

ロックフィルダム の 材料物性と 挙動解析・実測値の関連

(築堤時、湛水時および地震時)

電力中央研究所

○ 林 正夫、藤原義一、駒田広也

要旨 ロックフィルダム材料の静的、動的、材料試験と非線型性・浸水沈下量・動的粘性・立体震動などの有限要素解析の関連について報告する。とくに、非線型応力-ひずみ関係、湛水時の収縮沈下ひずみ、処女応力水準での静的変形係数、静的を繰返し弾性率と動的な弾性率、激震時の応力水準と主要周波数帯域での動的な弾性率、築堤後の間隙比の分布と動的な弾性率の関係、動的三軸試験による応力-ひずみ曲線からの動的な粘性係数、立体的な震動解析における基本振動モードに対する減衰定数の算定、築堤時、湛水時および地震時のこれら物性に基づく挙動解析、実測値などとの関連について報告する。今後さらに詳細な検討を進めることにしている。

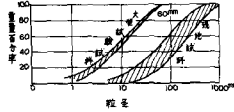


図1 ロック材の粒度加積曲線

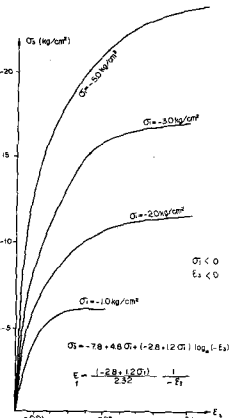


図2 ロック材大型テストの3軸圧縮応力-ひずみ曲線

① ロックフィル材の三軸的応力-ひずみ曲線は図1の現地試料そのものの粒度では大きく過ぎ目下は図1の平行粒度の最大粒径60mm程の相似粒度大型試料によって図2、図3に例示したように求め、¹⁾ 応力-ひずみの関係は軸応力 σ_3 、側応力 σ_1 、軸ひずみ ϵ_3 、すべて圧縮(-)側において

$$\sigma_3 = A\sigma_1 + (B + C\sigma_1) \log_{10}(-\epsilon_3) \quad , \quad \text{kg/cm}^2$$

ここに $A = 4.8$, $B = -2.8$, $C = 1.2$

処女荷重増分に対する変形係数 D は図4のようになり

$$D = \frac{\partial \sigma_3}{\partial \epsilon_3} = \frac{(B + C\sigma_1)}{2.32 \epsilon_3}$$

ポアソン比 ν は 体積変化率と側応力、軸ひずみなどから圧縮応力(-)側で

$$\nu = 0.35 - 0.13 \log_{10}(-\sigma_1) - \epsilon_3$$

として築堤挙動解析²⁾に用いた。②コア材については三軸圧縮変形のほかに圧

密による硬化、粗粒分の混入による硬化も変形特性に考慮が必要であった。²⁾

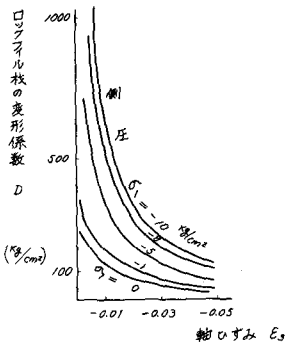


図4 ロックフィル材が先行荷重以上の処女荷重を受ける場合の変形係数(側圧 σ_1 および軸ひずみ ϵ_3 の影響)

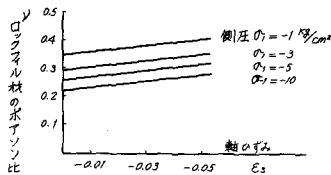


図5 ロックフィル材が先行荷重以上の処女荷重を受ける場合のポアソン比の側圧依存性

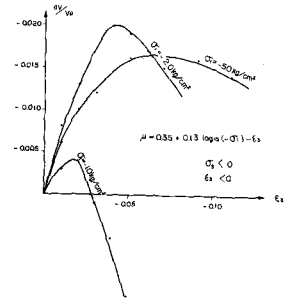


図3 ロック材大型テストの3軸圧縮試験中の $\Delta V/V_0$

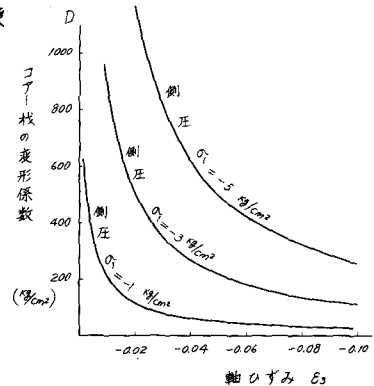


図6 コア材の圧密を考慮に入れた場合のコア材の変形係数の側圧 σ_1 および軸ひずみ ϵ_3 などの影響(処女応力の場合)

③ 湛水時は浸水による沈下に相当する歪 ε_s (図10) が逐次湛水(図25)で発生する現象を逐次初期歪として湛水挙動解析にとり入れる必要があることが判った。 ε_s は図7、図9の試験で、載荷・浸水・排水……を繰り返す図10を、含水比 w 、間隙比 e の関数として次式であらわした。

$$\varepsilon_s = a + b e + c e^2, \quad \text{こゝに } a = -0.082 + 0.007, \quad b = 0.550 - 0.080 w, \\ c = -0.050 + 0.032 w$$

④ 変形係数 D は前述のように処す荷重増分すなわち第 i 挙動に対応し、除荷時の係数 E は図11のように間隙比 e が大きい程、 D と異なり、

$$E/D = a + b e + c e^2 + d e^3$$

こゝに $a = -31.1, \quad b = 40.5, \quad c = -16.93, \quad d = 2.940$ とし、 E は湛水時の上流側口ツクフィル部に適用した。

⑤ 動的三軸変形試験は直径50cm、高さ50cmの供試体で、軸差応力 9.5 kg/cm^2 まで、軸圧の動的変動 $\sigma_d = \pm 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 、

その周波数 $0.01 \sim 5 \text{ Hz}$ 行った(図12)。周波数が高くなると、動的弾性率が大きくなり、ヒステリシスが大きくなる(図13)。これらの

特性は振動中の静的 γ リープを無視すれば図14のVoigt型の粘弾性モデルで概ね表現可能である。 $\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{[(\frac{E'}{E''})^2 + \omega^2]^{1/2}} \cdot (\frac{E'}{E''} \sin \omega t - \omega \cos \omega t)$

図15に静的軸差応力 $(\sigma - \sigma_s)$ の関数としての E' 、 γ' の試験結果を示す。ただし、これらの値は詳細には σ_m の大小、間げき比(この場合約0.35)により異なるので、さらに試験を実施している。

⑥ 築堤中の挙動解析は図17の有限要素により5段階の逐次計算により数値解析し、図18の水平変位ピーク値が堤体内部にあるので斜面は静的に安定な状態にあると診断でき、破壊に近くなる

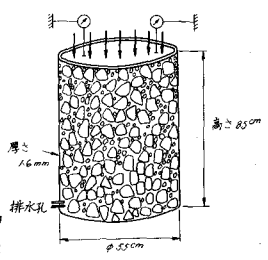


図7 浸水による収縮沈下ひずみの測定

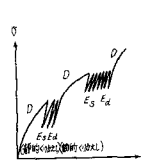


図8 各種の係数について

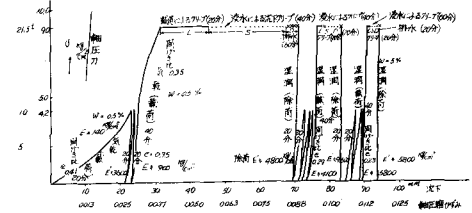


図9 軸圧力と軸圧縮ひずみの関係 (浸圧4kg/cm²)

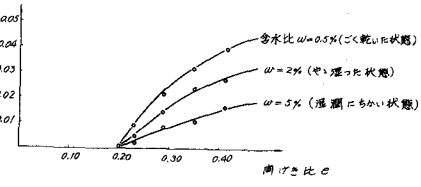


図10 ロックフィル粒状体の浸水による収縮沈下ひずみに及ぼす間げき比 w および含水比 w の影響 (砂岩ロックフィル材、最大粒径 0.5mm、相対密度)

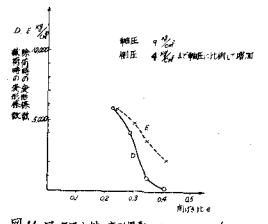


図11 ロックフィル材の弾性係数と間隙比の関数 (max. 0.5mm)

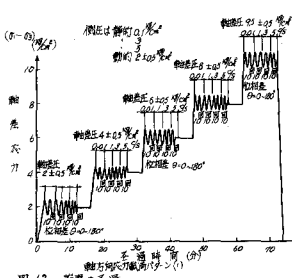


図12 荷重の定数

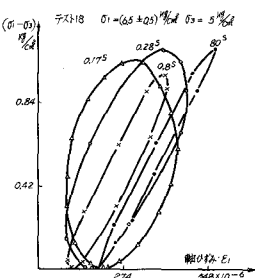


図13 各種の軸圧変動率の E' 、 γ' の関係の例

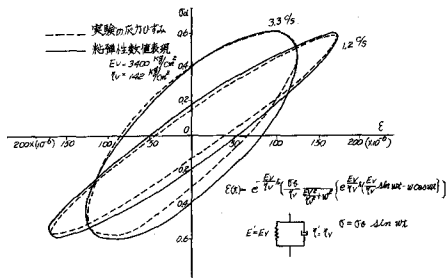


図14 応力-ひずみ曲線と粘弾性数値表現

このピークが表面に移動する。ロックフィルの沈下は図19のように実測¹⁾と計算²⁾はながらみている。したがって、①で述べた最大材量60mmの大型試験程度でも、実際の挙動解析にばり十分の適用性を有すると思われる。

⑦ 図20は 築堤終了段階の間隙比 C と $C=C_0+\Delta C=C_0+\frac{\Delta V}{V_0}(1+C_0)$, $\frac{\Delta V}{V_0}=E_1+E_2+E_3$ によって求めた分布である。深部は表層に較べて、間隙比が0.5だけ小さく締まっている。

このことは耐震設計上重要な意味がある。筆者は考えている。すなわち、 C に応じた静的くわえしヤング率 E_s 、ついで E_s に応じた動的ヤング率 E_d も弾性軸応力水準に応じて求めてみると図21のように深部の E_d が約10,000 $\frac{kg}{cm^2}$ に対し、表層は約4,000 $\frac{kg}{cm^2}$ 程度の低い値となっている。この分布は動的応答にかなり影響を与える。今後の耐震設計にあたり定量的に考慮することが望ましいと思われる。

⑧ 図22は 築堤終了段階における処女荷重増分に対する変形係数 D の分布を示している。図21は動、図22は静であり、逆の傾向を呈している。深部は、より以上の荷重には降伏し易いが動的には安定で、表層は全く逆である。

⑨ 逐次湛水の荷重成分は図23に示した4つの成分を考慮する必要がある。特記すべきは浸水沈下ひずみであり、湛水中の4ケースの比較計算の条件(表1)の W_1, W_2 はこの浸水沈下ひずみを無視した場合であるが、図28のように堤頂の沈下について誤った計算に陥っていることに注意を要する。⑩ 湛水中は上流側ロックフィルに浮力が働き、除荷の(状態になるので、図11のような除荷時の変形係数を適用すべき

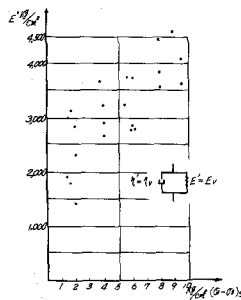


図15 ロックフィル材の動的弾性率 E_d (E_d/E_s 変形率: 10-21%)

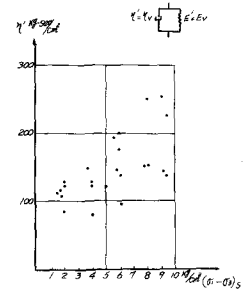


図16 ロックフィル材の動的弾性率 E_d (E_d/E_s 変形率: 10-21%)

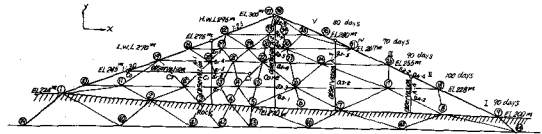


図17 有限要素網・沈下計・水平変位計の配置

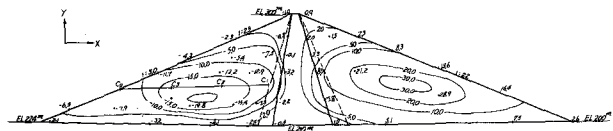


図18 築堤終了段階での水平変位の分布

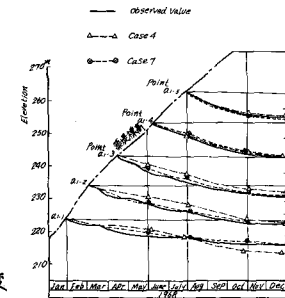


図19 ロックフィルの沈下実測値・計算値



図20 築堤終了時の間隙比 C の分布の計算値



図21 間隙比 C ・動的弾性率 E_d を基にした地震応答計算に用いるべき動弾性率の分布

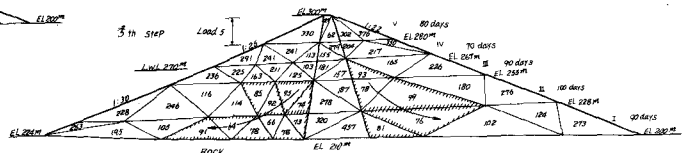


図22 築堤終了段階での処女荷重増分に対する変形係数 D の分布 ($\frac{kg}{cm^2}$)

領域に相当する。表1の W_1 はそれを無視した場合であり図25の W_1 のように実測値とは著しく異なる。したがってそれを考慮した W_3 の考え方が良い。(11) 静水圧に対しコア下流側ロックフィルのみの対抗する通常の W_4 では図25のように過大な計算結果となった。コアと上流側ロックの接触面が圧縮応力にて接触している限りは上流側ロックフィルも静水圧に対し分岐するものとした W_3 の計算の結果は、図25、図26、図28のように、他の条件にくらべ、総合的に実測値をよく説明できる。(12) 築堤中と湛水中の変形の比較は図27に示す。築堤中が圧倒的に大きい。応力の比較は図29に示す。上流側ロックフィルは側方拘束圧が湛水中に消滅し、あまり安定が十分でない状態で安定している。一般にこの傾向がどのロックフィルダムでもあろう。(13) 地震時の挙動に関しては従来、二次元的な検討が内外でいくつか見られるが、三次元的な拘束も考えると如何に異なるかについて、筆者らは検討を試みた。

手法は立体有限要素網にモード解析法を結合し、さらにつきのように粘性係数 γ も各有限要素に導入した。動応力は動歪に

$$\sigma = E_d \epsilon + \gamma \frac{d\epsilon}{dt} = \sigma_e + \sigma_d$$

$$\sigma_d = \gamma \frac{d\epsilon}{dt} = \lambda \frac{E_d(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \frac{d\epsilon}{dt}$$

と置き、仮想仕事の原理を用いる

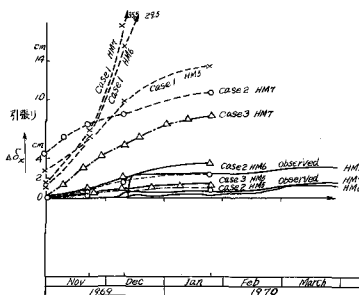


図26 湛水時の斜面の水平変位の計算と実測

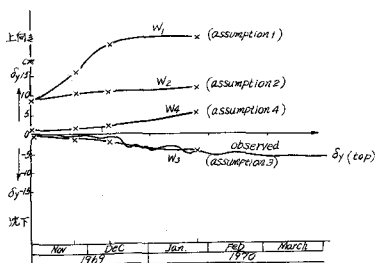


図28 湛水時の堤頂の鉛直変位の計算と実測

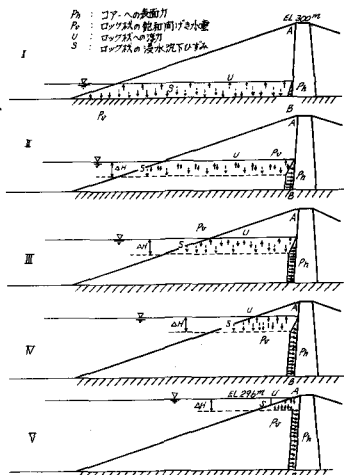


図23 逐次湛水の荷重

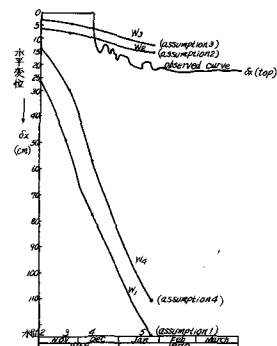


図25 湛水時の水平変位の計算値・実測値(堤頂)

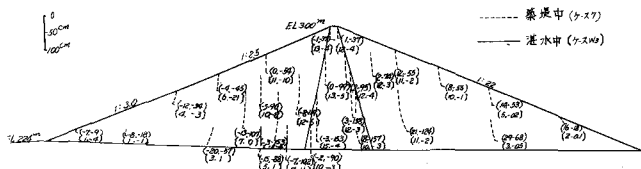


図27 築堤中と湛水中の変位の比較

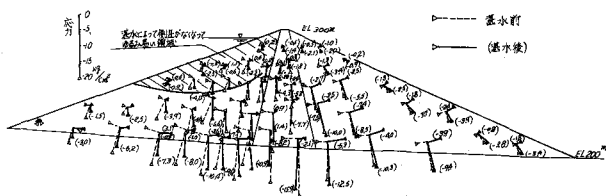


図29 湛水前と湛水後の応力の比較

節点力 f^e と節点変位 δ^e に関し、要素剛性 k^e を介し、

$$f^e = k^e \delta^e + \lambda k^e \frac{d\delta^e}{dt}$$

となり、 λk^e を減衰行列 $[C]^e$ といてこれを物性試験値 γ

より求めた。元々次ベクトル y_n と規準減衰 $C_n = \{y_n\}^T [C] \{y_n\}$

より、元々次固有振動数 ω_n での減衰定数 $\gamma_n = C_n / 2\omega_n M_n$ と

規準質量 M_n を介して求めた。前述の動的弾性率 E と粘性

係数 γ の分布から、図30のモデルの一次固有周期は三次元拘

束状態で0.33秒、二次元で0.47秒、(A,B)の時、 γ は $120 \frac{kg}{cm^2}$

と低い用い、減衰定数は8%、二次元で5%であった。 γ は $120 \sim$

$240 \frac{kg}{cm^2}$ に分布させ、図34のモデルの場合には、上下流方向

の一次モード(図31)で $\gamma_1 = 12\%$ 、 $T_1 = 0.64$ 秒、堤軸方向の二次モード

(図31)に対し $\gamma_2 = 13\%$ 、 $T_2 = 0.57$ 秒となった。従来、減衰定数

γ_n を仮定していたが、このように動的三軸試験より γ を求めると

少しは合理的な地震時定足線法に近づくものと思う。

(19) 地震時の挙動は二次元よりは三次元の場合、応力・変位はかた

小さく(図32, 35, 36)。堤頂加速度は拘束の E にや、大さ(図33)。堤軸方

向地震時応力は翼部接岸部に偏る(図38)より

参考文献

1) 門脇慶太郎、大長昭雄、喜渡

山、ロックフィルダムの設計

にともなう特殊検討、発電

水力 No. 98, 1969

2) 林 正夫、ロックフィルダム

築造中、透水中の内部挙動

(解析と実測の比較) 電力中研報告

No. 70012, 1971

3) 林 正夫、藤原義一、運次

破壊現象にいたる斜面の安定解析、

土木学会論文 171号 1969

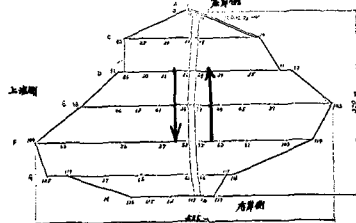


図34 立体震動(堤軸方向)モデル

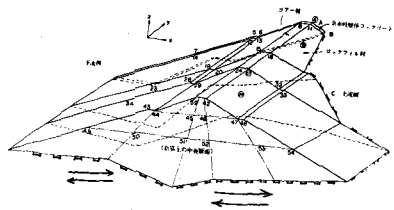


図30 立体震動(上下流方向)モデル

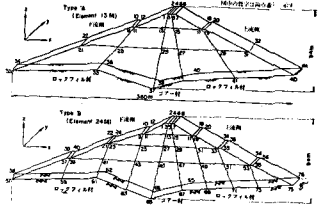


図31 ロックフィルダム
2個の2次元震動モデル

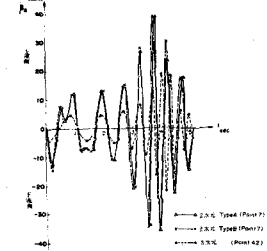


図32 ダム中央部天端の変位応答履歴
(上下流方向)

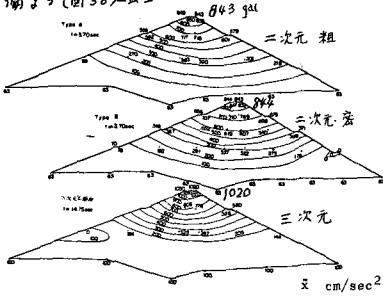


図33 ロックフィルダム2次元・3次元震動解析の
加速度分布の比較

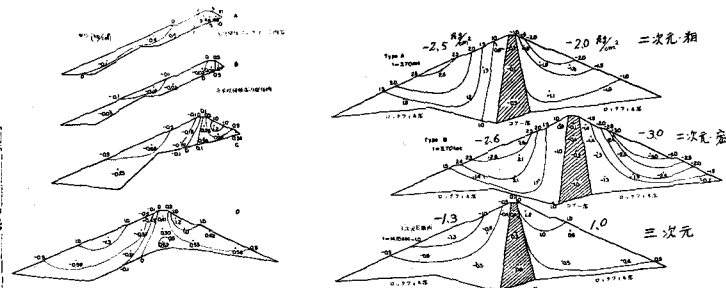


図35 ロックフィルダム立体振動解析
最大振幅時 ($t=14.15$ sec) の応力分布図
 σ_x (上下流方向の水平応力) kg/cm^2
+ 引張応力
- 圧縮応力

図36 ロックフィルダム2次元・3次元震動解析の比較
最大振幅時における応力分布 (上下流水平方向 σ_x
単位 kg/cm^2)

Static and Dynamic Properties of Rock Fill Material, and Relation between Numerical Analysis and Observation

— Banking, Reservoiring and Earthquake —

[Central Research Institute of Electric Power Industry, Abiko City, Chiba Pref.)

○ Masao HAYASHI, Yoshitazu FUJIWARA and Hiroya KOMADA

Summary : Relation among the static and dynamic triaxial test , non-linear stress-strain curve, initial strain due to submerging settlement, dynamic viscosity of rock fill material, and spacial dynamic responses is described. This paper discussed some important phenomena as horizontal displacement, change of void ratio during banking, submerging settlement and stress strain relation in unloading stage in reservoiring, and evaluation of viscous damping derived from the dynamic stress-strain relationship in spacial dynamic response during earthquake.

(25th Dec. 1971)

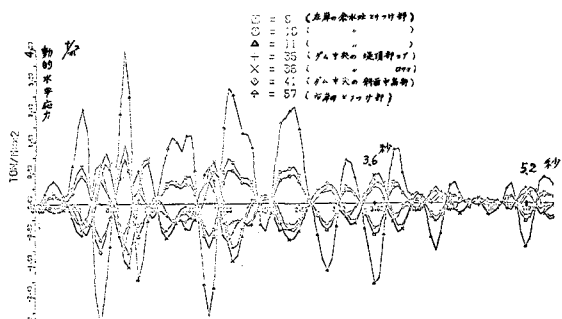


図 37 ダム軸方向の水平応力 σ_y の時間歴

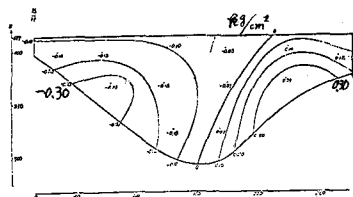


図 38 ダム軸方向地震時の応力 σ_y

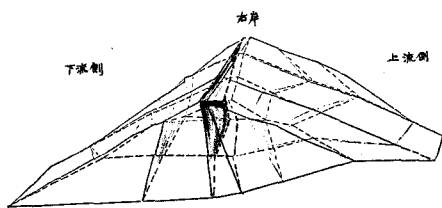


図 39 一次モード (上下流方向のせん断振動)

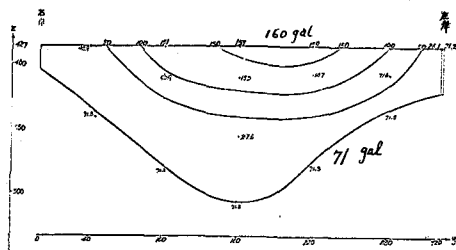


図 40 ダム軸方向地震時の加速度分布 $\ddot{y}_g$

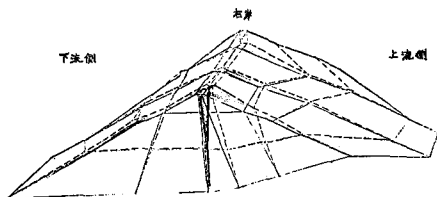


図 4/ 二次モード (提軸方向の振動)

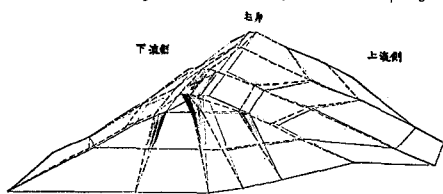


図 42 三次モード (曲げ振動)