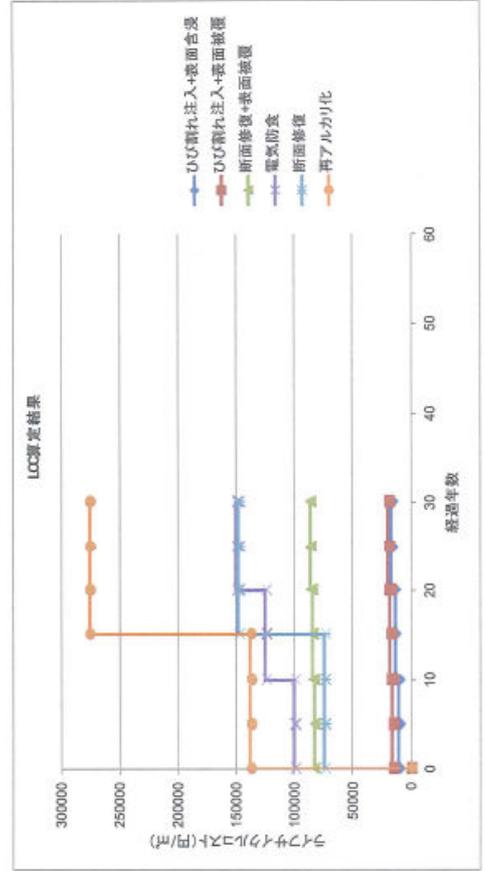
補強工法選定条件等

工法群	環境条件	シナリオ
ひび割れ注入+表面含浸 ひび割れ注入+表面被覆 断面修復+表面被覆 電気防食 断面修復 再アルカリ化 ひび割れ注入	凍結防止剤の散布が行われる 河川にかかる橋である	A



工法選定結果

選定工法	LCC算定結果	残存供用年数
ひび割れ注入+表面含浸 ひび割れ注入+表面被覆 断面修復+表面被覆 断面修復 再アルカリ化 電気防食	¥3,200 ¥1,800 ¥1,800 ¥74,000 ¥138,000 ¥25,000	30年



□:出力データ

「都市環境改善舗装の普及に向けた維持管理手法に関する研究」

プロジェクトリーダー 大西有三 京都大学副学長

当研究は、環境舗装の保持機能及び計測手法研究（環境舗装WG）と交差点部等に適した舗装工法・材料等を調査開発（交差点舗装WG）のWGを設ける。

I. 環境舗装WG 活動報告

（文責：西山哲）

1. 環境舗装WGの研究目的

都市環境改善や走行環境改善に資するために整備促進されてきた環境舗装（排水性舗装、透水性舗装）の効果および経時変化の要因を分析・整理し、維持管理計画策定のための機能維持の検討を行い、管理手法のとりまとめを行う。

2. WGへの参加メンバー（*リーダー、**幹事）

産 大林道路(株)**、(社)近畿建設協会、大成ロテック(株)、(株)NIPPON
学 京都大学大学院 工学研究科（西山哲准教授）*、大阪工業大学
官 近畿地方整備局道路部・京都国道事務所・大阪国道事務所・近畿技術事務所

3. WGで予定の研究内容

- 1) 近畿管内路面性状調査資料および性能評価（路面騒音）実施個所の収集整理
- 2) 通常舗装と環境舗装の路面性状の経時変化等の分析評価
- 3) 環境舗装の機能の経時変化の要因分析ならびに現状機能の計測
- 4) 維持管理ノウハウ集とマニュアル整備のための基礎資料の作成
- 5) 維持管理計画策定のための保持機能および計測手法の研究
- 6) 成果のとりまとめ

4. これまでの主な成果

（1）通常舗装と環境舗装の路面性状の経時変化等の分析評価

近畿管内の路面性状調査資料を基に、通常舗装（密粒舗装）と環境舗装（排水、透水性舗装）の路面性状の経時変化を次に示す路線の選定区間について分析評価した。

- ・滋賀国道事務所管内国道1号
- ・京都国道事務所管内国道1号、9号、24号
- ・大阪国道事務所管内国道1号

（2）環境舗装の機能の経時変化の要因分析ならびに機能の現状把握

性能評価（路面騒音等）実施箇所の性能評価資料、ならびに機能の低下の要因となる通行車両や沿道環境等についての資料を分析評価するとともに、国道1号（京都府、大阪府域）における道路環境センサデータを総括表にとりまとめ、舗装種別（通常舗装と環境舗装）と沿道環境騒音の関係について考察した。また次に示す路線の選定区間において現状機能（路面騒音）の簡易計測を行い、分析評価を行った。

- 1) 滋賀国道事務所管内国道1号

- 2) 京都国道事務所管内国道 1 号、9 号、24 号、171 号
- 3) 大阪国道事務所管内国道 1 号、163 号
- 4) 主要地方道京都守口線

(3) 維持管理計画の検討

環境舗装がもたらした環境改善効果（沿道騒音、流出抑制等）を既存文献や既存計測結果を基に整理し、維持管理を行う上での着目点ならびに機能の低下状況や環境改善効果等から目指すべき管理目標（値・効果）の設定のための基礎資料を整理した。

5. 今年度の予定

(1) 環境舗装の機能の経時変化の要因分析ならびに機能の現状把握

昨年度とりまとめられた通常舗装と環境舗装の路面性状の経時変化および機能の現状把握結果を基に、本年度簡易計測等により現状の路面性状を補完し、環境舗装の経時変化の要因（通行車両や沿道環境等）を分析評価するとともに機能の現状を把握する。

(2) 維持管理計画策定のための保持機能の検討

環境舗装がもたらした環境改善効果（沿道騒音、流出抑制等）を既存文献や既存計測結果並びに本調査分析結果を基に整理し、維持管理を行う上での着目点ならびに保持性能の低下状況や環境改善効果等から環境改善舗装の管理手法をとりまとめる。

II. 交差点舗装WG 活動報告

(文責：山田優)

1. 交差点舗装WGの研究目的

排水性舗装など、ポーラス混合物を用いる環境舗装は、交差点部等における車両の走行に対して弱く、骨材飛散などが起こりやすい。そこで、交差点部等に適した舗装の工法・材料、施工方法などについて検討する。

2. WGへの参加メンバー（*リーダー、**幹事）

産 大林道路(株)**、奥村組土木興業(株)、(株)ガイアートT・K、昭和瀝青工業(株)、
(社)セメント協会、東亜道路工業(株)

学 山田優（大阪市立大学名誉教授）*、佐野正典（近畿大学）

官 近畿地方整備局道路部・兵庫国道事務所・近畿技術事務所

3. WGで予定の研究内容

- 1) 交差点部等で要求される施工条件、舗装性能についての調査
- 2) 採用可能な舗装工法・材料についての調査研究
- 3) 舗装工事のための交通規制についての調査研究
- 4) 試験施工
- 5) 成果の取りまとめ

4. これまでの主な成果と今後の予定

（1）高耐久化を目的に交差点部等の舗装に適用された工法・材料の現地調査

次の工法・材料について、既に施工された舗装の状況を目視調査し、研究対象とする舗装工種を選択した。

- 1) 高耐久型、ねじれ抵抗改善型などと呼ばれるポリマー改質H型アスファルト使用のポーラス混合物
- 2) 路面を樹脂や乳剤を使用して被覆あるいは充填し、排水性能を保持させつつ強化する表面処理工法
- 3) プレキャストまたは早期交通開放型のコンクリート舗装

（2）高耐久性またはねじり抵抗改善型ポリマー改質H型アスファルト使用および表面強化処理したポーラス混合物の室内試験

標準型1種類、高耐久型5種類、ねじり抵抗改善型4種類のポリマー改質H型アスファルト、および3種類の表面処理材を用いて、混合物供試体を作製し、交差点舗装への適用性検討のための各種試験を実施した。なお、骨材の最大粒径は13mm、空隙率は20%としたが、比較のため、標準型については、最大粒径を20mm、および空隙率を17%とした混合物も試験した。

その結果、高耐久型、ねじり抵抗改善型を使用、および表面強化処理した混合物は、特にねじり骨材飛散率の試験値が小さく、交差点部等の舗装として優れた結果を示した。

（3）交差点部における試験施工

平成24年度、兵庫国道事務所管内交差点部において、10種類の舗装工種の試験施工を計画している。

施工性および施工時・施工後の路面性状を調査するとともに、交差点部における舗装工事のための有効な交通規制についても検討したい。

走行型計測技術による道路トンネル健全性評価の実用化検討に関する研究

平成 24 年度 研究計画

プロジェクトリーダー 大西有三

1 研究目的

これまでの研究において、福井河川国道事務所等で管理するトンネルで走行型計測を実施し、健全性評価を行った。その結果トンネル覆工の変形モードやひび割れ形状などから、発生原因の推定や、新規に発生したひび割れの検出を行うことができた。また MIMM の採用により、これまでよりもさらに精度の高いデータ取得が可能となった。課題として、ひび割れの検出精度をさらに高めていくことや、既往の打音検査箇所の絞り込み方法(浮き、剥落箇所の特定)、走行型計測による健全性評価方法の確立などが考えられた。

今年度以降の研究では、こうした課題を踏まえ、①走行型計測技術のさらなる実用化検討(点検判定方法、健全度判定方法、データベース化)の実施、②損傷の進行が伴うようなトンネルを対象とした調査方法、モニタリング方法の検討、③必要となる対策工法の選定手法の検討、④走行型計測を活用した「道路トンネル点検・補修の手引き」の改訂に伴う提案 などを行うものである。

2. 研究体制

本研究では、近畿地方整備局が進める「新都市社会技術融合創造研究会」(産学官連携による研究プロジェクト)に所属する「走行型計測技術による道路トンネル健全性評価の実用化研究プロジェクト」(プロジェクトリーダー: 京都大学理事 大西副学長)として、以下の実施体制により研究を行っている。

リーダー	京都大学 理事 大西有三副学長
産	(株)アーステック東洋, (株)ウエスコ, エヌ・ティ・ティインフラネット(株), 応用地質(株), 関西工事測量(株), (株)環境総合テクノス計測検査(株), 鴻池組(株), 総合計測(株), (株)ダイヤコンサルタント中電技術コンサルタント(株), (株)ニュージェック, パンフィックコンサルタント, (株)三井住友建設(株), 三菱電機(株)
学	京都大学大学院工学研究科, 金沢工業大学
官	国土交通省 近畿地方整備局 道路部 道路管理課 近畿技術事務所 福井河川国道事務所
オブザーバー	大林道路(株), 鹿島建設(株), 国際航業(株)

3. 研究項目

項目	細 別	単位	数量	摘要
点検判定方法検討	越坂、大谷第 5 トンネル最新データによる再評価	式	1	
健全性判定方法検討	〃	式	1	
データベース化検討		式	1	
調査方法検討	調査方法、モニタリング方法	式	1	
対策工法検討	対策工法選定手法	式	1	
MIMM 解析精度向上検討		式	1	
走行型による健全度評価マニュアル策定		式	1	

4. 走行型計測（MIMM）の概要



5. 今後の研究課題と取組み内容

(1) ひび割れ検出精度の検討

- ・ ひび割れ幅の精度を上げるための補足的な手法（ゲージ、目視との連携等）を確立する必要がある。
 - ・ 画像の貼合わせやひび割れの自動抽出技術を確立する必要がある。
- (ひび割れ判定や寸法を極力自動で行うことにより業務の効率化とコスト縮減を目指す)

(2) 走行型計測技術による点検法の検討

- ・ 既往の点検に対して、走行型計測技術を活用する要求が高いのは、完成直後に初期データを計測しておくことであるため、遠望目視の代替として活用し近接打音箇所を絞り込む必要がある。
 - ・ 画像、変形モードなどから近接打音箇所をいかに適切に選定するかについての検討が必要である。
- (極力従来の打音検査や目視確認数量を減らすことにより、コスト縮減を目指す)

(3) 走行型計測技術による健全性評価に関して

- ・ 走行型計測手法による新しい健全性評価手法を確立する必要がある。(マニュアル化)
- ・ 走行型計測技術による健全性評価手法と、関連づけされる継続的なモニタリング方法や調査方法を選定するための基準や枠組みを検討する必要がある。(マニュアル化)
- ・ 走行型計測技術による健全性評価手法より、対策工法を選定するための基準や枠組みを検討する必要がある。(マニュアル化)
- ・ 走行型計測技術による健全性評価手法より、継続的なモニタリングや調査方法を選定するための基準や枠組みを検討する必要がある。(マニュアル化)
- ・ それぞれのデータが、逸散しないように、実際にデータを現場で活用できるようなデータベースシステムの検討が必要である。
- ・ これまでの点検にデータを保管していると思われるが、過去の点検記録を瞬時に検索し、客観的なデータを確実に保管していく枠組みを考える必要がある。
- ・ 走行型計測手法に基づく「道路トンネル点検・補修の手引き」の改訂を目指した提案が必要である。

高齢化を迎えた長大橋梁の 診断と長寿命化に関する研究プロジェクト

[体制] 産:(社)日本橋梁建設協会, (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部
 (社)日本非破壊検査工業会, (財)海洋架橋・橋梁調査会, 阪神高速道路(株)
 官:国土交通省近畿地方整備局(道路部, 大阪国道事務所, 近畿技術事務所)
 学:関西大学 坂野昌弘(プロジェクトリーダー), 京都大学 宇都宮智昭(幹事長)

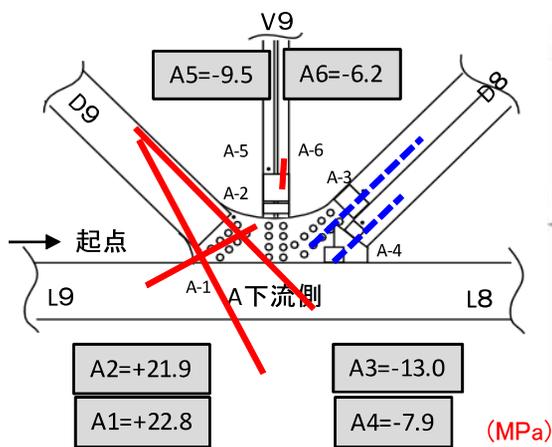
大阪国道事務所管内には、昭和初期に建設され、既に80年以上供用され続けて高齢化を迎えた橋梁が数橋存在する。昭和40年代の団塊の世代の橋梁群とは材料も構造特性も異なり、しかも記録がほとんど残っていないこれらの橋梁に対しても長寿命化対策を進めていく必要がある。



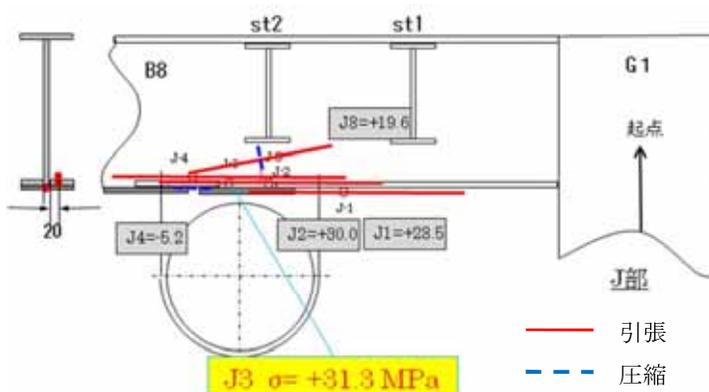
対象橋梁

本プロジェクトでは、これらの高齢化橋梁の中で、特に重要な路線に架設され、また周辺の土地利用状況等から架け替えが困難な長大橋梁を対象として、現状を把握し、健全性の評価・診断を行い、予防保全も含めた最適な補修・補強対策を提案し、その効果を検証した上で、今後100年以上の長寿命化を目指した維持管理方針案を策定することを目的とする。

平成22-23年度の成果: 健全性評価・診断, 解析や実験による劣化予測, 劣化シナリオの作成.



トラス格点部の応力測定結果



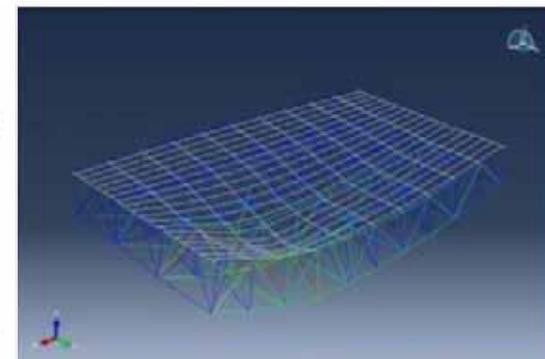
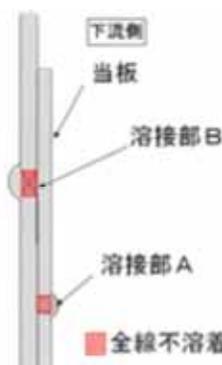
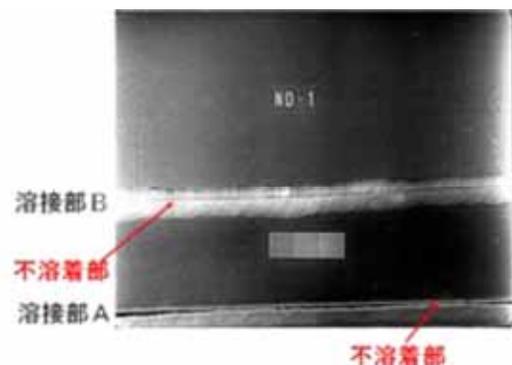
横桁補強部の応力測定結果



縦桁試験体の疲労破断面



新旧トラス斜材突合せ溶接部のRT試験結果



26t車載荷時のFEM解析結果

平成24年度の計画: 解析や実験による補修・補強対策の検討, および効果の検証。
 今後100年以上の長寿命化を目指した維持管理方針案の策定。

(連絡先: 関西大学 坂野昌弘 peg03032@kansai-u.ac.jp)

2012/8/31

「新都市社会技術融合創造研究会」
高齢化を迎えた長大橋梁の診断と長寿命化に関する研究プロジェクト

平成 24 年度 研究計画書 (案)

1. 研究概要

昭和初期に建設され、高齢化を迎えた長大トラス橋を対象として、平成 24 年度は、解析や実験による最適な補修・補強対策の提案と実橋におけるそれらの効果の検証を行い、維持管理方針案を策定する。

2. 研究計画

- (1) FEMによる逐次崩壊挙動の解析
- (2) 疲労実験による横桁端部の疲労破壊挙動の究明
- (3) 実橋における横桁端部やトラス部材当板すみ肉溶接部の調査
 - (a) 横桁端部 SH コアの破面分析とボルト孔コアの成分分析&破壊じん性試験
 - (b) トラス部材当板すみ肉溶接部の欠損部調査と応力計測
- (4) 維持管理方針案の策定
 - (a) 維持管理上の課題の整理 ～ 劣化シナリオの作成
 - (b) 対策案の検討 ～ 架け替え(更新)、事後保全、予防保全 (各対策の費用と効果)
 - (c) 維持管理方針案の策定

ナノセンサデバイスを活用した道路管理手法に関する研究

プロジェクトリーダー 京都大学大学院 西山 哲

【研究開発の概要】

近畿地方整備局管内の多くにおいて岩盤崩壊や落石などの危険箇所の点検が行われており、場合によっては各種計測機器を設置することによって岩盤や落石の安定性を評価する監視作業が行われているが、その**モニタリングにかかる労力および費用の低減を図ること**に取り組むのが本研究開発の目的である。具体的には現在市販化されているセンサの活用による新しいモニタリング技術の開発が目的である。例えば、さまざまな対象物の挙動を把握するための数多くの先進的なセンサが製品化され実用化されているが、よく知られているものに手や足の動きをリアルタイムにテレビ画面に映すことにより、テニスや体操といった家庭内ゲームを実現しているセンサの活用である。これらのセンサ技術においては、既に「小型、リアルタイムでの計測データの無線配信」は実現している。そこで、本年度は土木分野での応用を図るために、次の特徴をもつセンサの改良によるモニタリングの実用化を検討した。

- (1) センサが野外での**長期利用に耐える安定性**を有していること。
- (2) **システムを設置する個所を選ばないこと**：電力供給や信号線の配置が困難な個所でも設置できる計測データの配信技術の改良、またセンサや電池の取替えを不要にするための、さらなる省電力化を実現させること。
- (3) 計測データから**岩盤や落石の挙動を判断する管理値の設定**をすること。

【研究成果の概要】

<設置場所について>

- ・紀南河川国道事務所管内における**国道42号線沿いの岩盤斜面上の転石・浮石の挙動モニタリング**の実現を目指し、図-1のような危険な石を10個抽出しセンサを設置した。センサの概要は図-2のとおり。



図-1 計測対象箇所

図-2 設置したセンサの概要

<モニタリングシステムの概要>

図-3には転石・浮石への設置状況，図-4にはセンサからの計測データを収集して，パソコン画面に表示させる基地局（センサから300mの位置に設置）の概要を示す。

- ・センサも基地局も**有線部分は一切無い**：システム設計の自由が高い。雷対策も不要。
- ・センサを設置した**石の挙動を，いつでも，どこでもパソコンで確認**できる。
- ・計測データを無線で送信するシステムへの**植生の影響が無い**：どこにでもシステムは設置できる。



図-3 赤丸が設置したセンサ



図-4 データを収集して Web 上に転送する基地局

<モニタリング結果>

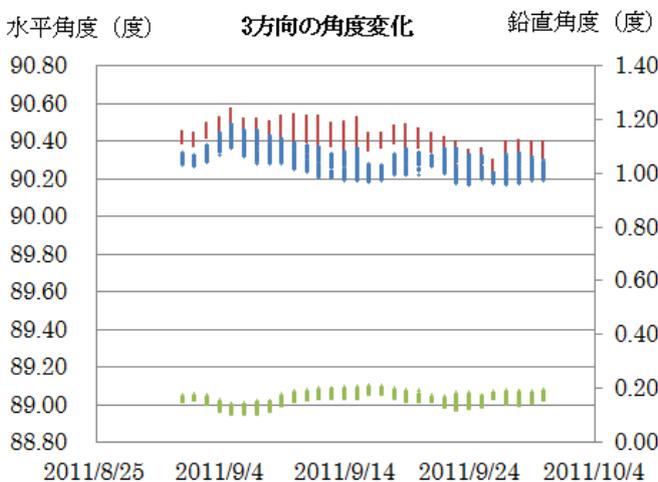


図-5 転石の挙動監視例

図-3に示した転石の**台風12号上陸（9月1日～4日）前後の挙動**をモニタリングした結果が図-5である。鉛直方向の角度の変化を青色，水平方向の角度変化を赤色と緑色で表示している。別途，室内実験により温度や湿度による影響を考慮し，**0.2度以上の角度変化が生じると転石は危険な状態であると判断する管理基準値**を設定していた。これより，**人的労力の負担を大きく低減する（低コストでの）モニタリングが実現**できることを実証した。

【研究開発成果のまとめ】

次の利点をもつモニタリング技術を完成させた。

- ・システムをどこにでも自由に設置でき，**メンテナンスフリー**である。
- ・広範囲に数多く設置しても**コストは（従来の機器よりも）低減化**できる。
- ・**高精度**での管理基準値にも対応でき，パソコンでリアルタイムに安全を確認できる。

今年度は，センサの機能を拡充し**他の応用分野への展開**を検討していく。

ゲリラ豪雨時における道路斜面安定性評価に関する研究

(プロジェクトリーダー：京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻 助教 小山 倫史)

背景：近年、梅雨前線や台風、異常気象などによる「ゲリラ豪雨」(局所的かつ短時間に多量に降る雨)に起因する斜面崩壊が数多く発生し、山地斜面に隣接している道路や住宅地域などにおいて多大な被害をもたらしており、道路斜面防災システムの整備が急務である。

必要性：気象庁が提供する土砂災害警戒情報は、これまで、「ゲリラ豪雨」(局所的かつ短時間に多量に降る雨)を正確に計測し、その斜面安定に与える影響を的確に把握する必要がある(従来の降雨強度の考え方では、精度よい斜面の安定性評価は難しい)。そのためには、ゲリラ豪雨時の斜面への雨水浸透メカニズムの解明が重要である。また、従来の降雨の情報のみによる警戒情報運用システム(例えば、雨量判定図などを用いたもの)に代わり、斜面の計測・モニタリングによる情報、力学・浸透特性も反映したシステムが必要である。

目的：社会的・経済的に影響の大きいゲリラ豪雨による斜面崩壊による災害を監視・予測・低減する技術を確立し、Xバンドレーダーによる降雨量予測など組み合わせ、気象庁が提供する土砂災害警戒情報の高精度化を図り、降雨データのみならず、斜面の雨水浸透特性および力学特性を考慮した統合的な道路斜面防災システムの立ち上げを目的とする。

内容：上記の目的に基づいて、大きく2つのWG(WG1: 計測, WG2: 解析, WG3: 評価)に分けて以下の点について検討を行う。

《WG1: 計測ワーキング》

(目的)

1. ゲリラ豪雨時のリアルタイム斜面モニタリングシステムの構築
2. 現場計測・長期斜面モニタリング

(検討項目)

Task 0: 豪雨時における斜面計測・モニタリング手法のレビュー

Task 1: 新たな計測機器の開発・改良(気象情報取得の高精度化)

Task 2: サンドカラムを用いた室内降雨試験および模擬斜面を用いた大型降雨実験

Task 3: 現場斜面モニタリングシステム(自己発電型ワイヤレスシステム, 多点計測センサーネットワーク)の構築

Task 4: 現場計測・長期斜面モニタリング

《WG2: 解析ワーキング》

(目的)

1. ゲリラ豪雨時の雨水浸透挙動・メカニズムの把握および数値解析モデル・手法の構築
2. 斜面安定性評価および崩壊予測シミュレーション

(検討項目)

Task 0: 従来の解析手法の特徴の整理(物性, 境界条件など)

Task 1: 雨水浸透メカニズム解明. 応力浸透(一ガス)連成解析手法の開発(サンドカラムを用いた室内降雨試験のシミュレーション)

Task 2: 模擬斜面を用いた大型降雨実験のシミュレーション

Task 3: 現場斜面のシミュレーション(斜面安定解析, 崩壊予測)

《WG3: 評価ワーキング》

(目的)

1. 斜面点検データ活用法及び対策優先順位付けに関わる意思決定のための評価・分析手法の提案
2. 土砂災害警戒情報の高精度化および道路斜面災害の軽減に向けた判断支援システム(警戒情報運用システム)の構築

(検討項目)

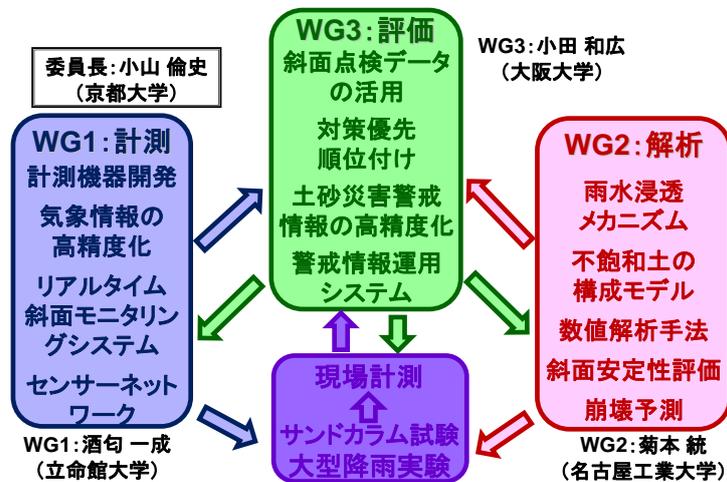
Task 0: 従来の評価手法のレビュー

Task 1: 斜面点検データの活用法の提案

Task 2: 土砂災害警戒情報の高精度化・判断支援システムの構築

Task 3: 現場斜面の崩壊シナリオの分析および対策工の提案

本プロジェクトの構成およびスケジュールは以下のとおりである。



		2010年度				2011年度				2012年度			
		4-6	7-9	10-12	1-3	4-6	7-9	10-12	1-3	4-6	7-9	10-12	1-3
WG1: 計測	Task 1	[Progress Bar]											
	Task 2	[Progress Bar]											
	Task 3		[Progress Bar]										
	Task 4					[Progress Bar]							
	報告書				[Small Box]				[Small Box]				[Small Box]
WG2: 解析	Task 0	[Progress Bar]											
	Task 1	[Progress Bar]											
	Task 2		[Progress Bar]										
	Task 3					[Progress Bar]							
	報告書				[Small Box]				[Small Box]			[Small Box]	
WG3: 評価	Task 0	[Progress Bar]											
	Task 1	[Progress Bar]											
	Task 2		[Progress Bar]										
	Task 3					[Progress Bar]							
	報告書				[Small Box]				[Small Box]			[Small Box]	

- <WG1>**
 Task 0: 豪雨時における斜面計測・モニタリング手法のレビュー
 Task 1: 新たな計測機器の開発(気象情報取得の高精度化)
 Task 2: サンドカラム試験及び模擬斜面を用いた大型降雨実験
 Task 3: 現場斜面モニタリングシステム(自己発電型ワイヤレスシステム、多点計測センサーネットワーク)の構築
 Task 4: 現場計測・長期斜面モニタリング
<WG2>
 Task 0: 従来の解析手法の特徴の整理(物性、境界条件など)
 Task 1: 雨水浸透メカニズム解明、応力-浸透(-ガス)連成解析手法の開発(サンドカラム試験のシミュレーション)
 Task 2: 模擬斜面を用いた大型降雨実験のシミュレーション
 Task 3: 現場斜面シミュレーション(斜面安定解析、崩壊予測)
<WG3>
 Task 0: 従来の評価手法のレビュー
 Task 1: 斜面点検データの活用法の提案
 Task 2: 土砂災害警戒情報の高精度化・判断支援システムの構築
 Task 3: 現場斜面の崩壊シナリオの分析および対策工の提案
- グレーのハッチ部分は、防災科学技術研究所における斜面を模擬した大型降雨実験の実施予定期間。
 ただし、震災後の節電対策により、2011年度の実施は不可能となったため、本年度10月中旬に実施予定

2011年度の成果：

- WG1：**改良型サンドカラム試験を用いた雨水鉛直浸透降雨実験を行い、深度ごとの間隙圧、間隙空気圧、水分量および溢流量のリアルタイムに計測を実施した。また、降雨時における表層崩壊に対して、崩壊を食い止める効果を発揮しながら地盤内の挙動を計測するNNS(ネーリングセンサーネットワークシステム)の開発および検証を行った。さらに、ゲリラ豪雨時の道路斜面の気象データや浸透挙動等を把握するためのモニタリングシステムの設置計画を行った。
- WG2：**異方応力下の浸水破壊現象の観察を目的とした三軸せん断・浸水試験を実施し、解析に必要な不飽和土の構成則および水分特性について検討を行った。また、過去の豪雨による斜面崩壊(福知山市夜久野町額田地区に位置する実斜面)の再現解析を実施した。
- WG3：**定性的な指標を使って定量的な評価を可能とする数量化Ⅱ類と自己組織化マップ(SOM)を組み合わせることにより、道路斜面に対する新たな安定性評価手法を開発しその適用性を検証した。また、福知山河川国道事務所より提供いただいた点検データを用いてSOMにより豪雨による崩壊危険度の高い斜面を抽出し、2012年度の計測対象斜面とした。

2012年度の予定：

- ①原位置計測・モニタリングの実施、②斜面を模擬した大型降雨実験の実施、③モニタリングと解析を組み合わせた統合的な斜面の崩壊・危険度予測手法の提案およびその検証。

WG1：計測ワーキング（概要）

1. はじめに

WG1 では、サンドカラム実験や室内土槽実験による現地計測へ向けた計測技術の検証実験を実施した。また、Task0 および Task1 で検討したゲリラ豪雨時の道路斜面モニタリング技術に関する検討結果をもとに、現地斜面への適用（Task3, Task4）について計画を行った。以下に、サンドカラム試験、室内土槽試験結果および現地斜面への適用計画についてまとめる。

（検討項目）

Task 0: 豪雨時における斜面計測・モニタリング手法のレビュー

Task 1: 新たな計測機器の開発・改良（気象情報取得の高精度化）

Task 2: サンドカラム試験および模擬斜面を用いた大型降雨実験

Task 3: 現場斜面モニタリングシステム（自己発電型ワイヤレスシステム、多点計測センサーネットワーク）の構築

Task 4: 現場計測・長期斜面モニタリング

2. サンドカラム実験および室内土槽実験（Task2）による検討

2.1 サンドカラムを用いた降雨実験

豪雨時の一次元雨水浸透メカニズムを把握するため、サンドカラムを用いた降雨実験を実施した。過去の実験では、表面流の再現ができておらず、また、計測位置が互い違いになっていたことから、水収支を正確に把握できなかつた上、間隙圧と間隙空気圧から間隙水圧を求めることができなかつた。本研究では、実験装置を改良し、降雨実験を行った。降雨実験中には深さごとの間隙圧、間隙空気圧、水分量および溢流量をリアルタイムに計測することができたことから、次の結果を得ることができた。

- ①試料の透水性が小さい場合、間隙空気圧の上昇が見られ、浸潤域が浅いうちに溢流が開始された。
- ②試料の透水性が小さい条件においては、降雨強度が大きいほど溢流開始時間は早いのに対し、降雨強度が小さいほど間隙空気圧の上昇が大きくなるといった現象が見られた。
- ③溢流量および排水量から、水収支を考慮した場合、透水性の大きい試料において総降雨量に対する貯留量の割合は約 90%であったのに対し、透水性の小さい試料においては約 20%と、前者に比べ約 4 分の 1 程度の割合になるといった現象が見られた。

今後の課題としては、以下の点が挙げられる。

- ①サンドカラムの高さが約 1m という比較的小さいスケール、サンドカラムの空気を封入しやすい構造、サンドカラムの壁と試料との接触部分における局所的な空気の抜け道に対応したカラムの改良が必要である。
- ②間隙空気圧と間隙水圧の混合圧として間隙圧を計測していることから、今後は混合圧の分離を試みることで、降雨実験中における間隙水圧の挙動にも着目する必要がある。
- ③十分な雨滴の落下高さ（2m 以上）の確保による終端速度の考慮が必要である。

2.2 NNS（ネイリングセンサネットワークシステム）の実用化に向けた室内土槽試験

ハード対策とソフト対策の双方の長所を活かすような、降雨時における表層崩壊に対して、崩壊を食い

止める効果を発揮しながら地盤内の挙動を把握することで、崩壊発生時間を遅らせると同時に、斜面の危険度を把握するようなNNS（ネイリングセンサネットワークシステム）について、室内土槽試験を利用して、想定すべり面付近のひずみ計測の有効性の確認と、ひずみ発生に及ぼす素因のうちネイリングセンサの設置間隔によるひずみの挙動の評価を行った。結論として、以下の知見が得られた。

- ①補強材間隔を広げることで補強材に貼付したひずみの出力は減少し、地盤の拘束力は減少する。しかしながら、設置間隔 300mm でもネイリングセンサ付近の土塊は拘束されていたことから、斜面を抑え込む力が発揮されていた。
- ②斜面の崩壊現象を想定すべり面付近に設置しているひずみセンサが斜面のひずみを最も捉えていた。

3. ゲリラ豪雨時の道路斜面モニタリングシステムの現地適用に向けた計画

本年度は、ゲリラ豪雨時の道路斜面の気象データや浸透挙動等を把握するためのモニタリングシステムの設置計画を行った。設置予定箇所および設置設備の概要を以下に示す。

設置箇所として、国道9号額田（ヌカタ）～日置（ヘキ）地区事前通行規制区間のF009A070地点を予定している。図-1に計測予定箇所を示す。オーバーハング状になっている部分の上部および下部において、浸透挙動を計測するためのセンサ（テンシオメータおよび土壌水分計）、気象ユニットなどを設置する。また、NNSの現地斜面における検証試験および数種類の物理探査を計画している。



図-1 国道9号額田（ヌカタ）～日置（ヘキ）地区事前通行規制区間（F009A070地点）

システム設置地点では、すでに測量が実施されており、今回のシステムは、測線 ANO.4 に沿って設置する予定である。また、測線 ANO.4 沿いでは、ボーリング調査も行われており、図-1 中に示す No.2 および No.3 の調査結果が利用可能である。計測データは、情報 box 内にデータログおよびパソコンを設置することで取得する。情報 box および気象ユニットは、アンカー付きのり砕工が施された斜面の法先部分に設置予定である。また、杭式ひずみ計（NNS）の設置を検討しているが、設置面積がある程度必要であるため、状況によっては、図-1 中に示すボーリング No.5 および No.6 付近の斜面で実施する予定である。

計測システムに用いる電源については、国道沿いにある電柱から得る。本年度は、対象斜面に最も近い「才谷 51」から電源を得るため、電源工事を実施した。また、斜面上部への足場は、アンカー付きのり砕工沿いに設置し、機器の設置やメンテナンスをやすくする予定である。機器類の設置は、雪の影響が無い時期に行う。

3章 ゲリラ豪雨時の斜面崩壊に関する室内試験と数値解析

WG2 (解析 WG) では、豪雨による斜面崩壊メカニズムの解明や被害予測法の高度化を目指して、要素試験やモデル実験、現地計測による分析を進めるとともに、不飽和地盤の雨水浸透現象や浸水時の変形・破壊現象の解析手法の開発と検証を行っている。初年度に実施した室内要素試験（圧密・浸水試験や締固め試験）と一次元浸透カラム試験に加えて、2 年目は異方応力下の浸水破壊現象の観察を目的とした三軸せん断・浸水試験や斜面崩壊事例の分析と数値シミュレーションを実施した。

3.1 三軸せん断・浸水試験と数値シミュレーション

地盤内の応力状態が異方応力下にある斜面では、浸水に伴う変形特性が水平堆積地盤とは大きく異なると予想される。そこで、密度や応力条件を変化させて異方応力下の浸水試験をパラメトリックに実施するとともに、初年度に開発した不飽和土の構成則と水分特性曲線による数値解析を行った。

三軸せん断・浸水試験は、試料の種類（粘土・砂・混合土）や密度（密・緩）、浸水時の応力条件（偏差応力、圧縮・伸張）を変えて実施した。試験では含水比を調整した不飽和土を所定の応力比までせん断した後、飽和に至るまで偏差応力一定（全応力一定）条件下で浸水させる。試験結果の一例として、図 1 に密詰めおよび緩詰め混合土の三軸圧縮・浸水試験の結果を示す。図中には飽和および不飽和試料を単調にせん断した結果も示している。不飽和土は飽和土に比べて高いせん断強度を発揮することや、せん断の途中で偏差応力を一定に保って浸水させると、全応力が一定に保たれているにも関わらず、体積変化を伴ってせん断変形が進行することが示された。このとき、飽和試料の限界応力比より低い応力比で浸水した試料は飽和まで試験が進行し、限界応力比より高い応力比で浸水した試料は浸水途中で破壊する傾向にあった。また、浸水時の体積変化は試料によって異なり、密な試料では浸水時に膨張する傾向にあった。さらに、浸水時の変形量は緩い試料ほど、主応力比が高いほど大きく、浸水時の変形・破壊挙動には地盤の密度や応力状態が大きく影響を及ぼすことがわかった。

初年度に開発した不飽和土のモデルによるシミュレーション結果の一例を図 2 に示す。なお、解析には試料の密度によらない共通（土固有）のパラメータを用いている。図からもわかるように、解析は試料の密度や浸水時の応力比による浸水時のせん断変形量や圧縮・膨張変形の違いを的確に捉えた。

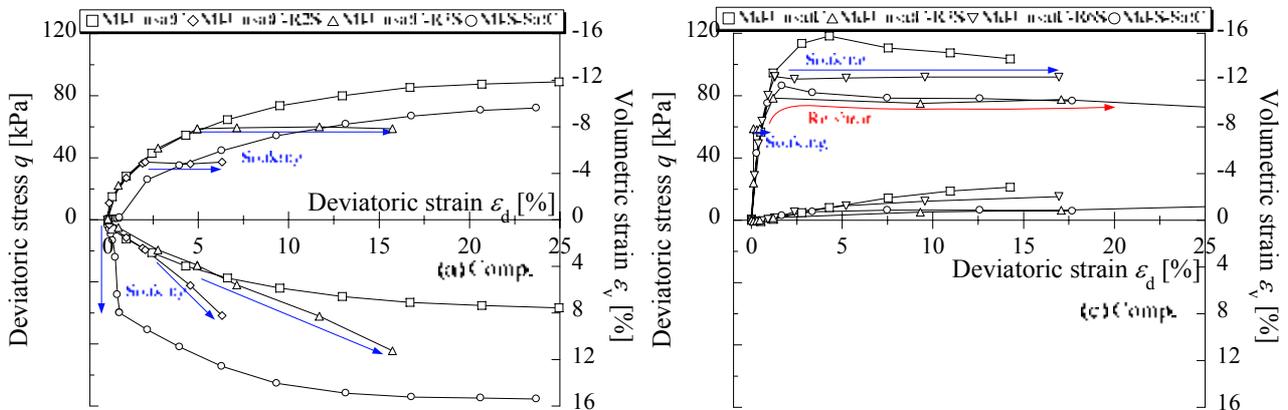


図 1 混合土の三軸圧縮・浸水試験（左：緩詰め，右：密詰め）

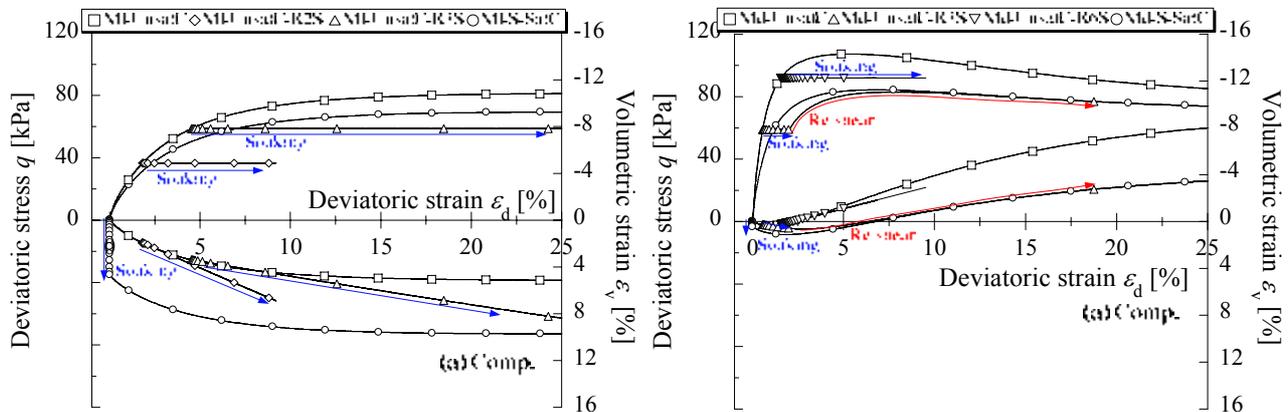


図 2 混合土の三軸圧縮・浸水試験のシミュレーション（左：緩詰め，右：密詰め）

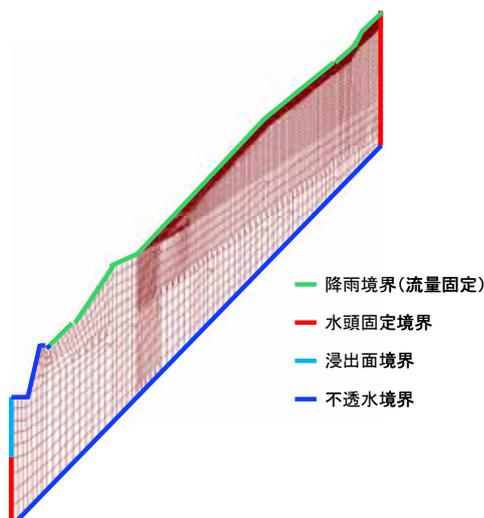


図3 額田地区の斜面の幾何条件と要素分割、および境界条件

3.2 豪雨時の実斜面の雨水浸透現象の数値シミュレーションと安定解析

斜面の雨水浸透・斜面崩壊メカニズムの解明を目的として、豪雨による斜面崩壊現象の再現解析を試みた。解析は飽和・不飽和浸透流の支配方程式を2次元の有限要素法(FEM)により解き、得られた浸透流解析の結果をもとに円弧すべりを想定したフェレニウス法による斜面安定解析を行った。ここでは、特に雨水浸透に伴う斜面の安全率の低下および降雨後の回復について調べるとともに、降雨強度の取り扱い方(降雨境界条件の入力方法)および表土の地盤物性(飽和透水係数および不飽和浸透特性)が雨水浸透挙動および斜面安定性評価に与える影響について着目した。

解析対象は福知山市夜久野町額田地区に位置する実斜面であり、平成21年8月の台風9号に伴う大雨による斜面崩壊(表層崩壊)時の再現解析を試みる。雨水浸透過程は水分特性曲線を van Genuchten 式により簡易に考慮した不飽和浸透現象の有限要素法(図3)により解き、得られた結果をもとに円弧すべりに対する安定性をフェレニウス法により評価した。解析では、図4に示すように降雨の条件を10分毎雨量で取り扱った場合と1時間雨量で取り扱った場合について比較し、降雨強度の取り扱いの違いによって斜面内の飽和度分布(図5に一例を示す)や安全率に違いがみられ、正確な危険度予測には10分間雨量を用いた評価が望ましいことが示された。また、降雨強度だけでなく地盤の物性(透水係数)の影響についても比較検討し、適切な値を設定しなければ正しい解は得られないことが示された。また、降雨終了後についても浸透流解析と円弧すべり解析を実施することで、安全率が1.0まで回復する時間を計算した。これは交通規制の解除のための判断材料であり、暫定的な指標として用いることができる。しかし、本解析においてはモデル、境界条件、透水係数や不飽和特性などの物性値について、今後現場における詳細な地質調査や土質試験を行い再度検討する必要があると考えられる。

3.3 まとめと今後の展望

WG2の2年目の活動状況と成果をまとめた。本年度は、不飽和地盤の浸透・変形連成解析手法のベースとなる不飽和土のモデルの検証と地盤の雨水浸透・変形・破壊メカニズムの更なる解明を進めるとともに、豪雨時の斜面の浸透・変形・破壊・流動解析を遂行する際に必須となる飽和・不飽和浸透流解析の適用性やフェレニウス安定解析法と組み合わせた簡易な斜面安定性評価手法の有効性が示された。次年度は昨年度と本年度の研究成果をさらに発展させた数値解析とWG2の参加各グループが鋭意開発を進めている力学モデルや数値解析コードにより新たな知見が得られるものと大いに期待される。

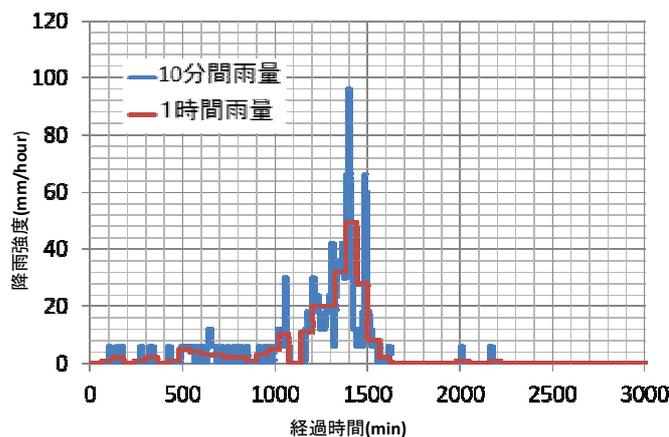


図4 降雨条件(平成21年8月の斜面崩壊前後)

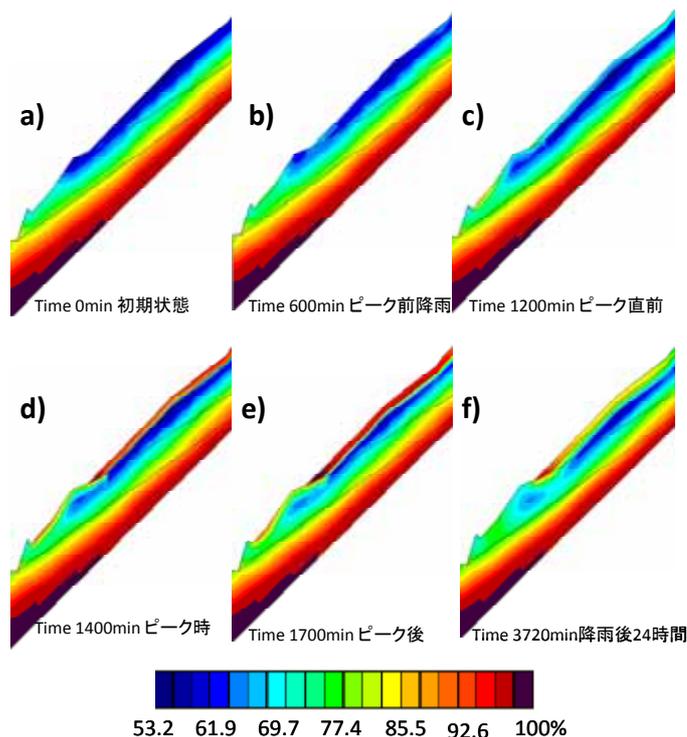


図5 斜面内の飽和度分布の時系列変化(10分間雨量, 透水係数 $k = 1.0 \times 10^{-3}$)

4章 評価ワーキング（WG3）の報告（要約版）

4.1 はじめに

道路防災総点検は、過去30年間に10回実施されている。これらの結果は、一種のデータベースであるが、当該年度の点検以外に用いられることは希であった。しかし、道路防災総点検の対象となった斜面は、災害の発生の確立が高いと判断されるものである。実際に、道路防災総点検の対象となった斜面は災害の発生件数が多い。したがって、道路防災総点検によって得られた斜面の情報を効果的に活用できれば、道路斜面の安定度を効率的に評価できると考えられる。本WGではこの点に着目し、蓄積された道路防災総点検の情報を、人工知能技術の一つである自己組織マップ（以下、SOM）を用いて分析した。その結果、斜面の特徴に応じたクラスタリングや災害との関係、災害と密接に関連する因子の抽出などが可能であることを明らかにした。しかしながら、道路防災総点検の情報は定性的なものである。このため、この研究プロジェクトが目的としている、土砂災害警報情報の高精度化・判断支援システムの構築、現場斜面の崩壊シナリオの分析および対策工の提案といった課題に対しては、何らなの定量的な指標を導入することが必要である。

このような観点から、定性的な指標を使って定量的な評価を可能とする数量化Ⅱ類とSOMを組み合わせることにより、道路斜面に対する新たな安定性評価手法を開発することを平成23年度の具体的な研究目標とする。

4.2 提案手法の概要

4.2.1 自己組織化マップの概要

SOMは競合学習型ニューラルネットワークの一種であり、入力層と出力競合層の2層から成っている。高次元データの分類・解析に効果的な技術として知られており、図-1に示すように高次元のベクトル集団を2次元に写像し、視覚的に理解しやすくすることができる。つまり、似ているベクトルは2次元のマップ上の近い位置に配置され、似ていないベクトルは遠い位置に配置されるという特徴を持つ。これにより、高次元ベクトルの集団であっても、特徴の類似したもの同士を容易抽出することが可能となる。

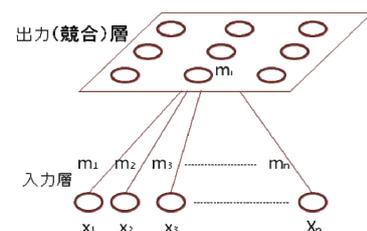


図-1 SOMの構造

4.2.2 数量化Ⅱ類の概要

数量化Ⅱ類は性質的な要因から性質的な外的基準を予測するための判別分析の一種である。つまり、道路斜面においては表-1の上表のようなデータから、下表に示したカテゴリースコアと判別区分点を算出する手法である。このカテゴリースコアと判

表-1 カテゴリースコアと判別区分点

道路斜面	道路斜面の特徴				外的基準
	地形	集水地形	無し	高さ	
1	1	0	...	H ≥ 30	崩壊
2	0	1	...	30 > H	崩壊
...
n	1	0	...	0	1

カテゴリースコア	地形		...	高さ	
	集水地形	無し		H ≥ 30	30 > H
	b ₁₁	b ₁₂	...	b _{n1}	b _{n2}

判別区分点	P
-------	---

別区分点が抽出基準となる。カテゴリースコアは項目毎の重みのようなものであり、道路斜面毎に該当する項目のスコアを足し合わせることによって道路斜面の危険度が算出され、その危険度と判別区分点を比較することにより、その斜面が崩壊を起こすかどうか判定される。

4.2.3 提案手法の概要

図-2 は数量化Ⅱ類のみを使った従来型の評価手法と併せて提案手法を示している。通常、崩壊斜面（Xヶ所）と非崩壊斜面（Yヶ所）の情報を一つの集まりとして数量化Ⅱ類に適用し、抽出基準が作成される。しかし、崩壊斜面の特徴は必ずしも一種類ではない。そこで、提案手法では、まず崩壊斜面に対して SOM を適用する。そして、崩壊斜面の特徴に応じて崩壊斜面 Xヶ所を複数のクラスタに分類する（X_(ヶ所)

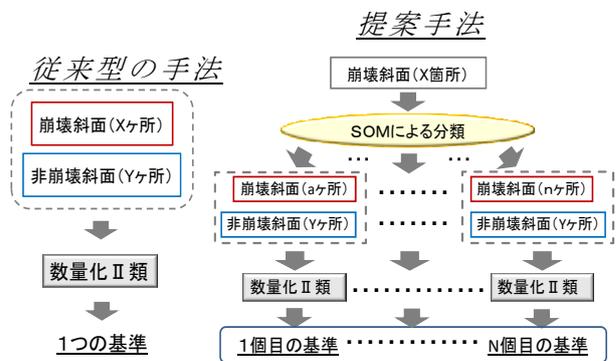


図-2 従来型の手法と提案手法

所) = a + … + n_(ヶ所)。これにより、各クラスタ内の崩壊斜面の特徴は統一される。その結果、斜面の特徴に関して非崩壊斜面とのコントラストが強くなると考えられる。そして、各クラスタの崩壊斜面と非崩壊斜面 Yヶ所の情報を一つの集まりとして数量化Ⅱ類に適用する。その結果、N個の抽出基準が作成される。抽出基準毎に崩壊の危険性が高い斜面が算出される。そして、いずれかの基準に1つでも崩壊の危険性が高いと判断された斜面すべてを危険性の高い斜面として判断する。

4.3 提案手法の適用性

4.3.1 解析資料

本研究では H8 年度防災総点検の実施された道路法面（切土）のうち、以下の調査結果を使用した。

① 国道の道路斜面 511ヶ所（うち、崩壊 115ヶ所）

② 舞鶴若狭自動車道の道路斜面 128ヶ所（うち、崩壊 8ヶ所）

また、表-2 で示した評価項目については H8 もしくは H13 年度防災総点検で実施されたデータを使用した。舞鶴若狭自動車道についてはすべての道路斜面に対して、防災総点検が実施されている。国道に関しては以下の条件にあてはまる道路斜面に対して、防災総点検が実施されて

表-2 道路斜面の評価項目

崩壊性の地形 (集水地形、脚部侵食etc)	2つ以上(もしくは崖錐)
	1つ
	0
崩壊性の土質	顕著
	やや顕著
	該当せず
崩壊性の岩質	顕著
	やや顕著
	該当せず
流れ盤	該当
	該当せず
不透水性基板上の土砂	顕著
	やや顕著
	該当せず
表土及び浮石・転石	不安定
	やや不安定
	安定
湧水状況	湧水有
	しみ出し
	無し
法面の被覆状況	裸地～植生
	複合
	構造物
道路斜面の高さ	H ≥ 50
	50 > H ≥ 30
	30 > H ≥ 15
	15 > H

いる。

4.3.2 検討ケース

研究では、3つのケースについて解析を行ったが、本稿では、Case3を紹介する。

【Case2】教師用データ…	国道	62ヶ所（うち、崩壊	81ヶ所）
	舞鶴若狭自動車道	90ヶ所（うち、崩壊	6ヶ所）
検証用データ…	国道	27ヶ所（うち、崩壊	34ヶ所）
	舞鶴若狭自動車道	38ヶ所（うち、崩壊	2ヶ所）

4.3.3 従来型の方法による結果

表-3 は教師データに従来型の手法を適用して得られた結果を示している。ここで実績群とは実際の事象であり推定群とは数量化Ⅱ類によって判断されたそれを示している。例えば、実績群が崩壊、推定群が非崩壊は当該斜面が実際には崩壊しているのに数量化Ⅱ類の推定では非崩壊と判断したことを示している。表-3 から数量化Ⅱ類では実際に崩壊している斜面 26ヶ所のうち 20ヶ所(76.9%)を崩壊と判断している。次に、検証データを抽出基準 A に適用すると表-4 の推定結果が得られる。実際に崩壊している斜面 11ヶ所中 7ヶ所(63.6%)を捕捉できている。当然のことながら教師データに対する推定精度よりも低下している。

表-3 推定結果(教師データ, 抽出基準A)

		実績群		
		全体	非崩壊	崩壊
推定群	全体	152	126	26
	非崩壊	111	105	6
	崩壊	41	21	20

表-4 推定結果(検証データ, 抽出基準A)

		実績群		
		全体	非崩壊	崩壊
推定群	全体	65	54	11
	非崩壊	49	45	4
	崩壊	16	9	7

4.3.4 提案方法による結果

次に同じデータに対して提案手法を適用する。まず、崩壊斜面をその特徴に応じて複数個のクラスタに分類するため、教師データに対して SOM を適用する。図-3 は教師データに対する自己組織化マップを示している。図から分かるように4つのクラスタに区分される。このことは崩壊斜面の特徴は主に4種類に大別できることを意味している。そして、各クラスタの崩壊斜面と教師データの非崩壊斜面 126ヶ所を一つの集まりとして数量化Ⅱ類に適用することにより、4つのクラスタから4つの抽出基準 B~E を作成した。教師データ段階における抽出基準 B~E の推定結果を表-5~8 に示す。抽出基準 B~E は実際に崩壊している斜面のすべてを捕捉できている。このことから教師データの段階では、従来の手順で作成された抽出基準 A よりも精度が高いことが分かる。表-9 は検証データに対し提案手法を適用した結果を示している。表-3 の結果と比較すると、提案手法は 11ヶ所中 9ヶ所(81.8%)を捕捉できている。また、崩壊と推定した斜面の数は従来型の手法が 16ヶ所であるのに対し提案手法は 25ヶ所である。このことは危険性の高い斜面を安全側に評価していることを示している。また、実績群で非崩壊でありながら崩壊と推定した箇所が 16ヶ所ある。これは斜面の持つ特徴としては崩壊する斜面と判断されたことを示している。すなわち潜在的に崩壊の危険性を有す

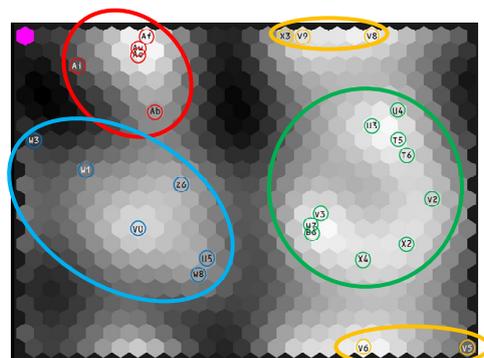


図-3 教師データの SOM

る斜面である。

表-5 推定結果(教師データ, 抽出基準B)

		実績群		
		全体	非崩壊	崩壊
推定群	全体	131	126	5
	非崩壊	97	97	0
	崩壊	34	29	5

表-6 推定結果(教師データ, 抽出基準C)

		実績群		
		全体	非崩壊	崩壊
推定群	全体	132	126	6
	非崩壊	122	122	0
	崩壊	10	4	6

表-7 推定結果(教師データ, 抽出基準C)

		実績群		
		全体	非崩壊	崩壊
推定群	全体	131	126	5
	非崩壊	124	124	0
	崩壊	7	2	5

表-8 推定結果(教師データ, 抽出基準E)

		実績群		
		全体	非崩壊	崩壊
推定群	全体	136	126	10
	非崩壊	126	126	0
	崩壊	10	0	10

表-9 推定結果(検証データ, 抽出基準B~E)

		実績群		
		全体	非崩壊	崩壊
推定群	全体	65	54	11
	非崩壊	40	38	2
	崩壊	25	16	9

4.4 提案手法の適用性

WG3 では数量化Ⅱ類と SOM を併用する手法を提案し、その適用性について検証した。以下に得られた知見を示す。

- ・ 自己組織化マップで崩壊斜面をクラスタリングした後に数量化Ⅱ類を適用すると推定精度が高くなる。
- ・ 自己組織化マップと数量化Ⅱ類を組み合わせることにより、個々の道路斜面に対して安定度を定量的に評価できる
- ・ 提案手法は崩壊の危険性の高い斜面の抽出において安全側の評価を与える。
- ・ 本研究で提案した安定度評価方法は有効である。

道路付帯施設、情報管理施設のアセットマネジメントに関する検討

■調査の必要性

道路情報板やITV等の道路付帯施設・設備の設置数は膨大であり、日常の点検の費用負担は増加し、補修・更新費用総額が土木施設の維持管理費用総額に占める割合は少なくない。したがって、その最適な点検間隔及び期待ライフサイクル費用を最小化する予防保全戦略を立案することは極めて要請の高い課題である。

従来のアセットマネジメントは土木施設本体に主眼が置かれ、道路付帯施設、情報管理施設に特化したアセットマネジメント(最適点検間隔、LCC評価、リスク定量化)研究はなされていない。

■研究の概要

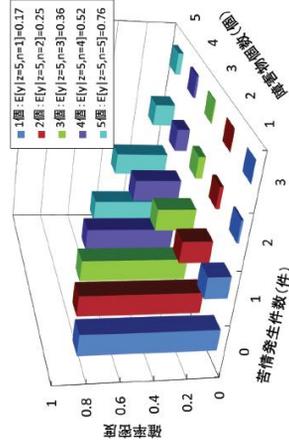
平成23年度は特に滋賀国道事務所との打ち合わせを踏まえ、道路障害物発生リスクと巡回間隔の問題に取り組んだ。具体的には、障害物と苦情の階層的発生過程をモデル化し、リスク管理水準を満足する道路巡回間隔を検討した。さらに道路巡回業務を支援するシステムのプロトタイプを開発した。

■H23年度の成果

- ・障害物と苦情の発生過程のモデル化(階層的隠れポアソンモデル)
- ・障害物発生リスク(VaR指標)を考慮した最適巡回間隔の決定
- ・iPadを用いた道路巡回業務支援システムのプロトタイプの開発

■H24年度の研究内容

- 道路巡回に代表される維持管理業務の効率化を目指して、
- ・障害物・苦情発生リスクと巡回費用を考慮した最適巡回政策の検討
- ・iPad2による道路巡回業務支援システムの試験的導入、を実施する。



プロジェクトのフロー

道路付帯施設(情報管理施設)

施設の点検、維持管理業務に関する実態調査

道路巡回履歴データベースの構築

道路障害物発生過程のモデル化

障害物発生過程のモデル化
ポアソン過程を基本とする障害物発生過程の推計
(ランダム比例ポアソンモデル)

障害物と苦情の発生過程
のモデル化(階層的隠れポ
アソンモデル)

道路巡回業務支援システ
ムの開発(iPad2)

最適道路巡回政策
(リスクと費用を考慮)

業務フロー全体の効率化
(ロジックモデル)

アセットマネジメント手法の実証分析
業務支援システムの提案

平成 22 年度

平成 23 年度

平成 24 年度

道路付帯施設、情報管理施設のアセットマネジメントに関する検討

■H23年の研究概要

障害物と苦情の発生過程のモデル化

○障害物と苦情の階層的発生過程のモデル化(階層的隠れポアソンモデル)
道路巡視・巡回整備時における障害物の発生過程をポアソン発生モデルにより定式化し、さらに、その影響が苦情のポアソン発生過程に影響を及ぼすようにモデル化を行う。このことにより、障害物と苦情の

○分析の手順

- ①維持管理業務と苦情に関する作業履歴の電子データベース化
 - ②ランダム比例ポアソンモデルによる障害物発生過程の推計、障害物発生要因の統計的分析
 - ③日常の巡回作業データと苦情データを用いた階層的ポアソン発生モデルの推計
- 分析の対象路線

滋賀国道事務所管内一般国道、全線264.5km
(1号線、8号線、21号線、161号線)

道路巡回業務支援システムのプロトタイプの開発

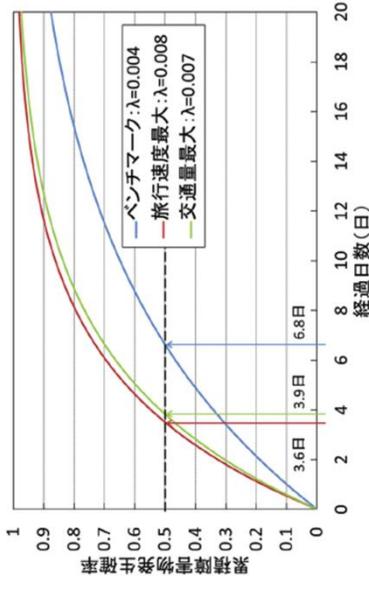
○開発の手順

- ①道路巡回業務のフロー検討
(岐阜国道事務所への視察等も含む)
- ②点検項目とシステムへの入力項目の整理
- ③システムプロトタイプの開発と実装時の課題抽出
- ④道路巡回業務のロジックモデルの提案

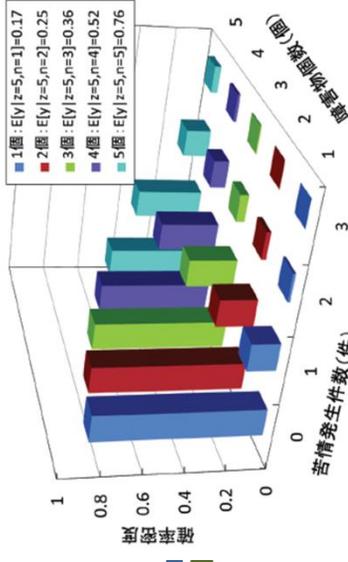
■本研究で得られた成果

- ・作業履歴の電子データベース化
維持作業日誌(巡回巡視日誌、巡回整備日誌)
- ・障害物と苦情の発生過程のモデル化
(階層的隠れポアソンモデルに基づく)
- ・障害物発生リスクを考慮した最適巡回間隔の決定
- ・道路巡回業務支援システムのプロトタイプ
- ・道路巡回業務のロジックモデル

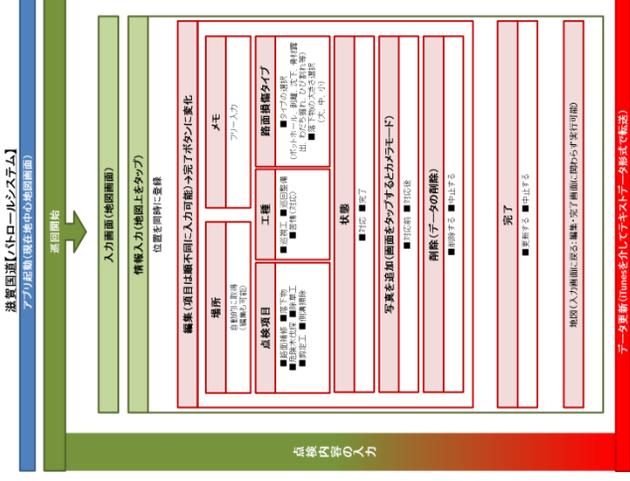
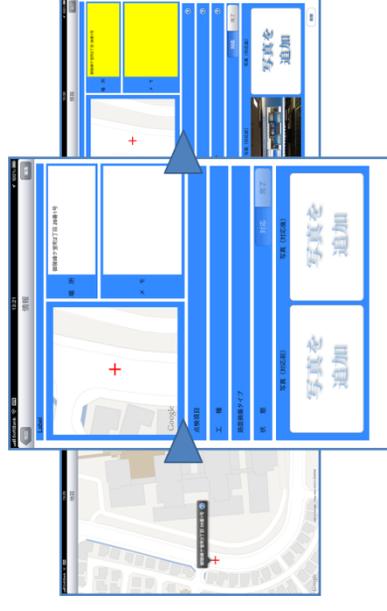
道路障害物の累積発生確率



障害物・苦情発生確率分布



プロトタイプの作業画面の一例



橋梁細部における海塩粒子の付着量推定と腐食劣化予測手法の検討

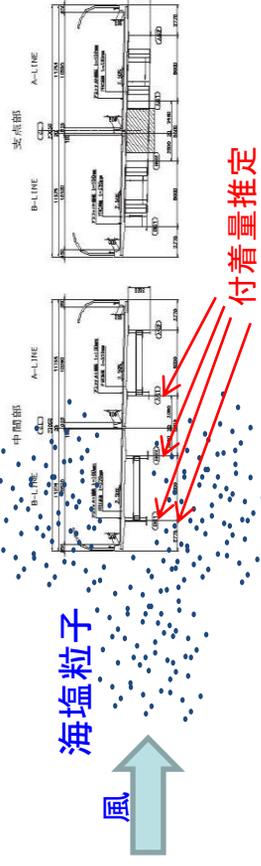
■調査の必要性

国道42号古座大橋など、沿岸部の道路橋が塩害を被る損傷例が多数発生している。塩害発生後の、脱塩と補修には相当予算の確保が必要であり、橋梁の各部位に付着する塩分量が予測できれば、的確な塩害対策が可能となる。

また、腐食が進行している鋼橋を見れば、部位によって進行状況は全く異なり、橋梁位置周辺の環境因子だけでは、腐食の程度を十分に説明できない。この要因として、海塩粒子の付着量が部位により異なることが考えられる。橋梁各部位への海塩粒子の付着量を正確に推定することにより、的確な補修を行うことができる。

■調査の内容

- ① 現地観測による海岸部の橋梁各部位別の飛来塩分付着量、腐食の進行状況、ならびに風向・風速、降水、降水量、飛来塩分量の調査
- ② CFD解析による橋梁周囲の流れ場の推定
- ③ 現地観測、CFD解析に基づく、風速場と飛来塩分付着量の関係の解明
- ④ 風洞実験、屋外実験による海塩粒子の付着メカニズムの解明
- ⑤ 降水による洗浄効果、素材の違いによる付着率の評価
- ⑥ 橋梁各部位における海塩粒子付着量の評価モデルの構築、および腐食劣化の進行の評価方法の検討



海塩粒子

風

付着量推定



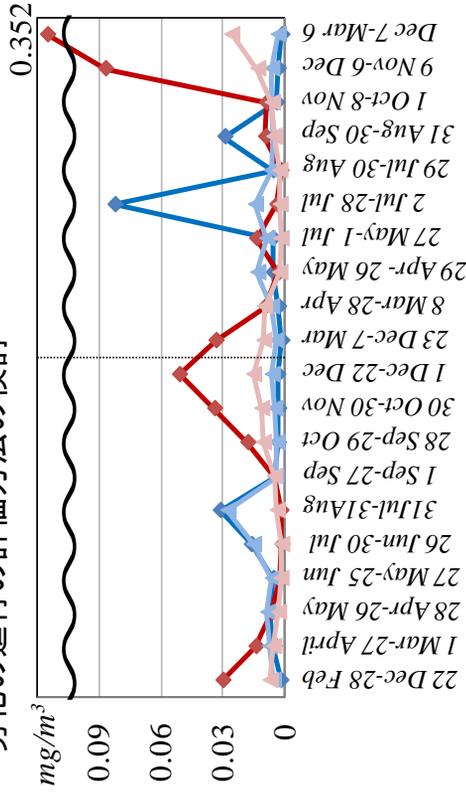
大鳴門橋



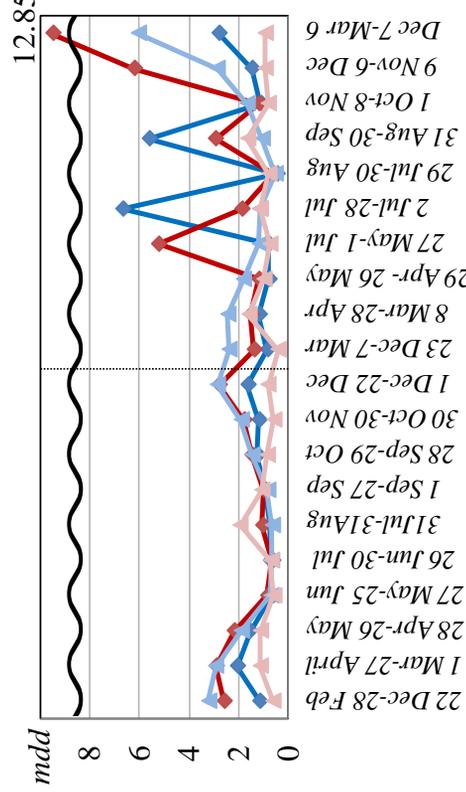
天鳥橋



飛来塩分捕集器と内部が一ゼ



大鳴門橋飛来塩分濃度観測結果



大鳴門橋mdd観測結果

橋梁細部における海塩粒子の付着量推定と腐食劣化予測手法の検討

■平成22年度の研究成果

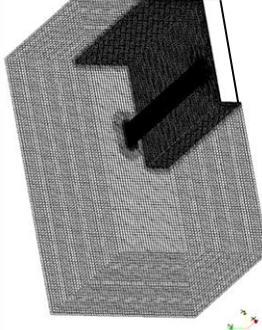
- ① 飛来塩分を捕集するために円筒型飛来塩分捕集器を試作し、観測を行うことで飛来塩分濃度を評価した。
- ② 海塩粒子の移流拡散を計算するために、CFD解析で流れ場を算出したあとに、流れ場を用いて濃度拡散方程式を解き付着量を試算した。
→乱流エネルギー k の過大評価、メッシュ依存性のさらなる検討が必要。
- ③ 実験から降水による付着塩分の洗浄効果が確かに存在することが判明した。気象データと、その効果を含めた簡易モデルを用いたCFD解析の結果から、大鳴門橋主塔回りでの付着塩分量の計算を行い、現地観測の結果に近い傾向が得られた。

■平成23年度の研究成果

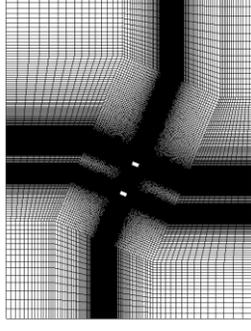
- ① 前年度に引き続き円筒型飛来塩分捕集器を用いて、現地観測により飛来塩分濃度を評価した。
- ② 降水による付着塩分の洗浄効果について実験を行った結果、洗浄効果が表面性状によって異なることを確認した。
- ③ CFD解析、現地観測、気象観測データを基に付着塩分量の簡易計算モデルを作成し、実橋梁における付着量を試算した結果、オーダー、付着傾向が概ね一致した。しかし計算精度は十分であるとは言えず、今後改善する必要がある。
→橋梁周囲の流線図から周辺地形の再現、海塩濃度分布の解明が必要。

■平成24年度の研究内容

- CFD解析の精度向上（格子分割・周辺地形の再現）
- 海塩粒子の付着機構の解明
- 橋梁周囲の飛来塩分濃度の評価
- ACMセンサによる周辺環境（降雨・湿度）と付着塩分量の時間変化の詳細な調査
- 円筒型飛来塩分捕集器の捕集性能の評価
- 橋梁の維持管理戦略へのロードマップ

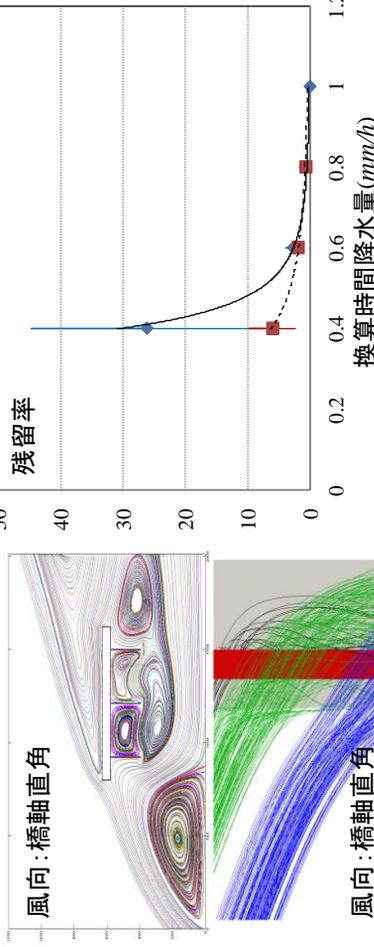


天鳥橋格子分割



大鳴門橋格子分割

◆ I字鋼（仕様C-5差装系）
■ トタン板

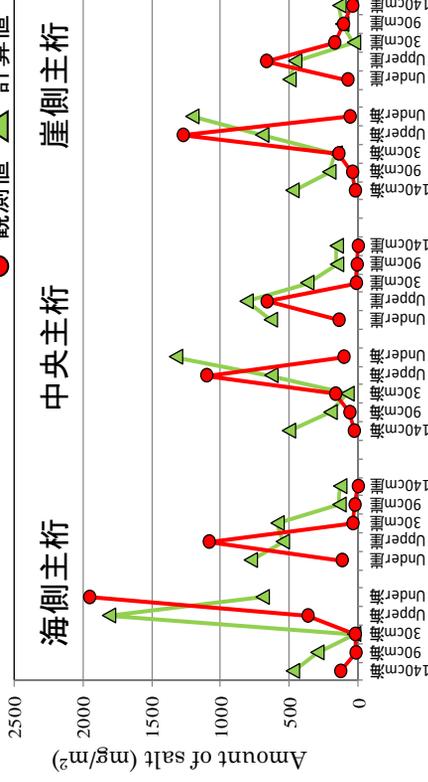


風向：橋軸直角

風向：橋軸直角より22.5°

洗浄効果測定実験

● 観測値 ▲ 計算値



天鳥橋付着塩分量計算結果(11月)

アーチカルバートを連続的に含む景観性に優れた盛土構造の耐震性能評価と 災害復旧に関する研究

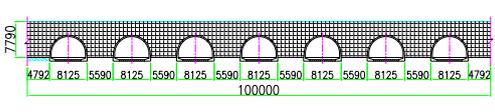
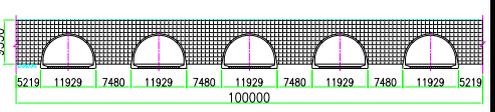
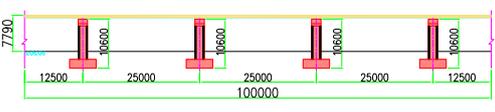
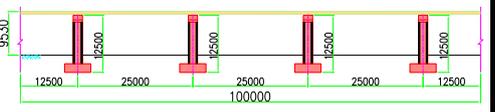
平成 23 年度成果概要と平成 24 年度計画概要

平成 23 年度成果概要

1. 連続プレキャストアーチカルバート盛土の耐震性に関する検討（官・学）：添付資料
 - ・ 遠心力模型実験，数値解析による検討
 - ・ ボックスカルバート vs 剛結アーチ vs 2 ヒンジアーチの比較（遠心模型実験および再現解析）
 - ・ 低盛土，高盛土で比較．横断方向に関する検討．
 - ・ （結果）ボックスカルバートでは，盛土と一体性という前提は成り立ちにくい．
 - ・ （結果）分割タイプ（2 ヒンジ）は，盛土との一体性は高い．
 - ・ （結果）一定以上の土被りがあれば，ヒンジの有無が構造物全体への影響は少ない．
 - ・ カルバート縦断方向に関する動的遠心実験
 - ・ （結果）壁面土圧の挙動は，壁面の変位モードから説明が可能．
 - ・ （結果）カルバートの縦断方向に接合により，圧縮・引張が交互に生じることとなる（一体型）．分離型は，引張はほとんど発生しない．
2. アーチ盛土工法におけるアーチカルバートの応力・変形挙動について（産・官）：添付資料
 - ・ 奈良国道管内での現場計測の実施．
 - ・ 計測項目：変位，鉄筋ひずみ，土圧
3. 3 ヒンジアーチカルバートによる連続アーチ盛土の施工手順の整備
4. 東北地震での被害状況の整理

平成 24 年度実施計画

1. 大型実験および数値解析による連続アーチカルバート盛土の設計規範の構築に関する研究（官・学）
 - ・ 遠心実験
 - ・ 大型実験
 - ・ 現地計測結果の分析
2. 計測による多ユニットアーチカルバートの応力・変形挙動（官・産），対策検討
3. 継ぎ手性能に関する試験（産）

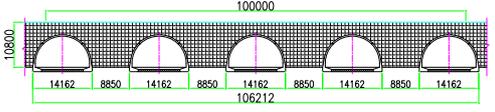
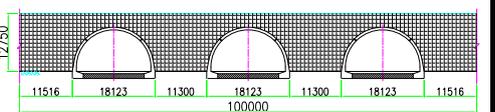
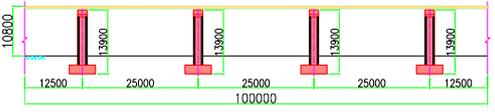
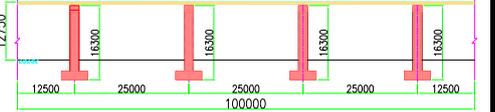
		ケース1(高架橋高さ7.79m)	ケース2(高架橋高さ9.53m)	
条件	アーチ盛土			
	橋梁			
概算工事費(千円)	幅員2車線 B=9.50m	アーチ盛土	111,000 (117/橋面m ²)	128,000 (135/橋面m ²)
		橋梁	223,000 (235/橋面m ²)	230,000 (242/橋面m ²)
	幅員4車線 B=18.25m	アーチ盛土	190,000 (104/橋面m ²)	219,000 (120/橋面m ²)
		橋梁	429,000 (235/橋面m ²)	443,000 (243/橋面m ²)

主な積算基準

- ・アーチ盛土:Modularch工法協会積算マニュアル
- ・橋梁:旧JH(NEXCO)工事実施計画単価

その他条件

- ・直接基礎(良質地盤)
- ・延長100mあたり、橋梁本体のみ

		ケース3(高架橋高さ10.80m)	ケース4(高架橋高さ12.75m)	
条件	アーチ盛土			
	橋梁			
概算工事費(千円)	幅員2車線 B=9.50m	アーチ盛土	164,000 (173/橋面m ²)	194,000 (204/橋面m ²)
		橋梁	238,000 (251/橋面m ²)	253,000 (266/橋面m ²)
	幅員4車線 B=18.25m	アーチ盛土	283,000 (155/橋面m ²)	334,000 (183/橋面m ²)
		橋梁	456,000 (250/橋面m ²)	486,000 (266/橋面m ²)

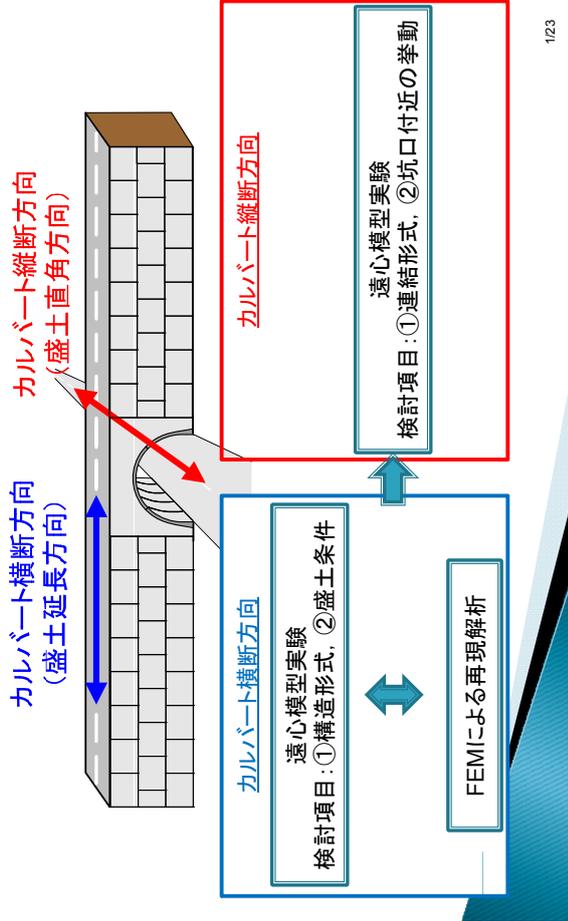
主な積算基準

- ・アーチ盛土:Modularch工法協会積算マニュアル
- ・橋梁:旧JH(NEXCO)工事実施計画単価

その他条件

- ・直接基礎(良質地盤)
- ・延長100mあたり、橋梁本体のみ

本研究の流れ



米原バイパス連続プレキャストアーチカルバート盛土の耐震性に関する検討業務

京都市工科大学研究科都市社会工学専攻
京都市工科大学研究科社会基盤工学専攻

カルバートの構造形式

構造形式	従来型カルバート	ヒンジ式アーチカルバート
断面の大きさ と用途	剛性ボックス ・~6.5m (剛性ボックス) ・~8m (剛性アーチ) → 中小規模の水路、道路	2ヒンジ式 3ヒンジ式 ・6m~(2ヒンジ) ・8m~(3ヒンジ) → 比較的大規模な水路、道路
工法の特徴	現場打ち、プレキャスト ・剛構造	プレキャスト ・たわみを許容した柔構造
設計基準	道路土工 カルバート工指針	独自マニュアル対応

同じ道路用カルバートでも異なる設計基準

従来型カルバートの耐震設計

これまで…… 中小規模構造物であり、耐震性の優先度は高くない

- ① カルバートは周辺の盛土と一体化して挙動(→耐震設計は省略)
- ② 兵庫県南部地震、新潟県中越地震でもカルバート函体本体の損傷は軽微
→地震時には崩壊した盛土の復旧を行えばよい
- ③ カルバート縦断方向の地震時挙動については曖昧なまま



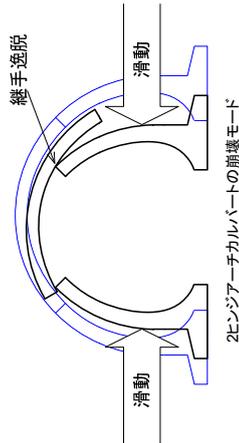
カルバート工指針の適用範囲外
(大断面, 高盛土条件下)での施工の増加

盛土との一体性という前提が成り立たない可能性!

ヒンジ式アーチカルバートの耐震設計

検討課題

- ① ヒンジ部分に着目した局所的な安定性の検討
- ② ヒンジ部分が盛土構造物全体の耐震性に与える影響



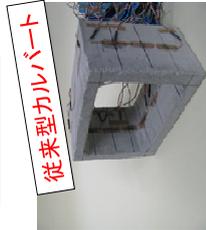
カルバート変形が大きくなり、部分的な破壊がカルバート全体の崩壊につながる可能性

工法ごとに個別に耐震性の検討を実施
(応答変位法による骨組み構造解析)

現状ではカルバート工指針の適用範囲外、独自マニュアルで対応

カルバート横断方向の動的遠心実験

カルバート模型



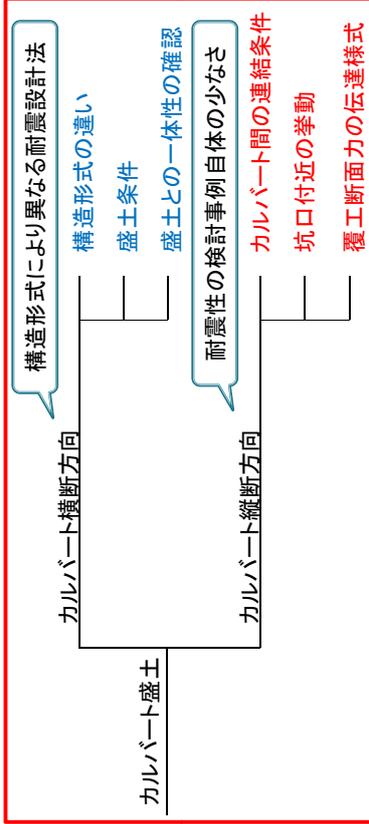
- (a) ボックスモデル (b) 剛結アーチモデル (c) 2ヒンジアーチモデル
- 実験ケース カルバートの構造形式と盛土条件を変えた計8ケース

	低盛土 / 盛土のみ	低盛土 / ボックス	低盛土 / 剛結アーチ	低盛土 / 2ヒンジアーチ
低盛土	100(5.0)	100(5.0)	100(5.0)	100(5.0)
高盛土	150(7.5)	100(5.0)	100(5.0)	100(5.0)

模型寸法 mm ()内はプロトタイプ寸法 m

カルバートの地震時挙動に関する課題

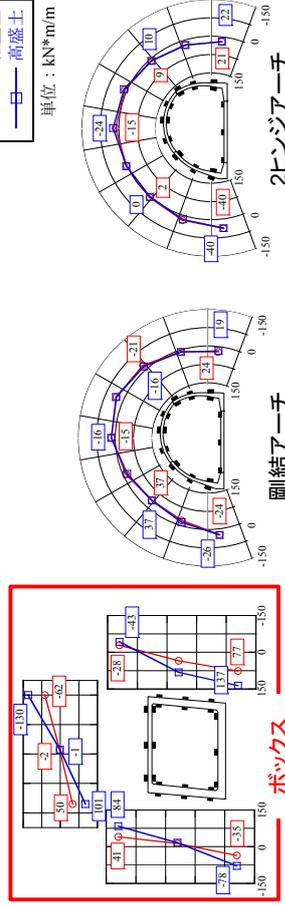
本研究の対象



カルバート盛土の基本的な地震時挙動の把握

実験結果 (パルス波400gal入力時)

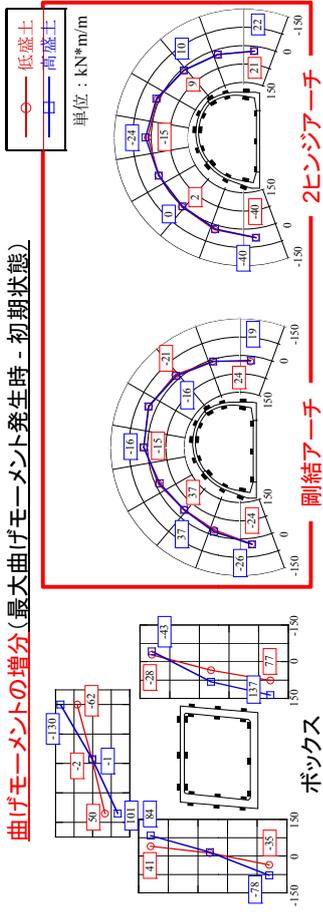
曲げモーメントの増分(最大曲げモーメント発生時 - 初期状態)



ボックスカルバート: 地震時にも盛土高に比例して曲げモーメントが増加

全体剛性の高いボックスカルバートでは局所的な変形が発生する可能性

実験結果 (パルス波400gal入力時)



高盛土条件の施工において、アーチ効果により曲げモーメントの発生を抑えられ、地震荷重の影響を小さく見積もることができる

遠心模型実験に対する再現解析

カルバートのモデル化

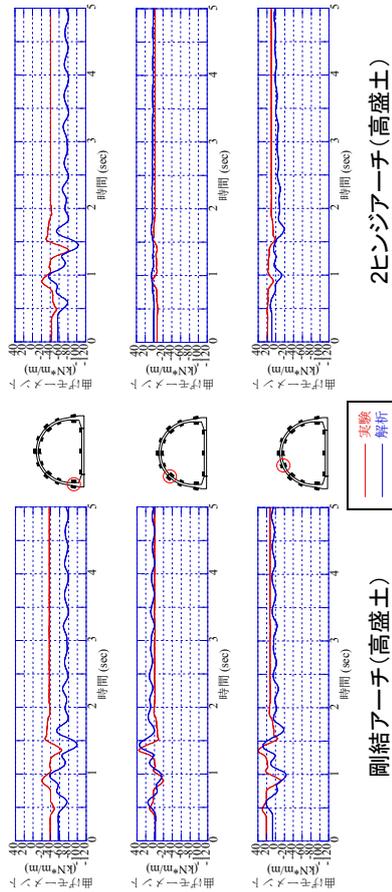
— ビーム要素
— ジョイント要素

(a) ボックスモデル (b) 剛結アーチモデル (c) 2ヒンジアーチモデル

構成モデル カルバート覆工: AFD model 盛土, 基礎地盤: subloading t_{ij} model

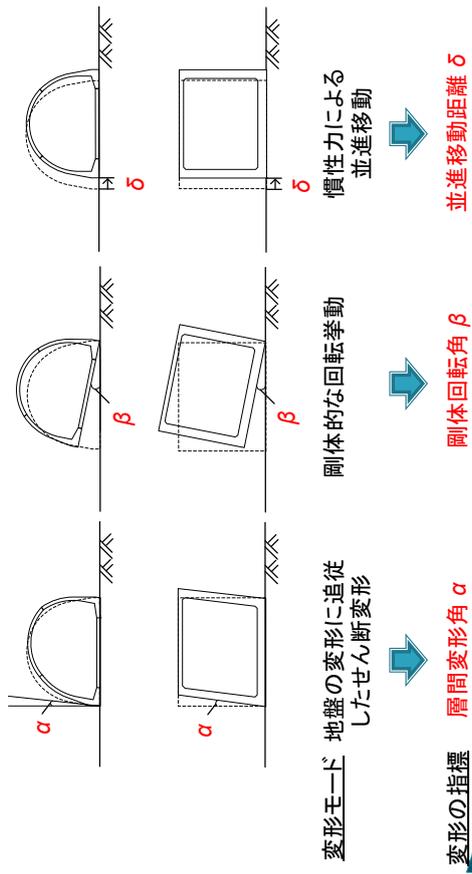
モルタル	ヤング率 E (kN/m ²)	1.98×10^7	単位体積重量 γ (kN/m ³)	15.76
	圧縮強度 f_c (N/m ²)	4.92×10^4	破壊時の主応力 M_f	3.2
	引張り強度 f_t (N/m ²)	5.76×10^3	ポアソン比 ν	0.3
	ポアソン比 ν	0.180	静止土圧係数 K_0	0.5
鉄筋	ヤング率 E (kN/m ²)		間隙比 e_0	0.64
	降伏強度 f_y (N/m ²)	十分に小さな値	圧密係数 λ	0.012
	ポアソン比 ν		膨脹指数 k	0.0025
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	19.35	減衰定数 h	0.05
	減衰定数 h	0.05		

実験結果との比較 ~ 曲げモーメント ~

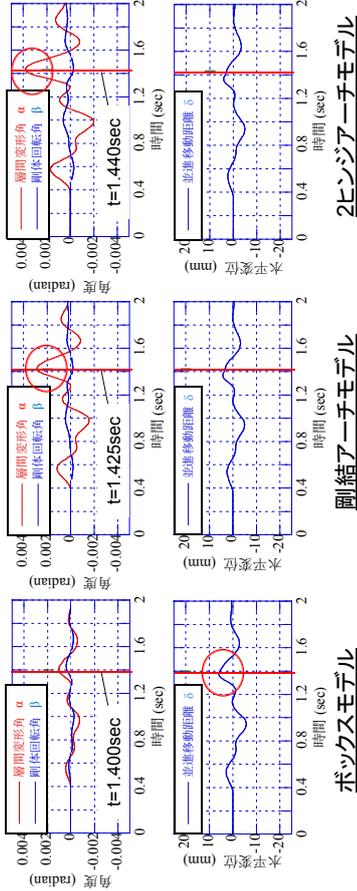


- ・肩部におけるヒンジの有無による影響を適切に表現できている。
- ・初期値は実験と解析で若干の乖離(解析は地盤の初期応力状態に大きく影響を受ける)
- ・解析における時刻歴は、加振後もしばらく変動がみられる。

盛土内におけるカルバートの挙動



解析結果～変形モード(高盛土)～



並進移動 ($\alpha, \beta \ll \delta$)

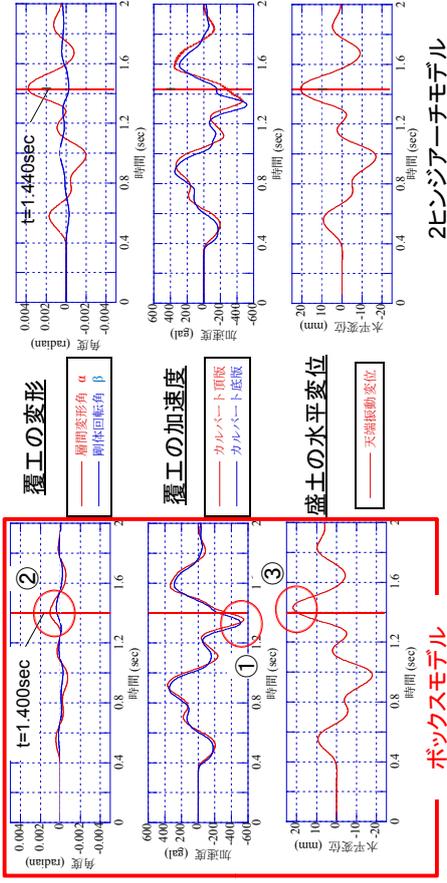
単純せん断変形 ($\beta, \delta \ll \alpha$)

単純せん断変形
剛結アーチよりやや
大きい程度



12/23

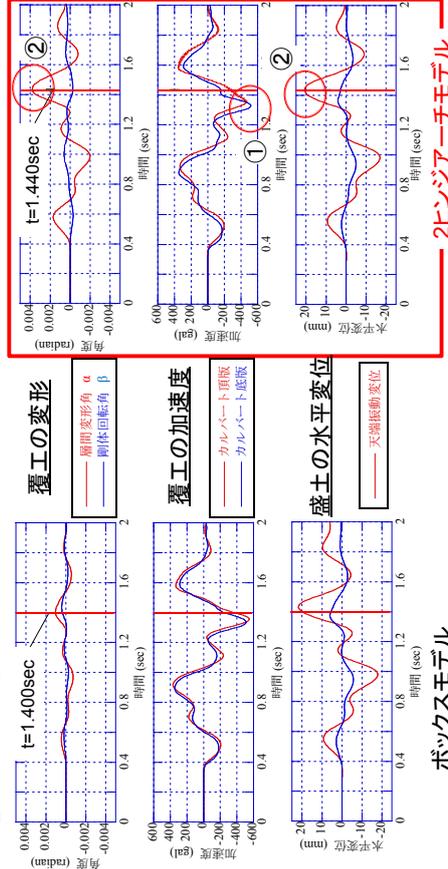
解析結果～盛土との相互作用(高盛土)～



①加速度, ②変形, ③振動変位の順にピークを示す
→盛土との一体性が失われ, 覆工の変形は慣性力の影響が支配的.

13/23

解析結果～盛土との相互作用(高盛土)～

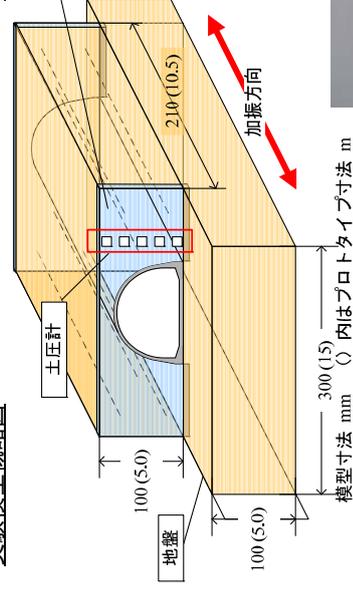


①加速度, ②変形, 振動変位の順にピークを示す
→カルバートと盛土が一体となって挙動.

14/23

カルバート縦断方向の動的遠心実験

実験模型概略図



実験対象



壁面パネル+カルバート盛土



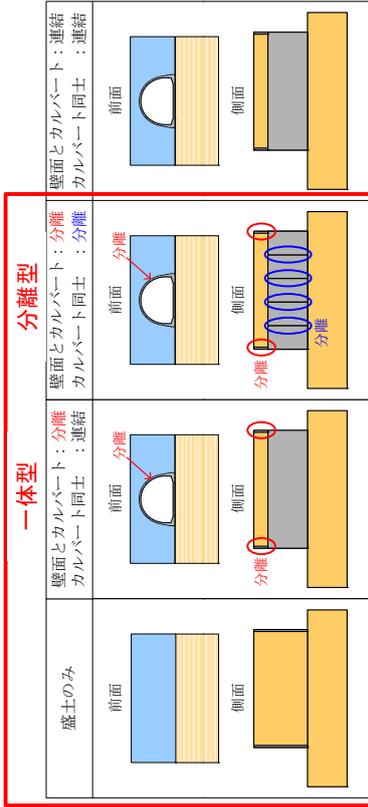
壁面パネル模型

・壁面は一体かつ剛
・両側の壁面は連結部材により等変位条件

15/23

実験ケースと入力波形

実験ケース: 構造形式と入力波形の組み合わせから決定

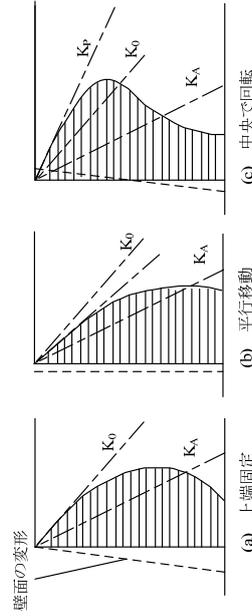


入力波形

- ① ホワイトノイズ (広範囲の周波数帯を含む波) → 固有振動数の把握
- ② パルス波 (正弦波1波) → 基本的な挙動の把握
- ③ 連続波 (振幅一定の正弦波 or 振幅が大きくなる正弦波) → 位相のずれ, 高い応カレレベル

16/23

壁面変位と壁面土圧の関係



壁面の変位モードと壁面土圧の分布形状には相関性¹⁾がある

加振時の壁面土圧と変位の関係

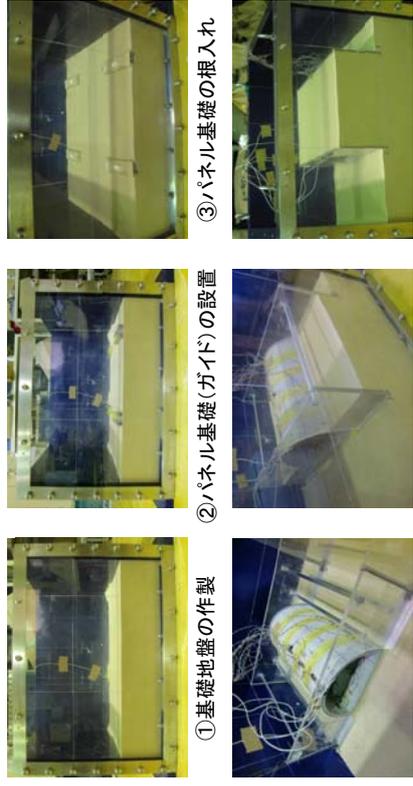
- ① 壁面が主動側に変位した場合土圧は減少, 受動側に変位した場合土圧は増加.
- ② 壁面変位量の小さい位置やすべり線付近において土圧が大きくなる.

1) 山口: 土質力学, pp. 239-245, 1984.

18/23

模型地盤作成の様子

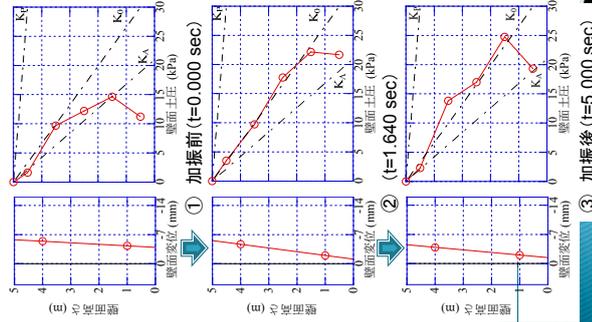
カルバート横断方向の実験と同条件 (乾燥豊浦砂, 相対密度85%) で模型地盤を作成



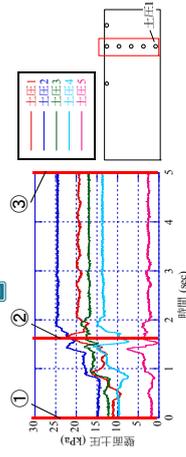
・パネルの基礎部は1cm(0.5m; プロトタイプ寸法)の根入れ状態

17/23

坑口付近の挙動(盛土のみ)



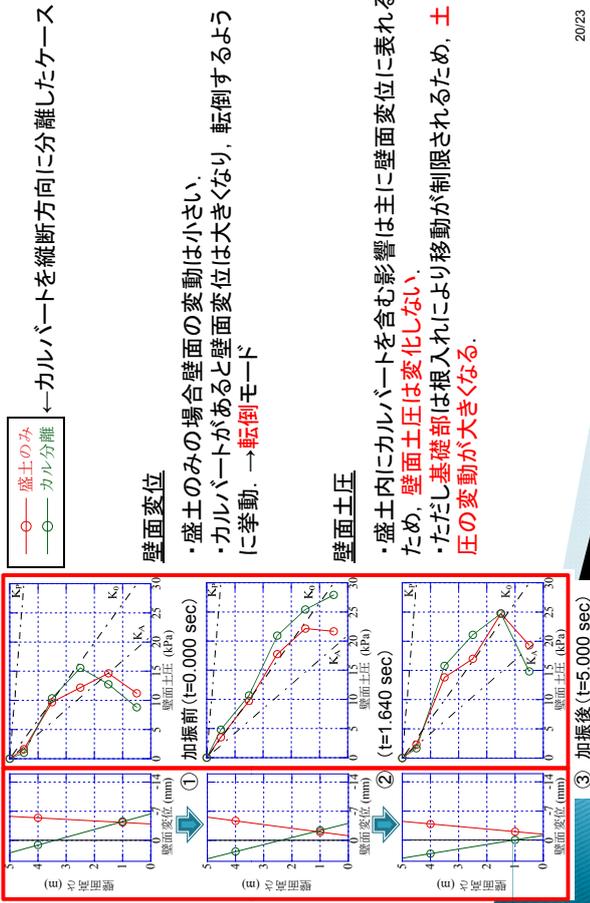
時刻①~③における土圧分布をプロット



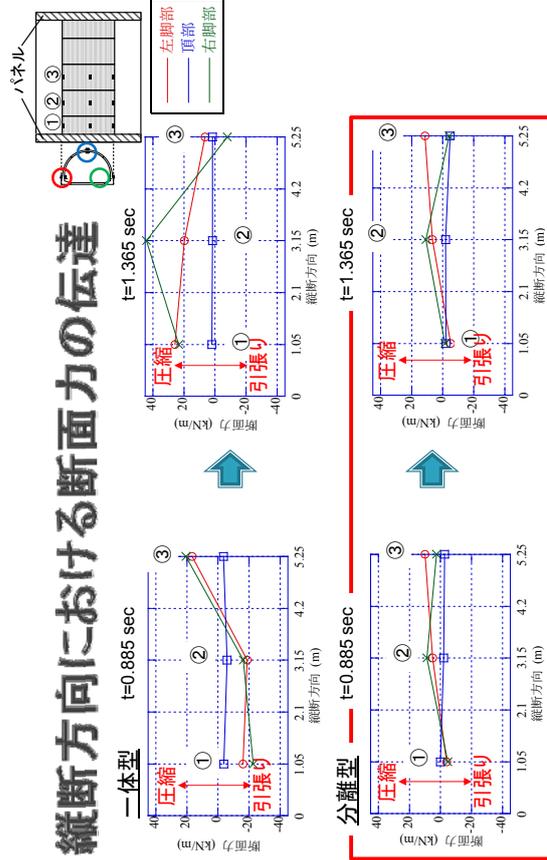
壁面土圧の時刻歴(盛土のみ, パルス波)

19/23

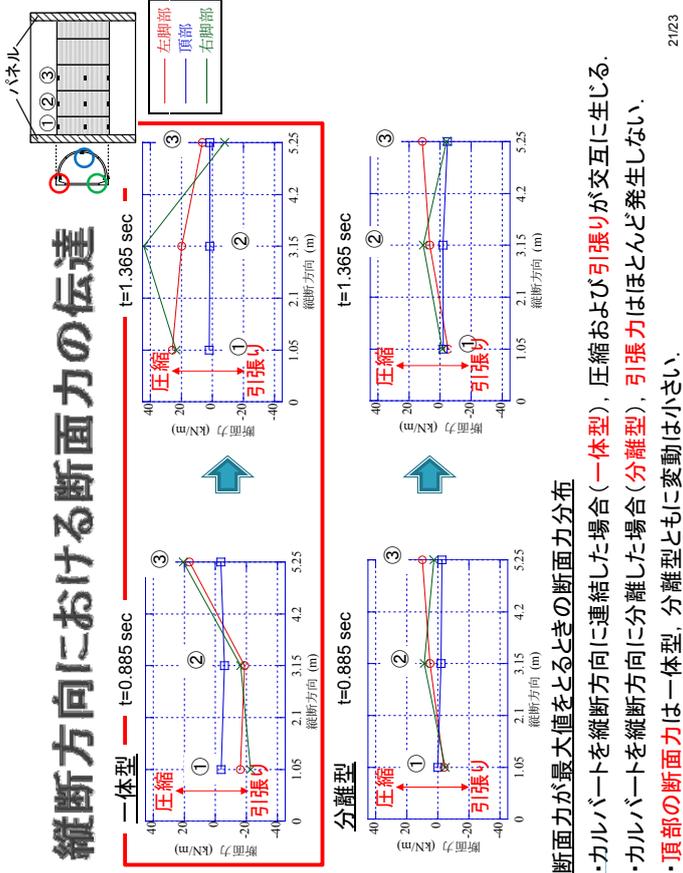
坑口付近の挙動(カルバートの有無の影響)



縦断方向における断面力の伝達



縦断方向における断面力の伝達



本研究のまとめ

カルバート横断方向に関する動的遠心模型実験および再現解析を実施

- ボックスモデルでは盛土との一体性という前提が成り立たない場合がある。
- 2ヒンジアーチモデルは従来のカルバートよりも盛土との一体性は高い。
- 一定以上の土被りがあれば、ヒンジの有無が構造物全体への影響は少ない。

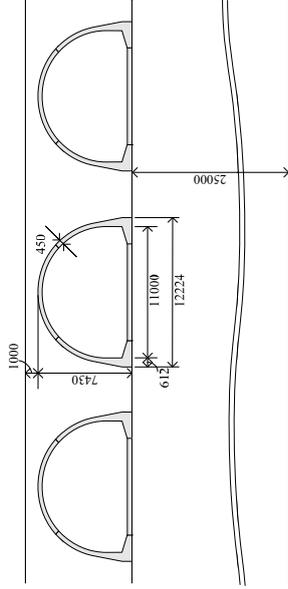
カルバート縦断方向に関する動的遠心模型実験を実施

- 壁面土圧の挙動は壁面の変位モードからある程度説明できる。
- カルバートを含む影響は主に**壁面変位**に表れるため、**壁面土圧**は増加しない。
- カルバートを縦断方向に連結した場合(一体型)、圧縮および引張りが交互に生じる。

L2地震動に対する連続アーチ盛土の耐震性

1. 解析条件 解析条件

- ◆ 解析ケース
- ①連続アーチ
ユニット間隔が内空の
0.25倍(Case-0.25D)
- ②単独で設置
カルバートが単独で設置
(Case-Single)

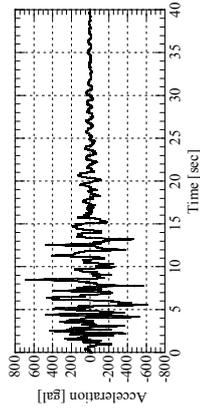


入力地震動

兵庫県南部地震：JR鷹取駅構内N-S

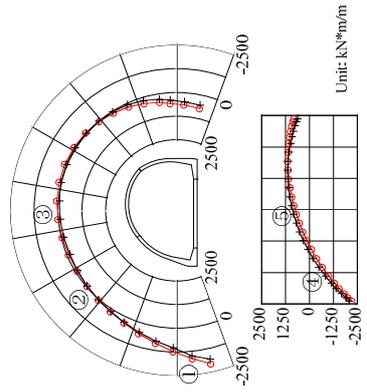
地震種別：II種

地震タイプ：L2タイプ2 (M7クラス)

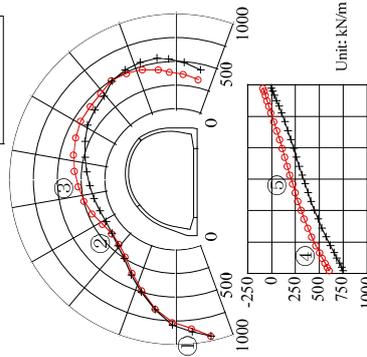


2. 解析結果①

最大曲げモーメント発生時の断面力



	①	②	③	④	⑤
Case-0.25D	-1635.0	-23.8	-5.2	-1807.0	689.4
Case-Single	-1476.0	-23.9	98.4	-1662.0	831.2



	①	②	③	④	⑤
Case-0.25D	841.3	163.0	284.0	559.5	219.0
Case-Single	875.5	186.6	161.2	709.4	347.4

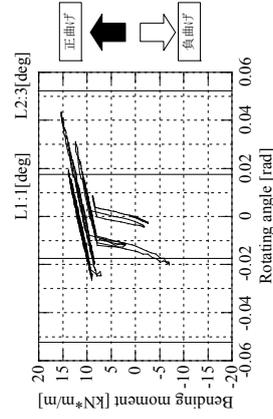
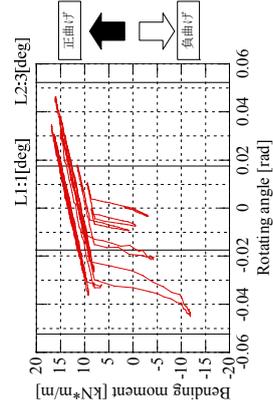
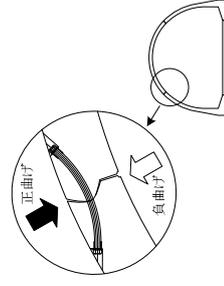
単位はモーメント

(b) 軸力

3. 解析結果②

ヒンジ部の性能

左肩部における曲げモーメントと回転角の関係



4. まとめ

アーチカルバートに作用する断面力

- ◆連続アーチ盛土においても、断面力が大きく変化することはない。

肩部のヒンジ機能

- ◆L2地震動においても、MOD協会で規定しているL2地震動時の基準3°を上回ることはない。

今後の課題

- ◆断面力の精査(終局曲げモーメントなど)
- ◆異なる地盤条件
- ◆長周期地震動



盛土内に設置されたカルバートの 構造形式と地震時挙動に関する研究

澤村 康生¹・岸田 潔²

¹京都大学大学院 工学研究科 社会基盤工学専攻 (〒615-8540京都市西京区京都大学桂 C1-4-291)

²京都大学大学院 工学研究科 都市社会工学専攻 (〒615-8540京都市西京区京都大学桂 C1-3-266)

近年、耐震設計を必要としない従来型カルバートの適用範囲を超えるような規模や構造形式のカルバートが開発され、それらの地震時挙動の把握が重要な課題となっている。そこで本研究では、カルバートの覆工形状と盛土高に注目して動的遠心模型実験とその数値解析を実施し、盛土を含むカルバート構造物の地震時挙動に関する検討を行った。その結果、ボックスタイプとアーチタイプでは盛土高さによる影響が異なることが明らかになった。また、高土盛り条件でカルバートが施工させる際には、カルバートは盛土の挙動に追従するという前提が成り立たなくなる可能性があることが明らかになった。

キーワード カルバート, 盛土, 遠心模型実験, 有限要素法

1. はじめに

現在、カルバートの設計・施工においては、道路土工カルバート工指針¹⁾に示される従来型カルバートの適用範囲(ボックスカルバートの場合:幅 6.5 m, 高さ 5 m 以下)を満たすものについては、長年の実績により常時の荷重のみを考慮するのが一般的である。これは、カルバート構造物は地震時に周辺地盤や盛土と一体となって挙動するため、函体本体に作用する断面力は小さいという前提に基づいている。事実このようなカルバートは、1995年の兵庫県南部地震や2004年の新潟県中越地震等による強い地震を受けてきたにも関わらず、特に、地震時の影響を考慮しなくても目立った損傷は生じていない。

しかしながら近年、大断面・高盛土条件下といった、従来型カルバートの適用範囲外である規模の大きな道路用ボックスカルバートの施工が増加してきている。このような盛土構造物でもこの前提が成り立つのか、すなわち規模の大きなカルバートに対する確保すべき耐震性能、およびそれを満足する限界状態については明確になっていない²⁾。

一方、そのような剛性カルバートに対して、ヒンジ式プレキャストアーチカルバートは、剛性カルバートとたわみ性カルバートの中間的な特徴を持つ柔なカルバートであり、部材の剛性により外力を支持する他の形式に比べて、部材厚を薄くしながら内空幅 15~20 m 程度、土盛り 20 m 程度までの大断面の施工が可能である。しかし本体断面にヒンジを有することからやはり従来の慣用設

計法の適用範囲外である。このため耐震性については、工法ごとに検討が実施されており^{3,4)}、阪神大震災レベルの変位に対してもその安定性を保つことが確認されている。しかし、継ぎ手のヒンジ構造の有無や挿入位置が盛土構造物全体としての耐震性に与える影響についての検討は十分ではない。今後は剛性カルバートとの相違を踏まえた上で、耐震性も含めて適切かつ統一的な検討を加えた設計法を構築する必要がある。

そこで本研究では、カルバートの構造形式と盛土高さがカルバート構造物および周辺地盤の地震時挙動に与える影響を明らかにすることを目的に、動的遠心模型実験とその数値解析を実施した。

2. 遠心模型実験

(1) 実験条件

本研究では、剛性土槽(長さ450 mm×高さ300 mm×奥行き150 mm)を用いて、遠心力50G場における振動実験を実施した。実験では、カルバートの構造形式と盛土高さがカルバート構造物の地震時挙動に与える影響を明らかにするために、カルバート模型として、(a) ボックスカルバート模型(ボックスモデル)、(b) 肩部が剛結されたアーチカルバート模型(剛結アーチモデル)、(c) 肩部にヒンジ構造を有するアーチカルバート模型(2ヒンジアーチモデル)の3種類を作製した。また、盛

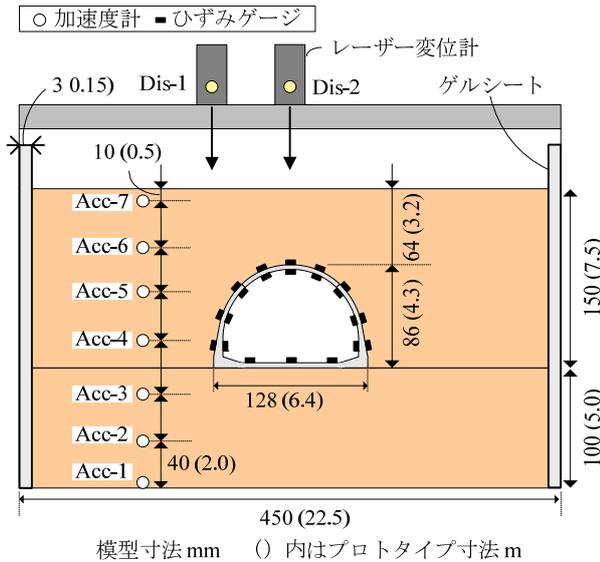


図-1 実験模型および計測器配置の一例（高盛土条件）

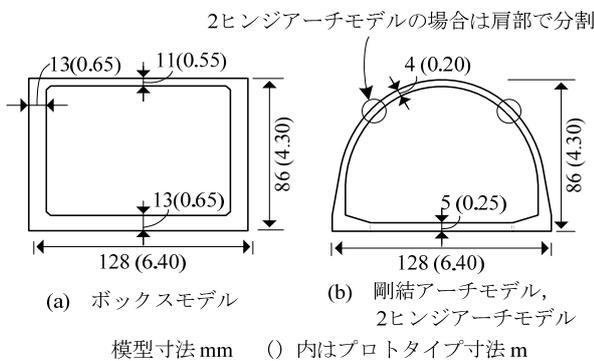


図-2 カルバート模型の寸法

土条件としては、盛土高さ5.0 m（土被り0.7 m）の低盛土条件、盛土高さ7.5 m（土被り3.2 m）の高盛土条件の2種類でカルバート盛土構造物が施工された場合とした。

図-1に実験模型及び計測器の配置の一例を示す。

(2) カルバート模型

本実験で使用するカルバート模型は、ボックスモデルとアーチモデルで高さと同径幅が同等となるように設計した。また、アーチカルバート模型は、基礎形式としてインバートタイプを採用した。図-2にそれぞれのカルバート模型の寸法を示す。実際のカルバート構造物は、鉄筋コンクリート製であるが、実物の1/50の模型に配筋を施すのは非常に困難であるため、模型は珪砂6号：早強セメント：水=2：1：0.65の配合のモルタル⁹⁾のみで作成した。カルバート模型は、打設後24時間で脱型し、28日間水中養生した後、気中と60℃の乾燥炉でそれぞれ24時間乾燥させて使用した。2ヒンジアーチモデルの模型を作製する際には、打設時にあらかじめ肩部にアルミ板を挿し込み、脱型時にボールド部とそれ以外のパーツに分解した。その後、接触部分の両方にひずみゲージ用コ

表-1 カルバート模型の材料定数

ヤング率 E_c [kN/m ²]	2.07×10^7
圧縮強度 f_c [kN/m ²]	4.92×10^4
曲げ強度 f_b [kN/m ²]	1.17×10^4
引張り強度 f_t [kN/m ²]	5.76×10^3
単位体積重量 γ [kN/m ³]	1935
ポアソン比 ν	0.18

表-2 豊浦砂の物性値

比重 G_s	2.64
平均粒径 D_{50} [mm]	0.20
最大間隙比 e_{max}	0.975
最小間隙比 e_{min}	0.585
相対密度 D_r [%]	85

ーティング材を薄く塗り固め、端面を整形した。実験時には、肩部のヒンジ位置から砂がこぼれ落ちるのを防止するために、ボールド部に貼付したクラフトテープによって表面を被服した。ただし、このクラフトテープはボールド部のみに貼付しており、これにより肩部が接着することはない。ヒンジモデルは上記の加工以外は一体型のモデルと同様の作製方法である。表-1にカルバート模型の材料定数を示す。

(3) 模型地盤と境界条件

模型地盤には、基礎地盤、盛土共に乾燥豊浦砂を用いて、相対密度が85%の密詰めとなるようにした。豊浦砂の物性値を表-2に示す。また剛性土槽を用いて振動実験を行ったため、土槽壁面に緩衝材として厚さ3 mmのゲルシートを貼付し、土槽境界の影響を緩和した⁹⁾。

(4) 入力波形

入力地震動の決定に際しては、兵庫県南部地震でのJR西日本鷹取駅構内地盤における地震波が、周波数1 Hz付近で卓越するという結果を参考に、周波数1 Hz、振動台での最大加速度400 galを目標に、振動装置の変位制御で正弦波1波のみを入力した。

3. 実験結果

図-3に、カルバート覆工に発生する曲げモーメントの分布を示す。曲げモーメントは、覆工の内側に引張りが生じる場合を正と定義している。図には、それぞれのモデルに対して、(a) 加振前の初期状態、(b) 最大曲げモーメントが発生時、(c) 曲げモーメントの増分量（曲げモーメントの最大値と初期値の差）をそれぞれ示してい

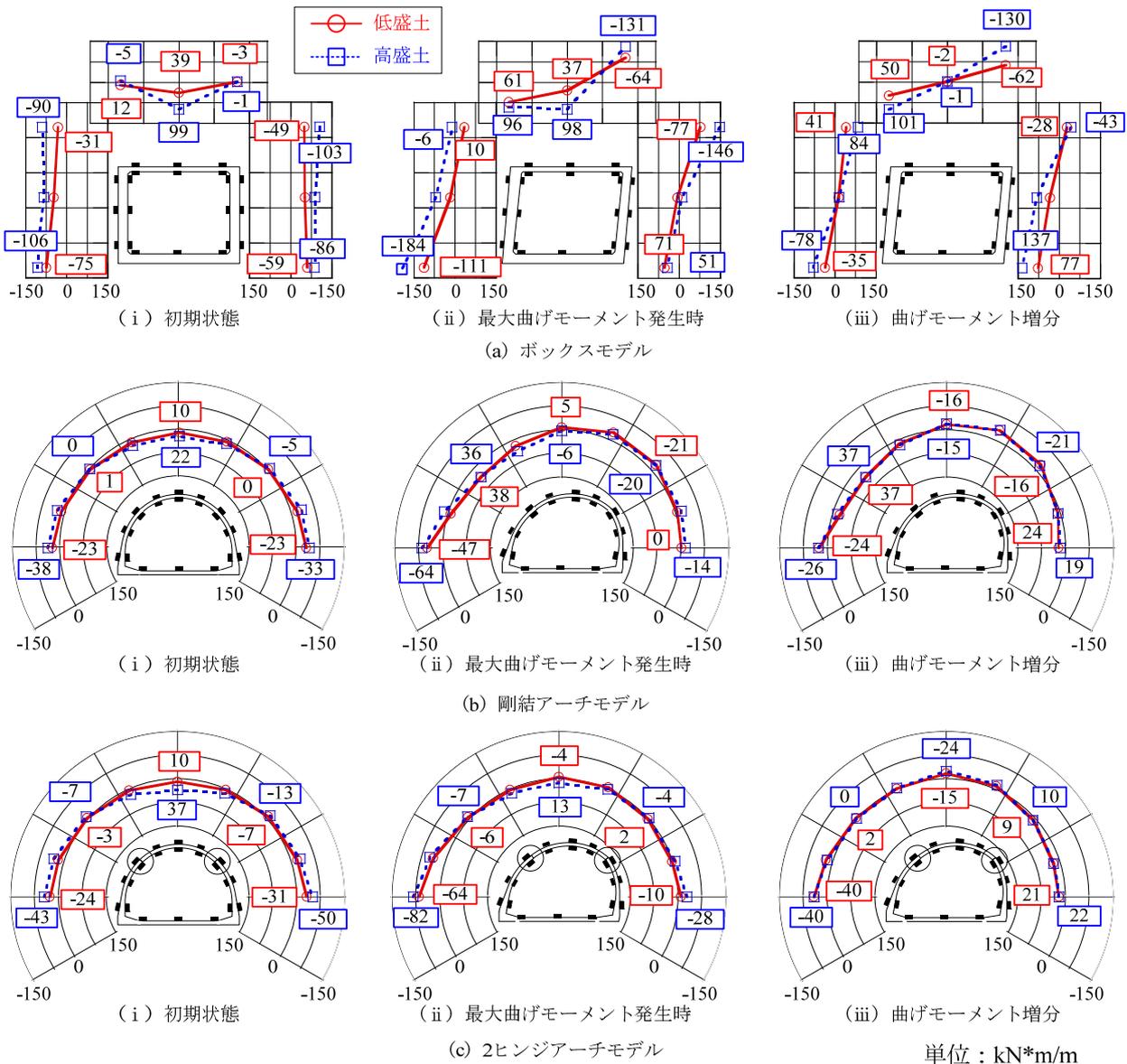


図-3 カルバート覆工に発生する曲げモーメント分布

る。

まずボックスモデルの初期状態では、盛土高さの増加により、頂板の中央部および側壁全体においてその増加が顕著であることが確認できる。最大曲げモーメントが発生した際には、右側に傾くモードで変形しており、左脚部および右頂部の隅角部において大きな曲げモーメントが発生する。増分量においても、盛土高さに比例していることがわかる。これより、ボックスモデルでは、盛土条件が初期状態並びに地震時の覆工の変形にも大きく影響することがわかる。このため、全体剛性の比較的高いボックスカルバートでは、従来型カルバートの適用範囲を越えるような高盛土条件の施工において局所的な変形が発生し、盛土の挙動に追従するという前提が成り立たなくなる可能性があると言える。

つぎに、剛結アーチモデルでは、初期状態において両

脚部で負の曲げモーメントが発生し、頂部ではアーチが0 内向き)にたわむようなモードで正の曲げモーメントが発生する。一方で肩部においてはほとんど曲げモーメントが発生していない。また、低盛土条件においては側方土圧の影響が卓越するが、高盛土条件においては鉛直土圧が増加し、構造物全体が扁平に変形するような挙動を示すことがわかる。これらは、アーチカルバートの特徴を良く表しているといえる。地震時においては、左脚部および右肩部においては外側に引張りが生じるモード、左肩部においては内側に引張りが生じるモードで曲げモーメントが発生する。これより、アーチカルバートは、ボックスカルバートに比べて部材の変形をある程度許容し、周辺地盤と一体となって挙動していることがわかる。増加量では、盛土高さによらずほぼ一定の値を示し、盛土高さは初期状態における断面力にのみ影響を与えると

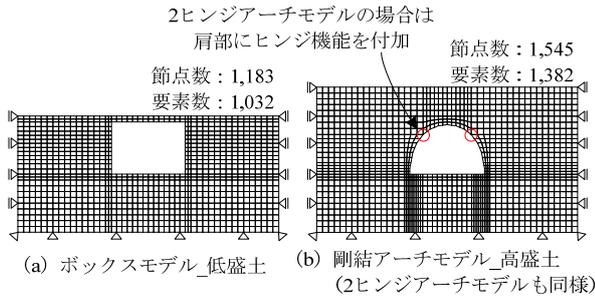


図-4 解析メッシュと境界条件

言える。

2ヒンジアーチカルバートモデルでは、変形モードや盛土条件の影響は剛結アーチモデルとほぼ同様である。一方、地震時においては、剛結アーチカルバートと比較して、脚部に大きな曲げモーメントが発生するが、肩部ではほとんどゼロから変化しない。剛結モデルは脚部と肩部で地震力を負担するのに対して、2ヒンジアーチカルバートでは脚部のみで地震力を負担しているといえる。増加量については、剛結アーチモデルと同様、盛土高さによらずほぼ一定である。このことから、剛結および2ヒンジアーチモデルでは、軸力による支持機構により曲げ変形を抑えられるだけでなく、本実験の範囲内においては、地震荷重の影響を小さく見積もることができると考えられる。すなわち、高盛土条件下においても、部材厚を薄く保つことが可能であると考えられる。

4. 遠心模型実験に対する数値解析

(1) 数値解析の概要

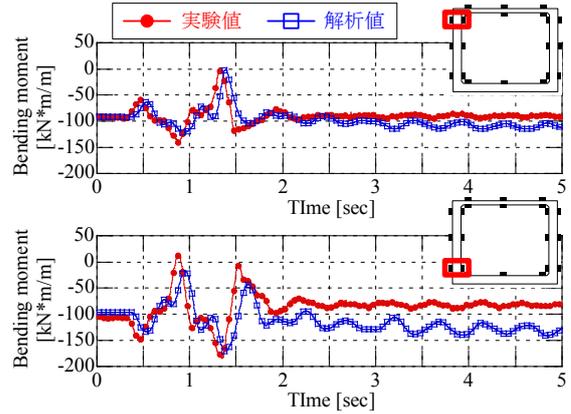
本研究では、弾塑性有限要素解析コードDBLEAVES⁷⁾を用いて二次元弾塑性有限要素解析を行った。図-4に解析メッシュと境界条件を示す。解析においては、剛結アーチモデルと2ヒンジアーチモデルは同一のメッシュを用いた。ただし、2ヒンジアーチモデルでは肩部にヒンジ機能を有するモデルとしてモデル化した。

(2) 地盤および盛土材料のモデル化

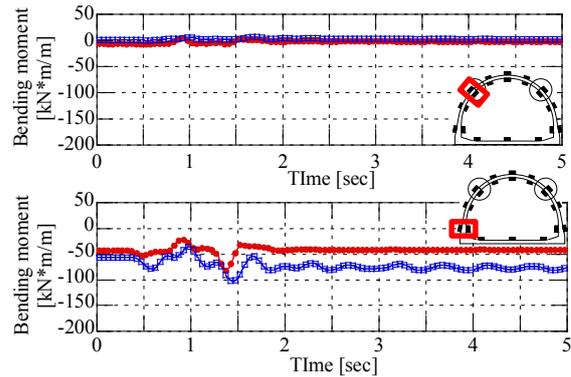
本解析における地盤および盛土の構成式には、subloading t_b model⁸⁾を用いた。subloading t_b modelは中間主応力の影響やせん断剛性の拘束圧依存性を考慮できる上、砂・粘土の区別なく正規圧密状態～過圧密状態を考慮することが可能である。

(3) カルバートのモデル化

カルバート覆工に発生する軸力は、繰り返し作用する水平荷重の大きさによって変動し、カルバートの非線形的な挙動は軸力変動の影響を受ける。そこで本研究では覆工部材強度の軸力依存性を考慮したAFD-model⁹⁾を用い



(a) ボックスモデル_高盛土



(b) 2ヒンジアーチモデル_高盛土

図-5 曲げモーメントの時刻歴

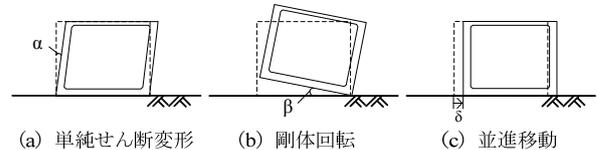


図-6 カルバートの変形モード

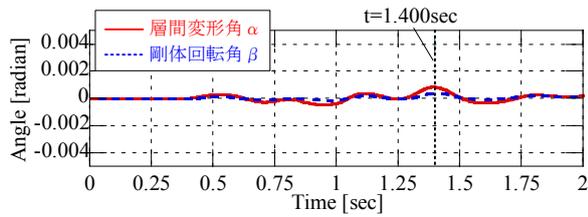
てアーチカルバートのモデル化を行った。また、覆工と地盤の境界部分には、Joint要素を配して境界面での摩擦特性を考慮した。

5. 解析結果

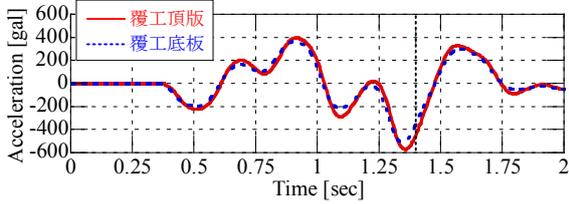
実験と同様、解析における剛結アーチと2ヒンジアーチの結果を比較すると、2ヒンジアーチの方が脚部の負担割合が大きいことを除いて両者は同様の傾向を示した。そこで以下では、主にボックスモデルと2ヒンジアーチモデルの結果に着目して結果を整理する。

(1) 遠心模型実験との比較

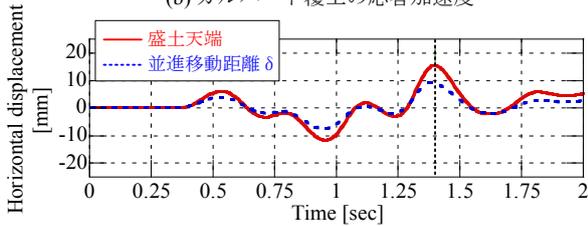
図-5に、高盛土条件下において覆工に発生する曲げモーメントの時刻歴に関して実験値と解析値を示す。両者で若干の位相のずれや2秒後以降の挙動に差異が見られる



(a) 層間変形角と剛体回転角の時刻歴

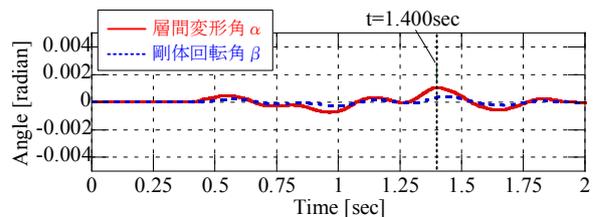


(b) カルバート覆工の応答加速度

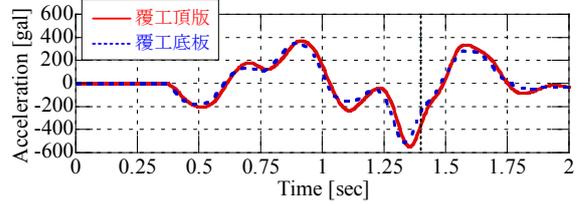


(c) 盛土天端とカルバート覆工の水平変位

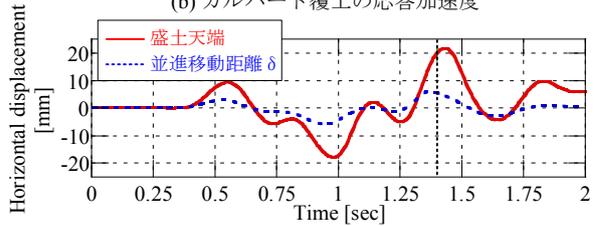
図-7 ボックスモデルの変形モード (低盛土条件)



(a) 層間変形角と剛体回転角の時刻歴



(b) カルバート覆工の応答加速度



(c) 盛土天端とカルバート覆工の水平変位

図-8 ボックスモデルの変形モード (高盛土条件)

が、2ヒンジアーチモデルの肩部でほとんど曲げモーメントが発生しない点や、ボックスモデルにおいて大きな曲げモーメントが発生している点など、本解析は実験のある程度の精度で表現していることが確認できる。

(2) 盛土内におけるカルバートの挙動

一般に地中構造物の変形挙動は、地盤と構造物の剛性差および構造物の重量に起因する¹⁰⁾。そこで研究では、盛土内におけるカルバートの挙動を図-6に示す(a)単純せん断変形、(b)剛体回転、(c)並進移動に分解して考える²⁾。以下ではそれぞれの変形モードの指標である層間変形角 α 、剛体回転角 β 、並進移動距離 δ を用いて本解析における盛土内におけるカルバートの挙動について説明する。

a) ボックスモデル

図-7、図-8にそれぞれ低盛土条件と高盛土条件における(a)層間変形角 α と剛体回転角 β 、(b)頂版および底版の応答加速度、(c)盛土天端の水平変位と並進移動距離 δ の時刻歴を示す。図中には層間変形角 α の絶対値が最大となる時刻を点線で示している。低盛土条件では、層間変形角 α 、剛体回転角 β および盛土天端、並進移動距離 δ については波形形状がよく一致しており、ほぼ同時刻にピークを示している。また、応答加速度についてはそれらよりやや手前でピークを示している。すなわち、まずボックスカルバートの慣性力が、続けて盛土の振動変位が覆工に作用し、その結果として同時刻にせん断変形、剛体回転、並進移動が発生している。これはボックスカルバートと盛土が一体となって挙動していることを示している。また、層間変形角 α 、剛体回転角 β ともに

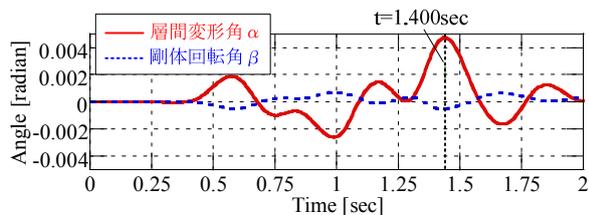
並進移動距離 δ に対して小さいことから、ボックスカルバートでは部材が厚く重量があるため、並進移動が卓越していると考えられる。

一方高盛土条件では、低盛土条件に比べてややピーク時の層間変形角 α が大きくなっていることがわかる。これは同一の部材厚で土被りが大きくなったため、上載荷重によるせん断変形の影響が大きくなったものと考えられる。さらに、並進移動距離 δ は小さくなっており、並進移動は上載荷重によって抑えられる結果となった。

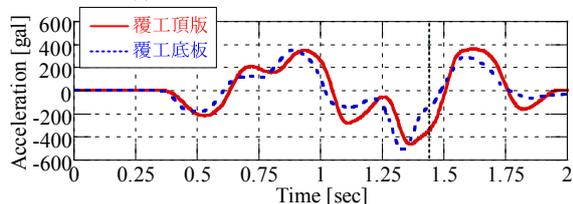
また、(1)覆工の応答加速度、(2)層間変形角 α 、剛体回転角 β 、並進移動距離 δ といった変形モードを示す指標、(3)盛土の振動変位の順にピークを示している。すなわち、一般に地震時において地下構造物に生じる応力は地盤の変位が支配的な影響を及ぼすものと考えられているが、カルバート盛土では、地上構造物と同様に慣性力の影響が支配的となる場合があることを示唆している。

b) 2ヒンジアーチモデル

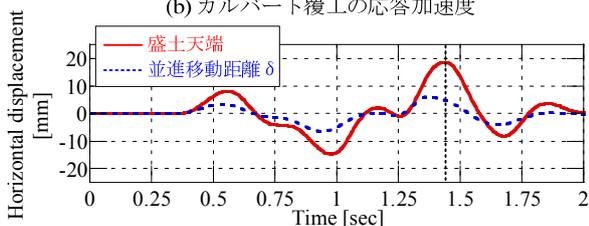
図-9、図-10に低盛土条件と高盛土条件における各解析結果の時刻歴を示す。ボックスモデルに比べて層間変形角 α が大きくなっており、部材厚が小さいためせん断変形が卓越することがわかる。また、カルバートの頂板と底版の応答加速度を見ると、高盛土条件の方が両者の差が小さくなっていることがわかる。これは、土被りが大きくなると、上載荷重の影響によりヒンジ機能が抑制されたためであると考えられる。ちなみに、剛結アーチモデルの場合では、土被りによらずカルバート頂板と底版の応答加速度はほとんど等しい結果となった。並進移動距離 δ はボックスモデルより小さくなっており、アー



(a) 層間変形角と剛体回転角の時刻歴

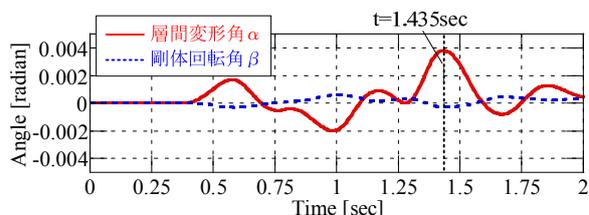


(b) カルバート覆工の応答加速度

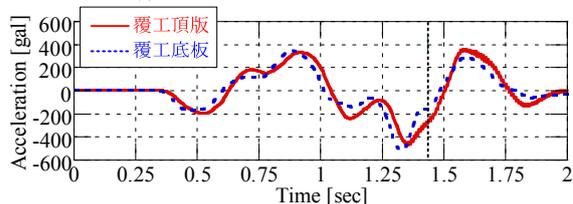


(c) 盛土天端とカルバート覆工の水平変位

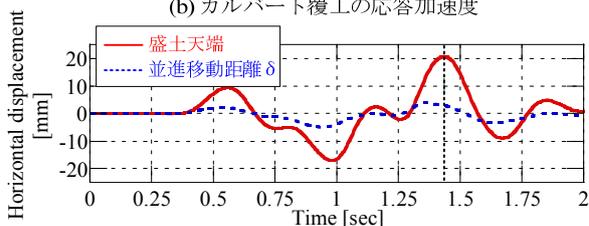
図-9 2ヒンジアーチモデルの変形モード (低盛土条件)



(a) 層間変形角と剛体回転角の時刻歴



(b) カルバート覆工の応答加速度



(c) 盛土天端とカルバート覆工の水平変位

図-10 2ヒンジアーチモデルの変形モード (高盛土条件)

チカルバートは部材が薄く重量が小さいことから、作用する慣性力も小さくなることを反映している。高盛土条件になると並進移動距離が小さくなる点はボックスモデルと同様であった。

6. まとめ

本研究により得られた知見は以下の通りである。

- ① ボックスモデルにおいては、盛土高さが初期状態並びに地震時の覆工の変形にも影響を与えたのに対し、アーチモデルでは初期状態における断面力のみに影響を与える。
- ② ボックスモデルでは、高盛土条件になると上載荷重により並進移動は抑えられるが、部材厚が厚くなると慣性力の影響が支配的になり、地盤と一体となって挙動するという前提が成り立たなくなる可能性がある。
- ③ 2ヒンジアーチモデルでは、変形モードや盛土条件の影響は剛結アーチモデルと同様である。しかし地震時には、肩部の曲げモーメントが発生しない分、脚部の負担割合が大きくなる。そのため、ヒンジ式のアーチカルバートでは、ヒンジ位置や全体への影響を十分に検討する必要がある。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路土工 カルバート工指針（平成21年度版），丸善出版，2010。

- 2) 山本正彦，谷本俊輔，佐々木哲也：大地震時におけるボックスカルバートの動的挙動に関する遠心力模型実験，第56回地盤工学シンポジウム，pp.37-44, 2011。
- 3) モジュラーチ工法協会：Modularch技術マニュアル，2008。
- 4) 財団法人先端建設技術センター：テクスパン工法設計施工マニュアル(案)，1998。
- 5) 澤村康生，岸田 潔，木村 亮，小高 武：多ユニットアーチカルバート盛土の動的挙動に関する遠心模型実験，地盤工学ジャーナル，Vol.6, No.2, pp.201-212, 2011。
- 6) 清田三四郎，森野達也，米沢豊司，丸山 修，小島謙一，坂本寛章：パイルスラブ式盛土の模型振動台実験 - 盛土補強材の効果一，土木学会第65回年次学術講演会，pp.729-730, 2010。
- 7) Ye, B., Ye, G. L., Zhang, F. and Yashima, A.: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundations, Vol.47, No.3, pp.547-558, 2007。
- 8) Nakai, T. and Hinokio, M.: A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, Soils and Foundations, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004。
- 9) Zhang, F. and Kimura, M.: Numerical prediction of the dynamic behavior s of an RC group-pile foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.72-92, 2002。
- 10) 大塚久哲，新井雅之，岩上憲一，高野直道，竹内幹雄，橘善規，節婦光一，村井和彦，楊 光遠：地中・基礎構造の耐震設計，九州大学出版会，2001。

アーチ盛土工法におけるアーチカルバートの 応力・変形挙動について

長屋 淳一¹・沼 勝雄²

¹新都市社会技術融合創造研究会 アーチカルバートプロジェクト幹事 (〒550-0012 大阪市西区立売堀4-3-2)

²近畿地方整備局 奈良国道事務所 (〒630-8115 奈良市大宮町3-5-11) .

アーチ盛土は、連続的にプレキャストアーチカルバートを配置した盛土構造物の略称で、地域遮断、ダムアップ、風の遮断等の盛土構造物の課題を克服したものである。個々のアーチカルバートの設計は、アーチカルバートを梁、底盤および盛土地盤をばねでモデル化した2次元フレーム解析により設計が行われるが、多連アーチカルバートの設計への適用性については十分に議論されていない。本論文は、京奈和自動車道の大和御所ICで用いられた2連アーチカルバートにおいて盛土による応力・変形挙動の計測を行い、設計との比較検証を行った。また、サイドウォール部とセンターピア部の不等沈下による影響についても考察を行った。

キーワード アーチ盛土工法、アーチカルバート、現場計測、応力・変形

1. はじめに

アーチ盛土は、連続的にプレキャストアーチカルバートを配置した盛土構造物で、地域の遮断、ダムアップ、風の遮断等の盛土構造物の課題を克服したものであり、さらに、景観性に優れ、地元や利用者に優位性や利便性を示すことができるものである¹⁾。アーチカルバートに作用する荷重は、側部の盛土による側方土圧が作用した後、上部の盛土により鉛直土圧が作用することとなるが、アーチカルバートの部材間はヒンジ構造であり、比較的柔な構造体と盛土地盤の相互作用により、各盛土段階で多様な応力・変形挙動を示すと考えられる。これらの応力・変形挙動をアーチカルバートの設計では、アーチカルバートを梁、周辺底盤を地盤ばねでモデル化した2次元フレーム解析により各盛土段階における応力を求めて応力照査が行われる。この設計の妥当性を評価するために実施した3連アーチカルバートの現場計測事例²⁾では、インバート中央部の鉄筋にコンクリートのクラックを伴う引張応力が観測され、設計と乖離する部分も見られた。そこで、これらの応力挙動を検証するさらなるデータを得るために、京奈和自動車道の大和御所ICで用いられた2連アーチカルバートにおける現場計測を行い、設計値との比較を行った。また、今回の計測では、多連アーチカルバートにおけるサイドウォールとセンターピアの不等沈下が躯体の応力に大きく影響する結果であり、不等沈下と躯体応力の関係についても考察を行った。

2. 工事概要

計測現場は、京奈和自動車道の大和御所ICに用いられた2連アーチカルバートである。図-1に盛土状況、図-2にアーチカルバートの標準断面を示す。アーチカルバートは、ボルト、サイドウォール、センターピアの各部材をヒンジ構造であるリングジョイントで繋いで構築され、アーチカルバートは高さ8.3m、幅18.3m、ボルトおよびサイドウォールの上部の部材厚は30cmである。施工手順は、アーチカルバートを設置後、底版部に鉄筋を配置し、インバート部にコンクリートを打設(厚さ40cm)して躯体を完成させた後、盛土を締め固めてい



図-1 盛土状況

く。締め固め手順は、①小型バックフォーで裏込め土の敷き均し、②プレート式小型転圧機で躯体1.0mの範囲の転圧、③その他箇所はハンドガイド式小型転圧機で転圧の順で行い、土被り厚0.8mまで盛土を行った。図-3に当該地における地盤状況を示す。基礎地盤は、層厚約2mの埋土層、沖積砂層の下に層厚2.5mの沖積粘土層が堆積しているため、地耐力確保を目的として表層2mに地盤改良を行った。

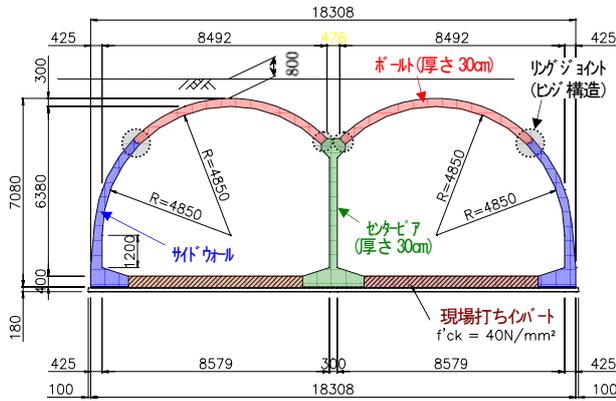


図-2 アーチカルバートの標準断面図

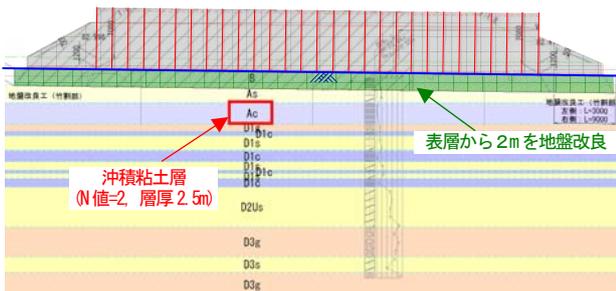


図-3 基礎地盤状況と地盤改良工

3. 現場計測概要

盛土に伴うアーチカルバートの応力・変形挙動を把握するために、アーチカルバートの鉄筋応力および内空変位の計測を行った。また、サイドウォールにパッド式土圧計³⁾を設置し、盛土による側方土圧の計測も行った。

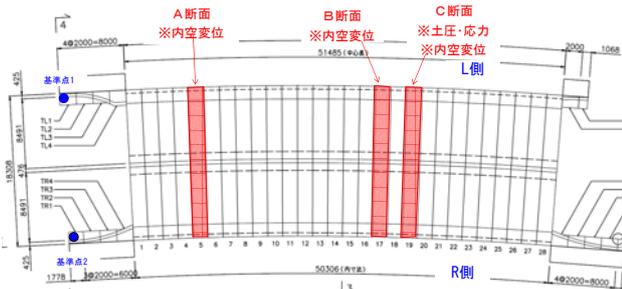


図-4 計測器設置平面位置図

図-4に計測器設置平面位置図、図-5に計測器の設置断面図を示す。計測断面は3断面設け、A、B断面は内空変位計測、C断面は内空変位と土圧・応力の計測を行った。アーチカルバートに作用する断面力（軸力、曲げモーメント）と設計値を比較するためにアーチカルバートの内側・外側鉄筋応力の計測値より断面力を求めた。

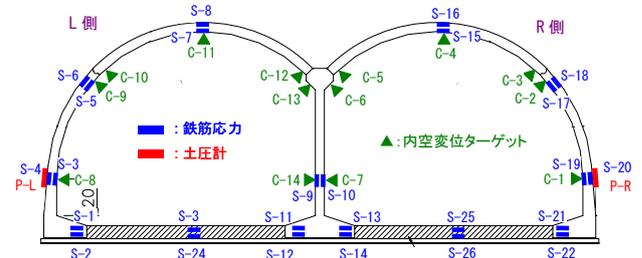


図-5 計測器設置位置図 (C断面)

4. 現場計測結果

(1) 内空変位結果

図-6に各盛土段階における内空変位の計測結果を示す。いずれの計測断面においてもヒンジ部から天端まで（図-6の水色から緑色）の盛土時に大きな沈下が発生している。その沈下量は、左サイドウォール部で75～95mm、右サイドウォール部で80～109mm、センターピア部で37～57mmであり、左右の沈下を比べると右側が若干大きく、サイドウォール部とセンターピア部を比べ

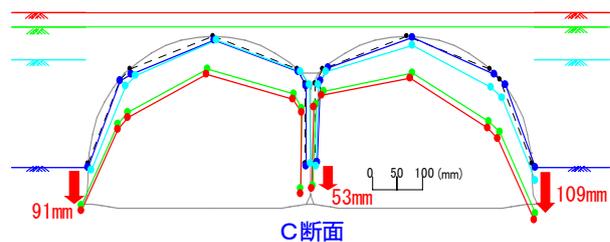
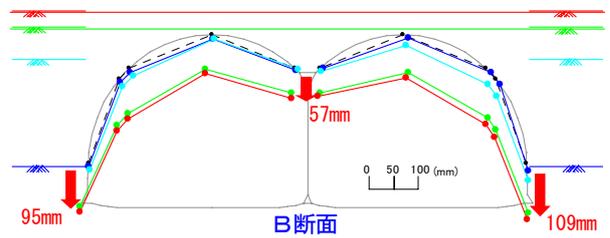
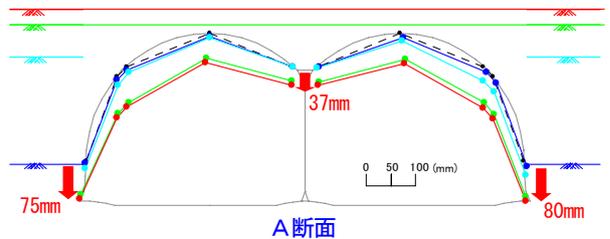


図-6 各盛土段階における内空変形図

ると38~56mmの不等沈下が発生している。これらの沈下は、図-3に示した沖積粘土層（N値=2、層厚2.5m）の盛土に伴う圧密沈下によるものであり、2連アーチカルバートの場合、センターピア部とサイドウォール部における盛土荷重の大きさの違いが不等沈下を引き起こす要因となっている。

図-7にC断面の盛土完了時における内空変位量を示す。アーチカルバートは、上載荷重により横へ広がるような変形を示していると同時に、全体的に左側へ変位するような挙動をしている。

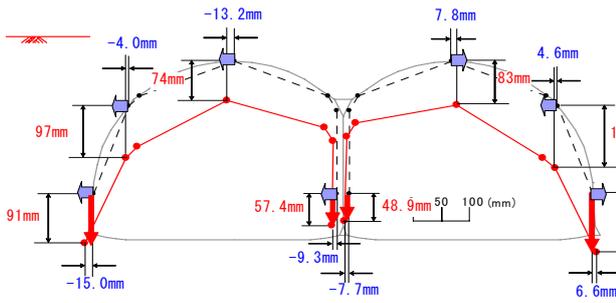


図-7 盛土完了時における内空変形量（C断面）

(2) 土圧計測結果

図-8に盛土工程とサイドウォール部に作用する側圧の経時変化を示す。図中には、側圧係数 $K=0.6$ 、 1.0 とした場合の計算上の側圧も示してある。サイドウォール部に作用する側圧は、左側は側圧係数 $K=1.0$ に相当する側圧が作用し、右側は側圧係数 $K=0.6$ に相当する側圧が作用しており、左側の側圧が大きな偏土圧が作用する状況となっている。ここで計測される土圧は、アーチカルバートの変位による地盤反力や土圧の減少も含んだものであり、アーチカルバートの沈下やアーチカルバートの内空変位が偏土圧の要因となっていることが考えられる。

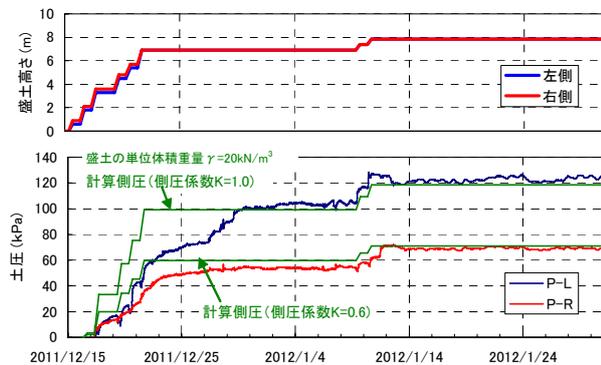


図-8 サイドウォールに作用する土圧計測結果

(3) 応力計測結果

図-9に鉄筋応力の経時変化図、図-10に盛土完了時における鉄筋応力分布図を示す。これらの計測結果より、

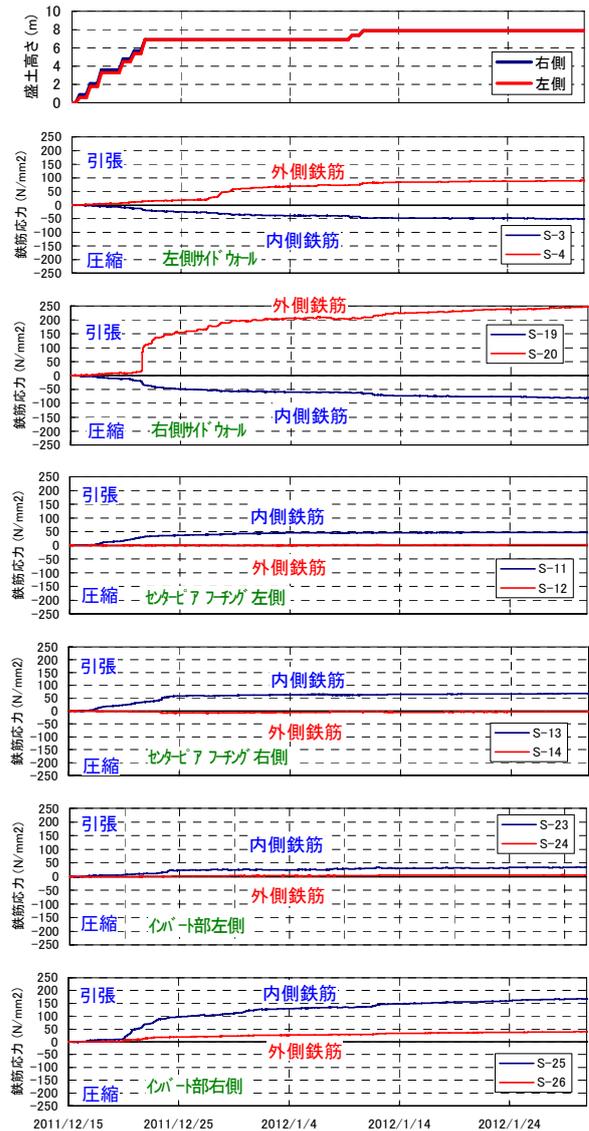


図-9 鉄筋応力の経時変化

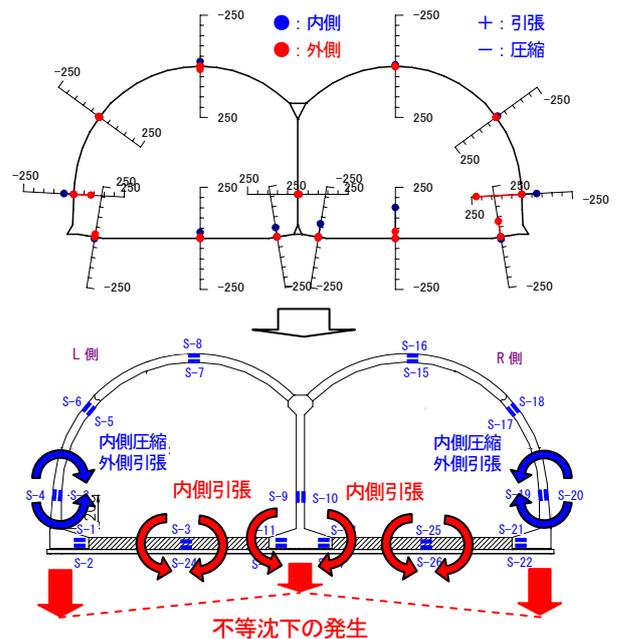


図-10 盛土完了時の鉄筋応力分布

サイドウォールは内側鉄筋が圧縮，外側鉄筋が引張，インバート部では内側鉄筋に引張力が作用している．これらの鉄筋応力に挙動は盛土荷重による応力の発生に加え，内空変位結果で示した不等沈下が大きく影響していると考えられ，特に，沈下量の大きい右側のサイドウォールの外側鉄筋に大きな引張力が作用している．なお，右側サイドウォールの外側鉄筋の引張応力が盛土途中に急激に増加しているのは，盛土および沈下に伴う引張応力の増加によりコンクリートにクラックが発生し，コンクリートに作用していた応力が鉄筋に移行してきたためと考えられる．

5. 計測値と設計値の比較

本現場におけるアーチカルバートの設計⁴⁾は，アーチカルバートを梁，底盤および盛土地盤をばねでモデル化した2次元フレーム解析により設計された．図-11に土被り厚0.8mにおける内空変位および断面力（軸力，曲げモーメント）の計測値と設計値の比較図を示す．ここで示す断面力は，内側，外側の鉄筋応力より換算するが，その際にコンクリートと鉄筋のヤング係数比 n が必要と

なる．今回の断面力の換算に用いるヤング係数比は，センターピアの軸力の換算値が設計値と一致する場合のヤング係数比（ $n=10$ ）を設定した．また，インバートは厚さ40cmの現場打ちコンクリートであるが，この下に厚さ18cmの捨てコンで敷き均されているため，この捨てコンも断面力を算出する際のインバートの厚みに考慮した．

設計に用いる鉛直および水平地盤反力係数は，「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編⁵⁾」の地盤反力係数推定方法により求めた．表-1に設計における地盤反力係数

表-1 設計における地盤反力係数の設定方法

地盤	設計条件	単位	備考	
基礎地盤	改良体の強度 q_u	550	kN/m^2	
	改良体の変形係数 E_0	220,000	kN/m^2	$E_0 = \varepsilon \cdot 100 \cdot q_u$ ($\alpha=4$)
	換算載荷幅 B	9.154	m	アーチカルバート全幅の1/2
	鉛直地盤反力係数 k_v	56,480	kN/m^3	式(1)より算出
側方地盤	盛土地盤の変形係数 E_0	28,000	kN/m^2	$E_0=2800N$ (kN/m^2) ※NはN値, N=10
	換算載荷幅 B	7	m	アーチカルバートの高さ
	水平地盤反力係数 k_h	8,720	kN/m^3	式(1)より算出

※地盤反力係数の算出式

$$k = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot \left(\frac{B}{0.3}\right)^{-3/4}$$
 式(1) ※せん断地盤反力係数は， k_v, k_h の1/3

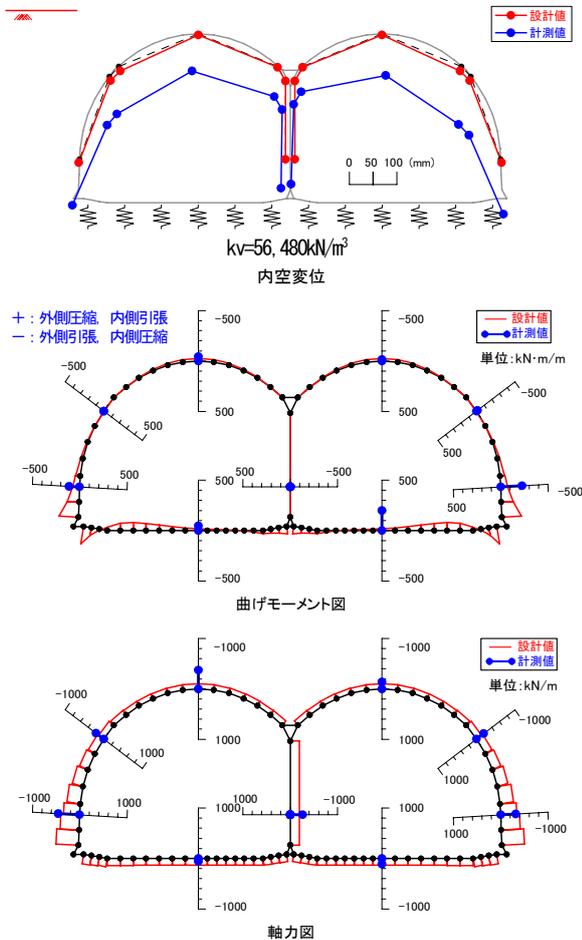


図-11 設計値と計測値の比較

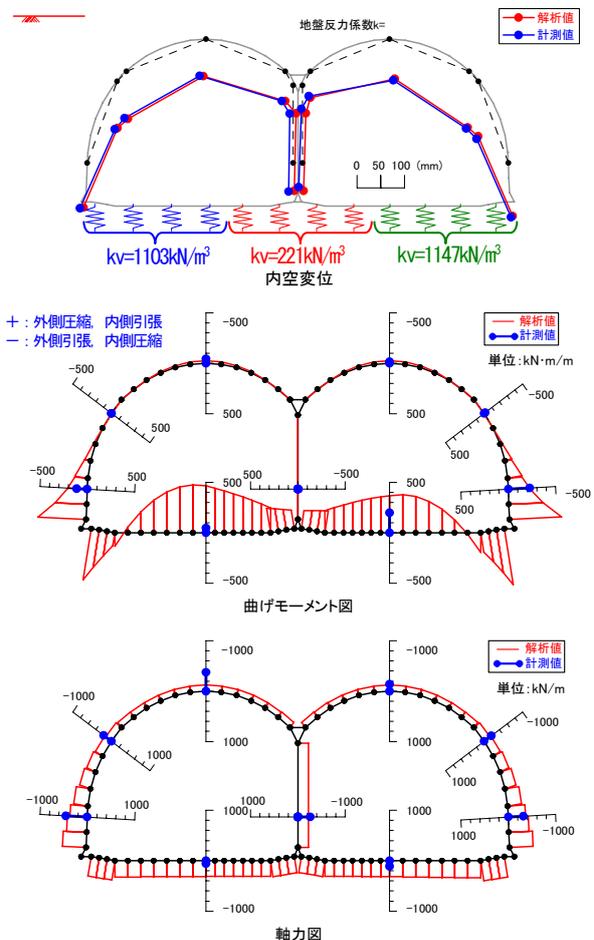


図-12 シミュレーション解析値と計測値の比較

を示す。図-11より設計値と計測値を比較すると設計値は沈下量が小さく、サイドウォールの曲げモーメントが小さい。これは、設計では基礎地盤の鉛直地盤反力係数を改良体の強度より求めており、大きな地盤反力係数を設定しているが、実際には改良体の下層には沖積粘土地盤があり、この粘土地盤の圧密沈下による沈下が発生しているためである。そこで、基礎地盤の地盤反力係数（左右サイドウォールとセンターピア部の3つに分割）をパラメータとして計測された沈下量をシミュレートする解析を行った。図-12にシミュレーション解析値と計測値の比較図を示す。解析値の内空変位は計測値をほぼ一致した結果が得られている。シミュレーション解析における断面力は、沈下とともにサイドウォールとセンターピアの間に不等沈下が発生するため、サイドウォールおよびインバートの曲げモーメントが原設計よりも大きくなり、計測値の状況により近い結果となっている。これより、2連アーチカルバートに沈下が生じた場合、サイドウォール部とセンターピア部に不等沈下が生じ、これがサイドウォールおよびインバートの応力に大きく影響すると言える。

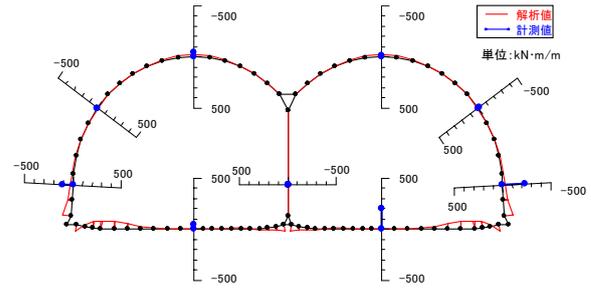
6. アーチカルバートの沈下と躯体応力の関係

今回の現場計測の結果より、2連アーチカルバートでは盛土荷重により大きな沈下が生じた場合、サイドウォール部とセンターピア部に不等沈下が生じ、サイドウォールおよびインバートの曲げモーメントが増加することが観測された。ここでは、大和御所ICの設計モデルを用いて基礎地盤の地盤反力係数をパラメトリックに変化させて、不等沈下量と断面力および発生応力度の関係について調べた。

図-13に基礎地盤の地盤反力係数のパラメトリック解析における曲げモーメント分布を示す。また、図-14にこれらの解析結果における不等沈下量とアーチカルバート躯体の断面力の関係を示す。グラフに表示したのは曲げモーメントが最大値を示すサイドウォールの脚部およびインバートの端部、鉄筋応力の計測位置であるサイドウォールのスプリングライン位置およびインバートの中央部である。地盤反力係数が小さくなり、不等沈下量が大きくなるにつれて、いずれの点においても曲げモーメントが大きく作用していることがわかる。

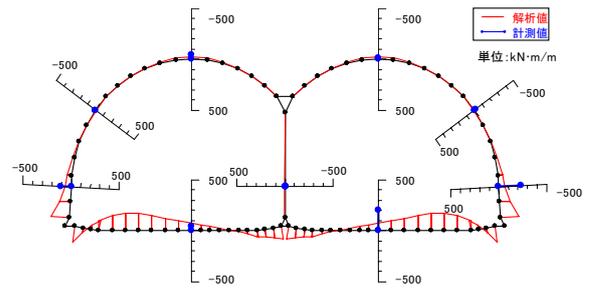
図-15に不等沈下量と鉄筋引張応力を示す。グラフに表示したのはサイドウォールおよびインバートの計測位置における発生応力度の解析値（塗潰し）と計測値（白抜き）である。サイドウォールスプリングライン位置における外側鉄筋およびインバート中央部の内側鉄筋は、不等沈下量の増加とともに引張応力が増加している。また、図-15には盛土完了後における不等沈下量と鉄筋引

サイドウォールとセンターピアの相対変位=0.8mm



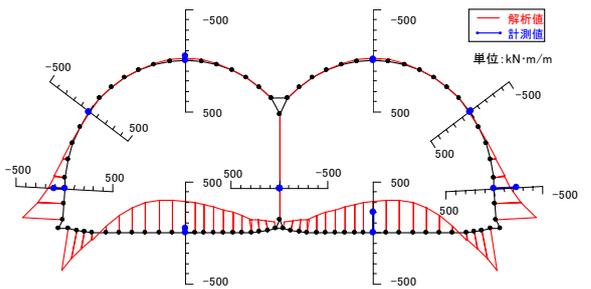
(1) $kv=564,800 \text{ kN/m}^2$ (現設計の10倍)

サイドウォールとセンターピアの相対変位=5.3mm



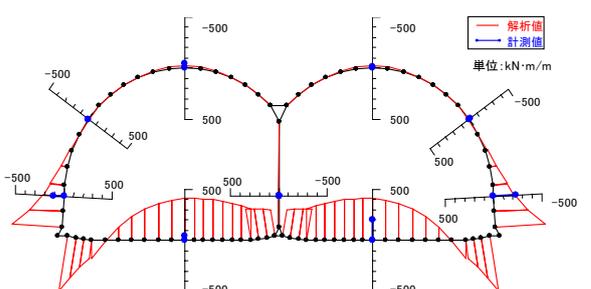
(2) $kv=56,480 \text{ kN/m}^2$ (現設計)

サイドウォールとセンターピアの相対変位=30.5mm



(3) $kv=5,648 \text{ kN/m}^2$ (現設計の1/10)

サイドウォールとセンターピアの相対変位=45.2mm



(4) $kv=2,824 \text{ kN/m}^2$ (現設計の1/20)

図-13 各地盤反力係数における曲げモーメント (解析)

張応力の計測値も併記してある。不等沈下量と鉄筋引張応力の関係は、同じ不等沈下量で比較すると計測値に比べて解析値の方が鉄筋引張応力が大きい。解析ではコンクリートの引張強度を考慮していないこと、計測値はコンクリートのクラックの発生位置によっては、ばらつきが大きいことなどを考慮すると、解析における不等沈下量と鉄筋引張応力の関係は、概ね計測値を評価してい

ると言える。この関係から見ると原設計の不等沈下量 5mm における鉄筋引張応力に対して、不等沈下量の計測値 55~65mm では約 10 倍の鉄筋引張応力が作用することとなる。すなわち、多連アーチカルバートの設計においては、盛土荷重が影響する深度までの土層を含めた地盤反力係数を適切に設定し、沈下量を精度良く評価することが重要である。

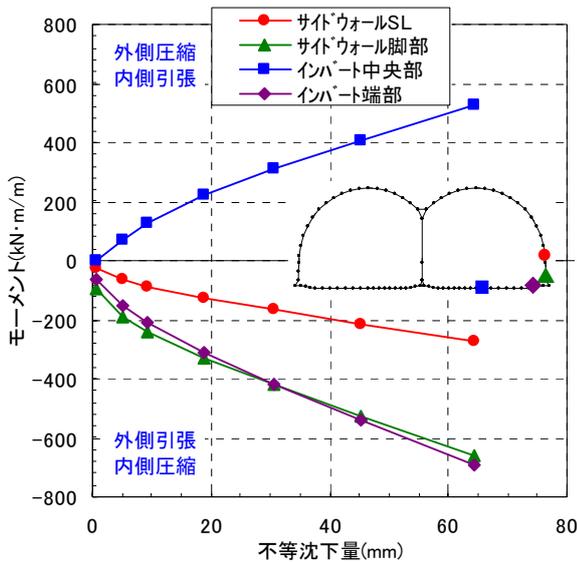


図-14 不等沈下量と曲げモーメントの関係 (解析)

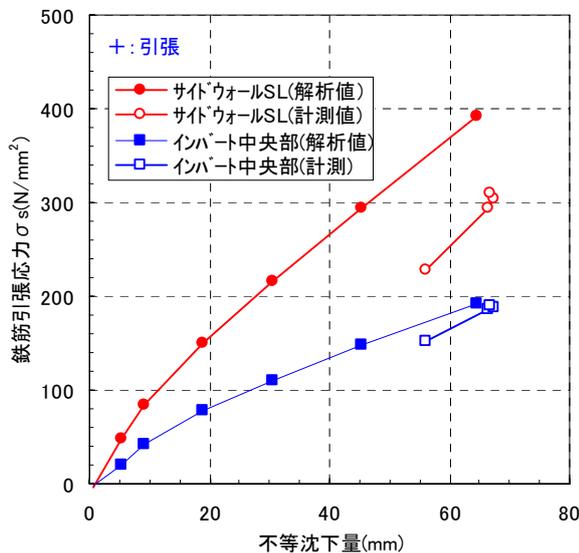


図-15 不等沈下量と鉄筋引張応力σs(N/mm²)の関係 (解析と計測)

7. まとめ

今回の現場計測および解析検討により、以下のような知見を得た。

①2連アーチカルバートを設置する基礎地盤に軟弱粘土層が存在した場合、表層の地盤改良を施しても盛土

荷重により沈下が発生し、かつサイドウォール部とセンターピア部に不等沈下が生じ、サイドウォール、インバート、センターピアのフーチング部の曲げモーメントが増加する。

②2次元フレーム解析は、沈下に伴うサイドウォールおよびインバートにおける曲げモーメントの増加状況を良く再現している。

③2次元フレーム解析で地盤反力係数をパラメトリックに解析した結果、解析における不等沈下量と鉄筋引張応力の関係は、概ね計測値を評価していると言える。

④この関係より、原設計の不等沈下量 5mm における鉄筋引張応力に対して、不等沈下量の計測値 55~65mm では約 10 倍の鉄筋引張応力が作用することとなる。

⑤多連アーチカルバートの設計においては、盛土荷重が影響する深度までの土層を含めた地盤反力係数を適切に設定し、沈下量も精度良く評価することが重要である。

参考文献

- 1) 日経コンストラクション(2006 10-27): 中島高架橋アーチカルバート工事 (福岡県) 初の7連アーチで工費を3割低減, pp.30~35, 2006.10.
- 2) 長屋淳一, 小高 武, 大村宏幸, 岸田 潔, 横峰正二: 計測による多連ユニットアーチカルバートの応力・変形挙動の評価, 土木学会トンネル工学報告集第20巻, pp.373-379, 2010.11.
- 3) 橋本 正, 矢部興一, 山根昭彦, 伊藤博昭: パッド式シールドセグメント用土圧計の開発, 第28回土質工学会研究発表会, pp.2055~2058, 1993.
- 4) 新都市社会技術融合創造研究会 景観性に優れたアーチカルバートを用いた盛土構造に関する研究プロジェクト: 連続アーチカルバートを含む盛土工法に関するガイドライン(案)【2ヒンジ式アーチカルバート編】, 2010.
- 5) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 共通編, 下部構造編, 2002.3.

大型実験および数値解析による連続アーチカルバートの設計規範の構築に関する研究

