

2.5 レベル2の強震観測記録の事例

この節では、レベル2の様な強い地震動を対象にし、過去の大きい地震記録に着目して事例を集める。ただし、液状化サイトに関してはレベル2に相当するような波形が無いことから、より広い観点で事例を検討する。また、送電鉄塔で問題となるのは、地盤の非線形挙動であることから、記録から見た地盤の非線形挙動についても検討する。すなわち、この節では、主として次のような点に着目する。

- ①断層より発生する長周期パルス波
- ②過去の大きな地震記録
- ③表層における地震動の増幅と非線形現象

図 2.5.1 は断層で発生した地震が構造物に伝播する過程を模式的に表したものである。断層で発生する波動は、基本的には一つのパルス波である。地震波が地震断層といわれる堅い岩盤を伝播してくるときにはその性質はほとんどがいわゆる距離減衰というもので決定される。これが表層に伝播してくる過程で、地震動の増幅が発生し、また、伝播の過程で反射、屈折、散乱した波動が順番に対象サイトに伝播するようになり、波形も複雑になり、継続時間も延びる。

断層で発生するパルス波は、断層で発生する地震波の性質を示すもので、ドップラー効果による断層の破壊伝播方向の影響、断層近傍での波形の顕著な振動卓越方向、その様な性質を明瞭に示す地震波形などが主要な関心事である。2.5.2 項で示す過去の大きい地震記録は、断層で発生したパルス波的な波動の影響が表れているものと考えることが出来る。2.5.3 項で示す表層での地震動の増幅は、構造物に作用する地震動として、構造物の評価をする際に必須のものである。2.5.4 では非常に珍しい波形として、構造物の崩壊により生じた波形を紹介する。

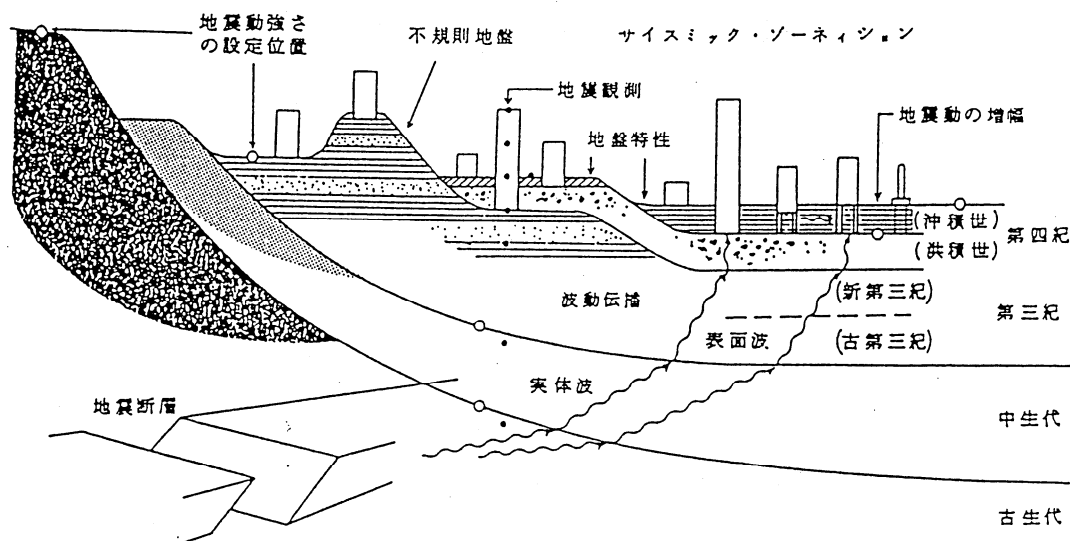


図 2.5.1 地震波の伝播模式図

2.5.1 断層で発生するパルス波

入倉ら (1996) は波形インバージョンにより図 2.5.2 に示すように断層破壊過程の推定を行い、本震断層面での主要な破壊は 3 つの領域、発震点である明石海峡直下、淡路側の浅いところ、および神戸側のやや深いところ（深さ約 15km）で生じたことを示した。そして、この 3 つの破壊域、すなわちアスペリティ 1、2、3 でのストレスドロップはそれぞれ 100、60、40bar であるとし、地震動はアスペリティ領域のみから生成されたと仮定して、余震記録を経験的グリーン関数として合成して本震記録の再現を行っている。岩盤観測点である神戸大学に関する観測波形と合成波形の比較を図 2.5.3 に示す。合成波形は観測波形に振幅・位相ともに良く一致していることがわかる。他の地点でも再現を行い、いずれの地点でも再現された強震動は周期 1~2 秒の顕著な 2 つの長周期パルス波が見られる。これらは図 2.5.2 の震源モデルで明石海峡付近（第 1 イベント）と神戸直下（第 3 イベント）にある 2 つのアスペリティに関係している。

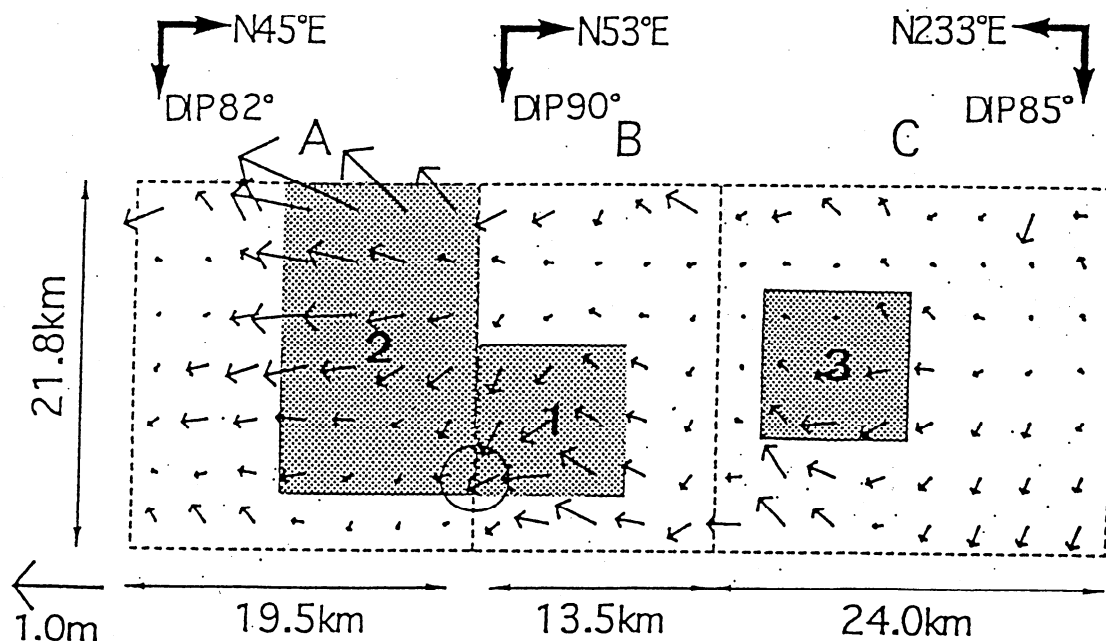


図 2.5.2 波形インバージョンによるすべり分布

断層直交成分の振動が卓越したことが観測記録で顕著に見られ、このことが構造物被害にも影響したことが指摘されている。拡がりのある断層面を破壊が進むときに生成される地震動の揺れの方角を見ると、断層面に直交する方向の地震動は断層面のどちら側でも同じ方向に揺れるが、平行な方向は断層面を挟んで揺れの向きが逆になる。揺れの大きさは直交方向成分に比べて平行する方向成分は小さいため、平行方向成分がどちらの向きか特定することは難しいが、水平面内の変位軌跡を描

くことにより断層面を挟んで逆向きの回転運動が見られる。

図 2.5.4 のように断層面を仮定して理論計算を行うと、観測記録と対応する。地中に右横ずれの破壊が紙面を右方向に進むと、進行方向の右側で揺れは反時計回り、左側で時計回りの運動軌跡を描く（入倉ら、1996）。

断層破壊が伝播する方向で地震動は大きくなる。後藤ら（1996）は小山(1987) によるバイラテラル破壊とユニラテラル破壊に関する式を誘導し、ディレクティビティ効果係数 BDF、UDF を求めている。図 2.5.5 にディレクティビティ効果係数と断層から見た各地点の方位角（azimuth） θ （時計回りが正）の関係を示す。

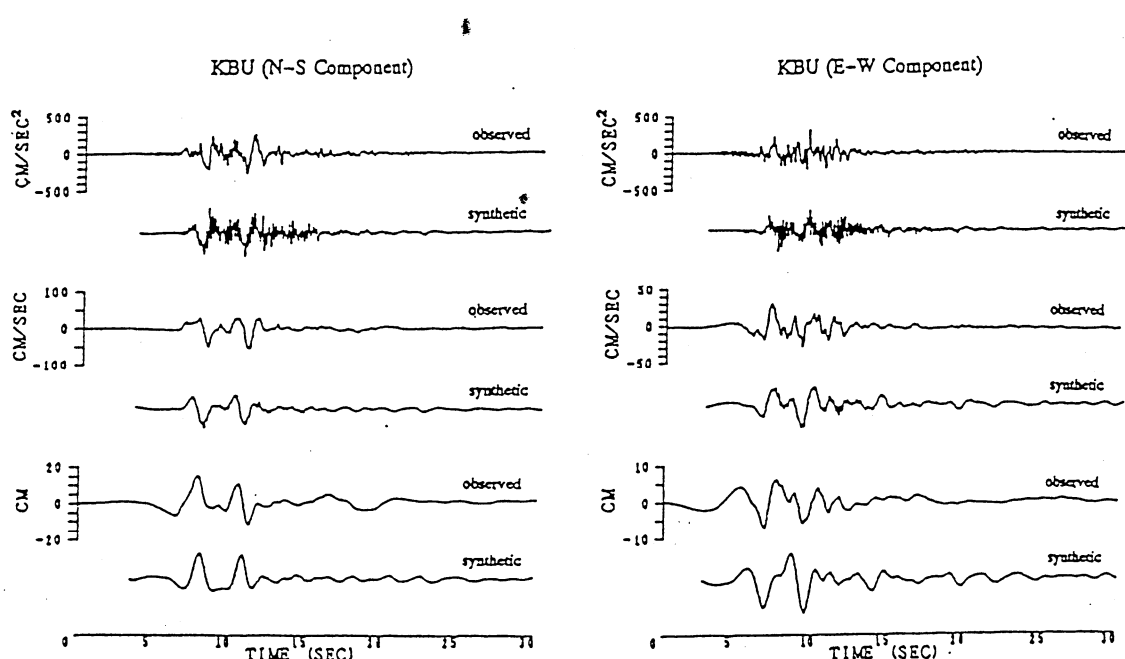


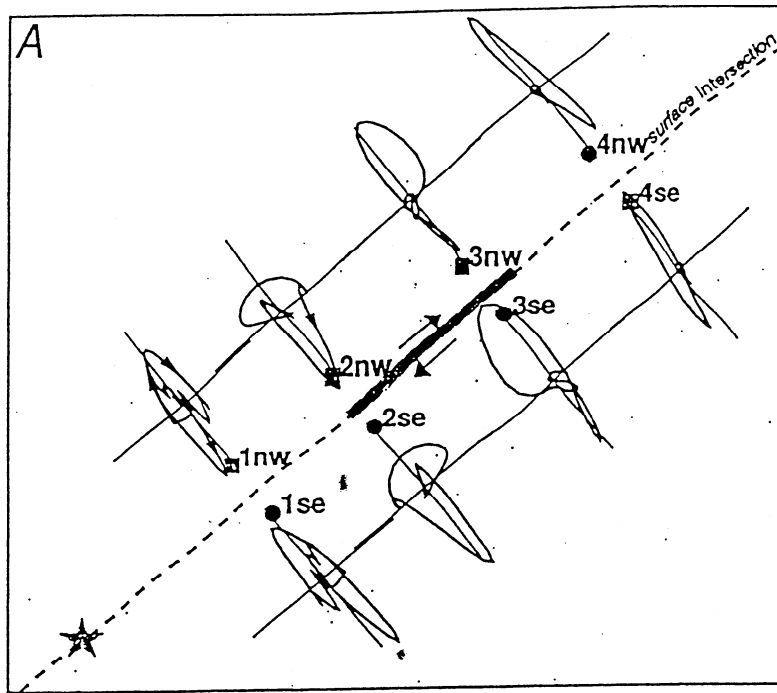
図 2.5.3 余震記録からの合成記録と本震観測記録との比較（神戸大学）

2.5.2 過去の大きな地震記録

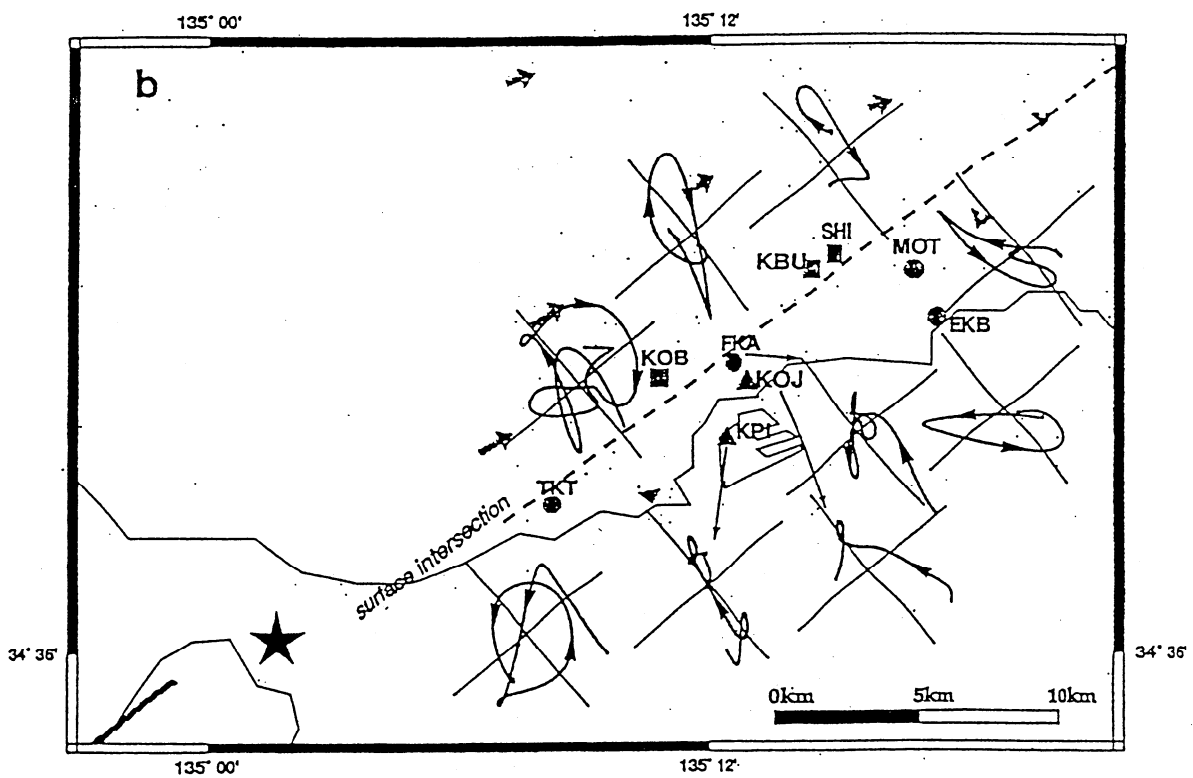
ここでは、過去の地震による大きな地震記録について調査を行う。

表 2.5.1～2.5.3 は北米とハワイの過去の大きな記録をまとめたものである。この表は、Naeim and Anderson (1993)が 1933～1993 についてまとめたものに、1994 ノースリッジ地震の記録を加えたものである（Naeim、1995）。なお、表にはノースリッジ地震に関して後に述べる Tarzana の記録が含まれていない等不十分なところもある。これは、この表がノースリッジ地震後早い時期にまとめられたもので、発表の遅かった記録が含まれていないという事情によるものと考えられる。

図 2.5.6～2.5.9 に表に示された大きな地震のうちの幾つかの波形を示す。速度記録を見ると、いずれも少数の大きいパルス波が卓越した波形となっていることが分かる。



(a) 理論地震動



(b) 観測地震動

図 2.5.4 第 3 イベントに対応する断層破壊面近傍での粒子軌跡の比較

表 2.5.1 過去の地震による最大加速度（水平成分）

順位	地震名	観測点	PA (g)
1	1992 Petrolia, CA	Cape Mendocino	1.50
2	1984 Morgan Hill, CA	Coyote Lake Dam	1.27
3	1971 San Fernando, CA	Pacoima Dam	1.15
4	1971 San Fernando, CA	Pacoima Dam	1.09
5	1992 Petrolia, CA	Cape Mendocino	1.04
6	1985 Nahanni, Canada	Site 1	0.91
7	1985 Nahanni, Canada	Site 1	0.90
8	1994 Northridge, CA	Santa Monica, City Hall, Ground	0.88
9	1980 Mammoth Lakes, CA	Long Valley Dam, Upper Abutment	0.86
10	1994 Northridge, CA	Sylmar County Hosp. Parking Lot	0.84
11	1993 Coalinga aftershock	Oil city	0.82
12	1979 Imperial Valley, CA	Bonds Corner	0.78

表 2.5.2 過去の地震による最大速度（水平成分）

順位	地震名	観測点	PV (cm/s)
1	1994 Northridge, CA	Sylmar County Hosp. Parking Lot	128.90
2	1992 Petrolia, CA	Cape Mendocino	126.12
3	1979 Mexico	Infiernillo N-180	121.36
4	1971 San Fernando, CA	Pacoima Dam	113.09
5	1979 Imperial Valley, CA	El Centro, Array #6	112.39
6	1979 Imperial Valley, CA	El Centro, Array #7	111.63
7	1979 Imperial Valley, CA	Meloland Overpass N embankment	95.98
8	1994 Northridge, CA	Newhall, LA County Fire Station	94.72
9	1979 Imperial Valley, CA	El Centro, Array #5	82.53
10	1979 Imperial Valley, CA	Meloland Overpass FF	90.47
11	1992 Petrolia, CA	Petrolia	89.45
12	1983 Hawaii	Hawaii Natl Part, Volcano Obs.	82.06

表 2.5.3 過去の地震による最大変位（水平成分）

順位	地震名	観測点	PD (cm/s)
1	1979 Mexico	Infiernillo N-189	104.85
2	1979 Imperial Valley, CA	El Centro, Array #6	69.06
3	1979 Imperial Valley, CA	El Centro, Array #5	66.84
4	1979 Imperial Valley, CA	El Centro, Array #4	64.40
5	1979 Imperial Valley, CA	El Centro, Differential Array	49.26
6	1979 Imperial Valley, CA	El Centro, Array #7	45.21
7	1992 Landers, CA	Yermo, Fire Station	41.28
8	1979 Imperial Valley, CA	El Centro, Array #5	38.95
9	1979 San Fernando, CA	Pacoima Dam	38.28
10	1985 Mexico	Tlahuac Bomba	38.19
11	1979 Imperial Valley, CA	El Centro, Array #8	37.53
12	1979 Imperial Valley, CA	Meloland Overpass N embankment	35.08

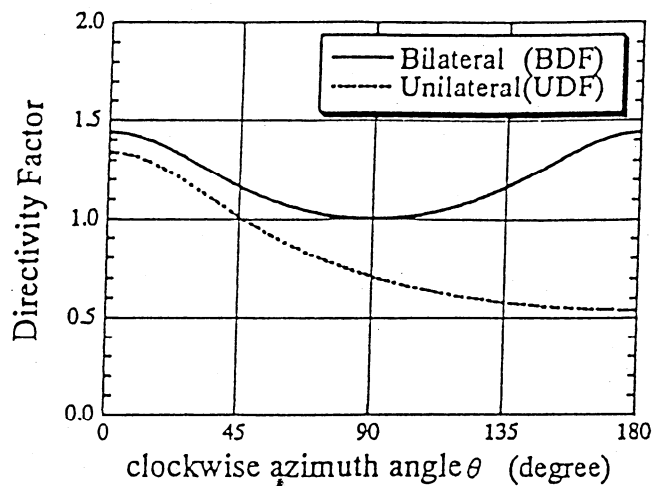


図 2.5.5 デイレクティビティ効果係数と方位角 θ の関係

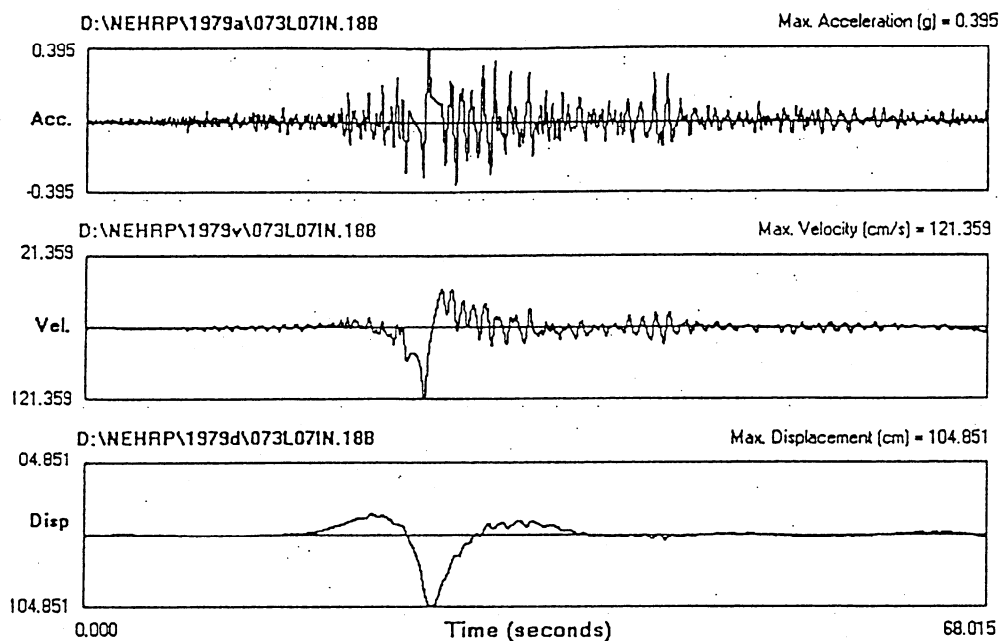


図 2.5.6 1979 年メキシコ地震の Infiernillo N-180 地点の記録

前表には示されていないが、ノースリッジ地震では Tarzana Hill で最大加速度 $1.82g$ という非常に大きい加速度記録が得られている。図 2.5.10 にその観測波形を示す。このサイトは、高さ約 20m の小高い丘であり、加速度記録は丘の頂上で得られたものである。ここでは、1987 年 Whittier Narrows 地震の際にも $0.62g$ という大きな加速度記録を観測している。地震後 USGS により行われた余震観測によれば、丘の頂上から少し離れると急激に加速度が小さくなり、わずか 50m 離れたところで加速度が $1/2 \sim 1/3$ になることが確認されている（安藤・入倉、1994）。

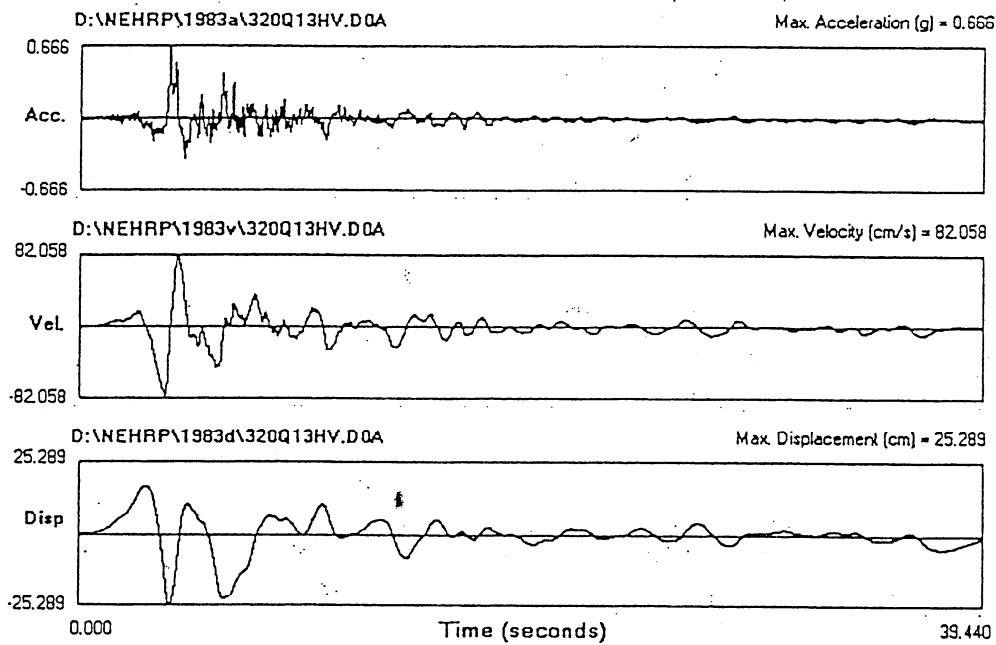


図 2.5.7 1983 年 Hawaii 地震における Hawaii National Park の記録

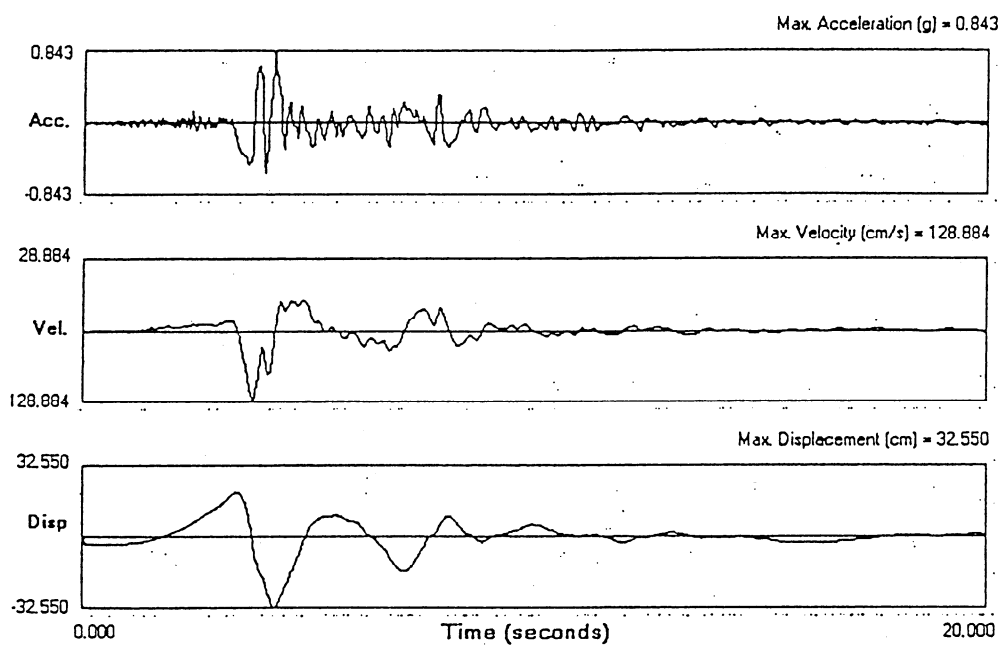


図 2.5.8 1994 年ノースリッジ地震の Sylmar County Hospital の記録

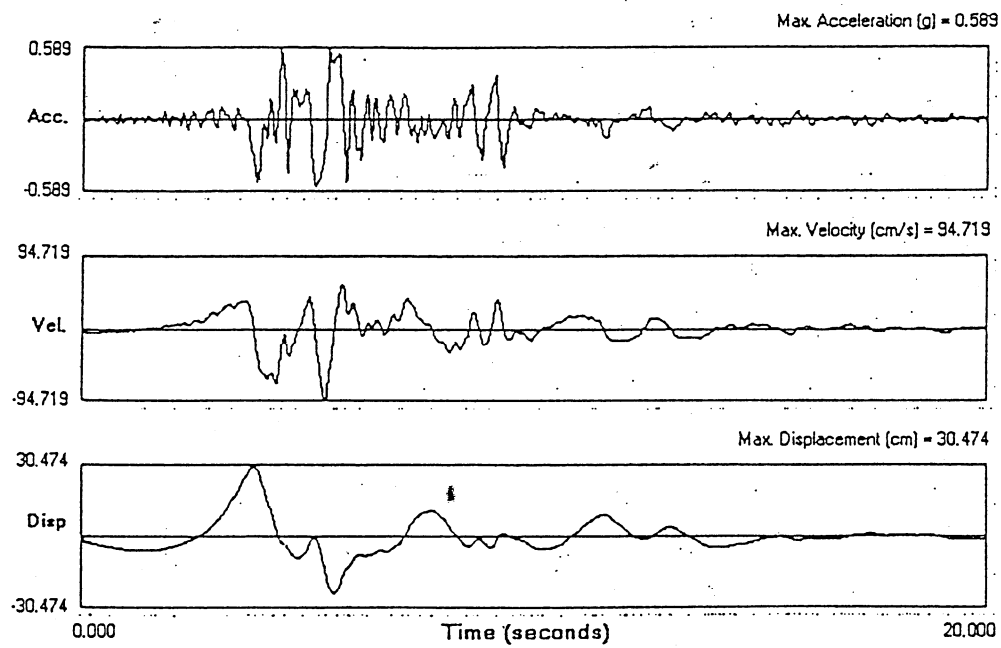


図 2.5.9 1994 年ノースリッジ地震の Newhall County Fire Station の記録

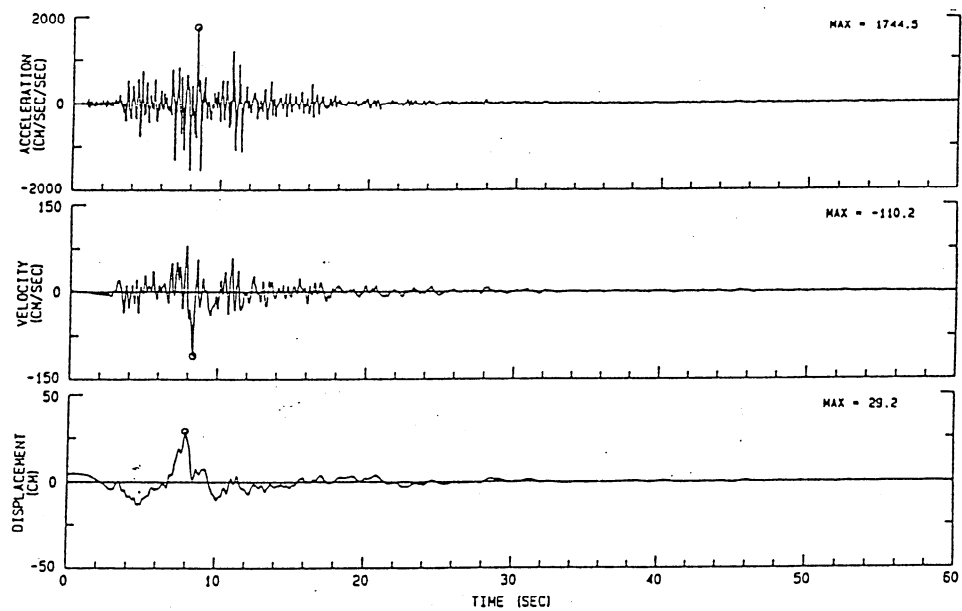


図 2.5.10 1994 年ノースリッジ地震の Tarzana Hill の観測記録

Ohmachi ら (1992) は過去の地震の最大加速度 1g または最大速度 100cm/s 以上の記録として、表 2.5.4 を挙げている。杉戸はこれに最新の事例を加え、表 2.5.5 を示した。たとえば最大加速度について言えば、表 2.5.2 では一番に上がっている Northridge 地震の Sylmer の記録が表 2.5.4、2.5.5 には含まれていないなど、各集計にはばらつきがある。これらに見られるように、集計者によって、記録には漏れがあることも特に珍しいことではない。

表 2.5.4 最大加速度 1g または最大速度 100cm/s を越える強震記録
(Ohmachi and Midorikawa (1992))

地震名	M	PGA (g)		PGV (cm/s)		Reference または 観測地点名
		水平	鉛直	水平	鉛直	
1971 San Fernando	6.6	1.17	0.71	113	58	Trifunac and Hudson (1971)
1976 Gazli, USSR	7.0	0.79	1.33	54	49	Hartzell (1980)
1978 Tabas, Iran	7.4	0.94	0.74	111	42	Niazi (1986)
1979 Imperial Valley	6.4	0.81	1.52	110	51	Joyner and Boore (1981)
1980 Mexicali Valley	6.4	0.28	1.30	82	29	Anderson and Brune (1991)
1984 Morgan Hill	6.2	1.30	0.40	80	15	Brady and Shakal (1985)
1985 Nahanni, Canada	6.9	1.35	2.37	46	43	Weichert <i>et al.</i> (1986)
1987 Cerro Prieto	5.6	1.45	0.69	54	19	Shakal <i>et al.</i> (1988)

表 2.5.5 最大加速度 1g または最大速度 100cm/s を越える強震記録 (杉戸)

地震名	M	PGA (g)		PGV (cm/s)		Reference または 観測地点名
		水平	鉛直	水平	鉛直	
1971 San Fernando	6.6	1.17	0.71	113	58	Trifunac and Hudson (1971)
1976 Gazli, USSR	7.0	0.79	1.33	54	49	Hartzell (1980)
1978 Tabas, Iran	7.4	0.94	0.74	111	42	Niazi (1986)
1979 Imperial Valley	6.4	0.81	1.52	110	51	Joyner and Boore (1981)
1980 Mexicali Valley	6.4	0.28	1.30	82	29	Anderson and Brune (1991)
1984 Morgan Hill	6.2	1.30	0.40	80	15	Brady and Shakal (1985)
1985 Nahanni, Canada	6.9	1.35	2.37	46	43	Weichert <i>et al.</i> (1986)
1987 Cerro Prieto	5.6	1.45	0.69	54	19	Shakal <i>et al.</i> (1988)
1992 Cape Mendocino	6.9	>2g		-	-	Cape Medocino (CDMG)
1994 Northridge	6.8	1.82	1.18	-	-	Tarzana-Ceder Hill
1993 釧路沖地震	7.8	0.92	0.47	61	-	釧路地方気象台
1993 北海道南西沖	6.5	1.59	-	-	-	乙部町、OTB 観測点
1995 兵庫県南部	7.2	0.82	0.33	90	40	神戸海洋気象台
1995 兵庫県南部	7.2	0.81	-	123	-	大阪ガス葺合供給所

日本の記録では、1993 年釧路沖地震の際、釧路気象台で大きな加速度記録が観測されている。最大加速度は 922cm/s^2 で、ほぼ重力加速度に匹敵するような大きさである。図 2.5.11 にその記録を示す。ここでは、1962 年広尾沖地震の際にも大きな加速度記録が得られている。このサイトも丘陵の頂上部に位置する。また、この周辺では幾つかの観測記録が得られているが、これほど大きな記録は他では得られていない。

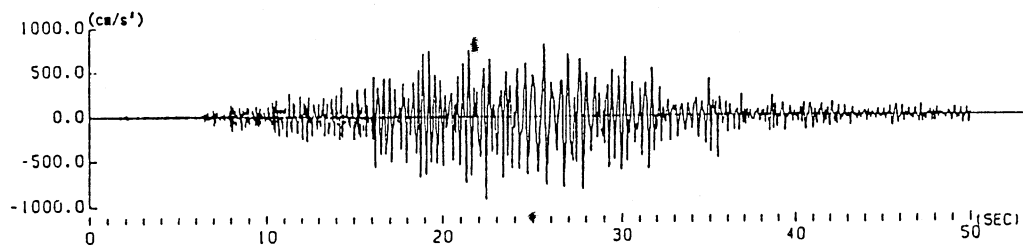


図 2.5.11 1993 年釧路沖地震における釧路気象台の観測記録

兵庫県南部地震でも、各地でかなり大きな記録が観測されている。図 2.5.12 に記録された最大加速度の分布を示す。この地震では海岸に平行して、震災の帯と言われる被害の大きい地域が出現したが、残念ながらこの地域での加速度記録はほとんど得られていない。表 2.5.6 に加速度記録の大きい記録をまとめて示す。観測された加速度記録は、岩盤サイトではより小さく、地盤が軟弱になるほど加速度は大きくなるという一般的な傾向が見られる。この原因については、次項で検討する。また、海岸に面した埋立地では、加速度は再び小さくなるが、これは液状化の発生によるものと考えられる。また、海岸に面した地域では下部に沖積粘性土があり、そのために加速度が小さくなったとの報告もある（吉田ら、1996）。

最大加速度の大きい記録を見ると、同じサイトがしばしば現れることが分かる。北米の記録では Pacoima Dam が代表的である。その他、Tarzana や釧路気象台でも他と比べて大きい地震動がしばしば記録されていることは既に示した。これらの記録には地形的な要因が影響しているものと考えられる。また、最大加速度が大きいのは局地的な地域に限られているのも特徴である。

最大加速度が大きい記録に関するもう一つの着目事項は、これらのサイトで地震による被害が著しいかということと必ずしもそうではないことである。Pacoima Dam は市街地にはないので、検証は出来ないが、Tarzana では記録計のすぐ近くの非常にひ弱そうな建物が被害を受けていない。釧路気象台でも同様に、地震計のある建物だけではなく、その周辺でも地震被害はほとんどない。このことは、より加速度の小さい地域でも被害の多かったこともあることと対照的である。もちろん、加速度が

大きいところで被害の大きいところもある。このことは、地震被害を表すには、最大加速度は必ずしも良い指標にはなっていないことを意味している。

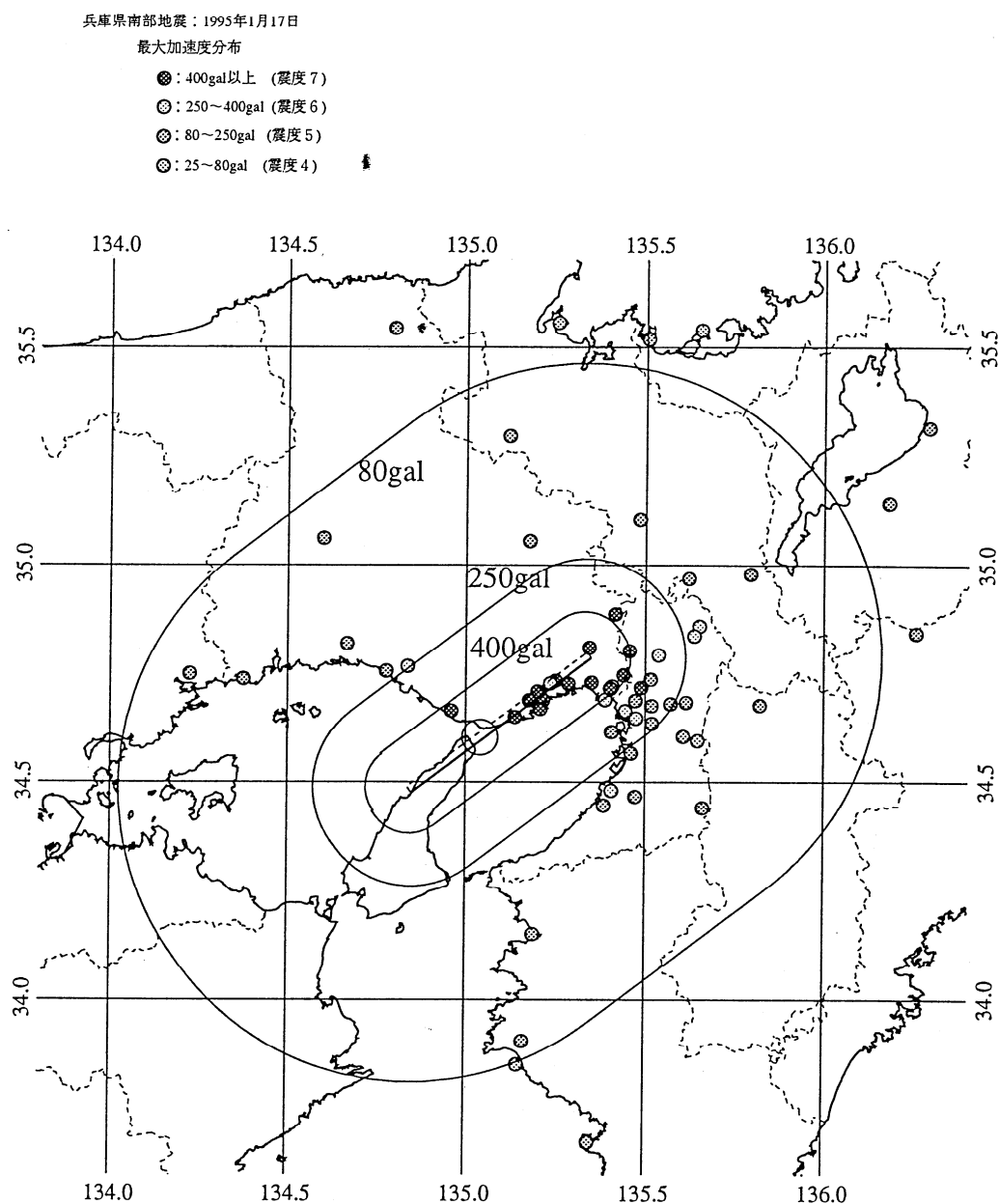


図 2.5.12 1995 年兵庫県南部地震における最大加速度分布

表 2.5.6 1995 年兵庫県南部地震で記録された大きい加速度記録
(水平 2 成分の合成値)

順位	観測地点名	最大加速度 (cm/s ²)
1	神戸海洋気象台	848
2	大阪ガス葺合供給所	834
3	J R 鷹取駅	743
4	J R 宝塚駅	690
5	関西電力新神戸変電所	669
6	関西電力総合技術研究所	557
7	神戸港工事事務所	538
8	J R 西明石駅	507
9	尼崎工場	498
10	阪神高速大阪池田線猪名川インタ ー	469

2.5.3 表層における地震動の増幅

地層は一般に地表に近いところほど波動の伝播速度が遅くなる。このことより、二つのよく知られている事項が導かれる。一つは地震動の伝播の方向である。すなわち、伝播速度の速い物質から遅い物質に波動が伝播するときは屈折角はより小さくなる。したがって、震源から充分離れた地点では実体波はほぼ鉛直下方から地表に向かって伝播すると考えられるようになる。もう一つは地震動の増幅現象で、この項の主要な話題である。

地表に近いところの波の伝播速度が、深い所より遅いと、伝播速度の違いから後方を伝わる波動が前方の波動により近づくことになる。その結果、単位深さあたりのエネルギーを比較すると、浅いところの方が深い所より多くなることになる。この結果波動の振幅が大きくなるのが、表層における地震動増幅のメカニズムである。この様な増幅はもちろん震源から構造物のあるサイトまでの伝播の各過程で起こっているわけであるが、一方では震源から対象サイト直下までの波動の伝播では波動の拡散に伴って生じる減衰もあり、増幅が非常に大きな値となることはない。しかし、前述のように、構造物近傍のサイトでは波動は鉛直下方から伝播してくると考えられるので、拡散に伴う現象はなく、したがって、増幅が大きく影響してくることになる。また、軟弱な地盤では地表近くでは波動の伝播速度も極端に遅くなるので、エネルギーの集中すなわち地震動の増幅も多くなる。

図 2.5.13 はサンフランシスコ市でベイブリッジが落橋するなどの被害を発生させた 1989 年ロマプリエタ地震の際サンフランシスコで観測された波形の例である。図に示したエルバブエナ島とトレジャーアイランドはともにベイブリッジの途中にあるサイトで、両者の距離は 2km 以内で、震源からは約 90km 離れており、観測点の距離の差はほとんど無視できるものと考えられる。しかし、波形を見ると、最大加速度が約 3 倍も違うことを始めとし、周波数特性に至るまで、非常な違いが見える。実はエルバブエナ島は地表まで岩盤が露頭したサイト、トレジャーアイランドは埋立によって作られた人工島であり、このことが図 2.5.13 に示したような波形の違いとなって現れたものであり、地震動増幅の典型的な例といえる。

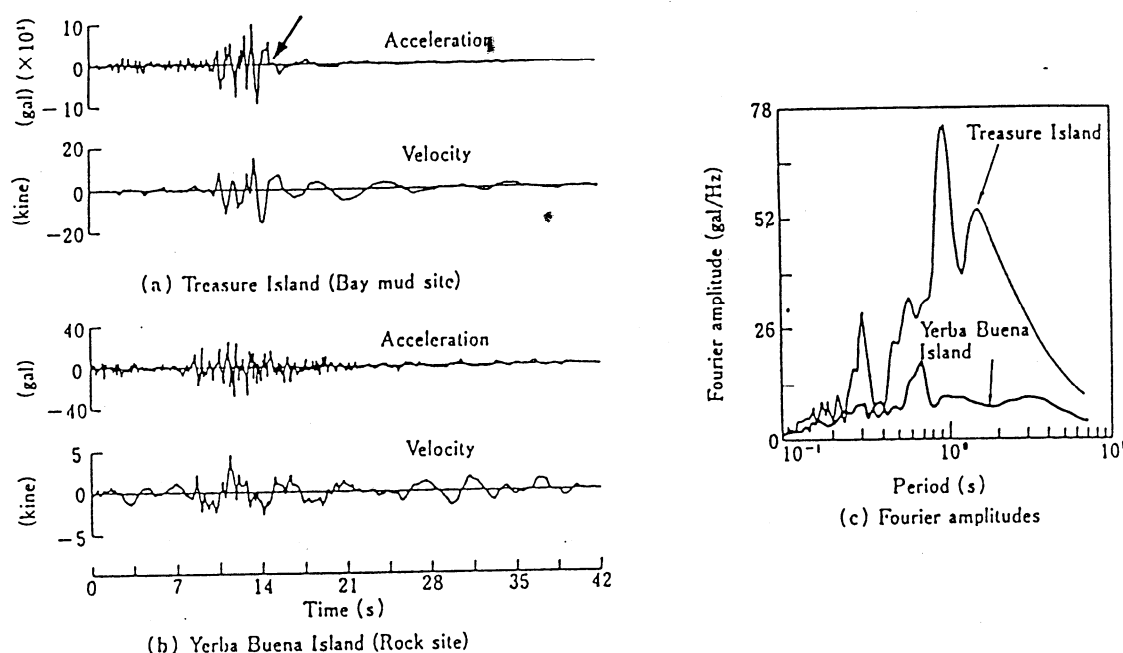


図 2.5.13 1989 年ロマプリエタ地震における波形の例

Idriss (1990) は、軟弱地盤と岩盤サイトの過去の記録から、図 2.5.14 の様な関係を示している。図で、横軸は岩盤サイトの地表における最大加速度、縦軸は軟弱地盤サイトの地表における最大加速度である。岩盤サイトにおける最大加速度が小さい間は、先に示した地震動増幅の原理により、軟弱地盤サイトにおける最大加速度の方が 2 倍以上大きな値となっている。

軟弱地盤における地震動増幅を考える際には、先に示した表層ほど弾性波速度が遅いという要因以外に、材料の非線形挙動の影響を考える必要がある。材料の非線形性については、次項で詳細に述べられるが、地盤材料ではひずみが大きくなると剛性が劣化するという特徴が現れる。この特徴は一方ではこれまで以上に地震動が増幅することを示している。しかしながら、一方ではこのことが地震動を押さえる働きもする。

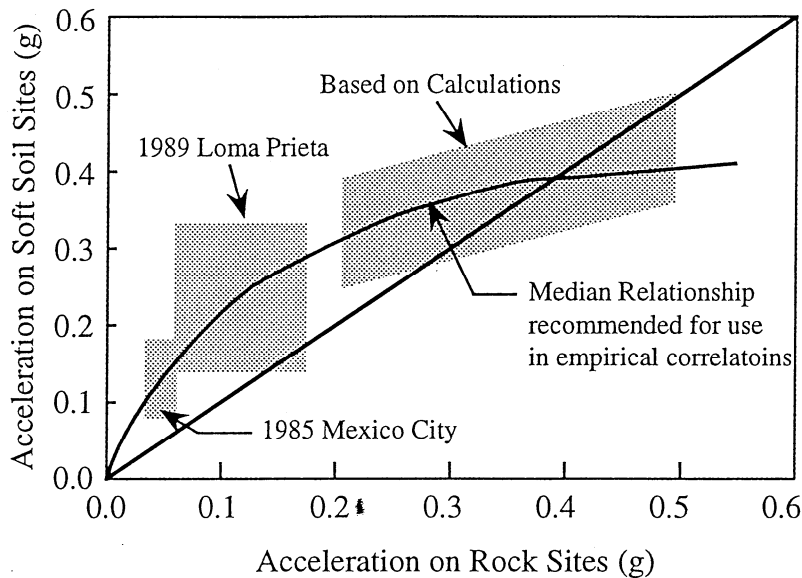


図 2.5.14 岩盤サイトと軟弱地盤サイトにおける地震動増幅の例

地盤の非線形性により地震動が押さえられるのは次の二つの理由による。

- ①非線形挙動により、応力-ひずみ関係はヒステリシスを描く。このため、履歴吸収によりエネルギーが失われる。失われた運動エネルギーは熱となって排出される。
- ②地震動で主要な要因であるせん断波について考えると、非線形挙動が卓越し、せん断強度に至ると、地盤はそれ以上のせん断波を伝えることが出来なくなる。完全に強度に至らないまでも、著しい非線形性を示すようになると、少しのせん断波を伝播するのに多くのひずみを要することになる、そのためには時間が掛かることになるが、一方では地震波では一方向のみに変位が継続するような現象は起こらないことから、やはり地震動増幅は頭打ちとなる。

この様に、表層のせん断波速度が小さい領域では、地震動は増幅する要因と、頭打ち現象とがある。ひずみが小さい間は前者の影響が大きく、ひずみが大きくなると後者の影響が次第に大きくなる。図 2.5.14 で岩盤サイトの加速度が大きくなってくると、軟弱地盤サイトの最大加速度が低下してくるのはこの様な事情による。図 2.5.14 での頭打ち現象は解析から求められたものである。杉戸は 1989 年ロマプリエタ地震の観測記録と近傍の岩盤記録を比較して、図 2.5.15 の様な傾向を得ている。

この様な非線形が実地盤で起こっていることは、加速度波形のみからは伺い知ることは困難なことが多いが、波形のスペクトル解析から知ることが出来る。図 2.5.16 は兵庫県地震の際に大阪ガス葺合供給所での観測記録とポートアイランドの地中 (GL-83m) での観測記録のフーリエ・スペクトルの比について、本震記録と余震記録の比較を行ったものである。余震は小さいので、非線形挙動はそれほど起こっていないと想定され、このときの卓越周期 0.8 秒 (1.2Hz) は、この地盤の固有周期と考えられる。これに対し、非線形挙動が起こったと考えられる大地震時にはスペクトルから見た卓越周期は 1.4 秒 (0.7Hz) であり、周期が延びていることが分かる。

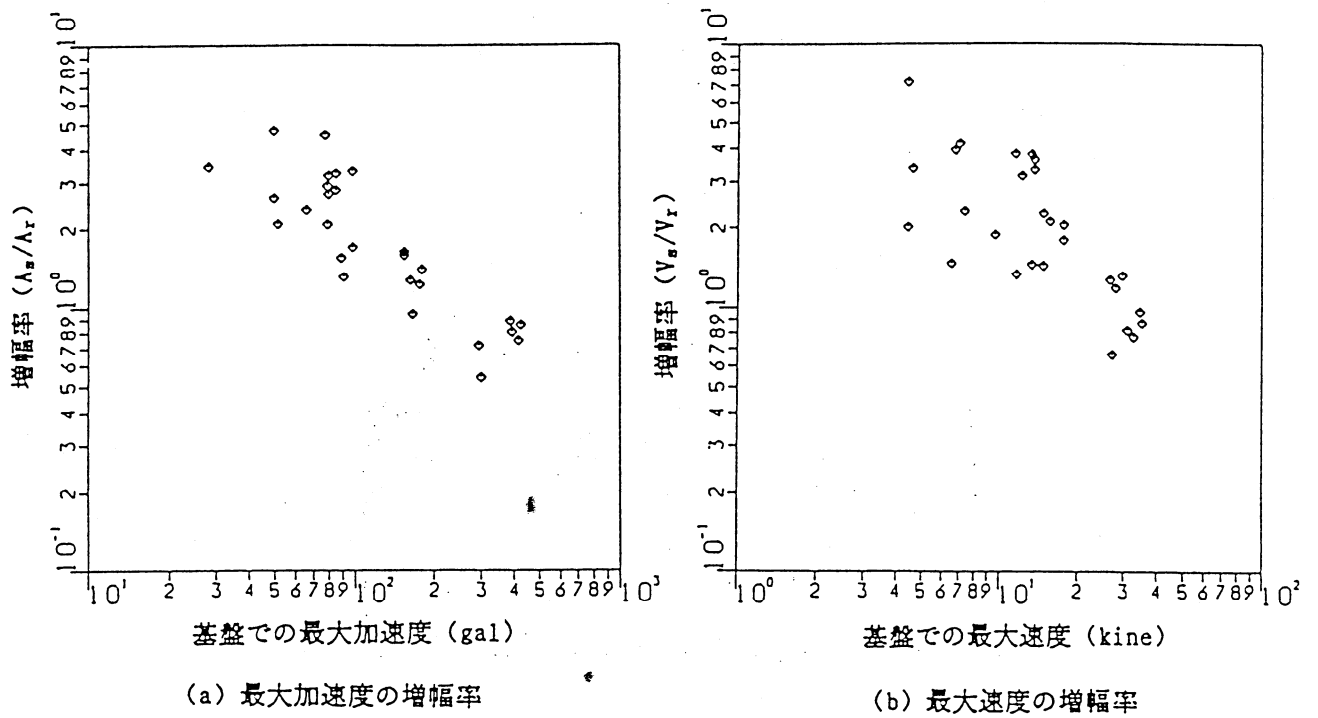


図 2.5.15 1989 年ロマプリエタ地震における地盤サイトでの増幅率

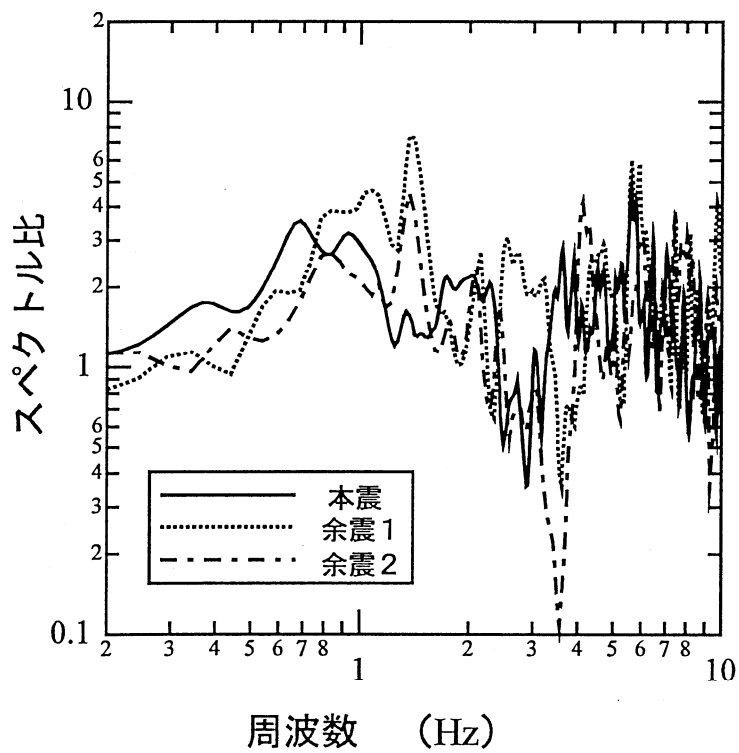


図 2.5.16 非線形挙動により延びた卓越周期

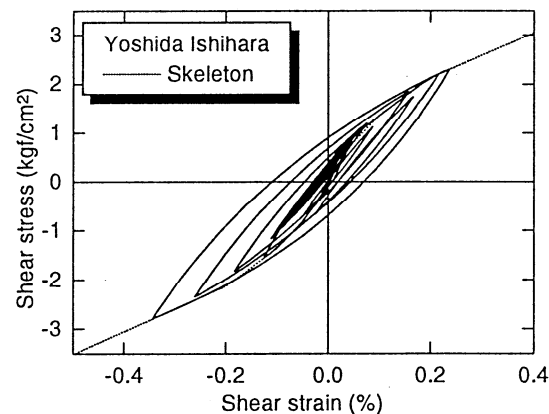
非線形挙動が起こっていることは、解析によるシミュレーションからも知ることが出来る。図 2.5.17 は 1983 年神奈川県・山梨県境地震の際に記録された鉛直アレー記録とそのシミュレーション結果である（吉田ら、1995）。解析と観測との加速度時刻歴の比較から、解析が観測結果をよく説明していること、解析で得られた応力－ひずみ関係から非線形挙動が起こっていることが分かる。

図 2.5.17 非線形挙動の解析と実験との比較

これまでに見たように、表層地盤で非線形挙動が生じると、地盤の周期が延びるため、衝撃的な波動は伝播しにくくなることが分かる。すなわち、地表の地震動の周期が延び、加速度の値は頭打ちが見られるようになる。

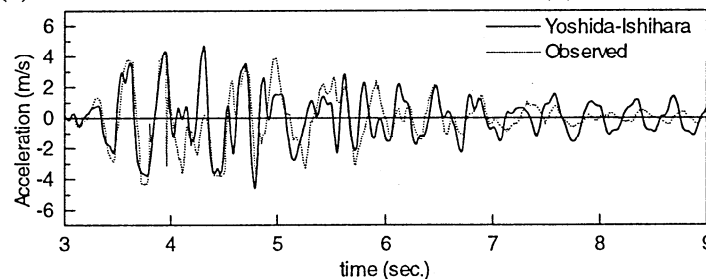
これまではひずみが大きくなると、応力の増加の程度が小さくなる、軟化型の応力－ひずみ関係を対象とした。しかし、土は場合によっては硬化型の応力－ひずみ関係を示すこともある。それはそれほど緩くない砂が液状化する場合である。一般に地盤の液状化が発生すると、強度も剛性も小さくなるため、これまでに述べた現象が非常に極端に起こる。図 2.5.18 は 1964 年新潟地震の際に観測された加速度記録（時松、1989）であるが、5 秒付近から波形が急に長周期化している。これは液状化発生のためであると理解されている。

Depth (m)	Soil type	Vs (m/s)	γ_t (tf/m ³)	SPT N-value
				20 40
-5	Upper scoria w/rome	125	1.46	
	Andosol	130	1.48	
-10	Upper Rome w/scoria	252	1.68	
-15				
-20	Upper Rome w/scoria	425	1.69	
-25	Upper scoria	780	1.95	



(a)解析地盤

(b)応力－ひずみ関係



(c)観測値と解析値の比較

図 2.5.17 非線形挙動の解析と実験との比較

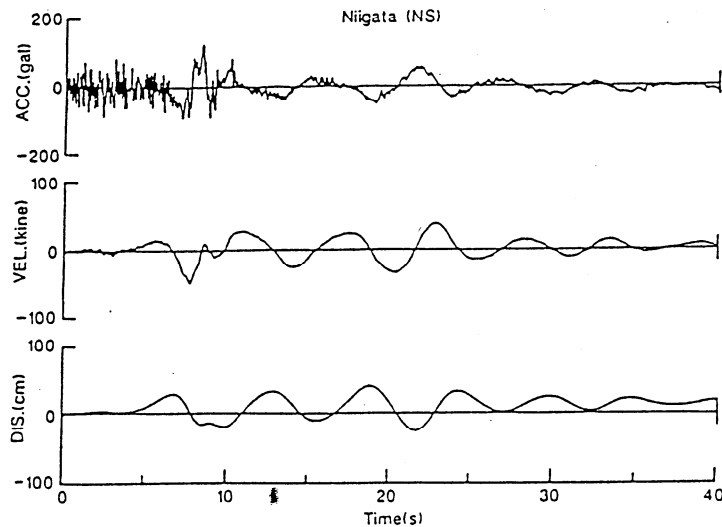


図 2.5.18 1964 年新潟地震の際の川岸町の記録

ところで、比較的密な砂では、液状化が発生し、さらに載荷を受けると強度が回復する現象が知られている。図 2.5.19 は要素試験の例で、ひずみが大きくなると応力-ひずみ関係は逆 S 字型となり、硬化現象が発生している。このような現象はサイクリックモビリティと呼ばれる。これが起こるのは砂の破壊曲面の形状による。すなわち、破壊曲面は拘束圧の関数となっており、せん断応力が大きくなればせん断強度も大きくなる。したがって、液状化が発生し、有効応力がほとんど 0 になる状態からさらにせん断応力を載荷すれば、応力点は破壊面に沿って上昇し、その結果剛性、強度が急激に回復することになる。

このような現象が発生すると、加速度波には特徴的な波形が現れる。図 2.5.20 は 1993 年釧路沖地震の際釧路港で記録された地震記録である（井合ら、1994）。30 秒の少

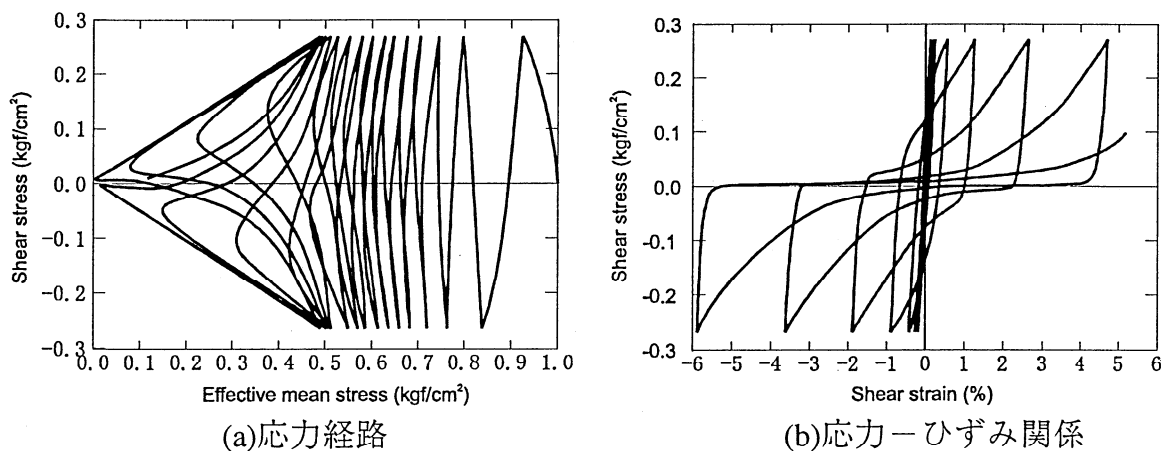


図 2.5.19 密な砂の液状化試験結果の例

し前から加速度波は長周期化し始め、液状化が発生してきたことが分かる。しかし、液状化後の波形は図 2.5.18 と比べると大きな違いがある。すなわち、図 2.5.18 では波形はなだらかであったのに対し、図 2.5.20 では加速度が最大値となる付近で急激に加速度が大きくなり、鋭いピークが見られるようになる。これがサイクリックモビリティが起こったことを表している。なお、サイクリックモビリティによる鋭いピーク波形は、あくまで液状化に伴った長周期化の中で目立つ波形であるが、この波形の周期が、地盤が弾性の時のそれを越えることがないことは、材料特性を考えれば明らかである。

表層の地震動増幅と非線形化による頭打ちの現象は、1995 年兵庫県南部地震の際のポートアイランドの記録に代表的に見ることが出来る。図 2.5.21 にこの波形を示す（吉田、1995）。二つの水平動を見ると、GL-32.6m と 16.4m の間で波形がやや長周期化しているが、これはこの間にある Ma13 と呼ばれる軟弱な粘土層による非線形性が原因と考えられる。次に、GL-16.4m 以浅では地盤の液状化に伴い波形はより長周期化している。この様な非線形性のため、加速度は地表に近づくほど小さくなっている。すなわち、地震動が大きく増幅するような軟弱な地盤では、非線形挙動のため加速度が頭打ちをすることが明瞭に見ることが出来る。



図 2.5.20 サイクリックモビリティが顕著に現れた加速度波形の例

一方、鉛直動を見ると、水平動とは全く異なり、波形の長周期化も頭打ち現象も見られず、表層に近づくほど地震動は増幅している。このことは、材料特性を考えて見れば明らかとなる。すなわち、鉛直波に対する一次元の膨潤係数（接線剛性） E は体積弾性係数 K とせん断定数 G の関数として次のように表される。

$$E = K + \frac{4}{3}G \quad (2.5.1)$$

材料の非線形化により大きく影響を受けるのは G であるが、鉛直動に関しては、初期せん断弾性定数より大きい体積弾性係数 K が存在しているため、いくら G が小さくなっても K の値はそれほど小さくならない。このことが液状化や非線形挙動に対して上下動がそれほど大きな影響を受けない理由である。

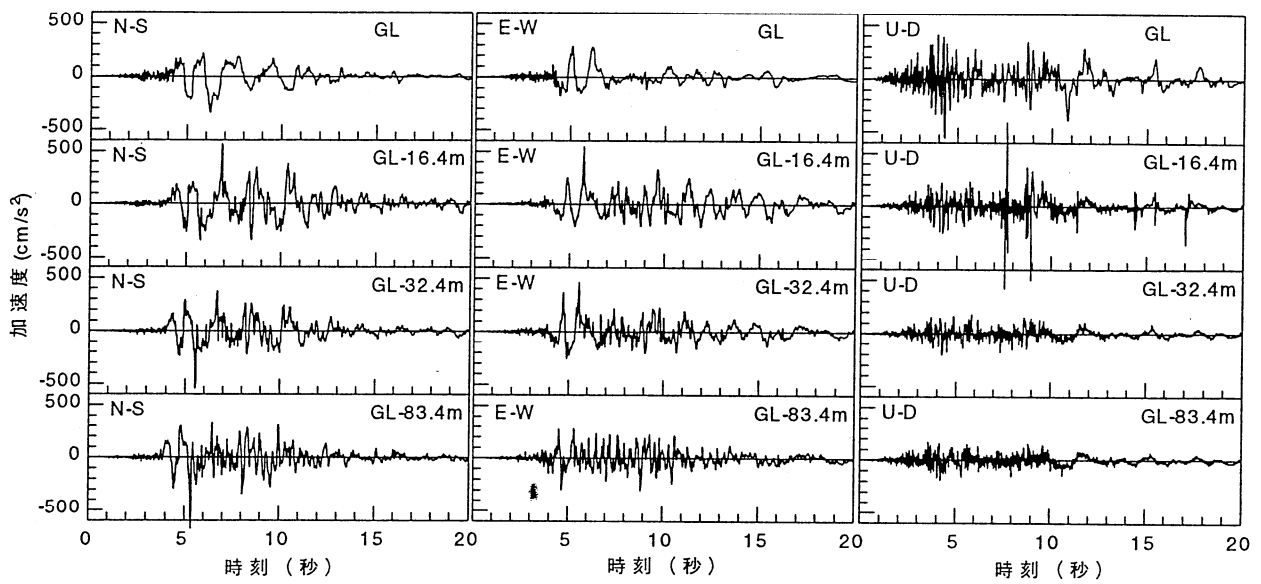
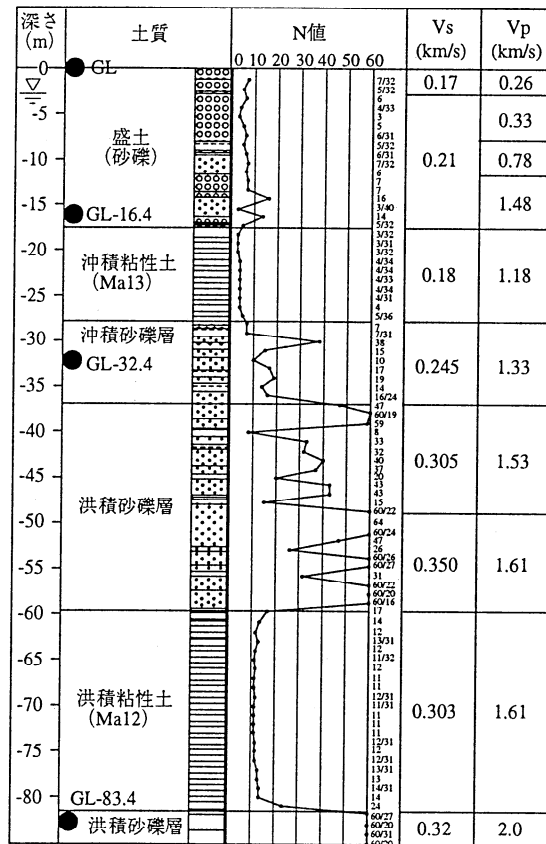


図 2.5.21 兵庫県南部地震の際ポートアイランドで観測された波形



(注) 地表面 (GL) はKP+4m
● 地震計

図 2.5.22 ポートアイランドの柱状図と地震計位置

2.5.4 衝撃による波動

非常に珍しい波形として、構造物の崩壊に伴う波形を示す。図 2.5.23 がその波形で、1995 年兵庫県南部地震の際第 8 突堤で運輸省により記録されたものである。図に見られるように、主要動が終わった後、小さいパルスのような波形が見える。これが問題の波形で、同じ時刻の他の地震記録では見られないものである。

第 8 突堤では、写真 2.5.1 に示したように、建築物が完全に崩壊している。図 2.5.23 に示した波形はこの際に発生したものと考えられている。なお、この地震波は運輸省港湾技術研究所の好意で提供されているものである。

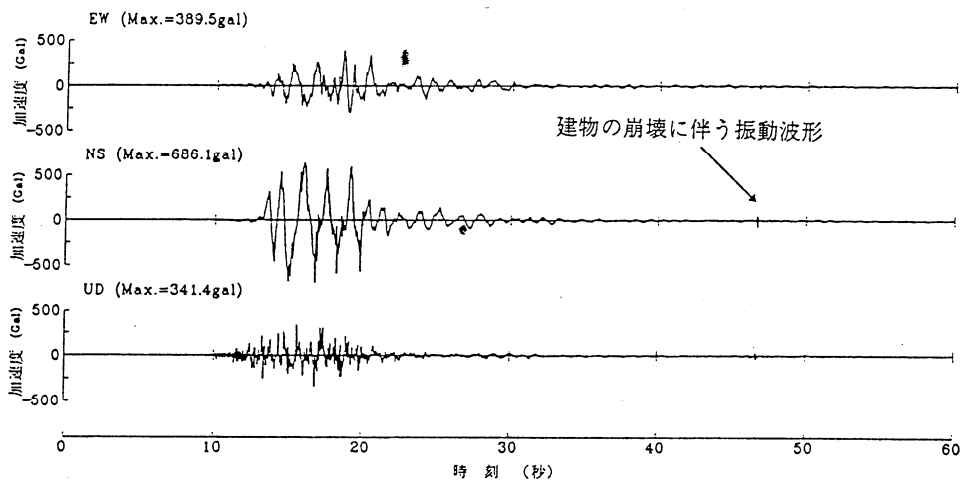


図 2.5.23 兵庫県南部地震における第 8 突堤の記録

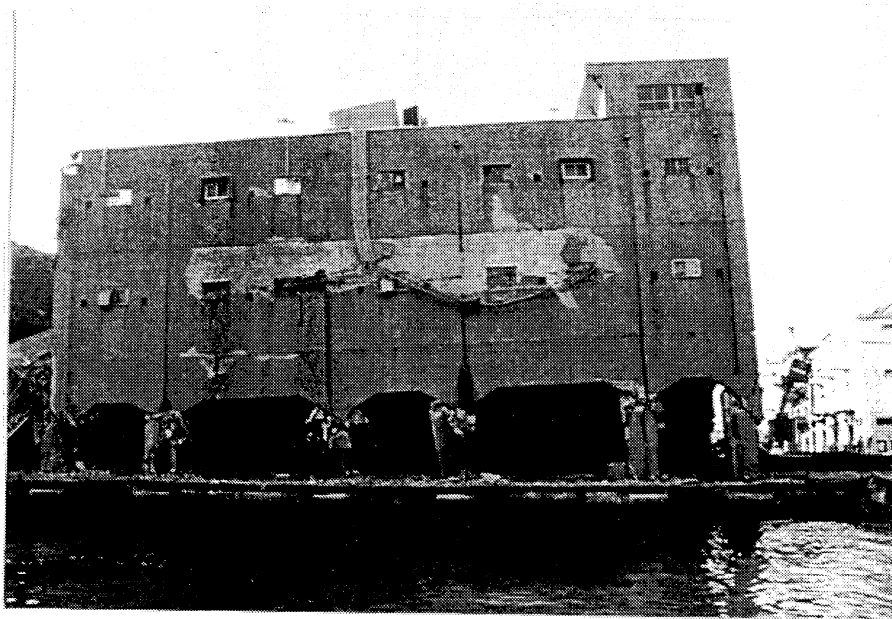


写真 2.5.1 第 8 突堤の建物被害

2.5.5 まとめ

この項では地震の際に生じる波形について調査した。その結果をまとめると次のようなことが分かる。

- ①断層での破壊に伴い、長周期の衝撃的なパルスが発生する。このパルスは断層の向き、破壊していく方向により大きさも特性も異なっている。兵庫県南部地震のように断層が地表に現れない地震では、断層に直交する方向の振動が大きく、かつ断層が破壊する方向の方が振動が大きくなる。
- ②断層で発生したパルス波は、基盤や表層地盤の不整形、不均質の影響を受け、屈折・反射・散乱など複雑な経路を通して構造物のあるサイトに伝播する。したがって、震源から遠くなると、地震波形にはいくつものピークが現れるし、継続時間も長くなる。
- ③表層付近では地震動は著しく増幅されるが、一方では地盤の非線形特性のため、加速度は頭打ち現象を示す。しかし、密な砂で液状化が発生する場合には、サイクリックモビリティの発生により、長周期化し、かつ鋭いピークを持つ波形が現れる。また、水平動は非線形化により頭打ち現象が現れても、上下動は頭打ち現象が発生しにくい。
- ④過去には 1G を越えるような記録は特に珍しい訳ではない。しかし、そこでほとんど被害が起きないことも一方では珍しいわけではない。このことは、最大加速度が地震被害を表す良い指標にはなっていないことを意味している。

参考文献

- 入倉孝次郎、岩田知孝、釜江克宏、1996、兵庫県南部地震の断層モデルと震度7地域の強震動の推定、平成7年兵庫県南部地震の被害調査に基づいた実証的分析による被害の検証、文部省科学研究費（総合研究A）研究成果報告書（課題番号 07300005）、2-1-20
- 後藤洋三、江尻譲嗣、土岐憲三、1996、ディレクティビティ効果を考慮した内陸活断層による最大地動の評価法、第31回地盤工学研究発表会、1117-1118
- 安藤雅孝、入倉孝次郎、1994、地震活動及び強震動、1994年ロサンジェルス地震と都市機能障害の調査研究、文部省科学研究費突発災害調査研究成果、自然災害総合研究班
- Idriss, I.M.、1990、Response of Soft Soil Sites during Earthquakes, Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, Berkeley, California, Vol.
- 杉戸真太、1994、ロマ・プリエタ地震における軟弱地盤の地震動増幅、軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム、土質工学会、152-155
- 吉田望、田蔵隆、鈴木英世、1995、地盤の非線形地震応答解析手法の比較、第23回地震工学研究発表会、土木学会、49-52
- 時松孝次、1989、室内試験、原位置試験及び地震記録から求めた土の動的性質、第2回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム、11-16

- 井合進、森田年一、松永康男、宮田正史、櫻井博孝、1994、飽和砂地盤における地震動の増幅について、軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム、土質工学会、203-210
- 吉田望、1995、1995 年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析、土と基礎、43、10、49-54
- Naeim,F. and J.C.Anderson, 1993, Classification and evaluation of earthquake records for design, Report No. CE 83-08, Dept. of Civil Engineering, University of Southern California, July.
- Naeim, F., 1995, On seismic design implications of the 1994 Northridge earthquake records, Earthquake Spectra, 11, 1, 91-109
- 吉田望、末富岩雄、中村晋、規矩大義、1996、兵庫県南部地震における地盤の非線形挙動、阪神・淡路大震災に関する学術講演会、土木学会
- Ohmachi, T. and Midorikawa, S. (1992): Ground-motion intensity inferred from upthrow of boulders during the 1984 Western Nagano Prefecture, Japan, earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 82, No. 1, pp.44-60

2.6 レベル 2 地震動に適用する地盤の応答解析手法

2.6.1 概要

レベル 2 地震動に対する統一された解釈は無い。しかし、多くは次のような考えで使われているようである。すなわち、構造物の設計という観点から、構造物の寿命中に必ず遭遇する（回数は考え方によって異なるが、数回以内）と考えられる地震動をレベル 1、これに対して一度遭遇するかどうか分からない地震動をレベル 2 と考える。これを、地震学も加味し、構造物が立地するサイトに、あるレベル以上の地震動を起こさせるような断層が動くというのがレベル 2 地震動のターゲットを考える際の基本的な考え方となる。もちろん、原理的にはレベル 1 地震動でも断層を想定し計算を行うことは出来るが、対象となる断層が多すぎることに、発見されていない断層も多いであろうことから、実用的にはこのようなアプローチは使われない。

地震動は、確立論的に扱われることも多いが、このように考えると、地震応答を考える上では、レベル 2 地震動に対する扱いは、かなり確定論的に議論できるように考えられる。もちろん、レベル 2 の地震動を起こさせるような断層についても、未知の断層はあると考えられるし、その意味では、確率的な扱いも必要であろう。しかし、以下では、流通設備に対する影響を評価するに必要という観点から、サイトに入射する地震動は与えられているとし、これに対する地盤の応答を地震応答解析で求めるということを基本的な考え方とする。

地震応答解析を行うには、次のような手順が必要である。

- ①地盤の幾何学的な形状の把握
- ②地盤材料の物性の把握
- ③解析プログラムの選定
- ④地盤のモデル化
- ⑤地盤材料のモデル化
- ⑥地震動の選定
- ⑦解析の実行と結果の解釈

このうち、①、④については、液状化判定マニュアルに詳細に示されている。②、⑤についても液状化判定マニュアルに示されているが、そこに示されているのは液状化判定という目的に絞られているので、より大きな地震動に対する挙動や液状化以外の問題は含まれていない可能性もあるので、2.6.2 項、2.6.3 項で説明する。③を行うためには、既存の手法に対する適用性などに対する知識が必要で、2.6.3 項で説明する。⑥は前章で述べられた手法や、設計指針等で規定があるとし、ここでは扱わない。⑦はたぶん経験が必要な部分であり、一部については液状化判定マニュアルに示されているし、一部は適用性に対する議論として 2.6.3 項で扱うが、この報告書でこれだけを扱うことはしない。

2.6.2 地盤の物性値に関する検討

地盤の物性値を、弾性特性、非線形特性、強度特性、液状化特性に分ける。ここで、液状化特性は強度特性の一種と考えることも出来るが、ここでは別のものとして扱う。以下では、それぞれの項目について、レベル 2 地震動を扱う際の現在の計測法の問題点を示す。

2.6.2.1 弾性定数

いわゆる不攪乱試料を用いた室内試験から求めた弾性定数は、試料の攪乱の影響があり、精度が良くないので、弾性定数は、通常、N 値から求めたり、PS 検層を行って求める。両者の内では、PS 検層によるものが精度がよいと考えられる。

PS 検層では、板たたき法と呼ばれることも多い、ダウンホール法がよく用いられる。この方法は、地表で発生させた波動の地中への伝播時間を計測し、その走時から伝播速度を決めるものである。これに対して、最近では、サスペンション法が用いられることも多くなっている。サスペンション法では近距離に置いた発信源と受信器との波動の伝播時間を測定し、その区間の伝播速度を求めるもので、より精度が高いと言われているが、コストが高いこと、地下水がないと計測できないなどの欠点がある。

図 2.6.2.1 は、上記二つの PS 検層と N 値の関係を示したものである¹⁾。ダウンホール法では地盤のかなり広い範囲で S 波速度一定という結果が得られているが、サスペンション法では N 値と非常に相関の良い結果が得られる。これを比較すると、どちらの計測法が優れているかは明瞭であろう。

図 2.6.2.2 は、兵庫県南部地震の際、関西電力総合技術研究所（尼崎）における鉛直アレー地震観測の結果である²⁾。このサイトでは、地震前に、地盤調査が行われており、その結果が図 2.6.2.3(a)に示されている。ここで問題に見えるのは、たとえば表層では礫層もシルト層もせん断波速度が 117m/s になっていることである。このようなことは實際上ほとんど考えられない。吉田らはこのことを指摘しつつも、実データを改変するのは都合が悪いとの考えから、そのまま使った解析をしている²⁾。図 2.6.2.4 に最大加速度を、図 2.6.2.5 に加速度時刻歴を比較して示す。ここで、二つの礫層ではせん断ひずみが 2%を越える強い非線形挙動を示しており、地表の応答はこの影響のため小さくなっている。礫がこのような強い非線形性を示すということも考えにくいことである。これは、PS 検層の結果に問題があると考えるのが自然であろう。すなわち、せん断波速度が同じであれば（正確には弾性係数が同じであれば）、礫の方がシルトより強い非線形性を示すことにより、このような結果が得られたのであり、常識的な考えに従い、礫のせん断波速度が大きければこのような非線形の強い挙動は起こらなかったと考えられる。

このサイトでは、地震後、サスペンション法による PS 検層が行われ、図 2.6.2.3(b)の結果が得られている³⁾。礫の部分ではせん断波速度が大きくなっており、常識的な結果となっている。また、図 2.6.6 に解析結果の実測との比較を示すが、解析の一致度も格段に改良されている。

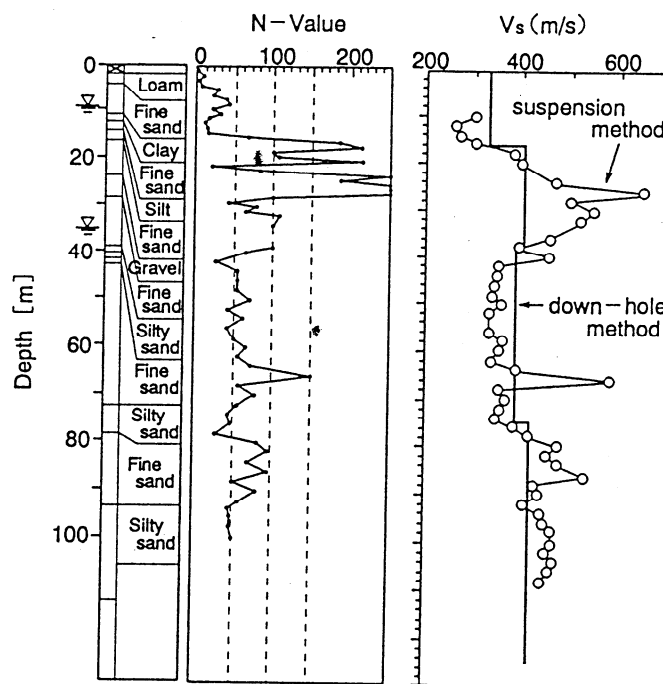


図 2.6.2.1 二つの PS 検層、N 値の比較（国生）

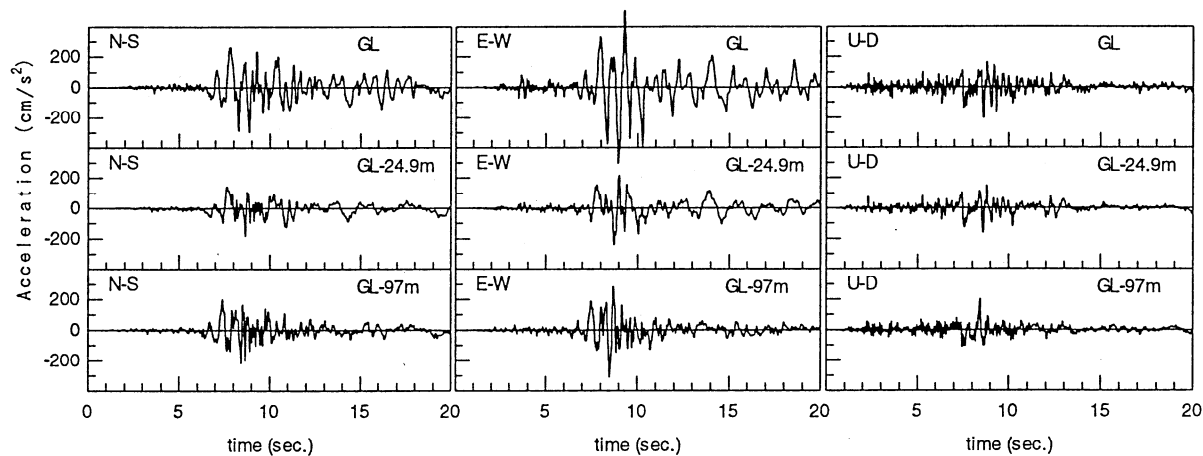
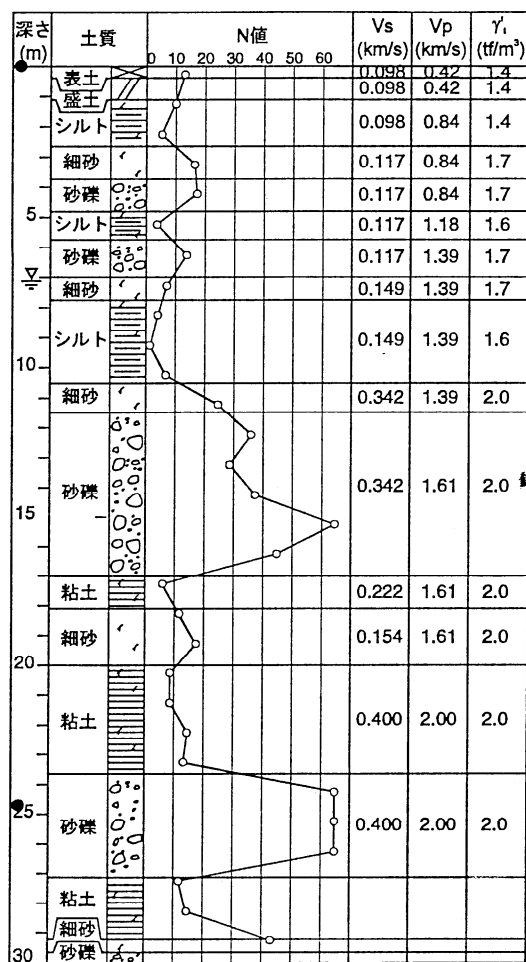
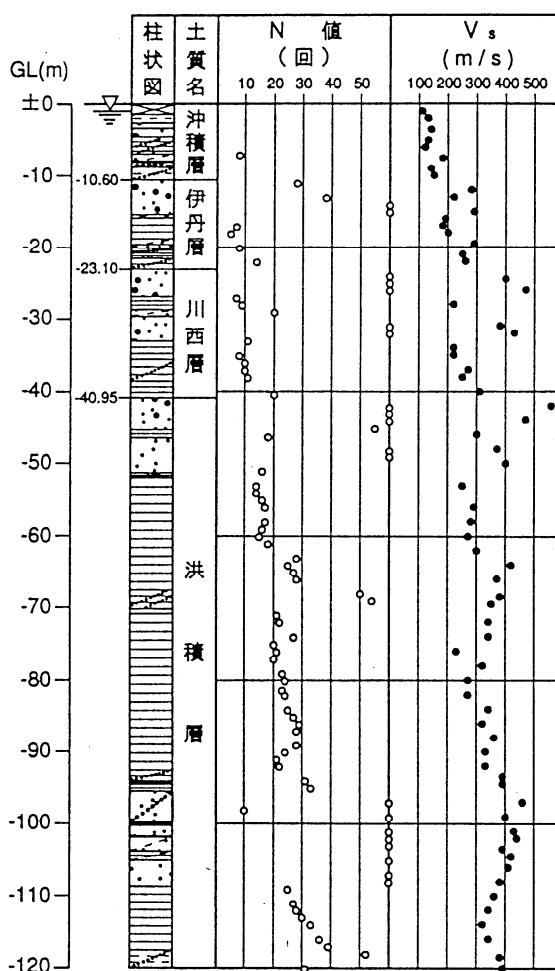


図 2.6.2.2 1995 年兵庫県南部地震における関電技術研究所の観測波形



● 強震計 (地表、GL-24.9m)

(a)地震前



(b)地震後

図 2.6.2.3 関電技術研究所で行われた地盤調査結果

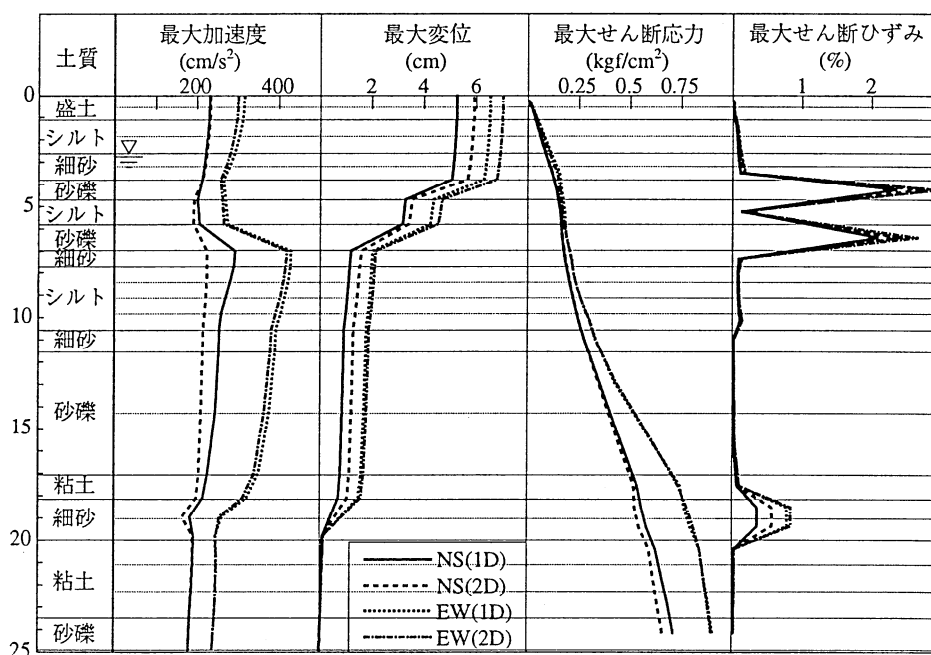


図 2.6.2.4 最大応答 (ダウンホール法に基づくモデル化)

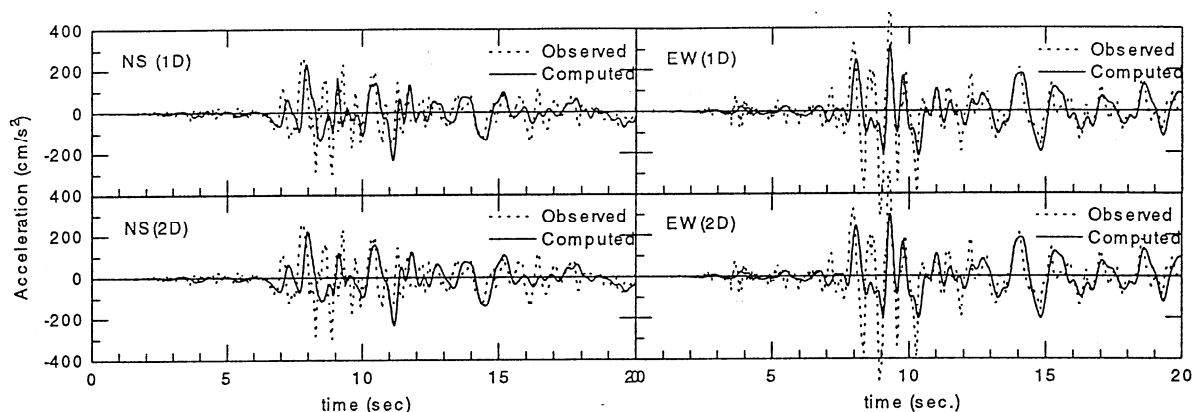


図 2.6.2.5 加速度時刻歴の比較（ダウンホール法に基づくモデル化）

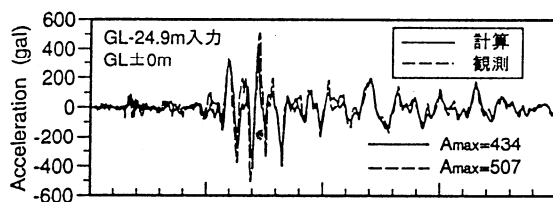


図 2.6.2.6 加速度時刻歴の比較（サスペンション法に基づくモデル化）

ここに示した事例は、精度が高いと言われる PS 検層でも、実用に使うには、データをそのまま使うのではなく、たとえば N 値に応じて剛性を変えるなど、判断をして使う必要があることを示している。特に、レベル 2 地震動のような大きな地震では材料は強い非線形を示す。一方、材料の非線形性は、室内試験からはたとえば G/G_0 - γ 関係を採用し、 G_0 は原位置試験の結果を用いるので、弾性定数の評価が非線形挙動に及ぼす効果は非常に大きくなっている。

2.6.2.2 動的変形特性

地震応答解析を行う際の地盤材料の非線形は、動的変形試験により求められている。通常行われる方法は、三軸試験機、中空ねじり試験器などを用い、試料に繰返しせん断応力を作用させ、得られた応力-ひずみ関係から、割線せん断定数と、等価減衰比を求めるものである。図 2.6.2.7 に整理方法の模式図を示す。

実験は、通常ステージテストといわれる載荷方法で行われる。この方法では、最初に小さいせん断応力振幅の載荷から始め、所定の繰返し数の載荷を終えた後、少しせん断応力振幅を大きくするという過程を繰り返していく。載荷は 11 サイクル行い、10 サイクル目の履歴曲線から割線係数と等価減衰比を求めるというのが一般的である。また、載荷の各ステージでは非排水状態で載荷を行うことが普通である。これらのことから、幾つかの問題が生じる。

図 2.6.2.8 は各ステージにおける幾つかのサイクルについて動的変形特性を計算したものである⁴⁾。繰返しに伴い減衰が小さく、剛性の劣化も小さくなっていることが分かる。地震により大きな応答が生じるのは大きな波が作用したときであると考

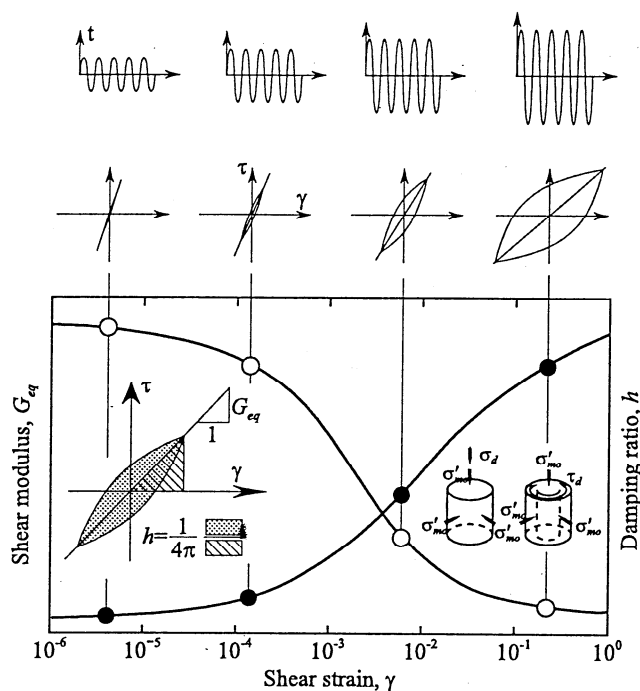


図 2.6.2.7 動的変形試験の模式図

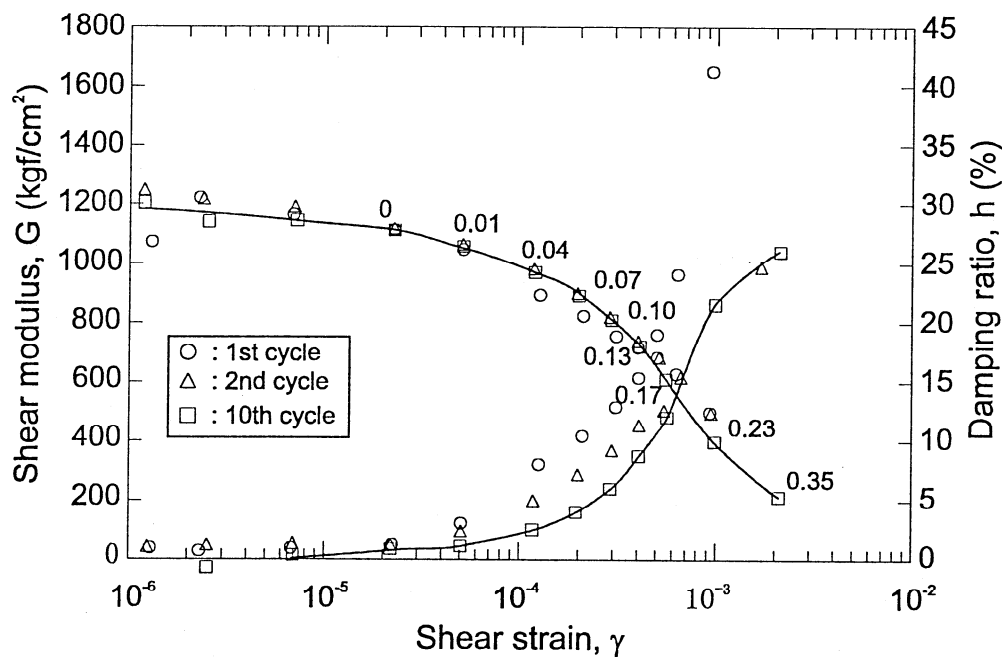


図 2.6.2.8 繰返しに伴う動的変形特性の変化

えると、実際に必要なのはもっと低サイクルの挙動かもしれない。とすれば、実際の挙動はより非線形性が強いと考えられる。

図 2.6.2.9 は砂の動的変形を求める試験の応力－ひずみ関係の例を示したものである⁴⁾。ひずみの小さい間（図の A 点）から B 点までは履歴曲線は紡錘型をしており、形状も相似的である。しかし、C 点から紡錘型の形状が崩れ始め、D 点では逆 S 字型の履歴曲線に近づいている。これは、過剰間隙水圧が発生したための挙動である。ここで、二つの問題が指摘される。一つは、この様な応力－ひずみ関係が単なる減

衰比として表し得るかということである。もう一つは、液状化のように、繰返し載荷により材料特性が大きく変わる現象を、常に一定の条件で行った試験で表現できるかということである。この様な効果に対する影響はほとんど研究されていない。

この問題は、構成則を確立させる場合にも影響を与える。実務でよく用いられてきた等価線形解析では、材料の非線形性を $G-\gamma$ 、 $h-\gamma$ 関係として与えて来たのでこれまでの実験の整理方法との調和が良かった。ところで、図 2.6.2.8 で見たように、実験で得られる動の変形特性にはたとえば過剰間隙水圧発生の影響が見られる。ここから、次のような問題点が見えてくる。

土の変形挙動は、体積変化特性、せん断変形特性およびダイラタンシー特性に分けられる。ところで、動の変形試験はこのうち何を計測しているのか？ これまでの知識から言えば、計測している④はせん断変形特性である。しかし、既に見たように、その挙動には明らかにダイラタンシーの影響が見られている。また、これにより過剰間隙水圧の発生があり、有効拘束圧が変化しているとすれば、体積変化特性の影響も受けていることになる。

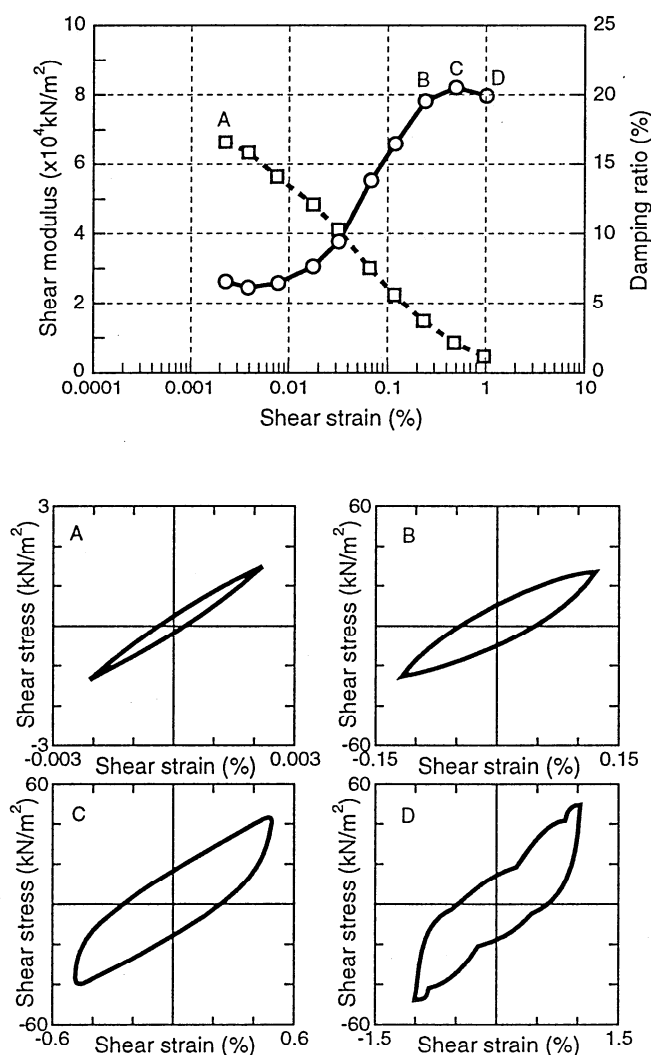


図 2.6.2.9 砂の動の変形特性の計測例

もちろん、このような試験状態をシミュレーションできれば、実際の適用に問題が無いという意見も考えられる。しかし、液状化に用いられる構成則では、多くの要因が重ね合わさったものを用いている。たとえば、液状化強度曲線をターゲットとして材料パラメータを合わせるとき、仮に弾性定数が間違っているとしてもダイレタンシー特性を調整すれば、条件を満たすパラメータを求めることも可能かもしれない。実現象ではいろいろなことが起こるが、要素試験はそのうち最も単純な条件を表しているにすぎない。したがって、要素試験のシミュレーションがうまく行ったからといって、液状化解析そのものがうまく行くわけではない。条件を単純な条件に分け、個々の条件が満たされるようにすることが肝要である。このような意味で、動的変形試験は何を計測しているということが明瞭でないことは、大きなデメリットである。

動的変形試験は、通常、図 2.6.2.8 中に入れた載荷条件のように、初期応力状態として等方応力状態が採用されている。しかし、実地盤は、一般に異方圧密状態にある。これら初期応力状態の影響については、幾つかの研究⁵⁾⁶⁾があり、図 2.6.2.10 に例を示すように、初期有効拘束圧が同じであれば動的変形特性は同じである。

ところで、図 2.6.2.11 はこの試験で得られた応力-ひずみ関係の例である⁷⁾。等方圧密から載荷した試料はほぼ原点に関し対称であるのに対し、異方圧密試料は一方向にドリフトしている。これは、異方圧密状態では、最初の載荷時には既に初期せん断が作用しているためである。図 2.6.2.11 では二つの挙動は全く異なるように見えるが、これを既往の方法で整理すると、図 2.6.2.10 に示したように同じになってしまうわけである。このような観点からも、既往の動的変形試験は十分な試験とはいえないことが分かる。

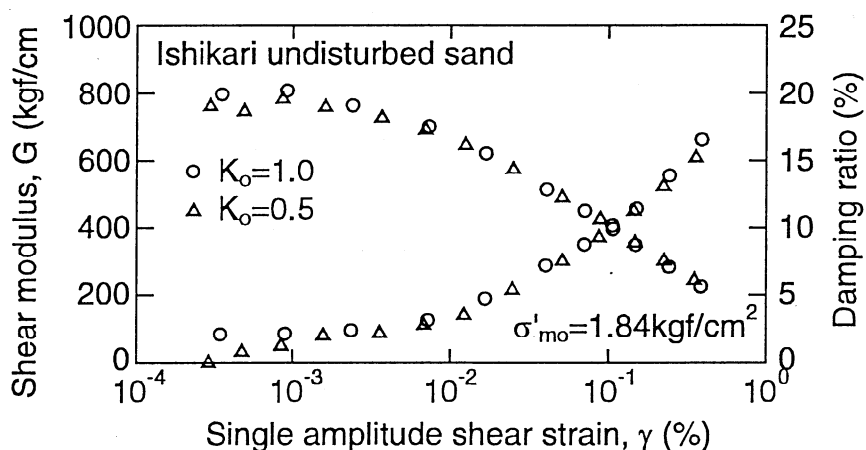
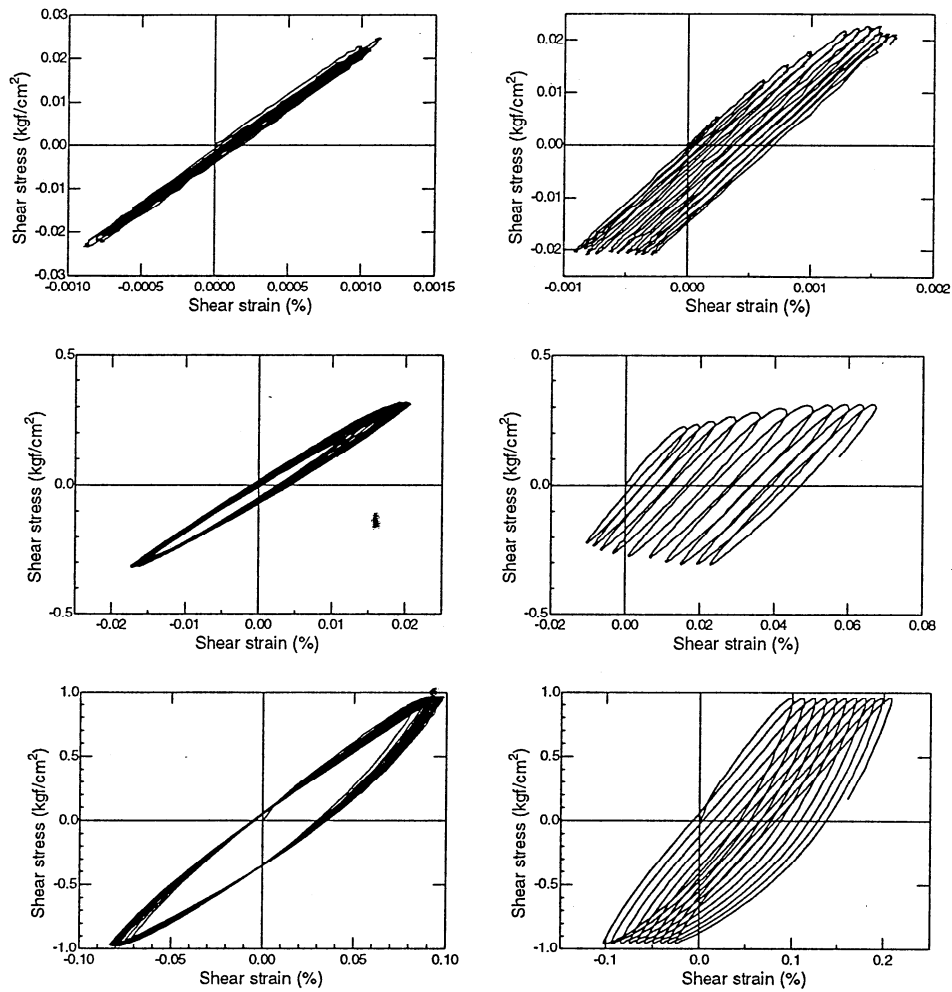


図 2.6.2.10 等方圧密と異方圧密状態からの載荷による動的変形特性⁶⁾

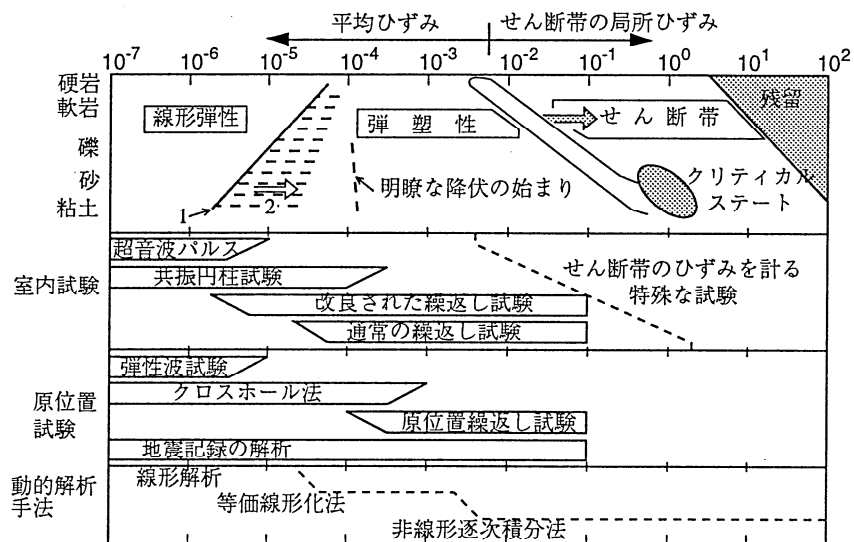
吉田は、 K_0 状態のような初期異方応力を受ける地盤の応力状態が水平地盤の地震応答解析に与える影響に関するケーススタディを行い、過去に大きな地震を受けたときにはそれより小さい地震に対し、また、同じ大きさの地震を何度も受けているときには同じ程度の地震に対しては、既往の一次元解析は十分精度があるが、これ



(a)等方圧密

(b)異方圧密 ($K_0=0.5$)

図 2.6.2.11 等方圧密と異方圧密試料の応力-ひずみ関係の比較⁷⁾



1. 単調荷重を受ける正規圧密土
2. 過圧密比OCRと繰返し数の増加に伴い増加

図 2.6.2.12 材料の特性とせん断ひずみの関係

まで受けていないような大きな地震を受ける場合には、既往の一次元地震応答解析は精度上問題があることを示した⁷⁾。レベル2地震動では、後者に属するケースも多いと考えられ、その場合、初期異方応力状態を正しく捉えられるような、標準的な試験方法の確立が重要と考えられる。

一般に、動的変形試験では、せん断ひずみで1%程度までが実験対象となる。一方、地盤材料の特性とひずみとの関係を示した図2.6.2.12⁸⁾⁹⁾によれば、このひずみ領域は、せん断帯などの局所的な変形が卓越するまでにはまだ間があるような領域となっている。材料がせん断強度に至るときにはせん断強度が問題となるが、この狭間領域の挙動が通常は捉えられていない。

2.6.2.3 強度特性

地盤材料の強度特性は、モールクーロンの破壊条件で表される。すなわち、破壊面に作用する直応力を σ 、せん断応力を τ とすると、破壊が起こる条件は、次式で表される。

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

ここで、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。この表現は、地震応力を静的な力に置き換えてきた、既往の設計法では十分な方法であり、与えられた荷重に対し応力条件がこの式を満たせば材料は崩壊すると考えられる。

ところで、実地震では、地震力は静的に作用するものではなく、一旦大きくなったとしても、また、小さくなる。したがって、地盤の応力状態が一瞬破壊条件を満たしたとしても、次に地震力の向きが逆転すれば、また、構造物は健全(?)な状態に戻るわけである。完全な破壊が起こるのは、広い範囲で滑り線のように弱い部分が形成され、自重による作用せん断応力に対して抵抗しなくなったときと考えるのが妥当である。このような状態に至る前には、かなり大きな変形が生じると考えられる。したがって、地盤が崩壊するまでの挙動を捉えるには、応力条件で表される破壊条件だけでは十分ではなく、この状態に至るまでの変形特性も重要であるが、前項で述べたように、大変形領域では、材料の応力-ひずみ関係はほとんど把握されていない。

2.6.2.4 液状化特性

液状化特性も強度特性の一つと考えられる。前項の強度特性との違いは、モールクーロンの破壊条件が応力で表されているのに対し、液状化特性は通常、せん断強度と繰返し数との関係で表されるように、外力で記述され、どのような外力が加えられれば強度に至るかの関係を表している。

液状化の発生のみを問題にしているときには、このような表現方法でも十分であったと考えられる。しかし、レベル2地震動を対象にしたとき、地盤の液状化が発生したから、全ての強度が失われ、構造物が破壊してしまうと考えるのは、過大設計となる可能性がある。液状化の発生を許容し、かつ、構造物が機能を満たしてい

るような設計も当然検討されるべきであろう。しかし、このような設計を行うためには、液状化の発生以後の応力－ひずみ関係を把握する必要がある。しかしながら、このような研究はほとんどない。

液状化の発生以降の挙動を把握する研究が全くないわけではない。たとえば、液状化を考慮するような構成則の多くはこのような現象をターゲットにしているわけである。しかし、その研究の妥当性を裏付けるための実験はそれほど多くない。また、多くの構成則では、液状化以降の検証そのものも行われておらず、せいぜいがサイクリックモビリティの1～2サイクル目までの検証しかしていない。

実験的な研究も少ない。その中で、たとえば、安田ら¹⁰⁾は、液状化以後の単調載荷に対し、図 2.6.2.13 のような応力－ひずみ関係を得ている。この挙動は、前項に示したような動的変形曲線から得られている挙動を全く異なっている。

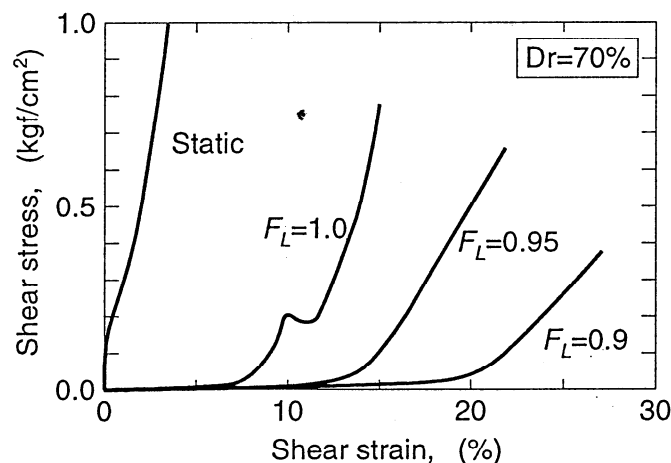


図 2.6.2.13 液状化以降も載荷を受けた試料の、単調載荷時の挙動の例

このような実験と解析モデルとの整合性を与えるデータが不足している。たとえば、図 2.6.2.13 では、液状化以降の載荷の指標として F_L 値を用いている。ここで、 F_L 値は載荷した繰返し数における液状化強度とせん断応力振幅の比として定義されている。つまり、液状化強度と同様、 F_L 値は外力側の定義である。一方、構成則に用いるには、このような変化は状態変数の関数として表す必要がある。このような研究は今も行われていない。

参考文献

- 1) 国生剛治、1992、地盤の動的特性、講座：地盤と構造物の動的相互作用、土と基礎、40、4
- 2) 吉田望、中村晋、末富岩雄（1995）：1995 年兵庫県南部地震における地盤の非線形挙動とその予測、第 23 回地盤震動シンポジウム－1995 年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究－、日本建築学会、pp.39-52
- 3) 関電

- 4) Yoshida, N., 1995, Processing of strain dependent characteristics of soil for nonlinear analysis, Proc., 1st Int. Conf. On Earthquake Geotechnical Engineering, pp.473-478
- 5) 安田進、増田民夫、小田真也、木辻浩二、1994、不攪乱試料の動的変形特性を求める試験条件の検討、「地盤および土構造物の動的問題における材料の変形特性－試験法・調査法および結果の適用－」に関する国内シンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.169-174
- 6) 山下聡、土岐祥介、1994、初期応力状態の相違が砂の繰返し変形定数に及ぼす影響、「地盤および土構造物の動的問題における材料の変形特性－試験法・調査法および結果の適用－」に関する国内シンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.163-168
- 7) Yoshida, N., 1996, Initial stress effect on response of level ground, Proc. 11WCEE
- 8) Tatsuoka, F. and Shibuya, S., 1992, Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests、生産技術研究所報告、東京大学、37、1、1-136
- 9) 石原
- 10) Yasuda, S., Masuda, T., Yoshida, N., Kikū, H., Itafuji, S., Mine, K. and Sato, K. (1994): Torsional Shear and Triaxial Compression Tests on Deformation Characteristics of Sands Before and After Liquefaction, Proc., 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Salt Lake City, pp.249-266

2.6.3 解析手法に関する検討

レベル2地震動に対する、建設対象サイトの地震時挙動を求めるには、次のような手順が必要である。すなわち、①断層で発生する波形、②断層からサイト下部の地震基盤に達するまでの伝播経路、③地震基盤から地震応答解析を行うための工学基盤までの伝播、④工学基盤から表層までの地震動増幅である。さらに、⑤盆地構造などの大きな地盤の不整形により生じる表面波、⑥兵庫県南部地震の際に震災の帯の出現に関して議論されたような地震動の集中（干渉）なども場合によっては必要である。このうち、①～③については、前章で示されている。⑤、⑥についても基本的な考え方は前章で示されている。そこで、ここでは、④に限定して解析手法を検討する。すなわち、建設サイトごく近傍の地盤に入射してくる地震動は既に与えられており、これを与条件としてサイトの地震時挙動を求めることに焦点を当てる。

2.6.3.1 地震動の入射と境界条件

実体波は硬質な地盤から柔らかい地盤に伝播するとき、屈折角が小さくなる。し

たがって、震源から十分離れていれば、地震動はサイト近傍では鉛直下方から入射してくると思っても良い。このような場合には、解析用の基盤は剛基盤として、または地震動が鉛直下方から入射してくるので、同じように動くとしてモデル化される。しかし、断層の近傍の地域では必ずしも鉛直下方から入射してくるとは限らない。たとえば、図 3.3.1.1 は兵庫県南部地震の際の??の波形を示したものである¹⁾。水平方向と鉛直方向の波形が非常によく似ていることが分かる。これは地震動が斜

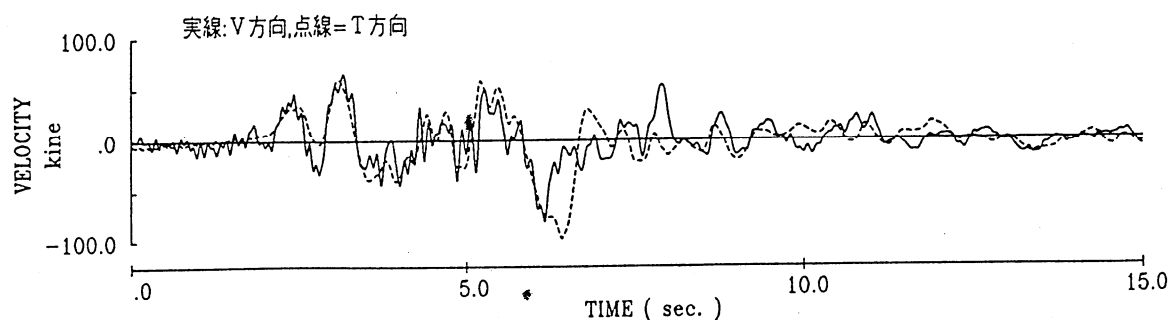


図 3.3.1.1 新阪神変電所における T 方向と上下方向の速度波形の比較（上下方向の振幅は 3 倍に拡大。スケールは T 方向波形に対応）

めに入射したことを表している。このような場合には、鉛直下方入射を考えたような簡単な境界条件は適用できない。サイト近傍のモデル化をする際に、その側に境界要素法で与えられるような境界や、多入力問題として扱うような特殊な境界処理が必要となる。

一般にレベル 2 地震動に対しては地盤は非線形的な挙動をすると考えられるので、レベル 2 地震動に対する解析で非線形性の考慮は必須と考えられる。このような場合には、解析対象領域は必然的に有限要素法によるモデルを考慮することになり、逐次積分法を用いることになる。。ところで、地震動の斜め入射などを考慮する際に境界要素法で与えられる境界を設けた場合には、全体系は境界要素—有限要素からなる系となる。一般に境界要素法では、逐次積分を行うとコンボリューションと言われる複雑な計算を必要とするので、時間領域における境界要素法と有限要素法の混合解析は、弾性問題に関してはいくつか行われているが（たとえば文献 2）、非線形問題に関してはほとんど行われていない。既往の非線形解析プログラムに、境界要素法による境界を簡単に付け加えることは不可能で、解法全体の大幅な改良が必要なこと、計算に膨大な時間を要することがその適用を阻んでいると考えられる。また、境界要素法では弾性材料しか扱えないが、側方の地盤（いわゆるフリーフィールド）は非線形挙動をすることは必然であり、これをどのようにモデル化するかということも問題である。

多入力問題として扱う方法は、基盤に伝播する地震動を、基盤に到達した順に入力しようとするものである。次の二つの方法が良く用いられる。一つは Clough ら³⁾

により提案されたもので、各節点に加速度時刻歴を入力するものである。もう一つは田中・吉田ら⁴⁾により提案されたもので、基準点の加速度と、地震入力地点の変位の時刻歴を与えるものである。どちらの手法も近似式を使っているわけではないので、結果に差はないが、鉛直下方からの入力に対しては Clough の方法、一方、地中構造物の設計に対しては田中・吉田らの方法が使われるようである。

2.6.3.2 等価線形解析と非線形解析

レベル 2 地震動を考える際には、当然地盤は非線形挙動をすると考えられるので、非線形解析の使用は必須と考えられる。地盤の非線形解析手法には、等価線形解析と非線形解析がある。前者は、地盤を線形な系に置換するが、そのせん断剛性や減衰定数を非線形性を考慮して求めるのであり、一次元解析では SHAKE、二次元解析では FLUSH が著名である。

等価線形解析と非線形解析の違い、近似化手法としての等価線形解析の適用性については、既に一昨年度の報告書で述べている。しかし、その後に分かったこともあるので、ここで、原理的な事項について再度説明する。

現象面から見た、等価線形解析の大きな特徴は、実観測記録と比べて、高周波数成分で減衰が大きく、入力に対する地表の増幅率が低いことである。このことは、比較的小さい地震動に対するシミュレーションでも現れる現象である。この理由は次のようなものと考えられる。

等価線形法では、計算に用いる剛性や減衰は、次式に示される等価ひずみ γ_{eff} に対して計算される。

$$\gamma_{eff} = \alpha \gamma_{max} \quad (3.3.2.1)$$

ここで、 γ_{max} は最大ひずみである。

ところで、地盤は常にこのような大きいひずみで動いているわけではない。小さなひずみで除荷するときも多いし、除荷直後の剛性は弾性的である。このような挙動をしているときは、地盤の剛性はより大きく、一方減衰はより小さくなっていると考えられる。地盤が大きくひずんでいるときには、一般に地盤はその卓越周期で動いていると考えられ、周波数は小さい。このときは、式(3.3.2.1)はそれほど悪い近似ではないと考えられる。しかし、小さいひずみでの除荷などが起こっているときには、より高周波で動いており、その場合には剛性は大きく、減衰は小さいと考えられる。しかし、式(3.3.2.1)ではすべての周波数帯域で同じ減衰と剛性を使うように指示しているので、結果として高周波数成分では応答を小さく評価することになる。高周波数成分の影響は主として加速度に作用するので、等価線形解析では最大加速度が小さくなる。

これと全く反対の意見もある。吉田は、SHAKE の適用性について論じ⁵⁾、等価線形解析では、最大せん断応力を過大評価し、したがって、最大加速度も過大評価となることを示している。

この両者の違いは次のように考えられる。せん断ひずみが小さいときには、吉田の指摘した最大加速度が大きくなる要因である、せん断応力の過大評価はそれほど顕著には起こらない。一方、高周波成分の過小評価は常に起こっている現象である。したがって、後者の影響の方が卓越し、加速度は過小評価される。一方、せん断ひずみが大きくなってくると、地盤の最大応答を支配するのは、原則的に一次の振動モードとなる。この場合には、非線形的な挙動も大きく、等価線形法がせん断応力を過大評価する影響が顕著になるので、結果として等価線形法の最大加速度が大きくなることになる。

高周波成分に着目した改良手法はいくつかある⁶⁷⁾。しかし、せん断応力の過大評価に対しては、今だ改良手法は提案されていない。今後の研究が待たれる分野である。

以上のような検討から、非線形挙動が卓越する、すなわち、ひずみが大きくなるような大地震に対しては、等価線形法の適用は困難と考えられる。

2.6.3.3 全応力解析と有効応力解析

地盤の地震時応答解析には、全応力法と有効応力法がある。地盤の挙動に関しては、著名な、有効応力の原理がある。すなわち、地盤の材料特性は有効応力に支配される。このように考えれば、理論的には有効応力法の方がより厳密である。しかし、現在、液状化のように有効応力の変化が著しいと考えられるケースを除き、有効応力解析は行われていない。しかし、全応力解析が用いられる場合でも、有効応力の原理は多くの場合用いられている。

非線形の解析を行う場合、非線形特性の評価や、強度の評価が重要である。これらの計算には、全応力解析でも、有効応力に基づいて計算されている。地震時には、地盤には主としてせん断応力が作用する。液状化で問題となるダイレタンシーが卓越しない場合には、せん断応力が変化しても、有効応力は変化しない。したがって、このような条件下であれば、全応力解析も妥当であるといえる。また、粘性土では、透水係数が小さいことから、地震の作用時間のような短時間では間隙水が土の外に出ることはほとんどない。このような場合には、直応力による作用荷重はすべて過剰間隙水圧に受け持たれ、粘性土にはせん断応力しか作用しない。この場合には、内部摩擦角が0でせん断強度は粘着力でのみモデル化されるような手法も正当化される。

以上のことから、液状化などのように、地震中に極端に有効拘束圧が変化する場合を除き、全応力解析も、レベル2地震動に対する予測手法として有効であると考えられる。

2.6.3.4 地震後の変形

レベル 2 地震動下に於いては、前述のように、地盤材料は多くの場合、非線形挙動をされると考えられる。この場合、地盤が破壊に至るような大変形に至ることも考えられる。このような場合に対する非線形解析の適用性を、一つの例題を通して検討する⁸⁾。



写真 3.3.4.1 被害状況

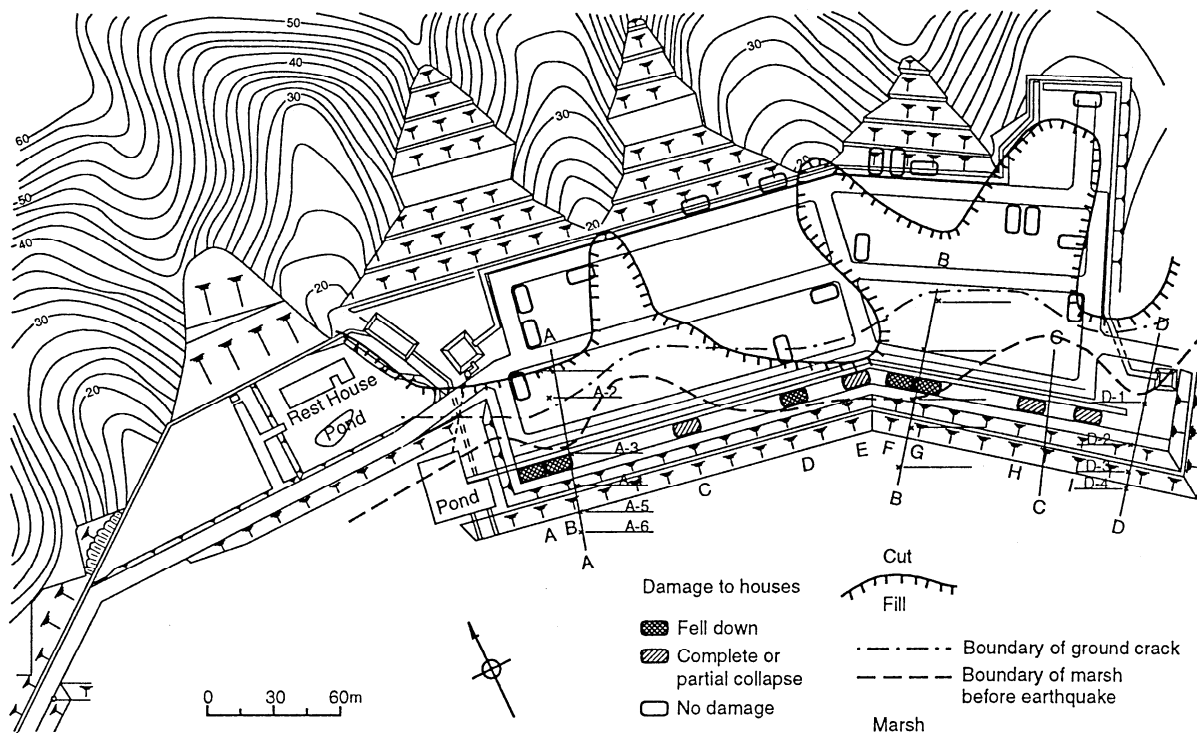


図 3.3.4.1 茅沼別荘地の地形と被害状況

検討対象に選んだのは、1992 年釧路沖地震の際被害を受けた造成盛土である。盛土は、標茶町茅沼地区シラルトロエトロに位置している。写真 3.3.4.1 と図 3.3.4.1 に被害の状況を示す。ここは 1982 年～1985 年にかけて、周辺の丘陵を切り、泥炭上に盛土することによって造成された地盤である。地震により盛土部分のほとんどが斜面側に滑り、上の家屋に被害が発生した。地震後、スエーデン式サウンディングにより地盤調査が行われた。図 3.3.4.2 にその結果を示す。地下水位、盛土と泥炭の境界、地山との境界等はサウンディングの結果を基にして決められたものである。

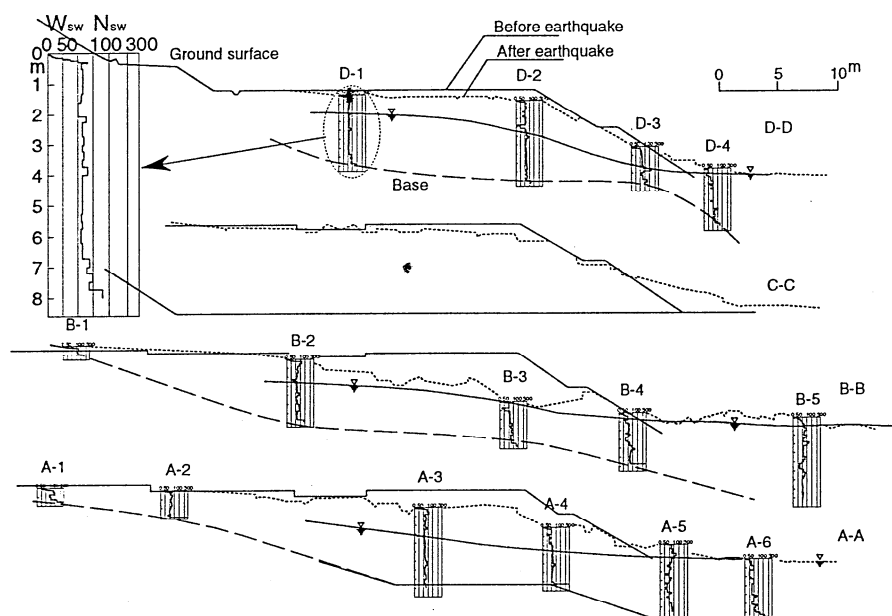


図 3.3.4.2 スエーデン式サウンディングの結果から推定される断面

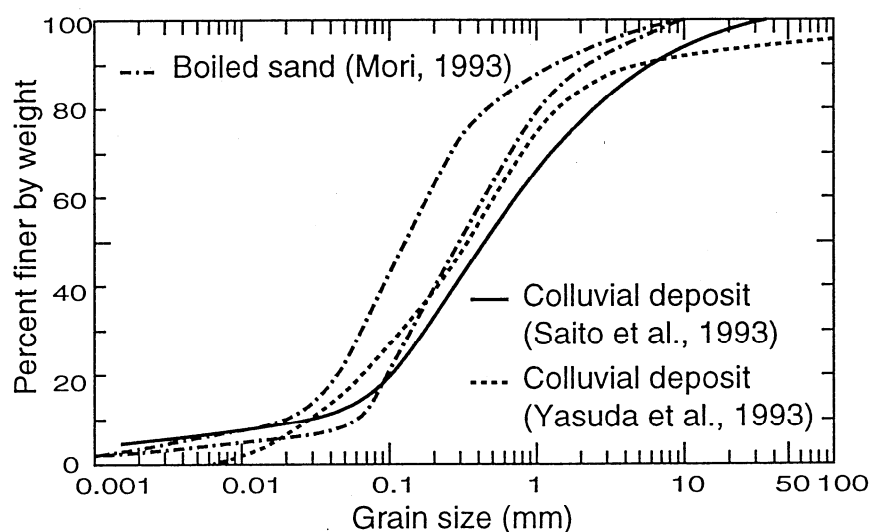


図 3.3.4.3 盛土の粒径－加積曲線（斉藤⁹⁾、安田¹⁷⁾、森¹⁸⁾）

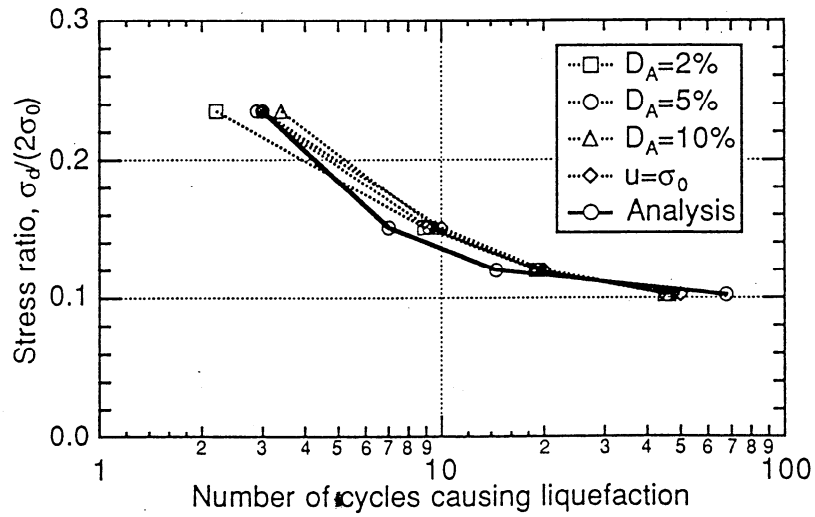


図 3.3.4.4 液状化強度曲線の比較

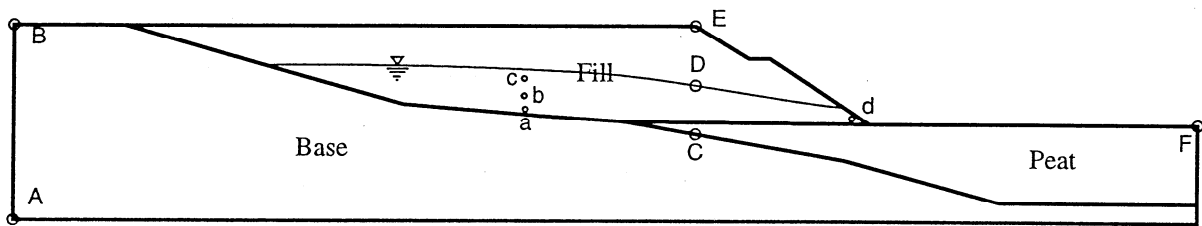


図 3.3.4.5 B-B 断面のモデル化

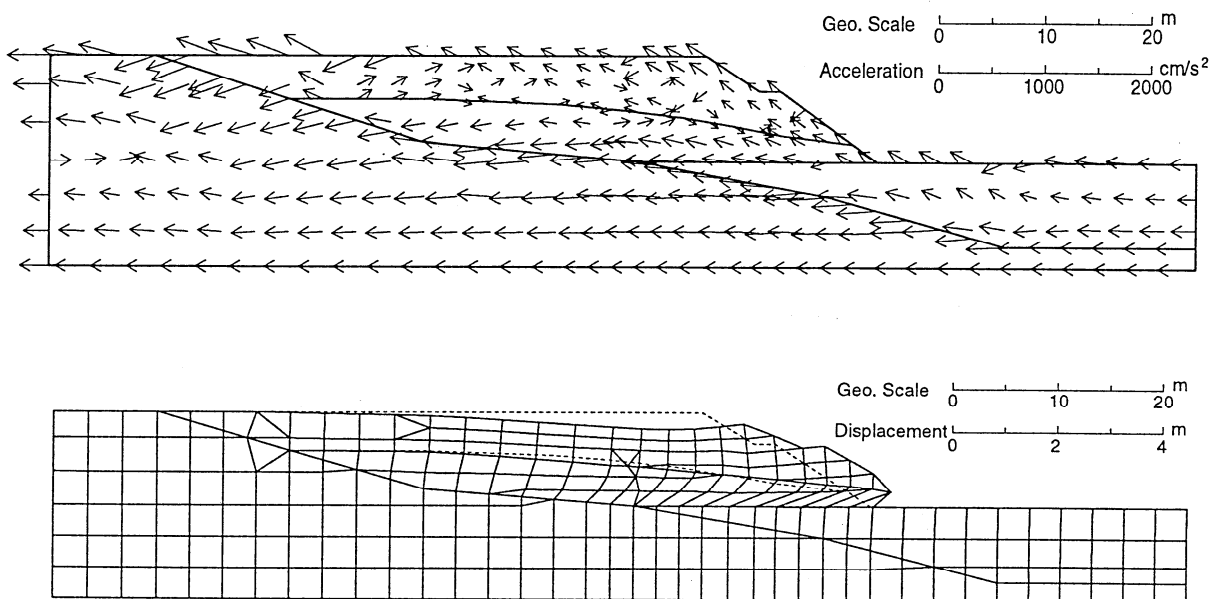


図 3.3.4.6 最大加速度と解析終了時の変位

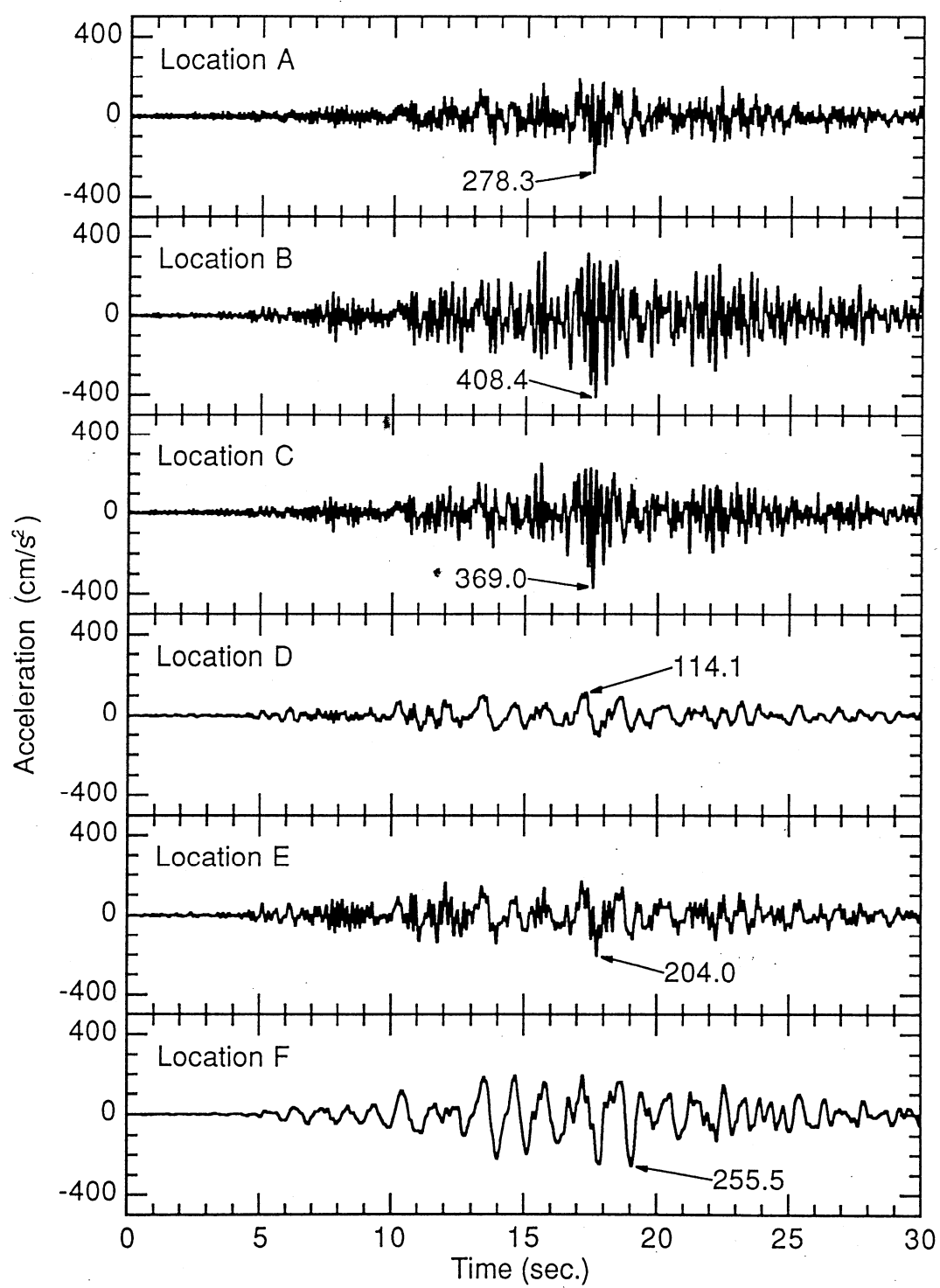


図 3.3.4.7 代表点の加速度時刻歴

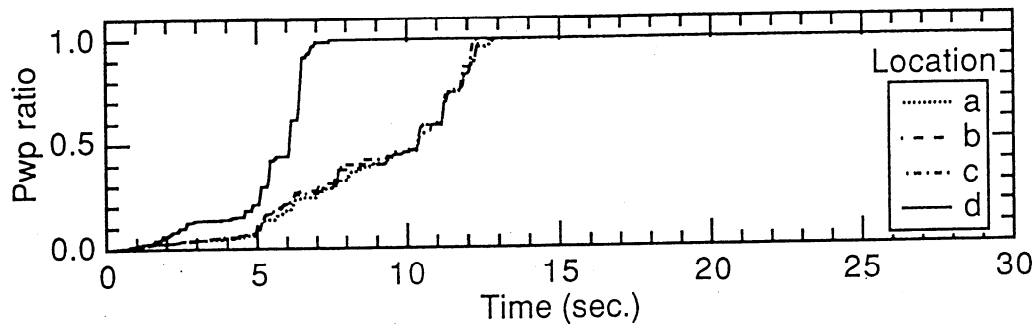


図 3.3.4.8 代表点の過剰間隙水圧時刻歴

この断面を液状化を考慮できる様、有効応力に基づく有限要素法で解析する。詳細な材料に対する実験が行われなかったことから、材料特性は地震後の調査および北海道における代表的な値を基に決められた。すなわち、泥炭部は北海道の泥炭に対する動的変形特性⁵⁶⁾に含水比 400%を仮定し、微小ひずみ時のせん断弾性係数 G_{max} と基準ひずみ γ_r を

$$G_{max} = 31.4\sigma_m'^{0.55}, \quad \gamma_r = 0.0192\sigma_m'^{0.42}$$

の様に設定し、双曲線モデルにモデル化する。一方、盛土（地下水位以下の部分は液状化の可能性はある）は、図 3.3.4.3 に示すような粒度分布をしており、同じく双曲線モデルを用い、液状化特性は、液状化強度試験の結果に基づき決められている。図 3.3.4.4 に液状化強度試験結果との比較を示す。

解析には、有効応力に基づく地震応答解析プログラム TARA-3¹²⁾を用いる。解析はもっとも被害の大きかった B-B 断面について行う。また、地震波としては、岩盤サイトである厚岸で記録された波形¹⁵⁾を用いる。図 3.3.4.5 にモデルを示す。図 3.3.4.6 に解析終了時の盛土の変位分布と最大加速度分布を、図 3.3.4.7 に図 3.3.4.5 に示した代表的な地点における加速度の時刻歴を、図 3.3.4.8 に過剰間隙水圧の時刻歴を示す。

まず過剰間隙水圧比の時刻歴を見ると、7～12 秒の間に地下水位以下の盛土の全部が液状化している。この時刻は主要動の到達以前であり、かなり早い時期に地盤の破壊が起こったことが分かる。次に、加速度時刻歴を見ると、基盤上の A 点では波形は入射波形とほとんど同じである。B、C 点も基盤にあり、地震波は増幅されているが、波形は A 点のものと類似している。一方、地下水位面にある D 点では波形は全く異なり、加速度が小さく、周期の長い波形となっている。これは、液状化が生じると、その部分ではせん断波を通さなくなるため、それより上の層には地震波が伝播しないのが原因である。次に液状化層よりかなり上の地表部 E 点では C 点に比べれば短周期成分が多いが、液状化の発生した鉛直下方から伝播してくる波動以外に液状化していない B 点の方からの波動の伝播もあったためである。最後に泥炭上の F 点では C 点と同様長周期の卓越した波形が見られるが、振幅そのものは C 点ほど小さくはない。これは液状化が発生したためではなく、泥炭は非常に軟弱で、非線形挙動が卓越したためと考えられる。このように、

ここでは非常に狭い範囲で地震時の特徴的ないくつかの波形を見ることができる。

このような解析結果を見ると、いかにもこのサイトが液状化により被害したように見える。そこで、実被害ともう少し詳細に検討してみる。

液状化層下部の要素は極端に変形しているが、その下端は泥炭層上部と密着している。両者が一体となるようにメッシュを作成したので当然の結果といえるが、実被害ではこのようなことは起こらず、液状化層で滑りが生じる。すなわち、液状化層と泥炭が境界で同じ変位を共有するのではなく、この間もしくはこの近傍で両者が分離する。このような分離を解析するために、ジョイント要素の使用⁸⁾等も考えられるが、滑り面が曲面の時には大変形までをジョイント要素の働きに期待するには無理がある。

先にも示したように、この解析では、ほとんどの変位は液状化層で生じている。一方、実被害を見ると、たとえば写真 3.3.4.2 のように、盛土下部の泥炭部で灌木が先端を盛土側に傾けるように傾斜しているのを見ることが出来る。そのような場所では泥炭も盛り上がっている。このような現象は、先の液状化解析では説明できていない。むしろ、泥炭部を含む地盤全体で滑りが起きたような現象を思わせる。

そこで、次に、伝統的な円弧滑り（分割簡便法¹⁰⁾）により手法でこのサイトの解析を試みる。現地調査結果と造成計画試料を参考にし、解析断面の形状および土質分布を図 3.3.4.2 の様に設定する。また、解析に用いる土質定数を表 3.3.4.1 に示す。表の盛土材料の土質定数は室内試験⁹⁾に基づき決定し、泥炭地盤については、サウンディング結果に基づき推定した¹¹⁾。先に示したように、泥炭地盤では盛土による圧密の進行に伴う強度増加が見られる。表に示した数値は、盛土下の泥炭地における N_{sv} の平均値 27.78 を用いて計算したものである。

表 3.3.4.1 土質試験等により推定される土質定数

Soil Type	γ tf/m ³	c tf/m ²	ϕ deg.	e	ω %	S_r %
Fill	1.40	1.40	36	1.35	25	54
Fill	1.67	1.40	36	1.35	52	100
Peat	1.14	3.29	0	10.8	400	100

表 3.3.4.2 円弧滑りに対する安全率

Case	Section	$k_h=0.0$	$k_h=0.1$	$k_h=0.2$	$k_h=0.3$
Case a	A-A	1.94	1.47	1.16	0.93
	B-B	1.59	1.23	0.97	0.78
	D-D	2.29	1.83	1.51	1.27
Case b	A-A	2.01	1.52	1.21	0.99
	B-B	1.70	1.32	1.05	0.86
	D-D	2.42	1.95	1.62	1.37

解析では、水平震度 k_h をパラメータとし、0.0（自重のみ）から 0.3 まで 0.1 刻みで変化させて安全率を計算した。前述のように、ここでは地下水排水のための施設

は作られていないが、地下水の排水のための対策を行ったとした場合の効果を推定するために、地下水がある場合（Case-a）と地下水がない場合（Case-b）の二通りについて解析を行った。後者の計算では、地下水位以下の盛土に地下水より上の盛土の定数を用いた。

解析結果の例として、図 3.3.4.9 に断面と臨海円の中心の位置を示す。また、全ケースについての安全率を表 3.3.4.2 に示す。

図に見られるように、臨海円は全てのケースについて基盤に接しており、泥炭層を通る底部破壊となっている。また、震度が大きいほど臨海円が泥炭層に大きく入り込み、安全率が大きく低下する要因になっている。地下水がある、Case-a についてみると、安全率は B-B、A-A、D-D 断面の順に大きくなり、最も安全率の低い B-B 断面では $k_h=0.2$ でも安全率が 1 を下回っている。A-A 断面では B-B 断面よりも泥炭層が深く入り込んでいるものの、B-B 断面では盛土高が高いこと、地下水位がより高いことなどの理由により安全率は B-B 断面の方が安全率が小さくなっている。A-A 断面でも震度が 0.3 になると安全率は 1.0 を下回っている。次に示すように、ここでは最大加速度は 300cm/s^2 程度と考えられるので、A-A 断面までは被害を受けることとなる。これらの解析結果はおおむね現地における被害の程度と整合している。

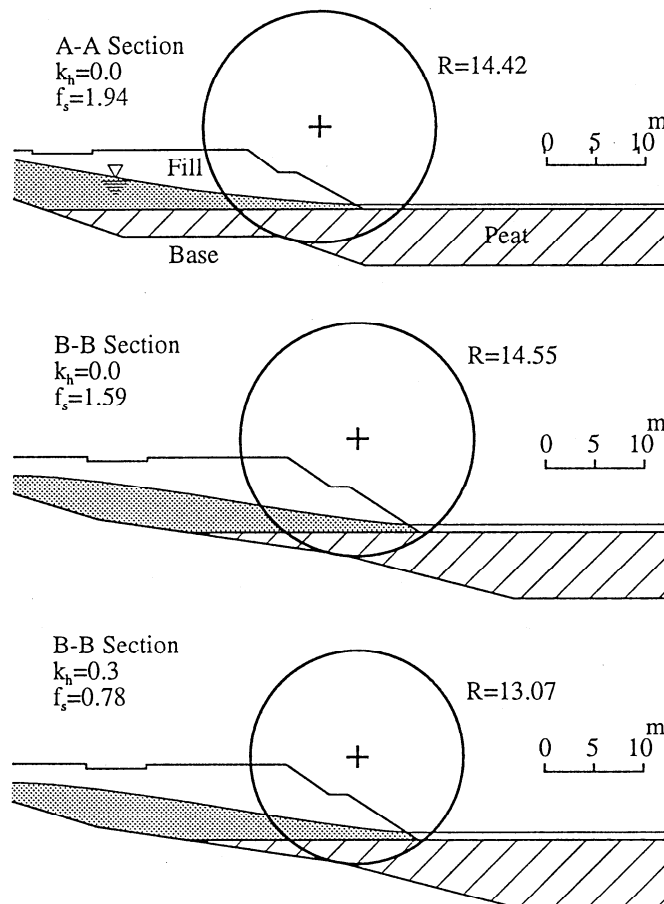


図 3.3.4.9 円弧滑り解析の結果の例

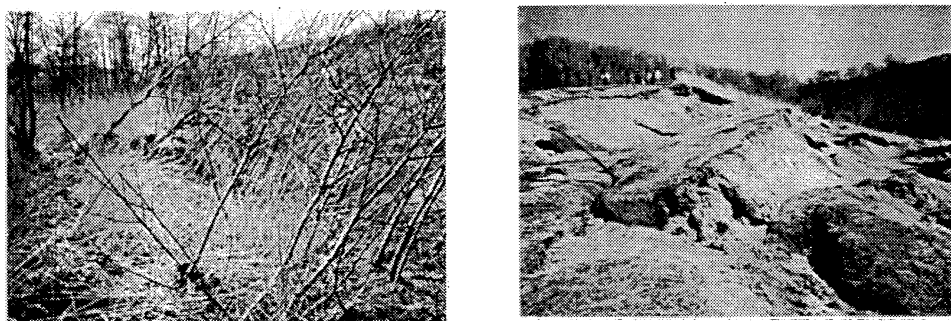


写真 3.3.4.2 泥炭部における灌木の傾斜

次に、地下水排水の効果を見ると、安全率は全般的に 0.1 程度増加するが、震度が大きいほどその効果は小さくなる。したがって、この解析結果で見ると、地下水排水工を施していたとしても、A-A 断面や B-B 断面の崩壊を防ぐほどの効果はなかったといえる。

種々の情勢から、このサイトでは液状化が起こったらしい¹⁸⁾が、一方では液状化発生の確たる証拠となる噴砂はこのサイトでは観察されていない。これには二つの理由が考えられている。一つは地震の起きたのが 1 月で地表部分は 1m 程度凍結しており、これが噴砂の発生を妨げたという解釈である。もう一つは、このサイトでは元々滑りに対する安全率が低かったことが原因と考えられる。そこに地震が来て、過剰間隙水圧が上昇し、盛土層の強度が低下したので、盛土層が完全に液状化する前に滑り面が形成された。これに伴い地面に亀裂などが入るため、見かけの透水係数は急激に増加し、以後の地震動に対しては過剰間隙水圧はそれほど大きくならなかったと考えるものである。つまり、解析側から見れば、当初仮定した連続体としての挙動をしなくなったということもいえる。被害の状況を見ると、後者の考えが妥当なように考えられる。

これら二つの解析は、一方が完全にこのサイトで起こった現象を説明しているわけではなさそうである。それぞれが補い合って被害の全体像を与えていると言うことが出来る。すなわち、まず、過剰間隙水圧の発生により液状化層が軟化し、一方では慣性力により円弧滑りに代表されるような滑りが発生し、その結果として被害が生じたというのが真の姿の様である。

ここで見たように、非常な大変形を考慮する場合には、既往の解析手法は問題も多い可能性がある。場合によって適切な手法を使い分ける必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 若松 地盤震動

- 2) 東平光生、吉田望：時間領域の有限要素法と境界要素法の結合解析による地盤振動解析、土木学会論文集、第 410 号/I-12、pp.395-404、1989
- 3) Clough, R.W. and Penzien, J. (1975): Dynamics of Structures, McGraw-Hill Kogakusha, Tokyo
- 4) 田中勉、吉田望、亀岡裕行、長谷川豊：地中構造物の多入力解析、第 38 回土木学会年次学術講演会講演概要集、第 1 部、pp.49-50、1983
- 5) 吉田望 (1994)：実用プログラム SHAKE の適用性、軟弱地盤の地震動増幅シンポジウム発表論文集、pp.14-31
- 6) 杉戸真太、合田尚義、増田民夫 (1994)：周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察、土木学会論文集、No.493、pp.49～58
- 7) 清田芳治、萩原庸嘉、青柳隆之：地盤のひずみ依存性を考慮したモード別等価線形地震応答解析手法 その 4 比較的大きな地震時の解析結果、日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海)、構造 I、pp.485-486、1994
- 8) 柳沢栄司、安田進、吉田望、若松加寿江 (1994)：住宅地の被害、1993 年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告書、pp.229-275
- 9) 斉藤和夫、稲直美 (1993)：(私信)、基礎地盤コンサルタンツ (株) 札幌支店
- 10) Bishop, A.W. (1955): The use of the sliding circle in the stability analysis of slopes, Geotechnique, Vol.5, pp.7-17
- 11) 稲田倍穂 (1960)：スエーデン式サウンディング試験結果の使用について、土と基礎、Vol.8、No.1、pp.13-18
- 12) Finn, W.D.L., Yogendrakumar, M., Yoshida, N. and Yoshida, H. (1986): TARA-3: A program for nonlinear static and dynamic effective stress analysis, Soil Dynamics Group, University of British Columbia, Vancouver, Canada
- 13) 能登繁幸、熊谷守晃 (1986)：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究、土木試験所月報、No.393、pp.12-21
- 14) 能登繁幸、加治屋安彦 (1987)：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究 (第 2 報)、土木試験所月報、No.406、pp.14-24
- 15) 電力中央研究所 (1993)：1993 年釧路沖地震被害調査報告、電中研調査報告、U92047
- 16) 吉田望 (1993)：液状化解析に用いるジョイント要素、第 28 回土質工学研究発表会平成 5 年度発表講演集、pp.1225-1228
- 17) 安田進、柳畑亨、宍道玲、小田真也 (1993)：釧路沖地震で地盤災害を生じた土の力学特性、第 22 回地震工学研究発表会、pp.395-398
- 18) 森伸一郎 (1993)：1993 年 1 月 15 日釧路沖地震における液状化調査、第 28 回土質工学研究発表会、pp.1091-1094

2.6.4 まとめと課題

この章では、レベル 2 地震動に適用する地盤の応答解析手法について検討を行ってきた。これらをまとめると次のようなことがいえる。

- ①地盤物性では、極端に大きな地震動で、大きなひずみが生じる範囲までの材料挙動を十分に捉えていない可能性がある。これは、解析手法の適用性とも関係することであるが、連続体として扱える解析の適用範囲、それを満たすための試験方法の確立などが望まれる。
- ②非線形特性と強度特性の関係が明瞭ではない。これは、動的変形試験では通常 1% を越える程度のひずみまでしか実験を行わないからである。一方、解析をする場合には、動的変形特性と強度特性の両方が要求されるのが普通である。
- ③レベル 2 地震動に対しては、逐次積分に基づく非線形法の使用が勧められる。この際、液状化解析のように、有効応力の変化が著しいケースを除いては、全応力解析も十分実用的である。
- ④地盤の崩壊に相当するような大きな変形を生じるケースについては、地震応答解析で前提としている仮定、たとえば連続体仮定などが成立しなくなる。このような場合には、解析の適用性をよくわきまえ、これを越えるような場合には、特殊な扱いをする必要があるが、そのような手法は開発されていないことも多い。
- ⑤レベル 2 地震動の事例が少ないことから、解析手法の妥当性の検証が遅れている。2.6.3.3 項で示したように、一見解析が実現象を説明してそうであるが、よくよく検討すると必ずしもそうではないケースもあり、検証には十分な注意が必要である。

5.2 有限要素法による解析

5.2.1 解析方針

送電鉄塔基礎は、地盤に対して相対的に密度が大きいので、地盤で液状化が発生すると、基礎は地盤に対して相対的に沈下する。この原因が液状化の発生にあることは明らかであるが、沈下という現象は、解析的な観点からは、いくつかのメカニズムに分解できる。すなわち、次のようなものである。

①過剰間隙水圧の発生に伴う初期応力の解放

過剰間隙水圧の発生に伴い、基礎直下の地盤では、有効応力が減少し、このため、有効応力の関数として表される弾性剛性や強度が低下する。その結果として、上部の構造物の重量を支えきれなくなり、構造物は沈下する。このメカニズムでは、非排水状態でも沈下が起こる。しかし、一方では、非排水状態では体積変化が一定という条件が科せられるので、このメカニズムだけで非常に大きい沈下が生じるわけではない。

②過剰間隙水圧の発生に伴う体積変化の発生

液状化は、排水状態でせん断を受けると体積変化を起こすような材料である砂が、非排水状態で体積変化を拘束されているため、体積変化の代わりに過剰間隙水圧が発生することにより生じる。地震の継続中は非排水条件はおおむね成立するが、過剰間隙水圧の発生に伴って、過剰間隙水圧発生後の基となった体積変化が現実の値を取るようになる。このメカニズムでは、地盤が全体として沈下し、地盤の上にあった構造物も沈下することになる。

③液状となった地盤へのめり込み

液状化が発生すると、地盤は水のように挙動する。この状態（泥水状態）の単位体積重量より、送電鉄塔の重量の方が大きいため、鉄塔基礎は直下の地盤を押しつけるようにして地盤の中にめり込んでいく。

前年度の有限要素法を用いた解析では、地盤の液状化の発生のタイミング、鉄塔基礎の直下では液状化が発生しないという実験結果の説明、地震終了後の大きな沈下に焦点を当てて解析を行った。この結果、前二つ（したがって上記①も含まれる）についてはおおむね実験結果を説明できるような結果が得られたが、地震終了後の大きな沈下については説明できなかった。そこで、本年度の報告では、その原因を追究し、これを説明できるような応力－ひずみ関係を構築し、主として上記②をきちんと説明できるような解析を行った。③は、解析手法の中で陽に取り込めるわけではなく、結果としてこの現象が表現できるかというのが関心事である。

なお、斜面、堤体、護岸構造物の背後地盤などでは、側面が開放されているという特殊な条件が付け加わるので、上記メカニズムの他、地盤がせん断変形し、開放

面の方に移動することによって、結果的に生じる沈下がある。2.6 節ではこのような問題が論じられ、比較的うまく地震被害の状況を説明できることが示されている。側方に開放面のある地盤では、実際には、この最後に示したメカニズムが支配的であり、これに比べればそのほかの要因は無視できる程度の量である。この面からも、送電鉄塔基礎の沈下の問題は、他の問題と異なることが分かる。

5.2.2 新しい構成則の提案

液状化解析に用いられている体積変化特性には、大きく二つのタイプがある。一つは、粘性土の圧密挙動と同じく膨潤曲線を $e\text{-}\log p$ 平面上で直線と置くモデルである（たとえば、文献 1)2)）。この場合、体積弾性係数は有効拘束圧 p に比例することになる。もう一つは、せん断弾性係数とポアソン比を与えて体積弾性係数を決めるもので、この場合には、せん断弾性定数が p の 0.5 乗程度に比例することから、体積弾性係数も p の 0.5 乗程度に比例する（たとえば文献 3)）。以後、前者を単に既往モデルということにする。。

どちらの考えが用いられている場合でも、体積弾性係数は有効拘束圧 p のみの関数として表されている。したがって、昨年度の報告書で指摘したように、これらのモデルでは液状化後の過剰間隙水圧消散後の体積変化（地盤の沈下量）は、圧密を始める前後の有効拘束圧により一意的に決まる。

一方、石原ら⁴⁾は、地震動に相当するランダムなせん断応力時刻歴を荷重として与えた室内試験を行い、図 5.2.2.1 に示すように、過剰間隙水圧消散後の体積変化が最大せん断ひずみにほぼ比例することを示している。また、吉田ら⁵⁾は一定応力振幅の三軸繰返し載荷を行い、過剰間隙水圧消散時の体積変化特性を求めているが、

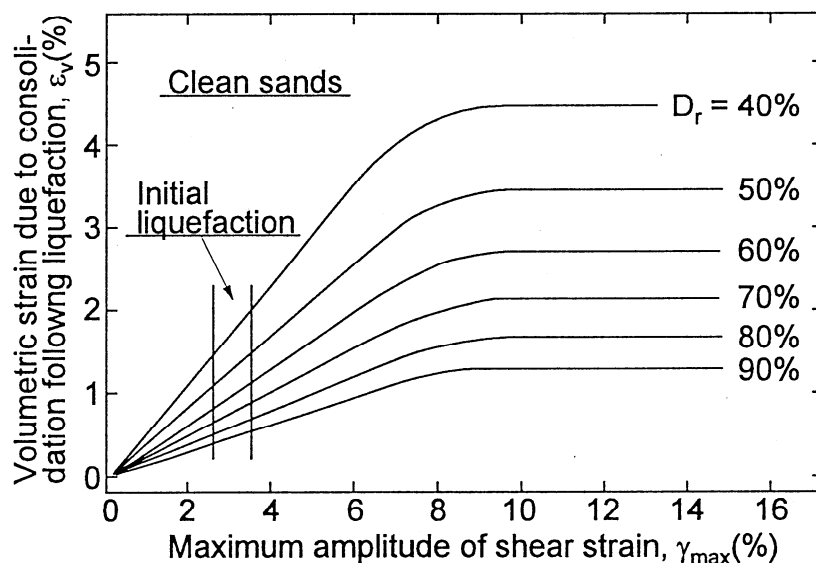


図 5.2.2.1 ランダムな載荷を受けたときの最大せん断ひずみと過剰間隙水圧消散時の体積変化の関係

その際にも図 5.2.2.2 に示すような現象が観察され、過剰間隙水圧消散後の体積変化は液状化の発生以降に試料に加えられる載荷量に依存することを示している。このような現象は既往の体積変化モデルでは再現できない、すなわち、非排水状態での載荷により生じたダイレタンシーの効果が排水過程で反映されていない。

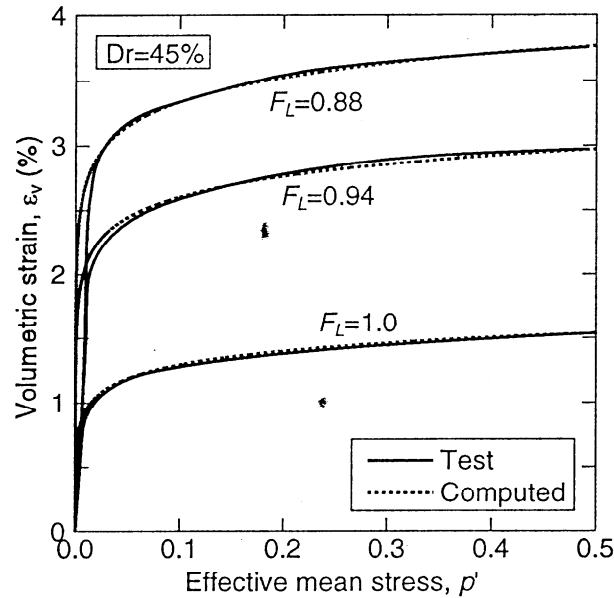


図 5.2.2.2 過剰間隙水圧消散時の体積変化特性

既往モデルは、もう一つの問題を持っている。それは、 p が 0 に近づくと、間隙比 e が無限に大きくなる、すなわち、体積ひずみが無限に大きくなることである。通常の圧密の過程では p が大きくなる過程を扱っているのでこのような現象は問題とならないが、液状化の過程では拘束圧は 0 になることもあるわけで、これが大きな問題となることもある。

文献 4 の実験結果を表現するために、吉田らは次のようなモデルを提案した⁵⁾⁶⁾。

$$p = \frac{e^{\varepsilon_v/c} - 1}{e^{\varepsilon_{v0}/c} - 1} p_0 \quad (5.2.2.1)$$

ここで、 ε_v は体積ひずみ、 p_0 は過剰間隙水圧消散後の有効拘束圧、 ε_{v0} はこの時に生じた体積ひずみである。 c は曲線の形状を決めるためのパラメータで、先の実験結果とのフィットでは、次式が用いられた。

$$c = 0.0007 + 0.053\varepsilon_{v0} \quad (2.2.2.2)$$

実験結果との比較を図 5.2.2.2 に示すが、拘束圧 0 から 0.5kgf/cm² までの広範囲な拘束圧下で実験結果とよく一致した応力-ひずみ関係が得られている。検討の結果、このモデルが既往のモデルとの親和性がよく、かつその欠点を克服するモデルであることが分かった

式(5.2.2.1)を ε_v で微分し、その結果と式(5.2.2.1)から ε_v を消去すると、次式を得る。

$$dp = \frac{1}{c} \left(p + \frac{p_0}{e^{\varepsilon_{vo}/c} - 1} \right) d\varepsilon_v \quad (5.2.2.3)$$

後に数値例で示すが、式(5.2.2.3)の括弧内の第2項の値は小さく、 p が極端に0に近くない限り無視できる。

$$dp = \frac{p}{c} d\varepsilon_v \quad (5.2.2.4)$$

すなわち、体積弾性係数は拘束圧に比例しており、既往モデルと同じである。また、式(5.2.2.1)は $p \rightarrow 0$ のとき $\varepsilon_v \rightarrow 0$ になるので、 $p \rightarrow 0$ の時体積ひずみが無限大になるという既往モデルの欠点を直していることになる。

この時、 c は圧縮指数 C_c 、初期間隙比 e_0 と次の関係がある。

$$c = \frac{C_c}{(1+e_0)\ln 10} \quad (5.2.2.5)$$

したがって、 c は式(5.2.2.2)より、次式の方がわかりやすい。

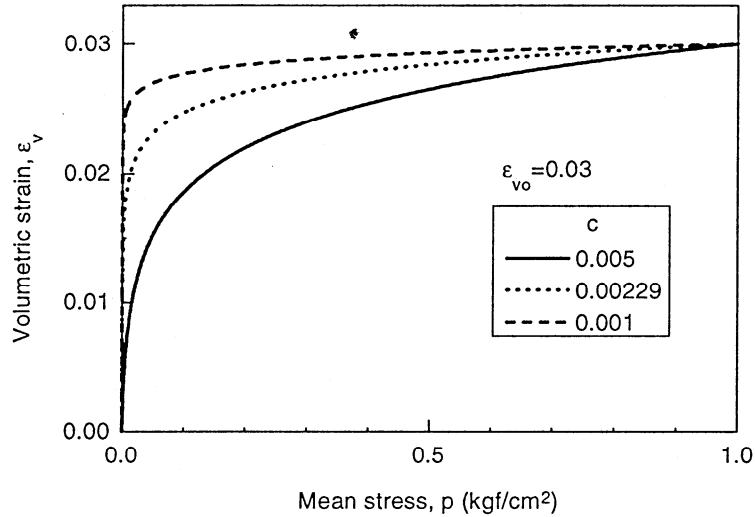


図 5.2.2.3 有効拘束圧－体積ひずみ関係

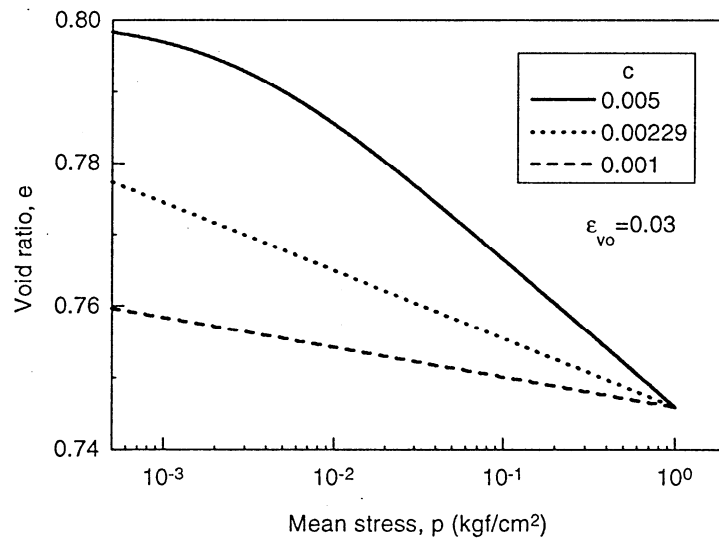


図 5.2.2.4 有効拘束圧－間隙比関係

$$c = c_o + c_1 \varepsilon_{vd} \quad (5.2.2.6)$$

ここで、 c_o は初期値で、式(5.2.2.5)から求まる値と考えてよく、 ε_{vd} はダイレタンシーにより生じた（非排水状態では仮想の）体積ひずみである。拘束圧が 0 から p までの体積変化量は ε_{vo} で規定されるので、 c_1 はダイレタンシーにより生じた体積ひずみにより、応力-ひずみ関係の曲率がどのように変化するかを表すパラメータとなっている。なお、式(5.2.2.1)では p_o 、 ε_{vo} は過剰間隙水圧消散後の値と定義されているが、構成則の立場からは p_o は初期有効拘束圧、 ε_{vo} は拘束圧が 0 から p_o まで変化したときの体積ひずみと考えるのがよい。

同様に、式(5.2.2.1)の ε_{vo} は次のように置く。

$$\varepsilon_{vo} = \varepsilon_{voi} + \varepsilon_{vd} \quad (5.2.2.7)$$

ここで、 ε_{voi} は初期の体積ひずみ、すなわち、初期状態から拘束圧を 0 にしたときに発生する体積ひずみであり、既往モデルでは要求されない新しいパラメータである。 e - $\log p$ 平面上で応力-ひずみ挙動を見たとき、 c_o は初期拘束圧付近での膨潤曲線の勾配を表し、一方、 ε_{voi} は膨潤曲線が最終的にどこで $\log p$ 軸に平行になるかを表している。

ここで示したモデルは、既往のモデルに比べ、式(5.2.2.6)の c_1 、式(7)の ε_{voi} の二つのパラメータがよけいに必要となる。このうち前者は式(5.2.2.2)に示したように、きれいな砂では 0.053 を使用することが出来る。後者は、既往のモデルでは有効拘束圧が 0 に近づくと間隙比が無限大になるということを仮定していたので必要が無かった量であるが、この欠点を改良するためには必要となる。

次に、簡単な計算例により、本モデルの特長を示す。条件として、 $p_o=1\text{kgf/cm}^2$ 、 $\varepsilon_{vo}=3\%$ を与え、式(5.2.2.2)で与えられる c ($=0.00229$) を挟む 3 つのケースについて挙動を求めた。図 5.2.2.3、5.2.2.4 に結果を示す。図 5.2.2.3 から、 c が曲線の曲率を変化させていること、図 5.2.2.4 から、有効拘束圧が非常に 0 に近く、これまでの圧密の問題では興味を持たれたいなかった範囲を除けば、有効拘束圧-間隙比関係は直線で、既往のモデルと調和していることが分かる。なお、図 5.2.2.4 では消散開始時 ($p=0$) 間隙比として 0.8 を用いており、この時間隙比の変化量は 0.054 である。したがって、図の 3 つの曲線は有効拘束圧が図に示した範囲よりもっと小さくなると間隙比 0.8 に近づいていく。

参考文献

- 1) 金谷守、西好一、当麻純一、大波正行 (1994) : 有効応力に基づく地盤の非線形解析手法の開発とその検証、土木学会論文集、No.505/III、pp.49-58
- 2) 福武毅芳、大槻明 (1988) : 任意応力条件下の繰返しせん断と液状化解析、土木学会論文集、第 400 号/Ⅲ-10、pp.103-112
- 3) Byrne, P.M. and Cheung, H. (1984): Soil parameters for deformation analysis of sand masses, Soil Mechanics Series No. 81, U.B.C.
- 4) Ishihara, K. (1996): Soil Behavior in earthquake geotechnics, Oxford Science Publications, p.309

- 5) 吉田望、辻野修一、稲童丸征巳：液状化に伴う地盤沈下予測に関する基礎的研究、第 29 回土質工学研究発表会講演集、pp.859-860、1994
- 6) Yoshida, N., et al (1994): Behavior of Sand After Liquefaction, Proc., 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Salt Lake City, pp.181-198

5.2.3 地震応答解析

有効応力に基づく地震応答解析の結果は、既に昨年度に報告した。本年度解析では、これを受けて、地震後の大きな沈下特性に着目した解析を行う。したがって、ここでは、昨年度の報告書から、関係する部分を抽出する。

地震応答解析は二次元有効応力解析プログラム TARA-3 を用いる。このプログラムは、British Columbia 大学の Finn 教授らにより開発されたもので、既往の液状化解析プログラムの中ではもっとも早く開発され、使用実績も多い。特に、その安定性には定評がある。

(1)構成則

1)せん断応力－せん断ひずみ関係は双曲線モデルを用いる。せん断応力 τ とせん断ひずみ γ の関係は、処女載荷時には次のように表される。

$$\tau = \frac{G_{\max} \gamma}{1 + \frac{G_{\max} |\gamma|}{\tau_f}} \quad (5.2.3.1)$$

ここで、 $G_{\max}$ はせん断弾性定数、 τ_f はせん断強度である。除荷時は Masing 則に従う。すなわち、点 (τ_R, γ_R) から除荷したときの応力－ひずみ関係は次式で表される。

$$\frac{\tau - \tau_R}{2} = \frac{G_{\max} \frac{\gamma - \gamma_R}{2}}{1 + \frac{G_{\max} \left| \frac{\gamma - \gamma_R}{2} \right|}{\tau_f}} \quad (5.2.3.2)$$

せん断弾性定数は、次式のように定義される。

$$G_{\max} = 21.74 K_{\max} P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{0.5} \quad (5.2.3.3)$$

ここで、 $K_{\max}$ は材料固有の定数、 σ'_m は有効拘束圧、 P_a は大気圧である。

2)体積変化は、ダイレタンシーによる効果を除けば、増分弾性とし、次のように表わされる。

$$d\sigma_v = K d\varepsilon_v \quad (5.2.3.4)$$

ここで、 $d\sigma_v$ は有効拘束圧増分、 $d\varepsilon_v$ は体積ひずみ増分である。係数 K は体積弾性係数で、有効拘束圧の関数として次式のように表される。

$$K = K_b P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^n \quad (5.2.3.5)$$

ここで、 K_b は材料固有の定数、 P_a は大気圧である。また、指数部の n はせん断第正定数の拘束圧依存性と同じく 0.5 を用いている。

3)ダイレタンシー特性は、Martin-Finn-Seed モデルにより考慮する。このモデルでは、まず単純せん断状態における体積ひずみの発生量を予測し、その後過剰間隙水圧発生量と求める。

せん断ひずみ振幅 γ の载荷を受けたときに発生する体積ひずみ $d\varepsilon_{vd}$ は、次式による求めることが出来る。

$$d\varepsilon_{vd} = C_1 \left(\gamma - C_2 \varepsilon_{vd} + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \right) \quad (5.2.3.6)$$

ここで、 $C_1 \sim C_4$ は材料固有の定数、 ε_{vd} はこのサイクルまでに蓄積した体積ひずみである。この体積ひずみは、非排水条件下では実際には発生しないで、その代わりに過剰間隙水圧 Δu が発生する。過剰間隙水圧の発生量は、一次元膨潤係数を用いることで、次のように求められる。

$$\Delta u = \bar{E}_r \Delta \varepsilon_{vd} = \frac{\sigma_v'^{1-m}}{m K_2 \sigma_{vo}'^{n-m}} \Delta \varepsilon_{vd} \quad (5.2.3.7)$$

ここで、 m 、 n 、 k_2 は材料固有の定数である。

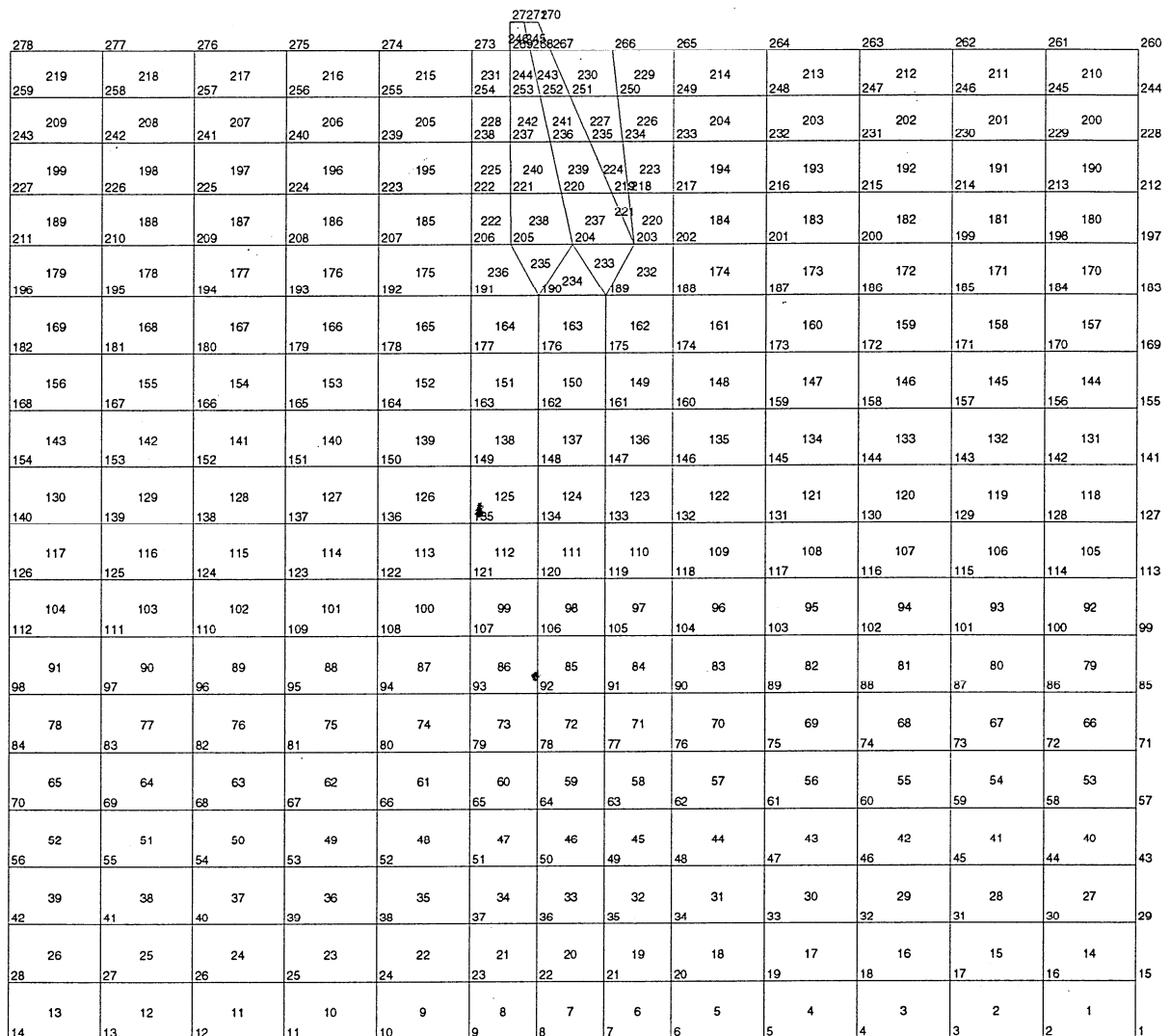
(2)解析モデル

実験は 3 次元状態で行われているが、本解析ではこれを平面ひずみ 2 次元モデルにモデル化する。図 5.2.3.1 に有限要素モデルを示す。モデルは、節点数 278、要素数 246 で、この内 14 の要素が鉄塔基礎に対応している。

解析の対象としたのは地盤の相対密度が 40%、加速度振幅 90cm/s^2 の標準的な地盤と入力の場合である。送電鉄塔基礎の条件は試験記号 TD0117 に相当するケースで、基礎に加わる鉛直力がもっとも大きい場合である。基礎上部に鉛直力（下向き）40 トンを作用させている。解析に必要な定数等は既に前年度報告で示されているので、ここでは結果のみを示す。

図 5.2.3.2 に代表的な地点の加速度時刻歴を、図 5.2.3.3 に過剰間隙水圧発生時刻歴を示す。最初の 2 サイクルの载荷では加速度振幅に大きな差はないが、加速度はその後急激に低下する。過剰間隙水圧の時刻歴から明らかなように、これは液状化が発生したためである。過剰間隙水圧の発生量を図 5.2.3.3 で見ると、自由地盤部ではほとんど差はないが、基礎直下では大きな差が発生している。すなわち、基礎直下で浅いところの要素では過剰間隙水圧の発生はかなり小さく、地震終了時でも初期有効上載圧の半分程度である。

図 5.2.3.4 に示した最大加速度分布では、側方の境界では加速度は水平方向を向い



Geo.scale 0 2.5 5.0 m

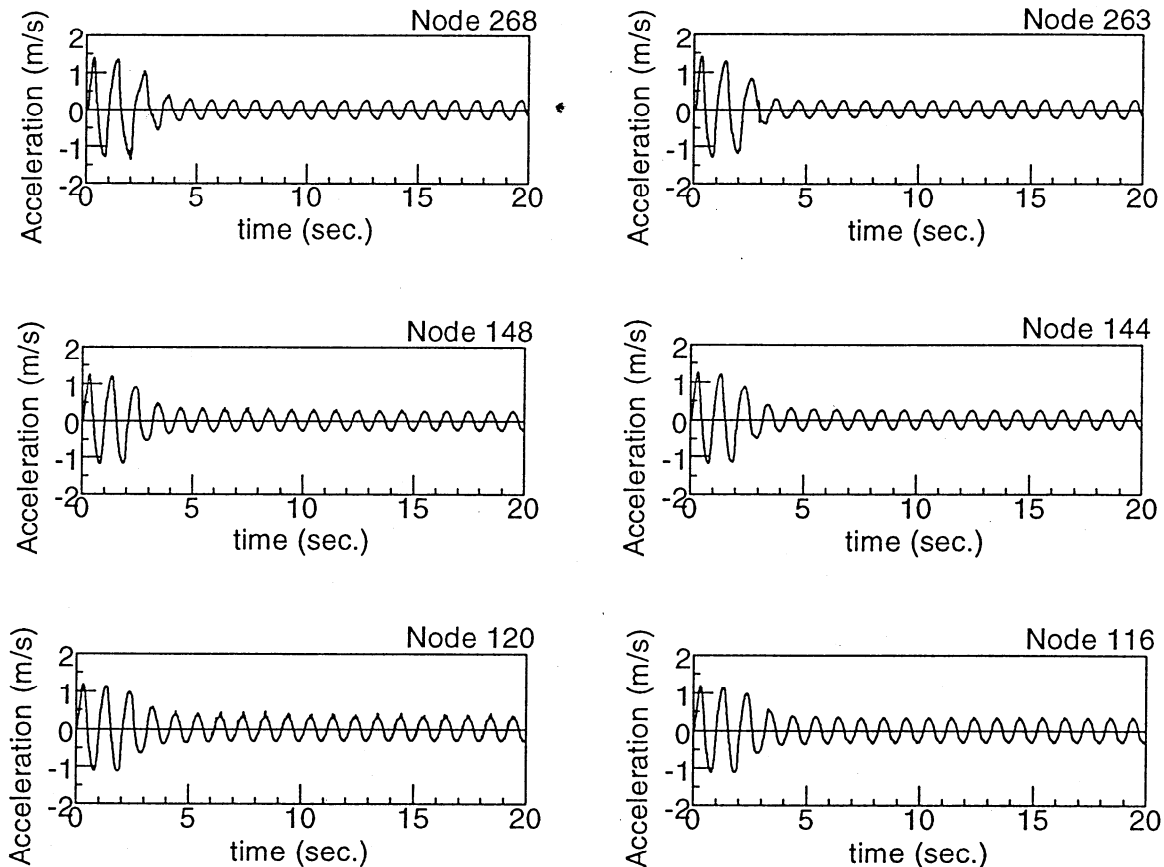
図 5.2.3.1 解析モデル

ているが、基礎直下地盤では上下動成分もかなりあり、基礎にロッキングが起こっていることが明瞭である。ただし、この点は、将来送電鉄塔全体を解析するときには注意してその挙動を分離する必要がある。すなわち、ここでは4脚独立の基礎の一つだけを解析しているので、基礎のロッキングは自由に起こり得るが、鉄塔がついて一体となった場合にはこのようなロッキングはかなり起こりにくくなっている。図 5.2.3.5 に示した最大変位分布は、変位が上の方が大きくなるという自然な形状をしている。

図 5.2.3.6 に示した過剰間隙水圧の分布から、基礎直下を除く、ほとんど全ての地盤で液状化が発生していることが分かる。図 5.2.3.7 には、このような過剰間隙水圧の発生に伴って生じる基礎の沈下を示している。地震応答解析の途中では非排水条件が仮定されているので、地盤は全体として体積が一定である。すなわち、基礎直下の地盤の沈下量に相当する分だけ、基礎周辺の地盤が盛り上がり、全体として体積変化のバランスを取っている。これがメカニズムで示した最初のものである。な

お、完全に液状化し、地盤の剛性が0になっていれば、解析で微小変形理論を用いていることから、沈下量は無限大となるはずであるが、有限の値で留まっているのは、プログラムの安定上、有限の強度と剛性が仮定されているからである。また、実現象ではサイクリックモビリティなどの現象が起き、やはり変形が無限大になることはない。しかし、この変形量を定量化するのはかなり困難な作業である可能性がある。

図 5.2.3.8 には地震終了後の過剰間隙水圧消散過程、図 5.2.3.9 には完全に過剰間隙水圧が消散した後の地盤の変形量が示されている。昨年度に報告したとおり、この変形は、液状化により有効応力が減少した量で一意的に決まり、実験のように、激しく加振した場合には沈下量がより大きくなるという現象は説明できない。本年度ではこの点を改良しようとするものである。



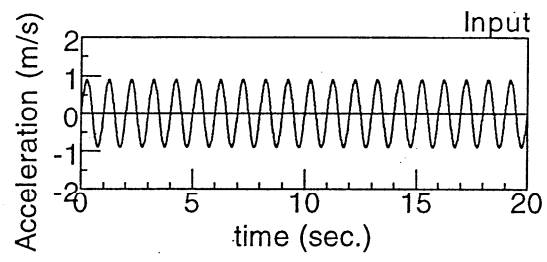
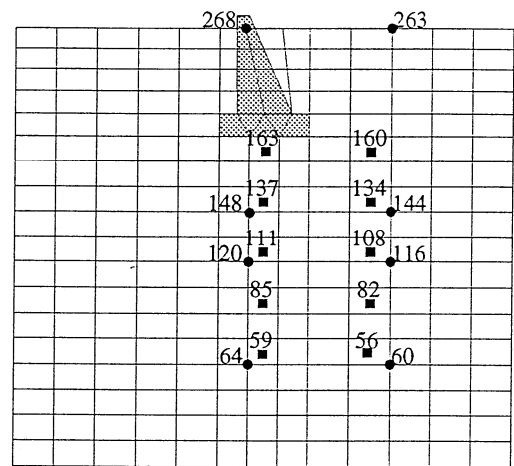
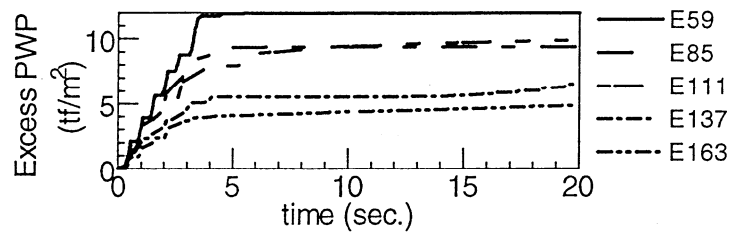


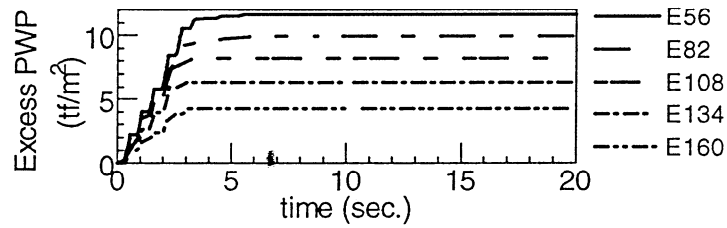
図 5.2.3.2 加速度時刻歴



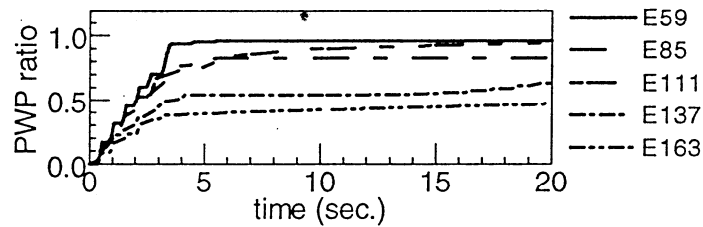
取り出し位置



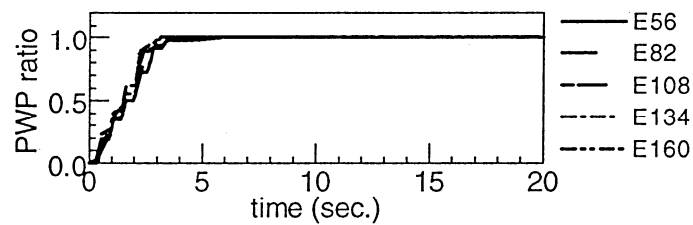
(a) 鉄塔基礎直下地盤



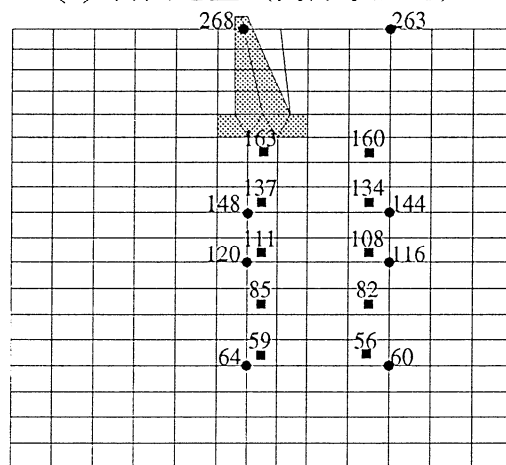
(b) 自由地盤



(c) 鉄塔基礎直下地盤 (間隙水圧比)



(d) 自由地盤 (間隙水圧比)



(e) 取り出し位置

図 5.2.3.3 地震中の過剰間隙水圧の発生

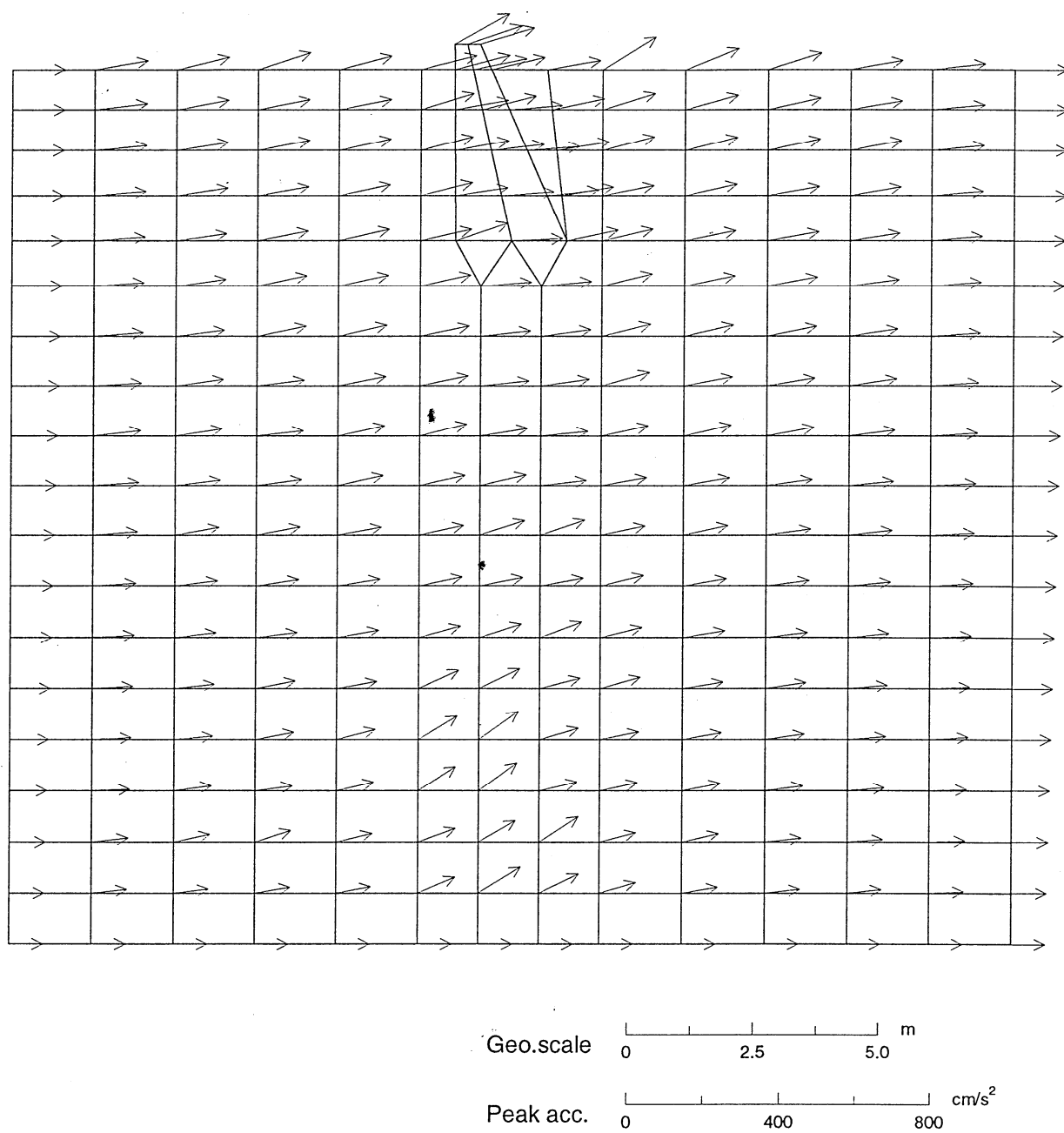


图 5.2.3.4 最大加速度分布

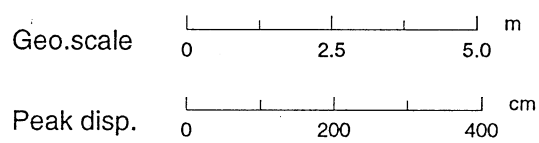
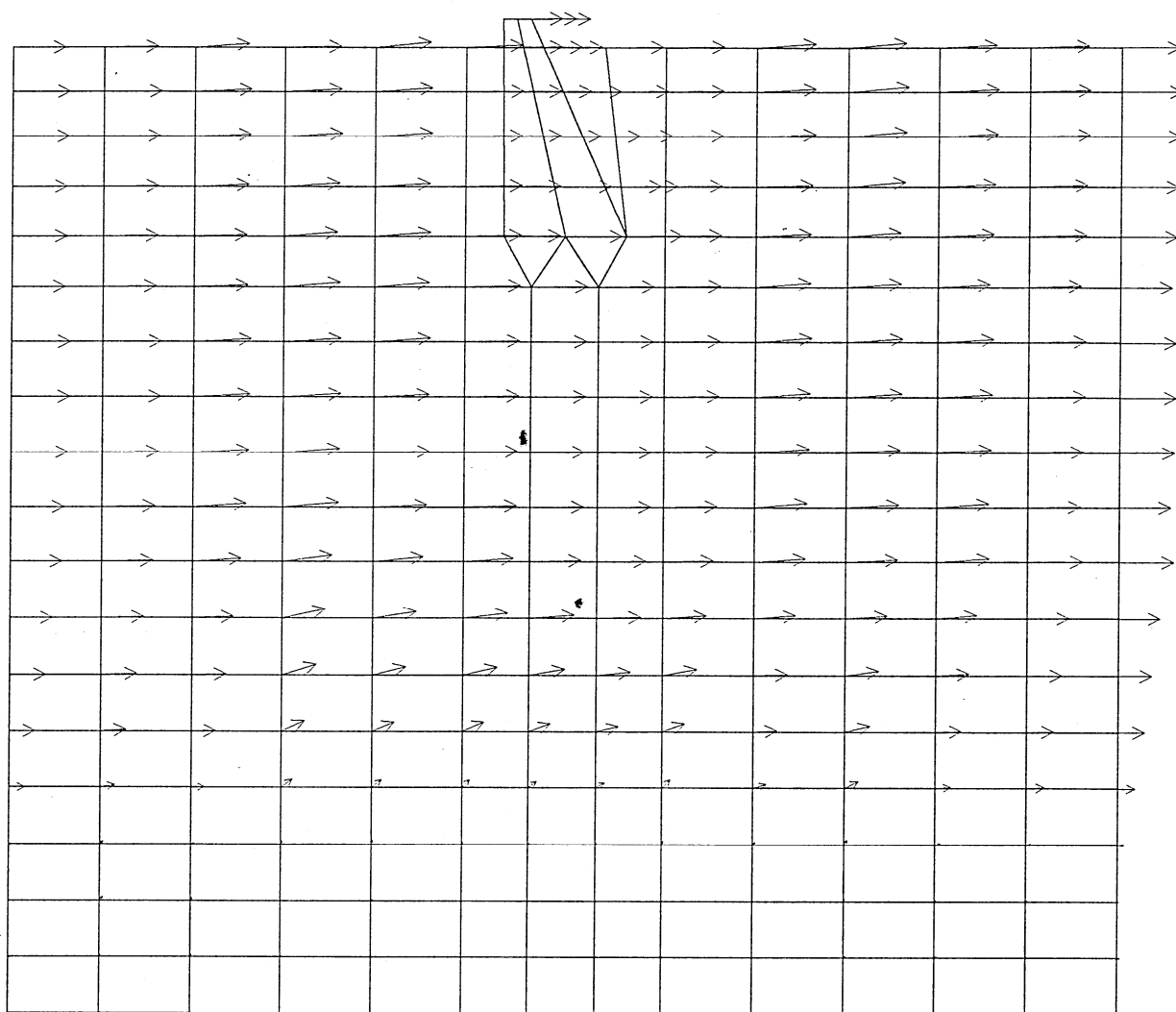


图 5.2.3.5 最大变位分布

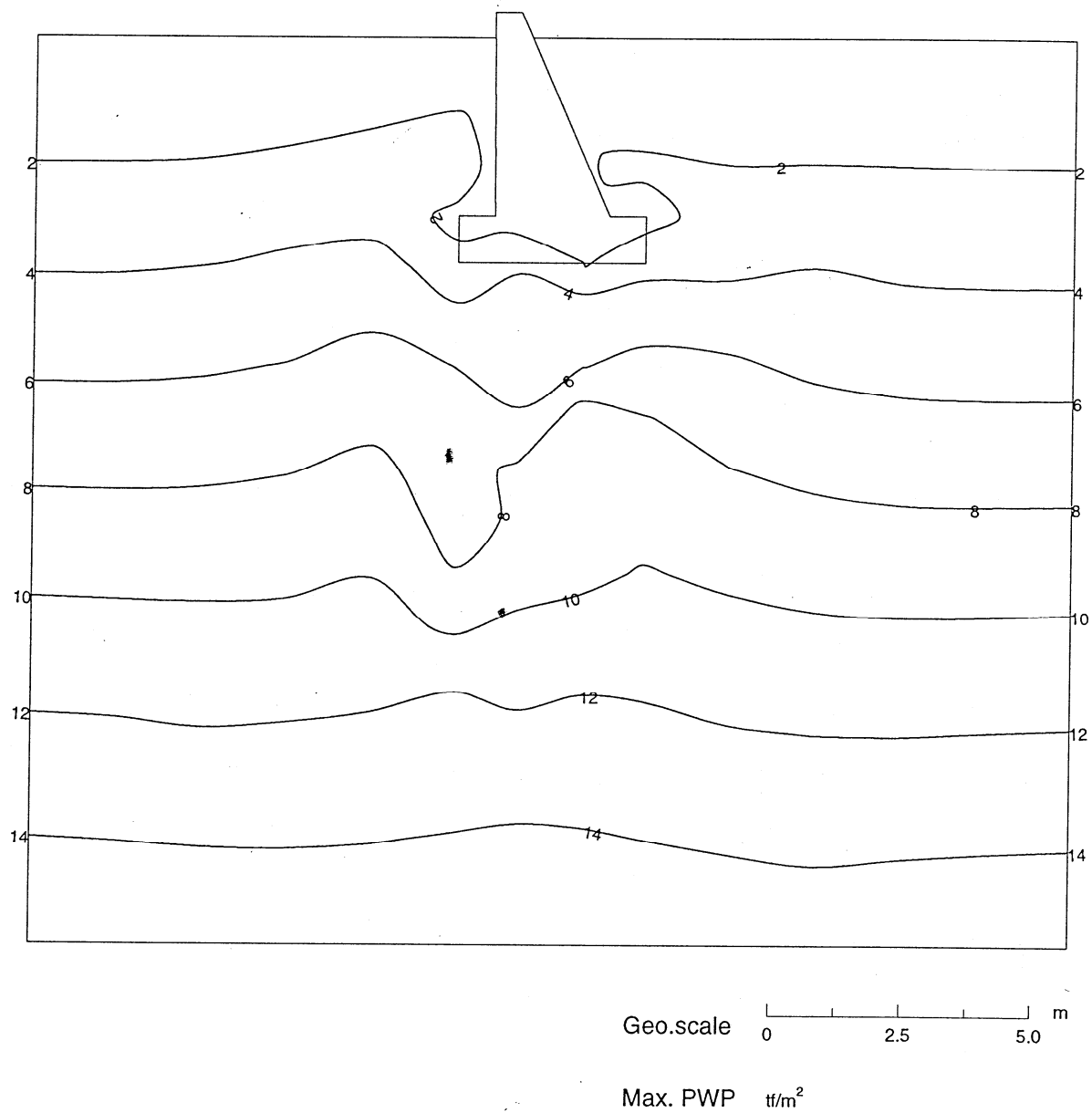
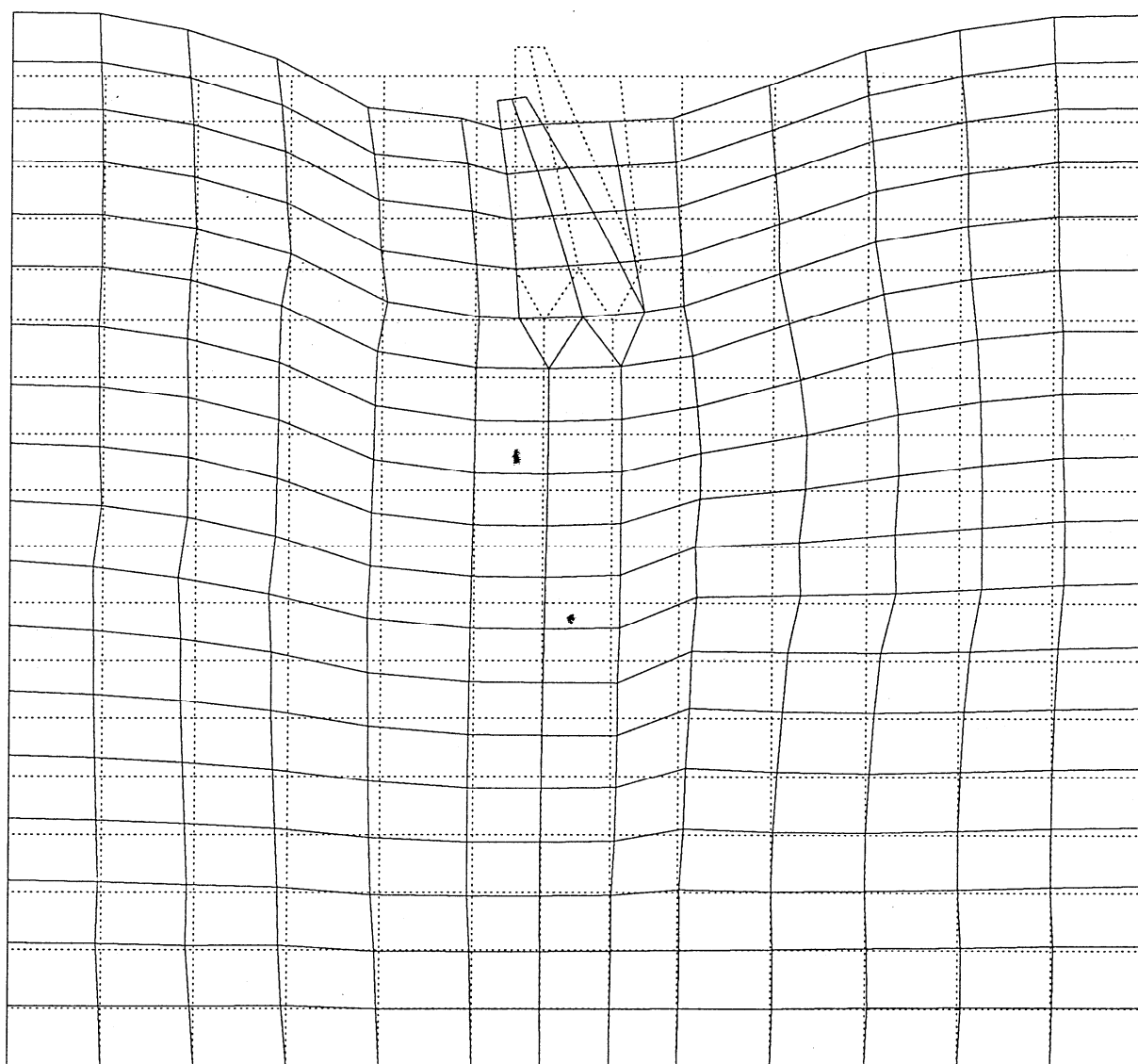


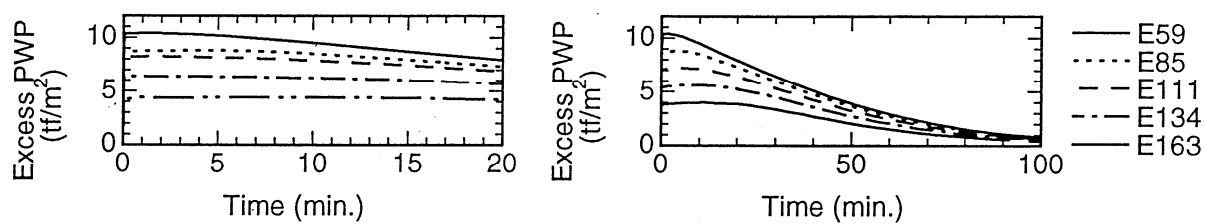
図 5.2.3.6 最大過剰間隙水圧分布



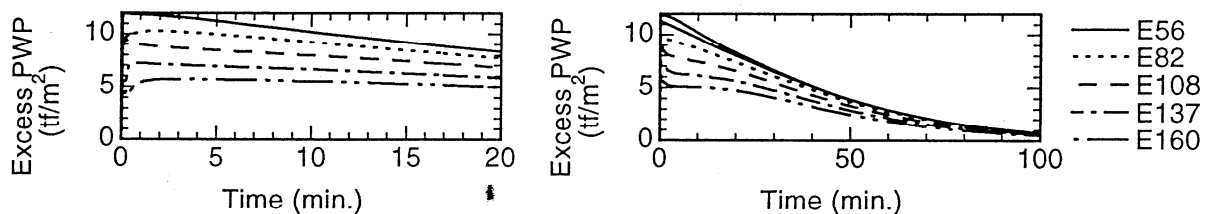
Geo.scale 0 2.5 5.0 m

Displacement 0 10 20 cm

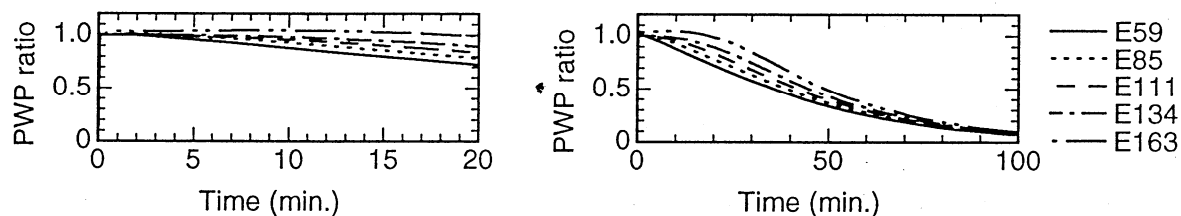
図 5.2.3.7 地震中の過剰間隙水圧発生により生じた変形



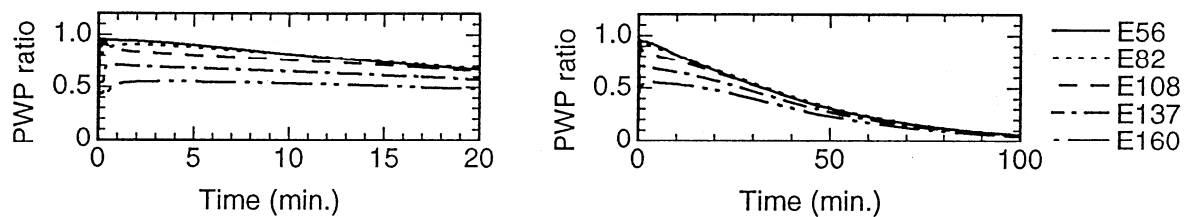
(a) 構造物直下地盤



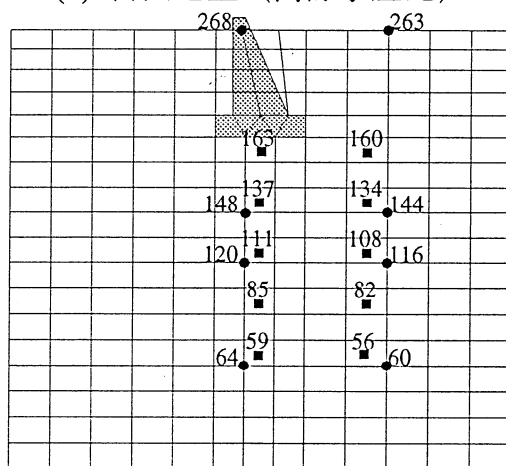
(b) 自由地盤



(c) 構造物直下地盤 (間隙水压比)



(d) 自由地盤 (間隙水压比)



(e) 取り出し位置

図 5.2.3.8 過剰間隙水压の消散

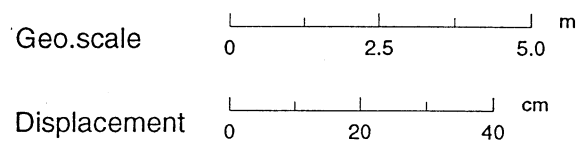
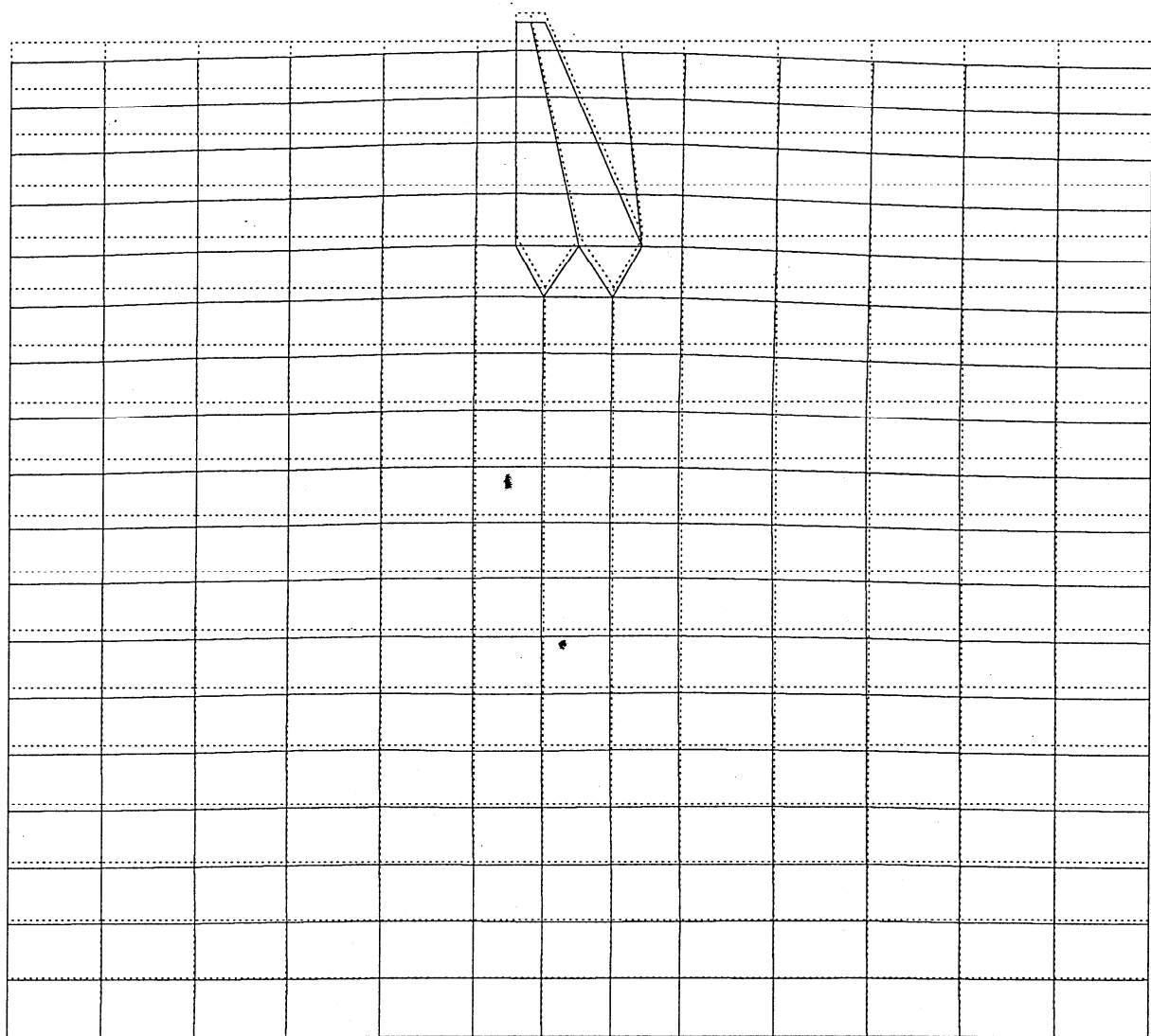


図 5.2.3.9 過剰間隙水圧消散後の変形

5.2.4 液状化後の体積変化特性パラメータの決定

この節の始めで指摘したように、液状化解析で用いられる既存の構成則では、過剰間隙水圧の消散により生じる地盤の沈下は、初期条件のみにより決まり、地震による加振の程度の影響を受けない。新しく 5.2.2 項で提案したモデルを用いると、この点の改良が可能である。

図 5.2.2.1 に示した石原のチャートの相対密度 $Dr=40\%$ の状態を、過剰間隙水圧消散時の各要素の体積変化の関係として用いる。まず、地震応答解析で得られた最大せん断ひずみの分布を図示すると、図 5.2.4.1 の様になる。最初に液状化の発生した部分でせん断ひずみが非常に大きくなっている。

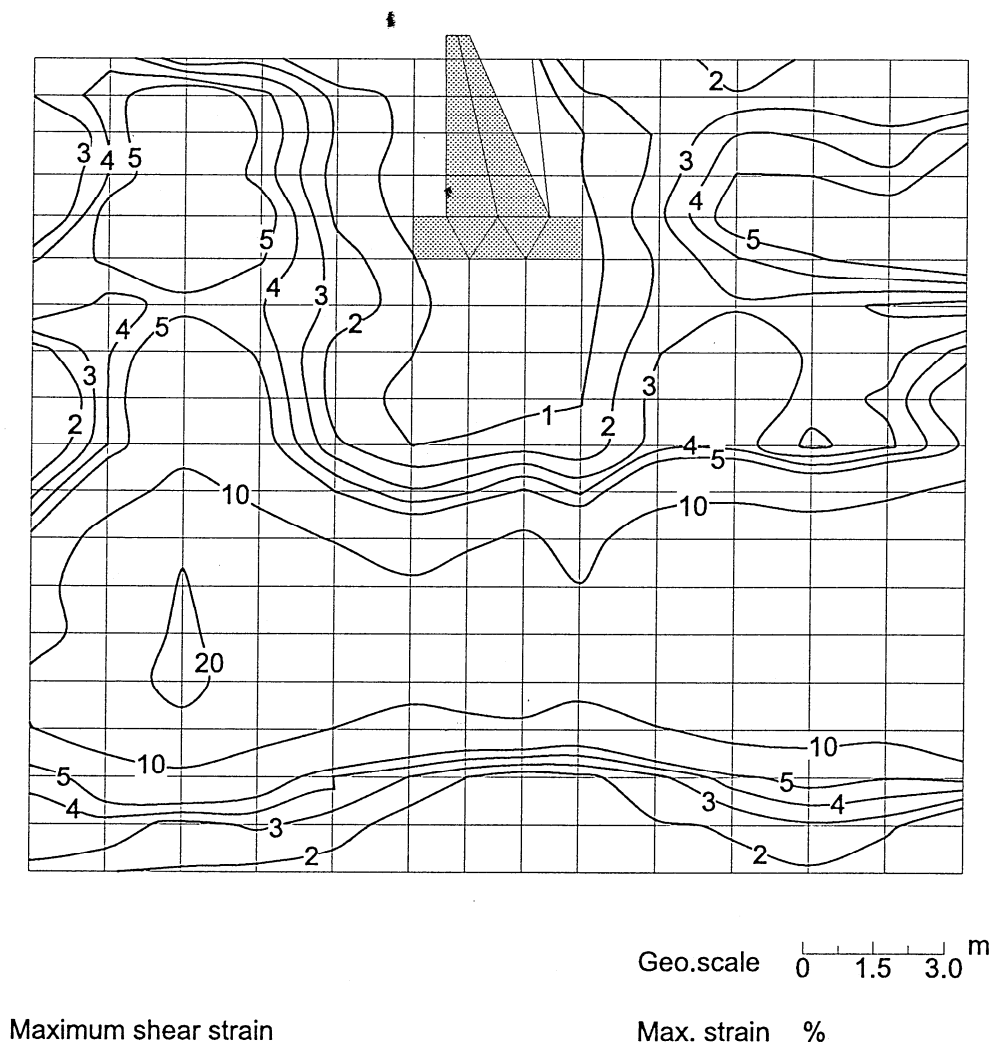
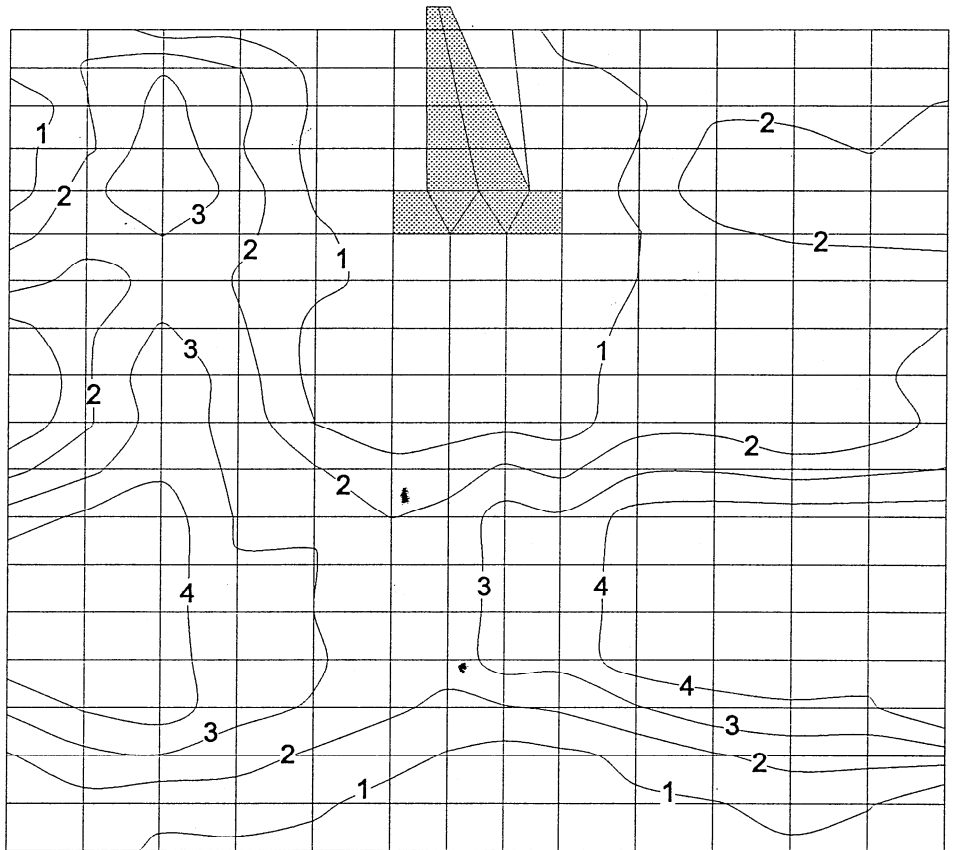


図 5.2.4.1 地震応答解析で得られた最大せん断ひずみの等高線

次に、図 5.2.2.1 に従い、図 5.2.4.1 で得られた最大ひずみから、各要素が潜在的に持っている過剰間隙水圧消散後の体積変化量を求めると、図 5.2.4.2 となる。



Geo. scale 0 1.5 3.0 m

Volumetric strain

Vol. strain %

図 5.2.4.2 最大ひずみから予想される体積ひずみの等高線

過剰間隙水圧消散時の各要素の体積変化特性は、5.2.2 項で述べたように、次式で表される。

$$\frac{p}{p_o} = \frac{e^{\varepsilon_{vi}/c} - 1}{e^{\varepsilon_{vo}/c} - 1} \quad (5.2.4.1)$$

5.2.2 項の定式化に従い、

$$\varepsilon_{vo} = \varepsilon_{vi} + \varepsilon_{vd} \quad (5.2.4.2)$$

とおく。ここで、 ε_{vi} は初期ひずみ、 ε_{vd} は地震中に生じたであろう体積ひずみである。図 5.2.4.2 に示されているように、 ε_{vd} は既知である。次に、体積変化の蓄積に伴う膨潤曲線の曲率の変化を表すパラメータである c については、豊浦砂による実験結果を参照し、次式のように設定する。

$$c = 0.0007 + 0.053\varepsilon_{vo} \quad (5.2.4.3)$$

したがって、 p 、 p_o 、 ε_{vd} を与えれば、 ε_{vi} について解くことが可能である。

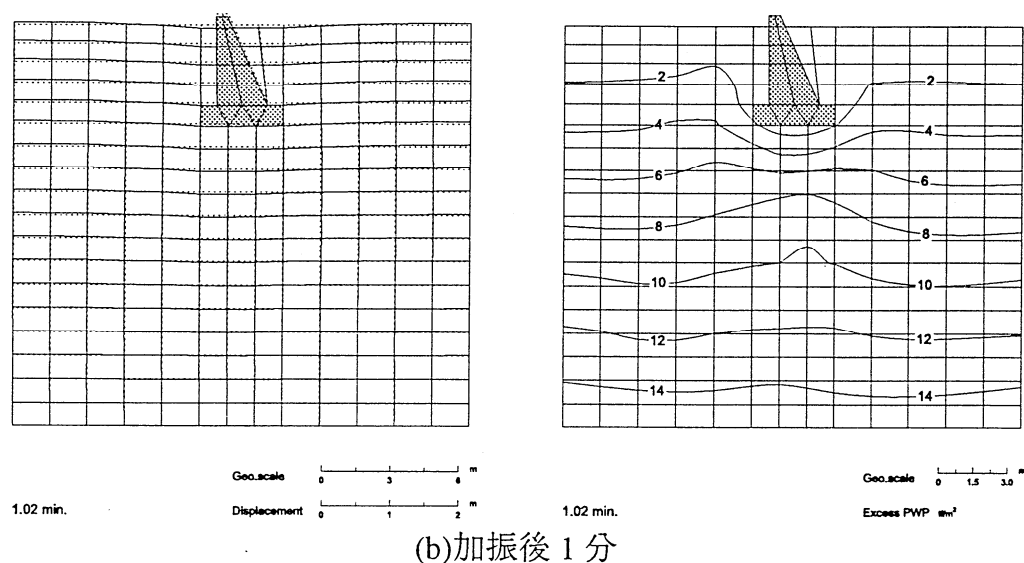
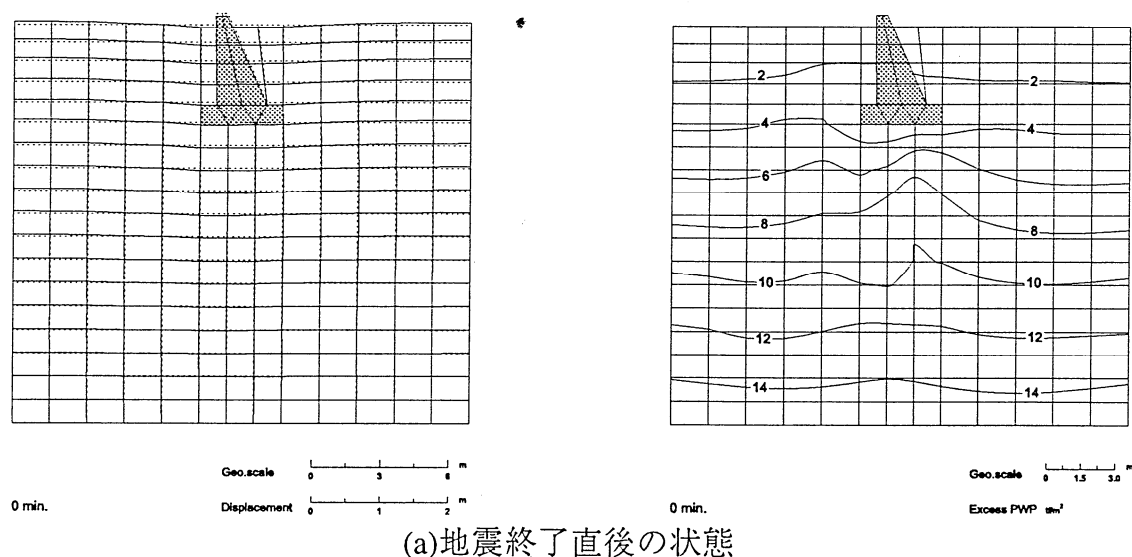
地震応答解析終了時に着目し、その拘束圧を p とする。また、初期応力解析時の拘束圧を p_o とする。実際には、 p_o は未知である。これは、室内試験であれば、過剰間隙水圧の消散によって応力は初期応力に等しくなるように制御しているので明ら

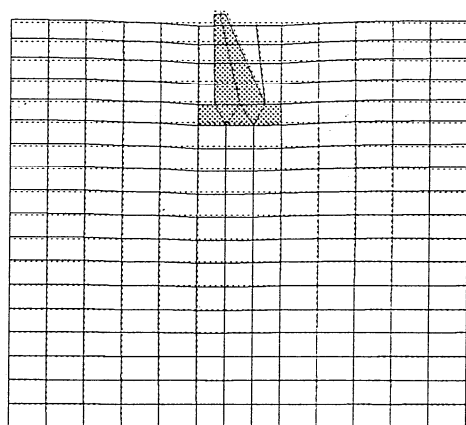
かであるが、境界条件を伴う本計算のような場合には、隣同士の要素が影響し合うので、必ずしも初期応力に等しくなるとは限らないからである。そこで、ここでは、地震終了時の有効拘束圧に過剰間隙水圧を加えたものを用いることにする。

各要素について、上記の方針に基づき、計算に必要なパラメータを決定し、解析に用いる。

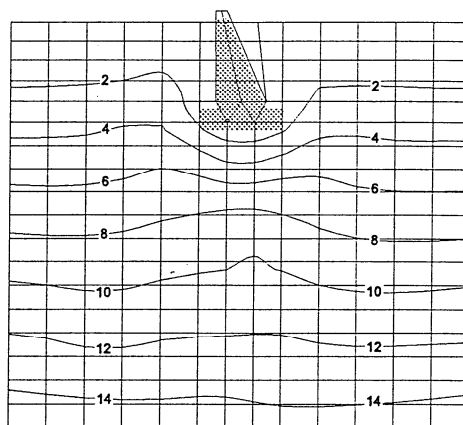
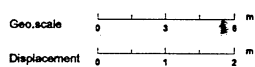
5.2.5 過剰間隙水圧消散解析

前項で求めた定数を用いて、地震後の挙動をシミュレートする。図 5.2.5 に時間の経過を追いながら沈下量および過剰間隙水圧の分布を示す。なお、変形には地震応答解析で得られた変形が加えられている。

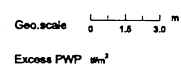




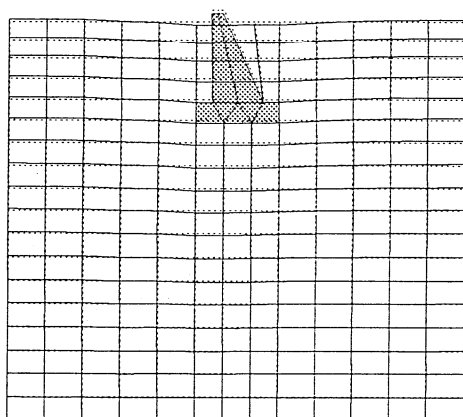
2.11 min.



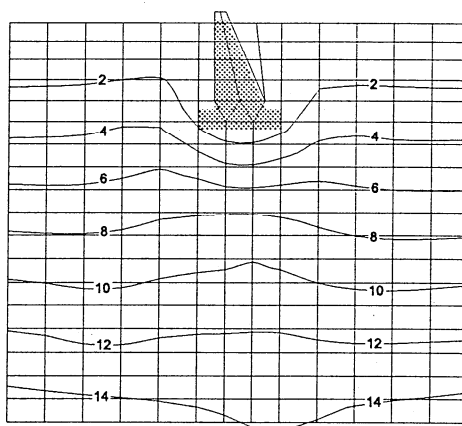
2.11 min.



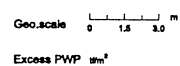
(c)加振後 2 分



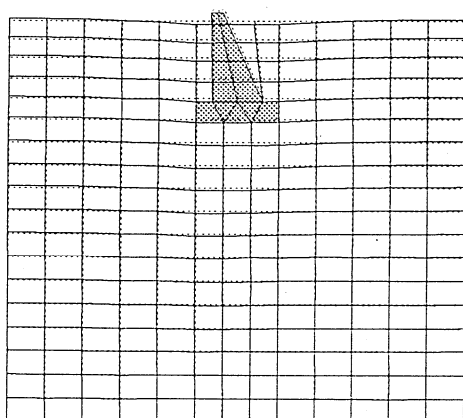
5.03 min.



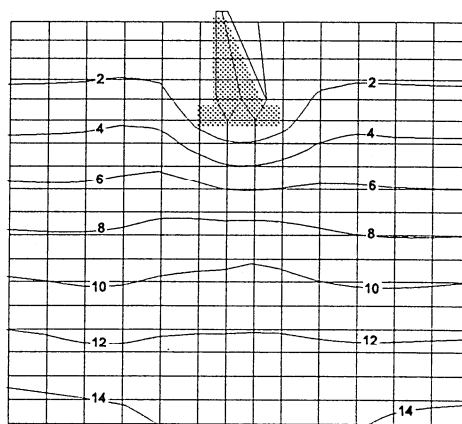
5.03 min.



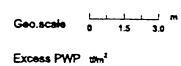
(d)加振後 5 分



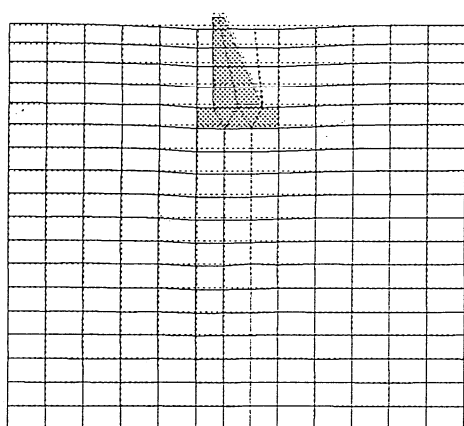
10.3 min.



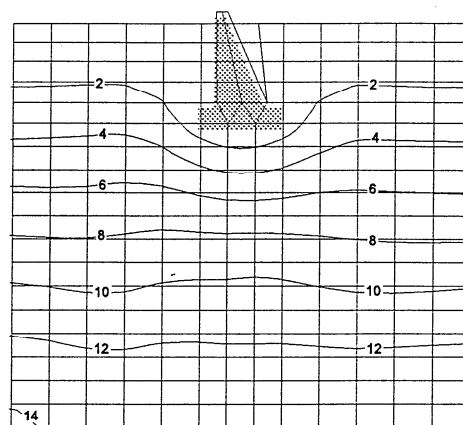
10.3 min



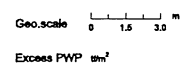
(e)加振後 10 分



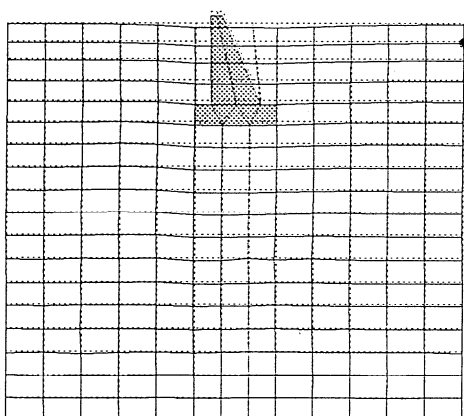
20.73 min.



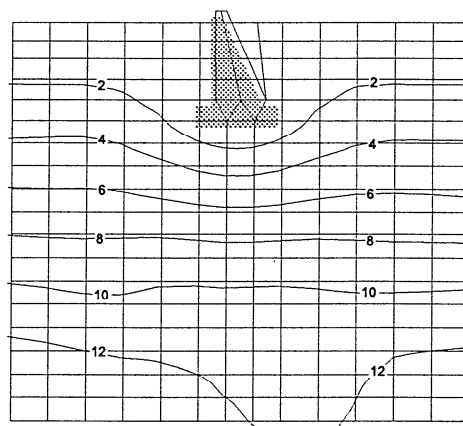
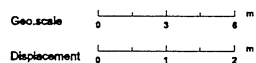
20.70 min.



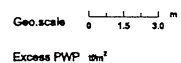
(f)加振後 20 分



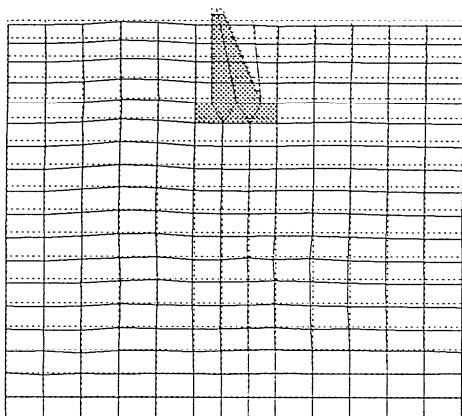
50.39 min.



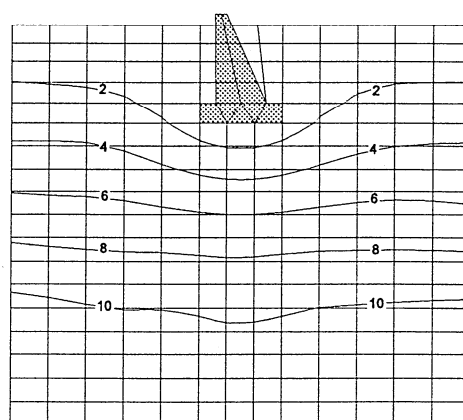
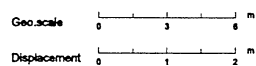
50.39 min.



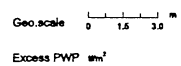
(g)加振後 50 分



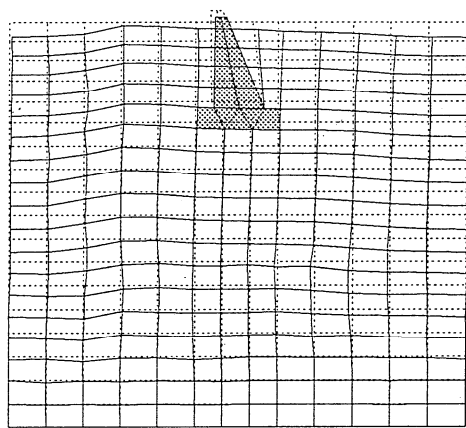
100.1 min.



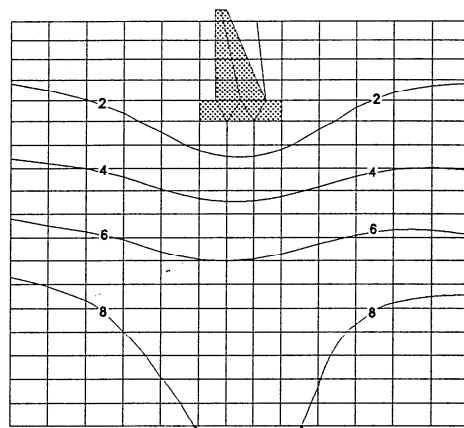
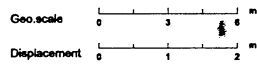
100.1 min.



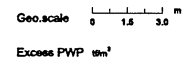
(h)加振後 100 分



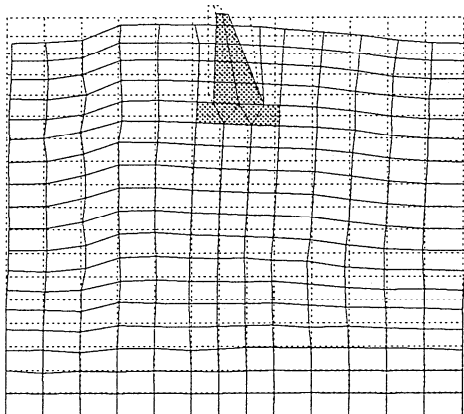
208.5 min.



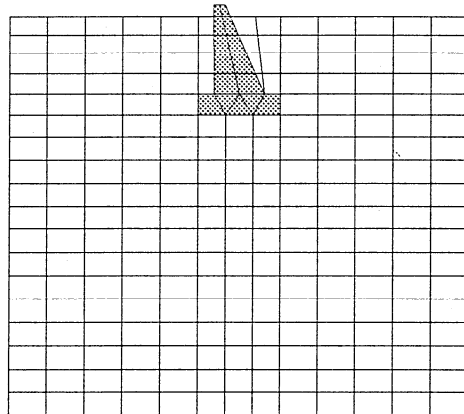
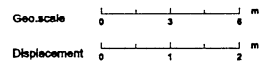
208.5 min.



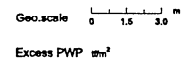
(i)加振後 200 分



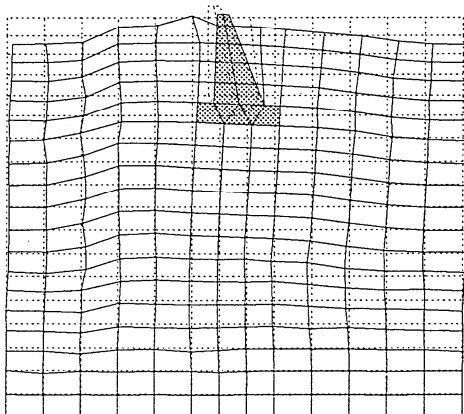
500 min.



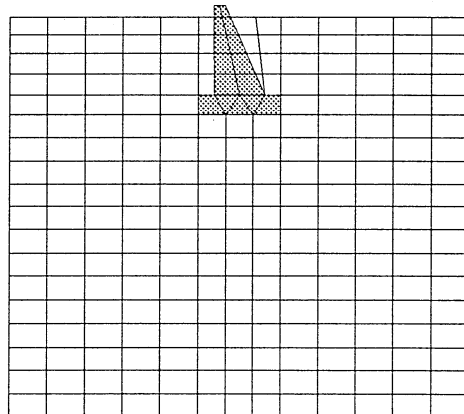
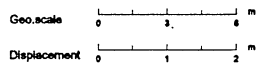
500 min.



(g)加振後 500 分



Final stage



Final stage

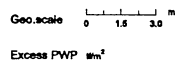
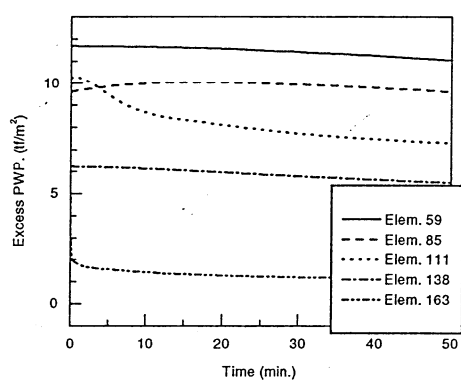
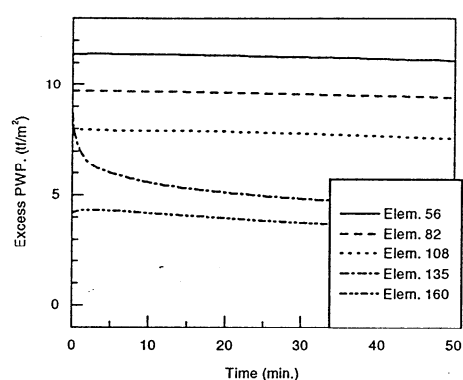


図 5.2.5.1 加振終了後の変形と過剰間隙水圧の変化

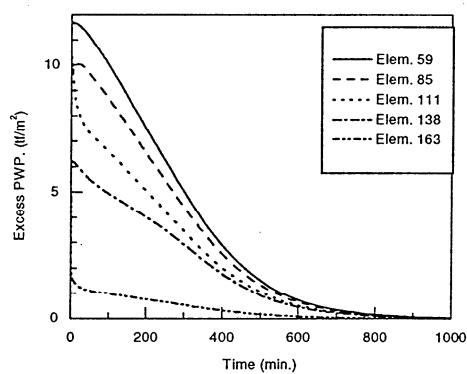


基礎直下地盤

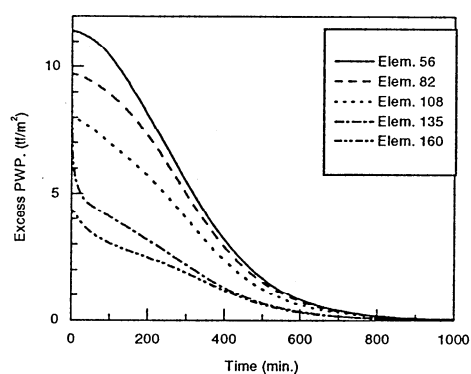


自由地盤

短期の応答

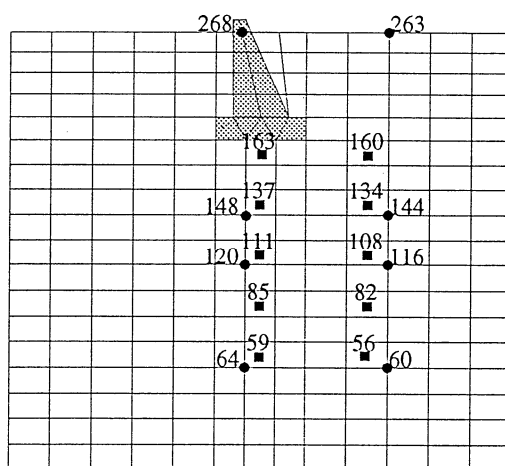


基礎直下地盤



自由地盤

長期の応答



応答の取り出し位置

図 5.2.5.2 過剰間隙水圧時刻歴

図 5.2.5.2 に、過剰間隙水圧消散時の時刻歴を示す。過剰間隙水圧は、基礎直下で一時的に大きくなることはあるものの、全体として地表に向けて消散していく。

図 5.2.5.1、5.2.5.2 と実験値を比べてみると、3 つの点で実験値をうまく説明できていないことが分かる。

①地盤の沈下量の絶対値が大きい

これは、消散解析をする以前に明らかである。すなわち、実験では地盤の沈下量は層厚の 1% 程度であるが、図 5.2.4.2 に示されるように、解析では、1~4% 程度の地盤の沈下量を見込んでいる。この差は、最大せん断ひずみの評価に起因していることは、これまでの経緯から明らかである。地震応答解析に用いた構成則では、サイクリックモビリティ現象に相当する過剰間隙水圧発生量の変化は考慮されているとは言えるものの、せん断応力の増加に伴う、剛性と強度の増加が考慮されていないので、結果的に最大せん断ひずみを大きめに評価した可能性がある。

本計算で対象とした地盤ではせん断ひずみは計算されていないが、本年度の実験ではいくつかの地点でせん断ひずみが計測され、応力-ひずみ関係が描かれている。これを見ると、最大せん断ひずみは、最大でも 1% のオーダーであり、解析との差が非常に大きくなっている。しかし、図 5.2.2.1 から、最大せん断ひずみ 1% に対応する地盤の沈下量を求めると、約 0.4% となり、今度は実験値を過小評価してしまう。

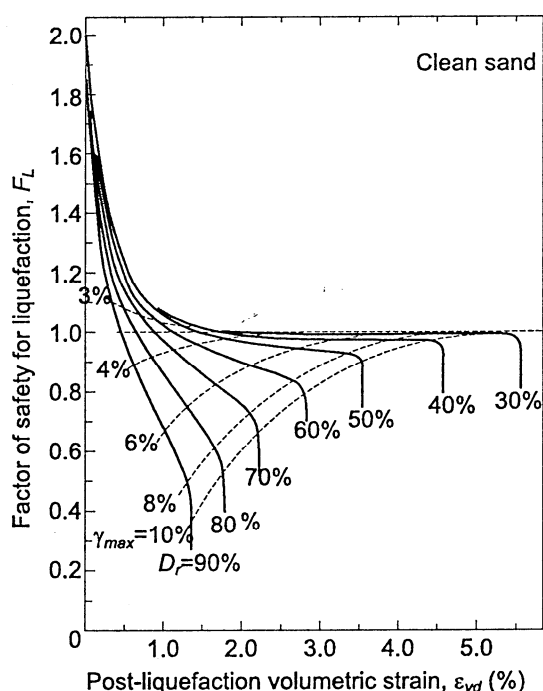


図 5.2.5.3 FL と過剰間隙水圧消散後の体積変化の関係

図 5.2.5.3 に図 5.2.2.1 を F_L との関係に書き改めた図を示す。一方、図 5.2.2.2 でも F_L と体積ひずみの関係を書くことが出来る。この両者の実験は同じ豊浦砂を使って行われたものであるが、両者の結果は必ずしも一致しない。これは、図 5.2.5.3 は中

空ねじり試験でランダムな載荷を与えた結果、図 5.2.2.2 は三軸試験で一定応力振幅で載荷した結果であることに起因していることが原因と考えられる。すなわち、過剰間隙水圧消散に伴う砂の体積変化量は、 F_L や最大せん断ひずみと言うような、単一の指標だけで捉えられないと言うのが実状であろう。

新潟地震による液状化後の調査によれば、液状化した地盤では下部では N 値が増加するものの、上部では逆に N 値が減少したという報告がある。しかし、解析で仮定した方法では、過剰間隙水圧が消散すれば必ず体積減少が生じるので、地震後は地盤はより密になり、おそらく N 値は増加するという結果になる。これは、液状化した砂が再堆積する際に、上向き浸透流などのため、全ての体積変化ポテンシャルが発揮できなかったものと考えられる。

このような点を考えると、液状化後の地盤沈下の様相は必ずしも要素試験（室内試験）で見られるような単純なものではなく、いろいろな要因が絡み合っていると考えられる。今後、各種の要因の影響を明らかにしていくことが重要と考えられる。

②鉄塔基礎と地盤の相対的な沈下量

実験では、加振終了後も沈下は継続し、かつ、鉄塔基礎の沈下の方が地盤の沈下より大きい。しかし、解析では、図 5.2.5.4 や図 5.2.5.1 に示されるように、地震終了時には鉄塔基礎の方が沈下しているものの、次第に地面の沈下の方が鉄塔基礎の沈下より大きくなり、最終的には、鉄塔基礎から少し離れた地面の沈下量が最大で、基礎に近づくにつれ沈下量が沈下量が少なくなり、基礎の近傍ではわずかながら再び沈下するという傾向を示している。

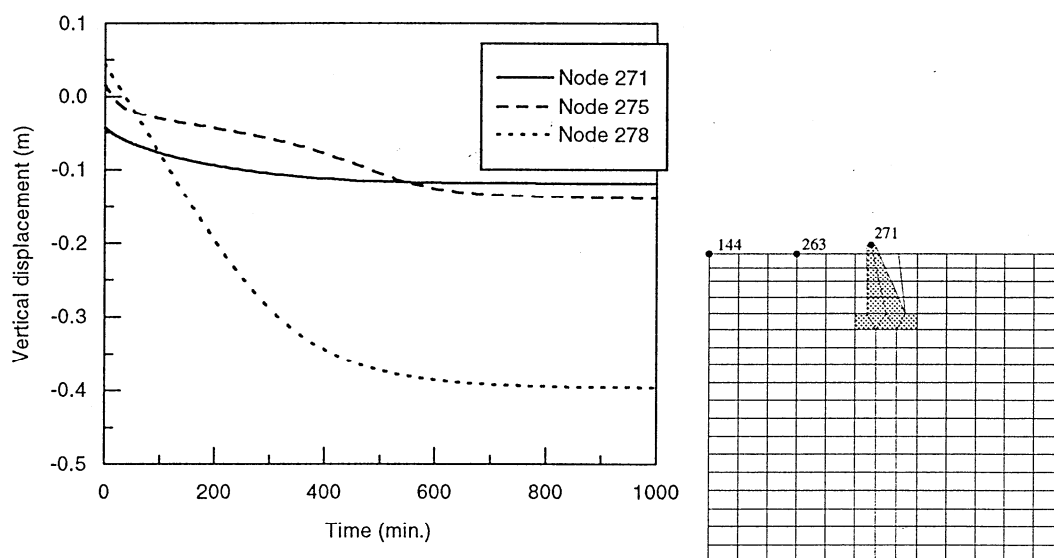


図 5.2.5.4 地表沈下の経時変化

図 5.2.5.1 に順番に示した変形図を見ると、この原因は、5.2.5.1 項で示した鉄塔基礎の沈下に関するメカニズムの内、めり込み効果が現れていないためであることが分かる。解析的にこのメカニズムが現れるためには、過剰間隙水圧の消散に伴い、

基礎底部の地盤が液状化し（二次液状化）、さらに地盤全体が液体の状態（有効応力が 0）の状態が持続し、かつ、地盤の沈下に伴って、基礎直下の地盤が側方に回り込むことが必要である。

有限要素法を用いていると、このうちのいくつかの条件は満たされないことになる。たとえば基礎の底面では地盤と基礎が同じ節点を有しているために、地盤は側方に動くことが出来ず、変形は大きく拘束される。無理に変形が進もうとすれば、せん断変形も大きくなり、サイクリックモビリティが起こり、耐力が上昇する。節点を共有しないためにはジョイント要素を介するなどの手段が考えられるが、それとても、基礎底面部分での自由度を確保するものの、基礎より少し外側ではジョイント要素が無い場合、結果としては特に大きな改善にならないことは明らかである。

鉄塔基礎が、地震以降に地盤にめり込んでいく現象を表すには、地盤を構成している材料が液体のように変形していくことが必要であるが、上記に例を見たように、通常の有限要素法解析ではこのような扱いは出来ない。この点は有限変形を用いた手法、たとえば updated Lagrangean でも同様である。最も可能性のありそうな手法は、たとえば ALE 法のように物体の移動に応じてメッシュも作り替える手法であるが、現在のところこのような点まで考慮できる解析プログラムは存在せず、将来の研究が待たれる分野となっている。

③過剰間隙水圧消散に要する時間

実験では、過剰間隙水圧が完全に 0 になるまでの記録は得られていないが、およそ 20 秒程度ではほぼ定常な状態に至っている。これを実時間に直すと、約 17 分となる。これに対し、昨年度行った解析では約 100 分、また、今年度行った解析では図 5.2.5.2 に見られるように、約 700 分かかっている。液状化の発生により粒子構造が乱されるため透水係数が大きくなる現象は多々報告されている。また、昨年度行った検討により、本実験でも地表の沈下量から逆算した透水係数が地震前の値より大きいことは報告した。しかしながら、ここに示した三つの数字を比べるとき、その差が非常に大きいのは着目に値する。特に二つの解析では、構成則を変えた以外、同じ手法を用いて解析が行われているので、その差は、体積変化特性の差にあると考えられる。

今後、この差を定量化するためには、液状化の発生による透水係数の変化などにも着目した研究が必要であろう。

5.2.6 まとめ

送電鉄塔基礎の液状化にともなう沈下現象を有効応力に基づく有限要素法解析で追跡することを試みた。しかし、いくつかの点で、実験と解析は一致しなかった。その大きな要因は、鉄塔の沈下は地盤が液状になって起こる現象であるのに対して、有限要素法による解析では、たとえ剛性がほとんど 0 になるとはいえ、あくまでも

固体としての挙動を扱っていることであることが、検討の結果明らかとなった。また、透水係数のように、従来材料に固有の値として扱われていた定数も、液状化の発生に伴い変化し、これを正しく考慮しないといけないことも明らかとなった。

はじめにも述べたように、沈下現象は、現在の液状化解析の中では最も解析が困難な現象であり、今後も研究が必要である。