

〔パネル講演 2〕

地盤・土木構造物の減衰特性

Damping Characteristics of Soil and Civil Engineering Structure

岩楯 徹広 (東京都立大学)

Takahiro IWATATE, Tokyo Metropolitan University, 1-1, Minami-Ohsawa, Hachioji-city, Tokyo, 192-397

This paper describes an overview of damping characteristics of soil and civil engineering structures from laboratory tests, in-situ /field tests, shaking tables tests and forced vibration tests, and also its modeling for seismic response analyses. (1) The damping ratio(h) of various soil (sand, clay, gravel and rock), and concrete obtained from laboratory tests were summarized. They exhibit non-linear properties; and the h - γ relationships of soils are verified, and various models of soil are proposed for seismic response analyses of ground and civil engineering structures. (2) Damping ratio of cohesive soil ground, sandy ground and loam were about 1 ~ 3%, 3 ~ 5% and 5 ~ 10% at low strain level, respectively. (3) The damping characteristics of civil engineering structures (PWR and BWR Nuclear Plants, Dam, Bridges, Buildings) obtained from forced vibration tests, microtremor measurements, and earthquake observations were summarized. These data are very useful for seismic response analysis of ground and civil engineering structures.

Key Words: Damping Characteristics, Damping Ratio, Soil Dynamics, Laboratory Tests, In-situ Tests, Seismic Response Analysis, Equivalent Linear Method

1. はじめに

地震時の地盤・構造物の動的応答特性や耐震性を評価する上で、地盤中を伝播する地震波の伝播特性や構造物・地盤の減衰特性(h)は、剛性(ばね定数)と共に極めて重要である。

一方、土木構造物は多種多様であり、使用される材料も土、コンクリート、鋼など種類も多くしかも各種材料が複合されて用いられていることから、動的解析に当たっては、それを構成す材料の動的性質を把握し、これを適切にモデル化する必要がある。ここでは、地震波動の減衰特性と動的挙動を評価する際に用いる各種材料の減衰特性とモデル化および動的解析への適用について、既往の実験・実測データなどを中心に述べる。

2. 減衰の種類

地震時における地盤・構造物の動的挙動には減衰が支配的な役割を示す(表 2-1)。減衰は、①地

盤・構造物の材料自体が有する非弾性的な性質(材料の塑性化)に起因する履歴減衰、②部材と部材の衝突や接触摩擦による構造減衰、③地盤・構造物の振動エネルギーが媒体を伝播する波動エネルギーとして消散される逸散減衰に分けられる。

地盤・構造物の減衰特性は、地震の発生機構、材料の種類、構造形状、部材変形の程度などに大きく依存する。減衰機構を正確にモデル化することは、極めて難しいが、動的解析に当たり、地盤・構造物の挙動を大略表現出来る定式化が必要となる。

2.1 減衰機構のモデル化^{1),2)}

地盤材料は、図 2-1 に示すように、ひずみの大きさにより弾性から強い非線形性(破壊)に至る幅広い変形挙動を示すため、対象となるひずみレベルに応じた解析モデルと解析手法を選択し解析しなければならない。一般に、地盤の応答解析は、微小ひずみレベル(10^{-5} 以下)では、弾性モデルに

よる重複反射理論、中ひずみレベル ($10^{-5} \sim 10^{-2}$) では、粘弾性体モデルを用いて土のせん断剛性や減衰定数の非線形特性を考慮した等価線形解析、 10^3 以上の大ひずみ・破壊ひずみレベルに対しては、非線形モデルによる非線形解析(逐次積分解析法)が用いられている。また、モード重ね合わせ法による動的解析では、履歴減衰と逸散減衰を同時に考慮できる振動数依存性型の Rayleigh 減衰を採用している。

(1) 線形モデル(図 2-2)

線形モデルとして、ばね(k)とダッシュポット(c)を2要素に組み合わせた粘弾性型モデル(① Voigt 型モデル(kとcが並列), ② Maxwell 型モデル(kとcが直列))と減衰力が変形に比例した③履歴減衰型モデルが提案されている。

これらのモデルの要素の減衰定数(h)は、図 2-3 に示すように、(a) Voigt 型モデルは、 $h=c \cdot \omega / 2k$ となり円振動数(ω)に比例する。(b) Maxwell 型モデルは、 $h=k/2c/\omega$ となり ω に反比例する。(c)履歴減衰型モデルは、 $h=c/2k$ となり、 ω に対し一定となる。一方、今までの実地盤の実測や室内試験では、地盤(材料)の減衰定数は、かなり広い振動数域で、おおむね一定で、Voigt 型モデルや Maxwell 型モデルによる評価では不十分である。このため、ばねとダッシュポットを3要素に組み合わせた④3要素モデル(Zener 型モデル)などが提案されている。このモデルでは、振動数に、ほぼよらない特性を付与出来る¹⁰⁾。

(2) 非線形モデル

大地震時の応答特性の評価には、今までに土のばねに相当する骨格直線と減衰特性を表す履歴ループを非線形表示として数多くの非線形モデルが提案され、地震応答解析に取り入れられてきた。代表的なモデルとして(a)Hardin-Drnevich モデルと(b)Ramberg-Osgood モデルについて紹介する。

(a) Hardin-Drnevich モデル (HD モデル)

このモデルは、せん断応力 τ とせん断ひずみ γ の関係を図 2-4 に示すように、双曲線で表わしたものであり、せん断弾性係数 G のひずみ依存性 ($G/G_0-\gamma$ 関係)と減衰のひずみ依存性 ($h-\gamma$ 関係)

は、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} G/G_0 &= 1 / (1 + \gamma / \gamma_r) \\ h &= 2 / \pi [G/G_0 \{ \gamma_r / \gamma_a - (\gamma_r / \gamma_a)^2 \\ &\quad \ln(1 + \gamma_a / \gamma_r) \} - 1] \end{aligned} \quad (2-1)$$

ここに、 $\gamma_r = \tau_f / G_0$, τ_f :せん断強度、 G_0 :微小ひずみレベル (10^{-6}) のせん断弾性係数である。また、筆者らが行ったせん断土槽を用いた模型実験では、模型地盤の応答特性の評価に対し、岐阜砂の減衰特性として、(2-1)式に示した HD モデルに定数 0.02 を加算した非線形特性を有する修正 Hardin-Drnevich モデル (MHD モデル)³⁾を提案した。

(b) Ramberg-Osgood モデル (RO モデル)

このモデルは、図 2-5 に示すように降伏ひずみ γ_y , 降伏応力 τ_y および定数 α (正数), $r \gg 1$)を用いて、次式で骨格曲線を表現する。割線せん断弾性係数 $G = \tau_a / \gamma_a$ を用いると $G/G_0-\gamma$ 関係、 $h-\gamma$ 関係は、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} G/G_0 &= 1 / \{ 1 + \alpha (\tau_a / \tau_y)^r \} \\ h &= 2 / \pi [\{ (r-1) / (r+1) \} (1 - G/G_0)] \end{aligned} \quad (2-2)$$

(3) Rayleigh 減衰

この場合 減衰マトリクス C は、質量マトリクス M と剛性マトリクス K に比例し、 $C = \alpha M + \beta K$ で表される。減衰定数は、振動モード毎に設定され、n 次の減衰定数 h_n は、

$$h_n = 1/2 (\alpha / \omega_n + \beta \omega_n) \quad (2-3)$$

で示される。カルフォルニア大学で開発された 2 次元動的解析コード QUAD-4^{10),11)}では、 $h_n = h_1 / 2 \cdot \{ (1+\alpha) \cdot \omega_n / \omega_1 + (1+\alpha) \cdot \omega_1 / \omega_n \}$ となっている。QUAD-4 によるフィルダム解析では、h が振動数に依存しないよう $\alpha = 0.4 \sim 0.6$ の値が採用されている¹⁰⁾。

3 地震波動の減衰²⁾

(1) 距離減衰

地震動の最大振幅(A)は、マグニチュード(M)と震源または震央距離(R)の関数として次式で表す事が出来る。

$$\log A = aM - b \log R + c \quad (3-1)$$

ただし、a,b,c は定数である。A は、加速度、速度の最大振幅の他、応答スペクトルとする場合もあ

る。今まで既往の観測記録などを用いて多くの研究者により、地盤特性に応じて各種経験式が提案されている。わが国では、金井式、岡本式が古くから使用されている。

(a) 金井式

$$\log V = 0.6M - (1.66 + 5.60/X) \log X - (0.651 + 1.85/X) \quad (3-2)$$

ここに、V:最大速度振幅 (cm/sec), X:震源距離 (km)

(b) 岡本式

$$\log (A/640) = (-0.1036M^2 + 1.7244M + 7.604) \times (40 + \Delta) / 100 \quad (3-3)$$

ここに、A:最大加速度振幅 (cm/sec²), Δ :震央距離 (km)

(c) 福島式

福島は、震源域にも適用出来る最大振幅の距離減衰式として、日本と米国の観測記録に基づいて次式を提案している。

$$\log A = 0.51M - \log (R + 0.006 \cdot 10^{0.51M}) - 0.0033R + 0.59 - 0.17L \quad (3-4)$$

ここに、A:最大加速度振幅, R:断層からの距離, L:日本で 0, アメリカで 1 である。

この式は、図 3-1 に示すように、1995 年の兵庫県南部地震時にわが国で初めて得られた震源域とその周辺を含む観測データと良く対応しており、その有効性が確かめられている²⁾。

(2) 波動減衰定数 (α) と Q 値

小振幅の弾性平面波は伝播距離とともに指数関数的に減衰することが知られており、震源における波動の振幅を $A_0(\omega)$ とすると、震源から R だけ離れた地点における波動の振幅 $A_R(\omega)$ は、

$$A_R(\omega) = A_0(\omega) \cdot \exp(-\alpha(\omega) \cdot R) \quad (3-5)$$

と表せられる。ここに、 α は (平面波の) 波動減衰定数と呼ばれ、媒質の内部摩擦に関する定数である。また、媒質の履歴減衰定数 (h) と α の関係は、減衰が小さい場合、波の速度 c として、次式で表せる。

$$1/Q = 2h = 2\alpha c / \omega = \delta / \pi = 1/2 \pi \cdot \Delta W/W \quad (3-6)$$

ここに、 ω :円振動数 δ :対数減衰率, $\Delta W/W$:エネルギー損失比 (材料履歴により求まる)。

一方、媒質の内部減衰機構を実験的に明らかにする試みは古くより種々の方法により行われている。伝播する波動の減衰定数 (α, Q) を測定する方法もその 1 つである。この方法では、地球内

部の比較的深い構造に対しては自然地震、地表層など浅い構造に対しては発破や板叩き、発破、起振機などの人工震源による波動を用いることが多い。また、岩石サンプルにおける超音波実験なども行われている。これらの結果によると、多くの場合 α は振動数に比例し、Q 値の振動数依存性は小さいとされてきた。Q 値は、地球の内部の岩盤で:数 100 ~ 数 1000 (地震波を用いた解析), 硬岩:数 10 ~ 数 100 (岩石実験), 表層地盤: ~ 数 10 (地表層を対象とした野外実験) が得られており、弾性波の伝播速度に逆比例する傾向がある。特に、地表層における Q 値は、地震動の増幅特性に大きな影響を及ぼすため、適切な評価が重要となる。図 3-2 は、地表層における地震観測データを重複反射理論に適用し、最適化の手法により粘性土地盤と砂地盤における Q 値を求めて S 波速度に対してプロットした例である。図から、Q 値 (減衰定数) は概ね 5 (0.1) ~ 30 (0.017) 程度となり、かなりの幅にばらついている。最近の研究では、Q 値に振動数依存性考えた方が、実現象をよく説明できる事が分かってきた。振動数 (f) 依存型の Q の評価式は、 $Q = Q_0 \cdot f^{-n}$ で示される。ここに、 Q_0 :振動数 f=1Hz における Q 値, n は地点の地盤条件に依存する定数で、n = 1 ~ 0.3 との報告もあるが、地盤条件による差もあり、実際の評価に当たっては、実測データによる推定よらざるを得ない。

4. 地盤材料の減衰特性^{1), 2), 11)}

土木構造物に用いられている各種材料の中で、地盤材料 (砂、粘土、礫、岩など) について、室内実験で得られた減衰定数とそれに影響を与える各種パラメーターの関係、原位置で計測される減衰定数について述べる。

4-1 室内実験による減衰定数

地盤 (材料) の減衰定数は、拘束圧、土の種類、細粒分、せん断ひずみ (振幅)、試験条件等によって異なる。

4-1-1 砂

(a) 図 4-1 は、豊浦標準砂の室内作成試料について異なる拘束圧 (σ_c) での履歴減衰定数 (h) とせ

せん断ひずみ振幅(γ)の関係(h - γ 関係)を、対数表示している。この場合、拘束圧が大きくなるに従い h - γ 関係は、グラフ上を右方向にほぼ並行的に移動する傾向があり、微小ひずみレベルの $h \approx 1\%$ から最大 $h \approx 25\%$ 程度まで増加し、強い非線形性が示されている。

(b) 図 4-2 は、細粒分を含まないきれいな砂の減衰定数に与える拘束圧の影響をせん断ひずみ振幅をパラメータとして整理したものである。減衰定数は、拘束圧が大きくなるにつれ減少する傾向があり、両対数グラフでは、ほぼ直線関係になる。

(c) 図 4-3 は、細粒分を含まないきれいな砂の h - γ 関係を、共振法、三軸、単純せん断試験、低速繰り返し載荷試験による求めたものである。実験方法による差異は殆どない。減衰定数は、微小ひずみの範囲($< 10^3$)では、1~2%程度であるが、せん断ひずみが 10^4 以上で急激に増加する傾向にある。なお、不攪乱試料と室内で再調整した試料の差はなかった。

(d) 図 4-4 には、著者らがせん断土槽を用いた岐阜砂地盤の減衰自由振動試験により求めた G - γ 曲線、 h - γ 曲線を示したものである。これらの値は砂に関する Seed-Idriss 曲線に比べて、小さなひずみレベルから非線形特性が生じている。同図中の曲線は、(2-1)式に示す HD モデルに定数 0.02 を加えた Modified Hardin-Denevich モデル(MHD デル)により与えられる理論曲線で実験値を近似したもので、実験値と良いほぼ対応を示している^{2),8),12)}。

4-1-2 粘土

(a) 図 4-5 は、3種類の粘土(練返し粘土、沖積粘土、断層粘土)の減衰定数と拘束圧の関係を示したものであるが、沖積粘土では、拘束圧の増大に伴って減衰が若干増大する。また、断層粘土では、拘束圧の小さい範囲で、減少する傾向がある。また、比較的低拘束圧の範囲では、拘束圧が小さいほど減衰定数は増加する傾向がある。しかしこれらの傾向は、顕著でなく、粘性土の減衰定数に拘束圧が与える影響は小さい。

(b) 図 4-6 は、千葉県手賀沼付近の不攪乱採取した沖積粘土の G - γ 関係、 h - γ 関係を示したものであ

る。粘土の場合は、砂よりも G - γ 曲線、 h - γ 曲線が全体的に右に位置しており、小さなひずみレベルでは、顕著な非線形性がない傾向にある。また、拘束圧(圧密圧力)に依存しないが塑性指数 I_p に大きく依存し、 I_p が大きいほど、右に移動する傾向がある。

4-1-3 基礎捨石,裏込め石

防波護岸の基礎捨石や裏込め石には、最大粒径 1m 程度の巨大な石材が用いられている。相似粒度の採石(最大粒径 25mm と 50mm)を用いた繰り返し三軸試験結果では、 h - γ 関係の動的変形特性は粒径の影響は小さく、動的変形特性(G - γ 曲線、 h - γ 曲線)は、ほぼ H-D モデル近似できる(図 4-7)。

4-1-4 粗粒材料

表 4-1 は、種々のロックフィル材料の動的三軸試験、中空ねじり試験などの実験結果に基づいて提案された動的物性(G と h)で有り、 h は、強いひずみ依存性があり、ひずみレベルに応じて、ほぼ 2%~15%に変化している。

4-1-5 泥岩・砂岩

図 4-8 は、泥岩、砂岩の動的三軸試験、動的せん断試験結果による h - γ 関係を示したものである。減衰定数は、ひずみレベルに応じて 1%~10%(最大値)に変化している。

また、図 4-9 に礫材(最大粒径 25mm~64mm)の減衰定数とひずみの関係を示した。 10^4 以下のひずみレベルでは砂よりも大きな値(2~4%)を示すが、ひずみレベル増大に伴う減衰定数の増加の傾向は砂より小さい。

5. 原位置での微小ひずみレベルの減衰定数^{1),11)}

原位置で地盤の減衰定数を測定方法には、①起振機や板叩き・発破などの震源から発生した波動(S波)の減衰を計測する。②孔内弾性波等による波動(P波)の深さ方向の減衰を計測する。③多点の地震観測記録から最適化法により算定する。等の方法がある。原位置試験で得られる値は、微小ひずみレベルの値であり、また、地盤の不均質・不連続性などにより波の散乱や地層境界での反

射・屈折等により、データに誤差が入りやすく注意を要する。表 5-1 は、各種土質地盤で計測された減衰定数の例である。これらの結果から、微小ひずみレベルの減衰定数として粘性土では、1～3%、砂質土 3～5% が得られ、砂地盤の方が粘土地盤より若干大きい。また、ロームで 5～10% の大きな値が得られた。

図 5-1 は、粘性地盤、砂地盤について、地震記録の最適化法により求めた減衰定数 (h)、Q 値と室内試験による h の比較をせん断波は速度 V_s に対して示したものである。粘性土地盤の場合、室内実験値の方多少大きい傾向を示したが、砂質地盤の場合は比較的良く対応している。

6. コンクリートの減衰特性

(1) コンクリート便覧^{5),11)}では、普通コンクリート材料の減衰定数 (h) は、損失係数 (η) から推定すると、 $h = \eta/2$ から、共振時で、強度 210kg/cm^2 で、 $\eta = 0.005$ ($h=0.0025$) 以上、強度 400kg/cm^2 で、 $\eta = 0.002$ ($h=0.001$) となっている。

(2) 振動便覧^{6),11)}によるとプレストレスコンクリート単純桁、RC 単純桁のげた減衰定数 (h) は、1.6% 程度のものが多い。

(3) Penzien^{7),11)} 研究では、プレストレスコンクリート部材の減衰定数は、微小ひずみレベルで 1% 以下、微小ひび割れの範囲で 2%、過大な荷重履歴を受けたもので 3～6% となっている。

(4) Jordan のテストピースによる実験では、圧縮繰り返し荷重における対数減衰率を計測し、 $h=0.8\%$ 程度の値を得ている。この実験では、乾燥養生としたものの方が湿潤養生したものより大きい値を示すこと。乾燥養生したものでは、応力振幅が大きい方が、貧配合の方が、また、材令が大きい方が、減衰率が大きい事を明らかにしている。

以上 (1), (2), (3) から、マイクロクラックが生じる程度のひずみレベルでは、コンクリートの減衰定数は、2～3% 程度と考えられる。

(5) 鉄筋コンクリート部材の減衰定数

図 6-1 は、橋脚模型の実験結果により求めた応答

塑性率と割線剛性、等価減衰定数の関係を示したものである。減衰定数は、鉄筋降伏時で 5% であり、応答塑性率の増加に伴って増大し、応答塑性率 5 で 25% 程度となっている。

柴田は、履歴を受けたコンクリート構造物の地震応答解析のため、等価線形法に用いるコンクリート部材の等価減衰定数 $h_{eq}(\mu)$ として、次式を提案している。

$h_{eq} = 0.02 + 0.2(1 - 1/\sqrt{\mu})$, ここに、 μ は、応答塑性率である。

7. 起振実験、常時微動観測および地震観測による各種構造物の減衰特性

原子力発電所建屋やダムなどの大型構造物では、構造体完成時(後)に、その振動特性(固有振動数、モード、減衰定数など)を計測・評価し、耐震性を確認すること必要である。そのための手法としては、起振実験、地震観測、常時微動観測などが有効である。ここでは、筆者らが実施した各種大型土木構造物の地震観測、起振実験および常時微動観測による減衰特性に関して、計測方法と結果について紹介する²⁾。

7-1 減衰定数の評価方法

起振実験、地震観測および常時微動観測データから、各固有振動における減衰を粘性減衰として以下の 3 つの方法によりモード減衰定数 h を求める事が出来る(図 7-1)。ただし、これらの方法を多自由度振動系に適用する場合、減衰の小さな固有振動が小さな振動数間隔で 2 つ以上存在する場合には、 h の評価誤差は大きくなるので注意を要する。

① A-法 ($1/\sqrt{2}$ -法) : 得られた共振曲線から、次式により求める方法

$$h = \Delta \omega / \omega_0 \quad (7-1)$$

② B-法 : 自由振動の対数減衰率 δ から、次式を用いて求める方法

$$\delta = \log_e Y_n / Y_{n+1} = 2 \pi h / \sqrt{1 - h^2} \approx 2 \pi h \quad (7-2)$$

③ C-法 : 共振時の振動数 (f)、振動モード (ϕ_i)、

構造物の質量分布 (M, m) および外力 (F^*, F) を用いて、次式より求める方法

$$\begin{aligned} h &= F^* / 2 M \omega^2 C, \quad M = 1 / n \sum m_i \\ C &= \sum m_i X_i^2 / M, \quad F^* = \sum F_i \phi_i \\ \phi_i &= X_i / C, \quad \omega = 2 \pi f \text{ (円振動数)} \quad (7-3) \end{aligned}$$

7-2 結果

(1) 図 7-2 ~ 7-3 に、PWR 型原子力発電所施設および深く埋設された格納容器構造物 (JPDR) の共振曲線の例を示す。これらの共振曲線や自由振動から、上記の方法で固有振動数および減衰定数を求めた。

(2) 表 7-1 に、主要な土木構造物の固有振動数と減衰定数を示す。これらの値は、微小ひずみレベル値である。固有振動数は、地震観測、起振実験、常時微動観測によるものが比較的良く対応する。しかし、減衰定数に関しては、常時微動観測の値は、概して、起振実験および地震観測の値より若干大きい。

(3) 原子力発電所格納施 (V/C, O/S) などのコンクリート構造物では、起振実験 (共振曲線) から求めた減衰定数は、設計値 (5%) に比べて小さいが、起振力の大きさが、設計荷重よりからり小さく、微小ひずみレベルであることを考慮すると妥当な値と考えられる。また、例-8 の JPDR の様な深く埋設された構造物では、周辺地盤の影響によりかなり大きな減衰値が得られている。

(4) 斜張橋については、最大支間長 (L) と減衰定数との関係を図 7-5 に示す。これによると、支間長の増に従って、減衰定数の低下 (3% ~ 1% 以下) が見られた¹¹⁾。

(5) アーチダムの起振実験、貯水位の変動に伴う各振動モード、対称モード (1 次, 2 次)、逆対称モード (1 次, 2 次) に対する固有振動数と減衰定数が得られた。減衰定数は、概ね 2% ~ 3% となった (表 7-2)¹¹⁾。

8. 各種基準による構造物の減衰定数

(1) 道路橋設計示方書³⁾では、橋梁の応答解析に用いる構造要素の等価減衰定数として、弾性域に

ある場合と非線形域に入る場合に分けて、表 8-1 のように定めている。上部構造については、非線形域に入ることは、あまりないと考え、弾性域と同じ値を用いている。

(2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601)⁴⁾では、応答解析に用いる各種構造物の減衰定数として、表 8-2 の値が慣用的に用いられている。

(3) 起振実験や地震観測から得られた減衰定数や動的解析で得られた減衰定数をダム別に整理すると表 8-3 となる¹¹⁾。

9. 等価線形解析の適用⁸⁾

9-1 せん断土槽による地下鉄構造物の模型振動実験

筆者は、大開駅舎の 1/30 スケールモデルを乾燥砂地盤に埋設し、地震時の地盤の非線形応答特性について、SHAKE による等価線形シミュレーション解析を実施した (図 9-1)⁸⁾。この場合、地盤の動的変形特性 ($G-\gamma$ 関係, $h-\gamma$ 関係) は、図 4-4 に示す MHD モデルを用いて近似した。正弦波入力による共振曲線 (20gal, 400gal 入力) の解析値は、実験値と良い一致を示し、解析モデル妥当性が検証された (図 9-2)。その他、第四紀地盤の地震時応答特性や LNG 地下タンクの振動実験の解析などにも、実験から得られた $G-\gamma$ 関係, $h-\gamma$ 関係を用いて等価線形解析が行い、妥当な結果を得ている。

10. まとめ

地盤・構造物の減衰特性を正確に把握することは極めて難しい。以上示したように、既往の研究において、実験や実測および解析により多くの検討がなされてきたが、その評価・設定の方法も様々で、解明すべき点が残されている。特に、大きなひずみレベルにおける減衰特性の把握は、大地震時の応答特性を正確に評価する上で最も重要な課題の 1 つと考える。今後、さらに、室内実験、フィールド実験、地震観測等により、データの蓄積を図り、実設計へ反映する必要がある。

文献

- (1) 土木学会編(技報堂出版) 動的解析と耐震設計第1巻 地震動・動的物性 p84 ~ p139
- (2) (財) 電力中央研究所桜井彰雄編(丸善) エネルギー技術者のための地盤・耐震学 p101 ~ p106, p234 ~ p236, p265, p275 ~ p281, p334 ~ p343
- (3) (社) 日本道路協会「1996」: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編
- (4) (社) 日本電気協会「原子力発電所耐震設計指針(JEAG4601)1987
- (5) 日本コンクリート工学協会: コンクリート便覧、技報堂 p122
- (6) 土木学会: 土木技術者のための振動便覧、p414
- (7) J. Penzien[1964]: Damping Characteristics of Prestressed Concrete, J. of American Concrete Institute, pp1125-1148

- (8) Takahiro Iwatate, Yoshio Kobayashi, Hironori Kusu, and Kasyo Rin 'Investigation and shaking Table Tests of Subway Structures of the Hyogoken-Nanbu Earthquake 'The12thWorld Conference Earthquake 30, January-4, February 2000'
- (9) 川島, 長谷川: 鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性およびエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究、土木学会論文集、No.483/I-26 pp.137-146
- (10) 渡邊啓行 地盤工学における動的 method と実例 (株)リアライズ社 平成4年11月
- (11) 資源エネルギー庁(社)電力土木技術協会) ダム耐震設計高度化調査報告書 第4章減衰特性の調査、平成10年3月
- (12) 国生剛治, 岩橋徹広 軟弱地盤の非線形振動についての模型振動実験と解析 土木学会論文報告集 No.1285号、1979年5月

表 2-1 振動減衰の種類

減衰種別	概要	減衰特性
内部減衰 (履歴減衰)	・材料自体が有する非弾性的性質に伴う内部エネルギー損失による減衰	・振幅に依存し、振動数にほぼ無関係
構造減衰	・部材と部材の衝突や摩擦に伴うエネルギー損失による減衰	・振幅に依存し、振動数にほぼ無関係
地下逸散減衰	・地盤から構造物に入射した振動エネルギーが構造物内部で反射し、一部が半無限に広がる地中に逸散することによる減衰	・振動数に依存し、基礎-地盤の相互作用と関連

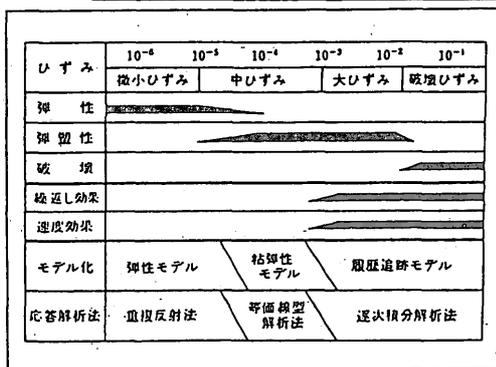


図 2-1 ひずみレベルによる土の動的性質の変化モデル化および応答解析法の分類

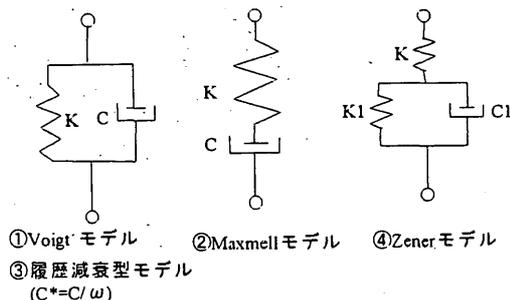


図 2-2 基本粘弾性モデルと履歴型モデル

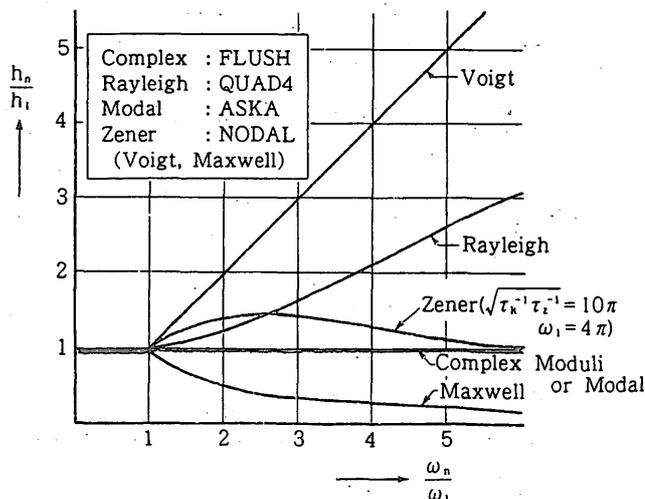


図 2-3 各種減衰モデルのひずみ振動数依存性 [渡邊]

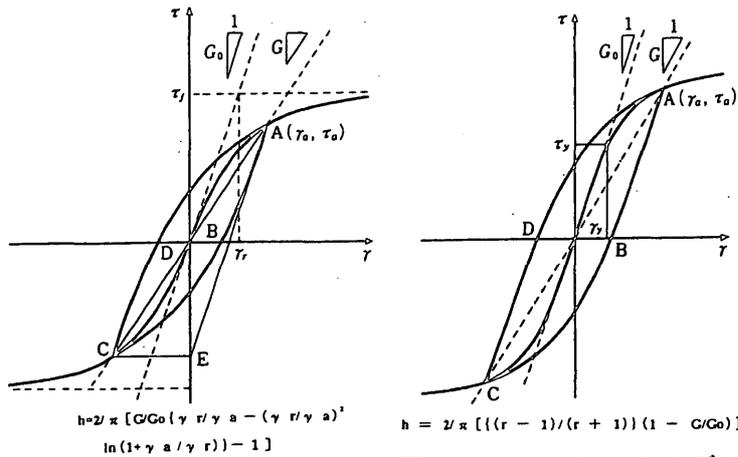


図 2-4 Hardin-Drnevich モデル 図 2-5 Ramberg-Osgood モデル

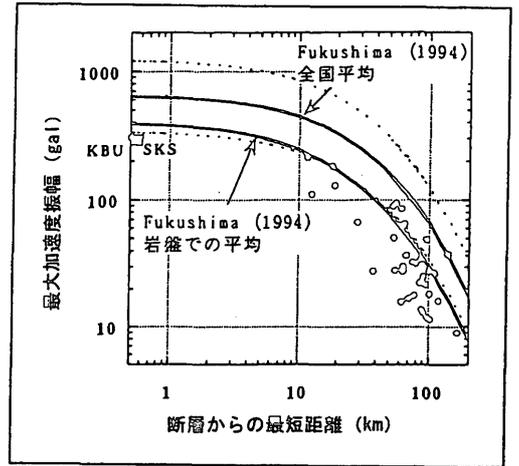


図 3-1 1995 兵庫県南部地震の岩盤上の最大加速度の距離減衰

KBU: 神戸大学横坑内
SKS: 神戸変電所地下-70m 推定値

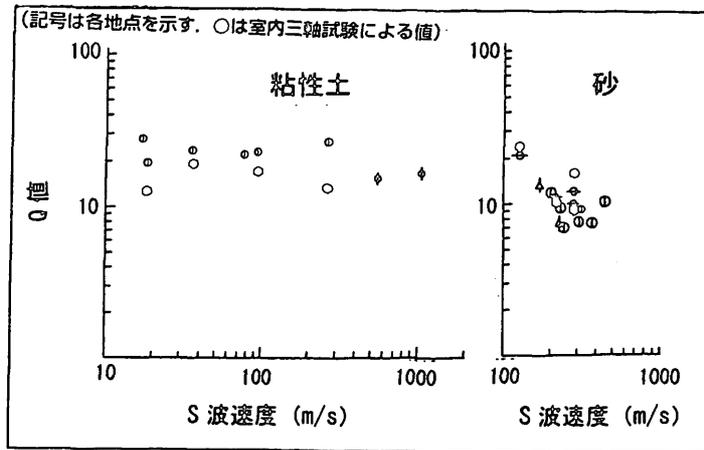


図 3-2 粘性土、砂における Q 値と S 波速度の関係

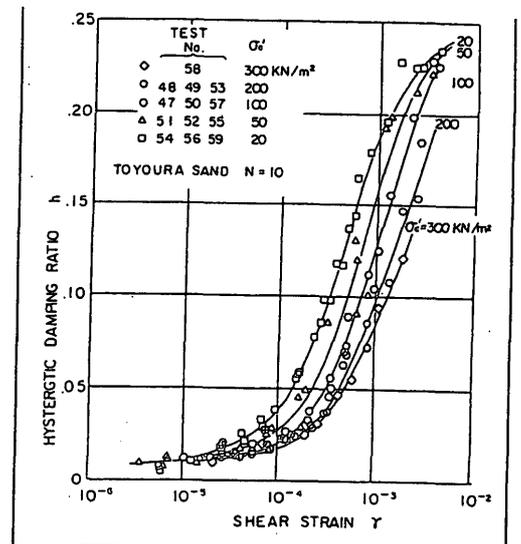


図 4-1 豊浦砂の異なる拘束下の h-γ 関係

表 4-1 粗粒材料の動的物性

記号	せん断弾性係数 G		減衰定数		試験条件	提案者
	G ₀	ひずみ依存性	μ			
G-1	$538 \frac{(2.97-e)(\sigma_m')^{0.55}}{1+e}$	$\frac{19.3(\sigma_m')^{0.55}}{\gamma^{0.02} + 1.1435 \times 10^{-2}}$	$0.519 \frac{\gamma^{0.02}}{\gamma^{0.02} + 3.143 \times 10^{-2}}$		硬砂岩砕石 d _{max} =9.52mm e ₀ =0.646~0.714(平均0.687) σ _m '=2.93~9.93kgf/cm²	渡辺 (1978)
G-2	$400 \frac{(2.97-e)(\sigma_m')^{0.55}}{1+e}$	$\frac{\gamma_r = 1.56 \times 10^{-3}}{\frac{\gamma_r}{\gamma} G_0}$	$\frac{\gamma_r = 1.56 \times 10^{-3}}{0.23 \frac{\gamma}{\gamma + \gamma_r}}$		硬砂岩砕石 d _{max} =9.52mm σ _m '=2.9~9.9kgf/cm²	馬場 渡辺 (1979)
G-3	$1300 \frac{(2.17-e)(\sigma_m')^{0.55}}{1+e}$	$\gamma_r = 2 \times 10^{-4}$ (平均値) (σ _m 'が大きくなれば γ _r も大きくなる)	$(5 \times 10^{-3} < \gamma < 1 \times 10^{-3})$ 0.02~0.15		砕石 d _{max} =64mm e ₀ =0.390~0.575 σ _m '=50~300kN/m²	国生 江差 桜井 (1980)
G-4	$840 \frac{(2.17-e)(\sigma_m')^{0.60}}{1+e}$	$\gamma_r = 2 \sim 8 \times 10^{-4}$	$(5 \times 10^{-3} < \gamma < 3 \times 10^{-3})$ 0.015~0.10		円礫 d _{max} =76mm e ₀ =0.303~0.427 σ _m '=50~300kN/m²	同上
G-5	$649 \frac{(2.17-e)(\sigma_m')^{0.65}}{1+e}$	$\gamma_r = 5.92 \times 10^{-4} (\sigma_m')^{0.220}$	$(3 \times 10^{-3} < \gamma < 3 \times 10^{-3})$ 0.03~0.12		安山岩砕石 (ロック材) d _{max} =63.5, 38.1mm e ₀ =0.344~0.412 σ _m '=1~6kgf/cm²	松本 安田 境野 (1984)
G-6	$435 \frac{(2.17-e)(\sigma_m')^{0.60}}{1+e}$	$\gamma_r = 5.7 \times 10^{-4} (\sigma_m')^{0.200}$	$(3 \times 10^{-3} < \gamma < 2 \times 10^{-3})$ 0.04~0.14		旧河床砂礫 (フィルター材) d _{max} =38.1mm e ₀ =0.297~0.323 σ _m '=1~6kgf/cm²	同上

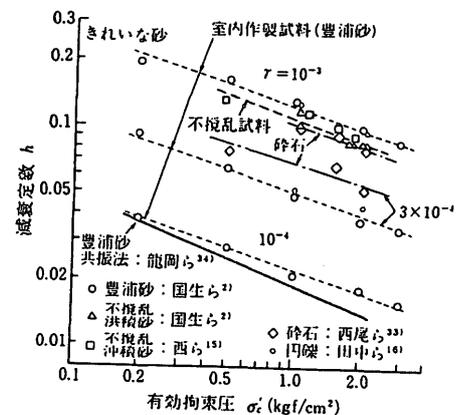


図 4-2 きれいな砂の減衰定数と有効拘束圧の関係

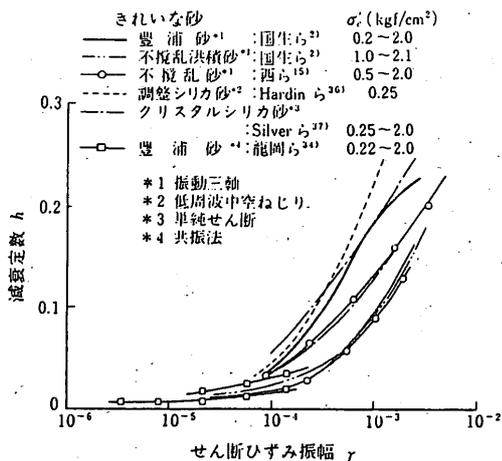


図 4-3 きれいな砂の h - γ 関係

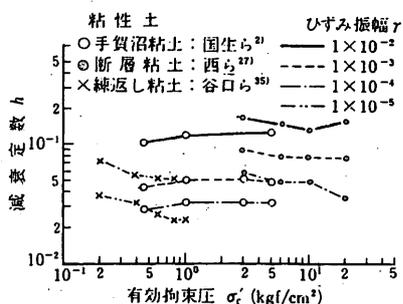


図 4-5 3 種類の粘土の減衰定数と有効拘束圧との関係

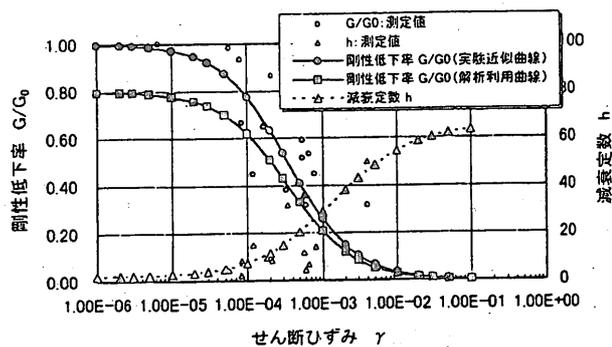


図 4-4 岐阜砂の動的物性のひずみ依存曲線

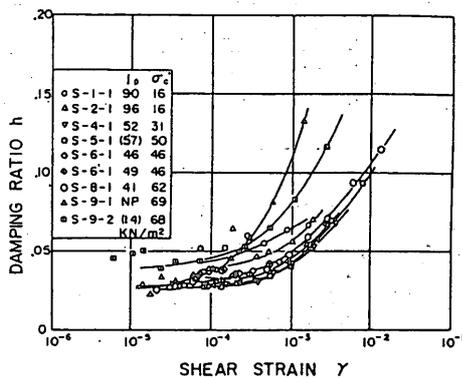


図 4-6 異なる塑性指数 I_p の沖積粘土の h - γ 関係

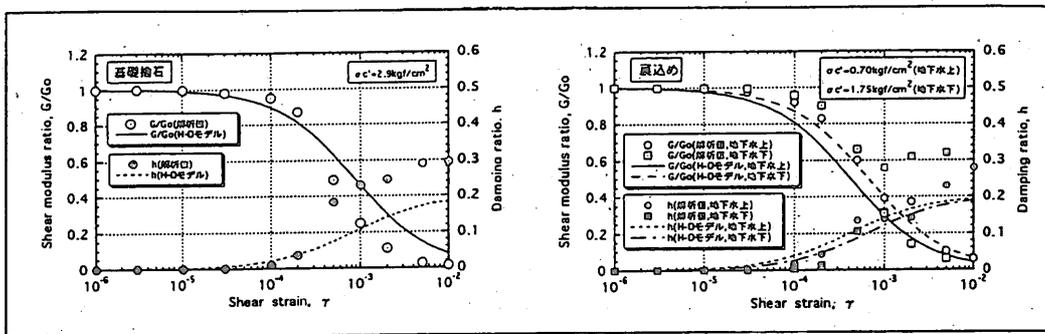


図 4-7 基礎捨石、裏込めの動的変形特性

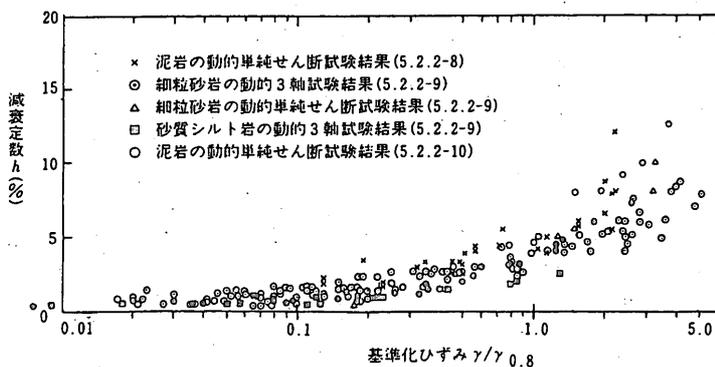


図 4-8 泥岩、砂岩の h - γ 関係

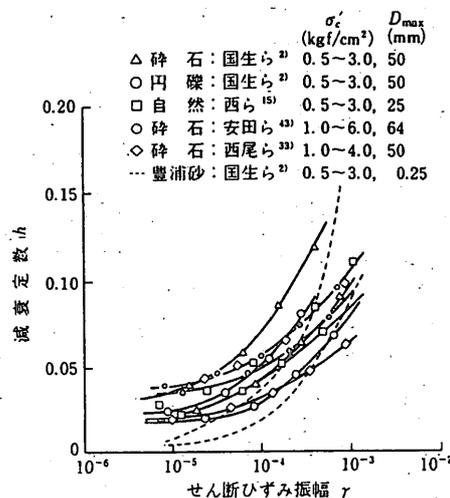


図 4-9 礫材の h - γ 関係

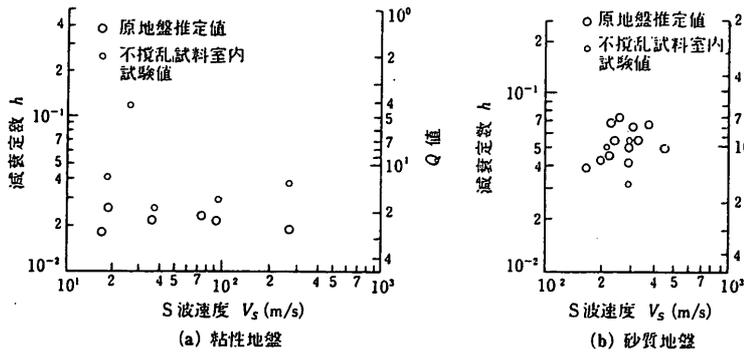


図 5-1 減衰定数の原地盤での最適値と室内試験値との比較

表 5-1 原位置で測定された減衰定数

減衰定数 (%)	土質	測定方法	せん断波速度 (m/s)	対象深度 (m)	ひずみレベル	研究者	
6	洪積砂	孔内弾性波	260			工藤・船, 1970	
2.5	沖積粘土シルト		80~100				
10	関東ローム		150				
8	泥岩		420				
5	シルト・砂	起振機による孔内計測	150~200	10~20		沢田, 1976	
6	フィルダムコア		500	25~40			
8	砂礫		350	15			
6	砂岩		800	30			
1~3 平均 1.6	有明粘土	起振機(地震)				荒牧ほか, 1979	
≒2	沖積シルト	起振機(地震)	(レイリー波) 80~100	2~6	ほぼ10 ⁻⁶ オーダー	小笠原ほか, 1979	
5~7 1~3 1~4	ローム 粘土 砂	孔内弾性波				太田ほか, 1980	
					40~51		<10 ⁻⁶
1.5~2	沖積シルト	孔内弾性波	160	14~28		羽倉ほか, 1983	
3.1 0.3	沖積砂 沖積シルト	孔内弾性波	210	12~25		坂山ほか, 1983	
			140	25~35			
2 2~5 5以上	沖積粘土 砂 砂礫	地震記録による最適化	20~100	0~20		石田ほか, 1984	
			120~400		≒10 ⁻⁶		
			300~600				

表 7-1 主要土木構造物の固有振動数と減衰定数

構造物の種類	振動形 (次数)	常時微動		起振実験		地震観測		解析値(設計値)	
		振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
1 BWR型原子力発電所 原子炉建屋 (H≒50m)	EW	5.4	4	5.6	1.4~2	-	-	3.8	5
2 PWP型原子力発電所 (1/C:H≒77m)	Y 1	12.5	-	11.5	3.1	11.5	-	9.1	5
3 コンクリートアーチダム (H≒130m)	逆対称 1	2.7	2~3	2.7	2	2.6	-	2.6	2
4 ロックフィルダム (H≒100m)	1	1.9~2.2	8	2.0	1	2.1	-	1.9	
5 鉄骨コンクリート 10階 ビル (H≒40m)	1	2.3~2.5	3	2.5	9.6	2.4	-	0.96	
6 PSコンクリート サージ タンク (H≒34m)	2	3.4	4	-	-	-	-	3.5	
7 道路橋 (ディバダグ) (L≒220m)	鉛直 1 水平 1	1.2 0.8	2~3 4~5	1.1 0.8	- -	- -	- -	1.08 0.86	
8 JPDR(H=38.1m) 半地 下式(埋設深さ16.7m)	1 2			6.8 24	23~27 7.5	6		6.8 23.8	25.3 7.2

表 7-2 起振実験によるアーチダムの固有振動数と減衰定数

振動モード	貯水位		中間水位 (HWL-23m前後)		空虛 (HWL-80m)	
	固有振動数 (Hz)	減衰定数	固有振動数 (Hz)	減衰定数	固有振動数 (Hz)	減衰定数
逆対称1次	2.99	0.017	2.79	0.016		
対称1次	3.50	0.032	3.19	0.023		
対称2次	4.60	0.025	4.01	0.022		
逆対称2次	5.82	0.031	5.16	0.023		

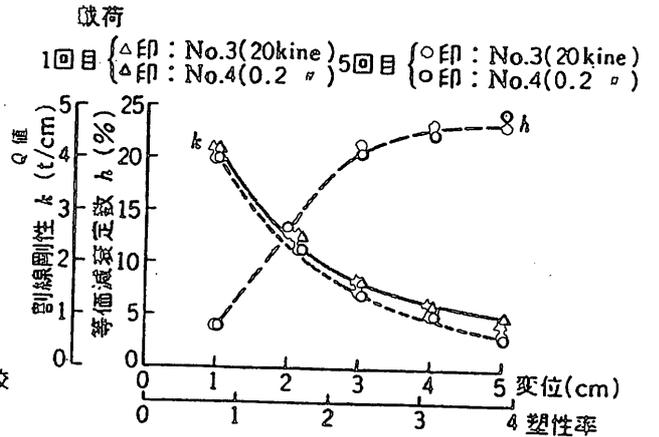


図 6-1 塑性率に対する等価減衰定数の変化

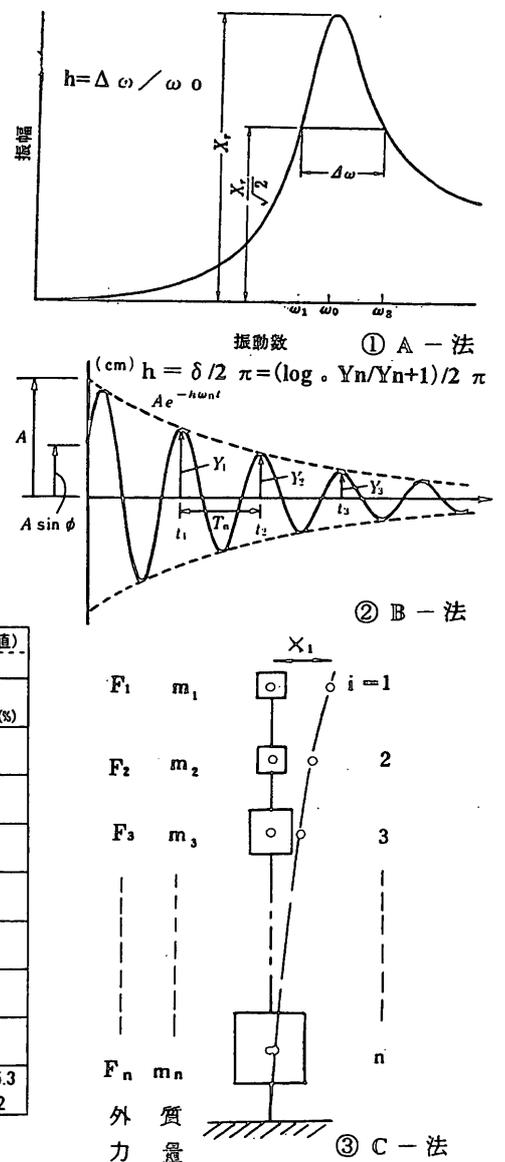


図 7-1 減衰定数の算定方法

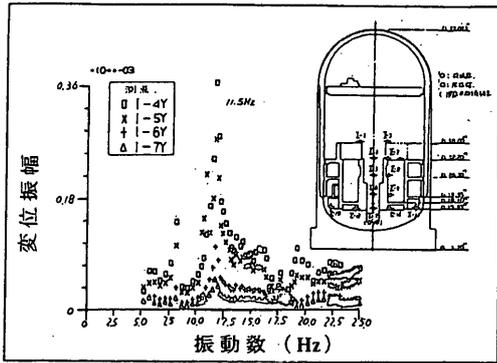


図 7-2 PWR 型原子力発電所 I/C の共振曲線 (Y 方向水平加振)

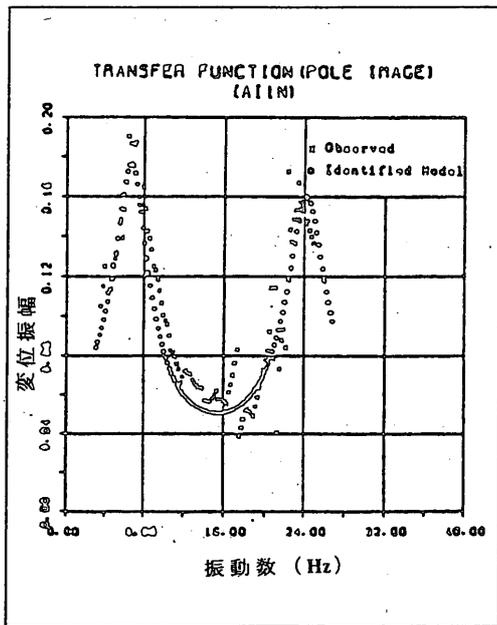


図 7-3 JPDR の共振曲線の (実測値と同定値の比較)

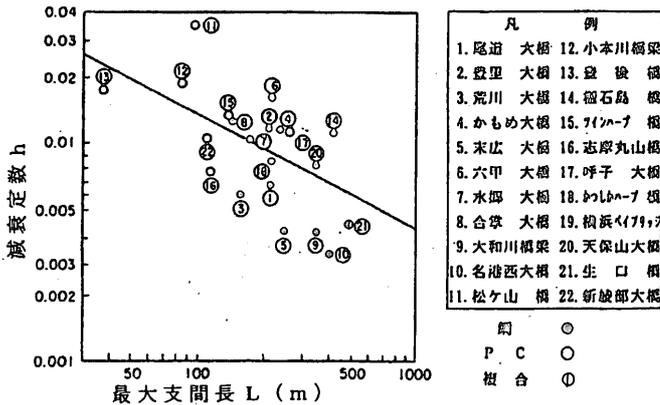


図 7-4 斜張橋の最大支間長と減衰定数との関係

表 8-2 原子力発電所構造物の減衰定数

構造形式	減衰定数 h (弾性範囲)
鉄筋コンクリート構造物	5%
PCCV	3%
鋼製格納容器	1%
建屋鉄骨構造物	2%
ボルト及びリベット接合構造物	2%

表 8-1 各構造要素の等価減衰定数の参考値

構造部材	弾性域にある場合		非線形域に入る場合	
	鋼 構 造	コンクリート構造	鋼 構 造	コンクリート構造
上部構造	0.02~0.03	0.03~0.05	0.02~0.03	0.03~0.05
ゴム支承	0.02		0.02	
免震支承	等価減衰定数		等価減衰定数	
下部構造	0.03~0.05	0.05~0.1	0.1~0.2	0.12~0.2
基礎構造	0.1~0.3		0.2~0.4	

表 8-3 ダムの減衰定数

構造形式	減衰定数
1 コンクリート重力ダム L1 地震動相当	10% (逸散減衰も含む)
2 アーチダム 弾性範囲の解析 L1 地震動レベル (200gal 入力) L2 地震動レベル (1000gal 入力)	1~3% 7% (ジョイント部の構造減衰を含める) 数 10% (ダム全体の構造減衰を含める)
3 ロックフィルダム L1 地震動相当	堤体の内部減衰 + 逸散減衰 (15%)

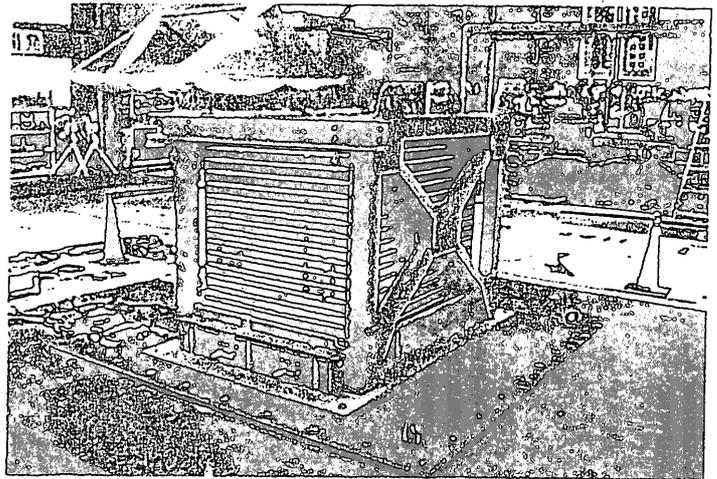


図 9-1 せん断土槽

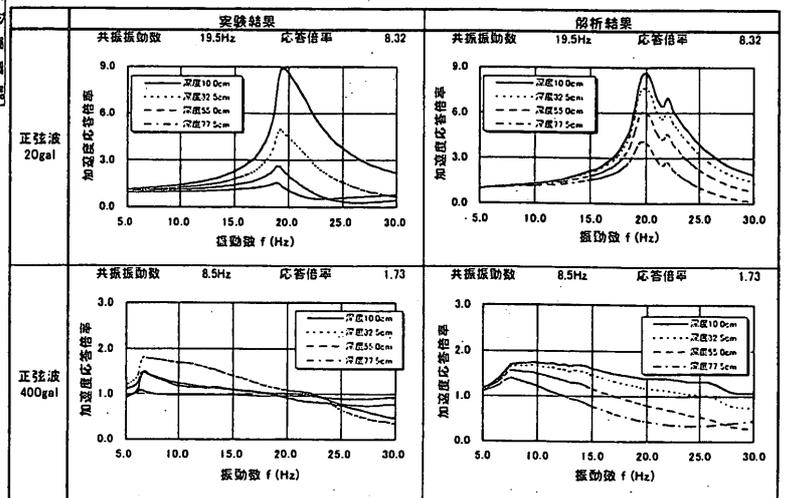


図 9-2 水平加振時の共振曲線 (実験値と解析値の比較)