

2章 地盤・基礎分科会報告

2.1 地盤・基礎分科会の調査研究の概要

大阪大学 松井 保

阪神淡路大震災による地盤及び基礎構造物の被害は、臨海埋立地での液状化や護岸構造物の大規模な側方流動、河川堤防の被害、内陸部での鉄道盛土の崩壊や道路橋基礎の傾斜・破損、山腹斜面の地滑りや盛土造成地の崩壊など、実に様々な破壊規模及び被害形態で発生し、また神戸～西宮地域を中心に、大阪周辺域を含む非常に広範囲な地域で地盤関係の被害が発生した。

このように大規模な地盤関係の地震災害が、どの程度の地震動と地盤条件・構造物形式の組み合わせで発生し、また被害分布が大阪湾北部沿岸域から内陸部の大阪平野西部に至る地層及び地盤構造の変化とどのように関連するのかなど、検討すべきことは多い。今回の震災について、数多くの調査委員会が組織され研究が実施されているが、関西の地形及び地盤の特徴を理解する地元の地盤工学関係の技術者が研究グループを組織し、今回の震災と関西の地盤という観点から地に足をつけた研究を実施することは非常に重要であると考えられる。

上記のような考えに基づき、本分科会では下記のような手順で研究を実施することとした。

- 1)地盤，土構造物及び構造物基礎に関する被害の実態と地盤条件に関する調査・データ収集を行う。
- 2)地盤災害の種類と形態を分析・特定し，その後，
- 3)地震動，地盤条件及び構造物の形態との相互関係から，地震による地盤災害の発生メカニズムを解明する。
- 4)被災メカニズムの研究成果を踏まえて，従来の地盤・構造物の耐震設計の考え方について検討を加え，将来の耐震設計のあるべき方向についても研究する。

2.1.1 研究組織

本分科会では今回のように多岐に渡る地盤関係の地震災害を研究するため、被災構造物の種類毎に下記の5分野と10項目からなる研究班を組織して研究を進めることとした。

1. 地盤	・山地・土地造成 ・平地・斜面地 ・埋立地・廃棄物
2. 水際線構造物	・河川 ・港湾
3. 線上構造物	・道路・鉄道 ・地下埋設管
4. 貯水土構造物	・ダム・農地・地下水
5. 構造物基礎	・高架構造物基礎 ・施設基礎・タンク基礎

以上の研究組織を構成するため、本分科会では研究メンバーとして、表2.1.1に示す52名の委員と、さらに24名のワーキング委員からなる研究組織を構成している。

2.1.2 これまでの研究活動

本委員会としては10回開催し、各研究班の主査からなる主査会を4回、さらに各ワーキング部会を必要に応じて開催している。

これまでの研究活動としては、各機関における被害調査結果の例を本委員会並びに各ワーキング部会で紹介すると共に、調査資料及び研究発表資料の整理を行なっている。

また、各研究班の研究対象及び研究手順についての相互関連性を明確にするため、図2.1.1に示すように研究対象資料のの整理からメカニズム解析手法、耐震設計方法の検討までの研究フローを整理し、各研究班の研究手順の確立を行なっている。

また、地盤災害が生じた際に目撃された地盤・基礎に関する特異な現象について、地震時の実体験情報を収集することを企画し、土木学会関西支部及び本分科会による独自のアンケート調査を実施している。アンケート調査項目としては、例えば地鳴りについて体験や、液状化現象や構造物の地震時挙動の目撃例や、地震発生前後の前兆現象や自然現象の特異現象についての意見を収集した。アンケート結果についての報告は、関西支部の支部だより

(7月号)に簡単に紹介している。例えば地鳴りについては、兵庫県、大阪府でもっと多いが、遠くは三重県・福井県でも体験例が報告されている。また、液状化現象は、地震直後に発生した目撃例がほとんどであった。地震時の異常現象としては、空に発光現象を目撃したものが最も多く、その他では動物などの異常な挙動や、前日の地震についての報告が多くあった。

表2.1.1 地盤・基礎分科会委員名簿

委員長：	松井 保	大阪大学
委員：	田中 泰雄	神戸大学
	小田 和広	大阪大学
	諏訪 靖二	(財)大阪土質試験所
	安藤 進	鹿島建設(株)
	内田 一徳	神戸大学
	遠藤 幸一	神戸市
	岡 米男	日本道路公団
	岡下 勝彦	神戸市
	沖村 孝	神戸大学
	尾儀 一郎	鏡高組(株)
	奥田 剛章	大阪市
	小野 論	中央開発(株)
	奥村 一郎	日本電信電話(株)
	川上 圭二	新日本製鐵(株)
	岸田 隆夫	東亜建設工業(株)
	北村 八朗	大阪ガス(株)
	木村 亮	京都大学
	久保田 晃司	阪神電気鉄道(株)
	小林 育夫	(株)鴻池組
	小林 俊明	大成建設(株)
	坂上 敏彦	川崎地質(株)
	佐々木 良作	兵庫県
	佐俣 千載	神戸市
	島田 健一	建設省近畿地方建設局
	清水 文夫	清水建設(株)
	庄 健介	阪急エンジニアリング(株)
	西本 光宏	関西国際空港(株)
	武石 朗	国際航業(株)
	田中 敏彦	応用地質(株)
	辻野 修一	佐藤工業(株)
	坪井 英夫	不動建設(株)
	鶴川 洋	大阪府
	鳥居 剛	(株)建設企画コンサルタント
	中木 秀一	(株)奥村組
	中平 明憲	(株)建設技術研究所
	長山 喜則	JR西日本コンサルタンツ(株)
	津島 茂樹	大阪湾広域臨海環境整備センター
	早川 清	立命館大学
	林 健二	中央復建コンサルタンツ(株)
	藤原 吉美	関西電力(株)
	本田 周二	(株)日建ソイルリサーチ
	南 兼一郎	運輸省第三港湾建設局
	三村 衛	京都大学防災研究所
	村上 考司	大林組(株)
	望月 秋利	大阪市立大学
	森田 真	パンフィックコンサルタンツ(株)
	柳浦 良行	基礎地盤コンサルタンツ(株)
	安川 郁夫	ジオジャイロ(株)
	安田 扶律	阪神高速道路公団
	山田 耕一郎	神戸市
	三田村 宗樹	大阪市立大学

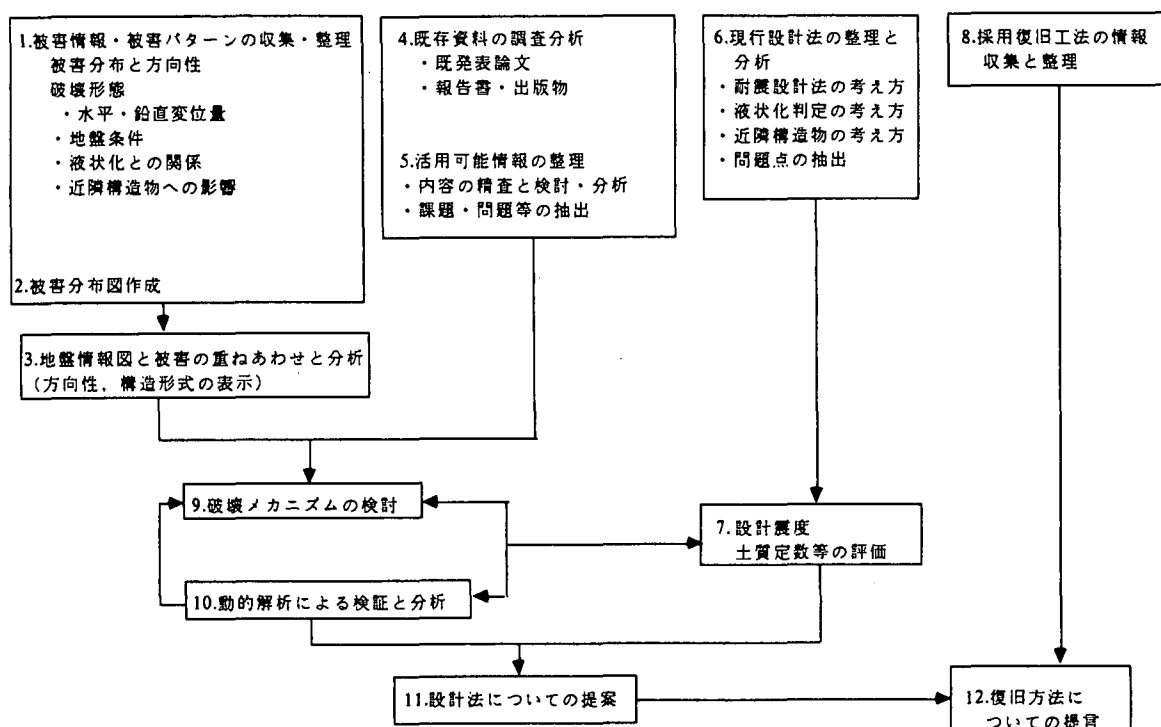


図-2.1.1 地盤・基礎構造物の調査研究フローの例

2.1.3 今後の研究計画

これまでの調査研究例では、個別の被害構造物についての調査結果が多く、構造物別の地域全体の被害分布など、全体的な傾向を理解するための整理が少ないようである。このため、本分科会では前述の研究対象構造物毎に被害の整理を行ない、神戸～大阪を含む広範囲において1/10000の地図上に被害分布の表示を行なう予定である。

このような被害分布の特定は、今回の地震からも明らかなように、被災後の救援体制を考える場合、救援路や各自治体間の支援体制を検討する上で非常に重要なデータとなるものと考えられる。地震災害のように、その被害が自治体間にまたがるときには、広域的な防災対策が是非必要であり、そのためには、関西地域の地盤と地盤災害といった広域を視野を持つ研究が重要であると考えられる。

2. 2 神戸・阪神地域の深部構造と地盤

神戸大学 田中 泰雄
兵庫県 佐々木良作

兵庫県南部地震以後、兵庫県では、この震災を教訓にし、今後の防災対策に有効な資料を作成することを目的として、「阪神地域活断層調査委員会（委員長：藤田和夫大阪市立大学名誉教授）」（以下、活断層委員会と呼ぶ）を組織し、調査を進めてきた。活断層委員会では神戸・阪神地域の地下深部構造や地盤構造を明らかにするために、反射法地震探査、ボーリング等の現地調査を実施するとともに、既存資料の収集・整理や地形・地質調査を実施した。ここでは、委員会の成果の内、深部構造と表層地盤の特性を中心に紹介する。

2.2.1 神戸・阪神地域の地下深部構造

活断層委員会では、反射法地震探査7測線 80km，調査ボーリング（掘削深度 580m, 125m, 55m）を実施し、その成果と既存資料、地形・地質調査とを合わせて神戸・阪神地域の深部構造を検討した¹⁾。図2.2.1 に兵庫県および他機関が実施した各調査の位置を示す。このうち、調査の骨格となるのは反射法地震探査であり、これによって、全体の地質構造の枠組みを把握することが可能となり、同時に速度構造もある程度明らかにすることができる。さらに、図2.2.2 に示すように、反射法地震探査で得られた反射断面に、調査ボーリングで得られた地質情報を重ね合わせることが可能となり、活断層の活動性など地殻変動の実態を把握するための重要な資料を得ることができる。

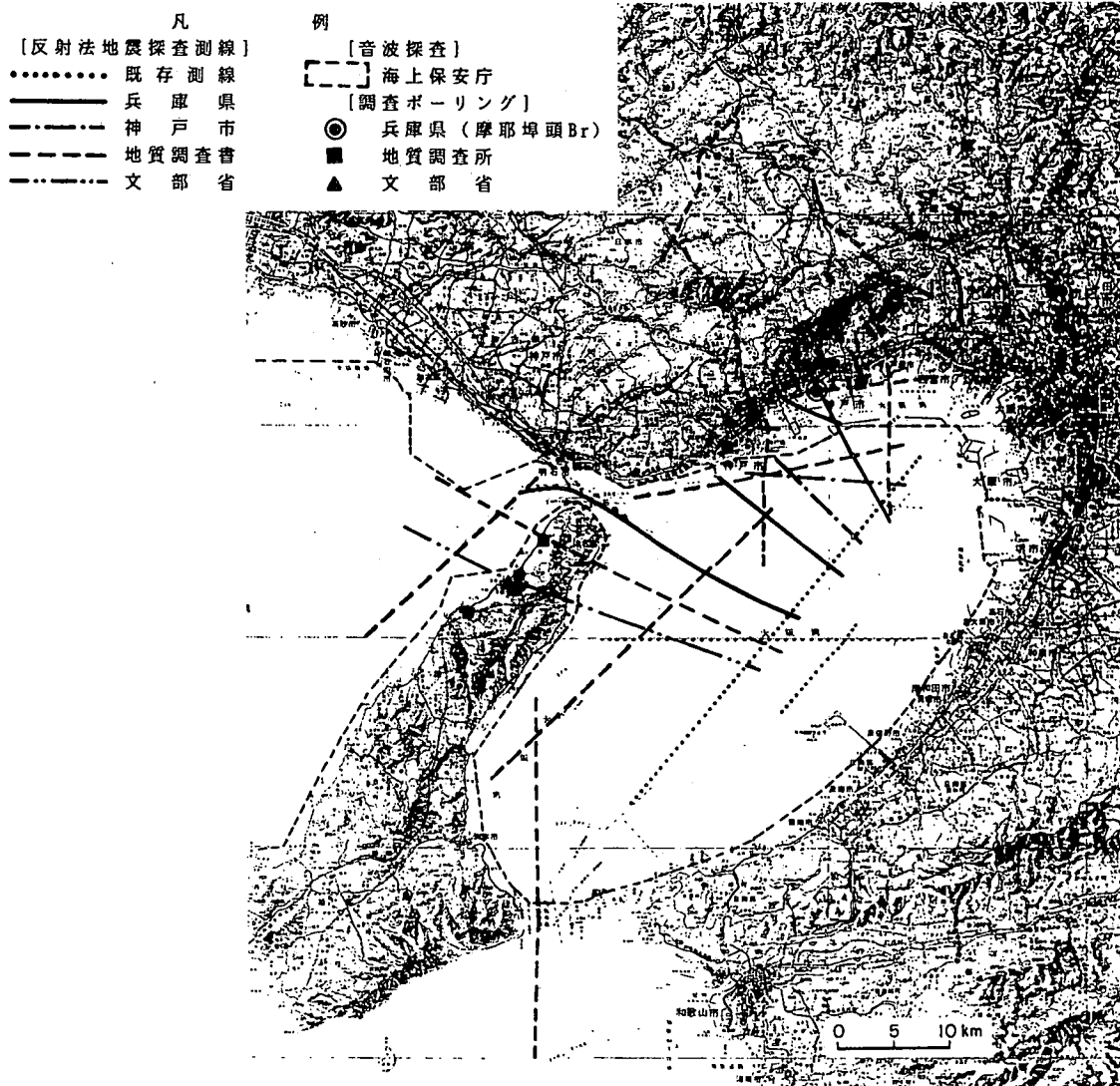


図2.2.1 調査位置図

調査結果を、図2.2.3 に示すように、陸域部（六甲山麓、淡路島）から海域部（大阪湾）に至る9断面に整理した。その結果に基づいて基盤等深度線図を推定したものが、図2.2.4 である。これらより、神戸・阪神地域の地下には、山麓付近で 400~1,000m程度、海岸線付近では、1,200~1,900mに達する堆積層が存在しており、大阪湾の中心部では、それが 2,500~3,000mに達することが明らかとなった。また、図2.2.3 からは地下深部の花崗岩を主とする基盤の変形や変位にともない、その上位に分布する厚い堆積層が、数百~数千mにわたって大きく撓み曲がる構造となっていることが読み取れる。神戸・阪神地域の市街地では、地下深部に存在する基盤の断層が、過去 200万年にわたる活動により、それを被覆する堆積層にも撓みや傾きをもたらし、さらに、地表に緩やかな傾斜をつくっていることが注目される。

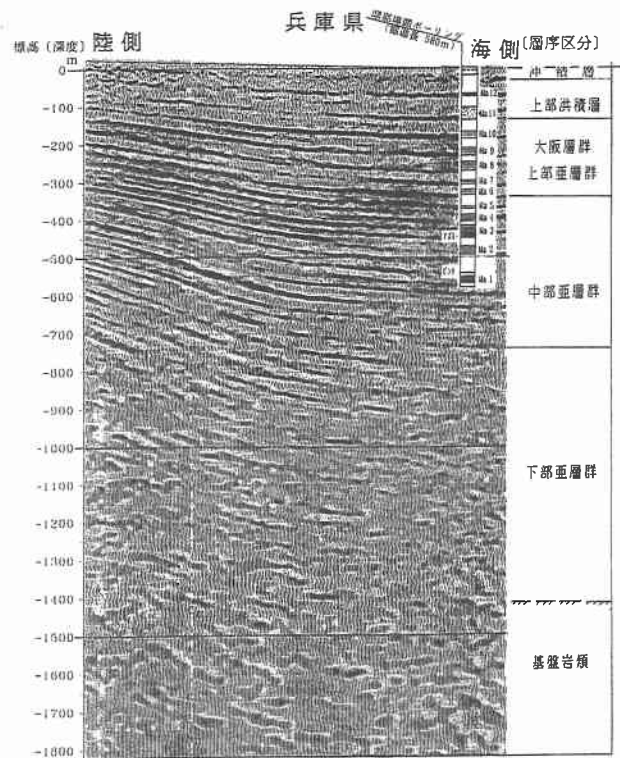


図2.2.2 反射断面とボーリング柱状との対比

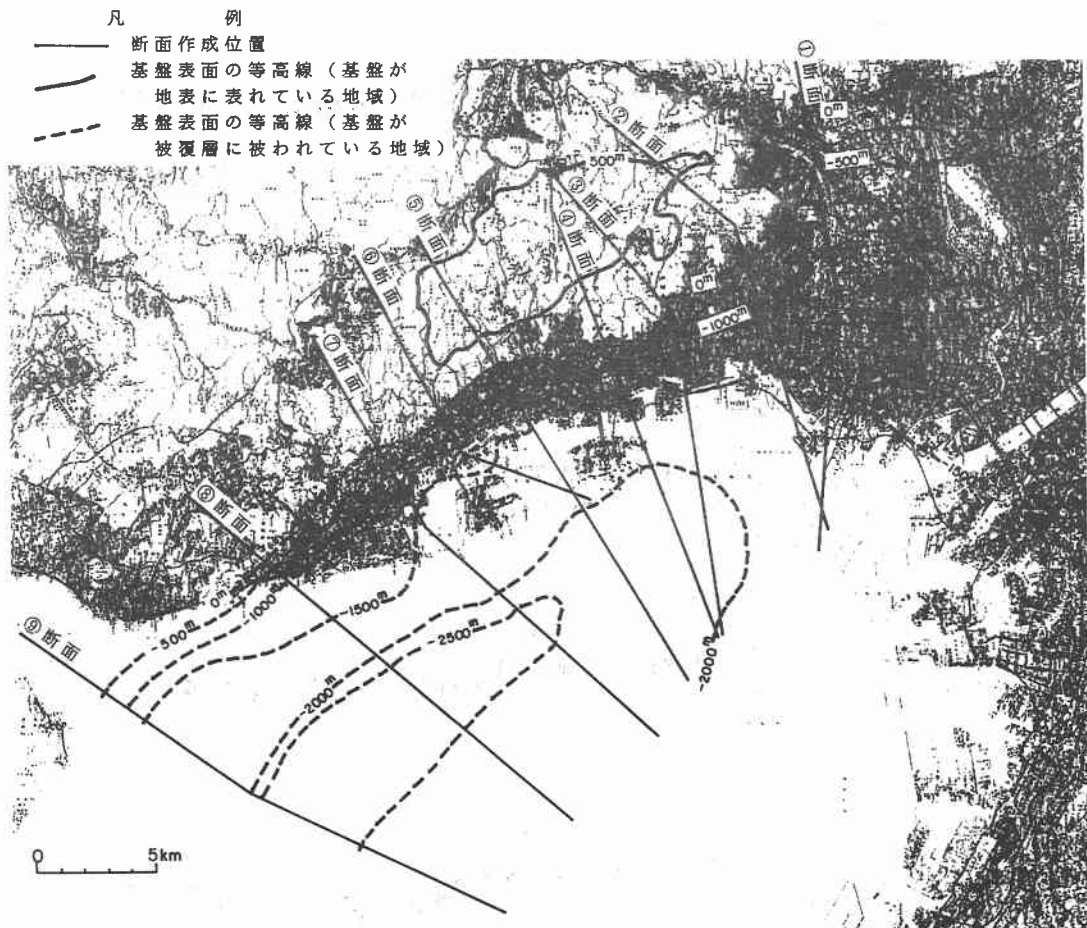


図2.2.4 基盤等深度線図

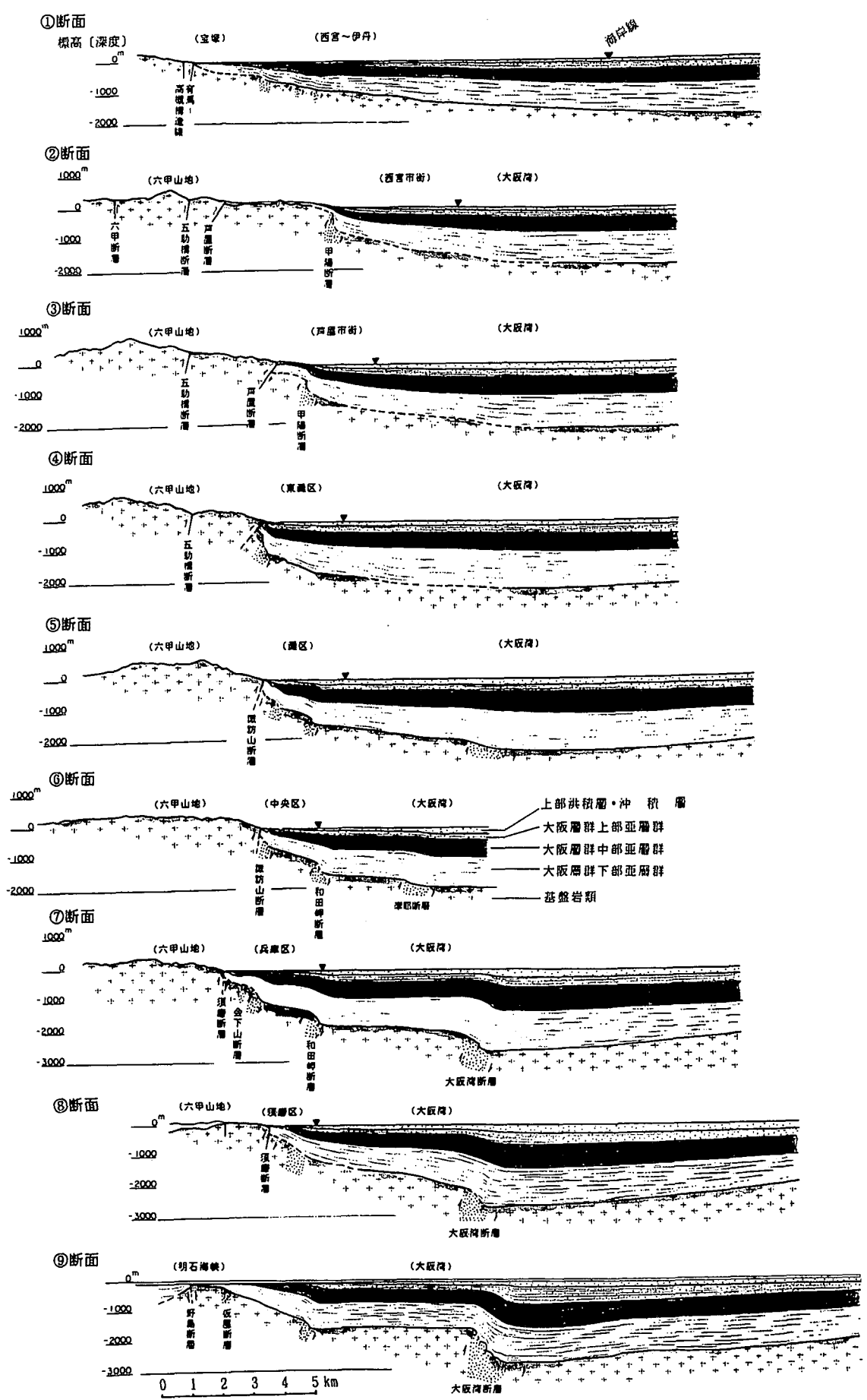


図2.2.3 地質断面図(縦横比1:1) (各断面の位置は図2.2.4に示す。)

2.2.2 表層地盤の特性

神戸・阪神地域の市街地には基盤岩の上に厚い堆積層が分布していることが、明らかとなった。このうち、一般的な建築物や土木構造物の設計・施工の対象となるのは、地表から数m～数十m程度の範囲に分布する沖積層および上部洪積層の表層地盤である。この表層地盤は、一般的に表2.2.1に示すような土層に区分される。活断層委員会では、表層地盤の土層の分布状況を把握するために、既存ボーリングデータを収集・整理し、地質断面図を作成した。その結果、土層の分布状況の特徴や地形情報に基づくと、神戸・阪神地域では、図2.2.5に示すように3つの地域に区分できることが判明した。ここでは、3地域それぞれの表層地盤の地質特性の概要を記述する。

表2.2.1 神戸・阪神地域における表層地盤の土層区分

土層区分	記号	記事	
沖積層	沖積上部砂層	As ₁	Ma13層の上位に分布する沖積砂層
	沖積粘土層	Ac	Ma13層、沖積中部粘土層
	沖積下部砂層	As ₂	Ma13層の下位に分布する沖積砂層
上部洪積層	第1洪積砂礫層	Dg ₁	伊丹礫層および相当層
	第1洪積粘土層	Dc ₁	伊丹粘土層、Ma12層に連続する。
	第2洪積砂礫層	Dg ₂	川西礫層および相当層
	第2洪積粘土層	Dc ₂	川西粘土層、Ma11層に連続する。

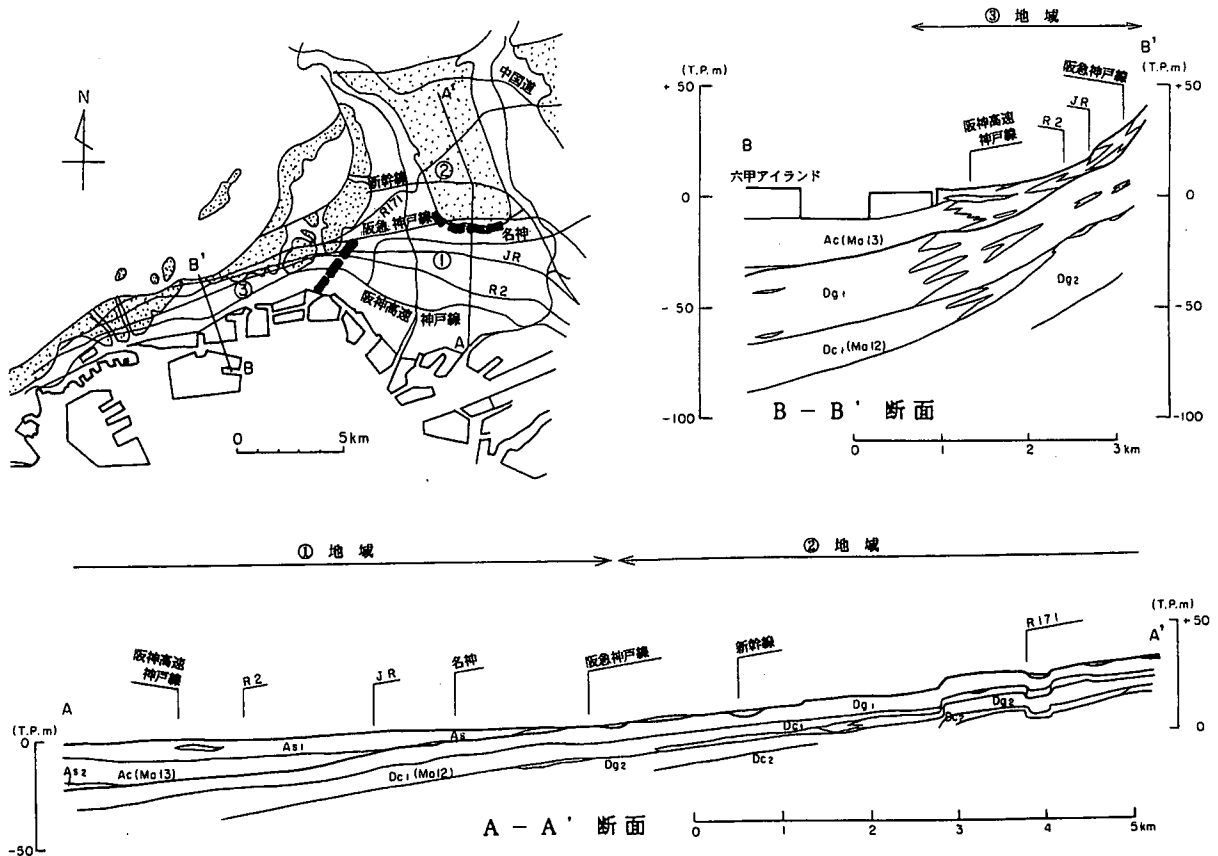


図2.2.5 土層の分布状況による地域区分と模式断面図

○ ①尼崎～西宮東部地域

おおよそ阪急神戸線付近よりも南側の地域である。地表直下には数m～十数mの厚さにわたって沖積層が分布し、その下位に砂礫層と粘土層の互層から構成される上部洪積層が分布する。沖積層は、主として軟弱な粘土層と緩い砂層とから構成されている。海岸沿いの地域では、一般にMa13層と呼ばれる海成粘土層（Ac層）が沖積上部砂層（As₁層）の下位に厚く分布する。しかし、沖積層は、国道2号線からJR神戸線付近より北側において、Ac層の層厚が急激に薄くなり、これより山側では砂層主体の地層となる。構造物の支持対象層となる上部洪積層は、砂礫層（Dg₁、Dg₂層）と粘土層（Dc₁層）との互層から構成されており、それぞれの層厚はおおよそ10m前後である。上部洪積層は、図2.2.5に示すように北側から南側に向けて緩やかに傾斜する。

○ ②伊丹～宝塚南部地域

おおよそ阪急神戸線よりも北側に位置する“伊丹台地”と呼ばれる地域にあたり、河川沿いの低地部付近など、局所的に沖積層が分布する箇所も認められるが、全体としては、地表から上部洪積層が分布する地域である。支持層となる上部洪積層は、Dg₁、Dg₂層とDc₁、Dc₂層で構成され、地形勾配と同様に全体として南側に向かって傾斜する。土質構成の特徴は①地域と同様であるが、Dc₁、Dc₂層は北側へ向かうにつれて層相が変化し、砂質土が優勢になる傾向を示す。

○ ③西宮西部～神戸地域

西宮市役所～夙川付近より西側の（神戸東部地域にかけての）六甲山地の山裾にあたる地域である。大局的には①地域と同様の土層分布状況を示しており、地表直下に数m～十数mの厚さで沖積層が分布し、その下位に上部洪積層が分布する。これら層相の海域側から陸域側への変化は急激である。すなわち、海岸沿いの地域で認められる海成粘土層などの細粒の堆積物は山側に向かって急激に消滅あるいは、粗粒土に変化し、全般に砂質土・礫質土が卓越するようになる。沖積層は、市街地付近では主として緩い砂層と砂礫層から構成されており、部分的に軟弱な粘土層を挟在する。海岸付近ではAc層が分布するが、その分布域は埋め立てが進む前の海岸線付近より海側に限られており、市街地では急激に消滅する。支持層となる上部洪積層は海岸沿いの限られた地域では①地域と同様に、Dg₁、Dg₂層とDc₁層との互層で構成されているが、市街地付近から山側にかけては、海成粘土層に相当する層準の連続性は不明瞭となり、全体に砂礫層主体の土層に変化する。

2.2.3 表層地盤の土質特性

活断層委員会では、今回収集した各土質試験データおよび、既存の土質試験データを基に、前述した3地域の各土層（沖積層、上部洪積層）ごとの土質特性について、その地域性を検討した。土質特性の地域性は、本来、対象地域全域のデータを詳細に分析し、物理・力学特性の類似性に着目して検討すべきである。しかし、今回は、土質試験の実施状況（地点、数量等）を考慮し、図2.2.6に示す7区域を抽出して、各土質特性の比較検討を実施した。

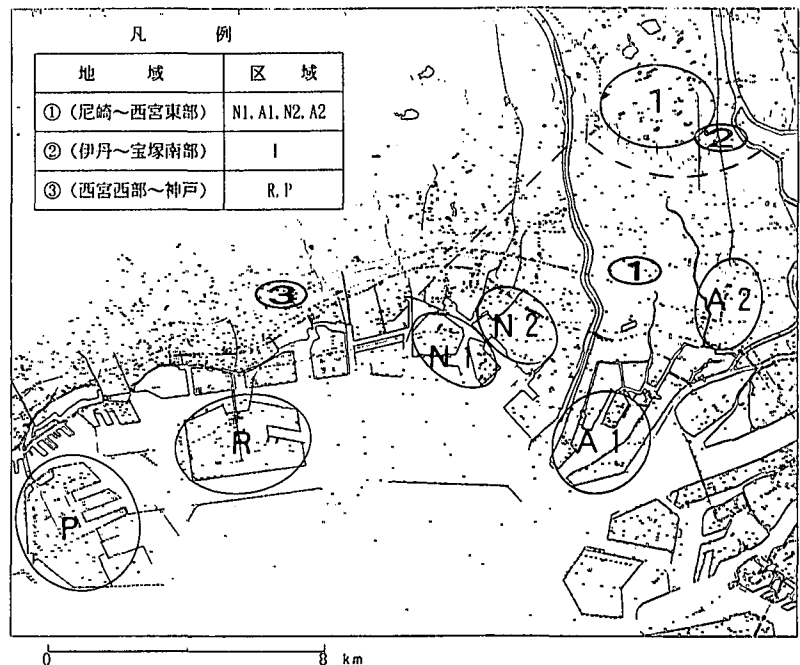


図2.2.6 土質特性の比較検討区域

検討した土質特性は、i) N値、ii) 粒度組成、iii) 自然含水比、単位体積重量、iv) コンシテンシー、v) 力学特性である。ここでは、紙面の都合上、対象地域の広範囲に分布し、地層区分に有効な鍵層である沖積粘土層（Ac層）と第1洪積粘土層（Dc1層）に限定し、比較的明瞭な地域性の認められた自然含水比（ W_n ）と液性指数（ I_L ）についての検討結果を紹介する。図2.2.7にAc層、Dc1層の W_n 、 I_L および、液性限界（ W_L ）の基準深度分布図を示す。基準深度とは各地層の上面を基準にした深度のことである。

図2.2.7より以下の事項が読み取れる。自然含水比は、沖積粘土層（Ac層）と第1洪積粘土層（Dc1層）ともに①（尼崎～西宮東部）地域において、陸域、海域に関係なく、深度方向に弓型の形状を示す。これに対して、③（西宮西部～神戸）地域の海域部（R、P区域）においては、Ac層は深度方向に直線的に減少する傾向を、Dc1層については、深度方向にほぼ一定の値を示す。粘土層の自然含水比については、①地域と③地域（海域部）で、その分布状況の違いで明瞭な地域性が認められる。液性指数は、全体的に $I_L = 0.5 \sim 1.0$ を中心とし、各粘土層のしまり具合に応じて変化する。Ac層については、海域部（N1、A1、R、P区域）では上部が非常に軟弱であるために地表部で $I_L > 1.0$ を示し、陸域部（N2、A2区域）が示す $I_L = 0.5 \sim 1.0$ と異なっている。Dc1層については、①地域よりも②（伊丹～宝塚南部）地域および、③地域（海域部）の方がしまっており、後者では全体に $I_L = 0 \sim 0.5$ を示す。

土質特性の地域性を把握することは、工学的に有用な地盤図の作成につながり、また、動的特性と相関が認められる土質特性の地域性を検討することは、地震被害と地盤条件との関係を究明するのに有効と考えられる。今後、さらに、陸域部での土質試験データが得られ、広域的な土質特性が把握できれば、詳細な地域性の検討が可能と考えられる。

2.2.4 地盤の動的特性について

今回の地震では、神戸市内及び阪神間市街地において、各種の社会基盤施設に様々な形態の被害が生じた。これら地震災害を工学的に解決するためには、まず第一に構造物施設の地震時の動的挙動解析が解決への糸口であり、動的解析のためには構造物施設に地震動を伝達した地盤の動的性質を精度良く把握することが最も重要な課題となる。

活断層委員会では、地盤の動的特性を反映した地盤図を作成しようとする計画をたてた。本地盤図の最終的な目的は、今回震災を受けた地域について、動的解析に必要な地盤の動的特性や解析結果を地図上に示し、将来の防災対策に役立てることである。しかしながら、目標地域に対して既存する動的地盤調査データの数は余りにも少なく、震災後、各機関が耐震設計の方針を再検討し、動的解析に必要な地盤調査を追加実施しているのが現状である。

ここでは、このような現状を踏まえ、今回実施した調査の内から摩耶埠頭の調査ボーリングにみる地盤の動的特性の特徴について記述し、さらに、動的特性の推定について検討した結果を紹介する。

(1) 摩耶埠頭の調査ボーリングにみる地盤の動的特性

摩耶埠頭での500mボーリングの調査結果を示したものが、図2.2.8である。この調査結果で特徴的なことは、せん断波速度（ V_s ）が500m/s程度以上を連続的に示すような安定した硬質な地盤（いわゆる工学的基盤）が深度80m以深と深い位置に存在することである。また、調査孔では密度検層の結果が得られているため、せん断剛性率（ G_0 ）を $G_0 = \rho \cdot V_s^2$ の関係から算定できる（ ρ は密度）。ポアソン比（ ν ）についても V_s および V_p 計測値を用いて算定することができる。実測されたせん断波速度と密度の深度分布、さらに計算より得られたせん断剛性率とポアソン比の深度分布を示したものが図2.2.9である。この図よりせん断波速度と密度の深度分布には良く一致した傾向の見られることがわかる。ポアソン比の深度分布は、表面近くで最大値を示し、緩やかに深度方向に減少する傾向が認められる。

冲積粘土層 (Ac層)

第1 洪積粘土層 (Dc1層)

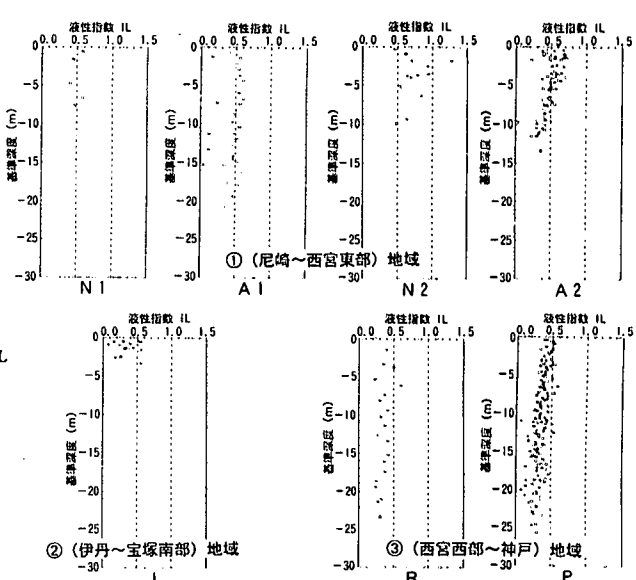
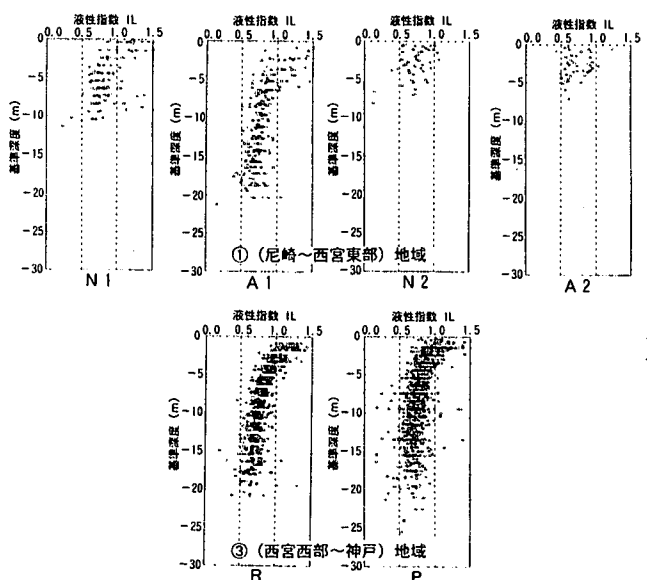
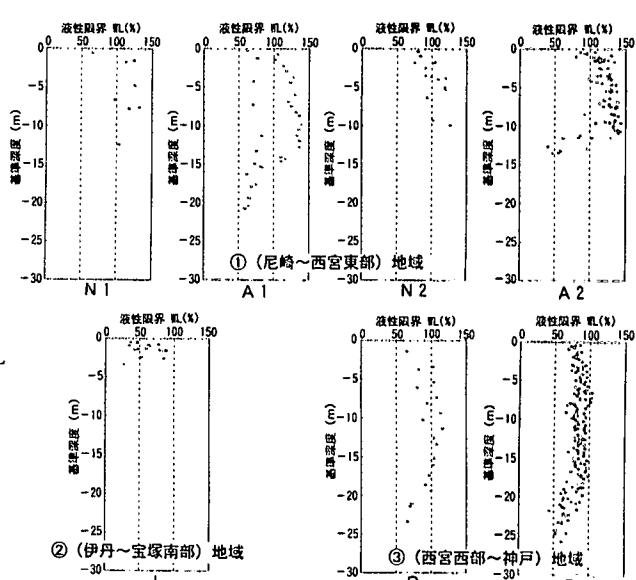
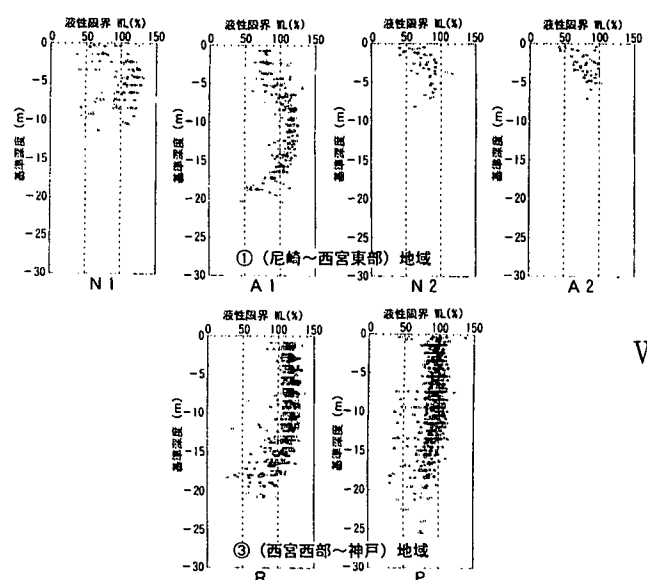
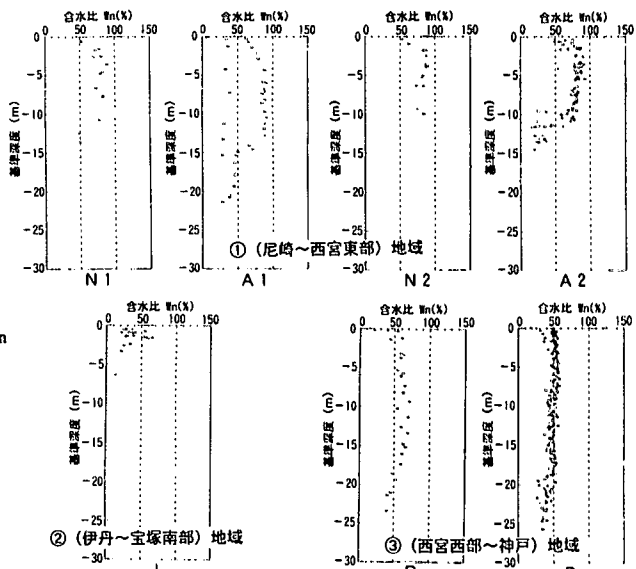
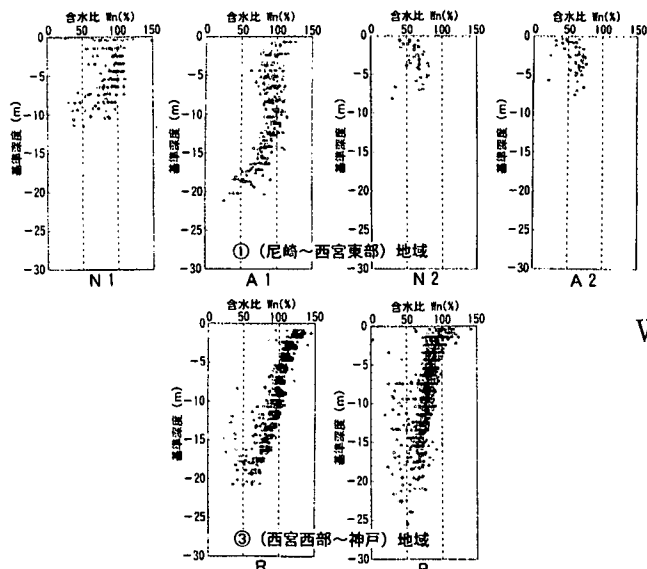


図2.2.7 自然含水比 (W_n), 液性限界 (W_L), 液性指数 (I_L) の基準深度分布図

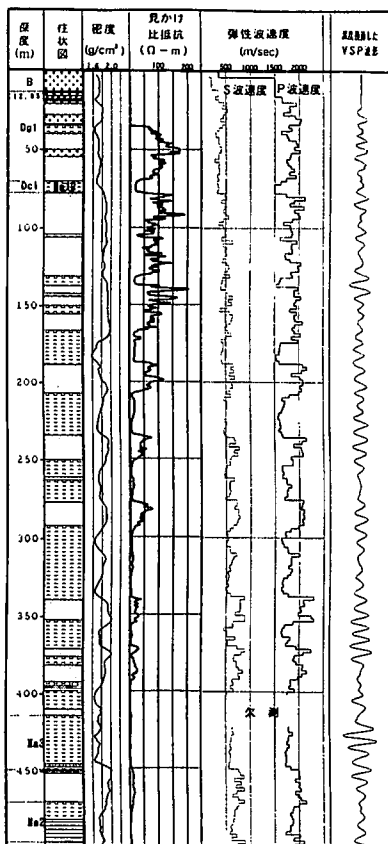


図2.2.8 摩耶埠頭ボーリング 調査結果

(2) 地盤の動的特性を推定する試み

a) 砂地盤における動的特性の検討

従来より、せん断波速度をN値から推定する方法がよく用いられているが、N値に関しては、礫質土や粘性土における貫入試験結果の解釈に問題があることは良く知られている。従って、N値以外の方法で、せん断波速度あるいはせん断剛性率を推定することが望ましい。一方、室内土質試験によって、これまで砂質土のせん断剛性率 (G_0) に関して数多くの研究が実施されており、多くの研究者が G_0 を間隙比 (e) と拘束圧 (σ) の関数によって表示することを提案している²⁾。大阪湾の海底地盤に関する研究では、これらの関係式を乱さない海底洪積砂についての繰り返し三軸圧縮試験結果に適用した場合、下記の関係式 (実験式) が最も良い近似を与えるとしている²⁾。

$$G_0 = 420(2.17 - e)^2 \times \sigma^{0.5} / (1 + e) \cdot \text{単位: kgf/cm}^2 \quad \text{----- (1)}$$

同様な検討を摩耶埠頭のボーリング調査結果について行った。ただし、式中の e の算定においては、各ボーリング調査の密度検層から地下水位以下の結果を飽和密度として選び、さらに土粒子の密度として $2.65 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ を代表的値と仮定している。また式中の σ としては有効鉛直土被り圧を用いている。図2.2.10および図2.2.11は、深度方向の実測値 ($G_0 = \rho \cdot V_s^2$) と上記実験式より求めた理論値の変化と、直接的に実測値と理論値を比較したものである。図2.2.10から分かるように、実測値と理論値の深度方向の変化は若干ながら実測値の方が大きいようであるが、非常に良く似た増減関係を示している。図2.2.11の直接的比較からも、実測値が理論値より大きくなる傾向は示されているが、実験式中の係数を若干増加させると両者は良く一致することが明らかである。このように、原位置における砂質土のせん断剛性率の推定方法として、間隙比及び有効拘束圧を関数とする実験式の利用が有用であると考えられる。ただし、ここでは紙面の都合で割愛したが、陸域ボーリングの結果では(1)式の係数を3~5倍程度に大きくする必要があった。砂質土のせん断剛性率については、堆積年代や粒度特性の違いによる影響が考えられるため、実験式の係数については今後さらに検討が必要である。

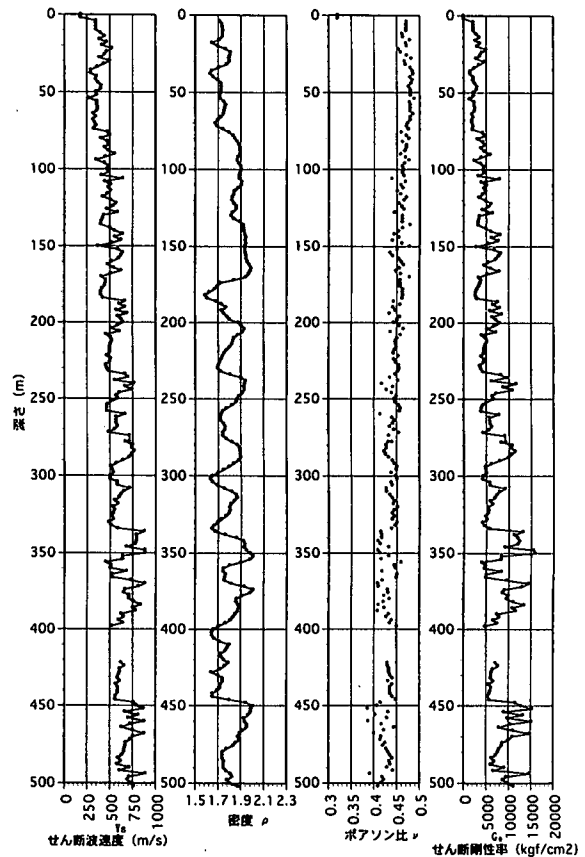


図2.2.9 摩耶埠頭ボーリング 動的特性の深度分布図

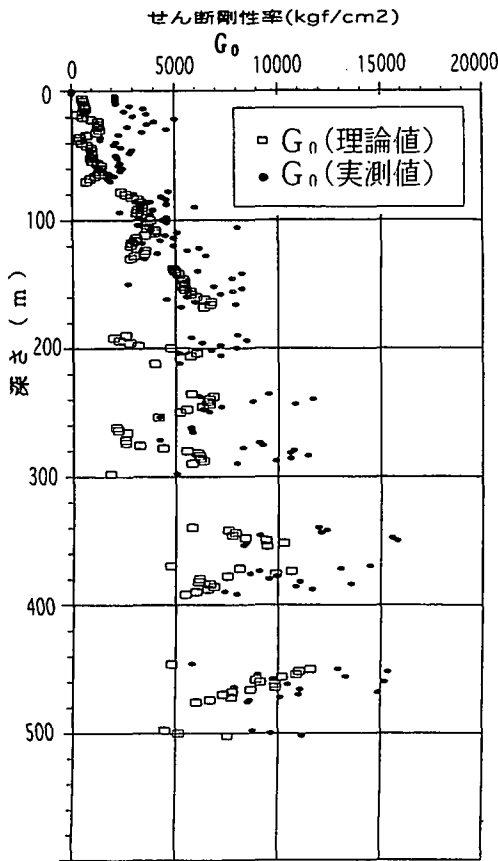


図2.2.10 せん断剛性率の深度分布図

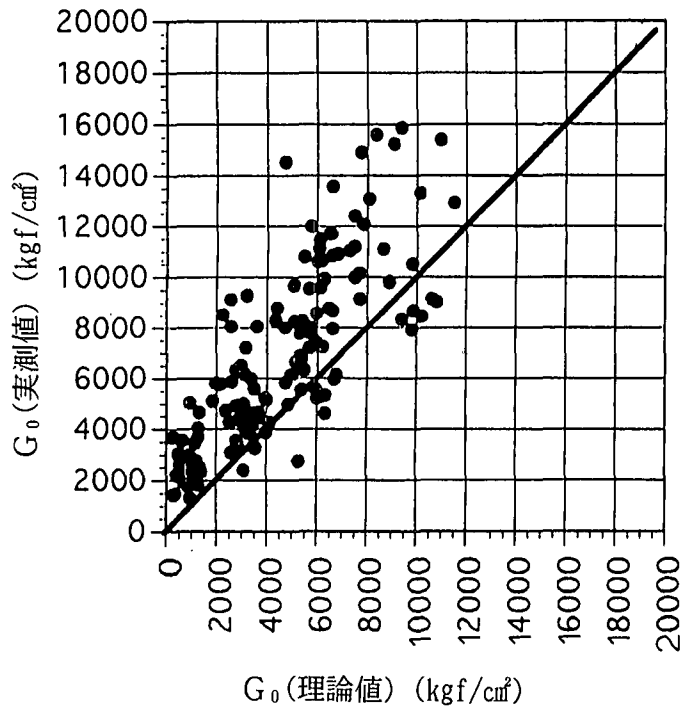


図2.2.11 せん断剛性率の実測値と理論値の比較

b) 粘土地盤における動的特性の検討

粘性土のせん断剛性率を推定する方法として、前述の間隙比と拘束圧の実験式を用いることも考えられるが、粘性土においては間隙比が大きく、実験式では不合理が生じる場合があるため、砂質土とは異なる手法によりせん断剛性率を予測する必要がある。大阪湾の海底地盤に関する研究では、沖積及び洪積粘土のせん断剛性率の予測方法についても検討が加えられ、沖積粘土については非排水強度に基づく関係³⁾や、洪積粘土については間隙比を用いた関係³⁾が示されている。粘性土については、非排水強度、間隙比、有効応力、コンシステンシー等が粘土の基本的な力学特性を表現するパラメーターと考えられるが、どのパラメーターがせん断剛性率の予測に最適であるかについて、結論が得られていないのが現状である。神戸ポートアイランドでは、各種の土質調査から沖積及び洪積粘土のせん断剛性率の深度変化について研究が行われており、コンシステンシーの1つの指標である液性指数によって整理したものが⁴⁾ある。液性指数は粘土の圧縮(密度)状態の変化を表現する1つの単純なパラメーターであるが、ほぼ正規圧密状態の粘土層については両者にユニークな関係が存在するようである。

他機関で実施された甲子園、西宮～芦屋地域の国道43号線沿いでのボーリング調査の結果について、上記と同様な液性指数と実測値より求めたせん断剛性率 ($G_0 = \rho \cdot V_s^2$) の関係についての検討を行った。検討結果は図2.2.12に示すが、概ねポートアイランドの結果と一致するようである。図2.2.13はせん断剛性率を対数表示としたものであるが、データポイントは全て図中の実線を左端として分布するようである。粘性土のせん断剛性率には、影響因子の1つとして応力履歴があり、過圧密比が大きいほうが同じ有効応力(間隙比あるいは含水比)に対して、大きなせん断剛性率を示すことが判明している。従って、図2.2.13の結果については、各粘土層の過圧密状態について今後検討する必要がある。

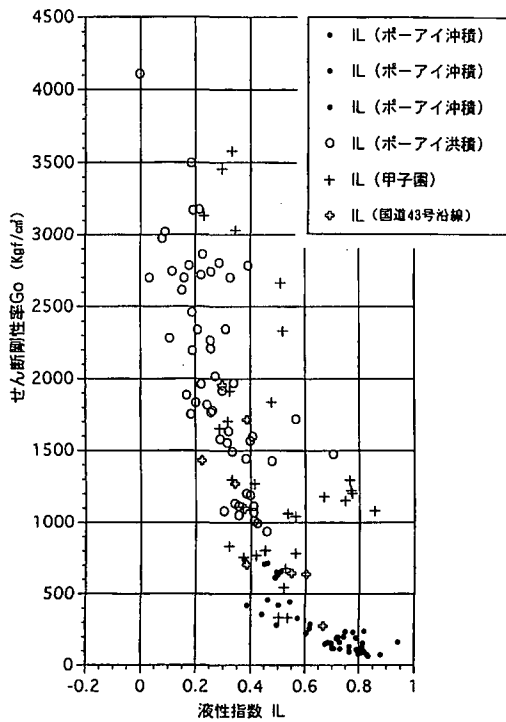


図2. 2. 12 液性指数－せん断剛性率の関係

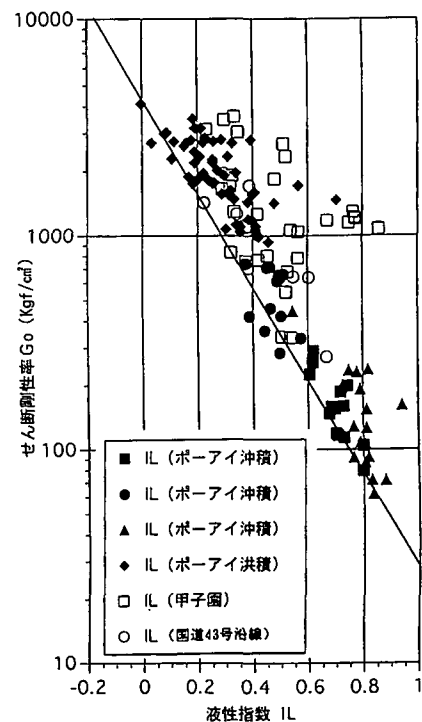


図2. 2. 13 液性指数－せん断剛性率の関係
(片対数)

2.2.5 問題点と今後の課題

ここでは、地盤構造に関するものに特定し、調査全般から明らかとなった問題点と今後の課題について記述する。

1. 地盤の工学的性質の地域性については、内陸部でのボーリングでは土質試験データの数量が少なく、内陸部と沿岸部での信頼性は同じとはいえない。今後は、行政機関の相互協力のもとに、ボーリング調査・土質試験の計画および結果の情報交換が広域的に行われ、対象地域全域の詳細な土質試験データの収集・解析が望まれる。

2. 動的地盤特性に関しては、動的原位試験が実施されたボーリングデータは阪神地域の沿岸部に散見されるのみで、広域的な動的地盤特性を議論するには至らないのが現状である。また、今回の調査では、動的特性の1つとして動的せん断剛性率の推定法について検討した。その結果、砂質土の実験式においては、堆積層・堆積年代・粒度特性などの違いにより式中の係数が変化することや粘性土については、過圧密の影響をどのように評価するかが問題点として挙げられた。今後のデータの蓄積から、これら問題点の改善が望まれる。

最後に、地震以降、動的試験を含む詳細で多種多様な地盤調査が多くの機関によって実施されているが、今回の地盤災害のように、被害と地盤条件の地域的変化を広域的に検討する必要がある場合には、ボーリング調査結果を各機関が共用できるデータベースに登録し、各機関・研究者が調査結果の相互比較・検討を容易かつ迅速に行えるシステムの構築が是非必要と考えられる。

参 考 文 献

- 1) 兵庫県 阪神地域活断層調査委員会：阪神・淡路地域活断層調査報告書，1996.
- 2) 土質工学会関西支部：海底地盤調査指針，pp.213-214，1990.
- 3) 土質工学会関西支部：海底地盤－大阪湾を例として－，pp.170-173，1995.
- 4) Yasuo Tanaka: The dynamic properties of marine clays as studied by in-situ testing, Proceeding of 12th Southeast Asian Geotechnical Conference, Volume 1, 1996.

2.3 淀川下流部における堤防の被害と復旧について

建設省近畿地方建設局 島田 健一

2.3.1 はじめに

平成7年1月17日に発生した阪神・淡路大震災により、淀川の堤防は激甚な被害を被った。特に震源地に近い下流部においては、地盤の液状化により堤防が大きく陥没するなど、淀川の長い治水の歴史のなかでも未曾有の大災害となった。

淀川工事事務所では、地震発生直後から被災箇所の復旧工事に全力をあげて取り組んだ。その結果、淀川流域が出水期に入る平成7年6月中旬までに、西島地先をのぞくすべての箇所において災害復旧工事を完了させた。なお、西島地先については、もっとも被害が激しく延長も長く、その復旧には時間を要することから、当面の出水期は仮堤防で乗り切ることとし、本復旧堤防は、平成8年3月に完成をみた。

ここでは、淀川下流部の堤防の被災状況と復旧状況及び堤防被災要因の検討状況について、西島堤防を中心に報告する。

2.3.2 地震動の概要

(1) 観測記録

淀川下流部の大淀地震観測所で観測された最大加速度は、表2.1.1のとおりである。

表2.1.1 大淀地震観測所での最大加速度（単位：ガル）

観測位置	LG成分	TR成分	UD成分
堤内地盤	203	221	239
堤防天端	199	358	556

（LG：堤防縦断方向，TR：堤防横断方向，UD：上下方向）

(2) 地震動の特性

大淀地震観測所は、河口から約6.5kmの左岸に位置している。今回の震源地からは、東北東に約4.5km離れている。堤防縦断方向は、方角でいえば、おおむね北東－南西方向であり、堤防横断方向は、おおむね北西－南東方向である。

観測波形の解析は、土木研究所が行った。

ほぼ200ガルを超える地震動が観測されている。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、堤防縦断方向では、形状的に拘束力が大きいため、このような増幅はみられない。

地震動の継続時間は、約45秒である。

応答スペクトルから卓越周期をみると、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。

堤内地盤での観測波形を、図2.2.1に示す。

2.3.3 堤防の被災状況とその特性

(1) 全体状況

今回の地震による淀川の被災箇所は、堤防、護岸、構造物など災害復旧事業費の対象となったものだけで19ヶ所である。このうち堤防の被災箇所は16ヶ所、被災延長は約5660mである。さらに、このうち14ヶ所、5270mは、河口から9km地点より下流に集中している。淀川下流部の被災箇所を図3.1.1に示す。

堤防の被災形態としては、堤防全体の陥没、堤防天端の沈下、縦横断亀裂、被覆護岸の崩壊やはらみ出しなどである。

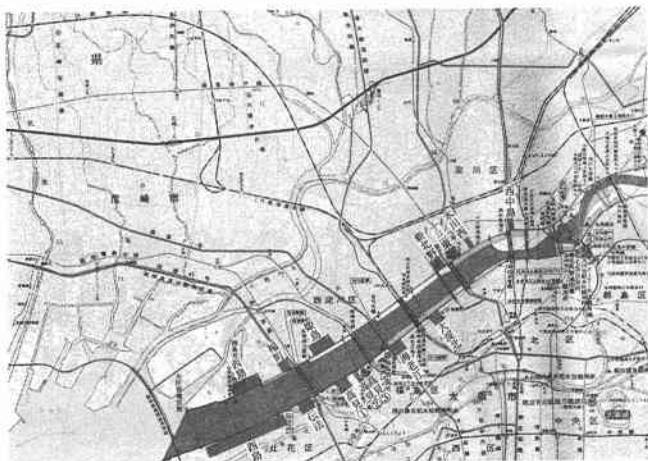


図3.1.1 淀川下流部の被災箇所

(2) 西島堤防の被災状況

震源地に近い下流部の被害が大きく、特に左岸の大阪市此花区西島地先では、約2kmにわたり最大で3mも堤防が陥没した。崩壊した箇所の断面図を図3.2.1に示す。被災後の堤防の高さは、最低でも、OP+3.5m程度は確保されており、また、被災堤防に漏水は見られず、海水の浸入や堤防の決壊など、二次災害の恐れはなかった。西島地先の被災状況を写真3.2.1、3.2.2、3.2.3に示す。被災箇所周辺では、多くの地点において噴砂の跡が見られた。堤内地のみならず、河川内においても確認された。また、被災堤防の開削調査でも、陥没した堤体内を砂が噴き上がった状況が観察された。

西島地先では、被災堤防に隣接して地震発生前からスーパー堤防の工事を実施中であり、盛土に伴う地盤の変状を観測するため各種の計器を埋設していたが、間隙水圧の急激な上昇が記録されている。これらのことから、こ

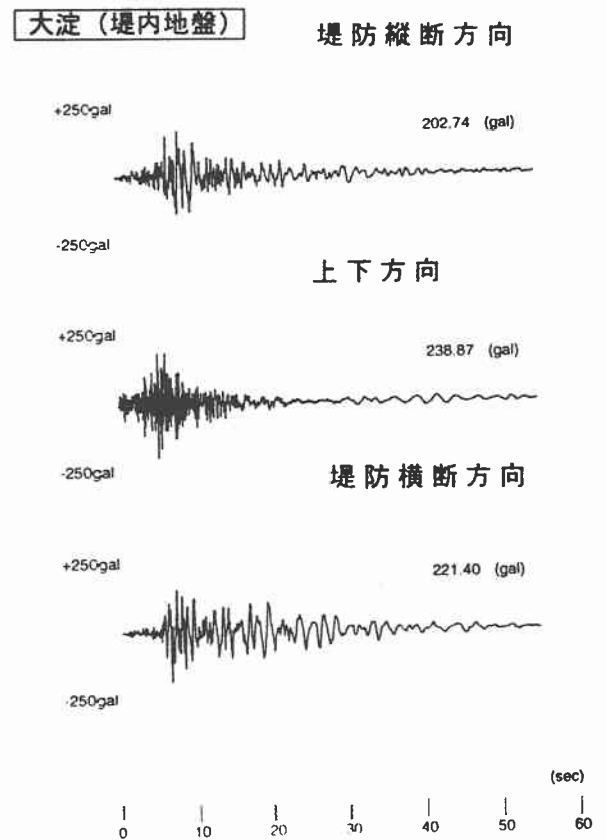


図2.2.1 地震観測波形

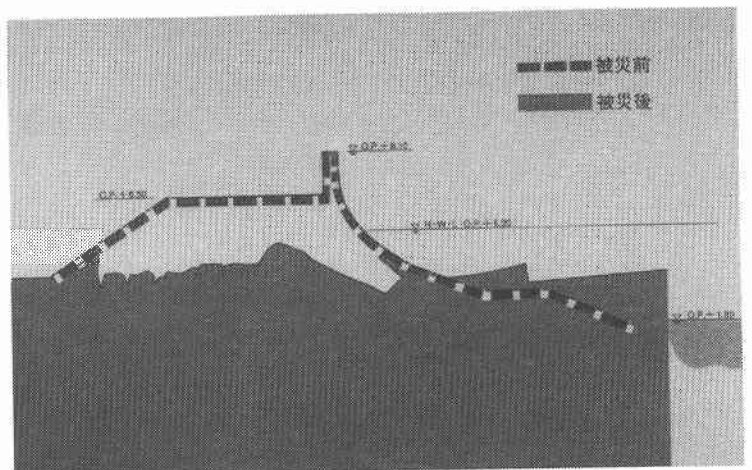


図3.2.1 被災断面図



写真3.2.1 被災状況(1)



写真3.2.2 被災状況(2)

の周辺は、激しい地震動により地盤の液状化が発生したものと考えられる。

2.3.4 西島堤防における耐震対策

(1) 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った。また、短期間のうちに新しい堤防を築造するためにも、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。



写真3.2.3 被災状況(3)

地盤改良の工法としては、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必要である。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。特に住宅建物に近接する区間においては、施工中の周辺地盤の側方流動を抑制するため、排土式の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の沖積粘性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。

(2) 堤体のすべり対策

すべりに対する設計水平震度は0.15、安全率は1.2とした。液状化防止のため地盤改良を実施することから、改良後の地盤強度を用いてすべりに対する安定性を検討した。

2.3.5 災害復旧事業の概要

(1) 初動対応

地震の発生が早朝だったため、直ちに職員を召集する必要があった。淀川下流部周辺は、地震により交通機関が途絶し、道路も大渋滞を起こしはじめていた。地震時の対応としては、震度4以上の場合には、河川施設の点検を行うこととなっているため、連絡を待たずに自主的に出勤してきた職員も多かった。

気象台から発表された震度は、大阪で震度4、京都で震度5であった。しかし、現地の点検が進むにつれ、大阪府域、特に淀川下流部に大きな被害が出ていることがわかった。

西島地先の堤防が最も激しい被害を受け大きく陥没したが、幸いにも、大阪湾の満潮時に海水が浸入するという最悪の事態にはならなかった。しかし、漏水により被害が拡大する恐れもあり、現地に災害対策車を派遣し、24時間体制で堤防の巡視を続けた。

また、直ちに復旧工事に着手するため工食用進入路の造成に取りかかった。

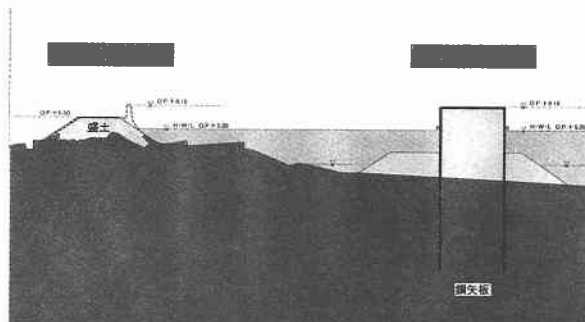


図5.3.1 緊急復旧工事断面図



写真5.3.1 第一次緊急復旧工事

(2) 第一次緊急復旧事業

西島地先の被災は延長も長く、築堤に先だって地盤改良を行うことから、復旧には一定の期間を要するため、3段階に分けて工事を施工することとした。

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り、被災前の管理用通路の高さまで盛土を実施した。これは、1月30日に完了した。

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。



写真5.3.2 第二次緊急復旧工事

(3) 第二次緊急復旧事業

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5.3.1に、復旧状況を写真5.3.1、5.3.2に示す。

この地域には、戦時中の不発弾が埋まっている可能性があるため、矢板を打設する箇所については、

事前に調査をする必要があった。

(4) 本復旧事業

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。

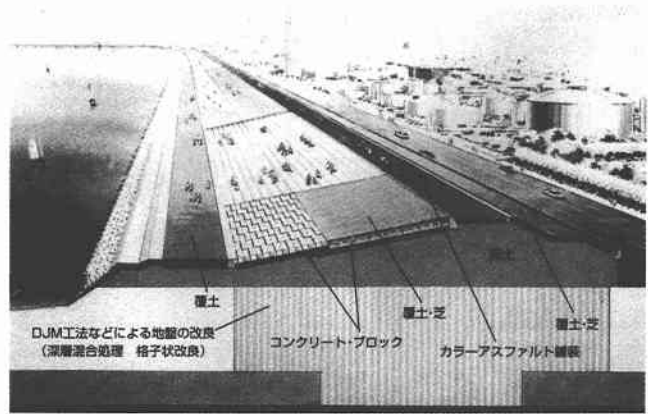


図5.4.1 本復旧断面図



写真5.4.1 地盤改良施工状況



写真5.4.2 完成した西島堤防

被災前の堤防は、高さ1.5 mのバラベットを有し、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バラベットをなくすとともに、法面勾配を5割の緩い傾斜とした。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5.4.1に、地盤改良の施工状況を写真5.4.1に、完成した堤防を写真5.4.2に示す。

2.3.6 堤防被災要因の検討

(1) 西島堤防の特性

a) 淀川下流部の改修履歴

淀川下流部は、明治時代の改修により新たに開削された放水路であり、左右岸の堤防は、その後発生した災害のたびに拡幅、嵩上げが繰り返されている。放水路は、明治18年の大水害を契機に計画され、明治29年から明治43年にかけて工事が実施されている。被災箇所の西島付近については、明治36年頃の施工である。その後、昭和13年の大水害、昭和21年の南海道地震、昭和36年の第二室戸台風という災害のたびに、堤防の拡幅や嵩上げが実施されている。

淀川放水路の計画平面図を図6.1.1、下流部堤防の施工履歴を図6.1.2に示す。

b) 地形地質の状況

大阪平野は、約7000年前の縄文海進期には大阪湾からさらに深く内湾が進入していて、北東から淀川が、南東から大和川が注いでいた。その後、海退と淀川、大和川などから排出する土砂の沖積作用によって陸化が進んだものである。

また、西島堤防付近は、江戸時代に新田開発のために干拓された地域である。

地質状況をまとめると次のとおりである。

- 基礎地盤の最上位には、沖積層の緩い砂質土層が10m前後の層厚で分布している。この層は細砂及び中砂を主体としている。N値は大部分が3～10である。
- 本砂質土層と下位の粘性土層との境界は、粒度が漸移するため不明瞭であるが、ほぼ、OP-8～10m付近にある。
- 下位の粘性土層は、層厚13～15mで分布している。N値は3前後と軟弱である。この層の強度は深度方向に増加する傾向がある。これは、かつての地下水揚水による地盤沈下に起因しているものと考えられる。
- 沖積層の基底には3m前後の厚さの砂質土層が分布している。
- 被災区間における沖積層の厚さは、約26～28mである。
- 沖積層の下位には、N値30以上を示す洪積層の砂質土層が分布している。
- 堤防の土質は、上部はれき混じり砂、下部は褐色の細砂が主体である。

(2) 被災メカニズムの推定

第二次緊急復旧事業により仮締切堤防が完成した後、被災堤防の開削調査を実施した。その結果をもとに今回の被災のメカニズムは、次のように考えることができる。

- ① 激しい地震動により、堤防基盤の沖積砂質土層が液状化を起こした。
- ② 液状化によって支持力を失った堤防は沈下を始める。
- ③ 液状化の程度は、堤内地に比べて地盤高の低い堤外地側が激しいことから、重量も重いパラベット直下を境に、堤防は堤外地側へ引き裂かれるように沈下が始まる。
- ④ 沈下が進行するとともに、この亀裂は下方に開口した状態で大きくなる。
- ⑤ この開口部に液状化した砂が貫入する。

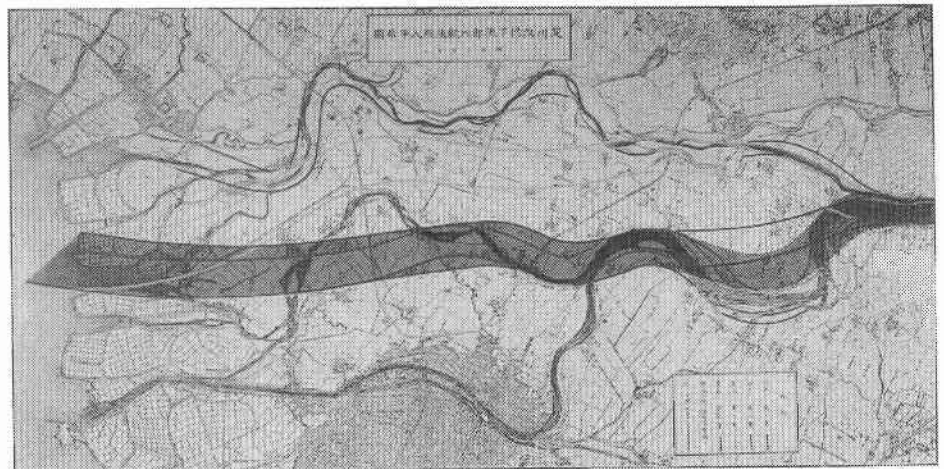


図6.1.1 淀川放水路計画平面図

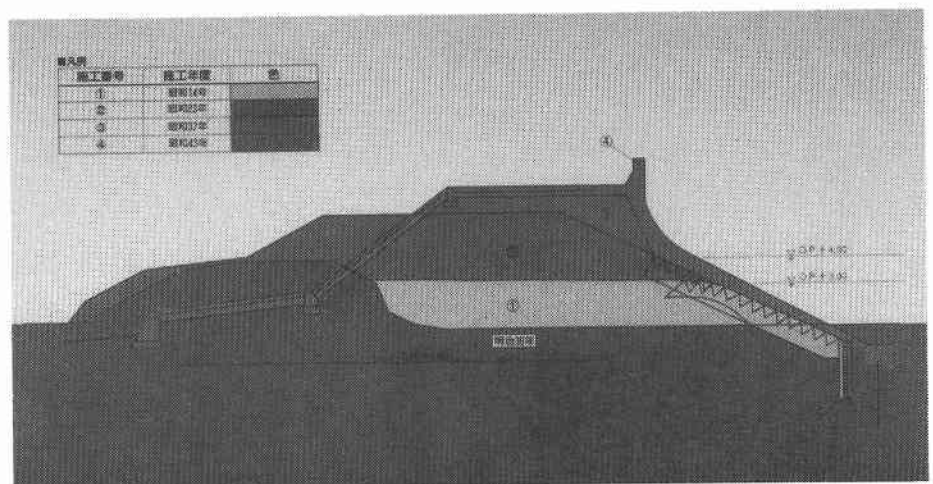


図6.1.2 下流部堤防施工履歴

⑥堤防天端や裏法面にはテンションが働き、くさび状のせん断面が発生し、陥没が進む。

⑦川表の法尻に矢板が打設されている区間については、側方への流動が抑制され上方への圧力が増すことから、パラベットは大きく堤内地側に倒れ込んでいます。

被災メカニズムの模式図を図6.2.1に示す。

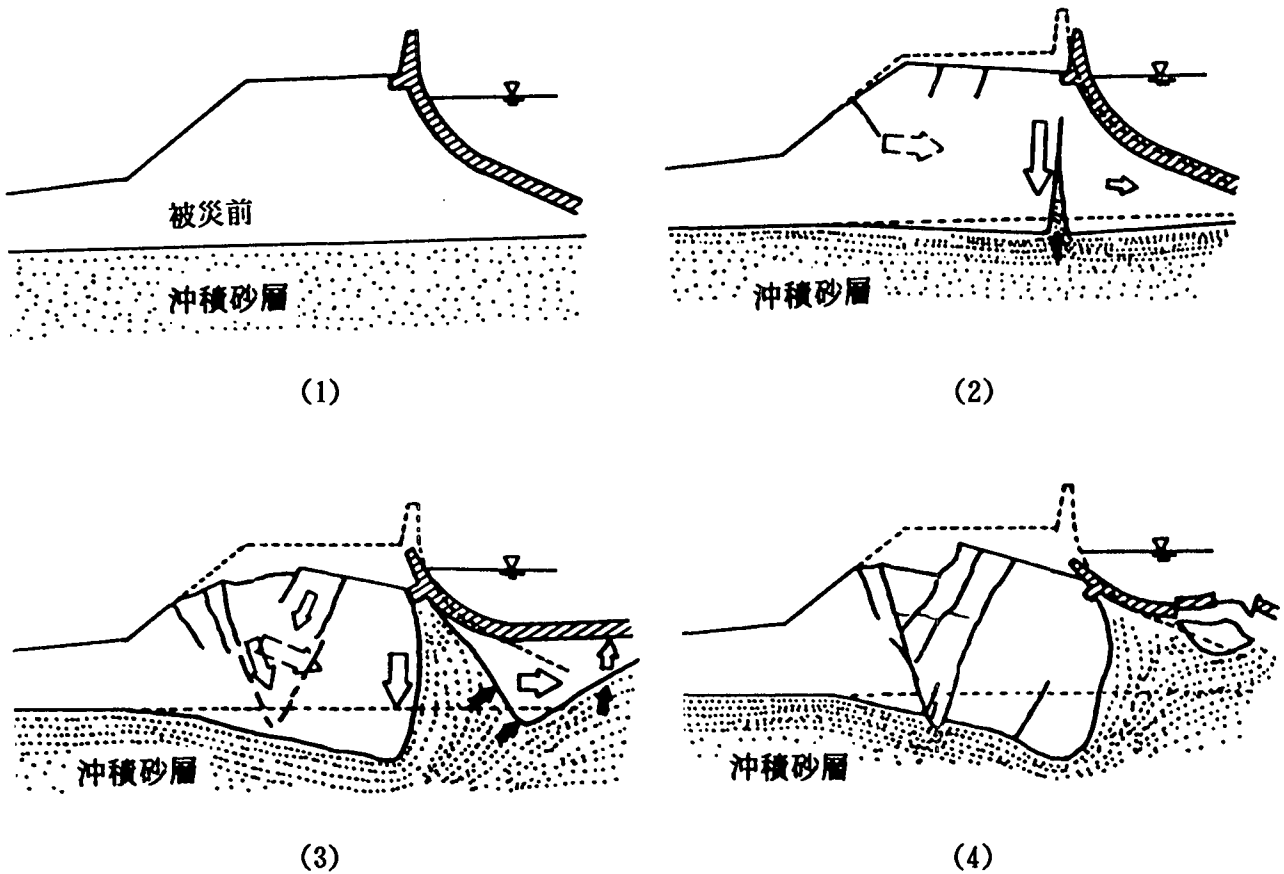


図6.2.1 被災メカニズムの模式図

(3) 被災要因と今後の調査研究課題

堤防の被災の程度や形態は、場所によってまちまちであり、また、被災を受けなかった区間もある。このような被災状況の違いがどのような要因によるものかは、現在調査中である。もちろん、様々な要因が複雑に絡み合っているものと思われ、定量的に明解に結論が出せるものではないが、定性的な傾向を分析することができるのではないかと考えている。

堤防の被災要因としては、次のような項目が考えられる。

- 地形----治水地形分類
- 地質----粒度特性、N値
- 地盤----地下水位、堤内地盤高、高水敷の有無
- 堤防----堤体土質、施工履歴、法面勾配、矢板の有無や長さ、根固めの有無

今後は、

- 被災要因と被災状況の関連性
- 永久変形解析や有限要素法による地震応答解析などによる被災のメカニズム
- 堤防沈下量の推定方法

などについて調査を進めることとしている。

2.3.7 おわりに

近代的な治水工事の最初として、淀川放水路の開削工事が着手されたのは1896年である。本年はちょうど100周年にあたる。この節目の年に、西島堤防が新しい姿に生まれ変わったことは、なにかの縁であろう。

新堤防は、流域の安全をしっかりと守る砦として、また、人々にうるおいとやすらぎを与える場として、さらに、未曾有の災害を語り継ぐ証として、これから地域を見つめ続けることとなる。

被災した西島地先の一部の区間では、地震発生前から住宅建設と調整しスーパー堤防の工事を進めていた。スーパー堤防は、

きわめて幅の広い堤防であり、異常な洪水のみならず地震に対しても十分な安全が確保されるものであり、今後、積極的に事業を推進することとしている。西島スーパー堤防の完成イメージを図7.1.1に示す。

地震後、建設省では河川構造物が確保すべき耐震性やその耐震性の向上策について検討を行うため河川構造物地震対策技術検討委員会（委員長 山村和也日本大学教授）を設置した。その報告¹⁾の中で河川堤防の確保すべき耐震性については次のように述べられている。

「河川堤防は、沈下、変形等の被害を生じて、浸水防御に対する機能の一部が保持され、かつ復旧が容易であるという特性を有していることから、地震により壊れない堤防を目標とするのではなく壊れても浸水による二次災害を起こさないことを目標とするのが現実的である。このためには、通常の場合地震に配慮していなかった河川堤防について、二次災害が想定される場合には事前に対策を行うことが必要となり、当面はゼロメートル地帯等の対策が急がれる。」

淀川工事事務所としても、この災害から得られる知見をとりまとめ、今後の河川整備に生かすべく、「淀川河川堤防震災対策検討委員会」（委員長 山村和也日本大学教授）を設置し、淀川堤防の耐震性評価を試みている。ご指導いただいた委員各位に対し心から謝意を表す。

淀川下流部もゼロメートル地帯を抱えており、今回の地震災害を貴重な教訓とし、耐震対策についても今後積極的に進めたいと考えている。



図7.1.1 西島スーパー堤防完成予想図

参考文献

- 1) 建設省：河川構造物地震対策技術検討委員会報告書, pp91～92, 平成8年3月

2.4 港湾施設及び埋立地盤における被害と調査 (1)

運輸省第三港湾建設局 南 兼一郎

2.4.1 被害と調査概要

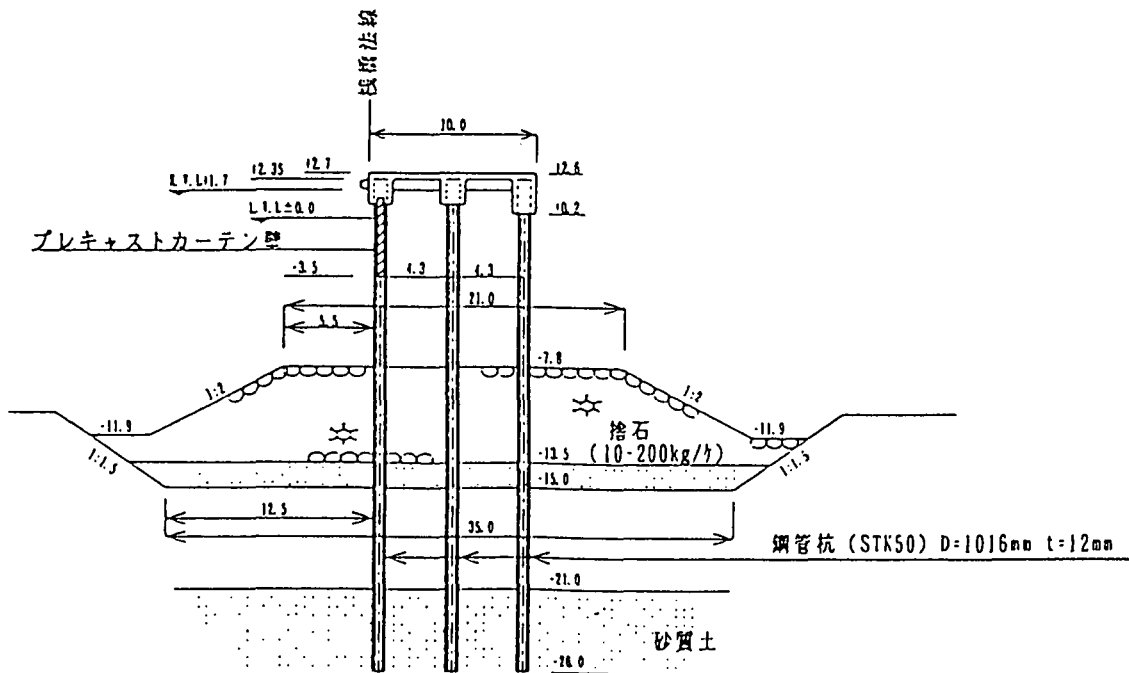


図2.4.1 直杭式標準断面図

神戸港では公共岸壁の大部分がケーソン式岸壁で鋼構造施設が少ない。被災を受け調査を行った港湾鋼構造施設のうちポートアイランド北地区栈橋、高浜地区栈橋の2施設について本節で記載した。調査内容は施設構造、被災状況、現行設計法による構造物耐力の検討、弾塑性解析による応力検討などである。

2.4.2 ポートアイランド北地区栈橋

(1) 位置および構造形式

栈橋はポートアイランド北側に位置しており、水深は7.5mである。栈橋の取付部分にはケーソンが2函据えられており、その先に約37mの直杭式栈橋 (18.4m×2ブロック、図2.4.1)、さらにその先に約147mの斜杭式栈 (18.4m×8ブロック、図2.4.2) となっている。

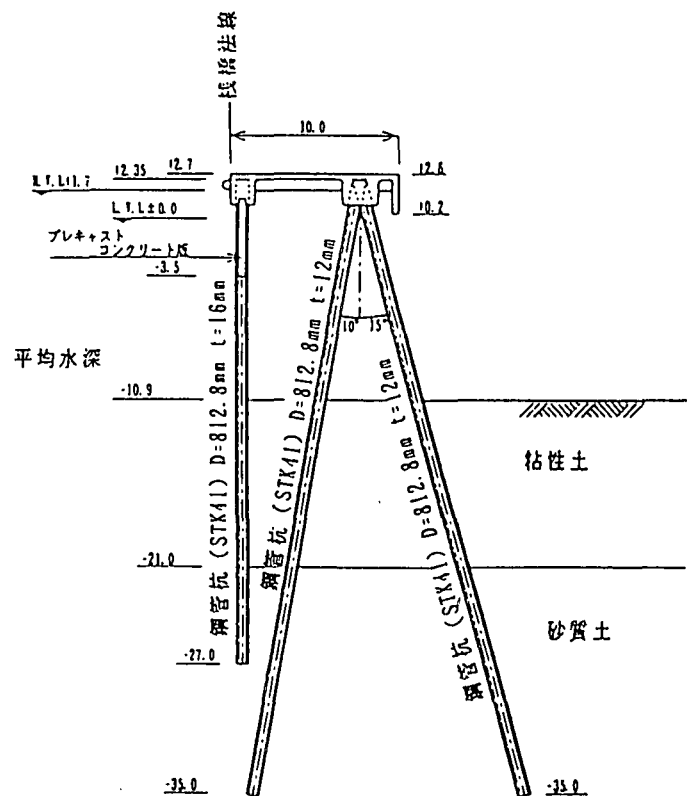


図2.4.2 斜杭式標準断面図

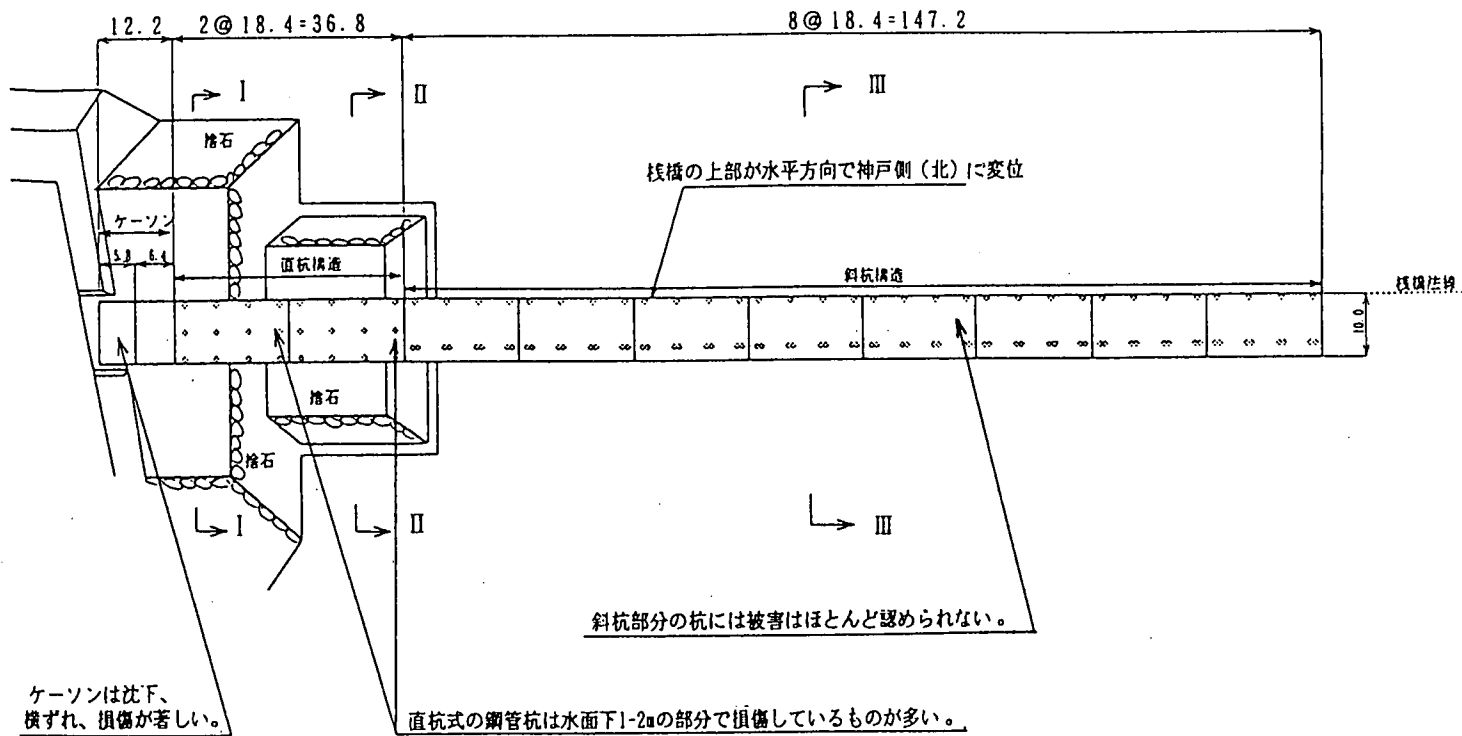


図2.4.3 栈橋の平面図および被災調査結果

(2) 被災調査結果

地震後に栈橋上部の測量および潜水調査が行われた結果について図2.4.3に示す。ケーソン部分は沈下、横ずれ、損傷が激しい。直杭式栈橋の鋼管杭は水面下1~2mの部分で損傷しているものが多いが、斜杭式栈橋の鋼管杭にはほとんど被害が認められなかった。

表2.4.1 応力の限界設計水平震度

方向 \ 構造	直杭式	斜杭式
法線直角方向	0.31 (0.20)	0.32 (0.21)
法線方向	十分な余裕	0.21 [図9]

(3) 現行設計法による検討

現行設計法による検討条件は次に示すとおりとした。潮位は今回の地震時の条件に近い+1.0mとし、上載荷重については地震時には上載荷重がなかったと考えられるので考慮しなかった。鋼管の腐食については全くない場合の0mm、原設計での最大腐食代の場合の5mmについて検討した。

表2.4.2 支持力の限界設計水平震度

方向 \ 構造	直杭式	斜杭式
法線直角方向	0.26 (0.26)	0.14 (0.14)
法線方向	十分な余裕	十分な余裕

*注：() は腐食を5mm考慮した場合の限界震度

設計水平震度（原設計 $K_h = 0.10$ ）は $K_h = 0.1$ から0.05きざみで増加させ検討を行った。

杭の応力度が許容応力度を越える限界設計水平震度を表2.4.1、杭の軸力が許容支持力を越える限界設計水平震度を表2.4.2に示す。法線直角方向、法線方向ともに直杭式栈橋の方が斜杭式栈橋よりも限界設計水平震度の値が大きく、実際の被災状況では直杭式栈橋が大きく変形し、斜杭式栈橋の変形が小さいのと異なる。

(4) 弾塑性解析

による検討

今回被災した
 栈橋について弾
 塑性解析を行っ
 た。構造モデル
 は図2.4.4、2.4.
 5に示すようなラ
 ーメン構造とし
 た。さらに地盤

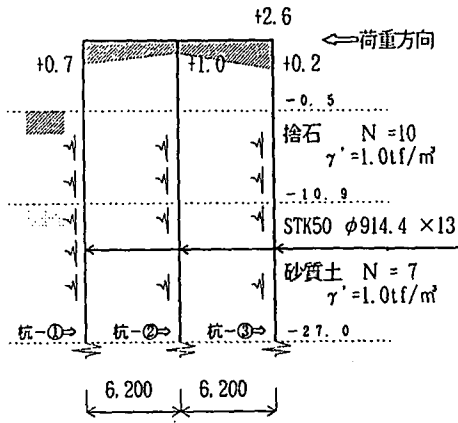


図2.4.4 直杭式モデル

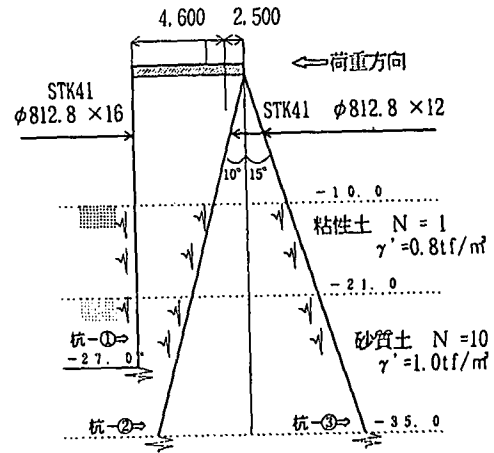


図2.4.5 斜杭式モデル

完全弾塑性モデルとし、鋼管杭の復
 元力はバイリニア型でモデル化して
 いる。上部のコンクリート床版梁に
 ついては剛性無限大と仮定している。

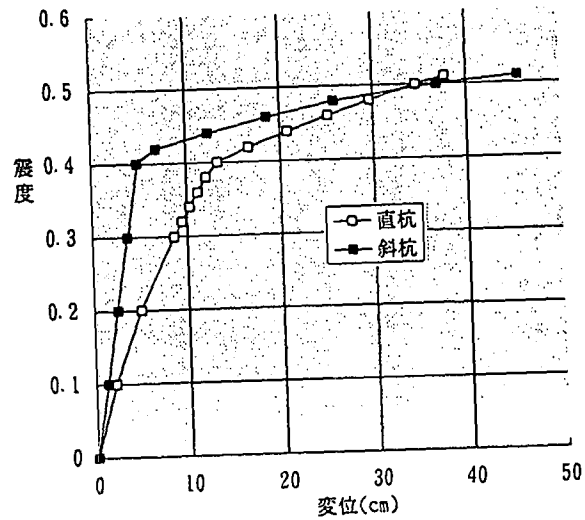


図2.4.6に直杭、斜杭式栈橋の水平
 震度と変位の関係を示す。水平震度
 が0.5までは直杭式の方が斜杭式より
 も変位が大きい。杭の応力および引
 き抜き力が限界となる水平震度を0.
 5と仮定すると直杭式栈橋の水平変位
 の計算値は実測値約40cmとほぼ一
 致するが斜杭式栈橋では一致しない。
 今後は動的な解析を行う予定である。

図2.4.6 直杭、斜杭の水平震度と変位の関係

2.4.3 高浜地区栈橋

(1) 位置および構造形式

高浜地区栈橋はJR神戸
 駅近くにあり、水深5.5m
 および6.0m部分を併せ全
 長325.5mである。既設重
 力式護岸からコンクリート
 版を介して、直杭3列から
 なる栈橋である(図2.4.7)。
 1つのブロックは3列×5
 本の15本の直杭からなっ
 ている。

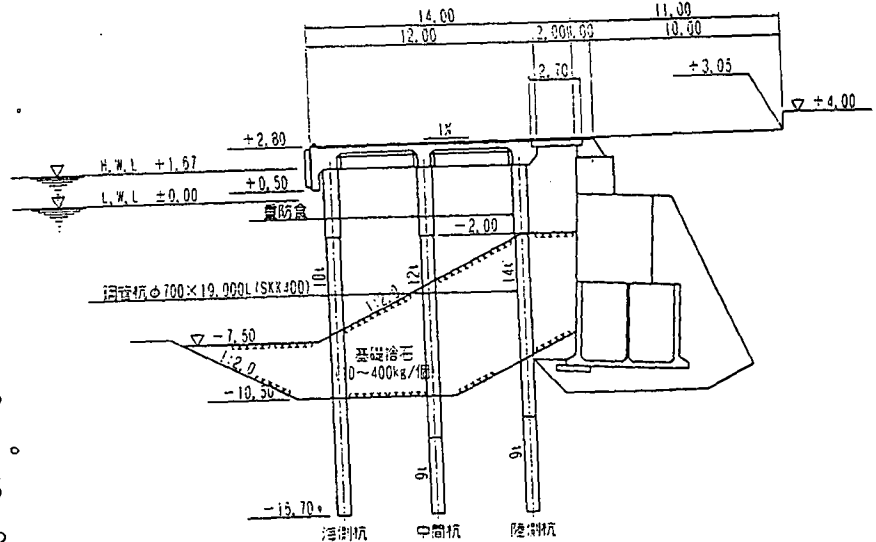


図2.4.7 栈橋標準断面図

(2) 被災調査結果

地震後に行った調査結果によると図2.4.8に示すような被災状況が見られる。鋼管杭については、南端のブロック①を除いてはすべての海側杭の杭頭部で座屈および傾斜していた。中央付近のブロックでは中間杭にも座屈が見られた。上部工では陸側の梁部のほとんどにクラックが見られ、中央部付近では中間杭の列にもクラックが見られた。また、そのクラックの大部分がパイルキヤップに集中していた。栈橋背後のケーソンではケーソン上積みブロックと上部工の間に隙間が生じている箇所もあった。

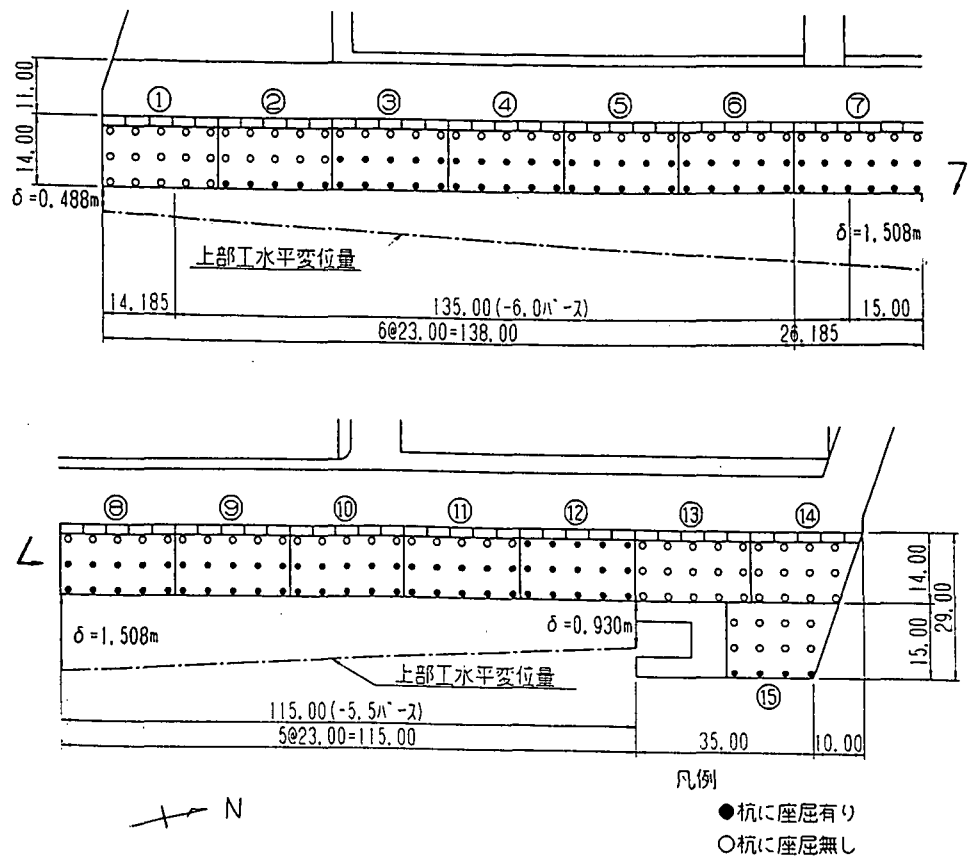


図2.4.8 被災調査結果

(3) 現行設計法による検討

現行設計法による検討を行う条件は次の通りである。設計水平震度は $K_{H1}=0.10\sim 0.30$ （原設計 $K_{H1}=0.15$ ）の範囲で変化させた場合のそれぞれの杭に発生する応力度、軸力を算定した。設計水平震度以外の設計条件のうち上載荷重については地震時にはなかったと考えられるので考慮しなかった。また、鋼管の腐食については電気防食が施工されており、建設されてからの期間も比較的短いことから腐食分はないものと考えた。

表2.4.3は各杭の（許容応力度／応力度）および（許容支持力／軸力と水平震度）を示したものである。陸側の杭が最も安全率が小さくなっているが、1は下回っていない。

表2.4.3 応力、支持力の安全率

地震力方向	設計震度	σ_a/σ_{bc}			Q_a/Q		
		海側杭	中間杭	陸側杭	海側杭	中間杭	陸側杭
法線直角(陸→海)	0.10	3.80	3.40	2.90	8.40	7.40	6.30
	0.15	2.89	2.52	2.06	9.00	7.70	5.80
	0.20	2.34	2.00	1.60	9.80	8.00	5.40
	0.25	1.97	1.65	1.31	10.70	8.30	5.10
	0.30	1.69	1.41	1.11	11.70	8.70	4.80
法線直角(陸→海)	0.10	3.47	3.27	3.13	6.60	6.50	9.40
	0.15	2.61	2.41	2.25	6.20	6.30	10.70
	0.20	2.10	1.91	1.75	5.90	6.10	12.40
	0.25	1.75	1.58	1.44	5.60	6.00	14.70
	0.30	1.50	1.35	1.22	5.40	5.80	18.20

(4) 弾塑性解析による検討

弾塑性解析は図2.4.9に示す杭ラーメンモデルで解析し、地盤反力バネは完全弾塑性モデルと考え、鋼管杭の復元力はトリリニア型でモデル化を行った。床版梁についてはCASE-1として弾性体と考えた場合、CASE-2として弾塑性体として考えた場合の2ケースについて検討を行った。

図2.4.10にはCASE-1、CASE-2の鋼管杭の座屈ひずみを $\epsilon_{max} = 0.44T/D$ で推定した場合の座屈順序を示す。床版梁を弾性とするCASE-1では陸側鋼管杭の座屈が先行し、今回の被災状況と一致しないが、床版梁を断塑性とするCASE-2では床版梁の塑性化により海側の鋼管杭が先に座屈した今回の被災状況と一致する。栈橋の水平変位は床版梁を非線形としたCASE-2の方が大きい。被災状況の1.5mレベルの変形は再現していない。

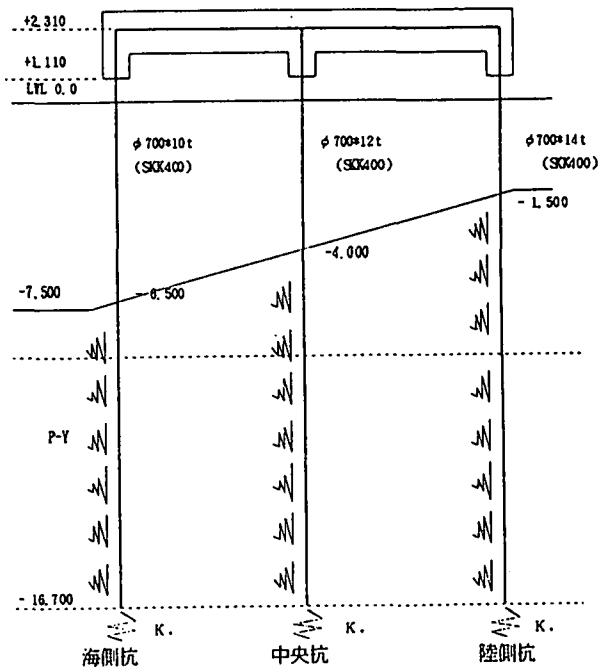


図2.4.9 解析モデル

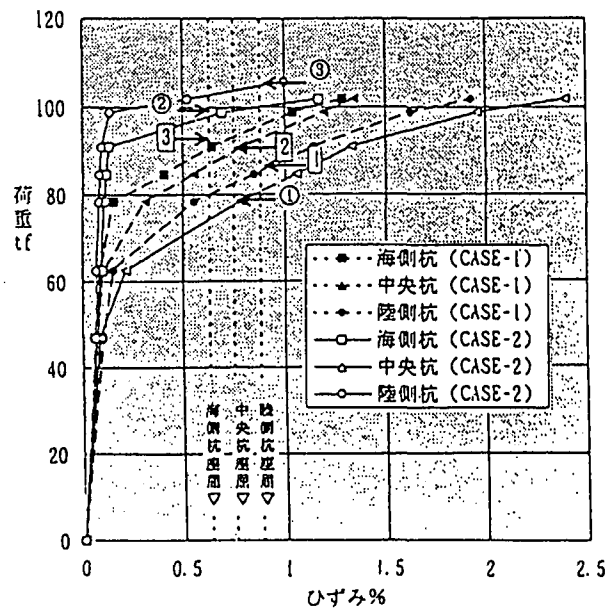


図2.4.10 鋼管杭の発生ひずみと座屈順序

2. 5 港湾施設及び埋立地盤における被害と調査 (2)

—ポートアイランド及び六甲アイランドにおける液状化について—

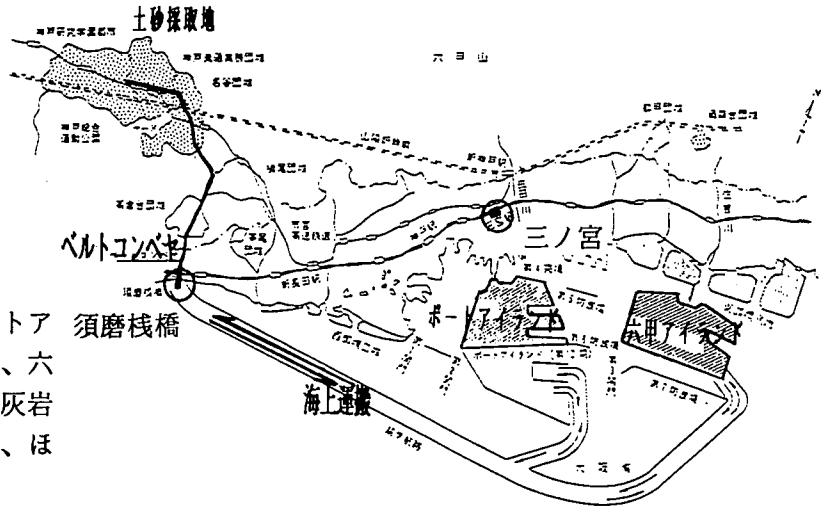
神戸市港湾整備局 山田 耕一郎

2. 5. 1 まえがき

1995年1月17日の兵庫県南部地震により、阪神間の公共施設や建築物等が甚大な被害を受けた。特に神戸の臨海部では、港湾施設の被害を始め、埋立地を中心に広範囲で噴砂が発生すると共に地盤の沈下による段差被害等が発生した。ここではこれらの被害の状況と埋立地盤との関係を現地計測の結果に基づいて考察する。

2. 5. 2 埋立地の概要

(1) 図-2. 5. 1に神戸の埋立の状況を示す。ポートアイランド及び六甲アイランドは、神戸市北西部に位置する丘陵地から採取された土をベルトコンベヤにより須磨棧橋まで運び、ここからプッシャーバージにより現地まで海上運搬し埋立てられている。ポートアイランドは真砂土とよばれる風化花崗岩、六甲アイランドは大部分が砂岩・泥岩・凝灰岩等で構成する神戸層群により埋立てられ、ほかに大阪層群、真砂土を使用している。



(2) 図-2. 5. 2に埋立地の地層構成を示す。旧海底地層をなす軟弱な沖積粘土層 (Ma13) がGL-20m付近に堆積し、層厚は10m~15m程度である。その下部は砂質土と粘性土の薄層互層堆積層が層厚30m~40m程度堆積し、さらにGL-60m~70m付近からは層厚20m程度の洪積粘土層が堆積している。この洪積粘土層はポートアイランドと六甲アイランドで分布する深さが異なっている。

図-2. 5. 1 神戸の埋立の状況

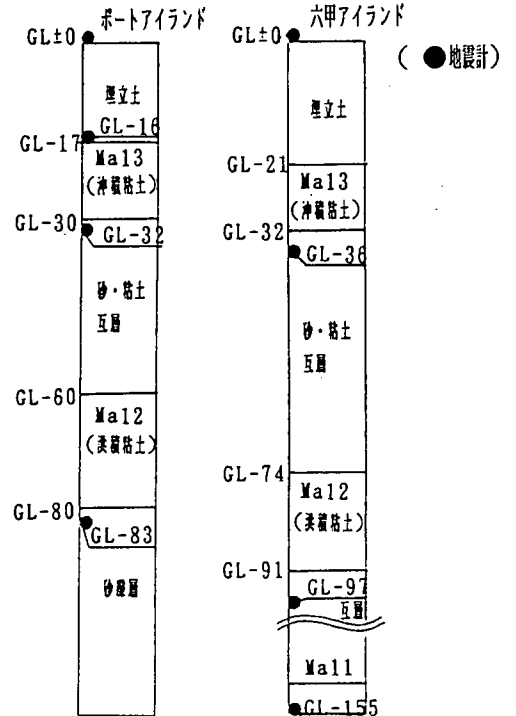


図-2. 5. 2 埋立地の地層構成

2. 5. 3 地震の概要

ポートアイランド及び六甲アイランドでは、地震の鉛直アレー観測を行っている。図-2. 5. 3に観測地点を示す。今回の地震ではポートアイランドのみ本震の加速度記録が観測できたためその結果を表-2. 5. 1に示す。水平成分の加速度記録の特徴としてはGL-83~16mまでは振幅があまり大きく変化していないが、地表面では284gal, 341galと減衰している。これは埋立土層の過剰間隙水圧の上昇に伴う土の動的特性の変化に起因したものと考えられる。一方鉛直成分はパルス状の波を除いて増幅傾向にある。次に余震の加速度記録を図-2. 5. 4及び図-2. 5. 5に示す。図-2. 5. 4については、ポートアイランドにおける本震直後の余震の深度別加速度記録を示したものである。この中でGL-16mの南北成分については本震直後に地震計が故障したため観測不能となっている。1月17日5時52分の記録では水平成分が地表面で減衰しているが、8時58分の記録では増幅傾向にある。これは埋立土の剛性が地震後数時間経過した後回復した

ことを示すものと思われる。また、図-2.5.5にポートアイランドと六甲アイランドの余震記録の比較を示す。六甲アイランドでは水平成分の加速度はM a 1 1 下端から地表面まであまり大きく変化しないが、ポートアイランドでは比較的地表面で増幅傾向が見られる。ここでは余震の一例を示したに過ぎないが、今後総合的に余震データを解析し両人工島の地盤に関する工学的特性について把握していく必要がある。

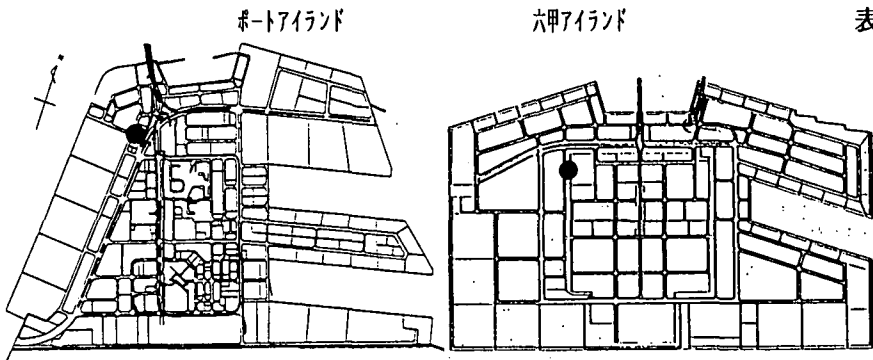


表-2.5.1 加速度最大値一覧表

深 度 (GL表示)	加速度最大値 (gal)		
	N-S	E-W	鉛 直
地表面	341	284	556
-16.0m	565	543	790
-32.0m	544	462	200
-83.0m	679	303	187

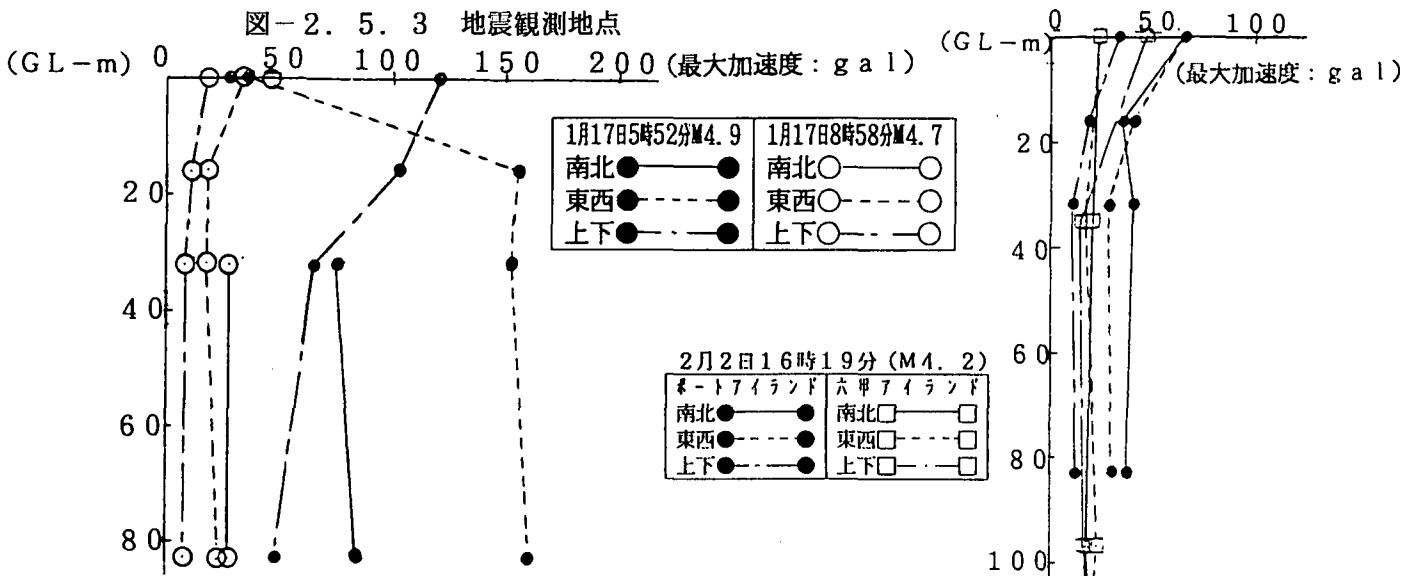


図-2.5.4 ポートアイランドにおける余震の最大加速度

2.5.4 地盤変状

(1) 噴砂

噴砂は道路のクラックや構造物沿い、舗装の継目などから発生し泥水状であるため広範囲に広がっている。ポートアイランドや六甲アイランドでは、周辺の港湾用地に比べて中央部の住宅用地では比較的噴砂の発生が少ない。これは、①中央部ほど埋立地盤の標高が高く有効応力が大きくなり液状化に対して抵抗力がある。②また地下水位から地表までの距離が長く不飽和土層が厚いため噴砂が地表面まで到達しにくい。

③地盤改良による締め固め効果等の複合的な要因が考えられる。また、岸壁のケーソンが大きく前方に変位した背後地盤では、その滑動に伴い陥没や亀裂が生じたものの、あまり噴砂は見られなかったのが特徴の1つである。

(2) 地盤沈下

ポートアイランドや六甲アイランドでは、地震によりほぼ全域において地盤が沈下した。岸壁背面においては、岸壁の水平移動に伴う陥没や沈下であるが、中央部の住宅用地ではその影響を受けていない鉛直沈下と考えられる。ポートアイランドの中央部の都市機能用地では平均30cmの沈下が、六甲アイランドの中央部の都市機能用地では、平均10cmの沈下が発生している。図-2.5.6に噴砂の流出範囲と地盤沈下量の関係を示す。

図-2.5.5 ポートアイランド及び六甲アイランドにおける余震の最大加速度

この結果では、土質の違いい
ずれの島においても、沈下量
が20cm以下程度と比較的沈
下量が小さい地域については、
噴砂の発生が少ないことが特
徴の一つである。沈下量の小
さい地域では、地下水面以深
の土層において間隙水圧の上
昇を伴う圧縮沈下の発生はあ
るが、有効応力や締固め度、
土質特性により噴砂の発生に
は至っていないと考えられる。

(3) 層別沈下量と間隙水圧

ポートアイランド2期で
は、埋立に伴う粘土層の沈下
や圧密状況、排水層の水頭を
把握するために層別沈下量や
間隙水圧の現場計測を行って
いる。ここでは、地震によっ
て埋立地盤にどのような変化
が生じたかを明らかにするた
め、同一地点で計測された層
別沈下量と間隙水圧の計測結
果について述べる。

図-2.5.7(a)は層別
沈下量の経時変化を示してい
る。地震前は平成7年1月10日、地
震後は2月2日に計測を行って
いる。この間の沈下量として、
地表面では約23.6cm、
Ma13下端以深約1.6cm、
Ma12下端以深約0.2cmが計
測されている。この地点では、

層別沈下計測が地表面とMa13層下端であるため、盛土層とMa13粘土層との沈下量の配分については不明であるが、同島の他地点でのデータから、盛土層の即時沈下がほとんどであることが判明している。Ma13層以深の沈下についても、洪積砂・砂礫層とMa12粘土層の沈下量が合算されたものであるが、そのほとんどが洪積砂・砂礫層の即時沈下と考えられる。図-2.5.7(b)はKP-33mの沖積粘土層下位の沖積砂質土層で計測された間隙水圧の変化である。計測は自動計測であり6時間間隔である。地震前の1月17日午前0時時点では3.62kgf/d、地震発生より13分後の午前6時時点で5.35kgf/dの水圧を記録している。この後水圧は急激に消散し図-2.5.7(c)に示すように粘土の圧密現象と同様な傾向で約1カ月ではば3.7kgf/dにまで水圧は戻っている。またこの地点の地下水位(GL-2m)から水圧計設置深度(GL-38.5m)の有効上載圧は、3.5kgf/d程度と推定されるので、午前6時時点の過剰間隙水圧比はおよそ0.5程度と推定される。しかし、沖積砂質土層における間隙水圧の発生消散のメカニズムや圧縮との関係、今後の沈下の動向など詳細に検討していく必要がある。

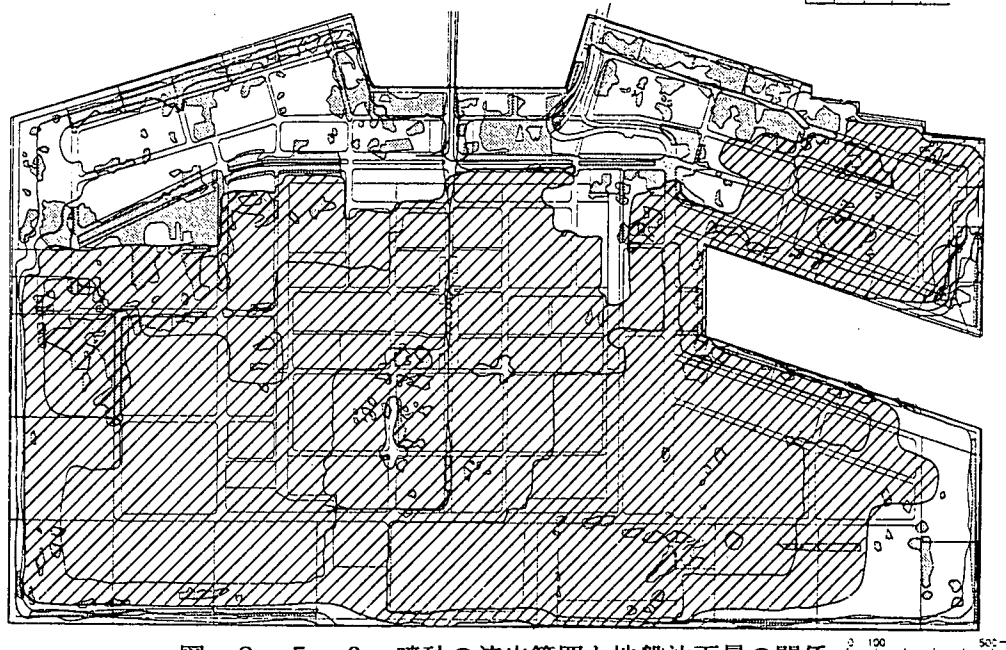
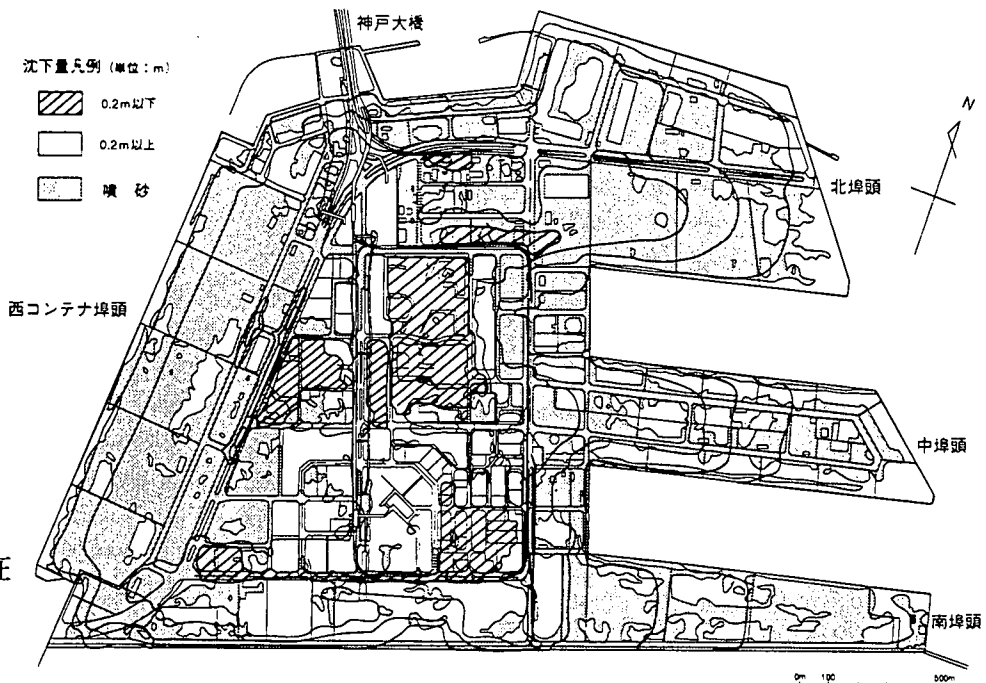


図-2.5.6 噴砂の流出範囲と地盤沈下量の関係

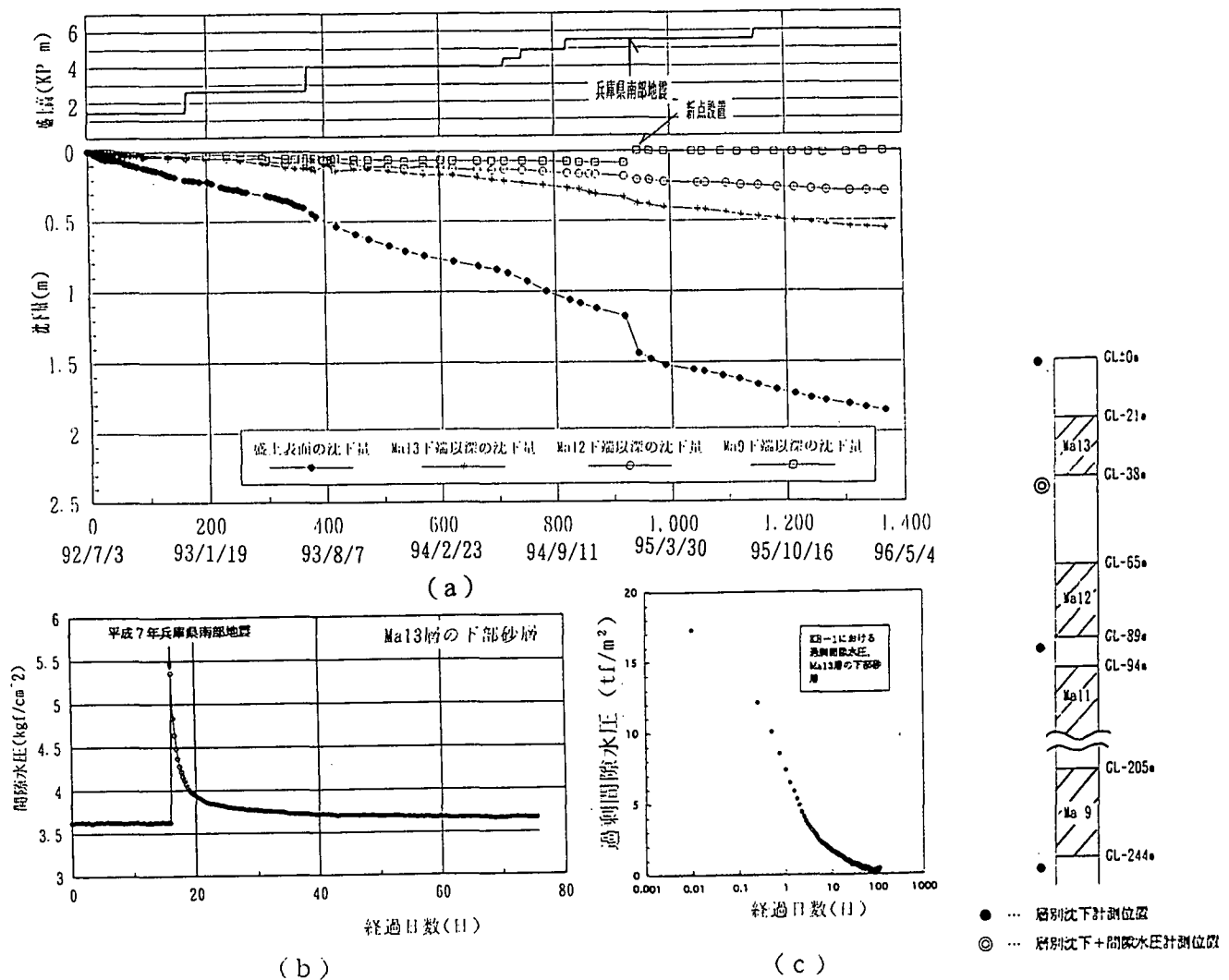


図-2.5.7 層別沈下量及び間隙水圧の系時変化図

2.5.5 せん断特性

せん断特性を検討するために現地から掘削した土により径10cm、高さ20cmの供試体を作成し液状化試験を実施した。供試体の乾燥密度は現地の地盤に近い値(ポートアイランド1.9g/cm³、六甲アイランド1.7g/cm³)で設定した。図-2.5.8に結果を示す。真砂土と神戸層群の液状化強度を比較すると、真砂土の方が同じ拘束圧($\sigma = 1.0\text{kgf/cm}^2$)で繰返し載荷回数~繰返し応力振幅比の関係が低く液状化強度が小さくなっている。しかし、神戸層群は拘束圧が大きくなると繰返し載荷回数に対する繰返し応力振幅比が小さくなり、拘束圧の影響を受けやすい傾向が得られている。これらの原因については実際に現地で発生した噴砂の程度、地盤沈下との関係と合わせて詳細に検討していかなければならない。

ポートアイランド 乾燥密度1.9

六甲アイランド

繰返し応力振幅比-繰返し載荷回数

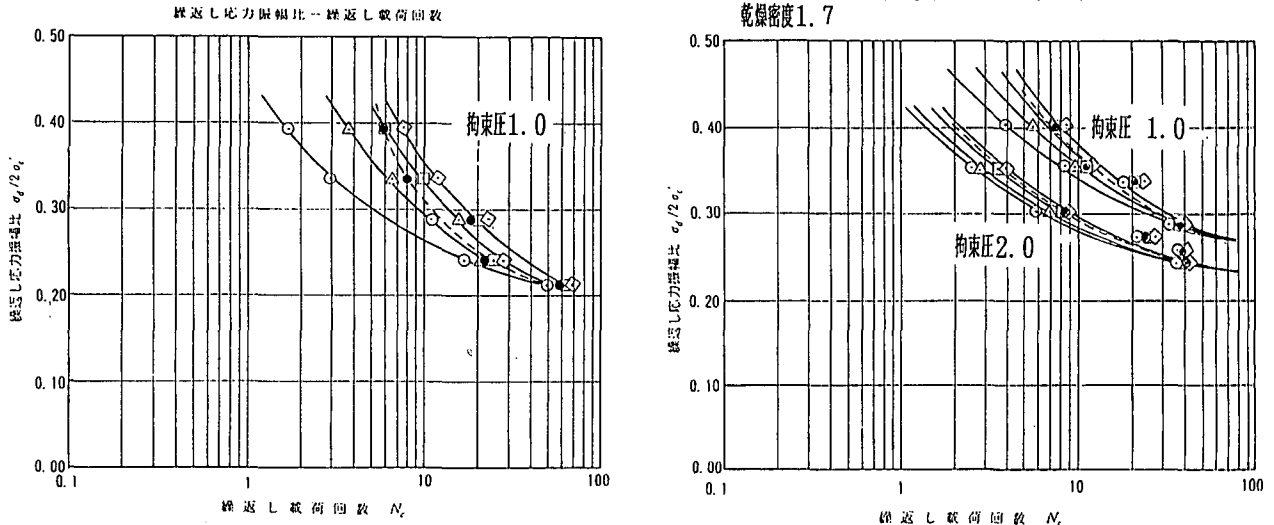


図-2.5.8 ポートアイランド及び六甲アイランドの液状化試験結果

2.6 臨海地区高架道路の基礎の被害と復旧

神戸市港湾局技術部 岡下 勝彦

2.6.1 はじめに

神戸港のポートアイランドから六甲アイランド間10.5kmを結ぶ港湾幹線道路(ハーバーハイウェイ)は、今回の兵庫県南部地震により大きな被害を受けた。

ハーバーハイウェイは昭和42年から建設が開始され、順次区間毎に供用開始しながら、平成5年本線部は全線開通した。この間に、神戸大橋、六甲大橋、第2摩耶大橋、灘大橋、灘浜大橋と5つの海上橋梁を含むが、高架道路部分はほとんど2車線づつのダブルデッキ構造の鋼桁橋である。25年にわたって建設された本高架道路も一瞬のうちに壊滅的な被害を被ったわけであるが、ここでは臨海地区の埋立地に建設されているハーバーハイウェイ及び摩耶大橋の基礎について、被害の特徴と復旧工法的设计、施工について述べる。

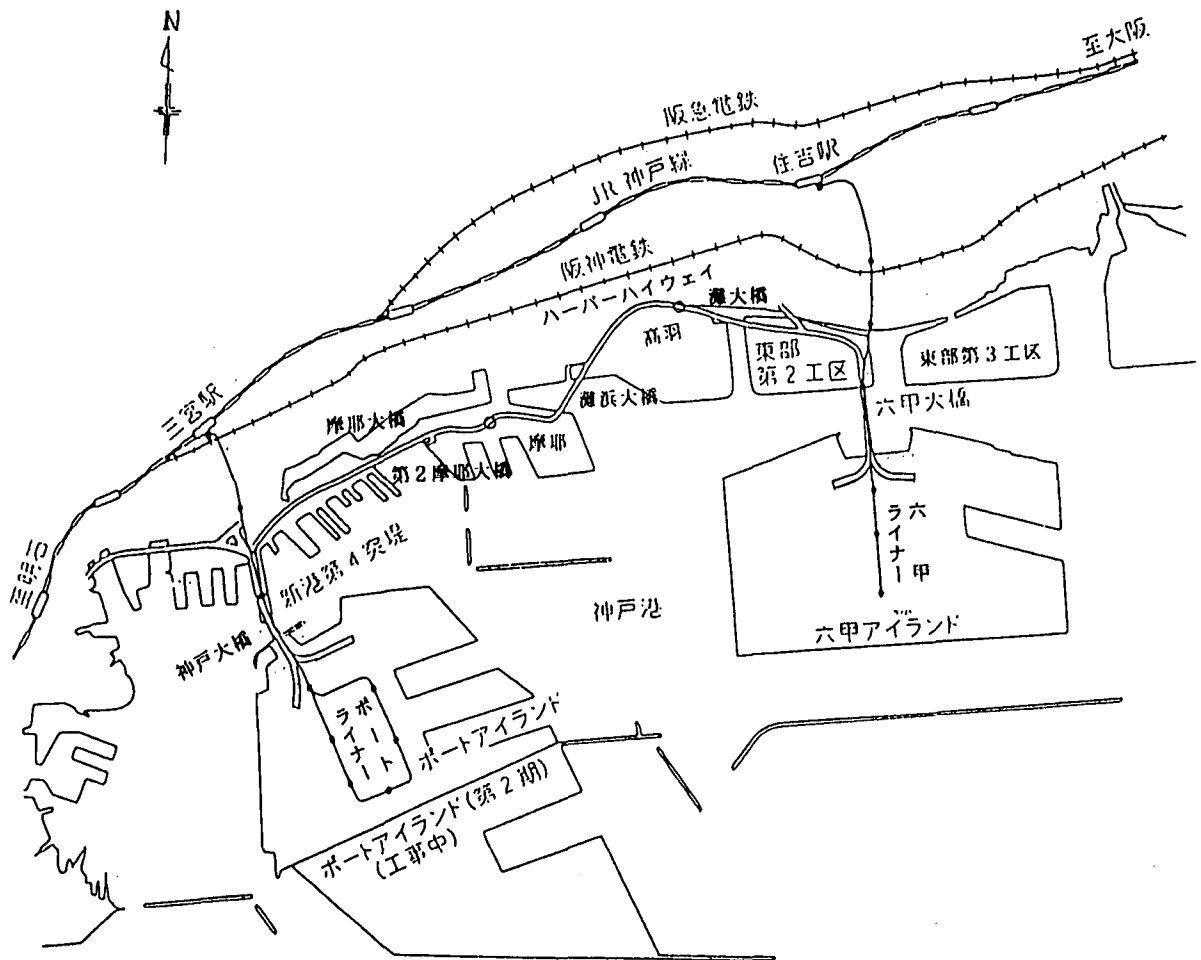


図 2.6.1 ハーバーハイウェイ路線図

2.6.2 基礎の概要

ハーバーハイウェイ及び摩耶大橋の橋脚、橋台基礎は全部で315基あり、基礎構造別の分類一覧を表2.6.1に示す。本表を見ると全基礎の半分強が場所打ち杭で築造されているが、ポートアイランド、六甲アイランドなど埋立による残留沈下の大きいところでは、鋼管杭を使用している。RC井筒、鋼管矢板井筒は、用地買収を伴う個所、地下埋設物等の地中制約を受けるところで主に採用している。海上橋梁の主橋脚基礎は全てニューマチックケーソンで建設されており、海中基礎はこれらケーソン基礎を含めて全部で16基ある。また直接基礎は、新港第4突堤内のランプ基礎で旧護岸捨石マウンド上のものである。

表 2.6.1 基礎構造別分類一覧

基礎種別	直接基礎	場所打杭	RC井筒	鋼管杭	鋼板井筒	ニューマチックケーソン	計
基数	9	163	9	90	30	14	315
率	0.03	0.51	0.03	0.29	0.10	0.04	1.00

2.6.3 基礎の被害状況

(1) ニューマチックケーソン基礎

神戸大橋第4突堤側可動柵の上柵が北側に約60cmずれて破損したが、これは護岸兼用ケーソン基礎が各々海側に傾斜して生じたものである。ケーソン頂版に30cm径のコアボーリングを行ない、外壁内面の状況を水中TVカメラで調査したが、異状は認められなかった。このボーリング孔を利用して、音波測距ゾンデを挿入し、内壁との水平距離を測定して傾斜を算定した結果、ポートアイランド側ケーソンで約0.5度、新港4突堤側ケーソンで約0.9度であり、橋軸直角方向の傾斜は両ケーソン共に有意な値として認められなかった。なおTV観察に際して函内水の濁りに対して、沈殿剤を準備していたがその必要は全く無かった。

第2摩耶大橋の橋軸方向はほぼ東西方向で、神戸大橋と直角方向になる。この可動側主橋脚（摩耶側）は大きな被害を受け、頂版も含めて撤去復旧した。撤去に際して、函内各室を潜水夫により水中調査を行ない、異状の無いことを確認した。その他の海中ケーソンについては、潜水調査により、外観検査をした。

(2) 鋼管杭基礎

鋼管杭基礎、鋼管矢板井筒基礎については、杭頭掘削観察により調査を行なったが、有害な変形、傾斜等は認められなかった。特に摩耶地区において、地表面下6.6mまで掘削し、外観、X線ひずみ測定（応力測定）、鋼管肉厚、金属組織等の調査を行なったが問題なかった。同地区の護岸近傍の鋼管杭基礎で、護岸崩壊により露出した杭を潜水調査し、杭頭部の傾斜測定したが、0.4～0.8度の傾きでその傾き方向もばらついていたので、施工誤差と判断される。

(3) 直接基礎

直接基礎は、新港第4突堤内オンランプで8基、ポートアイランド本線オフランプで1基あるが、いづれも、旧護岸捨石マウンド、旧防波堤捨石マウンドの上に築造されている。今回の地震動により噴砂現象は両地区ともに生じたのであるが、主として捨石層の振動締め固めにより、直接基礎の沈下傾斜が生じた。沈下の最大値は、新港第4突堤で60cm、ポートアイランドで30cmであり、傾斜は新港第4突堤で1.8度、ポートアイランドで0.23度でいづれも橋軸直角方向西に傾斜した。

(4) 場所打ち杭基礎

場所打ち杭基礎の健全度調査には、①掘削調査

②SIT (Sonic Integrity Test)

③ボアホールテレビカメラ（以下BHTV）調査

が普通用いられる。②は杭頭部に機械的衝撃を与えて、杭断面変化部において反射してくる波を時刻歴で捉え、波形分析して亀裂等の有無を調べる非破壊調査である。③はRC杭の杭芯部をφ66～86mmでコアボーリングし、孔内清水循環清掃後、深度センサー、方位センサー付水中TVカメラを挿入し、壁面を360度撮影して断面の展開写真を得る。断面展開情報は縦方向（孔軸方向）には連続して画像処理合成することにより孔壁全体の展開写真が出来上がる。同時にコンクリートのコアも採取出来るが、亀裂部ではコアが分離しているのが普通であるので、写真の情報が主体となる。

ハーバーハイウェイでの調査では、各々の特徴を組み合わせて行なった。①は③と組み合わせて表面亀裂と杭芯亀裂の関係を、またフーチング下面の状況観察も出来るが調査時間、費用とも最もかかるのと、杭頭部だけの観察であるので、震災直後各地区の代表的基礎について行なった。

②も③の成果と突き合わせて、ノイズのふるい分け、伝播速度の推定等信頼性の向上は図れるが、

周辺地盤の条件により波形が変化し、また亀裂の幅等については推定しがたい。ただフーチング上面を曝せば、フーチング下の杭全てについて測定することは簡単であるので、同一基礎内の杭における亀裂の有無を調べるのに有効であった。③は現在もっとも信頼できかつ杭先端まで定量的に調査し得る方法であるが、破壊検査であること、経費が要る等の理由で合理的に配置することが要求される。①、②の成果を踏まえて、BHTV調査は基礎5基に1基の割合で、杭1～2本実施することにした。表2.6.2に荷重条件の似た本線高架部の場所打ち杭基礎102基に対して実施した25基30本のBHTV調査結果を示す。

表 2.6.2 BHTVによる場所打ち杭亀裂調査

単位：mm

地 区	杭 径	調査本数	亀裂位置	杭1本当たり合計亀裂幅				亀裂1本当たり最大幅
				Max	Min	Ave.	σ	
新 港 地 区	1,000	11	杭頭部	20	1未満	8.6	8.5	16
		(3)	杭深部	11	1未満	7.0	—	8
摩 耶 地 区	1,500	6	杭頭部	35	6	18.7	9.7	6
		(2)	杭深部	30	2	15.8	—	14
東部1工区	1,500	1	杭頭部	19	—	19.0	—	3
		(0)	杭深部	—	—	—	—	—
東部2工区	1,500	12	杭頭部	35	1	13.6	10.4	12
		(5)	杭深部	7	1未満	3.9	2.6	7
全 地 区	—	30	杭頭部	35	1未満	13.0	9.9	16
		(10)	杭深部	30	1未満	7.2	8.8	14

【注】 () 内数字は上段数字の内数

RC橋脚の場合、地区による被災の差ははっきりしていた（例えば、損壊して鋼製橋脚に取替えた橋脚33基は摩耶西部地区と新港地区に集中している）のに対し、基礎杭では地区による差、建設年代による差は認められず、全地区で一様に被災していると言える。しかし一方杭深部での亀裂について見ると、地区と言うより地層の差と言うべきであろうが差はある。表2.6.2の中で東部2工区の調査のうち杭頭より10mでBHTV調査を打ち切ったものが3本あり、このいずれも周辺の地層の関係から杭深部での亀裂発生の可能性が高い。東部2工区での調査例を右図に示す。本図を見ると、杭頭部、杭主鉄筋段落し部、地層変化部で亀裂の発生していることが読み取れる。鉄筋段落し部と地層変化部が一致または近接している場合は、ランプ区間の調査例を見てもほとんど深部亀裂の発生が見られる。鉄筋段落し部と地層変化部単独で発生している場合を比較すると、新港地区では鉄筋段落し部、東部2工区では地層変化部が顕著な傾向がある。なおRC井筒もBHTVにより外壁穿孔調査を行なったが問題なかった。

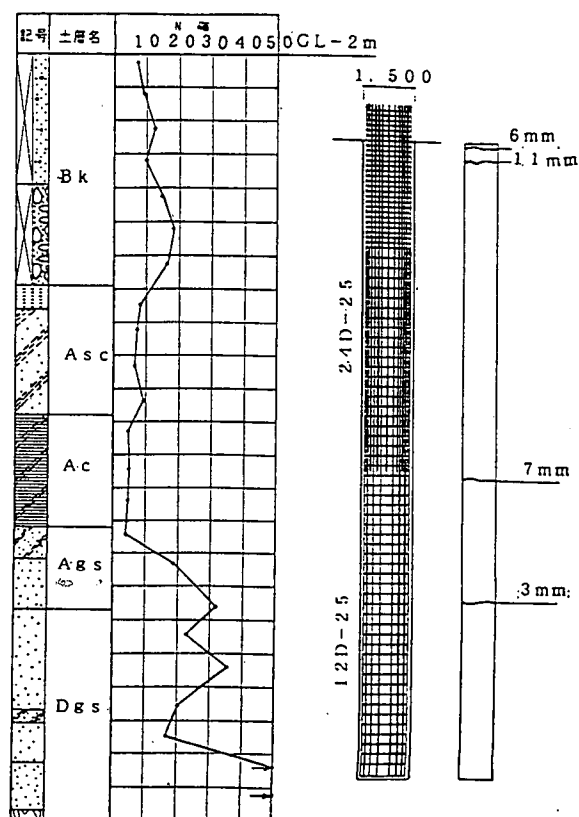


図 2.6.2 東部2工区調査例

2. 6. 4 基礎の復旧工法

基礎の補修、補強工法は、施工性、信頼性、経済性、工期等を考慮して決定している。採用された工法一覧を表2.6.3に示す。

表 2.6.3 基礎補修工法一覧

単位：基

区 区	工 法	R C 杭新設	R C 杭増杭	増杭+C J G	C J G	地盤改良	計	総基数	補修率
本 線			51	7	41	1	100	179	0.559
海上基礎						2	2	16	0.125
ランプ基礎		8	16		20		44	93	0.473
摩耶大橋			12				12	15	0.800
立体改良					11		11	12	0.917
計		8	79	7	72	3	169	315	0.536

表中、R C 杭新設は新港第4突堤内オンランプの直接基礎を杭基礎に造り替えたものである。これを含めて、杭基礎方式で行なったのは94基になる。C J G (Column Jet Grout) はセメントミルクを地中に注入して固化体を形成する「高圧噴射置換工法」である。3基の盤改良工法のうち、2基は神戸大橋主橋脚基礎であり、あと1基はポートアイランド本線ランプ部の旧防波堤捨石マウンド上直接基礎であり、薬液注入工法（超微粒子系瞬結型）で厚さ約8mの捨石層を固めた。なお本橋脚は鋼製橋脚で、建設当初から、沈下対策として基礎上でジャッキアップ可能な構造にしていたので、レベル修正は比較的簡単であった。

杭基礎の補修は増し杭増しフーチング工法を基本としているが、用地買収、平面道路の交通確保、地下埋設物等の関係から、増杭工法が施工不可能または困難な場合は、高圧噴射置換工法（C J G工法）で擬似ケーソンを造る直接基礎方式を採用した。連続壁基礎も検討したが、工費対効果の点で不採用とした。基礎工法選定フローを右に示す。

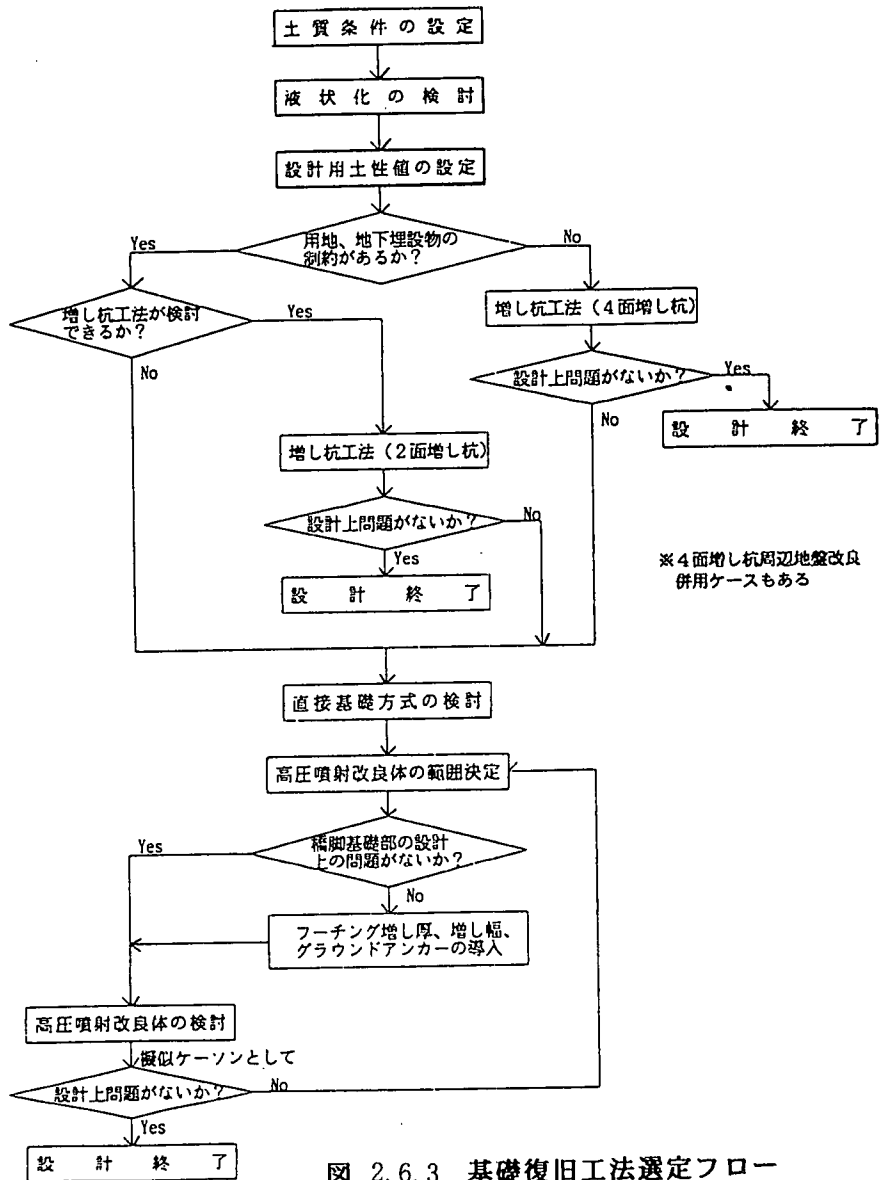


図 2.6.3 基礎復旧工法選定フロー

2. 6. 5 神戸大橋基礎の地盤改良

(1) 動的解析による地震被害原因の推定と対策工の有効性検証

神戸大橋主橋脚の地震時挙動を把握し、被害原因の推定を行なうと共に、周辺地盤改良（後述）による効果を照査する目的で2次元FEMによる有効応力解析（液状化解析）、残留変形解析を行なった。残留変形解析は静的FEM解析であり、液状化前の地盤物性値を用いた自重解析と、液状化後の地盤剛性低下した物性値での自重解析の差として求められ、安田等によって提案された解析手法^{1) 2)}によっている。剛性低下率は液状化解析により得られた過剰間隙水圧比に依じて決定した。

解析モデルは図 2. 6. 4に示す通りであり、地盤、ケーソン、橋脚は平面ひずみソリッド要素、上部工、鋼管杭は梁要素としている。土層分割は新港第4突堤およびポートアイランドで地震後実施したPS検層成果を参考とし、せん断弾性波速度 $V_s = 300\text{m/s}$ 以上の土層の現れる境界面（新港4突側でKP-72m、ポートアイランド側でKP-73.5m）を工学的基盤面とした。境界条件は、下方は固定境界、側方は繰り返し境界とし、可動沓水平方向の摩擦は無視して不連続境界としている。

入力地震波は1995年1月17日の兵庫県南部地震においてポートアイランドKP-79mで観測された加速度記録のうち、NS成分とUD成分を同時入力した。地盤物性値等については参考文献³⁾を参照されたい。

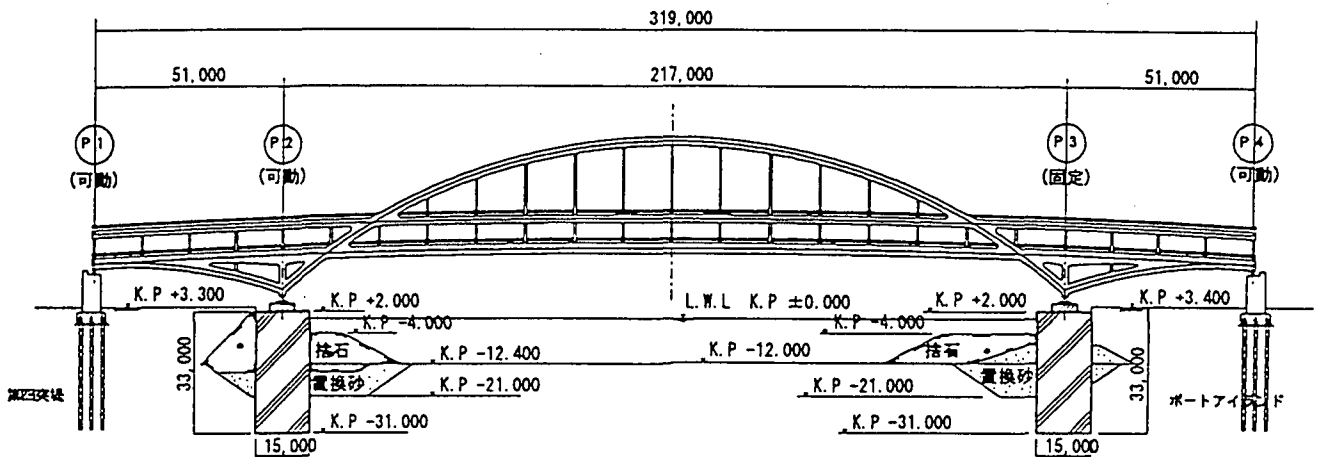


図 2. 6. 4 神戸大橋側面図

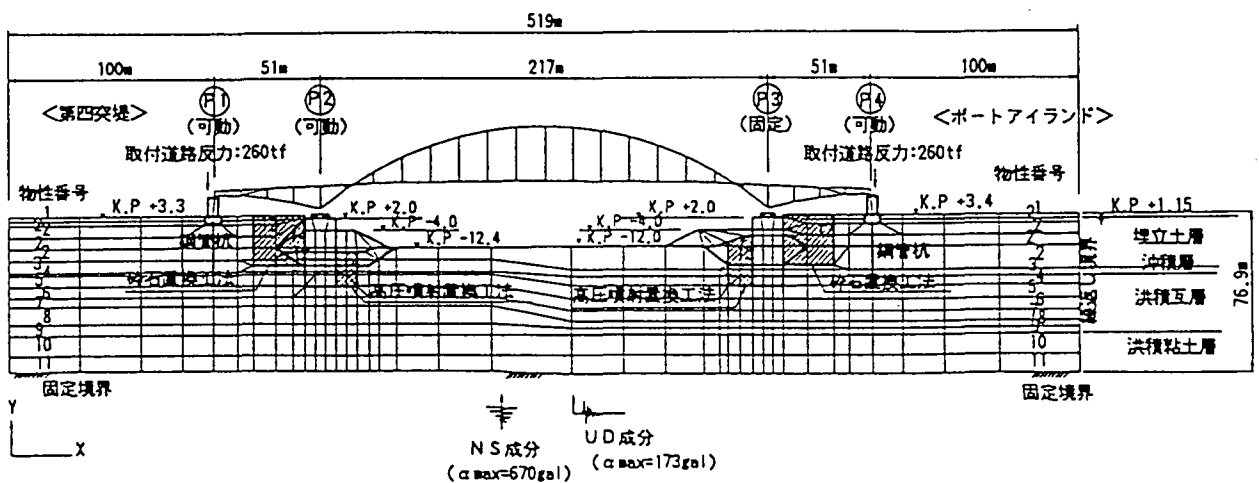


図 2. 6. 5 解析モデル

図 2.6.6 は地盤改良前の液状化解析の変位の状態を2.5sec毎に示したもので、15sec後の状態はほぼ定常状態に達したものであり、実際のケーソンの変位と定性的に一致している。

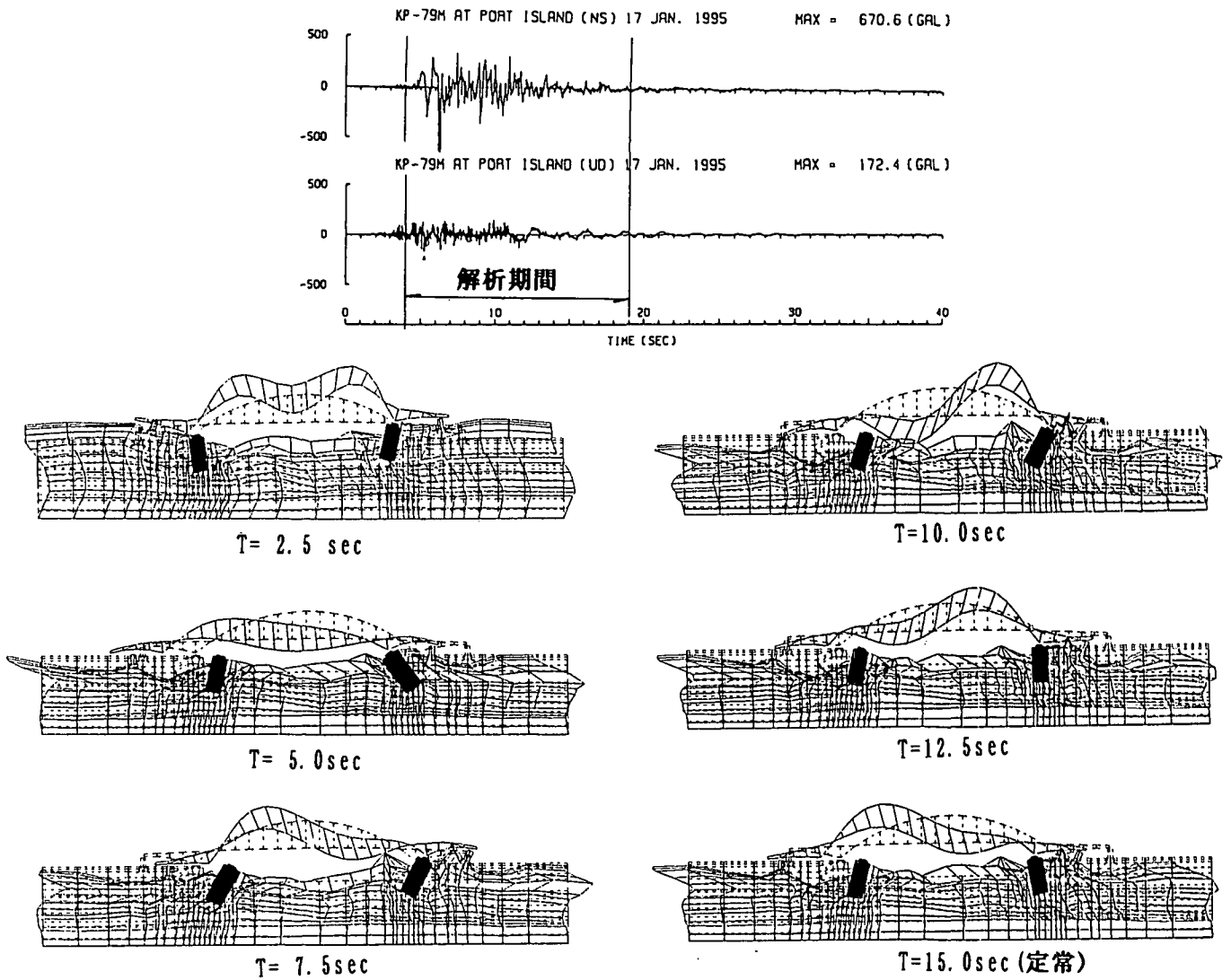


図 2.6.6 地震時ケーソンの挙動シミュレーション

上図に示す結果に残留変形解析の結果を加えて、ケーソン変形量、傾斜角を算出し、地盤改良前と地盤改良後を比較したのが表 2.6.4である。本表を見ると地盤改良前のケーソン水平残留変形量は、82Cmと震災後の測量値80Cmと定量的にも一致する。傾斜角は実測値の1/2~1/3程度と解析値のほうが小さい。地盤改良後は残留変形量は51Cmに改良され、また傾斜角については0.03となり、地盤改良効果が確認された。

表 2.6.4 解析結果のまとめ 単位 ; Cm, 度

	水平残留変形量 (P2, P3合計値)		傾 斜 角 (P2, P3平均値)	
	地盤改良前	地盤改良後	地盤改良前	地盤改良後
液状化解析	64	38	0.17	0.01
残留変形解析	18	14	0.08	0.02
計	82	51	0.25	0.03

(2) 地盤改良の設計と施行

神戸大橋主橋脚基礎は神戸新交通ポートライナーの基礎（ニューマチックケーソン）と隣接しているので、液状化した周辺地盤を一体として改良することとした。液状化対策工法としては、①締め固め工法（SCP工法等） ②地下水位低下工法（ディープウェル等） ③地盤固化工法（CJGk工法等） ④過剰間隙水圧消散工法（グラベルドレーン工法等）が考えられるが、①は神戸大橋の低空頭施行を考えると不適、②は高透水性地盤で水際線付近では不可、③は広域を全てこの工法で施行するのは経済的に不利、④は低空頭の制限はあるが①よりは有利で経済的にも優れている。以上の結果グラベルドレーン工法を主体とし、ケーソン前面の捨石層を貫通して施行する特殊な部分については②の高圧噴射置換工法を採用した。

高圧噴射置換工法としてはCJG工法が一般的であるが、海上施行もあるのでスーパージェット工法を採用した。本工法は高圧空気を伴わない超高圧でセメントスラリーを噴射して改良径1,500mmを確保できる低スライムタイプの噴射置換工法であり、海洋汚染の影響が小さい。

本工法によりケーソン前面に造成された改良体は、ケーソン安定計算の中で、安定に必要な見かけの地盤反力係数（等価地盤反力係数）増大のものであり、ケーソン安定のためのアクティブな地盤改良であり、ケーソン背後のグラベルドレーン工法は液状化を抑えるパッシブな対策と言える。

グラベルドレーン設計フローを図 2.6.7 に、ポートアイランド側改良図を図 2.6.8 に示す。⁴⁾

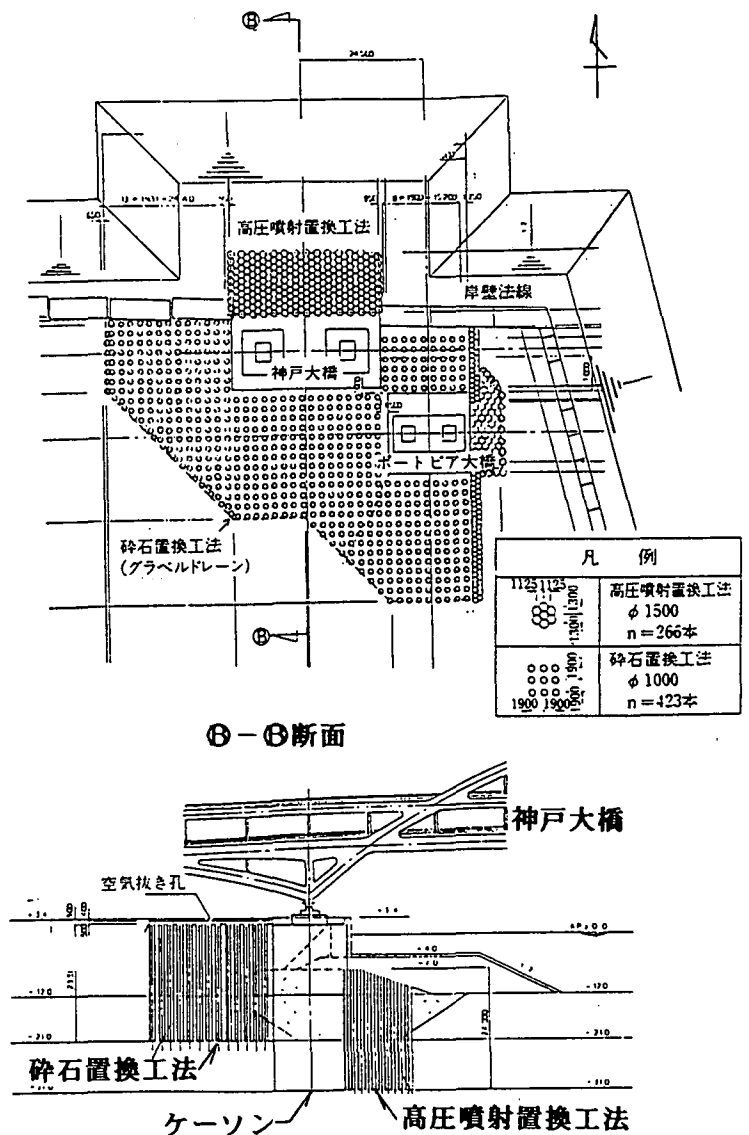
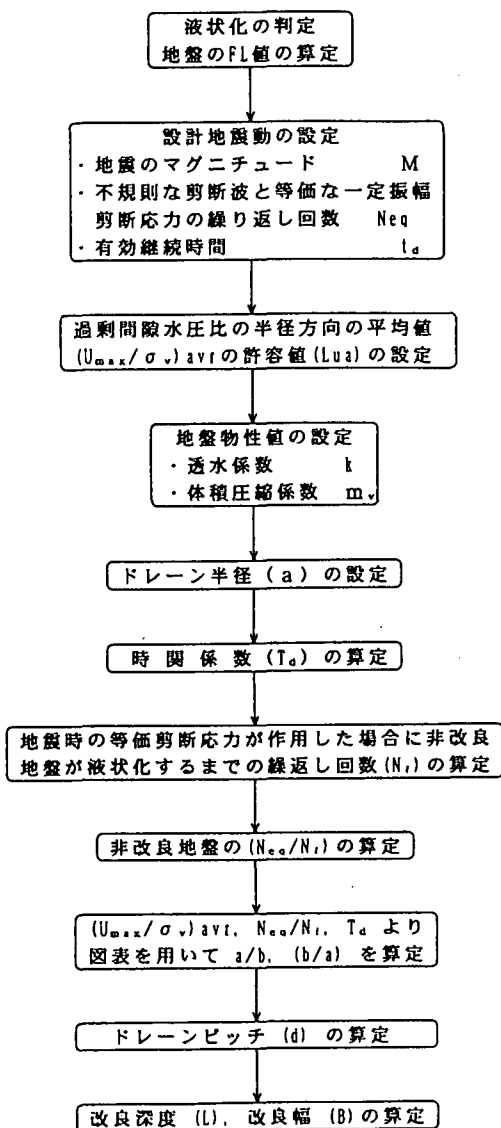


図 2.6.7 グラベルドレーン設計フロー

図 2.6.8 ポートアイランド側主橋脚地盤改良図

2. 6. 6 増杭工法の設計施行

(1) 変位法による設計

新設増し杭と既設杭が共存する杭基礎となるので、既設杭の評価を以下のように考えた。

- ① 水平力は分担しない
- ② 横方向地盤反力は考慮しない
- ③ 杭頭結合条件はヒンジ
- ④ 既設常時鉛直荷重は全て負担
- ⑤ 橋脚撤去の場合は既設フーチング荷重の全て負担
- ⑥ 増しフーチング荷重、橋脚新設の場合の新設脚、上部工荷重は新旧杭で分担

この様に、上部工、橋脚の補修工法により外力の扱いは異なる。また上部工、橋脚の新設の場合は、ほとんど鋼床版化、鋼製橋脚化を図っているので基礎の負担は軽減されている。

(2) 杭の動的解析

基礎の被害状況の中で述べたように、地層の急変または液状化による地盤剛性の低下の大きい場合杭深部でも損傷例が多いので、液状化を考慮した、橋脚、基礎連成系のモデルに対する、有効応力法による2次元非線形解析を行ない、杭本体の設計に反映させた。

対象基礎は、ハーバーハイウェイと隣接する神戸新交通ポートライナーのポートターミナル駅舎（新港第4突堤内）の新設杭基礎である。⁵⁾ 神戸大橋の解析モデルと基本的に同様であり、場所打ち杭基礎は梁要素であり、変位法による計算から、主鉄筋は杭頭より11.54mは44D-32、その下2.38mは22D-32、先端部14.98mは22D-22に変化させている。図2.6.8に解析モデルを示す。

入力地震波も神戸大橋の場合と同様に、ポートアイランドで観測されたKP-79mの加速度を境界波入力している。NS成分単独とNS、UD成分同時入力の2ケース行なったが、結果はほとんど変わらなかった。

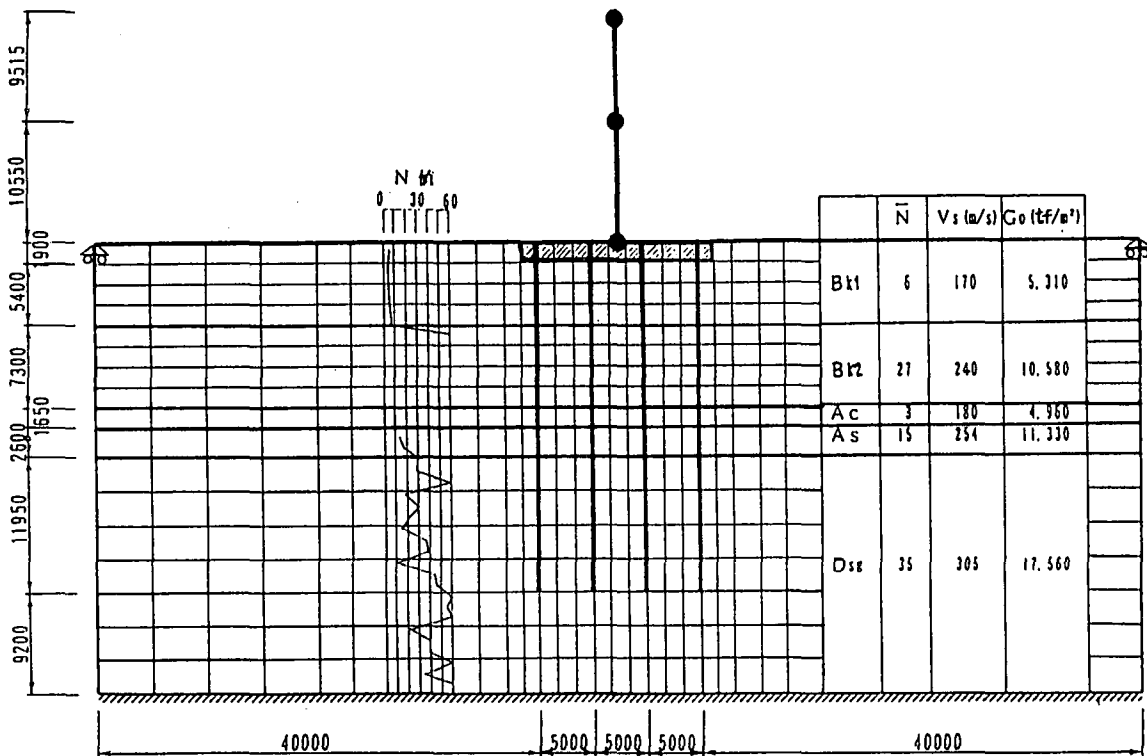


図 2.6.9 有効応力解析モデル

解析の結果、埋立層のBk1層は完全に液状化し、As層も同様の液状化が生じる。この状態に達するのは、主要動が始まって2～3秒後であり、この状態に達した後の杭各部の最大曲げモーメントの分布を図2.6.10に示す。曲げモーメントの値は杭の各部における軸力に応じた変形性能より、エネルギー一定則を適用して弾塑性応答値に換算して、終局曲げモーメントと比較している。図を見ると杭頭部で最大曲げモーメントが生じているが、Ac層、As層でも杭頭モーメントの70%程度に達している。

同様の手法でせん断力を比較したのが図2.6.11で、As層でのせん断力が卓越していることが解かる。両図共、網かけ部分が終局曲げモーメント、せん断耐力を表わし、破線部分が当初設定杭配筋であり、実線が解析結果を踏まえて再設計したものである。

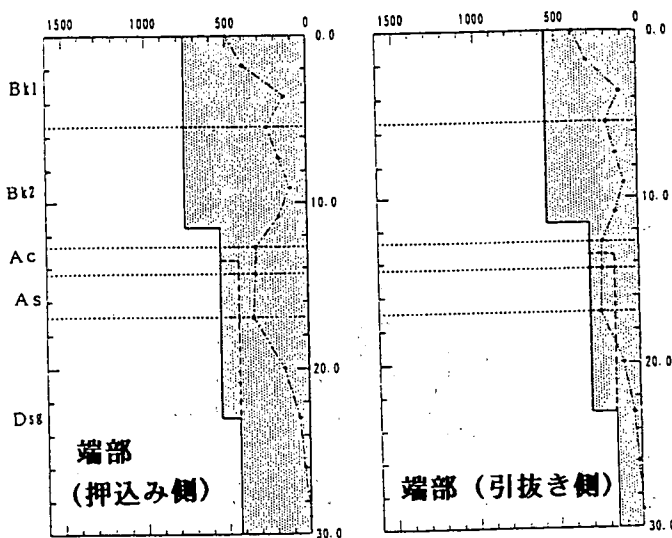


図 2.6.10 杭の曲げ耐力照査結果

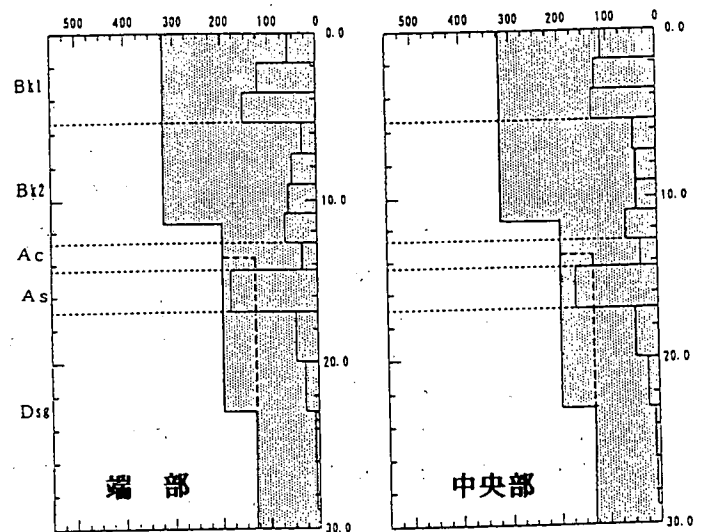


図 2.6.11 杭のせん断耐力照査結果

以上の調査、解析結果より次のようなことが解かった。

- ① 地盤剛性の急変する土層では変位法で計算する以上に曲げモーメントが大きくなる場合がある。
- ② 引き抜き力の作用する杭では、鉄筋段落し部の終局曲げ耐力が急激に小さくなる。
- ③ 軟弱層を中間に介している場合、当該部でせん断力も大きくなり、せん断耐力に余裕が無くなる。
- ④ 土中部に生じた亀裂に対しては、曲げ、せん断双方に対処しておく必要がある。

これらを踏まえて、増杭の配筋計算には次の項目を配慮した。

- ① 断面変化位置は、最大曲げモーメントの半分になった位置より2D(杭径の2倍)深い位置とする。
- ② ①の位置付近に地層の変化する境界のある場合、または軟弱層、液状化層の存在する場合は、それらの層下端から2D深くシフトした位置を断面変化点とする。
- ③ 帯鉄筋のピッチは、断面変化位置までは150mm、それ以深は300mmとする。

以上を基本としたが、これはハーバーハイウェイの立地する地盤条件、層序での増し杭(杭径1,500～2,000mm, 杭長20～35m)に対するものである。

(3) 増し杭の施工

前述したように、増し杭は既設桁下での施工であるので、すべて場所打ち杭で施工している。空頭高さは4m～13mかつ既設道路、埠頭用地の確保のため狭隘な作業現場であり、施工条件として非常に厳しいものであった。空頭高さが6m以下の場合、地盤を1～1.5m掘削し、低空頭アースドリルによる泥水掘削工法を採用した。また鉄筋の継手は重ね継手を基本としているが、重ね継手では鉄筋かこのほぼ全長が重ね代になってしまう事もあるので、機械継手を用いた工区もある。

オールケーシングで行なう場所打ち杭の掘削は、スウィングジャッキ併用型揺動式掘削機で試験施工を行なったが、空頭制限により圧入反力が十分に取れないこと、転石等による非効率、スウィングロックした場合空頭制限によりケーシングチューブの引き抜きが非常に困難になる等の支障が発生するので、全旋回掘削方式を採用した。

増しフーチングの鉄筋は、既設フーチングの鉄筋を研りだし、エンクローズ溶接により接合し(4面増し杭の場合は樹脂アンカー方式)、既設フーチング上面はチッピング後、D19樹脂アンカーを1本/m²、側面はD25樹脂アンカーを計算上必要量を設置して新旧コンクリートの一体化を図った。

2. 6. 7 直接基礎工法の設計と施工

ここで言う直接基礎工法とは、既設フーチングの下をC J G工法により改良体を造成し、被災した杭を無視して直接基礎として安定を確保する工法である。改良体は「攪拌混合基礎 設計・施工の手引き」⁶⁾に準じて「仮想ケーソン基礎」として応力、安定照査を行なうものである。

(1) 直接基礎の設計

上述したように改良体そのものの安定計算はケーソン基礎と同様であるが、改良体であるために配慮した点について記す。C J Gの径は地盤条件に応じて、 $\phi 1,800, 2,000\text{mm}$ でラップしてフーチング上から施工しているが、橋脚直下については改良できない部分が生じる(図2.6.12参照)。この場合、①有効断面積で応力度照査 ②壁体として応力度照査 ③改良率に応じて許容応力度を低減する方法の3方法で照査した。一般には、曲げ引張応力は③の方法、せん断力応力では②の方法が厳しくなる。

ランプ部で小さい基礎の場合、地震時直接基礎の安定(転倒)に問題のある場合は永久アンカー(グラウンドアンカー)を併用した。アンカー定着部は改良体以深とし、改良体の中は自由長とした。

増し杭工法を基本としながら、直接基礎工法も12基と多いが、このうち32基が東部2工区に在り、六甲アイランドへのライフラインが高密度に埋設されていたことによる。

(2) 直接基礎の施工

本工法はもともと施工条件の厳しい個所での工法であるが、特にスライムの処理に苦勞した。工法自体は空頭占有高さは小さく、プラント設置すれば夜間も施工できる利点があるが、スライム処理沈殿池が設置できないと、バキューム車を常時張り付けるか、処理プラントに配管圧送しなければならなかった。

またC J Gに先だつフーチングの削孔($\phi 200\text{mm}$)に時間がかかるので、一つの基礎に20台程のボーリングマシンを投入して施工した。

改良体の設計基準強度は一軸圧縮強度で 30 Kgf/Cm^2 に対して $30\sim 180\text{ Kgf/Cm}^2$ と土質によりばらつきはあるが、 $40\sim 80\text{ Kgf/Cm}^2$ が中心で、設計基準強度、設計改良径が満足されている。

2. 6. 8 おわりに

以上述べたハーバーハイウェイ関係の基礎工の補修、補強工事はすべて完了(1996.7)しており、昨年11月には、六甲アイランド～摩耶埠頭間が、今年7月にはポートアイランド～新港第4突堤及び浜手バイパス間が通行再開しており、今年8月末には全線通行再開の予定である。応急復旧に続き、設計、施工を同時平行で推進してきた結果であり、関係者の皆様にご心より感謝申し上げる次第です。

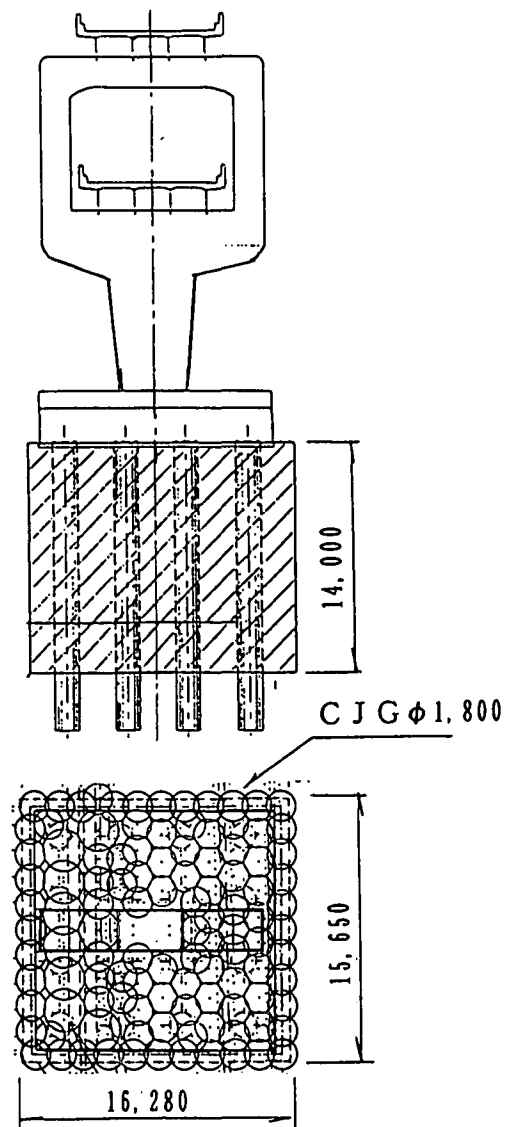


図 2.6.12 直接基礎工法施工例

参考文献

- 1) 安田, 規矩, 丸井: 液状化による永久変位の対策に関する簡易解析, 第24回土質工学研究発表会 1989.6
- 2) Yasuda S., H. Nagase, H. Kiku and Y. Uchida: The Mechanism and a Simplified Procedure for the Analysis of Permanent Ground Displacement due to Liquefaction, 土質工学会論文報告集, Vol. 32, No. 1, 1978
- 3) 岡下, 藤田, 仲佐, 他: 液状化解析による長大橋ケーソン基礎の地震被害原因の推定と対策工の有効性検証, 土木学会シンポジウム「阪神・淡路大震災に関する学術講演会」, 1996.1
- 4) 岡下: 港湾幹線道路, 新交通システムの災害復旧地盤改良の設計, 4-3設計資料, 建設工業調査会, Vol. 77, 1996.2
- 5) 設谷, 清水, 鈴木, 他: 液状化地盤における杭基礎の地震時安全性照査, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会, 1996.1
- 6) 鉄道総合技術研究所, 攪拌混合基礎(機械攪拌方式) 設計・施工の手引き