

論文 学校建築の被災状況から見た兵庫県南部地震の応答速度

市之瀬敏勝*1・石川小百合*2・前田匡樹*3・壁谷沢寿海*4

要旨：兵庫県南部地震における神戸市内各地の地震動の大きさを、RC建物の耐震性能と被災状況から推定した。具体的には、比較的単純なRC建物である学校建築の復元力特性を柱量・壁量と建設年代から推測し、建物の被害状況から地震時の最大層間変形を推測して、その建物1階の地震時等価応答速度を求めた。また、構造図面が入手できた建物11棟について、典型的な柱部分を切り出し、層せん断力と層間変形の関係から求めた応答速度との比較、検討も行った。

キーワード：耐震診断、エネルギー、被害状況、ひび割れ、残留変形、最大変形、応答速度

1. はじめに

1995年1月17日、阪神地区に発生した兵庫県南部地震による被害は、その規模の大きさと共に局地的な被害が目立つ。しかし各地区での地震動の記録は少ない。このような場合、各地での地震動の大きさを推定する方法には、古くは墓石の転倒状況調査、最近では、地盤構造を考慮した解析 [1] などがある。本論文では、RC建物の被害状況から地震動の大きさを推定する。具体的には、文献 [2] のデータを用いて、比較的単純なRC建物である学校建築の桁行き方向の復元力特性を柱量・壁量と建設年代から推測し、建物の被害状況から地震時の最大層間変形を推測して、建物が吸収したエネルギーを評価する。このエネルギーが地震時の運動エネルギーと等しいと考え、その建物1階の地震時等価応答速度を求める。

2. 耐震診断結果のでている校舎の構造耐震指標 I_s

文献 [2] において1次診断結果が公表されているものは43棟である。これらについては壁率・柱率などの1次診断に必要なデータがあるのでそのデータにより文献 [3] に従って壁と柱の強度指標 C_w 、 C_c を算出し、式 (1) により被災階の強度指標 C を求めた。この際、床面積あたりの重量は、 1.2t/m^2 と仮定した。文献 [2] においてコンクリート強度が不明な場合は、文献 [3] に従って、建設年代から推定した。極短柱は無視した。この強度指標 C は、被災階の終局層せん断力係数を表すものと考えられる。

$$C = \max[C_w + 0.7C_c, C_c] \quad \dots (1)$$

そして、次式により水平保有耐力基本指標 E_0 を求め、形状指標 S 、経年指標 T を1として構造耐震指標 I_s を求めた。

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \times C \times F \quad \dots (2)$$

ここに、 n ：建物階数、 i ：被災階階数、 F ：靱性指標 (1.0 とする)

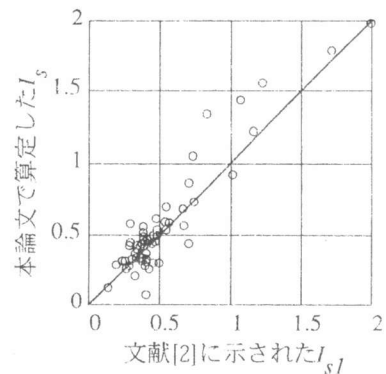


図1 I_s 値のずれ

*1 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科, 工博 (正会員)

*2 名古屋工業大学学生 工学部社会開発工学科

*3 横浜国立大学助手 工学部建設工学科, 工博 (正会員)

*4 東京大学教授 地震研究所, 工博 (正会員)

このようにして算定した構造耐震指標 I_s と文献 [2] による1次診断結果 I_{s1} を比較したところ、図1のように若干の違いが見られた。これは極短柱の考慮・無視などの影響や、震災直後に診断が行われたことによる入力ミスなどが考えられる。以後は、壁率・柱率のデータが正しいものとして解析を進める。

3. 平面タイプによる強度指標の推定

文献 [2] では、壁率・柱率のデータが不明でも、校舎の構造上の平面タイプだけはわかっているものが相当数ある。そこで、まず、壁率・柱率のわかっている校舎について、平面タイプごとに柱の断面積の平均値を求めたところ、おおむね図2のような柱断面寸法になった。平面タイプの判らないものについては、A型と同じ柱断面寸法とした。

図3に1次診断結果のある校舎について、文献 [2] の壁率・柱率のデータによって計算した強度指標 C と図2の柱断面積で計算した強度指標 C の比較を平面タイプごとに示す。ただし、ここでも平面タイプの不明なものについてはその断面積をA型と同じとした。壁を無視したためか、やや低めの推定となるが、おおむね平面タイプにより強度指標が推定できるものと判断する。そこで、壁率・柱率のデータが不明な校舎については、図2により強度指標を推定する。

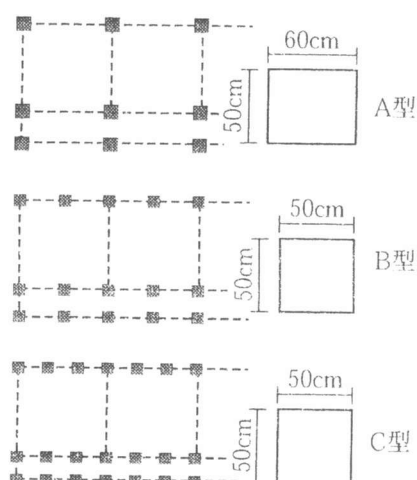


図2 平面タイプと柱モデル
(2スパンの場合)

4. 荷重変形関係のモデル化

強度指標 C に mg を乗ずると、層の保有耐力 Q_y を得る。

$$Q_y = C m g \quad \dots (3)$$

m : 被災階より上の建物質量, g : 重力加速度

Q_y を求め層間変位 δ との関係を建設年代別に図4のように仮定する。すなわち、

- (a) 1971年までに建設された校舎の柱は塑性率 $\mu=1$ でせん断破壊する。
- (b) '72~'81年までに建設された校舎の柱は塑性率 $\mu=2$ で曲げ破壊する。(1971の基準法改正で、せん断破壊の可能性が低くなったと思われるから)
- (c) '82年以降に建設された校舎の柱は塑性率 $\mu=3$ で曲げ破壊する。(1981の基準法改正で、変形能力が高まったと思われるから)

なお文献 [3] によるとせん断柱の破壊点、曲げ柱の降伏点における層間変位は $1/150$ を想定している。本研究では階高を3mとしたので、例えば、塑性率1.0の時の層間変位は20mmになる。

ところで、地震後の被災度調査でわかるのは、被災階の残留変形 δ_r である。被災階の最大変形 δ_m と残留変形 δ_r の関係を定める除荷時剛性 K_r は文献 [4] のTakeda

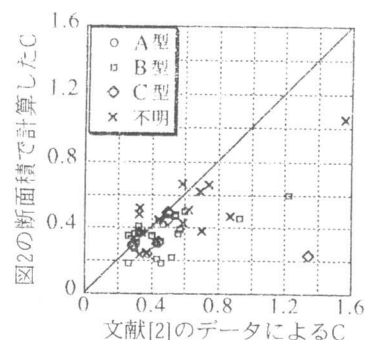


図3 C指標の比較

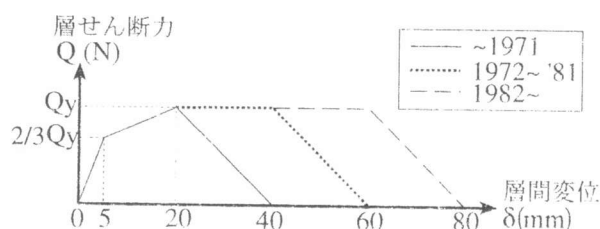


図4 層せん断力と層間変位の関係

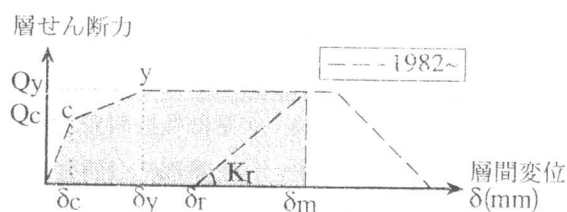


図5 Takedaモデルによる復元力特性

モデルによると次式 (4) となる。

$$K_r = \frac{Q_c + Q_y}{\delta_c + \delta_y} \left| \frac{\delta_m}{\delta_y} \right|^{-\alpha} \quad \dots (4)$$

ここに、 (δ_c, Q_c) はひび割れ点、 (δ_y, Q_y) は降伏点、 α は除荷時剛性低下指数 ($\alpha=0.5$ とした)。その関係を図5に示す。式 (4) と、図4から得られる残留変形 δ_r と最大変形 δ_m との関係を図6に示す。

5. 残留変形・吸収エネルギー・応答速度の推定

柱部材とその破壊を図7のように想定した。この時、せん断破壊をする柱の残留変形は、ひび割れ幅 e の4倍となり、曲げ破壊をする柱では、次式 (5) のように、ひび割れ幅 e の10倍となる。

$$\delta_r = \frac{3e}{600} \times 2000 = 10e \quad \dots (5)$$

残留変形 δ_r とひび割れ幅の関係を図8に示す。

文献 [2] では、表1のように柱のひび割れ幅から損傷度を評価し、これをもとに D 値を算定した上で、表2のようにして建物の被災度を評価している。文献 [2] で報告されているのは、ひび割れ幅ではなく D 値である。そこで、本研究では、表1と表2を対応させ、たとえば $D=50$ であれば柱の平均ひび割れ幅が2mmであるものと仮定する。すなわち、 D とひび割れ幅の関係を図9のように仮定する。図9に図8を代入して、図10に示す D と残留変形 δ_r の関係を得る。さらに、図10に図6を代入して、図11に示す D と最大変形 δ_m との関係を得る。柱のひび割れ幅、残留変形、最大変形、 D 値と層間変位の対応と層せん断力

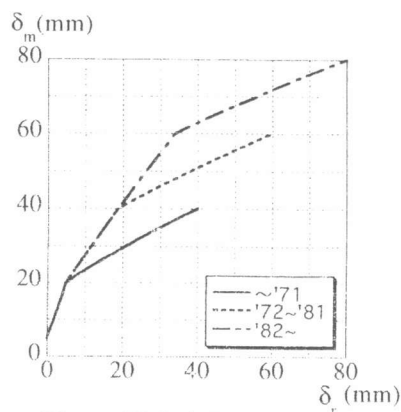


図6 最大変形 δ_m と
残留変形 δ_r の関係

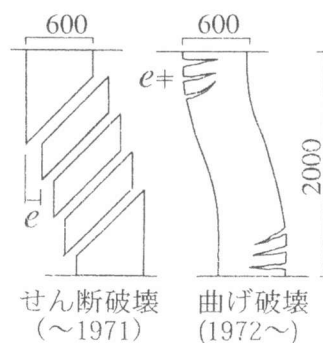


図7 想定している柱
部材とその破壊

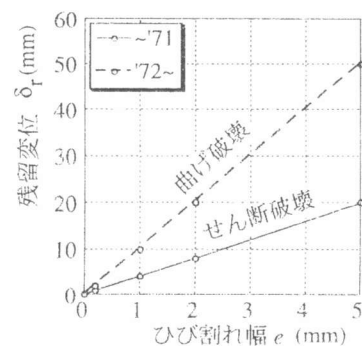


図8 残留変形 δ_r とひび割れ幅 e

表1 ひび割れ幅と損傷度

ひび割れ幅 (mm)	柱の損 傷度
0	0
<0.2	I
<1.0	II
<2.0	III
<5.0	IV
5.0≤	V

表2 D 値と被災度

D 値	被災度
0	無被害
<5	軽微
<10	小破
<50	中破
50≤	大破
	倒壊

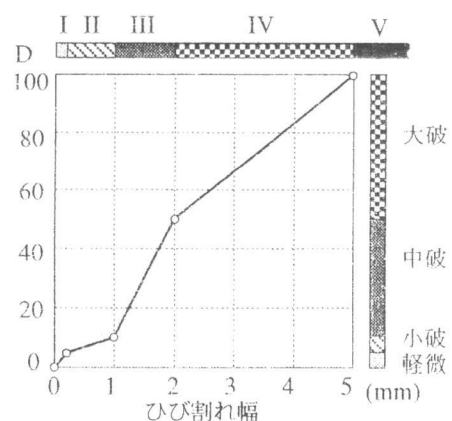


図9 D 値とひび割れ幅 e の関係

力の関係のモデルを建物の建設年代別ごとに図12に示す。

このようにして被災階の最大変形 δ_m を推定し、その変形による吸収エネルギー E （図5の網掛け部分の面積）を計算した。なお、倒壊の時は層せん断力が0に戻るまでの全面積を吸収エネルギーを E として求めた。

ここまで被災階を対象としているので、1階に置き換えるための補正係数^[3] $(n+1)/(n+i)$ を E に乘ずる（ n ：建物階数， i ：被災階階数）。エネルギーと速度の関係から次式のように与えられる。

$$V = \sqrt{\frac{n+1}{n+i} \times \frac{2E}{m}} \quad \dots (7)$$

このようにして、各々の校舎について、応答速度 V と D の関係が得られる。これらを建設年代別に平均して、図13に示す。

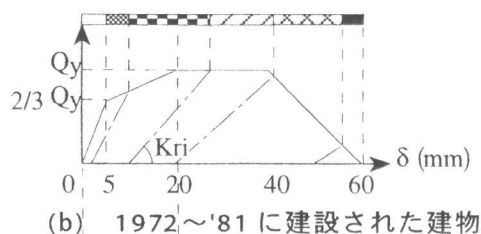
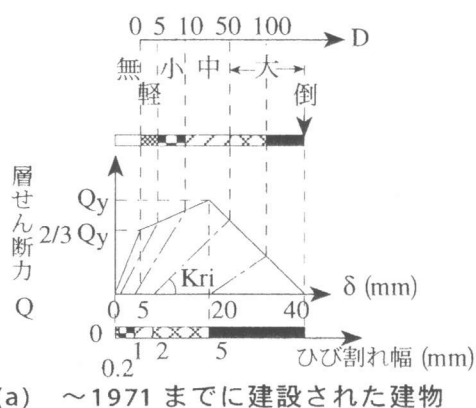


図12 建設年別建物の応答モデル

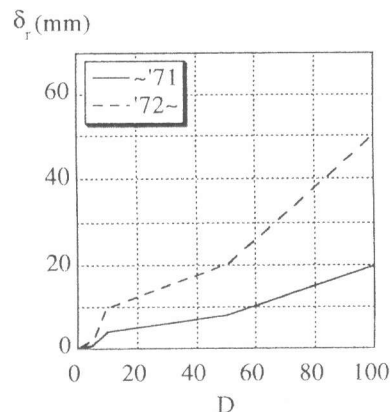


図10 残留変形 δ_r と D の関係

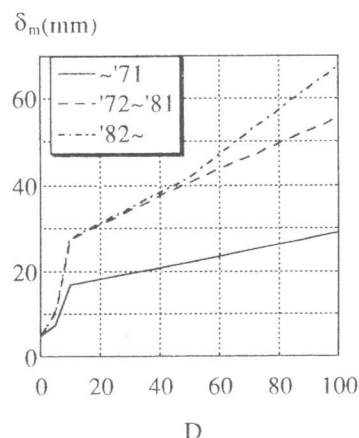


図11 最大変形 δ_m と D の関係

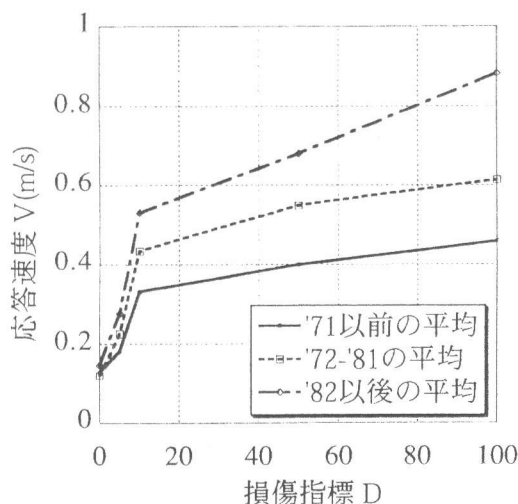


図13 速度 V と D の関係の例

6. 詳細分析結果との比較

文献 [6] では、灘区、東灘区、西宮市の激震地に建っていた校舎から教室部分の典型的なスパンをいくつか取り出し、柱の配筋と内法スパン長さから層せん断力と層間変位の関係を評価した。これは、本論文の一次診断的方法に比べてはるかに精度の高い評価であると考えられる。また、個々の柱のひび割れ幅の測定値から残留変形角を求め、本論文と同じく Takeda モデルによって最大層間変位を推定した。本論文で D から推定した最大層間変位との比較を図 14 に示す。本論文の推定値は、文献 [6] の推定値の約 2 倍（図 14 の実線）となった。これは、本論文の図 9 において D からひび割れ幅を推定する際に、すべての柱が同じ破壊をしたものと仮定したために、ひび割れ幅を過大評価する結果となったのである。文献 [6] では、本論文と同じく、最大層間変形までの吸収エネルギーから、1 階の応答速度の推定も行っている。本論文での推定値との比較を図 15 に示す。本論文の推定値は、文献 [6] の推定値の約 1.3 倍（図 15 の実線）となった。

7. 被災地区の応答速度分布

本論文で得られた応答速度 V を図 16, 17 に示す。速度 V の大きさとその方向（＝校舎の桁行き方向）を矢印の長さと向きで表した。同一位置に何本もの矢印があるのは、同一敷地上に建つ複数の校舎の応答を表す。これらは建設年代や平面タイプにかかわらず同じ様な値をとることが多い。このことから、本論文の推定値は、ある程度の信頼性を持つものと判断できる。ただし、前節 6 で述べた事情により、全体的にやや過大評価となっている可能性もある。

図 16, 17 には、文献 [5] による震度 7 の区域の分布も網掛けで示した。震度 7 と言われる地域以外でも、東灘区中部や明石市などの一部に大きな速度が見られた。全般的に、南北方向の応答速度の方がやや大きい。灘区、東灘区の震度 7 と言われている地域の平均応答速度は南北方向に 0.38m/s、東西方向に 0.30m/s となった。

8. 結論

本論文の方法により、被災地区の RC 建物の応答速度分布を概略推定できる。震度 7 と言われる地域以外でも、東灘区中部や明石市などの一部に大きな速度が見られた。

謝辞 データを提供下さった学校建築耐震性能小委員会の先生方、およびこの手法に関する基本的アイディアを示して下さい下さった東京大学教授・岡田恒男先生に厚くお礼申し上げます。

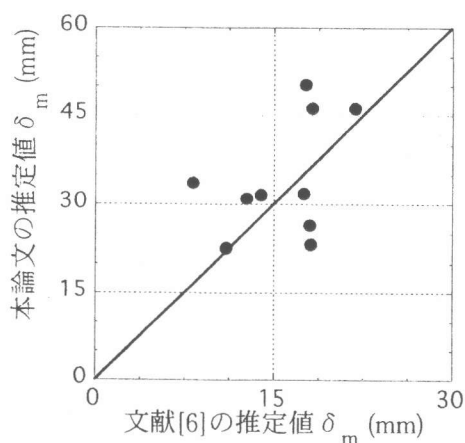


図 14 最大応答層間変位の推定値の比較

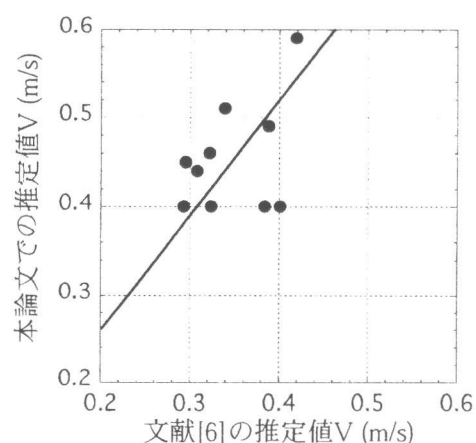


図 15 応答速度の推定値の比較

参考文献

- [1] 源栄正人：兵庫県南部地震における「震災の帯」の正体を探る，建築雑誌，Vol. 110, No. 1381, pp 24-25, 1995.12
- [2] 日本建築学会 学校建築耐震性能小委員会：平成7年兵庫県南部地震による文教施設の被害調査報告-鉄筋コンクリート造建築物- 中間報告（案），1995.4
- [3] 財団法人 日本建築防災協会：改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，1995.3
- [4] 梅村 魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編），技報堂出版，1982.12
- [5] 神戸市住宅営繕部：平成7年兵庫県南部地震による公共建築物の被害状況について，1995.3
- [6] 迫田丈志，庄司志乃，前田匡樹，壁谷澤寿海：1995年兵庫県南部地震により被災したRC造学校建築の被害と耐震性能の分析，コンクリート工学年次論文報告集，1996

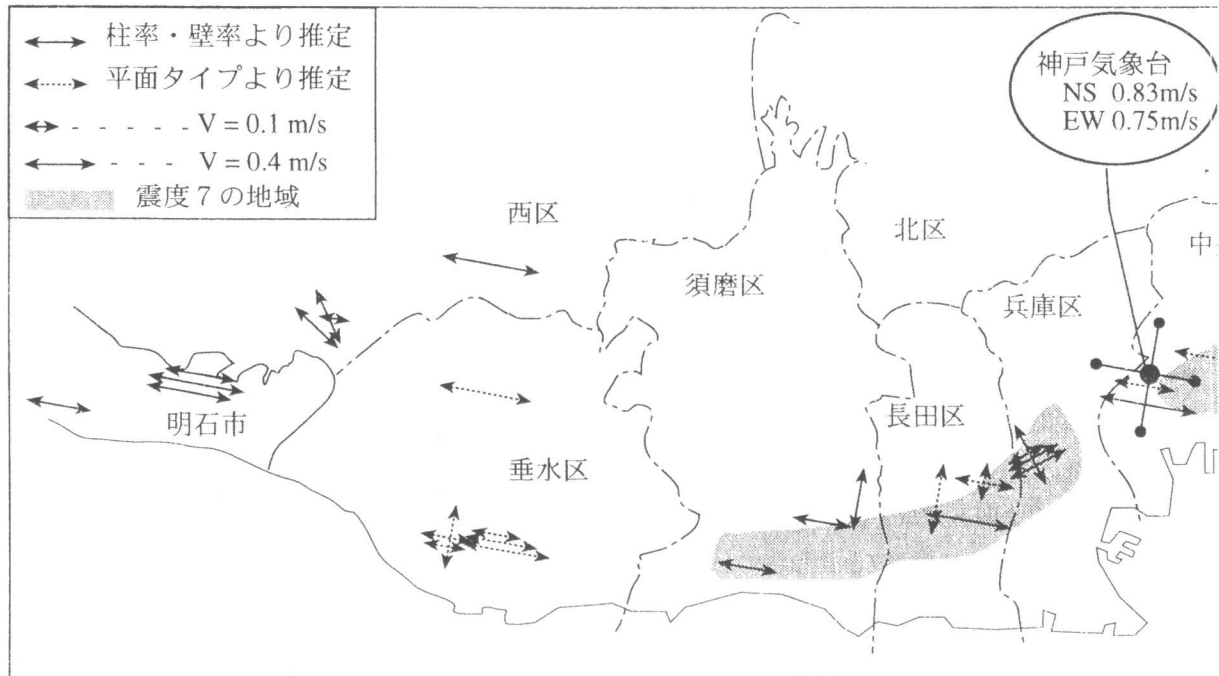


図 16 調査建物 1 階の応答速度分布（西半分）

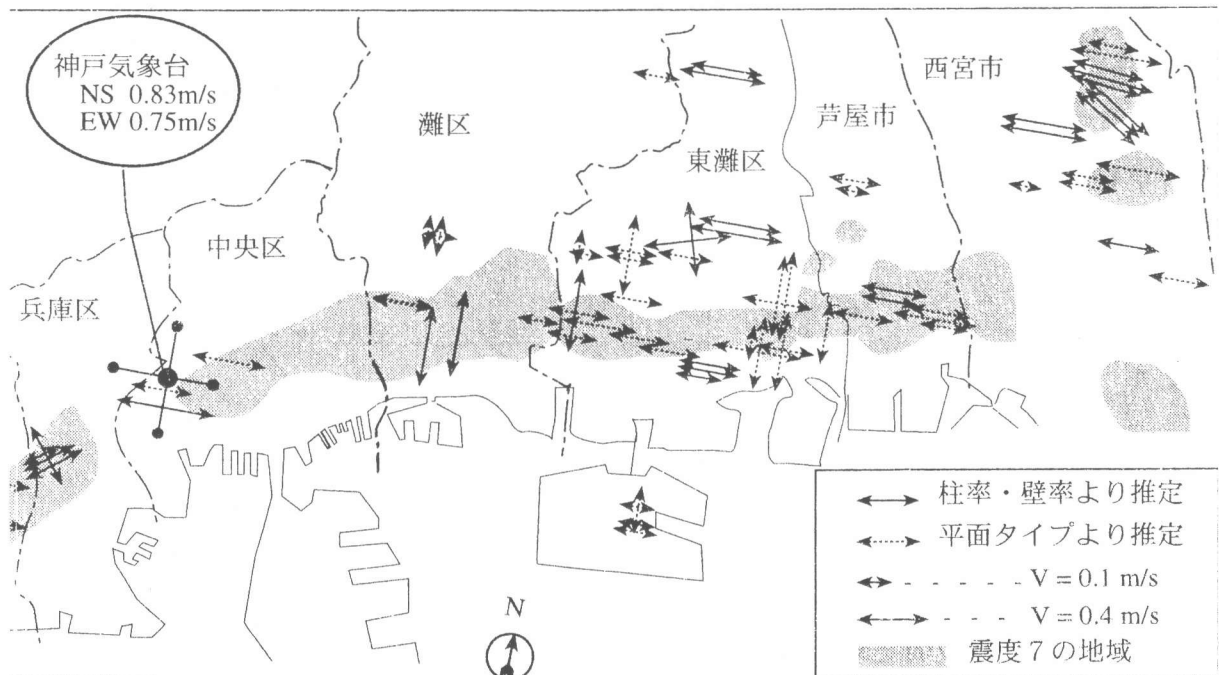


図 17 調査建物 1 階の応答速度分布（東半分）