

## 第 4 回 定 期 研 究 会

## 平成 15 年度 SGST 第 4 回研究会 議事録

日時 : 平成 15 年 10 月 28 日(火) 16:00~17:15

場所 : 大同工業大学 6F ホール滝春校舎 A 棟 14 階

出席者 : 青木 (愛工大), 安藤 (瀧上工業), 海老沢(名工大), 岡本 (P シフィック C), 尾関 (瀧上), 織田(瀧上), 勝俣(佐藤鉄工:代理中田), 加藤(瀧上), 加藤(中日本 C:代理井口), 亀子(瀧上), 事口(大同工大), 桜井(豊田高専), 佐藤(中日本 C), 柴田(大日本 C), 杉浦(JIP), 館石(名古屋大:代理高橋), 田中(日車:代理高橋), 忠(豊田高専), 林(共和 C), 藤澤(日本建設 C), 牧野(玉野 C), 酒造(大同工大), 水澤(大同工大), 宮下(JIP:代理村田), 山田(トビー), 吉田(川田), 以上 26 名 (敬称略)

### 1. 定期研究会

講演 : 「橋梁の耐震設計における悩ましき条件設定

入力地震動・構造解析～地盤系・減衰に関する私見」

講師 : 株式会社 長大 構造事業部 構造防災室 矢部正明氏

<内容>

現在の耐震設計時における、条件設定の不確定要素部分、安全審査法の理論について、矢部氏の私見も含めた講演があった。

#### ① 震設計時の入力地震動について

- ・ 設計基準等に示されているレベル 2 地震動は、地震動の上限値ではなく、あくまでも構造系のバランスをチェックするための基準でしかない。
- ・ 入力地震動は各種のパラメータ (地震動の特性、構造系の応答特性、揺れのメカニズム等) の情報を総合的に判断し、設定する必要がある。あくまでも、入力地震動の各パラメータの設定は「設計者」の責任である。

#### ② 基礎構造～地盤系について

- ・ 解析は地表面を基準として行う事が多いが、基礎構造の振動が周辺地盤に与える影響と、周辺地盤が基礎構造に与える影響は互いにリンクしており、基礎構造～地盤系を見込んだ橋梁全体解析モデルと、地表面を基準とした橋梁全体モデルを比較する必要がある。
- ・ 現状では、地盤の諸定数や減衰特性を精度よく設定出来る状況にないので、詳細な解析モデルによる解の妥当性も?である。

#### ③ 減衰について

- ・ 様々な技術者によって、減衰のモデル化は行われているものの、人によりバラバラなのが現状である。粘減衰マトリクス等、各種条件の設定を真剣に取り組むべき時期ではないのか。

以上//

## 橋梁の耐震設計における悩ましき条件設定

矢部正明

### 講演概要

橋梁の耐震設計を進める上で、設計者の判断によってその考え方が大きく異なる入力地震動、基礎構造～地盤系のモデル化、減衰のモデル化に関して講演者の経験を踏まえた一つの考え方について紹介した。講演は、“耐震設計にかかわる技術者の姿勢”、“入力地震動”、“基礎構造～地盤系”、“非線形域における粘性減衰のモデル化”の4つからなり、それぞれの概要は次の通りである。

### 耐震設計にかかわる技術者の姿勢

不確定要素を多く含む耐震設計は、分かった事と分からない事を分別・統合して腹を決める事に他ならないということを述べている。

### 入力地震動

地震動の不確定性は避けられないと認識し、設計基準類に規定された設計地震動に対する照査を満足する構造系を目指すのではなく、耐震設計で想定した地震動よりも大きな地震動が作用しても被害を最小限に留められるような構造系を設計するのが耐震設計のあるべき姿であるということを述べている。また、1995年兵庫県南部地震以降、活発に情報発信されるようになった地震学分野の成果を使えるだけの知識を設計者も自助努力で身につける必要があること、震源から工学的基盤面までの地震動は地震学の成果に依存したとしても、工学的基盤面から地表面さらに構造物への入力地震動は設計者の責任で決定されなければならないことを述べている。

### 基礎構造～地盤系

耐震設計は、地震による被害を経験しながら進歩してきたが、その多くは、地上に存在する構造物に生じた被害と、地表面上で観測された加速度波形等を用いて検討を行い、その検討結果に基づいて耐震設計や設計基準類は改訂されてきたことを述べている。これより、実務においては、基礎構造～地盤系を表すバネ要素は地表面付近で定義し、それに地表面上の地震動を作用させることによって、橋梁全体系の地震応答を求めることを基本とすること、このような簡易なモデルでも橋脚の降伏耐力に相当する地震力が作用しても基礎構造に生じる損傷が許容される範囲に収まるように設計（キャパシティーデザイン）された基礎構造物であれば、実際に生じる現象から大きく逸脱しないはずであることを述べている。

### 非線形域における粘性減衰のモデル化

動的解析に用いる粘性減衰力のモデル化は、ほとんど理論的な検討がなされないまま、慣用だけで今日まで来ていることを述べるとともに、そろそろ真面目に取り組まないと、とんでもないことが起こるといった注意喚起を行っている。事実、実務においては、粘性減衰力のモデル化の違いによって設計成果に差が生じているので、逃げずに減衰のモデル化に向き合おうという提案を行っている。



## 橋梁の耐震設計における悩まし き条件設定

入力地震動・基礎構造～地盤系・  
減衰に関する私見

株式会社長大 構造事業部 構造防災室

矢部正明



## 耐震設計にかかわる技術者の姿勢



不確定要素を多く含む耐震工学にか  
かわる技術者の姿勢

...分かった事、分からない事を分別・  
総合して“腹を決める”事以外の何  
ものでもないのが設計(特に対地震  
には)という行為...

金山弘雄:地震に対する技術の姿勢について(雑感)―“研  
究・解析・設計”の連携を強固に―, 震災予防No.184,  
May.2002, pp.30-34



不確定要素を多く含む耐震工学の安全  
審査の方法論の一例

...伯野元彦先生が「とにかく耐震設  
計をした構造物は大丈夫」と言われ  
たことがある。一見自明なことのよ  
うだが最初の4文字は「内容は問わ  
ない」と言っている。...

東原弘道:応用力学の研究とImplementation, 応用力学論  
文集Vol.6, pp.3-16, 2003.8.



...関与するパラメータが極めて多いか  
ら、基準でカバーしきれないストーリー  
が多すぎる。形式的に基準の事項をす  
べてクリアできても安全の確保はおぼ  
つかない。それならいっそのこと技術者  
にフリーハンドを与えてしまったら、とい  
うのがそのココロ...(中略)...(ただしこ  
の技術者が1人前であることはもちろん  
必要である。)

東原弘道:応用力学の研究とImplementation, 応用力学論  
文集Vol.6, pp.3-16, 2003.8.



## 入力地震動

入力地震動に対する私見 その1

地震動の不確定性は避けられないと認識し、構造系をできるだけ耐震性の高いものにし、被害を最小限に留める。

設計基準等に示されるレベル2地震動は、地震動の上限ではない。あくまでも、構造系のバランスをチェックするためのreference value。

\*) 藤田 肇: 5耐震設計における構造安全性の最近の問題点 - 低確率事象に対する耐震設計法についての論議 - Techno Marine 日本造船学会誌大第825号, pp.38-44, 1998.3.

例えば、

道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2地震動のタイプIの地震動は、大正12年の関東地震に際して東京周辺で生じた地震動をこのタイプの地震動の例ととらえているが、横浜周辺で生じた地震動の方が大きい。

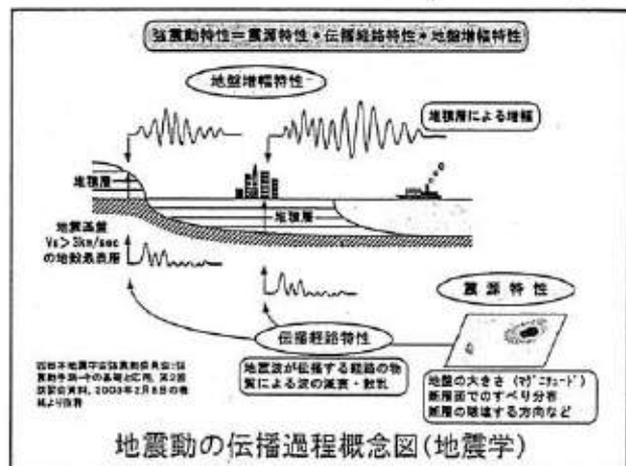
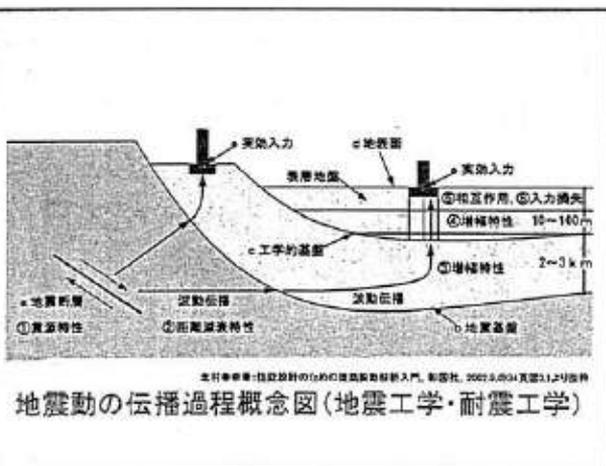
例えば、

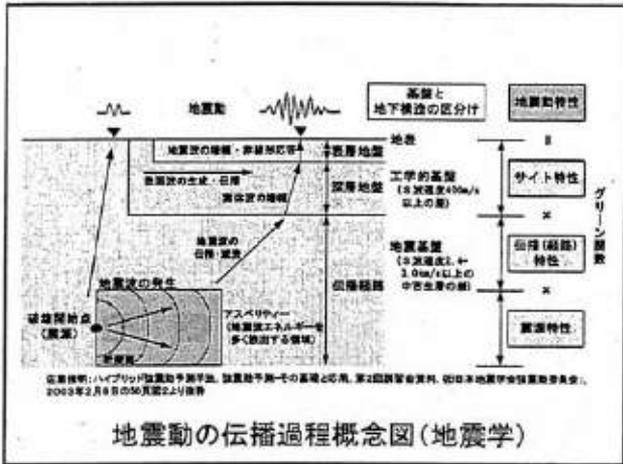
道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2地震動のタイプIIの地震動は、平成7年兵庫県南部地震において地盤上で観測された加速度強震記録に基づいて定められたもの。地震計が設置されていたところが、地震動の強度が一番大きかったところではない。

耐震設計の手順の一例

震源の規模や破壊過程を想定し、地震基盤または工学的基盤での地震動を推定し、さらにそこから表層地盤の応答を求め、地中に存在する基礎構造物と地盤間の相互作用と地上に存在する構造物の複雑な弾塑性挙動を追跡し、その結果を耐震設計に反映させる。

現時点において、本当にこれがベストか？





...入力地震動を設定する作業は、自己の保持する情報をもとに、未知の領域が多々あることを承知しながら最終決断を下すという、まさに設計者向きの仕事である...

地震動と地盤—地盤震動シンポジウム10年の歩み—  
日本建築学会, pp.305-318, 1983.7.

入力地震動に対する私見 その2

観測地震動の特性, 耐震基準類に規定される設計地震動, 地震動に対する構造系の応答特性, 距離減衰式, 震源モデルによる揺れのメカニズム, 観測波形を用いた震源特性の抽出(インバージョン)等の情報を総合的に判断し入力地震動を設定する。

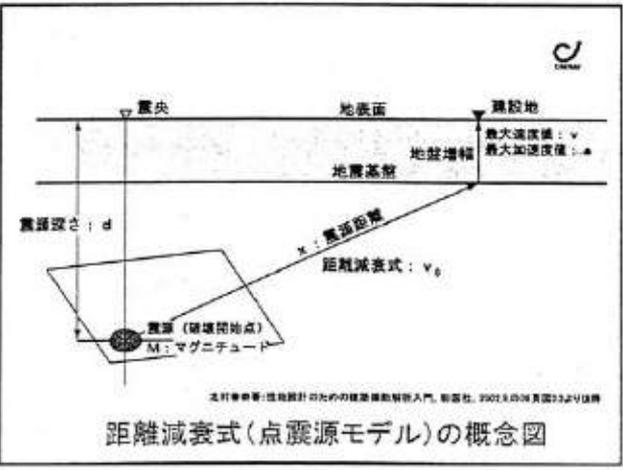
強震動予測手法一覧

経験的方法 距離減衰式

理論的方法 数学的方法・離散化法

半経験的方法 経験的グリーン関数法・統計的グリーン関数法

ハイブリッド法 広帯域ハイブリッド法 (理論的方法+半経験的方法)



点震源は、マグニチュードMが大きかろうと小さかろうとある一点にエネルギーが集中していると考えられるモデルである。Mが大きくなるにつれて限りなく震源で大きな地震動になる。

断層近傍では、震幅の増加が頭打ちせず限りなく大きくなる。

$$\log A = aM - b \log X + c$$

マグニチュードMと断層の大きさ(断層長×断層幅)

1992/07/18	三陸沖地震M <sub>j</sub> 6.9	40×20km
1993/01/15	平成5年釧路沖地震M <sub>j</sub> 7.8	60×40km
1993/07/12	平成5年北海道南西沖地震M <sub>j</sub> 7.8	100×50km
1994/10/04	平成6年北海道東方沖地震M <sub>j</sub> 8.2	120×50km
1994/12/28	平成6年三陸はるか沖地震M <sub>j</sub> 7.6	50×100km
1995/01/17	平成7年兵庫県南部地震M <sub>j</sub> 7.3	40×10km
2000/10/06	平成12年鳥取県西部地震M <sub>j</sub> 7.3	20×10km
2001/03/24	平成13年雲予地震M <sub>j</sub> 5.7	20×10km
2003/09/26	十勝沖の地震M <sub>j</sub> 8.0	90×70km

前池正幸著リアルタイム地震学, 東京大学出版会 pp.141-178, 2003.1.

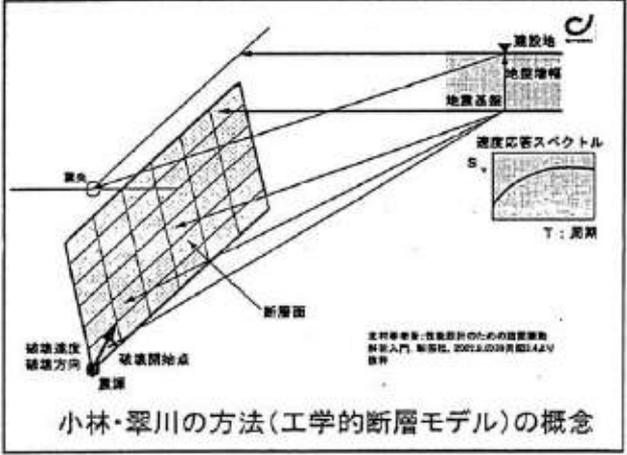
マグニチュードMが大きくなるにつれて断層面は大きくなる。

地震の規模が大きくなった場合、エネルギーが一点に集中するのではなく、広い範囲に分散すると考えられる。

地震現象に対する知識の深まりとともに距離減衰式もそれらを反映した予測法に進化することが求められた。

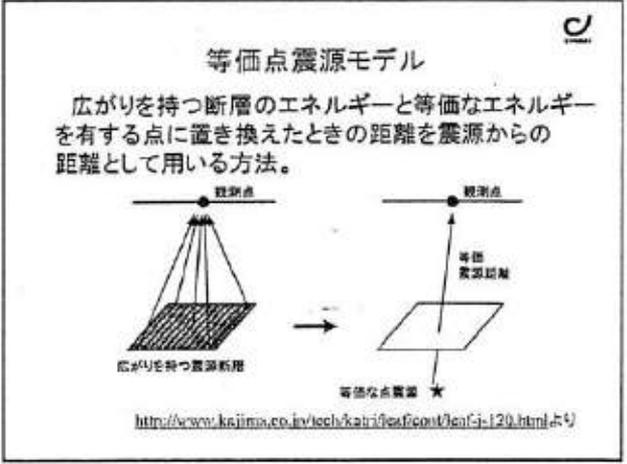
断層の広がりをも距離減衰式に反映させるか

- ・広い断層面も遠くになれば点とみなせる。⇒点震源モデルも適用可
- ・小林・翠川の方法
- ・等価震源距離
- ・断層までの最短距離



小林・翠川の方法

多点の震源からの寄与の総和がそれぞれの地点で観測されるとして、各点震源は断層破壊の伝播分だけの時間差を与えて各要素点震源からの寄与を合成することにした方法。





### 理論的方法

断層運動や地震波が伝播する地下構造に関する物理モデルを構築して理論に基づいて地震動の時刻歴波形を計算するもので、決定論的な現象が支配的な長い周期帯域のシミュレーションによく用いられる。

単純な地下構造(半無限一様媒質、成層媒質)を対象とした解析解

複雑な地下構造を対象とした離散化法

震源断層モデルや局部地下構造モデルの精度に地震動計算結果が敏感に反応する。



### 地震動の数学的表現

震源断層の破壊過程を表す関数と地球という媒質の応答関数(グリーン関数)の重畳積分(convolution)によって記述される。

震源断層の破壊過程を表す関数は、震源特性を表す。媒質の応答関数は、地震波の伝播特性を表す。地震波の伝播特性は、震源から地表に至る地下構造に依存する。

注)グリーン関数は、物理的にはある1点に与えられたインパルスに対する観測点での応答を表す関数である。例えば、影響線。

佐藤俊明、松島信一：地震災害軽減のための強震動予測手法、震災予防、No.192、PP.9-14、September.2003.



大地震は、小地震の新層面とすべりの変位値が大きく成長したものである。

小地震の観測記録を破壊の時間的、空間的応答に応じて差し合わせることで大地震震度を合成する。

新層面上的空間的重ね合わせ      破壊過程の時間的重ね合わせ

佐藤俊明、経験的グリーン関数法の考案方と実際の計算、強震動予測一七の基礎と応用、第2回地震学会、第1回地震学会加盟委員会、2003年2月8日09時00分～11時00分

### 半経験的方法の概念図



### 半経験的方法

理論の一部を小さな地震記録で補うもので、確率論的な現象が卓越する短周期帯域を含むシミュレーションによく用いられる。

経験的グリーン関数法

統計的グリーン関数法



### 経験的グリーン関数法

強震動を予測しようとする地点で想定地震と同一の震源域で起こった小地震による強震記録が得られている場合、想定地震の断層破壊過程を考慮しながら小地震の観測波形をグリーン関数とみなして多数重ね合わせて想定地震の地震動時刻歴波形を作成する。

小地震の観測記録にはすでに伝播特性およびサイト特性が内包されている。

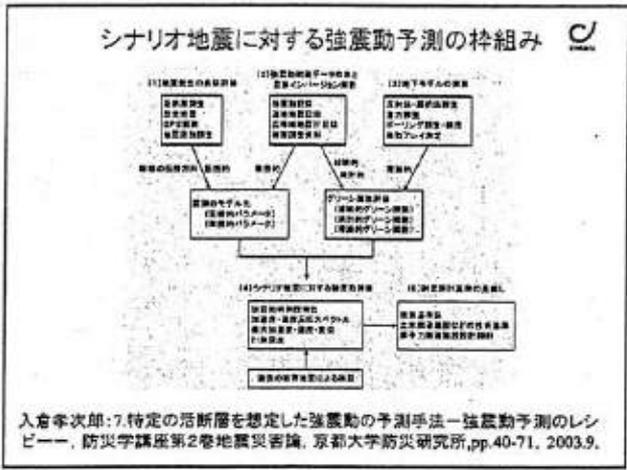
佐藤俊明、松島信一：地震災害軽減のための強震動予測手法、震災予防、No.192、PP.9-14、September.2003.



### 統計的グリーン関数法

適切な小地震記録がない場合に、他の地点で得られた多数の強震記録を統計処理して作成した模擬地震波を、統計的に評価されたグリーン関数として用いる。模擬地震波は、経験的方法で評価された地震動の振幅スペクトルと包絡形に適合するランダム位相の時刻歴波形として作成される。

佐藤俊明、松島信一：地震災害軽減のための強震動予測手法、震災予防、No.192、PP.9-14、September.2003.



### 入力地震動に対する私見 その3

地震学や地震工学が平成7年兵庫県南部地震以後急速な進歩を遂げたとはいえ、地震動の予測精度はまだまだという認識に立って、設計対象となる構造物ありきで入力地震動(reference value)を定める。

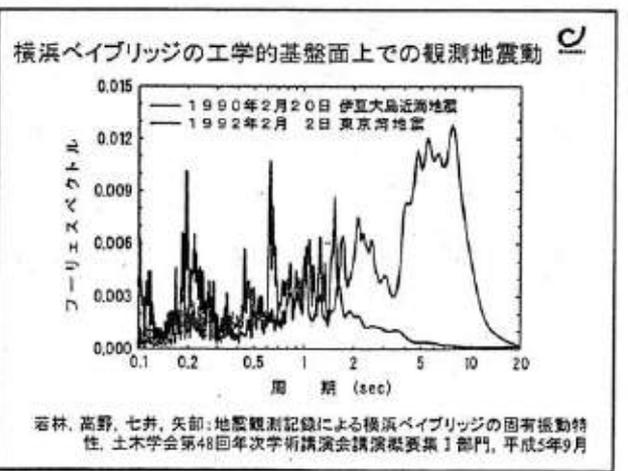
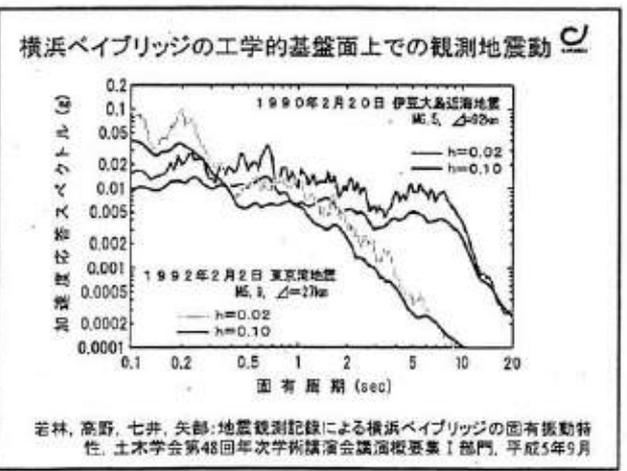
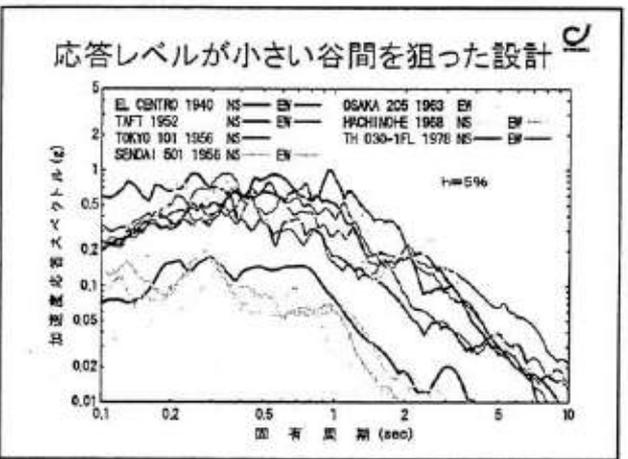
震源から工学的基盤面までの地震学の成果を使えるだけの知識は必要。自助努力すべし。工学的基盤面から地表面さらに構造物への入力までは、設計者の責任。

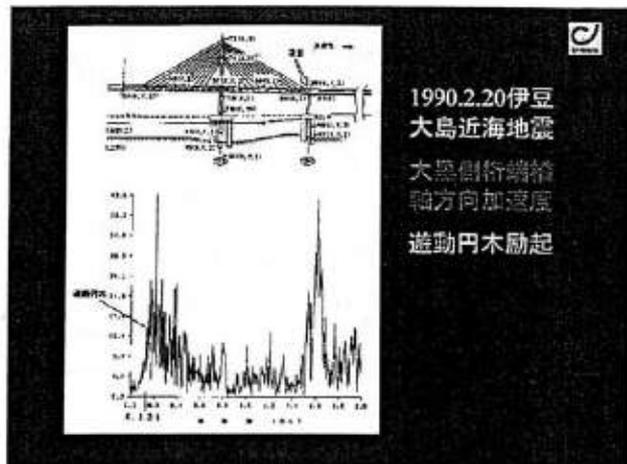
### 構造物の固有振動特性と入力地震動の応答スペクトル特性の関係を正しく運用すべし。

ビルディングレター/1986.5「高層建築物の動的解析用地震動について」

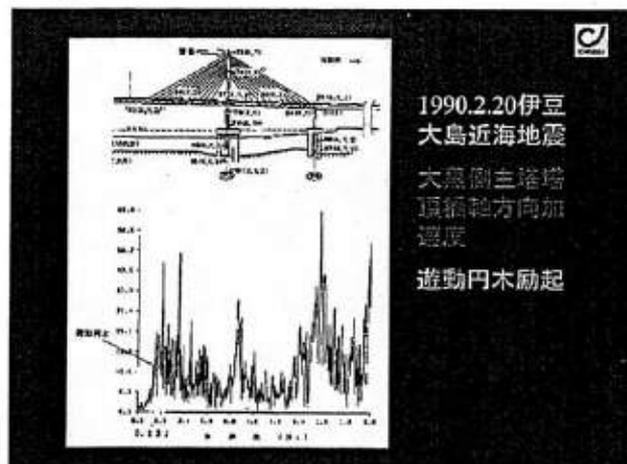
高層建築物構造評定委員会が示した主要な加速度波形記録

観測記録の応答スペクトルには凹凸がある。

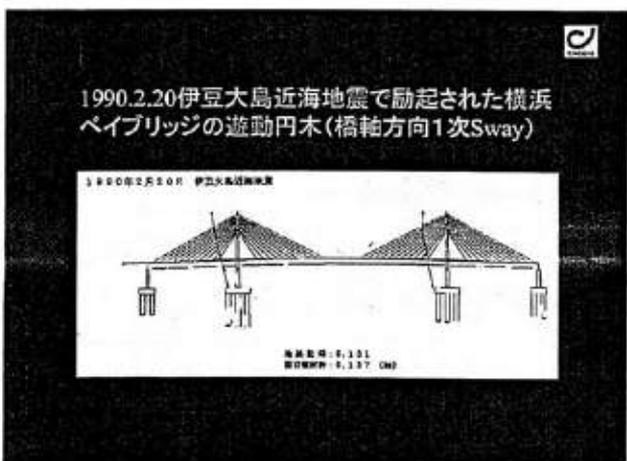




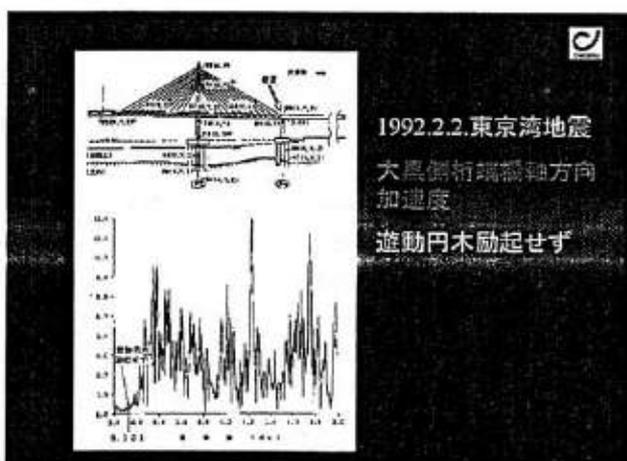
1990.2.20伊豆大島近海地震  
大島側桁橋軸方向加速度  
遊動円木励起



1990.2.20伊豆大島近海地震  
大島側主塔塔頂橋軸方向加速度  
遊動円木励起



1990.2.20伊豆大島近海地震で励起された横浜ベイブリッジの遊動円木(橋軸方向1次Sway)



1992.2.2.東京湾地震  
大島側桁橋軸方向加速度  
遊動円木励起せず

構造物の構造特性に基づいたシナリオ地震  
考慮すべき地点とその地点で検討対象となる構造物の構造特性が既知であるのならば、それによって最悪のシナリオを予測することも重要であり、無数の地震発生過程のシナリオを検討するよりも実用的である。

東原敏道: 応用力学の研究とImplementation, 応用力学論文集Vol.6, pp.3-16, 2003.8.

問題とすべき活断層が決まっていれば、問題とすべき地点に対して向かってくる破壊伝播が最大震幅を作る。

構造物の固有周期などの情報があれば、固有周期をよく励起するアスペリティサイズや破壊伝播速度が構造物にとって最悪な震源モデルとなる。

宮武隆: 強い揺れの生成メカニズム, 地球科学の新展開2地殻ダイナミクスと地震発生, 東京大学地震研究所, pp.179-195, 2002.11.

## 入力地震動(reference value)の一例と適用性

## 観測地震動を用いた加速度波形の作成方法

目標とする加速度応答スペクトル  $S_d(f)^*$

強震記録  $a_m$

$a_m$  の加速度応答スペクトル  $S_d(f)$  を計算

収束判定  $\frac{S_d(f)^*}{S_d(f)} < \epsilon(f)$  → 終了 →

収束していません → 終了 →

$C_k = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} \exp(-i \frac{2\pi k m}{N}) ; k=0, 1, 2, \dots, N-1$

$C_k = \frac{S_d(f)^*}{S_d(f)} \cdot C_k$

$a_m = \sum_{k=0}^{N-1} C_k \exp(i \frac{2\pi k m}{N})$

収束しました。

収束していません。

目標とする加速度応答スペクトルと同じ応答スペクトル特性を有する加速度波形

### レベル1地震動・I種地盤上の加速度波形

(1) 1978年宮城県沖地震M7.4: 震北地  
最大値 0.104 g

(2) 標準波形

(3) 加速度応答スペクトル

h=5%

— オリジナル  
— 標準波形  
— 標準スペクトル

建設省土木研究所: 土木構造物における加速度強震記録(N0.2), 土木研究所彙報第33号, 昭和53年10月

### レベル1地震動・II種地盤上の加速度波形

(1) 1968年日向沖地震M7.5: 坂島橋  
最大値 0.121 g

(2) 標準波形

(3) 加速度応答スペクトル

h=5%

— オリジナル  
— 標準波形  
— 標準スペクトル

建設省土木研究所: 土木構造物における加速度強震記録(N0.3), 土木研究所彙報第34号, 昭和53年10月

### レベル1地震動・III種地盤上の加速度波形

(1) 1983年日本海中部地震M7.7: 津軽大橋  
最大値 0.147 g

(2) 標準波形

(3) 加速度応答スペクトル

h=5%

— オリジナル  
— 標準波形  
— 標準スペクトル

建設省土木研究所: 土木構造物における加速度強震記録(N0.10), 土木研究所彙報第43号, 昭和60年12月

### レベル2地震動・タイプI地震動・II種地盤上の加速度波形

(1) 1968年日向沖地震M7.5: 坂島橋  
最大値 0.370 g

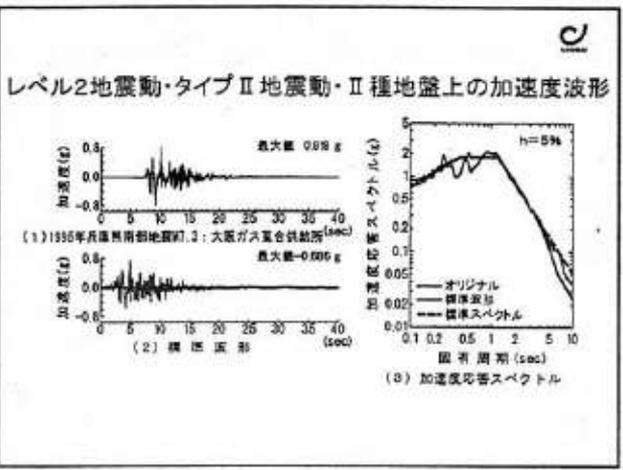
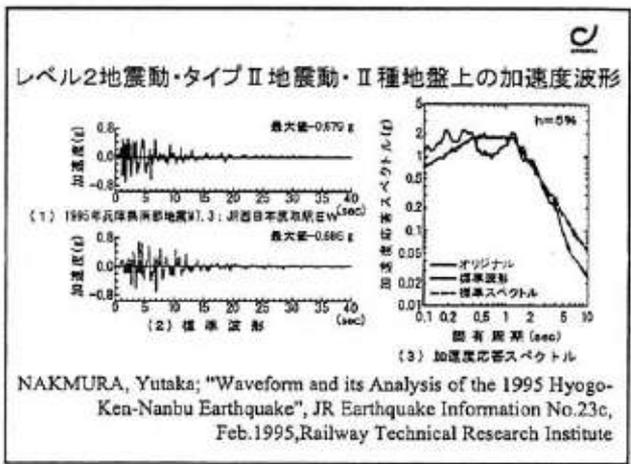
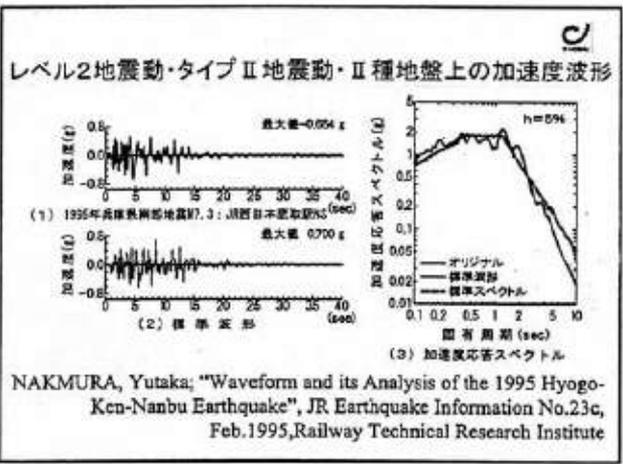
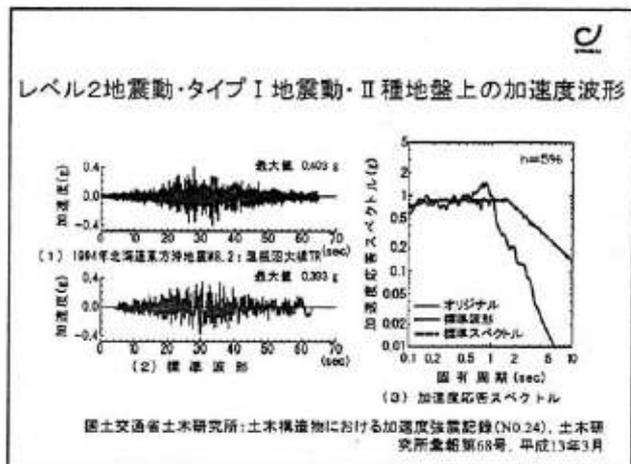
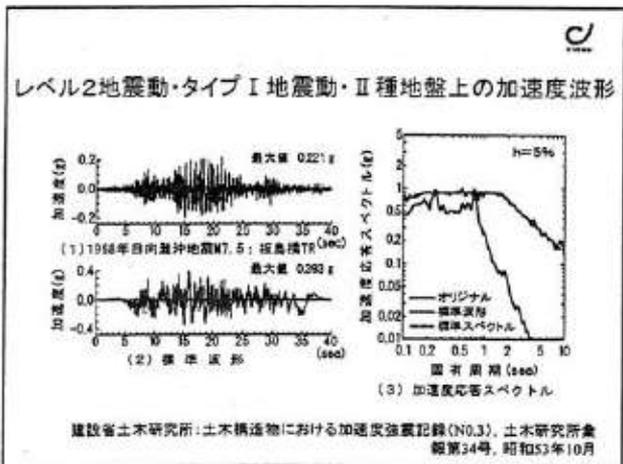
(2) 標準波形

(3) 加速度応答スペクトル

h=5%

— オリジナル  
— 標準波形  
— 標準スペクトル

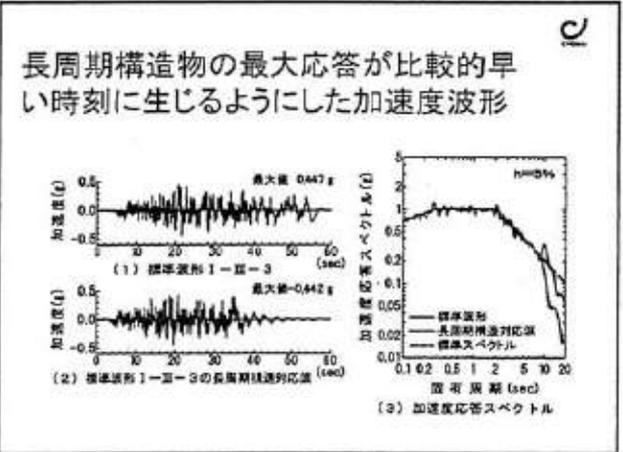
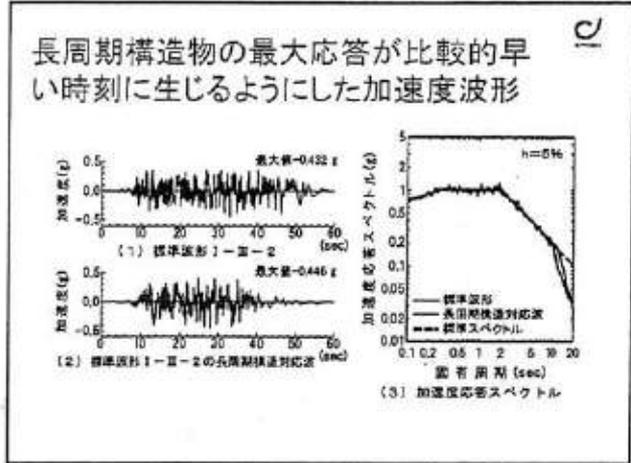
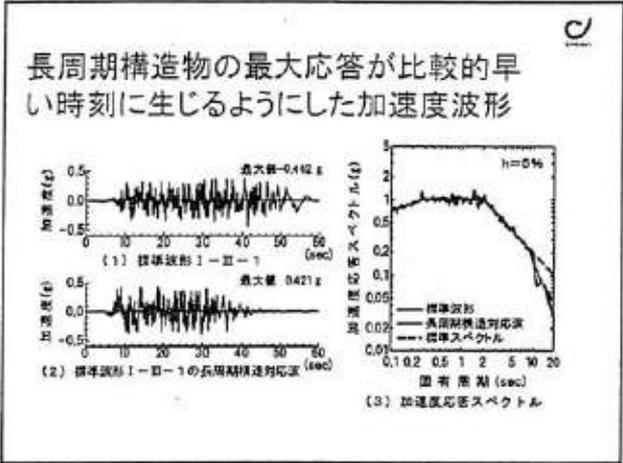
建設省土木研究所: 土木構造物における加速度強震記録(N0.3), 土木研究所彙報第34号, 昭和53年10月



道路橋示方書V耐震設計編における標準加速度波形の長周期構造物に対する適用性

標準加速度波形 I-III-1~3を用いると、対象とする橋梁の固有周期が長い場合、応答の最大値が波形の最後もしくはその後が発生することがある。

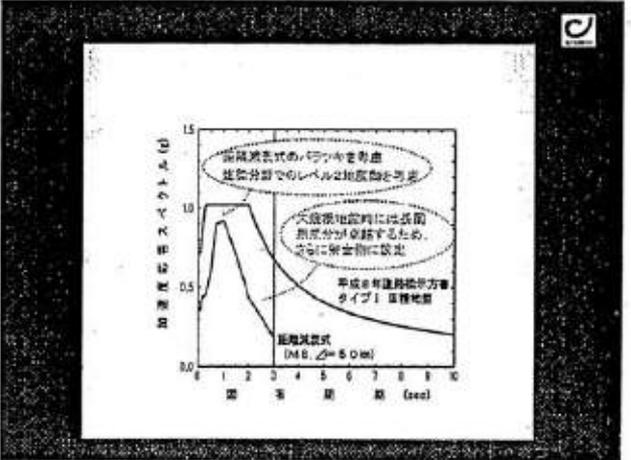
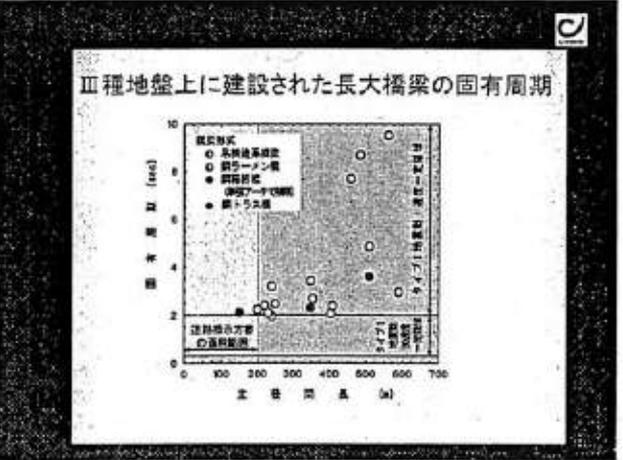
不自然！



道路橋示方書V耐震設計編における標準加速度応答スペクトルの長周期構造物に対する適用性

道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2地震動タイプI地震動は、SMAC型強震計で観測された地震動に基づいて作成された距離減衰式をベースに設定されている。

精度を保證できる範囲は、周期0.08秒～3秒



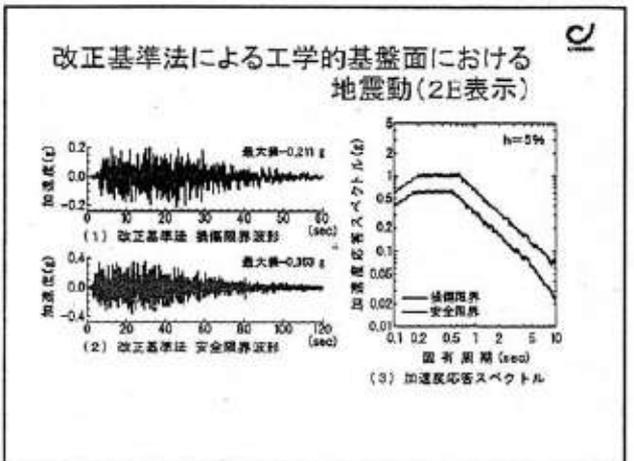
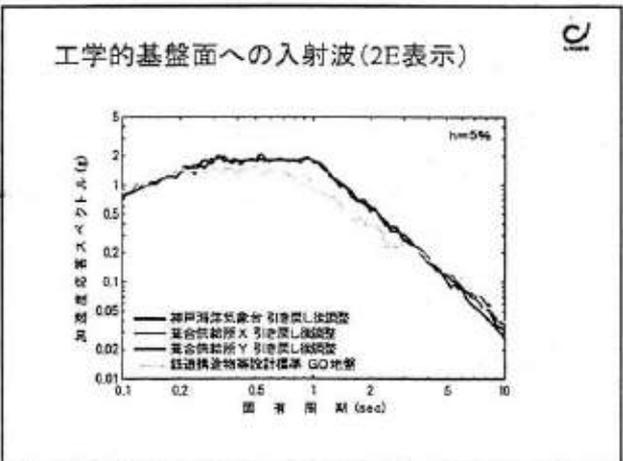
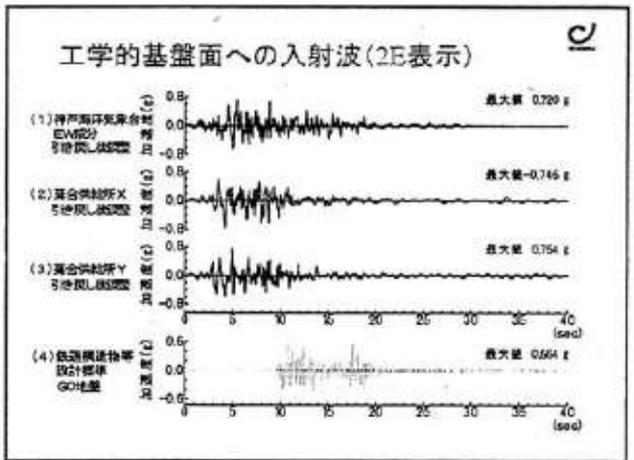
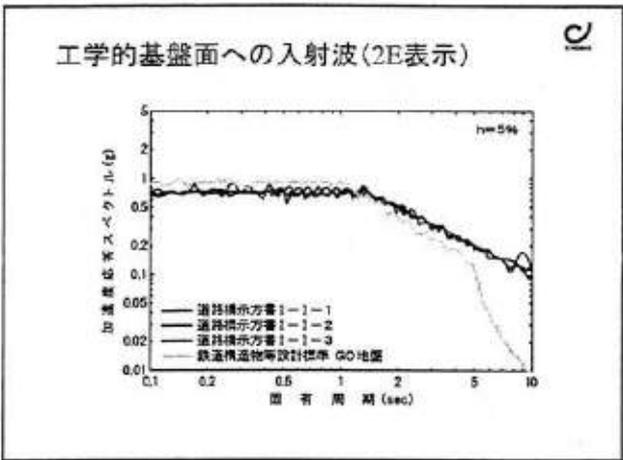
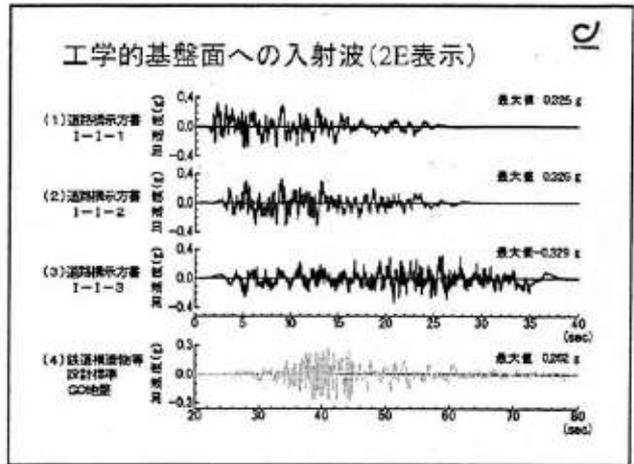
**工学的基盤面上でのレベル2地震動**

鉄道橋：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計に規定されている。

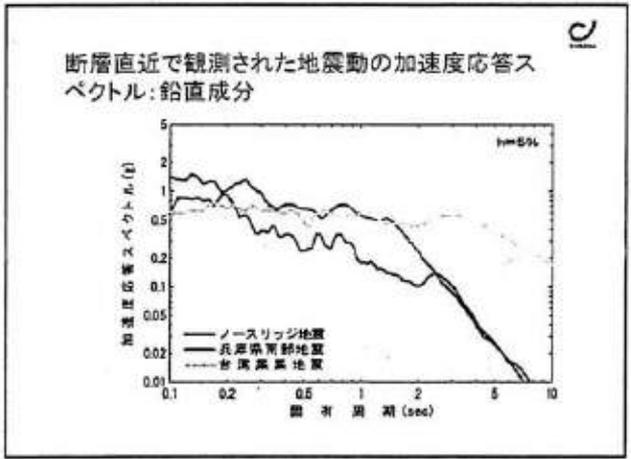
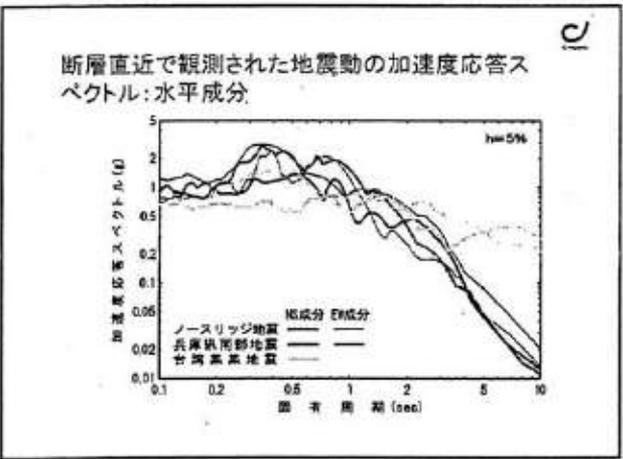
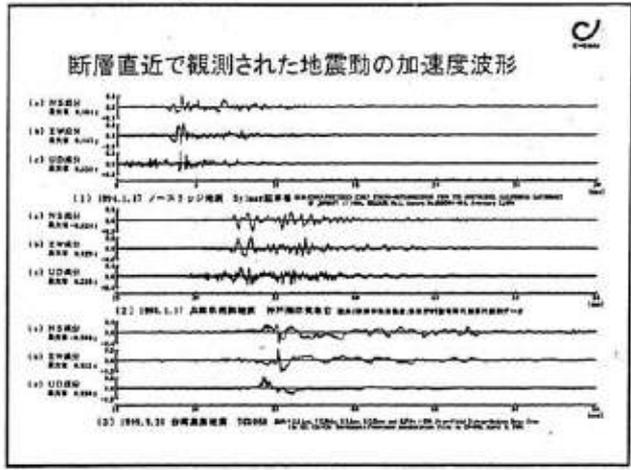
道路橋

タイプ I 地震動：

タイプ II 地震動：平成7年兵庫県南部地震で観測された地表面上の地震動を引き戻し、平均化(かつ平滑化)した地震動



# 断層直近で観測された地震動



**道路橋の分野でよく用いられる距離減衰式**

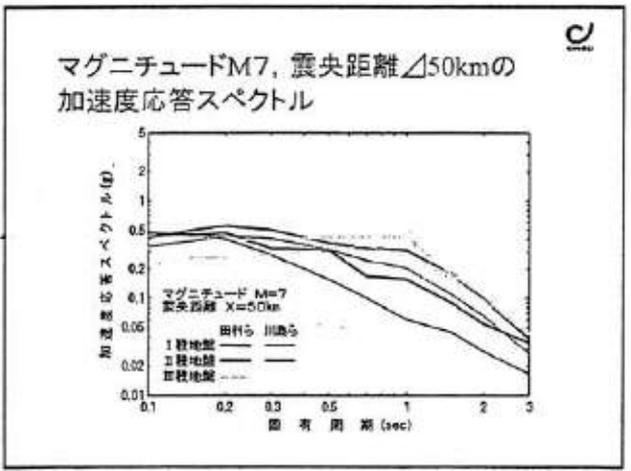
川島らの研究: 昭和38年3月27日から昭和55年6月29日の間に生じたマグニチュード5以上の浅発地震 (震源深さ60km以浅)

水平成分は88回の地震, 2@197成分,  
水平2成分を合成

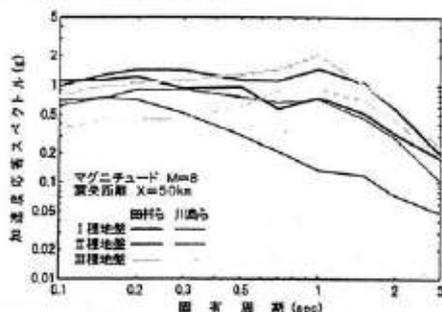
道路橋示方書 V 耐震設計編式 (参. 2.11)

田村らの研究: 平成7年兵庫県南部地震を含む40地震による432成分

Keiichi TAMURA, Shunsuke MATSUMOTO, Yoshihiro NAKAO:  
Attenuation Relations of Peak Ground Acceleration and Acceleration  
Response Spectra for Engineering Applications, Research Report of Public  
Works Research Institute No.199, pp.79-95, 2003.3.



### マグニチュードM8、震央距離△50kmの 加速度応答スペクトル



### 内閣府の中央防災会議「東海地震に 関する専門調査会」による想定東海 地震

内閣府が公表している中央防災会議「東海地震に関する専門調査会」における検討の過程で得られた推定基盤地震動(1kmメッシュ毎に得られている)。

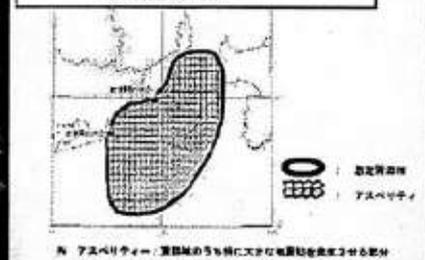
図-1 想定東海地震の震源域



出典：中央防災会議東海地震に関する専門調査会報告、平成13年12月11日、中央防  
災会議「東海地震に関する専門調査会」

[http://www.kantei.go.jp/keikaku/kyoushou/keikaku/131211/131211\\_04.pdf](http://www.kantei.go.jp/keikaku/kyoushou/keikaku/131211/131211_04.pdf)

図-2 想定震源域におけるアスペリティ分布  
および破壊開始点



出典：中央防災会議東海地震に関する専門調査会報告、平成13年12月11日、中央防  
災会議「東海地震に関する専門調査会」

[http://www.kantei.go.jp/keikaku/kyoushou/keikaku/131211/131211\\_05.pdf](http://www.kantei.go.jp/keikaku/kyoushou/keikaku/131211/131211_05.pdf)

## 基礎構造～地盤系

耐震設計は、地震による被害を経験し  
ながら進歩してきた。

多くは、地上に存在する構造物に生じた  
被害と、地表面上で観測された加速度波  
形等を用いて検討を行い、その検討結果  
に基づいて耐震設計や設計基準類は改  
訂されてきた。

地表面上を基準とした現象と解釈がベー  
スとなっている。

### 非線形域における動的相互作用???

基礎構造の振動が周辺地盤に与える影響

周辺地盤の振動が基礎構造に与える影響

### 非線形域における動的相互作用???

表層地盤の非線形化

基礎構造の非線形化

橋脚等の地上に存在する構造の非線形化

### 基礎構造～地盤系に対する私見 その1

地表面上を基本とする。

- ・入力地震動は、地表面上の地震動
- ・基礎構造～地盤系は、フーチング底面(ケーソンの場合は上面)位置のSway-Rocking パネ

基礎構造と周辺地盤をも解析モデルに込んだモデルよりも全体的に安全側

### 地震時保有耐力法に用いるモデルを用いた基礎構造～地盤系の非線形特性のモデル化

①

水平力  $H_i(t)$

曲げモーメント  $M_p(t)$

$$\alpha_i = \frac{M_p(t)}{H_i(t)} = \frac{M_{E0i}}{H_{E0i}}$$

- ・: 水平力最大時
- ・: 曲げモーメント最大時

### 地震時保有耐力法に用いるモデルを用いた基礎構造～地盤系の非線形特性のモデル化

②

水平力  $H_{E0}$ 、曲げモーメント  $M_{E0}$

鉛直力  $V_0$ 、荷重の比率  $\alpha$

荷重の載荷ステップ

### 地震時保有耐力法に用いるモデルを用いた基礎構造～地盤系の非線形特性のモデル化

③

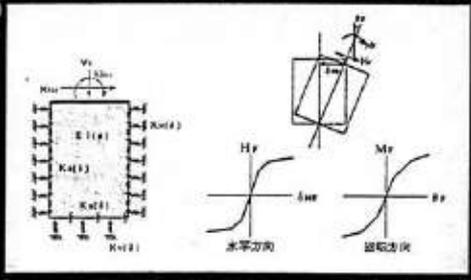
水平力  $H_i(t)$

曲げモーメント  $M_p(t)$

$$\alpha_i = \frac{M_p(t)}{H_i(t)} = \frac{M_{E0i}}{H_{E0i}}$$

### 地震時保有耐力法に用いるモデルを用いた基礎構造～地盤系の非線形特性のモデル化

④



ケーソン基礎(基礎構造～地盤間パネは、動的変形係数に基づいて作成)

### 地震時保有耐力法に用いるモデルを用いた基礎構造～地盤系の非線形特性のモデル化

⑤

剛性変化は非線形弾性で、減衰効果は等価減衰定数でモデル化する。

キャパシティーデザインされた基礎構造であれば、現象から大きく逸脱していないはず。

キャパシティーデザイン: 橋脚の降伏水平耐力に相当する水平力と曲げモーメントを作用させても基礎構造に生じる損傷が許容される範囲に収まるように設計

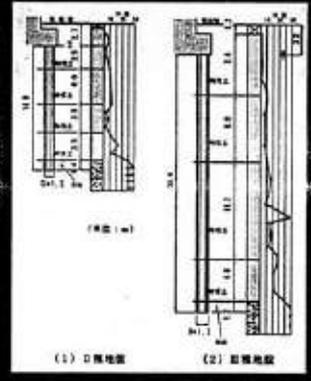
### 地震時保有耐力法に用いるモデルを用いた基礎構造～地盤系の非線形特性のモデル化

基礎構造は周辺地盤と一体となって振動するとみなして、地盤の復元力モデル(H-DモデルやR-Oモデル)で、基礎構造～地盤系の非線形特性をモデル化することがある。

気持ちにはわかる。でも、本当にこれで良いのか?

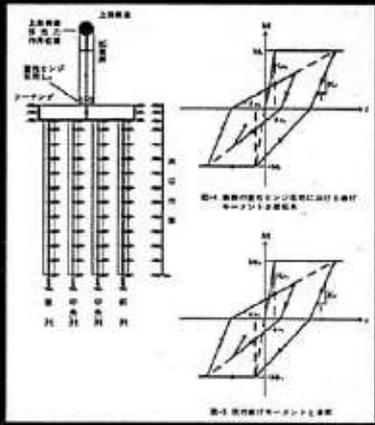
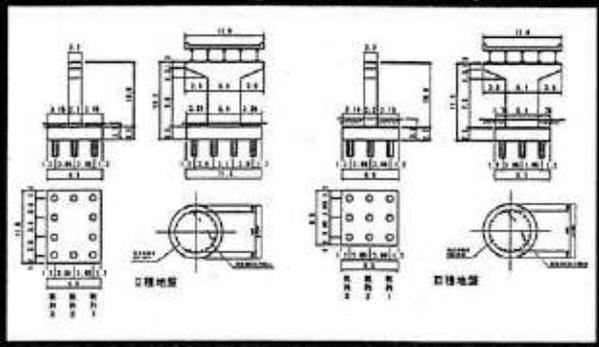
基礎構造～地盤系に生じる変形が大きければ、基礎構造～地盤系の荷重～変形関係から逸脱する。

### 検討対象とした杭基礎と地盤条件



### 検討対象とした橋梁

II種地盤はRocking, III種地盤はSwayが卓越



フーチング底面位置における基礎構造～地盤系の非線形性を算出した詳細モデル

### フーチング底面位置における基礎構造～地盤系の非線形性を算出した詳細モデル

(a) 初期状態 (b) 初期状態 (c) 初期状態

非線形性のあるモデル

フーチング底面位置における非線形性を算出した詳細モデル

### フーチング底面位置における非線形性をH-Dモデルで表した簡易モデル

(a) 簡易基礎系モデル (b) フーチング底面位置における非線形性をH-Dモデルで表した簡易モデル

### フーチング底面位置における非線形性をH-Dモデルで表した簡易モデル

$$F_F = K_{g0} \cdot \frac{\delta_f}{1 + \delta_f / \delta_{f0}}$$

$$M_F = K_{g0} \cdot \frac{\theta_f}{1 + \theta_f / \theta_{f0}}$$

### H-Dモデルによるフーチング底面位置における基礎構造～地盤系の非線形性の再現性: II種地盤

(a) 曲げモーメントと回転角の関係 (b) 水平力と水平変位の関係

### H-Dモデルによるフーチング底面位置における基礎構造～地盤系の非線形性の再現性: III種地盤

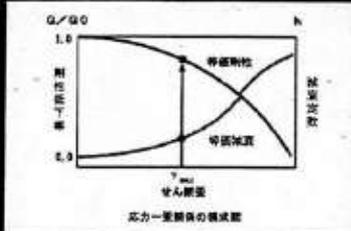
(a) 曲げモーメントと回転角の関係 (b) 水平力と水平変位の関係

### 架橋地点の周辺地盤の影響を考慮したい場合やケーソン基礎の振動を考慮した場合 ①

架橋地点の周辺地盤の影響を考慮したい場合  
やケーソン基礎の振動を考慮した場合 ①

架橋地点の周辺地盤の影響を考慮したい場合  
やケーソン基礎の振動を考慮した場合 ②

プッシュオーバー解析に用いる基礎構造～地盤間のバネは、地盤の非線形動的解析結果に基づいた動的変形係数を用いる。

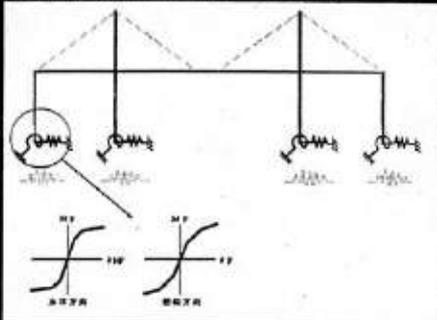


基礎構造～地盤系に対する私見 その2

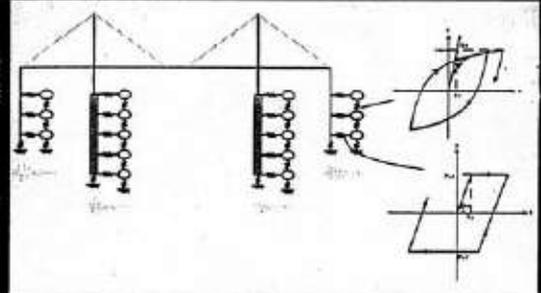
基礎構造と周辺地盤の影響が無視できない系も、地表面上を基本とする。

基礎構造と周辺地盤をも解析モデルに見込んだ場合よりも安全側の応答値が得られることが多い。

設計は、フーチング底面付近(ケーソンであれば上面かバネ作用位置)で地震動を入力した橋梁全体系モデルの応答で行う。



基礎構造～地盤系を解析モデルに見込んだ橋梁全体系(地震動の入力位置は工学的基礎面)の応答は、基礎構造や周辺地盤の存在が悪影響を与えないかを見る。



基礎構造～地盤系を解析モデルに見込んだ橋梁全体系の応答値が、地表面上を基本とした橋梁全体系モデルの応答値よりも大きく得られた場合は

基本は、大きな応答値で設計。

わからないことに関しては、安全側の判断を下すことは、技術者として当然の行動。

経済性を考慮しながら、如何に安全性を確保するか！

基礎構造～地盤系に対する私見 その3

基礎構造～地盤系を解析モデルに見込んだ橋梁全体系モデルを用いて橋梁の耐震設計を行うためには、地震観測記録に基づく検証がまだまだ不十分。

詳細な解析モデルを用いたことを理由に、解の妥当性を主張するほどには、地盤の諸定数や減衰特性等を精度良く設定できる状況にはない。

ましてや非線形域ならば、なおさら??????

基礎構造～地盤系を解析モデルに見込んだ橋梁全体系モデルを用いて橋梁の耐震設計を行うというのであれば

地盤定数等にある程度のばらつきの幅をもたせた解析を行い、その傾向を把握しながら、適切な安全余裕度を確保する必要がある。

基礎構造～地盤系に関する私見 その4

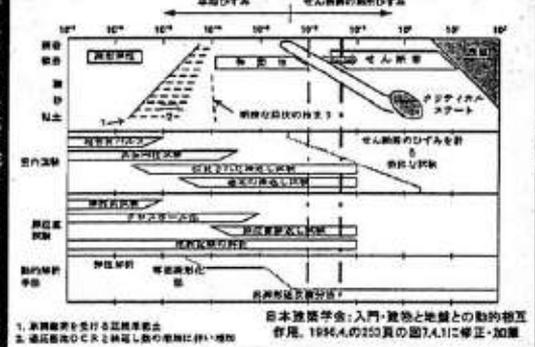
既設の橋梁で地震計を橋梁(上・下部構造)とその周辺地盤に配置し、長い年月(観測された地震が多いの意)に渡って地震観測が行われている場合は、複数の地震観測記録を再現できることが検証されるならば、基礎構造～地盤系を解析モデルに見込んだ橋梁全体系モデルを用いた耐震性の照査も可能(認めて欲しい)。

地震観測記録を悪用するのは駄目

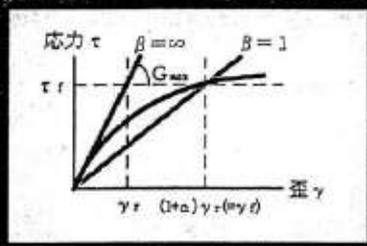
凹凸が激しい加速度応答スペクトルを有する観測記録の強度を単純に拡大したものを入力地震動として動的解析を行い、設計基準に規定された設計地震動よりも応答が小さくなった。だから、この橋は安全という主張は駄目。

確信犯

地盤の非線形動的解析 適用範囲を守ろう

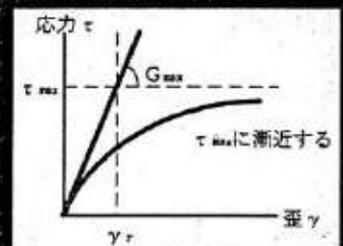


地盤の非線形動的解析 R-Oモデル



相対的に地盤に生じるせん断応力  $\tau$  を大きく評価する傾向がある。

地盤の非線形動的解析 双曲線(H-D)モデル

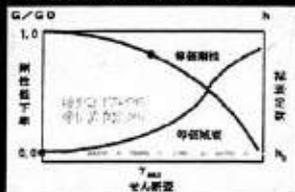


相対的に地盤に生じるせん断ひずみ  $\gamma$  や履歴減衰効果を大きく評価する傾向がある。

地盤の非線形動的解析 構造減衰定数

案1: 地盤は、せん断ひずみが小さいときから履歴ループを描き、履歴減衰効果が早い段階から見込めるので、構造減衰定数は0とする。

案2: 地盤の動的変形特性の微小ひずみでの  $\gamma = 10^{-6}$  を構造減衰とする。



もし、大きなせん断ひずみが生じたならば

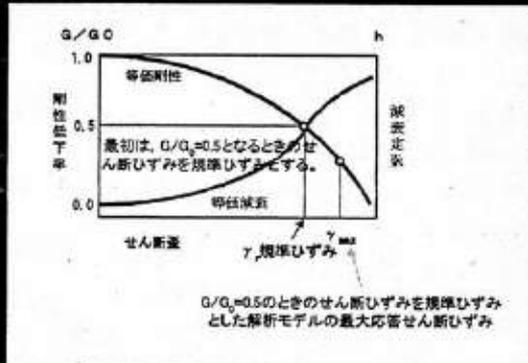
$$\tau = \frac{G_{max} \gamma}{1 + \frac{G_{max} \gamma}{\tau_{max}}}$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G} \quad \gamma = \gamma_r \text{ のとき } \frac{G}{G_{max}} = 0.5$$

双曲線モデル(H-D)モデルは、ランベルグ・オスグッドモデル(R-Oモデル)よりもパラメーターが少ないので、多少のチューニングは可能

双曲線モデルでは、 $G_{max}$ 、 $\tau_{max}$  は弾性定数、せん断強度という物理的な意味が明瞭なパラメーターである。しかし、実務では使い方によっては単なるパラメーターとして扱い、ターゲットとしている挙動をなるべく再現するような考え方も重要であり、いわゆる工学的判断力が必要とされる部分である。

日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, 1996.4.250頁より抜粋



非線形域における粘性減衰のモデル化

減衰に関する私見 その1

たぶん、ほとんど理論的な検討がなされず、慣用だけで今日まで来ている。線形域、非線形域とも

様々なモデル化が行われている。人によってバラバラ

そろそろ、真正面から取り組まないと、とんでもないことがおこる。

2002年制定 土木学会・コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]

3.3.3 応答解析

(3) 構造物の粘性減衰は、考慮しないことを原則とする。ただし、耐震性能1の照査においては、粘性減衰定数を設定してよい。

- ・実験室での部材の動的復元力特性と応答速度の関係
- ・履歴依存型の材料および部材の力学モデルを採用
- ・非線形域では、粘性減衰定数の物理的意味が不明確

梅村魁編著:鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法, 技報堂出版, 1973. 294頁

・普通は[K]マトリックスが……, ある程度簡略化した仮定にもとづかざるをえないため, [C]マトリックスはその弱点を補うことも念頭におきながら, 便宜的に解析しやすい形に仮定している。

減衰に関する私見 その2

梅村先生の時代(1973年)から現在(2003年)まで30年間を経ているが, 部材の復元力モデル等の足りなさ, 非線形動的解析の収束性の確保,

を非線形動的解析の中で考慮するためには, 粘性減衰マトリックスのモデル化は必要。

減衰に関する私見 その3

初期の全体系剛性マトリックスK (t=0)に比例するとしたRayleigh型粘性減衰マトリックスが盲目的に用いられている。

$$C = \alpha M + \beta K(t = 0)$$

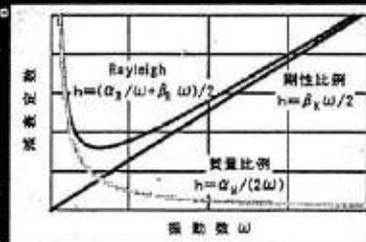
橋梁を構成する各構造要素の減衰を, 橋梁全体系の固有振動モード毎のモード減衰定数にモデル化

ひずみエネルギー比例減衰法

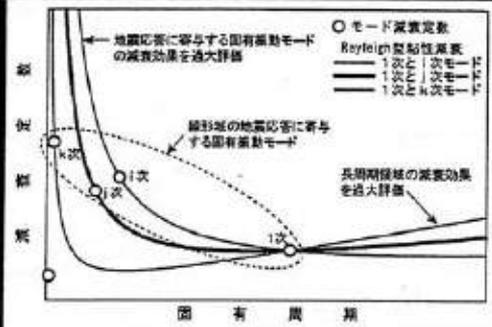
運動エネルギー比例減衰法

非線形動的解析では, Modal Analysisは使用できないので, (Rayleigh型)粘性減衰マトリックスによってモード減衰定数による減衰効果を表す必要がある。

大事なことは, 地震応答に寄与する固有振動モードのモード減衰定数とRayleigh型粘性減衰マトリックスによる各周期ごとの減衰定数が等しくなるように,  $\alpha$ と $\beta$ を決めること。



ただ単に、モード寄与率が大きな2つの固有振動モードの固有周期とモード減衰定数のみからモード減衰定数の値を決めるのは、危険。



剛性が時々刻々と変化する非線形動的解析では、粘性減衰マトリックスは、初期剛性に比例  $K(t=0)$  させるべきか、瞬間剛性  $K(t=t)$  に比例させるべきか？

$$C = \alpha M + \beta K(t=0)$$

$$C = \alpha M + \beta K(t=t)$$

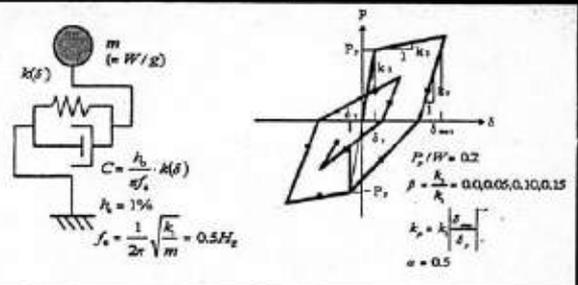
$$C = \beta K(t=0), C = \beta K(t=t)$$

小谷：鉄筋コンクリート造骨組の震動破壊実験—動的非線形解析の資料—, 日本建築学会大会 学術講演梗概集 (近畿), pp.1555-1556, 1970

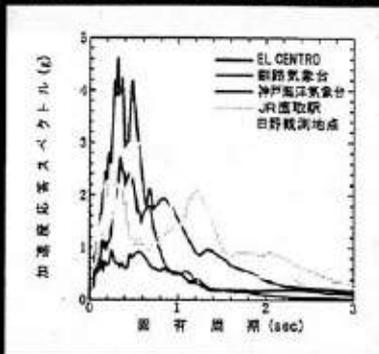
質量比例粘性減衰と瞬間剛性比例粘性減衰を用いた非線形動的解析を行い、震動実験より得られた応答波形の再現性を検討。

同調剛性比例型減衰は、減衰定数の大きさにかわらず応答変位が良く合う。応答加速度も、減衰定数を調整すれば合う。

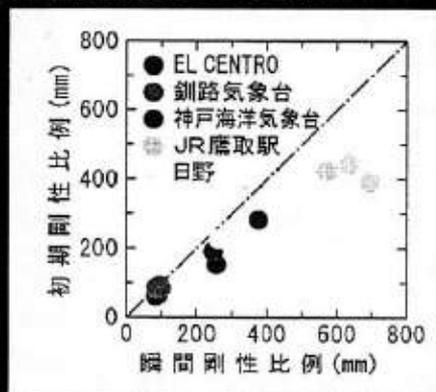
検討対象とした1自由度非線形振動系

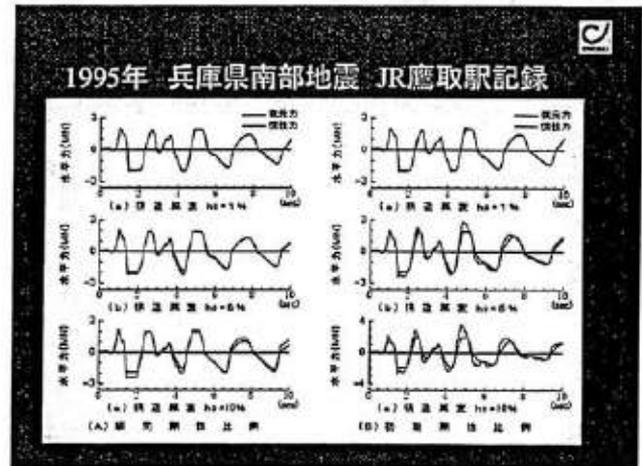
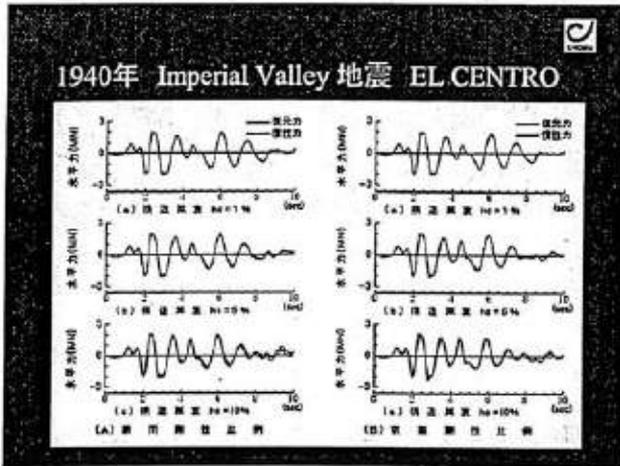


検討対象とした入力地震動

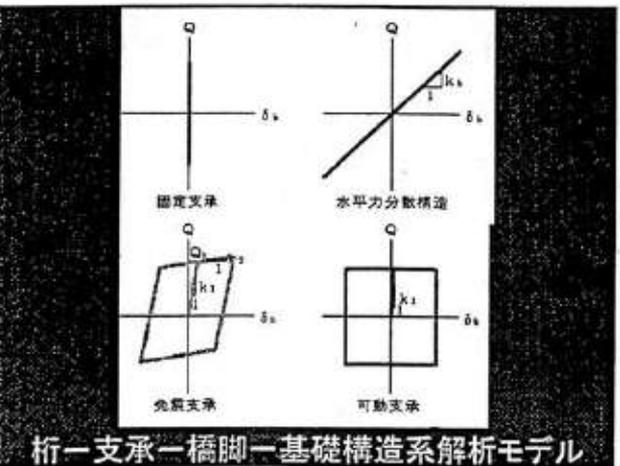
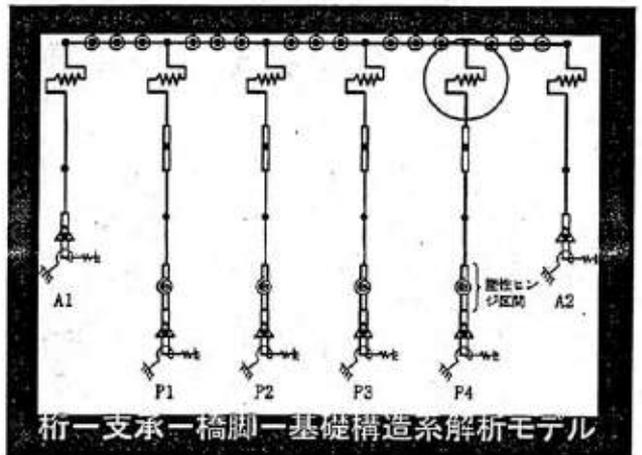


応答変位に与える影響





対象とする構造系の中に他の部材とは極端にその剛性や質量が大きかったり、小さかったりする部材が存在する場合は、構造全体系の質量マトリックスや剛性マトリックスが特異となって質量や剛性に比例する比例型減衰を用いると対象とする構造系の減衰性状を適切に表すことができなくなることがある。



Rayleigh型粘性減衰マトリックス

$$C_R = \alpha \cdot M + \beta \cdot K$$

$\alpha, \beta$  : 比例定数  
**M** : 質量マトリックス (全体)  
**K** : 剛性マトリックス (全体)

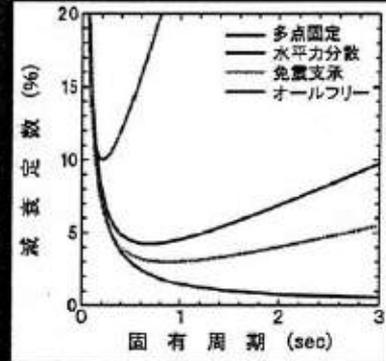
### 要素別粘性減衰マトリックス

$$C_k = \sum_{k=1}^{N_k} \gamma_k \cdot k_k = \sum_{k=1}^{N_k} \frac{2h_k}{\omega_1} \cdot k_k$$

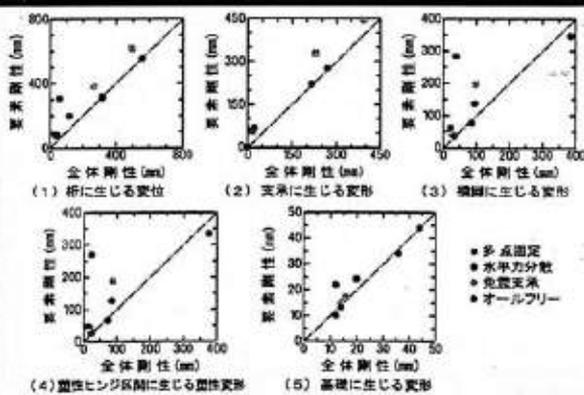
$\gamma_k$  :  $k$  番目の構造要素の比例定数

$k_k, h_k$  :  $k$  番目の構造要素の要素剛性マトリックスと構造減衰定数

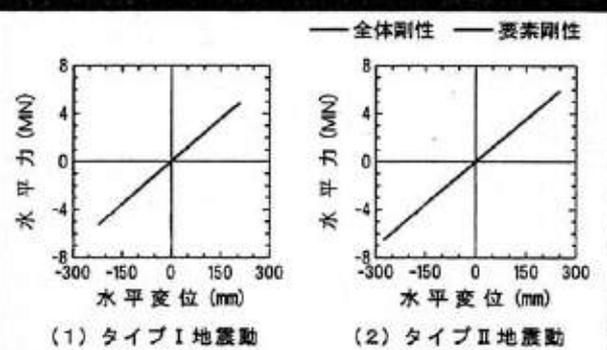
$\omega_1$  : 構造全体系の1次固有振動モードによる固有値



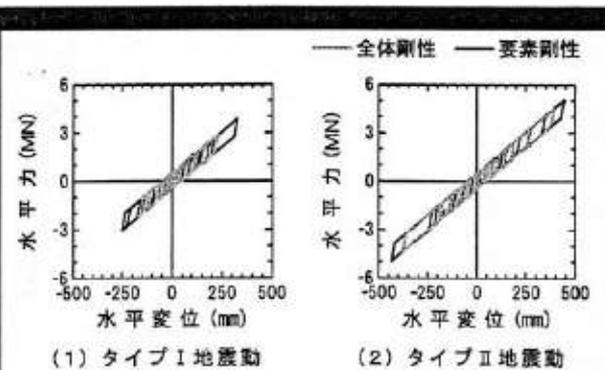
Rayleigh型減衰マトリックスによる減衰効果



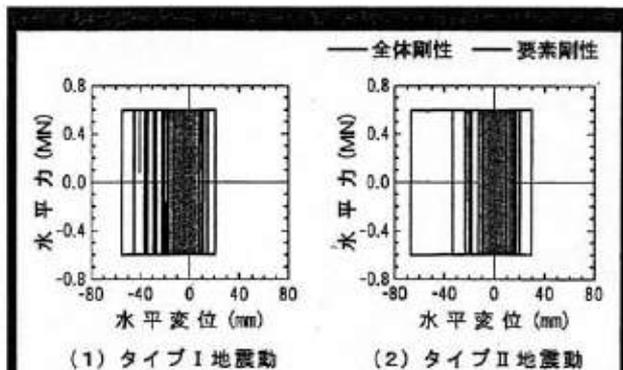
粘性減衰マトリックスの違いが地震応答に与える影響



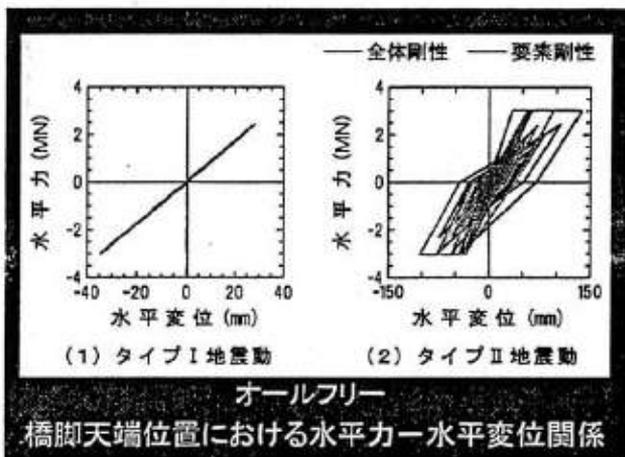
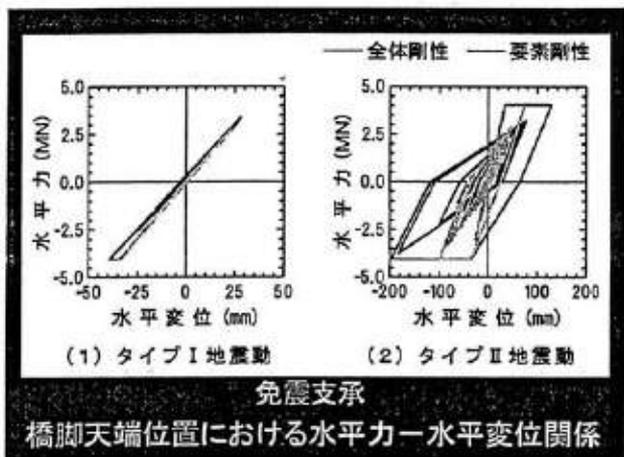
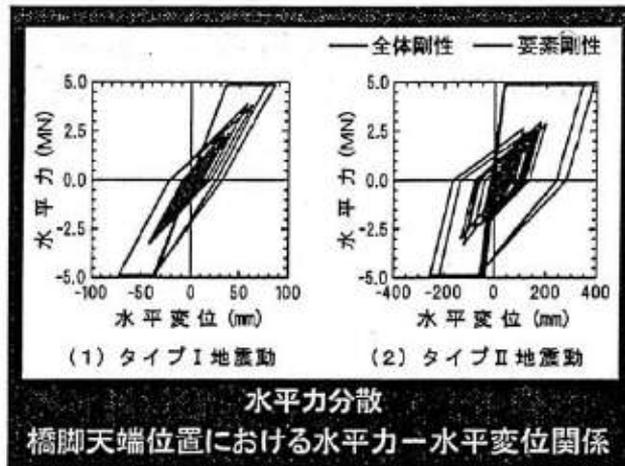
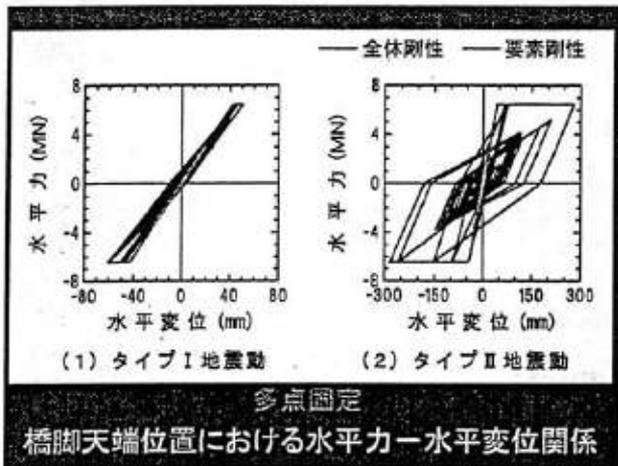
水平力分散  
支承に生じる水平力-水平変位関係



免震支承  
支承に生じる水平力-水平変位関係



オールフリー  
支承に生じる水平力-水平変位関係



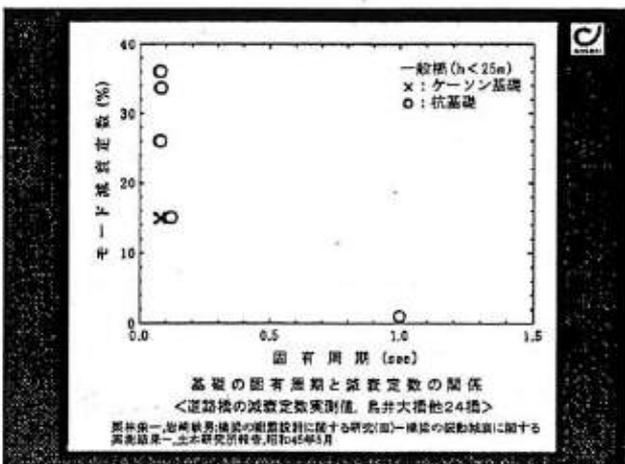
減衰に関する私見 その4

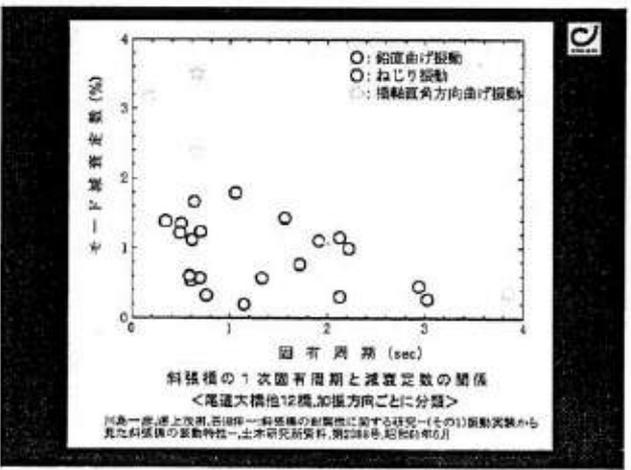
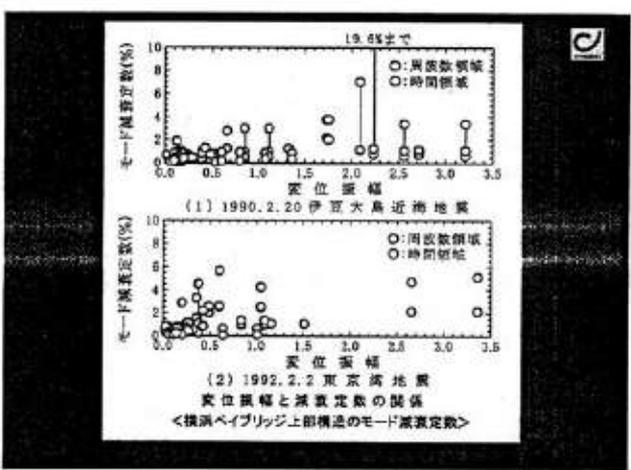
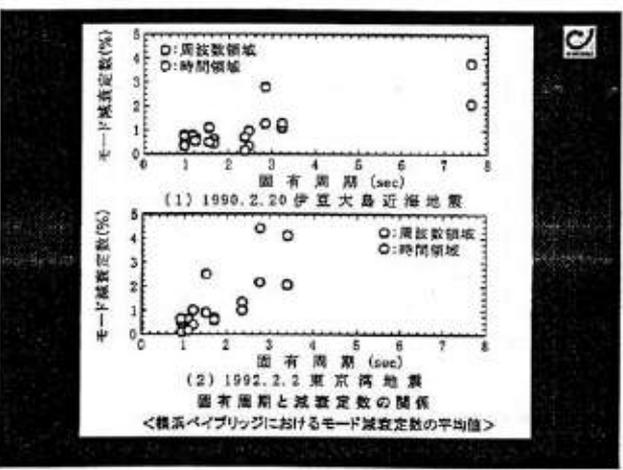
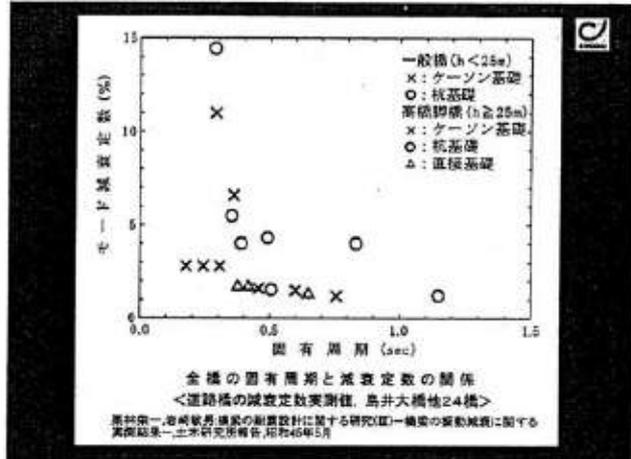
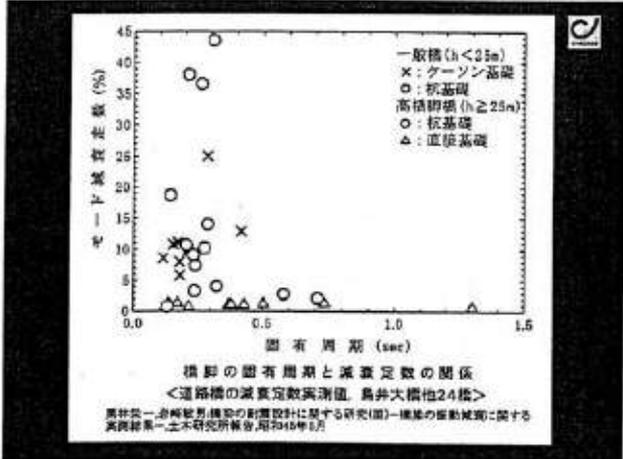
減衰のモデル化に王道なし！

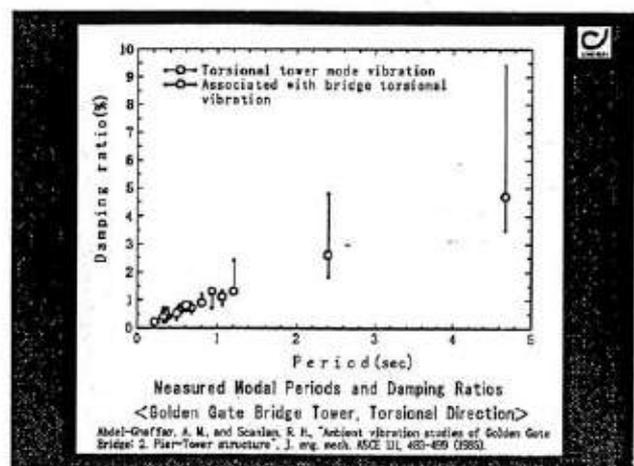
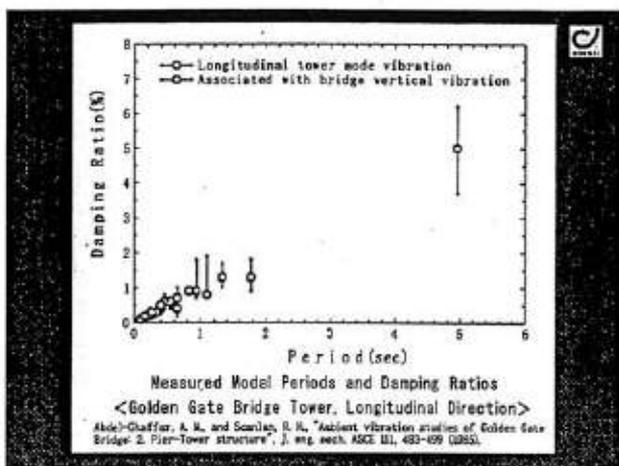
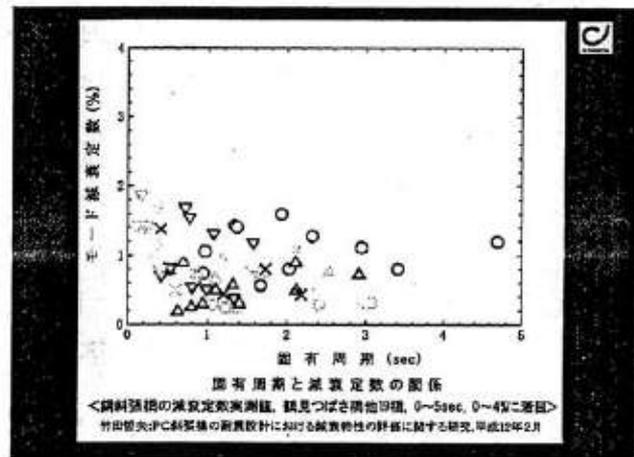
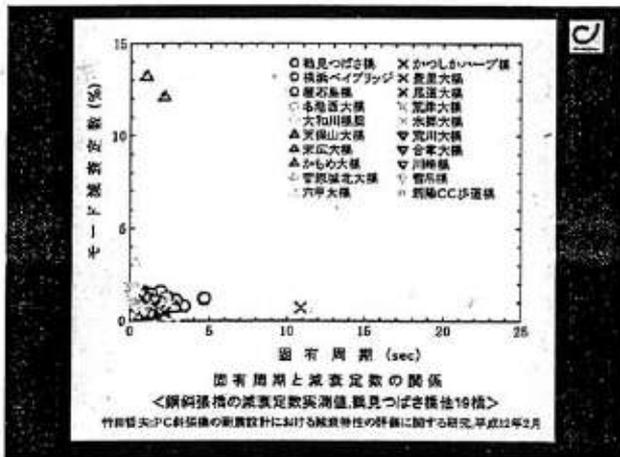
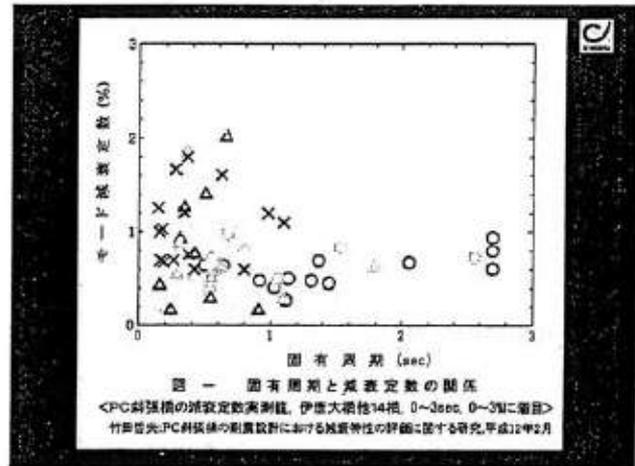
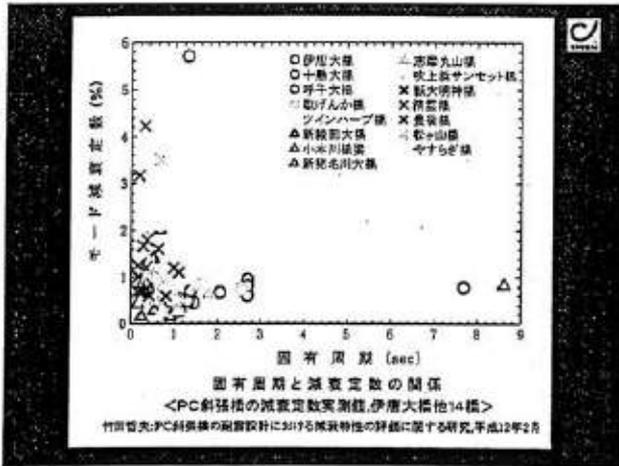
地震観測記録を用いた構造系の減衰特性に関するデータの蓄積

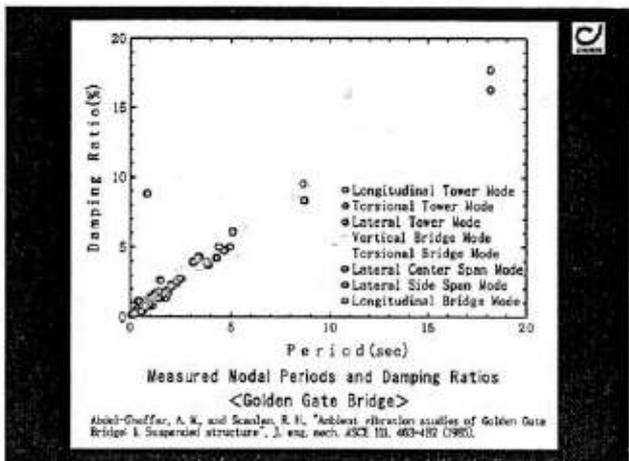
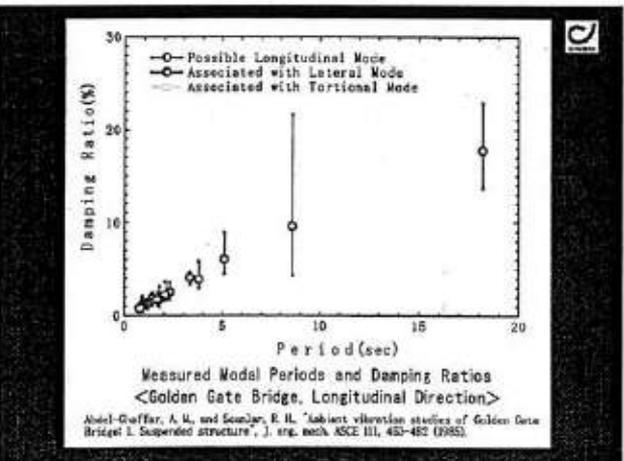
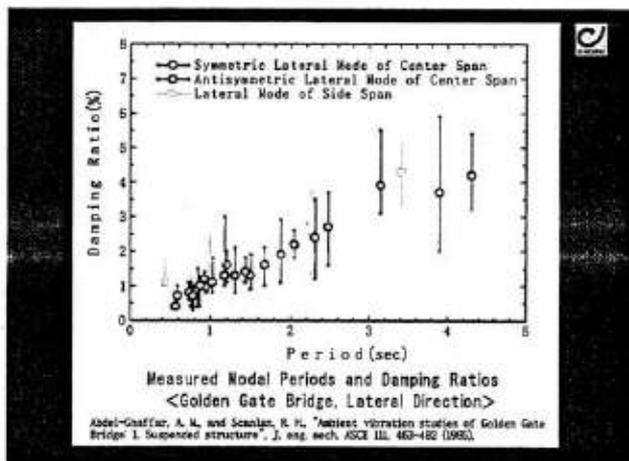
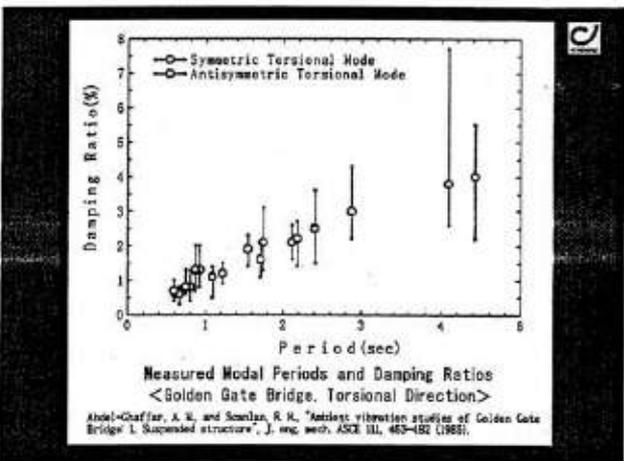
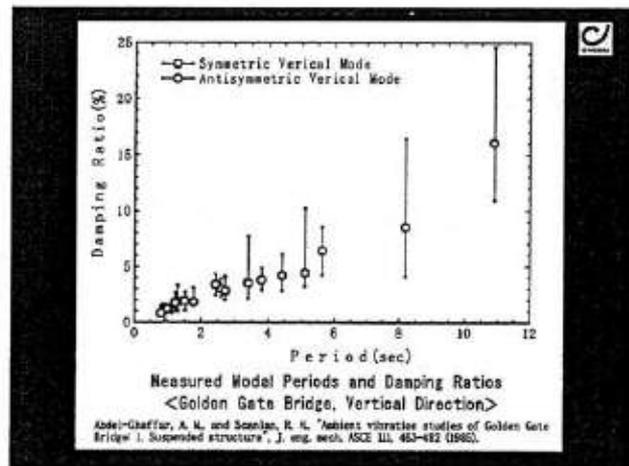
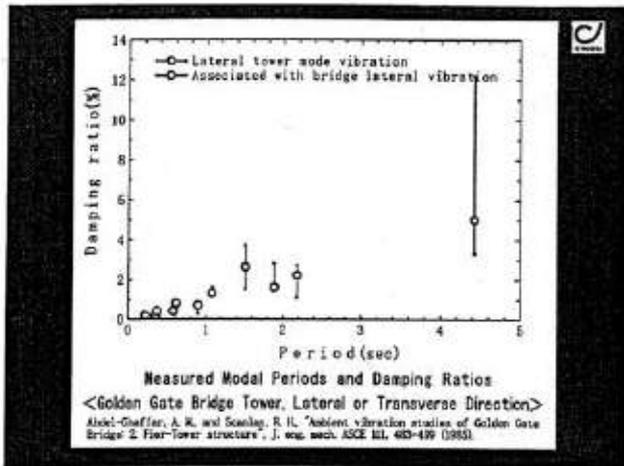
粘性減衰マトリックスが対象とする構造系に与える影響を個別に評価

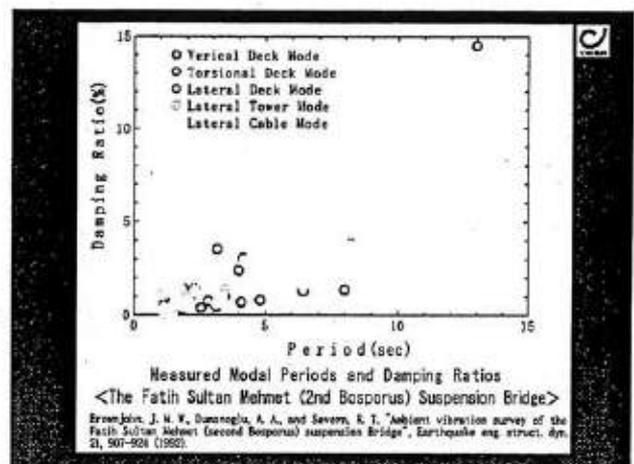
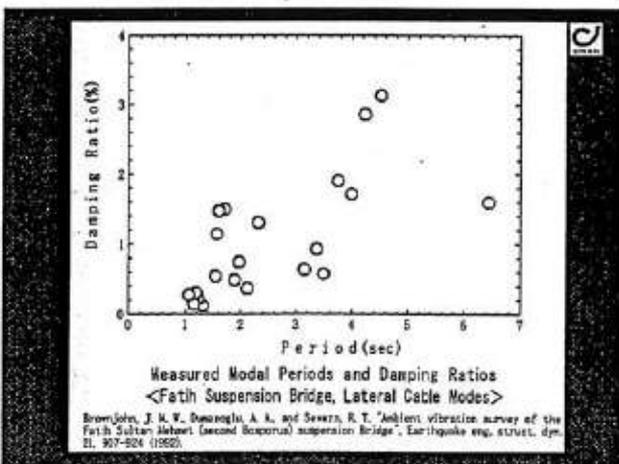
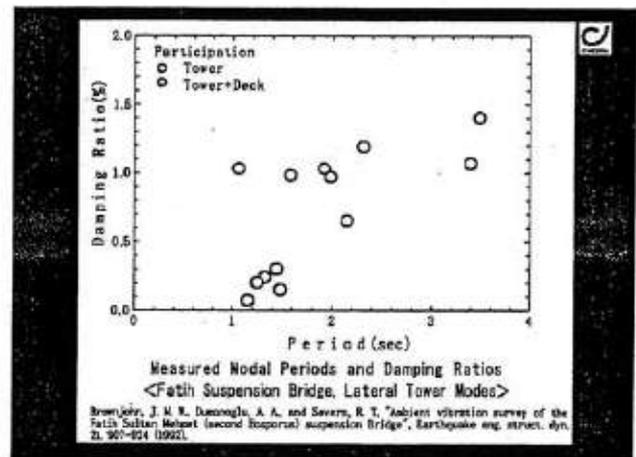
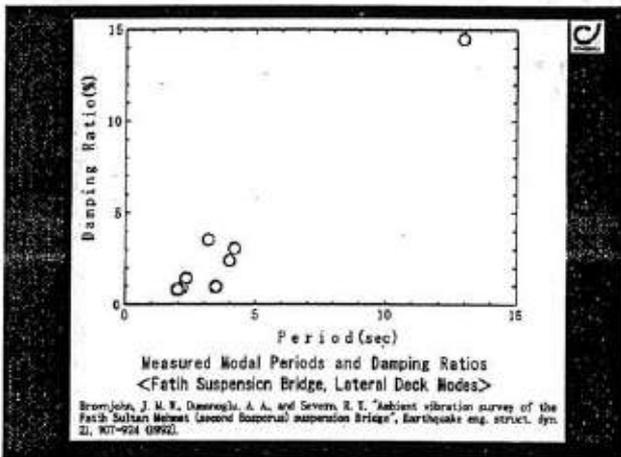
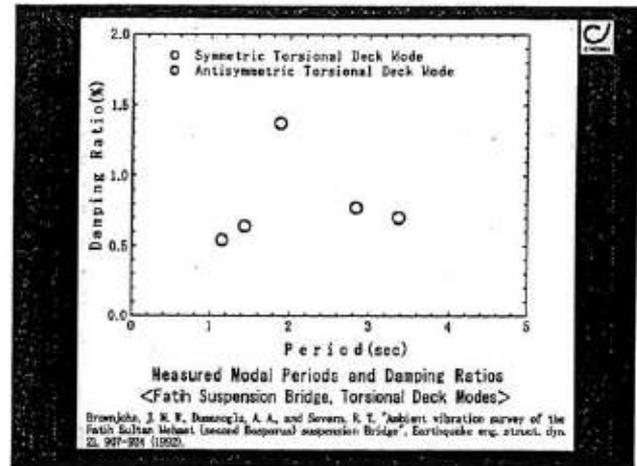
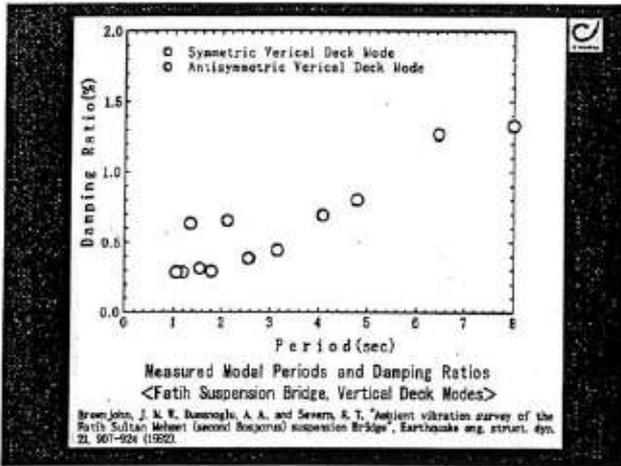
今一度、逃げずに減衰のモデル化に向き合おうと思う

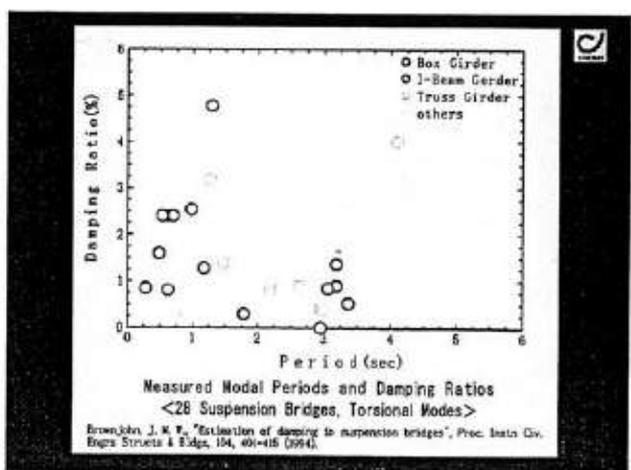
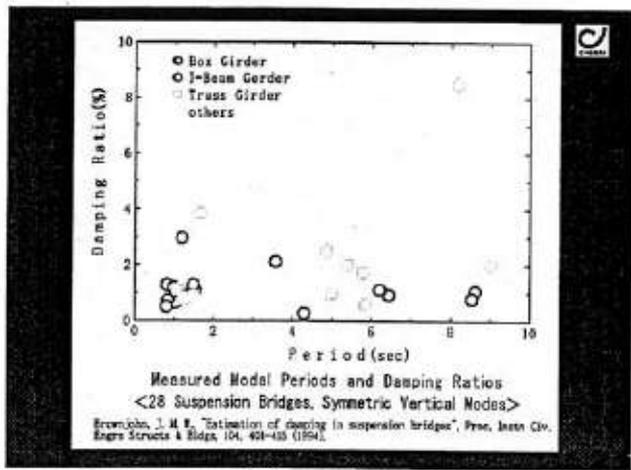
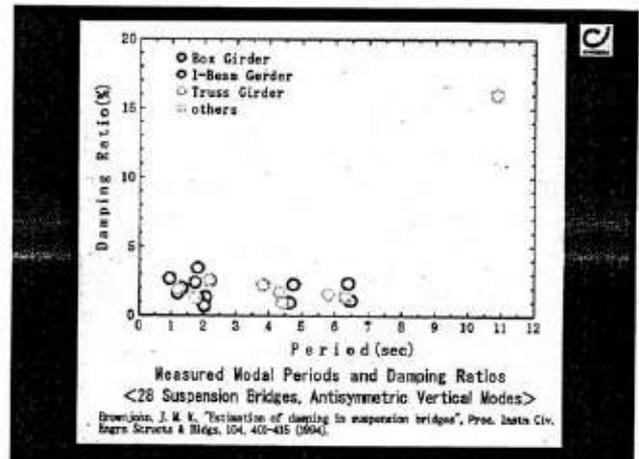
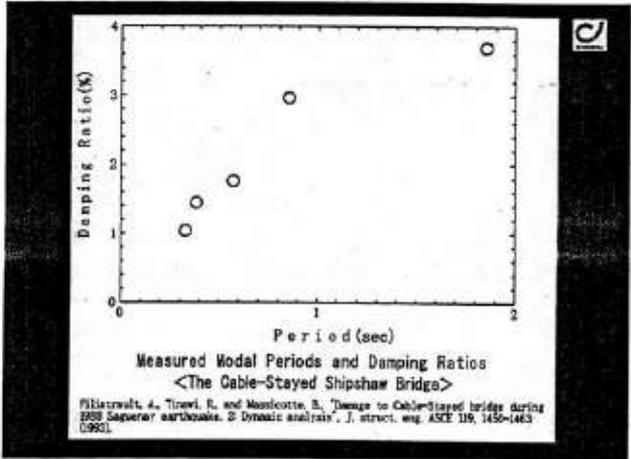
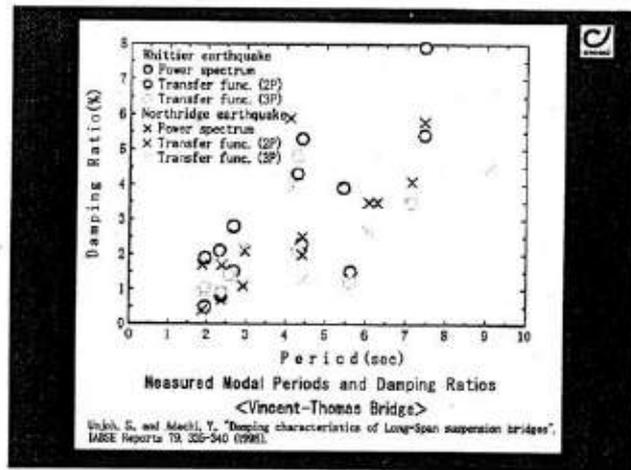
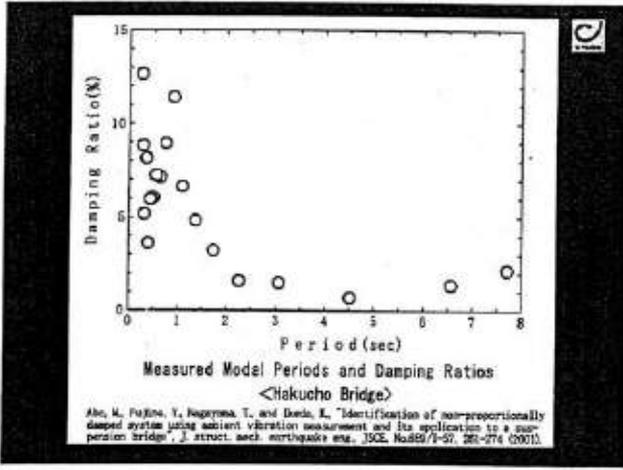


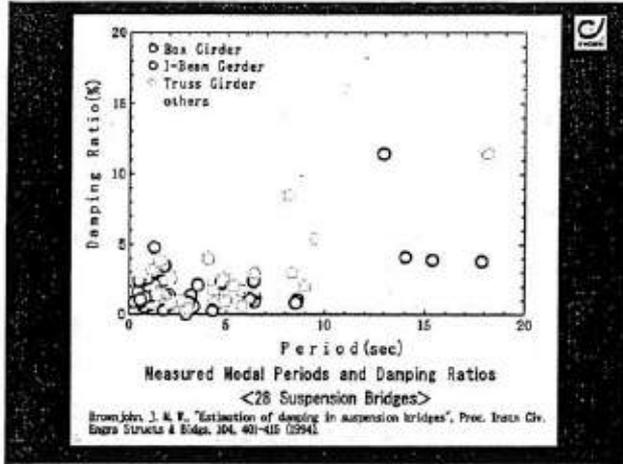
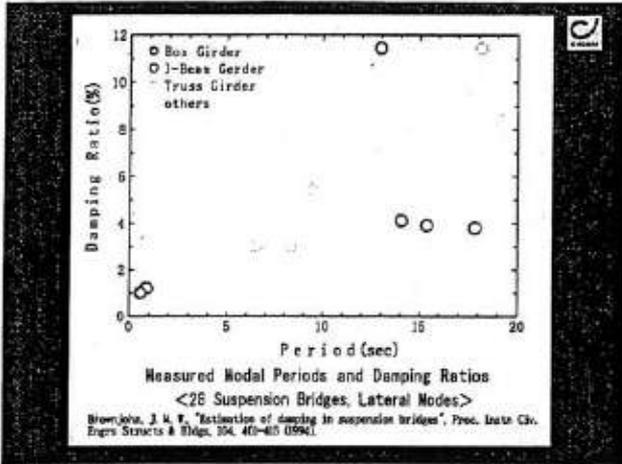












最後に今一度、耐震設計にかかわる技術者の姿勢について

安全審査の方法論  
(東原紘道: 応用力学の研究とImplementation, 応用力学論文集Vol.6, pp.3-16, 2003.8.からの抜粋)

9. 安全の審査

9.1 安全審査の方法論

設計の成果が図にあるとしてこれの耐震性能を審査することを考えてみよう。その際、設計基準の体系と審査する専門家の知識体系を区別することが必要である。つまりここでのポイントは、

“審査において専門家は、設計基準との照合ではなく、自己の知識体系との照合をする” ということである。

あえてこのように言う理由は、耐震性能が極めて複雑であって詳しい款の要因が関与するため、如何に大がかりな基準をもってしても、基準に反映できない膨大な知見が残るという事実である。つまり基準の規定力は根本的に限られているということである。(これは法律一般に生じる規定力の問題である。もちろん設計基準も広義の法典である。) その証拠に、結果は運用者の力量に大きく左右される。

東原紘道: 応用力学の研究とImplementation, 応用力学論文集Vol.6, pp.3-16, 2003.8.からの抜粋

伯野元彦先生が「とにかく耐震設計をした構造物は大丈夫」と言われたことがある。一見自明なことのようだが最初の4文字は「内容は問わない」と言っている。だからこれは凄いメッセージであり、卓抜な正論でもある。

関与するパラメータが極めて多いから、基準でカバーしきれないストーリーが多すぎる。形式的に基準の事項をすべてクリアできても安全の確保はおぼつかない。それならいっそのこと技術者にフリーハンドを与えてしまったら、というのがそのココロである。これだと安全審査に不可欠な統一性が保証される魅力も大きい。(ただしこの技術者が1人前であることはもちろん必要である。)

東原紘道: 応用力学の研究とImplementation, 応用力学論文集Vol.6, pp.3-16, 2003.8.からの抜粋

基準適合性の検証はもちろん不可欠であるし、法的責任が問われるのはこちらである。しかし専門家を動員する以上、その知識体系を活用しなければ意味がない。また多段階審査をするのであれば、基準照合という縦糸と知識照合という横糸でマトリックスを形成すべきである。同種の審査を重ねるのでは無駄が多い。

安全審査では、専門家は行政官と2人3脚で進む。ところが専門家が基準という枠組みの外で議論を始めると事務局が不安をもつ。(それは尤もでもあろう。設計者は、設計基準を規範として設計した筈である。それを設計の後で基準以外の条件で批判されては困るだろう)しかし専門家であれば、その知識体系は基準も踏まえている筈である。何よりも大事なことは危険を見逃さないことだ。



東原祐道: 応用力学の研究とImplementation, 応用力学論文集Vol.6, pp.3-16, 2003.8.からの抜粋

これは accountability にも関係する。合意形成論の観点からは、安全問題の説明責任は、判定者が直接説明すべきである<sup>21)</sup>。しかも説明者は、あらゆる疑問に対して、その場で、ピントの合った答えを、自分の言葉で出せなければいけない。そしてそのために必要なことは、いつでも全体像を示せること、つまり context を論じる用意がなければいけないのである。それを「基準に合致したことを確認した」と繰り返すのは、相手のフラストレーションを高め、結局は不信感を与えるだけである。



東原祐道: 応用力学の研究とImplementation, 応用力学論文集Vol.6, pp.3-16, 2003.8.からの抜粋