

飽和砂地盤上の盛土の地震時安定性 に関する遠心力模型振動実験

風間基樹¹・稲富隆昌²・飯塚栄寿³・永吉貴行⁴

¹正会員 博士(工学) 東北大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉)

²正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 構造部 部長(〒239 横須賀市長瀬3-1-1)

³学生員 運輸省港湾技術研究所 構造部 構造振動研究室 研究員(〒239 横須賀市長瀬3-1-1)

⁴正会員 五洋建設株式会社 九州支店(〒810 福岡市中央区警固1-12-11)

飽和砂地盤上の盛土の地震時安定性に関する遠心力模型振動実験を実施した。実験は模型縮尺が1/37.5(正弦波加振),1/50(正弦波および地震波加振)の2つの模型を用いた合計3断面のステージテストである。残留変形量, 加速度・間隙水圧応答を相似則により実物換算して考察するとともに, 加速度・間隙水圧を考慮した静的安定計算を行った。主な結論は以下のとおりである。(1)2つの異なる縮尺でモデル化した盛土の実物換算残留変形量は良い対応を示した。(2)飽和砂地盤上の盛土の安定性は基礎地盤の液状化に影響される。残留変形の生じた境界面は円弧状となったが, 滑り土塊は剛体的に挙動せず流動変形的な破壊モードを示した。(3)盛土および基礎地盤の加速度・間隙水圧を考慮した安定解析は実験結果をうまく説明することができた。

Key Words: shaking table test, centrifuge, similitude, slope stability, liquefaction, saturated sand

1. まえがき

都市臨海部のゼロ・メートル地帯の海岸保全施設である護岸・堤防が地震により破壊した場合, その背後地域は壊滅的被害を受ける。このような低地域を地震災害から守るため, 既存護岸を幅広くした緩傾斜型の高規格な堤体の整備が進められている。

現在, 斜面や盛土地盤の安定性は, 円形すべり法あるいは直線すべり法によって検討されている。しかし, すべり破壊に対する地震力の効果は, 液状化や地盤中の地震応答の評価などに不明な点が多いため考慮されておらず, 常時の安定計算を以って代用されているのが現状である¹⁾。すなわち, 常時の計算での安全率1.3を適用することによって, 地震時に付加的に作用する外力を考慮している。

盛土や斜面が地震によって崩壊した事例は, 今まで数多く報告され, その被害事例解析が行われてきた^{2)~4)}。これらの研究により, 基礎地盤の3次元構造, 材料構成, 盛土の傾斜角や液状化層の底面勾配などによって実際の盛土の破壊形態が分類され, 被害の主な原因が振動の増幅や液状化であることが認識されてきた。釧路沖⁵⁾, 北海道南西沖⁶⁾, 北海道東方沖⁷⁾, 三陸はるか沖⁸⁾, 兵庫県南部地震^{9),10)}など最近

の地震災害においても, 河川堤防・宅地盛土・鉄道盛土などの斜面崩壊の事例が多く報告されており, 設計法の高度化が期待されている。

斜面の地震時安定性のメカニズムを検討するための一つのアプローチとして, 模型振動実験がある。Uwabe et.al¹¹⁾は, 大型振動台を用いて層厚1.1~1.2mの飽和砂地盤上の高さ1.1~1.3mの盛土の破壊実験を行った。これによると, 震度と過剰間隙水圧を考慮した円形すべり解析で盛土の破壊が説明できている。また, 古賀ら¹²⁾は高さ20cmの盛土を, 長さ250cm深さ40cmの液状化地盤上に作成し振動実験を行い, 盛土の地震時安定性を種々の動的強度の考え方を用いて検討している。

このような通常の重力場で行なわれる大型実験のほかに, 最近では遠心力载荷装置を用いた振動実験が盛んに行なわれてきている^{13)~16)}。この方法のメリットは, 実物とほぼ同じ応力状態を模型に再現できる点である。その意味で, 粘性土地盤を対象とした斜面の静的安定問題は遠心力载荷装置を用いた実験の第一の研究対象となっている¹⁷⁾。一方, 砂地盤の液状化や永久変形量の実験室レベルでの研究に関しても, 砂のダイレイタンシー特性や残留強度が拘束圧に大きく依存すると考えられていることから, 遠

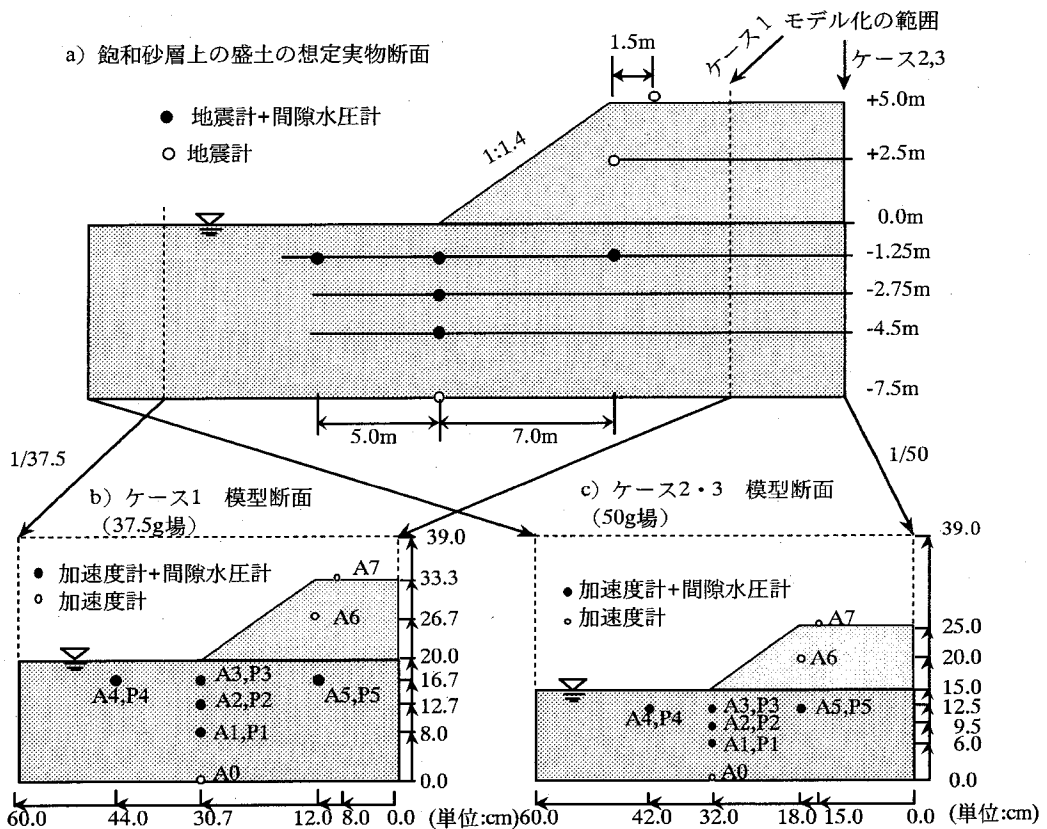


図-1 実物想定断面・模型断面およびセンサーの配置

心力場で実験することの意義が大きいと考えられている。このような動向の中で、斜面の地震時安定性も、最近の中心的な研究対象となってきているが、手法自体が十分に成熟していない段階であり、結果の蓄積に待つところが大きい。

古関ら¹⁹⁾は、液状化地盤上の堤体の地震時安定に関して同一規模の盛土を想定し、30gおよび50g場の遠心力場で振動実験を実施した。両者の結果を比較したところ、沈下量に関しては良い一致が得られているが、液状化そのものに関しては、模型の作成方法や加振履歴に微妙に影響されることを示した。実験においては、堤体を粘性土混じりの砂で作成しており、破壊モードは基礎地盤の液状化による堤体部の沈下であった。古関らの研究の他、堤体や斜面の地震時安定性に関する遠心振動実験が行われているが、モデル化の範囲・境界条件、堤体構成材料の違いによって、その破壊形態はかなり異なったものとなっている。

本研究では、液状化地盤上での盛土の地震破壊のメカニズムを知る目的で、遠心力場振動実験を実施した結果を報告する。実験の対象として想定した実物規模は、盛土高さ5m基礎地盤厚7.5mである。

また、相似則の妥当性を検討するため、1/37.5および1/50の二つの模型縮尺を使用した。古関らの実験と異なる点は、液状化地盤上にそれと同種の摩擦性材料の盛土を持つ場合を想定していることである。すなわち、盛土は偏った上載荷重であると同時に盛土自身も大きな被災変形を受けることになる。また、実験の最中にCCDカメラにより破壊状況を録画し、盛土の変形を遠心場であるべく定量的にとらえるように努力した。

2. 実験方法

遠心力振動実験は、有効半径3.8mの港湾技術研究所の遠心力荷装置を用いて実施した¹⁸⁾。また、振動実験に用いた振動台は同所で開発された油圧式振動台である¹⁹⁾。

(1) 想定した実物盛土と実験ケース

図-1a)は、遠心力振動実験に用いた模型の断面および実物として想定した盛土を示したものである。層厚7.5mの飽和地盤上に高さ5m、法面勾配1:1.4の盛土を想定している。飽和砂地盤上の盛土模型は、内

表-1 実験ケース一覧表

ケース	遠心 加速度	密度 (乾燥部)	密度 (飽和部)	相対密度	シリコン 油の粘性	入力波形	振動数	波数	加振ステージ番号/最大加速度(Gal)				
									1	2	3	4	5
No.	(G)	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(%)	(cs)		(Hz)						
1	37.5	1.48	1.91	51	55	正弦波	2.0	20	27	105	159	381	-
2	50.0	1.47	1.90	48	80	正弦波	2.0	20	48	108	160	-	-
3	50.0	1.48	1.92	52	80	八戸波	-	-	21	40	74	228	272

表-2 遠心振動実験の相似則

項目(模型/実物)	相似比
長さ	1/n
ひずみ	1
加速度	n
時間	1/n
振動数	n
応力	1
間隙水圧	1
透水係数	1/n

寸法が幅60cm、奥行き20cm、高さ39cmの剛な振動箱に作製した。図-1b)は、遠心加速度が37.5gのケース1、図-1c)は、遠心加速度が50gのケース2・3の模型断面図である。図-1には、加速度計および間隙水圧計の設置位置も併せて示した。なお、このように同一サイズの振動箱で模型を製作しているため、模型地盤の物性に関係する深さ方向の実物寸法は一致しているが、対応する実物の幅、奥行き方向の寸法は二つのケースで一致していない。なお、モデル化の範囲に対する影響を少なくするため、模型の寸法は前もって静的安定計算によってその破壊形状を想定して決定している。

表-1にここで報告する実験ケースの一覧を示す。ケース1・2は、模型縮尺の影響、ケース2・3は加振波形の影響を明らかにする目的で実施したものである。実験は、表に示すように加振加速度を順次上げて実施するステージテストとした。なお、表-2に遠心力場の振動実験の相似比²⁰⁾を示すが、表-1の振動数、加振最大加速度は実物換算値で示した。以降、実験結果は、特に断らない限り表-2の相似則に基づいて実物に換算して表わした。

(2) 模型の作成方法

模型地盤の材料は、豊浦標準砂および相似則にあらゆる透水係数を得るよう粘度調整したシリコンオイル(37.5g模型で55cs、50g模型で80cs)である²⁰⁾。飽和砂地盤上の盛土の模型は、まず振動箱のポーラスストーン製の底板上に気乾状態の砂地盤・盛土を4段重ねの840 μ フルイを通過させながら自由落下

させて製作した。このとき、模型の変形を視覚的に観察するため、赤色に着色した標準砂柱を振動箱のガラス面と接して模型地盤に建て込んだ²¹⁾。地盤を飽和させるための手順は次のとおりである。まず、模型地盤および間隙流体としてのシリコンオイルを脱気する。次に、脱気状態のまま、ポーラスストーンの下からシリコンオイルを水頭差だけで浸透させ、地盤を飽和させる。このようにして製作した地盤の密度、相対密度等を、表-1に示す。なお、豊浦標準砂を用いた既往の研究結果²²⁾を参考にして相対密度から内部摩擦角を推定すると、どのケースも約36.5°となった。

3. 実験結果および考察

(1) 最大加速度応答

図-2は、それぞれのケースの砂層、盛土の最大応答加速度を加振レベル毎に示したものである。なお正弦波加振の加速度の値は応答波形の後半部分の振幅の平均値とした。このように地震波の場合は最大値、正弦波の場合には加振後半部分の平均振幅としたのは、地震波実験の場合にはしばしばその最大値で議論されることが多いこと、正弦波の場合には振動が終了する直前が最も定常な状態に近いと考えられるからである。ケース1と2を比較すると、両ケースとも、A4を除く砂層、盛土の加速度は、基盤の加速度が150Galに達するまでは、基盤加速度に比例して大きくなっている。ケース1の基盤加速度379Galの実験では、A2・A3の応答加速度は、基盤加速度が100~150Galのそれとほぼ同じで、基盤加速度より小さく約半分となっている。また、A4の海側地盤の加速度も100Gal以下と小さい。一方、盛土法肩直下A5の応答加速度は、同じ高さの海側・法尻部のそれより大きい。このような加速度分布から、海側地盤は低加速度レベルから地盤が剛性低下し、また斜面の法尻直下の地盤は、基盤加速度が150Gal以上になると地盤の剛性低下が顕著に現れたと考えられる。一方盛土法肩直下の地盤は盛土によって有効上載圧が大きくなっているため、地盤の剛性低下の程度が小さかったと考えられる。

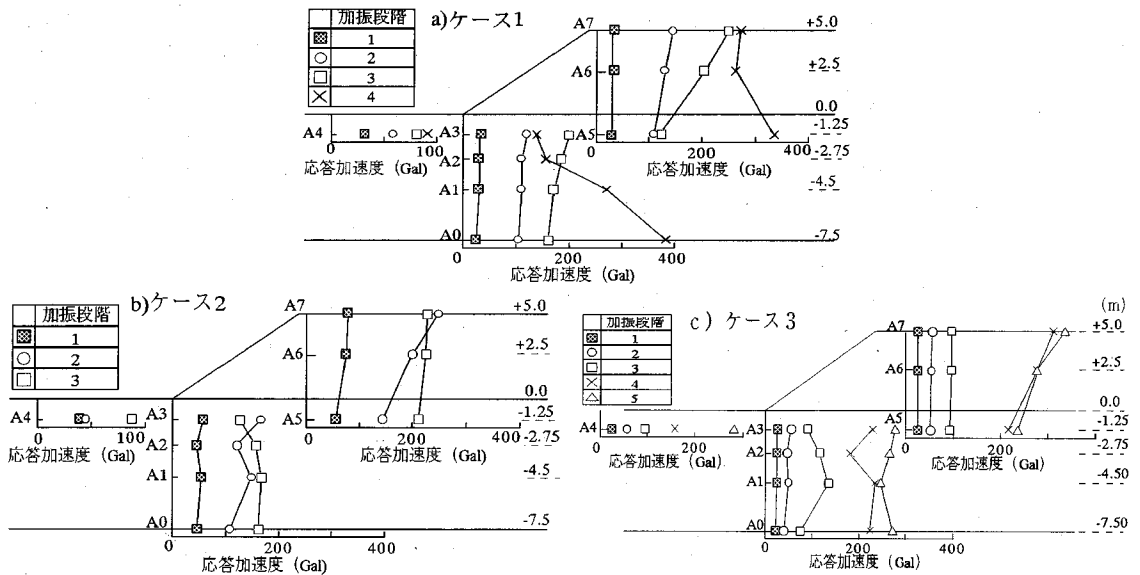


図-2 各実験ケースの最大加速度分布

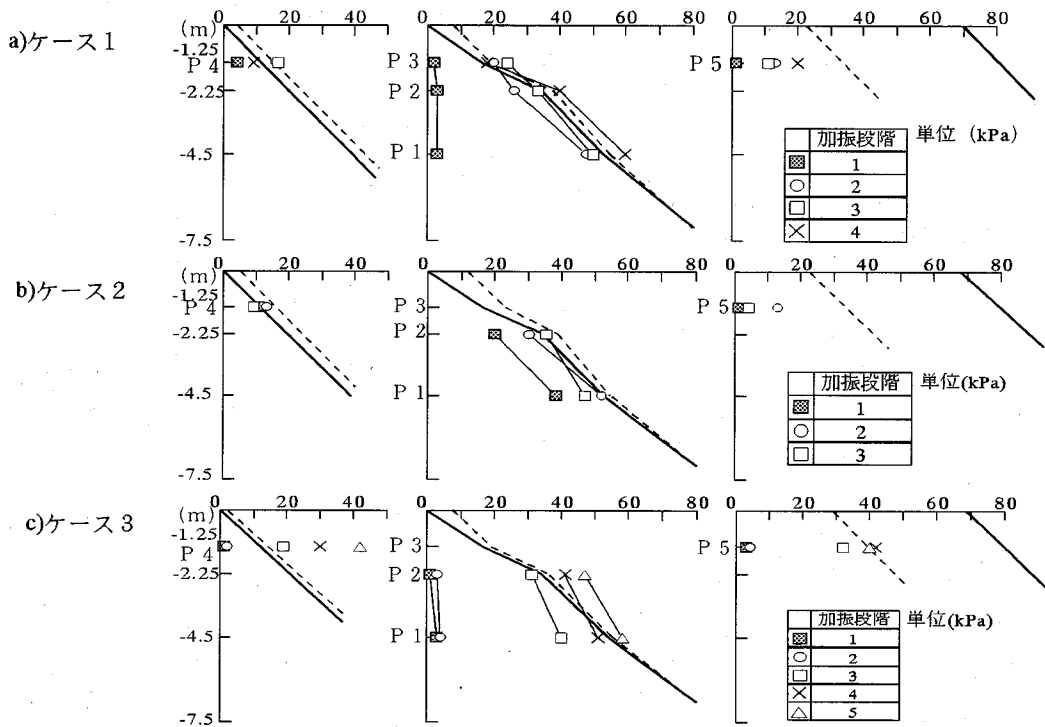


図-3 各実験ケースの間隙水圧分布

(2) 過剰間隙水圧応答

図-3は、それぞれのケースの飽和砂層の過剰間隙水圧を示したものである。図-4に示すように間隙水圧の時刻歴には、加振中の振動成分が見られるが、図-3に示す過剰間隙水圧の値は、正弦波実験の場合には正弦波20波の振動が終了した時点の水圧とし、地震波実験

の場合には最大値とした。この取り扱いには前節で述べた理由による。また、図中の太実線は初期有効上載圧であり、地盤を飽和水平地盤と盛土部分に分けて考えたときの鉛直有効応力の合算値である。盛土部分の上載圧は、盛土を上載荷重であると仮定して、オスターバークの鉛直地中応力の影響値を用い

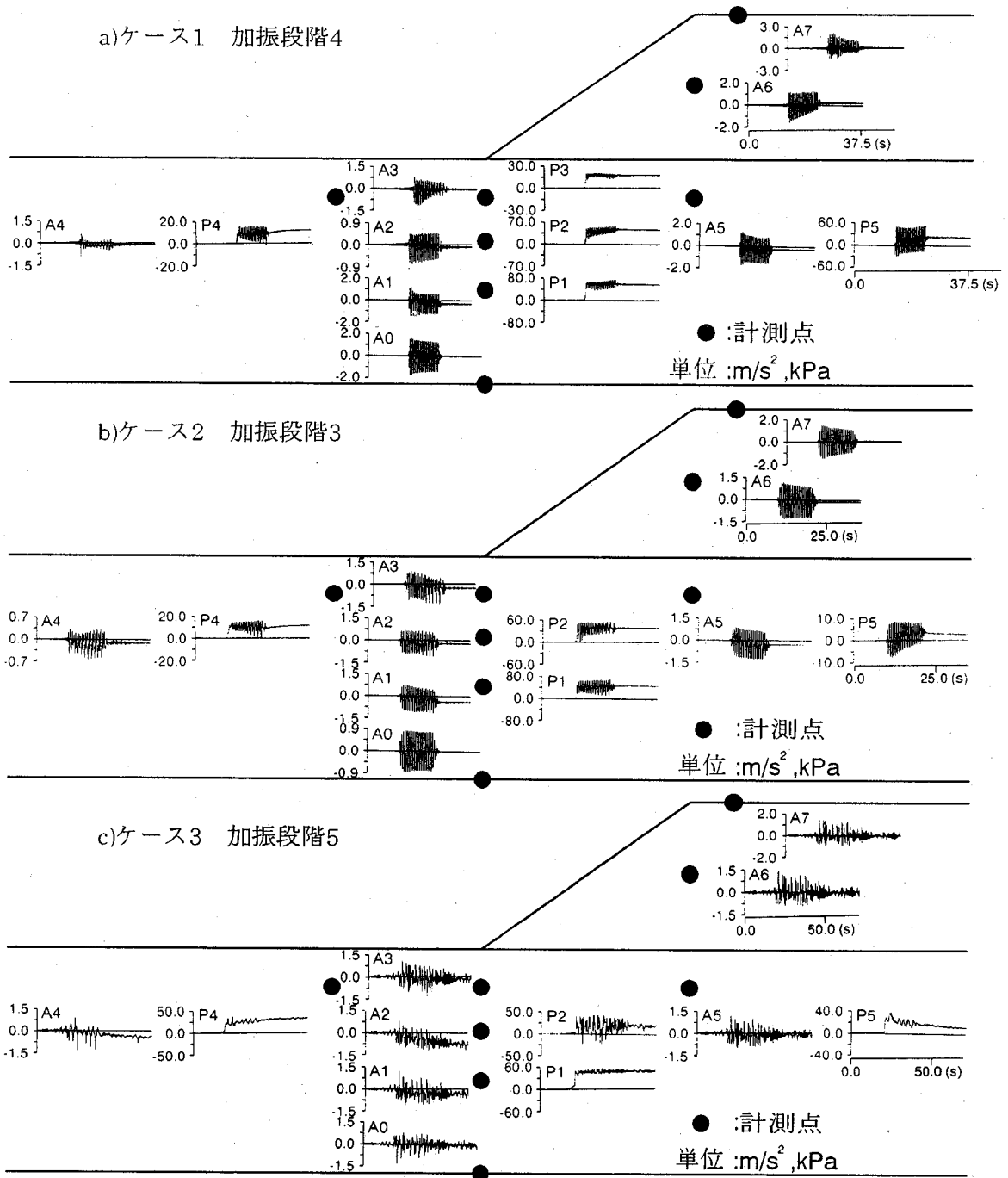


図4 ケース毎の各加振段階での加速度・過剰間隙水圧の時刻歴（横軸は実験のスケール）

て求めた砂層内の鉛直応力である。また、点線は盛土・飽和砂層の最終変形状況から推定した同様の有効上載圧である。なお、ケース2・3の間隙水圧計P3は、極端に小さな値を示していたので、データは図示していない。

ケース1・2の法尻部および海側地盤部の間隙水圧

は、加振レベルが増加するともなうて、有効上載圧に漸近し、液状化が発生している。一方、盛土法肩直下の間隙水圧は、有効上載圧比で概ね50%以下である。これら間隙水圧の結果は、大きな加速度レベルで加速度応答が低下するという実験結果を裏づけるものと言える。また、ケース3の水圧応答は、正

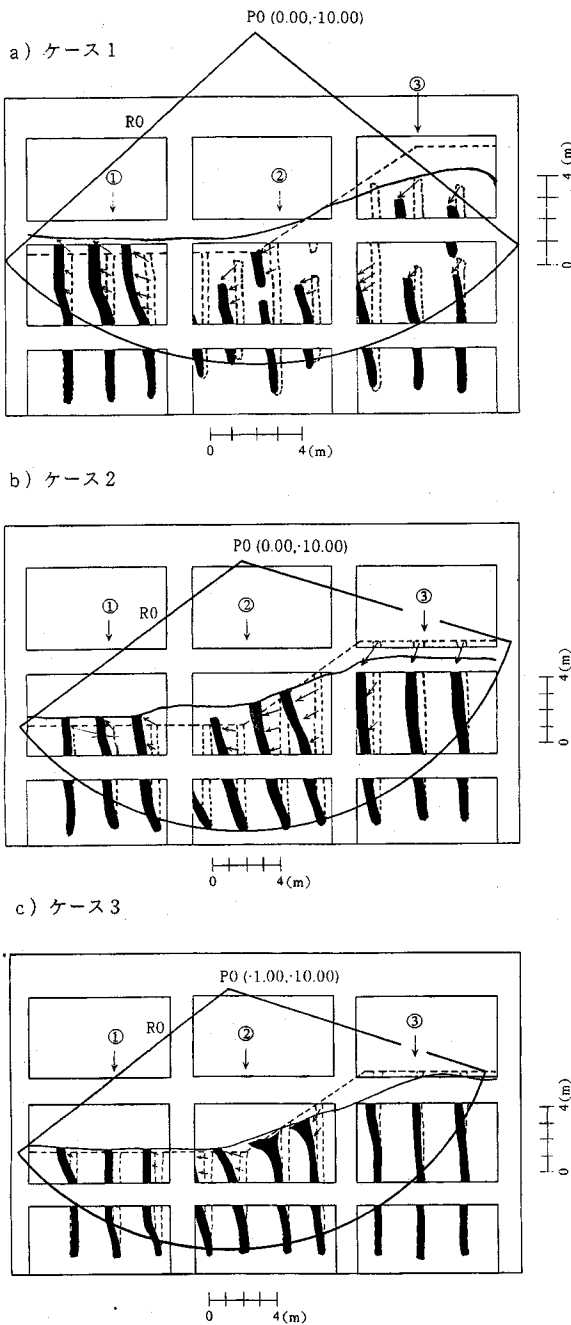


図-5 最終変形状況および残留変形が生じた境界と思われる円弧

弦波加振の場合より大きくなっているが、短周期の波に反応した振動成分を拾ったものである。また、ケース3海側地盤の間隙水圧応答は上載圧よりも2倍ほど大きくなっているが、振動成分に加えてセンサーの沈下が起こったためであることが、実験後の解体で確認されている。

(3) 加速度および間隙水圧の時刻歴応答

図-4は、ケース毎の最終加振段階の過剰間隙水圧(P1~P5)と加速度の時刻歴を示したものである。加振中の加速度応答を見ると、のり尻直下部A3では、液状化の発生によって加速度応答が小さくなる。また、加速度計自身が傾斜したために、加速度値が加振後も残留している。さらに、海側A4および法尻直下A3の加速度応答にはサイクリックモビリティと見られるスパイク状の加速度応答が認められる。一方、加振中の間隙水圧は、振動成分と漸増成分に分けられるが、海側(P4)および法尻直下(P1-3)では、盛土法肩直下P5に比較して漸増成分が支配的である。また、水圧の消散過程を検討したところ、実物スケール加振時間10秒に対して上層ほど消散が遅く、P4では、約2分間有効上載圧とほぼ等しい高い水圧の保持が認められた。一方、盛土直下の過剰間隙水圧比は小さく、消散速度も速くなっていた。

なお、ここに示した時刻歴はすべて最終加振段階のものであり、これ以前の加振段階での加速度計の傾斜に伴う残留加速度や間隙水圧計の沈下に伴う残留間隙水圧は小さいと見なし、これらに関する補正は行っていない。すなわち、前の加振段階での残留値が少し残っている場合でも、その最終値を次の加振段階での初期値としている。

(4) 残留変形

図-5は、ガラス面を通して見たそれぞれのケースの砂層・盛土の最終変形状況である。図中には、残留変形を生じた部分と生じていない部分の境界と見なせる円弧も示した。円弧の中心座標は、法尻を原点とする実物換算座標である。また、加振前の形状は点線で示すとおりであり、盛土の中の黒塗の部分は模型の変形を観察するために建て込んだ赤色砂柱を示す。ここで、ガラス補強用のアルミ製格子中にも実線・波線を示すが、この部分は実験後の計測から求めたものである。なお、①~③は後述する盛土の加振段階毎の変形を観察した位置を示す。

模型地盤の変形量は盛土の斜面付近で大きく、かつ地表面に近いほど大きい。その最終変形量は50~200cmとなっている。また、残留変形を生じた部分と生じていない部分の境界面は、図中に示すようにほぼ円弧状の形となることから、円形滑り的な破壊モードと考えることもできる。しかし、図中に示したベクトル図を見ると、表層ほど変形量が大きくなっており、円弧で囲まれた滑り土塊が剛体的に滑り面に沿って変形したのではないこともわかる。このような変形はむしろ流動的な変形とみなせる。

盛土模型の変形はこの最終変形の外に、CCDカメラ

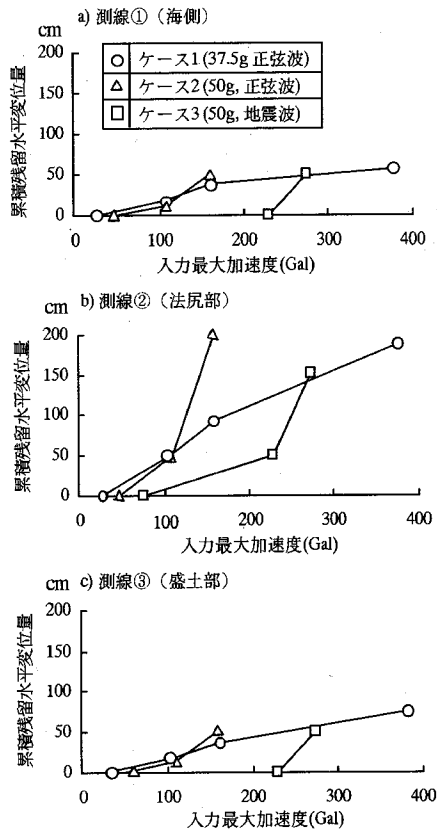


図-6 CCDカメラで計測した残留変形量

ラによっても観察した。図-6は、VTRに収録した画像から各加振後に図-5に示した①～③の地表面の赤色砂柱の水平残留変位量を読み取り、それを入力最大加速度に対して示したものである。ケース1・2の残留変形は、共に入力加速度が100Gal付近から生じ、その変位量もほぼ同じである。このように縮尺の異なるケースを実物換算した結果が同じであることは、ここで用いた縮尺1/50～1/37.5の範囲では残留変形に関して相似則が成立していると言える。また、ケース3の場合は、ケース1・2より大きい加速度レベルにならないと変形が生じていない。したがって地震波加振の外力は、正弦波のそれより小さく、残留変形に関しては、正弦波20波と等しい残留変位を生じさせるためには地震波の場合約2倍の最大加速度が必要となることがわかる。

4. 円形滑り解析

斜面の安定解析には、従来から円形すべりあるいは複合すべり面を考えた極限安定解析が用いられてきた²³⁾。地震時の安定に関しては、有限要素法などの

表-3 安定解析に用いた地震力一覧表 (震度)

ケース	加振段階	C 1層	C 2層	C 3層	D層	EF層
1	1	4.0	2.0	1.0	3.0	3.0
	2	16.0	20.0	13.0	26.0	48.0
	3	17.0	24.0	11.0	33.0	50.0
	4	9.0	18.0	20.0	40.0	60.0
2	1	11.0	1.0	-	20.0	38.0
	2	13.0	13.0	-	30.0	52.0
	3	9.0	4.0	-	35.0	47.0
3	1	1.0	3.0	-	1.0	3.0
	2	2.0	4.0	-	3.0	4.0
	3	19.0	32.0	-	31.0	40.0
	4	30.0	42.0	-	41.0	51.0
	5	42.0	40.0	-	47.0	58.0

単位: kPa

数値解析で直接的に解析してしまう方法²⁴⁾や有限要素法により地震力を算定した後、その値を用いて極限安定解析をする方法^{25)~27)}などがある。

砂の動的強度の取り扱いの考え方にも種々のものがある²⁷⁾。砂地盤は初期せん断応力によって動的強度が異なること、繰り返しにより強度低下が生じること、ステージテストによるせん断応力履歴の影響があることなども知られている。しかしながら、本研究では実務で用いられる可能性のある極限安定解析法を意識して、それによって実験結果を検討することとした。ここで使用した安定解析法は、地震力を水平な静的な力に置き換えると共に、動的強度としては過剰間隙水圧上昇に伴う強度低下を考慮したものである。

(1) 計算条件

ここで用いた計算方法は、抵抗モーメントと転倒モーメントの大小関係から、すべり安全率を計算する伝統的な方法であるが、摩擦による抵抗モーメントの算定に当たっては、土塊を分割して考えるスウェーデン法のうち、チェボタリオフが述べている方法²⁸⁾を用いている。本方法は、港湾施設の技術上の基準に取り入れられているものである¹⁾。また、安定計算の対象とした断面は模型の横幅を考慮し、側壁の外側の地盤は考慮していない。

計算に使用した地震力は、各加振段階で得られた加速度の最大値をそのまま静的な水平力に置き換えた。このとき、深さ方向の地震力の違いを考慮するため、図-7に示すようにA～F層まで深さ方向に6層に分割し、それぞれの加振段階の地震力を決定した。同様に、間隙水圧の発生に伴うせん断抵抗の低下を考慮するため、水面下の地盤も図のように分割し、それぞれに間隙水圧の値を設定した。表-3,4は計算に使用した地震力と間隙水圧の一覧表である。

表-4 安定解析に用いた過剰間隙水圧一覧表

ケース	加振段階	A層	B層	C層	D層	E層	F層
1	1	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	2	0.14	0.12	0.10	0.11	0.11	0.11
	3	0.24	0.19	0.14	0.19	0.18	0.17
	4	0.27	0.25	0.20	0.16	0.28	0.36
2	1	0.08	0.07	0.05	0.05	0.05	0.05
	2	0.24	0.19	0.13	0.12	0.15	0.12
	3	0.23	0.21	0.15	0.16	0.17	0.16
3	1	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02
	2	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04
	3	0.10	0.10	0.10	0.12	0.13	0.09
	4	0.31	0.26	0.21	0.18	0.24	0.23
	5	0.33	0.29	0.27	0.27	0.25	0.27

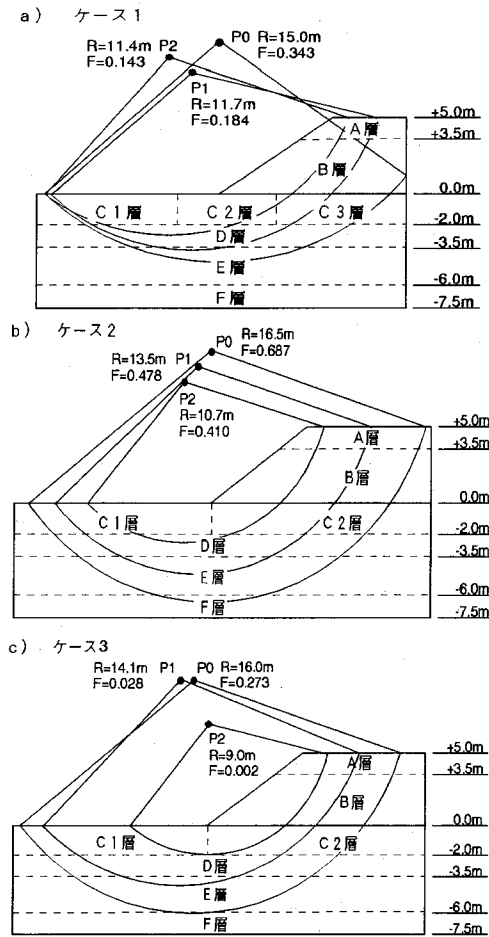


図-7 安定解析に用いた円弧の中心と半径および設定した地震力と過剰間隙水圧の領域分割

安定計算に使用した土の強度は、地震の最中は非排水状態であると考え、内部摩擦角の変化は無いと考えた。したがって、せん断強度の低下は内部摩擦

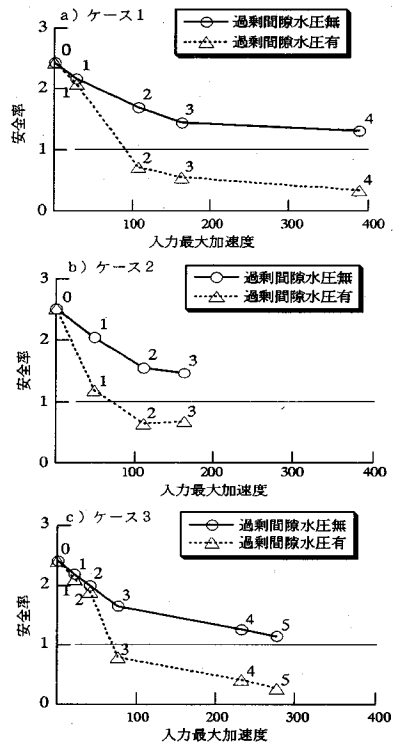


図-8 P0の円弧に対する各加振段階毎の安全率

角が見かけ上低下するのではなく、有効鉛直応力の低下を持って表している。なお、比較のため間隙水圧の発生を考慮しない計算も実施した。

(2) すべり面を固定した安定計算結果

まず、図-5に示したように実験の結果から得られた残留変形が生じた境界面を滑り面と考え計算を実施した。図-8は、この計算による安全率と入力最大加速度の関係を示したものである。図中の数字は各ケースの加振段階を示しており、0は常時の計算を意味する。安全率が1を切る加振レベルはいずれのケースも図-6で残留変形が発生し始める加振段階に対応している。一方、過剰間隙水圧を考慮しない計算では安全率が1より大きく、実験結果に対応しない。

以上のように、静的な安定計算法でも、実験結果を定性的に説明できたのは、加振レベルを上げることによる地震力の増加よりも、むしろ過剰間隙水圧が発生することによるせん断抵抗の低下が破壊現象に支配的だったためとも考えられる。

(3) すべり面を変化させた安定計算結果

地震時の安定解析を実施する場合、力を伝える土の強度に限界があることから、実際の安全率は1を下回らないと考えられている²³⁾。これは、安全率が1に

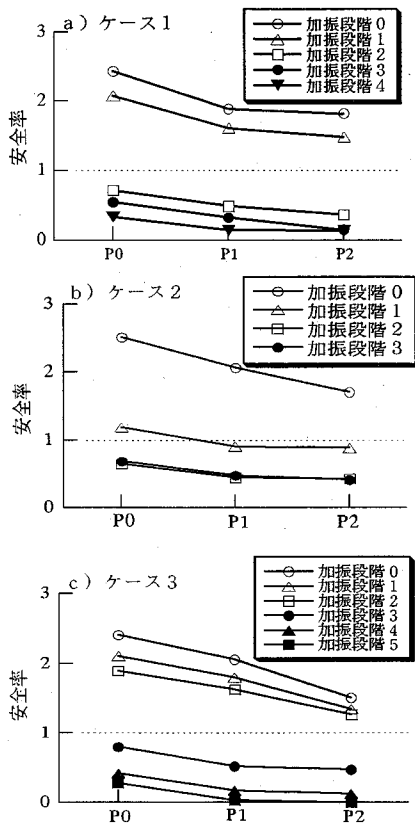


図-9 すべり面位置と安全率の関係

なった時点で変形が生じ、力の釣り合いを保ちながら変形が進むと考えられるからである。したがって、実際の変形の進行過程は円弧状の土塊が剛体的に滑るのではなく、安全率が1を切るようなところから順番に変形が進んでいくと考えられる。実験の結果をみても、図-5に示したように変形のベクトルは、土塊の剛体的な変形モードとは異なるものである。図のような変形は、各加振段階で弱いところから順に大きく変形して行ったと考えると説明できると考えられる。そこでまず、円弧の中心座標とその半径をパラメータにした各加振段階ごとの計算を網羅的に実施し(概ね200ケース以上)、個々の安全率を求めた。その結果、円弧の半径を固定して中心座標のみを単調に変えた計算、あるいは円弧の中心座標を固定して半径のみを変化させた計算における安全率の系統的な変化は限られた領域に見られただけであった。しかしながら、図-5に示した円弧よりも上方に来る円弧の中に、図-5に示した円弧より小さな安全率を与える円弧が存在することを確認した。図-7は、それぞれのケースについてそのような円弧のうちの2例(中心座標がP1,P2で与えられる円弧)

を図示したものである。なお、図-7中で円弧の中心がP0の円弧は図-5に示した円弧に対応し、Fは最終加振段階で求められた安全率を示している。

図-9は、図-7に示した各ケースごとの安全率と円弧の位置との関係を示したものである。図から、円弧の切る線を上方に持って行った場合(P1,P2)、その安全率は図-5に示した円弧(P0)よりも小さくなる。円弧で囲まれた土塊に作用する地震力が大きいほど、すべり面上のせん断抵抗が小さいほど安全率が小さくなるのは自明である。またその変形量も、計算法が同じであるならば、安全率が小さいほど大きいと考えられる。したがって、安全率の大小に着目すれば、図-5で示した円弧より上方に、よりすべりやすい面が存在し、変形も上方ほど大きいと考えることができる。このように安全率が1を切るようないくつかの円弧を考え、安全率の大小に応じて変形量が決まったと考えたと、破壊形態や変形量の大きさは実験結果と矛盾しない。以上の結果は加速度応答や間隙水圧応答を考慮した静的計算法の一定の妥当性を示すものと考えられる。

5. 結論

本研究では、遠心力振動実験により、砂地盤上の盛土斜面の地震時安定性を検討した。結論を要約すると以下のとおりである。

1) 1/37.5および1/50の2つの模型縮尺の異なる実験を実施し、同一規模の実物に実験結果を換算し比較した。その結果、加速度応答、間隙水圧応答、残留変形量ともに整合するものであった。今回対象とした問題について遠心力場の相似則の適用性が1/37.5~1/50の範囲で確認できた。

2) 正弦波2Hz20波と地震波(八戸波)の残留変形量を比較した。同じ残留変形量を生じさせるためには、地震波の最大加速度を正弦波の約2倍とする必要があることがわかった。

3) 飽和砂地盤上の斜面の残留変形が生じる境界面は、ほぼ円形すべり的な破壊面となった。しかしながら円弧で囲まれた土塊は剛体的に回転変形するのではなく、上方ほど大きな変形を示すような流動的な変形モードとなった。

4) 飽和地盤上の盛土に関して実験で得られた応答加速度分布及び間隙水圧分布を考慮した円形すべり安定計算を実施したところ、実験結果を説明することができた。したがって、実際の地盤でも、盛土や地盤の地震応答や過剰間隙水圧の発生量をうまく予測すれば、この値を用いた静的計算で斜面の地震時安定性の照査が可能と考えられる。

参考文献

- 1) 港湾の施設の技術上の基準・同解説,(社)日本港湾協会, 6章斜面の安定, pp.424-426, 1990年.
- 2) 佐々木康, 谷口栄一, 松尾修, 館山悟: 土構造物の地震被害事例解析, 土木研究所資料第1576号, 1980年.
- 3) 地震による盛土の被災・復旧事例調査報告, 土木研究所資料第2716号, 1989年.
- 4) 那須誠: 地震被害と地盤構造の関係に関する研究, 158p, 1993.
- 5) 1993年釧路沖地震震害調査報告, (社)土木学会震害調査シリーズ2, 1994年.
- 6) 西川純一, 高橋光昭, 山下彰司: 1993年北海道南西沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害, 土と基礎, Vol.41, No.11, pp.11-16, 1993年.
- 7) 西川純一, 鎌田拓司, 加治昌秀: 1994年北海道東方沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害, 土と基礎, Vol.43, No.4, pp.7-10, 1994年.
- 8) 風間基樹, 田中祐人, 興石逸樹: 1994年三陸はるか沖地震における港湾・鉄道施設の被害, 土と基礎, Vol.43, No.11, pp.21-26, 1995年.
- 9) 土木学会: 阪神大震災震害調査緊急報告会資料, 1995年.
- 10) 土木学会阪神大震災震害調査第二次報告会資料, 1995年.
- 11) Uwabe, T., Kitazawa, S. & Higaki, N.: Shaking table tests and circular arc analysis for large models of embankments on saturated sand layers, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.4, pp.1-15, 1986.
- 12) 古賀泰之, 松尾修, 唐澤安秋, 武藤正人: 盛土・斜面の簡易動的安定解析法に関する実験的研究報告書(第1報), 土木研究所資料第2542号, 1988年.
- 13) Koseki, J., Koga, Y. & Takahashi, A.: Liquefaction of sandy ground and settlement of embankment, *Proc. of Centrifuge 94*, pp.215-220, 1994.
- 14) Astoneh, S.M., Ko, H.-Y. & Sture, S.: Assessment of earthquake effects on soil embankments, *Proc. of Centrifuge 94*, pp.221-226, 1994.
- 15) Muraleetharan, K.K., Arulmoli, K. & Jagannath, S.V.: Validation of a computer code for the analysis of dike retaining structures, *Proc. of Centrifuge 94*, pp.203-208, 1994.
- 16) 末政直晃, 片田敏行, 豊澤康男, 玉手聡, 堀井宣幸・岸田裕: 飽和砂地盤上の盛土の遠心模型実験, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.1, pp.889-894, 1994年.
- 17) 例えば, 講座「遠心模型実験」, 土と基礎, Vol.35, No.11 ~ Vol.36, No.8, 1987~1988年.
- 18) Terashi, M.: Development of PHRI Geotechnical Centrifuge and Its Application, *Report of PHRI*, Vol.24, No.3, pp.73 ~ 122, 1985.
- 19) 稲富隆昌, 風間基樹, 野田節男, 土田 肇: 港湾技術研究所における遠心力載荷模型振動実験, 天然資源の開発利用に関する日米会議, 耐風・耐震構造専門部会第1回合同部会会議録, pp.181~192, 1989年5月.
- 20) 風間基樹, 稲富隆昌: 遠心力載荷実験手法の振動実験への適用について, 土木学会論文集, No.477/I-25, pp.83-92, 1993年10月.
- 21) 鈴木輝一, 鄭京哲, 大保直人, 林寛: 鋼矢板リングを用いた液状化対策工法の評価検討, 土と基礎, Vol.43, No.7, pp.31-33, 1994年.
- 22) 藤井斎昭: 遠心力載荷装置による浅基礎の支持力機構に関する研究, 東京工業大学学位請求論文, 1976年.
- 23) 土質工学会入門シリーズ14, 斜面の安定解析入門, 1989年.
- 24) 例えば, 土質工学会編, 土質基礎工学ライブラリー24, 土質地震工学, 1983年.
- 25) 那須誠, 須長誠, 藤沢一, 匹本慶一: 日本海中部地震の際の盛土の地震時挙動-無被害盛土の安定解析-, 鉄道技術研究所速報, No.A-85-114, 119p, 1985年6月.
- 26) 那須誠, 藤沢一, 匹本慶一: 日本海中部地震による被害盛土の安定解析, 鉄道技術研究所速報, No.A-86-14, 1986年7月, 83p.
- 27) 古賀泰之, 松尾修: 地震時斜面安定解析に用いる土の強度に関する考察, 土と基礎, Vol.36, No.5, pp.37-42, 1988年.
- 28) 石井靖丸訳: チェボタリオフの土質工学, 技法堂, 1957年.

(1995.10.9 受付)

STABILITY OF EMBANKMENT ON LIQUEFIABLE SAND LAYERS IN CENTRIFUGE SHAKING TABLE TESTS

Motoki KAZAMA, Takamasa INATOMI, Eiji IIZUKA and Takayuki NAGAYOSHI

The paper reports the results of centrifuge shaking table tests to study the stability of embankment on liquefiable sand layers during the earthquakes. On basis of the results of 1/37.5 and 1/50 scaled models, the residual deformation of embankments subjected to both sinusoidal wave and earthquake motion was studied. The conclusions obtained from this study are as follows: (1) The residual deformations of different scaled model converted to prototype scale were well consistent. (2) Liquefaction of base ground considerably affected the stability of embankments. The soil mass enclosed by the circular arc did not behave like a rigid body, but like a flow type failure. (3) A method of circular arc analysis taking into account the seismic force and the excess pore pressure gave a reasonable explanation of the test results.