

## 直下型地震動のエネルギー特性と破壊力について

大成建設(株) 五十嵐 俊一

1995年兵庫県南部地震は、神戸を中心とする地域で橋梁、建物などの構造物が崩壊し、都市直下型地震の破壊力のすさまじさを見せつけた。ここでは、最近の強震記録の地震動の特性の中で、構造物の崩壊に繋がったと考えられるものを抽出する。地震動による質点の滑り応答を用いて分析した結果、直下型地震動は一回に大きな滑りを生ずることが解った。地震動のエネルギーがピーク付近に集中していること、振動が非対称であることが原因である。この様な直下型地震動の地震荷重を正確に評価するためには、地震動の非定常性、非対称性を設計地震動の決定に直接取り入れる必要がある。

### 1. はじめに

阪神・淡路大震災では、高架橋、護岸、擁壁、盛土、地中構造物などの土木構造物の中に大破や崩壊するものが多く、運輸、交通、生活関連機能に大きな支障を及ぼした。構造物の耐震設計の主目的は、構造物の崩壊を防ぎ、施設の機能障害を最小限にいくとめることであるとすれば、今回の震災の結果は、耐震設計の根本に関わるものである。

構造物に対する地震荷重は、地域、構造系の固有周期、施設の重要度などを総合して、設計震度の形で与えられることが多い。設計震度の物理的な背景は、加速度応答スペクトルを重力加速度で基準化したものである。しかし、最近世界各地で観測された地震記録から計算した応答スペクトルは、これまでの設計値を大きく上回っていた(Bertero, 1992)。また、我が国で最近発生した1993年釧路沖地震、1994年北海道東方沖地震などでも、強震記録の地表面最大加速度を重力加速度で叙した値は、設計震度の4倍以上に達している。これまでは、構造物の実際の靱性が設計値を大きく上回っていたためこの様な大きな地震荷重に対しても軽微な被害しか生じなかったとする見方が一般的であった。

しかし、阪神淡路大震災では、最近の我が国の地震で経験しない程、多くの構造物が崩壊した。そこで、強震記録の加速度応答スペクトルの比較が改めて行われ、約1秒から2秒の周期

帯では、兵庫県南部地震は釧路沖地震などに比べ大きな2G近い応答加速度を与えると計算された。これが、大きな被害を招いた原因であるとして、この応答加速度に対して耐震設計を行おうとする考え方もある。しかし、これ以外の周期帯では、釧路沖地震などの応答加速度が、3~5Gと兵庫県南部地震を大きく上回っている。固有周期1秒以下の構造物では、3~5Gで設計すべきかという事が問題になる。

構造物と地盤の応答特性を現実的にモデル化し、時刻歴で与えられた設計地震動に対して動的解析を行って安全性を照査する方法が有力視されているが、このときも、無数に考えられる時刻歴から設計用地震動を合理的に選択する尺度として地震動のどの性質を選ぶか問題になる。最大加速度で基準化した設計応答スペクトルにフィティングする方法が良く用いられているが、フィティングの方法もユニークには決まらないので、導入する仮定によって得られる時刻歴の加速度応答スペクトル以外の性質は様々に変化する。以下に、非線型応答スペクトルによって地震動の破壊力を比較した結果を述べる。

### 2. 地震動による構造系の破壊と崩壊

今回の構造物被害は、衝撃的な破壊であると言われている。三の宮など神戸市中心部のいわゆる超震度7の地域の建物や高架橋の柱、壁などの破壊状況を見ると爆撃にあった跡の様に見える。とても地震であるとは思えないように激しい揺れだったと言う体験者の方が多い。岡本(1995)は、今度の地震は動的現象とは、振動ばかりではない衝撃作用も忘れてはならないと

キーワード：直下型地震動、エネルギー特性、構造物破壊  
大成建設(株) 土木設計計画部、03-5381-5289

いうことを教えているように思うと述べている。

こうに大きな地震動を受けた場合には、構造物内を伝播する波動等、通常はあまり厳密に扱われていない事象が重要なファクターになる可能性がある。野中等（1995）は、地動の最大速度から橋脚の局部応力を概算し、衝撃的な破壊が発生した可能性を指摘している。部材が大きな常時応力を持つ柱などの場合には、この様な原因による初期破壊が直ちに全体崩壊につながる危険性が高い。

構造物と地盤の境界には、杭基礎、直接基礎などの基礎構造、擁壁、護岸などの壁面がある。地中構造物は、壁面が上方にもある構造である。これらの境界面からの地震動の作用力を、せん断力と直応力の成分に分けて考えてみよう。せん断力成分がある限界を越えると、境界面の塑性変形や摩擦によるすべりが発生するので、境界を介して作用する地震力のせん断成分には一定の限界があるといえる。しかし、直応力の圧縮側の限界値は、通常十分に大きいので、壁面直角方向には、大きな作用力を発生させることが可能である。今回の震災で脆性的な破壊が地下構造物、橋脚、建物などに多く発生したが、以上に述べた地震力の作用メカニズムを考えると構造物と地盤の境界に直角な方向の入力が大きく関与した可能性が高い。以上の点は、今回の地震動と被害の関係を考える上で新しく問題にすべき点である。強震観測が、限られた地点でしか実施されていなかったため、被害状況からの定性的な推論に留まっているのが残念である。以降は、強震記録に現れた直下型地震動の特異性に絞って検討する。

一般に、構造部材は塑性変形能を持つように施工されている。また護岸などの土構造物では、若干の変形では、全体系のバランスはくづれず、施設の機能も損なわれない。従って、局部的な初期破壊が終局的な崩壊に繋がるまで相当のエネルギーが塑性変形に伴って消費される。構造部材の局部に塑性変形が生ずるかどうかは、弾性応答計算で予測できる。しかし、このあとの程度塑性変形が進行するかについては、地震動のエネルギー的な性質を調べる必要がある。Housner（1956）は、応答速度から最

大振動エネルギーを計算し、構造物によって振動が終了するまでに吸収されるエネルギーの上限値としている。この考え方は、建築分野で広く用いられているエネルギー入力によって地震荷重を与える方法に受け継がれている。また、Veletsos等（1960）によって提案され現行の設計基準に用いられているエネルギー等価則と呼ばれる考え方は、構造物の振動エネルギーを応答加速度から評価するだけで、ほとんどHousnerの方法に近い。これらの方法は、弾性系の最大応答を基準にする考え方であり、あくまで大枠を与えるものである。加速度応答スペクトルから振動エネルギーを推定し塑性変形を推定する事は、可能であるが、あくまで間接的な方法である。厳密に言えば、応答加速度が塑性限界を超えるかどうかだけが加速度応答スペクトルで分かることであり、以降の塑性変形は非線型計算によってもとめる方が正確である。従って、構造系の塑性限界が0.2Gであるのに弾性計算によってもとめた応答加速度が2Gであるか3Gであるかは、あまり問題にならない。

### 3.最近の強震記録の摩擦応答スペクトル

最近の強震観測記録から、直下型地震動の代表として、1995年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台、ポートアイランド、1994年ノースリッジ地震のシルマー、そして、海洋型の代表例として1993年釧路沖地震の釧路気象台と釧路港の観測記録を取り上げた。図1から図6には加速度記録波形を掲げる。最大加速度は、港湾地域を除いて0.8G前後を記録している。波形を見ると継続時間、最大加速度ともに釧路気象台記録が最大である。

図7から図9は、累積摩擦応答スペクトルである。粗い剛床上に質点を置き、地震動を床の動きとして入力した時の質点の累積滑り量を計算してたて軸にプロットしたものである。横軸は、質点の滑り出す限界の加速度である。ただし、ここでは、凡例に示したように東西南北のいずれか1方向だけに滑るとして計算している。これは、線型非線型を問わず、応答スペクトルの中では、もっとも単純なもので、パラ

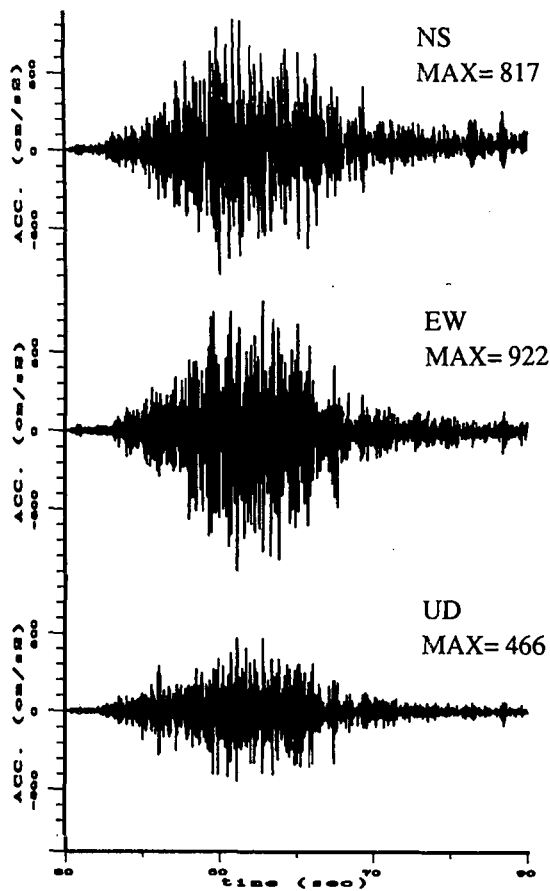


図1 釧路気象台記録

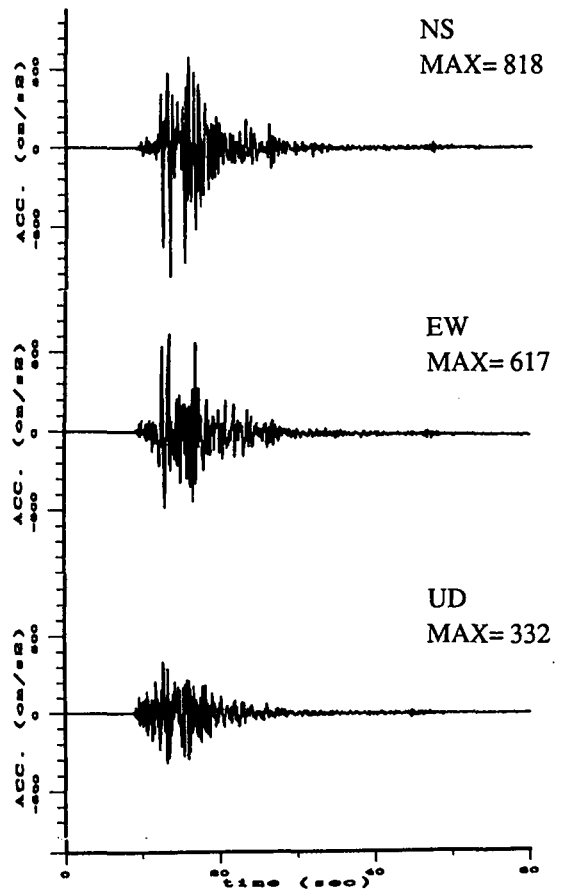


図3 神戸海洋気象台記録

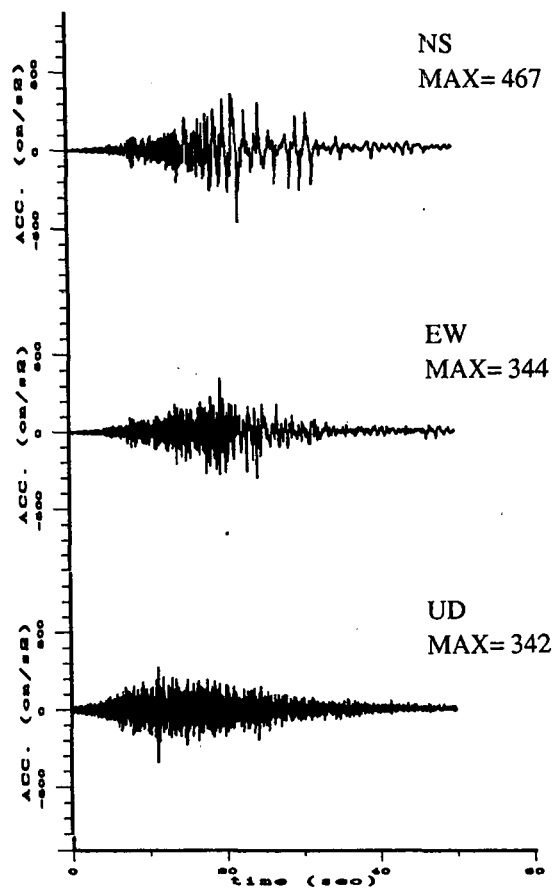


図2 釧路港記録

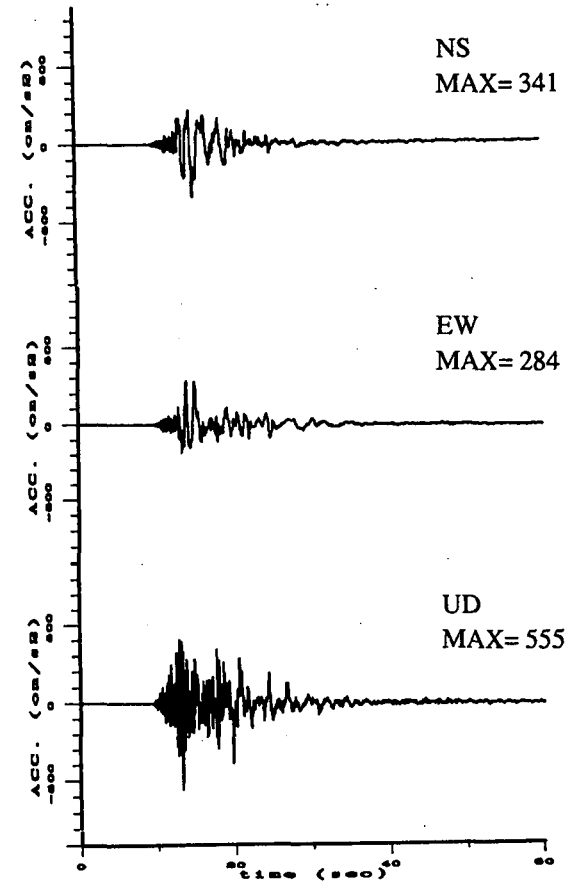


図4 神戸ポートアイランド地表面記録

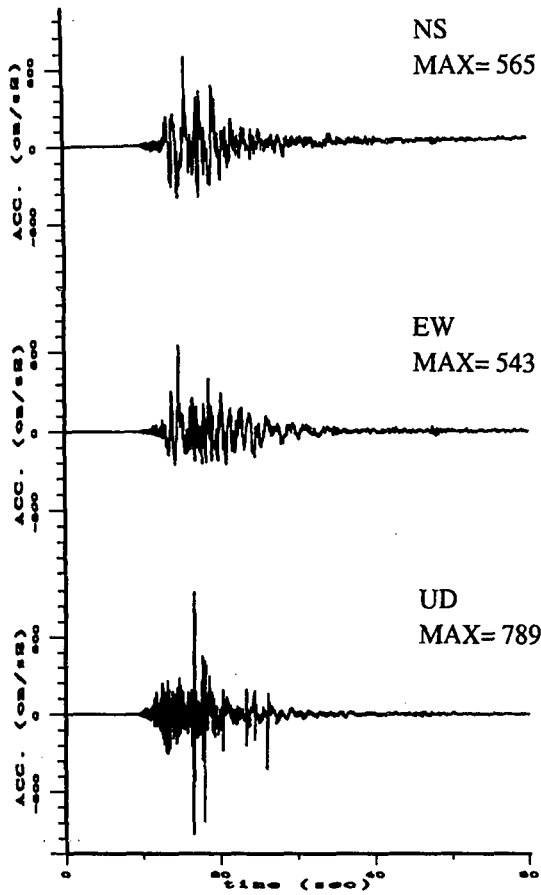


図5 神戸ポートアイランド-16m記録

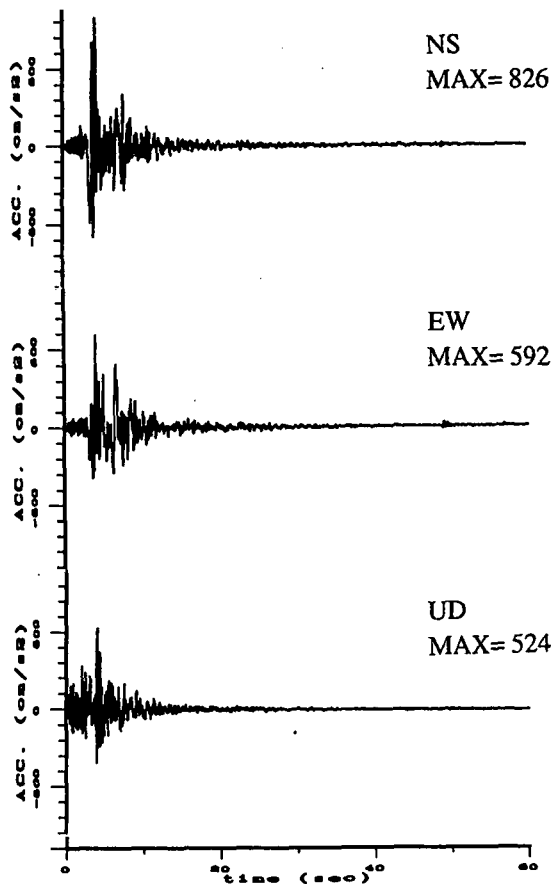


図6 Northridge地震sylmar記録

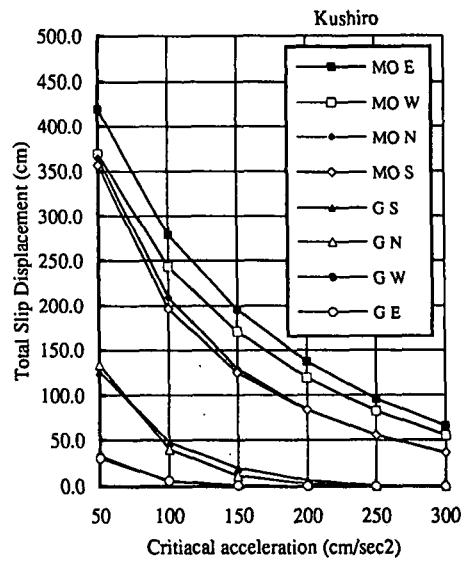


図7 釧路の累積摩擦応答スペクトル

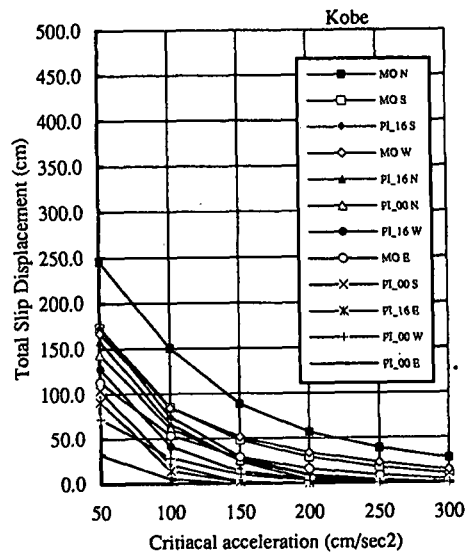


図8 神戸の累積摩擦応答スペクトル

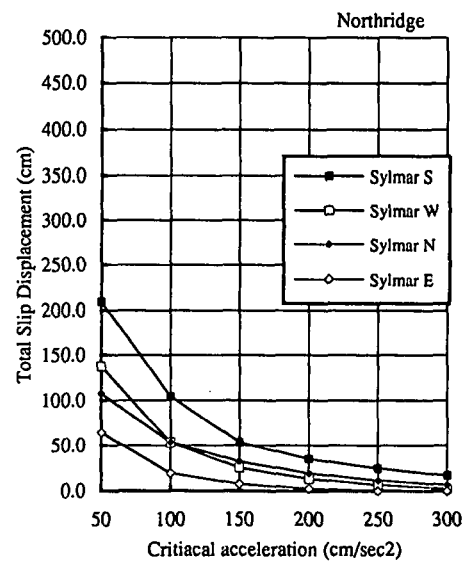


図9 Northridgeの累積摩擦応答スペクトル

メータは、滑り限界加速度1つだけである。これは、地震動の作用による塑性変形量の目安を与えるものであり、地震動の破壊力のもっとも簡単な指標であると考えられる (Igarashi, 1992)。

摩擦応答スペクトルの限界加速度に対する依存性は、図7から図9を見ても明らかな様に簡単な関数形で表せる。不規則振動論を用いて次のような理論解が得られている (Igarashi, 1986)。

$$S = \frac{A}{A_c} \exp\left(-\frac{A_c^2}{B}\right) \quad (1)$$

ただし、S、Acはそれぞれ、滑り量と滑り限界加速度である。またAとBは定数であり次のように書ける。

$$\begin{aligned} A &= \frac{s_0 \omega_v v_{rms}^2}{2\pi} (\alpha_v + \frac{\pi}{2} \sqrt{1 - \alpha_v^2}) \\ B &= 2a_{rms}^2 \end{aligned} \quad (2)$$

ここで、s0, arms, v<sub>rms</sub>, ω<sub>v</sub>, α<sub>v</sub>はそれぞれ、強震継続時間、2乗平均加速度、2乗平均速度、速度中心振動数とバンド幅指数である。これらは、加速度時刻歴のパワースペクトル密度関数S(ω)のi次のモーメントλ<sub>i</sub>から次のように計算される。

$$\begin{aligned} \lambda_i &\equiv \int_{-\infty}^{\infty} \omega^i S(\omega) d\omega \\ a_{rms}^2 &= \lambda_0, v_{rms}^2 = \lambda_{-2} \\ \omega_v &= \sqrt{\frac{\lambda_0}{\lambda_{-2}}} \\ \alpha_v &= \frac{\lambda_0}{\sqrt{\lambda_{-2} \lambda_2}} = \frac{\omega_v}{\omega_d} \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、式(2)のAのバンド幅に依存する項を除くと単位質量あたりの全振動エネルギーKともよべる量がえられる。即ち、

$$K = \frac{1}{2} v_{rms}^2 \frac{s_0 \omega_v}{\pi} \quad (4)$$

これは、平均振動エネルギーに繰返し回数N<sub>v</sub>=s0ω<sub>v</sub>/πを乗じた形をしている。因みに、バンド

幅指数は式(3)の定義より、正弦波で1ホワイトノイズで0となるので、正弦波では、式(2)のAは、式(4)のKに等しくなる。従って式(1)は、全振動エネルギーの何割が滑りによって失われるかを表すものとも解釈できる。

式(1)は、次のような変換で線型化できる。

$$\begin{aligned} X &= \frac{1}{B} \\ Y &= \ln(A) \\ Y &= A_c^2 X + \ln(SA_c) \end{aligned} \quad (5)$$

ただし、A、Bは、式(2)に示したように地震動のエネルギー的性質を表すパラメータである。これらから、式(5)のX、Yを計算して(X、Y)座標として平面上にプロットし、傾きA<sub>c</sub><sup>2</sup>の直線を引いてY切片を求めれば、滑り限界加速度Acの質点が地震動による滑りによって損失した単位質量当たりのエネルギーD=SAcが得られる。図10は、6つの地震動についてのX-Yプロットである。

図7から図9と図10を見ると、釧路沖地震の気象台記録が最大滑り量を与えていることが解る。

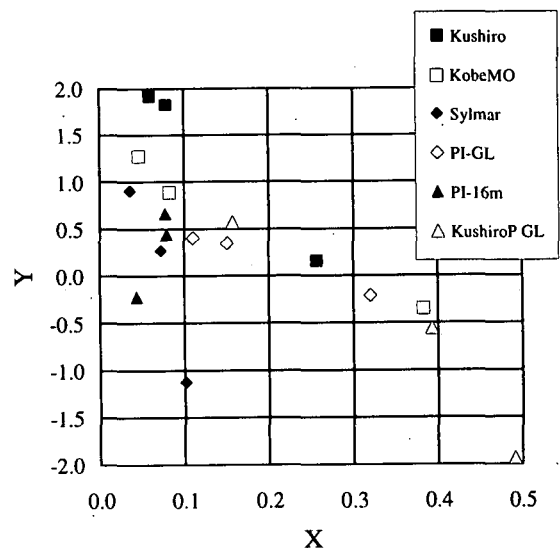


図10 地震動の全エネルギー (X-Y) プロット

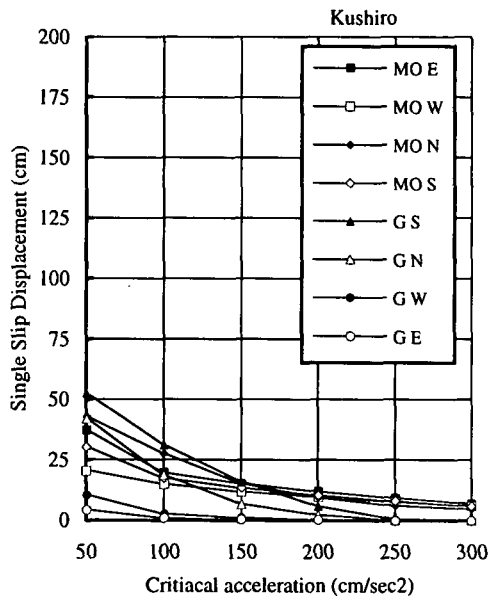


図 1 1 釧路の最大摩擦応答スペクトル

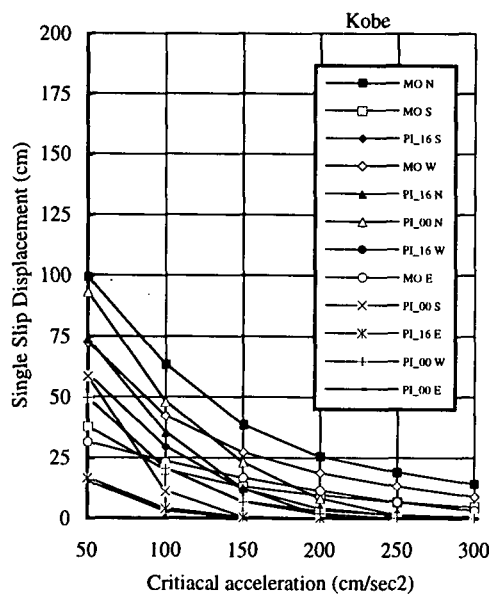


図 1 2 神戸の最大摩擦応答スペクトル

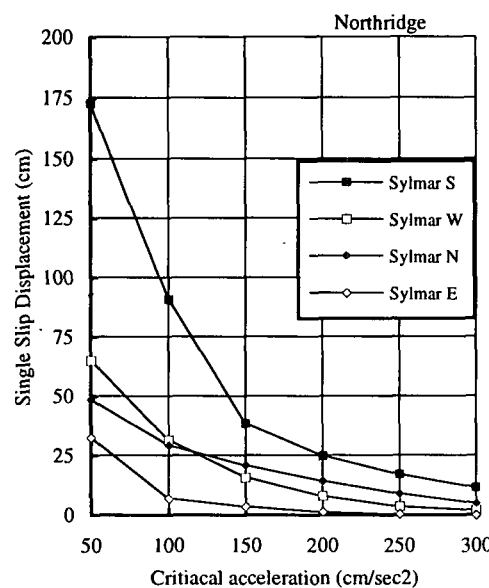


図 1 3 Sylmarの最大摩擦応答スペクトル

#### 4. 一回の滑り量の最大値

図 1 1 から図 1 3 には、連続した一回の滑り量のうちの最大値を限界加速度に対してプロットした。これを見ると神戸とNorthridgeは、釧路を大きく上回っている。また、これに対応するものとして、式 (5) で定義した Y 軸の代わりに、次の量を用いたものを図 1 4 にプロットした。

$$Y' = \ln\left(\frac{1}{2}v_{rms}^2(\alpha_v + \frac{\pi}{2}\sqrt{1-\alpha_v^2})\right) \quad (6)$$

これは、式 (5) の Y の値を繰返し回数で除したのに対応し、一回当たりの滑りの大きさを与えるものである。図 1 1 から図 1 3 では、明らかに直下型地震が釧路沖地震を上回る。さらに、図 1 2 と図 1 3 では、方向によって滑り量が 2 倍以上違うという直下型地震動の特徴が良く現れている。

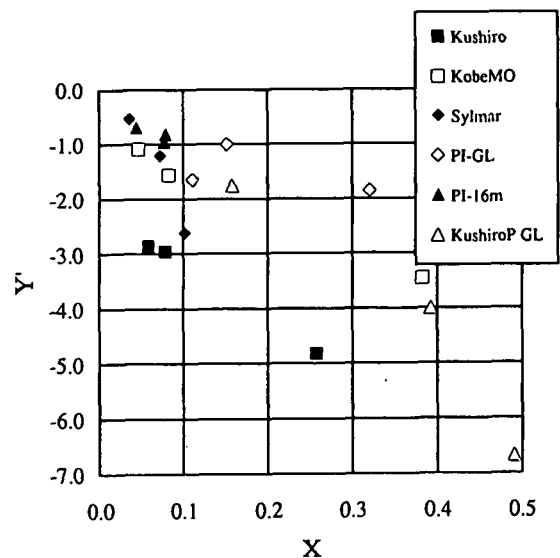


図 1 4 地震動のパワー (X-Y') プロット

#### 5. 滑り応答に現れた直下型地震動の特徴

地震動による粗い剛床上の質点の動きを計算した結果、直下型地震動の特徴として次のことが言える。

- 1) 累積滑り量は、釧路気象台記録に比べて大きいとは言えないが、1 回の滑り量は、直下型

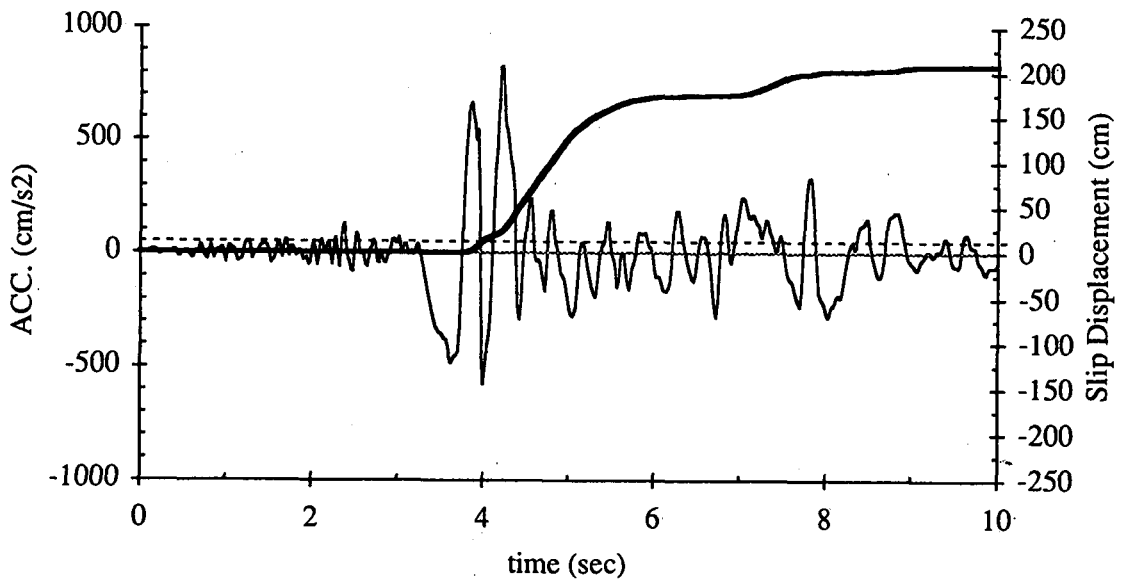


図 1 5 sylmar 記録の滑り応答と加速度時刻歴

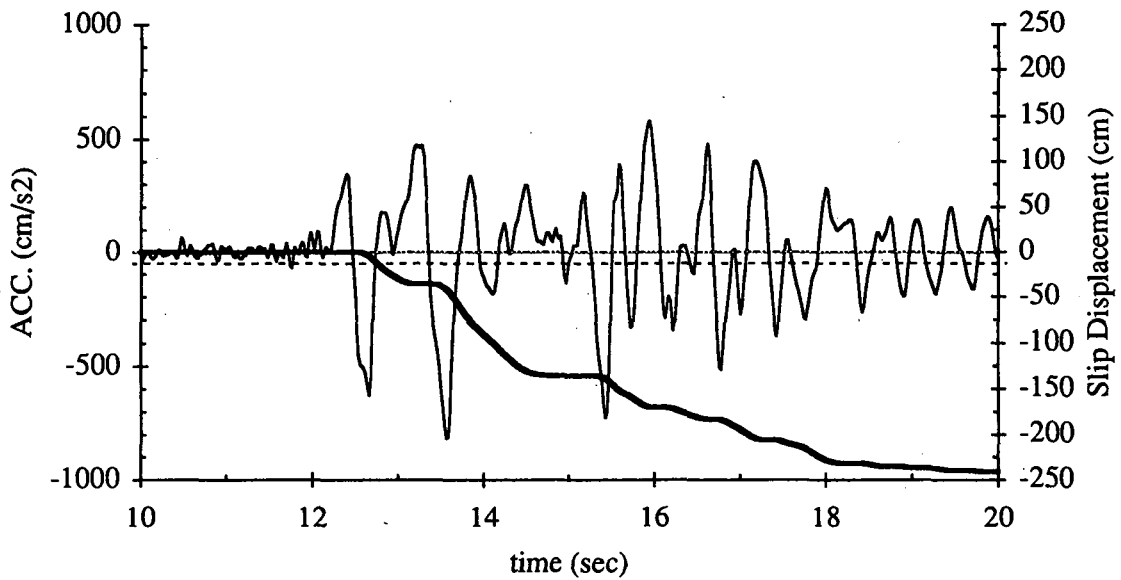


図 1 6 神戸海洋気象台記録の滑り応答と加速度時刻歴

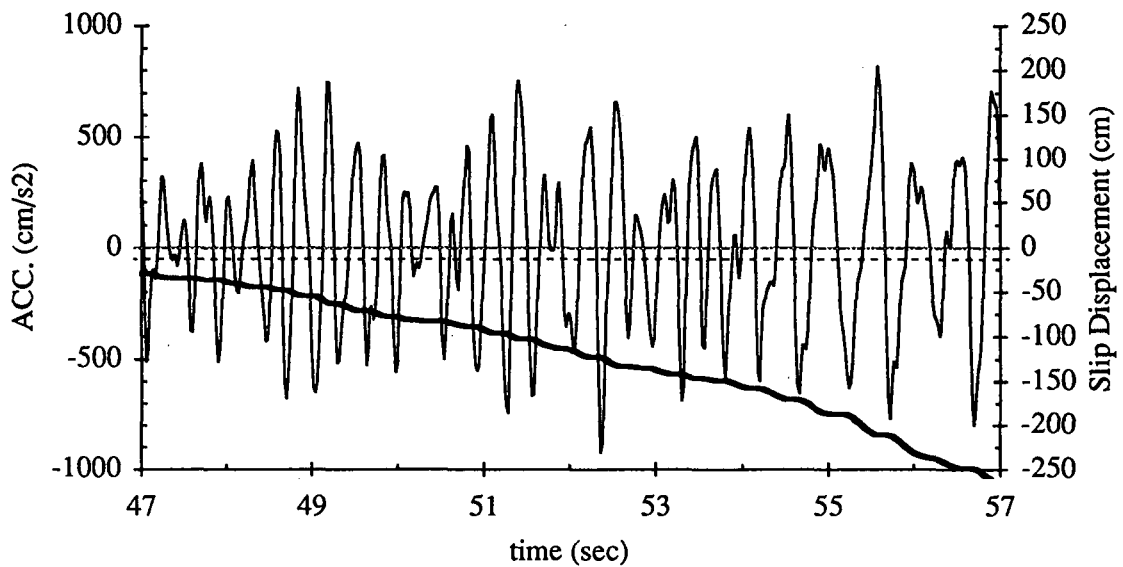


図 1 7 釧路気象台記録の滑り応答と加速度時刻歴

記録が数倍上回る。

2) 直下型記録は、方向によって滑り応答が大きく異なる。

図15から図17にsylmarの記録と神戸海洋気象台記録の限界加速度50galに対する滑り応答の時刻歴を加速度とともに示した。これを見ると、直下型地震動では最大加速度を超えたあたりの時刻から大きな滑りが発生し、これが幾つかの加速度のピークを跨ぐように続き、大きな一回の滑りに繋がっている。sylmarでは、1.75m、神戸で1mに及ぶ。これは、地震動のエネルギーが、最大加速度付近に集中し、また振動が正負の方向に非対象であることが原因である。この範疇から判断すると神戸海洋気象台記録よりsylmarの記録が厳しいものになる。

Northridge地震では、sylmarの北西の渓谷で道路橋脚が床版を突き抜けるようにして破壊した有名な事例があり、大きな構造物被害を生じている。

## 6 結論

直下型地震動では、振動エネルギーの時間、空間的な集中の度合いが著しいことが分かった。これが、大きな破壊力となって構造物をいっきに崩壊に導いたのではないかと考えている。直下型地震に対しては、地震動の非定常性を定量的に評価し、エネルギーの偏在と集中を考慮した耐震設計と免震装置の開発を行うことが合理的かつ経済的な構造部物の建設につながると考えている。このために、摩擦応答スペクトルとエネルギー的な分析を役立てたい。最後ではあ

るが、地震波を提供していただいた気象庁、運輸省港湾技術研究所、関西地震観測協議会、USGSの関係各機関と担当各位に謝意を表す。また、丸山 晶世氏に本論文の計算を行って頂き、助言を頂いたことに感謝する。

## 参考文献

- 1) Bertero: Key note lecture, 10WCEE, 1992.
- 2) 岡本舜三: 阪神・淡路大震災に思う、土木学会誌、vol80, pp.2-5, 1995.4.
- 3) Nonaka, T., Miura, K. and Tanimura, S.: A Note on structural failure to the great hanshin earthquake, Material Science Research International, Vol.1, No. 2, pp. 132-133, 1995.
- 4) Housner, G. W. : Limit design of structures to resist earthquakes, 1WCEE, pp. 5.1-5.13, 1956.
- 5) Veletsos, A.S. and Newmark, N.M. : Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions, 2WCEE, 1960.
- 6) 五十嵐 俊一、梶塚 健治、伯野 元彦: 地震動による滑りの統計的研究、土木学会論文集 第356号/1-7、1985
- 7) Igarashi, S: Earthquake resistant design of gravity-type and soil structures with friction response spectrum, 10WCEE, 1992.
- 8) Igarashi, S: Statistical prediction of slip displacement due to earthquakes, Master thesis, Massachusetts Institute of Technology, 1986.

## Characteristics of near-field strong motions

Shunichi Igarashi  
Taisei Corporation

Characteristics of near focal strong motions recorded in the area of heavy structural damage are identified using the friction response spectrum. The energy concentration near the peak acceleration and the directionality of vibration cause an enormous continuous slip displacement. This nonstationality of ground motion needs to be incorporated in the definition of the design ground motion and seismic force.