

直下地震動が構造物の応答に及ぼす影響に関する一検討

Characteristics of structural response subject to near-field ground motions

阿部雅人*, 藤野陽三**, 吉見雅行***

Masato ABE, Yozo FUJINO and Masayuki YOSHIMI

*Ph.D 東京大学講師 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

**Ph.D 東京大学教授 工学系研究科社会基盤工学専攻 (同上)

***東京大学大学院 工学系研究科社会基盤工学専攻修士課程 (同上)

Near-field ground motions are characterized by pulse-like wave forms which are induced by rupture process of faults. Characteristics of elastic/inelastic structural response subject to near-field ground motions are studied, using 10 near-field records, and 6 other records. In the first half of the paper, response of linear elastic multiple degrees of freedom structure is studied, and it is found that intervals of the occurrence time of peaks of modal responses are smaller for near-field earthquake. Although this effect may cause larger response than other earthquakes, its contribution to increase of structural response is observed to be minor. In the second half of the paper, inelastic response is studied and is found that required seismic demand is much larger than other earthquakes for structures whose natural periods are shorter than 0.7-0.8 seconds.

Key Words: near-field ground motions, seismic response, modal combination rules, inelastic response

1. はじめに

1994年Northridge地震や1995年兵庫県南部地震は、大都市近傍を震源とした直下地震であり、大きな構造物被害をもたらした。これら直下地震における構造物被害を受けて行われてきた研究によって、震源断層近傍における地震動は従来耐震設計に用いられてきたEl Centro波等の地震波形に比べて大きな破壊力を持つとの指摘がなされている^{1)~8)}。その主たる要因としては、これら地震動が大きな最大加速度や最大速度を持っており、従来想定されていた地震荷重を上回る大きさであったことが挙げられる。このことより、道路橋示方書⁹⁾においても、設計応答スペクトルの大幅な改訂がなされている。また、その他の要因として、震源断層近傍における地震動は、1~3秒程度の比較的長周期なパルス的成分を持つことが震源過程の研究から知られており、この長周期パルス動が破壊力を増大させたとの指摘も見られる^{2),3)}。長周期パルス動の一例として、図-1に1966年Parkfield地震の速度波形を示した。通常耐震設計に用いられるランダムな地震波形と異なる特性を持った、周期1秒程度のパルスのな波形が卓越する地震動であることが見て取れる。本論文では、このように震源近傍において観測されているパルスのな波形を持つ地震動を特に直下地震動と呼び、他の地震動と区別することとする。

長周期パルス動の持つ破壊力に関しては、これまで、主に2つの側面から検討が行われている。その第1は、弾性応答に対する影響であり、多自由度系における波動

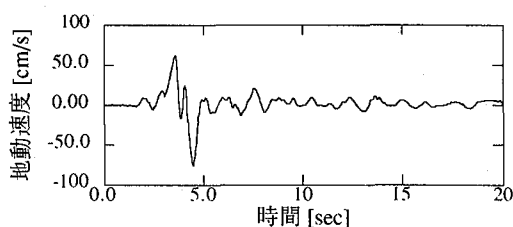


図-1 1966年Parkfield地震の地動速度波形

の伝播と反射の影響によって構造物内の特定の部位において応答が局所的に大きくなるという計算結果が報告されている^{2),5)}。特に、長周期パルスの周期と構造物の固有周期が近い場合には、構造物内において入射波と反射波の重ね合わせが生じ、局所的に非常に大きな層間変位が生じ得ることが指摘されている。第2点は、短周期構造物に対する弾塑性応答の増幅効果である^{1),3),6),7)}。その原因として、文献1),3)では、長周期パルスより固有周期が短い構造物は、塑性化に伴い長周期化することによってパルスの周期に引き込まれ、さらに応答が増大するという、定性的な説明が与えられている。

これらの研究結果から考えると、直下地震動に対しては、現在行われているようにその大きさに対応させて設計応答スペクトルを調整することに加えて、長周期パルス動の位相特性を取り入れた耐震設計法を検討していく必要があると思われる。直接、非線形動的解析によっ

て応答を算定する場合には、この影響は自然に取り入れられているものと考えられるが、応答スペクトル法や地震時保有水平耐力法に基づいて応答を算定する場合には、別途この影響を考慮する必要がある。具体的には、弾性多自由度構造物における応答計算に用いられるモード結合則や設計応答スペクトル形状などに、適正に長周期パルス動の位相特性に伴う応答増大効果を取り入れる必要があろう。

しかしながら、既往の研究は、特定の2～3波程度の地震波形に基づいた検討が主であるので、これらの性質を直下地震動の特性として捉えるべきであるのか、あるいは特定の地震動の特性として捉えるべきであるのか必ずしも明らかではない。また、応答の局所増大効果、弾塑性応答の増幅効果のいずれも、必ずしも長周期パルス動に限らず、大きな地震動ならば生じ得る応答特性である。したがって、地震動が大きいということに加えてどの程度長周期パルス波の位相の影響が存在するのかを定量的に明らかにしておく必要がある。

本研究においては、上述の弾性応答の局所増大効果ならびに弾塑性応答の増幅効果の2点に焦点をあて、直下地震記録による応答を従来耐震設計に用いられてきた地震波による応答と比較するという手法で、直下地震動の構造物の応答に及ぼす影響に関する基礎的な知見を得ることを目的として数値解析を行った。その際に、地震動の大きさの影響を出来る限り取り除いて長周期パルス動の位相特性の影響に焦点をあてるために、最大地動速度による正規化を行うこととした。

論文の前半では、線形多自由度系の例として、せん断10自由度系を取り上げ、直下地震による応答の局所増大効果を論じる。通常、多自由度系の応答予測には、入力が定常ガウス過程であるという仮定に基づくモード結合則である二乗和平方根法 (Square Root of Sum of Squares: SRSS法) が用いられる^{10), 11)}。ただし、各モードの固有振動数が近接している場合については、定常白色雑音入力時の近接モードの影響を取り入れてSRSS法を拡張したCQC法 (complete quadratic combination)¹²⁾が用いられている。これらのモード結合則は、入力過程が定常であることを仮定しているものの、El Centro波等の観測地震波形を用いた計算においても良い精度で応答を予測できることが知られている。ところが、直下地震動に見られるような非定常性の強いパルスの地震動を受ける場合には、各モードの固有振動数が近接していない場合であっても、複数の振動モードの最大応答発生時刻が近接することが予想される。極端な例として、瞬間的なインパルス入力の場合は、すべてのモードがインパルス直後に最大振幅となるから、最大応答発生時刻が近接することが了解されよう。その場合、SRSS法やCQC法の仮定である入力の定常性が満たされず、従来設計で用いられているようなランダムな地震動を受ける場合に比べて応答が増大するものと考えられる。そこで、最大応

答発生時間差を陽に取り入れることの出来る新たなモード結合則を構築し、それに基づいて応答特性を考察することとする。続いて、論文の後半では、弾塑性応答の増幅効果について、弾塑性1自由度系の数値解析結果に基づいて論じる。

2. 解析に使用した地震動

解析には、直下地震動として表-1に示した10波形、ならびにそれ以外の地震動として表-2に示した6波形を、それぞれ使用した。直下地震動として選択した波形は、いずれも震源断層近傍で観測されたものであり、震源過程の影響を強く受けたパルスの波形で知られている代表的な強震記録である。表中には震央距離を示してため、一見大きな距離となっている地震波形もあるが、いずれも震源断層からの距離は小さい。なお、震源断層からの最短距離は、断層が鉛直でない場合や断層中で活動した区間の同定が困難である場合など、その算定が困難な場合があることから、ここでは、統一的な指標として震央距離のみを表示した。

直下地震動以外として採用した6波形は、従来耐震設計によく用いられてきた波形、および海溝型地震で震源から十分に遠く震源過程の影響が軽微であると考えられる波形である。震央距離から考えるとEl Centro地震波は直下地震動であると考えられるが、El Centro波には長周期パルスの特徴は見られない。また、El Centro波は、これまでに耐震設計や研究に広く用いられており、その特性が既存の成果に反映された波形であると考えられることから、直下地震動以外の波形として取り扱うこととした。なお、本研究では、震源過程の影響が卓越する直下地震動の特徴を捉えることに主眼をおいたため、地盤条件別の整理はせず、直下地震動およびそれ以外の地震動共に種々の地盤条件のものを入れることとした。

表中、継続時間は、最初に地動加速度が最大加速度の10%を超える時刻から最後に10%を超える時刻までの時間とした。また、本研究においては、卓越周期は、減衰5%の線形速度応答スペクトルの最大値を与える周期としている。なお、いずれの地震波においても、水平2成分のうち最大加速度が大きい方を使用した。

表-1より、直下地震動は、継続時間が短く、卓越周期が1～3秒程度のものが多いことがわかる。この卓越周期は長周期パルス波に対応するものと考えられる。

3. 弾性多自由度系の応答特性

本章では、直下地震動による弾性多自由度系の応答の局所増大効果を検討する。

通常、多自由度系の応答予測には、入力が定常ガウス過程であるという仮定に基づくモード結合則である

表-1 直下地震動

地震名	マグニチュード	震央距離	最大加速度	継続時間	卓越周期
1966 Parkfield	5.5	27 km	479 gal	12.1 sec	0.7 sec
1971 San Fernando	6.6	7 km	1148 gal	9.5 sec	1.3 sec
1979 Coyote Lake	5.9	10 km	409 gal	8.0 sec	0.9 sec
1979 Imperial Valley	6.5	27 km	454 gal	10.6 sec	3.2 sec
1992 Landers	7.3	42 km	720 gal	34.0 sec	4.7 sec
1994 Northridge Sylmar	6.8	12	827 gal	10.0 sec	2.6 sec
1995 兵庫県南部	7.2				
海洋気象台		15 km	818 gal	14.9 sec	0.9 sec
鷹取 ⁽¹³⁾		10 km	606 gal	21.3 sec	2.0 sec
葦合		18 km	802 gal	11.3 sec	1.2 sec
東神戸大橋		25 km	325 gal	18.0 sec	2.5 sec

表-2 直下地震以外の地震動

地震名	マグニチュード	震央距離	最大加速度	継続時間	卓越周期
1940 El Centro	7.1	12 km	340 gal	30.3 sec	1.0 sec
1952 Taft	7.5	50 km	176 gal	37.4 sec	1.7 sec
1968 十勝沖	7.9				
青森		233 km	210 gal	72.4 sec	2.8 sec
八戸		178 km	180 gal	43.3 sec	2.5 sec
1985 Mexico	8.1	386 km	80 gal	168.7 sec	4.0 sec
1993 釧路沖	7.8	14 km	919 gal	50.1 sec	0.5 sec

SRSS法やCQC法が用いられる^{(10),(11),(12)}。CQC法は、各モードの固有振動数が近接した場合を含めた一般的な結合則であり、SRSS法は各モードの固有振動数が十分に離れている場合についてそれを簡素化したものである。これらの方法は、El Centro波など従来耐震設計に用いられてきた波形に対しては、精度良い応答予測を与えることが知られている。ところが、非定常性の強いパルスの直下地震動を受ける場合には、各モードの固有振動数が近接していなくても、複数の振動モードの最大応答発生時刻が近接することが予想される。その場合、SRSS法やCQC法の仮定が満たされず、パルスのでない地震動を受ける場合に比べて応答が増大することが懸念される。

そこで、ここでは、従来のモード結合則から予測される応答値と、直接数値積分から得られる最大応答値を比較することによって、直下地震動による応答増大効果を定量的に検証することとした。章の前半で各種モード結合則を整理し、最大応答発生時間差を陽に取り入れることのできる新たなモード結合則を提案する。次いで、後

半で線形せん断10自由度の応答計算を基に、直下地震動の影響を論じる。

3.1 モード結合則

ここでは、各モードの固有振動数が近接しておらず、かつ比例減衰を持つ線形N-自由度系を対象として、各種モード結合則を整理すると共に、最大応答発生時間差を扱うことの出来るモード結合則を構築する。

対象系の運動方程式は、

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = -\mathbf{M}\mathbf{r}\ddot{z} \quad (1)$$

である。ここに、 $\mathbf{x}$ ：地面に対する各自由度の相対変位を表すベクトル、 z ：慣性系に対する地動変位、 $\mathbf{M}$ ：質量行列、 $\mathbf{C}$ ：減衰行列、 $\mathbf{K}$ ：剛性行列、 $\mathbf{r}$ ：地動加速度の各自由度に対する入力関係を示す影響ベクトル、である。構造物が比例減衰系の場合には、式(1)を振動モードで展開することによって非連成化することができ、 i 次モード応答 q_i に関する運動方程式は、

$$\ddot{q}_i + [\Phi^T \mathbf{C} \Phi]_{ii} \dot{q}_i + [\Phi^T \mathbf{K} \Phi]_{ii} q_i = -[\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{r}]_i \ddot{z} \quad (2)$$

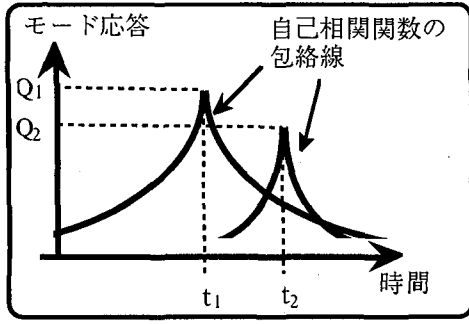


図-2 各モードの最大応答間の関係

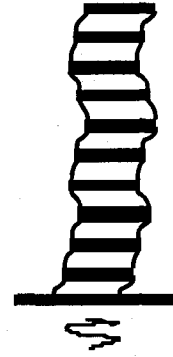


図-3 せん断10自由度系モデル

となる。ここに、 Φ は、各モード形を列として持つ行列

$$\Phi = [\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_N] \quad (3)$$

である。なお、ここでは、モード形を全モードのモード質量が1になるように正規化している。

構造物の第 j 番目自由度の応答は、各モードが1自由度系として独立に地震動を受けるときの応答 q_i'

$$\ddot{q}_i' + [\Phi^T C \Phi]_{ii} \dot{q}_i' + [\Phi^T K \Phi]_{ii} q_i' = -\ddot{z} \quad (4)$$

の重ね合わせにより、

$$x_j(t) = \sum_{i=1}^N a_{ij} q_i'(t) \quad (5)$$

で与えられる。ここに、 a_{ij} は、以下に示す第 i 次モードの第 j 番目自由度に対する刺激係数である：

$$a_{ij} = -[\Phi^T M r]_{ji} [\Phi]_{ij} \quad (6)$$

第 i モードの振動数及び減衰比に対応する応答スペクトル値が Q_i であるとする。このとき、各モードの固有振動数が近接しておらず、かつ地震動が定常ガウス過程である場合には、各モードの最大応答発生時刻は独立であることから、第 j 番目自由度の最大応答の期待値は、

$$R_j^{SRSS} = \left\{ \sum_{i=1}^N (a_{ij} Q_i)^2 \right\}^{1/2} \quad (7)$$

で与えられる^{10), 11)}。これがSRSS法である。導出時の仮定から明らかのように、複数のモードが同時に最大値をとる場合には、SRSS法は応答を過小評価することになる。

そこで、各モードの応答が生じる時間が同時である場合も含めて検討するために、外力が定常ガウス過程である場合の応答時刻歴の期待値が

$$\bar{q}_i'(\tau) = \frac{C_{ii}(\tau)}{C_{ii}(0)} q_i'(0) \quad (8)$$

で与えられる¹⁴⁾ことを利用したモード結合則を導入することにする。ここで、 $q_i'(0)$ は時刻0における既知の応答値であり、 C_{ii} は i 次モードの自己相関関数

$$C_{ii}(\tau) = \frac{S_0}{4\zeta_i \omega_i^3} e^{-\zeta_i \omega_i |\tau|} \times \left\{ \cos \omega_i \sqrt{1 - \zeta_i^2} (\tau) + \frac{\zeta_i}{\sqrt{1 - \zeta_i^2}} \sin \omega_i \sqrt{1 - \zeta_i^2} |\tau| \right\} \quad (9)$$

である。なお、 ω_i, ζ_i は、それぞれモード振動数ならびにモード減衰比である。

図-2に、式(8)の第1次及び第2次モードの応答の期待値の包絡線を模式的に示した。構造物の応答値は各モード応答の線形結合で表されるから、モードの最大値発生時刻 t_1 と t_2 が近づくにつれて増大することが予想される。この効果を取り入れたモード結合則として、式(8)の応答の振動部分の包絡線を利用した、

$$R_j^{AC} = \max_{\tau} \left\{ \sum_{i=1}^N a_{ij} Q_i e^{-\zeta_i \omega_i |\tau - t_i|} \right\} \quad (10)$$

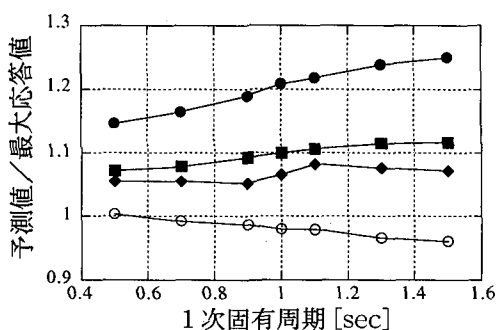
を用いることによって最大応答発生時間差を陽に扱うことが可能となる。以下、このモード結合則を自己相関関数法と呼ぶこととする。

ここで、式(8)は、地震動が定常ガウス過程である場合の応答期待値を示すものであるから、式(10)は最大応答発生時刻を既定した上で、その前後の地震動が定常ガウス過程であると仮定していることになる。SRSS法も地震動が定常ガウス過程であることを仮定したものであったが、自己相関関数法は、最大応答発生時間差を取り入れることで、確率過程に最大応答発生についての条件を付けているものである。したがって、自己相関関数法は、最大応答発生に関する非定常性の影響を発生時間差の形で取り込めるようにしたものと解釈できる。

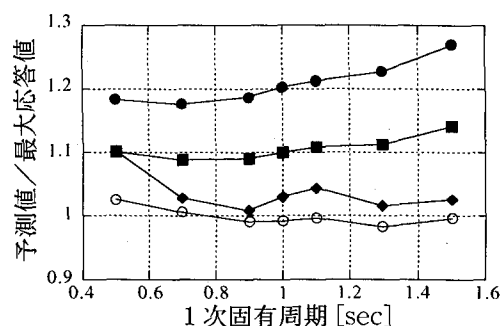
式(10)の応答は、全モードの最大応答発生時刻が一致する場合($t_1 = t_2 = \dots = t_N$)に最大となる。その時の応答は、絶対値和

$$R_j^{ABS} = \sum_{i=1}^N |a_{ij} Q_i| \quad (11)$$

で与えられる。このモード結合則は、各モードの最大応答発生が完全に相關している場合の応答値であり、最大応答値の上限を与えるものである。翻って、SRSS法は各モードの最大応答発生時刻が完全に独立な場合の応答値を与えるものであった。実際の地震応答は、完全な相關と完全な独立の中間的性質を持っていると考えられる。絶対値和は1ノルムでありSRSSは2ノルムであることに着目すると、その中間である $1 < n < 2$ なる n ノルムを用いることで、実際の地震時のモード応答の相關特性を近似できるのではないかと推測される。



(a) 1次モードの減衰比が1%の場合



(b) 1次モードの減衰比が5%の場合

図-4 各種モード結合則の精度

○：SRSS法，◆：自己相関関数法，●：絶対値和法，■：1.2ノルム法

そこで、 n ノルムを用いた方法

$$R_j^{n-norm} = \left\{ \sum_{i=1}^N |a_{ij} Q_i|^n \right\}^{1/n} \quad (12)$$

を簡易計算法として提案する。この方法（以下 n ノルム法と呼ぶ）は、相関が無視できない場合の応答を最大応答発生時間差の計算なしに簡易に計算することを意図した方法である。

3.2 計算結果及び考察

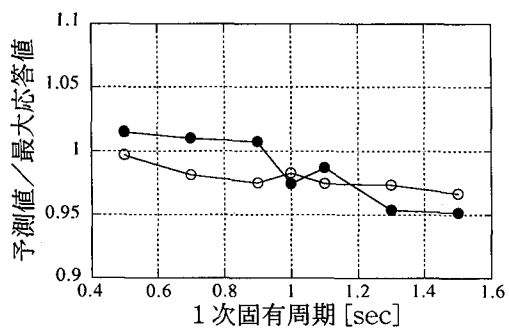
計算に用いたせん断10自由度系の模式図を図-3に示す。各層の質量、減衰定数、バネ定数は一定とした。その場合、減衰定数およびバネ定数は、1次モードの減衰比と固有周期を指定することにより一意に定まる。なお、各層の減衰定数バネ定数の数値については、文献15)に詳細が示されている。なお、この構造物は、Der Kiureghianによる条件式¹⁰⁾によって、十分にモード振動数間隔が開いていると判定でき、SRSS法が適用可能である。したがって、この場合においてSRSS法による応答予測が過小評価であれば、それはモード振動数間隔等の構造物特性の影響ではなく、地震動の非定常性の影響であると考えられる。

図-4に、各種モード結合則の精度を示した。横軸は1次モードの固有周期であり、0.5秒から1.5秒まで変化させている。縦軸は、モード結合則による予測値を直接数値積分で求めた最大応答値で割ったものであり、1以下の場合にモード結合則が危険側の予測を与えることとなる。また、図-4(a)には1次モード減衰比が1%の場合を、(b)には1次モード減衰比が5%の場合を示した。ここでは、表-1,2に示した全16地震波を用い、また全層間変位を対象としてその平均を示した。これから、SRSS法(式(7))は、一般に良い精度の予測を与えるものの、応答を過小評価する傾向にある。それに対

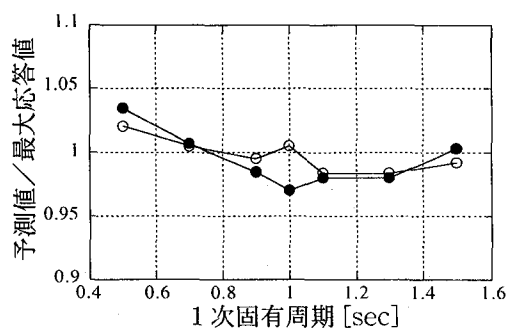
して、絶対値和法(式(11))は、安全側ではあるが応答を大幅に過大評価している。

次いで、 n ノルム法(式(12))の1例として $n=1.2$ として1.2ノルムを用いた場合の結果も図に示した。ここでの n の値1.2は、すべての固有周期において応答予測が安全側となる値のなかで、最小の応答予測値を与えるものを選択することによって決定したものである。過大に安全側の評価ではあるが、絶対値和法に比べて実際の応答に近い値を与えている。また、自己相関関数法(式(10))は、SRSS法に次いで良い精度で安全側に応答を予測できている。したがって、最大応答発生時間差を取り込むことで、地震動の非定常性に伴う応答の増大の影響を取り扱い可能であることが示唆される。

図-5は、直下地震動とそれ以外の地震動による応答とSRSS法による予測との比較を、それぞれ応答値を平均することによって行ったものである。いずれの場合も、直下地震動とその他の地震動でほぼ同様な傾向が見られ、直下地震動が際だって応答を増大させるわけではないことがわかる。ただし、図-5(a)の短周期側において、その他の地震動に対しては安全側の予測となっているのに対して、直下地震動に対しては危険側の予測となっている。そこで、地震動の非定常性を反映すると考えられるパラメータである最大応答発生時間差を1次、2次モード間について表示したのが図-6である。直下地震動の方がより小さい最大応答発生時間差を示していることが見て取れる。図-6(a)を見ると、短周期側で直下地震動の最大応答発生時間差が際だって小さくなっており、図-5(a)の結果と対応する。また、図-5(a)のいずれの地震動の場合についても長周期側で危険側の予測となっているが、これは、1次モードが長周期となることに伴い、2次モード周期が0.2秒程度



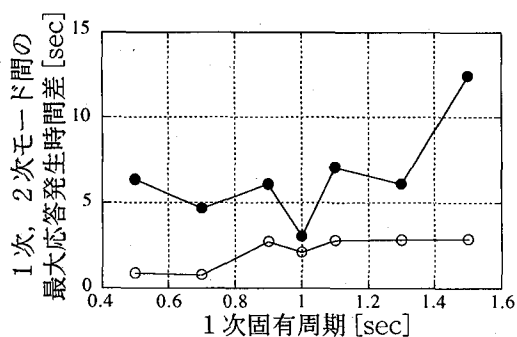
(a) 1次モードの減衰比が1%の場合



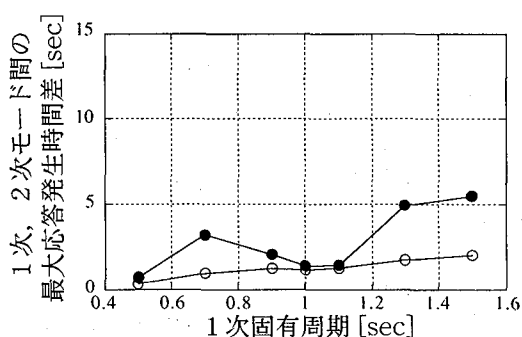
(b) 1次モードの減衰比が5%の場合

図-5 SRSS法による予測

○：直下地震動，●：その他の地震動



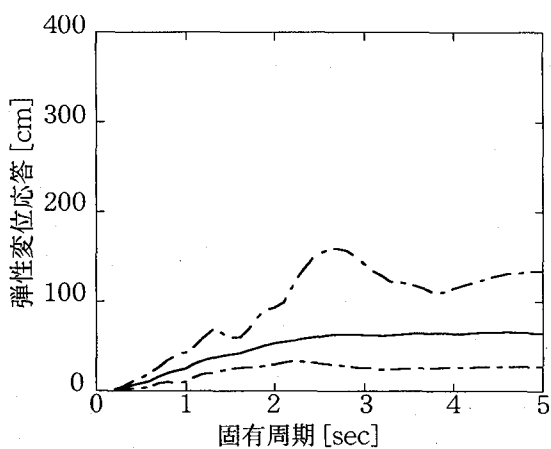
(a) 1次モードの減衰比が1%の場合



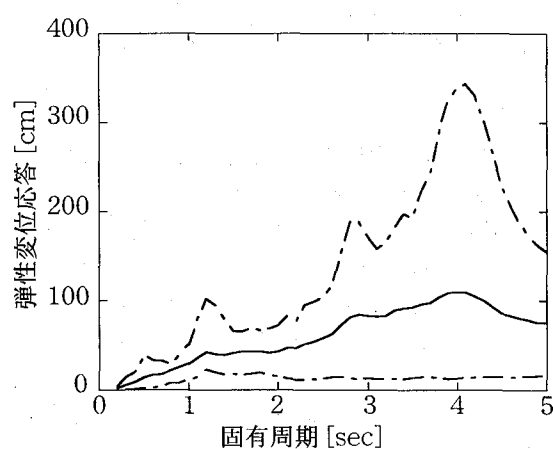
(b) 1次モードの減衰比が5%の場合

図-6 1次，2次モード間の最大応答発生時間差

○：直下地震動，●：その他の地震動



(a) 直下地震動



(b) その他の地震動

図-7 弾性応答スペクトル（減衰比5%）

——：平均値，—— ———：最大及び最小値

から0.5秒程度まで増加し、その寄与が増大していることに起因している。また、長周期側で、直下地震動に比較してその他の地震動の方が応答予測がより一段と過小評価となっているが、それは、2次モード周期にあたる0.2秒程度から0.5秒の短周期成分がその他の地震動において直下地震動より卓越しているためである。なお、減衰比を5%に高めた図-5(b)では直下地震動とそれ以外の地震動でほとんど傾向に差が見られない。これは図-6(b)に挙げたとおり時間差の違いが減衰比1%の場合程顕著でないこと、ならびに式(10)で与えられる相関効果が減衰の増加に伴い指数関数的に減少することによると考えられる。

以上より、直下地震動を受ける線形多自由度系の応答特性はその他の地震動を受ける場合と著しくは異ならないが、一般に最大発生時間差が小さく、応答計算に注意が必要である。特に、減衰が小さい場合においてその他の地震動に比べて応答が増大する可能性があり、その場合は、SRSS法による計算値が過小評価となる。その場合においても、ここで提案した自己相関関数法や n ノルム法などの方法を用いれば、安全側の予測値を計算可能である。

4. 弾塑性応答の特性

弾塑性応答を計算するにあたっては、長周期パルス波の位相特性の影響に焦点をあてるため、全地震動について地動最大速度が100kineとなるよう定数倍して正規化した。また、構造物モデルとしては完全弾塑性1自由度系を用いた。

図-7に100kineに正規化した後の地震波形を用いた減衰比5%の弾性変位応答スペクトルの平均値を実線で示した。表-1に示した直下地震動は、もとより100kineに近い地動速度を持っているものが多いが、表-2の直下地震以外の地震動は地動速度が小さいものが多いから、ここでの正規化によって表-2の地震動により大きな倍率が掛かることになる。したがって、図-7の応答スペクトルでは、やや直下地震動の方が小さくなっている。なお、同図中一点鎖線は、各周期において最大および最小の応答値を与える地震動の応答値を結んだものであり、ばらつきの目安として入れたものである。図-8は、構造物の降伏震度を0.2g、減衰比を5%として計算した弾塑性スペクトルの平均値、ならびに最大・最小値である。

図-9は、図-7,8の弾性応答と弾塑性応答の平均値について、直下地震動による応答をその他の地震動による応答で除したものである。これを見ると、弾性応答については、全般的に直下地震動の応答値の方が小さく、長周期パルスに対応する周期1～3秒程度の領域のみその他の地震動に近い応答値を示している。しかし、

弾塑性応答を見てみると、ほぼすべての周期で直下地震動の応答値はそれ以外の地震動による応答値に伯仲し、特に短周期側では大きく上回っている。したがって、従来指摘されてきた直下地震動による短周期側の応答増幅効果は、地震動の大きさを正規化した場合でも存在することとがわかる。この特性は、長周期パルス波の位相の持つ大きな特徴であると考えられる。

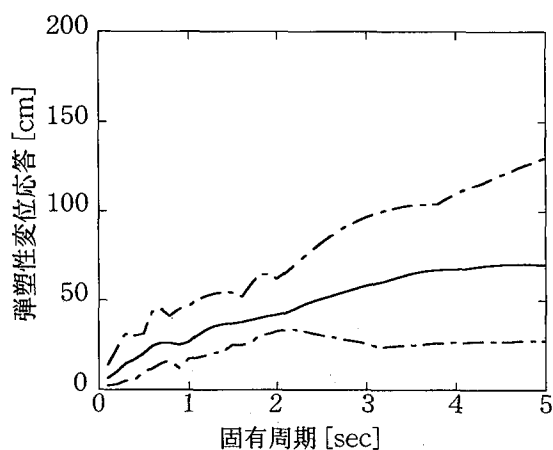
次に、このことを耐震設計の観点から見直してみる。現在の道路橋示方書⁹⁾における地震時保有水平耐力法では、エネルギー一定則¹⁶⁾の適用によって弾性の設計スペクトルから弾塑性応答を推定し、部材の持つ靱性に応じて所要強度を決定する手順となっている。弾性変位応答を R_e 、降伏変位を R_0 としたとき、エネルギー一定則によって予測される弾塑性変位は、

$$R = \frac{1}{2} \left(\frac{R_e^2}{R_0} + R_0 \right) \quad (13)$$

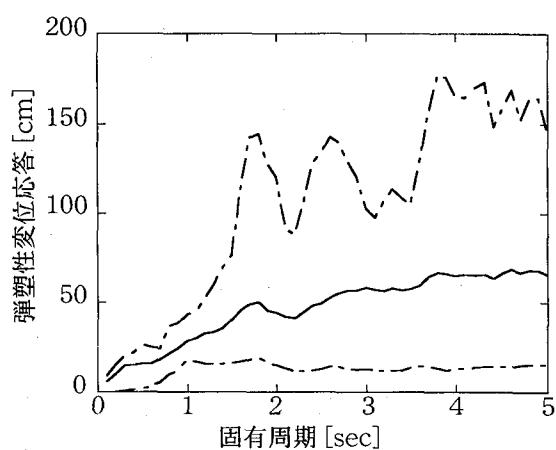
で表される。式(13)によって、図-7の弾性応答から弾塑性応答を予測することが出来る。このエネルギー一定則による予測値で図-8の弾塑性応答を除した値の平均を図-10に示した。この値が1より小さければ、エネルギー一定則が応答の過大予測、すなわち安全側予測を与え、1より大きければ過小予測、すなわち危険側予測となる。直下地震動、その他の地震動共に、周期1秒程度以上については、エネルギー一定則の予測値の比はほぼ安全側となっている。なお、ここで示した図は、表-1,2に挙げた地震波による応答の平均を挙げたものであるから、特定の地震波についてのエネルギー一定則の精度を保証するものではない。

図-10の短周期側を見ると、エネルギー一定則が著しく過小予測となっている。地震動の卓越周期より短周期側でエネルギー一定則や変位一定則が大きく過小評価となることは以前より知られており、この効果を経験的に取り入れた周期依存型の応答予測式や強度低減係数も提案されている^{17),18)}。図-10からわかることは、直下地震以外の地震動の応答平均では、周期0.2～0.3秒以下程度で弾塑性応答値がエネルギー一定則の値を上回るのみであるが、直下地震平均では0.7～0.8秒程度から弾塑性応答が大きく増幅されていることである。すなわち、直下地震を受ける弾塑性構造物においては、短周期側で応答がエネルギー一定則を上回る領域が、直下地震以外の地震動よりかなり広がる。このことは、直下地震の卓越周期が1～3秒程度に集中していることに関連すると思われる。

図-11に、残留変位スペクトルを示す。図-12は、その平均値について、直下地震による残留変位とその他の地震による残留変位の比をとったものである。図-12を図-9に示した最大応答値と比べると、短周期側での直下地震による増幅の割合がより顕著になっている。



(a) 直下地震動



(b) その他の地震動

図-8 弾塑性応答スペクトル (減衰比5%)

— : 平均値, - - - : 最大及び最小値

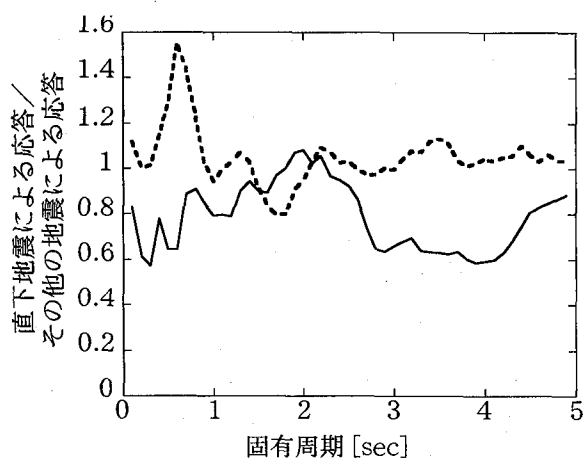


図-9 直下地震動とその他の地震動による応答の比

— : 弾性応答
- - - : 弾塑性応答

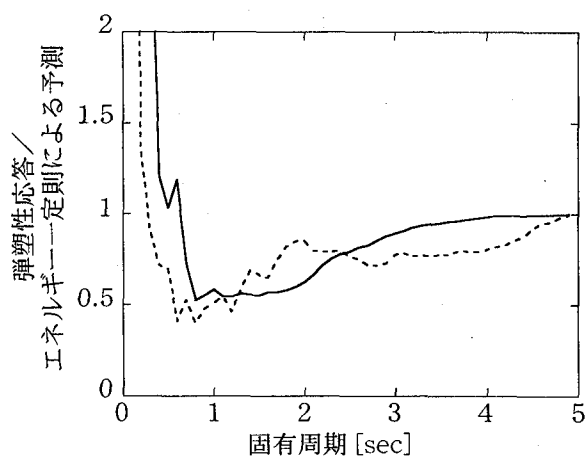
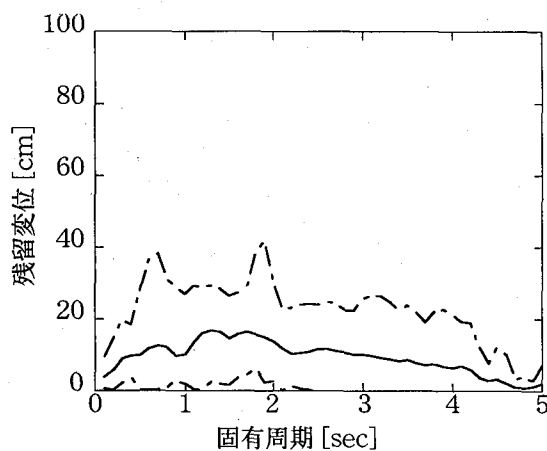
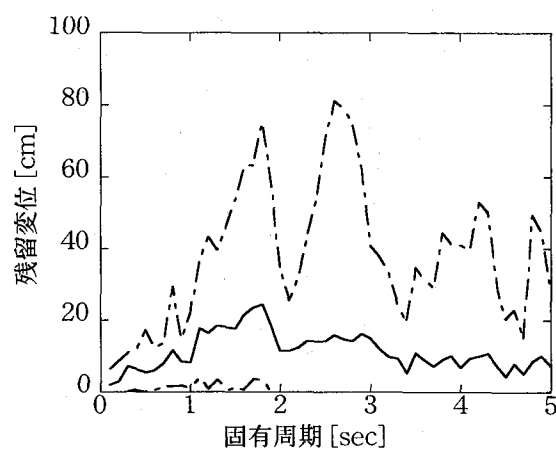


図-10 エネルギー一定則の精度

— : 直下地震動
- - - : その他の地震動



(a) 直下地震動



(b) その他の地震動

図-11 残留応答スペクトル (減衰比5%)

— : 平均値, - - - : 最大及び最小値

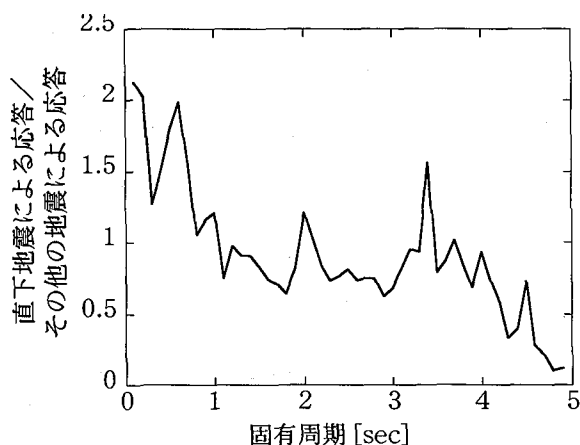


図-12 直下及びその他の地震動による残留応答の比

以上より、直下地震動を受ける弾塑性構造物においては、その他の地震動を受ける場合と比べ、平均して最大応答変位ならびに残留変位が短周期側で大きく増幅されることが見て取れる。なお、直下地震動による短周期構造物の応答の増幅については、正規化していない波形を用いた既往の研究においても指摘されている^{6),7)}。ここでの検討において、大きさを正規化した波形によっても同様の特性が示されたことから、単に直下地震動が大きいために生じる現象ではなく、その位相特性に基づく応答特性であることが示唆される。

5. まとめ

直下地震動が構造物の応答に及ぼす影響、特に長周期パルス波の位相特性のもたらす影響を明らかにすることを目的として、弾性多自由度系の応答ならびに弾塑性1自由度系の応答を検討した。その際には、長周期パルス波の位相の影響に焦点をあてるため、最大地動速度が100kineとなるように正規化した直下地震10波、直下地震以外の地震6波を用いた。主たる結論は以下の通りである。

- (1) 弾性多自由度系の応答については、SRSS法による応答予測の精度は、全般的にはそれ以外の地震動とはほぼ同程度である。したがって、直下地震動が多自由度系の応答を際だって大きく増大させているとは言えない。
- (2) ただし、各モードの最大応答発生時間差が直下地震動では小さく、特に、減衰比が小さい場合には、SRSS法による予測が過小評価となる場合があるので注意を要する。その場合は、ここで提案された自己相関関数法や n ノルム法など各モード応答間の相関を扱える方法で応答を算定することで安全側の予測値が得られる。
- (3) 弾塑性1自由度系の解析の結果、最大変位応答、残留変位ともに、周期1秒以下の短周期側で直下

地震の方がそれ以外の地震波に比べて大きく応答を増幅させることがわかった。

- (4) 短周期構造物に対しては、エネルギー一定則による応答予測は弾塑性応答を大幅に過小評価する。直下地震以外の地震波平均では周期0.2-0.3秒以下の比較的狭い範囲のみでその効果が顕著なのに対して、直下地震では、0.7-0.8秒以下のより広い周期帯域においてその影響が表れる。

耐震設計の観点から上述の結果を見直してみると、以下のような指摘ができよう。

- (a) 弾性多自由度系における応答の局所増大効果は、既存のモード結合則によって算定される応答予測値を大きく上回るものではないので、従来の方法を注意して用いるか、ここで提案された補正方法を適宜用いることで対応可能であると考えられる。
- (b) 短周期側における弾塑性応答の増幅効果は大きいことから、今後、地震時保有水平耐力法における設計スペクトルなどに適正に反映することが必要であると思われる。

ただし、ここでの解析では疲労や劣化の影響が含まれていないので結論(3)(4)の解釈には注意を要する。すなわち、直下地震によって弾塑性応答自体は増幅されるものの、繰返し回数は直下地震の方が小さいことが予想される¹⁹⁾から、疲労や劣化を含めて考えた耐震要求性能は最大応答増幅のみから予想されるほどには増加させる必要がない可能性が高い。また、複数の塑性ヒンジ生成が予想されるような弾塑性多自由度系に対する直下地震動の影響についても、ここでの検討結果を基に、今後さらに検討していく必要がある。

なお、地震動の特性は、地盤種別や断層タイプ、断層過程によっても大きく異なることを考慮すると、比較的限られた数の地震動波形から得られた本研究の数値自体は、そのまま耐震設計に用いるほどの信頼性は有していないと思われる。したがって、ここでの結論は、構造物の応答という観点から、直下地震動の大まかな性質をその他の地震動との対比において示したものであると捉えるべきであろう。今後、直下地震動の耐震要求性能を、地震時保有水平耐力法等に適用可能な形で定量的に示すためには、上述の諸条件を含めて詳細な検討を行っていく必要があると考えている。

謝辞：本研究は、文部省科学研究費（基盤研究(B)、課題番号08455209）ならびに財団法人鴻池奨学財団の補助を受けて行ったものである。また、数値計算にあたっては、東京大学大学院生の吉田純司、石井知両君に協力して頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Anderson, J. C., and Bertero, V. V.: Uncertainties in establishing design earthquakes, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.113, pp.1709-1724, 1987.
- 2) Hall, J. F., Heaton, T. H., Halling, M. W., and Wald, D. J.: Near-source ground motion and its effects on flexible buildings, *Earthquake Spectra*, Vol.11, pp.569-605, 1995.
- 3) 額瀨一起：カリフォルニアの被害地震と兵庫県南部地震，科学，66(2)，1996.
- 4) 桑村仁，竹田拓也，佐藤義也：地震動の破壊力指標としてのエネルギー入力率-直下型地震と海洋型地震の比較を通して-，日本建築学会構造系論文集，No.491，pp.29-36，1997.
- 5) Iwan, W. D.: Drift spectrum: Measure of demand for earthquake ground motions, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.123, pp.397-404, 1997.
- 6) 伊藤彰浩，家村浩和，五十嵐晃：必要強度スペクトルに基づく弾塑性耐震設計法について，土木学会第51回年次学術講演会，第1部(B)，pp. 514-515，1996.
- 7) 山本浩一，田村敬一，本田利器：兵庫県南部地震による地震動が非線形系の応答に与える影響について，土木学会第52回年次学術講演会，第1部(B)，pp. 718-719，1997.
- 8) 堺淳一，川島一彦：パルス地震動とその応答から見た兵庫県南部地震による地震動の特性，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp.977-980，1997.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，1996.
- 10) Der Kiureghian, A.: Structural response to stationary excitation, *J. Engrg Mech. Div.*, ASCE, Vol.106, pp.1195-1213, 1980.
- 11) Der Kiureghian, A.: A response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems, *Earthq. Engrg. Struct. Dyn.*, Vol.9, pp.419-435, 1981.
- 12) Igusa, T.: A unified mode combination theory for stationary response of structural systems, *Earthq. Engrg. Struct. Dyn.*, Vol.21, pp.109-126, 1992.
- 13) 中村豊，上半文昭，井上英司：1995年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(II)，JR地震情報 No.23d，財団法人鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部，1996.
- 14) Vandiver, J. K., Dunwoody, A. B., Campbell, R. B., and Cook, M. F., A mathematical basis for the random decrement vibration signature analysis technique, *J. Mechanical Design*, Vol.104, pp.307-313, 1982.
- 15) 吉見雅行：せん断多自由度系の応答に対する地震動特性の影響，東京大学卒業論文，1996.
- 16) Veletsos, A. and Newmark, N. M.: Effect of inelastic behavior on response of simple system to earthquake motions, *Proc. 2nd WCEE*, 1960.
- 17) Miranda, E. and Bertero, V. V.: Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design, *Earthquake Spectra*, Vol.10, pp.357-379, 1994.
- 18) Chang, G. A., and Mander, J. B.: Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part II - Evaluation of seismic demand, Technical Report *NCEER-94-0013*, National Center for Earthquake Engineering Research, U.S.A., 1994.
- 19) 星隈順一，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の地震時非線形応答の繰り返し特性，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp.993-996，1997.

(1997年9月26日受付)