

特集論文(阪神・淡路大震災)

兵庫県南部地震で被災した 河川堤防の調査と液状化解析

阿部 博¹・森 洋²・福武 毅芳³・藤川 智⁴

¹正会員 博(工) 群馬工業高等専門学校 環境都市工学科教授 (〒371 群馬県前橋市鳥羽町580)
²非会員 農修 東京都土木技術研究所 研究員 (〒136 東京都江東区新砂1-9-15)
³正会員 工修 (株)大崎総合研究所 主任研究員 (〒100 東京都千代田区内幸町2-2-2)
⁴正会員 工修 (株)大崎総合研究所 研究員 (〒100 東京都千代田区内幸町2-2-2)

兵庫県南部地震では淀川左岸部で大規模な堤防の陥没・崩壊が発生した。堤体が最大3mも陥没したが、幸いにも大阪市内への浸水を免れた。東京都にも同様な構造の堤体があり、発生が近いと言われている直下型地震を考えた耐震対策を必要としている現状がある。ここでは、土構造物の液状化予測の一環として都が開発したシステム「TOTAL」を実際に被害を受けた淀川堤防に適用し、解析結果から被害状況がどの程度把握出来るかを検討した。解析から、盛土直下を除く周辺地盤で液状化が発生し、堤防被害が起きた可能性を示した。しかし、自重解析による地震後変形量解析から得られた天端沈下量は、実際の被害沈下量には及ばず、解析手法として改良の余地があることも分かった。

Key Words: dike, Hyogo-ken Nambu Earthquake, two-dimensional liquefaction analysis, effective stress method, residual deformation

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、震央からかなり離れた淀川下流の左岸部で、延長1.8km にわたって堤防に大規模な陥没・崩壊が発生した¹⁾。特に、大阪市此花区西島付近の盛土被害は大きく、天端陥没量は最大3mにも及んだ。これまでの調査²⁾ から、被害地域の堤防基礎地盤の土質特性として、N値が 2~8 で層厚 10m の緩い砂が下部の軟弱な沖積粘性土層を覆って広範囲に堆積していることが確認されており、崩壊原因としては地震動によって緩い砂層に液状化が発生し、堤体土砂が側方流動を起こしたと考えられている。

若松³⁾ は淀川での被害形態を昭和39年の新潟地震での信濃川沿岸の堤防被害と比較した上で、淀川では西日本特有のマサ土が使われていないことや堤体材料自体が液状化の原因となっていないことから、従来型の堤防液状化被害によく似ていることを指摘した。このことは今回の被害が淀川特有のものではなく、同様な地盤環境で、かつ同規模の地震動入力があれば、どこでも被害が発生することを示唆している。

ここでは図-1に示すように、液状化の可能性をもつ

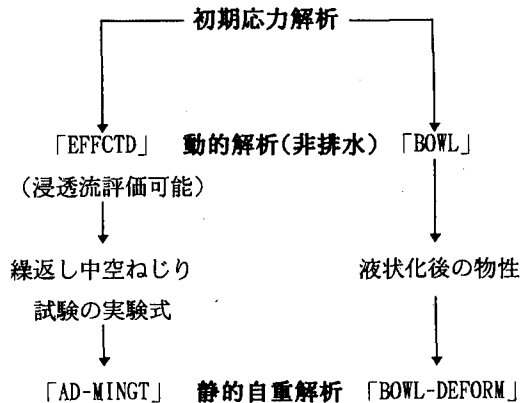


図-1 「TOTAL」の解析機能

軟弱な砂地盤上にある既設土構造物の耐震性を評価する目的で、液状化現象を考慮した二次元有効応力解析プログラム「EFFCTD⁴⁾」, 「BOWL⁵⁾」ならびに地震後変形量解析プログラム「AD-MINGT⁶⁾」, 「BOWL-DEFORM」等を含む

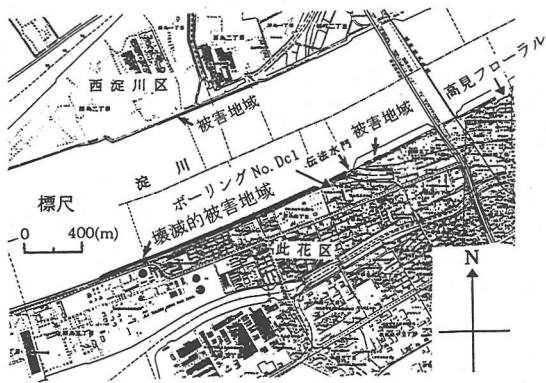


図-2 淀川における被害地域

システム「TOTAL⁴⁾」を構築してきた。これまでに、1g場での液化化振動台実験⁵⁾や遠心載荷液化化振動台実験結果⁶⁾を対象として、プログラムの機能検証を行い、その機能が一定レベルに達していることを確認している。

本報告は、「TOTAL」の実務機能を検証する目的で、前述したプログラムを淀川堤防に適用し、解析結果から被災状況が把握できるかを検討したものである。

2. 堤防被害ならびに復旧状況

(1) 被害地域

現地調査は著者の1人が平成7年1月と2月、9月に行った。堤防崩壊位置を図-2に示す。図から主な被災地域は淀川下流部であり、左岸部の大阪市此花区西島地区で壊滅的な被害が発生したことが分かる。一方、調査は出来なかったが河口部から約1kmの区間では堤体に被害がなく、その理由として被災した下流部のコンクリートパラペット型特殊堤と異なり、石積・セルラーブロック堤体構造形式であったことが報告されている⁷⁾。

被害の大きかった西島地区伝法水門付近の状況を写真-1~3に示す。写真-1に示した伝法水門より下流側の西島二丁目では高潮氾濫防止用のコンクリートパラペット型特殊堤が大破しており、河川側にずり落ちていることがわかる。写真-2には、伝法水門より下流の堤内地側の盛土法尻から約10m程離れた下水マンホールを示す(西島四丁目)。マンホールの水平移動量とその方向から、約25cmほど表層地盤が堤内地側に移動していることがわかる。移動の原因として、盛土の陥没による基礎地盤の側方流動が考えられる。写真-3は水門より上流部の堤外地側の高

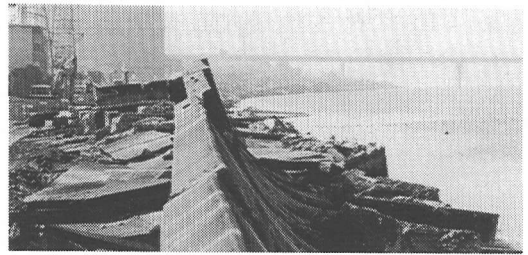


写真-1 伝法水門より下流部の被害

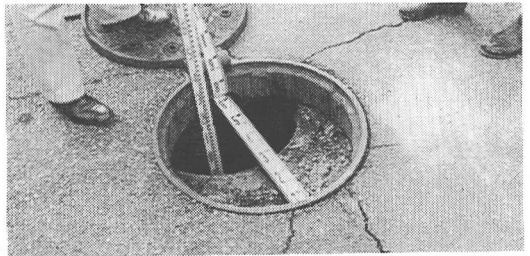


写真-2 マンホールの水平移動



写真-3 高水敷の状況



写真-4 淀川右岸の被害状況

水敷の様子を示す。高水敷には噴砂が見られるものの、西島二丁目のようなコンクリートパラペットのすべり出しのなかったことが分かる。外見的なすべり出しの有無だけで断言はできないが、高水敷ならびにその前面の止水矢板やテトラポットがすべり出し防止に有効なものと考えられる。ただし、止水矢板の側方流動抑制効果については、その施工規模が

ら見てそれ程大きなものとは考えられないことから、高水敷の役割が大きいと判断出来る。

一方、右岸部の西淀川区でも約0.8kmにわたって被災した。写真-4に西淀川区西島一丁目の西島水門近くの被災状況を示す。左岸側に比べて被害規模は小さいが、右岸側でも液状化が発生した。水門や堤外地側には変状が見られなかったが、これは地盤沈下対策を目的とした地盤改良¹⁾(サンドコンパクションパイル工法)が施されていたためと考えられる。

(2) 淀川周辺の地形の変遷

300年前、被災地域は海域であり干拓によって農地に転換された。近年は地盤沈下地帯となっており、自然災害を受けやすい地域と判断できる。

地形の変化を知る目的で伝法水門近く(西島二丁目、伝法五丁目付近)の現在の地形図に、淀川改修以前の昭和20年代の地形図⁹⁾を重ね合わせた結果を図-3に示す。図から、伝法水門より上流側の高水敷の位置には当時から島状の地盤が存在していたこと、水門より下流側や水門直近の家屋被害発生場所は過去に淀川の一部であったことがわかる。これまでの液状化被害と同様に、今回も「水系、旧水系」に関連した位置で液状化が発生したものと考えられる。

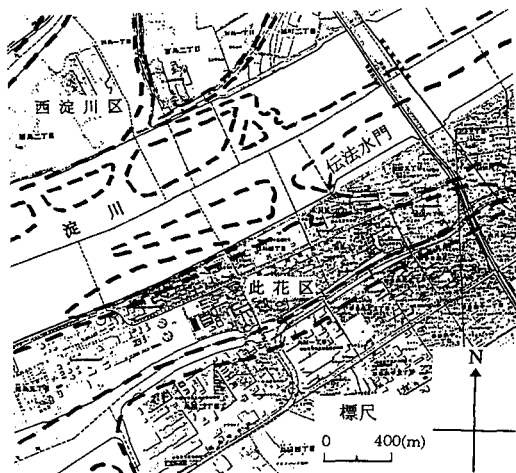


図-3 地形の変遷(破線は昭和20年代)⁹⁾

(3) 淀川周辺の地盤状況

「新編大阪地盤図⁹⁾」を使い淀川周辺の地盤状況を調べた。淀川周辺のボーリング資料は少ないが、伝法水門に近い西島二丁目の西島小学校内の資料を図-4に示す。この位置では、地震当日噴砂・噴水の発生が確認されている。図から、薄い表土の下に約10mにわたって沖積の砂質土層があり、上部層のN値が2~5、下部層で11~14を示している。地表近くの砂層は極めて軟弱な状況といえる。また、地下水位も-1mとかなり浅いことがわかる。砂質土層の下にはN値が0~4程度の沖積粘性土層が約15m堆積している。この粘性土層の下には約3m程度の沖積砂質土層(N値9~16)があり、さらに2~3mの洪積砂質土層と粘性土層が続き、30m以深にはN値50以上を示す洪積砂質土層が存在している。

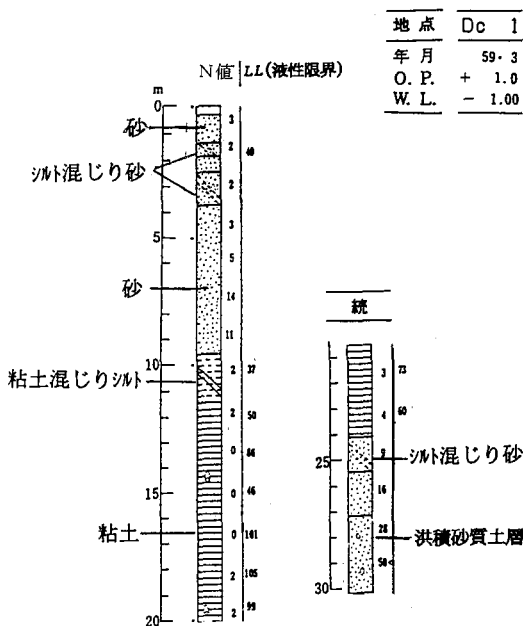


図-4 西島小学校内のボーリング資料⁹⁾ (一部加筆)

(4) 過去の液状化予測結果と被災地点との関係

大阪地方では北丹後地震(1927年)や河内大和地震(1936年)、東南海地震(1944年)などの地震で液状化が発生している¹⁰⁾。このこともあって、大阪市ではすでに液状化予測図を作成している。大阪市防災会議地震専門部会が昭和47年8月にまとめた「大阪地盤の液状化¹⁰⁾」を図-5に示す。また、大阪市総合計

画局が昭和62年3月にまとめた「大阪市域の液状化総合評価図¹¹⁾」を図-6に示す。図-5から、伝法水門近くの液状化の可能性は「可能性あり」と「可能性少ない」の中間値を示している。一方、図-6からは同地点が「液状化の可能性を有する地点がやや多く分布する地域」と評価されている。これらの予測から、今回の堤防被災地点は淀川近くの正蓮寺川や安治川沿いと同様に、液状化が発生しやすい地域と判断できる。

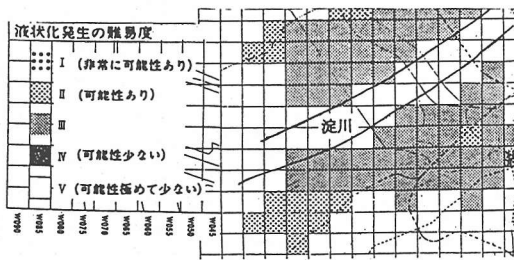


図-5 大阪地盤の液状化¹⁰⁾



図-6 大阪地盤の液状化総合評価図¹¹⁾

(5) 堤防の復旧

建設省近畿地方建設局淀川工事事務所では堤防機能の復旧と耐震性を高める本堤防の復旧を実施し²⁾、盛土直下の基礎地盤は深層混合処理工法(格子状改良, 改良率50%)で全面的に改良されている。格子状改良の有効性は、著者らの1人が行った格子状と杭状改良の効果比較を目的とする液状化模型振動台実験¹²⁾でも確認されており、新たな緩傾斜タイプの堤体形状とあいまって復旧された淀川の耐震性は大幅に改善されるものと判断できる。

3. 被災堤防の液状化解析

(1) 解析方法の概要

液状化による堤体の被災シミュレーションは、既往の研究者によって幾つか試みられている^{13)~19)}。これらの研究の多くに共通して言えるのは、「液状化が起こると地盤の剛性が小さくなり、自重の影響によって盛土が沈下する」といった考え方にに基づき、液状化後の地盤物性を仮定して静的自重解析によって変形を求めようとする考え方である。本研究でも、動的な液状化解析の後に引き続き静的解析を行い、液状化後の残留変形を求めている。以下に本研究の解析法を述べる。

被災堤防の液状化解析には、二次元平面ひずみFEMに基づく地盤・構造物用地震応答解析プログラム「EFFCTD」と「BOWL」を使用した。両者とも非排水条件下の有効応力法に基づいたプログラムである。有限要素解析に用いた要素は、4角形および3角形ソリッド要素である。ガウスの積分点は4点であり、形状関数はこの4点を線形補間するような関数を用いている。時間軸に関する積分法はNewmark- β 法を用いている。なお「EFFCTD」には差分法を利用した浸透流解析機能を有するが、今回は使用していない。さらに、地震後変形量解析プログラム「AD-MINGT」と「BOWL-DEF

FORM」を使用し、堤体の地震後変形量を求めた。

「EFFCTD」では、土の動的応力~ひずみ関係をMasing則に基づいて履歴関数化した修正R-Oモデル²⁰⁾で表現し、また、過剰間隙水圧の上昇は國生ら²¹⁾が提案した解析モデルを豊浦標準砂の非排水中空ねじり繰返し試験結果から改良したもので、サイクリックモビリティによる有効応力回復効果が評価できる。

「BOWL」では、前述の修正R-Oモデルとおわんモデル(ダイレタンシーモデル)^{22), 23)}を組み合わせたプログラムで、最大減衰定数 h_{max} と基準ひずみ γ_r から、修正R-Oモデルのパラメータを設定し、さらに相対密度と液状化強度のシミュレーションからおわんモデルのパラメータを決定するものである。初期せん断応力の作用方向に履歴ループが偏るように改良し、残留ひずみの評価を可能としている。

「AD-MINGT」は、「EFFCTD」の後処理としてのプログラムである。本プログラムは、静的自重変形解析プログラムの1つであり、軟弱な盛土直下~法面下では水平地盤と異なり側方流動が起き易いことを考慮している。豊浦標準砂の非排水中空ねじり繰返しせん断試験結果から「盛土直下部では水平繰返しせん断応力の作用によって過剰間隙水圧が一定値に至った後、鉛直変位量は繰返し回数にほぼ比例して増加する」という非排水せん断変形特性⁶⁾を導入した。「EFFCTD」から求められる過剰間隙水圧発生時の接線せん断剛性率を地盤定数とし、最大せん断応力比と液状化強度曲線から得られる等価繰返し回数を自重作用回数に置き換えて計算する方法である。

「BOWL-DEFORM」は、「BOWL」から地盤内の過剰間隙水圧比分布を求め、発生水圧比

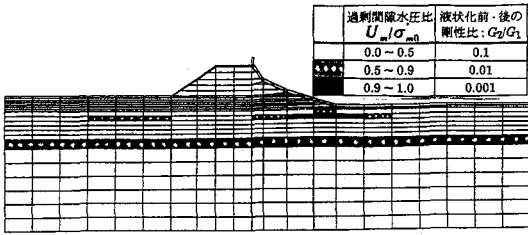


図-7 液化後の残留変形解析のための地盤の物性

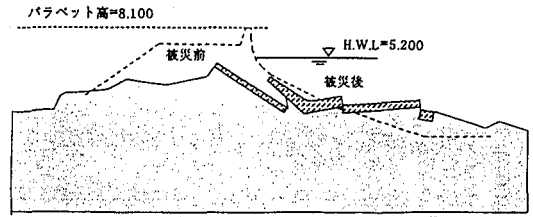


図-8 淀川西島地区での堤防の破壊状況¹⁾

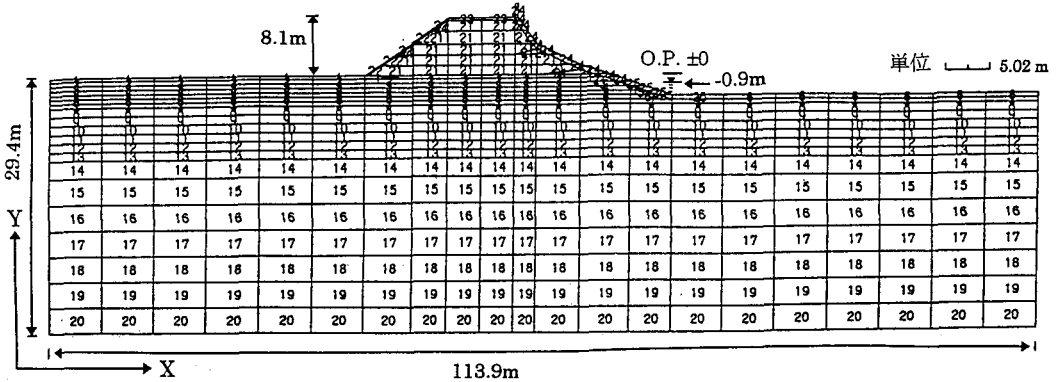


図-9 FEM解析モデル(数字は材料番号であり、表-1~3の材料Mat No.に対応)

に応じて初期せん断剛性率を既往の実験結果²⁴⁾を基に低下させた上でポアソン比を仮定し、線形自重解析を行う方法である(図-1参照)。一例として、文献24)をもとに著者らがなお、ポアソン比の決定法も含め、詳細は(6)地震後変形量解析で述べる。

(2) 解析モデルの作成と解析条件

二次元FEM解析モデルとして、伝法水門より下流に位置する西島小学校前付近の堤体を解析モデルに選んだ。

モデル作成時点では、正確な被災前の標準断面図が入手出来なかったため、文献1)に示された図-8の被災前後の断面図中に記載されたパラペット高とH.W.L.値をスケール値におき、破壊したコンクリートパラペットを拡大コピーで切り貼りして復元し、護岸形状を決めた。作成した解析モデルのうち、材料番号図を図-9に示す。地下水位は、堤内地側の地表面から-0.9mの位置にした。

(3) 初期応力解析

「EFFCTD」と「BOWL」を用いた動的解析では、動的強度・せん断剛性等の変形パラメータを有効平均応力(σ'_{mo})に依存させているため、初

期応力値が必要となる。図-9の解析モデルと想定地下水位、ならびに表-1に示す単位体積重量と基礎地盤を静止土圧係数 $K_0=0.5$ とした時の弾性定数、ポアソン比を使い、線形自重解析から初期応力を求めた。

境界条件としては、解析モデル底面のX、Y方向、側面の水平方向(X方向)の変位を拘束した。解析結果から、地表面付近やコンクリートパラペットに接触している地盤要素で破壊線を越すような直応力とせん断応力が生じた。この応力値が有効応力解析に影響しないように、「EFFCTD」では初期せん断応力値と初期有効鉛直応力は変えずに、初期有効平均応力が変相線を越さないよう要素の初期有効水平直応力のみを変更した。一方、「BOWL」では引張り応力が生じた場合と摩擦角が大きくなった場合に、以下のようにMohrの応力円を修正した。摩擦角が大きい場合は、摩擦角が破壊角以内になるようにMohr円の中心は動かさず半径のみを小さくした。引張りが生じた場合は、最小主応力が僅かに圧縮になるまでMohr円を圧縮側に平行移動した。

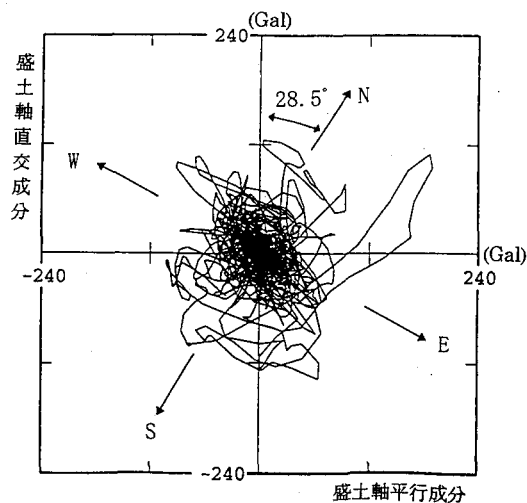
(4) 入力地震動

入力地震動には兵庫県南部地震の際、住宅・都市整備公団関西支社と鴻池組技術研究所が共同で観測

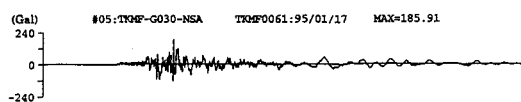
した高見フローラル超高層住宅(七番街15号棟, 31階 RC建物)での実測加速度記録²⁵⁾を利用した。この住宅は伝法水門から約1.5km上流の淀川左岸に位置しており、加速度計は建物の31階と16階, 1階, 基礎杭先端部(GL-30m)ならびに建物から27m離れた地表部(GL-1.5m)に設置されている。GL-30mではN値が50以上あり、十分に硬い地盤とみなせることから、本解析には基礎杭先端部(GL-30m)の記録を利用した。東西(EW), 南北(NS), 上下の3成分の観測に成功していることを考慮して、本解析では被災堤防の横断方向に作用したと仮定される波形をEW成分とNS成分の2波形からN-28.5°E回転した成分(図-10(a)の縦軸成分)を求めた。図-10(a)には、水平加速度記録から得られたオービットを示した。NS・EW成分が観測軸で、縦軸成分が盛土軸直交方向の入力成分である。図-10(b), (c)にNS成分の観測値時刻歴と、N-28.5°E回転波形のNS成分の時刻歴をそれぞれ示す。図には示さなかったが、入力波のパワースペクトルから5~30秒間には0.5Hzの周波数が卓越していることが確認されている。

(5) 二次元有効応力解析

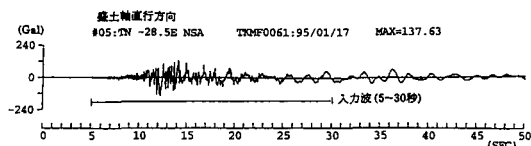
「EFFCTD」に用いる動的解析パラメータを表-1, 2, BOWLに用いる動的解析パラメータを表-3に示す。なお、両プログラムに使用したパラメータの意味は、「EFFCTD」に関しては文献4), 26), 「BOWL」に関しては文献5), 22)に詳細に示している。本来、液状化解析では液状化強度応力比 R_{L20} 等の動的パラメータは、動的試験結果から求める必要がある。前述したように入手できた資料はボーリング柱状図だけなので、東京低地に利用しているパラメータ算定式²⁶⁾を援用し、西島小学校のボーリング資料にある土質名称とN値から求めた。このような設定から解析における幾つかの誤差の発生が考えられる。液状化解析で、その結果に重要な影響を及ぼすのは液状化強度の設定である。本研究のように、地盤の情報源としてボーリング柱状図程度の情報しか無い場合、液状化強度はN値などによる簡便な予測法²⁶⁾により R_{L20} を設定せざるを得ない。細粒分の含有量にもよるが、この予測値自体に2~3割の誤差が生じる可能性がある(解析後に判明した淀川被災地点の砂層の R_{L20} が約0.3²⁷⁾であり、ほぼ同一深度での砂層の予測値は0.25であった)。仮に R_{L20} が精度よく予測できたとしても、 R_{L20} は繰返し回数20回のみにおける値であるため、液状化強度~繰返し回数の曲線全体のフィッティングはパラメータ設定者に委ねられることになり、ここでもあ



(a) 水平加速度記録のオービット [N-28.5°E回転]



(b) オリジナル波形 [(a)のNS成分]



(c) N-28.5°E回転波形 [(a)の縦軸成分]

図-10 入力地震動

る程度の誤差が生じる。これらの誤差は解析上、過剰間隙水圧の発生量の差となって現れる。さらに、最終的な沈下量にもこれらの誤差が反映されることになる。

この件については、今後詳細な動的試験結果を入手し、比較検討を行う予定である。なお、「BOWL」では液状化強度応力比の下限值 X_L を必要とするため、得られた R_{L20} に対して $X_L=R_{L20} \times 0.8$ と仮定した。

境界条件は、モデル底面のX, Y方向の変位を拘束し、側面は鉛直方向(Y方向)のみ変位を拘束した。

地下水面以下の地盤を非排水条件とし、地下水面以上を排水条件とした。排水条件の場合、「BOWL」ではダイレタンシーによる体積変化が変位量に反映される。時刻歴解析に用いる直接積分法にはNewmark- β 法を用いる初期剛性法を使用した。積分

表-1 地盤条件と「EFFCTD」のパラメータ(1)

材料 Mat No.	深度 (m)	土質名称	N 値	v_s (m/s)	γ_s (tf/m ³)	σ_o (tf/m ²)	σ_v (tf/m ²)	静水圧(u) (tf/m ²)	σ'_{v0} (tf/m ²)	$\sigma'_{v0}(K_0=0.5)$ (tf/m ²)	G_{0i} (tf/m ²)	E (tf/m ²) $\nu=0.333$	E (tf/m ²) $\nu=0.380$
1	-0.20	砂	2	120.6	1.60	2374.0	0.32	0.00	0.32	0.21	5139.9	6329.1	6552.3
2	-0.65	砂	3	137.0	1.60	3062.5	1.04	0.00	1.04	0.69	3677.9	8164.5	8452.4
3	-1.15	砂	3	137.0	1.80	3445.3	1.89	0.25	1.64	1.09	3234.9	9185.1	9508.9
4	-1.65	シルト混じり砂	2	120.6	1.75	2596.6	2.78	0.75	2.03	1.35	2233.4	6922.5	7166.6
5	-2.15	砂	2	120.6	1.80	2670.8	3.67	1.25	2.42	1.61	2104.9	7120.3	7371.3
6	-2.65	シルト混じり砂	2	120.6	1.75	2596.6	4.55	1.75	2.80	1.87	1899.7	6922.5	7166.6
7	-3.15	シルト混じり砂	2	120.6	1.75	2596.6	5.43	2.25	3.18	2.12	1784.0	6922.5	7166.6
8	-3.90	砂	3	137.0	1.90	3636.7	6.82	3.00	3.82	2.54	2280.4	9695.4	10037.2
9	-4.90	砂	3	137.0	1.90	3636.7	8.72	4.00	4.72	3.14	2051.2	9695.4	10037.2
10	-5.90	砂	5	160.8	1.90	5012.2	10.62	5.00	5.62	3.74	2590.6	13362.4	13833.5
11	-6.90	砂	14	222.2	1.90	9568.4	12.52	6.00	6.52	4.34	4591.2	25509.4	26408.8
12	-7.90	砂	13	217.1	1.90	9133.3	14.42	7.00	7.42	4.94	4107.9	24349.4	25207.9
13	-8.90	砂	11	206.0	1.90	8223.7	16.32	8.00	8.32	5.54	3492.9	21924.3	22697.3
14	-10.4	粘土混じりシルト	2	120.6	1.70	2522.4	18.97	9.50	9.47	6.31	1004.2	6724.7	6961.8
15	-12.9	粘土	1	97.0	1.65	1584.2	23.14	12.00	11.14	7.43	581.3	4233.4	4372.3
16	-15.9	粘土	0	50.0	1.65	420.9	28.09	15.00	13.09	8.73	142.5	1122.2	1161.7
17	-18.9	粘土	2	120.6	1.65	2448.2	33.04	18.00	15.04	10.03	773.2	6526.9	6757.1
18	-21.9	粘土	3	137.0	1.65	3158.2	37.99	21.00	16.99	11.33	938.4	8419.6	8716.5
19	-24.9	シルト混じり砂	13	217.1	1.90	9133.3	43.32	24.00	19.32	12.88	2545.2	24349.4	25207.9
20	-27.9	砂にシルト混じり	35	296.2	2.10	18802.3	49.32	27.00	22.32	14.88	4874.8	50127.0	51894.4
21	+3.25	堤体(砂)	4	149.9	1.70	3898.2	5.53	0.00	5.53	3.68	2031.1	10392.5	10758.9
22-25	-	コンクリート	-	-	2.30	-	-	-	-	-	-	100000.0	($\nu=0.167$)

注) v_s は N 値から次式を用いて推定した $v_s=97N^{0.314}$, $v_s=50m/s$ (N 値=0). Mat No. 21~25 は堤体を示す.
 E ($\nu=0.333$):初期応力解析用のヤング率. E ($\nu=0.380$):EFFCTD 用のヤング率.

表-2 「EFFCTD」のパラメータ(2)

材料 Mat No.	α	β	h_{max} (%)	ϕ (度)	ϕ_{cr} (度)	D_{50} (mm)	F_c	R_{120}	R_{15}	η	F	D_r (%)	U_{max}
1	2.31	1.21	24	40	28	0.20	15	-	-	-	-	35	-
2	2.31	1.21	24	40	28	0.20	15	-	-	-	-	41	-
3	2.31	1.21	24	40	28	0.20	15	0.29	0.36	-7.0	1.5	39	1.0
4	2.31	1.21	24	40	28	0.13	30	0.31	0.39	-6.5	2.0	31	1.0
5	2.31	1.21	24	40	28	0.20	15	0.25	0.30	-7.0	1.5	30	1.0
6	2.31	1.21	24	40	28	0.13	30	0.30	0.37	-6.5	2.0	30	1.0
7	2.31	1.21	24	40	28	0.13	30	0.29	0.36	-6.5	2.0	29	1.0
8	2.31	1.21	24	40	28	0.20	15	0.25	0.31	-7.0	1.5	35	1.0
9	2.31	1.21	24	40	28	0.20	15	0.24	0.29	-7.0	1.5	34	1.0
10	2.31	1.21	24	40	28	0.20	15	0.27	0.33	-7.0	1.5	42	1.0
11	2.31	1.21	24	42	28	0.20	15	0.38	0.48	-6.0	2.5	68	1.0
12	2.31	1.21	24	42	28	0.20	15	0.36	0.45	-6.0	2.5	63	1.0
13	2.31	1.21	24	42	28	0.20	30	0.32	0.39	-7.0	1.5	56	1.0
14	2.31	1.06	22	38	28	0.13	90	0.23	0.28	-7.5	0.7	23	0.5
15	2.31	0.92	20	38	28	0.01	95	0.37	0.45	-7.5	0.5	16	0.2
16	2.31	0.92	20	38	28	0.00	95	0.34	0.40	-7.5	0.5	5	0.2
17	2.31	0.92	20	38	28	0.00	95	0.39	0.47	-7.5	0.5	20	0.2
18	2.31	0.92	20	38	28	0.01	95	0.41	0.49	-7.5	0.5	23	0.2
19	2.31	1.21	24	41	28	0.15	35	0.30	0.39	-5.5	2.0	47	0.9
20	2.31	1.21	24	41	28	2.50	10	0.28	0.37	-5.0	3.0	73	1.0
21	2.31	1.21	24	40	28	0.20	15	-	-	-	-	38	-
22-25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

表-3 「BOWL」のパラメータ

土質 材料 Mat No.	R-O モデル				Bowl モデル					R_{120}
	G_0 (tDmm)	h_{max}	γ_{cr}	γ_{cr}	A	C	D	$\frac{C_e}{1+e_p}$	X_i	
砂(水位以下)	1	5139.9	0.24	0.000158	-2.0	3.6	40	0.006	0.256	0.32
砂(水位以下)	2	3677.9	#	#	#	#	#	#	0.248	0.31
砂	3	3234.9	0.24	0.000158	-2.0	3.5	40	0.006	0.232	0.29
シルト混じり砂	4	2233.4	0.24	0.000158	-2.0	3.5	40	0.006	0.248	0.31
砂	5	2104.9	0.24	0.000158	-2.0	3.5	40	0.006	0.20	0.25
シルト混じり砂	6	1899.7	0.24	0.000158	-2.0	3.5	40	0.006	0.24	0.30
シルト混じり砂	7	1784.0	#	#	#	#	#	#	0.232	0.29
砂	8	2280.4	0.24	0.000158	-2.0	3.5	40	0.006	0.20	0.25
砂	9	2051.2	#	#	#	#	#	#	0.192	0.24
砂	10	2590.6	#	#	-3.0	6.0	#	#	0.216	0.27
砂	11	4591.2	#	#	-5.0	10.0	#	#	0.304	0.38
砂	12	4107.9	#	#	-5.0	9.0	#	#	0.288	0.36
砂	13	3492.9	#	#	-5.0	8.0	#	#	0.256	0.32
粘土混じり シルト	14	1004.2	0.22	0.000253	-2.0	3.5	40	0.01	0.184	0.23
粘土	15	581.3	0.20	0.000632	-2.0	6.0	40	0.06	0.296	0.37
粘土	16	142.5	#	#	-1.0	6.0	#	#	0.272	0.34
粘土	17	773.2	#	#	-3.0	6.0	#	#	0.312	0.39
粘土	18	938.4	#	#	-3.0	7.0	#	#	0.328	0.41
シルト混じり砂	19	2545.2	0.24	0.000158	-5.0	9.0	40	0.006	0.248	0.31
砂にレキ 混じり	20	4874.8	0.24	0.000158	-8.0	15.0	40	0.006	0.224	0.28
堤体(砂)	21	2031.1	0.24	0.000158	-2.0	3.5	40	0.006	0.20	0.25
22-25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
コンクリート	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-

注) $\nu=0.333$ (地盤), $\nu=0.167$ (コンクリート).
 G_0, γ_{cr} は $\sigma'_{v0}=1.0$ tDmm² のときの値. Bowlモデルの $B=1.6$

時間間隔は「EFFCTD」では0.00125秒とし、「BOWL」では0.0025秒とした. 両者の時間間隔の差は, 解の安定性の差から生じたものである. 両解析には図-10(c)に示した5秒から30秒までの時刻歴波形を共通に使用した.

(6)地震後変形量解析

地震後変形量解析のうち「AD-MINGT⁶⁾」では, 先ず初期の K_0 条件($=0.5$)を満たさない地下水面以下の要素(即ち, $K_0 > K(= \sigma'_v / \sigma_v)$)となっている要素)を探し出す. 次に, 「EFFCTD」から得ら

れた不規則な動的せん断応力の最大値を使い、累積損傷度の考えから等価繰返し回数 N_c を求める。 N_c を地震後変形量解析に適用するため、この N_c を静的自重解析の繰返し数 N_s に置き換え、探索された要素での線形自重解析を行う[ここで、 N_s は $N_s = 20 / (2 \times N_c)$ で求められると考えた。なお、上式の20は R_{L20} を求めたときの繰返し回数、2は両振幅を独立した片振幅数とするための値である]。要素ごとに N_s は変化するが、探索された要素の自重(物体力)を N_s 倍することで1回の自重解析を行えばよい。各要素のヤング率 E は「EFFCTD」から得られた全時間領域での最小接線せん断剛性率(例えば、液状化した要素では初期せん断剛性率の1/100以下の値となる)とポアソン比を0.49として求めた。最終的な地震後変形量として、「EFFCTD」の解析終了時の変位量を加えている。なお、地下水面より上の堤体部分はこの解析から除外した。

「BOWL-DEFORM」では、図-7に示した液状化後の地盤の物性値を使い線形自重解析を行う。同図中に示した「液状化前・後の剛性比 G_2/G_1 」は、液状化前(常時)の剛性 G_1 と液状化後(地震終了時)の剛性 G_2 との比を表す。例えば、黒色ゾーンの $G_2/G_1 = 0.001$ とは、液状化により剛性が1/1000に低下したことを意味する。次にポアソン比の選択であるが、これまでの検討からポアソン比の設定値が鉛直変位量に影響することが分かっている。ポアソン比が0.5に近い程、盛土天端の変位量が小さくなることと、非排水条件を満たすことを考慮して、今回はポアソン比を0.49に設定した。これにより、近似的に等体積条件が満足される。

4. 解析結果と考察

(1) 二次元有効応力解析結果

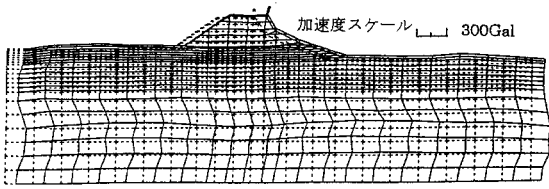
「EFFCTD」で得られた西島小学校前付近の被災堤防モデルでの最大加速度分布と最大変形量分布、最大せん断ひずみ分布図、最大過剰間隙水圧比分布をそれぞれ図-11(a), (b), (c), (d)に、「BOWL」から得られた同様の分布図を図-12(a), (b), (c), (d)に示す。図-11(a)と図-12(a)から、基礎地盤の軟弱粘性土で応答が低下し、パラペット上端を除いて応答の増幅はほとんどない。即ち、 N 値=0の粘土層が一種の免震効果を発揮している。パラペットでは約200Galの最大水平加速度応答を示している。過去の解析から、軟弱粘性土を基礎地盤とする他の堤防でもこの程度の応答加速度は得られており、淀川の値が特別大きいとはいえず慣性

力で堤体が破壊したとは考えにくい結果となった。一方、図-11(b)と図-12(b)から、「EFFCTD」では盛土天端で約12cmという比較的大きな最大水平変位量を示した。しかし、鉛直変位量はほとんど見られず、実際の破壊状況とは異なっている。「BOWL」では盛土天端で約17cm水平変位し、さらに約-4cmの鉛直沈下(図は絶対値表示)を示した。若干の差はあるが、両者の結果は軟弱粘性土地盤の変形特性を反映したものとイえる。図-11(c)と図-12(c)から、共に最大せん断ひずみ分布は軟弱粘性土で最大値を示し1%を越した。また法尻付近の液状化層では「EFFCTD」で0.2%、「BOWL」で0.7%の値となった。図-11(d)と図-12(d)から、最大過剰間隙水圧比は盛土以外の水平地盤の浅層部分が高く、堤内外地側で0.9以上となりほぼ液状化状態を示した。「EFFCTD」では、盛土直下から法面にかけては0.2~0.3のやや低い水圧比(ただし、有効鉛直応力表示)を示した。「BOWL」では、「EFFCTD」とほぼ同様に盛土直下で低い水圧比(ただし、有効平均応力表示)を示すが、その領域は「EFFCTD」に比べて狭い。

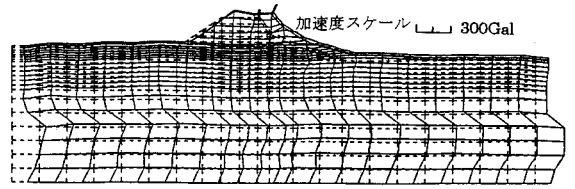
以上の結果から、液状化現象は盛土直下ではなく盛土周辺の浅層の砂質地盤から発生し、その結果として盛土直下の砂層地盤の側方拘束が弱まり盛土が陥没したと考えられる。さらに軟弱な粘性土層が側方流動を促進させたと推測することができる。ただし、盛土自体の破壊を示す結果は、両プログラムからは得られなかった。

(2) 地震後変形量解析結果

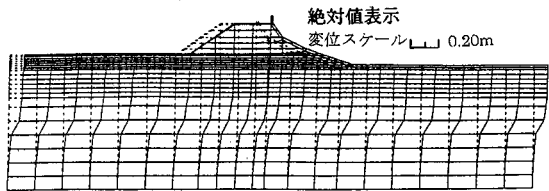
西島小学校前付近の被災堤防モデルでの地震後変形量による「AD-MINGT」の結果を図-13(a)に、「BOWL-DEFORM」の結果を図-13(b)に示す。両解析結果から、被災モデルの天端で約30cmの沈下量をそれぞれ示した。得られた沈下量は実際の約1/10であり、かなり小さい。解析結果と実被害の状況が合わなかった原因としては以下のことが考えられる。第1に解析手法の適用限界である。用いた解析手法は微小変形理論に基づいているが、実現象は大変形領域にまで達している現象であり、ここに適用限界がある。第2にモデル化に当たっての近似が挙げられる。モデルではパラペットと盛土・地盤間の滑りは考慮していない。また、コンクリート部(パラペットや盛土表装部)を一体化してモデル化しているが、液状化時にはクラックなどが入り、ばらばらに挙動することが予想される。第3に変形・破壊メカニズムの違いである。液状化後の変形



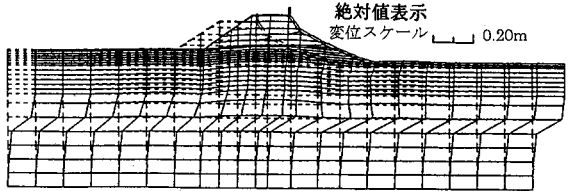
(a) 最大応答加速度分布



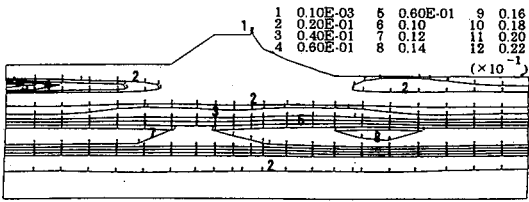
(a) 最大応答加速度分布



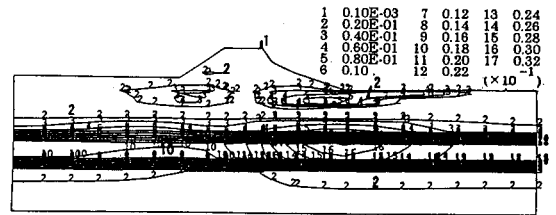
(b) 最大応答変位図



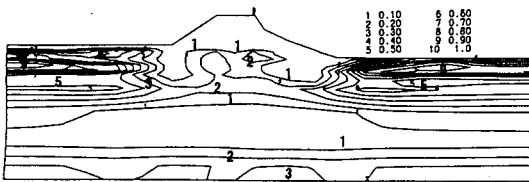
(b) 最大応答変位図



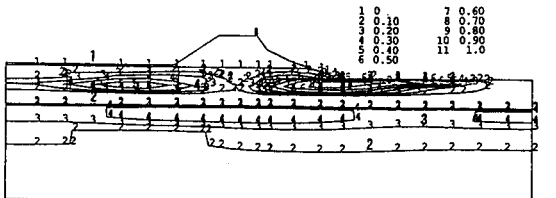
(c) 最大せん断ひずみ分布



(c) 最大せん断ひずみ分布



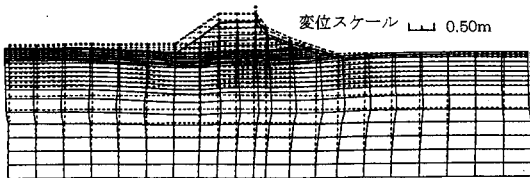
(d) 最大過剰間隙水圧比 (U_v / σ'_{vo})



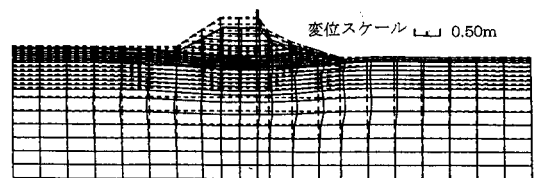
(d) 最大過剰間隙水圧比 (U_v / σ'_{vo})

図-11 「EFFCTD」での解析結果

図-12 「BOWL」での解析結果



(a) 「AD-MINGT」による結果



(b) 「BOWL-DEFORM」による結果

図-13 地震後変形量解析結果

予測に用いた残留変形解析は、滑り破壊などの破壊パターンは想定できていないが、図-8の変形状態を見ると滑り破壊も含まれていると判断できる。

ただし、過去に著者の1人が提案した動的有効応力解析法²⁸⁾から得られた沈下量(動的な慣性力のみで生じる残留変形量)に比べてかなり大きく現実の被害に近づいてはきている。

5. おわりに

今回、解析に必要な土質資料や被災前の堤防断面等の情報の収集に努力したが、公表されている資料が少ないために精度の高いデータは入手できなかった。それでも、二次元有効応力解析プログラム「EFFCTD」, 「BOWL」の解析結果から、盛土直下を除く基礎地盤で液状化が発生し側方流動によって堤防被害が発生したこと、過剰間隙水圧の分布傾向が実被害と対応していることを解析シミュレーションから明らかにすることが出来た。また、地震後変形量解析手法「AD-MINGT」, 「BOWL-DEFORM」を運用することで、被害規模には及ばないものの地震後の変形量をある程度再現出来ることが確認できた。しかし、その絶対値は解析値の方が1オーダー小さかった。この問題を解決するには、モデル化の仮定や微小変形解析、静的変形解析などの解析手法の限界をみきわめ、新たな手法を「TOTAL」に導入する必要がある。

一方、液状化被害発生の可能性については今回利用したシステム「TOTAL」でも一定程度判断できることから、今後は高水敷の有無による被害の程度の差を検討するつもりである。しかし、盛土やその支持地盤の動きについては未だ不明な点があり、今後の解析検討のためにも、各種調査から盛土やその支持地盤の変形形態を詳細に把握する必要があると言えよう。

謝辞: 本研究を行なうに当たり、入力地震波形を快く貸し出して頂きました住宅・都市整備公団と鴻池組の皆様へ感謝いたします。

参考文献

- 1) 土木学会:土木学会阪神大震災震災調査第二次報告会資料,土木学会,pp.45-52,1995.
- 2) 白井祥夫,山田富夫:耐震性を高める淀川堤防の復旧,土木学会誌,1月号,pp.50-51,1996.
- 3) 若松加寿江:兵庫県南部地震による液状化の特徴と課題,第5回都市防災に関する講演・討論会,篠塚研究所,pp.18-19,1995.
- 4) 阿部博,草野郁:液状化時の盛土と地盤の耐震安定性評価のためのシステム“TOTAL”について,昭和63.都土木技研年報,pp.253-273,1988.
- 5) 阿部博,草野郁:水平地盤の液状化解析,平2.都土木技研年報,pp.293-306,1990.
- 6) 阿部博:遠心載荷による模型盛土の液状化振動台実験,平7.都土木技研年報,235-242,1995.
- 7) 高田直俊:壊れたもの,壊れなかったもの,土と基礎,Vol.44 No.2 Ser.No.457,pp.31-34,1996.
- 8) 資源協会:我が國に於ける各種災害の危険度分布,第16図,1952.
- 9) 土質工学会関西支部・関西地質調査業協会:新編大阪地盤図,コロナ社,1987.
- 10) 大阪市防災会議地震専門部会:大阪地盤の液状化,図-5,1982.
- 11) 大阪市総合計画局:地盤の液状化に関する調査研究,図-10,1987.
- 12) 阿部博,草野郁:根固めを含む盛土の二次元液状化解析,土木学会第48回年次学術講演会,pp.436-437,1993.
- 13) Lee, K.L.: Seismic permanent deformations in earth dams,UCLA-Eng. 7497,pp.1-31,1975.
- 14) Serff, N., Seed, H.B., Makdisi, F.I. and Chang, C.-Y. : Earthquake-induced deformation of earth dam, Report No.EERC76-4, University of California, Berkeley, September, 1976.
- 15) 中村邦男,渡辺憲夫,谷野謙吾,竹氏彰,高栄一:盛土の地震時沈下解析,第17回土質工学研究発表会,pp.1889-1892,1982.
- 16) 佐々木康,松尾修,館山悟:盛土の地震による変形量の一解析手法,第17回土質工学研究発表会,pp.1893-1896,1982.
- 17) 野沢太三:新幹線盛土構造物の耐震強化に関する研究,鉄道技術研究報告,No.1304,1986.
- 18) Finn, W.D.L. : Analysis of post-liquefaction deformations in soil structures, H. Bolton Seed, Vol.2 Memorial Symposium Proceedings, May, 1990, Editor J. Michael Duncan, BiTech Publishers, Ltd., Vancouver, B.C., Canada, pp.291-311, 1990.
- 19) 古関潤一,松尾修:液状化性地盤盛土の動的遠心模型実験を対象とした永久変形解析,第29回土質工学研究会,pp.1053-1056,1994.
- 20) 龍岡文夫,福島伸二:砂のランダム繰返入力に対する応力~ひずみ関係のモデル化について(1),生産研究,

第30巻9号, pp. 26-29, 1978.

- 21) 國生剛治, 江刺靖行, 桜井章雄: 砂層の液状化現象についての数値シミュレーション, 電中研報告, No. 381023, 1982.
- 22) 福武毅芳, 松岡元: 任意方向単純せん断におけるダイラタンシーの統一的解釈, 土木学会論文集, No. 412/Ⅲ, pp. 240-248, 1989.
- 23) 福武毅芳, 大槻明: 三次元液状化解析による部分改良地盤の効果の予測, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム, 土質工学会, pp. 205-210, 1991.
- 24) 規矩大義, 安田進, 増田民夫, 佐藤一也: 細粒分を含んだ砂の液状化後の変形特性試験, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp. 1041-1042, 1994.
- 25) 沢井布兆, 藤井睦, 横山浩明, 松谷輝雄, 石田潤一郎, 小堀隆浩: 兵庫県南部地震における高見フローラル超高層RC造集合住宅の検証(2), (3), 日本建築学会大会学術講演概要集, B-II, 構造, pp. 431-434, 1995.
- 26) 阿部博, 草野郁: 東京低地における地盤の再液状化現象, 土木学会論文集No. 554/Ⅲ-37, pp. 157-171, 1996.
- 27) Matsuo, O.: Damage to river dikes, *Special Issue of Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, pp.235-240,1996.
- 28) 福武毅芳, 大槻明: 地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム, 2.4 ALISSによる解析地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 84-93, 1989.

(1996.7.12受付)

INVESTIGATION AND ANALYTICAL EVALUATION OF DAMAGE TO LEVEE CAUSED BY LIQUEFACTION IN HYOGO-KEN NAMBU EARTHQUAKE

Hiroshi ABE, Hiroshi MORI, Kiyoshi FUKUTAKE and Satoshi FUJIKAWA

In the 1995 Hyogo-ken Nambu Earthquake, the soil liquefaction caused serious damage to the levees at the Yodo-river in Osaka city. The authors developed two kinds of analysis codes named EFFCTD and BOWL. These codes are based on the effective stress method. Using these programs, we carried out the simulation of the damage to the levees at the Yodo-river based on the following two steps: the dynamic analysis during the shaking and the static self-weight analysis evaluating the residual displacements (AD-MINGT and BOWL-DEFORM). The results of the analysis can express the damage of the dike qualitatively, but the liquefaction induced settlements and lateral displacements are underestimated.