

# [99] 浮き上がり基礎回転する連層耐震壁を含むR/C造骨組の地震応答解析

正会員 ○馬 場 研 治 (名古屋大学工学部)  
林 章 二 (名古屋大学大学院)

## 1. まえがき

中低層鉄筋コンクリート造建物 (R/C造)中の連層耐震壁は構面内や面外に境界ばりを有するため、地震時の挙動を単独壁として解析するだけでは不十分であり、完全弾塑性形の線上を往復する浮き上がり基礎回転時の履歴特性<sup>1)</sup>は周辺骨組や地盤の性質によって形状が変化する<sup>2)</sup>。したがって、回転壁の耐震性能は骨組全体系の中で検討されなければならない。本研究では実構造物に近い解析モデルを設定し、地盤による回転剛性の変化と浮き上がり基礎回転を拘束する境界ばりの効果に注目した、連層耐震壁を含むR/C造骨組の弾塑性解析および地震応答解析を行い、これらの結果を簡便な略算法で推定することによって一般建物への適用性を検討する。

## 2. 骨組の弾塑性解析手法

2.1. 部材のモデル化：耐震壁内に含まれる部材以外の柱・はり部材 (以下、骨組)は、曲げ変形のみを考慮した剛塑性回転パネ法でモデル化する。接合部は剛域とし、骨組の塑性化は剛域端での曲げモーメントで評価する。耐震壁は構面内に含まれるはりを剛とした平面保持を仮定し、各節点の鉛直および水平変位を用いて曲げとせん断変形をそれぞれ独立に表現する。すなわち、前者は壁両側の付帯柱を柱全断面に相当する鉛直剛性をもち材軸方向にのみ伸縮する1自由度要素と仮定し、軸力の釣合いから曲げモーメントを評価する。一方、後者は上下層の水平変位のズレに抵抗するように壁断面に相当するせん断パネを与えてせん断力を評価する<sup>3)</sup>。基礎は独立フーチングのみを対象とする。骨組部分では基礎の回転に対して接地反力が直線分布すると仮定し、地盤係数 (k<sub>r</sub>)を用いて回転剛性を与える。また、壁下の基礎は付帯柱と同様に鉛直パネに置換し、剛なはりを介して壁の両端が一体となって回転に抵抗するように考える。したがって、外力によって生じる壁下基礎の上向き引張力が軸力と境界ばりによる回転拘束力から計算された下向きの力を超えたとき、耐震壁の浮き上がり基礎回転が生じるものと規定でき、当該部分の基礎反力をなくすようにする。

2.2. 剛性マトリクス誘導：耐震壁を含むスパンの両側では軸力の釣合いのみを考え、その他の節点ではモーメントの釣合いを考える。各層で鉛直部材の水平変位は等しいものとして層方程式をたて、系の層せん断力-層間変形関係をたわみ角法と同様の形式で表現する。なお、境界ばりは図-1のように変形状態を設定し、壁回転時の節点回転角を下式で与える。

$$\left. \begin{aligned} \theta_{BF} &= \theta_1 + v_1 / l_B \\ \theta_{BW} &= (v_1 + v_2) / l_w + v_1 / l_B \end{aligned} \right\} (1)$$

2.3. 部材の復元力特性：曲げ部材の復元力特性は〔D-Tri〕、壁のせん断抵抗は〔原点指向形〕の履歴特性に従い、剛性と部材耐力は文献4).5)および表-1によって求めた。

## 3. 骨組の地震応答解析手法

3.1. 振動方程式：弾塑性解析手法の過程で作成された剛性マトリクスを縮約し、層数に等しい自由度をもつ多質点系の振動方程式を組立てる。応答計算の際の数値積分には線形加速度法を用いる。増分時刻毎に計算された各層の変位は縮約前の剛性マトリクスを介して部材端の応力に変換され、先に定義した履歴特性に従い再び同様の手順を経て次の増分計算に対する瞬間剛性マトリクスに

表-1 基礎・耐震壁の剛性と耐力

	弾性剛性	降伏耐力	第2剛性
基	$\frac{k_f B D^2}{12}$	$\frac{ND}{6}$ or $\frac{B D^2}{6} (F_{Bu} - \frac{N}{B D})$	$0.6 M_y$
壁	$k_f B D$	$N_p + \Delta N$	$0.9 T_y$
引張部材	$k_f B D$	$F_{Bu} B D - N - \Delta N$	$0.6 C_y$
せん断部材	$E_c A_c + E_s A_g$	$A_g \sigma_y + N_c$	$N_c$
せん断部材	$E_c A_c + E_s A_g$	$A_g \sigma_y + A_c F_c - N_c$	$A_g \sigma_y + \frac{1}{2} A_c E_c - N_c$
せん断部材	$\frac{E_c A_w}{2.8}$	$A_w c \tau$	$0.4 A_w c \tau$

Note: N:軸力, ΔN:付加軸力  
B, D:フーチングの断面, F<sub>Bu</sub>:地耐力, k<sub>f</sub>:地盤係数  
A<sub>g</sub>:鉄筋全断面積, A<sub>c</sub>:柱断面積, A<sub>w</sub>:壁断面積  
F<sub>c</sub>:コンクリート強度, E<sub>c</sub>:コンクリートヤング係数, E<sub>s</sub>:鉄のヤング係数, c, τ:壁の破壊時のせん断応力度,  
M<sub>y</sub>, T<sub>y</sub>, C<sub>y</sub>:降伏耐力

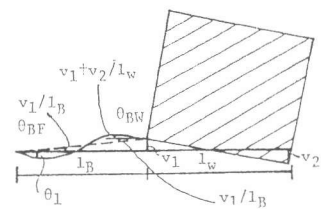


図-1 境界ばりの変形状態

組み直される。なお、減衰は内部粘性減衰とし、減衰定数を各層一律に初期剛性の5%とした。

3.2. 瞬間剛性マトリクス of 縮約： 骨組系全体の剛性マトリクスを層数分の自由度に相応した大きさに縮約する。系全体の剛性マトリクス  $[K]$  を層方程式の部分とそれ以外の部分マトリクスに分割表示すると、

$$\begin{bmatrix} A_1 & A_2 \\ A_3 & A_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q \\ M \end{Bmatrix}, \quad [K] = \begin{bmatrix} A_1 & A_2 \\ A_3 & A_4 \end{bmatrix} \quad (2)$$

ここで、 $\{R\}$ ；層間変位ベクトル、 $\{\theta\}$ ；節点回転角および節点変位ベクトル、 $\{Q\}$ ；層せん断力ベクトル、 $\{M\}$ ；節点モーメントベクトル。節点での釣合い条件より  $\{M\} = \{0\}$  であるから (2) 式が変換できる。

$$\{ [A_1] + [A_2] \cdot [A_4]^{-1} \cdot (-[A_3]) \} \cdot \{R\} = \{Q\} \quad (3)$$

(3) 式中の  $\{R\}$  と  $\{Q\}$  をさらに各階の相対変位ベクトル  $\{x\}$  と水平外力ベクトル  $\{P\}$  の関係に変換することにより振動方程式に必要な縮約剛性マトリクスが得られる。

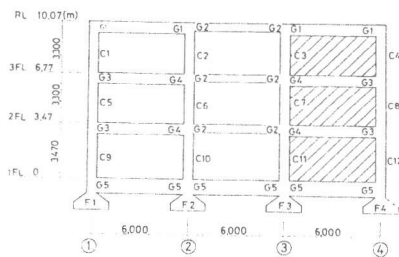
#### 4. 解析モデル

4.1. 解析の対象： 文献6)の設計例1に示された3階建R/C造建築物のうち連層耐震壁を有する階段室まわりの構面を解析の対象としてとりあげ、本解析用に若干の数値変更を施した解析モデルを図-2(a)~(c)に示した。各部材の断面性状はリスト形式に要約し、表-2(a)~(c)に示す。解析上の検討因子として地盤の剛性を表す地盤係数 ( $k_f$ ) と境界ばりのスパン長さ ( $l_n$ ) を変化させ、地震応答解析を行う際には入力地震波の最大加速度を 350 gal. と 450 gal. の2種類とした。各解析例の名称とその特徴を表-3に示す。

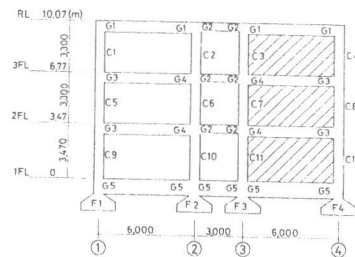
#### 5. 骨組の弾塑性解析結果とその考察

5.1. 保有耐力の検討： 耐震壁の浮き上がり耐力を算定するため外力の分布形を等分布とし、各節点毎に柱・ばりの曲げ耐力を比較する節点振り分け方式によって解析モデルの各層保有耐力の略算を試みた。略算結果の代表例として Case 2 の正負加力時を図-3(a)(b)に示す。本解析モデルでは、全 Case とも耐震壁は浮き上がり基礎回転し、曲げおよびせん断破壊はしない。一方、くり返し増分変位による弾塑性解析によって得られた系全体の履歴特性を図-4に示す。同図(a)は耐震壁を含む場合であり、同図(b)は骨組だけからなる純フレームの場合である。

耐震壁が浮き上がり基礎回転する場合は系全体の各層変位が壁板の剛性の影響をうけて直線形となるため崩壊形の予想が容易で、保有耐力の略算値は解析結果にほぼ一致する。また、本解析モデルでは正負加力方向に対して境界ばりの回転拘束効果が異なり、付加耐力は Case 2 の正側で単独壁の浮き上がり耐力の70%にも及ぶ。し



(a) FWALL Model (Case 1-3, 7-10)



(b) FWALL Model (Case 4)

表-2 (a) 柱断面リスト

Notation	B (cm)	D (cm)	AN (ton)	DN (ton)
C 1	60.0	60.0	13.5	0.0
C 2	60.0	60.0	15.7	0.0
C 3	60.0	60.0	19.6	20.0
C 4	60.0	60.0	17.2	20.0
C 5	60.0	60.0	27.2	0.0
C 6	60.0	60.0	31.5	0.0
C 7	60.0	60.0	46.0	20.0
C 8	60.0	60.0	40.4	20.0
C 9	60.0	60.0	40.9	0.0
C10	60.0	60.0	47.3	0.0
C11	60.0	60.0	62.6	20.0
C12	60.0	60.0	62.8	20.0
C13	60.0	60.0	15.7	0.0
C14	60.0	60.0	13.5	0.0
C15	60.0	60.0	31.5	0.0
C16	60.0	60.0	27.2	0.0
C17	60.0	60.0	47.3	0.0
C18	60.0	60.0	40.9	0.0

B, D: 柱寸法 AN: 軸力 DN: 付加軸力

表-2 (b) はり断面リスト

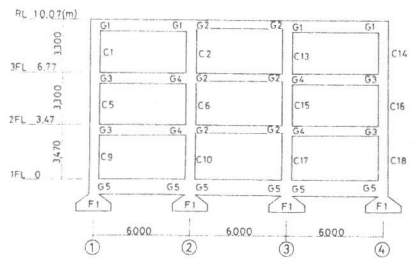
Notation	B (cm)	D (cm)	DC (cm)	NT1	DT1	NB1	DB1
G 1	30.0	70.0	5.0	3	22	2	22
G 2	30.0	50.0	5.0	3	22	3	22
G 3	30.0	70.0	5.0	4	22	2	22
G 4	30.0	70.0	5.0	3	22	2	22
G 5	30.0	100.0	10.0	3	22	3	22

B, D: はり寸法 DC: かぶり厚さ  
NT1: 上端筋本数 DT1: 上端筋の径  
NB1: 下端筋本数 DB1: 下端筋の径

表-2 (c) 基礎断面リスト

Notation	B (cm)	D (cm)	AN (ton)	DN (ton)
F 1	270.0	220.0	40.9	0.0
F 2	220.0	220.0	47.3	0.0
F 3	220.0	220.0	62.6	16.0
F 4	220.0	220.0	67.8	16.0

B, D: フォーミング寸法 AN: 軸力  
DN: 基礎自重、埋め戻し土圧積などの付加重載



(c) FRAME Model (Case 5,6)

図-2 解析モデル

たがって、保有耐力算定時には境界ばりの耐力評価が非常に重要な要素になるものと考えなければならない。

5.2. 浮き上がり回転前の壁剛性略算法： 以下、具体例として Case 2 最下層の層剛性を中心に検討(5.3も同様)を進める。

壁板のせん断剛性は  $Q_w = G \cdot r$  から

$$K_R = E_c \cdot A_w / (2.8 \cdot h) = 2,600 \text{ t/cm} \quad (4)$$

一方、回転剛性は境界ばりを除いた単独壁として考えると、

$$K_R' = 2 \cdot k_f \cdot B \cdot D \cdot \ell_w^2 / h^2 = 4,342 \text{ t/cm} \quad (5)$$

ここで地盤係数  $k_f$  は  $0.03 \text{ t/cm}^3$  とした。B, D はフーチングの寸法を表す。次に、壁回転に対する境界ばりによる付加剛性を壁端固定、他端ピンとしてたわみ角法で表現すると

$$K_B = 6 \cdot E_c \cdot \frac{\sum_{i=1}^n I_i}{\ell_B^3} \cdot \frac{\ell_w}{2} \cdot (\ell_B + \frac{\ell_w}{2}) \cdot \frac{1}{h^2} = 45 \text{ t/cm} \quad (6)$$

ここで、n は回転壁につながる境界ばりの数。

回転剛性に対する境界ばりの付加剛性は相対的に小さいが、これを加味すると浮き上がり回転前の壁の回転剛性は、

$$K_R = K_R' + K_B = 4,387 \text{ t/cm} \quad (7)$$

となる。壁の曲げ剛性は(4)式、(7)式よりも圧倒的に大であることから、壁の初期弾性剛性は

$$K_w \approx 1 / (\frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_R}) \approx 1,632 \text{ t/cm} \quad (8)$$

となり解析結果とはほぼ一致する。壁の弾性剛性におよぼす諸因子の影響を検討するため、解析モデル各 Case の剛性略算結果を表-4に示す。同表より、地盤剛性の正しい評価が重要であることが指摘できる。

5.3. 浮き上がり回転後の壁剛性略算法： 基礎にかかる軸力を N とし、前項の略算剛性を用いると、浮き上がり回転開始時の部材角  $R_0$  は

$$R_0 = N \cdot \ell_w / (K_w \cdot h^2) = 2.4 \times 10^{-4} \quad (9)$$

で、周辺骨組、壁板とも弾性範囲内にあることがわかる。

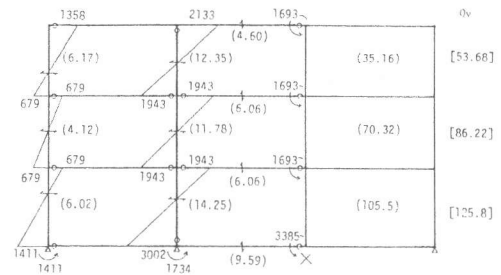
基礎の一端が浮き上がると(5)式の回転剛性  $K_R'$  は無視できる。一方、境界ばりの拘束効果は回転中心の移動により(6)式とは若干異なり、本解析モデルでは正加力側で大きく ( $K_B = 120 \text{ t/cm}$ ) 負加力側で小さくなる。しかも回転変形の進行につれて  $K_B$  は塑性劣化するため、浮き上がり回転後の壁剛性は周辺骨組の剛性以下まで低下することがわかる。また、この剛性低下に伴い浮き上がり回転以後、壁板自体の変形は進行しない。(8)式と(9)式を用いて計算した壁の最大せん断変形は解析結果とはほぼ一致する。

以上、図-4(a)にみられる特異履歴特性は、同図(b)に示した骨組の履歴形状と合わせて、これまでの略算による耐力と剛性の検討により十分に理解することができる。

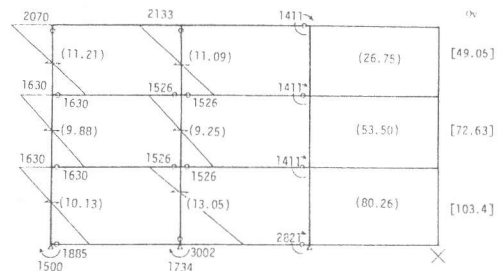
表-3 解析例の特徴

Case	Notation	LR #3 (cm)	Soil rigidity (ton/cm <sup>3</sup> )	Max. Acc. #4 (gal)
No. 1	FWALL MODEL #1	600.0	0.015	350.0
No. 2	FWALL MODEL	600.0	0.030	350.0
No. 3	FWALL MODEL	600.0	0.015	350.0
No. 4	FWALL MODEL	300.0	0.030	350.0
No. 5	FRAME MODEL #2	600.0	0.030	350.0
No. 6	FRAME MODEL	600.0	0.015	350.0
No. 7	FWALL MODEL	600.0	0.030	400.0
No. 8	FWALL MODEL	600.0	0.015	400.0
No. 9	FRAME MODEL	600.0	0.030	400.0
No. 10	FRAME MODEL	600.0	0.015	400.0

1) 壁壁と骨組の複合構造系 2) 純フレーム骨組  
3) 境界ばりのスパン長さ 4) 入力地震波の最大加速度 (El Centro NS '40)



(a) 正加力時 (Case 2)



(b) 負加力時 (Case 2)

図-3 保有耐力の略算

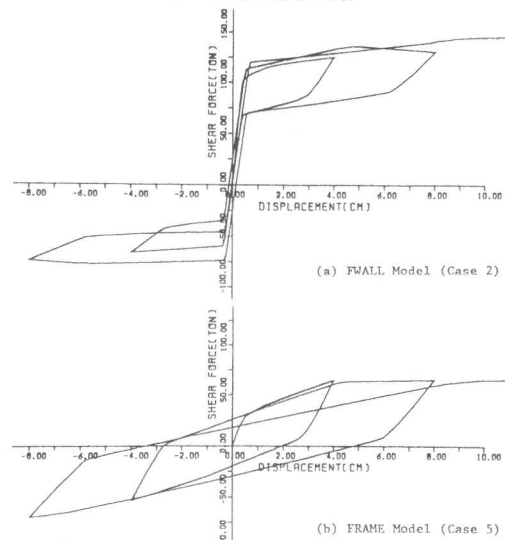


図-4 解析モデルの復元力特性 (弾塑性解析結果)

表-4 回転剛性の検討

	$k_f$ (ton/cm <sup>3</sup> )	$\ell_R$ (cm)	$K_R'$ (ton/cm)	$K_R$ (ton/cm)	$K_R$ (ton/cm)	$K_w$ (ton/cm)
Case 1	0.015	600	2171	45	2217	1197
Case 2	0.030	600	4342	45	4387	1632
Case 3	0.015	600	2171	45	21755	2322
Case 4	0.030	300	4342	240	4582	1658

## 6. 地震応答解析結果とその考察

6.1. 地震応答結果： 入力地震波には  $El' Centro NS '40$  を選び主要動 10 秒間の応答計算を試みた。解析モデル頂部の正負最大応答変位を表-5 に示し、Case 2 の正負最大変形状態を図-5 に示す。振動性状の特徴を以下に列挙すると、1) 強震時においても耐震壁は弾性状態にあり、壁の最大せん断変形は略算結果と一致する。2) 境界ばりの回転拘束効果が違うため、正負方向で応答変位が異なる。3) 変形モードは直線形 1 次モードが卓越する。この性質は系の崩壊形を支配し、地震応答量を 1 質点系置換モデルで推定し得る可能性を示し、骨組の設計を容易にする有利な条件であると考えられる。

6.2. 弾性スペクトルを用いた地震応答量の推定： 縮約剛性マトリクスを用いた弾性固有値解析より得られた 1 次周期をもとに 1 質点系の弾性応答量を求め、振動系がエネルギー一定領域にあると仮定した上で解析モデルの弾塑性最大応答変位を推定する。前節の弾塑性解析結果より得られた系の復元力特性をもとに、図-6 に示す 2 種類の推定法を試みる。推定法①は浮き上がり基礎回転前後の周期変化を無視し、系の降伏せん断力係数 ( $C_y$ ) と弾性応答 ( $C_E$ ) との差を直接周辺骨組の履歴面積と等しくなるように負担させたものである。一方、推定法②は ( $C_E - C_y$ ) と  $C_y$  の比率で骨組負担分の外力の大きさを決め、骨組だけの周期を用いて再び弾性応答値 ( $C_E'$ ) を求め骨組の降伏せん断力係数 ( $C_y'$ ) との関係から通常の計算手順にしたがうものである。地震応答解析結果と推定結果を比較して図-7 に示す。直線で結ばれた 2 つの推定値の下側が推定法①で、壁の復元力特性が支配的である本解析モデルでは推定法①が実際の応答値に近い下限値を示す。また、推定法②は系に占める骨組の比率が大となるにしたがって推定値が応答値に近づくと予想でき、骨組の設計に対して安全側の値を示していることがわかる。

## 7. 結論

骨組のくり返し弾塑性解析結果と比較して各種略算法の検討を試みた結果、浮き上がり基礎回転壁を含む R/C 造建物の復元力特性の特徴を明らかにすることができた。さらに地震応答解析より振動性状を確かめ、弾性 1 質点系の応答スペクトルから耐震壁を含む骨組の地震時最大応答変位を 2 種の略算法の中間値として推定できることを示した。

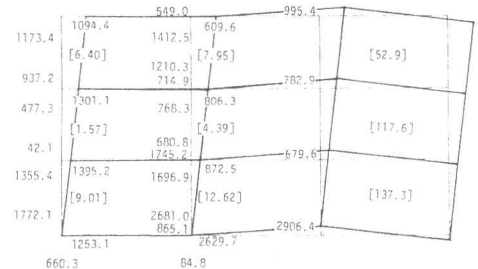
なお、計算には名古屋大学大型電算機を用い、研究費用の一部は文部省科学研究費によった。

### 〔引用文献〕

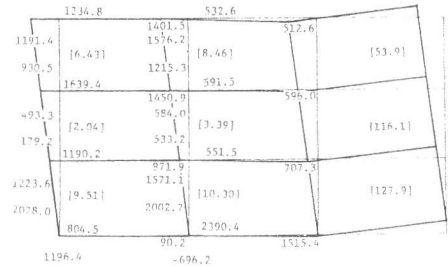
- 1) Meek, J.W., "Effects of Foundation Tipping on Dynamic Response", Journal of ST, ASCE, Vol.101, July 1975, pp.1297-1311.
- 2) 馬場 啓治, 「基礎回転する耐震壁を含む架構の復元力特性に関する研究」, 関東支部研究報告集, 昭和 49 年.
- 3) 壁谷 沢寿海, 「鉄筋コンクリート建物の保有耐力算出法の開発」, 東京大学修士論文, 1978 年.
- 4) 日本建築学会, 「鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説」, 1971 年.
- 5) 菅野 俊介, 「鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究」, コンクリートジャーナル, Vol. 11, No.2, Feb.1973.
- 6) 梅村 魁 編著, 「鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法」, 技報堂, 1973 年.

表-5 最大応答変位

Case	Max. Disp. (Resonse)		Max. Acc. (gal)
	+(cm)	-(cm)	
No. 1	1.517	-2.316	350
No. 2	2.788	-2.595	350
No. 3	0.503	-0.429	350
No. 4	1.721	-2.698	350
No. 5	7.227	-8.293	350
No. 6	7.170	-9.843	350
No. 7	3.306	-4.109	450
No. 8	4.921	-1.351	450
No. 9	12.560	-7.700	450
No.10	11.200	-8.030	450



(a) Case 2 正側最大変形時



(b) Case 2 負側最大変形時

図-5 変形状態(地震応答結果)

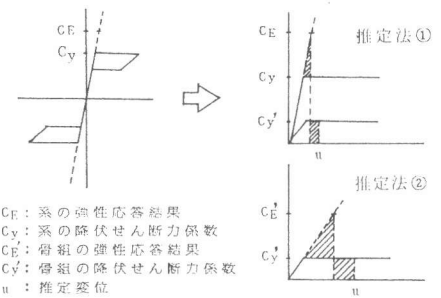


図-6 地震応答量の推定法

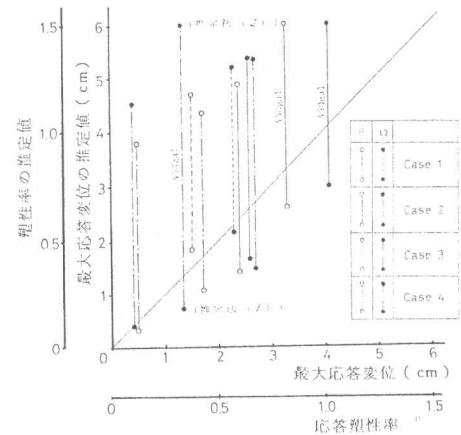


図-7 地震応答結果と推定値の比較