

鋼管矢板基礎により耐震補強された既設基礎の地震応答解析

環境防災研究室 木村 成克

指導教員 大塚 悟 磯部 公一

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震における甚大な被害状況は、大都市を大地震が襲った場合の人的、物的な被害や国際的な影響の大きさを人々に広く認知させた。これを契機に、発生確率が極めて低い大地震に対しても、社会基盤施設が必要な耐震性能を有するように、多くの設計指針が改定されてきた。そのため、旧設計基準で設計された社会基盤施設には、現在の設計基準を十分に満足していないものも数多く存在している。ゆえに、既設社会基盤施設の耐震補強を考えた場合、構造物全体として耐震性能を確保しうる合理的で経済的な耐震補強工法の開発、さらに、耐震補強効果の適切な評価手法の確立が必要となる。しかしながら、現段階での耐震補強は橋脚が中心であるため、橋脚自体の耐震性能は向上するが、基礎など構造系全体の中で最も耐震性能が低い部位への負担が大きくなり破壊することも考えられる。基礎の補強も含めた橋梁全体の耐震性を向上させることが重要であるにも関わらず、基礎の補強に関しては十分に行われていないのが現状である。理由として、基礎の補強は施工空間、交通条件などの周辺環境に大幅に制約される点や、必然的に多大な工期と工費を要する点、補強工法の効果およびメカニズムが不明確である点などが挙げられる。

2. 鋼管矢板基礎増設工法の特徴と課題

本研究では、基礎の補強工法である鋼管矢板基礎増設工法を対象とする。鋼管矢板基礎増設工法は、既設基礎の周囲に鋼管矢板を打設し、仮締切りと併用した上で頂版を打設して既設部と一体化させることで、水平および鉛直方向の抵抗面積、剛性を増加させ、基礎の変位、回転角を抑制する工法である。

鋼管矢板基礎増設工法の設計上の課題を挙げると次の 3 点である。

①荷重分担（鉛直、水平、モーメント）の考え方

既存の設計は理論的な根拠に基づくものではなく、安全側の設計を念頭に置いて経験的に決定されたものである

ため、既往実績の設計でも統一された考え方は示されておらず、ケーソンと鋼管矢板基礎の荷重分担を適切に評価された事例はない。

②頂版打継ぎ目の諸元

ケーソンの結合方法には必ずしも統一された施工方法が確立されていないのが現状であるため、検討する必要がある。

③空頭制限下施工での鋼管矢板基礎の先端支持力の評価

空頭制限下で適用可能な工法は 5 種類あり、中掘り杭工法以外は鉛直支持力特性が不明確である。

鋼管矢板基礎増設工法の設計上の課題を克服し、合理的かつ経済的な設計基準を確立するために、以下に示す点に着目し研究を進める。

①簡便な補強構造の提案

本研究では、鋼管矢板基礎増設工法の従来の補強構造を簡便な頂版結合構造の設置と鋼管矢板の根入れ長さの短縮することにより、安価で、施工しやすい工法を提案する。これにより、荷重分担の考え方を明確にし、鋼管矢板の先端支持力特性の検証および頂版打継ぎ目の諸元に関する検討を省略できる利点もある。

②補強効果発現メカニズムの解明

①で提案した簡便な補強構造と、頂版を剛結合させ、鋼管矢板を支持層まで根入れさせる従来の補強構造では補強効果発現メカニズムが異なると考えられることから、a) 頂版結合構造、b) 鋼管矢板長の補強効果発現メカニズムへの影響について検討する。

③最適設計手法の提案

①～②の検討項目から得られた成果を活用して、既往の研究で提案されている手法に今回の結果を併記して、最適な補強構造選定手法の精度向上を図る。

3. 解析概要

三次元弾塑性有限要素解析コード (DGPILE-3D) を用いて、地盤～基礎～上部工を一体とした三次元動的解析を行い、補強基礎の補強効果や補強効果発現メカニズムを把握

することで、頂版の結合構造、鋼管矢板長の違いが及ぼす影響を検証した。

補強検討事例は、**図 3-1** に示すように、主に砂質土で構成されている地盤条件の箇所に建設された長径 10.5 m、短径 5.5 m、深さ 15 m の小判形の渡河道路橋ケーソン基礎である。基礎周辺の洗掘によるケーソン基礎の水平耐力不足が懸念されたために、道示に基づく耐震照査を実施した結果、基礎前面地盤の塑性化により基礎が降伏する恐れがあると判明した。そこで、径 800 mm、長さ 15 m の鋼管矢板を 38 本使用した鋼管矢板基礎増設工法による耐震補強を検討した。

解析領域は、構造物と載荷荷重の対称性を考慮し、**図 3-2** に示す半断面領域とした。節点数は 11618、要素数は 10080 である。境界条件は、底面の節点は全方向固定、側面は等変位境界とする。入力波は、兵庫県南部地震の JR 西日本鷹取駅観測波とし、主要波が含まれる 40 sec を 4000 ステップ、解析における時間刻みを 0.01 sec で与えた。地盤材料の減衰は 10 % とし、剛性比例型減衰を用いた。時間積分はニューマーク β 法で行った。

表 3-1 に解析ケースを示す。Case-1 および Case-2 は、補強前の既設ケーソン基礎および補強部材の鋼管矢板基礎単体の水平支持力特性を把握するために実施した。Case-3 は補強基礎の補強効果や補強効果発現メカニズムを把握し、頂版の結合構造と鋼管矢板長の違いが及ぼす影響を検証するために実施した。

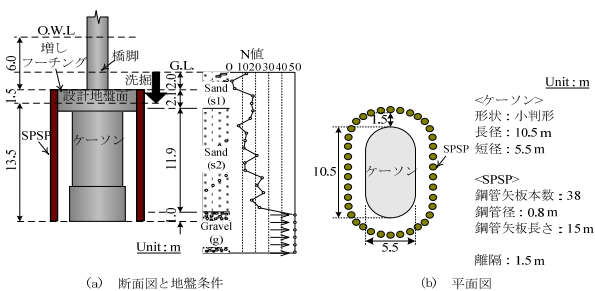


図 3-1 補強検討事例の構造図と地盤条件

表 3-1 解析ケース

モード図	ケーソン (Case-1)	鋼管矢板基礎 (Case-2)	補強基礎 (Case-3)		
			剛結 (Type-A)	半固定 (Type-B)	頂版なし (Type-C)
解析ケース	1	2	3A15 3A10 3A05	3B15 3B10 3B05	3C15 3C10 3C05

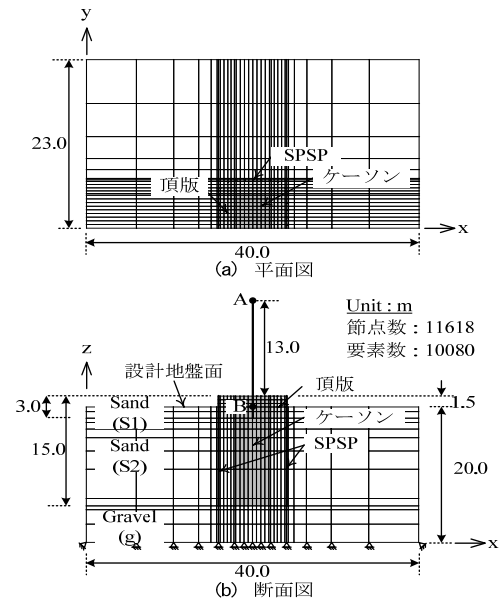


図 3-2 解析メッシュ図 (Case-3A15)

4. 解析結果

4-1 ケーソン基礎 (Case-1)

補強対象であるケーソン基礎の振動特性の把握をするため、補強前のケーソン基礎のみを対象とした動的解析を実施した。

図 4-1、**図 4-2** より最大水平変位は 0.0473 m、最大回転角は 0.009946 rad となる。また Case-1 は残留変位が 0.0093 m 生じている。よって Case-1 の場合だと基礎が降伏する恐れがあるため、耐震補強を検討する必要がある。

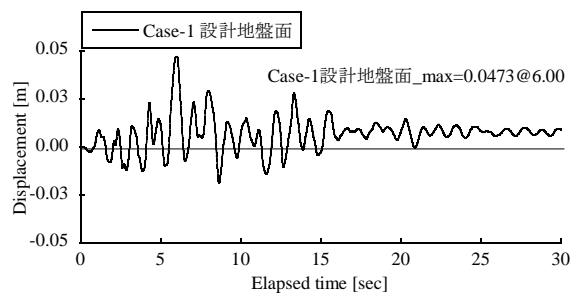


図 4-1 水平変位時刻歴 (Case-1)

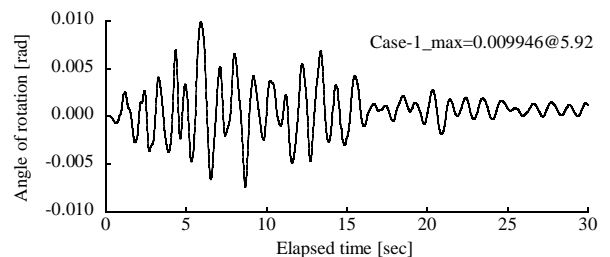
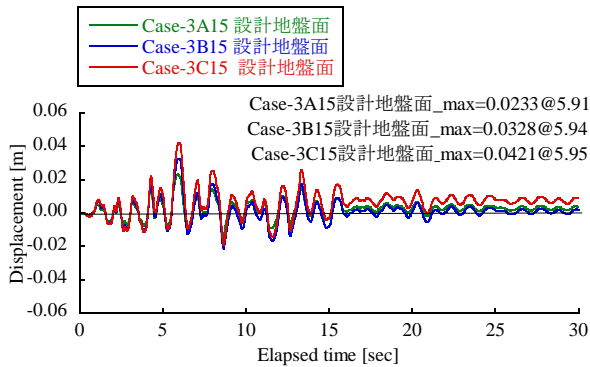


図 4-2 回転角時刻歴 (Case-1)

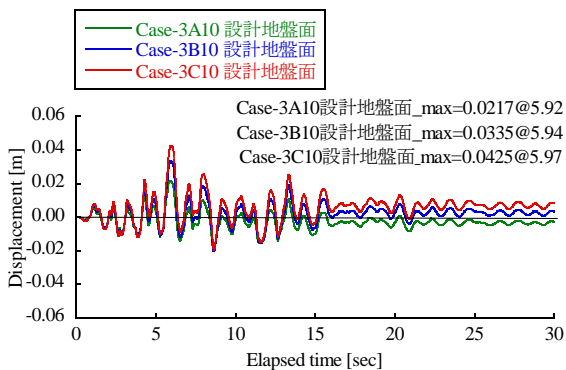
4-2 補強基礎の水平変位，回転角時刻歴の比較

図 4-3 より，鋼管矢板が長いほど（15m>10m>5m）抑制効果があることがわかる．また，頂版結合構造が剛結（Type-A），半固定（Type-B），頂版なし（Type-C）の順で抑制効果がある．頂版なし（Type-C）は他の 2 ケースと違い残留変位が生じる．

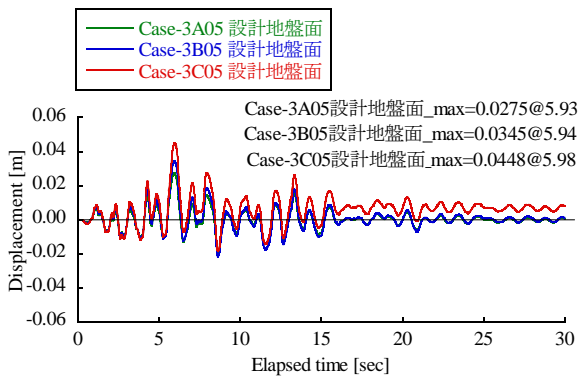
図 4-4 より，回転角は鋼管矢板の長さのの違いによつての差異はほとんどみられない．また，頂版結合構造が剛結（Type-A），半固定（Type-B），頂版なし（Type-C）の順で抑制効果があり，水平変位の結果と整合する．



(a) 鋼管矢板長 15 m

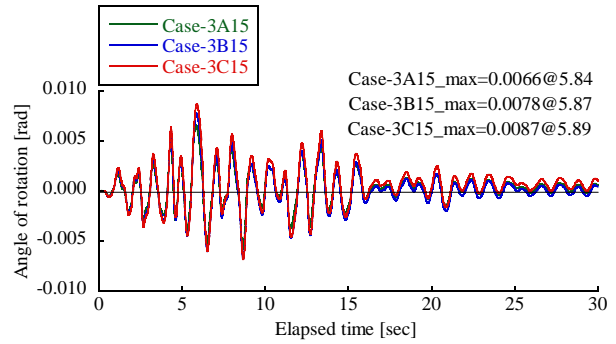


(b) 鋼管矢板長 10 m

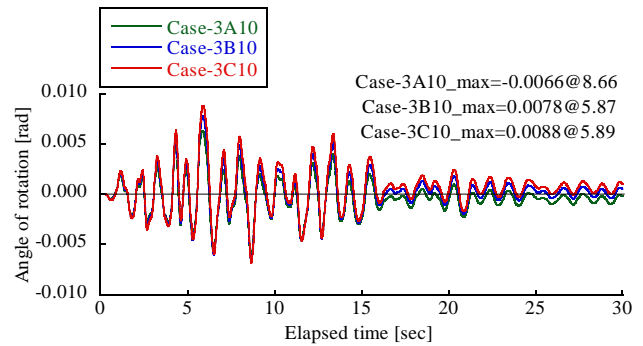


(c) 鋼管矢板長 5 m

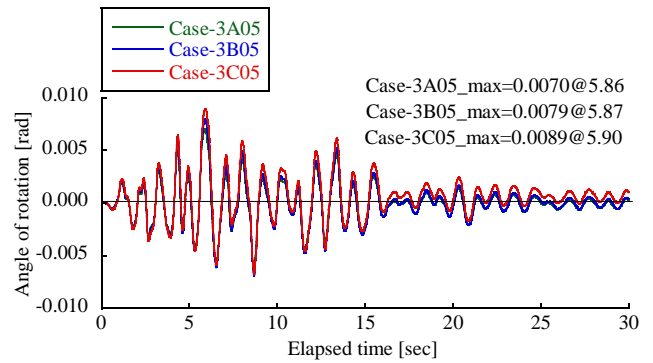
図 4-3 水平変位時刻歴



(a) 鋼管矢板長 15 m



(b) 鋼管矢板長 10 m



(c) 鋼管矢板長 5 m

図 4-4 回転角時刻歴

4-3 水平変位，回転角，残留変位の抑制効果の比較

図 4-5 より，頂版なし（Type-C）は残留変位もほとんど抑制効果がないことから，頂版を設けないと抑制効果は得られないことが言える．また，鋼管矢板長の違いによる抑制効果の差異はさほど見られず，半固定（Type-B）でもある程度の抑制効果が得られる．

抑制効果の式は 1 から補強基礎（Case-3）とケーソン基礎（Case-1）を除いた値を差分して 100 倍した値を用いている．

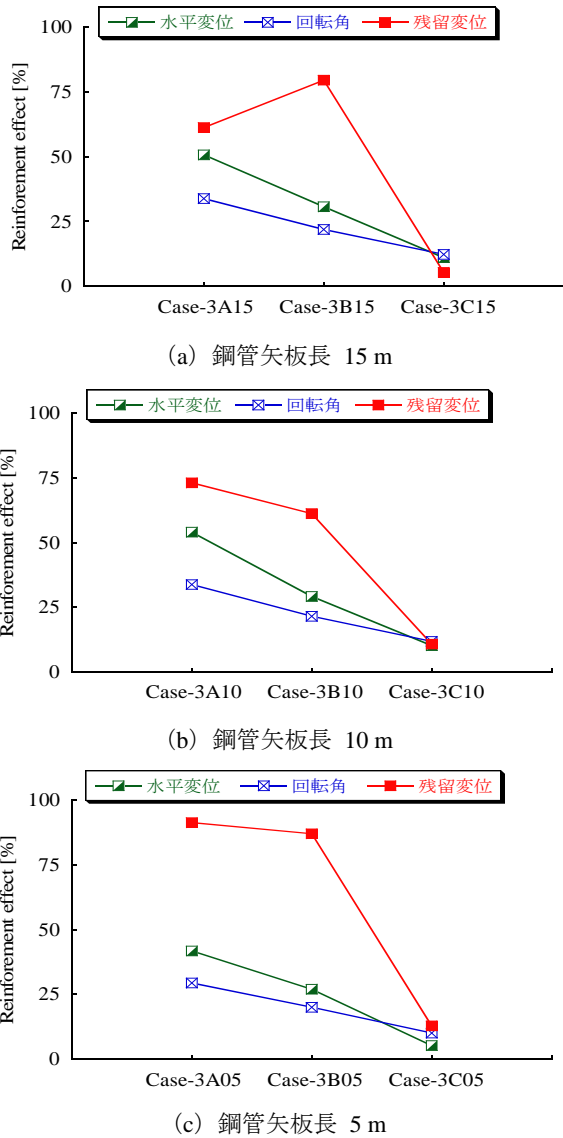


図 4-5 水平変位, 回転角, 残留変位の抑制効果

5. 最適設計手法の提案

本章では, 従来の補強構造のみならず, 簡便な補強構造も選択可能とするために, 既に提案されている手法に今回の結果を併記し, 精度の向上を図った鋼管矢板基礎増設工法の最適設計手法を提案する。

耐震性能照査をする上で, 頂版の結合構造 (剛結または半固定) および鋼管矢板の支持層への根入れの可否を判断する目安となる一次選定図 (図 5-1 参照) を用いる。

本研究での解析結果のプロットはケーソン基礎単体の水平変位を補強基礎の水平変位で除した値を縦軸としている。図 5-1 中の緑色と桃色が本研究で得られたプロットである。実際の補強構造の一次選定段階では, 剛性比ならびに必要水平耐力増加倍率は既知であり, その各値が交差

する位置 (図中に示す★印) により a)剛結・支持層, b)剛結・中間層, c)半固定・支持層, d)半固定・中間層のいずれかの補強構造を選定することになる。

図 5-1 より, 本研究の解析結果も概ね既往の研究結果に準じていることが言える。だが, 半固定・支持層が静的解析では必要耐力増加倍率が 1.7 付近なのに対して, 本研究の動的解析では 1.44 と差があるので, 図 5-1 中の青色の剛結・中間層の範囲をもう少し広げる方がより妥当である。また, さらなるデータの収集により, より精度の向上が必須であると考えられる。

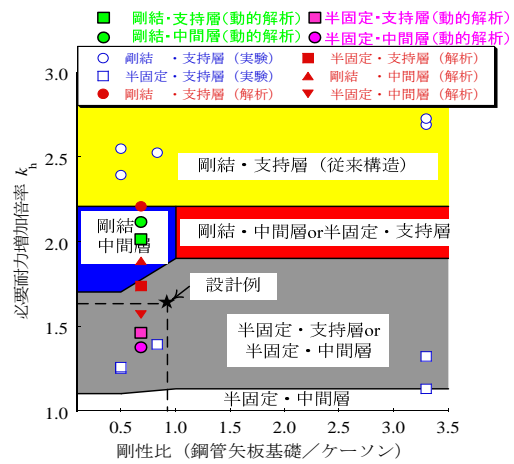


図 5-1 補強構造一次選定図 (ノモグラム)

6. 結論

頂版結合構造は, 必ずしも従来どおりの剛結合構造を用いる必要がなく, 簡便な結合構造 (半固定構造) でも十分補強効果を得られる場合がある。また, 頂版を設けないとほとんど抑制効果は得られない。

鋼管矢板の根入れ長さは 15 m と 10 m での抑制効果の差異はそれほど見られない。よって支持層まで鋼管矢板を根入れしなくても補強効果は得られる可能性が高い。

以上の本研究と既往の解析結果から, 対象とした補強検討事例においては, 経済性, 安全性の面で最適な補強構造は, 頂版の結合構造が半固定構造で, 鋼管矢板の長さが 10 m まで根入れした場合であると結論付けられる。また頂版結合構造が剛結に限れば, 鋼管矢板の長さが 5 m の根入れした場合でも十分な補強効果を得られる。

参考文献

1) 磯部公一: 鋼管矢板基礎を用いた既設基礎の耐震補強技術に関する研究, 京都大学大学院工学研究科 博士論文 2007.