

堤防湾曲部の地震時応答に関する実験的検討

加納誠二¹・佐々木康²・秦吉弥³・榎野光⁴

¹広島大学大学院工学研究科 助手 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

E-mail: skano@hiroshima-u.ac.jp

²広島大学大学院工学研究科 教授 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

E-mail: yasaki@hiroshima-u.ac.jp

³広島大学大学院工学研究科 博士課程前期2年 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

E-mail: yoshiya@hiroshima-u.ac.jp

⁴広島大学大学院工学研究科 博士課程前期1年 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

E-mail: hikaru@hiroshima-u.ac.jp

2000年鳥取県西部地震により、飯梨川河口に位置する荒島堤防に被害が生じたが、堤防湾曲部では、堤防直線部に比べ大きな沈下が生じ、横断亀裂も生じていた。本稿では振動台を用いた模型実験を行い、堤防直線部と堤防湾曲部の地震時応答の違いについて報告する。堤防模型は牛乳とゼラチンを用いて作成し、高速CCDカメラを用いて加振中の堤防天端の挙動を調べ、応答の違いについて検討した。その結果、入射方向の断面積が同じになるように加振した場合、直線堤防に比べ湾曲堤防では、左右の相互作用により応答が大きくなることがわかった。また湾曲堤防では引張りひずみが発生するために、横断亀裂が発生する可能性があることも明らかとなった。

Key Words : Seismic Response, Dike, Shaking Table Test, Earthquake

1. はじめに

河川堤防は、ゆるく軟弱な沖積地盤上に設置されていることが多いため土木構造物の中でも地震時に被害を受けやすい。従来、通常の河川堤防については一般に耐震設計がなされていなかったが、1995年に発生した兵庫県南部地震以後、堤防の耐震性を強化することの必要性が強く認識されるようになり、堤防は延長が長いことから、コストが安く信頼できる工法の確立が望まれている。

平成8年に新設された中海岸の荒島堤防(図-1)の一部区間(約850m)では、図-2に示すようにゆるい砂層が厚く堆積し液状化の発生が懸念されるところであったが、液状化による多少の沈下は許容するものの堤体の大変形を抑制するという設計思想のもとに堤体底部にジオグリッドを敷設する工法が採用されている¹⁾。

平成12年10月6日に発生した鳥取県西部地震で中海の湖岸堤防が被災したが、被災した堤防の中で弓浜干拓堤防及び彦名干拓堤防では、湾曲部分で大きな被害が見られた箇所及び見られなかった箇所が確認され、荒島堤防

では、湾曲部分のみ被害が大きかったことが確認されている²⁾。

荒島堤防は試験施工であったため、竣工後も年4回程度沈下計測が行われており、地震前日の2000年10月5日にも測量が行われていた。また地震翌日の10月7日にも測量が行われている。図-3に地震前後の堤防天端の標高を示す。これから地震による堤防の沈下量が明らかになる。ジオグリッド敷設区間の大部分(直線部分)では約20cm程度の天端沈下が発生したものの、堤体には変状は認められなかった。一方堤防湾曲部では約1.2mの天端沈下、複数の横断亀裂が発生した。しかし通常の地震被害で見られる縦断亀裂は発生しなかった。

堤防湾曲部の沈下が直線部に比べ大きくなった原因としては、地盤強度が局所的に弱いことや堤防湾曲部の地震応答が直線部分とは異なっていたことなどが考えられる。図-4は堤防延長方向の天端沈下量/想定液状化層厚比分布を示す。図より堤防湾曲部では天端沈下量/想定液状化層厚比が大きい、直線部の中で湾曲部とほぼ同じ液状化層厚を有する沈下板No.5付近の比よりも大きい。



図-1 荒島堤防の鳥瞰図

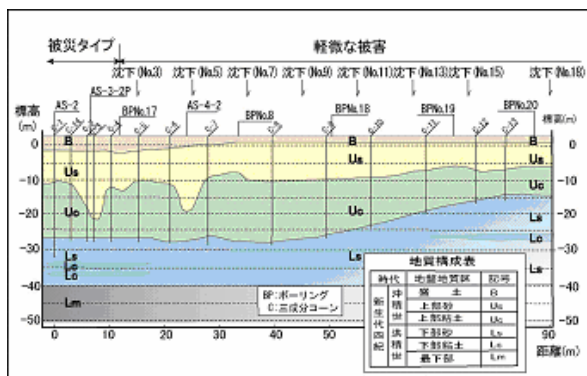


図-2 荒島堤防の地盤図

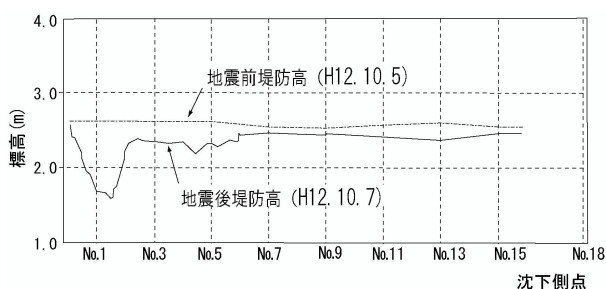


図-3 堤防の沈下量

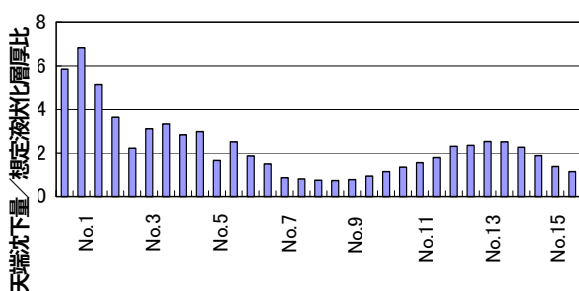


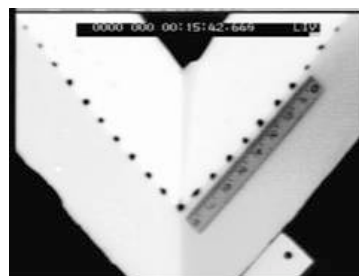
図-4 堤体位置と沈下量 U_s 層厚比の関係

したがって湾曲部では単に液状化層が厚いために、沈下量が大きくなったわけではないことがわかる³⁾。この原因としては堤防湾曲部と直線部で動的応答が異なったことが考えられるが、既往の研究では堤防湾曲部の動的応答に着目したものはまだない。

そこで本論文では、堤防湾曲部の地震時応答特性を明らかにし、堤防に発生した横断亀裂について検討することを目的に、室内小型振動台を用いた堤防の模型実験を行った。なお堤防湾曲部での応答に付加的増分があれば液状化の発生深さにも当然影響することとなろう。

表-1 振動台の性能

最大加振力	490kN
最大振幅	10mm (両振幅)
加振周波数	2Hz～2kHz
最大速度	120cm/sec
最大荷重	539N



天端に10mm 間隔で打点した標点



画像解析結果の一例

図-5 堤防上方から撮影した画像

2. 実験装置と実験条件

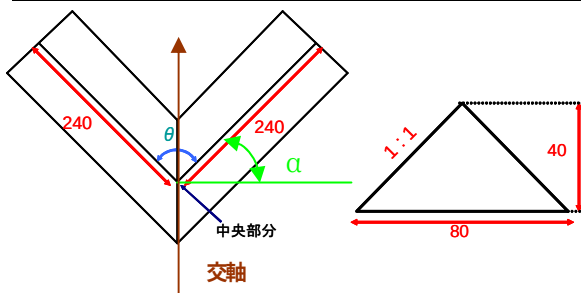
(1) 実験装置

本実験では、電磁式加振機を有する小型振動台を用いた。振動台の性能を表-1に示す。振動台性能の制約から小さい模型を用いなければならないため、応答変位の計測には非接触の画像解析手法を用いることとした。図-5に示すように堤防天端および台上に標点を設け、加振中の堤防の挙動を振動台上方に固定した高速CCDカメラ(毎秒240コマ)により撮影した。試験後に画像解析を行って標点の軌跡を求め、堤防模型の地震時応答変位を求めた⁴⁾。図-5には画像解析により得られた堤防の変位の一例も合わせて示す。

本研究では加振周波数を10Hz～30Hzまで段階的に1Hzずつ変化させながら実験を行った。小型振動台を用いているため、加振加速度一定条件で加振した場合、高周波領域では振幅が小さくなり、変位の測定が不能となる。そのため加振振幅一定(両振幅1mm)の条件で加振を行い、模型材料の線形性を仮定して、実験後10Hz($=f_{10}$)の時の加速度を基準として加振周波数f時には振幅Xを f_{10}^2/f^2 倍することによって $X' = X(f_{10}^2/f^2)$ を求め、入力加速度一定の条件に正規化することを試みた。これ以降振幅は加速度補正を行ったものについて検討する。

表-2 実験条件

No	堤防長 (mm)	交角 θ (度)	設置角度 α (度)	両端 拘束条件
Case1	480	180	0	自由
Case2	480	120	30	自由
Case3	480	90	45	自由
Case4	480	60	60	自由
Case5	480	120	0	自由
Case6	480	90	0	自由
Case7	480	60	0	自由
Case8	240	180	0	左固定 右自由
Case9	240	180	0	自由
Case10	480	180	30	自由
Case11	480	180	45	自由
Case12	480	180	60	自由



(2) 模型材料と実験条件

堤防はゼラチンと牛乳を重量比7.5:100で混ぜ合わせ、型枠に入れた後に固めたものを脱型して用いた。模型は表-2に示すように三角形断面を有する長さ240および480mmの堤防とし、堤防高さHは40mm、堤防底面幅Bは80mm、堤防側面の勾配(H:B/2)は1:1とした。実際に堤防はなめらかに湾曲しているが、実験では左右の堤防の相互作用を明らかにするため、単純化して堤防中央(両端から240mm)の位置で折れ曲がっている屈曲堤防とした。屈曲点を交点、屈曲部の対称軸を交軸とし、左右の堤防の交角 θ 、右側堤防の堤軸方向と入射方向(交軸方向)に直交する方向とのなす角 α を変化させて実験を行った。表-2に実験条件を示す。Case1~4は交軸に対称なケース、Case5, 6, 7は右側堤防が入射方向と直交するケース、Case8~Case12は比較のため入射方向の堤防断面積が等しくなるように行った直線堤防のケースで、Case10~Case12では入射方向と堤軸方向が斜交するために入射方向の堤防断面の法勾配は緩くなる。

せん断振動実験により得られた供試体(ゼリー)のせん断弾性係数および対数減衰率はそれぞれ $1.99 \times 10^4 \text{ N/m}^2$ および4.6%であった。表-3に供試体の物理的性質を示す。なお地震後荒島堤防で行われたPS検層と密度試験の結果も合わせて示す。

振動台を用いた模型実験を行う場合は次式の相似則を満足しなければならない⁵⁾。

$$\nu \cdot T^2 / \mu \cdot \kappa^2 = 1 \quad (1)$$

表-3 供試体および荒島堤防の物理的性質

項目	供試体	荒島堤防	比
密度 (g/cm^3)	1.03	1.9	$\mu=1.84$
せん断波速度(m/sec)	1.40	100	
せん断弾性係数(N/m^2)	1.99×10^4	1.9×10^8	$\nu=9520$
対数減衰率(%)	4.6	-	
高さ (cm)	4	250	$\kappa=62.5$
加振周波数 (Hz)	10~30	11.5~34.5	$T=0.867$

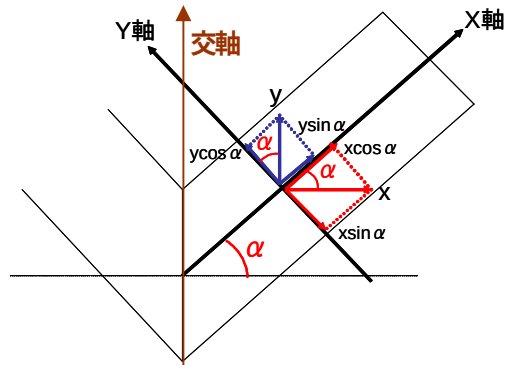


図-7 変位の分配の定義

ここで、 ν は模型と現場のせん断剛性の比、 T は時間の比、 μ は密度の比、 κ は寸法の比である。表-3に示す値を式(1)に代入して模型実験の加振周波数範囲10Hz~30Hzに対応する現場の周波数を求めると、11.5Hz~34.5Hzとなる。荒島堤防の固有周波数は、1/4波長則により約10Hzになるので、本実験の加振周波数は実際の現象とほぼ近く、実験範囲が現実的な範囲であると考えられる。

3. 堤防の応答の違いに関する考察

図-6にCase6における標点の軌跡を2Hzごとに示した。20Hzまではどの点も入射方向にのみ等しく変位しているが、22Hzおよび24Hzには天端の軌跡はループを描いており、入射方向のみならず、直交する方向にも変位していることがわかる。そこで図-7に示すように天端の変位を堤防延長方向と堤防横断方向の変位に分配することを試みた。

堤防模型の交点から堤防延長方向にX軸をとり、これに直交する方向、つまり堤防横断方向にY軸をとる。X軸は交点から堤防端に向かう方向を正とし、Y軸は堤防の内側方向を正とした。

また入射方向の振幅が最も大きくなることを一次ピーク、その時の周波数を卓越周波数と呼ぶことにすると、Case6の場合は22Hzのときが一次ピークとなる。

(1) 入射方向と交軸が平行な場合

図-8にCase1~4における入射方向の振幅と加振周波数の関係を示す。ここでは堤防上の標点のうち最大変位振幅を示した点の最大変位振幅を示している。この図より入射方向の振幅はCase1の直線堤防が最も大きく、交角 θ が小さくなるにつれて、振幅も小さくなるがわかる。図-9に堤防延長(X軸)方向の振幅と加振周波数の関係

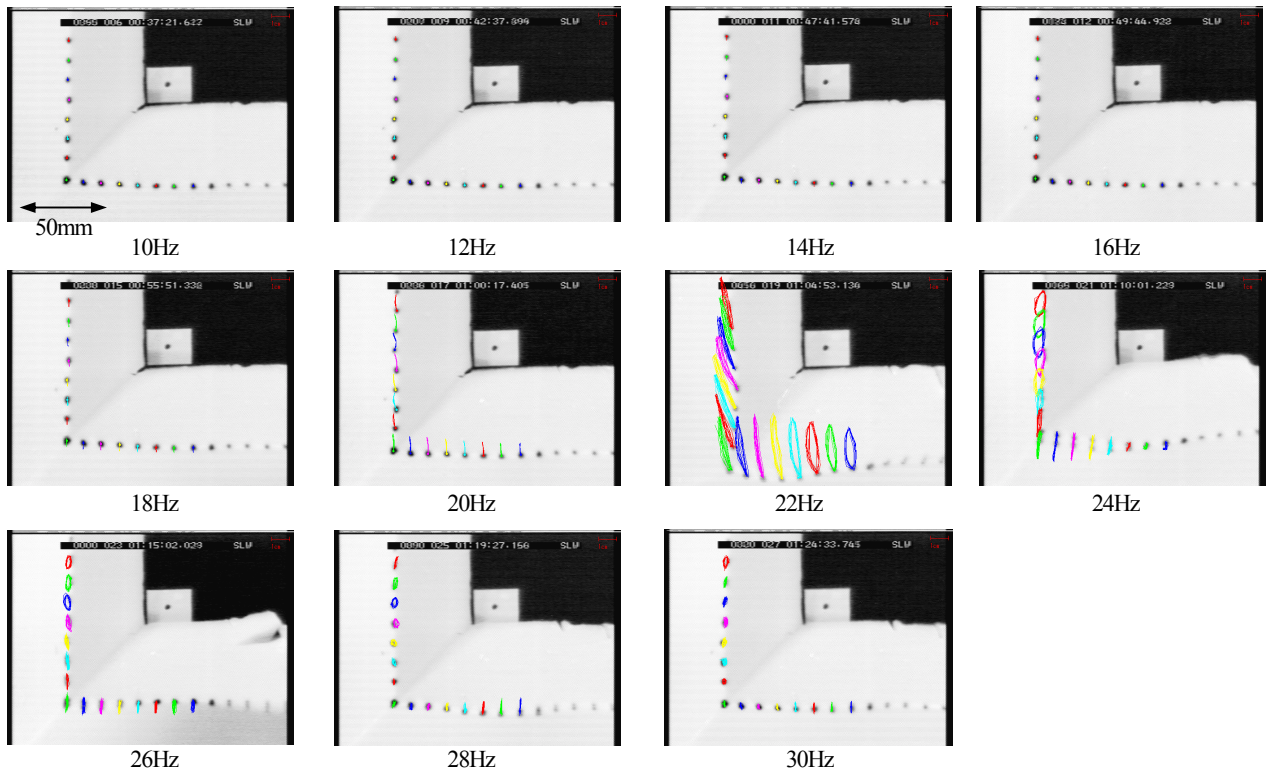


図-6 Case6における画像解析例

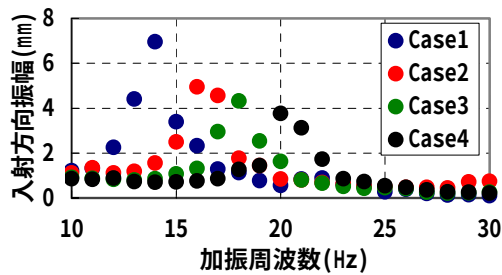


図-8 入射方向の振幅と加振周波数の関係

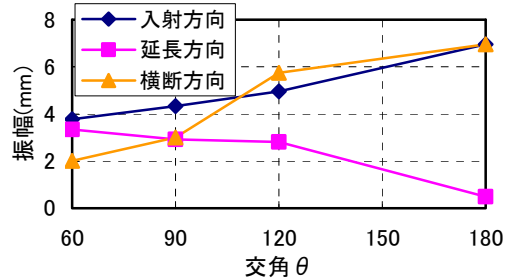


図-10 振幅と交角の関係

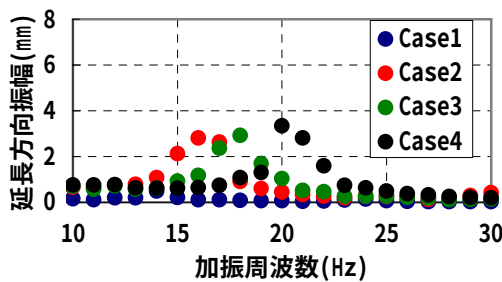


図-9 堤防延長方向の振幅と加振周波数の関係

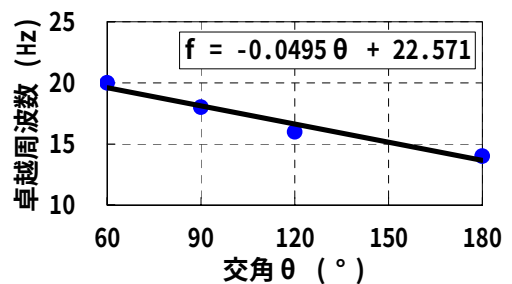


図-11 卓越周波数と交角の関係

を示す。X軸方向の振幅は、交角が小さくなると大きくなる傾向にある。図-10に入射方向、X軸方向、Y軸方向の一次ピーク時の振幅と交角との関係を示す。これから、交角が小さくなれば、入射方向、Y軸方向の振幅は小さくなるのがわかる。一方、X軸方向は交角が小さいと振幅が大きくなっている。

以上より交角が大きい場合、入射方向とY軸のなす角が小さくなるため、入射方向の振幅が大きく、交角が小

さい場合にはX軸方向の振幅が大きくなるのがわかる。

また図-11は入射方向の振幅が一次ピークとなる卓越周波数と交角の関係を示す。これより交角が小さくなると、卓越周波数も高くなっているのがわかる。

そこで、図-11に示すように卓越周波数と交角の関係を直線近似し、図より卓越周波数 f を求め、式 (2) に代入し、見かけ上の等価ばね定数 K を求めた。ここで m は入射方向の断面積から求めた質量である。

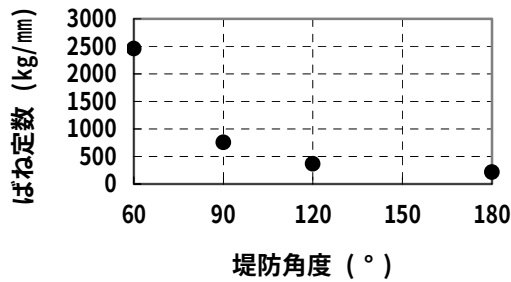


図-12 堤防交角と等価ばね定数の関係

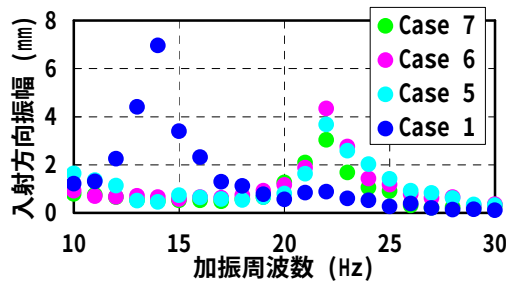


図-13 入射方向の振幅と加振周波数の関係

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}} \quad (2)$$

図-12は堤防交角と等価ばね定数の関係を示す。図より交角が小さくなるとばね定数が大きくなることわかる。したがって、軸対称に堤防を設置した場合、交角が小さくなると入射方向の堤防断面が大きくなるため、見かけ上の剛性が大きくなり、振幅が小さくなると考えられる。

(2) 入射方向と片側の堤防の堤軸方向が直交する場合

次に入射方向に直交するように設置した堤防右側の部分と直線堤防との挙動を比較する。なおこの部分のX軸方向の振幅はY軸方向の振幅に比べて無視できるほど小さかった。

図-13はCase1, Case5, Case6, Case7の入射方向の振幅と加振周波数の関係を示す。ここで振幅は堤防右側の標点の内最大振幅を示した点の振幅について示している。図より入射方向の振幅はCase1が最も大きく、ついでCase6, Case5, Case7の順であった。Case1に比べ他のケースで振幅が小さくなった原因としては、交点が固定端の役割を果たしているためであると考えられる。また図よりCase1の卓越周波数は14Hz程度であるのに対し、Case5, Case6, Case7では22Hzと変化していない。これも交点が固定端となるために、右側部分では同じ卓越周波数となったと考えられる。

図-14はCase1の最大振幅に対する他のケースの振幅の比を、交点からの距離に対してプロットしたものである。この図よりほとんどの点で振幅の比が1以下になっており、堤防交点から約30mm離れた地点で最大となり、Xが大きくなるにしたがって徐々に小さくなっている。この

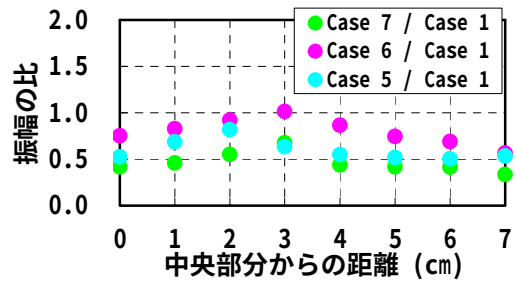


図-14 振幅の比と加振周波数の関係

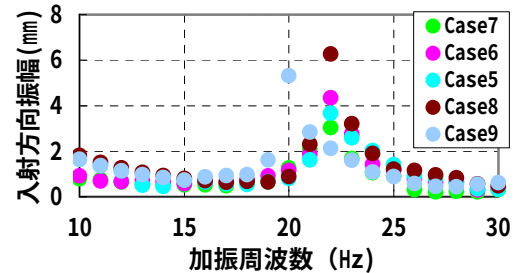


図-15 入射方向の振幅と加振周波数の関係

原因は堤防の三次元応答特性に起因する局所的な振幅の増幅にあると考えられる。

次に堤防の長さの影響を調べるため、中央から右側の部分と同じ長さ240mmにしたケース(Case8およびCase9)との比較を行う。

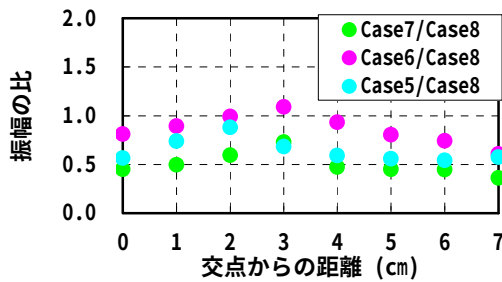
図-15はCase5, Case6, Case7, Case8, Case9における入射方向の振幅と加振周波数の関係を示す。ここで振幅は堤防右側の標点の内最大振幅を示した点の振幅について示している。これより卓越周波数はあまり変化しないが、Case9に比べ左側を固定端としたCase8では卓越周波数が高くなっていることがわかる。

図-16は直線堤防(Case8およびCase9)の最大振幅に対するCase5, Case6, Case7の各点の振幅の比を、交点からの距離に対してプロットしたものである。左側を固定端としてCase8とCase5, Case6, Case7とを比較した場合、ほとんどの点で比が1以下となっているが、左側を自由端としたCase9と比較した場合多くの点で比が1を超えており、振幅が大きくなっており、湾曲堤防では交点が完全な固定端ではないにしても、固定端に近い状態であるために振幅が小さくなっていると考えられる。

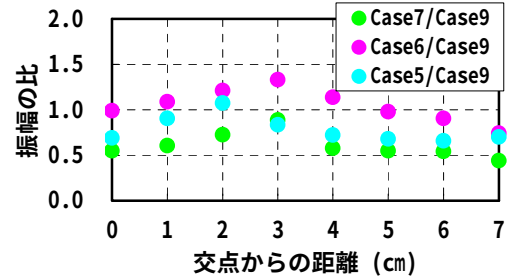
(3) 入射方向の堤防断面が等しい場合

(1)では交軸と入射方向が平行な場合、湾曲堤防では入射方向の断面積が大きくなるために振幅が小さくなることを明らかにした。ここでは入射方向の断面積が等しい場合の湾曲堤防と直線堤防の応答の違いについて検討する。Case2～Case7の斜め入射となる部分とこれと入射方向の断面積が等しくなるように設置したCase10, Case11, Case12の直線堤防との比較を行った。

図-17はCase4, Case5, Case7, Case12の画像解析結果

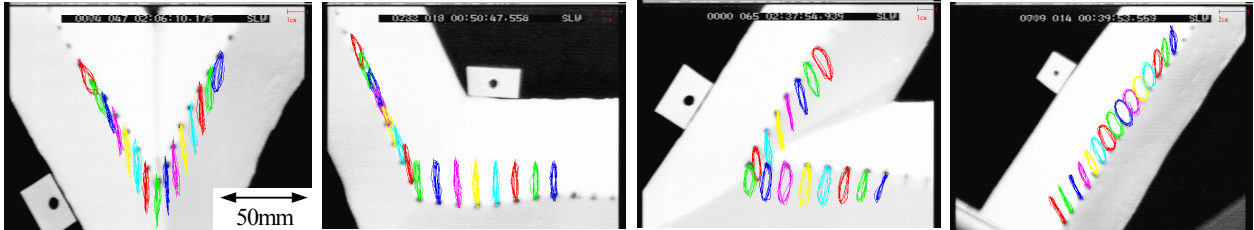


(a)Case8 との比較 (左側固定端, 右側自由端)



(b)Case9 との比較 (左右自由端)

図-16 振幅の比と交点からの距離の関係



Case4 (20Hz)

Case5 (22Hz)

Case7 (21Hz)

Case12 (20Hz)

図-17 一次ピーク時の画像解析結果

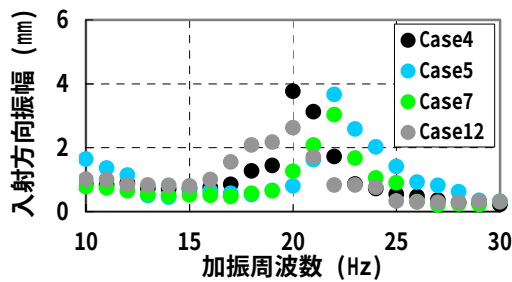


図-18 入射方向振幅と加振周波数の関係

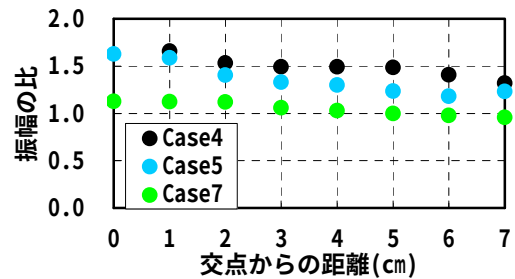


図-19 振幅の比と交点からの距離の関係

である。これを見ると、直線堤防でも天端の標点がループ状の軌跡を示しており、入射方向の影響があると考えられる。

図-18はCase4, Case5, Case7, Case12における入射方向の振幅と加振周波数の関係を示す。振幅は斜め入射となる堤防の標点のうち最大変位振幅となる点の振幅を示す。これよりCase12に比べ、他のケースでは振幅が大きく、卓越周波数はCase4, Case12が20Hz, Case5, Case7が22Hzと若干高くなっている。

ここでCase12の最大振幅に対するCase4, Case5, Case7の各点の振幅の比を図-19に示す。図よりどのケースにおいても振幅の比が1以上となり、交点から離れるに従い、徐々に1に近づいていることがわかる。つまり交点付近は湾曲部の相互作用により振幅が大きく、交点から離れるしたがって湾曲部の影響が小さくなっていると考えられる。

図-20はCase2, Case3, Case10, Case11における入射方向の振幅と加振周波数の関係を示す。振幅は斜め入射となる堤防の標点のうち最大変位振幅となる点の振幅を示す。図より湾曲堤防であるCase2, Case3では振幅が大き

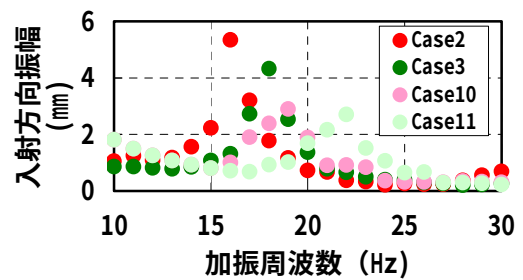


図-20 入射方向振幅と加振周波数の関係

くなっていることがわかる。

以上のように堤防延長方向に対して斜め入射した場合すべてのケースにおいて直線堤防に比べて湾曲堤防の方が振幅が大きくなることがわかった。この原因として堤防の右側および左側の相互作用が考えられる。

ここで左右の堤防の相互作用について検討する。左側堤防の振幅が右側堤防の振幅に及ぼす影響について考えると、左側堤防の横断方向の振幅が右側の応答に影響を及ぼしている場合、右側堤防では左側堤防の横断方向の振幅が直線堤防のそれに比べて大きくなるはずである。

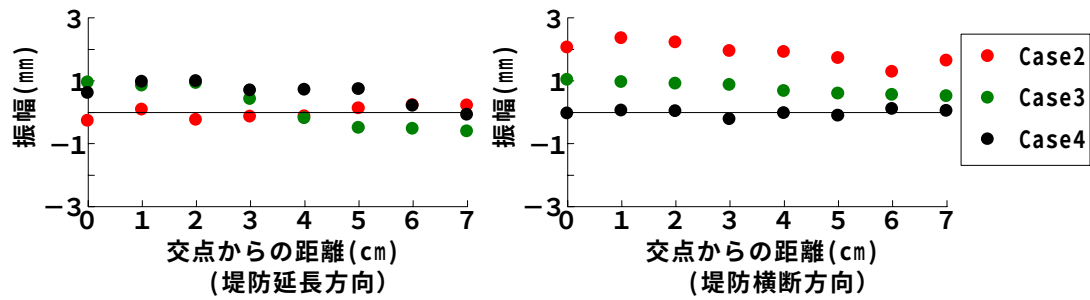


図-21 直線堤防と湾曲堤防の変位振幅の差と交点からの距離

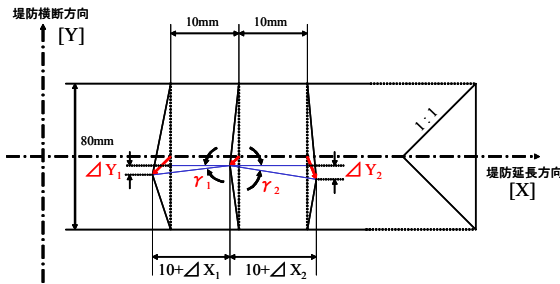


図-22 ひずみの定義

そこで、右側堤防の各点における左側の堤防の横断方向の振幅の湾曲堤防と直線堤防との差を求め、交点からの距離に対してプロットしたものを図-21に示す。Case3, 4の交角が小さい場合は堤防延長方向が、Case2交角が大きい場合は堤防横断方向の振幅が多くなっていることがわかる。またそれらは湾曲部（交点）から離れるにしたがって振幅の差が小さくなっており、湾曲部の影響が小さくなっていることがわかる。つまり斜め入射加振した場合湾曲堤防では左右の堤防の相互作用により中央付近で振幅が大きくなると考えられる。

(4) 堤防横断亀裂に関する検討

隣り合う2点の堤防延長方向（X軸方向）の変位差 ΔX および堤防横断方向（Y軸方向）の変位差 ΔY について検討する。標点は堤防天端に約10mm間隔で打設されているので、2点間のせん断ひずみ γ を図-22のように定義すると引張ひずみ ε_s は次式から求まる。

$$\varepsilon_s = \sqrt{\left(\frac{\Delta X}{20}\right)^2 + \left(\frac{\Delta Y}{10 + \Delta X}\right)^2} - \frac{\Delta X}{20} \quad (3)$$

図-23はCase2, Case3, Case4, Case5, Case6, Case7における一次ピーク時のC引張ひずみの時間平均と交点からの位置を示している。図より直線堤防では引っ張りひずみが小さく、他のケースでは引張ひずみが局所的に大きくなっていることがわかる。入射方向と交軸が平行なCase2, Case3, Case4では左右の堤防の差があまり見られないが、入射方向と片側の堤防の堤軸方向が直交するCase5, Case6, Case7では中央付近よりも右側の堤防でひずみが大きくなっている。またその最大値はケースによって異なるが、およそ6~20%程度であった。

図-24は引張ひずみと交角の関係を示す。ここではばらつきがあり、引張ひずみと交点からの距離の関係はあきらかにすることができなかったが、交点からの距離に応じて引張ひずみが異なることがあきらかとなり、今後更なる研究が必要である。

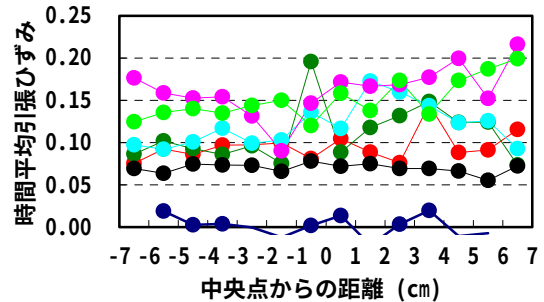
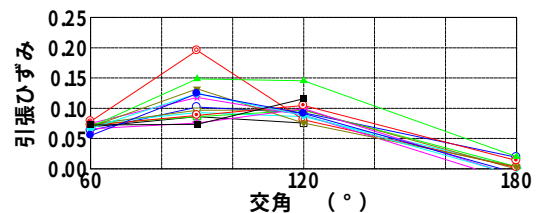
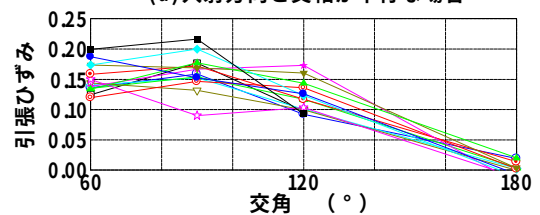


図-23 時間平均引張ひずみと交点からの距離の関係



(a) 入射方向と交軸が平行な場合



(b) 入射方向と片側の堤軸方向が直交する場合

□-7~-6 ○-6~-5 ◇-5~-4 △-4~-3 ▽-3~-2 ☆-2~-1 ◎-1~0
●0~1 ★1~2 ▼2~3 ▲3~4 ◆4~5 ●5~6 ■6~7

図-24 引張ひずみと交角の関係

とに示す。ここではばらつきがあり、引張ひずみと交点からの距離の関係はあきらかにすることができなかったが、交点からの距離に応じて引張ひずみが異なることがあきらかとなり、今後更なる研究が必要である。

本実験の条件ではどちらも交角が90度の時に最大となる傾向になった。これは湾曲部では左右の堤防の相互作用の程度の違いにより、交角や入射方向によって引張ひずみの値が異なることを示し、設計のための作用地震動を設定する際には堤防の堤軸方向と入射方向の関係や堤防の線形形状を十分考慮する必要があることを示すものである。

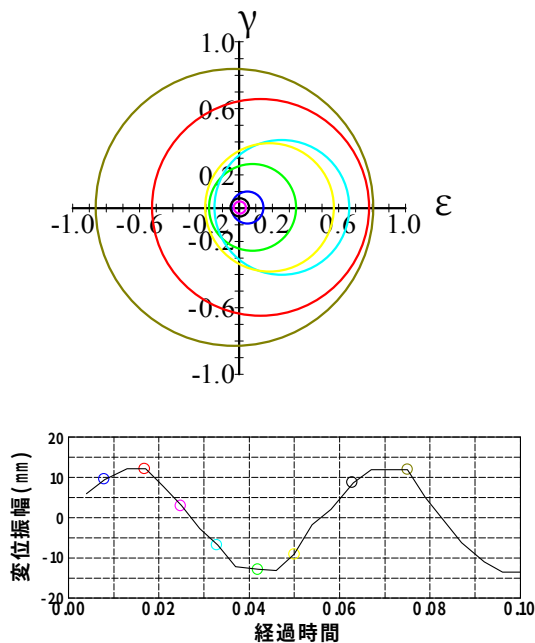


図-25 Case3 のモールのひずみ円

図-25は、Case3の1周期中のモールのひずみ円の変化を示したものである。これにより1周期間中にもひずみ円が著しく変化しており、もっともひずみ円が大きくなるのは堤防の振幅が最大となるときであることがわかる。

本研究ではゼリーという弾性材料を用いて実験を行ったため、このような大きなひずみが生じて亀裂が認められなかった。実際の現場で生じる引張ひずみ量についてはさらに検討する必要があるが、盛土を構成する材料は土質材料であり、堤防に小さな引張応力が働いたとしても横断亀裂が生じる危険性があることが容易に推測される。堤体に横断亀裂が生じた場合、堤外の水が堤内側に流れ込む危険性が高いため、湾曲部などでは地震時に発生する引張ひずみに抵抗する何らかの対策が必要であると考えられる。

4. まとめ

本稿では堤防湾曲部の挙動を明らかにすることを目的に、小型振動台を用いた模型実験を実施し、堤防湾曲部に発生した横断亀裂について検討した。以下に得られた結論を示す。

- 1) 交軸と入射方向を同じくした場合、交角が小さくなるほど湾曲堤防では入射方向の断面積が大きくなり、見かけの剛性が大きくなるために卓越周期が短くなり、振幅が小さくなる。
- 2) 入射方向の断面積が等しくなるように設置した場合、湾曲堤防では堤防の左右の相互作用の影響により振幅が増幅されるため、振幅が大きくなる。
- 3) 直線堤防では引張ひずみは小さいが、湾曲堤防では左右の堤防の相互作用により引張ひずみが生じ、その値は1周期中にも著しく変化していた。
- 4) 本実験の条件内では引張ひずみは交角が90度のときに最大となった。また引張ひずみは交角や入射方向によって値が異なる。

参考文献

- 1) 佐々木康, 福渡隆: ジオテキスタイルを敷設した堤防の鳥取県西部地震時の沈下, ジオシンセティックス技術情報, Vol.13, No.3, pp15-20, 2001.11.
- 2) 第3回穴道湖・中海湖岸堤等耐震対策工法検討委員会資料, 2001.3.
- 3) 佐々木康, 福渡隆, 坂本泰正, 加納誠二, 澤田俊一, 上熊秀保: 鳥取県西部地震時のジオグリッド敷設堤防の挙動に関する検討, 第17回ジオシンセティックス論文集, 207-214, 2002.12.
- 4) 加納誠二, 秦吉弥, 佐々木康: 地震時における堤防の三次元応答に関する研究, 第11回日本地震工学シンポジウム講演論文集, pp969-974, 2002.11.
- 5) たとえば佐々木康, 桑原徹郎, 吉見精太郎: 大規模斜面の動的応答特性に関する模型振動台実験, 第23回土質工学研究発表会, pp. 985-988, 1988.

(2003.7.14受理)

EXPERIMENTAL STUDY ON A SEISMIC RESPONSE OF A DIKE AT A CURVED SECTION

Seiji KANO, Yasushi SASAKI, Yoshiya HATA and Hikaru ENO

Arashima dike in Naka-umi Lake was damaged lightly during the 2000 Tottori-Ken Seibu Earthquake. Damage to the dike at a curved section was more severe than one at the straight section and several transverse fissures were observed. In order to clarify the seismic response of a dike at curved section and the reason why transverse fissures were caused, a series of shaking table tests was carried out. The results revealed that seismic response at a curved section has a potential to be larger than one at the straight section due to an interaction of right-and-left dike and it caused the tensile strain at the curved section.