アーチカルバートを連続的に含む盛土構造の耐震性能評価と災害復旧に関する検討

参加メンバー

産　ジオスター㈱，日本ゼニスパイプ㈱，日本ヒューム㈱，ヒロセ㈱，
ＪＦＥ商事テールワン㈱，
㈱地域地盤環境研究所，㈱ニュージェック

学　京都大学工学研究科都市社会工学専攻
京都大学工学研究科社会基盤工学専攻
大阪工業大学工学部都市デザイン工学科

官　国土交通省近畿地方整備局道路部
国土交通省近畿地方整備局滋賀国道事務所
国土交通省近畿地方整備局奈良国道事務所

ｵﾌﾞｻﾞｰﾊﾞｰ：　国土交通省国土技術政策総合研究所
(独)土木研究所メンテナンスセンター

プロジェクトの目的

- 地域分断や風通し等，地域の要望を考慮して道路計画を行うと，盛土構造は敬遠され，高架橋構造となる．
- 高架橋構造は，盛土に比べてコストが高い．
- 高架橋構造よりコストを下げ，かつ盛土の問題である地域分断をなくすため，アーチカルバートを連続的に挿入した盛土構造の提案．



プロジェクトの目的

- 盛土と高架橋の中間的構造物と位置付けるのであれば，耐震性能に関する評価を行い，盛土としての対応でいいのかどうか，判断する必要がある．
- 耐震設計法やその検討のガイドラインを整備する必要がある．
- 被災した場合の性能復旧性を明確にする

プロジェクトの実施内容

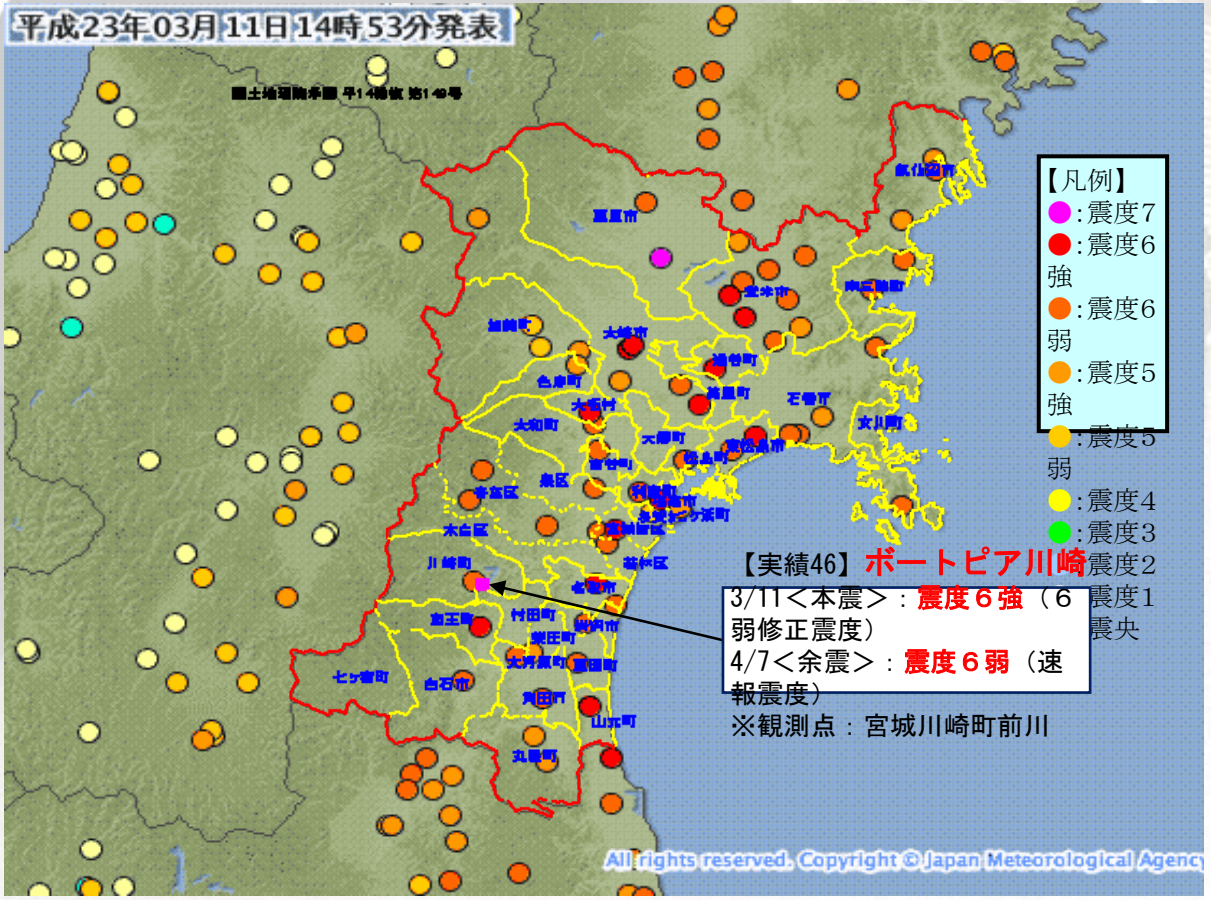
- 模型実験の実施.
- 数値解析による検討.
- 応答変位(荷重)などによる簡易的な性能評価法の提案. 耐震設計マニュアルの検討.
- 被災時性能復旧についての検証. 実プロジェクトの支援.

発表内容

- 震災調査報告
- 動的遠心模型実験と数値解析
- 計測による多ユニットアーチカルバートの応力・変形挙動の評価

震災調査報告

- ボートピア川崎造成工事（震度：6強）
- 常磐自動車道太平橋（震度：6強）

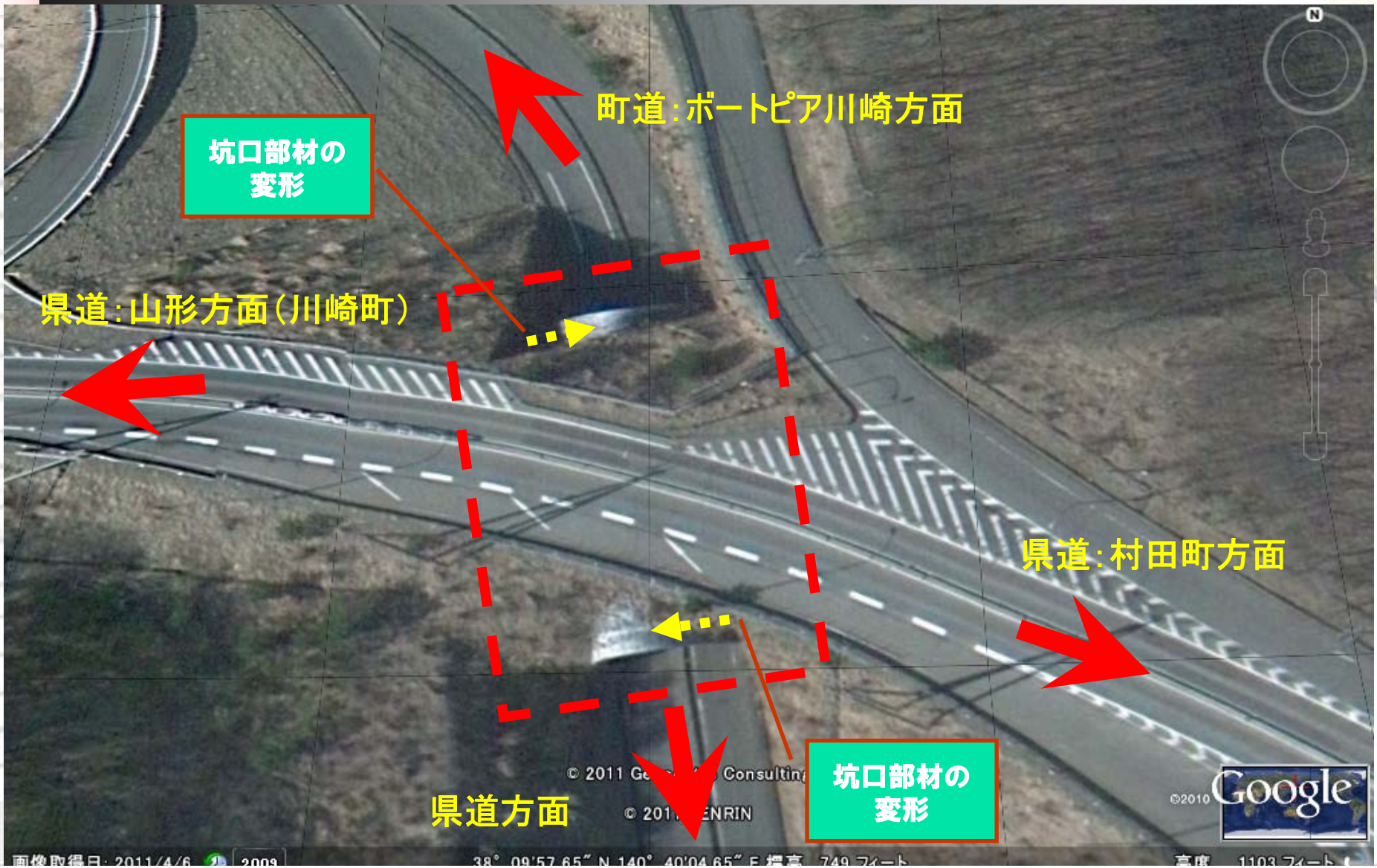


震災調査報告
ボートピア川崎造成

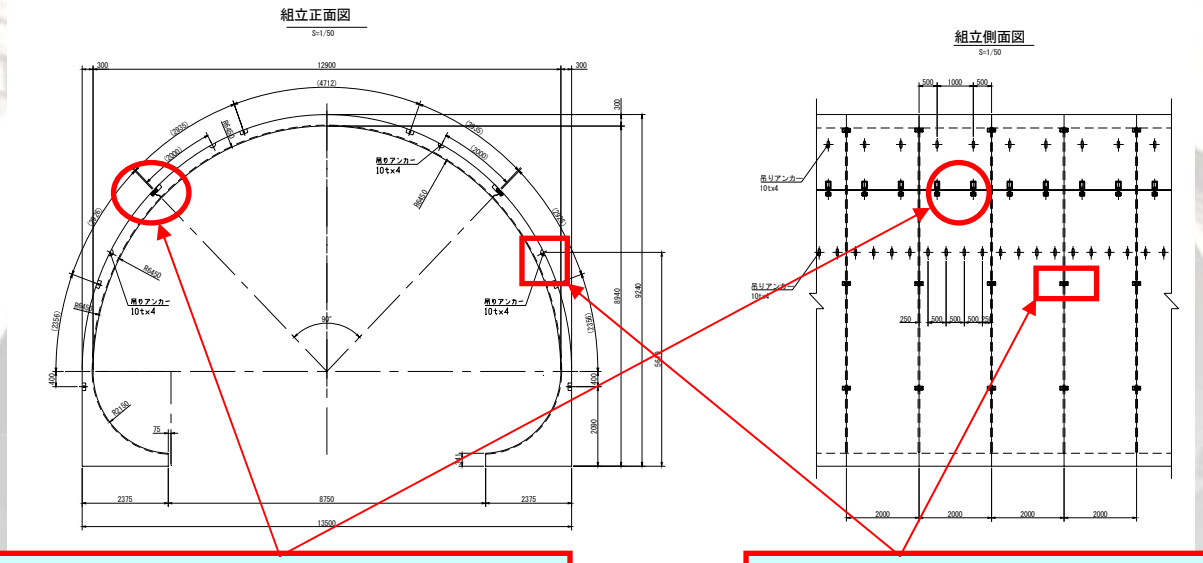
- フーチングタイプ
- 平成10年施工
- 平成20年6月14日の岩手・宮城内陸地震発生後，現地調査を実施．カルバートに変状がないことを確認．

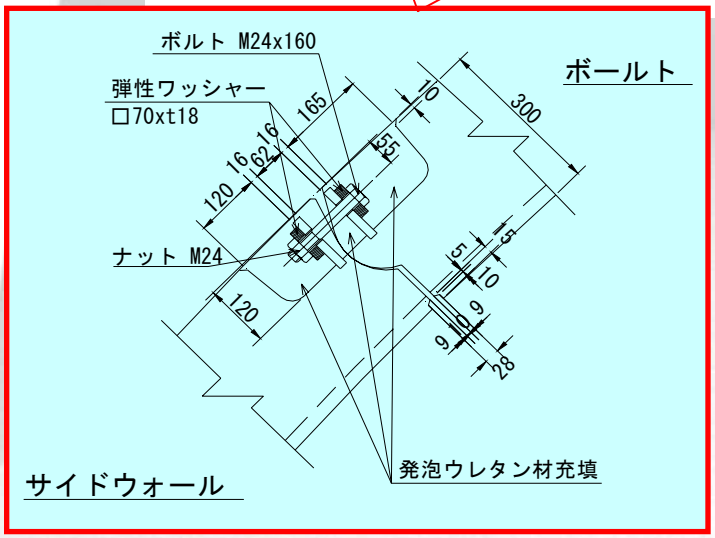


震災調査報告
ボートピア川崎造成

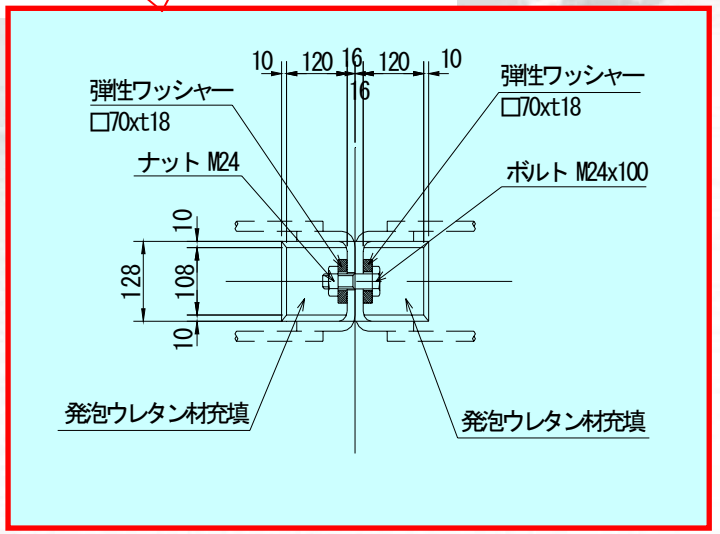


震災調査報告
ボートピア川崎造成





ピース間ジョイント



リング間ジョイント

震災調査報告
ボートピア川崎造成





モジュラーチ上部
の県道損傷状況



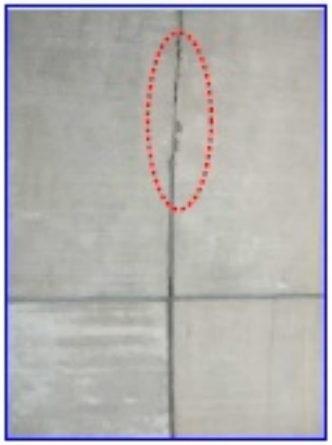


震災調査報告
ボートピア川崎造成

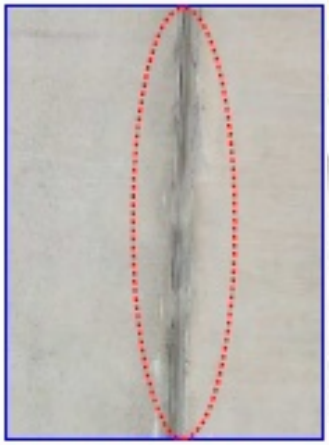
・内部道路、両坑口面壁は異状無し
・躯体にひびわれは発生していない



部材端部の欠損
（３箇所）



目地材の切断
（２０箇所）



目地材の切断と外側防水シートの損傷
（1箇所）



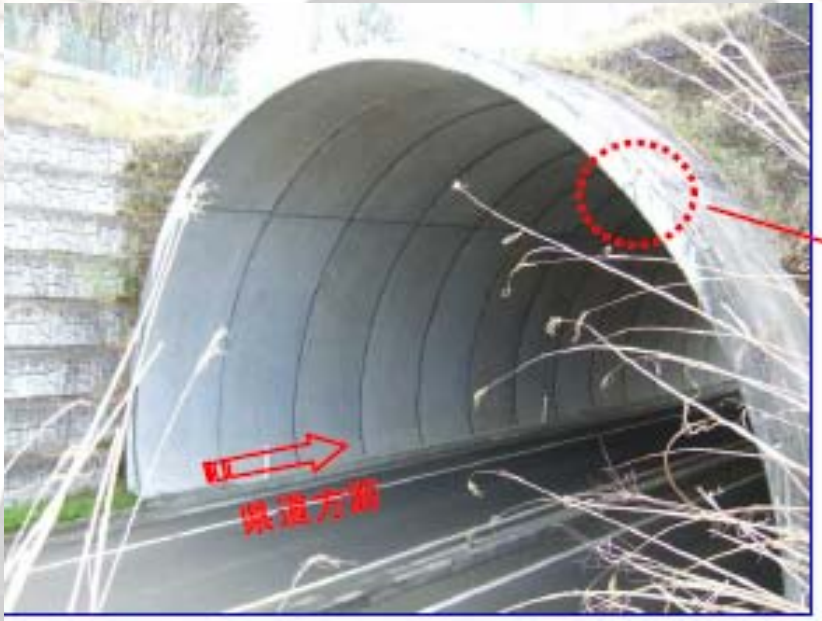
盛土土砂の流出

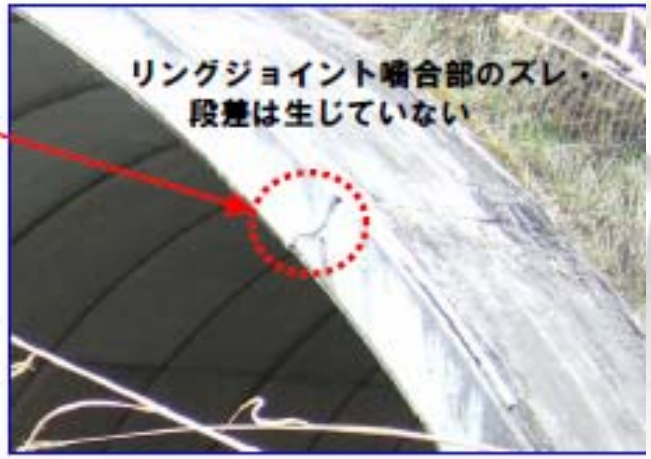
路肩部（構造物と縁石間）のひび割れ

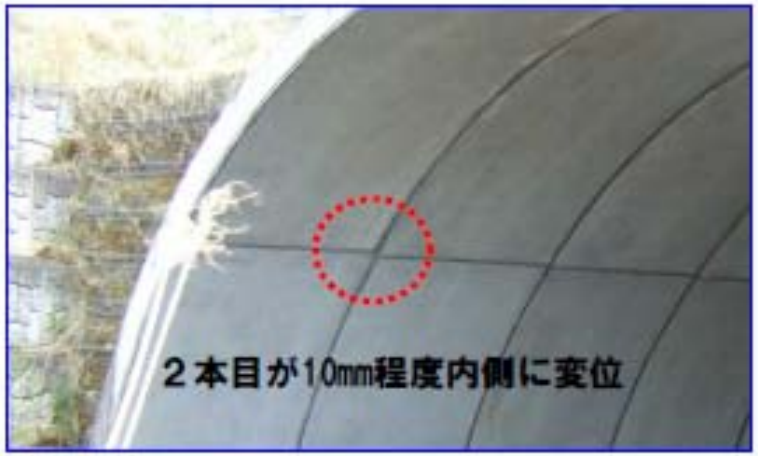


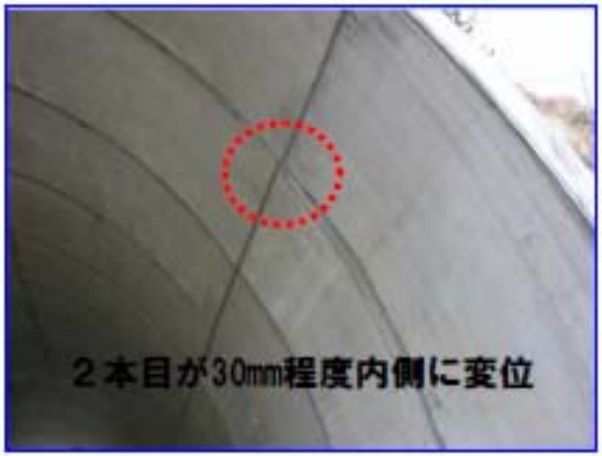


震災調査報告
ボートピア川崎造成

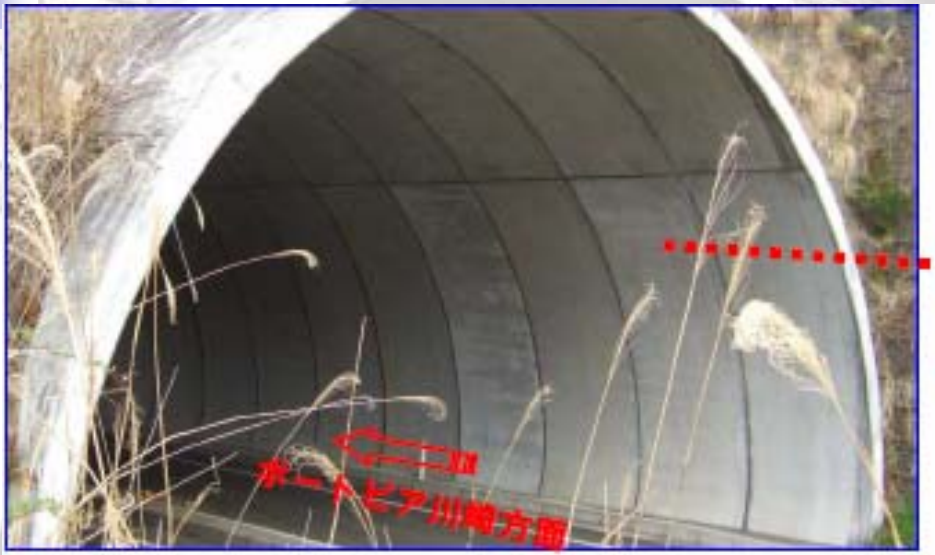


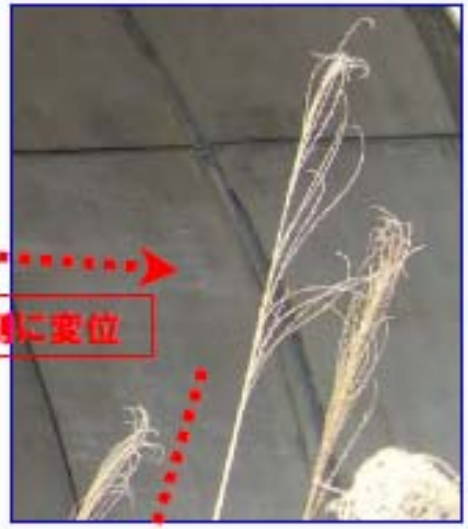




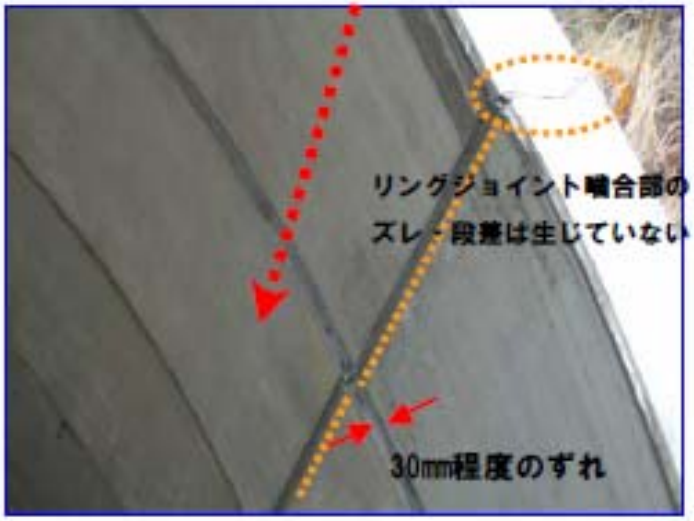


震災調査報告
ボートピア川崎造成









震災調査報告
ボートピア川崎造成

変状状況と要因

- アーチカルバートの変形（両坑口付近の部材）→地震動・偏土圧の作用
- 目地開きによる目地材の破断，脱落（縦横断方向）→地震動による部材の揺れ
- 躯体部材端部の欠損
- 盛土土砂の流出→地震動による目地材の破断と外側防水シートの変状

震災調査報告
常磐自動車道大平橋

- インバートタイプ
- 平成14年施工
- 延長：24 m，土被り：3.0 m





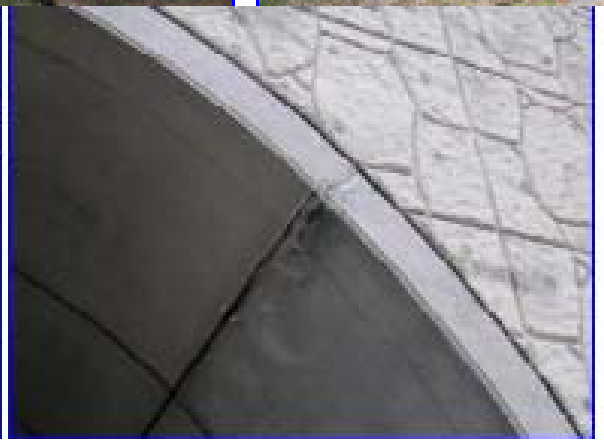
震災調査報告
常磐自動車道大平橋

- カルバート構造物に被災個所は無し











震災調査報告
常磐自動車道大平橋

- カルバート構造物に被災個所は無し



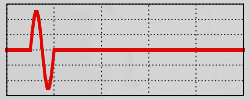
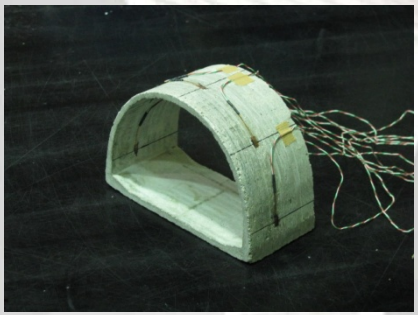
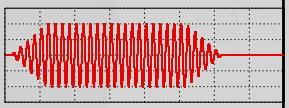
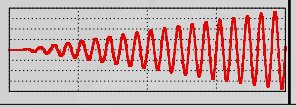


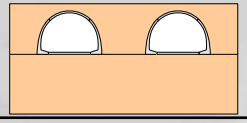






遠心模型実験と数値解析
検討ケース

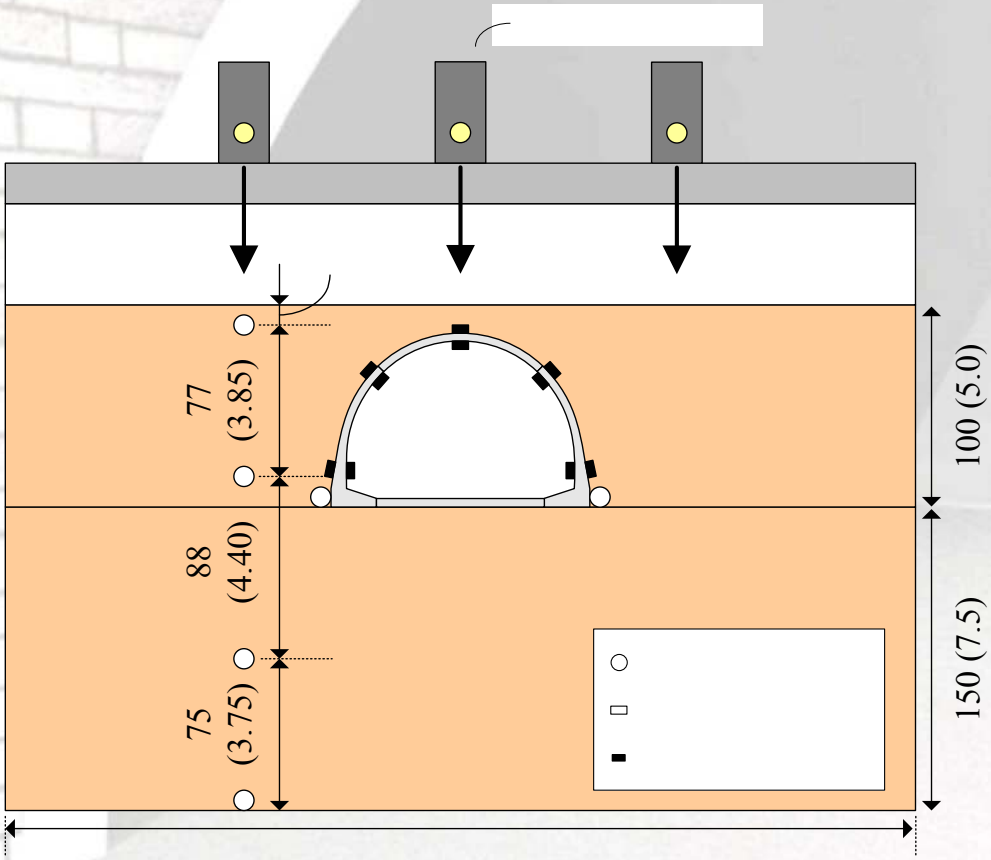
継ぎ手の影響		剛結	未結合
(50G)1Hzパルス波			
(50G)1Hzの正弦波30波			
(50G)1Hzの増加波			

ユニット間隔の影響		剛結	未結合
(50G) 1Hzパルス波		(3つの波に対して) L＝0.5H L＝1.0H L＝1.5H	(1Hzの増加波のみ) L＝0.5H
(50G) 1Hzの正弦波30波			
(50G) 1Hzの増加波			

数値解析では，剛結を対象に再現解析を実施→実験との相互補完

遠心模型実験と数値解析
実験条件 －遠心加速度 50G－

実験概略図



模型寸法 mm　（）内はプロトタイプ寸法 m

計測項目

①地盤の応答加速度
②地表面変位
③アーチカルバートのひずみ
④アーチカルバート脚部の加速度

実験ケース



（a）剛結



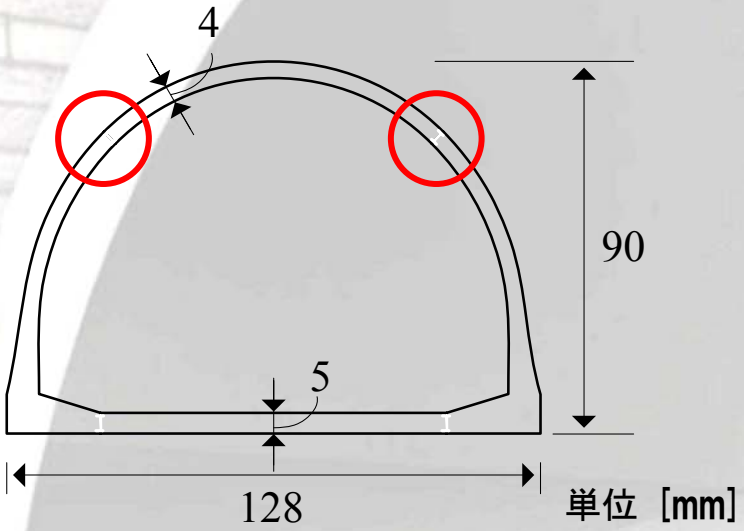
（b）未結合

地盤材料

砂質地盤，盛土共に乾燥豊浦砂
（Dr = 85%）

遠心模型実験と数値解析
アーチカルバート模型

珪砂6号：早強セメント：水＝2：1：0.65
の配合のモルタルで1/50模型を作成



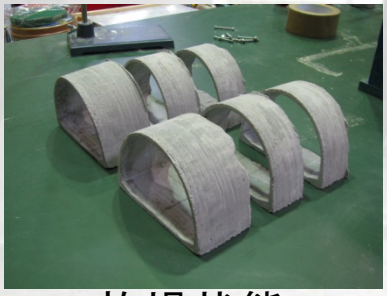
材料強度

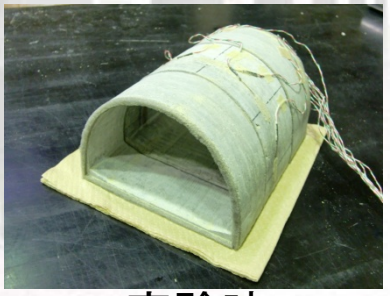
ヤング率 [kN/m^2]	2.07×10^7
圧縮強度 [kN/m^2]	4.92×10^4
曲げ強度 [kN/m^2]	1.17×10^4
ポアソン比	0.18

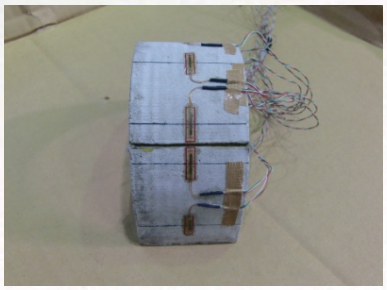
作成状況


打設時


脱型直後


乾燥状態


実験時

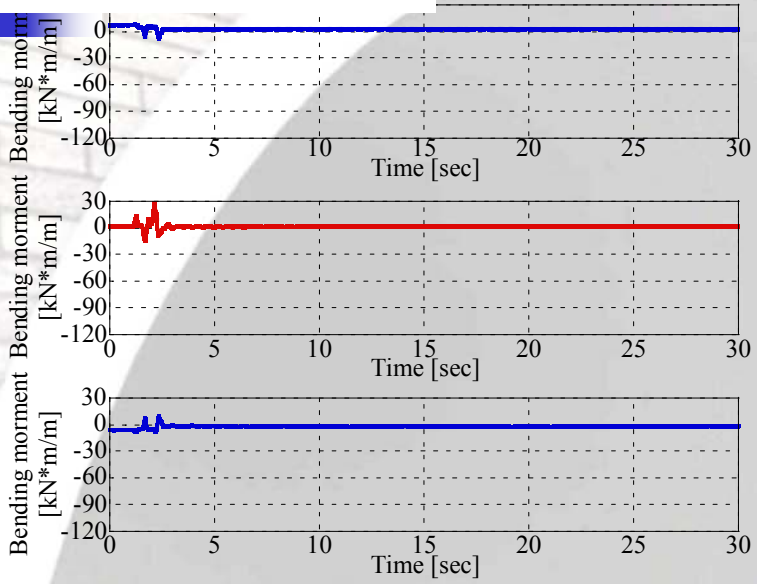

分割位置

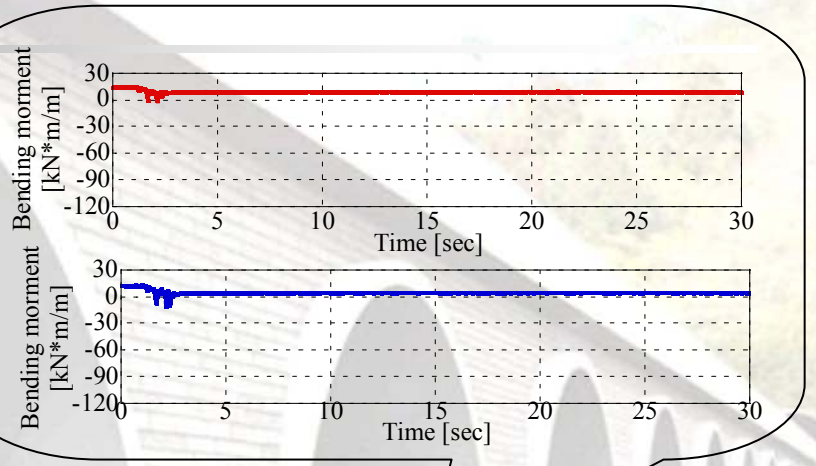

実験時

遠心模型実験と数値解析

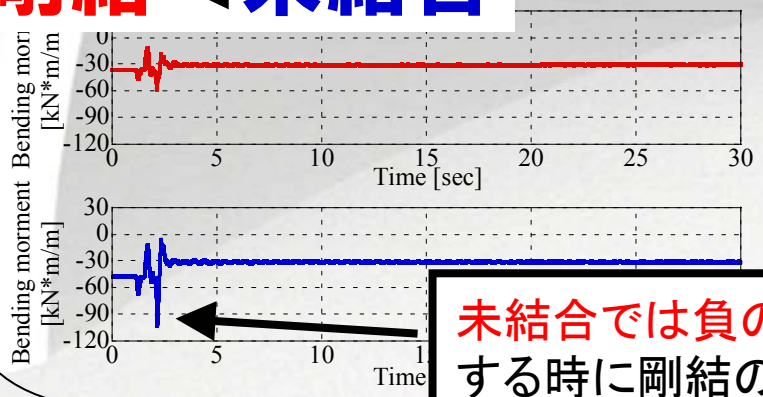
曲げモーメント

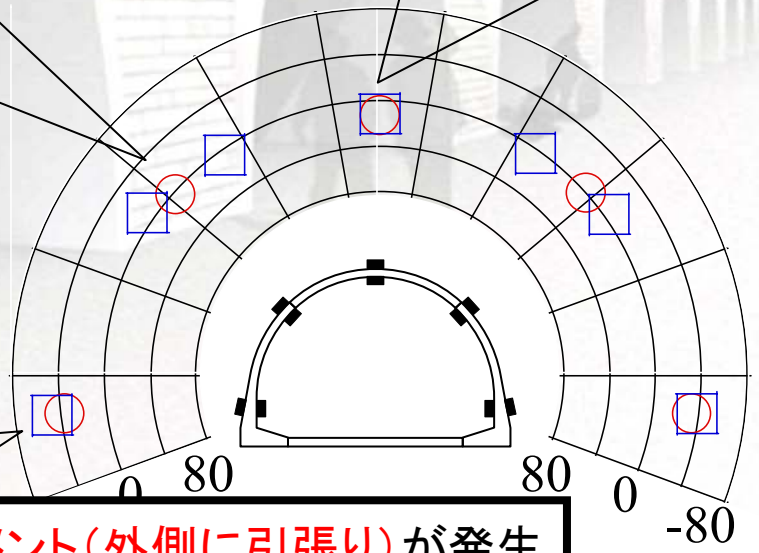
剛結＞未結合





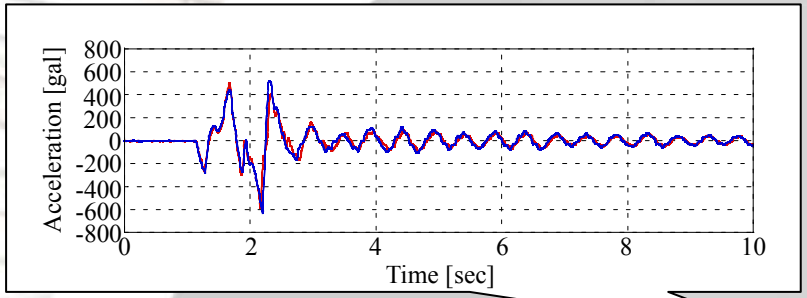
剛結＜未結合



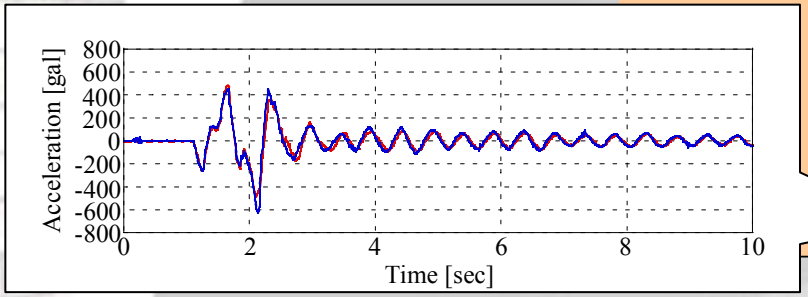


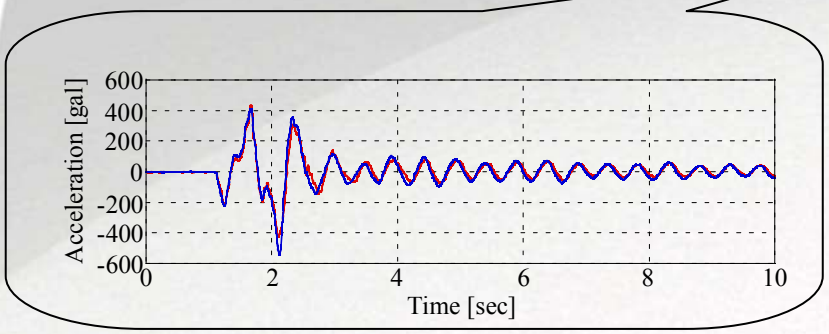
未結合では負の曲げモーメント（外側に引張り）が発生する時に剛結の場合より曲げモーメントが大きくなる

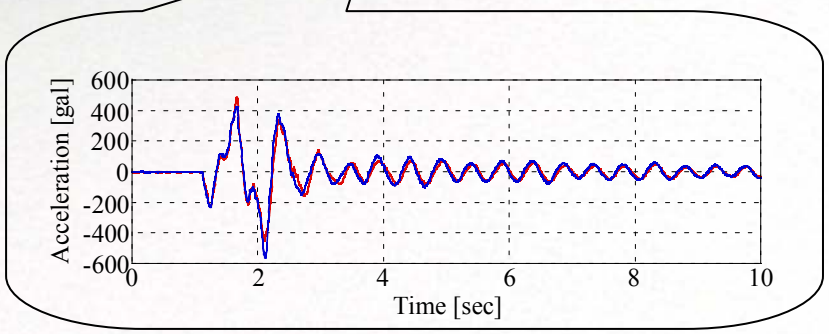
遠心模型実験と数値解析
アーチカルバートと周辺地盤の加速度



未結合の場合において，脚部に大きな曲げモーメントが発生した時刻では，アーチカルバートの脚部と周辺地盤の両方で，未結合の場合の方が応答加速度が大きくなる．



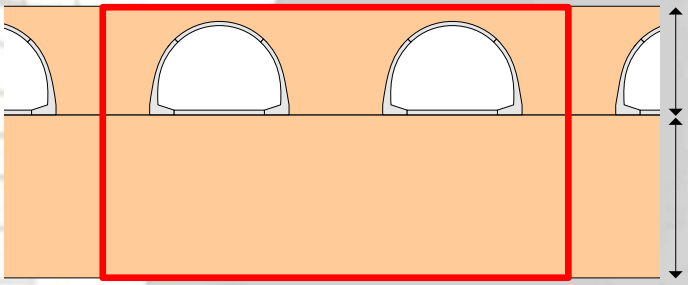




遠心模型実験　50G

実験対象

7.5 mの砂質地盤に，5.0 mの盛土工



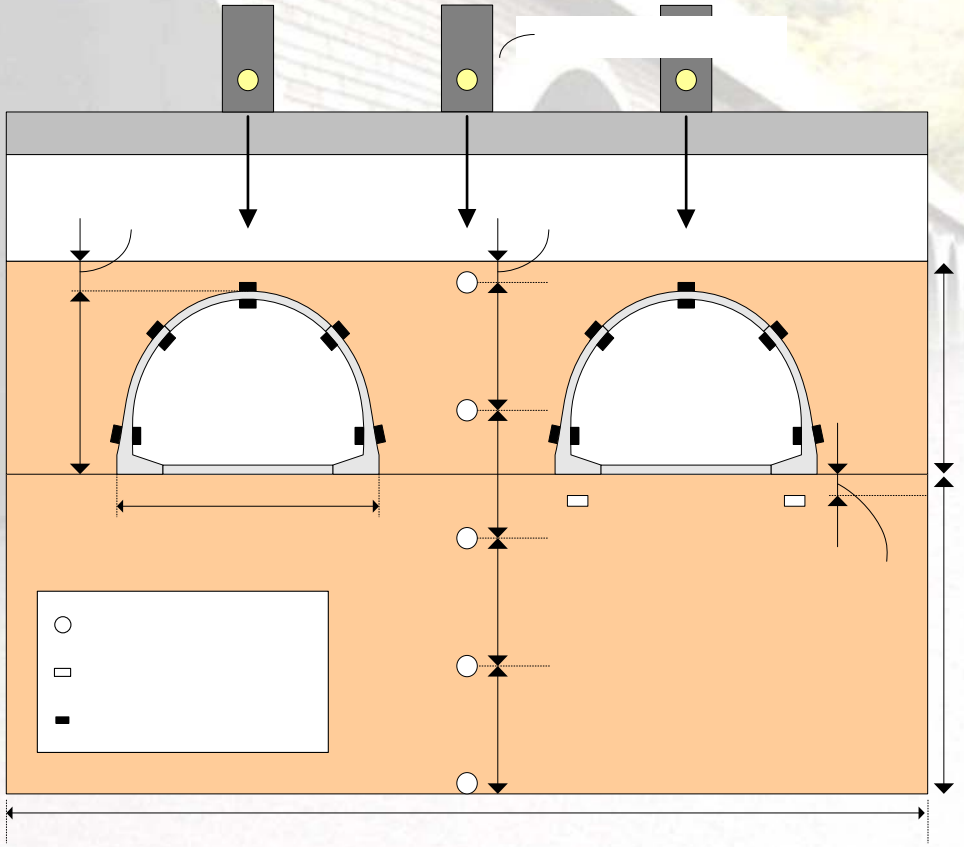
2ユニットをモデル化

地盤材料

砂質地盤，盛土共に乾燥豊浦砂

土粒子密度 G_s	2.64
最大間隙比 e_{max}	0.975
最小間隙比 e_{min}	0.585
相対密度 D_r	0.85

実験概略図

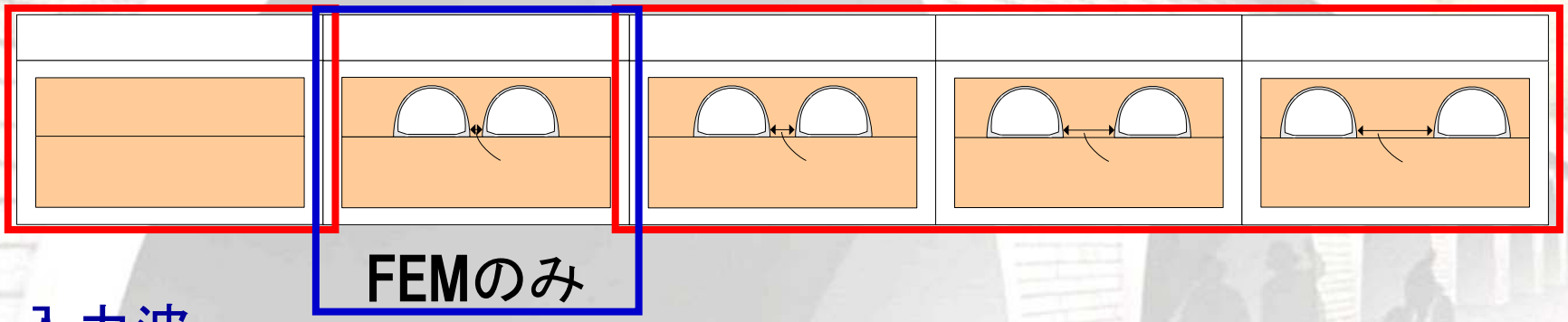


模型寸法 mm　　()内はプロトタイプ寸法 m

実験ケースと入力波

実験ケース

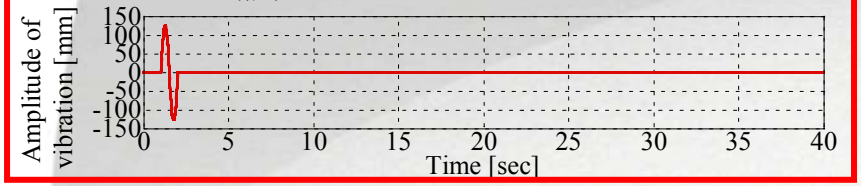
アーチカルバートの高さH=4.3 mを基準に，ユニット間隔Lを決定



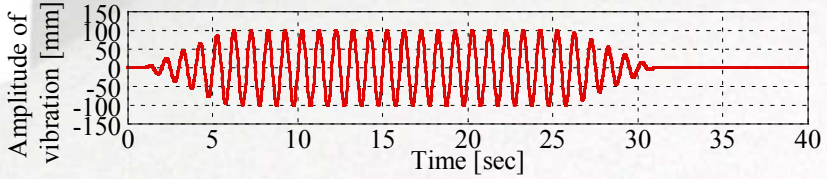
入力波

プロトタイプ1Hzの正弦波を振動台の変位制御で入力

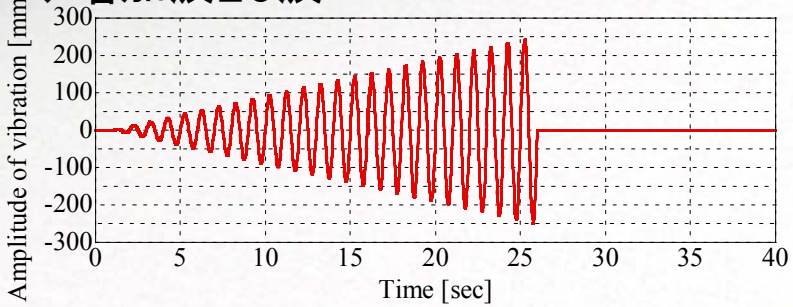
◆パルス波



◆テーパー付き30波

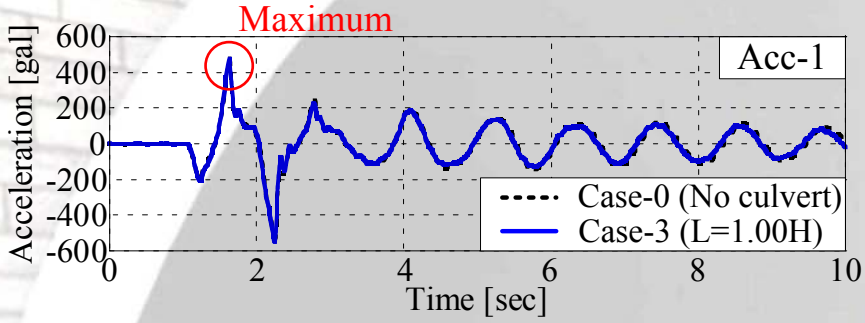


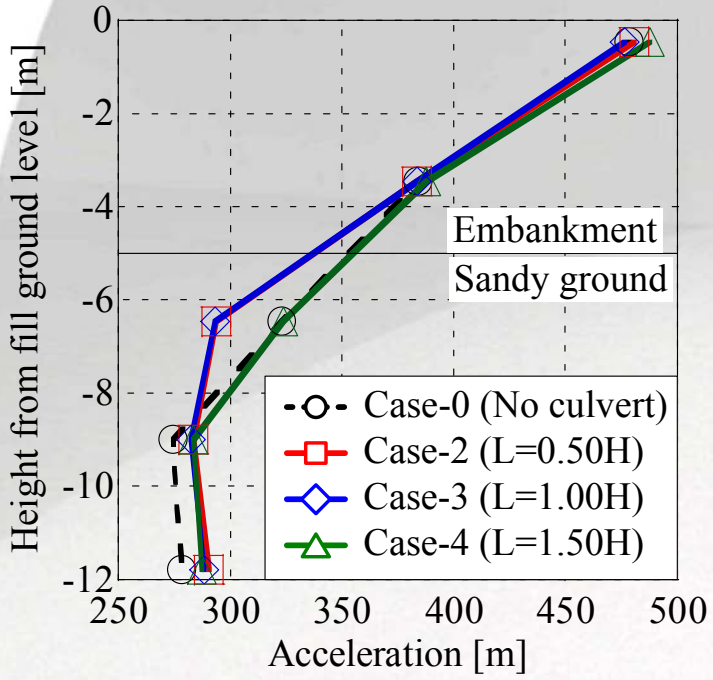
◆増加波25波

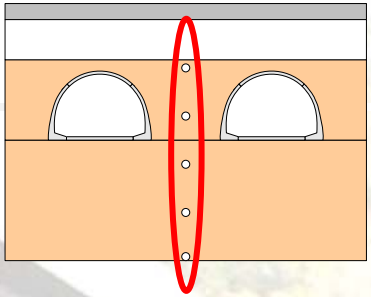


ユニット中央の応答加速度

ユニット中央の応答加速度







◆Acc-1の応答加速度

アーチカルバートの有無に関わらず，
同位相，同程度の最大加速度

◆Case-4

Case-4はアーチカルバートを含まない
Case-0とほぼ同様の結果

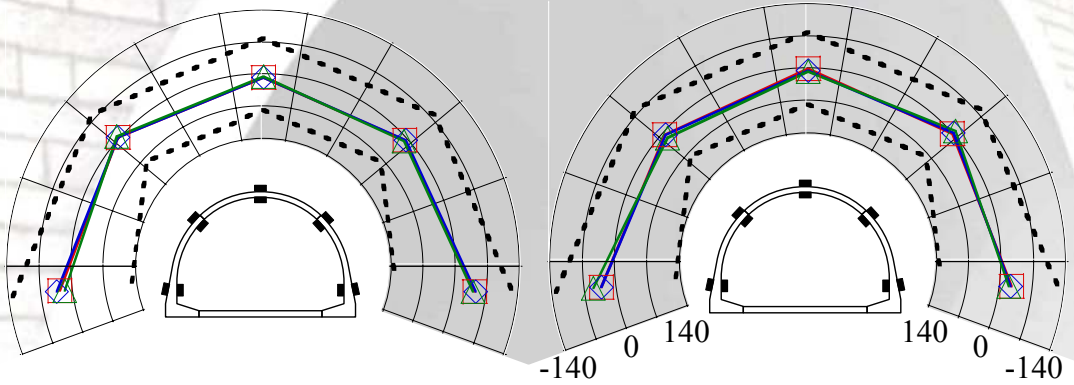
ユニット間隔が十分に広い場合には，
アーチカルバートの影響を受けない

しかしながら・・・

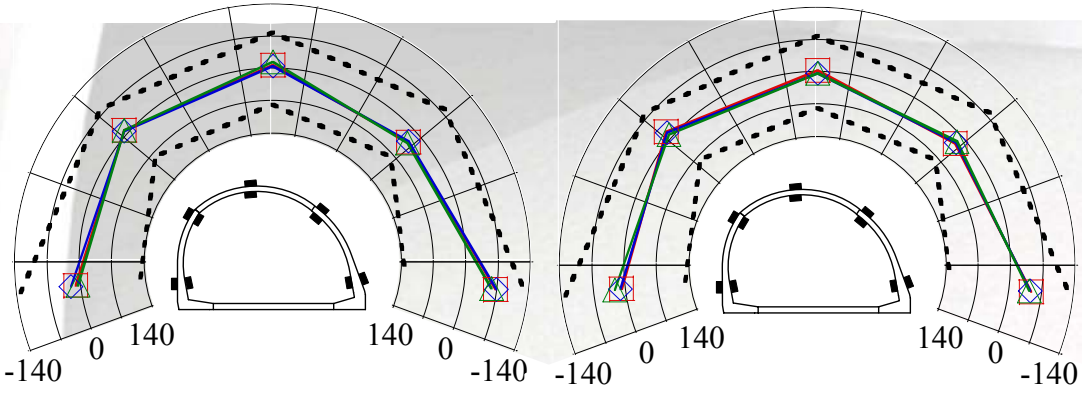
盛土部分ではアーチカルバートの有無，
ユニット間隔の違いは明確ではない．

曲げモーメントの分布

曲げモーメント



(a)　初期状態



(b)　右側脚部最大曲げモーメント発生時



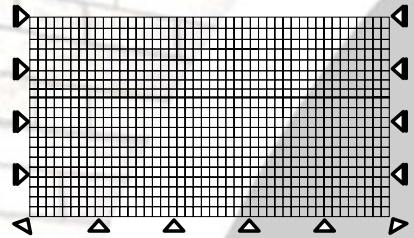
◆ アーチカルバートがたわむ場合，外側に引張りが生じる脚部に大きな曲げモーメント

◆ いずれの状態においても，ユニット間隔による差異は確認できない．

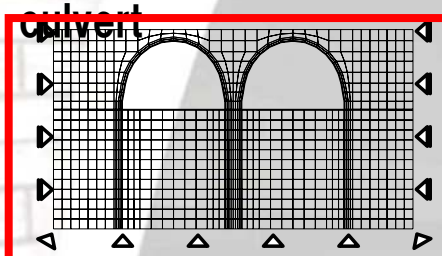
◆ 本実験レベルの地震動では，どの部材もひび割れ発生モーメントに至らない

遠心模型実験の数値解析

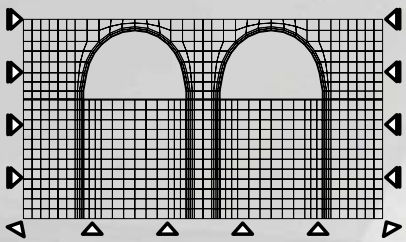
解析ケースと境界条件



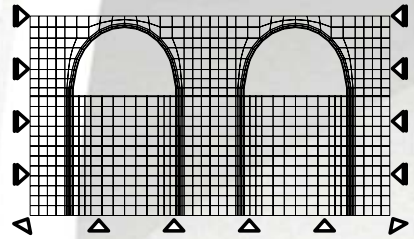
(a) Case-0 No culvert



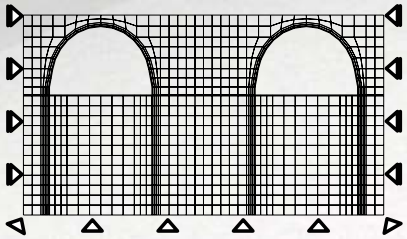
(b) Case-1 L=0.25H



(c) Case-2 L=0.5H



(d) Case-3 L=1.0H



(e) Case-4 L=1.5H

底部から実験で計測された振動台の加速度を入力

構成モデル

盛土，基礎地盤：subloading t_{ij} model

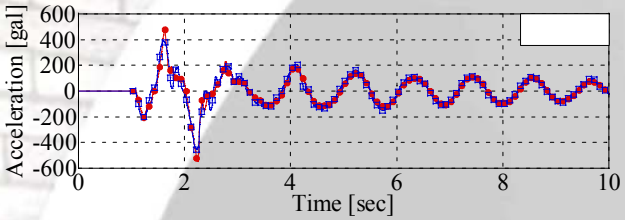
Unit weight γ [kN/m^3]	15.76
Principal stress ratio at critical state Mf	2.87
Poisson's ratio ν	0.3
Coefficiennt of earth pressure at rest K_0	0.5
Void ratio e_0	0.65
Compression index λ	0.012
Swelling index κ	0.0025
Damping coffecient h	0.05

アーチカルバート：AFD model

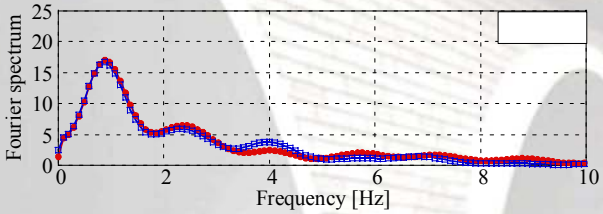
Mortar	Young's modulus E [kN/m^2]	2.07×10^7
	Compressive strength f_c [N/m^2]	4.92×10^4
	Tensile strength f_t [kN/m^2]	5.76×10^3
	Poisson's ratio ν	0.18
Reinforcing steel	Young's modulus E [kN/m^2]	Sufficiently lower value
	Yield strength f_y [kN/m^2]	
	Poisson's ratio ν	
Unit weight γ [kN/m^3]		19.35
Damping coffecient		0.02

解析結果　～応答加速度～

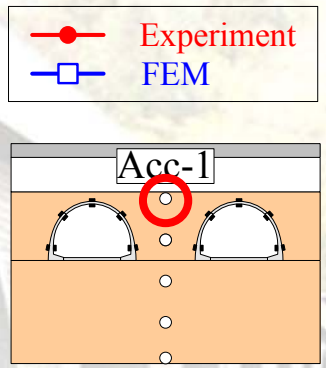
応答加速度とフーリエ・スペクトル（Case-3　L=1.0H）



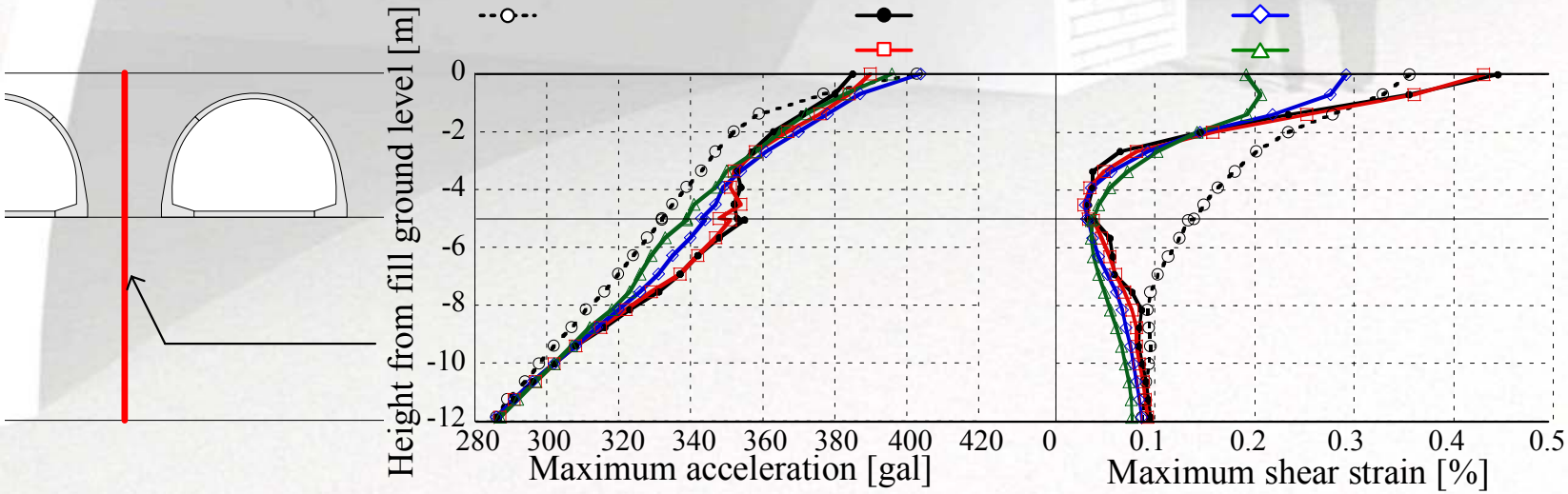
応答加速度



フーリエ・スペクトル

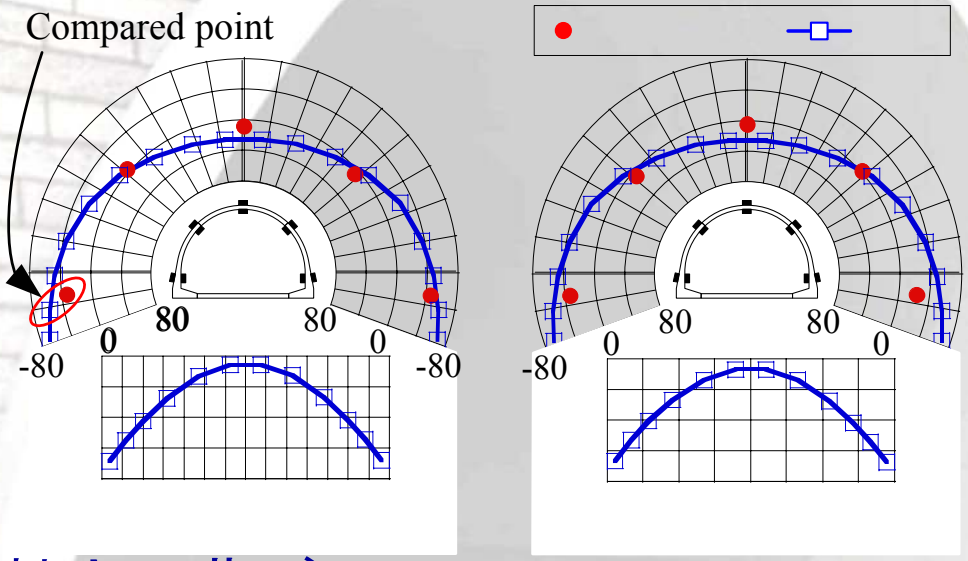


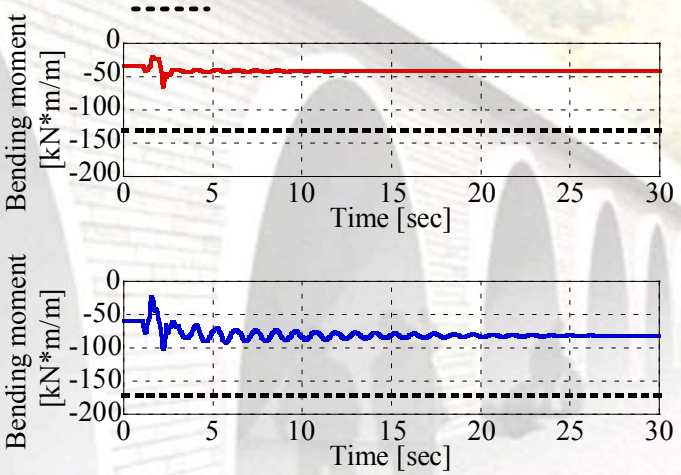
最大応答加速度と最大せん断ひずみ



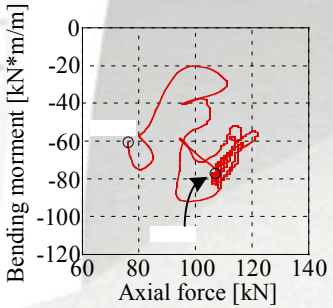
解析結果　～曲げモーメント～

曲げモーメント（Case-3　L=1.0H）

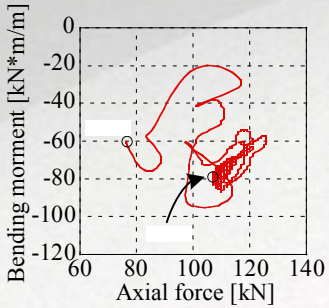




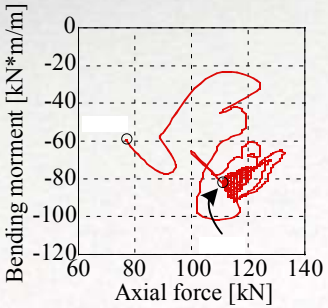
軸力－曲げモーメント



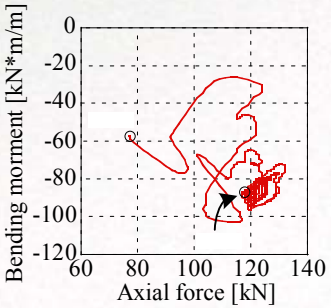
Case-1
(L=0.25H)



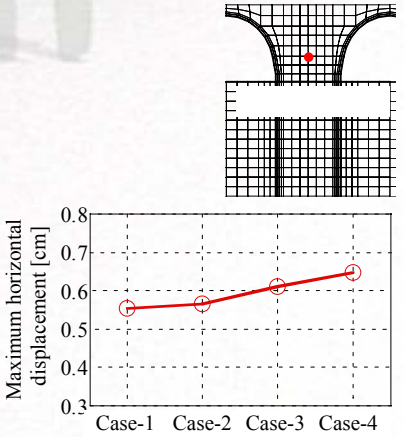
Case-2
(L=0.50H)



Case-3
(L=1.00H)



Case-4
(L=1.50H)



水平変位

遠心模型実験とその数値解析の結果と今後の課題

本研究により，得られた知見は以下の通りである．

継ぎ手による影響

◆ アーチカルバートの肩部が未結合の場合は，肩部に発生する曲げモーメントは小さくなるが，逆に脚部に大きな曲げモーメントが発生する傾向がある．

ユニット間隔による影響

◆ 盛土材として通常の盛土材を用いる場合，ユニット間隔がアーチカルバートの高さの1/4までなら，ユニット間の地盤の応答加速度，アーチカルバートに発生する曲げモーメントにユニット間隔による大きな差は見られない．

◆ 本研究で用いた地盤とカルバートの構成モデルを用いることで，ある程度正確に実験を再現することが可能である．

今後の課題

◆ 数値解析を用いて，実験では計測できなかった地盤内の応力状態などについても考察が必要である．

計測による多ユニットアーチカルバートの応力・変形挙動の評価：工事概要

宮崎県延岡市の3連アーチカルバート盛土を用いて建設された道路建設工事

①アーチカルバートの高さ　8.3m，幅35.7m

※**サイドウォール，サンタピア，**ボールトのプレキャストコンクリート

③現場打ちの底版コンクリート

④リングジョイントまではセメント改良

⑤盛土材で土被り1.7mまで盛土

⑥舗装厚0.6m

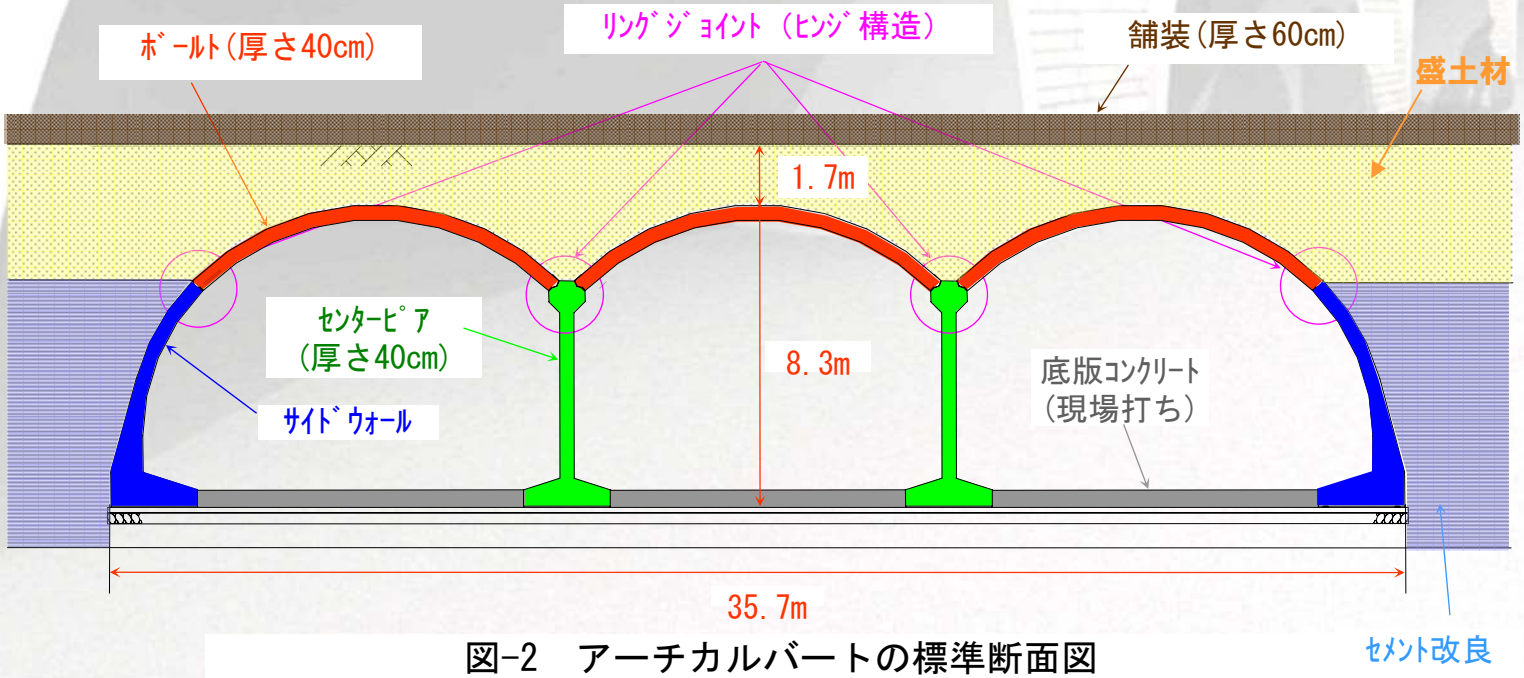
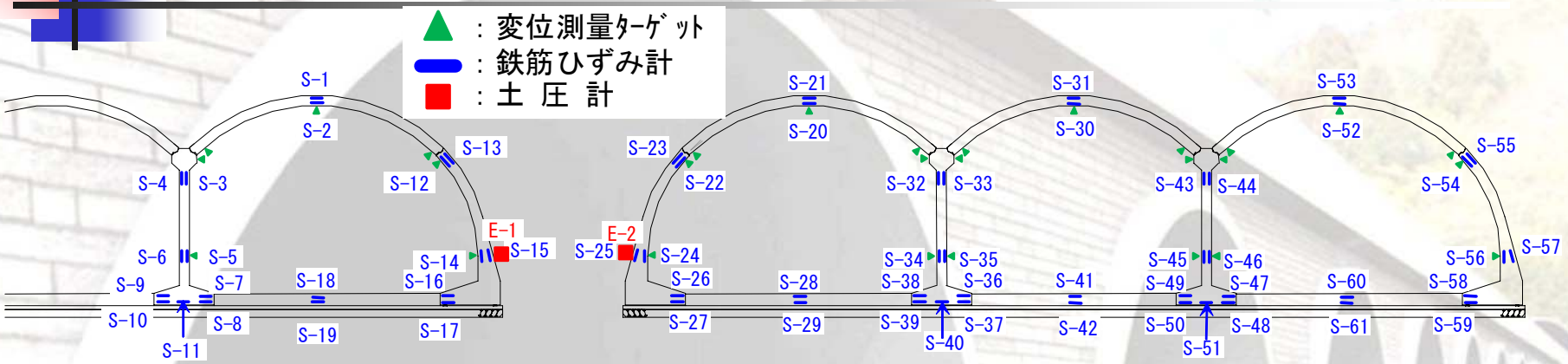


図-2　アーチカルバートの標準断面図

計測による多ユニットアーチカルバートの応力・変形挙動の評価：計測概要



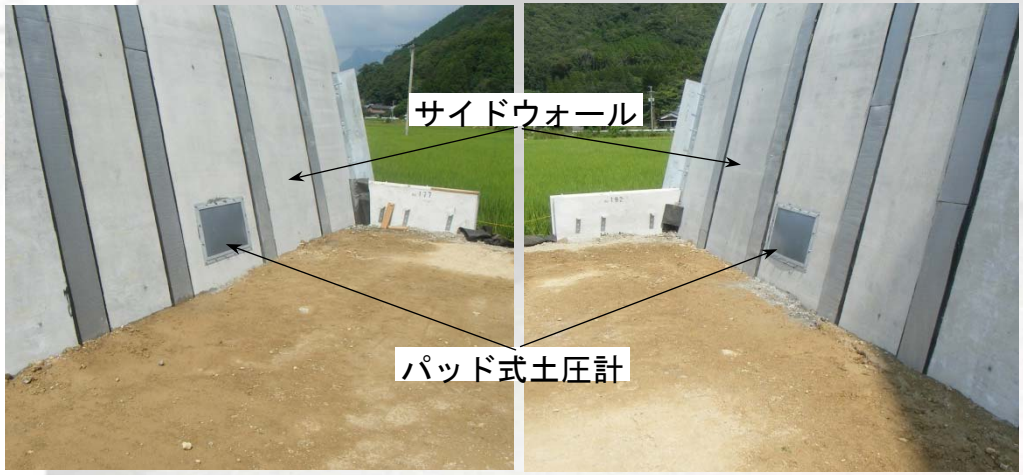


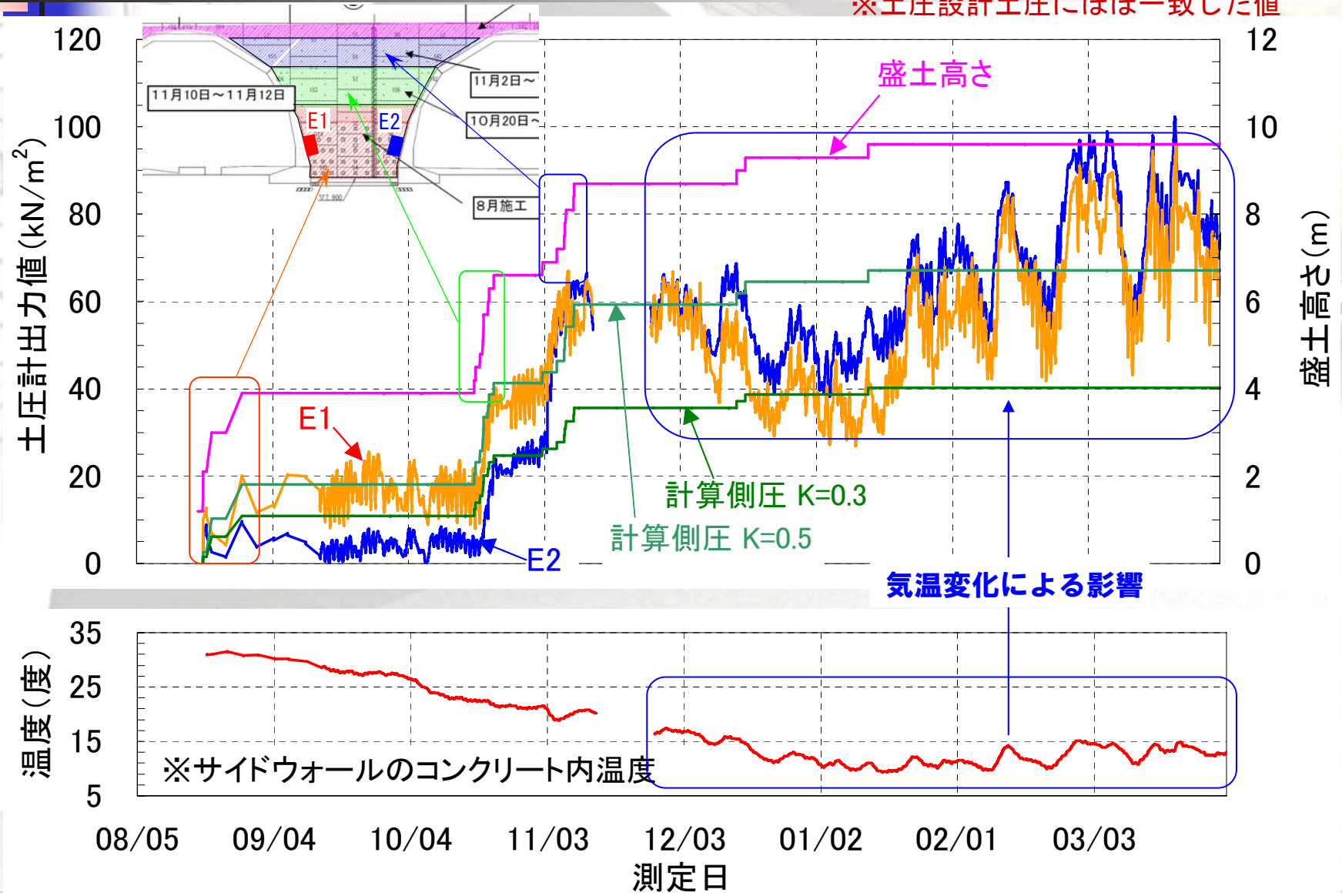




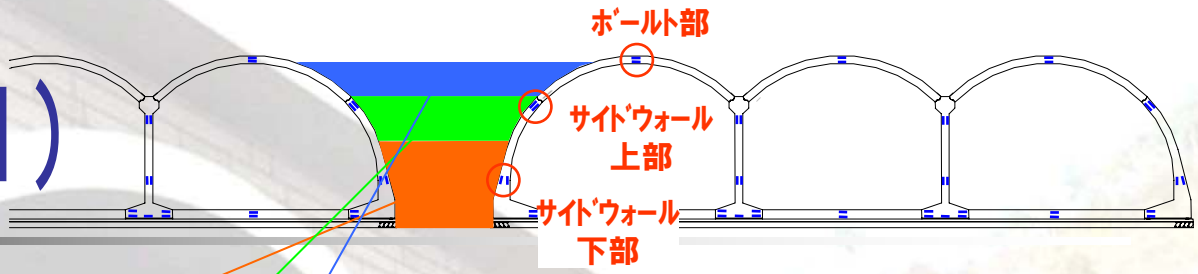
図-5　パッド式土圧計の設置状況

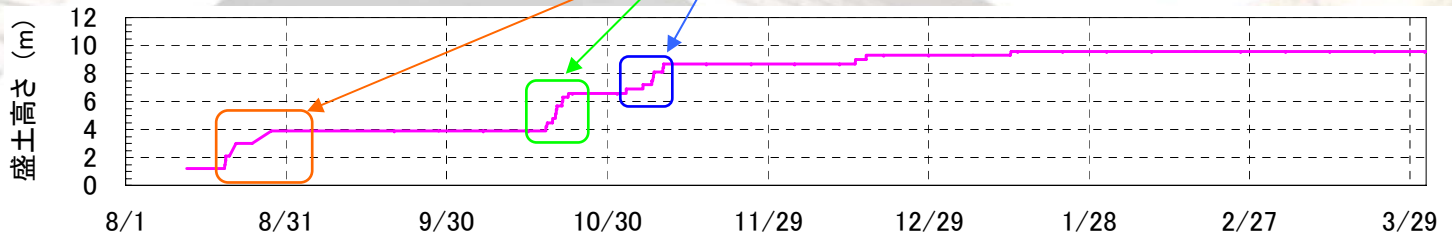
計測による多ユニットアーチカルバートの応力・変形挙動の評価：現場計測結果　－土圧－

水平土圧係数K = 0.3～0.5
※土圧設計土圧にほぼ一致した値

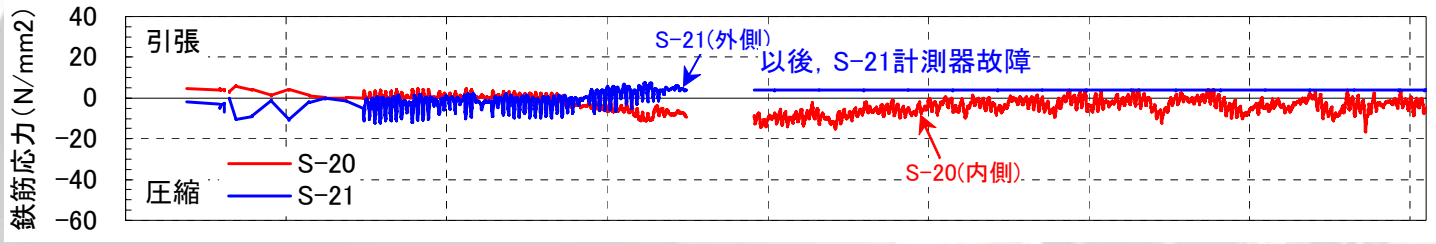


鉄筋応力（1）

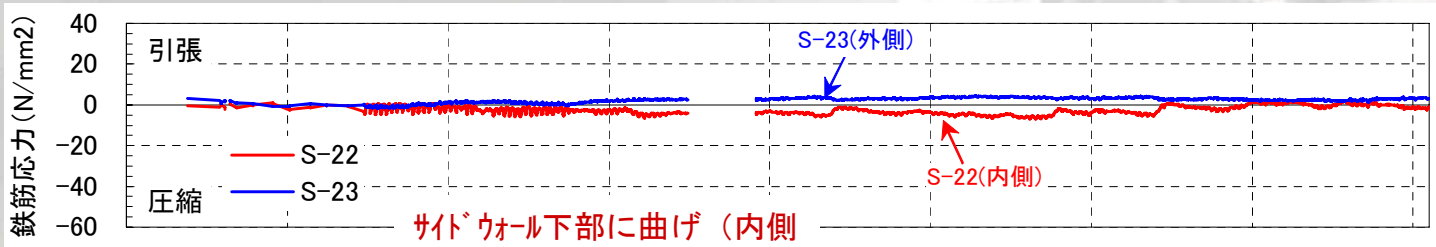




ﾎﾞｰﾙﾄ部

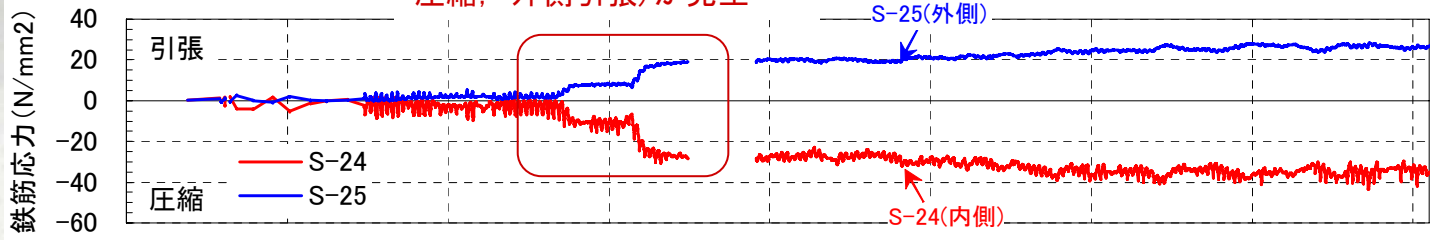


ｻｲﾄﾞｳｫｰﾙ
上部

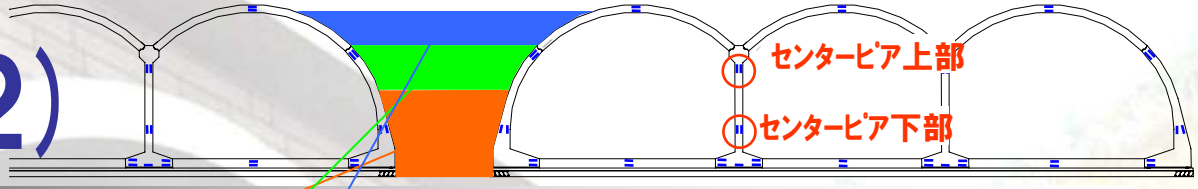


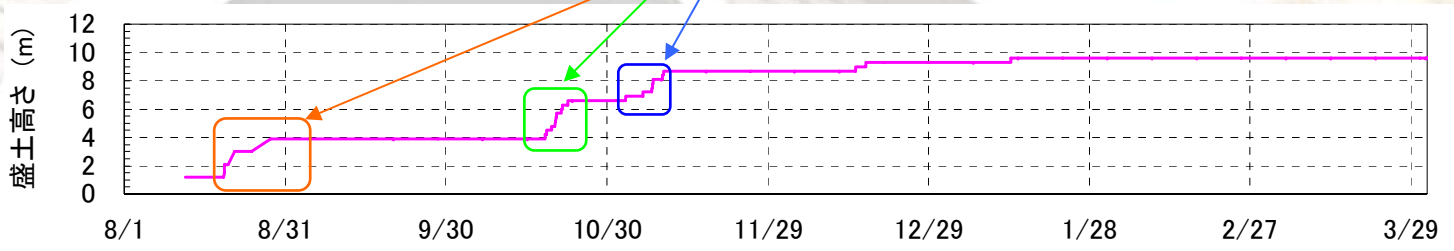
ｻｲﾄﾞｳｫｰﾙ下部に曲げ（内側圧縮，外側引張）が発生

ｻｲﾄﾞｳｫｰﾙ
下部

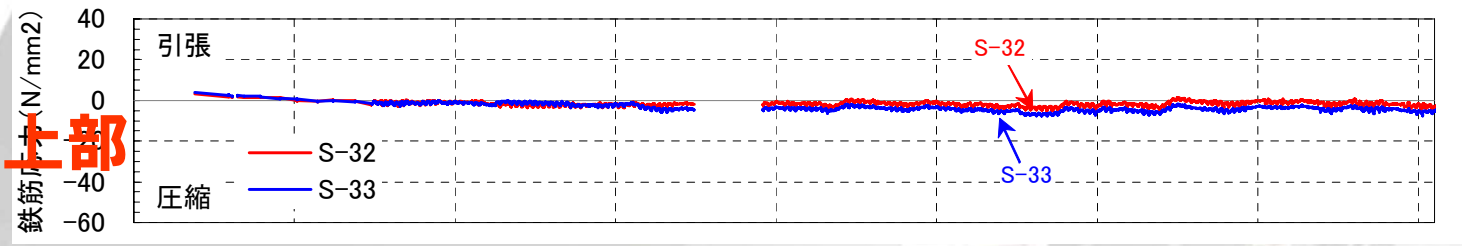


鉄筋応力（2）

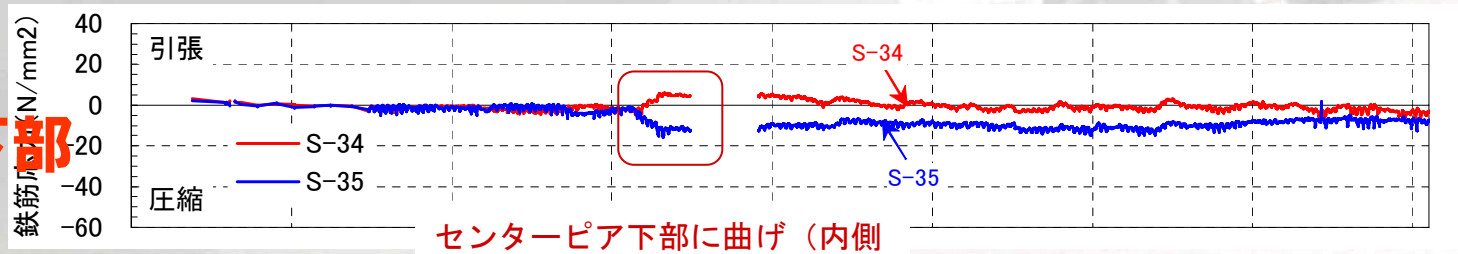




センターピア上部

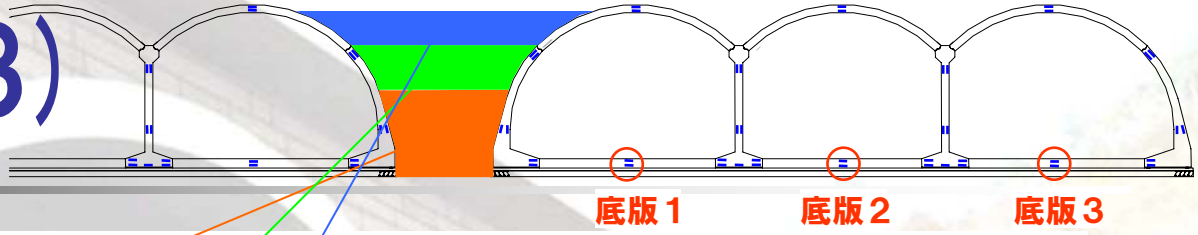


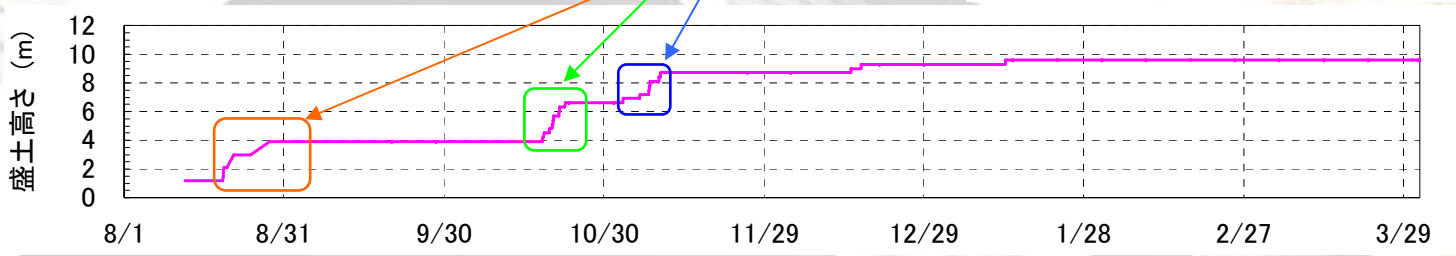
センターピア下部



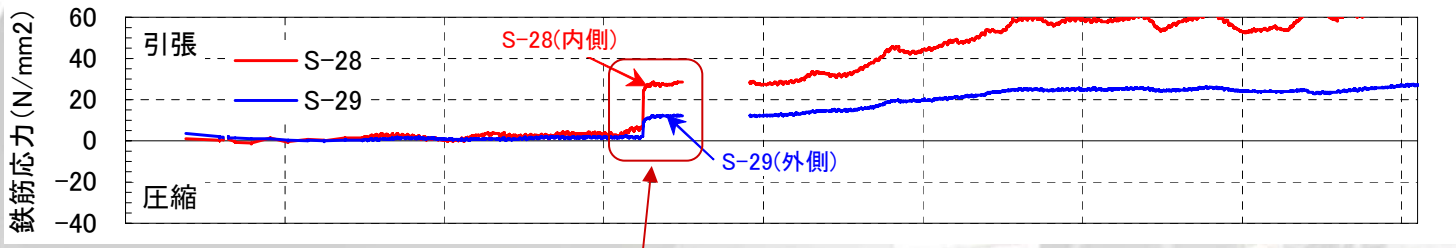
センターピア下部に曲げ（内側圧縮，外側引張）が発生

鉄筋応力（3）

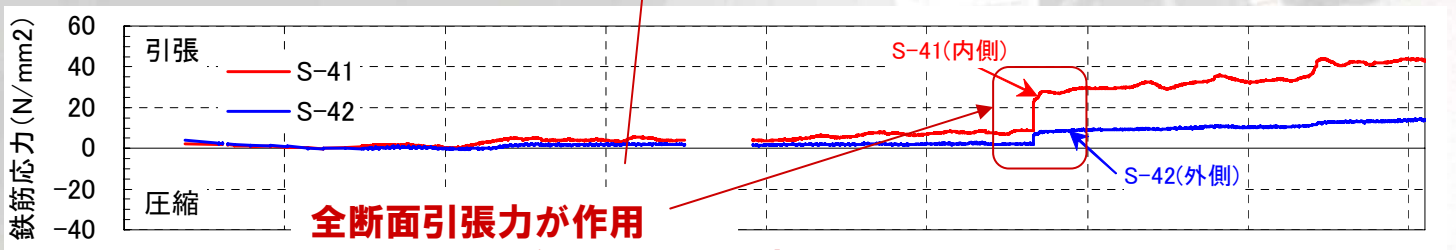




底版１

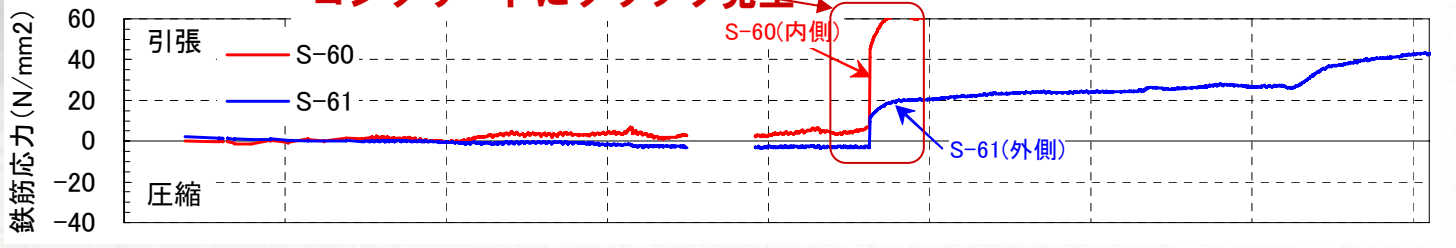


底版２



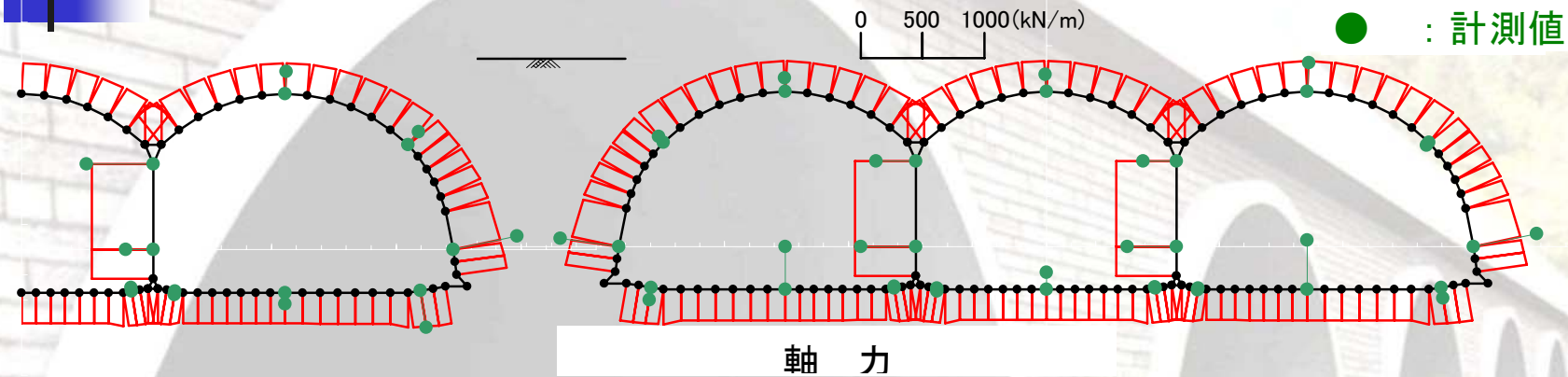
全断面引張力が作用
コンクリートにクラック発生

底版３

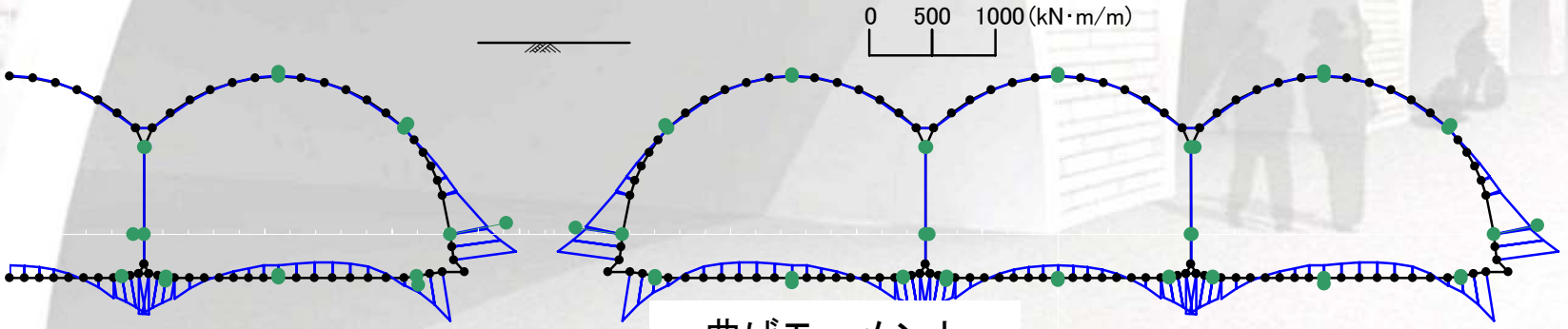


軸力・曲げモーメントの設計値との比較（土被り厚1.3m時）

実線：設計値
●　：計測値



軸　力



曲げモーメント

ボールト部とサイドウォール部は，計測値は定量的に設計値と良く一致
底版コンクリート部は，設計値が圧縮力が作用するのに対して，計測値では引張力

サイドウォールのフーチング部における地盤との摩擦により抵抗して，底版コンクリートに圧縮力がほとんど作用しないが，上載荷重の増加時には，サイドウォール脚部が広がることにより底版コンクリートに引張力が発生している

計測による多ユニットアーチカルバートの応力・変形挙動の評価：まとめ

①サイドウォールに作用する側方土圧は，リングジョイントまでの盛土時には，水平土圧係数K = 0.3～0.5，天端までの盛土時にはK = 0.5に相当する土圧が作用しており，設計土圧にほぼ一致している．

②アーチカルバート間の盛土がリングジョイントに達するまでは大きな変位の発生は見られないが，リングジョイント以降の盛土によりサイドウォールが斜め上方から押し付けられるような変形を示す．

③サイドウォールの下部およびサイドウォールのフーチング部分に大きな曲げモーメントが作用した．また，アーチカルバート間の盛土の影響はボールトを介してセンターピアにまで及んでおり，センターピアの下端部においても若干の曲げモーメントが発生する．

④底版コンクリートは，カルバート間の盛土時には，圧縮力は作用しないが，上載荷重の増加に伴い，脚部の開きにより引張力が発生する．

⑤ボールト部とサイドウォール部については，計測値は定量的に設計値と良く一致する．

⑥但し，底版コンクリートは設計値が圧縮力に対して，計測値は引張力が作用している．これは，設計ではサイドウォールのフーチングにおける地盤との摩擦抵抗を考慮していないことによるものであると考えられる．