

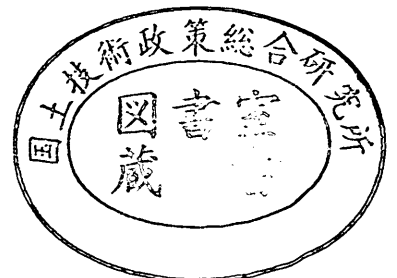
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 21 NO. 4 DEC. 1982

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第 21 卷 第 4 号 (Vol. 21, No. 4), 1982 年 12 月 (Dec. 1982)

目 次 (CONTENTS)

1. 恒流に及ぼす風と淡水流入量の影響
——泉南沖データ (1978~1981) による検討——
……………村上和男・森川雅行・坂口達也…………… 3
(Wind Effect and Water Discharge Effect on Constant Flow
—Discussion Using Observation Data at Off-Sennan (1978~1981)—
……………Kazuo MURAKAMI, Masayuki MORIKAWA and Tatsuya SAKAGUCHI)
2. 鋼矢板壁の透水実験……………莊司喜博・糸田政治・富田幸晴…………… 41
(Experiments on Seepage through Interlocking Joints of Sheet Pile
……………Yoshihiro SHOJI, Masaharu KUMEDA and Yukiharu TOMITA)
3. 深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動
……………稲富隆昌・風間基樹・今村俊博…………… 83
(Observation and Analysis of Seismic Response of Improved Ground by Deep Mixing
Method ……Takamasa INATOMI, Motoki KAZAMA and Toshihiro IMAMURA)
4. 底開式バージによる捨石マウンドの造成に関する実験
……………奥出 律・山谷弘幸・松本 茂…………… 131
(Experimental Study on Construction of Rubble Mound by Split Hopper Barge
……………Tadasu OKUDE, Hiroyuki YAMAYA and Shigeru MATSUMOTO)

3. 深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動

稲富隆昌*・風間基樹**・今村俊博**

要 旨

軟弱な粘性土地盤の有力な地盤改良工法として、深層混合処理工法が登場してきた。しかし、同工法によって出来上がる改良地盤の地震時挙動については、改良工法の歴史が浅く、改良地盤の施工実績も多くなく、また、大地震に襲われたこともないため、十分に解明されているとはいえない。したがって、現在提案されている同地盤の耐震設計法が合理的であるかについては十分に検証されていない。そこで、改良地盤に対する現行耐震設計法をより合理的なものにする目的を持って、深層混合処理工法で改良された横浜港大黒埠頭の改良地盤に地震計を設置して、地震観測を行い、改良地盤の振動特性を検討した。

改良地盤の振動特性の検討は 30 本の地震動加速度記録を使用して行った。なお、改良地盤および原地盤で取得された加速度の最大値は、マグニチュード 6.1 の 28 Gal および 76 Gal であった。また、土の材料非線形特性を等価線形化手法であらわした地震応答計算手法を用いて、改良地盤の応答計算を行い、計算値と観測値の比較を行った。更に応答計算結果から改良地盤の振動特性を検討した。その結果をとりまとめると以下のとおりである。

- 1) 改良地盤は剛体として挙動している。
- 2) 改良地盤の加速度、変位は、改良地盤が着底している砂地盤の加速度、変位とほぼ同じである。
- 3) 改良地盤の最大水平加速度は、改良地盤から遠く離れた粘性土地盤の加速度に比較して小さい。
- 4) 改良地盤の加速度が最大になる時刻と粘性土地盤の加速度が最大になる時刻は一致しない。改良地盤の加速度が最大のとき、粘性土地盤の加速度は改良地盤の加速度とほぼ同じである。
- 5) 土の材料非線形特性を等価線形化手法であらわした有限要素法プログラムは、改良地盤の振動性状を解析できる有用な手法であることがわかった。
- 6) 改良地盤の最大加速度は、改良地盤の改良深さを同じにすると改良幅を小さくするほど、小さくなる。

* 構造部 振動研究室長

** 構造部 振動研究室

3. Observation and Analysis of Seismic Response of Improved Ground by Deep Mixing Method

Takamasa INATOMI*

Motoki KAZAMA**

Toshihiro IMAMURA**

Synopsis

A new soil improvement method called Deep Mixing Method (D.M.M.) was developed and has been widely applied to construction work on soft ground. However, the vibrational characteristics of the improved ground by D.M.M. have not been made clear sufficiently. So, in order to investigate the vibrational characteristics of the improved ground, the earthquake observation has been carried out at the improved ground under the gravity type wharf at Yokohama port.

In this report, the vibrational characteristics of the improved ground are analysed by using the acceleration records observed, and the seismic response of the improved ground computed by Finite Element Method using the equivalent linear method are compared with the records observed.

The results are summarized as follows:

- 1) The improved ground behaves like a rigid body.
- 2) Acceleration and dynamic displacement of the improved ground are almost equal to those of the sand layer under the improved ground.
- 3) The maximum acceleration of the top of the improved ground are smaller than that of the surface of soft clay layer far from the improved ground.
- 4) The maximum acceleration of the improved ground and of the clay layer do not occur at the same time.
- 5) It was proved that this computer program was very useful for analysing the vibrational characteristics of the improved ground.

* Chief of Vibration Laboratory, Structures Division

** Members of Vibration Laboratory, Structures Division

目 次

要 旨	83
1. ま え が き	87
2. 地中地震動観測	88
2.1 観測地点および地盤条件	88
2.2 観測方法	90
2.3 地震動の加速度記録	92
3. 地盤の動力学特性	95
3.1 P S 検 層	95
3.2 粘性土の動的変形特性	97
4. 改良地盤の振動特性	97
4.1 ブロック状改良地盤と壁状改良地盤の振動特性	98
4.2 最大加速度による検討	99
4.3 時刻を考えた加速度による検討	103
4.4 変位による検討	108
4.5 パワースペクトルによる検討	110
5. 地震応答計算	117
5.1 計算手法	117
5.2 観測結果との比較	117
5.3 計算による改良地盤の振動特性	125
6. 結 論	127
7. あとがき	128
参考文献	129

1. まえがき

軟弱な沖積粘性土地盤を港湾構造物の基礎地盤とする場合は、何んらかの方法で、その軟弱地盤を改良する必要がある。軟弱地盤の改良工法は、対象とする軟弱地盤の性質、構造物の種類、施工の難易、工費などを考慮して適切に選ぶ必要がある。地盤改良工法は、従来より数多くの提案がなされているが、代表的な工法としては、置換工法、サンドドレーン工法およびサンドコンパクション工法があげられる。現在、これら工法は広く用いられているが、逆にこれら工法の適用にも限界のあることが指摘されている。すなわち、これら工法に共通する大量の良質な砂の確保、置換工法による粘性土地盤の浚渫に伴うごり、浚渫した大量の粘性土の処分、隣接構造物への影響、更には、構造物の建設地点の大水深化に対する施工能力不足などの制約が生じてきた。

近年、これらの問題点を解消できる地盤改良工法として、石灰・セメント系の安定材を軟弱な粘性土地盤中で

直接粘性土と攪拌、混合し、粘性土の強度を現位置にて増加させる深層混合処理工法 (DMM) が開発され¹⁾²⁾、実用化されてきた³⁾⁴⁾⁵⁾。この工法によって出来上がる改良土の工学的な性質は、各方面の機関において室内および現場試験からしだいに明らかにされてきている。

深層混合処理工法による軟弱地盤の改良形式は、図-1に示すように所定の範囲を全面的に改良するブロック形式、あるいは所定の範囲の中に一部未改良土部分を残す壁形式、格子形式、パイル形式などがある。改良地盤は、周辺の軟弱な地盤に比較し、きわめて大きな剛性を有する地盤である。したがって、剛性の異なった改良地盤と軟弱地盤の相互作用はきわめて複雑なものと予想される。しかし軟弱地盤を含めた改良地盤の地震時挙動は、深層混合処理工法の歴史が浅く大規模な改良地盤の施工実績も多くなく、大地震に襲われたこともないため十分に把握されているとはいえない。

現在、地中に構築する地下貯油槽、LNG 地下タンク、沈埋トンネルなどの耐震設計法は⁶⁾⁷⁾⁸⁾、その構造物の振

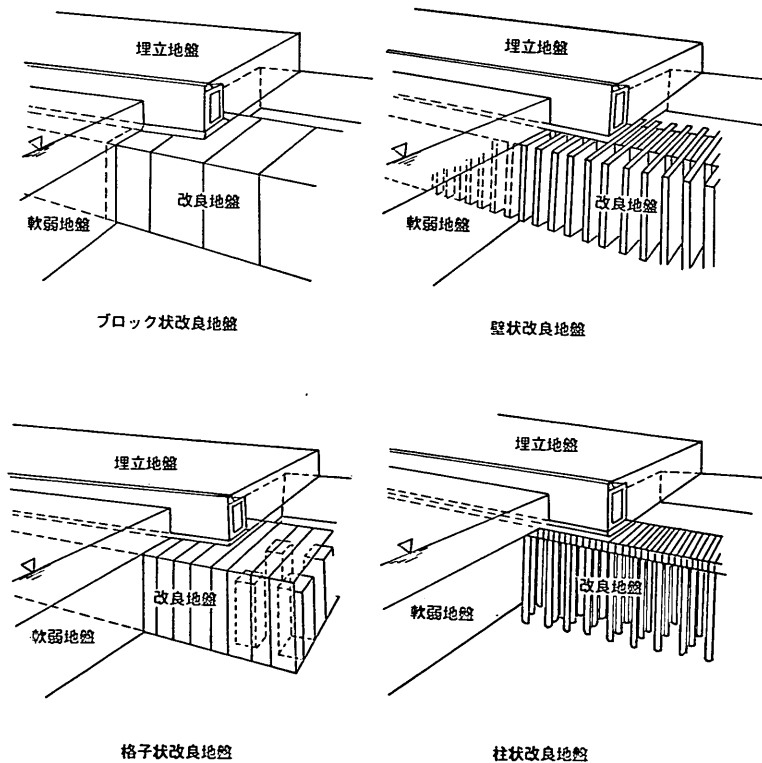


図-1 深層混合処理工法の構造様式

動特性を十分に考慮して提案されている。しかし、改良地盤の振動特性は、前述のごとく十分に解明されていない点もあり、現在提案されている耐震設計法⁴⁾が十分検証されたものであるとはいえない。すなわち、より合理的な耐震設計法を提案するためには、改良地盤の振動特性を十分に把握する必要がある。そこで、すでに施工された改良地盤とそれとをとりまく軟弱地盤内に地中地震計を設置し、地震観測を開始した。

本報告は、まず地震観測結果から、改良地盤と軟弱地盤の動的相互作用の関係を検討し、また、土の材料非線形性を考慮した地震応答計算を行って、計算値と観測値の比較を行った。更に、地震応答計算では、計算モデルを用いて改良地盤の振動特性を検討した。なお、改良地盤と軟弱地盤の相互作用は、各地盤の地震動の最大加速度、時刻(位相)を考えた加速度、地震動の周波数特性、地盤の周波数伝達特性および加速度波形から求めた変位波形を用いて検討した。

2. 地中地震動観測

2.1 観測地点および地盤条件

地中地震動観測は、図-2 に示す横浜港大黒埠頭 -12 m 岸壁の第 1 バースにおいて実施されている。大黒埠頭は、同図で示すように港奥から東へ約 5 km に位置する島式埠頭である。同埠頭は、経済活動の発展に伴って増加する港湾貨物を取扱う目的で計画され、昭和 46 年

度から工事が行われている。現在、コンテナバース、ライナバース等の一部がすでに供用されている。

第 1 バースのある地点の土質を、図-3 に示す。図に

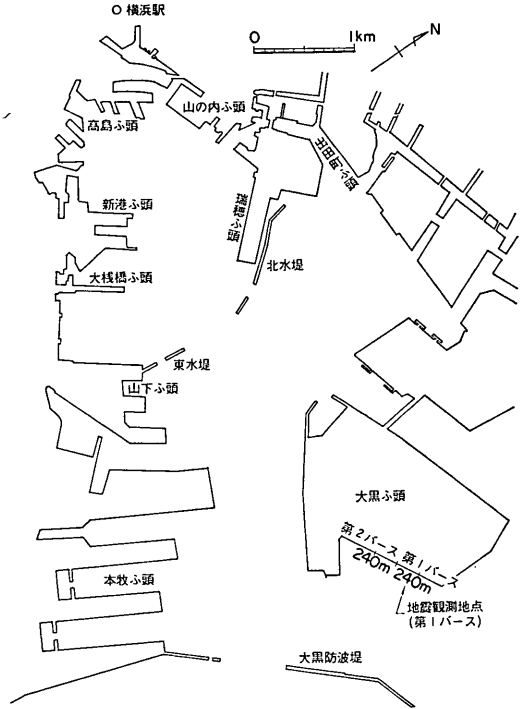


図-2 横浜港平面図

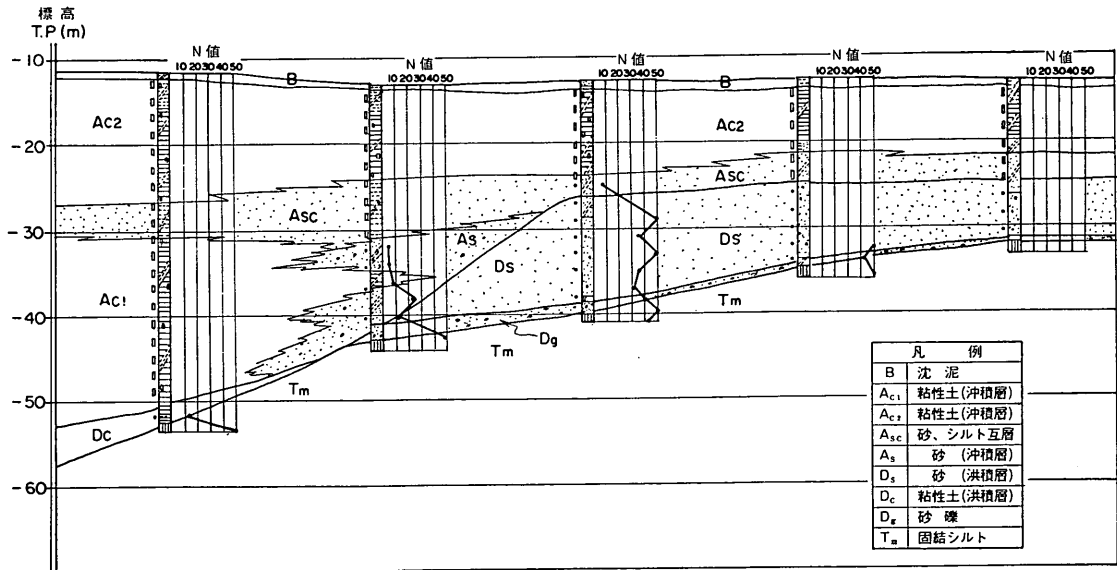


図-3 土質縦断面図(第1バース)

深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動

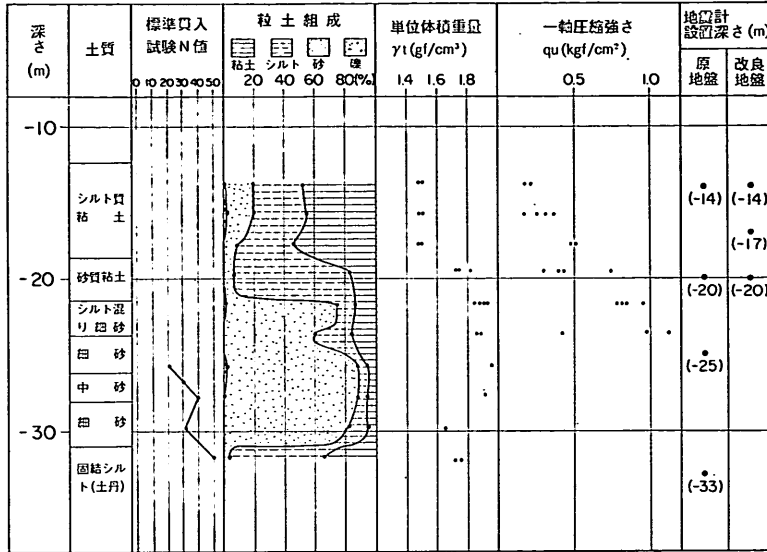


図-4 土質試験結果 (改良前)

示す標高は、横浜港工用基準面からの数値である。本報告中の各種図面に示されている深さなどの数値は、全てこの基準面からの値である。第1バースの東側の基盤（第三紀層）上面は、-30m 付近と比較的浅く、その上に砂および粘性土が、各 10m 程度の厚さで堆積している。しかし、西側に近づくにつれて、基盤上面は深くなり、第1バースの西端付近では、-50m にも達している。基盤上の砂地盤も西側にいくに従い薄くなり、軟弱な粘性土地盤が厚くなっている。第1バースの西端では、粘性土地盤の厚さは、40m にも達している。なお、第1バースに続く第2バース (240m) の土質は、第1バースの西端の土質構成を示しており、特に、第2バースの中間点付近からは、基盤層上面が -70m にも達している。

以上のような土質条件において、軟弱地盤改良工法の検討がいろいろなされてきたが、最終的に、大量の浚渫土砂の処分を必要とせずにかつ、第1バースの東側に隣接する既設バースに悪い影響を与えることのないセメントスラリーを用いた深層混合処理工法が採用された。

地震観測は、図-3の右端の粘性土地盤を含む原地盤と粘性土地盤を深層混合処理工法で改良した改良地盤で行った。

最初に、原地盤の土質試験結果を 図-4 に示す。単位体積重量は、粘性土地盤で約 1.5 tf/m³、砂地盤で約 1.8~1.9 tf/m³ である。粘性土の一軸圧縮強度は深さ方向に

0.15 kgf/cm² から 0.8 kgf/cm² と変化している。その下の砂地盤は N 値が 20 から 40 の比較的締った地盤である。-31m 以深の土丹層は N 値が 50 以上を示す堅固な地盤となっている。

次に、地震計を設置した -12m 岸壁の標準設計断面図を 図-5 に示す。また、図-6 は平面図および側面図で

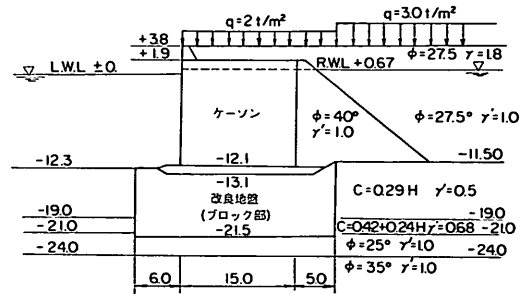


図-5 設計基本断面図

ある。改良地盤は、一部を除いてブロック状に幅 26m で改良してある。地震計が設置された改良地盤の底面は、-21.5m で砂地盤に約 50cm ほどくい込ませてある。このように、改良地盤の底面が良好な砂地盤に接している、あるいは着底している改良地盤を着底型改良地盤とよんでいる。したがって、本報告の改良地盤の振動特性は、着底型改良地盤の振動特性を報告することになる。

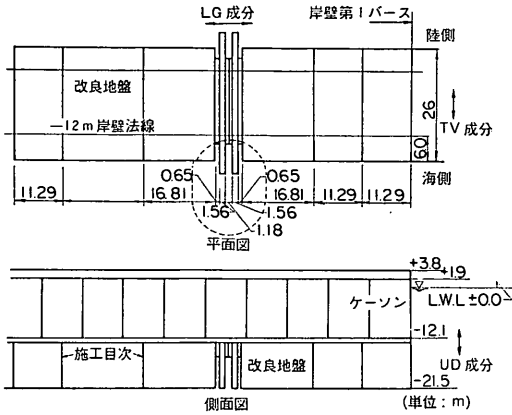


図-6 改良地盤の平面及び側面図

また、図-6に見られるようにブロック状に改良された地盤の間には、軟弱地盤を壁状に改良した部分がある。これは、改良形式のひとつである壁状改良地盤の振動特性を調べるために試験的に施工されたものである。もちろん、ブロック状改良地盤にはさまれたわずか2枚の壁状改良地盤の挙動が、かなりの延長で壁状に改良された地盤の挙動をあらわしているかどうかについては議論のあるところである。

なお、地震観測は、後述するようにこの壁状改良地盤を中心に実施した。

以下に、セメントスラリーによって改良された改良土の土質試験結果を示す。図-7は、その結果である。単位体積重量については、-19m以浅のシルト質粘土の改良土が、 1.55 tf/m^3 、-20m付近の砂質粘土が 1.85 tf/m^3 であった。図-4に示す原地盤の単位体積重

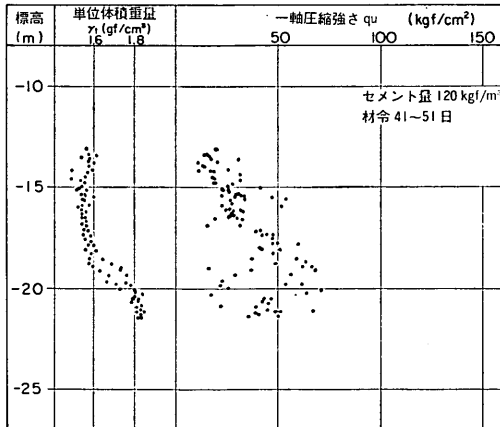


図-7 改良土の土質試験結果

量と比較すると、シルト質粘土の場合で約 0.05 tf/m^3 の増加がみられた。一方、-14mから-20mの範囲の改良土の一軸圧縮強度は、深さ方向に約 15 kgf/cm^2 から 60 kgf/cm^2 と変化し、図-4に示した改良前の 0.15 kgf/cm^2 から 0.7 kgf/cm^2 と比較して、約100倍も強い改良土が出来たことがわかる。

このように、深層混合処理工法は、原地盤の強度を原位置の状態を増加させることができる。

なお、2枚の壁状改良地盤によってはさまれた未改良地盤の土質試験結果は、図-4に示した結果とほぼ同じであった。

2.2 観測方法

地震観測は、図-6に示した壁状改良地盤付近と改良地盤から岸壁法線直角方向に約35m離れた原地盤において実施されている。地震計の配置および地震計の性能等について説明する。

(1) 地震計の配置

地震計は、表-1および図-8、9に示すように、原地盤および改良地盤に合計13台設置されている。その設置位置は、図-4、8に示してあるように、St. 1の地震計は、工学上基盤層とみなされる土丹層(-33m)、同様にSt. 2は改良地盤の支持地盤とみなされる砂地盤(-25

表-1 地中地震計一覧

地中地震計 No.	設置震度 (m)	摘要
1	-33	ケーソンから約40m沖の基盤
2	-25	ケーソンから約40m沖の砂地盤
3	-20	ケーソンから約40m沖の粘性土地盤
4	-14	ケーソンから約40m沖の粘性土地盤
5	-17	壁状改良地盤
6	-14	壁状改良地盤間の粘性土地盤
7	-20	壁状改良地盤間の粘性土地盤
8	-17	壁状改良地盤間の粘性土地盤
9	-14	壁状改良地盤
10	-20	壁状改良地盤
11	-17	壁状改良地盤
12	-14	ブロック状改良地盤
13	-20	ブロック状改良地盤

深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動

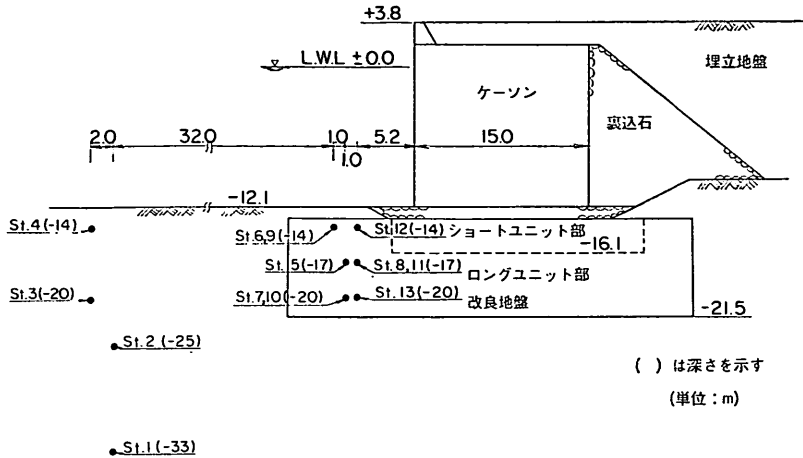


図-8 地中地震計配置図 (1)

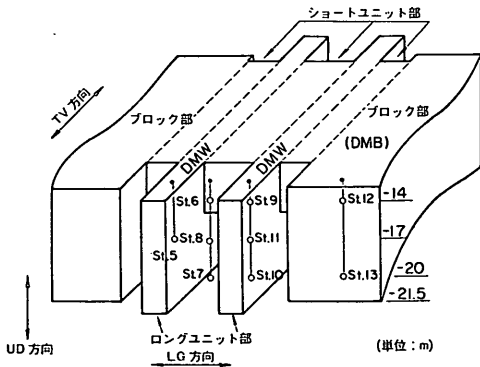


図-9 地中地震計配置図 (2)

m), St. 3 および St. 4 は粘性土地盤の下層部 (-20 m) と上層部 (-14 m) である。St. 5 から St. 13 の地震計は、図-9 に示すように改良地盤の振動性状を把握できるように設置されており、St. 5, 9~11 が壁状改良地盤、St. 6~8 が 2 枚の壁状改良地盤ではさまれた未改良地盤、St. 12 と 13 がブロック状改良地盤に設置されている。その設置深さは、原地盤に設置された地震計とも対応できるように、St. 6, 9, 12 が -14 m, St. 5, 8, 11 が -17 m, St. 7, 10, 13 が -20 m である。

地震計の感振方向は、水平 2 成分と上下成分である。水平 2 成分は、図-9 に示すように岸壁法線直角方向 (TV 成分) と岸壁法線平行方向 (LG 成分) である。

(2) 地震計の性能および地震動記録の取得方法

地震計は、TUSS-S 型 (振動技研 K.K. 製) を使用し

た。表-2 に記録部の性能も合わせて地震計の性能を示した。13 台の地震計によって取得される 39 成分の地震波を記録する記録器は、地上に設置されているスタータ振子および基盤 (-33 m) の St. 1 の地震計によって検

表-2 観測機器等性能

1. 地中地震計

型 式	TUSS-S
成 分	3 成分 (水平 2 成分と上下成分)
固有周波数	5 Hz
測定周波数	0.5~50 Hz
測定加速度	0.5~1000 Gal
コイル抵抗	約 90 Ω
減衰方式	シリコンオイルによる
感 度	総合で約 1.6 mm/Gal 以上
外 径 寸 法	約 870×90 φmm
重 量	約 21 kgf

2. 記録部

記 録 器	直視式電磁オシログラフ
ガルバノメータ	固有周波数 47 Hz, 電磁制動方式
記録器作動方式	スタータ振子及び地中地震計からの信号による
記録器作動加速度	1, 3, 5, 10, 20 Gal

知された地震動加速度が所定のレベルに達したら作動するようになっている。スタータからの信号による起動加速度レベルは、0.5~5 Gal の間で任意にセットすることができ、同時に地震計からの信号による起動加速度レベルも、1, 3, 5, 10, 20 Gal の 5 段階に設定できる。地震観測を開始した昭和 53 年 1 月の記録器は、St. 1 の地震計と地上のスターター振子が、同時に 1 Gal および 2 Gal に達したら作動するようにセットされた。また、昭和 55 年 7 月からは、地中および地上とも 5 Gal に変更され、比較的大きな地震動を取得するようにした。地震観測システムの動作フローは、図-10 に示すとおりである。

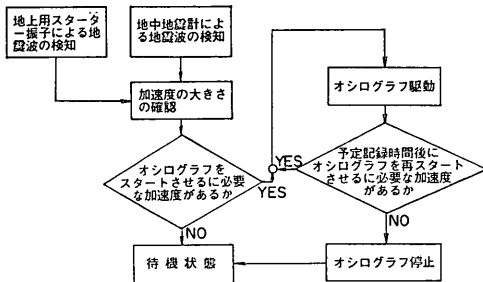


図-10 観測システムの動作フロー

取得した地震動の加速度記録は、当研究所の ERS 強震計のためのデジタル装置によってデジタル化され、その後、大型電子計算機を用いて解析した⁹⁾。

2.3 地震動の加速度記録

(1) 観測地震

地震観測は、昭和 53 年 1 月から開始された。本報告では、昭和 56 年 1 月までの 3 か年間に取得された 30 本の地震動記録について、整理、解析を行った。観測地震の発震年月日、震央、マグニチュードなどを表-3 に示す。なお、本表は気象方地震月報を基に作成したが、震央名は同庁地震火山概況によった。図-11 に、震央の位置を示す。観測した地震の多くは、横浜港から 150 km 以内で発生しているが、他に、福島県から宮城県の大平洋岸、東海道のはるか沖、択捉島付近にも発生している。これらの地震の中で地震動加速度が比較的大きい地震は、YDF-1, 7, 27 であった。YDF-1 は、地震観測開始の直後の昭和 53 年 1 月 14 日に発生したマグニチュード 7.0 の「1978 年伊豆大島近海地震」である。この震央距離は、86 km、震源深さは 0 km、気象庁震度階による横浜の震度は V であった。YDF-7 は、昭和 53

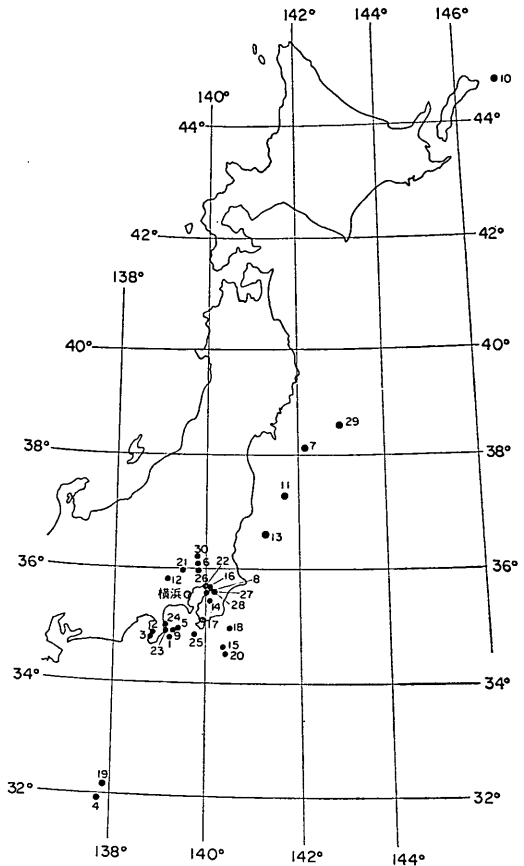


図-11 震央位置図

年 6 月 12 日に発生したマグニチュード 7.4 の「1978 年宮城県沖地震」である。この地震の震央距離は、373 km、震源深さは 40 km、横浜の震度は IV であった。YDF-27 は、観測地震の中で最大加速度が最も大きかった地震であった。この地震のマグニチュードは 6.1、震央距離は、50 km、震源深さは 70 km、横浜の震度は IV であった。この三つの地震は、マグニチュード、地震動の最大加速度が比較的大きいと同時に、震央距離が、50 km, 86 km, 373 km とバラエティに富んでいるため、これら地震の加速度波形では、短周期な波から長周期な波までを検討することができると思われる。

したがって、改良地盤の地震時挙動を、加速度波形あるいはパワースペクトルで解析する場合には、この三つの地震波を用いた。しかし、最大加速度を用いて改良地盤の地震時挙動を検討する場合は、原則的に全ての地震波を用いた。

深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動

表-3 観測地震

記録番号	発震年月日時刻	震 央	緯 度	経 度	震源深さ	マグニチュード	震央距離	横浜の震度
	年 月 日 時 分		(度)	(度)	km		km	
YDF-1	1978. 1. 14. 12. 24	伊豆大島近海	34.77	139.25	0	7.0	86	V
2	15. 7. 31	伊豆半島中部	34.83	138.88	20	5.8	101	IV
3	15. 7. 36	"	34.80	138.83	10	5.4	106	II
4	3. 7. 11. 49	東海沖はるか沖	31.90	137.77	440	-	433	III
5	14. 1. 1	伊豆大島近海	34.93	139.42	40	4.2	63	II
6	20. 19. 24	茨城県南西部	36.08	139.88	60	5.5	72	II
7	6. 12. 17. 14	宮城県沖	38.15	142.17	40	7.4	373	IV
8	8. 13. 22. 23	東京湾北部	35.63	140.05	80	4.7	39	III
9	12. 3. 22. 16	伊豆大島近海	34.88	139.18	20	5.4	78	III
10	6. 23. 02	択捉島付近	44.73	146.97	100	7.7	1202	I
11	1979. 3. 11. 5. 22	福島県沖	37.28	141.67	40	5.5	270	I
12	5. 5. 16. 24	東京都西部	35.80	139.18	20	4.7	59	III
13	7. 11. 10. 58	茨城県沖	36.60	141.32	40	5.9	195	II
14	7. 20. 0. 07	房総半島中部	35.40	140.08	70	4.0	37	I
15	8. 12. 16. 13	房総半島南東沖	34.58	140.38	50	5.7	117	II
16	9. 17. 20. 10	千葉県北部	35.75	140.13	70	4.5	52	I
17	25. 15. 45	千葉県南部	35.07	139.95	70	3.9	50	I
18	1980. 3. 12. 12. 22	房総半島南東沖	34.95	140.52	80	5.6	95	III
19	4. 22. 14. 35	東海道はるか沖	32.15	137.92	400	6.6	402	III
20	5. 8. 17. 03	房総半島南東沖	34.52	140.45	0	2.5	126	III
21	6. 10. 11. 00	埼玉県中部	35.93	139.53	60	4.3	54	II
22	18. 16. 25	千葉県中部	35.63	140.02	60	4.6	37	III
23	27. 6. 07	伊豆半島東方沖	34.93	139.22	0	4.9	72	III
24	28. 11. 50	"	34.95	139.20	10	4.4	71	II
25	8. 15. 6. 07	房総半島南東沖	34.85	137.77	80	5.0	186	-
26	9. 24. 4. 10	茨城県南西部	35.97	139.80	60	6.0	58	III
27	25. 2. 54	千葉県南部	35.52	140.22	70	6.1	50	IV
28	25. 3. 00	千葉県中部	35.55	140.17	70	5.3	46	II
29	1981. 1. 19. 3. 17	宮城県沖	38.60	142.97	30	6.9	456	II
30	1. 28. 12. 47	茨城県南西部	36.17	139.85	60	-	81	II

なお、地震観測は、改良地盤上にケーソンおよび裏込めのみがある昭和53年1月から開始されたが、昭和54年10月に、地震計設置付近の埋立てが終了し、昭和56年3月には第1バース全体の埋立てが完了した。したがって、表-3のYDF-17までが、埋立地盤のない地震動記録、YDF-18以降が埋立地盤のある地震動記録となる。

(2) 記録波形

YDF-1, 7, 27の地震で得られた地震動の加速度波形の例を図-12~14に示す。地震動の観測成分は、全て岸壁法線直角方向(TV成分)である。また、各図の上段の波形は、基盤(-33m, St. 1)、中段の波形は、粘性土地盤(-14m, St. 4)、下段の波形は、改良地盤(-14

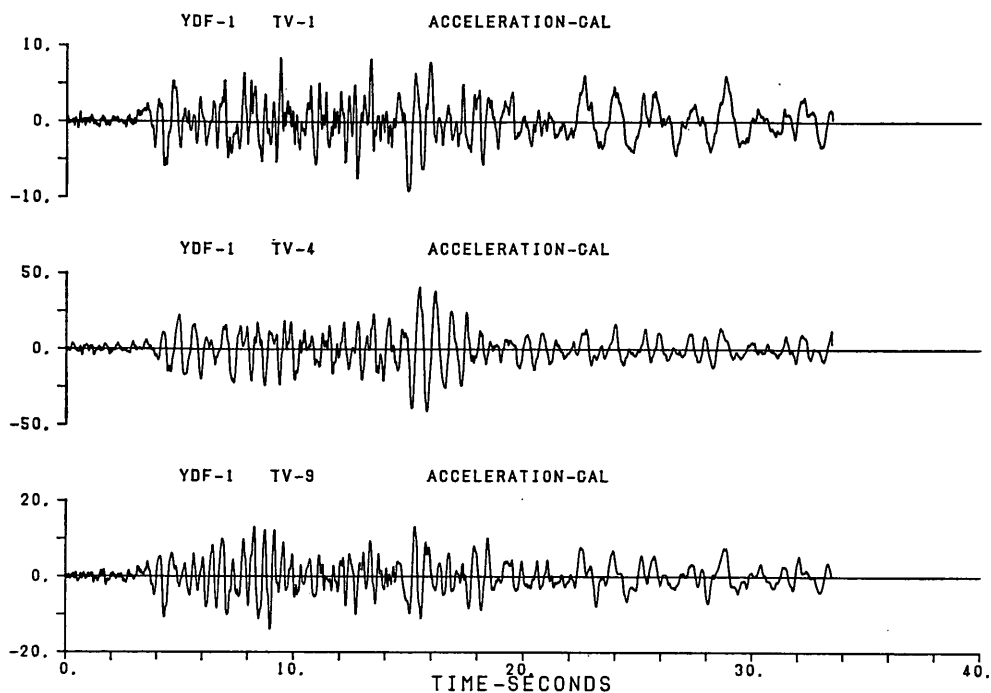


図-12 加速度波形 (YDF-1, TV 成分)

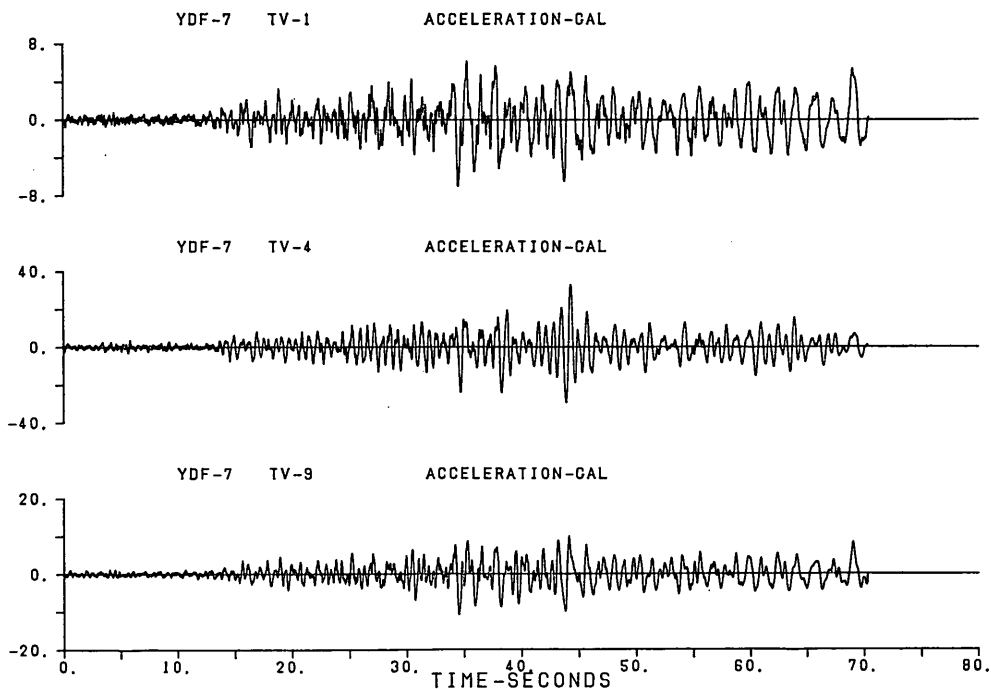


図-13 加速度波形 (YDF-7, TV 成分)

深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動

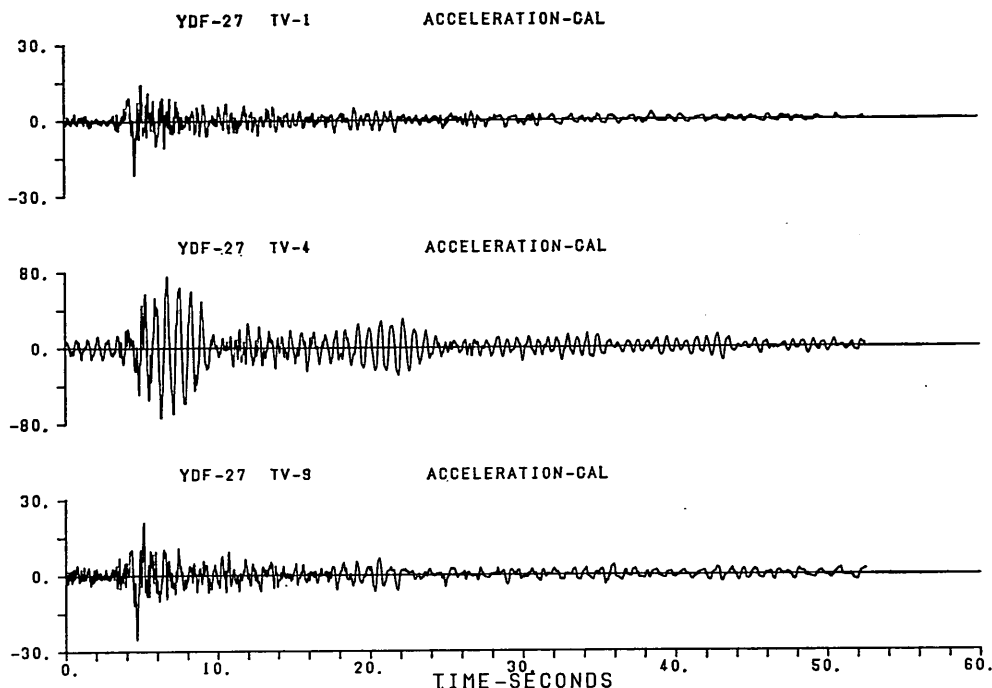


図-14 加速度波形 (YDF-27, TV 成分)

m, St. 9) の加速度波形である。これら地震波の特徴などについては、4. 改良地盤の振動特性にて説明する。基盤、粘性土地盤、改良地盤の地震動の最大加速度は、YDF-27 の 21 Gal, 76 Gal, 28 Gal であった。

3. 地盤の動力学特性

地盤の振動特性およびその地盤を構成している土の動的変形特性を知ることは、地震時における地盤の挙動を事前に予測することを可能とする。そこで、地盤の振動特性を明らかにするため、地震計が設置された原地盤および改良地盤において PS 検層を実施し、両地盤の弾性波速度を調べた。また、原地盤の粘性土の動的変形特性については、その乱さない粘性土試料を用いた共振試験および動的三軸試験から求めた。

3.1 PS 検層

原地盤の PS 検層は、-33m の土丹層に設置する地震計用のボーリング孔を利用して実施され、改良地盤の PS 検層は、-20m に設置する地震計用のボーリング孔を利用して実施された。測定に使用した孔中受振器は、上下 1 成分、水平 2 成分の速度型地震計、孔内水圧の変化を知るための hidroホンおよび孔内での地震計の

設置方向を知るための方位計で構成されている。なお、地震計の固有振動数は 28 Hz である。この孔中受振器の外側の片面はゴムチューブ、その背面は剛板でおおわれている。測定に際しては、孔中受振器をボーリング孔内の所定深度まで挿入し、このゴムチューブを水圧で膨張させ、受振器の背面に取付けられた剛板を介して受振器を孔壁に圧着させた。

測定時の振源は、今回実施した PS 検層ではいずれも海底に位置し、通常行われている板叩き法による振動の発生が不可能なため、図-15 に示す方法で振動を発生させた。原地盤では、図に示すように鋼板を溶接したガス管を地盤内に打ち込み、地盤と密着させた鋼板を振源とした。S波は、板叩き法を応用してガス管に接続しているボーリングロッドの両側面を海上において交互に打撃することによって発生した SH 波、P波にはロッドの上端を掛矢で打撃することによって発生した波をそれぞれ採用した。一方、改良地盤の振源は同図に示すように改良地盤の上面から 70cm までボーリングし、その位置にガス管を設置して振源とした。P波、S波はともにガス管に接続したボーリングロッドの上端を打撃して発生した波を採用した。この方法で得られる S 波は、SV

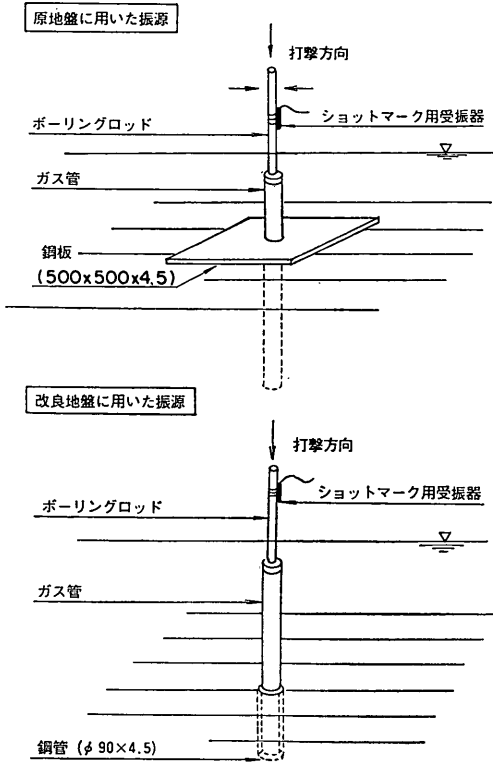


図-15 速度検層振源模式図

波と呼ばれるものである。なお、振源と孔口の距離は両地盤とも 3m である。

孔中受振器はボーリング孔の孔底までいったん先に降り、1m 間隔ごとに順次引上げ各深度ごとに、振源からの P 波および S 波の到達波形を記録した。図-16 に、原地盤の各深さにおける S 波の記録波形を示す。このようにして得られた P 波および S 波の記録波形から、初動もしくは同一位相を選び出し、振源からの到達時間(走時)を讀取る。讀取った走時を各深度ごとの振源距離に対してプロットし、P 波、S 波の走時曲線を作成した。その曲線の勾配から P 波、S 波の伝播速度を、折点から各速度層の境界を決定した。図-17 に、原地盤および改良地盤の P 波、S 波の速度を示す。

原地盤の粘土地盤の S 波速度は約 30m から 90m、砂地盤では約 200m から 300m、土丹層では 650m、一方原地盤の P 波速度は、地盤に無関係に 1600m となっている。地盤は、その地盤固有の振動数を持っているが、地震時には、その振動数成分の振動が特に誘起されやすくなる。ちなみに、-12m から -21.5m の粘性土層の

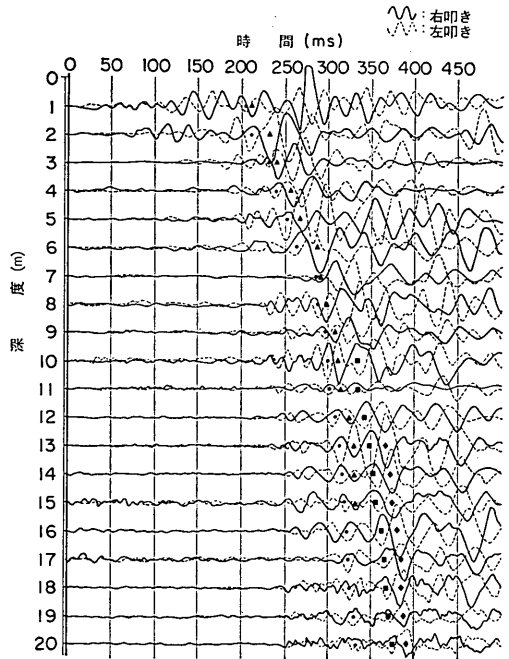


図-16 S波波形

深さ (m)	原地盤						改良地盤		
	P 波速度 (m/s)			S 波速度 (m/s)			P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	
	750	1500	2250	100	200	300	400	500	600
-12	シルト混り粘土						改良土		
-20	砂質粘土								
	シルト混り細砂								
	細砂								
	中砂								
	粗砂								
-30	粗粒シルト(土丹)								

図-17 PS 速度検層結果

平均 S 波速度を 60m とするとこの地盤の固有振振数は、約 1.6 Hz、また、-21.5m から -31.0m の砂層の平均 S 波速度を 250m とするとこの地盤の固有振動数は約 6.2 Hz と推定される。

次に、改良地盤の速度検層結果をみてみると、S 波速度は約 800m、P 波速度は約 2300m となっている。この改良地盤の S 波速度は、改良される粘性土地盤の S 波速度の約 10 倍になっていることがわかる。弾性波動理論によると、S 波の伝播速度は、土の動的変形係数 G と関係づけられている。すなわち、

$$G = \rho V_s^2 \quad (1)$$

ここに、 G ：せん断変形係数

ρ ：密度

V_s ：S波速度（せん断波速度）

である。これから、改良地盤のS波速度が粘性土地盤の10倍になったということは、両地盤の密度を一定とした場合、改良地盤のせん断変形係数は、粘性土地盤の100倍になることを示している。すなわち、改良地盤は、改良土の動的特性からみても、非常に剛な地盤へ変化したことを示している。なお、改良地盤のせん断変形係数は、粘性土地盤の100倍であることを示したが、2.1 観測地点および地盤条件にて述べたように、改良地盤の一軸圧縮強度（図-7参照）は、粘性土地盤のそれ（図-4参照）の100倍であることを示しており、改良地盤の改良土は、もとの粘性土に比較して非常に固い土に変化したことが静的試験によっても動的試験によっても確かめられたわけである。

3.2 粘性土の動的変形特性

土の動的性質が、ひずみの大きさに依存することはよく知られているところである。すなわち、土は、そのひずみの大きさによって弾性、弾塑性挙動を示し、あるひずみ以上になると土は破壊してしまう。一般に、この現象は、動的変形特性（せん断変形特性、減衰特性）をひずみの関数とすることにより定量的に表現できる。そこで、PS 換層を実施した粘性土地盤から乱さない試料を採取し、動的三軸試験装置などを用いて室内試験を実施し、その動的変形特性を調べた。取得された試料は、採取深さを考慮した有効拘束圧で等方圧密を行い、試験は、一次圧密が終わった試料を用いて行った。微小ひずみの領域の動的変形係数（せん断変形係数、減衰係数）は共振試験から求めた。中・大ひずみ領域の動的変形係数についても前述の方法で作製した別途の試料を用いて軸方向変位の動的三軸試験から求めた。両試験は、当研究所の Hardin 型¹⁰⁾の共振円柱試験装置と電気油圧サーボ方式動的三軸試験装置¹¹⁾を使用して行った。

図-18 に粘性土の動的変形係数のひずみ依存性を示した。ただし、せん断変形係数 G のひずみ依存性は、微小ひずみ ($\gamma = 10^{-4}$) 時のせん断変形係数 G_0 との比 G/G_0 で一般化されている。また、図には、石原によって整理された粘土の動的変形係数¹²⁾と善らによって示された塑性の異なる混合土のせん断変形係数¹³⁾も G/G_0 の形で示した。粘性土のせん断変形係数のひずみ依存性は、塑性指数 I_p 、拘束圧などによって変化するといわれている。

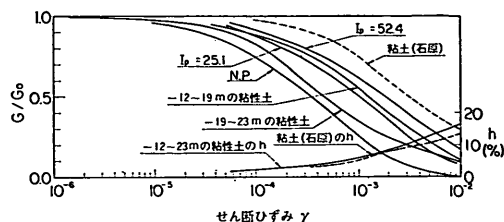


図-18 G/G_0 , $h \sim \gamma$ の関係

本試験では、-12m から -19m の粘性土と、-19m から -23m の粘性土でそのひずみ依存性が異なっている。この違いの理由のひとつには、図-4 にみられたように、-19m を境に土質が変化していることが考えられる。一方、減衰係数のひずみ依存性については、特に地盤による明瞭な差は認められなかった。

次に、試験結果を石原および善らによって整理されたものと比較してみる。試験による粘性土のせん断変形係数は、石原による平均的な粘土と比較して、ひずみ依存性の強いことがわかる。一方、善らによると人工的に調整した混合土のせん断変形係数のひずみ依存性は、塑性指数 I_p が 38 以上になると塑性指数および拘束圧の影響がなくなり、逆に I_p が 38 以下になるとひずみ依存性が大きくなり、かつ拘束圧の影響もでてくると報告している。試験に用いた -12m~19m の粘性土の塑性指数は 50~60、-19m~-23m の粘性土の塑性指数は 10~25 程度である。試験結果には善らの指摘する塑性指数の影響が出ていることがわかる。減衰係数については、石原による粘土のそれとほぼ同じ傾向を示している。

地震においては、砂、改良土などの動的変形特性もひずみに依存すると考えられる。しかし、今回は砂の乱さない試料の採取、試験装置などの問題により試験を実施できなかった。なお、5. 地震応答計算における砂の動的変形係数は、前述の石原によって整理されたデータを用い、また改良土の動的変形係数は改良土の剛性が非常に大きいことを考慮してひずみの依存性はないとした。

4. 改良地盤の振動特性

本章では、砂地盤に着底した改良地盤の地震時挙動を、地震動の加速度記録を用いて検討し、原地盤も含めた改良地盤の振動特性を明らかにする。

最初に、壁状改良地盤とブロック状改良地盤の振動特性を比較し、そのあと原地盤と改良地盤の相互作用を検討する。

4.1 ブロック状改良地盤と壁状改良地盤の振動特性

改良地盤における地震計は、図-9に示したように、壁状改良地盤とブロック状改良地盤に設置されている。このふたつの改良地盤の振動特性を比較検討するために、両地盤で得られた地震動の加速度波形を図-19, 20に示す。両図とも YDF-1 の地震によるものである。

図-19 は、壁状改良地盤の改良土部 (St. 11) と未改良土部 (St. 8) の地震動を比較するために示した両地盤の水平 2 成分および上下成分の加速度波形と変位波形である。図中に示す ①, ② が、岸壁法線直角方向 (TV 成分) の加速度波形および変位波形で、実線が未改良土部、点線が改良土部である。同様に、③, ④ が、岸壁法線平行方向 (LG 成分)、⑤, ⑥ が、上下方向 (UD 成分) の加速度波形および変位波形である。なお、変位波形の求め方は、4.4 変位による検討に示している。TV 成分の加速度波形 ① から、波形の後半部に改良土部と未改良土部の間に、位相のずれが若干あるが、全体として両地盤は同じ挙動を示していることがわかる。同じ TV 成分の変位波形 ② も加速度波形と同様に、両地盤の挙動に大きな差はないということがわかる。他の LG

成分、UD 成分の両地盤の挙動の差は、TV 成分の場合と同じようにほとんどない。

図-20 は、壁状改良地盤の改良土部 (St. 9) とブロック状改良地盤 (St. 12) の地震動を比較するために示した両地盤の加速度波形と変位波形である。図の見方は、図-19 と同様に、①, ② が TV 成分、③, ④ が LG 成分、⑤, ⑥ が UD 成分の加速度波形および変位波形である。実線が壁状改良地盤、点線がブロック状改良地盤の地震動を示す。図から、壁状改良地盤の加速度および変位は、ブロック状改良地盤の加速度および変位とほとんど一致している。

今回、壁状改良地盤の振動特性を検討する目的を持って、同地盤が試験的に施工された。得られた加速度記録からは、壁状改良地盤 (改良土部、未改良土部) とブロック状改良地盤の挙動は、観測成分が同じであれば大きく異なるものでないことがわかった。

しかし、今回の報告で対象とした 30 の地震の限りでは改良地盤の最大加速度は、YDF-27 の 28 Gal であるが、この加速度より大きい加速度の場合も、今回と同様な結果になるか、あるいは壁状改良地盤の改良土部が 2

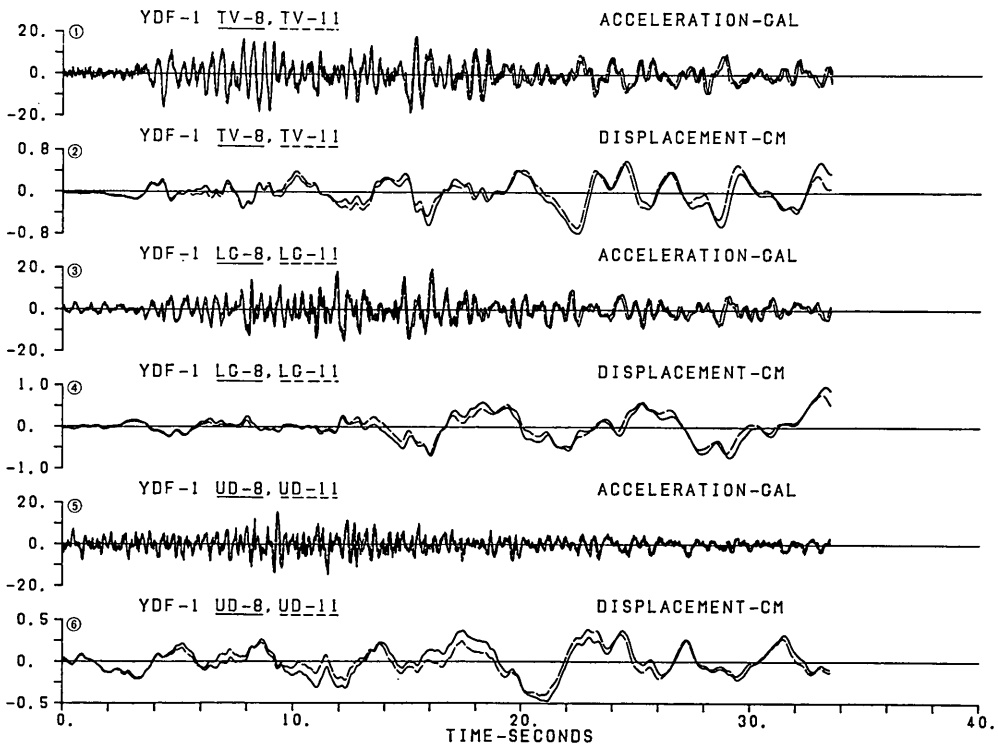


図-19 壁間未改良部と壁部の加速度波形及び変位波形

深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動

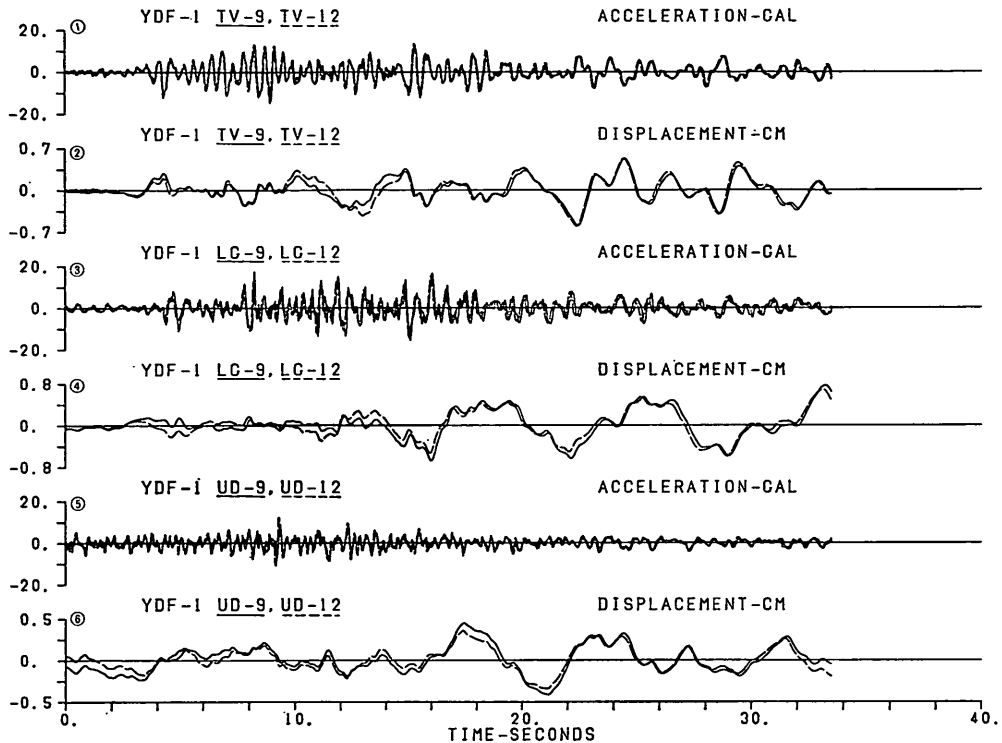


図-20 壁部とブロック部の加速度波形及び変位波形

枚でなく、何枚もある場合の挙動がブロック状改良地盤の挙動と同じであるかについては、今後更に詳細な検討が必要であろう。

なお、本報告では、各地盤の挙動に大差はないということで、改良地盤と原地盤の相互作用を検討する場合の改良地盤の地震動の加速度記録としては、深さ方向に3個の地震計が設置されている壁状改良地盤の改良土部 (St. 9, 10, 11) の記録を用いた。

4.2 最大加速度による検討

原地盤および改良地盤の振動特性を、両地盤の地震動の最大加速度を用いて検討する。これは、地盤の破壊が地震動の最大加速度あるいは後述の最大変位と密接に結びついているためである。なお、各地盤の最大加速度の発生時刻の不一致については無視した。

原地盤および改良地盤に設置した地震計は、2.2 観測方法にて述べたように地震動加速度を、岸壁法線直角方向 (TV 成分)、岸壁法線平行方向 (LG 成分)、上下方向 (UD成分) の3成分ベクトルに分解して観測するようになっている。そこで、原地盤と改良地盤で得られた

最大加速度の検討は、この3成分について別々に述べることにする。

(1) 岸壁法線直角方向 (TV 成分)

この方向は、図-8からもわかるように改良地盤の前後の軟弱地盤から主働および受働の土圧が作用する極めて相互作用の強い方向であることが推察される。図-21は原地盤および改良地盤で得られた地震動の最大加速度を各地震ごとに示したものである。なお、原地盤の地震動

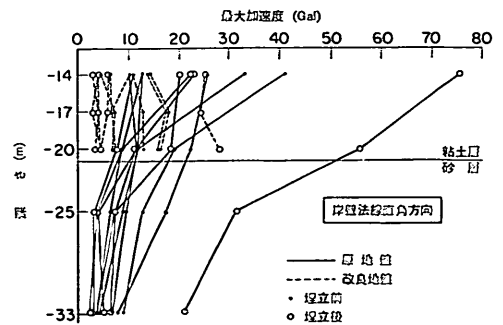


図-21 最大加速度分布 (TV 成分)

は、図-8 に示した St. 1 から 4, 改良地盤の地震動は、St. 9 から 10 の地震計によって得られたものである。

地震観測で得られた地震動は、表-3 に示したように 30 本である。全ての地震動の最大加速度を 1 枚の図で示すことは、図が煩雑になるため、海底面の粘性土地盤 (-14 m) で得られた地震動の最大加速度が 10 Gal 以上の地震動のみの最大加速度分布を示した。

海底面近くの粘性土地盤で得られた最も大きい加速度は、表-3 に示す YDF-27 の 76 Gal である。原地盤の最大加速度は、-33m から -25m の砂地盤においては余り増幅せず、-20m から -14m の粘性土地盤において大きく増幅している。一方、改良地盤の最大加速度分布は、深さ方向に顕著な差異はなく、ほぼ同じ加速度値を示し、改良地盤による加速度の増幅特性はみられない。このように、原地盤と改良地盤の加速度分布の傾向は、-20m 以浅の増幅の有無という点で大きく異なっている。深さ方向の加速度分布が一様な現象は、改良地盤が図-7 に示した改良土の一軸圧縮強度が図-4 に示した粘性土地盤のそれと比較して約 100 倍も強くなり、粘性土地盤が剛体化したためである。

図-21 では深さ方向の最大加速度分布から改良地盤と原地盤の地震時挙動を検討したが、次に、同じ深さにおける両地盤の最大加速度から、両地盤の地震時挙動を比較検討してみる。両地盤の最大加速度の比較は、両地盤の相互作用をより具体的にすため、改良地盤の底面および上面付近の深さの原地盤および改良地盤の加速度を用いて行った。すなわち、改良地盤の底面付近の最大加速度は図-8 に示す St. 2 (-25m, 砂地盤) と St. 10 (-20m, 改良地盤)、改良地盤の上面付近の最大加速度は、同図の St. 4 (-14m, 粘性土地盤) と St. 9 (-14m, 改良地盤) のものを用いた。なお、改良地盤の底面付近の両地盤の地震計の設置深さが異なっているが、改良地盤については、地震計が設置されている -20m のすぐ下に改良地盤底面 (-21.5m) があり、かつ、図-21 に示したように加速度分布が深さ方向に一様であることから改良地盤の -20m の挙動は、その底面 (-21.5m) の挙動をあらわすと考えた。また、原地盤については、砂地盤の加速度も図-21 からわかるように深さ方向に余り変化がないものとして、-25m の砂地盤の地震動が、改良地盤底面の深さ (-21.5m) の砂地盤の地震動をほぼあらわしていると考えた。同じ深さにおける両地盤の最大加速度の比較は、加速度が 1 Gal 以上ある地震について行った。

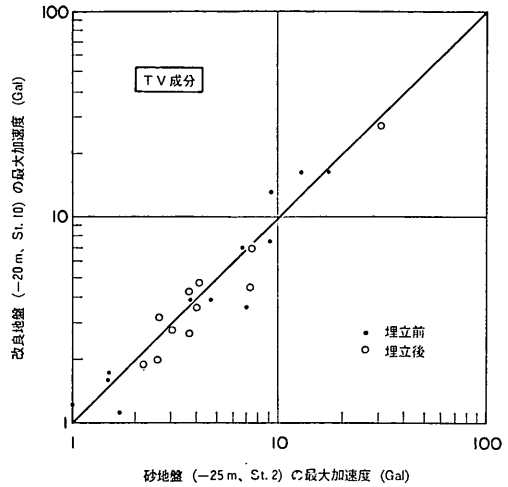


図-22 砂地盤と改良地盤の最大加速度比 (TV 成分)

図-22 は、改良地盤の底面付近の両地盤の最大加速度の比較である。図から、データに多少のばらつきはあるが、改良地盤の最大加速度は砂地盤の最大加速度とほぼ同じであることがわかる。なお、図中の●印は、埋立地盤がないときに得られた結果、○印は埋立てが行われた後に得られた結果であるが、特に有意な差はないようである。図-23 は、改良地盤の上面付近の剛体化した改良地盤と改良地盤から遠く離れた軟弱な粘性土地盤の最

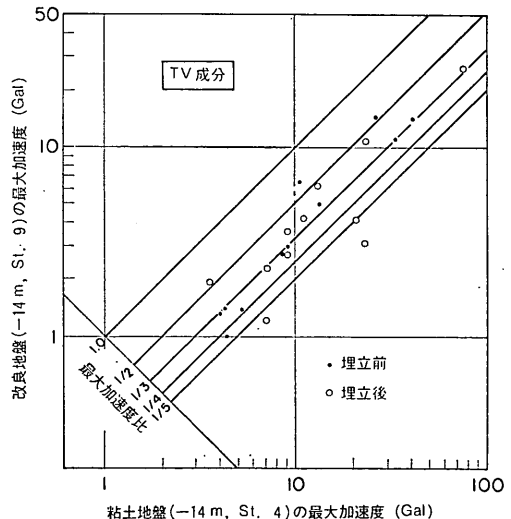


図-23 粘土地盤と改良地盤の最大加速度比 (TV 成分)

深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動

大加速度の比較である。その比率は、やはりばらつきは伴うが、1/3~1/2 程度である。なお、粘性土地盤の加速度が 30 Gal を越えるデータは 3 個と少ないが、それに限れば加速度比率は 1/3 と一定の値を示している。

以上から、TV 成分の改良地盤の地震応答は、改良地盤が着底している砂地盤表面の地震動と一致し、改良地盤から遠く離れた粘性土地盤の最大加速度に比較して、小さな応答を示すことがわかった。また、改良地盤の最大加速度は、深さ方向にほぼ同じである。もちろん、改良地盤および粘性土地盤に発生する最大加速度は、両地盤の持つ周波数伝達特性と入力地震動の周波数特性によって影響を受けるが、後述の 4.5 パワースペクトルで示している 図-54~56 でわかるように 10 Hz までの振動数成分を持つ地震動に対しては、改良地盤の地震応答は、粘性土地盤の地震応答より小さいといえるであろう。

(2) 岸壁法線平行方向 (LG 成分)

この方向は、図-6 からわかるように改良地盤の長手方向である。図-24 は、原地盤および改良地盤の各深さで

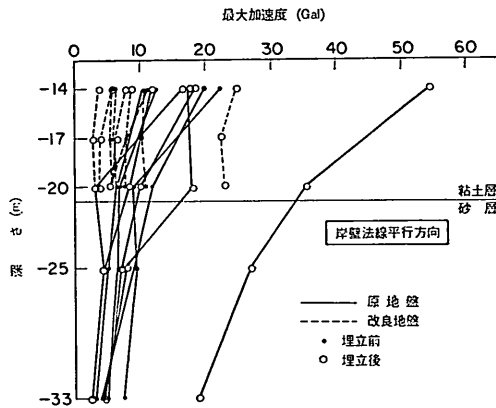


図-24 最大加速度分布 (LG 成分)

得られた地震動の最大加速度の分布示したものである。本図も全ての観測地震動の最大加速度を示すことは図が煩雑になるので、粘性土地盤 (-14m) の最大加速度が 10 Gal 以上の地震で得られた原地盤および改良地盤の最大加速度を示した。原地盤の最大加速度は、図-21 に示した TV 成分の結果と同様に、海底面に近づくに伴い、その値が大きくなっており、特に -20m から -14m の粘性土地盤ではその傾向が顕著である。粘性土地盤で得られた最も大きい最大加速度は、TV 成分と同じく YDF-27 の 54 Gal であった。なお、YDF-1 において

は、-14m に設置した地震計の LG 成分の計器が故障したため地震記録は取得できなかった。また、改良地盤の最大加速度は深さ方向にほぼ同じ値を示し、改良地盤による加速度の増幅特性はみられない。

次に、TV 成分と同様に同じ深さにおける原地盤と改良地盤の最大加速度の比較を行ってみる。両地盤の最大加速度は、1 Gal 以上のみを用いた。図-25 は改良地盤

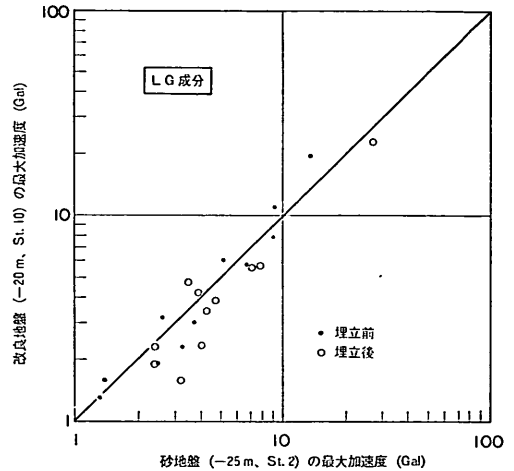


図-25 砂地盤と改良地盤の最大加速度比 (LG 成分)

の底面付近における砂地盤と改良地盤の最大加速度の比較である。図-22 の TV 成分の結果と同じく改良地盤の最大加速度は砂地盤の加速度とほぼ同じであったということがわかる。図-26 は改良地盤の上面付近の深さにおける粘性土地盤と改良地盤の最大加速度の比較である。データに多小のばらつきはあるが、改良地盤の最大加速度は、改良地盤から遠く離れた粘性土地盤の最大加速度の半分以下になることがわかる。また、埋立地盤の有無の影響は、図-25, 26 の結果にはあらわれていないようである。

次に、岸壁法線直角方向 (TV 成分) と岸壁法線平行方向 (LG 成分) の粘性土地盤と改良地盤の最大加速度の比較をしてみる。

図-27 は、改良地盤 (-14m) の TV 成分と LG 成分の最大加速度を比較したものである。改良地盤の最大加速度は、加速度が大きくなると観測方向の差は余りみられず、同じ加速度を示している。この現象は改良地盤が着底している砂地盤についても同様な結果が得られている。図-28 に同じ深さの粘性土地盤の TV および LG

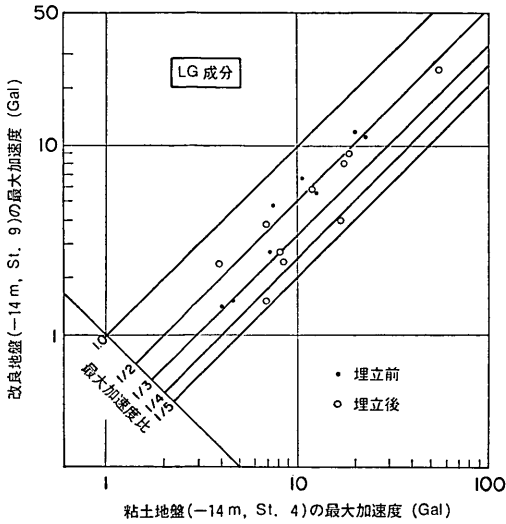


図-26 粘土地盤と改良地盤の最大加速度比 (LG 成分)

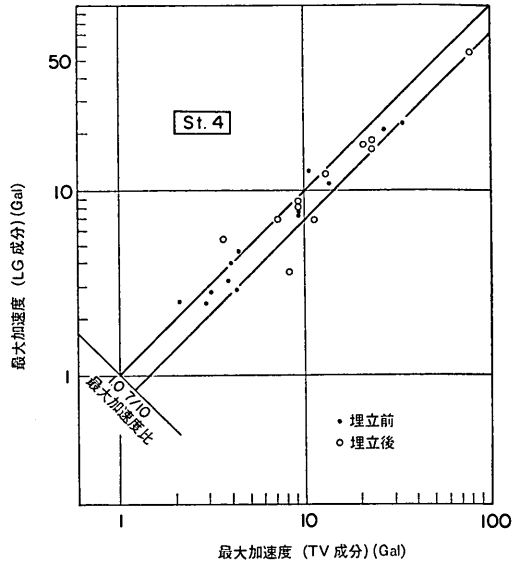


図-28 粘土地盤の水平 2 成分の最大加速度比

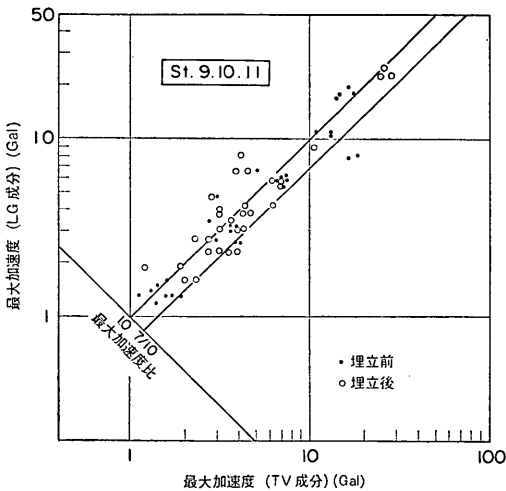


図-27 改良地盤の水平 2 成分の最大加速度比

成分の最大加速度を示す。粘性土地盤の場合も改良地盤の場合と同じく、観測方向に顕著な差はないようである。したがって、改良地盤および粘性土地盤の岸壁法線直角方向と平行方向の地震動には有意な差は、ほとんどないことがわかった。

以上の水平成分の最大加速度から以下のことがわかった。

- (a) 改良地盤は剛体として挙動している。
- (b) 改良地盤の水平最大加速度は、改良地盤が着底

している砂地盤と同じようである。

(c) 改良地盤の表面の水平最大加速度は、改良地盤から遠く離れた粘性土地盤の加速度の 1/2 以下にはなるようである。

(d) 改良地盤および粘性土地盤の水平 2 成分の最大加速度に有意な差はみられなかった。

(3) 上下方向 (UD 成分)

地震時における地盤の地震動には、水平動の他に上下動がある。強震記録を用いた上下動成分の解析から、水平動と上下動の関係、更に上下動成分が構造物に及ぼす影響を明らかにしている¹⁴⁾。

図-29 は、原地盤および改良地盤の各深さにおける上下地震動の最大加速度を示したものである。本図も図の煩雑を避けるために粘性土地盤 (-14m) の最大加速度が 5 Gal 以上の結果のみを示した。原地盤の上下最大加速度は、海底面に近くなるにつれて水平 2 成分の場合と同じく大きくなっている。しかし、その増幅特性は、上下加速度のほうが小さい。また、改良地盤の最大加速度は、改良深度の中間点 (-17m) の加速度がその上・下の地点の加速度より若干大きくなっているが、やはり深さ方向に顕著な変化はみられない。この現象も改良地盤が剛体化していることによるものと考えられる。海底面近くの粘性土地盤 (-14m) の最も大きい最大加速度は、水平成分と同じく YDF-27 の 15 Gal、一方同じ深さの改良地盤は 12 Gal であった。

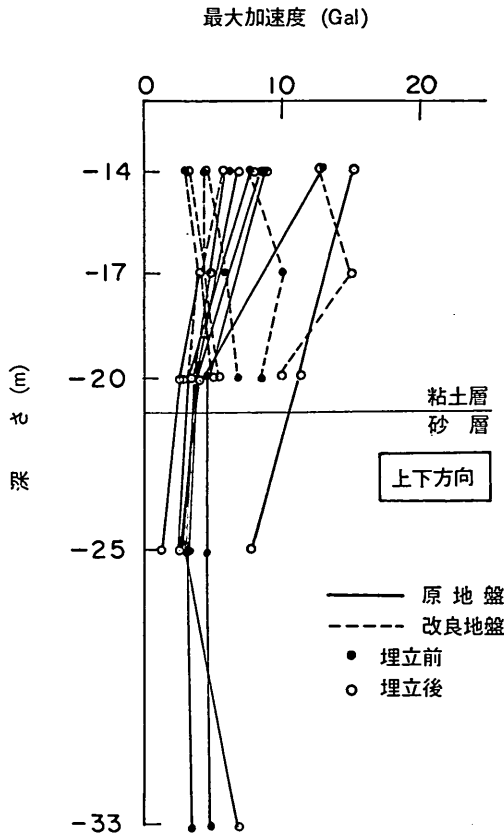


図-29 最大加速度分布 (UD 成分)

次に、水深 -14m における原地盤および改良地盤の最大加速度の比較を行った。その結果を図-30 に示す。改良地盤の上下最大加速度は粘性土地盤の加速度の 1~0.5 倍で、水平成分の $1/2 \sim 1/3$ より大きく、粘性土地盤の挙動に近いことを示している。しかし、この結果は、加速度レベルがきわめて小さいときのもので、大加速度レベルに対しては、今後の観測結果を待つ必要があると考える。次に、改良地盤の上下動と水平動の関係について検討する。地震動の水平加速度と上下加速度の関係は工学的に重要な問題である。改良地盤という特殊条件下ではあるが、改良地盤の水平最大加速度と上下最大加速度の関係を検討する。その結果を図-31 に示した。図中の水平最大加速度とは水平 2 成分の最大加速度のうち大きいほうの加速度をいう。改良地盤の上下水平最大加速度比は $1/2 \sim 1$ の範囲にある。水平最大加速度が 10Gal 以上になると上下最大加速度は、水平最大加速度の半分程度になっている。強震観測結果によると岩盤および締

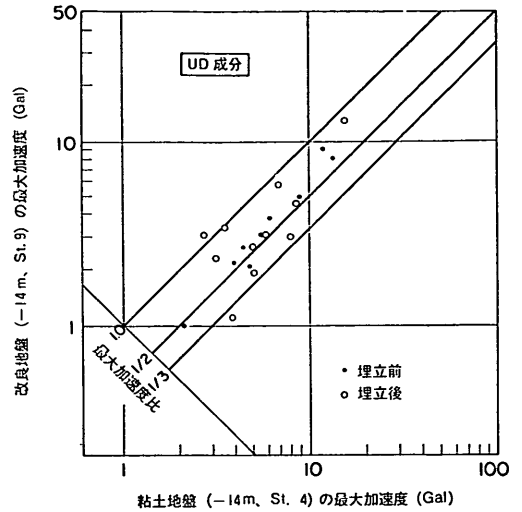


図-30 粘土地盤と改良地盤の最大加速度比 (UD 成分)

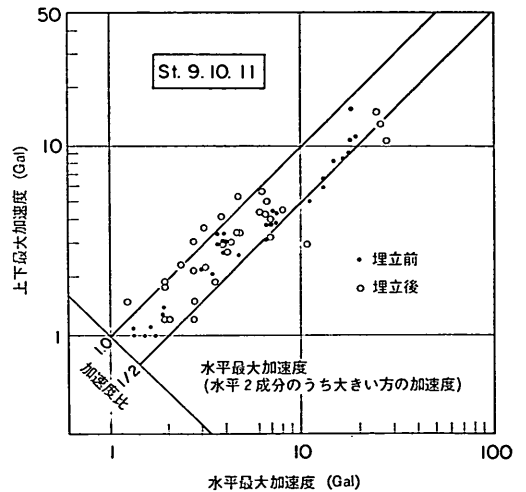


図-31 改良地盤の水平最大加速度と上下最大加速度の関係

まった礫・砂層地盤の良好な地盤 (A グループ) の上下水平最大加速度比率は $1/2$ 以下になると報告している¹⁴⁾。したがって、改良地盤の水平最大加速度比率が $1/2$ 程度を示すことは、改良地盤の上下動と水平動の関係が在来地盤と大きく異なるものではないということが推察される。

4.3 時刻を考えた加速度による検討

前項の最大加速度分布から原地盤および改良地盤の振

動特性をほぼ明らかにできた。しかし、前項の始めに述べたように最大加速度の発生時刻を無視しているため、本項では各地盤が最大加速度を示した時刻における他の地盤の加速度を検討してみる。すなわち、改良地盤に最大加速度が発生したときの原地盤の加速度はどうであったか、また改良地盤から遠く離れた粘性土地盤に最大加速度が発生したときの改良地盤の加速度はどうであったかなどである。このように、各地盤の地震時挙動を前項の最大加速度とともに最大加速度が発生した時刻を考慮して検討することは、今後の改良地盤の耐震設計法の改良のための有用な資料になると考える。

(1) 加速度波形による検討

原地盤と改良地盤の地震動の加速度波形の一部はすでに図-12~14に示したが、各地盤の加速度波形の比較を容易にするため、各地盤の加速度波形を同一時間軸に重ね書きしたものを図-32に示す。加速度波形は、YDF-1, 27の岸壁法線直角方向の加速度波形である。原地盤の加速度波形を実線、改良地盤の加速度波形を点線で示す。

最初に、②および④に示した改良地盤(TV-10)と

砂地盤(TV-2)の加速度波形を比較する。同一地震の両地盤の加速度波形は、振幅、位相とも比較的良好一致していることがわかる。すなわち、4.2 最大加速度による検討で改良地盤と砂地盤の最大加速度は、このふたつの地震を含めてほぼ同じであることを示したが、加速度波形からも両地盤はほぼ同一挙動を示し、最大加速度も同一時刻に発生していることがわかる。①と③に示した改良地盤(TV-9)と海底面近くの粘性土地盤(TV-4)の加速度波形を比較してみる。両地盤の加速度波形を比較して特徴的なことは、②と④でみられたような両地盤の加速度波形の山谷が同時刻に発生していないことである。すなわち、粘性土地盤の加速度波形の①では14~18秒、③では5~8秒の主要動部分をながめてみると、粘性土地盤の加速度がピークを示す時刻においては、改良地盤の加速度はきわめて小さく、粘性土地盤と約90°の位相差がある。この現象は、次のように考えられる。改良地盤は剛体として挙動し、かつ改良地盤直下の砂地盤と同じ振動をする。したがって、粘性土地盤の地震動が大きいときは、粘性土地盤が共振状態を呈するため、砂地盤とともに振動する改良地盤の振動は相対的

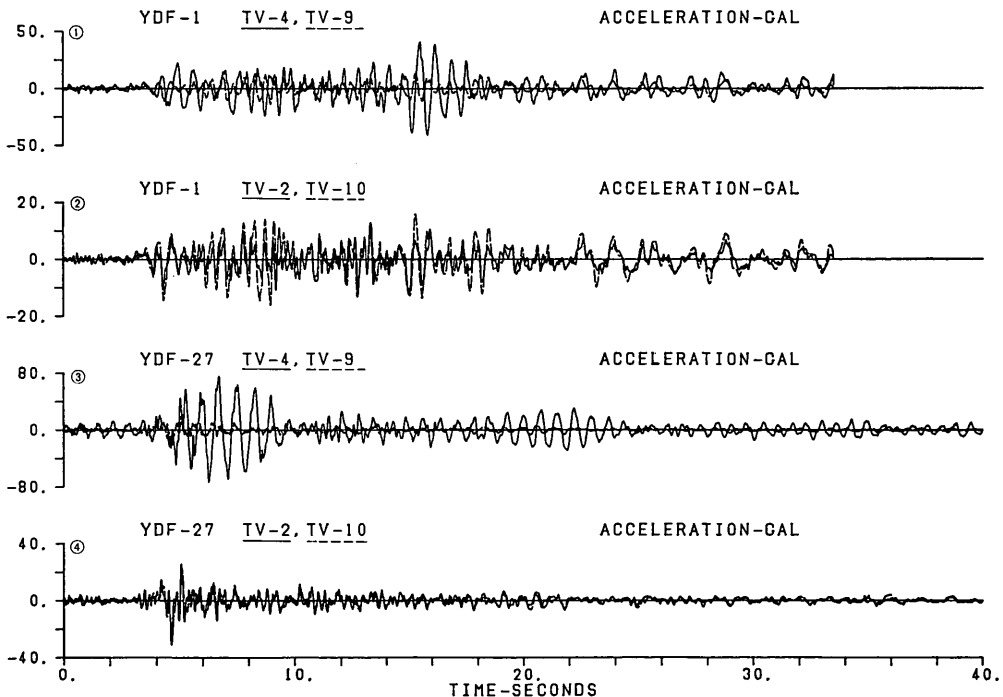


図-32 砂地盤と改良地盤ならびに粘性土地盤と改良地盤の加速度波形

に小さくなるということである。

(2) 同一時刻の加速度による検討

同じ深さの改良地盤と原地盤の加速度波形を時刻歴で示し両地盤の振動を検討した結果、両地盤の加速度応答は時刻的な要素も考慮して検討する必要がわかった。本項では、原地盤あるいは改良地盤の地震動加速度が大きくなる時刻における両地盤の加速度を深さ方向に比較した。なお、検討結果は、最大加速度が最も大きかった YDF-27 の結果を示したが、YDF-1,7 についても YDF-27 と同様な結果が得られている。観測成分は、岸壁法線直角方向 (TV 成分)、岸壁法線平行方向 (LG 成分) および上下方向 (UD 成分) である。各観測成分の検討結果は 図-33~39 に示すが、図の内容が観測成分ごとに似ているので、まとめて以下に図の説明をする。その後、各観測成分ごとの検討結果を説明する。

図-33~35 は岸壁法線直角方向 (TV 成分) の結果である。図-33 は、粘性土地盤 (-14m) の加速度が最大値を示す時刻、更に 2 番め, 3 番め, 4 番めに大きい値

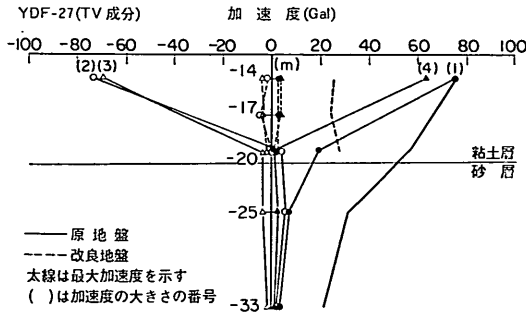


図-33 粘土地盤 (-14m) の加速度が大きい時刻の加速度分布 (YDF-27, TV 成分)

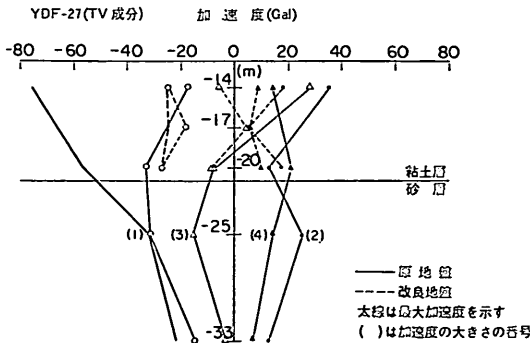


図-34 砂地盤 (-25m) の加速度が大きい時刻の加速度分布 (YDF-27, TV 成分)

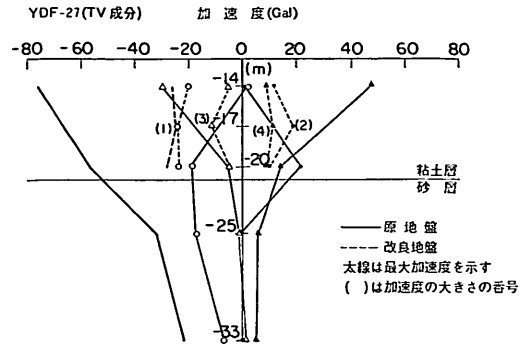


図-35 改良地盤 (-27m) の加速度が大きい時刻の加速度分布 (YDF-27, TV 成分)

を示す時刻における原地盤および改良地盤の加速度分布を示す。図中の細実線は原地盤、細点線は改良地盤の加速度を示し、(1)~(4) がその加速度の大きさの順番を示す番号である。太実線は原地盤、太点線は改良地盤の最大加速度を示す。同様に、図-34 は、改良地盤が着底している砂地盤 (-25m)、図-35 は改良地盤 (-14m) の加速度が最大値を示す時刻、更に 2 番, 3 番, 4 番めに大きい値を示す時刻における原地盤および改良地盤の加速度分布を示す。図中の実線、点線などの見方は、図-33 と同じである。

図-36~38 は、岸壁法線平行方向 (LG 成分) の結果である。図の見方は、TV 成分と同じで、図-36 が粘性土地盤の図-33 に対応し、同様に図-37 が砂地盤の図-34、図-38 が改良地盤の図-35 に対応している。

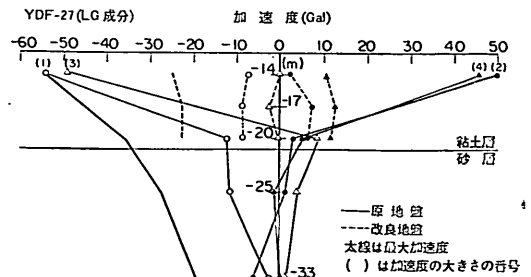


図-36 粘土地盤 (-14m) の加速度が大きい時刻の加速度分布 (YDF-27, LG 成分)

図-39 は、上下方向 (UD 成分) の結果である。図-39 には砂地盤、粘性土地盤、改良地盤の加速度が前述の水平 2 成分と同じく大きい時刻の加速度分布を左側、中央、右側に示している。なお、基礎加速度 (-33m) は欠測

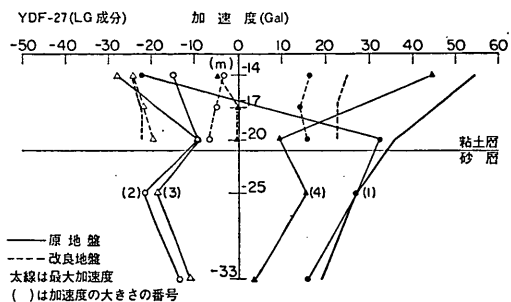


図-37 砂地盤（-25m）の加速度が大きい時刻の加速度分布（YDF-27, LG 成分）

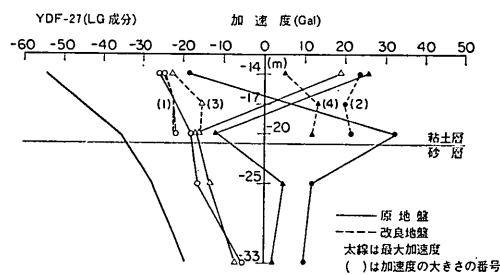


図-38 改良地盤（-17m）の加速度が大きい時刻の加速度分布（YDF-27, LG 成分）

のため値がない。

a) 岸壁法線直角方向（TV 成分）の加速度分布

図-33 は、海底面近くの粘性土地盤（-14m）の加速

度が大きい時刻の原地盤および改良地盤の加速度分布であるが、粘性土地盤の加速度が大きいときは、-20m 以下の地盤加速度が相対的に小さい。粘性土地盤（-14m）の加速度が最大値を示す時刻の各深さの加速度（黒丸実線）を最大加速度と比較すると、-20m では同時刻の 19 Gal に対して最大加速度は 66 Gal、同様に、-25m では 7 Gal に対して 31 Gal、-33m では 4 Gal に対して 21 Gal と同時刻に加速度が最大となっていないことがわかる。一方、同時刻における改良地盤の加速度は、改良地盤が着底している砂地盤の加速度とほぼ等しく、深さ方向にも同じ値を示している。改良地盤の最大加速度（太点線）は深さ方向に平均 25 Gal を示しているが、粘性土地盤の加速度が最大値を示す時刻における改良地盤の加速度（黒丸点線）は平均 3 Gal と非常に小さい値を示している。

以上から、改良地盤と粘性土地盤の最大加速度は同時刻に発生していないことがわかる。また、粘性土地盤の加速度が最大になる時刻においては、砂地盤の加速度は、砂地盤の最大加速度に比較して非常に小さくなる。したがって、砂地盤と一緒に挙動する改良地盤の慣性力はきわめて小さいが、粘性土地盤からの振動土圧の影響は逆に大きくなると推察される。

図-34 は、改良地盤が着底している砂地盤（-25m）の加速度が大きい時刻の加速度分布であるが、砂地盤の加速度が最も大きい時刻の粘性土地盤の加速度（白丸実

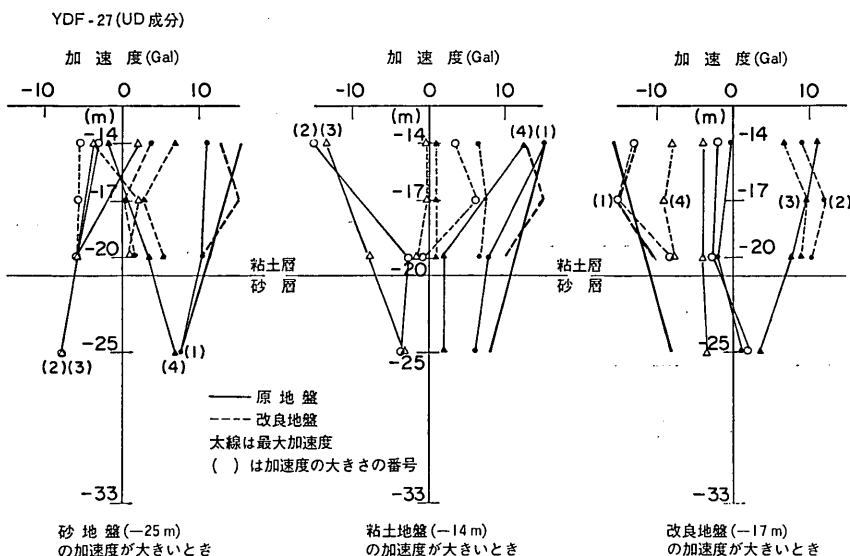


図-39 各地盤の加速度が大きい時刻の加速度分布（YDF-27, UD 成分）

線)は、粘性土地盤の最大加速度より小さく、改良地盤の加速度とほぼ同じになっている。その改良地盤の加速度は、改良地盤の最大加速度に近いことを示している。砂地盤の加速度が小さくなっていくと、改良地盤の加速度も小さくなっている。改良地盤の加速度が 15 Gal 以下になると粘性土地盤 (-14 m) の加速度は、改良地盤の加速度より大きくなり、図-33 の結果と同じ傾向を示してくる。

以上から、砂地盤の加速度が最大になる時刻の改良地盤の加速度は、改良地盤の最大加速度に近い加速度を示し、また、粘性土地盤の加速度は、粘性土地盤の最大加速度より小さく、改良地盤と同程度の加速度を示すことがわかった。したがって、砂地盤の加速度が卓越するときの改良地盤の慣性力は大きくなるが、粘性土地盤からの振動土圧の影響は小さくすると推察される。

改良地盤と砂地盤の挙動は、前述のようにほぼ同じであることがわかった。しかし、改良地盤と砂地盤の加速度の検討深さが厳密に違って若干異なるので、改良地盤の加速度が卓越する時刻における各深さの加速度の関係を検討する。改良地盤に最大加速度が発生する時刻は、深さ方向に若干差はあるが、改良地盤の中間の深さ(-17 m)の加速度が大きい時刻の原地盤および改良地盤の加速度分布で検討を行った。図-35 から、改良地盤の加速度が最大になる時刻の粘性土地盤(-14 m)の加速度(白丸実線)は、粘性土地盤の最大加速度に比較して、きわめて小さく、かつ改良地盤の加速度よりも小さくなっていることがわかる。また、改良地盤の加速度は、砂地盤(-25 m)の加速度とほぼ同じであることもわかる。一方、改良地盤の加速度が、小さくなると、特に 15 Gal 以下の加速度(白三角、黒三角)に減少してくると、粘性土地盤の加速度が相対的に大きくなり、図-33 の結果と同じ傾向を示している。

したがって、改良地盤の加速度が卓越する場合と砂地盤の加速度が卓越する場合の原地盤および改良地盤の間の相互作用は、似たものであることがわかる。

b) 岸壁法線平行方向 (LG 成分) の加速度分布

図-36 は、海底面近くの粘性土地盤 (-14 m) の加速度が大きい時刻の加速度分布であるが、細実線で示す -20 m 以深の地盤加速度は、図-33 の TV 成分と同様に、粘性土地盤 (-14 m) の加速度に比較しきわめて小さい。更に、図中に、太実線で原地盤の最大加速度が示されているが、図-33 と同様に、最大加速度が発生する時刻は深さにより異なり、全層で同時に最大加速度が発

生することになっていない。一方、改良地盤の加速度は、図-33 と比較して大きな値を示しているが、これは、-20 m 以深の LG 成分の地盤加速度が TV 成分の加速度に比較して相対的に大きくなっているためである。しかし、太点線で示す改良地盤の最大加速度より小さく、また、改良地盤の最大加速度も、粘性土地盤の加速度が最大になる時刻に最大になっていないことがわかる。

図-37 は、砂地盤の加速度が大きい時刻における原地盤および改良地盤の加速度分布であるが、砂地盤の加速度が最大になる時刻の粘性土地盤の加速度(黒丸実線)は (-) 22 Gal を示し、また、同時刻の改良地盤の加速度(黒点線)は、(+) 15 Gal を示し、改良地盤と粘性土地盤の地震動が逆位相になっていることがわかる。更に、改良地盤の加速度が最大に近い時刻の粘性土地盤の加速度(白三角実線)は、改良地盤の加速度(白三角点線)とほぼ同じ値を示していることがわかる。また、改良地盤の加速度が、10 Gal 以下になると粘性土地盤の加速度(白丸、黒三角実線)が改良地盤の加速度より大きくなっていく。この傾向は、図-36 に示した改良地盤と原地盤の加速度分布と同じである。

図-38 は、改良地盤の加速度が大きい時刻における原地盤と改良地盤の加速度分布であるが、改良地盤の加速度が最大のときの粘性土地盤の加速度(白丸実線)は、粘性土地盤の最大加速度より小さく、改良地盤の最大加速度(白丸点線)とほぼ同じ値を示している。また、改良地盤の加速度が 15 Gal 以上ある改良地盤と粘性土地盤は、その加速度(黒丸、白三角)の符号が異なり、両地盤の地震動が逆位相になっている。一方、改良地盤の加速度が 15 Gal 以下になると、改良地盤と原地盤の加速度分布は図-36 と同じ傾向を示してくる。改良地盤の加速度の大きさは、多少のばらつきはあるが砂地盤(-25 m)と同じである。したがって、この岸壁法線平行方向(LG成分)の結論も、前述の岸壁法線直角方向(TV成分)と同じ結論が得られた。

以上から、水平 2 成分における改良地盤と粘性土地盤の最大加速度は同時刻に発生していないことがわかる。すなわち、粘性土地盤に最大加速度が発生するときは、改良地盤の加速度は改良地盤の最大加速度より小さく、その大きさは改良地盤直下の砂地盤表面の加速度とほぼ同じである。また、改良地盤に最大加速度が発生するときは、粘性土地盤の加速度は粘性土地盤の最大加速度より小さく、その大きさは改良地盤の加速度とほぼ同じで

ある。このことは、改良地盤の慣性力と粘性土地盤から改良地盤へ作用する振動土圧の最大値が同時刻に発生しないことを意味していると考えられる。しかし、本結論は、大黒埠頭の改良地盤を対象とした YDF-1, 7, 27 の地震動から得られたものである。したがって、本結論が改良地盤と軟弱地盤の振動系の一般的結論であるかについては、今後異なった地点あるいは形式の改良地盤に対して、地震観測などを行って検討する必要がある。

(3) 上下方向 (UD 成分) の加速度分布

水平 2 成分の原地盤および改良地盤の振動特性について、時刻 (位相) を考えて検討してきたが、上下方向についても同様な方法で検討を行ってみる。その結果は図-39 に示したが、最初に、中央に示す結果からは粘性土地盤に最大加速度が発生する時刻の改良地盤の加速度 (黒丸点線) は、改良地盤の最大加速度より小さいことがわかる。このことは粘性土地盤と改良地盤の最大加速度は同時刻に発生していないことを示している。また、改良地盤 (-20 m) の加速度は砂地盤の加速度とほぼ同じであることがわかる。次に、右側の改良地盤に最大加速度が発生する時刻の粘性土地盤の加速度 (白丸実線) は、粘性土地盤の最大加速度に比較してきわめて小さく、かつ改良地盤の加速度より小さいことがわかる。改良地盤 (-20 m) の加速度は、砂地盤の加速度より大きく、その一致度は良くない。しかし、改良地盤の -17 m と -20 m の位置の加速度を結んだ線は -25 m の深さにおいて、砂地盤 (-25 m) の加速度に近い結果を示していることがわかる。最後に、左側に示す砂地盤の加速度が大きい時刻の改良地盤の加速度は、改良地盤が着底している砂地盤 (-25 m) の加速度に比べ、相対的に小さい。このときの改良地盤と砂地盤の加速度の関係は、前述の右側の図に示した方法で説明できる。改良地盤の加速度が 5 Gal 以上ある粘性土地盤の加速度 (黒三角, 白丸実線) は、改良地盤の加速度より小さくなっている。

以上から、粘性土地盤の上下加速度が卓越する場合、改良地盤の上下加速度は、改良地盤の最大加速度より小さく、改良地盤が着底している砂地盤の加速度に近いことがわかる。また、改良地盤の加速度が大きい場合、粘性土地盤の加速度は、改良地盤の加速度に近いが、あるいは小さくなることもわかった。これら改良地盤と粘性土地盤の上下動の相互作用は、水平 2 成分の結果と変わるところはないようである。

4.4 変位による検討

地震時における地盤災害の大きさは、地盤に発生した

地震動の加速度の大きさに影響されることはよく知られているところである。しかし、深層混合処理工法で改良する軟弱な粘性土地盤の地震時挙動をながめてみると、地盤の地震動加速度のみならず、地震動の変位の大きさの影響も無視できないことが容易に推察される。一般に軟弱な粘性土地盤の地震時変位は剛体化した改良地盤に比較して大きくなると予想されるため、改良地盤の挙動は軟弱地盤との間の相対変位に強く影響を受ける。したがって、改良地盤に作用する地震動として、加速度の他に変位の大きさに注目する必要がある。以下に、原地盤および改良地盤の地震時挙動を変位で検討する。

1) 時刻歴でみた変位波形

原地盤および改良地盤の地震動の変位は、直接観測していないので地震動の加速度波形を 2 回積分して求めた。加速度波形から変位波形を求める方法としては、適当な初期条件のもとでの加速度波形の直接積分、あるいはフィルタによる低振動数成分を除外した加速度波形の積分など、いろいろと提案されている。本報告では、一定のフィルタをすべての地震波に適用する方法 (固定フィルタ法) と、フィルタのシャ断振動数を地震波の特性に応じて設定する方法 (パラメタ付フィルタ法) の 2 つの方法により、加速度波形を補正し、これを積分して速度および変位波形を求めた⁹⁾。TUSS-S 型地震計によって取得された加速度波形のフィルタリングは、デジタル化における波形のトレース等の低振動数の誤差を排除するために行われている。固定フィルタ法は、気象庁の一倍地震計で得られた変位波形との直接比較を容易にするため、一倍地震計のシミュレーションに基づくフィルタ (6 秒) が用いられ、パラメタ付フィルタ法では、加速度波形の周波数特性に応じて決めたフィルタが地震波ごとに採用されている。

図-40 に、上記の方法によって計算した加速度、速度および変位波形の例を示す。図-40 に示す ① の加速度波形は原加速度波形、② は原加速度波形をパラメタ付フィルタ法で補正した加速度波形、また、③、④ は速度波形、⑤、⑥ は変位波形である。なお、③、⑤ は固定フィルタ法、④、⑥ はパラメタ付フィルタ法でフィルタリングして求めた波形である。図から加速度波形 ② は原加速度波形 ① をほぼ忠実に再現し、また、速度波形 ③、④ は、フィルタリングの方法による影響は小さく両波形の一致度が良いことがわかる。次に、変位波形 ⑤、⑥ をながめてみるとフィルタリングの方法によって影響を受けていることがわかる。この違いは、主として両方法の

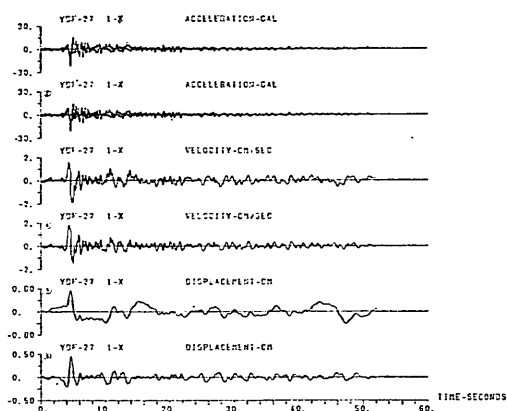


図-40 加速度，速度，変位波形の例

考慮する振動数範囲が異なっているという点に起因していると考えられる。したがって、加速度波形を2回積分して求めた変位波形は、真の変位波形のうち、設定された振動数範囲のみを再現しているということになる。

改良地盤と原地盤の変位の比較を前述のどちらの方法によって求めたものを用いるか議論のあるところである

が、本報告では固定フィルタ法を採用した。これは変位の使われ方が各地盤間の変位の大きさの比較にあるため、フィルタのしきり振動数を各地盤の地震波で同一にし、同じ振動数範囲で求めた変位記録で比較したほうがよいと判断したからである。

図-41は、YDF-1と27の地震で得られた原地盤と改良地盤の岸壁法線直角方向(TV成分)の変位波形である。図中の①と③は、海底面近くの深さ(-14m)の粘性土地盤(TV-4)と改良地盤(TV-9)の変位波形、また、②と④は、改良地盤(-20m, TV-10)と改良地盤が着底している砂地盤(-25m, TV-2)の変位波形を同一時間軸に描いたものである。なお原地盤(TV-2, 4)を実線、改良地盤(TV-9, 10)を点線で示した。まず、②と④を検討すると、両地震とも改良地盤の波形と砂地盤の波形は、地震動の継続時間中よく似ており、両地盤はほぼ同じ挙動をしていることがわかる。次に、①と③を検討すると、粘性土地盤の振動周期が比較的短いときは粘性土地盤の変位は、改良地盤の変位と比較して大きくなることがわかる。しかし、振動周期が長くなると、両地盤の変位に余り差はなくなっている。な

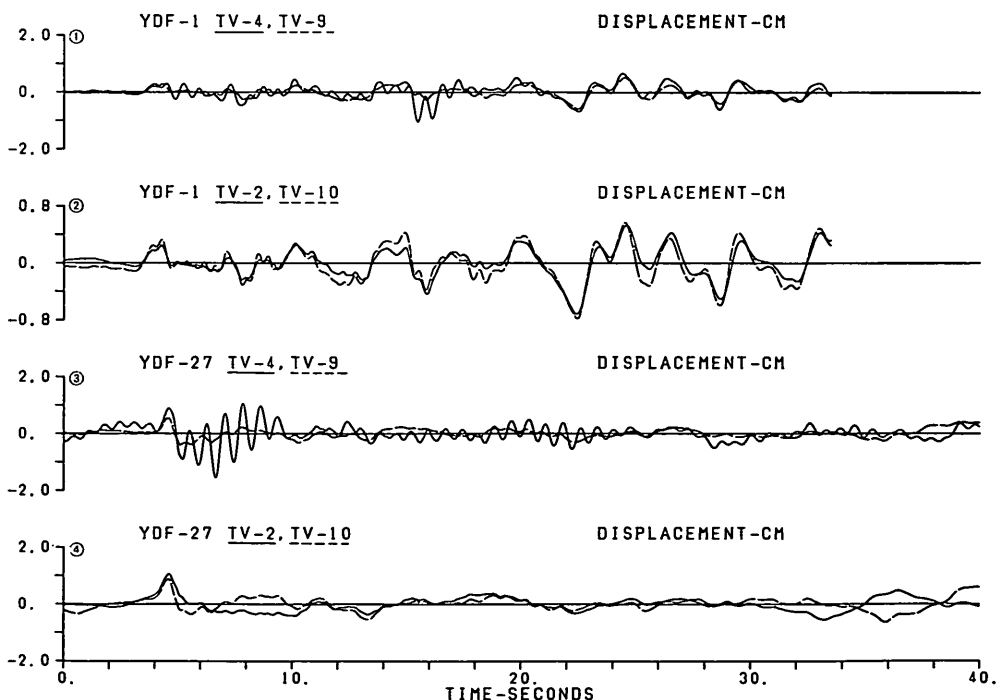


図-41 地盤の変位波形

お、この粘性土地盤の変位振幅が大きくなるのは、図-32の①、③に示すように地盤加速度が大きくなるときである。

以上から、きわめて小さな変位記録からではあるが、改良地盤が、改良地盤の着底している砂地盤とほぼ同じ挙動を示し、また、粘性土地盤の地震動が卓越するときには、粘性土地盤の変位は、改良地盤の変位より大きくなることがわかった。

(2) 最大変位分布

本項では、両地盤の深さ方向の変位分布を最大変位を用いて検討する。

図-42 に YDF-1, 7, 27 の地震で得られた原地盤お

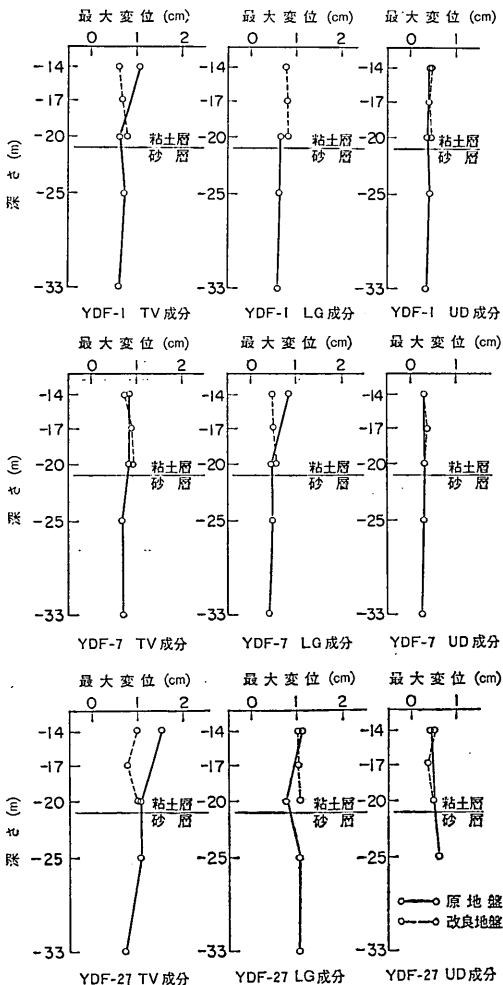


図-42 最大変位分布

よび改良地盤の最大変位分布を示す。水平 2 成分の TV および LG 成分の最大変位を検討すると -20m 以浅の粘性土地盤の変位増幅特性は、それ以深の砂地盤に比較して大きいようである。一方、同じ水平成分の改良地盤の変位は粘性土地盤の変位分布と異なり、深さ方向に一定値を示し、改良地盤による変位の増幅特性はみられない。また、その変位は改良地盤直下の砂地盤の変位と同じであることもわかる。

以上から、改良地盤は水平地震動の変位記録からみても剛体として振動し、その最大変位は改良地盤直下の砂地盤の変位と同じで、かつ改良地盤から遠く離れた粘性土地盤と比較して小さいということがわかる。

また、地震動の最大上下変位は、原地盤および改良地盤のすべての点で地震ごとに一律の値となっており、部分的な増幅はみられなかった。

以上の結果は、最大水平変位が 1 cm 前後、最大上下変位が 0.5 cm 未満ときわめて小さな変位からの結果である。したがって、地震動が大きくなった場合の改良地盤と原地盤の変位の関係については、今後の強震記録の取得に待つ必要があると考えられる。

4.5 パワースペクトルによる検討

今までは、取得された地震動の加速度あるいは変位の大きさから、原地盤と改良地盤の振動特性を検討してきたが、本項では、原地盤および改良地盤の地震動加速度のパワースペクトルから、各地震動の周波数特性、また、基盤に対する両地盤の周波数伝達特性から、両地盤の振動特性を検討する。次に、改良地盤が着底している砂地盤に対する改良地盤および粘性土地盤の周波数伝達特性、位相特性から、両地盤の間の相互作用を検討する。

解析に用いた地震波は、前項の加速度および変位による検討に用いたマグニチュードが比較的大きく、かつ震央距離が互いに異なり、得られた加速度も大きい YDF-1, 7, 27 の地震波である。

(1) 原地盤の地震動の周波数特性

原地盤の地震動加速度の周波数特性を検討するため、岸壁法線直角方向 (TV 成分) のパワースペクトルを図-43 に示す。各スペクトルは、上段から下段に向かって、原地盤の -14m (粘性土層)、-20m (粘性土層)、-25m (砂層)、-33m (基層) の地震動のスペクトルという順序で並べられている。

最下段の基盤スペクトルを、各地震間で比較検討する。YDF-27 の基盤スペクトルは、比較的高い振動数に

深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動

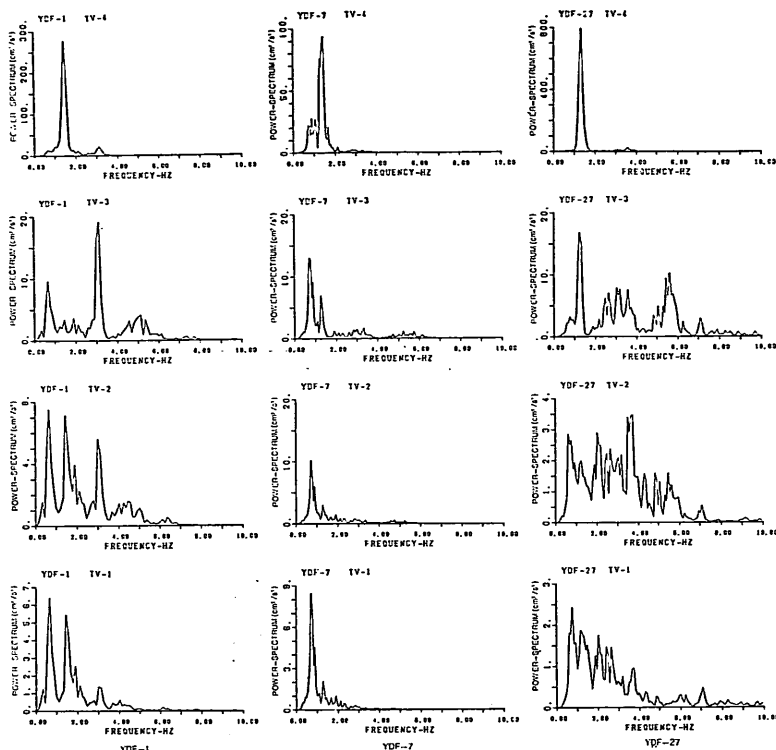


図-43 原地盤のパワースペクトル (TV 成分)

も卓越成分を有している。これは、震央距離が 50 km と比較的短いためと考えられる。YDF-7 の地震動においては、0.7 Hz が特に卓越していたことを示している。これは、この地盤の震央距離が 373 km もあるためであろう。一方、YDF-1 の基盤スペクトルは、0.7 Hz, 1.45 Hz, 3.1 Hz 付近に卓越しており、YDF-7 と 27 のスペクトルの中間的な性質を持っている。これは、この地盤の震央距離が 86 km で YDF-7 と 27 の間にあることを考えあわせると妥当な性質とも考えられる。

基盤からの地震波は、その上にある地盤の振動特性の影響を受けながら海底面へと伝播していく。各地盤の伝播特性については、後述の (3) 原地盤の周波数伝達特性で報告する。なお、最上段の粘性土地盤のスペクトルは地震波による違いがほとんどなく、1.4 Hz に極めて顕著なピークを持っている。この現象は、基盤の地震動には、いろいろな振動数成分の波を含んでいるが、粘性土地盤では、特に粘性土地盤の固有振動数成分の波のみが大きく増幅されたことを示している。

(2) 改良地盤の地震動の周波数特性

改良地盤の TV 成分のパワースペクトルを図-44 に示す。なお、図には、改良地盤の改良土部分の他に、壁状改良地盤によっては含まれた未改良地盤のパワースペクトルも一緒に重ね書きした。図から、改良地盤と未改良地盤の周波数特性は、スペクトルのピーク値には若干の差はあるものの、同じ特性を持っていることがわかる。図-43 の最上段の粘性土地盤 (-14 m) の加速度の周波数特性は、地震による差がほとんどなくなっているが、改良地盤は、地震によって、その特性は明瞭に違う。これは、改良地盤の挙動が粘性土地盤より、改良地盤の底面付近の地盤の挙動に大きく左右されていることを示している。

(3) 原地盤の周波数伝達特性

基盤の地震動に対する各地盤の周波数伝達特性を検討するため、TV 成分の周波数伝達関数を図-45、同様に LG 成分を図-46、UD 成分を図-47 に示した。地震波によって顕著な伝達特性の差異がなかったため、代表と

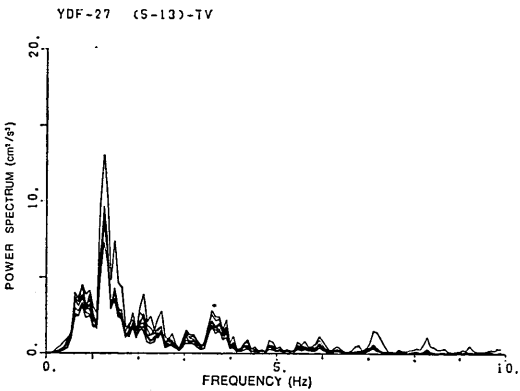
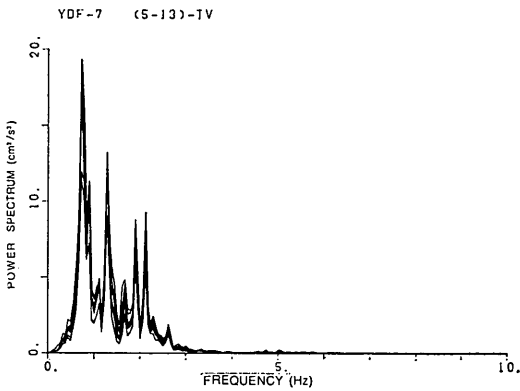
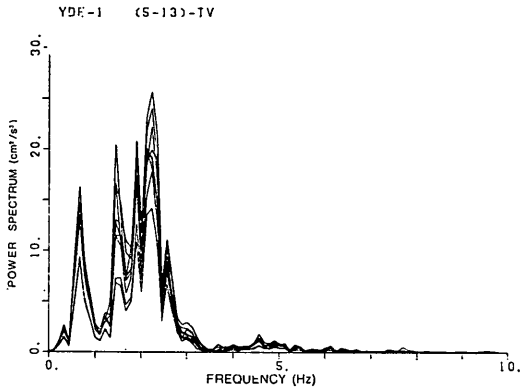


図-44 改良地盤のパワースペクトル (TV 成分)

して、YDF-7 の地震波を示した。各図には、-33 m (基盤) に対する -25 m (砂層) の伝達関数を実線、同様に、-20 m (粘土層) に対する伝達関数を点線、-14 m (粘土層) に対する伝達関数を一点鎖線で示した。

図-45 と 46 から、水平成分の伝達特性には大きな差異がないことがわかる。次に、各深さの伝達特性を検討する。実線で示した砂地盤の伝達関数は、5~5.5 Hz 付

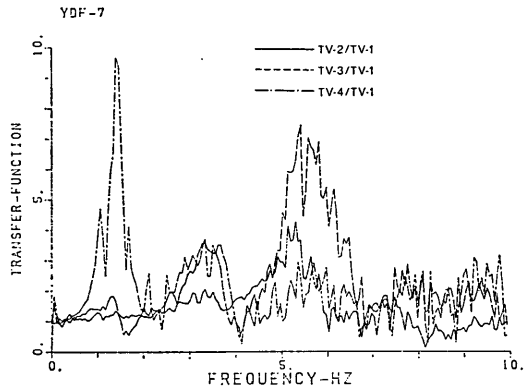


図-45 原地盤の周波数伝達関数 (YDF-7, TV 成分)

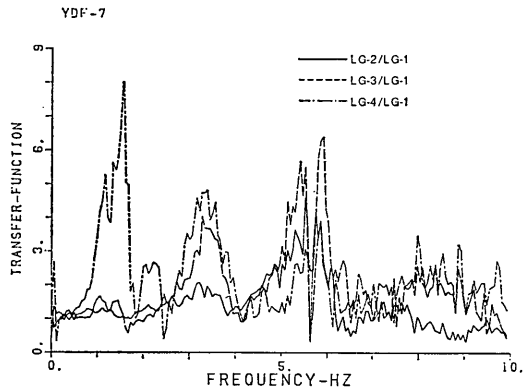


図-46 原地盤の周波数伝達関数 (YDF-7, LG 成分)

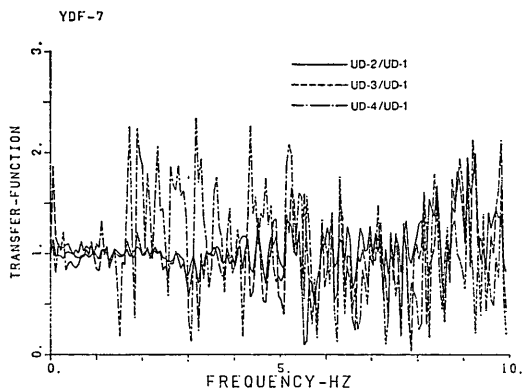


図-47 原地盤の周波数伝達関数 (YDF-7, UD 成分)

近に約4倍の顕著なピークがあるのみで、他の振動数成分の伝達関数は、1~2倍である。特に、基盤の地盤動に多く含まれている3Hzまでの振動数の範囲の倍率は、約1.0で、加速度の増幅がないということがわかる。点線で示した砂地盤上の粘性土地盤(-20m)の伝達関数は、3.3Hz付近に約4倍、5~5.5Hz付近に約7倍の顕著なピークを示している。約2.5Hz以下の振動数に対する倍率は1.0前後であり、砂地盤と同様に基盤からの地震動加速度の増幅は、それほどないということがわかる。一点鎖線で示した海底面近くの粘性土地盤(-14m)の伝達関数は、1.4Hz付近に8~10倍、3.3Hz付近に約4倍、5.5Hz付近に3~4倍のピークを示している。この粘性土地盤の3.3Hz、5.5Hzの振動数はすでにこの地盤の下にある砂地盤などにあらわれているが、1.4Hzの振動数は、この粘性土地盤の固有のもので、この地盤では、この振動数の伝達特性がきわめて強いことがわかる。また、この1.4Hzは、3.1PS検層で示したS波速度から簡便的に求めた固有振動数1.6Hzとおおむね一致している。

以上の伝達関数から、各地盤の固有振動数を推定することができる。砂地盤(-25m)の固有振動数は、5.5Hz、海底面近くの粘性土地盤(-14m)の固有振動数は1.4Hz付近にあり、砂地盤のすぐ上にある粘性土地盤は、その上、下にある地盤の中間的な性質を示している。

図-47は、水平成分と同様に整理した上下方向の周波数伝達関数である。砂地盤および粘性土地盤(-20m)の伝達関数は1.0を示しているが、海底面近くの粘性土地盤(-14m)の伝達関数は1.5Hzまでは1.0、1.5Hzから5Hzまでは多小のばらつきはあるが1~2の値を示している。

以上から、上下方向の周波数伝達特性は、水平成分の場合と異なり、振動数に余り依存しないようである。

(4) 改良地盤の周波数伝達関数

基盤の地震動に対する改良地盤(壁状改良地盤の壁と壁にはさまれた未改良地盤を含む)の周波数伝達特性を検討するため、図-48に岸壁法線直角方向(TV成分)の周波数伝達関数を、同様に、図-49に岸壁法線平行方向(LG成分)、図-53に上下方向(UD成分)の伝達関数を示した。地震波は、原地盤と同様にYDF-7である。改良地盤と未改良地盤の伝達関数は、各図に重ね書きして示してあるが、両地盤の伝達特性に顕著な差は見当たらない。

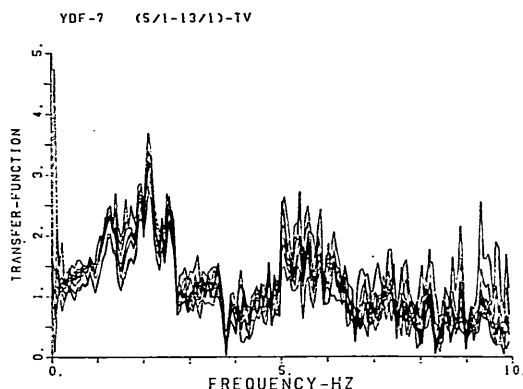


図-48 改良地盤の周波数伝達関数 (YDF-7, TV成分)

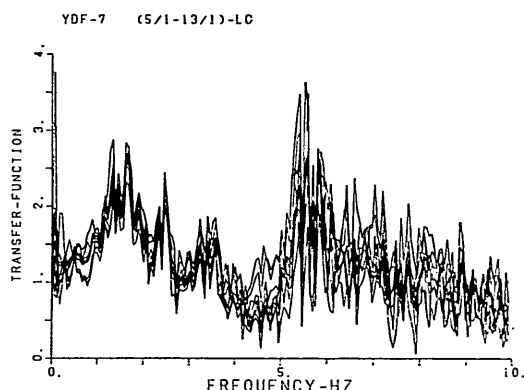


図-49 改良地盤の周波数伝達関数 (YDF-7, LG成分)

最初に、水平2成分の振動特性について検討する。改良地盤の固有振動数は、TV成分が2.1Hzと5.5Hz、LG成分が、1.3~1.6Hzと5.5Hzにあることがわかる。これから、5.5Hzの固有振動数は、水平2成分で同じであるが、低い振動数の固有振動数は、TV成分とLG成分で異なっている。これらの振動数を、図-45と46に示す原地盤の固有振動数と比較すると、水平2成分で同じ5.5Hzの振動数は、改良地盤が着底している砂地盤およびそのすぐ上の粘性土地盤(-20m)の振動数と一致する。また、図-49のLG成分の1.3~1.6Hzについては、砂地盤の固有振動数には見当たらないが、海底面近くの粘性土地盤(-20m)の固有振動数と一致している。しかし、図-48のTV成分の2.1Hzは、粘性土地盤の固有振動数とも一致していない。なお、TV成分の低次の固有振動数が周囲の原地盤の固有振動数と

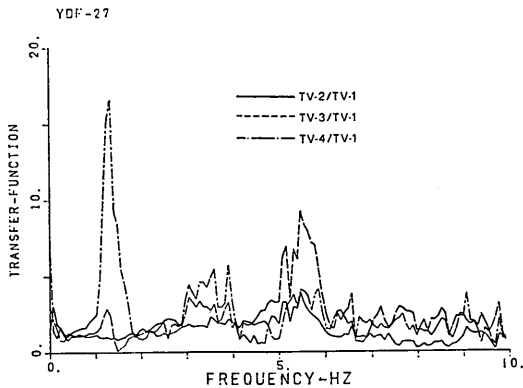


図-50 原地盤の周波数伝達関数 (YDF-27, TV 成分)

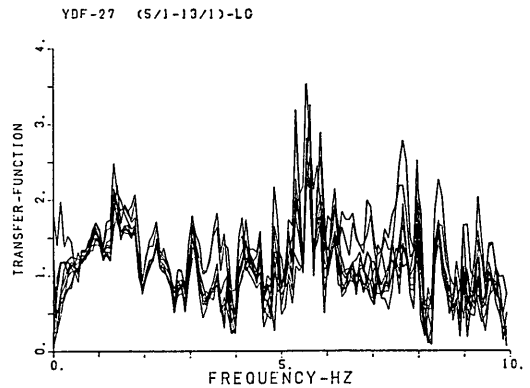


図-52 改良地盤の周波数伝達関数 (YDF-27, LG 成分)

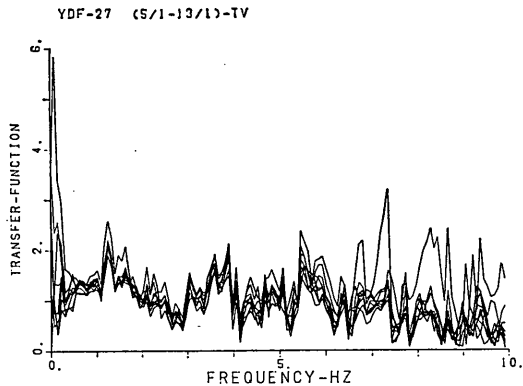


図-51 改良地盤の周波数伝達関数 (YDF-27, TV 成分)

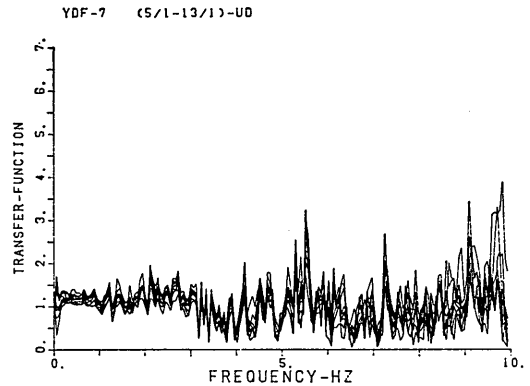


図-53 改良地盤の周波数伝達関数 (YDF-7, UD 成分)

異なるという結果は YDF-1 の場合も同じであった。そこで、埋立てによる改良地盤の周波数伝達特性の変化を検討してみる。図-50 は、YDF-27 の TV 成分の原地盤の周波数伝達関数、図-51 は改良地盤の伝達関数である。図の見方は、YDF-7 で示したものと同じである。この図で気づくことは、改良地盤の固有振動数は、1.3 Hz, 3.5 Hz, 5.5 Hz 前後にあり、これら振動数が原地盤の固有振動数とよく対応していることである。一方、YDF-27 のもうひとつの水平成分である LG 成分の伝達関数は図-52 に示すように図-49 に示した YDF-7 の LG 成分の結果と変わるところはなかった。

以上から、水平 2 成分の改良地盤の伝達特性はケーソン背後が埋立てられることによって同じになったことがわかる。そして、改良地盤の伝達特性の傾向は、原地盤

の伝達特性とほぼ同じになることがわかる。

次に、改良地盤の上下方向 (UD 成分) の周波数伝達特性を図-53 で検討する。伝達関数は周波数成分に依存することなく 1~1.2 程度を示し、水平成分にみられたような顕著な固有振動数成分は見当たらない。

(5) 砂地盤に対する改良地盤および粘性土地盤の周波数伝達特性と位相特性

前項において、改良地盤の伝達特性と原地盤の伝達特性を比較すると比較的似ていることがわかった。また、改良地盤の振動は、改良地盤直下の砂地盤と同じであることが加速度および変位記録から示されている。そこで、砂地盤から以浅の改良地盤とその周囲の粘性土地盤の振動特性を検討する。すなわち、砂地盤に対する改良地盤および粘性土地盤の周波数伝達特性と位相特性を検

深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動

討した。その結果を 図-54, 55, 56 に示す。図-54 は、YDF-1 の地震による砂地盤 (-25m) の地震動のパワースペクトル、更に砂地盤に対する改良地盤 (-20m) および海底面近くの粘性土地盤 (-14m) の周波数伝達関数と位相差を、上段、中段、下段に示したものである。また、中段、下段の図の実線が粘性土地盤、点線が改良地盤の結果を示す。同様に、図-55 が YDF-7, 図-56 が YDF-27 に対する結果である。なお、観測成分は、水平成分の中の TV 成分を用いているが、LG 成分も同様な傾向を示している。また、上下成分の伝達関数については、前述のように顕著な各地盤間の相互作用がなかったため、検討を省略した。なお、図-54 と 55 は、埋立地

盤がないときのものである。最初に、図-54 の伝達関数と位相を検討する。実線で示す粘性土地盤の伝達関数は、1.4 Hz 付近に固有振動数を持っている。その他の振動数の伝達関数の値は 1.4 Hz の約 7 に比較し、2 以下ときわめて小さいことがわかる。なお、粘性土地盤の振動が卓越する 1.4 Hz 付近の振動数の砂地盤の地震動パワーは、地震動の全体パワーに比較して小さいことがわかる。また、点線で示す改良地盤の伝達関数には 2.3 Hz の固有振動数がある。なお、この振動数は粘性土地盤の固有振動数と異なっている。伝達関数の値は 2.3 Hz 以下では 1~2, 2.3 Hz で約 3, それ以上の振動数では 1.0 以下となっている。基盤に対する改良地盤の伝達関数に

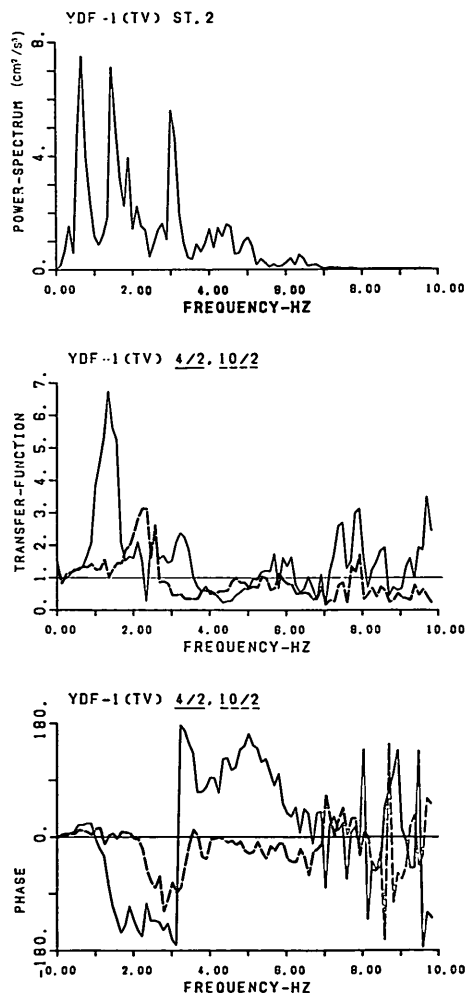


図-54 砂地盤に対する粘性土地盤および改良地盤の周波数伝達特性 (YDF-1, TV 成分)

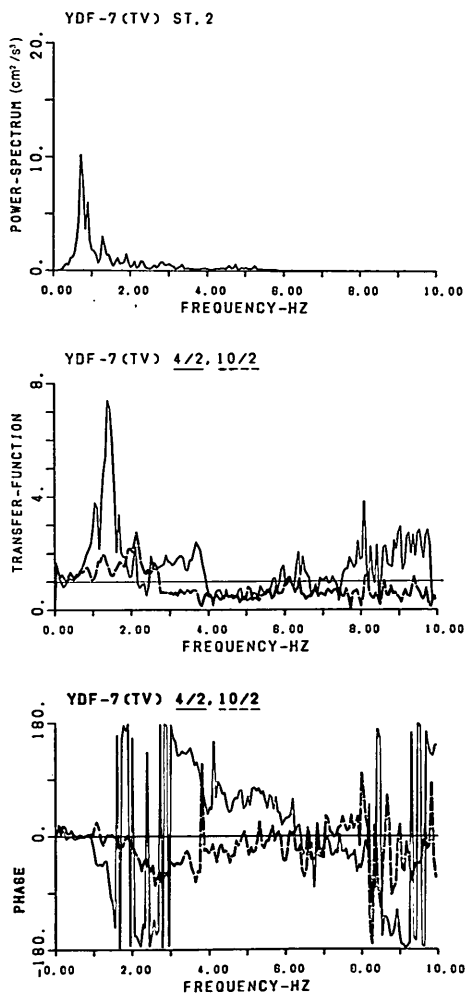


図-55 砂地盤に対する粘性土地盤および改良地盤の周波数伝達特性 (YDF-7, TV 成分)

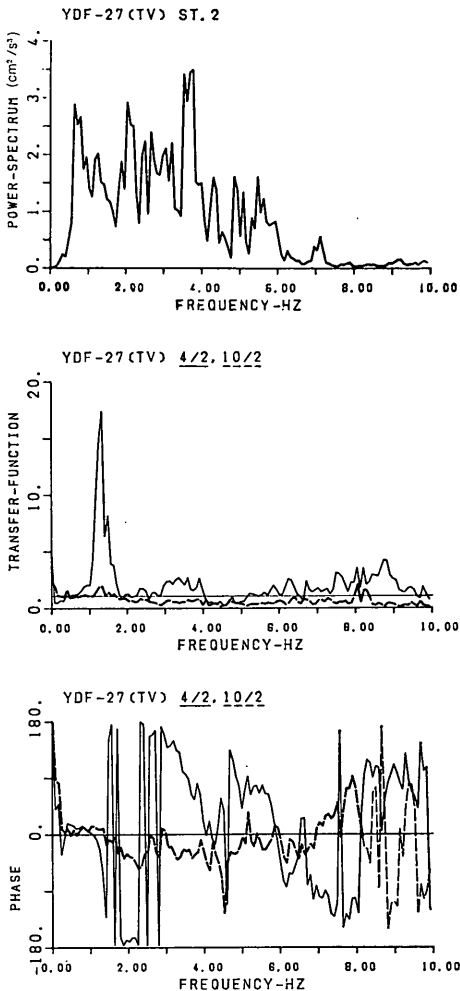


図-56 砂地盤に対する粘性土地盤および改良地盤の周波数伝達特性 (YDF-27, TV 成分)

は、例えば図-48, 49に示すようにに5.5 Hz 顕著な固有振動数があった。しかし、図-54には、その振動数が見当たらない。このことから5.5 Hzの振動数が、砂地盤の固有振動数であったことがわかる。なお、この振動数付近における砂地盤から改良地盤への加速度伝達特性は、図-54あるいは後述の図-55, 56からもわかるように1.0あるいは1.0以下となっている。すなわち、砂地盤の固有振動数における改良地盤の加速度は、砂地盤の加速度より大きくならないことを示している。

次に、粘性土地盤の位相を検討すると、固有振動数の1.4 Hzより低い振動数では、砂地盤に対して位相遅れがなく、1.4 Hzにおいて90°の共振状態、それより高い

振動数では180°に近い逆位相を示している。また、改良地盤の位相特性は、2.3 Hzの固有振動数までは、砂地盤に対してほとんど位相遅れがなく、その振動数を越えると若干位相遅れが生じる。

以上から、周波数領域における改良地盤と粘性土地盤の挙動は次のように説明できるであろう。改良地盤の固有振動数においては、改良地盤の振動は砂地盤に遅れることなく3倍の応答を示すが、粘性土地盤は、砂地盤に対して約180°の位相遅れで振動し、改良地盤の振動とは全く逆の振動をしている。一方、粘性土地盤の固有振動数においては、粘性土地盤は、砂地盤に対して90°の位相遅れを示し、共振状態を呈している。しかし、その振動数における砂地盤に対する改良地盤の位相遅れはなく、かつ、その伝達関数も1.0に近い。したがって、粘性土地盤の加速度応答は、非常に大きくなるが、改良地盤の応答は砂地盤とほぼ同じであるということである。

以上の傾向は、図-55のYDF-7でも同じである。

次に、埋地地盤がある図-56のYDF-27について検討を行う。改良地盤と粘性土地盤の固有振動数は、両地盤とも約1.3 Hzで一致している。その振動数における粘性土地盤の伝達関数は、約18を示し、改良地盤の約2に比較し、きわめて大きい。なお、両地盤の砂地盤に対する伝達特性および位相特性は、図-54, 55に示した傾向と変わらない。したがって、粘性土地盤と改良地盤の固有振動数が一致しても、その振動数における改良地盤の振動数は改良地盤直下の砂地盤の振動と大きく変わらない。また、固有振動数より低い振動数領域では、改良地盤と粘性土地盤は、同一振幅、同位相の振動を呈するため、改良地盤に対する粘性土地盤からの振動土圧はきわめて小さく、一方、固有振動数より高い振動数領域では、改良地盤と粘性土地盤は、約180°の位相遅れで振動し、粘性土地盤は、改良地盤の振動を止めようとしていることがわかる。図-56は、改良地盤と粘性土地盤の固有振動数が一致している例であるが、このような場合、同振動数における砂地盤の地震動パワーが全体のパワーに比較して大きいときは、両地盤の挙動は、ともに大きくなることが予想される。なお、図-56の場合、1.3 Hz付近の砂地盤の地震動パワーは、全体のパワーから比較すると小さいということがわかる。

このように、粘性土地盤と改良地盤の間には、明瞭な伝達特性および位相特性が存在していることがわかる。今後、改良地盤に対するより合理的な耐震設計法の提案

にあたっては、これら特性を十分に考慮する必要があると考えられる。

5. 地震応答計算

前章において、深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動を地震動の加速度記録から検討を行い、その振動特性を明らかにしてきた。本章では、有限要素法の地震応答計算手法を用いて、改良地盤の地震応答計算を行い、その計算結果と観測結果を比較し、計算手法や物質定数などについての妥当性を検討する。更に、計算モデルを用いて改良地盤の基本的な振動特性を検討する。

5.1 計算手法

一般に、地震などの振動を受ける土は、土に発生するひずみの大きさによって、その動力特性が異なってくるということは良く知られていることである。これは、いわゆる土に材料非線形特性があるためである。地震応答計算を行うためには、この土の材料非線形特性を考慮する必要がある。材料非線形特性を示す土の応力とひずみは、一般に履歴曲線であらわされる。地震応答計算におけるこの非線形的な応力・ひずみの取扱い方法としては、(a) 応力・ひずみの関係を具体的に数式化する方法、(b) 応力・ひずみの関係を等価線形化手法¹⁵⁾であらわす方法などがある。前者の方法は、土の力学的性質を説明でき、地盤の変形問題まで取扱える理想的な方法であるが、計算手法が複雑で、かつ計算容量、計算時間などを考え合わせると、現在のところ実用的でないともいわれている。後者は、土の材料非線形特性を近似的にあらわした方法であるが、工学的にはよく用いられている。この等価線形手法では、非線形な応力・ひずみの関係を等価せん断変形係数 G と等価減衰係数 h であらわす。

本報告における地震応答計算は、土の応力・ひずみの関係を前述の等価線形化手法によってあらわした有限要素法プログラム FLUSH¹⁶⁾ を用いて行った。同プログラムは、カリフォルニア大学において、土-構造物の動的相互作用を計算するために開発されたものである。

5.2 観測結果との比較

(1) 計算モデル

地震応答計算は、YDF-1, 7, 27 の地震に対して行った。YDF-1 と 7 の地震は、図-8 に示す埋立地盤がない施工途中に発生し、YDF-27 の地震は、ケーソン背後の埋立が完了した後に発生している。図-57 は地震応答計算に用いた計算モデルである。図中の斜線で示す範囲が前述の埋立地盤に相当する。

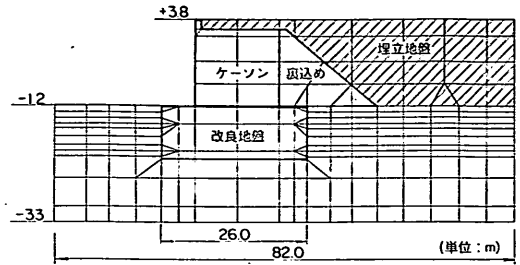


図-57 計算モデル

計算を行う範囲は、出来るだけ広くとることが理想的であるが、計算機の容量、計算時間などの制約により限界がある。そのために、本プログラムには、構造物からの波動を地盤の境界で吸収し、構造物からの波動が計算結果に複雑な影響を及ぼさないようにするための伝達境界が設けられている。この境界を使うことによって、所定の計算精度を維持しつつ計算範囲を比較的小さくとることができる。FLUSH プログラムのオリジナル版の伝達境界は、左右の地盤境界要素が同じでなければならない。しかし、本報告に用いたプログラムは、計算モデルが図-57 にみられるように左右の地盤境界要素が等しくないので、左右の地盤境界要素が異なっても伝達境界の効果が取入れられるようプログラム FLUSH を改良した。

(2) 物質定数

地震応答計算に用いる土材料などの物質定数は、1) 単位体積重量 γ_s 、2) ポアソン比 ν 、3) 微小ひずみ時 (10^{-6} 程度) のせん断変形係数 G_0 、4) 各ひずみ振幅で得られる等価せん断変形係数 G を G_0 で除した G/G_0 と等価減衰係数 h である。以下に、計算に用いた物質定数を示す。

(a) 原地盤および改良地盤の物質定数

原地盤および改良地盤の微小ひずみ時のせん断変形係数 G_0 は、図-17 に示した PS 検層の S 波速度を弾性波動理論より誘導される式 (1) に代入して求めた。その結果を図-58 に示した。また、-23m 以浅の粘性土地盤の G/G_0 および h のひずみ依存性は、図-18 に示したとおりである。砂地盤の G/G_0 および h については、室内試験が行われていないので、いろいろな試験データを整理して発表されている平均的なデータを用いた¹⁷⁾。その結果を図-59 に示した。改良土および基盤(土丹層)の G/G_0 と h についても室内試験が行われていないが、S 波速度が大きく、すなわち剛性が大きく、かつ減衰係数 h も小

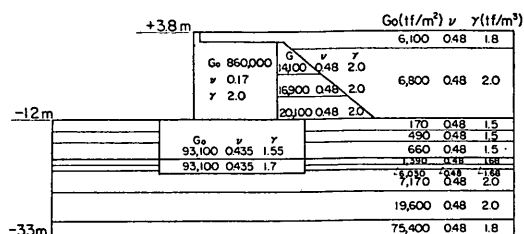


図-58 計算モデルの物質定数

さいと考えられるので線形材料とした。なお、減衰係数 h は試験データがなく深い検討を行うことができなかったが前例等を参考にして 0.03 を与えた。原地盤および改良地盤の単位体重量は図-4, 7 に示した値を用いた。ポアソン比は、PS 検層結果から原地盤で 0.48, 改良地盤で 0.435 を与えた。図-58 に計算に用いた物質定数を示す。

(b) 埋立地盤の物質定数

埋立地盤の材料は、主に山土である。この土についても室内試験が行われていないので物性は明らかでない。本報告では、図-5 の設計条件に示されるよう埋立地盤の材料の内部摩擦角 ϕ は 27.5° に期待されているということで、山土を砂材料として取扱うことにした。埋立地盤の微小ひずみ時のせん断変形係数 G_0 については、工学的に用いられる次式によって、まずせん断波速度 (S 波速度) V_s を求め¹⁷⁾、式 (1) によって推定した。

$$V_s = 89.8N^{0.341} \quad (2)$$

ここに、 N : 地盤の N 値

V_s : せん断波速度 (m/s)

埋立地盤の N 値は、これまでの経験などから $N=8$ とした。結果を図-58 に示した。単位体積重量 γ_i は、残留水位以上を 1.8 tf/m³, 残留水位以下を 2.0 tf/m³ とした。 G/G_0 および h のひずみ依存性は、図-59 に示した砂の平均的な曲線を用いた。

(c) 裏込めの物質定数

裏込め材料は、内部摩擦角 ϕ を 40° に期待している碎石で、50 kgf/個程度のもが使われている。このように大きな碎石に対する物性試験は実施例がなく、その動的特性は明らかでない。しかし、粗粒材に対してはいくつかの物性試験が行われている^{18)~20)}。本報告では、碎石の物質定数を、粗粒材の試験結果で代用できると仮定して、国生²⁰⁾らの報告を用いた。

微小ひずみ時のせん断変形係数 G_0 は次式によって求めた。

$$G_0 = 1300 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_c)^{0.55} \quad (3)$$

ここに、 G_0 : 微小ひずみ時のせん断変形係数 (kgf/cm²)

σ'_c : 有効拘束圧 (kgf/cm²)

e : 間げき比 ($e=0.5$ とした)

本式は、岩盤の発破掘削によって生じた碎石 (最大粒径は、64mm である。) を用いて求めたものである。結果を図-58 に示した。更に、国生らは、せん断変形係数 G のひずみ依存性を、微小ひずみ時のせん断変形係数 G_0 に対する G/G_0 で示している。そこで、国生らの実験データを整理して G/G_0 と減衰係数 h のひずみ依存性を示したのが図-59 である。図には、平均的な砂の G/G_0

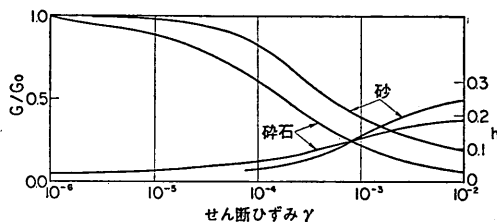


図-59 $G/G_0 \sim \gamma, h \sim \gamma$ 曲線

と h のひずみ依存性も示しているが、碎石の G/G_0 は砂に比較してひずみとともに早く減少し、また、 h もひずみが 10^{-3} 以下では砂より大きく、碎石が砂と同様に非線形性の強い材料であることがわかる。単位体積重量 γ_i およびポアソン比 ν は、残留水位以上で 1.8 tf/m³, 0.435¹⁸⁾, 残留水位以下で 2.0 tf/m³, 0.48 とした。

(d) ケーソンの物質定数

ケーソンの物質定数についても実測値がないが、中詰を含めたコンクリートケーソンは剛性がきわめて大きく、したがって減衰も小さいと考えられるので線形材料として取扱った。単位体積重量 γ_i は、コンクリートおよび中詰材料を考慮して 2.0 tf/m³, ポアソン比 ν はコンクリートのポアソン比から 0.17 とした。せん断変形係数 G_0 はコンクリートのヤング係数を参考にして 860,000 tf/m² とした。また減衰係数 h についてはケーソンの剛性がきわめて大きいこと、更に前例等を参考にして 0.03 とした。

(3) 入力地震波

計算は YDF-1, 7, 27 の岸壁法線直角方向の基盤波を用いて行った。加速度波形は、各地震波の主要動部分を

含む 16 秒間分とした。

3) 計算結果と観測結果の比較

図-60~62 に、原地盤および改良地盤の最大加速度の計算結果および観測結果を示す。各図とも実線が観測値、点線が計算値を示す。また、図-63~65 には原地盤および改良地盤の観測および計算の加速度波形を同一時間軸に重ね書きしたものを示す。各図とも実線が観測波形、点線が計算波形である。また、図中の①から④が原地盤、⑤と⑥が改良地盤の加速度波形を示し、④が -33m 地点の入力地震波、③、②、① の波形が、-25m、-20m、-14m 地点の波形、⑤、⑥ が -14m、-20m 地点の波形を示す。

まず、図-60 と 63 に示す YDF-1 の地震に対する計算結果を観測結果と比較する。図-60 から左側に示す原地盤および右側に示す改良地盤の観測と計算の最大加速度は、比較的よく一致していることがわかる。計算によると原地盤の海底面 (-12m) では、66 Gal 程度が発生し、-14m からわずか 2m で約 20 Gal も加速度が大きくなっている。一方改良地盤の計算結果をみると、改良地盤の加速度は改良地盤の底面である -21.5m 付近の原地盤の加速度とほぼ同じであり、かつ、その深さより浅い粘性土地盤の加速度に比較してきわめて小さいことがわかる。改良地盤上のケーソンの加速度は、天端に近づくにつれて大きくなっている。

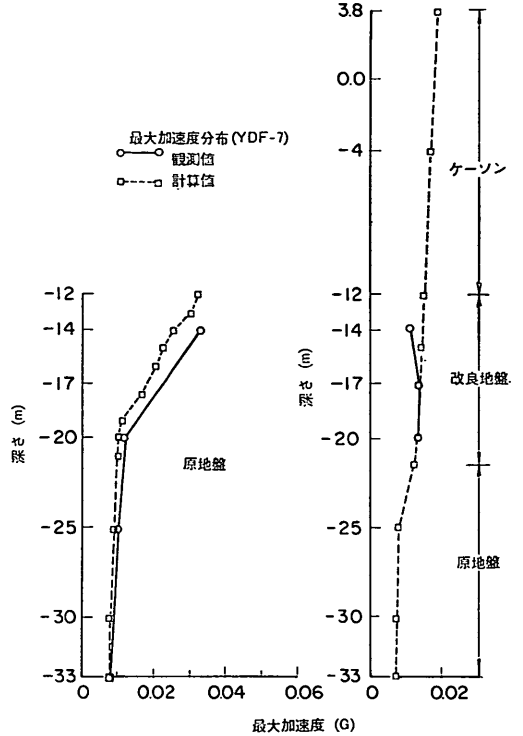


図-61 最大加速度の観測結果と計算結果の比較 (YDF-7)

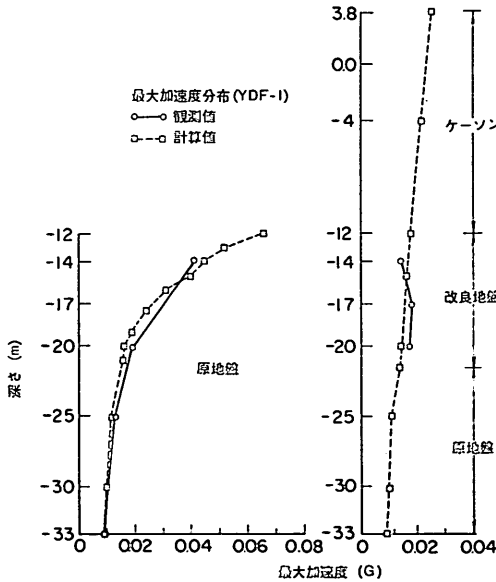


図-60 最大加速度の観測結果と計算結果の比較 (YDF-1)

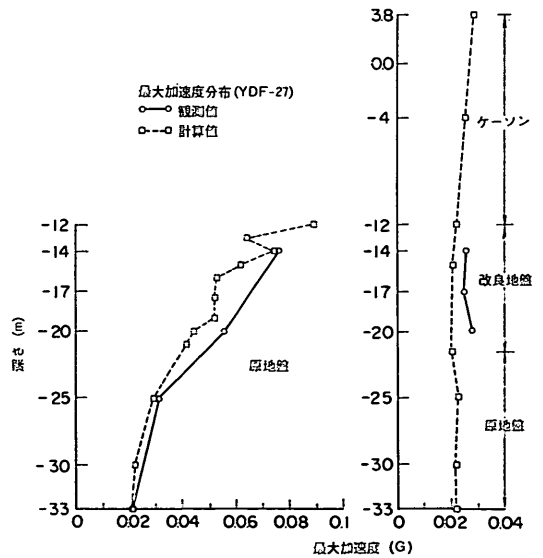


図-62 最大加速度の観測結果と計算結果の比較 (YDF-27)

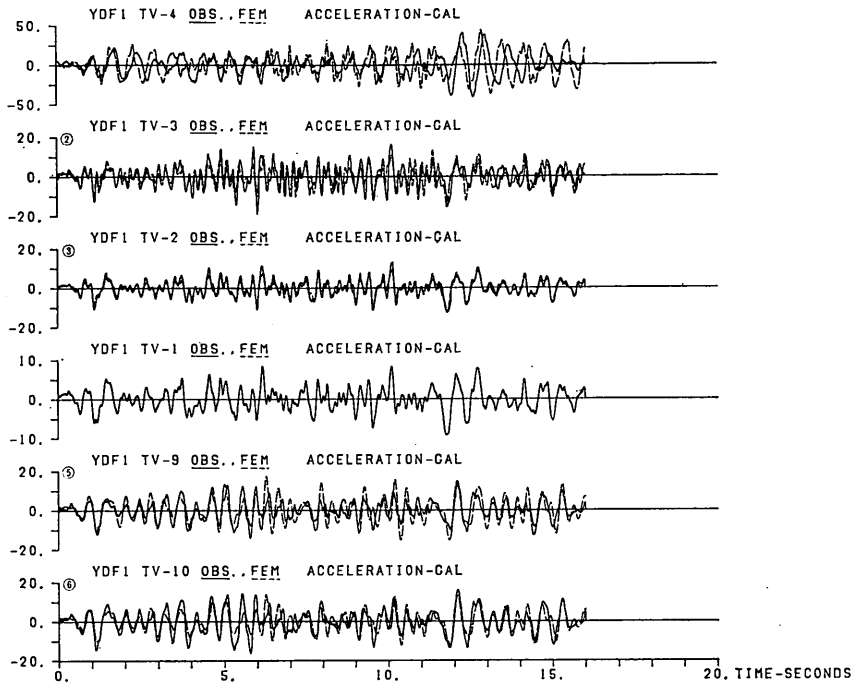


図-63 計算波形と観測波形の比較 (YDF-1)

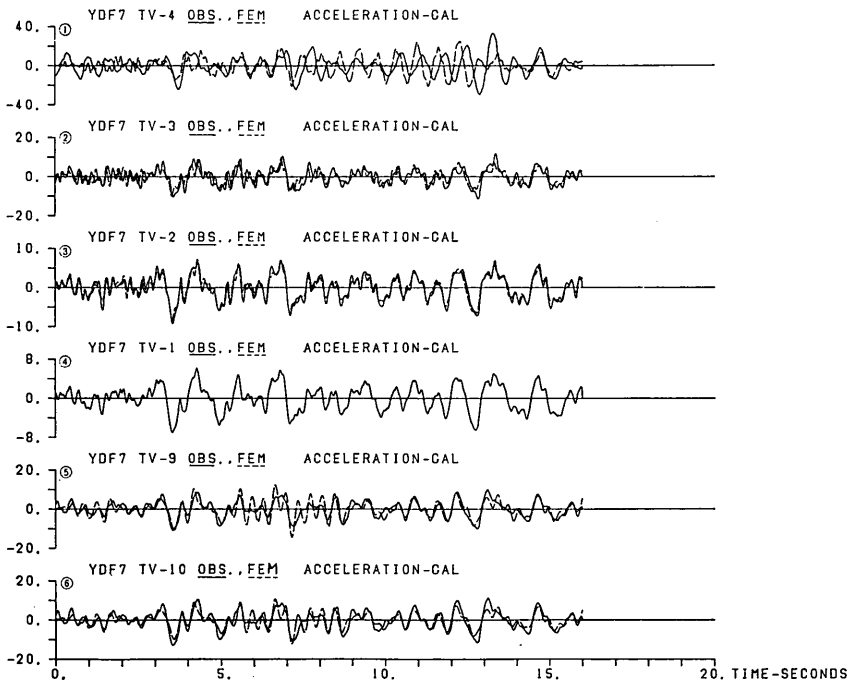


図-64 計算波形と観測波形の比較 (YDF-7)

深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動

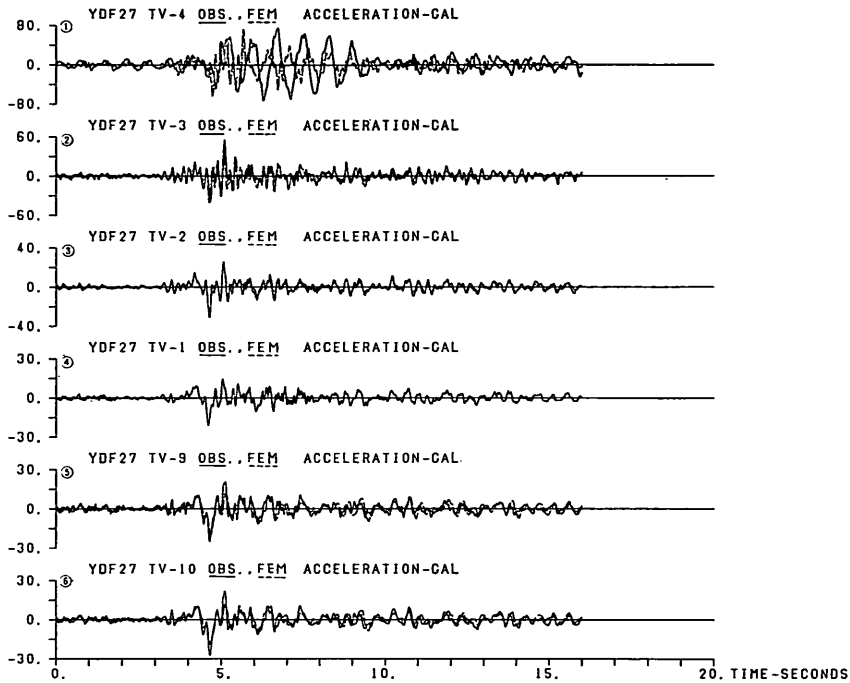


図-65 計算波形と観測波形の比較 (YDF-27)

図-63 は、各深さの加速度波形を示すが、図中の ① の粘性土地盤の計算波形は、観測波形に比較して、若干周期の短い波が卓越している。また、最大加速度の発生時刻は、観測波形で約 12.6 秒、計算波形で約 12.8 秒と若干ずれている。その他の原地盤および改良地盤の計算波形は、振幅特性に多小の差はあるが、観測波形をよく再現している。

次に、図-61 と 64 に示す YDF-7 について検討する。図-61 の計算による原地盤および改良地盤の最大加速度を観測結果と比較すると原地盤において若干の差はみられるが全体的によく一致していると思われる。計算による原地盤の深さ方向の加速度分布は、図-60 に示した YDF-1 の結果と異なり海底面 (-12m) の加速度が顕著に大きくなっていないのが特徴的である。

図-64 は各深さの加速度波形を示すが、図-63 の YDF-1 と同様に、① の粘性土地盤の計算波形の周期は観測波形と比較して若干短く、かつ最大加速度の発生時刻が YDF-1 と同様はずれている。しかし、その他の地点の加速度波形は、計算と観測でよく合っている。

図-62 と 65 は埋立地盤のある場合の YDF-27 に対する最大加速度分布と加速度波形である。図-62 に示

す原地盤の最大加速度は、前述の YDF-1, 7 のように基盤から単調増加していないが、観測地点の加速度と計算結果は比較的よく合っている。一方、改良地盤の計算結果は観測結果と比較して若干小さい。次に、図-65 に示した加速度波形によって計算結果と観測結果を比較する。図中の ⑤ と ⑥ の波形は改良地盤の加速度波形を示すが、計算波形と観測波形はよく合っている。図-62 において両結果の最大加速度が若干異なっていたが、最大加速度の発生した時刻は 4.7 秒と同じであることがわかる。原地盤の ② と ③ の計算波形と観測波形はよく一致している。一方、① の粘性土地盤では計算波形が観測波形に比較して、若干高振動数が卓越している。また、最大加速度の発生時刻もずれている。YDF-27 の地震波による改良地盤の最大加速度の計算結果と観測結果の差の原因としては、埋立地盤が存在することによる埋立地盤下の粘性土地盤の動的変形特性の変化、また推定した埋立地盤の物質定数の信頼性などがある。また、図-63～65 の ① に示す粘性土地盤の計算波形には観測波形より若干高振動数の波が卓越しているが、この点についても粘性土地盤の物質定数など検討する必要がある。

しかし、計算結果はおおむね観測結果を表現している

と考える。

次に、計算波形から求めた粘性土地盤（-14m）および改良地盤（-14m）の周波数伝達関数と位相を観測結果と比較検討する。図-66~71 にその結果を示す。各図とも左側に観測結果、右側に計算結果を示し、上段が伝達関数、下段が位相である。なお、観測結果は計算結果と同じ 16 秒間の地震波によるものである。各地震の入力地震動に含まれる振動数成分は、図-43 からわかるように YDF-1 が 5 Hz 以下、YDF-7 が 3 Hz 以下、YDF-27 が 8 Hz 以下である。したがって、これら振動数成分を考慮して、まず伝達関数のピークのあらわれる振動数を検討すると、計算結果のほうが観測結果より若干高いが傾向的にはよく一致している。また、その振動数における伝達関数の値も図-66 では計算値が観測値より大きく、図-70 では観測値が計算値より大きい傾向的にはよく合っている。なお、位相に関する計算結果も観測結果の位相特性をよくあらわしていることがわかる。

すなわち、入力地震動に含まれる振動数成分が異なっても、計算結果は観測結果をよくあらわしており、本解析手法が改良地盤の振動特性を解析できる有用な手法であることがわかった。

以上、計算手法などの妥当性を加速度記録を用いて検討してきたが、計算においては加速度のみでなく、現場においては直接観測することがほとんど困難なひずみ分布を求めることができる。図-72 は YDF-1 の地震波を用いて計算したときの原地盤のひずみ分布（実線で示す）と改良地盤およびその下の地盤に発生したひずみ分布（点線で示す）である。なお、このひずみは動的最大せん断ひずみをあらわす。なお、改良地盤のケーソンのひずみはきわめて小さいので図化を省略した。図からわかることは、-21.5m から -25m の間の地盤に発生する最大せん断ひずみは、その地盤上に改良地盤があることによって相対的に大きくなっている。このことは、強震時においては、改良地盤直下の地盤が、改良地盤から遠く離れた同じ深さの地盤より早くせん断破壊を起こすことを示しており、改良地盤の振動特性の特徴のひとつであると考えられる。

以上から、計算結果をとりまとめると以下のとおりである。

- (a) 本プログラムを用いて求めた原地盤および改良地盤の応答加速度は、観測結果とよく一致した。
- (b) 各地盤の周波数伝達関数と位相は、本プログラ

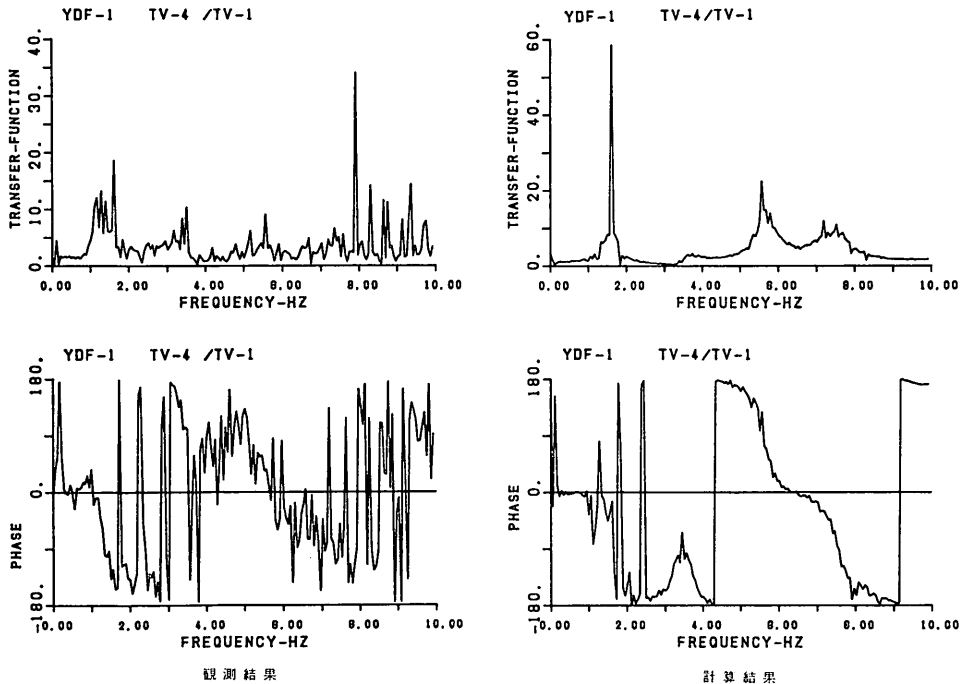


図-66 伝達関数と位相 (YDF-1, 粘性土地盤)

深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動

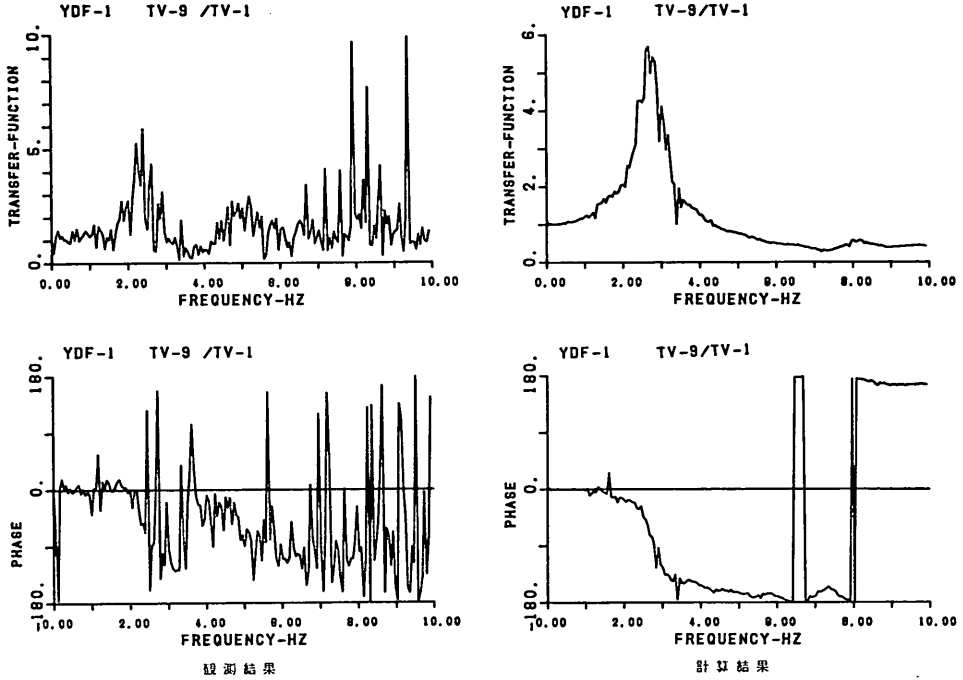


図-67 伝達関数と位相 (YDF-1, 改良地盤)

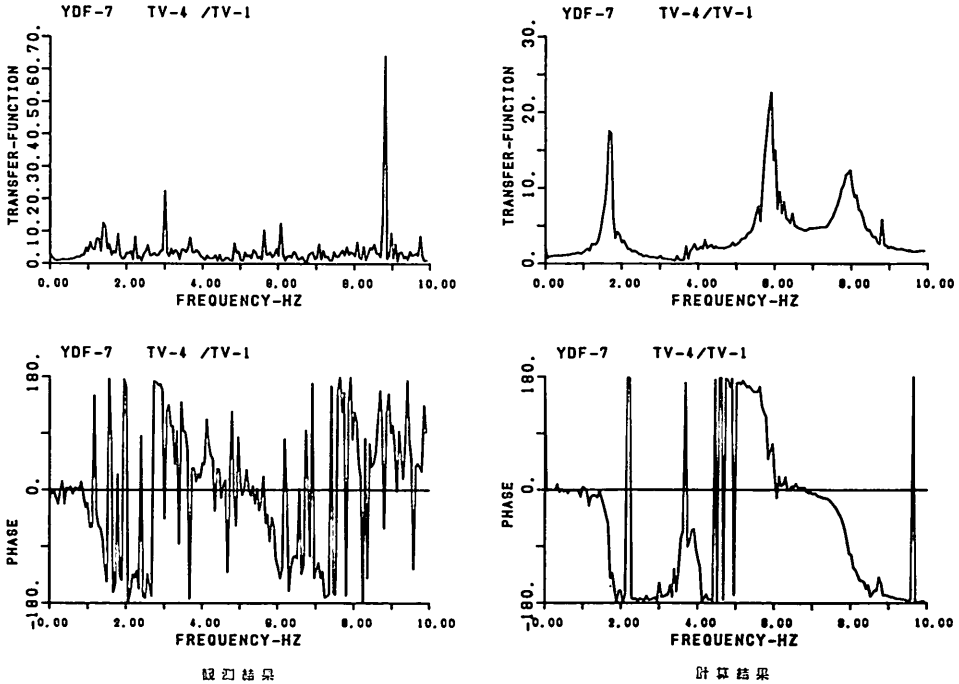


図-68 伝達関数と位相 (YDF-7, 粘性土地盤)

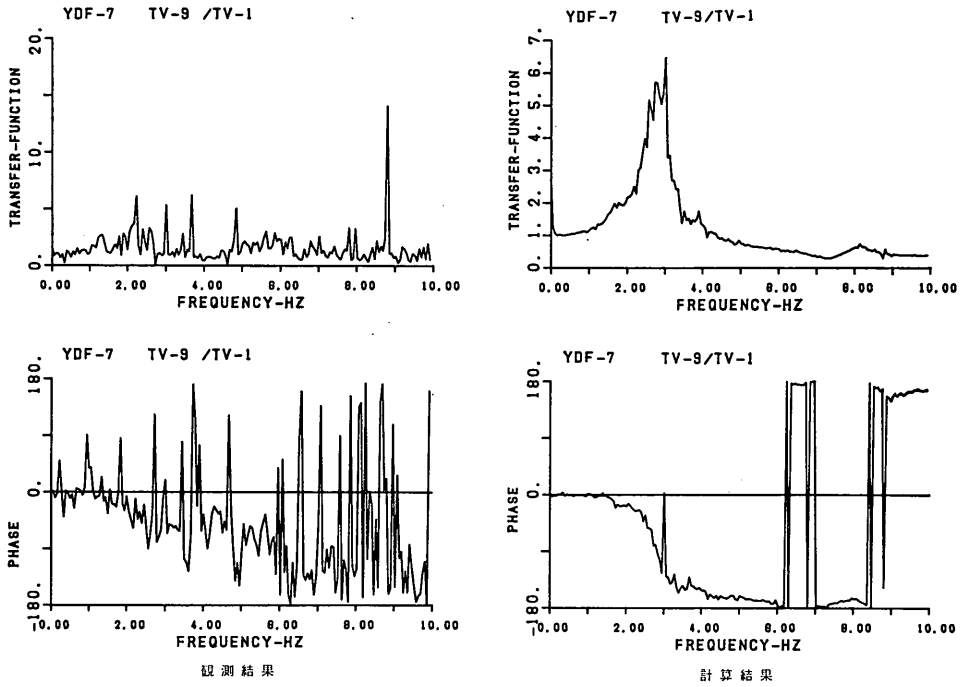


図-69 伝達関数と位相 (YDF-7, 改良地盤)

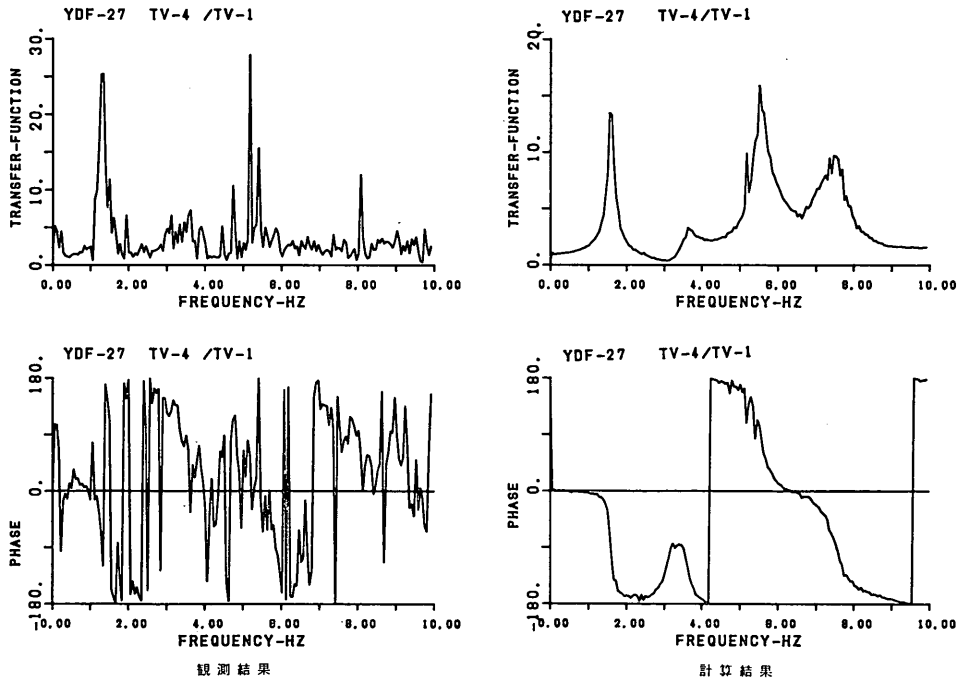


図-70 伝達関数と位相 (YDF-27, 粘性土地盤)

深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動

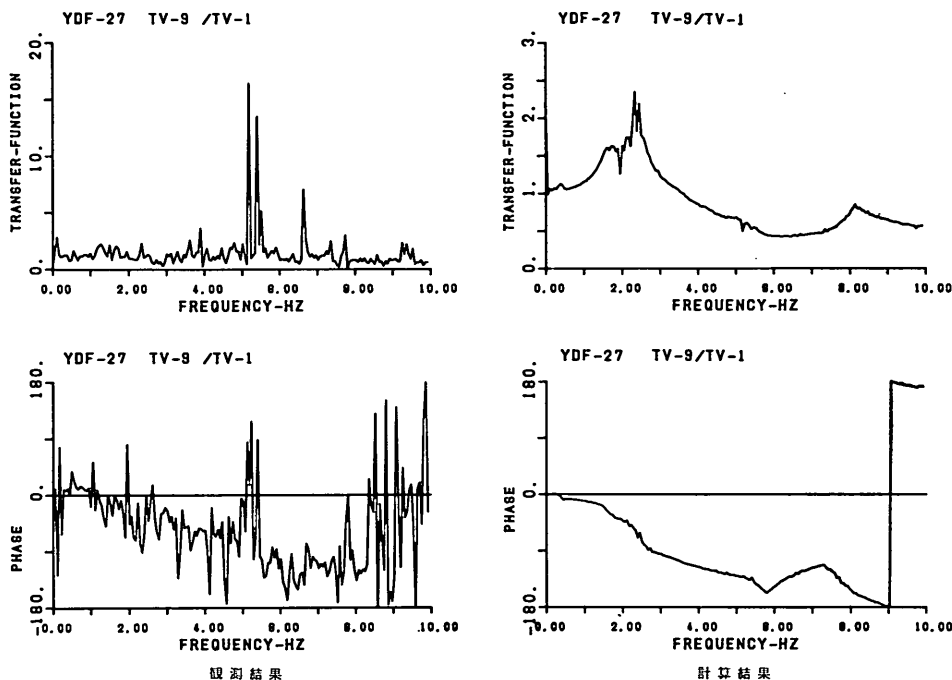


図-71 伝達関数と位相 (YDF-27, 改良地盤)

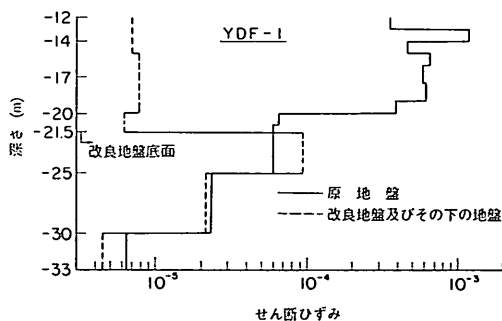


図-72 計算によるせん断ひずみ分布 (YDF-1)

ムによって求めても観測結果と大差ない。

(c) ただし、計算に用いる物質定数については詳細な検討が必要である。

(d) 計算においては現地観測が困難なひずみ分布を求めることができる。計算から改良地盤直下の地盤のせん断ひずみは、改良地盤から遠く離れた同じ深さの地盤のひずみより大きくなるのがわかった。

(e) 以上から、本プログラムは改良地盤の振動性状を解析できる有用なプログラムと考える。

5.3 計算による改良地盤の振動特性

改良地盤の地震観測結果から、改良地盤と原地盤の加速度特性を把握することができた。しかし、地震観測結果は、改良地盤の振動の他にケーソン、埋立地盤などの影響を含んだ複合的な振動特性を示していると考えられる。そこで、いくつかの計算モデルを用いて、改良地盤の振動特性をより具体的に検討することにする。

(1) 計算モデル

改良地盤の振動特性は、改良地盤が着底している砂地盤、改良地盤の周囲にある粘性土地盤、更には改良地盤上のケーソンおよび埋立地盤の影響を受けるであろう。これらの影響を計算によって検討するため、図-57 に示す埋立地盤を含めた断面を基本に計算モデルを設定した。図-73 に、計算モデルを示す。図中の c 断面は図-57 と同じ断面、b 断面は c 断面からケーソン、裏込めおよび埋立地盤を取除いた断面、更に、a 断面は、b 断面の改良地盤の幅が無限に広がっていると仮定した断面である。また、同図の ㉑、㉒、㉓ は、加速度およびせん断ひずみの出力位置を示す。モデルに使用した物質定数は、5.2 (2) 物質定数 に示したものと同じである。入力地震動としては、YDF-27 の地震の基盤波 (TV 成分) を

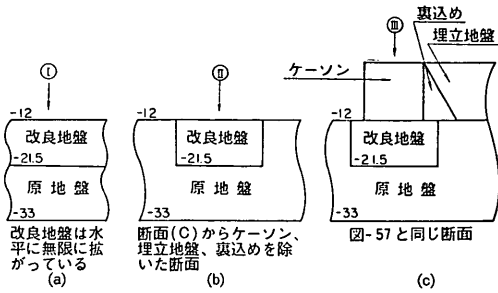


図-73 計算模型模式図

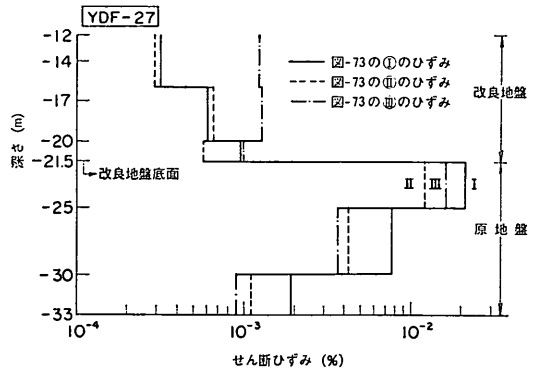


図-75 計算によるせん断ひずみの変化状況

用いた。

(2) 改良地盤の振動特性

図-74, 75 に計算結果を示す。図-74 は最大加速度、図-75 は最大せん断ひずみ分布で、図-73 に示した ①, ②, ③ の位置における値である。

図-74 から、改良地盤の最大加速度が最も大きくなるのは、実線で示される改良地盤が無限に広がっている a 断面の場合で、2 番めが点線で示される改良地盤の幅が有限な b 断面の場合である。改良地盤の最大加速度が最

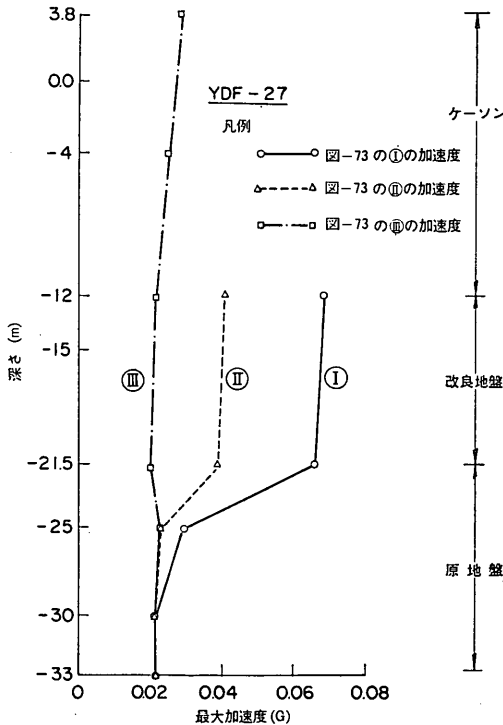


図-74 計算による改良地盤の応答加速度

も小さくなるのが、一点鎖線で示される改良地盤上にケーソン、裏込めおよび埋立地盤がある c 断面の場合である。まず、a 断面と b 断面の改良地盤が示す加速度特性は、次のように説明できるであろう。改良地盤が無限に広がっている場合の改良地盤の振動は、改良地盤直下の地盤からの地震波動のみによって決まる。一方、有限な幅の改良地盤の振動は、改良地盤直下からの波動のみならず、改良地盤の前後にある粘性土地盤の影響を受ける。改良地盤の幅を有限にすることによって最大加速度が相対的に小さくなったということは、改良地盤の加速度が最大になる時刻においては粘性土地盤が改良地盤の動きを抑制するような振動を示したということになる。この現象は、前述の地震観測結果からも明らかである。また、図-75 に示す改良地盤直下の -21.5 m から -25 m の地盤の点線で示す ② のせん断ひずみが、実線で示す ① のひずみより小さくなっているということは改良地盤の変位量が小さくなったということで、これからも粘性土地盤が改良地盤の振動を抑制しているということがわかる。

一方、c 断面に示す改良地盤上にケーソン、裏込めおよび埋立地盤がある場合の改良地盤の最大加速度は、b 断面 ② に示す改良地盤の場合より、更に小さくなっている。しかし、図-75 に示す改良地盤直下の地盤の一点鎖線で示す最大せん断ひずみは、点線で示す有限な幅の改良地盤のみの場合のひずみより大きくなっている。これらの加速度およびひずみについては、次のように説明できるであろう。地盤改良が終わり、その改良地盤上にケーソンが設置され、裏込めおよび埋立てが行われると、c 断面の改良地盤の固有周期は、改良地盤上のケーソン、裏込めおよび埋立地盤の質量が改良地盤の質量に

付加されるため、あるいは、改良地盤と埋立地盤との新たな相互作用の結果などからb断面の固有周期より長くなると考えられる。この固有周期が長くなる現象は、地震観測結果に示された埋立前の改良地盤の周波数伝達関数の固有振動数 2.1 Hz が、埋立後には 1.3 Hz に低下し、周期が長くなっているということでも明らかである。一般に、構造物は、その固有周期が長くなると加速度応答スペクトルは、小さくなり、変位スペクトルは大きくなる。この加速度および変位応答スペクトルの概念から前述の現象は説明されるであろう。

以上の計算結果から、改良地盤の振動特性をまとめると次のようになる。

a) 改良地盤の幅が有限である改良地盤の最大加速度および最大変位は、無限に拡がりを持つ改良地盤の加速度および変位よりも小さくなる。

b) これは、改良地盤とその周囲の粘性土地盤との相互作用の結果であり、改良地盤が最大加速度を示すとき、粘性土地盤は、改良地盤の振動を抑制する働きがあると考えられる。

c) ケーソンの設置や裏込め、埋立てが終わった改良地盤の加速度は、改良地盤本体のみの場合より、更に小さくなる。しかし、最大変位は、改良地盤本体のみの場合より大きくなる。

6. 結 論

軟弱な沖積粘性土地盤の地盤改良工法として、深層混合処理工法が開発され、実用化されてきた。深層混合処理工法は、従来の地盤改良工法の欠点を補える有力な地盤改良工法として注目を集めている。改良地盤の改良土の工学的な性質は、各方面において室内試験あるいは現場試験によって十分に明らかにされつつある。しかし、種々の改良形式を持つ改良地盤の現行設計法、特に耐震設計法は改良地盤の施工実績も多くなく、大地震に襲われた経験もないために、十分に検証されたものであるとはいえない。

そこで、改良地盤の振動特性を把握するために、すでに施行された改良地盤において地震観測を行い、改良地盤の地震時挙動を詳細に検討した。また、土の材料非線形特性を等価線形手法で数式化した地震応答計算手法の信頼性等を検討するため、取得した地震動の加速度記録を用いて計算を行った。更に、この計算手法を用いて、改良地盤の振動特性を検討した。

本報告で得られた結果をとりまとめると以下のとおり

である。

地震観測結果について

(1) 原地盤の深さ方向の最大加速度は、海底面に近くなるとともに大きくなる。海底面付近で取得された加速度の最大値は、岸壁法線直角方向 (TV 成分) で 76 Gal, 岸壁法線平行方向 (LG 成分) で 54 Gal, 上下方向 (UD 成分) で 15 Gal であった。(図-21, 24, 29)

(2) 改良地盤の最大加速度は、深さ方向に余り変化がない。これは、改良地盤が剛体として挙動していることを示している。取得された改良地盤の加速度の最大値は、TV 成分が 28 Gal, LG 成分が 25 Gal, UD 成分が 15 Gal であった。(図-21, 24, 29)

(3) 改良地盤の最大加速度は、改良地盤が着底している砂地盤の最大加速度とほぼ等しい。これは、砂地盤と砂地盤に着底している改良地盤の挙動が、ほぼ同じであることを示している。(図-22, 25)

(4) 改良地盤の最大加速度は、改良地盤から遠く離れた粘性土地盤の最大加速度に比較して小さい。海底面近くの深さの両地盤の最大加速度比は、TV 成分が 1/3, LG および UD 成分が 1/2 程度であった。(図-23, 26, 30)

(5) 改良地盤の水平 2 成分の最大加速度に差はみられなかった。(図-27)

(6) 改良地盤の上下方向の最大加速度は、同地盤の水平最大加速度の 1/2 程度であった。この数値は、強震記録に基づく在来地盤の結果と異なるものでない。(図-31)

(7) 原地盤と改良地盤の加速度波形からも、改良地盤と改良地盤が着底している砂地盤の挙動は、ほぼ同じであることがわかった。しかし、改良地盤と改良地盤から遠く離れた粘性土地盤の挙動には位相差があることがわかった。(図-32)

(8) 原地盤の各深さの最大加速度は、同時刻に発生しない。海底面近くの粘性土地盤の加速度が最大になる時刻の砂地盤の加速度は、砂地盤の最大加速度に比較してかなり小さい。そのときの改良地盤の加速度は、砂地盤の加速度と同程度である。(図-33, 36)

(9) 改良地盤の加速度が最大になる時刻の粘性土地盤の加速度は、粘性土地盤の最大加速度に比較して小さく、改良地盤の加速度とほぼ同じである。(図-35, 38)

(10) 壁状改良地盤とブロック状改良地盤の振動性状に顕著な差異はなかった。しかし、壁状改良地盤のみの振動性状については、更に詳細な検討が必要と考える。(図-19, 20)

(11) ケーソン背後に埋立地盤が出来上がることによって、改良地盤の水平2成分の周波数伝達特性は互に似てくる。(図-50, 51, 52)

(12) 砂地盤に対する改良地盤および粘性土地盤の振動特性を周波数伝達関数と位相で検討した結果、改良地盤と粘性土地盤には明瞭な位相特性がある。すなわち、粘性土地盤の1次固有振動数までは、改良地盤と粘性土地盤は同一振幅、同位相で振動する。粘性土地盤の固有振動数においては、改良地盤と粘性土地盤の振動は、90°の位相差を示す。このときの改良地盤の挙動は、砂地盤の挙動と同じか若干大きい程度である。この固有振動数を越えた高い振動数では、改良地盤と粘性土地盤の振動は、約180°の逆位相を示す。(図54~56)

(13) 加速度波形を積分して求めた変位記録から改良地盤の振動特性を検討した。その結果は加速度による結果とほぼ同じであった。(図-41, 42)

地震応答計算について

(14) 土の材料非線形特性を等価線形手法であらわした有限要素法プログラムで地震応答計算を行った。計算による原地盤および改良地盤の加速度波形および最大加速度は、観測結果をよくあらわしていた。また、各地盤の周波数伝達関数と位相についても、計算結果と観測結果は良好な一致をみせた。したがって、本プログラムは改良地盤の振動性状を解析できる有用なプログラムであると考ええる。なお、計算に用いる土材料の物質定数については、更に検討する必要がある。(図-60~71)

(15) 計算によって求められたひずみ分布を検討した結果、改良地盤直下の地盤の最大せん断ひずみは、改良地盤から遠く離れた同じ深さのひずみより大きくなる。(図-72)

(16) 計算によって改良地盤の振動特性を検討した結果、改良地盤の最大応答加速度は、改良地盤の改良深さを同じにすると改良幅を小さくするほど小さくなる。また、改良地盤上にケーソン、埋立地盤がある場合は、更に最大加速度が小さくなる。(図-74)

7. あとがき

軟弱な粘性土地盤の有力な地盤改良工法として深層混合処理工法が登場してきた。しかし、同工法によって出来上がる改良地盤の振動特性は、改良工法の歴史が浅く、施工実績も多くなく、かつ大地震に襲われたこともないために不明な点が多いのが現状である。したがって、現在提案されている同地盤の耐震設計法も十分に検証され

たものであるとはいえない。そこで、深層混合処理工法で改良された横浜港大黒埠頭の基礎地盤に地震計を設置して、地震観測を行い、改良地盤の振動特性を検討した。本報告は、30本の地震動加速度記録をとりまとめたものである。改良地盤の振動特性を十分に検討するためには、出来るだけ大きな加速度記録の取得が望まれる。しかし、本報告に取得された加速度記録を用いて解析された改良地盤の振動特性に関する結果も、今後の改良地盤のより合理的な耐震設計法を提案するための有用な資料になると考える。

土の材料非線形特性を等価線形手法で表した有限要素法プログラムで応答計算を行い、その有用性を確認した。しかし、改良地盤の安定性は、地震時とともに地震終了後も検討する必要がある。地震終了後の改良地盤の残留変位の大きさが、改良地盤上の岸壁あるいは護岸機能を損っているか検討することは極めて重要なことである。この問題は、今回使用した計算手法では不可能で、今後解決していかねばならない課題である。

また、改良地盤の改良形式は、ブロック状以外に未改良地盤を含む壁状、格子状、柱状などさまざまな形式が提案されている。これら形式の改良地盤の振動特性についても検討する必要があると考えられる。

更に、本報告にて検討した改良地盤は、良好な砂地盤に着定しているが、近年、軟弱地盤の大水深化に伴い改良地盤を良好な地盤に着底できず、粘性土地盤中にその底面を止めざるを得なくなっている。このように、改良地盤の底面が粘性土地盤にある場合の改良地盤の振動特性についても、今後調査研究をしていかねばならない課題である。

謝 辞

本報告は、深層混合処理工法によって改良された横浜港大黒埠頭 -12m 岸壁の基礎地盤における地中地震観測の観測結果と、地震応答計算の計算結果をとりまとめたものである。大黒埠頭 -12m 岸壁の地盤改良工事は、我が国における深層混合処理工法による本格的な工事であった。したがって、本工事を実施するにあたっては、改良地盤の設計法および施工法に解決すべき点が多くあったが、当時の運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所長 中村龍二氏(現:運輸省港湾局開発課長)を中心とするスタッフによって十分な事前調査が行われ、数多くの問題点が解決された。また、軟弱地盤中に構築されるきわめて剛性の大きい改良地盤の地震時挙動について

も、種々の検討が行われ基本的な設計法を提案している。しかし、同氏は、今後、より合理的かつ経済的な改良地盤の耐震設計法を確立するためには、すでに施工した改良地盤における地震観測結果の資料がきわめて重要であることを指摘され、本報告に示した地震観測体制の確立を計られた。したがって、本報告書は、著者らによってとりまとめられているが、地震観測の計画、実施にあたっては、同氏ならびに、運輸省第二港湾建設局、同横浜調査設計事務所、同京浜港工事事務所およびその担当者の絶大なる御協力を得ていることを報告します。また、粘性土の動的変形特性に関しては土質部動土質研究室、強震記録の読取り、解析作業については構造部耐震構造研究室倉田栄一技官の多大なる御協力をいただきました。また、本報告のとりまとめにあたっては、土田肇構造部長より貴重な御助言をいただきました。

ここに、これら関係各位の方々に厚く感謝する次第である。

更に、本報告のとりまとめは、著者らによって行われたが、地震観測の初期の段階においては、荒井秀夫前振動研究室長、ならびに斉藤節文、横山健次、黒川誠前振動研究室技官の甚大なる御努力があったことを付記し、感謝の意を表します。(1982年9月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 寺師昌明・奥村樹郎・光本 司：石灰安定処理土の基本的特性に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol. 16, No. 1, 1977年3月，pp. 3~28.
- 2) 寺師昌明・田中洋行・光本 司・新留雄二・本間定吉：石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究(第2報)，Vol. 19, No. 1, 1980年3月，pp. 33~62.
- 3) 中村龍二：セメントスラリーを用いた深層混合処理工法〔I〕——横浜港大黒埠頭 -12m 岸壁に於ける試験工事と設計について——，埋立と浚渫，No. 78, 1978年，pp. 32~55.
- 4) 中村龍二：セメントスラリーを用いた深層混合処理工法〔II〕——横浜港大黒埠頭 -12m 岸壁に於ける試験工事と設計について——，埋立と浚渫，No. 79, 1978年，pp. 23~38.
- 5) 曾我部隆久・荘司喜博・南兼一郎・村田 進：広島港(廿日市地区)における深層混合処理工法による格子状地盤改良工，土と基礎，Vol. 29, No. 4, 1981年4月，pp. 11~18.
- 6) 土木学会：地下貯油施設技術指針(案)，1980年

- 5月.
- 7) 日本瓦斯協会・液化天然ガス用貯槽保安調査委員会：LNG 地下式貯油槽指針，1979年3月.
- 8) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針(案)，1975年3月.
- 9) 井合 進・倉田栄一・土田 肇：強震記録の数字化と補正，港湾技研資料，No. 286, 1978年3月，56p.
- 10) Hardin, B. O.: Suggested methods of test for shear modulus and damping of soil by the resonant column, *ASTM*, STP 479, 1970年.
- 11) 梅原靖文・善 功企・浜田浩二：振動三軸試験による飽和砂の液状化特性，港湾技術研究所報告，Vol. 15, No. 4, 1976年12月，pp. 49~74.
- 12) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1978年，pp. 196~202.
- 13) Zen, K., Umehara, Y. and Hamada, K.: Laboratory Tests and In-Situ Seismic Survey on Vibratory Shear Modulus of Clayey Soils with various Plasticities, *Proc. of the 5th Japan Earthquake Eng. Symposium—1978*, pp. 721~728.
- 14) 上部達生・野田節男・倉田栄一：強震記録の上下動成分の解析と重力式岸壁の安定性に関する事例研究，港湾技術研究所報告，Vol. 15, No. 1, 1976年6月，pp. 289~317.
- 15) Seed, H. B. and Idriss, I. M.: Influence of Soil Conditions on Ground Motion during Earthquakes, *JSMFD, ASCE*, Vol. 94, No. SM1, 1969, pp. 99~137.
- 16) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C-F., and Seed, H. B.: FLUSH—a computer program of approximate 3-D analysis of soil—structure interaction problems, *Report No. EERC 75-30, Univ. of Calif., Berkeley*, 1975.
- 17) 今井常雄・麓 秀夫・横田耕一郎：日本の地盤における弾性波速度と力学的性質，第4回日本地震工学シンポジウム(1978年)講演集，1978年11月，pp. 89~96.
- 18) 沢田義博・高橋 忠・桜井彰雄・矢島 浩：ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的挙動——弾性波動に基づく考察——，電力中央研究所報告，研究報告 No. 377008, 1977年11月.
- 19) 渡辺啓行：砕石の動的せん断変形係数，減衰比ならびに動的ポアソン比に関するバイリニアモデルによる考察，電力中央研究所報告，研究報告 No. 377020, 1978年5月.
- 20) 国生剛治・江刺昭行・桜井彰雄：広いひずみ範囲における粗粒土の動的変形特性と減衰特性，電力中央研究所報告，研究報告 No. 380002, 1980年6月.