

# 解析雑誌

Vol.23 2009.11

## Topics

- 時刻歴応答解析向け  
構造計算プログラム RESP-D
- 粒子法を用いたタンクのスロッシング解析
- 地盤の応答解析法について

## Technical Reports

- 偏心率規定により確保される壁の偏在した建築物の耐震性能に関する検討
  - ◇ その1: 検討方針
  - ◇ その2: 偏心率の計算
  - ◇ その3: 地震応答解析
- 地域の地形に対応した地震防災マップの作成  
その4: 地域危険度マップの作成
- Sensitivity Analysis for Deteriorating Bridges using Bus Acceleration Sensors
- FBG センサーを用いた  
静的荷重載荷時の損傷同定

Journal of Analytical Engineering



## 備えあれば憂いなし



(株)構造計画研究所  
防災ソリューション部 部長  
栗山 利男

今夏 8 月 11 日に発生した駿河湾を震源とする地震 (M6.5) では、焼津市や御前崎市など静岡県内で最大震度 6 弱を観測しましたが、震度 6 弱にしては、建物被害は軽微であったとされています。当時の報道では、震度 6 弱の割には被害が軽微で済んだ理由として静岡県という地域性をあげていました。すなわち、この地域は 30 年以上も前から「いつ来てもおかしくない」と言われている「東海地震」に対する備えができており、住民の防災意識が高かったから被害が少なかったということです。

一方、今回の地震動は周期 0.3~0.5 秒といった短周期が卓越した揺れであり、住宅に大きな被害をもたらす周期 1~2 秒の揺れが弱かったため、揺れの割には住宅本体の損壊が少なかったが、屋根瓦などの一部破損は多かったとの報告がなされています。耐震工学の立場から考えれば納得できる分析結果となりますが、地震防災の見地からすれば「地震に対する備え」や「防災意識の高さ」が被害低減にどの程度関係していたのかといったことも気になります。これについては静岡大学の研究グループが学術的調査・分析を実施するとのことで、今後、「備え」と「被害低減」の関係が解明されることになると思われます。

さて、1995 年兵庫県南部地震以来、わが国において最大震度 6 弱以上を観測した被害地震は 15 地震にもなります。来年 1 月で阪神・淡路大震災からちょうど 15 年になりますので、ほぼ毎年、日本のどこかで震度 6 弱以上の揺れを観測する被害地震が起きていることとなります。首都圏においては、今後 30 年以内の間にマグニチュード 7 程度の首都直下地震が起こる確率は 70%と言われており、その切迫性は高く、まさに明日起きてもおかしくない状況にあると言えます。日本列島は地震学的に活動期に入ったと言われていています。今後 30~50 年に M8 クラスの地震が 4, 5 回、M7 クラスの地震はその 10 倍程度起こるとされており、我々はそれらの地震に備える必要があります。

阪神・淡路大震災を契機に、耐震設計指針の改定、防災情報システムの整備・高度化、耐震化事業の推進など様々な地震対策・防災対策が実施されてきました。その結果、都市施設の耐震性能は 15 年前に比べれば向上してきたといえるでしょう。しかし、地震被害低減のためには、国や行政などによる防災対策だけでは不十分であり、我々一人ひとりが地震災害を自分のこととして考え、個人が、地域社会が、企業が、それぞれの立場で来るべき地震に備えることが重要になってきます。

最後になりましたが、今年 7 月の改組により防災ソリューション部が誕生し、解析系部門は防災・環境部、耐震技術部、防災ソリューション部、エンジニアリング営業部の 4 部門体制となりました。防災ソリューション部では、『自然災害から都市・街・人を守るー安全・安心な都市・街づくりーのためのコンサルティングサービスの提供』をスローガンに掲げ、自然災害ハザード評価、構造物の耐震安全性評価、災害リスクマネジメントといった分野において皆様のお役に立てればと思っております。

今後とも、皆様のご支援ご協力をよろしくお願い申し上げます。

# 解析雑誌 Vol.23 2009.11

---

【巻頭言】	備えあれば憂いなし	防災ソリューション部 部長 栗山 利男	02
-------	-----------	---------------------	----

---

<b>Topic 1</b>	【新商品のご紹介】		
	時刻歴応答解析向け構造計算プログラム「RESP-D」		04
<b>Topic 2</b>	【解析事例のご紹介】		
	粒子法を用いたタンクのスロッシング解析		08
<b>Topic 3</b>	【解析技術講座】		
	地盤の応答解析法について(その1)		10

---

<b>Technical Report 1</b>			
●	粘性制振壁の設置形式を考慮したパラメータスタディ		16
	梁川 幸盛、宇佐美 祐人		
<b>Technical Report 2</b>			
●	偏心率規定により確保される壁の偏在した建築物の耐震性能に関する検討 (その1:検討方針)		18
	小豆畑 達哉、國松 要介、鈴木 壮、梁川 幸盛、庄司 正弘		
<b>Technical Report 3</b>			
●	偏心率規定により確保される壁の偏在した建築物の耐震性能に関する検討 (その2:偏心率の計算)		20
	國松 要介、小豆畑 達哉、鈴木 壮、梁川 幸盛、庄司 正弘		
<b>Technical Report 4</b>			
●	偏心率規定により確保される壁の偏在した建築物の耐震性能に関する検討 (その3:地震応答解析)		22
	鈴木 壮、小豆畑 達哉、國松 要介、梁川 幸盛、庄司 正弘		
<b>Technical Report 5</b>			
●	地域の地形に対応した地震防災マップの作成(その4)地域危険度マップの作成		24
	落合 努、栗山 利男、橋本 光史、荻本 孝久、山本 俊雄		
<b>Technical Report 6</b>			
●	Sensitivity Analysis for Deteriorating Bridges using Bus Acceleration Sensors		30
	矢部 明人、楊 克儉、宮本 文穂		
<b>Technical Report 7</b>			
●	FBG センサーを用いた静的荷重載荷時の損傷同定		40
	三橋 祐太、楊 克儉、渡辺 一彦、山本 一美		

---

お問い合わせはこちらへ

解析雑誌バックナンバーは KKE 解析ホームページでご紹介しています。  
PDF 形式でダウンロードも可能ですので、是非下記アドレスにお立寄りください。

<http://www4.kke.co.jp/kaiseki/>

## 新商品のご紹介

# 時刻歴応答解析向け 構造計算プログラム「RESP-D」

(株)構造計画研究所  
防災ソリューション部  
建築構造室長 梁川 幸盛



RESP-Dは時刻歴応答解析を必要とする建築構造物を対象とした構造計算プログラムです。RESPがこれまでに取り組んできた超高層建築・免震構造・制振構造の構造設計に関して、数々の新しいアイデアを盛り込んだ、立体フレーム動的解析を基本とする、新世代の構造計算プログラムをご提案いたします。

### はじめに

高層評定・免震評定など、時刻歴応答解析による構造設計を実施する場合に、通常の中低層建物と同様に「一貫構造計算プログラム」をメイン設計ツールとして選択することが一般的だと思われます。もともと構造計算ルート1～3を効率良く処理するための便利なツールとして発展してきた一貫構造計算プログラムですが、細かい事さえ気にしなければ「評定物件に十分流用できる」という認識が一般的であったと思います。

しかし、2007年の基準法改正以降、一貫構造計算プログラムは構造計算書の厳格化を支援する方向に大きく舵を切っており、入力する使用材料・各種係数の範囲が限定されるなど、必ずしも「評定物件でも便利」に使える状況ではなくなりつつあります。また、設計期間が短縮化される中であっても、非剛床モデル・位相差入力・上下動解析など検討内容は高度化し、より一層の作業の自動化を求められています。さらに、評定物件の構造計算書においても表面的な数値の整合性を求められ、評定委員会が終了してからの苦勞が絶えないという状況も目に付くようになってまいりました。

このような状況を改善するには、解析プログラムを提供する我々RESPグループが「評定向けの構造計算プログラム」を整備する以外に解決方法は無いと考え、今回「RESP-D」を提案するに至りました。

### プログラム概要

- 建物形状・使用材料・部材断面・床・荷重等を入力し、許容応力度法による構造計算、構造計算書の作成を行う「一貫構造計算機能」を有します。
- RESP-F3T（新汎用立体非線形動的静的解析プログラム）に連動する「振動解析一連処理機能」を有します。静的・動的解析の両方において立体モデルを基本とします。
- 高層建築物向けの支援機能（階のグルーピング・断面リストのページ分割）を有しており、将来的にさらに発展させたいと考えています。
- XY直交グリッドを基本としながらも任意建物形状（隅切り、軸振れ、セットバック、節点の上下移動、柱の軸回転、自由な節点移動・節点結合、剛床解除）に対応しています。
- 標準的なオフィスソフトの操作方法に準拠し、洗練された操作手順を採用しています。
- 新規データ作成時に、全階・全通り軸にダミー部材を自動配置して、計算可能なモデルを用意します。

### 基本操作における特徴

- 伏図・軸組図・3Dモデル図・荷重表・断面リストの同時表示に対応し、編集操作に即時に連動して表示します。
- マウスカーソル移動時に部材の配置可能位置（仮想部材）を表示します。
- 階のグルーピング機能（グループ数は無制限）により、高層建築物の部材配置が効率的に行えます。

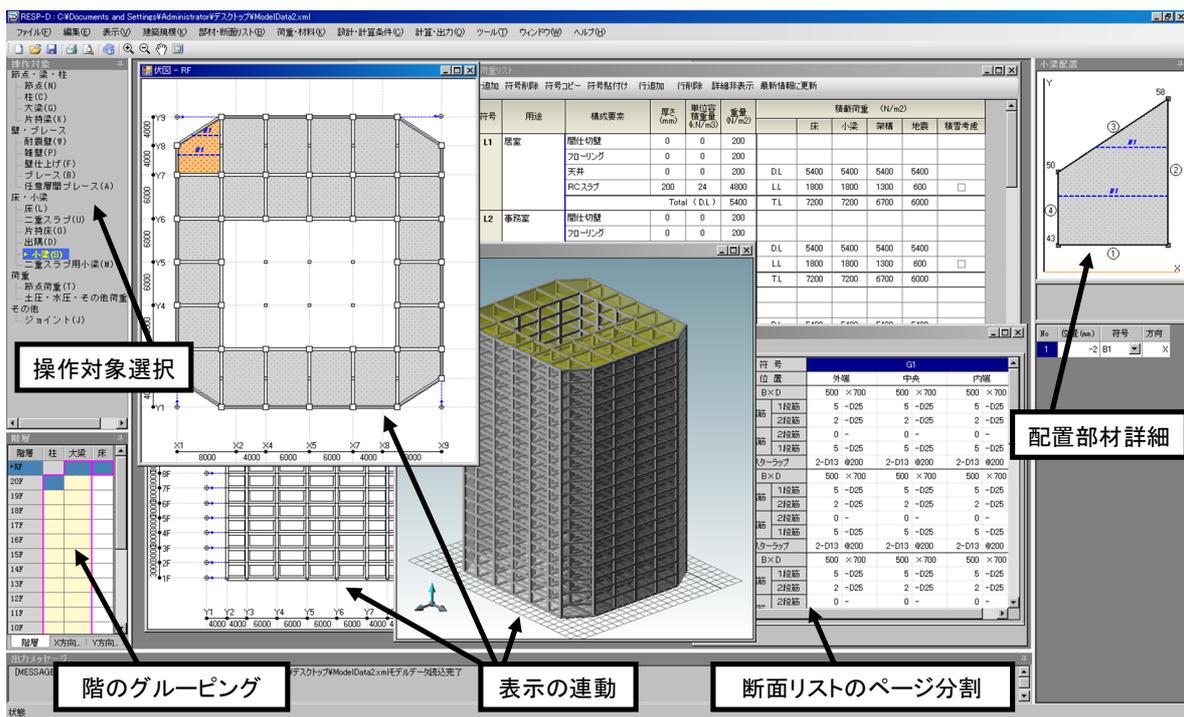
- 柱・大梁断面リストのページ分割（高層部・低層部、X方向大梁・Y方向大梁などの自由な分割）機能を持ち、大規模建築でも整理された部材リストが作成できます。
- 伏図は、見上げ表示・見下げ表示が随時切り替え可能です。
- 床組のコピー&ペースト機能により、床スラブ・積載荷重の入力が省力化できます。
- 小梁・孫梁の親子関係の段数は、隣の小梁と近接しない限り無制限に入力できます。
- 階・通り軸の追加・削除、階を跨いだ部材・床組のコピーが自由に行えます。
- 入力エラーは即時表示され、また、エラーの対処を保留したままでも編集が続けられます。

## 計算機能における特徴

- 荷重計算、部材剛性計算、応力計算、偏心率・剛性率計算、断面検定機能は「2007年度版建築物の構造関係技術基準」に準拠しています。
- 任意形状の床に対する荷重拾いを実現するため、メッシュ分割法を採用しています。
- 大規模な任意形状建築に対応した高速解法（LDL分解：スパース法・固有値解析：サブスペース法）を採用しています。
- 荷重増分解析は、4方向（±X、±Y）を基本とし、荷重増分解析結果に基づいた部材余裕度計算を行います。
- 時刻歴応答解析は、地震波ファイルの選択・入力倍率・入力角度などを自由に設定可能です。応答解析後には最大応答図の作成に連動します。
- 静的・動的非線形解析では、柱・耐震壁に対してファイバー分割断面モデルを適用し、シンプルでタフなM-Nインタラクションモデルを実現しています。

## その他の特徴

- RESP-F3T（新汎用立体非線形動的静的解析プログラム）に標準添付されています（保守料金は別途扱い）。RESP-DとF3Tは、単独でも使用可能です
- 各社様向けのカスタマイズを承ります。独自工法・独自設計法をRESP-Dに組み込み、プライベートユースのプログラムとして活用していただけます。



新登場



建築構造物の耐震解析プログラム  
RESP シリーズ

# 時刻歴応答解析向け構造計算プログラム

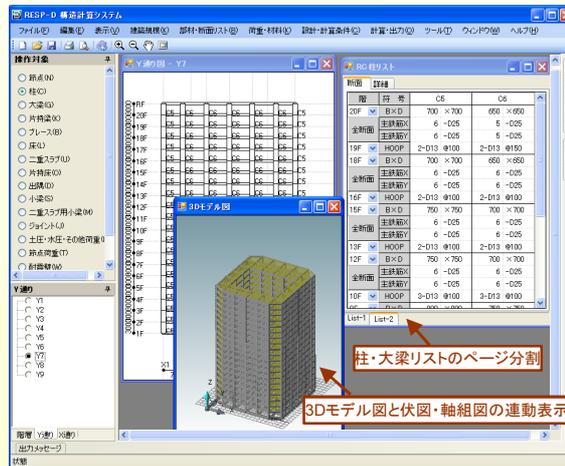
RESP-Dは時刻歴応答解析を必要とする建築構造物を対象とした構造計算プログラムです。RESPが取り組んできた超高層建築、免震構造、制振構造の構造設計に対して、数々の新しいアイデアを盛り込んだ、立体フレーム動的解析を基本とする、新世代の構造計算プログラムをご提供します。

## 概要

- ・建物データ入力、許容応力度法による構造計算、構造計算書作成、立体フレーム非線形動的静的解析プログラム RESP-F3Tとの連動機能を持ちます
- ・鉄筋コンクリート造、鉄骨造、CFT造に対応しています
- ・XYグリッドを基本としながらも任意建物形状(隅切り、軸振れ、セットバック、節点の上下移動、柱の軸回転)に対応しています

## 建物データ入力

- ・GUIによる建物形状、部材断面、荷重の入力ができます
- ・伏図、軸組図、3Dモデル図の同時表示ができ、編集結果は即時に連動表示されます
- ・マウスカーソル移動時に部材の配置可能位置が表示されます
- ・階のグルーピングにより、超高層建築の部材配置が効率的に行えます
- ・柱・大梁リストのページ分割(高層部・低層部、X方向大梁・Y方向大梁など)入力機能を持ち、大規模建築でも整理された部材リストが作成できます
- ・伏図は見上げ表示、見下げ表示が切り替え可能です
- ・床組のコピー&ペーストにより、手間のかかる床スラブ入力が省力化できます
- ・基本検討時に不可欠な、階・通り軸の追加・削除が可能です
- ・入力エラーは即時表示され、また、エラーの対処を保留したままでも編集が続行できます



## 許容応力度法による構造計算

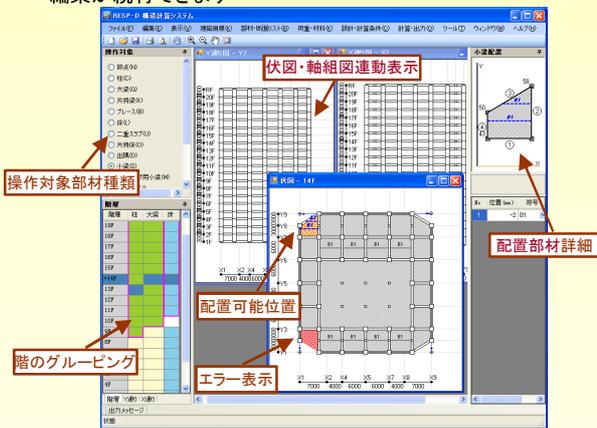
- ・荷重計算、部材剛性計算、応力計算、偏心率・剛性率計算、断面検定計算は「2007年版建築物の構造関係技術基準」に準拠しています
- ・RESP-F3Tとの連動により、荷重増分解析での保有耐力計算(4方向の加力に対応)、部材余裕度計算を行います

## 構造計算書作成

- ・構造計算書は告示等で定められた書式で出力します
- ・印刷前のプレビュー機能を持ちます

## 時刻歴解析プログラム RESP-F3T との連動

- ・RESP-F3Tとの連動により、立体フレームの弾塑性動的解析を行います
- ・複数入力波の連続計算に対応しています
- ・応答解析結果図の作成も連動処理されます

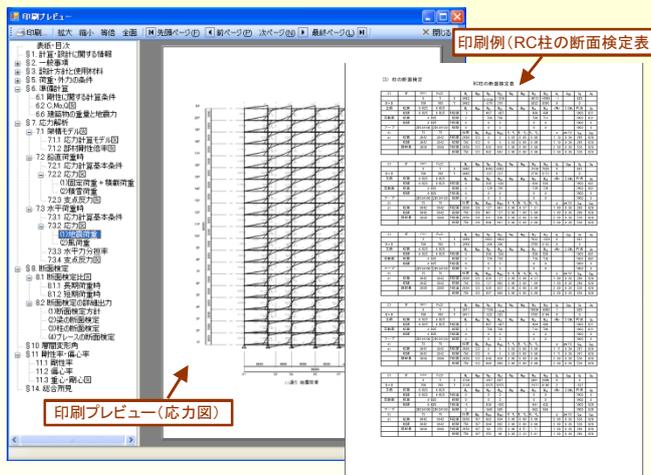


## RESP-F3T に標準添付

- ・RESP-Dは非線形動的静的解析プログラム RESP-F3Tには標準添付されています
- ・RESP-D、RESP-F3Tはそれぞれ単独でも使用可能です

## 開発・サポート体制、使用実績

- ・RESP-D、RESP-F3Tの開発およびユーザーサポートは(株)構造計画研究所 防災ソリューション部 建築構造室が担当します
- ・RESP-Dは(株)構造計画研究所において、超高層集合住宅の実施設計に使用実績があります
- ・RESP-F3Tは(株)構造計画研究所およびユーザ会社、大学等において、多数の使用実績があります



## ▼各社様向けカスタマイズを承ります

独自に開発された工法・設計法をRESP-Dに組み込み、限定された利用者にお使いいただくことが可能です。

構造計画研究所  
KOZO KEIKAKU ENGINEERING Inc.

株式会社構造計画研究所 エンジニアリング営業部  
〒164-0012 東京都中野区本町4-38-13 TEL: (03)5342-1147 E-mail: resp@kke.co.jp  
RESP ホームページ: <http://www.kke.co.jp/resp/>

<http://www.kke.co.jp>

※このパンフレットの記載内容は2009年9月現在のものです。※本製品・サービスの内容の条件は、改善のために予告無く変更することがあります。  
※構造計画研究所、構造計画研究所ロゴは、株式会社構造計画研究所の登録商標です。 ※記載されている会社名や製品名は、各社の商標または登録商標です。

# 設計入力地震動作成システム 2009年バージョンアップ

## 【2009年のバージョンアップ項目】

設計入力地震動作成システムは、4.x から 5.0 へのバージョンアップを行っており、2009年1月より順次販売を開始しております。

今回のバージョンアップでは、各パッケージの Windows Vista 対応、新規機能の追加、使いやすさの向上のための改良を実施しております。

その他、保守契約ユーザ様を対象に最新版プログラム等のダウンロードサービスも開始する予定です。

なお、保守契約ユーザ様および過去のバージョンを保有のお客さまへは、特別価格にてご提供する予定です。

## 【各パッケージの機能追加・リリース予定一覧】

パッケージ名	追加機能など	販売中/リリース予定
地震荷重設定システム <b>SeleS for Windows</b> セレス Version 5.0 販売予定価格：1,890,000円（税込）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・Windows Vista(32bit Business)に対応します。</li> <li>・新しい地図データに対応します。</li> </ul>	・2009年10月リリース予定
模擬地震波作成プログラム <b>ARTEQ for Windows</b> アーテック Version 5.0 販売予定価格 フル機能版：1,050,000円（税込） 建築限定版：735,000円（税込） 土木限定版：525,000円（税込）	<ul style="list-style-type: none"> <li>■共通機能</li> <li>・Windows Vista(32bit Business)に対応しました。</li> <li>・任意の減衰定数の応答スペクトルを目標スペクトルとして設定できる機能を追加しました。</li> <li>・建築基準法の目標スペクトルに掛け合わせる係数の上限値を1.5までに変更しました。</li> <li>・耐専スペクトル計算機能を追加しました。</li> </ul>	・販売中
成層地盤の地震応答解析プログラム <b>k-SHAKE+ for Windows</b> ケイシェイク プラス Version 5.0 販売予定価格 フル機能版：840,000円（税込） 基本機能版：525,000円（税込） 非線形オプション：315,000円（税込）	<ul style="list-style-type: none"> <li>■共通機能</li> <li>・Windows Vista(32bit Business)に対応しました。</li> <li>・CSV形式の入力地震動ファイルに対応しました。</li> <li>■基本機能</li> <li>・日本建築学会：「建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計」に掲載されているひずみ依存特性を追加しました。</li> <li>・改良型複素剛性係数による計算機能を追加しました。</li> <li>■非線形解析機能(オプション)</li> <li>・復元力特性として、骨格曲線と履歴曲線を別々に設定する方法(石原・吉田の方法)を追加しました。</li> </ul>	・販売中
波形処理プログラム <b>k-WAVE for Windows</b> ケイウェイブ Version 5.0 販売予定価格：210,000円（税込）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・Windows Vista(32bit Business)に対応しました。</li> <li>・処理状態の保存機能を追加しました。</li> <li>・スペクトルの平滑化ウィンドウにParzenウィンドウを追加しました。</li> </ul>	・販売中

設計入力地震動作成システム

このパンフレットの記載内容は2009年9月現在のものです。本製品・サービスの内容の条件は、改善のために予告無く変更することがあります。

## 解析事例のご紹介

# 粒子法を用いたタンクのスロッシング解析

(株)構造計画研究所  
防災・環境部 戸井 隆

構造計画研究所は粒子法を用いた解析コンサルティングサービスを実施しています。粒子法は離散化手法の1つですが、差分法や有限要素法などの固定格子・要素による離散化ではなく、移動する粒子上で値を定義する離散化手法で、メッシュを作成する必要がない、移動粒子を用いる事から自由表面計算に優れている、などの特徴があります。

本稿では自由表面計算機能を使ったスロッシング解析事例をご紹介します。

スロッシングはタンクなどに入っている液体が地震動などにより振動する現象で、スロッシングによる容器からの液体の溢流や液面の衝突による容器の破損などが生じ、大きな災害を引き起こす可能性のある現象です。そのため、スロッシングによる液面の高さの評価やスロッシングの防止方法の検討が欠かせません。

粒子法を用いた固有周期の再現の確認、容器内の構造物の影響を検討した例を以下に示します。

### 円筒タンクのスロッシング解析（固有周期の再現の確認）

円筒タンクのスロッシング解析を行い、固有周期で振動させたときに共振して液面が高くなるかどうか粒子法で再現解析を行いました。



図1 円筒タンク内液面（左：初期状態 中央・右：振動状態 左・中央図はサーフェス表示）

振動周期を固有周期の80%~120%まで変えて振動させたときの液面高さを図2にプロットします。固有周期で液面高さが最も高くなっているのがわかります。

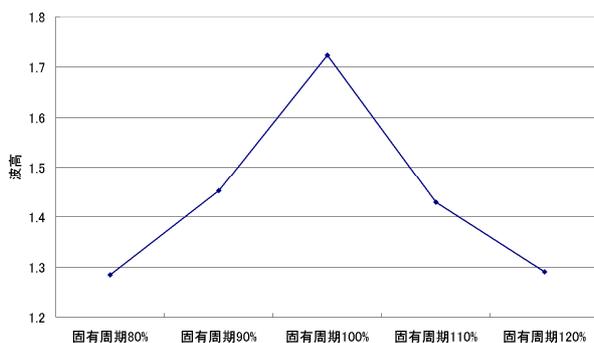


図2 液面最大高さ

## 容器内構造物の影響

矩形タンクの地震動波形によるスロッシング解析を行い、矩形タンクの内部に構造物がある場合の影響を検討しました。内部に構造物がない場合の固有周期（長手方向）は 20 秒弱となります。用いた地震動波形にはこの領域での成分が殆ど含まれないことから、内部に構造物がない矩形の場合の結果には共振現象は見られず、水面変動もごくわずかとなっています。内部構造物を考慮した場合は、もとの矩形タンクの固有周期（20 秒弱）とは異なる周期（12 秒強）に応答のピークが現れ、液面高さは内部構造物がない場合に比べて高くなっています。

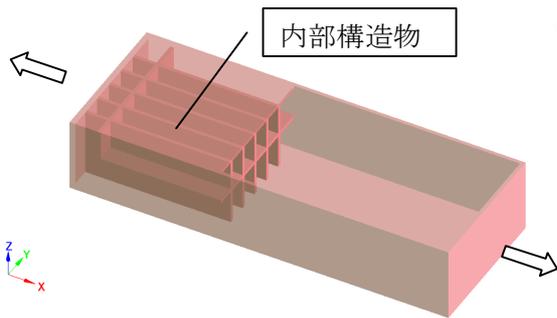


図3 モデル（内部構造あり）

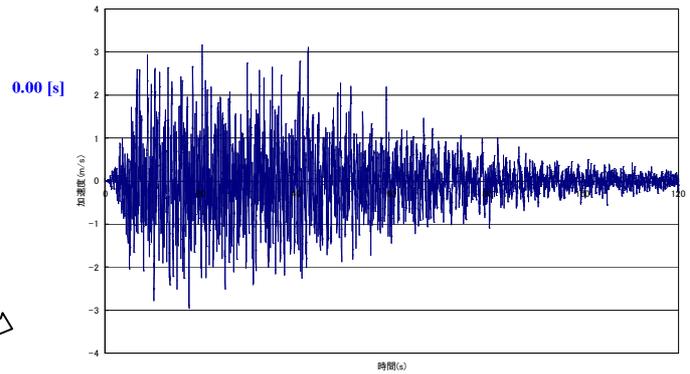


図4 入力地震動

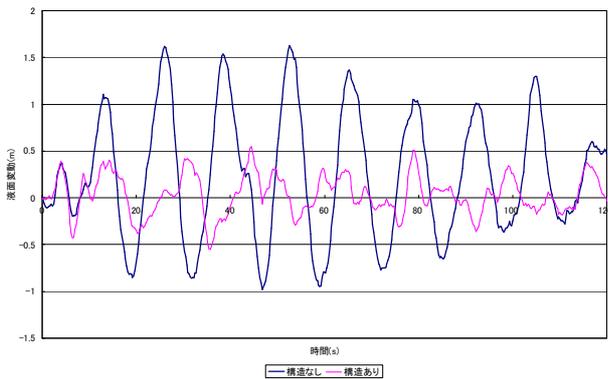


図5 液面変動

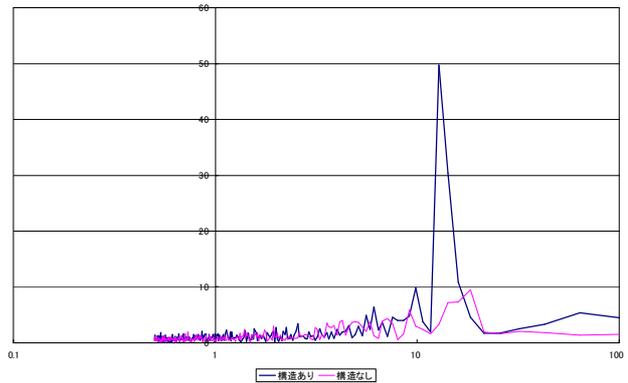


図6 変位応答スペクトル

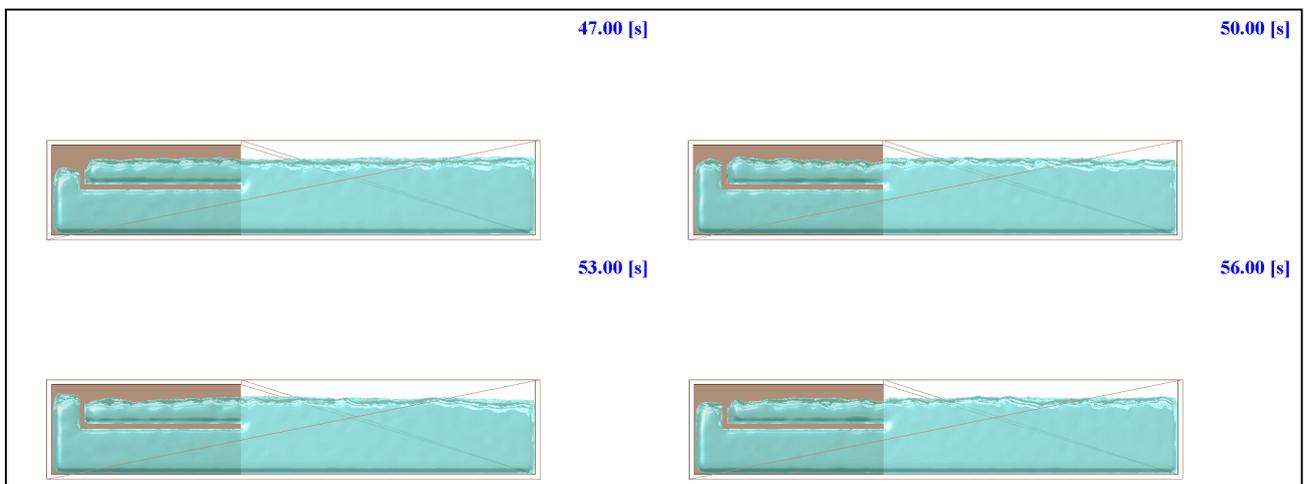


図7 液面変動（前面視）

## 解析技術講座

# 地盤の応答解析法について(その1)

(株)構造計画研究所

防災ソリューション部 高浜 勉

構造、地盤、熱流体などを対象とした構造計画研究所の数値解析技術の基礎から応用までを、連載でご紹介します。今回は土木・建築分野に広く関連する地盤の地震応答解析について解説します。

### 1. はじめに

地盤の応答解析手法として、Schnabel等が発表した重複反射理論に基づく解析プログラム「SHAKE」が広く用いられており、現在ではパソコン上で簡易に扱えるプログラムとして普及している。

SHAKEは、古くから用いられており実績も十分にある解析プログラムである。ただし、地盤の非線形性を等価線形化手法により簡便に扱っていることから、非線形性が顕著である場合や液状化が懸念されるなどの軟弱地盤での使用には十分な注意が必要である。

一方、直接積分法による時刻歴非線形解析では、従来から用いられているH-DモデルやR-Oモデルに加え、実験、実測結果により整合するように改良された構成則なども報告されている。例えば、骨格曲線と履歴減衰を別々に定義する方法<sup>2)</sup>や、R-Oモデルを改良したMDM<sup>3)</sup>などがある。また、間隙水圧の上昇を簡便に評価できる簡易液状化解析手法<sup>4)</sup>なども提案されている。

本報では、SHAKEを始めとした地盤の応答解析法について、その概要およびトピックスを紹介する。

### 2. SHAKEの概要

SHAKEは、一次元波動理論を適用した連続体の応答解析を行っており、層境界における上昇波(E)と下降波(F)が別々に算出される。地盤の層内波は上昇波と下降波を合わせた波形(E+F)として表され、露頭波はその層より上層の地盤が存在しないものとして上昇波の2倍(2E)として表される。

SHAKEによる等価線形化法は、図1に示すように応答解析で得られた有効ひずみ(最大ひずみに係数を乗じる)を元に物性値を再評価し、収束するまでイタレーションを行うものである。

SHAKEは、全時刻上で同一の物性値を採用していることから、相対的にひずみが小さな高周波数領域では減衰を過大に評価する傾向にある。

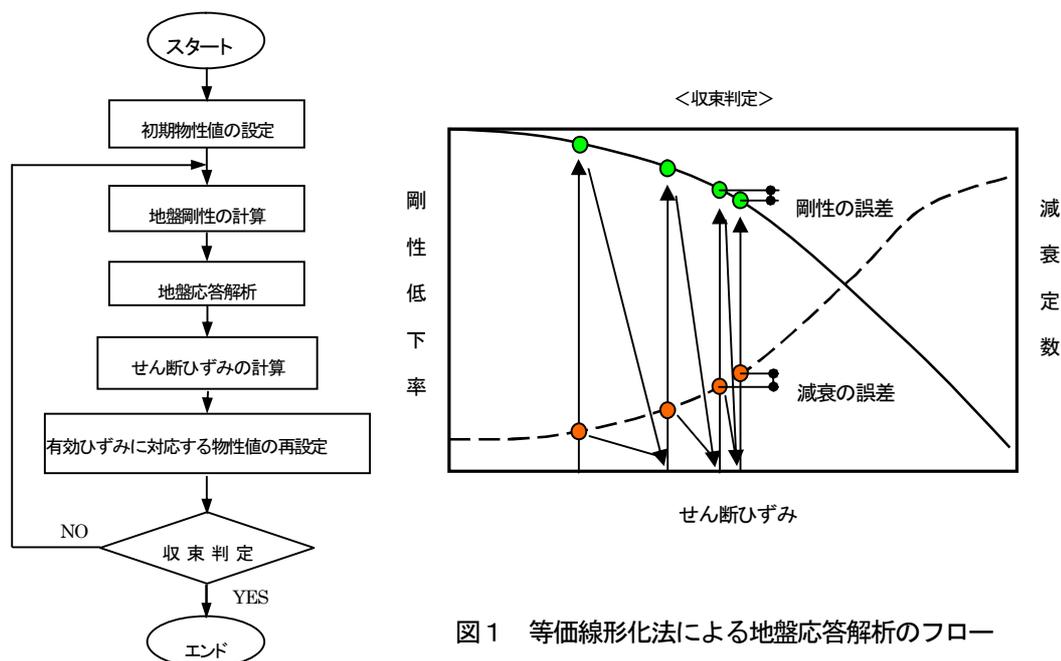


図1 等価線形化法による地盤応答解析のフロー

### 3. 時刻歴非線形解析と応力-ひずみ関係構成則

SHAKE では地盤の非線形性を等価線形化手法により簡便に扱っているため、適用できるひずみレベルには限界がある。時刻歴非線形解析は、地盤の非線形挙動を追跡できるよう、微小な時間刻みで振動方程式を解くものであり、より大きなひずみレベルまで適用可能である。地盤の非線形性は、室内試験にて得られるひずみ依存特性 ( $G \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$ ) で表されることが多く、地盤応答解析では、このひずみ依存特性を直接もしくは模擬された構成則 (関数) として考慮している。

地盤の履歴減衰は、応力-ひずみ関係の構成則に Masing 則<sup>9)</sup>を適用し、履歴ループとして解析的に評価されるのが一般的である。ただし、弾性として扱う層などに材料が有する粘性減衰を付加する場合は、レーリー減衰などの粘性減衰を与える必要がある。

地盤の土粒子と間隙水を一体として扱う全応力モデルで広く使われている構成則としては、双曲線近似させた Hardin-Drnevich モデル (H-Dモデル) や Ramberg-Osgood モデル (R-Oモデル) がある。

H-Dモデルは、与えられた  $G-\gamma$  関係のみでパラメータが決定され、最大せん断応力 ( $\tau_{max}$ ) に漸近する特徴を有する。一方、R-Oモデルは、与えられた  $G \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$  関係によく一致するように各パラメータを設定する必要がある。しかし、どちらの構成則でも、試験結果などの  $G \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$  関係の両方とよく一致するようにパラメータを設定するのは難しい場合が多い。

Ishihara et al. (1985)<sup>2)</sup>では、骨格曲線と履歴曲線に別々のパラメータを用い、より試験値に近い応力-ひずみ関係を設定する方法を提案している。この方法では、骨格曲線は  $G \sim \gamma$  関係と対応するように設定し、履歴曲線はこれとは別に  $h \sim \gamma$  関係と対応するように設定した仮想の骨格曲線に Masing 則<sup>9)</sup>を適用して得る。この仮想の骨格曲線は、1) 除荷点 ( $\gamma_a, \tau_a$ ) を通る、2) 除荷点を通る時に Masing 則<sup>9)</sup>を適用して得られる履歴減衰と、対応させる  $h \sim \gamma$  関係でひずみが  $\gamma_a$  の時の減衰定数が等しい、の2つの条件を満たすように設定する。

上述の骨格曲線と履歴曲線のための仮想の骨格曲線は必ずしも同一の構成則である必要はない。そのため、 $G \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$  関係に対応させやすい構成則をそれぞれ選択することが可能である。

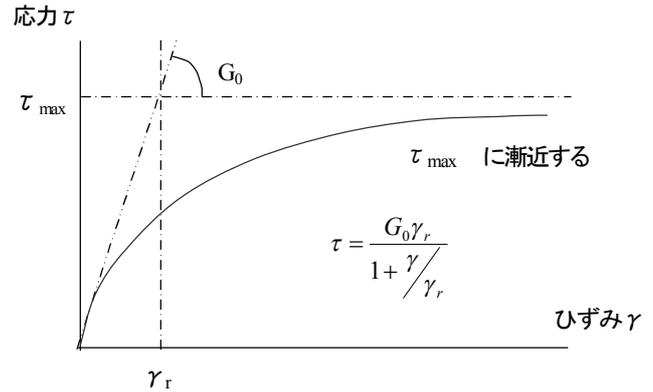


図2 H-Dモデルの構成則

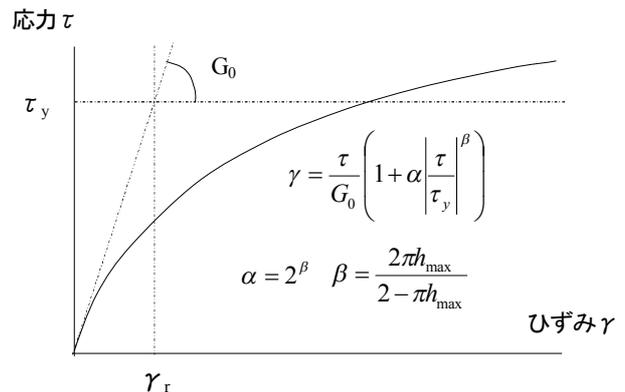


図3 R-Oモデルの構成則

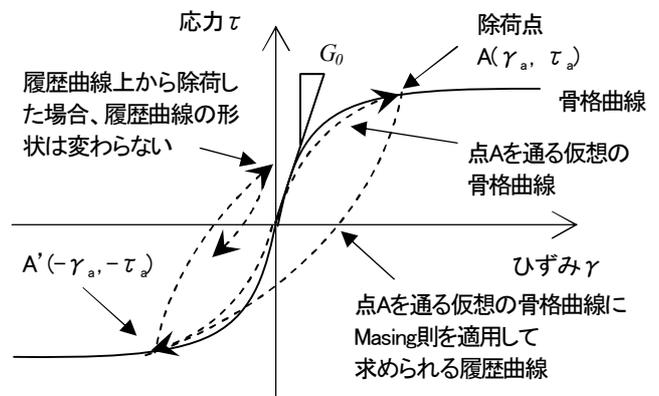


図4 Ishihara et al.(1985)<sup>2)</sup>の方法

#### 参考文献

- 1) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. : SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC72-12 EERC, 1972.
- 2) Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S. ; Modeling of stress-strain relation of soils in cyclic loading, Proc. 5th International Conference for Numerical Method in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp.373-380, 1985.
- 3) 熊崎：微小ひずみ時剛性の最大ひずみレベル依存性を考慮した土と鋼の履歴モデル、土木学会論文集, No.743/III-64, pp.1-20, 2003.
- 4) 塩見ほか：累積損傷度を考慮した簡易液状化解析手法 その1 簡易液状化解析手法の提案、日本建築学会大会学術梗概集, B-2, pp.379-380, 1999.
- 5) 大崎：建築振動理論、彰国社、1996.

# 構造物と地盤に関する解析コンサルティング

構造計画研究所では、土木構造物・建築構造物の耐震問題、地盤安定性問題、地盤一構造物の動的相互作用解析等の解析コンサルティング業務を行っております。

例えば、超高層ビルや原子力発電所などの重要構造物の地震時の安全性評価、確率的手法を取り入れた構造物の信頼性評価等を、長年の実績の中で蓄積した豊富な経験と独自の技術、ノウハウを駆使して取り組んでおります。また、顧客の要望に対応できるよう、独自の解析プログラムを開発してきました。以下に掲げる様々な対象構造物、個別問題に対し適切な検討方法、解析モデルをご提案させていただきます。

## ✔ コンサルティング事例

- 杭基礎構造物
- 地下構造物
- 海洋構造物
- タンク構造物
- ダム
- 護岸構造物
- 河川堤防

## ● 近接施工の影響解析

開削工、基礎工、トンネル、盛土等の施工において、地盤の変形に伴う近接構造物等への影響予測解析を行います。

- ✿ 堀削時の支保の検討
- ✿ トンネル掘削

## ● 地中構造物の耐震検討

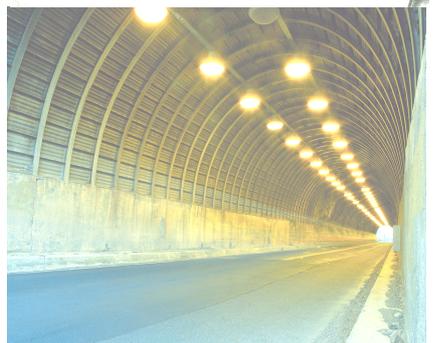
構造物の地震時挙動を把握し、構造物の変形や土圧を詳細に評価します。

- ✿ 構造物の影響度検討
- ✿ 斜面の安定性検討

## ● 液状化の予測

護岸、河川堤防、杭基礎構造物などを、有効応力非線形解析により、地盤の応力変形、過剰間隙水圧（液状化）を検討します。

- ✿ 護岸構造物の検討



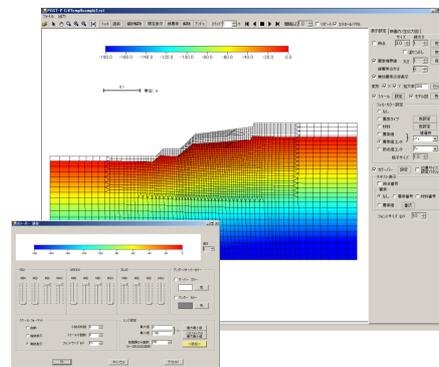
# 二次元有限要素法の統合解析システム

# FRONT for Windows

FRONT for Windowsは、地盤に関する様々な変化を予測する統合解析システムです。

## ◆特長◆

- 1) 二次元有限要素モデルの作成～解析～結果の図化を Windows 上で容易に行うことができます。
- 2) 必要な機能のプログラムのみを組み合わせることで導入できます。
- 3) 有限要素法による静的・動的解析
  - 掘削・盛土などの施工過程を考慮した地盤の安定問題
  - 地盤と構造物の相互作用を考慮した動的挙動解析
  - 交通や機械などから発生する振動の影響評価解析

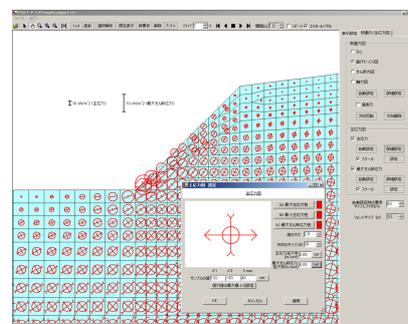


## ◆構成プログラムの紹介◆

### 有限要素モデルの作成プログラム

#### — F-Mesh for Windows Ver.1.1

二次元有限要素モデルを作成することができます。DXF形式のCADデータより、形状をインポートすることもできます。



### 地盤の掘削・盛土を考慮した静的解析プログラム

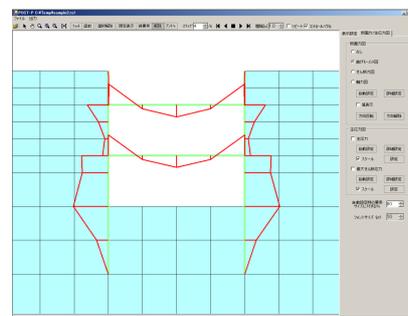
#### — EXAP for Windows Ver.1.1

建物基礎、地下構造物、トンネルの掘削工事に伴う周辺地盤の挙動を解析することが可能です。

### 地盤・構造物連成系の動的解析プログラム

#### — SuperFLUSH/2D for Windows Ver.5.2

杭基礎建物、地中構造物、ダムなど、地盤・構造物連成系の動的解析を行います。地震応答解析、地震時安定解析の他、機械振動、交通振動による応答解析も可能です。



### すべり安全率・すべり変形量の算出プログラム

#### — POST-S for Windows Ver.1.1

斜面の安定解析を行います。渡辺・馬場の方法による残留すべり計算にも対応しています(オプション機能)。

### 解析結果図化プログラム

#### — POST-P for Windows Ver.2.0

変形図、主応力図、断面力図の作成を行います。応答値のコンタ図表示、動画再生が可能です。

FRONT システムのプログラム以外の解析結果も図化を行うことができます。

■WindowsはMicrosoft Corporationの登録商標です。  
 ■SuperFLUSH/2D for Windowsは(株)構造計画研究所と(株)地震工学研究所の共同開発商品です。

## バージョンアップ完了のお知らせ

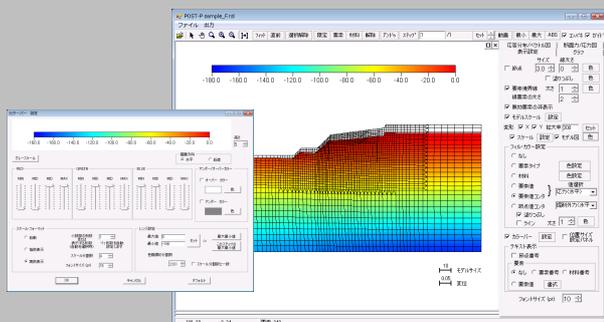
プログラム	追加機能		
	Vista 対応	ネットワークライセンス (オプション)	機能追加
F-Mesh	○	○	—
EXAP	○	○	—
SuperFLUSH/2D	○	○	—
POST-S	○	○	○
POST-P	○	○	○

# POST-P

for Windows

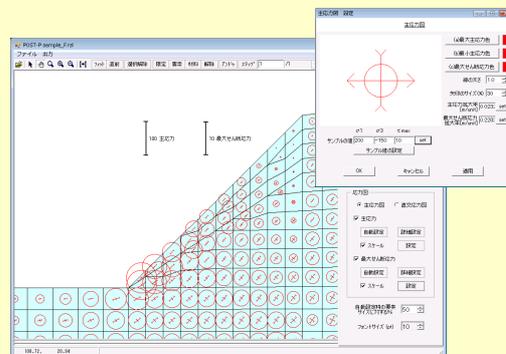
POST-P for Windowsは、SuperFLUSH/2D for WindowsおよびEXAP for Windowsの解析結果を読み込み、結果の図化を行うプログラムです。

## 変形図・コンタ図



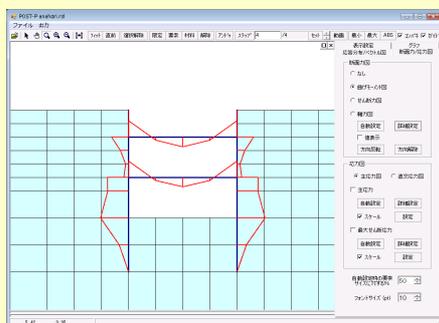
解析結果ファイルを読み込み、変形図やコンタ図を作成します。また、これらの図を重ね描きすることができます。描画した図は画像ファイルとして保存ができます。

## 主応力図



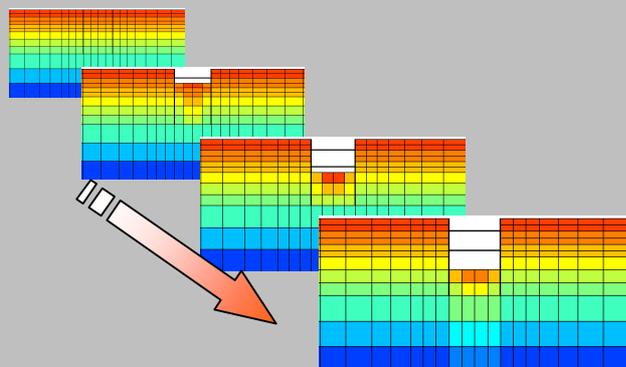
主応力を矢羽根と円で表示することができます。図の表示・非表示や表示色や拡大率などの詳細設定を主応力(矢羽根)と最大せん断応力(円)とで個別に設定することができます。

## 断面力図



梁要素の曲げモーメント図・せん断力図・軸力図を作成します。表示拡大率や色を図毎に設定することができます。また、値の表示・非表示を選択することができます。

## ステップ表示・動画再生



掘削解析など、ステップが複数ある場合には、表示ステップの切り替えができます。また、設定した時間間隔での動画再生や動画ファイルの外部出力が可能です。

Up

## 読み込みファイル形式

POST-P バージョン 1.0 では、以下のファイルの読み込みに対応しています。

静的解析結果: RSL 形式ファイル

動的解析結果: SuperFLUSH/2D 解析結果ファイル(付属の変換ツールで RSL 形式に変換)

POST-P バージョン 2.0 では、

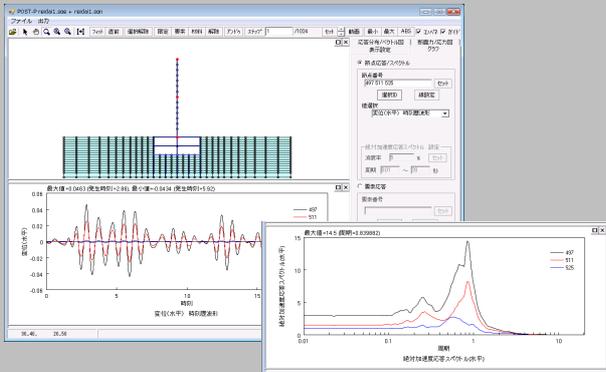
動的解析結果が直接読み込み可能となり、応答の重ね合わせ機能が追加されました。

読み込み時に、動解のみ、静解のみ、動解 + 静解(3ファイルまで)、静解 + 静解(3ファイルまで)を指定することができます。

# バージョン2.0で追加された図化機能

動的解析結果の直接読み込み対応により、時刻歴波形や伝達関数などのグラフを表示できるようになりました。その他、ラインコンタ、応答分布図、ベクトル図など、図化機能が強化されました。

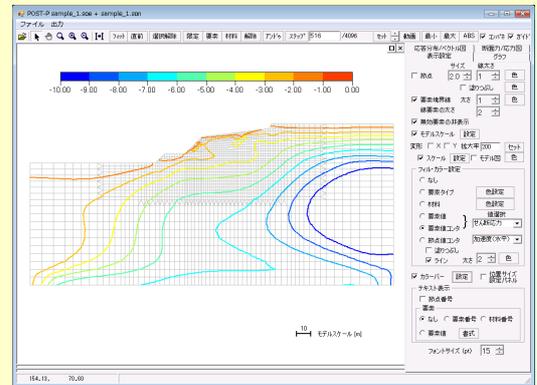
## New \*グラフ\*



モデル画面で選択した節点や要素について、応答値の時刻歴波形・伝達関数を描画することができます。

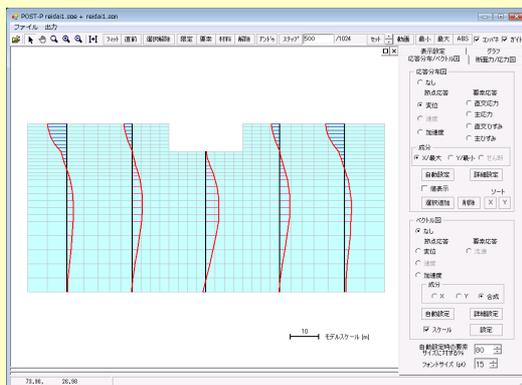
また、読み込んだデータよりフーリエスペクトルと応答スペクトルを計算し表示します。

## New \*ラインコンタ\*



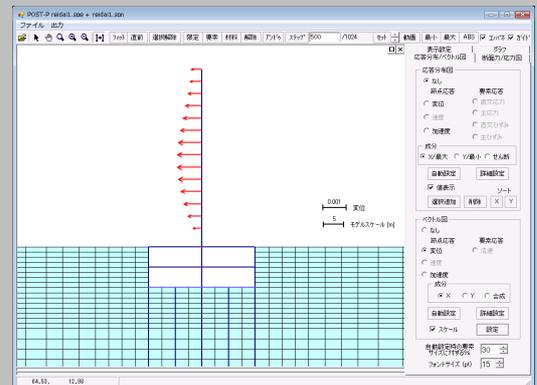
コンタ図の拡張機能として、ラインコンタ機能を追加しました。ラインコンタではコンタの境界線を表示するため、傾向をより明確に把握することができます。

## New \*応答分布図\*



応答分布図とは変位や加速度の応答値を柱状に表示する機能です。選択した柱列における応答分布の確認に適しています。

## New \*ベクトル図\*



節点応答(変位・速度・加速度)や要素単位の流速をベクトルで表示する機能です。応答の方向と大きさを合わせて確認することができます。

**動作環境**

対応機種	: IBM PC/AT 互換機
対応 OS	: WindowsXP, WindowsVista
CPU	: 上記 OS が正常に動作する CPU
必要メモリ	: 512MB 以上 (1GB 以上を推奨)
必要ディスク	: システムインストールに 10MB
画面の解像度	: 1280×1024 ピクセル以上
その他	: Microsoft .NET Framework 3.5 以上

※ USBに接続するハードウェアプロテクトキーを使用します。キーは以下の2種類からお選びいただけます。

- ・スタンドアロン版
- ・ネットワークライセンス版(オプション)

■WindowsはMicrosoft Corporationの登録商標です。  
 ■SuperFLUSH/2D for Windowsは(株)構造計画研究所と(株)地震工学研究所の共同開発商品です。

粘性制振壁の設置形式を考慮したパラメータスタディ

正会員 ○梁川 幸盛\*  
同 宇佐美 祐人\*

制震構造 制震装置 粘性制震壁  
地震応答解析

はじめに

近年、超高層建物の設計における制震構造の採用が広く普及している。特に超高層オフィスでは、大多数の計画で何らかの制震構造を採用しており、超高層住宅においても約 30%の計画で採用されている<sup>1)</sup>。しかし、その実態を観察すると、設計目標のクリアに関して必ずしも制震装置を必要としない余力的な使い方に留まる例が多い。この理由のひとつとして、制震装置の効果について、設計者らが未だ懐疑的であることが考えられる。

制震装置の地震時の挙動の評価方法に関する問題点は、①装置自体のモデル化誤差、②建物モデルへの組み込み方法、に大別される。後者の組み込み方法の問題点については、塔状比の大きな建物の曲げ変形とせん断変形の成分分離の問題<sup>2)</sup>や、支持剛性が性能低下に及ぼす影響の評価の問題<sup>3)</sup>などが議論されてきた。

本梗概では、過去に比較検討されることが少なかった制震装置の設置方法に関して、取り付け方法を考慮した数値解析モデルによってパラメータスタディを行う。

解析モデル

鉄骨造の超高層オフィスを仮定し、図 1 に示す粘性制振壁の設置方法を採用した。

水平位置として 3 ケース、垂直位置として 2 ケース、他に梁剛性の違いを 2 ケースとし、粘性制振壁の性能は一種類のみとした。解析ケース一覧を表 2 に示す。

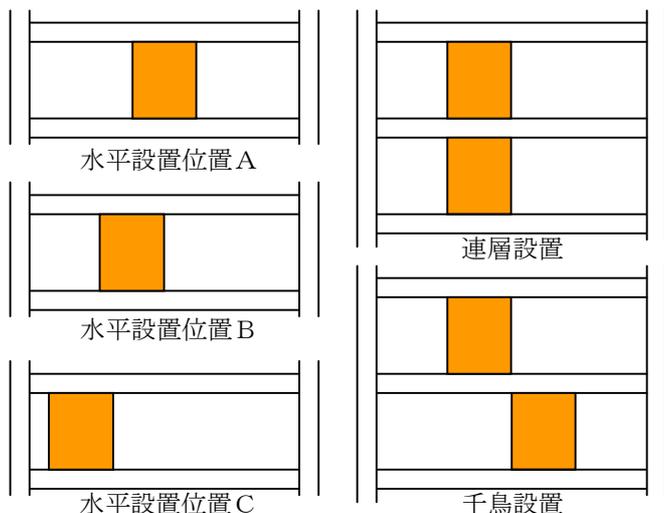


図 1 粘性制振壁の設置位置

表 1 解析ケース一覧

ケース名	水平位置	梁剛性	垂直位置
A大	A	大	上下階には設置しない (15階のみに設置する)
B大	B		
C大	C		
A小	A	小	
B小	B		
C小	C		
B連層	B	小	連層
B千鳥	B	小	千鳥

建物全体は、表 2 に示す固有周期を持つ 25 階の建物とし、その中の特定の架構(図 2)に制振壁を設置する。制振壁を設置する架構の部材断面を表 3・表 4 に示す。鋼材は全て SN490 とした。制振壁の特性は、表 5 に示すように仮定した。制振壁モデルの概要を図 3 に示す。

解析には、開発した汎用解析プログラム<sup>4)</sup>を用いた。

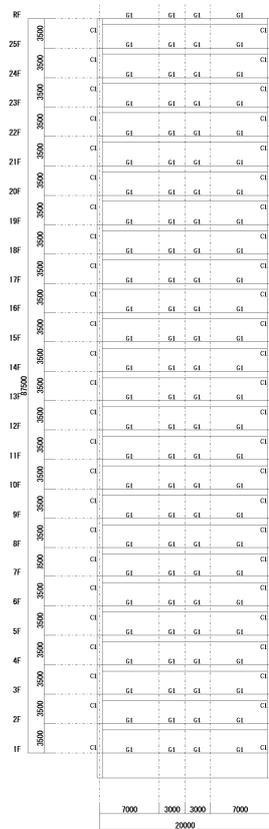


図 2 制振壁を設置する架構

表 2 建物全体の固有周期

次数	固有周期 (秒)
1次	3.04
2次	1.09
3次	0.60

表 3 大梁断面表

階	断面(上大・下小)
18~R	BH-900x400x25x40 BH-700x300x14x22
10~17	BH-900x400x25x40 BH-800x350x16x35
2~9	BH-900x400x25x40 BH-800x400x16x40

表 4 柱断面表

階	断面
22~25	□-600x600x22x22
17~21	□-600x600x32x32
12~16	□-600x600x36x36
7~11	□-650x650x40x40
1~6	□-650x650x45x45

解析手順は、まず、制震壁を設置しない状態で架構の応答を求めた。次に、制震壁を設置した平面架構に対して、各階の応答水平変位を強制変位として入力し、制震壁の応力履歴を求めた。なお、入力地震波形は、日本建築センターが提供する BCJ-L2 波の 0.8 倍を採用した。

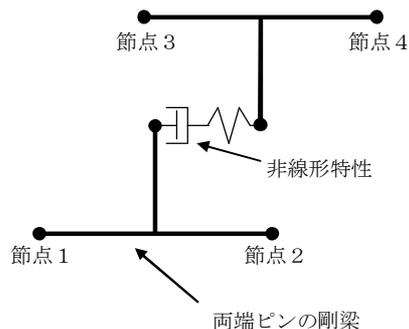


図3 制震壁モデルの考え方

表5 粘性制振壁の性能

- ・非線形ダッシュポットと線形ばねの直列モデルとする
- ・非線形ダッシュポットの性能を以下のように設定する  
速度(V)/間隙距離(d) ≤ 1.0 の場合

$$F = 0.42 \cdot e^{-0.043t} \cdot S \cdot \frac{V}{d}$$

1.0 < 速度(V)/間隙距離(d) ≤ 10 の場合

$$F = 0.42 \cdot e^{-0.043t} \cdot S \cdot \left(\frac{V}{d}\right)^{0.59}$$

10 < 速度(V)/間隙距離(d) の場合

$$F = 0.65 \cdot e^{-0.043t} \cdot S \cdot \left(\frac{V}{d}\right)^{0.40}$$

ここで、

$$S = 300 \times 240 \times 2 = 144000(\text{cm}^2)$$

$$t = 20(^{\circ}\text{C}) \quad d = 0.4(\text{cm}) \quad F: \text{抵抗力}(\text{kg})$$

- ・直列線形ばねの剛性を下式のように設定する

$$K = GA/L = 79.4 \times 3000 \times 6 \div 2400 \approx 600(\text{kN/mm})$$

### 結果とまとめ

1. 設置位置までモデル化することによって、集約質点系では評価出来ない性能の変化を確認することができた。
2. 梁スパン内の設置位置によって、制振装置のエネルギー吸収能力は極めて大きく変化（3倍以上）する。
3. 連層設置することによって、制振装置のエネルギー吸収能力は極めて大きく変化（1.5倍以上）する。
4. 千鳥設置することによって、連層設置の時よりもエネルギー吸収能力を向上させることができるが、単独設置の性能には至らない。
5. 今後、前項までの結果が一般的な傾向かどうかの検証を行い、低減率に関する予測式を導く必要がある。

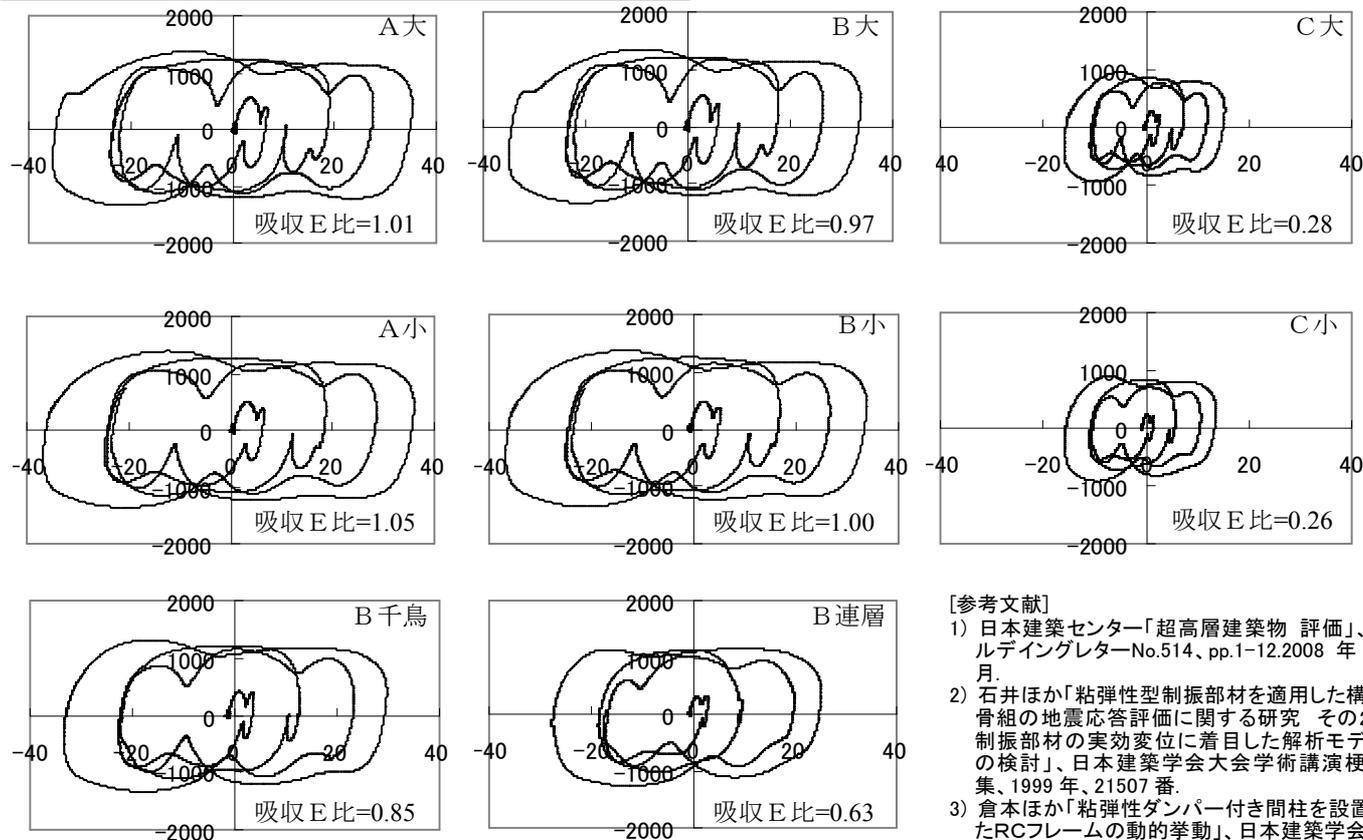


図4 直列部の変位—直列部の抵抗力関係（15階制振壁）

（横軸：ダッシュポット+ばねの変位 mm、縦軸：ダッシュポットの抵抗力 kN）

### [参考文献]

- 1) 日本建築センター「超高層建築物 評価」、ビルディングレターNo.514, pp.1-12, 2008年10月。
- 2) 石井ほか「粘弾性型制振部材を適用した構造骨組の地震応答評価に関する研究 その2. 制振部材の実効変位に着目した解析モデルの検討」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999年、21507番。
- 3) 倉本ほか「粘弾性ダンパー付き間柱を設置したRCフレームの動的挙動」、日本建築学会構造系論文集第618, 89-96, 2007年8月。
- 4) 梁川「地震波の水平・上下同時入力による時刻歴応答解析手法の検討」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2007年、21253番。

## 偏心率規定により確保される壁の偏在した建築物の耐震性能に関する検討 (その1: 検討方針)

正会員	○小豆畑 達哉*	同	國松 要介**
同	鈴木 壮**	同	梁川 幸盛**
同	庄司 正弘**		

ねじれ	偏心率	Fe 値
立体解析	保有水平耐力	動的挙動

## 1. はじめに

建築基準法令に定める保有水平耐力計算では、建築物が偏心を有する場合には、偏心率に応じ、Fe 値による必要保有水平耐力の割増しが求められる。保有水平耐力計算は 1980 年に新耐震基準への移行に伴い導入されたものであるが、当時と今日では、構造設計を取り巻く解析技術環境は大きく変化している。過去約 30 年間でのコンピュータ性能の進化に伴い、今日では、一般の構造設計において、通常、建築構造を 3 次元モデルとして取り扱う立体解析が行われているが、新耐震基準への移行当時は、コンピュータへの負荷のより少ない平面解析が多く行われていた。建築物が偏心を有する場合には、地震時にねじれ振動が生じるため、建築物の立体的な挙動を評価することが不可欠になるが、1980 年当時において偏心率規定は、建築構造について平面解析を行う場合であっても、こうした立体的な挙動を耐震性評価に取り込む役割を果たしていたと言える。

偏心を有する建築物について、保有水平耐力を、立体解析で求める場合と平面解析で求める場合とでは、立体解析にはねじれの影響が含まれるため、一般に、立体解析で求めた値の方がより小さな値となる。また、偏心率にしても、両者の解析では、結果に違いが生じる。これは、偏心率の算出に当たり、まず各層各構面の剛性を求めることとなるが、構面剛性は、解析手法により異なる外力分布の違いに応じて変動することによる。さらに、偏心率については、基礎パネを考慮する場合とこれを無視する場合で違った値となることは明らかである。

このように、建築物が偏心を有する場合について、設計に用いる解析手法と規定の適用の仕方により保有水平耐力と偏心率の値は変動する。本研究では、連層壁が偏在配置された鉄筋コンクリート造建築物を例題として、設計に用いた解析手法等の違いが保有水平耐力計算による耐震性能の検証結果に、どのように影響するか、また、立体解析を使用した場合の偏心率規定の適用について、検討する。

## 2. 検討方針

## 2.1 偏心率規定と偏心を有する建築物の地震応答との関係について

偏心率規定と偏心を有する建築物の弾塑性地震応答と

の関係把握するため、ここでは時刻歴応答解析結果から Fe 値相当の値を算出する方法を提示する。

標準せん断力係数  $C_0=1.0$  に対応する弾性層せん断力を  $Qud$  とすると、偏心の無い層の必要保有水平耐力  $Qun$  は次式により求まる。

$$Qun = Ds \cdot Qud \quad (1)$$

ここに、 $Ds$ : 構造特性係数

ある層の保有水平耐力  $Qn$  が  $Qun$  に等しい場合には、 $C_0=1.0$  相当の地震外力に対し、その層の地震応答変形角は、安全限界変形角  $\theta_s$  に達すると考えられる。また、安全限界変形角  $\theta_s$  に対応する塑性率を  $\mu_s$  とすると、 $\mu_s$  と弾性層せん断力に対する必要保有水平耐力の比との間にはある種の法則的な関係が見出され、例えば、エネルギー一定則の場合には次式となる。

$$Qun/Qud = Ds = 1/\sqrt{2\mu_s - 1} \quad (2)$$

ある層の保有水平耐力  $Qn$  が  $Qun$  を上回る場合には、図 1 に示すように地震外力が、 $C_0=1.0$  相当の地震外力の  $\beta_n$  倍となる場合に、その層の地震応答変形角は安全限界変形角  $\theta_s$  に達する。以下、倍率  $\beta_n$  を余裕度と呼ぶ。ここで、層の剛性と耐力が比例し降伏変形角は常に一定であると仮定すると、保有水平耐力  $Qn$  の値に係らず、地震応答変形角が安全限界変形角  $\theta_s$  に達するときの層の塑性率  $\mu_s$  も一定となる。ここで、 $C_0=\beta_n$  に対応する弾性層せん断力を  $\beta_n \cdot Qud$  とすると、これと  $Qn$  及び  $\mu_s$  との関係は、エネルギー一定則を仮定する場合には、(3)式となる。

$$Qn/(\beta_n \cdot Qud) = 1/\sqrt{2\mu_s - 1} \quad (3)$$

(2)式及び(3)式より、余裕度は、次式により表わされる。

$$\beta_n = Qn/(Ds \cdot Qud) \quad (4)$$

余裕度  $\beta_n$  相当の保有水平耐力  $Qn$  を有する層が偏心を有する場合には、図 2 に示すように層内での変形に偏りが生じるため、 $C_0=\beta_n$  相当の地震外力より小さな地震外力に対し、その層の最大層間変形角は  $\theta_s$  に達する。この時の地震外力に対応する弾性層せん断力を  $\beta_e \cdot Qud$  とし、以下  $\beta_e$  を、偏心を考慮した場合の余裕度と呼ぶ。また、 $\beta_n$  と  $\beta_e$  との関係は次式により表わす。

$$\beta_n = \gamma \cdot \beta_e \quad (\gamma \geq 1.0) \quad (5)$$

(5)式を(4)式に代入すると、次式が得られる。

$$\beta_e = Qn/(\gamma \cdot Ds \cdot Qud) \quad (6-1)$$

$$Qn/(\gamma \cdot \beta_e \cdot Qud) = Ds \quad (6-2)$$

一方、建築基準法に基づくと、偏心を有する場合の必

要保有水平耐力は、

$$Qun = Fe \cdot Ds \cdot Qud \quad (7)$$

(7)式を変形すると、

$$Qun / (Fe \cdot Qud) = Ds \quad (8)$$

(8)式は、 $\beta_e$ が1.0の場合であることを考慮すると、(6-2)式中の $\gamma$ は(8)式中の $Fe$ に対応したものであることが分かる。

結局、(4)式及び(6-1)式より、

$$\beta_n / \beta_e \approx Fe \quad (9)$$

(6-2)式及び(8)式ともに、右辺を共通の $Ds$ と置けるのは、(3)式の仮定と同様に、層を構成する構面の降伏変形はその耐力に係らず、ほぼ一定であると見なせる場合である。本研究では、(9)式の右辺 $\beta_n / \beta_e$ を動的 $Fe$ 値と呼ぶ。

ここで、立体解析(静的立体増分解析)による保有水平耐力に対する平面解析による保有水平耐力の比率を $Fe'$ とすると、立体解析によりねじれの影響が適切に評価されているとするなら、次式となると考えられる。

$$\beta_n / \beta_e \approx Fe' \quad (10)$$

## 2.2 検討手順

前節に示した動的 $Fe$ 値を求めるための具体的な手順を以下に述べる。

### (1) 解析モデルの作成

解析は図3に示す7層鉄筋コンクリート造建築物モデルを対象とする。連層壁が偏在しない元のモデルを無偏心モデルとし、ここから連層壁を偏在させて3つの偏心モデルを作成する。また、それぞれのモデルについて、支持条件を、基礎固定、杭ばね剛性大及び杭ばね剛性小の3通りに設定する。モデルの詳細はその2で示す。

### (2) 入力地震動の作成

応答解析に用いる地震動として、第2種地盤上での人工地震動5波を作成する。

### (3) 応答解析の実行

地震動の入力倍率を、0.6、0.8、1.0、1.2及び1.4の5通りに設定し、各モデルについて応答解析を行う。

### (4) 動的 $Fe$ 値の算出

図5に示すように、入力倍率の対数を横軸に、5波による各層の最大層間変形角の対数を縦軸にとり、無偏心モデル及び偏心モデルのそれぞれで、最大層間変形角の平均値が限界変形角に達するときの入力倍率を読み取る。この時の入力倍率を、 $\beta_n$ 又は $\beta_e$ と見なし、これらを(9)式に代入して動的 $Fe$ 値とする。

以上に得られた動的 $Fe$ 値と、偏心率規定に従い得られる $Fe$ 値と対比させて、解析手法等の違いが性能検証の結果に与える影響等を検討する。

## 3. まとめ

本研究における検討方針を示した。

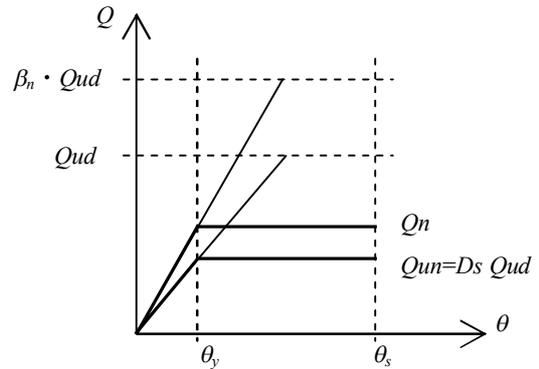


図1  $\beta_n$ について

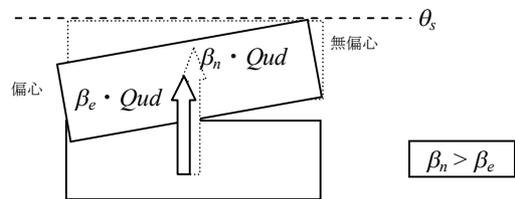


図2  $\beta_e$ と $\beta_n$ について

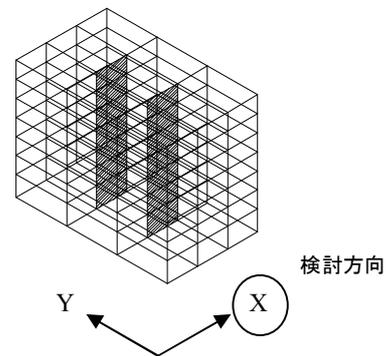


図3 7層鉄筋コンクリート造建築物モデル

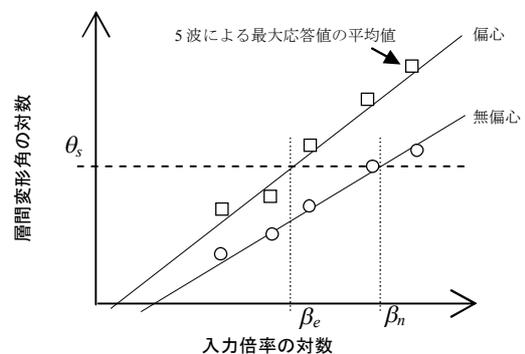


図4 解析手順の概要

\*国土技術政策総合研究所

\*\*構造計画研究所

\*National Institute for Land and Infrastructure Management

\*\*KOZO KEIKAKU ENGINEERING Inc.

偏心率規定により確保される壁の偏在した建築物の耐震性能に関する検討 (その2: 偏心率の計算)

正会員 ○國松 要介\* 同 小豆畑 達哉\*\*  
 同 鈴木 壮\* 同 梁川 幸盛\*  
 同 庄司 正弘\*

ねじれ 偏心率 Fe 値  
 立体解析 保有水平耐力 動的挙動

1. はじめに

本研究で解析対象とする建築物モデルの詳細を示す。また、偏心を有するモデルについて解析方法と支持条件を何通りかに組み合わせて偏心率を算出し、解析条件の違いが偏心率に及ぼす影響を検討する。

2. 解析モデル

解析モデルの概要を、図 1 に再掲する。図 2 は無偏心モデルと 3 つの偏心モデルの平面図である。偏心モデルは、無偏心モデルに対し、連層壁を偏在させて、モデルの剛性及び耐力を偏在させている。直交壁モデルでは偏心大モデルに直交壁を 2 枚追加して設置している。解析モデルについて平面のスパン、階高および断面を表 1 に示す。また、表 2 に使用材料を示す。

解析モデルの支点条件は杭ばね付きモデル 2 種と基礎固定モデルの全 3 種とする。杭ばねの剛性は一般的な杭を想定して道路橋示方書より(1) 式より算出した。

$$k_v = a \cdot A_p \cdot E_p / L \quad (\text{kN/m}) \quad (1)$$

ここに、

- $a$  : 0.031 (L/B) + 0.15 (場所打ち杭)
- $A_p$  : 杭の純断面積  $2.84 \times 10^6$  (mm<sup>2</sup>)
- $E_p$  : 杭のヤング係数 23.6 (kN/mm<sup>2</sup>)
- $L$  : 杭長 20.0 (m)

表 1 平面のスパン、階高および断面

1) スパン(mm)	X 方向 6,000×3 スパン Y 方向 10,000×3 スパン
2) 基準階階高(mm)	3,300
3) 大梁断面(mm)	RF-5F X 方向 550×800 Y 方向 550×900 4F-2F X 方向 600×850 Y 方向 600×900 1F X 方向 750×1,800 Y 方向 750×1,800
4) 柱断面(mm)	7F-1F 900×900
5) 壁断面(mm)	7F-1F 壁厚 350

表 2 使用材料

階	コンクリート		鉄筋					
	柱	梁	柱	HOOP	梁主筋		STP	
					X	Y	X	Y
RF	Fe30	Fe30	SD345	SD345	SD345	SD295A	SD295A	
7F	Fe30	Fe30	SD345	SD295A	SD345	SD345	SD295A	
6F	Fe30	Fe33	SD345	SD295A	SD345	SD345	SD295A	
5F	Fe33	Fe33	SD390	KSS785	SD345	SD345	KSS785	
4F	Fe33	Fe33	SD390	KSS785	SD390	SD390	KSS785	
3F	Fe33	Fe36	SD390	KSS785	SD390	SD390	KSS785	
2F	Fe36	Fe36	SD390	KSS785	SD390	SD390	KSS785	
1F	Fe36	Fe36	SD390	KSS785	SD390	SD390	KSS785	

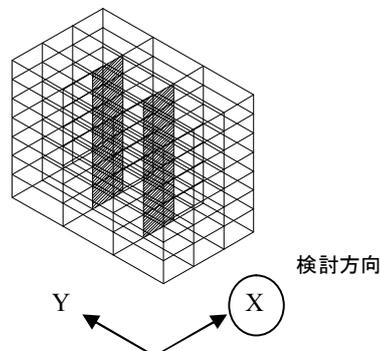


図 1 解析モデル概要

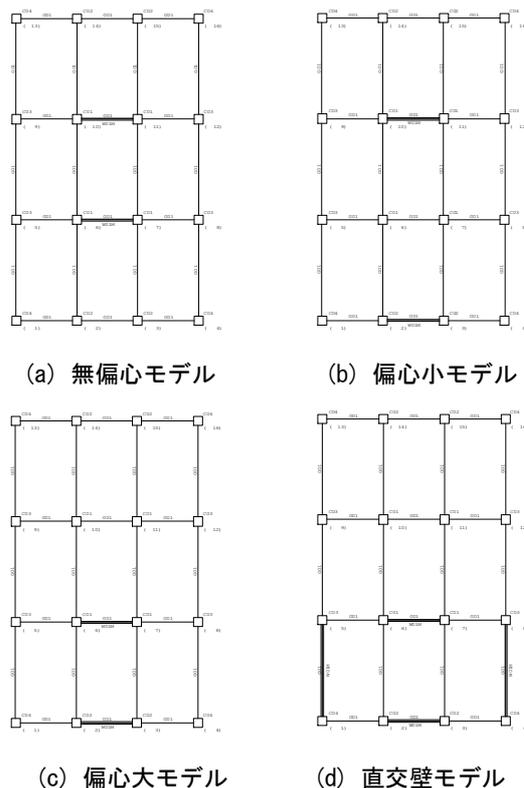


図 2 解析モデル平面

実際に採用した解析モデルの支点条件は、(1)式により算出した値を丸めたばね値が 5,892 kN/cm のモデル、参考に(2)式において  $a$  を 1.0 として算出したばね値が 33,009

kN/cm のモデル、基礎固定の 3 つのケースとする。

支持条件を基礎固定とした場合について、各モデルの x 方向の 1 次及び 2 次の固有モードと固有周期を、図 4 に示す。

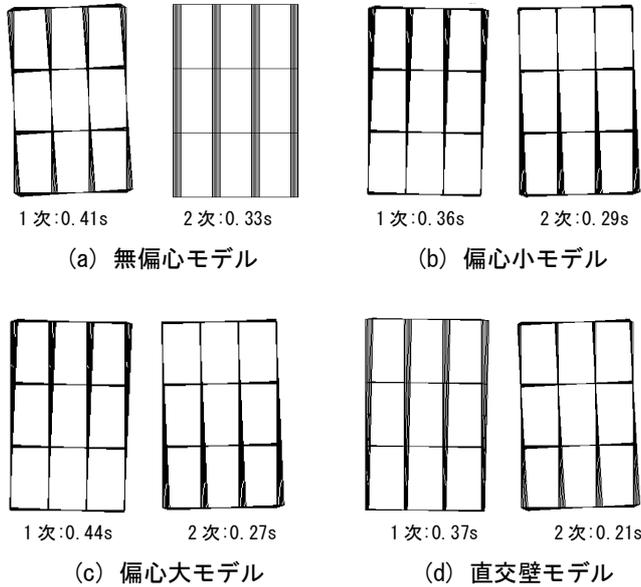


図 3 固有モードと固有周期

### 3. 偏心率の算出

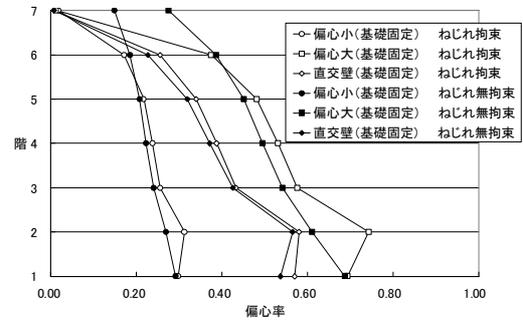
偏心率は、各偏心モデルについて、支持条件を 3 通りに設定したそれぞれの場合について、立体解析と平面解析の 2 種類の解析法を用いて算出する。したがって、一つのモデルにつき、6 通りの偏心率が得られる。なお、ここでは、ねじれ変形角を強制的に拘束させて行う立体解析を平面解析に相当する方法とした。

偏心率の算出に当たっては、x 方向に加力して得られる各構面の変形とせん断力から構面の剛性を求め、剛心、ねじれ剛性等、所要の数値を求めた。また、重心位置は、各階で、平面の図心に一致するとした。偏心率の算出結果を図 5 に示す。図の凡例では、平面解析に相当する解析法による結果を「ねじれ拘束」として白抜きの記号により、立体解析による結果を「ねじれ無拘束」として黒塗りの記号により表している。

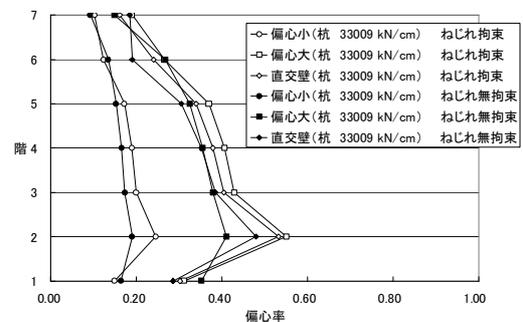
各偏心モデルの場合とも、偏心率は基礎固定の場合に最も大きくなり、杭ばねの剛性が柔らかくなるほど小さくなる。偏心小モデルでも基礎固定の場合、偏心率は 1 階で約 0.3 であるが、杭ばねの剛性が最も小さい(c)の場合、0.1 程度まで低減されている。杭ばねが柔らかくなると、偏心率が低減されるのは、連層壁がロッキングし易くなってその剛性が小さくなるので、その分剛性の偏在程度

も減少するためと考えられる。

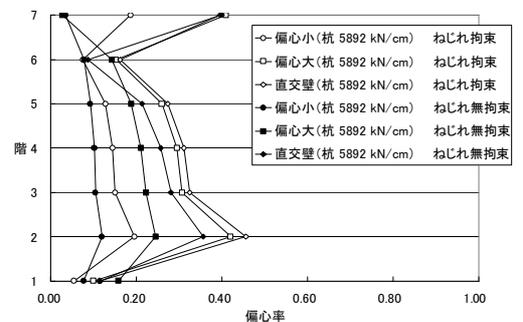
また、全体的な傾向としてはねじれ拘束による方法の方がねじれ無拘束による方法よりも偏心率が大きく算出される傾向にある。ただし、この解析方法による違いは、支持条件によるものよりも小さいようである。



(a) 基礎固定



(b) 杭ばね 33,009kN/cm



(c) 杭ばね 5,893kN/cm

図 5 偏心率の算出結果

### 4. まとめ

偏心率を求める際の解析方法と支持条件の違いの影響が、偏心率の算出結果のばらつきとなって現れることを、7 層鉄筋コンクリート造建築物モデルを例題として示した。支持条件を基礎固定とする場合と比較し、杭ばねを柔らかくするほど、偏心率の値は低減される傾向を把握した。

\*構造計画研究所

\*\*国土技術政策総合研究所

\*KOZO KEIKAKU ENGINEERING Inc.

\*\*National Institute for Land and Infrastructure Management

偏心率規定により確保される壁の偏在した建築物の耐震性能に関する検討 (その3) 地震応答解析

正会員 ○鈴木 壮\* 同 小豆畑 達哉\*\*  
 同 國松 要介\* 同 梁川 幸盛\*  
 同 庄司 正弘\*

ねじれ 偏心率 Fe 値  
 立体解析 保有水平耐力 動的挙動

1. はじめに

その 1 に示した検討方針に従い、その 2 に示した偏心率のばらつきが偏心を有する建築物の性能検証結果にどのように影響するか、また、立体解析を用いる場合の偏心率規定の適用について検討する。

2. 地震応答解析

表 1 に地震応答解析に用いる数値モデルを示す。図 1 はファイバー要素の、図 2 は耐力壁のせん断ばねの非線形特性である。構造物の粘性減衰は瞬間剛性比例型 ( $\alpha=3\%$ )とする。地震応答解析に用いた地震動 5 波の加速度応答スペクトルを図 3 に示す。各地震動の位相特性はランダムであり継続時間は全て 120 秒である。表 2 は解析ケース一覧である。支持条件を 3 通りに設定しているが、無偏心モデルと直交壁モデルの場合のみ、全てのケースについて解析を行い、残りの偏心モデルについては杭ばねをつけたケースのみ行った。

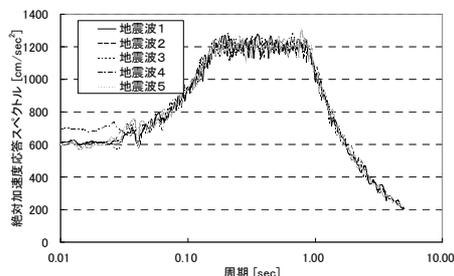


図 3 応答加速度スペクトル(h=5%)

表 2 解析ケース

	基礎固定	杭ばね 33,009kN/cm	杭ばね 5,892 kN/cm
無偏心	○	○	○
偏心小	-	○	○
偏心大	-	○	○
直交壁	○	○	○

表 1 解析に用いた数値モデル

柱	ファイバー要素 (曲げ非線形、せん断線形、軸非線形)
梁	梁要素 (曲げ非線形、せん断線形)
耐力壁	壁エレメントモデル (曲げ非線形はファイバー要素、せん断は菅野式を元に耐力低下を考慮した非線形)

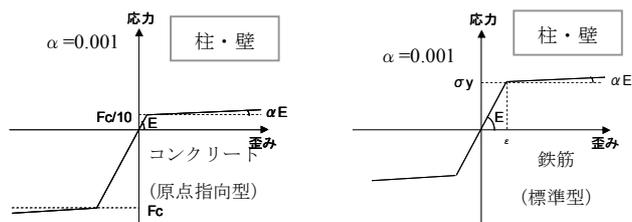


図 1 ファイバー要素の非線形特性

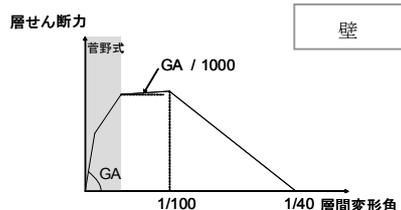


図 2 耐力壁のせん断ばねの非線形特性

3. 解析結果

その 1 で定義した動的 Fe 値を求めるため、無偏心モデルと偏心モデルの余裕度  $\beta_n$  及び  $\beta_e$  を読み取るためのグラフの例を、図 4 に示す。○及び□でプロットした点が、それぞれ地震動 5 波による無偏心及び偏心モデルの最大層間変形角の平均値を示す。図では、入力倍率と最大層間変形角との関係を直線近似しており、この近似直線を使って応答が限界変形角に達するときの入力倍率すなわち余裕度を読み取る。なお、図において水平方向の点線は 1/150 の層間変形角を表している。また、横軸、縦軸とも対数軸である。

以上の操作を、偏心モデルの全ての階で行い、層毎の動的 Fe 値を求める。

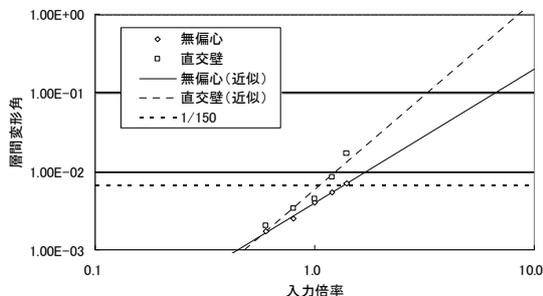


図 4  $\beta_n$  及び  $\beta_e$  を読み取るためのグラフの例 (直交壁モデル、基礎固定、1 階)

図 5 では、偏心率と動的 Fe 値との関係を、実線により示された偏心率規定による偏心率と Fe 値との関係と比較している。図では、1 階、3 階及び 7 階の結果のみを示す。グラフの凡例は表 3 にまとめて示す。偏心率は、ねじれ拘束の場合とねじれ非拘束の場合の 2 通りの値を示している。一つの動的 Fe 値の結果に 2 つの偏心率が対応する。偏心率を求める際の支持条件は動的解析を行う場合の支持条件と同一とした。図 6 では、図 5 の 1 階の結果について、動的 Fe 値に代えて、これを  $Fe'$  で割った値をプロットしている。 $Fe'$  は、その 1 で述べたとおり、平面解析により得られる偏心モデルの保有水平耐力を静的立体解析により得られる値で割ったものである。静的立体解析によりねじれの影響が適切に評価される場合には、動的 Fe 値を  $Fe'$  で割った値は 1 に近づくと考えられるが、図 6 を見ると、この値は、明らかに 1 を上回っている。

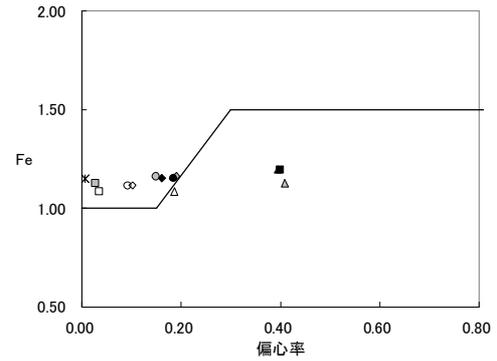
図 5 及び図 6 の結果から見出せる結論は、次章のまとめで示す。

4. まとめ

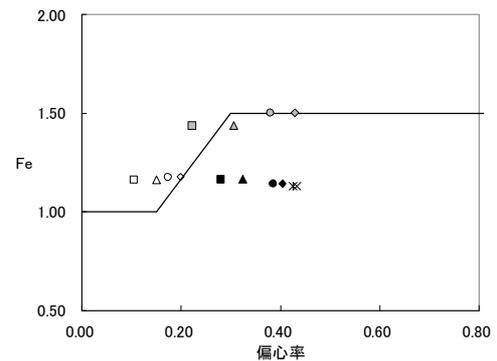
- 1) 偏心モデルと対応する無偏心モデルの地震応答解析結果から、Fe 値に相当する値(動的 Fe 値)を求める方法を提示した。
- 2) 偏心率規定での Fe 値の上限は 1.5 であるが、偏心率が 0.3 以上となる偏心の大きなモデルの場合でも、動的 Fe 値はこの上限を大きく上回ることはなかった。
- 3) 偏心率算定に用いる解析手法(ねじれ拘束とねじれ無拘束)により偏心率の算定結果に違いが生じるが、その差は、Fe 値と動的 Fe 値との対応程度を勘案すると、あまり大きな問題となるようなものではない。
- 4) 偏心率が 1.5 程度のところでは、動的 Fe 値が偏心率規定による Fe 値を上回る傾向が見られる。すなわち偏心率規定による Fe 値又は偏心率が過小評価となっているが、この範囲での偏心率は、本研究で対象としたモデルの場合には、偏心率算定時に杭ばねを考慮することにより小さめに評価されたものである。
- 5) 静的立体解析により得られる偏心モデルの保有水平耐力には、ねじれの影響が含まれるが、この値を使って算出される Fe 値相当の値( $Fe'$ )は、動的 Fe 値を下回る結果となった。建築物が偏心を有する場合について保有水平耐力を立体解析で求める場合でも偏心率に応じ必要保有水平耐力を割り増す方が妥当と考えられる。

表 3 図 5 及び図 6 のグラフの凡例

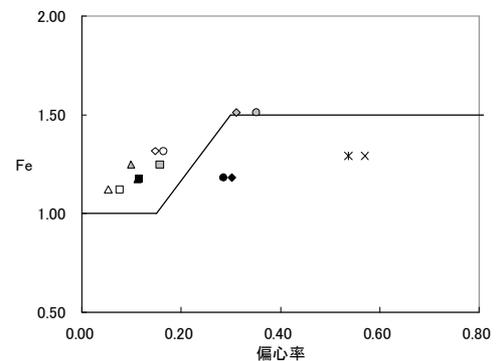
— 偏心率規定	△ 杭 5892 kN/cm 偏心小(ねじれ拘束)	□ 杭 5892 kN/cm 偏心小(ねじれ無拘束)
▲ 杭 5892 kN/cm 偏心大(ねじれ拘束)	▣ 杭 5892 kN/cm 偏心大(ねじれ無拘束)	▲ 杭 5892 kN/cm 直交壁(ねじれ拘束)
■ 杭 5892 kN/cm 直交壁(ねじれ無拘束)	◇ 杭 33009 kN/cm 偏心小(ねじれ拘束)	○ 杭 33009 kN/cm 偏心小(ねじれ無拘束)
◆ 杭 33009 kN/cm 偏心大(ねじれ拘束)	◎ 杭 33009 kN/cm 偏心大(ねじれ無拘束)	◆ 杭 33009 kN/cm 直交壁(ねじれ拘束)
● 杭 33009 kN/cm 直交壁(ねじれ無拘束)	× 基礎固定直交壁(ねじれ拘束)	* 基礎固定直交壁(ねじれ無拘束)



(a) 7 階



(b) 3 階



(c) 1 階

図 5 動的 Fe 値と偏心率規定による Fe 値との対応

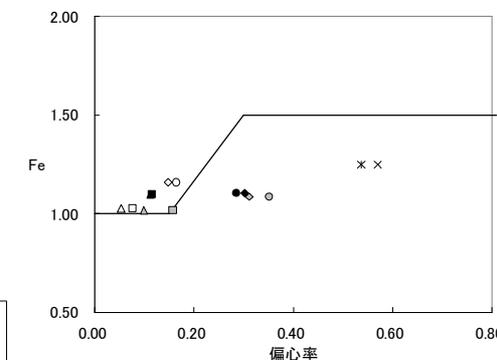


図 6 動的 Fe 値を  $Fe'$  で割った場合 (1 階)

\*構造計画研究所

\*\*国土技術政策総合研究所

\*KOZO KEIKAKU ENGINEERING Inc.

\*\*National Institute for Land and Infrastructure Management

## 地域の地形に対応した地震防災マップの作成 (その4) 地域危険度マップの作成

正会員 ○落合 努<sup>\*1</sup> 栗山 利男<sup>\*1</sup> 橋本 光史<sup>\*1</sup>  
正会員 荻本 孝久<sup>\*2</sup> 山本 俊雄<sup>\*3</sup>

地域危険度マップ 被害関数 50m メッシュ  
微地形区分 地盤増幅率 神奈川県

### 1. はじめに

地域防災力の向上には、住民が地域の地震災害に対する危険性を正しく理解・認識することが必要である。住民に理解されやすい情報としては、具体的な地域やシナリオに基づいた評価を視覚的に表現することが重要である。著者らは、昨年度までに神奈川県を対象として 50m メッシュによる微地形区分図と地盤増幅率図を作成し、ホームページにて「神奈川県版揺れ易さマップ」として公開を行った。本報では、神奈川県全域において建物データを整備し、神奈川県に影響を及ぼすと考えられる地震が発生した場合の建物被害率を算出し、地域危険度マップの作成を行った。

### 2. 地域危険度マップの作成

#### (1) 建物の構造別・建築年代別データの作成

地域危険度マップの作成にあたって、建物の構造種別や建築年代別の分布状況を把握することが重要となる。ここでは、神奈川県県土整備部による平成 12 年度基礎調査・建物現況の 1 棟単位のデータを用いて、建物の構造種別・建築年代別棟数を 50m メッシュ単位で整備した。

構造種別に関しては、木造・RC 造(SRC 造含む)・S 造・軽量 S 造・その他・不明の 6 種類、建築年代に関しては、1971 年以前・1972 年～1981 年・1982 年以降の 3 期間に分けてそれぞれ集計を行った。結果の一例として 50m メッシュの木造建物の棟数分布を図 1 に、非木造建物の棟数分布を図 2 に示す(全建築年代の総数)。

### (2) 地震動の予測

神奈川県に影響を及ぼすと考えられる 10 地震を想定地震として設定した。各想定地震による工学的基盤の最大速度を司・翠川(1999)による距離減衰式で求め、その 3 で設定した表層地盤増幅率を乗じることにより地表での最大速度を算定した。地表での震度は、童ほか(1996)による最大速度と計測震度の経験式を用いて換算し、震度分布図を作成した。各地震による震度分布図を図 3 に示す。

図 3 から神奈川県では関東地震が支配的であり、他の地震の最大震度を概ね包含していることがわかる。

### (3) 地域危険度マップの作成

建物全壊棟数は、地表の最大速度と建物棟数から村尾・山崎(2000)の被害関数を用いて 50m メッシュで計算した。地域危険度マップ作成においては、50m メッシュで計算した建物全壊棟数を 250m メッシュで集計して建物全壊棟数率を算出し、建物全壊棟数率を基に 7 段階の建物被害危険度ランクを設定した。地域危険度マップの一例として、関東地震の結果を図 4 に示す。図 4 から、太平洋沿岸付近と河川沿いの平野部を中心に、建物危険度 7 (全壊率 30%以上) の地域が広がっている。

### 3. まとめ

地域防災力の向上のために、50m メッシュの地盤データと、1 棟単位のデータを元に作成した建物データを用いて地域危険度マップを作成した。本報では、神奈川県全域で作成した危険度マップを一例として挙げているが、

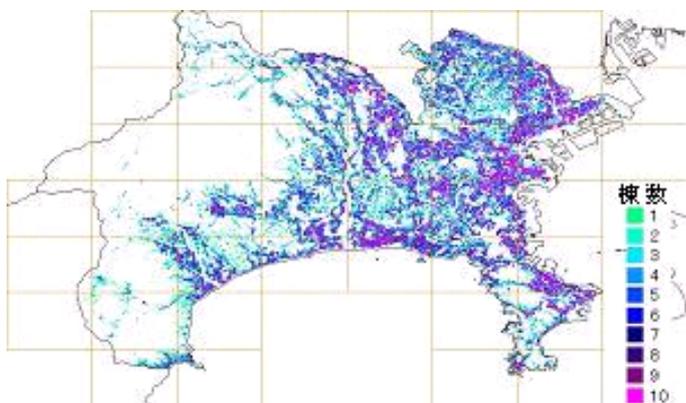


図 1 木造建物の棟数分布(50m メッシュ)

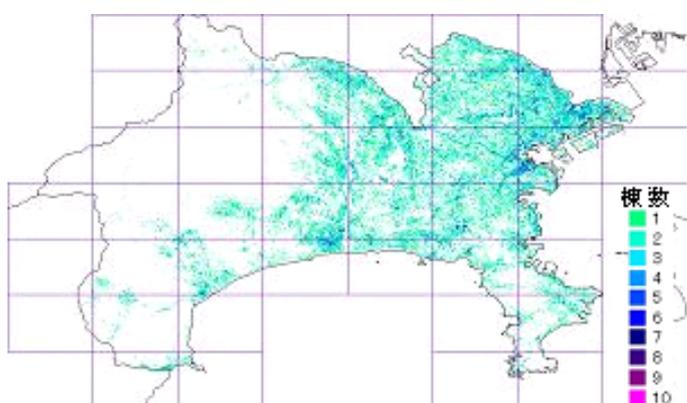


図 2 被木造建物の棟数分布(50m メッシュ)

Earthquake disaster prevention map corresponding to the topography of the area. Part4. Making of hazard map in region.

Mitsufumi HASHIMOTO, Toshio KURIYAMA,  
Tsutomu OCHIAI  
Takahisa ENOMOTO, Toshio YAMAMOTO

より住民の理解がしやすい各市町村単位での危険度マップも試作している。試作した地域危険度マップは、神奈川大学荏本研究室が運営する防災フロンティアのホームページにて公開する予定であり、住民が地震時の危険度を把握するための有益な情報になると考える。

参考文献

- 1)防災フロンティア URL : <http://bousai-frontier.net/index.html>
- 2) 地震防災マップ作成技術資料 : 内閣府、2005 年
- 3)神奈川県県土整備部都市計画課 : 都市情報データ、2000 年
- 4)司・翠川 : 断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式、日本建築学会構造系論文集、No.523、pp.63-79、1999 年
- 5) 橋本ほか : 地域の地形に対応した地震防災マップの作成(その 3) 微地形区分に基づく神奈川県の 50mメッシュ地盤増幅率、日本建築学会大会(中国)、2008 年

- 6) 童ほか : 計測震度と従来の地震動強さ指標の対応関係、土木学会第 51 回年次学術講演会梗概集、pp.458-459、1996 年
- 7) 村尾・山崎 : 自治体の被害調査結果に基づく兵庫県南部地震の建物被害関数、日本建築学会構造系論文集、第 527 号、pp.189-196、2000 年

本研究は、神奈川大学における文部科学省学術フロンティア研究プロジェクト「災害リスク軽減を目的としたソフト・ハード融合型リスクマネジメントシステムの構築に関する研究(研究代表者：荏本孝久)」の一環として実施したものである。

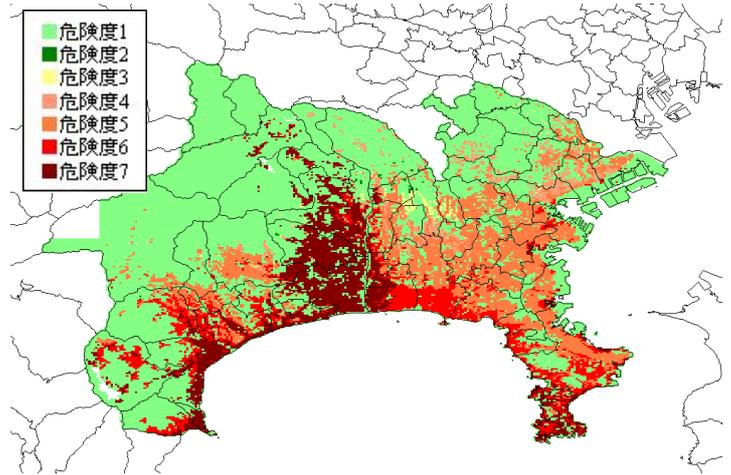
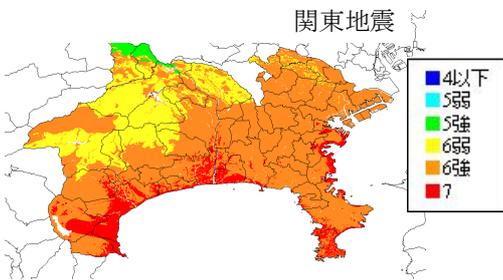


図 4 関東地震を想定した場合の危険度マップ

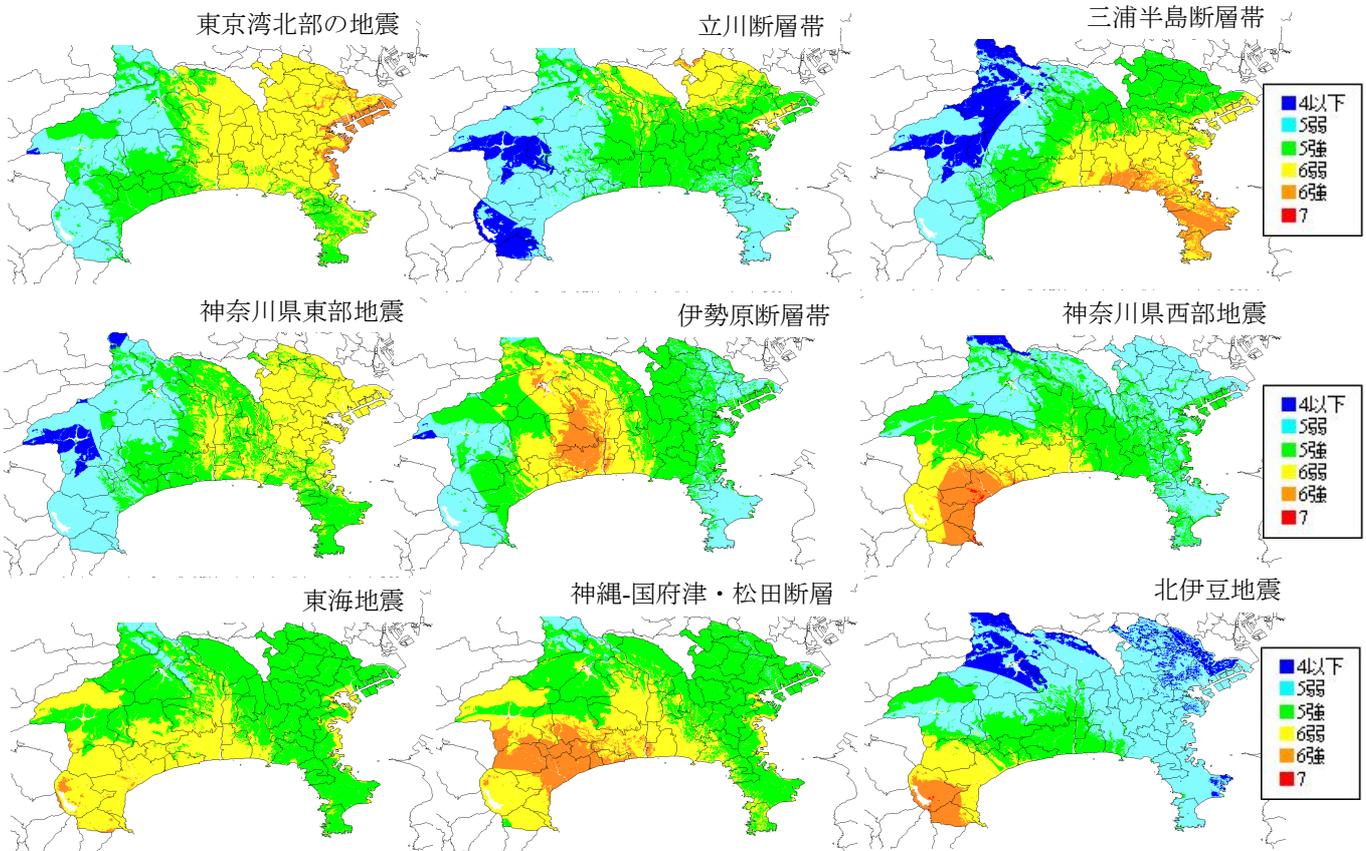


図 3 各想定地震による震度分布

\*1 構造計画研究所 防災・環境部 工修  
 \*2 神奈川大学 工学部 教授・工博  
 \*3 神奈川大学 工学部 助手

\*1 Kozo Keikaku Engineering Inc., M.Eng.  
 \*2 Prof., Dept. of Engineering, Kanagawa University., Dr.Eng.  
 \*3 Assoc., Dept. of Engineering, Kanagawa University.

最新知見の地震活動データに基づいた地震危険度を確率論的に評価する

=特徴=

- 任意の地点・再現期間・基準日に対する地震ハザードの評価が可能です
- 最大速度や加速度応答スペクトルによる地震動評価が可能です
- 対象建物の固有周期に合わせた地震ハザードカーブや一様ハザードスペクトルの出力、  
また、地震ハザードに影響を及ぼす地震種別の分析など、様々な評価が可能です
- 内蔵されている地震活動データはユーザによる編集が可能です
- 評価結果の図化が可能です※

(※一部の評価結果を除く)

## 地震ハザードの評価方法

### 地震活動のモデル化

- 主要98断層帯※1
- 主要98断層帯以外の活断層※1
- 海溝型地震※1※2
- 震源断層を予め特定しにくい地震※2

※1 地震ハザードステーション(J-SHIS)で利用されている防災科学技術研究所の断層形状データを利用

※2 地震ハザードステーション(J-SHIS)で利用されている防災科学技術研究所の断層形状データを数値化

### 地震動の予測に用いる距離減衰式

- 最大速度
- 司・翠川(1999) <基盤面>
- 加速度応答スペクトル
- 安中・山崎・片平(1997) <基盤面>
- 内山・翠川(2006) <基盤面>
- Kanno et al.(2006) <基盤面>

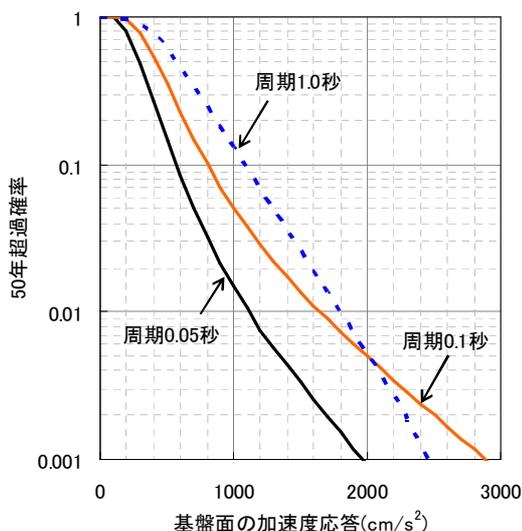
### 表層地盤増幅率

- 最大速度
- 藤本・翠川(2003)に基づき評価した地盤増幅率データベース
- ユーザ指定
- 加速度応答スペクトル
- 藤本・翠川(2003)に基づき整備したAVS30データベース(約250mメッシュ単位)を用いた地盤増幅率(Kanno et al.(2006)利用時のみ)
- ユーザ指定

## 評価事例

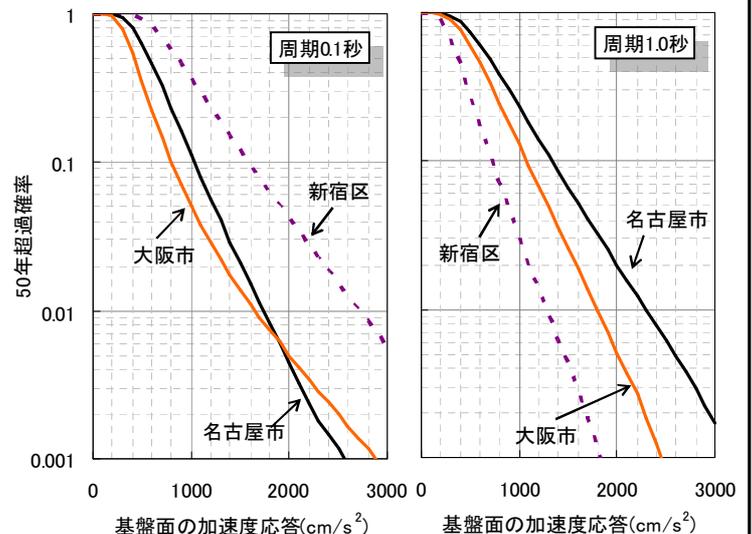
- 地震動の予測に用いた距離減衰式: Kanno et al.(2006)
- 評価基準日: 2008年1月1日

### 地震ハザードカーブ



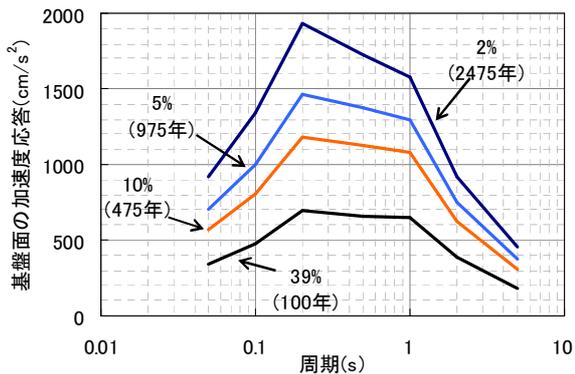
評価期間50年における大阪市の基盤面の地震ハザードカーブ(周期0.05秒、0.1秒、1.0秒)を示します。地点や周期を指定することにより、対象建物の周期特性に合わせた地震ハザードの評価を行うことができます。

### 地震ハザードカーブ地点比較



評価期間50年における大阪市、名古屋市、新宿区の基盤面の地震ハザードカーブ(周期0.1秒、1.0秒)を示します。複数地点の地震ハザードを比較することにより、周期によって、地点間の傾向が異なることがわかります。

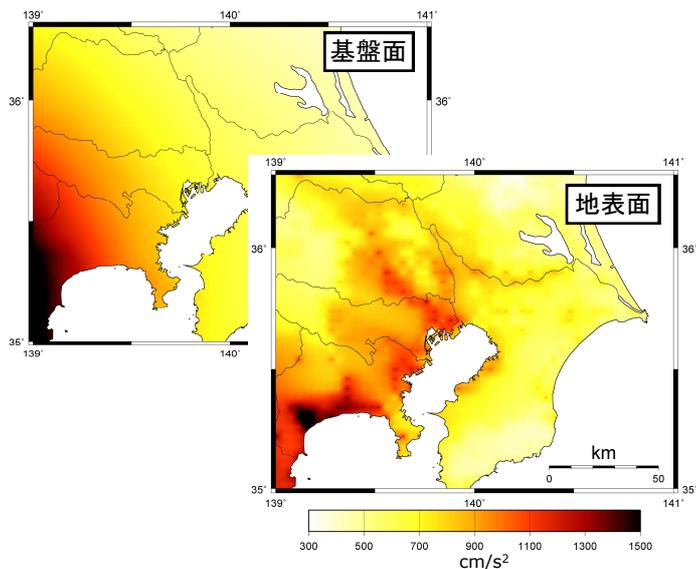
## 一様ハザードスペクトル



50年超過確率2%(再現期間2475年)、50年超過確率5%(再現期間975年)、50年超過確率10%(再現期間475年)、50年超過確率39%(再現期間100年)における、大阪市の基盤面の一様ハザードスペクトルを示します。

任意の再現期間に応じた加速度応答スペクトルを確率論的に評価することができ、設計用地震動の検証などに利用することができます。

## 地震ハザードマップ



0.04° 間隔で関東圏の基盤面および地表面の50年超過確率10%(再現期間475年)の加速度応答(周期1.0秒)を評価し、地震ハザードマップを作成した例を示します。基盤面から地表面までの増幅率は藤本・翠川(2003)に基づき整備したAVS30データをKanno et al.(2006)に適用して評価しています。

※本プログラムにGIS表示機能は含まれておりません。

販売開始日(予定): 2009年10月

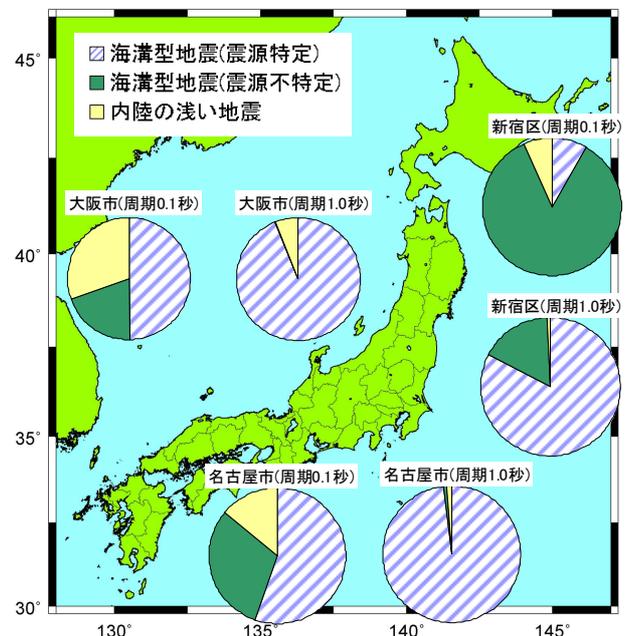
本稿の記載内容、評価結果は開発段階のものであり、今後見直す可能性がございます。  
本稿の一部の図の作成については、GMT Ver4.1.3を使用させていただきました。記して感謝いたします。

## 地震ハザードへの影響度

地震ハザードへの影響度とは、地震ハザード評価の対象となる全地震を地震のタイプ別にグルーピングし、全地震による超過確率に対して各グループが占める割合を評価したものです。本事例では「海溝型地震(震源特定)」、「海溝型地震(震源不特定)」、「内陸の浅い地震」の3種類にグルーピングを行いました。

今後50年間における大阪市、名古屋市、新宿区の基盤面の加速度応答(周期0.1秒、1.0秒)が400cm/s<sup>2</sup>以上となる確率に対して、各グループの影響度を円グラフで示したものです。

短周期では、周辺地域の地震環境の特徴によって、想定すべき影響度の高い地震の傾向が異なります。周期が長くなりますと、どの地域も長周期成分が卓越する「海溝型地震(震源特定)」の影響が大きくなることわかります。

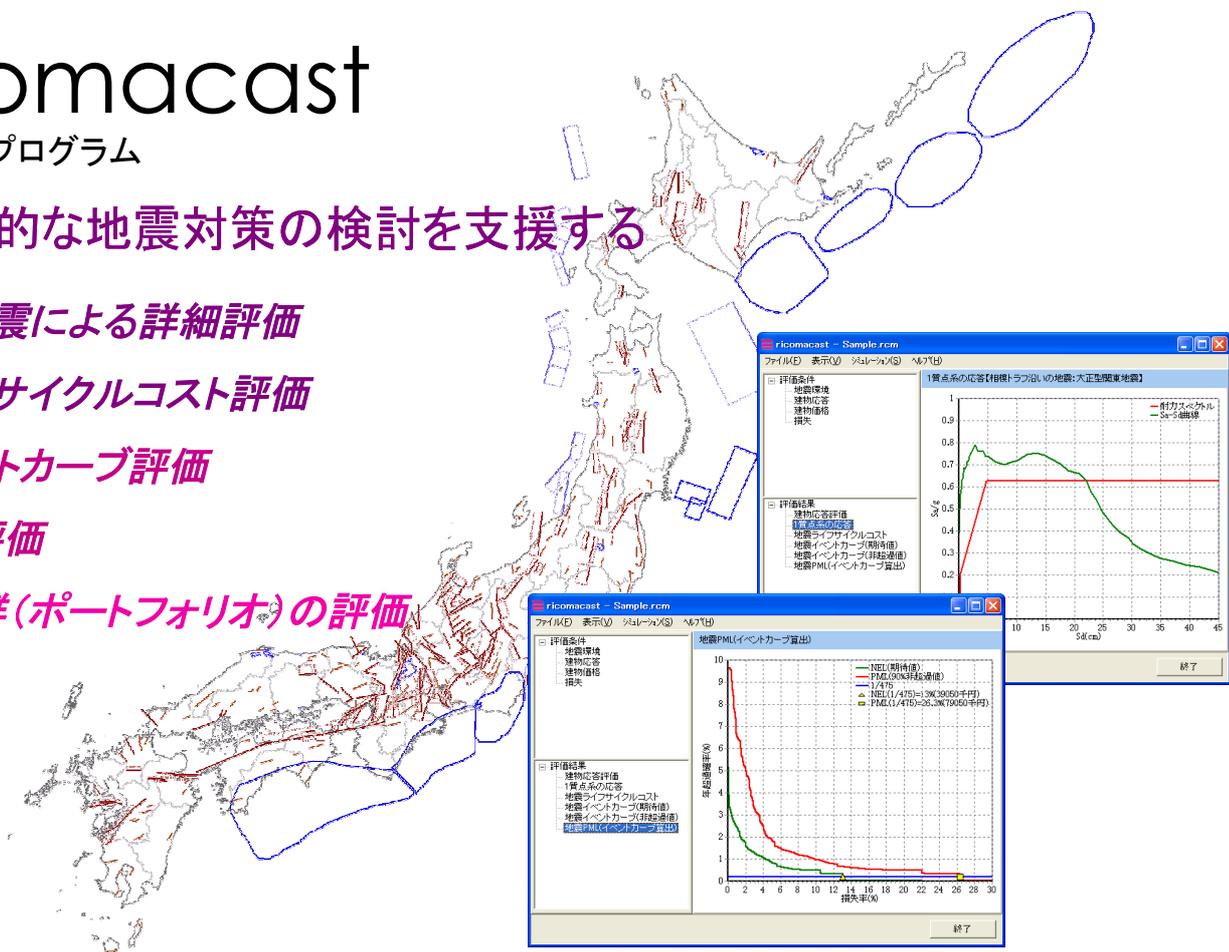


## カスタマイズ対応

本プログラムについては、機能追加や出力形式の変更等、お客様のご利用目的に応じてプログラムのカスタマイズを受託開発として対応いたします。  
ご質問、ご要望などがございましたら、本誌最終頁のお問い合わせ先までお願いいたします。

### 建物に効果的な地震対策の検討を支援する

- シナリオ地震による詳細評価
- 地震ライフサイクルコスト評価
- 地震イベントカーブ評価
- 地震PML評価
- 複数建物群(ポートフォリオ)の評価



### ricomacastとは?

ricomacastは、建設地周辺の活断層の状況や過去の地震活動状況をふまえて、建物の地震リスクを評価するプログラムです。日本全国の地震活動モデルのデータベースと、建物の地震リスクを評価するために必要な基本機能を内蔵しており、建物の属性を設定することにより、対象建物の地震リスクを評価することができます。

### 震源

現在の工学的知見に基づく地震情報データベースを利用して評価することができます。また、GIS機能を標準搭載しており、建物周辺の地震環境を地図上で確認することができます\*1。

#### [地震情報データベース]

- 主要98断層帯\*2
- 主要98断層帯以外の活断層\*2
- 海溝型地震\*2\*3
- 震源断層を予め特定しにくい地震\*3

\*1 国土地理院刊行の数値地図25000(行政界・海岸線)を基本地図として利用  
 \*2 J-SHISで利用されている防災科学技術研究所の断層形状データを利用。  
 \*3 J-SHISで利用されている防災科学技術研究所の断層形状データを数値化。

### 建物応答評価

建物応答は応答スペクトル法により評価します。建物の耐カスペクトルは、以下の4つの設定方法を用意しています。構造計算や耐震診断結果等に基づいた設定を支援しています。

#### [耐カスペクトルの設定方法]

- 保有水平耐力(せん断力係数Ci)の入力
- Bird-21保有水平耐力計算結果を利用する
- Is値の入力
- 耐カスペクトルの直接入力

### 動作環境

- 対応OS : Microsoft Windows XP 日本語版  
Microsoft Windows Vista 日本語版
- CPU : Pentium 4以上
- 必要メモリ : 512MB以上
- プロトコル : TCP/IP(同一ルータ内で接続されている範囲)
- その他 : USBポートにセキュリティデバイスの接続が必要でインストールには管理者権限が必要です

### 震源特性・伝播経路特性とサイト増幅特性の評価

応答スペクトルの距離減衰式と地盤種別による増幅特性を与えて評価します。

#### [距離減衰式・地盤種別]

- 安中・山崎・片平(1997)
  - ・建築基準法に基づく地盤種別のサイト増幅特性
  - ・ユーザー指定によるサイト増幅特性
- 山内・山崎・若松・SHABESTARI(2001)
  - ・11種類に分類された地盤種別のサイト増幅特性

### 損失評価

フラジリティおよび再調達価格により評価します。フラジリティはユーザーが自由に設定することができます。また、既往の研究結果を参考に設定したフラジリティを内蔵しています。

#### [フラジリティ]

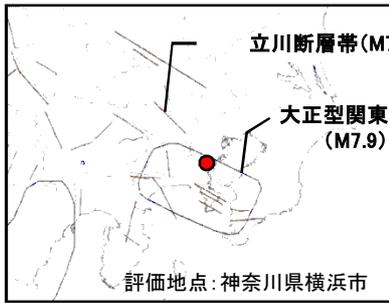
- 鉄筋コンクリート造
- 鉄骨造
- 鉄骨鉄筋コンクリート造
- 非構造部材(加速度依存)
- 非構造部材(層間変形角依存)

### システム開発(受託開発)

ricomacastは単独で動作するソフトウェアですが、お客様のニーズに合わせたカスタマイズに対応いたします。  
 「自社独自の損傷評価モデルやコストモデルをricomacastに導入したい」、  
 「自社の仕様に合わせたレポート出力機能が欲しい」等のご要望にお応えします。

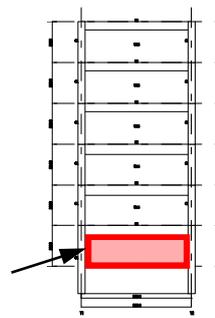
# ricomacast を利用した地震リスク評価例

## 評価地点と周辺の地震環境



## 建物モデル

- ・現状  
地上6階、RC造  
1Fにピロティを有する  
旧耐震に準拠した建物  
建物再調達費用 3億円
- ・耐震対策案  
1Fピロティに壁を増設  
補強費用 1千万円



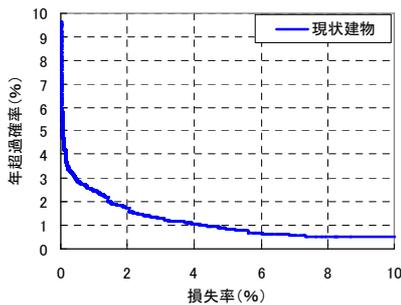
## 評価条件

- 距離減衰式: 安中・山崎・片平 (1997)
- 地盤種別: 第2種地盤 (建築基準法)
- 評価基準日: 2007年8月

### 評価1: 周辺の地震環境をふまえた現状建物の地震リスクはどの程度?

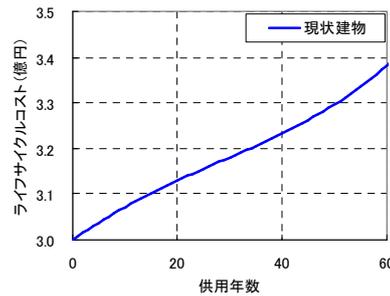
現状建物の地震リスクを評価します。

地震イベントカーブ (期待値)



損失率とは、建物が地震を受けたときに生じる損失を建物の再調達費用で除した割合です。年超過確率とは、それ以上の損失が生じる年間あたりの確率です。

地震ライフサイクルコスト



地震がもたらす長期的なキャッシュフロー (ライフサイクルコスト) への影響を評価します。

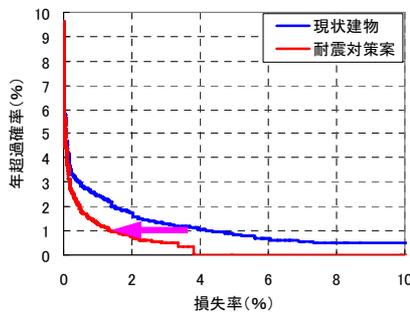
再現期間100年 (年超過確率1%) の地震に対して予想される損失期待値は約4% (0.12億円) である。

30年間の地震ライフサイクルコストの期待値は約2千万円。

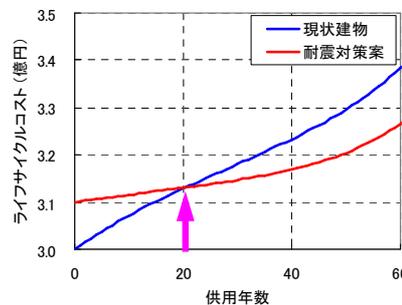
### 評価2: 耐震対策の効果は?

耐震対策前後の地震リスクを比較評価することにより、耐震対策の効果を検討します。

地震イベントカーブ (期待値)



地震ライフサイクルコスト



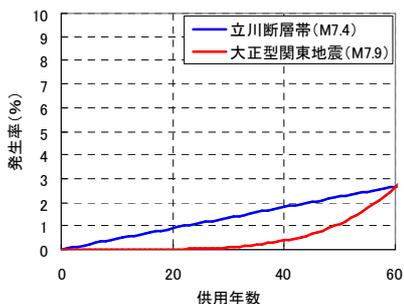
旧耐震基準の現状建物は地震に対するリスクが高いために急勾配のグラフになっています。一方、耐震対策を施した場合には初期投資が発生しますが、地震に対するリスクが低減されるために緩勾配のグラフになります。

再現期間100年 (年超過確率1%) の地震に対して再調達費用の約2%の損失低減。

耐震対策のために初期投資は発生するが20年後には地震ライフサイクルコストが逆転する。

### 評価3: 発生リスクの高い地震は?

建物周辺で予想される地震の発生リスクを地震調査研究推進本部による長期評価結果に基づき評価します。



評価基準日と確率分布 (BPT分布、ポアソン過程) により評価します。

M7.4クラスの立川断層帯による地震の40年発生確率は約2%である。

### その他にも...

ricomacast では、以下のような評価を行うことができます。

#### □ 建物の応答結果の確認

シナリオ地震に対する等価1質点系の建物応答評価結果 (加速度、変位) を確認することができます。

#### □ 地震PMLは?

90%非超過値のイベントカーブより地震PMLを評価することができます。

#### □ 複数の建物についての地震リスクは?

複数建物群 (ポートフォリオ) の評価を行うことにより、保有する複数の建物に対する地震リスクを評価することができます。

## Sensitivity Analysis for Deteriorating Bridges using Bus Acceleration Sensors

**Akito YABE(NAGAI)**  
Civil Engineer  
KOZO KEIKAKU Engineering Inc.  
Tokyo, Japan  
[nagai@kke.co.jp](mailto:nagai@kke.co.jp)

**Kejian YANG**  
Civil Engineer  
KOZO KEIKAKU Engineering Inc.  
Tokyo, Japan  
[yki@kke.co.jp](mailto:yki@kke.co.jp)

**Ayaho MIYAMOTO**  
Professor  
Yamaguchi University  
Yamaguchi, Japan  
[miva818@yamaguchi-u.ac.jp](mailto:miva818@yamaguchi-u.ac.jp)

### Summary

Because many infrastructures such as bridges will entrance their last stage of designed durability in Japan, it becomes much more important to judge whether replace them or use them continuously over their designed durability while doing maintenance. An old bridge should be inspected much exactly by expert engineers rather than at its initial stage of lifetime. Now, the structural health monitoring (SHM) technique makes it possible to gather more and more useful data to investigate damages. Whether inspection by expert engineers or SHM, the cost problems for sustainable bridge maintenance should be solved first. In this paper, a concept of detecting damage signs in long-term service bridges using acceleration response of running bus on the bridges. The conclusions of this paper will give good references to develop a creative useful method for sustainable bridge maintenance.

**Keywords:** Detect Damage Signs, Bridge Maintenance, SHM, Bus, Acceleration.

### 1. Introduction

Many infrastructures will go into their last stage of designed durability in Japan, especially many bridges which were constructed in high economic growth period will be soon over their designed durability. It becomes urgent to judge whether replace them or use them continuously over their designed durability while doing maintenance, and those maintenance works were done by expert engineers usually. Because a last stage bridge will be exposed danger situation by usual action, generally many expert engineers, long time, enough budget are required for those works. However, it is known that the budget and expert engineers are not enough to finish those hard works soon and it is also no time to wait now.

Some technologies are developed in all over the world now, and one of these technologies is “structural health monitoring (SHM)” that gives us much more useful data to investigate damages automatically. Many sensors have been applied and researched to monitor static or dynamic behavior of bridges, for example, accelerometers, strain gauges, deflection transducers, optical fibers, corrosion sensors and so on. As we know, the developed technics of SHM are still not enough to solve initial and running cost problem for sustainable bridge maintenance. Now, many sensor’s life time is shorter than service time of the bridge, therefore, the installed sensors in a bridge should be changed periodically, and the power supply problems for the sensors are also need to be solved.

A reasonable method was studied for detecting a bridge structure with a severe damage in a local area. A creative idea of detecting damage signs in long-term service bridges by using an accelerometer installed on bus and its response is proposed here. In this paper, the experimental investigation of a normal RC bridge by a local bus was performed, and it showed that monitoring a bridge vibration by the bus running on the bridge is possible. Next a sensitivity analysis for deteriorating bridges using a bus acceleration response by applied “Substructure Method” is done, and a new reasonable method for detecting the severe damage on a bridge for the sustainable bridge maintenance is built in this paper.

## 2. Bridge Monitoring System by using Bus Acceleration Sensors

A monitoring experiment of a real RC bridge named KAWANE-bridge by accelerometers installed on both local public bus and the bridge was carried out, and the measurement results between the bridge vibration and the bus vibration were compared. Therefore, the important mutual relation of these two measured accelerations was found.

### 2.1 Bus Acceleration sensors

Fig.1 shows a under-use local public bus using in the monitoring experiment and the positions of installed acceleration monitoring sensor. A1 was installed on the body of bus and A2 was installed on the rear axis of bus. Both sensors was monitoring vertical acceleration. In this paper, it is focused on only A2 rear axis acceleration response.

Sensors have been obtained from normal dealer. The acceleration responses of bridge shown in Fig.2 and wheel axis of the local public bus at the same time when the bus was running on the bridge were measured, and the monitoring sampling ratio is 1000Hz.

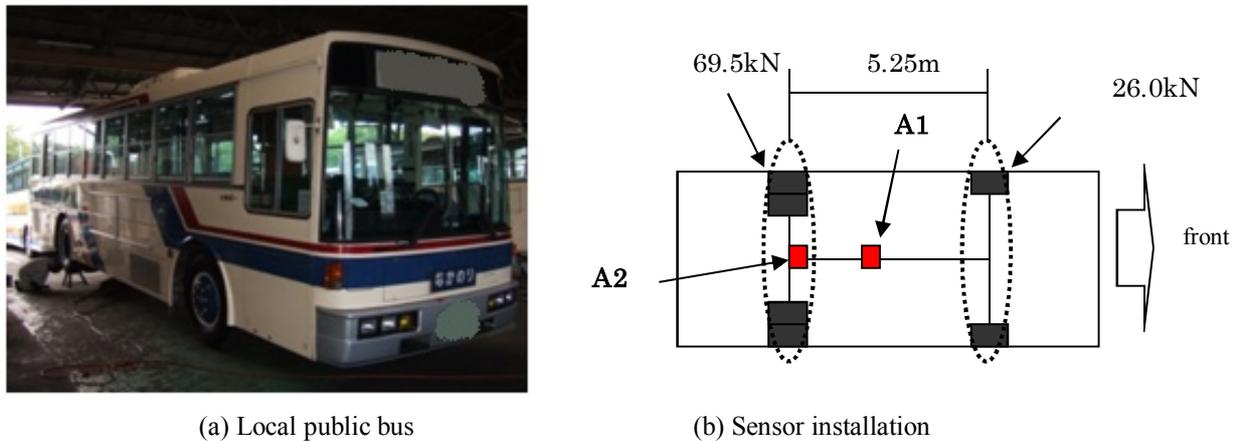


Fig.1 Local public bus and acceleration monitoring sensor installation

### 2.2 Experiment on ‘KAWANE-bridge’

Fig.2 shows RC bridge for monitoring experiment by acceleration monitoring sensor, which was constructed 44 years ago at Ibaraki prefecture in Japan, and it is still in sound condition now. This bridge includes 4 main girders and 6 spans, and the length of each span is about 22m. The accelerometer was installed at the center of a side girder, and the monitoring sampling ratio is 1000Hz .

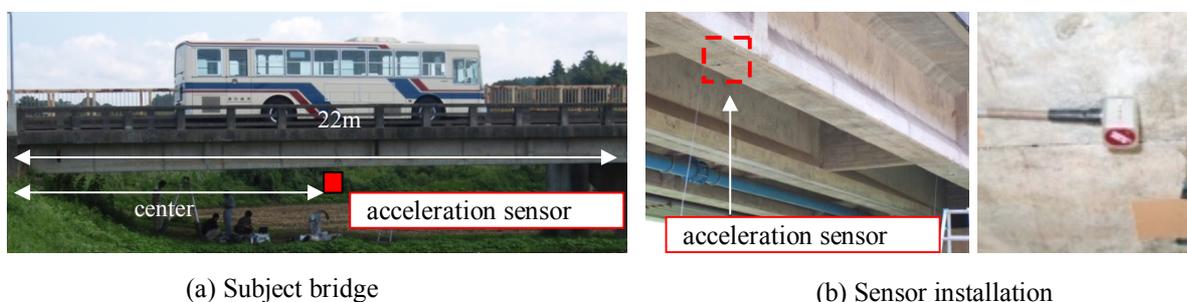


Fig.2 Subject bridge and acceleration monitoring sensor installation

### 2.3 Experiment Result

Fig.3 shows a comparison of vertical acceleration responses between object bridge and local bus wheel axis at the same time when bus running with 30km/h on the bridge. The local bus rear axis acceleration response was multiplied by 0.03 in order to get same scale two responses. It is clear that there is a linear relationship between local bus rear axis acceleration response and bridge acceleration response.

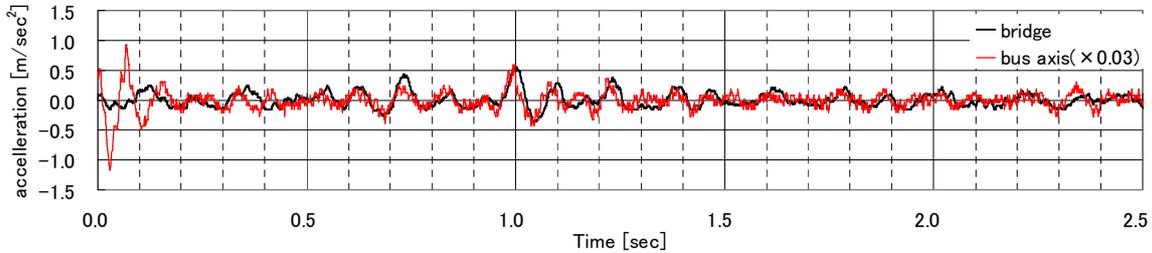


Fig.3 Compare bridge acceleration and bus axis acceleration at same time

Next investigation is the comparison of frequency distribution of local bus axis acceleration and bridge's one. FFT method is not enough by uncertainty principle, because the time of comparison is very short, so that Gabol continuous wavelet transform was performed here. The wavelet transform can be expressed as follows:

$$\Psi_{a,b}(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{x-b}{a}\right) x(t) dt \quad (1)$$

where

$$\psi(t) = \frac{1}{2\sqrt{\pi a^3}} e^{-\frac{t^2}{2a^2}} e^{-iat}, \quad \Psi_{a,b}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right)$$

$a, b$ : scale parameter

Therefore wavelet scale parameters are able to transform frequency  $\omega$ . And scale parameters are a flexible, so if the scalogram was calculated then the frequency distribution of local bus axis acceleration and bridge's one can be compared.

Fig.4 shows comparison of frequency distribution with Gabol wavelet transform scalogram. Fig.4 (a) was obtained from the object bridge acceleration, (b) was obtained from bus. Both red dot square areas in scalograms are shown passing rear tires on the center of the bridge just in time. In those areas, both scalogram shapes are similar. It shows that frequency distribution is also similar.

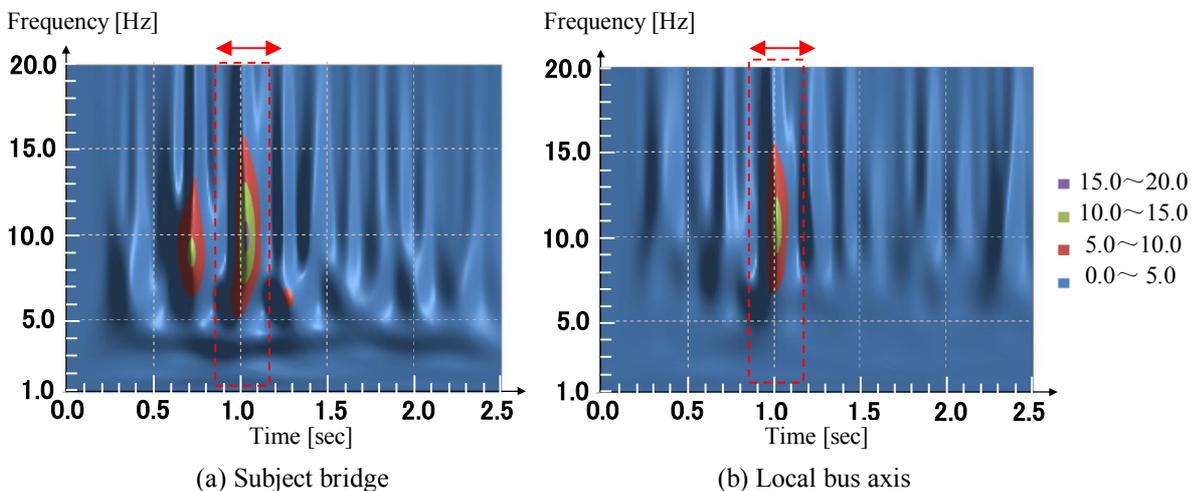
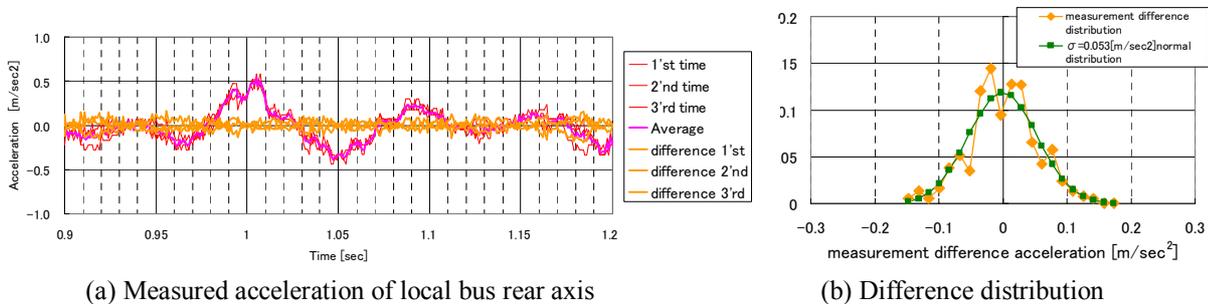


Fig.4 Compare frequency distribution with Gabol wavelet transform scalogram

Fig.5 (a) shows measured accelerations of local bus rear axis at three times, which red lines are measured acceleration and orange lines are measured difference form averaged acceleration. Fig.5 (b) shows the difference distribution from average. It shows that measuring difference distribution follows the normal distribution. Therefore average with many sampling close to a constant value to assess the bridge condition using local bus rear axis acceleration.



(a) Measured acceleration of local bus rear axis (b) Difference distribution  
Fig.5 Compare frequency distribution with Gabol wavelet transform scalogram

### 3. Sensitivity Analysis for a virtual Deteriorating Bridge

#### 3.1 Summary of Analysis

When a vehicle passes on bridge expansion joints and the bump of the road surface, it causes vehicle vibrations. Then the vibrations transmit to the bridge. These dynamic interaction will causes stronger vibrations of vehicle and bridge. Especially a dynamic interaction problem such as stronger vibrations of vehicle and bridge, an advanced structural analysis method e.g. “Substructure Method” was applied by FE (Fig.6) model. Substructure method equations are shown as (2).

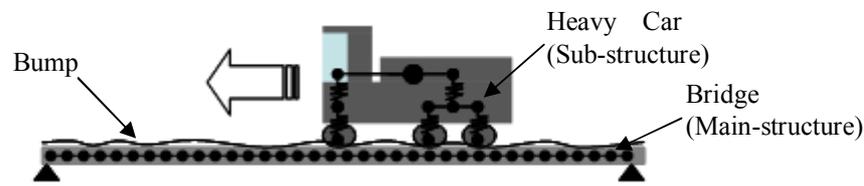


Fig.6 A conceptual diagram of dynamic interaction problem with vehicle and bridge

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} M_{ff} & M_{fg} \\ \text{sym} & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_f \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ff} & C_{fg} \\ \text{sym} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_f \\ \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} \\ \text{sym} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_f \\ u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ R_g \end{Bmatrix} \dots \textcircled{1} (\text{Main - structure}) \\ \begin{bmatrix} M_{ff} & M_{fg} \\ \text{sym} & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_f \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ff} & C_{fg} \\ \text{sym} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_f \\ \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} \\ \text{sym} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_f \\ u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ R_g \end{Bmatrix} \dots \textcircled{2} (\text{Sub - structure}) \end{aligned} \quad (2)$$

Where

$\ddot{u}_f, \dot{u}_f, u_f$  : Degree of freedom response

$\ddot{u}_g, \dot{u}_g, u_g$  : Degree of fix response

$F$  : Inputing reaction force

$R_g$  : Reaction force

The substructure algorithm can be summarized as follows. At first equation of motion concerning a Vehicle (sub-structure) is used to getting the solution of reaction forces which can be written as a live-load vector on a bridge. When these reaction forces vector put on a bridge, an equation of motion concerning a bridge (main-structure) was used to getting the solution of displacement of the bridge. These displacements are applied to vehicle wheels. In this step, the

vehicle influence is appeared only as a reaction forces vector. The bump displacement on the bridge is added to a bridge displacement vectors for applied to a vehicle wheels. If this displacement was applied to the vehicle wheels, an equation of motion concerning a Vehicle (sub-structure) which can be built to getting the solution of reaction forces. These processes are iterated.

Fig.7 shows a FE structural analysis model for comparison acceleration response to assess severe condition or not. This FE model is turned real bridge(ref. Fig.2). Fig.7 (b) is local public bus model.

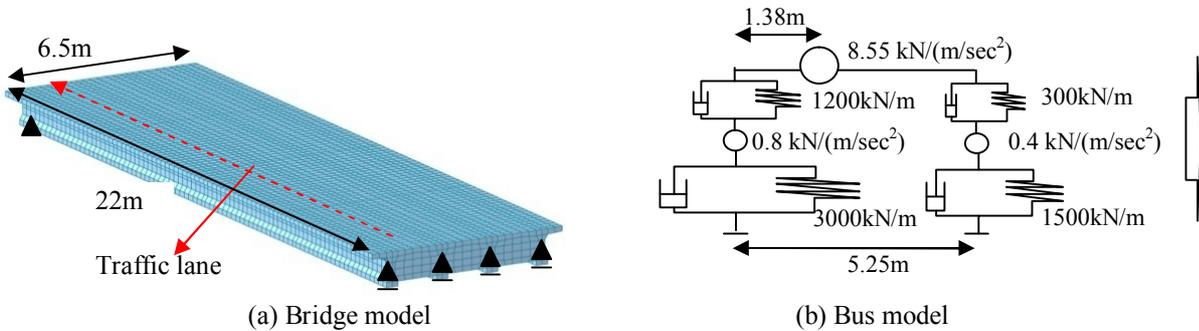


Fig.7 FE structural analysis model

The local bus model is going on the bridge model at 30km/h on traffic lane solving dynamic interaction problem. Fig.8 shows comparison of strain between a real bridge measurement and a FE structural analysis model at the center of one girder. The results are coincide well each other.

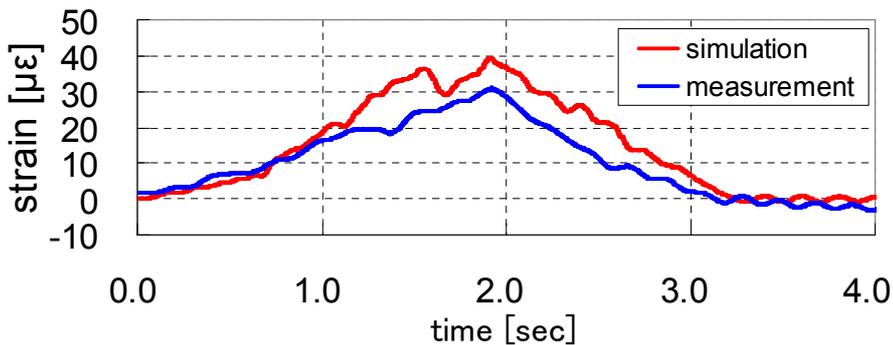


Fig.8 A comparison of strain between a real bridge and a FE structural analysis model

Fig.9 shows 2 type assumptions with severe damaged area. Type A assumed a condition of all main girder's undersurface damaged. Type B assumed a more damaged condition that one girder is severe deteriorating. Calculations of no damage type and above two damaged types by FE model were carried out.

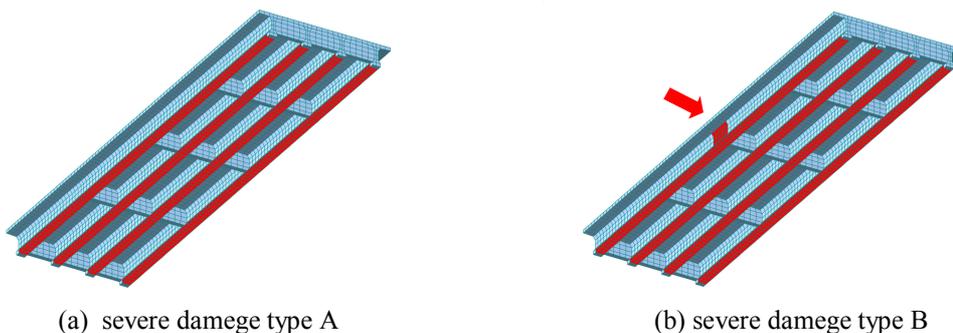
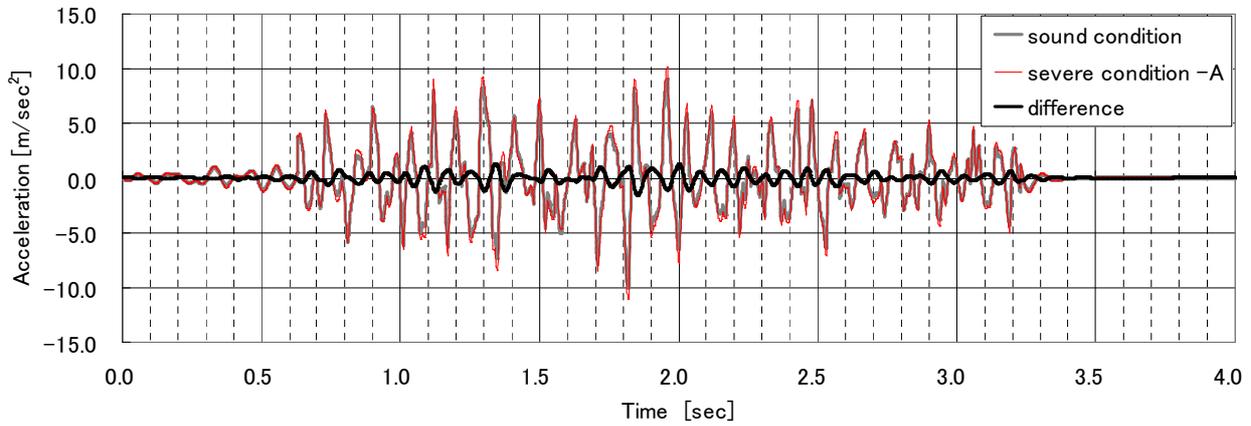


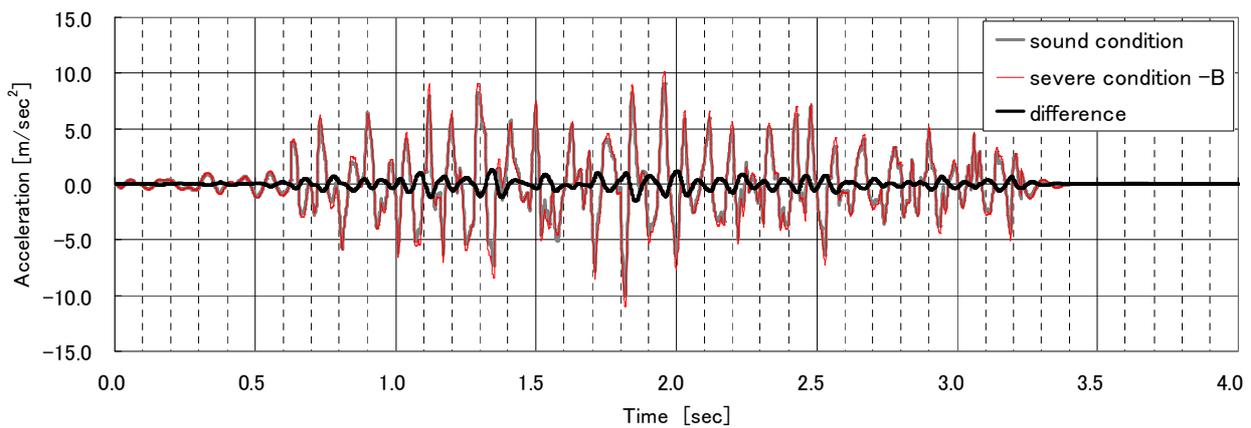
Fig.9 Assumption with severe damaged area

### 3.2 Analysis Result

Fig.9 and Table.1 show results of acceleration response of local bus rear axis. The gray line is result at sound condition. The red line is results at severe damage condition type A and B. The black line is the difference between sound and severe condition. It can be found the difference about 14% between sound and severe 2 types condition with damaged. By the difference from those responses on real bridges, it can be assessed whether bridge is in severe condition or not.



(a) severe damage type A



(b) severe damage type B

Fig.9 Comparison acceleration response severe condition or not and the difference

Table.1 difference acceleration

Damage Type	Max acceleration	Difference of Max acceleration from No damage
No damage	9.06 m/sec <sup>2</sup>	-
Type A	10.16 m/sec <sup>2</sup>	1.27 m/sec <sup>2</sup> (+14.0%)
Type B	10.10m/sec <sup>2</sup>	1.31 m/sec <sup>2</sup> (+14.5%)

#### 4. Concerning considerations of the sustainable bridge maintenance

In inspection by expert engineers or SHM, the cost problems for sustainable bridge maintenance should be solved first. The above results of experiment and sensitivity analysis show possibility of using a bus acceleration monitoring for reasonable assessment of the bridge condition. Therefore, It can be considered to apply a newly monitoring system by using a local bus transportation system. A creative idea concerning using local bus transportation system to monitor bridges at a certain local area (Fig.10) is proposed here. This system gives following merits. At first, only installing one acceleration sensor on a bus can monitor major bridges at a certain local area, so that the monitoring initial cost problem was reduced. Next, problem such as power supply to sensors will also be solved by using the bus battery. Another monitoring running cost problems is sensor maintenance, especially for necessary change of sensors sometimes, which could be solved by doing maintenance at bus station. Therefore it is no necessary to go to a lot of places to install sensors on bridges and to maintenance or change sensors there if using a bridge monitoring system with a bus. These merits solve almost all cost problems for sustainable bridge maintenance.

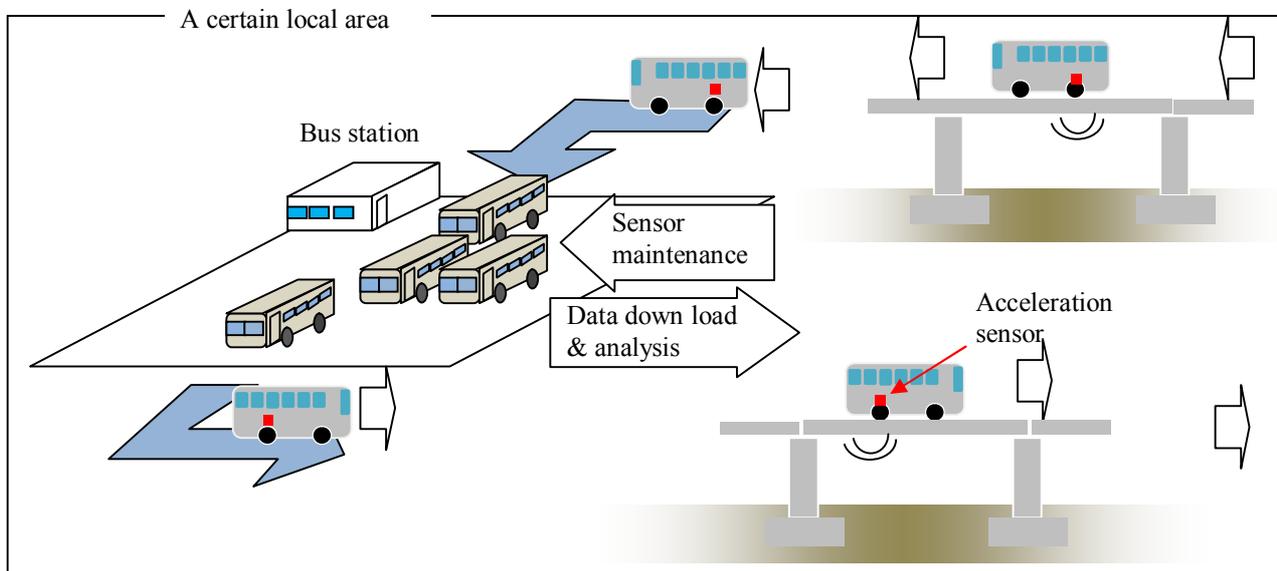


Fig.10 Local bus transportation system to monitor bridges at a certain local area

#### 5. Conclusions

Main conclusions about foundational investigation for reasonable method of detecting sever damaged and sustainable bridge maintenance can be drawn as follows.

- (1) Local bus rear axis acceleration response has liner relation with bridge acceleration response.
- (2) It is possible to use a bus acceleration monitoring system for assessment of the bridge condition.
- (3) Sensitivity analysis results by applied “Substructure Method” were shown that a bus acceleration is useful for evaluation of the bridge condition.
- (4) A foundational investigation for reasonable methods of detecting bridge with sever damage by sustainable bridge maintenance is carried out.

## 5.1 References

- [1] JEAN-ARMAND CALGARO, ROGER LACROIX, “Maintenance et Réparation des ponts”, 2002.6, Nippon Structural Inspection and Technology Association., pp.48-51
- [2] JSCE, “Standard Specifications for concrete structures-2007, Design”, 2007, pp. 1718-1731
- [3] JSCE, “PROCEEDING OF COLLOQUIUM ON BRIDGE VIBRATION”,1997.10.30. (in Japanese)
- [4] Subcommittee on Bridge Vibration Monitoring Committee of Structural Engineering JSCE, “Guidelines for Bridge Vibration Monitoring”, 2000.9. (in Japanese)
- [5] Fujino Y. A study of train intelligent measurement system using acceleration of train. Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems. Proceedings of SPIE, 2007, 6529(65291H).
- [6] Ishii H, Fujino Y, Mizuno Y, Kaito K. A development of train intelligent monitoring system using acceleration of train. J. of Construction Engineering and Management, Japan Society of Civil Engineers, Division F, 2008, 64(1): 44-61. (in Japanese)
- [7] Yabe, A, Araki, H, and Miyamoto, A. 2008. Application of traffic vibration simulator to damage detection for bridge maintenance, IABSE Conference on Information and Communication Technology for Bridges, Buildings and Construction Practice, June 4-6, Helsinki.

# 移動活荷重と構造物の動的相互作用解析プログラム

## DALIA

DYNAMIC INTERACTION ANALYSIS PROGRAM FOR LIVE LOAD AND ANY STRUCTURE

DALIA は、車両－構造物の動的相互作用を考慮した移動荷重を伴う時刻歴動的応答解析プログラムです。近年、橋梁や高架橋の耐久性の向上を図る上で、交通振動による構造物及び周辺環境への影響軽減のための対策が求められています。

DALIA は、このような様々な交通振動問題に対して、比較的容易に振動予測シミュレーションを行うためのプログラムです。

### 機能概要

#### 解析手法

地盤－構造物連成系問題で広く用いられているサブストラクチャー法を採用しています。

サブストラクチャー法とは、列車系と構造系とを分離して、各々の系を別の運動方程式で定式化します。列車系と構造系とは適合条件を元に、自由度間の外力と強制変位加振で連結され、各々の系に対する相互作用として計算させる方法です。

サブストラクチャー法による最大の利点は、特殊な場合を除き、扱うマトリックスの性質が対称の正定マトリックスであり、各種の実績のあるマトリックスソルバーを活用することができます。

#### 解析機能

機能項目	適用	備考	
解析機能	初期状態作成	動的応答解析前の状態の作成	自重等による初期釣り合い状態を作成
	固有値解析	・リダクション ヤコビ法 ・サブスペース法	質量のある自由度数が300以下の場合にはヤコビ法 それ以上ではサブスペース法
	動的解析	・直接積分法	サブストラクチャー1では加振力入力解析、サブストラクチャー2では多点強制変位加振解析

#### 要素種別

バネ	2自由度間バネ
ビーム	材端バネビーム
板曲げ	ミンドリン・ライスナー8点厚板要素
ソリッド	8点1次立体要素
ダンパー	2自由度間ダンパー
節点数	10000
要素数	10000

#### 入力機能

- ・入力データ書式：テキストデータ書式(CSV形式)
- ※ 車両情報、軌道狂い等の情報はプログラムに含まれていません。

#### 出力機能

- ・節点：加速度、変位時刻歴
- ・要素：バネ、ビーム断面力履歴
- ・その他：固有モード図、応答変位図(BMP形式)

#### 表示機能

マウス操作による3次元ウォークスルー表示システム搭載により、入力したデータを簡単に確認することができます。

解析中にリアルタイムに変形の様子を確認することができます。



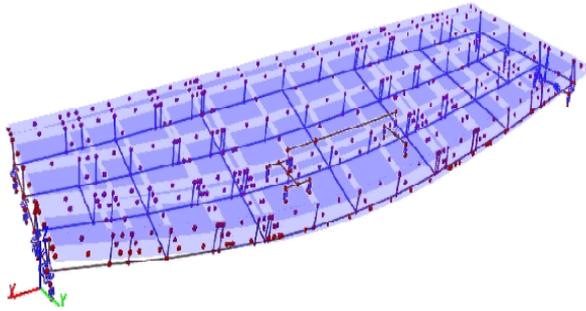


図-1 変形図

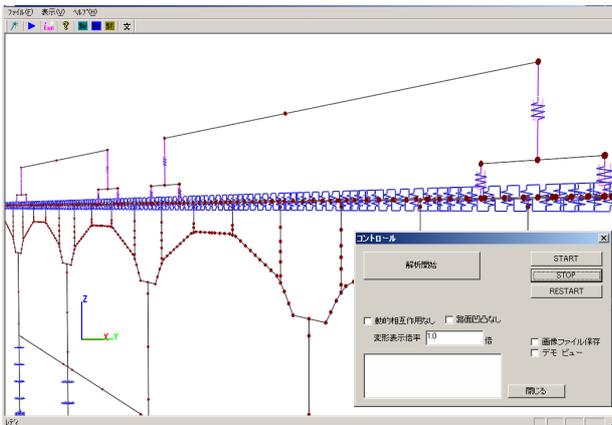


図-2 解析実行画面

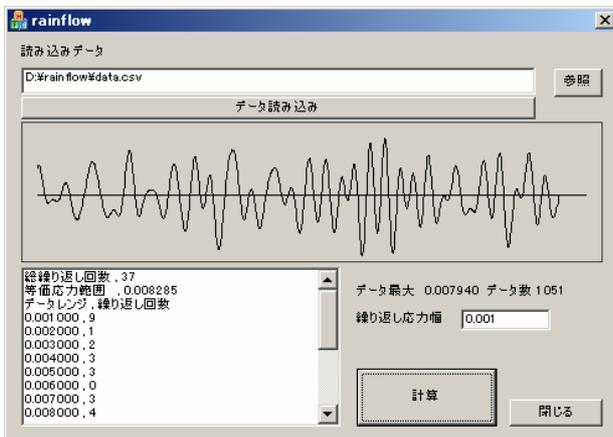


図-3 出力画面図

## ◆ 評価例

- 列車走行時における安全性評価
- 列車走行時における乗り心地評価
- 列車走行時の運行計画
- 環境振動問題
- 繰り返し活荷重による疲労問題
- 振動抑制デバイス設置計画
- モニタリングセンサー設置計画

## ◆ レンタル価格

期間	価格（税別）
4ヶ月	50万円
1年	100万円

※ 現時点での販売は行っておりません。レンタルのみとなります。

## ◆ 動作環境

- 対応機種 : IBM PC/AT 互換機
- 対応 OS : Microsoft Windows 2000、XP
- CPU : Pentium III 以上推奨

※ OpenGL 対応グラフィックカードが必要です。

- 必要メモリ : システムが使用する以外に 64MB 以上推奨
- HD : 1 ケースあたり 100MB 以上推奨
- マウス : マウスホイールを有するマウス
- その他
  - ・入力データを作成するために、テキストエディターもしくは、Microsoft Excel 等の表計算ソフトが必要です。
  - ・USB ポートにセキュリティデバイスの接続が必要です。

## ◆ 受託解析

評価例に記載した内容等について DALIA を用いた受託解析によるコンサルティングサービスを行っております。

※ Windows は Microsoft Corporation の登録商標です。

※ 記載内容は 2009 年 4 月時点のものです。システムの内容、機能、価格等については、予告なく変更することがあります。

# FBG センサーを用いた静的荷重載荷時の損傷同定

株式会社 構造計画研究所 ○正会員 三橋 祐太 正会員 楊 克俊  
渡辺 一彦 山本 一美

## 1. はじめに

本研究は、光ファイバー分布センシングシステムを用いて静的荷重時の構造物の損傷を推定する、静的損傷同定手法を確立するものである。本報告では単純梁で実験を行った。この手法は実橋モニタリング実測に応用可能である。

## 2. 静的荷重時の損傷同定確認実験概要

試験体として用いた単純梁（アルミ棒）の形状を図 1 に示す。

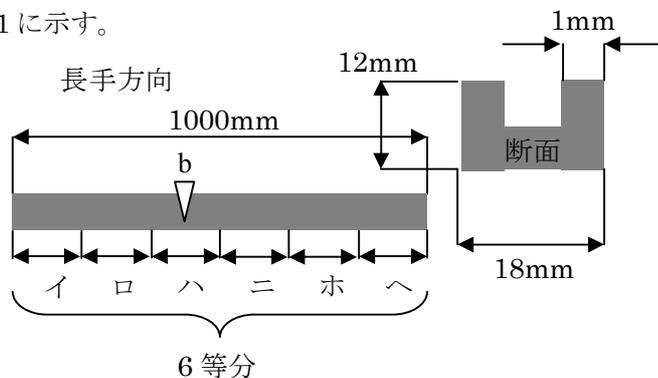


図 1 アルミ棒寸法

試験体は完全なもの(A)と、損傷を与えたもの(B)の 2 本を用意した。B には図 1 に示す b 位置に切り込みを入れることにより損傷を与えた。

更に、試験体に対して FBG センサーを設置することでセンシングシステムを構築する。試験体の長手方向をイ区間～ヘ区間に分割し(図 1)、各々の区間に FBG センサーを設置することで各区間のマクロ歪みを測定する。(図 3)。FBG センサーとは、光ファイバーを用いた歪みセンサーであり、光ファイバーの軸方向の歪みが入射波の散乱光の卓越周波数と相関関係を持つことを利用して歪みを測定するセンサーである。FBG センサーはロングゲージセンサーであり、得られる歪みは局所的なものではなく区間全体としてのものである。

これらの試験体に対し A はニ区間中央部、B はロ区間中央部にゆっくりと載荷、除荷を繰り返すことに

キーワード：ヘルスマニタリング、FBG センサー、損傷同定、光ファイバー、分布センシング

連絡先：〒164-0011 東京都中野区中央 4-5-3 TEL：(03)5342-1138 FAX：(03)5342-1238

より各区間におけるマクロ歪みを測定した。

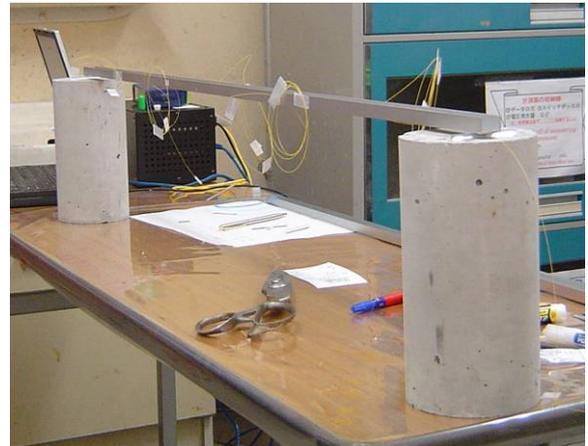


図 2 実験風景

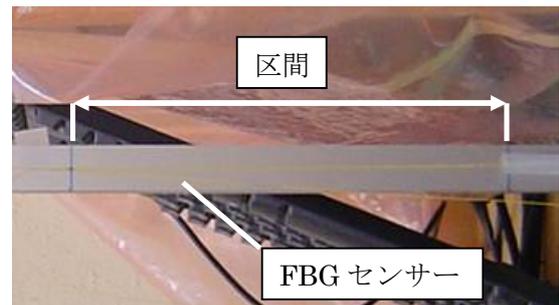


図 3 FBG センサー

## 3. 静的荷重載荷時の損傷同定

損傷のない単純梁では歪みの分布が載荷位置を最大として線形分布になるのに対し、損傷箇所においては歪みが損傷のない場合の理論値より大きくなることを用い、損傷同定を行う。得られた各区間での歪みを載荷区間の歪みとの比として見ることにより、荷重の大きさに依らず損傷同定を行うことができる。

それぞれの単純梁において得られた歪み時刻歴を図 4～図 5 に示す。但し二つのケースでは、載荷位置や載荷荷重は異なる。

載荷区間の歪みを横軸に、他の区間の歪みを縦軸としてプロットしたのが図 6 及び図 7 である。黒の直線は損傷のない場合の理論値を示したものである。

を停止させた際の歪みを測定し、歪みの比を確認した。定期的なモニタリングによって、歪みの比を指標とし実橋の現状評価を行っている。現状この橋の健全性を確認している。川根大橋のモニタリングの詳細に関しては別報において行う。

表 1 実験値と理論値(損傷なし)との比

区間	実験値 (A)	理論値 (A)	比率 (A)	実験値 (B)	理論値 (B)	比率 (B)
イ	0.16	0.14	1.12	0.40	0.33	1.20
ロ	0.45	0.43	1.05			
ハ	0.75	0.71	1.05	1.62	0.78	2.08
ニ				0.54	0.56	0.97
ホ	0.63	0.60	1.05	0.31	0.33	0.93
へ	0.21	0.20	1.05	0.11	0.11	0.99

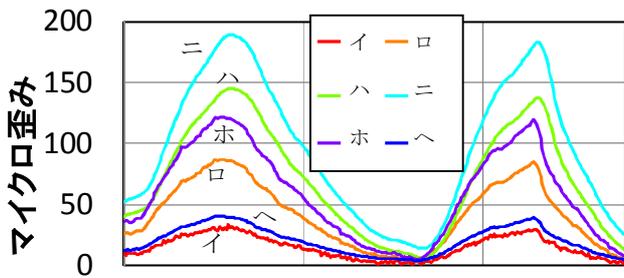


図 4 歪み時刻歴 (アルミ棒 A)

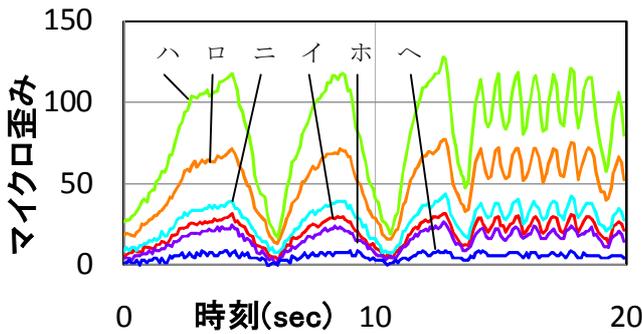


図 5 歪み時刻歴 (アルミ棒 B: 凡例は上と同じ)

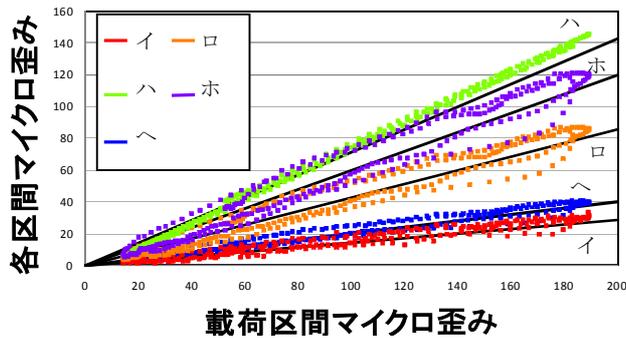


図 6 歪み相関図 (アルミ棒 A)

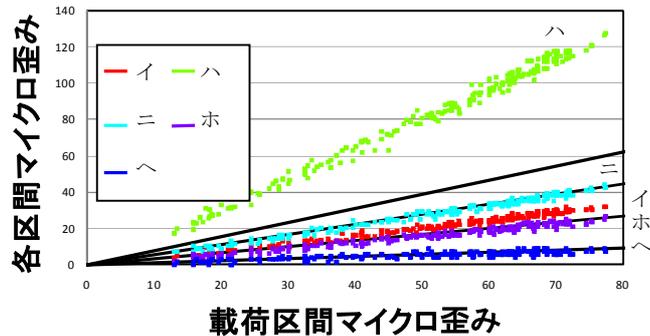


図 7 歪み相関図 (アルミ棒 B)

また、A、Bの各区間に対して実験結果の二乗平均の傾きと理論値の傾きの比を示したものが表 1 である。アルミ棒 B のハ区間の比が他と比べてはるかに大きい。ハ区間はアルミ棒に切り込みを入れた個所である。実測時にこの歪みの比を指標として損傷個所が同定できることが示された。

#### 4. 川根大橋における実測実験

今回の手法を茨城県川根大橋で行ったバスを用いたモニタリング実測実験の結果に適用した。橋上にバス



図 8 川根大橋実測実験の様子

#### 5. まとめ

- A) 静的荷重載荷時に、荷重載荷区間とその他の区間のマクロ歪みの比が一定になるという理論を実験室内の単純梁による実験で確認した。
- B) 損傷のある試験体に対して、A で示す比を用いることで損傷個所を同定できた。
- C) 本研究の手法は静的荷重の場合に限定されるものであり、荷重の大きさによらないが、荷重位置は同一にする必要がある。また基準歪みは損傷のない個所を選ぶ必要があり、実橋における実測においては、複数の基準歪みの比から総合的に判断するのが良いと思われる。
- D) 本研究の手法は、実橋でも応用することが可能であることを確認した。

謝辞：本研究の実施に当たり、茨城大学呉智深教授ならびに研究室の皆様にご協力いただきました。

#### 参考文献

Li, SZ, Wu, ZS, and Watanabe, T. 2007. A Health monitoring strategy for RC flexural structures based on distributed long-gage fiber optic sensors, *Journal of Applied Mechanics*, 10, 983-994

## 汎用の非線形有限要素法解析プログラム

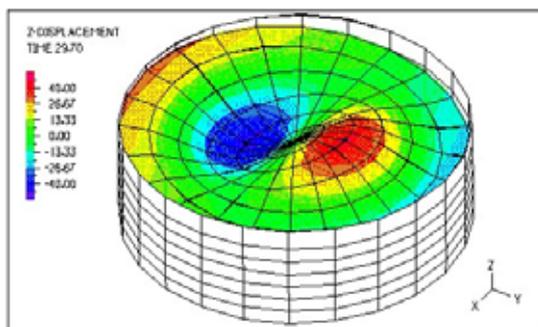
# ADINA

### 特徴

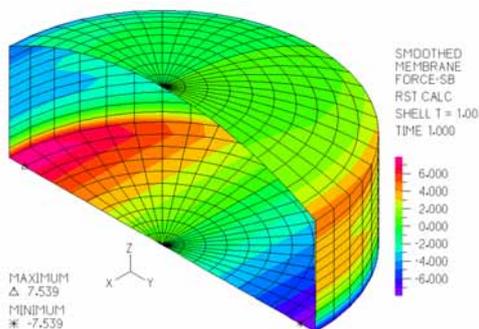
ADINA は、マサチューセッツ工科大学の研究成果を反映し ADINA R&D 社が開発した代表的な汎用の構造・熱伝導・熱流動解析プログラムです。非定常・非線形挙動を高精度な計算機能で解くことが可能です。 弊社ではプログラム販売の他、解析コンサルティング・サービスもご提供しております。

### 構造物－流体連成問題

貯蔵液体タンクのスロッシング解析



液面波形分布



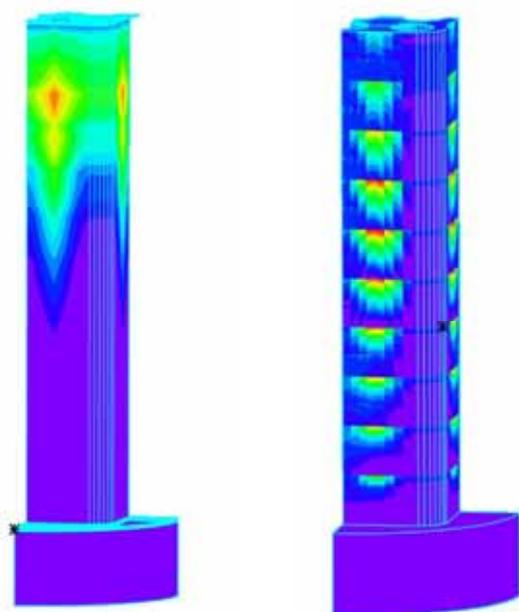
タンク壁面：断面力分布

#### ■スロッシング解析のポイント

- ・構造と流体の相互作用解析
- ・タンクはシェル要素、流体は流体要素
- ・地震入力による動的応答解析
- ・スロッシング波高やタンク応力の算定
- ・浮き屋根の有無による差異の検討

### 非定常温度計算－熱応力問題

施工手順を考慮したRC橋脚の水和熱による、ひび割れ発生の予測



温度分布

引張応力度分布

#### ■水和熱によるひび割れ発生予測解析のポイント

- ・コンクリート打設サイクルの段階施工解析
- ・水和熱量の時間変化を考慮
- ・3次元非定常温度計算による温度予測
- ・型枠の脱却を反映した熱伝達境界の設定
- ・打設コンクリートのヤング係数の時間依存性

### 紹介セミナー・お試し版プログラム・教育訓練

ADINA プログラムや解析事例を紹介するセミナーをご用意しております。お試し版 CD とプログラム使用法の教育訓練もご提供致します。 また一般的な有限要素法解析についてのセミナーや教育も貴社のご事情に応じた内容で行います。 お気軽にご相談下さい。

# お問い合わせはこちらへ

本誌掲載記事ならびに弊社の商品・サービスに関するお問い合わせは下記までお願いいたします。

[kaiseki@kke.co.jp](mailto:kaiseki@kke.co.jp)

(株)構造計画研究所 エンジニアリング営業部

〒164-0012 東京都中野区本町 4-38-13

TEL (03) 5342-1147

(株)構造計画研究所 エンジニアリング営業部 大阪支社

〒541-0047 大阪市中央区淡路町 3-6-3 NMプラザ御堂筋ビル 5F

TEL (06) 6226-1231

(株)構造計画研究所 中部営業所

〒460-0008 愛知県名古屋市中区栄 1-3-3 朝日会館 11F

TEL (052) 222-8461

構造計画研究所の解析関連部門ホームページにぜひお立寄りください。本冊子のバックナンバー(カラー版・PDF形式)をダウンロード※いただけます。※個人情報のご記入が必要です

## ■ KAISEKI PORTAL

<http://www4.kke.co.jp/kaiseki/>



お客様が当社に提供された氏名・年齢・住所・電話番号等の個人情報は、当社の製品・ソリューションなどの情報提供や営業などの目的で使用することがあります。あらかじめご了承ください。

お客様がご自身の個人情報の内容について照会または変更することをご希望される場合には、あるいは当社による個人情報の利用の中止をご希望される場合には、上記宛てにご連絡ください。

## 解析雑誌 *Journal of Analytical Engineering Vol.23 2009.11*

発行日 平成21年11月1日

編集・発行 株式会社構造計画研究所 エンジニアリング営業部

〒164-0012 東京都中野区本町 4-38-13

お問い合わせ 電話 (03) 5342-1147 FAX (03) 5342-1203

[kaiseki@kke.co.jp](mailto:kaiseki@kke.co.jp)

非売品

*Journal of Analytical Engineering,*

*Vol.23, 2009.11*

*Kozo Keikaku Engineering, Inc.*