

4. 水際線構造物の被害・メカニズム分析及び復旧・復興

4. 1 河川構造物

4.1.1 河川堤防の被害状況・分布

阪神・淡路大震災による河川管理施設の被害件数は、合計 355 件にのぼった（図-4.1.1 参照）。

被害状況は、全般に石積み・コンクリートブロック積み護岸の崩壊による道路の沈下およびクラックの発生等が随所で見られた。地震の発生は非出水期であったため、直接浸水等の被害にはつながらなかったが、大きな被災箇所では万が一に備えてまず緊急に仮復旧工事が行われ、その後この地震を教訓に耐震設計を検討、本格復旧工事が行われた。

河川堤防の被害を主な河川毎に整理すると次のとおりである。

(1) 堤防の被害

- ① 淀川；建設省直轄河川において 4 河川 3 2 箇所が被災し、なかでも淀川下流左岸（大阪市此花区西島）の被害は特に甚大で、約 2.0km にわたって堤防崩壊がみられた。このうち被害のもっとも大きい所では堤防が 3m も陥没し、パラベットの倒れたために、もともと大阪水準点基準高より 8.1m 高かったものが、3.5m の高さにまで落ち込んでいた。仮に、地震で津波が発生し、崩壊した堤防から水があふれ出していれば、JR 大阪駅を含む大阪市北区の西半分と、福島区、此花区の全域が浸水するおそれがあった。そこで、建設省近畿地方建設局は、堤防周辺の土砂が噴き出した痕跡から、堤防基礎部（軟弱地盤）の液状化が崩壊の主原因であったと断定、全国でも異例の大規模な地盤改良工事を行うことを決定した。また、西島川が淀川に合流する西島水門付近では、防潮堤にクラックが生じ、擁壁がずれ、被覆コンクリート下の空洞が確認された。そして防潮扉においても被災が報告された。その他の区間では 0.2m 以下の天端の沈下や亀裂等、比較的軽微な被害であった。
- ② 神崎川；神崎川河口部付近の護岸で河川敷に 5 0 0 m あまりの地割れが走り、堤防全体が 10cm～15cm 程度沈下するとともに、堤防道路の沈下・陥没、パラベットの目地開きや、クラックが生じ、石積の亀裂崩壊等の被害が発生した。特に、河口部にあたる西淀川区中島 2 丁目の布屋海岸では液状化による隆起陥没が約 1km にわたって認められた。また、左門殿川との分岐点である佃地区の剣先部分や、西島川護岸では鋼矢板護岸の変位と PC 鋼の損傷が確認された。
- ③ 武庫川；河口より約 2.5km から上流約 6km 区間の左右岸堤防及び河口部約 0.9km 区間の右岸堤防に被害が生じた。特に、山陽新幹線の橋梁付近の左右岸堤防の堤体や高水敷などに縦横断の亀裂が発生し、深さが 90cm 以上に達するものも認められた。しかし、武庫川堤防は、震源から約 30km の近傍に位置し、最大地表水平加速度が 500～700gal と極めて大きな地震動が生じたと推定されるにもかかわらず、堤防の被害程度は、震源から遠距離にある淀川下流域の堤防に比べて軽微な被害であった。
- ④ 中島川；河口部から延長 920m におよび、0.5m～1.0m の堤防天端の沈下、被覆コンクリートの陥没、縦方向の亀裂および裏法面のブロックの陥没を生じた。また、尼崎市と大阪市との境界付近の中島工業団地前地区では、大規模な液状化現象が見られた。

(2) 自立式構造の特殊堤の被害例

左門殿川と神崎川の分流付近では、自立式構造の特殊堤が川側に傾斜し、天端が沈下した。また、堤内側張コンクリートに陥没、開口クラックが見られ、周囲には噴砂が認められた。なお、自立式構造の特殊堤の被害は全体で 19km に渡っているが、そのほとんどが本体の被害ではなく、前面護岸や背後コンクリートの陥没、クラック等の軽微な被害であった。

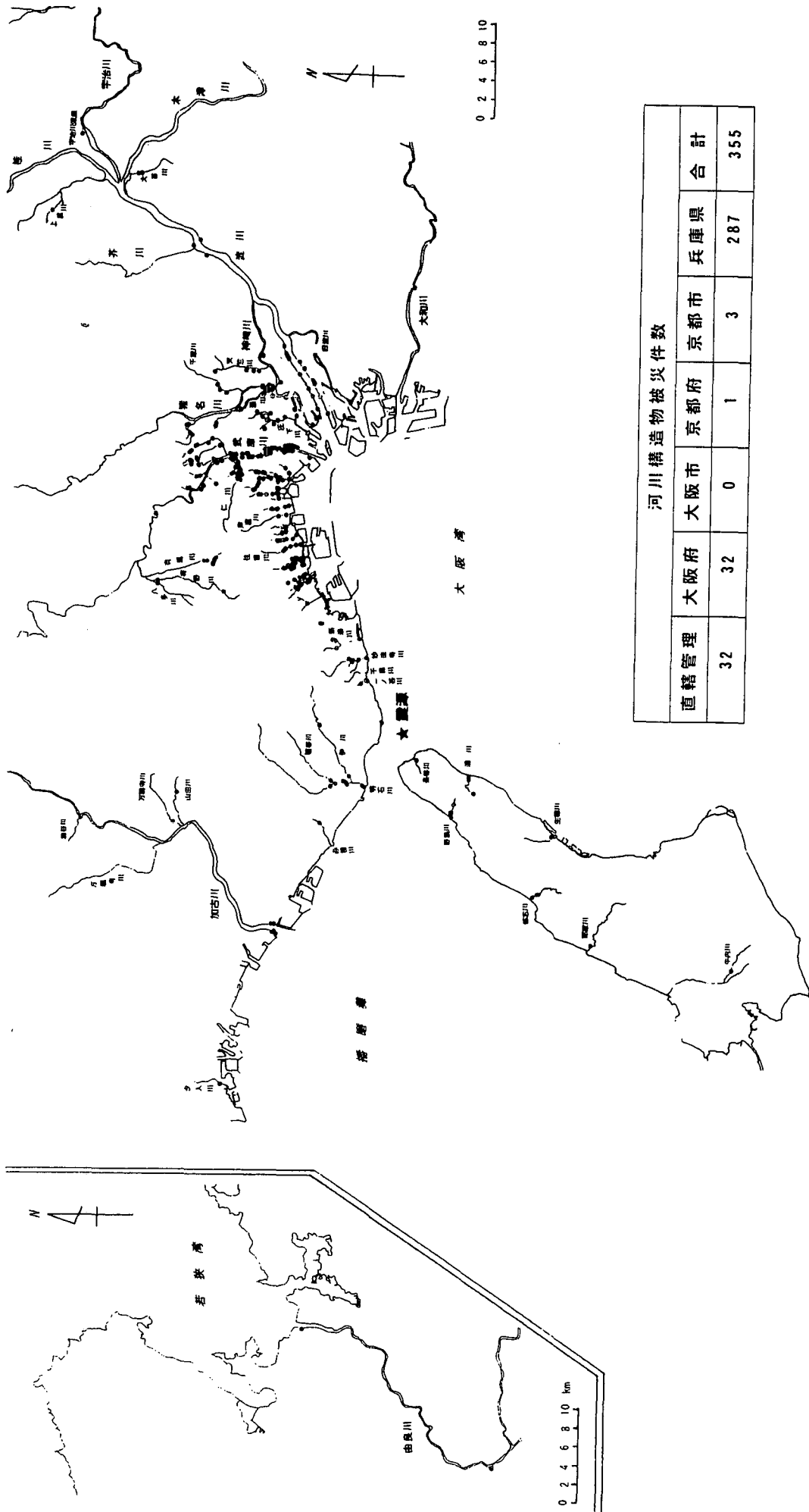


図-4.1.1 阪神淡路大震災における河川構造物の被害箇所

4.1.2 地震時被災の要因分析・被害原因の究明

現在の河川堤防は、そのほとんどが自然に形成された河道に対し、長い治水の歴史の中で、過去の被害状況を鑑みて、嵩上げ、腹付け等を重ねてきた結果の姿である。したがって、河川堤防の構造は以下に示すような特性を有している。

- ①築造箇所の基礎地盤を選択できず、地盤条件の悪い箇所にも築造されている。
- ②大量の築堤材料を必要とすることから、大半の堤体が入手が容易で比較的経済的な施工ができ、補修もしやすい土を材料としている。
- ③過去の補強工事等の積み重ねの結果、内部構造は不均質であり、箇所毎にも異なっている。
- ④過去の地震において被害を受けているが、被害を受けても機能の一部が保持され復旧が短期間でなされること等により、二次災害の事例はほとんどない。

河川構造物は、これまで洪水や高潮といった非日常的な現象を対象に堤内地の浸水の防御を主目的としていることと、地震と洪水が同時に発生する可能性が少ないことなどから、自立式構造の特殊堤、高規格堤防等を除いては、これまで一般に地震力を考慮していなかった。

以上のように、河川構造物の耐震性については不明な点が多いことから、今回の地震によって、どの要因がもっとも被害の程度に影響を及ぼしたか、また、被害が甚大であった箇所とそうでなかった箇所との差はいったい何であったのかを明らかにする必要がある。

被害要因を多角的に分析し、河川構造物の地震時の安定性についての評価を行うために、

- ①いくつかの河川流域に沿って実施された地質調査ボリング結果を参考にして、流域の地質縦断図を作成する。
- ②さらに、その上に護岸構造、高水敷の有無、矢板の有無、堤防高といった堤防の構造形式を記入し、河川堤防の地震前の前提条件を再現する。
- ③この条件の上に地震時の被害状況（沈下、クラック、液状化の有無）を併せて示す。

以上のことを行った。対象となる河川は、地域性や既往調査資料の量と質を考慮し、以下の3河川とした。

(a)淀川 (b)中島川、左門殿川 (c)武庫川

(1)被害と地形地質の関係

(a)淀川

・淀川の地質

周辺の地質構成は、砂、粘土の互層からなる大阪層群の上部に砂礫を主体とする上部洪積層が分布しており、さらにその上部を沖積層が覆っている。

河川中央での地質縦断図を図-4.1.2に示す。地質は、距離標 9.0~10.0km 付近に上町層が分布し、その上流と下流で沖積層の性状が異なる。上町台地の下流部は、盛土直下に緩い層厚 5~10m 程度の沖積砂質土(As 層)が分布しているが、上流側はこの沖積砂質土層の層厚は激減し、砂層の中位や上位に粘性土が分布している。

・淀川の地形・地質と被害の関係

被害のほとんどは、河口部に集中している。河口部周辺は図-4.1.2に示したように、層厚 10m 程度の沖積層砂質土が分布しており、この下位には層厚 15m 程度の軟弱な粘性土が分布している。ここでは、被災が著しかった距離標 10.0km より下流部（上町台地の西方）の沖積層砂質土（As 層）を対象に、粒度特性などの土質的な要因について整理し、被災箇所の特性について考察する。

・土質特性と被害の関係

図-4.1.3に淀川河口部の砂の粒度加積曲線図を示す。平均粒径は、0.02~0.2mm を示し、細粒分含有率は、10%~80%を示す。左岸及び右岸の平均粒径の頻度分布を図-4.1.4に示した。同図によると、左岸、右岸とも被災箇所においては、 D_{50} が 0.15~0.2mm 間の頻度が多くなっていることがわかる。一方、無被災箇所について見ると、左岸、右岸とも全体にばらついている傾向が認められるが、右岸側では $D_{50}=0.2\text{mm}$ 以下で被災箇所比べて頻度が多い傾向が見られる。

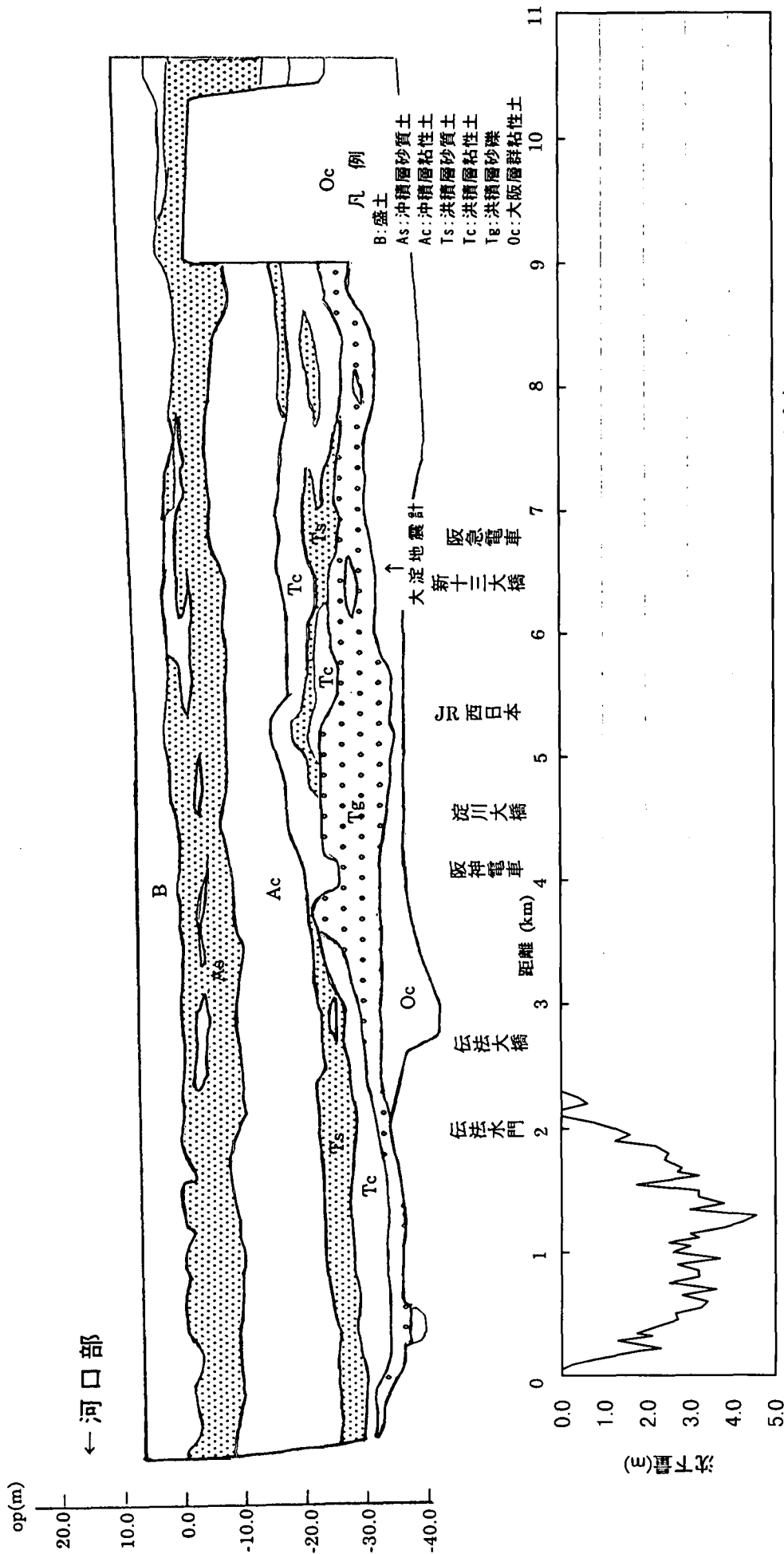


図-4.1.2 淀川の地質状況及び堤防天端沈下量

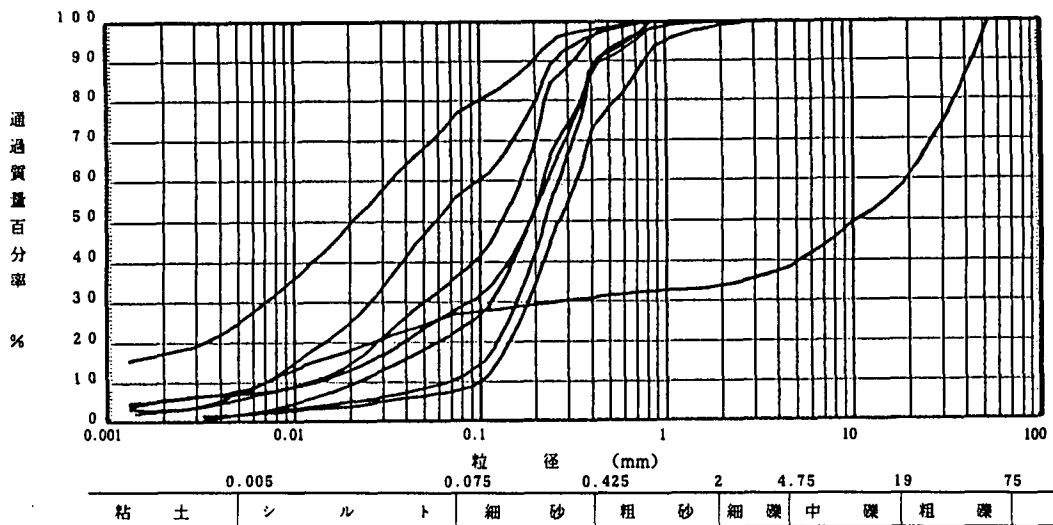


図-4.1.3 淀川河口部の砂の粒径加積曲線図

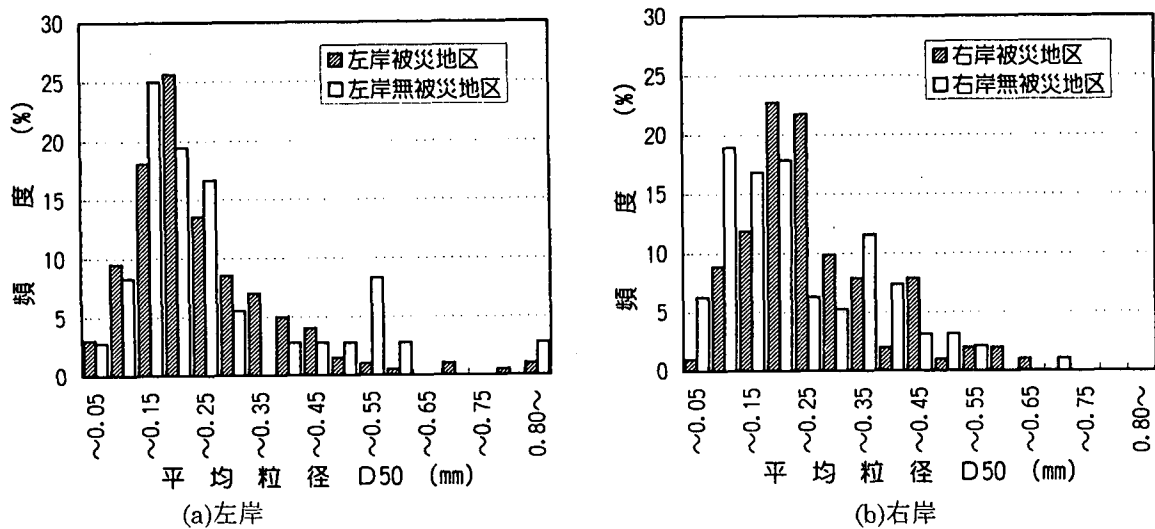


図-4.1.4 平均粒径の頻度分布

細粒分含有率についてみると、図-4.1.5 に示すとおりである。すなわち、左岸、右岸ともに被災箇所は無被災箇所と比べ、細粒分の少ない傾向（細粒分 25%以下の頻度が多い）があるようであり、無被災箇所の頻度分布が全体にばらついている傾向が伺える。以上のことから、被災箇所と無被災箇所では若干の土質工学的の違いはあるものの明瞭な関係は把握できない。

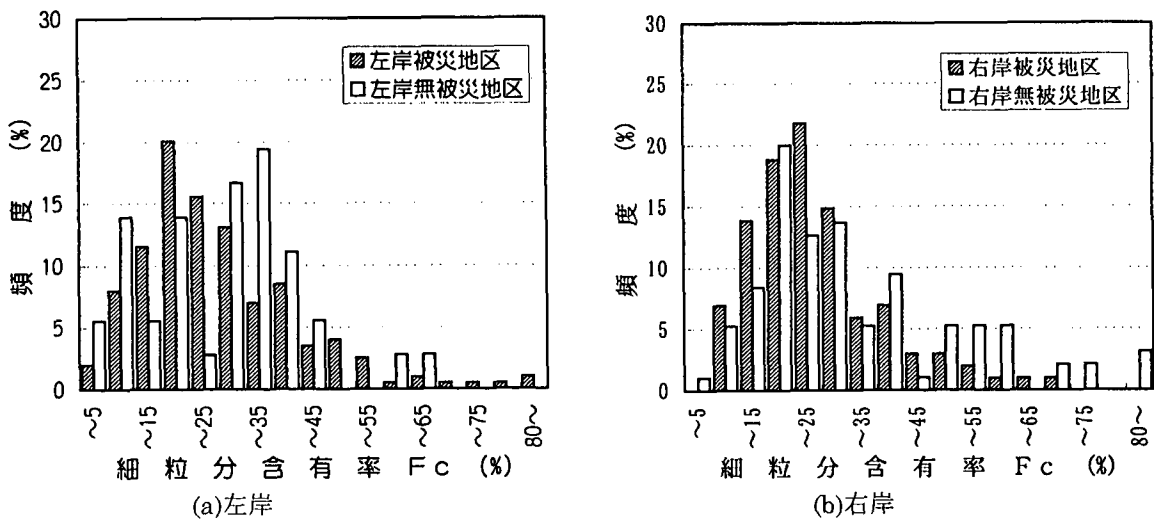


図-4.1.5 細粒分含有率頻度分布

・地形と被害の関係

現在の地形区分と被災との関係を大観するため、空中写真判読より地形と被害の関係を推定する。

各地形区分毎の被災の程度の差異を把握するため、各地形区分毎に被災率を求めた。なお、ここで言う被災率とは、次式によって求まる被災延長の比率のことである。

$$\text{被災率} = \frac{\text{災害申請延長}}{\text{各地形区分の長さ}} \times 100 (\%)$$

図-4.1.6 に左岸、右岸における地形区分毎の被災率の分布を示した。図によると、左岸の干拓地（下流部の西島地区）、右岸の埋立てられた人工水路（下流部の西島地区）での被災率が 100% 及び 65% と高い値となっている。

したがって、被災率の高い地形区分は、1.干拓地、2.埋立てられた人工水路、3.デルタであり、代表的な被災箇所はこの地形区分に相当している。また、堤防総延長の約 50% を占める後背湿地の被災率が全体に低いことがわかる。

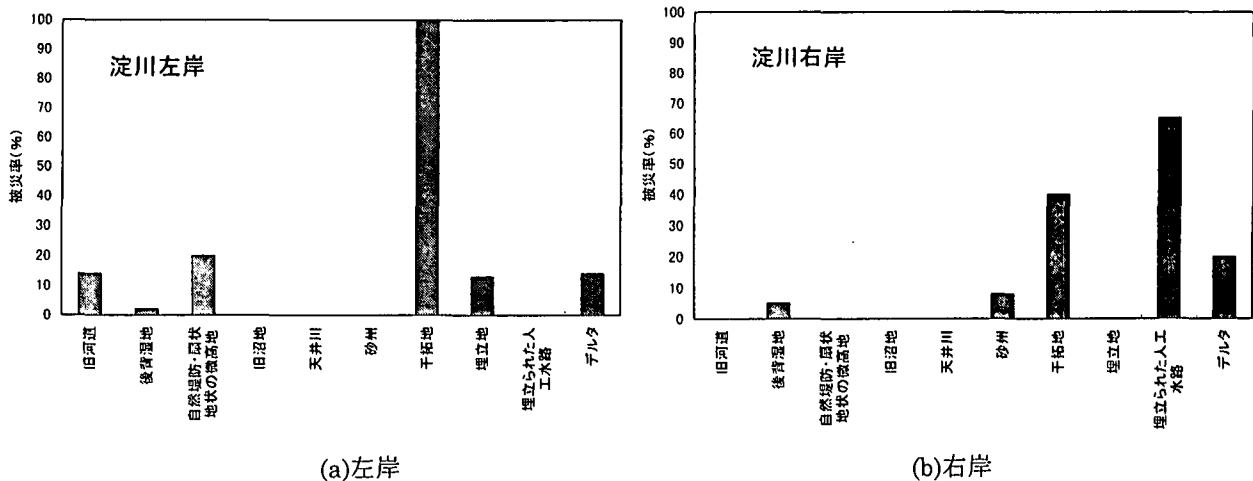


図-4.1.6 被災率と地形区分の関係

(b)中島川、左門殿川

・中島川、左門殿川の地質

神崎川は、摂津市の一津屋地先で淀川より分流し、安威川、糸田川、高川、天竺川等を合流しながら西へ流下し、猪名川を合流して南下するとともに左門殿川、中島川、西島川に分流しつつ大阪湾に注いでいる。

中島川・左門殿川は淀川に近く、淀川の地質と特に大差はなく、沖積層が厚く堆積した大阪平野を流下している。また、河口部は埋立地である。

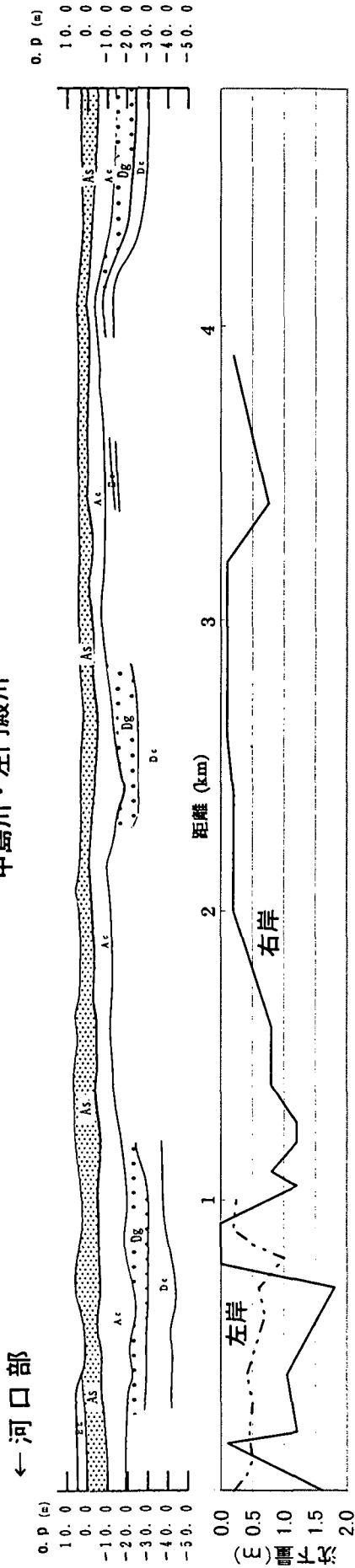
・中島川、左門殿川の地形・地質と被害の関係

中島川・左門殿川の被害も、淀川と同様河口部から約 2km 以内の範囲に集中している。河口部の河川中央部の地質は図-4.1.7 に示すように、約 10m 程度の沖積層砂質土層の下位に層厚 15m~20m 程度の軟弱な粘性土層が分布している。また、河口付近には多くの液状化による噴砂現象が確認されていることから、沖積層砂質土層の液状化により被害が発生したものと推定できる。図-4.1.8 に粒径加積曲線を示す。平均粒径は 0.05~1mm、細粒分含有率は 10%~60%である。

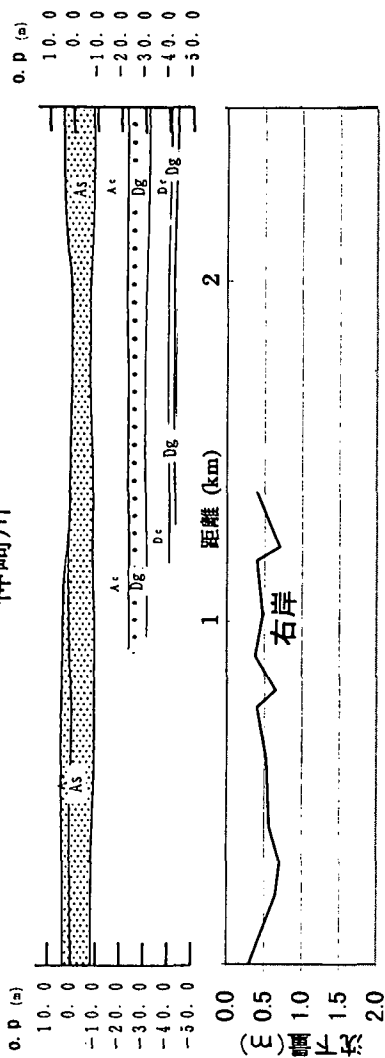
図-4.1.9 は、旧河道と被害の関係を示す。同図に示すように、干拓した区域においては液状化の度合いも大きく、被害も大きいことから、中島川、神崎川の河口部の布屋海岸も埋め立て地盤の緩い盛土の液状化により被害が生じたものと推察できる。

しかし、同じような地質状況であっても、被害の程度は右岸と左岸で差がある。この神崎川、中島川は、大阪府と兵庫県の県境になっており行政の違いにより堤防形状も若干異なっている。地質状況が同じでありながら、被害に差があることについては、後述することとする。

中島川・左門殿川



神崎川



- 凡 例
- Bn: 盛土
 - As: 沖積層砂質土
 - Ac: 沖積層粘性土
 - Dc: 洪積層粘性土
 - Dg: 洪積層砂礫層

図-4.1.7 中島川、神崎川の地質状況及び堤防天端沈下量

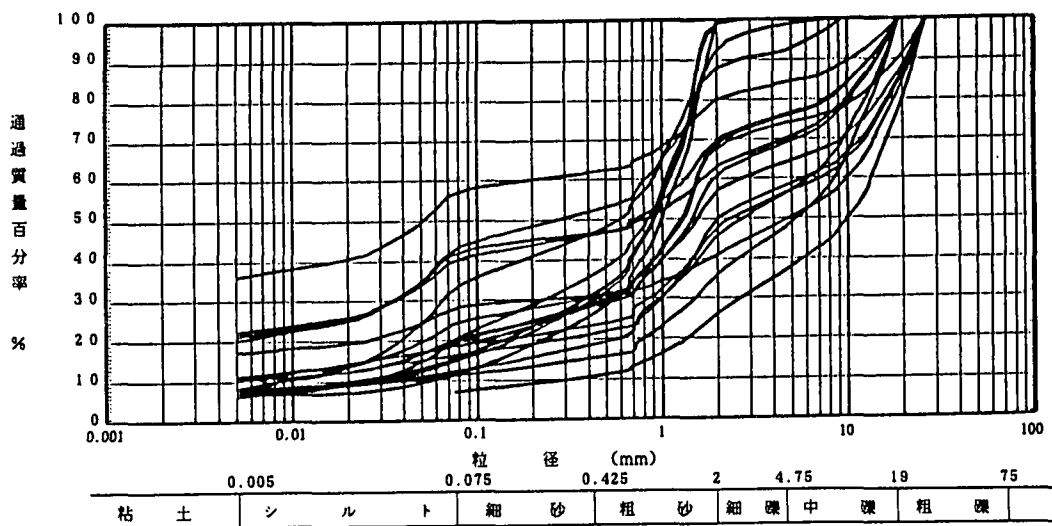


図-4.1.8 中島川河口部の砂の粒径加積曲線図

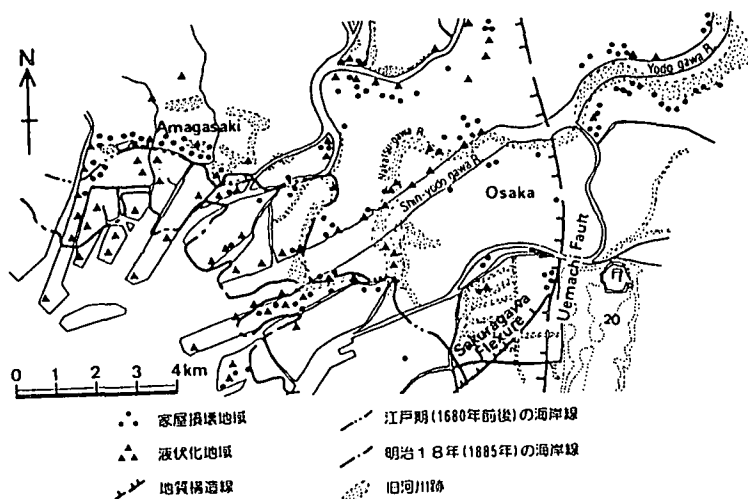


図-4.1.9 淀川の旧河道と液状化・家屋損壊被害分布

(c) 武庫川

・武庫川の地質

武庫川が流れる伊丹段丘、尼崎平野は武庫川によって造られた三角州であり、沖積平野部においては伊丹礫層上に尼崎粘土層が南に行くほど厚くなりながら分布し、ボーリング資料で「シルト混じり粘性土層」として記載されるものでN値は5以下の軟弱地盤であり、多数の貝殻化石を含んでおり、地盤沈下とも関係が深い。

この三角州を構成する沖積層は、阪急電鉄以南に厚さを増し、これを下流に沿って調べていくと、名神高速道路の右岸側においては12m~13m、左岸側は8m~9mであり、国道2号の右岸側では約15m、左岸側では17m~18mであり、阪神電鉄においては右岸側が約15m、左岸側が約20mとなり、明らかに下流に行くほど沖積層厚が厚くなる典型的な三角州であることがわかる。

・武庫川の地形・地質と被害の関係

武庫川は、阪神間を南北に貫流する築堤河川である。被害は河口付近から約10kmにわたっており、河口部では左右岸に被害状況の違いが、上流部では上下流方向に被害状況の違いが生じている。

武庫川の河川中央の地質断面図と被害の関係を堤防沈下量を指標として図-4.1.10に示すが、被害箇所が河川中流域のJR新幹線付近に集中して認められる。被害箇所の地質は、表層に数メートルの沖積層砂質土が分布しているものの、以深は、N値30~50の洪積層砂礫層が分布している。

堤防は、国道43号線橋梁より上流は、大正から昭和にかけて改修された嵩上げ式堤防である。下流は昭和26年~30年に築造されたものであり、その後昭和39年~40年にかけて堤防天端に自立式のパラペットを構築し、堤防を嵩上げて三面張構造としている。

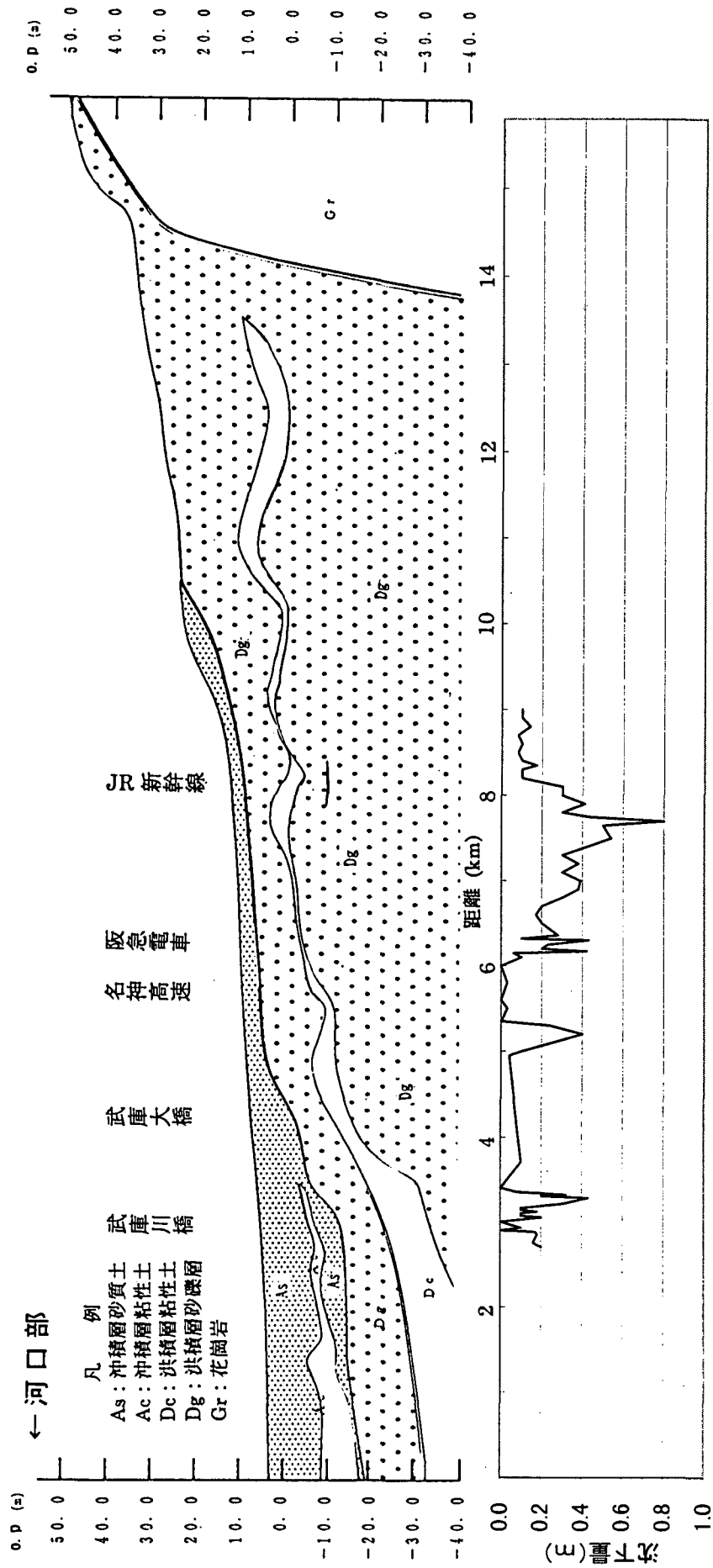


図-4.1.10 武庫川の地質状況及び堤防天端沈下量

上流部の標準的断面を図-4.1.11 に示す。河口部の被害は特に右岸側が大きく、延長約 0.9km にわたって、堤体・堤内の亀裂・開口や噴砂を始め、護岸や周辺の沈下等が認められた。しかし、対岸の左岸側では右岸側に見られるような顕著な被害は認められなかった。

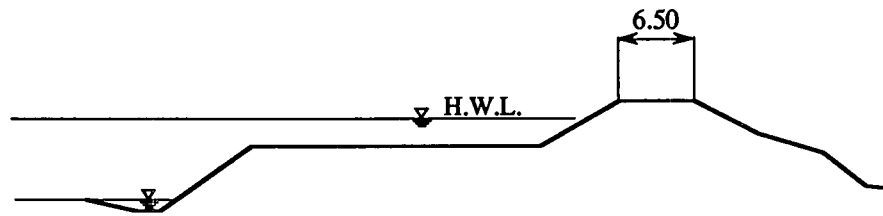


図-4.1.11 武庫川上流部標準断面図

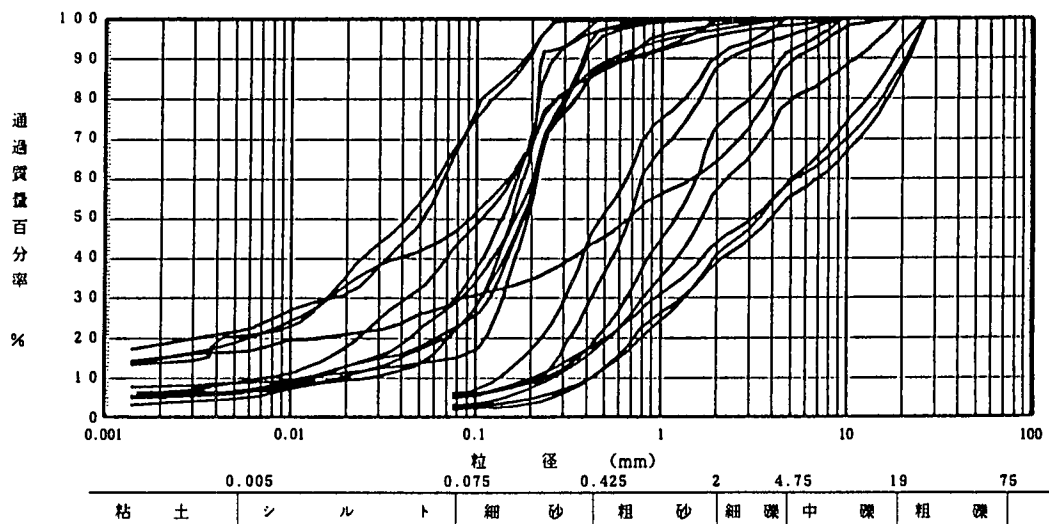


図-4.1.12 武庫川河口部の砂の粒径加積曲線図

図-4.1.12には、武庫川河口部の砂の粒径加積曲線を示す。同図によれば、平均粒径は0.04~0.4mm程度であり、細粒分含有率も20%~70%である。これまでに示した、淀川、中島川・左門殿川の粒径加積曲線と武庫川の粒径加積曲線とは特に差がないことから、分布する砂質土の性質によって被害に差が出たものではないと考えられる。

図-4.1.13には、武庫川付近の地質図を示す。被害が大きかった武庫川中流域の西側には、伊丹断層が確認されており、この線（面）を延長するとほぼ被災箇所上に位置する。このことから、潜在的な構造上の違いがあるのではないかと、河川縦断方向で実施した浅層反射法による断層探査結果³⁾（図-4.1.14 参照、伊丹断層は CMP270 付近に位置する）、地表面のベクトル変位図⁴⁾（図-4.1.15 参照）、を参考に検討したが、被害の根拠となる要因を確定することはできなかった。

以上のことから、地質の観点から見た被害の要因をあげると

- ①淀川、神崎川では主に河口部に被害が集中しており、この付近の地質が、沖積砂質土、沖積粘性土が厚く分布する地域であることから、砂の液状化により被災したものと推察される。
- ②また、これらの河口部は、埋立てが行われた箇所とほぼ一致することから、旧地形との関係も大きいものと考えられる。
- ③武庫川については、河口部の沖積砂質土、粘性土が厚く分布している箇所の被害が少なく、中流域の比較的地盤条件の良い箇所での被災が多い。このため、地質構造との関係が推察されるが、それを裏付ける根拠が乏しい。

次に、地質以外の要因について被害との関係について検討する。

地質区分

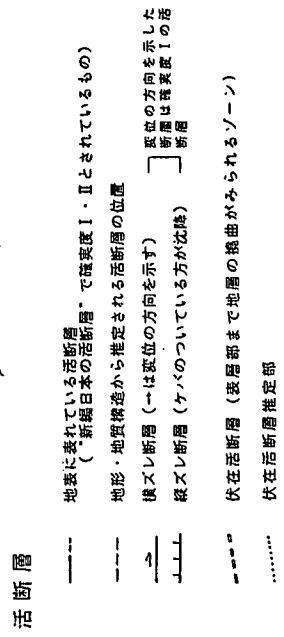
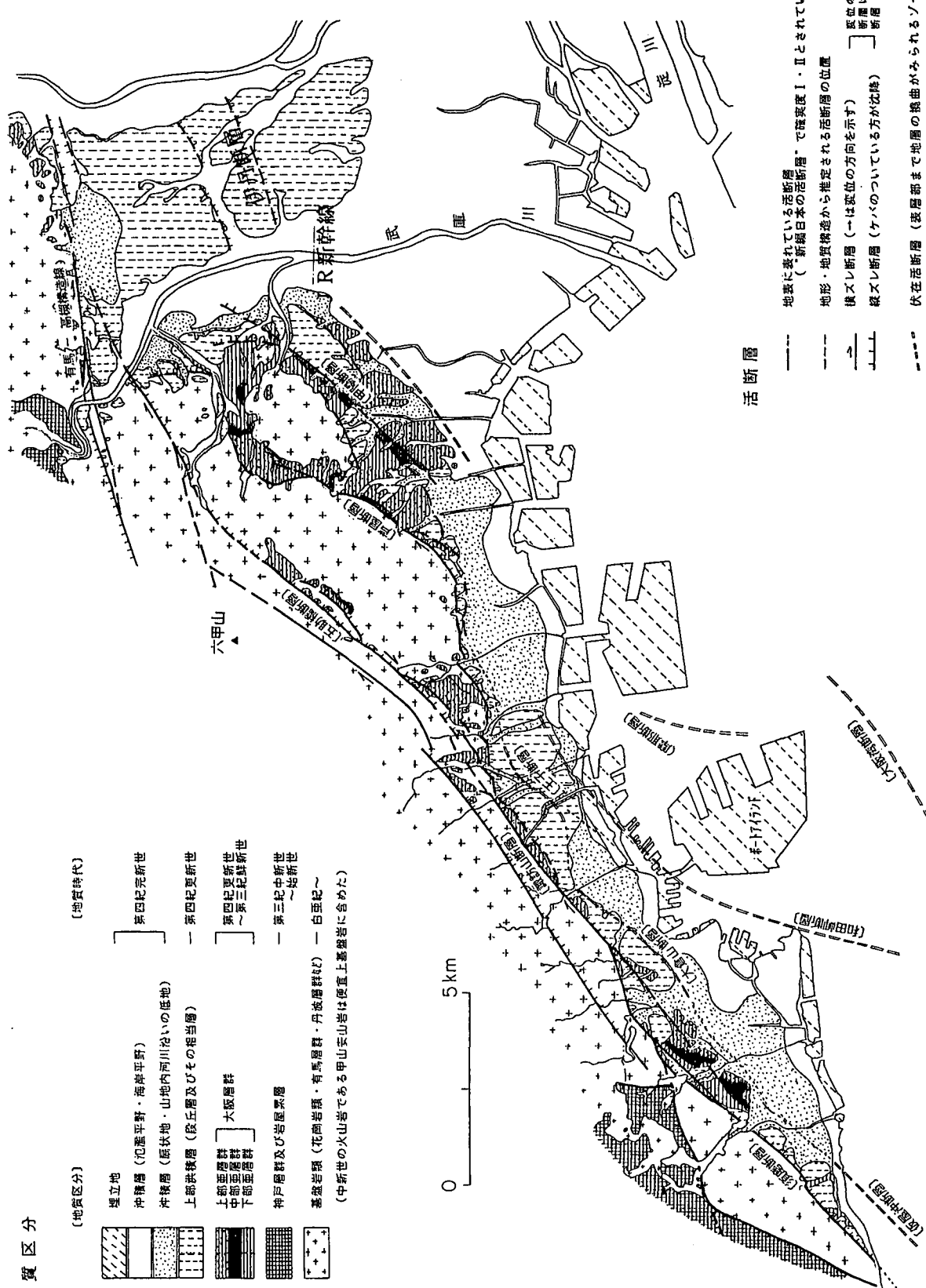
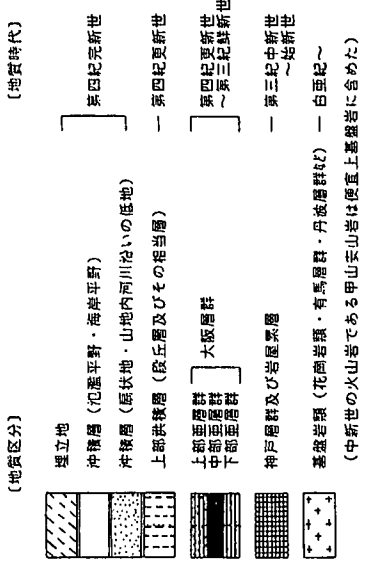
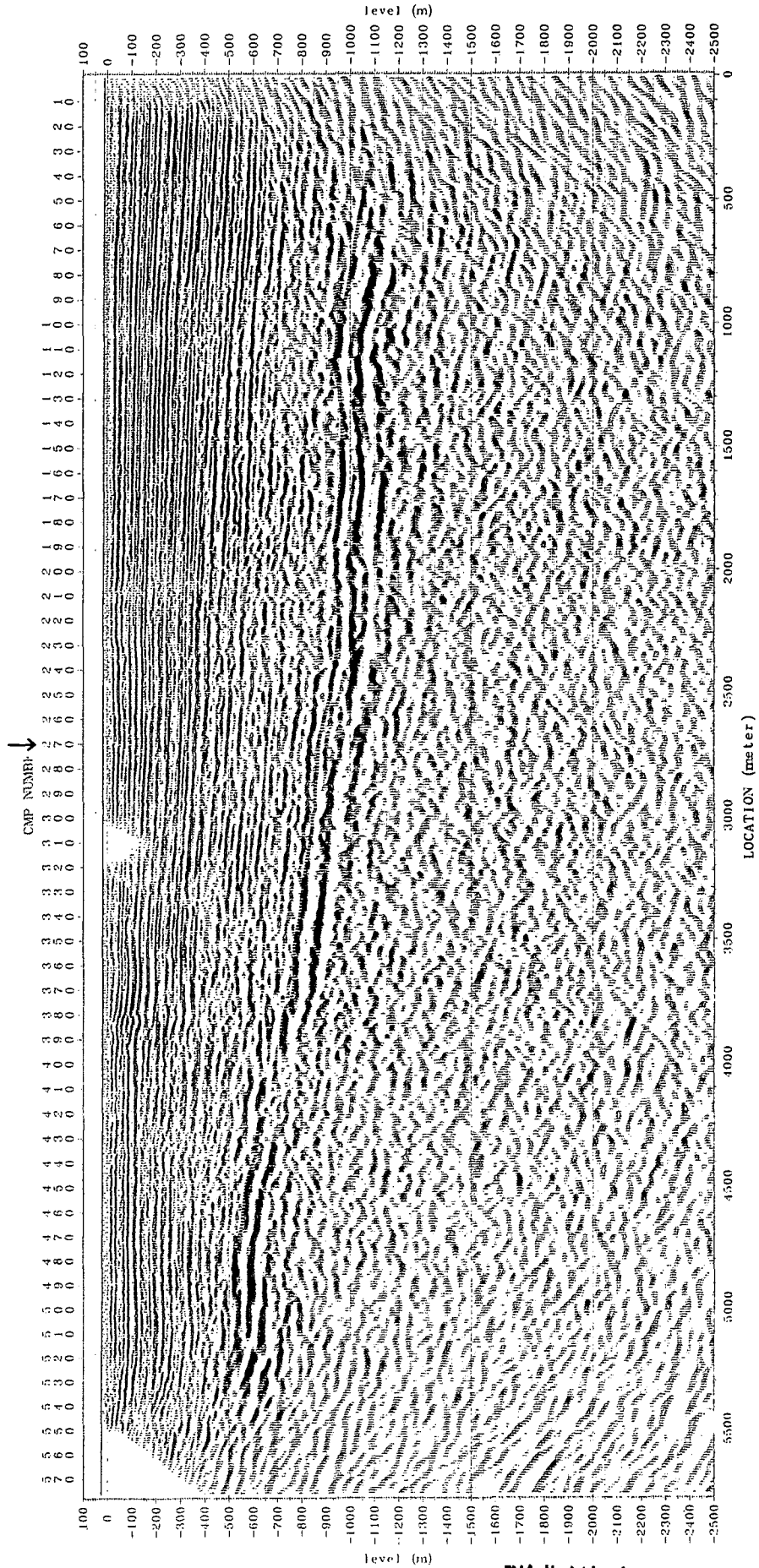


図-4.1.13 六甲南縁部の地質²⁾

伊丹断層



深度断面図

図-4.1.14 武庫川沿いの浅層反射法深度断面図 3)

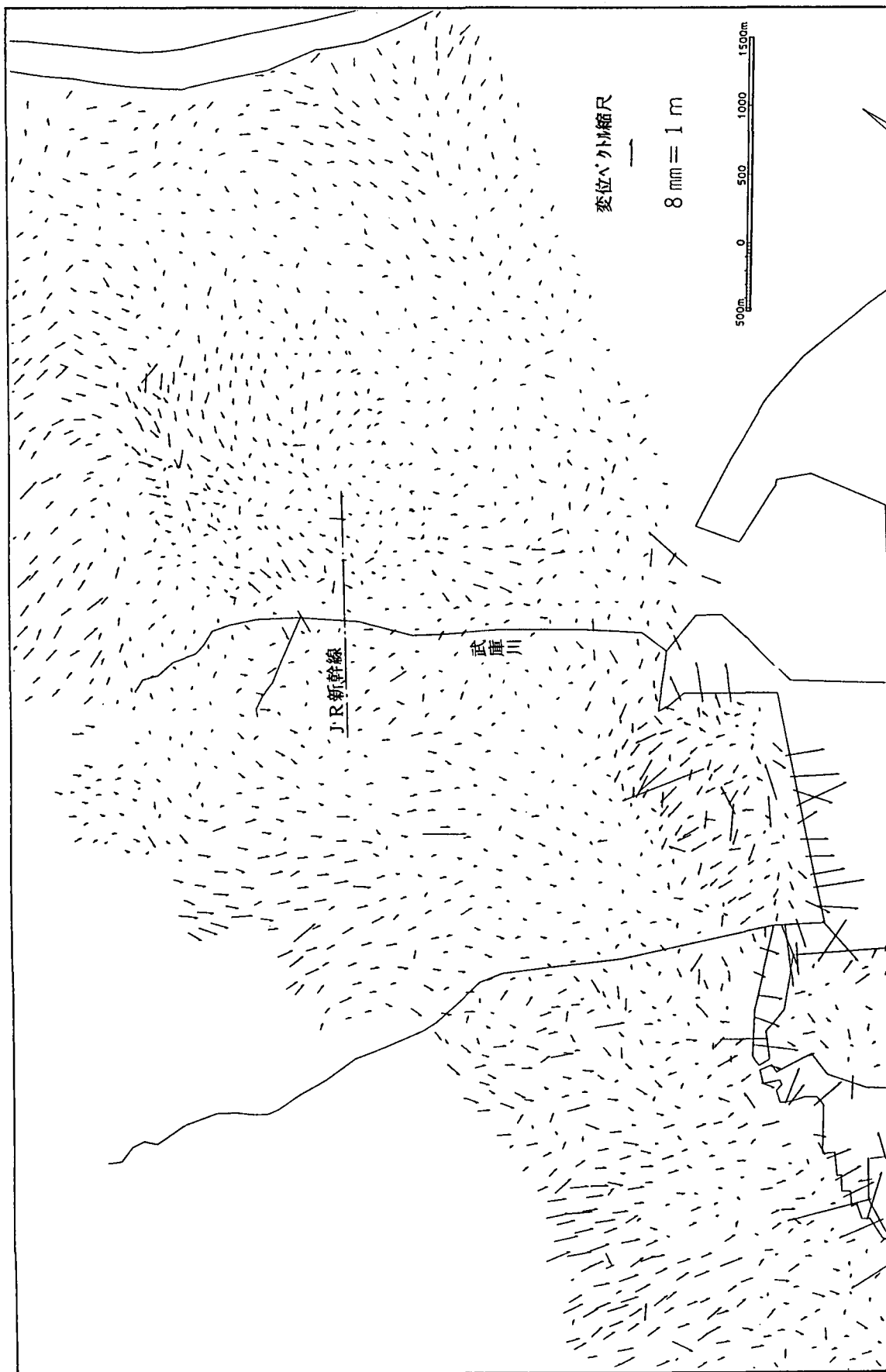


図-4.1.15 武庫川付近の地表面変位ベクトル図⁴⁾

(2)被害と堤防形状の関係

河川堤防は、線状構造物であることから、堤防縦断と横断とでは地震動に違いが生じる。また、堤防の形状によっても地震動に差が生じることが予想される。ここでは、堤防の形状の差による地震動について検証した。

(a)堤防縦断と横断方向での地震動の違いについて

大淀地点（淀川河口より約6.5km地点）において、堤防天端と堤内地側地盤の地震計により記録を得たので堤防の地震動の特性について特徴を述べる。

大淀は、震央から東北東に約40km程度離れた淀川河口の左岸に位置し、堤防縦断方向では北東-南西方向、堤防横断では、北西-南東方向である。地震計は、観測地点の堤防天端と堤内地地盤に設置されており、個々の地震計は堤防縦断方向と横断方向の2成分と鉛直1成分を有している。観測された地震波形を図-4.1.16に示す。なお、地震波形の解析は建設省土木研究所で行っている。

ほぼ、200ガルを超える地震動が観測されているが、堤防横断方向と上下方向では堤防天端において大きく増幅されており、堤内地盤での値に比べてそれぞれ1.6倍、2.3倍となっている。一方、縦断方向では形状的に拘束力が大きいため、このような増幅は認められない。振動の継続時間は約4.5秒である。応答スペクトルから卓越周期を見ると、水平方向では約1~2秒、上下方向では、約2~3秒となっている⁵⁾。

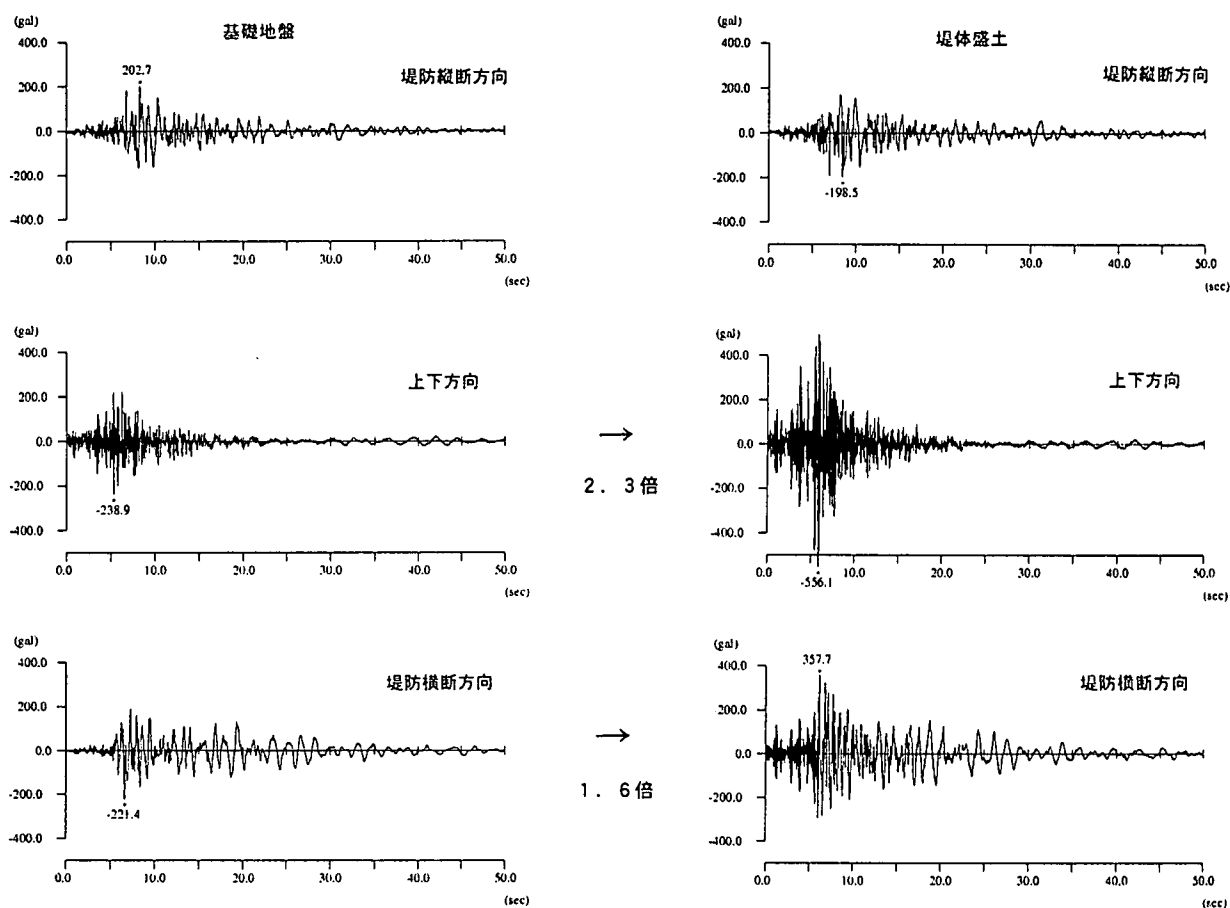


図-4.1.16 大淀で観測された地震加速度波形

(b)高水敷の有無による被害の違いについて

図-4.1.17 に高水敷幅と堤防沈下量の関係を示した。地形区分毎の高水敷幅と沈下量の関係によると、旧河道、デルタ、自然堤防・扇状地状の微高地、砂州については、両者に明瞭な相関関係は認められない。特に、砂州は高水敷幅に関係なく、ほとんど沈下を生じていない。埋立地、干拓地及び埋立られた人工水路における沈下が著しいが、干拓地においては高水敷幅が 50m 程度になると、沈下量が急激に小さくなるような傾向も伺える。

また、これをもとに数値解析を行い、高水敷の有無による地震動について検討を行った。

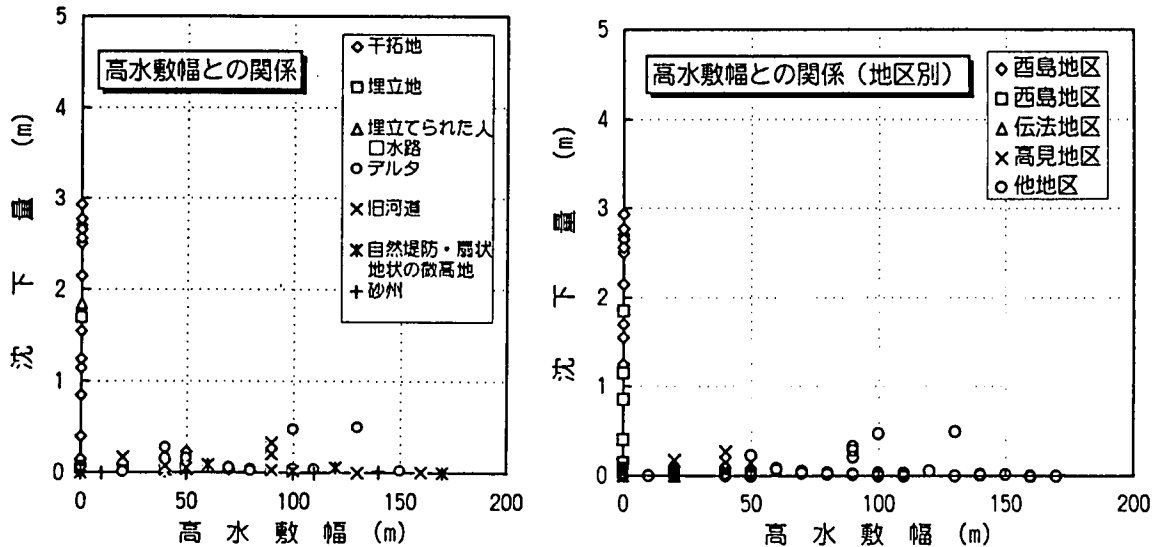


図-4.1.17 高水敷幅と堤防沈下量の関係

堤防形状による地震時の応答の相違を明らかにするため、地震応答解析を、淀川下流部のデルタ地形の中から、高水敷、堤内地盤高、被害程度等が異なる断面を抽出し実施した。選定地点とその理由を表-4.1.1 に示す。解析結果を図-4.1.18 に示す。なお解析は、有限要素法に基づく2次元応答解析プログラム「Super FLUSH」を用いている。

表-4.1.1 地震応答解析を行った地点とその理由

地点名	選定理由	被害状況
淀川左岸 0.65km (西島地区)	堤内地盤高が高い	被害有り (大)
淀川左岸 1.4km (西島地区)	高水敷無し	被害有り (大)
淀川左岸 3.0km (伝法地区)	高水敷有り	被害なし
淀川左岸 3.55km (高見地区)	高水敷有り	被害有り (小～中)

これより、堤防天端の最大加速度については、堤内地盤が高い 0.65km のケースについては、低くなっている。高水敷の有無については、1.4km においては、高い加速度の分布範囲が下に凸の分布になっているのに対し、高水敷のある 3.0km 及び 3.55km 付近では、特に堤内地で 20～40 ガル程度低減されている。

つまり、高水敷の有無や堤内地盤高により、堤防直下の液状化を起こしたと考えられる砂層の最大加速度が影響されることがこれよりわかる。

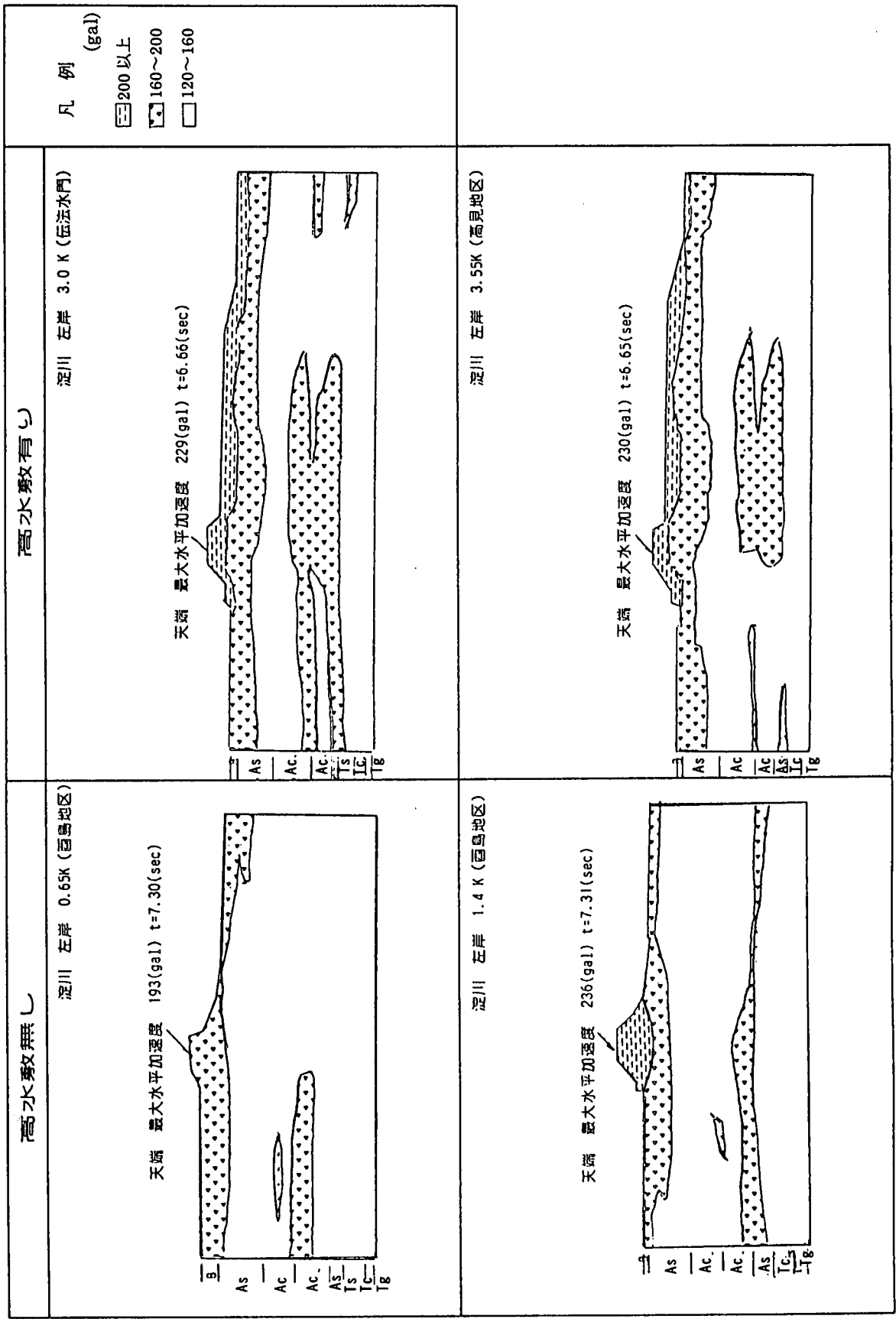


図 4.1.18 最大水平加速度分布

(3)被害と構造物の関係

(a)構造上の違い

兵庫県と大阪府の行政界は、河口から新幹線までの間については、中島川、左門殿川、神崎川である。今回の震災において、特に、中島川、左門殿川の左岸側（大阪府）、右岸側（兵庫県）では河川堤防の被災、変状の程度が大きく異なっている。これら違いは、当地域の基礎地盤、土質の性状がほとんど同じであることから、堤防の構造上の違いによることも考えられる。また、左右岸では河川管理者が異なっており、改修の沿革、改修の断面構造等も異なっている。以下、これらの違いが被害の程度を左右していることについての検討を試みる。

①断面構造の比較

・右岸側（兵庫県）

中島川、左門殿川の右岸堤防は、市域の 1/3 が海拔 0 メートル地帯である尼崎市の市街地への浸水を防ぐ目的で、昭和 28 年に建設された。その後、第 2 室戸台風等により高潮災害を被り、二度の嵩上げ補強を行い現在にいたっている。断面図を図-4.1.19 に示す。

河口から 3.48km 地点より上流においては、前面に控杭式鋼矢板護岸により造成した高水敷をもつ構造になっている。断面図を図-4.1.20 に示す。こうした構造は、従来からの構造物に継足、補強といった複合構造になっており、耐震性は極めて小さいものと考えられる。

一方、中島川右岸のうち 0.6km~0.9km の間約 300m は、平成 6 年に施工した新設矢板護岸であり、変状はほとんどない。断面図を図-4.1.21 に示す。これら構造のタイプ別の位置を図-4.1.22 に示す。

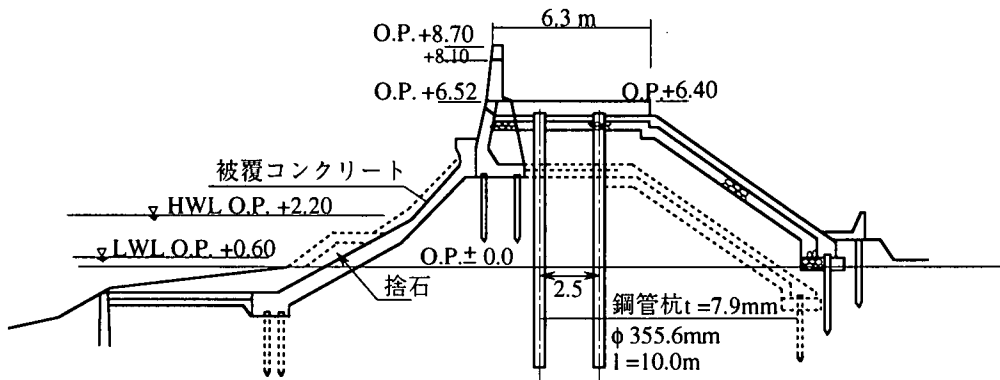


図-4.1.19 嵩上げ堤防構造

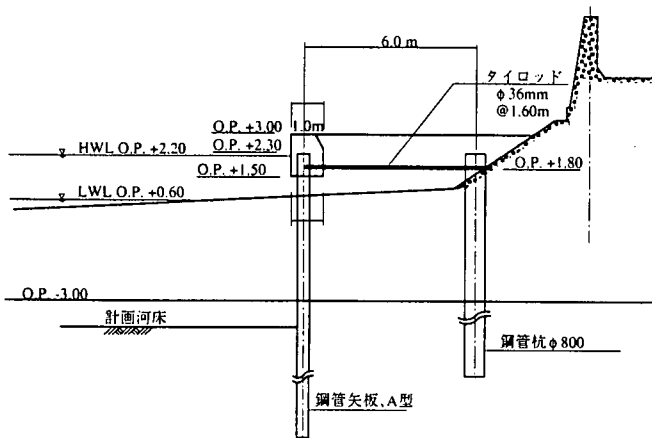


図-4.1.20 控杭式鋼矢板護岸構造

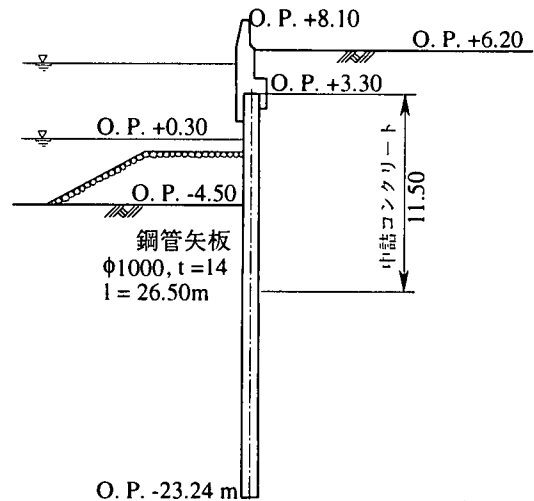


図-4.1.21 新設矢板護岸構造

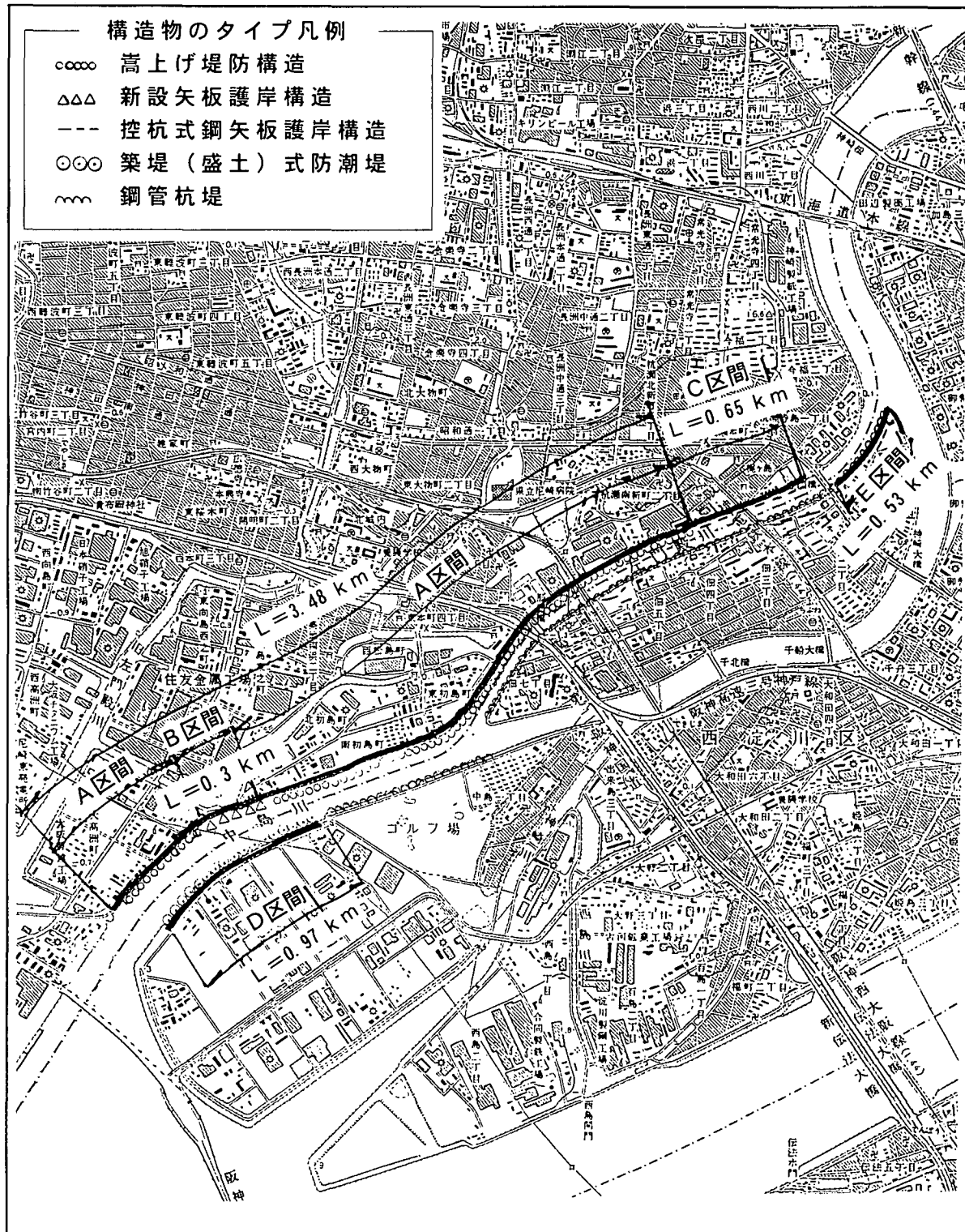


図-4.1.22 構造物のタイプ別位置図

・左岸側（大阪府）

中島川左岸、左門殿川左岸の断面構造は、大阪市防潮堤より下流と上流に区分され、下流は築堤（盛土）式防潮堤、上流は東海道本線までの間は鋼管杭堤である。下流区間は、昭和 36 年～39 年に海岸堤防改修事業として築造された後、計画高の変更に伴い嵩上げがなされたものであり、三面張構造になっている。断面図を図-4.1.23 に示す。上流区間は、昭和 36 年～39 年にタイロッド式鋼矢板断面であったものに、嵩上げに伴い鋼管杭堤（既設鋼矢板との一体構造）としたものであり、その後、高水敷造成のための控杭式護岸を施工している。断面図を図-4.1.24 に示す。

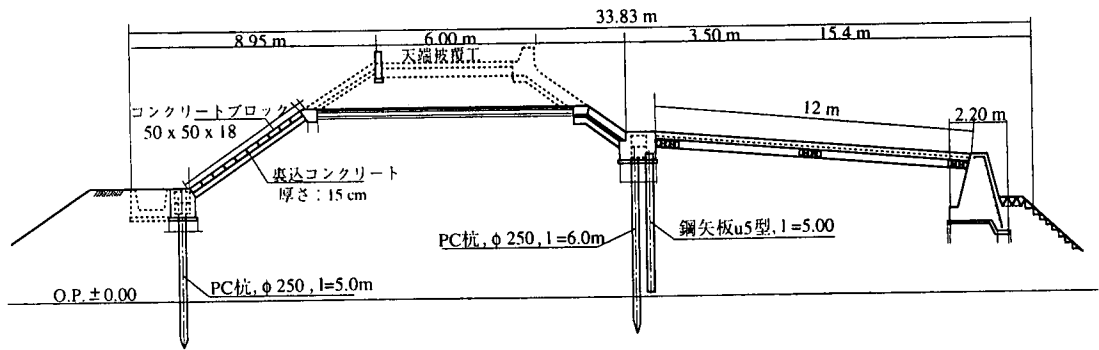


図-4.1.23 三面張構造断面図

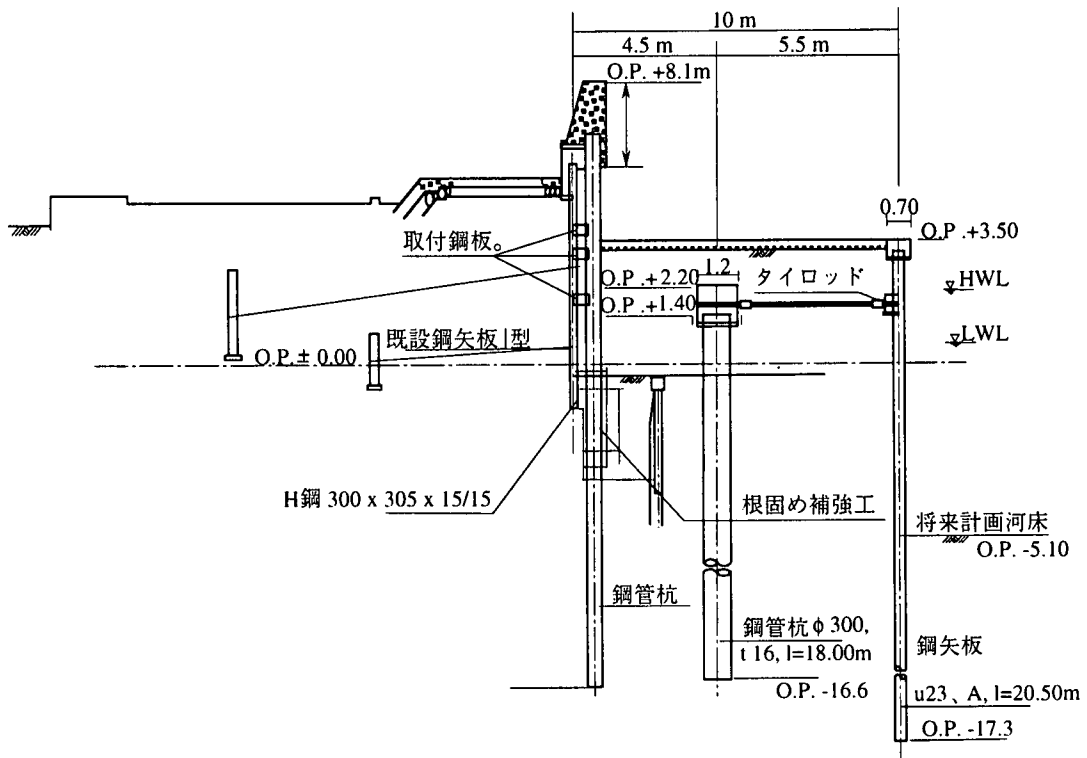


図-4.1.24 控杭式護岸断面図

②主な被災状況

・右岸側（兵庫県）

<中島川、左門殿川>

昭和 43 年に嵩上げされた L 型パラペットコンクリート床版は、径 406mm、長さ 10m の鋼管杭で支持されているが、床版は杭とともに、0.1m～1.8m 沈下した。沈下は、下流から 2km 区間が著しく、漏水はこの区間のうち、1～2km で発生した。0.6～0.9km の間は前述したように新設矢板護岸の施工により沈下は生じていない。

3.48km より上流は、川表側に控杭式鋼矢板を打ち、OP+3m まで盛土しており、押さえ盛土の効果があつたのか沈下は 10cm 程度と少なかった。川裏側では、L型コンクリート床版と法覆工との間に 10~50cm の段差が見られ空洞化していた。

堤防法面は、全区間にわたって、川表、川裏とも、無筋コンクリートで施工され、沈下の大きかった 2km より上流は、川表、川裏とも 1~2 列の連続した幅 1~1.5cm の亀裂が生じていた。特に、堤内地盤高が OP±0~0.6m と低い 1~2km 区間では、潮位が高くなると川裏の下部及び施工目地から漏水し、応急止水工事が終了する 2 月初旬まで続いた。

<神崎川>

中島川、左門殿川に比べると、小規模であるが、沈下、滑り等の被害が発生している。控杭式鋼矢板低水護岸は、現況河床高が高いため変形も微小で、矢板が川側に 1° 程度傾斜し、控杭上部の高水敷地盤に 1~15cm、深さ 10~50cm 程度の亀裂を生じた。コンクリートパラペットも 5~10cm 程度の沈下、部分的な変形に伴う目地のズレ、クラック等の発生があつた。

・左岸側（大阪府）

<中島川>

大阪市防潮堤より下流側の築堤式防潮堤部においては、最大 1m 程度の沈下が生じている。この区間約 1 km の平均沈下量は、52cm となっている。この他、天端被覆工に沈下や隆起が発生し、表法覆工コンクリートに亀裂、高水敷部覆工の施工目地が大きく開口するなどの被害が生じた。また、重力式擁壁の傾斜も全体に見られた。下流端の堤内側法尻付近では、液状化現象を示す噴砂孔も見られた。その他低水護岸前の捨石が全区間隆起したこと、川裏側法面ブロックが約 40m 間陥没などしている。しかし、これら変状は、兵庫県側に比べてその規模は小さい。

<左門殿川、神崎川>

国道 2 号より上流の左門殿川左岸ならびに剣先部において被害を生じている。左門殿川左岸では、タイロッド錨堤板が、一体的に動いて堤防天端に段差を生じた。堤防背面道路の被害延長は約 300m で堤外地で液状化を生じている。剣先部は、高潮護岸本体の擁壁（杭基礎式 L 型）が堤外側に 2~3° 傾斜し天端で約 40cm 程度の地盤沈下が見られたほか、試掘により P C 杭の損傷が確認された。

以上のことから、被災状況と断面構造との関係は、定性的な表現であるが、次のようにまとめることができる。

- ①大阪府側が採用していた鋼管杭堤は、既設鋼矢板と一体構造であるとともに、親水機能をもたせるために設けた高水敷造成のための控杭護岸も、耐震性の向上に役立っている。
- ②中島川下流の兵庫県側築堤部と大阪府側築堤部を比較すると、兵庫県側は、従来断面に嵩上げをした複合構造であることと下部における液状化の影響もあって、堤防の機能を失うまでに損傷したが、大阪府側は、二重断面であり、築堤幅も大きいため兵庫県側のような大きな被害は受けていない。
- ③兵庫県側の左門殿川上流部が、さほど被害を生じていない理由としては前面に鋼矢板護岸で高水敷部の造成を行っており、このことが、堤体全体を補強する効果（堤防盛土に対し、押さえ盛土荷重となり、液状化がもたらす崩壊に対して拘束する役目をもつ）をもたらした。

(b) 矢板の効果について

淀川においては、漏水防止のため施工した矢板の打設長と沈下の関係が得られている。図-4.1.25 に旧地形別の矢板長と沈下の関係、図-4.1.26 に地区別の矢板長と沈下の関係を示す。これらの図から以下のことがわかる。

砂州は高水敷の場合と同様、矢板長に関係なくほとんど沈下を生じていない。砂州以外の地形においては不明瞭ながら、矢板長が長くなると沈下量が小さくなる傾向が伺える。干拓地、埋立てられた人工水路においては、矢板長さが4mを越えると沈下量が急激に小さくなる傾向もみられる。

また、液状化対象層として考えられる沖積層砂質土（As層）の層厚に対する矢板長の割合について整理し、これと沈下量の相関を見てみたものを図-4.1.27 に示す。図によると、沖積砂層の層厚の50～70%以上矢板を打設すると沈下量は急激に小さくなり100～150%（砂層厚相当～砂層厚の1.5倍程度）打設すれば堤体の沈下がほとんど生じないものと考えることができる。

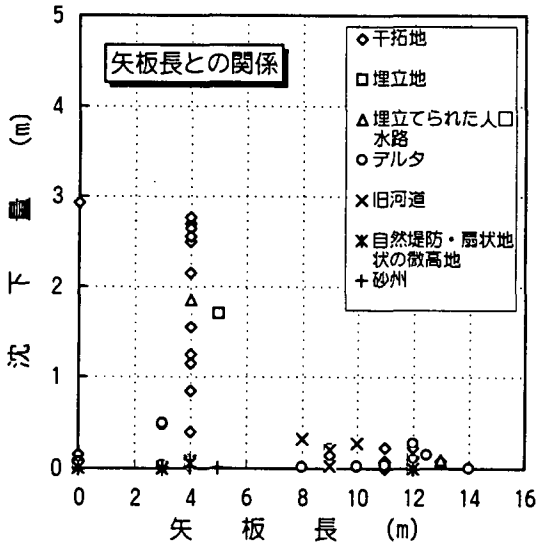


図-4.1.25 旧地形別の矢板長と沈下量の関係

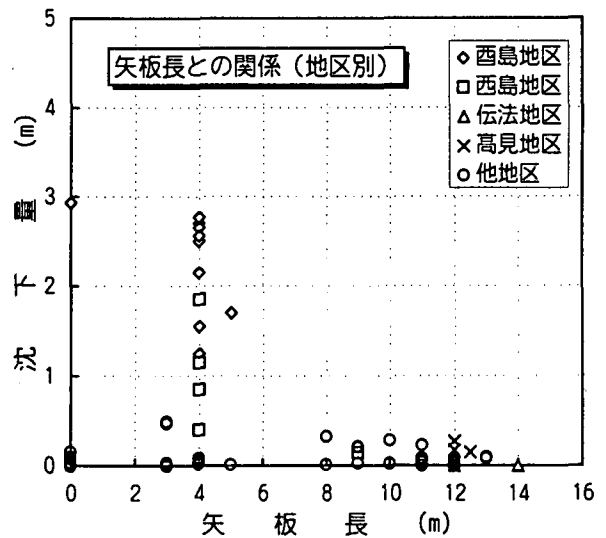


図-4.1.26 地区別矢板長と沈下量の関係

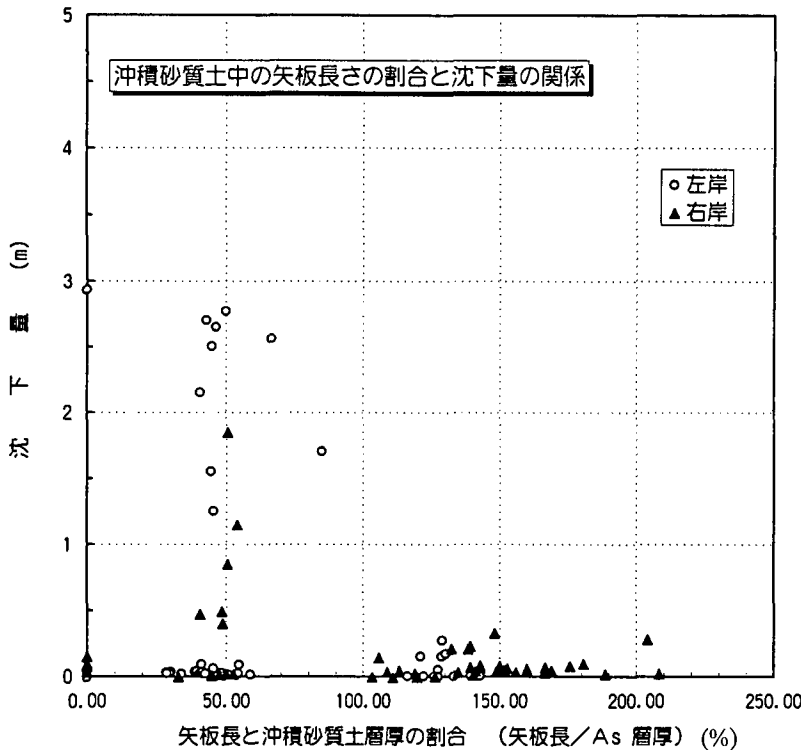
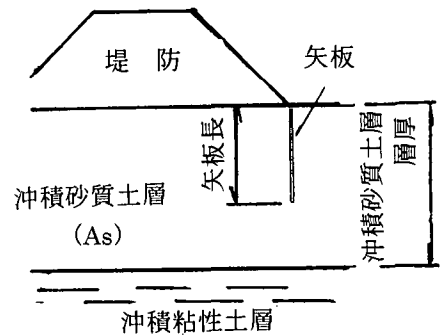


図-4.1.27 沖積砂質土中の矢板長さの割合と沈下量の関係



(4)被災のメカニズムについて

(a)中島川右岸側（兵庫県）における被災メカニズムについて

図 4.1.28 に示すように、本堤においては床版の下に杭（ $\phi 400\text{mm}$ 、 $L=8.0\text{m}$ ）が2列施工されている。杭先端深度は、OP-3.0m 付近で沖積砂質土層上面で、N値 10 前後の地層である。先端支持力は多少期待できるものの、一般的には摩擦杭と考えられる。したがって、今回の地震のように大きな振動が地盤に作用した場合には、盛土層や沖積砂質土層では地盤の緩みが生じ、杭周面の摩擦力の低下や、沖積砂質土層の支持力低下が起こり、杭基礎としてはほとんど機能できなかったものと考えられる。このことは、パラペット天端の大きな沈下量から盛土層を含めて護岸全体が沈下していることから明らかである。なお、この杭が多少とも支持力を発揮したために、盛土層に付随して沈下した川裏護岸と床版との間に空洞が生じており、川表護岸や盛土内にも同様な空隙が生じたと考えられることから、この空隙を通して堤外から堤内に漏水が発生したものと考えられる。

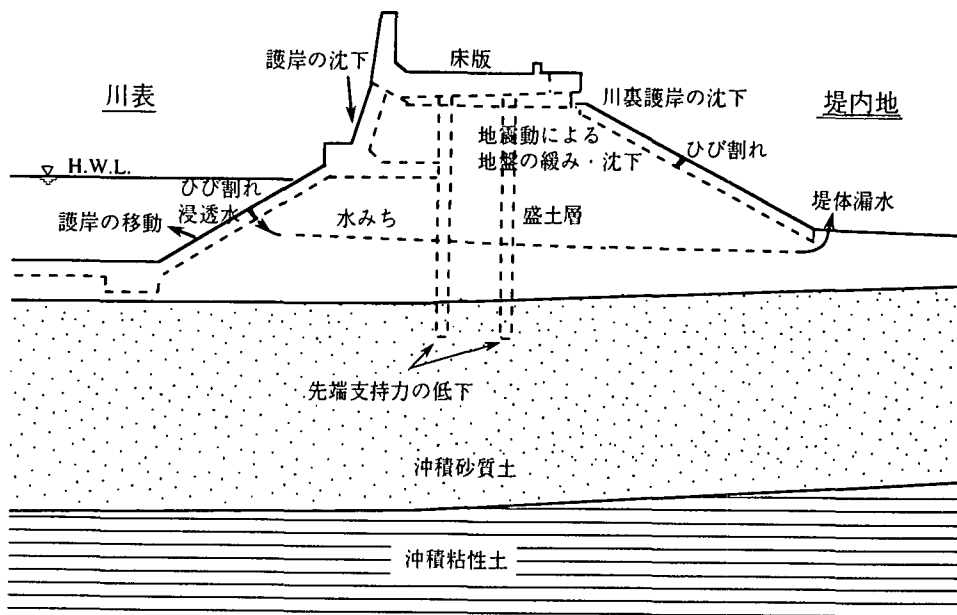


図-4.1.28 中島川の被災メカニズム

(b)淀川における被災メカニズムについて

淀川（西島地区）では、開削調査を行い、堤防被災のメカニズムについて検討を行っている。調査結果から以下のことが報告されている⁵⁾。

- ①地震動によって堤防直下の沖積層砂質土が液状化を生じる。このとき、地盤高の低い（あるいは、高水敷のない）堤外側で液状化の程度が激しい。
- ②基盤の液状化に伴い、支持力を失った堤防は、液状化の程度が激しく、かつ、コンクリート護岸、パラペット等によって重量が大きいパラペット直下で大きな沈下を生じる。このとき、堤防直下は有効拘束圧が大きい（堤防高が高い）ため、沈下量は相対的に小さく、その結果、堤防は川表側に傾くように沈下していく。
- ③液状化の継続とともに、パラペット部の沈下は激しくなり、川表法面部の堤体土と天端部分の堤体土の間に下方に開口した亀裂が生じ（テンションによる）、両堤体土が分断される。このとき、この亀裂に液状化した砂が貫入し、長細い砂脈を形成したり、川表側に存在するコンクリート矢板の影響により、流動化した砂の側方への流動が阻害され、上方の圧力が増加し、法尻が上方に跳ね上がる動きをする。このときの砂の動きにより、堤体土の周囲が削られ、丸みを帯びるとともに、堤

体土周囲の砂中に同心円状の流理構造が発達する。

④②～③の時期に、堤内側法面～天端中央付近において堤体土にテンション（堤内側に堤体土が引かれる）が作用し、堤体土はくさび状あるいは階段状のせん断（密着した亀裂）を生じながら変形する。

以上の想定される被災メカニズムの模式図を図-4.1.29 に示す。

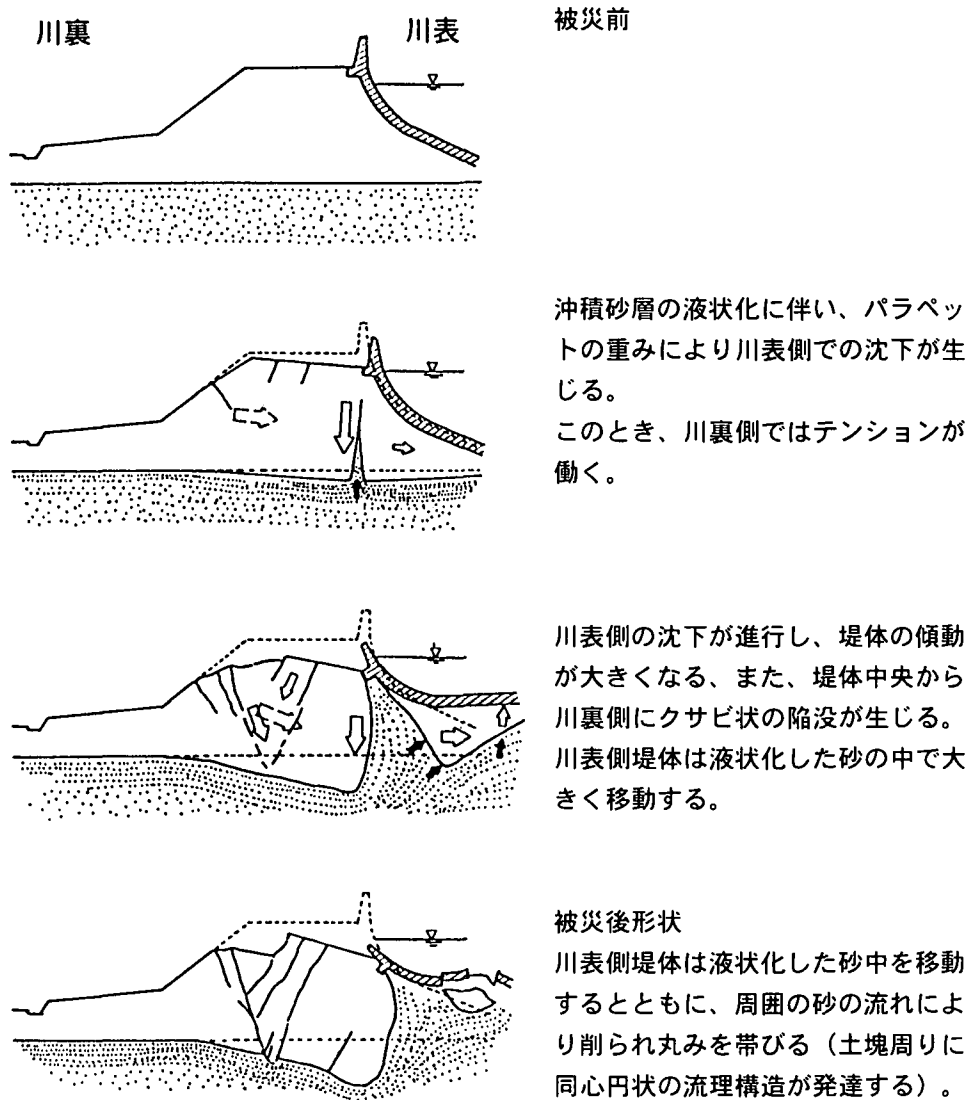


図-4.1.29 淀川の被災メカニズム⁵⁾

4.1.3.対策工の提言

(1)復旧工法

(a)淀川

淀川において大きな被害を生じた西島地区における復旧工事の概要を示す。

①第一次緊急復旧工事

第一次緊急復旧工事としては、降雨や洪水による浸水などの二次災害を防止するため、早急に堤防の高さを確保する必要があるため、被災前の管理用通路の高さまで盛土を実施した。地震直後より工事にとりかかり、1月30日までに被災前の管理用道路の高さまで盛土を実施した。

壊れた堤防のコンクリート破片を撤去するのに時間を要したが、これを小割りして袋詰め玉石工として根固め工などに再利用を図った。盛土用の土砂は、当初、西島スーパー堤防の土砂を転用したが、その後は、瀬戸内海の島から海上輸送により確保した。

②第二次緊急復旧工事

第二次緊急復旧工事としては、淀川流域が出水期に入る6月16日までに仮締切堤防を完了した。構造は二重鋼矢板方式とし、これにより被災前の堤防と同じ高さが確保された。矢板の長さは20mである。緊急復旧工事の断面図を図-4.1.30に示す。

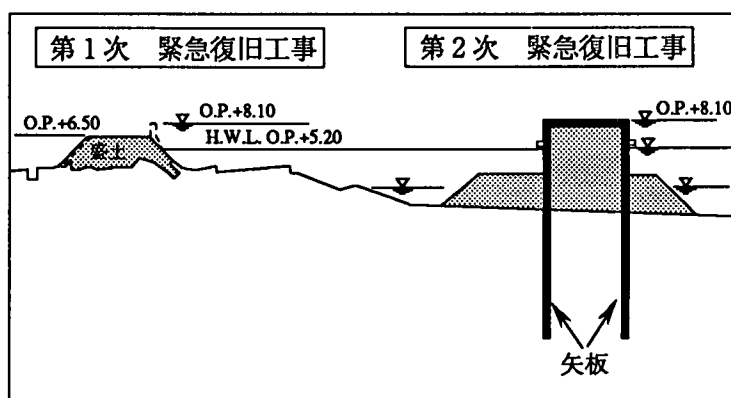


図-4.1.30 緊急復旧断面

③本復旧工事

・地盤の液状化対策

被災した堤防の復旧にあたり、再度災害防止のために、地盤の液状化を防止する必要がある。また、短期間のうちに新しい堤防を築造するために、十分な地盤の支持力を確保しなければならない。液状化判定を行った結果、地下水面以下の沖積砂質土層は大部分が液状化したものと判断された。このため、この砂質土層全層を地盤改良することとした。

地盤改良の工法を選定するにあたっては、被災箇所周辺に住居、学校、工場などが密集しており、施工中の騒音、振動が少ないことが条件となった。また、工期、地盤改良の確実性、施工実績などを考慮し、深層混合処理工法を採用した。改良杭の配置は液状化対策として効果的で経済性の高い格子状とし、改良率は50%とした。また、改良杭の設計強度としては、一軸圧縮強度を 5kgf/cm^2 とした。

なお、砂質土層の下には、厚さ約13mの沖積粘土層が分布しており、盛土に伴う圧密沈下が予想された。このままでは、復旧後も堤体の維持管理が長期に及ぶため、圧密沈下量を半分程度に抑制するため、粘性土層の上部を厚さ約4mについて地盤改良することとした。

・本復旧工事の施工

本復旧工事としては、被災した堤防をすべて取り除き、液状化を防止するため地盤改良を実施した後、築堤を施工することとした。地盤改良工法としては、深層混合処理工法を採用した。この施工法としては、粉体噴射攪拌工法（DJM工法）とスラリー系機械攪拌工法（CDM工法）があるが、工期が限られており、一つの工法のみでは施工機械の台数の確保が難しいことが予想されたことから、両

工法を採用した。

被災前の堤防は高さ 1.5 m のパラペットを有し、法面勾配のきついコンクリート三面張構造であるが、新しい堤防は、天端高まで盛土してパラペットをなくすとともに、法面勾配を 5 割の緩い勾配とした。高潮区間でもあることから堤防全面をブロックなどにより被覆する必要があるが、環境面への配慮から、計画高水位より高い護岸の部分および裏護岸については、覆土したうえ芝を張ることとした。また、川側の計画高水位より低い部分の護岸構造は、憩いの場となるように階段状とした。本復旧の断面図を図-4.1.31 に示す。

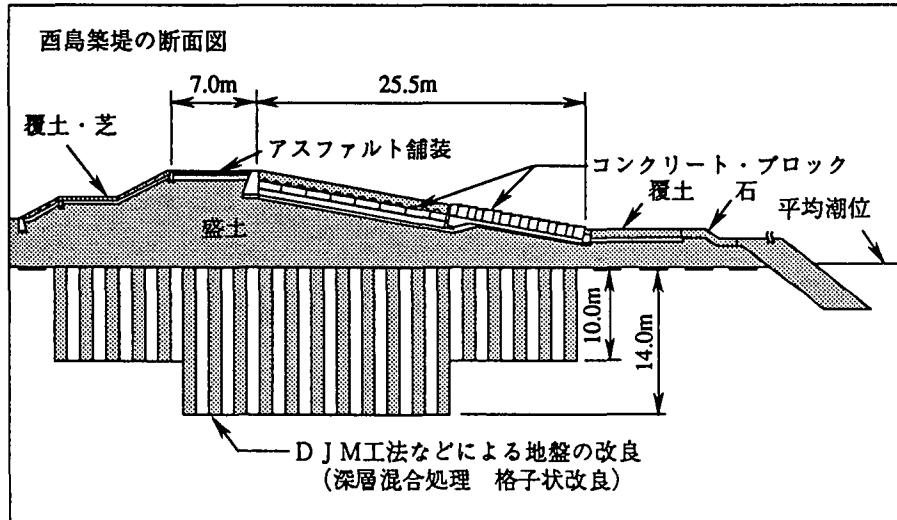


図-4.1.31 本復旧断面

また、建設省淀川工事事務所においては、地震により堤防に壊滅的な被害が生じた場合、直ちに浸水する可能性のある下流部の 0メートル地帯を重点的に、現在堤防の耐震化工事を行っている。

(b) 中島川、左門殿川

中島川、左門殿川の復旧工法について、右岸側（兵庫県）と左岸側（大阪府）にわけて以下に述べる（区間については、図-4.1.22 参照）。

・右岸側（兵庫県）

（A区間；L = 3180 m）

この区間は、漏水区間 1km を含め、堤体、パラペットの沈下、川表・川裏護岸のひびわれ等の被害が大きく、堤体全体の改築が必要とされ、高潮堤防としての機能維持をもつ工法とし逆T式擁壁案を採用している。標準断面図を図-4.1.32 に示す。

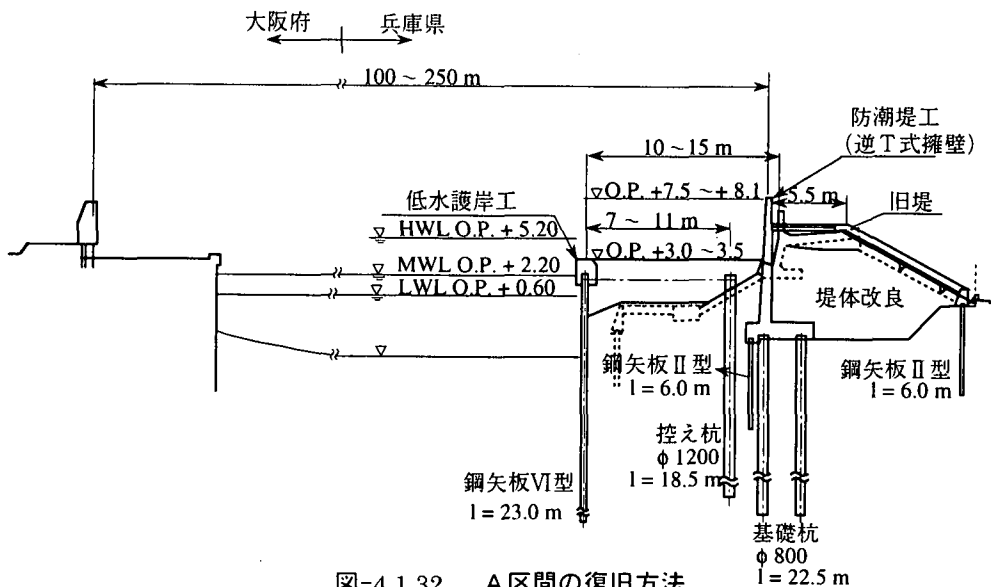


図-4.1.32 A区間の復旧方法

(B区間 ; L = 300 m)

堤体の円弧すべりに対応する方法として、パラペット前面に自立式の低水護岸を設ける。

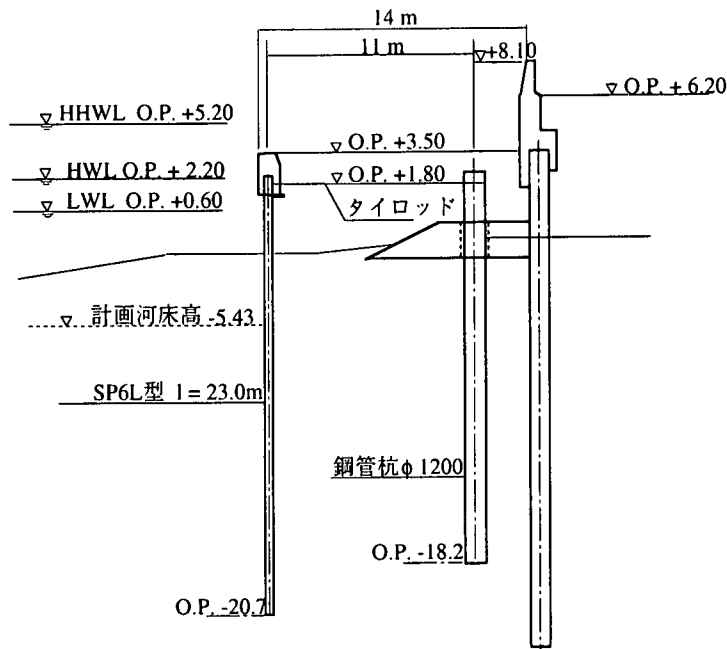


図-4.1.33 B区間の復旧方法

(C区間 ; L = 650 m)

現況において、堤防前面に低水護岸が設けられており、間詰めモルタル注入などの補修を行う。

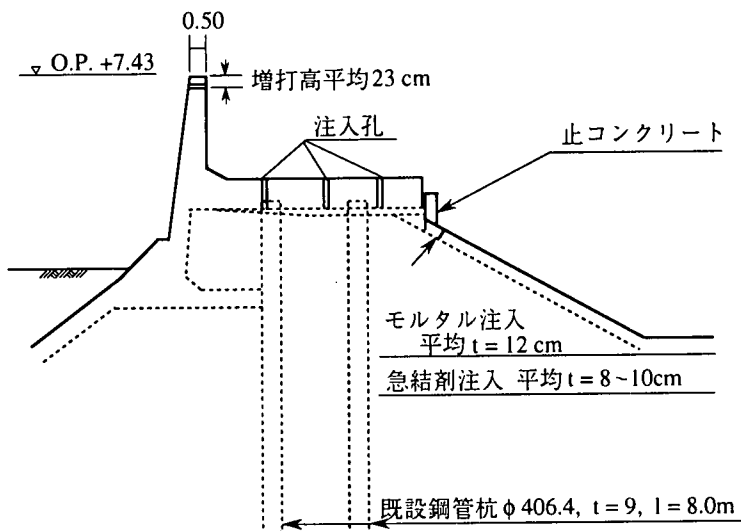


図-4.1.34 C区間の復旧方法

・左岸側（大阪府）

中島川（D区間 ; L = 972m）の川表擁壁については、嵩上げを行うとともに、カウンターとして捨石工を施工する。川表のコンクリート版は全面的に復旧する。堤体については、川表の法をコンクリート張り、川裏の法をブロック張りとし、パラペット工、舗装工を復旧、堤脚部には、円弧すべりあるいは液状化による堤体の崩壊を防ぐため、川表裏ともに鋼矢板を打ち込んでいる。また、川裏については、排水ドレーンを設けている。断面を図-4.1.35 に示す。

左門殿川左岸（E区間 ; L = 526m）では、管理道の沈下、ひびわれを復旧するため嵩上げ、舗装オー

パーレイ、法面工の復旧を行っている。断面を図-4.1.36 に示す。剣先部は、自立鋼矢板防潮堤（L=53m）に復旧。ボーリング調査の結果、地盤の液化化が予測されるため、基礎部に薬液注入（懸濁式）を施工している。

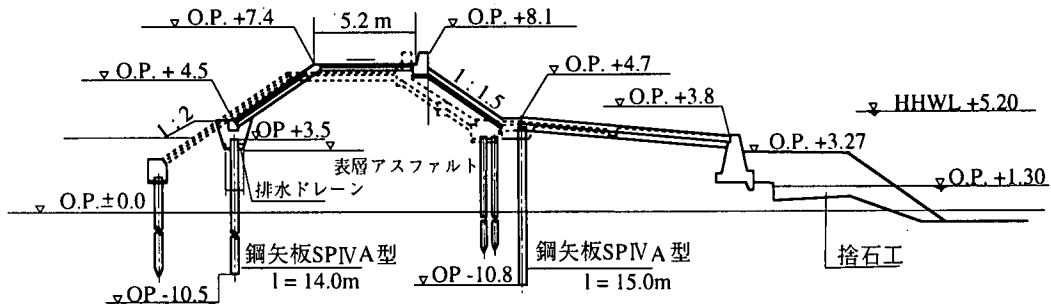


図-4.1.35 D区間の復旧方法

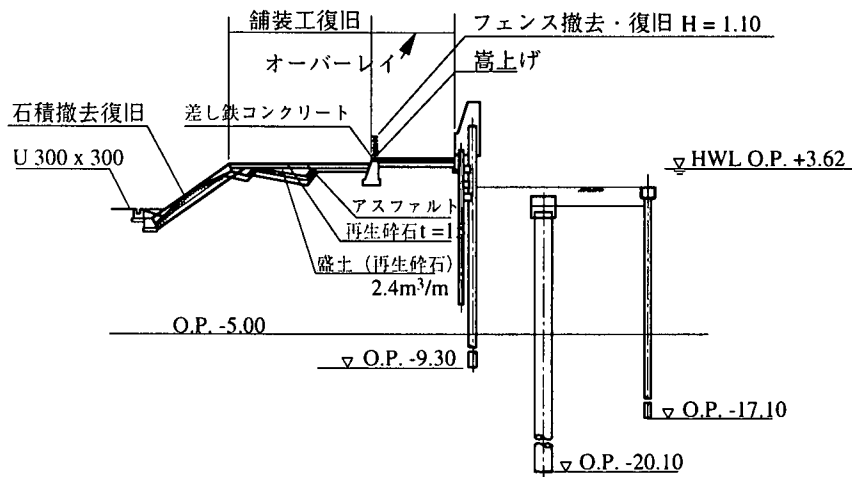


図-4.1.36 E区間の復旧方法

(c) 武庫川

武庫川の復旧工法について、上流部と河口部にわけて以下に述べる。

①上流部

堤防の被災が広範囲にわたること、被災形態が類似することから、復旧工法は被害の程度に応じてパターン化して適用することとし、以下の方針で堤防機能の復旧を図った。表-4.1.2 に復旧工法のパターンを示し、それぞれの復旧標準断面を図-4.1.37 に示す。

表-4.1.2 被害の程度と復旧工法

被害の程度	復旧工法の適用
堤体の亀裂	亀裂については水みちとなるため切返しにより除去する。切返し範囲は、亀裂が堤体に及んでいる区間については、余裕をみて亀裂先端から 20cm 以深までとする。亀裂が舗装内で留まっている区間は舗装全体を切返す。
堤体の沈下	即時沈下による堤防天端の沈下に対しては、被災前の高さに嵩上げを行う。嵩上げは、治水面での影響を考慮して沈下量 10cm 以上の区間を対象とした。
堤体の円弧すべり	円弧すべりを起こしている区間は、堤防機能が損なわれているため想定すべり面を外挿する形で切返しを行い再構築する。
高水敷の亀裂	高水敷の亀裂は、高水敷高が背後地盤高より高い場合を対象とし、堤防法尻から堤防高の 2 倍の範囲について切返しを行う。

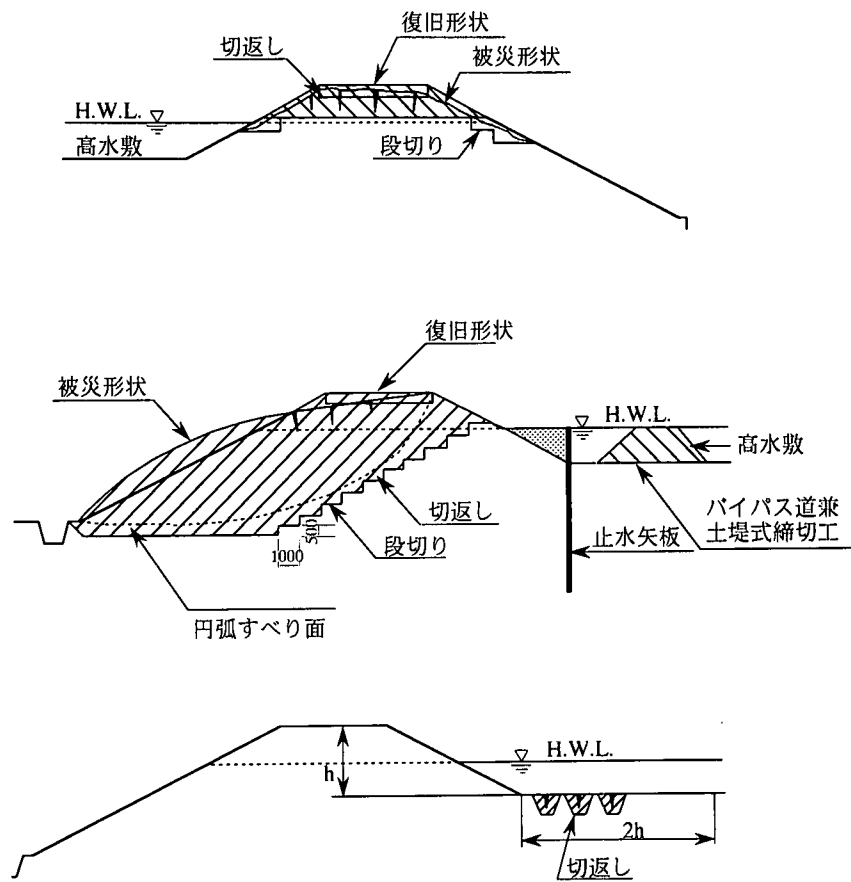


図-4.1.37 武庫川上流部復旧断面

②河口部

この区間の被災は、上部パラペットの一部沈下、傾斜や天端道路の一部沈下、クラックが主なものであった。復旧は、パラペット部の嵩上げコンクリート、築堤部上部の掘削再盛土、堤体前面に自立式鋼矢板による低水護岸を設け、上部をコンクリート床版で被覆している。復旧断面図を図-4.1.38 に示す。

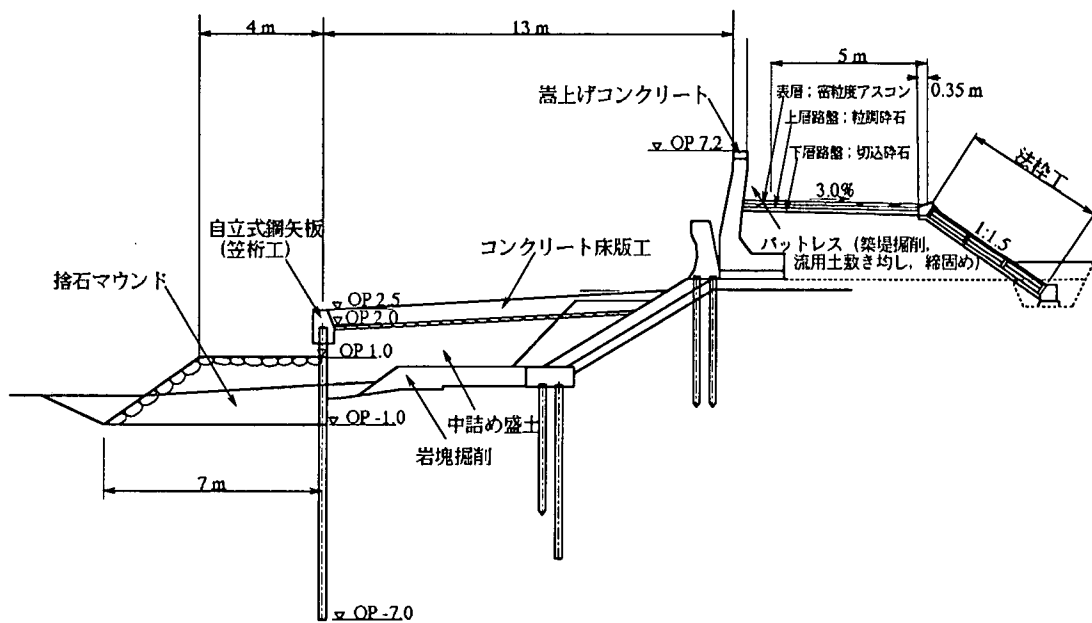


図-4.1.38 武庫川河口部復旧断面

(2) 今後の提言

治水施設の整備水準が未だ低い状況において、発生頻度の低い地震力を考慮した地震対策を推進するには、耐震性の向上を含めて、治水、環境面の効果が十分に期待される総合的な対策工法の開発を図る必要がある。また、河川構造物の確保すべき耐震性は、河川構造物の被害により河川水による堤内浸水等の二次災害を起こさないことを基本としており、構造物の変形はある程度許容するものと考えられている。

特に、河川堤防（土堤）は、自然の地盤条件に築造されている土構造物であることから、地震による堤防の変形を予測することが重要となるが、現時点では変形量を適切に予測評価する手法は開発途上にあり、震度法に基づく安全率により堤防の安定性を評価することとしている。さらに、堤防の安定性はかなりの割合で地盤の良否に支配されているが、それらの延長は膨大であり、これらを効率的かつ適切に調査、評価するのは容易ではない。

したがって、今後は耐震性評価技術の開発と併せ、地盤の構成等を調査する技術の改良、開発を推進し、地震動や地震時の間隙水圧の観測体制を強化し、観測データの蓄積を図る必要がある。

参考文献

- 1) 三田村宗樹：1995年兵庫県南部地震による西宮・大阪地域の震害と地震構造、pp.47、1995
- 2) 兵庫県立人と自然の博物館：阪神・淡路大震災と六甲変動、pp.38、1997年3月
- 3) 兵庫県立人と自然の博物館：阪神・淡路大震災と六甲変動、pp.80、1997年3月
- 4) 防災科学技術研究所：1995年兵庫県南部地震による地表面変位量図附図
- 5) 建設省近畿地方建設局淀川工事事務所：阪神・淡路大震災淀川工事事務所記録集、1997年3月

4.2 港湾構造物

港湾関係の地震被害では、神戸港域での港湾護岸の壊滅的な被害状況が、芦屋・西宮港まで継続するが、武庫川を東限として急激に軽微な被害に変化することが特徴的であった。このため、広域的な港湾施設の被害状況分布の把握と、大阪湾海底地盤の地域的な変化がどのような関係にあるかを把握し、地振動との関係を究明することが重要と考えた。まず、広域的な被害状況を運輸省¹⁾・兵庫県・神戸市・大阪市・大阪府の協力の元に収集・把握し、埋立護岸および混成堤の被害をデータベース化した。データの分析の結果は4.2.1節に示すとおりである。

データの分析より、被害の特徴として、重力式埋立護岸の沈下量と防波堤のそれとは大きな違いがないこと、また重力式ケーソンを用いた護岸と防波堤の沈下量は置換砂の改良部の上層で液状化が集中して生じたのか、置換砂層の厚さが約5m以上であれば、ほぼ同一となる傾向が得られた。また、被害の地域変化と地盤特性との関係を解析的に実証する事を考え、有効応力法の有限要素解析プログラム（FLIP）により護岸被害の分析を実施した。同様な解析は、既に港湾技術研究所で実施されているが^{2), 3)}、ここでは地震後の被災分析において最も適切と考えられた解析法、すなわち工学的基盤と考えられる深部の洪積粘土層（Ma12層）下端にポートアイランドでの実測値に基づく地震動波を入力する方法で、液状化解析を行った。結果は4.2.2節に示すとおりである。

また、上記のような港湾施設の被害原因の究明と平行して、平成8年度末にほぼ修復が完了した港湾護岸施設の復旧方法について整理を行った。神戸港域では、置換砂上に構築された重力式ケーソン護岸がその殆どを占めるため、ここでは重力式ケーソン護岸の復旧方法で、特徴のあるものをまとめた。

4.2.1 被害概要と被害分布

(1) 概説

兵庫県南部地震によって大阪湾岸の港湾施設に著しい被害が発生した。特にケーソン式岸壁、防波堤および各種護岸等の施設における沈下および水平変位は、今後の港湾施設の設計・施工に対し多くの教訓を残していると考えられる。本報告は、これらの変形状況を実測値に基づき護岸形式別に整理し、地震加速度、施設の形状、基礎地盤の改良方法および地盤条件との比較を行い、被害発生メカニズムについて考察を行ったものである。

(2) 検討対象港湾施設

実測変形量の検討は、図-4.2.1に示すような以下の港湾施設で行った。

- ① 須磨港（長田港，西部工区）
- ② 神戸港（東部工区，摩耶埠頭，新港突堤，六甲アイランド，第七防波堤，第六防波堤，ポートアイランド，ポートアイランド第二期，和田岬）
- ③ 尼崎西宮芦屋港（鳴尾浜，甲子園浜，西宮浜，南芦屋浜，西宮防波堤）
- ④ 大阪港（北港，南港）
- ⑤ 堺泉北港
- ⑥ 阪南港

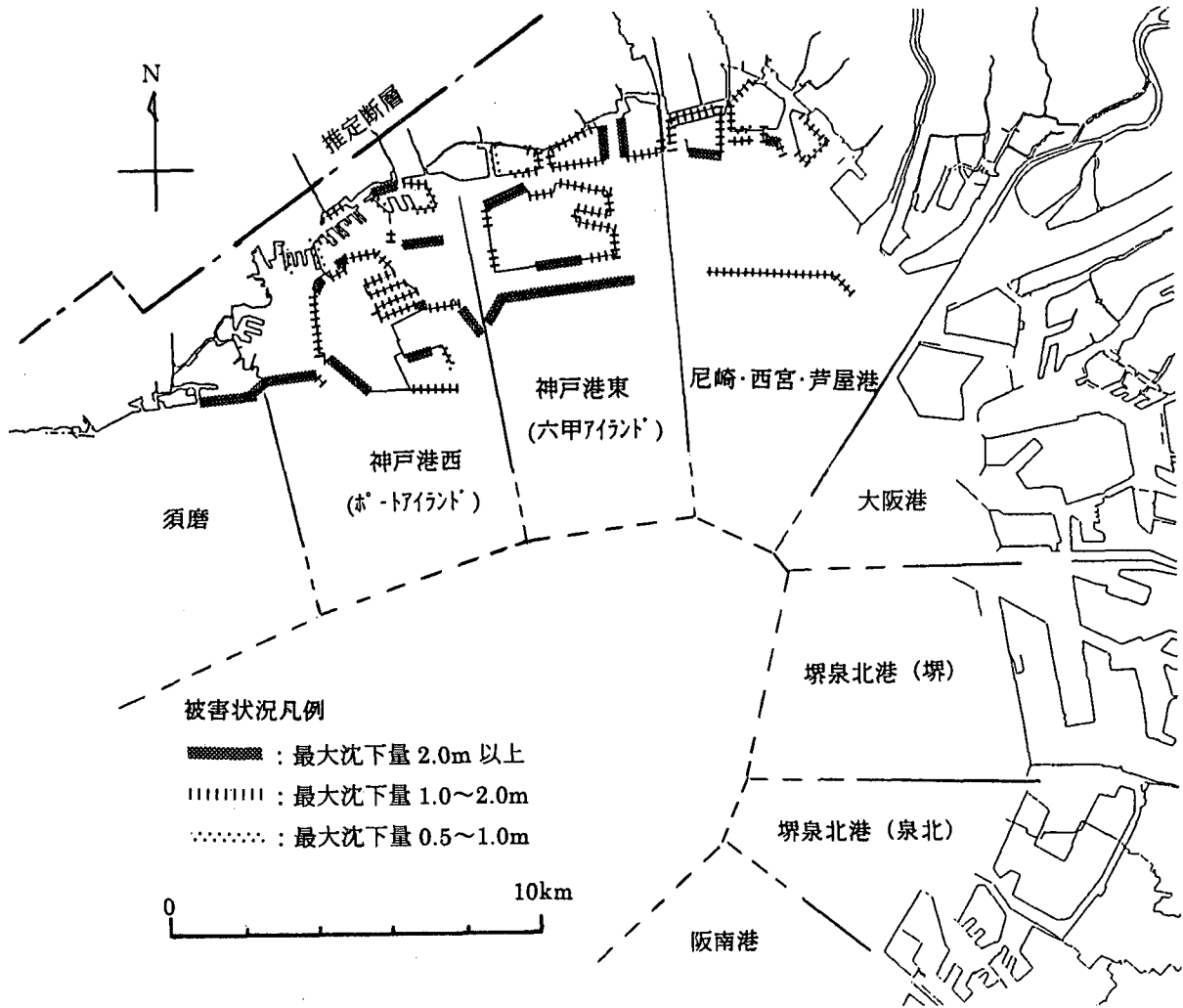


図-4.2.1 検討地区の案内図

(3) 変形とその要因との検討方法

港湾施設の変形挙動の原因には各種の要因が考えられるので、以下に示す項目について比較検討を行った。

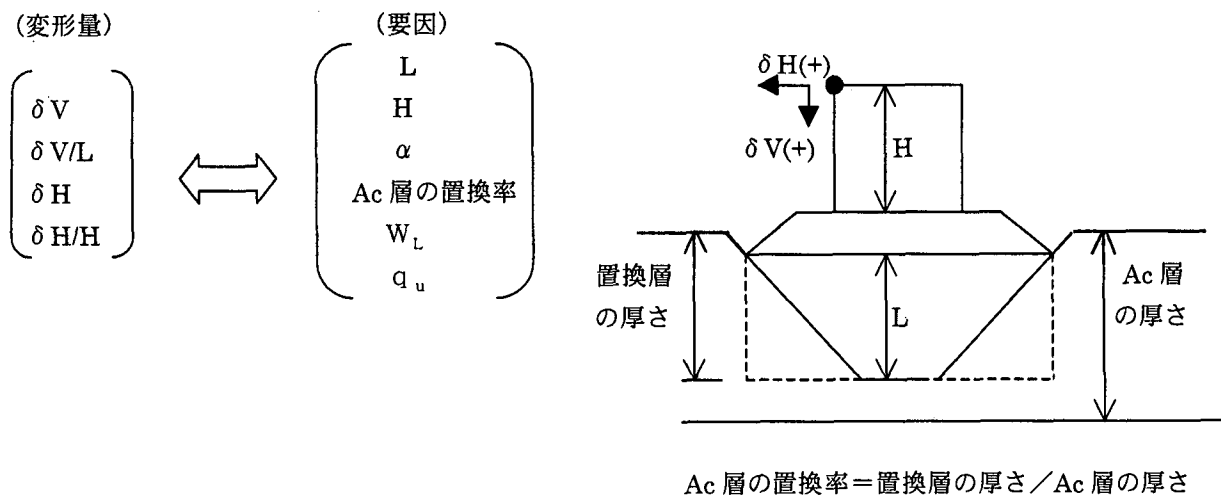


図-4.2.2 港湾施設の変形要因

ここで、 δV ：鉛直変位量 (m、沈下を+)、 δH ：水平変位量 (海側、港外側を+)、 L ：改良深さ (m)、 H ：ケーソンの高さ (m)、 α ：加速度 (gal、図 4-2.1 の断層位置より 3 章 3.2 項に示された福島の式の回帰式を用いて求めた値を、地表面での値と仮定した)、 W_L ：海底から 5m の平均液性限界 (%)、 q_u ：海底から 5m の平均一軸圧縮強度 (kgf/cm²)

また、港湾施設は以下の 8 タイプに区分した。

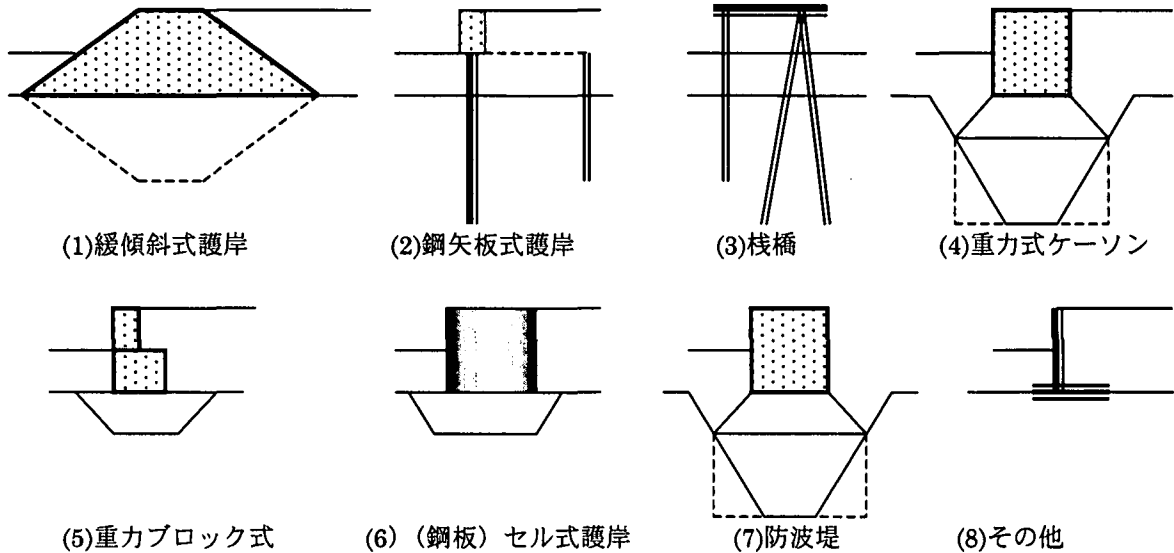
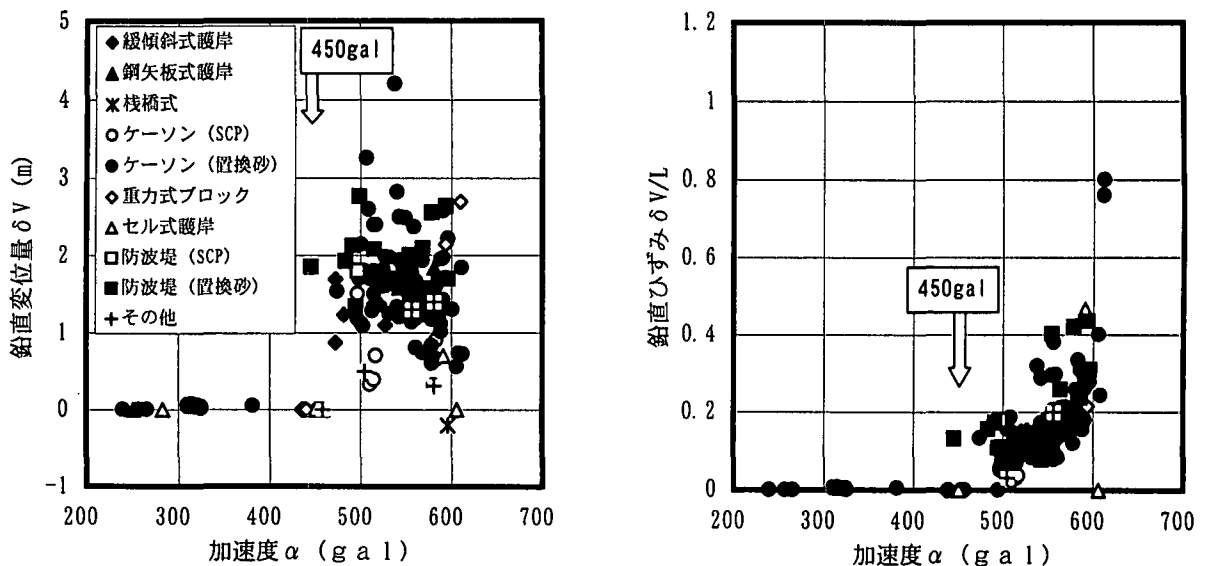


図-4.2.3 港湾施設のタイプ別分類

(4) 変形とその要因との検討結果

a) 鉛直・水平方向の変形と加速度との関係

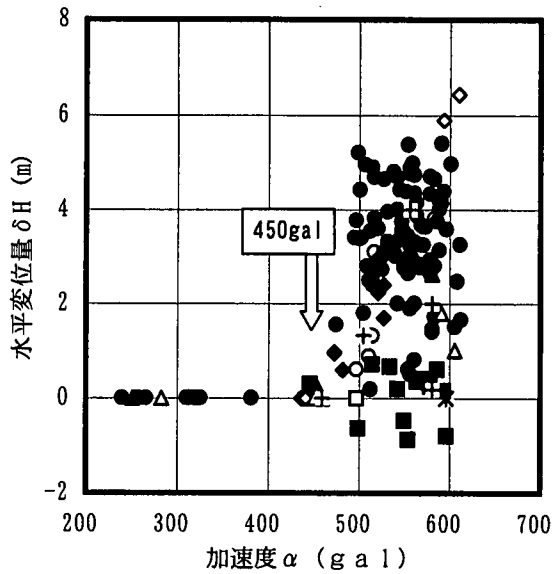
鉛直・水平の変形と加速度との関係を図-4.2.4～図-4.2.5 に示す。同図より、施設のタイプに関係なく加速度 $\alpha=450$ gal 程度を境として鉛直・水平方向に変形が生じ、今回の被害は $\alpha=500\sim 600$ gal に集中して発生していることが判る。この結果を踏まえ被害原因をより明らかにするため、データの選定にあたっては、変形が生じ始める $\alpha=450$ gal 以上の地点データを採用した。



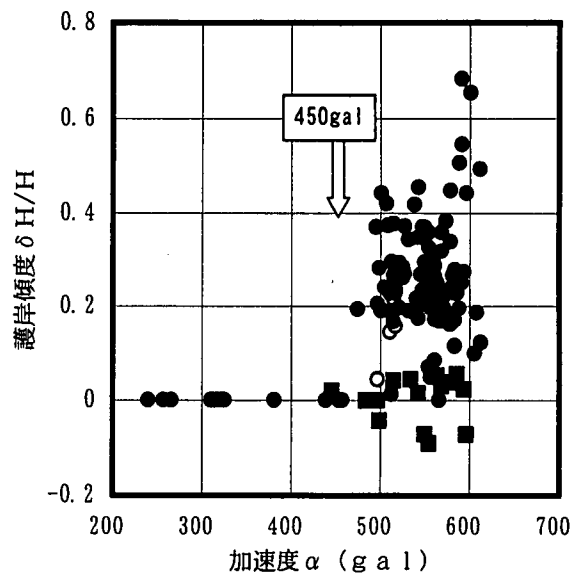
(1) 鉛直変位量 δV —加速度 α の関係

(2) 鉛直ひずみ $\delta V/L$ —加速度 α の関係

図-4.2.4 鉛直方向の変形と加速度の関係



(1) 水平変位量 δH - 加速度 α の関係



(2) 護岸傾度 $\delta H/H$ - 加速度 α の関係

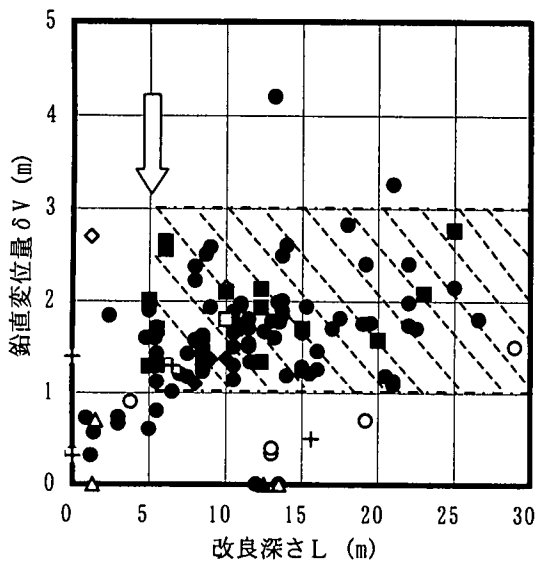
図-4.2.5 水平方向の変形と加速度の関係

b) 鉛直・水平方向の変形と基礎地盤の改良深さの関係

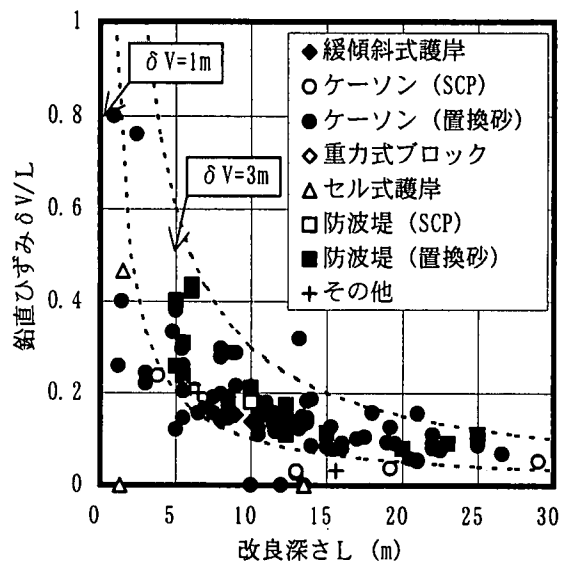
鉛直・水平の変形と基礎地盤の改良深さの関係を図-4.2.6～図-4.2.7に示す。

鉛直変位 δV および鉛直ひずみ $\delta V/L$ は、改良深さ $L < 5m$ では L とともに増加する傾向を示すが、改良深さ $L > 5m$ では L に関係なく $1 \sim 3m$ に集中するようである。水平変位 δH および傾度 $\delta H/H$ は、改良深さ L に関係なく防波堤を除くと $1 \sim 5m$ および $0.1 \sim 0.5$ に集中する。これらのことは、施設のタイプに関係なく改良層上部で液状化を生じ、沈下が発生していることを示唆していると考えられる。このような液状化のメカニズムについては後述の 4.2.2 の井合²⁾、³⁾ の研究成果とも一致するものである。

鉛直変位に関して、基礎地盤を SCP で改良した方 (図中○、□) が置換砂より効果があることが判る。これは SCP の締固め効果ではないかと考えられる。水平変位に関しては、SCP の有無による大きな差はないようである。防波堤は、水平変位をほとんど生じていないが、これは背後に埋土が無く土圧が作用しないためと考えられる。

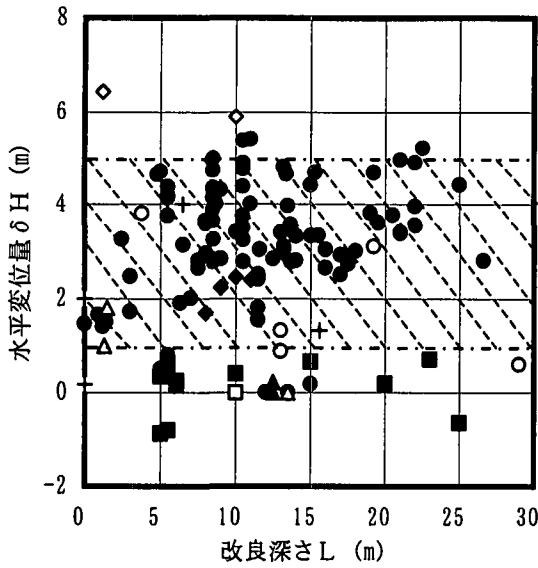


(1) 鉛直変位量 δV - 改良深さ L の関係

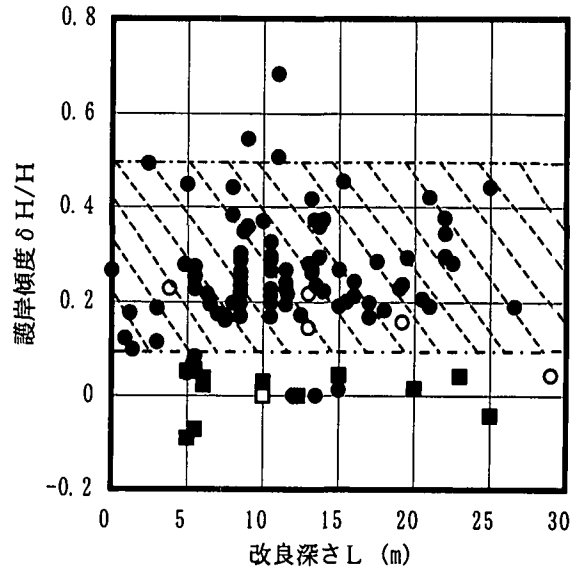


(2) 鉛直ひずみ $\delta V/L$ - 改良深さ L の関係

図-4.2.6 鉛直方向の変形と基礎地盤の改良深さの関係



(1) 水平変位量 δH -改良深さ L の関係



(2) 護岸傾度 $\delta H/H$ -改良深さ L の関係

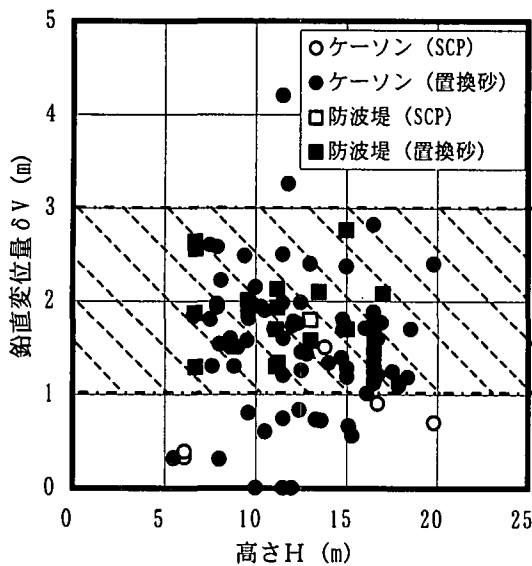
図-4.2.7 水平方向の変形と基礎地盤の改良深さの関係

c) 鉛直・水平方向の変形とケーソンの高さの関係

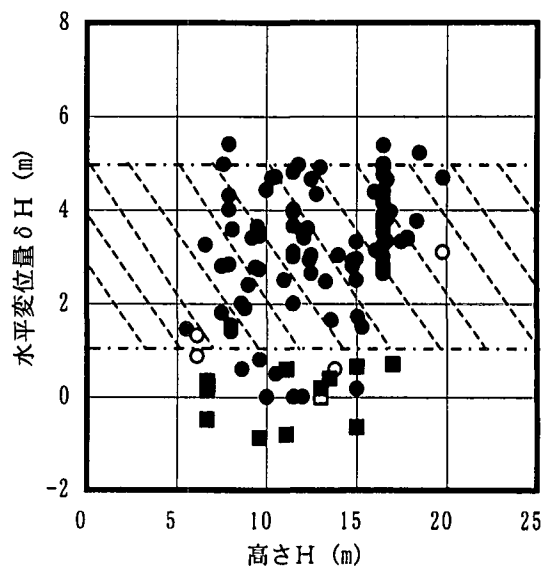
鉛直・水平の変形とケーソンの高さ（重力式ケーソンと防波堤のみ）の関係を図-4.2.8 に示す。ケーソンの高さ H はケーソン底面の接地圧と関係すると考えることができる。

鉛直・水平変位ともケーソンの高さ H とはほとんど関係しないことが判る。

鉛直変位に着目すると「SCP」の値は置換砂の場合に比べて小さく、「SCP」による改良効果が示されているようである。



(1) 鉛直変位量 δV -高さ H の関係



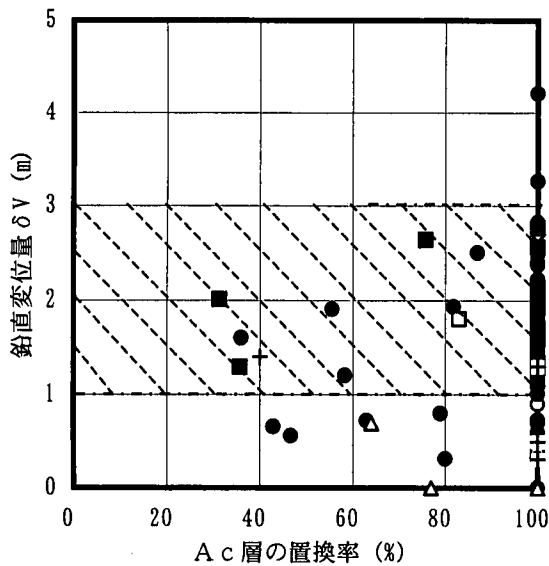
(2) 水平変位 δH -高さ H の関係

図-4.2.8 鉛直・水平方向の変形と基礎地盤の改良深さの関係

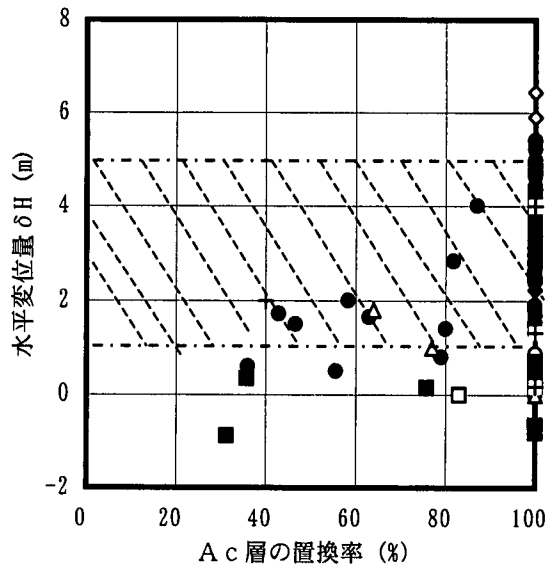
d) 鉛直・水平方向の変形と A_c 層の置換率

鉛直・水平の変形と A_c 層の置換率の関係を図-4.2.9 に示す。

鉛直・水平変位とも A_c 層の置換率とはほとんど関係しないことが判る。このことは、前述したように置換砂の上部のみで液状化が発生したため、置換率に関係なくほぼ一定の変形が生じたことを示していると考えられる。



(1) 鉛直変位量 δV - Ac 層の置換率



(2) 水平変位 δH - Ac 層の置換率

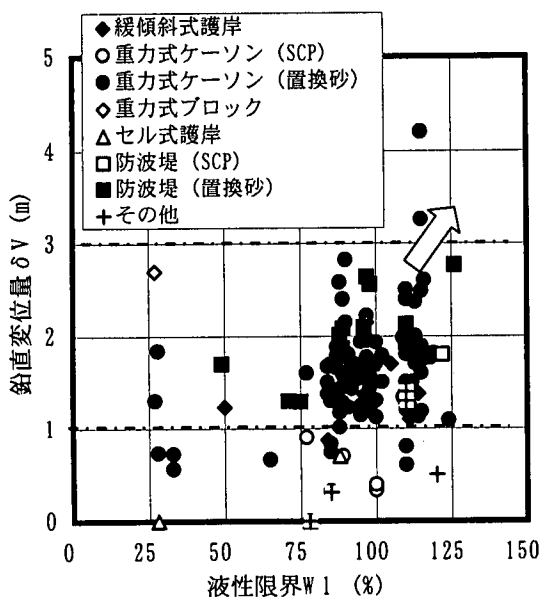
図-4.2.9 鉛直・水平方向の変形と Ac 層の置換率

e) 鉛直・水平方向の変形と液性限界 W_L 、一軸圧縮強度 q_u

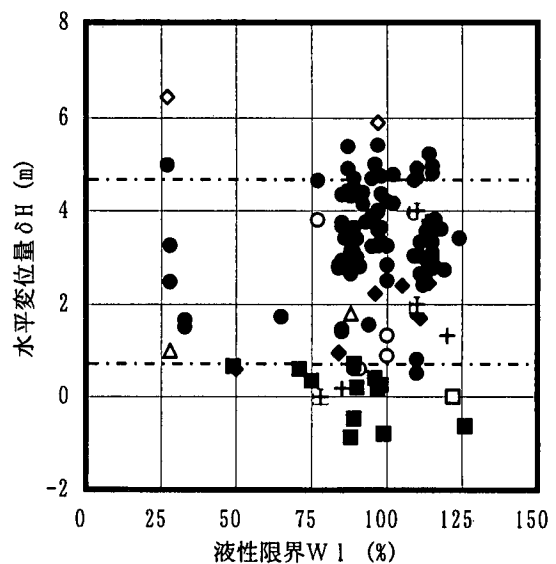
鉛直・水平の変形と海底沖積粘土の液性限界 W_L 、一軸圧縮強度 q_u の関係を図-4.2.10 に示す。ここで、 W_L 、 q_u の値は、変形を生じていると考えられる海底面付近（置換砂層上部）の地盤条件を反映させるため、海底から 5m の平均液性限界、平均一軸圧縮強度で整理した。

鉛直変位 δV は、大よその傾向ではあるが液性限界 W_L が大きくなるに従い大きくなっているようであり、一軸圧縮強度 q_u が大きくなるに従い小さくなっていると考えられる。前述のように今回の護岸および防波堤の沈下は、置換砂改良部の上部で液状化が生じたためと考えられ、その部分での置換砂側方の沖積粘土が軟弱であった場合には、沈下が促進されたのではないかと推定される。

水平変位 δH は、液性限界 W_L 、一軸圧縮強度 q_u との比較から判るように、一定の傾向は見られないと考えられる。

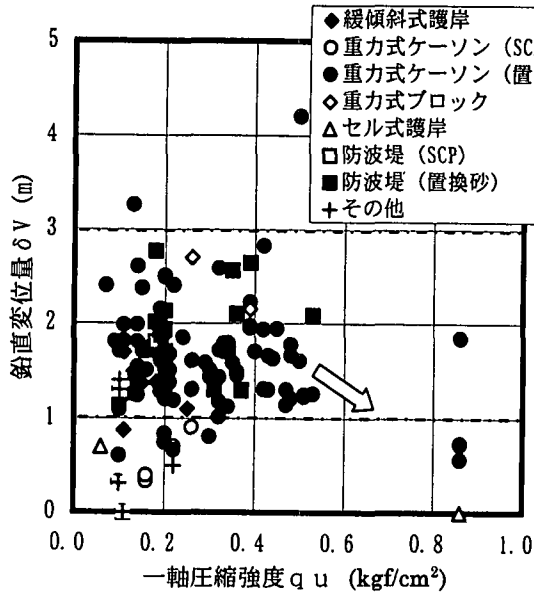


(1) 鉛直変位量 δV - 液性限界 W_L

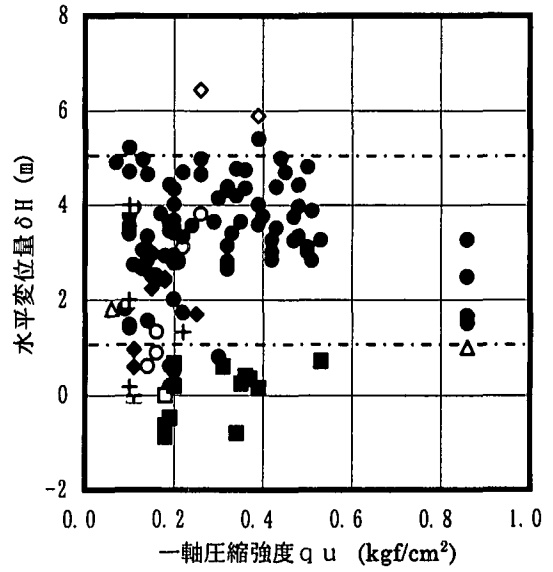


(2) 水平変位 δH - 液性限界 W_L

図-4.2.10 鉛直・水平方向の変形と液性限界 W_L 、一軸圧縮強度 q_u



(3) 鉛直変位量 δV —一軸圧縮強度 q_u



(4) 水平変位 δH —一軸圧縮強度 q_u

図-4.2.10 鉛直・水平方向の変形と液性限界 W_L 、一軸圧縮強度 q_u

f) 鉛直変位量と水平変位量の関係

ここでは鉛直変位量 δV と水平変位量 δH との関係を護岸に関するデータのみを用いて図-4.2.11 に整理した。

図から明らかなように、護岸における変形については明瞭な関係があるようで、構造形式の違いに拘らず、概ね δV (鉛直変位) = $1/2 \times \delta H$ (水平変位) の関係にあることが判る。

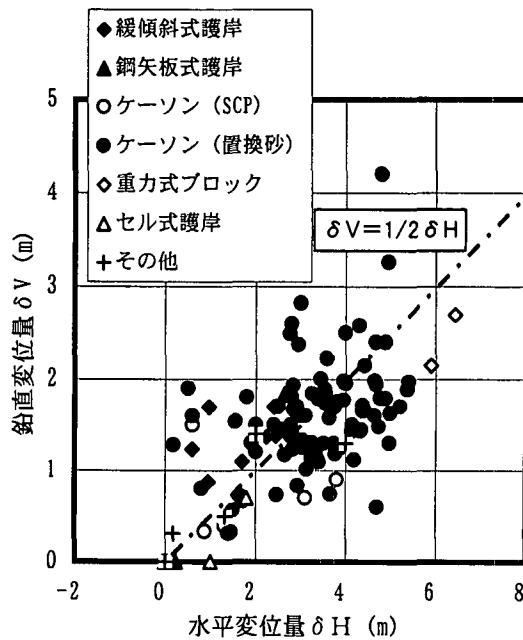


図-4.2.11 鉛直変位量と水平変位量との関係

4. 2. 2 被害分析

(1) 概要

前節に示したように、構造物形式の違いや護岸位置の違いによって、阪神地域の護岸施設がさまざまな被害を被った。ここでは重力式ケーソン護岸の被害分布の地域的变化を検討するため、図-4.2.12（解析対象位置図）に示す六甲アイランド、甲子園浜、大阪南港の3護岸及び神戸港第7防波堤について、有効応力法による動的液状化解析を行った。なお、六甲アイランドと第7防波堤については、既に井合等^{2),3)}が沖積粘土層下面を工学的基盤として液状化解析を行い、実際の被害を再現できることを示している。本研究では、震災以降に当該地域で最も適切な解析方法と考えられる手法、すなわち 1) ポートアイランドの観測波に基づく地震波形(PI-79 NS Base)を用い、2) 確実な工学的基盤として洪積粘土層(Ma12層)下部の洪積互層を選択することを考え、上記4地点に於ける液状化解析を行った。

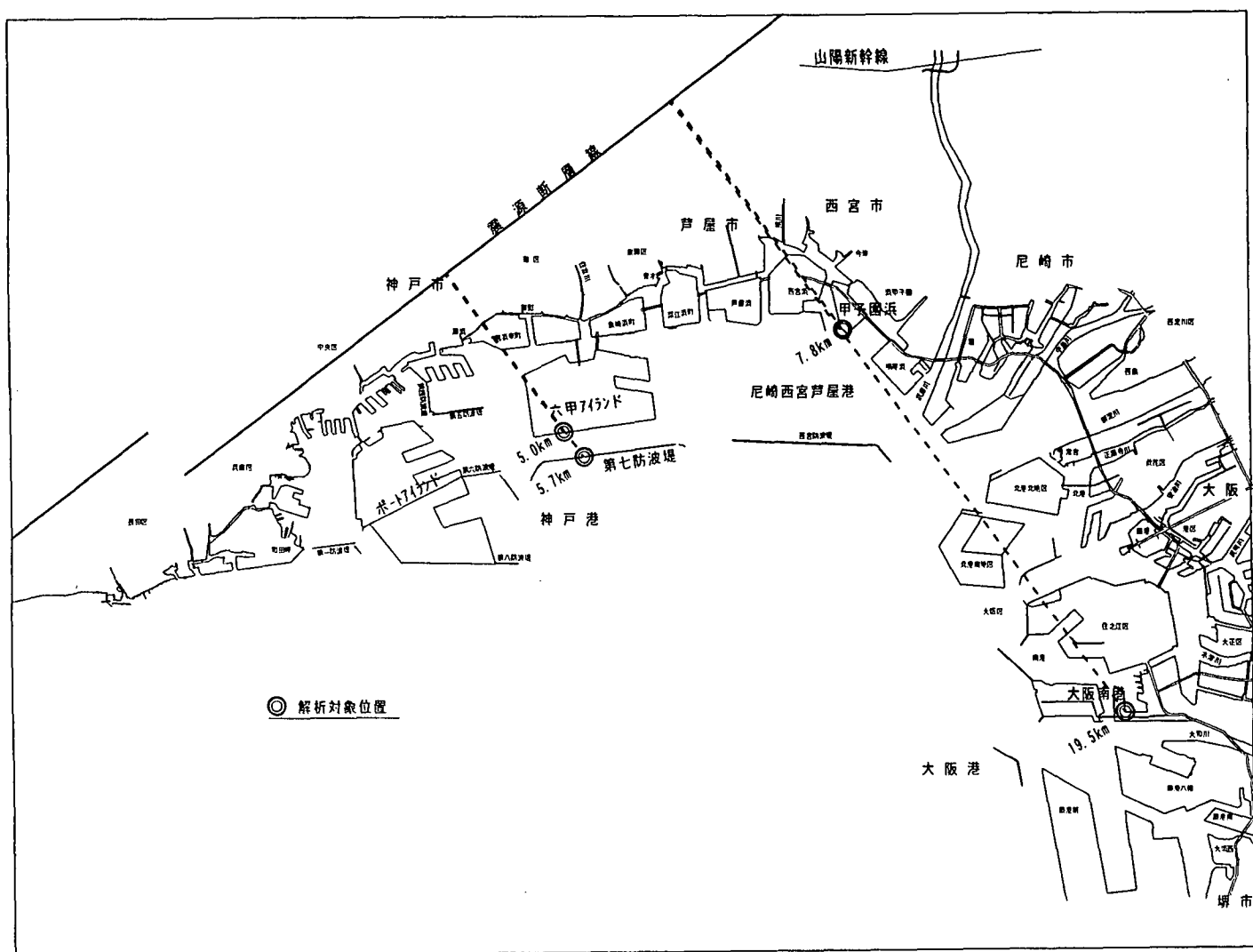


図-4.2.12 解析対象位置図

動的解析は、2次元有効応力地震応答解析プログラム（FLIP）を用いて実施した。FLIPは、平面ひずみ状態を対象とする有限要素法に基づく2次元地震応答解析プログラムであり、有効応力解析法により地盤液状化時における過剰間隙水圧上昇に伴う有効応力の減少、そして土のせん断弾性係数の低下を考慮でき従来の全応力解析法に比べ液状化の判定のみならず地震後の残留変形や構造物におよぼす被害等を評価できる点に特徴がある。FLIPによる地震時変形解析のフロー図を図-4.2.13に示す。

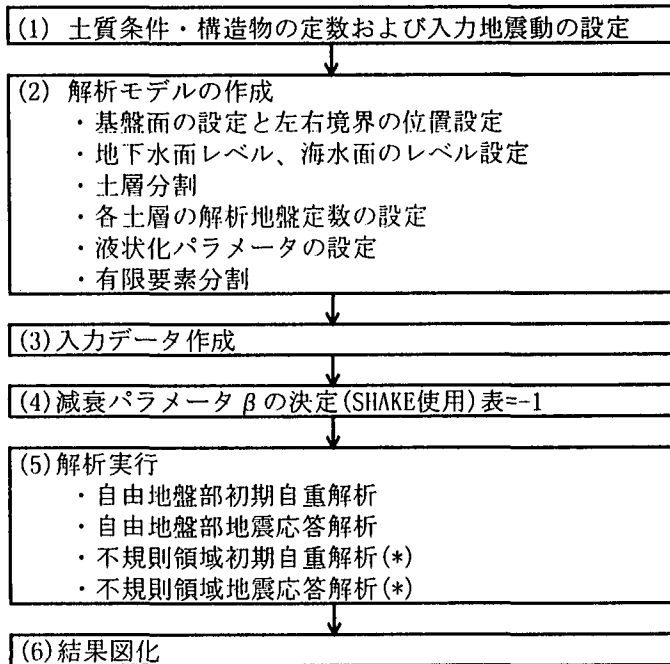


図-4.2.13 FLIPによる解析のフロー図

なお、(5)の不規則領域(*)とは対象としている構造物とその周辺地盤を指す。自由地盤とは不規則領域の左右端の土層構造がそれぞれ無限に広がる仮想的な水平成層構造のことである。この自由地盤部の地震時の挙動は、不規則領域の左右の境界条件（側方粘性境界）を規定するために使用される。自由地盤部と不規則領域の例を図-4.2.14に示す。また、(5)の初期自重解析は地盤各部の常時の有効拘束圧を算定するために行う。液状化現象はこの初期有効拘束圧に依存する。

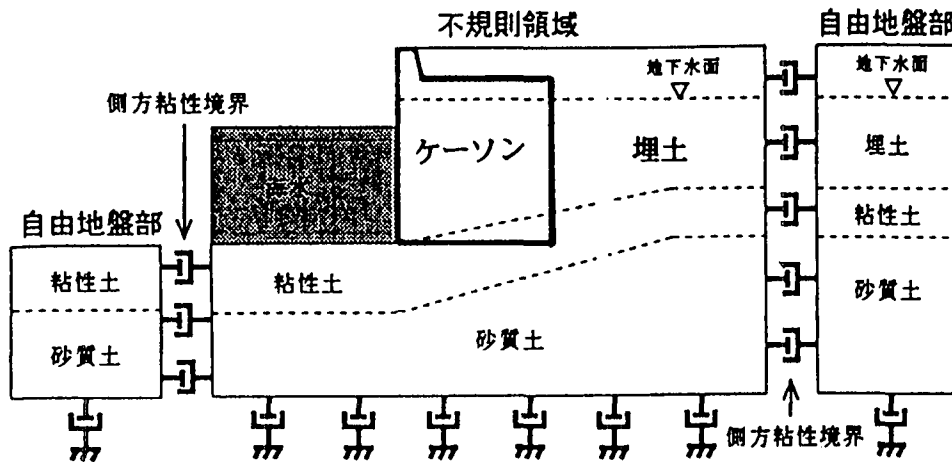


図-4.2.14 不規則領域と自由地盤部の関係

a) 解析対象断面

解析対象となっている六甲アイランド・甲子園浜・大阪港の重力式岸壁断面図及び神戸港第7防波堤の断面図を図-4.2.15(a)～(d)に示す。なお、これらの地点については、4.2.1で示したように、被害実測データが得られており、今回の解析によって被害の規模の変化が検証できるかどうか検討したものである。

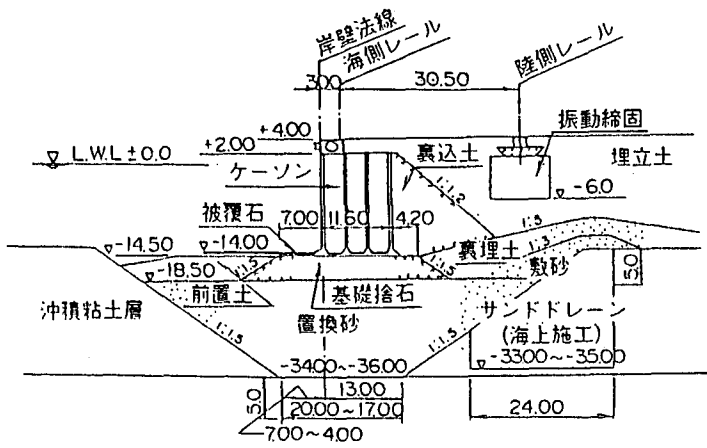


図-4.2.15(a) 六甲アイランド 南側岸壁断面図

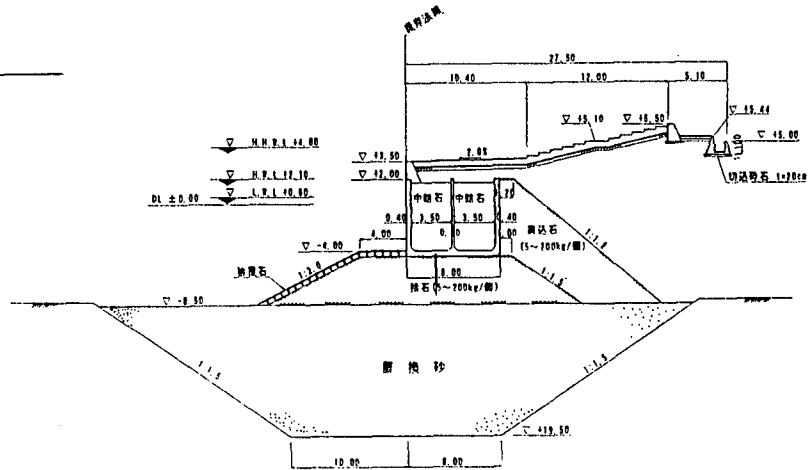


図-4.2.15(b) 甲子園浜護岸断面図

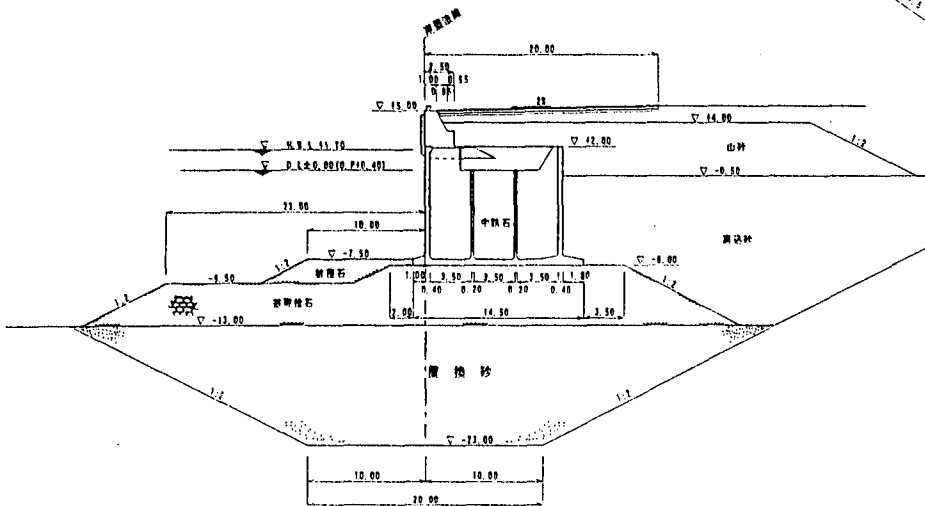


図-4.2.15(c) 大阪南港D岸壁断面図

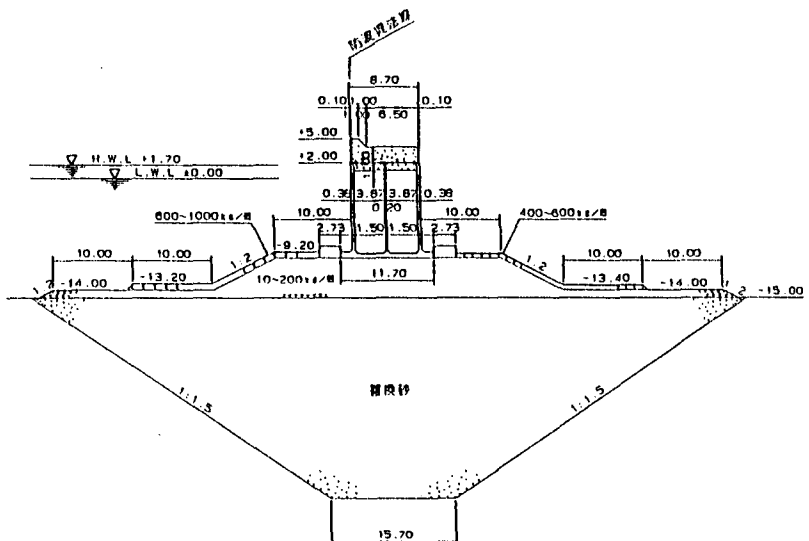


図-4.2.15(d) 神戸港第7防波堤断面図

b) 入力地震動

解析に用いた入力地震動としては、ポートアイランドの深さ-79.0mで観測された兵庫県南部地震波形に基づく地震波(PI-79 NS Base)のNSを基盤に入力するものとする。その入力地震動の波形を図-4.2.16に示す。またその最大加速度は3.3.2節の埋立ワーキンググループにより算定された推定最大加速度を入力加速度とした。

表-4.2.1 推定最大加速度

	断層線からの距離	入力最大加速度
六甲アイランド	5.0 km	539 gal
甲子園浜	7.8 km	484 gal
大阪南港	19.5 km	324 gal
神戸港第7防波堤	5.7 km	523 gal

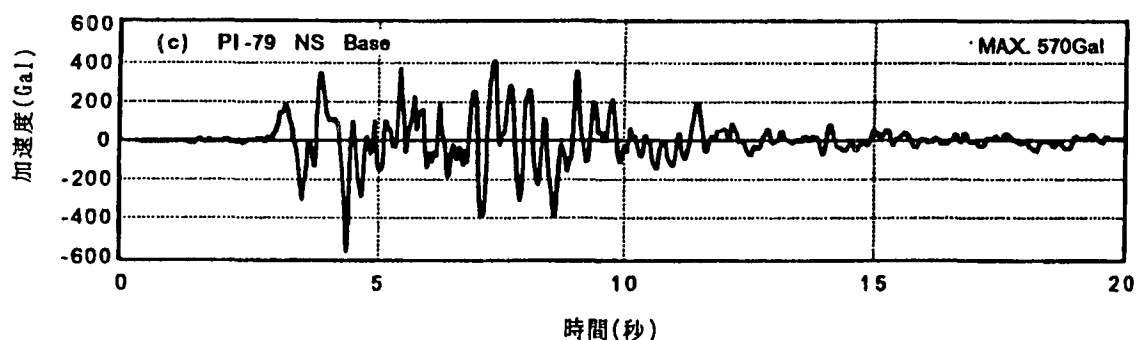


図-4.2.16 ポートアイランド(-79.0m)波形

(2) 解析モデル

解析モデルの例として甲子園浜のモデルを図-4.2.17に示す。本研究では、前述のように兵庫県南部地震に基づく入力波を洪積粘性土(Ma12)の下部に入力し有限要素解析を行った。

解析に必要なパラメータの主なものは表-4.2.2に示すように全部で10個ある。これらは、同表に示すとおり、砂の変形特性を規定するもの4個と過剰間隙水圧の発生を規定するもの6個とに大別できる。

表-4.2.2 FLIPに必要なパラメータ

分類	モデルパラメータ	
動的変形特性	G _{ma}	せん断弾性係数 ($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)
	K _{ma}	体積弾性係数 ($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)
	ϕ_t	内部摩擦角
	h _{max}	履歴減衰の上限
液状化特性	ϕ_p	変相角
	w _l	液状化特性全体を規定するパラメータ
	p ₁	液状化特性の前半を規定するパラメータ
	p ₂	液状化特性の後半を規定するパラメータ
	c _l	液状化発生の下限值を規定するパラメータ
S _l	液状化の終局状態を規定するパラメータ	

これらの設定法は、通常繰返し三軸試験、繰返し単純せん断試験、繰返し中空ねじり試験などによりパラメータを設定していくものであるが、これらのデータが十分でないため埋土・置換砂・捨石および裏込石の施工材料は井合らの研究の解析パラメータをそのまま使用した。またDL-36m~-95.1mの地盤について

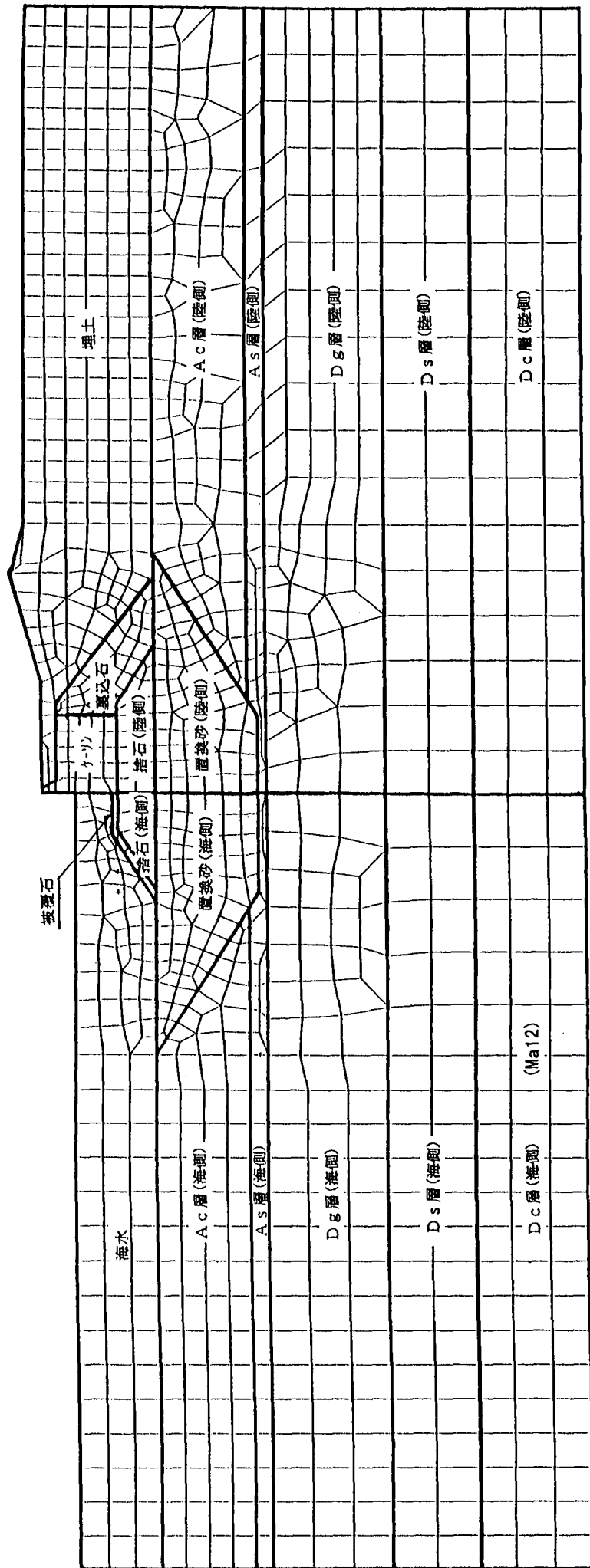


図-4.2.17 解析モデル—材料構成図

はFLIPで定められている標準貫入試験のN値とPS検層の結果をベースに設定していく簡易設定法を用いることとした。

表-4.2.3に甲子園浜のパラメーター一覧表を示す。

表-4.2.3 FLIPパラメータの設定一覧表

(1)陸側部 (A-A部)

土層 上端 深度 (m)	土層 下端 深度 (m)	土質	湿潤単位 体積重量 γ_t ($t\bar{f}/m^3$)	水中単位 体積重量 γ' ($t\bar{f}/m^3$)	設計 N値	S波 速度 V_s (m/sec)	P波 速度 V_p (m/sec)	等価 $N_{0.66}$ 値	設計せん断 弾性係数 G_{ma} (kgf/cm^2)	体積弾性 係数 k_{ma} (kgf/cm^2)	相対密 度 D_r (%)	内 部 摩擦角 ϕ_t (度)	変相角 ϕ_p (度)	最大履歴減衰 h_{max}	液状化パラメータ				
															w1	p1	p2	c1	S1
5.00	0.63	埋土	1.80	1.80	*	173	1500	*	810.0	2112	*	36.0	*	0.30	*	*	*	*	*
0.63	-8.50	埋土	1.80	0.80	*	226	1500	*	810.0	2112	*	36.0	28.0	0.30	6.00	0.50	0.80	2.43	0.005
-8.50	-18.50	A c層	1.63	0.63	*	266	1500	*	1176.9	3069	*	30.0	*	0.20	*	*	*	*	*
-18.50	-20.30	A s層	1.90	0.90	50	421	1651	29.0	3436.3	8961	90.81	42.9	28.0	0.24	104.6	0.50	0.52	1.00	0.005
-20.30	-33.15	D g層	2.10	1.10	45	402	1950	21.0	3462.9	9031	77.75	41.9	*	0.24	*	*	*	*	*
-33.15	-42.30	D s層	1.90	0.90	45	361	1746	16.2	2526.6	6589	68.74	41.2	28.0	0.24	23.7	0.50	0.78	1.00	0.005
-42.30	-54.20	D c層	1.49	0.49	*	230	1610	*	804.3	2097	*	30.0	*	0.20	*	*	*	*	*
-54.20~		基盤																	

(2)ケーソン直下部 (B-B部)

土層 上端 深度 (m)	土層 下端 深度 (m)	土質	湿潤単位 体積重量 γ_t ($t\bar{f}/m^3$)	水中単位 体積重量 γ' ($t\bar{f}/m^3$)	設計 N値	S波 速度 V_s (m/sec)	P波 速度 V_p (m/sec)	等価 $N_{0.66}$ 値	設計せん断 弾性係数 G_{ma} (kgf/cm^2)	体積弾性 係数 k_{ma} (kgf/cm^2)	相対密 度 D_r (%)	内 部 摩擦角 ϕ_t (度)	変相角 ϕ_p (度)	最大履歴減衰 h_{max}	液状化パラメータ				
															w1	p1	p2	c1	S1
3.50	0.63	ケーソン	2.20	2.20	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
0.63	-8.50	ケーソン	2.20	1.20	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
0.63	-8.50	捨石	2.20	1.20	*	300	1500	*	1830.0	4772	*	40.0	*	0.30	*	*	*	*	*
-8.50	-19.50	置換砂	1.80	0.80	*	*	*	*	595.1	1552	*	37.0	28.0	0.30	5.50	0.60	0.60	2.30	0.005
-19.50	-20.30	A s層	1.90	0.90	*	421	1651	29.0	3436.3	8961	90.81	42.9	28.0	0.24	104.6	0.50	0.52	1.00	0.005
-20.30	-33.15	D g層	2.10	1.10	*	402	1950	21.0	3462.9	9031	77.75	41.9	*	0.24	*	*	*	*	*
-33.15	-42.30	D s層	1.90	0.90	*	361	1746	16.2	2526.6	6589	68.74	41.2	28.0	0.24	23.7	0.50	0.78	1.00	0.005
-42.30	-54.20	D c層	1.49	0.49	*	230	1610	*	804.3	2097	*	30.0	*	0.20	*	*	*	*	*
-54.20~		基盤																	

(3)海側部 (B-B部)

土層 上端 深度 (m)	土層 下端 深度 (m)	土質	湿潤単位 体積重量 γ_t ($t\bar{f}/m^3$)	水中単位 体積重量 γ' ($t\bar{f}/m^3$)	設計 N値	S波 速度 V_s (m/sec)	P波 速度 V_p (m/sec)	等価 $N_{0.66}$ 値	設計せん断 弾性係数 G_{ma} (kgf/cm^2)	体積弾性 係数 k_{ma} (kgf/cm^2)	相対密 度 D_r (%)	内 部 摩擦角 ϕ_t (度)	変相角 ϕ_p (度)	最大履歴減衰 h_{max}	液状化パラメータ				
															w1	p1	p2	c1	S1
-8.50	-18.50	A c層	1.63	0.63	*	266	1500	*	1176.9	3069	*	30.0	*	0.20	*	*	*	*	*
-18.50	-20.30	A s層	1.90	0.90	*	421	1651	29.0	3436.3	8961	90.81	42.9	28.0	0.24	104.6	0.50	0.52	1.00	0.005
-20.30	-33.15	D g層	2.10	1.10	*	402	1950	21.0	3462.9	9031	77.75	41.9	*	0.24	*	*	*	*	*
-33.15	-42.30	D s層	1.90	0.90	*	361	1746	16.2	2526.6	6589	68.74	41.2	28.0	0.24	23.7	0.50	0.78	1.00	0.005
-42.30	-54.20	D c層	1.49	0.49	*	230	1610	*	804.3	2097	*	30.0	*	0.20	*	*	*	*	*
-54.20~		基盤																	

(3) 解析結果

地震応答解析の際の計算条件を表-4.2.4に示す。

表-4.2.4 地震応答解析の際の計算条件

項目	計算条件
レーレー減衰 α	0.000
レーレー減衰 β	各場所毎に設定
時間積分手法	Willson θ 法 ($\theta=1.4$)
積分時間間隔	0.01 秒
継続時間	20.0 秒

場所	甲子園浜	六甲アイランド	大阪南港	神戸港第7防波堤
項目				
レーレー減衰 β	0.001	0.001	0.01	0.001

解析に必要な減衰定数の一つであるレーレー減衰 β は、SHAKEとFLIPの自由地盤解析との最大加速度の比較で決定することとされている。今回工学的基盤をMa12層下とし不規則地盤動的解析を行ったところ、解析領域が非常に大きなメッシュ数となったためか、加速度や過剰間隙水圧が発散し不安定な結果（六甲アイランド、大阪南港）を与えるケースや、また計算が収束しない（第7防波堤）結果となったため、一般的な β の決定法によることなく、解が安定するまで β を大きくし解析結果を得た。図-4.2.18に甲子園浜のSHAKEとFLIP ($\beta=0.0001, \beta=0.0003, \beta=0.0005, \beta=0.001, \beta=0.003$)の最大加速度比較図を示す。

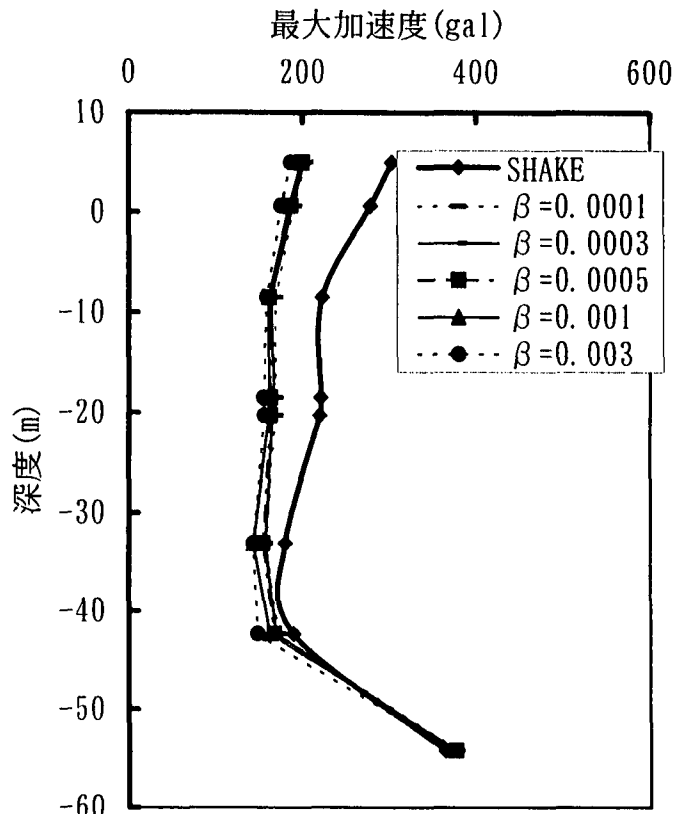


図-4.2.18 (例) 甲子園浜のSHAKEとFLIPの最大加速度の比較

図-4.2.19～図-4.2.20に甲子園浜の解析結果を示す。また、甲子園浜及び第7防波堤についての過剰間隙水圧コンター図をそれぞれ図-4.2.21～図-4.2.22（カラーページ参照）に示す。

これらの結果から、計算値に多少のバラツキがあるが、ケーソン直下の置換砂の液状化が顕著であり、その結果大きな沈下量が生じていることが分かる。

不規則領域地震反應解析結果
(1) 加速度時刻歷結果

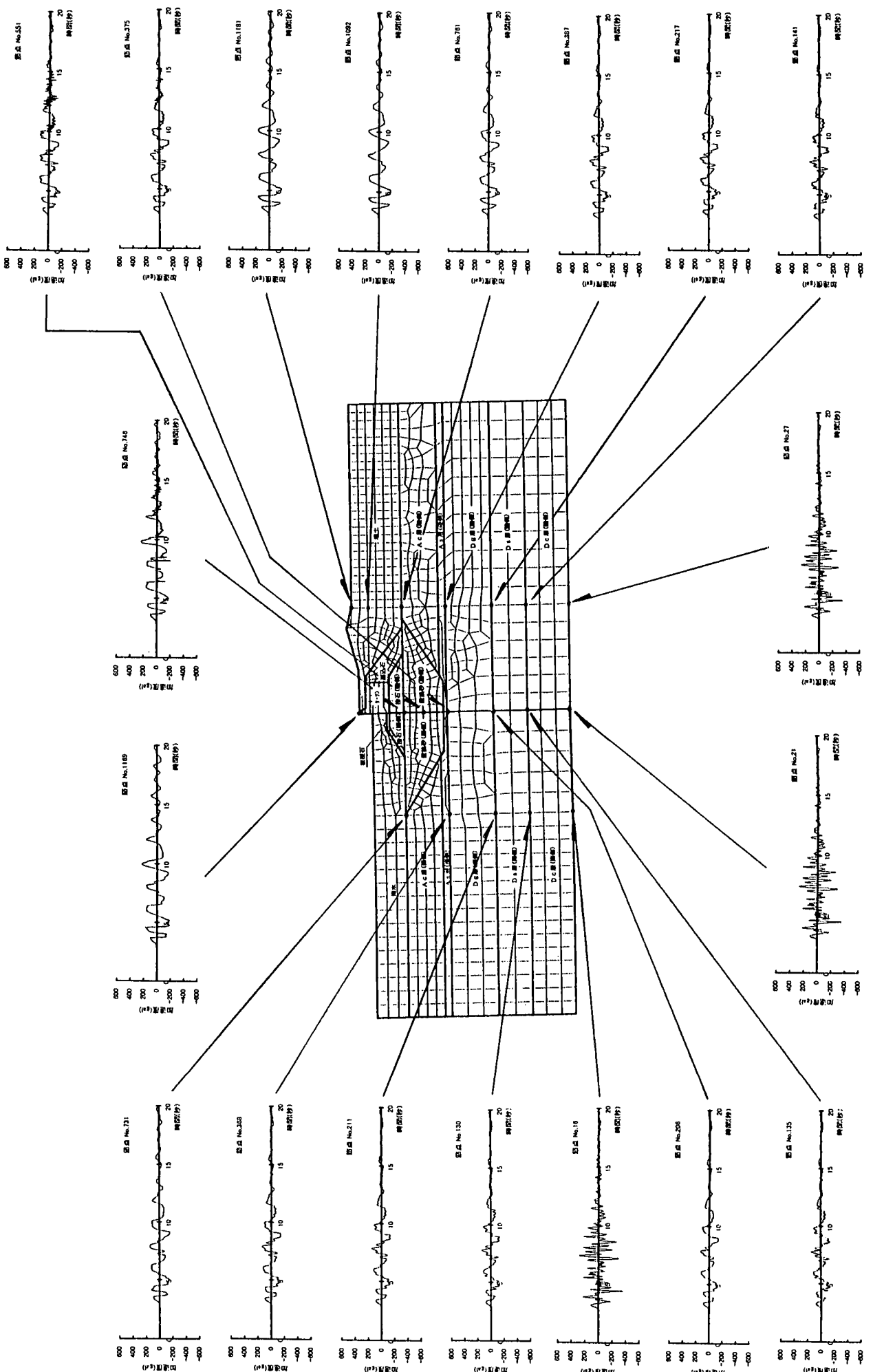


圖-4.2.19 解析結果一加速度時刻歷結果 (甲子園浜)

(2) 過剩間隙水圧比時刻歴結果

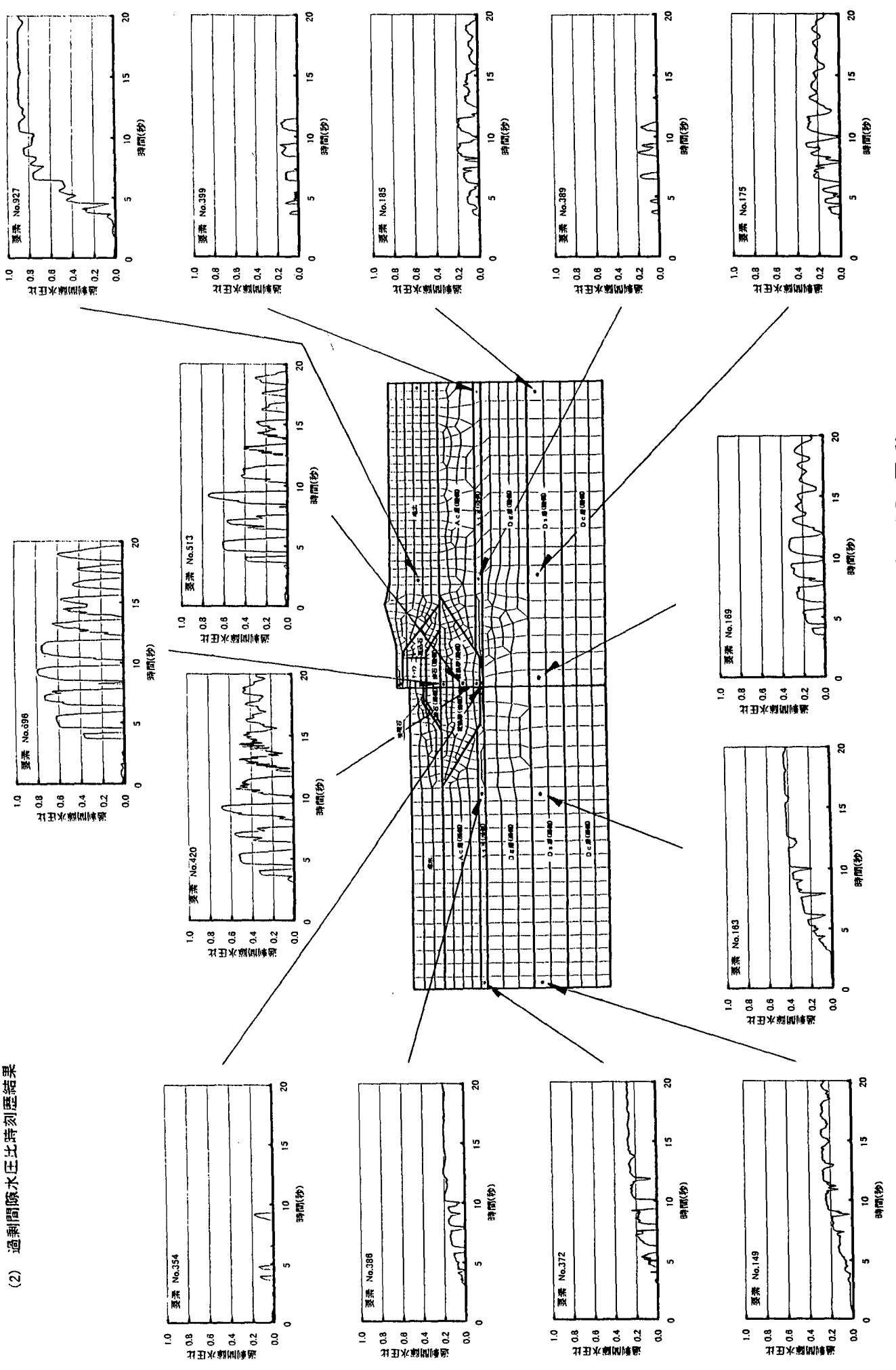


図-4.2.20 解析結果—過剩間隙水圧比時刻歴結果（甲子園浜）

(4) 考察

本解析結果の内、岸壁及び防波堤の法線の変位量の実測値と解析値を表-4.2.5及び図-4.2.23に示す。両図及び表から分かるように、震源距離の違いによって鉛直変位が大きく異なり、神戸港域で約1mの沈下が計算されるのが甲子園浜、さらに大阪南港と急激に鉛直変位が減少している。この傾向は実測値とよく一致すると考えられる。

表-4.2.5

	甲子園浜		六甲アイランド		大阪南港		神戸港第7防波堤	
	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
実測値	135.1 cm	135.3 cm	255 cm	108 cm	0 cm	4.9 cm	9.5 cm	193.7 cm
本解析結果	76 cm	33 cm	180 cm	80 cm	37 cm	22 cm	0.7 cm	87.3 cm
入力加速度	484 gal		539 gal		324 gal		523 gal	
震源距離	7.8 km		5.0 km		19.5 km		5.7 km	

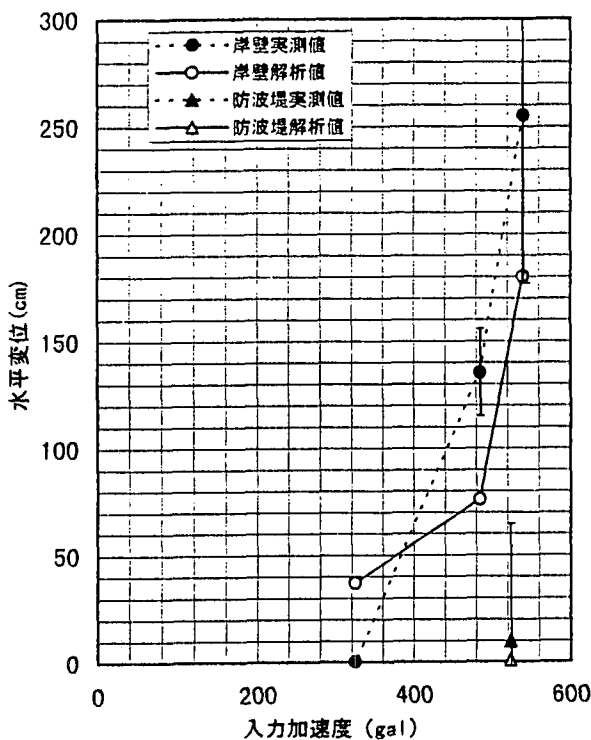


図-4.2.23(a) 加速度と水平変位の関係

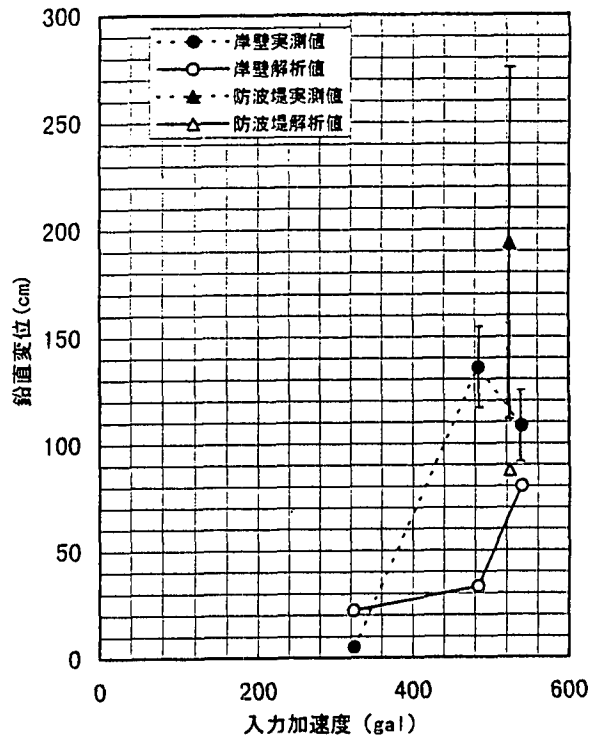


図-4.2.23(b) 加速度と鉛直変位の関係

本研究により得られた成果として

- i) 工学的基盤面Ma12下で不規則地盤応答解析をFLIPで行った結果、岸壁及び防波堤の共通の被災メカニズムとして、ケーソン直下の置換砂の間隙水圧の上昇によりせん断抵抗の低下が起き、局部的な水平流動を主とする変形が生じ、岸壁及び防波堤が大きな沈下を生じたことがわかった。
- ii) 地震入力波形を工学的基盤Ma12下で入力して得られた解析値は実測値と比較すると50%~70%の値となった。これはMa12層での加速度の減衰が大きいためと思われる。
- iii) 解析モデルが大きいと、レーレー減衰 β をSHAKEとFLIPの自由地盤解析の比較で決めた β 値では、解が発散したり、収束しないケースがあった。

今後の課題として、FLIPでより安定な解と実例に近い解を得るため以下のことが挙げられる。

- i) Ma12下を基盤とするような大きな有限要素メッシュの場合の β 値の設定方法。
- ii) Ma12層の減衰特性を含め動的工学的特性のパラメータの設定方法。

4.2.3 港湾構造物の復旧・復興

(1) 概説

本節では、岸壁・護岸を対象として、港湾構造物の復旧事例を示すが、主に重力式構造物の復旧事例について述べることにする。

兵庫県南部地震により被災を受けた港湾構造物の復興に関しては、概ね2年を目標に全体的機能回復を図り、構造物の復旧に際しては港湾構造物の耐震性の強化の観点から、施設の重要度に応じた耐震性の向上、構造様式の多様化を図った。

兵庫県南部地震で被害を受けた地域の港湾構造物は大部分が重力式（直立ケーソン式）であり、地理的条件、利用形態、また、耐震性の向上のため構造形式の多様化を図る観点から工法を選択し、復旧を行った。そのため上部工嵩上げ、ケーソン据え直し、新設前出し工法、補強工法等、その施設位置、利用形態等に応じて工法が選択され、構造物の復旧が行われている。

また、鋼構造（栈橋構造、鋼板セル構造等）施設は少なかったが、被害の程度に応じて上部工の補修、矢板・杭の撤去・打ち直し、新設前出し工法等がとられている。

表-4.2.6に示す水深-7.5~-10m程度の直立ケーソン式港湾構造物を対象として、その復旧工法の実例を示す。

表-4.2.6 復旧工法事例一覧

施設名	復旧工法
大阪港B・D岸壁	液状化対策
尼崎西宮芦屋港〔西宮地区〕岸壁(-5.5m)	栈橋式前出し工法
南芦屋浜南護岸	上部工の嵩上げ工法
六甲アイランド-10m岸壁	据え直し工法
中突堤-9m岸壁	ジャケット式前出し工法
六甲アイランドフェリーバース-8.5m	補強工法(背後土圧低減)

(2) 大阪港B・D岸壁の被害と復旧について

a) 施設の概要

B・D岸壁は、雑貨取り扱い公共岸壁として昭和47年3月に完成した施設であり、円弧滑りに対処するため天満砂礫層上面(DL-23m)まで床掘置換砂によって地盤改良されたケーソン構造物である。岸壁の位置は大阪港南港内港で、図-4.2.24に示すとおりである。施工延長、設計水深、天端高、設計震度等この岸壁に関する諸元は表-4.2.7にまとめた。また、ケーソン背面は施工当時の事情から、瀬戸内海で採取された細砂で埋め立てられており、裏込め石は使用していない。設計標準断面を図-4.2.25に示す。

表-4.2.7 設計諸元

地区名	大阪南港内港
施設名	B・D岸壁
完成年度	昭和46年度
施設延長	1130m
設計水深	-7.5~-5.5m
天板高	DL+4.3m
設計震度	0.2

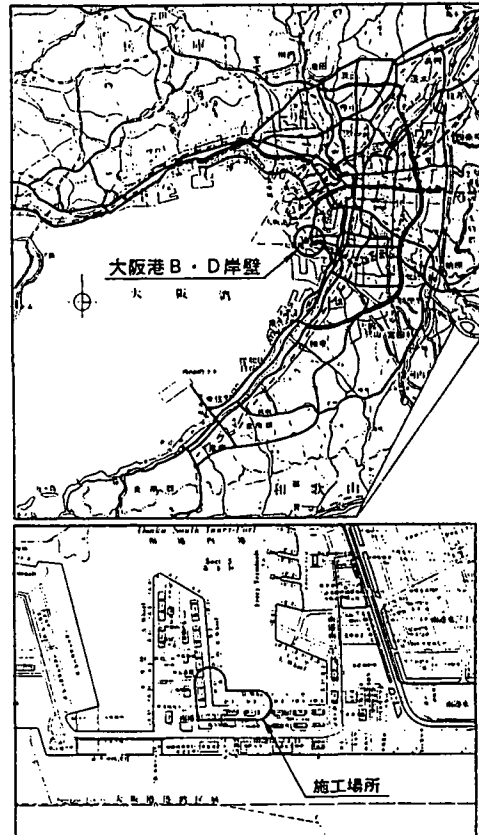


図-4.2.24 B・D岸壁位置図

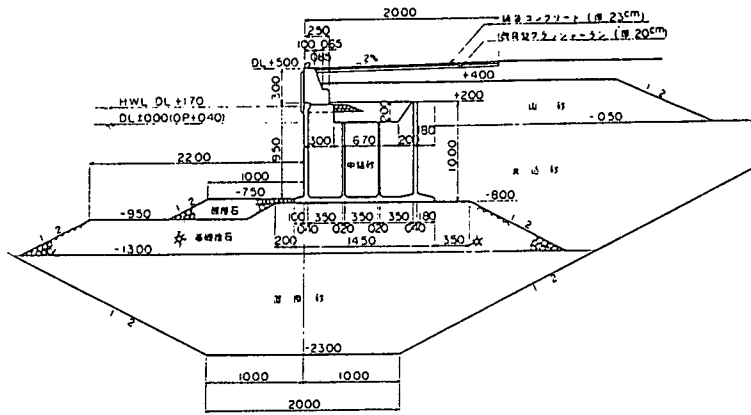


図-4. 2. 25 設計標準断面(B岸壁)

b) 被災状況

B・D岸壁は、岸壁本体の変形は小さかったものの、液状化現象により、エプロン舗装の下部が空洞化し沈下が発生した。D-1岸壁においては最大50cm陥没した部分も見られた。また、岸壁背後のヤード舗装に沈下及びクラック等が延長約427mにわたって発生した。さらに、岸壁と背後ヤードの境界付近の一部で40cm程度の段差が生じ、液状化現象特有の噴砂も見られ、港湾機能に支障をきたした。図-4. 2. 26に被災状況を示した。

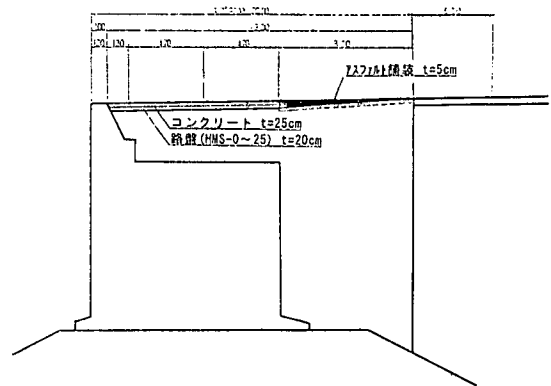


図-4. 2. 26 被災状況図面

c) 復旧内容

まず、被災後直ちに陥没した部分に砕石を投入し、アスファルトで仮復旧した。その後、根本的な液状化対策工として締固め砕石ドレーン工法をB-4、D-1、D-2の3バースで約5000平方メートル施した。当該地区は岸壁背後に倉庫があり、振動・騒音及び地盤変位等の環境面での制約の多い場所であることから、騒音・振動、施工時の地盤変化、経済性の3点を考慮して総合評価を行った結果この工法が採用された。締固め砕石ドレーン工法では、従来のグラベルドレーン工法に比べて周辺地盤の静的な締固め効果を期待できるため、ドレーンピッチが広くなり経済的となる。なお、液状化対策工の施工範囲は図-4. 2. 27、復旧断面は図-4. 2. 28のとおりである。

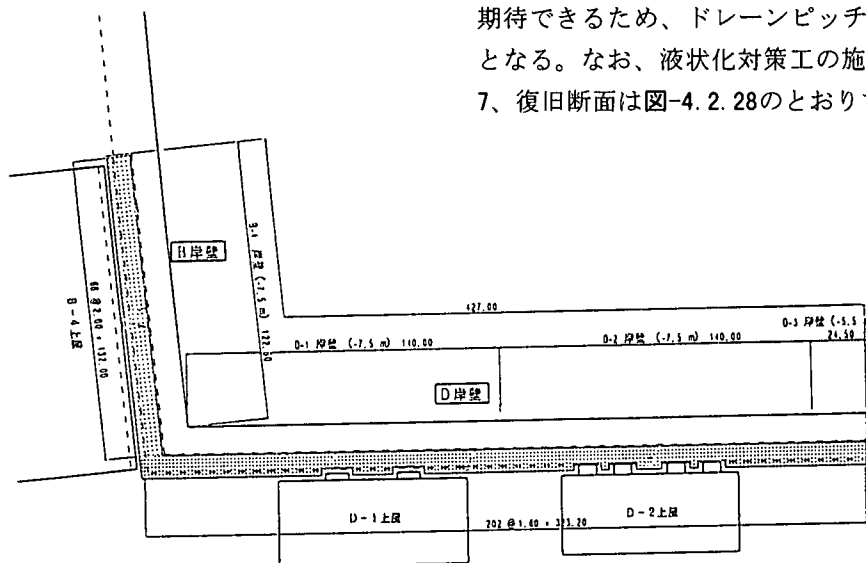
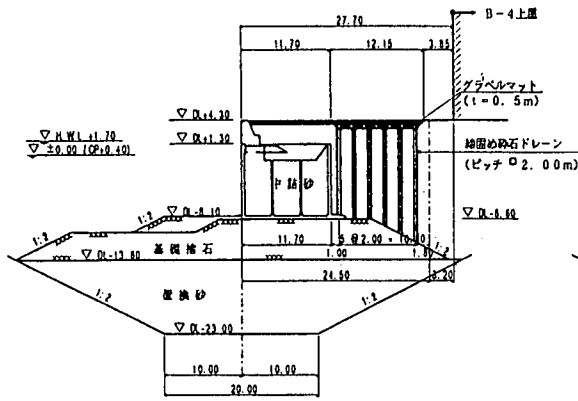
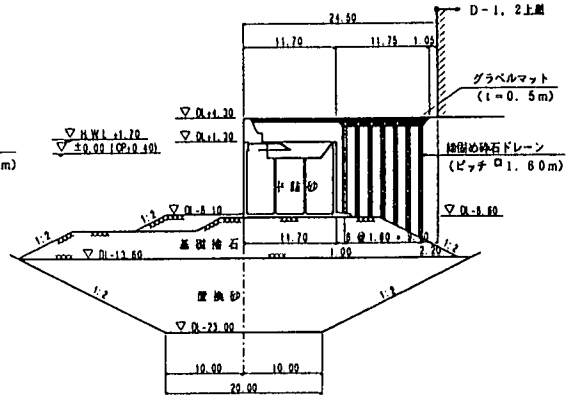


図-4. 2. 27 液状化対策工の施工範囲



(7) B岸壁



(4) D岸壁

図-4.2.28 復旧断面

(3) 南芦屋浜南護岸の被害と復旧について

a) 施設の概要

南芦屋浜の埋立護岸は、主として4タイプに分けられる。西護岸、北護岸は、緩傾斜捨石形式とし、東護岸はケーソン直立形式、南護岸は直立消波ケーソン形式とし、沖積粘土層は床堀置換している。また、マリーナ護岸はサンドコンパクションで沖積粘土を改良し、直立消波ブロック形式としている(図-4.2.29参照)。

今回は、多様な形式の護岸がある中で、水深、沖積粘土層が一定している南護岸を取り上げる。なお、南護岸は、平成7年度末完成を目指し進めている直立消波ケーソンの据付及び裏込が完成し、上部コンクリートの打設中に、阪神・淡路大震災に遭遇した。南護岸の位置図、設計標準断面図をそれぞれ図-4.2.29、図-4.2.30、設計諸元を表-4.2.8に示す。

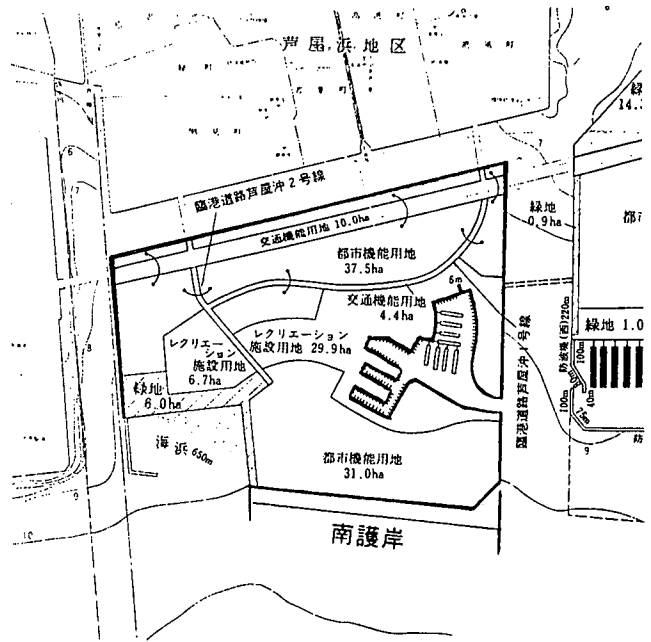


図-4.2.29 位置図

表-4.2.8 南護岸の設計諸元

施設名	南護岸
施設	延長978m
着工	昭和63年
設計水平震度	0.20
上載荷重	常時0.50t/m ² 地震時 0
円形滑り	常時 安全率1.3以上
偏心傾斜荷重	常時 安全率1.0以上 地震時 1.0以上
直線滑り	常時 安全率1.2以上 地震時 1.0以上

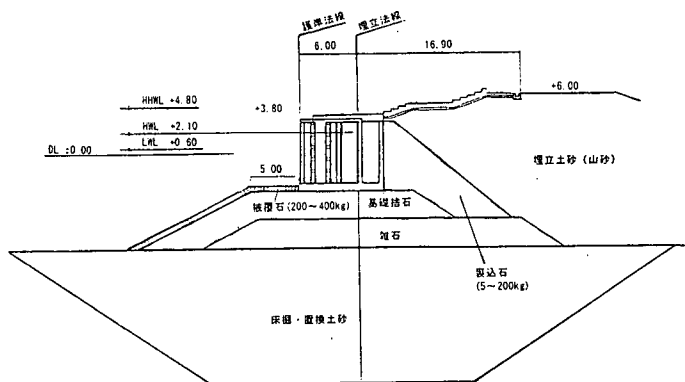


図-4.2.30 設計標準断面図

b) 被災状況

地震動により、図-4.2.31、図-4.2.32に示すようにケーソンが平均2.0m南側に押し出されるとともに、平均1.4m沈下し、ケーソン頭部を波が洗う状況となった。このため、埋立土砂が流出するような状況になり、当面の土砂流出対策として据え付け未了であったマリーナ護岸の直立消波ブロックを仮置きし、周辺海域が濁るのを防いだ。



図-4.2.31 被災状況写真

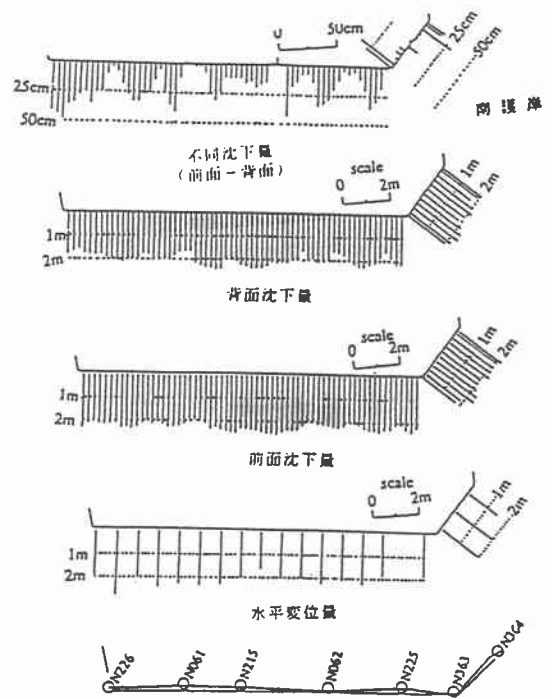


図-4.2.32 南護岸の変位量

c) 復旧内容

各直立消波ケーソンの沈下量、押し出し量に大きな差がないため、直立消波ケーソンの据え直しは行わないこととし、図-4.2.33のように沈下量相当を上部コンクリート嵩上で対応することとした。また、偏心傾斜荷重等の対応については前面に捨石をカウンターとして投入することとし、平成8年8月に完成した。なお、護岸の復旧に当たっては、東護岸の一部を設計水平震度0.25として耐震強化を図った。

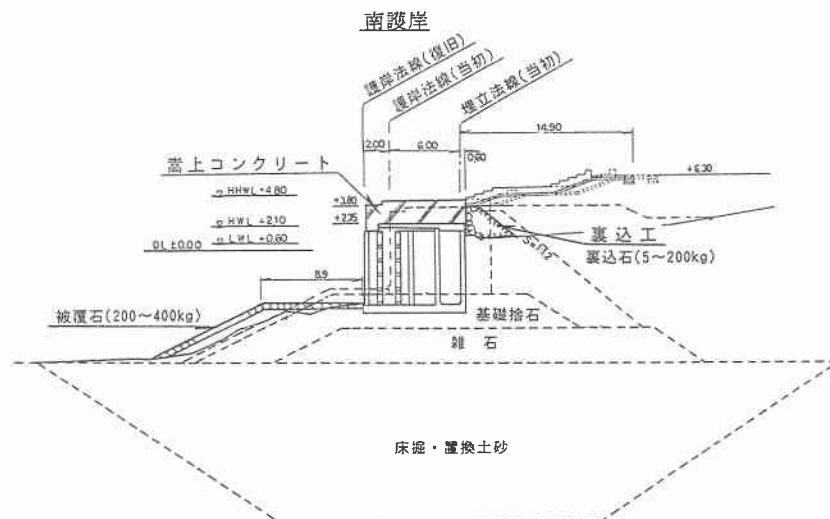


図-4.2.33 復旧標準断面図

(4) 尼崎西宮芦屋港[西宮地区] 岸壁(-5.5m)の被害と復旧について

a) 施設の概要

当施設は、西宮市西宮浜(図-4.2.34)に位置し、昭和58年に630mが供用開始され、骨材などの建設資材などの取扱が行われてきた。なお、被災前の構造物の諸元は表-4.2.9のとおりである。

表-4.2.9 被災前の設計緒元

施設名	岸壁(-5.5m)
施設	延長630m
着工	昭和58年
設計震度	0.15
設計水深	D.L. -5.5m
天端高	D.L. +3.2m



図-4.2.34 位置図

b) 被災状況

今回の地震による被害状況は、図-4.2.35、図-4.2.36に示すように堤体が海側へ滑動したため天端も0.5m~1.4m沈下した。これに伴い背後の土地の土砂が0.5m~1.0m陥没した。なお、堤体の外側の滑動量は最大で約3mであった。

c) 復旧内容

復旧にあたっては、設計水平震度0.2の箇所は経済性ならびに早期復旧をめざし、被災ケーソンの前面に水中コンクリートを打設することとした。設計水平震度0.25の箇所では水中コンクリートによる復旧工法は多大な費用を要するため、図-4.2.37に示すような栈橋形式とし、堤体重量を軽減し、工費の低減を図った。

表-4.2.10 復旧後の設計緒元

施設名	岸壁(-5.5m)
施設	延長630m (栈橋式 180m分 重力式 ケーソン450m分)
設計震度	0.25(栈橋式 L=180m) 0.20(重力式 L=450m)
設計水深	D.L. -5.5m
天端高	D.L. +3.3m

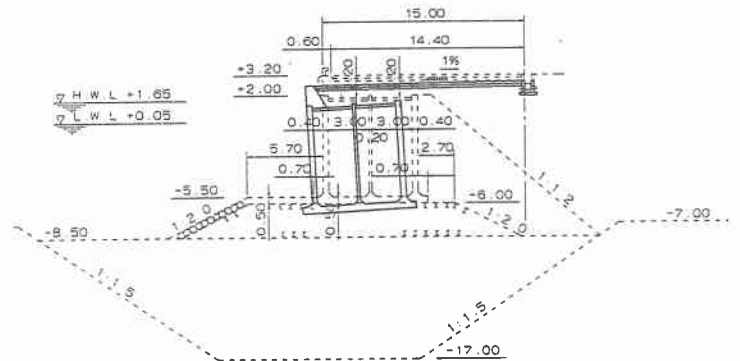


図-4.2.35 被災状況



図-4.2.36 被災写真

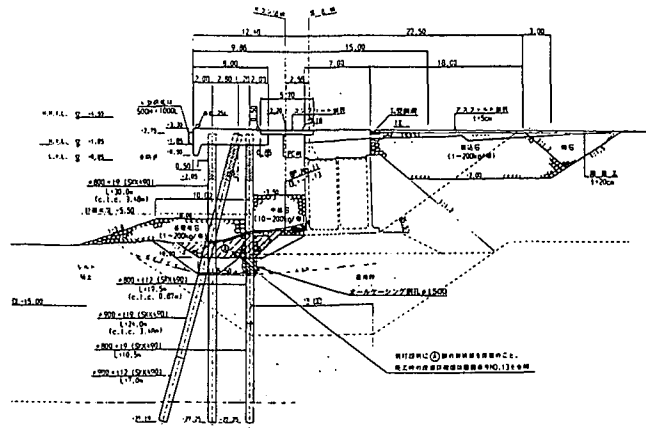


図-4.2.37 復旧標準断面

(5) 神戸港六甲アイランド-10m岸壁 (J・K・L・Mバース) の被害と復旧について

a) 施設の概要

本施設は、六甲アイランド北東部に位置した水深-8.5m、延長205m(主岸壁)+36m(副岸壁)のフェリー岸壁である。構造形式は、標準的な床掘置換砂地盤上に基礎捨石マウント及びケーツを設置したケーソン式岸壁であった。主な設計条件は表-4.2.11のとおりである。

b) 被災状況

重力式(ケーソン)岸壁の前面への滑り出し及び沈下があった。滑り出しによる水平変位は最大で3.0m、平均で約1.1mあった。エプロン部においては岸壁部より約0.8m~2.5mの陥没があった(図-4.2.39参照)。

c) 復旧内容

復旧にあたっては、ケーソン据え直し工法を採用した。背面にサンドコンパクションによる液状化対策を行い、上部を水砕スラグにより埋め戻した(図-4.2.40参照)。

また、中詰材にもスラグを用いることにより、工期の短縮を図った。

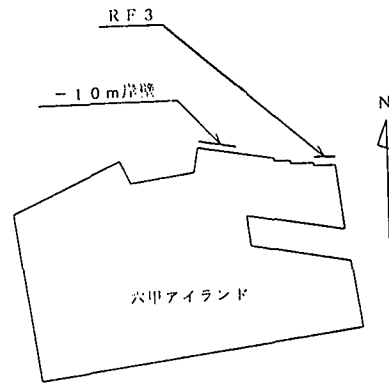


図-4.2.38 位置図

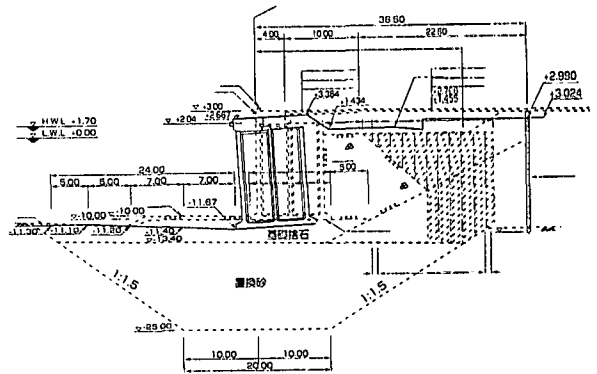


図-4.2.39 被災状況

表-4.2.11 設計諸元

施設名	六甲アイランド-10m岸壁
施設延長	740m
設計震度	0.20
設計水深	D.L. -10.0m
天端高	D.L. + 3.8m

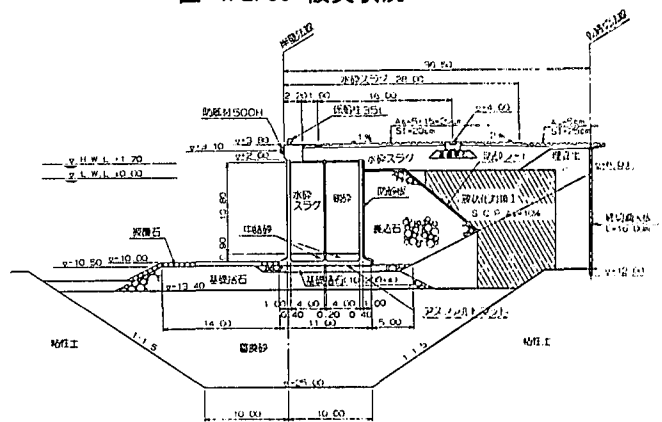


図-4.2.40 復旧標準断面

(6) 神戸港中突堤-9m岸壁の被害と復旧について

a) 施設の概要

本施設は、中突堤西側・南側に位置した旅客船岸壁である(図-4.2.41及び図-4.2.42参照)。既設構造は、ケーソン構造であるが、昭和初期(S4~S7)に築造された施設であり、設計条件は不明であった。

b) 被災状況

被災状況は、法線はらみだしが0.5mから1.2m、ケーソンの傾斜が最大で5度程度であった、エプロン部の沈下・亀裂の程度は大きかったが、直背後に近接したホテル(旅客ターミナル兼用)はほぼ無傷であった。

c) 復旧内容

復旧に当たっては、岸壁に隣接した大型建築物があること、対岸の高浜岸壁までの距離が約200mと短く、前だし量を極力抑え、隣接工区とも作業海域を共用する必要があったこと等より、図-4.2.43に示すようにジャケット式工法による復旧を行った。施工状況を図-4.2.44(カラーページ参照)に示す。主な設計条件は表-4.2.12のとおりである。

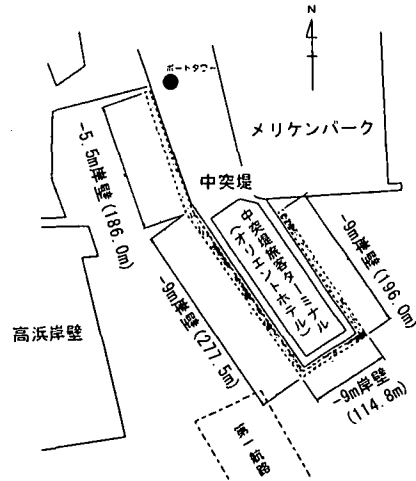


図-4.2.41 位置図

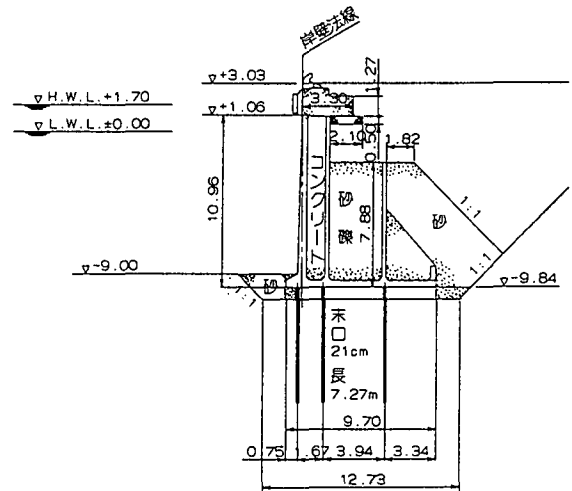


図-4.2.42 設計標準断面

表-4.2.12 復旧後の設計緒元

施設名	中突堤-9m岸壁
施設	277.5m(西) 144.8m(南) 196.0m(東) (計 588.3m)
設計震度	0.20
設計水深	D.L. -9.0m
天端高	D.L. +3.0m

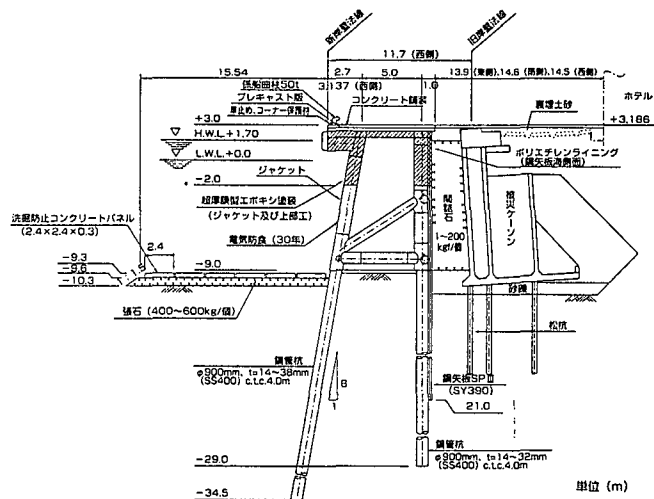


図 4.2.43 復旧標準断面

(7)六甲アイランドフェリーパース-8.5m岸壁(RF3)の被害と復旧について

a)施設の概要

本施設は、六甲アイランド北東部に位置した水深-8.5m、延長205m(主岸壁)+36m(副岸壁)のフェリー岸壁である。構造形式は、標準的な床掘置換砂地盤上に基礎捨石マウンド及びケーソンを設置したケーソン式岸壁であった。主な設計条件は表-4.2.13のとおりである。

b)被災状況

被災状況は、図-4.2.45のように法線はらみだしが0.1m~4.6m、沈下が0.1~2.0m、ケーソンの傾斜が最大6度と大きく、被災後の法線は中央部が突出した円弧状に変形し、エプロンはケーソンの背後で2m以上の段差が生じた。

c)復旧内容

復旧構造形式の選定に際しては、隣接バースとの取り合いや被災程度が大きいことから、ケーソンの据え直し工法を採用した。復旧では耐震強化岸壁として設計震度を0.25に引き上げたため、岸壁背後の土圧を大幅に低減する必要から図-4.2.46のように事前混合処理工法により岸壁背後の裏埋を行い、さらに表層には水砕スラグを使用することにより土圧を低減した。また、振動締固めによりケーソン下部の置換砂の改良を行った。

表-4.2.13 設計緒元

完成年度	平成5年度
施設延長	205m(主岸壁)+36m(副岸壁)
構造形式	重力式(ケソン)
設計震度	0.15
設計水深	D.L. -9.50m
天端高	D.L. +4.00m

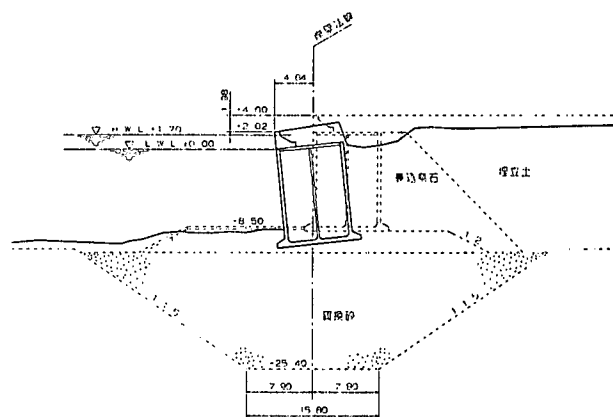


図-4.2.45 被災状況

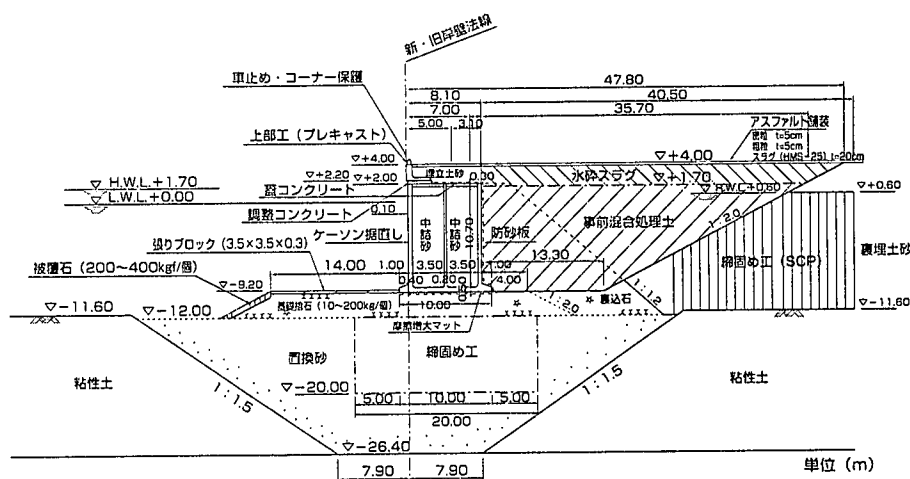


図-4.2.46 復旧標準断面

参考文献

- 1) 運輸省港湾局・運輸省港湾技術研究所・運輸省第三港湾建設局(1997): 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等の被害報告書
- 2) 井合進・一井康二・森田年一(1995): ケソン式岸壁の有効応力解析, 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その7), 港湾技研資料, No.813, 253-280
- 3) 井合進(1996): 大地震時の地盤・構造物系の変形解析, 平成8年度港湾技術研究所講演会講演集, 1-17