

## パルス地震動が応答修正係数に与える影響

渡邊 学歩<sup>1</sup>・川島 一彦<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 修(工) 東京工業大学助手 大学院理工学研究科土木工学専攻  
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

<sup>2</sup>F会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

### 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では構造物に十分な変形性能が確保されていなかったために、多くの橋梁構造物が倒壊した。このため、じん性設計による橋梁構造物の耐震設計では、荷重低減係数や非線形の要求耐力スペクトルなどから地震時に想定されるじん性率に応じた構造物の要求耐力を推定し、橋梁構造物の耐震性能を照査することが多い<sup>1), 2), 3)</sup>。しかし、構造物の損傷は変形に大きく依存することから、地震時に生じる構造物の変形も本来同時に照査する必要がある。特に、繰り返し回数が少ないパルス状の地震力が構造物に作用する直下型地震動では、地震動の主要動部分の継続時間が短く、構造物の応答が最大値を経験し収束に至るまでの主要な応答部分の継続時間も短くなる。このために、構造物の塑性化に伴う履歴吸収エネルギーによる応答の低減効果が十分に得られない可能性があり、構造物の変形性能には十分な余裕を確保する必要がある。

耐震設計の分野では、従来荷重ベースの設計が中心であったことから、地震時に構造物に生じる非線形応答変位の推定法に関する研究が従来あまり行われていない<sup>4), 5), 6)</sup>。著者らは、地震時に生じる線形最大応答変位に対する非線形最大応答変位の比を変位増幅係数と定義し、その固有周期依存性を考慮した変位増幅係数スペクトルを提案した<sup>7)</sup>。しかし、直下型地震動に対する変位増幅係数は短周期領域においてエネルギー一定則による推定値に比べて大きくなり、エネルギー一定則は必ずしも安全側の要求変形性能を与えない。本論文では、このような直下型地震動に対する最大非線形応答の発生メカニズムと推定法に関する研究を行ったので、これについて報告するものである。

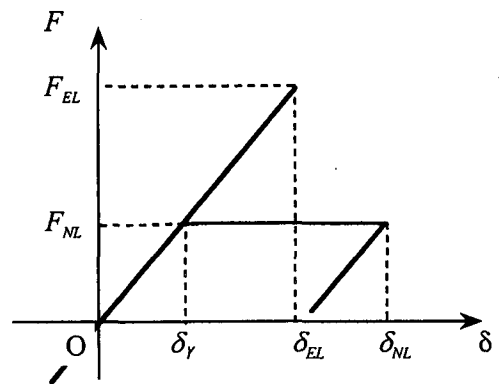


図-1 水平力～変位関係

### 2. 変位増幅係数の算出

#### (1) 変位増幅係数の定義

地震時に構造物に生じる線形応答および非線形応答の水平力  $F$  ～ 水平変位  $\delta$  関係を図-1 のように定義する。この図において、添え字の  $EL$  および  $NL$  は線形および非線形の応答であることを表している。ここで、線形最大応答変位  $\delta_{EL}$  に対する非線形最大応答変位  $\delta_{NL}$  および残留変位  $\delta_R$  の比を次式のように変位増幅係数  $D_\mu$ 、残留変位比  $RD_\mu$  と定義する。

$$D_\mu = \delta_{NL} / \delta_{EL} \quad (1)$$

$$RD_\mu = \delta_R / \delta_{NL} \quad (2)$$

ここで、添え字  $\mu$  は変位じん性率 ( $=\delta_{NL}/\delta_Y$ ) に相当する値であることを表している。

橋脚の2次剛性比  $r$  が0であるとき、荷重低減係数を  $R_\mu (=F_{EL}/E_{NL})$  とすると、変位増幅係数  $D_\mu$  は<sup>7)</sup>

$$D_\mu = \frac{\mu}{R_\mu} \quad (3)$$

エネルギー一定則もしくは変位一定則が成り立つ場合には、変位増幅係数は以下の通りとなる。

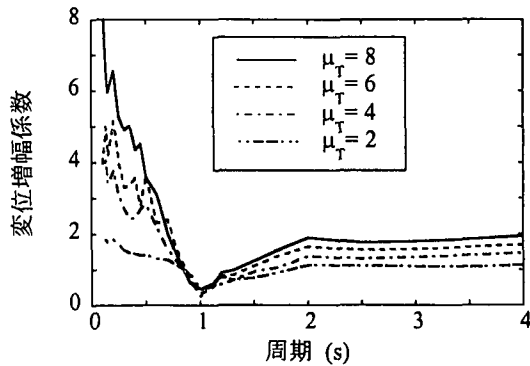


図-2 変位増幅係数スペクトル

$$D_{\mu} = \begin{cases} \mu / \sqrt{2\mu - 1} & (\text{エネルギー一定則}) \\ 1 & (\text{変位一定則}) \end{cases} \quad (4)$$

## (2) 変位増幅係数スペクトル

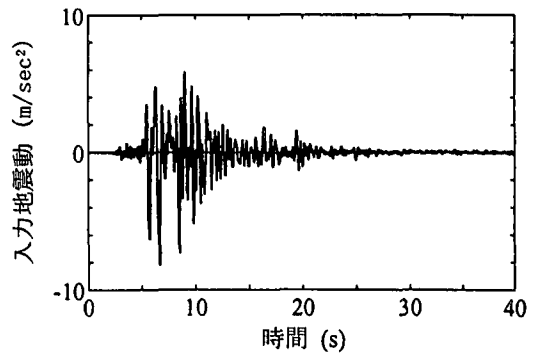
任意の固有周期を有する1自由度系モデルに対して線形および非線形の時刻歴応答解析を行い、線形の最大変位  $\delta_{EL}$  および非線形の最大変位  $\delta_{NL}$  を求め、式(1)より変位増幅係数  $D_{\mu}$  を計算する。これを図-2のように目標じん性率毎にスペクトル表示した結果が変位増幅係数スペクトルである<sup>7)</sup>。なお、以下の解析では目標じん性率  $\mu_T$  は 2, 4, 6, 8 とし、固有周期を 0.1 秒～4 秒について解析することとした。非線形履歴については最も基本的な完全弾塑性型バイリニアモデルを用いることとした。また、線形応答および非線形応答を計算する際の減衰定数はそれぞれ 5% および 2% とする<sup>8)</sup>。

## 2. 強震記録に対する非線形応答変位と変位増幅係数スペクトル

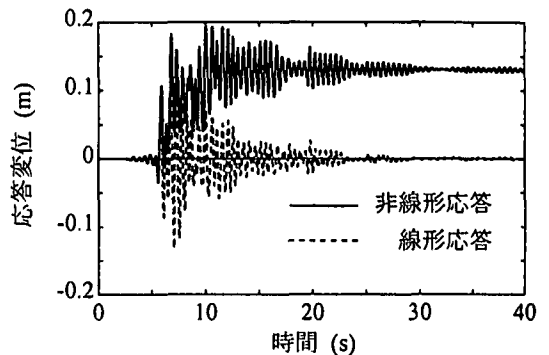
### (1) 異なる強震記録に対する変位増幅係数

図-3には、1995年兵庫県南部地震による神戸海洋気象台 NS 成分記録<sup>9)</sup> (最大加速度  $8.17\text{m/sec}^2$ ) と、これに対する応答じん性率  $\mu$  が 4 となるように降伏変位  $\delta_Y = 53.3\text{mm}$  とした場合の、固有周期  $T$  が 0.5 秒の構造系の非線形応答変位を線形応答変位とともに示す。この場合には線形および非線形の応答変位は、それぞれ 7.03 秒および 10.04 秒において最大となり、最大応答変位はそれぞれ  $\delta_{EL} = 132\text{mm}$ ,  $\delta_{NL} = 194\text{mm}$  である。したがって、式(1)より変位増幅係数  $D_{\mu}$  は 1.47 と求められる。なお、地震後には  $\delta_R = 131\text{mm}$  もの残留変位が生じており、式(2)より残留変位比  $RD_{\mu}$  は 0.68 となる。

このような解析をいろいろな固有周期に対して行って求めた変位増幅係数スペクトルが図-4である。固



(a) 神戸海洋気象台記録 NS 成分



(b) 固有周期 0.5 秒の応答変位

図-3 神戸海洋気象台記録 NS 成分に対する応答 (目標じん性率  $\mu_T = 4$  の場合)

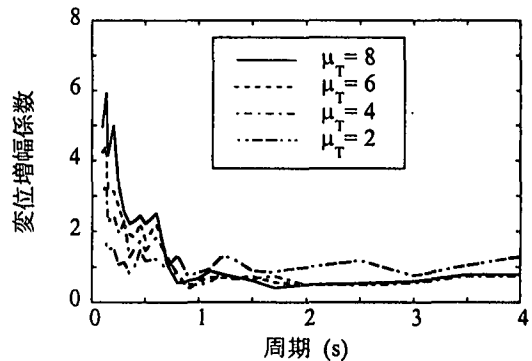


図-4 神戸海洋気象台記録 NS 成分に対する変位増幅係数スペクトル

有周期が長くなるにつれて変位増幅係数  $D_{\mu}$  は小さくなり、1 秒以上になると目標じん性率  $\mu_T$  によらず概ね 1 に収束する。固有周期が 0.7 秒以下では固有周期が短くなるにつれて変位増幅係数  $D_{\mu}$  は大きくなり、固有周期 0.1～0.2 秒では目標じん性率  $\mu_T$  に応じて 2～6 程度の値をとる。

図-5には1978年の宮城県沖地震による開北橋周辺地盤で得られた TR 成分記録(最大加速度  $4.14\text{m/sec}^2$ )に対する変位増幅係数スペクトルを示す。固有周期や目標じん性率によってばらつきがあるが、変位増幅係数  $D_{\mu}$  は 1～2 程度である。図-6には開北橋記録および神戸海洋気象台記録に対する変位増幅スペクトルの

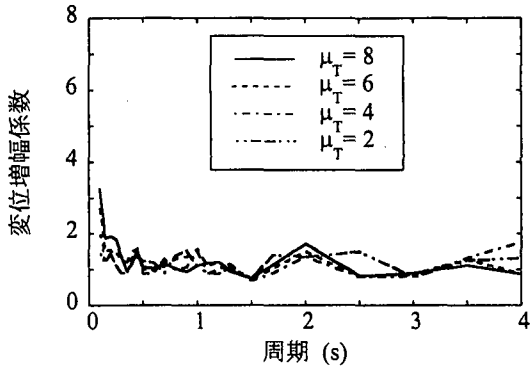


図-5 開北記録 TR 成分に対する変位増幅係数スペクトル

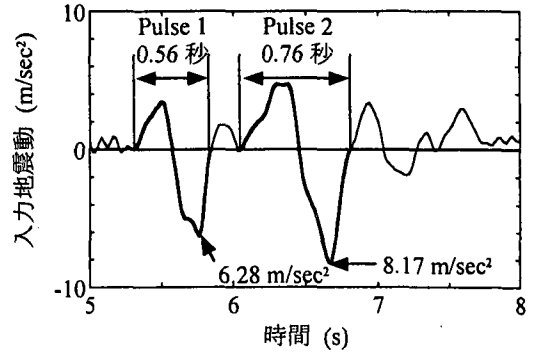


図-7 神戸海洋気象台記録におけるパルス

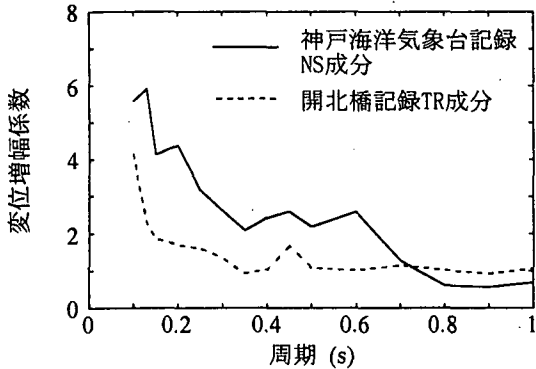
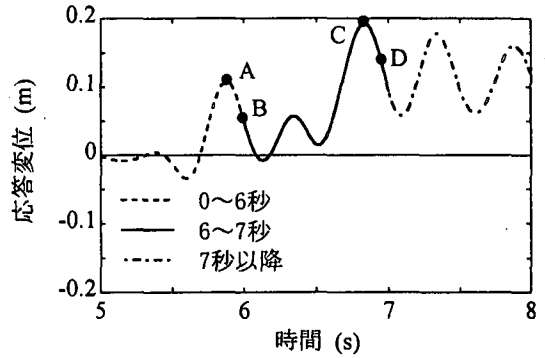
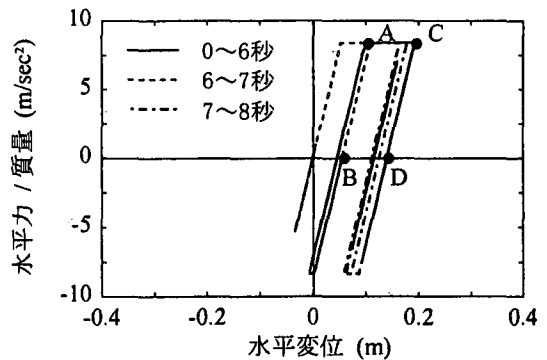


図-6 目標じん性率  $\mu_T=8$  の場合の変位増幅係数スペクトルの地震動による比較



(a) 非線形応答変位



(b) 水平力～水平変位

図-8 神戸海洋気象台記録 NS 成分に対する 5 秒～8 秒の応答 (目標じん性率  $\mu_T=4$  の場合)

比較を  $\mu_T=8$  の場合について示す。固有周期が 0.5 秒においては、開北橋記録では  $D_\mu=1.08$  であるのに対して、神戸海洋気象台記録では  $D_\mu=2.19$  となり、変位増幅係数  $D_\mu$  は 0.7 秒より短い周期では神戸海洋気象台記録の方が開北橋記録よりも 2 倍程度大きくなる。

## (2) 固有周期0.5秒の構造物の非線形応答

図-3(b)に示した神戸海洋気象台記録に対する非線形応答変位では、時刻 5 秒～10 秒にかけて変位が正側に残留する。これは図-7 に示すように、5.3～7.8 秒にかけての最大加速度  $6.28\text{m/sec}^2$  と  $8.17\text{m/sec}^2$  の 2 つのパルス (Pulse 1, Pulse 2) が構造物に作用する時刻に相当する。図-8 には神戸海洋気象台記録が作用した場合の固有周期 0.5 秒の非線形応答変位および水平力～水平変位の履歴を時刻 5～8 秒に対して示す。ここには図-7 に示した Pulse 1 が作用する 5～6 秒と、pulse 2 が作用する 6 秒～7 秒、7 秒以降の応答に区分して示す。

Pulse 1 の作用によって、時刻 5.88 秒 (点 A) で変位は 108mm とピークとなり、時刻 5.99 秒 (点 B) には水平力が 0 となり変位は 52.4mm となる。もし、Pulse 1 だけが作用し、その後には地震力が作用しないとすれば、構造物には 52.4mm の位置を中心に自由振動するはずであり、pulse 1 が作用した後はこの変位

が残留変位として残る可能性がある。ただし、水平力が 0 となった後反対側に振動し、再び降伏耐力に達するとそれまでとは違う非線形履歴パスに入り、水平力が 0 となった後反対側に振動した際、降伏耐力に達しなければ、これが実際の残留変位となる。このような点から、ここでは水平力が 0 になったときの応答変位をそれ以後地震力が作用しなかったとした場合に生じる可能性の高い残留変位、すなわち、可能残留変位と定義することとする。したがって、pulse 1 による可能残留変位は 52.4mm である。

その後 Pulse 2 が作用することによって、時刻 6.84 秒 (点 C) で変位は 192mm とピークに達する。図-3(b)に示したように、神戸海洋気象台記録を作用させ

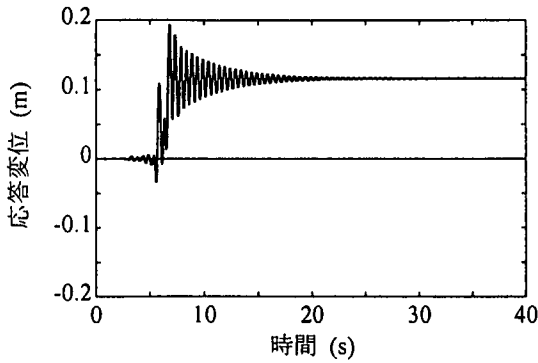
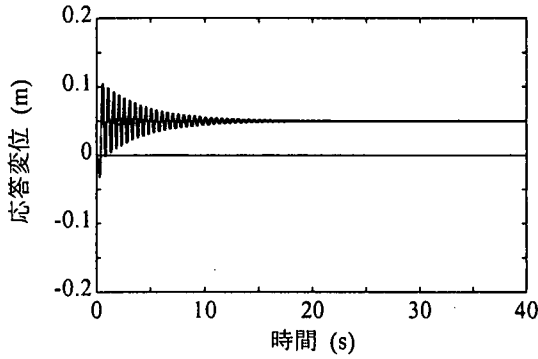
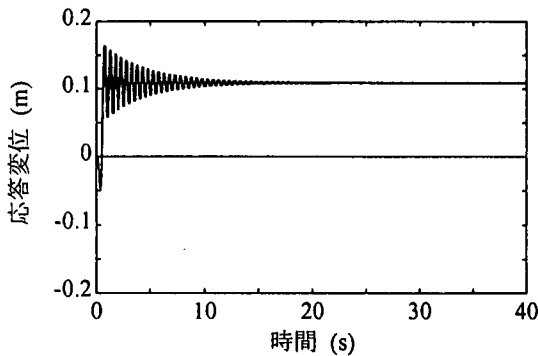


図-9 8秒以降の入力地震動を0とした場合の非線形応答変位



(a) パルス1に対する応答



(b) パルス2に対する応答

図-10 図-3(b)に示した解析に用いたと同じ構造系のパルスに対する応答

た場合に非線形応答変位は時刻 10.04 秒で最大変位  $\delta_{NL}=194\text{mm}$  となるが、上記の2つのパルスが作用することによって最大応答変位に相当する変位が生じていることがわかる。

時刻 6.94 秒 (点 D) には水平力が 0 となり変位が 141mm となる。したがって、pulse 1 と pulse 2 の2つのパルスによる可能残留変位は 141mm となるが、この場合には上述したように点 D を通過して負側に振動した段階で降伏耐力に達したため、実際に生じた残留変位は 131mm と可能残留変位よりも小さくなった。

8 秒以降地震力が作用しないとした場合の非線形応答変位を図-3(b)に示した解析で用いたと同じ構造系大して解析すると図-9 のようになり、残留変位  $\delta_R$  は

116mm となる。これは神戸海洋気象台記録がそのまま作用し続けたとした場合の残留変位  $\delta_R=131\text{mm}$  の約 90% に相当する大きな値である。以上のことから、5.3~7.8 秒の2つのパルス地震動が非線形応答変位に大きな影響を及ぼしていることがわかる。

### (3) パルスを組み合わせた場合の応答変位

図-7 に示した2つのパルスが神戸海洋気象台記録に対する非線形応答において支配的であることから、2つのパルスそれぞれによる非線形応答変位を、図-3 に示した解析で用いたと同じ構造系 (全記録を作用させた場合に応答じん性率  $\mu$  が 4 となる系) に対して解析した結果を図-10 に示す。最大応答変位は Pulse 1 では  $\delta_{NL,P1}=104\text{mm}$ 、Pulse 2 では  $\delta_{NL,P2}=163\text{mm}$  である。また、残留変位は Pulse 1 では  $\delta_{R,P1}=50\text{mm}$ 、Pulse 2 では  $\delta_{R,P2}=101\text{mm}$  である。

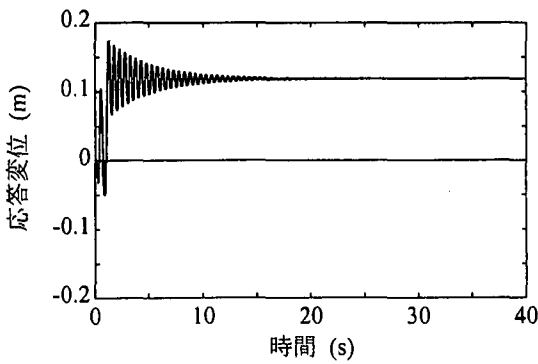
図-11 には、Pulse 1 と Pulse 2 を任意に組み合わせて作用させた場合の非線形応答変位を固有周期が 0.5 秒で降伏変位が  $\delta_Y=53.3\text{mm}$  の場合について示す。Pulse 1 と Pulse 2 が作用する時間間隔の影響を解析するために、間隔を 0 とした場合 (Case 1)、神戸海洋気象台記録と同じく 0.73 秒だけずらした場合 (Case 2)、Pulse 1 の応答が十分に収束してから Pulse 2 を作用させるために間隔を 15 秒とした場合 (Case 3)、Pulse 1 と Pulse 2 の間隔を 0 とした上でさらに、Pulse 1 と Pulse 2 の作用する順番を反対にした場合 (Case 4) の非線形応答を示す。表-1 には各場合の最大応答変位  $\delta_{NL}$  および残留変位  $\delta_R$  を示す。神戸海洋気象台記録に対する最大応答変位  $\delta_{NL}$  は 194mm であり、実際の時間間隔を用いた Case 2 の場合が最もこれに近い結果を与える。Case 3 では Pulse 1 と Pulse 2 による応答が互いに独立であるため、Pulse 1 による残留変位  $\delta_{R,P1}=50\text{mm}$  と Pulse 2 による最大応答変位  $\delta_{NL,P2}=163\text{mm}$  を合計した値 213mm は最大応答変位  $\delta_{NL}=211\text{mm}$  とほぼ同じとなる。なお、Case 3 では残留変位  $\delta_R$  が 156mm となり、神戸海気象台記録の 117% と大きな値を示している。

パルスの順番を反対にして Pulse 2 に続けてすぐに Pulse 1 を作用させた Case 4 の場合には最大応答変位  $\delta_{NL}$  および残留変位  $\delta_R$  はそれぞれ 217mm および 162mm となり、Case 1 の場合よりも大きくなる。したがって、パルスの作用する順番は最大応答変位および残留変位に影響する。

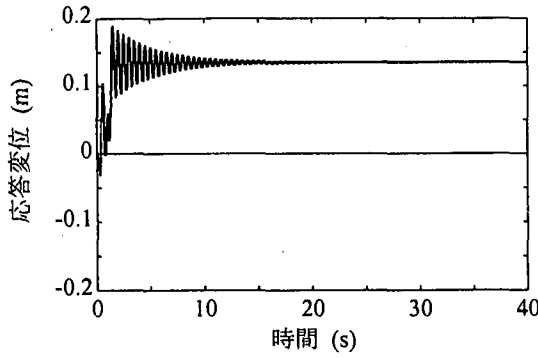
## 3. 模擬パルス地震動に対する変位増幅係数

### (1) 模擬パルス地震動に対する応答変位

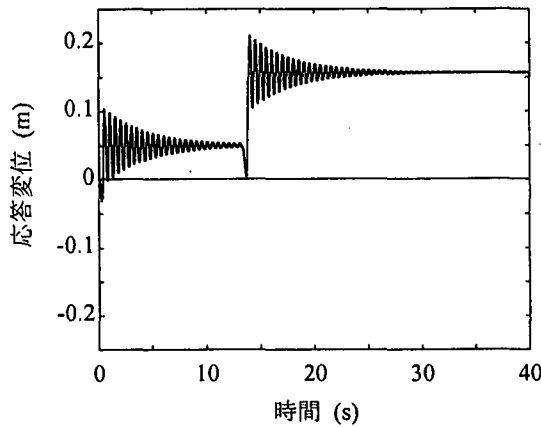
前章の解析から、神戸海洋気象台 NS 成分記録にお



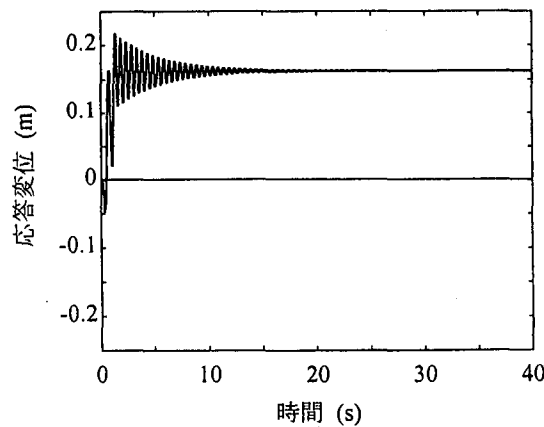
(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3



(d) Case 4

図-11 組み合わせパルス地震動に対する応答変位

いては、2つのパルスが構造物の応答に大きな影響を及ぼすことが分かった。ここでは、パルス地震力が応

表-1 組み合わせパルス地震動に対する非線形最大変位  $\delta_{NL}$  および残留変位  $\delta_R$  (mm)

	最大変位 $\delta_{NL}$	残留変位 $\delta_R$
Case 1	173	119
Case 2	188	135
Case 3	211	156
Case 4	217	162

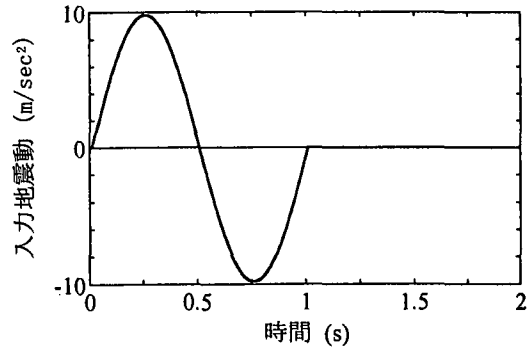


図-12 模擬パルス地震動

答にどのような影響を及ぼすのかを解析するために、次式で定義する最大加速度  $9.8\text{m/sec}^2$  の模擬パルス地震動  $\ddot{u}_g$  ( $\text{m/sec}^2$ ) を定義し<sup>10)</sup>、これに対する応答変位および変位増幅係数スペクトルを解析することとする。

$$\ddot{u}_g(t) = \begin{cases} 9.8 \sin\left(\frac{2\pi t}{T_g}\right) & 0 < t \leq T_g \\ 0 & t > T_g \end{cases} \quad (5)$$

ここで、 $T_g$  は地震動の周期である。このようにすると地動の変位  $u_g$  (m) は次式のように定義される。

$$u_g(t) = \begin{cases} \frac{9.8T_g}{2\pi} \left( t - \frac{T_g}{2\pi} \sin\left(\frac{2\pi t}{T_g}\right) \right) & 0 < t \leq T_g \\ \frac{9.8T_g^2}{2\pi} & t > T_g \end{cases} \quad (6)$$

図-12 には、最大加速度  $9.8\text{m/sec}^2$  で周期  $T_g$  が 1.0 秒の模擬パルス地震動  $\ddot{u}_g(t)$  を示す。パルス地震動に対する構造物の応答において、周期  $T_g$  は重要であるが、この影響については後述することとして、周期  $T_g$  を 1.0 秒とした場合の解析を示す。図-13 にはこのパルス地震動のフーリエ振幅スペクトルを示す。パルス地震動の卓越周期は 1.2 秒であり、周期  $T_g=1.0$  秒からわずかにずれている。また長周期の成分も多く含まれている。

図-14 には、目標じん性率  $\mu_T$  を 4 とした場合の、模擬パルス地震動に対する固有周期  $T$  が 0.5, 1, 2 秒

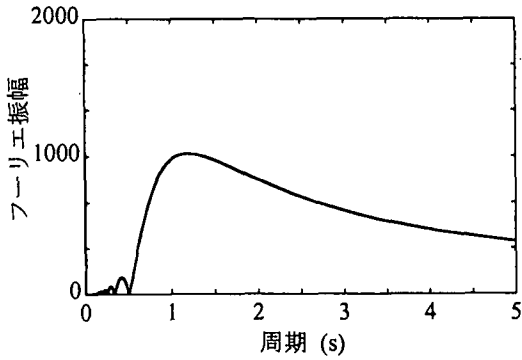


図-13 模擬パルス地震動の周期特性

の場合の線形および非線形の応答変位を示す。式(1)より各固有周期に対する変位増幅係数  $D_\mu$  をまとめるとそれぞれ 2.27, 1.17, 1.10 となり、短周期構造物ほど変位増幅係数が大きくなる事が分かる。

また地震後には、各固有周期で  $\delta_{R,0.5}=171\text{mm}$ ,  $\delta_{R,1.0}=235\text{mm}$ ,  $\delta_{R,2.0}=301\text{mm}$  と大きな残留変位が発生する。長周期構造物ほど残留変位が大きくなっているが、式(2)によって求めた残留変位比  $RD_\mu$  はそれぞれ 0.75, 0.41, 0.23 となり、短周期構造物ほど残留変位が非線形最大応答変位に対して大きな割合を示す事が分かる。

#### (2) 模擬パルス地震動に対する変位増幅係数スペクトル

パルスの周期  $T_g$  が非線形応答変位に及ぼす影響について検討を行うために、周期  $T_g$  を 0.5, 1, 2 秒とした場合の変位増幅係数スペクトルを図-15 示す。また、図中には式(4)で与えられるエネルギー一定則による変位増幅係数の推定値も示す。

パルス地震動に対する変位増幅係数スペクトルは、図-5、図-6 と比較すると、神戸海洋気象台記録に対する変位増幅係数スペクトルとよく似た特徴をもっている。パルスの影響が支配的な断層直近で発生する地震動に対する構造物の非線形最大応答変位の推定を行うためには、今後地震動に含まれるパルス地震動の周期  $T_g$  について検討する必要がある。

#### 4. 結論

神戸海洋気象台記録に含まれる2つのパルス地震力 (Pulse 1, Pulse 2) が非線形応答変位および式(1), (2)によって定義した変位増幅係数  $D_\mu$ , 残留変位比に与える影響について検討を行った。また、パルス地震動が非線形最大応答変位および残留変位にどのような影響を及ぼすかを式(4)で定義した模擬パルス地震動を使って検討を行った。本解析の結果をまとめると

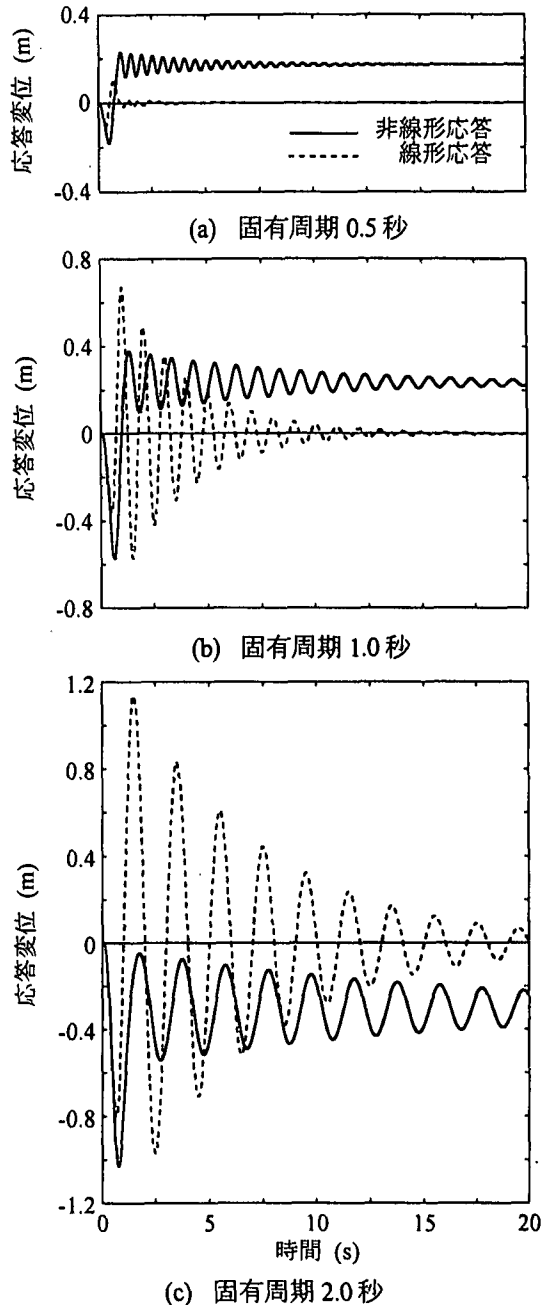
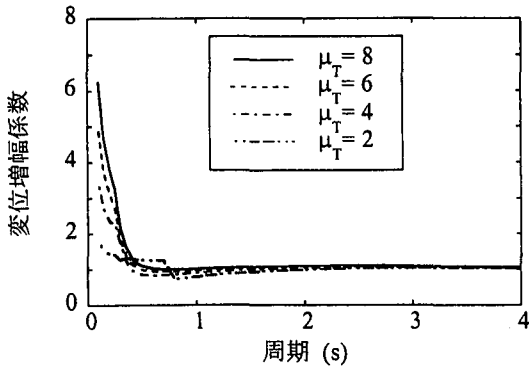


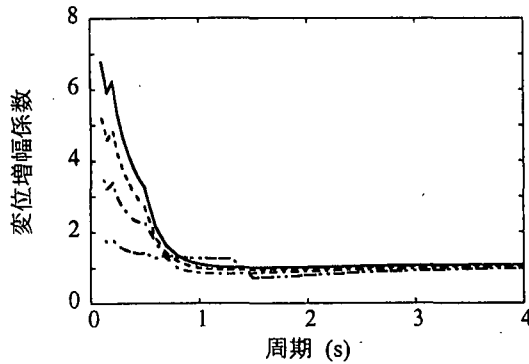
図-14 周期  $T_g$  が 1 秒のパルス地震動に対する応答変位 (目標じん性率  $\mu_T=4$  の場合)

以下のとおりである。

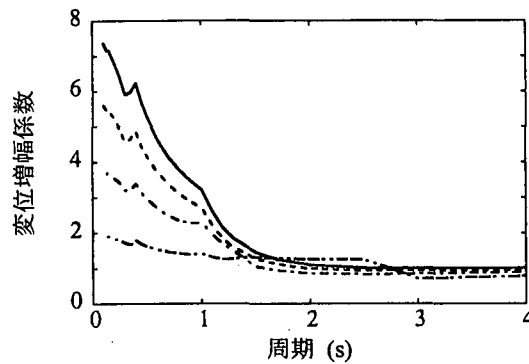
- 1) 神戸海洋気象台記録と開北橋記録に対する変位増幅係数スペクトルの解析から、固有周期 0.7 秒以下の構造物に対しては、変位増幅係数は神戸海洋気象台記録が開北橋記録の約 2 倍となり、神戸海洋気象台記録が大きな塑性変形を与える。
- 2) 神戸海洋気象台記録に含まれる 2 つのパルス地震動 (Pulse 1, Pulse 2) によって構造物は最大応答変位に達し、残留変位についてもこの 2 つのパルス地震動による影響が支配的である。
- 3) 固有周期が 0.5 秒で降伏変位が 53.3 mm の構造物



(a)  $T_g = 0.5$  秒の場合



(b)  $T_g = 1.0$  秒の場合



(c)  $T_g = 2.0$  秒の場合

図-15 模擬パルス地震動に対する変位増幅係数スペクトル

では, Pulse1 および Pulse2 の地震動による最大応答変位  $\delta_{NL}$  はそれぞれ, 104mm, 163mm となり, それぞ

れ 50mm, 156mm の残留変位  $\delta_R$  が生じる. 一方神戸海洋気象台記録を作用させた場合には 194mm の最大応答変位が生じるがこれは上記の, Pulse 1 および Pulse 2 地震動がそれぞれ独立して作用した場合 (Case 3) の応答変位の結果とほぼ等しい最大変位が発生したことになる. ただし, Pulse 1 と Pulse2 が作用する順序を反対にすると 217mm の変位が発生しパルス地震動の作用するタイミングが非線形応答変位に影響を及ぼす.

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996
- 2) CEN: European Committee for Standardization: Eurocode8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures - part 1.1: General rules - Seismic Actions and General Requirements for structures, ENV 1998-2: 1994
- 3) 運輸省鉄道局監修. 鉄道総合技術研究所編; 鉄道構造物等設計標準・同解説, 耐震設計, 丸善, 1999
- 4) 川島一彦, 星隈順一, 長屋和宏: 残留変位応答スペクトルの提案とその適用, 土木学会論文集, No.501/I-29, pp.183-192, 1994
- 5) Bommer, J. J. and Elnashai, A. S.: Displacement Spectra for Seismic Design, Journal of Earthquake Engineering, Vol.3, No.1, pp.1-32, 1999
- 6) Miranda, E.: Inelastic Displacement Ratios for Structures on Firm Sites, Journal of Structural Engineering, Vol.126, No.10, pp.1150-1159, 2000
- 7) 渡邊学歩, 川島一彦: 非線形地震応答に伴う変位増幅係数に関する検討, 第26回地震工学研究発表会, pp. 689-669, 2001
- 8) 渡邊学歩, 川島一彦: 荷重低減係数に関する研究, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp. 115-128, 2001
- 9) (財) 日本気象協会: 気象庁87型電磁式強震計データ, 平成7年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録, 1995
- 10) 塚淳一, 川島一彦: パルス応答スペクトルに基づく断層直近地震動の特性, 構造工学論文集, Vol.45A, pp. 819-828, 土木学会, 1999