

# 橋台基礎前面補強壁の設計評価方法に関する検討資料

2025年 8月

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会

Japanese Technical Association for Steel Pipe Piles and Sheet Piles

※本資料は、協会で実施した研究活動等から広く公開することが望ましいと思われるものを選び、テクニカル・レポートとして刊行するものです。記載された内容は、実験解析等の結果を示したものであり、具体の製品の特性や性能を保証するものではありません。本文書の複製、本文書からの引用・転載にあたっては本会からの許諾を得てください。

# 橋台基礎前面補強壁の設計評価方法に関する検討資料

## 目次

1章	はじめに	1
1.1	対策工法の対象と目的	1
1.2	関連基準類	2
2章	対策工法の概要	3
2.1	地震による橋台の被災事例	3
2.1.1	液状化に起因する側方流動に伴って下部構造に生じた被害	3
2.1.2	周辺地盤の液状化に起因する下部構造の支持力不足による沈下や傾斜	6
2.1.3	液状化に起因する橋台背面の沈下	8
2.2	鋼材を用いた耐震対策方法	8
3章	既設基礎の調査に関する留意点	12
3.1	調査における留意事項	12
3.2	既設構造物の調査方法	13
3.3	地盤の調査方法	14
4章	橋台基礎前面補強壁の設計	15
4.1	適用範囲	15
4.2	耐震性評価	16
4.2.1	耐震性評価の基本	16
4.2.2	耐震設計一般	17
4.2.3	液状化判定	17
4.2.4	流動化判定	18
4.2.5	流動化が生じる場合の既設橋台の耐震性評価	18
4.2.6	対策工要否の判定	22
4.3	対策工法の詳細	22
4.3.1	対策工法の設計照査指標	22
4.3.2	使用する鋼材の種類および規格	24
4.3.3	根入れ長の設定	24

4.3.4	橋台基礎からの離隔距離	25
4.3.5	流動化が生じる場合の評価手法	26
4.4	構造-地盤系の応答解析 (ALID) のモデル詳細	28
4.4.1	解析手法の概要	28
4.4.2	解析モデル	30
5章	橋台前面補強における施工方法	35
5.1	施工制約と検討ポイント	35
5.2	施工方法	35
5.3	施工手順と機械配置の例	37
6章	構造-地盤系の応答解析 (ALID) による実橋を対象とした解析	39
6.1	検討の対象とした橋台	39
6.2	解析モデル	42
6.3	解析結果	47
6.3.1	水平震度 0.48 (無対策) のケース	47
6.3.2	水平震度 0.70 (無対策、補強壁あり) のケース	50
6.4	解析結果のまとめ	56

# 1章 はじめに

## 1.1 対策工法の対象と目的

古い年代の既設道路橋は、液状化を考慮した設計が行われておらず、一部では地震時の地盤の液状化に伴う側方流動等により甚大な被害が生じている。これに対し、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション創造プログラム (SIP)「レジリエントな防災・減災機能の強化 (課題名: 大規模実証実験等に基づく液状化対策技術の研究開発、研究期間: 平成 26 年度～平成 30 年度)」において、液状化地盤にある既設橋台基礎の耐震性評価手法 (側方流動が生じた場合の評価) および耐震補強工法についての検討がなされ、その成果が共同研究報告第 506 号「橋梁基礎の液状化に対する耐震性評価手法と耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書」<sup>2)</sup>にまとめられている。

この中で鋼材を用いた耐震対策方法として、鋼管矢板 (鋼管杭) を用いた側面一体型補強と前面分離型補強の 2 タイプ (図-1.1.1) が提示されており、前者の側面一体型補強については、土圧法モデルによる具体的な設計手法および計算例が示されているのに対し、後者の前面分離型補強の設計モデルについては、類似分野における既往研究<sup>2)</sup>の紹介にとどまっている。そこで、鋼管矢板 (鋼管杭) を橋台基礎前面に設置した耐震対策方法を対象として、実験および解析による検討を行い、設計評価法を提案した。本検討資料 (橋台基礎前面補強工法の設計評価方法に関する検討資料) は、橋台基礎前面工法の設計評価手法を述べるとともに関連する検討内容をまとめたものである。

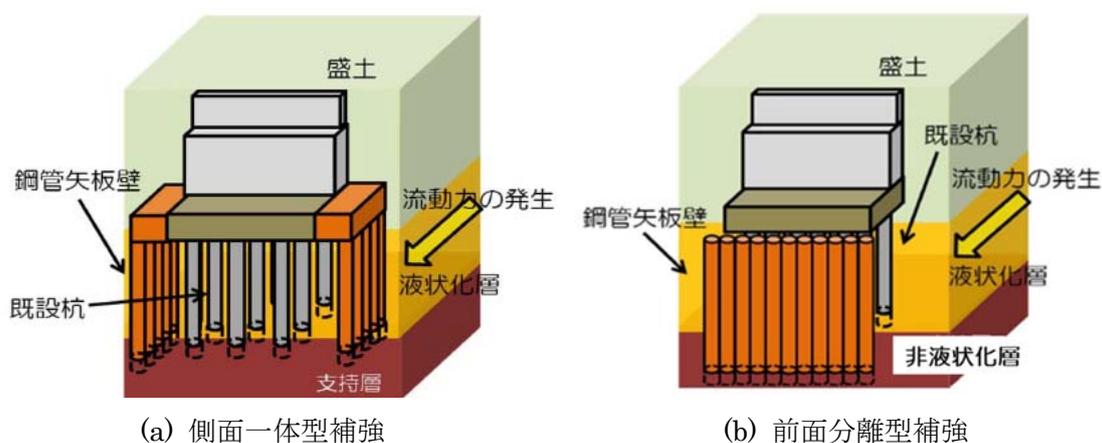


図-1.1.1 鋼材を用いた耐震対策方法

## 1.2 関連基準類

本検討資料は、以下に示す関連基準および図書を参考とする。

- ・道路橋示方書・同解説，平成 29 年 11 月，日本道路協会
- ・杭基礎設計便覧，平成 27 年 3 月，日本道路協会
- ・杭基礎施工便覧，平成 27 年 3 月，日本道路協会
- ・道路震災対策便覧（震前対策編），平成 18 年 9 月，日本道路協会
- ・既設道路橋基礎の補強に関する参考資料，平成 12 年 2 月，日本道路協会
- ・既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，平成 9 年 9 月，日本道路協会
- ・既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国土技術政策総合研究所資料第 700 号，土木研究所資料第 4244 号，2012.11.
- ・既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究，土木研究所資料第 4168 号，2010.5.

## 2章 対策工法の概要

### 2.1 地震による橋台の被災事例

図-2.1.1 は、文献 1) において代表的な橋台の液状化被害事例として示されたものである。桁端部の損傷、杭体の損傷、支承部の損傷、たて壁の損傷、パラペットの損傷、背面盛土の沈下等の事象が確認されており、落橋には至らないまでも、橋の機能に影響を及ぼしている。こうした被災事例においては、橋桁とパラペットが接触（または衝突）し、橋台に後転側の残留回転が生じたケースが多い。



図-2.1.1 橋台の被災事例における損傷形態

なお、文献 1) では、液状化地盤における橋台基礎の被災事例を、(1) 周辺地盤の側方流動、(2) 周辺地盤の液状化（地盤の支持力低下）、(3) 液状化に起因する橋台背後面の沈下、の3つの被災形態に分類・整理している。以下にその内容を紹介する。

#### 2.1.1 液状化に起因する側方流動に伴って下部構造に生じた被害

河川を跨ぐ橋梁や湾岸地域にある橋梁は、周辺地盤の流動によって、下部構造（主に橋台）が前面に移動したり、傾いたりしている橋がある。1964年6月16日新潟地震（以下、「1964年 新潟地震」）での昭和大橋（図-2.1.2 参照）や八千代橋のように、橋台等が移動したこ

とにより、橋脚頂部を桁が押し、支承や落橋防止構造の損傷や、橋脚が変位・傾斜した例があり、落橋に至った例もある。また、1995年1月17日兵庫県南部地震（以下、「1995年兵庫県南部地震」）では、西宮港大橋アプローチ橋（図-2.1.3 参照）が、地震動による慣性力と液状化に伴う側方流動が複合的に影響して落橋に至ったと考えられている。



図-2.1.2 1964年 新潟地震で落橋した昭和大橋<sup>3)</sup>



図-2.1.3 1995年 兵庫県南部地震で落橋した西宮港大橋アプローチ橋<sup>4)</sup>

周辺地盤の流動は、地震動と異なり方向がはっきりしているため、下部構造の移動方向に対する耐力が小さい構造要素に損傷が生じている。具体的には、胸壁、支承構造、落橋防止構造、伸縮装置に損傷が生じている例（図-2.1.4 参照）が多い。本地震では、高羽大橋の

ように支承構造がないため杭体に損傷が生じた例（図-2.1.5 参照）もある。

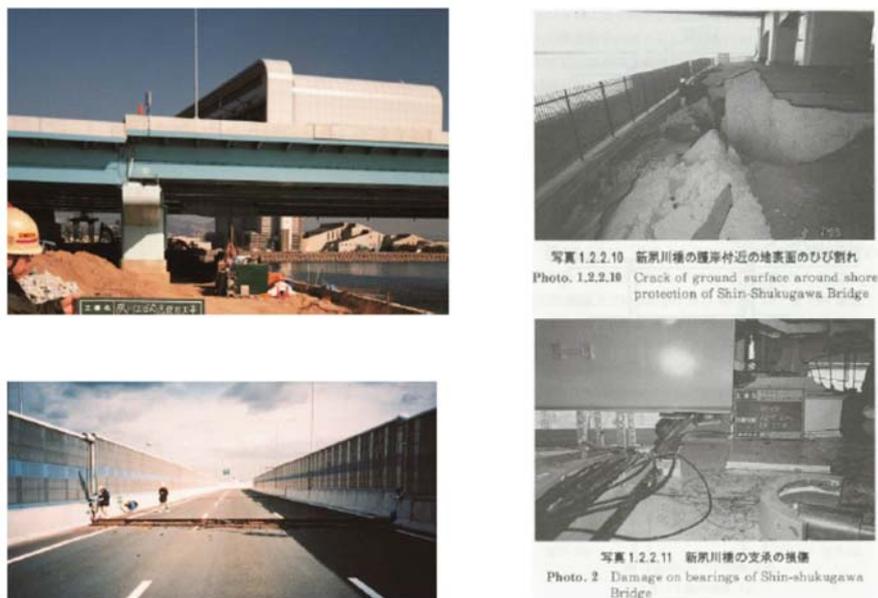


図-2.1.4 1995年 兵庫県南部地震で生じた周辺地盤の流動化に起因する支承周辺の損傷例<sup>5), 6)</sup>

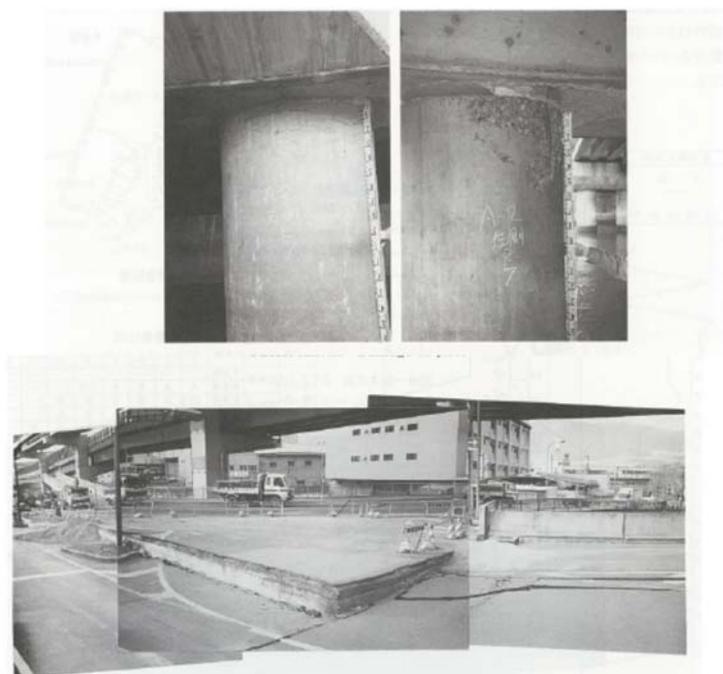


図-2.1.5 1995年 兵庫県南部地震で生じた周辺地盤の流動化による杭体の損傷<sup>6)</sup>

図-2.1.6 は、兵庫県芦屋市が管理する市道宮川大橋線に架かる宮川大橋の被災状況<sup>2)</sup>を整理したものである。二級河川宮川の護岸は液状化に伴う側方流動により河川中心方向に約1~3m 水平移動し、これに引き込まれるようにして両端の橋台が同じ方向に約50cm 移

動している。下部構造の水平方向への移動により、右岸のピン支承と桁との連結ボルトが破断し、左岸のローラー支承はローラーが逸脱して機能を失うとともにフランジに局部的な塑性変形が生じた。さらに、桁端と橋台胸壁が衝突し桁端部が変形した。

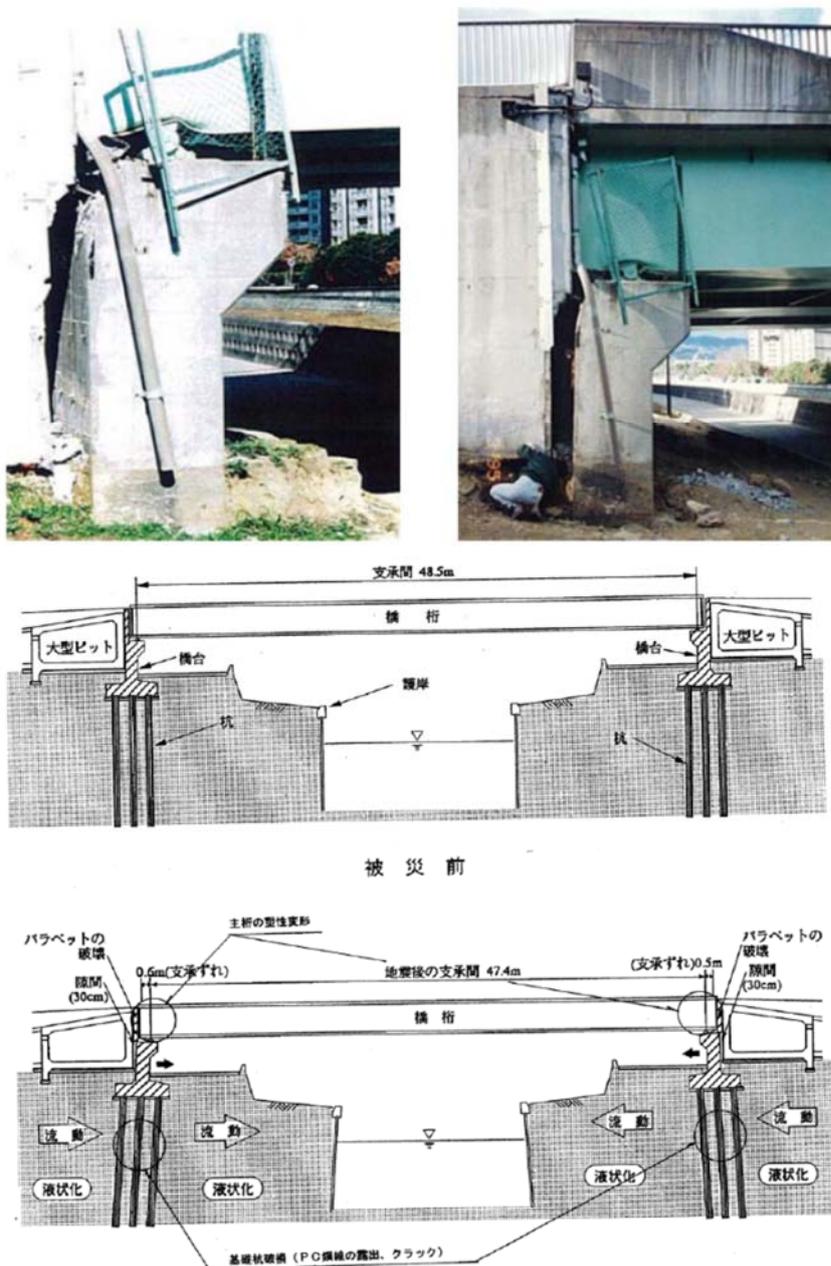


図-2.1.6 1995年 兵庫県南部地震で生じた周辺地盤の流動化による橋の損傷<sup>7), 8)</sup>

### 2.1.2 周辺地盤の液状化に起因する下部構造の支持力不足による沈下や傾斜

液状化の有無にかかわらず、大規模な地震が起こった場合には、地盤自体の震動変位が生じるため、下部構造の変位は避けられない。特に、軟弱地盤中に建設された下部構造では、沈下や傾斜が大きくなる傾向にある。しかし、下部構造に生じた沈下や傾斜によって落橋に

至った例は、液状化が生じた場合に多いようである。

下部構造に生じた沈下や傾斜が橋に与える影響は、単柱形式の静定構造とラーメン形式のような不静定構造とでは異なる。不等沈下の観点からいえば、不静定構造よりも静定構造の方がその影響を受け難いが、液状化に起因する沈下や傾斜が生じた場合には、不静定構造の方が、橋に与える影響は小さい。

図-2.1.7 は 1964 年 新潟地震で落橋した東跨線橋である。図-2.1.8 は、1995 年 兵庫県南部地震で橋台と橋脚の傾斜とともに躯体の損傷が大きかった東魚崎大橋（魚崎浜 3 号線）である。

周辺地盤の液状化による下部構造の傾斜は流動化とは異なり、特定の周期で繰り返す地震動の影響を受けることから、起きた時の破壊モードの推定が難しい。また、河川内に建設された下部構造のように、洗掘の影響を受け偏土圧が生じている場合は、傾斜の起点となる可能性もある。

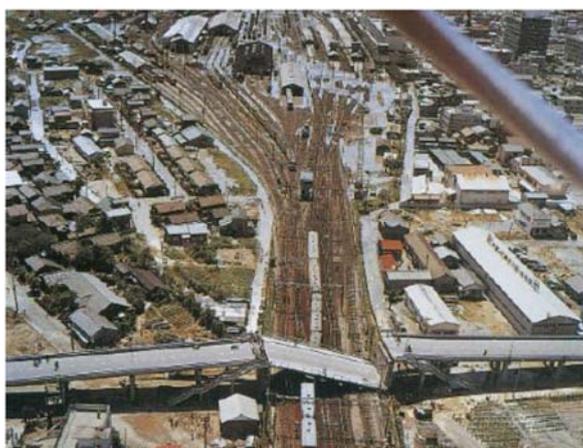


図-2.1.7 1964 年 新潟地震で落橋した東跨線橋<sup>3)</sup>



図-2.1.8 1995 年 兵庫県南部地震で下部構造が傾斜し損傷した東魚崎大橋<sup>9)</sup>

### 2.1.3 液状化に起因する橋台背面の沈下

液状化に限らず橋台背面の沈下は、数多く発生している。何れも、一時的に通行止めを必要とするが、復旧も早い。また、踏掛版があったため輸送機能に支障が生じていない例もある。図-2.1.9は2011年3月11日東北地方太平洋沖地震（以下、「2011年東北地方太平洋沖地震」）での橋台背面の沈下の一例である。



図-2.1.9 2011年東北地方太平洋沖地震で液状化により橋台背面に沈下が生じた橋の一例<sup>1)</sup>

## 2.2 鋼材を用いた耐震対策方法

液状化地盤における橋梁基礎の耐震性能の照査方法については、平成14年の道路橋示方書・同解説より、レベル2地震動に対する液状化地盤上の橋台基礎の耐震性能照査法が導入され、液状化地盤に対する橋台基礎の耐震性向上が図られた。ただし、液状化が生じる場合の橋台の地震時挙動は複雑であり、未解明な点が多いことから、その導入当時より、今後解決すべきいくつかの課題の存在が認識されていた<sup>10)</sup>。その代表的なものが、液状化に伴う側方流動の問題である。

現行照査法は、図-2.2.1(a)に示すように橋台躯体への支承反力、慣性力および橋台背面土圧の作用に対して、基礎前面地盤の抵抗が液状化により低下した状態を想定し、基礎の耐力または変形能を確保するというものである。しかし、高さが低い橋台において、各部の慣性力や土圧が小さいにも関わらず、著しい残留変形を伴う被害を生じた事例も確認されている。こうした事例では、基礎周辺地盤で液状化に伴う側方流動を生じ、これが基礎に対する土圧として影響を及ぼした可能性が考えられている（図-2.2.1(b)）。なお、液状化による流動力を受けた橋台においては、図-2.2.2に示す地震時挙動が想定される。

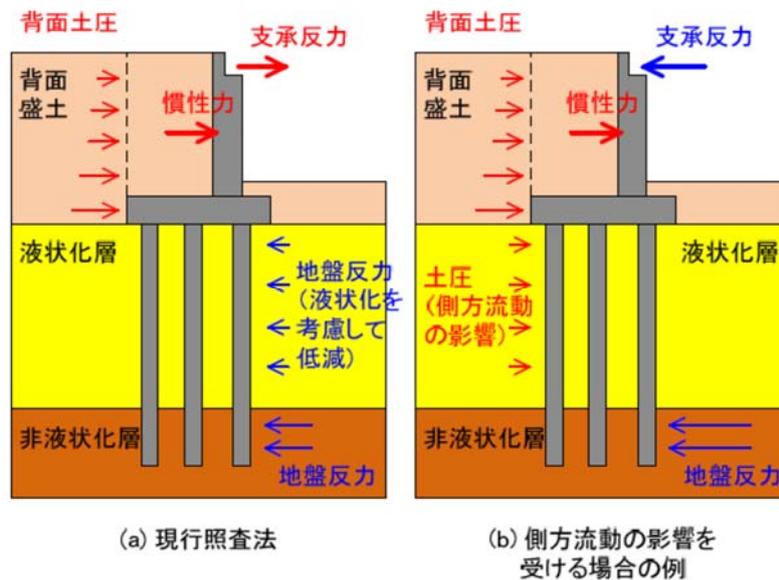


図-2.2.1 液状化地盤上の橋台に関する概念図

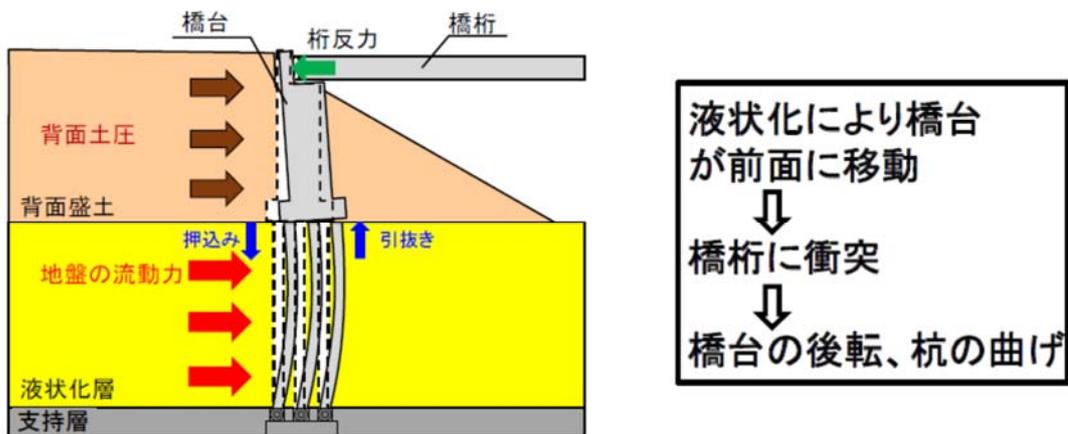


図-2.2.2 液状化地盤における橋台の地震時挙動

これに対し、文献1)では、適切な耐震対策を提案する際に、既設橋への適用を考慮して、①液状化に伴う地盤流動に対して効果的であること、②補強工事の際に既設橋の通行機能をできるだけ阻害しないこと、③施工機械の適用性があることが優先すべき事項(要件)として挙げられており、以下の2タイプの耐震対策方法が提示されている。

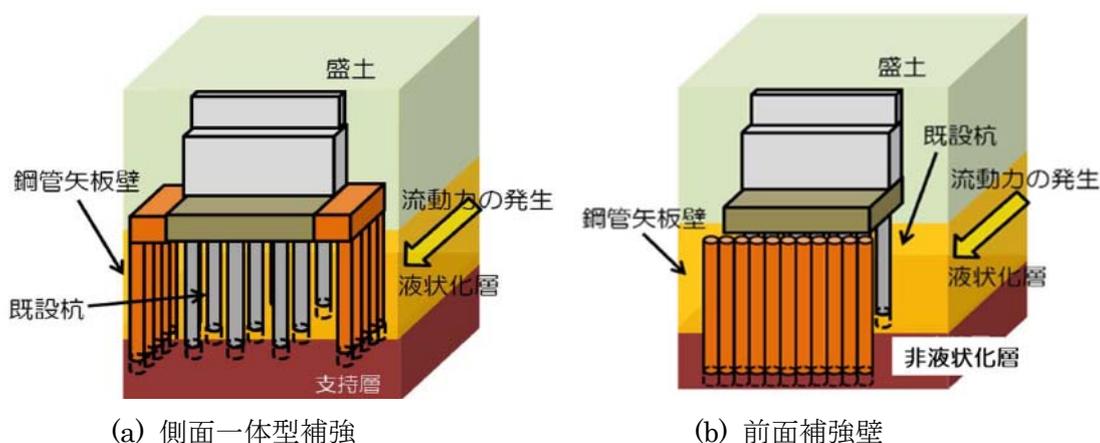
(a) 側面一体型

この耐震対策方法は、既設フーチング側に新たにフーチングと鋼管杭(または鋼管矢板壁)を増設し、増設した鋼管杭の抵抗力によって、流動力による橋台の変位や既設杭の変形を抑制する効果を期待した方法である。側面に増設する鋼管杭は直杭または斜杭となり、水

平変位が大きくなるような条件においては、斜杭を用いる方がより合理的な構造となる可能性がある。鋼管矢板壁を用いた側面補強の概要図を、**図-2.2.3 (a)** に示す。

(b) 前面分離型（橋台基礎前面補強壁）

この耐震対策方法は、既設下部構造の前面に地盤流動の抑止を目的とした鋼管矢板または鋼管杭による壁を増設し、主として既設杭に作用する流動力を軽減することで橋台の変位や既設杭の変形の抑制を期待した方法である。側面一体型補強に比べて継手部の特性が鋼管矢板壁の変形性状に及ぼす影響は小さいため、継手構造は施工性等から比較的自由に選定できる。概略図を**図-2.2.3 (b)** に示す。



**図-2.2.3 鋼材を用いた耐震対策方法**

(1) 耐震対策選定の考え方

2.1 地震による橋台の被災事例 で示した橋台基礎の被災事例の被災形態（①周辺地盤の側方流動、②周辺地盤の液状化（地盤の支持力低下）、③液状化に起因する橋台背後面の沈下）に対する、各耐震対策方法の効果や施工性について**表-2.2.1** に示す。

前面分離型補強（橋台基礎前面補強壁）は、橋台基礎の前面に配置した壁により地盤の流動を抑止することから、橋台基礎への作用力を低減する効果、ならびに橋台背後面の地盤沈下の抑止する効果が期待できる。一方で、既設の橋台基礎とは一体化しないことから、既設基礎の支持力低下に対する被害抑止には寄与しないと考えられるが、施工面においては、既設構造との一体化が不要のため、他の補強方法に比べて工期、コストを縮減することが可能と考えられる。

表-2.2.1 鋼材を用いた耐震対策方法の特徴

		(a)側面一体型補強	(b)前面分離型補強 (橋台基礎前面補強壁)
対策 効果	①側方流動に対する被害抑止	一体補強した杭基礎として流動力に抵抗する	前面補強壁により側方流動を抑止し、基礎への作用力を低減する
	②基礎・地盤の支持力低下に対する被害抑止	一体補強構造として杭基礎の支持力を増強する	杭基礎とは分離していることから、基礎の支持力増強には寄与しない
	③橋台背後面の沈下の抑止	たて壁の変位を抑えることにより、橋台背後面の沈下抑制が期待できる	たて壁の変位を抑えることにより、橋台背後面の沈下抑制が期待できる
施工性		<ul style="list-style-type: none"> <li>・新設フーチングを増設する際は、既設フーチングの鉄筋を切断しないように配慮する必要がある</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設構造との一体化が不要のため、工期、コスト面で有利</li> <li>・桁下での施工となるため空頭制限の配慮が必要</li> </ul>

### 3 章 既設基礎の調査に関する留意点

本章では、既設基礎の調査に関する留意点について、共同研究報告第 506 号「橋梁基礎の液状化に対する耐震性評価手法と耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書」<sup>12)</sup>および「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」<sup>13)</sup>を参考に記載する。

既設基礎の調査においては、現地の状況を踏まえつつ、適用する解析手法に照らし、基礎の支持力特性、地盤反力特性や地盤の地震時挙動、液状化特性等を評価する上で必要かつ十分な調査を実施する。設計のための調査に関する一般的事項は、「道路橋示方書・同解説IV 下部構造編」<sup>12)</sup>2 章、施工のための調査に関する一般的事項は 15 章に規定されている。

既設橋の場合は新設橋と異なり、これまでの供用期間中に不具合の発生が認められていないのであれば、少なくとも死荷重、活荷重など、これまでに受けてきた荷重履歴の範囲内では一定の安全性が確保されていることが明らかである。また、現行基準における耐荷性能を満たしていない橋であっても、これまでの被災経験から大規模地震動を受けても基礎に著しい損傷等が生じた事例は限定的であり、多くは無補修のまま地震後も供用することができている。これらに鑑みると、現行の耐震基準を満たしていない既設橋であっても、耐震性の評価にあたっては、個々の橋の構造条件、地盤条件等の特徴を適切に把握し、限界状態や地震時挙動の評価に適切に反映することで、合理的に評価することができる可能性がある。このことを念頭に、既設橋の耐震性評価のための調査を計画するのがよい。

#### 3.1 調査における留意事項

補強の要否判定や補強設計を行うにあたっては、事前に十分な調査が必要である。調査は、その目的や内容により、(1)から(4)に分けられる。

##### (1) 構造諸元調査

既設基礎の調査にあたっては、まず設計図書に基づき基礎種別、杭の外径や長さなどの諸元、配筋、使用材料を調査するとともに、設計計算書などにより基礎の設計条件を調査する。古い時代の橋梁等で構造諸元が明らかでない場合や設計図書があっても損傷が懸念される場合には、非破壊試験により躯体内部の鉄筋の状態等を調査する必要がある。

また、補強の要否判定や補強設計に際して必要となるため、基礎だけでなく橋脚や橋台などの下部構造、支承、落橋防止システムおよび上部構造諸元等についても調査する必要がある。

##### (2) 地盤調査

既設基礎を対象に地盤調査を行う場合、既設基礎直下の地盤を調査することが困難なため、まずは、既存の土質柱状図、原位置試験データ、室内土質試験データ等の地盤情報を十分に収集することが重要である。その上で、既存データだけでは情報が不足する場合については、追加調査を実施すればよい。

また、液状化対策設計を実施する前には、地盤調査とあわせて地下水位の調査を実施することも必要である。

### (3) 施工条件調査

既設基礎の補強は一般に橋梁桁下での施工となり、通常の新設基礎に比べて制約条件が多い。したがって、施工条件を考慮した補強計画を行い、基礎の補強設計に際しては事前に施工条件を調査する必要がある。

施工条件調査では、作業空間、近接構造物、交通状況、地下埋設物、環境条件等を調査し、その結果に応じた基礎の補強工法、補強規模、施工機械、仮設計画を決定する。調査にあたっては、既存資料による机上検討を行った上で、現地踏査を行う。

また、地下埋設物については、関係事業者等と十分協議の上、既存資料の調査に加え、試掘や探査を行い、現状を把握する必要がある。

### (4) 損傷状況調査

基礎の補強設計に際しては、基礎が当初設計どおりの性能を満足しているか否かによって設計方針が異なるため、周辺地盤等の変状や基礎の損傷が発生している可能性のある場合は、損傷調査を実施することが望ましい。

損傷調査には、非破壊試験や試掘、載荷試験等がある。

## 3.2 既設構造物の調査方法

既設基礎の調査において、構造諸元が不明の場合や損傷箇所が生じていると考えられる場合には、試掘や非破壊調査を行うことが必要になる。

IT（インティグリティ試験）は、特に欧米を中心として新設の場所打ち杭の施工管理に一般的に用いられている方法である。また、ボアホールレーダ調査および磁気探査は、杭長が不明な既設基礎直下にシールドを施工する際に、杭長確認を目的として使用された実績がある。これらの調査法を適用する際には、できるだけ基礎形式、杭配置に関する情報を事前に入手する必要がある。

また、損傷調査に用いられる非破壊的な方法として、IT（インティグリティ）試験、AE（アコースティック・エミッション）法、ボアホールカメラ調査、衝撃振動試験などが挙げられる。これらの調査法は、兵庫県南部地震での被害調査に用いられたことから、その後、杭基礎の被害調査に多用されるようになった。このうち、衝撃振動試験は鉄道橋を対象に多くの事例があり、標準的な手法として確立されている。道路橋に対しても、今後データの蓄積により車両通過に伴う交通振動の影響等を定量的に評価することで、十分適用できると考えられる。

さらに、これらの調査法の簡便性、コスト、精度などを勘案して、適切な損傷調査の手順を選択することが必要である。例えば、地上部の構造物または周辺地盤に変状が見られる杭

全数を対象にインテグリティ試験を実施し、健全性に疑いのあるものだけを選定することから始め、その後、ボアホールカメラ調査やAE法などにより、被災度の大きいと思われる杭を絞り込んでいき、最終的には補修や補強をすることなく再利用可能かどうかを載荷試験により確認するという手順が考えられる。

基礎の形状調査方法および損傷調査方法の詳細は、「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」<sup>11)</sup>を参照されたい。

### 3.3 地盤の調査方法

「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」<sup>12)</sup>では、液状化の判定を行うために必要となる繰返し三軸強度比  $R_L$  の評価方法として、標準貫入試験と物理試験の結果から推定する方法が標準とされている。この場合、特に粒度およびコンシステンシーが重要な指標となること、深さ方向に土質が著しく変化することがあることから、液状化の発生が想定される土層では、試料の粒度試験、液性・塑性限界試験を深さ方向に1m間隔程度で行う必要があるとされている。その他、原位置より乱れの少ない試料を採取して室内試験により直接的に求める方法を用いる場合は、試料の乱れ、密実化を最小限にとどめるように配慮すること、個々の供試体の物理特性、力学特性を把握した上で試験結果をよく吟味することが重要となる。また、標準貫入試験以外の簡易なサウンディングを行う場合は、標準貫入試験に基づく標準的な手法と同等以上の精度を有することを確認するとともに、土質、深さなど、手法の適用範囲に留意する必要がある。

既設基礎を対象として新たに地盤調査を行う場合、調査の実施位置を既設基礎から平面的に少し離れた位置に設定せざるを得ない場合が多い。このような場合には、周辺の地形・地質の状況を適切に把握し、調査内容などを事前に検討する必要がある。周辺の地形・地質が変化に富む場合には、基礎の位置に存在する土層が調査位置では存在しない等、有用な情報が得られない場合もある。したがって、既設基礎を対象とした調査を行う場合でも、事前に十分な資料調査を行うことが重要である。さらに、追加調査の結果についても、既存データとよく対比し、両調査位置における地層の対応関係を明らかにした上で、各層への地盤定数の割り当て等を検討することが重要である。

追加調査の実施を計画する場合は、当初設計時の設計計算書や現行基準に基づく試算結果等を参考に、どのような地盤定数の精度を高める必要があるかについて、予備検討を行うのがよい。また、個々の橋の条件をより忠実に反映させるため、既設基礎の耐震性評価解析では、高度な解析手法が選定されることもある。このため、適用する解析手法との関係を考慮し、得られる地盤定数を解析モデルに反映させる方法等についても検討した上で、調査手法、深度、数量等を検討する必要がある。例えば、水平方向地盤反力係数の推定精度を高めるためには孔内水平載荷試験や三軸試験の実施、地盤の地震応答解析を実施する場合はPS検層と動的変形特性試験の実施など、着目点に応じて地盤定数を極力高い精度で把握できるような調査手法の構成を検討するのがよい。

## 4章 橋台基礎前面補強壁の設計

本章では、橋台基礎前面補強壁（図-4.1.1）の適用範囲を示すとともに、文献1）を参照して、レベル2地震動を考慮した場合の液状化地盤における橋台基礎の耐震性評価についての考え方を示す。さらに、既設橋台基礎を対象に液状化や流動化に対する橋台基礎前面補強工法の評価法について提案し、実験・解析による検証結果からその補強効果を示すとともに、実務における留意点等を示す。

なお、本章に示す評価方法は、文献1）や本編参考資料等に示す検討で得られた知見をとりまとめたものであり、道路橋示方書をはじめとする技術基準類と同等の位置付けを有するものではない。また、実務への適用にあたっては未だ課題が残されている部分が含まれている点に十分注意する必要がある。

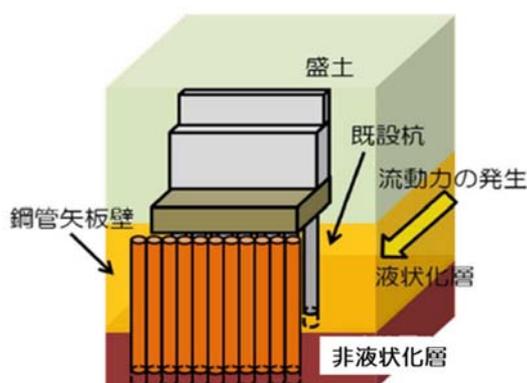


図-4.1.1 橋台基礎前面補強壁

### 4.1 適用範囲

本章で示す設計法は、橋に影響を与える液状化や流動化が生じる恐れのある地盤における既設橋台基礎ならびに橋台基礎前面補強壁の評価に適用する。

また、2.2 鋼材を用いた耐震対策工法 で示したとおり、橋台基礎前面補強壁は、橋台基礎の前面に配置した壁により地盤の流動を抑止することから、橋台基礎への作用力を低減する効果、ならびに橋台背後面の地盤沈下の抑止する効果が期待できる。一方で、既設の橋台基礎とは一体化しないことから、既設基礎の支持力低下に対する被害抑止には寄与しないと考えられる。

表-4.1.1 橋台基礎前面補強壁の適用性

対策効果	①側方流動に対する被害抑止	前面補強壁により流動を抑止し、基礎への作用力を低減できる
	②基礎・地盤の支持力低下に対する被害抑止	杭基礎とは分離していることから、基礎の支持力増強には寄与しない
	③橋台背後面の沈下の抑止	橋台基礎およびたて壁の側方変位を抑えることで背後地盤の沈下抑制が期待できる
施工性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 既設構造との一体化が不要のため、他の対策に比べて工期、コストの縮減が可能</li> <li>・ 桁下での施工となるため空頭制限の配慮が必要</li> </ul>	

## 4.2 耐震性評価

本節では、既設橋台基礎および補強工法（橋台基礎前面補強壁含む）の耐震性評価の全体手順として、文献1)に準拠した方法を示す。

### 4.2.1 耐震性評価の基本

液状化地盤における橋台基礎の耐震性評価の手順を図-4.2.1に示す(文献1)の耐震性評価の手順に準拠)。架橋位置の条件や調査により得られた情報に基づき、地震時に橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤又は橋に影響を与える流動化が生じると判定される地盤における橋台基礎に対し、地震時にどのような挙動を示すのか、また既設橋の場合はその損傷の程度を把握し、当該橋に求められる性能を満足しているかどうか確認する。既設橋の耐荷性能の照査方法は、基本的に新設橋の設計で用いる方法と同様に、道路橋示方書に準じて行い、規定されている解析モデルや計算手法を用いる。ただし、本検討資料では既設橋を対象として、道路橋示方書で示されていない橋台基礎の流動化に対する照査を行う場合の方法について示している。

一般的な設計手順として、図-4.2.1の「流動化に対する基礎の耐震性照査」においてNGとなった場合に、補強工法（橋台基礎前面補強壁）が検討されることとなる。

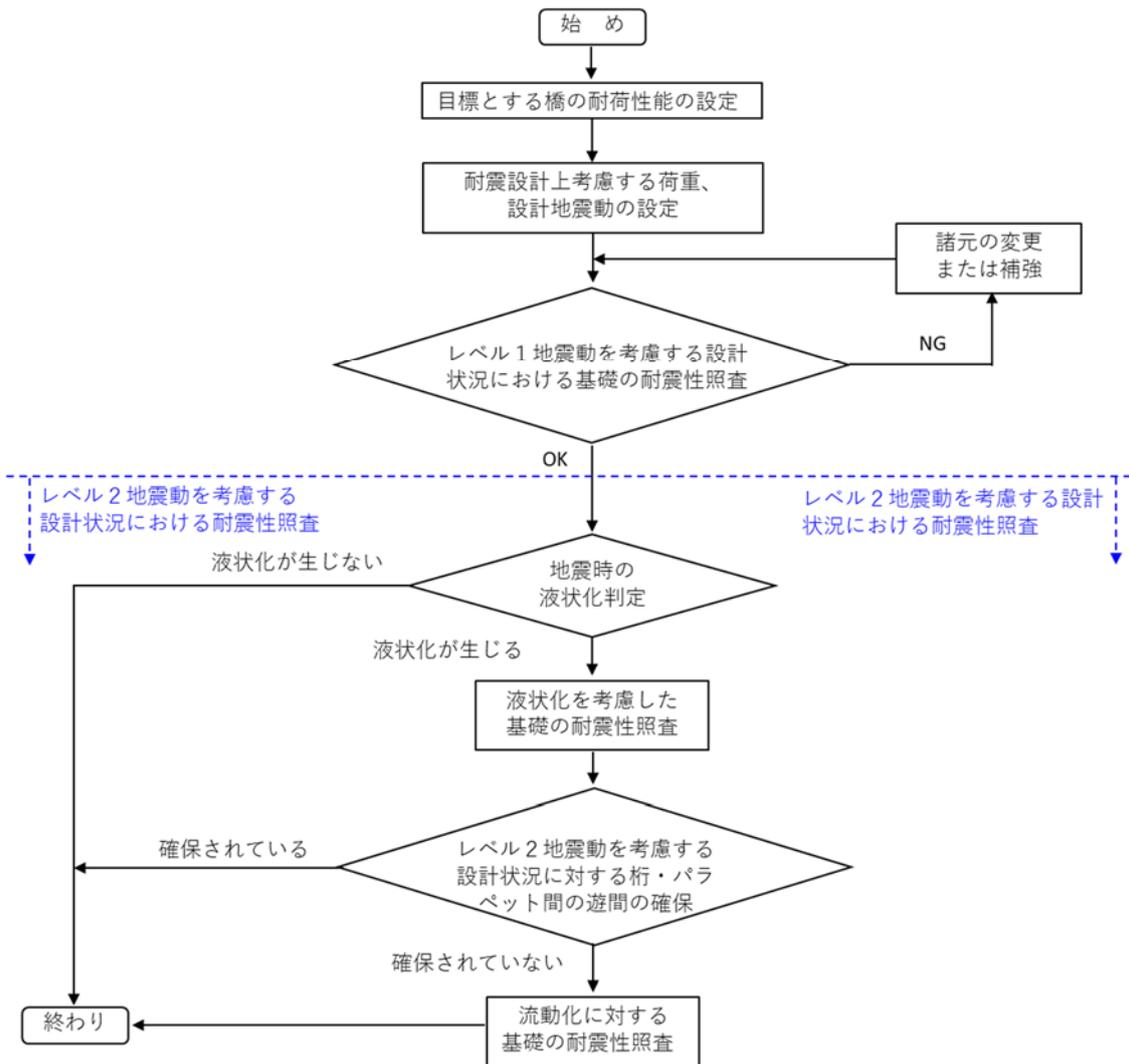


図-4.2.1 液状化地盤における橋台基礎の耐震性評価の手順

#### 4.2.2 耐震設計一般

耐震設計上の橋の重要度区分、橋の耐荷性能、作用の特性値・組合せ、地震動の特性値については文献 1) に従い、道路橋示方書に基づいて設定する。また、橋台基礎の耐震性評価について、レベル 1 地震動に対する耐震性評価およびレベル 2 地震動に対する耐震性評価で液状化は発生するが流動化が生じないと考えたケースについては文献 1) に従う。

#### 4.2.3 液状化判定

「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」<sup>1)</sup>7.2 橋に影響を与える液状化の判定に基づき、「液状化判定を行う必要がある土層」と考えられる場合には、地震時に液状化が生じるかどうか判定を行い、耐震設計用の土質定数を低減させる必要がある。液状化判定は抵抗率  $F_L$  をレベル 1 地震動およびレベル 2 地震動のそれぞれに対して算出し、この値が 1.0 以下の土層については橋に影響を与える液状化が生じると判定する。

#### 4.2.4 流動化判定

流動化判定については、文献1) に示されている被災事例の分析結果等を踏まえた考え方に従うこととする。文献1) では、流動化による被害が発生する可能性が高いと考えられる以下の条件のすべてに該当する橋台については、優先的に耐震性評価を行うことが推奨されており、既設の橋台基礎に対して4.2.5 流動化が生じる場合の既設橋台の耐震性評価 に示す評価モデルが提示されている。

- (1)換算液状化層厚が5m 以上
- (2)設計基準が昭和46年以前（竣工年次が昭和47年以前）
- (3)基礎形式が直接基礎または杭基礎（パイルベント形式、木杭基礎を含む）

ただし、換算液状化層厚が5m 以下の場合であっても、橋台背面土が液状化して土圧が過大になる場合や、液状化の発生によって液状化層下に堆積した軟弱粘性土層が荷重負担する状態になる場合など、橋の機能に影響を及ぼす被害が生じた事例がある。このように、上記の条件で考慮できない流動化の要因が考えられる場合についても個別に耐震性評価を行う必要がある。

#### 4.2.5 流動化が生じる場合の既設橋台の耐震性評価

##### (1) 耐震性評価の観点

図-4.2.2 は、文献1) において、これまでの被災事例も踏まえた上で、地震後の速やかな橋の供用を阻害し得る損傷と位置付けられるものを整理したものである。耐震性評価にあたっては、これを考慮する必要があるが、橋においては、液状化および流動化による影響が上部構造・下部構造にも及ぶ場合もあるため、橋台基礎のみならず、以下の1) から4) に示す観点で行う。

- 1) 上部構造（桁）：  
橋台とパラペットとの接触により、交通荷重等を支持する能力が低下するような損傷が桁に生じない。
- 2) 支承部：  
支承部の損傷に伴い路面に段差が生じた場合には、橋の供用が困難となるため、路面の段差を生じさせない。
- 3) 橋台たて壁、橋台基礎（フーチング・杭基礎）：  
せん断破壊および曲げ破壊を防止し、最低限震後の交通荷重や背面土圧に抵抗できるだけの性能を確保する。
- 4) 橋台パラペット、背面盛土：  
桁との接触による橋台パラペットの損傷や背面盛土の沈下を許容しつつ、別途路面段差の補修等の応急対策によって震後の橋の供用性を確保する。

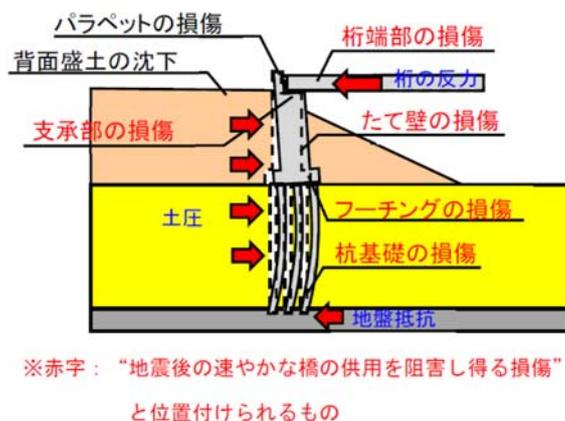


図-4.2.2 想定される損傷形態（橋台-パラペット接触モード）

(2) 照査方法の例（文献1）より）

橋台基礎の地盤構造が一様に分布するとみなせる場合や構造条件が複雑でない場合、流動化を考慮した耐荷性能の照査においては、静的照査法を適用することができる。静的照査法としては、上記の損傷形態の検証が可能、かつ、簡易で実用的な解析モデルという点に着目した照査方法を以下に示す。照査に用いる土圧法による解析モデル（図-4.2.3）は、橋台たて壁、基礎を梁要素でモデル化し、流動力を分布荷重として載荷する方法である。側方流動圧を作用させる範囲については地盤抵抗を無視し、それ以外の範囲については、常時の地盤抵抗を考慮する。常時の地盤抵抗は、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」<sup>12)</sup>12.10.4により算出する。

桁、パラペット間には、桁によるストラット効果を考慮するため、遊間以上の相対変位に対して衝突による反力を与える衝突ばねを設定する（図-4.2.4）。

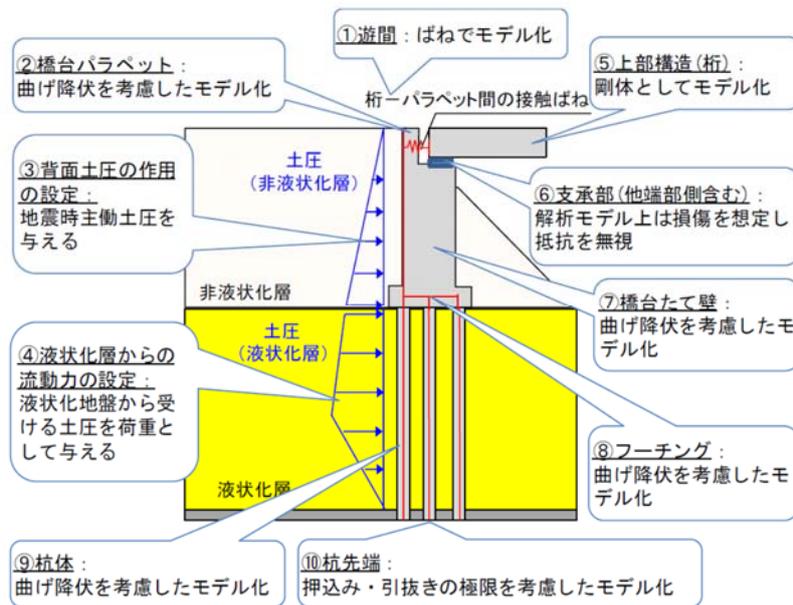


図-4.2.3 土圧法による解析モデル

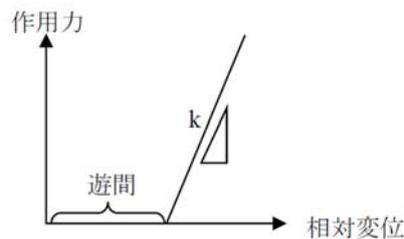


図-4.2.4 桁-パラペット間の衝突ばね

簡易解析モデルによる静的照査を基本に、橋台と基礎は一体でモデル化し、個々の部材の耐震性について照査する。具体的には、橋台および橋台基礎への作用土圧に対し、以下のよう  
に考える。

- 1) 桁と橋台パラペットは、遊間に設けたばね反力を接触力とし、その力に対して照査を行う。その際、桁については耐荷力上問題ないことを確認する。また、橋台パラペットは、損傷を許容しつつ、桁に拘束され杭基礎に大きな断面力が生じる状態を再現するために、曲げ降伏後にも一定の耐力を有するようにモデル化する。
- 2) 橋台パラペットが桁に拘束された状態で流動力が作用する状況が、橋台および橋台基礎にとって厳しい条件となるため、解析上は支承部の抵抗を無視する。ただし、実際に支承部に損傷が生じるかどうか確認するため、別途支承部に作用する力に対し、照査を行う。その結果、支承部に損傷が生じる場合には、上部構造の脱落により路面に段差が生じる可能性があるため、必要に応じて段差防止構造等の対策を講じる。

- 3) 橋台たて壁、橋台基礎（フーチング・杭）については、曲げ降伏後の塑性化を許容しつつ、曲げ破壊・せん断破壊が生じないことを確認する。

なお、橋台基礎の地盤構造が複雑であり、橋台に与える地震時土圧、地盤変位を適切に評価できない場合は、構造－地盤系の地震応答解析プログラムによる照査法を適用することも考えられる。構造－地盤系の地震応答解析としては動的手法のほか、ALIDなどの静的な構造－地盤系の变形解析手法もある。

構造－地盤系の地震応答解析では、地盤をソリッド要素、杭を梁要素としてモデル化した有限要素モデルにより評価することができる。

### (3) 荷重の設定

液状化により杭に作用する土圧  $EP$  は、深さ、杭の配置および液状化程度による補正係数を用いて、下式で算定する。

$$EP = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot EP_0$$

$$C_3 = C_{30} \cdot B^{1-FL}$$

$$C_{30} = 1.0$$

$$B = 2.0$$

ここで、

$C_1$ ：深さ方向に対する補正係数（=0.35）

$C_2$ ：杭の配置に依存する補正係数

$C_3$ ：液状化の程度（ $FL$ ）による補正係数

$EP_0$ ：盛土の上載圧（ $\text{kN/m}^2$ ）

#### 1) 杭の配置に依存する補正係数 $C_2$ の算定

液状化による土圧の影響は、後列杭が最も大きな影響を受けると考えられる。そのため、下図に示すように、単杭の場合における土圧の作用面積との比率から補正係数  $C_2$  を算定する。

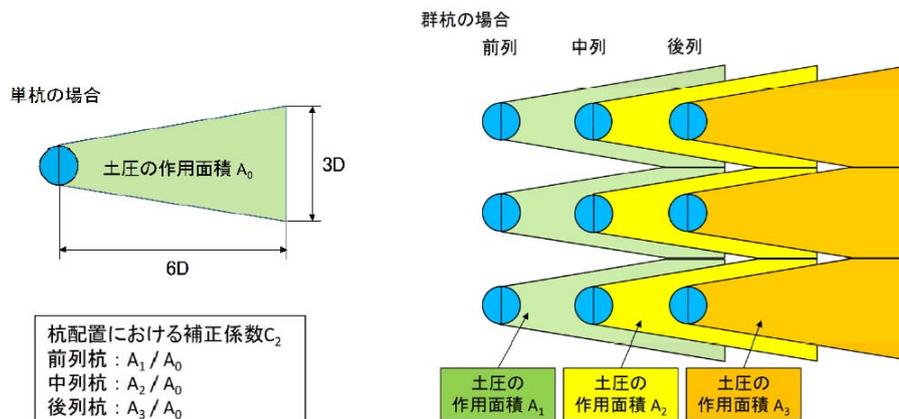


図-4.2.5 杭列ごとの土圧作用面積

#### (4) 制限値の設定

図-4.2.2 における損傷形態に対して、それぞれの部材が損傷したときの供用性、復旧性への影響を考慮し、目標とする耐荷性能を満足するよう、部材の制限値を設定しなければならない。

#### 4.2.6 対策工要否の判定

4.2.5 流動化が生じる場合の既設橋台の耐震性評価 において、目標とする耐荷性能を満足できない場合は、対策工を講じることが選択肢となる。橋台基礎前面補強壁は、橋台基礎の前面に配置した壁（鋼管矢板または鋼管杭で形成）により地盤の流動を抑止することから、橋台基礎への作用力を低減する効果、ならびに橋台背面の地盤沈下の抑止する効果が期待できる。従って、図-4.2.2 における損傷形態のうち、杭基礎やフーチングの損傷が許容範囲におさまらないケースや、背面盛土の沈下が許容できない場合に有効な対策方法となる。

### 4.3 対策工法の詳細

#### 4.3.1 対策工法の設計照査指標

橋台基礎前面補強壁は、橋台基礎の前面に配置した壁（鋼管矢板または鋼管杭で形成）により地盤の流動を抑止することから、橋台基礎への作用力を低減する効果、ならびに橋台背面の地盤沈下の抑止する効果が期待できる。文献1) における、土木研究所の大型振動台実験装置（1G 場）での大型振動実験では、補強工法の効果により杭基礎の水平変位および作用曲げモーメントがいずれも 40%程度低減する結果となっている。

一般的には、図-4.2.1 に示す、液状化地盤における橋台基礎の耐震性評価の手順における「流動化に対する基礎の耐震性照査」において NG となった場合に、補強工法として橋台基礎前面補強壁が検討されることとなる。橋台基礎前面補強壁を適用した場合の照査項

目および設計照査指標を表-4.3.1に示す。

橋台基礎前面補強壁を適用した基礎杭は、杭体の曲げ降伏後の塑性化を許容しつつ、曲げ破壊・せん断破壊が生じないことを確認する。基礎杭の安全性の照査にあたっては、例えば6.3 解析結果 に示す設計解析結果をもとに、「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」<sup>13)</sup>11.4に従って、基礎の応答塑性率を算出し照査を行うことが考えられる。また、橋台たて壁の塑性化を考慮する場合は、例えば「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」<sup>13)</sup>8章に示されている、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2または限界状態3に達するとき生じる曲率を用いて、設計応答値に対する照査を行うことが考えられる。

なお、表-4.3.1に示す項目のほかに、地下水の阻害、水位の変化などにも留意する必要がある。

また、設計の手順としては、前面補強壁に用いる鋼材のサイズや種類、根入れ長、離隔距離（施工位置）などを設定した後、4.3.5 流動化が生じる場合の評価手法 に示す評価方法を用いて照査を行うこととする。

表-4.3.1 前面補強壁を適用した場合の照査項目および設計照査指標

照査項目	設計照査指標
(1) 橋台変位・回転	構造条件ごとに限界値を設定して照査する
(2) 基礎杭の健全性	せん断破壊および曲げ破壊を防止する (基礎の塑性率が制限値以内)
(3) 橋台たて壁の健全性	せん断破壊および曲げ破壊を防止する (曲げ降伏による塑性化は許容)
(4) 桁端部、パラペットの健全性	交通荷重等を支持する能力が低下するような損傷が生じない
(5) 支承部の健全性	路面の段差を生じさせない
(6) 背面土の沈下量	応急処置によって対応可能な沈下は許容
(7) 前面補強壁	補強壁としての機能を保持する。(例えば、3.4.2に示すように鋼材が限界曲率 $\phi_u$ に達しないこと)

#### 4.3.2 使用する鋼材の種類および規格

橋台基礎前面補強壁に用いる鋼材は、鋼管矢板または鋼管杭とし、表-4.3.2 に示す規格を基本とする。また、鋼管矢板の断面サイズは厚径比  $t/D$  ( $t$ : 鋼管板厚、 $D$ : 鋼管外径) が 1.1%以上、鋼管杭の断面サイズは径厚比  $t/D$  が 1%以上とする。

表-4.3.2 前面補強壁に使用する鋼材の種類および規格

鋼材の種類	規格	降伏応力度の特性値 (N/mm <sup>2</sup> )	厚径比
鋼管矢板	SKY400	235	1.1%以上
	SKY490	315	
鋼管杭	SKK400	235	1.0%以上
	SKK490	315	

#### 4.3.3 根入れ長の設定

根入れ層の水平方向地盤反力係数を地盤調査等から適切に設定した上で、鋼材を用いた対策工が安定するよう水平方向地盤反力係数と鋼材の曲げ剛性から根入れ長を設定する。

##### (1) 土層区分と根入れ

設計水平震度に対する地盤の液状化抵抗率  $F_L$  に従って、土層を表-4.3.3 のとおり区分する。液状化層の下端よりも下に鋼材を貫入することを根入れ、根入れする準液状化層と非液状化層を根入れ層、根入れ層への貫入長さを根入れ長と呼ぶ。

表-4.3.3 土層区分

液状化層	$F_L \leq 1.0$ の層
準液状化層	$1.0 < F_L \leq 1.3$ の層
非液状化層	$F_L > 1.3$ または液状化のおそれがない層

##### (2) 水平方向地盤反力係数

根入れ層のうち非液状化層における水平方向地盤反力係数は以下の方法により算定する。

$$k_H = k_{H0} \left[ \frac{B_H}{0.3} \right]^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに、

$k_H$ : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$ : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_H$  : 基礎の換算載荷幅 (m) で、連続壁の場合  $B_H=10\text{m}$  とする。

$E_0$  : 表-4.3.4 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、表-4.3.4 に示す。

表-4.3.4 地盤反力係数の推定に用いる係数  $\alpha$

次の試験方法による変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )	$\alpha$
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	8
標準貫入試験の $N$ 値より $E_0=2800N$ で推定した変形係数	2

また、根入れ層のうち準液状化層の地盤反力係数は以下の方法により算定する。

$$k_H = (1 - r_u) k_{H0} \left[ \frac{B_H}{0.3} \right]^{-3/4}$$

ここに、

$r_u$  : 水平地盤側の過剰間隙水圧比

### (3) 根入れ長の設定

根入れ長は、必要根入れ長  $L_{min}$  ( $=3/\beta$ ) 以上に設定する。

$$\beta = \left\{ k_H \cdot \frac{D}{4EI} \right\}^{1/4}$$

ここに、

$\beta$  : 特性値 ( $1/\text{m}$ )

$k_H$  : 水平方向の地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )

$D$  : 鋼材の単位幅 (m)

$E$  : 鋼材の弾性係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

$I$  : 鋼材の腐食前の断面 2 次モーメント ( $\text{m}^4$ )

根入れが地盤反力係数の異なる複数の土層にまたがる場合には、各土層の根入れ長 (厚さ) に特性値  $\beta$  を乗じた値の合計が 3 以上となるようにすればよい。

### 4.3.4 橋台基礎からの離隔距離

橋台基礎の前面側フーチング端部から補強壁までの離隔距離については、対策効果の観点からは、離隔距離はより短い方がのぞましいが、最小距離としては、施工機幅 + 1.0m 程

度が必要となると考えられる。離隔距離 1.2m、3.0m、6.0m、補強壁なし、での解析実施例（液状化に伴う地盤流動化を考慮）を図-4.3.1 に示す。補強壁の離隔距離が小さいほど、橋台たて壁の水平変位は小さくなっており、離隔距離 6.0m とした場合においても、補強壁なしの場合の半分程度に抑えられている。一方で、離隔距離 6.0m では、離隔距離 1.2m の場合に比べて 2 倍程度の変位となっている。また、既設の杭基礎に作用する曲げモーメントも同様の傾向となっている。

上記の事項も踏まえ、離隔距離を検討する際は、周辺状況や空頭などの施工条件等を加味して離隔距離を仮定し、橋台基礎の設計照査を行った上で、補強壁のサイズ・材質などの設定と併せて、離隔距離を決定することとする。

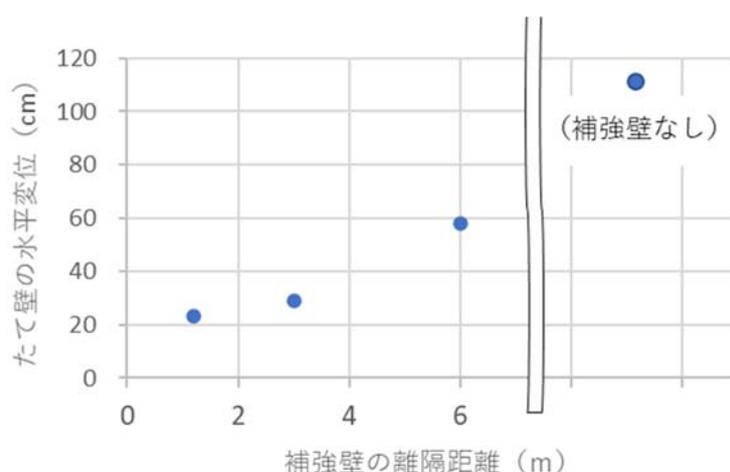


図-4.3.1 補強壁の離隔距離とたて壁水平変位の解析事例

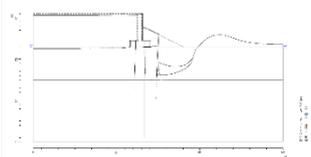
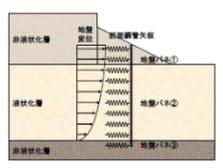
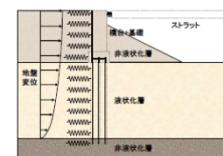
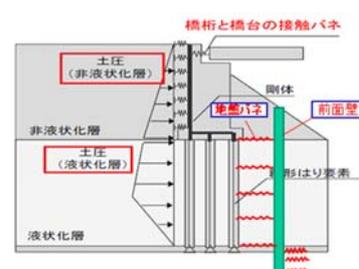
#### 4.3.5 流動化が生じる場合の評価手法

橋台基礎前面に補強壁を設置した場合の地盤流動化が生じる場合の評価手法としては、(a) 地盤 - 構造連成系の応答解析モデルにより構造の変状を直接算定する方法、(b) 構造系に作用する外力を予め算定し、梁（構造系）～ばね（地盤抵抗）モデルにより構造の変状を算定する方法が考えられる。前者（a）については地震における時々刻々の挙動を評価できる動的解析手法（例：FLIP）と液状化地盤の剛性低下を推定し主に自重を作用して変状を求める静的解析手法（例：ALID）がある。また、後者（b）については、②補強壁位置の流動量を推定して応答変位法によるもの、③文献1) で提案されている土圧法モデルをベースに橋台基礎と前面補強壁の間の地盤をばねでモデル化して応答を計算する方法、などが考えられる。表-4.3.5 に各方法の概略とメリット、課題を示す。

液状化した地盤をばねとして評価する②、③の方法については、現状では液状化度合いや離隔距離などの影響を適切に評価することが難しいことから、①構造-地盤系の地震応答解析において、堤防耐震性の評価でも実績があり、地盤パラメータ設定なども比較的簡便な手法である静的応答解析（ALID）による評価を中心に進めている。以降の節では ALID によ

るモデル化の詳細について記載する。

表-4.3.5 橋台基礎前面に補強壁を設置した場合の評価方法と課題

	①構造-地盤系の地震応答解析プログラム	②応答変位法	③土圧法モデル <sup>1)</sup>
方法 (略図)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・現行の地震応答解析ソフトで計算。例えばALIDまたはFLIPなど。</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>・補強壁位置の流動量を強制変位として作用</li> <li>・橋台位置での変位量(補強壁を考慮)応答変位法にて照査</li> </ul>  	橋台杭と補強壁をばねでつなげて(仮想反力モデル)、設計土圧に対する応答を照査 
メリット	橋台基礎と補強壁を一体評価できる	先行事例あり <sup>2)</sup>	地震時の慣性力の考慮が可能
主な課題	<ul style="list-style-type: none"> <li>・橋台基礎への適用性の確認</li> <li>・設計照査方法の構築</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地盤変形量計算手法の妥当性検証</li> <li>・離隔距離の影響評価</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・橋脚杭と補強壁のばね設定</li> <li>・離隔距離の影響評価</li> </ul>

## 4.4 構造-地盤系の応答解析 (ALID) のモデル詳細

### 4.4.1 解析手法の概要

構造-地盤系の応答解析 (ALID) は、地震による構造-地盤系の変状のメカニズムを液状化した土層の剛性が低下することであると仮定するとともに、構造-地盤の自重を作用して変状を求める方法<sup>10, 14)</sup>であり、河川堤防の耐震性能照査などで広く使われている手法である。液状化に伴って生じる流動を液状化後にゆっくりと生じる現象と想定し、線形の静的有限要素法によって評価する。液状化後の剛性低下は、液状化判定法 ( $F_L$  法) 等によって評価する。つまり、液状化判定によって地盤内の  $F_L$  分布を求め、液状化すると判定された土については  $F_L$  と繰返し三軸強度比  $R_L$  から液状化後の低下した剛性を求める。 $F_L$  に応じて土の剛性を徐々に低下させて、自重解析によって地震後に生じる残留変形量を求める。また、杭、矢板などの地中構造物や RC 構造を梁としてモデル化し、連成解析を行うことで、液状化後の変形や作用応力を評価することが可能である。なお、地震時に地盤や構造物に作用する慣性力の影響は直接的には考慮されない。

ALID による計算の手順を図-4.4.1 に示すが、初めに液状化判定により液状化に対する抵抗率  $F_L$  を算定し、検討対象となる断面内の各地層に対して液状化層・非液状化層の判別を行っておくことが必要である。

ALID において変形に影響を及ぼす重要なパラメータは、地震前と地震後における弾性定数である。有限要素法の解析プログラムにおいて入力すべき弾性定数は、ヤング率、せん断弾性定数、ポアソン比、体積弾性係数であるが、このうち任意の 2 組が与えられれば計算は可能である。

図-4.4.2 は地震前と地震後の液状化地盤のせん断応力  $\tau$  ~ せん断ひずみ  $\gamma$  の関係を模式的に表したものである。地震前の状態が点 A であるが、液状化した場合には、実際には点 A から点 C に向かうが、解析においては、点 B を経由して点 C に至る。点 A から点 B の経路では、柔らかくなったにも関わらず、ひずみを一定としているので、力が釣り合っていない。この釣り合っていない力 (拘束力) を求めておき、この力を徐々にかける (拘束力を徐々に解放する) ことによって、点 B から点 C のようにひずみが増えることとなる。また、液状化した要素の応力ひずみ関係は下に凸のバイリニアモデルで表現している。剛性の小さい方を微小抵抗領域と呼び、この範囲の剛性を  $G_1$ 、剛性の大きい方を剛性回復域と呼び、この範囲の剛性を  $G_2$ 、2 つの領域の境界を剛性回復点 (抵抗変曲点) と呼ぶ。拘束力をかける過程で、剛性回復点を超えるひずみが発生した要素では、 $G_2$  が適用されるので、これ以降ひずみが発生しにくくなる。微小抵抗領域の剛性  $G_1$ 、剛性回復域の剛性  $G_2$ 、剛性回復点のせん断ひずみ  $\gamma_L$  の間には、両対数軸上で直線的な関係となることが分かっており、この関係を用いれば、微小抵抗領域の剛性  $G_1$  から剛性回復域の剛性  $G_2$ 、剛性回復点のせん断ひずみ  $\gamma_L$  を設定することができる。

微小抵抗領域の剛性  $G_1$  を推定する方法として様々な方法が提案されているが、安田・稲垣式を拡張した式<sup>14)</sup>による方法が河川堤防の耐震性能照査等で広く使われている。

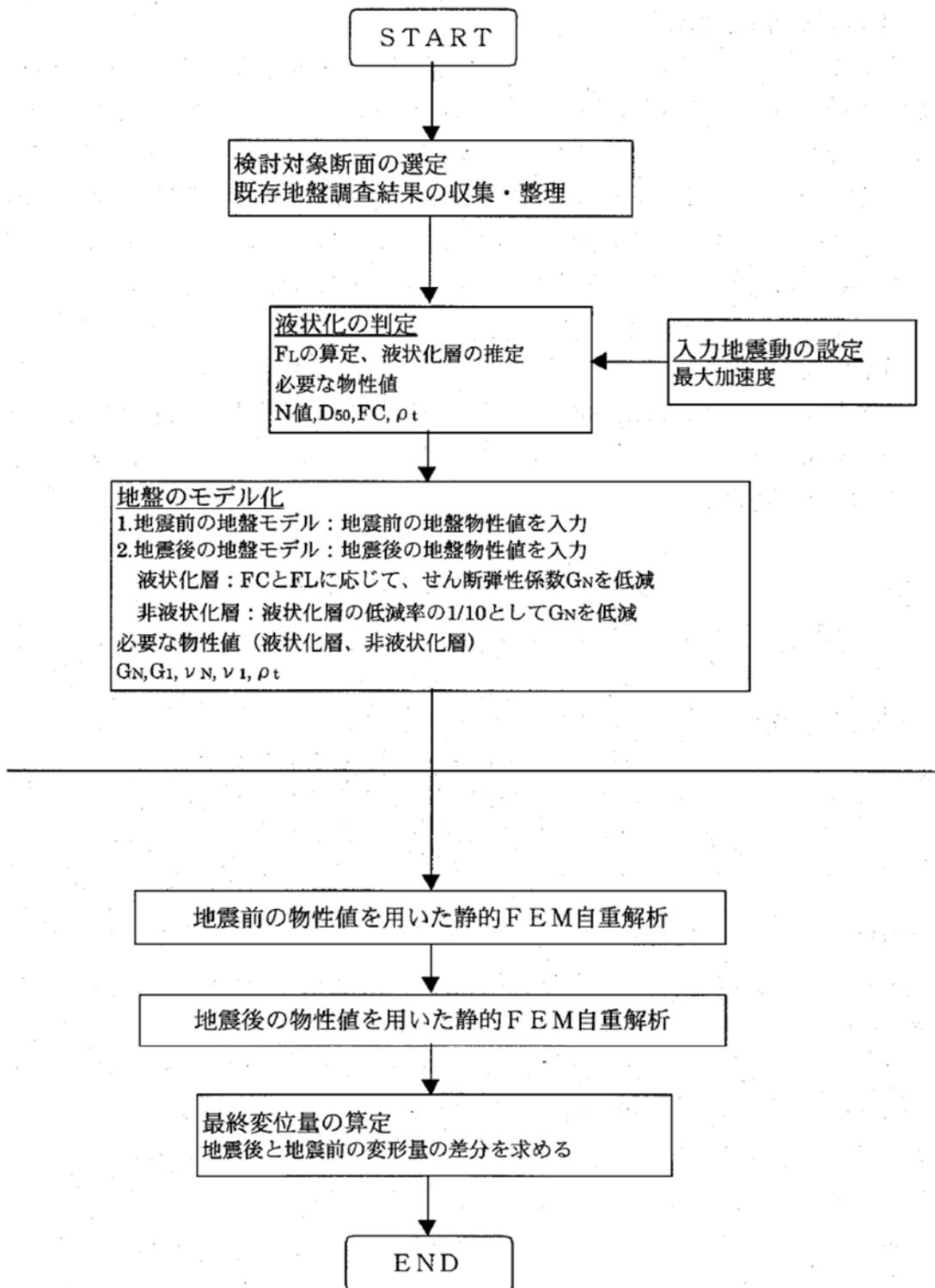


図-4.4.1 ALIDによる計算の手順

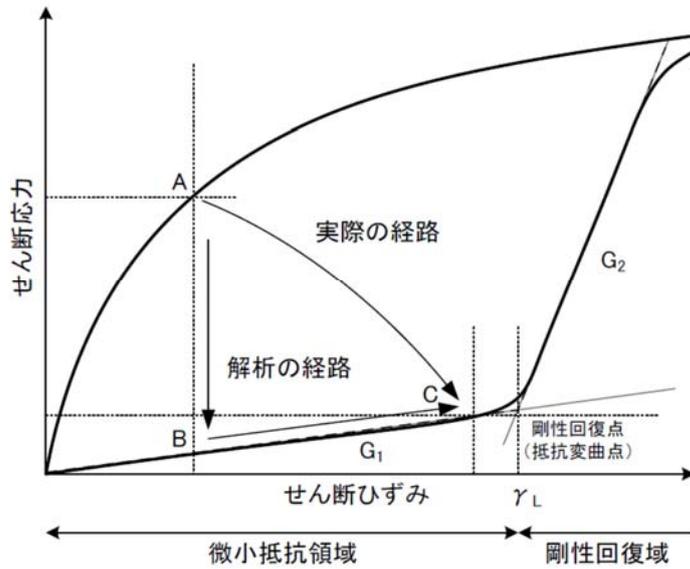


図-4.4.2 地震前と地震後の液状化地盤のせん断応力 $\tau$ ～せん断ひずみ $\gamma$ の関係

#### 4.4.2 解析モデル

##### (1) モデル化の基本

検討断面は2次元モデルでモデル化を行う。また、図-4.2.3に示す土圧法モデル（橋台たて壁、基礎を梁要素でモデル化し、流動力を分布荷重として載荷する方法）と同様に、桁、パラペット間には、桁の衝突によるストラット効果を考慮することを基本とする。

##### (2) 地盤構造と物性

地盤については、平面ひずみ要素として有限メッシュに分割する。分割した要素に対してボーリング調査結果および土質試験結果等に基づき、表-4.4.1に示す地盤定数を設定する。

ALIDでは、液状化に対する抵抗率 $F_L$ による液状化判定を事前に行い、 $F_L$ が1を下回り液状化が想定される地層は液状化層として、 $F_L$ が1を上回るか粘性土層の場合は非液状化層として表-4.4.1に示す地盤定数の設定を行う。

表-4.4.1 指定すべき地盤パラメータ

分類	記号	パラメータ
物理試験	$\rho_t$	湿潤密度
	FC	細粒分含有率
標準貫入試験	N	標準貫入試験のN値
変形特性	$G_N$	地震前のせん断弾性係数
	$G_J$	地震後のせん断弾性係数
	$\nu_N$	地震前のポアソン比
	$\nu_J$	地震後のポアソン比

液状化の判定は「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」<sup>13)</sup>に記載の判定方法にしたがってよい。そこで最低限必要になる物性値は、N値、10%粒径  $D_{10}$ 、平均粒径  $D_{50}$ 、塑性指数  $I_p$ 、細粒分含有率 FC、湿潤密度  $\rho_t$  である。

液状化層と判定された地層のせん断剛性低下率は、室内試験で求めることが最も望ましいが、簡易的な設定方法として、液状化に対する抵抗率  $F_L$  と細粒分含有率 FC の値から、図-4.4.3 によって設定する方法が提案されている。

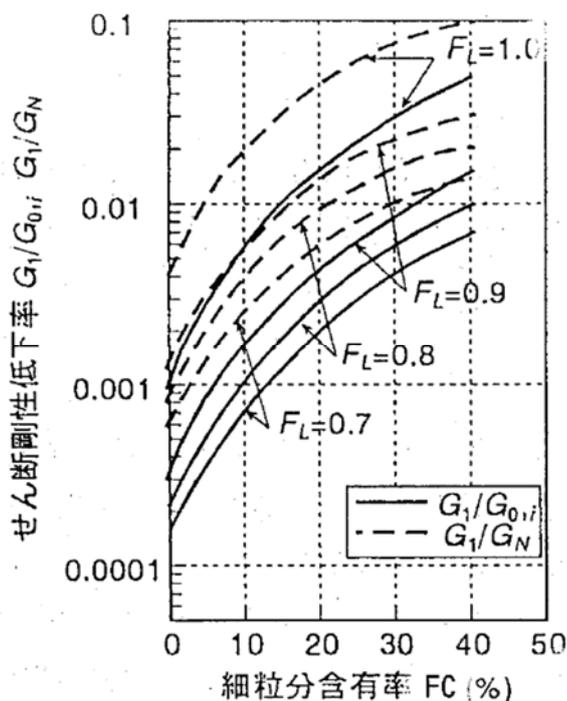


図-4.4.3 せん断剛性低下率と液状化抵抗率  $F_L$ 、細粒分含有率 FC の関係

### (3) 構造物のモデル化

#### ① 前面補強壁（鋼管杭、鋼管矢板）

非線形の梁要素としてモデル化を行う。鋼管杭、鋼管矢板は支持杭ではなく、壁構造として用いられることから、比較的、径厚比  $D/t$  ( $D$ : 鋼管直径,  $t$ : 鋼管板厚) の大きな鋼管 (100 程度) が採用される可能性もあることから、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」<sup>15)</sup>に記載されている局部座屈の発生を考慮した鋼管矢板壁の  $M-\phi$  モデル(図-4.4.4)を用いることを基本とする。最大曲げ耐力  $M_{max}$ 、限界曲率  $\phi_u$  は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」<sup>15)</sup>に従うこととする。

また、鋼管杭、鋼管矢板を土中または気中に設置する場合は、通常、腐食しろ 1mm を考慮して評価することとする。

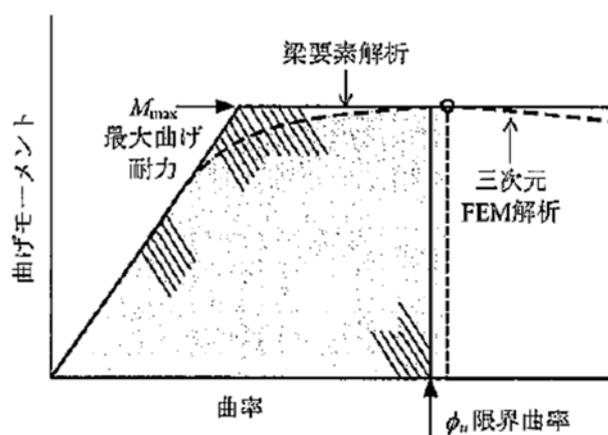


図-4.4.4 鋼管の  $M-\phi$  関係

#### ② 既設 RC 構造物

橋台基礎における場所打ち杭（コンクリート杭）、フーチング、およびたて壁やパラペットなどの RC 構造物については、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」<sup>12)</sup>に記載の方法にしたがって、非線形の梁要素としてモデル化することを基本とする。ただし明らかに降伏しないと判断できる場合は、弾性の梁要素でモデル化してもよい。

#### ③ 既設杭

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」<sup>12)</sup>に記載の方法にしたがって、非線形の梁要素としてモデル化することを基本とする。

#### ④ 桁とパラペット間

桁、パラペット間には、桁によるストラット効果を考慮するため、遊間以上の相対変位に対して衝突による反力を与える衝突ばねを設定する (図-4.2.4)。

#### ⑤対策工回りのジョイント要素

沈下量の評価に主眼を置いた工法では、一般に対策工（鋼材や固結改良など）と地盤の間にジョイント要素を設けることも多いが、本対策では水平方向の抵抗性が評価の主眼となるため、ジョイント要素を省略してもよい。

### (4) 入力条件の設定

#### ①地震動および土圧荷重

ALID は静的 FEM 解析であるため直接、地震動を用いることはないが、先述の液状化に対する抵抗率  $H_L$  を算出する際に、設計震度や入力地震動を用いる必要がある。

また、桁 - パラペット間において、桁の衝突によるストラット効果が生じることを想定し、橋台たて壁およびパラペットに振動土圧荷重を付与する（図-4.4.5）。振動土圧荷重は文献 1) における土圧モデルに従い、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」<sup>13)</sup> 4.2 に示される地震時主働土圧を用いることとする。なお、桁 - パラペット間において桁が衝突しないと想定される場合は、振動土圧荷重は付与しなくてもよい。

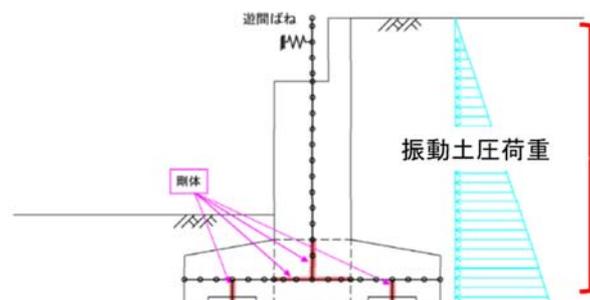


図-4.4.5 橋台に作用する振動土圧荷重  
(桁 - パラペット間での桁の衝突を考慮する場合)

#### ②境界条件

ALID の境界条件は、一般には、側面を鉛直ローラー、水平変位固定とし、底面は固定境界を用いる。

### (5) 計算結果の照査方法

計算結果については、4.3.1 対策工法の設計照査指標 の方針に従って照査を行うが、基礎杭に塑性化が生じる場合の照査の方法としては、ALID における増分計算（通常は 100 ステップ程度で計算）の過程から、杭基礎が降伏した計算ステップを判定し、当該ステップにおける基礎の変位応答値や作用外力を用いて、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」<sup>13)</sup> 11.4 に示される方法により、基礎の応答塑性率を算出し照査を行うことが可能である。

また、橋台たて壁の塑性化を考慮する場合は、「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編」<sup>13)</sup>8章に示されている、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 2 または限界状態 3 に達するときに生じる曲率を用いて応答値に対する照査を行うことが考えられる。

## 5章 橋台前面補強における施工方法

本章では、橋台前面補強における施工方法について、文献 1) を参考に記載する。

### 5.1 施工制約と検討ポイント

橋台の前面補強は新設橋と異なり、いろいろな制約がある中での施工となることが想定されることから、計画段階から現場の施工条件をよく把握し、施工性や施工手順に十分配慮した上で施工方法の検討を進めることが重要である。特に既設橋への近接施工となるため、施工スペースや空頭制限、既設基礎への施工影響等の検討が必要となる。表-5.1.1 に施工制約と検討ポイントの例を示す。

表-5.1.1 施工制約と検討ポイントの例

施工制約	検討ポイント
施工スペース	・ 確保できるスペースと施工に必要となるスペース
空頭制限	・ 各施工方法の最小施工高さ
施工離隔	・ 既設基礎からの施工離隔（どこまで既設基礎に寄れるか） ・ 既設基礎への施工影響（地盤を緩めないか）

### 5.2 施工方法

表-5.1.1 に示す施工制約に対応する施工方法として、文献 1) によれば、鋼管矢板壁補強では圧入工法が、鋼管壁補強では回転（切削）圧入工法が適した工法であるとされているため、本章では圧入工法と回転（切削）圧入工法の特徴と施工事例を以下に示す。なお、圧入工法、回転（切削）圧入工法以外の施工方法が適用できない訳ではなく、それぞれの現場の施工条件等を考慮した上で、適用可能な場合はこの限りではない。

表-5.2.1 に施工制約と圧入工法の対応範囲の目安を示す。

表-5.2.1 施工制約と対応範囲の目安

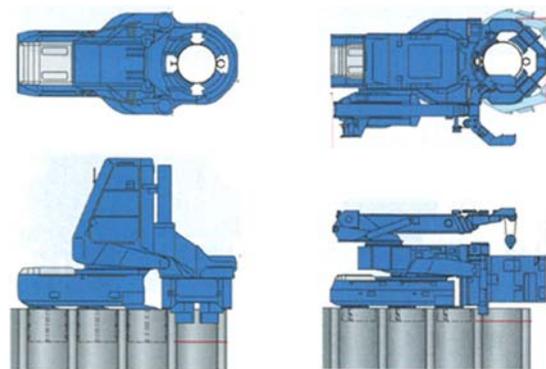
対策方法	鋼管矢板壁補強		鋼管壁補強
施工方法	圧入工法		回転（切削）圧入工法
適用鋼管径 (mm)	600～1,500		
施工機	垂直圧入 専用機	低空頭 専用機	回転（切削）圧入機
離隔距離	機械幅＋1.0m 程度		
最小施工高 (基面以上)	5.0m 程度	3.0m 程度	5.0m 程度

(1) 圧入工法

すでに地中に押し込まれた鋼管矢板を数本つかみ、その引抜抵抗力を反力として次の鋼管矢板を油圧による静荷重で地中に押し込んでいく工法である。大規模な作業構台を必要とせず、狭隘地や空頭制限のある場所で施工ができる特長を有している。また、低騒音・低振動工法のため、鉄道や民家に近接した工事の事例もある。

施工機械は、チャック部上部から鋼管矢板を挿入する垂直圧入専用機が一般的で、チャック部が観音開きして横から鋼管矢板を抱きかかえる低空頭専用機などもある。既に押し込まれた鋼管矢板を反力に次の鋼管矢板を施工する工法の特長上、鋼管矢板のつかみ代を確保するために施工基盤面から矢板頭部を突出させる必要がある。また、供用時に地上部への矢板頭部の突出が認められない場合などは、床掘りにより施工基盤面を下げる必要がある。図-5.2.1に施工機の概要を、図-5.2.2に蔵前橋耐震補強工事における空頭制限下での施工例を示す。

圧入工法は静的に圧入するため、比較的硬い地盤では施工に難渋する可能性があるため、その際は、補助工法（ウォータージェット）を併用するといった対策がある。



垂直圧入専用機

低空頭専用機

図-5.2.1 圧入工法概要



図-5.2.2 圧入工法による蔵前橋の耐震補強工事

## (2) 回転（切削）圧入工法

圧入工法同様に既に地中に押し込まれた鋼管杭を数本つかみ、その引抜抵抗力を反力として次の鋼管杭を回転圧入する工法である。鋼管の先端に削孔用ビットを取付けることにより硬質地盤で施工ができること、狭隘地や空頭制限のある場所で施工ができることなどの特長を有している。施工機械はチャック部が回転する圧入機を用いる。

## 5.3 施工手順と機械配置の例

### (1) 施工手順

代表的な施工フローを図-5.3.1に示すとともに、橋台前面補強の施工手順を図-5.3.2に示す。



図-5.3.1 橋台前面補強の施工フロー

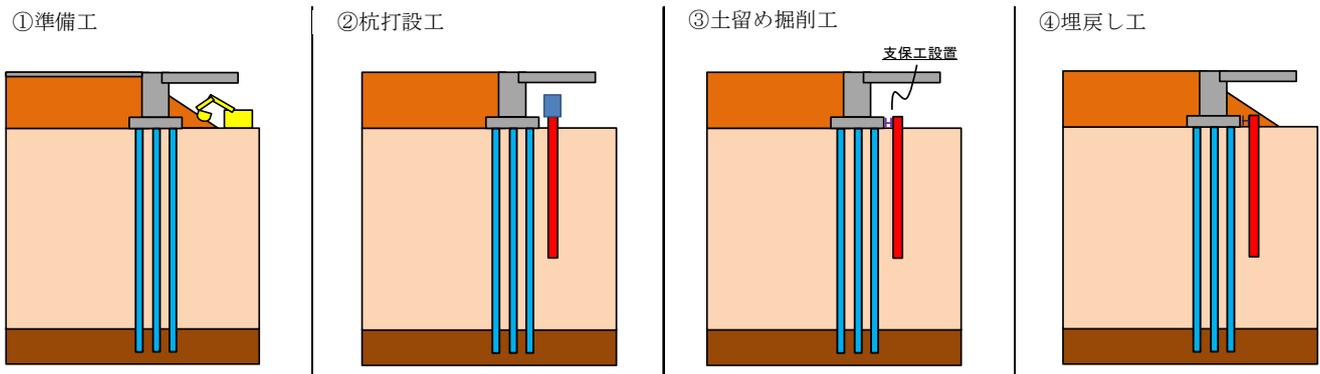


図-5.3.2 橋台前面補強の施工手順

(2) 機械配置の例

図-5.3.3 に補強対象となる既設橋台と機械配置の例を示す。既設橋台は、橋軸方向 8.0m、橋軸直角方向 13.2m、壁高は 6.0m 程度であり、空頭制限は 5m 程度である。補強杭は鋼管矢板（φ1000、L20m）が橋台前面に 12 本配置としている。

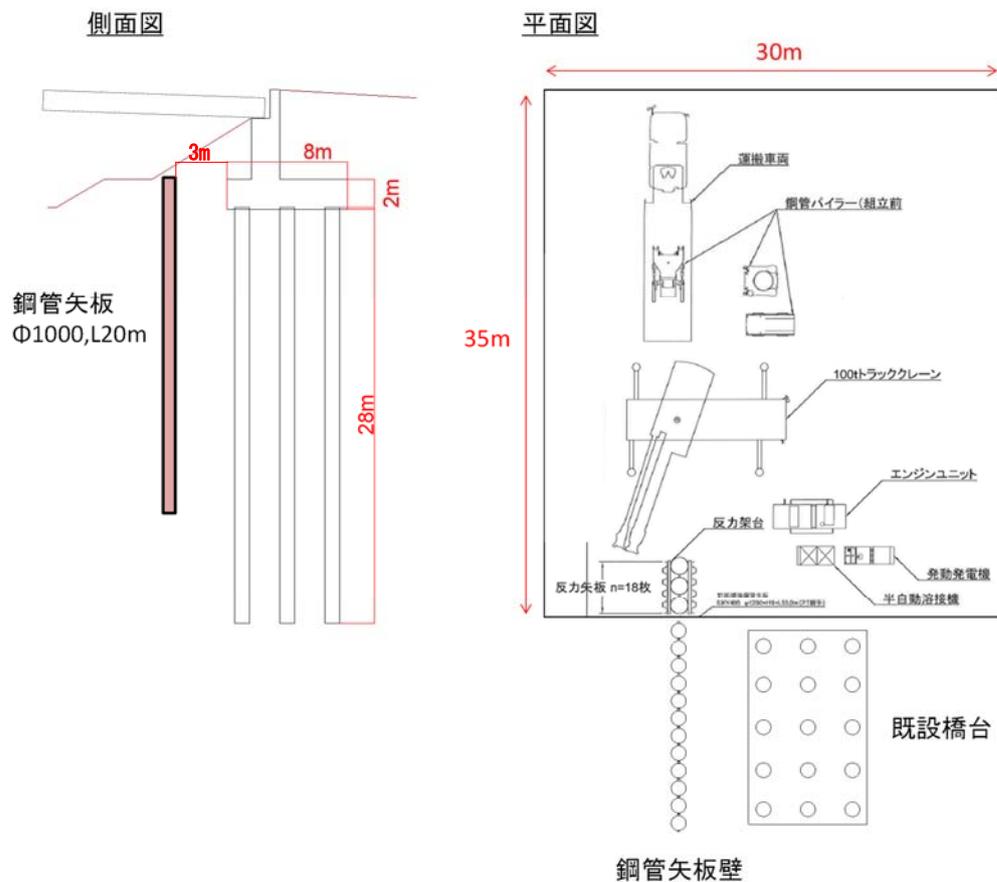


図-5.3.3 対象橋台と機械配置の例

## 6章 構造-地盤系の応答解析 (ALID) による実橋を対象とした解析

### 6.1 検討の対象とした橋台

共同研究報告第 506 号「橋梁基礎の液状化に対する耐震性評価手法と耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書」<sup>1)</sup>に記載の実橋を対象とした検証解析のうち、H 橋の A1 橋台（兵庫県南部地震での被災事例）を対象として、ALID を用いた地盤流動化が生じる場合の評価を行った。文献 1) から引用して、H 橋の A1 橋台の諸元と主な被災状況を表-6.1.1 に、A1 橋台の一般図を図-6.1.1 に、橋台位置の地盤条件を図-6.1.2 に示す。

解析評価ケースは、補強壁無し（無対策）の場合についての 2 ケース（観測記録より推定した水平震度 0.48 および「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」<sup>13)</sup>11.3 に基づき設定されたタイプ II 設計水平震度 0.70）と、補強壁を設置した場合についての 1 ケース（「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」<sup>13)</sup>11.3 に基づき設定されたタイプ II 設計水平震度 0.70）の、合計 3 ケースである（表-6.1.2 参照）。

表-6.1.1 H 橋の A1 橋台の諸元と主な被災状況

解析ケース		H 橋 A1	
竣工年		昭和 50 年	
構造諸元	奥行幅 (m)	12.500	
	高さ (m)	バラベット	1.450
		橋台たて壁	4.250
		フーチング	1.300
		合計	7.000
	部材厚さ (m)	バラベット	0.500
		橋台たて壁	1.500
	基礎	杭種	場所打ち杭
		杭本数 (本)	2×5=10
		直径 (m)	1.000
杭長 (m)		19.0	
支持形式	支持杭		
液状化層厚 (m)		7.5	
前面地盤高さ (m)		2.5	
観測記録より推定した水平震度		0.480	
被災状況			
部材の損傷	桁などの上部構造	不明	
	支承	支承サイドブロック破損、 支承モルタル損傷	
	バラベット	不明	
	橋台たて壁	クラック	
	フーチング	不明	
杭	不明		
橋台前背面地盤の沈下や橋台の変位量		背面地盤に若干の沈下、舗装面に亀裂が発生	

側面図

平面図

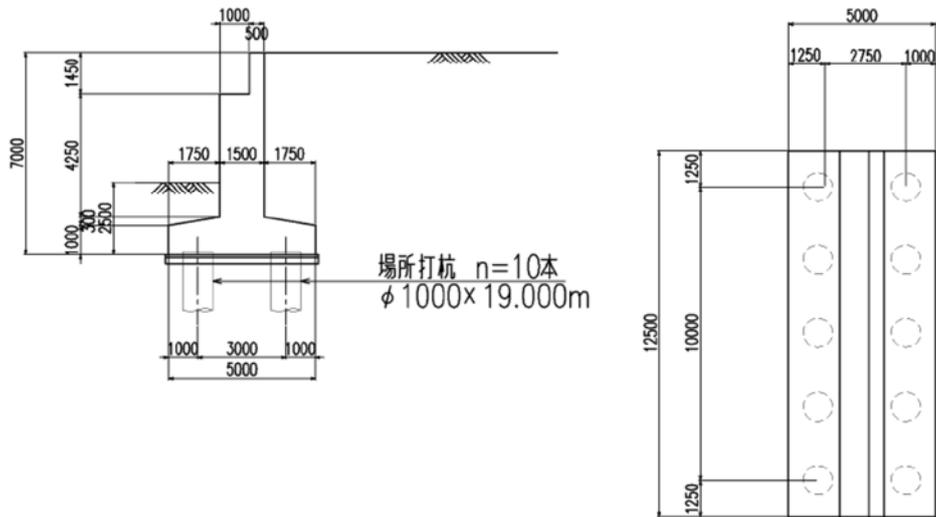


図-6.1.1 H橋 A1橋台の一般図

表-6.1.2 H橋 A1橋台 解析評価ケース

ケース	補強壁	水平震度	補強壁仕様	補強壁の 離隔
CASE1	無し	0.48	-	-
CASE2		0.70		
CASE3	有り	0.70	鋼管杭φ1500-t22mm L=26.5m、8本(1650mmピッチ)	1.5m

■ 地盤条件 地下水位GL- 0.63 m フーチング底面GL- 2.5 m

層区分	深度 GL- (m)	層厚 (m)	現地盤面 から層中心 までの深さ x (m)	平均 N値	単位重量		変形係数 $E_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	地盤強度定数	
					$\gamma_{11}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$\gamma_{12}$ ( $\text{kN/m}^3$ )		粘着力 c ( $\text{kN/m}^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ )
表土	0.70	0.70	0.35	3	15.0	6.0	8400	—	26.0
中砂	4.70	4.00	2.70	7.5	18.0	9.0	21000	—	27.9
腐植土混り砂	10.00	5.30	7.35	14.2	17.5	8.5	39760	—	28.7
腐植土	10.50	0.50	10.25	14.2	17.5	8.5	39760	85.2	—
腐植土混りシルト	14.30	3.80	12.40	2	16.0	7.0	5600	12.0	—
腐植土混り砂	16.70	2.40	15.50	37	17.5	8.5	103600	—	30.0
シルト	18.30	1.60	17.50	10	15.5	6.5	28000	60.0	—
シルト	19.50	1.20	18.90	10	15.5	6.5	28000	60.0	—
砂礫	22.50	3.00	21.00	50	19.0	10.0	140000	—	30.1

※ 変形係数  $E_0$ は、 $E_0=2800N$  ( $\text{kN/m}^2$ , 常時) より算定  
 ※ 内部摩擦角  $\phi$  (H29道示) より算定  
 ※ 粘着力 c は、 $c=6N$  ( $\text{kNm}^2$ ) より算定  
 ※  $\gamma_{11}$ は、地下水位より浅い位置での単位体積重量  
 ※  $\gamma_{12}$ は、地下水位より深い位置での単位体積重量

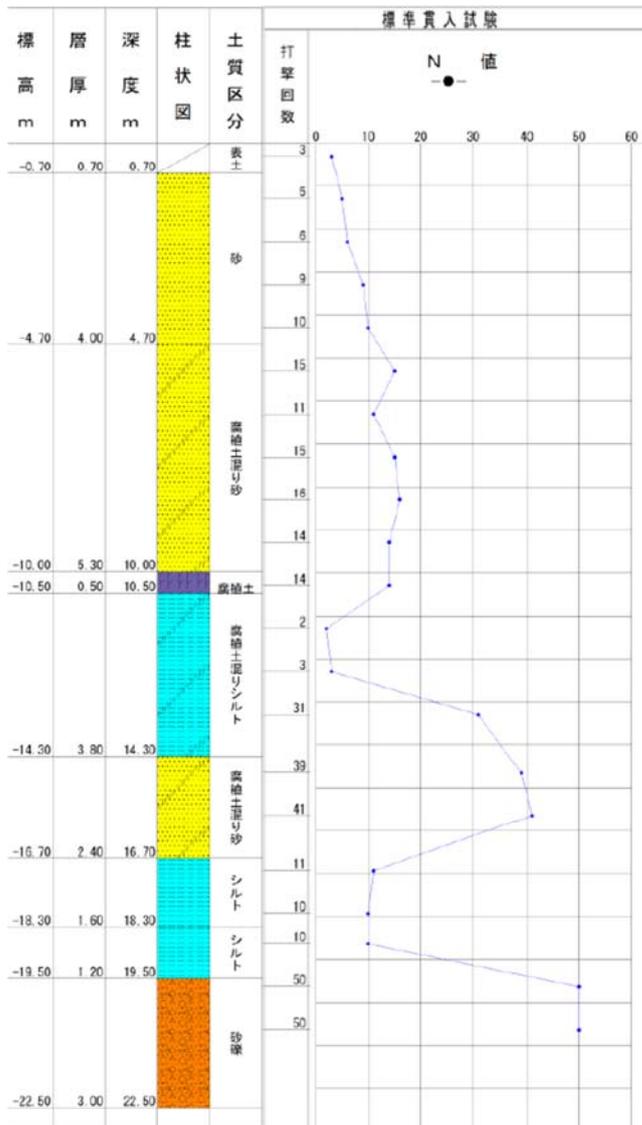


図-6.1.2 H橋の橋台位置の地盤条件

## 6.2 解析モデル

4.4 構造-地盤系の応答解析 (ALID) のモデル詳細に示す方法により解析モデルを作成している。図-6.2.1 に補強壁無し (無対策) の場合の解析モデル図を示す。また、図-6.2.2 に補強壁を設置した場合の解析モデル図を示す。

補強壁は橋台前面側のフーチング端部から離隔 1.5m の位置に設置している。また、補強壁は  $\phi 1500$ -t22mm の鋼管杭 (杭長 22m) を隙間 150mm として 8 本並べた構造とした (図-6.2.3)。

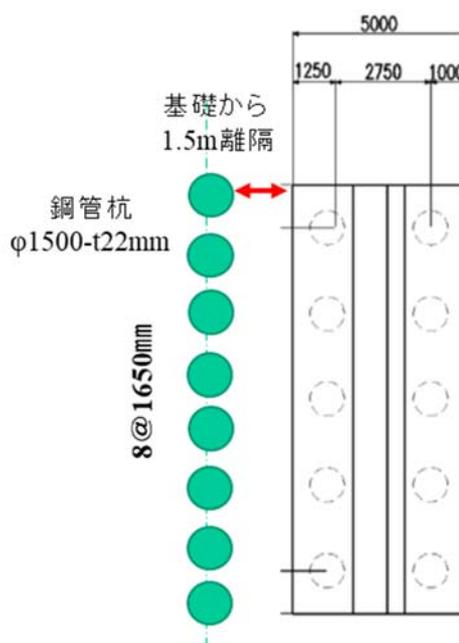


図-6.2.3 前面補強壁の設置位置

### (1) 地盤条件

地盤モデルは MC/DP 弾塑性モデル (Mohr/Coulomb の破壊規準と Drucker/Prager の塑性ひずみポテンシャルを適用した弾/完全塑性モデル) である。図-6.1.2 に示す地盤条件に基づき、表-6.2.1 に示すとおりモデル化している。

表-6.2.1 地盤物性値一覧

区分	地層	N値	せん断剛性 G (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	単位体積 重量 (kN/m <sup>3</sup> )	強度定数		ダイレタ ンシー角 $\psi$ (°)	応力依存パラメータ		繰返し 三軸強度比 RL20	F <sub>c</sub> (%)	相対 密度 Dr(%)	物性モデル
						C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)		k	n				
1	表土	3.0	3,150	0.333	15.0	0.0	26.0	1.0	-	-	-	-	-	MC/DP弾・塑性
2	中砂	7.5	7,880	0.333	18.0	0.0	27.9	2.9	47,693	0.5	0.335	-	58.0	MC/DP弾・塑性
3	腐植土混り砂	14.2	14,890	0.333	17.5	0.0	28.7	3.7	57,936	0.5	0.582	-	67.0	MC/DP弾・塑性
4	腐植土	14.2	17,010	0.167	17.5	85.2	0.0	0.0	62,299	1.0	-	-	-	MC/DP弾・塑性
5	腐植土混りシルト	2.0	2,100	0.333	16.0	12.0	0.0	0.0	7,545	1.0	-	-	-	MC/DP弾・塑性
6	腐植土混り砂	37.0	38,850	0.333	17.5	0.0	30.0	5.0	109,080	0.5	-	-	-	MC/DP弾・塑性
7	シルト	10.0	10,500	0.333	15.5	60.0	0.0	0.0	27,097	1.0	-	-	-	MC/DP弾・塑性
8	砂礫	50.0	52,500	0.333	19.0	0.0	30.1	5.1	-	-	-	-	-	MC/DP弾・塑性
9	背面盛土	5.0	5,250	0.333	18.0	0.0	30.0	5.0	-	-	-	-	-	MC/DP弾・塑性

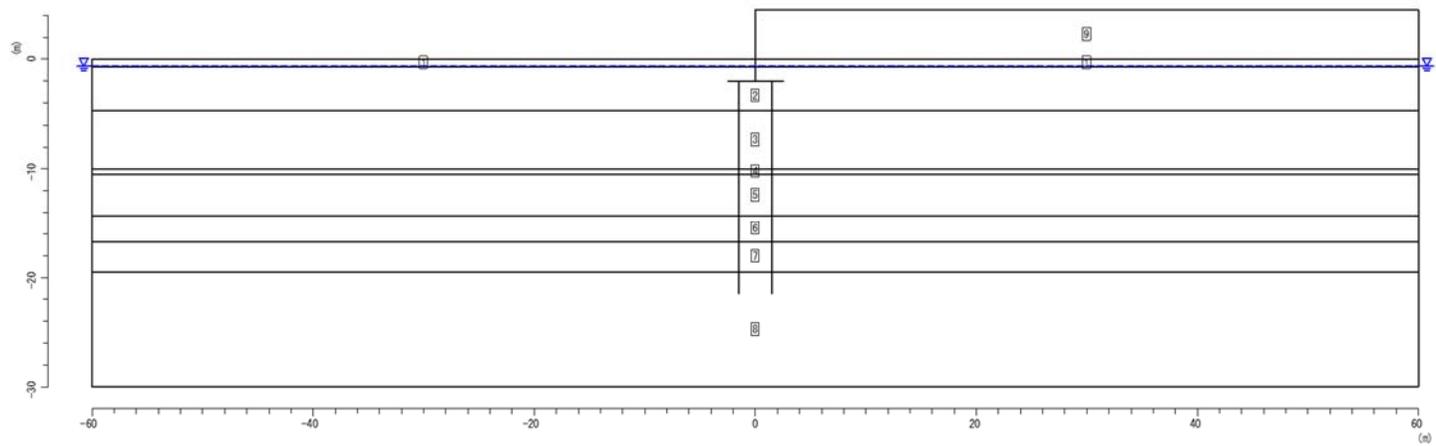


図-6.2.1 解析モデル（前面補強壁なし）

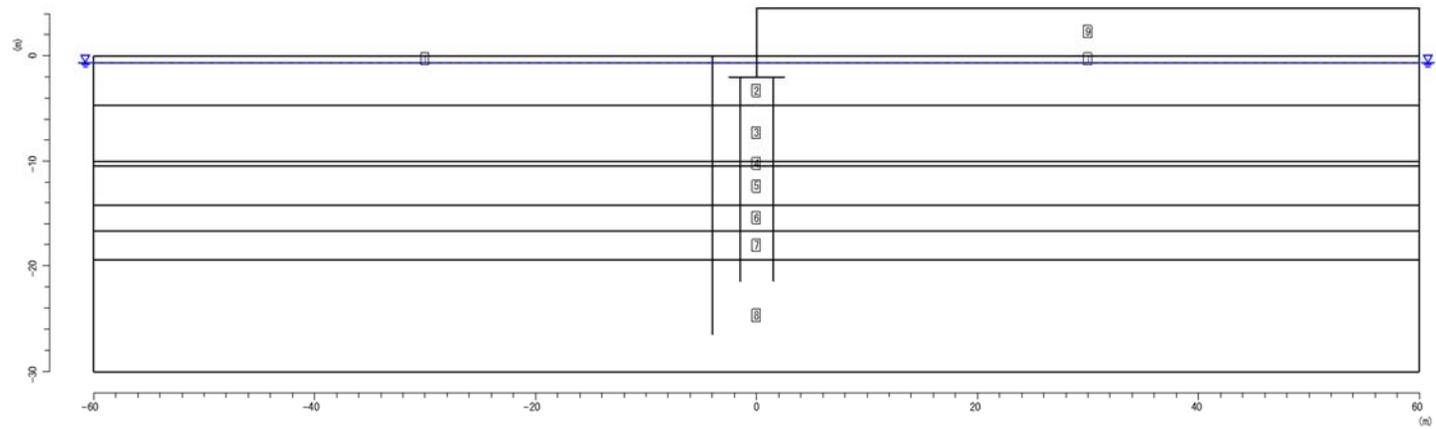


図-6.2.2 解析モデル（前面補強壁あり）

## (2) 構造物のモデル化

パラペット、たて壁、フーチング、杭、補強壁は非線形はり要素（M- $\phi$ モデル）を適用した。各構造部材の物性値の一覧を表-6.2.2に示す。また各部材の M- $\phi$  関係（単位奥行き 1m あたりに換算）を図-6.2.4～図-6.2.7に示す。

表-6.2.2 各構造物の物性値一覧

部材	材料	$\phi$ or h (mm)	ピッチ (m)	断面積 $A$ (m <sup>2</sup> )/m	断面2次モーメント $I$ (m <sup>4</sup> )/m	断面係数 $Z$ (m <sup>3</sup> )/m	ヤング係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断弾性係数 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	単体重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
前フーチング	RC	1300.0	1.000	1.300E+00	1.831E-01	2.82E-01	2.35E+07	0.167	1.007E+07	24.5
後フーチング	RC	1300.0	1.000	1.300E+00	1.831E-01	2.82E-01	2.35E+07	0.167	1.007E+07	24.5
たて壁	RC	1500.0	1.000	1.500E+00	2.813E-01	3.75E-01	2.35E+07	0.167	1.007E+07	24.5
パラペット	RC	500.0	1.000	5.000E-01	1.042E-02	4.17E-02	2.35E+07	0.167	1.007E+07	24.5
前面壁	鋼管	1500.0	1.650	5.905E-02	1.613E-02	2.15E-02	2.00E+08	0.300	7.692E+07	78.5
基礎杭	RC	1000.0	2.500	3.142E-01	1.963E-02	3.93E-02	2.35E+07	0.167	1.007E+07	24.5

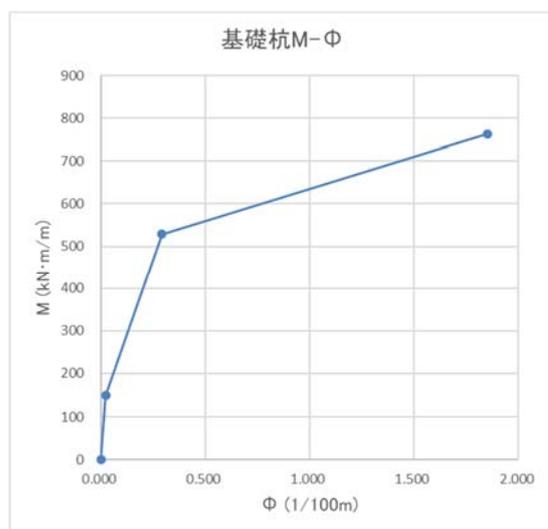


図-6.2.4 基礎杭の M- $\phi$  関係

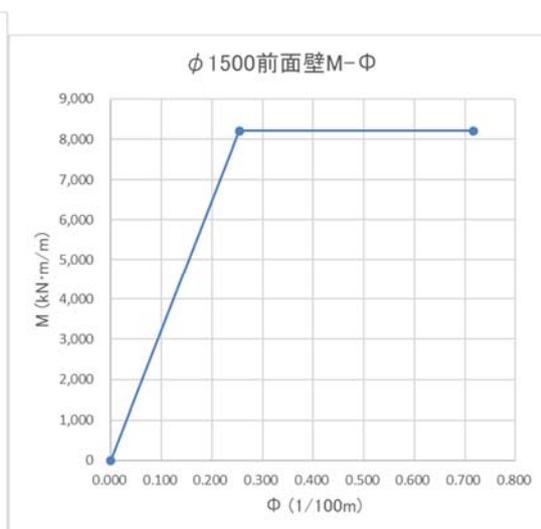


図-6.2.5 前面補強壁の M- $\phi$  関係

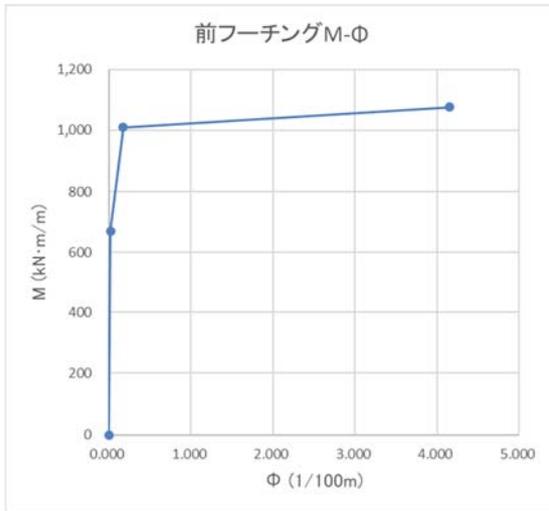


図-6.2.6 前面フーチングのM-Φ関係

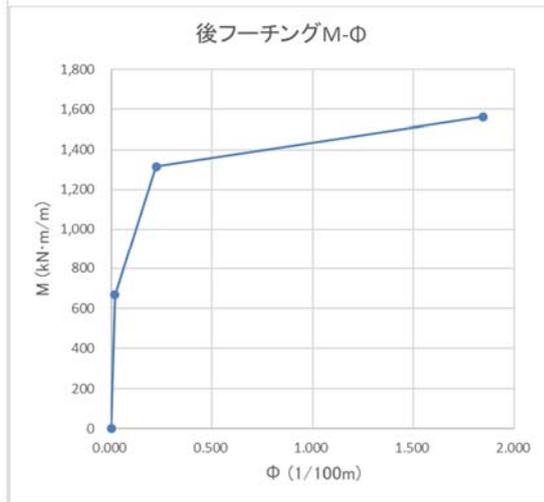


図-6.2.7 後面フーチングのM-Φ関係

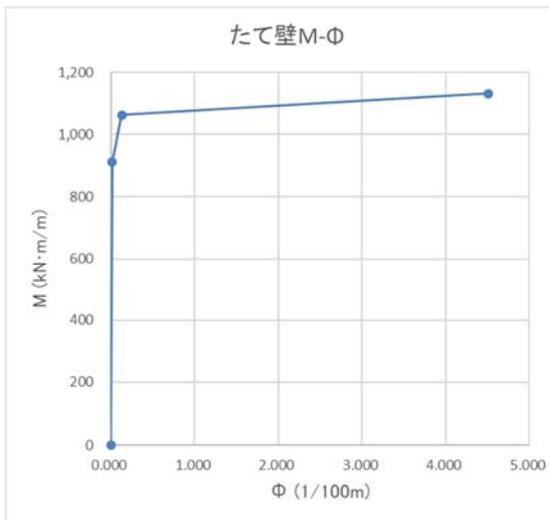


図-6.2.8 橋台たて壁のM-Φ関係

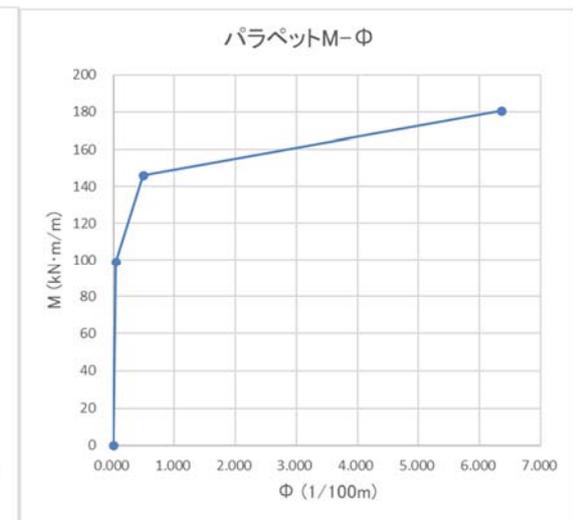


図-6.2.9 橋台パラペット部のM-Φ関係

### (3) 振動土圧荷重

土圧法による橋台基礎の計算モデルで適用されている振動土圧荷重（地震時主働土圧）として、表-6.2.3に示す分布荷重を橋台たて壁に作用させた。

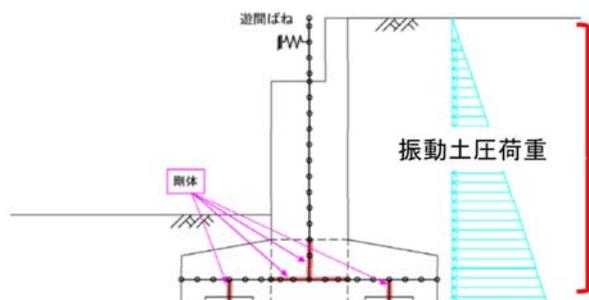
表-6.2.3 振動土圧荷重

0.48G

節点番号	X座標(m)	Y座標(m)	深度(m)	px(kN/m <sup>2</sup> )
2735	0.00	4.50	0.000	0.000
2739	0.00	4.15	0.350	9.450
2741	0.00	3.80	0.700	18.900
2744	0.00	3.45	1.050	28.350
2748	0.00	3.05	1.450	39.150
2751	0.00	2.54	1.958	52.866
2754	0.00	2.03	2.467	66.609
2756	0.00	1.53	2.975	80.325
2759	0.00	1.02	3.483	94.041
2762	0.00	0.51	3.992	107.784
2766	0.00	0.00	4.500	121.500
2770	0.00	-0.35	4.850	130.950
2774	0.00	-0.70	5.200	140.400
2777	0.00	-0.95	5.450	147.150
2783	0.00	-1.20	5.700	153.900
2787	0.00	-1.50	6.000	162.000
2789	0.00	-1.75	6.250	168.750
2793	0.00	-2.00	6.500	175.500
3030	1.50	-2.00	6.500	175.500
3034	1.50	-2.25	6.750	182.250
3038	1.50	-2.50	7.000	189.000

0.70G

節点番号	X座標(m)	Y座標(m)	深度(m)	px(kN/m <sup>2</sup> )
2735	0.00	4.50	0.000	0.000
2739	0.00	4.15	0.350	12.191
2741	0.00	3.80	0.700	24.381
2744	0.00	3.45	1.050	36.572
2748	0.00	3.05	1.450	50.504
2751	0.00	2.54	1.958	68.197
2754	0.00	2.03	2.467	85.926
2756	0.00	1.53	2.975	103.619
2759	0.00	1.02	3.483	121.313
2762	0.00	0.51	3.992	139.041
2766	0.00	0.00	4.500	156.735
2770	0.00	-0.35	4.850	168.926
2774	0.00	-0.70	5.200	181.116
2777	0.00	-0.95	5.450	189.824
2783	0.00	-1.20	5.700	198.531
2787	0.00	-1.50	6.000	208.980
2789	0.00	-1.75	6.250	217.688
2793	0.00	-2.00	6.500	226.395
3030	1.50	-2.00	6.500	226.395
3034	1.50	-2.25	6.750	235.103
3038	1.50	-2.50	7.000	243.810



橋台に作用する振動土圧荷重  
(桁 - パラペット間での桁の衝突を考慮する場合)

(4) 桁、パラペット間の接点モデル

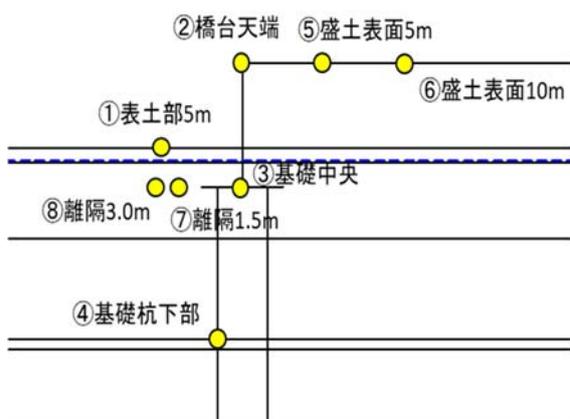
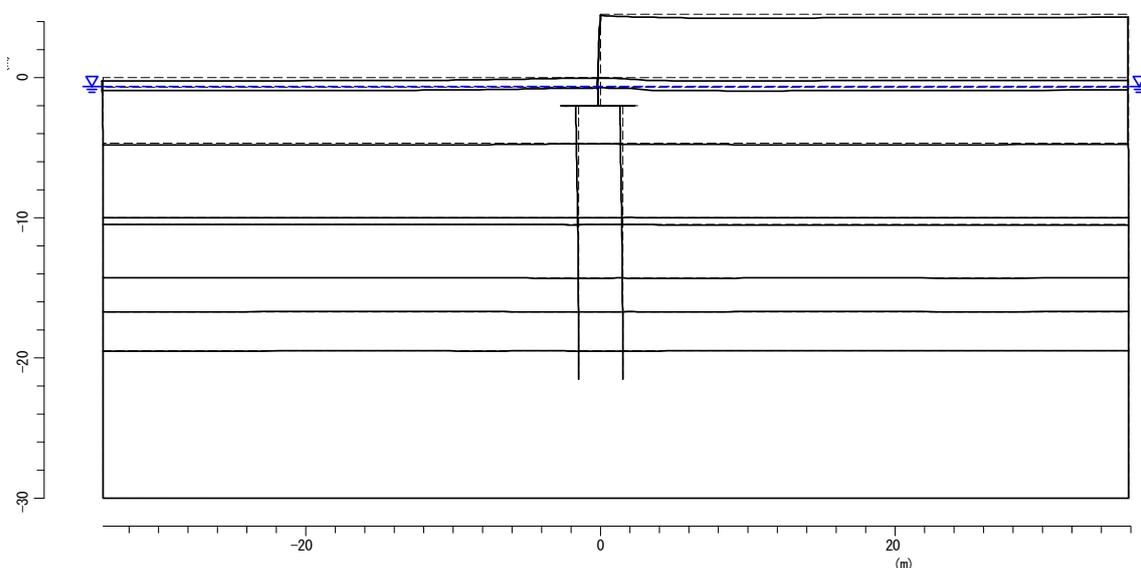
桁、パラペット間には、桁によるストラット効果を考慮するため、遊間を 50 mm と設定し、遊間以上の相対変位に対して衝突による反力を与える衝突ばねを設定した (図-4.2.4 参照)。

### 6.3 解析結果

#### 6.3.1 水平震度 0.48（無対策）のケース

CASE1（水平震度 0.48、無対策）の変形図（流動力作用後）と各地点の残留変位を図-6.3.1に示す。橋台天端で前面側に 0.1cm 程度の水平変位が出る一方、フーチングの基礎中央では前面側に 16.5cm の水平変位が生じており、流動力を受けて橋台たて壁の基部がはらみ出すような変形モードとなっている。また、橋台背後の盛土表層において 10cm 程度の沈下が生じている。実橋の被災事例と比べると変形量はやや過大になっていると考えられるが変形の傾向は整合している。

縮尺：1/400 工程：8



Case1	地盤面加速度 472.0 gal	
	残留変位	
	水平	鉛直
①表土部5m	-12.6 cm	8.9 cm
②橋台天端	-0.1 cm	0.0 cm
③基礎中央	-16.5 cm	0.0 cm
④基礎杭下部	-5.5 cm	-0.2 cm
⑤盛土表面5m	-6.9 cm	-10.1 cm
⑥盛土表面10m	-9.0 cm	-8.7 cm
⑦離隔1.5m	-16.1 cm	6.7 cm
⑧離隔3.0m	-14.8 cm	7.9 cm

図-6.3.1 CASE1（水平震度 0.48、無対策）の変形図（流動力作用後）

杭および橋台たて壁の水平変位、曲げモーメント、軸力、せん断力の分布図を図-6.3.2 に示す。曲げモーメントに対して橋台たて壁は降伏、杭基礎は杭頭において終局に達した。軸力、せん断力は想定耐力を十分下回る結果であった。

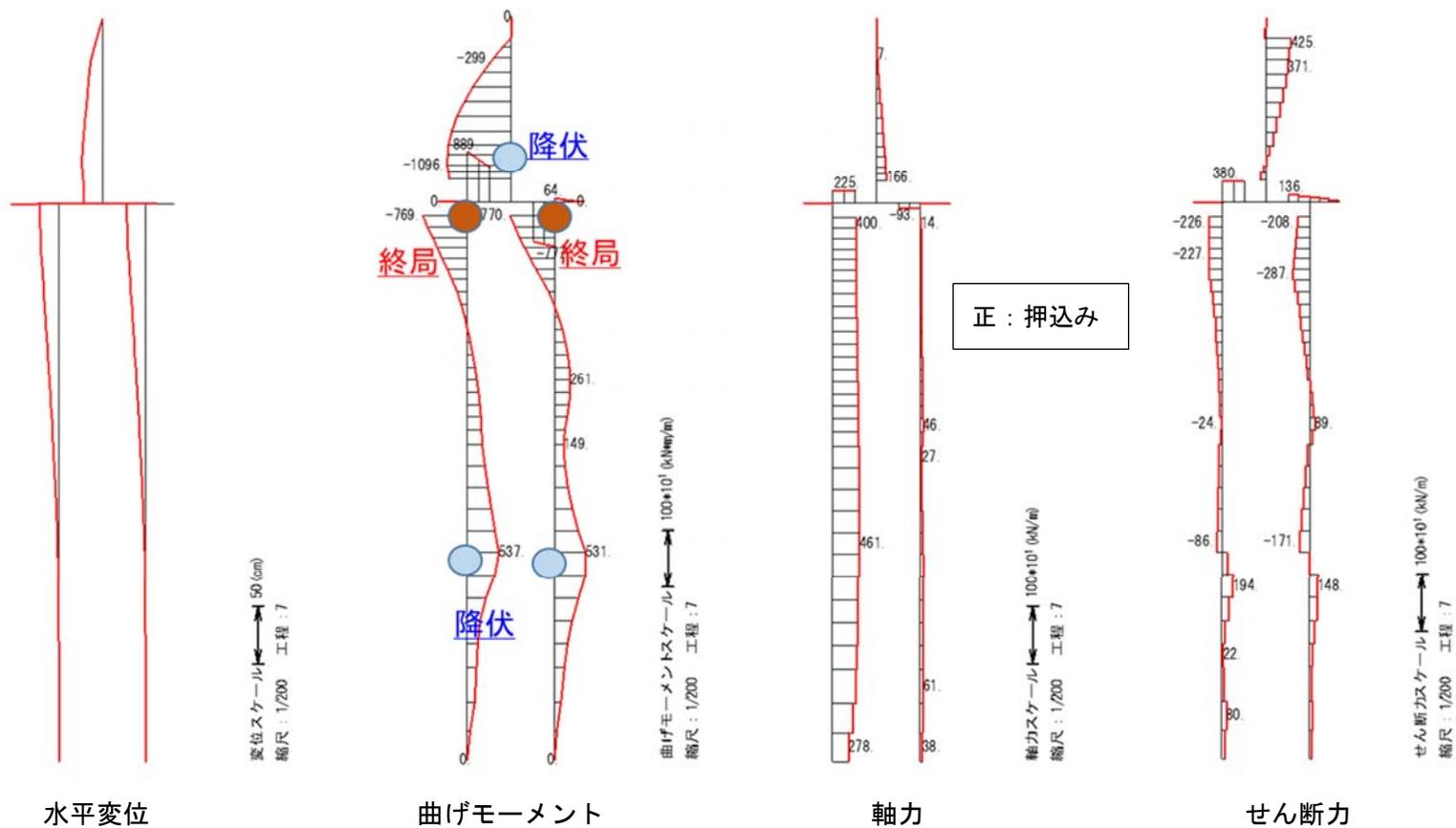


図-6.3.2 CASE1 (水平震度 0.48、無対策) の水平変位、奥行き 1m あたりの作用力分布 (流動力作用後)

各部材に作用する最大モーメントと降伏モーメントおよび終局モーメントを比較し判定を記したものを表-6.3.1に示す。たて壁は降伏モーメントを超えたものの終局モーメント $Mu_1$ には達していない。基礎杭は前列、後列ともに杭頭部で終局モーメントに達した。

表-6.3.1 CASE1（水平震度0.48、無対策）の各部材の判定

部材	降伏モーメント (kNm/m)	終局モーメント (kNm/m)	最大モーメント (kNm/m)	判定
前フーチング	1009.8	1076.0	889.3	OK
後フーチング	1315.9	1562.2	777.4	OK
たて壁	1062.5	$Mu_1=1120.3$ $Mu_2=1166.4$	1096.0	$Mu_1$ は超過せず 耐震性能2
基礎杭(前)	529.1	763.2	768.9	杭頭終局 地中部降伏
基礎杭(後)	529.1	763.2	770.1	杭頭終局 地中部降伏

※たて壁の $Mu_1$ は、H29道路橋示方書V8章に記載の鉄筋コンクリート断面が限界状態2に達する曲率における曲げモーメント。たて壁の $Mu_2$ は限界状態3に達する曲率における曲げモーメント

各計算ステップ（土圧荷重＝水平震度を100ステップに分割して計算）における基礎中心（フーチング位置）の水平変位を図-6.3.3に示す。56ステップ（水平震度0.28）にて杭基礎が降伏した（全列降伏）。また、98ステップ（水平震度0.47）にて杭頭において終局に達した。たて壁は78ステップ（水平震度0.37）にて降伏に達した。橋台基礎の応答塑性率は $\mu'_{Ar}=1.97$ となり制限値を超えなかった。なお、実橋の被災事例では基礎の損傷は不明であるが、たて壁にひび割れが生じている。解析の損傷評価は実橋に対してやや過大であるが傾向は捉えている。

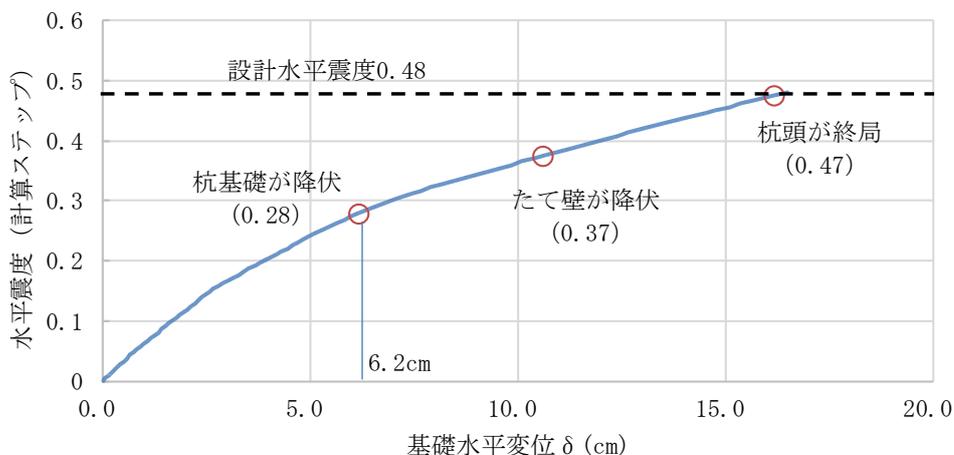
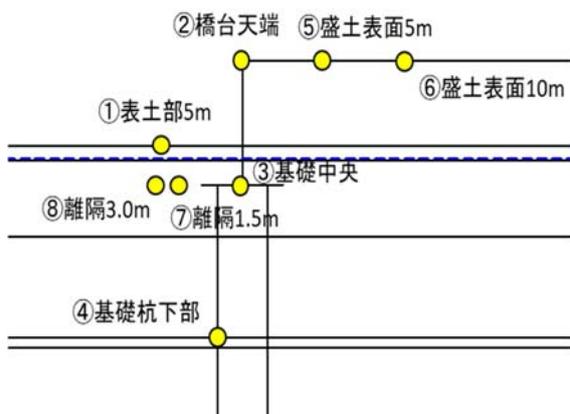
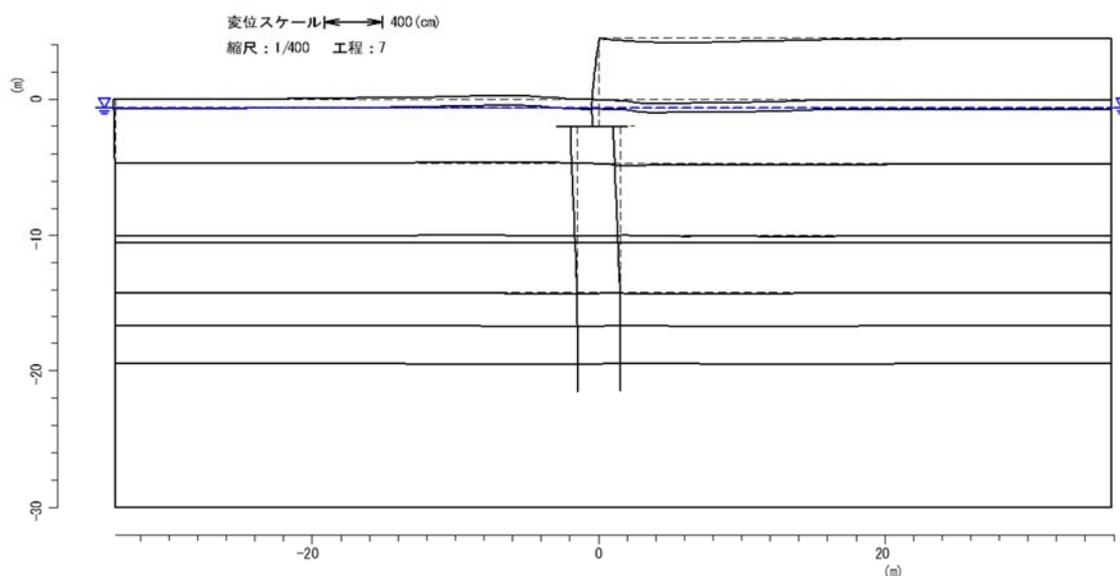


図-6.3.3 CASE1（水平震度0.48、無対策）の基礎中心における変位曲線

### 6.3.2 水平震度 0.70（無対策、補強壁あり）のケース

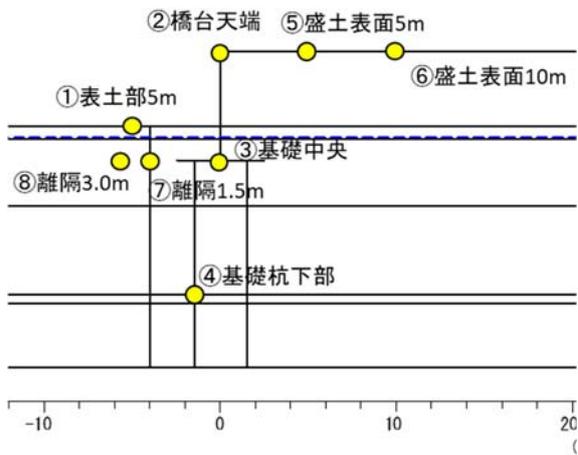
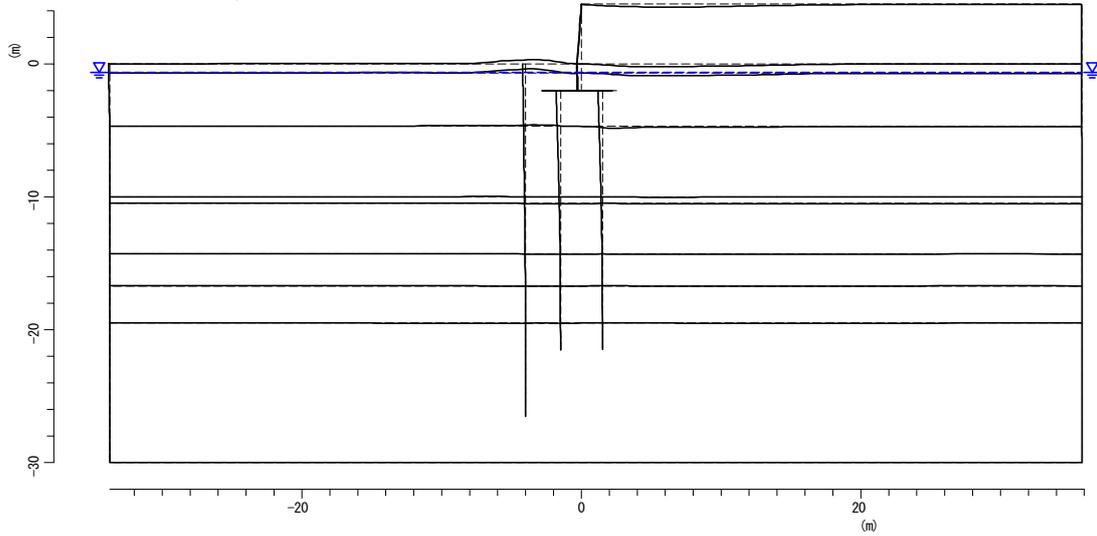
CASE2（水平震度 0.70、無対策）および CASE3（水平震度 0.70、補強壁あり）の変形図（流動力作用後）と各地点の残留変位を図-6.3.4、図-6.3.5 に示す。無対策ではフーチングの基礎中央では前面側に 45.9cm の水平変位が生じており、橋台たて壁の基部が大きくはらみ出すような変形モードとなっている。また、橋台背後の盛土表層において 31.3cm の沈下が生じている。一方、補強壁のケースでは、フーチングの基礎中央の水平変位は 29.5cm（無対策時から 36%低減）、橋台背後の沈下は 21.5cm（無対策時から 32%低減）となり対策効果が発揮されている。



着目点	地盤面加速度 686.5 gal	
	残留変位	
	水平	鉛直
①表土部5m	-34.5 cm	26.0 cm
②橋台天端	6.7 cm	-0.3 cm
③基礎中央	-45.9 cm	-0.3 cm
④基礎杭下部	-16.8 cm	-0.5 cm
⑤盛土表面5m	-13.5 cm	-31.3 cm
⑥盛土表面10m	-19.8 cm	-23.0 cm
⑦離隔1.5m	-45.0 cm	19.0 cm
⑧離隔3.0m	-41.1 cm	22.7 cm

図-6.3.4 CASE2（水平震度 0.70、無対策）の変形図（流動力作用後）

縮尺：1/400 工程：8



Case3		地盤面加速度 686.5 gal	
着目点	残留変位		
	水平	鉛直	
①表土部5m	-20.8 cm	25.8 cm	
②橋台天端	0.6 cm	-0.1 cm	
③基礎中央	-29.5 cm	-0.1 cm	
④基礎杭下部	-9.6 cm	-0.5 cm	
⑤盛土表面5m	-8.1 cm	-21.5 cm	
⑥盛土表面10m	-13.0 cm	-17.2 cm	
⑦離隔1.5m	-17.9 cm	-0.1 cm	
⑧離隔3.0m	-14.4 cm	14.4 cm	

図-6.3.5 CASE3（水平震度 0.70、前面補強壁あり）の変形図（流動力作用後）

CASE2（水平震度 0.70、無対策）の杭および橋台たて壁の水平変位、曲げモーメント、軸力、せん断力の分布図を図-6.3.6 に示す。曲げモーメントに対して橋台たて壁、杭基礎はいずれも終局に達した。軸力、せん断力は想定耐力を下回る結果であった。

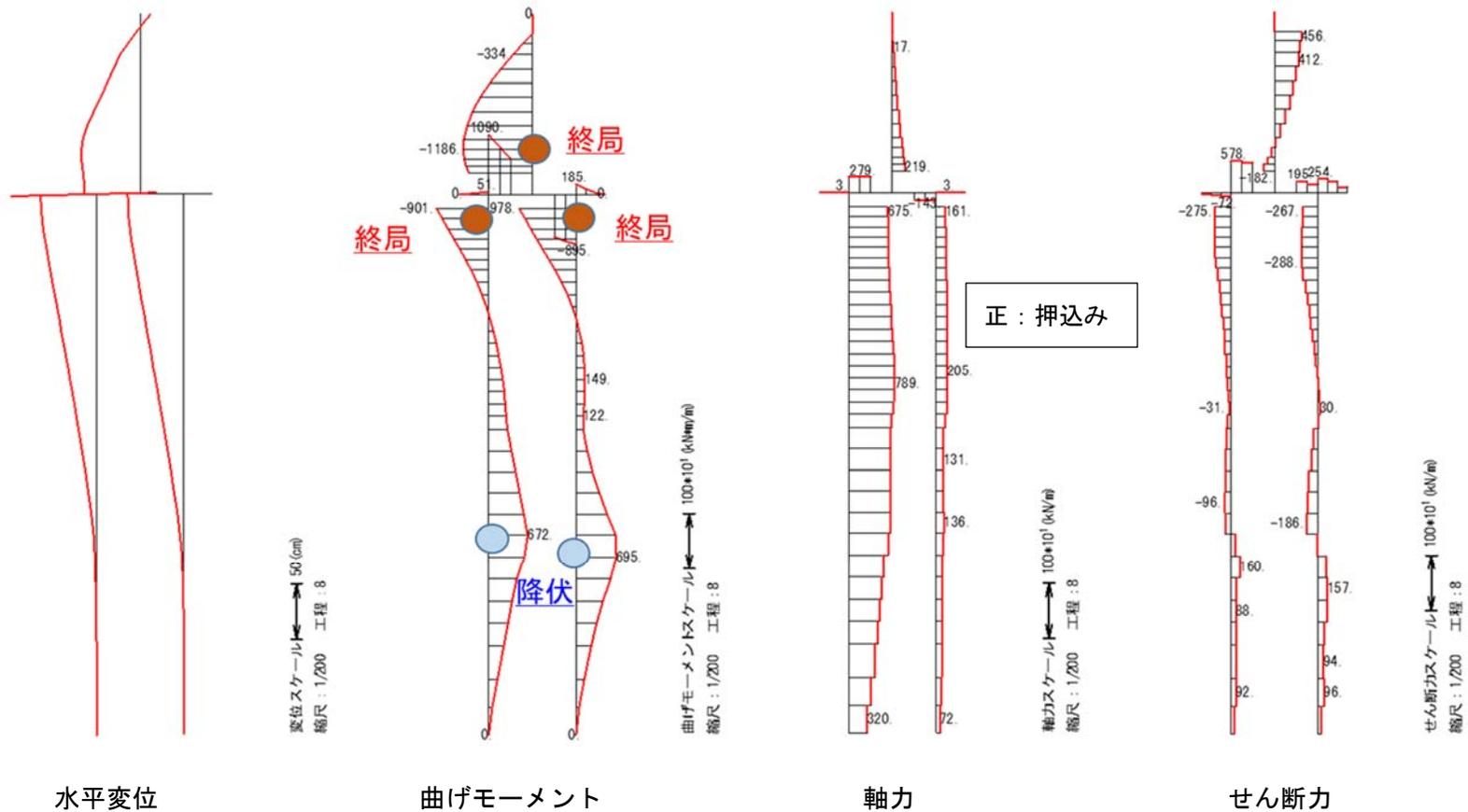


図-6.3.6 CASE2（水平震度 0.70、無対策）の水平変位、奥行き 1m あたりの作用力分布（流動力作用後）

CASE3（水平震度 0.70、補強壁）の杭、橋台たて壁および補強壁の水平変位、曲げモーメント、軸力、せん断力の分布図を図-6.3.7に示す。曲げモーメントに対して杭基礎は終局に達したが、橋台たて壁は限界状態3に留まった。また補強壁の曲げモーメントは降伏レベル以下であった。

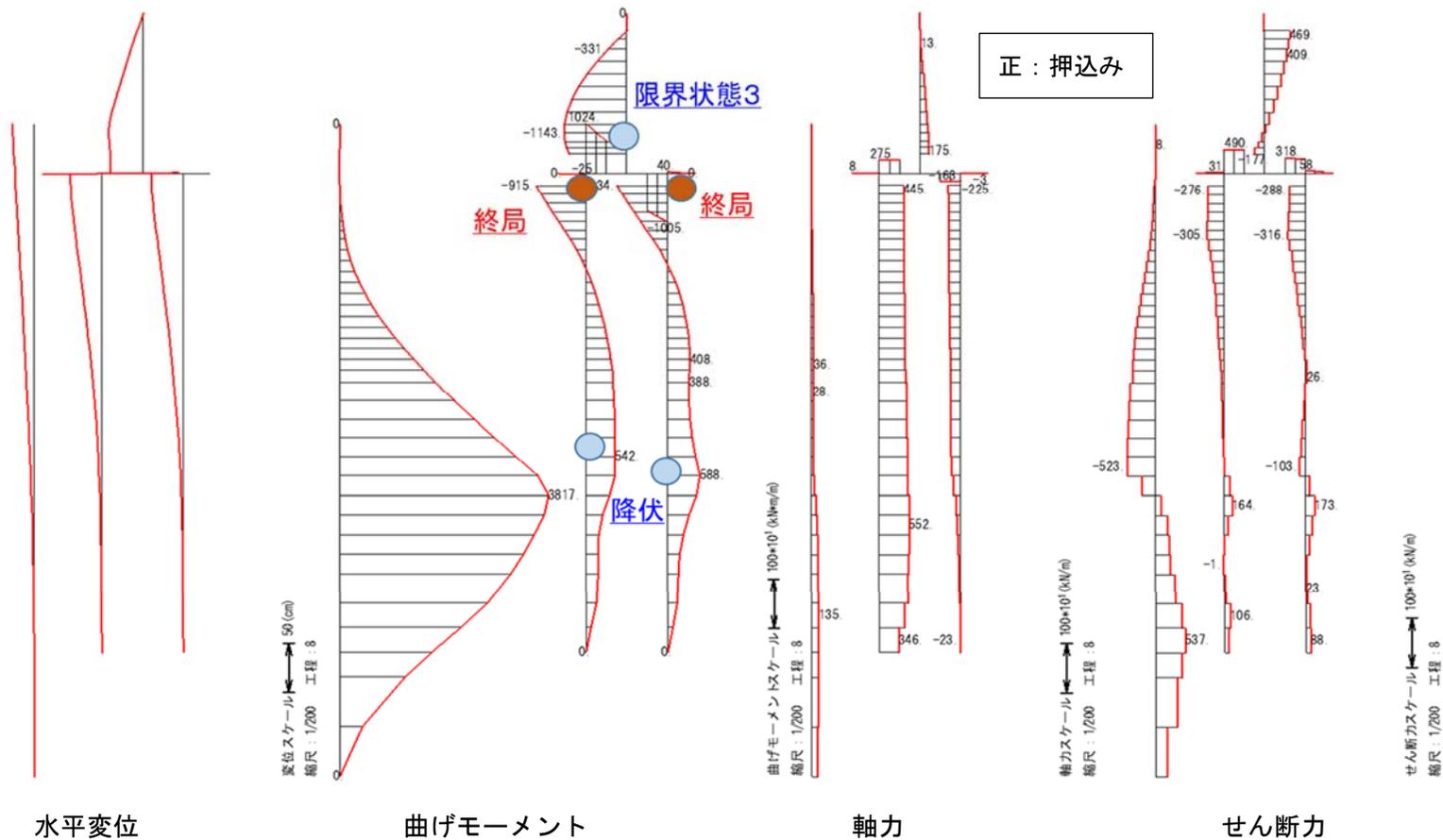


図-6.3.7 CASE3（水平震度 0.70、補強壁あり）の水平変位、奥行き 1m あたりの作用力分布（流動力作用後）

CASE2（水平震度 0.70、無対策）の各部材に作用する最大モーメントと降伏モーメントおよび終局モーメントを比較し判定を記したものを表-6.3.2 に示す。橋台たて壁、杭基礎はいずれも終局に達しており、設計結果の判定は NG となった。

表-6.3.2 CASE2（水平震度 0.70、無対策）の各部材の判定

部材	降伏モーメント (kNm/m)	終局モーメント (kNm/m)	最大モーメント (kNm/m)	判定
前フーチング	1009.8	1076.0	1052.0	Mu は超過せず
後フーチング	1315.9	1562.2	1147.0	OK
たて壁	1062.5	Mu1=1120.3 Mu2=1166.4	1173.0	Mu2 を超過 NG
基礎杭（前）	529.1	763.2	938.6	杭頭終局 地中部降伏
基礎杭（後）	529.1	763.2	1080.0	杭頭終局 地中部降伏

※たて壁の  $Mu_1$  は、H29 道路橋示方書 V8 章に記載の鉄筋コンクリート断面が限界状態 2 に達する曲率における曲げモーメント。たて壁の  $Mu_2$  は限界状態 3 に達する曲率における曲げモーメント

CASE2（水平震度 0.70、無対策）の各計算ステップ（土圧荷重＝水平震度を 100 ステップに分割して計算）における基礎中心（フーチング位置）の水平変位を図-6.3.8 に示す。水平震度 0.29 にて杭基礎が降伏した（全列降伏）。また、水平震度 0.46 にて杭頭において終局に達した。たて壁は（水平震度 0.68）にて終局に達した。なお、橋台基礎の応答塑性率は  $\mu'_{Ar}=3.41$  となり制限値を超えた。

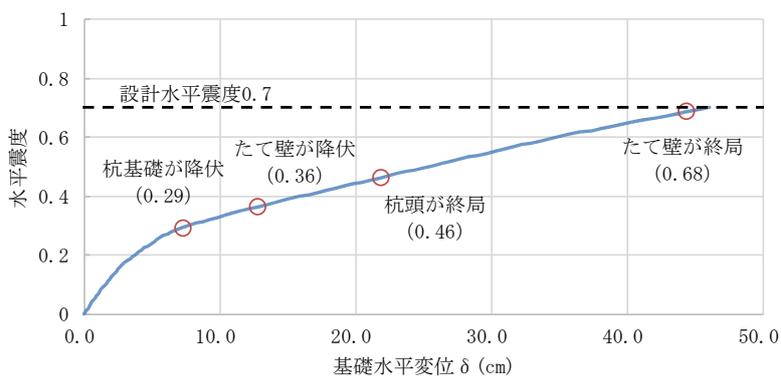


図-6.3.8 CASE2（水平震度 0.70、無対策）の基礎中心における変位曲線

CASE3（水平震度 0.70、補強壁あり）の各部材に作用する最大モーメントと降伏モーメントおよび終局モーメントを比較し判定を記したものを表-6.3.3 に示す。杭基礎は終局に達したが、橋台たて壁は限界状態 3 内に留まった。またフーチングも降伏に達していない。

表-6.3.3 CASE3（水平震度 0.70、補強壁あり）の各部材の判定

部材	降伏モーメント (kNm/m)	終局モーメント (kNm/m)	最大モーメント (kNm/m)	判定
前フーチング	1009.8	1076.0	1024.0	Mu は超過せず
後フーチング	1315.9	1562.2	892.5	OK
たて壁	1062.5	Mu1=1120.3 Mu2=1166.4	1129.3	Mu2 は超過せず 限界状態 3 の 制限値内
前面壁	8204.8	8204.8	3817.0	OK
基礎杭（前）	529.1	763.2	914.6	杭頭終局 地中部降伏
基礎杭（後）	529.1	763.2	934.3	杭頭終局 地中部降伏

※たて壁の  $Mu_1$  は、H29 道路橋示方書 V8 章に記載の鉄筋コンクリート断面が限界状態 2 に達する曲率における曲げモーメント。たて壁の  $Mu_2$  は限界状態 3 に達する曲率における曲げモーメント

CASE3（水平震度 0.70、補強壁あり）の各計算ステップ（土圧荷重＝水平震度を 100 ステップに分割して計算）における基礎中心（フーチング位置）の水平変位を図-6.3.9 に示す。水平震度 0.34 にて杭基礎が降伏した（全列降伏）。また、水平震度 0.56 にて杭頭において終局に達した。たて壁は（水平震度 0.42）にて降伏に達した。なお、橋台基礎の応答塑性率は  $\mu'_{Ar}=2.62$  となり制限値を超えなかった。補強壁のケースでは対策効果が発揮され、各部材で塑性化は生じるものの橋台基礎の制限値を超えない結果となった。

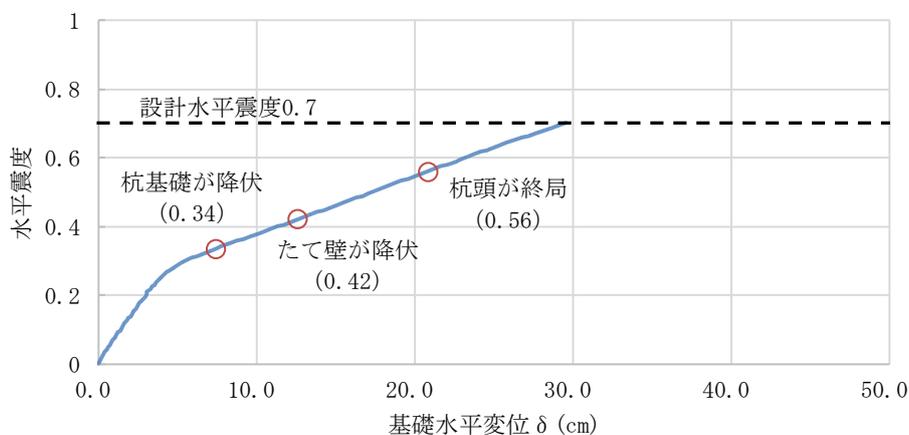


図-6.3.8 CASE3（水平震度 0.70、補強壁あり）の基礎中心における変位曲線

#### 6.4 解析結果のまとめ

- ・H橋のA1橋台（1995年兵庫県南部地震での被災事例）を対象とした、ALIDによるシミュレーション解析であるCASE1（観測記録より推定した水平震度0.48を適用）では、解析による変形量や損傷評価は、実橋に対してやや過大であったと考えられるが、橋台たて壁の損傷や背後地盤の沈下など、実際と整合した結果が得られた。
- ・H29道路橋示方書に基づき設定した設計水平震度0.70を用いた、CASE2（無対策）の解析結果は、フーチングで前面側に45.9cmの水平変位が生じたほか、橋台たて壁が終局モーメントに達し、設計評価としてはNGとなった。
- ・一方、補強壁を設けたCASE3（水平震度0.70、補強壁あり）では、フーチングの水平変位が29.5cmに低減（無対策時から36%低減）したほか、各部材に作用する外力も抑えられ（部材の塑性化を抑制）、設計上の制限値を超えない結果となった。
- ・上記のように、本解析検討においては橋台基礎の前面補強壁の対策効果が十分発揮されたと言える。一方で、橋台基礎の前面補強壁に関する実験や解析などの検討事例はまだ十分ではなく、橋台や橋台基礎の形式・形状、地盤性状などの設計条件に応じた適用性や対策効果は不明確な点があることに留意する必要がある。

#### 参考文献

- 1) 国立研究開発法人土木研究所，国立大学法人東京工業大学，一般社団法人鋼管杭・鋼矢板技術協会：共同研究報告 第506号 橋梁基礎の液状化に対する耐震性評価手法と耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書(土木研究所，平成31年3月)，2019.
- 2) 小笠原政文，谷和弘，松尾隆志，坂本俊一：流動化における橋梁基礎構造物の設計手法に関する研究，土木学会論文集，No.645，III-50，pp.77-89，2000.
- 3) 地盤工学会：液状化災害発生直後の新潟市街地航空写真集，1999.
- 4) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：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，1995.
- 5) 阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路震災から復旧まで，1995.1.17-1996.9.30 [写真集]，1997.
- 6) 土木学会，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告・土木構造物の被害・第1章橋梁，pp.81-88，120-123，1996.
- 7) 全国防災協会：平成7年発生災害採択事例集，“7-2 宮川大橋橋梁災害”，pp.295-302，1995.
- 8) 土木研究所，福井・中谷・白戸：道路橋橋台およびその基礎の地震被災事例，土木研

究所資料第 4014 号, pp.3, 18, 2006.

- 9) 土木学会, 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告・土木構造物の被害・第 1 章橋梁, pp.156-150, 1996.
- 10) 安田進, 吉田望, 規矩大義, 宇田将人: 液状化に伴う残留変形解析方法の河川堤防への適用, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp381-384, 1999.
- 11) 日本道路協会: 既設道路橋基礎の補強に関する参考資料 (平成 12 年 2 月), 2000.
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編 (平成 29 年 11 月), 2017.
- 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編 (平成 29 年 11 月), 2017.
- 14) 安田進, 稲垣太浩他: 液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性, 第 40 回地盤工学研究発表会, pp525-526, 2005.
- 15) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成 30 年), 2018.