

# L2 地震に対する砂・粘土互層軟弱地盤上の河川堤防の二重鋼矢板工法による変形抑止効果

河川堤防 粘土・砂互層 二重鋼矢板工法

名古屋大学 国際会員 野田利弘 中井健太郎 吉川高広  
(一社) GEOASIA 研究会 国際会員 高稲敏浩

## 1. はじめに

首都直下地震や南海トラフ地震などの大地震の発生が危惧される中、河川堤防の適切な耐震性評価と耐震対策は喫緊の課題である。著者らはこれまでに、N 値がほぼゼロの厚く堆積した軟弱粘土と砂の互層地盤上に築造された河川堤防の L2 地震時の挙動や、盛土法尻に打設した鋼管矢板の補強効果等を調べてきた<sup>1)</sup>。本研究では既報<sup>1)</sup>と同様、砂から中間土や粘土までを対象にした土の弾塑性構成式 (SYS カムクレイモデル<sup>2)</sup>) を搭載した水～土骨格連成有限変形解析<sup>3)</sup>を実施し、法肩に鋼管矢板を打設した二重鋼矢板工法の有効性を調べた。この結果、従来仕様の鋼管矢板によって、粘土層内から発生する滑り、堤防のストレッチングや沈下が地震後も含めて大きく抑制され、軟弱な粘土層に起因する大変形に対して高い拘束効果が期待できることがわかった。これらについて報告する。

## 2. 解析条件

既報<sup>1)</sup>を参照して、次の 3 ケースを実施した。ケース 1: 無補強, ケース 2: 長さ L=20m の矢板補強 (短尺), およびケース 3: 長さ L=23m の矢板補強 (長尺) で、外径φ700×幅t10mm の鋼管矢板を想定した。ケース 2 と 3 では盛土構築後に法肩部分から鋼管矢板を挿入し、矢板間の頭部をタイロッドで結んだ。図 1 は解析に用いた有限要素メッシュを示す。解析領域として水平方向に幅 1km をとっているが、この図は左右の堤防付近の拡大図である。鋼管矢板は一相系弾性体としてモデル化し、等価な剛性と重量となるように弾性係数、密度と幅を設定した。タイロッドは矢板との接続部の 2 つの有限要素節点の距離不変条件<sup>4)</sup>で表現した。

地層構成は、実在の地盤を単純化したもので、深部から洪積層 (支持層), その上部に軟弱な粘性土層, 表層に緩い砂質土層からなる互層地盤である。ボーリング調査から得られた粘性土は、N 値がほぼゼロで、せん断波速度  $V_s=20\sim 40\text{m/s}$  と推定される。この基礎地盤上に堤防高 5m, 堤防天端は右岸が 7m, 左岸が 14m, 法面勾配が 1:1 の河川堤防を築堤後、河道部分を掘削し、河川の水位を GL+1.2m まで上昇させた。水理境界は、地表面が地下水水位と一致するように水圧ゼロ, 下端及び両側面は非排水条件, 堤外地側の要素の水理境界は水位の高さに応じた水圧を要素に与える排水境界とした。材料定数は現地の採取試料を用いた各種力学試験結果を SYS カムクレイモデルで再現することによって決定している。初期状態は、骨格構造の程度 (構造, 過圧密, 異方性) や初期応力比は各層で均一とし、比体積を土被り圧に応じて分布させた。

図 2 は入力地震波を示す。中央防災会議 (2004) で策定された名古屋港付近における東海・東南海・南海 3 連動地震波で、工学的基盤での  $V_s$  を考慮して 2 倍に増幅させ、地盤底面の全節点の水平方向に等しく入力した。地震時は地盤両側端で周期境界を設定し、底面に  $V_s=300\text{m/s}$  に相当する粘性境界を与えた。

なお、既報<sup>1)</sup>では盛土法尻部に矢板を打設するのに対し、ここでは法肩からの打設のため有限要素メッシュの切り方が異なる。この影響を調べるためケース 1 を実施したが、盛土築造過程では差異はないものの、既報の結果より地震後に堤体天端中央の沈下量が約 2% 大きくなった (図省略)。

## 3. 解析結果

(1) 砂層の液状化と軟弱な粘土層の乱れによる滑りを伴う堤体の大変形<sup>1)</sup>と鋼管矢板工法の補強効果

図 3~ 図 7 はそれぞれ、各ケースの地震直前から地震終了後 (圧密終了時まで) のせん断ひずみ分布, 過剰間隙水圧比分布, 「構造の程度」分布, 左岸堤防盛土の法尻・法肩の沈下, および左岸堤防盛土の法尻・法肩の水平変位の経時変化を示す。ここに「構造の程度」とは、練返し正規圧密土に対する間隙の嵩張り具合を表す指標<sup>2)</sup>である。また、堤防の沈下および水平変位については、右岸と左岸に大きな差異が見られないため、本報では左岸堤防のみを示す。まず、ケース 1: 無補強の場合は、地震直後から発生する砂質土の液状化に伴う沈下に加え、堤防直下の N 値ゼロの粘土層の乱れに起因して生じた架装懸け状の滑りがさらなる堤防の沈下と河床隆起を引き起こし、河積が減少している。堤防天

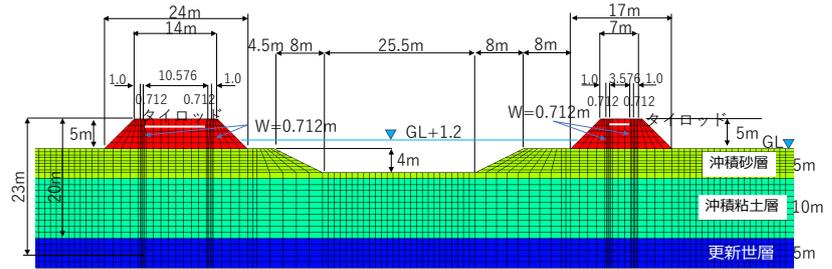
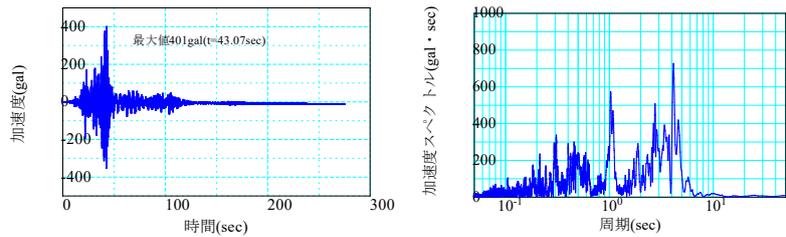


図 1 有限要素メッシュと地層構成



入力地震動

加速度スペクトル

図 2 入力地震動の加速度とスペクトル

端は地震中に約 2m（堤体高の約 40%），地震後も地震中に発生した正の過剰間隙水圧の消散とともに約 0.6m の沈下を示す。滑りの発生個所で過剰間隙水圧が増加して，平均有効応力の低下が見てとれるように，地震中の沈下は非排水せん断の状態での繰返しせん断による鋭敏な粘性土の乱れに伴う剛性低下に起因する沈下であり，川表側の法尻部付近では隆起が生じている。また堤体直下の滑りに助長され，堤体のストレッチングが約 3.5m も生じている。以上から，粘土が構造高位な状態にある軟弱な場合，従来は地震時被害がほとんど発生しないと考えられてきた粘土層においては，特に河川堤防直下のように偏荷重を受ける箇所付近では，地震中の沈下や滑りが発生し，被害が甚大化する危険性があることを示唆する。

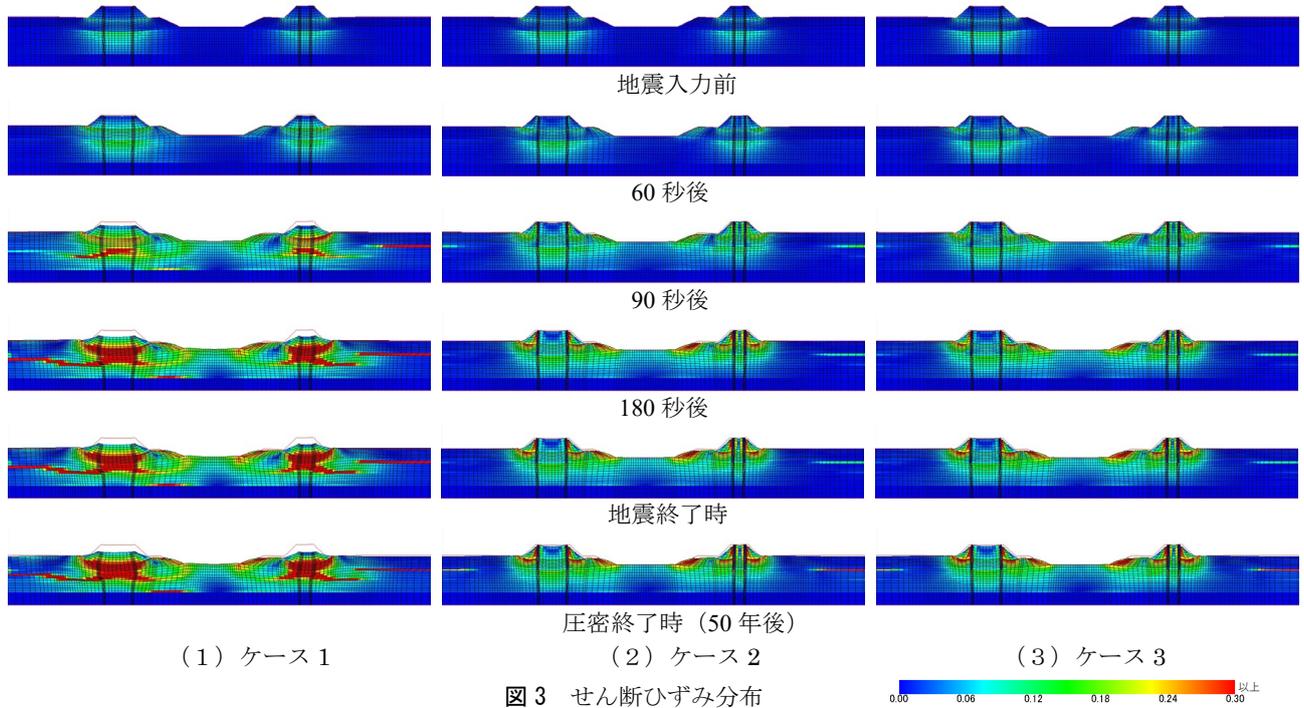


図 3 せん断ひずみ分布

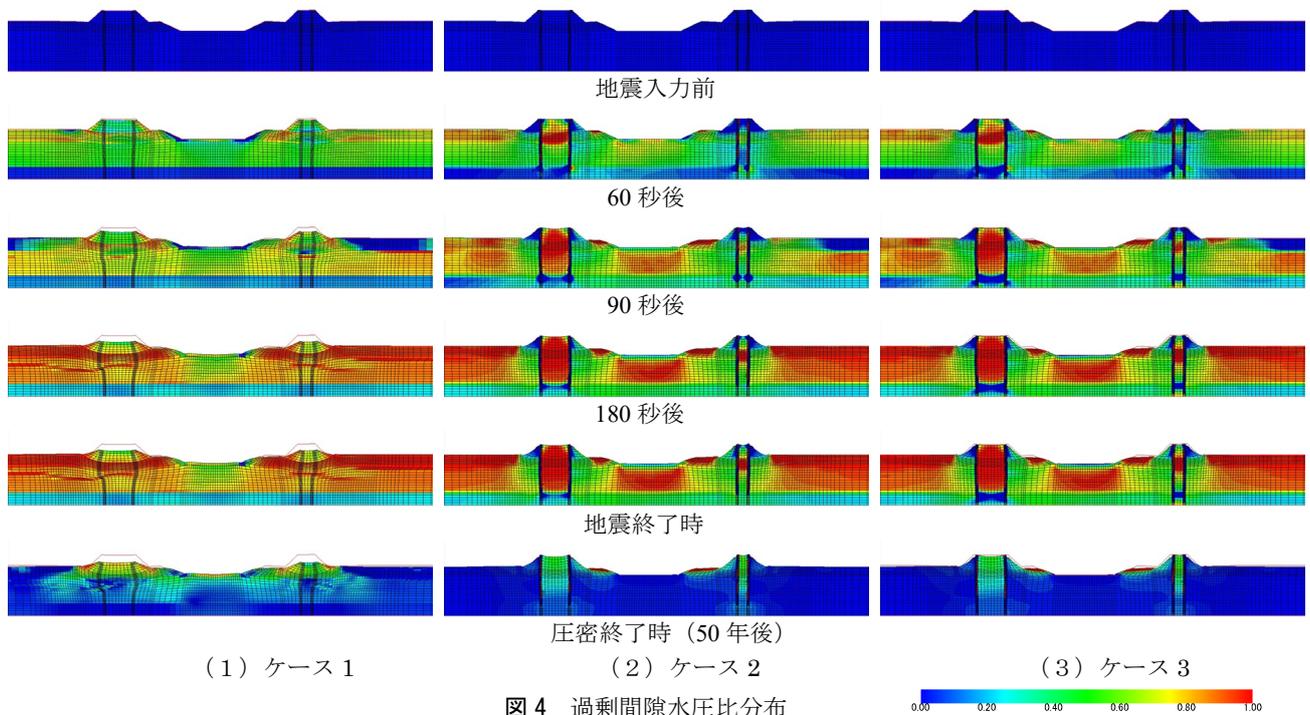


図 4 過剰間隙水圧比分布

次に，鋼矢板工法の補強効果について述べる。ケース 2，3 はいずれも，矢板先端の洪積層内へ打設の有無にほとんど差異がなく，ケース 1 で生じた砂層の液状化や粘土層での滑りに伴う大変形（沈下や側方流動）が抑制されている。（矢板を盛土法尻部に打設する場合には十分な変形抑制効果を期待するためには矢板を洪積層まで入れる必要があった<sup>1)</sup>が，それに比べ，盛土法肩部に打設する場合は，矢板間隔が狭くなることでコア部地盤の拘束効果が高まり，大変形の原因となる液状化や滑りの抑制効果が高まっていると考えている。ただし，計算事例はさらに積み重ねる必要がある。）なお，過剰間隙水圧比（図 4）は，ケース 2 と 3 では矢板で囲まれた砂層と粘土層の部分や両護岸で囲まれた河床直下の

粘土層において、地震中上昇している。これは当該領域で除荷が顕著に起きて過圧密化（図省略）が進み、塑性変形の発生が抑制され構造低位化（乱れ）（図5）がほぼ生じないため、注意を要する。

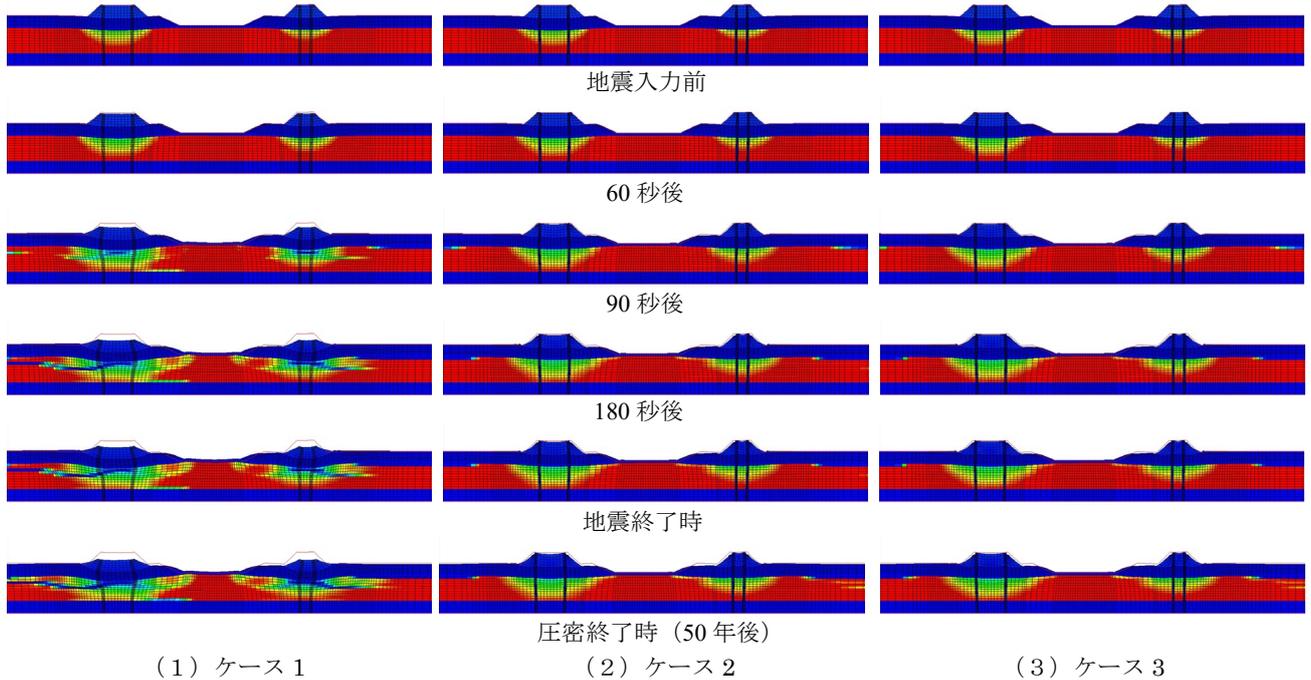


図5 「構造の程度」分布

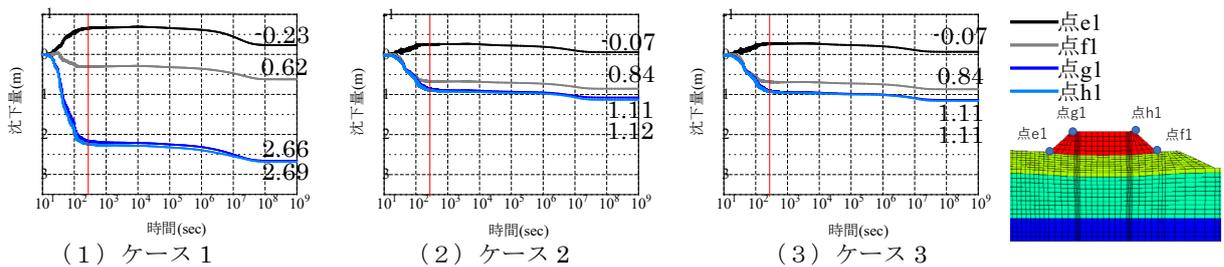


図6 左岸堤防盛土 法尻・法肩の沈下

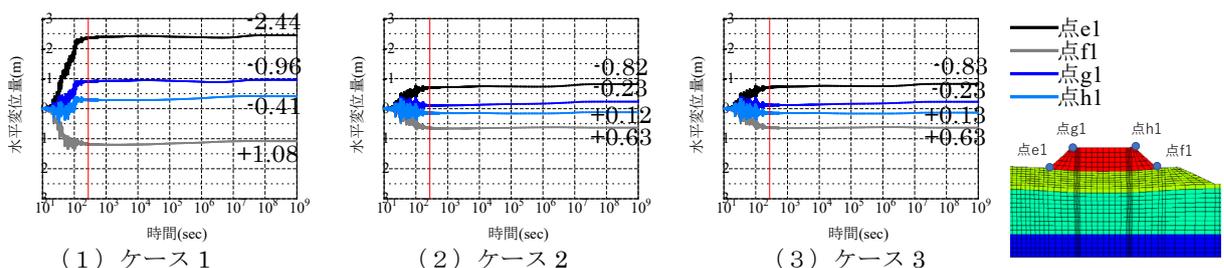


図7 左岸堤防盛土 法尻・法肩の水平変位

(2) 矢板の曲げモーメントとタイロッドの軸力の比較

図8は、ケース2と3における矢板に作用する深度方向の曲げモーメントの経時変化を示す。今回の計算では、簡単のため鋼管矢板の降伏を考慮していないが、ここで設定した仕様（φ700×t10mm）の降伏モーメントが860kN・mであることを考慮すると、この図から、短尺（ケース2）の場合はφ800×t20mmで、長尺（ケース3）の場合はφ1300×t22mmの仕様であれば、降伏モーメント以下となることがわかる。しかし、両ケースの変形抑止の効果には大きな差がないので、上述のように矢板先端を洪積層にまで打設しなくても、変形抑止ができることを示している。

図9は、ケース2と3の（奥行1m当たりで換算した）タイロッドの経時変化を示す。この図から、タイロッドには、地震中の堤防の変形を抑止する形で、引張力が大きく生じるが、時間とともに減少して落ち着く。（詳細は省略するが、この軸力に耐えうる仕様のタイロッドは存在する。）また、矢板の曲げモーメントとは異なり、タイロッドの軸力は短尺の方が大きい。これは矢板先端が洪積層に根入れしてある長尺（ケース3）の方が底部で変形が相対的に小さく抑えられているからである。このように、地盤や矢板の条件に応じて最適な仕様があり、鋼管矢板の降伏を許すのか否かなどの設計の考え方にも影響を受けるため、研究を進める必要があると考えている。

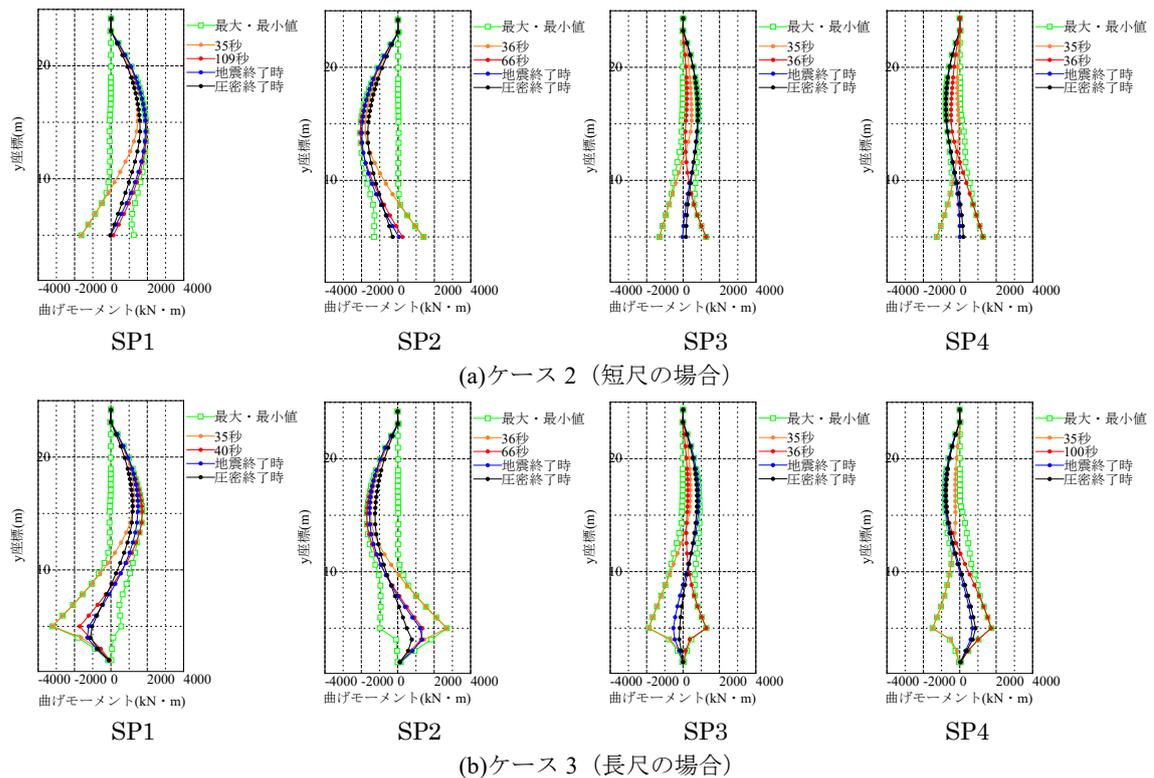


図8 左右両堤防に打設された矢板の曲げモーメントの時間的推移

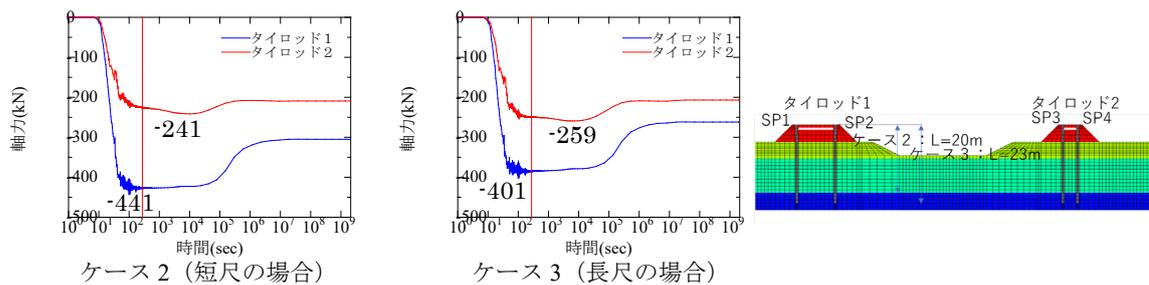


図9 タイロッドの軸力の時間的推移 (引張：負)

#### 4. おわりに

河川堤防においては越水しても破堤しない粘り強い構造が求められていることを踏まえて、水～土骨格連成有限変形解析を実施し、盛土の法肩から鋼管矢板を打設した二重鋼管矢板工法による河川堤防の地震時変形抑止について調べた。

ゆるい砂と N 値が小さい鋭敏な粘土の互層からなる軟弱地盤上の河川堤防 (のような局所荷重が作用した箇所) では、地震中に砂層の液状化に加え、粘土層の乱れを伴う剛性低下に起因したせん断滑りを伴い、堤体の沈下や側方流動が生じ、ひいては河積の減少によって堤防の機能が著しく低下する危険性がある。また、本報では触れなかったが、厚く堆積した軟弱な砂層の液状化や粘土層の乱れによって軟弱層の固有周期が長くなり、数秒～5 秒程度のやや長周期成分を有する長期継続する地震動や連発の地震との共振が生じ、被害の甚大化が進む。このような地盤は大都市が立地する海抜ゼロメートル地帯を含む堆積盆地・沖積平野に数多く見られるが、既往の鋼管矢板の仕様に準拠した当該工法により高い耐震性 (変形拘束効果) を期待できることを示した。

本報で紹介した解析事例では、既報<sup>1)</sup>で示した降伏モーメントに達した要素のヤング率を 100 分の 1 に減少させて鋼管矢板の降伏を表現する矢板モデルを用いていないため、鋼管矢板を盛土法尻に打設した既報の結果と比較できない。第 9 回河川堤防技術シンポジウムではその比較の一例を示したい。また、今後は矢板の弾塑性体でのモデル化を含め、矢板の長さ、盛土のサイズ、地盤の層序の影響や連発地震の影響などに対する設計の考え方の構築も視野に入れて解析を系統的に実施する必要がある。

#### 参考文献

- 1) Nakai, K., Noda, T. and Kato, K. (2017): Seismic assessment of the sheet pile reinforcement effect on river embankments constructed on a soft foundation ground including soft estuarine clay, *Can. Geotech. J.*, 54(10),1375-1396.
- 2) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *S&F*, 42 (5), 45-57.
- 3) Noda, T. Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *S&F*, 48(6), 771-790.
- 4) Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K. (1998): Displacement/traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, *S&F*, 38(4), 173-181.