

解析雑誌

Vol.2 2001.1

Journal of Analytical Engineering

【 Topics 】

免震・制振パネルディスカッション報告
RESP-Tプリ・ポストプロセッサ
‘VisualRS’
杭基礎構造物の
設計用耐震解析システム

【 Technical Reports 】

反力分散支承を用いた橋梁の
耐震照査手法
上部建物と基礎 - 地盤系とを分離した
ハイブリッド手法による
杭の地震時応力の検討
鉄筋コンクリート耐震壁の地震時終局
応答のための解析モデル



ご挨拶

本年9月の初刊に引続きこの程第2号を発刊する運びとなりました。

初号の評判はまずまずで、皆様から多くのお褒めの言葉、励ましの言葉を頂き内心ホッとしている所です。まずは御礼申し上げます。

さて、現代は一説には明治維新に匹敵するほどの大革新の時代と言われていますが、我々もその変化を少なからず実感している今日この頃です。

経済的には、コスト縮減、省資源・省エネルギーがキーワードとなり、つい10年前までのバブル期とすっかり180度変わった価値観が定着しつつあります。

また、仕事環境においてはIT技術の進歩と共に、いわゆるBPR, EPRが言われ始め、今までの仕事の仕方あるいは仕事そのものが問われる時代になってきました。

そんな変化の中で、我々の身近でかつ直接的なものとしては耐震基準、環境基準等々の各種法改正が上げられるでしょう。しかもそれらの変化は、今後その時々新たな知見を取り込み短期的に絶え間無く生じるものと予想されます。それに連れ技術も当然進歩し、行き着く所は技術による競争の時代、差別化の時代の本格的到来である事は容易に予想されます。

したがって日々の技術の研鑽は言うまでも有りませんが、そうした変化をチャンスと捉え、単に受動的な対応だけではなく、積極的に取り入れて行く姿勢が重要ではないかと思えます。

そうしたチャレンジしている姿が、この“解析雑誌”のそこかしこに滲み出て伺えるようになれば、この雑誌発刊の目的の一つが達成され得るのだと考えております。本誌のコンセプトは「皆様との共同による進歩」であります。この目標達成の為、一層のご支援ご鞭撻の程、今後とも宜しく願い申し上げます。

2001年1月吉日

取締役 解析技術本部副本部長 横田健治

解析雑誌 Vol.2 2001.1 目次

ご挨拶 横田健治	02
----------	----

Topic 1	04
免震・制振パネルディスカッション報告	

Topic 2	06
RESP-T プリ・ポストプロセッサー ‘VisualRS’	

Topic 3	09
杭基礎構造物の設計用耐震解析システム	

Technical Report 1	11
反力分散支承を用いた橋梁の耐震照査手法	
佐藤 壮・渡辺一彦	

Technical Report 2	17
上部建物と基礎 - 地盤系とを分離したハイブリッド手法による 杭の地震時応力の検討	
鴫田 隆・木村正人・内山不二男・大波正行・西村忠典	

Technical Report 3	21
鉄筋コンクリート耐震壁の地震時終局応答のための解析モデル	
川上 誠・梁川幸盛・加藤宗明・加藤朝郎	

解析雑誌 読者アンケートのお願い	30
お問い合わせはこちらへ	31

免震・制振パネルディスカッション報告

10月13日、東京・新宿において(株)構造計画研究所(以下KKE)主催の「カスタマーズコンファレンス2000」が開催されました。予想を大きく上回る盛況となり、関係者一同感謝いたしております。

本イベントでは、次世代に向けた技術をご紹介する「セミナー」、弊社製品を実際にごらんいただく「展示コーナー」および、製品やそれらの活用方法をご紹介する「ワークショップ」の3つを企画しました。

解析関連では

- ・ パネルディスカッション

「これからの免震・制振構造」

- ・ 展示およびワークショップ

「RESPシリーズ」「入力地震動作成システム」

をテーマとし実施しました。ここではパネルディスカッションについてレポートします。

パネルディスカッション

「これからの免震・制振構造」

東京工業大学和田教授、慶応大学北川教授、日本大学石丸教授という豪華な顔ぶれをパネリストにお招きし、技術的・法制度的に現在動きの激しい免震・制振をテーマに講演・討議を行いました。

和田教授には、古くは霞ヶ関ビル設計法から、新しいところでは1999年台湾地震における被害要因までを題材として、制振(制震)構造設計の考え方を解説していただきました。また、今後の制震構造の一例となる実例などをご紹介いただきました。

北川教授からは建物への入力地震動の考え方を解説していただきました。今年度の法改正にともない、超高層建築や、免震構造の審査内容が変更になりましたが、これらにおける入力地震動の作成方法についてヒントを発表され、来場された構造設計者の方々の悩みが一つ解決されたものと思われま

す。後の技術としてスマート構造についてもご紹介いただきました。

石丸教授にはトグル型ダンパ、ビルディングマスダンパシステム、亀壁システムなど独特な各種最新免震・制振装置とそれらの適用事例を紹介していただきました。免震、制振構造の効果をCGアニメーションや振動実験の様子等、ビデオを用いて非常にわかりやすく解説されました。

この後の討議では、超高層免震構造をテーマに3先生方からアイソレータの引張の問題、入力地震動の長周期成分、上下地震動の位相による応答の違いなどについての考え方を発表していただきました。

会場からの問題提起として、福岡大学高山助教授より建物に使用可能な免震装置が大臣認定により指定されることの是非が問われ、パネリストの3先生方から法制度に関する問題点などが指摘されました。

以上、紙面の都合上詳細はご紹介できませんでしたが、非常に有意義なセミナーであったことがわかりいただけるかと思えます。今後もこのようなセミナーを企画していきたいと考えております。ご要望等、随時お知らせください。

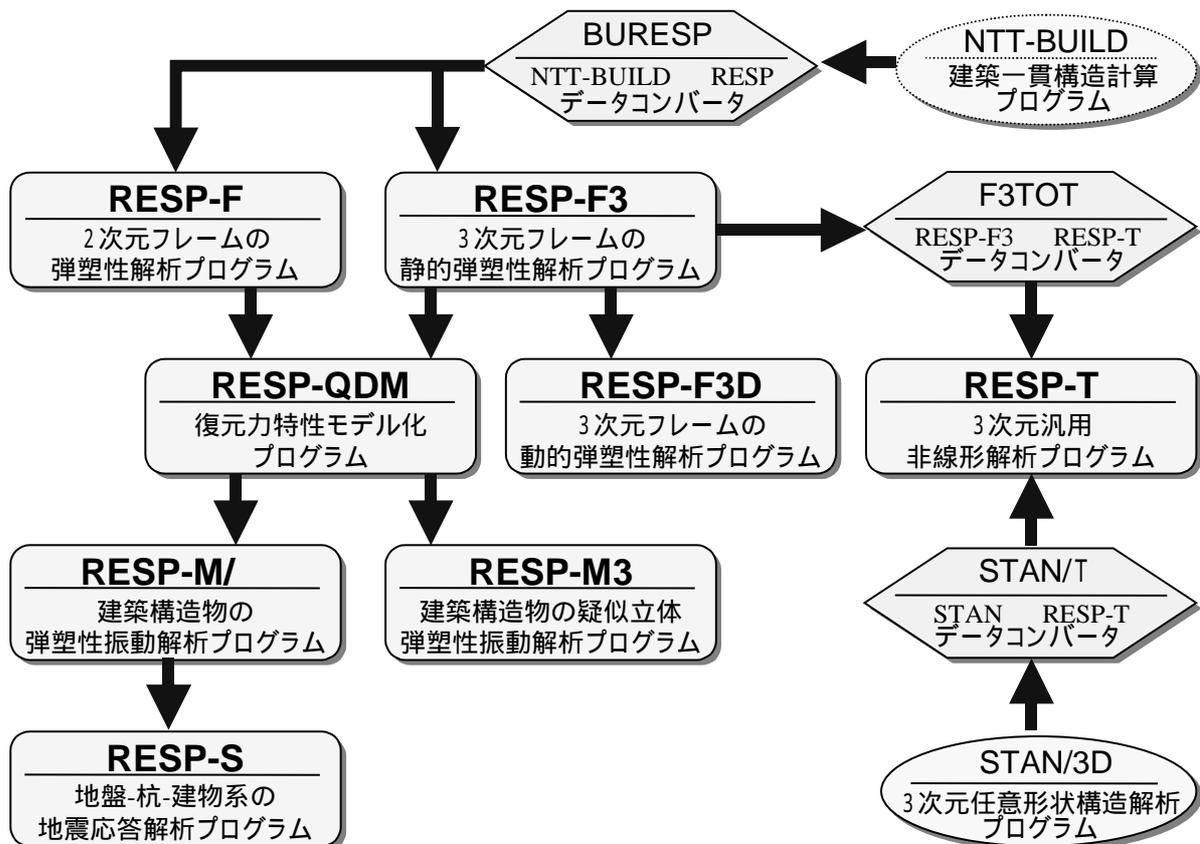
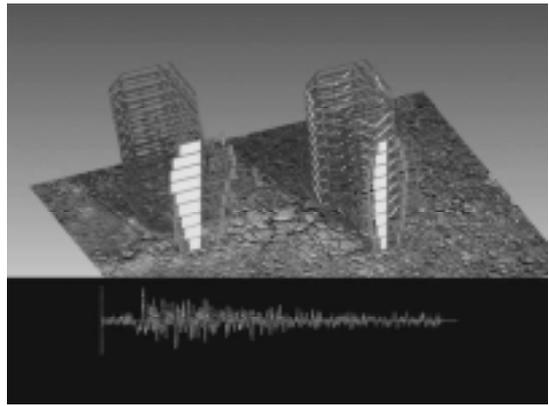


盛況のパネルディスカッション会場

建築構造物の耐震解析プログラム

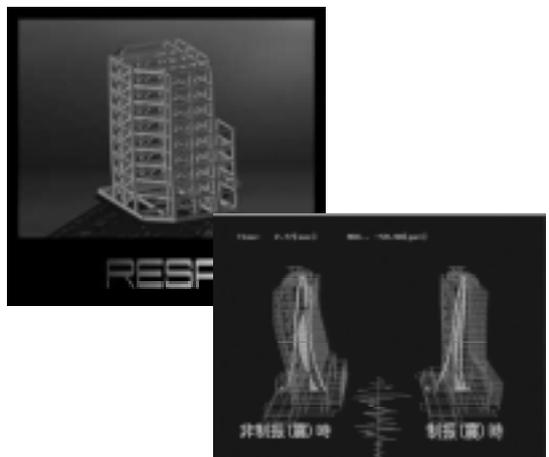
RESP シリーズ

建築構造の高性能化を支援し続ける構造解析プログラム



RESPシリーズ適用事例

- ・超高層建築の地震応答解析
- ・高層RC建築の地震応答解析
- ・免震構造解析
- ・各種制震構造解析
- ・不整形構造のねじれ応答解析
- ・非剛床構造の静的動的解析
- ・高層建築、免震建築の地盤-杭連成解析
- ・長大構造物の位相差入力解析
- ・大スパン構造物の上下動水平動同時入力解析
- ・高層建築の風応答解析
- ・建築構造物の機械振動、交通振動、歩行振動解析
- ・ドーム構造物の大変形解析、座屈解析



BUILDの開発元は(株)NNT データです。

新ソフトリリースと今後の開発予定のお知らせ

RESP-T プリ・ポストプロセッサ ‘Visual RS’

今回ご紹介する ‘Visual RS’は土木・建築用汎用構造解析プログラム ‘RESP-T’の新しい Windows 対応プリ・ポストプロセッサです。

RESP-T の Windows 上での入出力補助ソフトは、これまでもいくつかご提供してまいりましたが、Visual RS は大日本コンサルタント(株)殿がユーザーの立場から企画・開発し、KKE が RESP-T オプションソフトとして販売するというユニークな商品です。

ここでは平成 12 年 12 月にリリースしたプリ・プロセッサと、平成 13 年夏のリリースを予定しているポストプロセッサをご紹介します。

プリ・プロセッサ

(1) 操作性

Visual RS では、下図に示されるトグル・ツリー・ウィンドウ、ドック・ウィンドウの中のアイコンをクリックすると、データ種別に応じたデータ入力ウィンドウが開き、効率的にデータを入力できます。

また、メイン・ウィンドウ内に RESP 入力ウィンド

ウを開き、直接テキストデータを編集することができます。

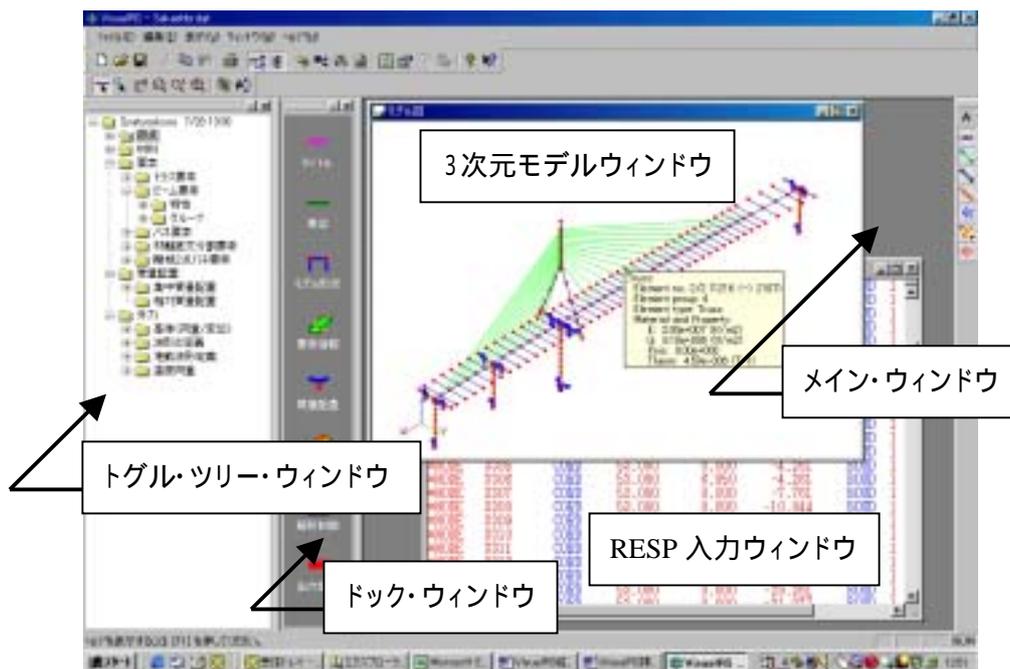
(2) データ構造

Visual RS では、画面にテキスト形式で表示される RESP 入力データと、トグル・ツリー・ウィンドウ+ドック・ウィンドウで管理される内部データベースとを相互に関連付けて保有しています。Visual RS で作成したデータは従来形式のテキストデータとして保存されます。したがって、既存の RESP-T データを読み込んで編集することができます。

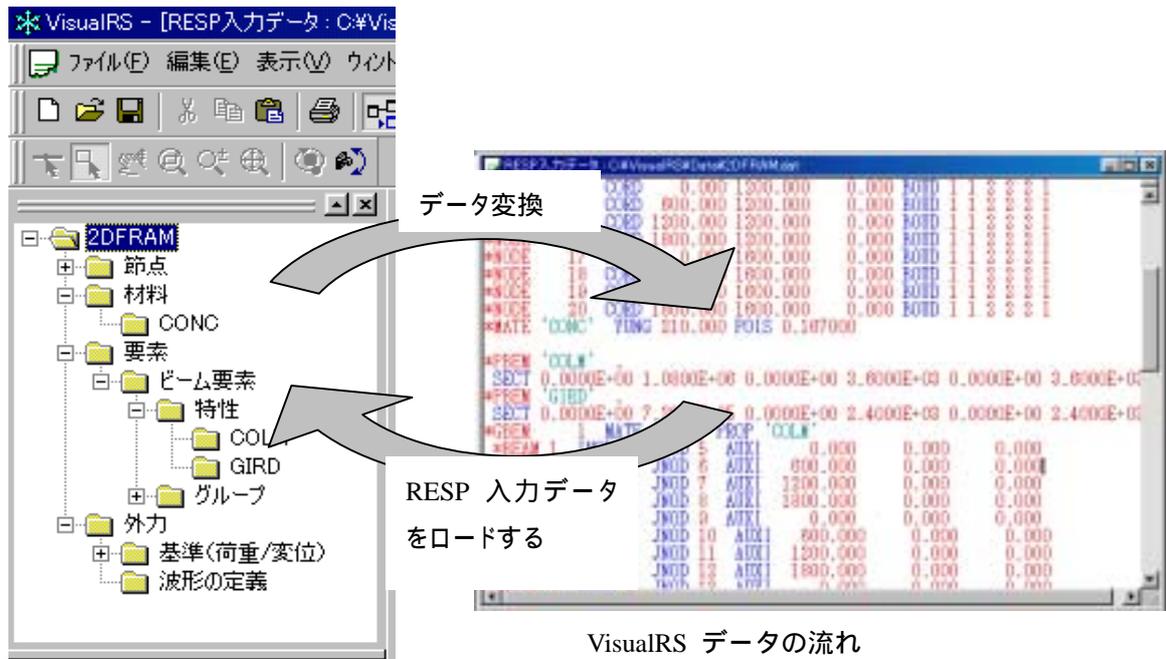
(3) モデル図

3 次元モデル図は内部データベースの情報をもとに表示します。データ入力が確定した時点でモデル図もリアルタイムに更新されます。

また、下図の 3 次元モデルウィンドウに示すように、マウスポインターで触れた節点や要素の情報を表示させることができ、データチェックを視覚的に行うことができます。



Visual RS プリ・プロセッサ画面

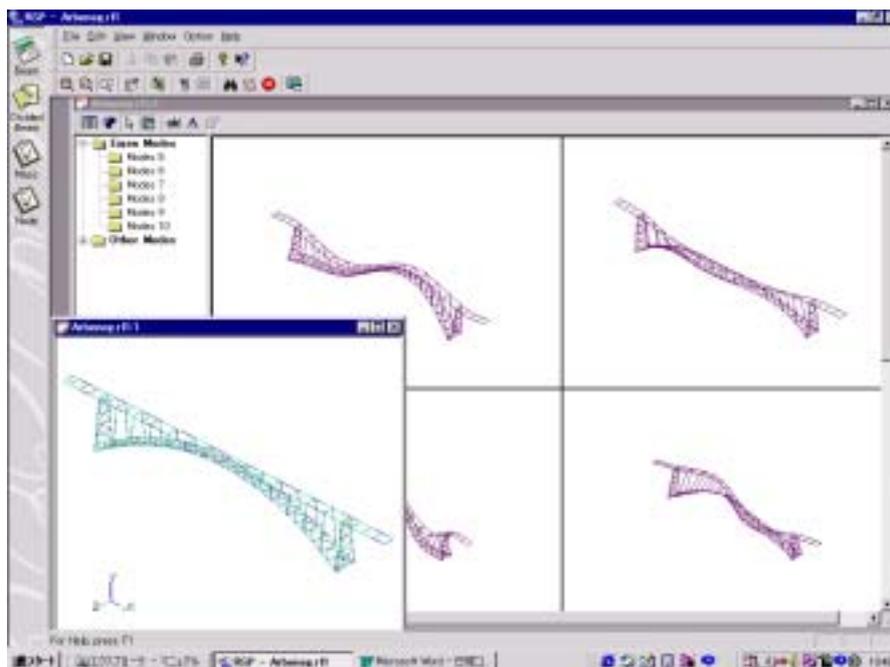


ポスト・プロセッサ（開発中）

Visual RS ポスト・プロセッサの出力イメージを下図に示します。描画・出力内容としては固有モード図、変形図、応力図、時刻歴応答波形図、履歴ループ図、リスト出力など従来どおりですが、アニメーションや表示形式のカスタマイズなど新しい発想に基づき、軽快な操作性を迫及して設計・作成を進めています。

稼動環境

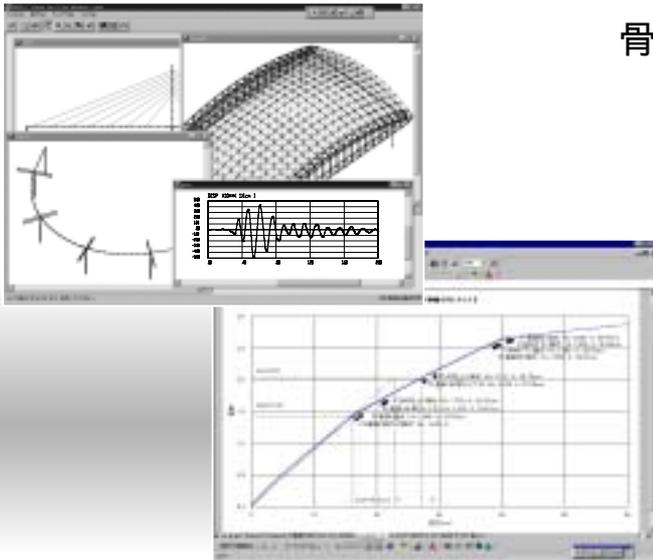
対応 OS	Microsoft Windows 95/98/NT4.0 日本語版
CPU	Intel Celeron/Pentium 450MHz 以上
メモリ	64MB 以上 (ビデオメモリ 4MB 以上)
HDD	システムインストールに 13MB
表示解像度	640×480 ドット以上



Visual RS ポスト・プロセッサ画面（開発中）

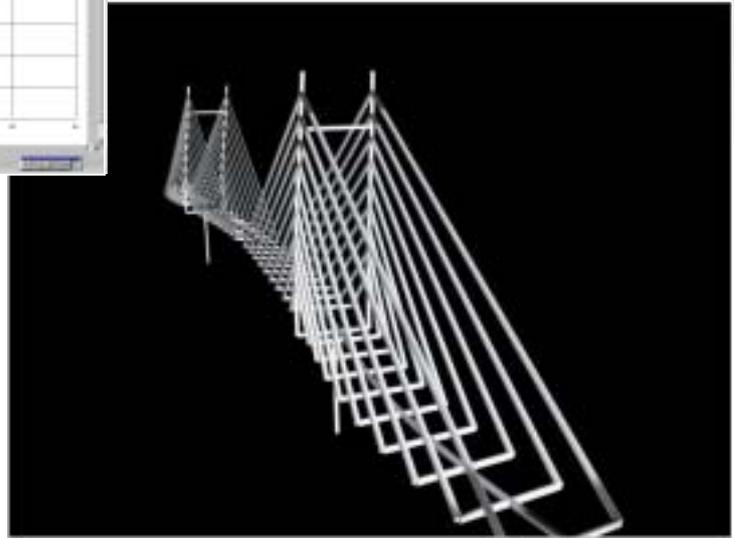
骨組構造物の汎用非線形解析プログラム

RESP-T for Windows

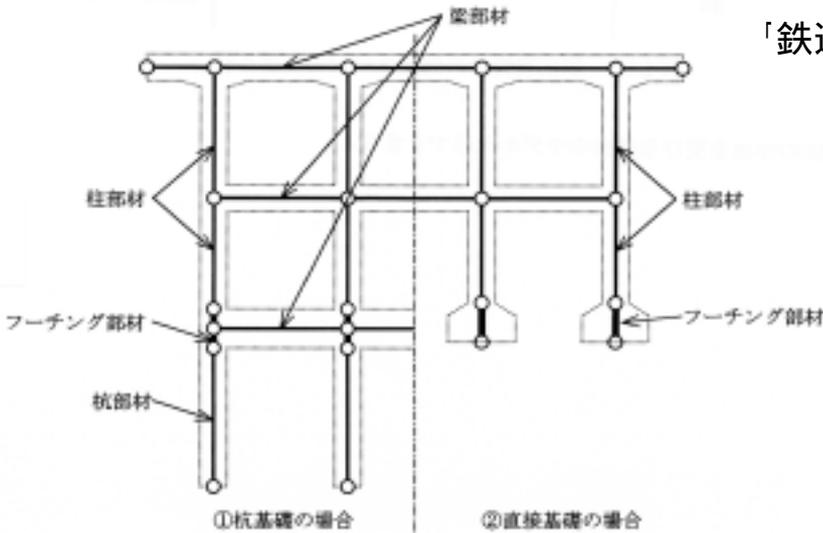


非線形問題、動的問題を
高解析機能でカバー！

3次元任意形状骨組モデル対応
静的 / 動的 / 固有値 / 座屈固有値 解析
弾塑性 / 幾何学的非線形
各種の免震制振機構にも対応



「鉄道構造物等設計標準・同解説
耐震設計編」に準拠！

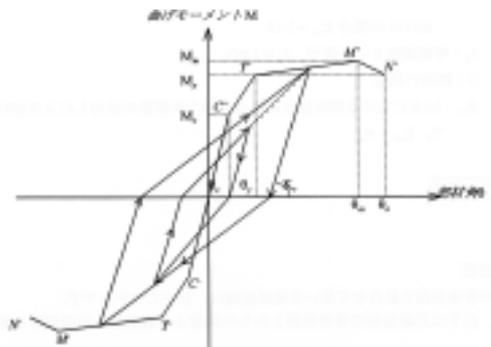


Windows対応
静的非線形解析
所要降伏震度スペクトル
時刻歴非線形解析
部材の損傷レベルによる耐震
性能チェック
テトラリア対応

鉄道構造物等の耐震性能照査プログラム

ASCARS

Assessment Program for Seismic Capacity of Railway Structure



ASCARS は(財)鉄道総合技術研究所と(株)構造計画研究所の協同開発商品です。

杭基礎構造物の設計用耐震解析システム

開発予定ソフトのご紹介をもうひとつ。

平成12年6月に建築基準法の改正が施行され、設計手法が従来の仕様設計から設計者が耐震性能等を保証する性能設計へと移り変わろうとしています。

建築構造物の設計手法が性能設計型に移行するにあたり、杭基礎の設計手法も今後、見直されることが予想されます。その設計手法のひとつとして、地震時(損傷限界、安全限界相当)の地盤の変位分布を用いた応答変位法による検討があります。現行の建築基準法に基づく杭基礎の設計では、周知のとおり、地震荷重は建物からの慣性力による荷重のみを考慮しています。しかし、実際に地震時に杭基礎に作用する荷重は、建物からの慣性力だけではなく、周辺地盤の変形に伴う荷重(動土圧)も作用します。特に厚い軟弱地盤を貫いて設置された長い杭では、周辺地盤の振動による大きな変形が杭に強制されることがあります。杭基礎の地震被害事例として、地盤の変形による杭の応力と通常の設計で考慮している上部建物からの慣性力による応力が組み合わさって過大応力となり、中間部で杭が破壊した被害事例が報告されています。

応答変位法による杭基礎の耐震照査は、上記の地盤の変形による荷重を考慮した設計手法です。一般的には、SHAKE(成層地盤地震応答解析プログラム)等を用いて地震時の地盤変位を算定し、その地盤変位を地盤ばねを介して杭に強制変位として入力します(右図参照)。

そのため、検討作業は、

SHAKE等の解析により地盤変位を算定。

地盤ばねや慣性力等を算定し、地盤ばね-杭系の解析モデルを作成。

静的骨組解析により杭基礎の断面力等を照査。

といった煩雑な作業を伴います。

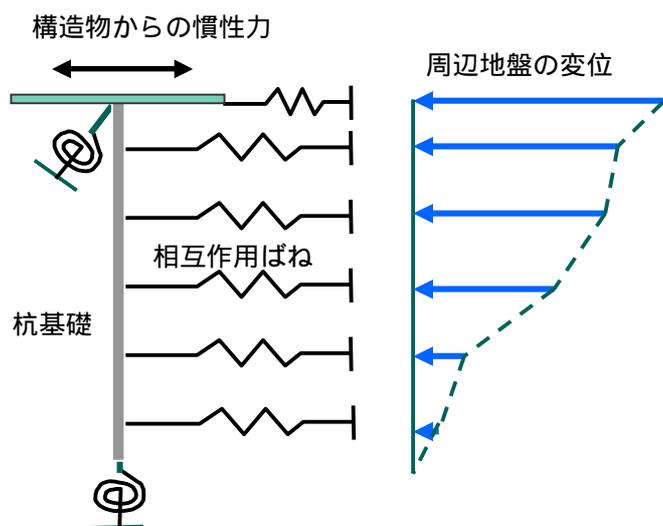
日頃、ご愛顧いただいております顧客の皆様から

も、最近、応答変位法による耐震照査に関するお問い合わせをいただく機会が増えております。

このような状況を踏まえまして弊社では『杭基礎構造物の設計用耐震解析システム(仮称)』を開発・販売することとなりました。本システムのご利用により、応答変位法による耐震照査を始めとする杭基礎構造物を対象とした、耐震設計作業をWindows上で効率的に行うことが可能となります。

また、本システムの開発計画では、既に販売中である地盤-杭-構造物系の動的相互作用解析プログラムの解析機能部分や液状化解析機能等を取り込み、静的解析による耐震検討だけではなく、地盤との動的相互作用問題や液状化現象を考慮できる「性能設計に対応した効率的な杭基礎の耐震設計環境」のご提供を基本コンセプトとして、仕様を策定しております。

来年度リリース予定の『杭基礎構造物の設計用耐震解析システム(仮称)』に是非ご期待ください!

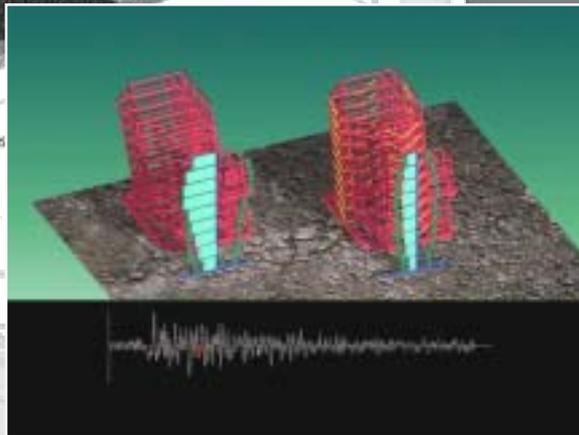
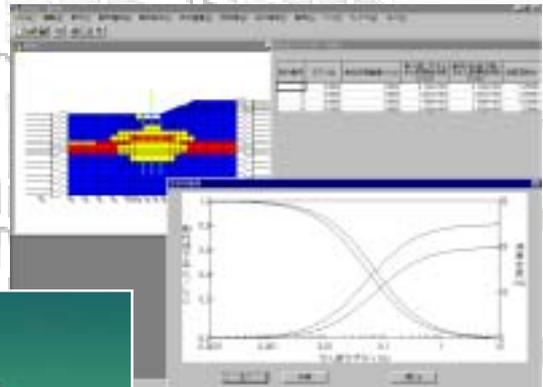
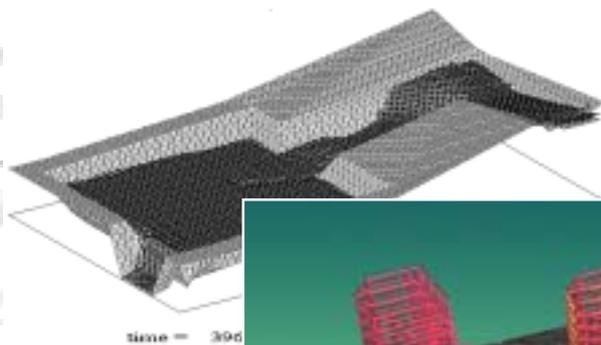


応答変位法による杭基礎の耐震照査

タイムリーに、 チャレンジングに。

構造計画研究所の 解析コンサルティングサービス

建設各分野での解析技術に対するニーズは変化し続けています。
構造計画研究所は40年近くもの間、これらのニーズにタイムリーに
チャレンジングにお応えしてまいりました。
蓄積されたノウハウと新たな問題を解決していくスキルを
是非ご活用ください。



建築・土木の各種構造物の耐震解析 免震・制振構造の地震応答解析
地盤と構造物の相互作用解析 地盤の安定解析 設計用入力地震動評価 リスク評価
ビル風・室内空調シミュレーション 地下浸透流解析 河川・海域流況解析 ほか

反力分散支承を用いた橋梁の耐震照査手法

非線形動的解析と等価線形化手法（簡易推定法）との比較

佐藤 壮¹⁾・渡辺 一彦¹⁾

1) 株式会社構造計画研究所 土木構造グループ

1. はじめに

平成11年に道路橋示方書V耐震編において、動的解析が望ましい橋梁にタイプBの反力分散支承を有する橋梁が追加修正された。追加された理由は次の2つである。

地震時保有水平耐力法はエネルギー一定則を前提としており、1自由度振動系にモデル化が可能な橋梁であることが必要である。しかしゴム支承を有する橋梁は上下部が分離した挙動を示す2自由度振動系の振動特性となり、エネルギー一定則の適応が限定される。

地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度などは概ね減衰5%の応答を基本としているが、この系の挙動に対して支配的なゴム支承の減衰は一般に2%~4%と小さく、その結果、地震時の応答が地震時保有水平耐力法により算出された値より増大する傾向がある。

タイプBのゴム支承を有する橋梁に対する動的解析の手法としては、従来の橋梁全体系の非線形動的解析(直接積分法による時刻歴応答解析)に加え、等価線形化手法による簡易推定法が建設省土木研究所より示されている。

しかし、その適用範囲や適用方法などは、あまり良く知られていないのが現状である。

今回は簡易法の概要の紹介とともに、使用する際の留意点について検討を行う。

2. 等価線形化手法の概要

1 本柱形式の解析対象を2質点系のモデルに置き換え、この2質点系モデルに等価線形化法を適用する。解析モデルを図1に示す。ここで、橋脚質量は橋脚天端に集中させた質量を用いている。

等価線形化法の大まかな流れを図2に示す。なお、 u_1 / p_1 は1次のモード比を表している。

次頁より、各ステップおける詳細を示す。

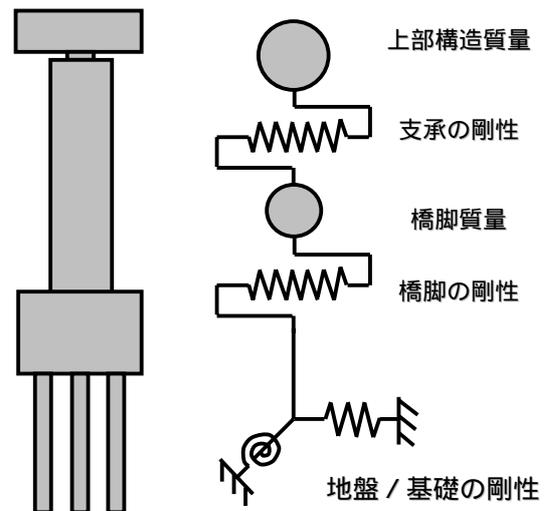


図1 解析モデル

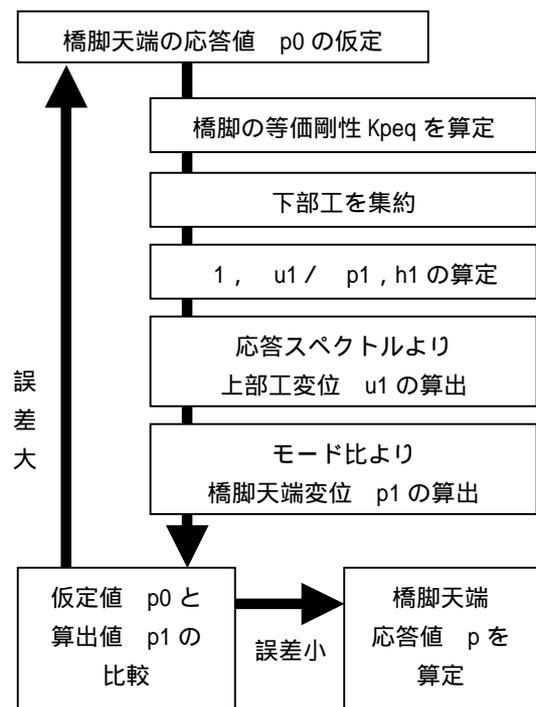


図2 解析フロー

(1) 橋脚の等価剛性 / 等価減衰の設定

橋脚天端の応答変位の仮定値 p_0 を設定し、この値をもとに橋脚の等価剛性 K_{peq} 、応答塑性率 μ_{peq} を求める。(図3)ここで、

- P_y : 橋脚の降伏水平変位
- K_{py} : 橋脚の降伏剛性
- C_B : 剛性の有効係数 (0.7)

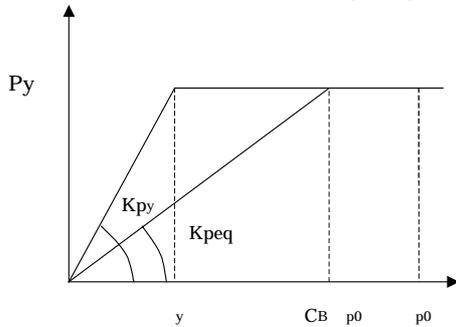


図3 橋脚天端の水平力 - 変位関係

(2) 下部工の集約

基礎と橋脚の剛性を集約し、等価剛性 K_{Fpeq} を算出する。減衰は下部工の各部の減衰をひずみエネルギー比例法を用いて集約し、橋脚の履歴減衰を加えて等価減衰 h_{Fp} を算出する。(図4)

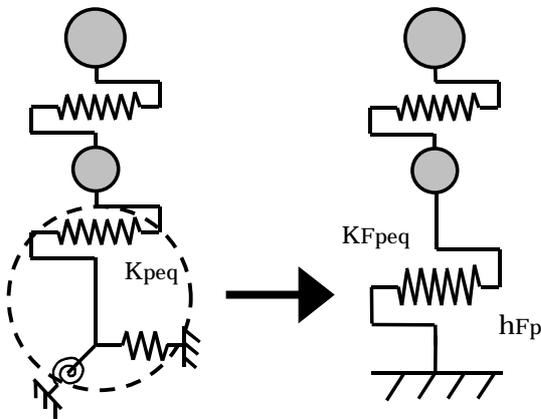


図4 下部工の集約

(3) 1次振動モードの算定

(2) で求めた2質点系の運動方程式

$$\begin{pmatrix} m_u & 0 \\ 0 & m_p \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_1 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} K_B & -K_B \\ -K_B & K_B + K_{Fpeq} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_2 \\ x_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} x_2 \\ x_1 \end{pmatrix} = A \begin{pmatrix} \phi_{u1} \\ \phi_{p1} \end{pmatrix} e^{i\omega t}$$

を解き、1次元振動数、1次のモード振幅比、1次のモード減衰定数を求める。ここで、

- m_u : 上部工質量
- m_p : 橋脚等価質量
- K_B : 支承剛性

(4) 上部構造応答変位の算定

標準加速度応答スペクトルと(3)で求めた1次固有周期から、上部工の加速度応答 S_A を求める。さらに、次式を用いて上部工の変位応答 u_1 を算出する。

$$\delta_{u1} = \frac{C_z C_D S_A}{(\omega_1 \sqrt{1-h_1^2})^2}$$

(5) 橋脚天端変位の算定(上部工変位の確定)

上部工変位 u_1 と1次モード比より、橋脚天端変位 p_1 を求める。ここで p_1 と(1)で設定した変位 p_0 と比較する。そこで、誤差が大きければ p_1 を仮定値として再度設定し(1)へ戻る。誤差が小さければ、次式で上部工応答変位 u を確定する (p でないことに注意)。

$$u = CdL \times u_1 \quad CdL: \text{補正係数}$$

(6) 橋脚天端変位の確定(図5参照)

上部工変位 u_1 より、橋脚の塑性化を判定する。

- $u_1 - B > y$: 塑性化
- $u_1 - B < y$: 弾性範囲内

B : 橋脚降伏時の支承の変位 ($= P_y / K_B$)

次に、塑性化の判定結果により橋脚天端の変位 p' を算出する。

- 橋脚が塑性化: $p' = u_1 - B$
- 橋脚が弾性範囲内: $p' = u_1 \times u_1 / p_1$

橋脚天端変位 p は次式で求められる。

$$p = CdL \times p' \quad CdL: \text{補正係数}$$

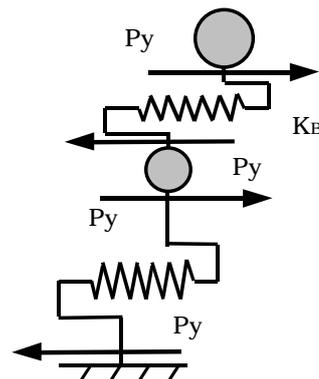


図5 橋脚降伏時状況

(7) 照査

照査項目は、以下の3つである。

- 橋脚天端変位 p が許容変位以下
- 橋脚の残留変位が許容値以下
- ゴム支承の水平変位が許容値以下

3. 簡易法と時刻歴動解との結果の差異と原因

概要から明らかなように、等価線形化法は導出の際にさまざまな仮定や補正が行なわれている。その為、設定されている条件を逸脱するような橋梁に簡易法を適用する場合、時刻歴動解との差異が大きくなる可能性がある。

そこで、2つの検討を通してその差異の程度と原因について考察し、簡易法の適用範囲を明らかにする。

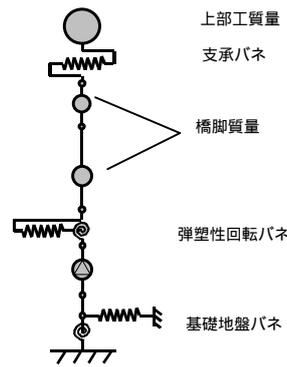


表1 解析条件

地域区分	A地域	
地盤条件	種地盤	
橋脚の比線形特性	武田型	
減衰評価	レーリー減衰	
減衰定数	支承	0.04
	橋脚	0.02
地震種別	基礎	0.20
	タイプ	

図6 解析モデル

3.1 1本柱モデルに関する検討

3.1.1 検討内容

単純な1本柱モデルを設定し、モデルの諸量を変化させることによって、等価線形化手法による算定結果と動的時刻歴非線形解析による算定結果との差異の原因を考察する。

3.1.2 解析条件

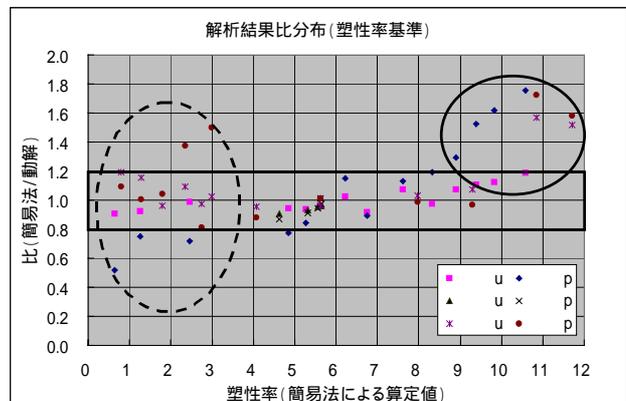
解析モデルを図6に、解析条件を表1に示す。簡易法と時刻歴動解を適用して応答結果を導く際、解析対象において、上部工の質量、支承の剛性、橋脚の質量の3つを変化させる。

表2に、部材諸元と変化させる値の範囲を示す。あるパラメータが変化する場合に他のパラメータは基準値として示した値をとることとする。

表2 部材諸元

橋脚	橋脚高さ(m)	10.000	基準値	16092.6	kN/m	
	橋脚の水平耐力 P_y (kN)	70.092		範囲	3218.5 ~ 64370.3	kN/m
	橋脚の水平変位 y (m)	0.0347				
重量	橋脚重量(kN)		基準値	3912.2	kN	
	上部工重量(kN)			範囲	3912.2 ~ 16366.0	kN
減衰定数	支承	0.04	基準値	8183.0	kN	
	橋脚	0.02		範囲	978.1 ~ 39122.0	kN
	基礎	0.20				
地盤バネ	水平バネ(kN/m)	4.316E+04				
	回転バネ(kN・m/rad)	4.618E+05				
	連成バネ(kN/rad)	-6.010E+04				

表3



3.1.3 解析結果

解析結果を表3、表4に示す。

縦軸はともに簡易法の値と時刻歴動解の値の比を示し、横軸は表3が橋脚の塑性率(簡易法による算定値)、表4が変位比(上部工変位/橋脚天端変位:簡易法による算定値)を示している。

これらの結果より、以下のことが分かる。

簡易法と時刻歴動解の結果は、許容一致精度を2割(表の内)とすれば、かなりの確度でその範囲内に収まる。

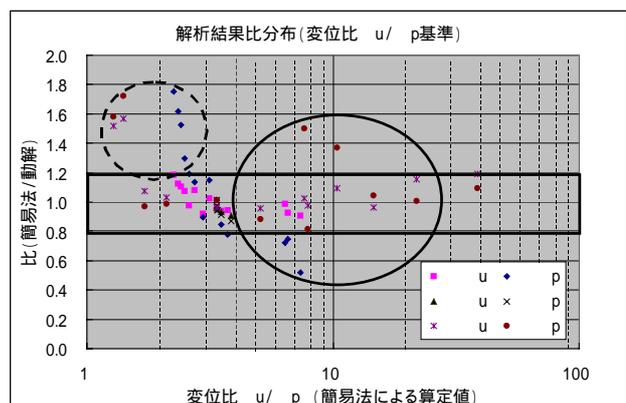
一致精度の低下には少なくとも次の2つのパラメータが影響していると思われる。

- ・ 橋脚の塑性率
- ・ 橋脚天端と上部工の変位の比

これらの値は、大きいほど両者の一致精度が落ちる傾向にある(表の で囲んだ部分)。

(表3の点線の○で囲んだ部分は変位比の影響、表4の点線の○で囲んだ部分は塑性率の影響である)

表4



3.1.4

考察

一致精度に先述の2つのパラメータが作用する原因を考察する。

橋脚の塑性率が関与する原因

簡易法の場合、最大応答変位の0.7倍の点を通る剛性を等価剛性としている(図3参照)。しかし、最大塑性率が過大な場合は、等価剛性が時刻歴応答における剛性の履歴と比較し過小評価となる傾向がある。その結果、簡易法による変位応答は、時刻歴動解による変位応答と比較し、過大な応答を示すものと思われる。

変位比が関与する原因

橋脚塑性化時の p' の算出式

$$\delta_p' = \delta_{u1} - \frac{P_y}{K_B}$$

において、支承の変位は P_y / K_B と一定値として設定している。一方、時刻歴動解において支承の最大変位は一定ではない。その結果、簡易法による支承の変位の算定値は定常的に何らかの差異 δ_B を含むことになる。

さらに $u1$ は差異が無いと仮定し、 p' における差異を δ_p' とおくと、算出式より、支承の差異率 δ_p' / δ_p は以下の式で表すことができる。

$$\frac{\Delta \delta_p'}{\delta_p'} = \left(\frac{\delta_{u1}}{\delta_p'} - 1 \right) \frac{\Delta \delta_B}{\delta_B}$$

つまり、簡易法における橋脚天端の変位の導出方法では、支承の変位の差異率が(変位比-1)倍されて橋脚天端の変位の差異率に現れる。

よって、変位比が大きい場合、 δ_B が小であっても、橋脚天端部分の変位の差異は無視できない大きさになる可能性がある。

3.1.5 まとめ

簡易法では、時刻歴動解の結果と比較において、次の点に注意する必要がある。

- 両者の差異は2割程度みる必要がある
- 橋脚の塑性率が過大な場合、簡易法における応答算定値は時刻歴動解の応答算定値に比べて大きくなる可能性がある
- 橋脚が塑性化しており且つ橋脚天端と上部工の変位比 (u / p) が過大な場合、橋脚天端の変位における両者の差異が大きく出る可能性がある。

3.2 橋脚高さが異なる橋梁に関する検討

3.2.1 検討内容

簡易法では、対象を1本柱モデルにおきかえて解析を行なう。しかし、設計振動単位が複数の橋脚にまたがるような系に対する適用の可否が明示されていない。

よって本検討では図7に示すような橋梁に対して簡易法を適用し、全体系モデルによる時刻歴動解との差異の原因を考察する。

3.2.2 解析条件

解析モデルを図7に、解析条件を表5に、簡易法に用いる部材諸元を表6に示す。

簡易法を適用する際に用いる各橋脚の上部構造重量負担割合は、全体系モデルに震度法を適用した際の各橋脚の支承反力から導いた。また、上記の方法で算定したP2橋脚部の負担重量が死荷重時鉛直反力の2/3を下回ったため、死荷重時鉛直反力の2/3の値を用いた²⁾。

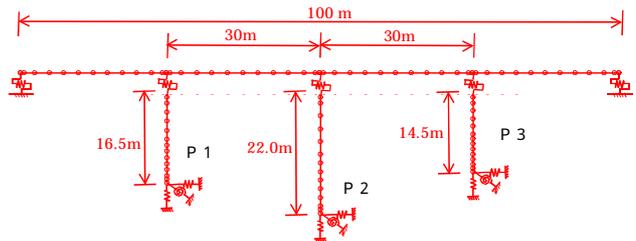


図7 解析モデル

表5 解析条件

地域区分	A地域	
地盤条件	種地盤	
橋脚の比線形特性	武田型	
減衰評価	レーリー減衰	
減衰定数	支承	0.04
	橋脚	0.02
	基礎	0.10
地震種別	タイプ	

表6 部材諸元

		橋軸方向			橋軸直角方向		
		P1橋脚	P2橋脚	P3橋脚	P1橋脚	P2橋脚	P3橋脚
橋脚	高さ(m)	16.500	22.000	14.500	16.500	22.000	14.500
	水平耐力 P_y (kN)	4962.544	3685.633	6503.701	6626.358	4982.173	8370.709
	水平変位 y (m)	0.145	0.256	0.113	0.125	0.213	0.103
支承	バネ定数(kN/m)	45613.120	45613.120	45613.120	45613.120	45613.120	45613.120
	重量	4077.751	5284.464	3638.946	4077.751	5284.464	3638.946
減衰定数	上部工重量(kN)	6946.142	*14477.424	9638.888	8214.262	*14477.424	8357.244
	支承	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	橋脚	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
地盤バネ	基礎	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	水平バネ(kN/m)	4.256E+06	3.664E+06	3.204E+06	6.441E+06	3.389E+06	3.031E+06
	回転バネ(kN·m/rad)	1.512E+08	1.778E+08	1.859E+08	1.695E+08	1.740E+08	1.184E+08
	連成バネ(kN/rad)	-2.125E+07	-2.185E+07	-2.085E+07	-2.580E+07	-2.097E+07	-1.546E+07

3.2.3 解析結果

解析結果を表6,表7に示す.それぞれ縦軸は簡易法の結果を,横軸は時刻歴動解の結果を示している.対角ラインが両者の一致点であり,そのラインからの距離が遠いほど,両者の結果の差異が大きいことになる.

これらの結果より,以下のことが分かる.

P1, P3橋脚における応答変位は上部工,橋脚天端,支承変形ともに両者の値がほぼ一致しているが,P2橋脚は簡易法のほうが過大な値が算出されている

残留変位は簡易法の結果のほうが大きく出る傾向にある

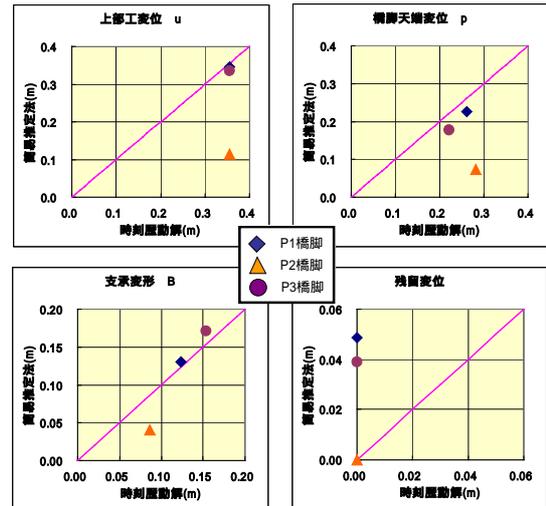


表7 解析結果(橋軸方向)

3.2.4 考察

本検討において,簡易法におけるP2橋脚の応答値が時刻歴動解における応答値より小さい値を示す理由について考察する.

まず,簡易法では,初期剛性における水平方向の橋脚部の剛比で上部構造の質量分配率が決まる.つまり,各橋脚における上部構造分担重量は一定である.(図8上部参照)

一方,全体系の時刻歴動解では橋脚の剛性や耐力が各橋脚に異なるため,上部工重量の各橋脚に対する分配率がそのときの各橋脚の状態によって変動する.(図8下部参照)

本検討に用いたモデルは中央の橋脚が長く,3橋脚の断面性能は等しい.つまり,耐力は各橋脚とも等しいが,水平剛性はP2橋脚が最も低くなっている().その結果,過大な力が上部工にかかった場合,まず両端の橋脚に水平荷重が集中して降伏し(),さらなる水平荷重はP2橋脚に再分配されることになる().

しかし,上記の現象が簡易法では再現できず,これが結果の差異の原因となっていると思われる.

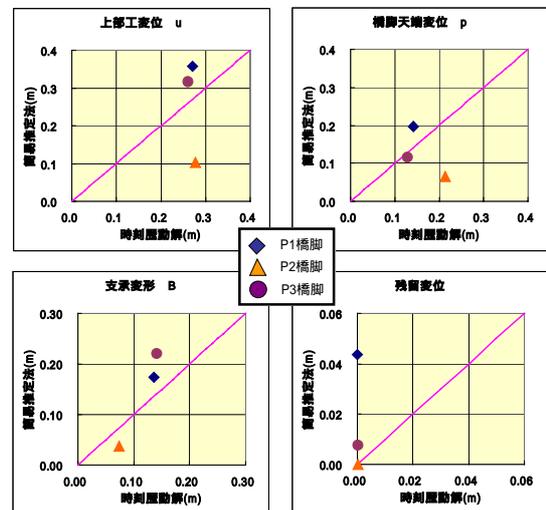


表8 解析結果(橋軸直角方向)

3.2.5 まとめ

簡易法では,解析対象を1本柱形式モデルに置き換えて解析を行なう.そのため,保有水平耐力法などの解析を行なう場合と同様に,設計振動単位が1本柱になる場合以外は時刻歴動解の結果との差異が大きくなってしまっているので注意が必要である.

参考文献

- 1) ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する道路橋の非線形地震応答の簡易推定法(1999.3)建設省土木研究所
- 2) 道路橋示方書・同解説 耐震設計編(平成8年12月)社団法人 日本道路協会

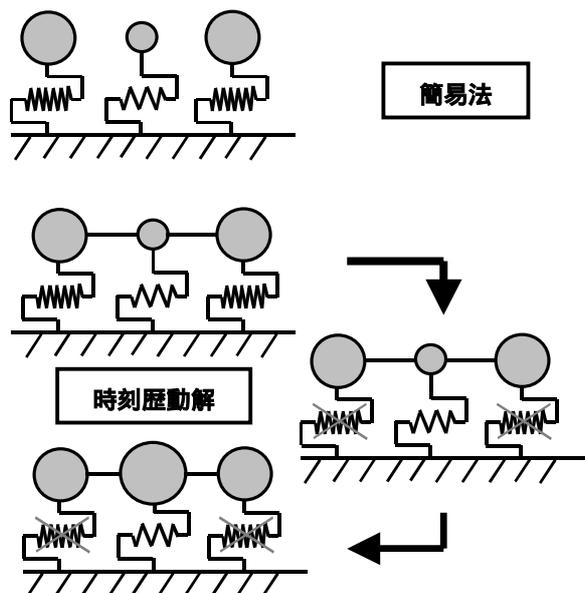


図8 質量の再配分模式図

上部建物と基礎 - 地盤系とを分離したハイブリッド手法による 杭の地震時応力の検討

鴫田 隆¹⁾・木村正人¹⁾・内山不二男²⁾・大波正行²⁾・西村忠典²⁾

1) 三菱地所株式会社 2) 株式会社構造計画研究所 地盤耐震グループ

1. はじめに

兵庫県南部地震の際には、数多くの杭の被害が報告されている。その被害は、杭頭のみならず杭の中間でも発生している。これは、杭の地震時応力に対する地盤の変形の影響が大きいことを示唆するものである。

近年では、杭の地震時応力の検討に応答変位法やペンツェンモデルによる動的解析が採用されるようになってきているが、これらの手法では杭基礎の3次元的な挙動を評価することは困難である。

この様な背景から、筆者等は、比較的簡便で上部構造と基礎 - 地盤系とを分離して動的相互作用の影響を考慮することが可能なハイブリッドな手法¹⁾を採用し、3次元モデルによる杭の地震時応力について検討したものである。

2. 建物概要および地盤物性

対象建物は、地上40階、地下2階、平面は約40m×45mの超高層建物であり、基礎は2300のRC杭（外周杭上部は鋼管巻）である。杭伏図を図-1に示す。敷地地盤は、表-1に示すように軟弱なシルト層が厚く堆積しており強震時には非線形性の影響が強く現れることが予想される。

3. 解析手法の概要

本検討では、図-3に示すように上部構造には曲げせん断型のSRモデル、基礎 - 地盤系には有限要素（基礎、杭）および薄層要素（地盤）を用いた3次元モデルを採用した。

上部構造の非線形性については、SRモデルによる非線形地震応答解析で考慮した。また、地盤の非線形性については、別途、1次元モデルによる非線形地震応答解析を実施し、等価剛性と等価減衰で考慮

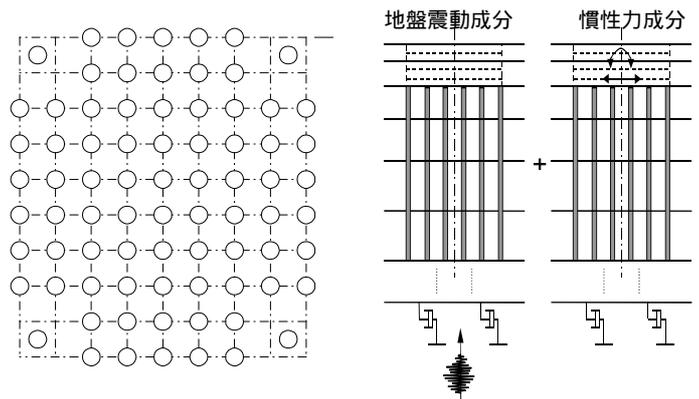


図 - 1 対象建物の杭伏図

図 - 2 杭応力の算定

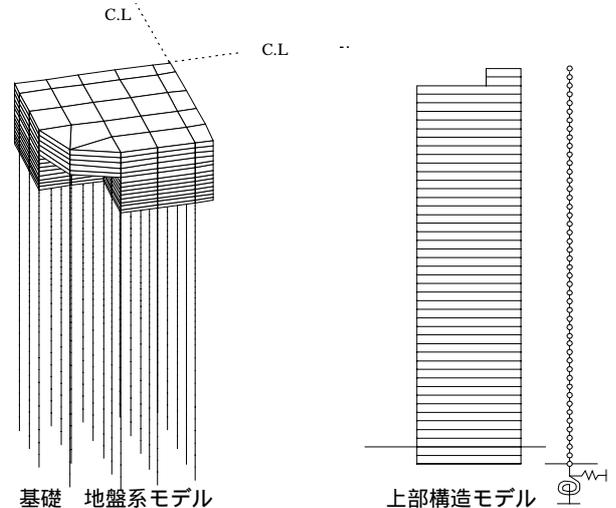


図 - 3 解析モデル概念図

表 - 1 地盤物性

深度 (m)	土質区分	単位体積重量 (kN/m ³)	S波速度 (m/s)
0.0 ~ 6.6	粘性土	15.68	80.0
6.6 ~ 9.3	細砂	16.66	115.0
9.3 ~ 17.0	シルト質粘土	16.17	115.0
17.0 ~ 24.0	シルト質粘土	16.17	135.0
24.0 ~ 32.0	シルト質粘土	16.17	165.0
32.0 ~ 42.3	シルト質粘土	16.17	195.0
42.3 ~ 54.5	粘土質シルト	17.64	255.0
54.5 ~ 66.5	細砂	18.62	295.0
66.5 ~	基礎	20.58	545.0

するものとした。

上部構造モデルの地盤（スウェイ，ロッキング）ばねについては、基礎 - 地盤系モデルの加振解析で得られるインピーダンスから設定するものとした。

また、地震入力については、**図-4**に示すように基礎 - 地盤系モデルの地震応答解析で得られる基礎底面中央位置での加速度応答を用いるものとした。

杭の地震時応力については、**図-2**に示すように基礎 - 地盤系モデルの地震応答解析で得られる応力（以下、地盤震動成分）と上部構造モデルの地盤（スウェイ，ロッキング）ばね反力による加振解析で得られる応力（以下、慣性力成分）の和で算出するものとした。

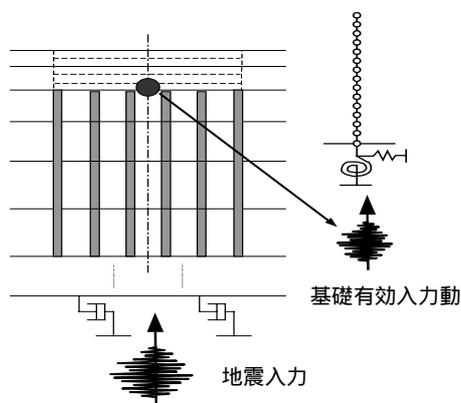


図 - 4 基礎有力入力動の概念図

4 . 杭の応答

図-5は、加振方向最外端の杭の曲げモーメントと軸力の時刻歴を示したものである。なお、縦軸は地盤震動成分と慣性力成分との和の最大値で基準化している。

曲げモーメントについては、慣性力成分の寄与は地盤震動成分の2割程度と小さく、地盤の変形による影響が支配的となっている。一方、軸力については、最大値では慣性力成分と地盤震動成分とで大きな差は認められない。

卓越周期に着目すると、曲げモーメントおよび軸力ともに慣性力成分と地盤震動成分とでは大きな差が見られ、慣性力成分では上部構造の振動特性の影響が顕著であるため約4.0秒の成分が卓越している。

図-6は、杭頭の曲げモーメントおよび軸力の最大値を中央部の杭応力で基準化して示したものである。同図によれば、曲げモーメントおよび軸力ともに位置によってばらつきが大きく、外周ほど応力が大きくなる傾向が現れている。特に、軸力については建物のロッキングの影響が大きいため、加振方向の外周部では中央部の杭に対して5.0~6.0倍と非常に大

きくなっている。

曲げモーメントについては、加振方向に直交する方向の外周部の杭が中央部の杭の1.5~1.6倍と、加振方向外周部の1.2~1.4倍を上回っているのが特徴的である。

45度方向の外周部の杭は、基礎底面レベルが違うため他の杭とは異なる性状を示しているが、直接比較することは困難である。

5 . まとめ

本論文では、上部構造と基礎 - 地盤系とに分離して動的相互作用を考慮したハイブリッドな手法を用いて、高層建物の杭の地震時応力について検討した。その結果、杭の応力は位置によって大きく異なることおよび杭応力に及ぼす地盤の変形の影響が非常に大きいことなどが明らかとなった。これは、杭基礎の地震時応力の評価の際には、3次元的な検討が重要であることを示すものである。

本検討で採用したハイブリッド手法は、地盤の非線形性の影響が直接考慮できないこと等の問題点を有しているものの、比較的簡便で、且つ設計変更等への対応が容易であること等から、杭基礎の設計の際の解析手法としては有効な手法であるものと考えられる。また、軟弱な砂質土層や沖積粘土層のように強震時の剛性低下が著しい地盤等では、剛性が急変するため杭頭のみならず中間部で杭応力が著しく大きくなることに対しても、十分とは言えないまでも対応可能である。

参考文献

- 1) 長谷川正幸、中井正一「杭の地震時応力とその評価法に関する研究」 日本建築学会構造系論文報告集第432号 1992年2月

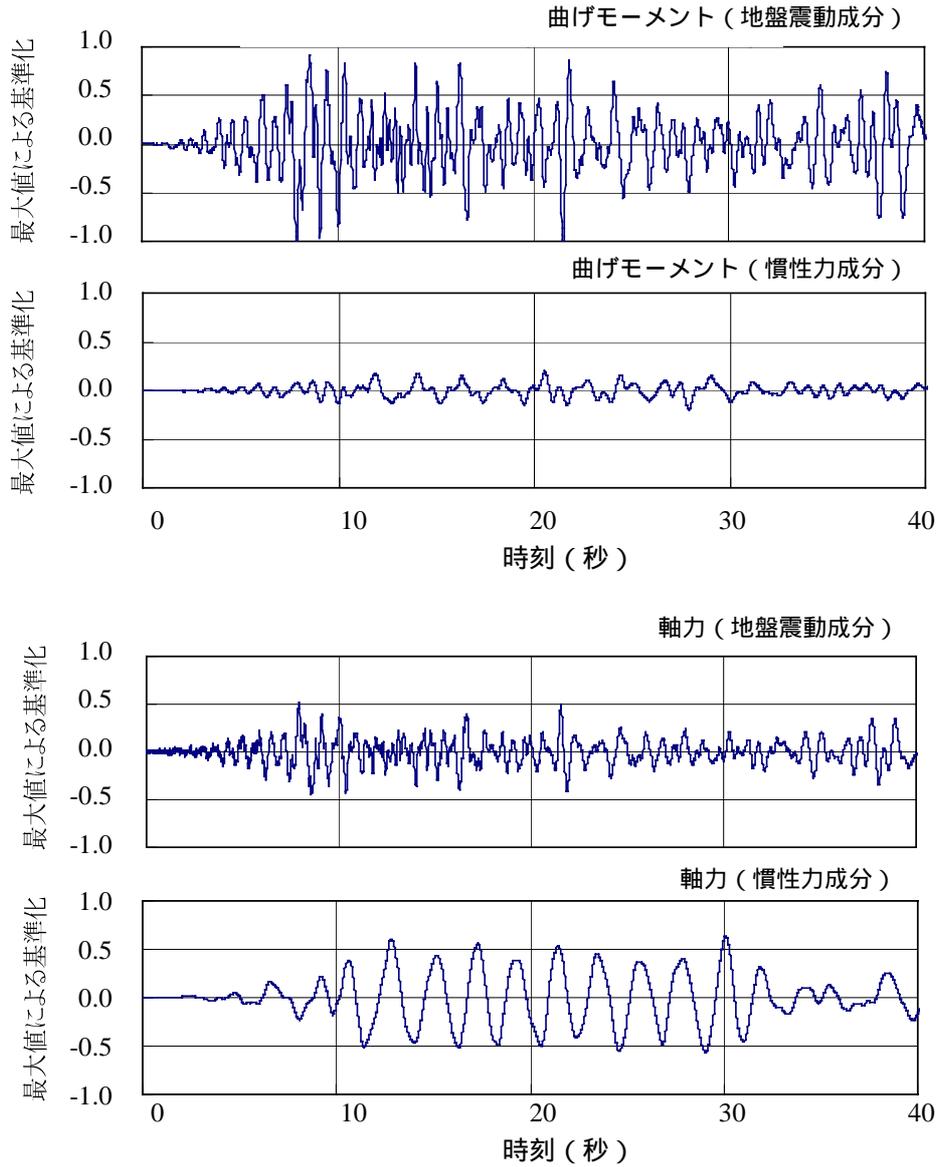


図 - 5 杭応答波形 (曲げモーメント / 軸力)

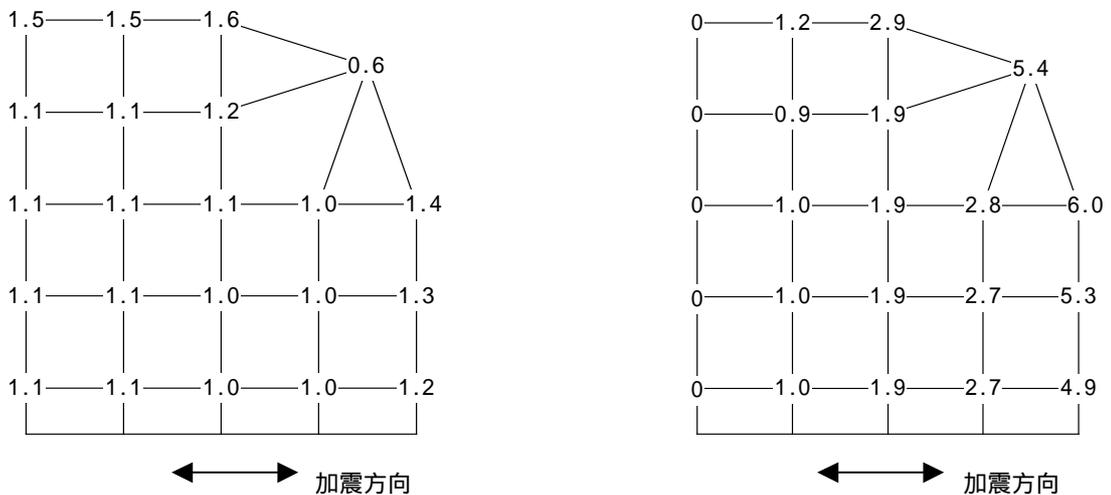
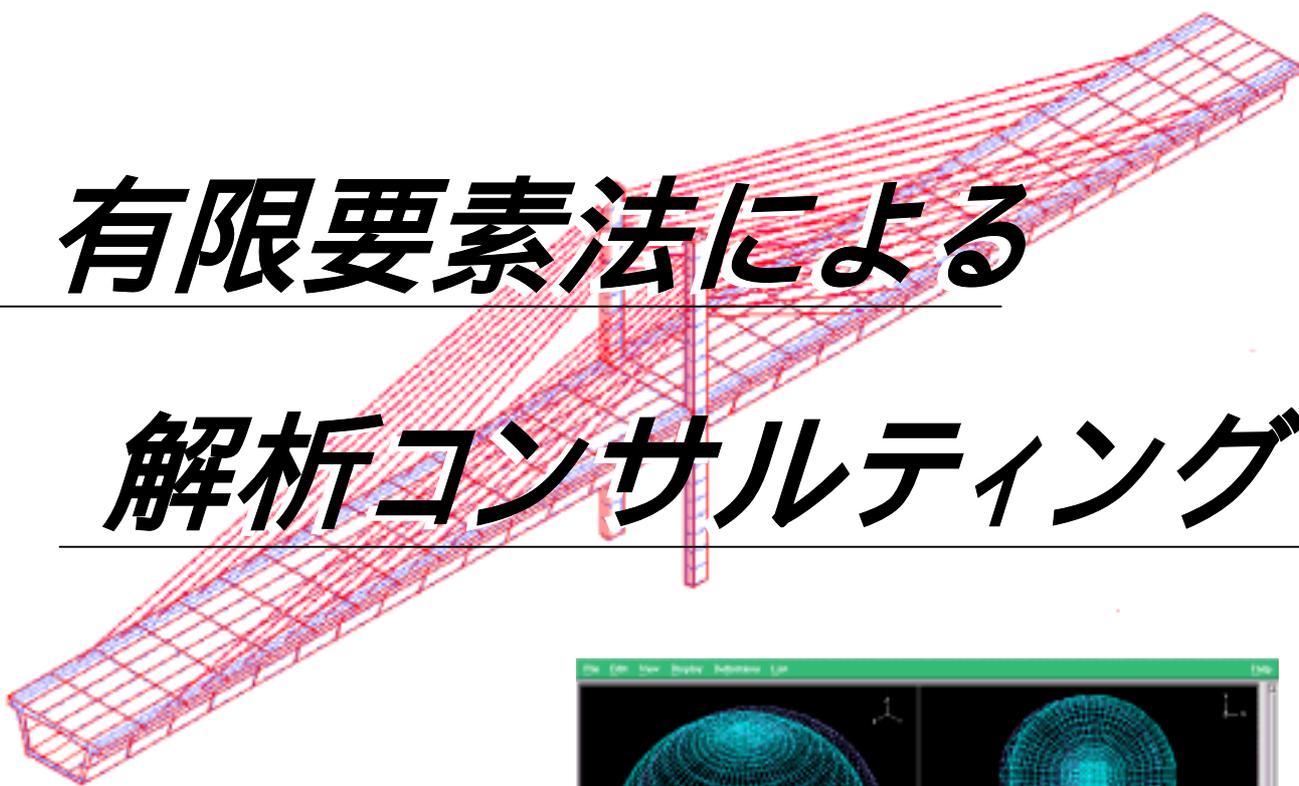


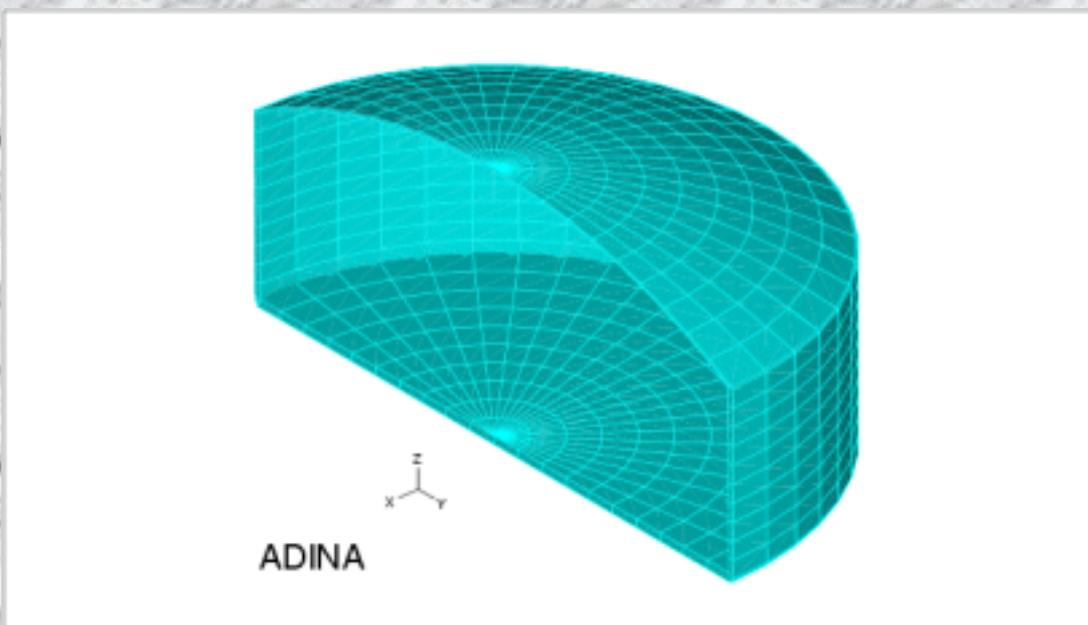
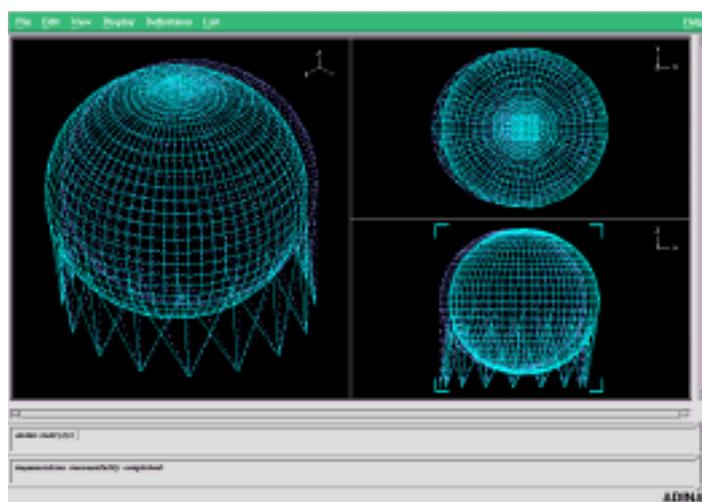
図 - 6 杭応力分布 (左: 曲げモーメント / 右: 軸力)

有限要素法による

解析コンサルティング



非線形有限要素法プログラム
ADINAを用いた解析コンサルティングがご好評をいただいております。構造・地盤から熱流体まで、様々な問題を解決してきたノウハウにご期待ください。



ADINAはADINA R&D, Inc. (米国)の登録商標です。

鉄筋コンクリート耐震壁の地震時終局応答のための解析モデル¹⁾

川上誠¹⁾・梁川幸盛¹⁾・加藤宗明²⁾・加藤朝郎²⁾

1) 株式会社構造計画研究所 解析技術本部 2) 日本原子力発電株式会社 土木建築部

要約： 鉄筋コンクリート耐震壁の地震時終局応答を解析するため、バネ-質点系モデルの適用性を検討した。我が国で慣用的に用いられている荷重-変位履歴則、およびコンクリートのひび割れや圧縮破壊を考慮した有限要素法静的解析から得られた骨格曲線を適用した。計算結果によれば、本解析モデルは弾塑性から終局破壊にいたるまで、振動実験での挙動を十分に評価し得る結果を得た。

1. はじめに

原子力建屋の主たる耐震要因である鉄筋コンクリート（以下RC）耐震壁の地震時終局強度を把握することは、原子力建屋の耐震裕度を評価する上で最も重要な項目の一つである。このため財団法人原子力発電技術機構はRC耐震壁の終局挙動に至るまでの振動実験を行い、さらに当実験結果を用いて、終局挙動を評価するための解析手法および耐震壁の耐震裕度について国際的に評価検討することを提唱した²⁾。

筆者らは、我が国の原子力発電所耐震設計において用いられている荷重-変位履歴則³⁾の上記実験結果への適用性の観点から、解析手法の検討評価を行った。本論文はその検討結果に関して記載したものであり、第2節で振動実験の概要、第3節で荷重-変位関係の骨格曲線を求めるための有限要素法静的解析、第4節でバネ-質点系動的解析による実験結果との比較、第5節で結論に関して述べる。

なお計算プログラムとしては、静的解析にはADINA⁴⁾を、動的解析にはRESP⁵⁾を使用した。

2. 振動実験概要

振動実験の行われたRC試験体は図1に示すように、耐震壁（Web）2枚の直交壁（Flange）上下スラブにより構成されている。下スラブの底面から、図2に示す人工地震波（加速度波）を入力した。入力レベルは、弾性レベル（以下RUN-1）、剪断ひび割れ発生レベル（RUN-2）、中程度塑性レベル（RUN-3）、高度塑性レベル（RUN-4、最大加速度 5770mm/s^2 ）、終局破壊レベル（RUN-5、最大加速度 12300mm/s^2 ）である。材料定数と実験結果は、第4節に計算結果と比較して示す。

本論ではRUN-4とRUN-5に関してのみ記載する。

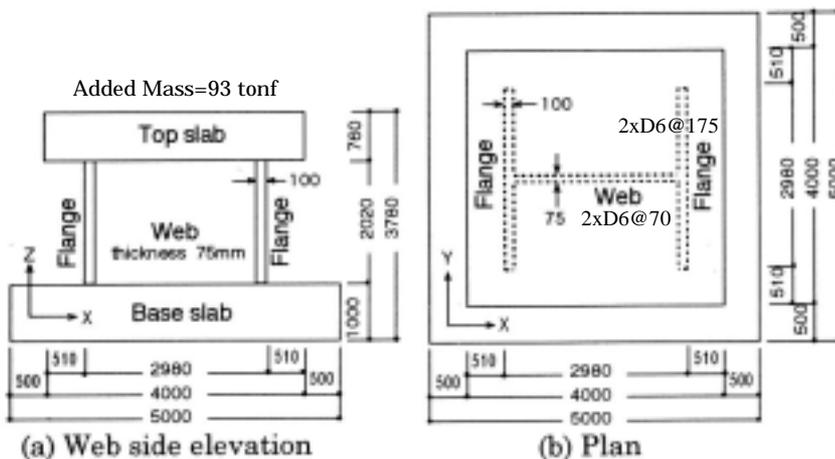


Fig.1 Test specimen

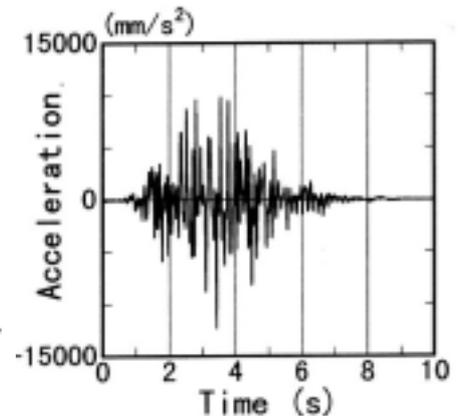


Fig.2 Input acceleration waveform for RUN-5

) 本論は既報¹⁾を日本語版としてまとめたものである。

3. 有限要素法・静的解析

(1) 有限要素モデル

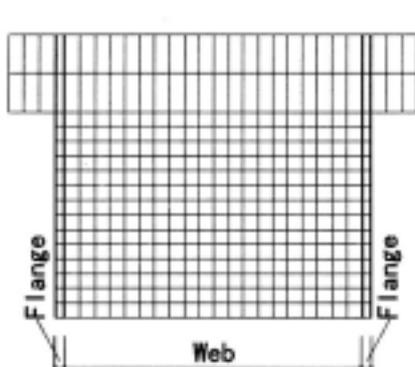
荷重-変位関係の骨格曲線を求めるための2次元有限要素モデルを図3(a), (b)に示す。耐震壁コンクリート部分は鉄筋間隔の2倍の要素幅を有する平面応力要素(要素厚75mm)、上スラブは平面歪要素(要素厚4000mm)でモデル化した。また直交壁に関しては、RUN-4の場合は要素厚1000mm(耐震壁鉄筋の直交壁内アンカー長さ)の平面歪要素、RUN-5の場合は要素厚3000mm(直交壁の全長さ)の平面歪要素でモデル化した。直交壁の要素厚をRUN-4とRUN-5とで使い分けた理由は、RUN-4実験では耐震壁コンクリートが破壊剥落しなかったため直交壁の剪断力分担が少ないのに対して、RUN-5実験では耐震壁コンクリートが破壊剥落したため直交壁の剪断力分担が増大する、と考えたからである。

鉄筋は図3(b)に示すようにトラス要素でモデル化し、その要素断面積は要素の分担コンクリート体積内に存在する鉄筋断面積とした。平面要素とトラス要素とは節点を共有させ完全付着モデルを設定した。

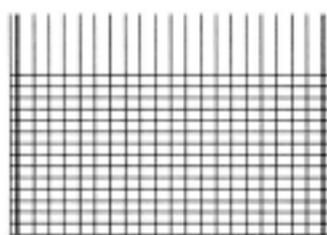
下スラブは有限要素モデルの下端を完全固定する境界条件とした。荷重は付加重量を含む自重の他、上スラブ水平中心線に一方向の水平強制変位を負荷した。その変位増分は0.01mmとし、単純荷重増分法による静的平衡計算を行った。

(2) 材料モデル⁴⁾

図4(a)にコンクリートモデルの圧縮側応力-歪関係を示す。この応力-歪関係は計算中においては、図4(b)に示す3軸圧縮応力破壊曲面を用いた圧縮拘束効果により耐力、靱性が高まるような修正が行われる。図5(a), (b)にコンクリートモデルの引張側応力-歪関係と3軸引張応力破壊曲面を示す。ひび割れ発生後は引張剛性と歪軟化を考慮する、分布ひび割れモデルである。鉄筋の応力-歪関係にはフォンミーゼスの降伏条件(初期降伏応力39.1kgf/mm²)に従う2直線近似の弾塑性モデルを適用した。

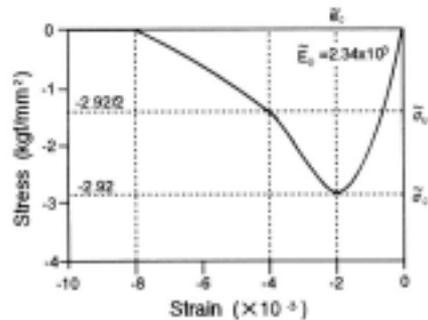


(a) Two-dimensional plane elements for concrete

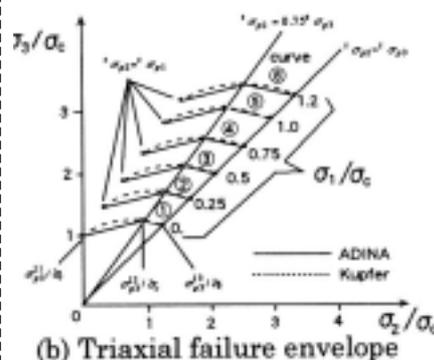


(b) Truss elements for rebar

Fig.3 Two-dimensional finite element model

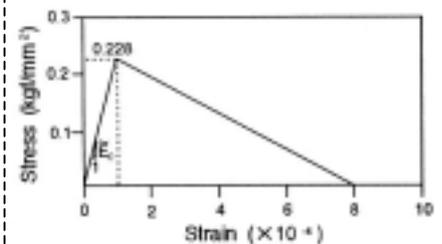


(a) Uniaxial stress-strain relation

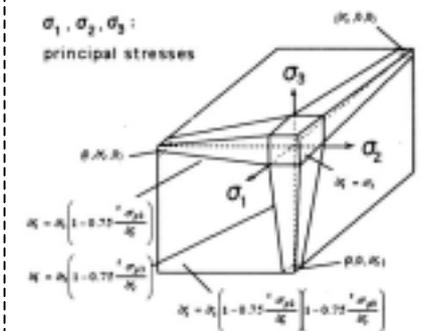


(b) Triaxial failure envelope

Fig.4 Compressive material model for concrete



(a) Uniaxial stress-strain relation



(b) Triaxial failure envelope

Fig.5 Tensile material model for concrete

(3) RUN-4 (高度塑性レベル) の静的解析結果

RUN-4 に関する荷重と変位の関係を図 6 に示す。ここで実線は計算結果、破線は実験結果 (荷重は上スラブ慣性力) である。実験結果は RUN-1 から RUN-4 までの全履歴ループを第 1 象限に重ね書きしてある。計算結果の弾性限界はひび割れ発生によるものであり、その荷重、変位レベルは実験結果とよく一致している。荷重-変位関係の塑性挙動は図 9 (a), (b), (c) に示すような剪断ひび割れの進展によるものである。左側直交壁と耐震壁左下部には、曲げ引張りによる水平方向ひび割れが発生している。

図 7 は計算結果の上スラブ水平変位 4mm 時の拡大変形である。この変形レベルでは図 9 (c) に示すように耐震壁全面に剪断ひび割れが発生しており、振動実験においても図 8 に示すようなひび割れ分布が観察された。なお、解析では一方向載荷による一方向ひび割れ、実験では振動による 2 方向ひび割れである。

この解析で得られた荷重-変位関係を 3 直線近似して RUN-4 動的解析で使用する骨格曲線を決定した。

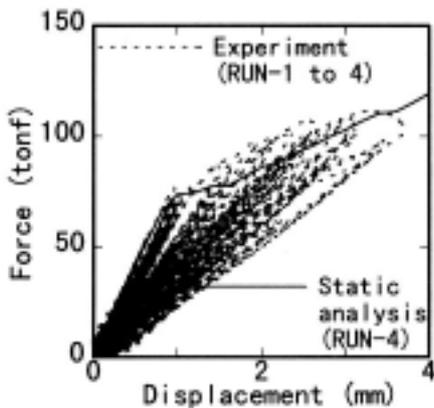


Fig.6 Comparison of experiment and calculated force-displacement relationship

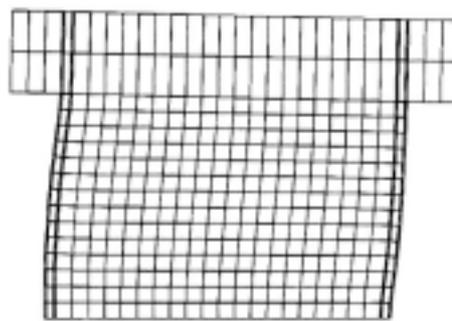


Fig.7 Magnified deformation in static analysis, RUN-4 (Displacement of 4mm)

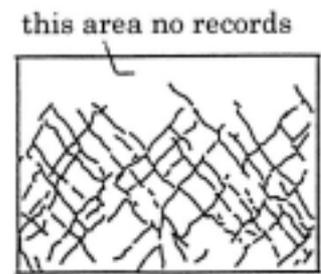


Fig.8 Visual observation of cracks in experiment (Final state of RUN-4)

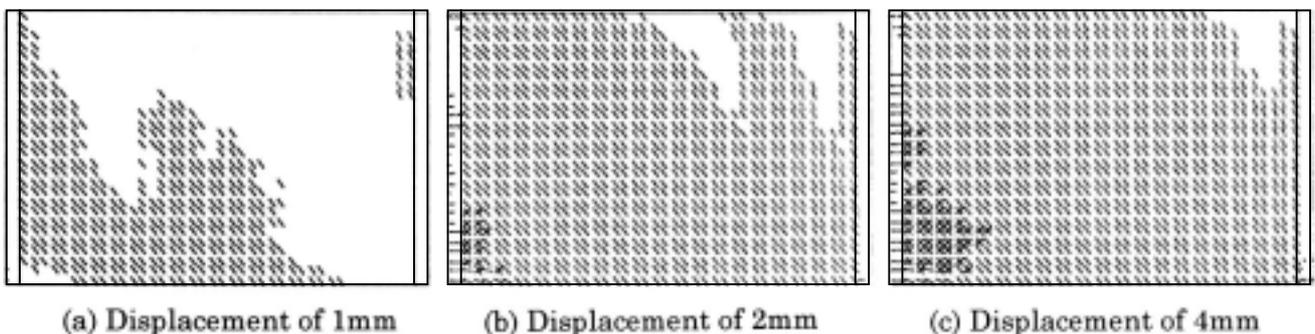


Fig.9 Calculated crack/crush distribution of web in static analysis, RUN-4 (\ : single crack, X : two orthogonal cracks)

(4) RUN-5 (終局破壊レベル) の静的解析結果

図10, 11, 12, 13はそれぞれ、荷重-変位関係(実線は計算、破線は実験: 荷重は上スラブ慣性力) 計算での拡大変形(上スラブ変位 30mm 時) 実験でのひび割れ分布(最終時) 計算でのひび割れ進展、である。

図10の実験結果(破線)は RUN-1 から RUN-5 の全履歴ループを第1象限に重ね書きしてあり、変位 20mm 以上の実験記録は無い。同図の計算(実線)での荷重-変位関係は、実験での遷移ループを除き、実験の履歴ループをほぼ包絡するような特性を有している。ここで遷移ループとは同図内で transitional loop と表記されており、高剛性の破壊前履歴ループ

と低剛性の破壊後履歴ループとを結びつけているループのことである。

図10: 荷重-変位関係の剛性軟化は、図11(解析), 図12(実験), 13(c)(解析)の“ ”位置において水平帯状に発生する剪断滑り破壊によるものである。この破壊帯は変形拘束度の高い耐震壁下端の固定境界位置よりはやや上方の変形しやすい位置で発生することが特徴的である。図12の破壊帯では実験においてほとんどのコンクリートが剥落し、鉄筋が現れるほどの破壊が発生していた。

この解析で得られた荷重-変位関係を多直線近似して RUN-5 動的解析で使用する骨格曲線を決定した。

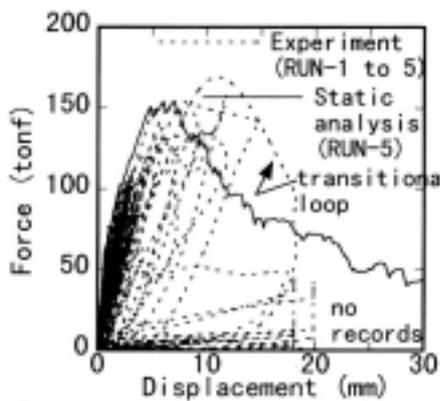


Fig.10 Comparison of experimental and calculated force-displacement relationship

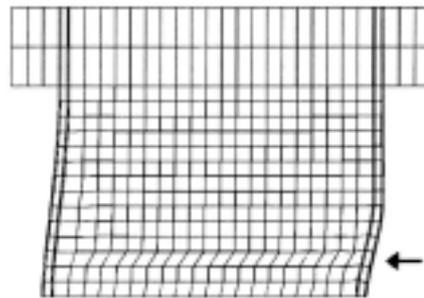


Fig.11 Magnified deformation in static analysis, RUN-5 (Displacement of 30mm)

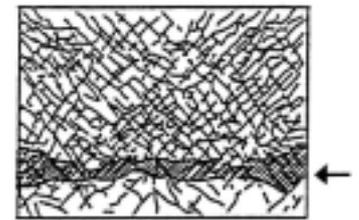
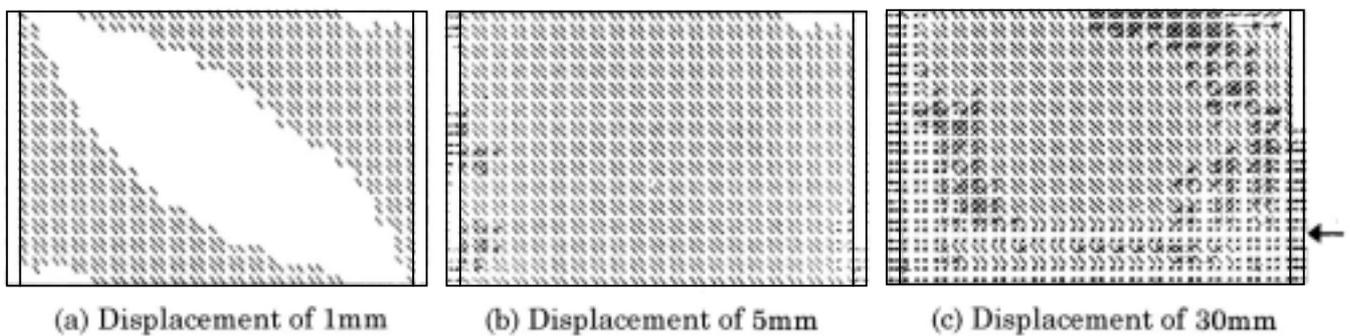


Fig.12 Visual observation of cracks in experiment (Final state of RUN-5)



(a) Displacement of 1mm

(b) Displacement of 5mm

(c) Displacement of 30mm

Fig.13 Calculated crack/crush distribution of web in static analysis, RUN-5
(\ : single crack, × : two orthogonal cracks, * : crush)

4 . バネ-質点系・動的解析

(1) バネ-質点系モデル

図 1 4 にバネ-質点系モデルを示す。質点の位置を上スラブ中央に設定し、質量は付加重量を含む上スラブ重量、および耐震壁と直交壁の上半分の重量を考慮した。

実験で観測された下スラブ上面における加速度時刻歴を本モデルの固定下端から入力した。

バネは剪断バネであり、その荷重-変位骨格曲線は、第3節(3)、(4)の有限要素法・静的解析から得られた荷重-変位関係から決定した。剪断バネの荷重-変位履歴則³⁾としては、図 1 5 に示すような最大点指向則(図 1 5(a)~(c))と原点指向則(図 1 5(d))とを併用した。すなわち、耐震壁に剪断滑り破壊が発生するまでは最大点指向則を適用し、

剪断滑り破壊が発生した後は原点指向則に切り換える、という方法である。両履歴則を切り換えるタイミングは、「バネの応答変形角度が所定の剪断破壊変形角度に達した時点」とした。これは図 1 9 の変形 - 17.5mm (変形角=17.5/2400) に対応する。

粘性減衰は各 RUN 毎の初期剛性に比例するものと仮定し、上記の履歴則の切り換えタイミングの前後においてそれぞれ、4%と2%を適用した。前者は実験において求められていたが、後者は計算結果が実験結果と近似するように決定した。

運動方程式の解法は、時間刻み 0.0001 秒の中央差分法を適用した。

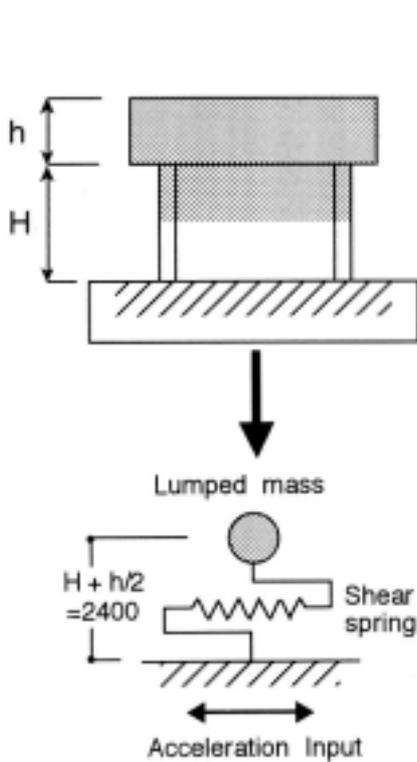


Fig.14 One degree-of-freedom spring-mass model

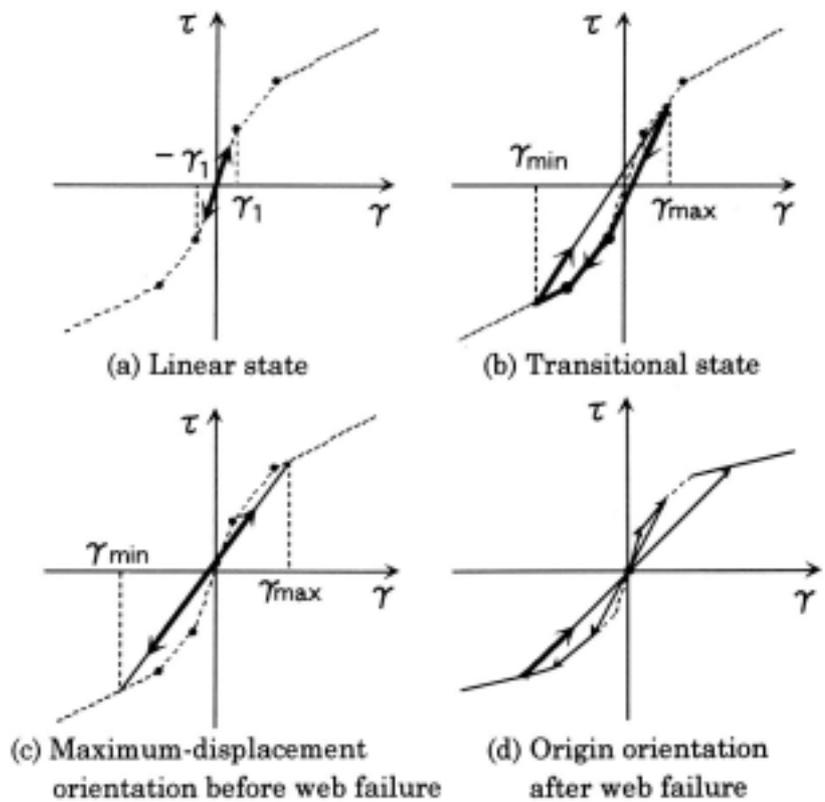


Fig.15 Hysteretic rules of spring

(2) RUN-4 (高度塑性レベル) の動的解析結果

荷重 (慣性力) と変位の関係を、図 1 6 (実験) と図 1 7 (解析) に示す。両者の履歴ループの形は低荷重レベル (原点近傍) では異なるものの、解析の正負最大荷重とその変位レベルは実験値によく近似した結果が得られている。

図 1 8 (a) , (b) に、変位時刻歴と加速度時刻歴を示す。いずれの図においても、解析結果 (実線) の振幅と時間周期特性は、実験結果 (破線) をよく追跡できている。

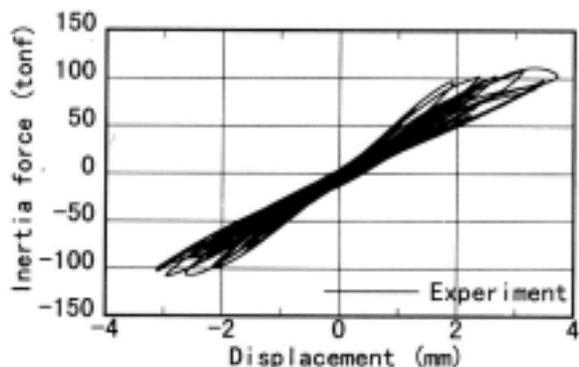


Fig.16 Experimental inertia force-displacement relationship in RUN-4

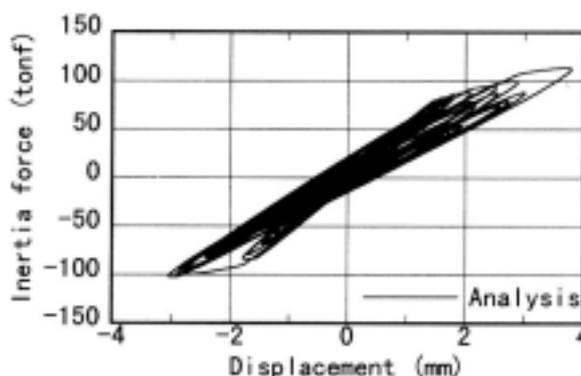


Fig.17 Calculated inertia force-displacement relationship in RUN-4

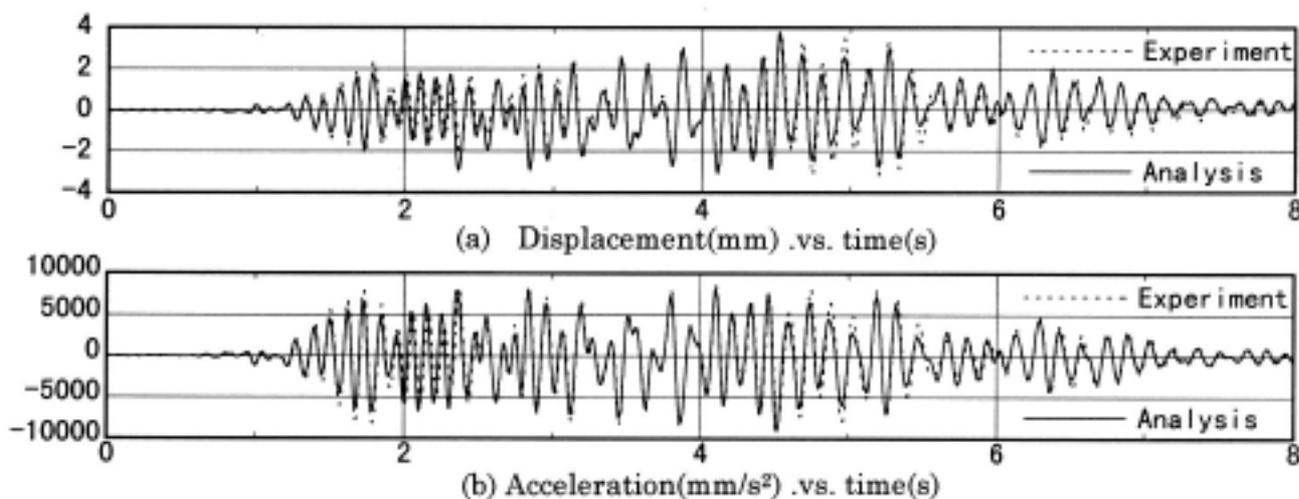


Fig.18 Comparison of displacement and acceleration time histories in RUN-4

(3) RUN-5 (終局破壊レベル) の動的解析結果

荷重 (慣性力) と変位の関係を、図 1 9 (実験) と図 2 0 (解析) に示す。両履歴ループはいずれも、
)高い剛性、耐力を有する破壊前ループ、
)低い剛性、耐力を有する破壊後ループ、
)前記両ループを結ぶ遷移ループ (図中で transitional loop と表記) の 3 種類の履歴ループで構成されている。実験で記録のない正負変位 20mm 以上に曲線を想定すると、解析と実験との対応する各ループの荷重や

変位の値、包絡曲線は、よく近似していることがわかる。

図 2 1 (a) , (b) に、変位時刻歴と加速度時刻歴を示す。いずれの図においても、解析結果 (実線) の振幅と時間周期特性は、上記) 遷移ループの発生時間帯 (3.7 秒から 4.1 秒) を除き、実験結果 (破線) の特性をよく捉えている。

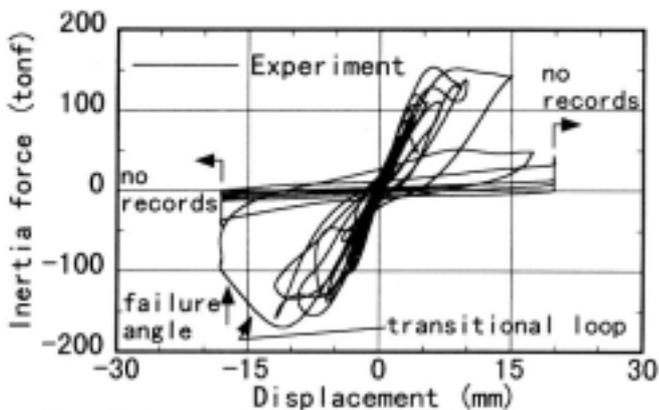


Fig.19 Experimental inertia force-displacement relationship in RUN-5

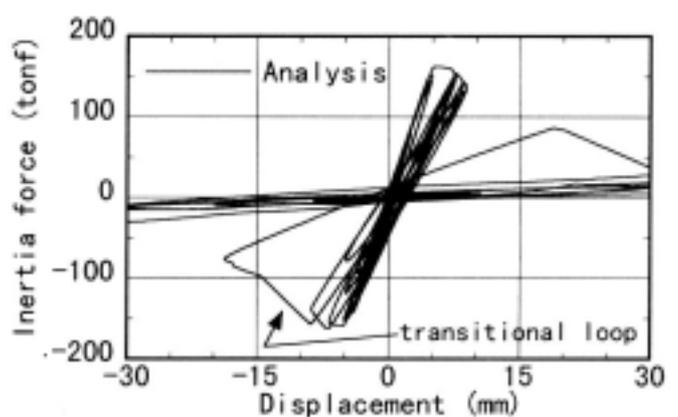


Fig.20 Calculated inertia force-displacement relationship in RUN-5

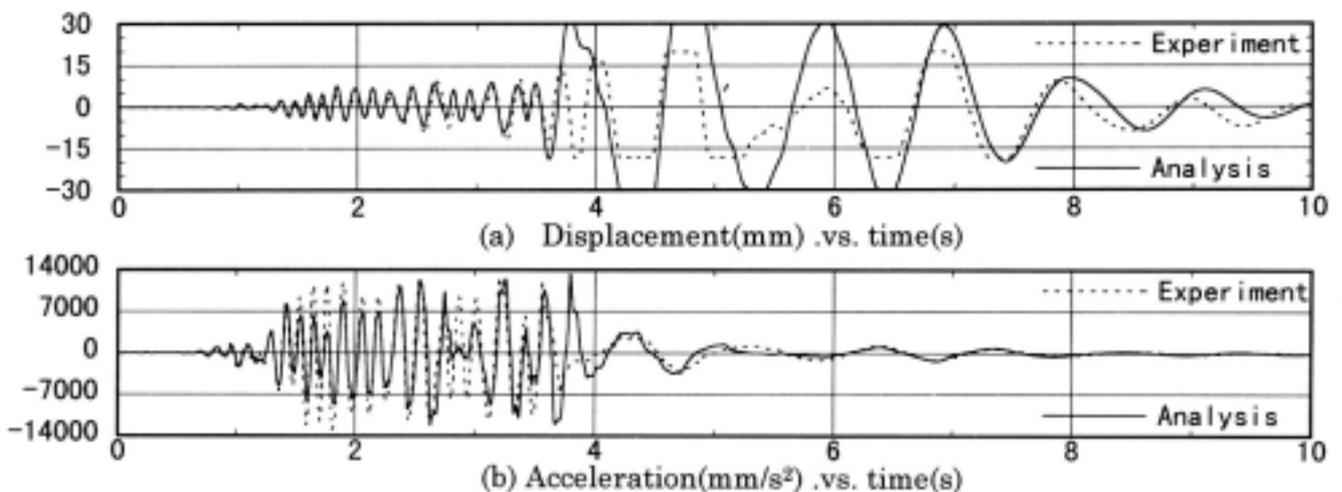


Fig.21 Comparison of displacement and acceleration time histories in RUN-5

5. 結論

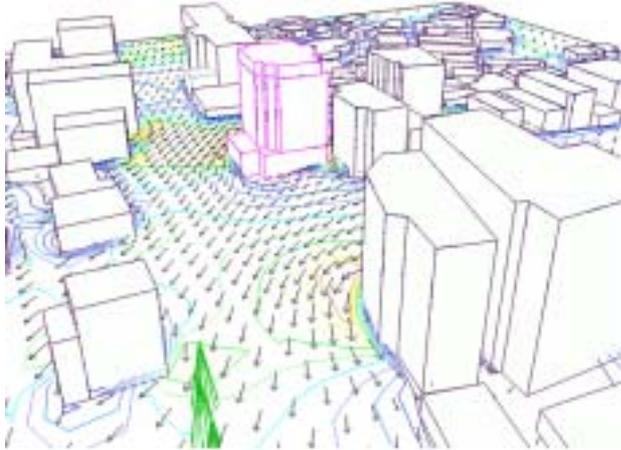
R C 耐震壁の終局地震応答を評価するため、「文献³⁾で推奨している荷重-変位履歴則」と「有限要素法解析から求めた荷重-変位骨格曲線」とを適用したバネ-質点系モデルにより解析を行った。計算結果によれば本解析モデルは、荷重-変位関係、変位時刻歴、加速度時刻歴などの振動実験での特性を、弾塑性から終局破壊に至るまで、十分に評価し得ることがわかった。しかしながら、直交壁の有効幅、荷重-変位履歴則の切り換え規準、減衰の値などの観点において改良すべき点があり、本解析モデルのより一般的な適用に関しては今後さらに十分な研究が必要である。

参考文献

- 1) Kawakami M., Yanagawa Y., Kato M., Kato A. : Method to simulate ultimate dynamic response of a reinforced concrete shear wall under seismic loading, 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 1997.
- 2) NUPEC, OECD/NEA/CSNI : Specification Report of Seismic Shear Wall ISP on NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test, 1994.
- 3) (社)日本電気協会 : 原子力発電所耐震設計技術指針, 1987, 1991
- 4) ADINA R&D, Inc. : ADINA Theory and Modeling Guide - Report ARD 95-8, 1995
- 5) (株)構造計画研究所 : RESP-M/ 利用者マニュアル, 1994

街を流れる風を *Wind-design* for Windows

知りたいなら・・・



地図情報(bmpファイル)の読み込み可

2D or 3Dによる確認表示

自動メッシュ分割機能

GUI操作によるメッシュ範囲分割や追

削除が可能

簡単な計算条件設定および出力指定

風環境評価機能による客観的評価が可能

室内の気流温熱環境を *AC-design* for Windows

知りたいなら・・・

AutoCADをカスタマイズした容易な形状

定義機能

自動メッシュ分割機能

高性能熱流体ソルバの搭載。流れと熱の

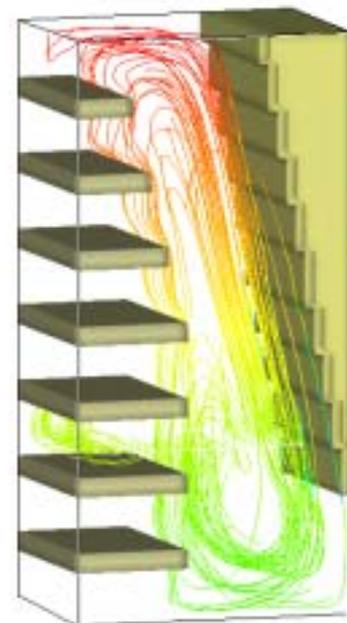
連成計算や濃度拡散解析が可能

豊富な可視化機能。ベクトル・コンタ

等値面・マーカ粒子追跡・

ストリームライン表示・

アニメーション表示



水、空気、ガス拡散、地下浸透流・・・ 流体解析コンサルもお任せ下さい

(株)構造計画研究所 解析技術年表

主要な解析関連実績	年 代	会社沿革
	1960	(株)構造計画研究所設立
	1965	大阪支所(現在支社)開設
FEMによる土堤・壁地盤の弾塑性解析 軟弱地盤上の剛体振動解析 地震波シミュレーション	1970	九州支所開設
岩盤の掘削クリープ解析 ダム軸が湾曲したフィルダムに関する研究 原子力発電所の為の断層解析 不飽和浸透流解析	1975	北海道支所開設
燃料棒非線形解析 岩盤内気体拡散シミュレーション フィルダム浸水沈下解析 建築物保有耐力計算 原子力発電所建屋耐震解析 SuperFLUSH	1980	
ガラス熱流動解析 原子炉建屋斜め入射解析 3次元乱流解析 格子モデルによる相互作用解析 キャスク落下衝撃解析 原子力発電所立地確認調査 超高層ビルの耐震検討	1985	新宿事務所開設 熊本構造計画研究所開設
原子力発電所耐震リスク評価 ガスタンク蓄圧シミュレーション 射出形成離形時そり解析 HOTFLOWによる熱流動解析 プラスチック射出形成CAE RESP-F RESP-M3 SuperFLUSH3D NANSSI RESP-F3 HOTFLOW		熊本構造計画研究所新社屋完成
地盤の液状化を考慮した地震応答解析 地下構造物の耐震解析 RESP-S	1990	福岡営業所開設
多柱列モデルによる地震応答解析 トンネル近接施工解析 免制震構造地震応答解析 人工島護岸の耐震解析 アーチ/フィルダム動的解析 高層RC地震応答解析 シールド近接施工 RESP-T RESP-F3D FRONT	1995	名古屋営業所開設
道路橋の耐震解析 鉄道構造物の耐震解析 設計用入力地震動 各ソフトWindows化	2000	本所新館完成
交通振動・環境評価解析 上下水道施設の耐震解析 AC-DESIGN WIND-DESIGN ASCARS		

頻出テーマの業務本格化時期

トピックテーマ

ソフトウェア初版リリース(現在も販売中のもの)

解析雑誌 Vol.2 読者アンケートのお願い

今回の解析雑誌はいかがでしたでしょうか？

「お客様との共同成果発表の場を」というコンセプトで出発した解析雑誌も、2号目となりました。早くも継続していくことの難しさを痛感しつつも、より一層ホットな情報をお届けしていけるよう努めていきたいと考えております。今後の本誌が皆様にとって有益なものとなりますよう、是

非とも本ページ下のフォームにご意見・ご要望をご記入の上、下記番号まで FAX にてお送りください。eメールにて同内容をお送りいただいても結構です。ご協力をお願いします。

尚、本誌および弊社へのお問い合わせは右ページに記載の TEL、FAX、Eメールで承っております。

お名前			
会社名			
電話番号		FAX 番号	
Eメール			

本誌の内容について全般的なご感想をお聞かせください	業務上参考になった あまり面白くなかった そのほか：	業務とは直結しないが興味深かった 主旨が理解できない
特に興味深かった記事・報文があればお書きください		
今後の継続刊行についてご意見をお聞かせください	次号があるならまた読みたい 次号はもっと入門的な内容を 定期刊行をのぞむ（年____回程度） そのほか：	次号はもっと高度な内容を 次号以降には期待できない
次号以降の内容に関してのご要望があればお聞かせください	分野： 建築 橋梁 地盤 地下構造 上下水道 河川 港湾 環境 地震防災 その他（ ）	
	テーマ：	
本誌と関連の深い K K 解析ホームページについてお聞きします	前から見ていた ホームページのご感想を一言：	本誌で知ってアクセスした まだ見ていない
そのほか本誌あるいは業務内容などに関して、ご意見・ご要望・お問い合わせなどありましたらお書きください		

FAX 03 - 5342 - 1236 構造計画研究所「解析雑誌」編集担当行

お問い合わせはこちらへ

本誌あるいは弊社の解析サービス・解析ソフトに関してのお問い合わせは下記までお願いいたします。

(株) 構造計画研究所 解析技術本部

〒164 - 0011 中野区中央 5 - 4 - 3

TEL 03 - 5342 - 1136 FAX 03 - 5342 - 1236

Eメール : kaiseki@kke.co.jp

また、本誌と連携して情報発信を行っております、構造計画研究所解析技術本部のホームページにも是非お立寄りください。

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

尚、構造計画研究所全社の URL は <http://www.kke.co.jp> です。

各地の支社、営業所でもお問い合わせを承っております。

大阪支社 06-6243-4500 北海道支所 011-261-0671
福岡営業所 092-482-8821 名古屋営業所 052-222-8461

解析雑誌 *Journal of Analytical Engineering Vol.2 2001.1*

(株) 構造計画研究所 解析技術本部 編集・発行

本誌は非売品です。本誌掲載記事・広告の無断転載を禁じます。

Windows は米国マイクロソフト社の登録商標です。

*Journal of Analytical Engineering,
Vol.2, 2001.1*

Kozo Keikaku Engineering, Inc.