

3. レベル2地震動による液状化被害調査

3.1 はじめに

一般に、「地盤が液状化すること = 危険なこと」といった認識がある。このような認識が、レベル1地震動相当で液状化する地盤もレベル2地震動で液状化する地盤も同様に捉え、また、構造物全体系での損傷とは別に液状化だけを捉え、液状化が生じる地盤は液状化対策を実施し、とにかく液状化の発生を抑えるといった設計思想に至っているものと考えられる。これまでの設計方法は、設計方法の詳細を規定し、それにしたがって設計を行う仕様設計が中心であった。1995年兵庫県南部地震以降、目標性能を設定し、これを満足するように設計を進める性能設計法が取り入れられるようになってきた。構造物全体系での耐震性能を考えた場合には、液状化が生じるかどうかということよりも、液状化した地盤で構造物がどのような耐震性能を持っているかといった問題が重要であると考えられる。そこで、このような基礎データを得るために、1995年兵庫県南部地震について、液状化程度、地盤状況、地震動、構造物被害、人的被害の調査を実施した。

土木学会の土木構造物の耐震基準等に関する第三次提言では、第一次提言と第二次提言のまとめとして、「2段階設計法」と「性能規定型設計法」を提唱している。その中で、2段階の地震動を以下のように表現している。

レベル1地震動：供用期間内に1~2度発生する確率を持つ地震動強さ

レベル2地震動：発生確率は低いが断層近傍で発生するような極めて激しい地震動強さ（マグニチュード6.5程度の直下型地震による地震動を下限とする）

これらの地震動に対する土木構造物の保有すべき耐震性能としては、第二次提言で以下のように示している。

レベル1地震動に対して：原則として構造物の機能が維持されること

レベル2地震動に対して：当該構造物の重要度を考慮して保有すべき耐震性を考慮しなければならない。ここで、構造物の重要度は、1)構造物が損傷を受けた場合の人命・生存にあたる影響度合、2)避難・救援・救急活動と二次災害防止活動にあたる影響度合、3)地域の生活機能と経済活動にあたる影響度合、4)都市機能の早期復旧にあたる影響度合および復旧の難易度等、を総合して決定する。

液状化について提言では、例えば構造物基礎の耐震性能において、レベル1地震動に対しては液状化を発生させないことを一応の原則とし、レベル2地震動に対しては上部および地中構造に重大な損傷が発生しないことを耐震性能の目標としながらも、液状化に対して地盤改良による液状化防止を行うことを基本としている。

地盤が液状化すると地盤の剛性が著しく低下するので、地表の加速度応答は極端に低下し、液状化地盤がいわゆる免震層的な役割を果たすと考えられる。事実、1964年新潟地震では川岸町県営アパートが液状化により大きく傾斜したが、上部構造はまったく無傷であった（建設省建築研究所 1965）。このアパートは全部で8棟あるが、外出していた方がほとんどであったこともありケガ人は一人も出なかった。建物の底を見せるまでに大きく転倒したアパートの住人は、地震の間、階段を這うように屋上へ上がったこと、屋上に出て傾斜するのに5分程度要したことを証言している（サンデー毎日 1964）。例えば人命に対する重要度が特に高いと考えられる住居においては、上部構造物の破壊や人命といった点で、同じ地震で最初のぐらっとした揺れとともに家が崩れ死者が出た事例（サンデー毎日 1964）と比較し、このアパートは液状化がむしろ幸いした事例とも捉えることができる。地震被害調査に行くと、地盤は激しく液状化したと考えられる地点で、構造物に沈下や傾斜は生じているが、上部構造物自体にはなんら被害が生じていないこれと同じような光景を良く見かける。勿論、液状化した場合にはアパートの事例のように構造物自体に何ら損傷を伴わなくても大きな変形が生じる場合が一般的であり、このような変形が致命的な被害となる構造物も多いと考えられる。このように、種々の構造物に対して、液状化がどのように影響をあたえるかは重要な問題である。しかしながら、実際にレベル2地震動のような大きな地震で、液状化と構造物被害の関係はあまり明確にされていない。

1995年兵庫県南部地震以降、土木学会の提言などを受けて、レベル2地震動が設計に用いられるようになってきた。これに合わせて、液状化の評価法についても見直しが行われ（例えば、日本道路協会 2002；鉄道総合技術研究所 1999；日本建築学会 2001）、レベル2地震動に対する液状化の評価法も既に設計法に取り入れられるようになってきた。これらの液状化判定法によれば、地震外力が増加した分、中密な地盤も液状化する（液状化抵抗率 F_L が1.0を下回る）判定結果となる場合が多い。緩い砂と、中密な砂では、過剰間隙水圧上昇後の繰返し荷重にもなうひずみの増加量が大きく異なることが室内試験などで確認されている。一般的に現行の設計法では、液状化が生じる地盤と判定された場合には、何らかの液状化対策を行うか、構造物基礎を強化するなどそれなり

の対策が必要となる。しかし、地震の発生確率としてはレベル1地震動に比べはるかに低いレベル2地震動に対して、同じ F_L 値だからといってレベル1地震動と同じレベルで液状化対策を行うのは必ずしも合理的ではなく、また、同じ F_L 値であっても地盤の挙動やその液状化が構造物に与える影響は異なると考えられ、特に、中密な地盤における構造物被害については不明な点が多い。前述のように地盤の液状化しやすさがそのまま構造物被害を意味しているわけではないので、このような地盤の液状化しやすさとレベル2地震動における構造物被害の関係を明らかにする必要がある。

1995年兵庫県南部地震以降、数多くの被害調査が実施されてきた。構造物の調査や地盤の液状化についても多くの調査が実施されている。ただし、液状化とともに、地盤条件、構造物基礎、上部構造といった全体系を捉えた調査結果がほとんど見あたらない。そこで、以下を明らかにする目的で、本ワーキンググループでは、1995年兵庫県南部地震における建築物、タンク、道路橋、鉄道橋の各種構造物と人的な被害について、被害調査を実施した。

- (1) 液状化が種々の構造物被害に与えた影響(主に、液状化による免震層的な効果がどのようなものであったか.)。
- (2) 地盤条件や地震動が種々の構造物被害や液状化に与えた影響(主に、中密な地盤における被害はどのようなものであったか.)。
- (3) 1995年兵庫県南部地震および1995年以前の地震における液状化による人的被害。

レベル2地震動であったと考えられる地震を仮にマグニチュード6.5以上の内陸直下型地震とすると、このような地震は1995年兵庫県南部地震($M_j=7.2$)以外にも、近年国内では、1891年濃尾地震($M_j=8.0$)、1927年丹後地震($M_j=7.3$)、1930年北伊豆地震($M_j=7.3$)、1943年鳥取地震($M_j=7.2$)、1948年福井地震($M_j=7.1$)などがあり、海外では過去10年以内で1994年ノースリッジ地震($M_w=6.7$)、1999年トルコ・コジャエリ地震($M_s=7.4$)、1999年台湾集集地震($M_s=7.6$)などが挙げられる。これらの地震ではいずれも液状化が発生している。このように、レベル2地震動が発生し、しかも液状化が発生した地震は決して少なくないが、ここでは調査対象を一番情報が集めやすいという理由で、基本的には1995年兵庫県南部地震とし、部分的に補足として他の地震についても調査した。この地震では、①沖積低地が少なく海岸埋立地における液状化が圧倒的に多かったこと、②液状化した地盤の多くはまさ土による埋立地盤であることが特徴であり、このような特殊性を持った地震被害調査結果であることを考慮する必要がある。

3.2 調査方法

3.2.1 調査概要

被害調査は、1995年兵庫県南部地震を対象に、建築物、道路橋、タンク、鉄道橋および人的被害について実施した。図3.2.1-1に調査対象構造物の位置および人的被害の調査範囲を示す。建築物は、神戸市、芦屋市、西宮市の海岸沿いの地域より160件の事例を対象とした。道路橋は、名神高速道路、阪神高速道路3号線、阪神高速道路5号湾岸線を対象とした。タンクは、神戸市の海岸沿いの7地点を対象とした。鉄道橋は、山陽新幹線の六甲トンネルより大阪側のラーメン高架橋を対象とした解析事例と1964年新潟地震、1968年十勝沖地震、1983年日本海中部地震における事例を示した。人的被害は、過去の地震の液状化によって亡くなられた方の事例と、1995年兵庫県南部地震について、液状化の生じた地域と生じなかった地域が存在する西宮市、比較的新しい低層住宅が建ち並ぶ芦屋市芦屋浜、古い低層住宅が建ち並ぶ尼崎市築地の3地域について調査した。

図3.2.1-2に、この地震で液状化が確認された主な地点を示す(沼田、森 2002)。図の液状化地点は、噴砂が確認された地点であるが、神戸から大阪にかけての大阪湾岸沿いの海岸埋立地のほぼ全域で液状化が生じたことがわかる。これらのなかでも震央に近い神戸市の多くの海岸埋立地は六甲山から採取されたまさ土によって埋め立てられている。また、液状化が多数確認されている神戸市は、六甲山が海岸線近くまで迫り、沖積低地が極めて狭い地形となっている。したがって、この地震の調査範囲における液状化の特徴として、①沖積低地は少なく海岸埋立地における液状化が圧倒的に多かったこと、②液状化した地盤の多くはまさ土による埋立地盤であることが挙げられる。

調査は、地盤状況、液状化状況、それぞれの構造物の基礎および上部構造物の被害状況をできるだけ数値化し定量的に分析するよう努めた。分析に当たっては、多くの地点についてデータを集め統計的な分析を行ったものと、特定の構造物を対象に詳細な分析を行ったものがある。

地盤状況は、得られたボーリング柱状図より道路橋示方書(日本道路協会 2002)を基本に水平震度を統一して液状化判定を行い、液状化に対する抵抗率 F_L と液状化指数 P_L 値を求めた。ただし、これらはあくまでも地盤の主には密度の状況を把握するために実施したもので、実際の地震で生じた液状化の程度の状況を求めたものではない。

液状化の状況は、地震後の液状化による噴砂噴水状況の程度から a~z に分類分けした。噴砂噴水の状況は、地震後航空写真により判別された液状化分布図(Hamada et al. 1995)を用いた。

地震動は、地表における観測記録や震度階とせず、基本的には工学的基盤における推定地震動を考えた。これは、地表で観測された地震動や震度階は液状化の影響を受けていると考えられたからである。

それぞれの構造物は、保有すべき耐震性能が異なり、例えば構造物に同じ量の変形が生じても被害としての捉え方は必ずしも同じではない。以下に、一例として建築基礎構造設計指針(日本建築学会 2001)、道路橋示方書(日

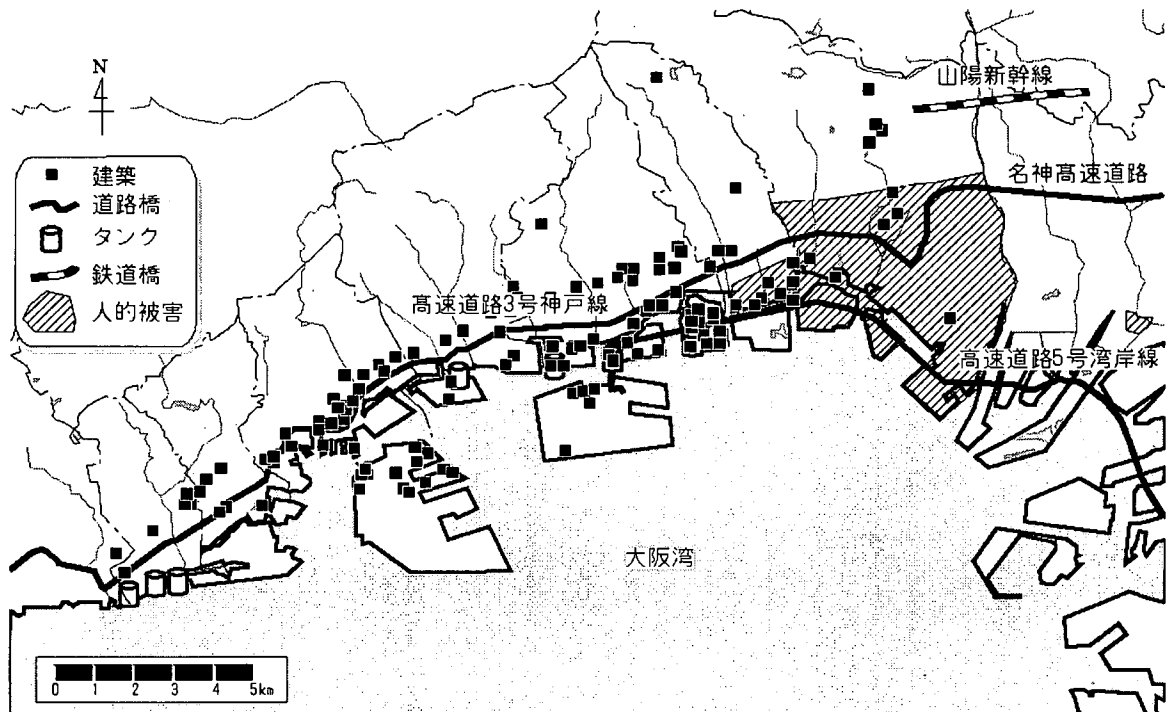


図 3.2.1-1 調査対象構造物の位置および人的被害の調査範囲

本道路協会 2002), 鉄道標準 (鉄道総合技術研究所 1999) に示される建築基礎, 道路橋, 鉄道高架橋の保有すべき耐震性能を示す。

(1) 建築基礎の保有すべき耐震性能 (日本建築学会 2001)

建築基礎構造設計指針 (日本建築学会 2001) では, 表 3.2.1-1 に示されるそれぞれの荷重に対応する限界状態を明示した設計法が示されている。ここで, 一般的には地震荷重は終局限界状態と損傷限界状態について考えられ, 最大級の荷重がレベル 2 地震動, 1 回～数回遭遇する荷重がレベル 1 地震動に対応すると考えられる。それぞれの限界状態は供用期間中に安全性, 修復性, 使用性から要求性能を満足するように設計するとし, 表 3.2.1-2 に示すように定義し, 構造物が人命を保護することを基本としている。それぞれの限界状態に対して, 基礎構造と個別の基礎形式に対応した直接基礎と杭基礎について標準的な要求性能を表 3.2.1-3～5 に示すように挙げている。

表 3.2.1-1 建築基礎における限界状態と想定する荷重 (日本建築学会 2001)

限界状態	想定する荷重 (最低レベル)
終局限界状態	最大級の荷重
損傷限界状態	1 回～数回遭遇する荷重
使用限界状態	日常的に作用する荷重

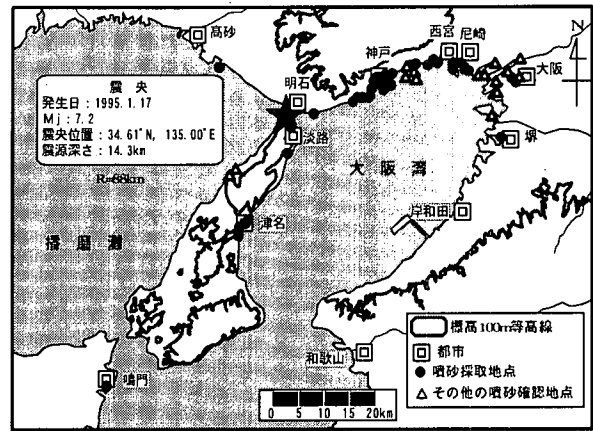


図 3.2.1-2 1995 年兵庫県南部地震における液状化発生地点 (沼田, 森 2002)

表 3.2.1-2 建築基礎における各限界状態の定義 (日本建築学会 2001)

限界状態	内容
終局限界状態 (安全性)	地盤や基礎構造が破壊することにより, 上部構造を支持することができなくなる状態をさし, もはや補修・補強して構造物を再使用することができなくなる限界の状態。さらに, 地盤や基礎構造が原因で, 上部構造が終局限界状態に至る状態も含める。
損傷限界状態 (修復性)	基礎構造が構造的な被害を受けることにより, 構造物を再使用するためには構造上の補修・補強などを必要とする限界の状態。また, 地盤や基礎構造が原因で, 上部構造が構造上の補修・修復などを必要とする状態も含める。
使用限界状態 (使用性)	基礎構造の変位・傾斜が原因で, 上部構造物に対して変形, 変位, 振動, 外観などの観点から使用上の要求を満足できなくなる限界の状態。また, 耐久性上, 許容される限界もこれに含める。

表 3.2.1-3 建築基礎における基礎構造の要求性能 (日本建築学会 2001)

性能レベル (限界状態)	性能内容		
	基礎構造全体の性能 (上部構造への影響に関する性能)	個々の基礎に関する性能	
		基礎部材に関する性能	地盤の強度・変形に関する性能
終局限界状態	基礎の破壊または変位によって, 建物が破壊または転倒しない。	基礎部材が脆性的に破壊しない。変形性能の限界に達して耐力の低下を生じない。	地盤の極限抵抗力を超過しない。
損傷限界状態	基礎の変位によって, 建物の損傷を生じない。基礎の残留変形によって, 建物の使用性や機能性, 耐久性に支障を生じない。	基礎部材に構造上の補修・補強を必要とするような損傷が生じない。	上部構造や基礎の耐久性に有害な残留変形を生じない。
使用限界状態	基礎の変形によって, 建物の使用性や機能性, 耐久性に支障を生じない。	基礎部材の耐久性に支障が生じない。	上部構造の使用性, 機能性や耐久性に障害を生じるような過大な沈下・変形を生じない。

表 3.2.1-4 建築基礎における直接基礎の要求性能 (日本建築学会 2001)

性能レベル (限界状態)	性能内容		
	基礎構造全体の性能 (上部構造への影響に関する性能)	個々の基礎に関する性能	
		基礎部材に関する性能	地盤の強度・変形に関する性能
終局限界状態	地盤および基礎の破壊あるいは過大な変位・変形の影響によって, 上部構造が破壊しない。建物が転倒しない。	基礎部材が脆性的な破壊を生じない。また, 変形性能の限界に達して, 耐力低下を生じない。	地盤が崩壊しない。直接基礎全体が鉛直支持性能を喪失しない。
損傷限界状態	基礎の変位・変形の影響によって, 上部構造に構造上の補修・補強を必要とするような損傷が生じない。過大な傾斜を生じない。	基礎部材に構造上の補修, 補強を必要とするような損傷が生じない。	過大な変形が生じない。
使用限界状態	基礎の変位・変形の影響によって, 上部構造が使用性・耐久性に支障を生じない。	耐久性に支障が生じない。有害なひび割れが生じない。	使用上有害な地盤の変形が生じない。

表 3. 2. 1-5 建築基礎における杭基礎の要求性能 (日本建築学会 2001)

性能レベル (限界状態)	性能内容		
	基礎構造全体の性能 (上部構造への影響に関する性能)	個々の基礎に関する性能	
		基礎部材に関する性能	地盤の強度・変形に関する性能
終局限界状態	杭基礎の破壊または変位によって、上部構造が破壊しない。また、上部構造が転倒しない。	基礎部材が脆性的な破壊を生じない。また、変形性能の限界に達して、急激な耐力低下を生じない。	敷地地盤全体の安定性が失われない。また、杭基礎に作用する荷重が地盤から定まる杭基礎全体の最大抵抗力に達しない。
損傷限界状態	杭の変位によって、上部構造に構造上の補修、補強を必要とするような損傷が生じない。	基礎部材に構造上の補修、補強を必要とするような損傷が生じない。	残留変位が小さい。繰返し荷重による変位の増加が小さい。
使用限界状態	杭の変位によって、上部構造の使用性、耐久性に支障が生じない。	基礎部材の耐久性に支障が生じない。	

(2) 道路橋の保有すべき耐震性能 (日本道路協会 2002)

橋の重要度を表 3. 2. 1-6 に示すように A 種の橋と B 種の橋に分け、それぞれの橋に対する目標とする橋の耐震性能を表 3. 2. 1-7 としている。耐震性能は、耐震設計上の安全性、耐震設計上の供用性、短期的および長期的耐震設計上の修復性の観点から、表 3. 2. 1-8 に示す 3 種類としている。いずれにおいても、人命を損なう恐れのある落橋を免れることが要求され、耐震設計で想定していない挙動や地盤の破壊等により構造系の破壊が生じて上部構造の落下を防止するよう配慮することとしている。

表 3. 2. 1-6 道路橋の重要度の区分 (日本道路協会 2002)

橋の重要度の区分	対象となる橋
A 種の橋	下記以外の橋
B 種の橋	・高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋 ・都道府県道、市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等からとくに重要な橋

表 3. 2. 1-7 設計地震動と目標とする道路橋の耐震性能 (日本道路協会 2002)

設計地震動		A 種の橋	B 種の橋
レベル 1 地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能 1)	
レベル 2 地震動	タイプ I の地震動 (プレート境界型の大規模な地震)	地震による損傷が橋として致命的とならない性能 (耐震性能 3)	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能が回復や速やかに行い得る性能 (耐震性能 2)
	タイプ II の地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)		

表 3. 2. 1-8 道路橋における耐震性能の観点 (日本道路協会 2002)

橋の耐震性能	耐震設計上の安全性	耐震設計上の供用性	耐震設計上の修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能 1: 地震によって橋としての健全性を損なわない性能	落橋に対する安全性を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確認する	機能回復のための修復を必要としない	軽微な修復でよい
耐震性能 2: 地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能	落橋に対する安全性を確保する	地震後橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が急復旧で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である
耐震性能 3: 地震による損傷が橋として致命的とならない性能	落橋に対する安全性を確保する	-	-	-

(3) 鉄道高架橋の保有すべき耐震性能 (鉄道総合技術研究所 1999)

重要度の高い構造物を表 3. 2. 1-9 に示すように定義し、表 3. 2. 1-10 に示すように L1 地震動 (レベル 1 地震動相当) に対しては耐震性能 I を、L2 地震動 (レベル 2 地震動相当) に対しては重要度の高い構造物は耐震性能 II を、その他の構造物は耐震性能 III を満足することとしている。それぞれの耐震性能は、表 3. 2. 1-11 に示す通りであるが、ラーメン高架橋に対しては、上層梁・地中梁、その他の梁、柱について表 3. 2. 1-12 に示す損傷レベルと、基礎の安定レベルについて表 3. 2. 1-13 に示す安定性のレベルを示し、表 3. 2. 1-14 に示すように具体的な制限値を示している。

表 3. 2. 1-9 鉄道構造物における重要度 (鉄道総合技術研究所 1999)

重要度の高い構造物	その他
・新幹線鉄道および大都市旅客鉄道の構造物 (ピーク時間あたり片道の計画平均断面輸送量が概ね 1 万人を越える線区、計画輸送量の多い線区) ・開削トンネル等被害が生じた場合の復旧が困難な構造物	左記以外

表 3. 2. 1-10 鉄道構造物における満足すべき耐震性能 (鉄道総合技術研究所 1999)

地震動レベル	重要度の高い構造物	その他
L1 地震動	耐震性能 I	
L2 地震動	耐震性能 II	耐震性能 III

表 3. 2. 1-11 鉄道構造物における耐震性能 (鉄道総合技術研究所 1999)

耐震性能	内容
耐震性能 I	地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない。
耐震性能 II	地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる。
耐震性能 III	地震によって構造物全体系が崩壊しない。

表 3. 2. 1-12 鉄道橋および高架橋における部材の損傷レベル (鉄道総合技術研究所 1999)

損傷レベル	内容
損傷レベル 1	無損傷
損傷レベル 2	場合によっては補修が必要な損傷
損傷レベル 3	補修が必要な損傷
損傷レベル 4	補修が必要で、場合によっては部材の取替えが必要な損傷

表 3.2.1-13 鉄道橋および高架橋における基礎の安定レベル (鉄道総合技術研究所 1999)

安定レベル	内容
安定レベル1	無損傷 (作用荷重が降伏支持力以下)
安定レベル2	場合によっては補修が必要な損傷
安定レベル3	補修が必要で、場合によっては補強や構造物の矯正等が必要な損傷

表 3.2.1-14 鉄道におけるラーメン高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの制限値の目安 (鉄道総合技術研究所 1999)

構造物		耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ
部材の損傷レベル	上層梁・地中梁	1	2	3
	その他の梁	1	3	4
	柱	1	3	3
基礎の安定レベル		1	2	3

3.2.2 地震動の設定

被害事例分析を行うに当たり、それぞれの地点の地震動は重要な要素である。そこで、ここでは図 3.2.2-1 に示す工学的基盤における最大加速度分布 (杉戸 1996) を统一的に参考にすることとした。

この他に、地表面の水平最大加速度記録が記載されている文献を調査した。表 3.2.2-1 に、そのリストを示す。必要な場合には、これらの記録を参考にすることとしたが、実際には今回用いていない。

地盤地表面の揺れは、気象庁震度階によっても示すことが考えられる。この地震における震度 7 の地域は内陸部にあり、沿岸地域や人工島では震度階が内陸部より相対的に低くなっている。これは、詳細は 3.3 節で述べるが、沿岸地域で液状化が生じたために、地表での応答値が低下したためと考えられる。したがって、これらの値をそのまま用いると、低い地震動レベルでしか評価してないような誤解を招く恐れがあるので、统一的に参考にする地震力としては工学的基盤における最大加速度を用いることとした。

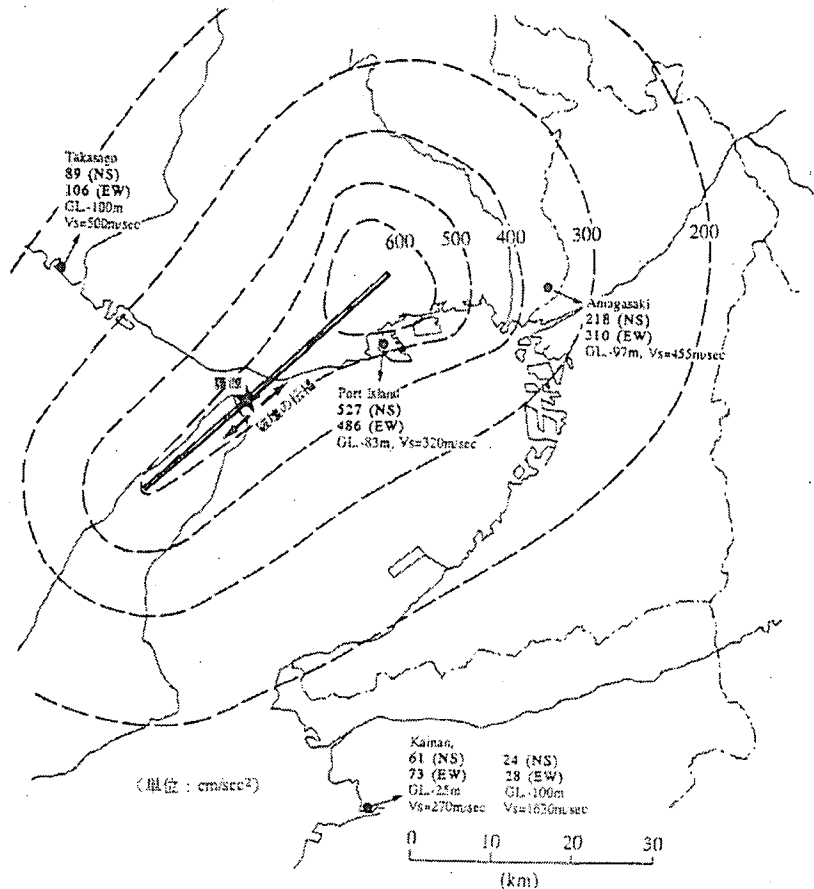


図 3.2.2-1 1995 年兵庫県南部地震の工学的基盤における最大加速度分布推定値 (杉戸 1996)

表 3. 2. 2-1 地表最大加速度記録が掲載されている文献リスト

文献調査ポイント：地表面での水平最大加速度記録が記載されているものを中心に収集
執筆等の機関名は執筆当時の名称である

整理番号	公表・発行時期	機関	表題	執筆者	備考
1	1995.07.17	日経コンストラクション	土木が遭遇した阪神大震災		関西地震観測研究協議会、運輸省、気象庁、JR西日本計12箇所の最大加速度
2	1997.10.22	土木学会地震工学委員会 地震荷重研究小委員会	レベル2地震動と設計地震荷重の課題		地震波①→アレー観測による基礎の水平最大加速度4箇所、出所不明 地震波②→最大速度、大阪ガス
3	1996.03.25	日経コンストラクション	地震に強い土木 巨大地震に打ち勝つ最新技術マニュアル		震度分布、変位分布
4	1997.03	土木技術資料	兵庫県南部地震による砂防関係施設の被害と耐震性	青木義光・綱木亮介・門間敬一・小山内信智(建設省)、石川芳治(京都府立大学)	推定最大水平加速度分布
5	1997.03	土木技術資料	兵庫県南部地震により被災した道路土構造物の事例解析	松尾修・塚田幸広・堤達也・宮武裕昭・斎藤由紀子(建設省)	推定最大加速度
6	1995.10	基礎工	阪神・淡路大震災と地盤	岩崎好規(大阪土質試験所)	関西地震観測研究協議会 計10箇所の加速度、速度、変位(NS,EW,UD成分) 気象庁、大阪市、関西電力、大阪ガス、JR西日本、関西地震観測研究協議会他最大加速度分布
7	1995.10	基礎工	兵庫県南部地震の地震と地震動	土岐憲三・澤田純男(京都大学)、後藤洋三・江尻謙嗣(大林組)	最大加速度分布
8	1995.10	基礎工	港湾施設の基礎の調査報告	高橋邦夫・菊地喜昭(運輸省)	第三港湾建設局 計11箇所の広域(近畿、中国、四国地方)な最大加速度(NS,EW,UD成分) 一部構造物でのデータあり
9	1995.09	土木学会第50回 年次学術講演会	兵庫県南部地震における最大加速度分布	田中紀和・孫利民・後藤洋三(大林組)	関西地震観測研究協議会、JR、気象庁、大林組他 最大加速度のコンターマップ
10	1995.04	土木学会誌	兵庫県南部地震による港湾施設等の被害	上部達生(運輸省)	整理番号8と同じ(1箇所追加されている)データ
11	1995.06	土と基礎	阪神域の地盤構成と平成7年兵庫県南部地震による地震記録	岩崎好規(大阪土質試験所)	関西地震観測研究協議会 計10箇所の加速度、速度(NS成分)
12	1995.03	土と基礎	阪神域の地震環境と兵庫県南部地震における強震動記録	岩崎好規(大阪土質試験所)	気象庁、大阪市、関西電力、大阪ガス、JR西日本、関西地震観測研究協議会 最大水平加速度分布 計34箇所
13	1995.06	土木学会誌	地震動と被害特性	高田至郎・沖村孝・李騰雁(神戸大学)	関西地震観測研究協議会 10、関西電力 8、建築研究所(建物内) 7、神戸海洋気象台 1、大阪ガス 14、JR(広域) 26、建設省 2、竹中工務店 1、松村組 1 合計70箇所の最大加速度値
14	1995.09	土木学会誌	兵庫県南部地震の震源特性と地盤震動特性	土岐憲三・澤田純男(京都大学)、後藤洋三・江尻謙嗣(大林組)	関西地震観測研究協議会、強震観測事業推進連絡会議(科学技術庁 強震速報No.46)最大水平加速度分布
15	1995.07	第30回土質工学研究発表会	平成7年兵庫県南部地震による関西地震観測研究協議会の観測記録	土岐憲三・入倉孝次郎(京都大学)、岩崎好規・香川敬生(大阪土質試験所)	関西地震観測研究協議会 10箇所の速度波形(NS,EW,UD成分)
16	1996.03	電力土木(No.262)	兵庫県南部地震の種々の地盤における地震動特性	澤田義博・佐藤清隆(電力中央研究所)	神戸海洋気象台、関西地震観測研究協議会、関西電力、JR 他 計11箇所の最大加速度、速度値
17	1995.07	第30回土質工学研究発表会	阪神大震災において震源近傍で観測された波形の検討	田居優・赤沢隆士(大阪土質試験所)	神戸海洋気象台 1箇所の加速度波形、関西地震観測研究協議会 1箇所の加速度波形
18	1995.12	兵庫県南部地震 道路橋災害対策委員会	兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書	岩崎敏男(財建技研、元土研所長)、家村・大西・亀田・土岐(京大)、池田(横国大)、片山・藤野(東大)、川島(東工大)、佐伯(本四)	関西地震観測研究協議会、建設省、港湾技術研究所、気象庁、阪神高速道路公団、JR西日本、大阪ガス、神戸市 計51箇所の最大加速度値
19	1996.04	(財)鉄道総合技術研究所 鉄道総研報告	兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書		JR 78箇所(広域)、ユレダス(JR) 13箇所(広域)、関西地震観測研究協議会 12箇所、その他41箇所(広域) 合計144箇所の最大加速度値
20	1995.02	(財)電力中央研究所 電力中央研究所報告	1995年兵庫県南部地震被害調査速報		最大加速度、最大速度分布(東大地震研 頼頼助教授)
21	1995.02.28	清水建設株式会社 技術研究所	1995年兵庫県南部地震 調査報告書		最大加速度、最大速度分布(東大地震研 頼頼助教授) 気象庁、建築研究所、港湾技術研究所、JR、関西地震観測研究協議会、関西電力、竹中工務店、大林組、松村組の最大加速度
22	1996.03	(社)地震工学学会 阪神大震災調査委員会	阪神・淡路大震災調査報告書(解説編)	岩崎好規(大阪土質試験所)	最大水平加速度分布(強震記録数、記録公開に関するコメントあり)
23	-	インターネット上	兵庫県南部地震で観測された地表の最大加速度		東大地震研究所

3.2.3 液状化判定方法

3.2.3.1 目的

被害事例分析を行うに当たり、地盤の液状化しやすさの程度を定量的に求めることを目的に、被害地点における液状化判定を実施した。液状化抵抗は、地盤が密になるほど大きくなるが、このような地盤の密度の状態を定量的に表現する指標として、ここでは液状化判定より求められた液状化に対する抵抗率 F_L 値と、これを地盤の深度方向に積分し地盤としての液状化しやすさを示す P_L 値を用いた。

道路橋示方書（道路協会 2002）によれば、 F_L 値および P_L 値は以下のように計算される。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (3.2.3-1)$$

ここに、 R ：動的せん断強度比

L ：地震時せん断応力比

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5x) dx \quad (3.2.3-2)$$

ここに、 x ：地表面からの深さ (m)

3.2.3.2 液状化判定の方法

液状化判定は、平成 14 年版道路橋示方書（日本道路協会 2002）に基づいて行った。

以下に、ここで用いた基本的な判定方法を示す。構造物によっては、判定方法が若干異なる場合もあるが、このような場合には、異なる部分について、それぞれの構造物ごとに判定方法を示した。

(1) 液状化の判定を行う砂質土層および地盤定数の設定

液状化対象土は道路橋示方書の規定にもとづき選定したが、塑性指数 I_p のデータがないものについては細粒分含有率 $FC < 35\%$ を液状化判定対象土層とした。この際、液状化判定に必要な地盤定数は、基本的にそれぞれの構造物ごとに集めた土質柱状図に基づき設定した。ただし、液状化判定に用いる粒度試験結果などのデータが入手できない場合には、表 3.2.3-1 に示す阪神地域における土質定数の標準値（若松，沼田 2001）より、ボーリング柱状図に記載されている土質名より入力データを推定した。

表 3.2.3-1 阪神地域における土質定数の標準値（若松，沼田 2001）

No.	ボーリング柱状図に記載されている土質名	地下水位以深の密度 ρ_t (g/cm^3)	地下水位以浅の密度 ρ_t (g/cm^3)	平均粒径 D_{50} (mm)	細粒分含有率 FC (%)
1	玉石	2.1	1.9	5	5
2	玉石混じり礫，玉石混じり砂礫，礫，砂礫	2.1	1.9	2	10
3	礫混じり粗砂	2.1	1.9	1	10
4	礫混じり砂，礫混じり中砂	1.95	1.75	1	15
5	粗砂	1.9	1.7	0.5	15
6	砂	1.9	1.7	0.3	15
7	細砂，微細砂	1.9	1.7	0.3	20
8	シルト混じり砂礫，粘土混じり砂礫	1.9	1.7	1.5	20
9	シルト混じり砂，シルト混じり細砂，粘土混じり砂，粘土質砂	1.9	1.7	0.2	30
10	シルト質砂，シルト質細砂，シルト質粗砂	1.85	1.65	0.15	45
11	礫混じりシルト，砂混じりシルト，砂質シルト，砂質粘土，砂混じり粘土	1.75	1.55	0.05	60
12	シルト	1.7	1.5	0.02	80
13	シルト質粘土，粘土，粘性土	1.6	1.5	0.005	95

(2) 設計水平震度

道路橋示方書では、レベル2地震動に対する設計震度しか規定されていないが、ここではレベル1地震動およびレベル2地震動に対する F_L をそれぞれ求めるため、設計水平震度を以下に示すように設定した。なお、ここでは地震動のタイプを内陸直下型とタイプIIとした。

(a) レベル1地震動相当の評価

レベル1地震動相当に対する液状化判定では、地震時せん断応力比 L を求める震度 k_s を平成2年版道路橋示方書（日本道路協会 1990）を参考に設定した。ここでは、地域別補正係数、地盤別補正係数、重要度別補正係を、それぞれ地震の良く生じる地域、Ⅲ種地盤、重要度の高い構造物として、 $c_2=1.0$ 、 $c_G=1.2$ 、 $c_I=1.0$ とした。すなわち、レベル1地震動相当に対する水平震度を、 $k_s=0.18$ と設定した。この水平震度を平成14年版道路橋示方書のタイプIIの地震動の水平震度にかえて入力した。その他の点は、次に示すレベル2地震動の設定と同じである。つまり、レベル2地震動の設定時の水平震度のみを0.18として求めた。

(b) レベル2地震動相当の評価

平成14年版道路橋示方書（日本道路協会 2002）の判定方法にしたがった。地震動としては内陸直下型のタイプII地震動、地域別補正係数を $c_2=1.0$ 、Ⅲ種地盤とし、 $k_{hg}=0.6$ と設定した。また、液状化強度 R の地震動タイプによる補正係数 c_w もタイプIIの地震動の式を用いた。

(3) 締固め改良地盤における K_0 増加を考慮した液状化判定

締固めによる改良地盤が1995年兵庫県南部地震のような大規模地震時において被害が少なくなかったことが報告されている（Yasuda et al. 1996）。従来まで、締固め改良地盤の液状化の評価は、締固め改良によるN値の増加を密度の増加として評価されることが多いが（例えば、地盤工学会 1994）、これだけでは前述の兵庫県南部地震で被害が少なかったことが説明できない。締固め改良地盤の評価は通常杭間のN値により評価されているが、杭間において砂杭打設後には静止土圧係数 K_0 が増加していることが確認されており、締固め改良地盤における液状化強度は、密度の増加に加え、 K_0 の増加、さらには杭間と杭心で構成される複合地盤としての効果などがあることから、通常のN値から求められる液状化強度よりも大きな抵抗を有している可能性が指摘されている（原田、石田 1999）。

K_0 の増加による液状化抵抗について、原田ら（2001）は、標準土層貫入試験および K_0 を変化させた中空繰返しねじり試験により、締固め改良地盤でのN値、液状化抵抗に及ぼす K_0 の影響について検討し、 K_0 の増加を考慮した締固め改良地盤の液状化抵抗の評価手法を提案している。

ここでは、 K_0 の増加を考慮した締固め改良地盤の液状化強度の評価として、以下に示す手法（原田ら 2001, 2002）を用いた。

締固めによる改良地盤は、図3.2.3-1（打戻し式SCP工法と静的締固め砂杭工法のデータ）に示すように砂杭打設後の杭間において K_0 が増加した状態にあるので、その液状化強度は同じN値であっても自然堆積地盤のそれと異なる（図3.2.3-2）。したがって、自然堆積地盤を対象に得られているN値と液状化強度の関係に基づいて得られる改良後のN値に見合う液状化強度を静止土圧係数の増加による影響を補正して評価する必要がある。この関係を示すと式(3.2.3-1)のようになり、係数 α は静止土圧係数の増加による割り増し係数、係数 β はダブルカウントの影響を考慮した低減係数となる。

$$R_L(\text{改良地盤}) = \alpha \cdot \beta \cdot R_L(\text{自然地盤}) \quad (3.2.3-1)$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{1+2K_0}{3}\right)_{K_0:\text{事後}(=0.8\sim 1.0)}}{\left(\frac{1+2K_0}{3}\right)_{K_0:\text{事前}(=0.5)}} \quad (3.2.3-2)$$

ここに、 α ： K_0 増加による割増係数

β ：ダブルカウントによる低減係数

図3.2.3-1より、 K_0 の増加はばらつきが大きい概ね改良率に依存する傾向がある。ここでは、設計的に評価するものとして安全側に設定し図中の設計ラインを締固めによる改良地盤の K_0 の増加値とした。これに基づいて式(3.2.3-2)に示す係数 α を設定できる。また、ダブルカウントによる影響、すなわち K_0 の増加効果を α として液状化強度を割り増した分、N値が K_0 の増加によって大きく見積もられている部分であるが、これを係数 β として図3.2.3-3に示す。 β は図3.2.3-2に示した実験値から α を用いて計算したものである。これによると、

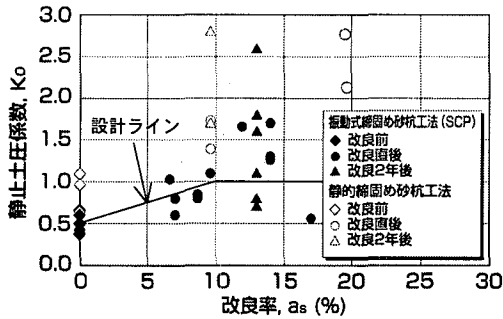


図 3. 2. 3-1 静止土圧係数と改良率の関係

低減係数 β は N 値の関数として設定できる。

これらの係数を用いることによって式(3.2.3-1)から締固め改良地盤の液状化強度の評価が可能となる。

しかしながら、上記の手法は限られたデータから求められたものであり、また、細粒分を含んだ地盤についての適用性については未解明である。

また、実際の地盤は、締固めによる締まった砂杭とその周辺の杭間地盤で構成された複合地盤であり、このような複合地盤を考慮した評価方法はここでは考えていない。一般に、複合地盤を考えた場合、杭間では杭心に近づくほど液状化抵抗が大きくなると想定されるが、岡村ら(岡村, 石原 2002)によると、静的締固めにより改良された地盤から採取した凍結試料を用いた繰返し三軸試験の結果、杭心からの距離に応じて液状化強度が減少するわけではなく、平面的にもランダム分布を持っていることが指摘されており、締固め改良地盤の物性評価についても今後の検討を有すると考えられる。さらに、岡村ら(岡村, 石原 2002)は、静的締固め改良地盤から採取した凍結試料の飽和度は、杭心で 70~75%程度、杭間中央部でも 79~82%程度と低く、これにより締固め改良地盤の液状化抵抗が高められている可能性があることを指摘している。締固め改良地盤の液状化強度の評価法については、密度増加に加え、 K_0 の増加、さらには飽和度の低下等が考えられ、今後のさらなる研究が望まれる。

3.2.4 液状化状況の評価方法

検討対象地盤が実際の地震によりどの程度液状化したかを知ることは難しい。ここでは、液状化により発生する噴砂噴水の程度が、液状化の程度を表すものと仮定し、液状化の程度を噴砂噴水の状況より示すこととした。

噴砂噴水の状況は、航空写真より得られた噴砂噴水の分布より判断した。判別に用いたデータは、地震による液状化などを航空写真により明らかにした「1995年兵庫県南部地震液状化、地盤変位及び地盤条件」(Hamada et al. 1995)を用いた。判別は、まず、地形的に沿岸部の液状化が生じる可能性が高いと考えられる地域(a~d)と、内陸部の液状化の生じる可能性の低い地域(z)に分けた。沿岸地域として、「1995年兵庫県南部地震液状化、地盤変位及び地盤条件」(Hamada et al. 1995)に示される地盤変位調査区域を用いた。名神高速道路は、これに示される範囲よりさらに内陸部となり河川を横切る箇所も存在するが、液状化による噴砂噴水のデータが乏しく、存在しても確実度が不明確であること、これらを考慮しても噴砂噴水が確認された地点はまばらであることから、上記範囲外としここではzの地域とした。

液状化の生じる可能性のある地域においては、zに加え、噴砂噴水の状況より以下のa~dに判別した。

- (a) 対象構造物周辺で、極めて大量な噴砂噴水(半径 100m 程度の範囲内の半分以上で噴砂噴水が分布)が確認された。
- (b) 対象構造物周辺で、大量の噴砂噴水(半径 100m 程度の範囲内の 2~5 割程度で噴砂噴水が分布)が確認された。
- (c) 対象構造物周辺で、噴砂噴水(半径 100m 程度の範囲内の 2 割程度以下で噴砂噴水が分布)が確認された。
- (d) 対象構造物の周辺半径 100m 程度の範囲では噴砂噴水が確認されなかった。
- (z) 内陸部の地域で噴砂噴水がほとんど確認されなかった。

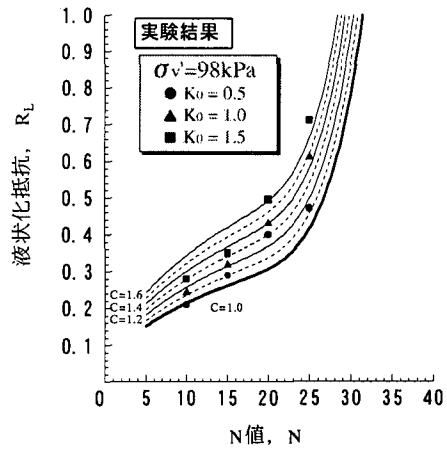


図 3. 2. 3-2 液状化抵抗とN値の関係

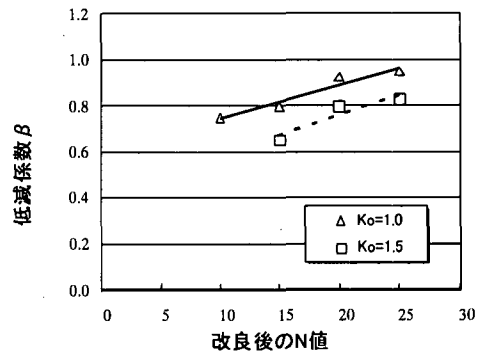


図 3. 2. 3-3 低減係数 β と改良後の N 値の関係

ここで、噴砂噴水の分布面積を5割と2割としたのは、1964年新潟地震と1995年兵庫県南部地震の液状化発生面積率と微地形との研究（若松ら 1999）より、液状化の可能性の程度が極大の場合には、液状化発生面積率が20%程度以上であるとされていること、加えてここでは、半径 100m 程度の極めて限定された範囲であることから、さらに面積率の大きい5割を用いた。ここで、5割以上というのは、対象地点周辺の全面が噴砂噴水に覆われたといった感覚に合うものと想定した。

なお、構造物がある場合は、構造物部分には噴砂噴水が分布しないことになるので、対象範囲から構造物部分の面積を除き判別した。また、護岸近傍では地盤の流動化が多数認められたが、噴砂噴水が認められない場合が多かった。このような部分では、周辺の状態を参考に判別した。

以上のように判別を行ったため、構造物直下で地盤改良されているような場合も周囲で噴砂噴水が認められると液状化が生じた地盤となること、Hamada et al.のデータは実際には噴砂噴水により泥水が地表に流出した分布を示しているため厳密には噴砂の分布より広範囲となること、逆に、内陸部のビルが密集している地域や高架橋などがある地域では地表そのものが航空写真からは撮影できないので、液状化が生じていても液状化がないと判別されてしまうといった問題が含まれていることに注意する必要がある。

3.3 建築

3.3.1 調査方法

3.3.1.1 建築物基礎被害事例および地盤データの収集

阪神・淡路大震災調査報告建築編-4(阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 1998)には、1995年兵庫県南部地震による基礎の被害の有無、建物の不同沈下、およびこれに伴う傾斜などが確認されている建物に関する合計264件の情報が一覧表にまとめられている。この他にも、各種報告書や論文中に建物の基礎構造の被害事例が多数報告されている。しかしながら、建物名、所在地については、非公表であり文献中には一切記載されていない。このため、文献に記載されている近隣の状況、建物の写真、建物の用途・形状・階数などを手がかりにして、住宅地図、地震当時の航空写真などにより所在地を調査した。その結果、液状化状況の調査や敷地付近のボーリングデータを用いた液状化判定を実施するために必要な地理的な位置が突き止められた建物約160件を対象として、下記の情報を整理しデータベースを作成した。検討対象建物の位置を図3.2.1-1に示す。なお、収集した事例は、①上部構造が大破したものの、②上部構造が中破したもののうち目視で全体傾斜が認められるもの、③基礎に被害を生じたか被害を生じていると推定されるもの、④敷地内で地盤変状が見られるもの、のいずれかに該当する建物である。したがって、上部構造および基礎構造共に、全数調査に基づくデータより被害率が高くなる傾向があることに留意する必要がある。

建物サイトおよび近傍の地盤データは、報告書や論文に掲載されているボーリング柱状図や神戸市のジオデータベースシステム、神戸JIBANKUN(神戸の地盤研究会 1999)から収集した。

(1) 建築物概要

- ・物件名
- ・所在地
- ・用途
- ・建築年
- ・構造形式
- ・建築面積・延べ床面積
- ・地上・地下階数
- ・高さ
- ・アスペクト比
- ・基礎深さ
- ・基礎形式
- ・杭施工法
- ・杭種
- ・杭径・杭長

(2) 建物被害の状況

- ・上部構造被害ランク(なし・中破未満・中破・大破)
- ・建物相対沈下の有無・沈下量
- ・建物傾斜の有無・最大傾斜量
- ・建物水平移動の有無
- ・基礎被害の有無
- ・基礎の被害状況の概要
- ・杭頭被害の有無と状況
- ・杭中間部被害状況と深度

(3) サイト条件

- ・建物敷地またはその近傍での地盤データ
- ・気象庁震度階
- ・工学的基礎における最大加速度レベル(杉戸 1996)
- ・微地形区分
- ・海や河川護岸からの距離

3.3.1.2 液状化状況の調査

前節3.2.4に記載されている基準に従い、文献中に記載されている建物敷地内および周辺部の噴砂の状況、地震直後に実施した現地踏査時の記録、および濱田らによる地盤変状図 (Hamada et al. 1995) を参考に液状化の程度を、a, b, c, d, zの5つに区分した。

3.3.2 地盤の液状化しやすさの指標の評価

液状化発生が構造物被害に及ぼす影響を評価するためには、地盤の液状化しやすさの指標を見出すことは重要な課題である。ここでは、実際に地震時に生じた液状化の影響の状況と、液状化抵抗に関係すると考えられる、道路橋示方書 (日本道路協会 2002) における液状化検討対象層の最小 N 値、最小 F_L 値、推定液状化層上面の深度、推定液状化層厚、液状化指数 P_L 値についてどのような指標が実際の液状化の程度と相関性を得られるかについて検討を行う。

図3.3.2-1に、液状化検討対象層の最小 N 値のヒストグラムを液状化の影響の程度別に示す。図中には、累積相対度数を折れ線で示した。大規模な噴砂を生じたaとbの地盤では、95%以上で最小 N 値が10以下の地盤であったことがわかる。一方、数は少ないが、最小 N 値が21以上の地盤では、液状化程度はdまたはzにしかならず、GL-20m以浅で N 値が20以下となるような層が存在しない場合は、レベル2地震動を受けても地表に噴砂噴水を伴うような液状化が生じない可能性がある。

図3.3.2-2にレベル1、レベル2地震動に対する最小 F_L 値のヒストグラムを示す。激しい噴砂を生じたaおよびbでは、レベル1地震動に対する最小 F_L の約80~85%が1以下であり、90%以上が1.2以下であった。一方、噴砂が確認されなかったdやzに対しては、約75~85%が F_L が1以上の地盤であった。レベル2地震動に対して求めた F_L においては、aおよびbに対して約95%以上が0.4以下であり、cでは約90%が0.6以下であった。一方、液状化が認められなかったdやzにおいても、最小 F_L は大半が1以下である。これは、地表面に液状化の痕跡が現れていなくても部分的には地盤内で液状化が生じていたとも考えられるが、レベル2地震動に対して求められる F_L 値は安全側過ぎる結果を与える可能性があることを示唆して

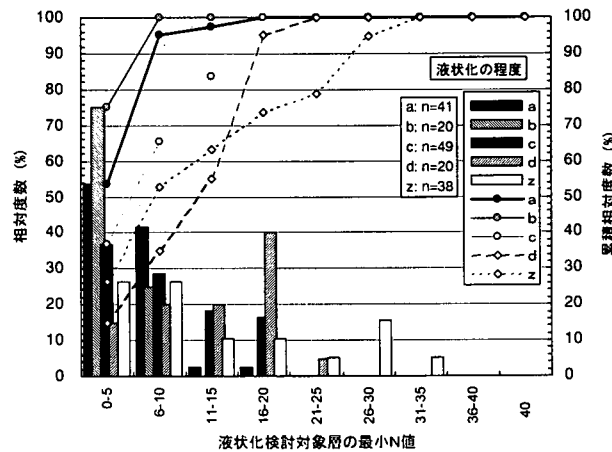


図3.3.2-1 液状化検討対象層の最小 N 値のヒストグラム

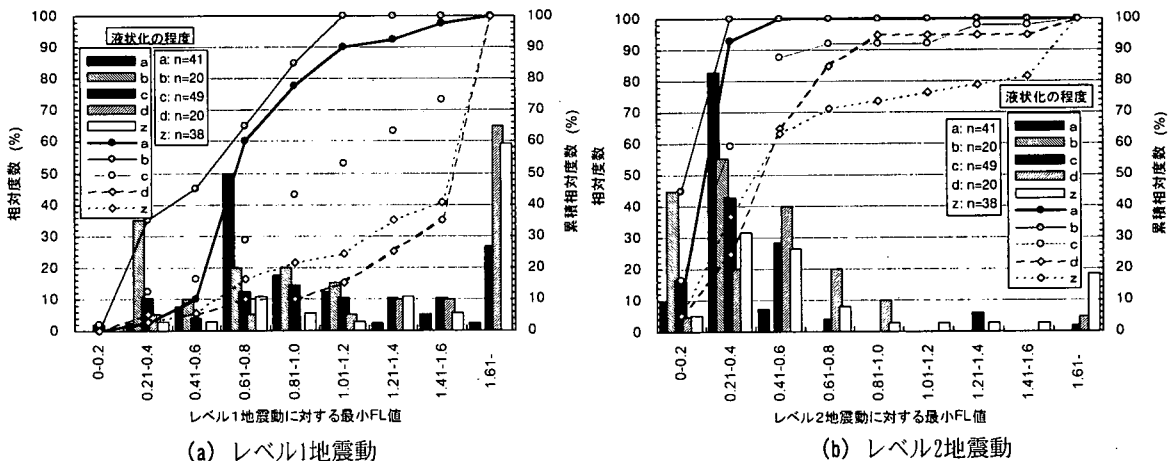


図3.3.2-2 レベル1、レベル2地震動に対する最小 F_L 値のヒストグラム

いる。

図3. 3. 2-3にレベル2地震動に対する液状化層上面深度 ($F_L \leq 1$ となる層の上面の深度) のヒストグラムを示す。レベル1地震動に対しては、深度20mまでの全層にわたって F_L が1.0以下とならないものが多く、液状化層を求めることができない場合が多かったので、レベル2地震動に対して求めた結果のみを示す。レベル2地震動で液状化が発生するという予測結果となった地点のうち90%以上の地点の液状化層上面深度がGL-10m以浅で、約10%がGL-2m以浅であることがわかるが、a~zに対して顕著な傾向は認められない。

図3. 3. 2-4にレベル2地震動に対する液状化層厚のヒストグラムを示す。図3. 3. 2-3と同様の理由により、レベル2地震

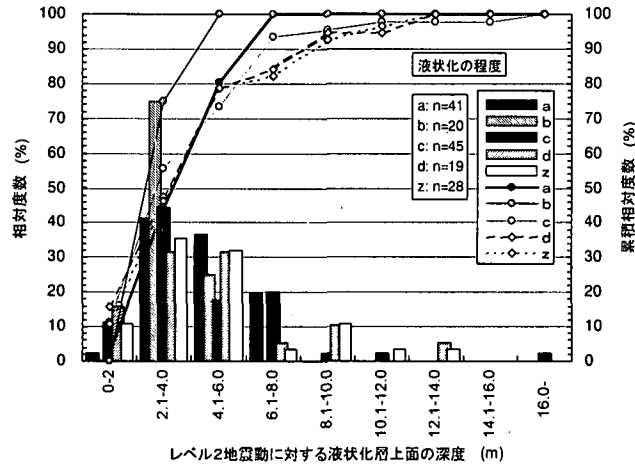


図3. 3. 2-3 レベル2地震動に対する液状化層上面深度のヒストグラム

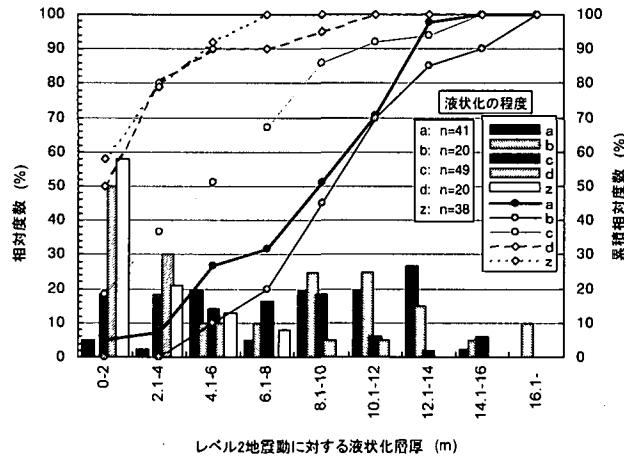


図3. 3. 2-4 レベル2地震動に対する推定液状化層厚のヒストグラム

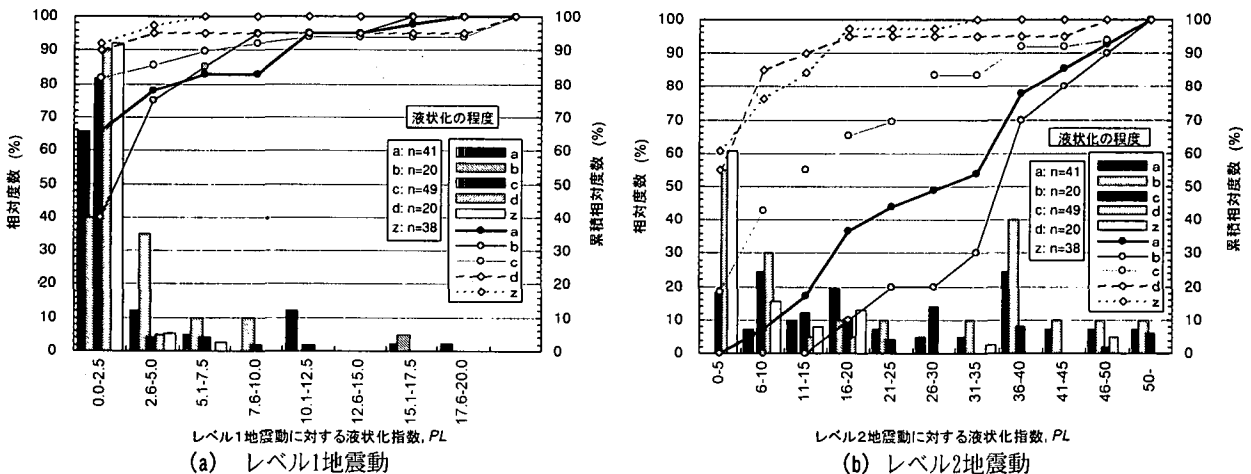


図3. 3. 2-5 レベル1, レベル2地震動に対する P_L 値のヒストグラム

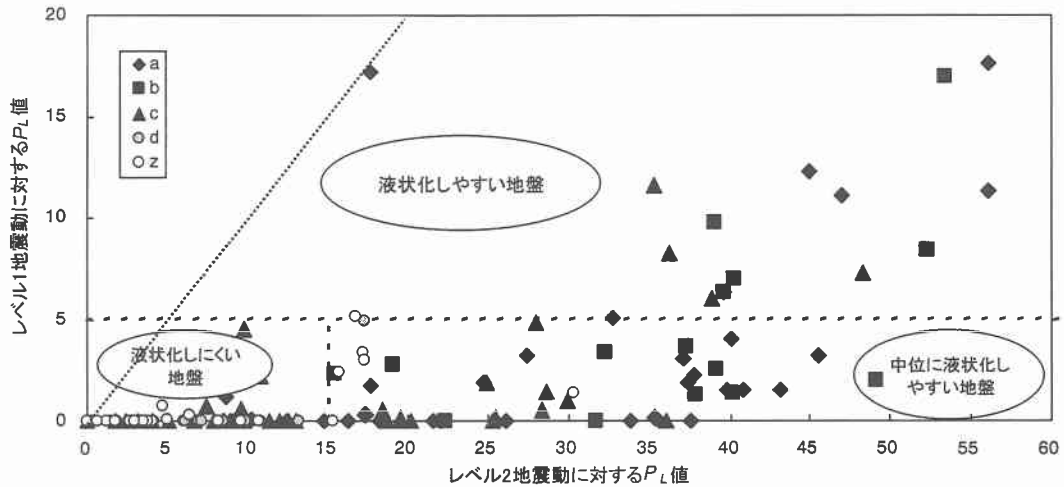


図3.3.2-6 レベル1地震動で求めた P_L とレベル2地震動で求めた P_L の関係

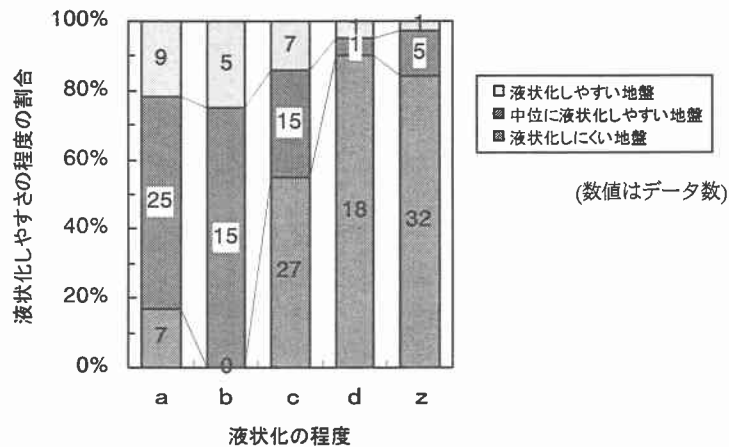


図3.3.2-7 液状化の程度ごとの地盤の液状化しやすい割合

動に対してのみ頻度分布を求めた。aおよびbに区分された地点の90%以上で、 F_L が1以下となる液状化層厚が4m以上あったことがわかる。一方、dやzの地点に対しては、50%以上の地点で液状化層厚が2m以下で、90%が6m以下である。このように、図3.3.2-2に示した最小 F_L 値が地表での液状化状況を判断する上である程度有効な指標になると考えられるが、これとともに液状化層厚も有効な指標となりそうである。次に、これらの両方を考慮した指標である液状化指数 P_L 値と液状化の影響の程度との相関について検討を行う。

図3.3.2-5にレベル1、レベル2地震動に対する P_L 値のヒストグラムを示す。図3.3.2-5(a)より、dやzでは90%以上が $P_L \leq 2.5$ であり、 $P_L > 5$ のものはzで1点、dで特異値と考えられる1点の合計2点のみで0%に近い。aおよびbは、 $P_L > 5$ のものが約25%あり、かなり緩い層が厚く存在していたものと考えられる。このように、 $P_L \leq 5$ では、a~zが混在しているが、かなり緩い層が厚く存在していると考えられる $P_L > 5$ ではa~cにほぼ限られ、レベル1地震動で求められる $P_L=5$ 程度が液状化しやすい非常に緩い地盤の P_L 値の指標となる可能性がある。

図3.3.2-5(b)より、液状化の激しかったaおよびbは、85%以上が $P_L > 15$ であり、dやzでは85%以上が $P_L \leq 15$ である。したがって、液状化がほとんど生じないような密な地盤の上限は、レベル2地震動で求められる $P_L=15$ 程度がひとつの指標となる。

図3.3.2-6にレベル1地震動で求めた P_L とレベル2地震動で求めた P_L の関係を示す。液状化しやすいの指標として、レベル1地震動で求めた P_L が5以下の地盤を液状化しやすい地盤、レベル2地震動で求めた P_L が15以下の地盤を液状化しにくい地盤、それ以外のものを中程度に液状化しやすい地盤と定義することにした。図中にこれらの境界を点線で示した。液状化しやすいゾーンでは、a~cのみが分布し、液状化しにくいゾーンではdとzの大部分が分布していることがわかる。

図3.3.2-7は、それぞれのゾーンの比率を分かり易く示すために、液状化の程度毎に液状化しやすい割合を示したものである。aおよびbでは、ほとんどが液状化しやすいか、中程度に液状化しやすい地盤であり、dやzではほとんどが液状化しにくい地盤であったことがわかる。以上より、aにおいては液状化しにくいと定義される地盤が15%程度、dやz

においても液状化しやすい、または、中程度に液状化しやすいと定義される地盤が10~15%存在することも無視できないが、液状化の程度を地表面に顕著な液状化の影響が発生するか否かで判断する場合、地盤の液状化しやすさを定義する指標として図3.3.2-6中の境界線が実際の液状化程度を良く表しているといえる。

3.3.3 地盤沈下に対する検討

地震時の地盤沈下の原因は、液状化による圧密や流動のほかに、地震動による揺すり込み、断層運動による地殻変動などが考えられるが、激しい液状化が発生した場合は、上記の中で液状化による沈下量が最も大きいと考えられる。そこで地盤沈下量と推定液状化層厚および P_L 値の関係を調べた。その結果を図3.3.3-1、図3.3.3-2に示す。図3.3.2-3、図3.3.2-4と同じ理由により、図3.3.3-1、図3.3.3-2にはレベル2地震動に対する液状化層厚、 P_L 値のみ示した。大局的には液状化層厚が厚いほど、または P_L が大きいほど沈下量が大きくなる傾向があるが、明瞭な相関関係は認められず、液状化層厚や P_L が大きくても沈下量が小さい地点が多数存在する。ここで示した地盤沈下量は、水準測量に基づく値ではなく、建物敷地内の不動点と思われる地点に対する相対沈下量であることから厳密な考察はできない。しかし上記の原因の一つとして以下のことが考えられる。兵庫県南部地震では埋立て材料に使用された礫を多く含むマサ土が液状化したことが知られている。このようなマサ土が卓越する土層は、一般の砂質土に比べて液状化しても過大な変形が生じないことが実験でも確かめられており、このことが P_L や液状化層厚が大きい地点でも地盤沈下が小さく抑えられていたとも推定される。

1995年兵庫県南部地震では、ケーソン護岸が海に向かって大きく移動したためその背後地盤で液状化による流動が発生し液状化地盤が海中に流れ出し水際部の地盤が大きく沈下した。このことから、海岸や河川からの距離と地盤沈下量との関係を液状化の程度別に整理した。その結果を図3.3.3-3に示す。図より、地盤沈下が発生した地点はa~cの液状化の発生が確認された地点である。また、海岸や河川からの距離に注目すると、地盤沈下が発生したのは、その距離が500m程度以内であり、特に数10m以内の範囲では100cm以上の大きな地盤沈下が発生している。

一方、地盤移動（地盤の水平変位）の有無と海や川からの距離の関係を、液状化の程度別に整理した。その結果を図

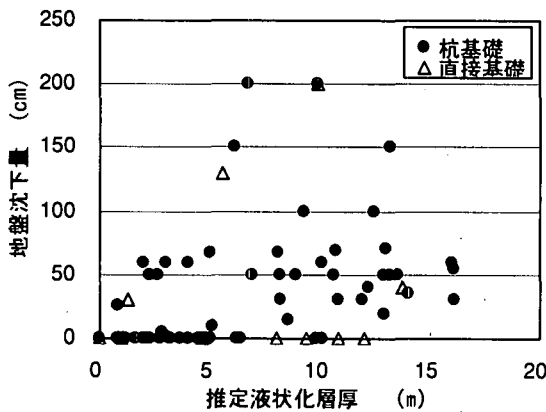


図3.3.3-1 地盤沈下量とレベル2地震動に対する推定液状化層厚の関係

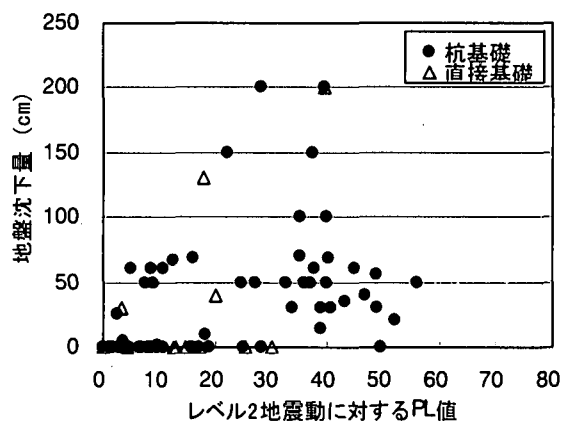


図3.3.3-2 地盤沈下量とレベル2地震動に対する P_L 値の関係

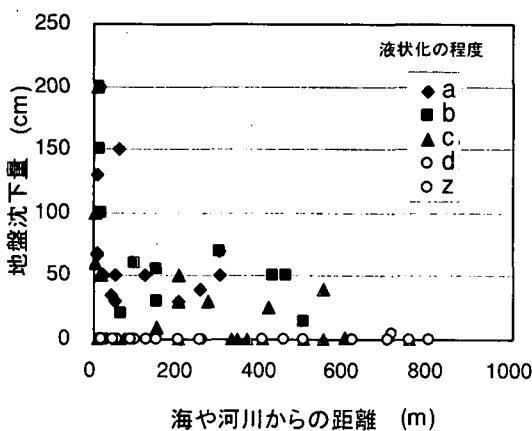


図3.3.3-3 地盤沈下量と水際線からの距離の関係

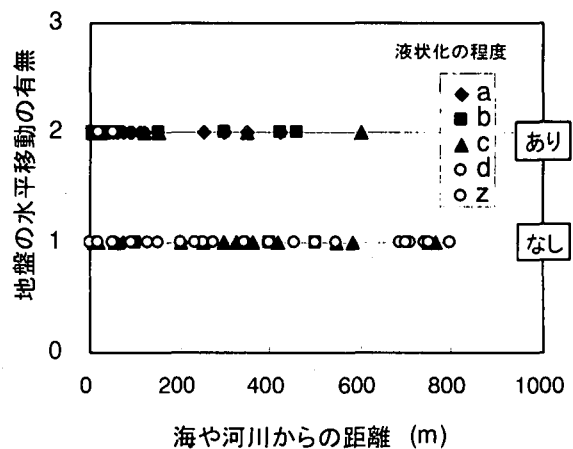


図3.3.3-4 地盤移動の有無と水際線からの距離

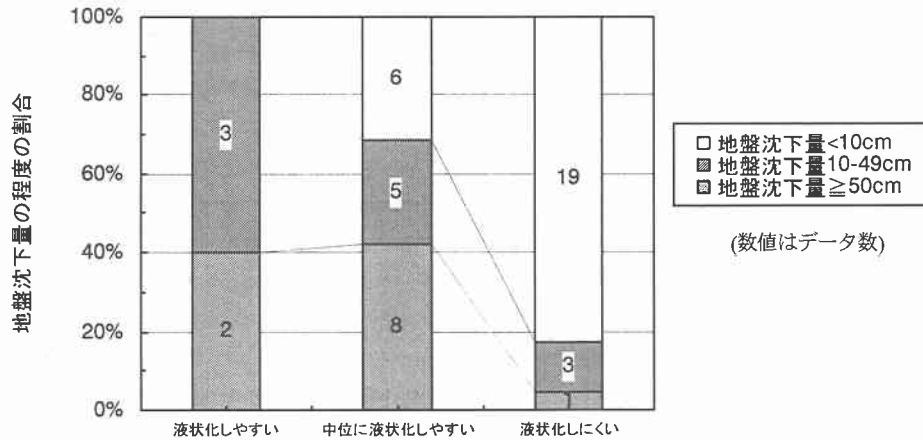


図3. 3. 3-5 P_L 値に基づく液状化しやすさと地盤沈下量

3. 3. 3-4に示す。液状化が発生しなかったdとz地点では4地点を除いて地盤変位は報告されていない。これに対してaとbの地点の大部分の地点で地盤の水平変位が観察されており、これらの地点は水際線からの距離がおおむね500m以内にあり地盤沈下が発生した範囲とほぼ一致している。

以上のことから、本研究で分析を行った建築物被害事例調査地点での顕著な地盤沈下の原因は、液状化による側方流動の影響が大きいと推察される。

図3. 3. 3-5は、図3. 3. 3-4のデータの中から水際線からの距離100m未満のものを除き、前に定義した P_L 値に基づく「液状化しやすい」「中程度に液状化しやすい」「液状化しにくい」に対して、地盤沈下量の程度の割合を示したものである。液状化しやすい地盤ほど沈下量が大きく、液状化しにくい地盤では10cmを超える沈下が発生した割合はごくわずかであることから、 P_L 値に基づく「液状化しやすい」「中程度に液状化しやすい」「液状化しにくい」は液状化後の圧密による地盤沈下量に対しても有効な指標になりうるということがわかる。

3. 3. 4 建物被害に関する検討

構造物の基礎被害の原因として、a) 上部構造の過大な慣性力(過小な杭耐力)、b) 地層ごとの地盤変位差(振動変位)、c) 基礎地盤の液状化による支持力の低下、d) 液状化による地盤反力の低下とそれに伴う杭の変形・応力の変化、e) 液状化などによる地盤変状、f) 断層による地盤変位、などが挙げられる。兵庫県南部地震ではこれらの原因が複合して多くの構造物基礎に被害を生じたと推定されるが、上記の諸要因が建物被害に及ぼした影響の程度を推定するために、液状化の程度、地盤の液状化しやすさおよび地震動の強さとの関係を検討した。

図3. 3. 4-1(a), (b)に液状化の程度と基礎被害の有無の関係を示す。直接基礎、杭基礎共に液状化の程度がcからaへと激しくなるほど、基礎に被害を受けた割合が多くなっている。液状化の影響が共に認められなかったdとz地点を比較すると、対象とする建物の周囲100m以内では液状化の影響が確認されなかったが周辺では液状化が確認されている地点d

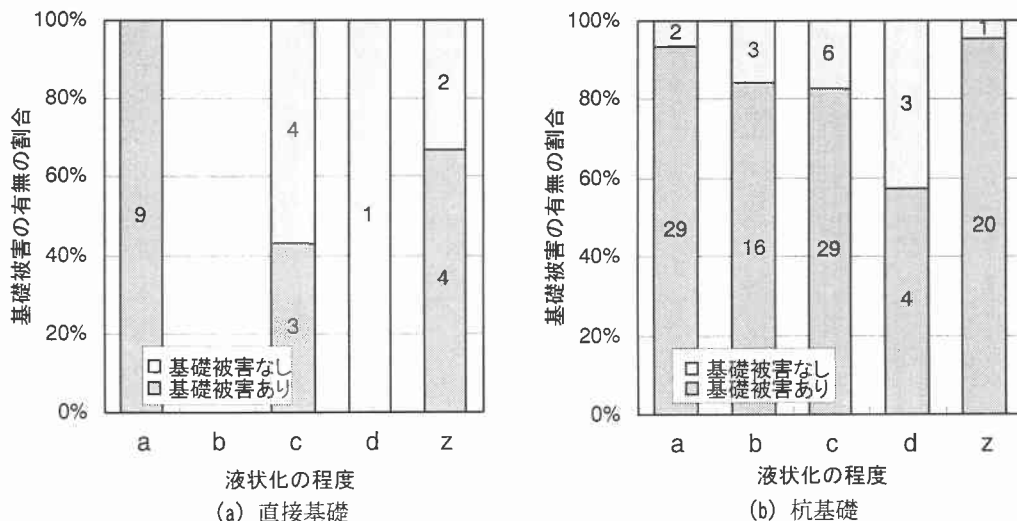


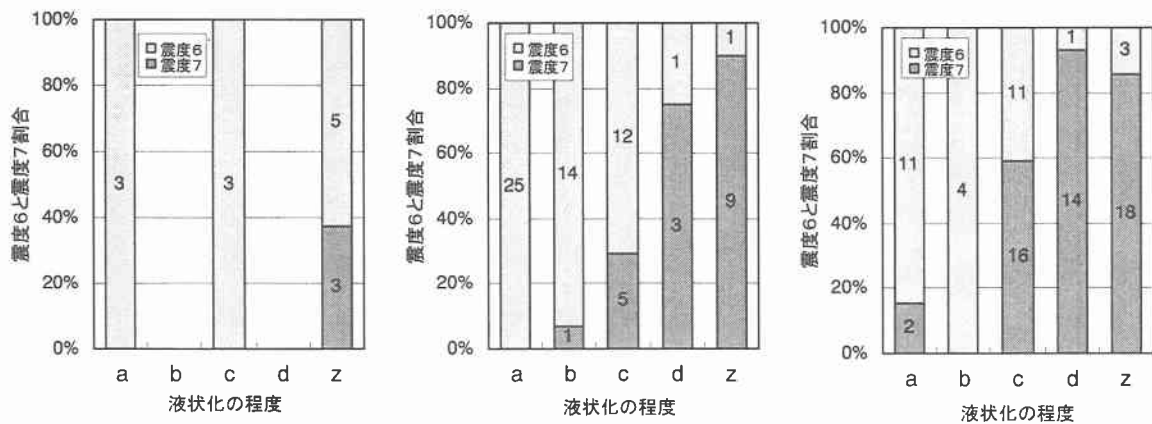
図3. 3. 4-1 液状化の程度と基礎被害の有無

より、周辺でも液状化の影響がほとんど確認されていないzの方が、基礎に被害を受けた割合が高くなっている。この原因として、液状化による地盤の非線形挙動がなかったためにz地点の地震動がa～d地点に比べて強く、上部構造の過大な慣性力が基礎に作用したり、また地盤の振動変位によって杭基礎が被害を受けたことが考えられる。

上記のことを検証するために、液状化の程度と気象庁震度階、基盤地震動のレベルの推定値(杉戸 1996)との関係を検討した。その結果を図3. 3. 4-2に示す。液状化の影響の程度が激しかったaとbの地点では、基盤地震動のレベルに関わらず震度6が大部分を占めており、逆に液状化の痕跡が確認されなかったdとz地点では基盤地震動のレベルに影響され、基盤地震動が大きいほど震度7の占める割合が大きくなっている。このことは、aとbの地点では液状化の発生によって表層地盤が顕著な非線形挙動を示し地表での地震動の増幅が抑えられたが、液状化の影響が少なかったdとz地点では基盤地震動のレベルに応じた地震動の強さが地表で観測されたことを示唆しており、兵庫県南部地震の被害事例にも、いわゆる「液状化地盤の免震効果」が明瞭に現れたと言える。

以上より地表の地震動を考える時、液状化しない地盤では基盤の地震動に合わせて大きな地震動を考えなくてはならず、想定を超えるような地震動も十分に起こりうることになる。一方、液状化を生じるような地盤ではある程度以上の地震動に対しては地表の揺れは最大でも震度6程度にしかならないことを意味している。

図3. 3. 4-3は液状化の程度と上部構造の被害レベルの関係を示したものである。ここで、上部構造の被害レベルは、日本建築学会近畿支部兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会(1996)が作成し建設会社、設計事務所、官公庁等に対して配布した調査票に基づくものであり、判定の定義は明確にされていないが基礎構造を含む建物全体の被災度ではな



(a) 基盤地震動 400-500cm/s² (b) 基盤地震動500-600 cm/s² (c) 基盤地震動 600 cm/s²以上

図3. 3. 4-2 基盤地震動のレベル別にみた液状化の程度と気象庁震度階の関係

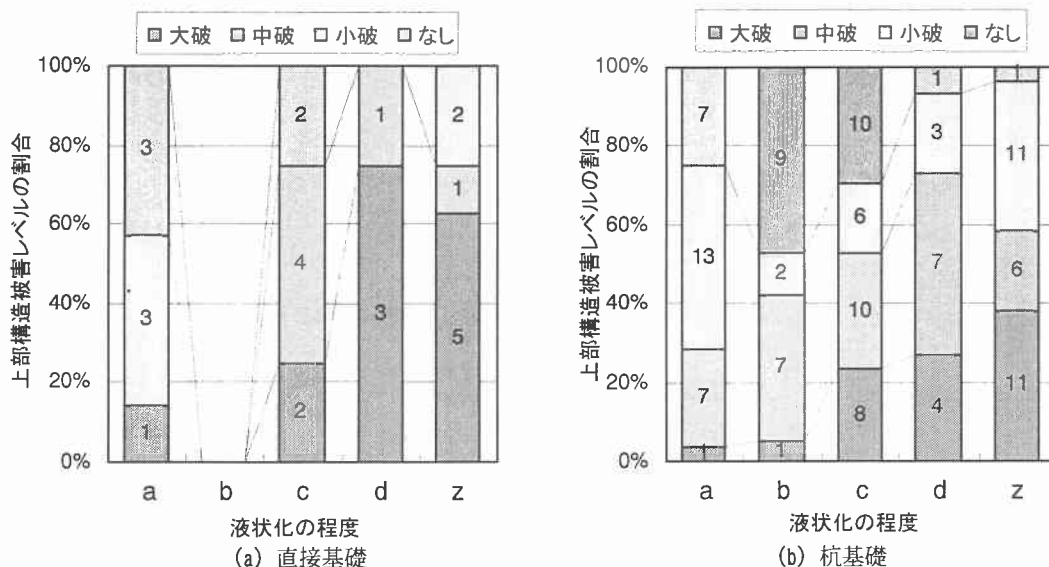


図3. 3. 4-3 液状化の程度と上部構造の被害レベルの関係

く、上部構造の被害に限定している。直接基礎、杭基礎共に液状化の程度が激しくなるに従って上部構造の大破の占める割合が少なくなっており、液状化の発生により地震動の増幅が抑えられる免震効果の影響が上部構造の被害にも認められる。この効果は特に直接基礎で顕著である。

図3.3.4-4は、図3.3.2-6で定義した P_L 値による地盤の液状化しやすさと上部構造の被害レベルの関係を示す。図3.3.4-3において直接基礎と杭基礎ではそれほど大きな違いが認められなかったため、図3.3.4-4では両者をまとめて示した。液状化しやすい地盤（ゆるい地盤）では、基盤での地震動レベルに関わらず上部構造が大破した建物はないが、液状化しにくい地盤（密な地盤）では、この範囲の地震動レベルにおいては基盤での地震動レベルに関わらず大破がある程度の割合を占めている。中位に液状化しやすい地盤（中密な地盤）でも大破が認められるものの、その割合は液状化しにくい地盤に比べてかなり少なくなっている。

図3.3.4-5に基盤地震動のレベル別に見た地盤の液状化しやすさと気象庁震度の関係を示す。液状化しやすい地盤（緩い地盤）では、基盤地震動 600cm^2 の高い地震動レベルでも震度6であるのに対して、液状化しにくい地盤（密な地盤）では、基盤地震動レベルが高いほど地表で震度7の占める割合が多くなっている。中位に液状化しやすい地盤（中密な地盤）でもデータ数が少ない基盤地震動 $400\text{--}500\text{cm}^2$ を除くと、基盤地震動のレベルに応じて震度7の地点がある程度の割合を占めているが、液状化しにくい地盤に比べてかなり少ない割合になっている。

図3.3.4-6に基盤地震動のレベル別に見た地盤の液状化しやすさと基礎被害の有無の関係を示す。図(a)~(c)中、液状化しやすい地盤（緩い地盤）では、基盤地震動レベルが高いほど基礎に被害を受けた建物の割合が多くなっている。これに対して、液状化しにくい地盤（密な地盤）では、基盤地震動レベルが高いほど基礎に被害を受けた建物の割合が少なくなっている。また、同じ基盤地震動レベルの範囲内で比較すると、図(c)の 600cm^2 以上では液状化しやすい地盤ほど

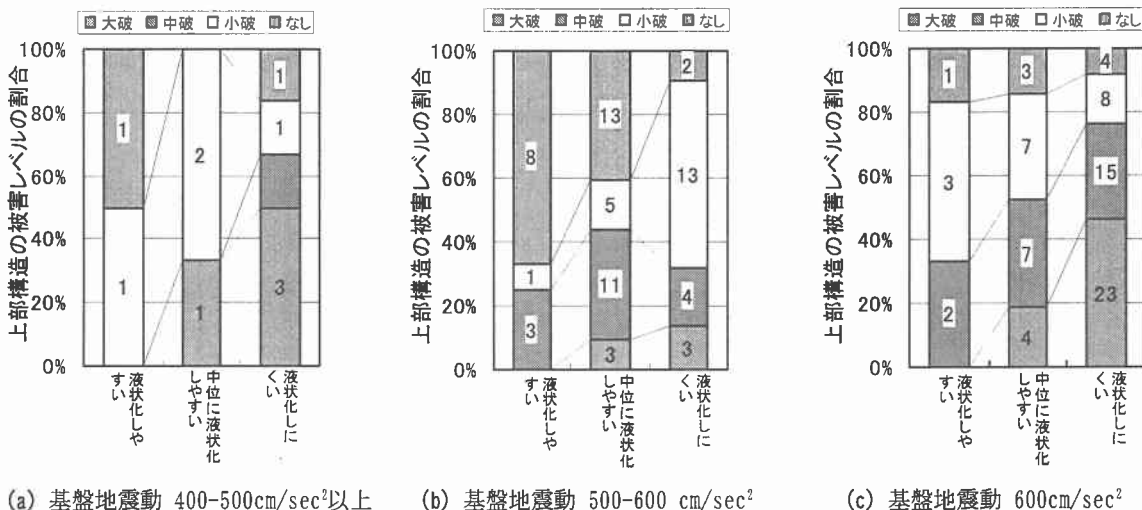


図3.3.4-4 基盤地震動のレベル別に見た地盤の液状化しやすさと上部構造の被害レベルの関係

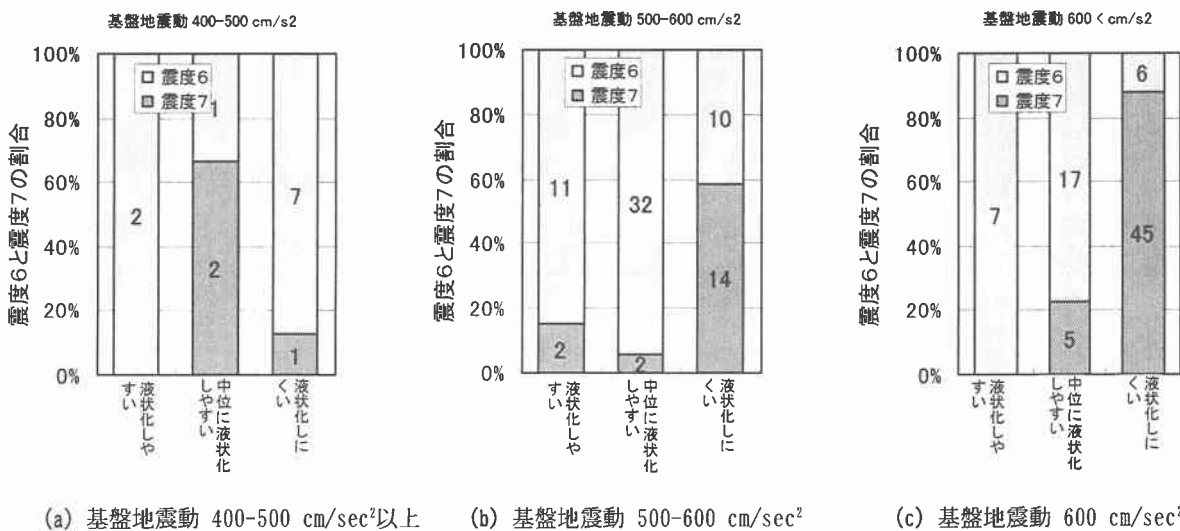


図3.3.4-5 基盤地震動のレベル別に見た地盤の液状化しやすさと気象庁震度の関係

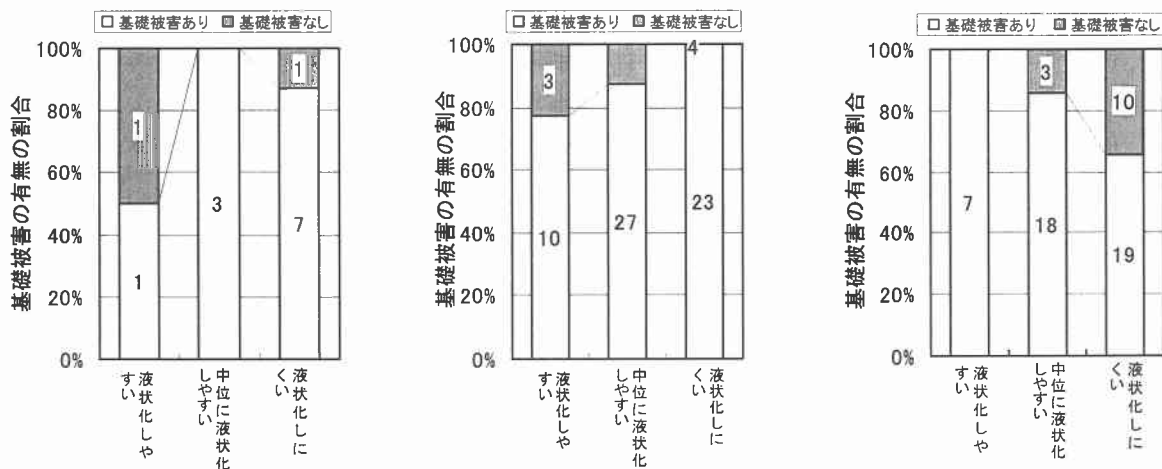
基礎に被害を受けた建物の割合が多いのに対して、図(a)(b)の600cm/sec²以下では液状化しにくい地盤の方が基礎に被害を受けた建物の割合が多くなっている。

以上の傾向は、一般に予想されるものとは逆な傾向である。そこで、液状化の程度についても図3.3.4-6と同様な図を作成した。その結果を図3.3.4-7に示す。この図でも、aとbの激しい液状化が発生した緩い地盤では、基礎地震動レベルが高いほど基礎に被害を受けた建物の割合が多くなっており、dとzの液状化しなかった地盤(密な地盤)では、基礎地震動レベルが高いほど基礎に被害を受けた建物の割合が少なくなっている。

本分析に用いたデータは、3.3.1.1で述べたように、全数調査に基づくものではなく、ほとんどが上部構造に何らかの被害が生じたか、基礎に何らかの被害が生じたか、建物全体で沈下が生じたものである。したがって、全体的に被害率が高くなる傾向を持ち、ここでの比較も建築物に何らかの被害が生じた母数の中で、どのような要因に起因しているかの割合を求めていることになる。そこで、基礎地震動が600cm/s²以上と高い地域における液状化しにくい地盤と、噴砂が認められなかった地盤の事例のみ取りあげ、基礎の被害の有無と上部構造の被害レベルとの関係を検討した。その結果を、図3.3.4-8と図3.3.4-9にそれぞれ示す。データ数が十分ではないが、図3.3.4-8を見ると、基礎地震動600cm/s²以上で液状化しにくい地盤のうちで、基礎に被害がなかった構造物は、70%が上部構造が大破しており、中破も含めると80%で大きな損傷を受けている。一方、基礎被害のあった構造物の上部構造は、50%が小破以下であった。

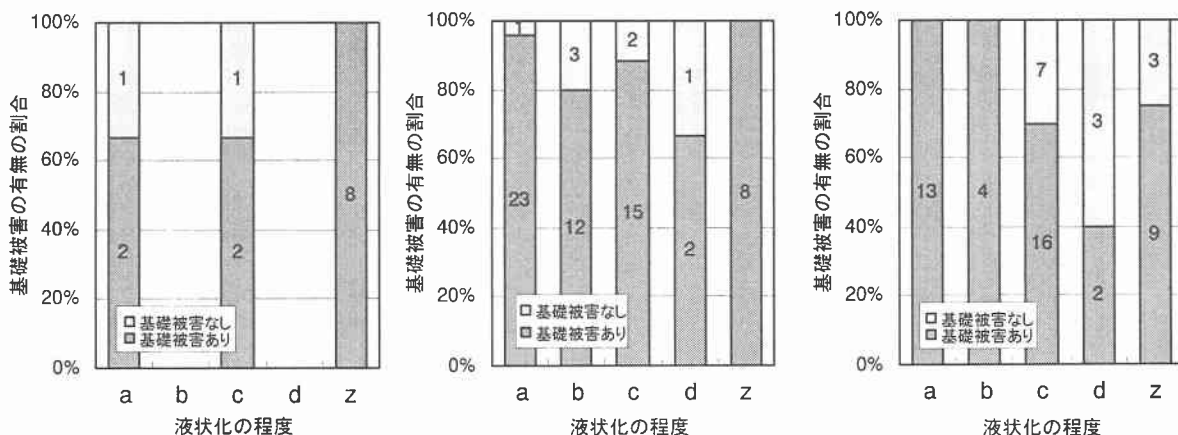
上述の傾向は、図3.3.4-9についても同様であり、基礎地震動が600cm/s²以上で、液状化の程度がdまたはzの地域では、基礎被害なしとなった建物のうち、全数で上部構造に被害があり、83%が大破であった。一方、基礎被害があった建物の上部構造は、55%が小破以下の被害であった。

以上のことから、基礎地震動が大きかった地域における液状化しにくい地盤や噴砂が認められなかった地盤では、上



(a) 基礎地震動 400-500 cm/sec²以上 (b) 基礎地震動 500-600 cm/sec² (c) 基礎地震動 600 cm/sec²

図 3.3.4-6 基礎地震動のレベル別に見た地盤の液状化しやすさと基礎被害の有無の関係



(a) 基礎地震動 400-500 cm/sec²以上 (b) 基礎地震動 500-600 cm/sec² (c) 基礎地震動 600 cm/sec²

図 3.3.4-7 基礎地震動のレベル別に見た地盤の液状化の程度と基礎被害の有無の関係

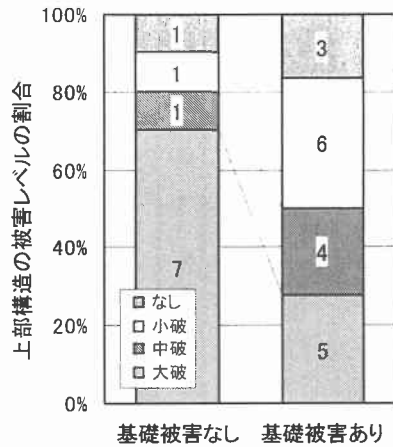


図 3.3.4-8 基盤地震動 600cm/sec^2 以上の地域で液状化しにくい地盤における基礎被害の有無と上部構造の被害レベルの関係

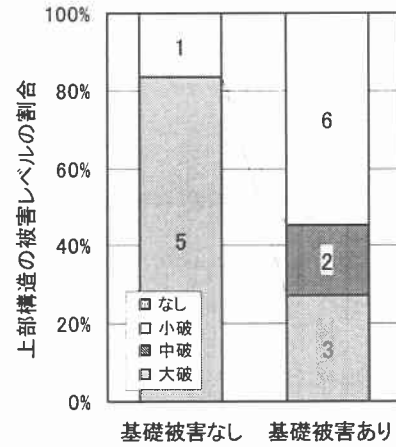


図 3.3.4-9 基盤地震動 600cm/sec^2 以上の地域で液状化しなかった地盤 (d, z) における基礎被害の有無と上部構造の被害レベルの関係

部構造の破壊により上部構造からの慣性力が低下し、このために基礎の負担が軽減し基礎の被害が少なくなったものと考えられる。

3.3.5 まとめ

1995年兵庫県南部地震による神戸市、芦屋市、西宮市における建築基礎被害および無被害事例の統計的分析から、以下のことが明らかになった。

- (1) 地表面における噴砂の発生程度から評価した液状化の程度と液状化指数 P_L は相関が高く、レベル2地震動で求めた P_L が15以下であればレベル2地震動を受けても液状化の程度は相当に低い結果となった。
- (2) レベル1地震動で求めた P_L が5以上の地盤を液状化しやすい地盤、レベル2地震動で求めた P_L が15以下の地盤を液状化しにくい地盤、それ以外のものを中程度に液状化しやすい(しにくい)地盤と定義し、これらの値を指標として、地表での液状化の影響の程度を評価できる可能性がある。
- (3) 液状化による顕著な地盤沈下が発生した地域は、地盤移動が発生した地域と概ね一致しており、その範囲は水際線から500m程度の距離内にある。護岸からの距離が100m以内では、50cmを超える大きな沈下が観察されている。
- (4) 液状化による流動の影響が顕著な範囲を護岸からの距離が100m以内と仮定し、100m以内の地点を除いて地盤沈下量と P_L 値によって定義した地盤の液状化しやすさの関係を整理すると、液状化しやすい地盤ほど大きな地盤沈下が発生する傾向が認められ、 P_L 値による地盤の液状化しやすさは液状化による圧密沈下量ともよい相関が認められる。
- (5) 液状化の影響が認められた地域では、液状化の程度が大きくなるほど、直接基礎、杭基礎共に基礎に被害を受けた建物の割合が多くなっている。これに対して、液状化の影響が全く認められなかった地域でも液状化の影響が顕著であった地域と同程度の割合で基礎に被害を生じているが、この原因は液状化以外の、強い地震動によって基礎が被害を受けたと推定される。
- (6) 液状化の程度と、気象庁震度階級および推定基盤地震動のレベルとの関係の検討結果から、液状化の程度が顕著であった地点では液状化の発生によって表層地盤が顕著な非線形挙動を示し地表での地震動の増幅が抑えられたが、液状化の影響がほとんどなかった地点では基盤地震動のレベルに応じた地震動の強さが地表で観測されたことが裏付けられた。
- (7) 液状化の程度が高いほど、また液状化しやすい地盤(緩い地盤)ほど、上部構造が大破した建物の割合は少なくなっており、液状化の発生による地盤の非線形化に伴う免震効果により構造物の致命的な被害を低減したと考えられる。
- (8) 液状化しやすい地盤(緩い地盤)では、基盤地震動レベルが高いほど基礎に被害を受けた建物の割合が多く、液状化しにくい地盤(密な地盤)では、基盤地震動レベルが高いほど基礎に被害を受けた建物の割合が少なくなっている。基盤地震動が大きかった地域における液状化しにくい地盤では、上部構造の破壊により上部構造からの慣性力が低下し、このために基礎の負担が軽減し基礎の被害が少なくなったと考えられる。

3.4 道路橋

3.4.1 はじめに

1995年兵庫県南部地震において道路橋の上部構造および橋脚の被災を受けた状況を図3.4.1-1に示している(松井1996)。これらの路線のうち阪神高速道路5号湾岸線は、阪神間の臨海埋立地を東西に連結する高速道路である。各埋立て地の地盤は、上層から埋立て層、沖積粘土・砂層、洪積砂層粘土層、洪積の砂礫層である。損傷の原因として、主要地震動時の地盤変位が損傷の主要因のひとつであり、さらに埋立て層の液状化とそれに伴う地盤の側方流動が損傷を助長したと推察されている(南条, 安田 1999)。阪神高速道路3号神戸線は、兵庫県域で高架橋の落橋や橋却の倒壊・傾斜などの被害が発生した。そのため地中部の基礎構造物についても被災が危惧されたが、調査結果では比較的軽微で収まった。神戸線は、国道や市道の上を走っており、これらの道路のアスファルト舗装の表面にひびわれや若干の沈下は見られたが、湾岸線の周辺地盤で見られたような液状化の明確な痕跡はみられず、神戸線の地盤変位は軽微であるといえる(林ら 1996)。

震度7の激震地区から離れた名神高速道路・中国自動車道にも多くの被害が生じた。唯一落橋したのは斜角を有するRC床版連続橋でロッキング橋脚であった。損傷は固定橋脚のせん断破壊が主であった。ただし基礎は健全であった(多久和 1996)。

これらの路線の基礎形式の約80%は杭基礎であり、そのほとんどが大口径の鉄筋コンクリート場所打ち杭である(松井 1996)。そこで支配的な場所打ち杭の被害と地盤の液状化の程度を調査した。その結果から地盤の液状化の程度が、構造物基礎の損傷また、その上部構造(橋脚工)の損傷に及ぼした関係についてまとめた。

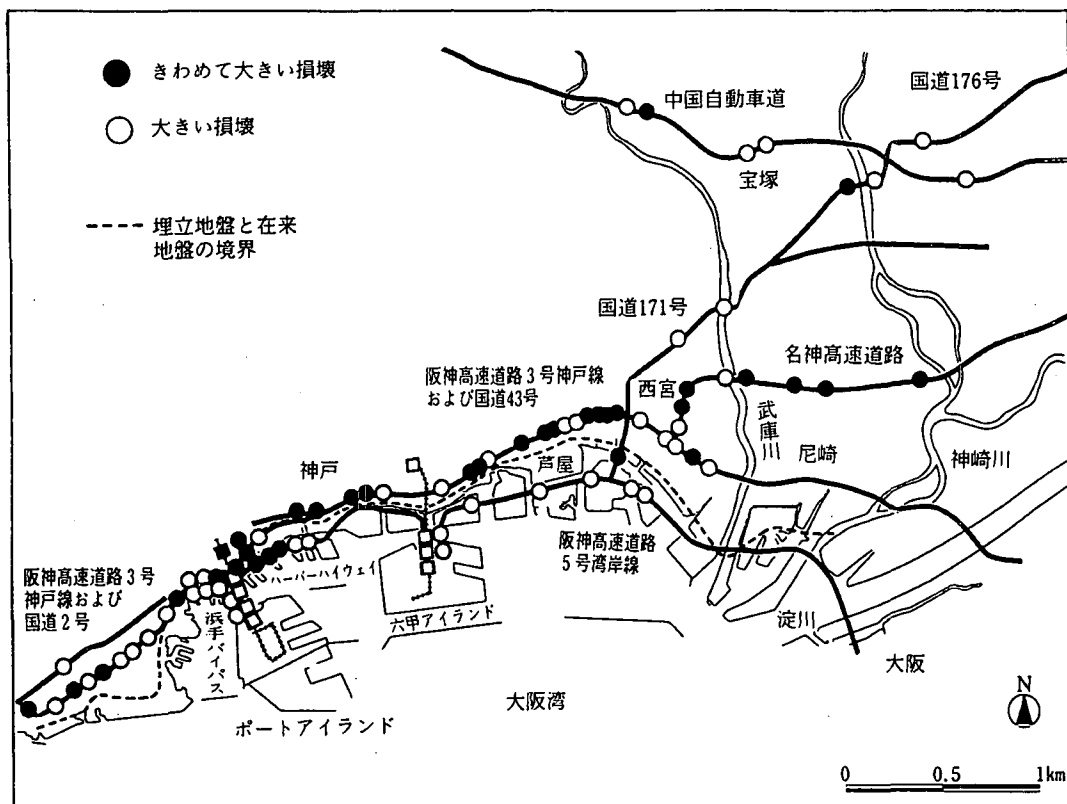


図 3.4.1-1 道路橋上部工、橋脚の被害状況 (松井 1996)

3.4.2 被害状況

兵庫県南部地震における道路橋構造物の被害状況については、当時建設省(現在国土交通省)をはじめとして各機関で震災直後より調査が行われた。特に地震の影響を大きく受けた阪神高速道路3号神戸線、5号湾岸線、一般国道2号浜手バイパス、名神高速道路および中国自動車道において杭基礎の被害調査が行われた。杭基礎の損傷判定は、「道路震災対策便覧(震災復旧編)」(日本道路協会 1988)の判定基準を基本に、「兵庫県南部地震道路橋耐震対策委員会」(1995)の判定区分を準用し、表3.4.2-1に示すa~dの4種類に分類した。また、橋脚の損傷判定も同様に表3.4.2-2に示した。

表 3.4.2-1 杭基礎の被災度区分（兵庫県南部地震道路橋耐震対策委員会 1995）

被災度	定義
a	基礎の沈下と同時に大きな水平変位がみられるもの
b	基礎に大きな残留水平変位がみられるもの、また杭体に曲げ亀裂がみられるものである。なお、5号湾岸線においては、基礎の残留変位が大きい場合をb-1、小さい場合をb-2と分けている。
c	杭体に小さな曲げ亀裂がみられるもの。なお、5号湾岸線においては、液状化現象がみられる場合をc-1、基礎の損傷が杭頭に集中している場合をc-2と分けている。
d	杭体に損傷がないか、曲げ亀裂があっても軽微なもの

表 3.4.2-2 橋脚の被災度区

被災度ランク	定義
As	倒壊
A	大被害
B	中被害
C	小被害
D	被害なし

調査は、橋脚躯体に大きな損傷を受けた橋脚を中心としたが、偏りがないように抜き取り調査により躯体に損傷がないものについても実施された。衝撃弾性波を用いた杭の非破壊試験に加えて、基礎本体にボーリングを行い、その孔にボアホールカメラを挿入する調査を実施した。

各路線における杭基礎の被害状況を表 3.4.2-3 に示す。特に 5 号湾岸線については、b ランクに判定されたものが 1 割程度存在していた。これは、埋立地盤の液状化とそれに伴う護岸の崩壊で地盤の流動化が発生し、その影響で橋脚に大きな残留変位が生じたことによるものである。他の杭基礎には、微小なクラックが一部確認されたが杭の健全性には問題ない程度のもので判断された。上部工の落橋や、橋脚の倒壊といった構造物には大きな被災があったにもかかわらず杭基礎の被害では、a ランクに判定されたものはなかった。

表 3.4.2-3 杭基礎の被災度（橋脚数）

路線名	被災度				計
	a	b	c	d	
阪神高速道路 3号神戸線	0(0%)	0(0%)	17(16%)	92(84%)	109(100%)
阪神高速道路 5号湾岸線	0(0%)	17(11%)	57(37%)	79(52%)	153(100%)
一般国道2号 浜手バイパス	0(0%)	0(0%)	10(50%)	10(50%)	20(100%)
名神高速道路 中国自動車道	0(0%)	0(0%)	0(0%)	21(100%)	21(100%)

3.4.3 基礎構造物被害の調査分析

3.4.3.1 名神高速道路

1995年兵庫県南部地震における名神高速道路の甚大な被災を受けた西宮IC～豊中IC区間は、IC周辺部を除きほとんど高架橋型式で上部構造はRC連続中空床版が標準であり下部工は壁式のRC橋脚が標準である。基礎構造は、一般に杭基礎のRC場所打ち杭が用いられている。被災した主な橋梁を図3.4.3-1に示した。

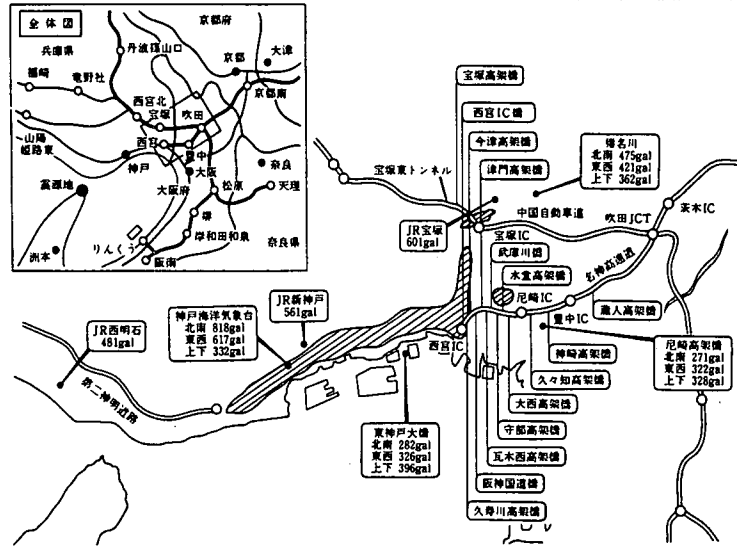


図 3.4.3-1 被災した路線と主な橋梁(水口 1995)

名神高速道路の上下部工の被害は、図3.4.3-2に示すように固定式橋脚のせん断破壊が主であり、鉄筋の段落とし部に被害が目立った。基礎構造物の被害では微小なヘアークラック程度の軽微な亀裂が認められた程度で構造物としては健全と判定された。唯一落橋したのは斜角を有するRC床版連続橋でロッキング橋脚であった。西宮IC付近は震度7の激震地区であるが東へ向かうに従い震源から離れ被災も減っている。

名神高速道路の当該区間は、昭和30年の終わり頃に開通しているため、今日のように液状化に関する設計法は、まだ確立されていなかった。構造物は、沖積地盤の砂およびレキ層上に設けられているため、地震後の液状化が発生したか調べたが、周辺は市街化され、地表はアスファルトなどに覆われているため、噴砂など液状化の痕跡を確認することはできなかった。そこで、液状化判定法により地盤を評価し構造物被害との関係があったのか調査分析を行った。

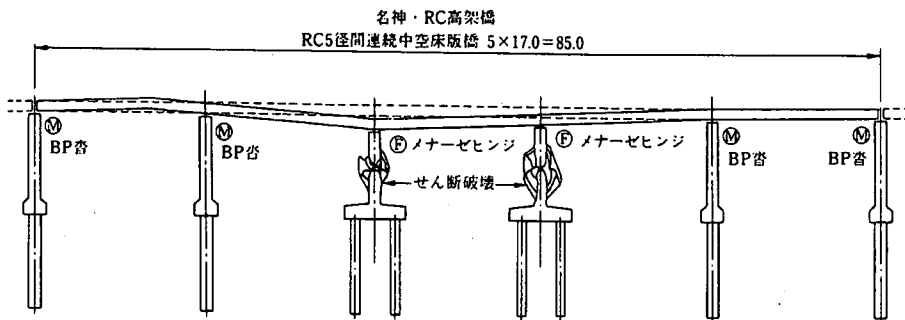


図 3.4.3-2 名神高速道路の橋梁の損傷状況 (多久和 1996)

(1) 液状化判定と下部工・基礎の被害判定

地震動による液状化など地盤変状の評価をFL値を用いた液状化判定と基礎構造物・橋脚の被害状況との関係について示す。下部工・基礎の被害は、「道路震災対策便覧(震災復旧編)」(日本道路協会 1988)の判定基準を基本に、「兵庫県南部地震道路橋耐震対策委員会」(1995)の判定区分を準用した前掲表3.4.2-1、表3.4.2-2に示す被害区分とした。なお基礎の被害区分は、前掲表3.4.2-1によった。なお、調査分析は、ボアホールカメラにより調査した橋脚と基礎を対象とした。

液状化判定の方法は、レベル1地震動では3.2.3で前掲している方法とは異なりレベル1地震動に相当する水平震度0.2(日本道路協会 1990)とした。またレベル2地震動に関しては、3.2.3で前掲している方法と同じで水平震度0.6(日本

道路協会 1996)を用いている。

液状化判定を行う砂質土層および地盤定数は、震災後の土質柱状図から求めた。

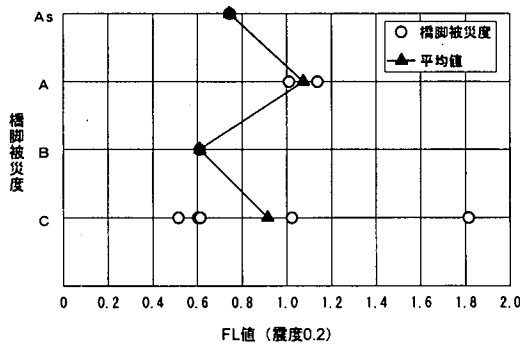
(2) 調査結果

(a) 液状化判定と橋脚の被災

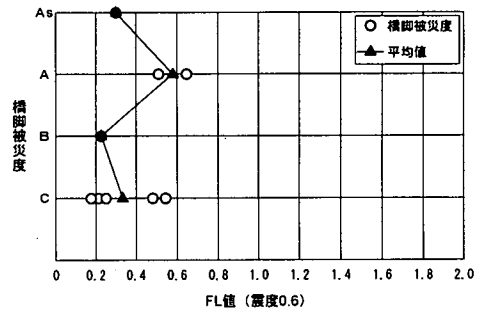
図 3.4.3-3 に橋脚の被災度と最小 FL 値の関係を示した。最小 FL は、震度(0.2)では 0.45~1.8 の範囲、震度(0.6)では 0.2~0.62 範囲となり液状化が予想される層があることがわかる。しかし図 3.4.3-4 に示す PL 値は、震度(0.2)では 0~7 の範囲、震度(0.6)では 3~25 の範囲を示した。最小 FL 値と PL 値ともに小さな値となったことは、液状化が予想される層はあるがその層厚は薄いということがいえる。橋脚の被災度と PL 値の被害との関係から PL 値が大きなものほど被害が大きくなる傾向は見られず逆に PL 値が小さなものほど橋脚の被害が大きい関係となった。また、震度(0.2)の PL 値が 15 以下でも、大きな橋脚の被害が生じている。以上から当該区間では液状化の痕跡もないため液状化の発生はほとんどなく、発生していても部分的であったと思われる。液状化しなかったことにより地震応答加速度の減衰が少なく、主に慣性力により橋脚は被災したと推察する。

(b) 液状化判定と杭基礎の被災度

図 3.4.3-5 に杭基礎の被災度と最小 FL 値の関係を、図 3.4.3-6 では杭基礎の被災度との関係を示した。最小 FL 値の平均値は、震度 0.2、震度 0.6 ともに 1.0 より小さな値となったが杭の被災度はすべて d 程度であった。同様に PL 値の最大は、震度 0.2 で 6.3、震度 0.6 では 25 となったが、杭の被災度はすべて d 程度であった。以上から当該区間では橋脚では大きな被災が生じたが、液状化がほとんど発生しなかったことによって杭への被災度が d 程度で軽微となったと考えられる。

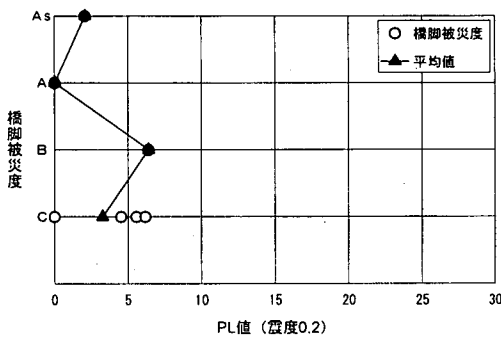


最小FL値（震度0.2）と橋脚被災度

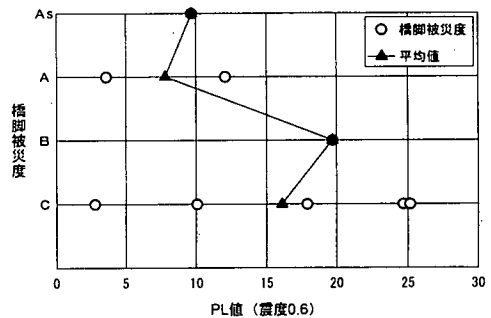


最小FL値（震度0.6）と橋脚被災度

図 3.4.3-3 橋脚の被災度と最小 FL 値

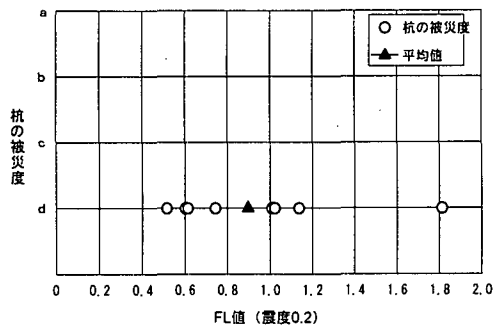


PL値（震度0.2）と橋脚被災度

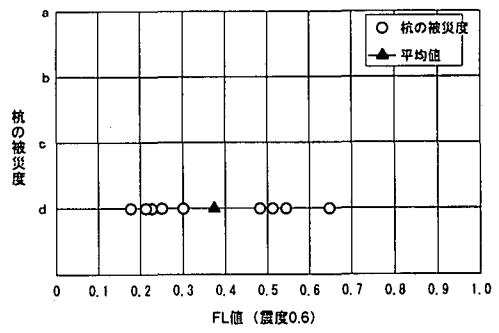


PL値（震度0.6）と橋脚被災度

図 3.4.3-4 橋脚の被災度と PL 値

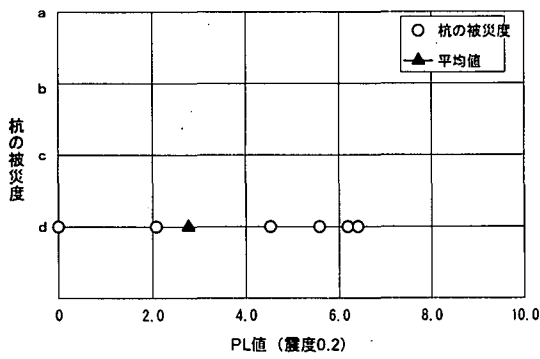


最小FL値（震度0.2）と杭の被災度

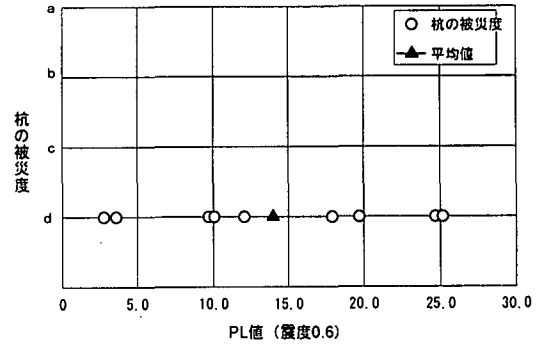


最小FL値（震度0.6）と杭の被災度

図 3.4.3-5 基礎の被災度と最小FL値



PL値（震度0.2）と杭の被災度



PL値（震度0.6）と杭の被災度

図 3.4.3-6 基礎の被災度とPL値

3.4.3.2 阪神高速道路3号神戸線

兵庫県南部地震により、神戸市内の内陸部に位置する3号神戸線では基礎構造物に軽微な被災を受けたのに対し、大阪湾岸の埋立地群を連絡する5号湾岸線では基礎構造物に甚大な被災が見られたが、これは主として液状化に伴う流動現象が原因であったことは広く知られている（阪神高速道路公団 1997）。また被災後の地盤の変状調査結果（阪神高速道路公団 1997）によれば、3号神戸線橋脚周辺の地盤の変状はあまりなく、一部神戸市内陸部で填砂等の液状化現象が見られたところもあるが、高速道路周辺では確認されていない。3号神戸線の構造物の設計はほとんどが昭和39年の示方書に基づいている。

基礎損傷調査は、水平残留変位の大きかった一部の橋脚については目視検査、その他については復旧工事の工程上、弾性波を用いた非破壊検査法やボアホールカメラによる間接目視調査を適用した。また、杭頭の水平残留変位の計測については、GPSを用いた測量を行い、設計時の座標値と比較することにより絶対的な移動量を求めた。さらに地盤の水平残留変位については、地震前後の空中写真で同定できる地盤のポイントにおいて、地震前後の座標から求めた。

ここでは、さらに液状化現象に着目し、基礎被災度と最小FL値、PL値および橋脚被災度との関連性について検討を行った。基礎被災度と最小FL値の分析結果を図3.4.3-7、基礎被災度とPL値の分析結果を図3.4.3-8、基礎被災度と橋脚被災度の相関図を図3.4.3-9に示す。また、ここで計算に用いた震度は、レベル1地震動に相当する震度0.2（日本道路協会 1990）、レベル2地震動に相当する震度0.6（日本道路協会 1996）を用いている。図3.4.3-7、図3.4.3-8については平均値と標準偏差を併記している。

図3.4.3-7にみられるように、ばらつきはみられるものの、概ね液状化に対する支持地盤の抵抗が大きく、そのために液状化による基礎への被害が軽微であったと考えられる。

図3.4.3-8に示すPL値については震度の変化によるPL値の差が小さいことから、液状化しにくい地盤状況にあったことが伺える。また、震度0.6の場合をみると、岩崎ら（1980）の研究で液状化の危険性が高いとされているPL値15以上を記録しているが、その被災度はc相当と軽微であった。

図3.4.3-9に示すとおり、3号神戸線においてはピルツ区間にみられる橋脚の倒壊など橋脚部での被害が多くみられたが、基礎構造物の被害のほとんどは軽微であったことがわかる。これは内陸部に位置する3号神戸線においては、液状化が小規模であったことから、振動特性があまり変化せず、地震時慣性力の影響を強く受けたと考えられる。このこ

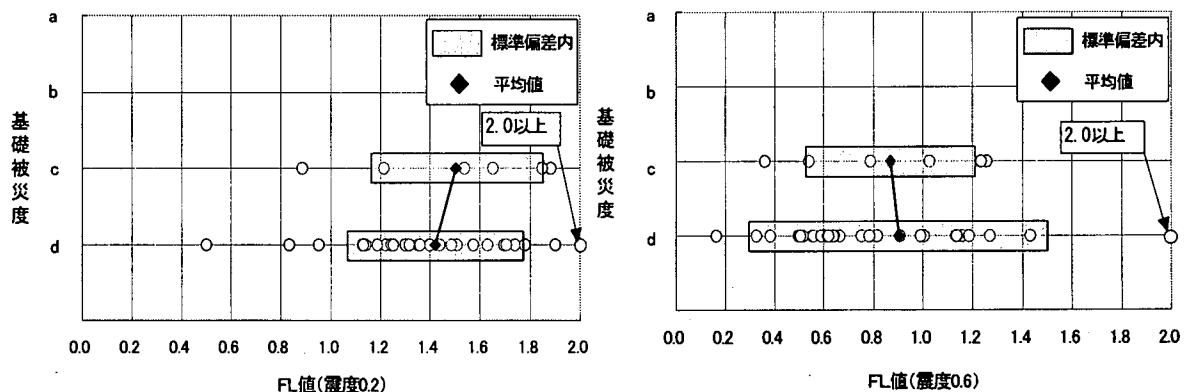


図 3.4.3-7 基礎被災度と最小FL値

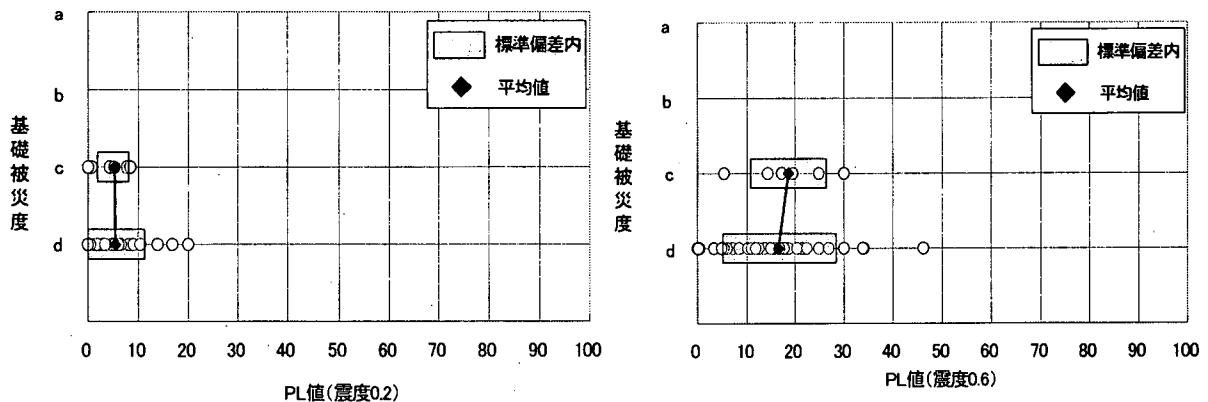


図 3.4.3-8 基礎被災度とPL値

とから3号神戸線においては橋脚の被災度が高かったのに対し、基礎には大きな被害が生じなかったと考えられる。

3.4.3.3 阪神高速道路5号湾岸線

5号湾岸線は、阪神間の臨海埋立地を東西に結び、大阪市天保山から六甲アイランドに至る高架道路である。構造物の設計は、昭和55年または平成2年の道路橋示方書（日本道路協会1990）に基づいている。震災後の調査では護岸際を中心に大きな地盤変状および基礎の水平変位が見られ、これに伴い数多くの基礎構造体に損傷が確認されたが、上部構造の被害は、一部の長大橋梁を除いて軽微なものであった。ここでは、護岸より100m以内の基礎被災度と最小FL値、PL値および橋脚被災度との関連性について検討を行った。基礎被災度と最小FL値の分析結果を図3.4.3-10、基礎被災度とPL値の分析結果を図3.4.3-11、基礎被災度と橋脚被災度の相関図を図3.4.3-9に示す。

5号湾岸線では、最小FL値は3号神戸線に比べて明らかに小さく、5号湾岸線域で広範囲にわたり液状化と噴砂および大きな地盤変状がみられたことと傾向が一致する結果となっている。

また、PL値においては、震度0.6の場合、先の岩崎らの値をはるかに超えた値が算定されており、ばらつきはあるものの、基礎被災度とPL値とは正の相関がみられることから、5号湾岸線域における液状化による基礎被災の傾向がここでも表現されている。

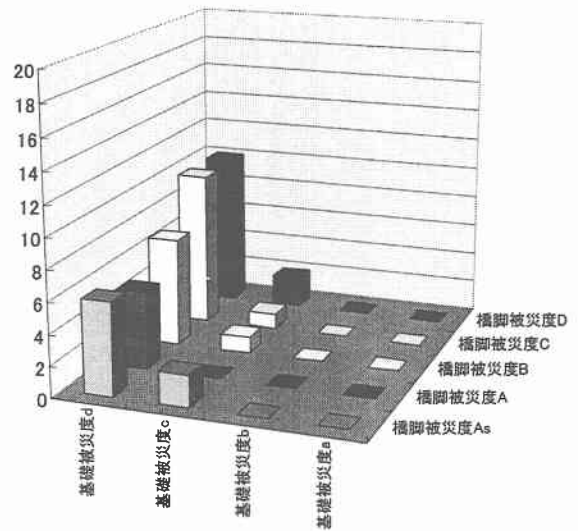


図3.4.3-9 基礎被災度と橋脚被災度の相関図

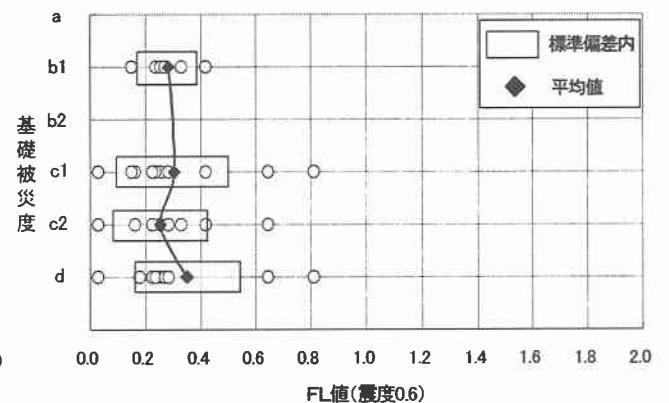
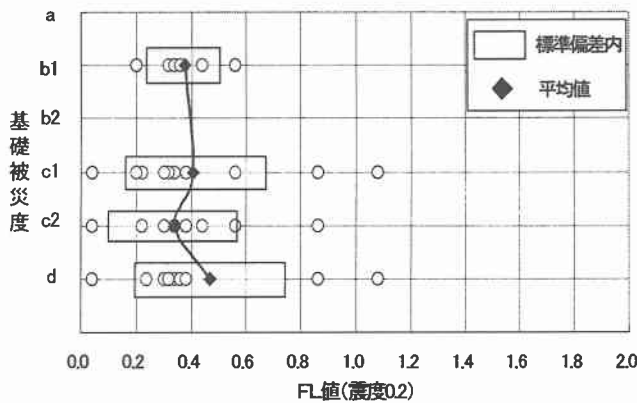


図3.4.3-10 基礎被災度と最小FL値

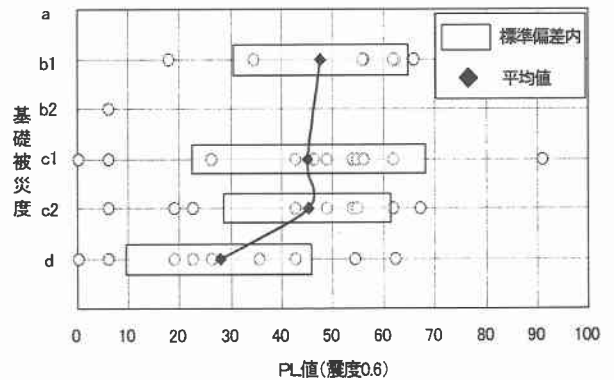
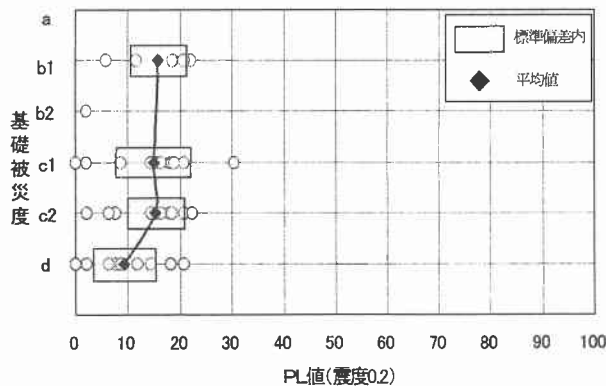


図3.4.3-11 基礎被災度とPL値

また図 3.4.3-12 に橋脚の被災度と基礎の被災度の関係を示す。5号湾岸線については東神戸大橋の橋脚など一部被災度 B に相当する損傷を受けているが、基礎構造物の損傷に比べて、軽微な損傷がほとんどであったことがわかる。この背景には5号湾岸線が埋立による軟弱地盤に位置し、液状化の規模も大きかったことから、地盤が液状化することで振動特性が変化し、橋脚への負担が低減されたためと考えられる。

基礎の被害は、液状化による地盤の流動化に起因する被害が多く含まれているので、ここでは、護岸からの距離と杭被害状況の特徴を検討し、流動化の影響をうけていないと考えられる埋立地中心部の基礎についての評価を行った。

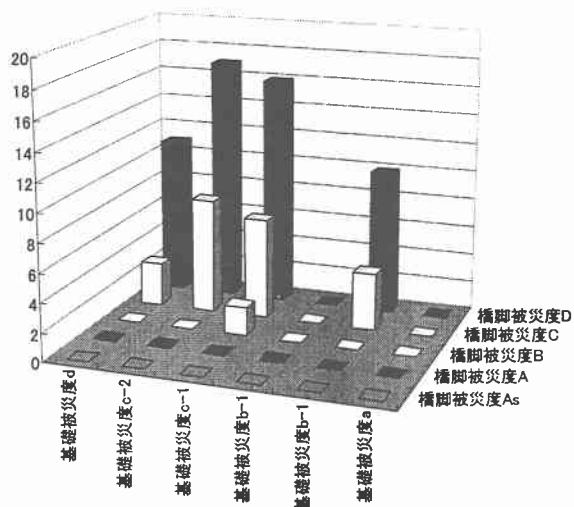


図 3.4.3-12 基礎被災度と橋脚被災度の相関図

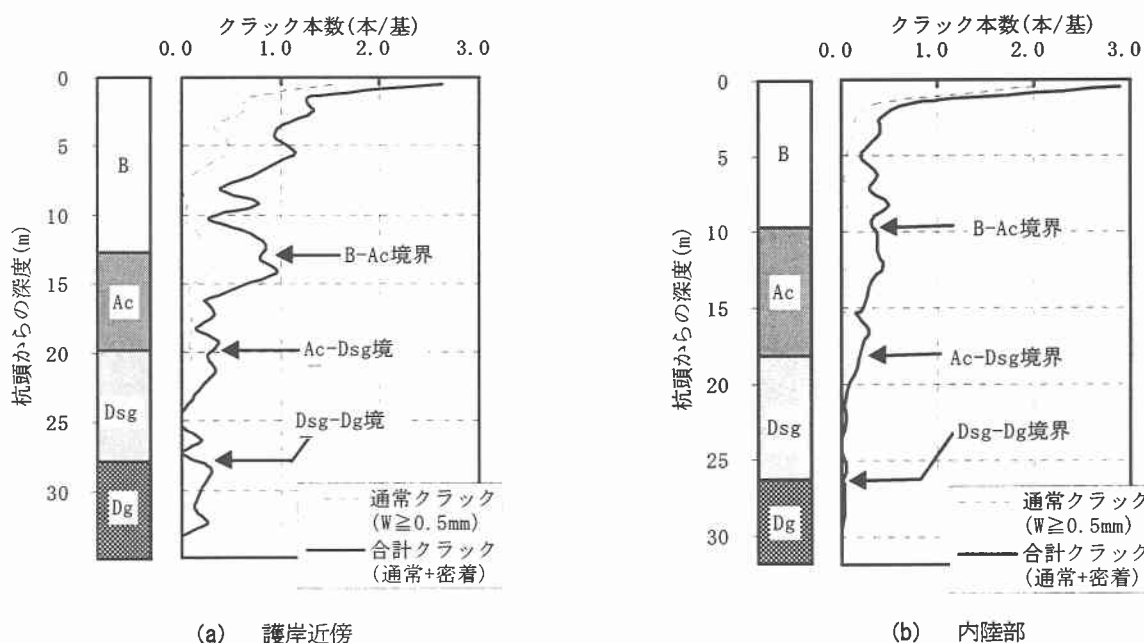


図 3.4.3-13 杭体クラック発生の深度分布

図 3.4.3-13 は、地盤内部の杭体のクラック発生状況を杭頭付近および地層面の境界付近に着目し、深度分布として整理したものである。これらは、杭頭および各境界面から 1 m ごとにクラック発生本数を集計し、橋脚 1 基当たりへ換算し、護岸近傍と内陸部それぞれの平均的地層区分と対応させたものである。図 3.4.3-13 の (a) は護岸近傍を、(b) は内陸部のものである。また、クラック本数は通常のクラックと密着クラックを合計した総本数を示しており、そのうちの通常クラック本数を破線で示している。

図 3.4.3-13 から、護岸近傍のクラック分布については以下の傾向が認められる。①杭頭付近では、杭頭から 1 m 程度の範囲に集中するとともに、B 層上半分にまで及んでいる。②B 層と Ac 層の境界付近では、境界面を含む 4 m 程度の範囲に集中しており、相対的に軟弱な下部の Ac 層側が多い。③Ac 層と Dsg 層の境界付近では、境界面を含む 4～5 m の範囲に集中が見られる。④Dsg 層と Dg 層の境界付近では、クラック本数は少ないものの、境界面付近を中心に分布している。

(b) の内陸部のクラック分布もほぼ同様な傾向を示しているが、護岸近傍に比べて杭頭付近への集中傾向がより顕著に現れており、B-Ac 層境界でのクラック発生が少なくなっている。これは、護岸近傍では地盤の変形が深部まで及ぶが内陸部では変形が地表に集中していることと、上部の応答の影響が考えられる。

基礎の損傷に影響を与えるのは、①初期の主要動時に作用する応答変位、②液状化に伴う地盤の側方流動変位などが複雑に作用していると考えられる。杭頭部の損傷については、地盤変位の小さい内陸部と地盤変位の大きい護岸近傍と大きく違わないことから、初期の主要動時の影響がほぼ全域の杭に及んだと考えられる。

兵庫県南部地震において、基礎構造物を中心に 5 号湾岸線は甚大な被害を受けた。その原因として、各埋立地の地盤

構成が上層から埋立層、沖積粘土層、洪積砂・粘土・砂礫層からなっており、主要動時の慣性力および埋立層の噴砂などにみられる液状化および側方流動（流動化）の影響があったことは前述のとおりである。ここでは、側方流動の影響を含まない液状化のみに着目し、基礎構造物の被災の特徴について検討する。なお、流動化の影響を受けないものとして、図 3.4.3-14 に示すように、杭体クラック総幅の分布結果を基に、護岸より 400m 以上に位置する橋脚を対象とした。対象区間として西宮浜、深江浜を採用した。

図 3.4.3-15 に今回対象とした区間と本委員会で設定した工学的基盤における最大加速度分布を示す。また、図 3.4.3-16 には対象橋脚位置の詳細を示す。なお、本加速度分布から推定すると深江浜では加速度 570gal、西宮浜では 490gal と考えられる。

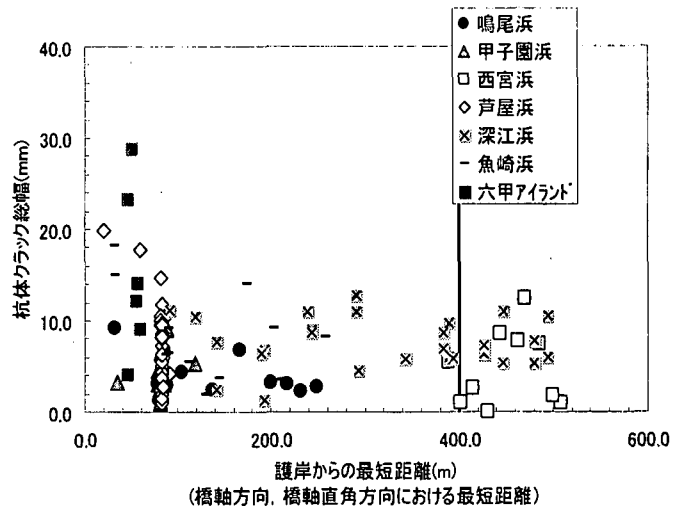


図 3.4.3-14 杭体クラックの総幅分布結果

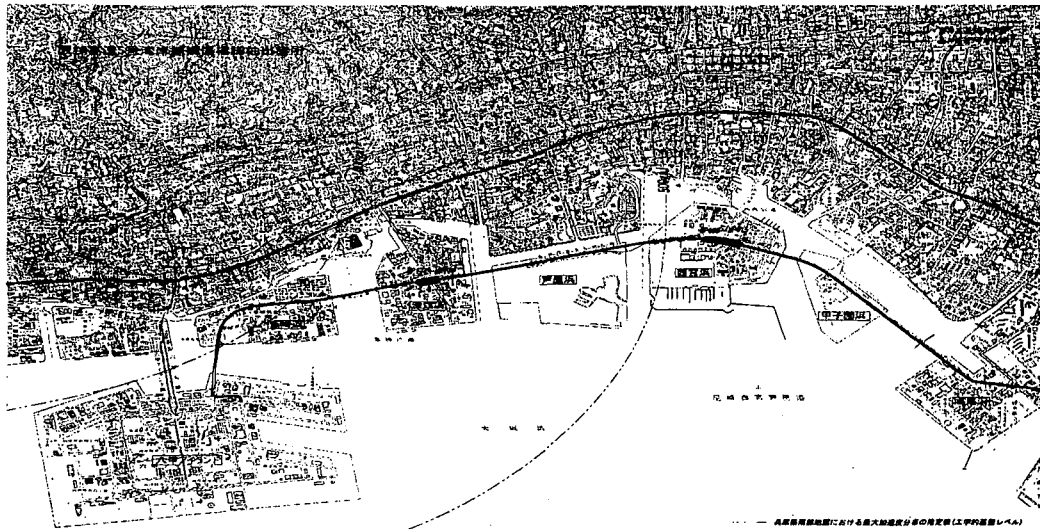


図 3.4.3-15 液状化による影響の検討対象箇所

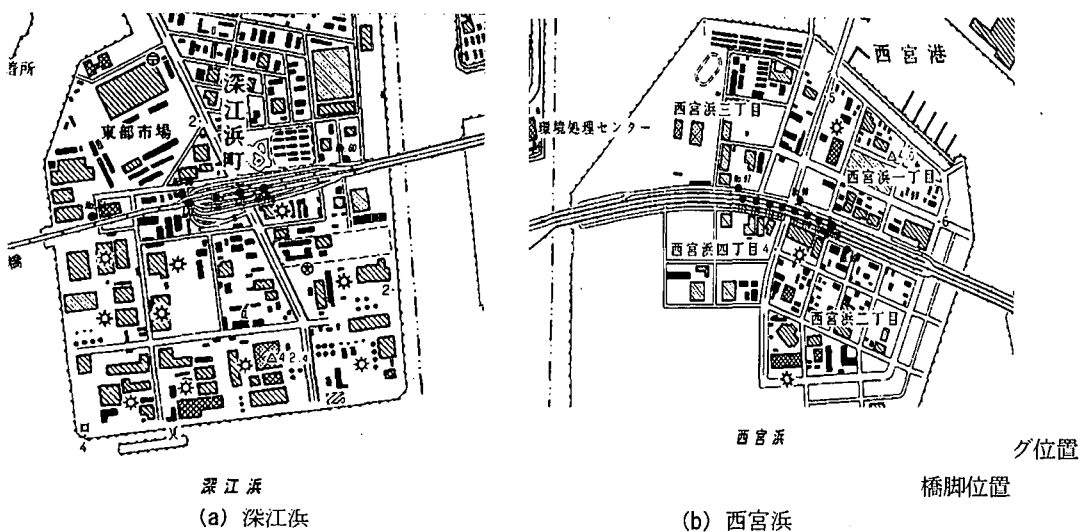


図 3.4.3-16 対象橋脚およびボーリング位置図

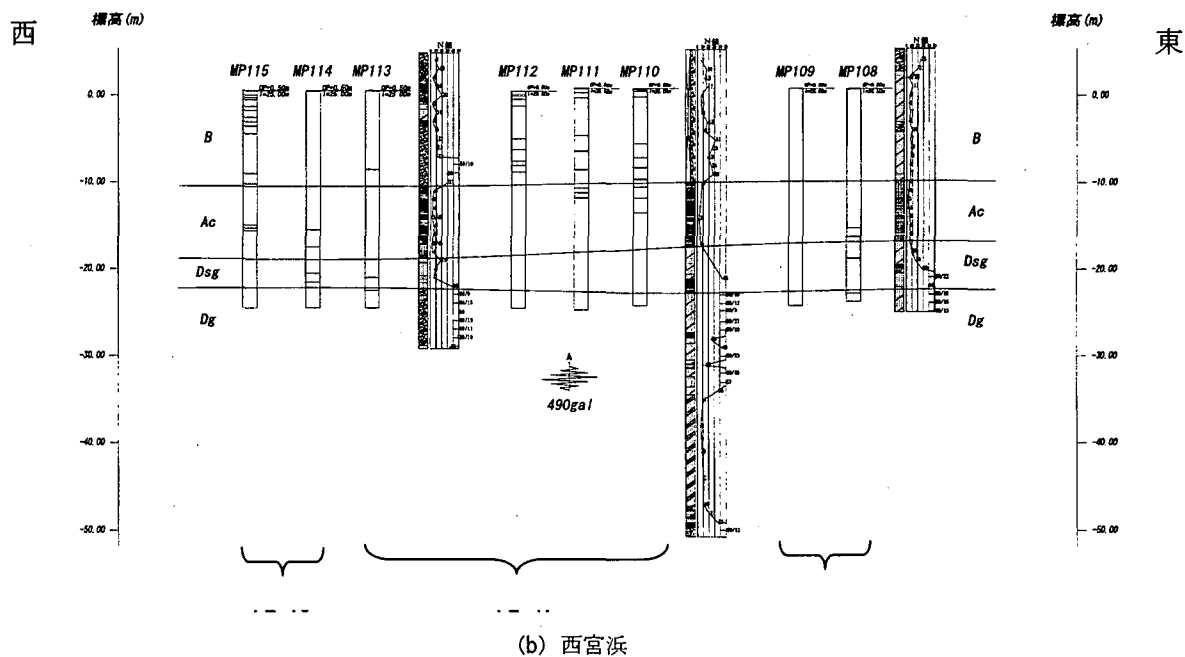
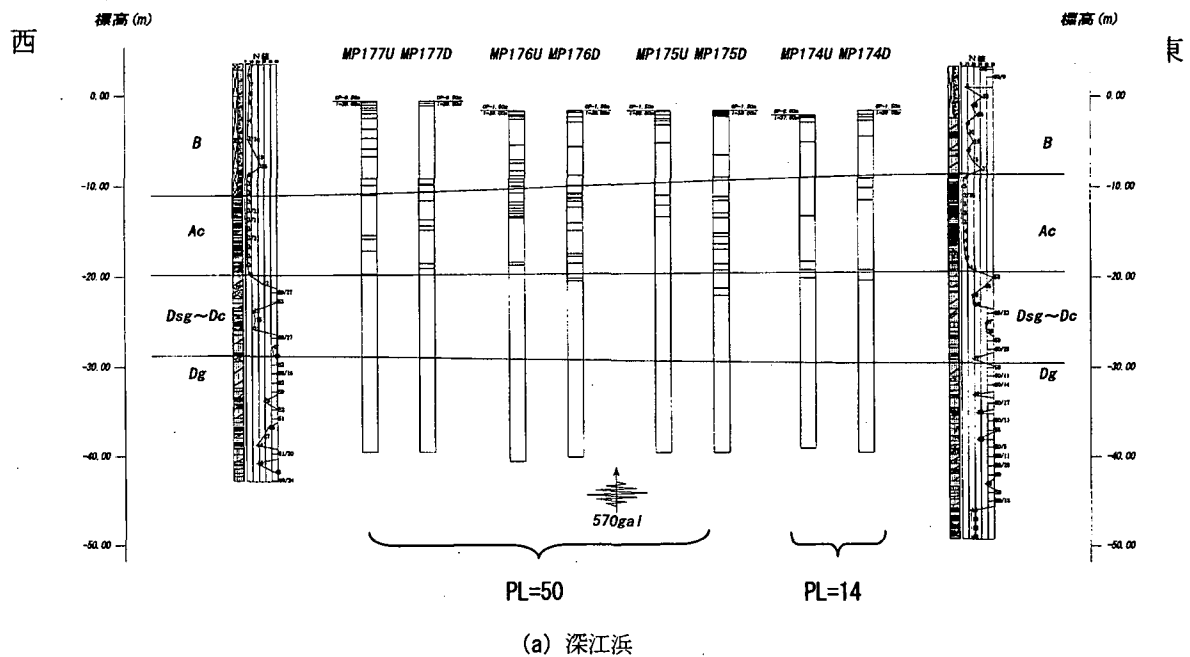


図 3.4.3-17 対象区間の杭体損傷図

図 3.4.3-17 (a), (b) 区間の杭体損傷図を示す。また基盤加速度、地盤条件および PL 値を併記している。全体の杭体びわれ分布より、深江浜の方が西宮浜より損傷が多い結果となっている。両区間を比較してみると、特に Ac 層において、両埋立地の差が明瞭であり、地盤構成、地盤強度がほぼ等しいことを考慮すると、地震動レベルの違いによる非液状化層 (Ac 層) のせん断変形の差が両者の損傷差の主要因と考えられる。

深江浜の場合、(a) にみられるように、PL 値が大きい方が基礎の損傷度が大きくなっている。また (b) の西宮浜の場合、深江浜のような相関は見られず、東側において PL 値の大きいところで西側より噴砂現象がより多くみられたが、基礎の損傷度は軽微なところがあった。

参考文献

- 松井保(1996): 土木構造物基礎の復旧・補強と今後への課題,提言, 基礎工, Vol.24, No.10, pp.2-9
- 日本道路協会(1988): 道路震災対策便覧(震災復旧編), 丸善, pp.61-85,
- 兵庫県南部地震道路橋耐震対策委員会(1995): 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, pp.43-45
- 地盤工学会(1998): N 値と $C \cdot \phi$ の活用法, pp.43-61
- 水口 和之(1995): 日本道路公団の高架構造物および橋脚の被害, 基礎工, Vol.23, No.10, pp.67~70
- 多久和 勇(1996): 名神高速道路・中国自動車道の復旧設計と橋脚基礎の健全度判定および補強, 基礎工, Vol.24, No.9, pp.30-33
- 日本道路協会(1990): 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 丸善
- 日本道路協会(1996): 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 丸善
- 阪神高速道路公団(1997), 大震災を乗り越えて—震災復旧工事誌一, pp.31-39
- 南莊 淳, 安田 扶律(1999): 埋立て地盤における道路橋基礎構造物の被災分析, 橋梁と基礎, Vol.33, No.8, pp.178-181
- 林 秀侃, 丸居 保, 堀田 不二男(1996): 阪神高速道動 3 号神戸線基礎構造物の健全度の判定, 基礎工, Vol.24, No.9, pp.34-38
- 岩崎 敏男, 龍岡 文夫, 常田 賢一, 安田 進(1980): 地震時地盤液化化の程度の予測について, 土と基礎, Vol.28-4, pp.23-29

参考文献

- 1) 松井保, 南莊淳, 安田扶律, 中平明憲, 黒田兆次(1999): 臨海埋立地盤における道路橋基礎杭の地震時損傷要因に関する考察, 土木学会論文集 No. 638/III-49, pp. 259-pp. 271

3.5 タンク

3.5.1 はじめに

本項では、地盤との関わりが強い危険物施設のうち、主に石油類等の屋外貯蔵タンクについて調査を行った。1995年兵庫県南部地震による被害状況は、消防法が規定する危険物施設に対し、消防庁危険物規制課において調査が実施されており、今回は主にそれらの調査資料を中心に、主に屋外貯蔵タンクの被害状況についての調査を行った。

3.5.2 タンクに求められる耐震性能

消防法では、タンク貯蔵所は、「屋外タンク貯蔵所」、「屋内タンク貯蔵所」、「地下タンク貯蔵所」、「簡易タンク貯蔵所」、および「移動タンク貯蔵所」に区分される。これらタンク貯蔵所に求められる性能としては、同法の「危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示」に規定されている。ここでは、屋外タンク貯蔵所のうち、危険物の最大数量が1,000kl以上のもの（以下「特定屋外タンク貯蔵所」という。）を中心にその液状化判定と沈下（不同沈下）に関する性能について示す。また、特定屋外タンク貯蔵のうち同告示以前のものを「旧法タンク」、以降のものを「新法タンク」、またそれ以外の屋外タンク貯蔵所を「特定外タンク」と通称することとする。

以下、消防法で示される特定屋外タンクに加え、高圧ガス設備を対象として耐震性能をまとめる。

3.5.2.1 特定屋外タンク貯蔵所に求められる耐震性能

タンクを対象としてもものとしては、特定屋外タンク貯蔵所に係る技術基準が1977年2月15日に改正され、耐震性能が求められることとなった。消防法（「平成15年新版消防基本六法」（消防法規研究会編，2002））における特定屋外タンク貯蔵所に求められる耐震性能は、いわゆるレベル1地震動に相当する震度を与えるものであり、設計水平震度は次式で求められる。

$$K_{H1} = 0.15v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \quad (3.5.2.1)$$

ここに、 v_1 ：地域別補正係数で、0.7～1.0の間の値で与えられる。

v_2 ：地盤別補正係数で、地盤種別（1種地盤～4種地盤）により1.5～2.0の間の値で与えられる。

v_3 ：タンクの固有周期を考慮した補正係数で軟弱な3～4種地盤では、最大1.8～1.9倍の倍率となる。

なお、設計鉛直震度は設計水平震度の1/2である。また別途タンク特有の液面揺動に対しても設計水平震度が設定されている。

このような設計震度に対するタンクの耐震性能は、健全性を損なわないことである。

以下、基礎に関して健全性を損なわない性能規定について、液状化と沈下の項目を示す。

(1) 液状化

タンク貯蔵所を対象としたものとしては、消防法に規定されている。特に基礎及び地盤の基準については、主に「危険物の規制に関する規則 第二十条の二」、「危険物の規制に関する技術上の細目を定める告示 第四条の四、八」が1977年2月15日に改正され、特に、特定屋外タンク貯蔵所については、N値と細粒分含有率による液状化判定法が基準化された。これによりタンク貯蔵所に関しても新たに液状化判定を行うこととなった。

この液状化判定法は、地表面から深さ15m以内の地質が砂質土であって、かつ、次の3つの条件を同時に満足するときに液状化が起きる可能性があるとして判定する限界N値法である。

3つの条件は、①地下水により飽和されていること、②粒度試験による50%通過粒径 D_{50} が2mm以下のものであること、③表3.5.2-1に示す細粒分含有率の区分に応じたN値以下のものであること、であるが、表中のAおよびBの範囲は、図3.5.2-1に示す範囲である。

表 3.5.2-1 液状化判定に用いる細粒分含有率とN値

細粒分含有率	標準貫入試験 (N値)	
	Aの範囲	Bの範囲
5%未満	12	15
5%以上10%以下	8	12
10%を超え35%未満	6	7

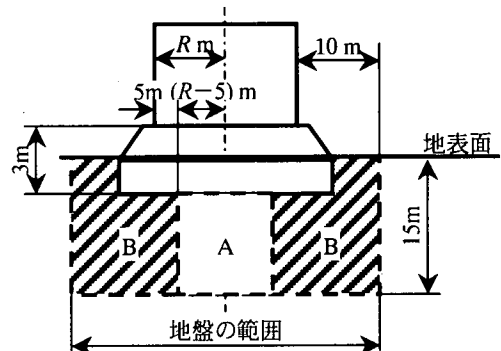


図 3.5.2-1 表 3.5.2-1 に示す地盤の範囲
(特定屋外タンク貯蔵所の一例)

1977年以降この基準に従って新たに構築されたタンク（新法タンク）に対し、これ以前に構築されたタンク（旧法タンク）については、危険物の規制に関する政令〈附則〉により別途基準「新基準」が設けられている。この基準は、平成2年度版道路橋示方書（日本道路協会 1990）に示されている液状化判定法と同じであり、液状化に対する抵抗率 F_L 値から、液状化指数 P_L 値を求め、この値を5以下とすることが求められている。なおこの判定の場合、道路橋示方書と同じ検討法を採用しているため、地盤の対象深さが20mとなっている。

(2) 沈下

沈下に関する性能規定は、1977年2月15日の改正により、以下の不等沈下量で与えられている（告示第四条の六）。

- ① 直径が15m未満のタンクにあっては、不等沈下量が5cm以下
- ② 直径が15m以上のタンクにあっては、不等沈下量がタンク直径 D に対し、 $D/300$ 以下

通常は、タンク荷重による応力の増加に対し、粘性土層の圧密沈下や砂質土層の弾性的沈下に対し規定されたものであると考えられるが、液状化が発生し、タンクが沈下するような場合にもこの性能規定を満足する必要があると考えられる。なお、兵庫県南部地震の被災調査ではこの性能規定を用いて、タンク貯蔵所の安全性が評価されている。

3.5.2.2 高圧ガス設備に求められる耐震性能

高圧ガス設備については、1981年10月26日に「高圧ガス設備等耐震設計指針」として制定され、耐震設計が義務づけられた。その後、兵庫県南部地震等の経験から1997年の「高圧ガス設備等耐震設計指針 レベル1耐震性能評価（耐震設計設備・基礎）編」（高圧ガス保安協会）および2000年の「高圧ガス設備等耐震設計指針 レベル2耐震性能評価 解説編」（高圧ガス保安協会）で指針が一部改正されている。

耐震設計を行う構造物の重要度は、高圧ガスの種類（毒性）や貯蔵能力および構造物と敷地境界線までの距離で分類されているが、地震動により損傷を受けたと仮定したときの影響の程度により、表3.5.2-2のような分類となっている。

地表面における設計地震動は、特定屋外タンク貯蔵所と同様に耐震設計構造物に生じる震度または加速度に対する耐震性能を評価する第1設計地震動と平底円筒形貯槽の地震動による液面揺動の影響に基づく耐震性能を評価する第2設計地震動の2種類があるが、ここでは以下に第1設計地震動の水平震度を示す。

$$K_H = 0.15\mu_k \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \quad (3.5.2.2)$$

ここに、 μ_k ：地震動レベルに基づく係数で、レベル1地震動は1.0、レベル2地震動は2.0

β_1 ：重要度に基づく係数で、0.5～1.0である。

β_2 ：地域に基づく係数で、レベル1地震動では0.4～1.0、レベル2地震動では0.7～1.0である。

β_3 ：表層地盤増幅係数で、地盤種別（1種地盤～4種地盤）により1.4～2.0で与えられる。

高圧ガス構造物の耐震性能は、上式に示したようなレベル1およびレベル2地震動に対し、表3.5.2-3に示す性能が求められている。以下、液状化および地盤変状に係る耐震性能評価について、概要を示す。

(1) 液状化

高圧ガス設備を対象に実施される液状化判定は、平成8年度版道路橋示方書（日本道路協会 1996）に準じた方法が採用されている。道路橋示方書との違いは地震時せん断応力比 L を算出するときに用いる設計水平震度であり、高圧ガスの場合は、式(3.5.2.2)を用いることとなる。また、道路橋示方書では動的せん断強度比 R を求める場合には、タイプI地震動とタイプII地震動で異なる係数 c_w を与えることとなっているが、高圧ガス設備を対象とする場合は、レベル1地震動の場合タイプI地震動に対応する $c_w=1.0$ 、レベル2地震動の場合タイプII地震動に相当する c_w (1.0～2.0) を与えることとなっている。

表3.5.2-2 高圧ガス構造物における重要度分類

重要度	地震により損傷もしくは機能喪失を仮定したときの影響の程度
I _a	事業所外の広範囲の公衆、公共財産、環境に壊滅的損害を与えるおそれのあるもの
I	事業所外の広範囲の公衆、公共財産、環境に多少の損害を与えるおそれのあるもの
II	事業所外の人命を損なうおそれのないもの
III	通常の耐震性を要するもの

表3.5.2-3 高圧ガス構造物の耐震性能

耐震性能	内 容
レベル1耐震性能	レベル1地震動に対して、有害な変形等が残留せず、かつ、当該耐震設計構造物内の高圧ガスの気密性が保持される。
レベル2耐震性能	レベル2地震動及び地盤の液状化に伴う地盤変状に対して重要度I _a およびIに係る耐震設計構造物内の高圧ガスの気密性が保持される。

(2)地盤変状

地震時の地盤変状に関しては、地盤の沈下と地盤の（流動による）水平移動量を適切な方法で求めるものとされている。これらの変位から、配管系基礎などの異なる基礎間の相対変位に対して、耐震性能評価を行い、高圧ガスの気密性が保たれていることを確認する。

地盤の沈下や地盤の水平移動量の算定方法については、平成8年度版道路橋示方書(日本道路協会 1996)、水道施設耐震工法指針・解説(日本水道協会 1997)、下水道施設の耐震対策指針と解説(日本下水道協会 1997)などの方法に加え、室内試験や兵庫県南部地震の研究成果を用いる方法、詳細な数値解析法(例えば、有効応力解析プログラム「FLIP」による方法)などが紹介されている。

3.5.3 兵庫県南部地震によるタンク被害調査

1995年兵庫県南部地震による屋外タンク貯蔵所の被害状況を表3.5.3-1に示す。屋外タンク貯蔵所を含む危険物施設の被害が発生した府県は京都府、大阪府、兵庫県および香川県の4府県であったが、屋外タンク貯蔵所に関しては、大阪府と兵庫県で被害が報告されている。また、表から明らかなように兵庫県の被害でもその大半が神戸市の被害であるが、火災の発生はなく、また漏えいも大きな被害とならなかった。

表 3.5.3-1 兵庫県南部地震による屋外タンク貯蔵施設の被害状況

大 阪 府					兵 庫 県				
総施設数	被害内容			被害合計	総施設数	被害内容			被害合計
	火災	漏えい	その他			火災	漏えい	その他	
3,255	—	1	11	12	2,525 (687)	—	15 (12)	316 (249)	331 (261)

出典：消防庁危険物規制課（1995）：阪神・淡路大震災に係る屋外タンク貯蔵所の被害状況現地調査結果報告書
 【備考】被害内容の「その他」は破損等である。
 兵庫県の（ ）は神戸市の施設数で内数である。

3.5.3.1 調査地点

今回調査対象とした屋外タンク貯蔵所の立地点は、消防庁危険物規制課が現地調査を実施した被害の大きいとみなせる5事業所である。立地地点は神戸市西部埋立地他2事業所および東部埋立地3事業所である。これらの5事業所の調査項目にはタンクの性能照査に必要なタンクの不等沈下のデータが得られている。調査数は、神戸市内に設置されている屋外タンク貯蔵所687基中の214基（約31%）である。その内訳は新法タンク11基、旧法タンク69基、容量1,000kl未満である特定外タンク134基であり、神戸市内の各タンクの総数に対する調査数は、新法タンク100%、旧法タンク約52%、特定外タンク約25%となっている。

3.5.3.2 調査地点の液状化判定

(1)液状化判定結果と兵庫県南部地震の液状化状況

対象とする5事業所はそれぞれ埋立地に立地されており、液状化の可能性が高いと推定される。各地点近傍の土質条

表 3.5.3-2 調査地点の液状化判定結果と兵庫県南部地震の被害状況

事業所	出典による事業所の被害状況		ボーリングデータによる液状化検討結果			
	地盤の液状化状況	レベル1	レベル1	レベル2		算定に用いたデータ
		P_L 値	P_L 値	P_L 値	最小 F_L 値	
1	噴砂あり（52%のタンク周辺）、地割れあり 場所によるが $P_L=10$ 相当の場所は液状化現象示すが、 $P_L=5$ 以下の場所は液状化現象認められず。	0.8~9.7	1.5	8.6	0.195	神戸 JIBANKUN 1本
2	噴砂あり（94%のタンク周辺）、地割れあり	—	11.6~19.2	36.9~54.0	0.171	神戸 JIBANKUN 1本 その他 2本
3	噴砂あり（92%のタンク周辺）、地割れあり	16.6~46.2	21.8	46.7	0.158	未改良部 データ 1本 他に、改良部データあり
4	噴砂あり（95%のタンク周辺）、地割れあり ヤードにより噴砂の状況が異なる。	7.2~7.6	1.4	10.6	0.380	神戸 JIBANKUN 1本
5	噴砂あり（86%のタンク周辺）、地割れあり	—	15.1	46.9	0.161	神戸 JIBANKUN 1本

出典：兵庫県南部地震の被害状況およびレベル1地震動の液状化指数の出典は、
 「消防庁危険物規制課（1995）：阪神・淡路大震災に係る屋外タンク貯蔵所の被害状況現地調査結果報告書」
 神戸 JIBANKUN は「神戸の地盤研究会」（1999）のデータベース

件を収集したが、結果として土質柱状図とN値だけであったため、液状化判定には3.2.3に示した液状化判定方法に従っている。

液状化判定は、収集した土質データを用いたレベル2地震動に対して検討を行った。また、レベル1地震動に関して実施された既存の報告書による検討結果（消防庁危険物規制課 1995）に示されており、これらの結果を併記して表3.5.3-2に示す。表に示すように、出典とボーリングデータを用いた液状化に関する検討結果は、異なるデータを用いていると考えられるものの、地盤の液状化状況と概ね良好な対応を示していると考えられる。

また兵庫県南部地震の被害状況と液状化指数 P_L 値を対比すると、 P_L 値が5以下のデータもある事業所1では噴砂の状況が少ない。一方、他の事業所に比べて P_L 値が小さい事業所4でも噴砂が95%のタンク周辺で認められており、 P_L 値が5よりも大きくなると、ほぼ全域で噴砂現象がみられる。

(2) 改良地盤の液状化判定

表3.5.3-2に示すように事業所3において、地盤改良部（タンク周辺およびタンク直下）の調査データを得ている。この調査資料（Cubrinovski, M. and Ishihara, K. 2001）では、未改良部のボーリングデータ1本、タンク周辺の地盤改良部（SCP改良：φ70cm、改良間隔1.9m、長さ15m、改良率10%）のボーリングデータ2本およびタンク基礎杭間地盤（杭基礎：ACパイル、φ45cm、肉厚7cm、杭長23m）のボーリングデータ3本である。なお、周辺が地盤改良され、杭基礎が採用されているこれらのタンク（2基）は新法タンクである。

未改良地盤のボーリングによるレベル2地震動に対する液状化判定結果は表-3.5.3の通りであるが、比較のため、改良地盤およびタンク直下地盤の液状化検討を実施した。

液状化判定結果を比較して表3.5.3-3に示す。

表3.5.3-3 同一事業所における未改良地盤と改良地盤の液状化判定結果の比較

対象地盤	静止土圧係数 K_0 の増加を考慮しない場合		静止土圧係数 K_0 の増加を考慮する場合	
	P_L 値	最小 F_L 値	P_L 値	最小 F_L 値
未改良地盤	46.7	0.158	—	—
SCP改良地盤	12.07~36.13	0.186	8.93~26.77	0.223
タンク直下杭間地盤	4.29~5.63	0.193	3.18~4.17	0.232

注) 静止土圧係数 K_0 の増加を考慮する場合は、3.2.3に示した方法で液状化判定を実施したもので、 $K_0=1.0$ ($\alpha=1.5$) を仮定、ダブルカウントによる低減係数 β は0.8を仮定
ただし、 K_0 の増加を考慮しない場合の $K_0=0.5$ を仮定
タンク直下地盤の液状化判定については、調査時期が不明なこと、杭基礎であることからタンクの自重は考慮していない。

この表から明らかなように、地盤改良により液状化指数が改善されており、タンク直下の杭間地盤に関しては杭打設による締固め効果も考えられ、 P_L 値が5程度となっている。このため、この対象となる地点の新法タンクでは不等沈下がほとんど発生していない。

3.5.3.3 タンクの被害状況

(1) 概要

先にも示したように、タンク貯蔵所の健全性を評価する上で重要な指標は、不等沈下量である。ここでは、不等沈下量をタンク被害を代表するパラメータとして、タンクの不等沈下量について、以下の定義を行い、液状化に関するパラメータ等と対比する。

δ : タンク構築後発生した不等沈下量

$\Delta \delta$: 兵庫県南部地震の前後で発生した不等沈下量

屋外タンクでは、構築後の不等沈下量が測定されているが、ここでは兵庫県南部地震直後に測定されたデータまでを対象としており、その中で $\Delta \delta$ は兵庫県南部地震発生前に測定された沈下量と地震後に測定された沈下量の差から不等沈下量を求めたものである。

以下、先に示した5事業所、214基のタンクを対象に以下の関係を求めた。

- ・ タンク形状と不等沈下の関係
- ・ 液状化と不等沈下の関係
- ・ 側方流動量と不等沈下の関係

(2) タンク形状と不等沈下の関係

地震時のタンクの安定性は、水平震度による慣性力を考慮すれば、タンクの高さや幅に大きな影響を受けることが容易に想像できる。特にタンクの場合はタンク本体の荷重は小さいため、内液の重量（高さ）が重量となる。また、内液

に関しては地震時の液面揺動についても安定性に影響がある。

ここでは、タンク形状と不等沈下の関係を求めるが、タンク形状としては、以下の項目を用いることとする。

- ・ タンク内径 D
- ・ 地震時タンク内液面高さ h

図 3.5.3-1 にタンク形状と不等沈下の関係を示しているが、横軸が h/D 、縦軸が δ/D (もしくは $\Delta\delta/D$) で示し、タンク内径で正規化している。すなわち、 h/D が単位幅当たりの液面高さに相当し、 δ/D (もしくは $\Delta\delta/D$) がタンクの傾斜量に相当する。なお、図中には液化化指数 P_L 値を示しているが、これはレベル 2 地震動に対する値である。

図から明らかなように新法タンクの不等沈下量は小さく、全ての δ/D (もしくは $\Delta\delta/D$) で 1/300 以下となり、新法タンクの技術基準に従えば、兵庫県南部地震のようなレベル 2 地震動を受けてもタンクの健全性が確保されていたことが確認できる。

旧法タンクの場合は、 h/D が大きくなると不同沈下量も大きくなる傾向を示しているものの、 h/D が 1.5 を超える 1 データを除けば δ/D (もしくは $\Delta\delta/D$) が 0.04 以下である。この 1 データについては、タンク形状が影響しているも

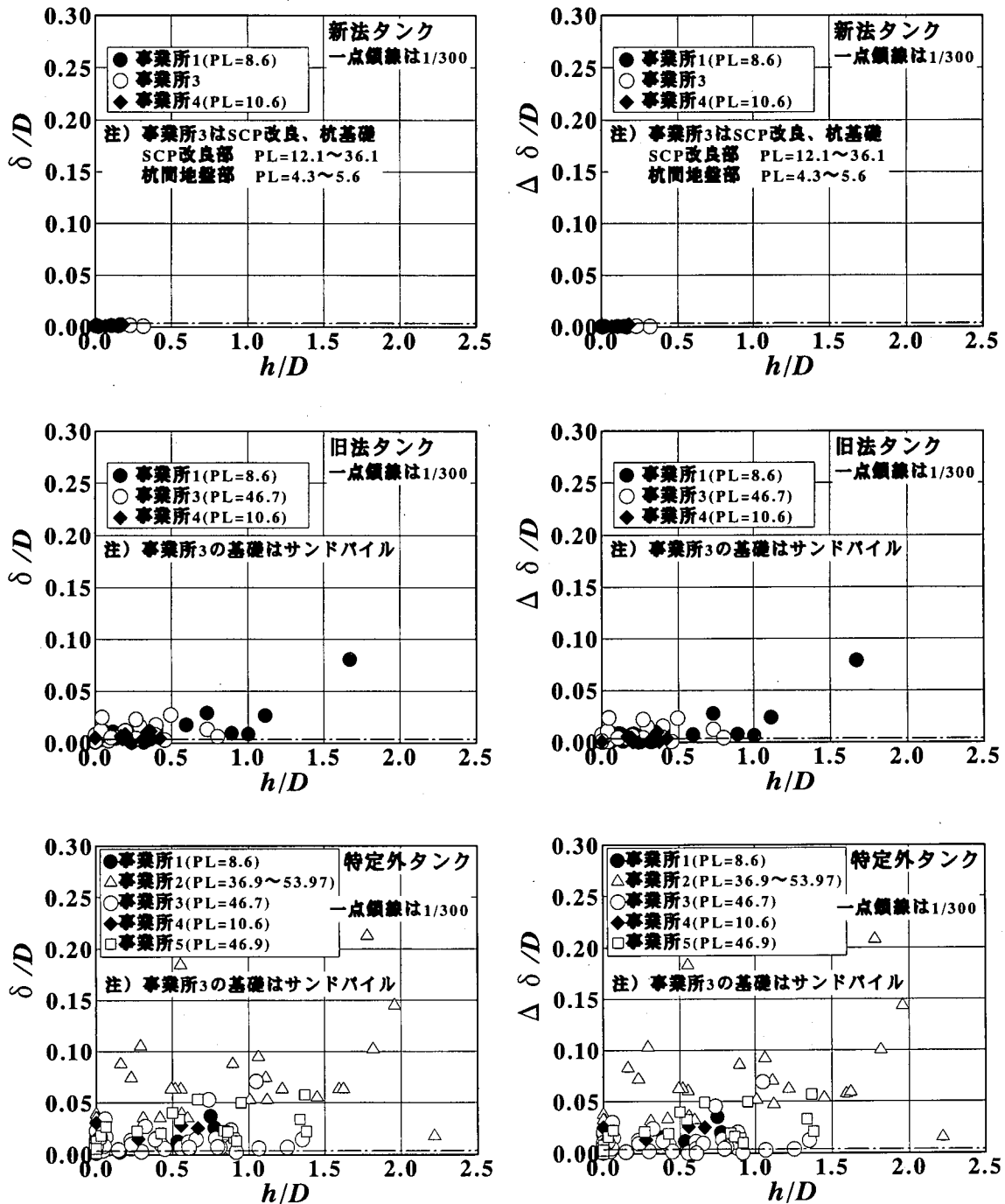


図 3.5.3-1 タンク形状と不等沈下の関係

のと考えられる。

特定外タンクは、 h/D が大きくなると不同沈下量の分布が大きくなる傾向があり、かつ δ/D が0.05を超えるデータも多く、特定タンクと比較して基準の求める性能の違いが現れている。なお事業所によっても不同沈下の分布幅や大きさに違いがある。

(3)タンク被害と液状化

レベル2地震動に対する液状化指数と不同沈下量の関係を図3.5.3-2に示す。新法タンクでは液状化指数の分布域が4.29~12.07と比較的小さく、不同沈下量も小さいが、旧法タンクや特定外タンクについては、液状化指数の増加と比例して不同沈下量の分布幅が増大している傾向にあることがわかる。

液状化指数は不同沈下の分布幅とある程度の相関があることから、液状化指数によりタンクの健全性をある程度評価できることが明らかとなった。したがって、液状化指数を小さくすることでタンクの耐震性能を向上させることが可能と考えられる。

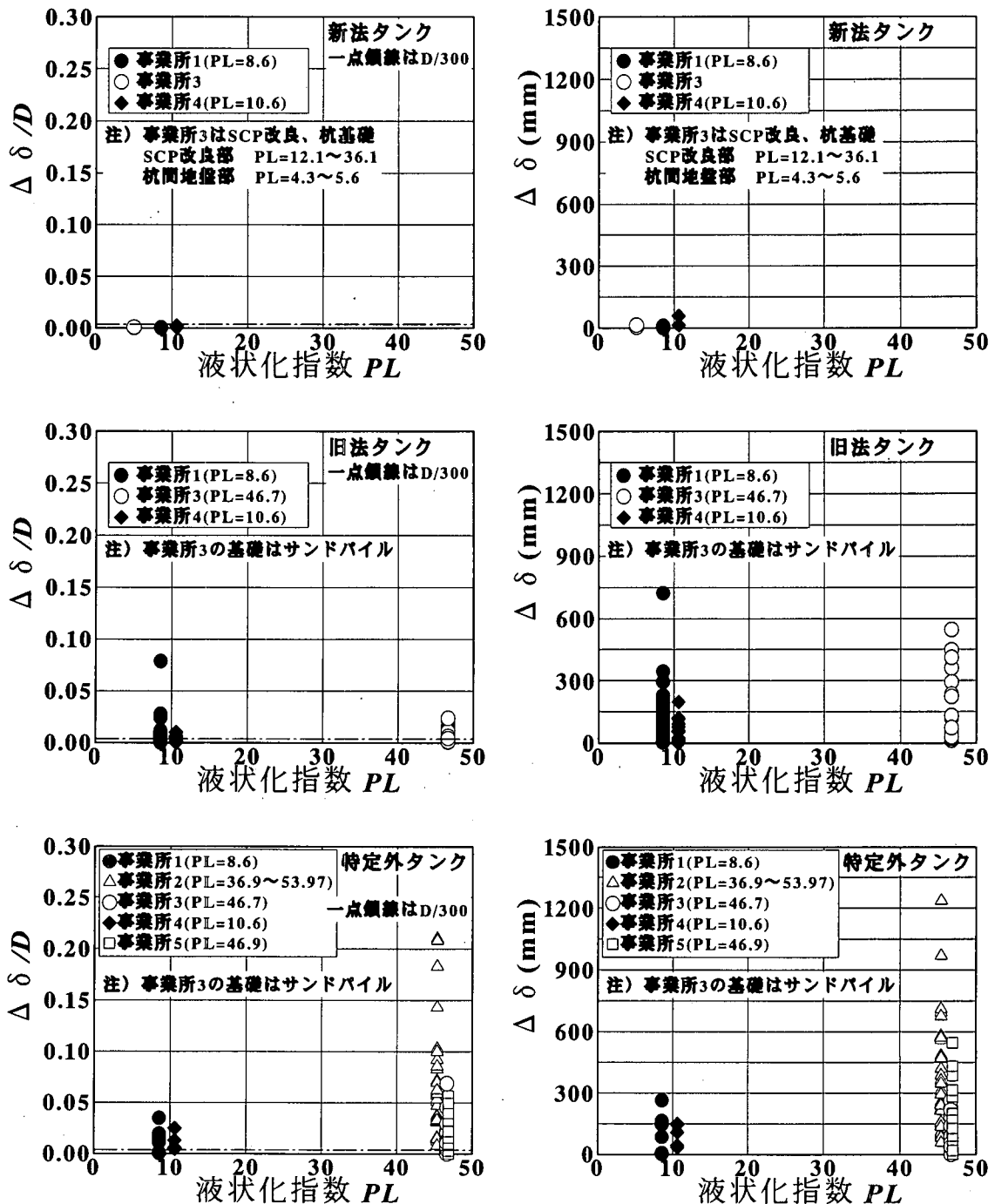


図 3.5.3-2 レベル2地震による液状化指数と不同沈下の関係

図 3. 3. 4-4 に示した建築物における地盤の液状化しやすさと上部構造の被害レベルとの関係に従い、対象とした全ての事業所のデータが含まれ、データが多い特定外タンクを対象として同じ検討を行った。なお、タンクの被害レベルについては以下のように定義した。

- ・ レベル a: $1/20 < \Delta \delta / D$
- ・ レベル b: $1/100 < \Delta \delta / D \leq 1/20$
- ・ レベル c: $1/300 < \Delta \delta / D \leq 1/100$
- ・ レベル d: $\Delta \delta / D \leq 1/300$

また、地盤の液状化しやすさは、事業所 1 と 4 が液状化しにくい地盤、他の事業所は液状化しやすい地盤となり、中位に液状化しやすい地盤に相当する事業所はない。なおここでは基盤地震動の分類は行わないこととした。

図 3. 5. 3-3 に地盤の液状化しやすさとタンクの被害レベルの関係を示す。液状化しにくい地盤では、タンクの被害レベルでレベル a がなく、レベル b の割合が多いが、液状化しやすい地盤では、レベル a が 20%以上となっている。このことから、液状化しやすい地盤の方が、タンクに被害も大きいことがわかる。

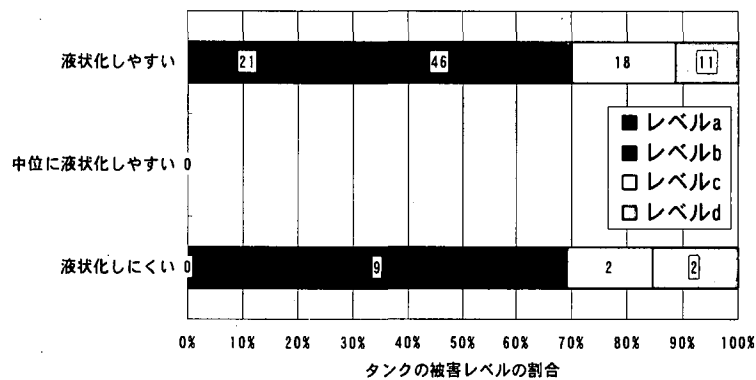


図 3. 5. 3-3 地盤の液状化しやすさとタンクの被害レベルの関係

(4) タンク被害と側方流動

タンク被害と側方流動の関係について調査を行った。

側方流動量については、濱田らによる地盤移動量の調査結果を用いた (Hamada et al. 1995)。ここでは、事業所内で濱田らの水平変位量が得られている 2 事業所について、護岸法線方向の側方流動量を護岸からの距離に対する双曲線形を仮定し、その法線上に分布するタンクの沈下量との関係を求めた。

図 3. 5. 3-4 に側方流動量と不等沈下量の関係を示している。またここでは正規化していない不等沈下量も示した。これらの図からは側方流動量と不同沈下量の相関は特に認められない。

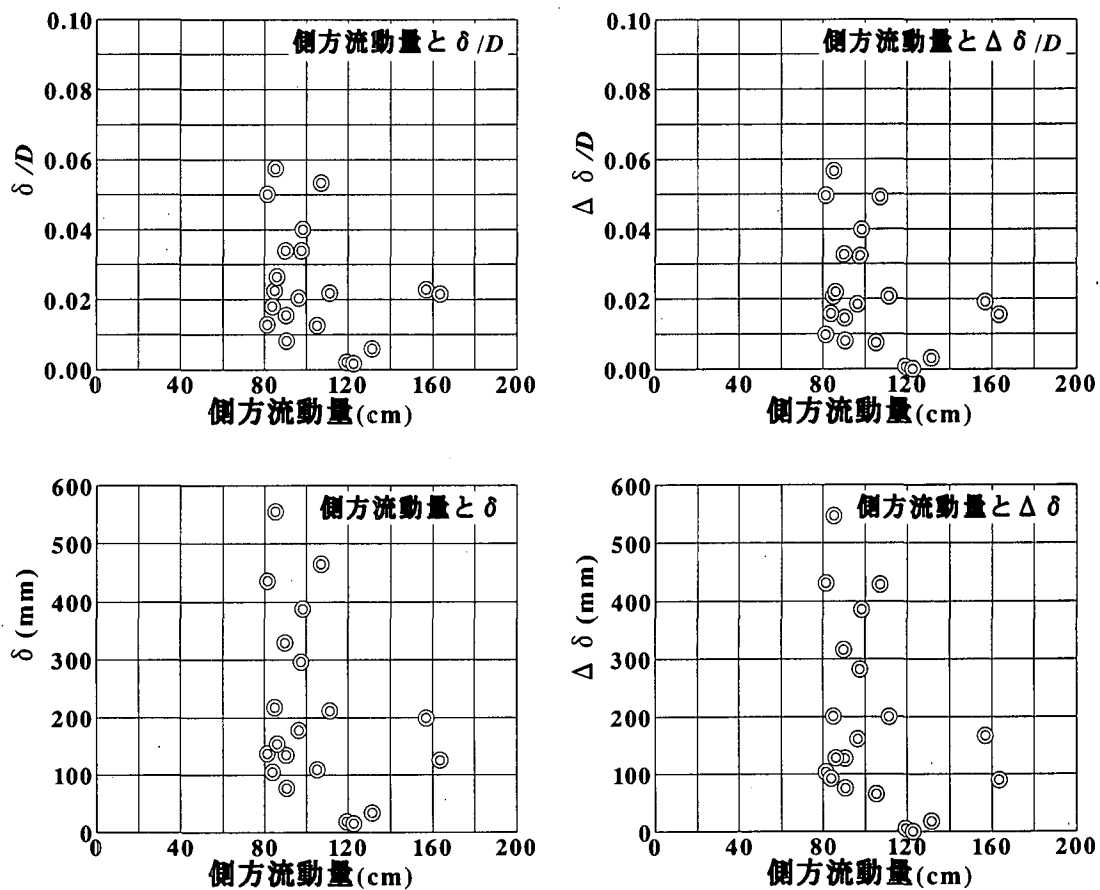


図 3. 5. 3-4 側方流動と不等沈下の関係

3. 5. 4 調査結果のまとめ

兵庫県南部地震によるタンク被害について調査を行い、以下の知見を得た。

- (1) タンクが適用された基準とタンクの被害は明らかに関係があり、耐震性能を求められている新法タンクでは問題となるような被害がなかったが、旧法タンクや特定外タンクなどでは、不等沈下量が大きいものもあった。
- (2) タンク被害とタンク形状との関係には、ある程度の相関が認められた。
- (3) タンク被害と土の液状化強度にもある程度の相関が見られる。また、土の液状化強度を表す指標として、液状化指数の妥当性についても確認された。
- (4) 側方流動量とタンク被害については、今回の調査範囲では、特に明確な関係は認められなかった。

3.6 鉄道橋

3.6.1 はじめに

鉄道橋は、兵庫県南部地震において液状化による顕著な被害を経験していない。これは、比較的液状化の発生しにくい地盤に多くの構造物が建設されていたことが大きな要因であると考えられる。また、これまでのレベル2地震においても同様の理由で液状化が原因とされる顕著な被害は皆無に等しい。しかし、新潟地震、日本海中部地震では液状化が原因とされる甚大な被害が確認されている。

そこで、兵庫県南部地震における鉄道橋の調査については、被災した鉄道橋周辺の地盤の地震応答解析を実施して液状化発生程度を調査して高架橋の被害状況との関連性を分析した。また、新潟地震、十勝沖地震、日本海中部地震についても被害状況の整理を行った。

3.6.2 兵庫県南部地震

1995年に発生した兵庫県南部地震での鉄道の被害は、東海道・山陽新幹線をはじめJR在来線、民鉄線と、阪神地区のほぼすべての路線で発生している。不通区間は、地震発生当日は新幹線約210km、JR在来線130km以上、民鉄線約290kmで、全体では640kmにも及んだ。被害の特徴としてはラーメン高架橋の柱部の破壊による床スラブの落下や桁の落橋が多く、山陽新幹線、東海道線、阪急神戸線・伊丹線、阪神本線などで多くの被害が確認された（鉄道総合技術研究所地震対策プロジェクト1996）。なお、いずれの被災地点でも噴砂・噴水の状況はdであり、液状化の発生は確認されていない。

兵庫県南部地震において鉄道構造物付近での液状化の発生が確認された事例としては、図3.6.2-1に示すように海岸付近のヤード内での噴砂があるが、軌道などに変状が生じていないことから液状化の程度は比較的小規模であったと考えられ、噴砂・噴水の状況はcと判断される。

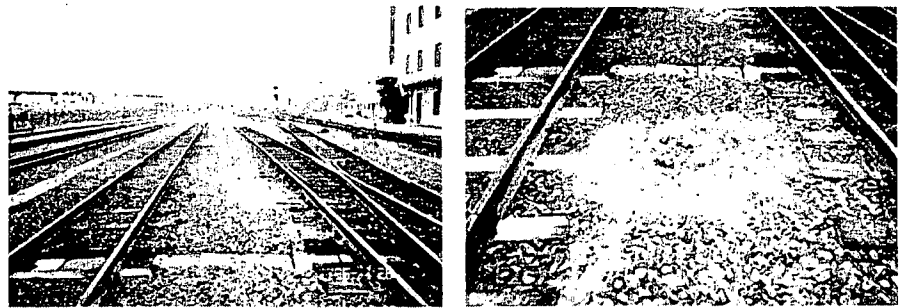


図3.6.2-1 海岸付近のヤード内での噴砂

また、神戸新交通六甲アイランド線では図3.6.2-2に示すケーソン基礎（外径6.0m、長さ39.1mの円形）で支持されている六甲アイランド側の橋脚が、護岸が海側へ1.5m移動したことによる背面地盤の移動により傾斜が生じた（地盤工学会阪神大震災調査委員会1996）。この付近は、液状化による側方流動が確認（社本ら1996）されており、ケーソン基礎の移動は護岸背後地盤の液状化による側方流動が原因と考えられるが、道路橋の被害（関1995）などに比較して軽微であった。なお、図3.6.2-2は被災後の復旧状況も併せて示している。

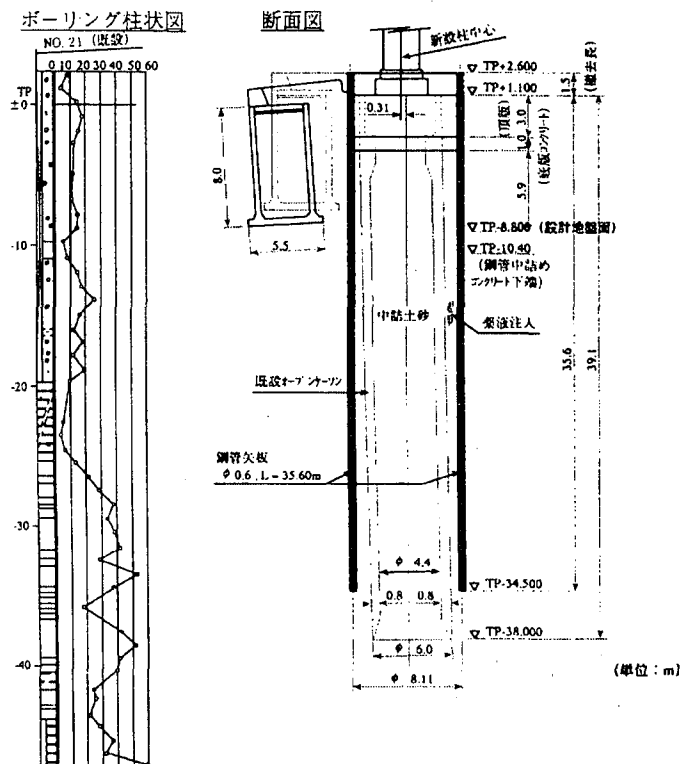


図3.6.2-2 神戸新交通六甲アイランド線のケーソン基礎被災状況（地盤工学会阪神大震災調査委員会1996）

崩壊した山陽新幹線高架橋の近傍においてもマンホールの浮上りや噴砂などが確認されている。噴砂・噴水の状況はcと判断される。この付近の地盤状況は、礫層や洪

積層上に薄い沖積層が分布している（日本国有鉄道大阪新幹線工事局 1972a）。また、大規模な宅地造成が行われている地域であるが、その以前は水田地帯であったことが所々に残っている水田より推測される。さらにこの付近は 0m 地帯に近い条件であり、地下水位が地表面近くにあることが予想され、比較的液状化の発生しやすい地域であったことが推測されている。このため、小規模の液状化がいくつか発生していたことが予想され、このことが高架橋に何らかの影響を及ぼしたことが推測された。そこで、以下では被災した高架橋周辺の地盤状況に着目し、小規模な液状化が発生したと考えられる地盤上の高架橋の被災原因を検討した結果（澤田ら 1996）について述べる。

(1) 解析の対象とした新幹線高架橋

解析の対象とした高架橋は、被災した A 高架橋、B 高架橋と、被災していない高架橋として A 高架橋に隣接する C 高架橋とした。A、B および C 高架橋は基礎型式（場所打ち杭 $\phi=1.2\text{m}$, $L=8.0\text{m}$ ）、上部構造物の型式（2 層 3 径間ラーメン構造）などは同様である（日本国有鉄道大阪新幹線工事局 1972b）。高架橋の一般図を図 3.6.2-3、3 つの高架橋の地盤条件を図 3.6.2-4 にそれぞれ示す。

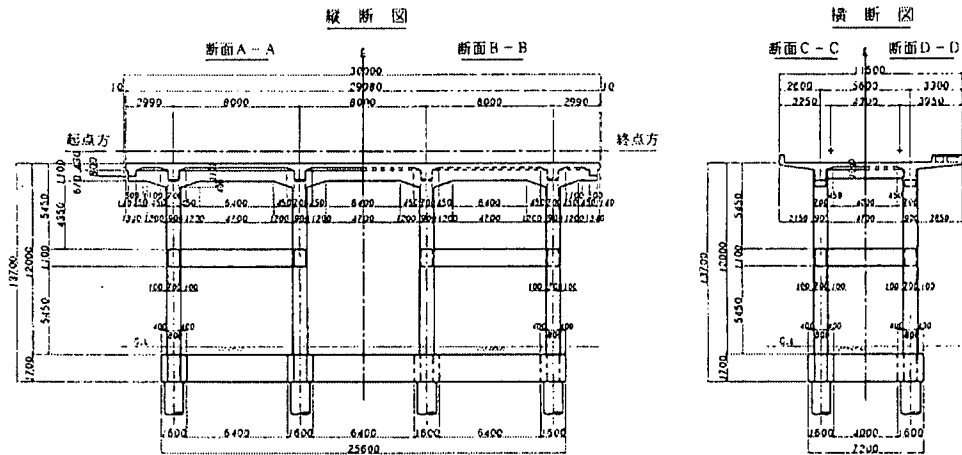


図 3.6.2-3 高架橋一般図（日本国有鉄道大阪新幹線工事局 1972b）

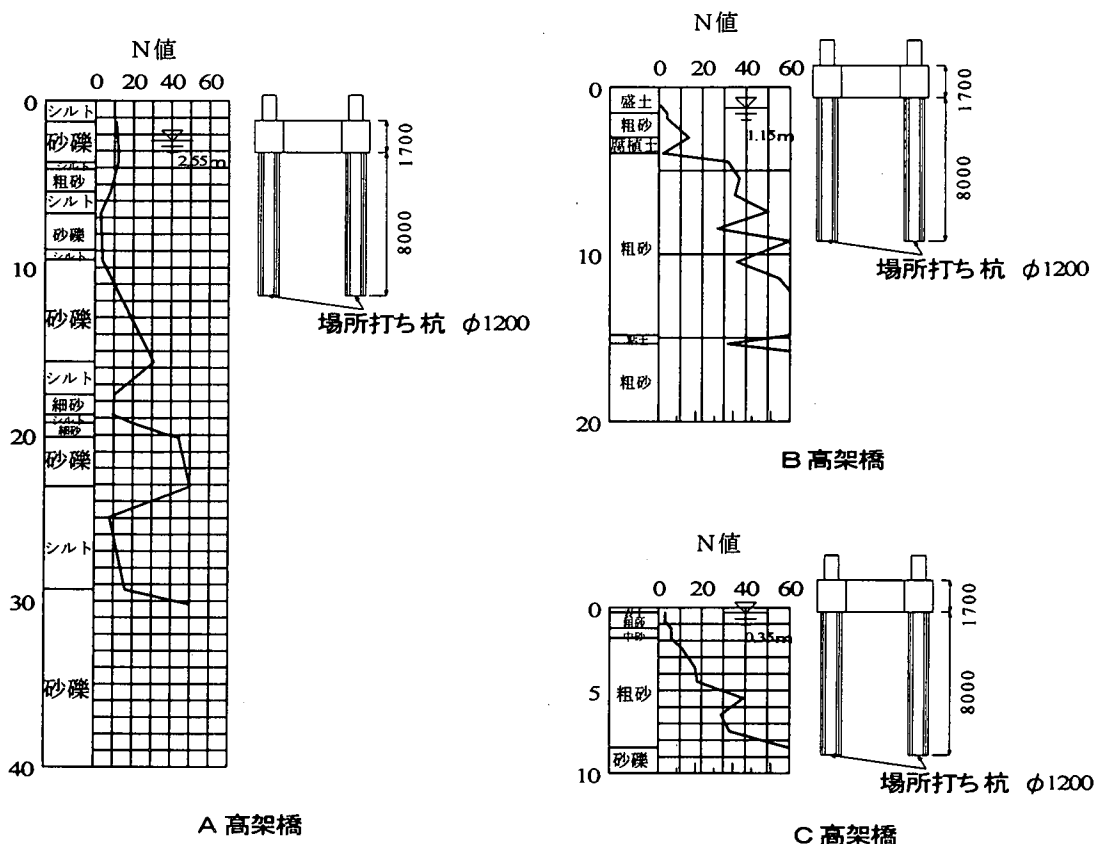


図 3.6.2-4 地盤条件

(2) 被害解析の方法

被害の検証は、1次元有効応力解析（YUSAYUSA-2（東畑ら 1991））により地表面の応答値を算定し、それより加速度応答スペクトルを求めることで構造物の応答値を推定することとした。ここで、1次元有効応力解析に用いた土質諸数値は図 3.6.2-4 に示す土質調査結果を考慮して設定し、応力～ひずみ関係には双曲線モデルを用いた。また、基盤入力波形は神戸ポートアイランドの GL.-83m で観測された加速度を、距離減衰を考慮して振幅調整したものをを用いた。

なお、加速度応答スペクトルを算定する際の減衰定数は 5% とした。

(3) 被害原因の推定

図 3.6.2-5 に各高架橋位置における最大加速度分布、最大せん断応力比および過剰間隙水圧分布を示す。これらより、各高架橋とも地表面から 5m 付近で液状化が発生していると考えられる。

しかし、C 高架橋においては基盤の位置が他の 2 つの高架橋と比べて浅く、表層地盤のほぼ全層で液状化が発生していることになる。このため、加速度の増幅は見られず他の 2 つの高架橋に比べて応答加速度は小さな値を示している。

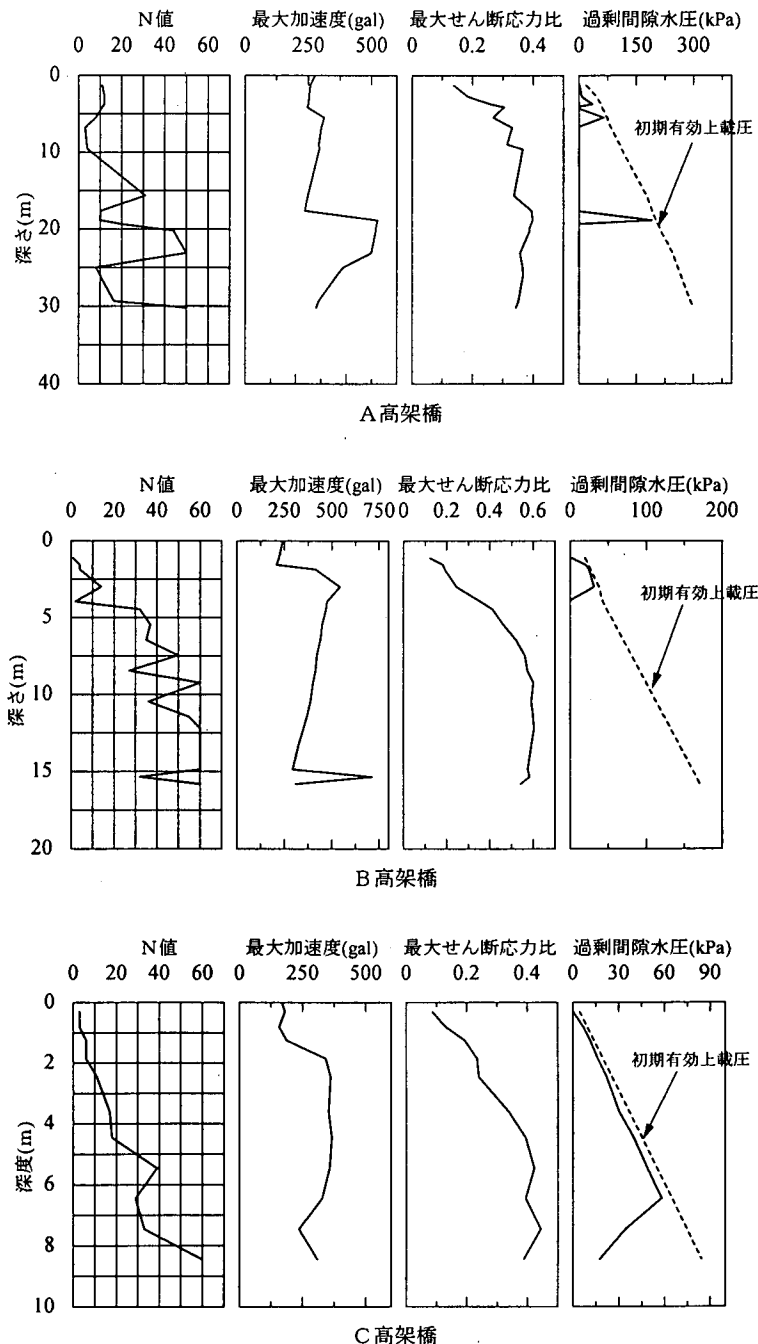


図 3.6.2-5 深さ方向の液状化範囲

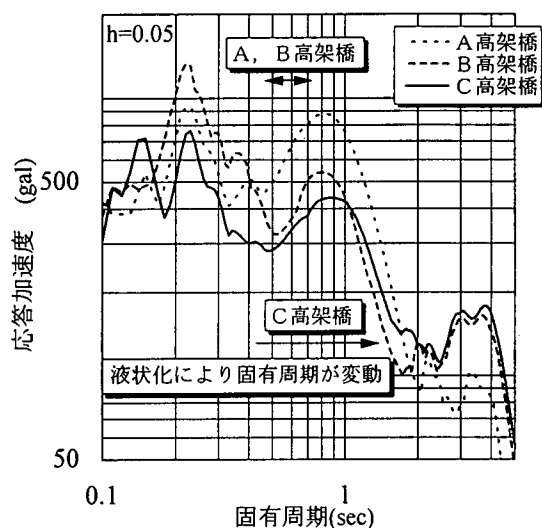


図 3.6.2-6 加速度応答スペクトル

図 3.6.2-6 には解析で得られた地表面の応答波形を用いて作成した加速度応答スペクトルを示す。今回解析の対象とした高架橋の固有周期はいずれも 0.5～0.8sec 程度（内田ら 1996）であることから、A、B 高架橋は 400gal 以上の大きな応答を示していることが推定される。しかし、C 高架橋については、前述したように表層地盤の全層で液状化が発生しているため、C 高架橋の応答加速度は 200gal 程度であることが推定される。また、この場合は高架橋の固有周期も長くなることを見込まれ、1sec を越えることが予想される。

当時の設計基準（日本国有鉄道 1967）を鑑みると設計水平震度は 0.2 程度であることから、A、B 高架橋については設計時に想定された水平震度以上の加速度が作用した影響により被災したことが推定される。しかし、C 高架橋については液状化により作用加速度が小さくなり、地震による影響をあまり受けていないと考えられ、解析結果はこれらの実際の状況を良く説明していることがわかる。

3.6.3 その他の地震

3.6.3.1 新潟地震

1964 年に発生した新潟地震における国鉄（当時）の被害は、新潟駅、水没した万代線・新潟港線・東新潟港線の 3 つの貨物線、白山駅を中心とした越後線及び羽越線を中心として生じた（多田ら 1964）。

調査されている被害のうち、液状化が原因と考えられる代表的な被害の状況について以下に示す。液状化による被害は、比較的新しい時代に堆積および埋立られたきわめてゆるい砂地盤からなる信濃川河口付近の越後線関屋－白山間、新潟駅、万代駅、新潟港臨港線に生じている。

(1) 新潟駅付近（多田ら 1964）

新潟駅から流作場にかけての帯は比較的新しい時期に埋立られた造成地で、図 3.6.3-1 に示すように現地盤面から 10～15m は N 値 10 以下のゆるい砂とシルトの薄層からなる。この付近での液状化による被害は、当時の国鉄新潟支社建物と新築中の新潟鉄道病院の傾斜に代表される。しかし、支社建物に隣接している新潟駅本屋および駅の地下道については無被害であったことが報告されている。これらの被害程度に差が生じた要因として、駅本屋および地下道については土質調査結果から液状化対策としての支持杭（木杭）を多数打設するとともに、ウエルポイントにより地下水位を低下させて地下室および基礎を施工したことにある。支社建物の基礎はコンクリート杭であるが、本数が少ないことや地下室がなかったことなどが指摘されている。また、鉄道病院については地下室施工の際にウエルポイントにより地下水位を低下させているものの、基礎杭を施工していないことが原因として挙げられている。鉄道病院に隣接する看護婦寮は地下室のない直接基礎形式であり沈下・傾斜ともにはげしく、その浄化槽は浮上りを示していた。

なお、駅の地下道については地下道自体の沈下などはないが周辺のホームなどが不同沈下し、結果として取り付け階段などから噴砂が流入した。また、駅構内には大量の噴砂が生じたが、噴砂孔の位置は構造物との境界付近に多く分布していると報告されている。駅構内の直接基礎形式の変電区および保養所については一様に 1.2～1.5m 程度の沈下が生じていた。

新潟駅付近の被害状況から判断すると、極めて大量の噴砂が確認されており、噴砂・噴水の状況は a と判断される。

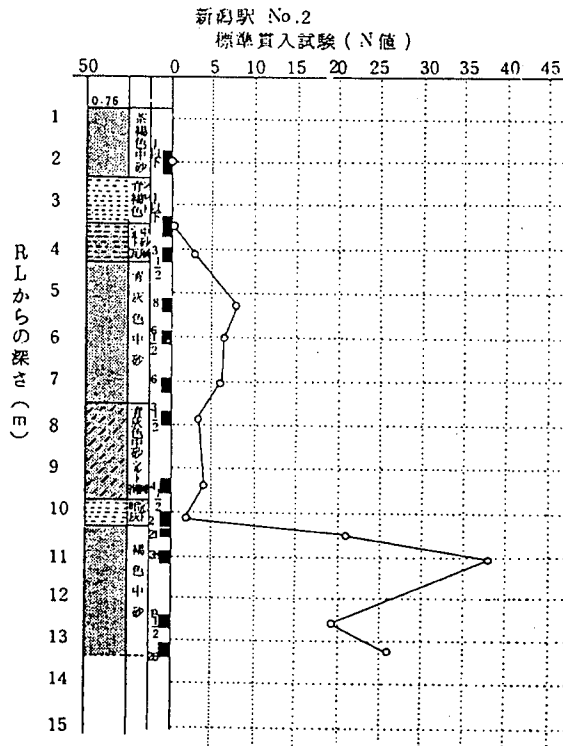


図 3.6.3-1 新潟駅土質柱状図 (多田ら 1964)

(2) 焼島貨物駅構内 (多田ら 1964)

広大な砂地盤で線路を敷設していない低地は一面に噴砂が生じている。構内は線路のはらみ出しによる通り不良や不同沈下が激しく道床脇には噴砂孔も確認されており、構内全域で液状化が生じていた可能性がある。

また、図 3.6.3-2 に示す焼島駅から東新潟港方に向かった東新潟港貨物支線榎堀橋梁 (支間 6.4m) 橋台下端においては、両橋台あわせて 40cm 程度前方に移動しており、桁がストラット作用をなしている。この付近は駅構内と同様に液状化の発生が想定され、液状化による側方流動により橋台が川心方向に移動したと想定される。なお、基礎杭の被災程度は不明で被災後は根固め工を設置と桁座の修復を実施し使用している。

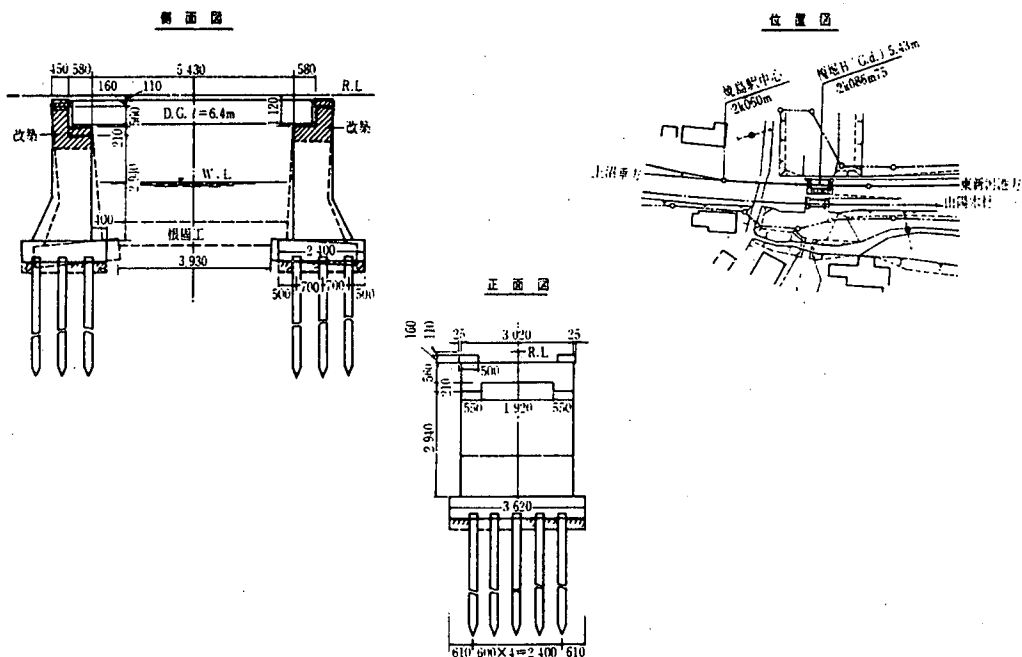


図 3.6.3-2 榎堀橋梁の被災状況 (土木学会 1966)

(3) 越後線関屋架道橋 (土木学会 1966)

国道 8 号線と交差する支間 23m の斜桁の関屋架道橋は、白山側の取付盛土が最大 1.5m 陥没しており、橋台の根元に直径 50cm 程度の噴砂が確認されている。また、近くのガソリンスタンドにもかなりの噴砂が確認されていることから、表層付近での液状化が想定されるが、橋台の変状は約 20cm の前進でパラペットと桁が接触している程度である。しかし、翼壁と橋台にはかなりの隙間が生じている。

(4) 越後線白山第 2 架道橋 (土木学会 1966)

白山第 2 架道橋は、支間 9.1m の鉄筋コンクリート T 型梁 1 連と杭基礎で支持されるコンクリート橋台である。被害は、図 3.6.3-3 に示すように橋台が前方へ移動し胸壁と桁が接触して桁がストラット作用をなしている。翼壁は約 70cm 沈下後傾斜し橋台との間は 30~50cm 開口した。また、橋台背後の盛土は 10~20m にわたり約 2m の沈下を生じた。法尻の道路に沿って幅 1m 長さ 2m の噴砂孔が続いていることから、関屋架道橋と同様に表層地盤に液状化が生じたことが想定される。

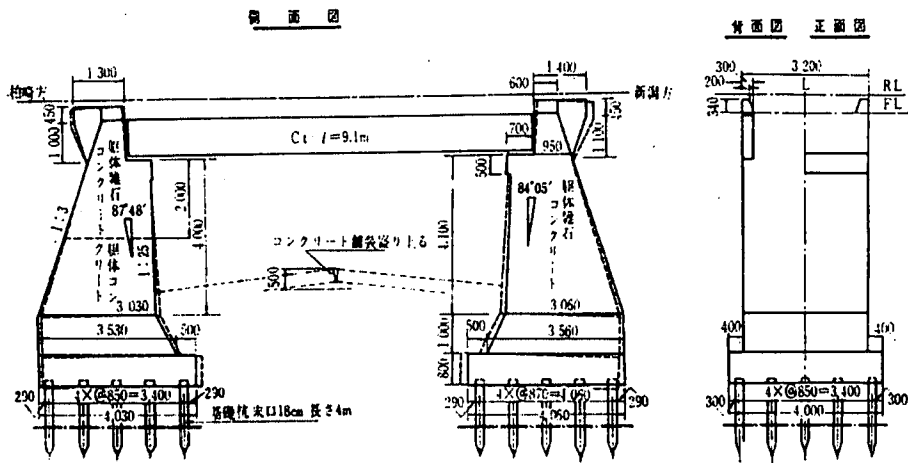


図 3.6.3-3 第 2 白山架道橋の被災状況 (土木学会 1966)

(5) 越後線信濃川橋梁

信濃川橋梁は、総延長 336.84m で、上部構造は 19.20m×2、22.30m×13 の上路単桁、下部構造はコンクリート橋台および円形橋脚である。基礎は、橋台はφ0.15×6m の木杭、橋脚は 1P および 13P は外径 4.5m、厚さ 1m、長さ 10m、2~12P は等しい断面寸法を有した長さ 18m の無筋コンクリート中空円形井筒基礎である。

被害は、図 3.6.3-4(1)~(2) に示すように左岸方の 1A、1P が顕著であり、右岸側に向かうほど変状は少ない傾向にある。図 3.6.3-5 に示すように 1A は、線路方向の変形が河心方向に 50cm、沈下が 40cm である。橋台裏盛土は約 2m 陥没し、白山駅に至る間まで盛土沿いの川側道路には大きな亀裂が入り、所々マンホールが 50cm 程度浮上っている。また、1P は河心方向に 1.7m 傾斜移動し、最も大きな変形を生じた。1P について掘削調査した結果、く体と井筒の接合部およ

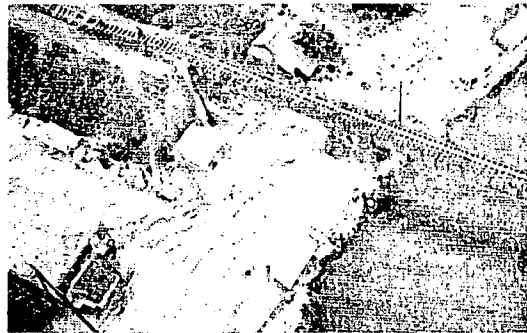


図 3.6.3-4(1) 信濃川橋梁被災状況(上空より) (土木学会 1966)



図 3.6.3-4(2) 信濃川橋梁被災状況(左岸川) (土木学会 1966)

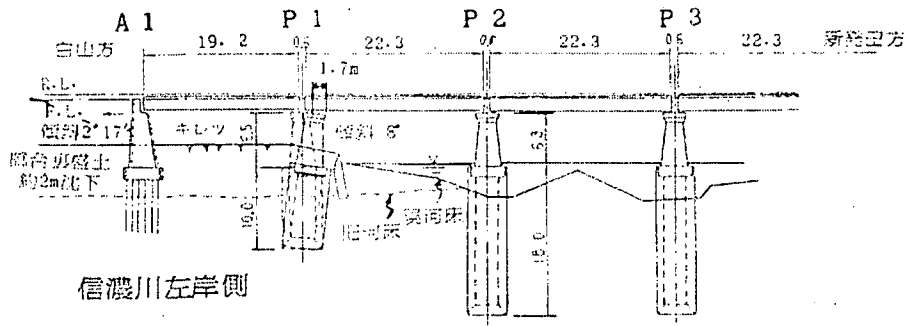


図 3.6.3-5 信濃川橋梁 1A, 1P の被災状況 (那須ら 1987)

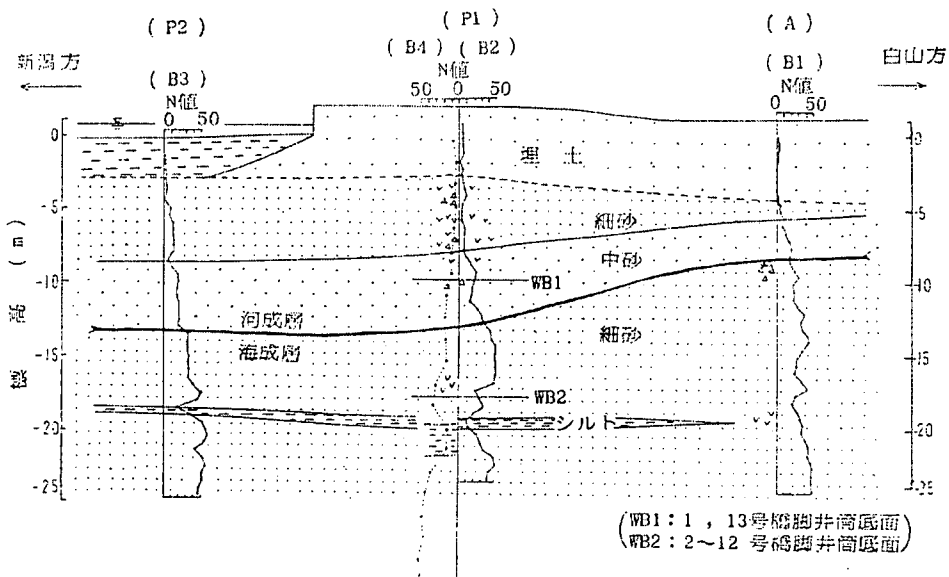


図 3.6.3-6 信濃川橋梁左岸付近の土質縦断面図 (那須ら 1987)

び井筒下側付近にもひび割れは認められず、井筒下端付近を中心として回転したものと推測された。なお、沈下は 10cm 程度であり軽微であった。

また、図 3.6.3-6 には信濃川橋梁左岸側の土質縦断面図を示す。これによると、1P の底版付近までゆるい砂層が分布しており、このゆるい砂層の液状化による橋脚に変状が生じたことが推測される。また、2P 以降の橋脚については N 値が 30 以上の細砂層に根入れされており、このことが変状が軽微であったことの要因と考えられる。よって、この付近は、極めて大量の噴砂が確認されていることから、噴砂・噴水の状況は a と判断される。

なお、この付近は後の調査で図 3.6.3-7 に示すように数 m の単位で地盤が水平方向に移動する側方流動が大規模な範囲で生じていたことが判明した (浜田ら 1986a, 浜田ら 1986b)。特に越後線信濃川橋梁の 1P については、側方流動による地盤の移動が原因で傾斜したと考えられる。

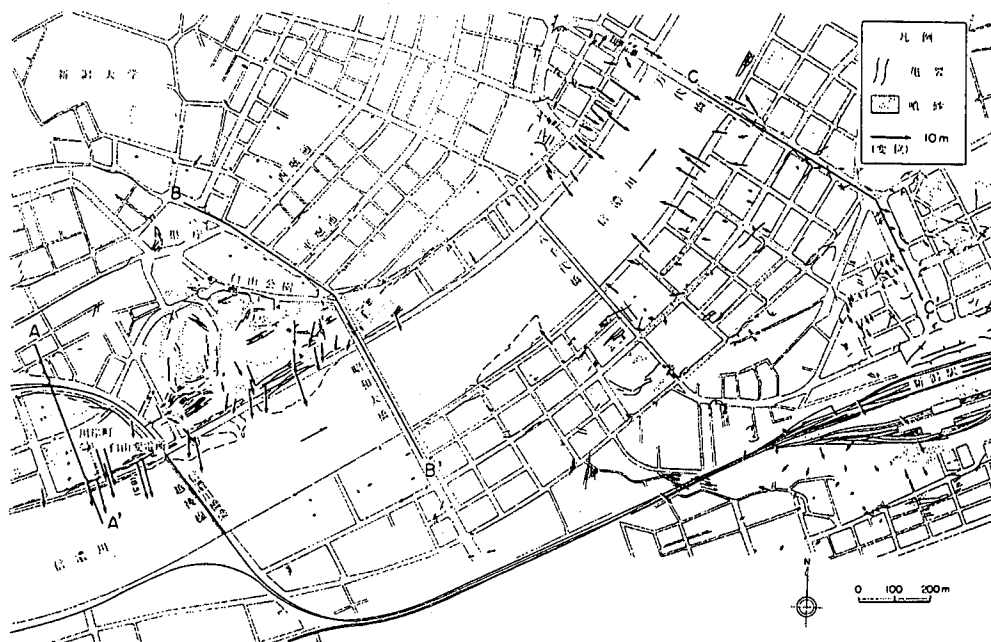


図 3.6.3-7 信濃川流域の側方流動の発生状況 (浜田ら 1986a)

3.6.3.2 十勝沖地震

1968年に発生した十勝沖地震における国鉄(当時)の被害は、東北本線尻内～野辺地間、大湊線、大畑線が著しく、軟弱地盤における盛土の崩壊が顕著であった。

軟弱地盤における盛土の被害は、厚い軟弱層が堆積したおぼれ谷部の盛土高が高いところに集中している。また、新設盛土に多く被害が生じており、施工直後のため圧密沈下が未完了などの影響が考えられている(山田ら 1968)。

液状化による被害として東北本線尻内～野辺地間の高盛土崩壊がある。高盛土崩壊の原因として、地震直前の3日間に総降雨量165mmに達する豪雨があり、特に前々日の6時から10時の間に時間雨量25mmの集中豪雨のため、砂質土からなる盛土法面が含水飽和状態となり、この状態で地震動が作用したため間隙水圧が上昇してせん断抵抗が低下するいわゆる液状化状態となり、流動性の崩壊を生じたことが推測されている。

また、青森駅構内の埠頭埋立地盤のうち、第2、第3岸壁地区において液状化が原因とされる岸壁自体の沈下・移動、栈橋の崩壊、路盤面に地割れと不同沈下が発生し、これに伴いレールが波打っている。同駅の岸壁は第1から3までである。第1岸壁は旧陸岸に造成されたものであるが、第2、3は海岸に突出した埋立造成埠頭であり、特に比較的新しい第3岸壁に被害が大きい。図3.6.3-8に第3岸壁地区に見られた噴砂を示す。噴砂・噴水の状況はbと判断される。

また、図3.6.3-9に示すように岸壁に発生した地割れの方法は埠頭の長手方向に沿うものが多く直行するものは少ない。この地割れの発生した地区においては同一線路の延長100mの間に約1mの高低差を生じていた。

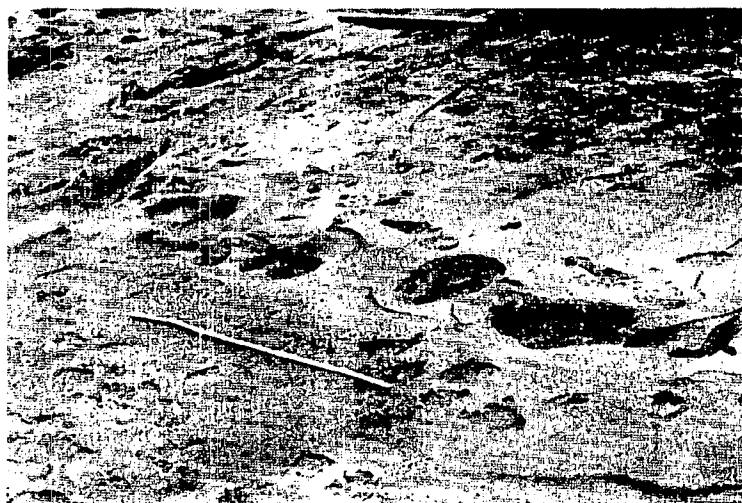


図 3.6.3-8 第3岸壁地区で確認された噴砂 (山田ら 1968)

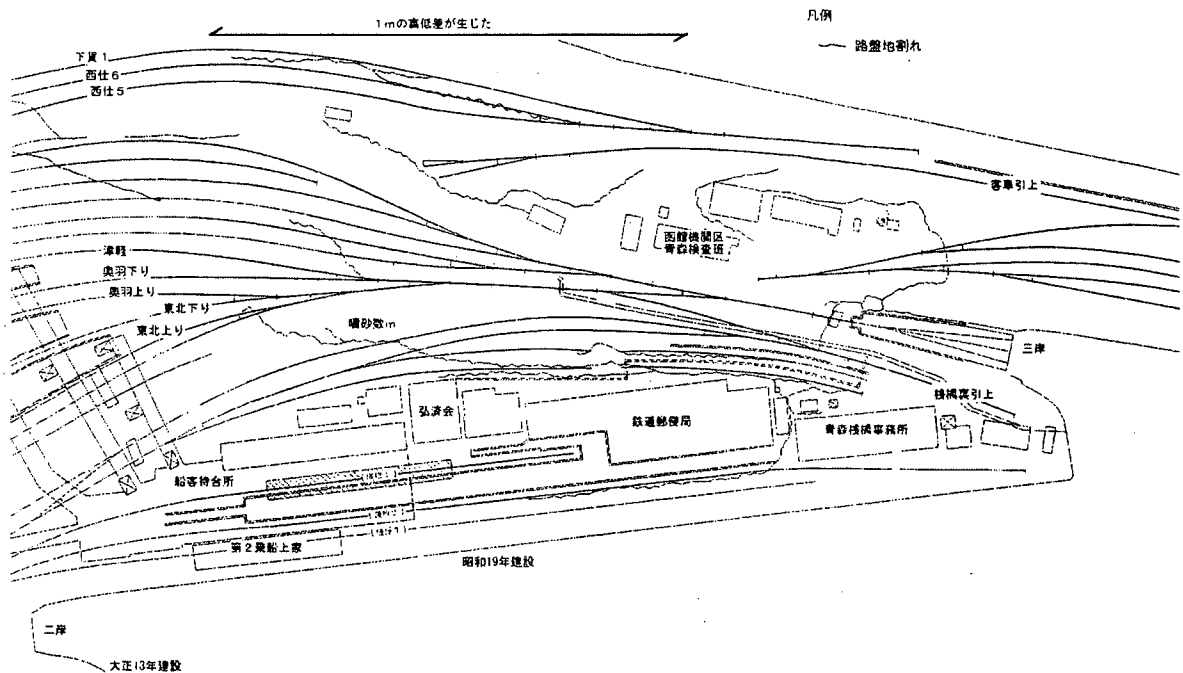


図 3.6.3-9 地割れの方向分布図 (山田ら 1968)

3.6.3.3 日本海中部地震

1983年に発生した日本海中部地震における国鉄(当時)の被害は、軟弱地盤状の盛土崩壊、路盤の陥没・亀裂、橋脚・橋桁の移動、橋脚の水平亀裂、軌道狂いなどが発生したが、列車の脱線や転覆などは発生していない。被害の多かった線区は、奥羽本線、五能線、津軽線、松前線であり、このうち、奥羽本線、五能線の被害が大きく、奥羽本線の盛土では最大で約3m程度の沈下が生じている(日本海中部地震調査研究グループ 1984)。

液状化が原因とされる被害は、国鉄(当時)では少なく、青森駅構内において確認されているのみである。しかし、青森駅構内で確認された液状化は興味深いものである。

青森駅構内における液状化に起因すると考えられる被害概要は、照明用鉄塔の傾斜、路盤の陥没、線路の高低狂い、継電器室の傾斜、鉄道郵便ホームの笠石とブロックの沈下、マンホールの浮上、船舶待合室横の地下タンク変状、船舶待合室内のポイラー基礎の傾斜などである。噴砂は第2、3岸壁で集中的に発生しており、この場所は浚渫砂で埋立造成した場所といわれている(日本海中部地震調査研究グループ 1984)。

前述した興味深い事項は、噴砂の確認された場所が3.6.3.2で述べた昭和43年の十勝沖地震で噴砂が確認された場所と同一であり、いわゆる再液状化現象が確認されていることである。図3.6.3-10に噴砂の発生位置と変状の様子を示す。図3.6.3-9に示す十勝沖地震にける変状の様子と比較すると、噴砂の発生位置など変状の生じている位置関係がほぼ同一地点であることがわかる。また、図3.6.3-11には噴砂の粒径加積曲線を示すが、十勝沖地震で観測された噴砂の粒径加積曲線とほぼ等しいことから、同一の砂層が液状化したことが想定される。噴砂・噴水の状況は十勝沖地震と同様にbと判断される。

図3.6.3-12には傾斜した照明用鉄塔付近の土質柱状図と杭の根入の関係を示す。これによると杭の先端付近までN値が10程度のゆるい砂地盤であり、杭の支持方式は周面支持杭であることがわかる。したがって、照明用鉄塔が傾斜した要因は、杭の全長にわたり液状化が発生したことによる支持力の消失が原因であることが容易に理解できる。

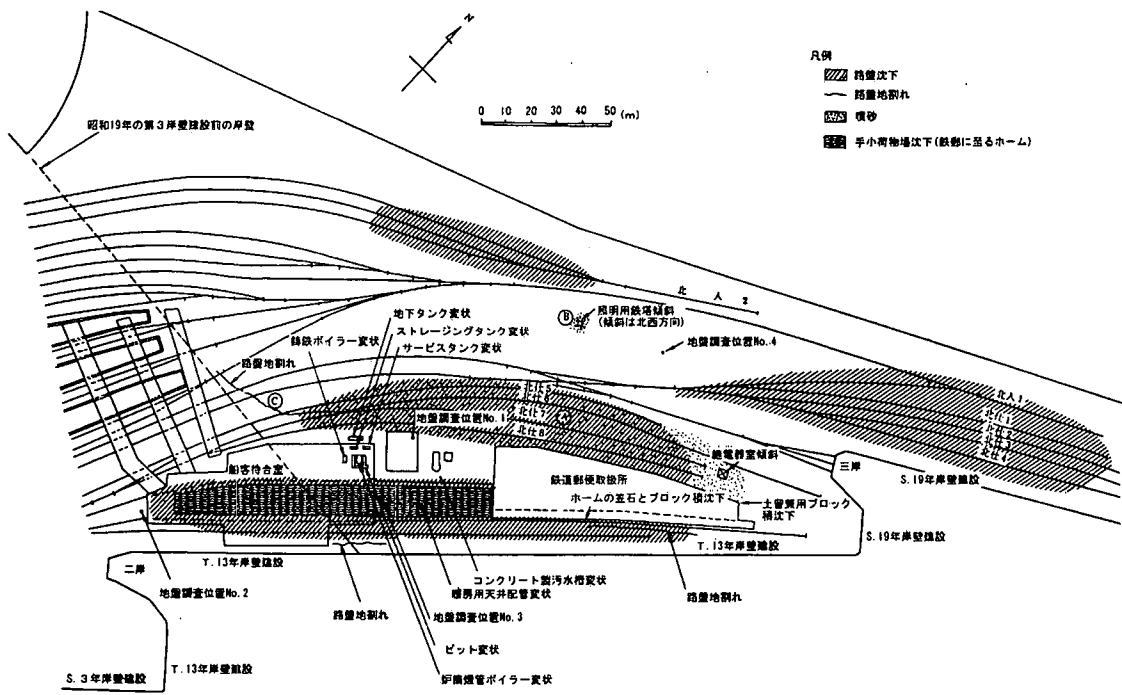


図 3. 6. 3-10 噴砂の発生位置と変状の状況 (日本海中部地震調査研究グループ 1984)

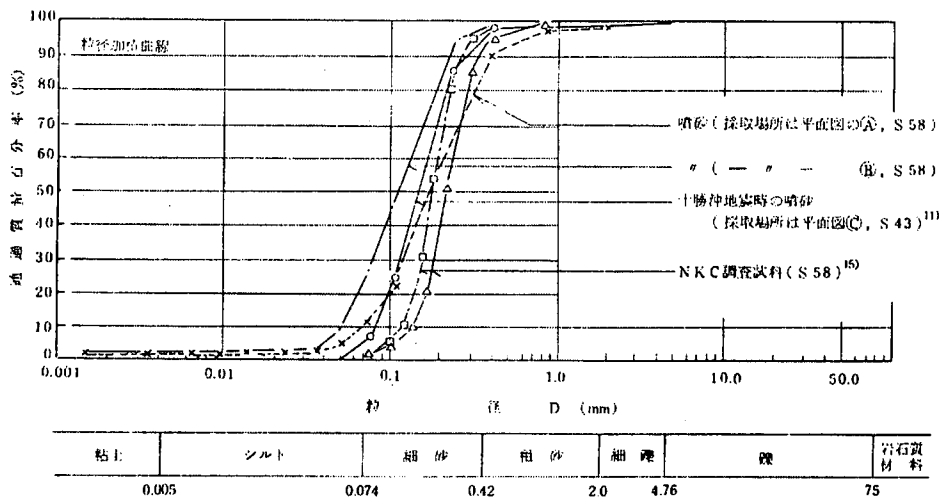


図 3. 6. 3-11 噴砂の粒径加積曲線 (日本海中部地震調査研究グループ 1984)

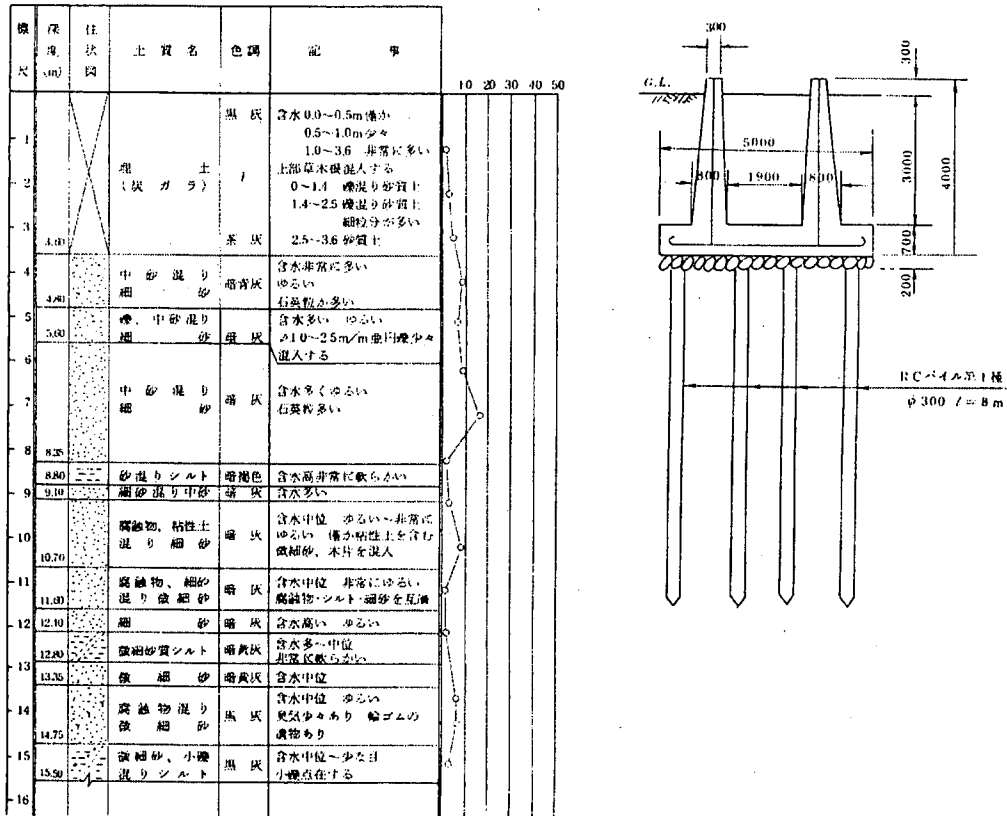


図 3.6.3-12 傾斜した照明用鉄塔付近の土質柱状図と杭の根入の関係 (日本海中部地震調査研究グループ 1984)

3.6.4 まとめ

鉄道橋に関して、液状化に起因すると考えられる被害状況について調査した。

その結果、地震を経験した鉄道構造物は比較的良好な支持地盤上に建設されていることや盛土などの土構造物が多く、特に橋梁や高架橋については液状化に起因するような被害は多くは確認されていない。しかし、新潟地震における信濃川橋梁のように比較的新しい時代に堆積および埋立られたきわめてゆるい砂地盤における橋梁の被害は一度発生すると致命的な被害となり、社会的な影響が大きい。

また、地盤の地震応答解析より高架橋の被害原因の推定を実施した結果、液状化の程度が大きかった高架橋は被災していないことなどから、地盤が液状化することで振動特性が変化し地震の影響を受けなかったことが推測された。一方、被災した高架橋は液状化が小規模であったことから振動特性があまり変化せず、地震の影響を受けたと推測され、地盤の液状化による側方流動が発生しなければ、液状化による免震的な効果により構造物は被災しない場合があることを示唆する知見を得た。

3.7 人的被害

これまで液状化が原因で死亡または負傷した事例はほとんどないと考えられてきた(例えば、伯野 2002)。そこで、このことを確認するために、1995年の兵庫県南部地震およびそれ以前の地震における液状化による人的被害の洗い出しを行った。

3.7.1 1995年兵庫県南部地震以前の地震による人的被害

3.7.1.1 1923年関東地震

相模湾に面した神奈川県茅ヶ崎市中島 1136 番地前の道路では、地下水を噴きだした地割れに落ちて少女が溺死した(中島在住の根岸八百太郎さんの証言)。中島地区では、「辺り一面亀甲状の地割れができ、大きいものは幅が 2m ぐらいあった」「噴き出した地下水により地区全体が水浸しになり、水が引くのには 2 日かかった」、「水深は膝の深さまで達した」などの証言が得られており、かなり大規模な液状化が発生したと推定される(古藤田ら 1986)。

3.7.1.2 1948年福井地震

中央气象台(1948)には、以下の記述がある。「福井市和田出作町の一水田で、地震当時芋掘りをしていた南京貞子さん(37 歳)が地割れに落ち込み乳の辺まで埋まって死んでいた由で、発掘に従事した付近の人の話では『助けて』という叫び声を聞いたようであるが、当時周囲が砂煙で発見が遅れたと言う。調査した時には幅 25~30cm 位の亀裂が 100m ほど 2 本 W2° N の方向に雁行していたが、その 1 本の最終端に落ち込んだようである。水田の水深はあまりないから溺死とは思われない。発掘に従事した人の話は腹の辺が圧迫されていたようで明らかに圧死だと言っていた。鉄道線路の蛇行したことから地盤の収縮したと思われるところが所々見られたが、そのようなことから地割れの収縮もあったかと思われるので報告する」。

また、日本学術会議福井地震調査研究特別委員会(1949)には、以下の記述がある。「この度古来日本では全くなかったと言われていた地割れにはさまれて死んだ人が見られた。それは福井市東南部の和田出作町で田の草取り中の女が眉毛辺まで埋まって発見されたが、体の左右には 2cm 程の割れ目が残っていただけで、掘り出して見ると直立のまま片手で稲を一株握っていたとの事で割れ目は下まで及んでいたとも言われている。割れ目が開閉したのは誰も見たものはないが、現場は足羽川からは 150m 位の所であるから、僅か数 m の断崖に向かって、こんな遠くから重力の影響ですべりが起こり、その割れ目が順次に奥に及んだ結果であるとは考えにくい。ただし、そのような現象は北潟湖畔へ避難中の人々が目撃したと聞いている。実際に割れ目が開閉したのは鶴村布施田橋付近の堤防で見たという人がある。」

上記被害地点の福井市和田出作町は、現在の福井市勝見 3 丁目足羽川右岸沿いの地区である。二つの文献による被害状況は若干異なるが、同一人物に関する記録と思われる。死亡原因は上記の記録のみから判断すると地割れの開閉による圧死と推定される。出作地区の東(上流側)に接して架けられていた上板垣橋(橋長 156m の鉄筋コンクリート橋)は、左岸より 6 経間は橋脚が左岸側へ 1~10 度傾斜し、橋体は 13 経間中 8 経間が落下したとの記録(北陸震災調査特別委員会 1950)があること、河川沿岸に地割れが形成されたことから、この地割れは液状化に伴う流動によるという推論も成り立つ。しかし、福井地震に関する諸記録には当該地点付近で噴砂が発生した記録は確認されておらず(若松 1991)、現時点では上記を液状化による被害とは断定できない。

3.7.1.3 1964年新潟地震

(1) 新潟市小針の事例

新潟市(1966)によれば、「新潟市小針 2605 番地の主婦広川チヨ子さん(25 歳)が地下水を噴出した地割れに陥って死亡した。地震後、砂の間から片腕だけが空中に出ていたので、掘り出してみると、地割れに落ちた広川さんが這い上がりうとして片腕を上げたまま砂に埋まって死んだことがわかった」。

(2) 新潟市松浜橋の事例

新潟日報社(1964)によれば、「新潟市都タクシーの運転手、遊佐吉一さん(38 歳)は、松浜橋の真ん中で地震に遭い、車と共に川に落ちて怪我をした。同僚とともに 6 人のお客を松浜に送っての帰り、阿賀野川のさしかかったその時、前を歩いていた若い男性 2 人が急に酔っぱらったようにふらつき、欄干につかまるのが見えた。おやっと思つて外に顔を出すと、橋がミリミリと音を立てて動いている。強い風でもないのにおかしいなと思った直後、今度は大きくジグザグに揺れだした。『橋がつぶれる!』遊佐さんは無意識のうちに車を止めサイドブレーキをかけて外へ。後ろから来た同僚の小島運転手も飛び降りた。バリバリッと木が裂ける。向こう岸に近い部分がちぎれて横倒しになり後ろも崩れ落ちた。もう歩いては渡れない。遊佐さんは川に飛び込もうと身構えた。『その瞬間、からだがつワッと宙はねとばされ、ドスンと下にたたきつけられたんです。夢中で立ち上がると、水面すれすれのところまで橋が落ちている。他の人たちも一緒に死した。小島運転手は顔から血を流し、後ろを歩いている女性はピッコをひいている。遊佐さんも背骨を強く打って痛

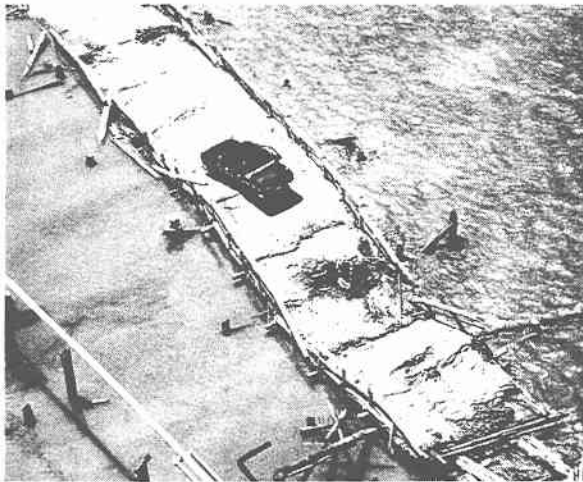


写真 3.7.1-1 松浜橋の崩壊。隣に新橋を建設中であった
(地盤工学会 1999)



写真 3.7.1-2 松浜橋上に取り残されたタクシー
(地盤工学会 1999)

い。波が来ると大変だ。早く脱出しようーみんなが大声で助けを求めた。橋は少しずつ沈み、遊佐さんたちが救助にきた小舟に乗り移って間もなく水中に没した(後略)」。上記の体験談を裏付ける写真が、弓納持福夫氏撮影の航空写真集(地盤工学会 1999)に収められている(写真 3.7.1-1, 写真 3.7.1-2)。

松浜橋は、阿賀野川河口に架けられた長さ 900m 余りの橋梁であるが構造形式や詳しい被災状況は不明である。新潟市(1966)には落橋したことが記載されているのみである。新潟地震一被災状況と土地条件一(国土地理院 1965)によれば、左岸側の堤防付近で、広範にわたって多数の噴砂が観察されている(右岸側については未調査)。また、右岸、左岸とも、顕著な堤体の亀裂・沈下が報告されている(土木学会新潟震災調査委員会 1966)。

新潟地震時、下流 100m のところに新しい松浜橋(単純支持ワーレントラス橋)が架設中であった。土木学会新潟震災調査委員会(1966)によれば、この橋は支間全長で 580mm の短縮があり、この変化は主として右岸橋台の河心方向への押し出しと推察された。また基礎の井筒は最大下流方向へ 235mm 移動しているのが観察された。P9 橋脚は 60mm 沈下した。この P9 橋脚のすぐ脇で実施したボーリング調査結果によれば、N 値 10 以下のゆるい砂層が地表より 12m 堆積しており、河床地盤が液状化したことが示唆された(土木学会新潟震災調査委員会 1966)。

以上のことから、人的被害の原因となった松浜橋の落橋は液状化が関与している可能性が極めて大きいと考えられる。

(3) 酒田市の事例

山形県酒田市立第三中学校で校庭を横切り避難中の女子生徒が液状化した地盤にできた地割れに落ちて死亡した。中学校敷地は最上川河口部の埋立地に立地しており、かなり激しい液状化が発生したものと推察される。以下にこの死亡事故について記述した文献から、その要旨を抜粋する。

「山形県酒田市立第三中学校では、ほぼ南北方向に多数の亀裂が 100m 以上にわたって生じ、この亀裂より砂泥を含む地下水が高さ 2m も噴出しグラウンド一面 30cm くらいの水浸しとなった。グラウンド東北端で女生徒の岡部京子さんが



写真 3.7.1-3 地下水の噴出で一面の泥沼となった市立第三
中学校グラウンド(酒田市総務課 1966)



写真 3.7.1-4 女生徒の 1 人がいたましくも写真手前の大き
な地割れの中に落ち亡くなった(酒田市総務課 1966)

亀裂に落ち込んで直立したまま圧死した」(富沢襄, 富沢尹 1964).

「赤ん坊をだいてグランド(第3中の)に母子寮から避難するつもりで出ましたが、足もとがピーピー、ピーピーと不気味な音を立ててひび割れしてきます。私の目の前を何人かの生徒が走っていきます。生きた心地もなく、ひょいと先を見ると女の子が地割れに落ちて肩のあたりまで地中に入り手をあげて何か叫んだように思いますが、一瞬の出来事ですぐ地割れはしまり女の子の姿は地中にかくれて見えなくなりました。割れ目から水を吹きだしたのはその後です」(岡部京子の最期を見た人の話: 酒田三中新聞より)。

「市立第三中学校は地下水の噴出で一面泥沼と化した。同校の生徒全員が最上川堤防上に避難したが、避難の途中で女生徒一人が泥水のたまった大きな地割れに落ち死亡した」(写真 3. 7. 1-3, 写真 3. 7. 1-4, 酒田市総務課 1966)。

3. 7. 1. 4 1983日本海中部地震

秋田県能代市河戸川の県道7号線で、路面がバックリングして盛り上がり、そこで乗用車がバウンドして歩道に突っ込み、歩行中の女性をはねて死亡させた(写真 3. 7. 1-5, 北羽新報社 1983)。県道7号線は元来国道7号線として供用されていたが、能代南バイパスの完成により県道となったもので、秋田県主要地方道能代男鹿線の起点部にあたる。土木学会日本海中部地震震害調査委員会(1986)によれば、「河戸川地区は在来のコンクリート舗装の上にその後4cmのアスファルト舗装でオーバーレイしている。地震発生と同時に、コンクリート舗装版の目地や歩道の割れ目から砂が噴き上げた様子を多数の通行人が目撃しており、路床部は砂の液状化によって変状を起こしていると推測された」と記録されている。また河戸川地区は液状化による流動によって1~2mの地盤の水平変位が観測されている(濱田ら 1886)地区でもあり、路面のバックリングの原因は液状化による流動と推定される。この死亡事例は地震による被害統計には計上されていない(能代市 1984)。



写真3. 7. 1-5 能代市河戸川県道における路面のバックリング(北羽新報社 1983)

3. 7. 1. 5 その他の事例

以上の他に、液状化が原因で死にそうになった事例としては、以下のようなものがある。

(1) 1923年関東地震

東京都葛飾区大曲において「地下水を噴き出した地割れに落ちて死にそうになった」(葛飾区西亀有在住の吉田秀男さんの証言)。

(2) 1987年千葉県東方沖地震

千葉県神崎町向野地区において、地震直後に自分の水田を見回りに来た人が液状化した水田に胸まで沈み動けなくなり、何とか脱出し九死に一生を得た(神崎町役場よりの情報)。神崎町向野地区は利根川旧河道で1955年頃利根川の浚渫砂で埋め立てて水田化した地域で、この地震で旧河道埋立地の水田にのみ無数の噴砂が発生した(古藤田,若松 1988)。

3.7.2 1995年兵庫県南部地震における液状化による人的被害

3.7.2.1 検討の概要

兵庫県南部地震において、液状化による人的被害がどの程度であったかについて、文献調査を行い、定量的な検討を行った。人的被害には、負傷と死亡があるが、住所や被害原因等のデータが明確になっている死亡者に着目した。ここでは、液状化による人的被害は、主として、液状化が原因で建物が全半壊し死亡した場合を考慮した。

液状化が発生した場所と発生していない場所での差異を見るために西宮市海浜地区を、また、液状化による建物の被害が多く発生した場所の中で、古い低層住宅が建ち並ぶ尼崎市築地と比較的新しい低層住宅が建ち並ぶ芦屋市芦屋浜について検討を行った。

検討の結果、液状化が直接の原因となる人的被害が少なかったことが明らかになった。

3.7.2.2 建物の被災状況と死亡者の関係

(1) 建物の種類・被災度と死亡者数

建物用途別・階数（低層建物（2階建て以下）、中高層建物（3階建て以上））別、被災程度別の死亡者数を、表3.7.2-1に示す。本表によれば、以下のことが分かる。

- ・死亡者の89.4%（4,885人中4,365人）が低層建物におけるものである。
- ・そのうち、独立住宅と集合住宅において95.4%（4,365人中4,165人）占めている。戸建て住宅、長屋、文化住宅等における死亡者が顕著であったことを裏付けている。
- ・低層建物の独立住宅と集合住宅の全壊家屋において、75.9%（4,165人中3,111人）死亡している。さらに半壊まで含めると80.0%（4,165人中3,335人）となる。
- ・中高層建物（の独立住宅と集合住宅の全壊家屋において、53.6%（470人中252人）死亡している。さらに半壊まで含めると60.2%（470人中283人）となる。

表3.7.2-1 死亡者が発生した建築物の概要（糸井川 1999）

分類	被災程度	建物用途					合計
		独立住宅	集合住宅	商業・業務	工業・流通	その他	
低層建築物	全壊または大破	1,789	1,322	57	18	46	3,232
	中程度の損傷	153	71	10	11	8	253
	軽微な損傷	96	33	6	3	5	143
	外観上の被害なし	81	45	5	4	9	144
	火災による損傷	258	317	10	5	3	593
	小計	2,377	1,788	88	41	71	4,365
中高層建築物	全壊または大破	70	182	10	9	7	278
	中程度の損傷	1	30	3	2	1	37
	軽微な損傷	19	33	4	3	0	59
	外観上の被害なし	9	73	1	1	3	87
	火災による損傷	12	41	2	2	2	59
	小計	111	359	20	17	13	520

注1) 本表の被災程度等は、「日本建築学会・日本都市計画学会・兵庫県による被災度調査」による。

注2) 本表の死亡者数は、建物の被災度、建物用途、構造、高さとの関係が明確なもののみを示しており、実際の死亡者数より少ない値となっている。

(2) 建物の被災度と死亡率との関係

市区別の死亡率と建物の各被災率（全壊率、半壊率、被害率、軽微被害率、火災被害率）を表3.7.2-2に示す。また、死亡率に対する各被災率の相関係数を合わせて示す。本表によれば、死亡率と大きな相関を持っているのは、全壊率と被害率（全壊率の補助指標）である。全壊率と死亡率の関係を図3.7.2-1示す。

したがって、液状化の分布と建物の被害の分布を重ね合わせて見れば、液状化による人的被害を明確にすることができる。

3.7.2.3 液状化による人的被害に関する調査結果

西宮市海浜地区、尼崎市築地地区、および芦屋市芦屋浜地区における、液状化の発生状況、建物の被害状況、および人的被害状況に関する文献調査をし、液状化による人的被害の検討を行った。

表 3.7.2-2 市区別の死亡率と建物の被災率（糸井川 1999）

市区名	死亡率	建物被災度				
		全壊率	半壊率	被害率	軽微被害率	火災被害率
神戸市東灘区	0.623%	36.5%	16.0%	44.5%	18.0%	1.0%
神戸市灘区	0.606%	28.8%	14.2%	35.9%	27.2%	1.8%
神戸市兵庫区	0.325%	19.5%	20.0%	29.5%	33.5%	3.1%
神戸市長田区	0.515%	25.6%	22.0%	36.6%	32.4%	7.0%
神戸市須磨区	0.149%	22.4%	27.1%	35.9%	23.0%	4.2%
神戸市中央区	0.144%	11.2%	14.5%	18.5%	31.3%	0.4%
尼崎市	0.006%	1.2%	4.0%	3.2%	26.5%	0.0%
西宮市	0.207%	13.8%	11.8%	19.7%	26.0%	0.1%
芦屋市	0.409%	24.0%	12.6%	30.3%	26.3%	0.1%
伊丹市	0.005%	1.9%	5.3%	4.6%	33.7%	0.0%
宝塚市	0.038%	4.0%	5.6%	6.8%	24.6%	0.0%
合計	0.214%	13.0%	11.3%	18.6%	27.4%	1.2%
死亡率と相関係数		0.933	0.486	0.877	-0.231	0.408

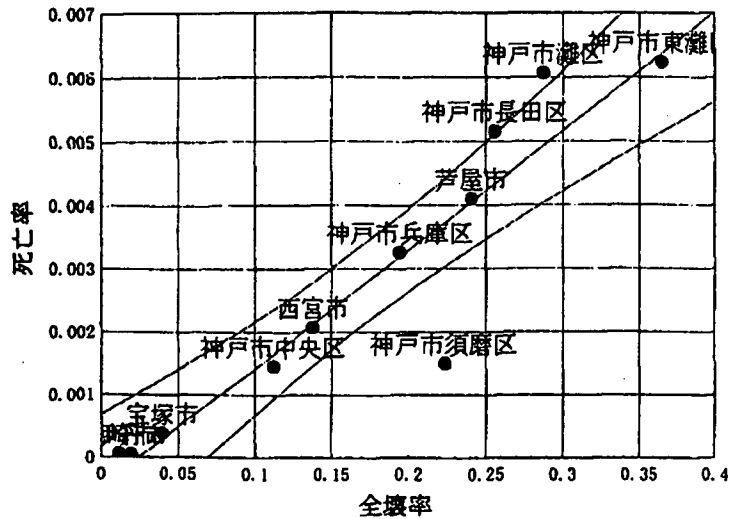


図 3.7.2-1 市区単位的全壊率と死亡率との関係（糸井川 1999）

(1) 西宮市海浜地区

ここで西宮市海浜地区とは、阪神高速道路3号線より海側の地域をいう。

(a) 液状化の発生状況

西宮市における液状化の分布を、図 3.7.2-2、3.7.2-3 に示す。

西宮浜、甲子園浜、鳴尾浜などマサ土を用いた埋立地では、広範囲に液状化が発生している。また、内陸側では学校のグラウンド、公園、および道路沿いなどに液状化が部分的に確認されている。一方、JR 西宮駅から阪急西宮北口にかけての震度Ⅶの地域では、液状化は発生していない。

(b) 建物の被害状況

西宮市海浜地区における建物の被害状況を図 3.7.2-4 に示す。

本地域は、埋立地で工場地区と高層・低層住居地区が混在しており、内陸部で商業地区と高層・低層住居が混在している。また、埋立地を除く全ての地区に公園、グラウンド、学校、寺社等が散在している。被害状況は、木造家屋で全壊及び半壊のところがあるが、被害の軽微な一部損傷及び損傷なしの家屋が大半を占めている。鉄筋・鉄骨コンクリートの建物では、木造家屋のように全壊、半壊のところは極めて少ない。当地域より北側の JR 西宮駅から阪急西宮北口にかけての地域は、気象庁発表の震度Ⅶの区域に入っており、これらの地域と比べると、当地域の建物被害の程度は極めて低い。（阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 共通編-2 1998）



図 3.7.2-2 西宮市における液状化分布図
 (日本応用地質学会 阪神・淡路大震災調査委員会 1995)



図 3.7.2-3 西宮市における液状化分布図
 (阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 建築編-4 1998)

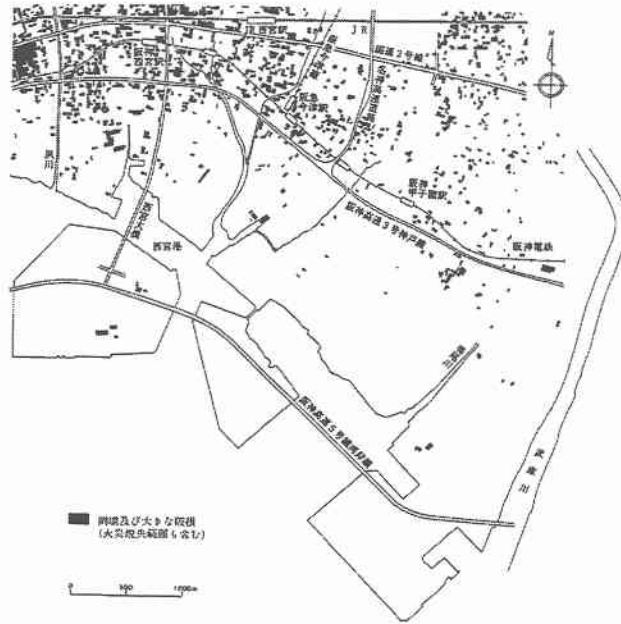


図 3.7.2-4 西宮市海浜地区での建物被害状況図
(国土地理院 1995)

(c) 人的被害状況

阪神大震災で亡くなられた方々の名簿(毎日新聞社 1995)により、西宮市の町別ごとに死亡者数を集計し、図 3.7.2-5 に示す分布図とした。

本資料の死亡者の住所を見ると、東京都などの人もいることから、住所は現住所であり、死亡した場所であるとは限らない。しかし、地震が発生した時刻(午前 5:46)を考慮すると、概ね現住所と死亡場所が一致していると考えられる。海浜地区では、芦屋市側の地域を除いて、ほとんど死亡者がいない。また、甲子園浜では阪神高速道路の西宮港大橋東側の橋桁が落下したことにより、車で走行中の乗員が亡くなっている。一方、JR 西宮駅から阪急西宮北口にかけての震度Ⅶの地域では、死亡者が多い。

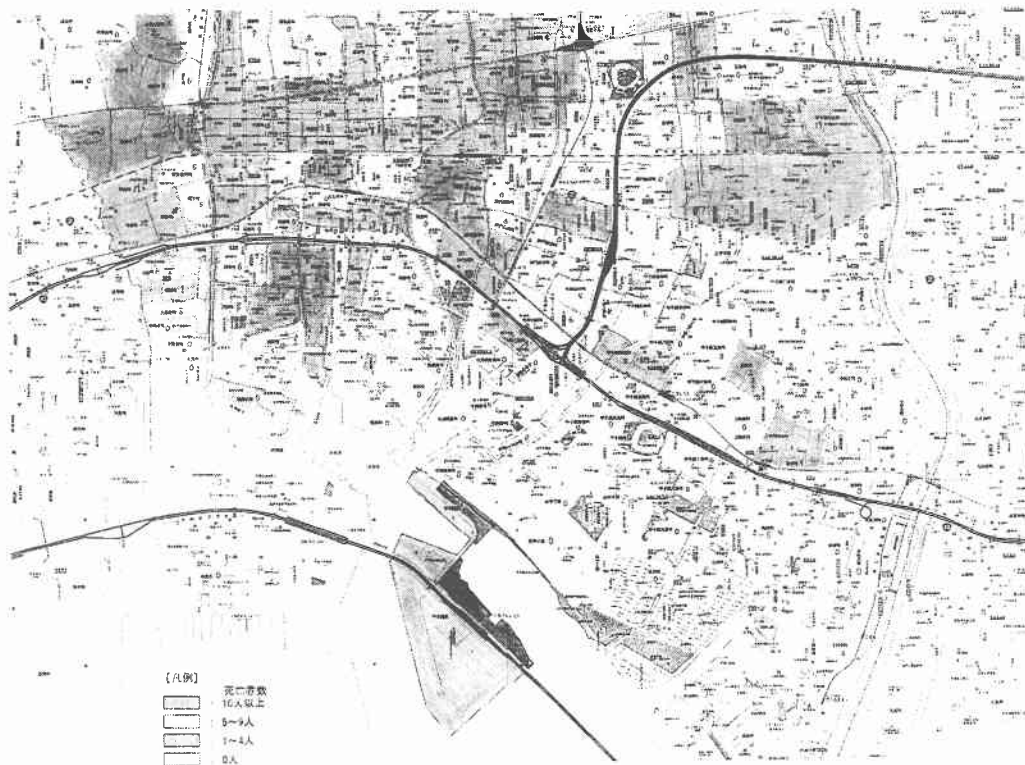


図 3.7.2-5 西宮市の町別の死亡者数分布図

(2) 尼崎市築地地区

ここで築地地区とは、築地北浜、築地本町、築地中通、築地南浜、築地丸島町をいう。

(a) 液状化の発生状況

本地区は、尼崎市南部の臨海部に位置する江戸時代の埋立地である。表層地盤は地表から約 8m の深さまで緩い沖積砂質土層が堆積しており、地下水位は平均的に GL-0.5m と高い。兵庫県南部地震時には地区のほぼ全域に噴砂と沈下が見られ液状化による建物被害が発生した（小檜山ら 2000）。

(b) 建物の被害状況

築地地区の液状化の被害状況については、小檜山ら（2000）が尼崎市都市局築地土地区画整理事務所（以下、土地区画整理事務所）と震特委員会（現在、（財）地域地盤環境研究所）の2調査結果を比較検討している。ここでは、沈下や傾斜について液状化による被害を意識し重点を置いている土地区画整理事務所の調査結果を引用する。

尼崎市築地地区における建物の被害状況を図 3.7.2-6 に、また、被害調査の判定基準を表 3.7.2-3 に示す。築地地区の建物の被害状況は以下のとおりである。

- ・木造建築物が全住棟（世帯数は約 1000 世帯）の約 9 割を占め、1800 年代に建てられた古い木造家屋が多く存在する。液状化によって大半の家屋が損壊しているが全壊は少ない。
- ・建物の被害形態は、建物全体の沈下・傾斜が主であるが、倒壊、壁・屋根の損傷等構造的な被害も生じた。
- ・沈下した建物について、地区全体の建物の沈下量は概ね 1~12cm 程度であったが、木造の比較的軽い建物でも約 90cm 沈下している例もあった。

(c) 人的被害状況

阪神大震災で亡くなられた方々の名簿（毎日新聞社 1995）によれば、築地地区での死亡者はいない。

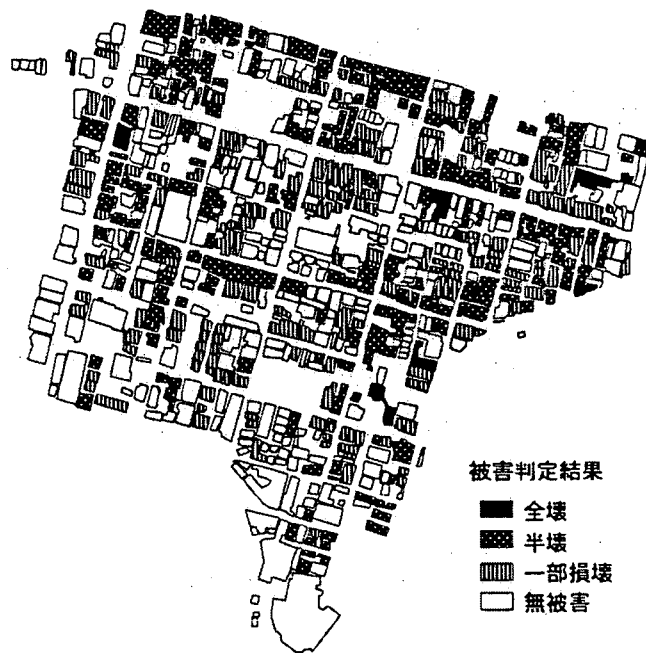


図 3.7.2-6 築地地区建物被害状況図（小檜山ら 2000）

表 3.7.2-3 被害調査の判定基準（小檜山ら 2000）

	全壊（再使用不可／住める見込みがない）	半壊（大幅な修理で再使用可能／大幅な修理で住める可能性あり）	一部損壊（軽微な損傷で使用可能／少しの修繕で住める可能性あり）
木造 鉄骨造 鉄筋コンクリート造	倒壊、崩壊している 傾斜が著しい 沈下が著しい	傾斜が見られる 沈下が見られる	屋根、壁が損傷している

(3) 芦屋市芦屋浜地区

ここで芦屋浜地区とは、潮見町、緑町、若葉町、高浜町、浜風町、新浜町をいう。

(a) 液状化の発生状況

芦屋市南部の臨海部に位置する本地区の埋立ては、1969年から1975年にかけて行われた。埋立てに用いられた土砂は淡路島産の山砂（マサ土）と岡山県産の海砂で、埋立て土層の厚さは約13～15m、地下水位はGL-3.5m付近である。芦屋川東側の潮見町や宮川東側の浜風町など広い範囲で液状化が発生し、地表面は大量の噴砂で被われた。芦屋浜における液状化の分布を、図3.7.2-7に示す。

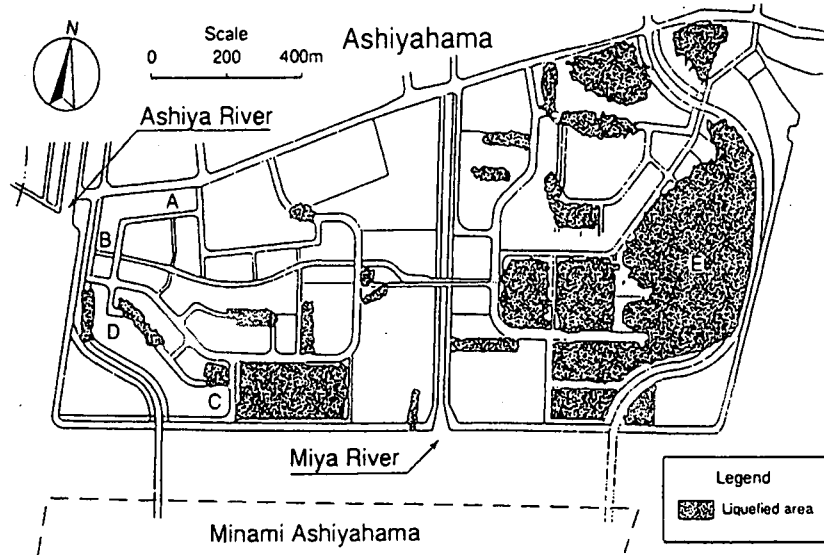


図 3.7.2-7 芦屋浜での液状化分布図
(地盤工学会 阪神大震災調査委員会編集 1996)

(b) 建物の被害状況

芦屋浜においては、基礎地盤の液状化により極めて多くの戸建て住宅が不同沈下し、傾く被害が顕著であった。芦屋市家屋被害判定検討委員会の建物の最大傾斜角等の被災度判定基準により独立住宅や集合住宅 998 棟を調査した結果、全壊（最大傾斜 5/100 を越えた建物）は 1 棟、半壊（傾斜が 1/100 を越え、5/100 以下）は 665 棟、一部損壊（傾斜が 1/100 以下）は 273 棟であり、全棟数の 6 割以上が 1/100 以上傾斜していた。しかし、これは表 3.7.2-1 における被災程度とは異なる。本地域の住宅の外観上の損傷は、極めて少なく、あるいはほとんど見分けられなかった。

(c) 人的被害状況

阪神大震災で亡くなられた方々の名簿（毎日新聞社 1995）によれば、芦屋浜での死亡者はいない。

3.7.2.6 液状化による人的被害に関する考察

(1) 西宮市海浜地区

西宮市海浜地区における液状化の分布（図 3.7.2-2、3.7.2-3）と建物の被害状況（図 3.7.2-4）を重ね合わせてみると、人工島等の埋立地においては広範囲で液状化しているが、建物の倒壊や大きな破損等の被害は少ない。また、液状化の分布（図 3.7.2-2、3.7.2-3）と町別の死者数の分布（図 3.7.2-5）を重ね合わせてみると、液状化が発生した人工島等の埋立地には、死亡者はほとんどいない。

甲子園浜では阪神高速道路の西宮港大橋東側の橋桁が落下し、車で走行中の 2 人が死亡した。落橋のメカニズムは、大きな地震力により支承と桁連結装置が破損した後、橋脚上に振動の位相差による大きな相対変位が発生し、これに液状化に伴う地盤流動の影響が橋の振動に複合的に加わったことによると推定されている（阪神・淡路大震災調査報告編集委員会橋梁 1998）。

芦屋市側の海浜地区には、若干の死亡者があり、倒壊した建物が散在する。しかし、建物の倒壊が液状化によるものであるかは今回明らかにできなかった。これは、都市部においては、舗装や建物で地表面が見えないため、液状化した範囲を明確にすることが難しいためである。

一方、海浜地区より内陸側の JR 西宮駅から阪急西宮北口にかけての震度Ⅶの地域では、液状化は発生していないが死亡者は多い。

以上から西宮市海浜地区において、液状化による直接的被害は少なかったと考えられ、特に内陸側との比較で考えれば極めて少なかったと判断できる。

(2) 尼崎市築地地区および芦屋市芦屋浜地区

築地地区は、比較的古い低層住宅が建ち並んでいる場所である。広い範囲で液状化が発生し、大半の家屋が沈下や傾斜したが、家が全壊するまでの被害はほとんど受けておらず、死亡者はいなかった。

芦屋浜地区は、築地地区と比較して、新しい住宅が多い地区である。本地区も広い範囲で液状化が発生し、多くの家が傾く被害があった。しかし、外観上の損傷は非常に少なく、死亡者はいなかった。

以上から、築地地区と芦屋浜地区では埋立て時期や住宅の新旧の差があるものの、液状化による建物の被害の多くは傾斜や沈下であり、死亡者はいなかったことが明らかとなった。

3.7.2.7 まとめ

- (1) 兵庫県南部地震において、今回検討した地域では液状化が直接の原因となる人的被害（死亡者）が極めて少なかったことを定量的に示すことができた。
- (2) 液状化による建物崩壊に伴う死亡者は確認されなかったが、橋梁の落橋により車で走行中の人が死亡している。液状化が落橋の複合的な原因の一つであったことは留意すべきところである。
- (3) 神戸市東灘区御影浜町の MC ターミナルでは、LPG タンクに接続された配管系の継手部から液化ガスが液状に漏出する被害が発生し、事業所周辺の住民に対して避難勧告が出された。避難対象は約 28,000 世帯、約 70,000 人であった。本被害の発生原因は、タンク周辺地盤が液状化により著しく変状したため配管系統の相対移動が起これ、タンクから緊急遮断弁に至る配管継手部に過大な応力が発生し、機密性が失われたためと推定されている（阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 共通編-1 2000）。なお、これによる死亡者の報告はない。
- (4) 洲本市では損傷したガス導管（低圧）から漏洩したガスによると推定される一酸化炭素中毒での死亡者があったことが報告されているが、液状化により導管が損傷したかは不明である。ガス導管が液状化で破損し、漏洩したガスに何らかの火源が引火し、出火または爆発して死亡者が発生するような 2 次的な災害については、今回データで因果関係を明らかにすることはできなかった。しかし、液状化が原因となり、このようなことが発生する可能性はあると考える。

3.7.3 人的被害のまとめ

今回の調査で判明した液状化が直接的、間接的に原因となって人的被害発生した事例を整理すると以下ようになる。

液状化が直接的原因となった被害事例は、多量の地下水や砂を噴出した地割れに落ち、そこから這い上がることができずに死亡したと考えられる事例のみである。地割れは目撃者の証言などから幅が数10cmのかなり大規模なものであったと推測されるが、人が落ちた後、幅が狭まったり地割れがふさがったりしたと思われる事例もある（1964年新潟地震の2事例）。

液状化が間接的原因となった被害事例は、液状化による流動等によって道路や橋梁が損傷し、これが原因となって死傷事故が発生したと考えられる被害が2件確認された。しかし、このような間接的原因による死亡は1995年兵庫県南部地震以前の地震では、1983年日本海中部地震地震による被害事例からも明らかなように、地震による死傷者としてカウントされない場合が多かったと推測される。したがって、今回明らかになった以外にも記録に残らず埋もれてしまった被害事例が存在する可能性がある。

液状化が発生した地域では、3.3建築の被害分析でも明らかになったように、液状化地盤の免震効果により建物が完全に倒壊する事例が少なくなっている。兵庫県南部地震のように地震による死亡原因の大部分が建物倒壊や家具の転倒によるような地震では、液状化の発生が死傷者の低減に大きく寄与したといっても過言ではない。しかしながら、今後特に大都市圏で大地震が発生した場合、液状化が原因で橋梁等の構造物の倒壊や、ガス等の漏洩による爆発や火災が起これば、これによって人的被害が発生することも十分考えられるので、液状化は「怖くない災害」とみなすのは戒めるべきであろう。

3.8 まとめ

3.8.1 1995年兵庫県南部地震における液状化と構造物被害および人的被害の關係のまとめ

レベル2地震動における中密な地盤の液状化挙動はゆるい地盤とは異なることが予想されたため、これらの地盤条件の違いと構造物被害の關係を明らかにすることを目的として、1995年兵庫県南部地震での建物、道路橋およびタンクの被害・無被害事例を、実際に観測された「液状化程度」と地盤柱状図から求めた液状化指数PL等による「液状化しやすさ」に基づいて分析した。その結果、以下のことが明らかになった。

- (1) レベル1地震動で求めたPLが5以上の地盤を「液状化しやすい地盤」、レベル2地震動で求めたPLが15以下の地盤を「液状化しにくい地盤」、それ以外のものを「中程度に液状化しやすい(しにくい)地盤」と定義し、これらの値を指標として、地表における噴砂の発生など液状化の影響の程度を評価できる可能性がある。(3.3節)
- (2) 液状化による流動の影響が顕著と考えられる範囲を除けば、PL値によって定義した地盤の液状化しやすさが増大するほど、大きな地盤沈下が発生する傾向が認められる。(3.3節)
- (3) 液状化程度と気象庁震度階級および推定基盤地震動レベルの關係の検討により、液状化程度が顕著であった地点では液状化地盤の顕著な非線形挙動に起因して地表での地震動増幅が抑えられたが、液状化の影響がほとんどなかった地点では基盤地震動レベルに応じた強い地震動が地表で観測されたことが裏付けられた。(3.3節)
- (4) 液状化の影響が認められた地域では、液状化程度が大きく、また基盤地震動レベルが高くなるほど、基礎に被害を受けた建物の割合が多かった。一方、液状化の影響が全く認められなかった地域でも、影響が顕著であった地域と同程度の割合で基礎が被害を受けた。これは(3)で述べた強い地震動により被害を受けたためと推定される。(3.3節)
- (5) 液状化しやすく液状化程度が大きい地盤ほど、上部構造が大破した建物の割合は少なかった。これは(3)で述べた液状化地盤の顕著な非線形挙動に起因する免震効果によると考えられる。一方、液状化しにくい地盤では、基盤地震動レベルが高くなるほど基礎に被害を受けた建物の割合が少なかった。これは上部構造が破壊して基礎の負担が軽減されたためと考えられる。(3.3節)
- (6) 名神高速道路の西宮IC～豊中IC区間では、大被害を受けた橋脚が(1)における「液状化しにくい地盤」にあった一方で、これよりも液状化しやすい地盤の橋脚は被害程度が小さく、(5)で述べた液状化免震効果と対応した傾向が認められた。この区間における杭基礎の被災程度は軽微であった。(3.4節)
- (7) 阪神高速道路3号神戸線では、レベル2地震動で求めたPLが15以上になる場合も多かったが、基礎の被害は杭体に小さな曲げ亀裂が生じた程度にとどまった。この区間では橋脚の被災度のほうが著しく高かったことから、(5)で述べた上部構造の破壊による基礎負担の低減効果が得られた可能性が考えられる。(3.4節)
- (8) 阪神高速5号湾岸線は、(6)(7)の2区間よりも平均的には液状化しやすい地盤にあり、大きな残留水平変位が生じた杭基礎もあった。しかし、(1)における「液状化しにくい地盤」にあった杭基礎にはこのような大被害は生じなかった。また、橋脚の被災度は比較的軽微にとどまり、(5)で述べた液状化免震効果が得られたと考えられる。(3.4節)
- (9) 新法タンクの不等沈下率は1/300以下にとどまった。地盤改良の効果も考慮するとこれらはいずれも(1)における「液状化しにくい地盤」にあった。旧法タンクと特定外タンクでは不等沈下率の最大値がそれぞれ1/12および1/5程度となり、レベル2地震動で求めたPLが大きくなるほど不等沈下率の分布幅が増大する傾向が見られた。(3.5節)
- (10) 特定外タンクは、(1)における「液状化しにくい地盤」にあったものは不等沈下率が1/20以下にとどまったのに対し、「液状化しやすい地盤」にあったものの約20%では不等沈下率1/20を超えた大きな不等沈下を生じた。(3.5節)

(5)で述べた液状化免震効果については、鉄道橋(新幹線高架橋)を対象とした解析でもこれを示唆する結果が得られ、実際の被災状況とも対応した。(3.6節)

また、この地震では液状化による直接的被害(死亡者)がなかった(あったとしても非常に少なかった)が、これも液状化免震効果により建物が完全に倒壊する事例が少なかったためと考えられる。地震による死亡原因の大部分が建物倒壊や家具の転倒による場合には、液状化の発生が死傷者の低減に大きく寄与することが期待される。一方で、特に大都市圏で大地震が発生した場合には、液状化が間接的原因となる人的被害が、次項のd)で後述する構造物の倒壊に加えて、ガス等の漏洩による爆発や火災などによっても発生することが十分考えられる。(3.7節)

なお、当初の検討目的であった中密な地盤の液状化挙動については、(1)における「中程度に液状化しやすい(しにくい)地盤」の挙動がこれに該当すると考えられるが、今回の検討では(1)における「液状化しやすい地盤」の挙動と比較して、被害が極端に減少するような傾向は見られなかった。この点に関して、地震動レベルの小さい地域における「液状化しやすい地盤」の挙動との比較などの検討を、今後も継続する必要がある。

3.8.2 その他の知見（液状化に伴う流動の影響および過去の大地震における液状化に起因する鉄道の被害と人的被害）

3.8.1 でまとめた事項に加えて、以下のような検討結果が得られた。

- (1) 阪神高速 5 号湾岸線では、護岸近傍にある杭の方が内陸部にある杭よりも、埋立て土層とその下の粘性土層の境界付近で生じるクラックが多かった。液状化に伴う流動の影響はこの位置のクラックとして現れやすいと考えられる。また、深江浜と西宮浜の内陸部の杭の損傷状況を比較したところ、推定基盤地震動のレベルが大きい深江浜の方が粘性土層内で多くのクラックが生じていた。(3.4 節)
- (2) 1995 年兵庫県南部地震におけるタンクの被害は、液状化した地盤の推定側方流動量とは必ずしも正の相関が見られなかった。むしろ、タンク形状との間にある程度の相関が認められた。(3.5 節)
- (3) 鉄道橋を対象に液状化に起因すると考えられる国内での被災事例を広範囲に調査したが、被害例は少なかった。その他の鉄道構造物も含めて、新潟地震と十勝沖地震、日本海中部地震における被災状況をとりまとめた。(3.6 節)
- (4) 過去の大地震を対象に今回資料を集めた範囲では、液状化が直接的原因となった人的被害事例は、多量の地下水や砂を噴出した地割れに落ち、そこから這い上がることができずに死亡したと考えられる事例のみである。地割れは目撃者の証言などから幅が数 10cm の大規模なものであったと推測されるが、人が落ちた後、幅が狭まったり地割れがふさがったりしたと思われる事例もある。(3.7 節)
- (5) 今回資料を集めた範囲では、液状化による流動等によって道路や橋梁が損傷し、これが原因となって死傷事故が発生したと考えられる人的被害が 2 件確認されたが、これ以外にも液状化が間接的原因となった被害事例はあると考えられる。(3.7 節)

参考文献

- Cubrinovski, M. and Ishihara, K.(2001): Analysis of the performance of an oil-tank pile foundation in liquefied deposits, XV ICSMGE TC4 Satellite Conference on "Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes", Istanbul.
- Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K. (1995): The 1995 Hyogoken-nanbu (Kobe) Earthquake, Liquefaction Ground Displacement and Soil Condition in Hanshin Area, 地震予知総合研究振興会
- Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa N.(1996): Effect of Soil Improvement on Ground Subsidence due to Liquefaction, Soils and Foundations, Special Issue, pp.99-107
- 糸井川 栄一(1999): 建物被害状況からみた人的被害のマクロ分析 地震時の人的被害に関する総合研究,東濃地震科学研究所報告, Seq.No.2, 地震予知総合研究振興会, pp.1-11
- 岩崎 敏男, 龍岡 文夫, 常田 賢一, 安田 進(1980): 地震時地盤液化化の程度の予測について, 土と基礎, Vol.28-4, pp.23-29
- 内田 吉彦, 澤田 亮, 西村 昭彦, 蔣 建群, 田中 俊作(1996): 兵庫県南部地震における鉄道高架橋の被害解析(その2), 第31回地盤工学研究発表会, pp.1279-1280
- 岡村 未対, 石原 雅規(2002): 静的締め固め工法により改良された地盤の液化強度分布, 第37回地盤工学研究発表会, pp.1103-1104
- 建設省建築研究所(1965): 新潟地震による建築物の被害, 建築研究報告, No.42, pp.73-100
- 高圧ガス保安協会(1997): 高圧ガス設備等耐震設計指針 レベル1 耐震性能評価 (耐震設計設備・基礎)編, KHK E 012-1-1997
- 高圧ガス保安協会(2000): 高圧ガス設備等耐震設計指針 レベル2 耐震性能評価 解説編, KHK E 012-3-2000
- 神戸の地盤研究会(1999): 神戸 JIBANKUN
- 国土地理院(1965): 新潟地震-被災状況と土地条件-
- 国土地理院(1995): 平成7年度兵庫県南部地震災害現況図 (7)尼崎, (8)尼崎港, (11)西宮, (12)鳴尾浜
- 古藤田 喜久雄, 若松 加寿江, 渡辺 一夫(1986): 関東大地震による相模川下流域の液化化発生地点と地形・地盤条件との関係, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp.824-828
- 古藤田 喜久雄, 若松 加寿江(1988): 千葉県東方沖地震による液化化現象とその被害, 土と基礎, Vol.36, No.12, pp.19-24
- 小檜山 雅之, 堀江 啓, 牧 紀男, 林 春男, 田中 聡(2000): 災害対応としての建物被害認定過程に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第531号, pp.189-196
- 酒田市総務課(1966): 新潟地震における酒田災害の記録
- 澤田 亮, 内田 吉彦, 西村 昭彦, 田中 俊作(1996): 兵庫県南部地震における鉄道高架橋の被害解析(その1), 第31回地盤工学研究発表会, pp.1277-1278
- サンデー毎日(1964): 6月16日午後1時1分51秒8の私, 7月5日号, pp.14-23
- 地盤工学会(1994): 液化化対策の調査・設計から施工まで
- 地盤工学会(1998): N値とC・φの活用法, pp.43-61
- 地盤工学会阪神大震災調査委員会(1996): 阪神・淡路大震災調査報告書(解説編), pp.443-444
- 地盤工学会 阪神大震災調査委員会編集(1996): 阪神・淡路大震災調査報告書(資料編), Vol.1
- 社本 康広, 堀田 洋之(1996): 六甲アイランドにおける地盤の水平変位測定例, 第31回地盤工学研究発表会, pp.1251-1252
- 消防庁危険物規制課(1995): 阪神・淡路大震災に係る屋外タンク貯蔵所の被害状況現地調査結果報告書
- 消防法規研究会編集(2002): 平成15年新版消防基本六法, 東京法令出版
- 杉戸真太(1996): 非定常地震動シミュレーション手法 (EMP-IIB) による直下地震動の推定, 第1回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集, pp.99-102
- 関 惟忠(1995): 阪神高速道路の高架構造物および橋脚の被害, 基礎工, Vol.23, No.10, pp.71-76, 84-89
- 多久和 勇(1996): 名神高速道路・中国自動車道の復旧設計と橋脚基礎の健全度判定および補強, 基礎工, Vol.24, No.9, pp.30-33
- 多田 美朝, 斎藤 迪孝, 井原 道継, 松浪 哲夫, 室町 忠彦, 藤原 俊郎, 上田 周明, 小林 芳正, 佐藤 吉彦, 上沢 弘(1964): 新潟地震調査報告, 鉄道技術研究報告, No.448
- 地盤工学会(1999): 液化化災害発生直後の新潟市街地航空写真集
- 中央气象台(1948): 福井地震調査概報, 検震時報第14巻別冊
- 鉄道総合技術研究所(1999): 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 丸善
- 鉄道総合技術研究所地震対策プロジェクト(1996): 兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書, 鉄道総研報告, 特別第4号
- 東畑 郁生, 吉田 望(1991): YUSAYUSA-2理論と使用法
- 土木学会(1966): 昭和39年新潟地震震害調査報告

- 土木学会新潟震災調査委員会(1966): 昭和 29 年新潟地震震害調査報告, 土木学会
- 土木学会日本海中部地震震害調査委員会(1986): 1983 年日本海中部地震震害調査報告書
- 富沢 襄, 富沢 尹(1964): 新潟地震における酒田の記録, 未刊行本, 酒田市光丘図書館所蔵
- 那須 誠, 藤沢 一(1987): 日本海中部地震による青森駅構内の液状化現象と地盤条件との関係, 鉄道技術研究所速報, No.A-87-153
- 南荘 淳, 安田 扶律(1999): 埋立て地盤における道路橋基礎構造物の被災分析, 橋梁と基礎, Vol.33, No.8, pp.178-181
- 新潟市(1966): 新潟地震誌
- 新潟日報社(1964): 新潟地震の記録
- 日本応用地質学会 阪神・淡路大震災調査委員会(1995): 兵庫県南部地震—地質・地盤と災害—報告書
- 日本海中部地震調査研究グループ(1984): 1983 年日本海中部地震調査報告, 鉄道技術研究報告, No.1267
- 日本学術会議福井地震調査研究特別委員会(1949): 昭和 23 年福井地震調査研究速報
- 日本下水道協会(1997): 下水道施設の耐震設計指針と解説
- 日本建築学会(2001): 建築基礎構造設計指針, 丸善
- 日本建築学会近畿支部基礎構造部会兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会(1996): 部会兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書
- 日本国有鉄道(1967): 山陽新幹線鉄筋コンクリート構造物設計要領(案)
- 日本国有鉄道大阪新幹線工事局(1972a): 山陽新幹線(新大阪-岡山)地質図
- 日本国有鉄道大阪新幹線工事局(1972b): 山陽新幹線新大阪-岡山間建設工事誌
- 日本水道協会(1997): 水道施設耐震工法指針・解説 1997 年版
- 日本道路協会(1988): 道路震災対策便覧(震災復旧編), 丸善, pp.61-85,
- 日本道路協会(1990): 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善
- 日本道路協会(1996): 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善
- 日本道路協会(2002): 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善
- 沼田 淳紀, 森 伸一郎(2002): 噴砂の粒度組成, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.129-147
- 能代市(1984): 昭和 58(1983 年)5 月 26 日日本海中部地震 能代市の災害記録—この教訓を後世に…., 能代市
- 伯野 元彦(2002): 液状化は怖くない, 地震ジャーナル 34, p.40, 地震予知総合研究振興会
- 濱田 政則, 安田 進, 磯山 龍二, 恵本 克利(1986a): 液状化による地盤の永久変位の測定と考察, 土木学会論文集, 第 376 号/III-6, pp.211-220
- 濱田 政則, 安田 進, 磯山 龍二, 恵本 克利(1986b): 液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究, 土木学会論文集, 第 376 号/III-6, pp.221-229
- 林 秀侃, 丸居 保, 堀田 不二男(1996): 阪神高速道動 3 号神戸線基礎構造物の健全度の判定, 基礎工, Vol.24, No.9, pp.34-38
- 原田 健二, 石田英毅(1999): 大地震における建築物の締固めによる直接基礎改良地盤の評価に関する実証的研究, 「実務にみられる地盤改良工法の技術的諸問題」建築基礎の評価施工に関する研究資料 5 シンポジウム論文集, 日本建築学会構造委員会・基礎構造運営委員会, pp.93-98
- 原田 健二, 安田 進, 山本 実(2001): レベル 2 地震動における締固めによる改良地盤の液状化強度の評価について, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, 土木学会地震工学委員会, pp.585-588
- 原田 健二, 大林 淳, 山本 実, 安田 進(2002): 締固めによる改良地盤の N 値と液状化強度の評価について, 第 11 回日本地震工学シンポジウム, pp.707-710
- 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会(1998): 阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4, 建築基礎構造, 日本建築学会.
- 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会(1998): 阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害, 橋梁, pp.81-85
- 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会(1998): 阪神・淡路大震災調査報告 共通編-2, pp.528-530
- 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会(2000): 阪神・淡路大震災調査報告 共通編-1, p.414
- 阪神高速道路公団(1997): 大震災を乗り越えて—震災復旧工事誌—, pp.31-39
- 阪神・毎日新聞社(1995): 阪神大震災全記録, 毎日ムック, pp.166-177
- 兵庫県南部地震道路橋耐震対策委員会(1995): 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, pp.43-45
- 北羽新報社(1983): 日本海中部地震 M7.7 真昼の恐怖—直撃地, 能代・山本の記録—
- 北陸震災調査特別委員会(1950): 昭和 23 年福井地震震害調査報告 I 土木部門
- 松井保(1996): 土木構造物基礎の復旧・補強と今後への課題, 提言, 基礎工, Vol.24, No.10, pp.2-9
- 水口 和之(1995): 日本道路公団の高架構造物および橋脚の被害, 基礎工, Vol.23, No.10, pp.67~70
- 山田 剛二, 高山 常雄, 室町 忠彦, 藤原 俊郎, 佐藤 吉彦, 小林 芳正(1968): 十勝沖地震調査報告, 鉄道技術研究報告,

No.650

若松 加寿江(1991): 日本の地盤液状化履歴図, 東海大学出版会

若松 加寿江, 山本 明夫, 田中 一朗(1999): レベル 2 地震動を考慮した微地形による液状化判定法, 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.517-522

若松 加寿江, 沼田 淳紀(2001): 阪神地域における液状化判定のための土質定数, 土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集[3-A], pp. 216-217