

兵庫県南部地震以前の建築構造物の杭基礎被害

建設省建築研究所

水野 二十一

兵庫県南部地震以前の建築における杭の被害

水野 二十一

建設省建築研究所・先端技術研究官

1923年関東地震以来、1995年兵庫県南部地震以前の杭の被害事例について報告する。

Key words: Pile damage during Earthquakes, 1923 Kanto Earthquake, 1948 Fukui Earthquake, 1964 Niigata earthquake, 1968 Tokachi-oki earthquake, 1978 Miyagi-oki earthquake

文献リスト

1923年関東地震以来、兵庫県南部地震以前の杭被害について、事例がまとめられているものには、以下のものがある。

1. 水野二十一, 「6竣工後に生ずる問題点と対策 1地震時」, 建築技術, No. 360, 「特集 基礎に関連する障害の防止 III」, pp. 67-87, 1981年8月
[1978年宮城県沖地震の被害まで。]
(参考) No. 356 (4月号) 「特集 同題 I」, No. 359(7月号) 「特集 同題 II」
2. 水野二十一, 「杭基礎の震害」, 基礎工, Vol. 10, No. 12, pp. 26-35, 総合土木研究所, 1982年12月
[1964年新潟地震に被災した銀行支店の発掘調査(建築学会大会発表された)の事例を追加した。とりまとめ時期は1982年浦川沖地震の後。]
3. 水野二十一, 「杭基礎の震害事例」, 鋼管杭協会機関誌, 「明日を築く 特集杭基礎の耐震問題をめぐって」, No. 43, pp. 7-8, 1983年1月
[事例の一覧表と文献のみ。]
4. H. Mizuno, "PILE DAMAGE DURING EARTHQUAKES IN JAPAN (1923-1983)," Dynamic Response of Pile Foundations - Experiments, Analysis and Observation, Geotechnical Special Publication, No. 11, pp. 53-78, ASCE, April, 1987
[1983年日本海中部地震までの被害事例を英文でまとめたもの。]
5. 建設省建築研究所・国土開発技術研究センター, 「第2章 震害事例の分析」, 建設省総合開発技術プロジェクト, 「大都市地域の地震防災技術の開発」平成5年度耐震設計(建築)報告書, pp. 2-36, 1994年3月
[杭基礎ばかりでなく、直接基礎などについても調査。1984年長野県中部地震, 1987年千葉県東方沖地震, 1993年釧路沖地震, 1993年北海道南西沖地震の事例までまとめられている。]

次ページ以降は、上記文献1を、そのまま転載する(出版社転載許可済)。

1 地震時

1. はじめに




ここでは、地震時に生じる基礎構造の破損（特にくい基礎）、液状化に伴う建物の沈下と浮上がりについて事例を紹介し、その問題点を抽出するとともに、現状の技術での対策について考える。

まず竣工後に生じる問題点と建設施工段階で生じる問題点との基本的な違いについて述べたい。施工段階で生じる問題はおそらく最新の技術、少なくとも現在使われている技術に関連するものである。しかし、竣工後に生ずる問題は、必ずしも現在の建築技術のみに関係しているわけではない。このことは、松ぐいの腐朽による建物の不同沈下を考えただけで納得していただけないと思う。とりわけ、基礎・地盤関係では、材料・施工法に関連するハード技術と設計法等のソフト技術の変遷が著しいことに注意すべきである。くいについては前者の例が、遠心力鉄筋コンクリートぐい（以下RCぐい）、鋼ぐい、遠心力プレストレストコンクリートぐい（以下PCぐい）、オートクレーブ養生したPCぐい（以下ACぐい）等の導入であり、後者の例が日本建築学会基礎構造設計規準1974年改訂における、くいの水平耐力の検討の導入である。参考として、豊島光夫氏が文献²⁾でまとめた「材料別に眺めた地業の発達」を表1に示す。この他に文献¹⁾が明治以降の建築技術の変遷に詳しく、参考となる。建築技術者も新技術ばかりに目を向けるだけでなく、ときには技術の変遷に流し目程度には目を向ける必要がある。これらの知識は、昔に竣工した建物の施工法・設計法を知り、問題の解決に役立つことも多いのだから。

昭和52年頃、くいに関係する或る委員会に委員として出席していたとき、先生方に地震時におけるくいの破損例を尋ねたところ、液状化以外の原因でくいが破損した例は知らないということであった。そこで、液状化以外の原因で地震時にくいが破損した例を探すことにしたが、やっと十勝沖地震のさいの二例を探すことができた³⁾。一例は9th ICSMFEのスペシャルティセッションのプレプリントで、田治見宏先生のState-of-the-Art Report⁴⁾に引用されている国鉄の姉沼高架橋のRCぐいの破損³⁾である。もう一例は、三沢商業高校

表1：材料別に眺めた地業の発達（豊島による）〔文献2〕

年		1967	1977	1987	明	治	30	40	45	大	正	12	15	1935	昭	16	20	30	1955	昭和	40	1965	1970	
材料	区分	<p>第1期…松くい語彙時代 第2期…第1次技術導入期 第3期…固有技術時代 第4期…耐久と複合期 第5期…第2次技術導入期 第6期</p> <p>米松入る テルソアキエーの圧密理論 → 松くいの支持力テスト</p> <p>アメリカでは遠心テストによる松くいの製造のための支持力テスト</p>																						
松	場	くい打試験場（長さ5.4m）中央停車場（5.4m）丸ビル	三信ビル	内巻町ビル	三信ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	丸ビル	
松	地	英国生命 旧海上ビル	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	フランス	
松	方	コンプレックスビル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	ベラスタービル	
松	式	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	カ前期	
松	リ	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	人振	
松	ト	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	運流	
松	製	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	ハンマー	
松	く	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	クラフ	
松	い	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	回転	
松	方	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	バック	
松	式	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	振動	
松	式	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	遠心	
松	方	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	プレスト	
松	式	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	レス	
松	方	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	オートク	
松	式	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	生	
鋼	ニ	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	エツフェル塔基礎	
鋼	ケ	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	新島万代橋 白石基礎工務会社	
鋼	ー	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	十三橋 東 NKK 第一相互	
鋼	ン	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	東 NKK 第一相互	
鋼	式	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	日本鋼管水工工場	
鋼	式	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	ロセット	

 海外購入工法によるもの、ただし後に国産化したもの多し。
 固有工法によるもの。
 購入以前を示す。

のB・C棟におけるRCぐいの破損である。この建物は十勝沖地震後も補修して使用されていたが、建設省建築研究所の耐力調査(広沢雅也, 山崎裕両氏他担当)での発掘調査で明らかになったものである⁶⁾。その後、武藤清先生が昭和30年に、文献7)で、福井地震(1948年)における北陸配電ビルのぐい(正確には地中ばりとフーチングをつなぐ柱)の破損を紹介し、ぐいの地震時安全性について警告しているのを知った。また三沢商業高校の例についても、二、三の補充資料を得たので、文献9)に以上の3件を紹介した。その後、関東地震(1923年)以来の基礎構造の地震時被害について文献10)でとりまとめた。また、今回の宮城県沖地震(1978年)では、従来の震害調査では行なわなかったぐいの掘削調査が行なわれ、PCぐい、ACぐいの破損が話題となった。私自身も二例の被害例と復旧工事(アンダーピニング)を実際に見ることができた。

これらの少ない経験から、地震時のぐい破損の背景について新技術導入時における検討方法と設計法・基準類の関係、破損事例の設計法へのフィードバックが重要だと感じる。また、地震時の基礎破損は古くは関東地震からあるにもかかわらず、上部構造の破壊の影に隠れてしまって顧みられなかつ

たことを残念なことと思う。震災予防調査会報告第百号(丙)下(1926年)では鉄筋コンクリート造被害調査の結論の一つとして次のように述べている。「基礎ヲ完全ナラシムルハ鉄筋混凝土造ニ於テハ特ニ重要ナリトス、…(略)…日本橋区本石町所在中井商店ハ其ノ建築面積ノ小ナル割合ニ高キ建物ナリ震力ノ作用ニヨリ其南側面ノ直圧力ノ増大ニ基因シテノ部分ノ基礎ノ沈下ニヨリ南方ニ傾斜シタリ…」

2. ぐいの破損

1) ぐいの破損例

地震時における基礎構造の被害例ははじめに述べたように関東地震(1923年9月1日)においてすでに見られる¹⁰⁾¹¹⁾。当時の建物のぐいは表1から分るように、ベDESTALぐい(場所打ちぐい)、振動締固め方式の既製コンクリートぐいの海外導入工法が使われ始めていたが、大部分は松ぐいを密に打ち込む方法であった。ぐいそのものの破損は、文献11)にも報告されていないが、ぐい基礎であつて建物の不同沈下を生じ、建物の被害にいたつたものに、麴町農商務省特許局陳列館(RC造3階建、基礎ぐい打ち地業鉄筋混凝土造)、中井商店(RC造5階建、基礎ぐい打ち外壁下部は連続鉄筋混凝土造基礎)等がある。特に前者は、「適当ナル位置ニ強固ナル間仕切壁ヲ有シ耐震的ナル建物ナルベキニ基礎ノ構造悪シク為メニ其ノ不同ノ沈下ニヨリ建物ノ各部大破スルニ至レリ」と

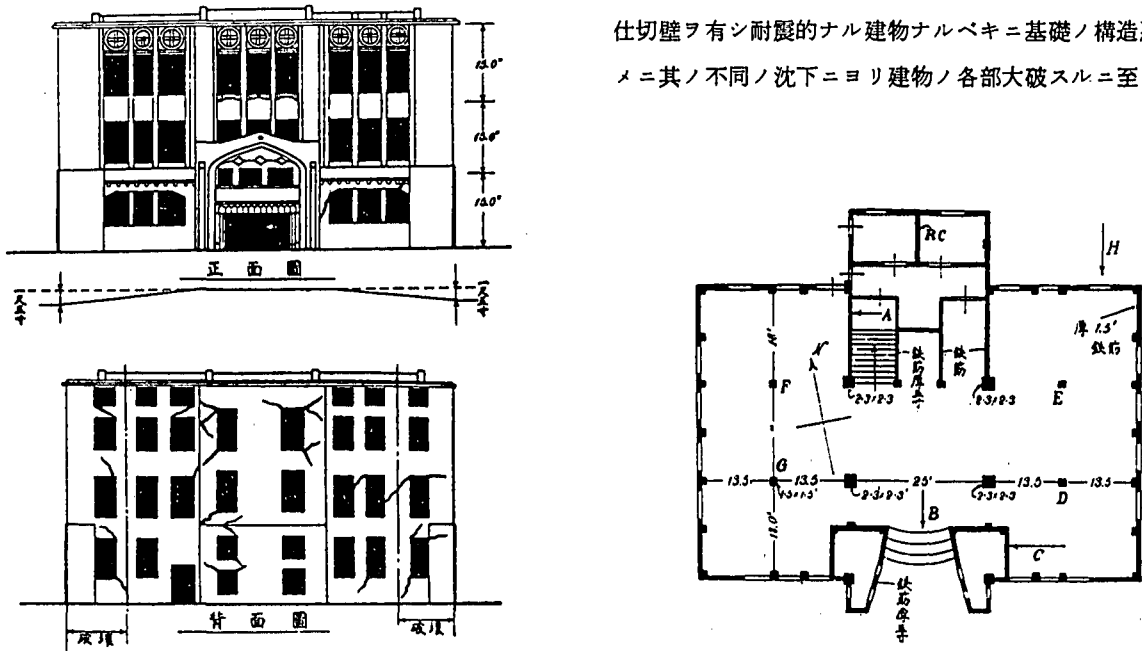


図1 農商務省特許局陳列館の被害(1923年)〔文献11)〕

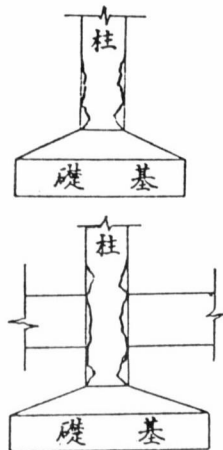


図2
関東地震（1923年）における基礎の破損〔文献11〕

書かれており、結局正面中央部と東西隅部に約45cmの不同沈下が生じた（図1）。後者は、基礎の不同沈下により西側に約15度傾斜した。また、報告書では「比較的震害ナシト考ヘラレン建物ニ於テスラ図ニ示ガ如キ数コノ实例ニ会セリ」と述べ、図2を示している。他にも基礎ばりの被害写真（写真1）を示しているが、どの建物かは特定できない。

福井地震（1948年6月28日）では、北陸配電株式会社（RC造4階建、松くい60～80cmの間隔で打設）の地下柱（独立基礎の基礎スラブとつなぎばりの間の柱）がせん断破壊を生じた¹²⁾。その結果建物全体としては1階床が若干低下し、2階柱頭と1階床ばりにわずかの小亀裂が発生したものの、上部構造には他に被害がなかった。同時に周辺地盤に地盤変化があったと報告されているが、地下柱の破損の原因については述べられていない。図3、図4にはおのおの立面図・基礎伏図、基礎部分と柱部分の配筋図を示す。破壊したのは図3基礎伏図のC₂、C₄、C₆、D₂、D₄、D₆、F₂、F₄、F₆の9本のうち7本の地下柱である。その状況を写真2、3に示す。これ以外にも、B₃、B₅、B₆の地下柱にもひび割れを生じたと述べられている。

新潟地震（1964年6月16日）では、地盤の液状化が研究者の注目をひき¹³⁾、以後砂質地盤の液状化に関する研究が活発となったが、この地震においては地盤の液状化に起因するくいの破損が文献14)、15)に報告されている。文献14)では、入船小学校〔RC造3階建、独立基礎、松くい(φ=21cm, l=6m:他説¹⁶⁾には5.4m)〕の事例と東警察署〔RC造2階建一

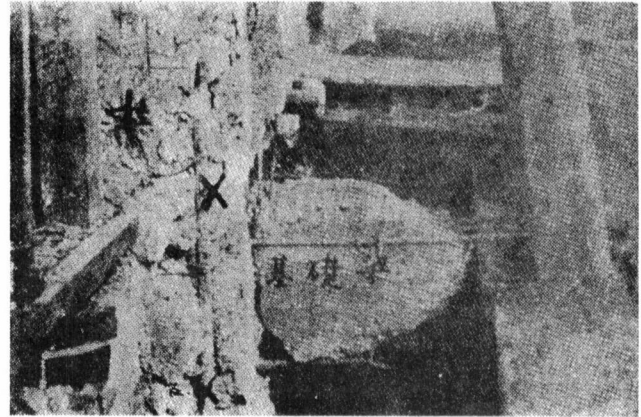


写真1 関東地震（1923年）における基礎ばりの破損〔文献11〕

部3階建、独立基礎、RCくい(φ=30cm, l=6m)、くいの長期許容支持力11.0t/本:他説には11.5t/本¹⁶⁾)の事例について述べている。前者では地中ばり各部にかなり多数のヘアクラックがあり、中央部では最大5mmに及ぶひび割れが数か所ある他、建物自体も最大1.2m沈下している¹⁶⁾。しかし、上部構造の被害は比較的軽微¹³⁾で、後に鋼管くいによるアンダーピニングが施工されている。掘削調査の結果、幾本かの松くいが傾き、独立基礎スラブと松くいが分離していたと報告されている¹⁴⁾。後者では、建物が全体的に約1m沈下し、約1/100傾いたが、構造体自体は異常がなしと報告されている¹⁶⁾。掘削調査の結果、RCくい体とフーチングのジョイント部分に多数のひび割れが認められた¹⁴⁾と述べられている。

文献15)・17)では、落橋した昭和大橋〔長さ303.9m、幅24m、12スパン、くい式橋脚11台・橋台2台(ともにくい9本)、鋼管くい(φ=609mm、厚さ16～9mm、くい長(橋脚)25m(地下部分16m)〕の橋脚鋼管くいの曲がりと現場溶接部近傍の局部座屈について述べている(図5)。この原因は地盤下約10mに及ぶ液状化によるものとしている。この他の橋脚くいの掘出し調査から、現場溶接継手で、曲げ変形をさほど受けていない状態で、溶接部分で切断されたと見られる例を報告している¹⁷⁾。このバックデータとして、前述の曲げ変形したくいから試験片を切り出し、溶接継手部分(工場・現場とも)の引張試験を実施し、現場継手強度が母材強度より小さい例が多いことを確認している¹⁷⁾。原因追求の真摯な態度がうかがえる。

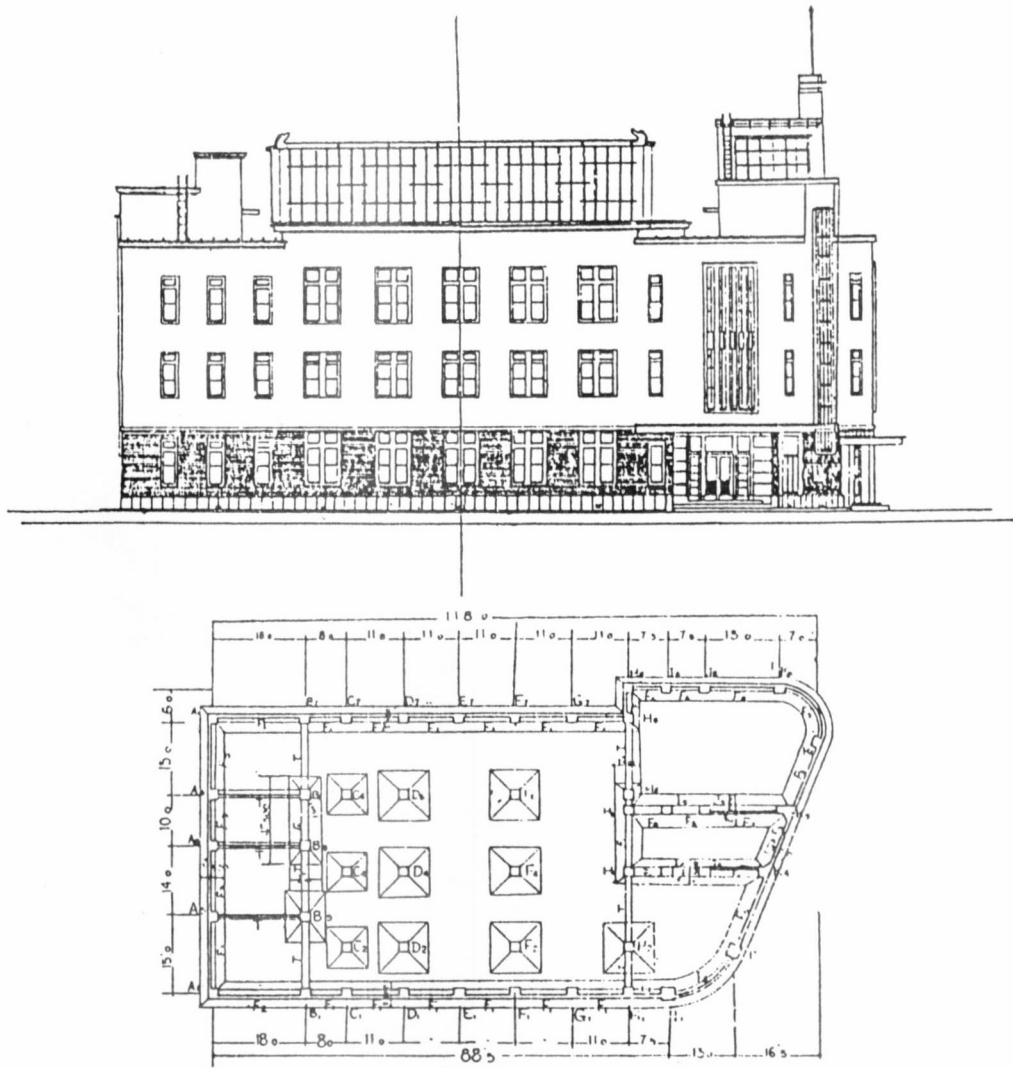


図3 北陸配電(株)北立面図・基礎伏図〔文献12〕



写真2



写真3

写真2,3 北陸配電(株)地中柱の破損(1948年)〔文献7,11〕

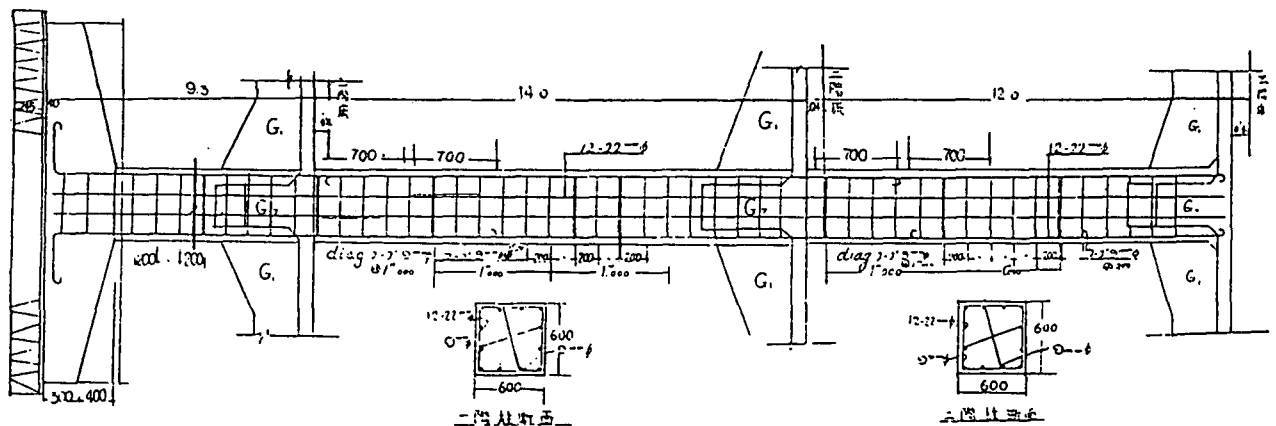
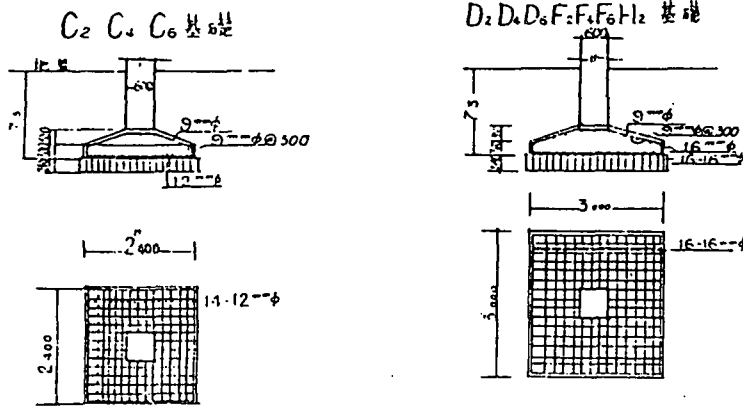


図4 北陸配電(株)基礎配筋図・柱配筋図 (破壊した地下柱は図の左方, 階高は尺表示) [文献12])

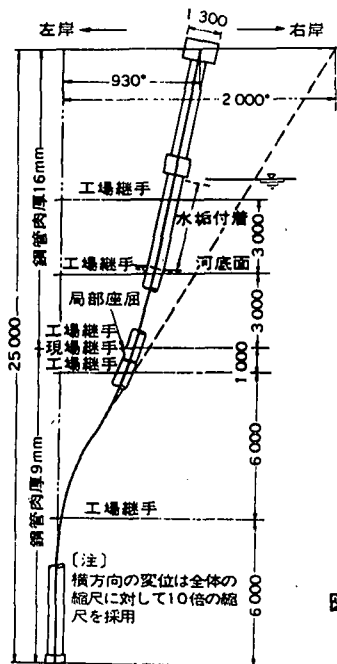


図5 新潟地震(1964年)における昭和大桥鋼管ぐいの破損 [文献17])

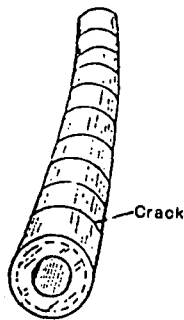
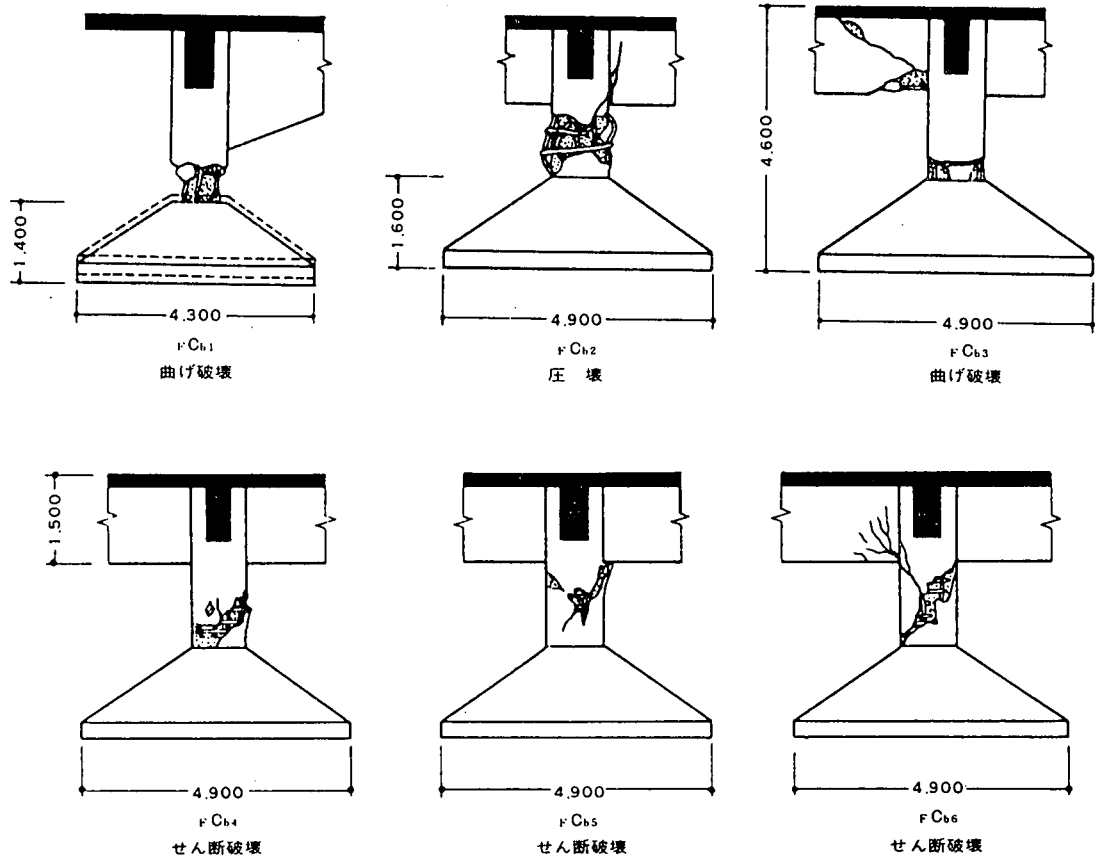


図6 新潟地震(1964年)における八千代橋RCぐいの破損 [文献15])

また文献15)では、八千代橋〔長さ307m、幅8m、コンクリート造橋脚13台・橋台2台、RCぐい(φ=60cm、l=10m、常時設計荷重: 29t/本、地震時ぐい軸荷重 max 53t、同水平力4.5t/本)〕の橋台が河心部に50cm水平に押し出され、RCぐいに約30cm間隔で輪切状のひび割れ(筆者注: 曲げひび割れ)が認められたと述べ、図6を示している。この場合RCぐいが橋台フーチングに埋め込まれた部分では、予想に反して破損はなかったとも述べている。この破損例は、橋台背面の地盤の移動がぐい破損の原因である。なお、土木分野では当時でも chang 式等によりぐいの水平耐力の算定がとり入れられていたが、この事例は50cmもの大変形にはRCぐいが耐えられなかったことを示している。

十勝沖地震(1968年5月16日)では、八戸東高校、姉沼高架橋、三沢商業高校の三つの事例がある。

八戸東高校〔RC造3階建、独立基礎〕では、基礎柱(80cm



基礎柱はすべて50cm(はり間方向)×80cm(けた行方向)

図7 十勝沖地震(1968年)における八戸東高校基礎柱の破損[文献18]の図に加筆]

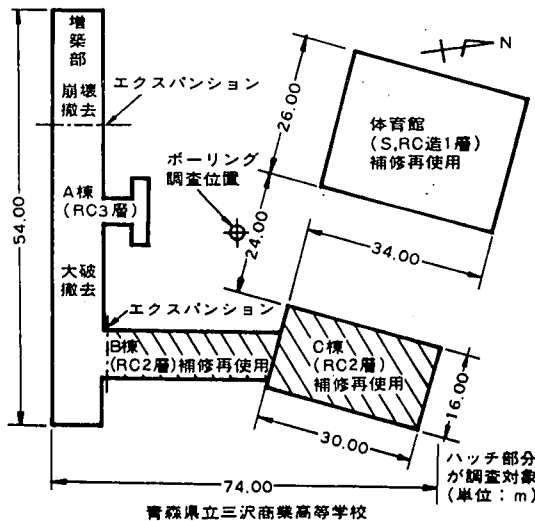


図8 十勝沖地震(1968年)当時の建物配置と被害概要、建物履歴[文献6,9)]

×50cm, つなぎばりと基礎スラブの間の短柱)が図7のように破壊(せん断破壊, 曲げ破壊, 圧壊)した¹⁸⁾。この構造形式と破損の様相は, 前述した, 福井地震の北陸配電株式会社の事例に酷似している。本建物はけた行方向に約2mの高低差があり, フーチング底面はそのまま高低をつけているが, つなぎばりは同一レベルで通しているため, 地盤が低いほうの構造体はあたかもつなぎばりのない独立フーチング基礎で支持された4層の建物のようにになっている。また4本のボーリング柱状図によりこの敷地は地盤構成が急変する箇所であることが指摘されている。被害の詳細と破壊の過程についての考察は文献18)を参照されたい。

三沢商業高校の管理棟 [RC造2階建一部塔屋, RCぐい($\phi=30\text{cm}$, $l=14\text{m}$ (7m2本継ぎ), 長期許容支持力24t/本)のRCぐいの破損である⁶⁾⁹⁾。図8に十勝沖地震当時の

地震時

建物配置と被害の概要を示す。日本建築学会の調査¹⁸⁾によれば、A棟の著しい構造被害に比べ、B・C棟(C棟：管理棟)の被害はかなり軽微であったと報告されている。また噴砂、がけ崩れ等の顕著な地盤の変化は認められなかったとされている。しかし、当校の保存資料・写真(地震直後に撮影、後の追跡調査で入手)によれば、図9に示すように工作物等の被害が認められ⁶⁾、またC棟と地盤の間には異なった揺れ方をした結果と考えられるすき間を生じている⁹⁾(図9中⑨)。

その後B・C棟は内外装を主とする補修工事が行なわれ、ひき続き使用されていた。しかし年を経るとともに、B・C棟についてひび割れの漸増、屋上防水の劣化促進、家具の傾斜の増大等が顕著になってきた。そこで建築研究所に耐力診断の依頼がなされ、B・C棟が調査されることになった。なおこの敷地の地盤は、図10のボーリング柱状図に示すように、GL-15m程度までN値が0~7の砂質ローム、浮石質ローム、火山灰等の層よりなっている。さらにGL-20m程度までN値30~40の火山灰質砂、それ以深はN値40以上の砂である。

また、調査の一環として実施された常時微動測定結果で

は、地盤の卓越周期は0.25~0.3秒であった。

図11に、C棟1階のひび割れと2階床の相対沈下量(図中囲み数字、単位mm)を示す。この変状は、直接的には建物の不同沈下によるものと判断された。これは、図中校長室壁(けた行方向耐力壁)の斜めひび割れが、通常地震動により生ずる交差したひび割れでなく、南下がりのもののみであった(ひび割れ幅約1.5mm)こと等により判断されたものである。さらに、沈下量が最も大きい、C棟北東柱下のくいの掘削調査が行なわれ、次の結論を得ている(図12、写真4、5、6参照)。

- ① 4本のくいのうち3本はくい頭で破損し、1本はくい頭部と捨てコンがはく離した。くい頭が破損した3本の破壊状況のうち、1本(Bぐい)は圧縮力の影響が強く見られるせん断破壊であり、残りの2本(A、Dぐい)はくい頭が引き裂かれるようなせん断破壊であった。
- ② すべてのくいはその頭部が地震時に北東方向へ振られたものと考えられる。Aぐいのみ西側への傾斜が測定されているが、この場合はくい頭が大きく壊れ、ずれを生じているためであろう。

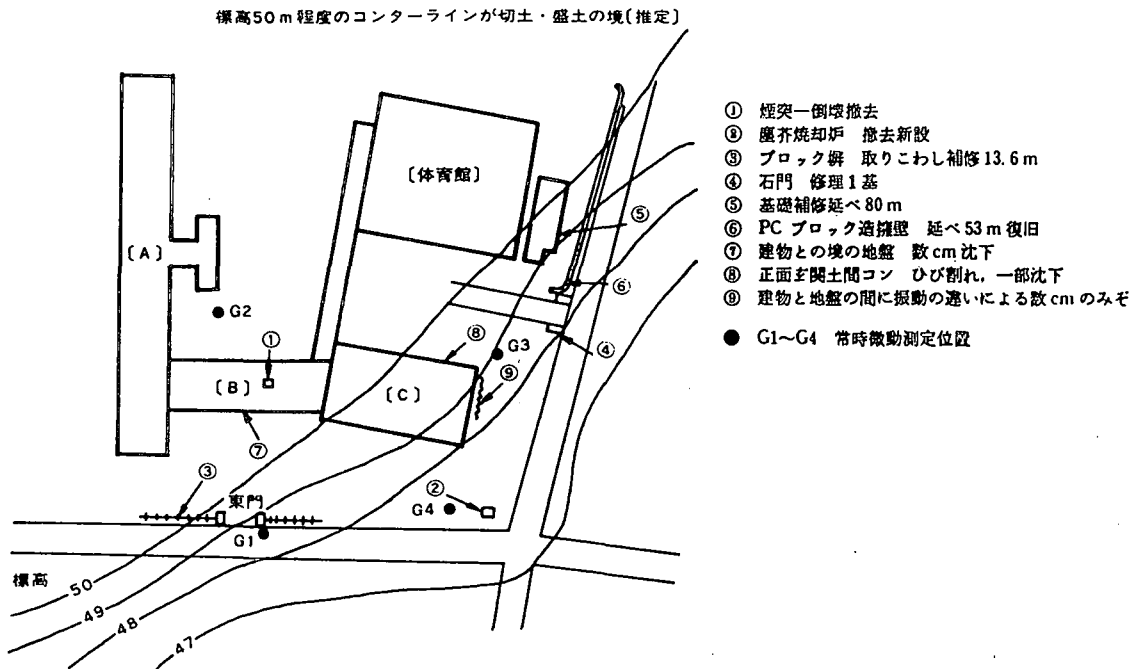


図9 十勝沖地震(1968年)における工作物の被害、旧地形、常時微動測定位置(耐力診断時)[文献6]の図に加筆、文献9)

三沢商業高等学校敷地地質調査委託 地質柱状図並標準貫入試験例

調査場所	三沢市大字犬落瀬字古間木地内	地下水位	-5.25m	ボーリング工法	ロータリー 1
調査年月日	昭和47年6月14日	使用機械	鉱研製KS-4型試験錐材	ボーリング孔径	66

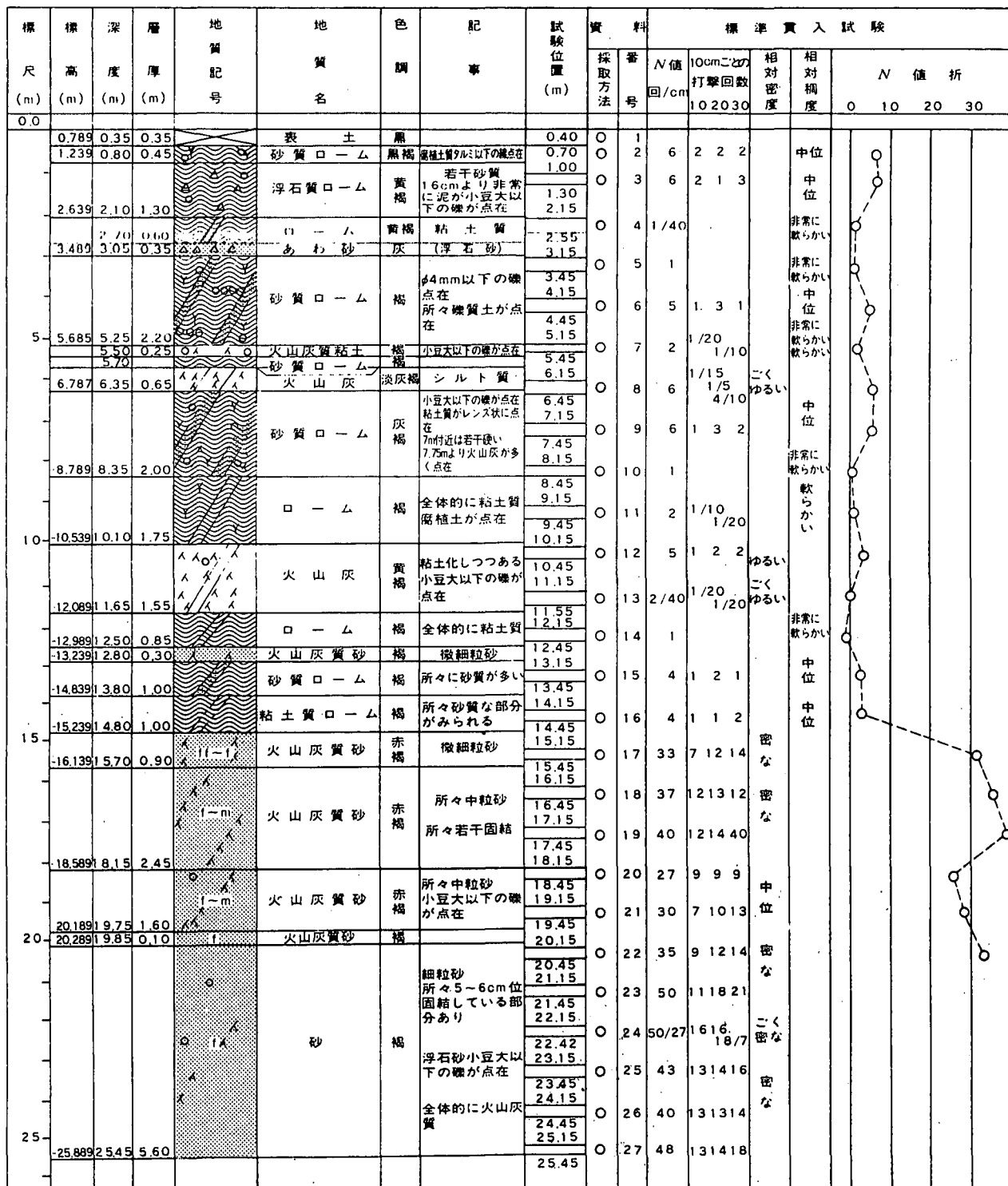


図10 三沢商業高校ボーリング柱状図 (位置は図8参照) [文献6])

地震時

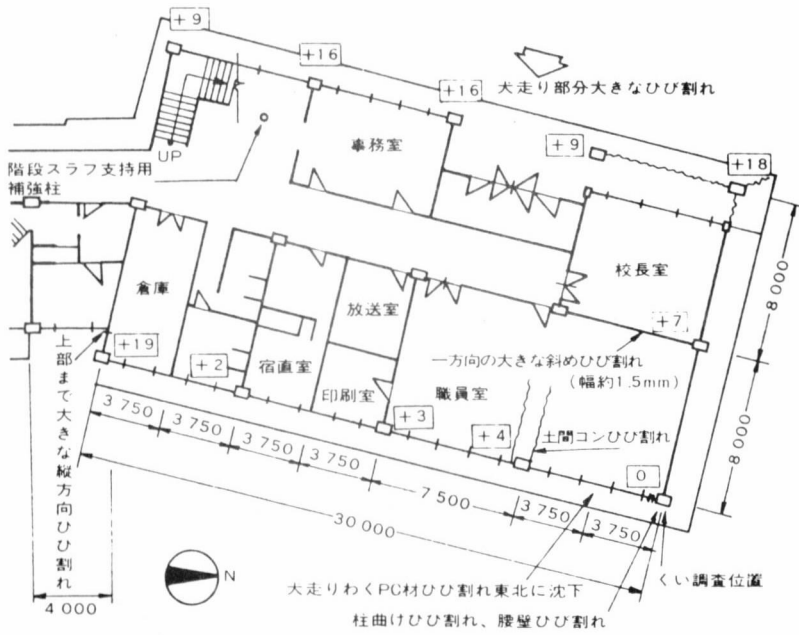


図11 調査時点のC棟1階ひび割れと2階床相対沈下量 (囲み数字単位: mm) [文献6, 9]

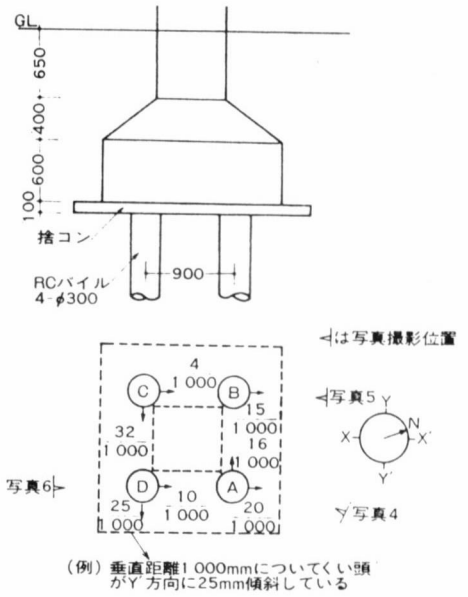


図12 三沢商業高校におけるくいの掘削調査 [文献6]

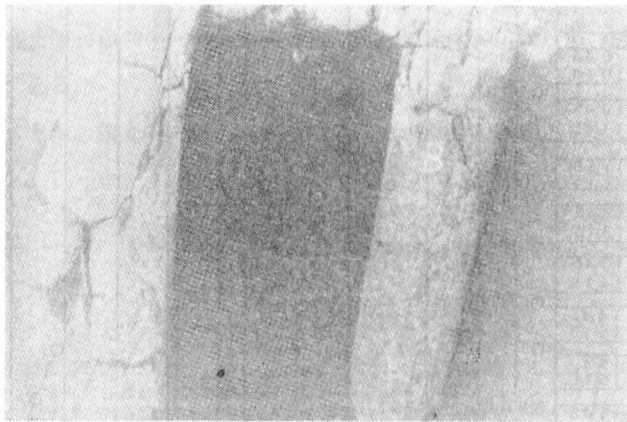


写真4 A, B くい

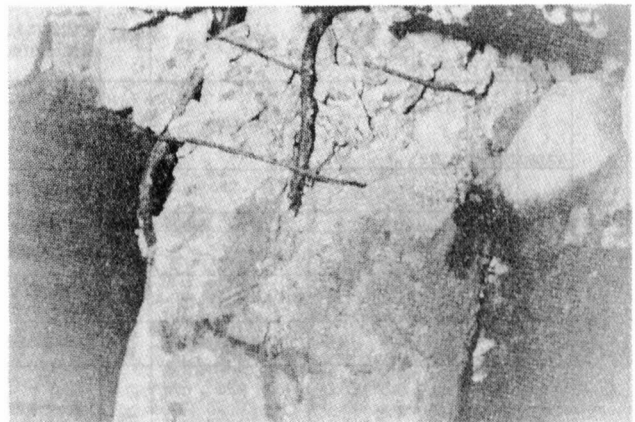


写真5 B くい くい頭部



写真6 D くい くい頭部

写真4, 5, 6 は十勝沖地震 (1968年) における三沢商業高校 RC くい の破損 (写真位置は図12参照) [文献6]

③ くい頭破損による建物の沈下量はAおよびDぐいの鉄筋座屈状況から推定すると約3.3cmとなる。

本例のくい破損は地震時に生じ、その後不同沈下の障害が生じたものと推定される。地震時のくい破損の原因については、文献6)の報告書で盛土部分の移動説を挙げている。しかし、筆者の追跡調査で入手した写真(地震直後に三沢商業高校職員の撮影したもの)によれば、切土部分とされているB棟の生徒昇降口付近(図9の⑦)で地盤が数cm沈下し、盛土部分であるC棟正面玄関(図9の⑧)の土間コンがひび割れ、一部沈下している他には、盛土移動の確たる証拠はとらえられなかった。この他には、C棟北辺(校長室わき、図9の⑨)では建物と地盤の間に振動の違いに起因すると考えられる数cmのみぞが生じている。また、常時微動測定結果⁶⁾によれば、北側のがけ地付近(図9のG₃、G₄地点)の平均的振幅レベルは、G₁地点(旧地形上にある道路上)、G₂地点(B棟西側の切土部分)と比較して約2倍の大きさであった。このことは、盛土したのがけ地形の地盤が他の部分より振動しやすいことを意味するものである。これらのことから、切土部分と盛土部分の振動の違い(振幅、位相)もくい破損の原因の一つとして挙げることができよう。

本建物(B・C棟)はその後(1976年)解体されたが、建物を解体除去後、ふたたびぐいの掘削調査が実施され、他のRCぐいも破損していたことが確認されている(写真等および掘削調査担当者談)。

十勝沖地震では以上述べた2例以外に、国鉄の姉沼高架橋(三沢～小川原間)のRCぐいの破損がある⁵⁾。国鉄では、この事故にさいして強制振動実験等詳細な調査を実施するとともに、ぐいの水平耐力算定法に検討を加えた。後に地盤の変形を考慮したぐいの水平耐力算定法を確立する¹⁰⁾きっかけとなった事例である。高架橋は、鉄筋コンクリート造(けた行3スパン、はり間1スパン、1層)のブロックよりなっている。各ブロック内の基礎は相互に大形の地中ばりで連続されている。ぐいはRCぐい(φ40cm、l=19～32m、継手は8本のボルト継手・モルタルカバー)で、支持層までの深さに応じてくい長は異なっている。地質は瀧湖(せきこ)に粘土・シルトなどの細粒土と植物が堆積して、比較的新しい年代に

できたものである。上部の沖積層は厚さ20～30mであり、その上層はN値0の弱いピートおよびシルトよりなり、きわめて軟弱である。支持層はN値50以上の砂礫層である。後の常時微動測定によれば、地盤の卓越周期は1.1～1.2秒である。

地震直後の調査で高架橋上部構造には損傷はなかったが、高架橋各ブロックの相対変位が顕著であった。図13は地震直後の残留水平・鉛直変位(不動点から測量)で、その最大値は水平方向約75cm、鉛直方向約10cmである。また各高架橋ブロック間の水平目違いの最大値は約9cm、鉛直目違いの最大値は約4cmであった。高架橋の残留変位量の分布はいずれもW形であって、軟弱層の深さの分布(図13)および在来線盛土の沈下分布(図14、最大沈下80cm)とほぼ同一の形状をなすものである。これらのことからぐいの損傷が懸念されたので、くい頭部の掘削調査が実施された。図15は変位のもっとも大きい15ブロックのフーチングを支持するぐいの曲げひび割れである。ただ鉛直支持力に直接関係するような破壊的な損傷は発見されなかった。また残留変位が20cm以下の部分ではぐいに曲げひび割れは認められなかったと報告している。この事例は、地盤の側方流動による過大な変形がくい破損の原因である。

宮城県沖地震(1978年6月12日)では、表2に示すようなぐいの掘削調査が行なわれ、数例の破損例が知られている。個々の詳細な事例についてはすでに多方面で報告・報道されているので、文献20)～30)を参照願いたい。ここでは代表として仙台市宮城郡山住宅高層住棟(SRC11階建、ACぐい(φ=60cm、l=12m、長期許容支持力150t/本))の事例を紹介しておく(図16、写真7、8)。

宮城県沖地震ではぐいの掘削調査が意欲的に行なわれたこともあり、ぐいの破損例が多く確かめられている。この地震の破損例(表2のNo9は盛土の移動が主原因と判断されるので除外)については次のような特徴がある。

- ① くい種についてはPCぐい、とりわけACぐいの破損が顕著であること(表1を参照していえば、これらのぐいにとっては初めての大きな地震であった)。
- ② ぐいの平面的位置でいえば外周部、とりわけ隅部のくい破損が顕著であること。外周ではけた行(長手)方向のく

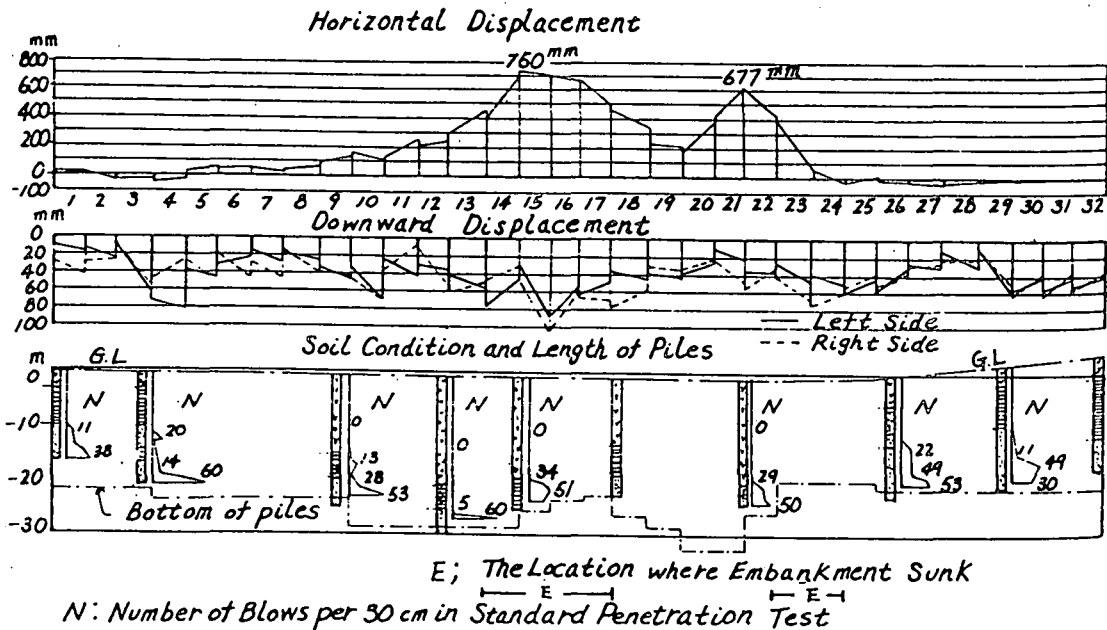


図13 十勝沖地震における姉沼高架橋の残留変位量と軟弱層の分布 [文献5])

Displacement of the Elevated Bridge and Soil Condition

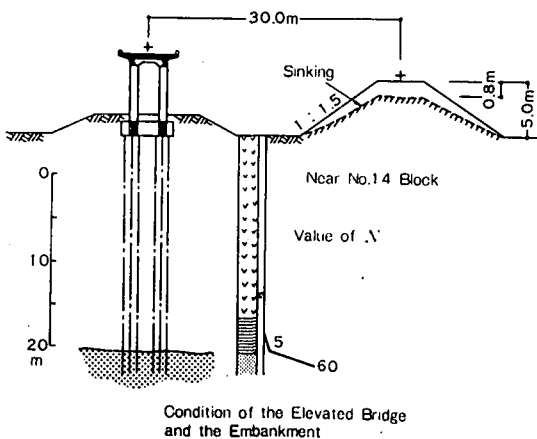


図14 近接在来線盛土の沈下と高架橋 [文献5])

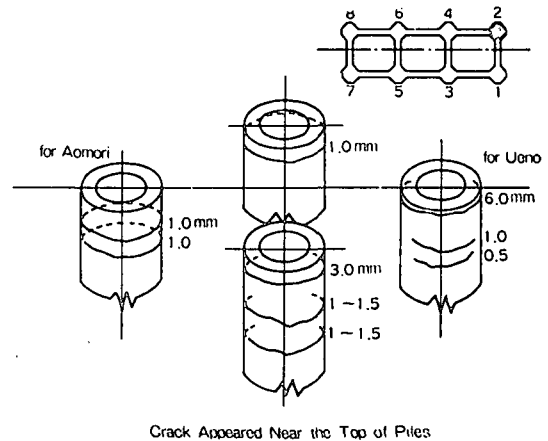


図15 No. 15ブロックのRCくいの曲げひび割れ [文献5])

い破損がめだつ(表2のNa1, Na3)。これらのことはくい破損にくい軸力(圧縮, 引張り)が関与したことを示唆するものである。

③ くい破損を起こした建物の敷地地盤は極端な軟弱地盤とはいえず、「やや軟弱な地盤」といったものである。例えばNa3建物付近の常時微動測定結果³¹⁾では地盤の卓越周期は0.5秒程度であり、東京付近の卓越周期が1秒の軟弱地盤とは異なる。

④ くい破損のひび割れの中には必ずしも地震時に生じたものばかりでなく、くい頭処理時のひび割れと推定されるものがあること。

等である。

2) 問題点と対策

くいが破損し、建物が傾くなどその使用性が損なわれ、またはその安全性が損なわれれば、復旧工事(アンダーピニング等)の費用と、現存建物解体費用と新築費用の和を比較し

表2: 宮城県沖地震におけるくいの掘削調査 [文献20)~30) より作成]

No.	建物名称	上部構造		くいの種 くいの径 (cm)	くいの長 (m)	長期許容鉛 直支持力 (t/本)	くいの破損状況 (最も破損が顕著なもの)
		構造種別	上部構造被害				
1	仙台市営郡山住宅(仮称)高層住棟	SRC11階	建物屋上部で31.3cm水平方向に傾く。最大沈下7cm。傾斜によるわずかなひび割れ。他はなし	AC 60	12	150	くいの頭部が圧縮破壊したくいやくいの頭部から下部へ斜めひび割れや縦割れが生じたくいがある
2	仙台市営郡山住宅中層住棟	RC 5階(壁式)	なし	AC 40	16 (2本継ぎ)	60	曲げひび割れ。くいの頭付近に水平ひび割れがあり、一部コンクリートがはく落している
3	サニーハイツ高砂	SRC14階	廊下側非構造壁(けた行方向)にX型のせん断ひび割れ多数。扉開閉不能多数	AC 60	24 (2本継ぎ)	160	或るくいはくいの頭部が完全に破壊している。破壊したくいの頭部から斜めひび割れが下方に続いている。或るくいではPC鋼棒破断
4	A社員寮	RC 4階(壁式)	建物の傾斜(傾斜量は不明)	PC 35	5	70	くいの頭部が完全に破壊したくいが多く、PC鋼線の外側へのはらみ出しがめだつ。フーチングが割れているところもある
5	仙台市営西中田住宅	RC 5階(壁式)	なし	AC 40	7	60	くいに縦ひび割れと、それより派生した水平ひび割れ
6	中野栄小学校	RC 4階(3×9スパン)	床に若干のひび割れ。他はなし	PC 30	9	25	なし
7	大洋漁業東北支社	RC 3階	1階崩壊	RC 25	6	15	なし
8	丸吉	RC 3階	1階崩壊	RC 25	5	20	曲げひび割れ(上部構造解体後の調査)
9	朝鮮学園高校(増築部)	RC 4階	不同沈下によるわずかなひび割れ。他はなし	PC 30	10	30	くいの頭から60cmの部分で破損。他にくいの頭部とフーチングとの離脱

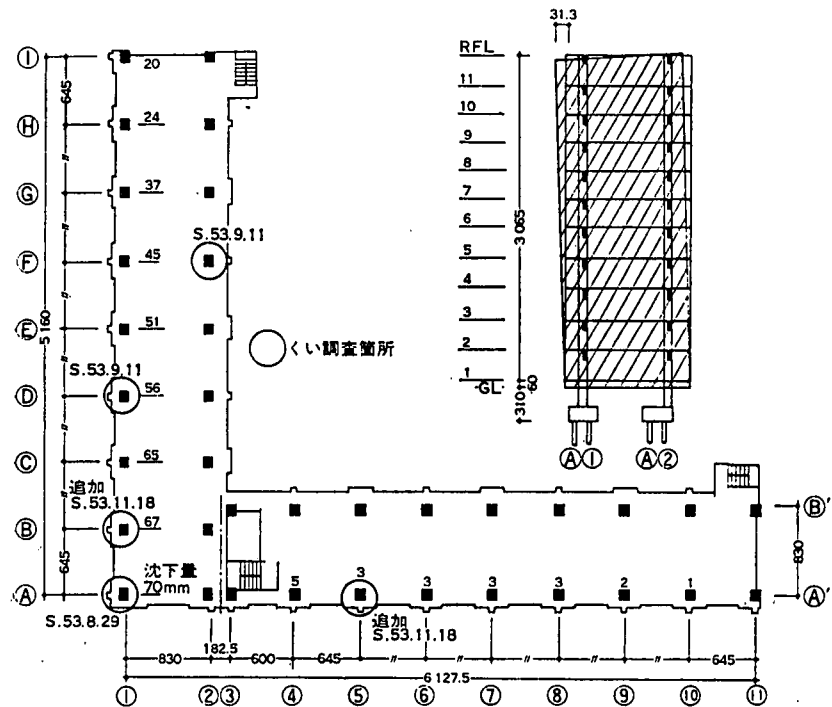


図16
仙台市営郡山住宅高層住棟のくい
破損による建物の傾斜 [文献25)]



写真7
①-④ フーチングの
No. 1 ぐいの破損状
況（仙台市提供）



写真8
①-④ フーチングの
No. 2 ぐいの破損状
況（仙台市提供）

ていずれかにきめることになる。ぐい破損で人命を損なうおそれが少ないとはいえ、経済的損失は大きい。したがって、地震時ぐい破損が生じた後の問題点と対策よりは、設計・施工上の問題点と対策が重要である。

表3にはこれまでに述べたぐい破損の事例について、ぐい種とぐい破損のパターンについてとりまとめた。この表より、鋼管ぐいと比較してコンクリート系の既製ぐいに地震時

表3: ぐい種とぐい破損のパターン [文献 44]]

ぐい種	ぐい頭沈下を伴う破損（せん断、圧壊）	曲げひび割れタイプの破損	基礎スラブとの離れ・ズレ	座屈、溶接部切断
松 ぐい	/	/	入船小学校(新潟)	×
鋼管ぐい	/	×	/	昭和大橋(新潟)
RCぐい	東北電力循環水ポンプ室(新潟), 三沢商業高校(十勝沖)	東警察署(新潟), 八千代橋(新潟), 姉沼高架橋(十勝沖), 丸吉(宮城県沖)	/	×
PCぐい	A社員寮(宮城県沖)	/	朝鮮学園高校(宮城県沖)	×
ACぐい	郡山住宅高層棟(宮城県沖), サニーハイツ高砂(宮城県沖)	郡山住宅中層棟(宮城県沖), 西中田住宅(宮城県沖)	/	×
つなぎばり以深の柱(参考)	北陸配電(福井), 八戸東高校(十勝沖)	/	×	×

注) 斜線は事例なし, ×線はありえないと考えられるパターン, カッコ内は地震名

の破損がめだつことが分る。さらに、コンクリート系の既製ぐいの中で、RCぐい、PCぐい・ACぐいとの破損状況の差異についてはRCぐいが曲げひび割れタイプの破損が6件中4件とめだつものに対して、PCぐい・ACぐいではぐい頭沈下を伴う破損が6件中3件とやや顕著である。このことはPCぐい・ACぐいではRCぐいと比較して破損が著しいものとなることを示唆している。

地震時のぐい破損については、当然のことに多くの要因が関係するであろうが、各事例について要因を拾い出し、重要度の順序づけをする程度のことは、建築技術の改善をはかる観点から是非必要である。建築では、土木分野と異なり民間建物が多く難しい点もあろうが、この点の克服がまず必要であろう。これまで述べた事例について個々の事例の設計法・施工法或いは新技術の導入等の側面には直接触れず、ぐい破損の外因別に分類したものが表4である。ぐいの設計でどんな点に注意すべきかの資料とするためにまとめたものである。

宮城県沖地震のPCぐい・ACぐい等のぐい破損事故以後、建設省・日本建築学会等でおの行政的・学術的に審議されており、近い将来新耐震設計法に適合した設計法・保

表4：地震時くい破損事例の外因別分類 [文献44)]

外因別分類	破損例(くい種, 地震名)
地盤が極端に軟弱で地盤の側方流動によりくいが破損した事例	姉沼高架橋 (RCくい, 十勝沖)
盛土の破壊・移動によりくいが破損した事例	八千代橋 (RCくい, 新潟), 朝鮮学園高校 (PCくい, 宮城県沖)
地盤の液状化によりくいが破損した事例	東警察署 (RCくい, 新潟), 昭和大橋 (鋼管くい, 新潟), 入船小学校(松くい, 新潟), 東北電力循環水ポンプ室 (RCくい, 新潟)
盛土等により地盤・地形条件が急変する敷地で、振動的要因が関与していると推定される事例	八戸東高校 (つなぎばり以深の柱, 十勝沖), 三沢商業高校 (RCくい, 十勝沖)
やや軟弱な地盤で振動的要因が関与している事例	A社員寮 (PCくい, 宮城県沖), 郡山住宅高層棟 (ACくい, 宮城県沖), サニーハイツ高砂 (ACくい, 宮城県沖)

有耐力の算定法・くい設計の安全率等につき提案されることになろう。したがってここでは設計における基本的な問題点と一般的な対策に限定して述べることにする。

① 現象と設計法

各現象を考慮した設計法は最良のものであり、また最も望ましい。しかし、現象が解明されなくとも設計は必要である。したがって設計行為には不確定要素が必ずつきまとうことを再認識することがまず必要であろう。例えば現在くいの水平耐力の算定法は、建物が励起しベースシャーがくい頭に作用するモードを想定して行なわれているが、ここには「地盤の卓越周期のいかんにかかわらず、地震時には必ず建物が励起し、地盤の卓越モードは励起しない」という大きい仮定がはいっている。しかし、地盤の卓越周期が建物の固有周期より長い場合、連成系一次モードはほぼ地盤の卓越周期であり、連成系2次モードがほぼ建物固有周期となる。この場合にはくい体にとって地盤の卓越モードのほうが厳しいとの報告がある³⁾³³⁾³⁴⁾³⁵⁾³⁶⁾。しかし、地盤の卓越モード時の変位の定量的解明と設計法への反映には十分なデータの蓄積が必要となる。

② くいの変形性能

表4の外因別分類からも分るように、地震時のくい破損には何らかの形で地震時の地盤の変形が関与した事例が多く、側方流動を起こすおそれのある地盤、盛土地盤等では曲げ変

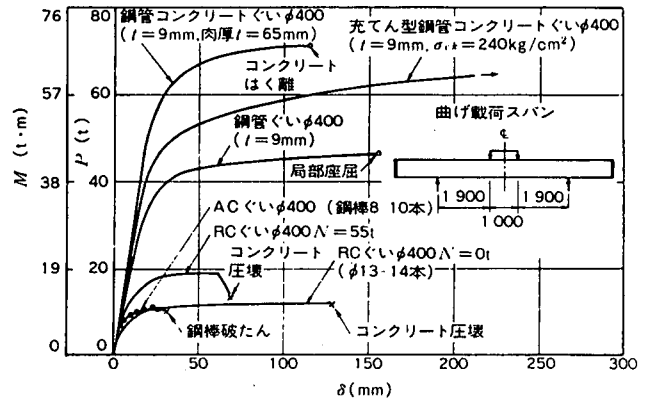


図17 各種くいの曲げ変形性能例 [文献38)]

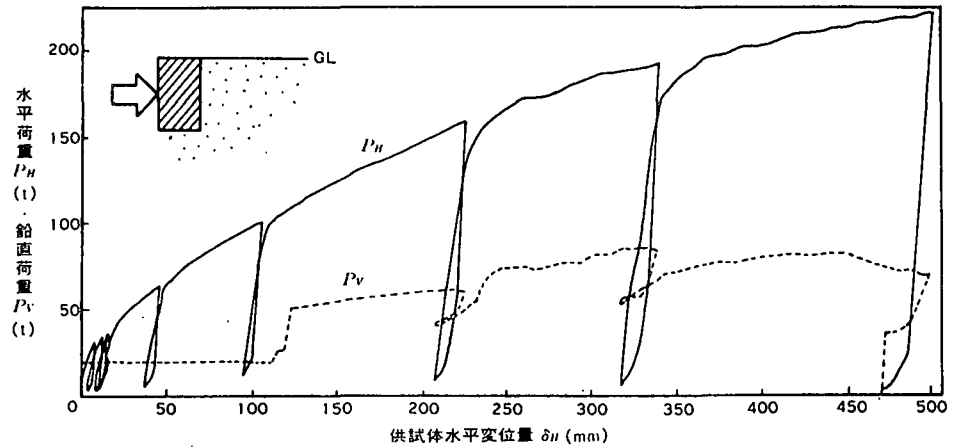
形性能に優れたくい種を選定する必要がある。また通常の場合においても変形性能の優れたくい種を使用するのが望ましい。図17には各種既製くい(φ=40cm)の曲げ変形性能試験例を示す。変形性能の優れた順にいえば、充てん型鋼管コンクリートくい、鋼管くい、RCくい、鋼管コンクリートくい、ACくいである。また、ACくいの変形性能はRCくいの数分の1であること、同一くい(RCくい)であっても軸力の存在によって変形性能は数分の1に低下することが読みとれよう。

工事単価等の点から、ACくい・PCくいを採用する場合には、最上段のくいのみ鋼管コンクリートくい(鋼管内側にRCくい・PCくい・ACくいを製造した複合くい)を使用することが考えられる。

③ 根入部の水平力分担と変位

地下根入部の地盤の受働土圧でベースシャーの一部を負担する設計が行なわれる。このさい、受働土圧がフルモービライズする仮定で受働土圧を計算する。受働土圧の計算は剛塑性論に基づいているので変位を算出することができない。しかし、期待する受働土圧が出現するときの変位に気を配る必要がある。このあたりはきわめて資料が乏しいが、図18には締固めした砂質地盤におけるフーチング水平抵抗の実測例を示す³³⁾³⁷⁾。この例で受働土圧(ランキン土圧)を計算すると約25tとなる。実測では水平変位が1cmのときの平均土圧は5.5t/m²でコンクリートブロック(3m×2.1m)全体では約35tである。ただしこの実測例は締固め砂質地盤であっ

図18
 フーチングの水平抵抗現場実験
 (幅3m, 高さ2.1mのコンクリ
 ートブロックを水平にジャッキ
 加力した) [文献37] の図に加
 筆]



て、通常の埋戻し土の場合では計算受働土圧となるときの変位はさらに大きな値となる。

④ くい水平耐力の検討

くい頭自由の仮定のもとに計算し、くい頭の実際の設計では不静定次数を高める理由から回転拘束とされることが多い。確かにくい頭回転拘束時とくい頭自由時とでは最大曲げモーメントが前者が後者の1.5倍程度となり設計が厳しくなるが、この矛盾は単に合理的でないばかりでなく、危険側の設計となることに留意すべきである。したがって、くい頭自由と仮定して水平耐力の検討をする場合にはくい頭部分に機械的なピン装置を設置する等の工夫が必要であろうし、くい頭回転拘束と仮定した場合には、実際にそのようにすべきである。くい頭回転拘束にしたときの終局時の耐力算定にさいしては、単に機械的にくい頭にヒンジが構成されるとして計算するのではなく材種とその変形性能を考慮して、またくい頭沈下等の有害な破損が生じないことを実験資料により確認する必要がある。とはいえ、既製くいの材種ごとの曲げ変形性能(軸力によって異なる)の資料がきわめて乏しいことも事実であり、資料整備が早急に望まれる。

⑤ 引抜耐力の算定

建物は土木構造物(橋台、橋脚等)と比較すると、幅に比べて高さが高く、基礎部分にはペンスチャーばかりでなく転倒モーメントも作用する。くい材にとっては軸力変化として現れる。このことは現在、くいの引抜耐力として検討される

が、そのさいくいの周りの摩擦力を仮定する。しかしその数値は元来バラツキが大きいものである。鉛直支持力中の摩擦抵抗を算定するのに使用する数値(低目に見積られている)をそのまま引抜抵抗の算定に使うのは、引抜き時のくい体応力を低目(危険側)に算定する可能性がある。

⑥ 施工中に生じたひび割れ

宮城県沖地震におけるPCくい、ACくいの掘削調査では、施工中のくい打撃・くい頭処理時に発生したと推定されるひび割れも認められている²⁸⁾。仮に施工中にひび割れがあれば、設計時に算定した耐力を期待できない。

3. 液状化による沈下と浮上がり

砂質地盤の液状化は、東南海地震(1944年)、福井地震(1948年)においても局部的に認められ¹³⁾、一部の研究者には知られていたが、世間の注目をあびたのは新潟地震(1964年)以降のことである。この地震を契機に砂質地盤の液状化に関する研究が活発に行なわれるようになった。その後、十勝沖地震(1952年)、宮城県沖地震(1978年)でも地盤の液状化による沈下・浮上がりが認められている。また国内の明治以降の液状化履歴については、文献39)にとりまとめられている。なお、地盤の液状化を伴った地震としては浜田地震(1972年)以降宮城県沖地震まで都合44回の地震が知られている。

地震時に砂質地盤が液状化すると、過剰間隙水圧が上昇し、砂粒子同士のかみ合いによる結合力が失われることによ

り、地盤はせん断抵抗を失う。したがって液状化した地盤にある構造物は、比重が2よりわずかに小さい液体中にある構造物と考えてさしつかえない状況となる。構造物の地下部分が受ける浮力と構造物自重との大小により、構造物が沈下したり、浮き上がったりする。

過去の地震で液状化により浮き上がったものに、浄化槽、マンホール、埋設管、旧橋柱（地中に埋もれていた木製橋柱）、木くい（堤防用、水路用）等があり、沈下したものに、建物、木造橋、自動車等がある。ここでは、地盤の液状化が激しかった新潟地震に限定して建物の沈下（1.5m以上のもの）と浄化槽の浮上りを表5にまとめて示す。沈下の最大のもは子宝靴店と川岸町県営アパート4号棟で、その最大沈下量は約3mである。写真9には液状化により建物が転倒した川岸町県営アパート4号棟を示す。

新潟地震以後N値による液状化判定等の提案⁴⁰⁾があり、また液状化に関する要因についても研究が進展し、現在では地盤柱状図等により液状化可能性の判定が一応可能な段階になっている。したがって仮に液状化可能性ありと判定された場合には

- ① 液状化防止のためサンドコンパクションパイル工法（具体的にはパイプロンボウザー工法、パイプロフローテーション工法）により地盤改良を行なう。
- ② 地盤改良を行なわない場合にはくいの水平耐力を計算するさい、液状化可能性のある深さまでは地盤反力係数を0とし、地盤上に突出したくいとして算定する。

の方法がとられる。

サンドコンパクションパイル工法が地盤の液状化に対して有効なことは、新潟地震における改良地盤と被害の考察〔文献13〕に基づいてすでに吉成氏が指摘している。また十勝沖地震において周辺地盤は液状化したが、この工法とくいを併用した建物は無被害であった例を大崎氏が示している⁴¹⁾。この工法は、地盤中に砂利もしくは砂よりなる柱を打設することによって周囲の砂を締め固め、液状化しないようにするとともに、打ち込んだ砂利ぐいによる透水性の改良により、振動時に上昇する過剰間隙水圧の消散をはかるものであると説明されている。しかし、従来地盤の改良効果は、N値の増

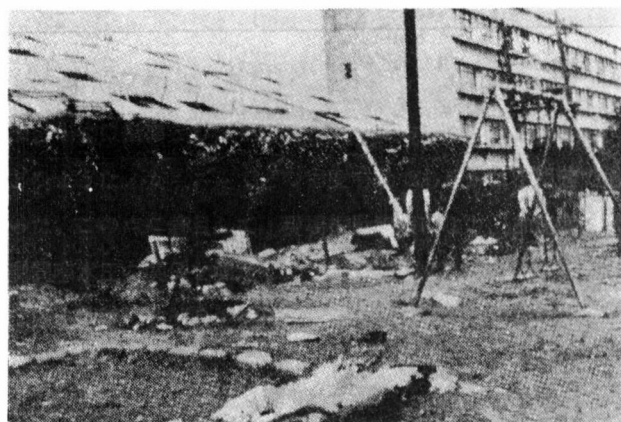
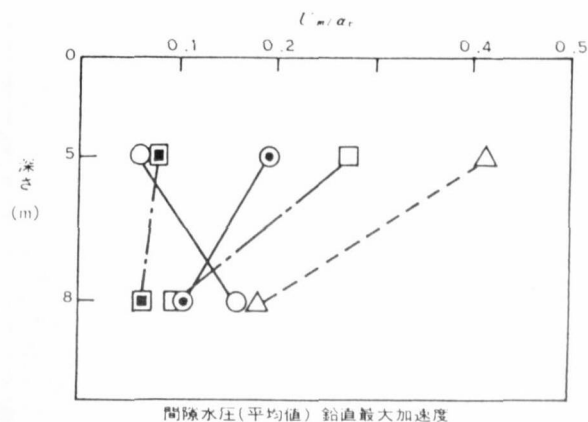


写真9 新潟地震（1964年）における県営アパート4号棟の転倒（最大沈下量3m）〔文献43〕



●: パイプロンボウザー工法 礫
○: パイプロンボウザー工法 砂
■: パイプロフローテーション工法 礫
□: パイプロフローテーション工法 砂
△: 非改良地盤
 $\omega = 5\text{Hz}$ のローパスフィルタを通した過剰間隙水圧(漸増的成分)
 a_r : 鉛直方向加速度

図19 改良地盤と非改良地盤における加速度と過剰間隙水圧〔文献42〕

加を1つの指標として判断されてきており、実際の地震時どのようなメカニズムでどの程度有効であるかは不明確であった。この点に着目して、現場振動実験により、加速度と過剰間隙水圧の関係を測定したものに文献42)がある。本実験は改良地盤と非改良地盤に振動締め固めくい打ち機を貫入させることにより、振動を生じさせ、地中加速度と過剰間隙水圧

地震時

表5：新潟地震の液状化による建物の沈下（1.5m以上）と浄化槽の浮上がり〔文献13〕等より作成〕

No.	建物名称	所在地	構造	階数	基礎地業				被害状況等 (沈下・浮上がり量)
					くい	径 (cm)	長さ (m)	耐力 (t/本)	
1	清水商店	明石通り1の3	RC	4	W	15	4.5	6	最大沈下量 200cm 最大傾斜約 27/100
2	箆島商店	〃 1の40	RC	3	W	18	5.0		最大沈下量 150cm
3	堀内商会	〃 1の68	RC	3	RC	25	6		最大沈下量 150cm
4	純喫茶トルコ	万代町25の2	RC	B1~3	W	15	5.4	10	最大沈下量 150cm
5	信用組合沼垂支店	〃 2の2441	RC	4	W	18	9.0	6	犬走り側溝沈下 最大沈下量 150cm
6	マツタ車庫	〃	RC	4	W	18	5.4		最大沈下量 150cm
7	子宝靴店	弁天町3の22	RC	3	W	18	6.0	6	最大沈下量 300cm
8	宝商事	流作場2495	RC	3	W	18	6.0		最大沈下量 150cm
9	新潟事務機機	東大通り2の61	RC	3	W	16	6		最大沈下量 150cm
10	新潟交通御車庫	流作場元新州	RC	1	W	18	6.3	3	最大沈下量 150cm
11	日本専売公社新潟支店(工事中)	流作場本元新州	RC	3	べた基礎	—	—		最大沈下量 250cm
12	県営アパート1号棟	川岸町3の17	RC(壁式)	B1~4	連続基礎	—	—		最大沈下量 190cm
13	〃 3号棟	〃	RC(壁式)	B1~3	連続基礎	—	—		最大沈下量 152cm
14	〃 4号棟	〃	RC(壁式)	B1~4	連続基礎	—	—		最大沈下量 300cm 最大傾斜 250/100
15	東北電力循環水ポンプ室	臨港町	RC (2階以上S)	3 (2階以上鉄骨)	RC	?	?	?	鉄筋コンクリートぐいの 頭部のコンクリート破損 最大沈下量 150cm
16	日本ガス化学工業御現場事務所	榎町5	RC	2	独立基礎	—	—		最大沈下量 150cm
17	白山高校	一番通り	RC	B1~4	W	0.21	7		地中ばりと基礎の接合部に 7か所のひび割れ 最大沈下量 150cm
18	佐藤商会	東町2の7	RC	2	?	15	4.5	6	最大沈下量 170cm
19	松下電工倉庫	万代町	RC	4	W	18	10	9	最大沈下量 150cm
20	北陸磐泉御宿舎	下所島字下川前	RC	3	独立基礎				最大沈下量 250cm
21	東映ホテル	弁天町2の7	SRC	B2~9	W	18	10	7	浄化槽浮上 50cm 建物沈下
22	新潟鉄道病院本館	神明町184	RC	B1~6	べた基礎	—	—		浄化槽浮上 2m 建物沈下
23	ホテル新潟	流作場	SRC	B2~9	べた基礎	—	—		浄化槽浮上 120cm 建物沈下 30cm

注) 構造：RCは鉄筋コンクリート造(ラーメン)、壁式はRC(壁式)とする、Sは鋼構造、階数：B1、2は地下1、2階、くい：Wは木くい、RCはRCくい

を測定したものである。図19には結果の一部を示す。この図より改良地盤では同一の加速度に対して過剰間隙水圧の上昇が小さく、液状化が生じにくいことが分る。また充てん材が礫の場合のほうが、砂の場合と比較して、同一加速度に対し

て過剰間隙水圧の上昇の程度が小さい傾向にある。本実験の地盤の振動状態と地震時のそれとは異なるが、サンドコンパクションパイル工法は砂質地盤の液状化に対して有効であると判定できる。

参考文献

- 1) 日本建築学会; 近代日本建築学発達史, 丸善 (1972)
- 2) 豊島光夫; 絵で見る基礎専科下巻, 建設資材研究会 (1975)
- 3) 水野二十一; “建物根入れ地下部一クイ系の地震時挙動とその設計法 (既往の実験観測調査の整理)”, 昭和52年度建築研究所年報, p. 65~71
- 4) Tajimi, H.; “State-of-the-Art Report, Seismic Effects on Piles”, Proc. of the Speciality Session 10, 9th ICSMFE, p. 15~24 (1977)
- 5) 田村浩一・藤原俊郎・森重龍馬; “十勝沖地震 (1968) における高架橋の被害”, 関東地震記念国内地震工学シンポジウム論文集, p. 147~153 (1973)
- 6) 建設省建築研究所; “青森県三沢商業高等学校鉄筋コンクリート建物耐力診断”, 受託研究報告書, No. 206 (1974・2)
- 7) 武藤清; “支持杭の耐震不安 (地盤沈下への対策)”, 日本建築学会報告31号, p. 117~118 (1955・5)
- 8) 土と基礎・ニュース担当委員会; “武藤清先生と語る”, 土と基礎, Vol. 27, No. 9, p. 91~94 (1979・9)
- 9) 水野二十一; “地盤と震害・建築物関係一えびの地震, 十勝沖地震・宮城県沖地震ほか”, 基礎工, Vol. 6, No. 11 (1978・11)
- 10) 水野二十一・飯場正紀; “基礎構造の震害例一特に杭基礎について一(その1), (その2)”, 日本建築学会東海支部研究報告, 第18号, p. 33~38 (1980・2)
- 11) 震災予防評議会; “震災予防調査会報告, 第百号(丙), 下” (1926)
- 12) 北陸震災調査委員会; “昭和23年福井地震震害調査報告, II 建築部門” (1951)
- 13) 建設省建築研究所; “新潟地震による建築物の被害一とくに新潟市における鉄筋コンクリート造建物の被害について一”, 建築研究報告, No. 42 (1965・3)
- 14) Kishida, H.; “Damage to Reinforced Concrete Building in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering”, Soils and Foundations, Vol. 6, No. 1, p. 71~88 (1966・1)
- 15) Fukuoka, M.; “Damage to Civil Engineering Structure”, Soils and Foundations, Vol. 6, No. 2, p. 45~52 (1966・3)
- 16) 日本建築学会; “震害復旧の記録一新潟地震で被災した鉄筋コンクリート建物一” (1966・5)
- 17) 土木学会; “昭和39年新潟地震震害調査報告” (1966・5)
- 18) 日本建築学会; “1968年十勝沖地震災害調査報告” (1968・12)
- 19) 大橋勝弘・海野隆哉・西村昭彦・栗山道夫; “軟弱地盤における鉄道構造物 (基礎) の耐震設計”, 施工技術, 第10巻, 第8号 (1977・8)
- 20) 岸田英明; “宮城県沖地震にみる建築基礎”, 鋼管杭協会機関誌, 明日を築く, No. 27, p. 10~12 (1978・9)
- 21) 広沢雅也・杉村義広他; “1978年宮城県沖地震における建築物等の被害 (その2)”, 建築技術, No. 327, p. 83~106 (1978・11)
- 22) 建設省建築研究所; “1978年宮城県沖地震の被害調査報告”, 建築研究報告, No. 86 (1979・2)
- 23) 日経アーキテクチャ; “11階建支えるPC杭が圧壊設計震度を上回る地震力直撃”, p. 38~48 (1979・8・20)
- 24) 小堀好之; “9700tのジャッキアップ杭基礎を直接基礎に転換”, 日経アーキテクチャ, p. 54~61 (1979・11・26)
- 25) 志賀敏男; “宮城県沖地震におけるくいの被害とその復旧”, 建築技術, No. 344, p. 79~91 (1980・4)
- 26) 日経アーキテクチャ; “中層棟でも被害確認 基礎に広がる被害を示唆”, p. 45~48 (1980・9・15)
- 27) 志賀敏男; “許されない杭の損壊 地震力直視の考えを設計に”, 日経アーキテクチャ, p. 39~44 (1980・9・15)
- 28) 大岡弘・杉村義広; “既製コンクリート杭の試掘による地震被害調査結果 (その1)”, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), p. 2087~2088 (1980・9)
- 29) 杉村義広・大岡弘; “既製コンクリート杭の試掘による

地震時

- 地震被害調査結果(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), p. 2089~2090 (1980・9)
- 30) 日経アーキテクチュア; “お粗末設計が災い 杭の震害を大きくする”, p. 76~80 (1981・1・5)
- 31) 建設省建築研究所; “1978年宮城県沖地震調査 常時微動測定による地盤特性調査(概要)” (1978・8)
- 32) 杉村義広・大岡弘; “1978年宮城県沖地震による既製コンクリートぐいの被害調査報告”, 建築研究資料(発刊予定)
- 33) 建築研究振興協会; “高層住棟における地中梁・基礎の地震時受働土圧に関する開発研究報告書”(1979・10)
- 34) 小関憲幸・水野二十一・三浦賢治・森信夫; “杭支持建物における根入部・杭の地震時水平力分担率 模型実験(その1)”
花里利一・伊藤幸爾郎・北川良和・杉村義広; “同題(その2)”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 1727~1730 (1979・9)
- 35) 水野二十一; “建物一杭基礎—地盤系 模型振動実験”, 土と基礎, Vol. 28, No. 5, p. 47~54 (1980・5)
- 36) 三浦賢治・伊藤幸爾郎・北川良和・杉村義広・水野二十一; “地震時の基礎根入部土圧と杭応力に関する模型実験(その1)”
三浦賢治・水野二十一・佐藤幸一・保井美敏; “同題(その2)”
- 佐藤幸一・三浦賢治・水野二十一・保井美敏; “同題(その3)”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 619~624 (1980・9)
- 37) 小泉安則・三原芳夫・伊藤幸爾郎・川村通泰; “フーティングの水平抵抗に関する現場実験”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 1731~1732 (1980・9)
- 38) 基礎土構造研究会編; 基礎構造設計資料, 技報堂出版, p. 75 (1977・5)
- 39) 栗林栄一・龍岡文夫・吉田精一; “明治以降の本邦の地盤液状化履歴”, 土木建研所彙報, 第30号 (1974・12)
- 40) Koizumi, Y.; “Change in Density of Sand Subsoil Caused by the Niigata Earthquake”, Soils and Foundations, Vol. 6, No. 2, p. 38~44 (1966)
- 41) Ohsaki, Y.; “Effects of Sand Compaction on Liquefaction during Tokachioki Earthquake”, Soils and Foundations, Vol. 10, No. 2, p. 112~128 (1970)
- 42) 水野二十一・阪口理; “改良地盤の加速度-間ゲキ水圧関係振動実験”, 第11回土質工学研究発表会講演集, p. 797~800 (1976・6)
- 43) 東京大学工学部土木工学教室新潟震災調査班; “昭和39年新潟地震震害調査速報”(1964・7)
- 44) 水野二十一; “既往の地震時杭被害に見る, 杭材と破損パターンの関係”, 昭和55年度建築研究所年報(発刊予定)

1995年兵庫県南部地震で被災した,
上部工の存在しない杭の被害

大成建設技術研究所

堀越 研一

上部工の存在しない状態で被災した杭の 損傷調査結果

堀越研一¹・立石 章²・大津宏康³

¹正会員 Ph.D. 大成建設技術研究所 (〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町 344-1)

²正会員 工修 大成建設土木設計第1部 (〒163-0615 新宿区西新宿 1-25-1 新宿センタービル)

³正会員 工博 京都大学大学院 工学研究科 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

本報告は、神戸市内の埋立地において阪神大震災で被災したと考えられる既設 PC 杭の調査結果に関して既往の報告¹⁾⁻⁴⁾をまとめたものである。調査杭の大きな特徴として、周辺地盤の激しい液状化に関連し、上部工が存在しない状態で被災していること、護岸から少なくとも 350m 程度離れているにもかかわらず、すべての杭頭が同一方向に傾いていることなどが挙げられる。本事例は、地震時の地盤変位が杭に及ぼす影響を検討する上で重要であると判断されることから、やや詳細に調査結果を報告することとした。本報告に記載されている杭の調査内容は、以下の3種類であり、調査対象杭本数は 111 本である。

- ・弾性波を用いたインテグリティ試験
- ・小型カメラによる杭内部損傷撮影
- ・杭内部に挿入可能な傾斜計による杭の曲がり測定

なお、当該地点では、杭打設以前に多くのボーリング調査を行っている。また、震災後も2回にわたって地盤調査を実施している。本報告では、後の解析に有意な情報を与えることを目的として、これら地盤調査結果についても報告することとした。

Key Words : liquefaction, PHC pile, damage, reclaimed island, Hyogoken Nambu earthquake

1. はじめに

調査地点は、神戸市内の埋立地（深江浜）に位置する工場敷地内である。深江浜は、1964年～1970年にまさ土によって埋め立てられた。埋立期間は、ポートアイランド（埋立期間 1966-1980）とラップしている。調査の対象とした杭は、この敷地内に打設され、その後、工事が中断されたために、フーチングなどの上部構造が一切存在しない形で阪神大震災に至るまで地中に存在していた。調査地点周辺の状況を次ページ写真-1に示す。なお、この写真では、杭頭部を露出させるために行った掘削土が示されている。

さらに、当該地域に関して、阪神大震災直後の航空写真により以下のことが判明している。

- ・深江浜では、全域にわたって激しい液状化現象が生じた。
- ・調査地点を注意してみると、地中に杭が存在していると思われる箇所からも多数の噴砂の形跡が見受けられた。これは、液状化した砂が、杭と地盤との隙間から噴出したものと推測される。このことは、掘削された杭周辺状況の観察結果からも裏付けられている（写真-2）。

また、神戸市内の埋立地盤では、周辺護岸の大変位に伴う、液状化地盤の側方流動現象が大きな問題となっている。今回の調査地点は、深江浜を取り巻く護岸から少なくとも約 350 m 離れている。

石原⁵⁾は、ポートアイランド周辺において、護岸からの距離と地盤の水平変位との関係を調査し、護岸から 100～150 m 離れた地点において地盤の水平変位がほぼ収束していることを報告している。また、著者らも、深江浜の道路に生じたクラック幅と護岸からの距離との関係として図-1の調査結果を得ている。これらの図によれば、調査地域における護岸変位の影響は、護岸からの距離を考えると軽微であると判断される。

しかしながら、震災前後の航空写真測量によって

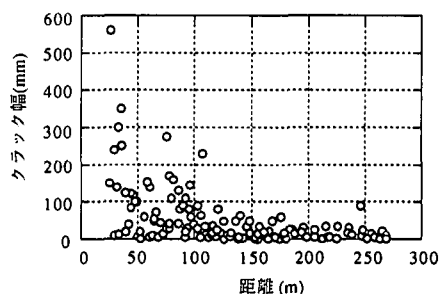


図-1 護岸からの距離と道路に生じたクラック幅との関係

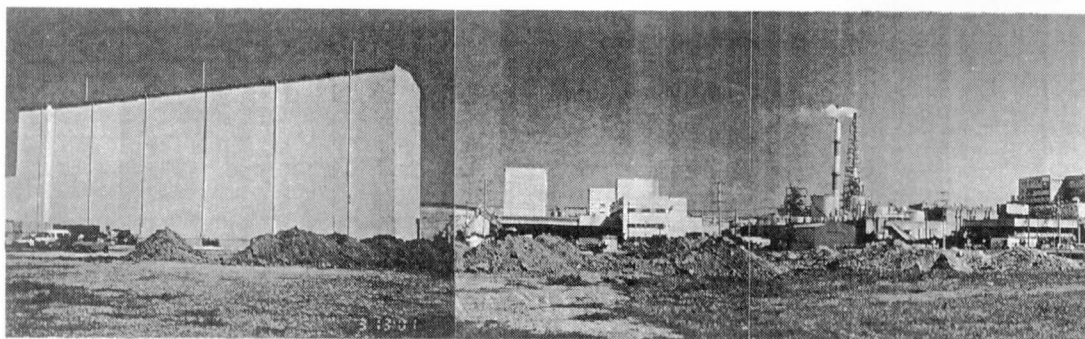


写真-1 調査地点の状況

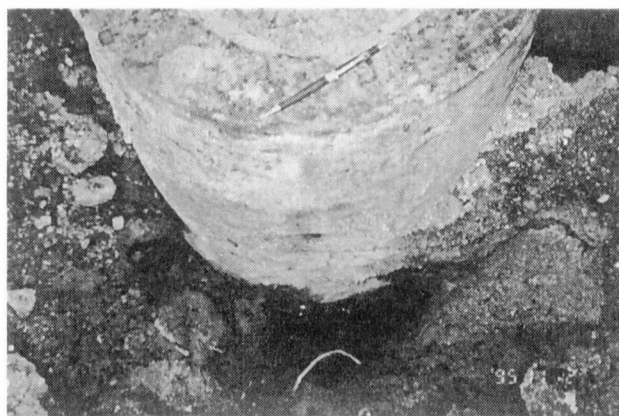


写真-2 杭周辺で見られた孔

当該地域の地表面が南西方向に約 1m 動いている可能性があることが濱田ら⁶⁾によって報告されている。その他、阪神大震災後の調査地点周辺の調査・観察より、深江浜においては少なくとも 50 cm 程度の、液状化による地盤沈下があったものと推定された。

2. 地盤調査結果

第1回目の地盤調査を平成7年11月に実施した。ボーリング位置は、杭 No. 200 (次ページ図-3 参照) 近傍である。調査で得られた、深度 50.30 m までの柱状図を図-2 に示す。地下水位は、GL-2.25 m であった。

深度 13.65 m 以浅の埋土層に関して、土質調査報告書によれば、以下の様に記載されている。

「埋土は、13.65 m 程度の層厚を有し、土質は砂礫と礫混じり砂質土で構成されている。埋土材は、マサ土主体の砂質土であり、 $\phi 2\sim 60$ mm 程度の垂角礫(花崗岩礫や石英礫)を混入している。層中には、所々コア長 10~20 cm 程度の玉石の混入が認められた他、細砂やシルト分の混入も見られ、全体に含水の多い土層となっている。N 値は、表層の砂礫層で礫当りのため $N=25\sim 30$ 程度の大きな値を示すところも見られるが、概ね $N=4\sim 16$ 程度の値を示している。」

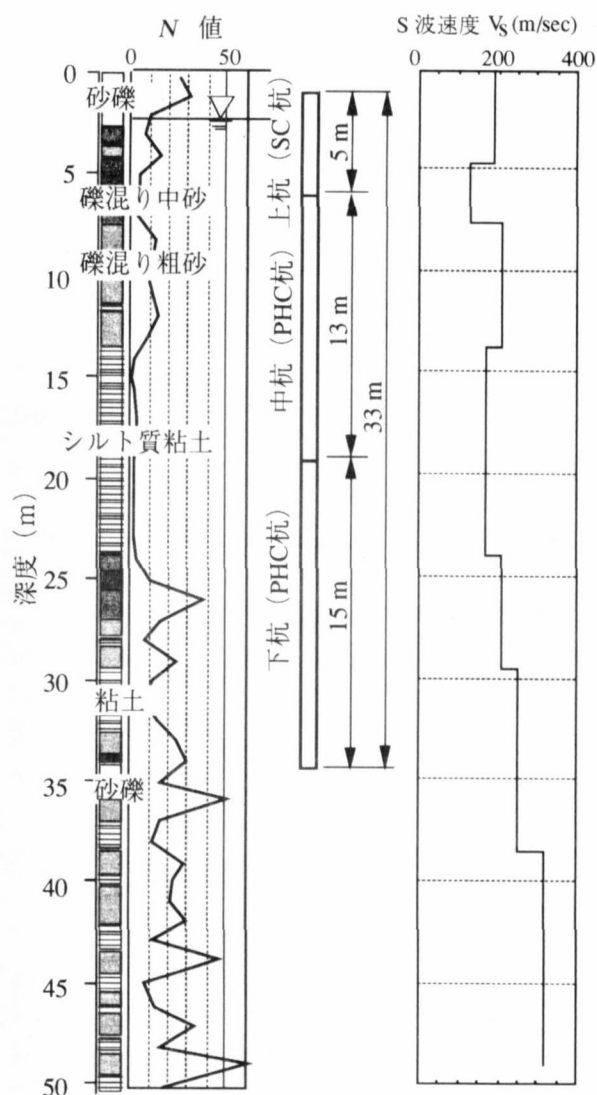


図-2 土質柱状図

また、道路橋示方書・耐震設計編⁷⁾に基づき、当該地点の液状化安全率を算定した。算定の際、地域別補正係数として 1.0 を用い、III 種地盤に対する $k_{hco}=0.6$ を適用した。

算定結果を図-3 に示すが、埋土層の液状化安全率は、ほとんどの深度で 0.5 を下回る結果となった。

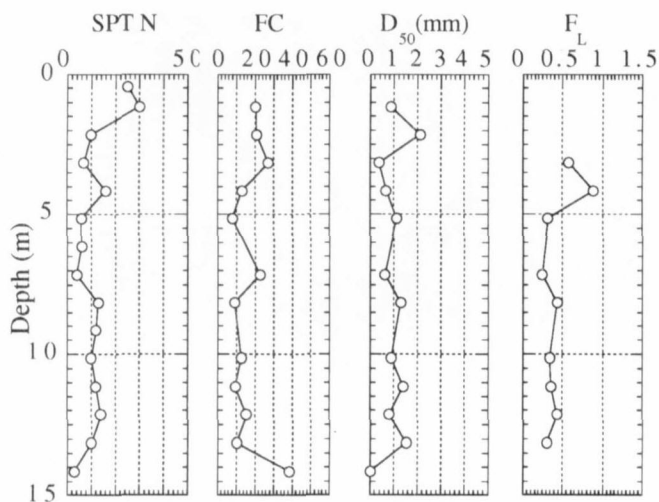


図-3 埋戻土のFC, D_{50} 及び F_L

3. 調査対象杭について

調査を実施した杭は、10年以上前に施工された打ち込み杭、111本である。図-4にその配置図を示す。

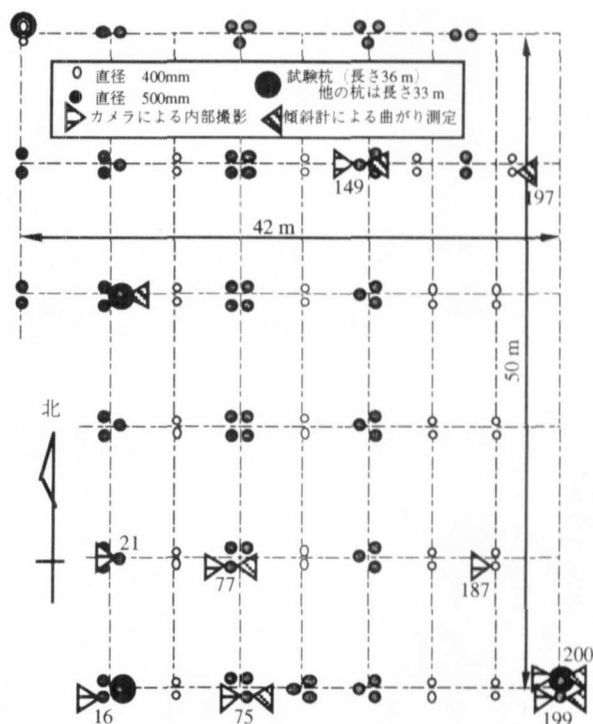
各杭は、3本継ぎ構造となっており、下2本はPHC杭（中杭長さ13m、下杭長さ15m）、上杭は鋼管巻きPC杭（SC杭）（長さ5m、但し全長36mの試験杭は長さ8m）となっている。杭長は基本的に33mであるが、杭によっては、レベル調整のため、上杭が途中で切断されているものもあった。杭外径は、400mmおよび500mmで、内径はそれぞれ200mm、315mm（現地での実測）となっている。先端は、ペンシル型をしていて閉じており、ならん損傷がない場合は、内部の水を除去すれば、外からの流入はありえない。しかしながら、実際には、管内水の除去と同時に周囲（おそらく、杭の損傷部）から杭内部に地下水が流入してきた。今回、調査した杭は、地中に埋まっていたため、杭頭部が約0.5m露出するまで周辺地盤を掘削し、調査を実施した。

なお、当該地点周辺に（確定できないが）当時のものと思われる杭が置かれており、写真-3はこの状況を示したものである。

4. 杭の調査結果

(1) インテグリティテスト

インテグリティテストは、杭頭部を小型ハンマーで軽打することにより発生した弾性波が、損傷部や杭先端を含む杭の断面変化点で反射して戻ってくる状態を調査することによって、杭の損傷位置を評価するものである。通常は、杭頭部に高感度の加速度計を密着させることにより、反射波を計測する。写



杭に付記された番号は、杭番号を示す。

図-4 調査地域における杭配置図



写真-3 調査周辺地域で見られた杭

真-4に計測状況を示す。

図-5 (a)は、別の地点で得られた損傷なしと判断された杭の計測波形の一例である。横軸は杭長となっており、反射波の生じた深度が判るようになっている。また、縦軸は、杭頭部での相対的な速度レスポンスを表す。この杭は、今回の調査対象杭と同様、上杭が鋼管巻きPC杭となっており、杭長は約24mである。この図によれば、深度6m付近にやや弱い反射がみられるものの、杭先端部からの反射が明瞭に捉えられている。すなわち、杭長に相当する位置から、入力波と同方向（下に凸）の波が反射している。

これに対し、図-5 (b)は、本調査の結果得られた典型的な波形を示したものである。杭長（33m）に相当する深度からの反射は明確ではなく、深度約5m

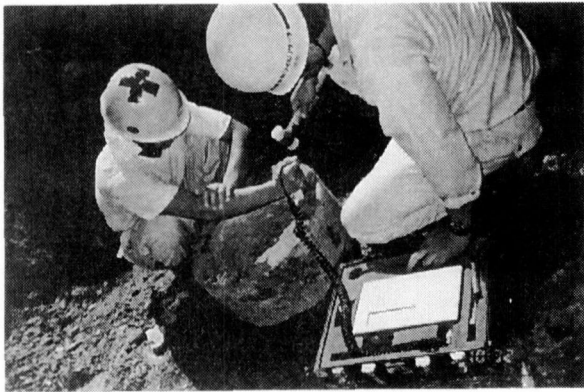
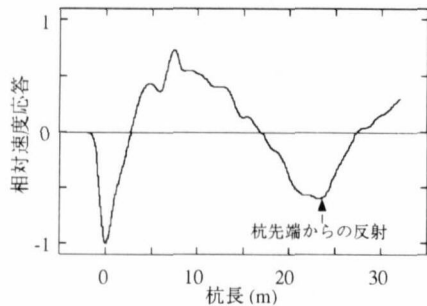


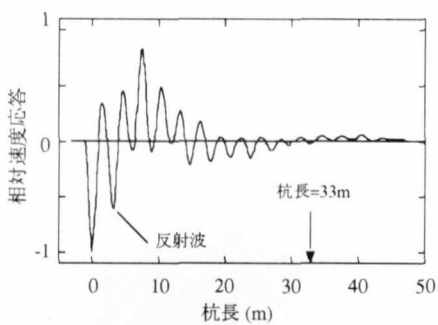
写真-4 インテグリティ試験状況



写真-5 杭内部のカメラ撮影



(a) 健全な杭から得られた波形



(b) 調査杭(杭No.77)

図-5 インテグリティテストの結果

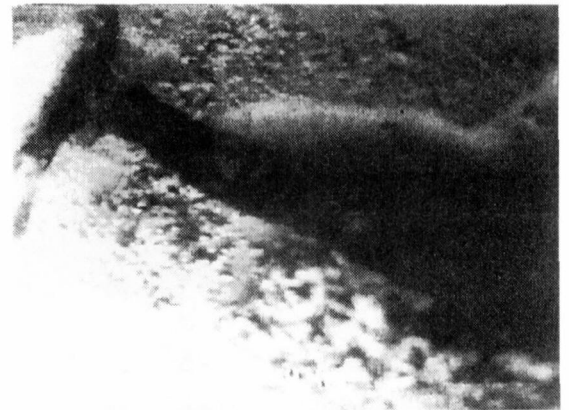
からの反射が顕著となっている。調査を実施したすべての杭について、得られた結果はほぼ同様であった。継ぎ杭に対するインテグリティテストの適用性については、十分な検討が必要であると思われるが、同様な継ぎ杭から得られた(a)図と(b)図とを比較した結果、今回の調査杭は何らかの損傷を受けている可能性が高いと判断された。

(2) CCDカメラによる杭内部撮影

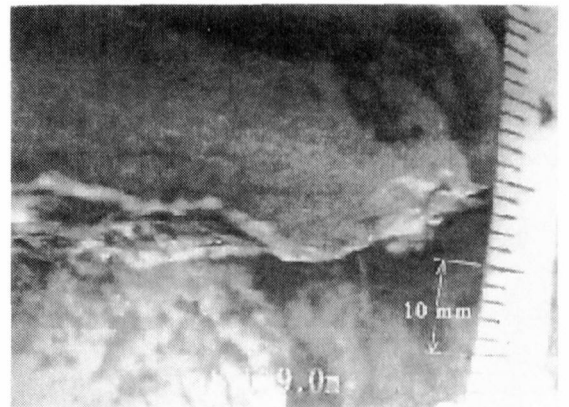
杭の内部に小型カメラを挿入し、損傷の状況を観察した。計測状況を写真-5に示す。

調査に用いたCCDカメラは、鉛直軸まわりに回転しながら水平方向撮影を行うものである。止水性は保たれており、地下水位以下の撮影も可能な構造となっている。

調査対象杭は全部で8本であり(図-4参照)、調査に先だって管内土および管内水をできるだけ深い



(a) Pile No. 75 杭頭から8m



(b) 杭No. 200 杭頭から8m

写真-6 杭内部で撮影された杭の損傷状況

位置まで除去した。しかし、実際には、除去後間もなく、杭内の損傷と思われる箇所より、地下水が杭内部に入ってきた。除去された管内土は礫を含んでおり、杭施工後の埋戻し時に入り込んだものであると考えられる。

撮影で得られた損傷の一例を写真-6に示す。カメラからスケールおよび杭内壁までの距離の大小関係によって、微妙に両者の撮影画面上での大小関係が変わるため正確なクラック幅を知ることは難しいが、(b)図に示されたスケール目盛を参考にして、概略値を知ることができる。

図-6は、クラックの大きさを線の太さによって表し、杭の損傷程度をまとめたものである。調査を実施し

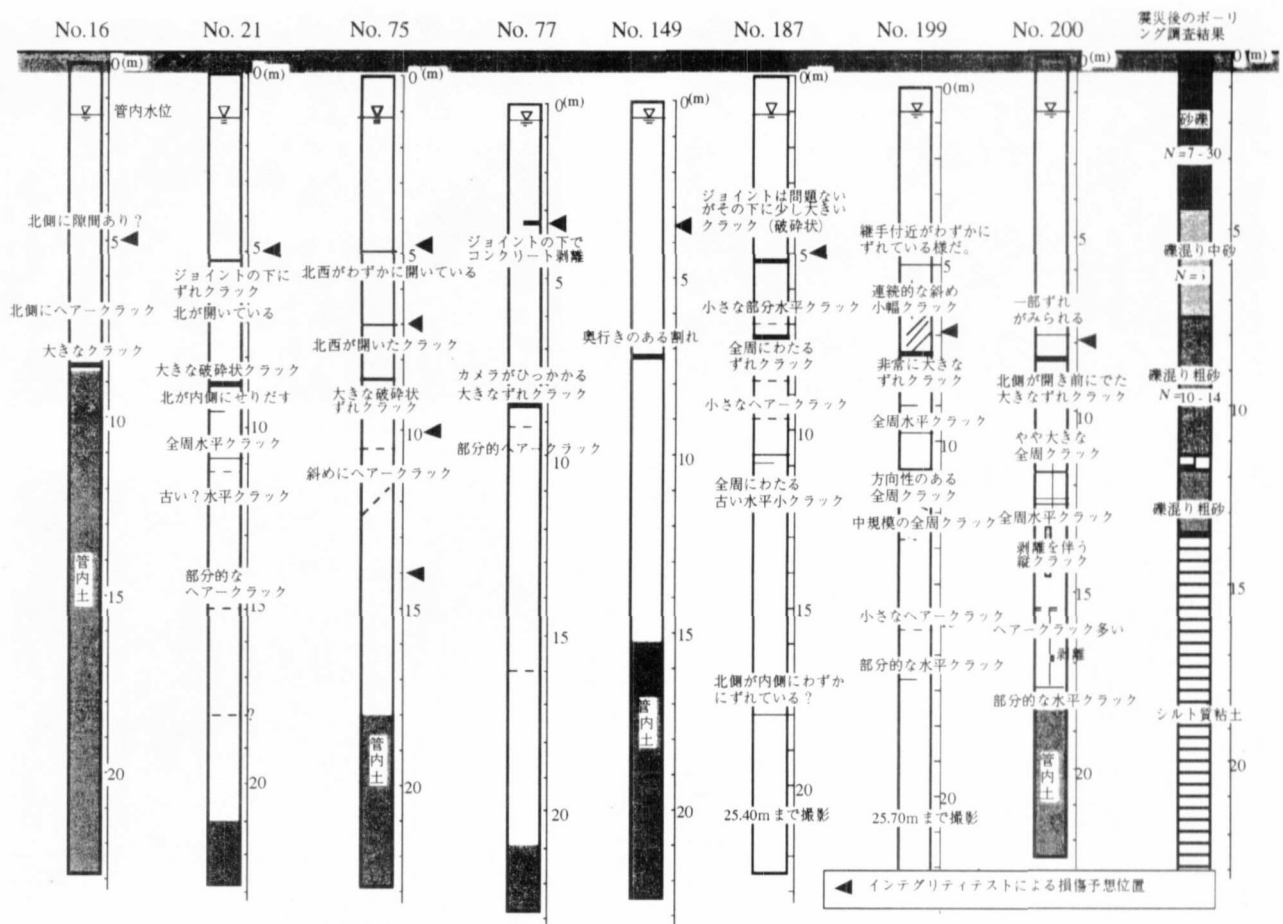


図-6 カメラによる杭内部の損傷調査結果

たすべての杭について、杭頭から約 7~8 m の深度に破砕状の大きな損傷が認められた。図中には、杭のインテグリティテストで推定された損傷位置も▲印で付記したが、インテグリティテストは、最浅部の損傷を捉えていたことがわかる。深度 7~8 m 付近の損傷は、他の位置のものと比較して大きく、カメラがひっかかり、それ以深への挿入が困難になることもあった。この付近の地盤は、粗砂 (N 値 10~14) と中砂 (N 値 6) との境界付近であり、液状化を含めた地盤の地震時挙動に差があったことが推定される。破砕断面の色は、比較的新しい灰色をしており、最近 (おそらく、今回の震災によって)、これらの杭が損傷を受けたことを物語っている。

4.3. 傾斜計による杭の曲がり測定

杭の損傷深度が明らかになったので、傾斜計 (写真-7) を用いて、杭の曲がり状況を計測した。この傾斜計は、バネ構造を採用することによって、杭内壁に沿った移動が可能な構造となっている。計器ピッチは 1 m で、50 cm 挿入する毎に 2 計器間の傾斜を測定した。但し、この傾斜計を用いた場合、杭の

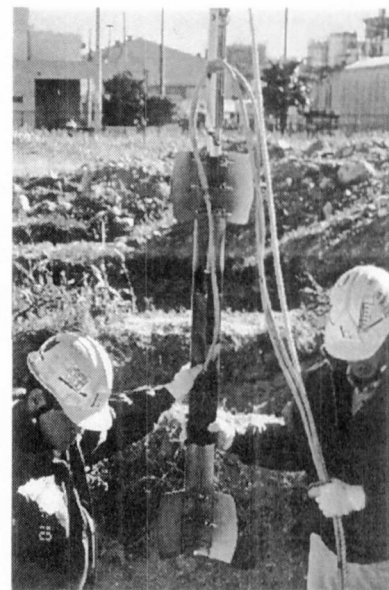


写真-7 調査に用いた傾斜計

水平方向ずれを的確に計測することは難しい。計測対象杭は、全部で 7 本である (図-4 参照)。

計測の結果得られた杭の曲がり状況の一例を東西断面、南北断面について、図-7 に示す。ここに示した杭の曲がり状況は、杭打設時に生じたと思われる傾きを補正して描かれている。図-7 によれば、調査

された杭は、深度7~8mを境にして大きく曲がっていることが判明した。この深度は、先のCCDカメラにより判明した破碎状のクラック深度と一致する。また、図-7(c)に示す様に、2箇所折れ曲がっているものもいくつか見られた。

最後に、傾斜計による調査実施杭のすべてについて、杭頭部の変位状況を図-8にまとめた。杭頭部は、ほぼ南西から西にかけての方向に250mm~420mm変位している。変位の方向性については、濱田らの地盤変位計測結果と同一の傾向を得ていることがわ

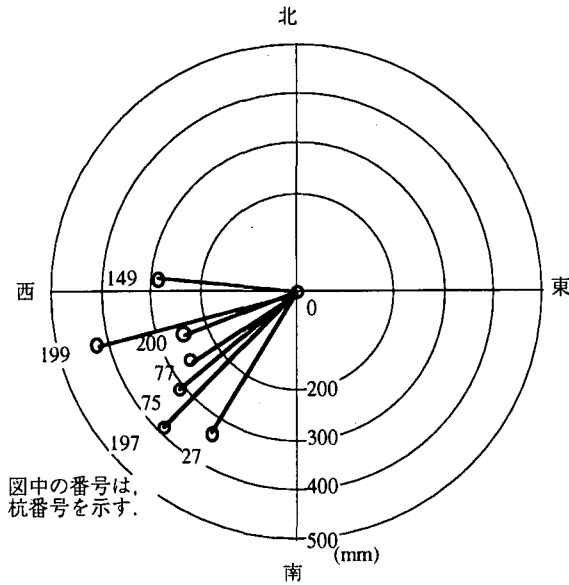


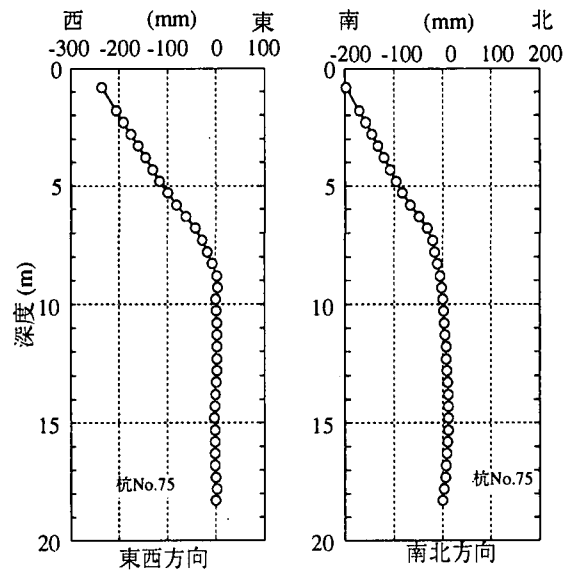
図-8 傾斜計から得られた杭頭変位方向

かる。

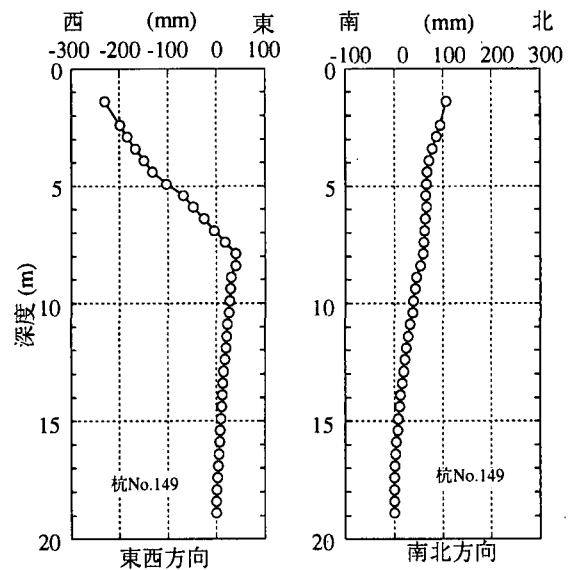
5. まとめ

本報告書に記載した、埋立地盤における既設PC杭の健全性調査結果を以下にまとめる。

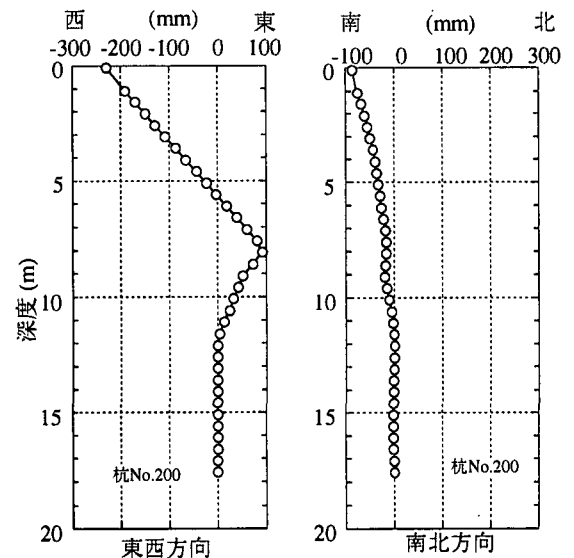
1. カメラによる杭内部からの損傷状況撮影によれば、インテグリティテストで懸念された深度約5m付近の損傷に加えて、さらに深い位置(深度7~8m)にも破碎状のクラックが存在する。
2. 上記損傷深度は、調査を実施したすべての杭についてほぼ共通している。この深度は、礫混り中砂と礫混り粗砂の境界付近に相当する。
3. 杭内面に添った挿入が可能な傾斜計による杭の曲がり測定によれば、計測したすべての杭の杭頭部は、南西~西の方向に傾いていることが判明した。杭の折れ曲がり箇所は、カメラによる損傷撮影で捉えられた、破碎状の損傷位置とほぼ一致する。



(a) 杭 No. 75



(b) 杭 No. 149



(c) 杭 No. 200

図-7 傾斜計による杭の曲がり測定結果

4. 航空写真測量では、当該地点の地盤は南西方向に約1 m水平移動したことが報告されているが、これは、本調査で得られた杭頭の移動方向との整合性がとれている。しかし、杭頭の水平変位量は、航空写真測量から推定された地盤の移動量の約半分ほどであった。

最後に、本調査に際して、御協力をいただきました方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 堀越研一，大津宏康：兵庫県南部地震により被害を受けたPC 杭の調査，第31回地盤工学研究発表会梗概集，pp. 1227-1228, 1996.
- 2) 堀越研一，大津宏康，木村亮，岡二三生：1995兵庫県南部地震によって損傷した杭の調査，土と基礎， pp. 27-29, 11月号, 1996.
- 3) 堀越研一，大津宏康，末岡徹，亀村勝美：1995兵庫県南部地震によって被災した杭の詳細調査，大成建設技術研究所報，第29号，pp. 59-64, 1996.
- 4) 大成建設技術研究所：上部工の存在しない状態で被災した杭の損傷調査結果および解析事例，平成10年7月，1998.
- 5) 石原研而：土質特性と地盤変状，土質工学会・阪神大震災報告会－地盤震害とその教訓－，講演概要集，pp. 25-28, 1995.
- 6) 濱田政則，磯山龍二，若松加寿江：1995年兵庫県南部地震液状化，地盤変位及び地盤条件，（財）地震予知総合研究振興会，1995.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，耐震設計編，1996.

兵庫県南部地震により被災した既製杭の破損メカニズムに関する一考察

大成建設(株) ○大津 宏康*

羽出山 吉裕*

立石 章*

堀越 研一**

本研究の目的は、兵庫県南部地震発生後、筆者らが調査した上部工を含まない既製杭の破損状況について示すとともに、その破損メカニズムについて考察を加えるものである。

具体的な検討手法は、①地盤の液状化過程を考慮した有効応力解析および、②有効応力解析結果を梁-バネモデルのバネ端から多質点に入力する時刻歴解析の2段階からなる。本検討手法の特徴は、地盤バネを有効応力解析結果から算定される液状化対象層の過剰間隙水圧の関数としてモデル化することで、杭と地盤の相互作用をより現実的に表現することである。

そして、上記の解析手法を適用した数値シミュレーションにより、地盤の震動・液状化に伴い杭に発生する断面力を照査し、この既製杭の破損メカニズムについて検討を加えるものである。

1. はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震により、ポートアイランド・六甲アイランドに代表される神戸港から尼崎港にかけての広範囲の湾岸部の埋立地で、大規模な地盤の液状化現象が発生した。そして、この湾岸部の埋立地での液状化した地盤に位置する高架橋の杭基礎・ケーソン基礎について、大きな側方変位及びクラックの発生を伴う被災事例が数多く報告されつつある^{1), 2)}。これらの報告によれば、兵庫県南部地震に伴う基礎構造物の被害事例の多くは、地盤の液状化およびそれに伴う地盤の側方流動と関連づけた議論がなされている。

筆者ら³⁾は、これまでに調査した杭基礎の被災事例の内、神戸市内のある埋立地に打設された多数の細径PC杭が破損した状況について詳細に調査した結果について示してきた。この被害事例に着目した理由は、この杭の位置が護岸から約350m離れていたことおよび、被災時にフーチングやスラブを含む上部構造物が一切存在していなかったこと

2点による。

つまり、前者については、石原⁴⁾による地盤の側方流動量の調査結果では、護岸の滑動による地盤の側方変位の影響範囲は約50~100mと推定されていることから、この調査地点での地盤の変形挙動は、護岸の滑動による地盤の側方変位の影響を受けていないものと推定されるためである。

また、後者については、従来の高架橋基礎の設計では、地震時に基礎に作用する外力は、上部工に作用する慣性力のみを評価するのに対して、この被災事例は、地震時の地盤変位のみで杭が破損する程の多大な断面力の発生する可能性があることを示唆しているためである。

このような観点から、本研究では地盤の液状化過程を考慮した有効応力解析結果での地盤変位を梁-バネモデルのバネ端から入力する時刻歴解析手法を適用し、この上部工を含まない既製杭が地盤の震動・液状化に伴い破損したメカニズムについて検討を加えるものである。

キーワード：杭、液状化、震害

*大成建設土木設計計画部, 03-5381-5289

**大成建設技術研究所, 045-814-7236

2. 被災した杭の破損状況に関する調査結果

被災した杭の打設地点は、まさ土による埋立地であり、今回の地震に伴い至るところに噴砂や沈下の跡が観察されている。また、この調査地域周辺の地

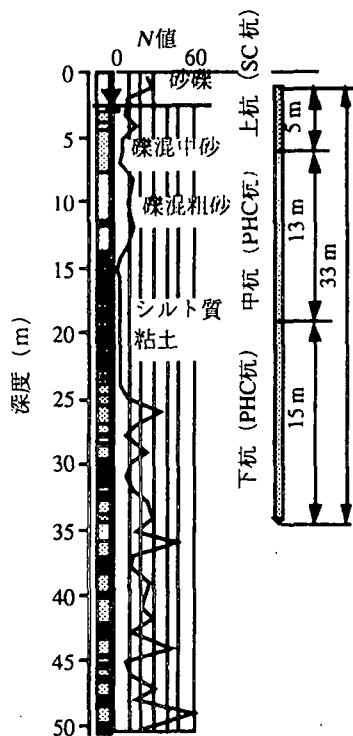


図-1 土質柱状図および杭位置図

表面は、濱田ら⁵⁾の震災前後の航空写真を用いた測量調査結果から、南西方向に1 m程度移動したことが報告されている。

(1) 調査概要

当該箇所に打設されていた杭の諸元は、杭径400mm および 500mm (内径はそれぞれ 200mm, 315mm)の2種類であり、杭長は打設時に試験杭として用いられたものを除いて基本的に33mである。

図-1は、新たに実施したボーリング調査結果に基づく、当該地盤の土質条件と代表的な杭の構造形式との関係を示す。同図に示すように、当該地盤は、上部から地表面下約14 mまでの砂礫・中砂・粗砂からなる埋立層、沖積粘土層および、洪積粘土層と洪積砂層の互層の層序となっている。地下水位は、地表面下約2 mであった。

一方、杭は図-1に示すように3本継ぎ構造(下杭と中杭:PHC杭, 上杭:鋼管巻PC杭)であり、杭先端はN値30前後の砂礫層に貫入されている。また、調査対象の杭頭部は震災時には地表面下約0.3~2.0 mの深さに位置していた。

本調査では、当初既製杭の破損状況を把握するために、小型ハンマーを用いた杭の非破壊試験(イン

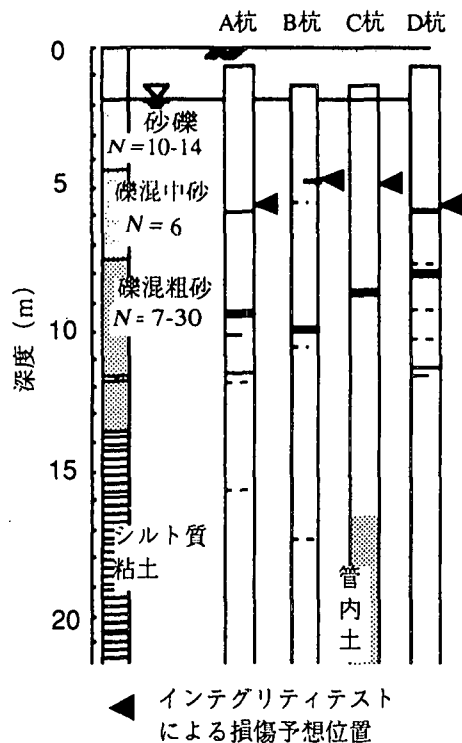


図-2 カメラ撮影で得られた杭の損傷位置

テグリティテスト)を総数111本の杭を対象として調査を実施した。この調査結果で、ほとんどの杭での応答は、その先端部33 mに相当する深度からの明瞭な反射が見られず、約5 m付近からの反射が顕著であった。したがって、今回調査を実施した全ての杭は、何らかの損傷を受けている可能性が高いと判定された。この結果を受けて、破損が生じている可能性が高いと推定された7~8本の杭を対象として、その破損状況をより詳細に検討するために、以下の調査方法を適用した。

- ① CCDカメラによる杭内部撮影
- ② 傾斜計による杭の曲がり測定

(2) 調査結果

前述の各種調査方法に基づく調査結果について、以下に要約して示す。

(a) CCDカメラによる杭内部撮影

インテグリティテスト結果から破損が生じている可能性が高いと判定した8本の杭について、杭内径部にCCDカメラを挿入し杭の損傷状況を観察した。その調査結果の一部として、クラックの大小を線の太さで表し損傷の程度をまとめたものを図-2に示す。同図に示すように、カメ

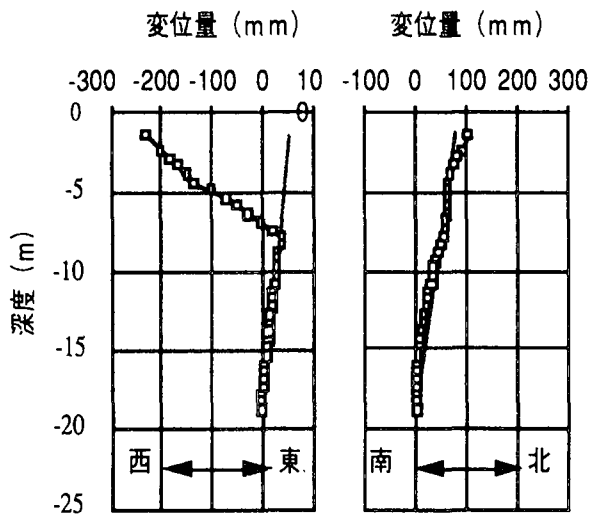


図-3 傾斜計による杭の曲がり測定結果 (C杭)

ラ撮影を実施した8本すべての杭で、SC杭とPHC杭の境界付近(深度約5m)、礫混中砂と礫混粗砂の境界付近(深度約7~8m)および礫混粗砂内にクラックの発生が認められた。この内、礫混中砂と礫混粗砂の境界付近に発生したクラックは、いずれの杭でも完全に破碎された状態であり、図-2に示したようにそのクラックの開口幅も他の深度に発生したものに比べて大きい。

(b) 傾斜計による杭の曲がり測定

杭内径部に CCD カメラを挿入し杭の損傷状況を観察した8本の杭の内7本に対して、特殊な傾斜計³⁾を用いて、杭の水平変位を測定した。その調査結果の一部として、図-3にC杭の曲がり状況を示す。ここで、同図中の淡太線は、計測最深点における杭の傾きを延長し、当初の健全な状態での杭の座標を推定したものであり、C杭は当初北東の方向に少し傾いていたことを示す。したがって、C杭の杭頭部は、深度約7.5m付近を境に大きく西側に曲がっている。この杭が深度約7.5m付近で大きな曲がりを出す傾向は、他の杭についても同様であった。

また、図-4は、傾斜計による調査結果に基づき、すべての調査杭の杭頭部の当初(推定)位置からの変位方向をまとめたものである。同図に示すように、杭頭部は南西から西にかけての方向に250~420mm変位している。なお、この杭頭部の変位について、変位の方向は濱田らの報告とはほぼ

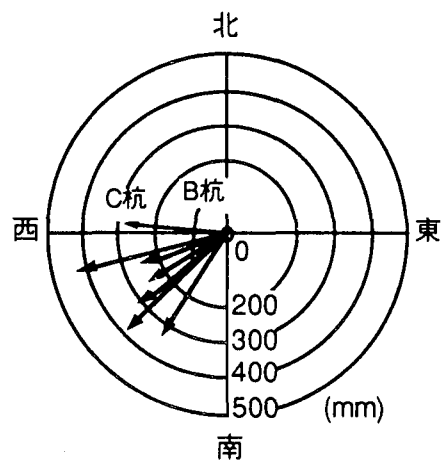


図-4 傾斜計により得られた杭頭変位

同様な傾向を示しているが、変位量自体は小さめの値となっている。

3. 地盤の液状化過程を考慮した有効応力解析

(1) 解析条件

本有効応力解析での解析条件を、以下に列挙する。

- ① 有効解析手法としては、岡ら⁶⁾により開発された FEM-FDM による有効応力解析コード (LIQCA) を適用する。
- ② 解析領域は、当該地盤がほぼ水平な互層とみなされることから一次元モデルとし、その側方境界を等変位境界とする。
- ③ 解析対象地盤は、図-1に示す土質柱状図に基づき、砂礫・礫混中砂・礫混粗砂・シルト質粘土・洪積互層に区分する。また、各層の解析用物性値を表-1に要約して示す。同表に示すように、本検討では新たに実施した土質試験結果に基づき、液状化対象層を砂礫の地下水位以下の層・礫混中砂層・礫混粗砂層の3層に限定する。
- ④ 解析用入力地震波としては、ポートアイランドで観測された地震動の内、GL-32mのNS成分とEW成分より最大地動方向と考えられるNW-SE45度方向を作成し、その主要動20秒を合成波として入力する(図-5参照)。

(2) 解析結果および考察

有効応力解析結果として、上部から地表面・礫混中砂中央部・礫混粗砂中央部での、加速度および変位の時刻歴波形を図-6～図-7に示す。

図-6に示した各地点での加速度応答の内、礫混中砂中央部では、約4.5秒前後から液状化の影響により、加速度波形が長周期化するとともに、最大応答加速度も入力地震動の最大値に対して約40%に低減している。また、礫混粗砂中央部でも、加速度波形が長周期化する傾向は見られるが、その傾向が顕著になるのは約10秒前後と礫混中砂に比べて遅くなっている。したがって、液状化に伴う地盤剛性の低下は、礫混中砂の方がその下部の礫混粗砂に比べて地震動の初期から発生し、かつその低下率も大きいものと推定される。また、地表面での加速度応答は、礫混中砂中央部と同様に入力地震動の短周期成分が除かれた波形となっている。

次に、図-7に示した各地点での変位応答については、いずれもほぼ同位相の変位波形となっている。そして、各地点の最大変位量は、地表面・礫混中砂・礫混粗砂で、それぞれ41cm、32cm、19cmとなっている。ここで注目すべきことは、前述の加速度応答についての議論と同様に、礫混中砂の領域で大きなひずみが発生することである。

さらに、原位置調査で杭の破損が認められた、礫混中砂・礫混粗砂の層境界付近での、それぞれ礫混中砂・礫混粗砂内の過剰間隙水圧比時刻歴波形を図-8に示す。同図に示すように、いずれの層の過剰間隙水圧比も、約3秒前後からの地震動に伴い急激な増加を示す。ただし、ここで注目すべきことは、礫混中砂が約8秒で過剰間隙水圧比が1.0となる完全液状化状態に到るのに対して、その下部の礫混粗砂は数秒遅れて完全液状化状態に到ることである。

以上の解析結果より、礫混中砂と礫混粗砂の境界付近に大きなひずみが発生することが確認された。したがって、礫混中砂と礫混粗砂との境界付近では、杭体に大きな断面力の発生する可能性がある。

ただし、この有効応力解析結果では、上述のようなメカニズムにより、原位置で観察されたような杭の破損を引き起こすか否かは不明である。このため、この解析により算定した地盤変位を応答変位として入力する、梁-バネモデルによる時刻歴応答解析を、地盤変位に伴い杭体に発生する断面力を照査す

る手法として適用した。

4. 梁-バネモデルによる時刻歴応答解析

(1) 解析条件

梁-バネモデルによる時刻歴応答解析での解析条件を以下に列挙する。

- ① 本検討には、杭と地盤を表す梁-バネモデルのバネ端から、3.の地盤の液状化過程を考慮した有効応力解析結果より求められる各時刻での地盤変位(図-7参照)を応答変位として入力する解析手法を適用する。
- ② 杭の構造系は、図-1に示す杭の構造図に基づき、SC杭とPHC杭に分類する。また、それぞれの杭部材の力学的特性は、図-9に示すスケルトンカーブでひび割れ・降伏・終局状態を表現した、ディグレーディング・トリリニアモデルにより曲げモーメント M ～曲率 ϕ 関係を規定する。
- ③ 地盤バネ定数は、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の参考資料(案)⁷⁾(以下復旧仕様参考資料と称する)に示された、保有水平耐力用の初期地盤バネ定数地盤バネ定数の計算法に準じるものとする。

$$K_{HD} = k_{HD} \cdot L \cdot D \quad (1)$$

ここに、 K_{HD} ：初期地盤バネ定数

k_{HD} ：保有水平耐力用地盤反力係数

L ：初期バネ定数の分担長さ

D ：杭径

ここで、復旧仕様参考資料に示された地震時地盤バネ定数の考え方は、本来地盤の非線形性を考慮したものであるが、本検討では極限地盤反力を考慮しない線形バネを仮定した。ただし、液状化対象層の地盤バネ定数については、次式に示すように、有効応力解析結果から算定される過剰間隙水圧の増加に伴って、その値が低減する関数としてモデル化するものとした。

$$K_{HD,t} = K_{HD} (1 - u_t / p'_0)^{0.5} \quad (2)$$

ここに、 $K_{HD,t}$ ：時刻 t での地盤バネ定数

p'_0 ：初期有効鉛直応力

表-1 解析用物性値

土層 深さ DL (m)	土質	単位体 積重量 (t/m ³)	間隙 比 e	せん断 波速度 Vs (m/sec)	γ の比 γ	透水 係数 (m/sec)	Go/ σ _{mo}	変相角(度)	破壊角(度)	粘性剛性		規準 ひずみ γ _{0.01} γ _{0.05} γ _{0.1}
								(変相応力比 M _v *)	(破壊応力比 M*)	B _v B _v C*	Dilatancy n	
0 ~-2.2 WL	砂礫	1.80	0.60	190	0.25	乾燥弾性材料を仮定 (λ=3316(t/m ²) μ=6632(t/m ²))						
~-2.2 ~-4.4	砂礫	1.80	0.60	190	0.25	2.0x10 ⁻⁵	2055	24.0 (0.77)	27.0 (0.87)	7000 300 2000	0.15 7.00	0.10% 0.05%
~-4.4 ~-7.5	礫混 中砂	1.80	0.60	130	0.25	2.0x10 ⁻⁵	666	22.0 (0.70)	25.0 (0.80)	2000 100 1000	1.00 3.60	0.10% 0.05%
~-7.5 ~-13.7	礫混 粗砂	1.80	0.60	210	0.25	2.0x10 ⁻⁵	1138	27.0 (0.87)	30.0 (0.98)	5600 560 2000	0.75 3.20	0.10% 0.05%
~-13.7 ~-23.9	シルト 質粘土	1.65	1.50	170	0.25	2.0x10 ⁻⁷	443	29.7 (0.97)	29.7 (0.97)	3000 300 5000	0.0 0.0	∞ ∞
~-23.9 ~-29.5	洪積 粘土1	1.85	0.50	210	0.25	3.0x10 ⁻⁵	563	52.0 (1.75)	52.0 (1.75)	3000 300 5000	0.0 0.0	∞ ∞
~-29.5 ~-38.5	洪積 粘土2	1.85	0.50	250	0.25	3.0x10 ⁻⁵	632	47.0 (1.58)	47.0 (1.58)	3000 300 5000	0.0 0.0	∞ ∞

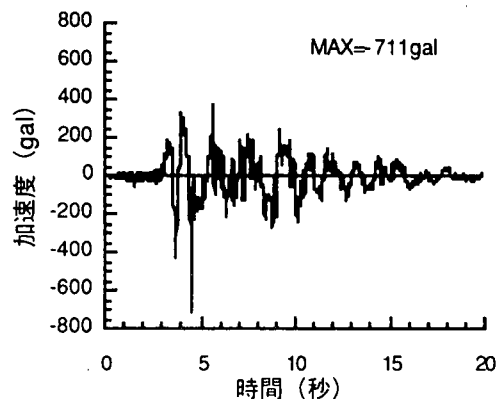


図-5 入力地震動

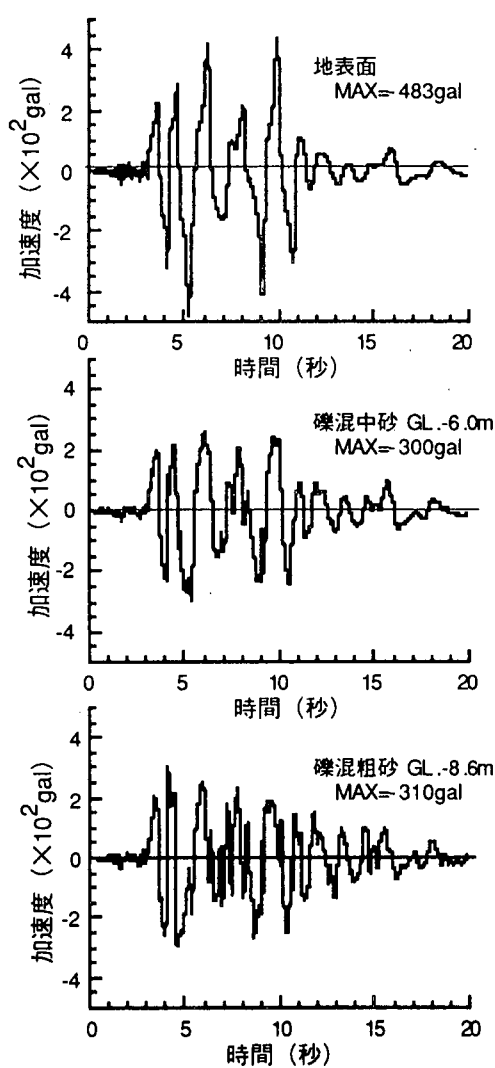


図-6 加速度時刻歴

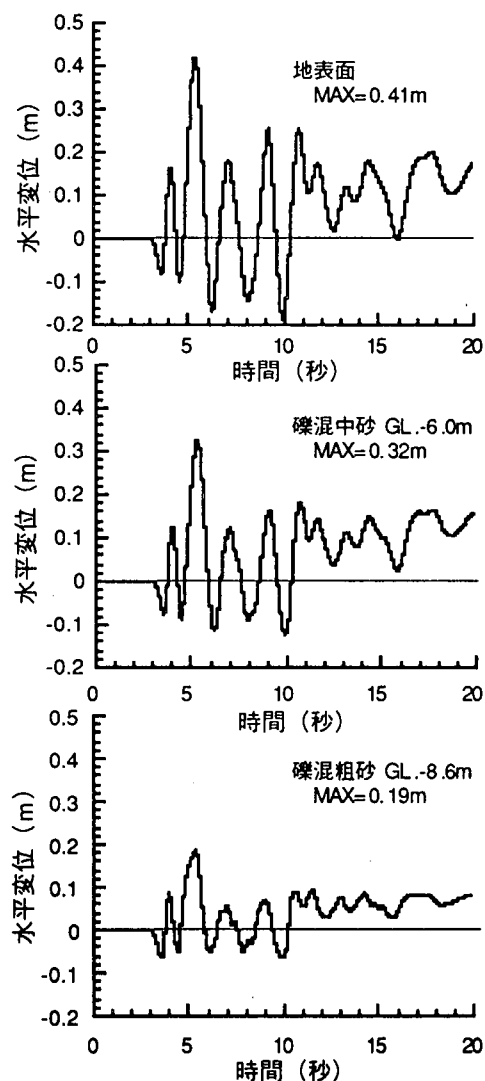


図-7 水平変位時刻歴

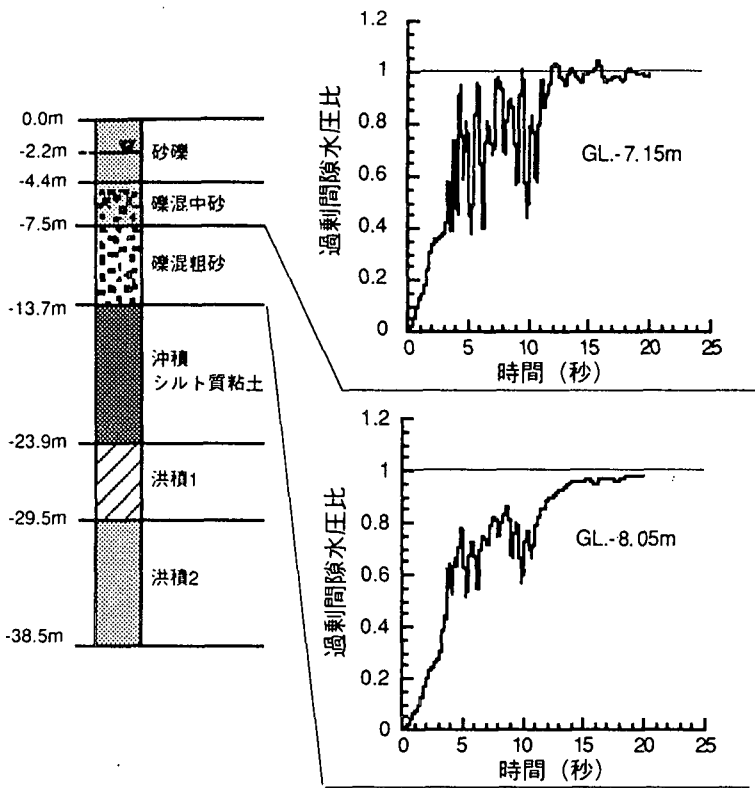


図-8 過剰間隙水圧比時刻歴

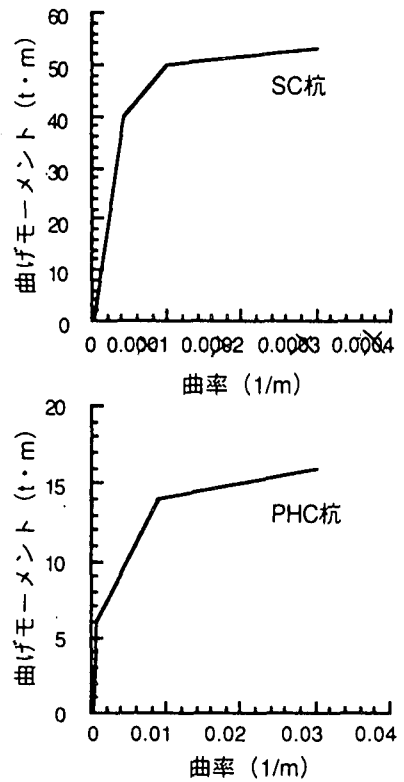


図-9 M-φ曲線

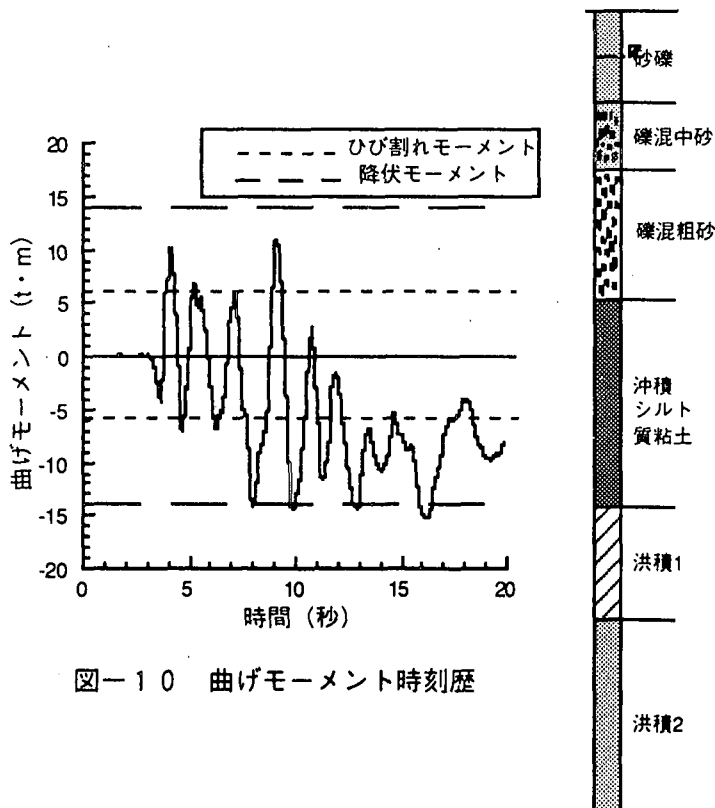


図-10 曲げモーメント時刻歴

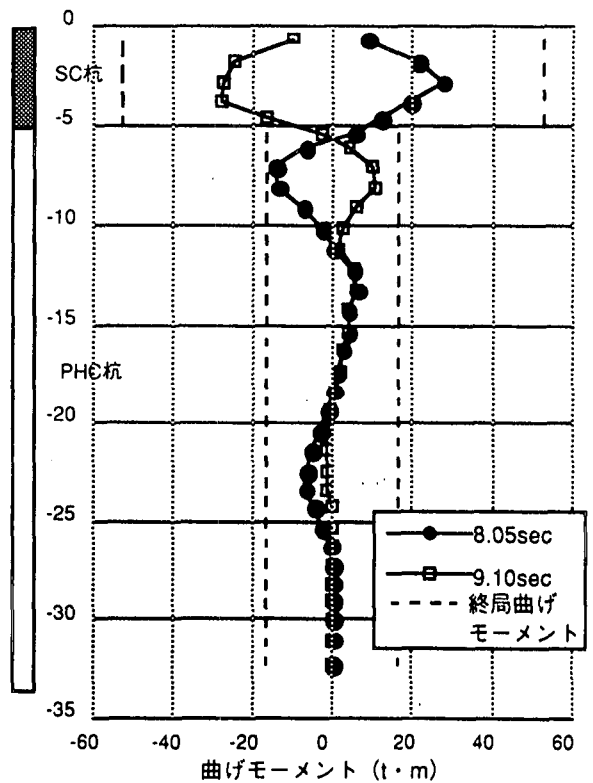


図-11 曲げモーメント分布図

u_t : 時刻 t での過剰間隙水圧

(2) 解析結果および考察

梁-バネモデルによる時刻歴解析結果として、礫混中砂と礫混粗砂の境界部付近の杭体に発生する曲げモーメントの時刻歴変化を図-10に示す。同図に示すように、層境界部付近の杭体に発生する曲げモーメントは、約4秒前後の地震動の第2波でひび割れの発生する状態に達し、その後約8秒で降伏モーメント ($14tf \cdot m$) を超える。ここで、この杭体に降伏モーメントを超える曲げモーメントが発生する時間ステップは、礫混中砂が完全液状化状態になる時点とほぼ一致する。この原因は、礫混中砂とその下部の礫混粗砂での液状化の状況が異なるために、層境界付近の地盤バネ定数の顕著な相違および大きなひずみ (相対変位) が発生し、それに伴い杭体に大きな曲率が生じることによるものと推定される。

また、杭体に発生する曲げモーメントの分布図を図-11に示す。同図に示すように、地震動に伴い杭体に発生する曲げモーメントは、各地層境界で変局点を有する分布となるが、礫混中砂と礫混粗砂の境界部で最大値を示す。そして、その層境界での曲げモーメントは、前述のように約8秒で降伏モーメントを超える。

ただし、ここに示した結果では、実際に杭体が破損した深度約7~8 m付近の杭体に発生する曲げモーメントは、降伏モーメントを超えるが完全に破断を示す状態にまでは達しているとはいえない。しかし、この解析結果での杭体の深度約7~8 m付近の位置に発生する最大曲率と降伏状態の曲率の比 (塑性率) は約2.5になっている。ここで、既製のPHC杭が繰り返し荷重に対して、強度低下しやすいことを考慮すると、この杭は調査結果と同様に、前述の地層境界付近で完全に破断する可能性があるかと推測される。

5. まとめ

本研究に示した上部工を含まない既製杭の破損についての検討結果から得られた知見は、以下のよう要約される。

1) 原位置計測の結果より判明した、既製杭が損傷

を受けて顕著なクラックの発生した位置 (深度約7~8 m付近) は、礫混中砂と礫混粗砂の境界部に相当する。

2) 1) の計測結果について、液状化過程を考慮した有効応力解析結果より、礫混中砂と礫混粗砂の境界付近に大きなひずみが発生することが明らかになった。したがって、この礫混中砂と礫混粗砂との境界付近では、杭体には大きな断面力の発生する可能性がある。

3) 有効応力解析結果より算定した地盤変位を応答変位として入力する、梁-バネモデルによる時刻歴応答解析により、地盤変位に伴い杭に発生する断面力を照査した。この結果、杭に発生する曲げモーメントは、礫混中砂と礫混粗砂の境界部 (深度約7~8 m付近) で礫混中砂がほぼ完全液状化状態になる約8秒前後に、降伏状態の曲げモーメントを超えることが確認された。

4) 杭体の深度約7~8 m付近の位置での塑性率が約2.5と大きいことおよび、既製のPHC杭が繰り返し荷重に対してねばりがないことから、この杭は調査結果と同様に、前述の地層境界付近で破断する可能性が高いと推測される。

以上の事項より、本研究に示した上部工を含まない既製杭の破損は、震動および地盤の液状化に起因する可能性が高いことが、数値解析モデルにより確認された。ただし、本研究に適用した数値解析モデルには、地盤バネ定数の設定方法、特に液状化層の地盤バネ定数のモデル化には議論の余地がある。このため、これらの課題を踏まえつつ、今後とも液状化した地盤での杭に代表される基礎構造物に地盤変位の及ぼす影響について、より詳細な検討を加えていく所存である。

【参考文献】

- 1) 大岡弘：液状化による被害 (建築), 基礎工, Vol. 23, No.12, pp. 10-15, 1995.
- 2) 時松孝次：地盤および基礎構造から見た建物被害, 土と基礎, Vol. 44, No. 2, pp.14-18, 1996.
- 3) 堀越研一, 大津宏康, 木村亮, 岡二三生：1995年兵庫県南部地震によって損傷した杭の調査, 土と基礎, Vol. 44, No.11, pp.27-29, 1996.
- 4) 濱田政則ほか：1995年兵庫県南部地震 液状化,

地盤変位および地盤条件, (財)地震予知総合研究振興会, 1995.

5) 石原研而:土質特性と地盤変状, 土質工学会・阪神大震災報告会-地盤震害とその教訓-講演概要集, pp.25~28, 1995.

6) 岡二三生ほか:鉛直アレー観測記録を用いたポートアイランドの連成3次元液状化解析, 阪神・

淡路大震災に関する学術講演会概要集, pp.137-144, 1996.

7) (社)日本道路協会:「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の参考資料(案), 1995.

A consideration of mechanism associated with pile foundations damaged by 1995 Hyougoken-Nanbu earthquake

Hiroyasu Ohtsu, Yoshihiro Hatsuyama, Akira Tateishi and Kenichi Horikoshi

This study is concerned with the investigation of pile foundation. The feature of foundation presented in this study is that the piles were installed in liquefied soil layer in a reclaimed island filled with decomposed granite soil, and that upper buildings supported by the pile foundations were not constructed yet. This paper presented the research results of damaged pile foundations without any upper buildings and the numerical simulation results of the pile damage by means of the simplified analysis method. The conclusion made it obvious that ground deformation due to soil liquefaction caused damage of pile foundations without any upper buildings.

兵庫県南部地震により被災した既製杭の地盤流動による損傷メカニズムの一考察

¹立石章・¹大矢敏雄・¹名合牧人・²大津宏康・³堀越研一

¹正会員 工修 大成建設土木設計計画部 (〒163-06 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

²正会員 工博 大成建設土木設計計画部 (〒163-06 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

³正会員 Ph.D. 大成建設技術研究所 (〒245 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町 344-1)

兵庫県南部地震の後上部工のない既製杭を調査した結果、砂層の境界で破損していることが判明した。そこで、本研究では、その損傷メカニズムを地盤流動との関連で解析的に検討した。解析は、対象とする既製杭が予め地震中に液状化を伴う震動により破損していた可能性があるとして、損傷程度を損傷なし、ひび割れ、降伏の3段階を想定し、異なる砂層の液状化程度をパラメータとして、地盤流動による流動変位または流動力を静的に作用させた。結果として、既往の基準より小さい流動力により被災した杭の残留変形モードが得られた。

KeyWords : lateral spreading, liquefaction, single pile, earthquake damage, simulation analysis

1. はじめに

兵庫県南部地震による構造物基礎の被害事例が数多く報告され、中でも液状化による地盤流動が原因と見られる杭基礎の被災事例が特徴的である。著者が阪神地区の埋立地において調査した既製杭についても、液状化およびこれに伴う地盤流動が原因と見られる損傷が見つかった¹⁾。この杭が液状化を伴う震動によりどの程度損傷するかについては解析的検討を試みている²⁾。

本研究では、損傷の見つかった杭が地盤流動によりどのような外力を受けて損傷に至ったかを推定するため、解析的検討を実施した。ここに、対象とする杭の特徴的な点は、被災時に上部工がなかったため、通常の耐震設計で考慮される上部工の慣性力の影響がなく、地盤からの外力のみで損傷したことである。

2. 杭の被災状況

(1) 調査地点の地盤状況と杭の構造

調査地点は、図-1に示したようにまさ土による埋立地内の護岸から約350m以上離れた位置にある。濱田らによる地震前後の航空写真測量結果³⁾では、護岸の水平移動が西岸で3.0~4.4m、南岸で2.5~4.0m護岸法線方向に

生じており、残留変位は調査地点まで連続的に分布していて、調査地点では0.8~1.2mの残留変位が南西の方向に発生している。

対象とした杭の構造と杭周辺の地盤状況を図-2に示す。周辺地盤は、GL-14m程度までが砂礫層、礫混中砂、礫混粗砂からなる埋立層で、その下に沖積のシルト質粘土層、洪積粘土層と洪積砂礫層の互層、という層序で続いており、地下水位はGL-2m付近である。杭は、3本継ぎ構造で、上杭は鋼管巻きPC杭(SC杭)、中杭と下杭はPHC杭で、杭先端はN値30前後の洪積砂礫層に打ち込まれ、杭頭は地表面下約0.3~2.0mの位置にあった。

(2) 杭の調査結果

調査地点の杭111本すべてに対して実施したインテグリティテストの結果から、破損の可能性の高い8本の杭についてCCDカメラによる杭内部の撮影を行い、その中の7本の杭には傾斜計による曲がり測定を実施した。カメラ撮影による杭の損傷位置を図-3に、傾斜計による杭の残留変位分布を図-4に、7本の杭の杭頭の地震前からの残留変位を図-5に示す。

特徴的な点は、カメラ撮影した8本のすべての杭で、礫混中砂と礫混粗砂の境界付近(GL-7~8m付近)で破砕状態のクラックが認められること、C杭については

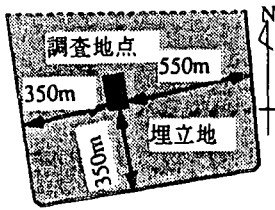


図-1 埋立地内の調査地点位置

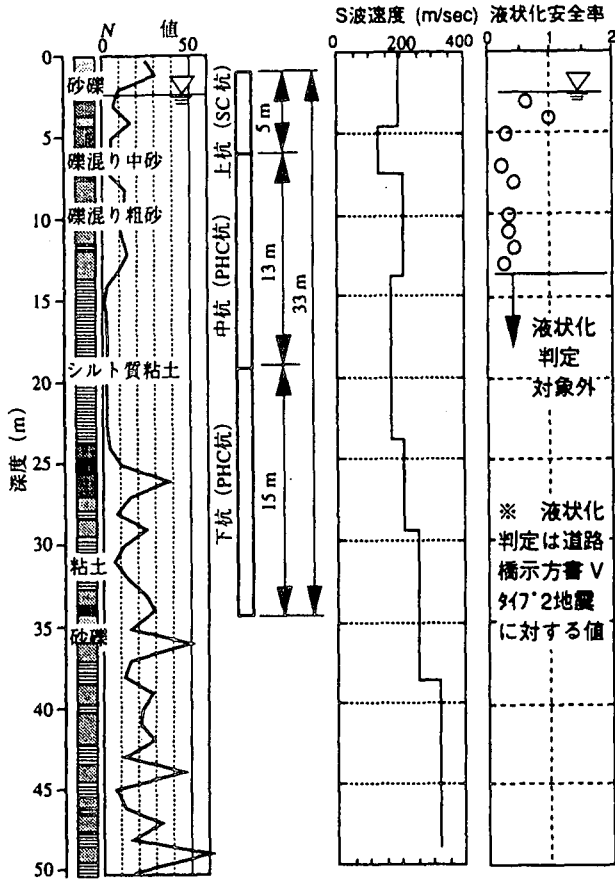


図-2 検討対象とした杭の構造と周辺の地盤状況

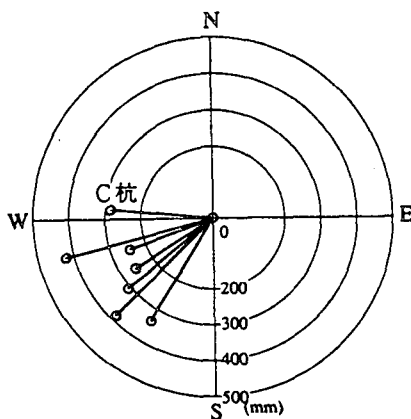


図-5 傾斜計による杭頭の地震前からの残留変位

残留変位分布からGL-7.5mの礫混中砂と礫混粗砂の境界付近で大きな折れ曲がりがあり、カメラ撮影の損傷と対応していること、7本の杭の杭頭は南西から西方向に0.25~0.42mの残留変位が生じており、濱田らによる残留変位の方向と概ね一致しているこ

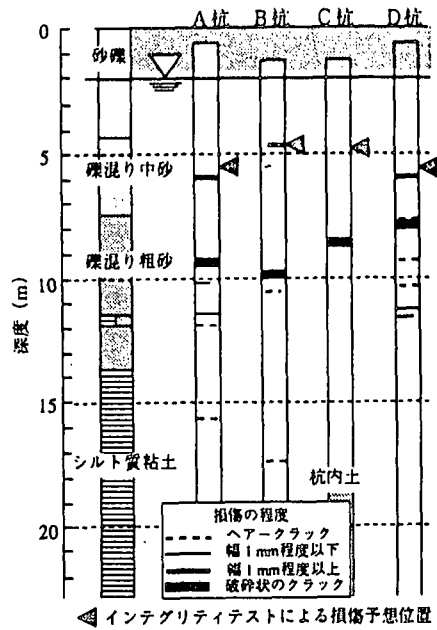


図-3 カメラ撮影による杭の損傷位置

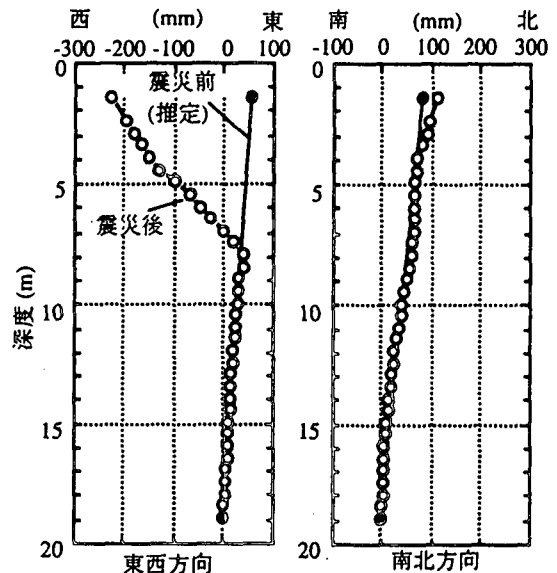


図-4 傾斜計による杭の残留変位 (C杭)

と、である。

3. 地盤流動解析のパラメトリックスタディ

(1) 解析方針

1) 地盤流動による検討は、震動により杭がどの程度損傷したかを推定したあと実施することが必要である。しかし、兵庫県南部地震における主たる震動の方向は強震記録より北北東~南南西方向であるのに対し、対象とした杭周辺地盤および杭の残留変位がこれとほぼ直交する南西から西方向であることから、杭-地盤系の震動解析として3次元解析が必要となり難しい。そこで、本検討では地盤流動発生時点での

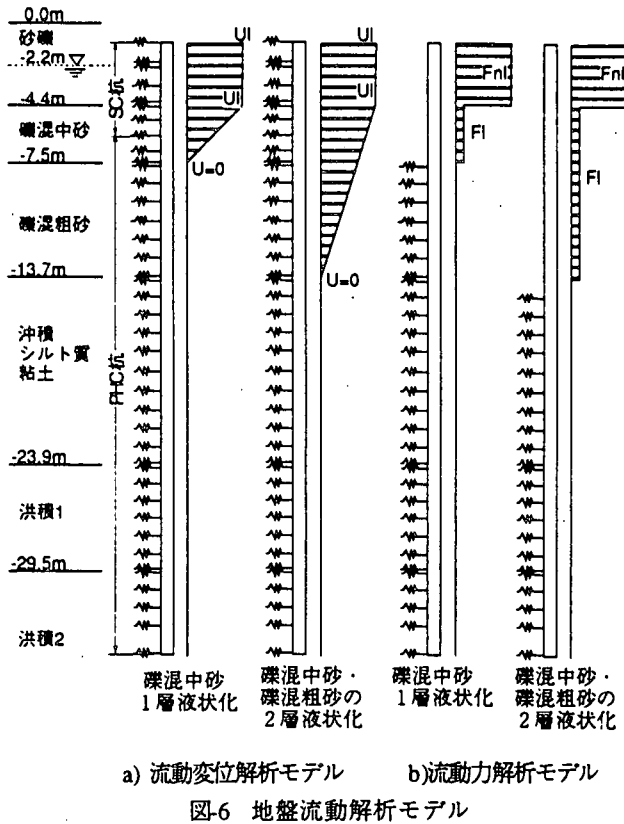


図-6 地盤流動解析モデル

の地盤震動変位による杭の損傷程度を3段階想定して、その影響を調べることにする。

2) 杭周辺地盤の液状化は、図-3に併記した道路橋示方書V耐震設計編(平成8年12月)(以下新道示Vと呼ぶ)によるタイプ2地震動に対する液状化判定結果から、礫混中砂と礫混粗砂においてその発生の可能性が高い。しかし杭の損傷状況から礫混中砂のみで地盤流動が発生した可能性も考えられる。そこで、礫混中砂1層液状化のパターンと、礫混中砂と礫混粗砂の2層液状化のパターンの解析を行う。

3) 地盤流動の解析は、杭を梁、地盤をばねでモデル化し、地盤流動による変位を地盤ばねを介して作用させる解析(流動変位解析)⁴⁾⁵⁾と、新道示Vで採用されている地盤流動による力を作用させる解析(流動力解析)の、2種類の解析を実施する。解析では、主たる地盤震動が終了したあと地盤流動が発生したと考え、地盤流動による外力のみを作用させた静的解析を行う。

(2) 解析条件

a) 解析モデル

流動解析モデルと作用荷重分布を図-6に示す。

b) 杭の構造

杭のM-φ関係を表-1に示す。杭は、M-φ関係をtilinearモデルにより表す。地盤震動変位による損傷は、

表-1 杭の断面諸元とM-φ関係

断面諸元		M (t/m)	φ (1/m)
SC杭	外径 500mm	ひび割れ	4.4×10 ⁻¹
	内径 315mm	降伏	1.0×10 ⁻¹
	鋼管肉厚 7mm	終局	3.0×10 ⁻¹
PHC杭 (A種)	外径 500mm	ひび割れ	6.6×10 ⁻⁴
	内径 340mm	降伏	9.0×10 ⁻³
	PC鋼材 φ9.2×9本	終局	3.0×10 ⁻¹

表-2 杭周辺地盤の物性値および

地盤流動時の有効拘束圧低下率

層下端深度 GL-m	土質名	平均 N値	S波速度 (m/sec)	地盤流動時の有効拘束圧低下率	
				礫混中砂 1層液状化	礫混中砂/粗砂 2層液状化
-2.2	砂礫	22	190	1.00	1.00
-4.4		12	190	0.25	0.25
-7.5	礫混中砂	5	130	0.01	0.01
-13.7	礫混粗砂	12	210	0.25	0.01
-23.9	シルト質粘土	3	170	1.00	1.00
-29.5	粘土/砂礫	17	210	1.00	1.00
-38.5	の互層	19	250	1.00	1.00

* 地盤ばねの有効拘束圧依存性

Ko: 有効拘束圧の0.5乗に比例、Pf: 有効拘束圧に比例

表-3 杭頭変位 40cm 発生時の地盤流動解析結果

	流動変位解析		流動力解析	
	礫混中砂 1層液状化	礫混中砂/粗砂 2層液状化	礫混中砂 1層液状化	礫混中砂/粗砂 2層液状化
損傷なし	U1 = 35 cm	U1 = 39 cm	Fnl = 2.0 t/m ²	Fnl = 0.6 t/m ²
ひび割れ	U1 = 35 cm	U1 = 39 cm	Fnl = 1.6 t/m ²	Fnl = 0.6 t/m ²
降伏	U1 = 35 cm	U1 = 39 cm	Fnl = 0.9 t/m ²	Fnl = 0.4 t/m ²

礫混中砂と礫混粗砂の境界の要素で発生したものとし、その損傷程度を損傷なし、ひび割れ、降伏の3ケースとして、当該要素ではtilinearモデル上の各ケースの損傷程度に対応した位置にあるとして地盤流動解析を始める。

c) 地盤ばね

杭周辺地盤の基本地盤物性値を表-2に示す。地盤ばねは初期地盤ばね定数Koと極限地盤ばね反力PfからなるHDモデルで表す。KoおよびPfは、道路橋示方書IV下部構造編(平成8年12月)における保有水平耐力用の杭の地盤反力係数と極限地盤反力より与えるが、地盤流動発生時点での液状化による有効拘束圧の低下率に応じて低減する。液状化による有効拘束圧の低下率は、図-3の液状化判定および著者らの有効応力解析結果²⁾を参考に、表-2に示したように仮定した。

d) 入力荷重

流動変位解析に用いる変位分布は、非液状化層で一様、液状化層で線形とする台形分布とする⁴⁾⁵⁾。(図-6)

流動力解析に用いる圧力分布は、本検討では簡単のため液状化層、非液状化層とも一様分布とする。液状化層と非液状化層の作用圧力の比率は、新道示Vによる流動圧力を参考に、5対1とする。(図-6)

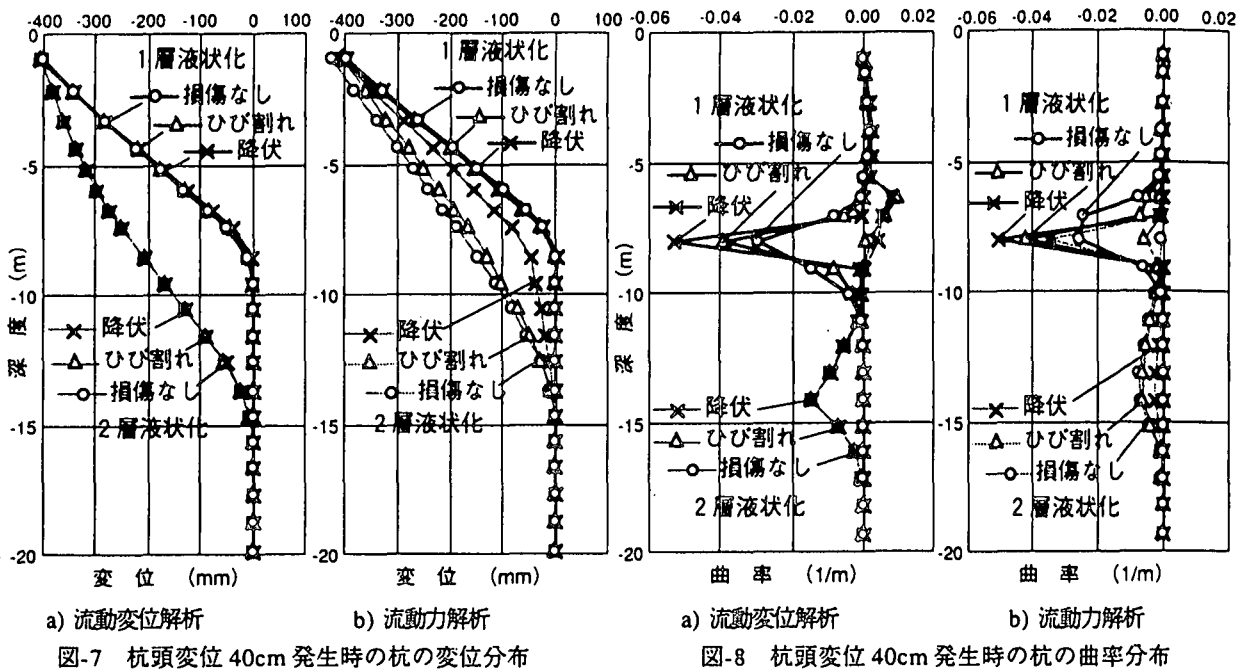


図-7 杭頭変位 40cm 発生時の杭の変位分布

図-8 杭頭変位 40cm 発生時の杭の曲率分布

(3) 解析結果

解析結果は、流動変位解析、流動力解析とも、杭頭変位が 40cm となった時点ですべて整理し、作用変位および作用圧力を表-3 に、杭の変位分布を図-7 に、杭の曲率分布を図-8 に示す。図表より以下のことがわかる。

- 1) 杭の変位分布が傾斜計による残留変位分布と一致するのは、流動変位解析、流動力解析ともに、礫混中砂 1 層液状化のパターンの 3 ケースであり、その 3 ケースの杭の曲率分布を見ると、いずれの解析でも杭の損傷程度がひび割れまたは降伏のケースで終局曲率 $0.03(1/m)$ を上回っていて、カメラ撮影による損傷程度に対応する。
- 2) 流動変位解析結果において、杭頭 40cm 変位時の入力変位は、液状化層のパターン、杭の損傷程度に関係なく $U=35\sim39cm$ で、対象とした杭より 50m 離れた道路における濱田らによる航空写真測量結果 $80\sim120cm$ より小さい。濱田らの結果には、断層運動に伴う基盤変位あるいは広域的な地盤の移動として南西方向に 20cm の変位が含まれているという見方もあり、航空写真測量の精度も関係して、解析結果との違いには検討を要する。
- 3) 流動力解析結果において、杭頭 40cm 変位時の作用圧力は、礫混中砂 1 層液状化のパターンでは $F_{nl} = 1.98\sim0.88 t/m^2$ で、震動による損傷がひどいほど作用圧力は小さくなる。新道示 V により設計用流動圧力を求めると、水際線からの距離による補正係数 C_s を 1.0 としたとき、平均で $F_{nl} = 24.6 t/m^2$ 、 $F_l = 4.7 t/m^2$ となる。新道示 V による流動圧力は杭が震動により損傷しないことを前提としていることから⁶⁾、損傷なしの解析結果と比較すると解析結果は新道示 V の 8.0/100 と小さい。この違いは C_s が 8.0/100 と考えることもできる。

4. おわりに

兵庫県南部地震により被災した既製杭の地盤流動による損傷メカニズムを、杭の残留変位および損傷程度を現地調査結果と流動解析結果とを比較して考察した。

今後は、対象とする杭が周辺地盤の液状化を伴う震動によりどの程度損傷したかを詳細に検討するとともに、遠心模型実験のシミュレーションを通して地盤流動の設計手法を検討していく予定である。

参考文献

- 1) 堀越研一, 大津宏康, 末岡徹, 亀村勝美: 1995 兵庫県南部地震によって被災した杭の詳細調査”, 大成建設技術研究所報, 第 29 号, pp. 59-64, 1996.
- 2) 大津宏康, 羽出山吉裕, 立石章, 堀越研一: 兵庫県南部地震により被災した既製杭の破損メカニズムに関する一考察, 第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会, pp.127-134, 1997.
- 3) 濱田政則, 磯山龍二, 若松加寿江: 1995 年兵庫県南部地震 液状化, 地盤変位および地盤条件, (財)地震予知総合研究振興会, 1995.
- 4) Miura F., Stewart H.E. and O'Rourke T.D.: The effects of liquefaction-induced lateral spreading on pile foundations, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.10, No.5, pp.271-279, 1991.
- 5) (財)地震予知総合研究振興会: 一日米共同研究—地盤変位と地中構造物の地震被害に関する研究, 昭和 63 年度調査・研究報告書, pp.633-683, 1989.
- 6) 田村敬一, 濱田禎, 東拓生: 流動化に対する道路橋の耐震設計, 建設省土木研究所土木技術資料 39-2, pp.26-31, 1997.

杭基礎の地震被害事例－1

阪神高速5号湾岸線の事例

－埋立地盤の橋梁基礎構造物の地震時挙動に関する
研究(抜粋)－

平成11年8月27日

阪神高速道路公団
南荘 淳

3. 道路橋基礎杭の地震時損傷要因に関する考察

3.1 はじめに

本章は、5号湾岸線を対象として、基礎の損傷データの地域別特徴を整理するとともに護岸からの距離と地盤内部の杭体の損傷との関係等を分析し、その損傷の実態を明らかにしたものである^{1), 2)}。あわせて、①主要動時の応答変位(1次元地震応答解析結果)と②液状化に伴う側方流動により生じた水平変位(実測結果)の2種類の地震時地盤変位と杭の損傷との関係を分析し、損傷要因の考察を行ったものである。

3.2 基礎の損傷調査の概要

(1) 調査対象位置

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年の道路橋示方書に基づいている。図-3.1に、その位置を示す。本章で対象としたのは、鳴尾浜から六甲アイランドまでの7箇所の埋立地に建設された橋脚基礎である。なお、当該埋立地盤は、兵庫県南部地震の震源から20~30kmの範囲に位置している。

各埋立地の地盤は、いずれも上層から埋土層、沖積粘土層、沖積砂層、洪積砂質土・

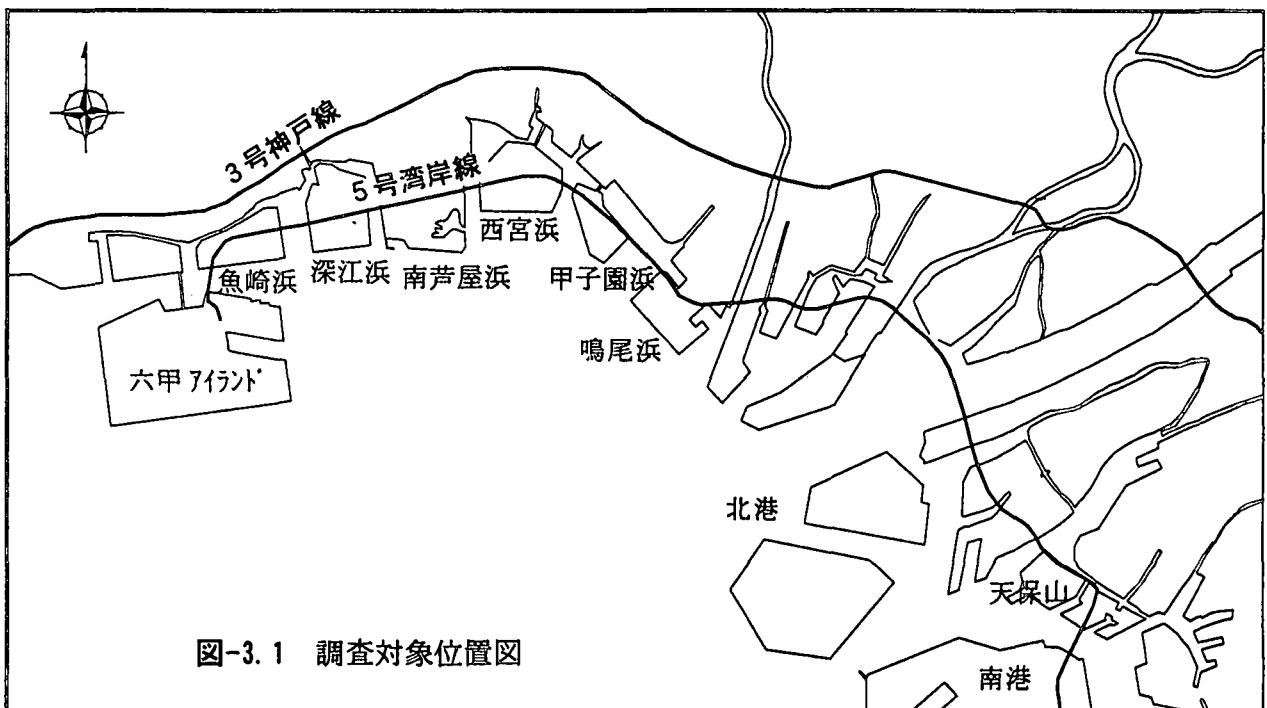


図-3.1 調査対象位置図

とは復旧工事の工程上不可能であったため、弾性波を用いた非破壊調査手法やボアホールカメラによる間接目視調査を適用した。これにより、海上部や橋台を除くほぼ全橋脚について杭体のクラック発生状況を把握することができた³⁾。

ここに、弾性波を用いた非破壊調査手法は、掘起しや引抜調査などを行わなくても基礎体の損傷程度が短時間で効率的に把握できる調査法の一つとして実用化された手法で、フーチング上端面をプラスチックハンマーで打撃し、杭の先端または破損面から反射してくる弾性波の加速度をセンサーで測定して解析することで、杭体損傷の有無と位置が検出できる。その信頼性については、代表的な杭でコアボーリングしてボアホールカメラを併用して確認している⁴⁾。

(3) 調査データの整理

整理した損傷データは、杭体のクラック本数およびクラック幅とその発生位置、基礎の水平変位、周辺地盤の水平変位等である。損傷データの整理と併せて、位置条件、地盤構成、基礎構造条件等についても整理した。表-3.1に、整理した主な調査情報を示す。

ボアホールカメラによる間接目視調査によれば、クラックの発生位置や幅を、コアボーリングした孔壁の360度展開画像から確認できる。しかしながら、コアボーリングの際、孔曲がり等により鉄筋を切断する恐れがあるので杭先端付近の深部まで削孔するこ

表-3.1 整理した主な調査情報

分類	データ名	単位	摘要	
位置情報	橋脚番号	—	—	
	埋立地名	—	—	
	護岸からの距離	m	橋軸方向距離	
損傷調査結果	地盤	水平変位	m	橋軸方向残留変位
		沈下量	m	フーチングとの相対沈下量
	基礎	水平変位	m	橋軸方向残留変位
		クラック本数	本	ボアホール試験、非破壊試験による
		クラック幅	mm	密着クラック幅は0.25mmと設定
クラック発生位置	m	杭頭からの距離		
地盤情報	各層天端高	0P. m	B, Ac, Dsg, Dgの各層	
	N値	回	各層平均値	
	PL値	—	道路橋示方書による	
基礎構造情報	基礎形式	—	杭、ケーソン、連壁	
	杭径・杭長	m	—	
	杭本数	本	—	
	鉄筋段落とし位置	m	杭頭からの距離	
	土被り厚	m	杭頭位置	
	フーチング規模	m ³	幅×奥行き×厚さ	

※構造情報は、上部工支承条件(固定、移動、弾性)、橋脚形式(単柱、門型等)、橋脚材料(RC、鋼製)等についても整理

位)との関係, 杭体の地層別クラック本数密度および幅密度との関係を示す。

図-3.7から, 基礎の水平変位は, 護岸から100m未満では50cmから100cmの大きな変位を生じたものがあるが, 護岸から100m以上離れると無視し得る程度に小さくなっていることがわかる。すでに, このような護岸からの距離と基礎の水平変位の関係をもとに, 護岸近傍での基礎の設計法が見直されている⁵⁾。同様に, 地盤の水平変位も護岸から100m未満の位置では, 100から200cm以上の大きな動きを生じたものがあるが, 護岸から100m以上離れるとその動きは高々50cmまでである。ただし, 護岸から100m未満でもほとんど動きのないものがあり, 護岸に近いからといって必ずしも大

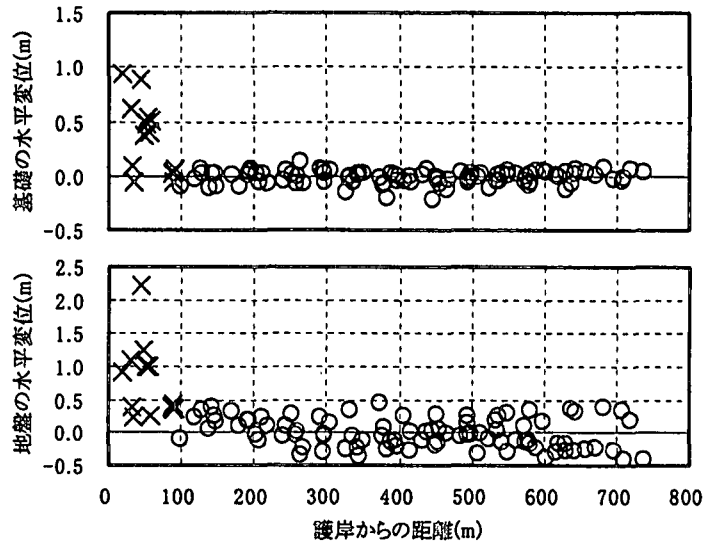


図-3.7 護岸からの距離と基礎および地盤の水平変位との関係

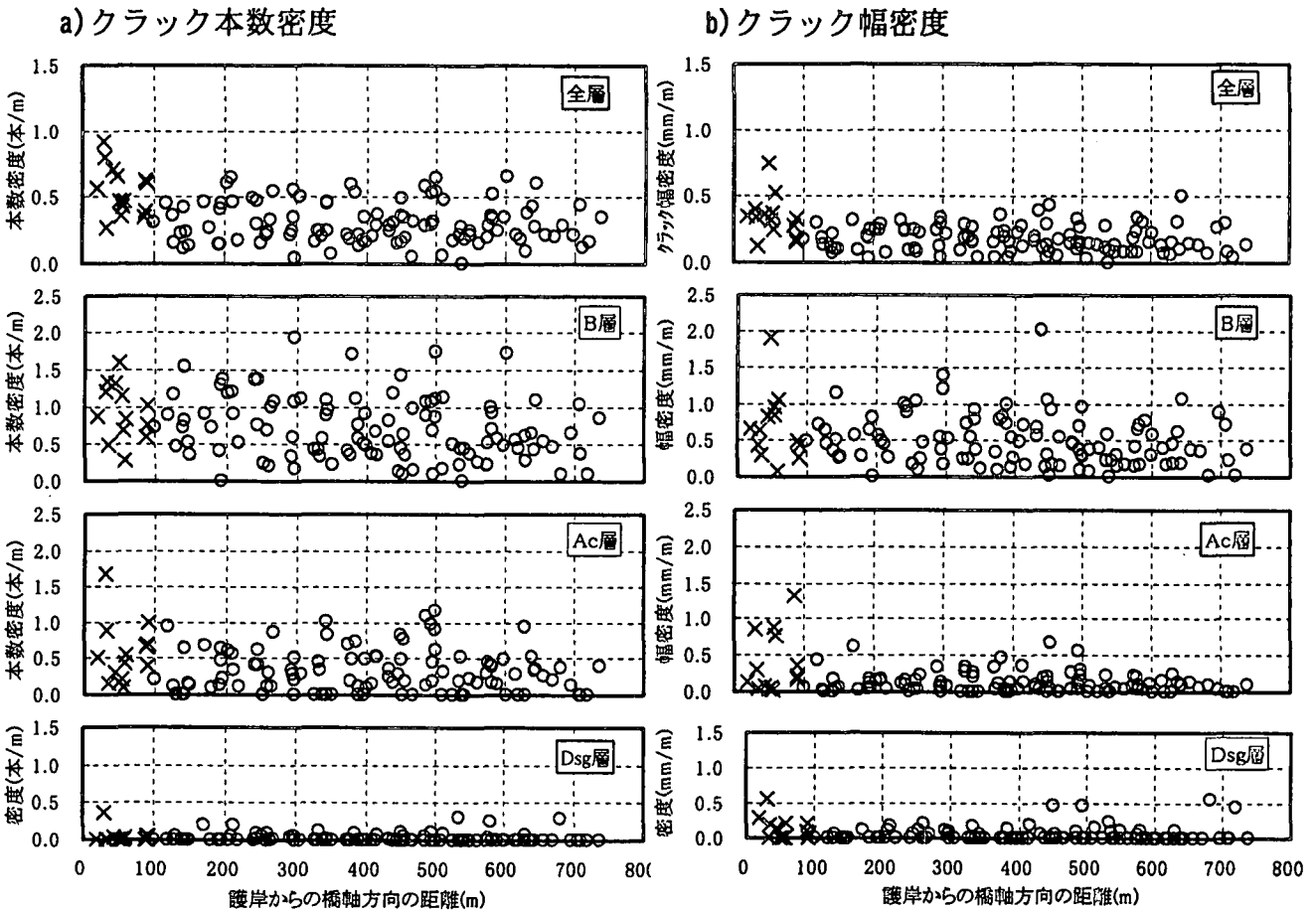


図-3.8 護岸からの距離とクラック発生密度との関係

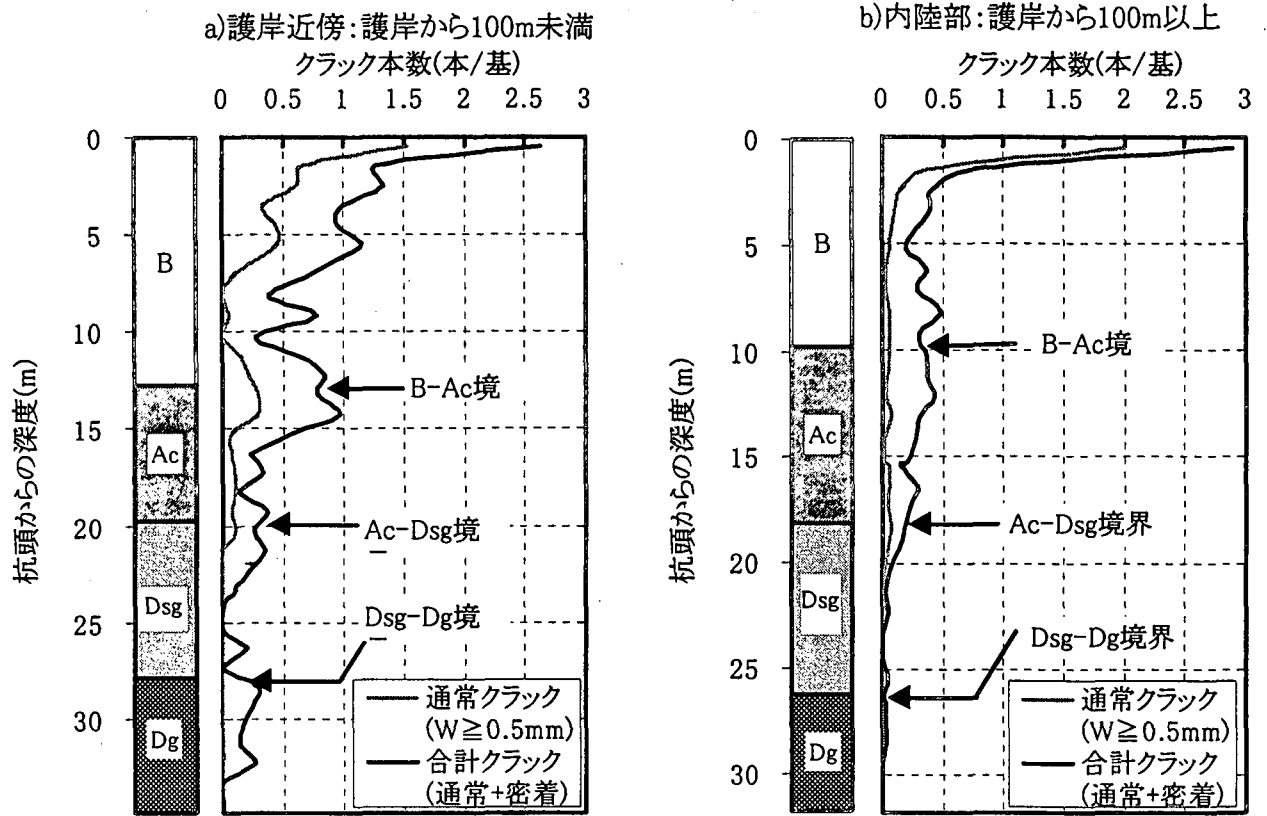


図-3.11 クラック本数の深度分布

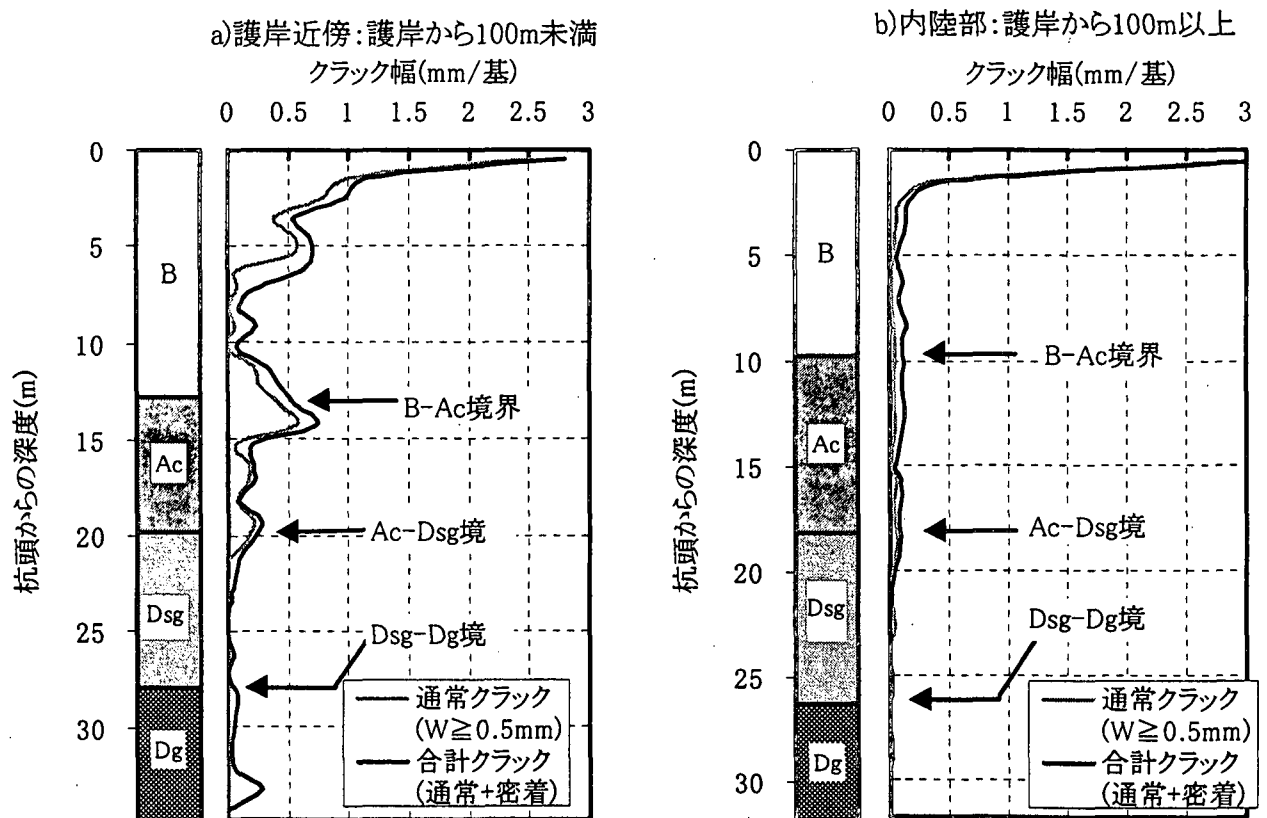


図-3.12 クラック幅の深度分布

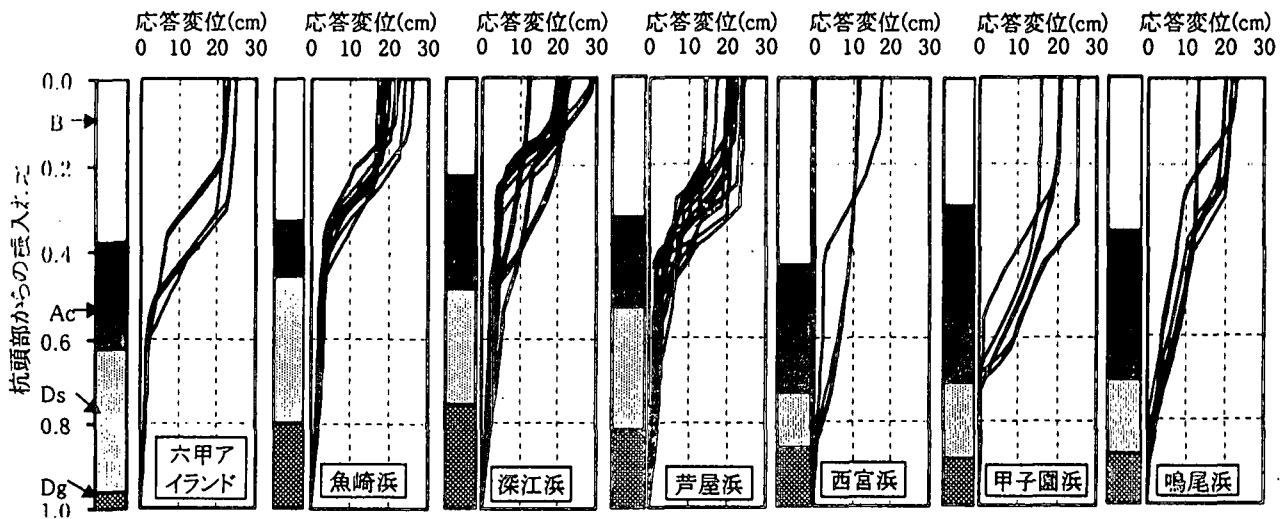


図-3.14 地盤応答変位の解析結果(最大値の深度分布)

深さ方向の発生状況との対応性を示すものである。

そこで、この応答変位解析結果から、地層別の最大応答変位の平均値を、次のように定義して、以下の分析をすすめる。ここに、 δe : 地層別平均応答変位、 δ_z : 深度 z に

$$\delta e = \int_{z_i}^{z_{i+1}} \delta_z \cdot dz / (z_{i+1} - z_i)$$

おける最大応答変位、 z_i , z_{i+1} : i 層の上端および下端深度である。

図-3.15, 図-3.16に、各層別の平均応答変位と各層のクラック本数密度および幅密度との関係を示す。ここに、各図中のa)は護岸から100m未満の護岸近傍の橋脚について、b)は100m以上離れた内陸部のものを示している。

両図から、B層およびAc層では平均応答変位が大きく、それに対応してクラック本数密度および幅密度ともに大きく現れている傾向が見られる。また、DsgおよびDg層では、平均応答変位が小さくクラック発生密度も小さいことから、データは原点付近に集中している。これらのことは、地層境界面付近に集中するクラックの分布を説明するものではないが、地層別クラック発生状況とはよく一致しており、応答変位が大きく現れる地層でクラック発生密度が大きくなることを示すものである。

なお、データのばらつきは大きいですが、クラック本数密度および幅密度ともに平均応答変位と有意な相関関係にある。両図中の直線は両者の傾向をつかむために、原点を通る直線に適合させたものである。また、図中のR値は前記直線をフィッティングさせたときの相関係数で、いずれも統計的には有為な関係にあることを示している。

護岸からの距離区分で見ると、護岸近傍では内陸部の橋脚と比べ、傾向直線の傾きが大きく、同じ平均応答変位でも杭の損傷に与える度合いがやや大きくなる傾向にあることを示している。

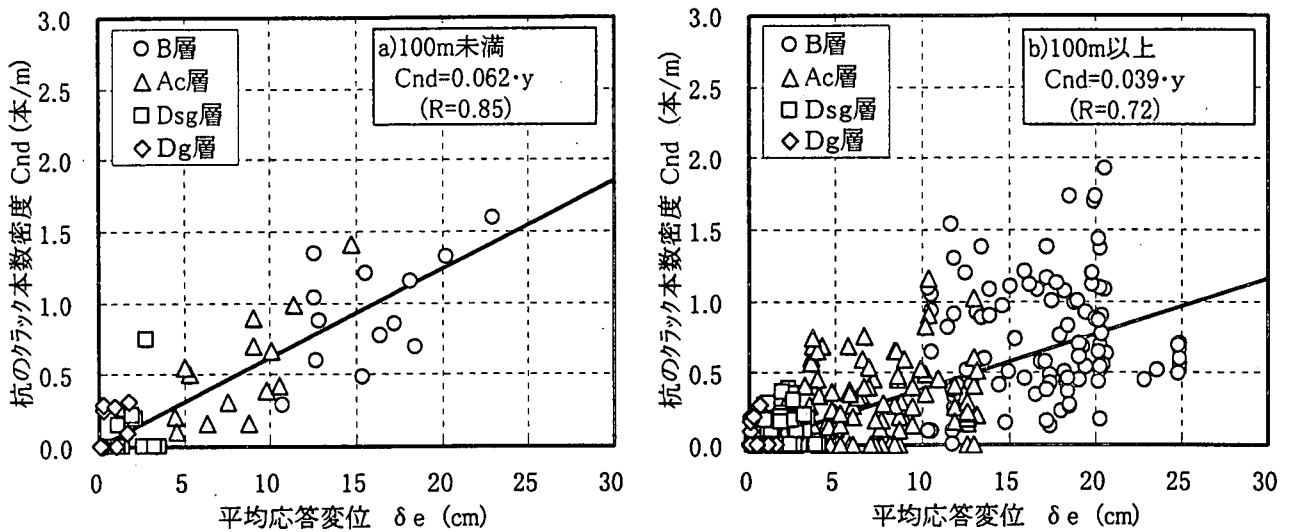


図-3.15 平均応答変位とクラック本数密度との関係

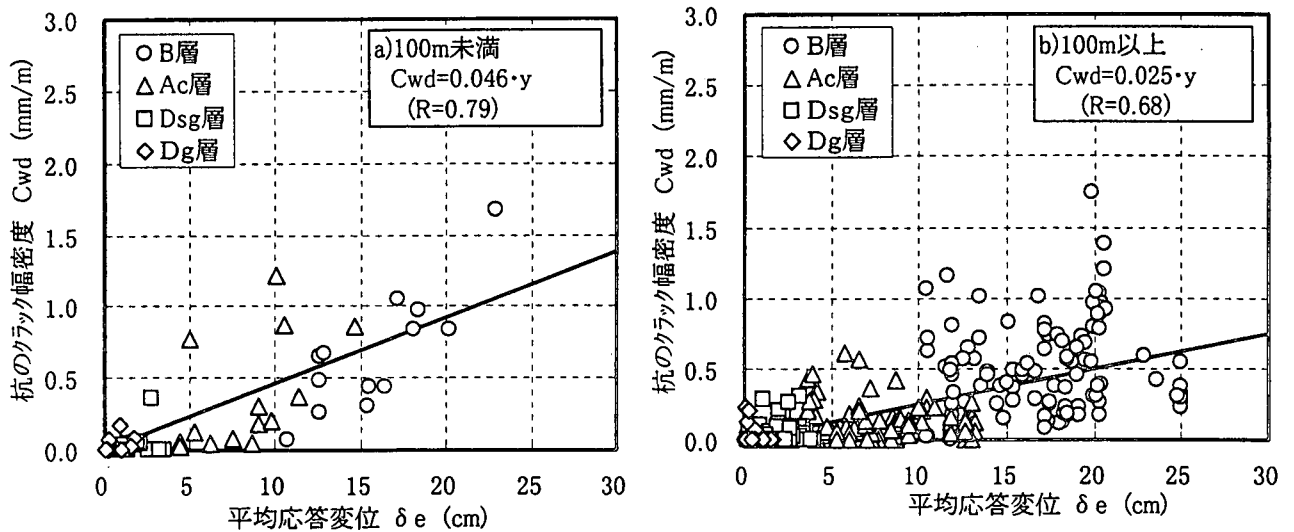


図-3.16 平均応答変位とクラック幅密度との関係

このことから、基礎の損傷は主要動時の最大応答変位である程度説明でき、とくに、護岸近傍では応答変位が与える影響の程度がより大きいことを示すものとなっている。

なお、図-3.17、図-3.18に、平均応答変位を杭に作用する力に変換して、これとクラック本数密度および幅密度との関係を比較して示す。ここに、力 p は当該層の平均応答変位 δ_e に地盤反力係数 k_h を乗じて $p = k_h \cdot \delta_e$ で算定し、地盤反力係数は平均 N 値から道路橋示方書の方法⁷⁾により求めたものである。両図からも図-3.15、図-3.16と同様な傾向が確認できることがわかる。

(3) 地盤の水平変位と基礎の損傷

図-3.19、図-3.20に、地盤の水平変位とクラック本数密度および幅密度との関係を示す。両図から、護岸近傍の橋脚では地盤の水平変位が大きいところでクラックの発生密

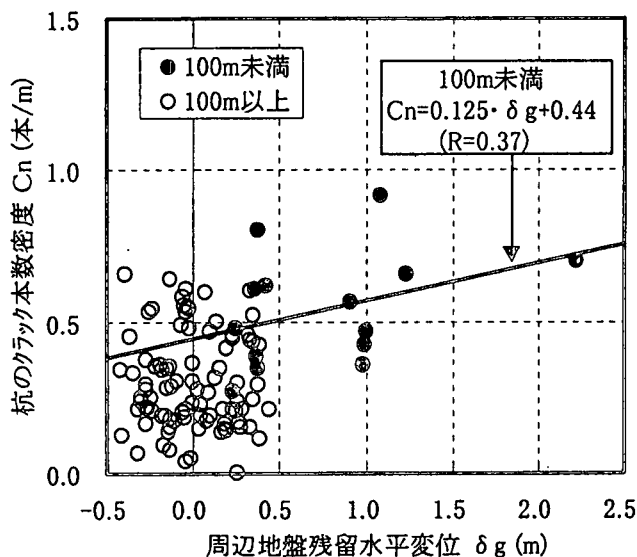


図-3.19 地盤の水平変位とクラック本数密度の関係

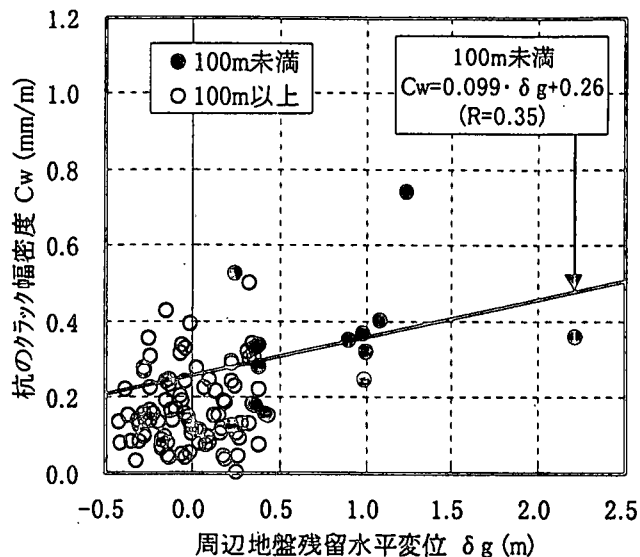


図-3.20 地盤の水平変位とクラック幅密度の関係

る影響がある程度認められるが、内陸部ではそのような傾向が見られないことがわかった。

図-3.15, 図-3.16および図-3.19, 図-3.20に示した結果から、内陸部の基礎では主要動時の応答変位の影響が支配的であるが、護岸近傍では主要動時の地盤応答変位と液状化に伴う地盤変位との両方の影響を受けたことが推察できる。

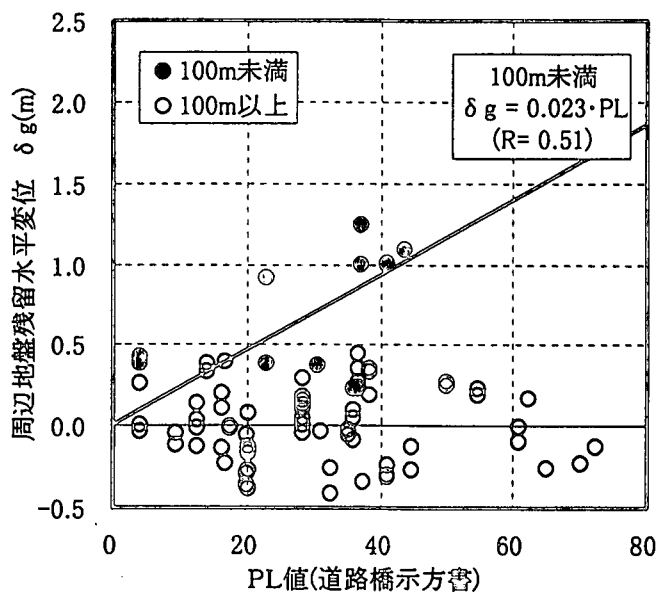


図-3.21 PL値と地盤の水平変位との関係

3.5 まとめ

本章では、臨海埋立地盤上に建設された阪神高速道路5号湾岸線が兵庫県南部地震により受けた損傷のうち、119基の基礎杭の損傷調査結果を分析した。すなわち、まず、基礎および地盤の水平変位と杭体部に発生したクラックの発生状況とについて、調査結果の全貌を概観的に示すとともに埋立地ごとの損傷状況を示した。また、橋脚位置の護岸からの距離と損傷状況について分析した。この結果を踏まえ、護岸近傍と内陸部における地盤内部の杭体のクラック発生状況を地盤構成や地層境界面との関連で明らかにした。さらに、地盤内部の杭体のクラック発生状況を、地震時の地盤応答変位解析結果から説明することを試みた。併せて、護岸近傍と内陸部において、クラック発生状況に対

する地盤の応答変位や水平変位が与える影響に差異がある点について推察した。以上の結果より主な結論を要約すれば、以下のとおりである。

- (1) 基礎および地盤の水平変位(残留変位)は護岸から離れるにしたがって低減し、100m以上離れた内陸部ではほとんど無視しうる程度となる。一方、杭体のクラックは、護岸からの距離により低減する傾向にあるが、内陸部でも無視し得ない損傷程度である。
- (2) 地層ごとのクラック発生密度は、埋立層内で大きく、護岸近傍では6割程度が、内陸部では7割程度が集中しており、残りが沖積粘土層以深に分布している。なお、深部になるほどクラックの発生は少くなる。
- (3) クラック発生の深度分布をみると、杭頭から埋立層上半部の範囲に45%程度が集中している。とくに杭頭付近にクラックが集中しており、内陸部ではこの傾向が顕著に見られた。また、護岸近傍、内陸部ともに、埋立層下半部以深でのクラックは、地層境界面付近に集中して発生している。
- (4) 地層ごとの杭体のクラック発生密度は、主要動時の地層ごとの平均応答変位と直線的な相関関係を示す。また、同じ平均応答変位に対するクラック発生密度は、護岸近傍では内陸部に比べ高くなる。
- (5) とくに、護岸近傍のクラック発生密度は液状化に伴う地盤変位と線形関係が認められ、液状化の影響を受けていることが確認された。
- (6) 以上のことから、地震の主要動時の応答変位が杭体のクラック発生の主要因の一つであることが明らかとなり、とくに護岸近傍では、液状化に伴う地盤の側方流動の影響が主要動時の損傷をさらに助長したものと推察される。

今回の分析は、損傷調査結果を現象面から考察したもので、地震動の慣性力については考慮できていない。このことが、平均応答変位とクラック発生密度の関係のばらつきを示すものとも考えられる。より精度良く損傷状況を説明するためには慣性力と地盤変位とを適切に反映した解析手法を用いることが必要となろう。

参考文献

- 1) 南荘淳, 安田扶律, 中平明憲, 黒田兆次: 埋立地盤における基礎の損傷要因に関する考察(その1), 第33回地盤工学研究発表会, 1998.7
- 2) 南荘淳, 安田扶律, 中平明憲, 黒田兆次: 埋立地盤における基礎の損傷要因に関する考察(その2), 第33回地盤工学研究発表会, 1998.7
- 3) 阪神高速道路公団, 同管理技術センター: 埋立地盤の橋梁基礎構造物に関する震災調査研

6. 地震時の地盤変位を考慮した橋脚基礎杭の静的解析

6.1 はじめに

兵庫県南部地震により埋立地盤に建設されている阪神高速5号湾岸線も各所で被害を受けた。阪神高速道路公団では、橋脚の基礎杭についてボアホールカメラ、SIT調査(衝撃弾性波試験)等により杭のクラックの状況を調査している¹⁾²⁾。

まず、3章で示したように、調査結果に基づき杭の地震時損傷要因を分析した結果³⁾⁴⁾、地震の主要動時の応答変位が杭体のクラック発生の主要因の一つであることが明らかとなり、とくに護岸近傍では、液状化に伴い地形条件による地盤の側方流動の影響が主要動時の損傷をさらに助長したものと推察されることがわかった。

また、4章で示したように、液状化に伴う地盤の側方流動により生じた地盤内部の水平変位計測結果は、地盤の2次元側方流動解析法(液状化解析+側方流動解析)によってほぼ模擬できることが明らかとなった。ここに、側方流動解析でのせん断弾性係数の低減率は、液状化解析での過剰間隙水圧比が0.9以上では1/1000、0.5から0.9の間にある場合は1/100、0.5以下の場合は1/10、表層の非液状化地盤では1/100から1/500にすると実測値を良く模擬できることがわかった。

さらに、5章で示したように、液状化に伴う地盤の側方流動により生じた地盤および橋脚基礎杭の損傷状態は、地盤および構造物の3次元側方流動解析法(液状化解析+側方流動解析)によってほぼ模擬できることが明らかとなった。ここに、クラックなどの杭の破損の多くは液状化現象を含む初期の主要動時に発生し、杭の剛性は局所的に低下したと考えられる。その後、側方流動現象が発生し、地盤変位が杭に強制的に作用したことで杭の損傷度が進み、結果的に杭に大きな残留変形が発生したものと考えられることがわかった。

本章は、これらの結果を踏まえた上で護岸近傍の橋脚と内陸部の橋脚を抽出し、地震の主要動時における橋脚基礎杭の挙動を慣性力と1次元地震応答解析で得られる地盤変位を考慮して静的解析⁵⁾、護岸近傍の橋脚についてはさらに側方流動の影響も考慮して静的解析を行い、杭の損傷要因の分析および簡易解析手法の適用性について考察したものである。

6.2 検討フロー

図-6.1に、検討フローを示す。

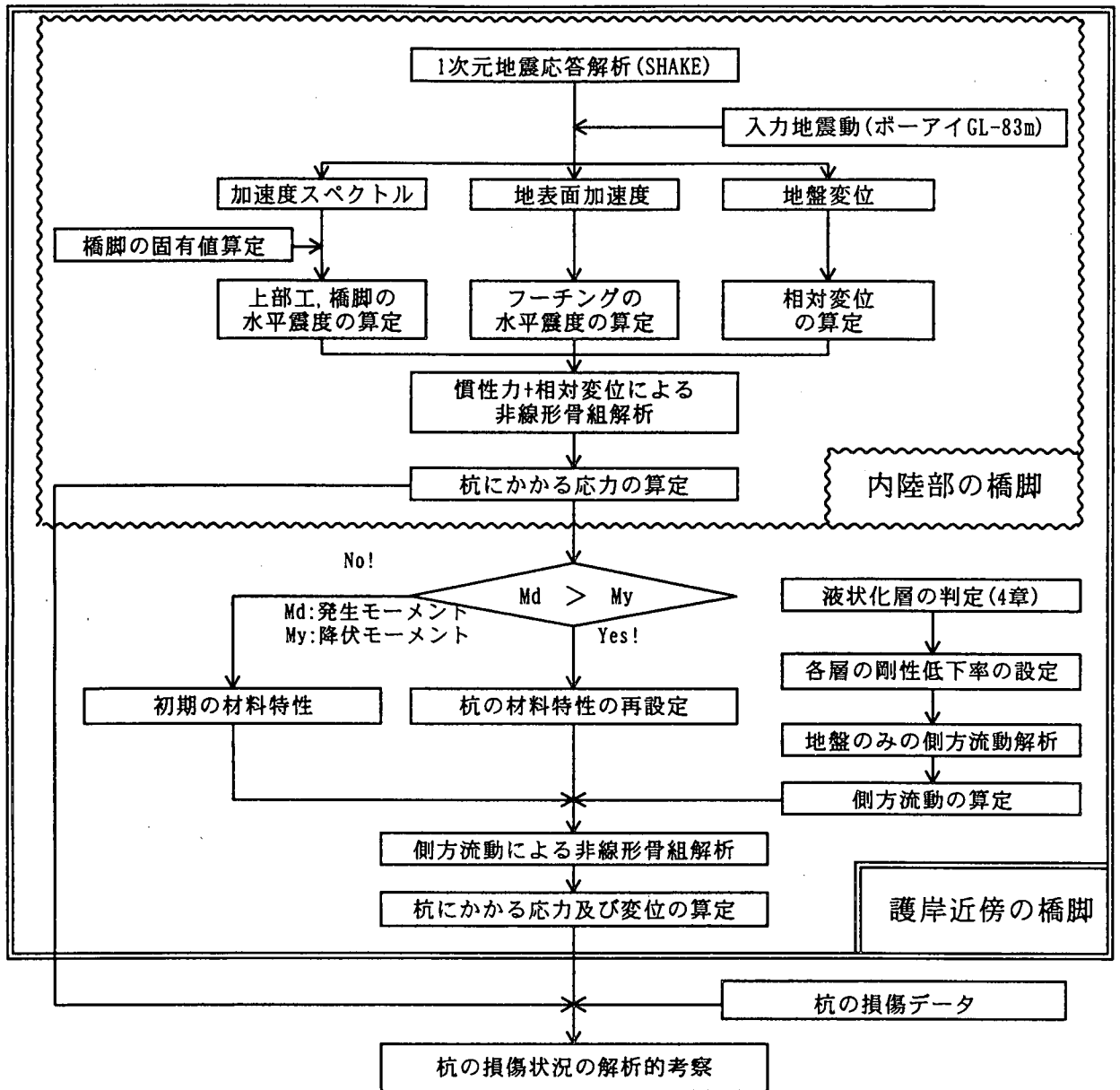


図-6.1 検討フロー

6.3 地震主要動時における橋脚基礎杭の挙動解析

(1) 構造条件

図-6.2(a), (b)に検討対象とした橋脚の一般図を示す。内陸部の橋脚としては、平均的な損傷の現れている海P144, 海P171橋脚の2橋, 護岸近傍の橋脚としては、典型的な損傷の現れている海P134, 海P216橋脚の2橋を抽出した。これら4橋を対象とし、橋軸方向について2次元非線形骨組構造解析を行った。

また、表-6.1に各橋脚それぞれの上部構造死荷重反力及び重量を示す。

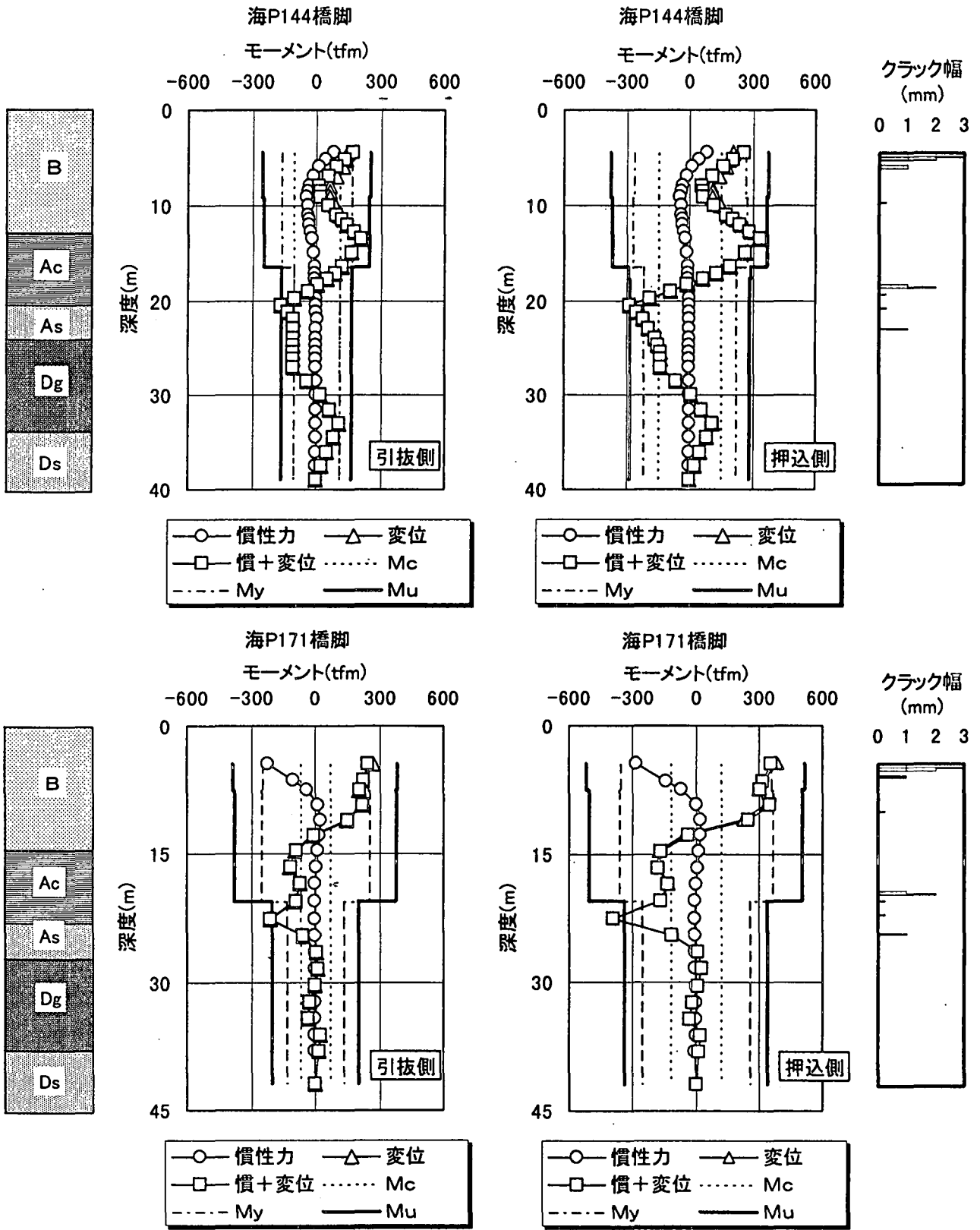


図-6.9 発生モーメント深度分布(内陸部)

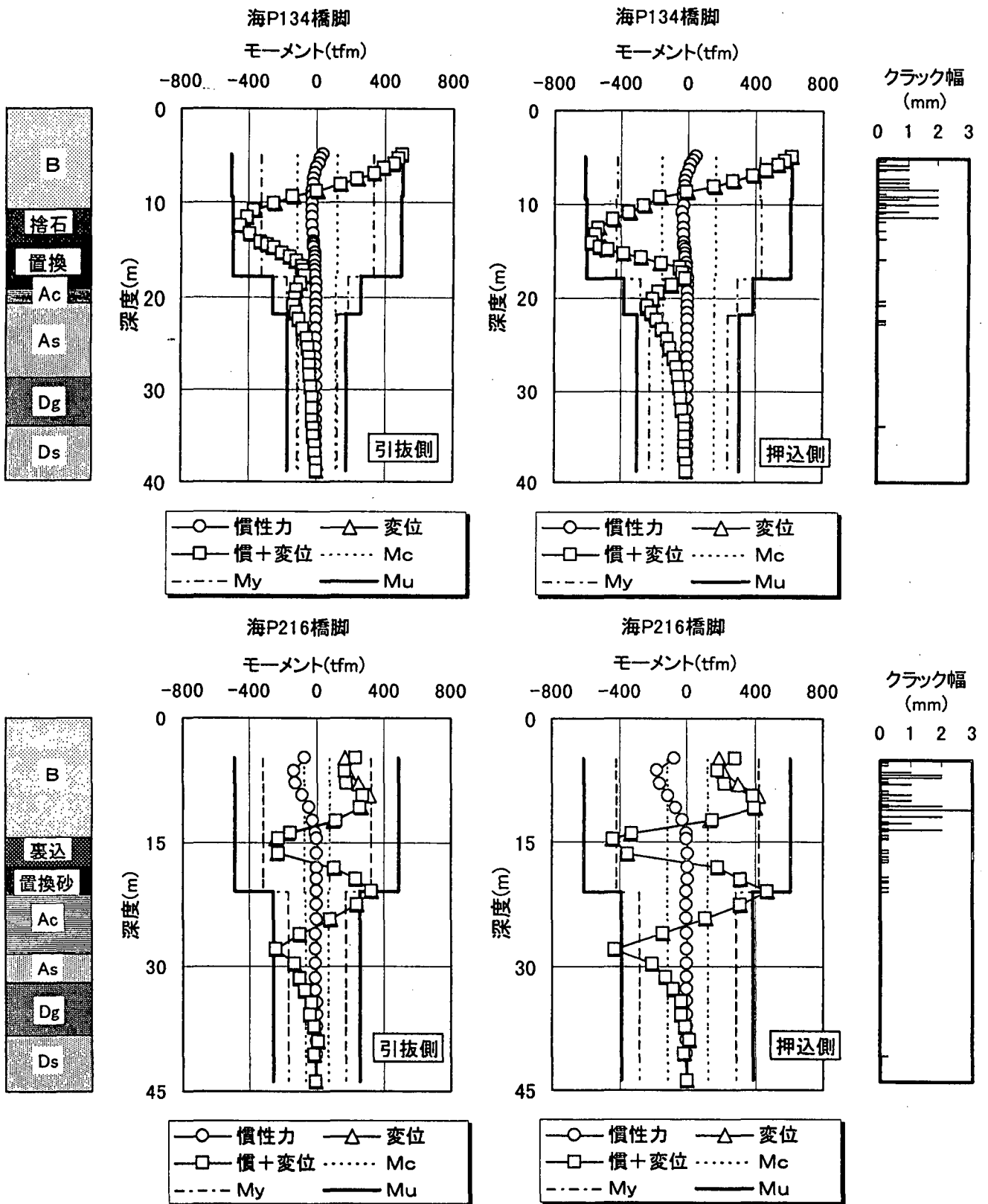


図-6.10 発生曲げモーメント深度分布(護岸近傍部)

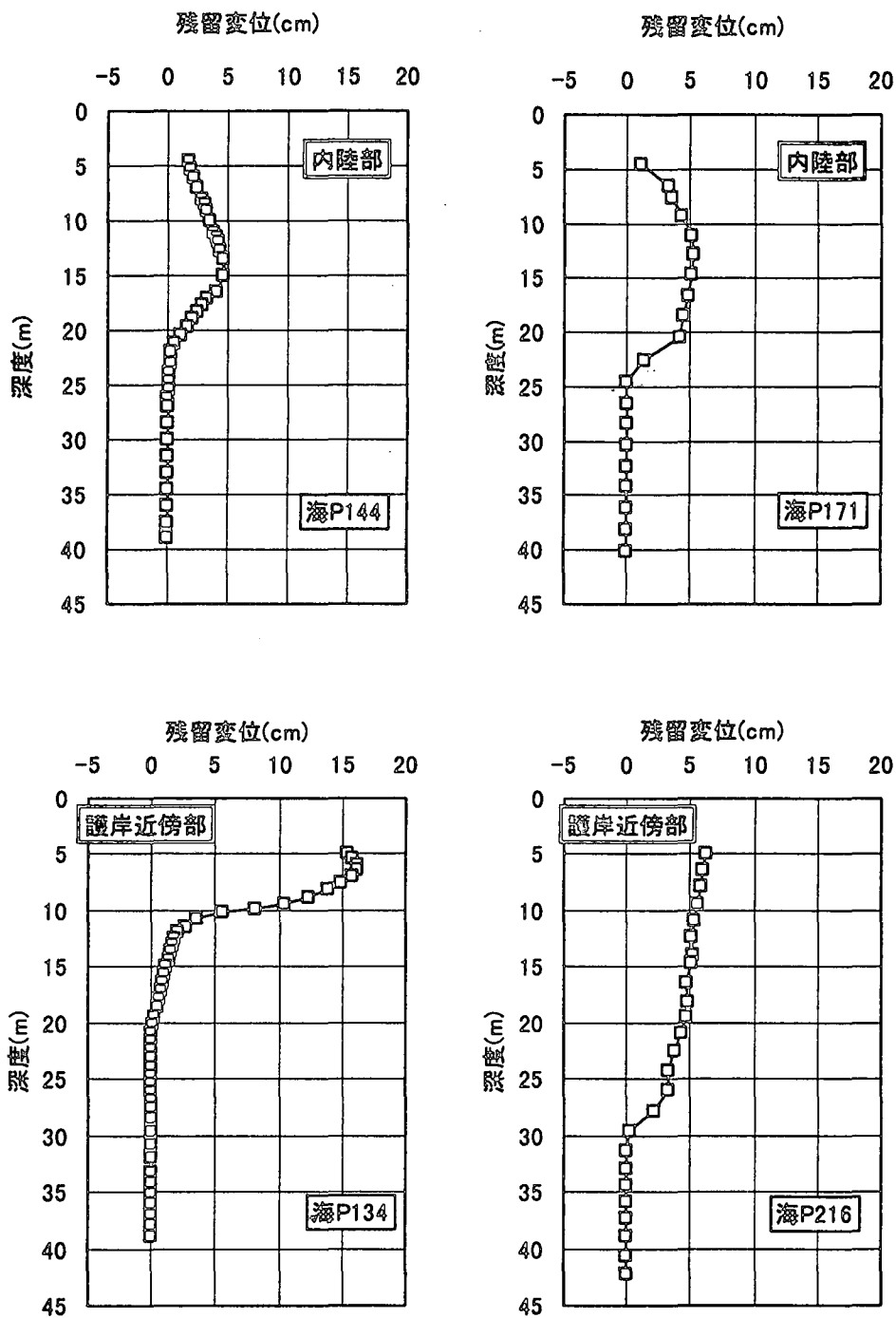


図-6.11 杭の残留変形の深度分布

のようになり、解析結果は内陸部での残留変位とはほぼ一致している。護岸近傍での解析結果は内陸部の解析結果より大きい値となるが、残留変位に対しては著しく小さい結果となっている。

これらのことから、主要動時の応答変位と慣性力を組合せて载荷することで、内陸部の基礎杭については、クラック発生状況や水平移動量の損傷状況をほぼ説明できていることがわかった。一方、護岸近傍では、クラック発生状況の一部は説明できても、深部

のクラックや水平移動量については説明できていないことがわかった。

そこで、次節では、護岸近傍の基礎杭について液状化に伴う側方流動による地盤変位を考慮した静的解析を行っている。

6.4 側方流動による橋脚基礎杭の挙動解析

(1) 地盤物性値の再設定

4章で行った側方流動解析から得られた知見をもとに、地盤の剛性低減率を設定した。

表-6.4に、地盤の剛性低減率を示す。埋土及び置換砂の液状化層については、初期の変形係数の1/1000とし、また、地下水位以浅の埋土層は、地下水位以深の埋土層の液状化に伴う側方移動により護岸側に引きずられることを考慮し、変形係数の1/500とした。捨石、裏込めについては護岸側に崩れることを考慮して、初期の変形係数の1/1000とした。

また、沖積砂層については初期の変形係数の1/100とした。その他の層については1/10の低減率を用いることとした。

(2) 側方流動量の算定

表-6.4の剛性低減率に従い地盤の剛性を再設定し、自重による弾性FEM解析を行った。このとき、ポアソン比は、液状化の前後で地盤の体積弾性係数は不変であるという条件から決定した(4章参照)。また、基礎杭は考慮せず地盤のみの解析とした。FEM自重解析で求まる地盤変位のうち、橋脚図心位置における変位分布を側方流動による影響とし、これを強制変位として杭に作用させて非線形骨組解析を行った。

図-6.12に、解析モデルを、図-6.13に、橋脚図心位置におけるFEM自重解析で求

表-6.4 地盤の剛性低減率

海P134		海P216	
土層区分	低減率	土層区分	低減率
B1 ^{*1)}	1/500	B1 ^{*1)}	1/500
B2,B3 ^{*2)}	1/1,000	B2 ^{*2)}	1/1,000
Ac	1/10	Ac	1/10
As	1/100	As	1/100
Dg	1/10	Dg	1/10
Ds	1/10	Ds	1/10
Dc	1/10	Dc	1/10
捨石1	1/1,000	裏込め	1/1,000
捨石2	1/1,000	置換砂	1/1,000
置換砂	1/1,000		

*1)地下水位以浅の埋土層
*2)地下水位以深の埋土層

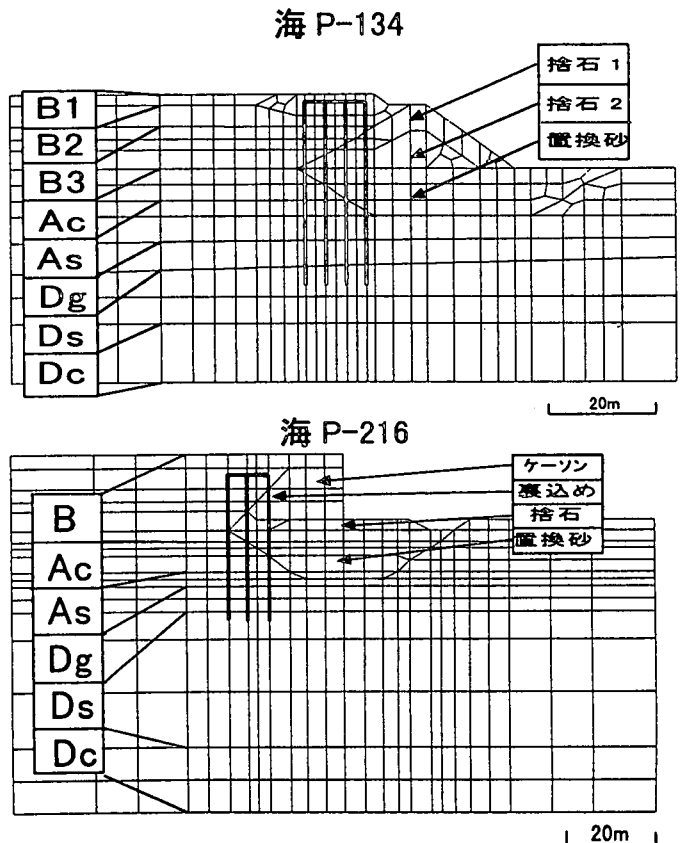


図-6.12 解析モデル

めた側方流動量を示す。

側方流動量の算定結果は、海P216では、ケーソンが側方流動を抑制し50cm程度であるのに対し、海P134では捨石護岸のため100cm程度と大きく移動する結果となっている。

(3) 杭の曲げ非線形特性の再設定

主要動時の応答変位を作用させた解析において、杭の発生曲げモーメント (M_d) が降伏モーメント (M_y) を超えている要素については、図-6.14に示すように杭の材料特性を変更した。すなわち、降伏モーメント M_y を超えていない要素については、初期の材料特性を用い、 M_y を越える場合には図示の実線の $M-\phi$ 関係を採用することとした。

(4) 解析結果

図-6.15に、側方流動による橋脚基礎の発生曲げモーメント深度分布を示す。併せて主要動時におけるケースcの発生曲げモーメント深度分布も示す。また、図-6.16に、側方流動による杭の残留変形深度分布を示す。

これらの解析結果から次のようなことがうかがえる。

① 浅部では、側方流動によるモーメントは

主要動時の発生モーメントに比べて小さい傾向である。深部の A_s 層と D_g 層の境界面付近では逆転している。このことは、大部分のクラックの発生が主要動時に発生したものであることを示唆している。

② 杭頭付近でのモーメントは、 M_c を上回る範囲がB層上半部に広がる傾向となり、クラックの分布状況と一致する傾向である。 A_s 層と D_g 層の境界面付近で M_c を上回るが、ここにクラックの発生は確認されていない。このことから、主要動時に発生した損傷は、側方流動時にさらに助長されたことを示唆している。

③ 水平変位の計算結果は海P134橋脚で44cm、海P216橋脚で49cmとなり、実測値の半分程度ではあるが、主要動時における残留変位と比較すると大きな残留変位が発生している。このことは、側方流動は、それによるモーメントの発生程度は主要動時に比べて小さいが、変位を大きく増大させたことに寄与したことを示している。

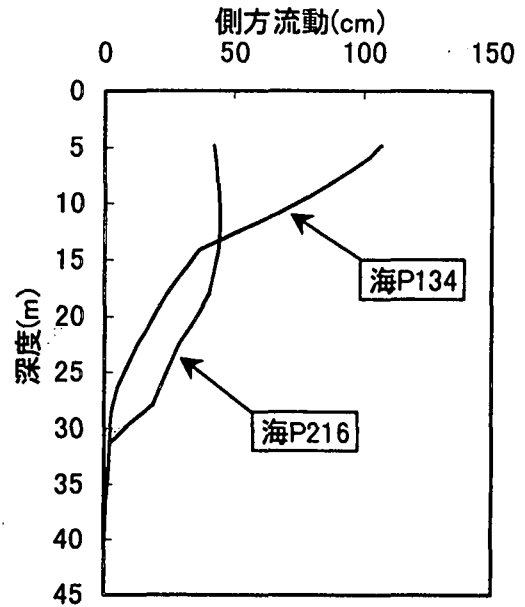


図-6.13 側方流動量解析値

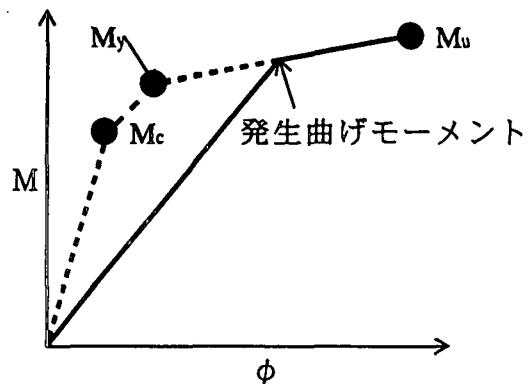


図-6.14 杭の非線形特性の再設定

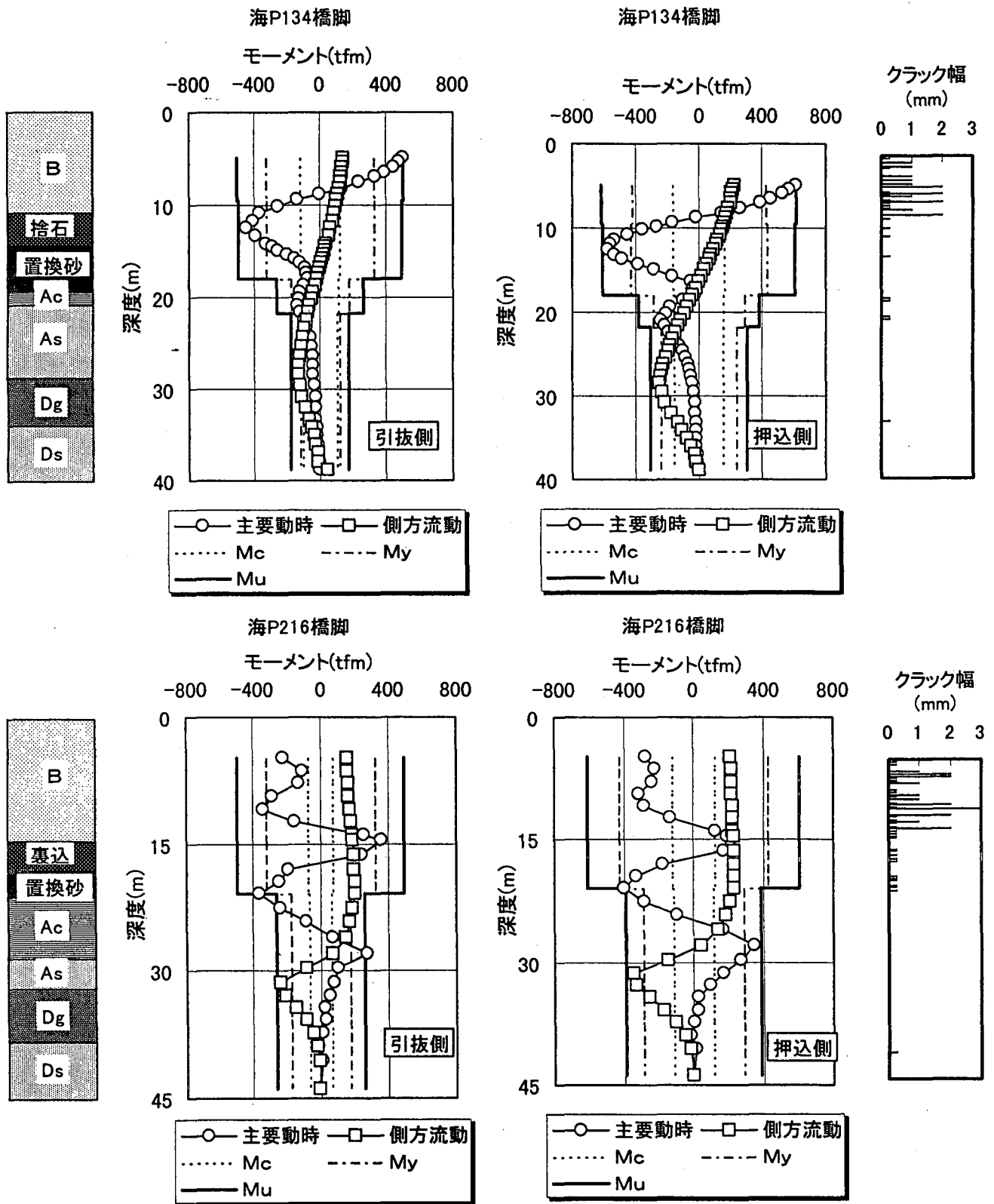


図-6.15 発生曲げモーメント(護岸近傍部)

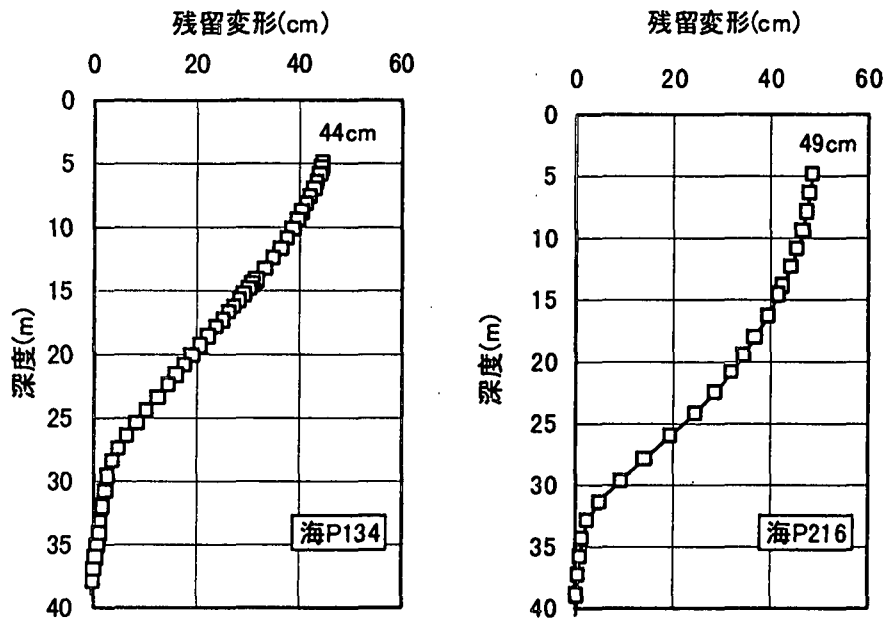


図-6.16 杭の残留変形の深度分布

6.5 まとめ

3章から5章までの知見を踏まえて、内陸部2橋、護岸近傍2橋について行った主要動時の静的解析結果から、次のような点が明らかとなった。

- (1) 内陸部の橋脚基礎杭においては、慣性力だけを考慮すると杭頭に集中する一部のクラックしか説明できないが、慣性力と応答変位とを組合せることで深部のクラックの発生状況を比較的うまく説明できるようになることがわかった。また、基礎の水平変位もほぼ再現できることがわかった。
- (2) 護岸近傍の基礎杭についても慣性力と応答変位とを組合せることで多くのクラックの発生状況を説明できることがわかった。ただし、慣性力と応答変位とを組合せても、B層上半部に分布するクラックや深部のクラックの説明は十分できないことや基礎の水平変位がほとんど再現できないことがわかった。

そこで、護岸近傍の基礎杭について液状化に伴う側方流動による地盤変位を考慮した静的解析を行った。その結果、次の点が明らかとなった。

- (3) 側方流動によるモーメントは主要動時の発生モーメントに比べて小さい傾向であり、大部分のクラックの発生が主要動時に発生したものであることを示唆している。
- (4) 杭頭付近でのモーメントは、 M_c を上回る範囲がB層上半部に広がる傾向となり、主要動時に発生したクラックの発生は、側方流動時にさらに助長されたことを示唆

している。

- (5) 水平変位の計算結果は海P134橋脚で44cm、海P216橋脚で49cmと残留変位の実測値の半分程度ではあるが、側方流動により、変位を大きく増大させることに寄与したことを示している。

これらの結果は、ここで用いたような簡便な手法を適用すれば、基礎杭の損傷をある程度説明できることを示唆している。とくに護岸近傍では、液状化に伴う地盤の側方流動の影響が主要動時の損傷をさらに助長したことを解析的に明らかにしており、3章で損傷調査結果のデータの傾向から導き出した考察を解析的にも傍証したことになる。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団, 同管理技術センター: 埋立地盤の橋梁基礎構造物に関する震災調査研究, 1996.12
- 2) 松井保, 南荘淳, 安田扶律, 仲田慶正, 今田和夫: 非破壊試験による基礎杭損傷調査における解析手法の開発と適用生に関する研究, 土木学会論文集, 第596号/Ⅲ-43, pp. 261-270, 1998.6
- 3) 南荘淳, 安田扶律, 中平明憲, 黒田兆次: 埋立地盤における基礎の損傷要因に関する考察(その1), 第33回地盤工学研究発表会, 1998.7
- 4) 南荘淳, 安田扶律, 中平明憲, 黒田兆次: 埋立地盤における基礎の損傷要因に関する考察(その2), 第33回地盤工学研究発表会, 1998.7
- 5) 南荘淳, 安田扶律, 林勝巳, 尾儀一郎: 地盤変動を考慮した橋脚基礎の耐震検討, 土木学会第53回年次学術講演会, 1998.10

目 次

まえがき

	ページ
1.概 要	1- 1
1.1 目的	1- 1
1.2 構成	1- 1
2.地震に伴う埋立地盤の状態と変化	2- 1
2.1 はじめに	2- 1
2.2 5号湾岸線埋立地の地盤	2- 1
(1) 埋立地の地盤構成	2- 1
(2) 埋立層の粒度組成	2- 2
(3) 埋立層の不飽和性	2- 4
2.3 地震時の地盤変状	2- 5
(1) 地表面の状況	2- 5
(2) 埋立地の地盤変位と基礎の変位	2- 8
(3) 地震による地中変位挙動	2- 8
(4) 水際の土構造物の作用	2-10
2.4 埋立層の変化	2-11
(1) 埋立層の掘削調査	2-11
(2) 地震前後のN値	2-13
(3) N値の変化とその分析	2-14
2.5 室内試験による地震時強度の推定	2-16
(1) 従来の試験法による液状化強度	2-16
(2) 不飽和時の液状化強度	2-16
2.6 まとめ	2-18
参考文献	2-19
3.道路橋基礎杭の地震時損傷要因に関する考察	3- 1
3.1 はじめに	3- 1
3.2 基礎の損傷調査の概要	3- 1
(1) 調査対象位置	3- 1
(2) 調査方法	3- 2
(3) 調査データの整理	3- 3
(4) 対象データと損傷の概要	3- 4
3.3 基礎の損傷の特徴	3- 7
(1) 護岸からの距離と基礎の損傷	3- 7
(2) 地盤内部の基礎の損傷	3- 9
(3) 地層境界面と基礎の損傷	3-10

3.4 地震時地盤変化と基礎の損傷	3-13
(1) 地震時地盤変位	3-13
(2) 地盤応答変位と基礎の損傷との関係	3-14
(3) 地盤の水平変位と基礎の損傷	3-16
3.5 まとめ	3-18
参考文献	3-19
4.埋立地盤における地盤の地震時挙動解析	4- 1
4.1 はじめに	4- 1
4.2 液状化に伴う地盤の側方流動による地中内変位計測結果	4- 1
4.3 地盤の液状化解析および側方流動解析手法	4- 4
(1) 地盤の液状化解析理論	4- 4
(2) 地盤の側方流動解析理論	4- 4
(3) 2次元有限要素解析モデル	4- 4
(4) 入力地震波	4- 5
4.4 地盤の液状化解析および側方流動解析結果	4- 6
(1) 液状化解析	4- 6
(2) 地震後の側方流動解析	4- 7
4.5 まとめ	4-11
参考文献	4-12
5.橋脚基礎杭の被災シミュレーション	5- 1
5.1 はじめに	5- 1
5.2 基礎杭の被害状況	5- 2
(1) 対象橋脚の位置と構造	5- 2
(2) 橋梁および周辺地盤の被災状況	5- 3
(3) 基礎杭の損傷状況	5- 3
5.3 解析手法	5-14
(1) 地盤の液状化解析	5-14
(2) 側方流動解析	5-16
(3) 杭の非線形解析	5-17
5.4 解析モデル	5-20
(1) 解析モデル	5-20
(2) 地盤の解析定数	5-23
(3) 構造物・基礎の解析定数	5-27
5.5 解析結果	5-30
(1) 液状化解析	5-30
(2) 側方流動解析結果	5-36
5.6 まとめ	5-44
参考文献	5-45

6.地震時の地盤変位を考慮した橋脚基礎杭の静的解析	6- 1
6.1 はじめに	6- 1
6.2 検討フロー	6- 1
6.3 地震主要動時における橋脚基礎杭の挙動解析	6- 2
(1) 構造条件	6- 2
(2) 地盤条件	6- 5
(3) 入力加速度	6- 6
(4) 慣性力の設定	6- 6
(5) 地盤変位の算定	6- 7
(6) 杭基礎の抵抗特性と構造解析モデル	6- 7
(7) 地盤反力係数の設定	6- 9
(8) 解析結果	6-10
6.4 側方流動による橋脚基礎杭の挙動解析	6-14
(1) 地盤物性値の再設定	6-14
(2) 側方流動量の算定	6-14
(3) 杭の曲げ非線形特性の再設定	6-15
(4) 解析結果	6-15
6.5 まとめ	6-17
参考文献	6-18
7.まとめ	7- 1
(1) 地震に伴う埋立地盤の状態と変化について	7- 1
(2) 道路橋基礎杭の地震時損傷要因について	7- 1
(3) 埋立地盤における地盤の地震時挙動解析について	7- 2
(4) 橋脚基礎杭の被災シミュレーションについて	7- 3
(5) 地震時の地盤変位を考慮した橋脚基礎杭の静的解析について	7- 4

あとがき

参考資料 橋脚基礎から放射状に伸びる地盤亀裂の発生原因について