

3.4 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査

研究予算：運営費交付金（治水勘定）
 研究期間：平 18～平 22
 担当チーム：地質地盤研究グループ（土質振動）
 研究担当者：佐々木哲也，谷本俊輔，中田芳貴，
 中島進

【要旨】

本研究は、河川構造物の耐震補強技術，特に，強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術の開発を目的として実施するものであり，堤防の耐震点検手法および耐震対策工法設計法，自立式特殊堤，水門，樋門および堰の耐震点検手法に関して一定の知見を得るとともに，河川構造物の地震被害事例集の作成を行った。
 キーワード：堤防，自立式特殊堤，水門，樋門，堰，耐震診断，耐震対策

1. はじめに

平成19年3月に通達された河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説¹⁾（以下，指針という）に基づき，平成19年度よりいわゆるレベル2地震動を考慮した河川構造物の耐震設計並びに既存構造物の耐震点検・補強が順次進められるところであるが，河川構造物は多種多様であり，耐震補強法やその設計法等が確立されていないものもある。本研究は，そのような河川構造物の耐震補強技術，特に，強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術の開発を目的として実施するものである。

本研究では，堤防の耐震点検手法および耐震対策工法設計法，自立式特殊堤，水門，樋門および堰の耐震点検手法に関して一定の知見を得るとともに，河川構造物の地震被害事例集の作成を行った。

2. 堤防の耐震対策

2.1 堤防の耐震点検手法に関する検討

本研究では，堤防の耐震点検手法を提案し³⁾⁴⁾，国土交通省河川局治水課「レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル（案）・同解説」²⁾として反映された。提案した点検フローを図-1に示す。ここでは，地形区分および地盤条件によるスクリーニング手法について検討を行った結果について述べる。

2.1.2 地震被害と微地形区分の関係

本検討の対象とした堤防の被災事例を表-1に示す。検討事例として，地震前の堤防の断面形状，地震後の堤防天端の沈下量等の被災状況およびその発生位置，堤防縦断方向の基礎地盤情報（土層区分，層厚）が得られてい

るものを選定した。

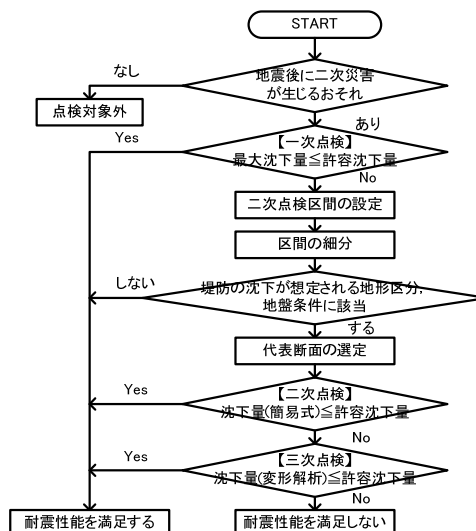


図-1 提案する耐震点検フロー

過去の地震による事例から，液状化の発生地点と微地形区分は強い相関関係を有することが明らかとなっており，その知見は液状化ハザードマップの作成⁵⁾等に活用されている。さらに，既往の堤防の地震被害が主として基礎地盤の液状化に起因するものであったため，堤防の

表-1 検討対象

発生年月日	名称	対象河川	検討区間	
			左右岸	距離標
1993/ 7/12	北海道南西沖地震	後志利別川	左岸	0.2k~5.0k
			右岸	1.4k~5.4k
1995/ 1/17	兵庫県南部地震	淀川	右岸	3.5k~5.6k
			左岸	0.0k~7.0k
2003/ 7/26	宮城県北部地震	鳴瀬川	右岸	0.8k~7.0k
			左岸	7.0k~17.0k
2003/ 9/26	十勝沖地震	十勝川	左岸	3.4k~17.0k
2004/10/23	新潟県中越地震	信濃川	両岸	0.0k~ 8.0k
2007/ 7/16	新潟県中越中地震	信濃川	左岸	-1.0k~4.0k

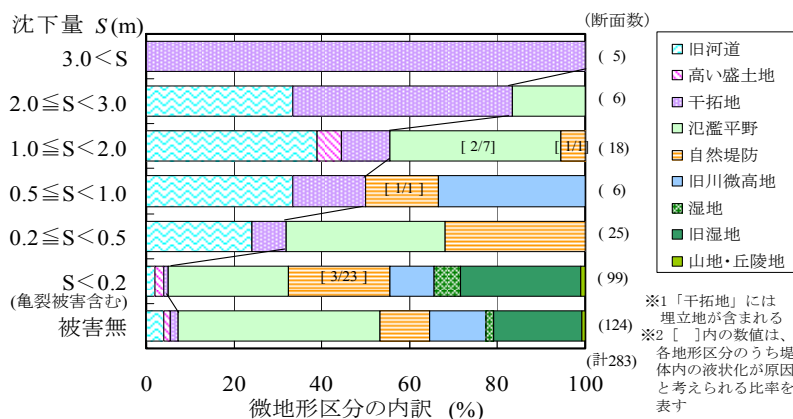


図-2 微地形区分による堤防の被害状況との関係

概略の地震被害程度と微地形区分についても一定の相関

表-2 地形区分と堤防の液状化による地震被害の可能性

微地形区分による危険度ランク	治水地形分類図による地形区分
A (極大)	旧河道、落振、旧落振、高い盛土地、干拓地、砂丘
B (大)	自然堤防、旧川微高地、氾濫平野、湿地、旧湿地
C (小)	扇状地、浅い谷
D (なし)	山地・丘陵地、台地、崖

関係を有することが明らかとなっている(例えば67)。

直轄河川では治水地形分類図が整備されており、堤防位置での微地形区分の判別を行うことができる。そこで、表1に示す近年の地震により堤防に生じた沈下を伴う変状による被害程度と治水地形分類図における微地形区分の関係を図-2に示す。図-2より、干拓地、高い盛土地および旧河道で大きな沈下が生じていることが分かる。これらの地形は極めて弱齢で砂やシルトが緩く堆積しており、液状化による大きな地震被害をもたらしたと考えられ、1978年宮城県沖地震における堤防の被災事例⁹⁾ともよく整合している。また、氾濫平野および自然堤防において1m以上の大きな沈下量が生じた事例があるが、これらは堤体内の液状化によると考えられるものが含まれており、堤体内で液状化した事例を除くと大きな沈下を伴う事例の比率は少なくなる。

治水地形分類図による地形区分と地震による堤防の沈下の可能性の関係として表-2を整理した。同表では、文献1)を参考としつつ、地形区分による危険度をA~Dの4ランクに区分しており、これらが地震による堤防の沈下の可能性の大きさを表している。

自然堤防、旧川微高地、氾濫平野、湿地、旧湿地については、図-2から堤防の1m以上の大きな沈下が生じにくい地形区分として想定されるものの今後の地震被害の発生を否定し難いことや、扇状地、浅い谷においては液

状化が生じる可能性はあるものの、一般に液状化層厚が小さいこと等の判断も加えている。

本検討では砂丘に該当する区間はなかったが、1983年日本海中部地震では一級河川赤川において砂丘に分類される区間において被害が生じていた⁷⁾。

砂丘については、均質かつ緩い砂質土により構成されることが多いものの、一般に微高地であるため地下水位が低く、液状化が生じる可能性は低いと考えられているが、砂丘末端部や砂丘間低地などの地下水位が高い箇所では、

過去にも液状化が生じた事例が多数確認されている。一般に、砂丘上に堤防が築堤されている地点はこれらのおそらくに該当する場合がほとんどであると考えられることから、砂丘については比高が高い箇所(一般に3~4m以上)を除き地震による堤防の沈下の可能性が極めて大きいものとして区分することが妥当と考える。

2.1.3 地震被害と液状化層・表層非液状化層厚の関係

Ishihara⁸⁾や金子ら⁹⁾は、液状化層とその上にある表層非液状化層の層厚に着目して、既往の地震における液状化による地盤被害の有無を整理している。これらを踏まえつつ、既存の堤防地質縦断面図を活用することを想定し、ここでは液状化層厚および表層非液状化層厚の分布に基づいて堤防の耐震性を概略評価する手法について検討する。具体的には、表-1に示す堤防に沈下が生じた被害事例を対象に、図-3に示すように液状化層としてN値30未満の砂質土または礫質土層(以下、土層分類Aという)を対象とする層厚 h_L と表層非液状化層として表層に位置するこれらの土層以外(以下、土層分類Bという)を対象とした層厚 h_{NL} について堤防の被害程度との関係を整理した。液状化が生じる可能性がある土層の判定は、本来、地盤調査に基づく地盤定数を用いて液状化の判定により区分することが望ましいが、ここでは既往の液状化の発生および非発地点の調査事例¹⁰⁾を踏まえ、安全側の評価として土層分類Aを液状化層として取り扱うこととした。また、整理を行うにあたり、表2に示す危険度ランクAとBに分類される地形区分にも着目した。整理した結果を図-4に示す。なお、図中の中塗した点は堤体に液状化が生じた事例である。

図-4(a)より、危険度ランクAの地形に分類される地点では土層分類Bの層厚 h_{NL} が5m未満では1m以上の沈下が生じており、特に h_{NL} が2m未満では大きな沈下が生じ

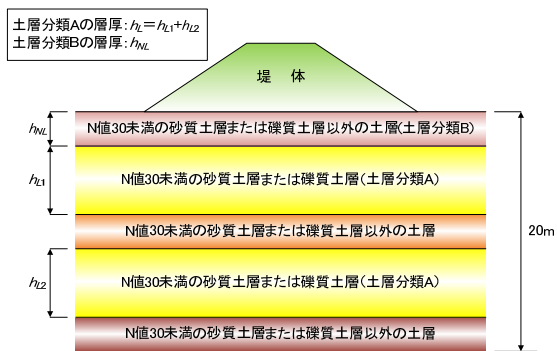
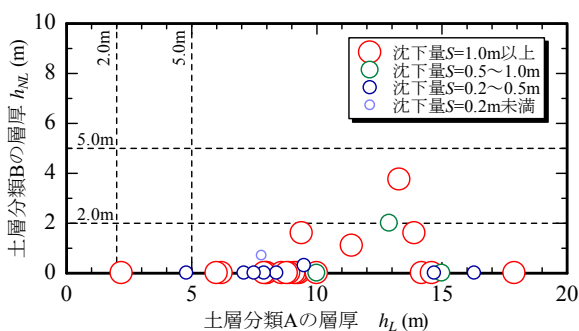
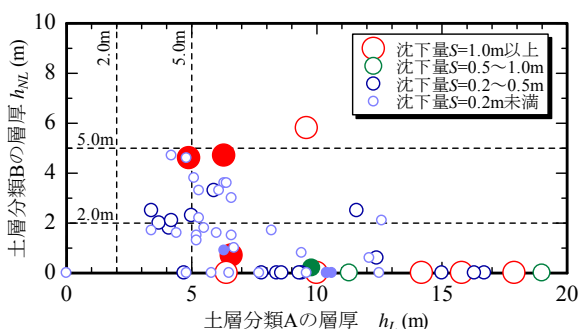


図-3 土層分類およびその層厚の定義



(a) 危険度ランク A の地形における被害事例



(b) 危険度ランク B の地形における被害事例

図-4 土層分類 A・B の層厚と堤防沈下量の関係

表-3 危険度ランク A,B の地形における最大沈下量

(1) 危険度ランク A

		土層分類 B の層厚 h_{NL}		
		$h_{NL} < 2m$	$2m \leq h_{NL} < 5m$	$5m \leq h_{NL}$
土層分類 A の層厚 h_L	$h_L < 2m$	—	—	—
	$2m < h_L \leq 5m$	1.3m	—	0m
	$5m < h_L$	3.9m	1.2m	—

(2) 危険度ランク B

		土層分類 B の層厚 h_{NL}		
		$h_{NL} < 2m$	$2m \leq h_{NL} < 5m$	$5m \leq h_{NL}$
土層分類 A の層厚 h_L	$h_L < 2m$	0.03m	0m	0m
	$2m < h_L \leq 5m$	0.29m	0.27m (1.0m)	0m
	$5m \leq h_L$	2.0m	0.41m (1.0m)	1.0m

た事例が多い。また、土層分類 A の層厚 h_L の増加に伴い、沈下量 S が大きくなっていることがわかる。

図-4(b)より、危険度ランク B の地形に分類される地点

では、概ね h_L が 3m 以上から被害が生じている。 $S < 0.2m$ や堤体も液状化した事例を除くと h_L が 5m 以上になると大きな沈下量を伴う変状が生じているが、 $h_L < 5m$ 未満かつ $h_{NL} \leq 5m$ 以上の場合には沈下した事例がないことが分かる。

以上のことを踏まえ、 h_{NL} と h_L を 2m、5m で区分したときの最大沈下量を表 3 に示す。ほぼ沈下が生じていない h_L と h_{NL} の範囲のうち、安全側の判断も加えつつ表中に着色した範囲においては、地震により堤防に有意な被害が生じる可能性は小さいとして、耐震点検時のスクリーニングのための指標とすることが考えられる。

2.2 大地震時における堤防の耐震対策工設計法に関する検討

前述のとおり、既往の地震による堤防の大規模な被害は、主として基礎地盤の液状化によるものであった。液状化により堤体直下の基礎地盤が軟化すると、堤防の自重により水平方向の伸張を伴って鉛直方向に圧縮することで、堤防天端に沈下が生じる。このため、堤防の液状化対策では、基礎地盤に生じる水平方向の伸張変形を抑制することで、堤防天端の沈下を抑制することを意図し、特に堤防の尻部に対策工が設けられる。

図-5 に示すように、河川堤防の基礎地盤に対する液状化対策として施工実績が多いものとして、セメント等の安定剤を用いて地盤を固結させる工法 (固結工法)、地盤の密度増大により液状化強度の増大を図る工法 (締め固め工法)、地震時に生じる過剰間隙水圧の消散を促進する工法 (ドレーン工法)、基礎地盤の側方変形を矢板等の鋼材により抑制する工法 (鋼材を用いた工法) の 4 種類がある。

図-6 に堤防の液状化対策工に関する従来の設計法¹²⁾ とレベル 2 地震時の設計法を比較する。従来は、①円弧すべり計算による対策後の堤防の全体安定照査とともに、工法に応じて②対策工の滑動・転倒・支持などの外的安定照査、③対策工に生じる応力度に関する内的安定照査 (許容応力度照査) が行われていた。また、液状化を抑制する工法である固結工法、締め固め工法およびドレーン工法 (図-6(b)、(c) および (d)) については、④対策範囲内の地盤に液状化を発生させない、具体的には、液状化に対する抵抗率 F_L を 1.1 以上あるいは過剰間隙水圧比 R_u を 0.5 以下におさめることが求められていた。

これに対し、指針に準拠して大地震時における堤防の変形が許容される場合には、堤防の全体安定 (①) と対策工の外的安定 (②) が、⑤堤防天端の沈下量照査によって

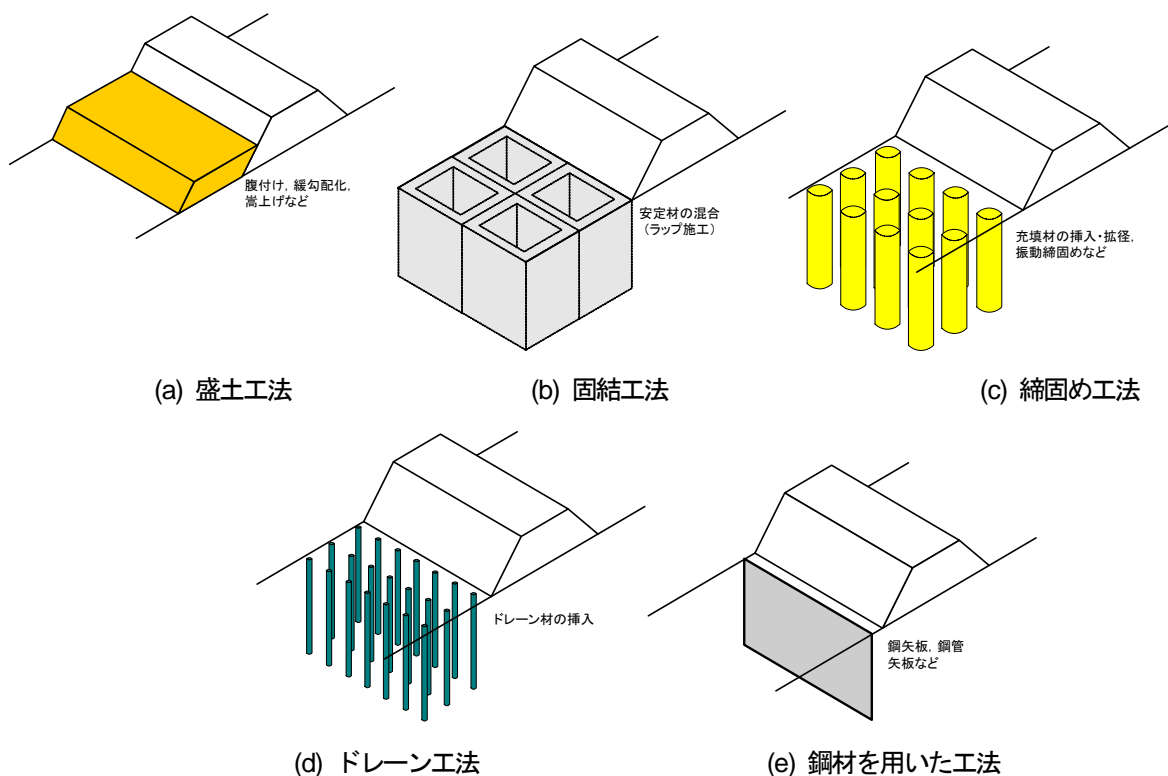


図-5 堤防の液状化対策工法の例

代替されることになる。また、液状化対策工法に関しては、大地震に対して、対策領域内の地盤に液状化を全く生じさせない方針が成立しえない場合が少なくない。しかし、対策領域内に液状化が生じたとしてもその程度が抑制され、これによって基礎地盤の側方変形、堤防天端の沈下が堤防の耐震性能が満足される範囲内に抑制されれば、本来の対策工の設置目的にかない、液状化した対策領域の挙動を設計計算で追跡することができるならば、対策領域内における液状化の発生を許容する設計方針が成立しうる。

ただし、対策工の内的安定(③)については、一定の損傷を許容するという考え方もあるが、損傷した対策工の地震時挙動は複雑であることが考えられ、現時点では限界状態の設定方法やそこまでの挙動を追跡するための計算手法も十分に整備されていないことから、基礎地盤の側方変形抑制効果の確実性を得るための前提条件として、満足させるべきであると考えられる。

また、堤防の沈下量照査の方法には、大別して静的照査法と動的照査法がある。以前、土木研究所では、堤防の液状化対策工法の設計法に用いるための簡易な動的照査法の開発を行ってきた¹³⁾。しかし、実務者への便や動的照査法の適用にあたっては詳細な地盤調査が不可欠であること、並びに河川堤防が延長の長い線状構造物であることなどに配慮し、現在のところは、液状化対策工の

設計にあたっては静的照査法を適用することを基本とし、適用にあたっての前提条件について検討を行ってきた。

以上の背景の下、堤防の耐震対策工設計法について行った検討結果の例として、締固め工法、固結工法に関する検討結果を示す。ドレーン工法および鋼材を用いた工法に関する検討結果は、文献14)を参照されたい。

2.2.1 締固め工法

締固め工法は、原地盤への充填材(砂、グラウト等)の

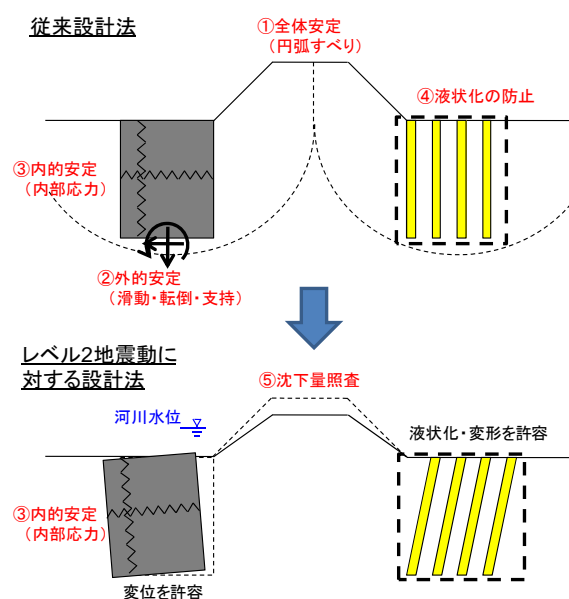


図-6 堤防の液状化対策工設計法の概念の新旧比較

挿入・拡径や、振動打設等によって原地盤の密度を増加させることで、対象領域の液状化強度を高める工法である。河川堤防の場合、のり尻部に改良を行うことによって、基礎地盤の側方変形を抑制し、堤防の沈下量の低減を図ることができる。また、改良後の地盤が液状化に対するねばりも有しているのが、本工法の特徴である。

締固め工法による改良後N値については、細粒分を含む砂の場合も含めて評価法が提案されている(例えば¹⁵⁾ため、改良範囲の液状化強度についても概ね評価可能である。したがって、改良範囲内に液状化が生じるようなケースも含め、静的照査法によって堤防および改良域の変形量を算定することが可能である。一方で、後述のように、締固め工法による改良範囲に対しては、改良範囲外から過剰間隙水圧伝播が伝播することが知られており、これを設計上どのように扱うかが課題であった。

これを踏まえて、本年度は水圧伝播の影響を考慮した繰返し三軸試験によって、水圧伝播が改良範囲の変形特性に及ぼす影響について検討した¹⁶⁾。

(1) 水圧伝播に関する検討

図-7に示すように、締固め改良範囲の端部には、地震により改良範囲外からの過剰間隙水圧が伝播するため、改良幅を設定するにあたっては、締固め領域内であっても過剰間隙水圧比 $R_u=0.5$ を超える範囲を、過剰間隙水圧の伝播による損傷領域とみなし、改良効果を期待しないような設計方法も提案されている¹⁷⁾。

一方、締固めによって密度が高まった改良領域の変形は、過剰間隙水圧の上昇後直ちに急増することではなく、いわゆるサイクリックモビリティの状態にとどまるものと考えられる。そこで、過剰間隙水圧の伝播に伴う改良領域の変形特性を把握するために、締固め領域に過剰間隙水圧が伝播した状態を模擬した繰返し三軸試験を実施し、その変形特性を調べるとともに、大地震時の水圧伝播に対する締固め工法の設計法について検討を行った。

図-8に示すように、改良領域は未改良域からの水圧伝播を受けて膨潤するとともに繰返しせん断を受ける。①等方圧密応力 $\sigma'_c=100\text{ kN/m}^2$ を与えた後、軸応力およびセル圧(全応力)を一定に保ちつつ背圧を上昇させる(A→A')ことで水圧が伝播した状態を模擬し、その後、②非排水条件下で一定の軸差応力振幅 σ'_d のもとで、せん断応力 τ を繰返し与える(A'→B)ことで地震時の繰返しせん断を受ける状態を模擬した。以降、A→A'における間隙水圧の増分と σ'_c の比を、便宜上、初期過剰間隙水圧比 R_{u0} と呼ぶ。実験ケースは、相対密度 Dr および初期過剰間隙水圧比 R_{u0} をパラメータとし、表-4のとおりとした。な

お、以下に示す繰返し応力比 R は、軸差応力 σ'_d の1/2を、水圧伝播後でなく圧密時の応力 σ'_c で除したものである。実験に用いた試料は東北硅砂7号($D_{50}=0.163\text{mm}$, $FC=2.1\%$)である。

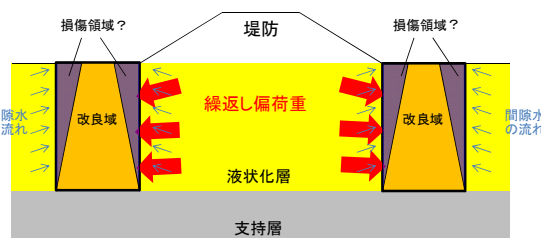


図-7 締固め領域への水圧伝播のイメージ

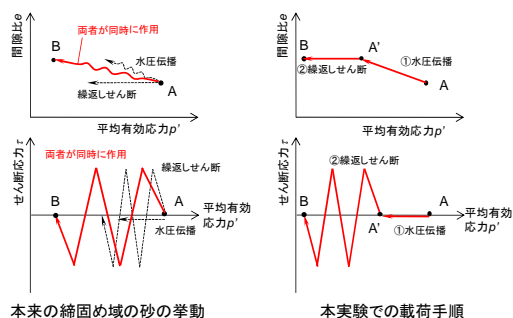


図-8 水圧伝播を受ける締固め領域内の要素挙動の模式図

表-4 実験条件

相対密度 Dr (%)	初期過剰間隙 水圧比 R_{u0}
80	0
	0.5
	0.8
87	0
	0.8
	0.9
90	0
	0.5
	0.8
	0.9

繰返しせん断中の各サイクルにおける軸ひずみ両振幅 ϵ_{dA} と過剰間隙水圧比 R_u を図-9に示す。 R_u については、実際には正のダイレイタンスによる急激な低下が繰返し生じているが、比較しやすいように、各サイクルにおける最大値のみを示した。全体的な傾向を見ると、水圧伝播により、ひずみの増加が始まるタイミングは変化するが、その後のひずみ増分には大きな影響を与えていない。また、作用する応力振幅が大きい場合ほど、水圧伝播の程度がひずみ振幅の推移に与える影響が小さくなる傾向が認められる。これは、水圧伝播を受けない場合、すなわち本実験における $R_{u0}=0$ のケースにおいても、 R が大きければ数回の繰返しせん断によって R_u がほぼ1.0

に達するため、初期段階での水圧上昇の有無がその後の挙動に影響を及ぼさなかったものと解釈される。

上記の結果より、締固めによって密度がある程度高まった砂の変形特性に対しては、地震動強度が大きい場合ほど水圧伝播の程度が影響しにくい傾向が確認された。このため、大地震時の設計において、締固め領域の過剰間隙水圧の上昇が許容されるのであれば、水圧伝播を受ける領域を損傷領域として特別扱いすることの必要性は低いものと考えられる。ただし、十分な締固めを行った場合でも、水圧伝播のみによって $R_{i0}=0.8$ 以上に達するような端部領域では、水圧伝播時のゆるみにより変形しやすくなる可能性がある。これに対しては、例えば図-10のAのように、設計上の有効改良幅を小さめに定義し、実際には一定の締固め効果が期待される改良域端部を改良域として見込まないことで、有効改良範囲への水圧伝播の影響を緩衝するといった対処が考えられる。

以上を踏まえ、締固め工法の設計フローとして図-11を提案する。

締固め工法の改良効果は、改良範囲（改良深さ、改良幅）と改良仕様（砂杭等の杭径、打設間隔）の組み合わせによって定まり、改良後の増大した N 値を用いて改良範囲の液状化強度を評価することで、その改良効果が考慮されることになる。図-11に示した設計フローでは、最初に改良目標 N 値を設定し、それを満足するように改良範囲、改良仕様が定められる。

改良仕様の設定後、改良後の N 値を用いて液状化強度を算定し、堤防の地震時変形解析を行うことで、対策後の堤防の耐震性能を照査する。この際、改良範囲の設定にあたっては、上記の検討結果に基づき、図-10のように有効改良幅を設定することで、水圧伝播の影響による損傷領域の影響を緩衝することとした。

地盤変形解析においては、密度増加に伴う N 値の増加

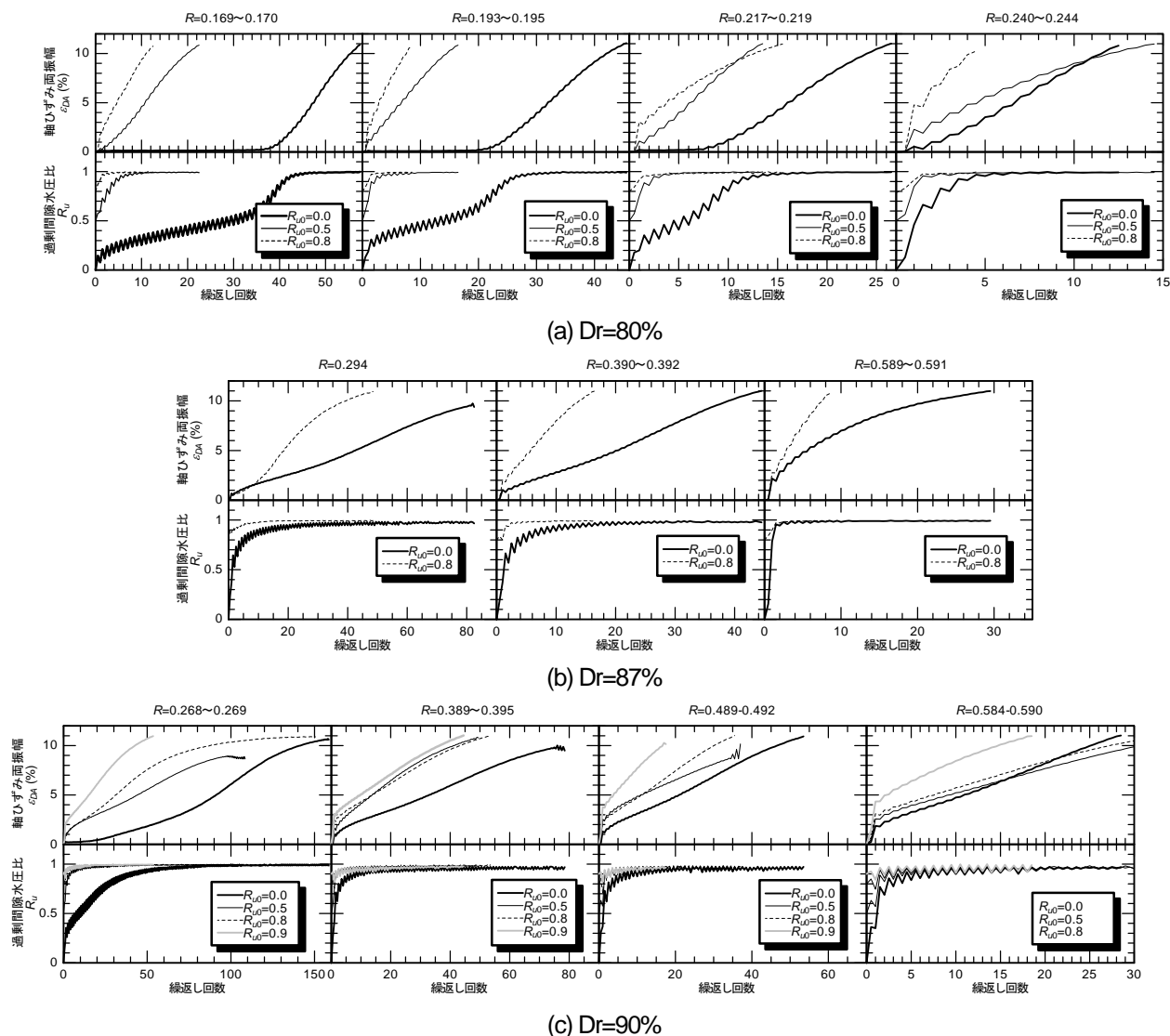


図-9 各サイクルにおける軸ひずみ両振幅 ε_{DA} と過剰間隙水圧比 R_v

に加えて、改良領域を弾塑性モデルで再現する場合には、必要に応じてせん断抵抗角の増加の影響を考慮するものとした。照査の結果、堤防の耐震性能を満足しない場合は、堤防の耐震性能が満足されるように、改良範囲や改良仕様、目標N値を再設定することになる。

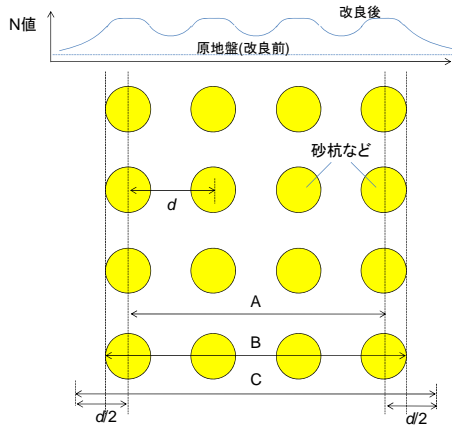


図-10 有効幅の設定例

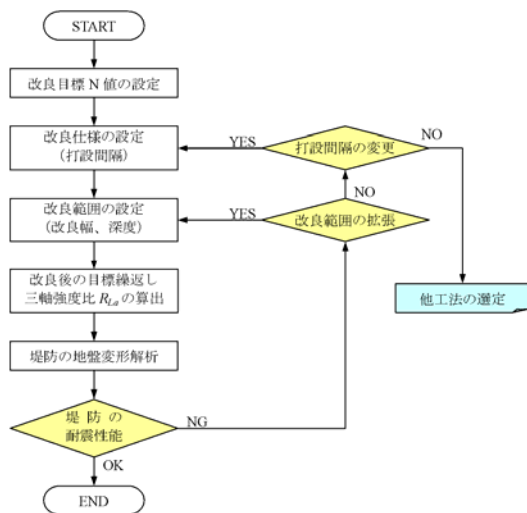


図-11 締固め工法の設計フローの例

2.2.2 固結工法

固結工法は、地盤に安定材を混合させて剛性の高いブロック状の固化体を形成することで基礎地盤の側方変形を抑制する工法である。固結工法の設計にあたっては、改良体による基礎地盤の側方変形の抑制という所要の対策効果が発揮させるため、改良体の内部破壊に対する検討(内的安定)も必要とされてきた。

しかし、レベル2地震動に対する固結工法について、基礎地盤条件や改良体の諸元が対策効果に及ぼす影響や、改良体の損傷メカニズム等に関する知見は必ずしも十分ではなかった。このため、基礎地盤条件、改良体の諸元が対策効果に及ぼす影響に着目した動的遠心模型実験

¹⁹⁾²⁰⁾等に基づき、固結工法のレベル2地震動に対する設計法について検討を行った。

(1) 実験方法

実験は50Gの遠心力場の下に行った。図-12に実験模型の概要を示す。図中の寸法は実物大に換算した値であり、基本となる地盤条件(Case4~8)では、8mの液状化対象層の上に高さ6mの堤防が築堤されている状況に相当する。なお、特に断りがない限り、以下で記載する物理量は実寸換算した値とする。支持層、液状化層は東北硅砂7号で作製し、それぞれ相対密度 D_r は約90、60%で、室内土質試験から求めた液状化層の繰返し三軸強度比 R_L は0.14程度であった。また、堤防は締固め度 $D_c=90\%$ の江戸崎砂で作製した。表-5に実験条件と加振後の堤防の残留変形量を示す。Case3以降入力地震動波形としては、Case1, 2の予備実験においてより大きな堤防の沈下量がみられたレート境界型の地震動とした。

本研究では、改良幅が対策効果に及ぼす影響について系統的に検討することを意図して、堤防の左右のり尻に幅の異なる改良体を配置した。後述する改良体の損傷が生じた場合でも損傷が生じていない場合と比較して、堤防の沈下量やのり尻の水平変位が顕著に増大したわけではないことが分かる。基礎地盤条件として、液状化層厚、非液状化層厚、支持層の土質、中間非液状化層や表層非液状化層の有無などに、対策工の諸元として改良幅、改良強度に着目して、一連の実験を行った。

改良体には10日養生の一軸圧縮強度が1100kPa(Case6以外)、600kPa(Case6)程度になるように配合調整したセメント改良砂(配合比は東北硅砂7号100g、水10g、普通ポルトランドセメント25.3g)を用いた。改良体の一軸圧縮強度1100kPaは、文献12)に基づいてレベル1地震動を想定して設計計算を行った場合に内的安定がほぼ満足される改良強度に相当する。なお、Case4では側面の型枠と改良体の付着により、側面の型枠を取り外した時点で改良体にクラックが発生した。これを避けるため、以降のCaseでは型枠側面にビニールラップを貼り付けて脱枠時に改良体に損傷が生じないようにした。その結果、以降の実験では、型枠脱枠時には固化体の損傷が確認されなかった。

(2) 改良体の損傷状況

以下、加振時に改良体に損傷が生じたCase6、Case8の損傷状況について述べる。

表-5にまとめるように、Case6では改良体の損傷メカニズムを確認するために改良強度を他のケースよりも減じており、Case8は改良体が支持層に根入れされていない条件で実施した実験である。図-13にCase6, 8の改良体の損傷状況を示す。ここで、改良体天端の損傷状況は堤防を撤去した後に撮影したものであるのに対して、格子壁内部の損傷状況は土槽外に取り出した後に、各格子を慎重に切断してから撮影したものであり、切断過程において損傷が進展した可能性もあることを付記しておく。Case6, 8ともに改良体の天端でクラックが発生していた。クラックはいずれの場合も堤防縦断方向と横断方向の格

子壁の境界部で生じており、Case8Rを除き、天端から下端まで貫通していた。この傾向は、文献18)の遠心模型実験で確認された改良体の損傷状況と類似している。これに対して、Case8Rでは改良深さが8mであるのに対し、天端から3m程度の位置までしかクラックは進展していなかった。

格子内部の損傷状況に着目すると、格子壁Bにはいずれのケースでも底面付近で斜め方向のクラックが発生していた。Case8Lでは格子壁Bに生じたクラック①は自由地盤側の格子壁Aまで達した後に、天端方向に向きを変えており、格子壁A沿いに天端までクラック②が貫通し

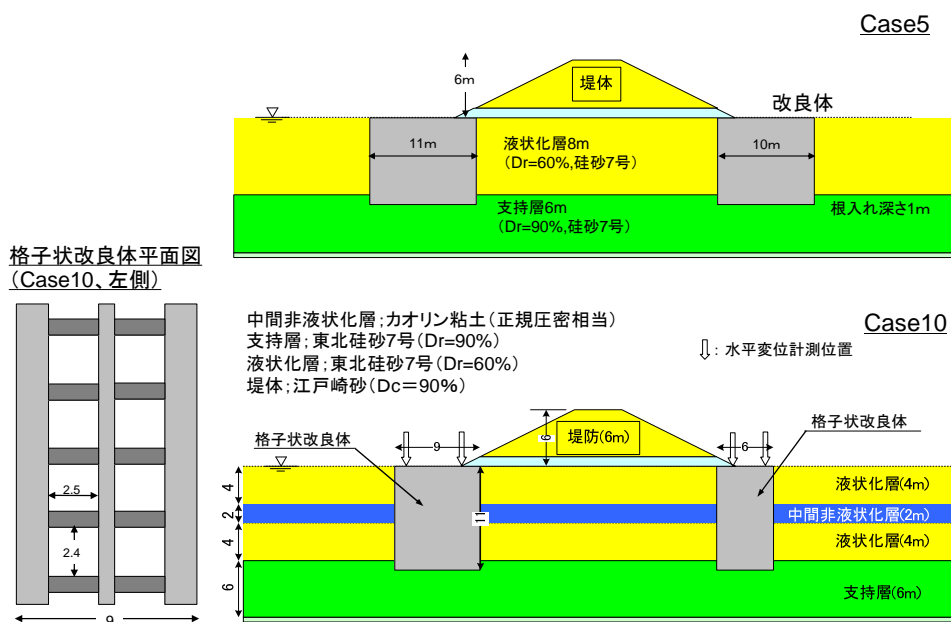


図-12 実験模型の概要 (単位:m)

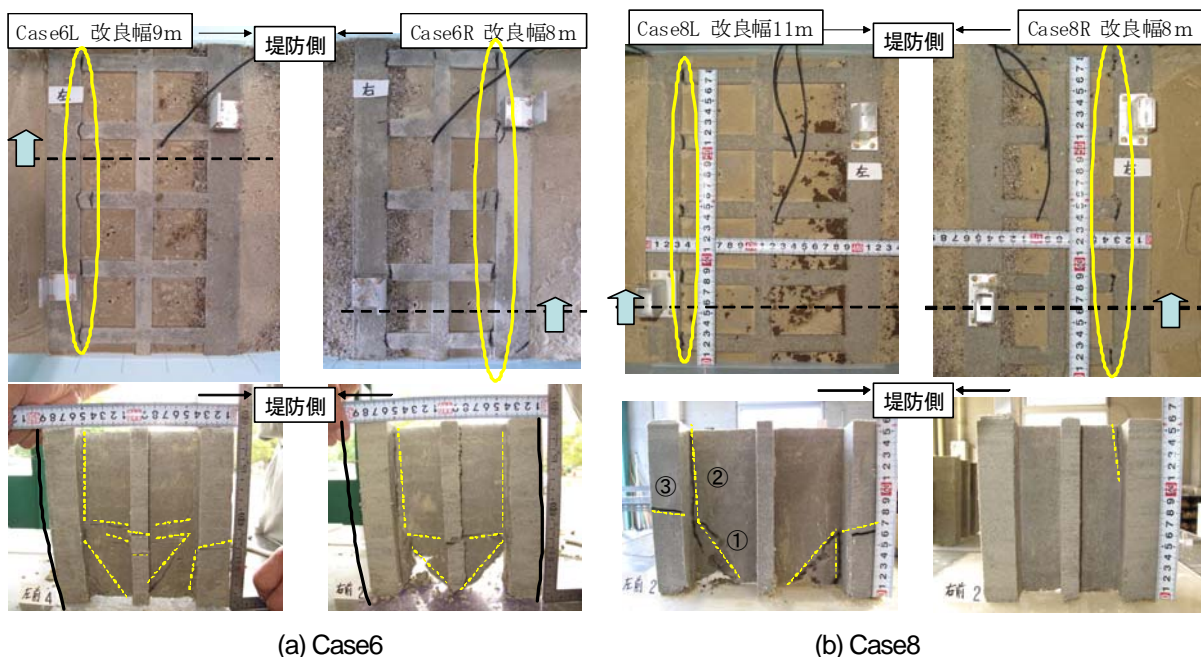
表-5 実験条件および堤防の残留変形量のまとめ

Case	改良幅	のり肩		改良強度	根入れ深さ	液状化層厚	表層		支持層	中間非液状化層厚
		沈下量	水平変位				非液状化層厚	非液状化層厚		
Case1	無対策	0.70 m	0.18 m	/	/	6m	2m	6m (珪砂Dr=90%)	/	
Case2	無対策	0.45 m	0.10 m	/	/	6m	2m	6m (珪砂Dr=90%)	/	
Case3	無対策	0.59 m	0.16 m	/	/	6m	2m	6m (珪砂Dr=90%)	/	
Case4*	L 8m	0.53 m	0.52 m	1100kPa	1m	8m	0m	6m (珪砂Dr=90%)	/	
	R 9m	0.52 m	0.77 m							
Case5	L 11m	0.52 m	0.48 m	1100-1342kPa	1m	8m	0m	6m (珪砂Dr=90%)	/	
	R 10m	0.51 m	0.54 m							
Case6	L 9m	0.62 m	0.59 m	553-612kPa	1m	8m	0m	6m (珪砂Dr=90%)	/	
	R 8m	0.59 m	0.89 m							
Case7	無対策	0.69 m	1.075 m	/	1m	8m	0m	6m (珪砂Dr=90%)	/	
Case8	L 11m	0.53 m	0.44 m	850-956kPa	0m	8m	0m	6m (珪砂Dr=90%)	/	
	R** 8m	0.50 m	0.54 m							
Case9	L 11m	0.38 m	0.23 m	841-902kPa	1m	6m	2m	6m (珪砂Dr=90%)	/	
	R 8m	0.38 m	0.23 m							
Case10	L 9m	0.10 m	0.07 m	1100kPa	1m	8m (上4m、下4m)	0m	6m (珪砂Dr=90%)	2m(粘土)	
	R 6m	0.17 m	0.16 m							
Case11	L 11m	0.19 m	0.11 m	1100kPa	1m	8m	0m	6m (カオリン粘土)	/	
	R 8m	0.20 m	0.31 m							

* : 脱枠時に改良体が損傷

** : 内部の格子壁において、天端から改良体の中腹付近までクラックが発生

■ : 改良体が顕著に損傷



(a) Case6

(b) Case8

図-13 改良体の損傷状況

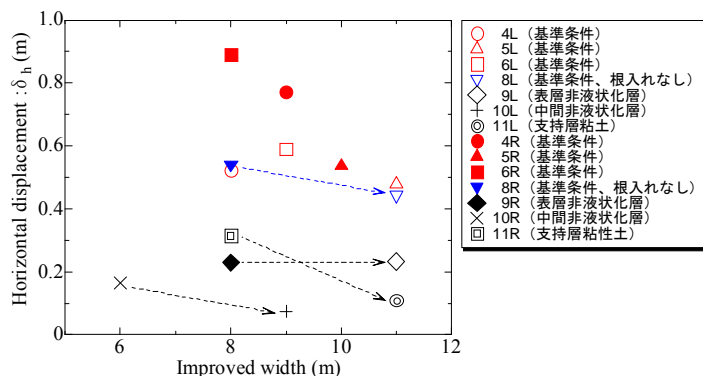


図-14 改良幅および基礎地盤条件と改良体の残留水平変位との関係

ていた。また、格子壁 A にはクラック①が達した付近より水平方向のクラック③が発生しており、このクラック③は格子壁 A を貫通していた。改良強度が低い Case6 では格子壁 B に水平方向のクラックが多数生じている様に、Case8 よりも全体的に損傷が顕著で、Case8L ではさほど顕著ではない水平方向のクラックが格子壁 B に多数発生していた。また、図-13 中に示すように、改良強度を減じた Case6 においては改良体自体にも顕著な変形が生じたことが確認できる。なお、改良体の損傷メカニズムについては、文献 19)にて考察されている。

(3) 改良幅と改良体の残留水平変位

堤防の尻部に施工される固結工法においては、堤防直下の基礎地盤の液化化に伴う側方変形を抑制する効果が期待される。このため、改良体の残留水平変位は対策工の効果を評価するにあたっての有用な指標の一つである。

図-14 に改良体の水平変位と改良幅および基礎地盤条

件との関係をまとめる。Case4 と Case9 を除くと、改良幅が広くなるに従って改良体の水平変位は減少した。

Case4 で改良幅と水平変位の関係が逆転したのは、実験準備過程で改良体に損傷が生じたこと事などが原因だと考えられる。一方で、Case9 では幅の異なる左右の改良体で水平変位がほぼ同等の結果となったが、これは Case9 では改良幅 B に対する液化化層厚 H_L の比 B/H_L が他ケース (0.75~1.38) と比較して 1.33~1.83 と大きかったために、対策効果が頭打ちになったものと推測される。

今回の実験条件では、根入れの深さが 1m と比較的小さかったこともあり、根入れの有無 (Case8L と Case5L) が改良体の水平変位に及ぼす影響は顕著ではなかった。なお、Case6R の水平変位が Case8R と比較して大きかったのは、改良体に顕著な損傷が生じたためであると推測される。

一方で、図-12 に示すように、中間非液化化層を有する Case10 では改良幅は他の実験と比較して狭いが、固化

体の水平変位は小さかった。また、支持層を粘性土とした Case11 でも他の実験と比較すると改良体の水平変位は小さかった。このように、改良体の水平変位の大小は改良体の諸元のみならず基礎地盤の土層構成の影響を強く受けることが分かった。

(4) 限界水平震度

前述の様に、設計地震動としてレベル1地震動相当を想定していた従来の固結工法の設計では、堤防の地震時円弧すべり(全体安定)と、改良体の滑動・転倒・支持力に対する安定(外的安定)および改良体の内部破壊に対する安定(内的安定)に関する検討が行われていた。一方で、レベル2地震動のような極めて大きな地震動に対しては、堤防の耐震性能が満足される範囲で改良体に残留変位が生じる(外的な安定が損なわれる)ことが許容される。このため、従来の設計法における全体安定と改良体の外的安定を必ずしも満たす必要はなく、対策工を含めた地盤変形解析で堤防の沈下量を算定し、沈下後の堤防高と河川水位とを比較するという変形量照査へと置き換わることになる。

このとき、前述のように改良体の残留水平変位の評価が重要となる。堤防のり尻部の改良体には、図-15に模式的に示すように、地震時に偏荷重の繰返し作用により徐々に水平変位が累積する。このような挙動を踏まえた設計方針としては、動的解析で変位の累積を評価する方針と、繰返し荷重による変位が十分小さくなるまでに改良体に外的な安定性を確保する方針との二通りが考えられる。動的解析の精度をいかに確保するかという問題や延長の長い線状構造物である特性等を踏まえると、後者の方が実務的かつ確実性が高いと考えられる。

改良体の外的安定性を統一的に評価する指標として、限界水平震度 k_{ncr} を用いることが考えられる。ここで、限界水平震度とは、改良体に作用する外力と、改良体を支持する地盤の抵抗力の最大値とがちょうど釣り合うような水平震度であり、従来の外的安定に関する検討において、滑動・転倒・支持力のいずれかで外的な安定が損なわれた(安全率が1.0となった)ときの水平震度に相当する。

ここで、水平震度と改良体の残留変位の関係について考察すると、図-16に模式的に示すように、大地震時には水平震度が k_{ncr} 以上には増大しないために頭打ちとなるとともに、改良体の外的安定が損なわれたことにより残留変位が増加するものと考えられる。したがって、改良体に一定値以上の k_{ncr} を与えることで、繰返し荷重による改良体の残留変位を小さく抑えるという設計方針が

成立する可能性が考えられる。これに加えて、図-15に示したように k_{ncr} という指標を用いることで地震力の頭打ちを考慮することで、内的安定照査も合理化できる可能性がある。これらを踏まえ、以降、限界水平震度の評価方法について述べる。

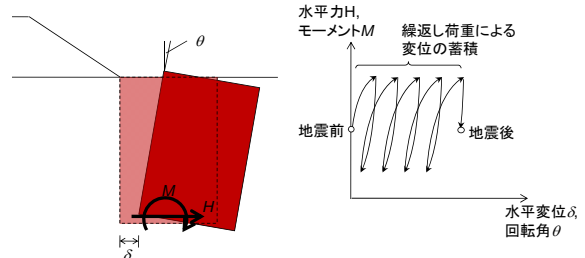


図-15 固化体の変位累積挙動のイメージ

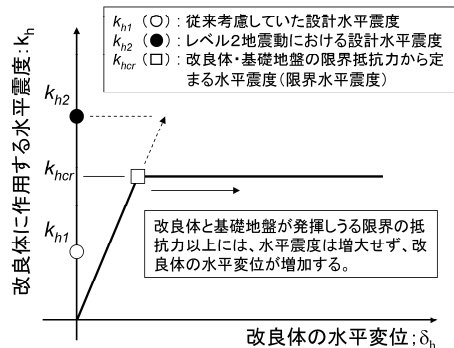


図-16 改良体の限界水平震度・水平変位関係の模式図

(5) 模型実験における改良体の応答と限界水平震度

図-17に示す改良体天端の応答加速度時刻歴から明らかのように、左側の改良体では正側で、右側の改良体では負側で加速度が頭打ちになっている。本研究では土槽右方向への加速を正と定義しており、加速度と慣性力の向きは逆方向のため、これらの挙動は改良体を水平地盤側へと押し出す向きに作用する慣性力が加振中に頭打ちとなったことを意味している。図-16に示したように、慣性力が頭打ちになったのは作用力が最大抵抗力と釣り合う限界の状態にあるためであると考えられる。このことより、左右の改良体それぞれで、水平地盤側へ向けて作用する慣性力が最大となる瞬間の加速度を、重力加速度で正規化した値を限界水平震度とみなし、改良体の残留水平変位との関係を図-18に整理した。ただし、残留変位については無対策の Case7 において左右のり尻部の水平変位が異なっていたため、各ケースにおける左右の改良体の残留変位を Case7 におけるり尻水平変位で正規化して示した。

Case5L については、改良体の応答加速度を計測できて

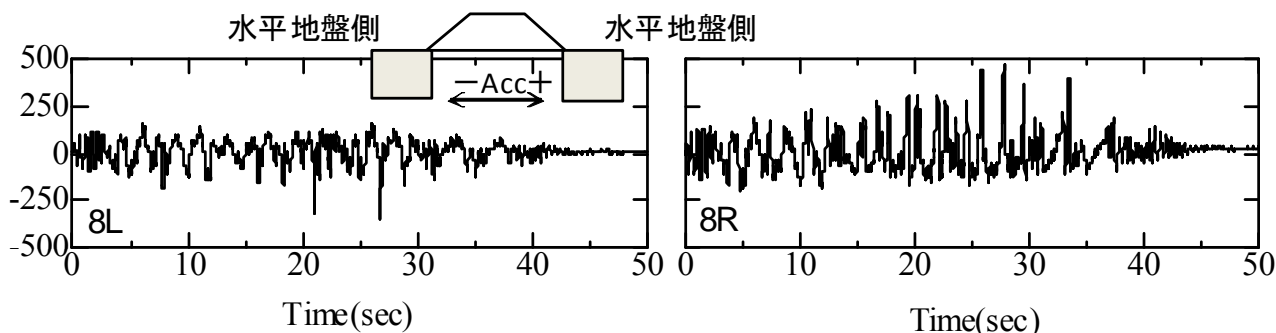


図-17 改良体天端の応答加速度

いなかったため、限界水平震度が過小評価された。これを除くと、限界水平震度が増大するにつれて正規化水平変位は概ね減少する傾向にある。これは限界水平震度が外的な安定性の程度を評価する指標として概ね妥当であることを意味する。これに対して、改良体に損傷が生じたケースにおいては、同程度の限界水平震度を有する改良体と比較した場合には水平変位が大きくなっていた。

これらのことから、内的安定を満たしつつ、ある一定以上の限界水平震度を確保する事によって外的安定性を高め、改良体の累積水平変位を抑制するという設計方針が成り立ちうると考えられる。

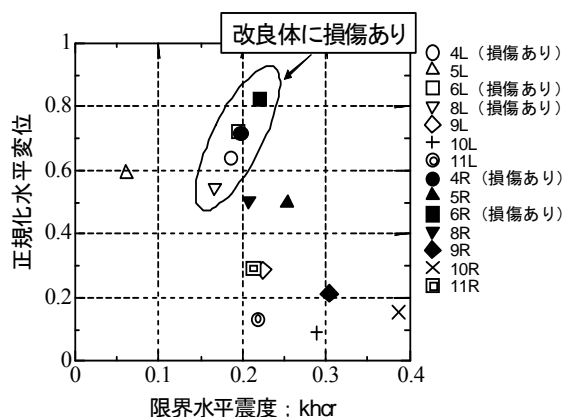


図-18 限界水平震度と正規化水平変位の関係

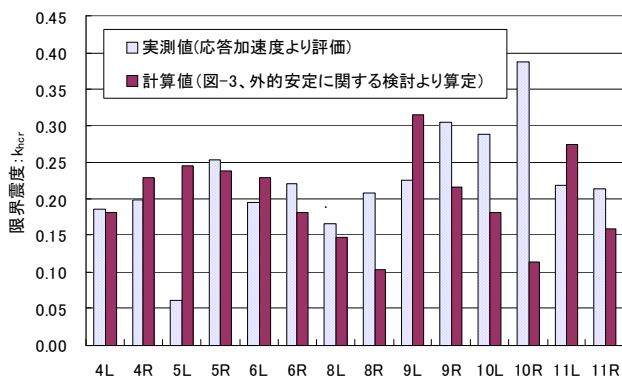


図-19 限界水平震度の計算値と実測値との比較

(6) 設計法フロー

前述の通り、静的照査法では改良体に生じる累積水平変位の影響を適切に評価することはできない。そこで、本報で取りまとめた設計フローにおいては内的安定を満足しつつ、限界水平震度以下限値を設けることで一定の外的安定を確保することによって、改良体の累積水平変位が十分に小さくなるように抑制する設計方針をとることとした。

そのための設計手順として本報では図-20に示すような設計フローを取りまとめた。まず、設定した改良幅、支持地盤への根入れ深さの改良体について、図-21に示す方法で限界水平震度を算定する。次に、算定した限界水平震度が下限値以上であることとともに、限界水平震度における改良体の内的安定についての検討を行う。そして、設定した諸元の改良体が両者の検討を満足した場合、改良体および堤防の地震時変形解析を行い、堤防の

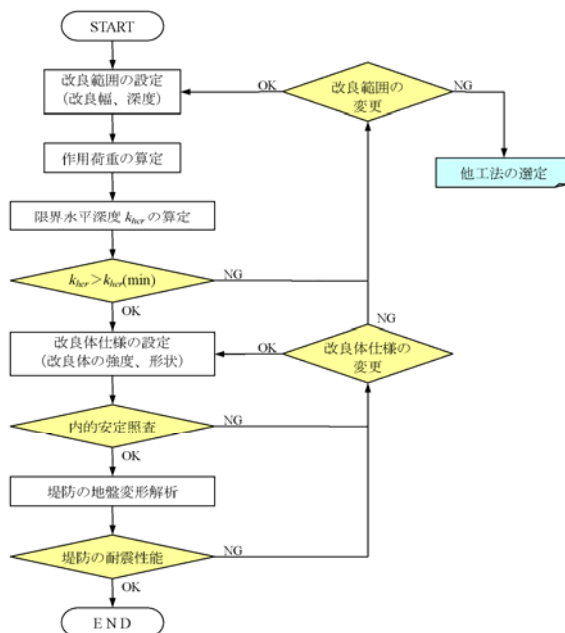


図-20 固結工法の設計フローの例

耐震性能の照査を行う。このような設計手順とすることで、静的照査法における累積水平変位の過少評価という問題点を克服しつつ、内的安定において考慮する荷重も合理化して固結工法の設計を行うことができる。

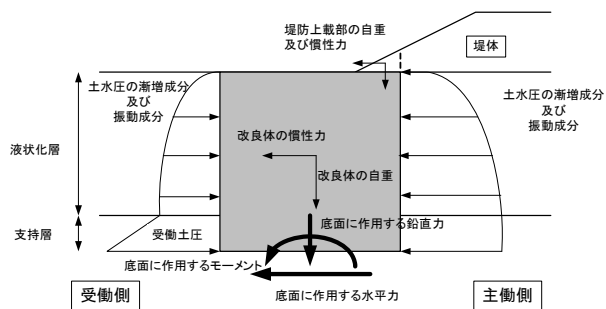


図-21 改良体の限界水平震度の算定モデル

2.3 耐震対策された堤防の浸透特性に関する検討

2.3.1 はじめに

河川堤防の質的整備が進められる中、必要に応じて耐震対策、耐浸透対策がおこなわれる。図-22 に模式図を示すように、一般に耐浸透対策では堤体内の水位を低下させるために、川表側では堤体内部への雨水、河川水などの浸透を抑制するための遮水シートなどの対策工が、川裏側では堤体内部に入った浸透水を速やかに排水するためのドレーンなどの対策工が代表的である。

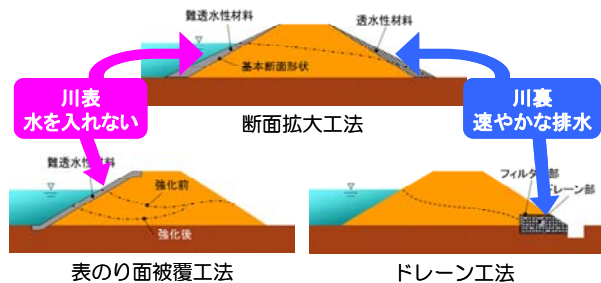


図-22 耐震対策された堤防の浸透特性

一方で、耐震対策では堤体直下の基礎地盤の液状化による側方変形を抑制するための対策が行われる。耐震対策としては図-5 に示したように、固結工法、締固め工法、ドレーン工法、鋼材を用いた工法が代表的で、現地の様々な制約条件の中から、最適な対策工法が選定される。ここで、洪水時の地下水の浸透の観点からは、固結工法や矢板工法などは遮水系、ドレーン工法は排水系の対策工に分類される。締固め工法については、原地盤および砂杭の透水係数と、改良率などとの兼ね合いによって必ずしも明確に区分できないものの、上記の三工法ほどに堤防の浸透特性に影響を与えるものではないことが考えられる。

例として表のり尻にドレーン、裏のり尻に矢板による耐震対策を行った場合を考えると、河川水を堤体直下地盤に呼び込むとともに、裏のり尻でせき上げられるなど、洪水時の浸透に対して望ましくない対策工法の組合せとなってしまう。現地の様々な制約条件によって、このような対策工の組み合わせとならざるを得ない場合には、耐震対策後の堤防の浸透破壊に対する安全性を適切に評価する必要がある。

そこで、本研究では耐震対策が堤防の浸透破壊に対する安全性に与える影響を動的遠心模型実験によって把握し、飽和・不飽和浸透流解析によって耐震対策された堤防の耐浸透特性の評価を試みたので、その結果について報告する。

2.3.2 実験方法

(1) 実験模型

幅 1500mm、高さ 500mm、奥行き 300mm の剛土槽を用い、表-6 に示す 4 ケースの遠心模型実験を実施した。基礎地盤は支持層、液状化層の二層構成とし、各々の厚さは 160mm である。また、堤防模型は高さ 100mm、天端幅 100mm、川表側、川裏側ともにのり勾配は 1:2 である。実験は遠心加速度 50G のもとで行ったので、高さ 5m の堤防が、厚さ 8m の液状化層の上に築堤されている状況に相当する。

表-6 実験条件

実験ケース	川表側の対策工	川裏側の対策工
Case1	無対策	無対策
Case2	ドレーン	矢板、のり尻ドレーン
Case3	ドレーン	ドレーン
Case4	ドレーン	矢板

実物大換算した寸法値とともに、実験模型を図-23 に示す。なお、以下では特に断りのない限り寸法値や計測値を実物大換算した値として示す。Case1 は無対策の堤防に関する実験であり、Case2 では川表側にドレーン工、川裏側に矢板による耐震対策が行われた場合を想定した。また、Case2 では矢板による遮水と、それに伴う堤体内水位の上昇を避けるために、浸透対策としてのり尻部に設置されるじゃかご等のドレーンを模擬し、高さ 75cm、長さ 2.25m の範囲を 3 号砕石で置き換えた (以下、のり尻ドレーンという)。Case3 は川表、川裏側ともにドレーンによる耐震対策が行われた場合に関する実験で、Case4 は Case2 と同様に川表側をドレーンで、川裏側を矢板で対策し、のり尻ドレーンを設置しなかった場合を想定し

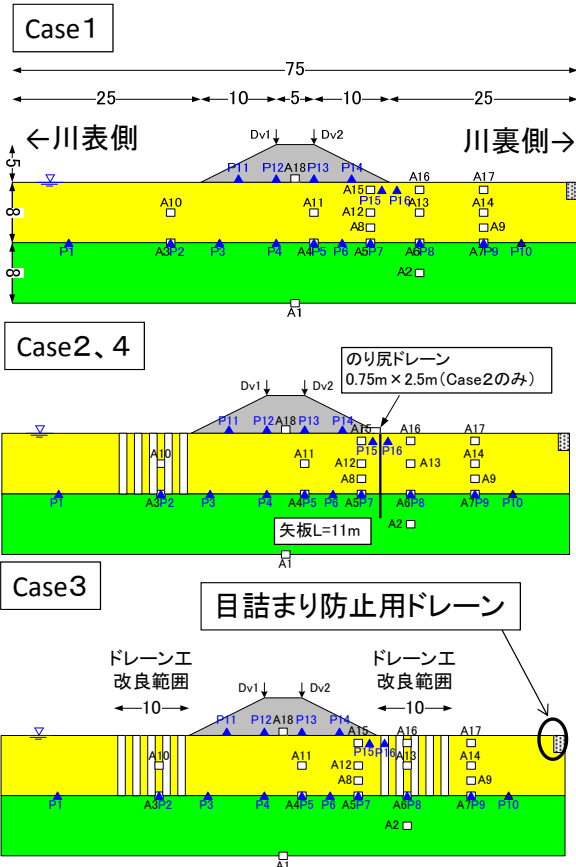


図-23 実験模型 (単位:m)

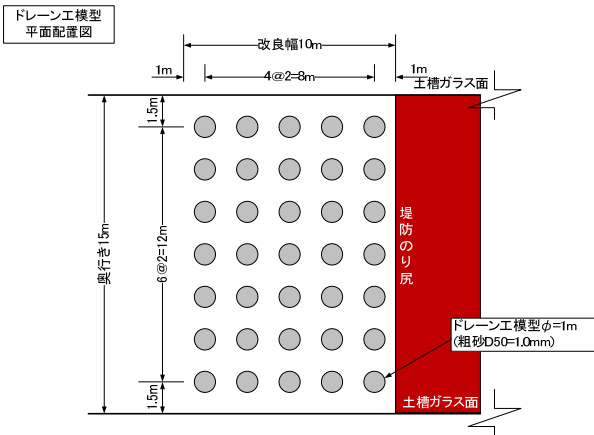


図-24 ドレーンの平面配置 (単位:m)

た実験である。

基礎地盤には東北硅砂7号を用い、相対密度 Dr は支持地盤が 90%、液状化層が 60%で、層厚はいずれも 8m である。支持地盤については突き固めで、液状化層についてはホッパーによる空中落下法で作製した。堤防模型には細粒分約 50%の霞ヶ浦粘土を用い、最適含水比における締固め度 90%に突き固めて作製した後に、冷凍庫にて凍結させた。模型地盤は水の 50 倍の粘性に調整したメチルセルローズ水溶液にて飽和させた。その後、凍結さ

せた堤防模型を模型地盤の上に設置し、堤防模型の解凍後に実験を開始した。なお、堤防模型は奥行きを土槽よりも 10mm 程度狭くして作製したため、堤防模型の融解後にガラス面と堤防模型の間を、堤体材料と同じ霞ヶ浦粘土を用いて間詰めた。

対策工については、ドレーンは直径 1m の杭状とし、配置間隔は堤防横断方向、堤防縦断方向ともに 2m とした。ドレーン模型は、粒径 5cm 程度 (模型寸法 1mm 程度) の粗砂を突き固めて作製した。図-24 にドレーン工の平面配置を示す。矢板模型については、厚さ 5cm (模型寸法 1mm 程度) のアルミニウム板を所定の寸法に裁断したものを用いた。本研究では矢板の遮水効果に着目して、矢板を土槽の奥行き方向に分割せず、一枚のアルミニウム板により模擬することとした。なお、矢板の端部と土槽側面のガラス面との隙間はスポンジによって間詰めた。表-7 に地盤材料の透水係数、図-25 に粒度分布を示す。

表-7 地盤材料の透水係数

	地盤材料	透水係数 (cm/s)
堤体	霞ヶ浦粘土	2.18×10^{-5}
液状化層	東北硅砂7号 Dr=60%	5.50×10^{-3}
支持層	東北硅砂7号 Dr=90%	1.90×10^{-3}
ドレーン	硅砂3号	2.06×10^{-1}

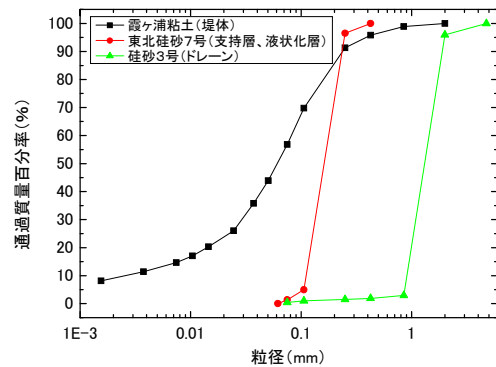


図-25 粒径加積曲線

(2) 実験手順

耐震対策された堤防の耐浸透特性を評価することを目的として、川表側より模型地盤の飽和に用いたメチルセルローズ水溶液をインクで赤色に着色したものを注水した。堤防天端高さより 1m ほど下方を所定の外水位に設定して、堤防模型の内部および基礎地盤に設置した間隙水圧計によって、堤体内の水位の変化などを計測した。

一段階目の実験における実験装置の概要を図-26に示す。今回の実験では、遠心ピット外より川表側の土槽側壁に設置した給水タンクに水を供給した。また、土槽右側（以下、川裏側という）の側壁には排水タンクが設置されており、川裏側の水位は地表面に保てるようになっている。堤防内部の水位が概ね定常状態に達した段階で、一段階目の実験は終了として、遠心力を下降させた。

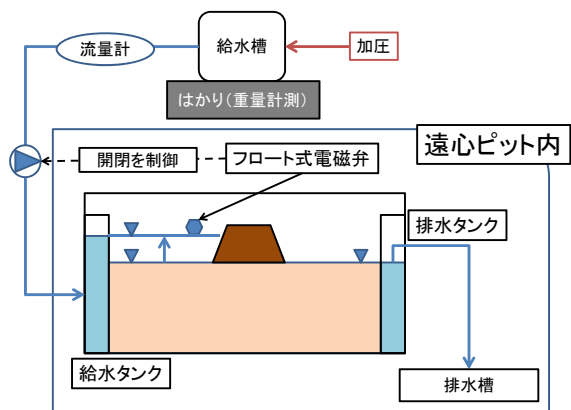


図-26 浸透実験装置の概要

水位の制御はフロート式の電磁弁によって行った。フロートを所要の外水位の高さに設置することで、水位がフロートの位置に達し、フロートが持ち上がると電磁弁が閉鎖され、逆に水位が低下してフロートも下がると電磁弁が開放され給水が再開される形式となっている。この仕様だと、フロートの動作範囲内で外水位が変動することになるが、今回の実験条件の範囲では所定の外水位に達した後の水位変動は、 $\pm 0.15\text{m}$ 程度であった。

本実験では、遠心ピット外の給水タンクに空気圧を加える

ことで、土槽に設置した給水タンクに注水し、外水位を所定の水位まで高めた。図-27に各Caseにおける水位の時刻歴を示す。Case1で外水位の上昇が他の実験と比較して緩やかだったのは、Case1では給水タンクに加える圧力を徐々に増加させたためである。Case2以降の実験では、Case1での水位の上昇傾向を踏まえて、圧力を実験開始時から一度に増大させた。このことによって、Case2以降の実験では外水位の上昇傾向はほぼ同一となった。

以下では、耐震対策工の組み合わせに応じた浸透特性の違いに着目して、浸透流解析結果との比較を行いつつ、実験結果を分析する。

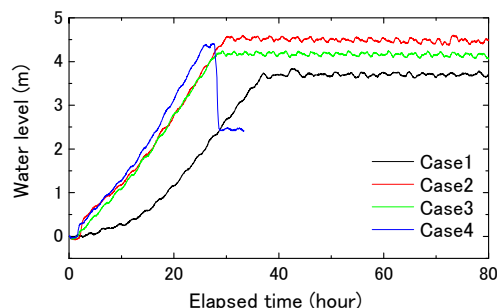


図-27 外水位の時刻歴

2.3.3 実験結果

(1) 基礎地盤の浸透特性

間隙水圧計で計測した堤体内水位が概ね定常状態に達し、第一段階の浸透実験を終了した時点における模型地盤の状況を図-29に、赤く着色したトレーサーの基礎地盤への浸透過程を図-30に示す。

Case1では浸透実験中に川裏側のり面がのり尻部より

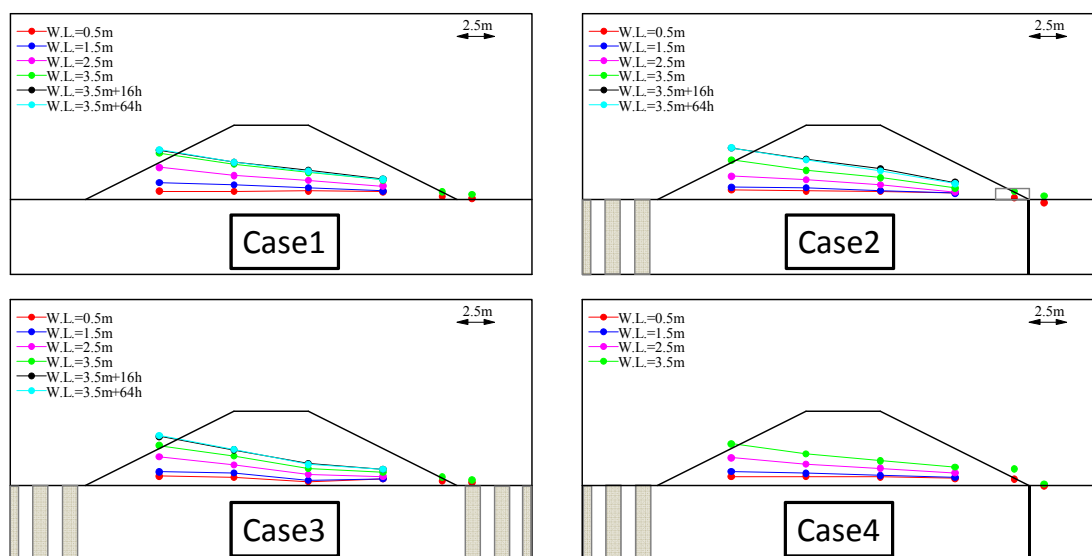


図-28 堤体内水位の上昇

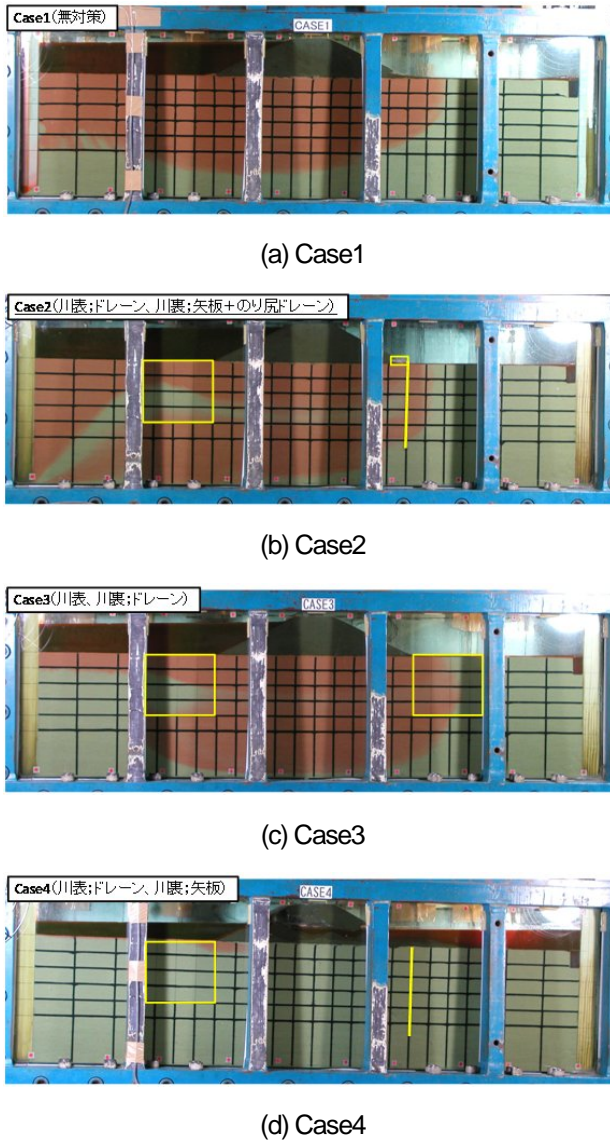


図-29 浸透実験終了後の状況

崩壊し始め、最終的にのり尻からの水平距離が 5m 付近まで崩壊が進行した。また、赤いトレーサーは液状化層だけではなく、支持層へも浸透していた。

川表側、川裏側にドレーンを配置した Case3 でも Case1 と比較すると範囲は限定的であったものの、川裏側ののり尻部にクラックが発生するなど部分的な崩壊が生じた。また、図-29(a) に示すように、Case1 と比較した場合に、支持層の深くまでトレーサーが到達していた。これは川表側のドレーンを通じて支持層までトレーサーが到達したためだと考えられる。実際に図-30 に示した浸透過程を図-30(a) と比較すると、地表面からだけではなく、ドレーンを通じて支持地盤に到達したトレーサーが、さらに支持層の深部を通過して川裏側の地表面へと流れていく過程が確認できる。

川表側にドレーンを施工し、川裏側を矢板で締め切っ

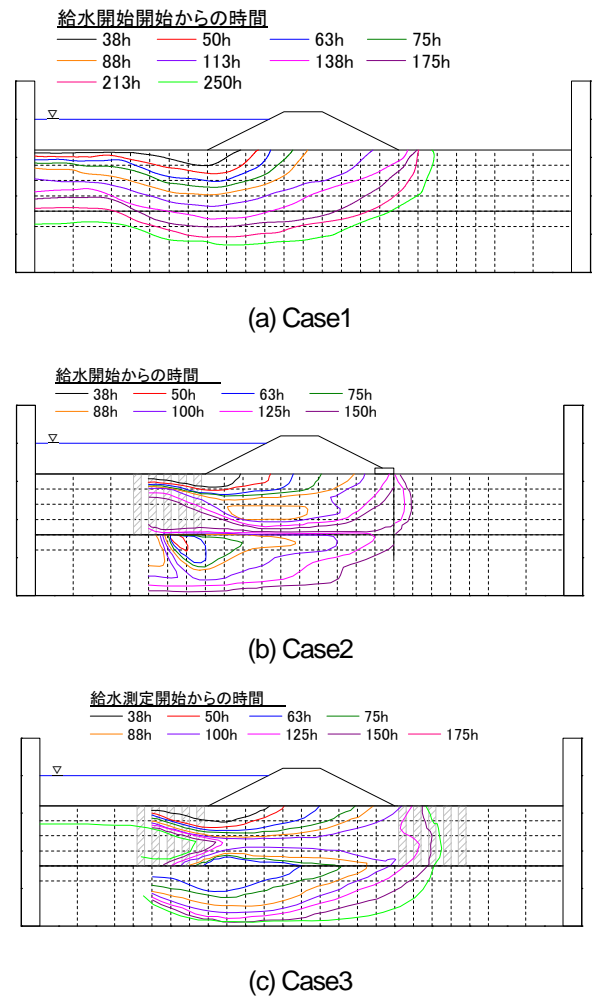


図-30 基礎地盤への浸透過程

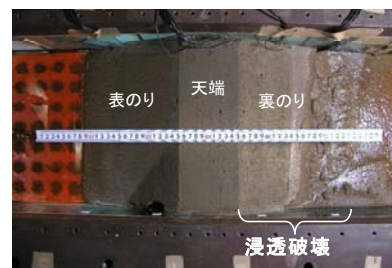


図-31 Case4 における裏のり尻の浸透破壊状況

た Case4 では、浸透実験中に裏のり尻部で崩壊が進行し、最終的には図-31 のように堤体とガラス面の境界部で浸透破壊が生じた。図-29(d) で川表・川裏側の水位が等しくなっているのはこのためである。

一方、崩壊が生じた Case4 と同じ対策工の配置で、川裏側にのり尻ドレーンを設置した Case2 では、Case1 や Case3 で生じた部分的な崩壊さえも裏のりでは発生せず、のり尻ドレーンの有効性が確認できた。また、耐震対策としてのドレーン工を施工したことにより、支持地盤の深い位置までトレーサーが到達したのは、Case3 と同様

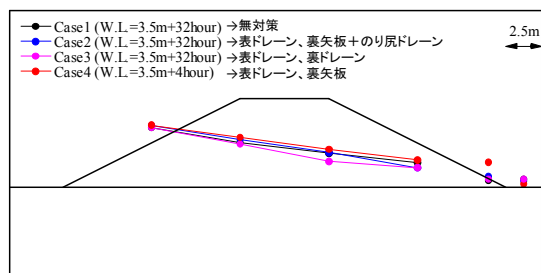


図-32 定常状態における水位の比較

であった。

なお、大規模な崩壊が生じた Case2 では凍結した堤体模型を液状化層上面に設置した後、堤体の融解を待たずに堤体とガラス面の間の間詰めを行ったため、他の実験と比較しても堤体とガラス面の境界部が弱点箇所として水みちとなり、堤防の崩壊に寄与した可能性もあることを付記しておく。

(2) 堤体の浸透特性

堤体の浸透状況を図-28 に示す。図に示した堤体内の水位は、堤防模型の内部に設置した間隙水圧計の計測値から算定した値である。

図-32 に各ケースの定常状態における堤体内の水位を示す。なお、Case1～3 では、外水位が 3.5m に達したのち、16 時間程度経過した時点で、堤体内の水位が概ね定常状態に至った。堤体内の水位を比較すると、計測した範囲では、Case1 と Case2 の水位がほぼ同等で、Case4 の水位がそれらよりも若干高く、川表側、川裏側ともにドレーンで対策した Case3 の水位は Case1, Case2 よりも若干低かった。

川表側にドレーン、川裏側に矢板を設置し、川裏側ののり尻から大規模な崩壊が生じた Case4 においても、無対策の Case1 やのり尻にドレーンを設置した Case2 と比較して、計測した範囲の中では堤体内の水位に顕著な違いは見られなかったが、裏のり尻の地表面から 1m 下方に設置した間隙水圧計の計測値から求めた水位は、矢板による締め切りによって裏のり尻付近では局所的に高くなっている。これは、堤体内を通じてのり尻に到達した浸透水が集中したことに加えて、基礎地盤からの浸透水が矢板の締め切りによってせき上げられたことなどが理由だと考えられる。

これに対して、のり尻ドレーンを追加した Case2 では、Case4 では高かったのり尻付近の水位が低下しており、のり尻ドレーンによる堤体内水位の排水効果が発揮されたものと考えられ、これによって堤防が崩壊しなかったものと考えられる。一方で、部分的に崩壊が生じた Case1,

Case3 と Case2 を比較すると、堤体内水位に明瞭な差異は確認できなかった。

以上のことから、裏のり尻に打設した矢板によって裏のり尻下部における浸透水がせき上げられ、裏のり尻の堤体内水位が上昇することで浸透に対する安全性が低下する可能性があること、裏のり尻にドレーンを配置することでのり尻付近の水位が低下し、浸透に対する安全性が高まることが明らかとなった。

(3) 飽和・不飽和浸透流解析

浸透に対する河川堤防の安全性の照査は、非定常浸透流解析により堤体内の浸潤面を求め、最も危険なものを抽出し、円弧すべり計算によって行われる²¹⁾。したがって、浸透に対する安全性にも配慮した耐震対策工の検討を行うためには、耐震対策された堤防の浸透特性の適切な評価が重要となる。このため、非定常浸透流解析により遠心模型実験の再現解析を行った。

解析モデルの例を図-33、与えた透水係数を表-2.4 に示す。模型実験では杭状のドレーン模型を製作したが、浸透流解析ではのり尻から 10m の改良範囲に対して、一様な透水係数を与えることでモデル化した。透水係数の値については、液状化層とドレーン材の透水係数より改良率で重み付けした値を用いた。一方で、のり尻ドレーンについては、改良範囲にドレーン材の透水係数を与えることでモデル化した。矢板の透水係数については、文献 21) に示された値を採用した。不飽和浸透特性は、文献 21) を参考に設定し、外力としての外水位は図-27 に示した実験結果と同一となるように設定した。

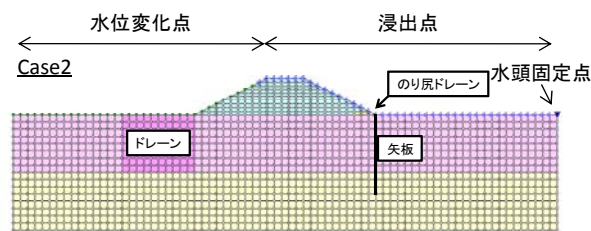


図-33 解析モデルの例

表-8 透水係数

	透水係数 (cm/s)
堤体	2.18×10^{-5}
液状化層	5.50×10^{-3}
支持層	1.90×10^{-3}
矢板	5.00×10^{-7}
ドレーン	4.22×10^{-2}
のり尻ドレーン	2.06×10^{-1}

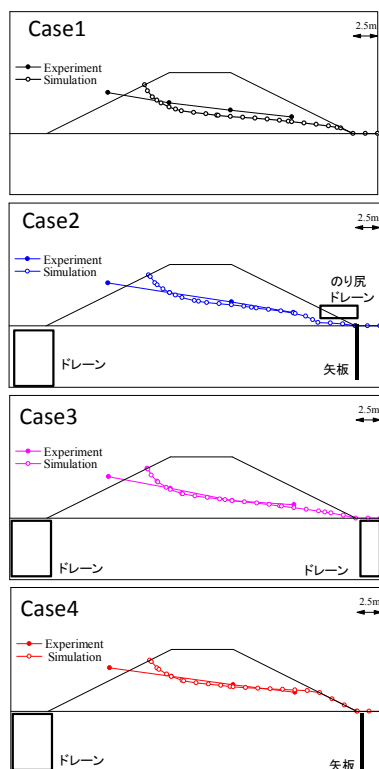


図-34 定常状態における堤体内水位の比較

まず、図-34 に示した定常状態における水位を比較すると、解析結果は実験結果と概ね整合しており、円弧すべり計算を行うにあたって重要となる定常状態における浸潤面を、浸透流解析により精度よく再現できている。また、対策工の組合せによる浸透特性の違いについても概ね解析で再現できている。すなわち、Case4 では堤体内、特に裏のり尻付近の水位が上昇しやすいこと、Case2 ではのり尻ドレーンが裏のり尻部の水位を低下させる効果を発揮していること、Case3 では両のり尻のドレーンが堤体内水位をわずかに低下させていることなどが再現されている。

ただし、堤体内水位が定常状態に達するまでの時間は、実験の方が早かったことを付記しておく。これは、前述のように実験時にガラス面と堤防模型との間が水みちとなった可能性があることや、解析では不飽和浸透特性について詳細な土質試験などを行わずに、文献 21) に示された標準的な数値を用いたことなどによることが考えられる。これらについては今後の詳細な検討を要する。

以上のように、対策工の透水係数を室内土質試験によって評価し、文献 21) に従い対策工をモデル化して、非常浸透流解析を行うことで、堤体内水位の上昇過程の再現精度に課題はあるものの、定常状態における堤体内の水位を比較的精度よく評価することができた。

3. 自立式特殊堤、水門・堰および樋門の耐震診断法

3.1 自立式特殊堤の耐震診断法に関する検討

指針では、自立式構造の特殊堤について、耐震性能に応じて、河川の流水が河川外に流出することを防止する機能を保持すること、修復を容易に行い得るような塑性変形にとどめることを規定している。本研究では、特殊堤の耐震診断に用いる解析手法の検証を行うことを目的とし、地震被害事例の再現解析を行った。ここでは、自立式矢板特殊堤の解析手法について検討を行った結果について述べる。

3.1.1 解析対象とした事例

2007年新潟県中越沖地震では、信濃川下流左岸 42.0kp 付近において低水矢板護岸が被災²²⁾し、護岸の水平変位及び傾斜が生じた。被災した矢板護岸は特殊堤ではないが、構造形式は通常の矢板式特殊堤と類似しており、かつ周辺地盤の液状化に伴う地盤変形が被災の原因と考えられることから、被害事例解析を行うために必要な当該地の被災状況及び地盤調査結果を収集した。

被災した低水護岸付近の周辺図を図-35 に示す。図に示すように、被災区間は蒲原大堰建設時の切り回し区間にあたる。被災地のごく近傍に建設されていた中ノ口水門蒲原大堰管理所では、最大加速度 174gal (水平 2 成分合成) が観測された。

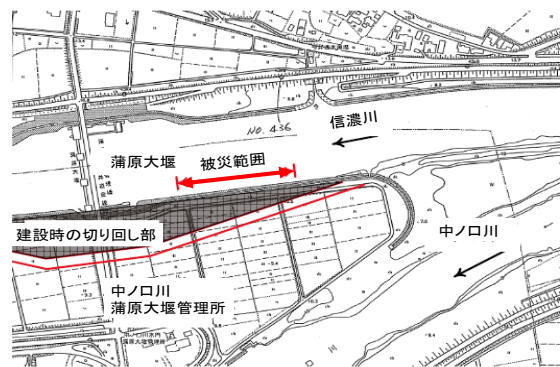


図-35 検討対象とした低水護岸の周辺図

矢板は鋼矢板Ⅲ型で全長は 11m であり、長さ 7m の控え杭とタイロッドにより 1.6m 間隔で連結された控え構造だった。矢板天端部 (笠コンクリート) における水平変位は約 30cm、傾斜角は 3° 程度だった。控え杭の上方に位置する地盤面には最大で深さ 20cm 程度の陥没があり、控え杭背後に位置する管理者用通路にはクラックが、さらに管理用通路背後の耕作地には噴砂跡が確認された。

3.1.2 地盤変形解析に基づく被害事例解析

図-37 に矢板護岸及び控え杭近傍の土層断面図及び土質柱状図を示す。Bs 層、特にその上部にN 値が2~3 程度の土層が存在する。これらのボーリングデータと近傍における最大加速度に基づき、静的な地盤変形解析手法により低水矢板護岸の被害事例解析を行った。

一般に、N 値から繰返し三軸強度比 R_L を算出するにあたっては、各深度における N 値から個々の深度における個 R_L を算出し、それらの平均値を各層の代表値として液状化判定、変形解析が行われることが多い。しかし、図-37 に示すように、同じ Bs 層内であっても、その上部と下部では N 値が大きく異なることから、Bs 層を N 値の大小に応じて Bs(1)~Bs(3) 層に区分し、各層に個別に R_L を与えて解析を行った。

解析に用いた地盤定数を表-9、液状化判定の結果を図-36 に示す。河床部の Bs(2) 層が液状化層となっており、 R_L も 0.122 と極めて小さい。地盤変形解析の結果を図-38 示す。矢板の背後地盤が川表側に向かって側方変形している。同図中に矢印で示すように、管理用通路付近で約 30cm、矢板天端付近で約 60cm の水平変位が生じており、管理者用通路を基準とした矢板天端の相対水平変位は約 30cm であった。地震後の調査において、管理用通路を基

準点として測定した矢板の水平変位は最大で 40cm 程度であったことから、変形解析で実際の被害を比較的良好に再現することができたと言える。

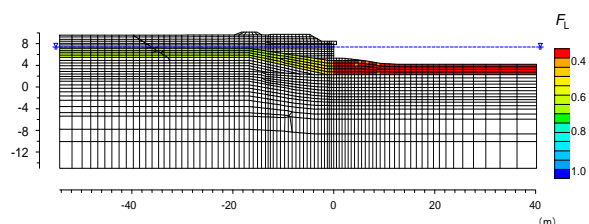


図-36 液状化判定の結果 (寸法の単位:m)

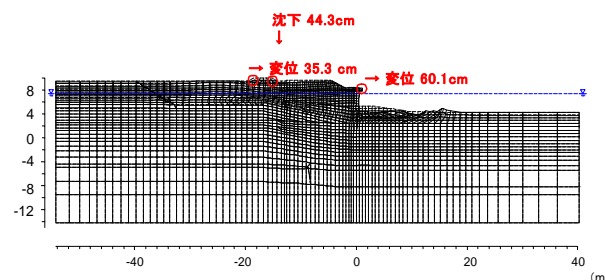


図-38 地盤変形解析の結果

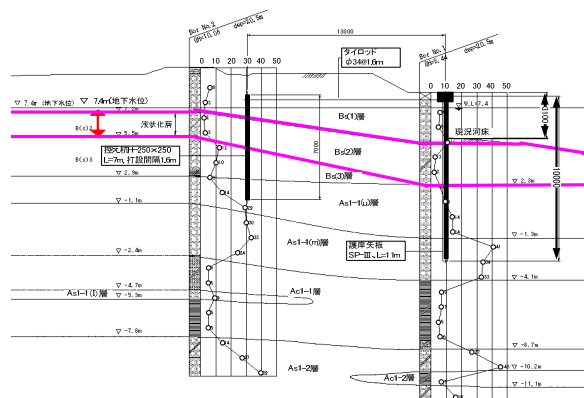


図-37 低水護岸周辺の土層構成及び土質柱状図 (単位:mm)

表-9 解析に用いた地盤定数

土層名	単位体積重量 [kN/m ³]	平均N値	変形係数 E [kN/m ²]	初期ポアソン比	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 [°]	細粒分含有率[%]	繰り返し三軸強度比 R_L
B(s)	19.0	5.7	15,960	0.33	0.0	29.0	—	—
B(s)1	19.0	6.2	17,360	0.33	0.0	31.0	—	—
B(s)2	19.0	2.5	7,000	0.33	0.0	26.6	7.1	0.122
B(s)3	19.0	11.0	30,800	0.33	0.0	33.0	—	—
As1-1(u)	17.0	10.5	18,092	0.33	0.0	32.0	—	—
As1-1(m)	19.0	32.0	89,600	0.33	0.0	37.0	—	—
As1-1(l)	17.0	9.0	25,200	0.33	0.0	30.0	—	—
Ac1-1	16.0	5.6	15,680	0.33	33.6	0.0	—	—
As1-2	19.0	28.2	78,960	0.33	0.0	34.0	—	—

3.2 水門・堰の耐震診断法に関する検討

指針では、水門・樋門及び堰の標準的な性能照査法として、地震時保有水平耐力法が挙げられている。元来、大規模地震に対する道路橋の耐震設計法として開発された地震時保有水平耐力法を水門・樋門及び堰に準用することを考えた場合、①水門・樋門及び堰は道路橋のように必ずしもトップヘビーな構造ではないため、上部構造慣性力作用位置や水平変位の算出位置が不明確である、②門柱・堰柱といった異なる形式の柱部材から構成されるため、損傷誘導箇所やそれを考慮した照査手順が煩雑となる、③ゲートの戸溝や戸当たり部の配置の都合上、断面形状が複雑となるのが一般的であるなど、実務設計者には多くの工夫、応用が求められることとなる。

そこで、本研究では、水門・堰の耐震性能照査手順とその計算例を整理し、土木研究所資料としてとりまとめた²³⁾。同資料には、各部材の限界状態の組み合わせ、主たる塑性化を考慮する部材および破壊形態の判定方法、門柱・堰柱および基礎のモデル化手法・照査方法等が整理されている。ここで整理された考え方は、樋門門柱の耐震性能照査、補強設計にも資するものである。

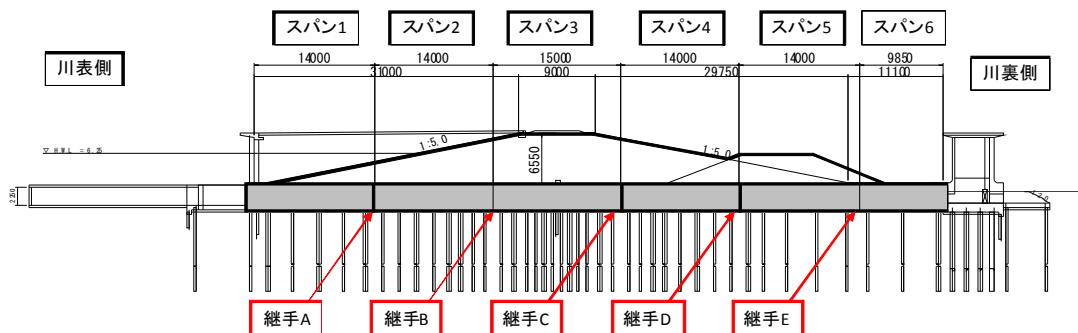


図-39 大津市街樋門一般図 (単位:mm)

3.3 樋門函渠の耐震診断法に関する検討

指針では、樋門函渠について、耐震性能に応じ、函渠の水密性を保持すること、修復を容易に行い得るような塑性変形にとどめることを規定している。本研究では、樋門函渠の耐震診断に用いる解析手法の検証を行うことを目的とし、地震被害事例の再現解析を行った。ここでは、樋門函渠の解析手法について検討を行った結果について述べる。

3.3.1 解析対象とした事例

2003年十勝沖地震において、十勝川河口付近に位置する大津市街樋門の函渠が被害を受け、北海道開発局により被災状況に関する詳細な調査が行われた²⁴⁾²⁵⁾。そこで、本研究では、大津市街樋門の被災状況に関する再現解析を行った。

3.3.2 堤防の変形解析

本解析では、堤防および基礎地盤の地盤変形解析と、函体及び基礎杭の応答変位法による解析を行った。堤防の変形解析は、ALIDによる静的な自重変形解析法により行った。大津市街樋門の一般図を図-39、当該地点の堤防の地質横断面図を図-40に示す。

杭支持の樋門函渠の耐震性能照査法の一つとして、ま

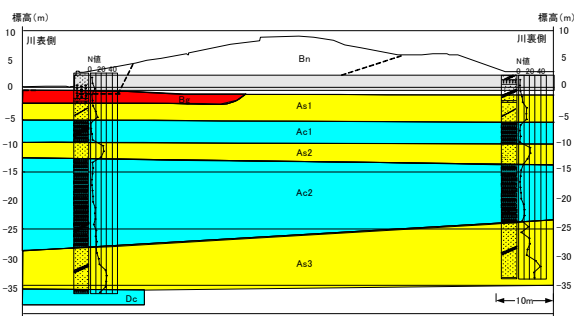


図-40 地質横断面図

表-10 解析に用いた地盤定数

土層名	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	平均N値	変形係数 E (kN/m ²)	初期ポアソン比 ν	相対密度 D_r (%)	細粒分含有率 FC (%)	平均粒径 D_{50} (mm)	繰返し三軸強度比 R_L
B	19.0	13	3.57E+04	0.333	-	-	-	-
B _g	18.0	5	1.37E+04	0.333	46	-	0.33	0.21
As1	18.0	9	2.47E+04	0.333	54	36	-	0.36
Ac1	14.0	3	8.24E+03	0.333	-	-	-	-
As2	19.0	19	5.22E+04	0.333	70	36	-	0.7
Ac2	14.0	7	1.92E+04	0.333	-	-	-	-

ず堤防および基礎地盤の変形量を静的な変形解析法 (ALID) により算出し、応答変位法により函体および基礎杭に地盤ばねを介して変形量を強制変位として入力し、函体および基礎杭に生じる断面力や変位を評価する方法がある。

大津市街樋門の近傍の大津水位観測所では、最大加速度 575gal が観測された。これと、地盤調査結果等から設定した地盤定数 (表-10) を用いて液状化判定を行った結果、図-40 中の B_g 層、As1 層で液状化に対する抵抗率 F_L が 1.0 を下回り、液状化が生じるものと判定された。

図-41 に ALID による変形解析の結果を示す。堤防天端で約 70cm の沈下が生じるとともに、堤体および基礎地盤に川表側へと向かった水平変位が生じるという結果が得られた。地震前後の調査結果がないため実測沈下量と変形解析結果を定量的に比較することはできないが、被

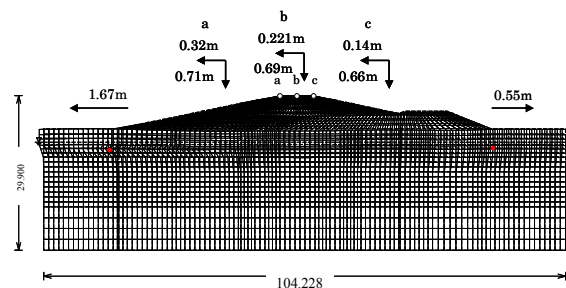


図-41 堤防の変形解析結果 (単位:m)

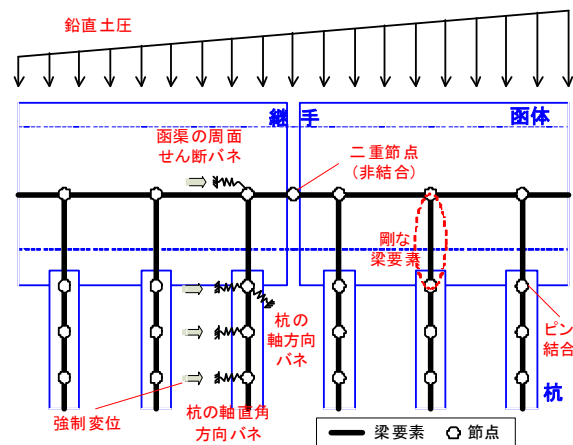


図-42 応答変位法の計算モデル

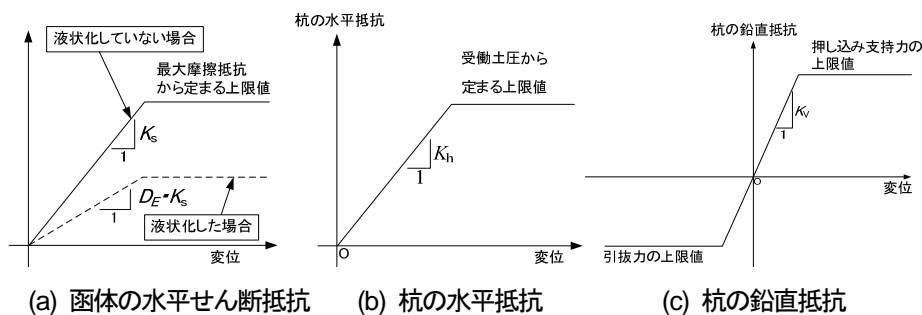


図-43 応答変位法におけるバネのモデル化

害調査の結果、川表側のスパン3、4の函体にクラックが生じていたこと、継手A、Bで大きな開きが生じていたことなどが明らかとなっている。これらを考慮すると、川表側に向かって顕著な水平変位が発生している図-41の解析結果は定性的には妥当な解析結果が得られたものと考えられる。変形解析結果から函体床付け面及び各杭位置における水平変位を抽出し、以降に述べる応答変位法による解析で地盤バネに強制変位として入力する。

3.3.3 応答変位法による樋門函渠の事例解析

函体及び基礎杭に生じる変位・断面力を評価する応答変位法による解析では、図-42に模式的に示すように、函体及び基礎杭を梁要素としてモデル化し、函体周囲のせん断ばね、杭の水平・鉛直反力ばねに地盤の水平変位及び死荷重を入力して梁要素に生じる変位・断面力を評価する。杭及び函体の変形特性を示す曲げモーメント・曲率関係 ($M-\phi$ 関係) は、道路橋示方書IV編²⁶⁾に準じてトリリニアモデルにより模擬した。

地盤反力を模した各種バネは、図-43に模式的に示すような弾完全塑性型のバイリニアモデルとしてモデル化し、バネ係数は文献²⁶⁾を参考に設定した。地盤反力度の上限值として、函体のせん断抵抗には函体上面に作用する上載圧及び側面に作用する側圧に摩擦係数を乗じた値を、杭の水平反力ばねには受働土圧強度を、杭の鉛直反力ばねには押し込み、引抜側の極限支持力を与えた。液状化の可能性があると判定された土層内の地盤バネについては、土質定数の低減係数 D_E ²⁷⁾を用いて、その反力の最大値及びバネ係数を低減させた。

指針に規定される照査項目である継手の変位量と函体の断面力に着目し、解析結果と被災状況を比較した。解析で得られた継手の変位量と地震後の調査で計測した実測値との比較を表-11に示す。実測変位量が小さい継手C、Dでは継手の開口量を安全側に評価する傾向があるものの、変位量の大きい継手A、Bでは実測値との良好な一致が得られた。

次に、函体を模した各はり要素の両端部における軸力

と曲げモーメントの関係を図-45に示す。図中には、軸力に応じた終局曲げモーメント M_u の値を示した $N \cdot M_u$ 曲線も併せて示した。堤体の側方変形の影響を受け、函体は全体的に軸方向引張力を受けており、特にスパン3および4では大きな引張り力が作用している。これは、

表-11 解析結果と実測値の比較 (継手変位)

	継手A	継手B	継手C	継手D	継手E
実測値	30 cm	43 cm	6 cm	8 cm	-1 cm
	> 20 cm	> 20 cm	< 20 cm	< 20 cm	< 20 cm
計算値	47 cm	54 cm	41 cm	18 cm	--*
	> 20 cm	> 20 cm	> 20 cm	< 20 cm	--*

*継手Eは応答変位法による解析範囲に入っていないので、実測値のみ記載
** は許容値20cmを上回っている事を示す

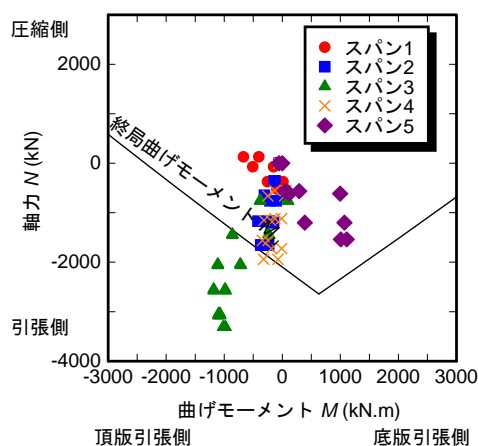


図-44 函体の軸力と曲げモーメントの関係



図-45 函体に生じたクラックの一例 (スパン3)

函体にクラックが生じたスパンとよく一致している。特にスパン3の一部では、曲げモーメントと同時に極めて大きな引張力を受けており、図-45 に示すスパン3において生じた函体の全周にわたるクラックが、曲げモーメントと同時に受けた軸方向引張力の影響によることを示唆しており、実際の被災状況と解析結果が比較的良好に対応していた。

以上、地盤変形解析と応答変位法に基づく樋門函渠の解析手法の検証を行うことができた。

3.4 樋門門柱の耐震診断法に関する検討

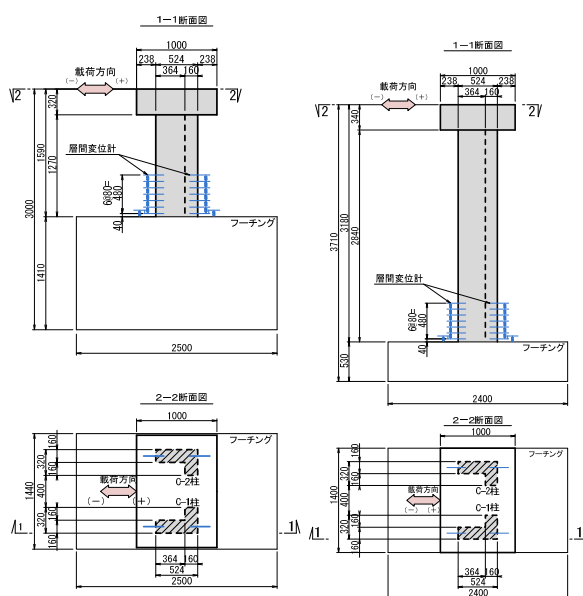
樋門は河川堤防を横断して設けられる制水構造物であり、堤防と同様に流水を河川外に流出することを防止する機能を有する施設である。また、大規模地震後においてもその機能を保持すること、あるいは速やかな機能回復を行い得ることが求められる。写真-1 は 1978 年宮城県沖地震で被災した阿久戸排水樋管であるが、門柱基部にコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が生じ、門柱が傾斜し、地震後にゲートを開閉することができなかった。このように、ゲート及び巻上げ機等の荷重の支持に加えてゲートのガイドとしての役割を兼ねる樋門門柱については、耐震西欧に並び、地震後においてもゲートの開閉を妨げない、あるいは損傷が生じても速やかに修復しうる限界の状態にとどめることが要求される¹⁾。ゲート施設を有する樋門は、一般に、柱の断面形状が L 形で門柱及びゲート操作台から構成されるラーメン構造形式であることが多い。このような複雑な断面形状及び構造系であるにも係らず、その耐力や塑性変形性能等の耐震性能に関する実験的検討がなされていないのが現状である。そこで、本研究では樋門門柱の正負交番荷重実験を行った。



写真-1 阿久戸排水樋管の被災状況²⁸⁾

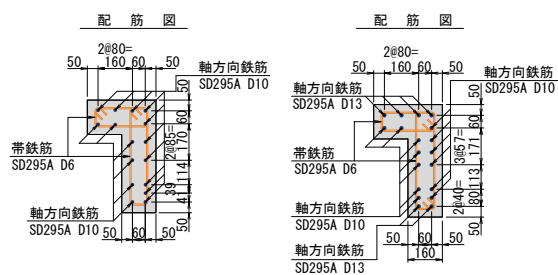
3.4.1 実験方法

実験対象とした樋門門柱は、関東地方整備局直轄管理河川のうち利根川、荒川、那珂川、久慈川の4河川にお



(a) No.1 供試体 (b) No.3 供試体

図-46 模型供試体概要図 (単位: mm)



(a) No.1 供試体 (b) No.3 供試体

図-47 実験供試体の断面概要図

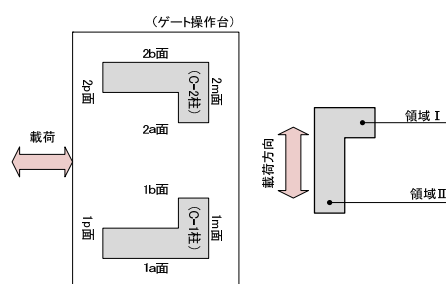


図-48 断面領域の呼称

ける一連の柔構造樋門の設置事例、平成6年制定の標準設計図集²⁹⁾を踏まえて、函渠の内空幅 (=柱間隔) 2.0m、門柱高さが 3.5m 及び 7.0m のものであり、寸法を 1/2.2 に縮尺したものである。本実験では水流方向 (面外方向)、水流直角方向 (面内方向) の計 4 供試体について実施したが、ここには水流方向の荷重を行った 2 ケースについて示す。実験概要を図-46 及び図-47 に示す。

断面形状は水流方向の荷重に対して幅 320mm×高さ 524mm、部材厚 160mm、水流直角方向の荷重に対して幅 524mm×高さ 320mm、部材厚 160mm の L 形であり、柱

基部から加振載荷点までの高さはNo.1 供試体で1590mm, No.3 供試体で3180mm, せん断支間比 h/D は No.1 供試体で3.03, No.3 供試体で6.07 である。

軸方向鉄筋は, No.1 供試体において D10 を計 16 本配置で軸方向鉄筋比が 1.04%, No.3 供試体が D13 を 6 本, D10 を 13 本の計 19 本で軸方向鉄筋比が 1.54% である。帯鉄筋は, いずれの供試体で D6 を 110mm 間隔とし, 柱部材全高にわたって配筋しており, 帯鉄筋体積比 $\rho_s=0.36\%$ である。また, 帯鉄筋の断面隅角部では 135 度フックにより内部コンクリートに定着させており, 定着長は 36mm (鉄筋径の 6 倍) である。柱基部から高さ 520mm の範囲には, 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し量ならびに曲率分布を計測するために層間変位計を 80mm ピッチで設置した。

以降, 本報では便宜上, 図-48 に示すように, 荷重方向に対してコンクリートの断面積の大きい方を領域 I, 小さい方を領域 II と呼ぶこととする。

本実験では, ゲート操作台天端に鉛直力を導入した状態で, ゲート操作台天端位置に繰返し水平変位を与えた。門柱が降伏するときの荷重点位置における水平変位を δ_x とし, その整数倍の変位を順次正負交番に変位制御で与えた。各荷重ステップにおける繰返し回数は 3 回とし, 荷重速度は 10mm/sec とした。実験供試体は非対称断面を有することから, 荷重方向によって降伏変位 δ_x が異なるが, 本実験では水流方向荷重時の供試体については, 荷重方向に対して部材断面の塑性変形性能が異なることから, 降伏変位が小さくなる正側荷重時の降伏変位を δ_x とした。

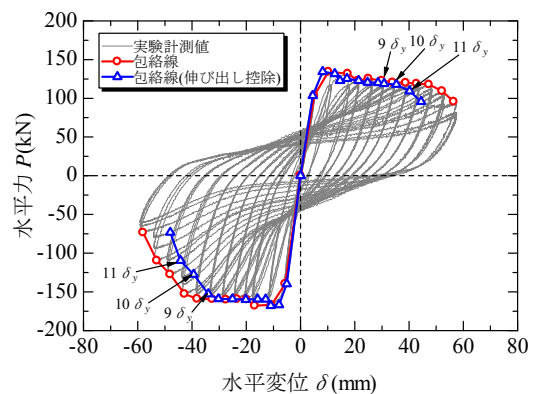
3.4.2 水平力 P-水平変位 δ 関係と損傷状況

全供試体について, 水平力荷重点位置における水平力 P ・水平変位 δ 関係を図-49, 実験供試体が終局に至る付近の損傷のスケッチを図-50, 図-51 に示す。また, 実験計測値には, 柱端部における軸方向鉄筋の伸び出し量による影響が含まれている。そのため, フーチング上面より 40mm 区間において引張側面と圧縮側面での相対変位を算定し, 軸方向鉄筋の伸び出しによる影響を控除し各荷重段階の 1 サイクル目におけるピーク点を抽出したものを併せて示している。

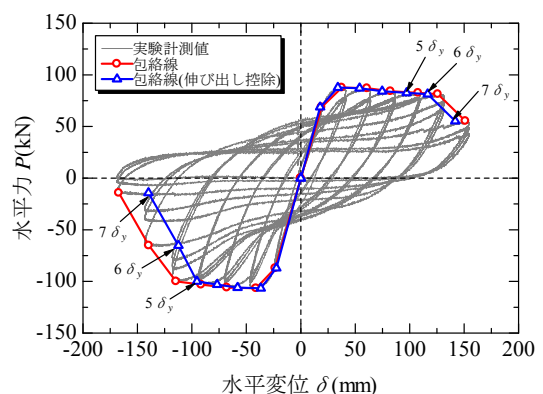
せん断スパン比 3.03 の No.1 供試体では, $8\delta_x$ まで水平ひびわれが進展するのみであったが, $9\delta_x$ で門柱基部から約 10cm の範囲で領域 II のかぶりコンクリートが剥落し, 負側の耐力低下が始まった。 $10\delta_x$ で領域 II の軸方向鉄筋が座屈するとともにコアコンクリートが部分的に圧壊し, 負側の耐力低下も顕著となった。 $11\delta_x$ では, C-2

柱においてコンクリートの剥落が門柱基部より 20cm の範囲にまで至り, 領域 II の最外縁の軸方向鉄筋が 2 本破断した。領域 I のかぶりコンクリートは剥落しなかったが, 領域 II の軸方向鉄筋の破断に伴って正側の耐力が低下し始めた。すなわち, 本実験においてはコンクリート断面積の小さな領域 II のみに損傷が集中し, いずれの荷重方向についても, 領域 II の損傷が耐力低下を誘因する結果となった。No.1 供試体については, 耐力低下が始まる点として, 正側で $10\delta_x$, 負側で $9\delta_x$ を終局点とみなすこととした。なお, 荷重終了時まで帯鉄筋のフックが外れることはなかった。

せん断スパン比 6.07 の No.3 供試体では, $4\delta_x$ まで水平ひびわれが進展した。領域 II において $5\delta_x$ で門柱基部から 30cm 程度の範囲でかぶりコンクリートが剥落し, 軸方向鉄筋に座屈が生じた。このとき, 帯鉄筋のフックはコアコンクリートに定着された状態を保持していた。 $6\delta_x$ でコアコンクリートが圧壊し, 負側の耐力低下も顕著となった。 $7\delta_x$ で領域 II の軸方向鉄筋が 3 本破断して負側の耐力が著しく低下した。このとき C-1 柱では, 帯鉄筋のフックが外れかかっている状況であった。No.3 供試体の場合も No.1 供試体の場合と同様, 領域 I に顕著な損傷



(a) No.1 供試体



(b) No.3 供試体

図-49 水平力 P ・水平変位 δ 関係

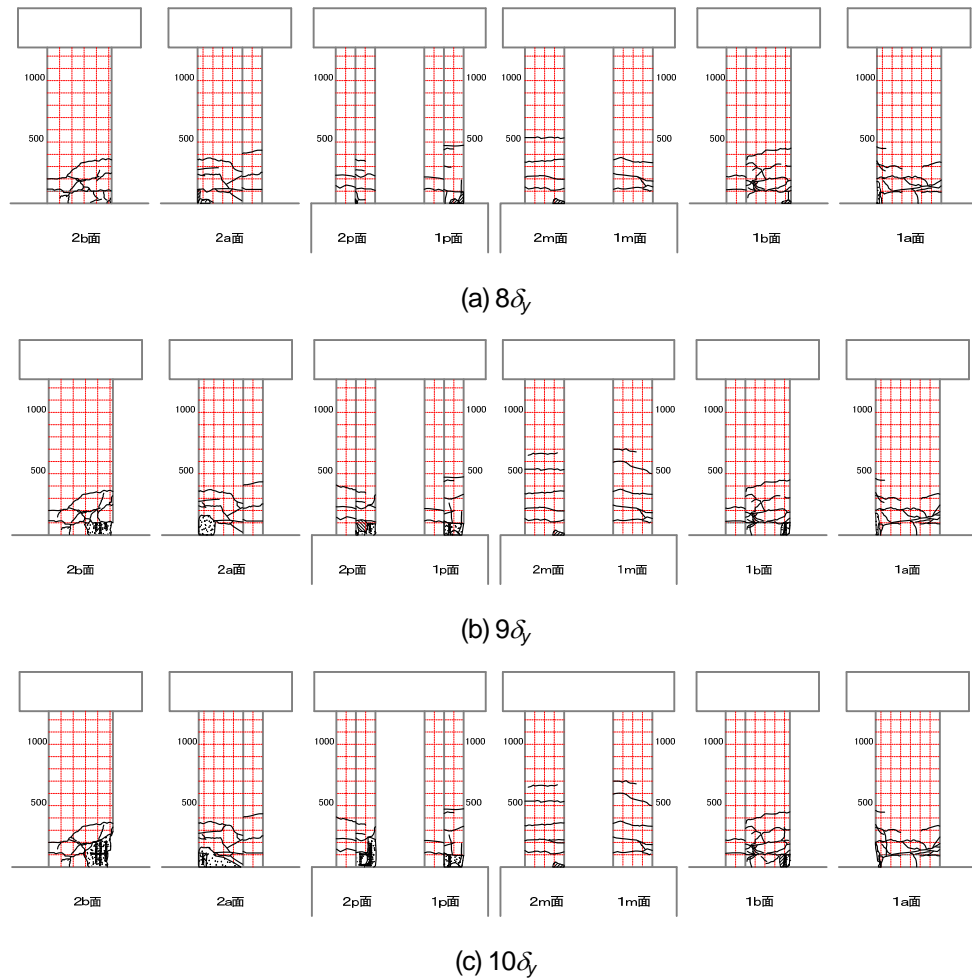


図-50 No.1 供試体損傷図

が生じることはなく、領域Ⅱの軸方向鉄筋の破断に伴って正側の耐力が低下し始めた。No.3 供試体については、耐力低下が始まる点として、正側で $6\delta_y$ 、負側で $5\delta_y$ を終局点とみなすこととした。

3.4.3 終局耐力・終局変位の評価

(1) 正側載荷時の終局限界状態に関する考察

本実験で対象としたL形断面を有するRC柱は、載荷方向によって異なる耐力・塑性変形特性を發揮し、結果として、コンクリート断面積の小さい領域Ⅱの軸方向鉄筋の破断に起因し、正側載荷時の耐力低下が顕著となり、終局限界に至った。この原因として、非対称断面部材に対して正負交番の変位履歴を与えたことが考えられる。実際には地震動波形の不規則性のため、必ずしも正負で同様の応答変位が生じるわけではなく、最大耐力の小さい正側において大きな応答変位が生じる可能性も考えられる。

また、実際の樋門門柱の耐震性能照査において、負側載荷時に領域Ⅱのコアコンクリートが圧壊に至らない程度の損傷ことと定めることで、耐力低下が始まるまでの状

態におさめることとなることを想定すれば、領域Ⅱの軸方向鉄筋が破断することで正側の耐力低下が始まる状況を考慮することの必要性は低いと考えられる。つまり、正側載荷時には、実務上、領域Ⅰ（圧縮側）のコアコンクリートの圧壊に着目して照査を行えばよいと考えられる。ただし、領域Ⅰのコンクリートが圧壊するときほどの程度の終局変位となるかが不明であり、この点は今後の課題として残された。

(2) 帯鉄筋による横拘束効果に関する考察

コンクリートの応力-ひずみ関係は、一般に、横拘束筋による拘束効果の有無によって異なる。

本実験においてかぶりコンクリートが剥落した領域における帯鉄筋は、目視確認できた箇所においてフック形状が鋭角から直角程度まで変形していたものの、フックが外れることはなかった。また、実験での終局限界に達するまでの間では帯鉄筋に引張力が生じており、そのときの最大ひずみは $700\sim 2500\mu$ （降伏ひずみは 2000μ ）程度であったことから、本実験においては帯鉄筋による横拘束効果が發揮されていたものと考えられる。

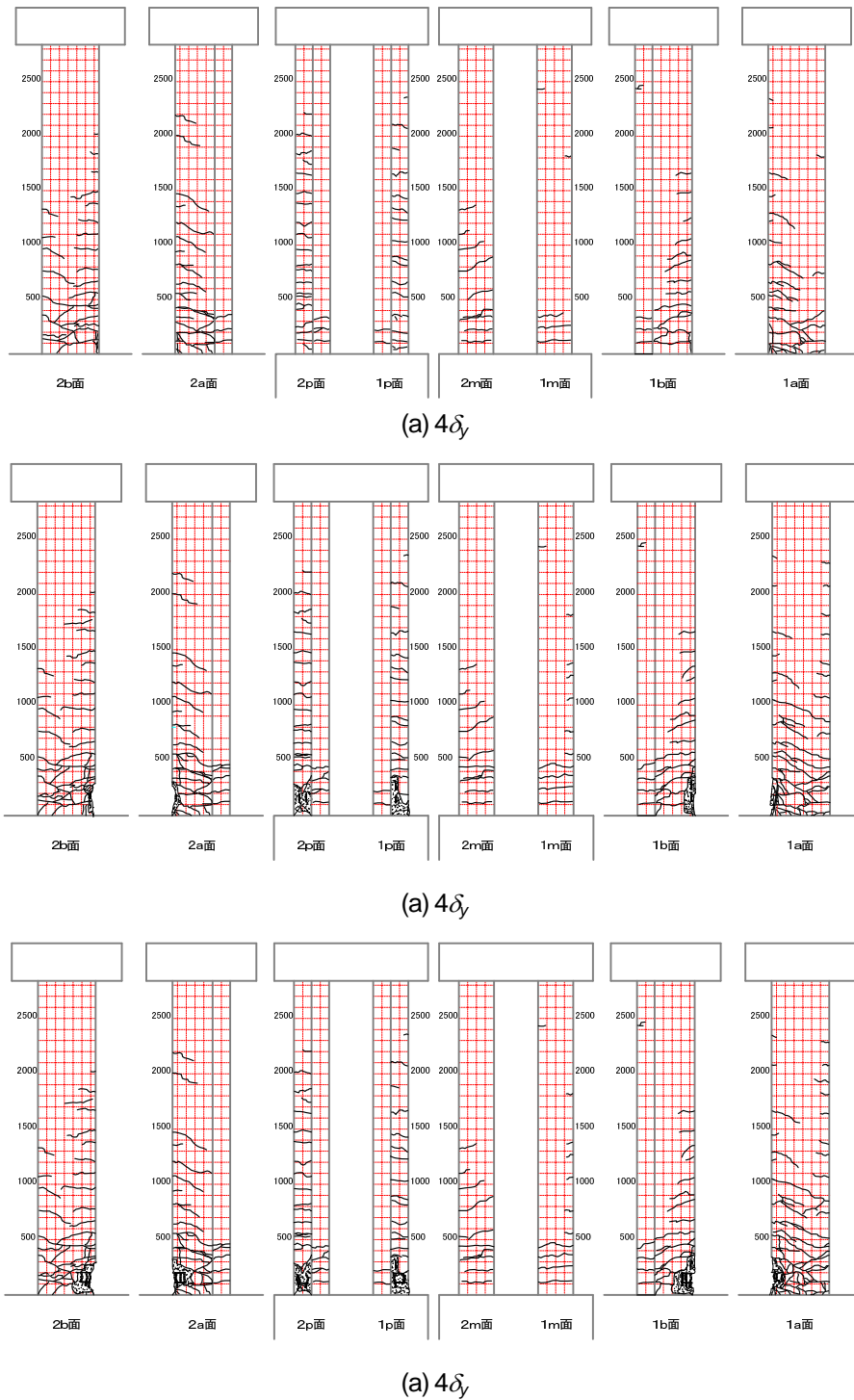


図-51 No.3 供試体損傷図

ただし、一般に L 形断面を有する樋門門柱は、図-52 に示すように 2 本の帯鉄筋により軸方向鉄筋を取り囲むように配置されるため、特に領域 I については、横拘束効果が期待される幅（横拘束筋の有効長 d ）として 244mm あるいは 160mm のいずれをとればよいか不明である。これに関する検討結果は後述する。

(3) 塑性ヒンジ長

終局変位の評価法に関する検討に先立ち、塑性ヒンジ

長に関する分析を行った。本実験では、門柱基部付近に層間変位計を設置しているため、得られた計測値から塑性ヒンジ長 L_p を次式により求めることができる。

$$L_p = \frac{\int (\phi_{\text{exp}} - \phi_y) dh}{\phi_u - \phi_y} \doteq \frac{\sum \{(\phi_{\text{exp}} - \phi_y) \Delta h\}}{\phi_u - \phi_y} \quad (1)$$

ここに、 ϕ_{exp} は Δh 間の平均曲率、 Δh は変位計の設置間隔、 ϕ_y および ϕ_u は降伏曲率および終局曲率である。

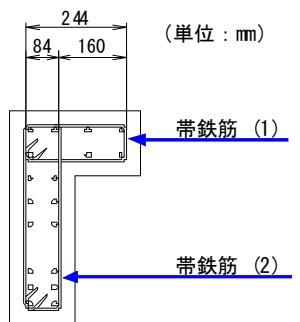


図-52 帯鉄筋の配筋概要図

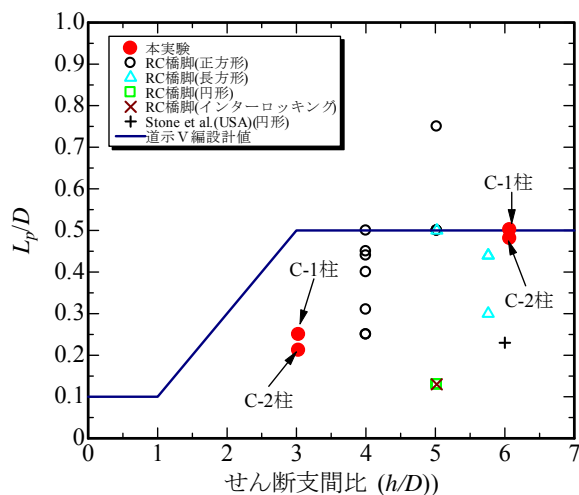


図-53 本実験と既往の実験によるせん断支間比と塑性ヒンジ長の関係

図 7 に、本実験および既往の実験³⁰⁾³¹⁾³²⁾³³⁾³⁴⁾³⁵⁾³⁶⁾によるせん断支間比 h/D と塑性ヒンジ長 L_p を部材断面高さ D で除したもの (L_p/D) の関係を示す。実験データのばらつきが大きいものの、本実験で計測された L_p は既往の実験データと大きく傾向が異なるものではないことが分かる。ばらつきが大きい原因としては、軸方向鉄筋や帯鉄筋の配筋条件等の違いが影響したことが考えられる。また、同図には、参考までに道路橋示方書の方法で算定される L_p/D を比較している。

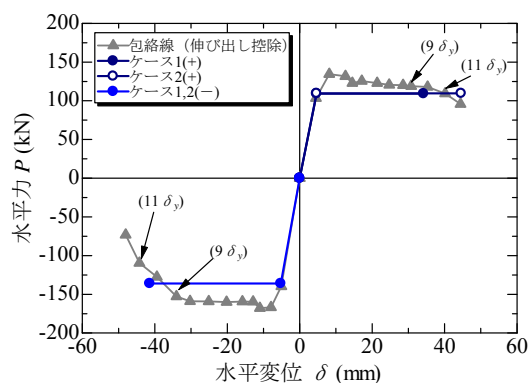
(4) 終局耐力および終局変位の評価方法に関する検討

以上の考察・分析を踏まえ、L 形断面を有する樋門門柱の終局耐力および終局変位の評価方法を検討するため、 $M-\phi$ モデルによる解析を行った。解析ケースを表-12 に示す。

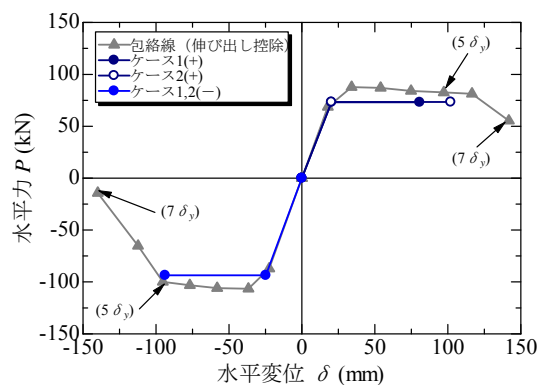
コンクリートの応力-ひずみ関係には星隈らの式³⁰⁾を

表-12 解析ケース

検討ケース	コンクリートの応力-ひずみモデル	終局ひずみ評価位置	横拘束筋の有効長 d (mm)	
			領域 I	領域 II
1	星隈らによるモデル (拘束効果を考慮した関係式)	軸方向鉄筋 最外縁位置	244	84
2			160	



(a) No.1 供試体



(b) No.3 供試体

図-54 水平力 P ・水平変位 δ 関係

用いることとし、帯鉄筋による横拘束効果が終局限界に至るまでは発揮されていたことを踏まえ、横拘束効果を見込むこととする。ただし、領域 I における横拘束効果を評価する際の横拘束筋の有効長 d のとり方を 244mm あるいは 160mm とした場合の 2 ケースについて解析を行った。鉄筋はバイリニアとしてモデル化し、塑性ヒンジ長については実験データのばらつきが大きいものの、ここでは道示の方法により算定することとした。本検討における終局限界は、前述のとおり、正負両方向について、かぶりコンクリートが剥落し、最外縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートが終局ひずみに達した状態として定義することとした。正側の終局限界が、実験では領域 II の軸方向鉄筋の破断で決まっていたのに対し、解析における終局限界の定義が異なるため、実験と解析における終局変位が一致することの必然性はない。実験では領域 I におけるかぶりコンクリートの剥落すら見られなかったことから、本解析による終局変位は実験で得られた終局変位より大きくなるはずであり、本検討は、この点に着目して比較を行うものである。実験結果と計算結果の比較を図-54 に示す。

計算による終局耐力 P_u は、いずれの供試体も、実験

時にかぶりコンクリートが剥落し耐力が低下している状況をよく表現できている。また、帯鉄筋による横拘束効果の有効長 d の違いによる終局耐力の差はほとんどない。No.1 供試体の計算値は $10\delta_f$ 付近の耐力を示しており、若干低めの評価を与えているが、設計上においては安全側の評価であることから問題ないと判断する。

負側の終局変位 δ_n においては、No.1 供試体では計算値は実験値に対して若干大きめの評価となっているが、No.2 供試体では実験値と計算値が同程度となり、よく表現できている。正側については、横拘束筋の有効長 d を最大で考慮したケース 1 では実験値に対して著しく小さく、有効長 d を小さくとしたケース 2 による計算値が、実験値と比べて同程度かやや小さい。正側載荷時にコンクリートの圧壊が生じるときの終局変位の大きさは不明であるが、ケース 2 の方法で計算することにより、終局変位を安全側に評価することができる。

4. 河川構造物の地震被害事例および耐震対策工法に関する検討

河川構造物には堤防、自立式特殊堤、水門・樋門および堰、揚排水機場など構造物の種類が多く、各構造物を構成する部材も多様であることから、耐震診断、耐震補強を進めるにあたっては、地震によりどのような形態で損傷・変形が生じ、どのような工法で対策を行うことができるかを整理する必要がある。そこで、本研究では、既往の地震による河川構造物の被害事例および適用可能性のある工法について整理を行い、「河川構造物の耐震対策に関する技術資料」としてとりまとめた。

地震被害事例について整理を行った例として、水門・樋門および堰を構成する門柱・堰柱に関する整理結果を表-13 に示す。同様に示すように、被災要因、損傷位置、破壊モード、損傷種別（特に好ましくない損傷であるか否か）、被災事例の有無について整理を行った。

加えて、個々の被災パターンに対応した対策工法の例を整理した。門柱・堰柱を例にとると、図-55 に示すようなコンクリート巻き立て、鋼板巻き立て、繊維シート巻き立て等の工法が考えられる。ただし、これらの補強工法は橋脚の耐震補強としての適用実績が多いが、河川構造物の場合は部材断面形状が複雑であること、ゲート戸当たりとの兼合いを勘案し、構造細目を検討することが必要である。このような技術課題についても、あわせて整理を行った。

表-13 河川構造物の地震被害パターンの整理
(門柱・堰柱の例)

部材名	要因	損傷位置	破壊モード等	損傷種別	被災事例	備考
堰柱	慣性力	基部付近	せん断破壊	×	B	
		段落し部	曲げ破壊	△	B	
門柱	慣性力	基部付近	せん断破壊	×	B	
		段落し部 門型隅角部	曲げ破壊	△	A	
字理橋(堰、水門)	慣性力	上部工	落橋	×	A	
		支承	損傷	△	A	

損傷種別 ×：特に好ましくない損傷
△：その他の損傷
被災事例 A：河川構造物の事例あり
B：類似構造物の事例あり
C：事例なし

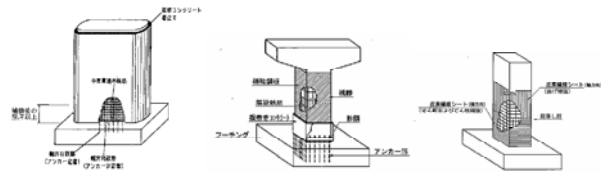


図-55 門柱・堰柱に適用可能な耐震補強工法の例
(左：鉄筋コンクリート巻き立て，中：鋼板巻き立て，右：繊維シート巻き立て)

5. まとめ

本研究は、河川構造物の耐震補強技術、特に、強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術の開発を目的として実施したものである。本研究により得られた成果を以下に示す。

- 堤防の耐震診断にあたっての区間細分方法、代表断面の選定方法、スクリーニング方法等を提案し「レベル2 地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル」としてとりまとめた。
- 模型実験、数値解析等に基づき、「レベル2 地震動に対する河川堤防の液状化対策マニュアル」の原案を作成した。
- 耐震対策された堤防の模型実験に基づき、耐震対策工が洪水時の浸透特性に与える影響と留意事項を明らかにした。
- 被災事例の逆解析から、地盤変形解析等に基づくコンクリート擁壁特殊堤、自立式矢板特殊堤の耐震診断法を提案した。
- 被災事例の逆解析から、地盤変形解析等に基づく樋門函渠の耐震診断法を提案した。断面形状が複雑な樋門門柱に関する載荷実験により、耐力・変形特性の評価手法を提案した。
- 水門及び堰の耐震診断にあたっての照査手順、主たる塑性化が生じる部材や破壊形態の判定方法、応答

算定法等について整理し、計算例を作成した。

- 各種河川構造物の耐震対策における工法選定のための参考資料として、土堤、特殊堤、水門、樋門、堰、揚排水機場について、既往の地震被害事例から地震時の被災パターンを整理し、被災パターンごとに適用可能な対策工法等を技術資料としてとりまとめた。

参考文献

- 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説，2007.3.
- 国土交通省河川局治水課：レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル(案)・同解説，2010.11.
- 谷本俊輔，中島進，中田芳貴，佐々木哲也：講座 土構造物の耐震性診断と対策 3. 河川堤防の耐震性診断と対策，地盤工学会誌，Vol.59，No.5，2011.5.(掲載予定)
- 佐々木哲也，谷本俊輔：河川堤防における耐震点検と対策の取組み，基礎工，Vol.39，No.4，pp.38-41，2011.4.
- 国土庁防災局震災対策課：液状化地域ゾーニングマニュアル(平成10年度版)，1999.1.
- 佐々木康，松尾修：宮城県沖地震による河川堤防の被害箇所，土木研究所資料，No.1573，1980.3.
- 建設省土木研究所：1983年日本海中部地震災害調査報告，第8編 河川施設の被害，土木研究所報告，第165号，pp.147-207，1985.3.
- K. Ishihara：Stability of natural deposits during earthquakes，11th ICSMFE，Vol.1，pp.321-376，1985.8.
- 金子正之，田村圭司，佐々木康，勝山明雄，佐藤謙司：平成5年北海道南西沖地震による河川堤防被害について，第29回土質工学研究発表会，pp.971-972，1994.6.
- 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題，土木学会論文集，No.757/III-66，pp.1-20，2004.3.
- (社)日本河川協会：改訂 解説・河川管理施設等構造令，山海堂，2000.
- 建設省土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)，土木研究所資料，No.3513，1997.
- 石原雅規，岡村未対，田村敬一，杉田秀樹：地震時変形を考慮した河川堤防の液状化対策工設計法，土木技術資料，Vol.46，No.10，pp.48-53，2004.10.
- 独立行政法人土木研究所材料地盤研究グループ土質・振動チーム：3.7強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査，平成21年度重点プロジェクト報告
- 原田健二：締め固め改良地盤における改良効果のN値による評価，基礎工，Vol.31，No.2，pp.87-89，2003.2.
- 谷本俊輔，中島進，中田芳貴，佐々木哲也：液状化対策としての締め固め工法に対する水圧伝播の影響に関する一考察，第45回地盤工学研究発表会発表講演集，2010.
- 井合進，小泉勝彦，倉田栄一：液状化対策としての地盤の締め固め範囲に関する基礎的検討，港湾技術資料，No.590，1987.
- 谷本俊輔，杉田秀樹，高橋章浩：格子状固化改良された河川堤防の動的遠心模型実験，第42回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1729-1730，2007.7.
- 中島進，中田芳貴，谷本俊輔，佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験(その1～その2)，第45回地盤工学研究発表会講演集，2010.
- 中田芳貴，中島進，谷本俊輔，佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験(その3～4)，土木学会第65回年次学術講演会講演概要集，2010.
- (財)国土技術研究センター：河川構造物の構造検討の手引き，2002.
- 国土交通省国土政策技術総合研究所，独立行政法人土木研究所，独立行政法人建築研究所：平成19年新潟県中越沖地震被害調査報告，土木研究所資料，No.4086，2008.
- 杉田秀樹，高橋章浩，谷本俊輔：地震時保有水平耐力法に基づく水門・堰の耐震性能照査に関する計算例，土木研究所資料，No.4103，2008.3.
- 志和充将，角張精一，五十嵐幸雄，平成15年十勝沖地震における十勝川下流域の河川構造物の被害について―大津市街樋門における被災状況―，第49回北海道開発局技術研究発表会，安-3，2006.
- Kawai, M., Takebe, T., Satou, K., Minobe, N., Kakubari, S., Shiwa, M. and Sasaki, Y., Report on the sluice damage caused by the 2003 Tokachi-oki Earthquake, Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall, pp.244-251, 2006.5.
- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2002.
- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 宮城県土木部：'78 宮城県沖地震公共土木施設等被災写真集，1979.3.
- (社)全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計第3巻樋門・樋管(一連)，1994.10.
- 星隈順一，運上茂樹，川島一彦，長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリー

- ト橋脚の塑性変形性能とその評価法, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.877-888, 1998.3.
- 31) 建設省土木研究所耐震研究室, 日本道路公団, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団: 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する共同研究報告書, 第234号, 1998.10.
- 32) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏, 池田博之: 大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2123-2128, 1998.11.
- 33) 仲谷邦博, 上田喜史, 木村祐司, 山脇正史: 高強度鉄筋SD490を使用した七色高架橋の計画と設計(下), 橋梁と基礎, Vol.33, No.12, pp.41-49, 1999.12.
- 34) 長屋和宏, 運上茂樹: 横拘束筋にスパイラル鉄筋およびPC鋼線を用いたRC橋脚の動的耐力, 変形性能に関する実験的検討, 土木学会第54回年次学術講演会概要集, pp.452-453, 1999.9.
- 35) 長屋和宏, 運上茂樹: インターロッキングRC橋脚の動的耐力, 変形性能に関する実験的検討, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp.709-712, 1999.7.
- 36) Stone, W.C. & Cheok, G.S.: Inelastic behavior of full-scale bridge columns subjected to cyclic loading, NIST Building Science Series 166, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, 1989.1.

SEISMIC RETROFITS FOR RIVER FACILITIES CONSIDERING STRUCTURE DUCTILITY UNDER STRONG EARTHQUAKE MOTIONS

Abstract : Aim of this project is to develop seismic retrofits for river facilities considering structure ductility under strong earthquake motions. In the second fiscal year of the project, mechanical properties of cement-treated soil in grid pattern were examined by means of simple shear tests. A series of the tests reveals that the unimproved sand in grids prevents out-of-plane deformation of improved soil walls arranged in grid pattern and makes the shearing resistance of the overall improved zone larger. It is also found that the stress-strain relations of the sand improved in grid pattern can be a unique line when they are normalized by the unconfined compression strength of the cement-treated sand and replacement ratio. Other than mentioned above, seismic performance examination method for levees with liquefaction remediation measures was established and case histories of river facilities damage in the past earthquakes were collected for further development of seismic response analyses for river facilities, especially for sluiceways, in the following fiscal years of the project.

Key words : river facilities, levees, sluiceways, ground improvement, internal stability, seismic response analyses