

建築構造物 - 基礎系の混合型逆問題定式化  
に基づく形式・サイズ自動選定システム  
(12450225)

平成14年度科学研究費補助金（基盤研究（B））研究成果報告書

京都大学図書



9810056652

附属図書館

平成15年3月

研究代表者 竹脇 出  
(京都大学工学研究科助教授)

建築構造物 - 基礎系の混合型逆問題定式化  
に基づく形式・サイズ自動選定システム  
(12450225)

平成14年度科学研究費補助金（基盤研究（B））研究成果報告書

平成15年3月

研究代表者 竹脇 出  
(京都大学工学研究科助教授)

## 研究課題

建築構造物 - 基礎系の混合型逆問題定式化に基づく形式・サイズ自動選定システム

研究種目 基盤研究 (B) (2)

課題番号 12450225

## 研究組織

研究代表者： 竹脇 出 (京都大学工学研究科助教授)

研究分担者： 辻 聖晃 (京都工芸繊維大学工学部助教授)

荒木慶一 (京都大学工学研究科助手)

## 研究経費

平成12年度 3 2 0 0 千円

平成13年度 1 1 0 0 千円

平成14年度 1 2 0 0 千円

---

計 5 5 0 0 千円

## 研究発表

- 1 . I.Takewaki, N.Fujii and K.Uetani, Simplified inverse stiffness design for nonlinear soil amplification, *Engineering Structures*, Vol.24, No.11, pp1369-1381, 2002.
- 2 . I.Takewaki, N.Fujii and K.Uetani, Nonlinear surface ground analysis via statistical approach, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.22, No.6 pp499-509, 2002.
- 3 . I.Takewaki, Critical excitation method for robust design: A review, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.128, No.5, pp665-672, 2002.
- 4 . 竹脇 出：確率論に基づく新しいcritical外乱法, 日本建築学会構造系論文集, 第533号, pp69-74, 2000.
- 5 . I.Takewaki, Resonance and criticality measure of ground motions via probabilistic critical excitation method, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.21, No.8, pp645-659, 2001.
- 6 . 竹脇 出：多自由度線形構造物モデルに対する確率論的非定常critical外乱法, 日本建築学会構造系論文集, 第536号, pp71-77, 2000.
- 7 . I.Takewaki, Nonstationary random critical excitation for acceleration response, *Journal of Engineering Mechanics*, American Society of Civil Engineers, Vol.127, No.6, pp544-556, 2001.
- 8 . I.Takewaki, Critical excitation for elastic-plastic structures via statistical equivalent linearization, *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol.17, No.1, pp73-84, 2002.
- 9 . I.Takewaki, Probabilistic critical excitation for MDOF elastic-plastic structures on compliant ground, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.30, No.9, pp1345-1360, 2001.
- 1 0 . 竹脇 出, 非定常ランダム地震入力におけるクリティカル包絡線関数, 日本建築学会構造系論文集, 第559号, pp85-91, 2002.
- 1 1 . I.Takewaki, Robust building stiffness design for variable critical excitations, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.128, No.12, pp1565-1574, 2002.
- 1 2 . I.Takewaki, H.Fujimoto and K.Uetani, Computational soil-structure interaction design via inverse problem formulation for cone models, *An International Journal of Computational Structural Engineering*, Vol.2, No.1, pp17-26, 2002.
- 1 3 . I.Takewaki, N.Takeda and K.Uetani, Fast practical evaluation of soil-structure interaction of embedded structures, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (in press) 2003.
- 1 4 . 竹脇 出、土井明裕：動的Winklerばねモデルを用いた杭支持建築構造物の地震時剛性設計, 第52回理論応用力学講演会講演論文集, (in press), 2003.

# 目次

1章 序 .....	5
1.1 研究目的 .....	5
1.2 研究成果の概要 .....	8
2章 基礎 - 地盤系における意思決定過程の分析 .....	13
3章 直接基礎 .....	21
I.Takewaki, N.Fujii and K.Uetani, Simplified inverse stiffness design for nonlinear soil amplification, <i>Engineering Structures</i> , Vol.24, No.11, pp1369-1381, 2002.	
I.Takewaki, N.Fujii and K.Uetani, Nonlinear surface ground analysis via statistical approach, <i>Soil Dynamics and Earthquake Engineering</i> , Vol.22, No.6 pp499-509, 2002.	
I.Takewaki, H.Fujimoto and K.Uetani, Computational soil-structure interaction design via inverse problem formulation for cone models, <i>An International Journal of Computational Structural Engineering</i> , Vol.2, No.1, pp17-26, 2002.	
4章 埋込基礎 .....	57
I.Takewaki, N.Takeda and K.Uetani, Fast practical evaluation of soil-structure interaction of embedded structures, <i>Soil Dynamics and Earthquake Engineering</i> (in press).	
5章 杭基礎 .....	81
6章 地盤特性の不確定性を考慮した取扱い .....	107
7章 極限的地震動に対するRobust構造ストラテジー .....	109
I.Takewaki, Critical excitation method for robust design: A review, <i>Journal of Structural Engineering</i> , American Society of Civil Engineers, Vol.128, No.5, pp665-672, 2002.	
竹脇 出：確率論に基づく新しいcritical外乱法, 日本建築学会構造系論文集, 第533号, pp69-74, 2000.	
I.Takewaki, Resonance and criticality measure of ground motions via probabilistic critical excitation method, <i>Soil Dynamics and Earthquake Engineering</i> , Vol.21, No.8, pp645-659, 2001.	
竹脇 出：多自由度線形構造物モデルに対する確率論的非定常critical外乱法, 日本建築学会構造系論文集, 第536号, pp71-77, 2000.	
I.Takewaki, Nonstationary random critical excitation for acceleration response, <i>Journal of Engineering Mechanics</i> , American Society of Civil Engineers, Vol.127, No.6, pp544-556, 2001.	
I.Takewaki, Critical excitation for elastic-plastic structures via statistical equivalent linearization, <i>Probabilistic Engineering Mechanics</i> , Vol.17, No.1, pp73-84, 2002.	

I.Takewaki, Probabilistic critical excitation for MDOF elastic-plastic structures on compliant ground, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.30, No.9, pp1345-1360, 2001.

竹脇 出, 非定常ランダム地震入力におけるクリティカル包絡線関数, 日本建築学会構造系論文集, 第559号, pp85-91, 2002.

I.Takewaki, Robust building stiffness design for variable critical excitations, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.128, No.12, pp1565-1574, 2002.

8章	まとめ	.....	205
9章	今後の展望	.....	207

# 1 章 序

## 1.1 研究目的

### 研究目的

#### ①何をどこまで明らかにしようとするのか

建築骨組の構造設計における実務では、多くの場合、基礎固定モデルとしての上部構造の設計後に設計用荷重を基礎部に与える「上部構造と下部構造の分離設計」が行われている。この分離設計では次のような問題点が存在する。(1)上部構造の設計で設定される設計用荷重は基礎形式、サイズに依存するが、分離設計ではこのような効果を扱うことができない、(2)基礎 - 地盤系のモデル化におけるばらつき・不確実性が上部構造の設計に及ぼす影響を把握することが困難、(3)地盤液状化や圧密沈下が上部構造の応答に及ぼす影響を把握することが困難。

このような問題点を克服するため、次のような項目に焦点を絞って研究を行う。

- (i)上部構造 - 基礎 - 地盤連成系としての総合システムを設計用モデルとして扱い、このモデルに対する剛性設計法を展開、整備する。
- (ii)基礎形式選定の際の意思決定過程の分析を行い、(i)による検討を含んだ数理的かつ合理的な基礎形式選定のための意思決定アルゴリズムのプロトタイプを提案する。

#### ②この研究の学術的な特色・独創的な点・予想される結果と意義

- (1)本研究代表者は、構造物と地盤との動的相互作用を考慮したモデルについて、上部構造物は設計対象部分、地盤系は設計非対象部分である複合系に対する混合型逆問題という新しい問題を定義して、世界的に新しい独自の理論を展開している。
- (2)上部構造 - 基礎 - 地盤連成系は基礎固定モデルに比べて解析モデルの自由度が激増し大きな計算負荷を伴う。混合型逆問題定式化ではサブストラクチャー法的取り扱いを採用し設計変更に関係の地盤の解析は1回で済むため、地盤の解析モデルの自由度数が増加しても上部構造の剛性を決定する過程にはほとんど影響しない。すなわち、基礎地盤系のモデル化が詳細になるほど有効性が向上するという通常の有限要素解析の常識を超えた利点を有している。
- (3)上部構造 - 基礎 - 地盤連成系は非比例減衰系モデルとなる。混合型逆問題定式化では複素数領域での解析を導入しているため、非比例減衰系モデルを的確に扱うことができる。

〔予想される結果と意義〕本形式・サイズ自動選定システムが開発されると、部材選定過程での試行錯誤操作の大幅な低減が可能となる。非比例減衰系では複素固有値解析等、応答解析に相当な労力を要するためこの低減効果は大きい。特に基礎・地盤系の設計・施工コストは全経費のかなりの部分を占めるため、その合理的な形式選定システムは極めて有効である。構造設計者は、部材選定過程での試行錯誤操作から解放され、構造計画を初めとする本来の創造的な作業に時間を割くことが可能となる。また、工学的基盤面で設計用地震動の設定を行う性能指定型設計法に直接対応した設計法であり、性能指定型設計法の一つのプロトタイプを提供する。

### ③当該研究の位置づけ

- (1) 上部構造 - 基礎 - 地盤連成系モデルは、設計された構造物の安全性確認のための解析モデルとしては国内外で多く用いられているが、上部構造や基礎構造の部材選定を行う設計段階で用いているものは本研究代表者の一連の研究以外には存在しない。
- (2) 上部構造では、数理計画法と設計感度解析に基づく数値的方法が静的な荷重に対してはほぼ確立されているが、演算負荷等の困難点により大規模システムである上部構造 - 基礎 - 地盤連成系モデルに適用された例は存在しない。

### 従来の研究経過・研究成果又は準備状況等

- (1) 研究目的欄②に記載の通り、本研究代表者はこれまでに構造物と地盤との動的相互作用を考慮したモデルについて、上部構造物は設計対象部分、地盤系は設計非対象部分である複合系に対する混合型逆問題という新しい問題を定義して、以下に示すような世界的視野において新しい独自の理論を展開している。
  - [1] 上部構造有限要素・下部地盤せん断型システムに対する基礎理論 (ASCE, 1995)
  - [2] 上部構造有限要素・下部地盤有限要素モデルに対する理論 (SDEE 1998, ASCE 1997)
  - [3] 基盤面設計用スペクトル適合地震動を受けるPenzien型モデル・有限要素モデルを用いて、混合型逆固有モード問題に対する解を有効に利用した逆問題型剛性設計法
  - [4] スウェイ・ロッキングモデルにおいて、上部構造の弾塑性応答を制約値以内に制御設計する理論 (Engineering Structures 1998)
- (2) 平成10-11年度基盤研究(C)「地盤との連成を考慮した非比例減衰建築構造物の最適付加ダンパー配置法」(代表：竹脇 出)において、粘性ダンパーを初めとする受動型制震部材の有効配置に関する理論 (SDS法) を展開。本手法では、制震部材の総容量を増加させたときの有効配置を連続的に見出すことができるという特徴を



有している。本研究における制震部材の有効配置は本SDS法を用いて行う。

- (3) 平成7-9年度基盤研究(C)「不確定地盤との連成を考慮した建築構造物のハイブリッド逆定式化による性能最大化設計」(代表：竹脇 出)において、地盤特性のばらつきを考慮して上部構造物の性能指定設計を行う理論を展開。本手法は逆問題型手法を用いているため、従来の確率有限要素法的取り扱いよりも格段に効率的である。
- (4) 支配式が設計変数に関して非線形となる問題については、本研究代表者が展開した初期の段階の逆問題定式化手法を用いることができない。本研究代表者はこのようなモデルに対して、増分型逆問題という新しい研究領域を開拓し、いくつかの理論およびそれに基づく数値的方法を提案している。
- (5) 平成11年度特定領域研究(A)「観測地震動に基づく建築構造物付加粘性ダンパーの最適配置」(代表：竹脇 出)において、地中および地上に設置した地震計による地震観測結果を用いた上部構造物と地盤の実証的なシステム同定手法を提案。本同定手法を地盤特性の同定に用いることにより、上部構造 - 基礎 - 地盤連成系のトータルシステムとしてのモデル精度を向上させることが可能である。
- (6) 地盤の液状化が上部構造の応答に及ぼす影響を明らかにするための動的解析モデルの提案とそれを用いた影響解析 (SDEE 1998)。→地盤液状化は必ずしも杭基礎や上部構造の応答を低減させるとは限らないことを実証。
- (7) 本研究代表者のこれまでの研究成果は上部構造や基礎のサイズ選定に主眼が置かれていた。本研究では、サイズ選定とともに基礎形式選定の際の意思決定アルゴリズムの展開に主眼を置く。

## 1.2 研究成果の概要

以上の研究目的に沿って研究を実施し、以下のような成果を得た。

### 3章

1. 本研究で提案した逆問題型剛性設計手法は、地盤特性（剛性、減衰）のひずみレベル依存性に起因する表層地盤の非線形増幅特性や地盤と構造物の相互作用を簡潔に考慮することのできる、設計者にとって有効な実用的設計手法である。
2. 短周期側（ほぼ1s以下）では、表層地盤の増幅特性は、硬質地盤の方が大きくなる。このような固有周期の領域では、一定の層間変位応答を要求するとき、硬質地盤上の構造物は、より大きな層間剛性を必要とする。他方、長周期側では、軟質地盤上の構造物が大きな層間剛性を必要とすることになる。
3. パワースペクトル密度関数を用いた地盤のせん断ひずみの統計的な応答評価法は、地盤特性の等価線形化において合理的な手段である。この手法は単一波に対するこれまでの方法と比べても安定した結果を与え、設計用の応答スペクトルが与えられている場合に有効である。
4. スウェイ・ロッキングばねおよびダッシュポットにより支持されたモデルを用いた本剛性設計手法は簡便な設計法であるにもかかわらず、比較的よい精度を示す。このことは2次元有限要素モデルを用いた結果との比較により確認された。
5. 降伏変位が層方向に一様（指定層間変位と降伏変位の比が一定）ならば、本手法で設計されたモデルは安全限界レベルの地震動に対しても望ましい弾塑性応答を示す。
6. 損傷限界時の変位応答スペクトルに対する安全限界時の変位応答スペクトルの比から、損傷限界に関する設計条件と安全限界に対する設計条件の中で設計を決める条件を簡易的に見出すことも可能である。
7. 地盤コーンモデルを用いることにより、3次元波動伝播特性を簡易的かつ合理的な精度で考慮した直接基礎のインピーダンス関数を評価することが可能となる。このインピーダンス関数を半無限地盤や剛体基盤上（あるいは弾性基盤上）の表層地盤モデルに用いることにより、これらの地盤条件に対する剛性設計が比較的容易に実行可能となるだけでなく、これらの地盤条件が上部構造設計に及ぼす影響を詳細に解析することが可能となる。

### 4章

地盤コーンモデルによる方法は、地表面に置かれた基礎だけでなく、埋め込みを有する場合にも拡張することが可能である。MeekとWolf [1994]は、半無限領域でのコーンモデルを全無限領域のコーンモデルに拡張し、そのようなGreen関数を用いた埋め込み基礎の解析方法を提案している。本研究では、埋め込み基礎の底面で定義された有効入力動とインピーダンス関数を、基礎の上面でのものに変換するための方法を提案している。地盤コーンモデルを用いることにより、埋め込みを有する直接基礎の有効入力動とイン

ピーダンス関数の評価が簡易的に可能となり、これらが上部構造の地震時応答に及ぼす影響を適切な精度で解析することが可能となる。この効果と地表面における設計用地震動モデルを適切に関係付けることにより、埋め込みを有する直接基礎の地震時応答を簡易的かつ適切な精度で評価することが可能となる。

## 5章

杭と地盤の相互作用を表現するために動的Winklerばねを用い、このような杭-地盤系で支持された構造物に対して逆問題型定式化に基づく剛性設計法を展開した。動的Winklerばねには群杭効果を考慮することも可能である。杭-地盤系については連続体としての定式化を採用している点が既提案の方法とは異なり、また、工学的基盤面からの定常振動入力に関する定式化も採用している点が既提案の方法とは異なる。さらに、工学的基盤面下方への波動逸散効果も考慮している。

伝達関数を用いた定式化は、各振動数成分に対する応答増幅特性等を評価する場合や、フーリエ変換・逆変換を用いて特定の地震動に対する応答を評価する場合には適しているが、設計用スペクトルとして規定される地震動に対する応答そのものを評価するには、不規則振動論を用いたかなり複雑な定式化を必要とする。本研究では、動的Winklerばねに対して有限要素定式化を導入し、工学的基盤面で応答スペクトルが与えられた場合の上部構造および杭基礎の最大応答を複素数領域における応答スペクトル法により評価する方法を新たに提案している。

本研究により以下の成果を得た。

- (1) 自由地盤と構造物-杭系の質量差を適切に設定した単一点入力有限要素モデルは、多点入力連続体モデルの良好な近似モデルとなり得る。非比例減衰特性を有する多点入力モデルに対する応答スペクトル法を展開するには、新たな展開が必要となるのに対して、単一点入力有限要素モデルでは既提案の複素固有値解析に基づく応答スペクトル法を有効利用することができる。一つの地震動波形に対する時刻歴応答は、特別な応答特性のみ提供するのに対して、応答スペクトル法は統計処理された一般的な応答特性を提示している。
- (2) 単一点入力有限要素モデルに対する応答スペクトル法は、多点入力連続体モデルの工学的基盤面入力波に対する応答の最大値を良好な精度で予測可能であることを、Fourier変換・逆変換に基づく時刻歴解析により例証した。
- (3) 比較的低層の構造物では1次振動成分が卓越するため、基礎固定時の1次固有モードが直線形となるモデルにおいてその1次固有振動数をパラメータとすることにより、指定した「層間変位の最大値の平均分布」を呈する構造物の剛性分布を見い出

することができる。さらに中高層の構造物でも、層方向の層間変位の最大値分布を一樣にするアルゴリズムを組み込むことにより、ほぼ同様の方法を展開することができる。

- (4) 指定した「杭の応力比（許容応力に対する地震時最大応力の比）」を呈する杭のサイズは、杭径をパラメータとすることにより比較的容易に見出すことが可能である。
- (5) (3), (4)の操作は、地盤と構造物 - 杭系が共振を起こすような領域においても比較的精度よく実施することが可能である。
- (6) 群杭効果を考慮した伝達関数と考慮しない場合の伝達関数を用意することにより、群杭効果を簡易的に考慮した設計手順を構成する可能性が存在する。

## 6章

地盤特性の不確定性を考慮した設計法を展開するには、確率有限要素法的な取扱いが一般的な方法として考えられる。しかしながら、構造物 - 基礎 - 地盤連成系のような多自由度を有する複雑な構造システムに対して展開するには、応答の感度計算等において格段の工夫が要求される。例えば、竹脇・中村（構造工学論文集 1995）が提案した方法のような簡易的なMonte Carlo法的シミュレーションを組み込んだ一般的かつ有効な方法を導入する必要がある。あるいは、3、4、5章で提案した準高精度かつ有効な応答評価法を利用すると、一層詳細なMonte Carlo法的シミュレーションを組み込んだ一般的かつ有効な方法が展開できると思われる。このような方法の開発は今後の課題である。

## 7章

6章で考慮した地盤特性の不確定性の他に、入力地震動の不確定性もまた考慮しなければならない大きな問題である。本研究では、入力地震動の不確定性を的確に考慮し、種々の特性を有する地震動に対する種々のリスクに頑強に対応することのできる新しい方法を提案している。約30年前から提案されている極限外乱法を確率論的に再構成・拡充し、いくつかの新しい有効な方法（アルゴリズムを含む）を提案している。以下にその成果を示す。

- (1) 極限外乱法のこれまでの発展について整理し、その意義や今後の展望について言及した。
- (2) パワースペクトル密度関数（PSD関数）の振動数領域における積分値とその上限に制約を設ける新しい極限外乱法を提案し、記録地震波との関係について論じた。高層建

築の評定等で以前からしばしば用いられている記録地震動は、極限外乱の応答に対して広範囲の固有周期帯域でほぼ2程度のマージンを示すのに対して、最近観測が蓄積されつつある直下型地震動では、特定の固有周期帯域において極限外乱の応答に匹敵する応答を示すことが明らかとなった。

- (3)非定常外乱（振幅および振動数特性の非定常性）に対して極限外乱を見出す方法を提案した。また、変位だけでなく加速度応答を最大化するような極限外乱を見出す方法を提案した。
- (4)1自由度系および多自由度系の弾塑性応答を指標とする極限外乱法を提案し、記録地震波に対する応答との比較を通じて、非超過確率を指標とすることの重要性・意義について言及した。非定常外乱を受ける弾塑性系の極限外乱法は今後の課題である。
- (5)極限外乱法と剛性設計を組み合わせた総合的な問題を新たに定義し、その有効な解法を提案した。

## 8章

本研究で得られた成果をまとめている。

## 9章

今後の展望を述べている。

## 2章 基礎 - 地盤系における意思決定過程の分析

基礎の形式やサイズは対象とする構造物に大きく依存するため、一般的な議論を展開することは容易ではない。このような認識は存在するものの、敢てその構造設計の過程（現行のもの）を概略的に述べると以下のような1例が考えられる。

（詳細な分析については参考資料1を参照のこと）

### 現行の構造設計過程の概略の1例

- 1 当該敷地周辺地図および参考ボーリングデータの入手・地盤調査
- 2 上部構造の構造計画、荷重・外力の想定（概算により基礎の設計に必要な諸量算出）
- 3 建物支持層・基礎形式の想定、基礎の試設計
- 4 改正建築基準法による工学的基盤面での設計用地震動（応答スペクトル）の設定
- 5 表層地盤特性を考慮した建物入力地震動（地震力）の評価、それに基づく上部構造物の設計、同時に基礎構造のサイズ決定

このような過程の中で、構造設計者にとって最も創造的な作業をもたらすのは、2および3の構造計画、基礎形式の想定段階であろう。しかしながら、創造的な自由度が大きい程、それを論理化することは大きな困難を伴う。しかも、ただ論理化すればよいだけでなく、構造設計者の自由な発想を阻害するものであってはならない。論理化を行うには、意思決定のためのデータベースを十分に用意することが必要であり、また、これまでの事例等を用いた構造設計者の学習も必要となるかもしれない。建築構造設計の意思決定に際しては、多くの要因が複雑に関係するため、コンピュータの判定のような単純な作業では処理できない場合が多い。例えば、基礎設計に限定しても参考資料2のような項目が考えられる。

このような状況を打破する1つの方法として、構造設計者が仮に設定した複数の代替案の中から総合的に判断する方法が考えられる。しかも、1つの案を想定し具体化する

までの時間が長期化すると実際のプロジェクトでは採用できないことになる。従って、例えば(3、)4、5のような過程が、短時間で実行可能となるシステムを構成する必要がある。そのようなシステムの構築にとっては、例えば参考資料3のような基礎形式選定表等が有用であろう。

# 参考資料1

## 設計の現状分析

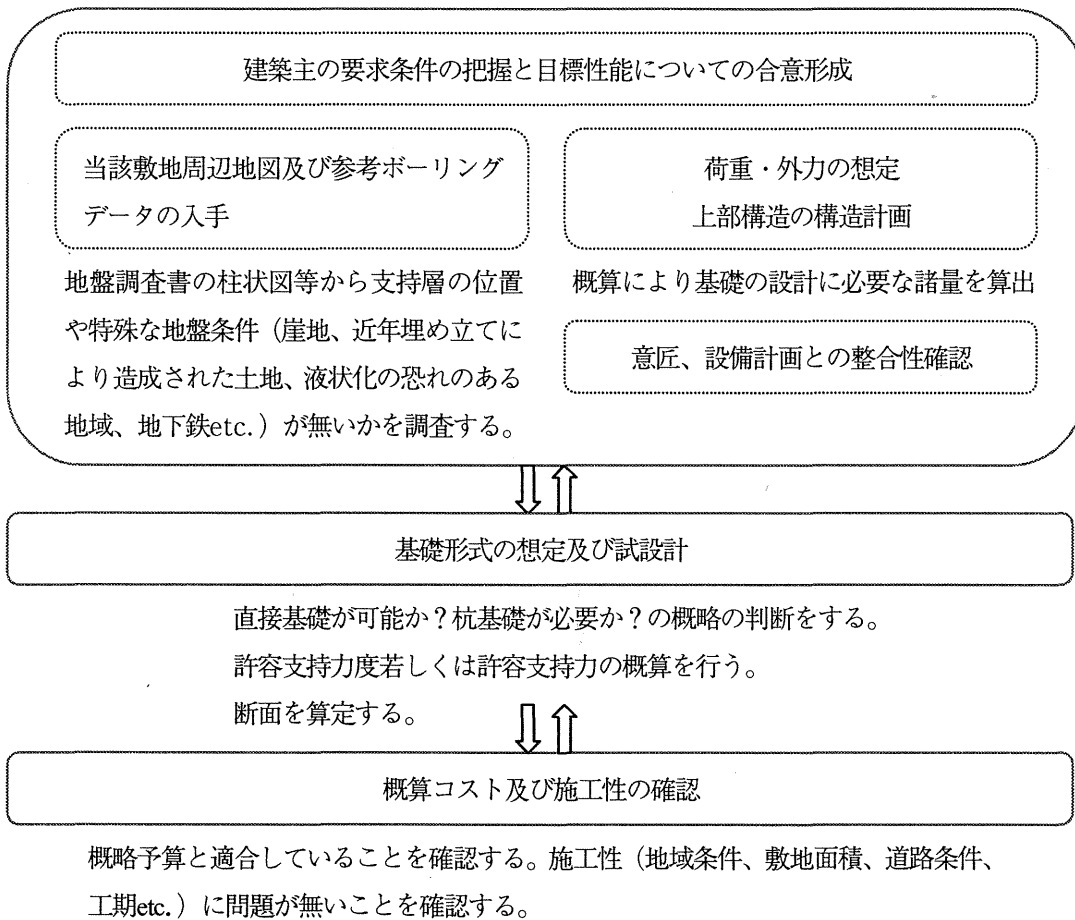
(斉藤喜一郎、見上知広：現行構造設計における問題点（基礎設計）、応用力学シリーズ10「建築構造物の創造的数理設計手法の展望」、日本建築学会、2002.より引用)

(1) 中低層の建物で設計期間が数ヶ月の場合の設計手順の概要

### 1) 基本計画・基本設計段階

この規模の建物の設計では、基本計画と基本設計を区別するほど時間的に余裕がないのが通例である。

建築主の要求条件の把握と目標性能の合意に基づき、地盤条件に応じて建築計画・概算コスト及び施工性との整合性を保つ基礎形式を計画する。



### 2) 実施設計段階

基本設計によって得られた結果を基に実施設計を行う。設計が進む中で得られる更に詳しい設計条件が基本設計時に仮定したものと大幅に異なって来る場合は基本設計結果の見直しを行う。

- 地盤調査計画書の作成、調査の実施、報告書の入手。
- 上部構造の設計



- c. 下部構造の設計（基礎の設計）
- d. 設計図書（図面、計算書、仕様書など）の作成

次に「下部構造の設計」のうち基礎の設計について更に詳細に手順を見ていく。

## (2) 基礎の設計

### 1) 設計条件・施工条件の把握

以下の項目について、基本設計段階において仮定したものと照らし合わせ、詳細に検討を行う。

#### a. 建物条件

建物高さ、基準階高、設備機器重量、重要度、平面形、地下階の有無など

#### b. 敷地、地盤条件

高低差、敷地形状と大きさ、敷地周辺道路、地中埋設物の有無、支持地盤の深度、地下水位、土質の室内試験結果など

#### c. 荷重・外力条件

水圧、土圧、長期の軸力分布、地震時の転倒モーメント、液状化判定用地震動など

#### d. 近隣環境条件

騒音に対する反応、振動に対する反応、敷地周辺での地下水利用の有無など

#### e. 予算の把握と建物グレードの関係把握

#### f. 建築主の業者指定や支給材の有無

### 2) 基礎形式の選択

#### a. 直接基礎の可能性の検討

- ①. 液状化の検討
- ②. 許容支持力度、沈下量の検討
- ③. 地盤改良の必要性、工法の検討
- ④. 直接基礎が不適切と判断される場合は次の杭基礎の検討へ。ただし中間的なケースでは両方の基礎形式で並行して検討する。またパイルドラフト形式の可能性も考慮する。

#### b. 摩擦杭の可能性の検討

- ①. 杭工法の検討
- ②. 摩擦杭が不適切と判断される場合は次の支持杭の検討へ

#### c. 支持杭の可能性の検討

- ①. 工法の検討
- ②. 支持杭も不適切と判断される場合は設計条件、施工条件の再検討

### 3) 概算コストの確認

### 4) 詳細の設計

### 5) 設計図書の作成

## 参考資料2

(齊藤喜一郎、見上知広：現行構造設計における問題点（基礎設計）、応用力学シリーズ10「建築構造物の創造的数理設計手法の展望」、日本建築学会、2002.より引用)

### 設計の各段階における意思決定

#### (1) 直接基礎か杭基礎かの判断

- 1) 上部構造の重量を仮定する。
- 2) 支持層となり得る地層を柱状図より読み取る。
- 3) 支持層を仮定する。
- 4) 支持層の深度と許容支持力度により杭基礎か直接基礎かを判断する。

ただし判断基準となる境界深度はコスト、施工性により変動する。また明確な判断ができない場合には杭基礎と直接基礎を並行して検討する場合がある。

#### (2) 許容支持力度の概算検討

- 1) 基礎形状や基礎レベルなど未知の定数は仮定して地盤の許容支持力を算出する。この時得られる許容支持力(度)の精度は各定数の仮定の方法により大きく左右され、十分な精度の解を得る為に設計者は地盤に関するデータを正しく判断できるための十分な経験を積んでいなければならない。
- 2) 許容支持力(度)算出に際し、隣地掘削状況によりその値が左右されるので十分な調査が必要である。
- 3) 必要があれば載荷試験を行う。ただし、時間が無いため、載荷試験を設計時に実施できず仮定した許容支持力(度)を用いて設計は行い、施工時にこの仮定の妥当性を実証する形で載荷試験を行うこともある。

#### (3) 沈下量の検討

- 1) 仮定した基礎形式について、特に粘性土の場合、圧密による沈下(圧密沈下)量が許容沈下量以下であるように基礎を設計できることを確認する。
- 2) 仮定した基礎形式について、即時沈下量が許容沈下量以下であるように基礎を設計できることを確認する。
- 3) 仮定した基礎形式について、沈下量の分布が許容範囲内であるように基礎を設計できることを確認する。
- 4) 支持力度は得られるものの沈下量が大きくなる場合には沈下制御用に摩擦杭を併用したパイルドラフト工法を採用することも考慮する。

上記検討の結果、想定範囲を超える断面になる場合には基礎形式を変更することもある。

#### (4) 地盤改良種別の決定

- 1) 実験に基づく計算式により許容支持力(度)を算出する。
- 2) 各特定行政庁の行政指導によって定められている許容支持力の上限值を確認し、設計許容支持力を決定する。行政指導によって定められている許容支持力の上限值は時として変更される可能性があり、随時、情報を更新していかなければならない。

#### (5) 基礎形式決定

- 1) 独立基礎、布基礎、べた基礎の順で接地圧を検討し、適切な基礎形式を決定する。ただし、

どの基礎形式を採用するか判断基準となる接地圧の境界値は、必ずしも一定値ではない。どの基礎形式を選択するかは、設計者の安全率の考え方、建物と敷地の関係（例えば、建物が敷地境界ぎりぎりに位置し、独立基礎では偏心基礎となる場合、それを避ける為に、布基礎、べた基礎を採用することがある。）や、床下ピット、エレベータピットと基礎の位置関係といった空間の納まりなど、純粋に力学的ではない要因も重要な決定要因となる。

#### (6) 杭基礎種別の決定

- 1) 支持地盤があれば支持杭を選択する。支持杭は大きく既製杭と場所打ち杭に分かれ、既製杭は比較的小さな柱軸力に適応している。既製杭には打ち込み杭と埋め込み杭があるが、打ち込み杭の方が大きな支持力を期待できる。しかしながら、打ち込み杭には騒音及び振動の問題があり、現状ではこの工法を選択できる敷地は少ない。場所打ち杭には、アースドリル工法、オールケーシング工法、リバース工法等があるが、許容支持力はほとんど変わらず、施工条件、コストにより工法が選択される。
- 2) 支持地盤がなければ摩擦杭、フローティング基礎など特殊なものを選ぶ。

### 制約条件とその特徴

一般的に基礎の設計上考慮される制約条件とその特徴を以下に述べる。

#### (1) 地盤の許容支持力

許容支持力算定式には種々の設計式があり、用いる地盤特性に関する定数も様々である。一つの理論式から複数の設計式が提案されており、得られる解の精度は異なる。さらに地盤特性に関する定数の導出方法も様々で、また同じ調査方法をとっても敷地内の各点で異なる値が得られることが有る。設計者は限られた時間のなかで様々な選択をしながら、設計を進める必要がある。

#### (2) 杭の許容支持力

杭の種類により許容支持力の設計式が異なる。また多くの認定工法があり、同じ杭形式でも工法により許容支持力の設計式が異なる。つまり、同等の工法であっても支持力が異なる場合が有り、どの工法を選ぶかは、コスト、施工条件、設計者の個人的な使用経験などによる。

#### (3) 沈下量 (変形)

圧密沈下、即時沈下、ネガティブフリクションなどの検討が必要である。設計式については地盤の許容支持力の場合と同様で、種々の式が提案されており、設計者は限られた時間のなかで適切な設計式を選択する。

#### (4) 施工性

地盤構成、近隣条件、道路幅員、敷地形状、工期、地下水、施工季節等から判断する。基礎に関する工法は多岐にわたり、その中から最適解を選びとる設計者と施工者の総合的な判断が必要である。また、工学的判断のみならず、意匠的（計画的）な判断、営業的な判断も必要な場合がある。

#### (5) コスト

コストに関する様々な条件には地域性があり、また、それらの条件は時々刻々と変化していくものである為、評価には総合的かつタイムリーな判断が必要となってくる。

(6) 設計時間

目に見える形でコストに反映されないが、重要な制約条件の一つとして設計期間の問題が有る。特に基礎は、力の流れからしていつも最後に設計される宿命にある為、設計時間にしわ寄せが来やすい。また全体工程が厳しい場合には設計に必要な詳細な地盤データが事前に得られない場合が多い。その中で十分な計画、検討を行う為には、様々な意思決定を確実にすばやく行う必要が有る。

(7) その他

上記以外の設計条件としては、建築主の資本系列やギブアンドテイクによるメーカー指定など、必ずしも工学的な検討内容とは関係の無い要因により基礎形式や工法の決定が左右される場合がある。

Appendix 1 基礎形式選定表

基礎形式 選定条件		打込み杭基礎		中掘り杭基礎				場所打ち杭基礎			ケーソン基礎		鋼管矢板基礎	地中連続壁基礎														
		直接基礎	RC杭	PHC杭	鋼管杭	最終打撃方法	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式	最終打撃方法	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式	オールケーシング			リバース	アースドリル	深礎	ニューマチック	オープン									
																				打込み杭基礎		中掘り杭基礎			場所打ち杭基礎		ケーソン基礎	
																				直接基礎	RC杭	PHC杭	鋼管杭	最終打撃方法	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式	最終打撃方法	噴出攪拌方式
支持層までの状態	中間層に極軟弱層がある	中間層に極硬い層がある	○	×	△	△	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	○	△	△	○								
		れき径5cm以下	○	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○							
		れき径5cm~10cm	○	×	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	○	○	○	△	○								
		れき径10cm~50cm	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	○	○	△	×	△								
		液状化する地盤がある	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○							
	支持層の状態	支持層の深度	5m未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×								
			5~15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	△	△							
			15~25m	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○							
			25~40m	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○	○	○							
			40~60m	×	×	△	○	△	△	△	○	○	○	△	○	×	×	△	○	○	○							
60m以上			×	×	×	△	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	△	△	△								
支持層の土質		粘性土(20≤N)	○	○	○	○	○	×	△	○	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○								
		砂・砂れき(30≤N)	○	○	○	○	○	○	×	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○								
		傾斜が大きい(30度以上)	○	×	△	○	△	△	△	○	○	○	○	△	△	○	○	△	△	△								
		支持層面の凸凹が激しい	○	△	△	○	△	△	△	○	△	△	○	○	○	○	○	△	△	○								
地下水の状態	地下水位が地表面近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○	○									
	湧水量が極めて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	×	○	○	○	△									
	地表より2m以上の被圧地下水	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	○	×									
	地下水流速3m/min以上	×	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	○	△	○	×									
構造物の特性	荷重規模	鉛直荷重が小さい(支間20m以下)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	△	×	×								
		鉛直荷重が普通(支間20m~50m)	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○								
		鉛直荷重が大きい(支間50m以上)	○	×	△	○	△	△	△	○	○	○	○	○	△	○	○	○	△	△								
		鉛直荷重に比べ水平荷重が小さい	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△								
		鉛直荷重に比べ水平荷重が大きい	○	×	△	○	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○								
	支持形式	支持杭	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○								
摩擦杭		△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○									
施工条件	水上施工	水深5m未満	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	×	○	△	×	△	△	○	×								
		水深5m以上	×	△	△	○	△	△	△	△	△	△	×	△	×	×	△	△	○	×								
	作業空間が狭い	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	△	△	×	△								
	斜め杭の施工	△	○	○	×	×	×	△	△	△	△	△	×	×	×	△	△	△	△	○								
	有害ガスの影響	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	○	○	○	○								
	周辺環境	振動騒音対策	○	×	×	×	△	○	○	△	○	○	△	○	○	○	○	○	×	○								
隣接建造物に対する影響		○	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	△	△	△	△	○									

○：適合性が高い △：適合性がある ×：適合性が低い  
 参考文献 [1. 2] より引用

### 3章 直接基礎

直接基礎の選定に際しては、前章の参考資料2、3のような諸項目についての検討が必要である。ここでは、そのような諸項目の要件を満足する範囲での上部構造のサイズ決定について議論する。

本章では、埋め込み効果が小さい基礎で地表面基礎としての取り扱いが可能なものについて、そのような基礎で支持された建築構造物の設計用地震動に対する設計法を提案している。特に、本研究で提案している方法は、逆問題型の定式化に基づく剛性設計手法であり、地盤特性（剛性、減衰）のひずみレベル依存性に起因する表層地盤の非線形増幅特性や地盤と構造物の相互作用を簡潔に考慮することのできる、設計者にとって有効な実用的設計手法である。直接基礎のインピーダンスが求められた後は、スウェイ・ロッキングのばね、ダッシュポットで支持された構造物モデルを設計対象モデルとして選定し、上部構造のサイズ決定は、主として新しい建築基準法の損傷限界レベル地震動に対して行う。しかしながら、安全限界レベル地震動に対する条件もクリアできるような検証過程を装備している。

上記の直接基礎のインピーダンス算出には種々の方法が存在するが、地盤コーンモデルを用いることにより、3次元波動伝播特性を簡易的かつ合理的な精度で考慮した直接基礎のインピーダンス関数を評価することが可能となる。このインピーダンス関数を半無限地盤や剛体基盤上（あるいは弾性基盤上）の表層地盤モデルに用いることにより、これらの地盤条件に対する剛性設計が比較的容易に実行可能となるだけでなく、これらの地盤条件が上部構造設計に及ぼす影響を詳細に解析することが可能となる。

## 4章 埋込基礎

地盤コーンモデルによる方法は、地盤上に存在する基礎の動的剛性を簡易的に評価するために考案された方法である。基礎に動的な外力が作用した場合の地盤の抵抗作用は、近似的に円錐台の領域に限定して考えることができる。このような近似のもとでは、地盤による抵抗作用は、変断面棒を解析する問題に帰着できる。この地盤コーンモデルによる方法は、地表面に置かれた基礎だけでなく、埋め込みを有する場合にも拡張することが可能である。MeekとWolf [1994]は、半無限領域でのコーンモデルを全無限領域のコーンモデルに拡張し、そのようなGreen関数を用いた埋め込み基礎の解析方法を提案している。

地盤コーンモデルを用いることにより、埋め込みを有する直接基礎の有効入力動とインピーダンス関数の評価が簡易的に可能となり、これらが上部構造の地震時応答に及ぼす影響を適切な精度で解析することが可能となる。この効果と地表面における設計用地震動モデルを適切に関係付けることにより、埋め込みを有する直接基礎の地震時応答を簡易的かつ適切な精度で評価することが可能となる。

本研究では、埋め込み度合いや地盤の剛性が、上部構造物の応答に及ぼす影響を明らかにし、埋め込みを有する直接基礎の設計において有用となる情報が、簡潔に評価できる方法を提案している。埋め込みを有する直接基礎の解析法は、研究レベルでは種々提案されているが、多くの場合煩雑な数式演算を伴う。実務の設計、特に、構造設計の初期の段階で、いくつかの性能の比較調査を行いたい場合には、可能な限りsimpleなものが好まれる。本研究ではそのようなsimpleではあるが、適切な精度を保持する評価手法を提案している。

本評価手法を用いた解析の結果、地盤のせん断波速度が100m/s以上の場合には、埋め込み度合いは構造物の応答（伝達関数）にあまり大きな影響を及ぼさないが、100m/s以下になると、埋め込み度合いは構造物の応答（伝達関数）に大きく影響することがわかった。さらに、埋め込みが大きくなると、一般には、構造物の層間変形は低減するが、地盤のせん断波速度が30-50m/sのような極めて小さい場合には、特定の傾向は示さず、複雑な様相を呈することがわかった。このような地盤のせん断波速度は、微小ひずみの領域では考え難いが、大きなひずみレベルを経験する場合の等価なものとしては十分起り得るものであると考えられる。

# FAST PRACTICAL EVALUATION OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION OF EMBEDDED STRUCTURES

IZURU TAKEWAKI<sup>\*1</sup>, NORIKO TAKEDA<sup>\*\*2</sup> and KOJI UETANI<sup>\*\*\*1</sup>

<sup>1</sup>*Department of Architecture and Architectural Systems,  
Graduate School of Engineering,  
Kyoto University, Sakyo, Kyoto 606-8501, Japan*

<sup>2</sup>*Obayashi Corporation, Chuo-ku, Osaka 540-0031, Japan*

## Abstract

A simple and fast evaluation method of soil-structure interaction (SSI) effects of embedded structures is presented via a cone model. The impedances and the effective input motions at the bottom of an embedded foundation are evaluated by means of the cone model. Those quantities are transformed exactly to the corresponding values at the top of the foundation. The evaluated quantities are combined with the super-structure at the top of the foundation. The transfer function amplitude of the interstory drift of a single-degree-of-freedom super-structure is computed for various cases, i.e., no SSI, SSI without embedment, SSI with shallow embedment, SSI with deep embedment. Soil properties are also varied to investigate in more detail the SSI effects of embedded structures. It is found that, while the transfer function amplitude is reduced by the increase of embedment in general, the characteristics of the transfer function amplitude for a very small ground shear wave velocity and large embedment are irregular and complicated.

*Keywords:* Cone model, embedded foundation, soil-structure interaction, transfer function, effective input motion, coordinate transformation, fast practical evaluation

---

\* Associate Professor, Tel.: +81-75-753-4762; fax: +81-75-753-5748; e-mail: takewaki@archi.kyoto-u.ac.jp

\*\* Engineer (formerly undergraduate student)

\*\*\* Professor



## 1. Introduction

Past devastating earthquakes often indicate that, while intensive ground motions are recorded around building structures, the damages to those structures are not always serious. The selection of appropriate intensity measures (peak acceleration, peak velocity, input energy, Housner spectral intensity, Arias intensity etc.) of ground motions and soil-structure interaction effects may be key factors to these arguments. The analysis of soil-structure interaction effects is well established (for example see [1-9]) and some computer programs can be used for SSI analysis of complicated models. It is also true from a practical viewpoint that, while a simple and fast evaluation method is preferred in the preliminary stage of practical design of building structures, it does not appear that such simple and fast evaluation methods for building structures with embedded foundations have ever been presented.

The purpose of this paper is to propose a *simple, fast and reasonably accurate* SSI evaluation method for building structures with embedded foundations via a cone model [8, 9]. In the previous studies, impedances and effective foundation input motions have been obtained numerically for various embedded foundations. However, it does not appear that the effects of embedment on super-structure response have been clarified in detail even with rather simple methods. This may result from the fact that the principal purpose of researchers in the SSI analysis field is to compute impedances and effective foundation input motions via comparatively rigorous computational methods and that practitioners can not evaluate easily those effects of embedment because of its rigorous, analytical and computational features. In this paper, the transfer function amplitude of the interstory drift of a single-degree-of-freedom super-structure is computed for various cases, i.e., no SSI (Fig.1(a)), SSI without embedment (Fig.1(b)), SSI with shallow embedment (Fig.1(c)), SSI with deep embedment (Fig.1(d)). Soil properties are also varied to investigate the SSI effects of embedded structures. The novelty of the present paper is that (i) a new exact coordinate transformation from the bottom of the foundation into the top of the foundation is proposed both for the impedance functions and for the effective input motions for a rigid foundation with reasonable accuracy dependent only on the accuracy of the cone model, (ii)

the effect of degree of embedment and soil properties on the super-structure response is clarified by means of a simple and systematic procedure.

## 2. Cone model

A cone model has been proposed by Meek and Wolf [8] and Wolf [9] for evaluating the dynamic stiffness and the effective input motion of a foundation on the ground. Compared to more rigorous numerical methods, this cone model requires only simple numerical manipulation within reasonable accuracy. The cone model is based on an assumption that the force transmitting mechanism of a foundation on the ground subjected to dynamic disturbances can be represented approximately by a cone chopped by the foundation. This cone model has been generalized to the analysis of embedded foundations [8, 9]. This model is used in this paper. If a set of charts or tables of the impedance functions and the effective input motions is prepared for various depths of embedment and soil properties simply by the cone model, it can be used as components of the proposed simple procedure. It should be noted that the results obtained by the cone model are modified slightly for simplicity of expression.

In the present paper, the foundation is treated as a rigid cylinder and the flexibility of the foundation is not taken into account. This rigid foundation assumption is true only in the case where the incident wavelength is much longer than the radius of the foundation and the depth of embedment. As for the investigation on the effect of flexibility of the foundation, some important papers exist [10-13].

## 3. Formulation

Consider a single-degree-of-freedom (SDOF) super-structure of story stiffness  $k_1$  and story damping coefficient  $c_1$ , as shown in Fig.2, with a cylindrical rigid foundation embedded in the half-space ground. Let  $r_0$  and  $e$  denote the radius of the foundation and the depth of the foundation, respectively. Let  $m_1$  and  $I_1$  denote the mass of the super-structure and the mass moment of inertia of the super-structure and let  $m_0$  and  $I_0$  denote the mass of the embedded foundation and the mass moment of inertia of the embedded foundation around its

top central node. The height of the super-structure mass from the ground surface is denoted by  $H_1$ .

$U_0^*$  and  $\Theta_0^*$  are the effective input motions in the frequency domain for horizontal and rotational components, respectively, at the top of the foundation. Let  $U_1$ ,  $U_T$ ,  $\Theta_T$  denote the Fourier transform of the horizontal displacement of the super-structural mass relative to the foundation without component due to rocking, the Fourier transform of the horizontal displacement of the top node of the foundation relative to  $U_0^*$  and the Fourier transform of the angle of rotation of the foundation relative to  $\Theta_0^*$ , respectively (see Fig.3). The set of these components is denoted by  $\mathbf{U} = \{U_1 \ U_T \ \Theta_T\}^T$ . The Fourier transforms of the force and moment corresponding to  $U_T$  and  $\Theta_T$  are expressed by  $P_T$  and  $M_T$ . Let  $\ddot{U}_g(\omega)$  denote the Fourier transform of the free-field horizontal ground-surface acceleration. The equations of motion in the frequency domain of the SDOF super-structure supported by the embedded rigid foundation and subjected to the effective input motions  $\ddot{U}_0^* (= -\omega^2 U_0^* = S_{HT}(\omega)\ddot{U}_g(\omega))$  and  $\ddot{\Theta}_0^* (= -\omega^2 \Theta_0^* = S_{RT}(\omega)\ddot{U}_g(\omega))$  may be written as

$$\{-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega[\mathbf{C}_S + \mathbf{C}_F(\omega)] + [\mathbf{K}_S + \mathbf{K}_F(\omega)]\} \mathbf{U}(\omega) = -\mathbf{M}\{\mathbf{r}_1 S_{HT}(\omega) + \mathbf{r}_2 S_{RT}(\omega)\} \ddot{U}_g(\omega) \quad (1)$$

where the symbol  $i$  and  $\omega$  indicate the imaginary unit and the excitation frequency and

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & m_1 & m_1 H_1 \\ m_1 & m_0 + m_1 & m_1 H_1 \\ m_1 H_1 & m_1 H_1 & I_0 + I_1 + m_1 H_1^2 \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{K}_S = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K}_F = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{HH}^* & k_{HR}^* \\ 0 & k_{RH}^* & k_{RR}^* \end{bmatrix}, \quad \mathbf{C}_S = \begin{bmatrix} c_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{C}_F = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_{HH}^* & c_{HR}^* \\ 0 & c_{RH}^* & c_{RR}^* \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{r}_1 = \{0 \ 1 \ 0\}^T, \quad \mathbf{r}_2 = \{0 \ 0 \ 1\}^T \quad (2a-g)$$

The coefficients  $k_{HH}^*$ ,  $k_{HR}^*$ ,  $k_{RH}^*$ ,  $k_{RR}^*$  are the frequency-dependent foundation stiffnesses at the top of the foundation and  $c_{HH}^*$ ,  $c_{HR}^*$ ,  $c_{RH}^*$ ,  $c_{RR}^*$  are the frequency-dependent foundation

damping coefficients at the top of the foundation. These coefficients will be derived later.

$S_{HT}(\omega)$  and  $S_{RT}(\omega)$  in Eq. (1) are the ratios of the effective input motions in the frequency domain for horizontal and rotational components, respectively, at the top of the foundation to the Fourier transform  $U_g(\omega)$  of the free-field horizontal ground-surface displacement. Let us assume that only a vertically incident shear wave (SH wave) is considered.  $S_{HT}(\omega)$  and  $S_{RT}(\omega)$  are expressed in terms of the ratios  $S_{HB}(\omega)$  and  $S_{RB}(\omega)$ , given in [8, 9], of the effective input motions in the frequency domain for horizontal and rotational ( $\times r_0$ ) components at the bottom of the foundation to  $U_g(\omega)$ .

$$S_{HT}(\omega) = S_{HB}(\omega) + (e/r_0)S_{RB}(\omega) \quad (3a)$$

$$S_{RT}(\omega) = (1/r_0)S_{RB}(\omega) \quad (3b)$$

Let  $U_B$ ,  $\Theta_B$  denote the Fourier transform of the horizontal displacement of the bottom node of the foundation relative to  $U_0^*$  and the Fourier transform of the angle of rotation of the foundation relative to  $\Theta_0^*$ , respectively. The Fourier transforms of the force and moment corresponding to  $U_B$  and  $\Theta_B$  are expressed by  $P_B$  and  $M_B$ . The foundation impedances at the bottom of the foundation may be expressed as

$$\begin{Bmatrix} P_B \\ M_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} k_{HH} & k_{HR} \\ k_{RH} & k_{RR} \end{Bmatrix} + i\omega \begin{Bmatrix} c_{HH} & c_{HR} \\ c_{RH} & c_{RR} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} U_B \\ \Theta_B \end{Bmatrix} \equiv (\mathbf{K} + i\omega\mathbf{C}) \begin{Bmatrix} U_B \\ \Theta_B \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$\mathbf{K}$  and  $\mathbf{C}$  are given in [8, 9] and their components are expressed as

$$k_{HH}(\omega) + i\omega c_{HH}(\omega) = \frac{8\rho V_S^2 r_0}{2-\nu} \left(1 + \frac{e}{r_0}\right) \{k_H(a_0) + ia_0 c_H(a_0)\} \quad (5a)$$

$$k_{RR}(\omega) + i\omega c_{RR}(\omega) = \frac{8\rho V_S^2 r_0^3}{3(1-\nu)} \left\{1 + 2.3\left(\frac{e}{r_0}\right) + 0.58\left(\frac{e}{r_0}\right)^3\right\} \{k_R(a_0) + ia_0 c_R(a_0)\} \quad (5b)$$

$$k_{HR}(\omega) = k_{RH}(\omega) = \frac{e}{3} k_{HH}(\omega) \quad (5c)$$

$$c_{HR}(\omega) = c_{RH}(\omega) = \frac{e}{3} c_{HH}(\omega) \quad (5d)$$

where  $\rho, V_S, \nu$  are the soil mass density, the ground shear wave velocity and the Poisson's ratio of soil and  $a_0 = \omega r_0 / V_S$  is the nondimensional frequency. The nondimensional parameters in Eq. (5) are given approximately as follows for various depths of embedment;  $k_H(a_0) = 1.0$  for  $e/r_0 = 0.0, 0.5, 1.0, 2.0$ ;  $c_H(a_0) = 0.6, 1.05, 1.3, 1.75$  for  $e/r_0 = 0.0, 0.5, 1.0, 2.0$ , respectively;  $k_R(a_0)$  and  $c_R(a_0)$  are shown in Fig.4.

The stiffness and damping coefficients in Eq. (2) may be derived as follows. The displacements of the node at the top of the foundation are related to those at the bottom (see Fig.5).

$$\begin{Bmatrix} U_T \\ \Theta_T \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & e \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_B \\ \Theta_B \end{Bmatrix} \equiv \mathbf{T} \begin{Bmatrix} U_B \\ \Theta_B \end{Bmatrix}, \quad \begin{Bmatrix} U_B \\ \Theta_B \end{Bmatrix} = \mathbf{T}^{-1} \begin{Bmatrix} U_T \\ \Theta_T \end{Bmatrix} \quad (6a, b)$$

The inverse of the coefficient matrix  $\mathbf{T}$  can be expressed as

$$\mathbf{T}^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & -e \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \equiv \mathbf{T}^* \quad (7)$$

The nodal force and moment at the top of the foundation can be expressed in terms of those at the bottom.

$$\begin{Bmatrix} P_T \\ M_T \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ -e & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_B \\ M_B \end{Bmatrix} \equiv \mathbf{T}^{*T} \begin{Bmatrix} P_B \\ M_B \end{Bmatrix} \quad (8)$$

Substitution of Eqs. (4), (6b), (7) into Eq. (8) provides

$$\begin{Bmatrix} P_T \\ M_T \end{Bmatrix} = \left( \mathbf{T}^{*T} \mathbf{K} \mathbf{T}^* + i\omega \mathbf{T}^{*T} \mathbf{C} \mathbf{T}^* \right) \begin{Bmatrix} U_T \\ \Theta_T \end{Bmatrix} \equiv \left( \begin{bmatrix} k_{HH}^* & k_{HR}^* \\ k_{RH}^* & k_{RR}^* \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} c_{HH}^* & c_{HR}^* \\ c_{RH}^* & c_{RR}^* \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} U_T \\ \Theta_T \end{Bmatrix} \quad (9)$$

The solution of Eq. (1) leads to the following expression.

$$\frac{\mathbf{U}(\omega)}{\ddot{U}_g(\omega)} = -\left\{-\omega^2\mathbf{M} + i\omega(\mathbf{C}_S + \mathbf{C}_F) + (\mathbf{K}_S + \mathbf{K}_F)\right\}^{-1} \mathbf{M}\{\mathbf{r}_1 S_{HT}(\omega) + \mathbf{r}_2 S_{RT}(\omega)\} \quad (10)$$

The absolute value of the first component in Eq. (10) is a function of the excitation frequency and is called the transfer function amplitude of the interstory drift.

If desired, this transfer function can be used for evaluation of the seismic response of interstory drift under a random input by the random vibration theory.

#### 4. Procedure for simple and systematic evaluation of transfer function amplitude of interstory drift

The procedure for simple and systematic use of the proposed method may be stated as follows.

(Step 1) Computation of the effective input motions  $S_{HB}(\omega)$  and  $S_{RB}(\omega)$  at the bottom of the foundation by the cone model [8, 9]. Once these quantities are derived for various depths of embedment and soil properties, they can be used repeatedly for various super-structures.

(Step 2) Transformation of  $S_{HB}(\omega)$  and  $S_{RB}(\omega)$  into the effective input motions  $S_{HT}(\omega)$  and  $S_{RT}(\omega)$  at the top of the foundation.

(Step 3) Computation of the impedance functions  $\mathbf{K} + i\omega\mathbf{C}$  at the bottom of the foundation by the cone model, i.e. Eqs. (5a-d).

(Step 4) Transformation of the impedance functions  $\mathbf{K} + i\omega\mathbf{C}$  into the impedance functions  $\mathbf{T}^{*T}\mathbf{K}\mathbf{T}^* + i\omega\mathbf{T}^{*T}\mathbf{C}\mathbf{T}^*$  at the top of the foundation.

(Step 5) Computation of the transfer function of interstory drift by Eq. (10).

#### 5. Analysis examples

Four cases of embedment  $e/r_0 = 0.0, 0.5, 1.0, 2.0$  are considered and four cases of ground shear velocity  $V_S = 200, 100, 50, 30(m/s)$  are treated. It should be noted that the rather small ground shear wave velocities  $V_S = 50, 30(m/s)$  are not necessarily unrealistic if the dependence of ground shear wave velocity on the experienced shear strain level. In fact, this low shear wave velocity represents an equivalent quantity evaluated for a rather high

seismic input. The authors clarified that, under such intense seismic input, the equivalent shear wave velocity could become 20-30% of the initial one for a low strain level [14]. It is also confirmed in some case studies that, even under such intense input, effective shear strains are smaller than 1% and no liquefaction occurs [14]. It is the case in some areas near bays that a very soft ground exists and the investigation on the effect of such soft ground on the partially embedded structures is urgently required. It should be remarked that the analysis of extreme or limit states is inevitable for the reliable design of foundations and building structures.

The other given parameters are as follows:  $r_0 = 5(m)$ ,  $m_1 = 62.8 \times 10^3(kg)$ ,  $I_1 = 5.23 \times 10^5(kg \cdot m^2)$ ,  $H_1 = 4(m)$ , the fundamental natural period of the fixed-base super-structure  $T_1 = 0.3(s)$ , the fundamental natural circular frequency of the super-structure  $\omega_1 = 2\pi / T_1 = 20.9(rad / s)$ ,  $k_1 = \omega_1^2 m_1$ ,  $c_1 = (2h_1 / \omega_1) k_1$ ,  $\rho = 1.8 \times 10^3(kg / m^3)$ ,  $\nu = 0.25$ , the lowest-mode damping ratio of the super-structure  $h_1 = 0.02$ . The foundation mass  $m_0$  and mass moment of inertia  $I_0$  are varied as the depth of embedment is changed;  $m_0 = 1.88 \times 10^5(kg)$  for  $e / r_0 = 0$ ,  $m_0 = 2.52 \times 10^5(kg)$  for  $e / r_0 = 0.5$ ,  $m_0 = 3.60 \times 10^5(kg)$  for  $e / r_0 = 1.0$ ,  $m_0 = 6.48 \times 10^5(kg)$  for  $e / r_0 = 2.0$ ;  $I_0 = 1.57 \times 10^6(kg \cdot m^2)$  for  $e / r_0 = 0$ ,  $I_0 = 2.62 \times 10^6(kg \cdot m^2)$  for  $e / r_0 = 0.5$ ,  $I_0 = 6.00 \times 10^6(kg \cdot m^2)$  for  $e / r_0 = 1.0$ ,  $I_0 = 2.70 \times 10^7(kg \cdot m^2)$  for  $e / r_0 = 2.0$ .

Fig.6 shows the effective input motion for the horizontal component [8, 9] and Fig.7 illustrates that for the rotational component [8, 9]. It should be noted that only a vertically incident shear wave (SH wave) is considered.

Fig.8 shows the transfer function amplitude of the interstory drift with respect to nondimensional frequency for various depths of embedment. For a constant depth of embedment, the peak of the transfer function amplitude of the interstory drift becomes smaller as the ground shear wave velocity becomes smaller in general. Fig.9 illustrates the transfer function amplitude of the interstory drift with respect to nondimensional frequency for various ground shear wave velocities. For a constant ground shear wave velocity (200m/s), the peak of the transfer function amplitude of the interstory drift becomes smaller as the depth of embedment becomes larger. However, for a constant ground shear wave velocity smaller

than  $100(m/s)$ , such a property does not exist. In particular, for rather soft soil conditions (ground shear wave velocity is smaller than  $50(m/s)$ ), the transfer function amplitude of the interstory drift exhibits peculiar properties (occurrence of double peaks) for large depths of embedment. This peculiar phenomenon may result from the property of the effective input motion for rather deep embedment. The relation between the wavelength and the depth of embedment appears to be one of the principal factors for such phenomenon.

Fig.10 shows the transfer function amplitude of the interstory drift without SSI for various ground shear wave velocities. From Figs.8-10, it can be observed that a remarkable reduction of response exists for smaller ground shear wave velocities compared to the model without SSI. This phenomenon corresponds well to the well-known fact that the SSI effect (response reduction from the model without SSI) is remarkable in the soft ground.

## 6.Verification of the proposed procedure

The comparison of the impedance functions and the effective input motions by the cone model due to Wolf and Meek with those by a rigorous theory [15, 16] has been done by Meek and Wolf in their paper [8] and the book by Wolf [9]. More specifically, the impedance functions (Fig.4 in the present paper) of embedded foundations have been verified in Fig.4-18 in the book by Wolf [9] and the effective input motions (Figs.6 and 7 in the present paper) of embedded foundations have been verified in Fig.6-13 in the book by Wolf [9] and also in Figs.9 and 10 in the paper by Meek and Wolf [8]. The maximum difference from the rigorous theory is almost within 10% except for the case of the imaginary part (rocking motion for  $e/r_0 = 0.5$ ) of effective input motions. To the best of the authors' knowledge, it appears that, while independent investigations on the impedance functions and on the effective input motions have been done in the previous studies, no investigation on their combination including the super-structure has ever been made in detail.

The feature of the present investigation is to perform this combination without further error except that due to the cone model and clarify the effect of soil properties and degree of embedment on the super-structure response. The combination can be achieved by introducing a new coordinate transformation theory, which is exact for rigid foundations, from



the bottom of the foundation into the top of the foundation. As stated above, the verification of each component, i.e. impedance functions and effective input motions, has been made appropriately by Wolf and Meek [8, 9] and no error exists except those inherent in the approximation in the basic model. As can be observed from equation (10), the errors in the cone model from the rigorous theory are linear both for the impedance functions and for the effective input motions and the amplification of errors is not expected. Furthermore, there is no investigation which can be used as a comparative study with the present of a total system including the impedance functions, the effective input motions and the super-structure. Some relevant field observations may exist, but the uncertainty of soil properties, foundation-soil contact conditions and free-field observation conditions does not appear to make those observations reliable data for comparison. The reliable comparative study is strongly desired.

## 7. Conclusions

A simple and fast evaluation method of soil-structure interaction (SSI) effects of a partially embedded structure can be developed by using the cone model, due to Meek and Wolf [8] and Wolf [9], for both the foundation impedance functions (ground stiffness and damping) and the effective input motions. The intrinsic characteristics of the SSI effects due to foundation embedment can be well captured by this method with reasonable amount of computational resources and accuracy. The formulation of the embedded foundation impedances and effective input motions at the top of the foundation is appropriate for combining the embedded foundation with the super-structure in a sophisticated manner. The coordinate transformation from the bottom of the foundation into the top of the foundation can be devised both for the impedance functions and for the effective input motions for a rigid foundation with reasonable accuracy dependent only on the accuracy of the cone model.

When the ground shear wave velocity  $V_S$  is larger than  $100(m/s)$ , the transfer function amplitude of the interstory drift is not affected so much by the depth of embedment. When  $V_S$  is smaller than  $100(m/s)$ , the transfer function amplitude of the interstory drift is affected much by the depth of embedment. While the transfer function amplitude is reduced by the

increase of embedment in general, the characteristics of the transfer function amplitude for very small shear wave velocities  $V_S$  (30-50(m/s)) and large embedment  $e/r_0 = 2.0$  are irregular.

### Acknowledgements

The present work is partially supported by Grant-in-Aid for Scientific Research (No.12450225) from the Ministry of Education, Science, Sports and Culture of Japan and by the Secom Foundation.

### References

- [1] Luco, J.E. [1980] *Linear soil-structure interaction*. UCRL-15272, Lawrence Livermore Laboratory, Livermore, California.
- [2] Cakmak, A.S., Abdel-Ghaffar, A.M., Brebbia, C.A. (eds.) [1982] *Soil dynamics and earthquake engineering, Vol.I, II: Proc. of the Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, A.A.Balkema.
- [3] Wolf, J.P. [1985] *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- [4] Cakmak, A.S. (ed.) [1987] *Soil-structure interaction*, Developments in Geotechnical Engineering 43, Elsevier and Computational Mechanics Publications.
- [5] Wolf, J.P. [1988] *Soil-structure interaction analysis in time domain*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- [6] Cakmak, A.S., Herrera, I. (eds.) [1989] *Structural dynamics and soil structure interaction*, Computational Mechanics Publications.
- [7] Gupta, V.K., Trifunac, M.D. [1991] Seismic response of multistoried buildings including the effects of soil-structure interaction. *Soil Dyn. Earthquake Engng* **10**(8), 414-422.
- [8] Meek, J.W., Wolf, J.P. [1994] Cone models for embedded foundation. *J Geotechnical Engng, ASCE*, **120**(1), 60-80.
- [9] Wolf, J.P. [1994] *Foundation vibration analysis using simple physical models*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- [10] Iguchi, M., Luco, J.E. [1982] Vibration of Flexible Plate on Viscoelastic Medium. *J*

*Engng Mech., ASCE*, **108**(6), 1103-1120.

- [11] Liou, G-S., Huang, P-H. [1994] Effect of flexibility on impedance functions for circular foundation. *J Engng Mech., ASCE*, **120**(7), 1429-1446.
- [12] Hayir, A., Todorovska, M.I., Trifunac, M.D. [2001] Antiplane response of a dike with flexible soil-structure interface to incident SH waves. *Soil Dyn. Earthquake Engng*, **21**(7), 603-613.
- [13] Todorovska, M.I., Hayir, A., Trifunac, M.D. [2001] Antiplane response of a dike on flexible embedded foundation to incident SH-waves. *Soil Dyn. Earthquake Engng*, **21**(7), 593-601.
- [14] Takewaki, I., Fujii, N., Uetani, K. [2002] Nonlinear surface ground analysis via statistical approach. *Soil Dyn. Earthquake Engng*, **22**(6), 499-509.
- [15] Apsel, R.J., Luco, J.E. [1987] Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: an integral equation approach. *Earthquake Engng Struct Dyn.*, **15**(2), 213-231.
- [16] Luco, J.E., Wong, H.L. [1987] Seismic response of foundations embedded in a layered halfspace. *Earthquake Engng Struct Dyn.*, **15**(2), 233-247.

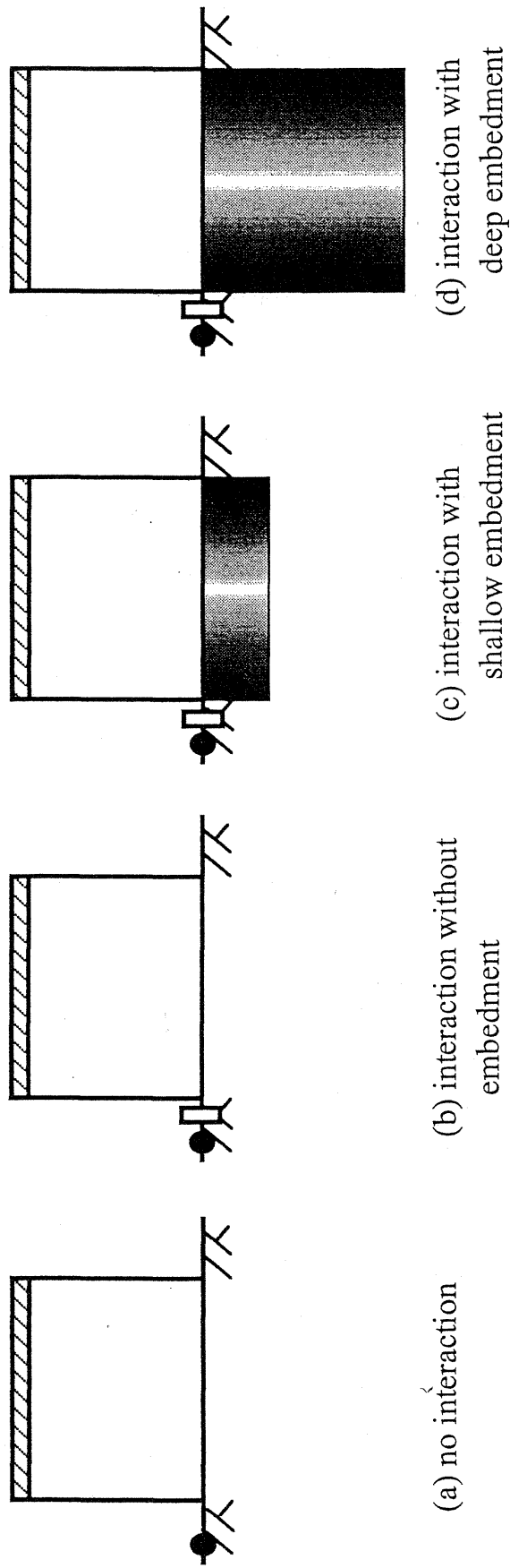


Fig.1 Various situations for soil-structure interaction analysis; (a) no interaction, (b) interaction without embedment, (c) interaction with shallow embedment, (d) interaction with deep embedment

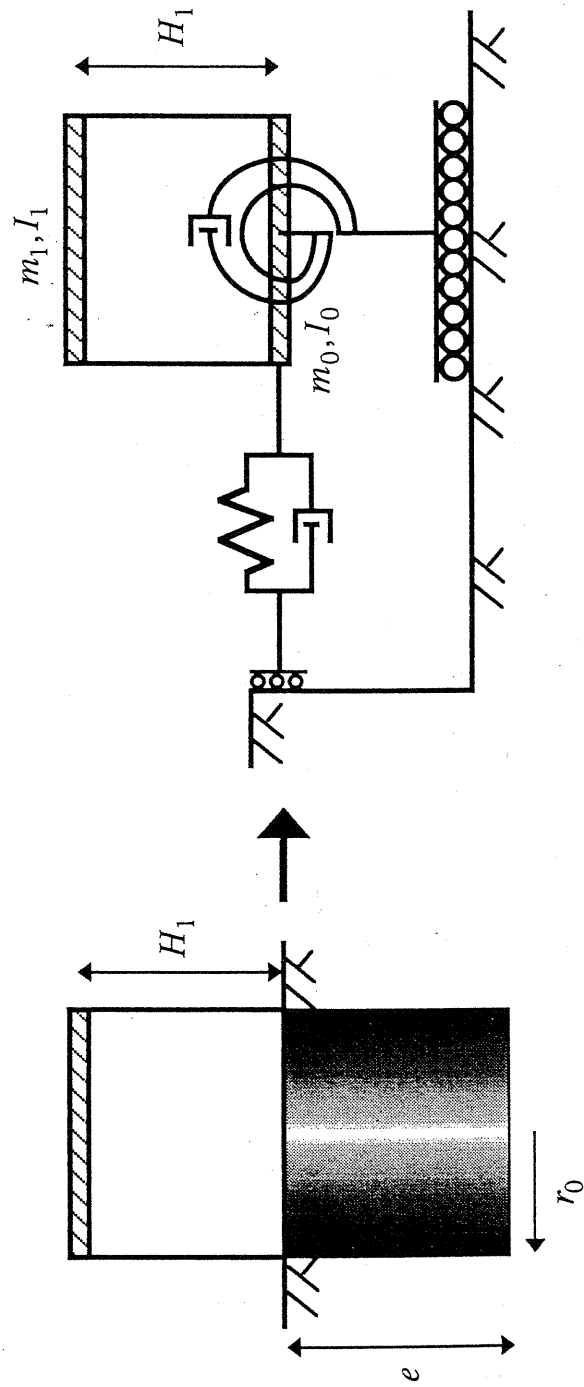


Fig.2 Single-degree-of-freedom structure with embedded foundation and its modeling for analysis

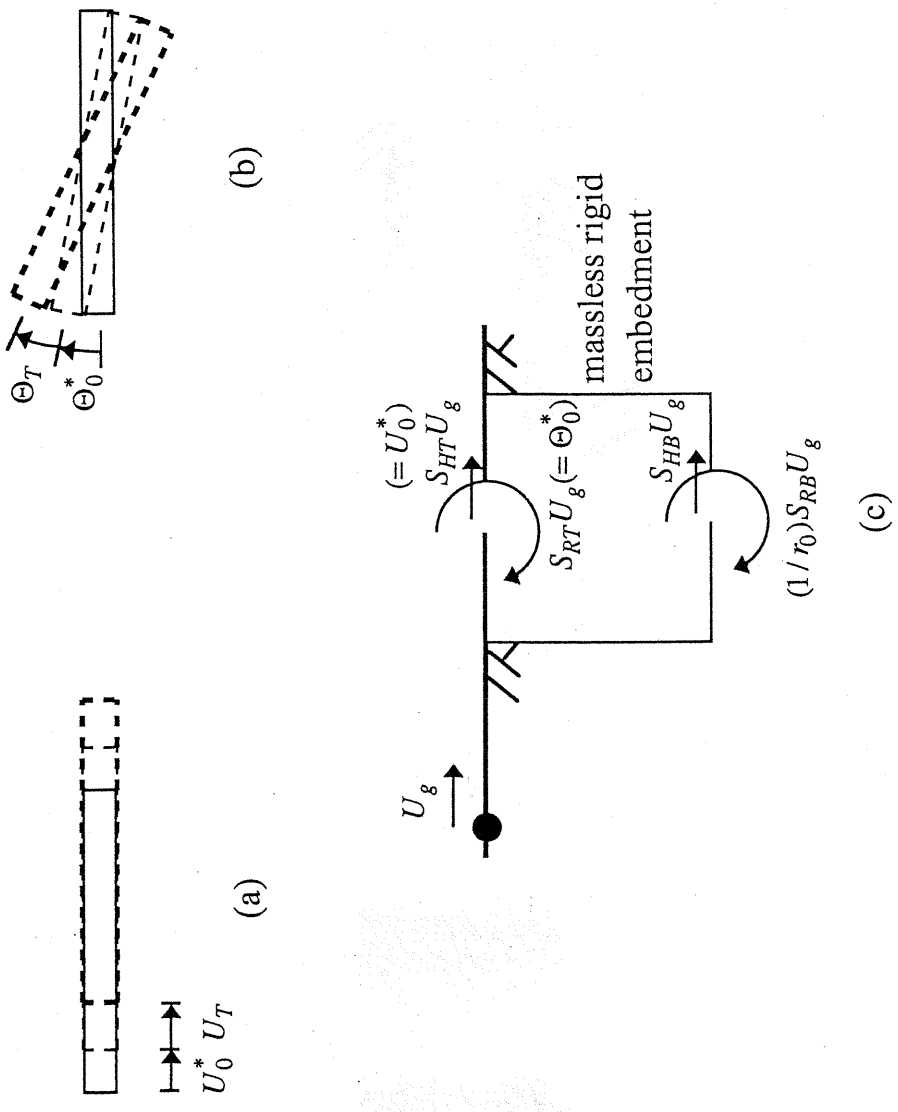


Fig.3 (a) Horizontal effective foundation input motion and relative displacement, (b) rotational effective foundation input motion and relative angle of rotation, (c) effective foundation input motion at the top and bottom of the foundation

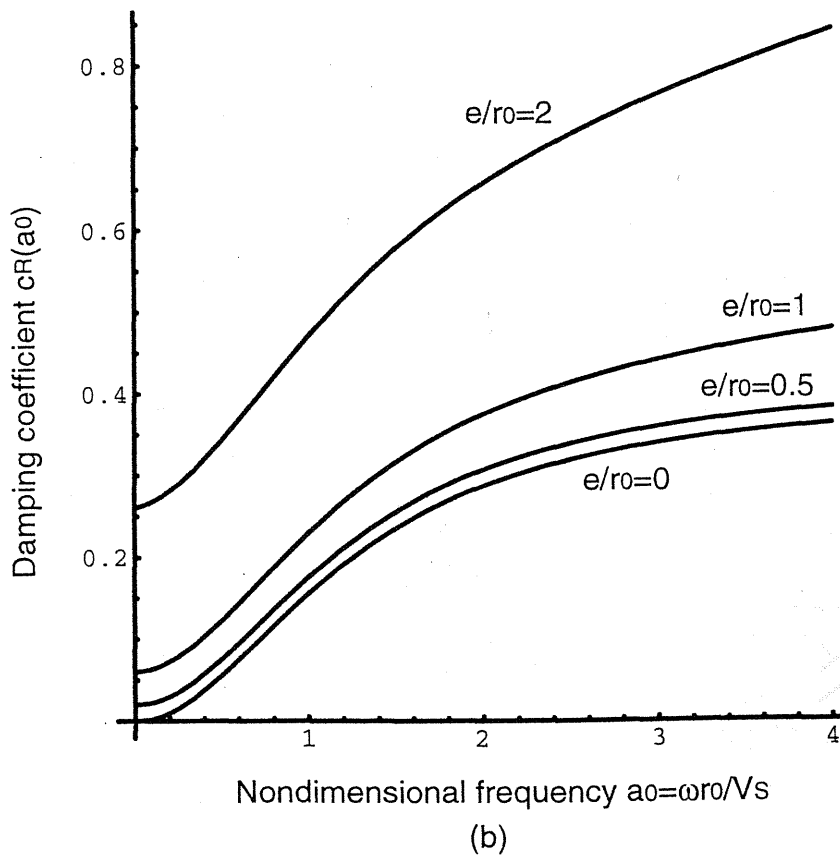
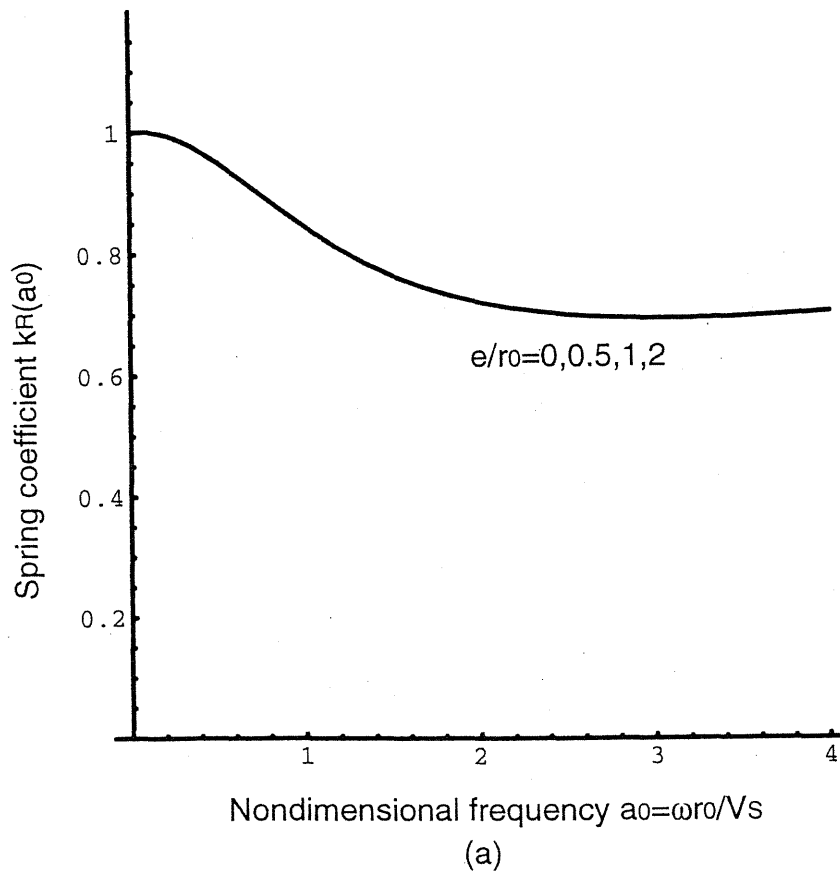


Fig.4 Simplified frequency-dependent rotational impedances for various depths of embedment; (a) spring coefficient, (b) damping coefficient

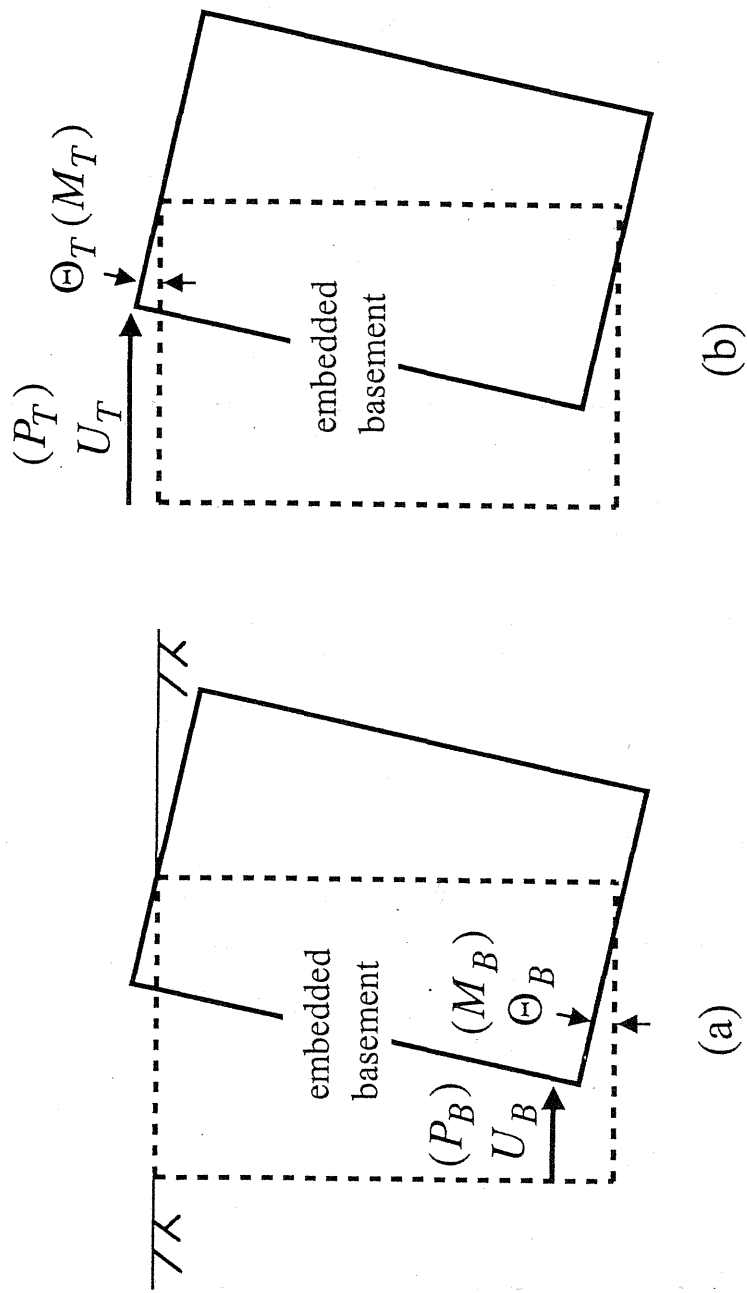


Fig.5 (a) Horizontal displacement and angle of rotation of the bottom of the foundation, (b) horizontal displacement and angle of rotation of the top of the foundation



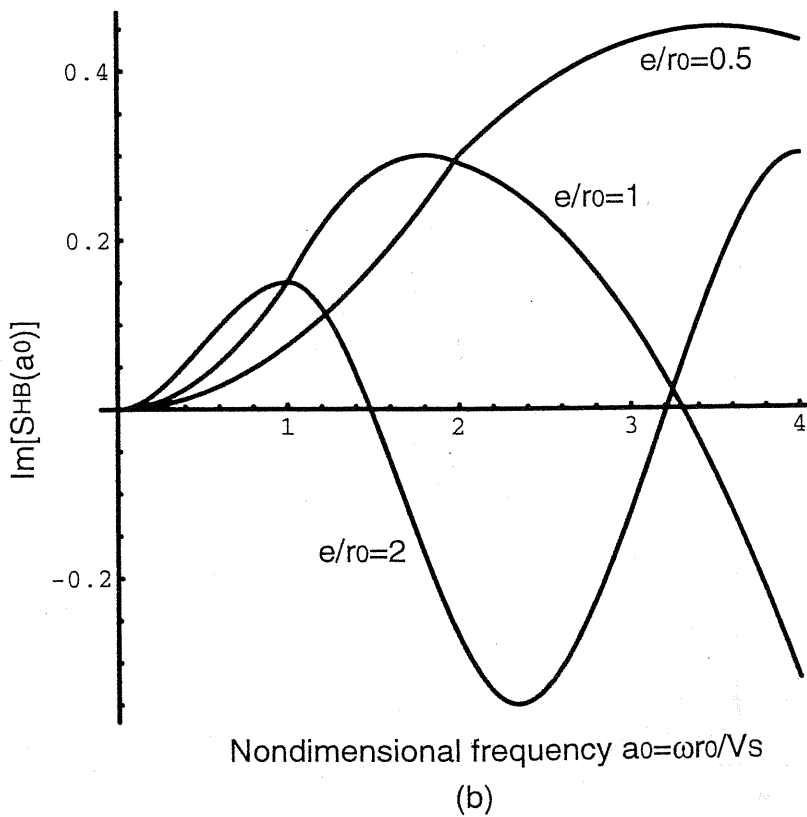
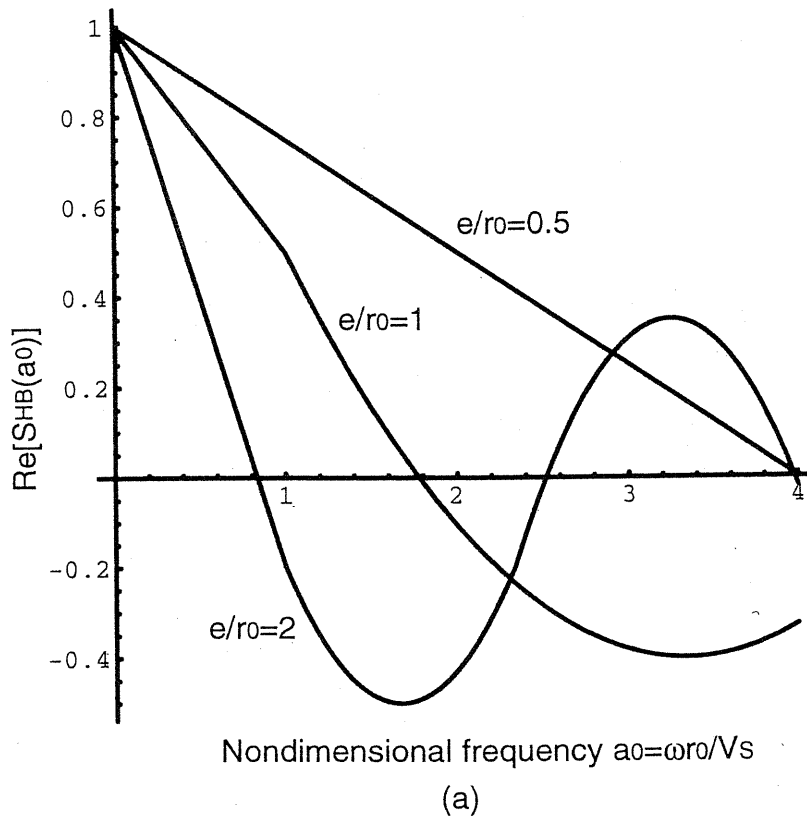


Fig.6 Effective foundation input motion for various depths of embedment (horizontal/ ratio to the free-field ground surface motion); (a) real part, (b) imaginary part

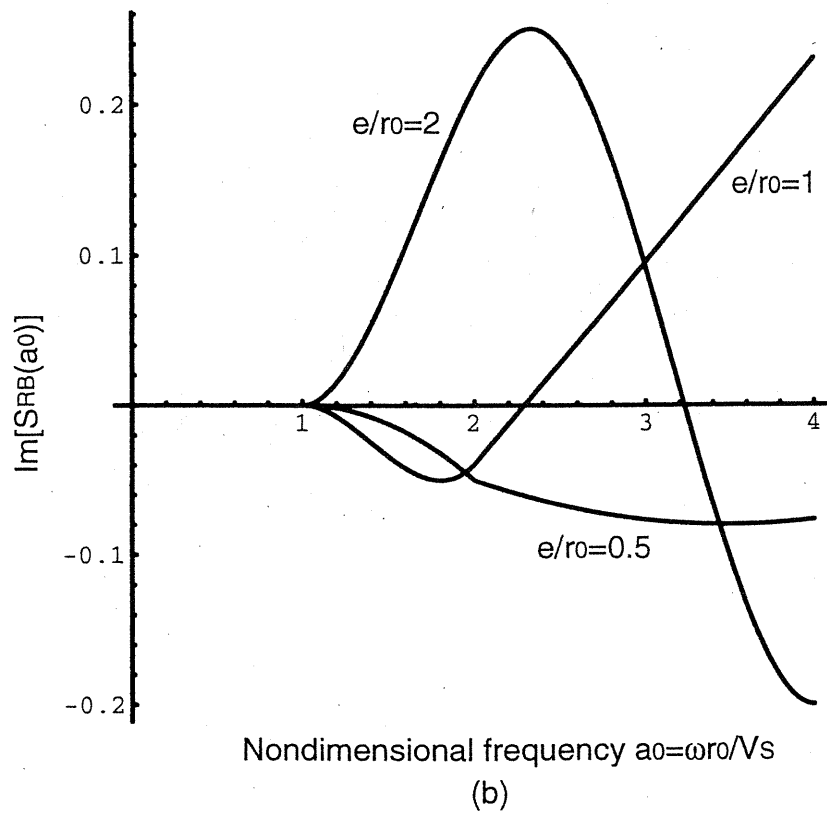
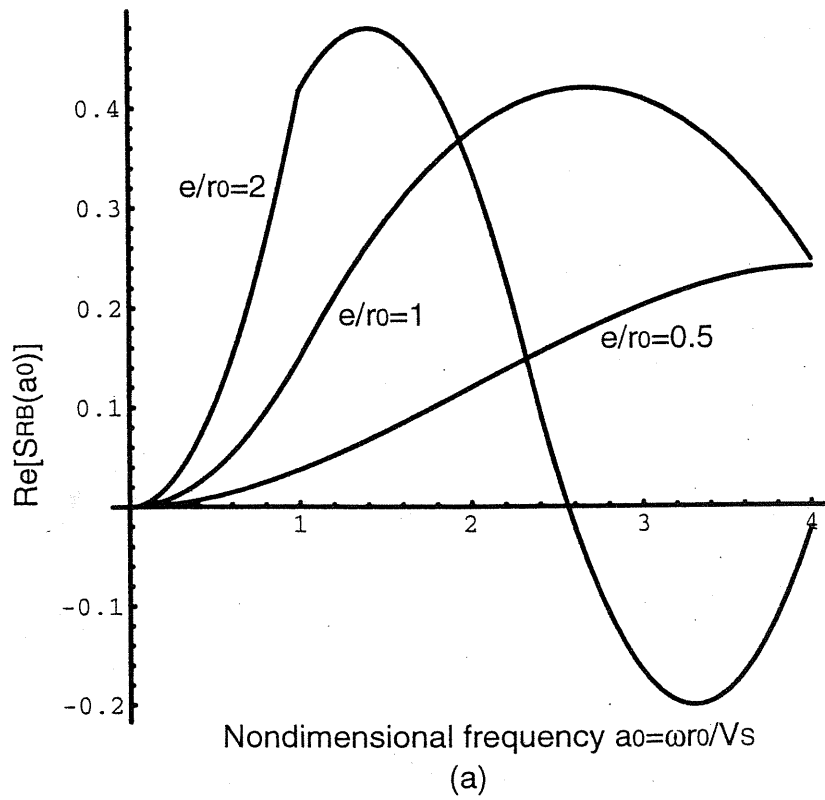


Fig.7 Effective foundation input motion for various depths of embedment (rotational angle \* radius of foundation/ ratio to the free-field ground surface motion); (a) real part, (b) imaginary part

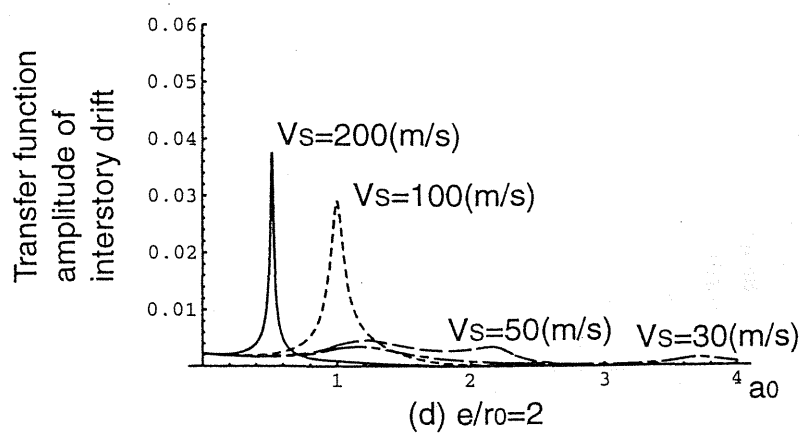
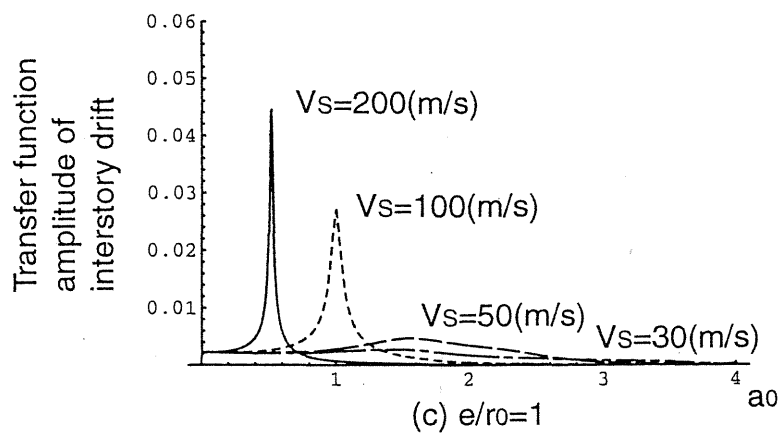
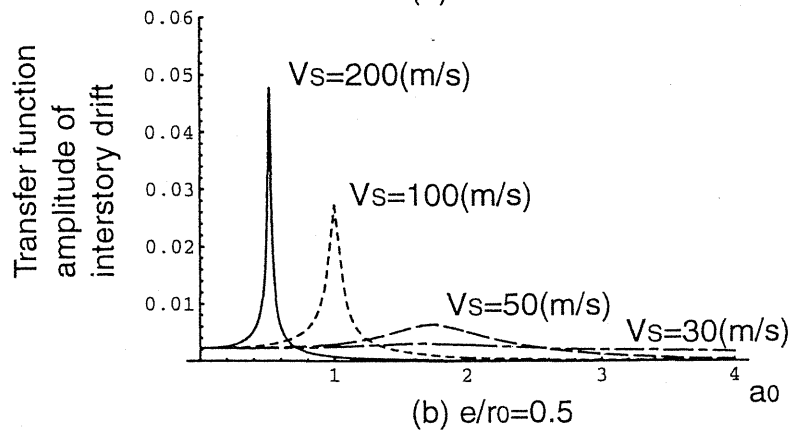
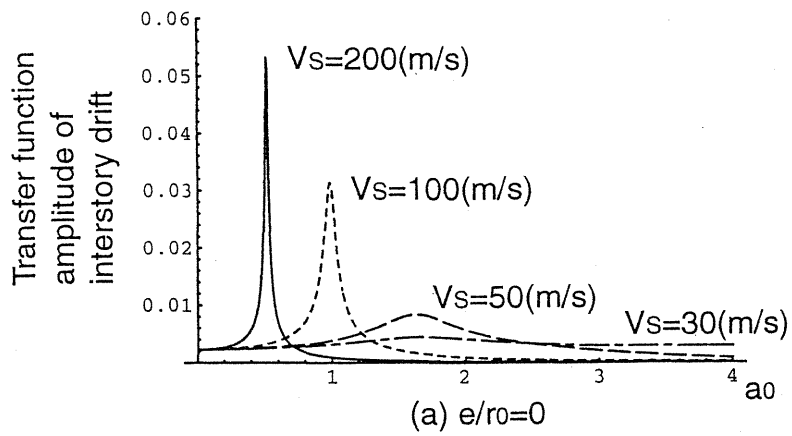


Fig.8 Transfer function amplitude of interstory drift for various ground shear wave velocities; (a)  $e/r_0=0$ , (b)  $e/r_0=0.5$ , (c)  $e/r_0=1.0$ , (d)  $e/r_0=2.0$

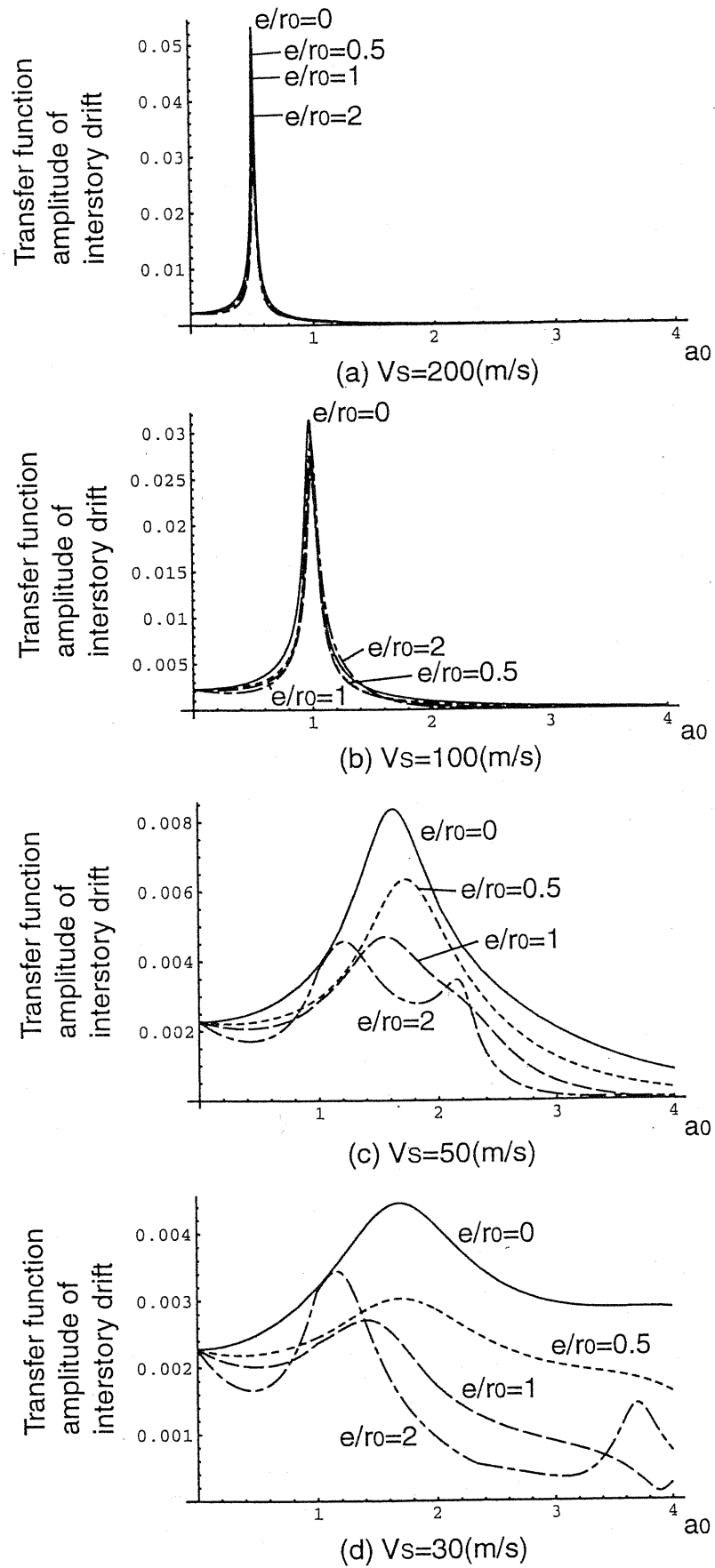


Fig.9 Transfer function amplitude of interstory drift for various depths of embedment; (a)  $V_s=200(\text{m/s})$ , (b)  $V_s=100(\text{m/s})$ , (c)  $V_s=50(\text{m/s})$ , (d)  $V_s=30(\text{m/s})$

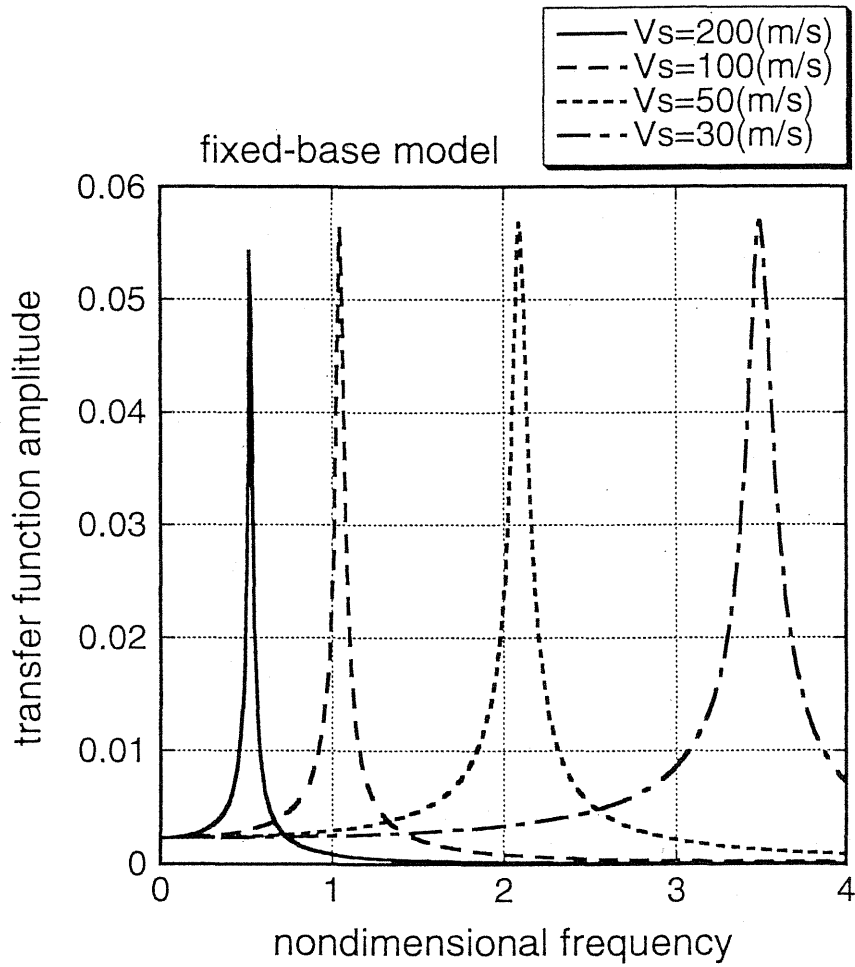


Fig.10 Transfer function amplitude of interstory drift for fixed-base model (nondimensional frequency changes for various ground shear wave velocities)

## 5章 杭基礎

兵庫県南部地震における杭基礎の被害事例を教訓として、日本建築学会でも「建築基礎構造設計指針」が2001年に改訂された。その中では、従来の上部構造から伝達される設計用荷重に対する検討以外に、地盤の強制変形により発生する杭応力の検討も地盤条件によっては重要であることが次第に認識されつつある。しかしながら、例えば2000年に導入された新しい建築基準法に基づく設計用地震動（工学的基盤面で与えられる加速度応答スペクトル）に対して、杭基礎および上部構造の応答を如何に評価するか、さらには杭基礎および上部構造を如何に設計すべきかという問題に直接的に対応している研究はほとんど存在しない。本研究では、単純なモデルではあるが、このような要請に直接応えるための提案を行っている。

杭 - 地盤系の動的解析に関する研究には以下のようなものが存在する。

### (1) 有限要素法に基づく方法

地盤と杭の両者を有限要素近似して解析。地盤の構成則として種々のものが採用できる利点があるが、杭と地盤の変位適合の問題や、地盤遠方境界の取り扱い、計算機容量等の問題点も存在する。

### (2) Rigorous approach

層状地盤に対するGreen関数を用いた手法で、TajimiやKauselらの方法が代表的である。また、群杭に対する方法も提案されている。Green関数の荷重形態（点加振、リング加振等）や杭周面応力の扱い等、実際のモデルとの関係について検討が必要。

### (3) Beam-on-dynamic-Winkler-foundation (BDWF) approach

Winklerばねとして、地盤特性に依存する剛性と波動逸散減衰・材料減衰を考慮したダッシュポット減衰を用いたモデル。Gazetasらにより提案され、3次元有限要素解析との比較を通じて適切なパラメーターが提案されている。また、群杭に対する方法も提案されている。弾塑性応答は、等価線形化等を用いて考慮可能。

### (4) Penzien-type approach

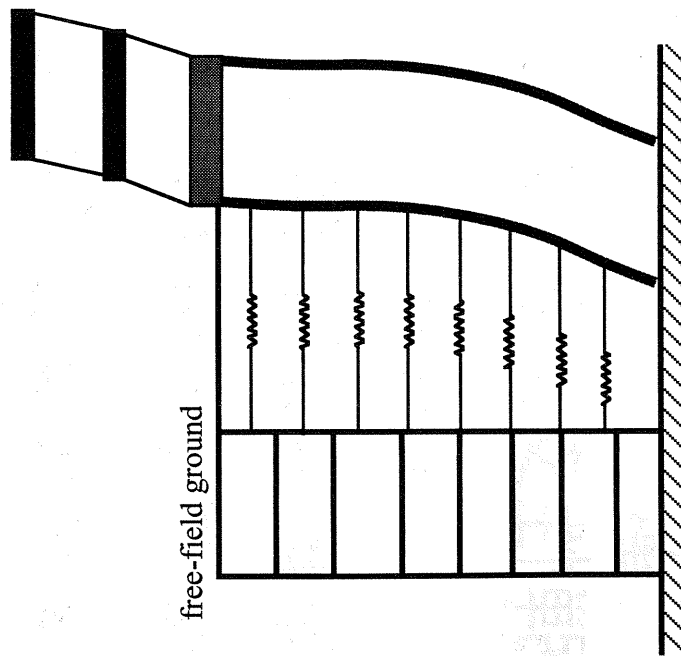
離散的な地盤ばねで自由地盤と杭を連結したモデル。離散的な地盤ばねの評価には、層状地盤に対するGreen関数を用いる方法等種々の方法が提案されている。また、群杭に対する方法も提案されている。杭周辺の付加質量の扱い方や減衰の扱い方等に問題点が存在する。

### (5) Inertial interaction と kinematic interaction の簡易的重ね合わせによる方法

Inertial interactionについては、上部構造に作用すると想定されるベースシヤーを杭

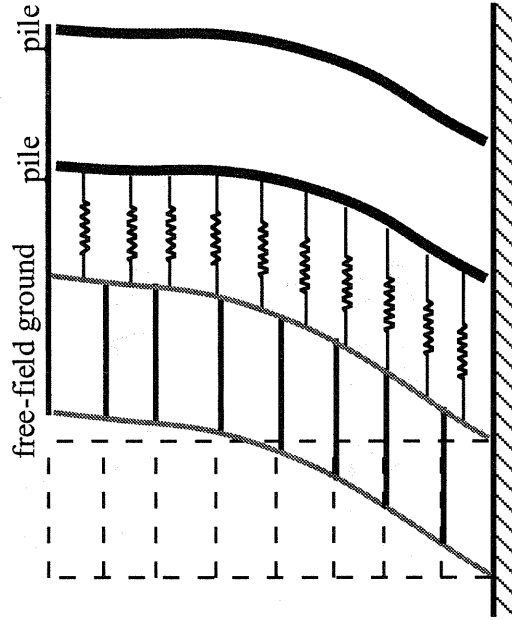
頭に作用させてWinklerばね上の梁理論から杭に作用する曲げモーメント等を評価し、kinematic interactionについては、応答変位法等を用いて杭に作用する曲げモーメント等を評価する方法が提案されている。Inertial interactionにおいて杭頭に作用させる荷重等の設定において問題点が存在する（群杭効果とも関連して）。さらに、地盤と構造物の固有周期が近接するような場合を適切に評価することが困難。

# 現行の杭設計



**inertial effect**

中低層の現行設計  
(静的)



**kinematic effect**

(超) 高層の設計  
(近似的に考慮する場合あり)



# 杭支持構造物の応答評価法

- 弾性支承梁の方法＋応答変位法
- Penzien型のモデルを用いた方法
- 動的Winkler型ばねを用いた方法
- 境界処理を施した3D-FEM
- 薄層要素法を用いた方法
- Green関数による離散ばね置換

## 問題点 (困難点)

- 多大な計算負荷、安定性  
(3D-FEM、薄層要素法、Green関数法)
- 地震動に対する設計荷重の適切な評価が困難  
(弾性支承梁の方法+応答変位法)
- 地盤 (波動論) + 上部構造 (振動論)



動的Winkler型ばねを用いた方法

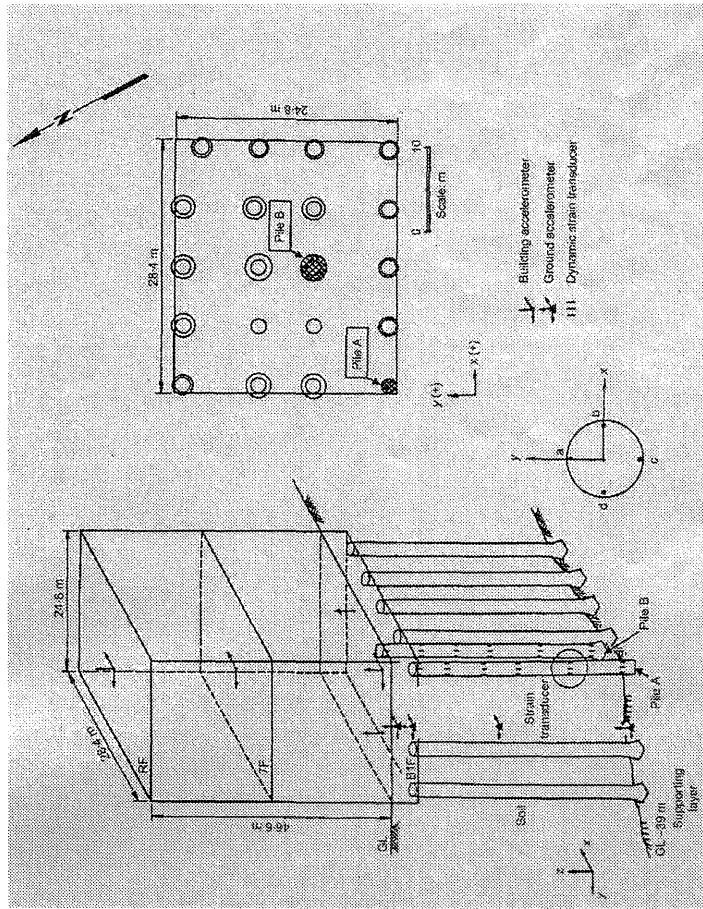
+

応答スペクトル法

## 本研究の目的

- 解放工学的基盤面で損傷限界レベル  
(2000年6月施行の改訂建築基準法) に  
対応する設計用加速度応答スペクトル  
が与えられた場合の構造物および杭の  
合理的な設計法の提案

# 実観測結果との比較 (1 2階S造)



損傷限界レベル入力の約1/6

(工学的基礎面での $S_A$ から)

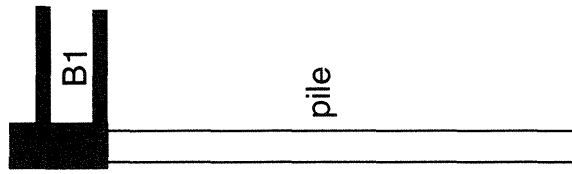
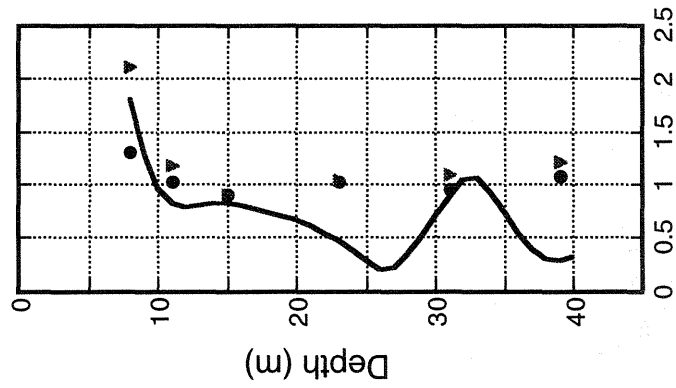
Pile diameter=1.7m

$V_s=135\text{m/s}$ (to GL-31m)

=240m/s(to GL-39m)

地盤減衰定数0.05, 上部構造0.01

— Computed (present)  
 ● Measured corner pile  
 ▼ Measured center pile



Peak pile bending strain ( $\times 10^{-5}$ )

1992年2月2日 震央：東京湾

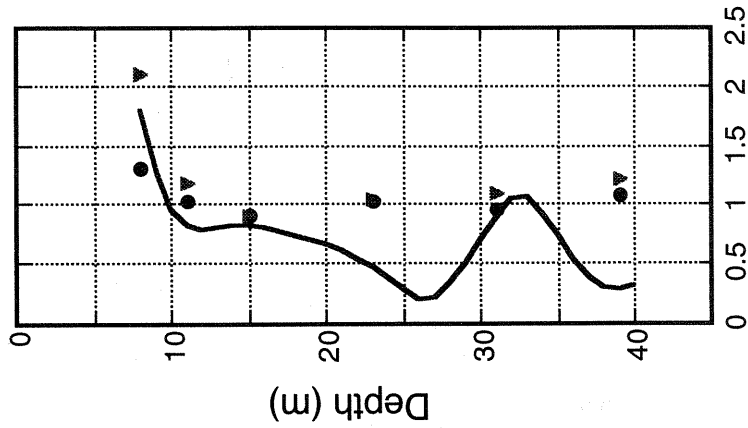
M=5.7, 震源深さ90km

震央距離32km, 横浜震度 I I I

地表面加速度=約0.04g (y 方向)

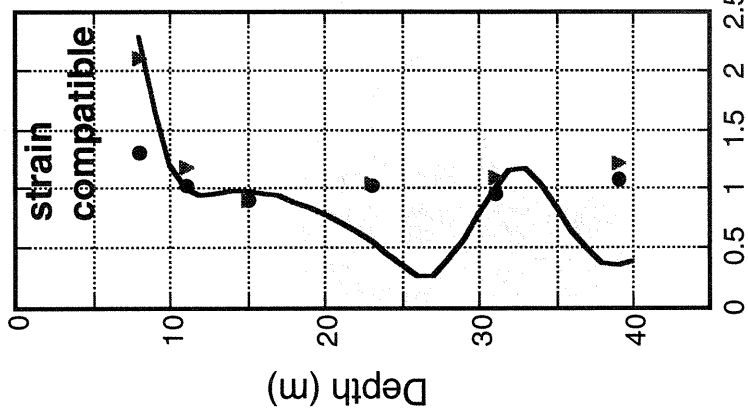
# 実観測結果との比較 (続)

— Computed (present)  
 ● Measured corner pile  
 ▼ Measured center pile

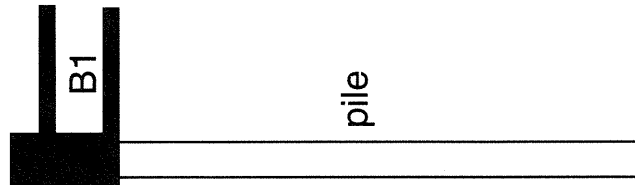


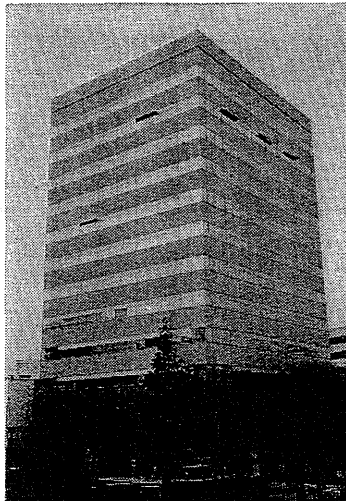
Peak pile bending strain ( $\times 10^{-5}$ )

— Computed (present)  
 ● Measured corner pile  
 ▼ Measured center pile



Peak pile bending strain ( $\times 10^{-5}$ )



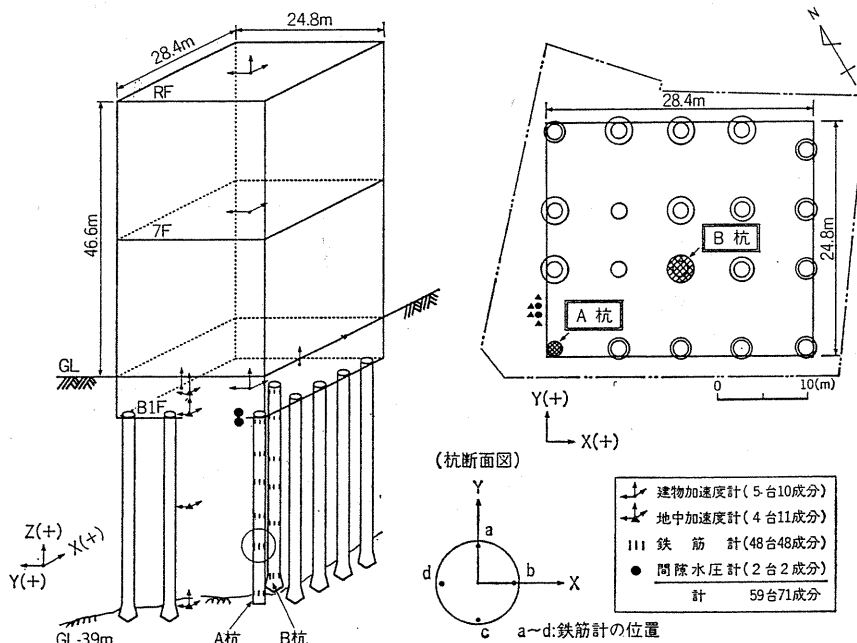


写真—1

測定位置	設置位置	検出器	成分数	台数
基礎杭	A杭	GL-8m(A1)	4	24
		GL-11m(A2)	4	
		GL-15m(A3)	4	
		GL-23m(A4)	4	
		GL-31m(A5)	4	
		GL-39m(A6)	4	
	B杭	GL-8m(B1)	4	24
		GL-11m(B2)	4	
		GL-15m(B3)	4	
		GL-23m(B4)	4	
		GL-31m(B5)	4	
		GL-39m(B6)	4	
小計			48	48
地盤	GL-2m(G1)	加速度計	3	1
	GL-6m(G2)		3	1
	GL-20m(G3)		2*1)	1
	GL-40m(G4)		3	1
	小計			11
GL-6m(PP1, PP2)		間隙水圧計	2	2
建物	B1F 中央部(B1F-A)	加速度計	3	1
	" 北側(B1F-B)		1*2)	1
	" 東側(B1F-C)		1*2)	1
	7F 中央部(7F)		2*1)	1
	RF 中央部(RF)	3	1	
小計			10	5
合計			71	59

(注) \*1) 水平2成分の加速度計, \*2) 上下1成分の加速度計

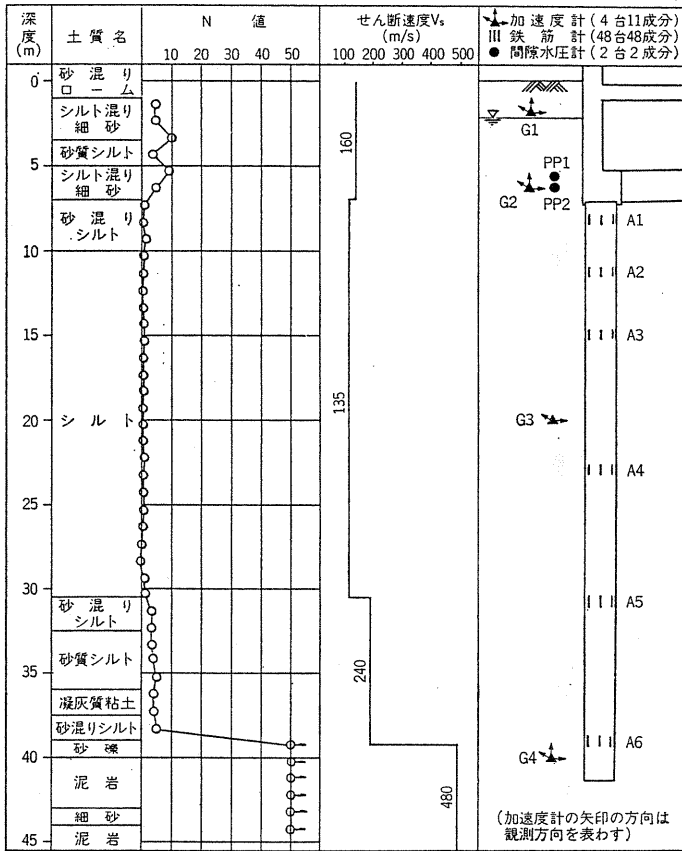
表—1 地震計の設置位置および観測成分



図—1 地震計配置図

(下記か331用)

清水勝美 片岡俊一, 田蔵隆, 佐武直紀, 横田治彦: 杭支持高層建物の地震時挙動, 清水建設研究報告, 第56号, 平成4年10月, pp17-29.



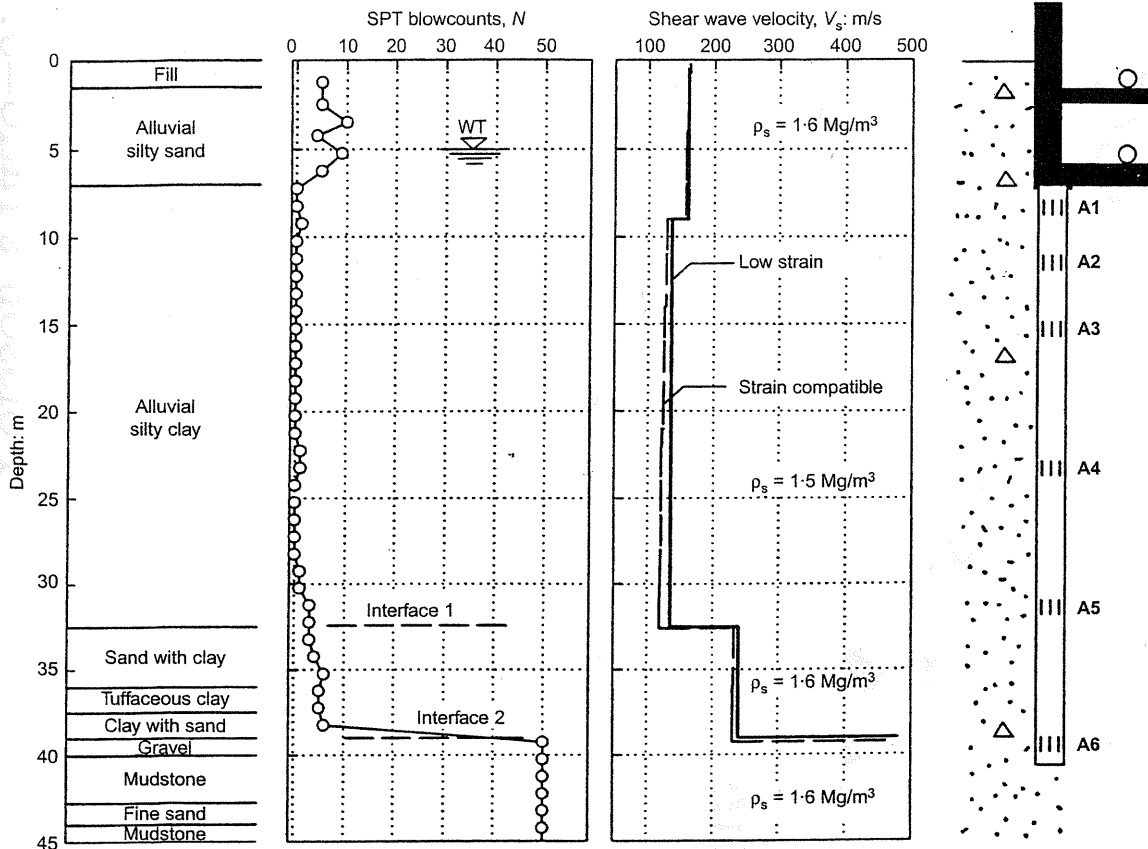
図一 地盤概要と地中地震計の設置位置

前頁之献より引用

モード次数	固有周期 (sec)	減衰定数 (%)	モード種別
1	1.19	1.9	Y方向並進1次
2	1.11	1.5	X方向並進1次
3	0.92	—	ねじれ1次
4	0.38	1.1	Y方向並進2次
5	0.36	2.5	X方向並進2次
6	0.30	—	ねじれ2次
7	0.22	—	Y方向並進3次
8	0.20	—	X方向並進3次
9	0.18	—	ねじれ3次

(注) 減衰定数は1次および2次の並進モードのみ求めた

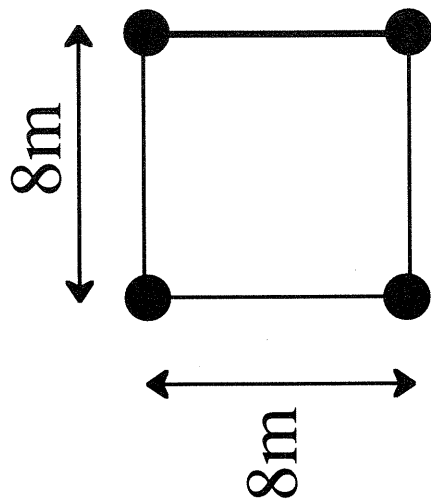
表一 常時微動測定による建物の固有値



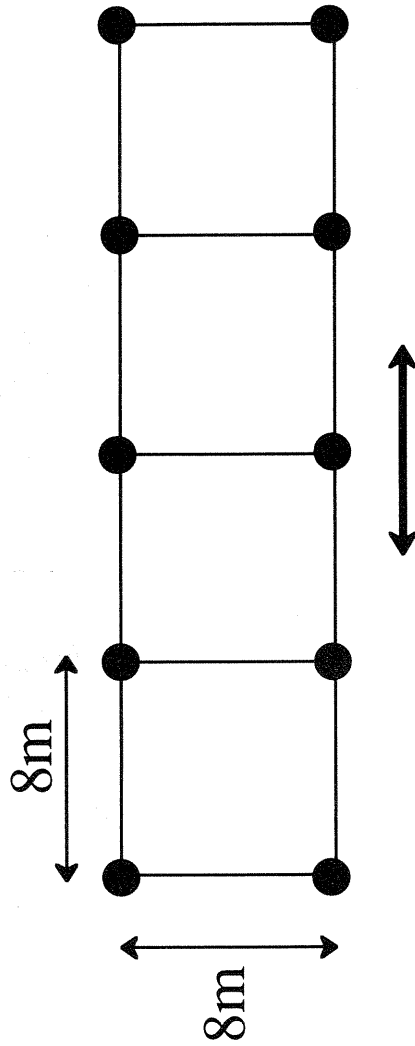
(参考文献より引用)

S. Nikolaou, G. Mylonakis, G. Gazetas and T. Tazoh; Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements, Geotechnique Vol. 51, No. 5, pp 425-440, 2001.

# 設計例



5層モデル



input direction

10層モデル

地盤：工学的基盤 ( $V_s=400\text{m/s}$ ) の上に2層

上層は  $V_s=100\text{m/s}$  (層厚10m)、

下層は  $V_s=200\text{m/s}$  (層厚10m)、

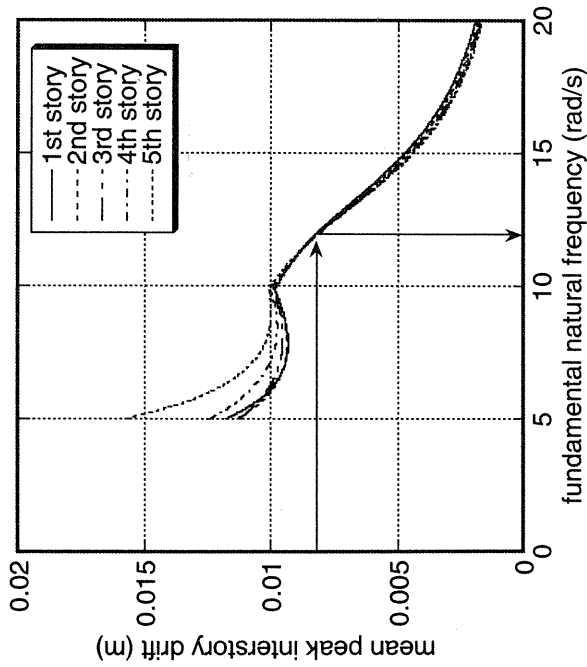
Poisson's ratio=0.45



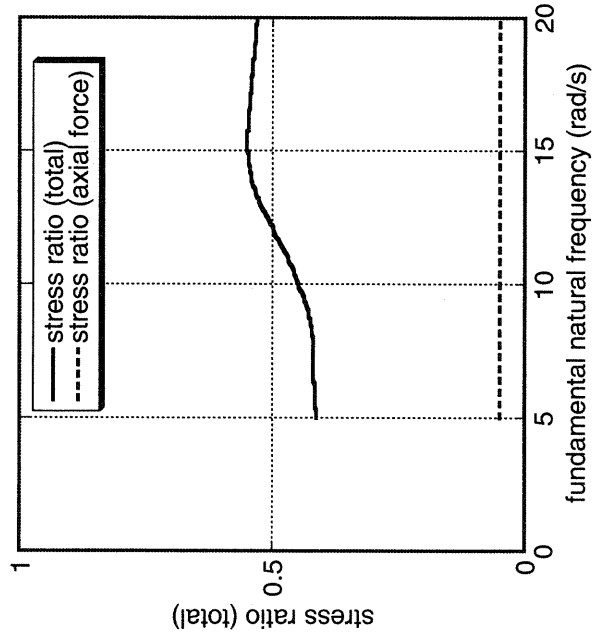
# 5層モデル設計例

(上部構造1次固有振動数をパラメター)

杭の設計：RC規準十日本建築センター許容応力度



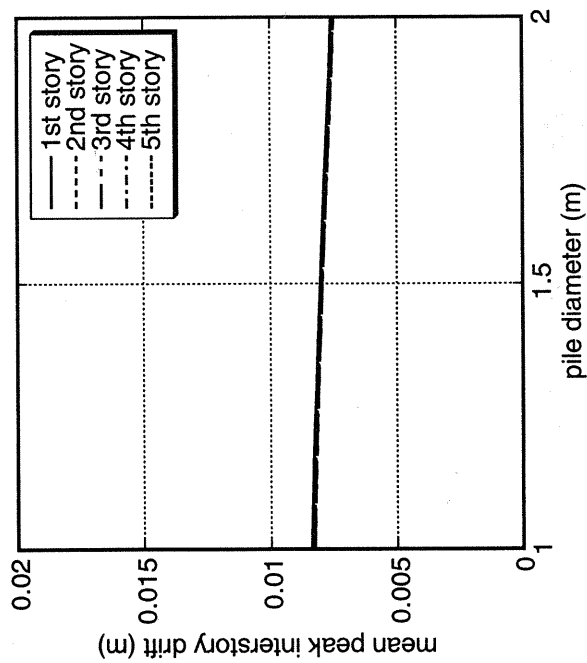
層間変位



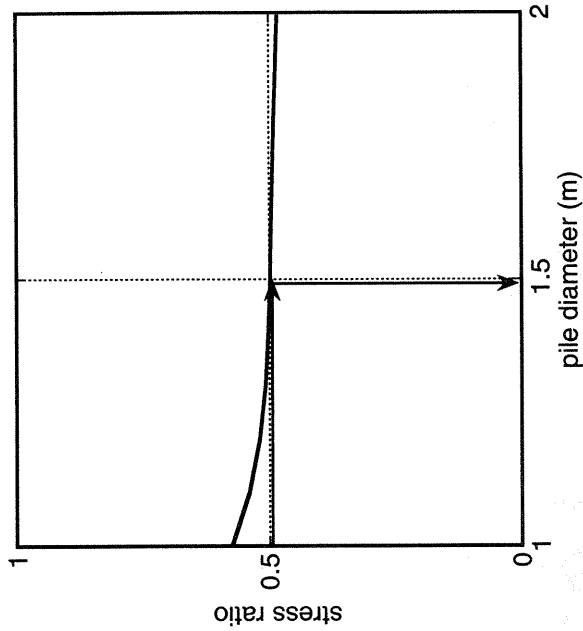
杭の応力比  
(最大応力/許容応力)

# 5層モデル設計例

(杭径をパラメター)



層間変位

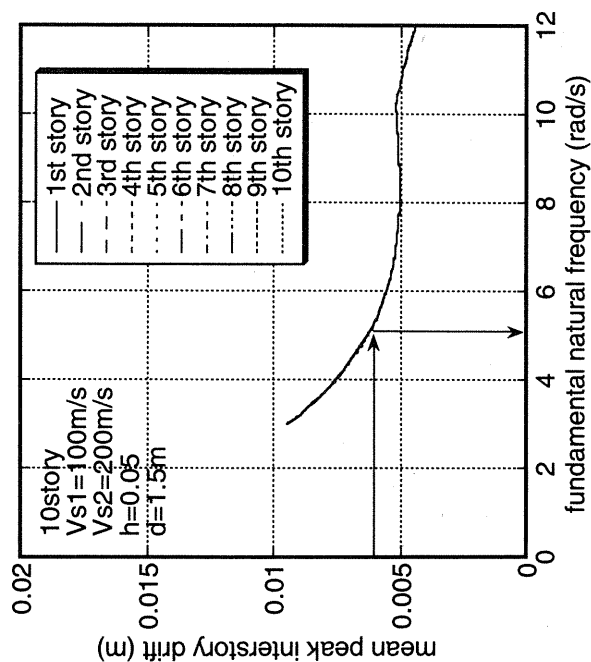


杭の応力比  
(最大応力/許容応力)

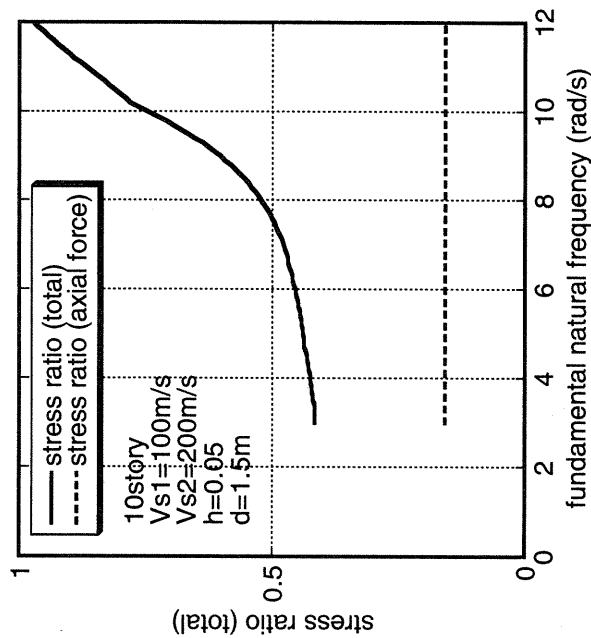
# 10層モデル設計例

(層間変位の一様化考慮)

(上部構造1次固有振動数をパラメータ)



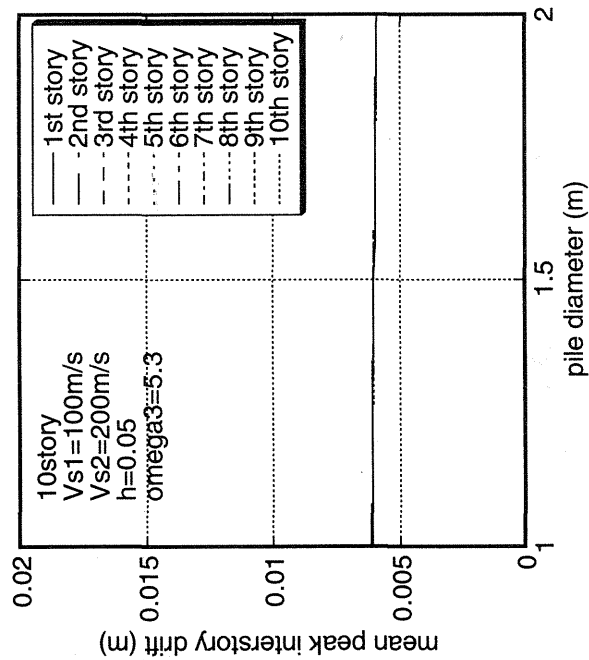
層間変位



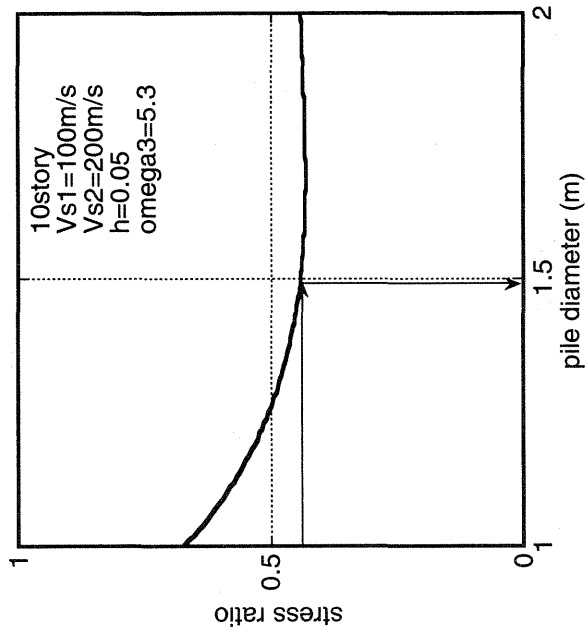
杭の応力比  
(最大応力/許容応力)

# 10層モデル設計例

(杭径をパラメター)



層間変位



杭の応力比  
(最大応力/許容応力)

## 群杭効果を考慮した場合のインピーダンス、杭頭に作用する力の 詳細解析との比較

半無限一様地盤内に直径  $d=1\text{m}$ 、長さ  $L=15\text{m}$  の杭が、間隔  $S=2\text{m}, 5, 10\text{m}$  で  $2\times 2, 3\times 3$  本存在する場合についてインピーダンスの解析を行った。解析（影響係数  $\alpha$ ）は、Makris and Gazetas (EESD, 1992)の方法とほぼ同様の方法である。ただし、単杭のインピーダンスの評価法が異なっている。杭と地盤のヤング係数比  $E_p/E_s=1000$ 、地盤密度  $1.8\times 10^{**3}(\text{kg/m}^{**3})$ 、ポアソン比 0.45、履歴減衰定数 0.05。地盤のせん断波速度  $V_s$  はこれらを満足するように決定した。杭の密度  $\rho=2.4 \times 10^{**3}(\text{kg/m}^{**3})$ 、杭のヤング係数  $E_p=2.1\times 10^{**10}(\text{N/m}^{**2})$ である。

Fig.1 は、 $2\times 2$  の場合のインピーダンスの実部を表す。Fig.2 は、 $2\times 2$  の場合のインピーダンスの虚部を表す。 $S/d=5$  の場合に少し差が見られる。Fig.3 は、 $3\times 3$  の場合のインピーダンスの実部を表す。Fig.4 は、 $3\times 3$  の場合のインピーダンスの虚部を表す。Fig.5 は、 $3\times 3$  の場合の、コーナー杭 (Fig.7 の 1 番) の杭頭に作用する力の対応する平均力に対する比、Fig.6 は、 $3\times 3$  の場合の、中央杭 (Fig.7 の 2 番) の杭頭に作用する力の対応する平均力に対する比を表す。コーナー杭、中央杭ともある程度良好な対応を示している。

詳細解析は以下の文献によるもの。

- [1] A.M.Kaynia and E.Kausel, Dynamic behaviour of pile groups, 2<sup>nd</sup> Inter. Conf. Numer. Meth. Offshore Piling, Austin, Texas, 509-532, 1982.
- [2] A.M.Kaynia and E.Kausel, Dynamic stiffness and seismic response of pile groups, Research Report R82-03, MIT, 1982.

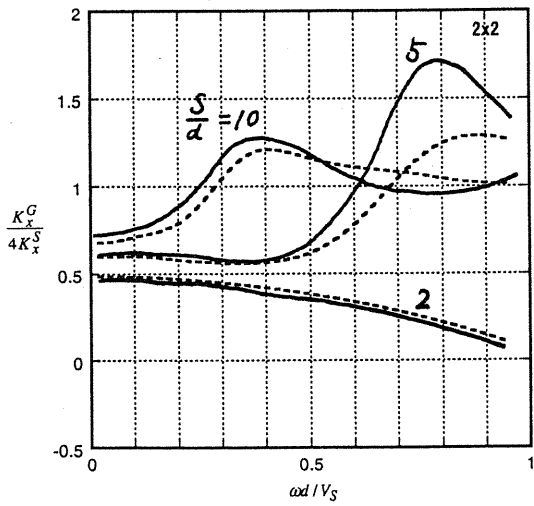


Fig. 1

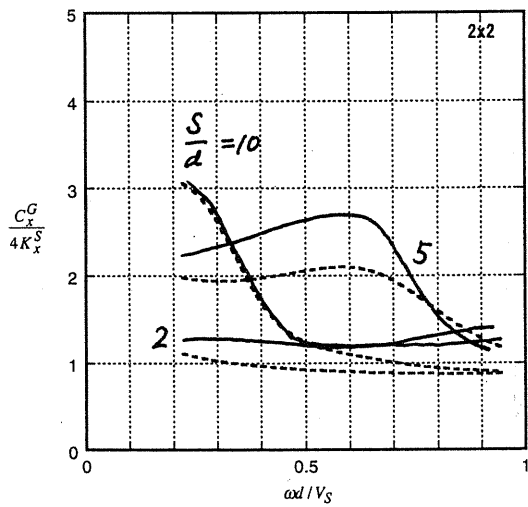


Fig. 2

Homogeneous half-space

— rigorous (1982)

.... present

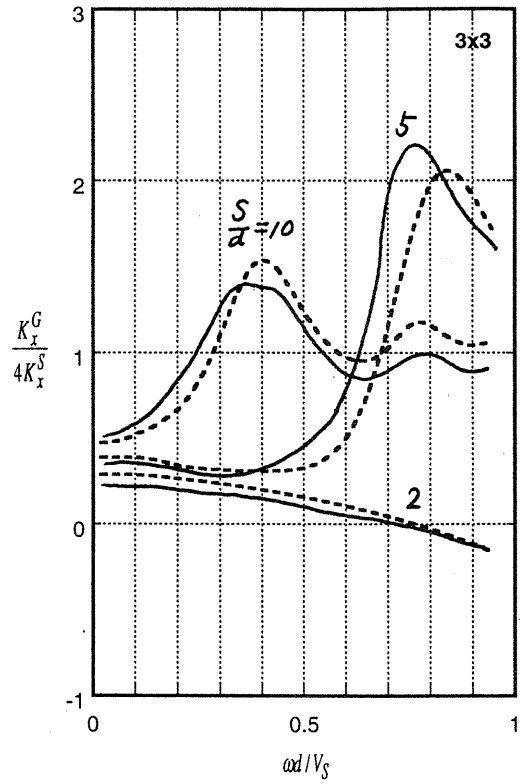


Fig. 3

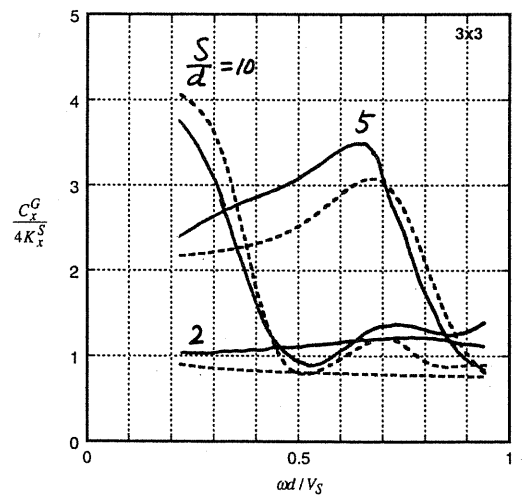


Fig. 4

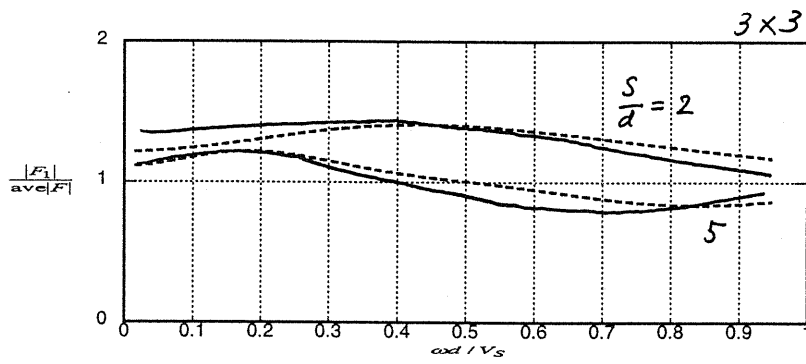


Fig. 5

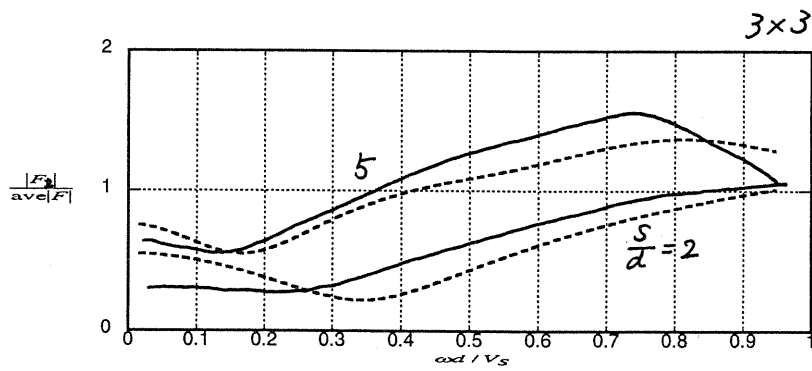


Fig. 6

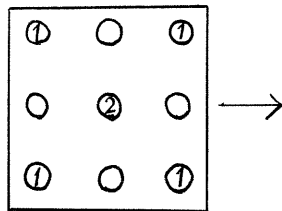


Fig. 7

## 6章 地盤特性の不確定性を考慮した取扱い

上部構造に比べて地盤の特性には種々の不確定性が存在する。例えば、建築物を建設する際に実施される地盤検層（PS検層等）では、多数の敷地位置・深度の点で実施できることは稀で、限られた情報から全体像を推定する機会が多い。このような場合には、地盤物性の位置による変動が十分捉えられない恐れがある。また、地盤の層については成層性を仮定することが多いが、その信頼度については定かではない。このように物理特性におけるばらつき・不確定性に加えて、モデル化における不確定性、さらには用いる解析理論の精度も関係して、地盤特性の表現には大きな不確定性を伴うことになる。

このような不確定性に対応するための一つの方法として、地盤物性の状態を確率分布として表現する方法や、その存在領域のみを仮定する確定的方法（上下限值のみ設定）などが存在する。前者の方法では、理論的な方法の他に、確率有限要素法やモンテカルロ法を援用した方法等、多数の方法が提案されている。例えば、下記の文献では、地盤のせん断波速度を確率変数として扱う設計法が提案されている。ここで、強調すべき点は、不確定性を考慮した解析法は多数提案されているが、そのようなばらつき・不確定性を考慮した上で、上部構造（や下部構造）を如何に設計すべきかという「設計法」について言及している研究は非常に限られていることである。上記の後者の方法では、地盤特性を確率量ではなく確定量として扱うが、その上下限值が指定されている。地盤特性というものは、一つの実現値であって、もし、地盤検層等によりその値が明確に把握できれば確率量として扱うべきものではない。ただ、地盤検層には限界があるので、推定するという意味で確率的に扱われる場合がある。このような場合に、確率分布形自身を推定するのではなく、その上下限値を推定して用いる方が現実的な場合も多い。

Interval解析（パラメーターの上下限值から応答量の上下限値を求める方法）はこのような場合に適している。

いずれにせよ、不確定性を組み込んだ解析法が開発されれば、下記の文献にならって設計法を展開することが可能である。

[1] 竹脇 出, 中村恒善: 指定剛性変動係数を有する地盤で支持されたせん断型構造物 - 杭系の指定地震時変形に対する剛性設計, 構造工学論文集, Vol.41B, pp129-138, 1995.

[2] T. Nakamura, I. Takewaki and Y. Asaoka, Sequential Stiffness Design for Seismic Drift Ranges of a Shear Building-Pile-Soil System, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.25, No.12, pp1405-1420, 1996.



## 7章 極限的地震動に対するRobust構造ストラテジー

構造物の地震動に対する設計を行う際の設計用地震力の考え方として、(1)設計用水平力を与えるもの、(2)設計用応答スペクトルを与えるもの、(3)時刻歴波形そのものを与えるものが考えられる。(1)は地震動そのものの特性ではなく、地震動と構造物の特性の両者から設定されるものであり、(2)は1自由度構造物系をフィルターとして設定されるものである。いずれも地震動そのものの特性を純粹に表現するものではない。(3)は地震動そのものの特性を表現するものではあるが、振動数特性や位相特性を的確に表現するには、振動数域での処理を別途行っておく必要があり、地震動の有する不確定性を表現するには、一般に多数の波形群を用意する必要がある。最近の被害地震では、(1)-(3)のいずれにおいても、設計時に想定されていたものよりもかなり大きなレベルの地震動が観測されている。このことは、地震動の発生メカニズムや地震動そのものの有するエネルギー（構造物特性に依存する入力エネルギーとは異なる）あるいはパワー等を考慮したより合理的な設計用地震動の設定を行うことの必要性を示唆しているともいえる。

一方では、観測される地震動には、種々の不確定な要素が関係しており（断層破壊メカニズム、波動伝播メカニズム、表層地盤増幅メカニズム等）、すべての不確定な要因を組み込んだ設計用地震動を提案することは容易ではない。そのような困難点を克服するための1手法として、**極限外乱法** (critical excitation method) が30年ほど前から提案されており、一定の成果をあげている。極限外乱法では、地震動の有するエネルギー等は物理的な観測結果等から与え、物理的に同定することが困難な部分や不確定な要因が存在する部分については、構造物にとって最も好ましくない応答を与える地震動として定義する方法を採用している (worst-case analysis)。制震（振）機構を用いた構造物や災害発生時等に特に重要な役割を果たす構造物の設計を行う際には、制震（振）機構が主体構造物に及ぼす影響を把握すると同時に、現時点で考えられ得る種類の地震動に対して可能な限りその有効性を調べておくことが信頼性の高い構造設計を実現する上で重要である。このような場合にも、極限外乱法は重要な役割を果たすと期待される。

本章では、以下のような種々の極限外乱法について取り纏めている。

- (1)極限外乱法のこれまでの発展について整理し、その意義や今後の展望について言及した。
- (2)パワースペクトル密度関数 (PSD関数) の振動数領域における積分値とその上限に制約を設ける新しい極限外乱法を提案し、記録地震波との関係について論じた。

- (3)非定常外乱（振幅および振動数特性の非定常性）に対して極限外乱を見い出す方法を提案した。また、変位だけでなく加速度応答を最大化するような極限外乱を見い出す方法を提案した。
- (4)1自由度系および多自由度系の弾塑性応答を指標とする極限外乱法を提案し、記録地震波に対する応答との比較を通じて、非超過確率を指標とすることの重要性・意義について言及した。
- (5)極限外乱法と剛性設計を組み合わせた総合的な問題を新たに定義し、その有効な解法を提案した。

本極限外乱法は継続時間の長いlong-duration motionから衝撃的なimpulsive loading (Near-field ground motion)まで種々の地震動の共振性、極限性を表現するのに適している。アメリカ西海岸のPEER CENTERで公開されているタイプ別地震動に対してもその適用性を検討している(<http://peer.berkeley.edu/research/motions/index.html>)。

## 8章 まとめ

本研究では、建築物の基礎の形式とサイズの両者を、要求される性能に対応して合理的に決定するためのシステムを構築することを目標として、その開発に向けて努力を行ってきたが、後者のサイズ決定に重点が置かれた成果となっている。前者には、数理的な定式化が困難な条件等が数多く関係してくるため、その分析自身が大きなテーマである。あるいは、異なる観点から眺めれば、後者の質・量ともに豊富な展開なくして前者の展開はあり得ないともいえる。特に、後者の展開に際して、前者における利用を想定した simple で扱いやすいシステムの構築が重要となる。本研究では、可能な限りこのような観点到配慮したシステムの展開につとめている。今後は、後者のシステムの前者への積極的利用を図っていく予定である。

基礎形式およびサイズの自動選定システムが一層整備されると、上部構造や基礎構造の部材選定過程での試行錯誤操作の大幅な低減が可能となる。非比例減衰系では複素固有値解析等、応答解析に相当な労力を要するためこの低減効果は大きい。特に基礎-地盤系の設計・施工コストは全経費のかなりの部分を占めるため、その合理的な形式選定システムは極めて有効である。また、上部構造に対してベースシア係数を指定して設計していた従来の方法に比べて、工学的基盤面で設計用地震動の設定を行い、上部構造や基礎構造についてはその応答性能を指定する「性能指定型設計法」に直接対応した設計法が開発されると、性能指定型設計法の一つのプロトタイプを提供すると期待される。

## 9章 今後の展望

今後の課題として以下のことが挙げられる。

### (1) 構造設計者の意思決定作業の一層詳細な分析。

2章においてある程度の分析を行っているが、地盤特性という上部構造特性とは性質の異なる対象を扱う際に、特に留意すべき点（例えば地盤特性のばらつきの表現方法、その上部構造設計への反映方法等）について、一層詳細な分析が必要である。

### (2) 表層地盤の非線形増幅特性を考慮した上部構造の簡易的地震時応答評価法の開発。

工学的基盤面設計用スペクトルを地表面スペクトルに簡易的に変換する方法は改訂建築基準法等でも提案されているが、「それを構造物 - 基礎 - 地盤連成系としての応答評価モデルに如何に適用すべきか」という点については十分な提案がなされているようには見えない。

### (3) 直接基礎、杭基礎の形式を仮定した場合の簡易的地震時応答評価法の開発。

直接基礎については、構造物と地盤の相互作用を考慮する必要がある場合には、多くの場合SRモデルに置換する。基礎の埋め込みが顕著な場合には、基礎有効入力動の評価や基礎インピーダンスの評価が重要となる。そのための方法はいくつか提案されているが、一層簡易的に評価できる方法を開発する必要がある。また、杭基礎についても、群杭効果が顕著となる場合には、特別な処理が必要となる。インピーダンスについては簡易的に評価する方法はいくつか提案されているが、例えば、指定されている応答スペクトルに対して、上部構造物や杭の地震時応答を簡易的に評価する新しい方法を開発する必要がある。

### (4) 直接基礎、杭基礎の形式を仮定した場合の必要上部構造設計の簡易比較法の開発。

基礎形式の選定に関する意思決定では、候補設計の比較による方法が最もpromisingな方法と考えられる。この候補設計の比較は、可能な限り短時間で実行する必要があるため、直接基礎、杭基礎の形式を仮定した場合の上部構造設計のための簡易法を開発する必要がある。

### (5) 不確定パラメータを有するモデル（上部・下部設計対象モデルおよび入力地震動モデル）に対するrobust構造ストラテジーの開発。

改訂建築基準法で導入されている設計用スペクトルは、ランダム位相に基づく特定のタイプの地震動についてはその特徴をある程度表現できていると認識されているが、直下型地震動やパルスの波形を伴うもの、あるいは大変位を伴うような地震動には対応できていないことが報告されている（例えば、第29回地盤震動シンポジウム2001）。これらの一層幅広い種類の地震動を扱うことのできる、さらには、地震動の有する不確定性（確定することの難しいパラメータの存在により発生）を的確に組み込んだ新しい戦略的構造設計体系が必要とされている。