

地盤の非線形地震応答特性に関する研究

田 蔵 隆 廣 瀬 利 光
(技術研究所) (技術研究所)
 清 水 勝 美 横 田 治 彦
(技術研究所) (技術研究所)
 佐 藤 正 義
(技術研究所)

§ 1. はじめに

地盤の地震被害と構造物の地震被害の高い関連性が多くの地震被害調査報告において指摘されており^{1)~7)}、強震時における地盤の挙動予測が各種構造物の耐震安全性を論ずる上で重要な検討課題の一つになっている。土は非線形性の強い材料であり、地盤が強震時に非線形挙動を呈することは周知のとおりである。一般的には地盤が軟弱なほど地盤震動の増幅度が大きくなることから、非線形地震応答に伴う地盤表層の剛性低下は表層が軟弱なほど顕著となり、耐震安全性の観点からは軟弱地盤における重要構造物の建設は回避すべきであるといわざるを得ない。しかし、我が国では国土利用の稠密化に伴い、臨海部の埋立地などの軟弱地盤に大型重量構造物を建設する機会は日ごとに増大しており、その耐震性に対する懸念と現実があたかも逆行するかのよう状況にある。

地盤の非線形地震応答に関する研究はここ十数年来活発に行なわれてきており^{8)~12)}、解析的研究^{13)~24)}を初めとして、地盤模型に対する実験的研究^{25)~33)}、地震観測に基づく実測的研究^{34)~40)}、あるいは地震被害事例に基づく研究^{41)~42)}など研究成果の数は多く、地盤震動に関する研究分野において非線形地震応答に関する研究は、新たな一つの研究分野を形成しているといっても過言ではないように思われる。

地盤の非線形地震応答に関するこれまでの研究において、解析的あるいは実験的研究の成果に対する実証的研究の不足が指摘できる。その理由は明らかに、非線形地震応答を伴うような強震記録の欠如によるものである。耐震工学の着実な発展は、少なからず地震記録に基づく実証的研究に依存しており、地盤の非線形地震応答特性に対する研究の今後の進展に関しても、このような実証的研究の必要性はきわめて高いといえる。

本論文は地盤の非線形地震応答特性に関して示したものであり、特に強震記録に基づく実証的研究の成果についてまとめたものである。まず、地盤の非線形地震応答

解析法として一般的に用いられている等価線形解析法と逐次積分法の数値解析上の特徴について述べた。次に、非線形地震応答に伴う地盤の卓越周期と減衰定数の時間的变化に関する同定手法を示し、その手法を適用して強震時における実地盤の非線形地震時挙動特性に関して検討した結果について述べた。さらに、5地点の軟弱地盤を対象として非線形地震応答解析を行ない、これより得られた地表部の加速度応答波形に基づいて算定した平均加速度応答スペクトル倍率と線形地震応答に対する非線形地震応答の比に関して考察を行ない、軟弱地盤の強震時における動的応答特性の一般的評価を試みた例について示した。

なお、本研究はせん断波入射による一次元地盤モデルに対する非線形地震応答を扱ったものであり、二次元および三次元の問題に関しては言及していない。また、地盤の液化化問題に関しても、ここでは除外している。

§ 2. 地盤の非線形地震応答解析

地盤の非線形性を考慮した地震応答解析法として、地盤剛性および減衰のひずみ依存性を等価線形モデルに置き換える等価線形解析法⁴³⁾と、土の履歴型応力ひずみ関係を時々刻々追跡する逐次積分法がある。本章では、等価線形解析法ならびに逐次積分法によって地盤の非線形地震応答解析を行なう場合の留意点、逐次積分法において用いられる土の動力学モデルの実地盤に対する適用性、ならびに等価線形解析法と逐次積分法による解析結果の差異に関して検討した研究成果について述べる。

2.1 地層分割数および有効ひずみ換算係数が解析結果に及ぼす影響度に関する基礎的検討⁴⁴⁾

せん断型の一次元多質点ばね系モデルで地盤の非線形地震応答解析を行なう場合、その結果は地盤の地層分割数 N によって変化することが考えられる。また、等価線

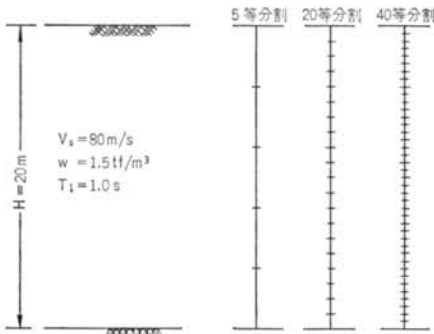


図-1 均質一様地盤モデルおよび地層分割

非線形地震応答解析手法		地層分割数	入力地震波
逐次積分法 (計12ケース)	修正H-Dモデル	5	El Centro記録 NS成分
	修正R-Oモデル	20	十勝沖地震八戸記録 EW成分
等価線形解析法 (計24ケース)	$\eta=0.50$	5	
		20	十勝沖地震八戸記録 EW成分
	$\eta=1.00$	5	
		20	十勝沖地震八戸記録 EW成分

表-1 均質一様地盤モデルに対する解析ケース

応答	地層分割数	El Centro記録		十勝沖地震八戸記録	
		修正H-D	修正R-O	修正H-D	修正R-O
最大加速度 (Gal)	5	31.9	35.5	42.2	50.9
	20	36.4	41.7	40.4	57.1
	40	37.3	48.0	38.6	59.3
最大速度 (kine)	5	13.4	13.8	22.6	28.1
	20	13.4	13.9	21.9	28.1
	40	13.4	13.9	21.9	28.3
最大変位 (cm)	5	4.3	4.3	8.7	9.9
	20	4.0	4.2	9.3	9.7
	40	4.0	4.2	9.3	9.6

表-2 逐次積分法による地表部の最大応答値

応答	地層分割数	El Centro記録				十勝沖地震八戸記録			
		$\eta=0.50$	$\eta=0.65$	$\eta=0.80$	$\eta=1.00$	$\eta=0.50$	$\eta=0.65$	$\eta=0.80$	$\eta=1.00$
最大加速度 (Gal)	5	57.6	49.6	45.6	42.3	78.4	67.2	57.4	48.4
	20	57.8	49.6	45.6	42.2	78.4	67.4	57.5	49.4
	40	57.7	49.4	45.4	42.2	78.5	67.4	57.5	49.5
最大速度 (kine)	5	14.2	13.3	14.0	14.9	29.8	31.7	30.4	28.5
	20	14.2	13.3	14.0	14.9	29.8	31.7	30.4	28.6
	40	14.2	13.3	14.0	14.9	29.8	31.7	30.4	28.6
最大変位 (cm)	5	3.5	4.2	4.5	4.6	8.6	9.4	10.0	10.3
	20	3.5	4.2	4.5	4.6	8.6	9.4	10.0	10.3
	40	3.5	4.2	4.5	4.6	8.6	9.4	10.0	10.3

表-3 等価線形解析法による地表部の最大応答値

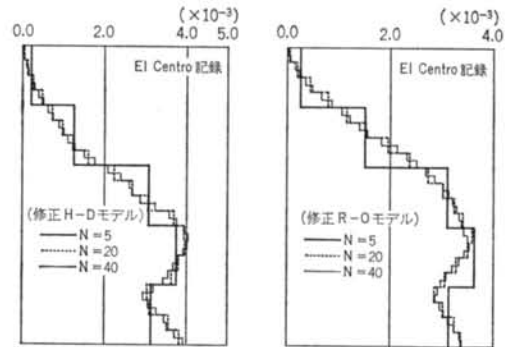


図-2 逐次積分法による地中の最大せん断ひずみ分布
(地層分割数Nの違いによる比較)

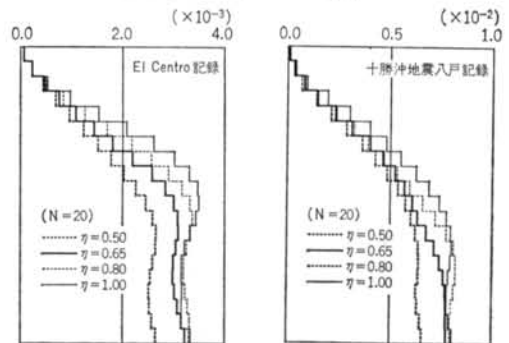


図-3 等価線形解析法による地中の最大せん断ひずみ分布
(有効ひずみ換算係数 η の違いによる比較)

形解析法の場合、最大ひずみから有効ひずみを求めるための係数(本論文では、これを有効ひずみ換算係数 η と称する)によって結果が異なることが予想される。現状では、これらを理論的に厳密に定める方法は存在せず、非線形地震応答解析結果の妥当性に曖昧さを残す要因になっている。本節では、地盤地表部の最大応答値に及ぼす地層分割数 N と有効ひずみ換算係数 η の影響度、ならびに最適な地層分割数 N と有効ひずみ換算係数 η に関して、均質地盤モデルに対するパラメータスタディおよび強震記録に基づき実地盤モデルに対して行なった検討結果について示す。

2.1.1 均質地盤モデルに対するパラメータスタディ

均質地盤モデルとは、図-1に示すような表層厚 H が20m、せん断波速度 V_s が80m/s、単位体積重量 w が1.5tf/m³の地盤モデルであり、1次固有周期 T_1 は1.0秒である。表-1は解析ケースについて示したものであり、地盤の地層分割は5等分割(地層分割厚 $l=4$ m)、20等分割($l=1$ m)および40等分割($l=0.5$ m)の3種類とした。入力地震波は1940年El Centro記録のNS成分と1968年十勝沖地震八戸記録のEW成分の2波とし、入力最大加速度 a_{max} を100Gal、計算時間間隔 Δt を

0.01秒として、15秒間の解析を行なうことにした。

逐次積分法による非線形地震応答解析において、土の動力学モデルとして修正 Hardin-Drnevich モデル (修正 H-D モデル)⁴⁵⁾ と修正 Ramberg-Osgood モデル (修正 R-O モデル)²⁶⁾ の2種類のモデルに対する解析を行なった。また、解析モデルはせん断型の一次元多質点ばね系モデルである。等価線形解析法は、有効ひずみ換算係数 η を0.50, 0.65, 0.80, 1.00とした場合の4ケースについて考えた。各地層の規準ひずみ γ_r 、最大減衰定数 h_{max} ならびに等価線形解析法における土の剛性低下曲線および減衰曲線は、砂質土に関して提案されている岩崎らの実験曲線⁴⁶⁾から定めた。

解析結果を表-2、表-3および図-2、図-3に示す。表-2および図-2は逐次積分法による非線形地震応答解析の結果であり、表-3および図-3は等価線形解析法による解析結果である。

逐次積分法の場合、表-2の結果から地層の分割数 N によって地表部の最大加速度はかなり変動することが分かる。修正 R-O モデルによる El Centro 波入力の結果では、5等分割モデルの場合と40等分割モデルの場合で約35% (48.0 Gal/35.5 Gal) の差が発生しており、非線形地震応答解析から地表面での最大加速度を議論する場合、地層の分割数 N によってこの程度の差が生じることがあり得るということに留意する必要がある。最大速度および最大変位に関しては、それぞれ最大で3% (22.6 kine/21.9 kine) および7% (9.3cm/8.7cm) となっており、地表部での最大速度および最大変位に与える地層分割数 N の影響はきわめて小さい。図-2は地中の最大せん断ひずみの分布について見たものである。これより、地層分割の粗いモデルによる最大せん断ひずみは、地層分割の細かいモデルの最大ひずみのほぼ平均的な値になっていることが分かる。

等価線形解析法の場合、表-3の結果から地層分割数 N が地表部の最大加速度に与える影響は非常に小さいことが分かる。しかし、地表部の最大加速度は有効ひずみ換算係数 η によってかなり変動し、十勝沖波入力の場合、 $\eta=0.5$ としたときの最大加速度は $\eta=1.0$ のときに対して約60% (78.4 Gal/48.4 Gal) の差が生じている。地表部の最大加速度は η の値が大きいほど小さくなっていくが、これは η の値が大きいほど剛性低下率を大きく見積ることになり、このことから加速度増幅の伸びが抑えられるためである。最大速度および最大変位に関しても、最大加速度と同様地層分割数 N による影響は見られない。有効ひずみ換算係数 η の値による影響は、最大速度では最大で10%程度 (14.9 kine/13.3 kine) であるが、

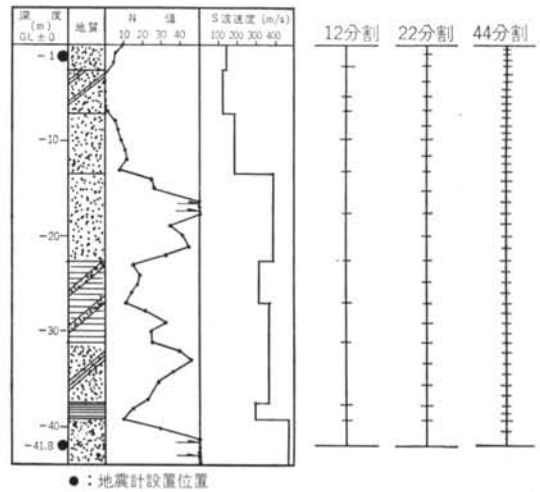


図-4 地震観測地点の地盤概要および解析モデル

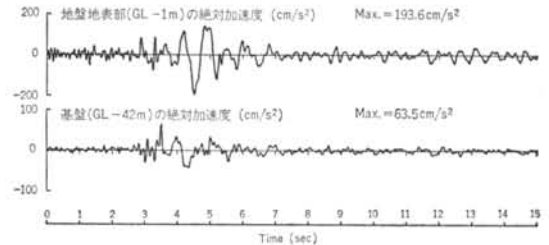


図-5 1980年9月25日千葉県中部地震による強震記録

最大変位では30%程度 (4.6 cm/3.5 cm) の差が生じている。また、地中の最大せん断ひずみの分布に関しては、図-3より有効ひずみ換算係数 η の大きさに準じて最大ひずみの大きさが変化していることが分かる。

2.1.2 強震記録に基づく実地盤モデルに対する検討

地震観測から得られた強震記録に基づき、同様の検討を実地盤モデルに対して行なった。強震記録が得られた地盤は千葉県君津郡袖ヶ浦の地盤である。図-4に地震観測地点の地盤概要を示す。当該地盤は、地表から G.L. -14m 付近までがせん断波速度 $V_s=110\sim 190\text{m/s}$ の軟弱な埋立土および沖積砂質土から成る土層である。加速度計は G.L. -1m, G.L. -18m および G.L. -42m の深さに埋設されている。図-5に示した地震記録は、1980年9月25日の千葉県中部地震 (マグニチュード $M=6.1$, 震源深さ $D=80\text{km}$, 震央距離 $\Delta=22\text{km}$) によって得られたものであり、地表部および基盤での最大加速度はそれぞれ 194 Gal および 64 Gal である。

図-4に併記した地震応答解析モデルにおいて12分割モデルとは、地盤のせん断波速度 V_s と土の単位体積重量 ω が変化する位置および加速度計が埋設されている位置を基準として地層分割を行なった解析モデルであり、

22分割モデルおよび44分割モデルは12分割モデルの各地層をさらにほぼ2分割および4分割したモデルである。

表一4は地表部の最大加速度、最大速度および最大変位について、逐次積分法および等価線形解析法による解析結果について示したものである。修正R-Oモデルを用いた場合、地層の分割数Nが地表部の最大加速度に与える変動は4%程度(154.7 Gal/148.9 Gal)であるのに対し、修正H-Dモデルの場合は27%(61.0 Gal/47.9 Gal)となっている。しかし、最大速度および最大変位に関しては、地層の分割数Nによる影響はほとんど見られないことが分かる。

等価線形解析法による結果において、地層の分割数Nが地表部の各最大応答値に与える影響はきわめて小さい。しかし、有効ひずみ換算係数 η ($\eta=0.50, 0.65, 0.80, 1.00$ とした場合の4ケースについて行なった)に関してはかなりの変動が発生し、最大加速度、最大速度および最大変位に関する差はそれぞれ最大で25%, 10%, 20%となっている。

最適な地層分割数Nおよび有効ひずみ換算係数 η について検討するために、観測記録と計算波の一致度を次式から求まる J によって判定した。

$$J = \frac{\int_{t_0}^{t_1} \{x^*(t) - x(t)\}^2 dt}{\int_{t_0}^{t_1} x^*(t)^2 dt} \quad \dots\dots(1)$$

ここに、 $x^*(t)$ および $x(t)$ は観測記録および計算波であり、 t_0 および t_1 は一致度を判定する時間間隔の開始時刻および終了時刻である。 J が小さいほど、両者の一致度が高いことになる。

各解析ケースについて求めた J を表一5に示した。なお、これは記録の主要動付近に注目し、 $t_0=3.5$ s, $t_1=5.0$ sとして求めた J である。これより、逐次積分法の場合、修正H-Dモデルによる J に比較して修正R-Oモデルの J はかなり小さいことが分かる。さらに、修正R-Oモデルの J において加速度記録に関しては22分割モデルの J が最も小さいが($J=0.191$)、44分割モデルの J ($J=0.192$)との差はほとんどない。速度および変位記録に関しては44分割モデルの J が最も小さいが(速度; $J=0.112$, 変位; $J=0.247$)、この場合も22分割モデルの J (速度; $J=0.116$, 変位; $J=0.249$)との差は大きくない。

一方、等価線形解析法の場合、地層分割数Nによる J の差はほとんど見られないが、有効ひずみ換算係数 η ($\eta=0.30, 0.40, 0.50, 0.65, 0.80, 1.00$ の6ケースについて行なった)の値に関しては $\eta=0.4$ に対する J が加速度、速度および変位とも最小値を与えていることが

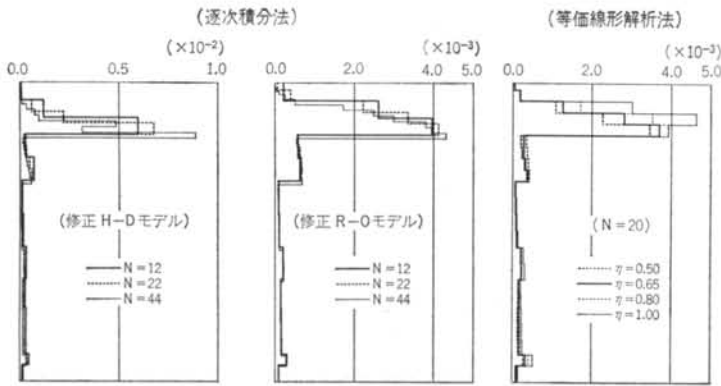
応答	地層分割数	等価線形解析法				逐次積分法	
		$\eta=0.50$	$\eta=0.65$	$\eta=0.80$	$\eta=1.00$	修正H-D	修正R-O
最大加速度 (Gal)	12	117.8	107.9	101.9	95.0	47.9	148.9
	22	118.0	107.2	100.0	94.8	55.8	154.7
	44	117.0	106.3	100.0	93.8	61.0	152.3
最大速度 (kine)	12	12.7	11.9	11.7	11.6	10.2	15.1
	22	12.7	11.9	11.6	11.5	9.7	15.2
	44	12.6	11.8	11.5	11.5	9.8	15.3
最大変位 (cm)	12	1.5	1.5	1.6	1.8	1.7	2.2
	22	1.5	1.5	1.6	1.8	1.6	2.2
	44	1.5	1.5	1.6	1.8	1.6	2.2

表一4 強震記録に基づく実地盤モデルの非線形地震応答解析結果

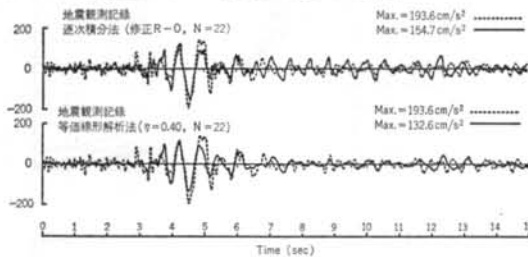
応答	地震応答解析手法	地層分割数 N			
		12	22	44	
加速度	逐次積分法	修正H-D	0.747	0.615	0.632
		修正R-O	0.204	0.191	0.192
	等価線形解析法	$\eta=0.30$	0.297	0.293	0.293
		$\eta=0.40$	0.232	0.232	0.233
		$\eta=0.50$	0.267	0.265	0.265
		$\eta=0.65$	0.367	0.367	0.367
速度	逐次積分法	修正H-D	0.670	0.521	0.535
		修正R-O	0.120	0.116	0.112
変位	等価線形解析法	$\eta=0.30$	0.230	0.226	0.225
		$\eta=0.40$	0.166	0.166	0.167
		$\eta=0.50$	0.203	0.200	0.201
		$\eta=0.65$	0.307	0.307	0.307
変位	逐次積分法	修正H-D	1.828	1.394	1.418
		修正R-O	0.253	0.249	0.247
	等価線形解析法	$\eta=0.30$	0.254	0.252	0.252
		$\eta=0.40$	0.223	0.223	0.225
		$\eta=0.50$	0.274	0.272	0.272
		$\eta=0.65$	0.401	0.401	0.400
速度	逐次積分法	$\eta=0.80$	0.573	0.560	0.572
		$\eta=1.00$	0.857	0.848	0.844

表一5 各解析ケースの J 分かる。

図一6は、地中の最大せん断ひずみ分布について示したものである。修正H-Dモデルおよび修正R-Oモデルを用いた逐次積分法による解析結果において、地層分割数Nによって最大せん断ひずみ分布が大きく変化するという現象は発生していない。図一6における等価線形解析法による解析結果は、地層分割数Nが22の場合について示したものであるが、最大のせん断ひずみが発生す



図一六 実地盤モデルの最大せん断ひずみ分布

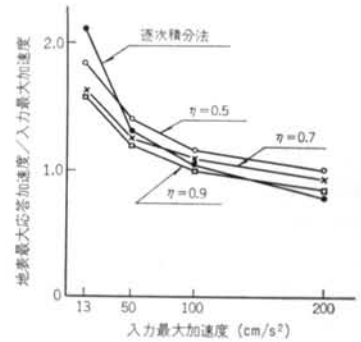


図一七 各解析法において J が最小となるときの応答加速度波形と地震観測記録との比較

応答	有効ひずみ換算係数 η	入力最大加速度 (Gal)		
		100	150	200
加速度	0.30	0.227	0.634	0.427
	0.40	0.147	0.288	0.154
	0.50	0.167	0.152	0.169
	0.65	0.343	0.185	0.364
	0.80	0.553	0.344	0.622
	1.00	0.863	0.600	0.933
速度	0.30	0.186	0.424	0.263
	0.40	0.085	0.185	0.090
	0.50	0.091	0.089	0.072
	0.65	0.187	0.081	0.169
	0.80	0.331	0.164	0.329
	1.00	0.538	0.328	0.557
変位	0.30	0.256	0.514	0.425
	0.40	0.143	0.320	0.207
	0.50	0.102	0.184	0.127
	0.65	0.171	0.101	0.162
	0.80	0.361	0.149	0.294
	1.00	0.713	0.332	0.519

表一六 逐次積分法と等価線形解析法の一致度 (J)

る G.L.-5m 付近において最大せん断ひずみが有効ひずみ換算係数 η の値によって変化していることが分かる。また、図一七は逐次積分法および等価線形解析法による解析結果において、最小の J を与えた計算波形と観測記



図一八 有効ひずみ換算係数 η に対する検討¹⁷⁾

録を重ね描きしたものである。波形の一致度は、いずれの場合も良い状況にあるといえる。

表一五の検討をさらに拡張し、入力最大加速度が 100, 150, 200 Gal の場合の最適な有効ひずみ換算係数 η に関する検討を行なった。これは、図一五に示した基盤での観測記録の最大加速度を 100, 150, 200 Gal とし、逐次積分法による非線形地震応答解析結果を正解として検討したものである。解析モデルは 22 分割モデルを対象とし、土の動力学モデルとしては修正 R-O モデルを用いた。逐次積分法と等価線形解析法による解析結果の一致度は、式(1)で求まる J から検討した。表一六は $t_0=3.5$ s, $t_1=5.0$ s に対する J を示したものである。入力加速度の大きさに対して J の最小値を与える η は変動しており、入力加速度が 100 Gal の場合は $\eta=0.4\sim 0.5$, 150 Gal の場合は $\eta=0.5\sim 0.65$, 200 Gal の場合は $\eta=0.4\sim 0.5$ となっている。

最適な有効ひずみ換算係数 η に関する他の研究として大崎の研究¹⁷⁾がある。大崎は、有効ひずみ換算係数 η を 0.5, 0.7 および 0.9 とした場合の等価線形解析法の結果と、逐次積分法による結果の地表の最大加速度応答値に関する比較を行なっている。図一八は、その解析結果について示したものである。図一八の結果は、入力最大加速度が大きくなり地盤に発生する地震時ひずみが大きくなるほど、有効ひずみ換算係数 η を大きくする必要性があることを示している。大崎は、この結果から有効ひずみ換算係数 η 自身が最大ひずみ γ_{max} の関数として定義されるべきものであり、このことから一概に最適な有効ひずみ換算係数 η を定義することは困難であるとしている。

2.2 修正 Ramberg-Osgood モデルの解析定数 h_{max} の設定方法²³⁾²⁹⁾

R-O モデルと H-D モデルが、土の履歴型応力ひずみ

関係を表わす動力学モデルとして代表的である。R-Oモデルは、もともと金属材料の動的非線形挙動を解析するために提案されたものであり、土の問題に関しては有効な関数表示にはなっていない。H-Dモデルは R.L. Kondner によって提案された双曲線型の応力ひずみ関係式を基本としたもので、土の非線形問題に関して提案されたモデルである。しかし、H-Dモデルは履歴曲線によって囲まれる面積、すなわち1サイクルの振動で失われる損失エネルギーの量だけを規定したものであり、履歴曲線に関する明確な表示はなされていない。そのため、両モデルともその修正モデルが考えられており、逐次積分法によって地盤の非線形地震応答解析を行なう場合はこの修正モデルが用いられている⁽¹³⁾⁽²⁶⁾⁽²⁷⁾⁽⁴⁵⁾。

龍岡ら⁽²⁶⁾の提案による修正 R-O モデルの骨格曲線および履歴曲線は、次式のように与えられる。

$$\text{骨格曲線: } \gamma = \frac{\tau}{G_0} (1 + \alpha |\tau|^\beta) \quad \dots\dots(2)$$

$$\text{履歴曲線: } \frac{\gamma \pm \gamma_a}{2} = \frac{\tau \pm \tau_a}{2 G_0} \left(1 + \alpha \left| \frac{\tau \pm \tau_a}{2} \right|^\beta \right) \quad \dots\dots(3)$$

ここに、 γ および τ はせん断ひずみおよびせん断応力であり、 γ_a および τ_a はそれぞれせん断ひずみおよびせん断応力の最大値である。また、 G_0 は初期せん断弾性係数であり、 α および β は、

$$\alpha = \left(\frac{2}{G_0 \gamma_r} \right)^\beta, \quad \beta = \frac{2 \pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad \dots\dots(4)$$

である。さらに、 h_{\max} は γ が無限大のときの減衰定数であり、 γ_r は規準ひずみである。

一方、Masing 則によって履歴曲線を規定した修正 H-D モデル⁽⁴⁵⁾の骨格曲線および履歴曲線は、次式のように与えられる。

$$\text{骨格曲線: } \tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + |\gamma/\gamma_r|} \quad \dots\dots(5)$$

$$\text{履歴曲線: } \frac{\tau \pm \tau_a}{2} = \frac{G_0 (\gamma \pm \gamma_a) / 2}{1 + |(\gamma \pm \gamma_a) / 2 \gamma_r|} \quad \dots\dots(6)$$

ところで、修正 R-O モデルの解析定数は G_0 、 γ_r および h_{\max} である。 h_{\max} は γ が無限大のときの減衰定数として定義されるものであるが、修正 R-O モデルにおいて h_{\max} をこのように定めると、図-9の例に示すように理論上定義される $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h_{eq} \sim \gamma$ 曲線と実際の土の実験曲線とは通常、部分的にかなりのずれが生じることになる。このずれが解析結果に与える影響は大きく、解析精度の観点からはこのずれを極力小さくすることが望ましいといえる。

いま、修正 R-O モデルの $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h_{eq} \sim \gamma$ 曲線の定義式に注目すると、これらはいずれも h_{\max} の関数として以下のように書くことができる。

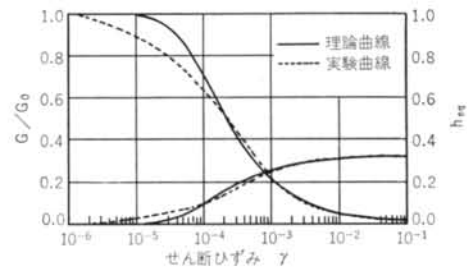


図-9 修正 Ramberg-Osgood モデルで定義される理論曲線と実験曲線の比較

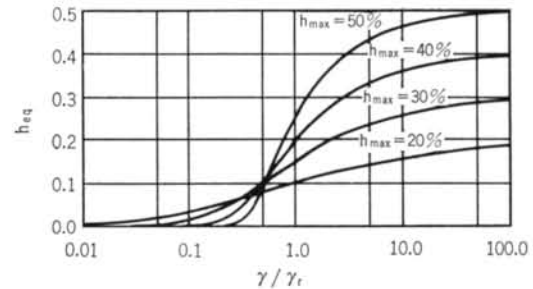
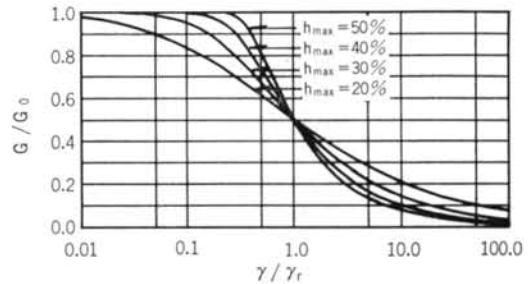


図-10 h_{\max} に対する $G/G_0 \sim \gamma/\gamma_r$ 曲線および $h_{eq} \sim \gamma/\gamma_r$ 曲線の変化特性

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \{2(\gamma/\gamma_r)(G/G_0)\}^\beta} \quad \dots\dots(7)$$

$$h_{eq} = h_{\max} (1 - G/G_0) \quad \dots\dots(8)$$

図-10は、上式において h_{\max} をパラメータとして $G/G_0 \sim \gamma/\gamma_r$ 曲線および $h_{eq} \sim \gamma/\gamma_r$ 曲線の変化特性を見たものである。 $G/G_0 \sim \gamma/\gamma_r$ 曲線は、図-10から分かるように h_{\max} の値を変化させることによってその変化率が操作できる。解析上は、 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線の理論曲線が地盤の各地層に発生する最大ひずみレベルまでの範囲において実験曲線に十分近似していれば良く、そのひずみレベル以上で両者を一致させる必要性はない。例えば、ある地層に発生するひずみの最大値が 10^{-4} レベルであった場合、理論曲線と実験曲線の両者はこのひずみレベルまで十分近似していれば解析的には全く問題はないといえる。図-11は、図-10に示した $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線に対して、 10^{-4} のひずみレベルまでの範囲で理論曲線と実験曲線が

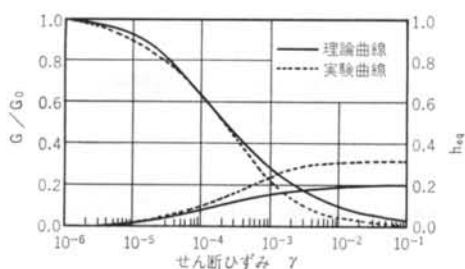


図-11 実験曲線と一致するように h_{max} の値を操作した場合の理論曲線

近似するようにした例について示したものである。

2.3 地震記録に基づく地盤の非線形地震応答解析³⁹⁾⁴⁰⁾

本節では、地震記録に基づく地盤の非線形地震応答解析から、土の動力学モデルの実地盤に対する適用性に関して検討した結果について述べる。

解析の対象とした地盤は図-4に示した袖ヶ浦地盤、ならびに図-12および図-13に示す東京都港区芝浦および静岡県駿東郡の地盤である。地震観測から得られた強震記録は、図-5と図-14および図-15に示す記録である。芝浦地盤で得られた強震記録は1980年9月25日の千葉県中部地震 ($M=6.1$, $D=80\text{km}$, $\Delta=43\text{km}$) によるものであり、駿東郡地盤で得られた観測記録は1983年8月8日の神奈川・山梨県境地震 ($M=6.0$, $D=22\text{km}$, $\Delta=$

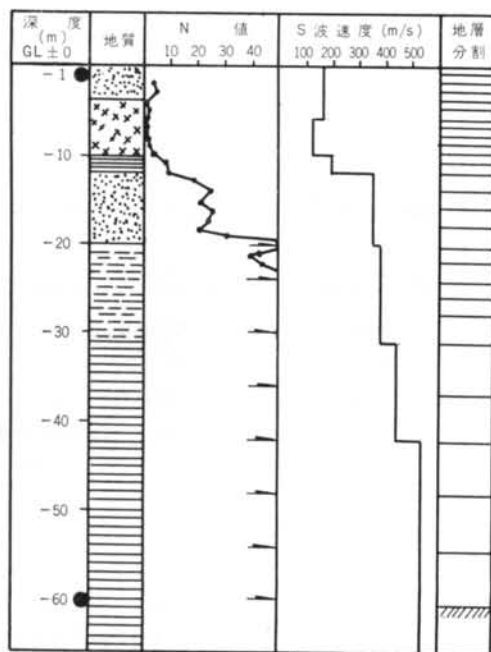


図-12 芝浦地盤の概要および地層分割

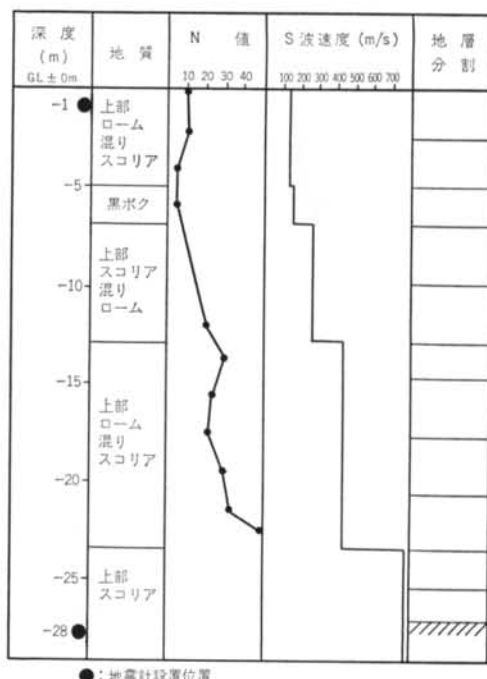


図-13 駿東郡地盤の概要および地層分割

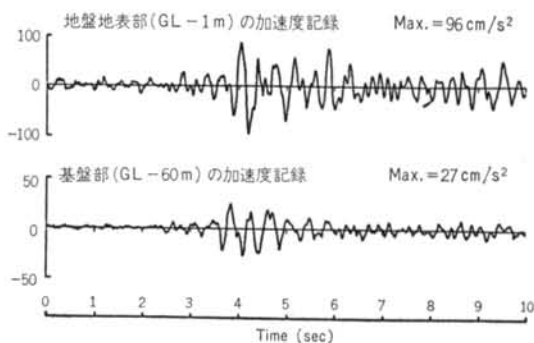


図-14 芝浦地盤で得られた強震記録 (1980年9月25日千葉県中部地震)

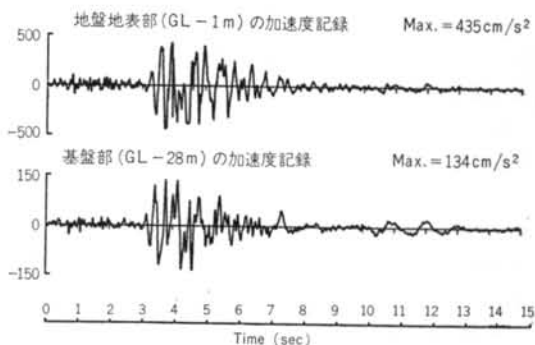


図-15 駿東郡地盤で得られた強震記録 (1983年8月8日神奈川・山梨県境地震)

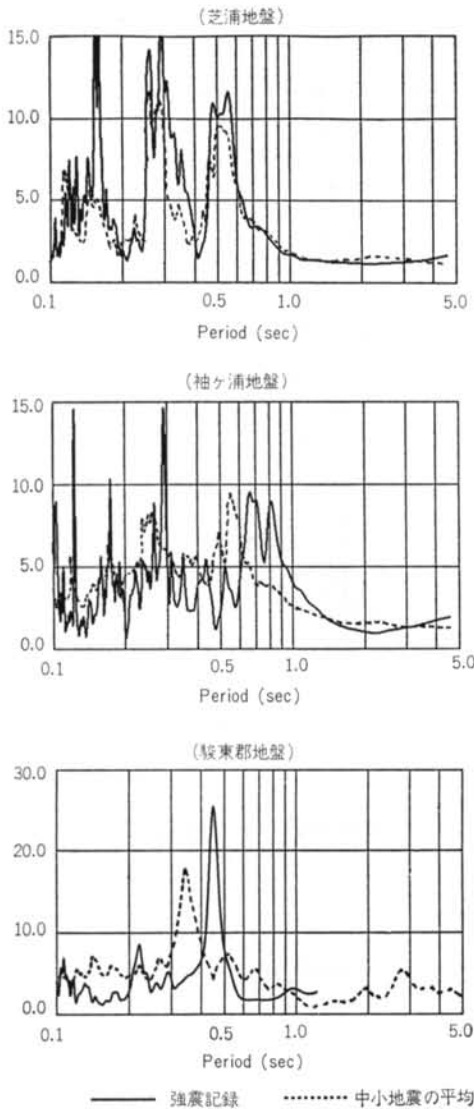


図-16 各地盤の基盤に対する地表の周波数伝達関数 (18km) によるものである。芝浦地盤での地表部および基盤での最大加速度はそれぞれ 96 Gal, 27 Gal であり、駿東郡地盤では 435 Gal, 134 Gal である。

図-16は、図-5、図-14および図-15に示した強震記録に基づく基盤に対する地表部の周波数伝達関数と、この強震記録を除く中小地震による観測記録に基づく平均周波数伝達関数を対比したものである。これより、芝浦地盤では両者に大きな差異は見られないが、袖ヶ浦地盤では平均周波数伝達関数の周期 0.55 秒付近のピークが 0.65~0.8 秒に移行していることが分かる。また、駿東郡地盤の場合も中小地震による平均周波数伝達関数に見られた 0.35 秒付近の卓越周期が、強震記録ではおよ

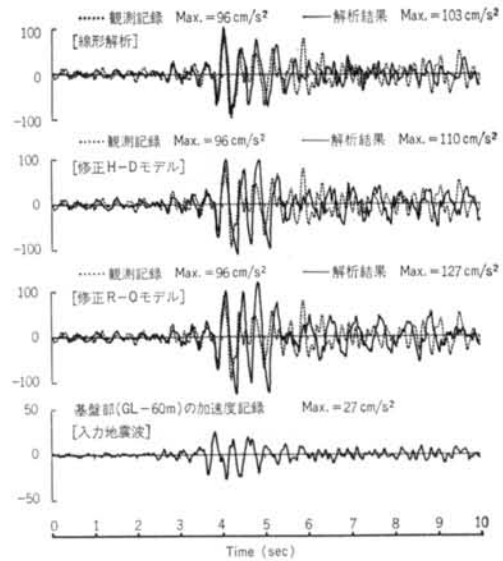


図-17 芝浦地盤の非線形地震応答解析結果

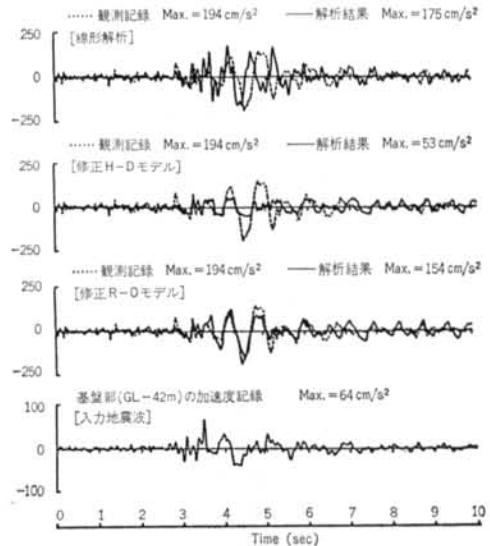
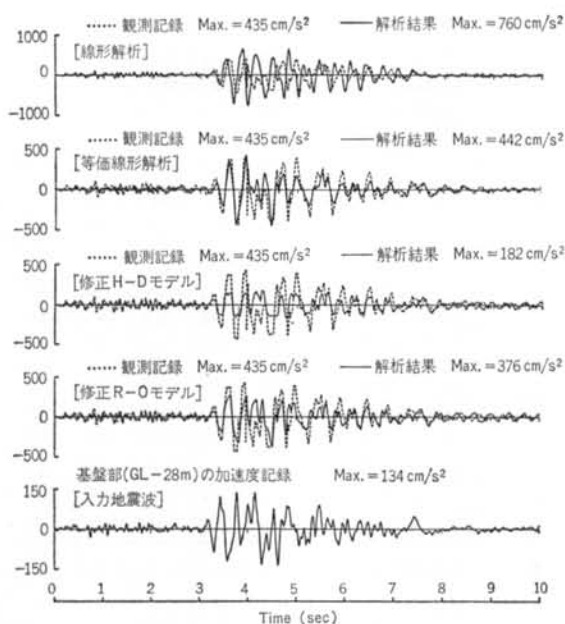


図-18 袖ヶ浦地盤の非線形地震応答解析結果

そ 0.45 秒に伸びていることが分かる。

非線形地震応答解析モデルは、いずれもせん断型の一次元多質点ばね系モデルとした。初期せん断弾性係数 G_0 は $G_0 = \rho V_s^2$ から算定し、規準ひずみ γ_r は芝浦地盤および袖ヶ浦地盤に関しては岩崎らが提案している $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線⁽⁶⁾⁽⁴⁷⁾ において $G/G_0 = 0.5$ に対応するひずみとした。また、駿東郡地盤モデルの規準ひずみ γ_r は、原位置試料に基づく動的三軸試験結果から得られた $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線より定めた。なお、修正 R-O モデルを用いた非線形地震応答解析結果は 2.2 に示した方法により、各地層の最大ひずみレベルまでの $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線が実験



図一十九 駿東郡地盤の非線形地震応答解析結果
 曲線に十分近似するようにして行なったものである。

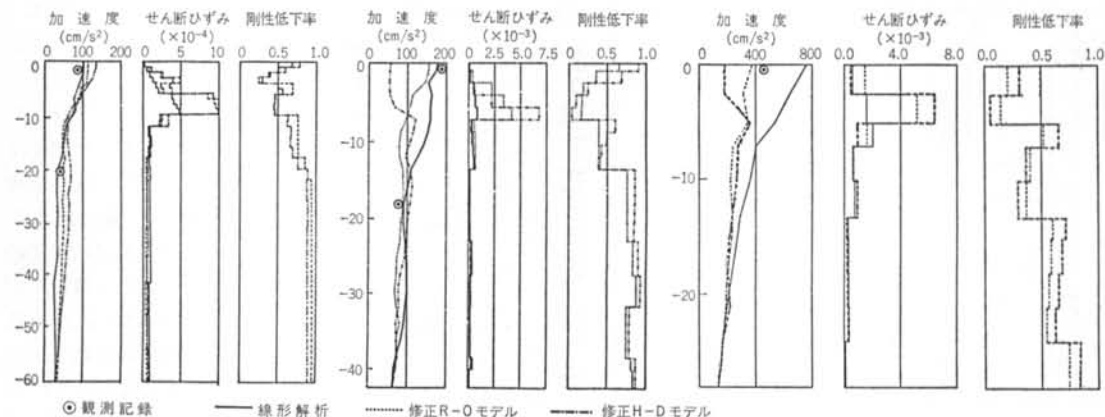
図一七から図一九に、地震応答解析結果を示す。比較のために線形モデルによる地震応答解析を行ない、その結果も併せて示した。線形地震応答解析はモード合成法によって行ない、各モードに対応する減衰定数は、芝浦地盤に関しては $h_1=0.084$, $h_2=0.020$, $h_3=0.030$, $h_4 \sim h_{20}=0.018$, 袖ヶ浦地盤に関しては $h_1=0.106$, $h_2=0.053$, $h_3=0.020$, $h_4=0.007$, $h_5 \sim h_{22}=0.005$ とした⁴⁸⁾。また、駿東郡地盤に関しては $h_1=0.07$, $h_2=0.06$, $h_3 \sim h_{11}=0.05$ とした⁴⁰⁾。記録の加速度レベルから考えて両者の対応について注目すべきところは、いずれもおよそ時刻3秒から6秒の主要動付近の応答性状である (芝浦地盤) (袖ヶ浦地盤)

う。芝浦地盤に対する解析結果では、線形解析の結果を含めて土の動力学モデルの違いによる顕著な差異は見られない。しかし、袖ヶ浦地盤および駿東郡地盤の解析結果には解析モデルの違いによる明瞭な差異が発生している。つまり、線形解析の結果においては主要動付近で計算波と観測記録には大きな位相ずれが見られる。これに対し非線形解析の結果は、解析モデルによらず位相特性に関しては十分である。しかし、修正 H-D モデルを用いた解析結果は、観測記録に比較して応答の伸びが著しく抑えられた形になっている。これは、修正 H-D モデルの履歴曲線の定義に問題点があり、修正 H-D モデルの h_{max} は常に $h_{max}=2/\pi=0.637$ の一定値を与え、減衰を過大に評価するモデルになっているためであると考えられる。一方、修正 R-O モデルを用いた解析結果は観測記録と良く対応した結果を与えている。

図一二十に最大応答値の分布図を示した。各地層の最大せん断ひずみを比較すると、芝浦地盤では 10^{-4} のオーダーのひずみが発生しており、袖ヶ浦地盤および駿東郡地盤では 10^{-3} のオーダーになっていることが分かる。三つの地盤に対する解析事例だけから断定的なことは言いえないが、地盤の最大ひずみのオーダーが 10^{-3} 程度になると線形解析では十分な応答を得ることは難しく、非線形解析を行なう必要があるように思われる。

2.4 等価線形解析法と逐次積分法による解析結果の比較

数値解析上の簡便さが大きな理由で、等価線形解析法が強震時における地盤の非線形地震応答解析手法として広く用いられている。しかし、この解析結果と逐次積分法による解析結果とは差異が見られることが多く、等価線形解析法の有効性に関しては疑問視される向きがある (駿東郡地盤)



図一二十 各地盤における最大応答値分布図 (加速度, せん断ひずみ, 剛性低下率)

る。本節では、等価線形解析法と逐次積分法による解析結果の比較を行なった研究成果について述べる。

岩崎ら²¹⁾は、図-21に示すような卓越固有周期が1.8, 1.6, 1.0秒の三つの軟弱地盤を対象として、入力最大加速度を100, 200, 300 Galとした5種類の入力地震波に対する逐次積分法と等価線形解析法による解析を行なっている。なお、逐次積分法において採用した土の動力学モデルは修正R-Oモデルである。また、この研究では等価線形解析法と逐次積分法による解析結果を同一の条件下で比較することを目的にしていることから、等価線形解析法における $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h_{eq} \sim \gamma$ 曲線は修正R-Oモデルによって定められる理論曲線を用いている。

表-7は、地表面での最大加速度応答値に関して整理した結果である。表-7の結果は、いくつかの例外を除けば等価線形解析法による最大加速度応答値は逐次積分法による最大加速度応答値より大きくなることを示している。図-22は、1次固有周期が1.8秒の地盤における入力最大加速度を300 Galとした場合の等価線形解析法と逐次積分法による解析の地表面での加速度応答波形を比較したものである。これより、入力地震波の卓越周期が地盤の1次固有周期より短い場合、両解析結果の差異は大きくなり、逆に入力地震波の卓越周期が長周期の場合は両解析結果の一致度は高くなるのが理解できる。図-23は、地表面の加速度応答波形から計算した加速度応答スペクトルによって、等価線形解析法と逐次積分法の解析結果の差異について検討したものである。これより、入力地震波の周期特性の違いによって両解析結果に差異が発生することが分かる。

入力地震波	入力最大加速度 (Gal)	A 地点		B 地点		C 地点	
		逐次積分	等価線形	逐次積分	等価線形	逐次積分	等価線形
宮城県沖地震 開北橋記録	100	130	166	142	223	164	216
	200	229	270	218	323	272	381
	300	316	366	256	417	350	534
伊豆半島沖地震 観音崎記録	100	322	389	284	441	258	277
	200	539	736	422	780	463	421
	300	732	—	482	1045	598	561
日向灘沖地震 板島橋記録	100	277	258	159	220	193	265
	200	431	523	261	409	303	403
	300	530	666	322	514	372	517
宮城県沖地震 樽水ダム記録	100	194	278	188	248	199	257
	200	315	476	294	414	341	501
	300	414	647	370	558	457	725
豊後水道沖地震 板島橋記録	100	82	202	123	183	127	260
	200	152	306	178	301	178	378
	300	214	391	208	387	263	472

表-7 等価線形解析法および逐次積分法による地表面の最大加速度応答値の比較²¹⁾

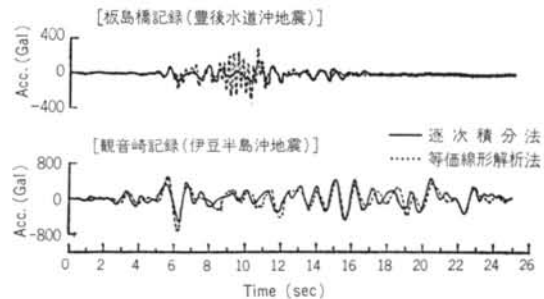


図-22 等価線形解析法および逐次積分法による加速度応答波形の比較²¹⁾

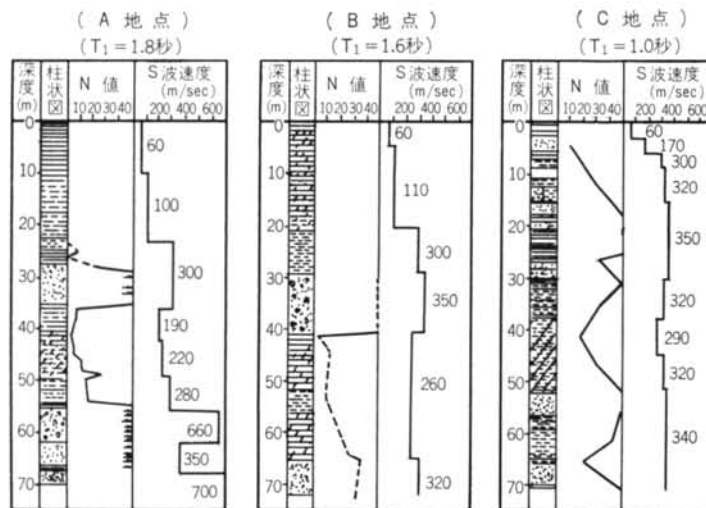


図-21 非線形地震応答解析の対象地盤²¹⁾

等価線形解析法と逐次積分法による解析結果の差異に関して、同様の検討を行なった筆者らの研究成果²⁴⁾について述べる。解析の対象とした地盤は、図-4および図-12に示した袖ヶ浦地盤と芝浦地盤である。入力地震波は、図-5および図-14に示した基盤での加速度記録であり、入力最大加速度は100, 200, 300 Galとした。解析結果を表-8, 図-24および図-25に示す。表-8の地表面での最大加速度応答値から分かるように、この検討からは修正R-Oモデルを用いた場合、等価線形解析法による結果と逐次積分法による結果は比較的良く対応するという結果が得られた。このことは、図-24の

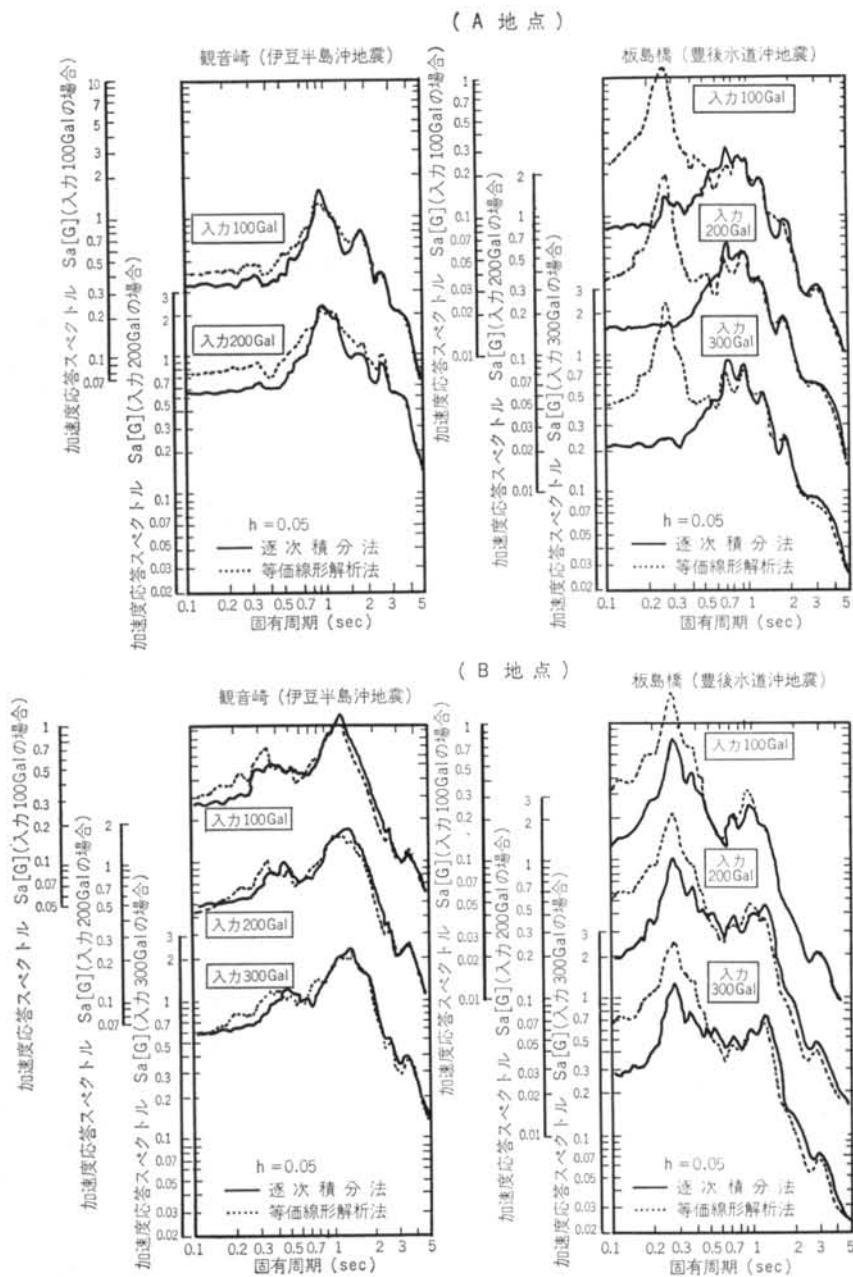


図-23 等価線形解析法および逐次積分法による加速度応答スペクトルの比較²¹⁾

加速度応答波形の比較および図-25の加速度応答スペクトルにおける比較からも理解できる。しかし、修正 H-D モデルを用いた解析では、表-8、図-24、図-25のいずれにおいても等価線形解析法と逐次積分法による解析結果にはかなりの差異が発生するという結果になった。

次に、等価線形解析法による解析結果と逐次積分法による解析結果がきわめて良く一致した解析事例について

紹介する³⁹⁾。図-26は、図-27に示した地盤の地表部で観測された強震記録であり、最大加速度は 205 Gal である。この地盤では土質調査試験が行なわれており、各地層の土の動的試験結果が得られている。この試験結果に基づき、地表部での加速度記録から等価線形解析法によって G.L.-30m に存在するせん断波速度 880m/s の基盤上面での入射波を算定した。図-28は、基盤上面での

加速度波形（入射波+反射波）について示したものである。解析上の地層分割は図-27に示したとおりである。また、この解析における有効ひずみ換算係数 η は0.65とした。

逐次積分法による解析は修正R-Oモデルを用い、2.2

解析対象地盤	入力最大加速度 (Gal)	逐次積分法		等価線形解析法		
		修正R-O	修正H-D	修正R-O	修正H-D	
芝地	浦盤	100	233	155	240	224
	200	423	179	391	258	
	300	595	222	563	286	
袖ヶ浦地	浦盤	100	208	63	202	123
	200	349	78	390	124	
	300	497	76	556	124	

表-8 等価線形解析法および逐次積分法による地表部の最大加速度応答値の比較

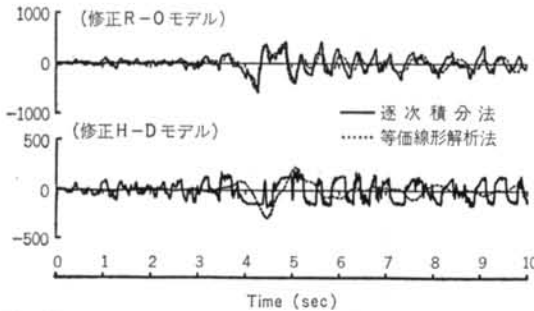


図-24 等価線形解析法および逐次積分法による加速度応答波形の比較

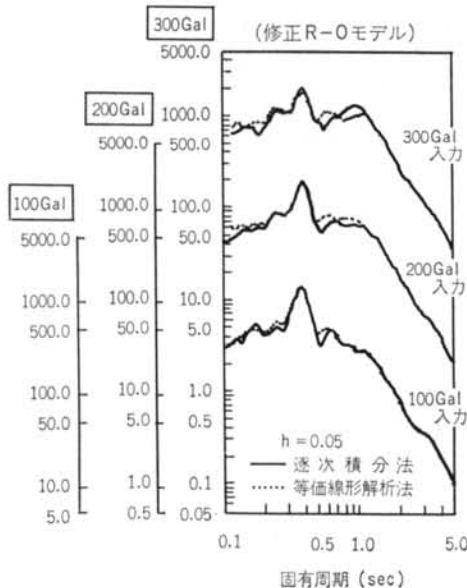


図-25 等価線形解析法および逐次積分法による加速度応答スペクトルの比較

の方法により各地層に発生する最大ひずみレベルまでの範囲で、 $G/G_0 \sim \gamma$ の理論曲線と実験曲線が近似するように修正R-Oモデルの解析定数 h_{max} の値を修正した。

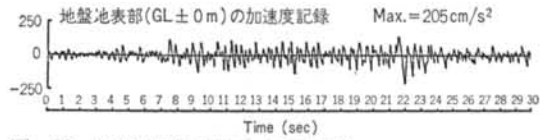


図-26 地盤地表部で得られた強震記録

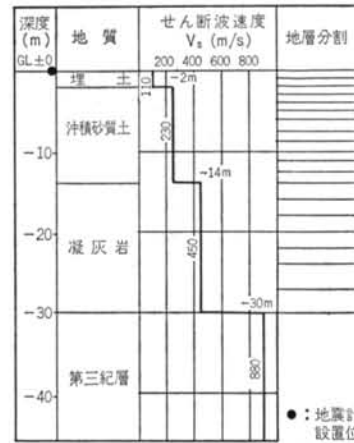


図-27 強震記録が得られた地盤の概要および地層分割

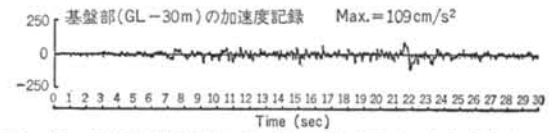
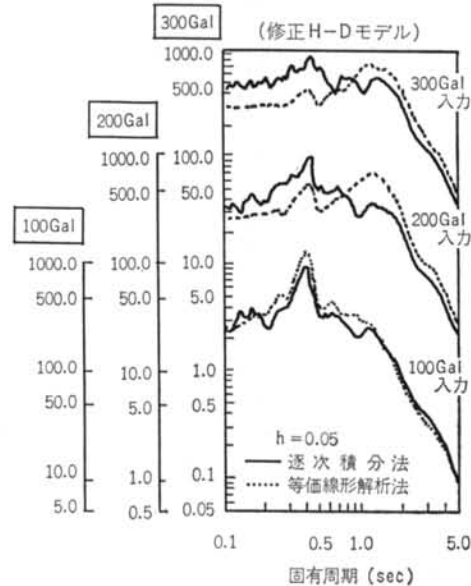


図-28 等価線形解析法により算定した基盤面の加速度波形



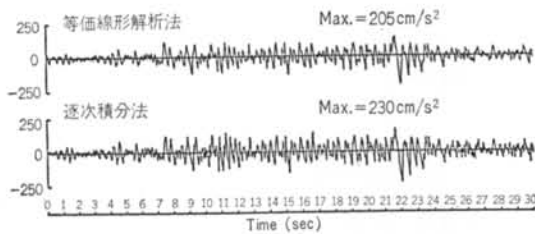


図-29 等価線形解析法および逐次積分法による加速度波形の比較

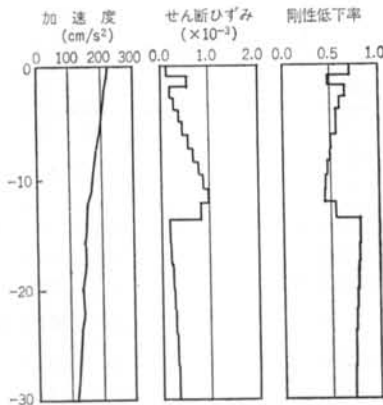


図-30 最大応答値の分布図

また、解析は一次元多質点ばね系モデルにより基礎下方への波動逸散を考慮して行なった。要素分割は等価線形解析の場合と同じである。

図-29は、逐次積分法による解析結果と観測記録を比較したものである。図-28の加速度波形を入力波として等価線形解析法により地表部での加速度応答を求めると図-26の観測記録に一致することから、図-29は等価線形解析法による解析結果と逐次積分法による解析結果との比較を行なっていることに相当する。図-29の結果は等価線形解析法と逐次積分法による解析結果の差異に関してこれまでの指摘とは異なり、記録の全継続時間を通じて両者はきわめて良く一致した結果になっている。

逐次積分法によって得られた最大応答値の分布図を図-30に示したが、図中の剛性低下率の分布から分かるようにG.L.-14mで浅で剛性低下率は0.5以下になっており、この地層で非線形挙動が発生したことは明らかである。

§ 3. 非線形地震応答に伴う地盤の卓越周期と減衰定数の時間的変化の同定

地盤が非線形応答を呈した場合、その地震時挙動特性

として予想されることは地盤の卓越周期の伸びと加速度応答倍率の低下である。これは、土の剛性低下と履歴減衰の増加に伴って発生するものであり、地盤の非線形応答における典型的な現象であると考えられる。本章では、非線形地震応答に伴う地盤の卓越周期ならびに減衰定数の時間的変化に関して、同定手法、数値実験ならびに強震記録に基づいて行なった同定結果について述べる。

3.1 地盤の非線形地震応答問題に対する同定手法¹⁰⁾

本節で述べる地盤の非線形地震応答問題に対する同定手法は、J.L. Beck¹⁰⁾の提案手法に修正を加えた方法である。加速度 $\ddot{x}_0(t)$ を入力波とした場合の多自由度系の振動方程式をモード分解することによって、次式に示すような振動方程式が得られる。

$$\ddot{q}_j(t) + 2h_j\omega_j\dot{q}_j(t) + \omega_j^2q_j(t) = -\beta_j\ddot{x}_0(t) \quad \dots\dots(9)$$

上式は j 次モードに対応する振動方程式を示したものであり、 ω_j 、 h_j 、 β_j および $q_j(t)$ はそれぞれ j 次モードの固有円振動数、減衰定数、刺激係数および基準関数である。 j 次モードの i 自由度のモード値 ϕ_{ij} を式(9)の両辺に乗じると、

$$\phi_{ij}\ddot{q}_j(t) + 2h_j\omega_j\phi_{ij}\dot{q}_j(t) + \omega_j^2\phi_{ij}q_j(t) = -\phi_{ij}\beta_j\ddot{x}_0(t) \quad \dots\dots(10)$$

となる。いま、 $u_{ij}(t) = \phi_{ij}q_j(t)$ と書くことにすると、式(10)は以下のように表わされる。

$$\ddot{u}_{ij}(t) + 2h_j\omega_j\dot{u}_{ij}(t) + \omega_j^2u_{ij}(t) = -\beta_{ij}\ddot{x}_0(t) \quad \dots\dots(11)$$

ここに、 $\beta_{ij} = \phi_{ij}\beta_j$ である。ところで、 u_{ij} は i 自由度の変位成分 x_i の j 次モードによる変位成分を表わしている。このことは、 x_i と u_{ij} に関する以下の関係式から容易に理解できよう。

$$\begin{aligned} x_i &= \sum_{j=1}^m \phi_{ij}q_j = \phi_{i1}q_1 + \phi_{i2}q_2 + \dots + \phi_{im}q_m \\ &= \sum_{j=1}^m u_{ij} = u_{i1} + u_{i2} + \dots + u_{im} \quad \dots\dots(12) \end{aligned}$$

ここに、 m はモードの重ね合わせ次数であり、系の自由度数 n に対して $m \leq n$ である。

基礎で得られた加速度波形 $\ddot{x}_0(t)$ を入力波とし、式(11)の1自由度系の振動方程式を解くことによって $u_{ij}(t)$ が求められる。Beckの方法は、式(11)を解いて得られた応答 $u_{ij}(t)$ と観測記録 $x_i^*(t)$ を用いて次式による J_{ij} を計算し、 J_{ij} が最小となるとき固有円振動数 ω_j 、減衰定数 h_j および刺激係数 β_{ij} を求めようとする方法である。

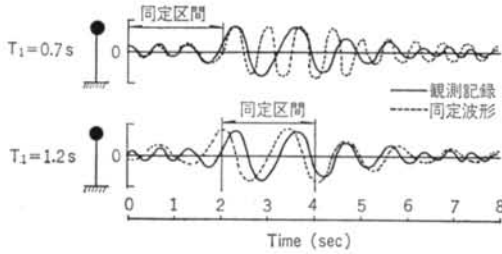


図-31 地盤の非線形震動問題への適用性に対する Beck の方法の問題点

$$J_{ij} = \frac{\int_{t_0}^{t_1} \{x_i^*(t) - u_{ij}(t)\}^2 dt}{\int_{t_0}^{t_1} x_i^*(t)^2 dt} \quad \dots\dots(13)$$

ここに、 t_0 および t_1 は $x_i^*(t)$ と $u_{ij}(t)$ の適合度を判定しようとする時間間隔の開始時刻と終了時刻であり、 J_{ij} が小さいほど $x_i^*(t)$ と $u_{ij}(t)$ の一致度が高いことになる。

非線形地震応答に伴う地盤の卓越周期ならびに減衰定数の時間的変化を検出する上で、式(13)をそのまま適用するには問題がある。このことを、図-31に示した概念図に基づいて説明する。いま、非線形地震応答に伴い、記録の2秒ごとに卓越周期 T_1 が 0.7 秒 (記録の時刻 0 秒から 2 秒の間)、1.2 秒 (2 秒～4 秒の間)、……と変化しているものと仮定する。時刻 0 秒から 2 秒の間の同定に関しては、式(13)の適用に特に問題は発生しない。しかし、時刻 2 秒から 4 秒の間の卓越周期 T_1 を同定する場合、式(13)による解析は再度時刻 0 秒から開始されることになり、時刻 2 秒から 4 秒の間の卓越周期の正解値 $T_1 = 1.2$ s が仮りに同定されていたとしても、時刻 0 秒から 2 秒までの $T_1 = 0.7$ s との周期の違いによって時刻 2 秒の時点で観測記録と計算波に位相のずれが生じていることになる。わずかな位相のずれであっても式(13)から求まる J_{ij} は大きな値となり、正しい卓越周期の同定は困難になる。このことは、時刻 4 秒以降の同定においてさらに顕著となる。

そこで、地盤の非線形地震応答問題に関してはこのような位相のずれが生じることを考慮し、 J_{ij} を次式から計算することにした。

$$J_{ij}(\pm d\tau) = \frac{\int_{t_0}^{t_1} \{x_i^*(t) - u_{ij}(t \pm d\tau)\}^2 dt}{\int_{t_0}^{t_1} x_i^*(t)^2 dt} \quad \dots\dots(14)$$

ここに、 $d\tau$ は適当に定めなければならない時間の移動幅で、 $0 \leq d\tau \leq (t_1 - t_0)$ である。なお、観測記録 $x_i^*(t)$ は変位、速度、加速度のいずれであっても構わない。

3.2 線形系の地盤モデルに対する数値実験

Beck の方法の特徴を考察する目的で、線形系の地盤

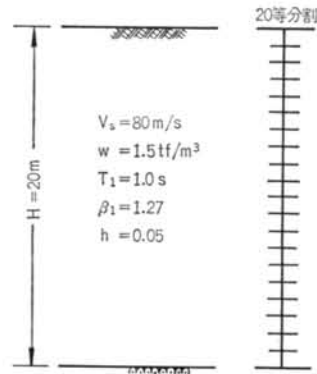


図-32 線形系地盤モデル

応答	同定項目	同定区間				
		0~2 sec	2~4 sec	4~6 sec	6~8 sec	8~10 sec
変位	固有周期 T_1 (sec)	0.986	0.993	0.986	1.000	1.004
	減衰定数 h_1	0.051	0.046	0.044	0.030	0.025
	刺激係数 β_1	1.310	1.322	1.304	1.226	1.273
	J_{11}	0.005	0.005	0.002	0.006	0.015
速度	固有周期 T_1 (sec)	1.013	0.981	0.985	0.999	0.963
	減衰定数 h_1	0.028	0.087	0.045	0.030	0.040
	刺激係数 β_1	1.264	1.796	1.259	1.187	1.456
	J_{11}	0.019	0.029	0.005	0.008	0.050
加速度	固有周期 T_1 (sec)	0.977	0.982	0.982	0.983	0.978
	減衰定数 h_1	0.010	0.035	0.049	0.033	0.035
	刺激係数 β_1	1.179	1.275	1.285	1.022	1.314
	J_{11}	0.062	0.198	0.051	0.045	0.253

表-9 線形系地盤モデルに対する同定結果

モデルに対する数値実験を行なった。線形系地盤モデルとは図-32に示すような均質地盤モデルであり、1次固有周期 T_1 は 1.0 秒、1次の刺激係数 β_1 は 1.27 である。この地盤を 20 質点の一次元多質点ばね系モデルによってモデル化し、1940年 El Centro 記録 NS 成分の 100 Gal 入力に対する地表部の応答波形を求めた。なお、減衰定数 h_j は全次一律 5% とした。

この解析によって得られた地表部の応答波形を観測記録 $x_i^*(t)$ とし、3.1 で示した Beck の方法により 1 次モードに対応する固有周期 T_1 、減衰定数 h_1 および刺激係数 β_1 (この場合 $\phi_{11} = 1.0$ とし、 $\beta_{11} = \beta_1$ とした) の同定を試みた。

表-9 は、相対変位、相対速度、相対加速度に関して計算時間間隔を 2 秒として行なった同定結果である。正解値は線形系であることから、全時刻を通して $T_1 = 1.0$ s、 $h_1 = 0.05$ 、 $\beta_1 = 1.27$ である。固有周期 T_1 に関する同定結果は妥当なものになっているが、減衰定数 h_1 およ

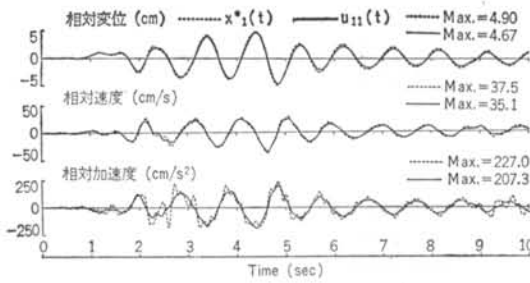


図-33 線形系地盤モデルの $x_1^*(t)$ と $u_{11}(t)$ との比較

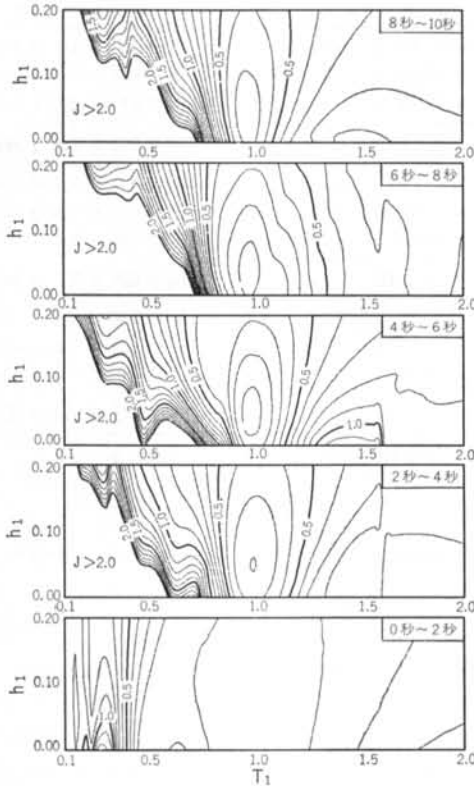


図-34 線形系地盤モデルの相対加速度に対する J_{11} の等値線図

び刺激係数 β_1 は必ずしも十分ではないことが分かる。また、相対速度および相対変位に関する J_{11} の方が相対加速度の J_{11} より小さくなっている。なお、本研究では J_{11} の最小値の探索はコンプレックス法によって行なった。

図-33は、 $x_1^*(t)$ と $u_{11}(t)$ を対比したものである。相対変位、相対速度に関しては両者きわめて良い対応状況にあるが、高振動数成分が励起されている相対加速度に関しては必ずしも十分でない結果になっている。図-34は、横軸を固有周期 T_1 、縦軸を減衰定数 h_1 、刺激係数 $\beta_1=1.27$ として相対加速度に関して計算した J_{11} の等値線図である。等値線図のパターンは時間によって変化し

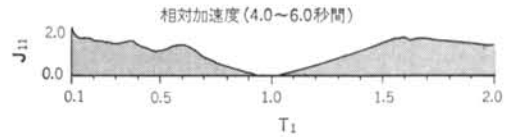


図-35 線形系地盤モデルの T_1 と J_{11} の関係 ($h_1=0.05$, $\beta_1=1.27$)

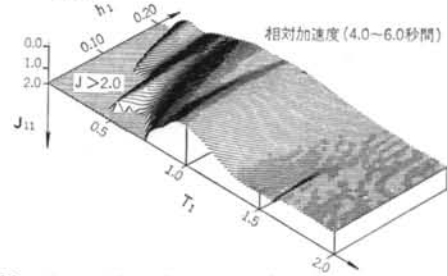


図-36 線形系地盤モデルの J_{11} の鳥瞰図

ているが、各図において $T_1=1.0$ s, $h_1=0.05$ 付近が J_{11} の最小値になっており、この点を中心とした縦長の楕円状の等値線が共通して描かれている。等値線が楕円状になるといことは減衰定数に関する同定の難しさを表わしており、このことが表-9の減衰定数 h_1 の同定結果に反映されている。

図-35は、図-34の時刻4秒から6秒の等値線図の $h_1=0.05$, $\beta_1=1.27$ における T_1 と J_{11} の関係について示したものである。 $T_1=1.0$ s の点で J_{11} は最小値(Global Minimum)になっているが、その他いくつかの局所的な最小値(Local Minimum)が存在しており、最小値の探索において初期値の設定に十分な配慮が必要であることが分かる。また、図-36は図-34に示した等値線図の時刻4秒から6秒における J_{11} の鳥瞰図である。

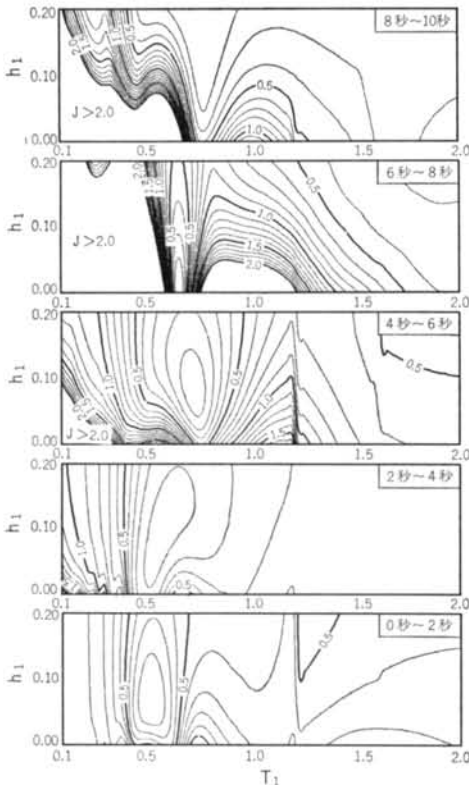
3.3 強震記録に基づく地盤の固有周期と減衰定数の時間的変化の同定⁴⁹⁾

図-5に示した袖ヶ浦地盤で得られた地震観測記録に基づいて行なった地盤の固有周期 T_1 、減衰定数 h_1 ならびに刺激係数 β_1 の時間的変化に対する同定結果を表-10に示す。これは、計算時間間隔を2秒として行なったものである。加速度記録に基づく同定結果より、固有周期 T_1 は0.52, 0.59, 0.74, 0.68, 0.72秒、減衰定数 h_1 は4.5, 5.0, 10.0, 6.1, 8.9%と推移した結果になっていることが分かる。記録のおよそ4秒から6秒付近がこの記録の主要動部分であり、この時刻において固有周期 T_1 が0.74秒に伸び、減衰定数が10.0%に増加しているのは地盤の非線形応答によるものと推察される。

図-37は、横軸に固有周期 T_1 、縦軸に減衰定数 h_1 をとり、基盤に対する地表の相対加速度記録に対して同定したときの J_{11} の2秒ごとの等値線図を示したものであ

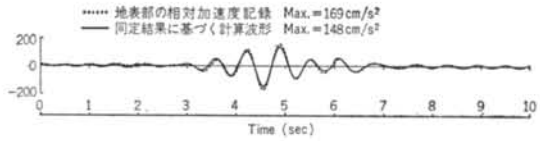
応答	同定項目	同定区間				
		0~2 sec	2~4 sec	4~6 sec	6~8 sec	8~10 sec
変位	固有周期 T_1 (sec)	0.560	0.570	0.759	0.671	0.698
	減衰定数 h_1	0.013	0.234	0.087	0.048	0.090
	刺激係数 β_1	1.453	1.881	1.899	1.117	1.005
	J_{11}	0.463	0.346	0.036	0.024	0.168
速度	固有周期 T_1 (sec)	0.548	0.578	0.744	0.677	0.692
	減衰定数 h_1	0.033	0.030	0.094	0.065	0.114
	刺激係数 β_1	1.262	1.240	1.898	1.015	1.011
	J_{11}	0.295	0.134	0.028	0.020	0.060
加速度	固有周期 T_1 (sec)	0.518	0.586	0.738	0.679	0.715
	減衰定数 h_1	0.045	0.050	0.100	0.061	0.089
	刺激係数 β_1	1.368	1.322	1.898	1.001	1.000
	J_{11}	0.121	0.051	0.021	0.034	0.036

表—10 袖ヶ浦地盤の強震記録に基づく同定結果



図—37 袖ヶ浦地盤の強震記録に基づく相対加速度に対する J_{11} の等値線図

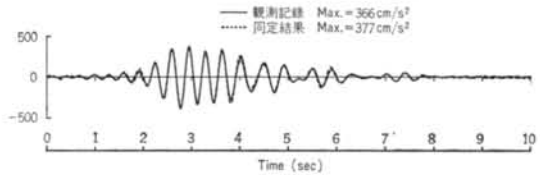
る。ただし、刺激係数 β_1 はいずれの等値線図においても、初期剛性に基づいて計算された値 $\beta_1 = 1.62$ としたものである。これより、 J_{11} が最小となる点を中心とした縦長の楕円が、時刻 4~6 秒の主要動付近で長周期か



図—38 袖ヶ浦地盤の強震記録に基づく相対加速度記録と同定波形の比較

応答	同定項目	同定区間				
		1~3 sec	3~5 sec	5~7 sec	7~9 sec	9~11 sec
変位	固有周期 T_1 (sec)	0.310	0.453	0.435	0.419	0.417
	減衰定数 h_1	0.103	0.113	0.057	0.024	0.038
	刺激係数 β_1	2.442	2.898	2.245	2.052	1.943
	J_{11}	0.345	0.024	0.010	0.029	0.389
速度	固有周期 T_1 (sec)	0.309	0.455	0.435	0.422	0.354
	減衰定数 h_1	0.119	0.179	0.063	0.026	0.012
	刺激係数 β_1	1.932	2.876	2.158	1.994	1.527
	J_{11}	0.186	0.014	0.021	0.037	0.447
加速度	固有周期 T_1 (sec)	0.302	0.453	0.436	0.421	0.326
	減衰定数 h_1	0.060	0.168	0.064	0.020	0.011
	刺激係数 β_1	1.388	2.898	2.235	2.014	1.204
	J_{11}	0.158	0.009	0.019	0.054	0.368

表—11 駿東郡地盤の強震記録に基づく同定結果



図—39 同定結果に基づく応答加速度波形と観測記録の対比。高減衰側に移行している様子が分かる。図—38は、表—10の同定結果に基づく相対加速度の計算波形と観測記録を重ね描きしたものである。両者の一致度は十分であり、上述した固有周期 T_1 および減衰定数 h_1 の時間的変化の同定は妥当なものになっていると考えられる。

次に、図—15に示した静岡駿東郡の地盤で得られた強震記録に基づく同定結果について述べる。なお、ここでは図—15の記録の1秒から11秒の10秒間について同定を行なった。表—11に示した同定結果より、時刻 1~3 秒のときの1次の固有周期 $T_1 = 0.31$ sが、時刻 3~5 秒の主要動付近では $T_1 = 0.45$ sに伸びていることが分かる。図—39は、観測記録 (G.L.-28mに対する地表部の相対加速度記録を周期 0.3~0.5 秒のバンドパスフィルターにより処理したもの) と、同定結果に基づく相対加速度波形の重ね描きをしたものである。両者の一致度はきわめて高く、このことから表—11に示した固有周期 T_1 および減衰定数 h_1 の時間的変化の同定はほぼ十分な

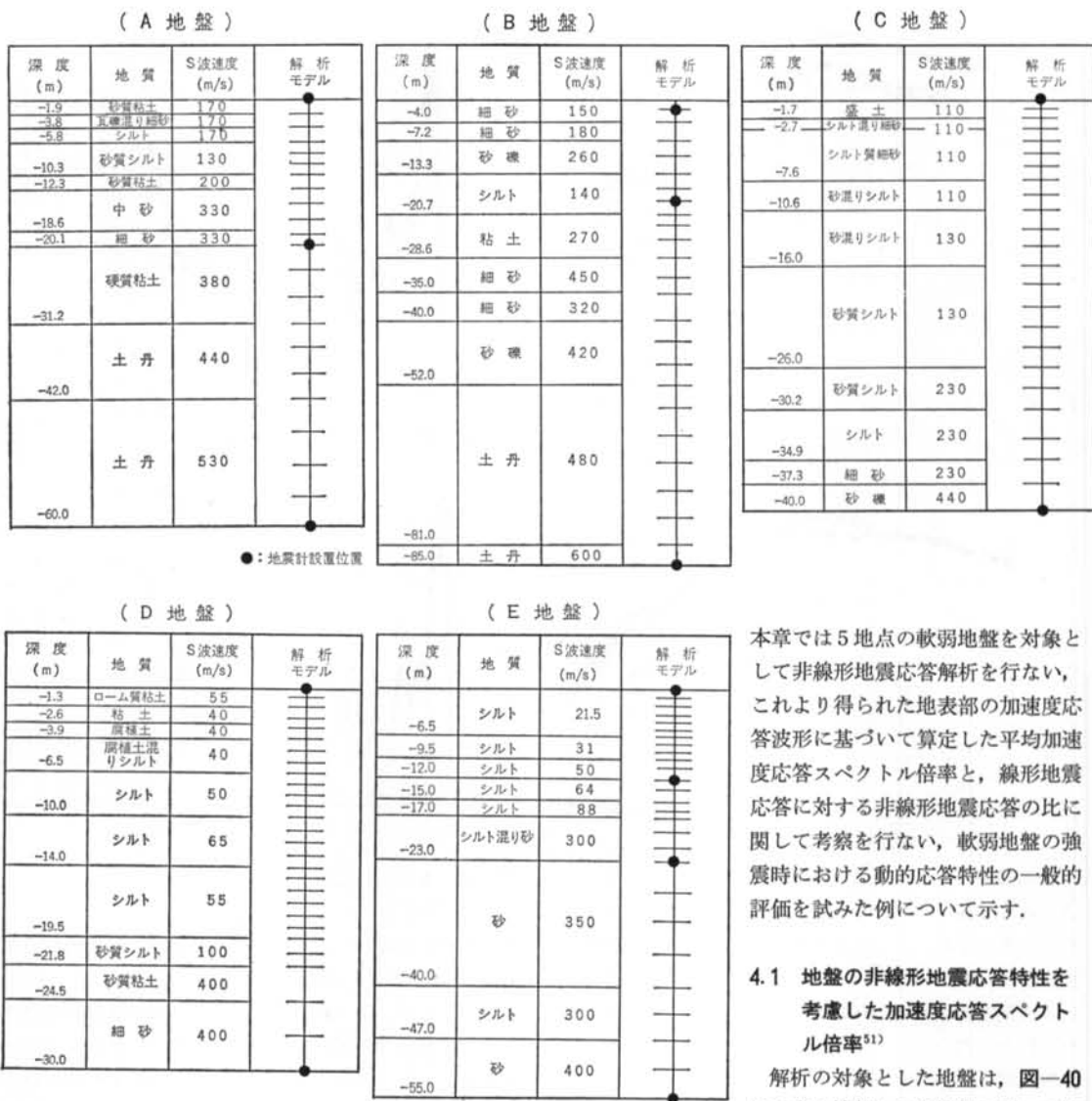


図-40 5地点の地盤概要および解析モデル
ものになっていると考えられる。

§ 4. 地盤の非線形地震応答特性を考慮した耐震設計法確立の必要性

軟弱地盤における大型重量構造物の著しい建設の増加は、地盤の非線形地震応答特性を考慮した耐震設計法の早急な確立の必要性を示唆するものである。しかし、地盤の非線形地震応答特性をいかに合理的に耐震設計法に反映させるかはかなり難しい問題であると考えられる。

本章では5地点の軟弱地盤を対象として非線形地震応答解析を行ない、これより得られた地表部の加速度応答波形に基づいて算定した平均加速度応答スペクトル倍率と、線形地震応答に対する非線形地震応答の比に関して考察を行ない、軟弱地盤の強震時における動的応答特性の一般的評価を試みた例について示す。

4.1 地盤の非線形地震応答特性を考慮した加速度応答スペクトル倍率⁵¹⁾

解析の対象とした地盤は、図-40に示すA地盤からE地盤の五つの地盤である。図中に示したせん断型の

多質点ばね系モデルによる各地盤の1次固有周期 T_1 は 0.54, 0.88, 0.95, 1.41 および 1.72 秒である。

非線形地震応答解析は、等価線形解析法と修正R-Oモデルおよび修正H-Dモデルを用いた逐次積分法による解析の3種類の方法によって行なった。5地点の地盤の各層の剛性低下曲線および減衰曲線は、岩崎らによって示されている実験曲線⁴⁶⁾⁴⁷⁾に従った。初期せん断弾性係数 G_0 は $G_0 = \rho V_s^2$ 、規準ひずみ γ_r および最大減衰定数 h_{max} は岩崎らの提案曲線から定めた。また、等価線形解析法における有効ひずみ換算係数 η は0.65とした。各地盤において、最深部に設置された地震計から得られた

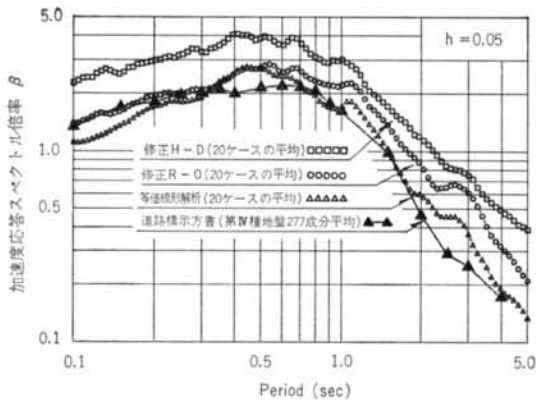


図-41 各非線形解析法による平均加速度応答スペクトル倍率

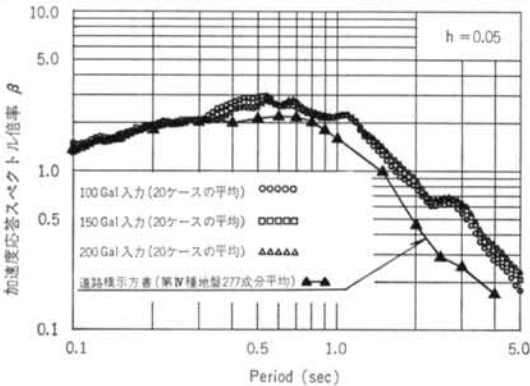


図-42 修正 Ramberg-Osgood モデルによる平均加速度応答スペクトル倍率

比較的加速度レベルの大きな記録をそれぞれ 4 波選び、入力最大加速度を 150 Gal として非線形地震応答解析を行なった。また、入力最大加速度の大きさによる影響を把握する目的で、修正 R-O モデルによる解析に関しては入力最大加速度を 100 および 200 Gal とした場合の解析も行なった。

解析結果は、地盤地表部の加速度応答波形に対して、減衰定数を 5% とした加速度応答スペクトル倍率によって整理した。図-41 は、三つの非線形地震応答解析法の違いによる特徴を考察するために、それぞれの方法による解析結果を区別して示したものである。図-42 は修正 R-O モデルを用いた場合の入力最大加速度を 100, 150, 200 Gal と変化させた解析結果である。図-41 および図-42 の結果は、いずれも 5 地点の地盤および 4 入力地震波による結果 (計 20 ケース) を平均したものである。また、両図において▲-▲の印で示されている応答スペクトル倍率は、「日本道路協会：道路橋示方書・解説 V 耐震設計編」に示されている第 IV 種地盤に対する 277 成分平均加速度応答スペクトル倍率⁵²⁾である。

地盤の非線形地震応答に大きく影響される周期領域

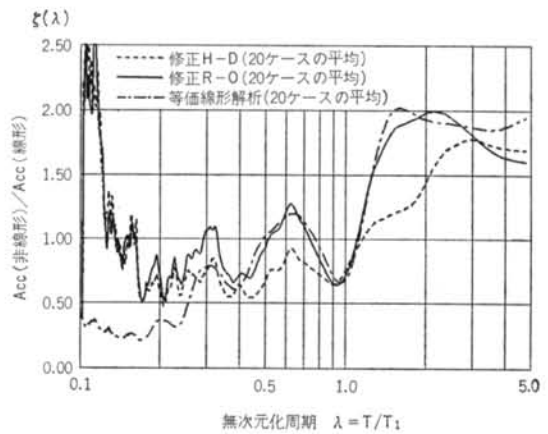


図-43 線形応答に対する非線形応答のスペクトル比

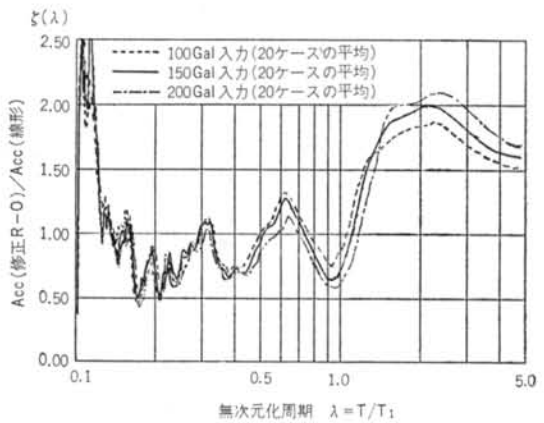


図-44 線形応答に対する修正 Ramberg-Osgood モデルによる応答のスペクトル比

は、解析の対象とした A 地盤から E 地盤の 1 次固有周期 T_1 を考慮すると、およそ 0.5 秒から 3.0 秒付近であると考えられる。図-41 において、等価線形解析結果はこの周期領域で 277 成分平均加速度応答スペクトル倍率に比較的近いものになっているが、修正 R-O モデルおよび修正 H-D モデルの結果は 277 成分平均加速度応答スペクトル倍率をかなり上回るものになっている。また、図-42 の解析結果から、100~200 Gal における入力最大加速度の大きさの違いが加速度応答スペクトル倍率に及ぼす影響は予想外に小さいことが分かる。

4.2 地表部の線形地震応答に対する非線形地震応答の比⁵¹⁾

5 地点の地盤モデルに対する線形地震応答解析を行ない、地表部の加速度応答に関して非線形地震応答解析結果との比較を試みた。図-43 は、線形地震応答解析結果に対する非線形地震応答解析結果のフーリエスペクトル比 ζ を縦軸にとり、横軸を初期剛性に基づく地盤の 1 次

固有周期 T_1 に対する周期 T の比 λ , つまり $\lambda = T/T_1$ として示した結果である。図-43の三つの解析法による結果は、それぞれA地盤からE地盤の解析結果（各計20ケース）を平均したものである。また、図-44は修正R-Oモデルを用いた場合の入力最大加速度を変化させた場合の解析結果（各計20ケースの平均）である。

図-43および図-44の曲線は、線形地震応答解析の結果を地盤の非線形性を考慮した地震応答に変換するための係数と見ることができる。変換係数 $\zeta(\lambda) = 1.0$ は線形地震応答と非線形地震応答に差異のないことを表わし、変換係数 $\zeta(\lambda) > 1.0$ の周期比領域あるいは $\zeta(\lambda) < 1.0$ の周期比領域は、地盤の非線形応答による影響が現れている領域である。非線形応答の影響を受ける周期比領域で問題になるのは $\zeta(\lambda)$ の値であり、この値が地盤の非線形挙動の程度を表わす指標になる。

$0.5 \leq \lambda \leq 5.0$ の範囲の周期比領域に注目すると、 $\zeta(\lambda)$ の変化の傾向はいずれの解析手法の場合も類似しており、ほぼ $\lambda = 1.1$ を境にして $\zeta(\lambda)$ が 1.0 以下から 1.0 以上に变化する結果になっている。 $1.0 \leq \lambda \leq 5.0$ の周期比領域において、修正 H-D モデルの場合の最大値は $\zeta(\lambda) = 1.75$ であるのに対し、修正 R-O モデルおよび等価線形解析法の場合は $\zeta(\lambda) = 2.0$ になっている。Masing 則によって履歴曲線を規定した修正 H-D モデルを用いた解析は減衰を過大に評価するため、地表部での応答加速度が他の手法に比べて一般に小さくなると指摘されているが²⁴⁾、この結果からもその状況が理解できる。

この最大値を与える周期比 λ は解析手法によって差が見られ、等価線形解析法および修正 R-O モデルの場合は $\lambda = 1.5 \sim 2.2$ であり、修正 H-D モデルでは $\lambda = 3.0$ である。これより、基盤 150 Gal 入力による地盤の 1 次固有周期 T_1 は 1.5 倍以上に伸びることがうかがえる。また、図-44より入力最大加速度の大きさの違いによる $\zeta(\lambda)$ の変化の様子が理解でき、 $1.1 \leq \lambda$ では入力最大加速度が大きくなるに従い $\zeta(\lambda)$ は大きくなり、 $0.5 \leq \lambda \leq 1.1$ では小さくなっている。

図-43における三つの非線形解析法の差異は、 $\lambda \leq 0.2$

の周期比領域において顕著に現われている。等価線形解析法の結果は、この周期比領域において $\zeta(\lambda) = 0.3 \sim 0.4$ であるのに対し、修正 H-D モデルおよび修正 R-O モデルは $\zeta(\lambda) \geq 1.0$ になっている。地盤の非線形地震応答解析に関する既往の研究において、一般に修正 H-D モデルあるいは修正 R-O モデルを用いた逐次積分法による解析結果は高振動数が卓越した結果を与え、逆に等価線形解析法の結果は高振動数成分の少ない結果を与えるといわれているが、図-43の結果は正にそのことを表わしたのになっている。

§ 5. あとがき

地盤の非線形地震応答特性に関する研究のここ数十年間の発展には目覚ましいものがある。これらの研究の発展は、土の動力学的性質に関する研究および数値解析技術の進展によるものであり、実現象に対する挙動予測も 2.3 で示したように、工学的にかなり満足のできる状況にあると考えられる。

土の剛性低下に伴う地盤の卓越周期の伸びと土の履歴減衰の増加に伴う地盤表層の加速度応答倍率の低下が、地盤の非線形地震応答による典型的な現象であり、このことを大略的に把握しようとした場合、非線形地震応答解析法の違いによる影響は 4.2 の結果から見てそれほど大きくないと思われる。

このような現況から、地盤の非線形地震応答に関する今後の研究課題は、地盤の非線形応答の一般的特性の把握とそれらの耐震設計面への反映にあると考えられる。多少批判的な目で研究の現状を概観すると、数値解析面の研究の進展に比べて耐震設計面の研究は必ずしも十分ではないように思われる。本論文の § 4. における検討がこのことに対する一つの試みのつもりであるが、このような検討において重要な点は、解析条件の設定もさることながら、解析結果をいかに整理するかであろう。

〈参考文献〉

- 1) Y. Ohsaki: "Niigata Earthquake, 1964—Building Damage and Soil Condition" Soil & Foundation, Vol. 6, No. 2 (1966) pp. 112~128
- 2) M. Fukuoka: "Damage to Civil Engineering Structures" Soil & Foundation, Vol. 6, No. 2 (1966) pp. 45~52
- 3) 金井 清: "地震工学—地震動・地盤振動—(建築構造学大系・1)" 朝国社 (1968年) pp. 40~49
- 4) 望月利男, 宮野道雄: "建物の被害に対する地盤液状化の寄与度—1964年新潟地震による新潟市の建物の被害と復旧調査から" 日本建築学会論文報告集 第 257 号 (1977年) pp. 21~29

- 5) 土質学会震害調査委員会編：“1968年十勝沖地震による地盤震害調査概報” 土と基礎 第16巻，第9号（1968年）
- 6) 岩崎敏男，常田賢一：“1978年宮城県沖地震による地盤震害に関する調査” 第15回地震工学研究発表会講演概要（1979年） pp. 105~108
- 7) 土木学会東北支部編：“1978年宮城県沖地震調査報告書” 土木学会（1980年）
- 8) 石原研而：“土質動力学の基礎” 鹿島出版会（1976年）
- 9) 石原研而，木村 孟：“土質力学—土の力学的挙動と地盤の地震応答解析—（土木工学大系・8）” 彰国社（1980年）
- 10) 足立紀尚，龍岡文夫：“土の力学（Ⅲ）圧密・せん断・動的解析（新体系土木工学・18）” 技報堂出版（1981年）
- 11) 石原研而ほか：“講座「地盤の液状化」” 土と基礎 第29巻，第8号～第30巻，第5号（1981～1982年）
- 12) 栗林栄一ほか：“講座「地震応答解析のための土の動的性質」” 土と基礎 第33巻，第6号～第34巻，第9号（1985～1986年）
- 13) 大崎順彦，原 昭夫，清田芳治：“地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例” 第5回日本地震工学シンポジウム講演集（1978年） pp. 697~704
- 14) 多賀直恒，大谷泰彦：“土の非線形履歴特性を考慮した地盤の動的応答特性” 日本建築学会論文報告集 第271号（1978年） pp. 53~60
- 15) 多賀直恒，大谷泰彦，大平 満：“各種減衰効果と土の非線形性を考慮した地盤の動特性” 日本建築学会論文報告集 第274号（1978年） pp. 29~36
- 16) Y. Ohsaki：“Some Notes on Masing's Law and Non-linear Response of Soil Deposits” J. of Faculty of Engineering, Univ. of Tokyo, Vol. 35, No. 4, (1980) pp. 513~536
- 17) Y. Ohsaki：“Dynamic Nonlinear Model and One-dimensional Nonlinear Response of Soil Deposits” Research Report 82-02, Department of Architecture, Faculty of Engineering, Univ. of Tokyo (1982)
- 18) 岩崎敏男，川島一彦，森本 巖：“ランベルグオズグットモデルによる地盤の地震応答解析” 第15回土質工学研究発表会発表講演集（1980年） pp. 1241~1244
- 19) 川本桃万：“地盤の動特性および地下構造物の動的挙動に関する研究（研究代表者 久保慶三郎），2.3：非線形性を考慮した表層地盤の増幅” 自然災害特別研究成果，No. A-55-2（1980年）
- 20) 岩崎敏男：“土質学からみた地盤と構造物の動的相互作用” 土と基礎 第29巻，第9号（1981年） pp. 7~10
- 21) 岩崎敏男，龍岡文夫，川島一彦，森本 巖：“土の非線形性が地盤の地震応答に及ぼす影響に関する解析的検討” 土木研究資料 第1582号（1980年）
- 22) 田蔵 隆，横田治彦，土岐彰輝，清水勝美，嶋田 稔：“観測記録に基づく地盤の非線形地震応答解析結果からの2,3の考察” 第17回土質工学研究発表会発表講演集（1982年） pp. 1853~1856
- 23) 田蔵 隆，清水勝美，嶋田 稔，横田治彦：“土の動力学モデルの振動特性と実地盤に対する適用性について” 第6回日本地震工学シンポジウム講演集（1982年） pp. 665~672
- 24) 田蔵 隆，清水勝美，嶋田 稔，横田治彦：“地盤の非線形地震応答解析手法に関する一考察” 第17回土質工学研究発表会発表講演集（1982年） pp. 1861~1864
- 25) B.O. Hardin & V.P. Drnevich：“Shear Modulus and Damping in Soils, Measurement and Parameter Effects” J. of Soil Mechanics & Foundation Div., ASCE, Vol. 98, No. SM6 (1972) pp. 603~624
- 26) 龍岡文夫，福島伸二：“砂のランダム繰返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について” 生産研究 第30巻，第9号（1978年） pp. 26~29
- 27) 社本康広，森 信夫：“Ramberg-Osgood モデルの硬質粘性土及びシルトへの適用性” 第15回土質工学研究発表会発表講演集（1980年） pp. 597~600
- 28) 国生剛治，岩橋敏広：“軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析” 土木学会論文報告集 第285号（1979年） pp. 57~67
- 29) 国生剛治：“土の動的変形特性と地盤の非線形震動応答” 電力中央研究所報告 第301号（1982年） pp. 176~206
- 30) 北澤巧次，河村壯一：“地盤の振動減衰性に関する研究—大型せん断土槽による振動台試験—” 大成建設技術研究所報 第18号（1986年） pp. 247~255
- 31) 当麻純一，大友敬三：“砂層の非線形応答解析における粘性減衰の効果” 第18回地震工学研究発表会講演概要（1985年） pp. 129~132
- 32) 香川崇章：“地盤モデルとしての砂層の振動性状について” 土木学会論文報告集 第275号（1978年） pp. 53~67
- 33) 松田 隆，後藤洋三：“せん断土槽を用いた模型地盤の振動実験（その1）—中型せん断土槽と模型乾燥砂地盤の基本的振動特性および動的地盤定数について—” 大林組技術研究所報 第32号（1986年） pp. 42~46

- 34) 阿部康彦：“軟弱地盤(江東区南砂)における観測結果—1978年宮城県沖地震—” 第7回地盤震動シンポジウム資料集(1979年) pp. 31~34
- 35) 太田外気晴, 原 昭夫：“地盤の動力特性(地震動と地盤—地盤震動シンポジウム10年の歩み—, 4.3)” 日本建築学会(1985年) pp. 116~130
- 36) 河村壯一：“各種地盤での地表・地中地震動特性” 第5回地盤震動シンポジウム資料集(1977年) pp. 45~48
- 37) 太田外気晴, 丹羽正徳：“記録地震に基づく表層地盤の増幅率とスペクトル特性” 鹿島建設技術研究所年報 第26号(1978年) pp. 231~236
- 38) 横田治彦：“東京の軟弱地盤における地中地震観測” 第5回地盤震動シンポジウム資料集(1977年) pp. 39~44
- 39) 田蔵 隆, 清水勝美, 横田治彦, 片山隆夫：“地盤の非線形地震時挙動特性に関する二、三の考察” 第1回地盤工学における数値解析法シンポジウム論文集(1986年) pp. 147~154
- 40) 田蔵 隆, 佐藤正義, 畠山 昭：“強震記録に基づく地盤の非線形地震応答解析” 第19回地震工学研究発表会講演概要(1987年) pp. 101~104
- 41) 浜田政則, 安田 進, 磯山龍二：“新潟地震における地盤の永久変位量の測定” 第18回地震工学研究発表会講演概要(1985年) pp. 345~348
- 42) 久保慶三郎, 浜田政則, 磯山龍二：“日本海中部地震における地盤の永久変位の測定” 同上, pp. 353~356
- 43) P.B. Schnabel, J. Lysmer & H.B. Seed: “SHAKE—A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites” EERC Report, No. 72—12, Univ. of California, Berkeley (1972)
- 44) 田蔵 隆, 佐藤正義, 清水勝美, 小山和夫：“地盤の非線形地震応答解析法に関する基礎的研究” 第19回地震工学研究発表会講演概要(1986年) pp. 105~108
- 45) 国生剛治, 桜井彰雄：“Modified Hardin-Drnevich モデルについて” 土木学会第33回年次学術講演会講演概要集, 第Ⅲ部門(1978年) pp. 116~117
- 46) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和：“地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)” 土木研究所報告 第153号(1980年)
- 47) 岩崎敏男, 常田賢一, 吉田精一, 龍岡文夫：“沖積粘性土の動的変形・強度特性について” 第15回土質工学研究発表会発表講演集(1980年) pp. 625~628
- 48) 横田治彦, 渡辺弘之, 塩谷清人, 石井 清：“東京周辺の軟弱地盤における地中地震観測” 清水建設研究所報 第30号(1979年) pp. 21~29
- 49) 田蔵 隆, 清水勝美, 佐藤正義, 広瀬利光, 小山和夫：“非線形震動に伴う地盤の卓越周期と減衰定数の時間的変化の同定” 第19回地震工学研究発表会講演概要(1986年) pp. 93~96
- 50) J.L. Beck: “Determining Models of Structures from Earthquake Records” EERL Report, No. 78—01, California Institute of Technology, Pasadena (1978)
- 51) 田蔵 隆, 佐藤正義, 清水勝美, 横田治彦, 竹脇尚信：“軟弱地盤の強震時の動的応答特性” 第19回地震工学研究発表会講演概要(1986年) pp. 97~100
- 52) 日本道路協会編：“道路橋示方書・同解説 V耐震設計編” 日本道路協会(1980年) p. 115

