

土 木 研 究 所 資 料

第 1 3 3 2 号

水中盛土の地震時安定性に関する模型振動実験

昭和 53 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
動土質研究室

目 次

概 要	1
1 ま え が き	2
2 予備的考察	3
2-1 水浸盛土に関する実験的研究	3
2-2 水浸盛土の振動挙動に関する理論的研究	4
2-3 水浸盛土の安定性に関する予備的考察	4
3 小型模型振動実験	8
3-1 実 験 概 要	8
3-2 実験装置・材料・模型製作法	8
3-3 材料の土質試験結果	11
3-4 振動実験方法・実験条件	11
3-5 振動実験結果	13
4 大型模型振動実験	32
4-1 実 験 概 要	32
4-2 実験装置・材料・模型製作法	32
4-3 材料の土質試験結果	33
4-4 振動実験方法・実験条件	33
4-5 振動実験結果	38
4-5-1 品質管理試験の結果	38
4-5-2 共振実験の結果	39
4-5-3 破壊実験結果	47
5 実験結果に対する考察	67
5-1 盛土の振動特性について	67
5-2 盛土内における過剰間げき水圧の性状について	67
5-3 地盤内の過剰間げき水圧の発生特性について	78
5-4 盛土の地震安定計算手法	82
6 あ と が き	83
7 参 考 文 献	84

概 要

水浸・水没した盛土の地震時の安定性を検討するために実施した小型及び大型模型盛土の振動実験結果をとりまとめたものである。小型模型振動実験においては、動的安定性及び破壊性状に及ぼす非水浸条件及び水浸条件の影響、模型材料の粒径による差異等を調べている。この場合の模型は、剛な地盤上の盛土を想定したものである。大型模型振動実験においては、現実に想定されるような地盤上に盛土が築造された場合を想定した。この場合を先の小型模型実験の場合と比べ、盛土内の間げき水圧の性状や破壊性状に著しい差がある事を見出した。このような原因として、地盤の軟弱化とそれに伴う盛土の変形が大きな原因であろう事を推定している。

なお、大型模型振動実験は土木研究所と科学技術庁防災センター、関東技術事務所の共同研究として行なったものであり、実験を担当された多くの方々に謝意を表する次第である。

昭和 53 年 3 月

動土質研究室

室 長 沢 田 健 吉
古 賀 泰 之
舟 見 清 巳

1 ま え が き

海浜あるいは海中に築造される埋立地や人工島のような盛土はその多くの部分が水浸あるいは水没しており、盛土材料の単位体積重量の増加および有効応力の減少等により、空中にある場合より安定性が低い。さらに、盛土材料が砂質土の場合、地震動により強度が急低下する可能性があるため、特に地震時の安定性については十分な検討が必要である。この実験は、水中に築造された砂質盛土の動的な挙動や安定性を明らかにする事を目的とした一連の基礎的実験の一つである。

我々は、先に水中盛土の天端が非常に広い場合、盛土の中央付近では斜面の影響が無視できるものとして、その部分を水中地盤に仮想して本実験と同様な振動実験を行い、その液状化現象及び沈下現象について考察を加え、水没した水平地盤の液状化及び沈下過程を解析する手法を提案した。¹⁾

本実験は、水中盛土の全体的な挙動及び斜面部の性状を把握する事を目的として、一応典型的な形状の小型及び大型模型砂盛土を土槽の中に築造して水没させ、振動台により水平振動を加え、模型盛土の振動性状を調べる事を目的とした。このような方法による実験の具体的目的として次の項目を設定した。

- (1) 盛土本体が水没している事により、空中にある場合と比べて、盛土の振動特性（固有振動数や減衰定数）がどのように変わるかを明らかにする。
- (2) 水浸した斜面の動的な破壊形態について調べる。
- (3) 水浸した斜面内の動的な間げき水圧の性状を調べる。
- (4) 水浸した斜面の合理的な安定計算法を検討する。

2 予備的考察

本実験の目的は前章に述べたとおり、盛土部が水浸している場合の振動挙動及び振動時安定性の特徴を実験的に明らかにすることにあるが、本章においては、このような問題に関する従来の研究から予想される特徴を整理する事と、簡単な斜面について水浸条件がいかにその安定性を低下させるかを簡単な手法により大略の検討とを行う。

2-1 水浸盛土に関する実験的研究

水浸盛土に関する実験的研究は筆者らの知る範囲では必ずしもそれほど多くなく、又、それぞれについて目的は多少異なるので、ここでは各研究について簡単にその内容を記述する。

(1) 齋藤等の実験²⁾

齋藤等は高さ 40 cm の水浸した対称形砂盛土について密度を変えた振動実験を行い、盛土の加速度・間げき水圧の測定を行った。そして盛土上部においては過剰間げき水圧が負になることを報告し、これに対して浅い部分の土要素が破壊近くまでの大きな繰返しせん断応力を受け振動により土要素の体積が増加する傾向となるためと推定している。また、盛土内の過剰間げき水圧は有効拘束圧の半分以上で液状化が生じたと述べている。

(2) 野田等の実験³⁾

野田等は高さ 60 cm の水浸した片側砂盛土を粒径を 2 種に変えて振動実験を行い、盛土の加速度・間げき水圧の測定を行った。この結果により飽和砂斜面の典型的な崩壊のパターンとして加速度がある限界値を越えると急に間げき水圧が上昇し、斜面は完全に液状となって法肩が前方に流れるように崩壊すると述べている。

(3) 小川等の実験⁴⁾

小川等は高さ 50 cm の水浸した片側複断面砂盛土について矢板による支持を想定した振動実験を行い、その結果として斜面は完全液状化にならずに崩壊すること、法面内に矢板を打つことによりむしろ斜面部に完全液状化を発生させると述べている。

(4) 渡辺等の実験⁵⁾

渡辺等はフィルダムの非破壊振動挙動を調べる一連の模型振動実験の中で湛水の影響を調べる実験を行っている。この結果により、(片側)湛水により共振振動数は複雑に変化をすること、1 次の共振時の振幅はかなり低下することを述べている。

これらの実験研究から推定すると次のような事が伺われる。飽和砂斜面内に発生する過剰間げき水圧により流動性を及びて法肩から崩壊する。一般にこの過剰間げき水圧はその点の土被り圧より小さく、斜面部には完全液状化には至らないが、矢板等により拘束をすると完全液状化に近づく事もある。

又、振動特性は水浸によりかなり変るが、1 次共振時の振幅はかなり低下すると思われる。

2-2 水浸盛土の振動挙動に関する理論的研究

盛土又は斜面に接する水が振動時にその盛土又は斜面にどのような影響を与えるかということに関しては、次の2通りの見地があるように思われる。

- (1) 水から盛土又は斜面に与えられる外力を求めるもの。これは通常動水圧と呼ばれるもので鉛直面に作用するものは Westergaard 式等としてよく知られている。傾斜した斜面に作用する動水圧については、Zanger が電氣的相似法を用いて実験的に求めている。⁶⁾
- (2) (1)の考えでは水は斜面に対して荷重として作用するが、水と斜面とが連成して振動する場合の挙動を予測するものではない。このような連成振動を扱うものとして、最近は有限要素法による解析の試みがなされている。^{7) 8)} 例えば、滝川等は、堤体の固有振動数は、貯水が付加質量として作用する事により低下し、特に高次のモードにおいて相互作用の影響が顕著であると述べている。

これらの研究を総括するには必ずしも理解が十分ではないが、次のような事がいえよう。水浸による斜面への影響の意味は、周辺に連成振動をする質量としての意味と、水浸により盛土の拘束圧が低下しひいては材料の剛性や減衰定数が変化するという意味がある。前者については、解析手法は現在整備されつつあるが、後者については別の問題であり、恐らく後者の影響の方が大きいと思われる。

2-3 水浸盛土の安定性に関する予備的考察

本節においては、水浸条件が盛土の安定性にどのような影響を及ぼすかについて、最も簡単な長大斜面の場合を例にとって、最も簡単なすべり面解析法により大略の検討を行っておく。

斜面が水浸状態におかれるおかれ方は、その斜面全体が水中に建設されるという場合以外に、既に述べたようにフィルダムのように片側に湛水されている場合や、降雨により外水位はないけれども斜面全体が飽水する場合等が考えられる。これらの場合について、斜面形状・土質、水浸条件等を単純な場合に仮定した極く簡単な検討結果を以下に述べる。

検討の対象とした斜面は、均一土性の長大斜面である。

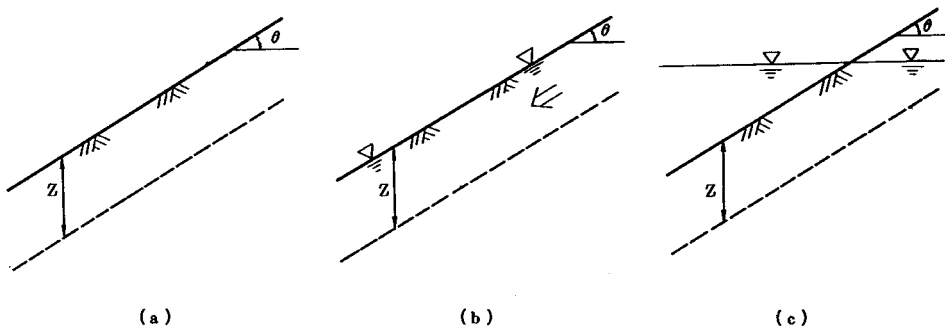


図-2.1 長大斜面モデル

長大斜面においては、斜面に沿うどの部分においても応力状態が等しいことから、斜面に平行な直線すべり面を想定して考えるのが普通である。ここでは水浸条件により次の3ケースに分けて考えてみる。

a 水浸していない場合 (図-2.1(a))

b 斜面に平行な浸透流のある場合 (図-2.1(b))

c 斜面が静水に水没している場合 (図-2.1(c)) これは、水面を境にして状態が異なるため、長大斜面に含めるのは適当でないかもしれないが、bとの比較のために、水面下の斜面の安定性について検討する。

なお、地震力の影響を震度法を用いて水平震度 k により考慮した。

(1) 内部摩擦角と粘着力がある場合

a 水浸していない場合

この場合すべりに対する安全率は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{(rZ - krZ \tan \theta) \tan \phi + c \cdot \sec^2 \theta}{rZ \tan \theta + krZ} \quad (2.1)$$

今、簡略化のため $k=0$ とすると次式のようになる。

$$F_s = \frac{rZ \cdot \tan \phi + c \cdot \sec^2 \theta}{rZ \cdot \tan \theta} = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} + \frac{c}{rZ} \cdot \frac{\sec^2 \theta}{\tan \theta}$$

この式から容易に分る事は次のようである。

$c \neq 0$ の場合、一般にすべり土層厚が大きくなるにつれ安全率は低下する。

$\theta < \phi$ であれば、斜面に平行な面では破壊が生じない。

$\theta > \phi$ のときは安全を保ちうるある限界層厚 Z_c が存在し、 Z_c は次式で与えられる。

$$Z_c = \frac{c}{r} \cdot \frac{\sec^2 \theta}{\tan \theta - \tan \phi} \quad (2.2)$$

b 斜面に平行な浸透流がある場合

安全率は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{(r'Z - krZ \tan \theta) \tan \phi + c \cdot \sec^2 \theta}{rZ \tan \theta + krZ} \quad (2.3)$$

今、簡略化のため $k=0$ とすると次式のようになる。

$$F_s = \frac{r'Z \cdot \tan \phi + c \cdot \sec^2 \theta}{rZ \cdot \tan \theta} = \frac{r'}{r} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \theta} + \frac{c}{rZ} \cdot \frac{\sec^2 \theta}{\tan \theta}$$

この式からも、一般に上述した事が言える。限界層厚 Z_c は次式で与えられる。

$$Z_c = \frac{c}{r} \cdot \frac{r \cdot \sec^2 \theta}{r \cdot \tan \theta - r' \cdot \tan \phi} \quad (2.4)$$

c 静水に水没している場合

安全率は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{(r'Z - k r Z \cdot \tan \theta) \tan \phi + c \cdot \sec^2 \theta}{r'Z \cdot \tan \theta + k r Z} \quad (2.5)$$

$k = 0$ とすると次式のようにになる。

$$F_s = \frac{r'Z \cdot \tan \phi + c \cdot \sec^2 \theta}{r'Z \cdot \tan \theta} = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} + \frac{c}{r'Z} \cdot \frac{\sec^2 \theta}{\tan \theta}$$

この式からも、上述した事が一般に言える。限界層厚 Z_c は次式で与えられる。

$$Z_c = \frac{c}{r'} \cdot \frac{\sec^2 \theta}{\tan \theta - \tan \phi} \quad (2.6)$$

(2) 粘着力がない場合

水浸条件の影響を見やすくするために、粘着力のない場合について考えてみる。

a 水浸していない場合

安全率は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{1 - k \cdot \tan \theta}{\tan \theta + k} \cdot \tan \phi \quad (2.7)$$

この場合の安全率は、斜面の土の単位体積重量には無関係である。又、どのような厚さのすべり土層を考えても安全率は上式で与えられる。

b 斜面に平行な浸透流のある場合

この場合の安全率は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{r' - k r \cdot \tan \theta}{r (\tan \theta + k)} \cdot \tan \phi \quad (2.8)$$

この場合にも、安全率はすべり土層厚には無関係である。

c 静水に水没している場合

$$F_s = \frac{r' - k r \cdot \tan \theta}{r' \tan \theta + k r} \cdot \tan \phi \quad (2.9)$$

以上の各々の場合について、安全率が具体的にどのような値になるかを、1例について計算した結果を図-2.2に示す。計算条件は図中に記入した。この図により、斜面が静水中に水没していても地震力がない場合には安全率は空気中にある場合と変わらないが、地震力がある場合には、水没している場合の安全率は空気中にある場合に比べ急激に低下することが分る。これは、地震力がない場合の水没現象はせん断力とせん断抵抗とを等しい割合だけ減少させるために安全率には影響を及ぼさないが、水没状態で

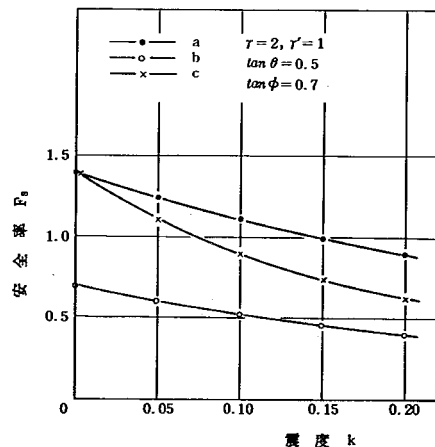


図-2.2 長大斜面における震度と安全率の関係

7

地震力がある場合には、斜面中の水にも慢性力を考慮することによりせん断力がそれだけ大きくなり、空気中の場合より急激に安全率が低下することになる。静水に水没している場合を、斜面に平行な浸透流がある場合と比べた場合、静水によって生ずる静水圧は、斜面内のせん断力を低下させるように作用するので、斜面に平行な浸透流がある場合の方が安全率が低い。

3 小型模型振動実験

前章 2-3 では水浸状態が斜面の安定性を如何に低下させるかについて、すべり面解析法と震度法とを組合せて簡単な検討を行った。その場合、土、特に砂質土が動的荷重条件下において示す動的な不安定、言い換えれば過剰間げき水圧の発生等の影響は考慮していない。水浸した砂質地盤が地震のような動的な荷重に対して不安定であることは多くの実際例・実験例が示している。特に、地震動、水平地盤を対象とした場合、地盤条件及び入力振動の大きさ・継続時間等の条件が満たされれば、過剰間げき水圧が発生し、極限状態では地盤の有効応力が 0 となり、地盤がその強度を全く失う液状化現象が生ずる事が明らかにされている。我々もこのような現象及びそれに伴う沈下現象を大型模型振動実験の手法により考察を加えた¹⁾。今回対象とした水浸斜面の場合にも、過剰間げき水圧の発生等による不安定性が斜面全体の安定性に対する大きな影響因子として作用するものと思われるが、この場合に過剰間げき水圧の性状及び斜面及び地盤の破壊変形の形態がどのようなものとなるかは実験的に明らかにされなければならない点である。このような観点から、砂及び小レギを材料とする小型及び大型模型斜面の振動実験を実施した結果を報告する。本章では、小型模型の振動実験結果について、次章で大型模型の振動実験結果について述べる。

3-1 実験概要

この実験では、斜面材料を山砂及び碎石とし、斜面が非水浸状態（乾燥）、水浸状態、湿潤状態（不飽和、外水位なし）にあるときの振動に対する安定性の差異、振動による過剰間げき水圧の発生性状とそれが安定性に及ぼす影響等を調べる事を目的とした。

3-2 実験装置・材料・模型製作法

(1) 振動台

振動台は、東亜建設工業㈱所有の機械式振動台を用いた。

(2) 土槽及び模型斜面の寸法

実験を用いた土槽は長さ 2.55 m × 高さ 0.995 m × 奥行 0.5 m の直方体の鉄製土槽である。模型斜面の標準的寸法は図-3 に示すようなもので、地盤部を有さない片側斜面である。

(3) 模型斜面の材料

模型斜面の材料は、山砂及び小砂石であり、その物理特性は表-3.1 に示すようなものである。これらの試験方法は、3-3 において後述する。

(4) 模型斜面の製作法

(i) 試料調整

山砂の場合、採取した自然含水比状態の砂を温度 110℃ で 24 時間乾燥させた後 5 mm 目フルイを通過させ、最大粒径 5 mm に調整した。碎石の場合は自然含水比状態のものをそのまま用いた。

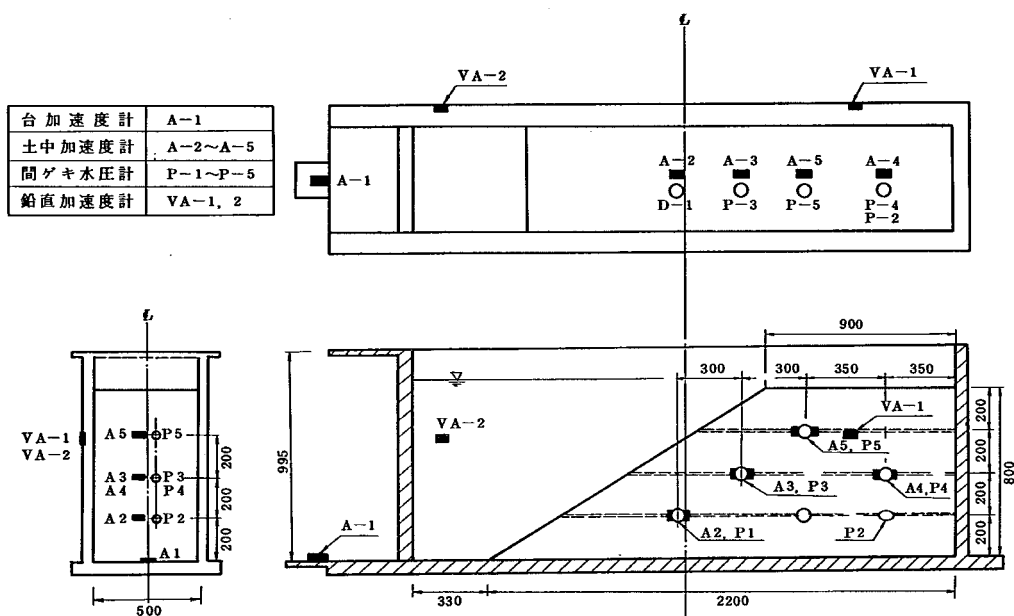


図 - 3.1 模型斜面及び測定器配置図

表 - 3.1 材料の土質試験結果

	山	砂	石
真 比 重	2.670	2.778	
見 掛 け 比 重	—	2.641	
D_{10} mm	0.15	3.7	
D_{30} mm	0.29	6.0	
D_{60} mm	0.41	8.0	
均 等 係 数	2.73	2.37	
e_{max}	0.862	0.973	
e_{min}	0.576	0.783	
最大乾燥密度 g/cm^3	1.684	1.368	
最 適 含 水 比 %	12.1	—	
内 部 摩 擦 角	$41^{\circ}41'$	$48^{\circ}52'$ ** (初期破壊時) $52^{\circ}58'$ (最大軸差応力時)	

* 突固め試験法による。

** 供試体直径に比して粒径が大きかったので得られた結果は参考値

(ii) 材料搬入方法

材料搬入前に重量を測定しておき、搬入後の重量を差し引き、使用材料の重量を求めた。土槽への搬入は土槽上の小型ホッパーを用いて土槽内へ均質に詰めるようにした。

(iii) 模型斜面の製作法

a 非水浸の場合

材料を(ii)の方法で厚さ 20 cm 強にまき出し、木ダコ（重量約 20 Kg）を 50 cm 高で落下させ 3 回締固めて約 20 cm 厚さに 1 層を仕上げる。層間には材料が山砂の場合には標準砂を、材料が碎石の場合には白く塗った碎石を薄く敷いた。斜面側は所定の大きさより若干大きく作り、斜面全体を製作してから所定の形状になるように削り取った。

b 水浸の場合

砂については、まき出しの際、飽和度を高めなおかつある程度密に詰まるようにするため、まき出し面を常に水面下 20 cm 程度に水位調整した。層間には標準砂を用い、斜面形状製作は a と同様にした。

碎石については、乾燥斜面を製作した後、ゆっくり注水し、できるだけ飽和させるようにした。

c 湿潤砂の場合

b で使用した高含水比の砂を 1 週間位自然乾燥させた後、全体が均一含水比となるように混ぜ返した材料を用いた。この湿潤砂を土槽の中にスコップで搬入し、木ダコで 3 回突き固めた。斜面の作り方は a の方法と同様の方法で行った。また、模型斜面の乾燥密度 γ_d 、間げき比 e を求めるために、層間 20, 40, 60 cm の位置で試料を 2 個ずつ計 6 個採取し平均含水比を算出した。

(iv) 斜面形状測定方法

各加振段階ごとの斜面形状を測定するために、斜面方向に 20 cm 間隔に 2 点ずつ計 24 箇所において土槽の上面から斜面表面までの鉛直距離を測定した。

(5) 実験時の測定項目

実験時の主な測定項目は次のとおりである。

- ・ 台の水平加速度
- ・ 土槽の鉛直加速度
- ・ 模型内加速度
- ・ 模型内間げき水圧

これらの配置の概要は図-3.1 に示した。また、機器の仕様の内主なものを表-3.2 に示す。なお、実験に用いた加速度計及び間げき水圧計は、全実験に先立って、それぞれ重力加速度及び静水圧による検定により、感度の較正を行った。

表-3.2 測定機器一覧表

計器名	性能・仕様	個数	配置名
加速度変換器 (水平方向)	新興通信 IYPE BA-2-120 非接着抵抗線ヒズミ形式 固有振動数 125 Hz 容 量 $\pm 1 G$	5	A-1
			A-2
			A-3
			A-4
			A-5
加速度変換器 (鉛直方向)	共和電業 AS-2C 容 量 $\pm 2 G$	2	VA-1
			VA-2
間ゲキ水圧計	KULITE TQ-500-10 半導体小型圧力変換器 容量 $\pm 10 \text{ psi}$ (0.7 Kg/cm^2)	5	P-1
			P-2
			P-3
			P-4
			P-5

3-3 材料の土質試験結果

材料の比重、粒度、突固め試験結果は既に表-3.1に示した。ここでは、最大間げき比測定・最小間げき比測定、圧密排水三軸圧縮試験等について説明をしておく。最大間げき比は、砂については直径 5.7 cm、高さ 12.5 cm のモールドを用いてスプーン法(スプーンにより静かに注ぎこむ)により、碎石については 1000 cc モールドを用いてスプーン法により求めた。最小間げき比は、両者とも最大間げき比の場合と同じモールドを用いて飽和試料を作り、モールドの側壁を木槌で多数回打つ方法(ハンマーリング法)により求めた。

三軸圧縮試験の供試体は直径 5 cm、高さ 10 ~ 11 cm とし、間げき比は模型斜面のそれに合わせた。また側圧は水頭差を利用して、50, 100, 150 g/cm^2 の 3 種類とし、模型斜面の低拘束圧に対応させた。

3-4 振動実験方法・実験条件

3-2で述べたような方法によって模型を製作し、それぞれについて、特定の振動数の正弦波の加振を台加速度及び加振時間を数種類変えて振動実験を行った。台加速度は原則的には小さい値から大きい値へと変化させた。表-3.3に実験条件を一覧に示した。それぞれのCASEの相互の関係は大よそ次のようである。CASE 1, 2, 3は砂で非水浸の場合であり、それぞれ振動数が異なる。CASE 4, 5は砂で水浸の場合であり、それぞれ振動数が異なる。CASE 6, 7, 8は碎石で非水浸の場合であり、それぞれ振動数が異なる。CASE 9は碎石で水浸の場合である。CASE 10は砂で湿潤の場合である。

表-3.3 実験条件一覧

CASE	風	材	料	水浸条件	$\frac{r_{do}}{\rho/cu}$	e_o	D_r %	振 動 Hz	数	台 加 速 度 gal	加 振 時 間 sec
1	1	砂	非 水 浸	1,517	0.760	35.7	2.2			100	37
	2									146	41
	3									141	70
	4									195	41
	5									195	71
	6									338	35
	7									340	61
	8									332	9
	9									435	44
	10									600	187
	11									308	40
	12									325	84
2	1	砂	非 水 浸	1,521	0.755	37.4	6.0			65	50
	2									49	30
	3									47	60
	4									81	22
	5									81	62
	6									80	93
	7									118	32
	8									131	50
	9									130	93
	10									213	32
	11									204	60
	12									195	111
	13									310	32
	14									310	64
	15									290	153
	16									440	30
	17									425	62
	18									415	183
3	1	砂	非 水 浸	1,543	0.730	46.2	1.5			192	34
	2									222	72
	3									155	185
	4									400	41
	5									278	65
	6									320	158
4	1	砂	水 浸	1,555	0.717	50.7	2.1			63.5	34
	2									116	34
	3									148	33
	4									162	33
5	1	砂	水 浸	1,585	0.685	61.9	5.9			83.8	35
	2									120	32
	3									214	34
	4									286	31
6	1	砕 石	非 水 浸	1,498	0.763		2.1			49	29
	2									45	62
	3									86	63
	4									137	63
	5									164	63
	6									266	33
	7									266	66
	8									226	122
	9									295	38
	10									325	68
	11									306	96
7	1	砕 石	非 水 浸	1,492	0.770		6.0			84	42
	2									74	63
	3									121	64
	4									178	63
	5									250	30
	6									269	65
	7									267	90
	8									328	11
	9									332	61
	10									330	92
	11									440	33
	12									458	63
	13									444	62
8	1	砕 石	非 水 浸	1,446	0.826		14.8			180	48
	2									14.9	83
	3									15.0	390
9	1	砕 石	水 浸	1,470	0.797		6.0			68.5	61
	2									99	64
	3									160	64
	4									266	33
	5									224	61
	6									255	91
	7									295	63
	8									447	33
	9									443	60
	10									405	120
10	1	砂	浸 潤	1,543	0.730	46.2	6.0			81	60
	2									128.8	63
	3									319	62
	4									462	31
	5									480	61
	6									740	32
	7									705	61

3-5 振動実験結果

(1) 加速度、間げき水圧の経時変化と観察状況

各実験 CASE 毎に加速度、間げき水圧の経時変化と観察された状況について述べる。

CASE 1 : 非水浸砂, 6HZ (表 3.3 中 CASE № 1-1 ~ 1-12)

加速度の測定結果の代表的なものは、図-3.3に示すようなものであり、台加速度が一定になった後は模型内のどの位置でもほぼ一定値を示す。この性状は加速度が大きく模型の表面が滑動するよう

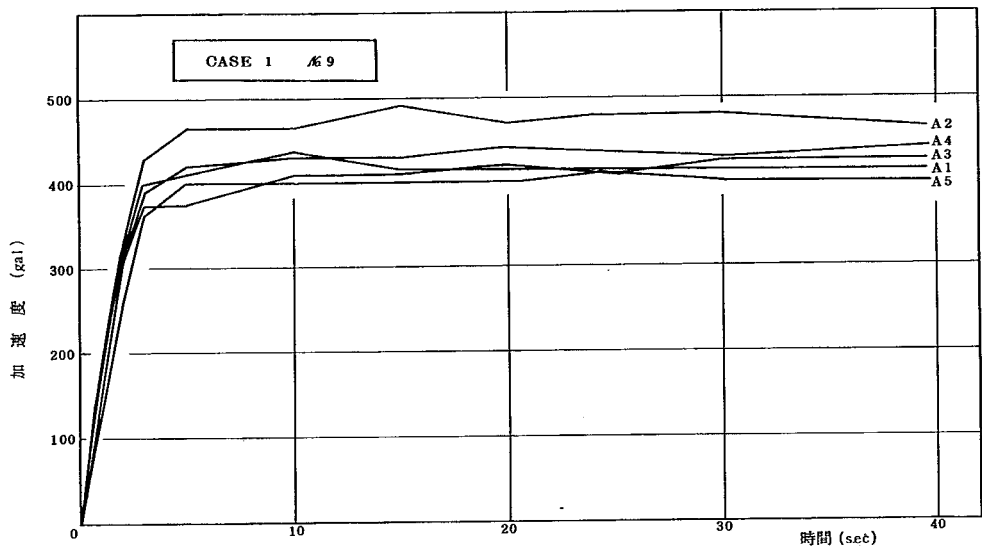


図-3.2 加速度の時間経過 (CASE 1 № 9)

な場合にも変らない。模型の崩壊性状としては、定性的にはどのような台加速度でも同じであり、法面表層厚数 cm 程度が崩れ落ち、境界砂はその部分でのみ影響が出る (図-3.3(a))。特に大加速度の場合は、この崩落層の厚さが厚くなる (図-3.3(b))。

CASE 2 : 非水浸砂, 6HZ (表 3.3 中 CASE № 2-1 ~ 2-18)

加速度の測定結果はCASE 1と同様である。又、崩壊の形態も、CASE-1と同様であり、振動数による差は見出し難い (図-3.4(a)(b), 写真-3.1(a)(b))。

CASE 3 : 非水浸砂, 15HZ (表-3.3中CASE № 3-1 ~ 3-6)

加速度の測定結果、崩壊形態ともCASE 1, 2とほぼ同様であるが、この振動数の場合には振動箱自体の垂直加速度成分が水平加速度成分と同程度であるため、法肩部の砂粒子の動きとして対流しているように見られた。

CASE 4 : 水浸砂, 2HZ (表-3.3中CASE № 4-1 ~ 4-4)

水浸している場合には、模型の加速度と間げき水圧の挙動には密接な関係がある。加速度が小さく過剰間げき水圧が発生しないか、発生しても比較的小さい場合には、模型加速度は台加速度とほぼ等

CASE	1
No.	2
材 料	砂
$rd (g/cm^3)$	1.517
e_0	0.760
振 動 数 (Hz)	2.2
台 加 速 度 (gal)	146
加 振 時 間 (sec)	41

ガラス面側法面上部深さ10mmで滑落法
尻部は荒目の砂がたまる
第1, 3層目界砂やや(5mm)下降
第2層目界砂約100mm法面に沿って下
る
中央部は余り下らない
振動周期に同調して法面の砂が動き滑
落する

○ 観察模式図

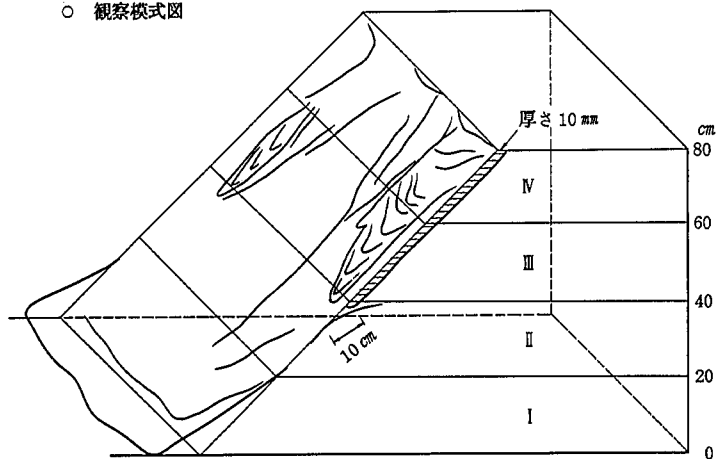


図-3.3(a) 斜面の崩壊状態 (CASE 1 No. 2)

CASE	1
No.	7
材 料	砂
$rd (g/cm^3)$	1.517
e_0	0.760
振 動 数 (Hz)	2.2
台 加 速 度 (gal)	340
加 振 時 間 (sec)	61

20~25 sec に於いてスベリ面(?)
発生
第3層目界砂に断層が生ずる
第2層目界砂がボケて消えかかる
天端面全体に沈下

○ 観察模式図

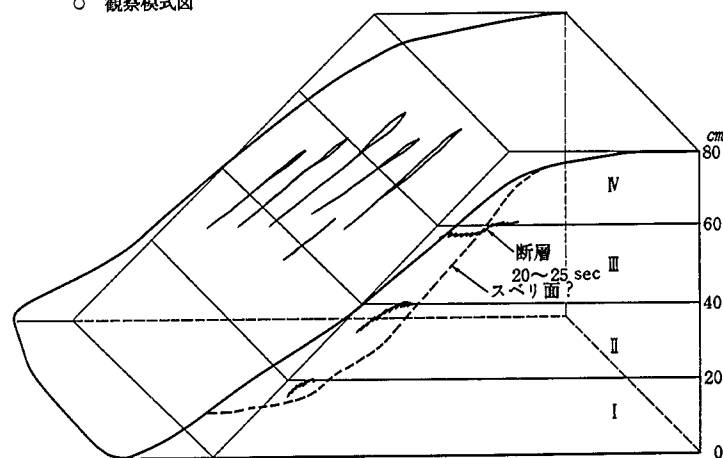


図-3.3(b) 斜面の崩壊状態 (CASE 1 No. 7)

CASE	2
N_0	15
材 料	砂
$\gamma_d (g/cm^3)$	1.521
e_0	0.755
振 動 数 (Hz)	6.0
台 加 速 度 (gal)	296
加 振 速 度 (sec)	153

70cmの界砂の巾が広がる (2~3cm)
滑落は余りなし

○ 観察模式図

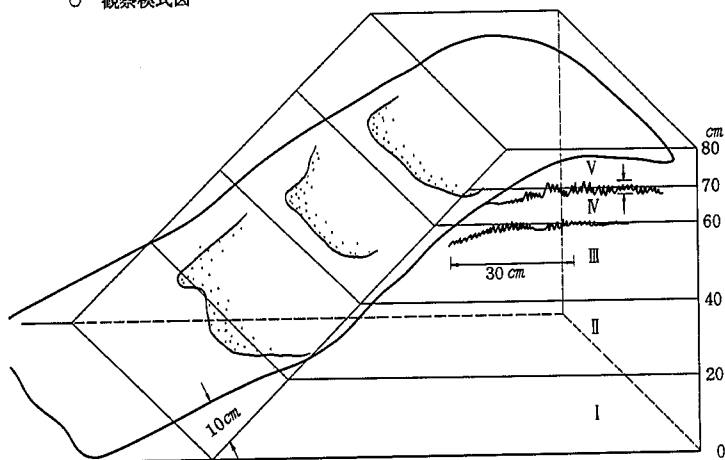


図 - 3. 4 (a) 斜面の崩壊状態 (CASE 2 N_0 15)

CASE	2
N_0	18
材 料	砂
$\gamma_d (g/cm^3)$	1.521
e_0	0.755
振 動 数 (Hz)	6.0
台 加 速 度 (gal)	415
加 振 時 間 (sec)	183

1分20秒で法肩崩壊
60cmの界砂消える

○ 観察模式図

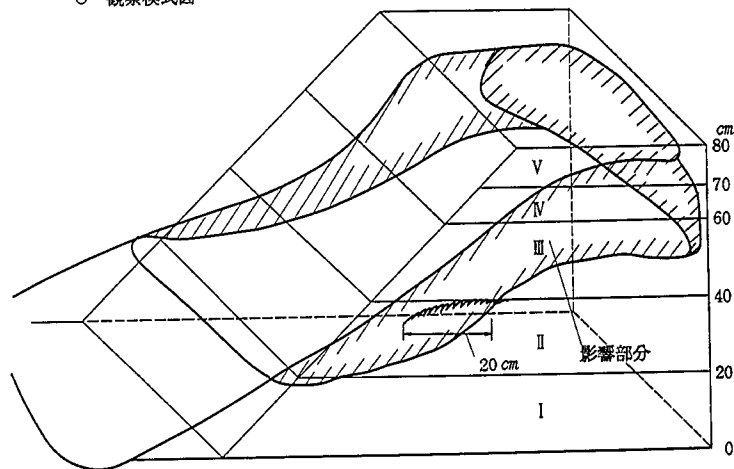


図 - 3. 4 (b) 斜面の崩壊状態 (CASE 2 N_0 18)

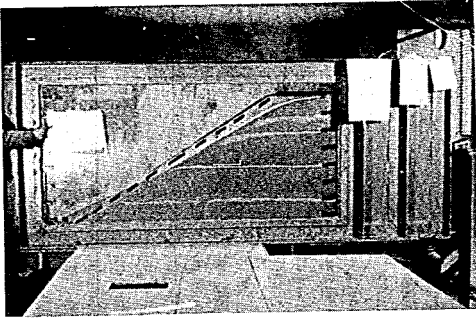


写真-3.1(a)

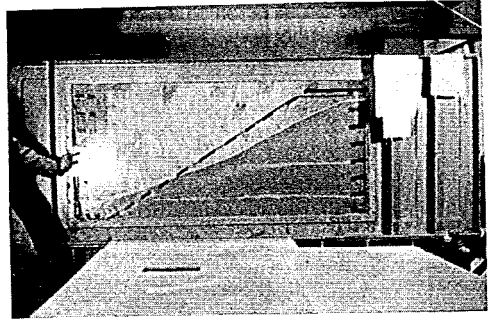


写真-3.1(b)

しい一定値を示す(図3.5(a)(b))が、この過剰間げき水圧と加速度の組合せがある限界を越えると模型加速度が台加速度よりはるかに小さくなることもある(図-3.5(c))。これは、過剰間げき水圧の増加に伴う変形特性の増大と強度の低下(あるいは加速度計を支持する模型のばね定数の低下)に起因するものである。過剰間げき水圧の値の大小の順序は、P-2, 4, 1, 3, 5の順となり、すなわち、天端下方の下部, 上部, 法面の下部, 中央部, 上部の順に間げき水圧が発生しやすいという結果を示した。それぞれの間げき水圧は、各CASEによって異なるが、大体において10~30秒位で最

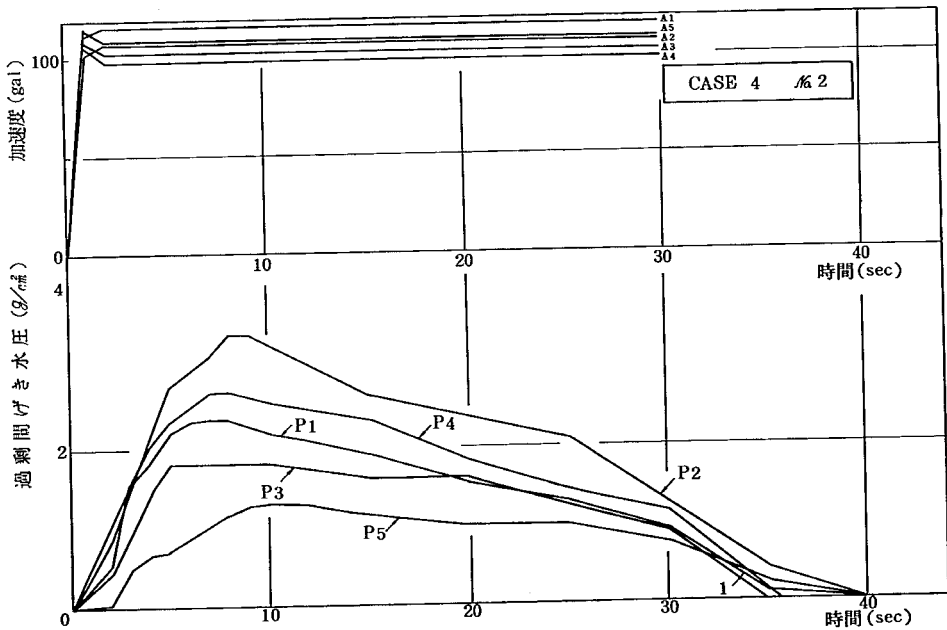


図-3.5(a) 加速度, 間げき水圧の時間経過 (CASE 4 No. 2)

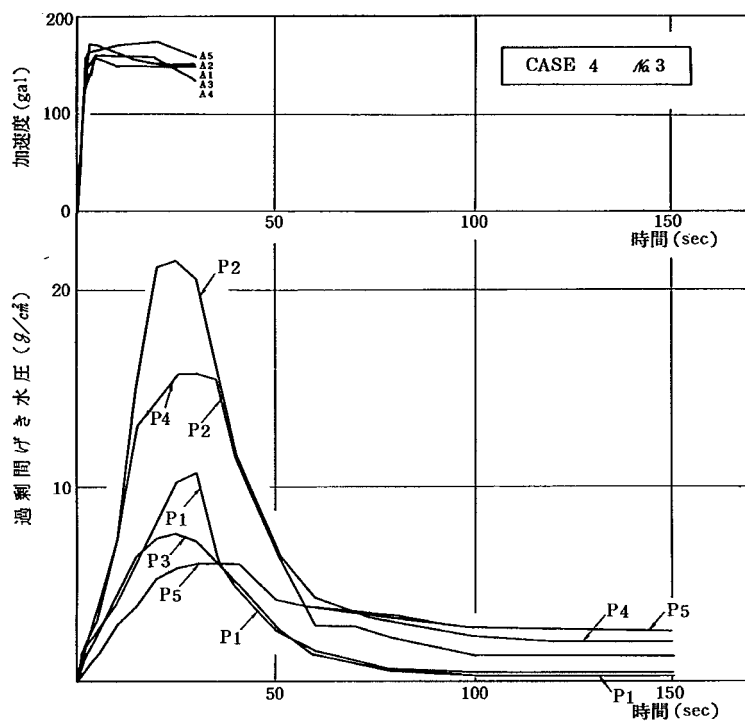


図 - 3. 5 (b) 加速度, 間げき水圧の時間経過 (CASE 4 № 3)

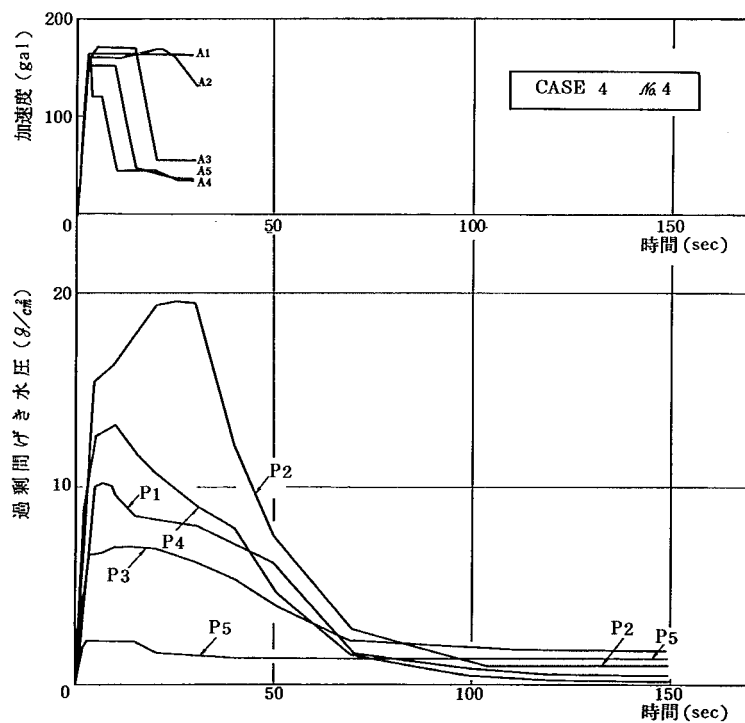


図 - 3. 5 (c) 加速度, 間げき水圧の時間経過 (CASE 4 № 4)

CASE	4
N_0	3
材 料	砂
$rd(g/cm^2)$	1.555
e_0	0.717
振 動 数 (Hz)	2.1
台 加 速 度 (gal)	148
加 振 時 間 (sec)	33

約10sec位で上方より液化化し、50cmラインまで進む。70cmと60cm界砂は薄く広がり(もとの3倍)70cmは8cm、60cmは5cm程度沈下する。砂はくずれ落ち下方に厚さ20cm程度たまる。

○ 観察模式図

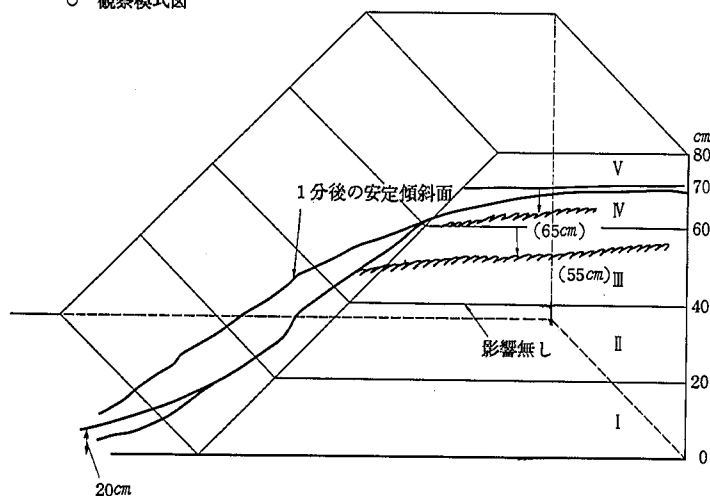


図-3.6(a) 斜面の崩壊状態 (CASE 4 N_0 3)

CASE	4
N_0	4
材 料	砂
$rd(g/cm^2)$	1.555
e_0	0.717
振 動 数 (Hz)	2.1
台 加 速 度 (gal)	162
加 振 時 間 (sec)	33

約5secで崩れ始める
15secで40cm界砂付近まで、液化化する。30sec後20cm界砂も最大5cm沈下する。70cm、60cm界砂は完全に消滅する。

○ 観察模式図

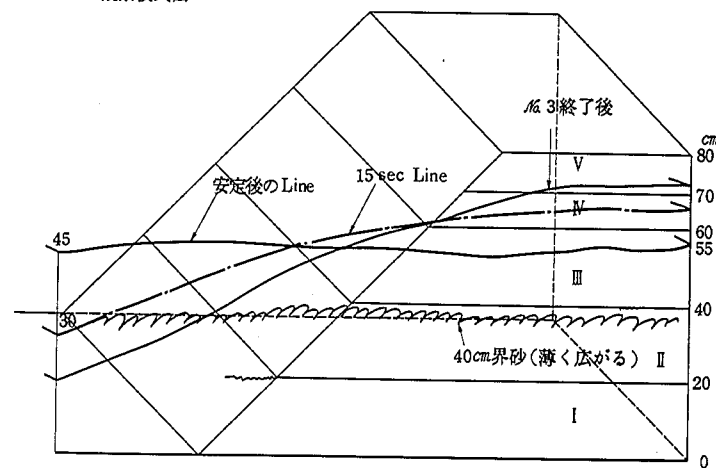
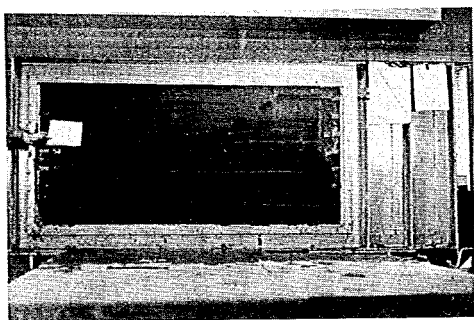
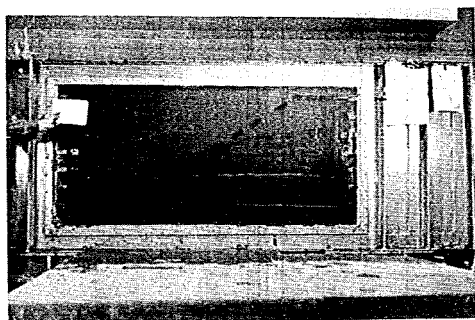


図-3.6(b) 斜面の崩壊状態 (CASE 4 N_0 4)

大値を示し、以後加振が継続していても減少する性状を示す。これは、模型の変形に伴い過剰間げき水圧の発生特性が低下すること、模型が小さいために間げき水圧の逸散があることによる。このような過剰間げき水圧の発生現象は模型の崩壊現象にも大きく影響し、非水浸の場合とは若干異なり、模型の天端部分から流れ落ちるような性状を示した。最終的には水平に近い勾配の法面となったが、斜面の円部は崩壊することはなかった（図－3.6(a)(b)、写真－3.2(a)(b)）。



写真－3.2(a)



写真－3.2(b)

CASE 5：水浸砂，6HZ（表－3.3中CASE № 5－1～5－4）

測定加速度，間げき水圧の挙動は，CASE 4の場合とほぼ同様である（図－3.7(a)～(d)）。間げき水圧の大きさの順序は，CASE 4の場合とは若干異なり，P－4，2，5，3，1の場合とP－2，4，1，3，5の場合とがあり，CASE 4の場合とは又異なった性状を示した。これには，模型の縮固め度等が微妙な影響を示していると思われる。CASE 4の場合と共通することは，天端下の間げき水圧の方が，法面近傍の間げき水圧よりも大きいという点である。この理由については，後述する。崩壊形態もCASE 4とほぼ同様である。

CASE 6：非水浸碎石，2HZ（表－3.3中CASE № 6－1～6－11）

加速度の性状，崩壊の形態はCASE 1～3の非水浸砂の場合と同様であるが，砂よりは若干斜面の安定性が高いようである（図－3.8(a)(b)，写真－3.3(a)(b)）。

CASE 7：非水浸碎石，6HZ（表－3.3中CASE № 7－1～7－13）

加速度の性状，崩壊の形態はCASE 6と同様である。

CASE 8：非水浸碎石，15HZ（表－3.3中CASE № 8－1～8－3）

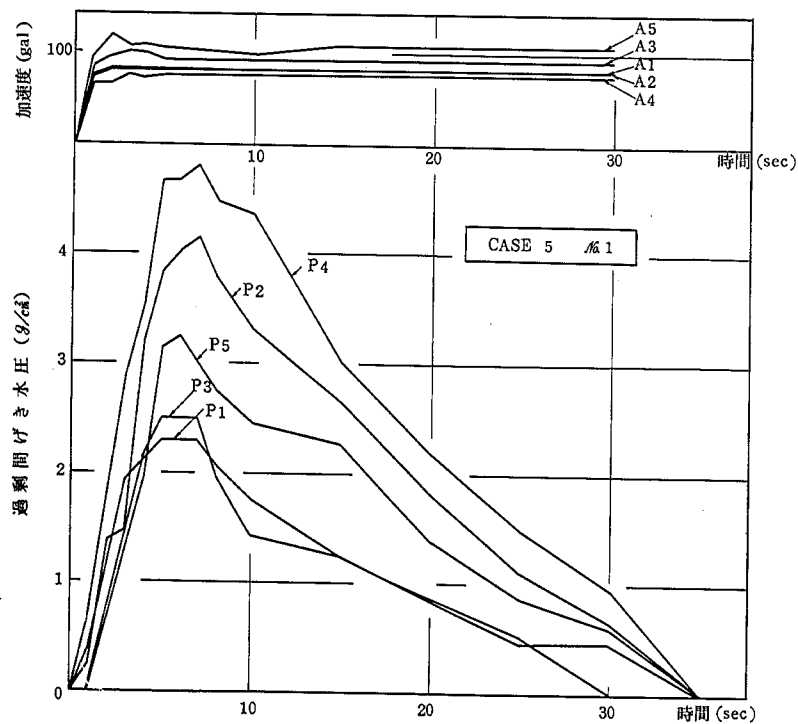
加速度の性状，崩壊の形態はCASE 6と同様である。

CASE 9：水浸碎石，2HZ（表－3.3中CASE № 9－1～9－10）

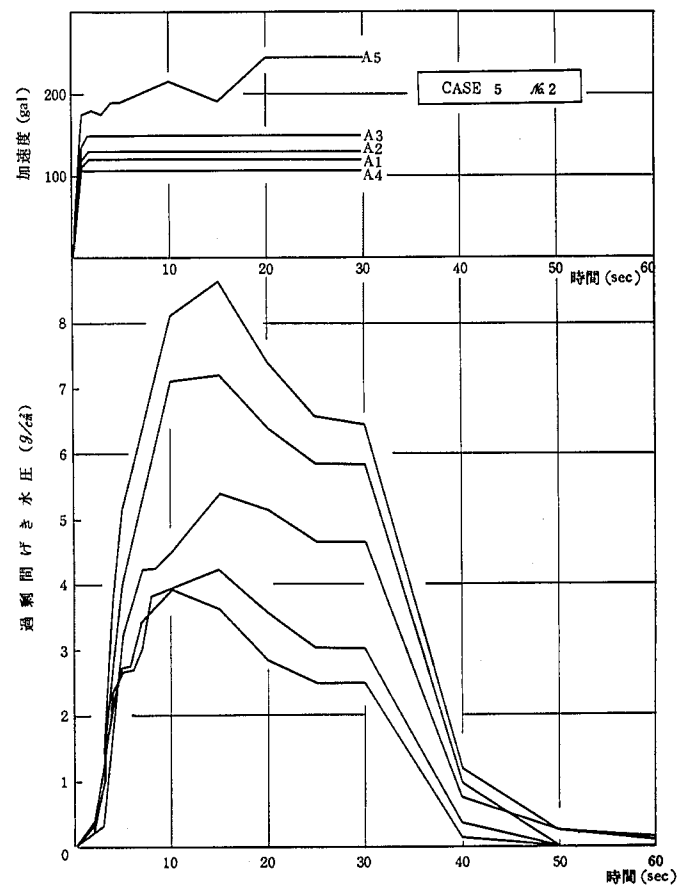
模型内では過剰間げき水圧はほとんど発生せず，測定加速度も安定したものであった。斜面の崩壊形態も非水浸の場合と大きな違いはない（図－3.9，写真－3.4）。

CASE 10：湿潤砂，6HZ（表－3.3中CASE № 10－1～10－7）

模型加速度は安定したものであった。台加速度が400 gal程度以下のCASE № 10－1～10－3で



図－ 3. 7 (a) 加速度，間げき水圧の時間経過



図－ 3. 7 (b) 加速度，間げき水圧の時間経過

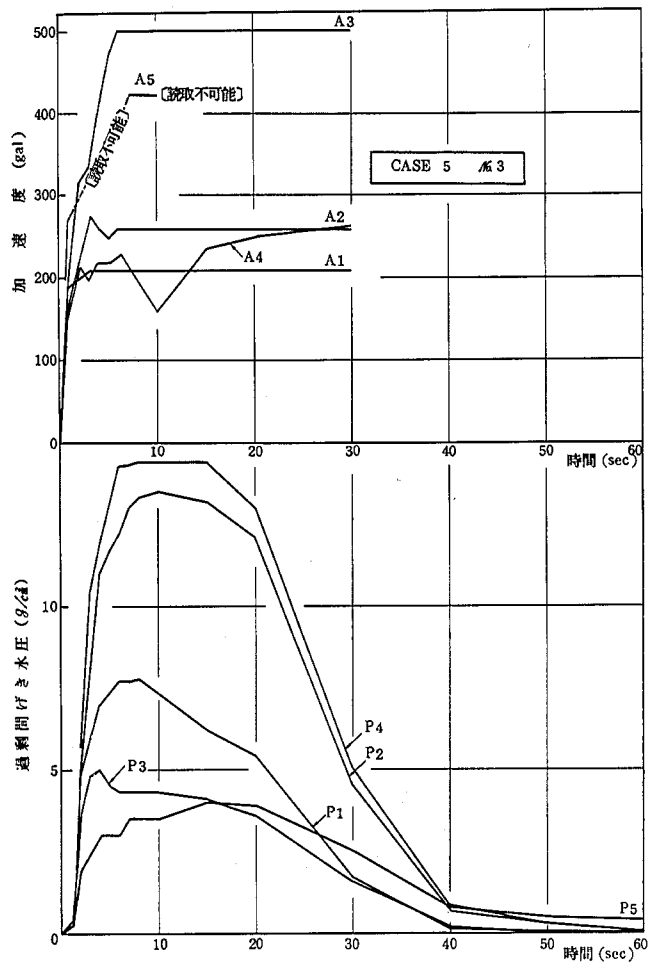


図-3.7(c) 加速度, 間げき水圧の時間経過

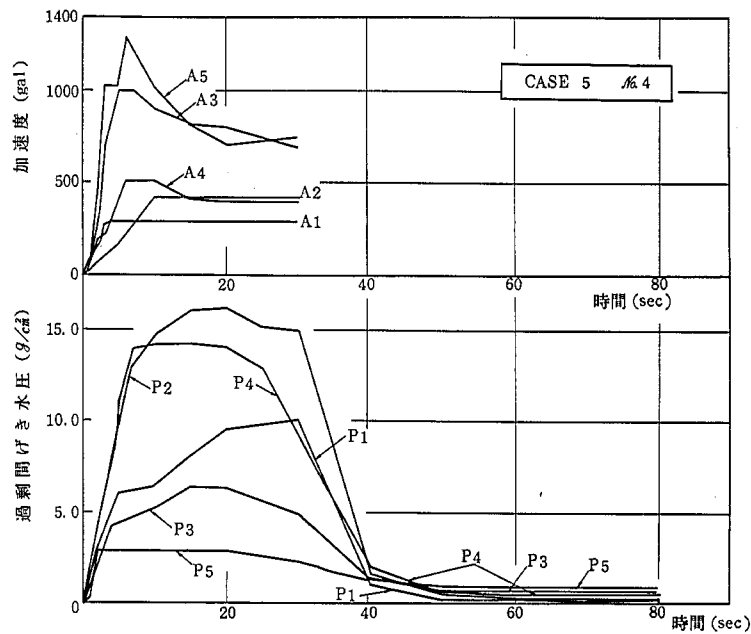
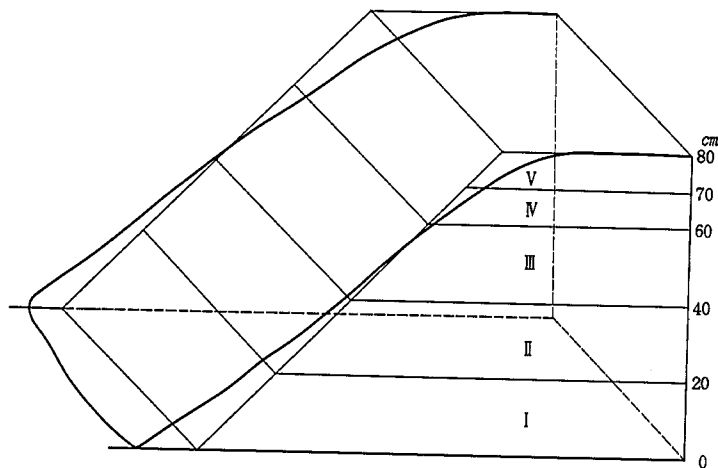


図-3.7(d) 加速度, 間げき水圧の時間経過

CASE	6
No	7
材 料	碎石 6 号
$r_d (g/cm^3)$	1.498
e_0	0.763
振 動 数 (Hz)	2.1
台 加 速 度 (gal)	266
加 振 時 間 (sec)	66

天端，法肩部より崩壊
法面肩40cmより下方の崩れ落ちた碎石
の影響が上部の崩れ方が阻止される。
天頂部の沈下はなく，砂の場合と異なる。

○ 観察模式図

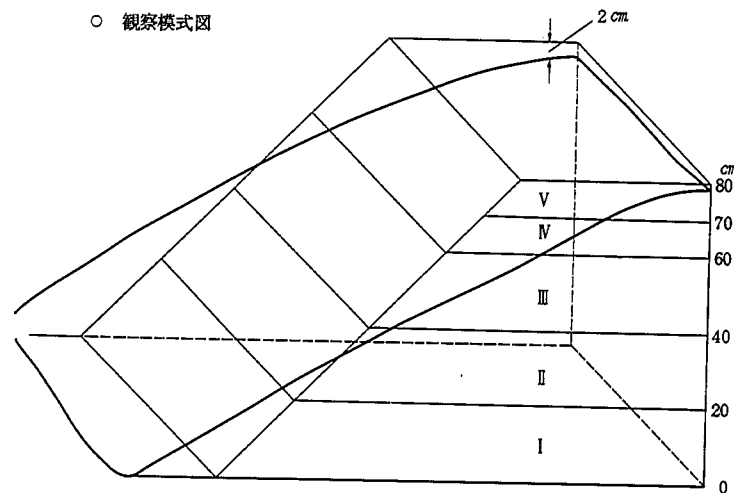


図－3.8(a) 斜面の崩壊状態 (CASE 6 No. 7)

CASE	6
No	11
材 料	碎石 6 号
$r_d (g/cm^3)$	1.498
e_0	0.763
振 動 数 (Hz)	2.1
台 加 速 度 (gal)	306
加 振 時 間 (sec)	96

表層の動揺のみで崩壊に至らない
時々粒子転落
天端沈下 約 2 cm

○ 観察模式図



図－3.8(b) 斜面の崩壊状態 (CASE 6 No. 11)

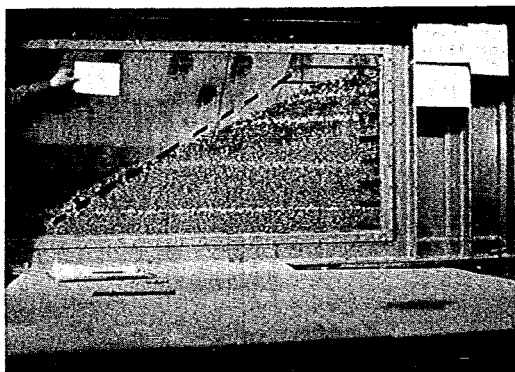


写真 - 3. 3 (a)

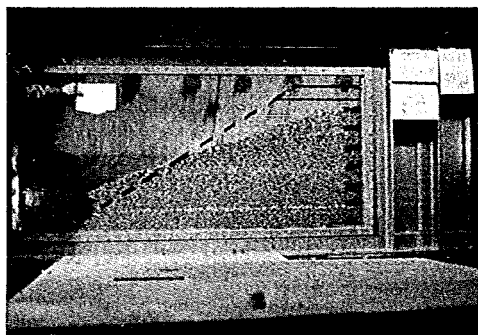


写真 - 3. 3 (b)

CASE	9
№	9
材 料	砕 石
$\gamma_d (g/cm^3)$	1.470
e_0	0.797
振 動 数 (Hz)	6.0
台 加 速 度 (gal)	443
加 振 速 度 (sec)	60

2 ~ 3 sec で間ゲキ水濁る

崩壊認められず

天端沈下

界砂沈下

70 → 5.0 cm

60 → 3.0

40 → 1.0

○ 観察模式図

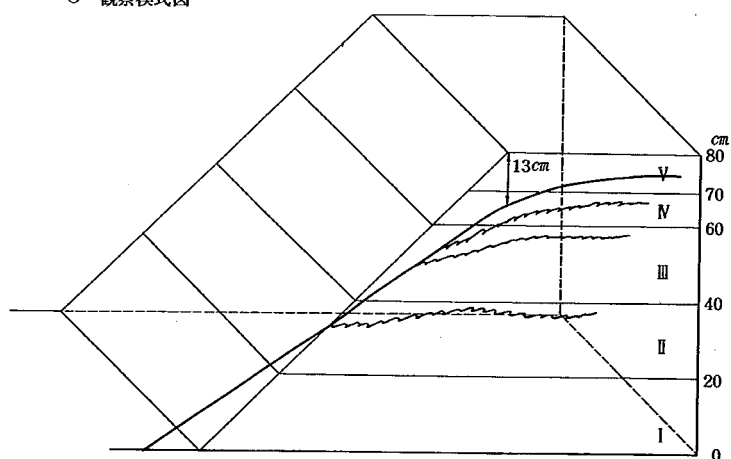


図 - 3. 9 斜面の崩壊状態 (CASE 9 № 9)

CASE	10
No	4
材 料	湿润砂
$r_d (g/cm^3)$	1.543
e_0	0.730
振 動 数 (Hz)	6.0
台 加 速 度 (gal)	462
加 振 時 間 (sec)	31

10 secで天端に亀裂が発生続いて法面中央付近より縦の亀裂が生じ約1cm巾5cm陥没法尻クイックサンド現象キレツ振動とともに開閉する。

○ 観察模式図

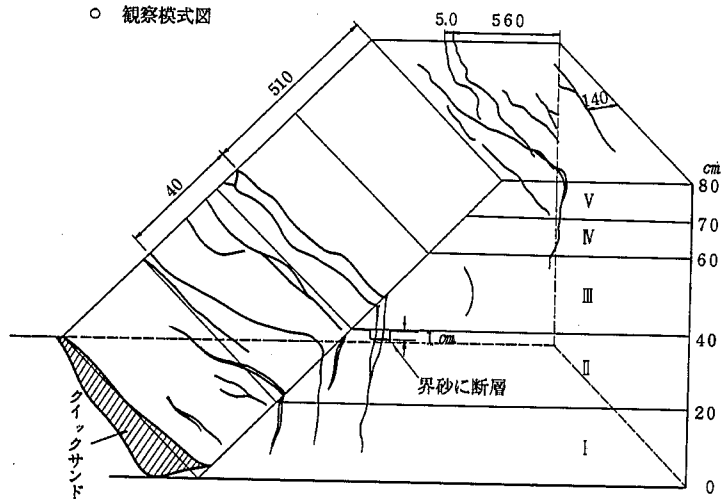


図-3.10(a) 斜面の崩壊状態 (CASE 10 No.4)

CASE	10
No	5
材 料	湿润砂
$r_d (g/cm^3)$	1.543
e_0	0.730
振 動 数 (Hz)	6.0
台 加 速 度 (gal)	480
加 振 時 間 (sec)	61

天端の亀裂が広がり沈下5cm
法尻クイックサンド
全般にあまり変化なし

○ 観察模式図

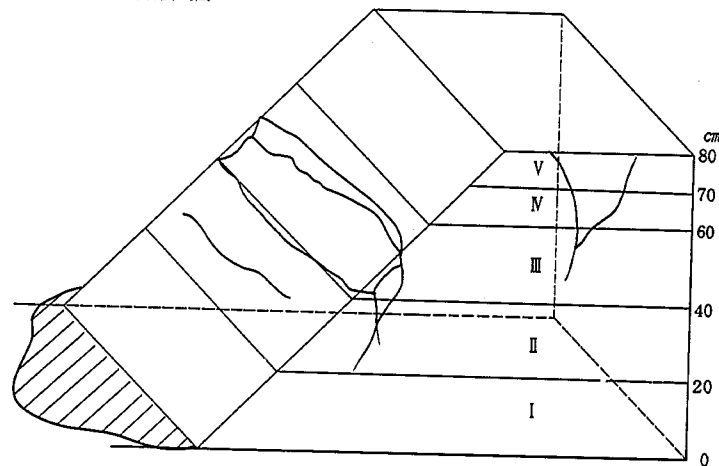
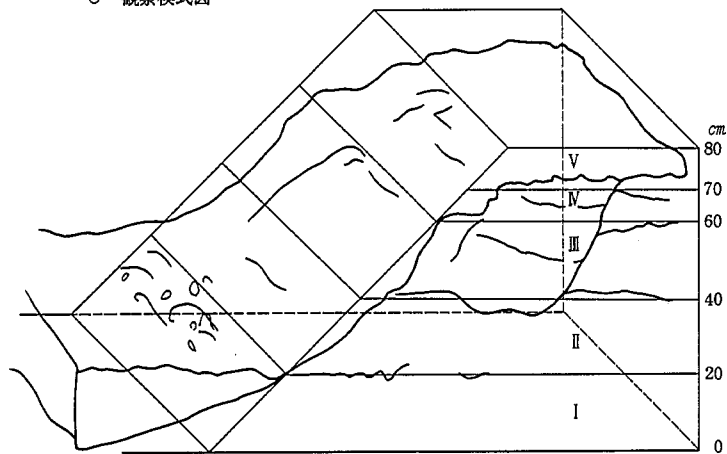


図-3.10(b) 斜面の崩壊状態 (CASE 10 No.5)

CASE	10
No.	6
材 料	湿润砂
$\gamma_d (g/cm^3)$	1.543
e_o	0.730
振 動 数 (Hz)	6.0
台 加 速 度 (gal)	740
加 振 時 間 (sec)	32

15 sec で激しく崩壊する

○ 観察模式図

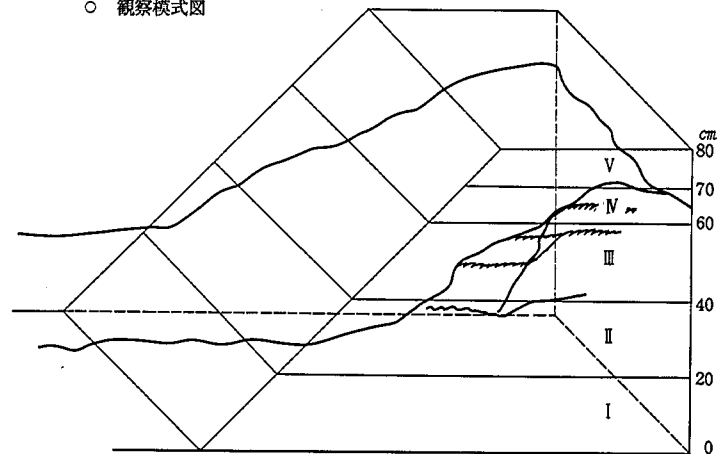


図－3.10 (c) 斜面の崩壊状態 (CASE 10 No. 6)

CASE	10
No.	7
材 料	湿润砂
$\gamma_d (g/cm^3)$	1.543
e_o	0.730
振 動 数 (Hz)	6.0
台 加 速 度 (gal)	705
加 振 時 間 (sec)	61

法面、部分的に崩壊しすぐに落着く
断層やや大きくなる

○ 観察模式図



図－3.10 (d) 斜面の崩壊状態 (CASE 10 No. 7)

は模型に変化は認められず、安定性が高いことを示していた。CASE № 10-4以降では、天端・法面に亀裂が生じた（図-3.10(a)(b)、写真-3.5(a)）。最終的には、斜面内部を通る大きいすべり面が生じた（図-3.10(c)(d)、写真-3.5(b)）。このような現象は、CASE № 1～9には見られなかったことで、湿潤状態では、表層よりも内部に弱層が現われることを意味する。相対的に表層の安定性が高いのは、不飽和による見かけの粘着力のためである。

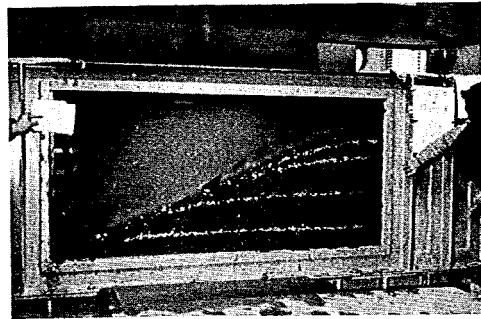


写真-3.4

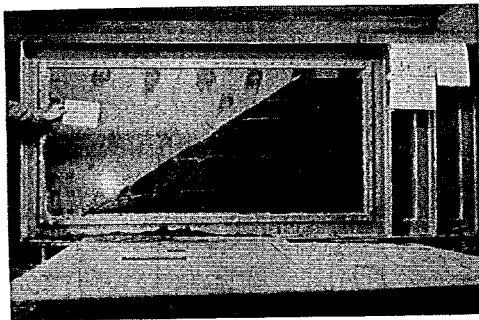


写真-3.5(a)

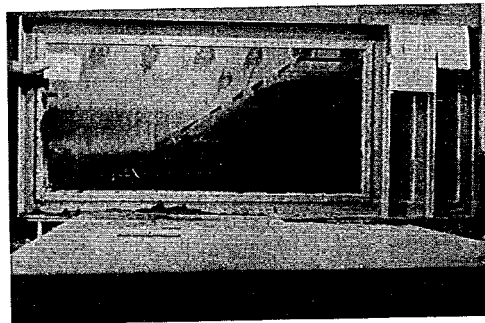


写真-3.5(b)

以上の材料別・水浸条件別の斜面の崩壊形状をまとめると次のようになる。

- ① 非水浸砂，水浸砂（加速度の小さいとき），非水浸碎石，水浸碎石……斜面の上部（特に法肩）及び浅層表面から転落乃至は滑動を始め，斜面内部には変状はほとんど見られない。これは粘着力が小さい粗粒工斜面では表層部が最も不安定であるという既往の論を裏づけるものである。
- ② 水浸砂（加送度の大きいとき）……斜面の上部が液状化に近い状態になり振動によって流動し最終的にはほとんど水平になる。これは，盛土内部に発生する過剰間げき水圧に起因する。
- ③ 湿潤砂……斜面の内部に深いすべり面が生じる。これは，湿潤砂に存在する見かけの粘着力により①とは異なり斜面表層部の安定度が増加し，内部に相対的に弱いゾーンが存在するためである。

(3) 斜面内部の過剰間げき水圧の特性

(2)において，CASE，№ 4，5における過剰間げき水圧の経時変化を述べたが，ここではそれらの場所的な分布の特徴を見るため，過剰間げき水圧の土被り圧に対する割合でもって結果を見直してみる。図-3.11，3.12に過剰間げき水圧の土被りに対する値の時間的経過を示す。これらにより，こ

の最大値の特徴は次のようにいえよう。天端の直下である P-2, 4 においては、最大約 40 %, 法面近傍にある P-1, 3, 5 においては、最大約 30 ~ 35 % となる。この割合は水平地盤では密度・加速度・継続時間等の条件が満されれば 100 % 程度になり、いわゆる液状化現象を示すが、今回の水中斜面では上述したように天端下、法面内ともそのような現象は見られない。この現象はいくつかの観点から説明することができる。水平地盤の場合は、振動によって過剰間げき水圧が発生する過程において側方の変位が拘束されているために、水平方向の全工圧が増加し最終的には等方状態になる (P- 参照, 図-3.3(a)), 一方, 斜面部分ではこのような変位の拘束条件がないために、最大・最小全応力はほぼ一定と見なすことができる。したがって、最大・最小全応力の差に起因するせん断応力が常に存在するために、過剰間げき水圧がある程度まで増加した段階で破壊が生じることになる (図-3.13(b)(c))。すなわち、斜面内部においては過剰間げき水圧は土被り圧までは上昇しえず、完全液状化に至らないで破壊に至る。

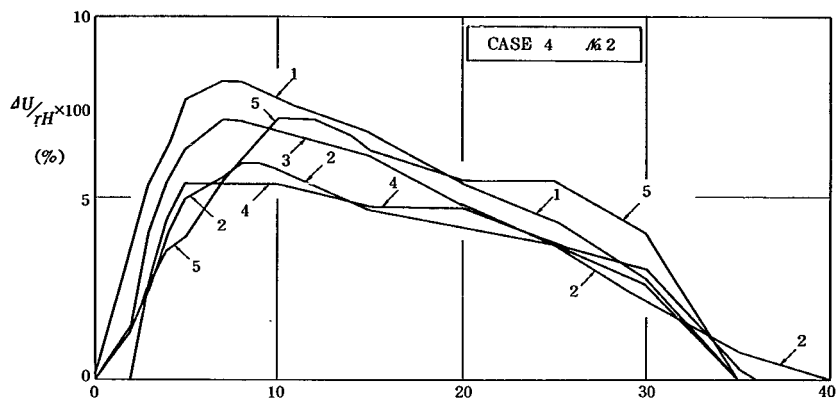


図- 3. 11 (a) 過剰間げき水圧比の時間経過 (CASE 4 № 2)

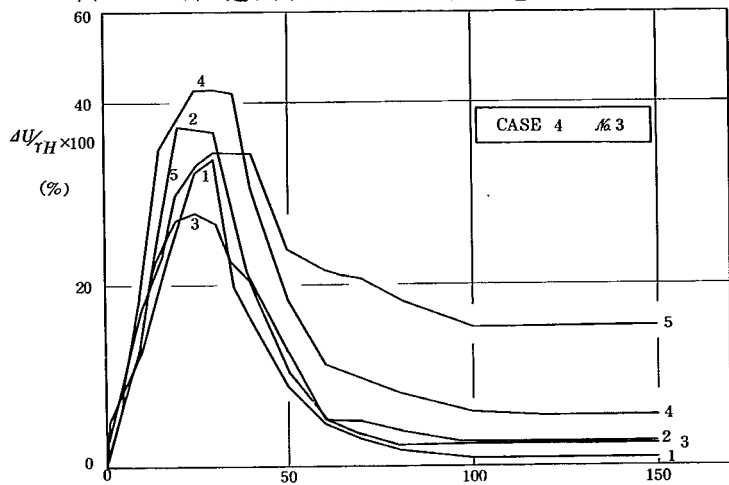


図- 3. 11 (b) 過剰間げき水圧比の時間経過 (CASE 4 № 3)

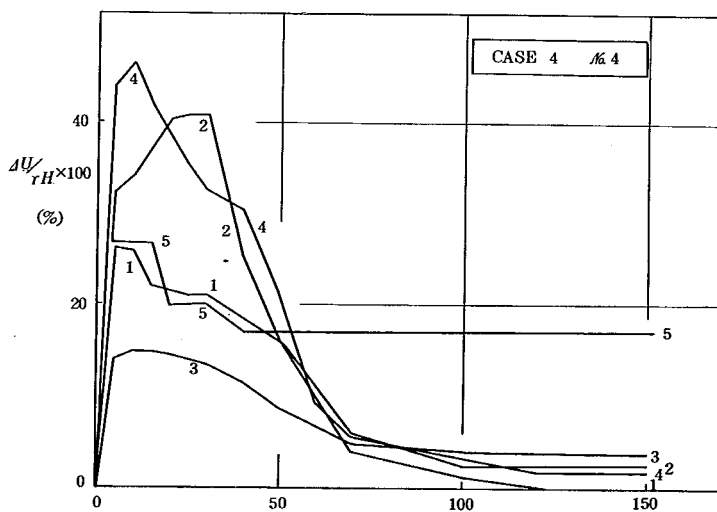
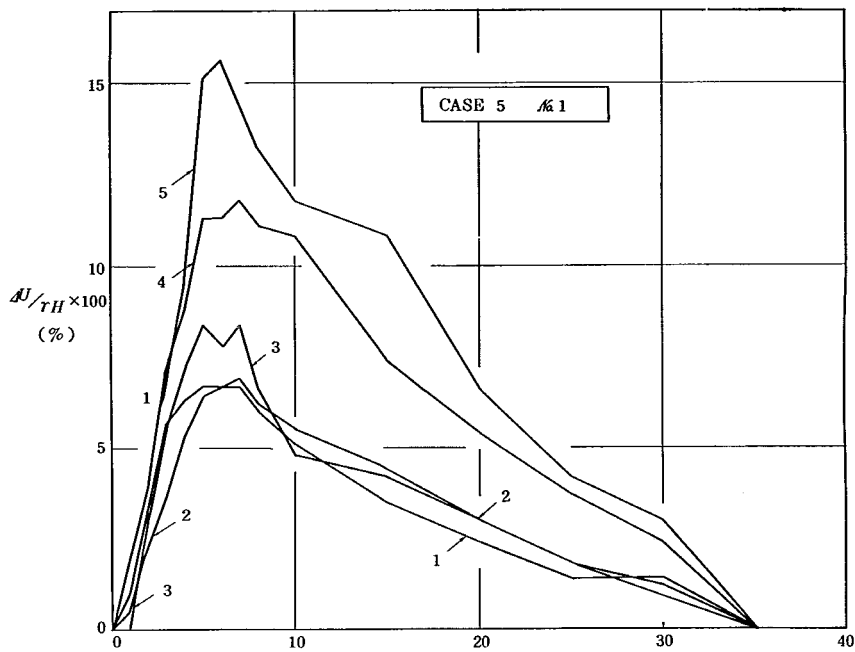
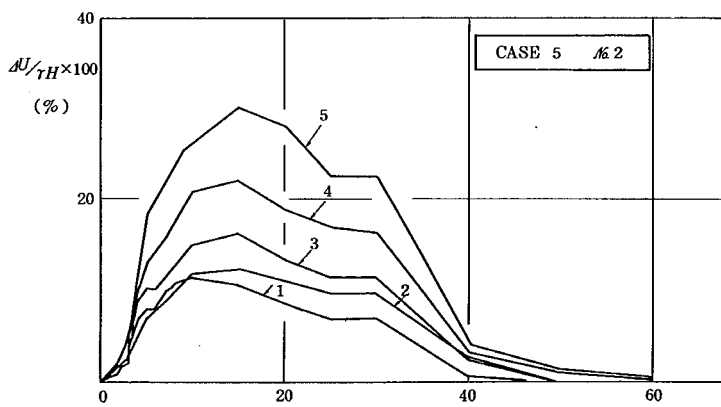


図- 3. 11 (c) 過剰間げき水圧比の時間経過 (CASE 4 № 4)



図－ 3. 12 (a) 過剰間げき水圧比の時間経過 (CASE 5 № 1)



図－ 3. 12 (b) 過剰間げき水圧比の時間経過 (CASE 5 № 2)

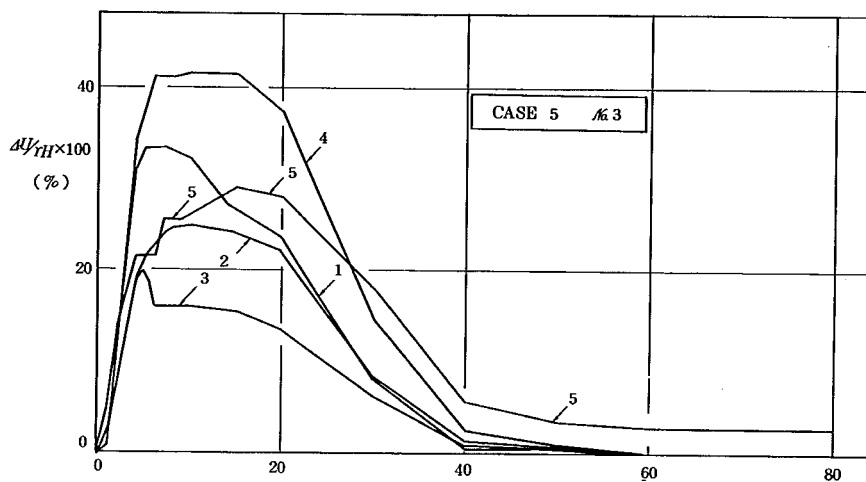


図- 3. 12 (c) 過剰間げき水圧比の時間経過 (CASE 5 № 3)

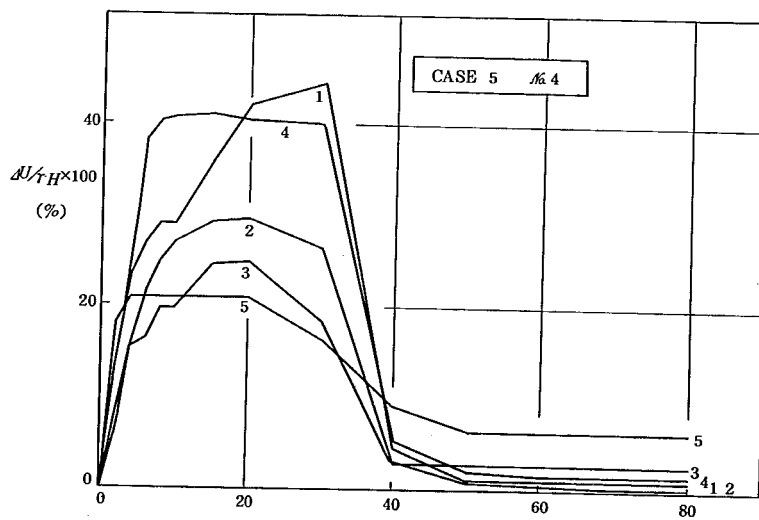
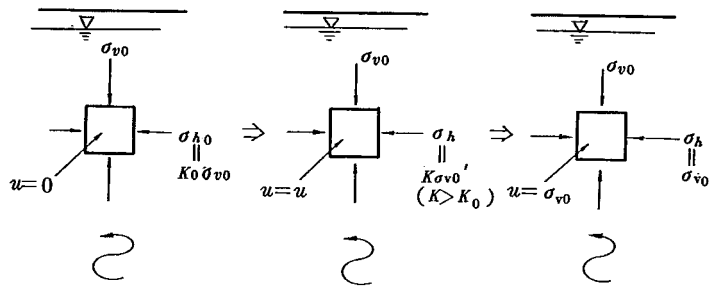
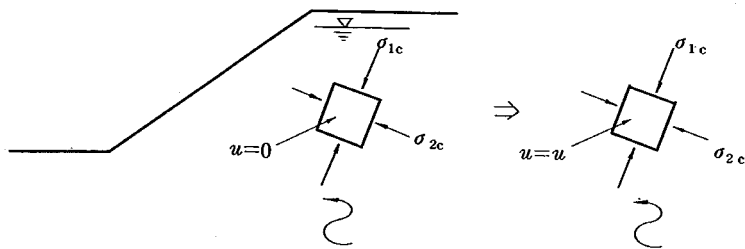


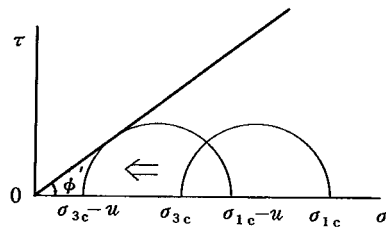
図- 3. 12 (d) 過剰間げき水圧比の時間経過 (CASE 5 № 4)



(a)



(b)



(c)

図-3.13 過剰間げき水圧の発生による地盤円応力状態の変化

4 大型模型振動実験

4-1 実験概要

この実験では、基礎地盤部を有する大型模型針面を山砂によって製作し、地盤部及び斜面部が水浸状態にあるときの振動に対する安定性を調べることを主目的とした。

4-2 実験装置・材料

(1) 振動台

振動台は、科学技術庁国立防災科学技術センターの大型耐震実験装置であり、その概略の仕様は他の資料に述べたので省略する。

(2) 実験土槽及び模型盛土の形状・寸法

実験に用いた土槽は、長さ12 m×高さ5 m×奥行2 mの鉄製土槽で、前面の一部が透明アクリライトになっており盛土の形状・性状が一部見られるようになっている（写真4.1 参照）。模型盛土の形状・寸法は図-4.1に示すような2種（対称盛土、片側盛土）で、模型築造回数は各2回合計4回とした。2種とした最も大きな理由は、斜面こう配を変えた模型を作る上で、本来すべて対称盛土で実験を行ないたかったが、3割というゆるいこう配の場合、ある程度の盛土高の盛土をこの土槽内に対称形で作る事が不可能であったので緩こう配の盛土は片側盛土として作らざるをえなかったという事である。また、実験番号1と2では、斜面被覆材としての碎石の有無という差がある。解析等に対してモデルの単純さという面からは、斜面被覆材がない方が単純であるが、砂質土が水浸している場合には粘着力がほぼ0に近いと想定され、このような場合には斜面の表面に近いほど安全性が低く小加速度で破壊する可能性が高い事と土槽中に生ずる波によって斜面材料が洗掘されたりする恐れがあるという事から、実験1では斜面に碎石（6号5～13mm）を被覆材としておいたものである。実験2では、そのような被覆材の

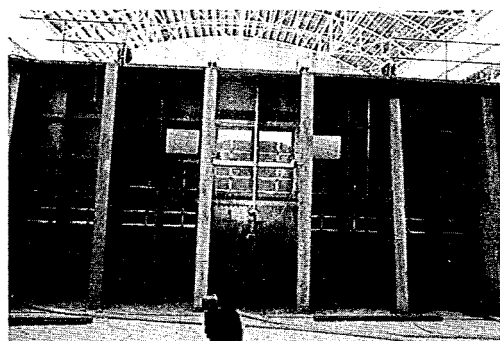
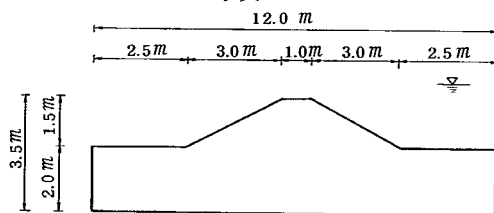
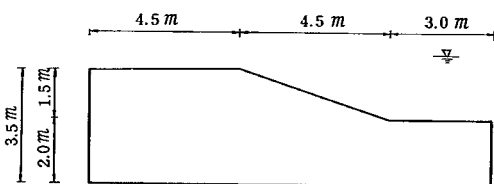


写真 4.1



(a) 第1, 2回



(b) 第3, 4回

図-4.1 模型条件

ない場合を実験1との比較として行なったものである。実験4は実験1～3より盛土の密度を若干緩く築造し密度による差についても調べた。

(3) 盛土材料及び模型盛土の築造方法

模型盛土の盛土材料は、千葉県富津市の浅間山から採取した山砂である。この山砂の物理特性・力学特性を表-4.1に示す。実験時の盛土の水位条件及び加振条件は次項でも述べるが、地山から採取したままの砂を盛土し非水浸状態で加振を行なったものと、深さ4mまで水浸して加振したものがある。(図-4.1参照)盛土は非水浸状態で築造した。盛土時の締固め層厚は締固め後の厚さが30cm程度になるようにした。締固め方法は、第1～3回についてはビブロランマーを用い、第4回は足踏みによった。各層締固め後にコア Cutter 押込みにより、単位体積重量、含水比を測定した。各回非水浸状態での実験が終了した後、土槽底部から徐々に水を供給し地盤部がほぼ水浸した時点で土槽上方からも給水し、最終的には深さ4mまで水浸した。なお、水浸時に斜面部が崩壊しないように斜面表面にベニヤ板を置き保護し所定の水位まで水浸した時点でベニヤ板を撤去して実験を実施した。

表-4.1

Gs	2.711
D10 (mm)	0.180
D60 (mm)	0.370
Uc	2.06
Wopt (%)	15.2
$\gamma_{dmax} (g/cm^3)$	1.671
e_{max}	1.017
e_{min}	0.565
$k (cm/sec)$	7.19×10^{-3} ($e = 0.956$)

(4) 計測項目

実験時の計測項目は、図-4.2、4.3に示したような位置における加速度、間げき水圧、変位が主たるものであるが、土槽前面の透明アクリライトの範囲内の盛土及び地盤部に入れた石灰層により盛土の変形を観察する事も試みた。さらに、特殊な項目として、土槽壁近くでの波圧(動水圧)の測定も行なった。加速度、間げき水圧はデータレコーダにより一旦磁気テープに収め受験後にペン書きレコーダに再生記録させた。実験に用いた主な測定器は表-4.2のとおりである。

表-4.2 測定機器一覧

測定機器	メーカー、型式
加 速 度 計 1 G, 2 G	共和, ひずみゲージ式
間げき水圧計 1 Kg/cm ²	坂田, 差動トランス式
移 動 計 2 cm/1 回転	坂田, 摺動抵抗式

4-3 材料の土質試験結果

盛土材料の一般的な物理特性は既に表-4.1に示した。なお、この材料(山砂)については繰返し⁹⁾三軸試験機により液状化特性等を調べた。この結果については別の資料にまとめたのでここには省略をする。

4-4 振動実験方法・実験条件

4-2で述べたような方法によって製作した模型について、大別して次の3通りの実験を行なった。一つは、自然含水比で製作した模型について比較的小さい一定台加速度の正弦波で振動数を段階的に

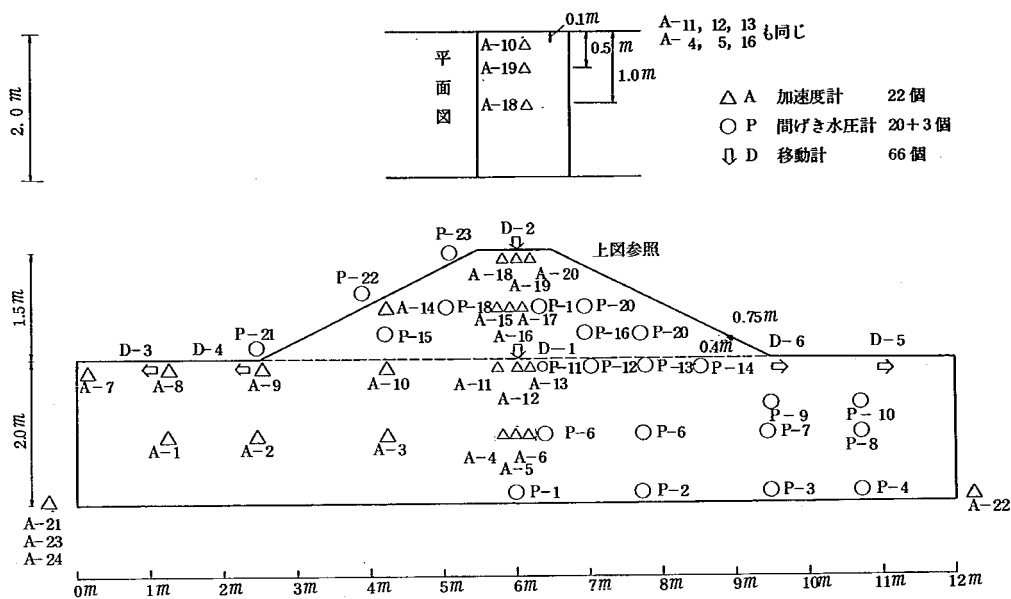


図-4.2 計測器配置

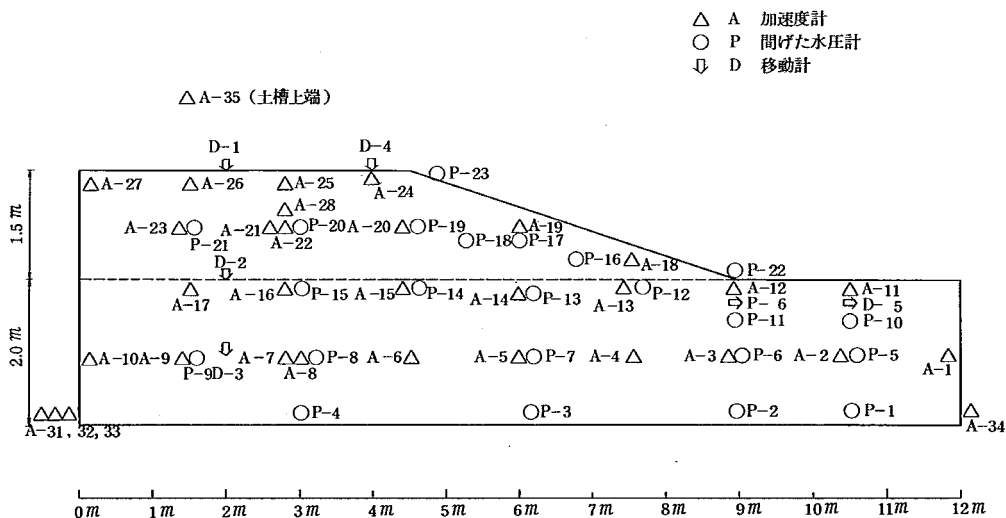


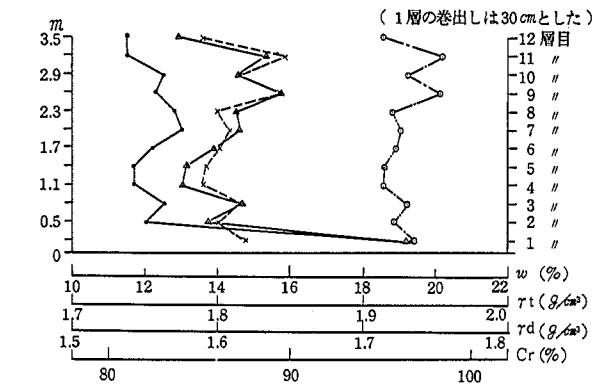
図-4.3 計測器配置

変えて模型の振動数応答特性を調べる実験である（非水浸共振実験と称する）。この実験が終了した模型に、土槽下部から給水し盛土天端まで水浸させた模型に上記と同種の実験を行なった（水浸共振実験と称する）。この後、引続いて、盛土が破壊する可能性のあるような加振法として、一定振動数の正弦波の比較的大きな台加速度で加振をするという実験（水浸破壊実験）を行なった。破壊が軽微な場合には、破壊の程度（過剰間げき水圧の発生の程度）に応じて休止時間をおいた後に、引続いて台加速度を大きくして破壊実験を行なった。表－4.3に実験条件を一覧に示す。それぞれのCASEの相互の関係は大よそ次のとおりである。CASE 1は法勾配2割の対称盛土で法面に碎石の被覆を置いた場合、CASE 2は同じ形状で法面に碎石の被覆を置かない場合、CASE 3, 4は法勾配3割の片側盛土で被覆は置いていない。但し、CASE 4は、密度を小さくするようにした。

表－4.3 実験条件

実験 回次	番号 種類	1	2	3	4	5	6	7	初期間 げき比		
1	A	ス イ ー プ	共 振 実 験	矩形波(変位)	ランダム波				0.744		
			7～13 gal 1～24 HZ								
	B	共 振 実 験	矩 形 波	ランダム波	破 壊 実 験						
		20～42 gal 1～24 HZ			45 gal * 8HZ 20 sec **	113 gal 8HZ 31 sec	265 gal 8HZ 31 sec	307 gal 8HZ 178 sec			
2	A	共 振 実 験		矩 形 波	ランダム波				0.689		
		22～37 gal 1～24 HZ	40～49 gal 1～24 HZ								
	B	共 振 実 験	矩 形 波	ランダム波	破 壊 実 験						
		20～22 gal 1～24 HZ			55 gal 8HZ 30 sec	92 gal 8HZ 29 sec	185 gal 8HZ 31 sec	155 gal 5HZ 32 sec			
3	A	共 振 実 験	共 振 実 験	矩 形 波	ランダム波				0.680		
		16～23 gal 1～24 HZ	22～51 gal 1～24 HZ								
	B	共 振 実 験	矩 形 波	ランダム波	破 壊 実 験						
		21～26 gal 1～24 HZ			132 gal 6HZ 35 sec	210 gal 6HZ 36 sec	313 gal 6HZ 65 sec				
4	A	共 振 実 験	共 振 実 験	矩 形 波	ランダム波				0.755		
		16～23 gal 1～24 HZ	21～48 gal 1～24 HZ								
	B	共 振 実 験	共 振 実 験	矩 形 波	ランダム波	破 壊 実 験					
		8～15 gal 1～24 HZ	16～21 gal 1～24 HZ			151 gal 6HZ 34 sec	350 gal 6HZ 31 sec				

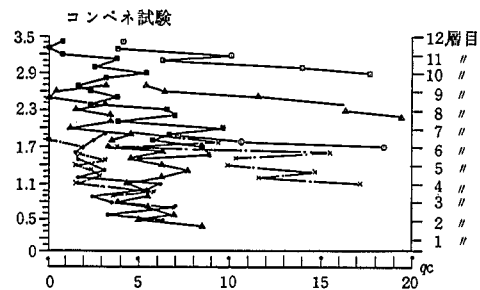
A：非水浸 B：水浸 *：台加速度の定常値 **：全加振時間



凡例

- 含水比 (%)
- ×---× 乾燥密度 (g/cm^3)
- △—△ 湿潤密度 (g/cm^3)
- 締固め度 (%)

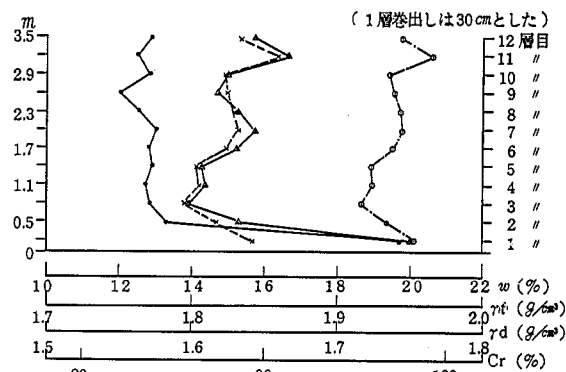
実験前の平均値



凡例

- 含水比 (%)
- ×---× 乾燥密度 (g/cm^3)
- △—△ 湿潤密度 (g/cm^3)
- 締固め度 (%)

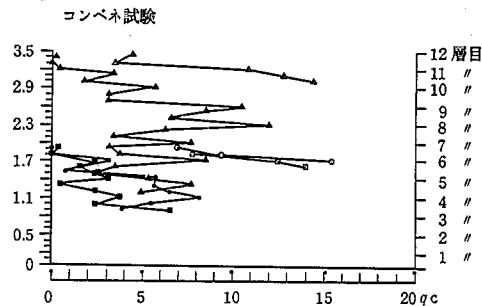
実験前の平均値



凡例

- 含水比 (%)
- ×---× 乾燥密度 (g/cm^3)
- △—△ 湿潤密度 (g/cm^3)
- 締固め度 (%)

実験前の平均値



凡例

- 含水比 (%)
- ×---× 乾燥密度 (g/cm^3)
- △—△ 湿潤密度 (g/cm^3)
- 締固め度 (%)

実験前の平均値

図-4.4 密度・含水比・締固め度・コンペネ測定結果 (第1回)

図-4.5 密度・含水比・締固め度・コンペネ測定結果 (第2回)

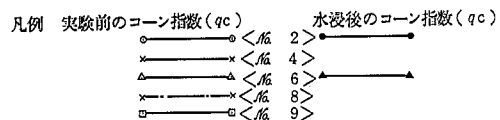


図-4.6 密度・含水比・締固め度・コンペネ測定結果(第3回)

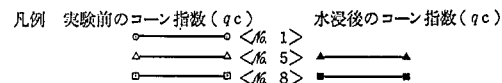


図-4.7 密度・含水比・締固め度・コンペネ測定結果(第4回)

4-5 実験結果

4-5-1 品質管理試験の結果

各実験において模型盛土製作中及び製作後に乾燥密度やコーン指数を測定した。その測定結果を実験 CASE ごとに図-4.4~4.7に示す。これらの結果から見出されることとして、コーン指数のばらつきが大きい。これは、各まき出し層ごとに表層付近の締固め度が高いことを示している。図-4.4~4.7に示した乾燥密度は、各まき出し層の表面から10cm程度の深さまでの平均値を示しているが、その他にまき出し層厚の中間位置で測定したものがあり、これらの相互の関係を図示したものが、図-4.8である。このようにばらつきはあるが、平均的に見て各層について中間部付近の乾燥密度 γ_d (中間) は表面付近の乾燥密度 γ_d (表層) より小さく、 γ_d (中間) = $0.92 \gamma_d$ (表層) + 0.089 なる関係があると見ることができる。この中間部での値は必ずしも全体の平均値を与えるとはできないかもしれないが、表層近くで測定した乾燥密度が模型の平均密度を求めるには過大であることは確かである。

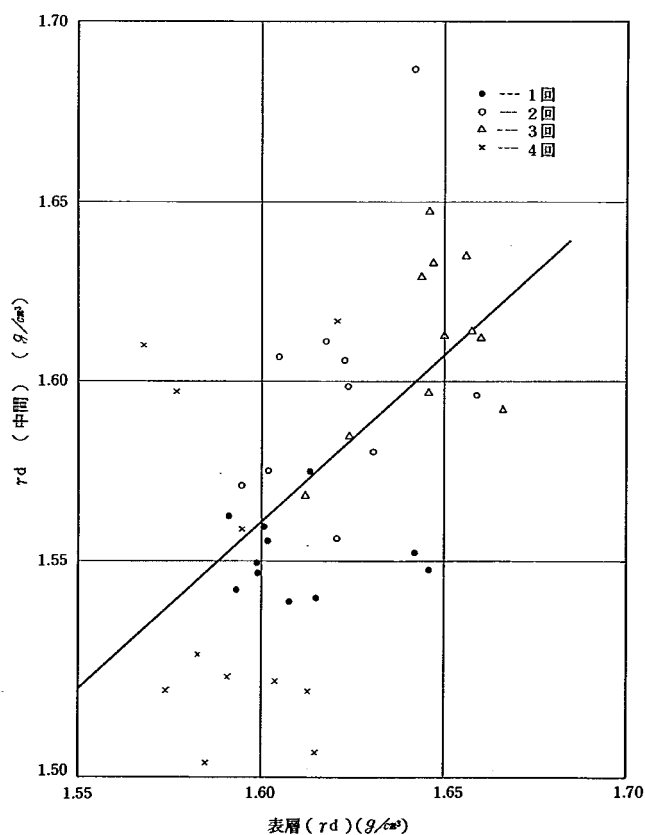


図-4.8 表層乾燥密度と中間層乾燥密度

4-5-2 共振実験結果

共振実験においては、模型加速度の測定結果について原則として振動台加速度に対する応答倍率を整理した。台加速度を表-4.4に一覧にして示す。

(1) 非水浸盛土の場合

CASE 1-A : 表-4.3中のCASE 1-A-2

天端中央を含む鉛直断面における共振曲線の高さ方向の分布を図-4.9に示す。台加速度が約9 galと小さい場合、1次共振時の天端の加速度応答倍率は、台加速度に対して28倍と非常に大きな値を示した。一方、法先地盤部の共振曲線は図-4.10に示したようなもので、天端の共振時と同じ振動数で5.5倍と相対的に小さい。これは、この地盤厚に等しい水平地盤を考えればもっと高い共振振動数を有しており、いわばこの振動数は地盤部の共振点ではなく、地盤及び盛土という連成系がもつ共振点の振動に引きずられたような形になっていることを示している。地盤自体の共振は、図-4.10の最高振動数24 Hz付近から見られ始めているが、この実験装置ではこれ以上の振動数における挙動を調べることは不可能であった。又、図-4.9、4.10において興味深いのは、共振時において同じ地盤高であっても法先部と盛土直下とは5.5倍と8.5倍というように盛土直下の方が大きい倍率を示していることである。すなわち、共振時には、盛土及び地盤において同一地盤高では同じ振動挙動を示すという前提に立つせん断振動とは見なせないということである。さらに、図-4.11には地盤表面高さのすべての測点の共振曲線の一部を示した。これからも上述したことが分る。しかし、この現象の影響図として端壁の存在がどの程度あるかはこの結果からだけでは分らない。次に加振方向に直角方向のいわば奥行方向の壁の影響を示すものとして図-4.12を示す。これに見られるように、壁から50 cm離れた位置では中央部とほとんど同じ動きを示すが、壁から10 cmのところでは、壁の摩擦のために共振時において約1/2程度の倍率を示している。以上は、すべて各点の加速度の台加速度に対する応答倍率を見たものであるが、盛土部が地盤表面に対してどのような応答倍率を示すかを図示したものが、図-4.13である。このような整理をすると共振時に天端の応答倍率は約14~15倍になる。最後に、共振時における各点の振動性状分布を図-4.14に示す。

CASE 2-A : 表-4.3中のCASE 2-A-1, 2-A-2

この場合は、台加速度レベルが異なる2種の共振実験を実施している。図-4.15、16に天端中央を含む鉛直断面の共振曲線を示す。共振点付近のみを見た場合、CASE 2-A-1の場合、台加速度は30 gal弱、CASE 2-A-2の場合、台加速度は45 gal強といった差があり、これに対して、それぞれ共振振動数が19 Hz、17 Hz付近、共振時の天端の応答倍率が25、16とどちらも低下傾向を示す。これは、砂が有する剛性率及び減衰特性のひずみレベル依存特性の一つの現われである。次に、それぞれの共振時における各点の振動性状分布を図-4.17、18に示す。

CASE 3-A : 表-4.3中のCASE 3-A-1, 3-A-2

この場合も台加速度レベルの異なる2種の実験を実施したが、ここではCASE 3-A-1の場合の、法篇から1.5 mの位置での鉛直断面における共振曲線を図-4.19に示す。この共振振動数や応答倍率はCASE 2-A-1と比べて台加速度が若干小さいにもかかわらず小さい。これは、振動数応答特性

表-4.4 共振実験台加速度一覧

CASE HZ	1-A-2	1-B-1	2-A-1	2-A-2	2-B-1	3-A-1	3-A-2	3-B-1	4-A-1	4-A-2	4-B-1	4-B-2
1	8.9	23.9	27.2	41.6	13.0	17.4	35.4	22.7	18.3	36.7	11.5	17.6
2	8.7	27.0	27.6	46.9	22.3	17.9	35.7	22.9	17.8	34.4	11.5	18.9
3	8.9	26.0	27.6	42.5	83.7	18.6	35.6	21.9	17.7	31.2	11.8	18.2
4	9.1	24.7	26.7	44.1	21.7	19.1	34.1	21.8	19.9	37.7	11.2	17.4
5	8.6	23.2	26.6	44.7	22.0	16.3	30.2	22.0	17.0	36.1	10.9	17.9
6	9.1	24.1	27.1	44.7	21.7	17.7	28.9	22.0	16.5	35.8	11.2	17.0
6.5	—	—	—	—	—	17.6	30.4	21.7	18.2	36.3	10.9	17.4
7	8.5	28.8	25.8	42.4	21.8	17.5	34.1	22.4	18.0	36.4	11.0	17.2
7.5	—	—	—	—	—	17.1	35.1	21.9	17.1	37.1	10.5	17.7
8	8.2	42.5	26.2	43.1	21.9	17.3	32.3	20.5	16.7	35.4	11.4	15.4
8.5	—	—	—	—	—	14.4	32.5	22.1	16.6	35.9	12.4	17.9
9	7.9	28.8	26.7	45.2	22.2	15.1	34.8	20.7	16.8	35.3	10.5	17.7
9.5	8.1	—	—	—	—	18.8	35.8	22.3	17.7	36.7	10.3	17.6
10	8.5	22.8	27.7	43.5	21.7	17.9	33.4	21.0	16.6	34.3	10.5	16.3
10.5	8.7	—	—	—	—	18.6	34.2	21.9	17.3	36.8	10.1	17.9
11	8.7	24.0	27.9	46.0	21.8	19.4	34.5	21.4	19.8	37.0	10.5	16.6
11.5	8.4	—	—	—	—	16.5	31.0	21.3	17.7	36.0	9.4	16.8
12	7.7	23.8	29.9	45.3	22.7	17.6	34.7	21.9	19.3	36.3	10.9	16.7
12.5	7.8	24.5	—	—	—	19.7	37.6	20.9	19.8	36.8	9.9	16.6
13	7.8	25.1	27.7	44.2	21.4	15.9	34.5	22.0	18.9	36.5	9.6	15.9
13.5	8.8	25.6	27.8	43.3	23.6	16.2	35.1	23.0	17.4	35.3	10.8	15.3
14	9.3	23.8	27.7	43.8	22.1	16.8	34.3	23.6	17.2	40.4	10.5	16.9
14.5	8.7	23.1	27.4	45.5	21.9	17.7	34.8	21.6	17.3	32.6	10.8	17.0
15	8.8	23.8	26.7	44.7	22.9	17.7	37.0	21.5	17.9	39.9	10.5	17.5
15.5	8.5	24.4	28.7	44.2	22.5	19.3	35.8	20.8	17.5	29.3	10.7	16.5
16	8.8	24.5	28.0	43.6	22.9	17.7	33.3	21.9	19.6	35.4	10.0	17.1
16.5	10.0	24.0	27.8	43.4	23.4	15.5	33.2	21.5	22.8	24.8	12.1	17.2
17	8.3	20.8	27.6	42.2	23.2	15.0	30.3	21.3	20.7	32.2	11.3	17.7
17.5	8.7	21.7	28.7	44.6	21.9	15.9	25.2	23.2	21.6	33.5	10.8	16.6
18	8.9	23.4	23.7	44.6	23.3	16.0	26.3	22.9	20.1	32.8	10.4	16.5
18.5	8.4	22.6	29.5	46.4	23.0	25.9	29.7	22.5	20.4	24.3	10.5	15.3
19	8.1	23.2	24.6	46.0	24.2	18.4	31.8	23.6	20.1	29.8	10.4	16.4
19.5	10.3	24.7	26.9	46.7	22.3	18.2	37.7	21.4	19.1	30.1	10.1	15.5
20	8.9	23.2	26.5	45.6	24.5	18.6	37.9	22.9	18.9	35.2	9.6	15.3
20.5	9.6	23.8	28.4	45.1	22.4	18.2	37.7	21.7	—	37.6	8.6	14.7
21	8.8	23.1	27.5	46.4	22.0	22.4	37.5	22.2	20.2	35.4	9.1	15.4
21.5	9.2	25.0	27.5	45.2	23.0	18.2	37.1	22.8	20.2	36.6	9.8	15.8
22	9.3	24.4	24.3	45.7	22.6	17.1	38.6	21.9	18.8	39.5	9.0	15.5
22.5	8.9	24.0	26.2	45.1	23.5	18.8	36.5	22.1	20.2	39.0	9.5	16.4
23	9.9	23.4	26.9	45.4	22.5	19.4	35.8	22.8	21.6	39.4	9.8	15.2
23.5	9.1	24.4	26.6	47.9	24.2	18.9	35.9	32.2	20.3	39.5	9.7	16.1
24	9.4	24.2	26.2	46.2	22.8	19.8	35.9	22.1	20.1	37.6	9.9	16.3

単位: gal

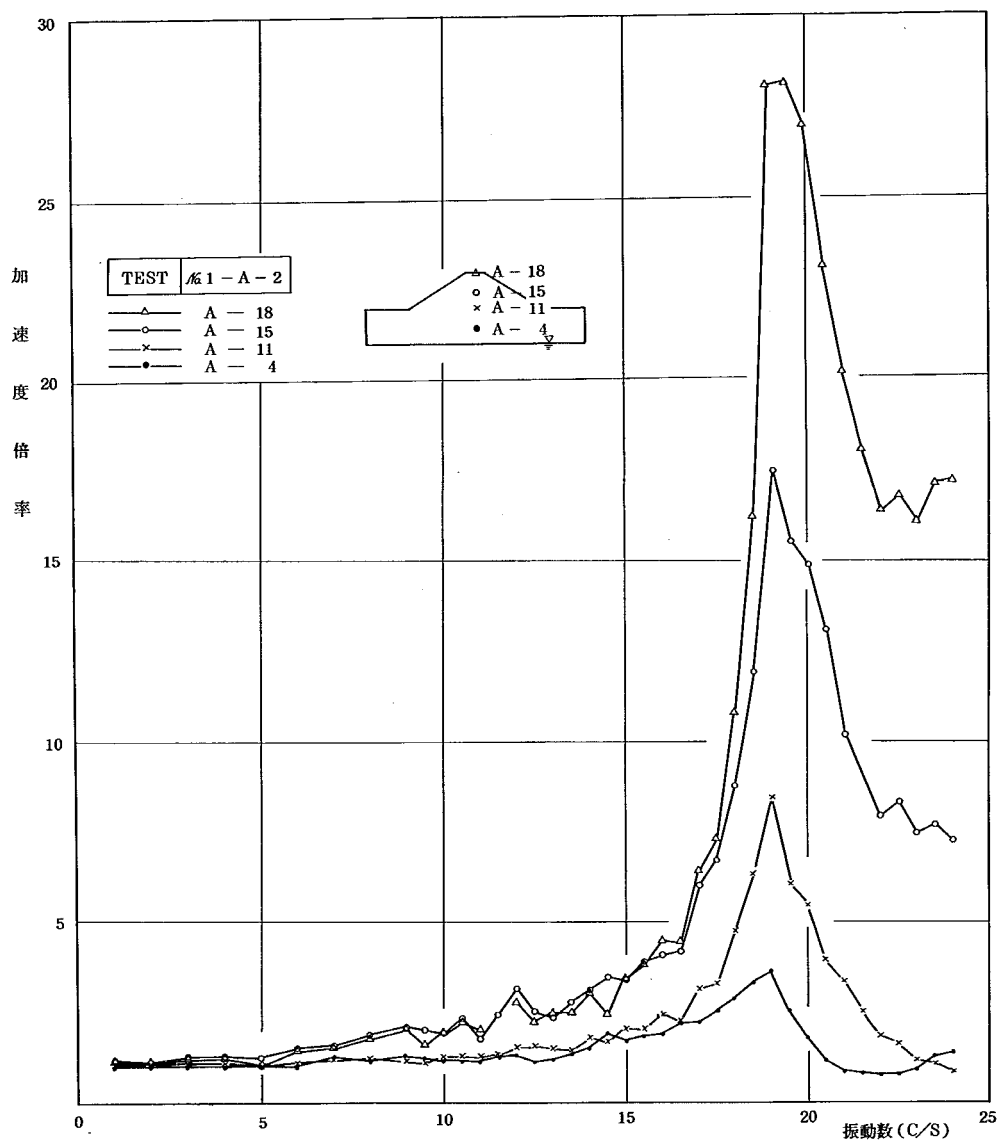


図- 4.9 共振曲線 (1 - A - 2)

に及ぼす法勾配の影響又は形状の影響と見る事ができる。

CASE 4 - A : 表 - 4.2 中の CASE 4 - A - 1, 4 - A - 2

この場合の特徴は、以上に述べてきたものとほぼ同様であるので省略する。

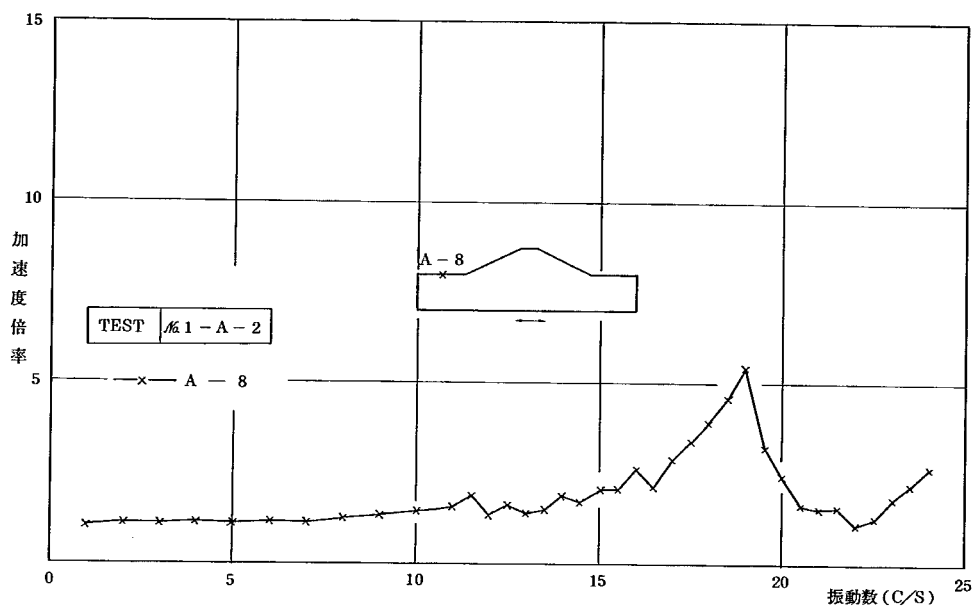


図 - 4.10 共振曲線 (1 - A - 2)

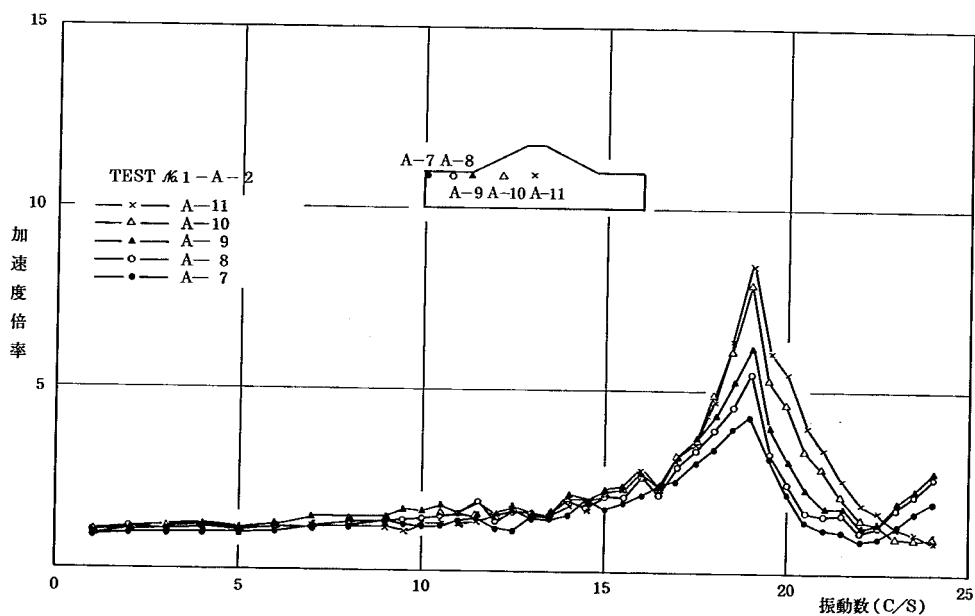


図 - 4.11 共振曲線 (1 - A - 2)

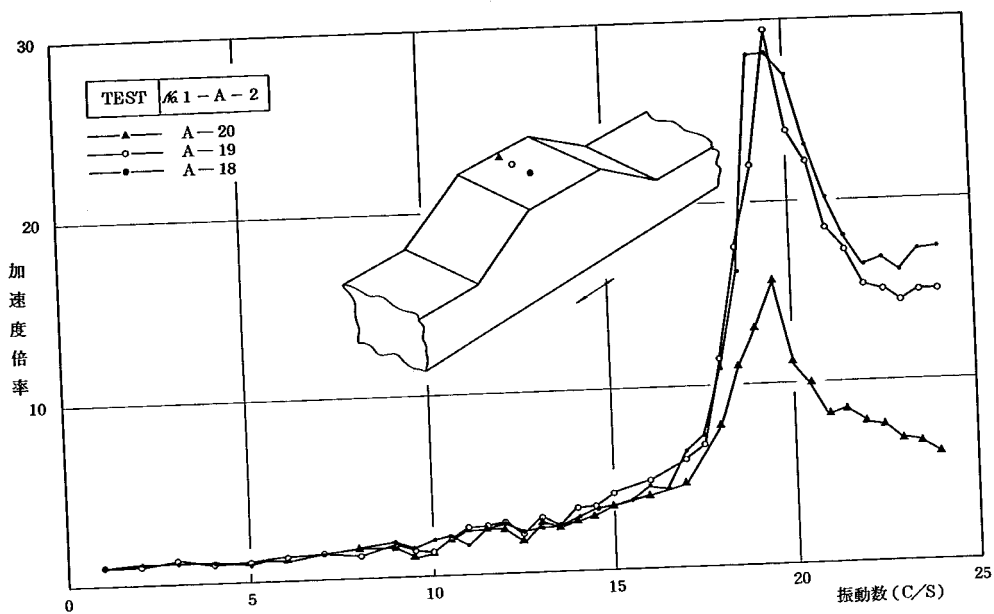


圖-4.12 共振曲線 (1 - A - 2)

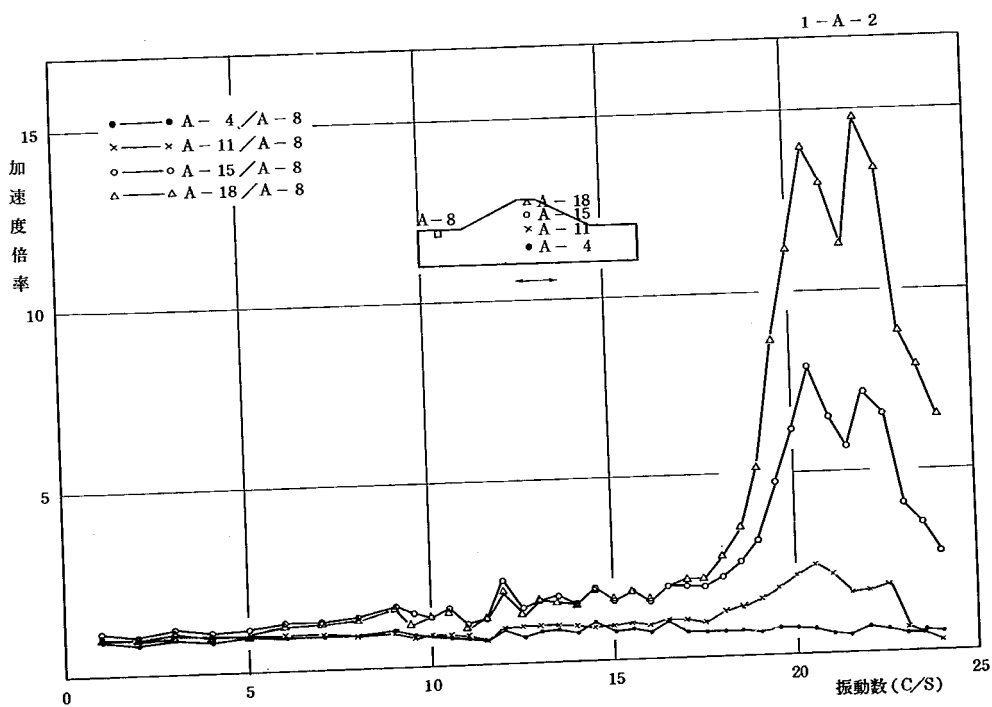


圖-4.13 共振曲線 (1 - A - 2)

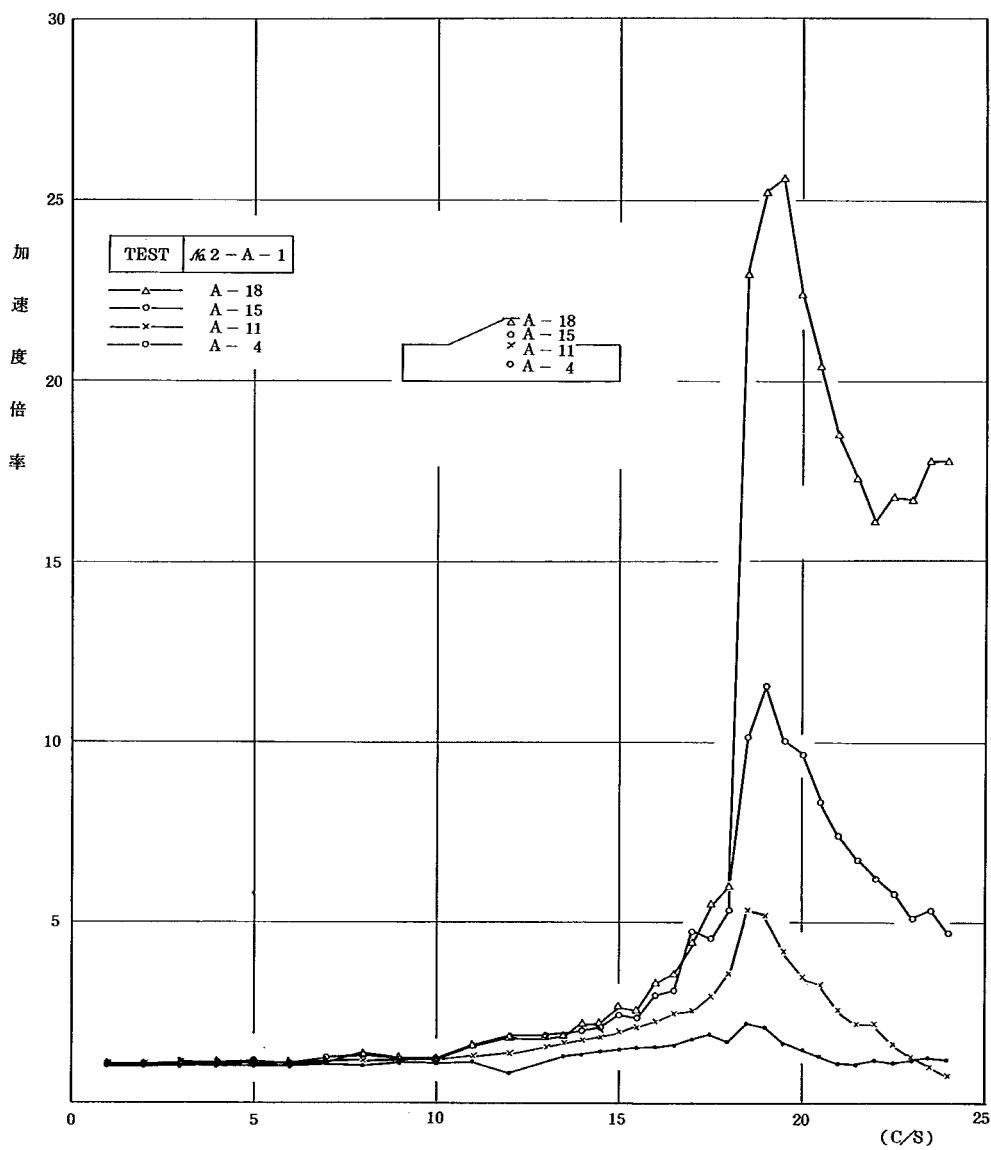


图-4.15 共振曲线 (2-A-1)

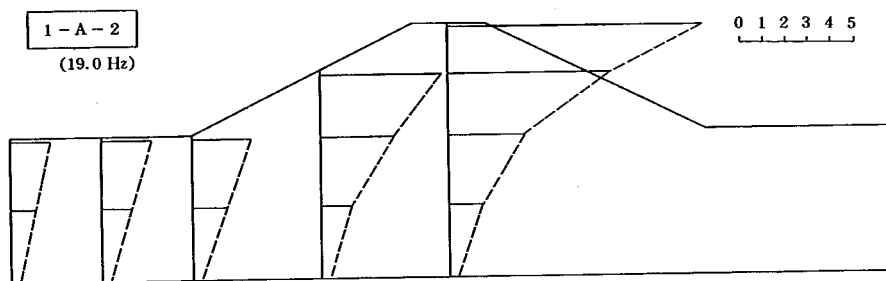


图-4.14 共振時加速度応答倍率 (1-A-2, 19 HZ)

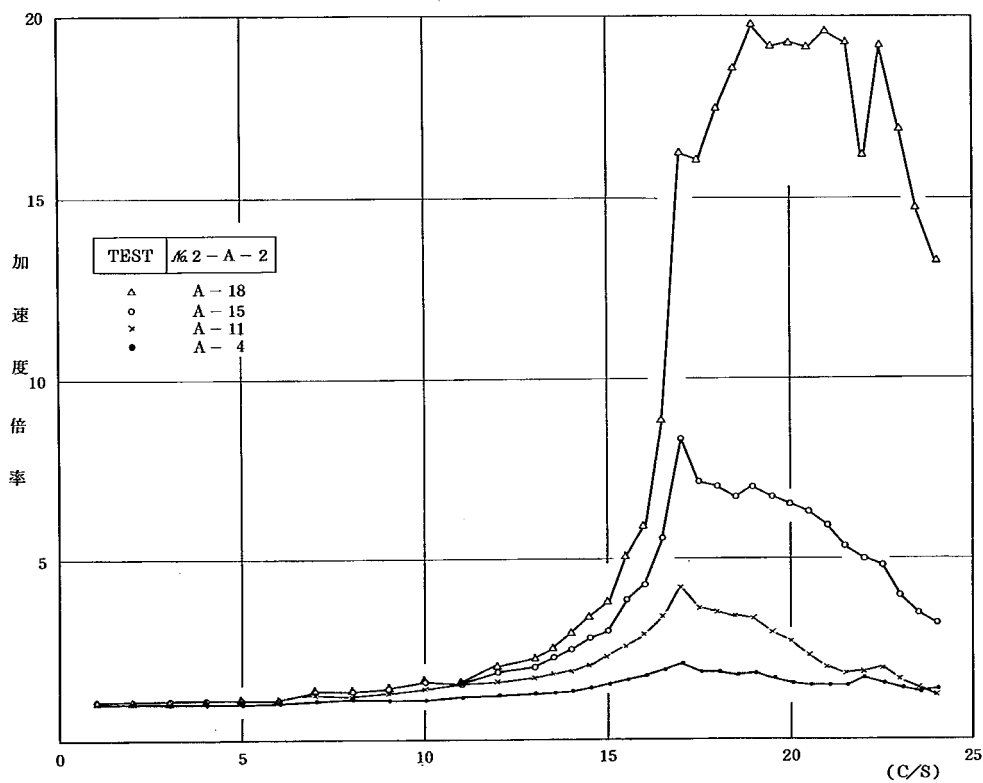


图-4.16 共振曲線 (2-A-2)

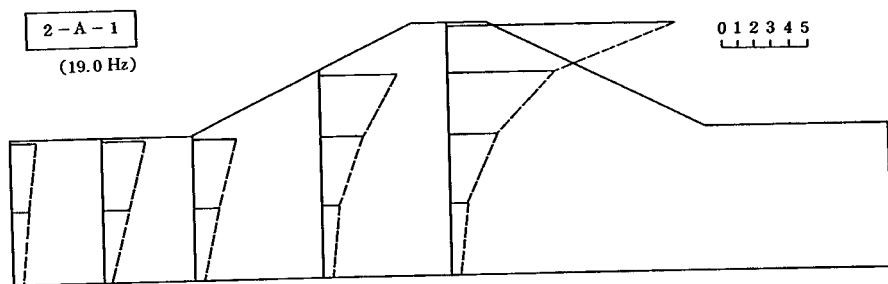


圖 - 4.17 共振時加速度応答分布 (2 - A - 1 , 19 HZ)

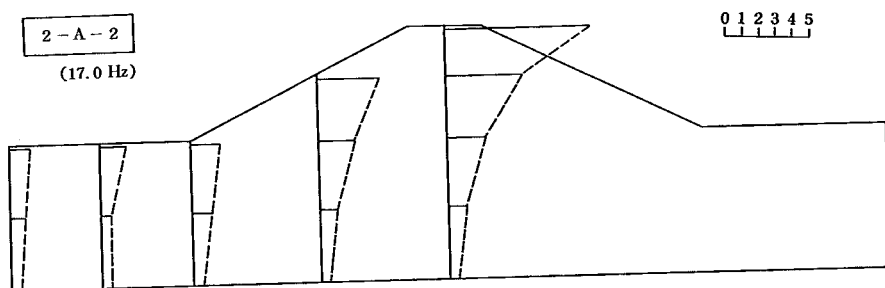


圖 - 4.18 共振時加速度応答分布 (2 - A - 2 , 17 HZ)

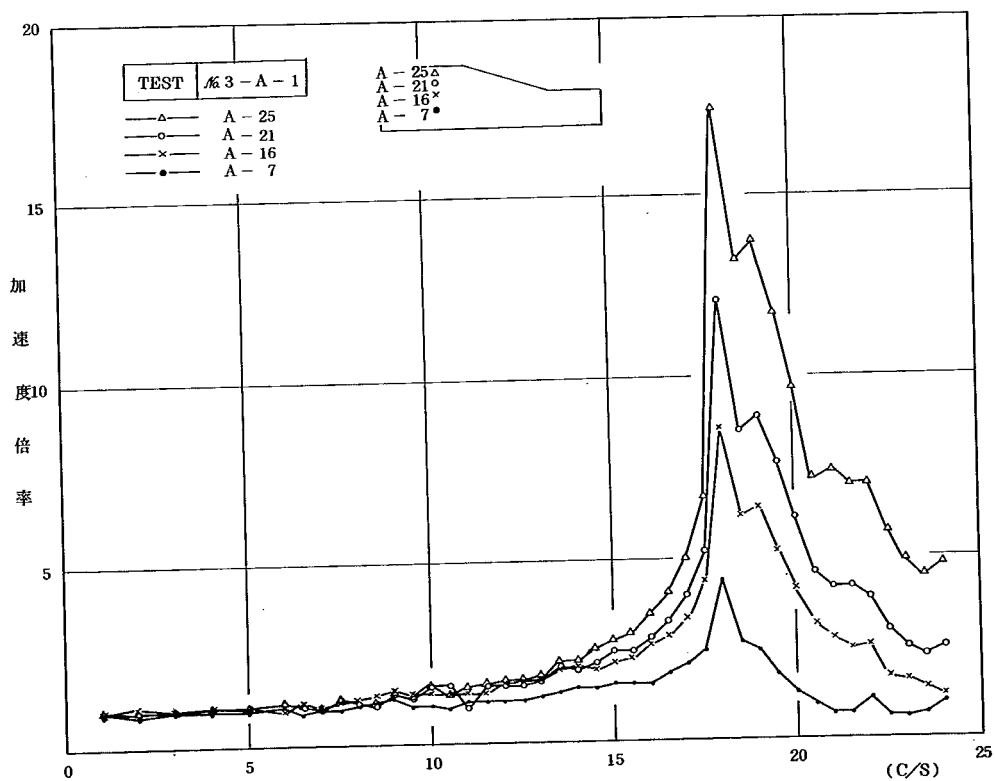


圖 - 4.19 共振曲線 (3 - A - 1)

(2) 水浸盛土の場合

CASE 1-B: 表-4.2 中 CASE 1-B-1

この場合の共振曲線は図-4.20に示すようなものであり、共振点の特徴は明らかに見出しにくい。ただし、共振点がどの位置であれ、応答倍率は空中にあるときより小さいと思われる。

CASE 2-B: 表-4.2 中 CASE 2-B-1

CASE 1-B の場合と同じく明確な共振点の特徴を与えないので図は省略する。

CASE 3-B: 表-4.2 中 CASE 3-B-1

この場合の共振曲線を図-4.21に示す。この場合は、図-4.20よりは共振曲線としての特徴が見出されるように思われる。この形から推察して、水の存在によって、盛土の減衰は増加し、応答倍率は低下する。盛土の振動減衰に及ぼす水の効果は、拘束圧の低下に基づく内部減衰の増加効果と斜面表面に付加する質量としての効果とがあると思われるが、両者を区別することは現状では困難である。

CASE 4-B: 表-4.2 中 CASE 4-B-1, 4-B-2

図-4.22に共振曲線の1例を示す。この場合には、図-4.21よりさらに共振曲線としての特徴が顕著であり、応答倍率がかなり大きいことに気づく。これには、この場合の盛土の密度が小さく剛性が小さいことが関連していると思われる。

CASE 3-B, 4-B の場合に、相対的に盛土の共振特性が CASE 1-B, 2-B の場合より見やすい原因として、盛土周辺の水の量の多少と盛土形状の影響が考えられる。対称形盛土で両側貯水である CASE 1-B, 2-B の場合は、土槽端壁による貯水の強制加振に対して（これは現実の水中盛土の場合と大きく異なる点である）、影響されやすいと思われる。

4-5-3 破壊実験結果

(1) 破壊実験結果の概要

まず、破壊実験全体における破壊の程度の概略を把握するために、各 CASE における天端沈下量の時間変化を図-4.23～26に示す。これにより、破壊変形の生じたものは、CASE 1-B-6, 1-B-7, 2-B-6, 2-B-7, 3-B-6, 4-B-5, 4-B-6 である。すなわち、大よそ 150 gal 以上の場合に模型斜面は破壊したと見ることができる。以下、小型実験の場合と同様に、模型加速度、間げき水圧の性状、変形状を述べる。

(2) 模型加速度の性状

加速度の性状は、間げき水圧とも関連して複雑な挙動を示すことが多いので、ポイントをしばっていくつかの結果を述べる。

(1) 加速度分布

過剰間げき水圧が比較的小さい場合には、模型加速度は台加速度とほぼ対応した変化をしていると思われる。この場合に限って（すなわち、上述した破壊 CASE を除いてといつてよい）、加速度分布を図示したものが図-4.27～4.29である。この場合の天端での応答倍率は、約 1.6～2.1 程度である。

(2) 加速度の乱れ

台加速度が大きく破壊を生じたような場合には、模型加速度、特に浅いところでの値が台加速度が

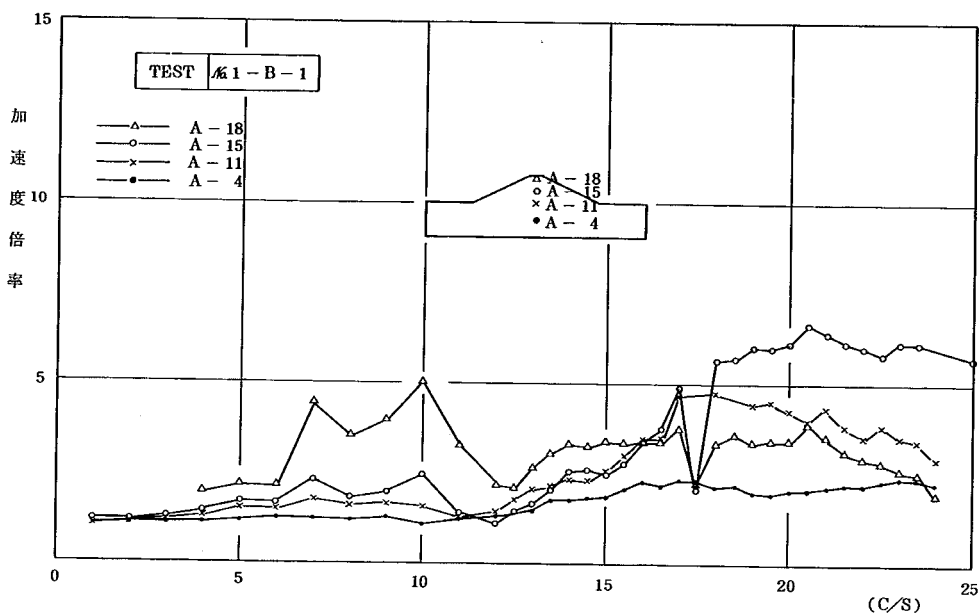


图-4.20 共振曲线 (1-B-1)

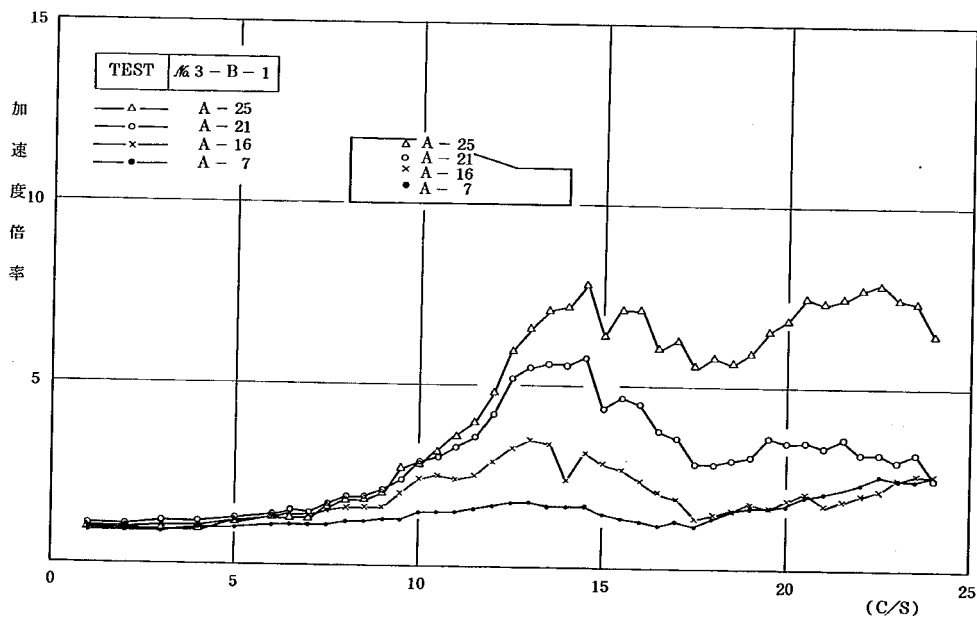


图-4.21 共振曲线 (3-B-1)

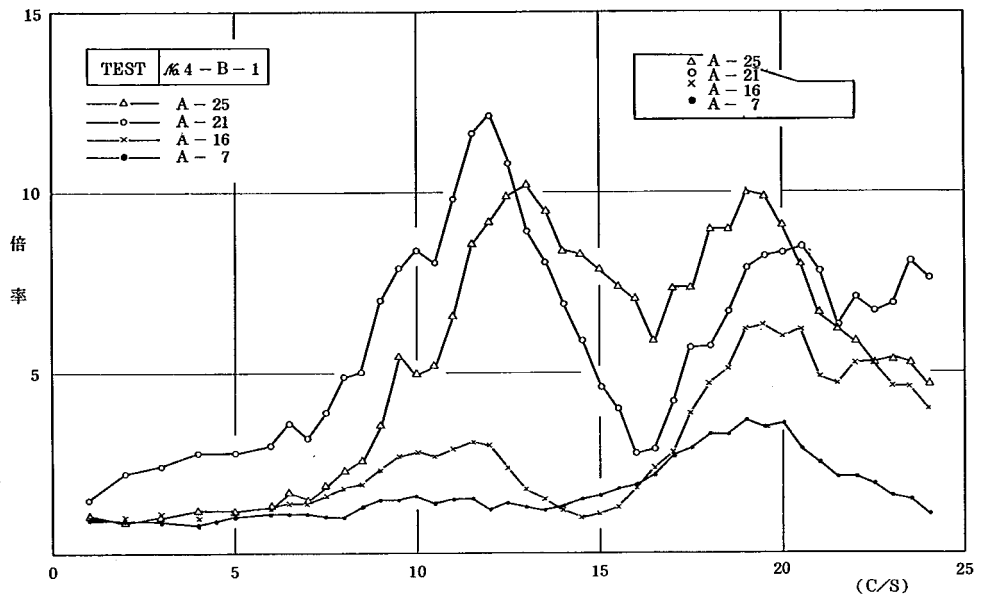


图-4.22 共振曲线 (4-B-1)

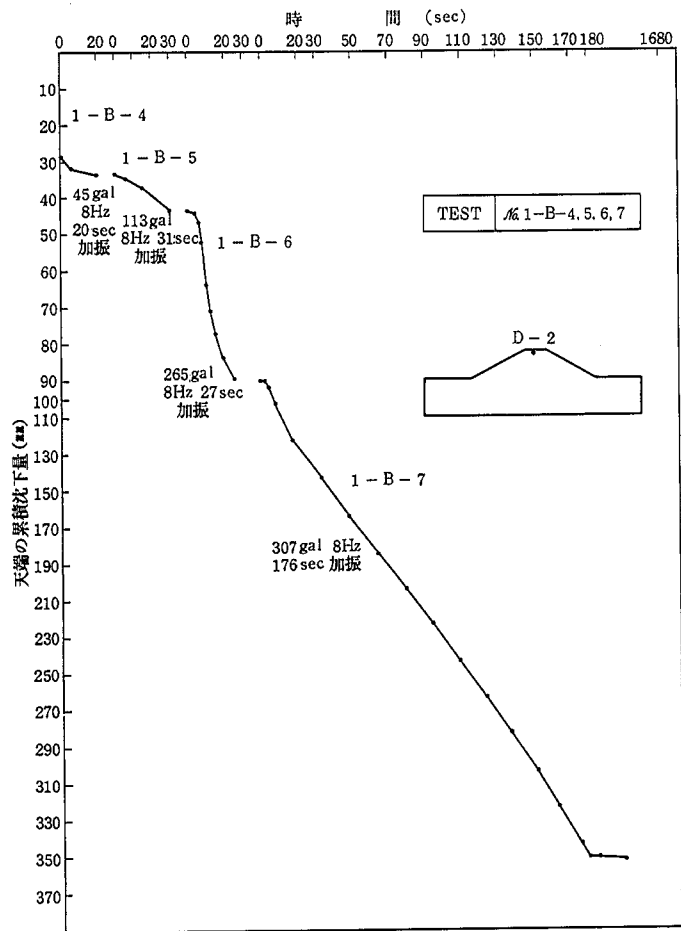


図-4.23 天端の沈下量 (1-B-4, 5, 6, 7)

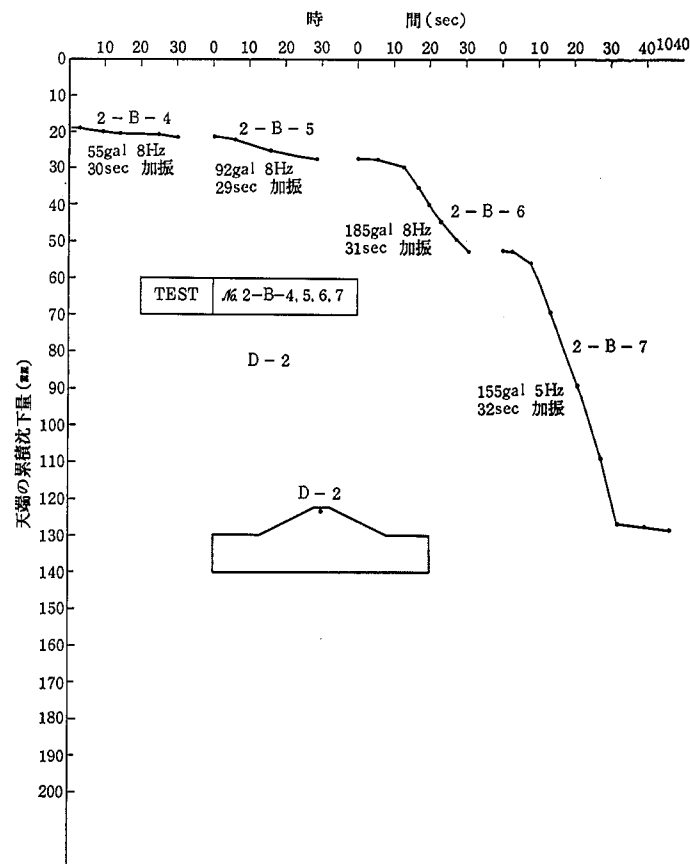


図-4.24 天端の沈下量 (2-B-4, 5, 6, 7)

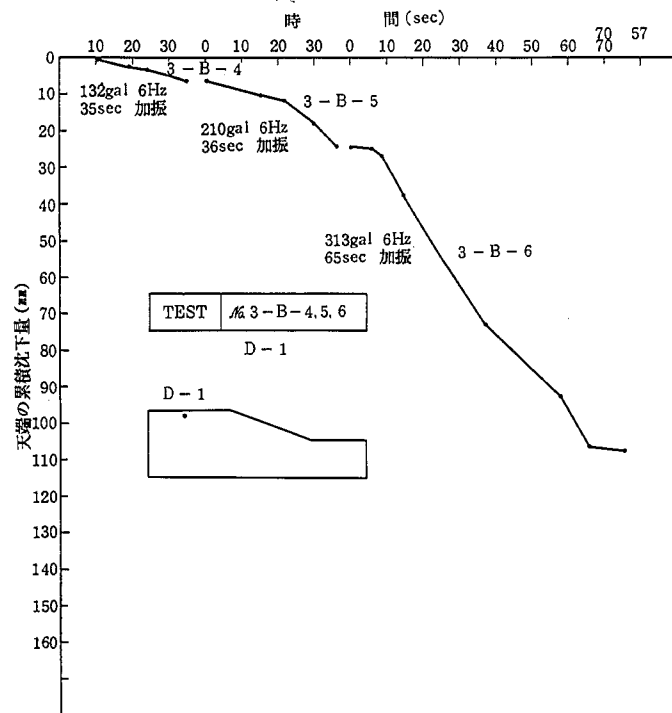


図-4.25 天端の沈下量 (3-B-4, 5, 6)

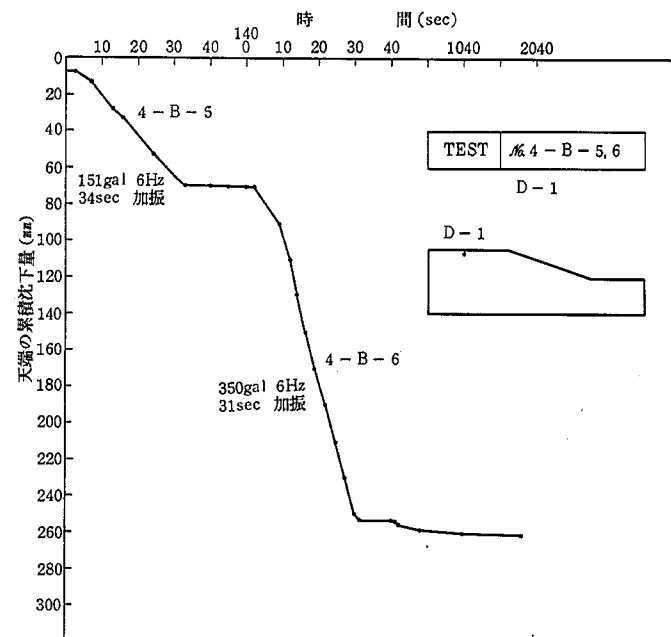


図-4.26 天端の沈下量 (4-B-5, 6)

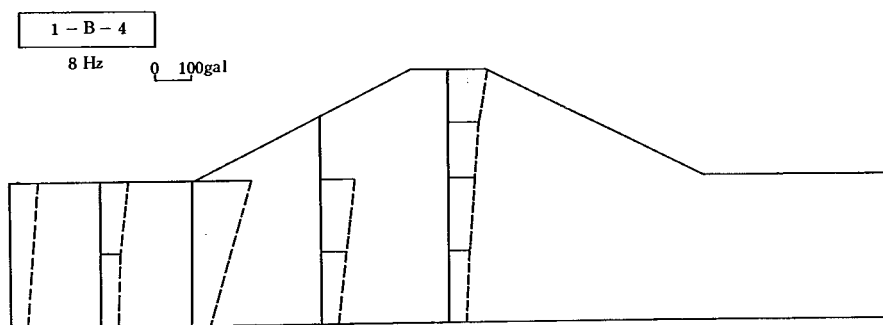


図 - 4. 27 破壊実験時の加速度分布

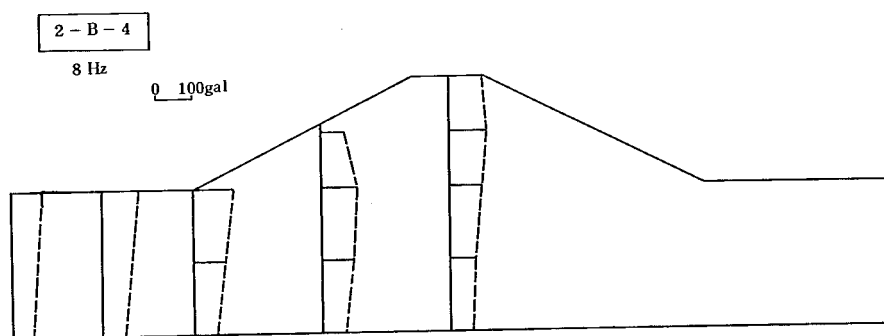


図 - 4. 28 破壊実験時の加速度分布

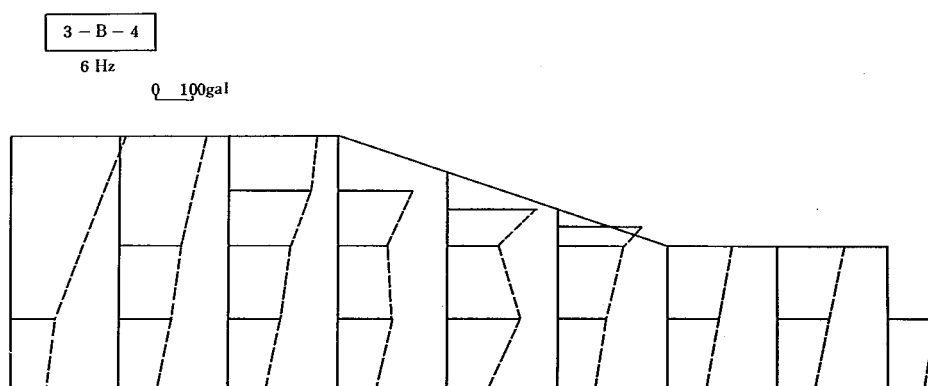


図 - 4. 29 破壊実験時の加速度分布

一定になった後にも急激に変化をすることがある。このような例として、図-4.30, 31を示す。一般に一旦大きくなった後急激に低下し、再度増加するというパターンを示すことが多い。この現象を模型の液状化現象と結びつけた場合、再度増加するという現象は説明しにくい、この実験の場合には、盛土が土槽の中にあるために貯水が土槽壁により強制的に振動される結果、その水の圧力に対して盛土部が加振されるという理解ができる。

(3) 間げき水圧の性状

間げき水圧の性状の特徴を先に述べれば、次のようである。まず、地盤中の間げき水圧は、水平地盤の場合と同じく振動によって増加し、この値がある限界より大きくなったときに盛土部分の沈下が大きくなり破壊する。これに反して、盛土部分又は盛土と地盤の境界付近では、一般に振動による過剰間げき水圧の発生量は少なく、正の値を示すこともあり負の値を示すこともある。これは、水平地盤の場合や小型模型の場合には見られなかった現象である。ただし、振動中に負の値を示した場合にもその後地盤部に発生した正の過剰間げき水圧の流入により正の値を示しその後再び減少する。図-4.32～4.42に各CASEにおける間げき水圧の時間経過を示す。測点全部の結果を示すことは煩雑であるので一部の測点のものを選んである。上述した性状を顕著に示している例として図-4.33, 4.34, 4.36等を挙げるができる。この原因は、地盤の流動に伴い盛土部が側方に広がるため、側方膨脹が生ずることが最大のものと考えるが、これについては次章に改めて考察を加える。これを含めて盛土部分を地盤部分において過剰間げき水圧の発生量に影響するかもしれない因子として次のようなものを考えることができる。¹⁰⁾

(i) 過剰間げき水圧が有効土被り圧に対して100%まで達しない理由：斜面部では内部に存在する静的なせん断応力のために過剰間げき水圧がある限界値に達すると破壊が生ずる。又は水平地盤と異なり斜面部からの側方への変位拘束がないので李等のいう¹¹⁾側圧の全応力増加がないために有効上載圧まで達しない。

(ii) 過剰間げき水圧の増加量が小さく、又負の値をとる理由：斜面部では振動によって生ずる動的せん断応力が最大の面（水平面）に常時せん断応力が作用しており、応力方向の反転がないと過剰間げき水圧の発生が少ない。^{9) 12)} 又は、盛土部が軟弱なためせん断変形が大きくなりダイラタンシーが正の特性を示す。²⁾ 又は、盛土部が軟弱であるので、側方への拘束がないのみならず容易に側方へ広がろうとする。したがって、水平土圧が減少し（例えば静止土圧から主動土圧状態へ）、過剰間げき水圧が負となる。このような側方移動傾向は地盤が液状化し軟弱化する程著しいと推定される。

(4) 地盤内過剰間げき水圧の発生特性

(3)に述べたように水浸した盛土内部の過剰間げき水圧は動的荷重によって生ずるものだけではなく、そうであることが分った。又、盛土部分全体が水浸している場合以外にも、地盤部分のみが水浸しているということはよくあることで、その場合に地盤内過剰間げき水圧の分布がどのようなものであるかは重要な問題である。ここでは、地盤内過剰間げき水圧の発生特性の分布について検討を加える。

まず、図-4.43～4.63に各回の終了直後の過剰間げき水圧の分布を示す。これによると、大略の傾向として、盛土直下では過剰間げき水圧はその点の有効土被り圧に則しては相対的に生じにくいこ

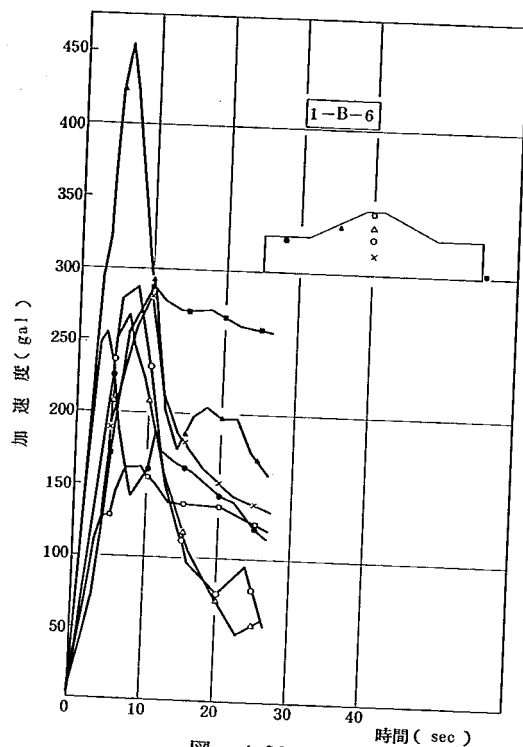


図 - 4. 30

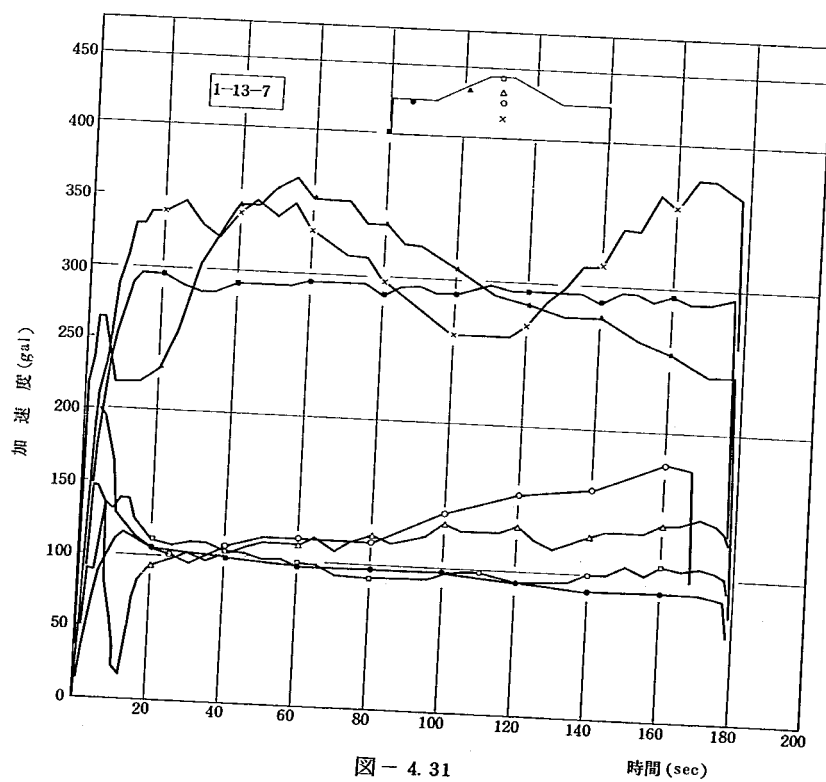


図 - 4. 31

とがいえる。これは有効土被り圧の違いに帰せられる。又、浅いところは相対的に早く過剰間げき水圧が発生する（図－4.32～42 参照）。地盤内の過剰間げき水圧は最大でその点の初期有効土被り圧にまで達するが（これは水平地盤の場合の完全液状化に相当する）、特に法先付近ではその値をはるかにこえることがある。これは盛土が滑動する傾向により側方土圧が土被り圧により大きくなっていることと関係していると思われる。又、盛土直下が完全液状化に達する事はなかった。

(5) 盛土の破壊形態

盛土の破壊形態は必ずしも鮮明に観察はされなかったが、代表的な例として図－4.54 の例を挙げることができる。これは、盛土築造中に入れた石灰のマークによって観察したものである。この結果は、法肩及び表層の滑動厚が 50 cm 程度であること及び全体的な破壊形態としては地盤流動に基くものが支配的であるといえよう。盛土部が予想した程流動性を示さなかった理由として発生過剰間げき水圧が小さいか又は負であったことと関連づけられる。

(6) 地盤内の過剰間げき水圧と盛土沈下量

以上の実験結果から、地盤内の過剰間げき水圧が盛土全体の破壊変形を支配しているように見られる。ここでは、盛土の破壊変形（天端の沈下で代表させる）と密接に結びつくと思われる地盤の間げき水圧測点を代表的に決めて（CASE 1, 2 で P-5, CASE 3, 4 で P-8 ）、それらの相関を調べた。加振時間が大体 30 秒のものを対象にして、その時点での間げき水圧と天端沈下量を比較したものが図－4.55 である。両者の対応が定性的にはよいことが分る。これにはこの他に加振加速度の影響もあるが、それらをすべて含めて再度比較するだけのデータはない。なお、図－4.55 は、3 割勾配の盛土の方が同じ間げき水圧発生量に対して沈下量が小さいように見られることもできるが、間げき水圧の測点の代表性や、土槽の端壁の影響等もあるので断言はできない。

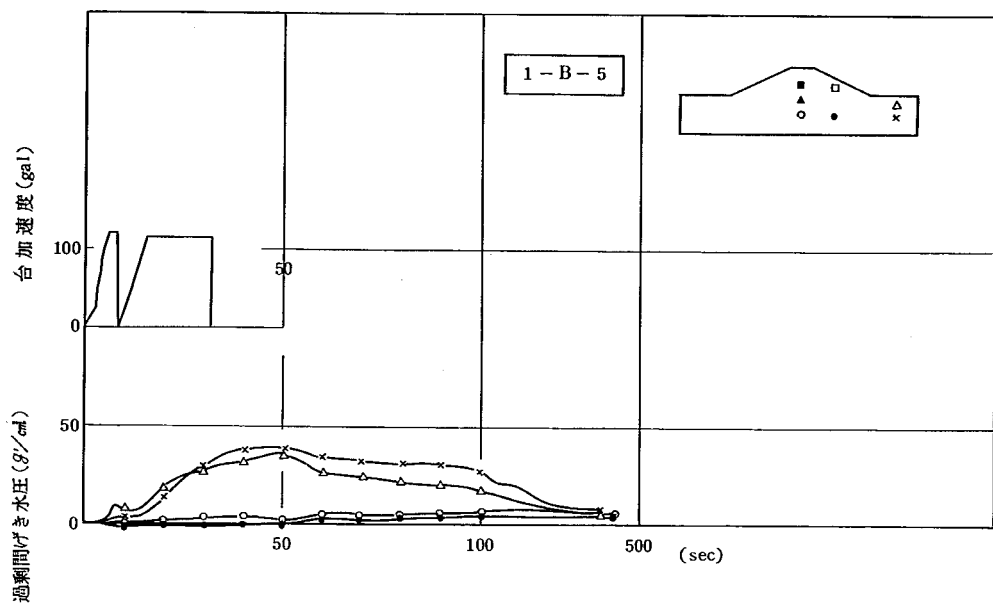


図 - 4. 32

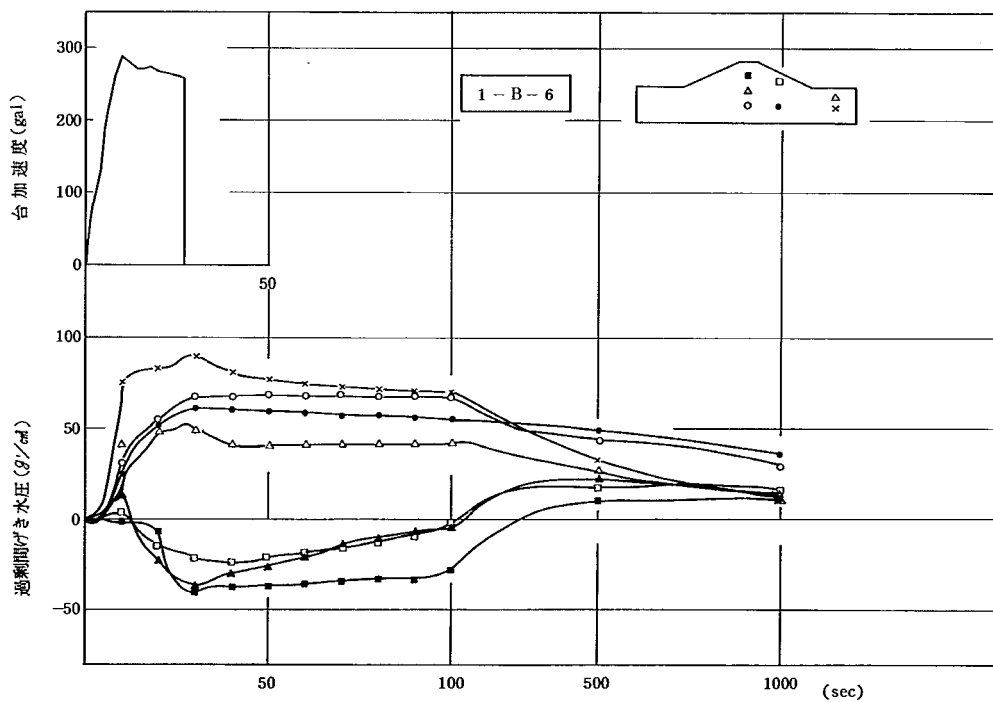


図 - 4. 33

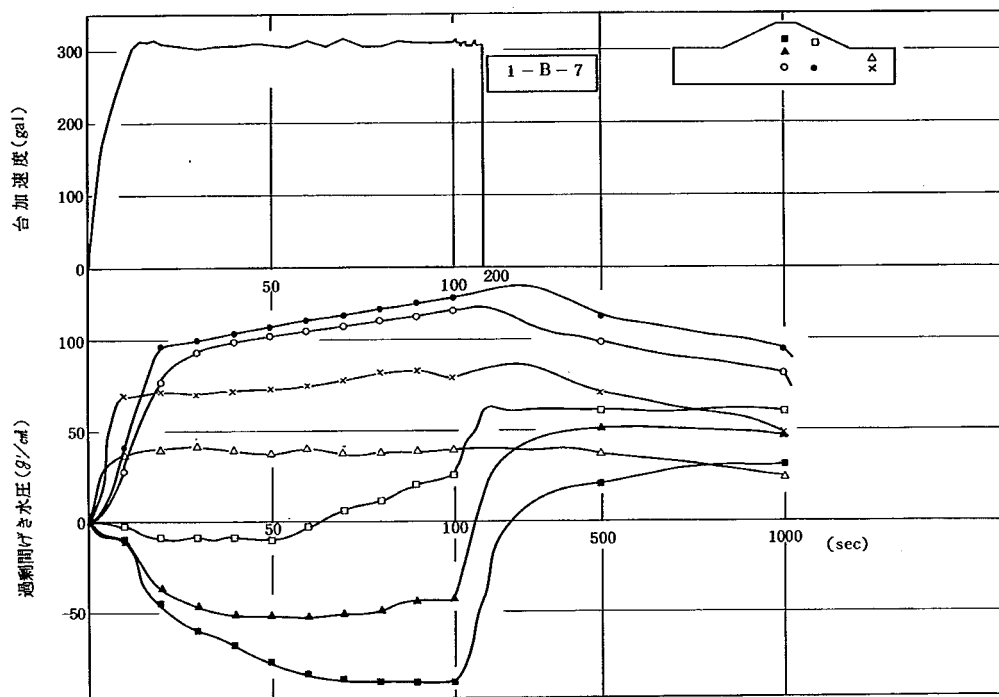


図 - 4. 34

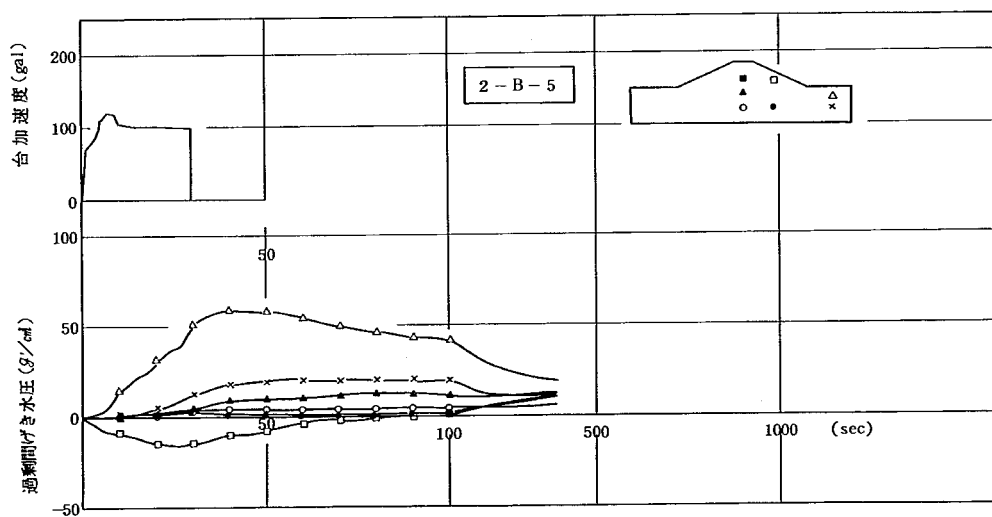


図 - 4. 35

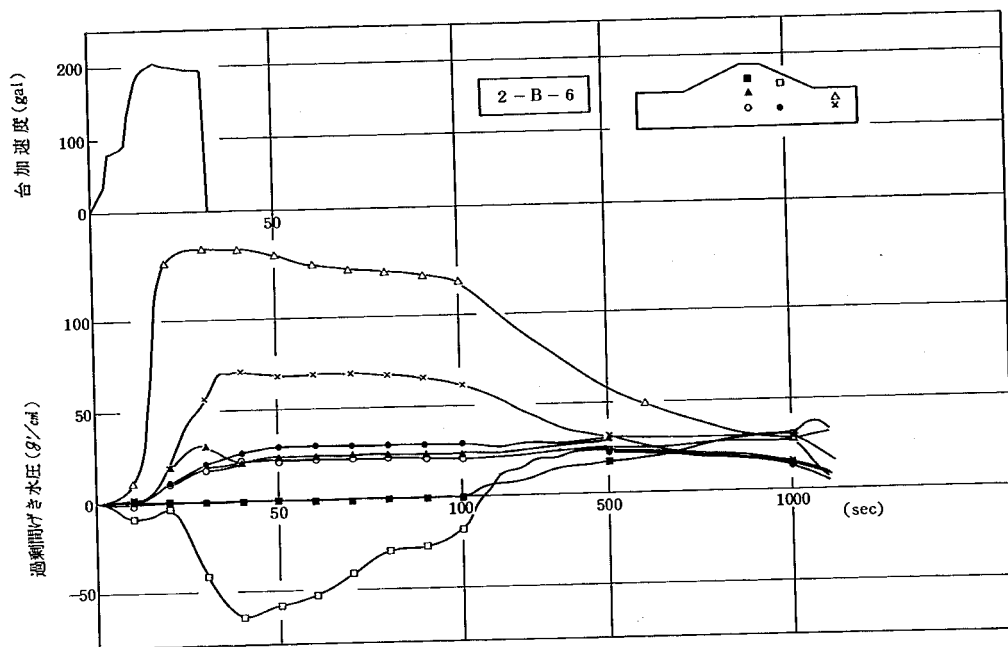


図 - 4. 36

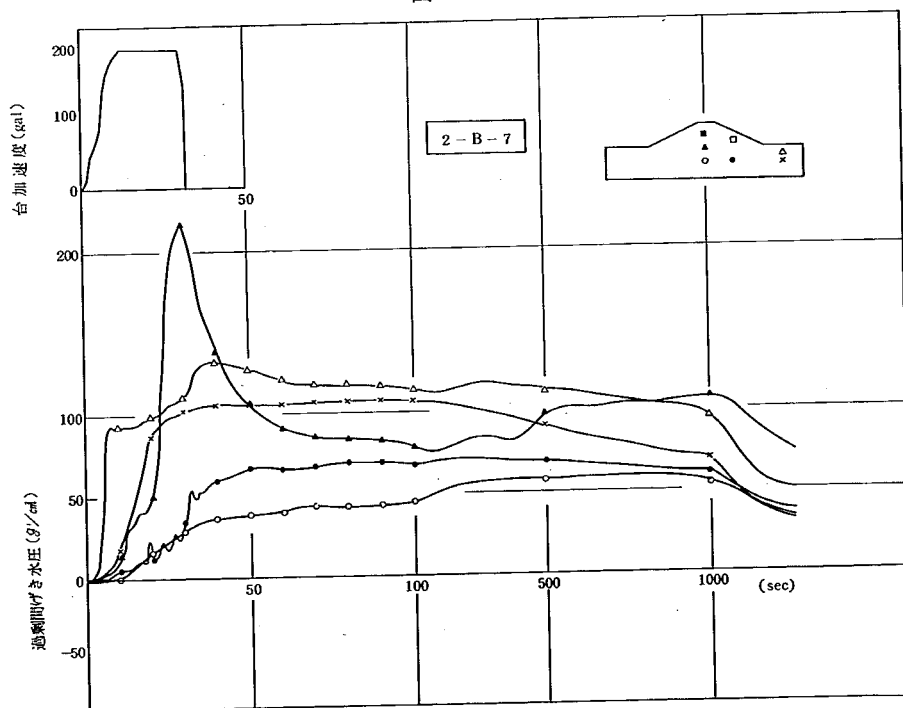


図 - 4. 37

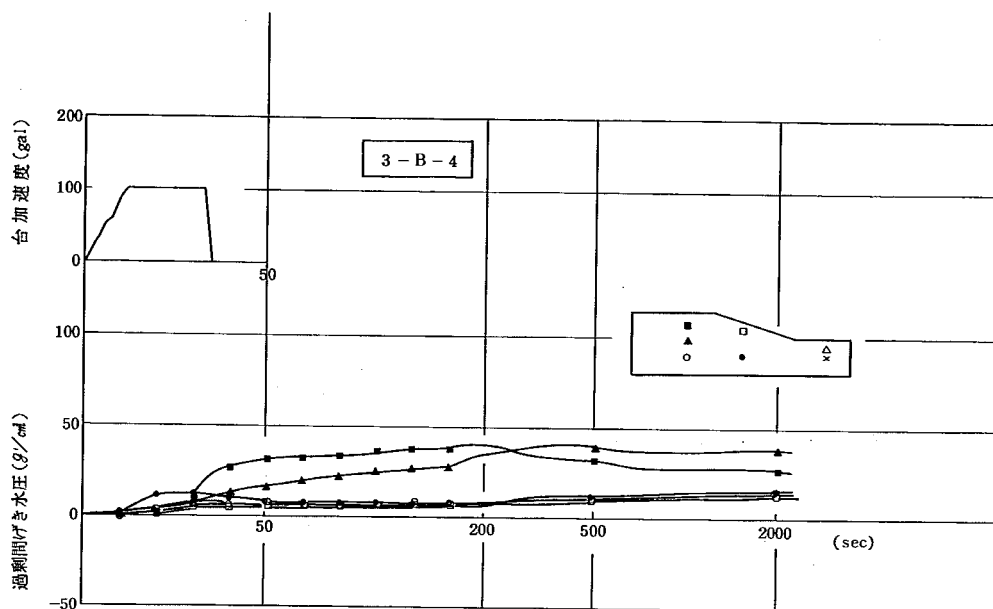


図 - 4. 38

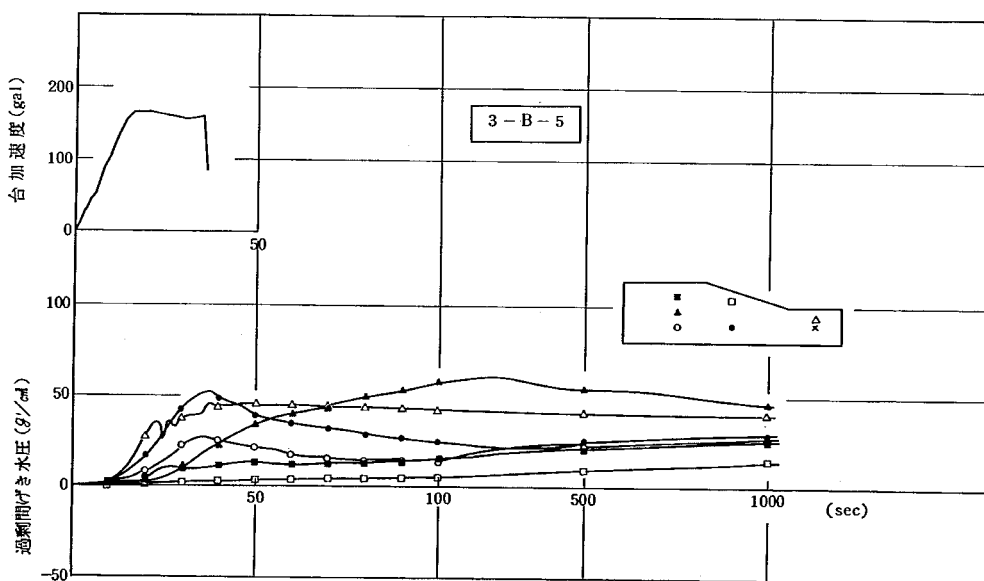


図 - 4. 39

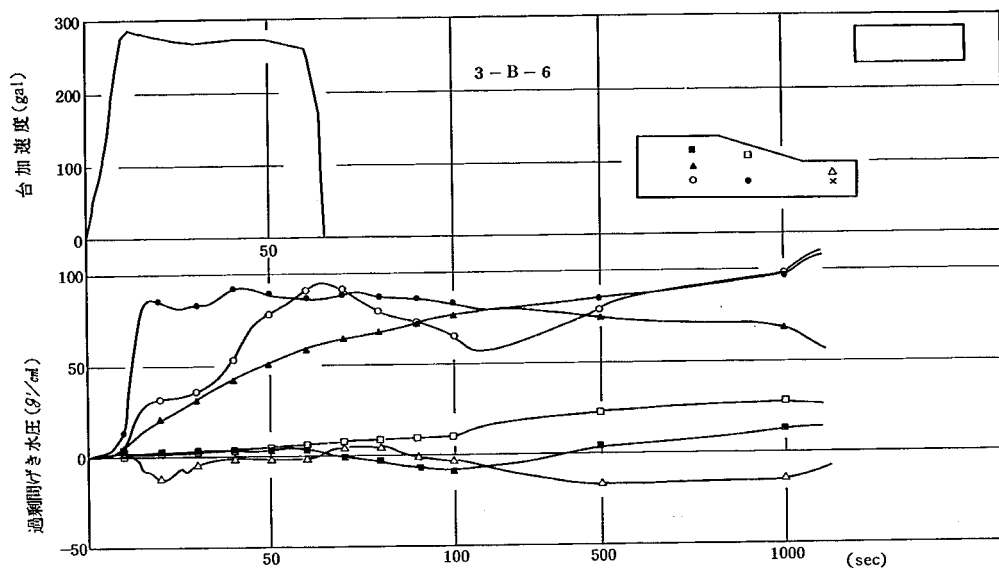


図 - 4. 40

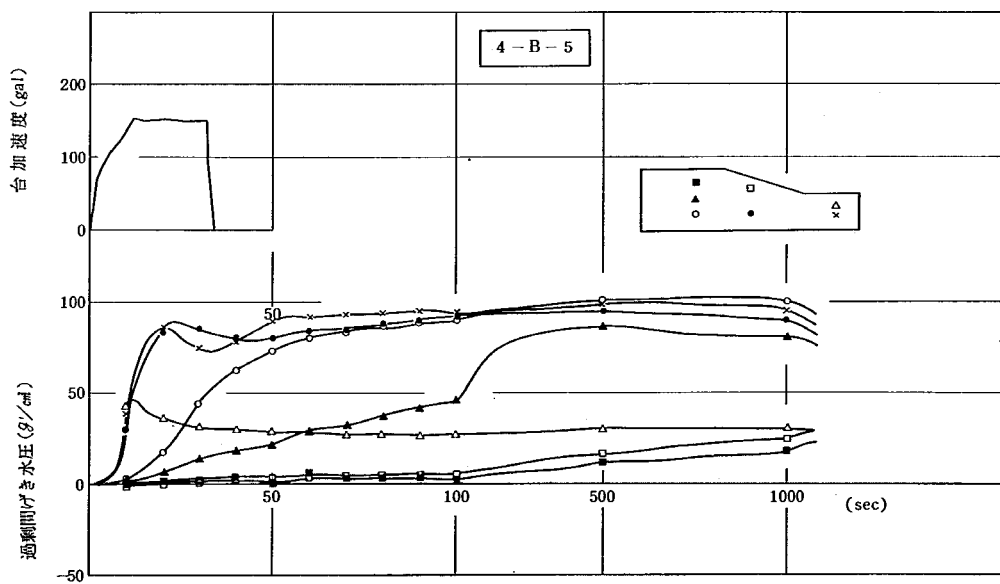


図 - 4. 41

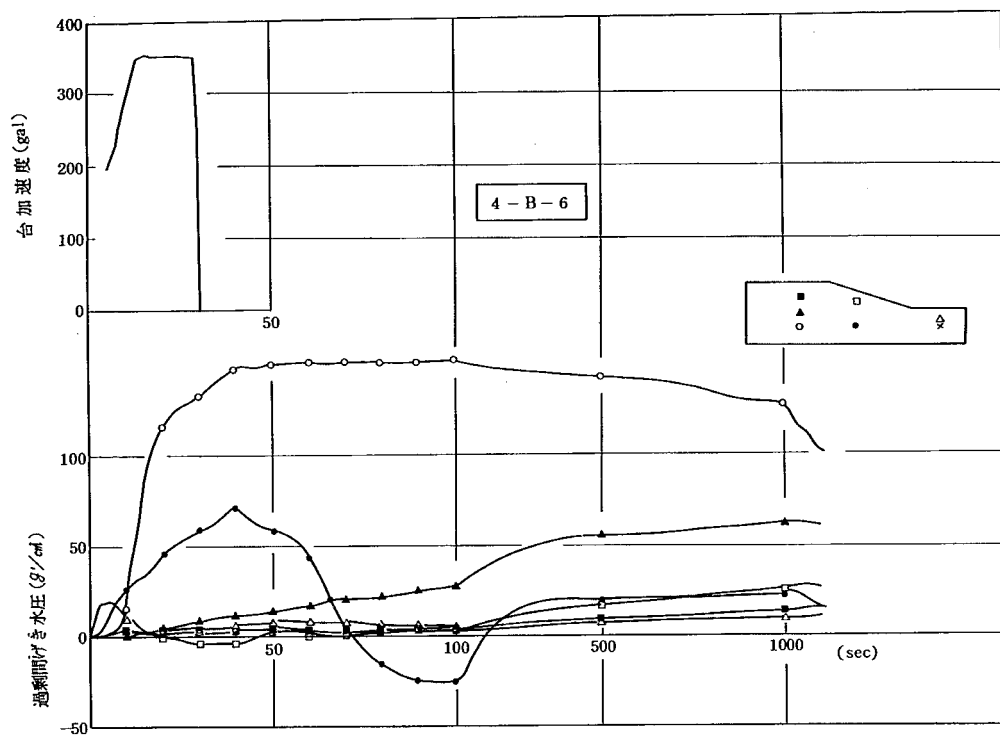


図-4.42

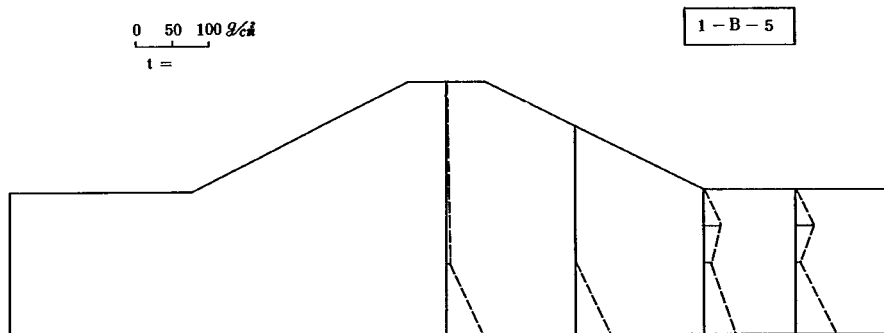


図-4.43 過剰間げき水圧分布

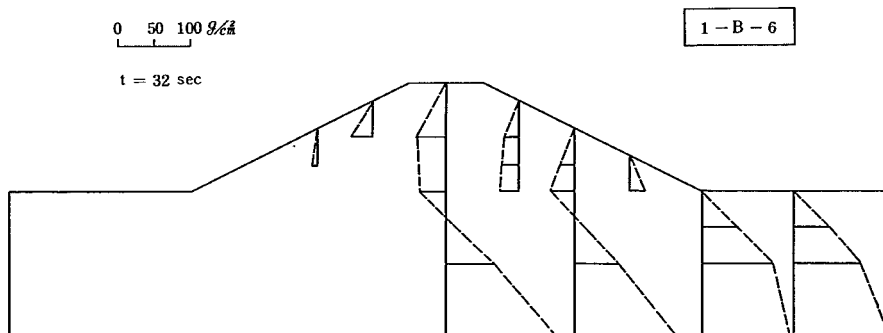


図-4.44 過剰間げき水圧分布

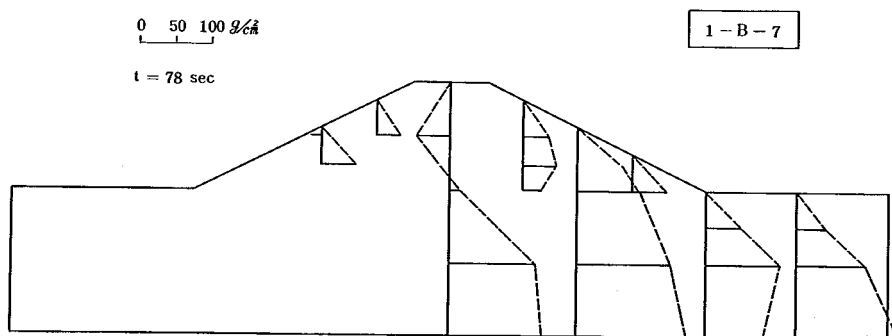


図-4.45 過剰間げき水圧分布

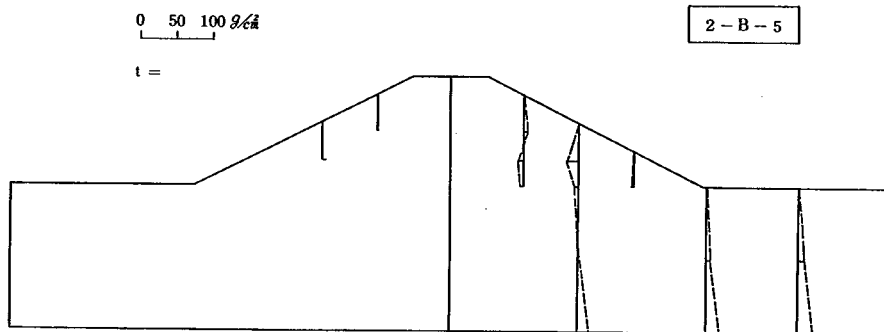


図-4.46 過剰間げき水圧分布

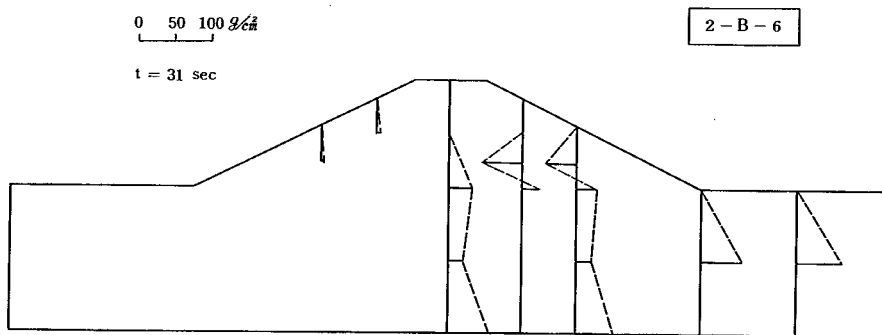


図-4.47 過剰間げき水圧分布

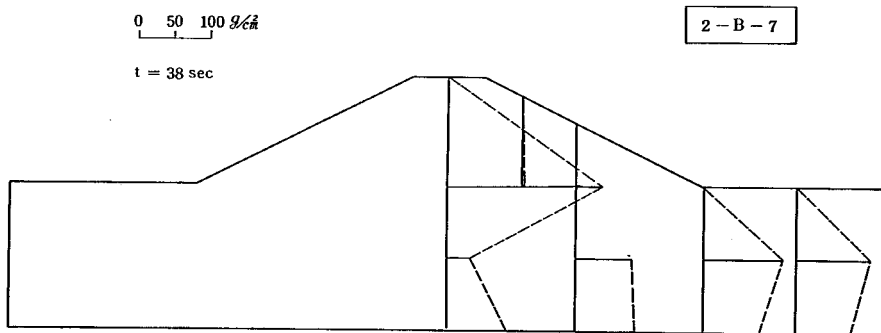


図-4.48 過剰間げき水圧分布



図 - 4. 49 過剰間げき水圧分布

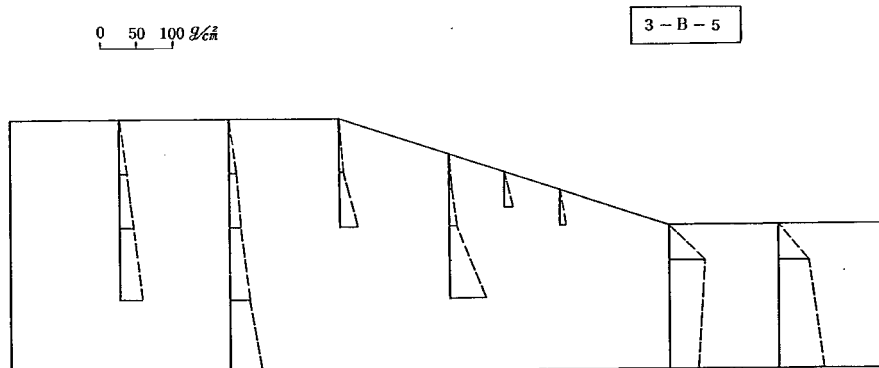


図 - 4. 50 過剰間げき水圧分布

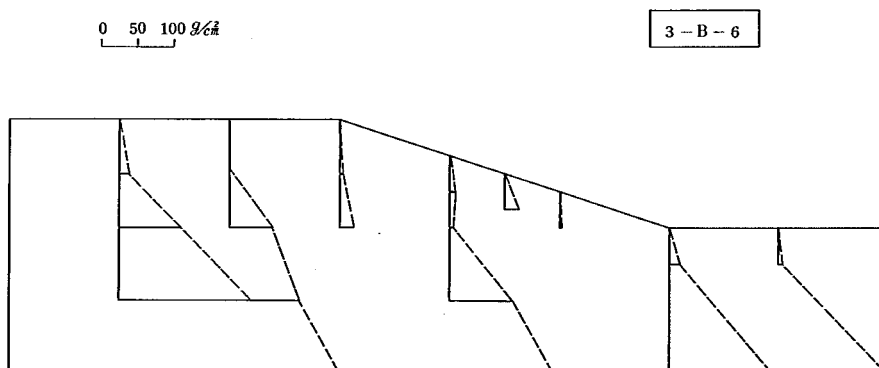


図 - 4. 51 過剰間げき水圧分布

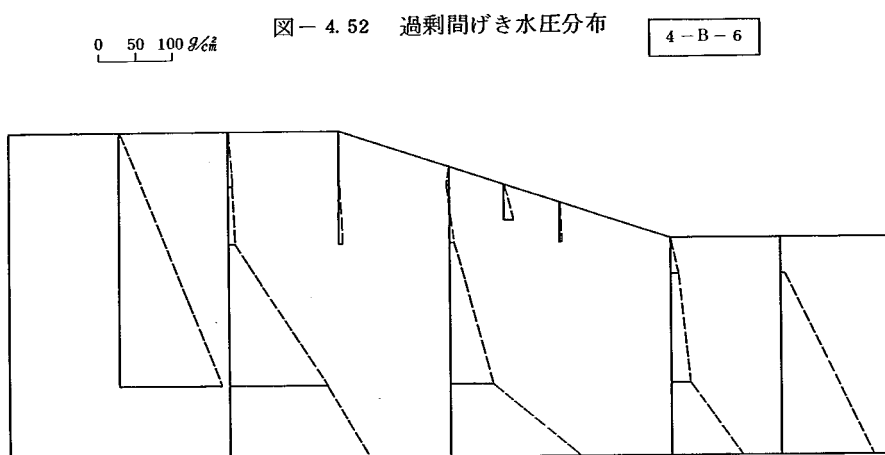
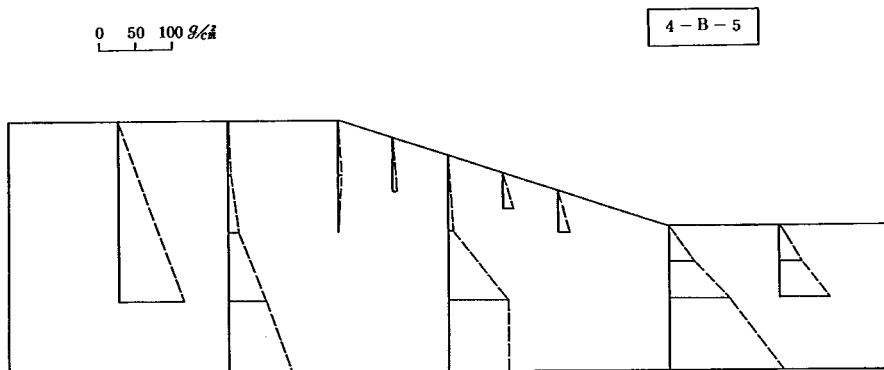


図- 4. 52 過剰間げき水圧分布

図- 4. 53 過剰間げき水圧分布

実験条件 6% 50 gal

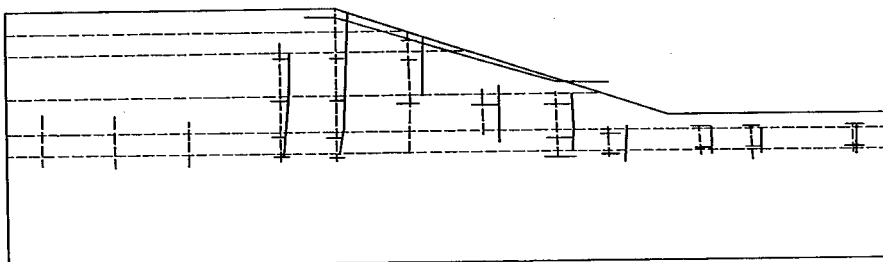


図 - 4. 54 盛土の変形

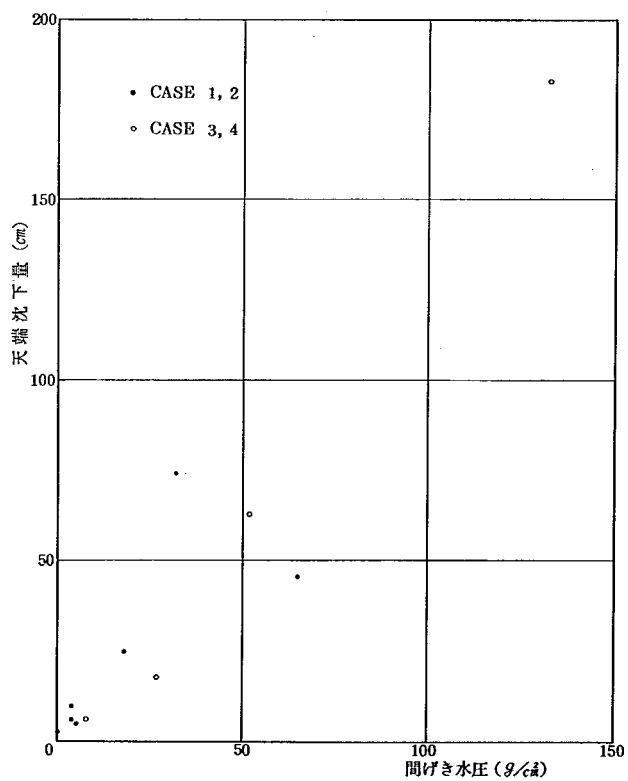


図 - 4. 55

5 実験結果に対する考察

第3, 4章において小型及び大型模型盛土の振動実験結果について述べ、又、若干の定性的考察を行った。それらの項目を再度述べると次のようである。

- ・非水浸盛の共振曲線
- ・水浸盛土の共振曲線
- ・地盤がない場合の盛土内の過剰間げき水圧と破壊形態
- ・地盤がある場合の盛土内の過剰間げき水圧と破壊形態
- ・地盤内の過剰間げき水圧

本章では、上記の項目に関連して以下の項目につきもう少し検討考察を加える。

- ・水浸することによる盛土の振動特性の変化
- ・盛土内の過剰間げき水圧の性状について
- ・地盤内の過剰間げき水圧の発生特性について
- ・盛土の地震時安定計算法について

5-1 盛土の振動特性について

このような模型盛土の振動特性の興味は、それが盛土及び地盤を構成する材料の要素の室内動的試験結果及び何らかの計算手法とを用いて求めたものと一致するかどうかということであろう。もし、この両者の対応が良好であれば材料物性の値・特性及び解析手法の適用性を確かめたことになり、実際の盛土の地震時挙動を予測する上で大きな論拠となるからである。

このような計算手法としては、盛土・地盤材料の動的変形特性をひずみ依存性のある等価線型体で表わし系を有限要素法によって求める手法が実用化されており、これについては、計算例並びに模型振動実験結果との対応についても別に報告した事がある¹²⁾ので、ここでは物性を一通りに定めた場合に非水浸条件と水浸条件により又入力レベルの大きさによりどの程度の異が生ずるものかを計算により¹²⁾求めてみる。等価剛性率や減衰定数は、文献に用いたものと同じである。図5.1と5.2及び図5.3と5.4の比較により、水浸による共振振動数及び応答倍率の変化の傾向が分る。この計算では、水浸による有効拘束圧の変化に伴う物性の変化のみを考慮したもので、盛土周辺の貯水の影響は考慮されていない。又、この他にも計算条件と実験条件の間には、種々の差異があり、両者を厳密に比較する事は現在では困難である。今後、2-3で述べたような周辺水と盛土の連成振動を解析できる計算方式の開発を図る必要がある。

5-2 盛土内における過剰間げき水圧の性状について

(1) 問題の出発点

砂質土盛土の場合には全体としての安定に、振動によって発生する間げき水圧の性状が大きく影響することは確かである。各実験の間げき水圧の性状は個々に述べたが、再度ここにその要点のみを述

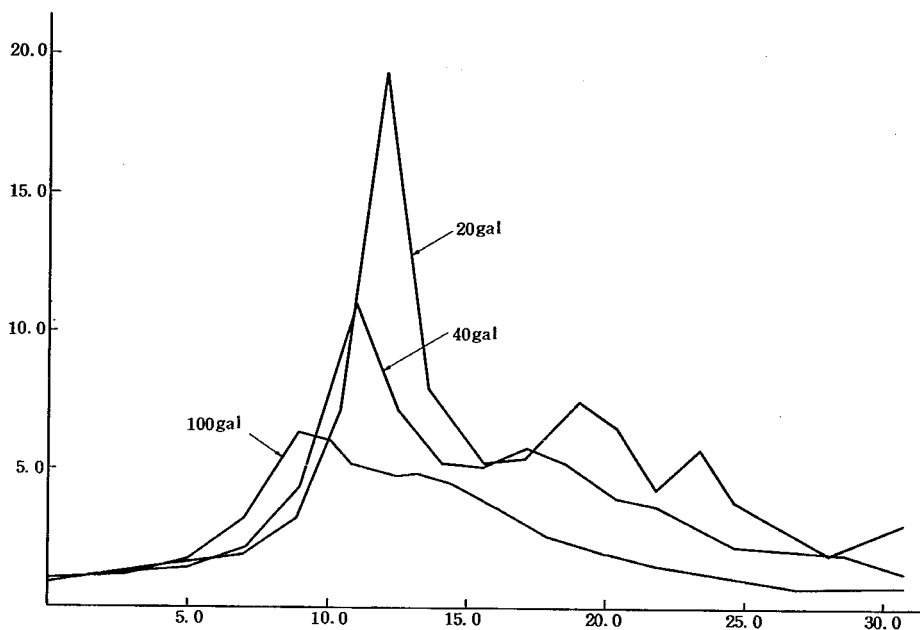


図-5.1 計算による求めた共振曲線（1-A, 2-Aに対応）

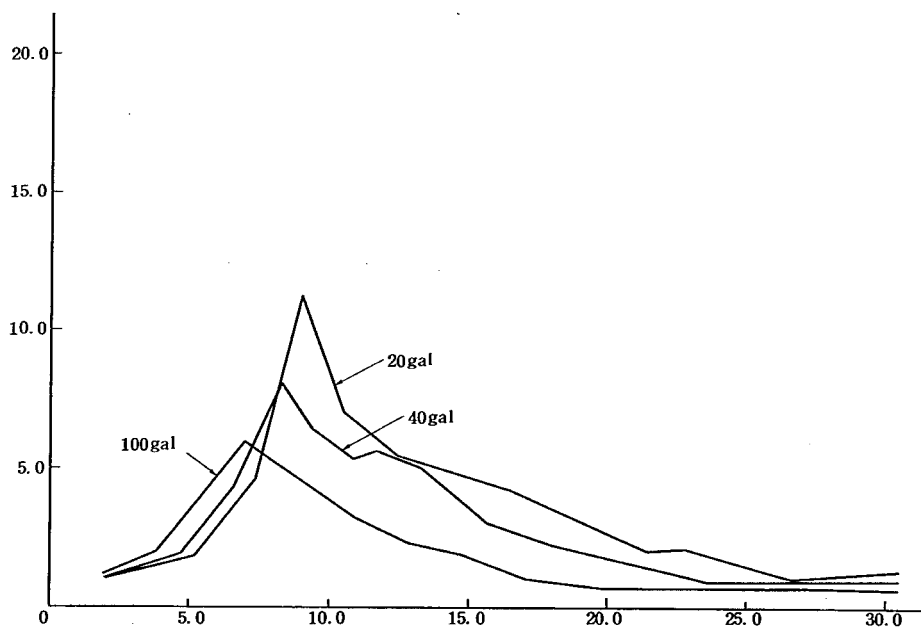


図-5.2 計算により求めた共振曲線（1-B, 2-Bに対応）

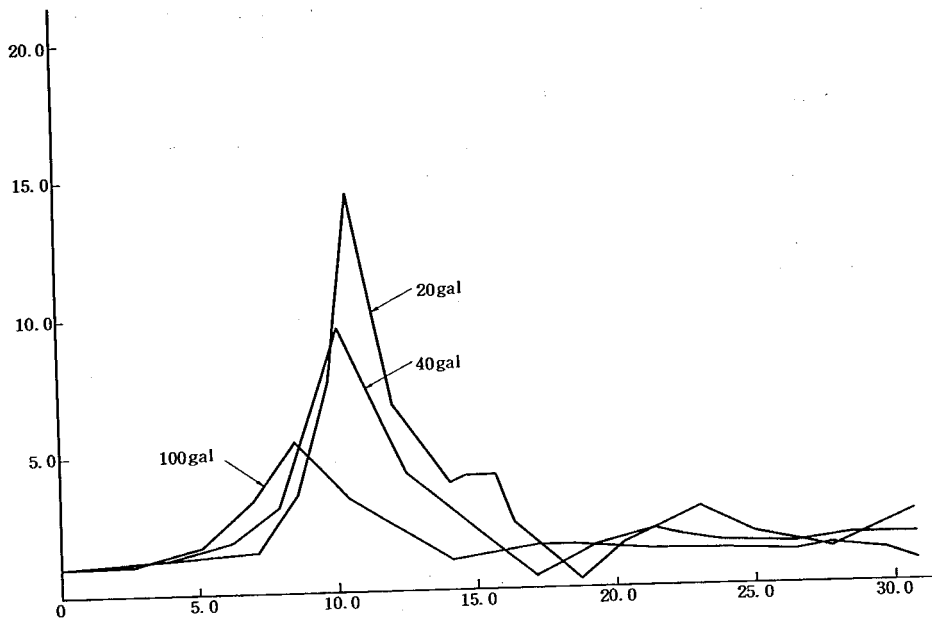


図-5.3 計算により求めた共振曲線（3-A, 4-Aに対応）

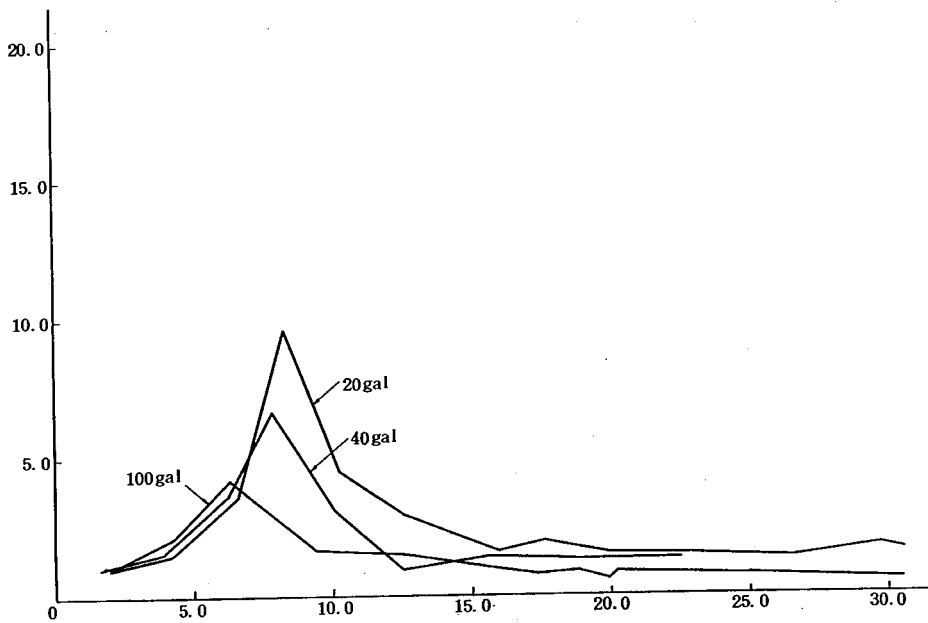


図-5.4 計算により求めた共振曲線（3-B, 4-Bに対応）

べると次のとおりである。

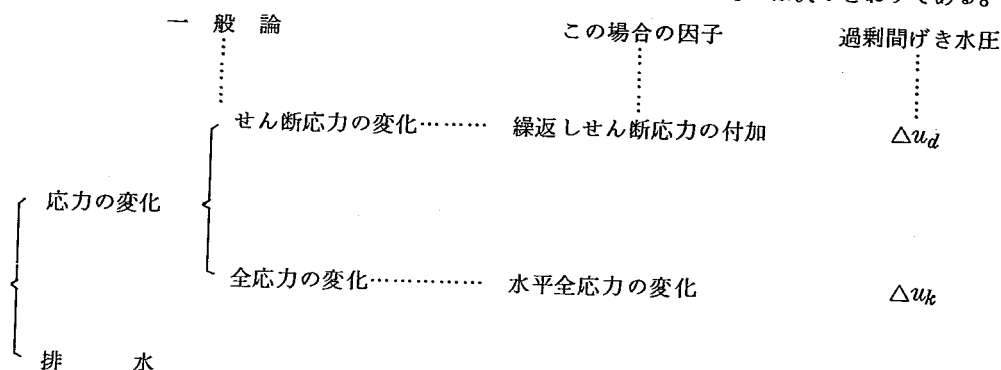
① 小型模型盛土内では、振動により正の過剰間げき水圧が発生した。

② 大型模型盛土では、地盤内では振動により正の過剰間げき水圧が発生したが、盛土内では過剰間げき水圧がほとんど発生しないか、場合により小さい負の値となった。

①と②とでは、盛土内部の過剰間げき水圧の挙動は全く異なるといえようが、その原因として、第4章で述べたように盛土を支持する地盤の有無の条件について検討してみる必要がある。振動を受けたときに砂盛土の内部で過剰間げき水圧が発生するということは直観的に想像されることであるが、ここで盛土及び地盤内部の過剰間げき水圧の変化機構を変形の機構と合わせて考えてみる。

(2) 過剰間げき水圧の発生機構

一般的に土の要素内部の間げき水圧に影響する因子として考えられるものは次のとおりである。



今、簡単化のために排水に伴う過剰間げき水圧の変化は考慮しないものとする。結局盛土及び地盤内において発生する過剰間げき水圧は、繰返しせん断応力によって生ずるもの Δu_d と水平全応力の変化によって生ずるもの Δu_k との和となる。ここに両者 Δu_d 及び Δu_k の関係をまず水平地盤の液状化過程¹⁾について説明する。

図-5.5のように水平地盤内の応力・ひずみ状態を模式化する。液状化過程を考える場合、通常は非排水状態で考えており、体積変化はないものとしている。さらに地盤内状態で付加される条件として、側方ひずみの拘束条件がある。液状化に至る過程で、側方拘束条件により側方圧が増加し、完全液状化時には初期有効上載圧に等しくなる。このような側方拘束状態での間げき水圧の発生原因は、繰返しせん断応力によるものと側方圧の増加に基く平均主応力の増加によるものとに分けて考える事ができる。また、有効応力で表わした土後数は液状化の過程で一定値 K_0 を保つ。(実験的事実)これらのことから、次のようになる。

繰返しせん断による間げき圧増分を Δu_d 、側圧の増加による間げき圧増分を Δu_k とすると

$$\Delta u = \Delta u_d + \Delta u_k$$

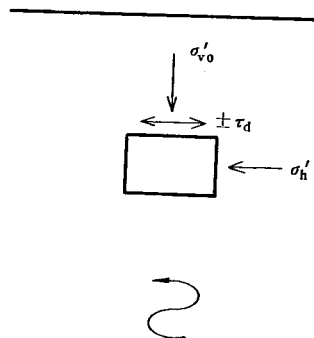


図-5.5

$$\Delta u_d = f_n(\tau_d) \quad (5.2)$$

有効応力による土圧系数一定条件から

$$\frac{\sigma'_2}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_v} = K_0 \quad (5.3)$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_{20} + \Delta\sigma_2 - \Delta u = K_0 \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_2 - \Delta u$$

同じく, $\sigma'_3 = \sigma'_{30} + \Delta\sigma_3 - \Delta u = K_0 \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_3 - \Delta u$

$\Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$: 側圧の増分

$$\therefore \frac{K_0 \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_2 - \Delta u}{\sigma'_{v0} - \Delta u} = K_0$$

$$\therefore \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = (1 - K_0) \Delta u \quad (5.4)$$

$$\therefore \Delta\sigma_m = \frac{2\Delta\sigma_2}{3} = \frac{2(1 - K_0)\Delta u}{3} \quad (5.5)$$

飽和非排水の場合, $\Delta u_k = \Delta\sigma_m$ となるから

$$\Delta u = \Delta u_d + \Delta u_k = \Delta u_d + \frac{2(1 - K_0)\Delta u}{3} \quad (5.6)$$

$$\therefore \frac{(1 + 2K_0)\Delta u}{3} = \Delta u_d$$

$$\therefore \Delta u = \frac{3}{1 + 2K_0} \Delta u_d = \frac{3}{1 + 2K_0} \Delta u_d = \frac{3}{1 + 2K_0} f_n(\tau_d) \quad (5.7)$$

$$\therefore \Delta u_k = \frac{2(1 - K_0)}{3} \Delta u = \frac{2(1 - K_0)}{1 + 2K_0} \Delta u_d = \frac{2(1 - K_0)}{1 + 2K_0} f_n(\tau_d) \quad (5.8)$$

このことは、すなわち、水平地盤内では側方変位拘束条件があるために、単なる非排水繰返しせん断によって発生する過剰間げき水圧 Δu_d 以外に、間げき水圧の付加 Δu_k があることを数式的に表現したものである。

(3) 地盤の液状化と盛土の過剰間げき水圧の関係の追跡の試み

次に、盛土内部あるいは盛土周辺地盤においてはどうか。上述した水平地盤の場合と対応して考えてゆくと、盛土・地盤内部の土の要素がどのように変形するかが一つの要因になる。定性的には次のように考えられる。図-5.6のような盛土・地盤及びそれらの内部の要素A, B, C, Dを考える。まず、出発点として図において要素Aで代表される領域において振動により過剰間げき水圧

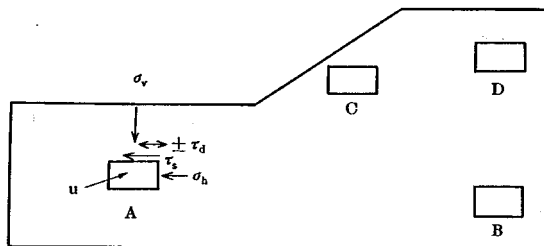


図-5.6

が発生し、せん断剛性が低下することは前提としてよいであろう。要素 A に作用する静的せん断応力が一定とすれば、それだけせん断変形が生じ、図-5.7 のような変形を示すであろう。このような変形が生じれば、これに引きずられるように、盛土部及び法先地盤部が図に示したようにすべり出そうとし、外形も変化するであろう。ということは、水平地盤の

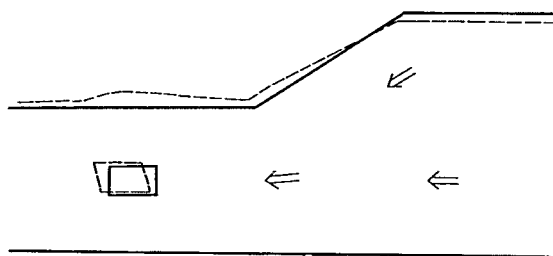


図-5.7

場合に成立した側方変位拘束の条件が、図-5.6 でいえば、要素 B, C, D 等では成立しそうもないということである。そして、予想される変形は、程度の差はあれ、側方に引張られるような変形である。これは、応力に変換して述べれば水平全応力が減少することになり、間げき水圧を低下させることになる。もちろん、間げき水圧を変化させる要因には繰返しせん断にもよるわけで、両者の値の大小関係で過剰間げき水圧の正負が決まるものと思われる。このようなことは、原理的には、盛土部が水浸していなくとも生ずるわけであるが、盛土部の間げき水圧を測定したことにより初めて間接的に明らかにされたものであろう。

それでは、このような水平応力の変化は場所的にどの程度の値になるであろうか。この現象は厳密には図-5.8 のような機構にあると思われ、現時点で厳密な検討は困難であるので、ここでは次のように考えて有限要素法による静的応力・変形解析プログラムを用いて検討を試みた。

① 図-5.9 のような盛土・地盤系が図のように全面的に水浸しているとして応力・変形解析を行う。

② 次に、盛土及び地盤部に過剰間げき水圧が発生したとして、せん断剛性を低下させて、再度応力・変形解析を行い、応力・変形の①との差異を見る。

土の剛性には、拘束圧や作用応力のレベルが影響するので、これらの影響を考慮した非線型解析が望ましいと思われるが、以下に述べるように計算上おいている仮定の精度等を考慮すると必ずしもその必要はないと考え、剛性は拘束圧や作用応力のレベルに依存しない線型解析とした。

この解析においては、物性を次のようにヤング率 E とポアソン比 ν によって表現するようになっている。

$$\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2 = E\Delta\varepsilon_1 \quad (5.9)$$

$$\Delta\varepsilon_2 = -\nu\Delta\varepsilon_1 \quad (5.10)$$

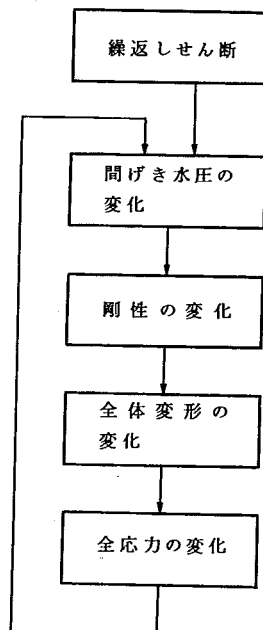


図-5.8

以下、具体的に計算に用いた定数等について述べる。

① ヤング率, ポアソン比, 単位体積重量等を図-5.10(a)のように与えて応力・変形解析を行う。ここに, 単位体積重量 $\gamma = 1.0 \text{ t/m}^3$ をとっているのは, 静水圧分を差引いた有効応力についての解析を行うからである。ここに, E , ν とも排水状態に対する定数。

② 次に, 振動により過剰間げき水圧 Δu_d が発生して剛性が低下し変形が大きくなったとする。この場合, 作用する軸差応力の変化は小さいとすると, ある要素の応力・ひずみ点 A は, 新しい応力・ひずみ点 B に移ると考えられる (図-5.11), この応力・ひずみ径路 A B に対する解析に変えて, 径路 O A に対する応力・変形解析と同様に径路 O B に対する応力・変形解析を行う。すなわち, 図-5.10(a)の条件に対して剛性を図-5.10(b)のように変えたモデルについての応力・変形解析である。

③ ②においては, 盛土・地盤部の各要素における過剰間げき水圧上昇 Δu_d に対して, 剛性が図-5.10(b)のように変わるとした。ここで, 単位体積重量及びポアソン比は次のように考えた。まず, 単位体積重量について, この解析では, 最終的な過剰間げき水圧変化を (5.1) 式が意味するところに従い, 次のようになるとして評価をするものである。

過剰間げき水圧 $\Delta u =$ 振動によって発生する過剰間げき水圧 $\Delta u_d +$ 全応力の変化によって発生する過剰間げき水圧 Δu_k

このために, 剛性の変化に伴う全応力の変化がどの程度であるかを算定するものであるから, 単位体積重量も剛性の変化が生ずる前の値と変化しない値を用いるべきである。すなわち, $\gamma = 1.0 \text{ t/m}^3$ とした。

ポアソン比は次のとおり考えた。径路 O A, A B という過程を O B で代替するわけであるが, 径路 A B に対する条件の一つとして, 非排水条件に近いということが挙げられる。

平面ひずみ状態で径路 O A に対する変形は次式で与えられる。

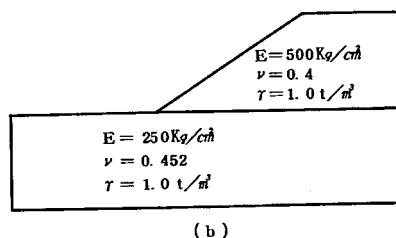
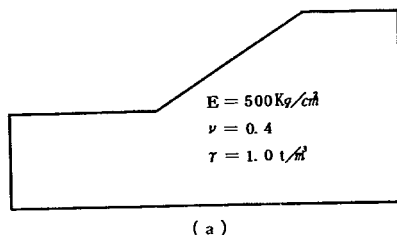
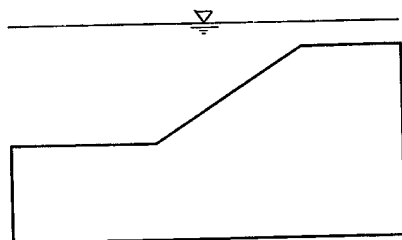


図-5.9 解析モデル

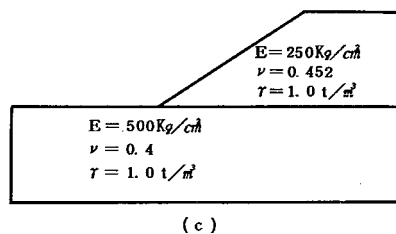


図-5.10 解析モデルの物性値

$$\varepsilon_{1A} = \frac{1-\nu_A^2}{E_A} \sigma_1^* - \frac{\nu_A(1+\nu_A)}{E_A} \sigma_2 \quad (5.11)$$

$$\varepsilon_{2A} = \frac{1-\nu_A^2}{E_A} \sigma_2 - \frac{\nu_A(1+\nu_A)}{E_A} \sigma_1^*$$

ここに $\sigma_1^* = \sigma_1 - \sigma_2$, E_A , ν_A は径路 OA に対するヤング率, ポアソン比である。

径路 OB に対する変形も同様に,

$$\varepsilon_{1B} = \frac{1-\nu_B^2}{E_B} \sigma_1^* - \frac{\nu_B(1+\nu_B)}{E_B} \sigma_2 \quad (5.12)$$

$$\varepsilon_{2B} = \frac{1-\nu_B^2}{E_B} \sigma_2 - \frac{\nu_B(1+\nu_B)}{E_B} \sigma_1^*$$

径路 AB における体積変化 $\Delta\varepsilon_v$ は次のとおり。

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{\varepsilon_{1B} + \varepsilon_{2B}}{2} - \frac{\varepsilon_{1A} + \varepsilon_{2A}}{2} = 0 \quad (\text{非排水}) \quad (5.13)$$

今, $E_B = 1/2 E_A$ とすると, $\nu_A = 0.4$ に対して, $\nu_B = 0.452$ を得る。これが図-5.10(b) に示した物性値である。

以上のデータに基く計算結果を述べる。図-5.12(a)~(c)に原刚性モデルに対する垂直, 水平応力 σ_Y , σ_X の分布及び土圧係数 $K_0 = \sigma_X / \sigma_Y$ の分布を示す。図-5.13(a)~(c)に刚性低下モデルに対する分布を示す。これらにより, 垂直応力の分布はほとんど変わらないが水平応力はかなり変化することがわかる。

すなわち, 地盤底部においてはこのような刚性低下

に伴い水平土圧は $30 \sim 50 \text{ g/cm}^2$ 増加し, 盛土部においては水平土圧は $0 \sim 10 \text{ g/cm}^2$ 減少する。この事は実験的に得られた盛土内の過剰間げき水圧の低下現象に対応するものである。

なお, 盛土部分については先に推定したような水平土圧の減少傾向が生じうる事を見出したが, 盛土下の地盤部ではそのような現象は見られない。この事については次のように考える事ができる。剛性を低下させる事により鉛直ひずみが増加する。これに対してポアソン比に起因する水平ひずみが生じようとする。これに対してその要素に隣接する要素の水平方向への移動が小さければ, 両要素の間には水平土圧の増加が生ずる事になる。

次に, 地盤の剛性が一定で盛土中に過剰間げき水圧が発生したような場合の計算例を示す。計算モデル及び物性は図-5.10(c)に示す。これを原刚性モデル(図-5.10(a))の結果と比較する。

図-5.14(a)~(c)に刚性低下モデルに対する水平, 垂直応力及び土圧係数の分布を示す。

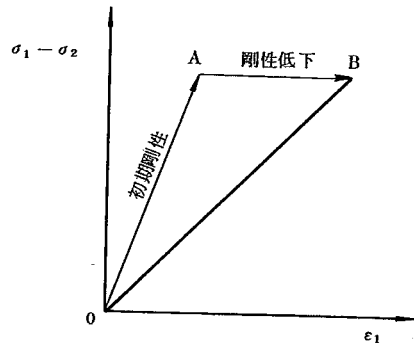
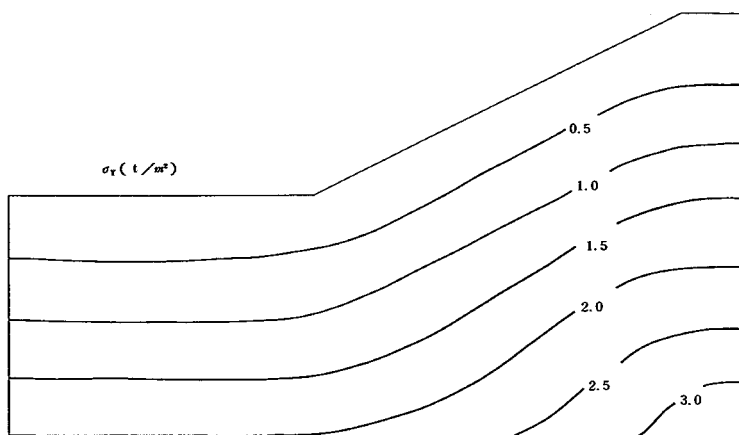
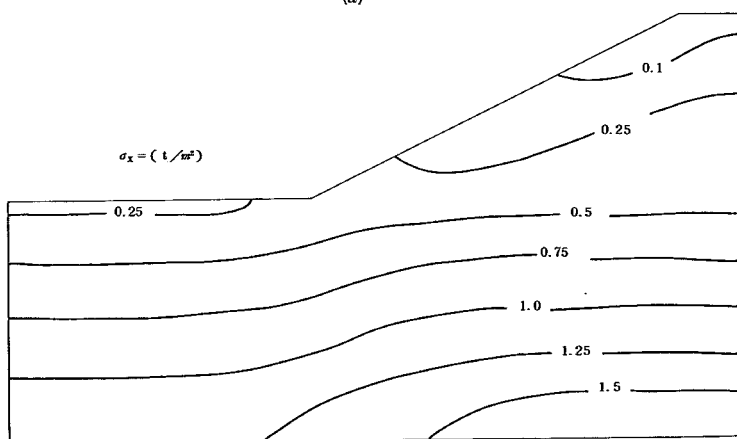


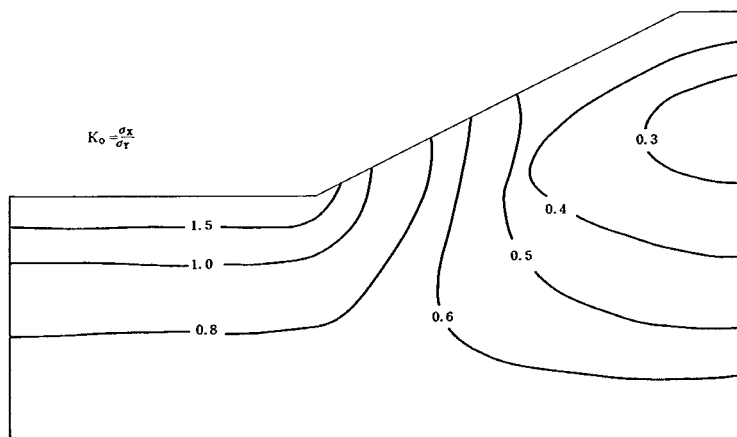
図-5.11 刚性低下に基く応力・ひずみ点の移動



(a)



(b)



(c)

図 - 5.12 盛土・地盤内の応力計算結果

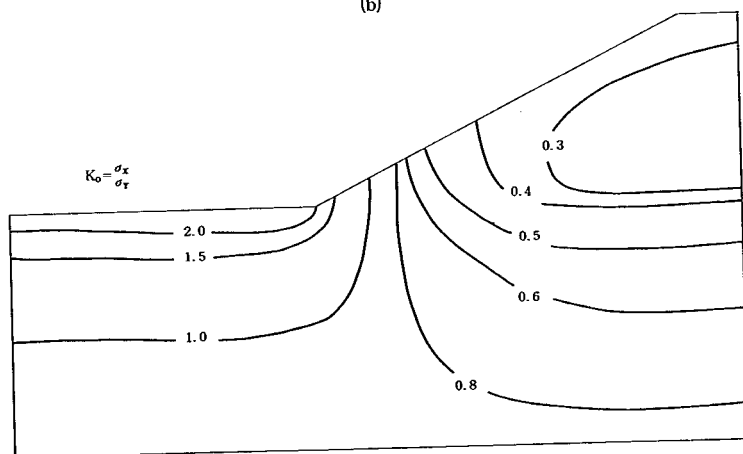
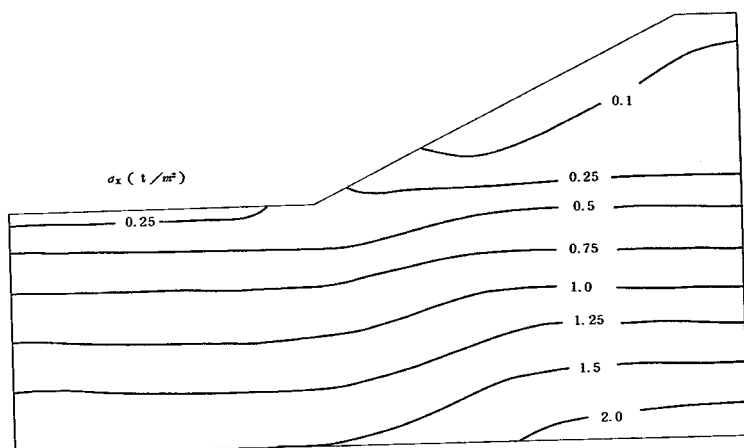
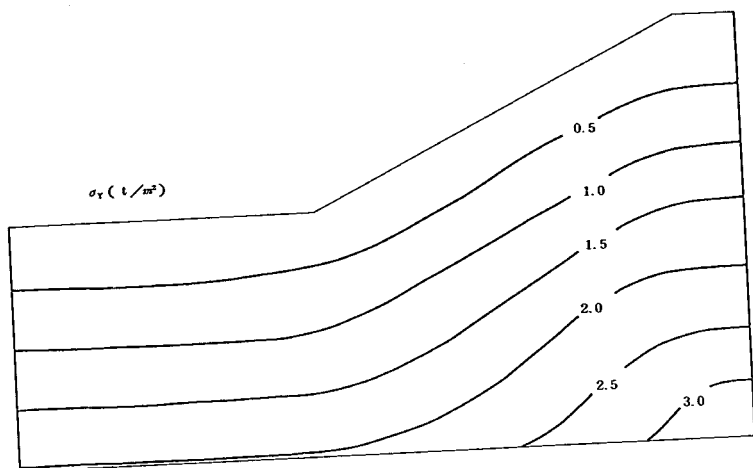
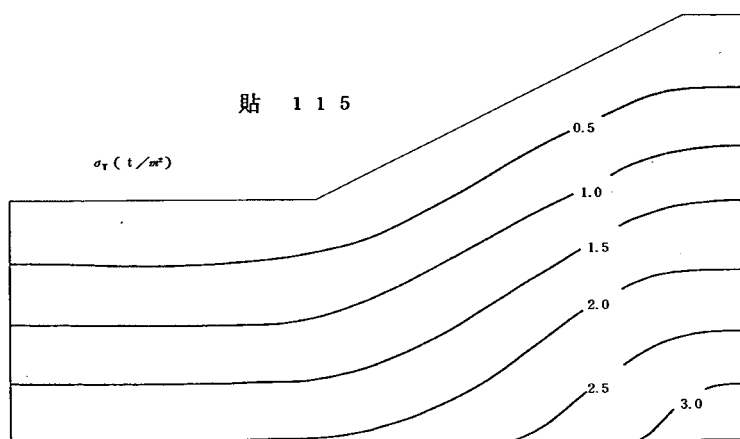
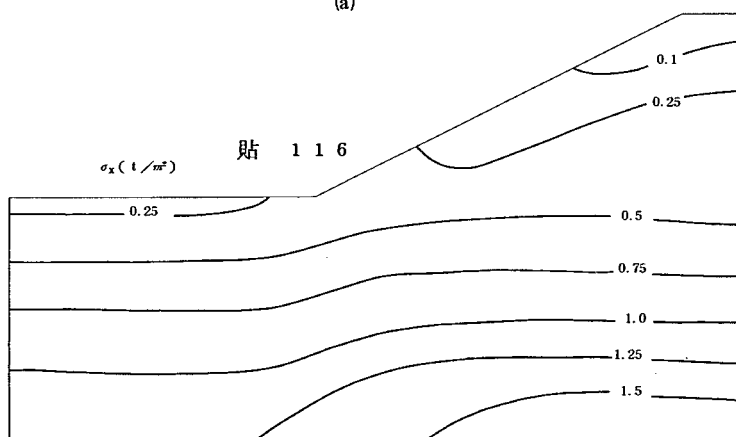


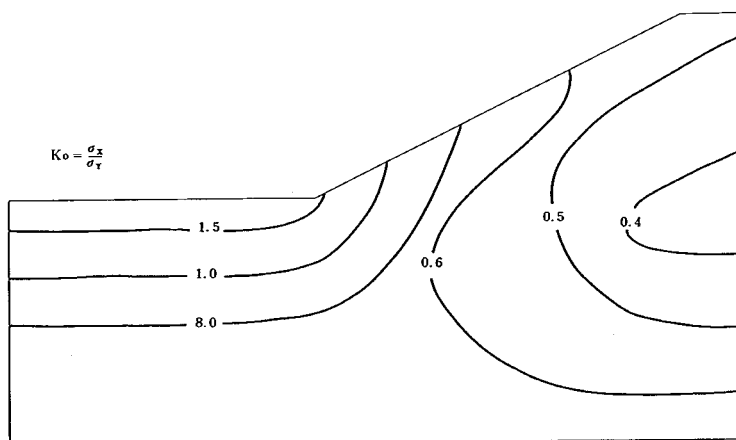
図-5.13 盛土・地盤内の応力計算結果



(a)



(b)



(c)

図-5.14 盛土・地盤内の応力計算結果

この場合、水平土圧は増加する傾向にある。

以上、極く限られた条件の下ではあるが、地盤や盛土の剛性の低下が地盤や盛土の変形、内部応力等に及ぼす影響を調べた。結局、結論的にいえば、液状化を生ずるような地盤の上にある水中盛土では地盤の剛性低下に伴う地盤の側方変形の影響が盛土部分にも影響し、水平土圧を減少させる事がある。大型盛土模型において観察された盛土内における過剰間げき水圧の低下現象はこの現象に起因するものと思われる。地盤部分がない場合には、このような現象は生じにくいと推定される。

5-3 地盤内の過剰間げき水圧の発生特性について

5-2で検討した水中盛土部での過剰間げき水圧の低下現象は力学的には興味深いものであるが、そのような現象を引き起こすものとの原因は地盤部での過剰間げき水圧の発生に伴う剛性の低下である。

又、現実の問題としても盛土部全体が水浸状態にある事は稀な側であるが、地盤部分が地下水位以下にある事はよく遭遇する。

したがって、盛土下及び盛土周辺部の地盤内において振動により過剰間げき水圧が如何に発生するかという事は実際の意義が高いと思われる。

盛土下及び盛土周辺地盤内の過剰間げき水圧の発生現象を追跡する方法には5-4でも述べる通りいくつかのレベルのものが考えられるが、一つの例は図-5.15のようなものであろう。このような流れに沿って実験によって得られた結果を追跡するために必要な準備は、実験に用いた砂の過剰間げき水圧発生特性及び実験時の動的なせん断応力である。

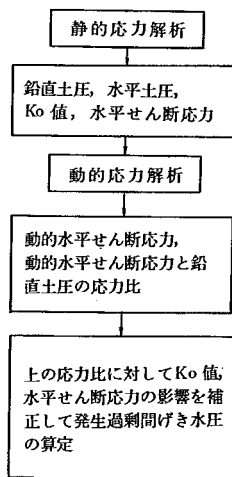


図-5.15

(1) 砂の過剰間げき水圧発生特性

飽和砂が非排水条件下で繰返しせん断を受けたときに過剰間げき水圧がどのように発生するかは、個々の動的せん断試験の結果をそのような観点から整理する事により、例えば動的応力比に対する依存度を見る事が可能である事はいうまでもない。しかし、従来この種の試験結果は液状化強度として、動的応力比と液状化に必要な載荷回数との関係を図示する事により表現される事が通常である。このように整理された結果から過剰間げき水圧の発生過程を推定する試みは柴田¹⁴⁾、Seed¹⁵⁾等によってなされており、我々も既報の実験結果の解析のために用いた事がある。考え方は次のとおりである。

まず、通常の液状化試験は定応力振幅の繰返し載荷によってなされる。地盤内条件との対応が比較的良好と思われる単純せん断の場合、過剰間げき水圧の上昇過程は図-5.16(a)のような過程を図-

5.16 (b) のように近似化する事にする。又、このような液状化試験結果は図-5.17 のように整理される。今作用する動的せん断応力比を $(\tau_d/\sigma_c)_1$ とするとき、それに対応する液状化回数は $N_{\ell 1}$ である。このとき、载荷回数 1 回、当りに上昇する過剰間げき水圧 Δu_1 は $\sigma_c/N_{\ell 1}$ となる。このようにして、動的せん断応力比 τ_d/σ_c に対する (1 回当り) 発生過剰間げき水圧比 $\Delta u/\sigma_c$ の関係が図-5.18 のような液状化強度特性に対して図-5.19 のように得られる。

(2) 地盤内の動的せん断応力比

地盤内の動的せん断応力比は、原則的には図-5.15 の考えに沿って求まるはずで、動的せん断応力の算定には、5-1 で述べたような手法を適用する事ができると考えられる。しかし、二、三の試算の結果、次のような事が判明した。

① ひずみに依存する剛性・減衰を考慮した非線型応力の解析によると、動的応力比は、図 5.19

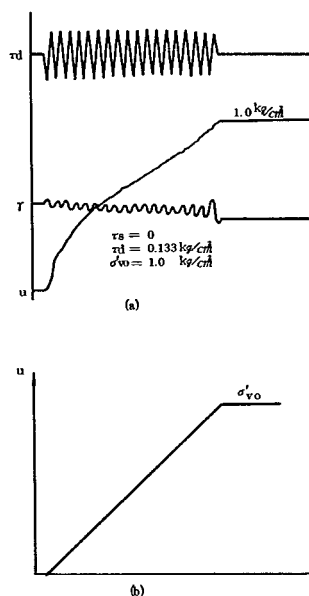


図-5.16 繰返しせん断に対する過剰間げき水圧

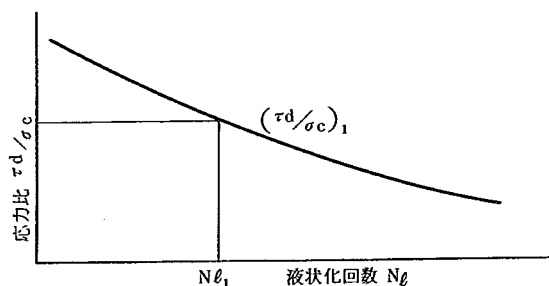


図-5.17 液状化試験結果の整理法

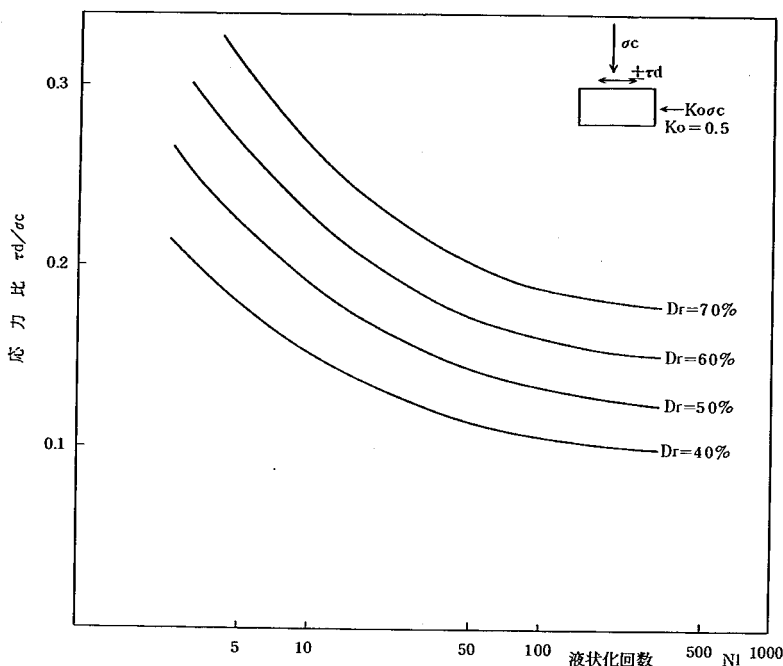


図-5.18

のような間げき水圧発生特性及び実験的に得られた間げき水圧上昇過程を考慮して逆算されるものよりかなり大きい(図-5.20)

- ② 図-5.21のような間げき水圧発生特性自体が、かなりの変動幅を有し、又、図-5.17に記したような補正項(初期せん断応力、水平土圧係数等)がある事は事実であるが、基本的に大きな問題点は、動的応力の算定法にあると思われる。この計算法においては、上述したようなひずみ依存型の非線型特性を考慮はしているが、過剰間げき水圧の発生による剛性の低下等は考慮していない。現実には、図-4.30, 31の加速度～時間過程で見たように、剛性低下に伴う系の振動特性の変化等のために、系の振動性状が定常加振に対しても非定常なもの(一般に振動を低減する)になっており、それだけ地盤内部に生ずる動的せん断応力は小さくなっていると考えざるを得ない。

- ③ したがって、このような実験によって観察された現象(現実にも強震時に条件さえ整えば生じうると考えられるが)を解析するためには、広く言えば振動による物性の変化をも考慮できるモデル及び解析手法の開発が必要と思われる。これについては、別途報告の予定である。

以上のような事から、現状では地盤内の過剰間げき水圧の発生性状を定量的に予測しう事はかなり困難であると思われる。

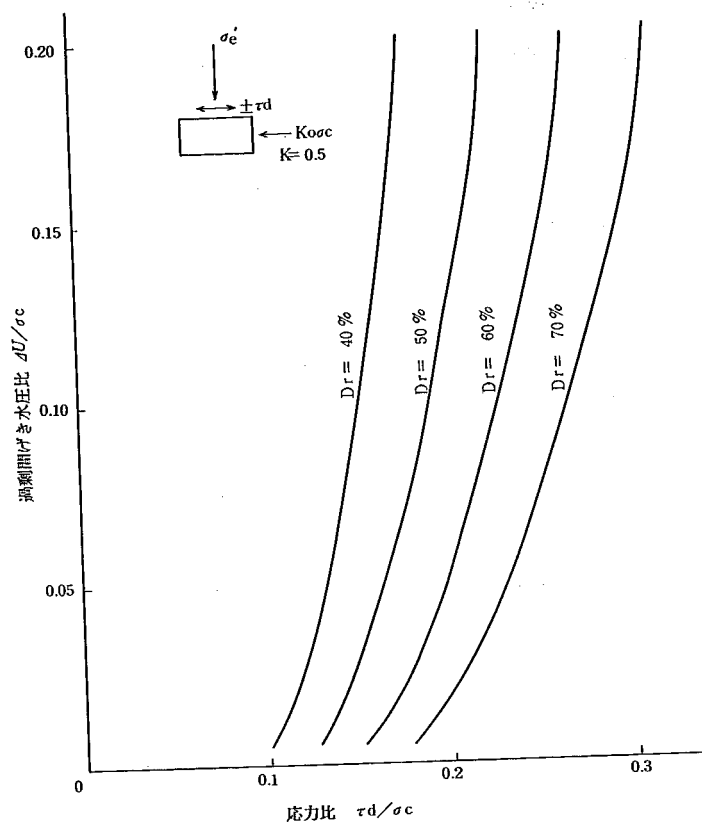


图 - 5. 19

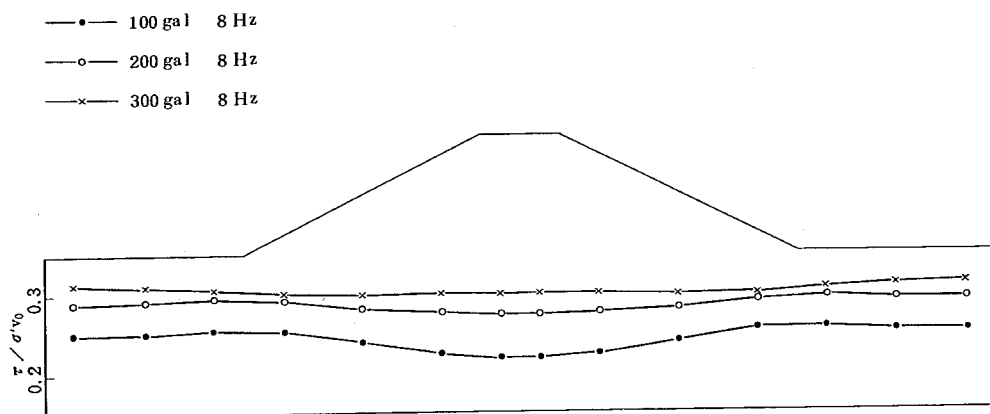


图 - 5. 20

5-4 水中盛土の地震時安定計算法

振動を受ける砂質盛土の安定解析法としては、次のようないくつかのレベルの方法を考える事ができる。

(1) 最簡便法

盛土・地盤に所与の又は動的な応答解析により求めた震度を動的荷重とし、強度としては静的強度（間げき水圧の変化等が生じないとして）を用いる。

(2) 簡便動的解析法

盛土・地盤に震度を乗じ動的荷重を算定し、強度としては全応力で見た動的強度又は間げき水圧の増加を見た有効強度を用いる。この間げき水圧の増分の推定には図-5.17のような手法が用いられる。これは、結局動的荷重を受ける過程において盛土・地盤で徐々に変形し静的な応力状態をも変化するという現象は考慮していないことになる。

(3) 変形及び物性変化を考慮した動的安定解析法

変形を考慮するという場合には、(2)の終わりに述べたような動的荷重を受ける過程において盛土・地盤系が徐々に変形し静的応力状態をも変化するという現象を考慮する事が考えられる。この現象の一つは、既に述べた全応力の変化であり、これは図-5.8に示したような方法により逐時的に追跡する方法がありうる。このような考えによれば、軟弱な地盤がある場合には、それに支持された盛土内部では間げき水圧が若干発生しにくくなると思われる。他の一つの考慮すべき因子は、静的せん断に伴う間げき水圧の変化である。過剰間げき水圧の上昇に伴い、ある要素内の応力・ひずみ点は図-5.11のようにせん断応力が余り変化しない状態で径路ABをたどると考えると、この過程はせん断ひずみが増加する過程であるが、このときに非排水現象を仮定すればせん断に伴うダイラタンスー現象の裏返しの現象として間げき水圧の変化が生ずるであろう。これによっても強度の増減が生じ、したがって所与のせん断応力に対して現象が破壊に向うか、ある変形で止るかが定まる。この現象は各種盛土の破壊変形が如何なる形態に留まるかという場合に重要な項目の一つと考えられる。

以上では、荷重としては応答解析等によって求めた震度を用いる事を前提としたが、現実には、5-3(2)で述べたように大きな過剰間げき水圧が発生するような場合には、振動が速度は急激に低下する。これは、過剰間げき水圧の上昇に伴う物性（剛性等）の変化に起因するものであり、これを考慮しない事は荷重を過大に評価する事になるであろう。したがって、厳密な現象追跡のためには、このような解析法も考えられる。

以上、いくつかのレベルの動的安定解析法を述べた。(1)の方法は、設計計算としても余り意味がないと思われる。(2)の方法は、恐らく安全側の答を出すから、設計計算にも用いられよう。(3)の方法は、現在のところ解析モデル、計算手法を検討中であり、現状では定量的な計算は困難である。

6 あとがき

本報告では、大型振動台を用いた水中盛土の振動実験の結果を中心に、現象の解析、合理的な動的安定計算法の提案を行う予定であったが、いくつかの点で十分な検討を行う事ができず、さらに新しい解析モデル・手法の開発をめざして調査研究を続ける必要がある事を再認識するに留まった点も多い。以下、本文で述べた実験的結論のいくつかを要約しておく。

- (1) 剛な地盤上の水浸砂盛土は水平地盤の場合と異なり、過剰間げき水圧が初期有効上載圧に等しくなるという液状化現象は生ぜず、それに至る前に表面部から流動的な破壊をする。
- (2) 砂地盤上に築造された水浸砂盛土内の振動時の間げき水圧の性状は、地盤中の間げき水圧上昇に伴う剛性低下の影響を受け、地盤が剛な場合に比べ過剰間げき水圧が発生しにくく、(1)と同様な表面部からの流動破壊と並んで、地盤の流動破壊に基く破壊も大きい。

7 参考文献

- 1) 沢田, 古賀他: 水浸砂層の液状化沈下現象に関する振動実験, 土木研究所資料, 1063 号
- 2) 斎藤, 李: 水中盛土の振動試験, 第 29 回土木学会年次講演会第Ⅲ部, 1974
- 3) 野田, 上部: 飽和砂斜面の模型振動実験, 第 13 回地震工学研究発表会, 1975
- 4) 小川他: 砂質土斜面の模型振動実験, 第 30 回土木学会年次講演会第Ⅲ部, 1975
- 5) 渡辺, 堤他: フィルダムの共振実験から見た振動挙動, 電力中央研究所第二技術研究所報告, № 74003, 1974
- 6) 石原, 本間編: 応用水理学中Ⅱ, p. 442, 丸善
- 7) Ghaboussi, J., Wilson, E. L.: Seismic Analysis of Earth Dam-Reservoir Systems, Proc. ASCE, SM10, 1973
- 8) 滝川, 秋吉: 有限要素法による堤体-水相互作用系の地震応答と浸透流の解析, 熊本大学工学部研究報告, 第 23 巻第 3 号, 1974
- 9) 沢田, 古賀他: 砂の繰返しせん断試験報告, 土木研究所資料 1218 号
- 10) 古賀, 沢田他: 水中盛土の振動実験, 第 31 回土木学会年次講演会第Ⅲ部, 1976
- 11) 石原, 吉田, 李: 飽和砂の流動化と主応力比変化の関係, 第 6 回土質工学研究発表会, 1971
- 12) 沢田, 古賀他: 有限要素法による盛土・地盤系の振動解析, 土木研究所資料 1219 号
- 13) 田中: 土構造物の非線型解析, 土木研究所資料 992 号
- 14) 柴田: 飽和砂の液状化現象, 第 16 回土質工学シンポジウム, 1971
- 15) Seed, H. B., etc.: Pore - Water Pressure Changes during Soil Liquefaction, Proc. ASCE, GT 4, 1976
- 16) 9) と同じ, p. 26