

2020年3月 関西大学審査学位論文

無筋コンクリート橋脚を対象とした  
地震対策に関する研究

関西大学大学院

社会安全研究科 防災・減災専攻

坂岡 和寛





# 無筋コンクリート橋脚を対象とした地震対策に関する研究

社会安全研究科 防災・減災専攻

坂岡 和寛

## 1. 研究背景と目的

無筋コンクリート橋脚(以下 無筋橋脚という)は鉄筋コンクリート橋脚(以下 RC 橋脚という)に比べて耐震性に劣るため現在は新設されることのない構造であるが、鉄道構造物においては大正～昭和初期を中心に建造され現在も数多く供用されている。

地震による強い揺れの影響を受けた無筋橋脚には、打継目での水平方向の貫通ひび割れやずれ、打継目下部コンクリートの剥落といった大きな被害が生じている事例が多い。無筋橋脚の耐震補強は一般的に鉄筋コンクリート (RC) 巻立て工法を用いて実施されているが、橋脚断面の増加を伴い、河積阻害率が増加し河川の流下能力が減少してしまう。無筋橋脚が盛んに施工された大正～昭和初期当時には河川を横過する橋梁に対する河積阻害率に対する規定値が定められておらず、現在の基準を満足していない橋梁が多く存在している。そのため、河川内の無筋橋脚は河積阻害率の観点から耐震補強の実施が困難になる場合が散見される。

一方、国土強靱化の観点からは、近い将来発生が確実視されている南海トラフ地震等に対応するため、耐震補強等の地震対策の実施が社会的要請となっている。

そこで、河川の流下に影響しない無筋橋脚の外形を変えない新しい地震対策を研究することとした。

## 2. 研究内容と主な結論

### 2-1. 無筋橋脚の地震時挙動および損傷メカニズムの解明

これまでの地震による無筋橋脚の被災事例の調査を行った結果、打継目での水平方向の貫通ひび割れやずれ、打継目下部コンクリートの剥落といった大きな被害が生じている事例が多く、水平ずれや剥落は全て線路直角方向に発生していることがわかった。これは、線路方向は橋桁で結ばれていることによるストラット効果により損傷せず、線路直角方向のみに損傷が生じたものと考えられる。

サンプルは少ないものの被災状況を調査した結果、地震により打継目で損傷した場合、ずれや剥落寸法等の損傷の程度は損傷した打継目の粗度と関係があり、損傷した打継目の粗度が小さいほどずれや剥落寸法が大きく損傷程度も大きいと想定できる。しかし、実際の橋脚においては桁やレールの拘束といったその他の影響も大きく、損傷の程度のばらつきは大きいと考えられる。また、この橋脚を不連続解析手法 (マニフォールド法(Numerical Manifold Method), 以下 NMM という) により再現解析を行った結果、概ね摩擦角 (粗度) が小さいほど打継目での水平ずれや打継目上部の回転角は大きくなることがわかった。上部工の拘束を考慮した解析を行った結果、拘束によりずれが変化することはわかるもののその傾向は一定ではなく、拘束の効果によりどのようにならずれが変化するかを定量的に評価することは困難であることがわかった。

そこで、打継目の性状を明らかにすることを目的に、存在する 3 基の無筋橋脚を対象に調査を行い形状測定や 1 面せん断すべり試験等を実施した結果、無筋橋脚の打継目は現地で容易に判別

でき、打継目は一体化されておらずコア採取時や採取後の軽い衝撃で剥がれることがわかった。なお、各橋脚で打継目の凹凸といった形状のバラツキは非常に大きいことが確認できた。

## 2-2. 打継目移動制限装置

これまでの被災事例より弱点と考えられる打継目に、変位を制限する打継目移動制限装置（以下 移動制限装置という）を設置することとした。移動制限装置は橋脚の外形を変えないように打継目上下部を跨いで躯体内部に鋼棒を埋め込むもので、モルタルにて埋戻しの際に下部は完全に固定し、上部には間隔材にて遊間を確保する。移動制限装置の設置により打継目で損傷した場合の地震後の残留変位を小さくし、避難経路の確保や復旧性を向上させることが期待できる。

対策実施後に被災した場合に貫通ひび割れや多少のずれが発生することを前提としているため、耐震性能を向上させるいわゆる耐震補強とはコンセプトが異なる地震対策として位置づけている。

## 2-3. 縮小供試体および試験片を用いた試験および再現解析

打継目を有する無筋コンクリート橋脚を模擬した縮小供試体および移動制限装置を設置した縮小供試体を製作し、静的試験ならびに大型振動台を用いた動的試験を行い、破壊形態、地震時の挙動や移動制限装置の効果を検証した。その結果、被災時には強度の低い打継目が弱点となり損傷する可能性が高いことや、移動制限装置により打継目のずれが制限できることを確認した。

また、NMM による動的試験の再現解析により、打継目に鋼棒の遊間を超えようとしたずれが生じた場合、鋼棒に衝突することによりずれが停止し回転角が増加すること、加振後に残留するずれは鋼棒の遊間の範囲内に制限することができ、打継目上部に生じる慣性力は概ね再現できることが確認できた。

## 2-4. 移動制限装置による地震対策を実施した無筋橋脚の試験施工および解析

実橋脚において移動制限装置の試験施工を行った。その結果、打継目から採取したコアの状況より打継目は一体化されていない部分もあること、移動制限装置の施工は一般的な RC 巻立て工法に比べ簡易で短期間に施工ができることがわかった。

また、実橋脚を対象とした NMM による解析により、打継目が損傷し上部の回転挙動が生じることで基礎に生じる回転角等の応答が抑えられることがわかった。さらに、移動制限装置を設置することで打継目に生じるずれは遊間の 20mm 程度となり制限できること、打継目上部の回転挙動を助長することはないこと、設置しない場合に比べあまり基礎の応答が増加しないことがわかった。なお、打継目下部の剥落により回転挙動は増加することがわかった。

## 2-5. 移動制限装置の適用と設計

移動制限装置の適用フローを取りまとめた。移動制限装置の大きな特長は、躯体の損傷は許容するものの打継目のずれを制限でき復旧性に優れること、河積阻害率に関係する外形が変わらないこと、基礎の応答が増加しないことである。これらをふまえた適用フローを整理した。

また、NMM のような動的解析を用いて移動制限装置を設計し鋼棒径や本数を決定することは困難であるため、容易に実務に用いることができる静的な簡易設計手法を示した。

## 目 次

第 1 章	序論	1
1.1	本研究の背景	1
1.2	無筋橋脚の耐震補強についての既往の研究	2
1.3	本研究の目的	5
1.4	本論文の構成	7
	【参考文献】	8
第 2 章	鉄道構造物における無筋橋脚に関する調査	9
2.1	概説	9
2.2	無筋橋脚の歴史および設計	9
2.3	JR 西日本管内における無筋橋脚の形態	15
2.4	本章で得られた結論	18
	【参考文献】	18
第 3 章	不連続体の数値解析に関する研究	20
3.1	概説	20
3.2	代表的な数値解析手法	20
3.3	NMM-DDA について	25
3.4	検証解析	45
3.5	本章で得られた結論	56
	【参考文献】	56
第 4 章	無筋橋脚の地震時挙動および損傷メカニズムの解明	59
4.1	概説	59
4.2	無筋橋脚の地震による被害事例調査	59
4.3	無筋橋脚の損傷方向に関する考察	65
4.4	東北地方太平洋沖地震で被災した無筋橋脚の被害状況と 打継目性状についての検討	70
4.5	実橋脚における打継目の性状	78
4.6	東北地方太平洋沖地震で被災した無筋橋脚の再現解析	87
4.7	本章で得られた結論	101
	【参考文献】	102
第 5 章	縮小供試体および試験片を用いた試験および再現解析	104
5.1	本章の概要	104
5.2	供試体および移動制限装置の概要	104
5.3	割裂試験および静的打継目破壊試験	107
5.4	静的一面せん断すべり試験	109
5.5	動的試験	119
5.6	NMM による再現解析	131
5.7	本章で得られた結論	156

	【参考文献】	157
第 6 章	移動制限装置による地震対策を実施した無筋橋脚の解析および試験施工	158
	6.1 概論	158
	6.2 対象橋梁	158
	6.3 移動制限装置の簡易設計	158
	6.4 移動制限装置の施工	161
	6.5 NMM による解析	163
	6.6 本章で得られた結論	188
	【参考文献】	189
第 7 章	移動制限装置の適用と簡易設計法	190
	7.1 概論	190
	7.2 移動制限装置の適用	190
	7.3 移動制限装置の簡易設計法	193
	7.4 本章で得られた結論	200
	【参考文献】	200
第 8 章	結論	201
	8.1 概論	201
	8.2 本研究で得られた結論	201
	8.3 今後の課題と展望	205
謝辞		206

## 第1章 序論

### 1.1 本研究の背景

無筋コンクリート橋脚(以下 無筋橋脚という)は鉄筋コンクリート橋脚(以下 RC 橋脚という)に比べて耐震性に劣るため現在は新設されることのない構造であるが、鉄道構造物においては大正～昭和初期を中心に建造され現在も数多く供用されている。

地震による強い揺れの影響を受けた無筋橋脚には、**図 1.1<sup>1)</sup>**に示すように打継目での水平方向の貫通ひび割れやずれ、打継目下部コンクリートの剥落といった大きな被害が生じている事例が多い。特に大きなずれが残留変位として生じた場合は早期の運転再開に支障する事になる。無筋橋脚の耐震補強は一般的に鉄筋コンクリート (RC) 巻立て工法を用いて実施されているが、河川内に設置されている橋脚では橋脚断面の増加を伴い、河積阻害率<sup>※注 1</sup>が増加し河川の流下能力が減少してしまう。無筋橋脚が盛んに施工された大正～昭和初期当時には河積阻害率に対する規定値が定められておらず、現在の河川を横過する橋梁に対する基準(河川管理施設等構造令<sup>2)</sup>)を満足していない橋梁が多く存在している。そのため、河川内の橋脚においては河積阻害率の観点から耐震補強の実施が困難になる場合が散見される。河川管理施設等構造令では河積阻害率は原則として5%以内、橋の構造上やむを得ない場合でも6%以内にとどめるよう記載されている。しかし、無筋橋脚は躯体が大きく支間も短いことから10%を超えるものも多いのが現状である。

一方、国土強靱化の観点からは、近い将来発生が確実視されている南海トラフ地震等に対応するため、耐震補強等の地震対策の実施が社会的要請<sup>3)</sup>となっている。

そこで、河川の流下に影響しない橋脚の外形を変えない新しい地震対策の研究を行うこととした。



図 1.1 地震により被災した無筋橋脚<sup>1)</sup>

注 1

河積阻害率とは、橋脚の総幅が川幅に対して占める割合として定義されている。ここで、川幅および橋脚の総幅は以下を表す（図 1.2）。

川幅：流向に対して直角に測った計画高水位と堤防のり面の交点間の距離

橋脚の総幅：流向に対して直角に測った計画高水位の位置における橋脚幅

なお、阻害範囲は、河川の流下方向の投影幅となるため河川の流下方向(線路直角方向)に断面を増加させたとしても河積阻害率は増加しない。

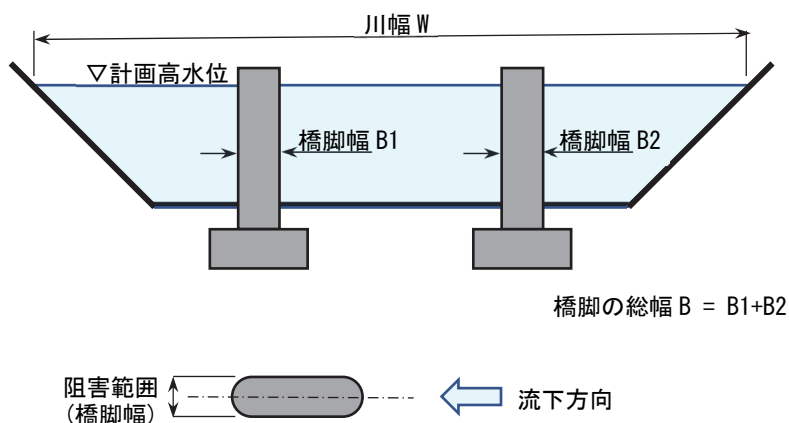


図 1.2 河川幅，橋脚の総幅，阻害範囲の定義

## 1.2 無筋橋脚の耐震補強についての既往の研究

本項では、無筋橋脚の耐震補強についての研究事例を示し、これらの課題を整理することで本研究において検討すべき事柄を明確にする。

鉄道構造物においては無筋橋脚は数多く存在、共用されているため、(公財)鉄道総合技術研究所よりレンガ・石積み、無筋コンクリート構造物の補修、補強の手引き<sup>4)</sup>が出版されている。ここでは、標準的な補強方法として図 1.3 のような RC 巻立て工法が示されている。

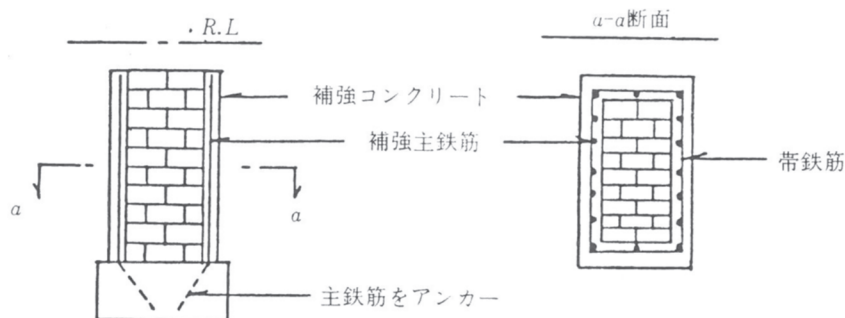
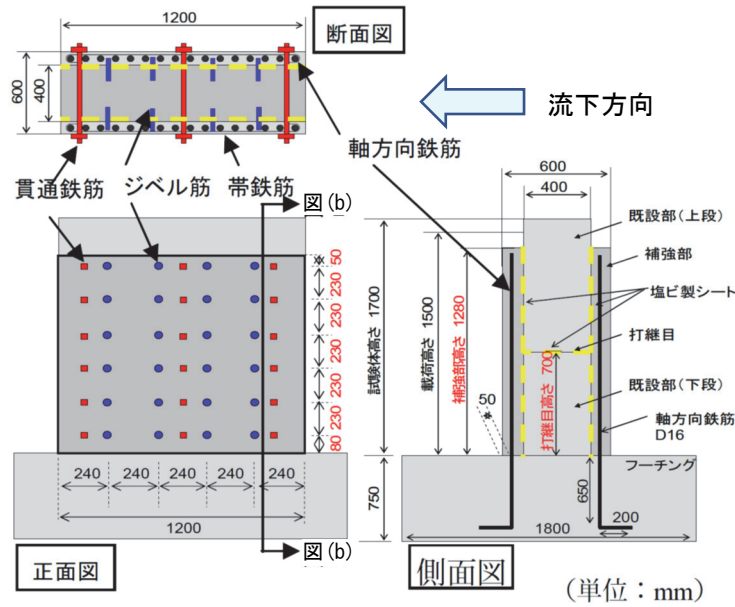
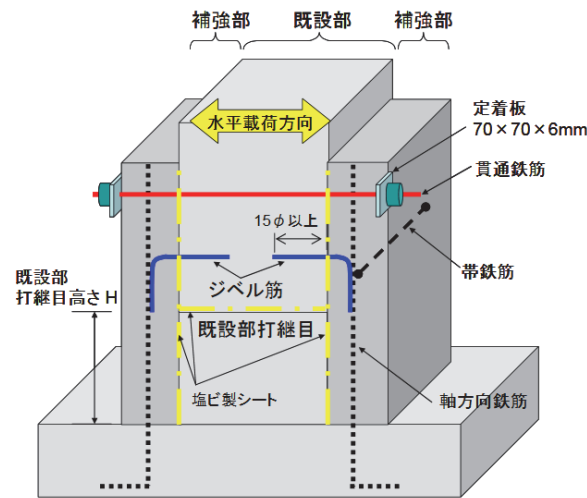


図 1.3 RC 巻立て工法の概要図<sup>4)</sup>

また、施工状況によって標準的な RC 巻立て工法が実施できないことも多いため、これまで補強方法についても様々な研究が行われている。例えば、鈴木ら<sup>5)</sup>は図 1.4 に示すような RC で巻立てず、既設部を挟み込むように補強し、曲げ耐力、せん断耐力を増加させる“サンドイッチ耐震補強工法”を開発している。



(a) 試験体概要図



(b) 試験体断面略図

図 1.4 サンドイッチ補強方法の試験体概要図<sup>5)</sup>に加筆

また、永井<sup>6)</sup>らは巻き立てるのではなく、**図 1.5**のように橋脚上部から削孔してPC鋼材を挿入しプレストレスを与えることで曲げ耐力、変形性能を向上させる“鋼棒後挿入工法”を開発し、実際の橋梁で施工している。この工法では躯体の外形は変えないことから河川の流下能力には影響を与えない。

これらの補強工法はいずれも橋脚躯体の曲げ耐力の増加を目的としていることから、耐震補強での曲げ補強に該当する。そのため、基礎等の部材の応答が補強前より増加しこれまでと異なる被害形態となることが想定され<sup>7)</sup>、基礎の耐震性能が要求性能を満足していない場合、大規模地震時の崩壊形態として水平方向の慣性力による転倒や大きな残留変位（傾斜やずれ）が考えられ、基礎補強の必要が生じる可能性が高い。

伊藤らは<sup>8)</sup>躯体の設定した箇所に傾斜滑動面を形成する方法を考え、基本的な挙動を確認するために実橋脚を模擬した3次元FEMモデルによる解析を実施し（**図 1.6**）、理論上の滑動開始時の物理的条件と転倒限界が解析結果と概ね一致することを確認した。また、模擬土地盤上で模型橋脚による振動台試験を実施し、一体型と比べ傾斜滑動面を設けた場合、転倒限界性能が1.2倍～1.9倍程度向上することを確認した。これは、打継目で損傷することで基礎の応答が減少したことを示している。しかし、傾斜した滑動面は現実には存在しておらず既設構造物を切断して設ける必要がある。故意に弱点となりかねない滑動面を設けることは地震時以外の性能を考えた場合において実用化は厳しいと考える。

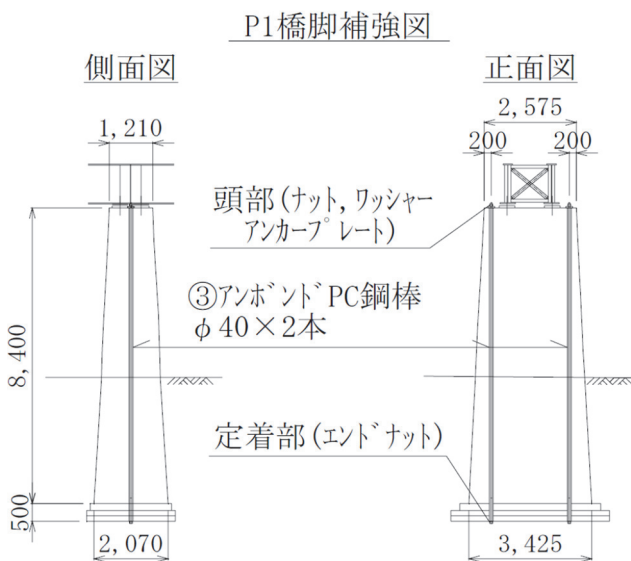


図 1.5 鋼棒後挿入工法による橋脚補強概要図<sup>6)</sup>

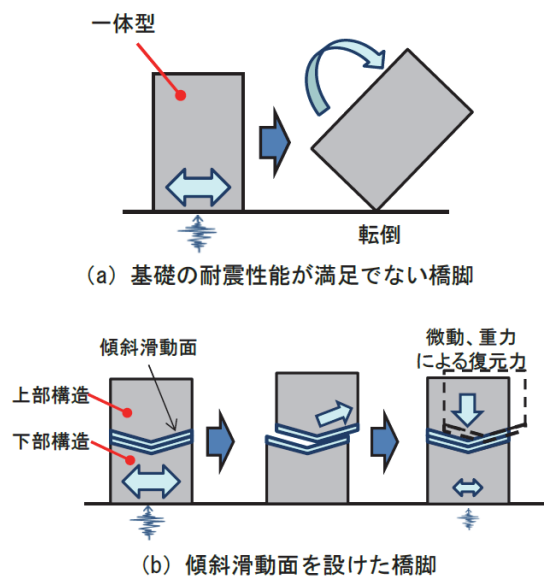


図 1.6 傾斜滑動面を有する無筋橋脚の概要図<sup>8)</sup>



### 1.3 本研究の目的

耐震性に劣る無筋橋脚の地震対策の課題や既往の研究について前項に示した。その結果、現在河積阻害率を悪化させず、基礎の応答が増加しない地震対策工法はないことがわかった。そこで、河川協議が難航している河川内の無筋橋脚において、以下の基本コンセプトの新しい地震対策工法（以下 新工法という）を開発することを本研究の目的とする。

- 1) 河川の流下に影響しない橋脚の外形は変えない対策とする。
- 2) これまでの被災事例より弱点と考えられる打継目に、変位を制限する打継目移動制限装置（以下 移動制限装置という）を設置し以下の効果を期待する。
  - ・ 移動制限装置により打継目で損傷した場合の地震後の残留変位を小さくし、避難経路の確保や復旧性の向上を目的とする。
  - ・ 移動制限装置には遊間を設けることにより、打継目を完全に固定せず回転挙動や多少のずれを許容することで基礎の応答を少なくする。

ここで、新工法は対策実施後に被災した場合にも貫通ひび割れや多少のずれが発生する。一般的な耐震性能を向上させるいわゆる耐震補強は、鉄筋コンクリート部材の塑性ヒンジ部における曲げ破壊のじん性を向上させて損傷程度を低減するため、ずれのような損傷は許容していない。新工法ではこれまでの耐震補強では許容していない損傷を許しその程度を制御するという意味で、コンセプトや目的が異なる地震対策である。そのため、適用に当たっても注意が必要で、河川協議が難航している河川内の無筋橋脚において「河川協議がまとまるまで耐震補強ができない」となった場合に実施する次善の策であり、対策実施後でも河川管理者が認めれば RC 巻立て等の耐震補強を実施することとする。新工法の位置づけを図 1.7 に示す。

新工法に用いる移動制限装置の概要を図 1.8 に示す。移動制限装置は、打継目上下部を跨いで鋼棒を埋込み、モルタルにて埋戻しの際に下部を完全に固定して上部は間隔材にて遊間を確保して上下部を完全には固定しないものである。

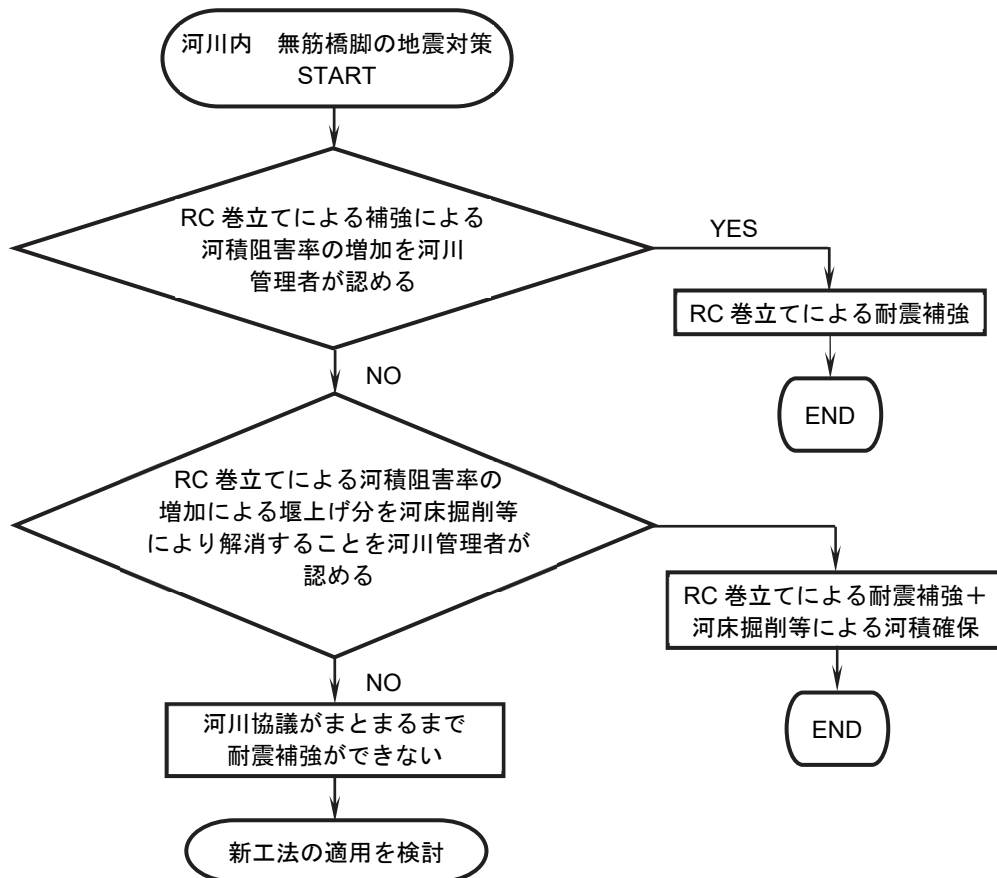


図 1.7 新工法の位置づけ

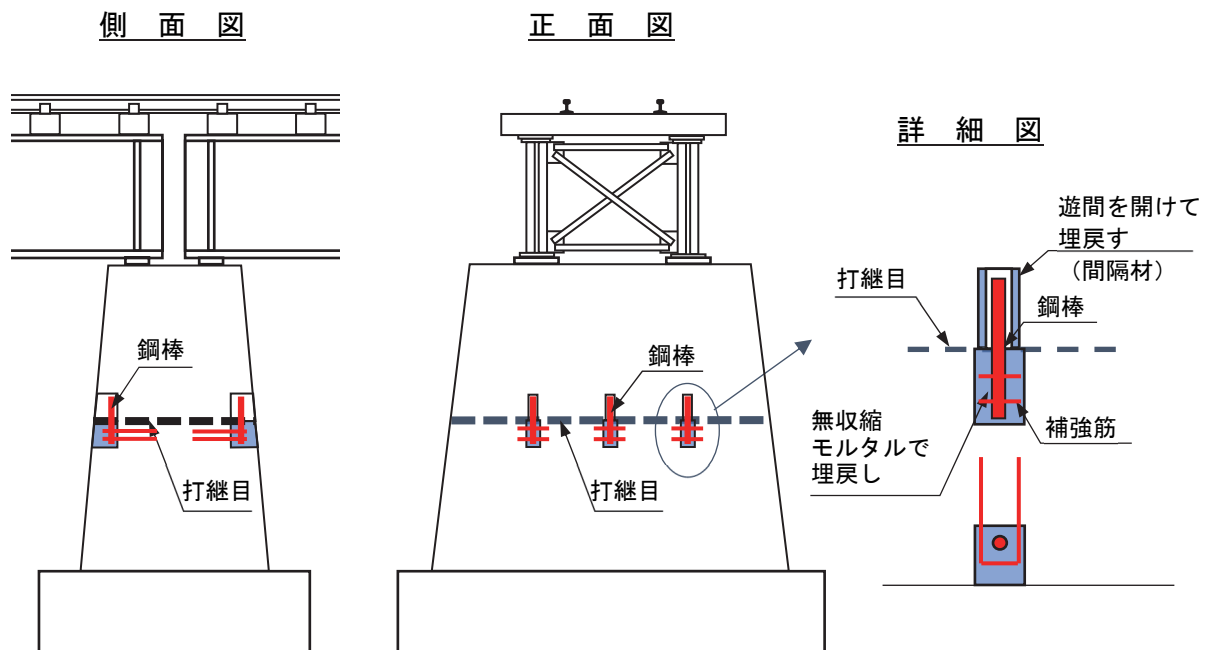


図 1.8 打継目移動制限装置の概要図

## 1.4 本論文の構成

本論文は8章で構成されている。以下に各章の概要を示す。

**第1章「序論」**では、本研究の背景や目的を述べ、本論文の構成を示した。

**第2章「鉄道構造物における無筋橋脚に関する調査」**では、無筋橋脚の歴史、建設当時の設計の考え方やJR西日本管内における無筋橋脚の実態を調査し取りまとめた。

**第3章「不連続体の数値解析に関する研究」**では、数値解析手法について検討を行った。地震により損傷した無筋橋脚は、打継目で分離した不連続な離散現象となるため、一般的に用いられるFEM解析では評価が困難である。そこで、様々な不連続体の数値解析手法を調査し、マニフォールド法(Numerical Manifold Method, 以下NMMという)を用いて数値解析を実施することとした。さらに、理論解との比較により解析の妥当性の確認や解析に用いる入力値の設定手法の検討も行う。

**第4章「無筋橋脚の地震時挙動および損傷メカニズムの解明」**では、これまでの無筋橋脚の地震による被害事例を調査し、損傷の方向や打継目の性状との関係を検討する。実橋脚における打継目の性状の調査や被災した橋脚のNMMによる再現解析を行うことで、無筋橋脚の地震時の挙動や損傷メカニズムの検討を行う。

**第5章「縮小供試体および試験片を用いた試験および再現解析」**では、地震により被災した無筋橋脚を2/5に縮小した供試体や試験片を用いた静的試験ならびに大型振動台を用いた動的試験を実施し、破壊形態、地震時の挙動や移動制限装置の効果を検証する。さらに、NMMによる動的試験の再現解析を行い再現性を確認することで、NMMの地震時の挙動解析に対する適用性を確認する。

**第6章「移動制限装置による地震対策を実施した無筋橋脚の解析および試験施工」**では、実際の橋梁を対象として移動制限装置の簡易設計を行い、現地での試験施工を実施して施工性の確認を行う。また、NMMによる数値解析を行いその効果や適用性を検証する。

**第7章「移動制限装置の適用と設計」**では、移動制限装置を適用するための選定フローや簡易設計手法の検討を行い整理する。

**第8章「結論」**では、第1章～第7章を総括して結論を述べる。

## 【参考文献】

- 1) 新潟大学工学部建設学科地盤工学研究室. 新潟県中越地震調査第6報(11.1), <http://geotech.eng.niigata-u.ac.jp/chuetsu/report-1101/report-1101.html> (2019.11.12 確認)
- 2) 日本河川協会(2000). 改定 解説・河川管理施設等構造令 pp.295-299.
- 3) 例えば, 特定鉄道等施設に係る耐震補強に関する省令 (平成二十五年三月三十日国土交通省令第十六号)
- 4) 鉄道総合技術研究所(1987). レンガ・石積み、無筋コンクリート構造物の補修、補強の手引き pp.31-38.
- 5) 鈴木雄大, 小林薫(2009). 無筋コンクリート橋脚を対象とした合理的な耐震補強工法に関する実験的研究 コンクリート工学年次論文集 Vol.31 No.2 pp.1081-1086.
- 6) 永井伸吾, 矢島学, 大本晋士郎, 日野岡正道, 木村礼夫, 獅子目修一(2011). 無筋コンクリート橋脚を有する鉄道橋梁の耐震補強—鋼棒後挿入工法の適用— 土木学会年次学術講演会講演概要集 第66巻 5号 pp.973-974.
- 7) 日本コンクリート工学会(1998). コンクリート構造物の震災復旧・耐震補強技術と事例 p.338.
- 8) 伊藤隼人, 小林薫, 平林雅也(2016). 傾斜滑動面を有する無筋コンクリート橋脚の転倒限界向上に関する基礎的検討 コンクリート工学年次論文集 Vol.38 No.2 pp.1129-1134.

## 第2章 鉄道構造物における無筋橋脚に関する調査

### 2.1 概説

無筋橋脚の地震対策工法の開発を行う上で、当時の設計思想や背景を知ることは重要である。そこで、本章では無筋橋脚の歴史、建設当時の設計の考え方や JR 西日本管内における無筋橋脚の実態について調査し取りまとめる。

### 2.2 無筋橋脚の歴史および設計

#### 2.2.1 概要

本節では無筋橋脚の歴史と現状について述べる。橋脚の建造に用いられる材料や構造の変遷を図 2.1 に示す。橋脚は最初にレンガや石を積み上げた組積構造により建造された。その後、欧米からの技術の導入により、レンガや石に変わってコンクリートが用いられるようになった。ここでは、設置条件によって無筋コンクリート、鉄筋コンクリート両方が用い分けられている。後述するがコンクリート構造の橋梁として最初に施工された島田川橋梁は鉄筋コンクリート構造である。そのため、組積構造からコンクリート構造への変遷については、使用材料としてレンガ、石からコンクリートに変化していくことを重視し、無筋および鉄筋コンクリートの両方を区別なくコンクリートと記述する。これについては 2.2.2 項にて取りまとめる。次に、2.2.3 項で無筋橋脚が用いられていた当時の設計の考え方について取りまとめる。2.2.4 項では無筋橋脚が用いられなくなり、全て RC 橋脚への移り変っていった背景について取りまとめる (図 2.2)。

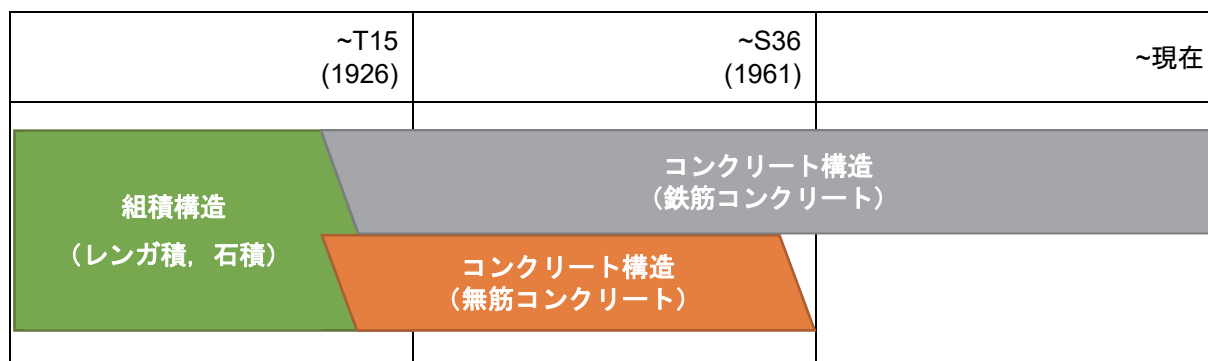


図 2.1 橋脚の構造および材料の変遷

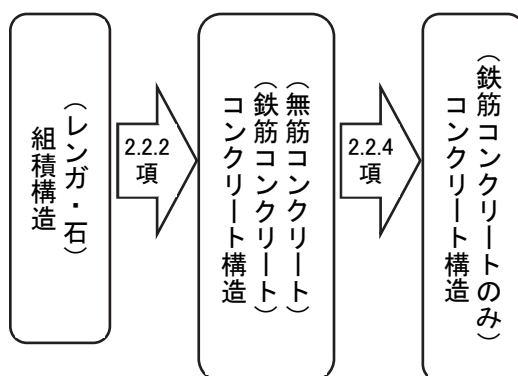


図 2.2 橋脚の構造および材料の変遷

### 2.2.2 組積構造からコンクリート構造へ

本項では組積構造からコンクリート構造への変遷について取りまとめる。ここでのコンクリート構造とは、それまでの煉瓦積構造、石積構造といった組積構造に対してコンクリートを主材料とした構造を示し、無筋および鉄筋コンクリートの両方を示すこととする。

昭和 30(1955)年と古い資料<sup>1)</sup>ではあるが、表 2.1 に国鉄において昭和 28 年度末に実施された調査結果を基にした橋台、橋脚の建造年代別の材質別の内訳を示す。コンクリートを使用した建造物は大正～昭和初期にかけて多く建造され始め、それまでの煉瓦積構造、石積構造といった組積構造に代わって建造数が増加していることがわかる。

数多くある橋梁の歴史に関する文献では、上部工については詳細に記述されているが、橋台や橋脚といった下部工についての記述は非常に少ない。明治時代の橋脚に関しては小西の論文<sup>2)</sup>に詳述されているが、明治時代は煉瓦積、石積構造が多いことから、これらが主体に記述されている。しかし、大正 5(1916)年～大正 15(1926)年の間に煉瓦積、石積構造が急速に減少してコンクリート構造にとって代わったことが報告されている。

一方、煉瓦積、石積構造からコンクリート構造へ変遷する過程については小野田の論文<sup>3)</sup>に詳しく述べられている。初期のコンクリート構造物は、アーチ構造物や橋梁下部工、擁壁への導入が試みられている。これらの構造物は上部からコンクリートを打設できることから比較的容易に施工することが可能であり、変遷期の初期の段階で急速に施工例が広がったものと考えられる。

当初のコンクリートは煉瓦橋脚の中埋めに適用され、明治 28(1895)年に建設された関西本線長島～桑名間の揖斐川橋梁や明治 34(1901)年に建設された東海道本線吹田～大阪間の上淀川橋梁で用いられた。

明治 37(1904)年には山陰本線米子～安来間の島田川橋梁に鉄道としては最初の鉄筋コンクリート構造が採用された。これは径間 6ft.(1.83m)のアーチ構造である。

煉瓦積、石積構造からコンクリート構造への転換はこの時代に建設された路線の構造物を調べることによりわかる。表 2.2 は九州地区で建設された路線において区間ごとに橋梁下部工に用いた材料別の橋梁数を集計したもので小野田の調査結果<sup>3)</sup>を基にまとめたものである。調査は橋台面間長 100ft.(30.5m)以上の橋梁を対象としている。線名は建設当時の名称で現在の日豊本線および吉都線である。大正 5(1916)年までに竣工した大分線、佐伯線、宮崎線の橋梁下部工は、すべて煉瓦、石積構造であったが、それ以降大正 10(1921)年～大正 12(1923)年に竣工した日豊北線、日豊南線ではすべてコンクリート構造となっており、この間に劇的とも言えるほどの早さでコンクリート構造への転換が行われたものと考えられる。

表 2.1 橋台、橋脚の建造年代別、材質別内訳<sup>1)</sup>

単位:基

建造年代	材質	煉瓦	石	コンクリート (無筋,鉄筋)	鋼等	計	%
明治 31 年～40 年	7,231	4,654	38	4	11,927	10.8%	
明治 41 年～大正 4 年	6,368	5,639	3,731	99	15,837	14.3%	
大正 5 年～大正 14 年	1,600	1,660	16,970	120	20,350	18.4%	
大正 15 年～昭和 10 年	284	436	28,758	539	30,017	27.1%	
昭和 11 年～昭和 20 年	119	100	12,650	160	13,029	11.8%	
昭和 21 年～昭和 28 年	15	37	3,836	96	3,984	3.6%	
計	25,444	18,134	66,036	1,028	110,642	100.0%	
比率 (%)	23.0%	16.4%	59.7%	0.9%	100.0%		

表 2.2 日豊本線,吉都線における使用材料の変遷<sup>3)</sup>を基に作成

線	区間	竣工年	下部工材料別の橋梁数	
			煉瓦,石	コンクリート
大分線	柳ヶ浦～大分	M42~44 (1909~1911)	15	0
佐伯線	大分～佐伯	T2~5 (1913~1916)	11	0
日豊北線	佐伯～延岡	T8~12 (1919~1923)	0	11
日豊南線	延岡～広瀬	T8~10 (1919~1921)	0	18
宮崎線	宮崎～吉松	M45~T5 (1912~1916)	32	0

### 2.2.3 無筋橋脚の設計

前項で組積構造からコンクリート構造への変遷を取りまとめた。本項ではコンクリート構造が用いられ始めた当時の設計の考え方を取りまとめる。本項以降は無筋コンクリートと鉄筋コンクリートを区別して記述する。

この時期の鉄道構造物の橋梁下部工（橋台、橋脚）設計に用いられた基準は、「大正 3(1914)年 6 月 12 日達 684 号 鉄筋混凝土橋梁設計心得」<sup>4)</sup>である。施工に用いられた示方書は「大正 6(1917)年 10 月 22 日 1060 号 土工其ノ他工事示方書標準」<sup>5)</sup>が最初のもので、第 22 条「膠泥、混凝土工及豊築工」においてモルタル（膠泥）、コンクリート（混凝土）とも構造物の種類や使用部位に応じてその配合が示方されている。この示方書はその後改訂が行われ後の「土木工事標準示方書」へと継承されている。

「鉄筋混凝土橋梁設計心得」には、荷重、許容応力度、部材の設計、構造細目、材料、施工法など設計、施工に関する事項が含まれ、鉄道橋のみでなく道路橋その他の構造物についても記載さ

れている。また、「鉄筋混凝土橋梁設計心得」という名称であるが、これに対して無筋コンクリート構造の設計基準が存在していたわけではなく無筋コンクリート、鉄筋コンクリート両方の構造物に対して適用されていた。

この心得に基づき「大正 5(1916)年 10 月 14 日達 1007 号 混凝土拉橋標準及参考圖」「大正 5(1916)年 11 月 11 日達 1111 号 鐵筋混凝土函渠標準及参考圖」「大正 5(1916)年 12 月 8 日達 1215 号 混凝土井筒定規」「大正 5(1916)年 12 月 28 日達 1305 号 函渠用鐵筋混凝土蓋竝混凝土側壁標準及参考圖」「大正 6(1917)年 3 月 20 日達 200 号 鐵道鈹桁竝輾壓工形桁橋臺及橋脚標準」の各種標準図が作成された。これらの標準図に示される橋台および橋脚は、すべて無筋コンクリート構造や組積構造である。標準図の変遷は「建造物保守管理の標準, 同解説」<sup>6)</sup>に詳細に示されている。標準の参考資料を参考に橋台および橋脚の標準図の変遷を表 2.3 に示す。

表 2.3 鐵道用橋台および橋脚標準図の変遷

年月番号	名称	内容
大正 6(1917)年 3 月 達 200 号	鐵道鈹桁竝輾壓工形桁 橋臺及橋脚標準	活荷重 E33 橋台 I型桁用 甲型, 乙型, 丙型 径間 3'~18' 鈹桁用 甲型, 乙型 径間 20'~80' 橋脚 I型桁用矩形, 橢円形, 円形 径間 8'~18' 鈹桁用矩形, 橢円形, 円形 径間 20'~80'
大正 6(1917)年 6 月 設甲 58 号	下路構けた用橋臺橋脚 参考圖	活荷重 E33 橋台 甲型, 乙型 径間 100', 150', 200' 橋脚 径間 100', 150', 200' 架違橋脚 径間 150'-70', 200'-70'
大正 8(1919)年 6 月 達 541 号	輾壓工形桁及鈹桁用橋 臺橋脚標準圖	活荷重 E33 橋台 I型桁用 甲型, 乙型, 丙型 径間 3'~18' 鈹桁用 甲型, 乙型 径間 18'~80' 橋脚 I型桁用矩形, 橢円形 径間 8'~18' 鈹桁用矩形, 橢円形, 円形 径間 20'~80'
大正 9(1920)年 7 月 達 178 号	輾壓工形桁及鈹桁用橋 臺橋脚標準圖	活荷重 E40 橋台 I型桁用 甲型, 乙型, 丙型 径間 3'~15' 鈹桁用 甲型, 乙型 径間 20'~80' 橋脚 I型桁用矩形, 橢円形 径間 8'~18' 鈹桁用矩形, 橢円形, 円形 径間 20'~80'
昭和 5(1930)年 2 月 建工 169 号	上路鈹桁, 工形桁用橋 脚参考圖	活荷重 KS-12, 15 橋脚 I型桁用矩形, 橢円形 径間 2.9m~6.7m 鈹桁用橢円形, 円形, 矩形 径間 8.2m~31.5m
昭和 11(1936)年 8 月 建工 907 号	單丁桁用コンクリート橋 脚設計例	活荷重 KS-15 橋脚 鉄筋コンクリートT型桁用円形, 橢円形, 矩形 径間 5.0m~14.5m



これらの橋台および橋脚標準図では、鉸桁（径間 20~80ft.(6.10~24.38m)）、I 型桁（径間 3~18ft.(0.91~5.49m)）、下路構（トラス）桁（径間 100~200ft.(30.48~60.96m)）といった鋼橋を支持する下部工を対象として制定されており、当時の上部工は鋼構造が主体で鉄筋コンクリート構造をあまり使用していなかったことがわかる。しかし、「大正 5(1916)年 12 月 28 日達 1305 號 函渠用鉄筋混凝土蓋竝混凝土側壁標準及參考圖」では径間 3ft.(0.91m)~10ft.(3.05m)までの鉄筋コンクリート単版桁が示され、かつ組み合わされる無筋コンクリート側壁（橋台）高さも径間と同じとされており、最大高さ 10ft.(3.05m)で小規模な橋梁は鉄筋コンクリート桁が取り入れられてきていることが確認できる。

最初に作成された「大正 6(1917)年 3 月 20 日達 200 號 鐵道鉸桁竝輾壓工形桁橋臺及橋脚標準」の表紙に記載されている使用心得によれば、“橋臺橋脚ノ材料ハ石材、煉化石及混凝土(1:3:6)ノ内何レヲ用フルモ差支ナシ”と示されており使用材料が過渡期であったことが推測される。標準図の参考図にある設計要旨には“地震ニ對スル許容加速度”として、躯体に生じる引張応力度が應張力（65 封度/平方吋(0.45N/mm<sup>2</sup>)）を上回る加速度を A として計算している。許容値として設定されている 0.45N/mm<sup>2</sup> を現在の鉄道構造物の設計基準である鉄道構造物等設計標準・同解説 鉄筋コンクリート構造物（以下、RC 標準）<sup>7)</sup>に示されている引張強度と比較する。RC 標準では、コンクリートの引張強度は以下の式(2.1)で示されている。

$$f_{ik} = 0.23f'_{ck}{}^{2/3} \quad (2.1)$$

ここに  $f_{ik}$  : コンクリートの引張強度(N/mm<sup>2</sup>)

$f'_{ck}$  : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの圧縮強度  $f'_{ck}$  を現在一般的に無筋コンクリート構造物に用いられている 18N/mm<sup>2</sup> とすれば、引張強度  $f_{ik}$  は 1.58N/mm<sup>2</sup> となる。安全率を 3 とすれば許容応力度は 0.53N/mm<sup>2</sup> となり、当時の値と大きく異なるものではない。

参考図には各形状の計算結果が示されており、地震に対する許容加速度 A は、1050~2330mm/sec<sup>2</sup>(105~233gal)で、最も多いのは 1400mm/sec<sup>2</sup>(140gal)程度である。重力加速度 g で除した水平震度 (kh) としては kh=0.107~0.238 となる。最多は 0.142 で、以降の耐震設計で用いられる設計水平震度 0.20 に比べると小さな値である。

大正 12(1923)年には関東大震災が発生し、それを考慮して制定された設計基準が鉄筋コンクリート標準示方書（昭和 6(1933)年 土木学会）<sup>8)</sup>である。これには地震の加速度として水平 g/5、鉛直 g/10 が示されている。ここに、g は重力加速度である。これを水平震度で表すと水平 0.20、鉛直 0.10 となる。解説では“どの位の加速度を有する地震に対して安全であるように、構造物を設計するという事は、結局設計者の判断による外はない。本項で示した標準は、今日日本で多く用いられている標準値である”と記載され、水平震度 0.20 という震度が当時一般的に用いられたことがわかる。同時期に制定された「昭和 5(1930)年 2 月建工 169 號 上路鉸桁、工形桁用橋脚參考圖」でも地震時の慣性力として 0.20 の水平震度を考慮しており、耐震設計が体系化されたものと考えられる。

「昭和 11(1936)年 8 月建工 907 號 單丁桁用コンクリート橋脚設計例」は同時に制定された鉄筋コンクリート単純 T 桁（径間 5.0~14.5m）を支持するもので、鋼桁に比べ重量の大きな鉄筋コ

ンクリート桁を支持するため橋脚断面寸法も従来の鋼桁用よりも大きくなっている。

もう少し後の昭和28年に発行された書籍<sup>9)</sup>では無筋橋脚とRC橋脚の経済比較が行われている。上部工径間Lと橋脚高Hを変数として、以下を満足すればRC橋脚が安価となるとされている。

円形橋脚の場合

$$L=31.5\text{m}, H<10.5\text{m}$$

$$L=25.4\text{m}, H<11.5\text{m}$$

$$L=22.3\text{m}, H<12.0\text{m}$$

$$L=19.2\text{m}, H<11.5\text{m}$$

$$L=16.0\text{m}, H<10.0\text{m}$$

楕円形橋脚の場合

$$L=31.5\text{m}, H<9.5\text{m}$$

$$L=25.4\text{m}, H<9.5\text{m}$$

$$L=22.3\text{m}, H<8.0\text{m}$$

$$L=19.2\text{m}, H<8.0\text{m}$$

$$L=16.0\text{m}, H<6.5\text{m}$$

鉄筋コンクリート構造とした場合は躯体形状を小さくすることが可能で、コンクリート体積が削減できるため、橋脚高さが高くなった場合に無筋コンクリート構造と鉄筋コンクリート構造とのコンクリート体積の差が大きくなり鉄筋分の工事費増加分がまかなえることがその理由である。

国鉄の構造物設計事務所により昭和34(1959)年の雑誌<sup>10)11)12)</sup>に、河川を渡る橋梁の無筋橋脚の設計例が連載されている。この中で「流水面積を大きくするために、特に鉄筋コンクリートとして流下をさまたげる面積を少なくするほどの必要はなく、地盤、応力度上可能ならば、施工上、経済上有利な無筋コンクリート小判型橋脚が最も目的にあうものと考えられる」と記述されており、昭和34(1959)年当時でも、耐震性が低いことなどはあまり問題とされず無筋橋脚が一般的に採用されていたことがわかる。また、この計算例では躯体は無筋コンクリート構造としながらも、フーチングは無筋コンクリート構造で、厚さを増大させるより鉄筋コンクリート構造として薄くして掘削土量を少なくしたほうが有利と考える記述があり、施工性や経済性から鉄筋を使用することの可否を検討していたことがわかる。

## 2.2.4 無筋コンクリート構造から鉄筋コンクリート構造へ

### (1) コンクリートの引張強度

その後、国鉄において昭和30(1955)年～昭和36(1961)年にかけて設計基準<sup>13)14)15)</sup>が制定されている。これには、「第6章 橋台および橋脚」では、無筋コンクリート構造の場合として、橋脚躯体に発生する引張応力度を許容曲げ引張応力度以下とするように規定され、無筋コンクリートの許容曲げ引張応力度は、コンクリートの材令28日における引張強度 $\sigma'_{28}$ を7で除した値とされている。算出される許容応力度の上限値は $3\text{kg/cm}^2(0.3\text{N/mm}^2)$ とされており、それまでの65封度/平方吋( $0.45\text{N/mm}^2$ )と比較すると厳しい値となっている。

さらに、その改訂版である昭和49(1974)年の設計基準<sup>16)</sup>では、無筋コンクリートの許容曲げ引張応力度は変更されていないが、新たに目安値として、 $\sigma_{ta} = \sigma_{ck} / 80$ 、(ただし $3\text{kg/cm}^2(0.3\text{N/mm}^2)$ )

以下) が示されている。ここで、 $\sigma_{ck}$  は設計基準強度である。例えば  $\sigma_{ck} = 180\text{kg/cm}^2 (18\text{N/mm}^2)$  とすれば許容曲げ引張応力度は  $2.3\text{kg/cm}^2 (0.23\text{N/mm}^2)$  となりさらに厳しい値になっている。また、「第 3 節 橋脚」では無筋コンクリート構造の場合、応力度の制限だけではなく地震時以外での荷重の作用位置を図心から圧縮縁までの 1/2 までに抑えるように制限しており躯体に生じる引張応力を小さくする配慮がされている。

## (2) 耐震設計

国鉄からの研究依頼で、土木学会が行った昭和 39(1964)年度の報告書<sup>17)</sup>には「第 6 条 橋脚」として「無筋コンクリート造は原則として避けなければならない」と規定され、解説には「耐震構造としては、無筋コンクリートは伸び変形量が少なくショックに弱いので原則としては避けるべき」と記述されている。この報告書に合わせ昭和 40(1965)年に土木構造物設計図集が国鉄構造物設計事務所から発行されているが、この図集に含まれている橋脚はすべて鉄筋コンクリート構造で無筋橋脚は含まれていない。

これらを契機として、急速に無筋コンクリート構造から鉄筋コンクリート構造に転換されていったものと考えられる。これは後述する (図 2.4) ように昭和 40 年代以降は、ほとんど無筋橋脚は建設されていないことも合致するものである。

## 2.3 JR 西日本管内における無筋橋脚の形態

### 2.3.1 概要

全国で数多くの無筋橋脚が共用されているが、本節では JR 西日本管内に存在する無筋橋脚の形態について分析を行う。無筋橋脚は次に示すとおり、線区や重要度に関係なく用いられていることから全国の JR 他社との相違は少ないと想定されるため、JR 西日本管内の形態を調査することは十分に妥当性を有しているものとする。

JR 西日本では土木構造物保守管理システム<sup>18)</sup>を用いて土木構造物の維持管理を行っている。本項では、このシステムの一部である BRAMS(Bridge Analysis and Maintenance System) のデータを用いて調査を行った。BRAMS には建設時期や諸元、検査データも保存されていることから、前項までに比べて現在供用中の無筋橋脚についての詳細調査が可能である。

### 2.3.2 無筋橋脚の基数、分布および施工年代

JR 西日本は新幹線 812.6km (2 線区)、在来線 4194.5km (50 線区) で鉄道事業を行っている。橋脚は新幹線に 4639 基、在来線に 7144 基ある。新幹線は山陽新幹線および北陸新幹線 (上越妙高～金沢) で無筋橋脚は存在しない。

在来線の橋脚 7144 基を使用材料毎にまとめたものを図 2.3 に示す。最も多いのは鉄筋コンクリート構造の 45%であるが無筋コンクリート構造の 34%がそれに続く。しかも、無筋コンクリート構造に煉瓦積・石積構造の 15%を加えると 49%となり鉄筋コンクリート構造よりも多くなる。また、無筋橋脚 2462 基を幹線と地方交通線で分類すると、幹線 1431 基(58%)、地方交通線 1031 基(42%)である。延長は幹線 2646.5km(63%)、地方交通線 1548.0km(37%)で、無筋橋脚基数の比率と大きな差はない。これは、無筋橋脚が線区や重要度に関係なく用いられ、特に閑散線区等の重要度が低い箇所に多く用いられてきたわけではないことを示している。

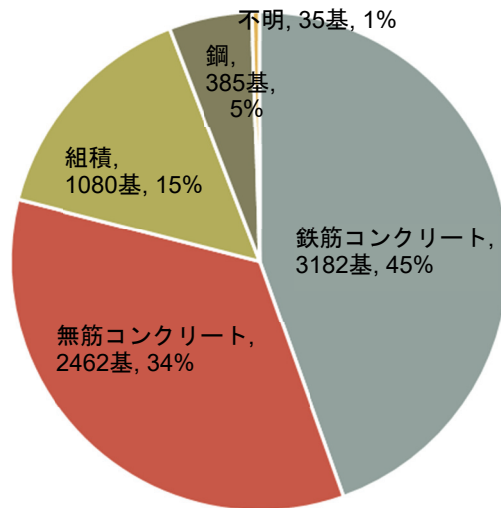


図 2.3 在来線橋脚の使用材料

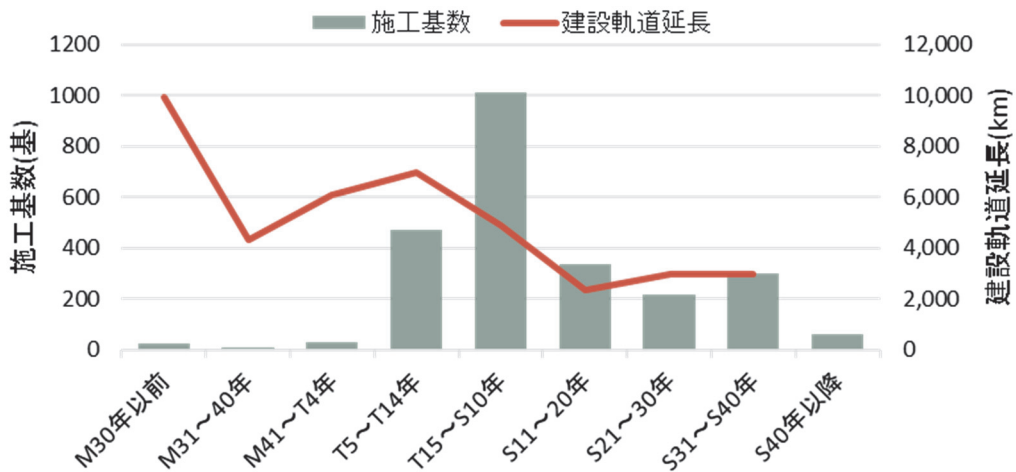


図 2.4 無筋橋脚の施工年代

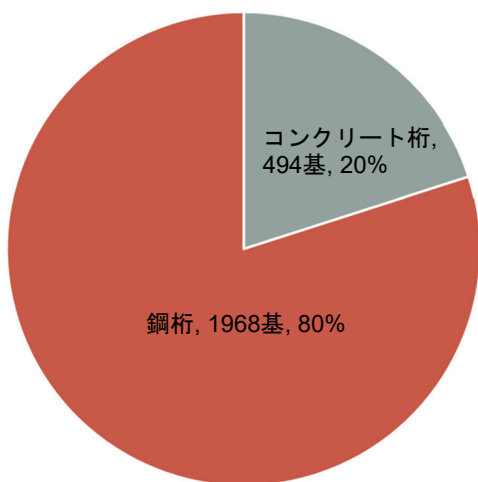


図 2.5 無筋橋脚が支持する上部工の種別

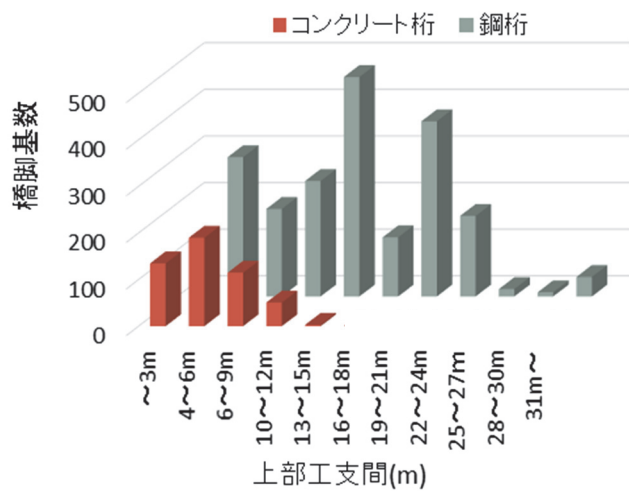


図 2.6 無筋橋脚が支持する桁の径間長

無筋橋脚の施工年代と建設された軌道延長を図 2.4 に示す。最も多く施工された年代は、大正 15(1926)年～昭和 10(1935)年、次いで大正 5(1916)年～大正 14(1925)年からの間で表 2.1 に示す全国の建設年代割合とも一致する。この年代は全国各地で盛んに新線の建設や線増工事が行われており施工された橋脚の全体数量も多く無筋橋脚も一般的に選定、施工されている。その後は戦中、戦後で橋脚全体の施工数量が少なくなったことに加え徐々に鉄筋コンクリート構造が増加していったと考えられる。

### 2.3.3 無筋橋脚の支持している上部工

図 2.5 に無筋橋脚が支持している上部工の種別を示す。鋼桁を支持している橋脚が 1968 連(80%)、コンクリート桁を支持している橋脚が 494 基(20%)である。これは、前項でも述べたとおり、無筋橋脚が多く建設された大正～昭和初期においては、上部工は鋼構造が主体で鉄筋コンクリート構造はあまり使用していなかったことが要因と考えられる。

無筋橋脚が支持する上部工の径間長を図 2.6 に示す。ここで、コンクリート桁を支持する無筋橋脚で径間長 3m 以下が 135 基(27%)と比較的多いのに比べて、鋼桁を支持する無筋橋脚では径間長 3m 以下はほとんどなく径間長 4～6m が 299 基(15%)と多いことがわかる。一般的に短径間の橋梁は一对の橋台で一連の上部工を支持しており橋脚は存在しない。径間が長くなると複数の桁を橋脚で支持する必要が生じる。したがって、無筋橋脚が支持することが可能な上部工の最大径間長に関係が認められる。

鋼桁の標準設計(明治 42 年 10 月 20 日達第 875 号)では、簡易な I 型桁が径間 3～18ft.(0.91～5.49m)で示されていることから 6m 以下の径間長が多い。これに対して、コンクリート桁は前述の標準図(大正 5 年 12 月 28 日達 1305 号 函渠用鉄筋混凝土蓋並混凝土側壁標準及参考圖)で径間 3～10ft.(0.91～3.05m)までが示されていることから、3m 以下の径間長が多いと推測される。

また、その後に制定された標準図(昭和 10 年 4 月建工 455 号 鉄筋コンクリート単版桁標準設計, 昭和 11 年 8 月建工 907 号 鉄筋コンクリート単丁桁標準設計)では単版桁が径間 1.0～6.0m, 単 T 桁は径間 5.0～14.5m が示されている。

無筋橋脚が支持するコンクリート桁の径間長は 4～6m が 190 基(38%)と最も多く、ほとんどが 9m 以下である。最も径間長が長いものでも 13m であり鋼桁に比べると明らかに短い。これは、当時の材料では長径間の鉄筋コンクリート桁の設計が困難であったことと、長径間化による桁重量の増加に対して無筋橋脚の躯体形状が大きくなり、RC 橋脚に比べ経済性に劣ったことが考えられる。

国鉄時代の鋼桁の標準図は、鉸桁(径間 20～80ft.(6.10～24.38m)), I 型桁(径間 3～18ft.(0.91～5.49m)), 下路構(トラス)桁(径間 100～200ft.(30.48～60.96m))がある。JR 西日本管内でも、径間 200ft.(60.96m)の鋼トラス橋があり、これらも無筋橋脚で支持されている。また、一般に多く用いられる鉸桁の径間は 20～80ft.(6.10～24.38m)で、このことは橋脚基数の分布からもわかる。

### 2.3.4 無筋橋脚の劣化状況

コンクリートの劣化現象には、塩害、中性化、化学的侵食やアルカリシリカ反応等の化学的なものと、凍害やすりへり作用などの物理的なものがある。この中で、塩害や中性化は内部の鉄筋

腐食の原因となるもののコンクリート自体の強度は低下しないため、無筋橋脚に対しては劣化要因とはならない。また、無筋橋脚は断面が大きくすりへり作用に対しても抵抗性が高い。アルカリシリカ反応も施工後数年程度で顕在化するため、50年以上の経過年数を経たものが多い無筋橋脚には今後発生することはない。そのため、化学的侵食および凍害が発生しない環境下の無筋橋脚には経年劣化は生じないと考えられる。鉄道構造物では2年ごとに通常全般検査を行い、構造物の状態を検査し健全度の判定をしている。これらの結果によれば、無筋橋脚の場合桁座や電柱部といった部分的に配置された鉄筋腐食による変状はあるもののコンクリート自体の劣化による変状はなく、無筋橋脚の耐久性は非常に高く今後も経時的な劣化は生じにくく地震等の偶発的な作用に対する対策を行うことで今後も長く共用することが可能と考えられる。

## 2.4 本章で得られた結論

本章では、無筋橋脚の実態について調査し、建造され始めた時期や当時の設計思想について取りまとめた。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 無筋橋脚は大正期から昭和30年代まで一般的に多く建設され、現在でも供用されている。
- 2) 無筋橋脚は線区や重要度に関係なく建設され、特に閑散線区等の重要度が低い箇所によく用いられてきたわけではなく列車運行の多い重要線区にも存在している。
- 3) 昭和5年以降は耐震設計として水平震度0.20を考慮しているが、それ以前は統一された設計水平震度が定められていないため、大きな地震の影響を受けると損傷する可能性が高い。

### 【参考文献】

- 1) 高坂紫朗(1955). 鉄道防災改良施工法 三報社 pp.254-360.
- 2) 小西純一(1995). 明治時代における鉄道橋梁下部工 序説 土木史研究 第15号 pp.145-158.
- 3) 小野田滋(1991). わが国における鉄道用煉瓦構造物の技術史的研究 研友社 pp.389-433.
- 4) 鉄道院(1914). 鉄筋混凝土橋梁設計心得
- 5) 鉄道院(1917). 土工其ノ他工事示方書標準
- 6) 鉄道総合技術研究所(1987). 建造物保守管理の標準・同解説 コンクリート構造 pp.7-9.
- 7) 鉄道総合技術研究所(2004). 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 p.71.
- 8) 土木学会(1923). 鉄筋コンクリート標準示方書解説 p.65.
- 9) 後藤清(1953). 橋梁下部構造の設計と施工 工学出版社 pp.128-129.
- 10) 日本国有鉄道構造物設計事務所(1959). 無筋コンクリート橋脚（小判型）の設計例（その1） 鉄道土木 第1巻 5号 pp.27-33.
- 11) 日本国有鉄道構造物設計事務所(1959). 無筋コンクリート橋脚（小判型）の設計例（その2） 鉄道土木 第1巻 6号 pp.35-43.
- 12) 日本国有鉄道構造物設計事務所(1959). 無筋コンクリート橋脚（小判型）の設計例（その3） 鉄道土木 第1巻 7号 pp.47-57.
- 13) 日本国有鉄道(1955). 無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート構造物の設計基準（案）第1編
- 14) 日本国有鉄道(1958). 無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート構造物の設計基準（案）第2編
- 15) 日本国有鉄道(1961). 無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート構造物の設計基準（案）第3編

pp.29-36.

16)土木学会(1974). 国鉄建造物設計標準解説 pp.65-69,204-206.

17)日本国有鉄道建設局線増課(1965). 耐震構造設計に関する研究 報告書 昭和 39 年度 pp.59-61.

18)鈴木秀門, 木村元哉, 三崎哲一, 中山忠男(2003). RC 高架橋のコンクリート劣化に対応した橋梁保守管理システムの構築 土木学会年次学術講演会講演概要集 第 58 巻 4 号 pp.173-174.

## 第3章 不連続体の数値解析に関する研究

### 3.1 概説

本章では無筋橋脚の地震時挙動を数値解析する手法について研究を行う。無筋橋脚は地震時に打継目で離散し、不連続な水平ずれや回転といった大変位を生じるような挙動を示す。その特徴的な不連続体の数値解析は、一般的に用いられる有限要素法 (Finite Element Method; 以下 FEM という) では評価が困難である。そこで、様々な不連続体を対象とした数値解析手法について調査する。その結果、最も適していると考えられるマニフォールド法 (Numerical Manifold Method, 以下 NMM という) を用いて数値解析を実施することとした。さらに、NMM での解析結果と理論解との比較により解析の妥当性の確認や解析に用いる入力値の設定についても検討を行う。

### 3.2 代表的な数値解析手法

#### 3.2.1 各解析手法の概要

代表的な数値解析手法の特徴について表 3.1<sup>1)</sup>に示す。これまで構造物の数値解析では、一般的に FEM 解析が用いられてきた。FEM 解析において不連続性を表現する手法としては、不連続面にジョイント要素<sup>2)</sup>等の薄層要素<sup>3)4)</sup>を用いる方法があるが、要素が分離して大変位を生じる解析は解析が発散しやすく適していない。特に離散現象や大変形についての解析の適用性を重視すると、個別要素法 (DEM)、不連続変形法 (DDA)、マニフォールド法 (NMM) の適用性が高いと考えられる。



表 3.1 数値解析手法の一覧 <sup>1)</sup>を参考に作成

解析手法	概要	長所	短所
有限要素法 (FEM)	解析領域を節点で結合させた有限個の要素に分割し、各要素について変形、ひずみ応力の条件を満たす剛性マトリックスをつくり、要素全体の釣り合いを解く手法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・複雑領域に対応できる。</li> <li>・材料の構成モデルを導入できる。</li> <li>・最も一般的に用いられている手法であり、適用範囲が広く、適用実績が多い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・大変形を表現するためには、アップデイトラプリアンなどの手法が必要となる。</li> <li>・問題によっては計算時間が増加する。</li> <li>・離散現象を表現できない。</li> </ul>
有限差分法 (FDM)	解析領域全体を離散化して解く方法であり、対象領域内に配置された離散化された節点において、波動場を記述する波動方程式の変数にテイラー展開を適用し微係数を差分近似することで格子点での値に関する連立一次方程式（差分方程式）を作成し、これを逐次解いていく方法である	<ul style="list-style-type: none"> <li>・大変形、破壊を追跡可能</li> <li>・計算が高速である。</li> <li>・材料構成モデルを導入できる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・複雑な領域に対応できない。</li> <li>・離散現象を表現できない。</li> </ul>
境界要素法 (BEM)	各要素を剛体と仮定し、各要素間の境界がせん断方向および垂直方向の2種類のばねに集中する表面力によるエネルギーを評価する手法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・無限領域を扱える。</li> <li>・モデル化が容易である。</li> <li>・解析規模が小さくできる。</li> <li>・材料構成モデルを導入できる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・非線形問題には不向きである。</li> <li>・離散現象を表現できない。</li> </ul>
剛体ばねモデル (RBSM)	各要素を剛体と仮定し、要素境界面上に体積変化およびせん断変形に抵抗する2種類のばねを設け、要素内の仕事の代わりに要素境界面上に集中化された表面力の仕事を用いてエネルギーを評価する手法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・すべりや剥離などの不連続現象を追跡できる。</li> <li>・計算が高速である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・材料構成モデルを導入できない。</li> <li>・複雑な形状への対応が困難である。</li> </ul>
個別要素法 (DEM)	不連続面を境界とするブロック間に鉛直せん断ばね、ダッシュポットの組合せを設定し、ブロックの回転、接触を考慮した運動方程式を差分的に解いてブロックの動きを追跡する手法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・大変形、破壊を追跡できる。</li> <li>・材料の離散現象を表現できる。</li> <li>・物体の落下、分離、離散を表現できる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・計算コストが高い。</li> <li>・材料構成モデルを導入できない。</li> </ul>
不連続変形法 (DDA)	任意の弾性体の多角形で構成されるブロック相互の運動を動的、準静的に解析する手法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・複雑領域に対応できる。</li> <li>・大変形を追跡できる。</li> <li>・物体の落下、衝突、離散を表現できる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・材料の構成モデルを導入できない。</li> <li>・材料の非線形性を考慮できない。</li> </ul>
マニフォールド法 (NMM)	不連続変形法 (DDA) や有限要素法 (FEM) などの従来の手法を一般化した手法と位置づけられ、近似関数の定義域と物理的な領域を別々にとらえることで、連続体から不連続体までを統一的に扱うことができる手法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・複雑領域に対応できる。</li> <li>・材料構成モデルを導入できる。</li> <li>・大変形、破壊を追跡できる。</li> <li>・材料の離散現象を表現できる。</li> <li>・物体の落下、分離、離散を表現できる。</li> <li>・すべりや剥離などの不連続現象を追跡できる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・計算コストが高い。</li> <li>・適用実績が少ない。</li> </ul>

### 3.2.2 個別要素法(DEM)について

#### (1) 解析手法の概要

個別要素法 (Distinct Element Method; 以下 DEM という)<sup>5)</sup>は構造物を剛体ブロック要素の集合体としてモデル化する。要素間の破壊をばねの切断または軟化で簡易にモデル化できるため、破壊や崩壊現象の解析に適した手法である。

従来の DEM には剛体要素をつなぐばね定数を理論的に導き出すことができないという欠点があった。この欠点を改良した改良版個別要素法 (Refined DEM)<sup>6)</sup>では、要素表面をセグメントに分割しセグメント毎にばねを配置する (図 3.1) ことによって、ばね定数を材料特性から理論的に導くことができるようになった。改良版個別要素法では要素表面をセグメントに離散化して (図 3.1(a))、それぞれのセグメントの代表点にばね・ダッシュポットを設置 (図 3.1(b)) した。そして、各セグメントの代表点が他の要素と連続または接触しているかを調べ、連続または接触している場合はばね・ダッシュポットを介して力を伝達することとした。各ばねは受け持つ面積 (セグメントの面積) を有することになり、セグメント毎の力のつり合い式からばね定数を物性値から理論的に決定できるようになったことが改良点である。

弾性挙動は要素間に設置する復元ばね (図 3.1(c)) によって表現する。もともと一体となって連続している要素間に設置するばねを復元ばねと定義し、復元ばねによって連結することで一体となって挙動するようにしている。

破壊現象は復元ばねの切断によってモデル化している。もともと連続していない要素同士が接触する場合や、復元ばねで連結されていた要素間が破壊後に再接触する場合に、要素間に設置するばね・ダッシュポットを接触ばね・接触ダッシュポットと定義する (図 3.1(d))。復元ばねと接触ばねのばね定数の算定式は同じであるが、上記のように区別している。接触ダッシュポットは衝突によるエネルギーを消散させるためのものであり、接触ばねと並列に設置する。以上が概要であるが詳細は文献<sup>6)</sup>を参照されたい。

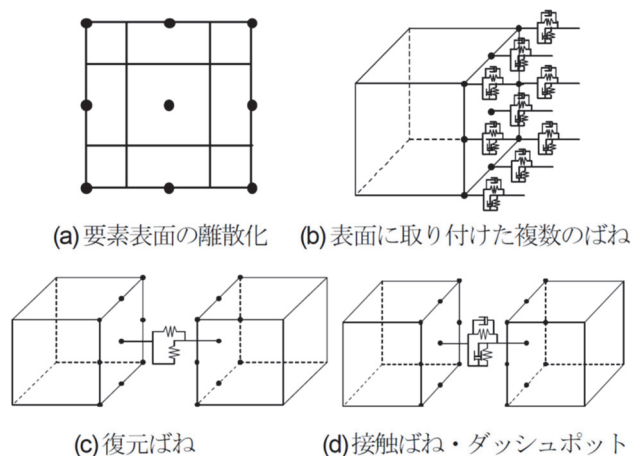


図 3.1 改良版個別要素法の概要<sup>6)</sup>

(2) 改良版個別要素法による無筋橋脚の解析

改良版個別要素法による無筋橋脚の解析は古川ら<sup>7)</sup>により実施されている。中越地震で被災した魚野川橋梁をモデルに解析を実施したもので、解析モデルを図3.2に解析結果を図3.3、3.4に示す。打継目下部の剥落のような損傷状況はよく再現されている。変位は、実際の残留変位が0.4m程度生じているのに対し解析結果は0.1m程度と小さくなっている。これは実橋脚の物性値が不明であることが大きな要因だと考えられる。

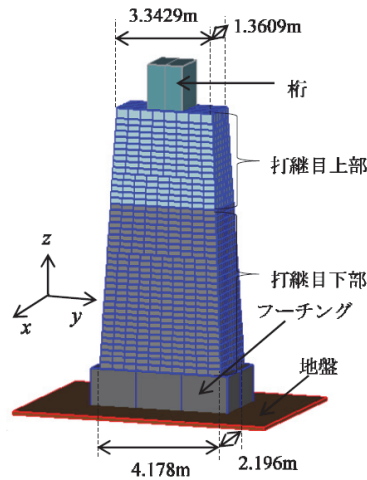


図 3.2 改良版個別要素法による解析モデル<sup>7)</sup>

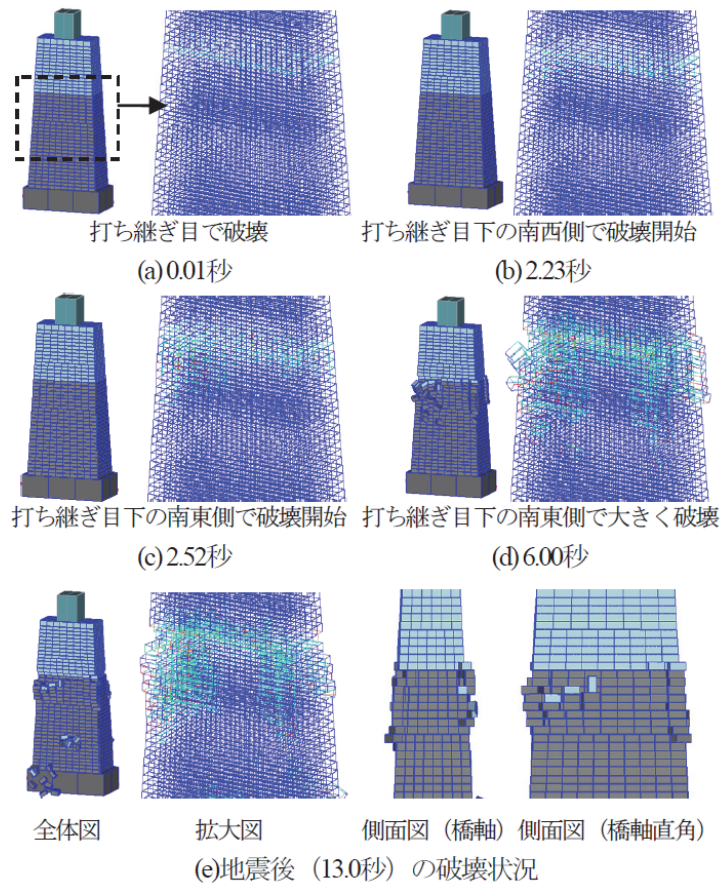


図 3.3 改良版個別要素法による解析結果（破壊状況）<sup>7)</sup>

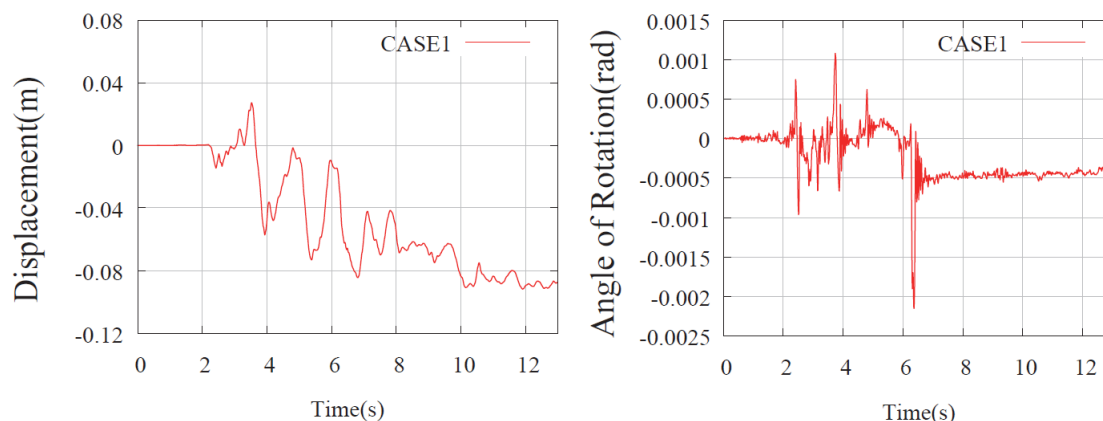


図 3.4 改良版個別要素法による解析結果（水平変位および回転角）<sup>7)</sup>

### (3) 改良版個別要素法の適用性について

改良版個別要素法は要素を剛体としてモデル化するため、要素内に生じるひずみや応力の分布を表現することができない。今後鋼材を用いた対策工を検討する中で、応力は重要な指標となるため本研究では、個別要素法ではなく他の解析手法を用いることとする。

#### 3.2.3 不連続変形法(DDA)について

不連続変形法（Discontinuous Deformation Analysis; 以下 DDA という）は Shi<sup>8)9)</sup>により 1984 年に開発された不連続解析手法である。有限要素法と同様にポテンシャルの最小原理を利用して剛性マトリックスを作成し解析する。任意形状の個々の要素ブロックの重心点で定義するひずみ、剛体変位、剛体回転を未知数として用いており要素内では一定とされている。そのため要素内での応力分布を検討することはできない。要素同士の接触や貫入判定には後述の NMM と同様にペナルティ法を用いている。

#### 3.2.4 マニフォールド法(NMM)について

前項での不連続変形法(DDA)の欠点を克服するために開発された解析手法が、マニフォールド法（Numerical Manifold Method, 以下 NMM という）で、Shi<sup>10)11)</sup>により 1991 年に開発された。

NMM では図 3.5 に示すように解析対象であるジョイントループ（物理メッシュ）を独立な数学メッシュ（カバーメッシュ）で覆い、変位をカバーメッシュの要素に離散化するため、各ブロック内部の詳細な応力・ひずみ状態も追跡することができる。NMM では接触を含む運動方程式を仮想仕事の原理に基づき定式化されている。

ジョイントループ間の相互接触はペナルティ法によって処理される。ペナルティ法とは接触の際の貫入を取り扱うために、貫入が生じている点にばね（ペナルティ係数）を設定し数学的に貫入を押し戻す。つまり、貫入量をエネルギー式に変換し、これが釣合い方程式を解く上で 0 に近づくように繰り返し計算する方法である。

解析プログラムとしては DDA と NMM を連成して解析できるいわゆる NMM-DDA<sup>12)</sup>があり、本研究でもこのプログラムを用いて解析を行い、同一のモデル内でそれぞれの挙動に応じて使い分けることとする。これ以降、NMM-DDA により NMM 要素でモデル化して解析することを NMM による解析と呼ぶこととする。

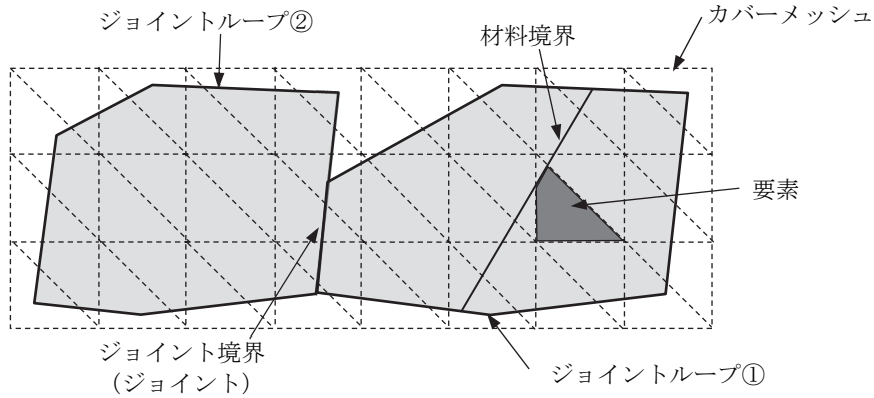


図 3.5 NMM の概要図

### 3.3 NMM-DDA について

#### 3.3.1 概要

本研究では Shi によって開発された、ともに離散体の数値解析法である不連続変形法 (DDA) とマニフォールド法 (NMM) の連成手法、いわゆる NMM-DDA を用いて解析を行う。そこで、ここでは橋本らの論文<sup>13)</sup>を基に NMM-DDA の理論について記述することとする。

DDA と NMM はともに弾性多角形ブロックの動的/準静的相互作用問題を解く手法であり、前者はブロック重心の剛体変位、回転、ひずみを未知数とし、岩石の落下<sup>14)</sup>や石積構造の回転を伴う崩落<sup>15)16)</sup>の表現に適する。後者は、解析対象を覆う有限の数学領域 (カバー) により形成される数学メッシュの節点変位を未知数とする不連続性も考慮可能な連続体の解析手法である。NMM-DDA では解析対象を DDA と NMM それぞれでモデル化する領域に分け、両者の接触を定義し同時解析を可能にしている。DDA と NMM が元来共通の接触処理アルゴリズムを使用し、ともに陰解法であることから解析対象全体の釣合いを満たす強連成解析を実現できる。

#### 3.3.2 連続体の運動・変形と相互接触の支配方程式

NMM-DDA では複数の連続体からなる系を対象として、物体同士が相互接触を生じながら運動および変形する問題を扱う。個々の連続体の運動方程式に加えて、物体間の接触問題では接触時に満たすべき拘束条件を与え、それらを満たす変位場を求める。オリジナルの NMM-DDA はポテンシャルエネルギー最小化原理に基づき定式化された弾性体を対象とした手法であるが、橋本らにより弾塑性構成則をはじめとする非線形材料に拡張された。そのため、連続体力学と接触条件の基礎式を示した後、材料の構成則に依存しない重み付き残差法による弱形式の導出が行われている。いま、 $n$  個の独立した連続体からなる系を考え、各連続体が空間内で占める領域を  $\Omega_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ )、 $\Omega_j$  と  $\Omega_k$  が接触する境界を  $\Gamma_{jk}$  とする。個々の物体  $\Omega_i$  の運動・変形問題 (図 3.6) は連続体の運動方程式、

$$\rho_i \ddot{\mathbf{u}}_i - \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}_i - \rho_i \bar{\mathbf{b}}_i = 0 \quad \text{in } \Omega_i \quad (3.1)$$

とひずみの適合条件式、



$$\boldsymbol{\varepsilon}_i = \frac{1}{2} \left\{ \nabla \mathbf{u}_i + (\nabla \mathbf{u}_i)^\top \right\} \quad (3.2)$$

および増分形の構成関係式,

$$\Delta \boldsymbol{\sigma}_i = \mathbf{D}_i \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_i \quad (3.3)$$

で記述される. ここに, 下付き添字  $i$  は物体  $\Omega_i$  の物理量, ドット ( $\dot{\cdot}$ ) は物質時間微分を表し,  $\rho_i$  は密度,  $\mathbf{u}_i$  は変位ベクトル,  $\boldsymbol{\sigma}_i$  は Cauchy 応力テンソル,  $\bar{\mathbf{b}}_i$  は既知の物体力ベクトル,  $\boldsymbol{\varepsilon}_i$  は微小ひずみテンソル,  $\mathbf{C}_i$  は構成関係テンソルである. また, 求めるべき変位場は変位境界条件

$$\mathbf{u}_i = \bar{\mathbf{u}}_i \quad \text{on } \Gamma_{iu} \quad (3.4)$$

と応力境界条件,

$$\mathbf{t}_i = \boldsymbol{\sigma}_i \cdot \mathbf{n}_i = \bar{\mathbf{t}}_i \quad \text{on } \Gamma_{it} \quad (3.5)$$

を満たす必要がある. ここに,  $\Gamma_{iu}$  と  $\Gamma_{it}$  はそれぞれ  $\Omega_i$  の変位境界と応力境界であり,  $\Gamma_i = \Gamma_{iu} \cup \Gamma_{it}$  でかつ  $\Gamma_{iu} \cap \Gamma_{it} = \emptyset$  である.  $\bar{\mathbf{u}}_i$  は変位境界  $\Gamma_{iu}$  上での既知変位,  $\mathbf{n}_i$  は境界面での単位法線ベクトル,  $\bar{\mathbf{t}}_i$  は応力境界  $\Gamma_{it}$  に作用する既知の表面力ベクトルである. 連続体の運動方程式の弱形式は, 重み付き残差法に基づき式(3.1)に  $\delta \mathbf{u}_i = \mathbf{0}$  on  $\Gamma_{iu}$  を満たす任意のベクトル関数  $\delta \mathbf{u}_i$  を乗じ,  $\Omega_i$  に関して積分して次式を得る.

$$\int_{\Omega_i} \left( \rho_i \ddot{\mathbf{u}}_i - \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}_i - \bar{\mathbf{b}}_i \right) \cdot \delta \mathbf{u}_i d\Omega = 0 \quad (3.6)$$

$\delta \mathbf{u}_i$  は仮想変位とも呼ばれる. 式(3.6)の左辺第2項に Gauss の発散定理を適用すると以下に書き換えられる.

$$\int_{\Omega_i} (\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}_i) \cdot \delta \mathbf{u}_i d\Omega = \int_{\Gamma_{it}} \boldsymbol{\sigma}_i \cdot \mathbf{n}_i \cdot \delta \mathbf{u}_i d\Gamma - \int_{\Omega_i} \boldsymbol{\sigma}_i : (\nabla \cdot \delta \mathbf{u}_i) d\Omega \quad (3.7)$$

ここに,  $\mathbf{n}_i$  は  $\Gamma_i$  の単位法線ベクトルである.  $\delta \mathbf{u}_i$  が変位境界  $\Gamma_{iu}$  上でゼロであること, および応力境界条件 (式(3.5)) を考慮すると, 式(3.7)はさらに,

$$\int_{\Omega_i} (\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}_i) \cdot \delta \mathbf{u}_i d\Omega = \int_{\Gamma_{it}} \bar{\mathbf{t}}_i \cdot \delta \mathbf{u}_i d\Gamma - \int_{\Omega_i} \boldsymbol{\sigma}_i : \delta \boldsymbol{\varepsilon}_i d\Omega \quad (3.8)$$

となる. ここに,  $\delta \boldsymbol{\varepsilon}_i = \left\{ \nabla \delta \mathbf{u}_i + (\nabla \delta \mathbf{u}_i)^\top \right\} / 2$  であり, Cauchy 応力テンソルの対称性を考慮した. そして, 式(3.8)を式(3.6)に代入すると,

$$\int_{\Omega_i} \delta \mathbf{u}_i \cdot (\rho_i \ddot{\mathbf{u}}_i) d\Omega + \int_{\Omega_i} \delta \boldsymbol{\varepsilon}_i : \boldsymbol{\sigma}_i d\Omega - \int_{\Omega_i} \delta \mathbf{u}_i \cdot \bar{\mathbf{b}}_i d\Omega - \int_{\Gamma_{it}} \delta \mathbf{u}_i \cdot \bar{\mathbf{t}}_i d\Gamma = 0 \quad (3.9)$$

となる. ここで, 増分形の構成関係, すなわち応力増分とひずみ増分の関係 (式(3.3)) を導入する

ため、式(3.9)を時刻  $t + \Delta t$  における平衡条件であるとし、 $\mathbf{u}_i$ ,  $\boldsymbol{\varepsilon}_i$ ,  $\boldsymbol{\sigma}_i$ ,  $\bar{b}_i$ ,  $\bar{t}_i$  を時刻  $t$  における既知量と時刻  $t$  から  $\Delta t$  の間の増分に分解する。

$$\mathbf{u}_i = \mathbf{u}_{i|t+\Delta t} = \mathbf{u}_{i|t} + \Delta \mathbf{u}_i \quad (3.10)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{i|t+\Delta t} = \boldsymbol{\varepsilon}_{i|t} + \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_i \quad (3.11)$$

$$\boldsymbol{\sigma}_{i|t+\Delta t} = \boldsymbol{\sigma}_{i|t} + \Delta \boldsymbol{\sigma}_i \quad (3.12)$$

$$\overline{b}_{i|t+\Delta t} = \overline{b}_{i|t} + \Delta \overline{b}_i \quad (3.13)$$

$$\overline{t}_i = \overline{t}_{i|t+\Delta t} = \overline{t}_{i|t} + \Delta \overline{t}_i \quad (3.14)$$

ここに、下付き添字「 $|t$ 」は時刻  $t$  における物理量を表す。式(3.9)にこれらを代入して増分形の応力—ひずみ関係（式(3.3)）を考慮すると次式となる。

$$\begin{aligned} & \int_{\Omega_i} \delta \mathbf{u}_i \cdot (\rho_i \ddot{\mathbf{u}}_i) d\Omega + \int_{\Omega_i} \delta \boldsymbol{\varepsilon}_i : (C_i : \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_i) d\Omega - \int_{\Omega_i} \delta u_i \cdot \bar{b}_i d\Omega - \int_{\Gamma_{ii}} \delta u_i \cdot \bar{t}_i d\Gamma \\ & - \left( \int_{\Omega_i} \delta u_i \cdot \overline{b}_{i|t} d\Omega + \int_{\Gamma_{ii}} \delta u_i \cdot \overline{t}_{i|t} d\Gamma + \int_{\Omega_i} \delta \boldsymbol{\varepsilon}_i : \boldsymbol{\sigma}_{i|t} d\Omega \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.15)$$

ここに、左辺第3, 4項は外力増分, 第5~7項は時刻  $t$  における釣合いを表し, 数値計算上は残差となる。式(3.15)が接触の生じていない単一の連続体に関する弱形式である。なお, 求めるべき変位場は上式に加えて式(3.4)の変位境界条件を満たすものである。次に  $\Omega_j$  と  $\Omega_k$  ( $j \neq k$ ) が接触する境界  $\Gamma_{jk}$  (図 3.7) を考える。このとき, 接触のある境界  $\Gamma_{jk}$  上では物体間の法線方向の相対距離  $d_n$  がゼロであり,  $\Gamma_{jk}$  上でお互いに作用している表面力, すなわち接触力が釣合う。したがって, 式(3.15)に加え,

$$d_n = 0 \quad \text{on } \Gamma_{jk} \quad (3.16)$$

$$\mathbf{t}_j + \mathbf{t}_k = 0 \quad \text{on } \Gamma_{jk} \quad (3.17)$$

という条件を満たす必要がある。NMM-DDA ではこの接触条件をペナルティ法によって近似的に満足させる。接触が生じた物体  $\Omega_j$  と  $\Omega_k$  の弱形式（式(3.15)）には接触ペナルティ項が加えられ,

$$\begin{aligned} & \int_{\Omega_i} \delta \mathbf{u}_i \cdot (\rho_i \ddot{\mathbf{u}}_i) d\Omega + \int_{\Omega_i} \delta \boldsymbol{\varepsilon}_i : (C_i : \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_i) d\Omega - \int_{\Omega_i} \delta u_i \cdot \bar{b}_i d\Omega - \int_{\Gamma_{ii}} \delta u_i \cdot \bar{t}_i d\Gamma \\ & - \left( \int_{\Omega_i} \delta u_i \cdot \overline{b}_{i|t} d\Omega + \int_{\Gamma_{ii}} \delta u_i \cdot \overline{t}_{i|t} d\Gamma + \int_{\Omega_i} \delta \boldsymbol{\varepsilon}_i : \boldsymbol{\sigma}_{i|t} d\Omega \right) + \int_{\Gamma_{ii}} \delta d_n \cdot p_c d_n d\Gamma = 0 \end{aligned} \quad (3.18)$$

となる。ここに,  $l$  と  $m$  は  $j$  あるいは  $k$  で  $l \neq m$  である。  $p_c$  は接触に関するペナルティ係数であり, 接触境界  $\Gamma_{jk}$  において他の項が十分無視できる程度に大きな実数である。なお, 複数の物体間で接触がある場合は境界  $\Gamma_{jk}$  ごとに式(3.16)と(3.17)の条件を追加する。

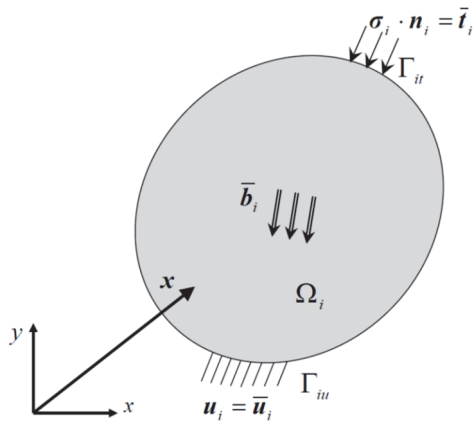


図 3.6 連続体の運動・変形問題<sup>13)</sup>

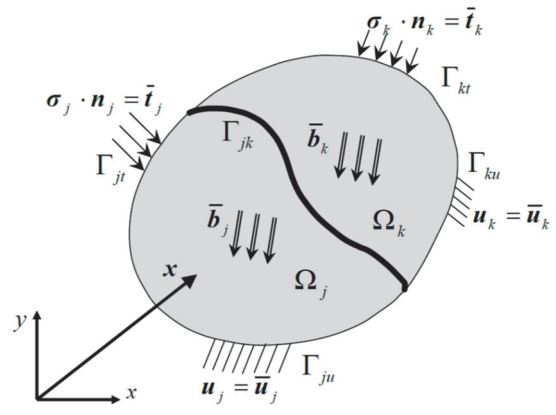


図 3.7 不連続な連続体間の接触<sup>13)</sup>

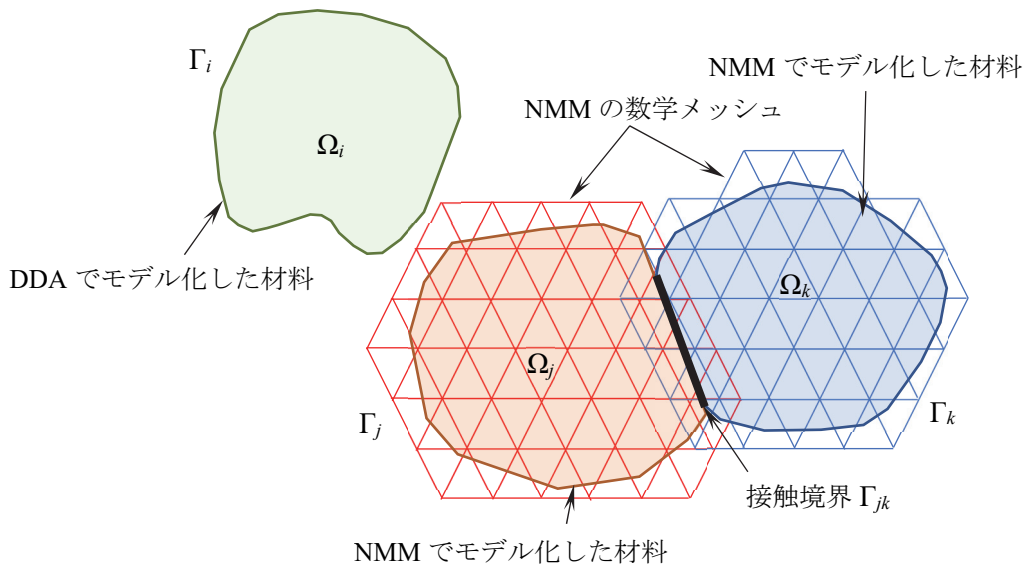


図 3.8 NMM-DDA におけるモデル化の概念<sup>13)を修正</sup>

### 3.3.3 弾塑性 NMM-DDA の定式化

NMM-DDA では 3.3.2 項で述べた  $n$  個の独立した連続体を DDA でモデル化する連続体と NMM でモデル化する連続体に区別し (図 3.8), 式(3.18)で表される支配方程式の弱形式をそれぞれの手法で空間・時間離散化し, 有限の時間刻みごとに増分解析する. 既に述べた通り式(3.18)は材料構成則に依存しないため, 弾塑性構成則を適用し地盤の力学特性を精緻に取り入れることができる. ここでは, 両手法の空間離散化時に用いられる物体内部の変位場の近似方法とその違いに起因する特徴を述べたのち, 両手法に共通する接触発生箇所の判定方法, 時間離散化方法について述べ最終的な離散化方程式を示す.

#### (1) 不連続変形法およびマニフォールド法による連続体内部の変位場の近似方法

DDA でモデル化する物体は, 後述する接触処理のために表面のジオメトリを多角形で表現する. 物体内部では応力とひずみは一樣であると仮定して, 連続体内部の変位場を 3 つの変位成分と 3 つの変形成分,



$$\{d_i^d\} = \{u_0 \quad v_0 \quad r_0 \quad \varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \gamma_{xy}\}^T \quad (3.19)$$

で表す (図 3.9). ここで, 上付き添字  $d$  は DDA でモデル化した物体の変数,  $T$  はベクトルあるいはマトリックスの転置を表す.  $\{d_i^d\}$  は物体  $\Omega_i$  の変位変数ベクトルであり,  $u_0$  と  $v_0$  はそれぞれブロック重心の  $x$  方向,  $y$  方向の剛体変位,  $r_0$  はブロックの重心まわりの剛体回転である. また,  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_{xy}$  はそれぞれ,  $x$ ,  $y$  方向垂直ひずみ,  $xy$  せん断ひずみを表す. 以上の変数を用いて, DDA でモデル化した物体  $\Omega_i$  内部の任意点  $P(x,y)$  の変位ベクトル  $\{u_i^d(x,y)\}$  は, ブロックの重心座標を  $(x_0, y_0)$  として,

$$\{u_i^d(x,y)\} = \{u(x,y) \quad v(x,y)\}^T = [T_i^d] \{d_i^d\} \quad (3.20)$$

$$[T_i^d] = [T_i^d(x,y)] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -(y-y_0) & x-x_0 & 0 & \frac{y-y_0}{2} \\ 0 & 1 & x-x_0 & 0 & y-y_0 & \frac{x-x_0}{2} \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

と表される. ここに,  $[T_i^d]$  は  $\Omega_i$  の変形マトリックスと呼ぶ. また,  $\Omega_i$  のひずみ成分ベクトル  $\{\varepsilon_i\}$  は,

$$\{\varepsilon_i\} = \{\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \varepsilon_{xy}\}^T = [B_i^d] \{d_i^d\} \quad (3.22)$$

$$[B_i^d] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

と表せる. DDA ではブロックの剛体回転を未知数として陽に含むため, 回転を伴って崩落する可能性のある物体の挙動を破綻することなく解析できる利点を持つ.

一方, NMM でモデル化する物体では, 材料内部の複雑な変位場を近似するために, 物理メッシュ, カバー, そして NMM 要素と呼ばれる三つの概念を用いる. 物理メッシュは, 支配方程式を満たすべき連続体そのものである (図 3.10(a)). 物理メッシュはそれとは別の数学領域であるカバーを重ね合わせながら余すところなく覆われ (図 3.10(b)), 複数のカバーが重なりあった共通領域  $e$  を NMM 要素と呼ぶ (図 3.10(c)). 各カバー  $C_l$  には変位の局所的な近似関数 (カバー変位関数),

$$\{\tilde{u}_l(x,y)\} = \{u_l(x,y) \quad v_l(x,y)\}^T w_l(x,y) \quad (3.24)$$

と重み関数,

$$w_l(x,y) \quad (3.25)$$

が定義される. 重み関数には,

$$w_l(x,y) \geq 0(x,y) \in C_l \quad (3.26)$$

$$w_l(x,y) = 0(x,y) \notin C_l \quad (3.27)$$

を満たし、かつ全ての NMM 要素  $e$  内部で

$$\sum_{l=1}^{n_c} w_l(x,y) = 1(x,y) \in e \quad (3.28)$$

を満たすような関数を用いられる。ここで、 $n_c$  は解析領域を覆う全カバー数である。この重み関数の性質を利用して、各 NMM 要素にてカバーの近似関数をその重み付き和を取りながら互いに結合させることにより NMM でモデル化した物体  $\Omega_i$  全体の近似関数が次式のように構築される。

$$\{u_i^m(x,y)\} = \sum_{l=1}^{n_c} w_l(x,y) \cdot \{\tilde{u}_l(x,y)\} \quad (3.29)$$

ここに、上付き添字  $m$  は NMM で離散化した材料の変数であることを表す。

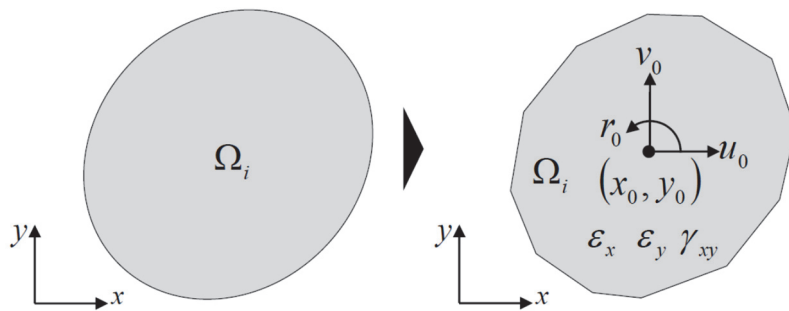


図 3.9 DDA における多角形近似と変位・変形変数<sup>13)</sup>

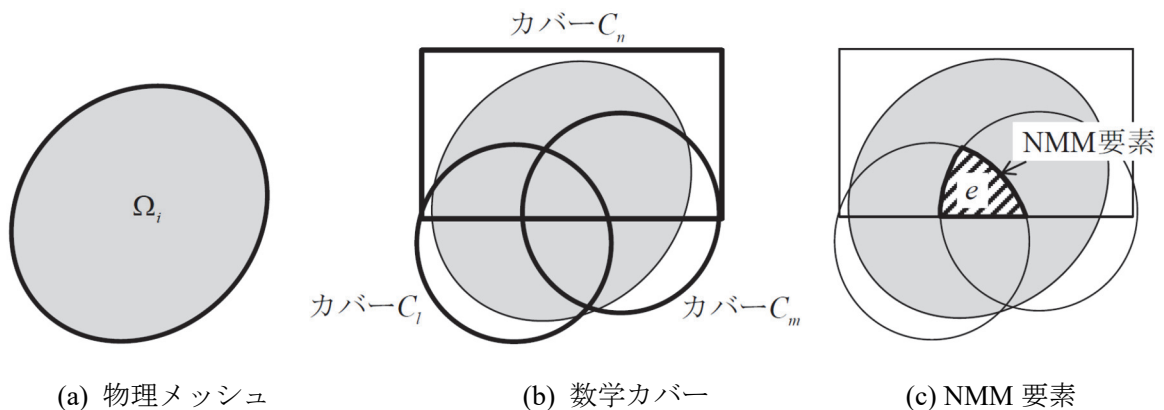


図 3.10 NMM における変位場の近似に用いる概念<sup>13)</sup>

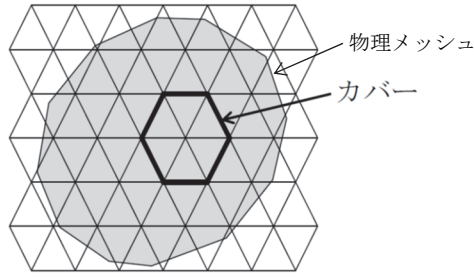


図 3.11 六角形カバーによる 3 接点三角形数学メッシュ<sup>13)</sup>に加筆

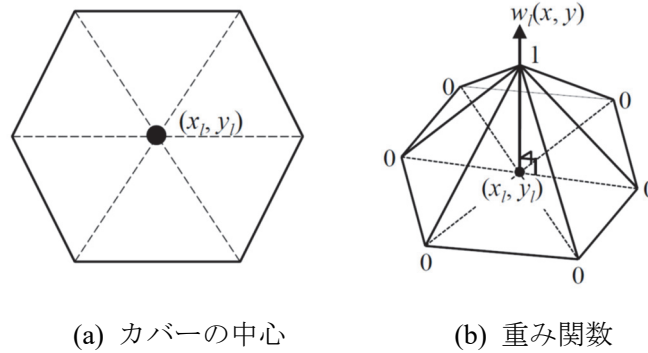


図 3.12 六角形カバー<sup>13)</sup>

理論上、物理メッシュとカバーには任意の形状を用いることができるが、接触処理の容易さとシステムチックな要素積分のため、図 3.11 に示すように物理メッシュは DDA と同様に多角形近似し、カバーには三角形の数学メッシュを形成する六角形カバーを用いている。このとき、三つの六角形カバーにより三角形の NMM 要素が形成され、カバーの各頂点は三角形メッシュの節点となる。カバーの重み関数には図 3.12 に示すカバー中心 $(x_l, y_l)$ にて 1、カバーの端部で 0 となる線形関数を用いる。カバー変位関数には定数関数、

$$\{\tilde{u}_l(x, y)\} = \{\tilde{d}_l\} \quad (3.30)$$

を用いる。ここで、 $\{\tilde{d}_l\}$  はカバー  $C_l$  の中心、すなわちメッシュの節点の変位ベクトルである。

以上の重み関数とカバー変位関数により、三角形 NMM 要素  $e$  内部の任意点  $P(x, y)$  の変位  $\hat{u}_e(x, y)$  は次式で表される。

$$\{\hat{u}_e(x, y)\} = \sum_{l=1}^3 w_{e(l)} \cdot \{\tilde{d}_{e(l)}\} = [\hat{T}_e] \{\hat{d}_e\} \quad (3.31)$$

$$[\hat{T}_e] = \begin{bmatrix} w_{e(1)} & 0 & w_{e(2)} & 0 & w_{e(3)} & 0 \\ 0 & w_{e(1)} & 0 & w_{e(2)} & 0 & w_{e(3)} \end{bmatrix} \quad (3.32)$$

$$\{\hat{d}_e\} = \{u_{e(1)} \quad v_{e(1)} \quad u_{e(2)} \quad v_{e(2)} \quad u_{e(3)} \quad v_{e(3)}\}^T \quad (3.33)$$

ここに、 $e(l) (l=1,2,3)$ は要素  $e$  を構成する節点番号、 $[\hat{t}_e]$ は要素  $e$  の変形マトリックス、 $\{\hat{d}_e\}$ は要素  $e$  の各節点の  $x, y$  方向の変位成分  $u_{e(l)}, v_{e(l)}$ からなるベクトルである。また、要素のひずみは、

$$\{\hat{\varepsilon}_e\} = \left\{ \varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \gamma_{xy} \right\}^T = [\hat{B}_e] \{\hat{d}_e\} \quad (3.34)$$

$$[\hat{B}_e] = \begin{bmatrix} \frac{\partial w_{e(1)}}{\partial x} & 0 & \frac{\partial w_{e(2)}}{\partial x} & 0 & \frac{\partial w_{e(3)}}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial w_{e(1)}}{\partial y} & 0 & \frac{\partial w_{e(2)}}{\partial y} & 0 & \frac{\partial w_{e(3)}}{\partial y} \\ \frac{\partial w_{e(1)}}{\partial y} & \frac{\partial w_{e(1)}}{\partial x} & \frac{\partial w_{e(2)}}{\partial y} & \frac{\partial w_{e(2)}}{\partial x} & \frac{\partial w_{e(3)}}{\partial y} & \frac{\partial w_{e(3)}}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.35)$$

で表される。ここに、 $\{\hat{\varepsilon}_e\}$ は要素  $e$  に関するひずみ成分ベクトル、 $[\hat{B}_e]$ は変位—ひずみ関係マトリックスである。そして、 $\Omega_i$  全域の変位およびひずみは、

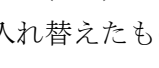
$$\{u_i^m(x, y)\} = [T_i^m] \{d_i^m\} \quad (3.36)$$

$$\{\varepsilon_i^m\} = [B_i^m] \{d_i^m\} \quad (3.37)$$

$$[T_i^m] = \begin{bmatrix} w_1 & 0 & w_1 & 0 & \cdots & w_{n_c} & 0 \\ 0 & w_1 & 0 & w_1 & \cdots & 0 & w_{n_c} \end{bmatrix} \quad (3.38)$$

$$[B_i^m] = \begin{bmatrix} \frac{\partial w_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial w_2}{\partial x} & 0 & \cdots & \frac{\partial w_{n_c}}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial w_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial w_2}{\partial y} & \cdots & 0 & \frac{\partial w_{n_c}}{\partial y} \\ \frac{\partial w_1}{\partial y} & \frac{\partial w_1}{\partial x} & \frac{\partial w_2}{\partial y} & \frac{\partial w_2}{\partial x} & \cdots & \frac{\partial w_{n_c}}{\partial y} & \frac{\partial w_{n_c}}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.39)$$

$$\{d_i^m\} = \{u_1 \quad v_1 \quad u_2 \quad v_2 \quad \cdots \quad u_{n_c} \quad v_{n_c}\}^T \quad (3.40)$$

と表される。ここに、 $[T_i^m]$ と $[B_i^m]$ はそれぞれ物体  $\Omega_i$  全体に関する変形マトリックス、および変位—ひずみ関係マトリックス、 $\{d_i^m\}$ は物体  $\Omega_i$  を覆う数学メッシュの全節点の変位成分からなるベクトルである。式(3.31)に示した三角形 NMM 要素の変位の近似式は、FEM の形状関数をカバーの重み関数に入れ替えたものに相当し、 3.12 に示した重み関数を用いた場合、定ひずみ三角形要素と等価である。このような NMM の FEM との類似性を考慮して、FEM に対してロッキン

グ回避の方法として用いられる節点ベース均一ひずみ要素<sup>17)</sup>を応用している。ただし、NMMでは重み関数が満たす式(3.28), いわゆるPU (Partition of Unity)条件<sup>18)19)</sup>によって、「近似関数の定義される数学的な部分領域」と「支配方程式が満たされるべき物理的な部分領域」を別々にとらえることができる。すなわち、物体形状とは無関係に数学的な関数領域である「カバー」を設定できるため、図 3.11 に示すようにどんな複雑な形状をしている物体でも、規則的な形状のカバーを設定することで解析が可能となる<sup>20)</sup>。これにより FEM と比較して複雑な幾何学形状を持つ解析対象でもメッシュ生成が容易である。また、境界条件や接触条件の定義は解析領域を表す物理メッシュ上で行われるため、DDA と共通のアルゴリズムを利用することができる。

(2) 接触判定とペナルティ項の離散化

接触解析は物体間の接触発生の有無、箇所の判定と運動方程式への接触ペナルティ項の付与によって達成できる。物体間の接触時には材料表面に垂直な方向の距離  $d_n$  がゼロであるという条件から  $d_n$  を計算することで接触判定が可能となる。DDA および NMM では物体を多角形近似することを前提とし、物体の頂点と辺をベースに  $d_n$  を定義し接触判定を行う。例えば、二つの物体  $\Omega_j$  と  $\Omega_k$  ( $j \neq k$ ) が図 3.13(a) のように近接しているとき、両者の距離  $d_n$  は  $\Omega_j$  の頂点  $P_1(x_1, y_1)$  と  $\Omega_k$  の頂点  $P_2(x_2, y_2)$  と  $P_3(x_3, y_3)$  からなる辺の距離として次のように計算される。

$$d_n = \frac{1}{l} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} = \frac{S_0}{l} \tag{3.41}$$

ここに、 $S_0$  は三角形  $P_1 P_2 P_3$  の面積の 2 倍、 $l$  は辺  $\overline{P_2 P_3}$  の長さである。したがって、式(3.41)がゼロとなれば接触が発生したと判定できる。しかし、数値計算は有限の時間刻みで行われるため、実際には図 3.13(b) のように頂点  $P_1$  が辺  $\overline{P_2 P_3}$  を通過して微小な重なりが生じ、 $d_n$  の正負が反転したときに両ブロックは接触したと判定する。

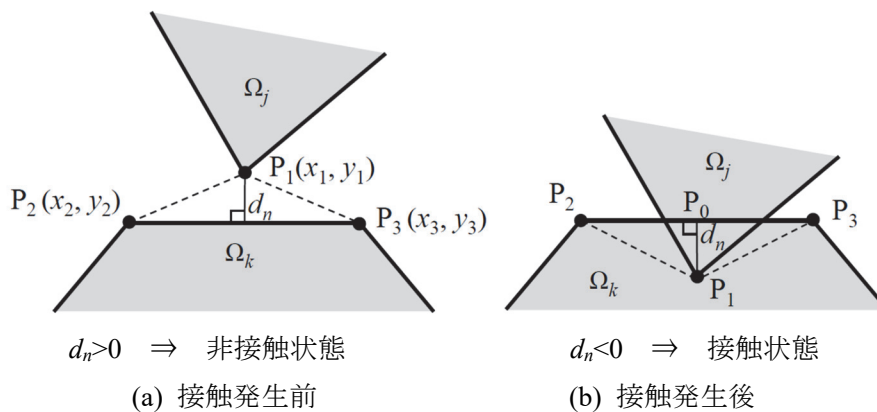


図 3.13 接触判定<sup>13)</sup>

接触が生じたと判定された物体には式(3.18)で示したようにペナルティ項を付与することで接触条件を満足させるが、このとき  $d_n$  に関する項を離散化する必要がある。式(3.18)で用いられる接触発生後の  $d_n$ 、すなわち頂点  $P_1$  の辺  $\overline{P_2P_3}$  への辺に垂直な貫入量は次式で表せる。

$$d_n = \frac{1}{l} \begin{vmatrix} 1 & x_1 + \Delta u_1 & y_1 + \Delta v_1 \\ 1 & x_2 + \Delta u_2 & y_2 + \Delta v_2 \\ 1 & x_3 + \Delta u_3 & y_3 + \Delta v_3 \end{vmatrix} \quad (3.42)$$

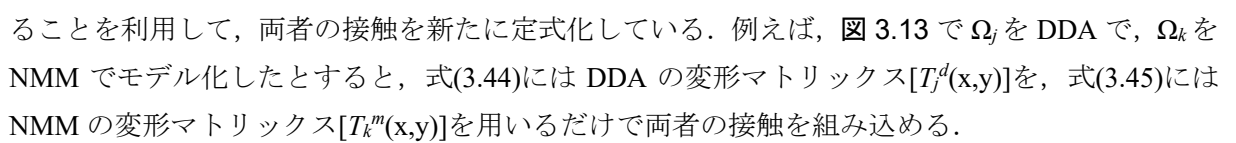
$$\cong \frac{s_0}{l} + \frac{1}{l} \left( \begin{Bmatrix} y_2 - y_3 & x_3 - x_2 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_1 \\ \Delta v_1 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} y_3 - y_1 & x_1 - x_3 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_2 \\ \Delta v_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} y_1 - y_2 & x_2 - x_1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_3 \\ \Delta v_3 \end{Bmatrix} \right)$$

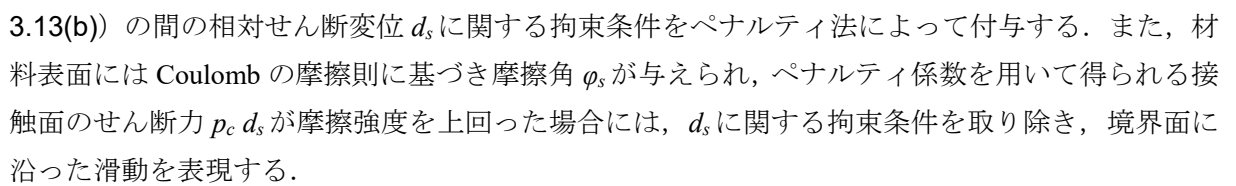
ここに、 $(\Delta u_a, \Delta v_a)$  ( $a=1,2,3$ )は頂点  $P_a$  の接触発生前後の  $x, y$  方向の変位増分である。 $(\Delta u_1, \Delta v_1)$ は  $\Omega_j$  との変形マトリックスを用いて、 $(\Delta u_2, \Delta v_2)$ と $(\Delta u_3, \Delta v_3)$ には  $\Omega_k$  の変形マトリックスを用いて表すことができるため、式(3.42)は以下のように表せる。

$$d_n \cong \frac{s_0}{l} + [E_j^{lj}] \{ \Delta d_j^{lj} \} + [G_k^{lk}] \{ \Delta d_k^{lk} \} \quad (3.43)$$

$$[E_j^{lj}] = \frac{1}{l} \begin{Bmatrix} y_2 - y_3 & x_3 - x_2 \end{Bmatrix} [T_j^{lj}(x_1, y_1)] \quad (3.44)$$

$$[G_k^{lk}] = \frac{1}{l} \begin{Bmatrix} y_3 - y_1 & x_1 - x_3 \\ y_1 - y_2 & x_2 - x_1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} T_k^{lk}(x_2, y_2) \\ T_k^{lk}(x_3, y_3) \end{Bmatrix} \quad (3.45)$$

式(4.43)を用いることで式(4.18)中のペナルティ項を離散化できる。ここに、上付き添字  $l_i$  ( $i=j,k$ ) は  $d$  あるいは  $m$  であり、 $\Omega_i$  が DDA または NMM でモデル化された物体であることを表す。オリジナルの DDA と NMM では全ての物体が同じ手法でモデル化されるため  $l_i = l_k$  である。一方、DDA でモデル化した物体と NMM でモデル化した物体を同時に扱う NMM-DDA では、両手法における接触処理方法の違いが式(3.44)と式(3.45)で使用する変形マトリックスの違いのみであることを利用して、両者の接触を新たに定式化している。例えば、 図 3.13 で  $\Omega_j$  を DDA で、 $\Omega_k$  を NMM でモデル化したとすると、式(3.44)には DDA の変形マトリックス  $[T_j^{lj}(x,y)]$  を、式(3.45)には NMM の変形マトリックス  $[T_k^{lk}(x,y)]$  を用いるだけで両者の接触を組み込める。

なお、以上では  $\Gamma_{jk}$  に垂直な方向の変位拘束のみを扱ったが、NMM-DDA では  $\Gamma_{jk}$  に平行な向きの変位拘束、すなわち摩擦も考慮しており、頂点  $P_1$  とそこから辺  $\overline{P_2P_3}$  へ下ろした垂線の足  $P_0$  ( 図 3.13(b)) の間の相対せん断変位  $d_s$  に関する拘束条件をペナルティ法によって付与する。また、材料表面には Coulomb の摩擦則に基づき摩擦角  $\varphi_s$  が与えられ、ペナルティ係数を用いて得られる接触面のせん断力  $p_c d_s$  が摩擦強度を上回った場合には、 $d_s$  に関する拘束条件を取り除き、境界面に沿った滑動を表現する。

### (3) 空間離散化

$n$  個の物体からなる系において、物体  $\Omega_1, \Omega_2, \dots, \Omega_m$  が DDA で、 $\Omega_{m+1}, \Omega_{m+2}, \dots, \Omega_n$  が NMM でモデル化されているとする。さらに、そのうち DDA でモデル化した  $\Omega_j$  と NMM でモデル化した  $\Omega_k (j \neq k)$  が図 3.13 のように 1 点で接触しているとする。このとき、 $\Omega_j$  に関する離散化方程式は式(3.18)に式(3.20)と式(3.22), 式(3.43)を適用し、

$$\left[ M_j^d \right] \left\{ \ddot{d}_{j|t+\Delta t}^d \right\} + \left( \left[ K_j^d \right] + \left[ K_{cij}^{dm} \right] \right) \left\{ \Delta d_j^d \right\} + \left[ K_{cjk}^{dm} \right] \left\{ \Delta d_k^m \right\} = \left\{ \Delta F_j^d \right\} + \left\{ R_{j|t}^d \right\} + \left\{ F_{cj}^d \right\} \quad (3.46)$$

と得られ、 $\Omega_k$  に関する離散化方程式は式(3.18)に式(3.36)と式(3.37), 式(3.43)を適用し、

$$\left[ K_{ckj}^{dm} \right] \left\{ \Delta d_j^d \right\} + \left[ M_k^m \right] \left\{ \ddot{d}_{k|t+\Delta t}^m \right\} + \left( \left[ K_k^m \right] + \left[ K_{ckk}^{dm} \right] \right) \left\{ \Delta d_k^m \right\} = \left\{ \Delta F_k^m \right\} + \left\{ R_{k|t}^m \right\} + \left\{ F_{ck}^m \right\} \quad (3.47)$$

と表される。ここに、 $\left[ M_i^{l_i} \right], \left[ K_i^{l_i} \right], \left\{ \Delta F_i^{l_i} \right\}, \left\{ R_i^{l_i} \right\}$  はそれぞれ  $\Omega_i (i=j,k)$  の質量マトリックス, 要素剛性マトリックス, 外力増分ベクトル, 時刻  $t$  に関する内力と外力の残差ベクトルであり, 下記のように表される。

$$\left[ M_i^{l_i} \right] = \rho_i \int_{\Omega_i} \left[ T_i^{l_i} \right]^T \left[ T_i^{l_i} \right] d\Omega \quad (3.48)$$

$$\left[ K_i^{l_i} \right] = \int_{\Omega_i} \left[ B_i^{l_i} \right]^T \left[ D_i \right] \left[ B_i^{l_i} \right] d\Omega \quad (3.49)$$

$$\left\{ \Delta F_i^{l_i} \right\} = \int_{\Omega_i} \left[ T_i^{l_i} \right]^T \left\{ \Delta \bar{b}_i \right\} d\Omega + \int_{\Gamma_u} \left[ T_i^{l_i} \right] \left\{ \Delta \bar{t}_i \right\} d\Gamma \quad (3.50)$$

$$\left\{ R_i^{l_i} \right\} = \int_{\Omega_i} \left[ T_i^{l_i} \right]^T \left\{ \Delta \bar{b}_{i|t} \right\} d\Omega + \int_{\Gamma_u} \left[ T_i^{l_i} \right] \left\{ \bar{t}_{i|t} \right\} d\Gamma - \int_{\Omega_i} \left[ B_i^{l_i} \right]^T \left\{ \sigma_{i|t} \right\} d\Omega \quad (3.51)$$

なお、上付き添字  $l_i$  は d または m であり、DDA または NMM でモデル化された物体の変数を表し、 $\left[ D_i \right]$  は  $\Omega_i$  の構成関係マトリックスである。 $\left[ K_{cij}^{dm} \right], \left[ K_{cjk}^{dm} \right], \left[ K_{ckj}^{dm} \right], \left[ K_{ckk}^{dm} \right]$  は接触ペナルティに関する剛性マトリックス、 $\left\{ F_{cj}^d \right\}$  と  $\left\{ F_{ck}^m \right\}$  は接触力ベクトルであり、それぞれ以下のように表される。

$$\left[ K_{cij}^{dm} \right] = p_c \left[ E_j^d \right]^T \left[ E_j^d \right], \left[ K_{cjk}^{dm} \right] = p_c \left[ E_j^d \right]^T \left[ G_k^m \right], \quad (3.52)$$

$$\left[ K_{ckj}^{dm} \right] = p_c \left[ G_k^m \right]^T \left[ E_j^d \right], \left[ K_{ckk}^{dm} \right] = p_c \left[ G_k^m \right]^T \left[ G_k^m \right]$$

$$\left\{ F_{cj}^d \right\} = -\frac{p_c S_0}{l} \left[ E_j^d \right]^T, \left\{ F_{ck}^m \right\} = -\frac{p_c S_0}{l} \left[ G_k^m \right]^T \quad (3.53)$$

以上では、接触が生じている物体  $\Omega_j$  と  $\Omega_k$  について示したが、その他の物体の離散化方程式は式(3.46)または式(3.47)から式(3.52)と式(3.53)のマトリックスとベクトルに関する項を消した次式と

なる.

$$\left[ M_i^l \right] \left\{ \ddot{d}_{i|t+\Delta t}^l \right\} + \left[ K_i^l \right] \left\{ \Delta d_j^d \right\} = \left\{ \Delta F_i^l \right\} + \left\{ R_{i|t}^l \right\} \quad (3.54)$$

#### (4) 時間離散化

NMM-DDA では加速度項に対し, Shi に倣って Newmark 法に準ずる時間離散化法を用いる. 時刻  $t + \Delta t$  における変位加速度  $\left\{ \ddot{d}_{i|t+\Delta t}^l \right\}$  を, 時刻  $t$  から  $t + \Delta t$  の間の変位増分  $\left\{ \Delta d_i^l \right\}$  と時刻  $t$  における

変位速度  $\left\{ \dot{d}_{i|t}^l \right\}$  を用いて

$$\left\{ \ddot{d}_{i|t+\Delta t}^l \right\} = \frac{2}{\Delta t^2} \left\{ \Delta d_i^l \right\} - \frac{2}{\Delta t} \left\{ \dot{d}_{i|t}^l \right\} \quad (3.55)$$

と表す. ここに,  $I_i$  は  $d$  あるいは  $m$  であり, 式(3.55)は DDA と NMM に共通する表現である. このとき, 例えば式(3.46)と式(3.47)はそれぞれ,

$$\begin{aligned} & \left( \frac{2}{\Delta t^2} \left[ M_j^d \right] + \left[ K_j^d \right] + \left[ K_{cj}^{dm} \right] \right) \left\{ \Delta d_j^d \right\} + \left[ K_{cj}^{dm} \right] \left\{ \Delta d_k^m \right\} \\ & = \frac{2}{\Delta t} \left[ M_j^d \right] \left\{ \dot{d}_{j|t}^d \right\} + \left\{ \Delta F_j^d \right\} + \left\{ R_{j|t}^d \right\} + \left\{ F_{cj}^d \right\} \end{aligned} \quad (3.56)$$

$$\begin{aligned} & \left[ K_{cj}^{dm} \right] \left\{ \Delta d_j^d \right\} + \left( \frac{2}{\Delta t^2} \left[ M_k^m \right] + \left[ K_k^m \right] + \left[ K_{ck}^{dm} \right] \right) \left\{ \Delta d_k^m \right\} \\ & = \frac{2}{\Delta t} \left[ M_k^m \right] \left\{ \dot{d}_{k|t}^m \right\} + \left\{ \Delta F_k^m \right\} + \left\{ R_{k|t}^m \right\} + \left\{ F_{ck}^m \right\} \end{aligned} \quad (3.57)$$

となる. ここで, 各物体について,

$$\left[ \tilde{K}_i^l \right] = \frac{2}{\Delta t^2} \left[ M_i^l \right] + \left[ K_i^l \right] \quad (3.58)$$

$$\left\{ \tilde{F}_i^l \right\} = \frac{2}{\Delta t} \left[ M_i^l \right] \left\{ \dot{d}_{i|t}^l \right\} + \left\{ \Delta F_i^l \right\} + \left\{ R_{i|t}^l \right\} \quad (3.59)$$

とすると, 式(3.56), 式(3.57)は以下のように変化する.

$$\left( \left[ \tilde{K}_i^d \right] + \left[ K_{ij}^{dm} \right] \right) \left\{ \Delta d_j^d \right\} + \left[ K_{ijk}^{dm} \right] \left\{ \Delta d_k^m \right\} = \left\{ \tilde{F}_j^d \right\} + \left\{ F_{ij}^d \right\} \quad (3.60)$$

$$\left[ K_{ckj}^{dm} \right] \left\{ \Delta d_j^d \right\} + \left( \left[ \tilde{K}_k^m \right] + \left[ K_{ckk}^{dm} \right] \right) \left\{ \Delta d_k^m \right\} = \left\{ \tilde{F}_k^m \right\} + \left\{ F_{ck}^m \right\} \quad (3.61)$$

以上を踏まえ,  $n$  個の物体からなる系全体の離散化方程式を記述すると, 下記の式(3.62)となる. これが NMM-DDA において最終的に解くべき方程式である. 各物体に関する方程式は接触ペナル



テイ項を介した連立方程式となっており、DDA と NMM 両方を含んだ系全体の釣合いを満たした解析が可能である。

$$\begin{bmatrix}
 [\tilde{K}_1^d] & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\
 0 & [\tilde{K}_2^d] & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\
 0 & 0 & \ddots & & & & & & & & & \vdots \\
 \vdots & \vdots & & [\tilde{K}_j^d] + [K_{cjj}^{dm}] & \dots & \dots & \dots & \dots & [K_{cjk}^{dm}] & & & \vdots \\
 \vdots & \vdots & & \vdots & \ddots & & & & \vdots & & & \vdots \\
 \vdots & \vdots & & & & [\tilde{K}_m^d] & & & \vdots & & & \vdots \\
 \vdots & \vdots & & & & & [\tilde{K}_{m+1}^m] & & \vdots & & & \vdots \\
 \vdots & \vdots & & & & & & \ddots & \vdots & & & \vdots \\
 \vdots & \vdots & & [K_{ckj}^{dm}] & \dots & \dots & \dots & \dots & [\tilde{K}_k^m] + [K_{ckk}^{dm}] & & & \vdots \\
 \vdots & \vdots & & & & & & & \ddots & 0 & & \vdots \\
 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 & [\tilde{K}_n^m] & \vdots
 \end{bmatrix}
 \begin{Bmatrix}
 \{\Delta d_1^d\} \\
 \{\Delta d_2^d\} \\
 \vdots \\
 \{\Delta d_j^d\} \\
 \vdots \\
 \{\Delta d_m^d\} \\
 \{\Delta d_{m+1}^m\} \\
 \vdots \\
 \{\Delta d_k^m\} \\
 \vdots \\
 \{\Delta d_n^m\}
 \end{Bmatrix}
 =
 \begin{Bmatrix}
 \{\tilde{F}_1^d\} \\
 \{\tilde{F}_2^d\} \\
 \vdots \\
 \{\tilde{F}_j^d\} + \{F_{cj}^d\} \\
 \vdots \\
 \{\tilde{F}_m^d\} \\
 \{\tilde{F}_{m+1}^m\} \\
 \vdots \\
 \{\tilde{F}_k^m\} + \{F_{ck}^m\} \\
 \vdots \\
 \{\tilde{F}_n^m\}
 \end{Bmatrix}
 \quad (3.62)$$

なお、NMM-DDA では従来の DDA、NMM と同様に動的問題と準静的問題をともに式(3.56)などに示した慣性項を含む定式化で扱う。これは、慣性項を考慮せずに接触問題を解析すると、変位が無限に生じる剛体移動が発生する可能性があるためである。ただし、準静的解析では毎ステップのはじめに式(6.59)の右辺第 1 項の前ステップ終了時の速度をゼロにリセットする「動的ダンピング」処理を行うことで、静的平衡状態へと速やかに達するようにする。このとき、時間増分  $\Delta t$  は実時間ではなく解析上の仮想的な量となる。

### 3.3.4 摩擦構成則の積分手法の改良

#### (1) 概要

従来の NMM-DDA では接触中の物体間に生じているせん断力が摩擦強度（Coulomb の摩擦則）を超過した際、その場で不釣合力の再配分を行わず、次のステップで摩擦強度にまで引き戻すというアルゴリズムが採用されており、特に振動解析中の繰り返しせん断時には変位の誤差が蓄積する。そこで、橋本ら<sup>21)</sup>や末岡ら<sup>22)</sup>により摩擦構成則の陰的積分アルゴリズムであるリターン・マッピング法の導入による解析精度の向上が行われている。具体的には、各計算ステップで得られる不連続面のせん断変位から試行弾性せん断力を計算し、それが降伏基準を侵した場合にせん断力を摩擦強度に引き戻すリターン・マッピング処理を行うものである（図 3.14）。ここでは末岡らの論文<sup>22)</sup>を基に改良について記述することとする。

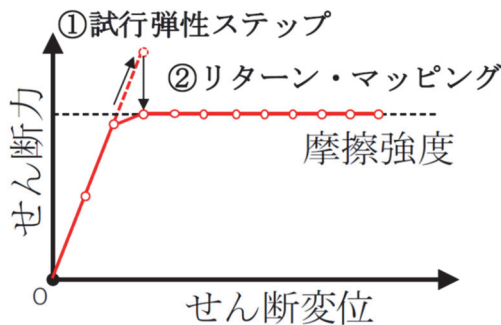


図 3.14 リターンマッピングアルゴリズムの概要図<sup>22)</sup>

## (2) マニフォールド法の支配方程式と弱形式

前述のとおり変位・応力境界条件を考慮した連続体の境界値問題の弱形式は式(3.9)で表される。

$$\int_{\Omega_i} \delta \mathbf{u}_i \cdot (\rho_i \ddot{\mathbf{u}}_i) d\Omega + \int_{\Omega_i} \delta \varepsilon_i : \sigma_i d\Omega - \int_{\Omega_i} \delta u_i \cdot \bar{b}_i d\Omega - \int_{\Gamma_{ii}} \delta u_i \cdot \bar{t}_i d\Gamma = 0 \quad (3.9)$$

次に、**図 3.13** のように二つの連続体  $\Omega_j$  と  $\Omega_k$  が境界で接触する場合を考える。このとき、各物体の運動・変形は式(3.9)で表され、 $\Gamma_{jk}$  上では両者の法線方向の距離（ギャップ） $d_n$  が負でなく表面力が釣り合うという以下の条件式(3.16)および(3.17)が満たされる必要がある。

$$d_n = 0 \quad \text{on } \Gamma_{jk} \quad (3.16)$$

$$\mathbf{t}_j + \mathbf{t}_k = \mathbf{0} \quad \text{on } \Gamma_{jk} \quad (3.17)$$

ここで、 $\Gamma_{jk}$  に作用している表面力、つまり接触力を  $\Gamma_{jk}$  に垂直な法線成分  $t_N$  と平行なせん断成分  $t_S$  に分解し、ギャップ  $d_n$  とせん断変位  $g_S$  に対応する仮想変位をかけ、 $\Gamma_{jk}$  に関して積分すると、接触力に関する仮想仕事は次式となる。

$$\int_{\Gamma_{jk}} t_N \delta d_n d\Gamma + \int_{\Gamma_{jk}} t_S \delta g_S d\Gamma \quad (3.63)$$

物体同士で接触が発生している場合、物体  $\Omega_i$  に関する外力と内力による仮想仕事を  $G_i^{ext,int}(\mathbf{u}_i, \delta \mathbf{u}_i)$ 、 $\Omega_j$  と  $\Omega_k$  の間の接触力による仮想仕事を  $G_{jk}^c(t_N, t_S, d_n, g_S)$  とすると、系全体に関して解くべき弱形式は次式となる。

$$\sum_{i=1}^n G_i^{ext,int}(\mathbf{u}_i, \delta \mathbf{u}_i) + G_{jk}^c(t_N, t_S, d_n, g_S) = 0 \quad (3.64)$$

## (3) 摩擦構成則の陰的積分の導入

式(3.64)に示した弱形式の接触に関する項には未知数として接触力  $t_N$  と  $t_S$  がある。ここでは従来の NMM と同様に接触力をペナルティ法により正則化する。つまり、物体間の微小な重なりを許容し接触力の法線成分  $t_N$  を、

$$t_n = p_N d_n \quad (3.65)$$

と表す。ここで、 $p_N$  は法線ペナルティ係数、 $d_n$  は貫入量（正ならばギャップ）である。

一方、せん断力  $t_S$  はすべりの有無で非線形な挙動を示すため適切な積分アルゴリズムを導入する必要がある。ここでは摩擦降伏基準として Coulomb の摩擦則、

$$f = t_S \operatorname{sgn}(d_n) - |t_N| \tan \varphi \quad (3.66)$$

せん断変位  $g_S$  の弾性成分  $g_S^e$  とすべり変位  $g_S^{\text{slip}}$  へのすべり成分  $g_S^{\text{slip}}$  への加算分解、

$$g_S = g_S^e + g_S^{\text{slip}} \quad (3.67)$$

せん断力に関する弾性構成関係,

$$t_s = p_s g_s^c \quad (3.68)$$

を仮定し、リターン・マッピング法を用いてせん断力を陰的に更新する．ここで、 $\varphi$  は不連続面の摩擦角、 $p_s$  はせん断方向のペナルティ係数である．

リターン・マッピング法では、時刻  $t$  におけるせん断力  $t_{s|t}$ 、弾性せん断変位  $g_{s|t}^c$  が既知で、時刻  $t+\Delta t$  までにせん断変位  $\Delta g_s$  が生じたときの摩擦構成則の初期値問題を、後退 Euler 差分で離散化した次式、

$$g_{s|t+\Delta t}^c = g_{s|t}^c + \Delta g_s - \Delta \gamma \frac{\partial f}{\partial t_s} \quad (3.69)$$

を以下の拘束条件、

$$\begin{cases} f < 0 (\text{弾性状態}), f = 0 (\text{滑動状態}) \\ \Delta \gamma = 0 (\text{弾性状態}), \Delta \gamma > 0 (\text{滑動状態}) \\ f \Delta \gamma = 0 \end{cases} \quad (3.70)$$

の下で解く．得られた  $\Delta \gamma$  を用いて時刻  $t+\Delta t$  における弾性せん断変位  $g_{s|t+\Delta t}^c$  を算定し、 $t_{s|t+\Delta t}$  を求めることで不連続面のせん断力を更新していく．この摩擦構成則の初期値問題の解は  $f$  と  $\Delta \gamma$  によってせん断力が弾性範囲内（弾性状態）、せん断力が摩擦強度に達しすべりが生じる（滑動状態）、という2ケースが考えられる．まず、LOCK 状態（弾性状態）であると仮定すると、 $\Delta \gamma = 0$  なので弾性せん断変位は式(3.69)、せん断力は式(3.68)で更新される．ここで得られる弾性せん断変位、せん断力は仮の更新値であり、それぞれ試行弾性せん断変位  $g_{s|t+\Delta t}^{\text{trial}}$ 、試行弾性せん断力  $t_s^{\text{trial}}$  と呼び、

$$g_{s|t+\Delta t}^{\text{trial}} = g_{s|t}^c + \Delta g_s \quad (3.71)$$

$$t_s^{\text{trial}} = p_s g_s^{\text{trial}} \quad (3.72)$$

で記述される．このとき、 $t_s^{\text{trial}}$  を式(3.66)に代入して  $f < 0$  であれば LOCK 状態と判定され、時刻  $t+\Delta t$  の真の解として次の計算ステップへ式(3.71)と式(3.72)が引き継がれる．

つづいて、試行弾性せん断力が摩擦強度を超過した場合、つまり  $f \geq 0$  となった場合、CLOSE 状態（滑動状態）を仮定して解を求めるので、式(3.70)より  $f = 0$  かつ  $\Delta \gamma > 0$  という拘束条件の下、せん断力  $t_{s|t+\Delta t}$  は Coulomb の摩擦則を用いると、

$$\begin{aligned} t_{s|t+\Delta t} &= \text{sgn}\left(g_{s|t+\Delta t}\right) \left| t_{N|t+\Delta t} \right| \tan \phi \\ &= p_N \text{sgn}\left(g_{s|t+\Delta t}\right) \left| g_{N|t+\Delta t} \right| \tan \phi \end{aligned} \quad (3.73)$$

となる．そして、せん断力を式(3.73)の値まで引き戻すことで摩擦強度を精緻に反映できる．なお、式(3.64)は接触による境界非線形性と摩擦構成則を含む非線形性方程式であるため、せん断力の引き戻しの際に外力の不釣り合い力が発生するため、Newton-Raphson 法を用いた反復解法により系全体の平衡状態を求解する．このとき反復計算の過程での解の二次収束性を確保するため、

Newton-Raphson 法に整合するように方程式を線形化し、接線剛性マトリックスを導出している。また、その線形化方程式には加速度項が含まれているため、従来の NMM と同様 Newmark の  $\beta$  法 ( $\beta = 0.5, \gamma = 1$ ) を用いて時間離散化し、時間刻みごとに解くことで挙動を解析する。

### 3.3.5 地盤要素

#### (1) 概要

解析において基礎の詳細な応答を確認するためには、地盤要素を非線形の弾塑性体としてモデル化する必要がある。ここでは、NMM で用いることができる地盤の非線形要素の構成則について述べる。

応力テンソル  $\sigma_{ij}$  の第 1 不変量を  $I_1 = \sigma_{ij} = 3p$  とする。偏差応力テンソルは  $s_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij}$ 。偏差応力テンソルの第 2 不変量を  $J_2 = s_{ij} s_{ij} / 2$  とする。またこれらの量を主応力空間  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$  で書くと、 $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ,  $J_2 = \{(\sigma_1 - p)^2 + (\sigma_2 - p)^2 + (\sigma_3 - p)^2\} / 2$  となる。

主応力空間  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$  内の平面  $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \text{一定}$  を  $\pi$  面という。定義より明らかなように  $\pi$  面の法線方向は空間対角線  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  を向く。 $\pi$  面上の任意の応力  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$  と空間対角線までの距離  $R$  は図 3.15 より

$$R = \sqrt{(\sigma_1 - p)^2 + (\sigma_2 - p)^2 + (\sigma_3 - p)^2} = \sqrt{2J_2} \quad (3.74)$$

となり、偏差応力の第 2 不変量と関係付けられる。降伏曲面のせん断による項を図示するために図 3.15 のような  $\pi$  面上の降伏面（曲線）を空間対角線方向から眺めた図がしばしば用いられる。図中の I から IV での領域における主応力の大小関係を表 3.2 に示す。

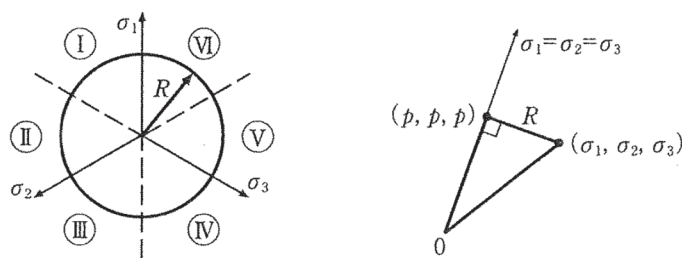


図 3.15 空間対角線から眺めた  $\pi$  面上の降伏面<sup>23)</sup>

表 3.2 図 3.15 の領域 I ~ VI における主応力の大小関係<sup>23)</sup>

I	$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$	II	$\sigma_2 > \sigma_1 > \sigma_3$	III	$\sigma_2 > \sigma_3 > \sigma_1$
IV	$\sigma_3 > \sigma_2 > \sigma_1$	V	$\sigma_3 > \sigma_1 > \sigma_2$	VI	$\sigma_1 > \sigma_3 > \sigma_2$

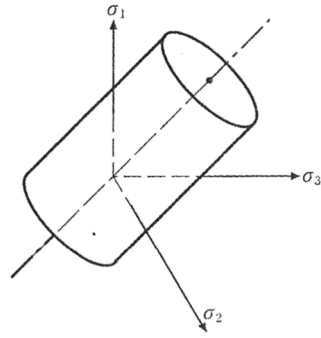


図 3.16 Mises の降伏曲線<sup>23)</sup>

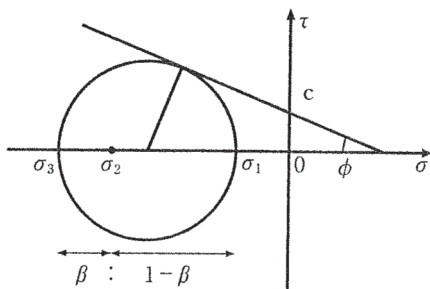


図 3.17 Mohr-Coulomb の降伏基準<sup>23)</sup>

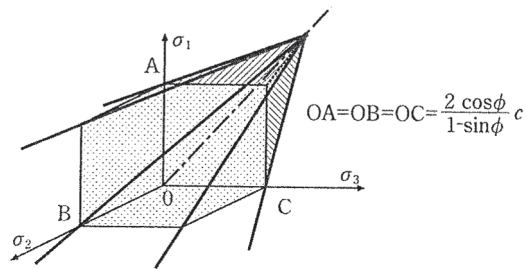


図 3.18 主応力空間で表示した Mohr-Coulomb の降伏基準<sup>23)</sup>

## (2) Mises の降伏基準

金属材料では塑性ひずみ発生時に体積変化を伴わない非圧縮挙動を示すことが実験事実として知られているので、降伏関数を偏差応力で記述することが多い。Mises の降伏基準<sup>24)25)</sup>は最も単純で、しかも力学的には、(1)弾性せん断ひずみエネルギーが限界値に達すると降伏する<sup>26)</sup>、(2)八面体せん断応力が限界値に達すると降伏する<sup>27)</sup>、と解釈できることからよく用いられている。

Mises の降伏基準では、偏差応力テンソルの第 2 不変量がある閾値に達すると塑性変形が生じると考え、降伏関数を

$$f = \sqrt{J_2} - k \tag{3.75}$$

とした。これを主応力空間で書くと図 3.16 のように空間対角線を軸とする円筒形になり、 $\pi$  面で切った断面は円形となる。

## (3) Mohr-Coulomb の降伏基準

Coulomb<sup>28)</sup>はある面に働くせん断抵抗  $\tau$  は、見かけの粘着力  $c$ 、内部摩擦角  $\phi$  と面に働く直応力 (圧縮)  $\sigma$  によって

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \tag{3.76}$$

と表される降伏基準を提案した。この基準を Mohr の応力円を用いて三次元応力状態に拡張したものを Mohr-Coulomb の降伏基準と呼ぶ。Mohr-Coulomb の降伏基準を図 3.17 に示す。ただし、引張応力を正としていることに注意されたい。Mohr-Coulomb の降伏基準は最大圧縮応力と最小圧縮応力の関数であり、中間主応力（図中の  $\sigma_2$ ）の影響はない。同様に Mohr-Coulomb の降伏基準を主応力空間で表示したものが図 3.18 で、空間対角線上に頂点を持つ六角錐となる。

#### (4) Drucker-Prager の降伏基準

粒子の噛み合わせや亀裂面の接触抵抗、すべり面でのせん断抵抗を勘案すると、地盤材料では Mises の降伏基準のようにせん断強度が静水圧に依存しないモデルよりも、Mohr-Coulomb の降伏基準のようにせん断強度が直応力に依存するモデルの方が実際の挙動に近いと考えられる。そこで、Drucker と Prager<sup>29)</sup>は Mises の降伏基準を拡張し、せん断強度が平均応力  $p$  に依存する降伏基準を提案した。

$$f = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k \quad (3.77)$$

ここに、パラメータ  $\alpha, k$  は正の定数である。この降伏関数を主応力空間で描くと図 3.19 のように空間対角線を軸とする円錐になり、 $\pi$  面で切った断面は円形となる。NMM では Mohr-Coulomb の降伏基準を用いる代わりに、粘着力  $c$ 、内部摩擦角  $\varphi$  から以下に述べる方法でパラメータ  $\alpha, k$  に換算し、Drucker-Prager 要素として解析を行う。

様々な要素試験から得られる見かけの粘着力  $c$ 、内部摩擦角  $\varphi$  と Drucker-Prager 降伏基準のパラメータ  $\alpha, k$  の対応付けについて考える。降伏面の対称性を考慮すると図 3.15 に示す  $\pi$  面の領域 I を対象に議論しても一般性を失わない。引張応力を正として議論を進めるので、この領域では、最大圧縮応力は  $\sigma_3$ 、最小圧縮主応力は  $\sigma_1$  となる。

計算の要点は以下の 3 条件を用いて、Mohr-Coulomb の降伏基準を満たす様々な応力 ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) 状態での不変量  $\sqrt{J_2}$  をもとめ、Drucker-Prager の降伏基準と係数を比較することである。

- 1) パラメータ  $\beta$  を導入して中間主応力（領域 I では  $\sigma_2$ ）を以下のように表す。

$$\sigma_2 = \beta \sigma_1 + (1 - \beta) \sigma_3, \quad 0 \leq \beta \leq 1 \quad (3.78)$$

- 2) 応力が  $\pi$  面上にある条件。

$$\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = (1 - \beta) \sigma_1 + (2 - \beta) \sigma_3 = 3p \quad (3.79)$$

- 3) Mohr-Coulomb の降伏基準

$$(1 + \sin \varphi) \sigma_1 - (1 - \sin \varphi) \sigma_3 - 2 \cos \varphi \cdot c = 0 \quad (3.80)$$

3 主応力はパラメータ  $\beta$  によってそれぞれ以下のように表される。

$$\sigma_1 = \frac{1}{3 + (2 - 2\beta) \sin \varphi} \cdot [3(1 - \sin \varphi) \cdot p + 2(2 - \beta) \cos \varphi \cdot c] \quad (3.81 \text{ a})$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{3+(1-2\beta)\sin\varphi} \cdot \left[ 3\{(1+(1-2\beta)\sin\varphi)\} \cdot p + 2(1-2\beta)\cos\varphi \cdot c \right] \quad (3.81 \text{ b})$$

$$\sigma_3 = \frac{1}{3+(1-2\beta)\sin\varphi} \cdot \left[ 3(1-\sin\varphi) \cdot p + 2(1+\beta)\cos\varphi \cdot c \right] \quad (3.81 \text{ c})$$

従って、不変量 $\sqrt{J_2}$ は

$$\begin{aligned} \sqrt{J_2} &= \sqrt{\frac{1}{6}\{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2\}} = \sqrt{\frac{1}{3}(1-\beta+\beta^2)} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \\ &= \frac{2\sqrt{3}\sqrt{1-\beta+\beta^2}}{3+(1-2\beta)\sin\varphi} \cdot \{(\cos\varphi) \cdot c - (\sin\varphi) \cdot p\} \end{aligned} \quad (3.82)$$

となる。ここで、Drucker-Prager の降伏基準 $\sqrt{J_2} = k - 3\alpha p$ と係数を比較すると以下の関係式を得る。

$$\alpha = \frac{2\sqrt{3}}{3} \sqrt{1-\beta+\beta^2} \cdot \frac{\sin\varphi}{3+(1-2\beta)\sin\varphi} \quad (3.83 \text{ a})$$

$$k = 2\sqrt{3}\sqrt{1-\beta+\beta^2} \cdot \frac{\cos\varphi}{3+(1-2\beta)\sin\varphi} \cdot c \quad (3.83 \text{ b})$$

次にパラメータ $\beta$ について検討する。3軸圧縮試験の場合は中間主応力と最小圧縮応力が等しいので $\beta=1$ 、3軸伸張試験の場合は中間主応力と最大圧縮応力が等しいので $\beta=0$ となる。また、不変量 $\sqrt{J_2}$ は $\pi$ 面上のDrucker-Pragerの降伏基準の半径 $R$ と $R=\sqrt{J_2}$ であるので、不変量 $\sqrt{J_2}$ を最小とする $\beta$ を用いれば、Mohr-Coulombの降伏基準に内接する。具体的に計算すると

$$\frac{d\sqrt{J_2}}{d\beta} = \frac{3\left(\beta - \frac{1-\sin\varphi}{2}\right)}{\sqrt{1-\beta+\beta^2}\{3+(1-2\beta)\sin\varphi\}} = 0 \quad (3.84)$$

より $\beta_{cr} = (1-\sin\varphi)/2$ の場合に対応することがわかる。

最後に、平面ひずみ試験との対応を考える。弾性ひずみを無視し、塑性ひずみ増分が関連流れ則に従うと仮定すると、平面ひずみ条件より中間（塑性）主ひずみ増分 $d\varepsilon_2^p$ は、

$$d\varepsilon_2^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_2} = \lambda \left\{ \alpha + \frac{1}{6\sqrt{J_2}(2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3)} \right\} = 0 \quad (3.85)$$

となる。そのとき不変量 $\sqrt{J_2}$ は

$$\sqrt{J_2} = \frac{1}{6\alpha}(1-2\beta)(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (3.86)$$

となる。式(3.83 a), (3.82), (3.86)をパラメータ  $\beta$  について解くと,  $\beta_p = (1 - \sin \varphi) / 2$  となる。つまり, 平面ひずみ試験結果による  $c, \varphi$  から評価した Drucker-Prager の降伏基準は, Mohr-Coulomb の降伏基準に内接することがわかる。

これらの結果をまとめて表 3.3 に示す。また  $\pi$  面上での降伏曲線の形状を図 3.20 に示す。図中のいびつな六角形は Mohr-Coulomb の降伏基準である。これに内接するのが平面ひずみ試験結果から決めた Drucker-Prager の降伏基準, それよりも少し大きな曲線が 3 軸伸張試験から決めた Drucker-Prager の降伏基準, 外接するのが 3 軸圧縮試験結果から決めた Drucker-Prager の降伏基準, である。応力の立場から見ると, 平面ひずみ試験結果から決めた Drucker-Prager 降伏基準が最も控え目で安全側である。

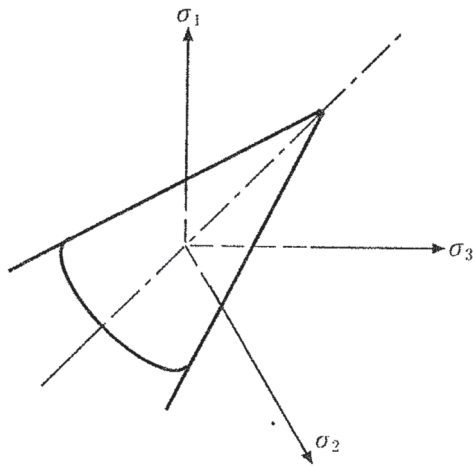


図 3.19 Drucker-Prager の降伏基準<sup>23)</sup>

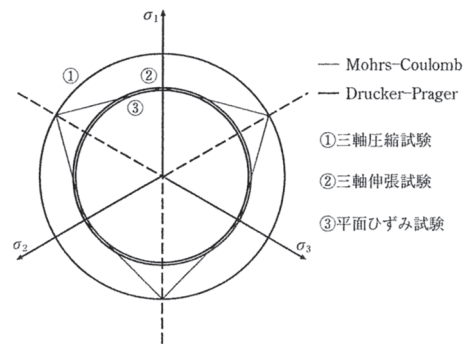


図 3.20  $\pi$  面上の Mohr-Coulomb の降伏基準と Drucker-Prager の降伏基準<sup>23)</sup>

表 3.3 Mohr-Coulomb の降伏基準と Drucker-Prager の降伏基準のパラメータの関係<sup>23)</sup>

試験条件 ( $c, \varphi$ )	Drucker-Prager		中間 主応力 $\beta$	$\pi$ 面上の半径 $R = \sqrt{2J_2}$
	$\alpha$	$k$		
3 軸圧縮	$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$	$\frac{6 \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \cdot c$	1	$\frac{2\sqrt{6}(\cos \varphi \cdot c - \sin \varphi \cdot p)}{3 - \sin \varphi}$
3 軸伸張	$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)}$	$\frac{6 \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)} \cdot c$	0	$\frac{2\sqrt{6}(\cos \varphi \cdot c - \sin \varphi \cdot p)}{3 + \sin \varphi}$
平面 ひずみ	$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin^2 \varphi)}$	$\frac{\sqrt{3} \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin^2 \varphi)} \cdot c$	$\frac{1 - \sin \varphi}{2}$	$\frac{\sqrt{6}(\cos \varphi \cdot c - \sin \varphi \cdot p)}{\sqrt{3 + \sin^2 \varphi}}$



### 3.4 検証解析

#### 3.4.1 概要

NMM-DDA を用いて NMM 要素でモデル化した地震応答解析を行う際の基本特性を明らかにするために、まず単純なモデルの振動時の応答挙動を再現できるか検証を行う必要がある。本項では、仮想振動台上の単一ブロックのすべり運動とロック運動という 2 つの典型的なブロック挙動を解析することにより、NMM-DDA による地震応答解析を行う際の基本特性を明らかにするとともに、解析パラメータが解析結果に与える影響を評価する。NMM-DDA に用いているペナルティ法では、接触の際の貫入を取り扱うために貫入が生じている点にばね（ペナルティ係数）を設定し、数学的に貫入を押し戻している。小山ら<sup>30)</sup>の DDA を用いた研究によれば、ペナルティ係数が解析結果に与える影響が大きいとされており、NMM における影響も確認する。解析モデルの形状は小山らが実施したモデルと同一とした。

#### 3.4.2 すべり運動解析

##### (1) 解析モデルおよび解析条件

すべりが卓越する図 3.21 に示す NMM の三角メッシュを用いたモデルを作成した。このモデルでは、水平力により接触境界面に生じる鉛直応力度のアンバランスが生じないように、上段のブロックを縦 75mm、横 300mm と扁平な形状とし、下段ブロックを仮想振動台とみなして、下段ブロック下端に図 3.22 に示すような正弦波の加速度を作用させた<sup>15)</sup>。入力値は表 3.4 に示す通りで設計基準強度  $18\text{N/mm}^2$  のコンクリートの物性を考慮したものである。接触境界面の摩擦角は、第 5 章に示す縮小供試体でグラインダを用いて平滑な水平面に仕上げた打継目による値にあわせ  $32.65^\circ$  とした。再現性の高いペナルティ係数は上段ブロックの質量に関係していることがわかっているので、第 5 章に示す縮小供試体の質量と同じになるよう単位体積質量を調整した。本検討では特にペナルティ係数に着目しているため、鉛直、せん断方向のペナルティ係数を表 3.5 に示すように広い範囲で変化させ組み合わせて検討を行った。なお、時間刻みは 0.001 秒とした。

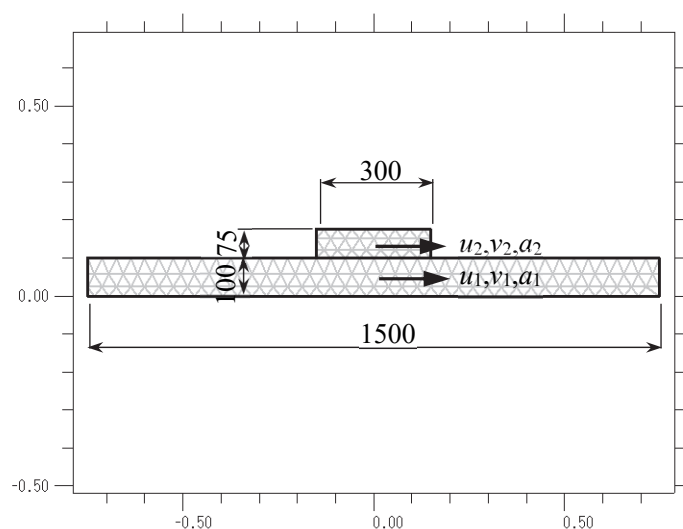


図 3.21 すべり運動解析モデル

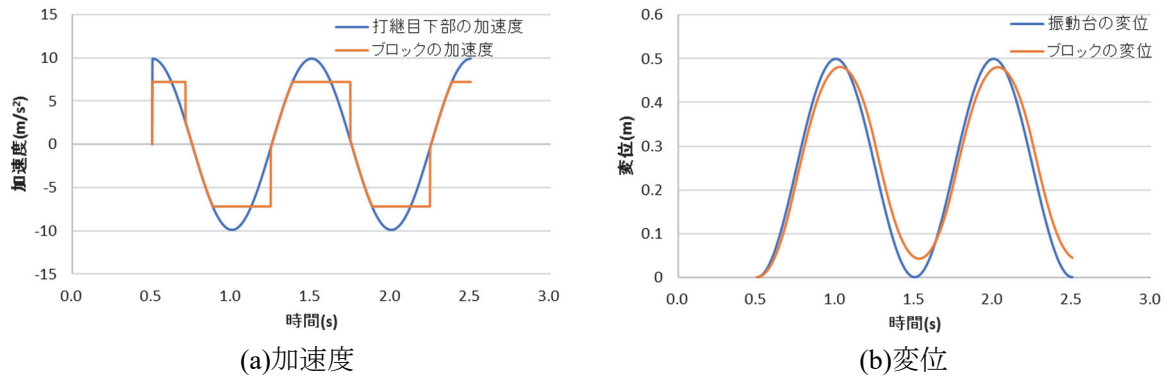


図 3.22 すべり運動の理論値

表 3.4 入力物性値一覧

単位体積質量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	199.3
ヤング係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.2 \times 10^7$
ポアソン比	0.2
接触境界面の物性値	最大静止摩擦角 32.65° 粘着力 0 N/mm <sup>2</sup>

表 3.5 検討ペナルティ係数検討ケース一覧

鉛直せん断	$1 \times 10^2$	$5 \times 10^2$	$1 \times 10^3$	$5 \times 10^3$	$1 \times 10^4$	$5 \times 10^4$	$1 \times 10^5$	$5 \times 10^5$	$1 \times 10^6$	$5 \times 10^6$
$1 \times 10^2$	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109
$5 \times 10^2$	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209
$1 \times 10^3$	300	301	302	303	304	305	306	307	308	309
$5 \times 10^3$	400	401	402	403	404	405	406	407	408	409
$1 \times 10^4$	500	501	502	503	504	505	506	507	508	509
$5 \times 10^4$	600	601	602	603	604	605	606	607	608	609
$1 \times 10^5$	700	701	702	703	704	705	706	707	708	709
$5 \times 10^5$	800	801	802	803	804	805	806	807	808	809
$1 \times 10^6$	900	901	902	903	904	905	906	907	908	909
$5 \times 10^6$	A00	A01	A02	A03	A04	A05	A06	A07	A08	A09

(2) 理論解

次項で行う解析結果の精度を評価するために、水平に振動する振動台上のブロックの水平方向の応答変位を以下の手順で求めた。なお、最大静止摩擦係数と動摩擦係数は等しいと仮定した。ブロックの変位の推移を求めるには、ブロックに作用する加速度の推移を把握する必要がある。そこで、ブロックに水平方向に作用する力は振動台から受ける摩擦力だけであることを考慮して、時刻  $t$  における振動台の加速度、速度を  $a_1, v_1$ 、ブロックの加速度、速度を  $a_2, v_2$ 、境界での摩擦係数を  $\mu$ 、重力加速度を  $g$  とし、以下の状態に場合わけしてブロックの加速度を求めた。ここで

は、右向きを正としている。

- 1) 相対速度  $v_1 - v_2 = 0$  の場合、振動台の加速度の大きさと方向でブロックの加速度は決定される。振動台の加速度の絶対値が  $\mu g$  よりも小さい場合には、 $a_1 = a_2$  となる。また振動台の加速度の絶対値が  $\mu g$  よりも大きい場合、 $a_1 > 0$  ならばブロックは右向きの力を受け、 $a_2 = \mu g$  となる。また  $a_1 < 0$  ならばブロックは左向きの力を受け、 $a_2 = -\mu g$  となる。
- 2) 相対速度  $v_1 - v_2$  が 0 以外の場合、 $v_1 - v_2 > 0$  ならばブロックは右向きの力を受け、 $a_2 = \mu g$  となる。また  $v_1 - v_2 < 0$  ならばブロックは左向きの力を受け、 $a_2 = -\mu g$  となる。

この条件に従い、時間ステップごとの変位、速度、加速度を逐次計算する (図 3.22(a)) ことで、ブロックの変位の推移を計算した (図 3.22(b))。

### (3) 解析結果

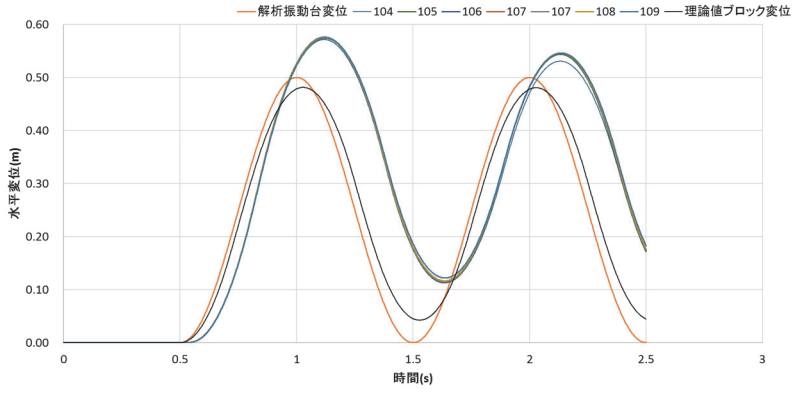
解析結果の検証は前項で求めたブロックの水平変位の理論解と NMM による解析値をプロットしたものとを比較することで行う。表 3.6 に赤字で示す鉛直ペナルティ係数が  $5 \times 10^3$  よりも小さいケースでは、接触境界面での接触判定ができず下部に貫入する結果となった。

図 3.23 に理論解の変位と解析で得られた変位とを重ね書きしたものを示す。(a)せん断ペナルティ係数  $1 \times 10^2$  の場合には理論値よりも変位が大きくなる結果となった。また、(b)せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^2$  の場合には理論値よりも変位が小さくなる結果となった。(c)以降のせん断ペナルティ係数が  $1 \times 10^3$  よりも大きいケースでは理論解と非常によく一致する結果となった。

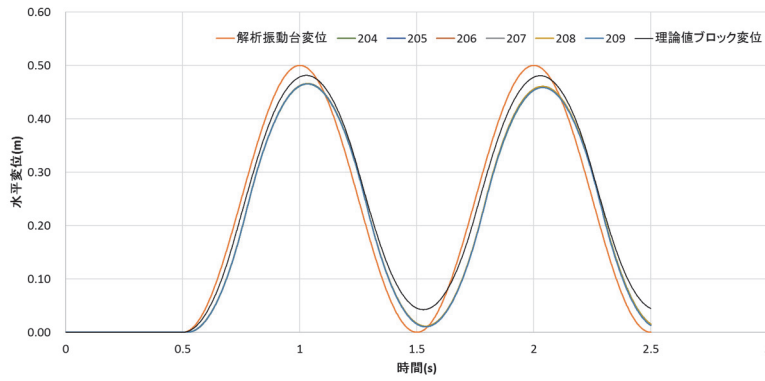
小山ら<sup>30)</sup>らの検討結果によれば再現性の高いペナルティ係数の範囲は 1 オーダー程度に限られていたが、前述の摩擦構成則の陰的積分アルゴリズムであるリターン・マッピング法の導入による解析精度向上により範囲が拡大したと考えられる。また、各ケースにおいて鉛直ペナルティ係数を変化させているが変位にはほとんど影響はなかった。

表 3.6 検討ペナルティ係数検討ケース

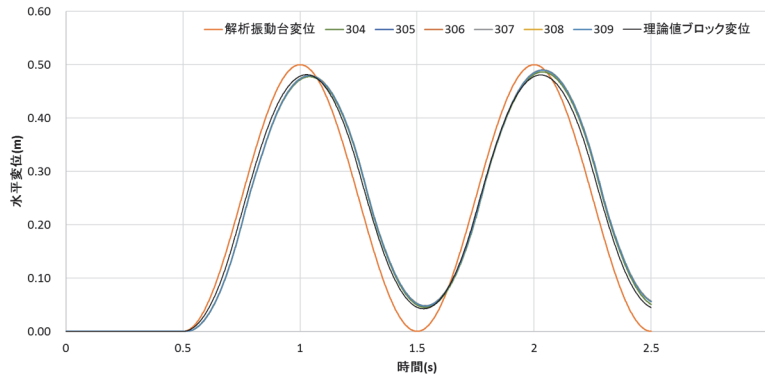
鉛直 せん断	$1 \times 10^2$	$5 \times 10^2$	$1 \times 10^3$	$5 \times 10^3$	$1 \times 10^4$	$5 \times 10^4$	$1 \times 10^5$	$5 \times 10^5$	$1 \times 10^6$	$5 \times 10^6$
$1 \times 10^2$	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109
$5 \times 10^2$	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209
$1 \times 10^3$	300	301	302	303	304	305	306	307	308	309
$5 \times 10^3$	400	401	402	403	404	405	406	407	408	409
$1 \times 10^4$	500	501	502	503	504	505	506	507	508	509
$5 \times 10^4$	600	601	602	603	604	605	606	607	608	609
$1 \times 10^5$	700	701	702	703	704	705	706	707	708	709
$5 \times 10^5$	800	801	802	803	804	805	806	807	808	809
$1 \times 10^6$	900	901	902	903	904	905	906	907	908	909
$5 \times 10^6$	A00	A01	A02	A03	A04	A05	A06	A07	A08	A09



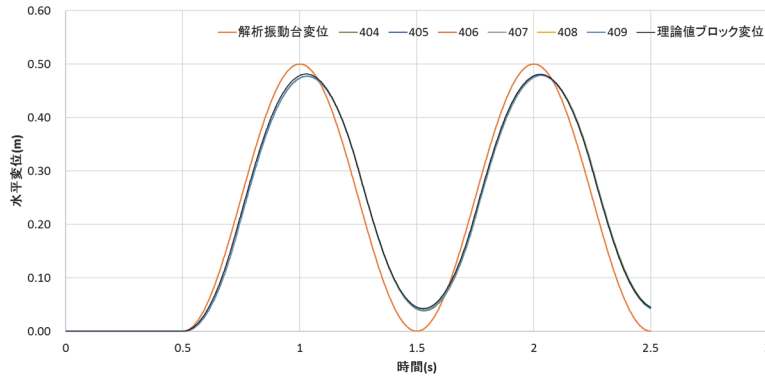
(a) せん断ペナルティ係数  $1 \times 10^2$



(b) せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^2$

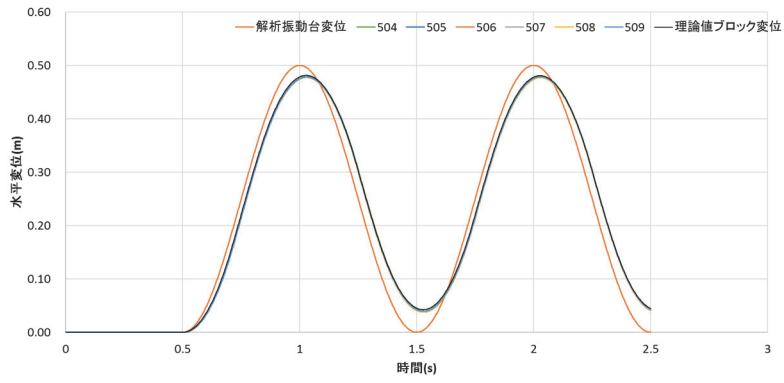


(c) せん断ペナルティ係数  $1 \times 10^3$

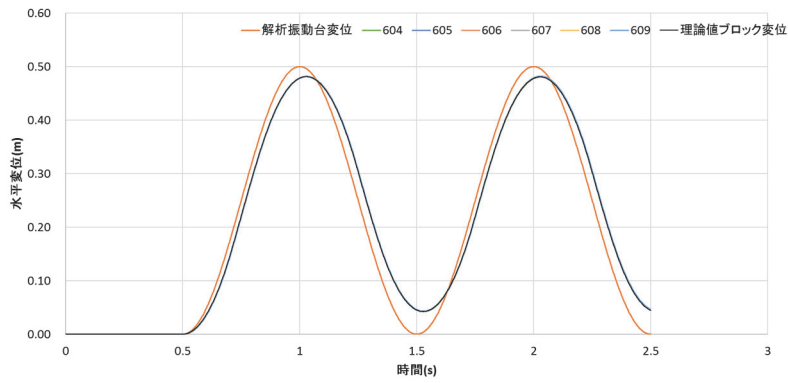


(d) せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^3$

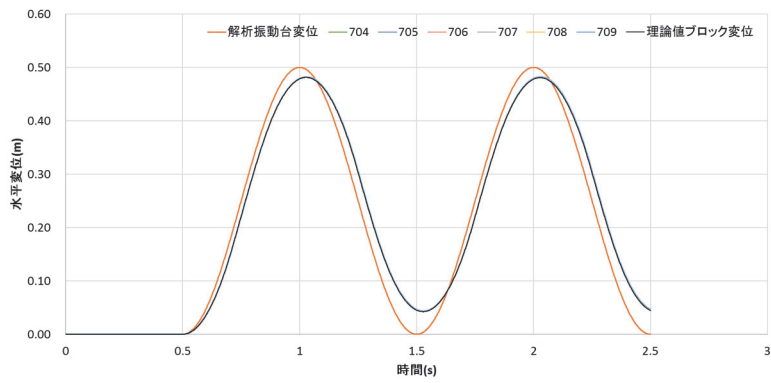
図 3.23-1 解析結果 (その 1)



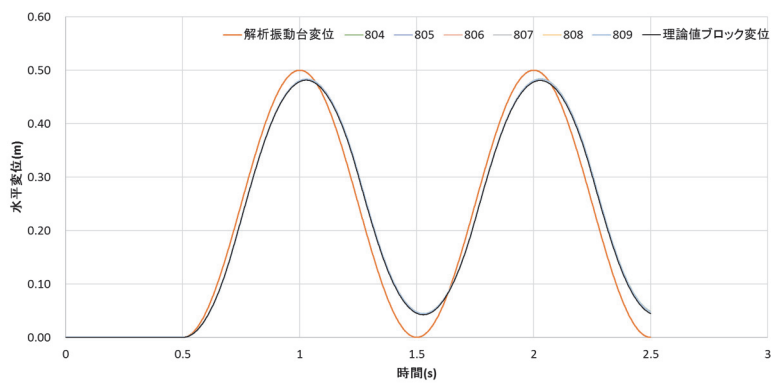
(e) せん断ペナルティ係数  $1 \times 10^4$



(f) せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^4$

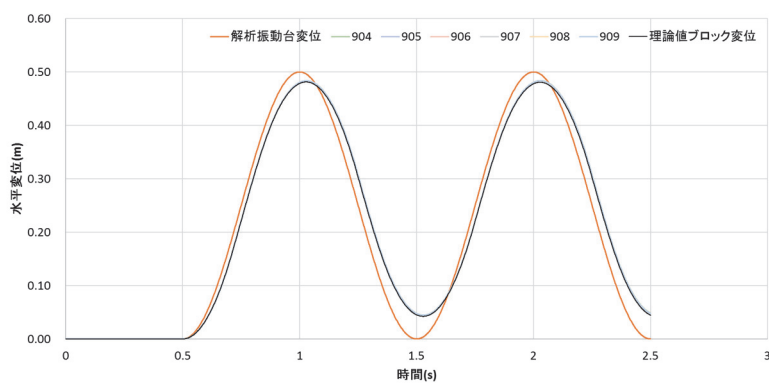


(g) せん断ペナルティ係数  $1 \times 10^5$

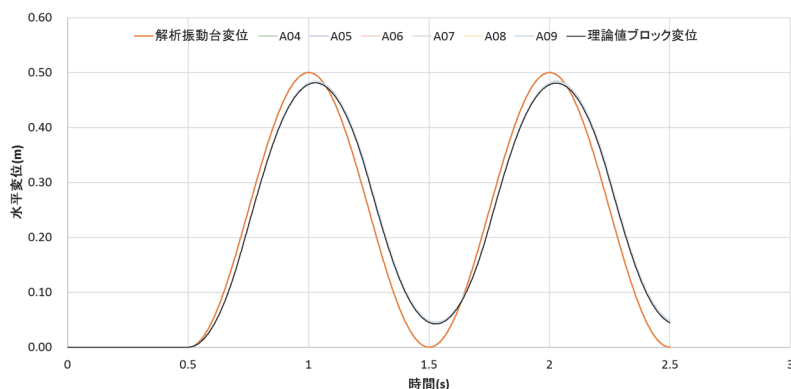


(h) せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^5$

図 3.23-2 解析結果 (その 2)



(i) せん断ペナルティ係数  $6 \times 10^6$



(j) せん断ペナルティ係数  $1 \times 10^7$

図 3.23-3 解析結果 (その 3)

### 3.4.2 ロッキング運動解析

#### (1) 解析モデルおよび解析条件

ロッキングが卓越する図 3.24 に示すモデルを作成した。このモデルでは回転挙動が生じやすいように上段のブロックを縦 1200mm、横 400mm と縦長の形状とし、境界面の摩擦角を  $89.9^\circ$  と大きくすることにより、すべりが生じない状態を作り出した。また、前節と同様に下段ブロックを振動台とみなして、下段ブロック下端に図 3.25 に示す正弦波の加速度を作用させた。入力値は表 3.7 に示す通りで前項と同様に単位体積質量を調整した。検討に用いたペナルティ係数の組み合わせは前項のすべり運動解析で理論解と一致したもので、表 3.8 に示すとおりである。なお、時間刻みは 0.001 秒とした。

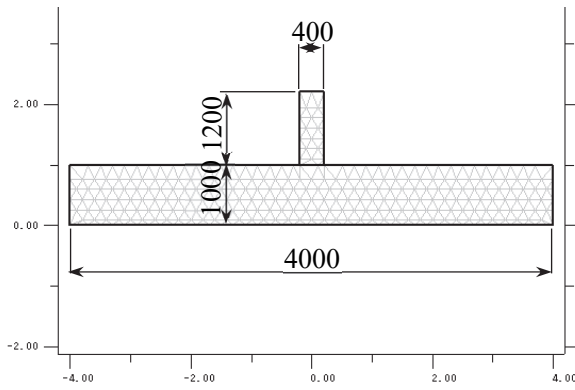


図 3.24 ロッキング運動解析モデル

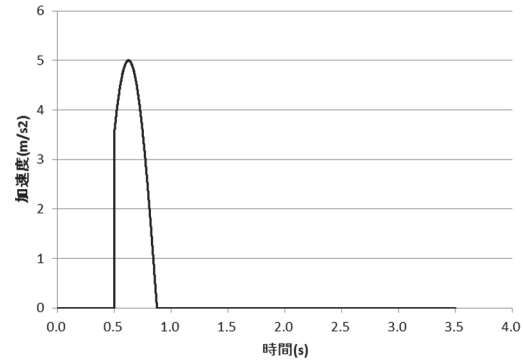


図 3.25 入力波

表 3.7 入力物性値一覧

単位体積質量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	9.343
ヤング係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.2 \times 10^7$
ポアソン比	0.2
接触境界面の物性値	最大静止摩擦角 89.9° 粘着力 0 N/mm <sup>2</sup>

表 3.8 検討ペナルティ係数検討ケース一覧

鉛直 せん断	$1 \times 10^4$	$5 \times 10^4$	$1 \times 10^5$	$5 \times 10^5$	$1 \times 10^6$	$5 \times 10^6$
$1 \times 10^3$	304	305	306	307	308	309
$5 \times 10^3$	404	405	406	407	408	409
$1 \times 10^4$	504	505	506	507	508	509
$5 \times 10^4$	604	605	606	607	608	609
$1 \times 10^5$	704	705	706	707	708	709
$5 \times 10^5$	804	805	806	807	808	809
$1 \times 10^6$	904	905	906	907	908	909
$5 \times 10^6$	A04	A05	A06	A07	A08	A09

## (2) 理論解

解析結果の精度を評価するため、図 3.26 に示す長方形ブロックの回転角度  $\theta$  の理論解を以下の手順で求めた。

振動台とブロックの境界ではすべりが生じないと仮定すると、ブロックは点  $O$  もしくは  $O'$  を中心に回転する。振動台が水平加速度  $\ddot{u}_g$  で運動するとき、ブロックの運動方程式は次式で表される。

$$I_0 \ddot{\theta} + mgR \sin(-\alpha - \theta) = -m \ddot{u}_g R \cos(-\alpha - \theta), \quad (\theta \leq 0) \quad (3.87)$$

$$I_0 \ddot{\theta} + mgR \sin(\alpha - \theta) = -m \ddot{u}_g R \cos(\alpha - \theta), \quad (\theta \geq 0) \quad (3.88)$$

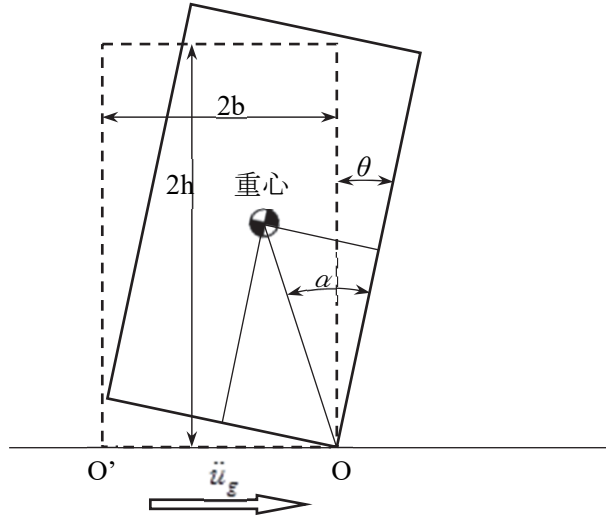


図 3.26 ブロックのロッキング運動（幾何条件）

ここに、 $I_0$ は慣性モーメント ( $I_0=4/3mR^2$ )、 $m$ はブロック質量であり、その他は図 3.26 から得られる幾何条件である。式(3.74)、式(3.75)に  $I_0$  を代入して整理すると以下の式が得られる。

$$\ddot{\theta}(t) = -p^2 \left\{ \sin(-\alpha - \theta(t)) + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos(-\alpha - \theta(t)) \right\}, \quad (\theta \leq 0) \quad (3.89)$$

$$\ddot{\theta}(t) = -p^2 \left\{ \sin(\alpha - \theta(t)) + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos(\alpha - \theta(t)) \right\}, \quad (\theta \geq 0) \quad (3.90)$$

ここに、 $p = (3g/4R)^{1/2}$  である。また回転の中心が点  $O$  から点  $O'$  に移行する場合、移行前の回転速度を  $\dot{\theta}_1$ 、移行後の回転速度  $\dot{\theta}_2$  とすると、点周りの角運動量保存式は以下の式で表される。

$$I_0 \dot{\theta}_1 - m \dot{\theta}_1 b R \sin \alpha = I_0 \dot{\theta}_2 - m \dot{\theta}_2 b R \sin \alpha \quad (3.91)$$

式(3.91)より、 $\dot{\theta}_1$  と  $\dot{\theta}_2$  の比は以下の式で表される。

$$r = \frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} = \left[ 1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha \right]^2 \quad (3.92)$$

次にブロックに作用する加速度を正弦波とすると、その波形は次式で表される。

$$\ddot{u}_g(t) = a_p \sin(\omega_p t + \psi) \quad (3.93)$$

ここに、 $a_p$ 、 $\omega_p$ 、 $\psi$  はそれぞれ、振幅、周波数、位相である。したがって、式(3.89)、式(3.90)は次式でそれぞれ表される。

$$\ddot{\theta}(t) - p^2 \theta(t) = -\frac{a_p}{g} p^2 \sin(\omega_p t + \psi) + p^2 a, \quad (\theta \leq 0) \quad (3.94)$$

$$\ddot{\theta}(t) - p^2 \theta(t) = -\frac{a_p}{g} p^2 \sin(\omega_p t + \psi) - p^2 a, \quad (\theta \geq 0) \quad (3.95)$$



これらを積分すると、式(3.96)、(3.97)が得られる。

$$\theta(t) = A_1 \sinh(pt) + A_2 \cosh(pt) - \alpha + \frac{1}{1 + (\omega_p^2 / p^2)} \frac{a_p}{g} \sin(\omega_p t + \psi), \quad (\theta \leq 0) \quad (3.96)$$

$$\theta(t) = A_3 \sinh(pt) + A_4 \cosh(pt) + \alpha + \frac{1}{1 + (\omega_p^2 / p^2)} \frac{a_p}{g} \sin(\omega_p t + \psi), \quad (\theta \geq 0) \quad (3.97)$$

ここに、

$$A_1 = A_3 = \frac{\dot{\theta}_0}{p} - \frac{\omega_p / p}{1 + \omega_p^2 / p^2} \frac{a_p}{g} \cos(\psi) \quad (3.98)$$

$$A_2 = \theta_0 + \alpha - \frac{1}{1 + \omega_p^2 / p^2} \frac{a_p}{g} \sin(\psi) \quad (3.99)$$

$$A_4 = \theta_0 - \alpha - \frac{1}{1 + \omega_p^2 / p^2} \frac{a_p}{g} \sin(\psi) \quad (3.100)$$

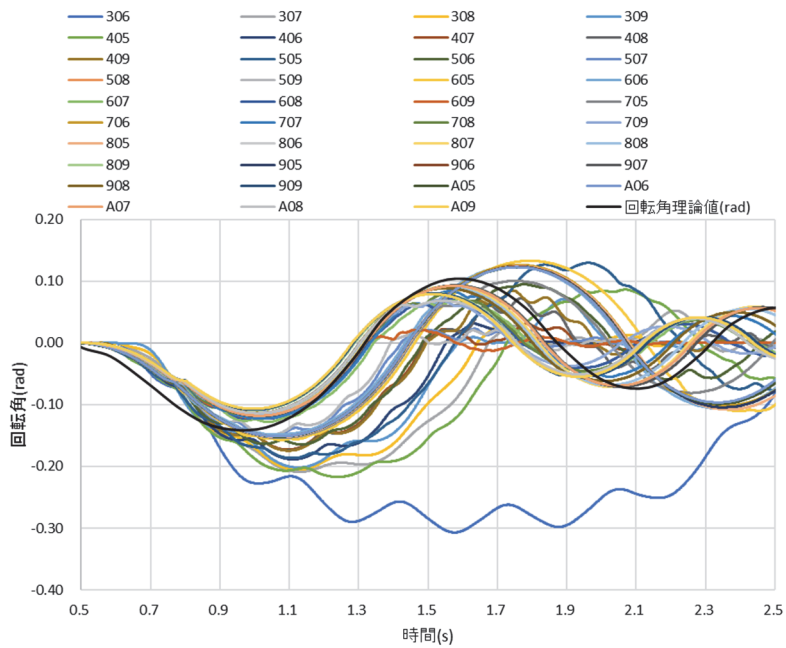
### (3) 解析結果

解析結果の検証は、前項で求めたブロックの回転角  $\theta$  の理論解と NMM による解析値を比較して行う。表 3.9 に赤字で示す鉛直ペナルティ係数  $1 \times 10^4$  のケースおよび鉛直ペナルティ係数が  $1 \times 10^4$  せん断ペナルティ係数  $1 \times 10^3$  のケースでは、接触境界面での接触判定ができず下部に貫入する結果となった。

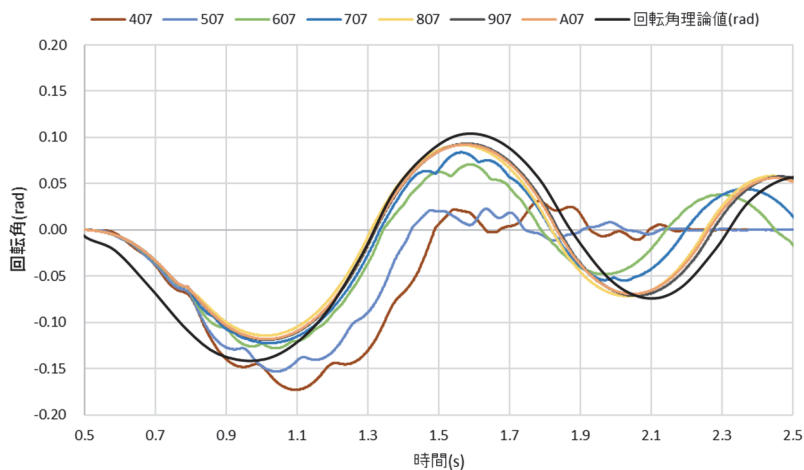
図 3.27 に理論解の回転角と解析で得られた回転角とを重ね書きしたものを示す。図 3.27(a) よりペナルティ係数の設定により結果がばらつくことが確認できる。図 3.27(a) は煩雑なため図 3.27(b) には鉛直ペナルティ係数  $5 \times 10^5$  のケースを抽出して示した。これを見るとせん断ペナルティ係数が  $1 \times 10^4$  以下のケース(407, 507)では回転挙動が滑らかではなく持続していないことがわかる。  $5 \times 10^4 \sim 1 \times 10^5$  以下のケース(607, 707)では回転挙動は持続しているものの、回転角が大きい時刻で滑らかでない箇所が存在している。これに対して、  $5 \times 10^5$  以上のケース(807, 907, A07)では、理論解と比較して周期が若干小さくなっているものの挙動は近似できており、各ケース間の差も小さくなっている。図 3.27(c) には、前述のように解析値が比較的理論解と一致した鉛直ペ

表 3.9 検討ペナルティ係数検討結果

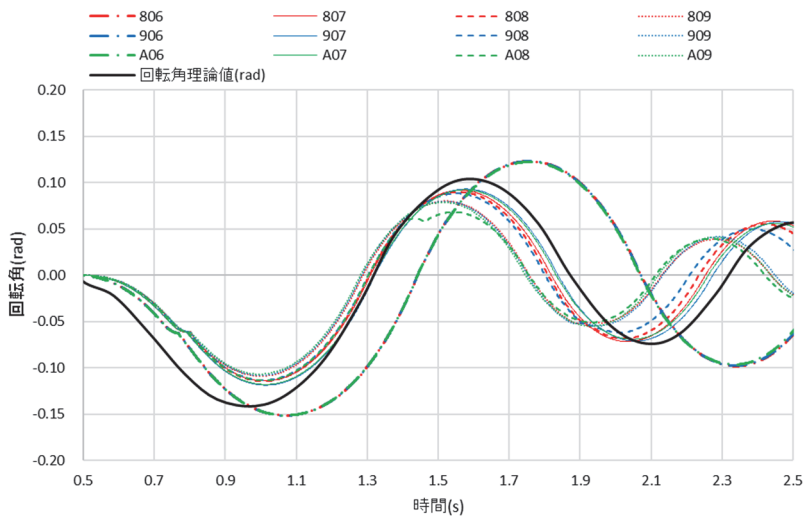
鉛直 せん断	$1 \times 10^4$	$5 \times 10^4$	$1 \times 10^5$	$5 \times 10^5$	$1 \times 10^6$	$5 \times 10^6$
$1 \times 10^3$	304	305	306	307	308	309
$5 \times 10^3$	404	405	406	407	408	409
$1 \times 10^4$	504	505	506	507	508	509
$5 \times 10^4$	604	605	606	607	608	609
$1 \times 10^5$	704	705	706	707	708	709
$5 \times 10^5$	804	805	806	807	808	809
$1 \times 10^6$	904	905	906	907	908	909
$5 \times 10^6$	A04	A05	A06	A07	A08	A09



(a) 全ケース



(b) 鉛直ペナルティ係数  $5 \times 10^5$



(c) 比較的一致した解析ケース

図 3.27 解析結果

ナルティ係数  $1 \times 10^5$  以上, せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^5$  以上のケース (806, 807, 808, 809, 906, 907, 908, 909, A06, A07, A08, A09) を示す. 類似した結果となったものの鉛直ペナルティ係数が  $1 \times 10^5$  のケース (806, 906, A06) では周期が大きく, 鉛直ペナルティ係数が  $5 \times 10^6$  のケース (809, 909, A09) および鉛直ペナルティ係数が  $1 \times 10^6$ , せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^6$  のケース (A08) では, 周期が小さくなっており, 回転挙動の周期に対しては鉛直ペナルティ係数の影響が大きいことがわかる. これらを踏まえると, 理論解と一致するケースは表中で網掛けした鉛直ペナルティ係数が  $5 \times 10^5 \sim 1 \times 10^6$ , せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^5 \sim 5 \times 10^6$  のケース (ただし, 鉛直ペナルティ係数が  $1 \times 10^6$ , せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^6$  の場合を除く) となった.

小山ら<sup>30)</sup>らの検討結果によれば, 再現性の高いペナルティ係数の範囲は1オーダー程度に限られていた. 前述の摩擦構成則の陰的積分アルゴリズムであるリターン・マッピング法の導入による解析精度向上の結果, 再現性の高いペナルティ係数の範囲は, すべり運動については広がったものの回転挙動も考慮すると比較的狭い範囲となることがわかった. これは, ペナルティ係数が貫入量に対するばね値であり, 小さすぎれば貫入しすぎ, 大きすぎれば反発しすぎるといった現象が生じていることが考えられ, 実際の解析においても本節で行ったような理論解との比較により, 適正なペナルティ係数を設定する必要があることがわかった.

### 3.4.3 まとめ

ここでは, NMM-DDA による地震応答解析の基本特性を明らかにするために, NMM-DDA を用いて NMM 要素でモデル化した単純なモデルに, ペナルティ係数を変化させてすべり運動やロッキング運動といった基本的な挙動の検討を行った. その結果以下のことがわかった.

- 1) 水平力による鉛直応力度のアンバランスが生じないような扁平な形状のすべり運動では, 鉛直ペナルティ係数  $1 \times 10^4$  より大きく, せん断ペナルティ係数  $1 \times 10^3$  よりも大きいケースにおいて理論解と一致する.
- 2) 水平力による鉛直応力度のアンバランスが生じないような扁平な形状のすべり運動では, 鉛直ペナルティ係数  $5 \times 10^3$  より小さい場合, 接触境界面での接触判定ができず下部に貫入する.
- 3) ロッキング運動では, 鉛直ペナルティ係数が  $5 \times 10^5 \sim 1 \times 10^6$ , せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^5 \sim 5 \times 10^6$  のケース (ただし, 鉛直ペナルティ係数が  $1 \times 10^6$ , せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^6$  の場合を除く) で理論解と一致する.
- 4) ロッキング運動では, 鉛直ペナルティ係数が  $5 \times 10^4$  より小さい場合, 接触境界面での接触判定ができず下部に貫入する.
- 5) せん断ペナルティ係数が  $1 \times 10^5$  以下のケースでは回転挙動が滑らかではなく持続しない.

これらを踏まえると, 理論解と一致する再現性の高いペナルティ係数の組み合わせは表 3.10 に示す網掛け部分の比較的狭い範囲となるため設定には注意が必要で, 実際の解析においても本節で行ったような理論解との比較によりペナルティ係数を設定する必要があることがわかった.

表 3.10 検討ペナルティ係数検討ケース一覧

鉛直 せん断	$1 \times 10^2$	$5 \times 10^2$	$1 \times 10^3$	$5 \times 10^3$	$1 \times 10^4$	$5 \times 10^4$	$1 \times 10^5$	$5 \times 10^5$	$1 \times 10^6$	$5 \times 10^6$
$1 \times 10^2$	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109
$5 \times 10^2$	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209
$1 \times 10^3$	300	301	302	303	304	305	306	307	308	309
$5 \times 10^3$	400	401	402	403	404	405	406	407	408	409
$1 \times 10^4$	500	501	502	503	504	505	506	507	508	509
$5 \times 10^4$	600	601	602	603	604	605	606	607	608	609
$1 \times 10^5$	700	701	702	703	704	705	706	707	708	709
$5 \times 10^5$	800	801	802	803	804	805	806	<b>807</b>	<b>808</b>	809
$1 \times 10^6$	900	901	902	903	904	905	906	<b>907</b>	<b>908</b>	909
$5 \times 10^6$	A00	A01	A02	A03	A04	A05	A06	<b>A07</b>	A08	A09

### 3.5 本章で得られた結論

本章では無筋橋脚の地震時挙動を数値解析する手法について検討した。無筋橋脚は地震時に打継目で離散し、不連続な大変位を生じるような挙動を生じる。その特徴的な挙動を解析する手法としてマニフォールド法（NMM）が最適であることがわかった。

NMM-DDA を用いて NMM 要素でモデル化した単純なモデルに、ペナルティ係数を変化させて、すべり運動やロッキング運動といった基本的な挙動の検討を行った結果、以下のことがわかった。

- 1) 水平力による鉛直応力度のアンバランスが生じないような扁平な形状のすべり運動およびロッキング運動の両方で理論解と一致するのは、鉛直ペナルティ係数が  $5 \times 10^5 \sim 1 \times 10^6$ 、せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^5 \sim 5 \times 10^6$  のケース（ただし、鉛直ペナルティ係数が  $1 \times 10^6$ 、せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^6$  の場合を除く）である。
- 2) すべり運動では鉛直ペナルティ係数  $5 \times 10^3$  より小さい場合、ロッキング運動では鉛直ペナルティ係数が  $5 \times 10^4$  より小さい場合、接触境界面での接触判定ができず下部に貫入する。
- 3) せん断ペナルティ係数が  $1 \times 10^5$  以下のケースでは回転挙動が滑らかではなく持続しない。

これらを踏まえると、理論解と一致する再現性の高いペナルティ係数の組み合わせは比較的狭い範囲となるため設定には注意が必要で、実際の解析においても本節で行ったような理論解との比較によりペナルティ係数を設定する必要があることがわかった。

#### 【参考文献】

- 1) 国立研究開発法人土木研究所（2010～2015）、ゆるみ岩盤の安定性評価法の開発
- 2) Goodman, R.E., Taylor, R. and Brekke, R.L. (1968). *A model for the mechanics of jointed rock*. J. Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE. Vol.94(SM3), pp.637-659.
- 3) Senthivel, R. and Lourenço, P. B. (2009). *Finite element modelling of deformation characteristics of historical stone masonry shear walls*. Eng. Struct., Vol.31, pp.1930-1943.
- 4) Parajuli, H. R., Kiyono, J., Taniguchi, H., Toki, K., Fukukawa, A. and Maskey, P. N. (2010). *Parametric Study and Dynamic Analysis of a Historical Masonry Building of Kathmandu*. Proc. of Disaster Mitigation of Cultural Heritage and Historic Cities, Vol.4, pp.149-156.

- 5) Cundall, P. A. (1988). *Formulation of a three-dimensional distinct element model-Part I. A scheme to detect and represent contacts in system composed of many polyhedral blocks*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., Vol.25, No.3, pp.107-116.
- 6) Furukawa, A., Kiyono, J. and Toki, K. (2011). *Proposal of a numerical simulation method for elastic, failure and collapse behaviors of structures and its application to seismic response analysis of masonry walls*. Journal of Disaster Research, Vol.6, No.1.
- 7) 古川愛子, 水上輝, 清野純史(2016). 鉄道無筋コンクリート橋脚の地震時被災メカニズム分析と耐震対策に関する検討 土木学会論文集 A1(構造・地震工学) Vol.72 No.4(地震工学論文集第35巻) pp. I\_33- I\_43.
- 8) Shi, G.H. (1989). *Block system modeling by Discontinuous Deformation Analysis*, Univ. of California, Berkley, Dept. of Civil Eng.
- 9) Goodman, R. E. and Shi, G.H. (1987). *The Application of Block Theory to the Design of Rock Bolt Support for Tunnels*. Felsbau 5.
- 10) Shi, G.H. (1992). *Modeling Rock Joints and Blocks by Manifold Method*. Proc of the 33rd U.S. Symposium on Rock Mechanics, A. A. Balkema, pp.639-648.
- 11) Shi, G.H. (1991). *Manifold Method of Material Analysis*, Transactions of the 9th Army Conference on Applied Mathematics and Computing. Report No. 92-1, U.S. Army Research Office.
- 12) Miki, S., Sasaki, T., Koyama, T., Nishiyama, S. and Ohnishi, Y. (2010). *Development of coupled discontinuous deformation analysis and numerical manifold method (NMM-DDA)* , Int. J. Comput. Methods, Vol.7, No.1, pp.1-20.
- 13) 橋本涼太, 小山倫史, 菊本統, 三村衛(2016). 節点ベース要素で拡張した弾塑性 NMM-DDAの開発と検証 地盤工学ジャーナル Vol.11 No.2 pp.163-177.
- 14) Shimauchi, T., Nakamura, K., Sakai, I., Hagiwara, Y., Ohnishi, Y. and Nishiyama, S. (2008). *Studies on the Property of Impact Velocity Ratio and Application to the Rockfall Simulation by DDA ball*. Proc of International Mini-Symposium for Numerical Discontinuous Analysis, pp.53-62.
- 15) Kamai, R. and Hatzor, Y.H. (2008). *Numerical Analysis of Block Stone Displacements in Ancient Masonry Structures: A New Method to Estimate Historic Ground Motions*. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., Vol.32, pp.1321-1340.
- 16) Thavalingam, A., Bicanic, N., Robinson, J.I. and Ponniah, D.A. (2001). *Computational framework for discontinuous modeling of masonry arch bridges*. Comput. Struct., Vol.79, pp.1821-1830.
- 17) Dohrmann, C. R., Heinstein, M. W., Jung, J., Key, S. W. and Witkowski, W. R. (2000). *Node-based uniform strain elements for three-node triangular and four-node tetrahedral meshes*. Int. J. Numer. Meth. Eng., Vol.47, pp.1549-1568.
- 18) Melenk, J.M. and Babuška, I. (1996). *The partition of unity finite element method: basic theory and applications*. Comput. Meths. Appl. Mech. Eng., Vol.139, pp.289-314.
- 19) Babuška, I. and Melenk, J.M. (1997). *The partition of unity method*. Int. J. Numer. Meth. Eng., Vol.40, pp.727-758.
- 20) 鈴木克幸, 大坪英臣, 寺田賢二郎, 関勝載, 金伝栄, 中西克嘉(1998). ボクセル被覆による 3

次元ソリッドのメッシュレス解析 応用力学論文集 Vol.1 pp.215-222.

- 21) Hashimoto, R., Koyama, T., and Kikumoto, M. (2018). *Introduction of implicit integration of friction law into numerical manifold method*. Proc. of 10th Asian Rock Mechanics Symposium, No.378.
- 22) 末岡知紘, 橋本涼太, 岩田直樹, 清田亮二, 高橋裕徳(2018). 不連続面の摩擦構成則の積分手法を改良したマニフォールド法の開発 土木学会中国支部第70回研究発表会 pp.339-340.
- 23) 社団法人地盤工学会(2002). 地盤の変形解析—基礎理論から応用まで— pp.50-54.
- 24) Mises, R. (1913). *Mechanik der festen Körper im plastisch-deformablen Zustand*. Göttingen Nachr. Math. Phys., pp.582-592.
- 25) Huber, M. T. (1904). *Wlasciwa praca odkształcenia jako miara witezenia materialu*, Czasopismo tech. , p.15.
- 26) Hencky, H. (1924). *Zur theorie plastischer deformation und der hierdurch im material hervorgerufenen nachspannungen*. Z. Ang. Math. Mech., 4, pp.323-334.
- 27) Nadai, A. (1950). *Theory of Flow and Fracture of Soils*. McGraw-Hill.
- 28) Coulomb, C. A. (1773). *Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*. In Mémoires de Math. et de phys, L'Academie Royale des Sciences par divers savans.
- 29) Drucker, D. C. and Prager, W. (1952). *Soil mechanics and plastic analysis or limit design*. Quart. Appl. Math., Vol.10, No.2, pp.157-165.
- 30) 小山倫史, 赤尾悟史, 西山哲, 大西有三(2009). 岩盤斜面の地震応答解析における不連続変形法 (DDA) の適用に関する研究 土木学会論文集 C Vol.65 No.3 pp.644-662.

## 第4章 無筋橋脚の地震時挙動および損傷メカニズムの解明

### 4.1 概説

本章ではこれまでの無筋橋脚の地震による被害事例を調査し、損傷の方向や打継目の性状との関係について検討する。さらに、実橋脚における打継目の性状の調査や、NMMによる被災した橋脚の再現解析を行うことで、地震時の挙動や損傷メカニズムについて検討を行う。

### 4.2 無筋橋脚の地震による被害事例調査

#### 4.2.1 代表的な地震による被害

過去に国内で発生した代表的な地震における鉄道構造物、特に無筋橋脚の被災状況をまとめる。表 4.1 にこれまでに発生した代表的な地震の諸元と鉄道の被害状況を示す。無筋橋脚に大きな損傷が発生した地震については、次項で詳細に損傷状況を述べる。

兵庫県南部地震では各種構造物に甚大な被害が発生したにもかかわらず、無筋橋脚の被害は報告されていない。この地震では JR 東海道本線芦屋駅～神戸駅間で高架橋の倒壊といった大きな被害が発生しているが、この区間の無筋橋脚は少なく 2 箇所のみであった。この 2 箇所とも支間 10m 以下と小規模でかつ橋脚の高さも低いものであった。さらに、当該区間は複々線区間ということもあり線路直角方向の幅が非常に広く断面 2 次モーメントや断面積も大きいため、回転挙動やずれが生じにくく、損傷がなかったものと考えられる。無筋橋脚の被災例はすべて線路直角方向の幅が狭い単線構造で、断面 2 次モーメントや断面積も小さく、複線構造に比べると回転挙動やずれが生じやすいことも損傷が生じる一因であると考えられる。

芸予地震では震源に近い三原から広島にかけて各所で鉄道構造物も被災した。特に山陽新幹線三原駅西方の高架橋中層梁（線路直角方向）が多数損傷した。しかし、近傍の在来線に無筋橋脚（沼田川橋梁）が存在したものの損傷は生じていなかった。これについては 4.3 節で検討を行う。

表 4.1 代表的な地震の諸元および鉄道の被害状況 1)2)3)4)5)6)7)8)9)10)11)

地震名	発生日時	震源地	マグニ チュード	最大 震度	鉄道の被害状況	無筋橋脚の 被害
宮城県沖地震	昭和 53 年 (1978)	宮城県 金華山 沖南部	7.4	5	路盤変状・軌道変状:488 箇所 橋台・橋脚変状:36 箇所 トンネル変状:6 箇所 土留壁・護岸変状:44 箇所 停車場変状:86 箇所	東北本線 江合川橋梁
日本海中部地震	昭和 58 年 (1983)	秋田県 沖	7.7	5	路盤陥没・亀裂:103 箇所 築堤崩壊:11 箇所 橋梁変状:27 箇所 トンネル:8 箇所	五能線 磯崎川橋梁, 桜沢川
兵庫県南部地震	平成 7 年 (1995)	淡路島 北部	7.3	7	山陽新幹線, 在来線ともに高架橋や擁壁, 駅舎の破壊・損傷といった非常に大きな被害が発生した。	なし
鳥取県西部地震	平成 12 年 (2000)	鳥取県 西部	7.3	6 強	橋梁損傷:5 箇所 斜面崩壊:9 箇所 盛土変状:18 箇所 落石:6 箇所 ホーム変状:5 駅	伯備線 第 3~7 日野 川橋梁
芸予地震	平成 13 年 (2001)	安芸灘	6.7	6 弱	山陽新幹線ラーメン高架橋 中層梁損傷(ひび割れ)197 箇所 (内 12 本鉄筋露出)	なし
新潟県中越地震	平成 16 年 (2004)	新潟県 中越地方	6.8	7	脱線:とき 325 号 高架橋損傷: (幹)第一和南津高架橋, 第三和南津高架橋 橋梁損傷: (幹)(在)魚野川橋梁 トンネル変状: (幹)魚沼トンネル, 妙見トンネル (在)天王トンネル, 和南津トンネル 盛土:多数	飯山線 魚野川橋梁
東北地方太平洋沖地震	平成 23 年 (2011)	東北地方 太平洋沖	9.0	7	東北新幹線 高架橋柱等の損傷:約 100 ヶ所 JR 在来線 橋桁流出・埋没:101 ヶ所, 損傷:約 150 ヶ所 民鉄・3 セク等 高架橋柱等の損傷:約 50 ヶ所 橋桁流出・埋没:8 ヶ所, 損傷:約 280 ヶ所	1 橋梁

#### 4.2.2 宮城県沖地震

宮城県沖地震では江合川橋梁に大きな損傷が発生した。江合川橋梁は東北本線小牛田～田尻駅間に位置し、北上川水系江合川（一級河川）に架設された延長約 160m の単線並列鉸桁橋梁で、このうち損傷したのは上り線橋梁である<sup>12)</sup>。

上り線橋梁は昭和 19(1944)年に着工し、橋梁下部工が竣工したところで戦争により工事は一時



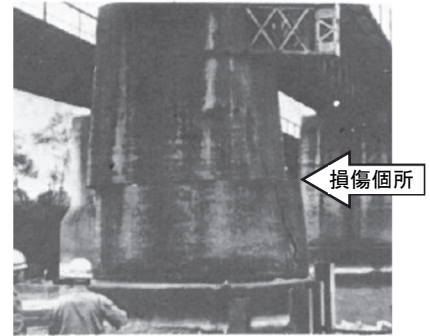
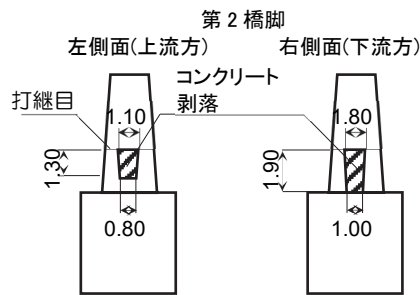


図4.1 損傷状況(2P橋脚)<sup>2)</sup>に加筆

図4.2 損傷状況(2P橋脚)<sup>2)</sup>に加筆

図4.3 損傷状況(3P橋脚)<sup>2)</sup>に加筆

中断された。その後昭和 28(1953)年に工事が再開され、上部工の架設と河川改修に伴う 1 径間の拡張を行って翌 29(1954)年 9 月に複線使用開始されたものである。なお、下り線橋梁は明治 23(1890)年に建設されたが、その後、橋桁交換をするとともに上り線線増時に下部工(煉瓦積構造)の躯体に鉄筋コンクリート巻立て補強、基礎補強を実施している。そのため下り線橋梁には損傷は生じていない。

上り線の橋脚 7 基のうち 2P, 3P および 4P 橋脚に損傷が生じた。損傷状況を図 4.1~4.3 に示す。2P 橋脚では打継目部で水平貫通ひび割れ、打継目下部コンクリート剥落が発生した。3P 橋脚の躯体高さの 2/3 の位置にある打継目部で橋軸直角方向左側に約 300mm 水平ずれ、打継目下部コンクリート剥落が発生した。これらの損傷はいずれも線路直角方向である。

#### 4.2.3 日本海中部地震

五能線では震源域に直面する海岸線に沿った陸奥岩崎~五所川原駅間に被害が大きく、全域的に路盤陥没が発生している<sup>34)</sup>。橋梁の変状としては橋台や橋脚の傾斜および躯体亀裂が多く発生している。無筋橋脚では磯崎川橋梁の 2P 橋脚の打継目に水平貫通ひび割れが発生した。また、桜沢川橋梁においても同様に 2P 橋脚の打継目に水平貫通ひび割れが発生した。いずれも水平ずれは生じていない。

#### 4.2.4 鳥取県西部地震

鳥取県西部地震では震源地に近い伯備線に被害が発生した。被害は黒坂~根雨駅間を中心とした山間部に集中した<sup>78)</sup>。

損傷した無筋橋脚は第 3~7 日野川橋梁で、5 橋梁の 7 橋脚において打継目で水平ひび割れが発生している。第 6 日野川橋梁 4P 橋脚では打継目下部のコンクリートの剥落も生じている(図 4.4)。コンクリート剥落は全て線路直角方向で生じている。

地震後、ひび割れに樹脂を注入し、破損部のみ鋼製型枠および鉄筋コンクリートで巻立てを行い復旧した(図 4.5)。

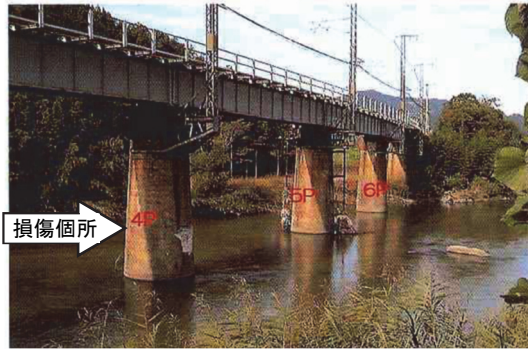


図 4.4-1 第 6 日野川橋梁の損傷状況 <sup>8)</sup>に加筆

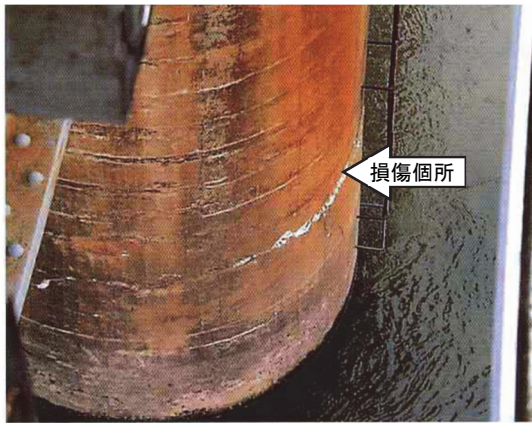


図 4.4-2 第 6 日野川橋梁の損傷状況 <sup>8)</sup>に加筆



図 4.5 復旧状況 (第 6 日野川橋梁)

#### 4.2.5 新潟県中越地震

新潟県中越地震では飯山線魚野川橋梁に大きな被害が発生した<sup>9)10)</sup>。魚野川橋梁（橋梁全長 364 m）は 1920 年代に完成した単線上路鉸桁橋（20 連）であり、信濃川水系一級河川魚野川および国道 17 号線、主要地方道小千谷・川口・大和線を跨いでいる。

橋脚は河川部（3P～11P 橋脚）が組積構造（内部にコンクリートが充填された石積み構造）で、河川部以外は無筋コンクリート構造である。基礎構造は河川部がケーソン基礎形式、河川部以外は直接基礎形式であり、河川部の 3P～10P 橋脚は 1970 年代に基部の周辺に根巻き補強が施されている。図 4.6 に魚野川橋梁の全体一般図および主な損傷状況を示す。

##### ①断面貫通ひび割れおよび打継目下部のコンクリート剥落（3～10P,16P,17P,19P）（図 4.7）

躯体に水平方向へ貫通ひび割れが発生した。それに伴い下部のコンクリートや石積みが剥落するものもあった。ひび割れは河川部の躯体部が組積構造のものは石積み（300×300mm 程度）の目地部分（10mm 程度）に沿って、河川部以外の無筋橋脚は打継目に沿って入っていた。

##### ②橋脚躯体下側の水平ずれ（14P,15P）（図 4.8～10）

①の損傷のさらに大きなものとして、無筋橋脚の一部（14P,15P）に、打継目に発生した貫通ひび割れにより躯体上部・下部が分断したあと、さらに躯体上部が水平に移動したのも見られた。移動量は最大で 400mm 程度であった。

いずれの橋脚においても、ずれやコンクリート剥落は線路直角方向に生じている。



地震後、水平ずれが大きかった 14P,15P 橋脚は RC 巻立てにより復旧された。その他の橋脚は断面修復およびアラミド繊維シートにより巻立てて、応急復旧された。

その後、全ての橋脚に恒久対策として RC 巻立てによる耐震補強が行われた (図 4.11)。

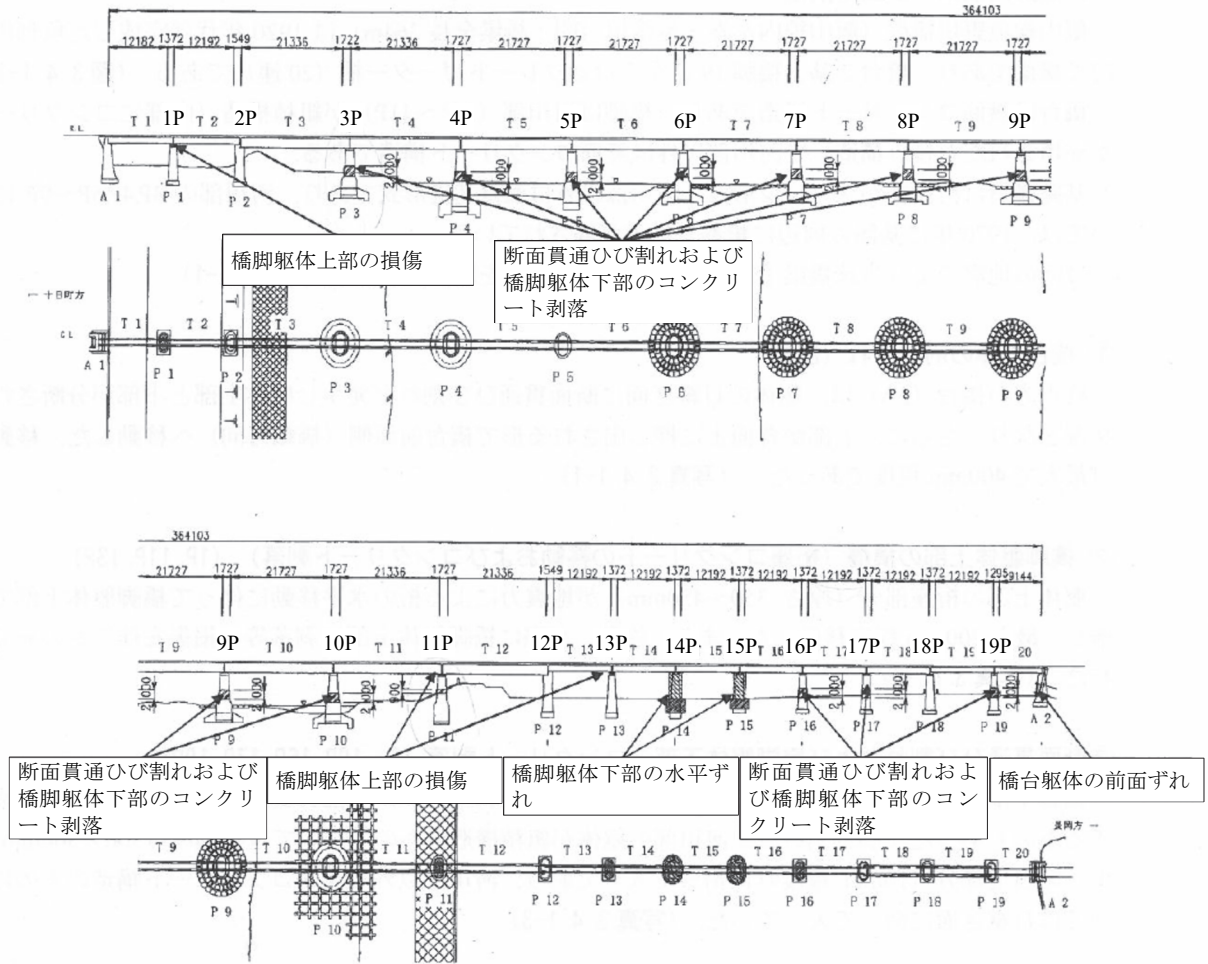


図 4.6 魚野川橋梁全体図および主な損傷状況<sup>9)</sup>に加筆



図 4.7 貫通ひび割れおよび打継目下部コンクリートの剥落(17P)<sup>9)</sup>に加筆



図 4.8 打継目での水平ずれ(14P)<sup>9)</sup>に加筆



図 4.9 打継目での水平ずれ(15P)<sup>9)</sup>に加筆



図 4.10 打継目での水平ずれ(15P)<sup>9)</sup>に加筆



図 4.11 恒久対策 (RC 巻立て) 状況

#### 4.2.6 東北地方太平洋沖地震

東北地方太平洋沖地震では津波により無筋橋脚の打継目部が折損した事例 (図 4.12) は多く報告されている<sup>11)</sup>が、地震動による無筋橋脚の被害も 1 橋梁報告されている<sup>12)</sup>。被害が生じた橋梁は橋長 106.7m で上路鋼桁 19.35m×5 連, 9.95m×1 連の上部工で構成されている。下部工は井筒基礎の円形コンクリート橋脚で、井筒、桁受け梁、基礎接合部のみに配筋されており、打継目を含む躯体一般部は無筋構造となっている。

橋脚 5 基のうち 4 基の橋脚の打継目に図 4.13 に示すような貫通ひび割れおよび橋軸直角方向のずれが生じ、ずれた側の打継目下側のコンクリートは剥落していた。なお、ずれの最大は 370mm でずれの方向は同一であった。なお本橋は津波の遡上範囲外で津波の影響はなかった。本橋の被害状況については 4.4 節で詳細に述べる。





図 4.12 津波により折損した無筋橋脚



(a) 打継目のずれ



(b) 打継目下部の剥落

図 4.13 被害状況

### 4.3 無筋橋脚の損傷方向に関する考察

#### 4.3.1 概要

前項の調査で、打継目での水平ずれや打継目下部コンクリートの剥落といった大きな損傷は、全て線路直角方向に発生していることがわかった。そこで、鳥取県西部地震で損傷した第6日野川橋梁、芸予地震で損傷しなかった沼田川橋梁、中越地震で損傷した魚野川橋梁について、地震動と損傷状況の関係を検討する。具体的には観測された地震動を線路方向、線路直角方向に換算して、応答加速度を算出する。応答加速度は減衰比5%としてスペクトルを作成し、一般的な橋脚の固有周期である0.5~1.0秒の間で比較検討する。なお、観測波形は防災科研強震観測網 K-NET, KiK-net<sup>13)</sup>のデータを、応答スペクトルの作成には「K-NET / KiK-net 観測波形解析 WAVEANA Ver4.2」<sup>14)</sup>を使用した。

#### 4.3.2 鳥取県西部地震：第6日野川橋梁

橋梁より 3.2km 離れた日野(KiK-net TTRH02)で観測された地震動（計測震度 6.6，最大加速度 1142.4gal）を用いて検討する．日野川橋梁の方位角は，線路方向  $38^\circ$  線路直角方向  $128^\circ$  である．線路方向，線路直角方向に変換した加速度応答スペクトルを図 4.14 に示す．

応答加速度は線路方向が大きいにもかかわらず，線路直角方向のみに損傷が生じた．

#### 4.3.3 中越地震：魚野川橋梁

橋梁より 0.5km 離れた川口支所で観測された地震動（計測震度 6.5，最大加速度 1722.0gal）を用いて検討する．魚野川橋梁の方位角は線路方向  $40^\circ$  ，線路直角方向  $130^\circ$  である．線路方向，線路直角方向に変換した加速度応答スペクトルを図 4.15 に示す．応答加速度は線路方向，線路直角方向とで大きな差はないにもかかわらず，線路直角方向のみに損傷が生じた．

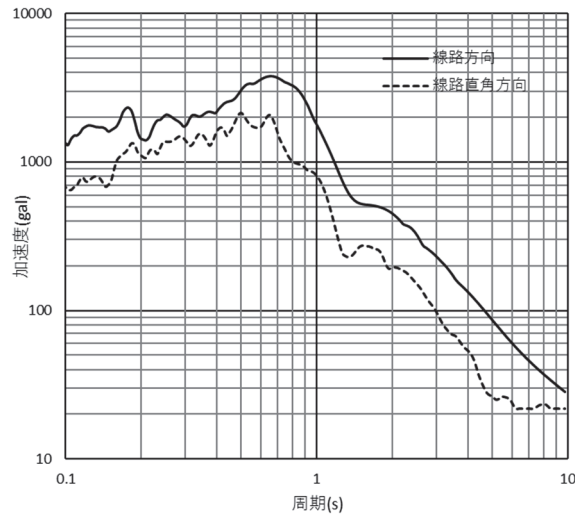


図 4.14 加速度応答スペクトル 日野(KiK-net TTRH02)

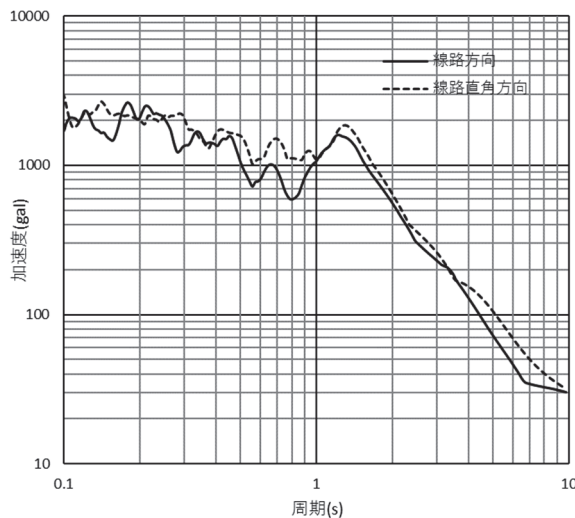


図 4.15 加速度応答スペクトル 川口支所

#### 4.3.4 芸予地震：沼田川橋梁

芸予地震では震源に近い三原から広島にかけて各所で鉄道構造物が被災した。図 4.16 は土木学会の被害調査報告<sup>15)</sup>に在来線の無筋橋脚位置を追記したものである。特に山陽新幹線三原駅西方の宮浦町高架橋において中層梁（線路直角方向）が多数損傷した。この地区はもともと海の埋立地および水田で地盤が軟弱であったことが、被害が集中した一因と考えられる。

中層梁に多くの損傷が生じた新幹線高架橋の近傍を通る在来線（呉線）の沼田川橋梁に無筋橋脚が存在したが損傷は生じていない。

橋梁より 2.0km 離れた三原(K-net HRS017)で観測された地震動（計測震度 5.0，最大加速度 695.7gal）を用いて検討する。沼田川橋梁の方位角は線路方向 180° 線路直角方向 90° である。ほぼ南北方向のため NS 成分を線路方向，EW 成分を線路直角方向として作成した加速度応答スペクトルを図 4.17 に示す。

加速度応答スペクトルより，応答加速度は線路方向が大きい波形が観測されていることがわかる。しかし短周期が卓越しており，一般的な橋梁の固有周期である 0.5～1 秒での加速度応答は非常に小さい，これは，HRS017 観測点が崖下で地盤が堅いところに設置していることが原因であると思われる。山陽新幹線高架橋や呉線沼田川橋梁は埋立地や水田の軟弱地盤に存在するため，地表面での地震動の増幅が異なることが想定される。そこで，参考として約 17km 離れているが，比較的軟弱な観測点である竹原(K-net HRS018)で観測された地震動（計測震度 4.8，最大加速度 206.3gal）より作成した加速度応答スペクトルを図 4.18 に示す。ここでは，周期 0.1～1 秒までほぼ均等に分布している。これらを考慮すると，沼田川橋梁付近では 0.5～1 秒での範囲の加速度応答も大きな加速度応答が生じたものと考えられる。

これによれば地震動の方向としては線路方向に大きな加速度が作用し，線路直角方向の加速度は小さかった。その結果，沼田川橋梁では損傷は生じなかったと考えられる。

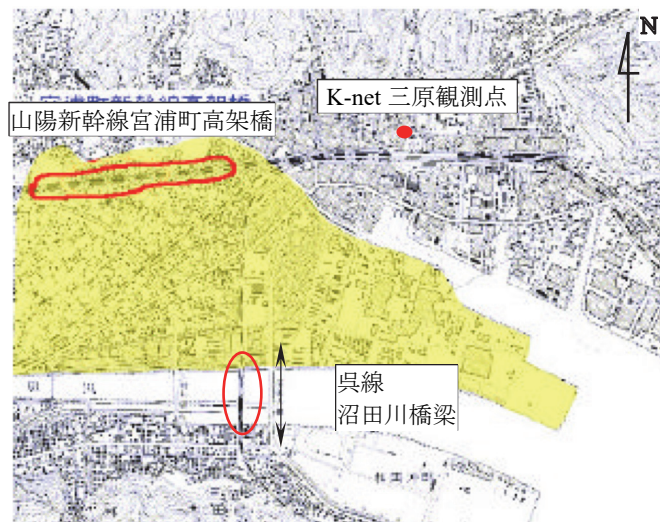


図 4.16 橋梁の位置関係<sup>15)</sup>に加筆

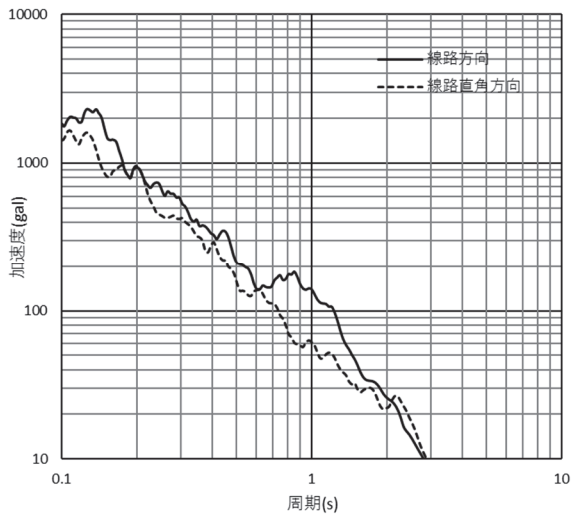


図 4.17 加速度応答スペクトル三原 (K-net HRS017)

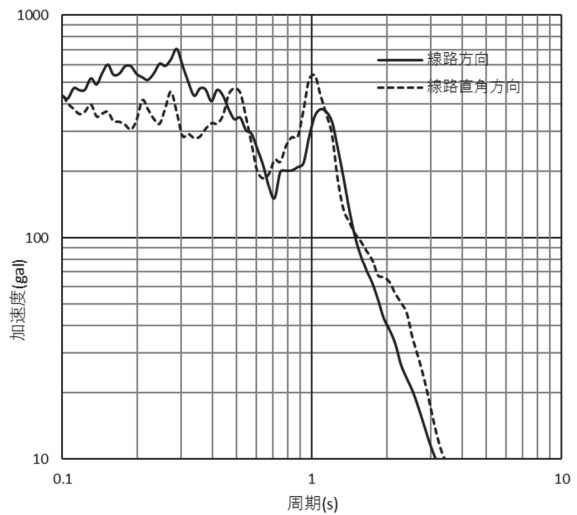


図 4.18 加速度応答スペクトル竹原 (K-net HRS018)

#### 4.3.5 東北地方太平洋沖地震

被災した橋梁の近傍に観測点浪江(KiK-net FKSH20)が存在しており、計測震度 6.2、最大加速度 633.0gal が観測されている。橋梁の方位角は線路方向  $153^\circ$  線路直角方向  $63^\circ$  で、線路方向、線路直角方向に変換した加速度応答スペクトルを図 4.19 に示す。応答加速度は線路方向、線路直角方向とで大きな差はないにもかかわらず線路直角方向のみに損傷が生じた。

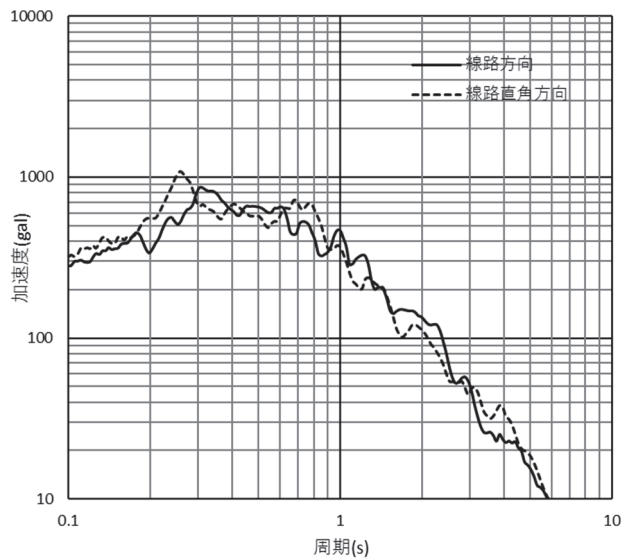


図 4.19 加速度応答スペクトル 浪江(KiK-net FKSH20)



#### 4.3.6 ストラット効果

前項までの調査により無筋橋脚の打継目の水平ずれや下部コンクリートの剥落といった大きな損傷は、線路直角方向に発生し線路方向には発生していないことが分かった。被災写真からもわかるように無筋橋脚の躯体形状は円形もしくは小判型が一般的である。小判型の断面2次モーメントは、線路方向に比べ線路直角方向が圧倒的に大きく回転挙動も生じにくい。同程度の地震力が作用した場合には線路方向の損傷が大きくなると想定できる。しかし、前述のように地震力が同程度であっても大きな損傷は線路直角方向にのみ生じている。そこで、線路方向と線路直角方向の違いについて考察する。

橋台や橋脚といった下部工において、線路方向と線路直角方向の違いで最も大きなものは桁(上部工)の影響である。上部工と下部工は支承で接続されている。支承は鉛直方向に支持するだけでなく、水平方向に桁が移動しないように拘束している。支承には線路方向に固定している固定支承と、桁の温度伸縮等の変形を拘束しないようにある程度移動可能な可動支承の2種類がある。線路直角方向には伸縮がほとんどないため、固定支承、可動支承ともに固定されている。これにより地震力により下部工に線路方向のずれが生じた場合でも、可動支承のずれにより桁は下部工を拘束しないはずであり、設計上も各下部工は単独の構造物として考えられている。しかし、可動支承の可動量(すき間)は数十mm程度で、下部工に損傷が生じるような大地震時のずれ量に比べると小さく、可動支承も固定支承と同様の挙動を示し下部工頭部を拘束することとなる(図4.20)。この拘束により下部工の地震応答は大幅に減少することが想定できる。これが無筋橋脚は線路方向には大きく損傷しない理由であると考えられる。これに対して、線路直角方向は全ての支承が固定であるが固定度は線路方向に比べて小さい。線路方向は桁の橋軸方向力に対しての圧縮に対する剛性であり、線路直角方向は桁の弱軸(面外)方向の曲げもしくはねじりに対しての剛性で、無筋橋脚に一般的に用いられている鋼桁では床板が存在しないこともあり非常に小さなものである。

この、桁が水平方向に拘束、支持する切梁(ストラット)の役目を果たして下部工を拘束することをストラット効果と呼ぶこととし、ストラット効果により無筋橋脚の大きな損傷は線路直角方向のみに生じていると考えられる。

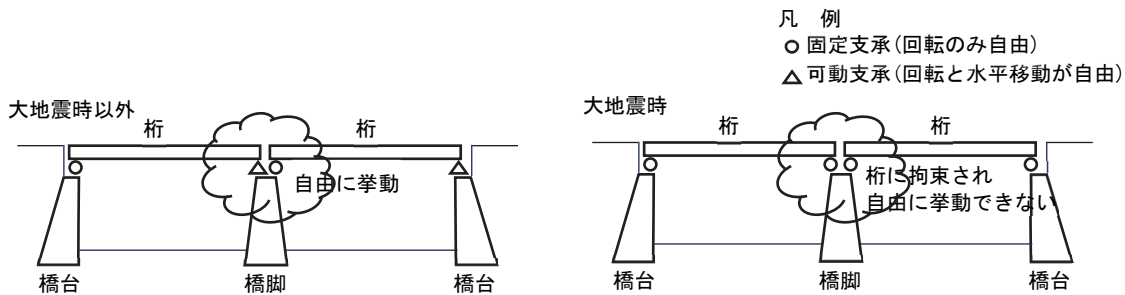


図 4.20 ストラット効果略図

#### 4.3.7 まとめ

水平ずれや下部コンクリートの剥落といった大きな損傷は全て線路直角方向に発生している。芸予地震では線路方向に大きな加速度が作用し線路直角方向には加速度が小さかったため、沼田川橋梁に損傷は発生しなかった。中越地震では線路方向、線路直角方向に同程度の加速度が作用したが損傷は線路直角方向のみであった。さらには、鳥取県西部地震では線路方向の加速度が大きいにもかかわらず損傷は線路直角方向のみであった。これは、線路方向は桁で結ばれており桁のストラット効果により、線路方向には損傷せず大きな損傷は線路直角方向のみに生じたと考えられる。

### 4.4 東北地方太平洋沖地震で被災した無筋橋脚の被害状況と打継目性状についての検討

#### 4.4.1 被害状況

2011年の東北地方太平洋沖地震で被災した無筋橋脚を調査した。地震を受けた橋脚では、打継目位置に貫通ひび割れおよび線路直角方向にずれが生じており、ずれた側の打継目下側のコンクリートは剥落していた。なお、ずれや剥落した方向は同一であった。

現地にて測定した橋脚の寸法やずれ量を図 4.21、表 4.2 に示す。また、写真や損傷の概要を表 4.3 にまとめた。最も被害が軽微な 1P 橋脚では、貫通ひび割れが打継目に発生したのみである。次に被害が大きな 3P 橋脚では、貫通ひび割れの他、直角方向に 20mm のずれ、打継目下部の剥落が生じている。5P 橋脚では同様の被害であるが、ずれ量が直角方向に 100mm と大きくなっている。最も被害の大きな 2P 橋脚では、ずれが 370mm にも達している。ずれの程度で比較すると損傷の程度は 1P,3P,4P,5P,2P の順に大きくなっている。この損傷程度の差が生じた原因について次項で検討する。

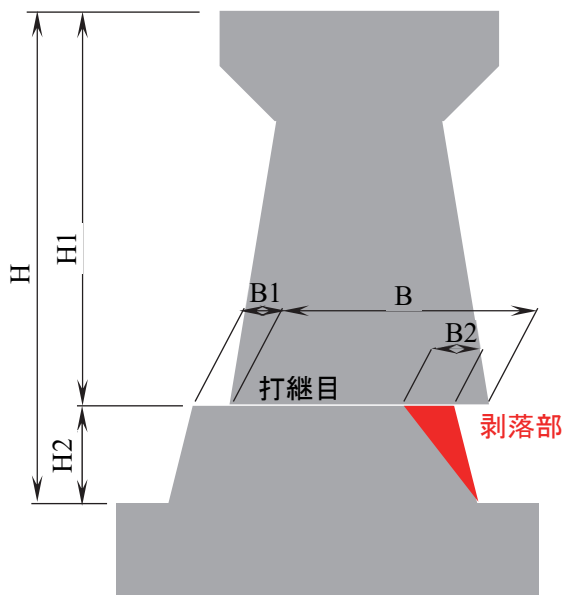



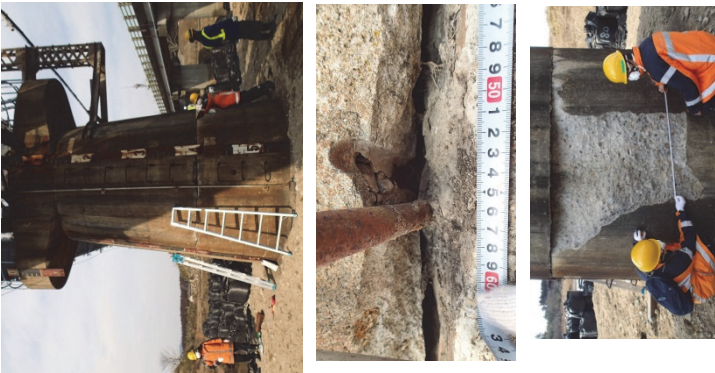


図 4.21 橋脚の測定値

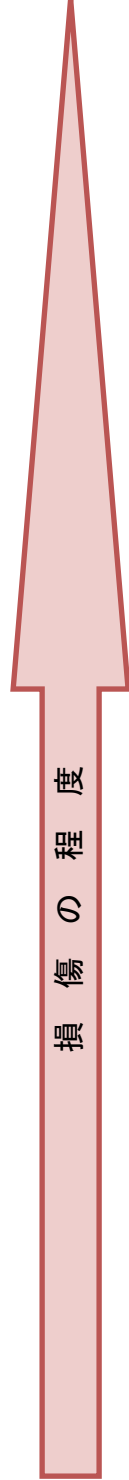
表 4.2 橋脚測定値の一覧 単位:m

	H	H1	H2	B	B1	B2
1P	5.08	3.28	1.80	2.92	0.00	0.00
2P	5.17	3.12	2.05	2.93	0.37	0.58
3P	5.22	3.63	1.59	3.09	0.02	0.30
4P	5.33	3.65	1.68	3.04	0.02	0.20
5P	5.84*	4.10*	1.74	3.02	0.10	0.50

※：5P 橋脚には掛け違いの寸法が含まれている

表 4.3 被災した橋脚の損傷状況

1P	3P,4P	5P	2P
			
貫通ひび割れ, ずれなし	若干のずれ 打継目下部の剥落あり	少し大きめのずれ 打継目下部の剥落あり	直角方向に大きなずれ 打継目下部の剥落あり
線路方向ずれ 0mm	線路方向ずれ ほぼなし	線路方向ずれ 40mm	線路方向ずれ ほぼなし
直角方向ずれ 0mm	直角方向ずれ 20mm	直角方向ずれ 100mm	直角方向ずれ 370mm



#### 4.4.2 打継目の粗度

##### (1) 概要

各橋脚は躯体高さもほぼ同等で、基礎も同形状のケーソン基礎のため構造物への地震動の入力および地震動による応答の差は少ないことが想定される。このため、挙動や損傷程度の差の原因はすべり易さに影響を及ぼす打継目の粗度（凹凸）の差であると考えた。粗度の指標としては主に地質工学（岩石）で用いられる JRC 値(Joint Roughness Coefficient)や JIS で定められている各種の表面粗さを示す指標があり、これらの指標を用いて評価を行った。

JRC 値は Barton ら<sup>16)</sup>によって提唱されたもので、岩盤の亀裂や節理などの不連続面のせん断強度を把握するために、せん断強度に大きな影響を与える不連続面の表面粗さ、かみ合わせの程度を表す指標として用いられているものである。不連続面のせん断強度  $\tau$  は式(4.1)により評価できるとされている。

$$\tau = \sigma_n \tan \left[ JRC \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right] \quad (4.1)$$

ここに、 $\sigma_n$  : 鉛直応力  
 $JCS$  : 不連続表面の圧縮強度  
 $\phi_b$  : 残留摩擦角 である。

JRC 値は粗さの異なる 10 本のプロファイル（図 4.22）との比較により 0 から 20 の値を決めるもので、かなり定性的な指標となっている。そのため、これまで JRC 値を定量的に評価する様々な研究が行われてきた。

本研究では R.Tse と D.M.Crudan<sup>18)</sup>が提唱した不連続面の定量化指標値  $Z_2$ （勾配の自乗平均の平方根）による近似式から  $JRC(Z_2)$ を算定する方式と、村田ら<sup>19)</sup>の提唱したステープネス  $V$  との関係式より  $JRC(V)$ を算定する方法を用いて検討を行う。

$JRC(Z_2)$ は式(4.2)、(4.3)を、 $JRC(V)$ は式(4.4)、(4.5)を用いて算出する。

$$Z_2 = \sqrt{\frac{1}{L} \int_0^L (dy/dx)^2 dx} \quad (4.2)$$

$$JRC(Z_2) = -4.41 + 64.46 \cdot Z_2 \quad (4.3)$$

ここに、 $L$  : 測定長(mm),  $dy/dx$  : 不連続面の傾き

$$V = \gamma(h) = \frac{1}{2N} \sum_{i=1}^N [z(x_i) - z(x_i + h)]^2 \quad (4.4)$$

$$JRC(V) = 150.523 \cdot V^{0.693} \quad (4.5)$$

ここに、 $h$  : 2 データ間の距離（ラグ）（1mm）,  $z(x)$  :  $x$  点における表面の高さ  
 $N$  : ラグが  $h$  となるペアの数

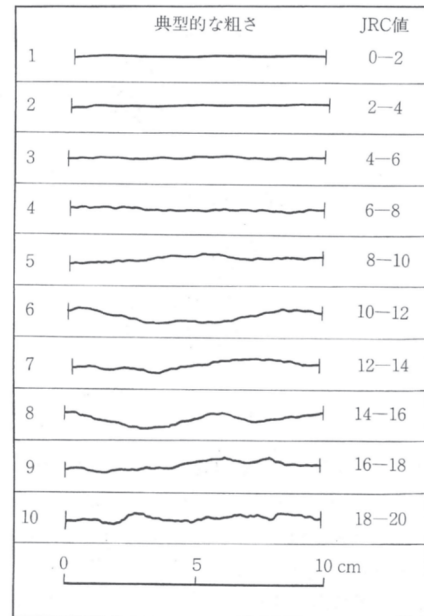


図 4.22 JRC プロファイル<sup>17)</sup>



表 4.4 粗度の指標 20)を基に作成

名称	略図	算出法	特徴
最大高さ粗さ ( $Rz$ )		輪郭曲線の山高さ $R_p$ の最大値と谷深さ $R_v$ の最大値の和. $R_z = R_p + R_v$	光沢性, 艶, 表面強度, 表面処理性, 摩擦力, 電氣的接触抵抗
粗さ曲線の最大山高さ ( $R_p$ )		輪郭曲線の山高さ $Z_p$ の最大値. $R_p = \max(Z(x))$	摩擦力, 電氣的接触抵抗
粗さ曲線の最大谷深さ ( $R_v$ )		輪郭曲線の谷深さ $Z_v$ の最大値. $R_v = \min(Z(x))$	表面強度, 耐食性
十点平均粗さ ( $Rz_{jis}$ )		輪郭曲線の最大の山高さから 5 番目までの平均と, 最深の谷深さから 5 番目までの平均との和. $Rz_{jis} = \frac{1}{5} \sum_{j=1}^5 (Z_{pj} + Z_{vj})$	日本では良く使われる.
粗さ曲線要素の平均高さ ( $Rc$ )		輪郭曲線要素の高さ $Z_i$ の平均. $R_c = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m Z_i$	高級感感触, 接着性, 摩擦力
算術平均粗さ ( $Ra$ )		$Z(x)$ の絶対値の平均. $R_a = \frac{1}{\ell} \int_0^{\ell}  Z(x)  dx$	一つの値が測定値に及ぼす影響が非常に小さくなり, 安定した結果となる.
二乗平均平方根粗さ ( $Rq$ )		$Z(x)$ の二乗平均平方根. $R_q = \sqrt{\frac{1}{\ell} \int_0^{\ell} Z^2(x) dx}$	主に米国で多く使用されている
粗さ曲線のスキューネス ( $Rsk$ )		$Z(x)$ の三乗平均を表します. 歪度 (わいど) を意味し, 山部と谷部の対称性を表わす. $R_{sk} = \frac{1}{R_q^3} \left[ \frac{1}{\ell} \int_0^{\ell} Z^3(x) dx \right]$	光沢性や艶
粗さ曲線のクルトシス ( $Rku$ )		$Z(x)$ の四乗平均を表します. 高さ分布のとりがり (鋭さ) を表わす. $R_{ku} = \frac{1}{R_q^4} \left[ \frac{1}{\ell} \int_0^{\ell} Z^4(x) dx \right]$	光沢性や艶

JIS B 0601 には粗度として表 4.4 に示す 9 種の指標が示されており、それぞれに表中に示す算出方法に基づき値を算出した。また、JIS に規定されていない指標として平均山高さ  $Rpm$  がある。 $Rpm$  は基準長さごとに区切り、各基準長さにおいて最大の山高さを算出して全区間で平均したものである。今回は基準長さを 100 mm として算出した。

## (2) 粗度の計測方法

1mm ピッチで一列に並んだステンレス製の針を対象面に押し当てその形状を型取る型取りゲージを用いて粗度の測定を行った。大きなずれは線路直角方向に生じているため、線路直角方向に測線を設定した。間隔は 0.2mm 程度で行い打継目上部の下面を測定した (図 4.23)。

型取りゲージを打継目に押し当てた後、型取りゲージを方眼紙上において写真を撮影し、パソコン画面上で座標値を読み取り数値化を行った (図 4.24)。測線方向の測定ピッチは 1mm で、凹凸は 0.1mm 単位で読み取った。型取りゲージを厳密に水平に押し当てることは不可能なため、読み取った座標値に対して各測線ごとに最小二乗法により基準線を設定し、基準線と測定座標の差で評価を行った。

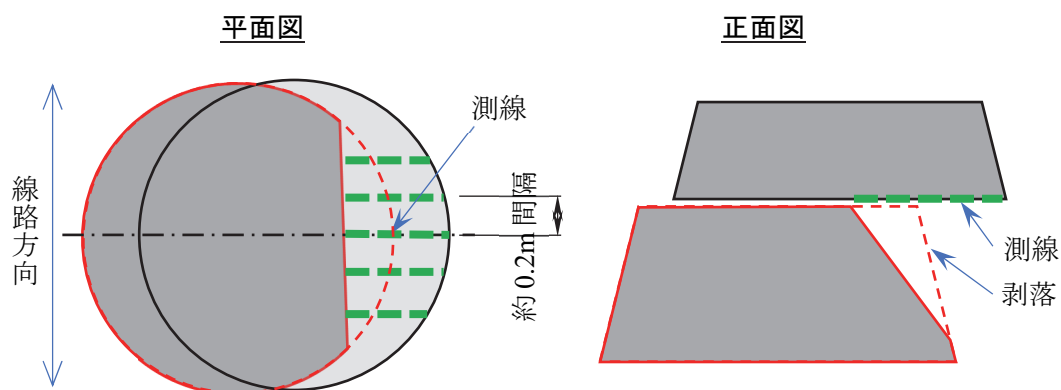
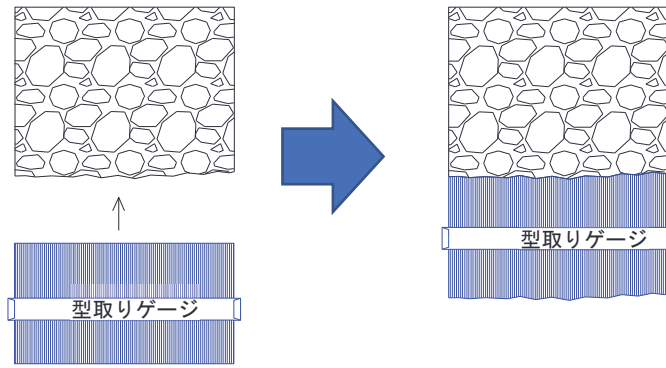
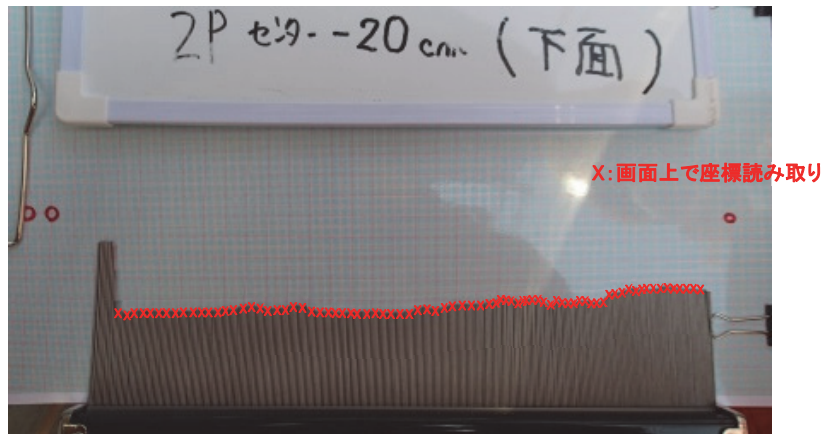


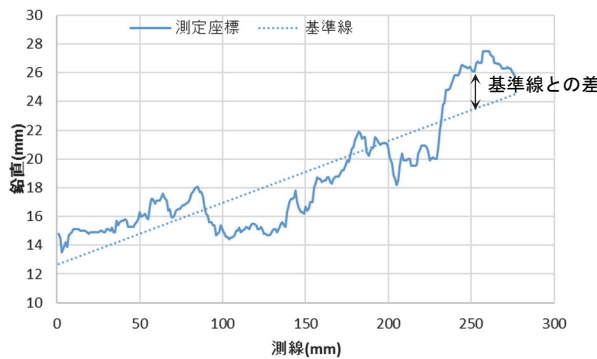
図 4.23 測定の方法



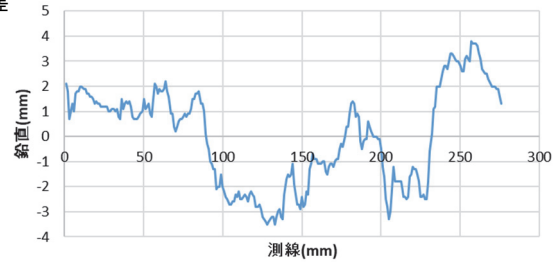
(a) 型取りゲージで測定



(b) 撮影写真, 画面上で座標読み取り



(c) 基準線の設定



(d) 基準線からの差

図 4.24 粗度の数値化方法の例

### (3) 粗度の計測結果および被害状況との関係

測定した粗度の測定結果を表 4.5 および図 4.25 に示す. シンボル形状で指標値の種別を, シンボル色で橋脚の種別を示している. JRC 値は本来のプロファイルの範囲(0~20)を超える結果となったが, 本研究では計算により算出した値であることと比較指標として用いることから有効と考え計算値のままとした.

ずれの小さな 3P および 4P 橋脚は粗度が大きくずれの大きな 2P 橋脚は粗度が小さいことから, 粗度とずれには相関関係があると推測できるが, ずれが中間の 5P 橋脚は粗度が最も大きく推測と

異なる。しかし、3P,4P,5Pを粗度の大きな一群と考え粗度の小さな2Pと比較すれば粗度とずれ量は相関していると推測もできる。

実際の構造物では桁やレールで拘束されおり、特に変位が小さい橋台に近接している1Pおよび5P橋脚は他の橋脚に比べて拘束の影響が大きく、異なった挙動となったとも考えられる。

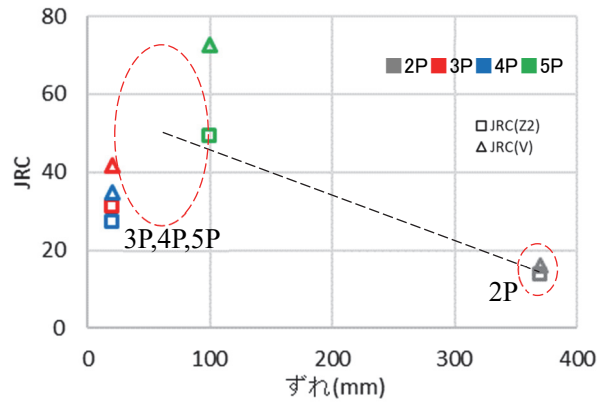
JRCは0~20の値であるが、比較の指標として用いるため計算値のままとした。図4.25には相関性があまり見られなかったスキューネス( $Rsk$ )およびクルトシス( $Rku$ )は記載していない。

図4.26に打継目を下側から撮影した写真を示す。外観上での粗度の傾向と測定結果もおおよそ一致している。ずれの大きな2P橋脚には擦ったような跡もあり挙動の激しさが想像できる。

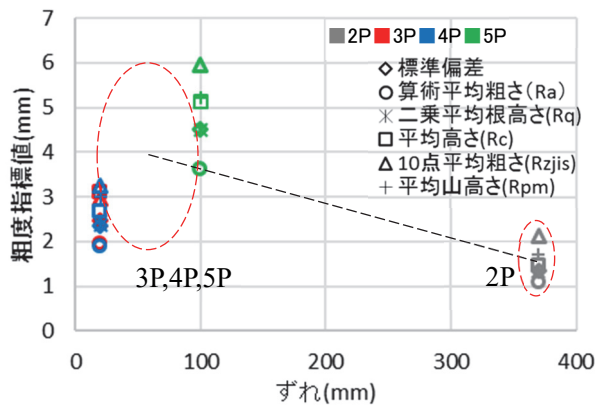
表 4.5 粗度測定結果の一覧

橋脚	測線	標準偏差	JRC (Z2)	JRC (V)	算術平均粗さ (Ra)	二乗平均根高さ (Rq)	スキューネス (Rsk)	クルトシス (Rku)	最大山 (Rp)	最大谷 (Rv)	最大高さ粗さ (Rz)	平均高さ (Rc)	10点平均粗さ (Rzjis)	平均山高さ (Rpm)	ずれ
2 P	-70	1.1	15.9	18.9	0.8	1.1	-1.2	5.3	2.4	-4.1	6.5	1.4	1.9	1.3	370
	-50	1.0	13.4	15.7	0.7	1.0	-0.2	3.8	2.4	-3.1	5.5	1.4	1.5	1.4	
	-20	2.0	17.0	20.2	1.7	2.0	0.1	1.8	3.5	-3.8	7.3	1.5	2.9	2.3	
	CL	1.6	13.5	15.8	1.3	1.6	-0.3	2.4	2.8	-3.9	6.7	1.5	2.5	1.4	
	+20	1.5	12.9	15.1	1.3	1.5	-0.3	2.3	2.6	-3.6	6.2	1.7	2.6	2.0	
	+40	1.2	12.3	14.4	1.0	1.2	-0.3	2.4	2.9	-2.7	5.6	1.4	1.8	1.9	
	+60	1.0	10.4	12.2	0.8	1.0	0.0	2.6	2.1	-2.5	4.6	1.4	1.7	1.6	
	平均	1.3	13.6	16.0	1.1	1.3	-0.3	2.9	2.7	-3.4	6.1	1.5	2.1	1.7	
3 P	-80	1.5	27.2	34.8	1.2	1.5	0.2	2.9	4.5	-3.1	7.6	2.6	2.3	2.6	20
	-60	1.6	25.1	31.6	1.2	1.6	-0.6	3.2	3.9	-4.6	8.5	2.5	2.8	2.6	
	-40	3.4	42.7	60.5	2.1	3.4	0.5	7.3	13.2	-8.2	21.4	3.4	3.5	4.0	
	-20	3.0	24.4	30.7	2.7	3.0	0.3	1.8	6.1	-5.9	12.0	2.7	4.0	2.4	
	CL	2.8	36.7	50.3	2.4	2.8	-0.2	2.1	4.7	-5.9	10.6	4.2	2.2	4.6	
	平均	2.5	31.2	41.6	1.9	2.5	0.0	3.5	6.5	-5.5	12.0	3.1	2.9	3.2	
4 P	-80	3.3	31.6	41.6	2.5	3.3	0.4	3.0	8.7	-6.9	15.6	2.4	3.6	5.2	20
	-60	2.3	20.7	25.4	1.9	2.3	-0.4	2.5	4.2	-6.1	10.3	2.1	3.5	2.1	
	-40	2.0	29.1	37.8	1.6	2.0	-1.0	4.2	3.7	-8.0	11.7	2.4	3.3	2.3	
	-20	2.2	22.9	28.4	1.8	2.2	-0.5	2.5	3.4	-5.0	8.4	2.8	2.7	2.6	
	CL	2.0	31.2	41.1	1.7	2.0	-0.5	2.8	3.6	-6.3	9.9	3.7	3.1	3.0	
	平均	2.4	27.1	34.8	1.9	2.4	-0.4	3.0	4.7	-6.5	11.2	2.7	3.2	3.0	
5 P	-40	3.7	39.0	54.0	2.9	3.7	0.7	3.2	9.5	-6.6	16.1	4.4	4.2	4.7	100
	-20	3.1	47.9	70.0	2.5	3.1	0.2	2.6	7.7	-7.0	14.7	6.4	5.3	4.8	
	CL	5.8	45.7	65.8	4.5	5.8	-0.4	2.9	14.1	-13.0	27.1	6.0	7.3	4.1	
	+20	4.7	51.6	76.9	3.8	4.7	0.2	3.0	14.1	-8.6	22.7	5.5	6.9	6.8	
	+40	4.8	53.2	79.9	3.8	4.8	0.7	2.8	12.4	-8.1	20.5	4.6	6.7	5.2	
	+60	4.5	49.3	72.5	4.1	4.5	-0.2	1.5	7.0	-10.8	17.8	2.4	6.0	4.1	
	+80	4.9	58.2	89.8	3.7	4.9	0.0	2.8	10.8	-10.3	21.1	6.6	5.2	6.7	
	平均	4.5	49.3	72.7	3.6	4.5	0.2	2.7	10.8	-9.2	20.0	5.1	5.9	5.2	

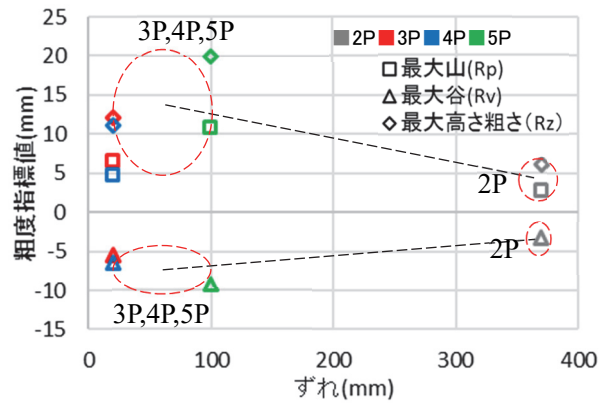




(a) JRC 値



(b) 粗度指標値 (その 1)



(c) 粗度指標値 (その 2)

図 4.25 粗度とずれとの関係



(a) 2P 橋脚



(b) 3P 橋脚



(c) 4P 橋脚



(d) 5P 橋脚

図 4.26 打継目の写真

#### 4.4.3 まとめ

2011年の東北地方太平洋沖地震で被災した無筋橋脚を調査した結果、地震により打継目で損傷した場合、ずれや剥落寸法等の損傷程度は損傷した打継目の粗度と関係があり、損傷した打継目の粗度が小さいほどずれや剥落寸法が大きく損傷程度も大きいと想定できるが、実際の橋脚においては桁やレールの拘束の影響も大きく、ばらつきは大きいと考えられることがわかった。

### 4.5 実橋脚における打継目の性状

#### 4.5.1 概要

前項でも述べたとおり、被災に与える打継目の性状の影響は大きいと考えられる。そこで、存在する3基の無筋橋脚を対象に調査を行った。対象橋脚は昭和10年ごろに施工された経年約80年の橋脚である。図4.27に示すように1橋脚あたり5箇所のコア抜きを行い、形状測定・圧縮強度試験・1面せん断すべり試験等により打継目の性状を明らかにした。

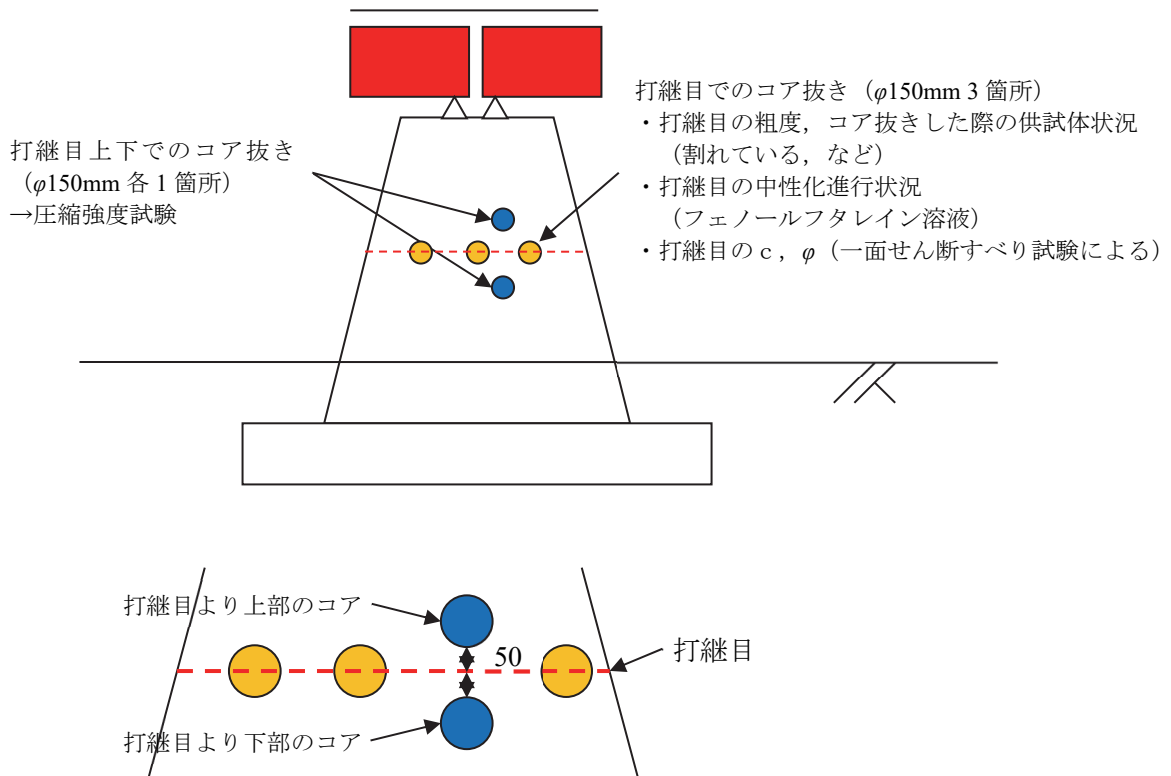


図 4.27 コア採取位置図



#### 4.5.2 現地状況および打継目コア状況

##### (1) A 橋脚

橋脚の状況は図 4.28 に示すとおりで、打継目は現場で容易に判別できた。打継目から採取したコアは、採取時には剥れずハンマーで軽く叩く程度の衝撃で打継目で剥れた。表面から 100 mm 程度までは打継目で剥れており凹凸がある。奥側はジャンカの影響で凹凸が著しい。中性化試験を実施した結果、中性化深さは 120mm でこの付近までは空気に触れていることから隙間があり密着、一体化していないと考えられる。奥側は他のコアも同様な凹凸を示しており施工時の打継目の仕上げが丁寧でなかったと推測される。圧縮強度は打継目より上部のコアで  $39.4\text{N/mm}^2$ 、打継目より下部のコアで  $33.5\text{N/mm}^2$  で現在新設される RC 橋脚と同程度以上のコンクリート強度を有している。



(a) 橋脚全景



(b) 打継目



(c) コア状況(1)



(d) コア状況(2)

図 4.28 A 橋脚

## (2) B 橋脚

橋脚の状況は図 4.29 に示すとおりで、打継目は現場で容易に判別できた。打継目から採取したコアは、採取時には剥れず地面に置いた際の衝撃で打継目で剥れた。表面から 180 mm 程度までは打継目で剥れている。奥側は打継目の少し上側で剥れており、上側のコンクリートの一部が剥がれて下側に残っており若干凹凸がある。中性化試験を実施した結果、表面より 140 mm 程度はまったく変色せずそれより奥側の変色はまばらであった。このことから表面側は隙間があり空気に触れていること、その奥側も打継目処理が不十分でノロやレイタンスにより完全には一体化していないと考えられる。圧縮強度は打継目より上部のコアで  $24.6\text{N/mm}^2$ 、打継目より下部のコアで  $23.9\text{N/mm}^2$  で現在新設される RC 橋脚と比較するとコンクリート強度は若干低い。



(a) 橋脚全景



(b) 打継目



(c) コア状況



図 4.29 B 橋脚



### (3) C 橋脚

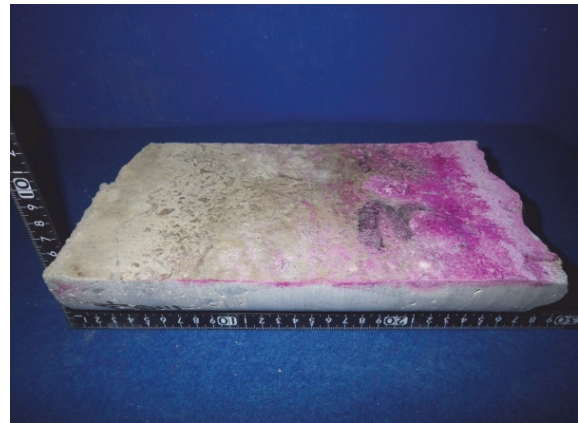
橋脚の状況は図 4.30 に示すとおりで、打継目は現場で容易に判別できた。打継目から採取したコアは、削孔終了時には剥れなかったが、ハンマーとシノを使ってコアを奥側で折った際の衝撃で打継目できれいに剥れており平滑であった。中性化試験を実施した結果、B 橋脚と同様に奥側の変色がまばらで完全には一体化していないと考えられる。なお、打継目ではないコア表面側はほとんど中性化が進行しておらず、当時のコンクリートが固練りで品質がよかったものと考えられる。圧縮強度も打継目より上部のコアで  $34.0\text{N/mm}^2$ 、打継目より下部のコアで  $33.4\text{N/mm}^2$  と現在新設される RC 橋脚と同等以上のコンクリート強度で、上部と下部での強度差が小さいこともそれを示している。



(a) 橋脚全景



(b) 打継目



(c) コア状況

図 4.30 C 橋脚

#### 4.5.3 打継目の粗度

打継目は各橋脚や表面側か奥側かといった位置により粗さが大きく異なる．そこで，表面粗度を定量的に評価するため数値化を行う．安全側の評価となるよう，各橋脚で採取したコアのうち最も平滑な箇所を選んで試験体を作製した．供試体は $\phi 150\text{mm}$ ， $L=100\text{mm}$ とした．粗度の測定は，前項と同様に型取りゲージを用いて行い，幅 $150\text{mm}$ の供試体に対して3測線を計測した．測定ピッチは $1\text{mm}$ で $0.5\text{mm}$ の精度で読み取った．読み取った結果は各測線ごとに最小二乗法により基準線を設定し，基準線と測定点の差で評価を行った．指標は前項と同様とした．供試体写真および形状測定結果を図4.31～4.33に示す．表4.6に形状の測定結果の一覧，図4.34に表面粗度の比較結果を示す．A橋脚，B橋脚の粗度は比較的大きく，C橋脚の粗度は小さいことがわかった．

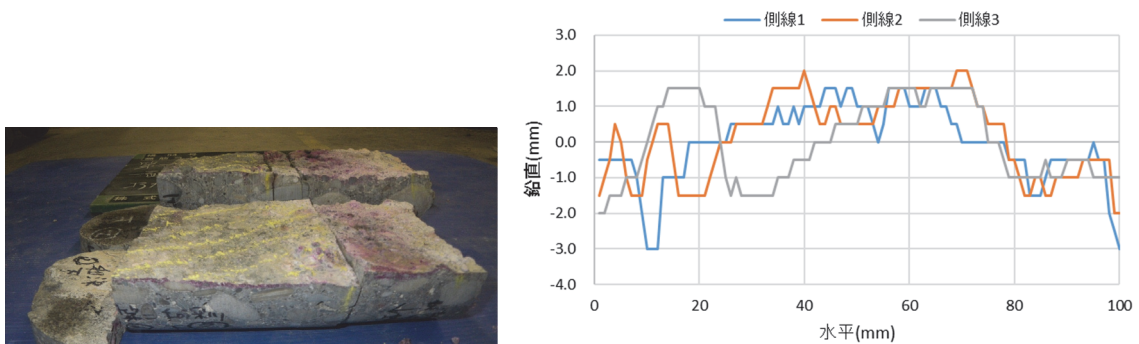


図 4.31 供試体写真および表面粗度の測定結果 (A 橋脚)

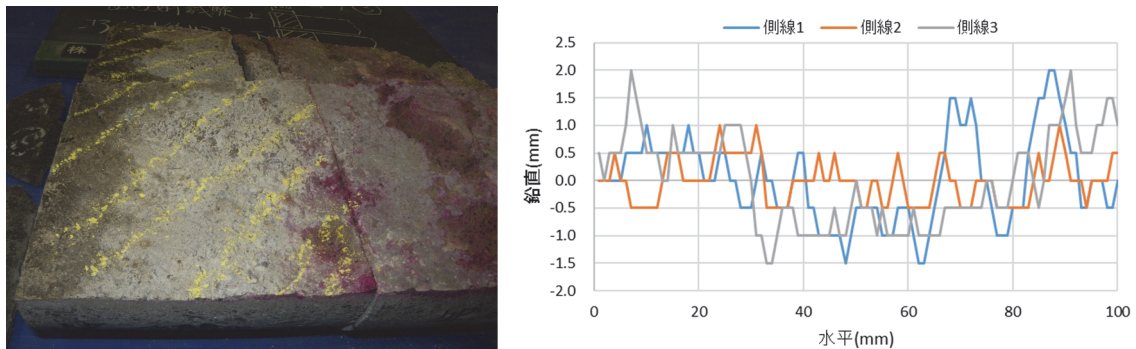


図 4.32 供試体写真および表面粗度の測定結果 (B 橋脚)

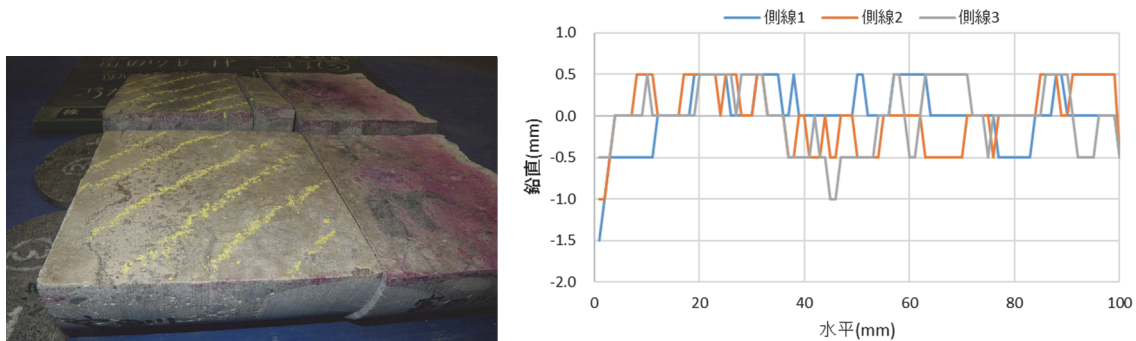


図 4.33 供試体写真および表面粗度の測定結果 (C 橋脚)

表 4.6 表面粗度の測定結果一覧

		標準偏差	JRC (Z2)	JRC (V)	算術平均粗さ (Ra)	二乗平均根高さ (Rq)	最大山 (Rp)	最大谷 (Rv)	最大高さ粗さ (Rz)	平均高さ (Rc)	10点平均粗さ (Rzjis)	平均山高さ (Rpm)
A 橋 脚	側線 1	1.1	22.7	21.0	0.8	1.1	1.5	-3.0	4.5	1.4	1.1	1.5
	側線 2	1.1	21.2	17.6	1.0	1.1	2.0	-2.0	4.0	1.6	1.5	2.0
	側線 3	1.1	15.5	20.2	1.0	1.1	1.5	-2.0	3.5	1.4	1.1	1.5
	平均	1.1	19.8	19.6	0.9	1.1	1.7	-2.3	4.0	1.4	1.2	1.7
B 橋 脚	側線 1	0.8	21.0	26.1	0.6	0.8	2.0	-1.5	3.5	1.1	1.3	1.5
	側線 2	0.4	17.6	23.8	0.3	0.4	1.5	-0.5	2.0	0.9	0.8	1.3
	側線 3	0.8	20.2	25.9	0.7	0.8	2.0	-1.5	3.5	1.0	1.3	2.0
	平均	0.7	19.6	25.3	0.6	0.7	1.8	-1.2	3.0	1.0	1.1	1.6
C 橋 脚	側線 1	0.4	9.6	12.9	0.2	0.4	0.5	-1.5	2.0	0.8	0.5	0.5
	側線 2	0.4	13.2	16.9	0.3	0.4	0.5	-1.0	1.5	0.6	0.6	0.5
	側線 3	0.4	11.9	14.4	0.3	0.4	0.5	-1.0	1.5	0.7	0.6	0.5
	平均	0.4	11.6	14.7	0.3	0.4	0.5	-1.2	1.7	0.7	0.5	0.5

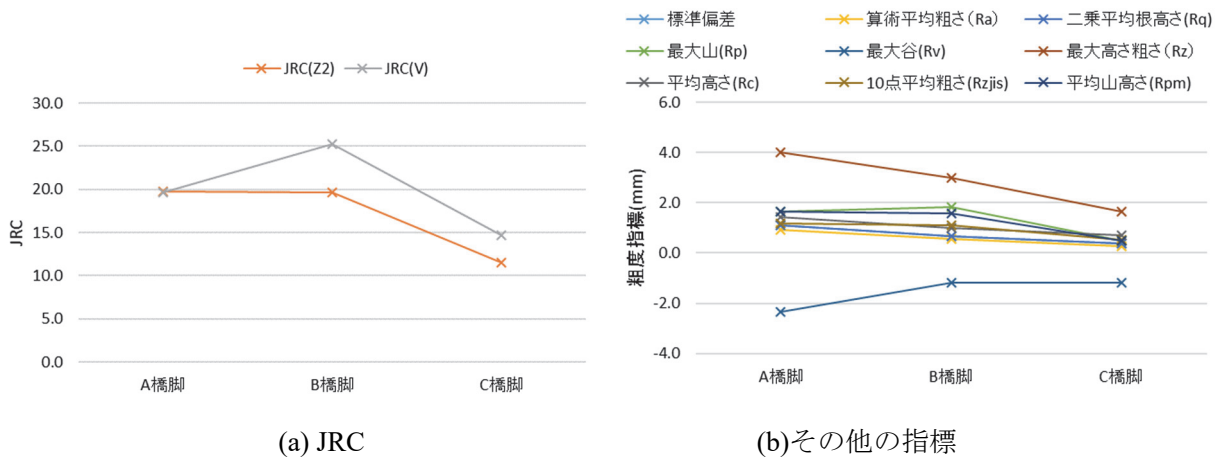


図 4.34 表面粗度の測定結果の比較

#### 4.5.4 一面せん断すべり試験

##### (1) 試験方法

前項で示した実橋脚から採取した打継目コアを用いて、鉛直荷重を変化させて一面せん断すべり試験を行った。試験のイメージを図 4.35 に示す。滑動開始時の水平力  $P$  を読み取り、打継目に作用するすべり応力  $\tau$  を求める。また、打継目に作用する鉛直力  $W$  から鉛直応力  $\sigma$  を求める。以上をグラフにプロットし、最小二乗法により直線近似して  $c$  および  $\phi$  を求める (図 4.36)。鉛直力  $N$  は 500, 1300, 2200, 3000N (鉛直応力は 0.03, 0.09, 0.15, 0.20N/mm<sup>2</sup>) と設定している。中越地震で被災した魚野川橋梁の打継目に作用している鉛直応力は 0.09N/mm<sup>2</sup> 程度である。試験は同一の試験体を用いて、鉛直力を増やしながら繰り返し実施した。試験状況を図 4.37 に示す。



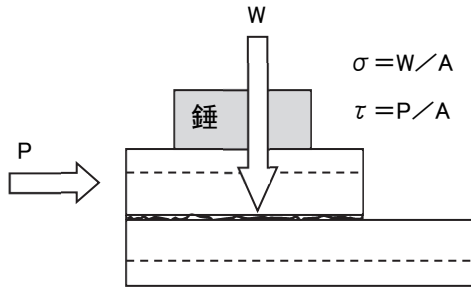


図 4.35 一面せん断すべり試験のイメージ

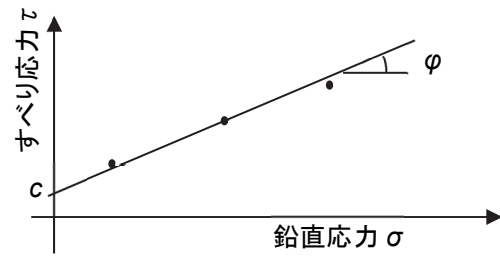


図 4.36 c, φ の求め方



図 4.37 一面せん断すべり試験状況

## (2) 試験結果

せん断すべり試験の結果，最も平滑な C 橋脚のコアは滑動が生じて  $c$  および  $\phi$  を求めることができた．他の供試体は鉛直力  $W$  の 1.5 倍の水平力  $P$  を作用させても滑動しなかった．

C 橋脚で得られた荷重変位曲線を図 4.38 に示す．初回に行った試験が上載荷重 500 N のケースで，すべり始めに最大水平力 688 N が生じその後 600 N まで低下した．2 回目に行った上載荷重 1300 N のケースでは明確なピークは発生せずなだらかな形状となっている．各鉛直荷重の結果を表 4.7 および図 4.39 に示す．最小二乗法により直線回帰すれば，式(4.6)に示すように  $\phi = 0.8034$ ， $c = 0.0162 \text{ N/mm}^2$  となった．1 回目（鉛直力 500 N）で凹凸が削られ粗度が低下したものと考え，2 回目以降の結果で回帰すると，式(4.7)に示すように  $\phi = 0.8726$ ， $c = 0.0016 \text{ N/mm}^2$  となった．

$$\tau = 0.8034 \sigma + 0.0162, \quad (1\sim 4 \text{ 回目}) \quad (4.6)$$

$$\tau = 0.8726 \sigma + 0.0016, \quad (2\sim 4 \text{ 回目}) \quad (4.7)$$

ここに， $\tau$ ：打継目に作用するすべり応力(N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma$ ：打継目に作用する鉛直応力(N/mm<sup>2</sup>)



また、各試験ケースにおいて、最大水平力を上載荷重で除して摩擦係数を算出した。ここで、常時作用している荷重と同程度の上載荷重 1300 N のケースでは摩擦係数 0.96、摩擦角  $43.72^\circ$  となった。

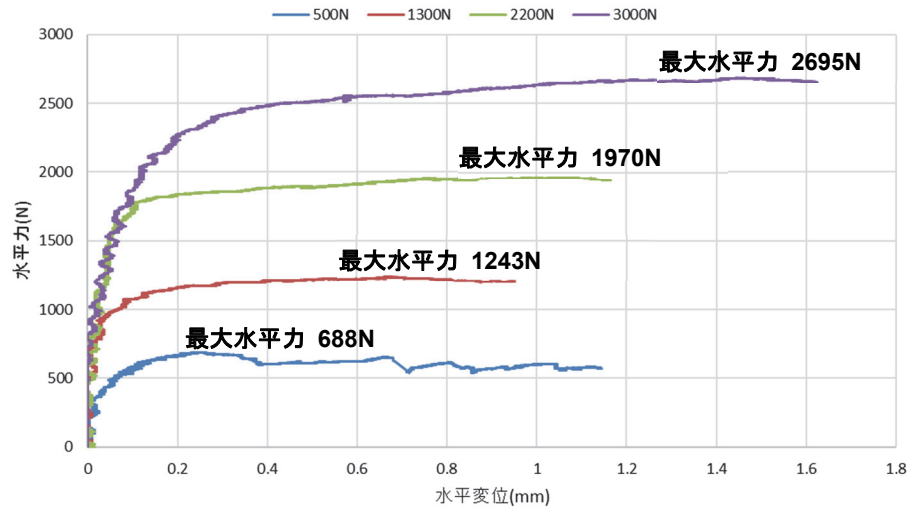


図 4.38 荷重変位曲線 (C 橋脚)

表 4.7 一面せん断すべり試験結果一覧

上載荷重 (N)	水平力 (N)	鉛直応力 (N/mm <sup>2</sup> )	すべり応力 (N/mm <sup>2</sup> )	摩擦係数	摩擦角 (°)
500	688	0.033	0.046	1.38	53.99
1300	1243	0.087	0.083	0.96	43.72
2200	1970	0.147	0.131	0.90	41.84
3000	2695	0.200	0.180	0.90	41.93

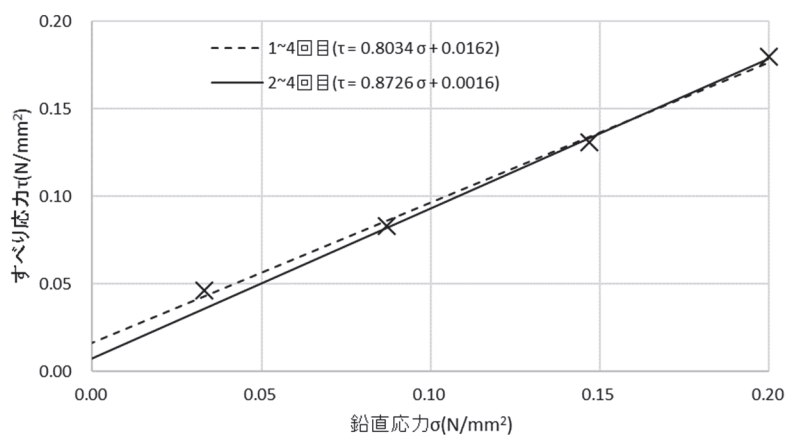


図 4.39 一面せん断すべり試験結果 (C 橋脚)

表 4.8 推定式での検証結果一覧

上戴荷重 (N)	水平力 (N)	鉛直応力 (N/mm <sup>2</sup> )	すべり応力 (試験値) (N/mm <sup>2</sup> )	すべり応力 (推定値) (N/mm <sup>2</sup> )
500	688	0.033	0.046	0.031
1300	1243	0.087	0.083	0.082
2200	1970	0.147	0.131	0.139
3000	2695	0.200	0.180	0.189

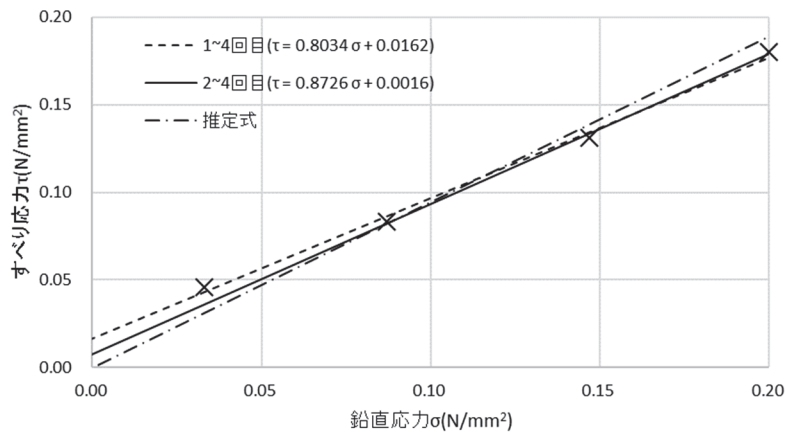


図 4.40 推定式での検証結果

### (3) 推定式との検証

ここで検討した粗度と摩擦との関係はこれまでに多くの研究がなされている<sup>21)</sup>。そこで、香取らの研究<sup>22)</sup>による 10 点平均粗さ  $R_{zjis}$  と摩擦との関係 (式(4.8)) により C 橋脚の摩擦係数について検証を行う。また、参考文献に用いられる単位系は重力単位系のためここでもそのまま用いるものとする。

$$\tau = (0.196 \cdot R_{zjis} + 1.429) \left( \frac{\sqrt{\sigma_B}}{30} \right) \sigma_n \quad (4.8)$$

ここに、 $\sigma_B$  はコンクリートの圧縮強度でコアの強度試験結果より上部の強度 34.0N/mm<sup>2</sup> と下部の強度 33.4N/mm<sup>2</sup> の平均値の 33.7N/mm<sup>2</sup>(345kgf/cm<sup>2</sup>) とした。 $\sigma_n$  は界面に作用する鉛直応力で死荷重時の 0.087 N/mm<sup>2</sup>(0.89kgf/cm<sup>2</sup>) とした。この結果、C 橋脚の  $R_{zjis}=0.5\text{mm}$  では 0.082N/mm<sup>2</sup>(0.84kgf/cm<sup>2</sup>) となる。試験で得られたすべり応力は 0.083N/mm<sup>2</sup> で非常に整合した結果となった。各鉛直応力度に対する結果を表 4.8 および図 4.40 に示す。

#### 4.5.5 まとめ

打継目の性状を明らかにすることを目的に、存在する 3 基の無筋橋脚を対象に調査を行い、形状測定・圧縮強度試験・1 面せん断すべり試験等を実施した結果以下のことがわかった。

- 1) 無筋橋脚の打継目は現地で容易に判別できた。

- 2) 打継目は完全には一体化されておらず，コア採取時や採取後の軽い衝撃で剥れた。
- 3) 打継目の凹凸といった形状のバラツキは非常に大きい。
- 4) 最も平滑な供試体で一面せん断すべり試験を行った結果，摩擦を推定する式が得られた。
- 5) その他の供試体では鉛直荷重の 1.5 倍以上の水平力を作用させても滑動しない。
- 6) 既往の研究成果の粗度と摩擦との推定式はすべり試験結果と一致した。

#### 4.6 東北地方太平洋沖地震で被災した無筋橋脚の再現解析

##### 4.6.1 概要

4.5 節で述べた 2011 年の東北地方東北地方太平洋沖地震で被災した無筋橋脚を対象に再現解析を実施する。解析は第 3 章で示したマニフォールド法(NMM)によって行った。具体的には解析ツール NMM-DDA プログラムを用いて NMM 要素でモデル化した。対象橋脚は最も大きなずれが生じている 2P 橋脚とした。

##### 4.6.2 モデル化

解析モデルを図 4.41 に入力に用いた物性値を表 4.9 に示す。コンクリートの強度は不明であるが圧縮強度  $18\text{N/mm}^2$  と想定して，新設される鉄道構造物に用いる設計基準（RC 標準<sup>23)</sup>）に基づき設定した。2次元解析のため，奥行き方向を  $1\text{m}$  とし躯体の単位体積質量はそのまま上部工は重量を桁面積で除しさらに躯体の奥行き方向の幅で除して入力した。境界条件は地盤底面を鉛直方向固定，側面を水平方向固定とした。地盤条件が不明なため側方地盤は N 値 10 の砂質土，支持地盤は N 値 50 の砂質土と仮定した。いずれの要素も弾性体としてモデル化した。なお，変位は打継目上部が右にずれる，時計回りに回転する方向を正(+)とした。なお，減衰は設定していない。

打継目の粗度に相当する入力値は摩擦角で次のとおり設定した。なお，粘着力や引張力は考慮していない。Case1 は第 5 章に示す縮小供試体でグラインダを用いて平滑な水平面に仕上げた打継目による値にあわせ摩擦角  $32.65^\circ$ （摩擦係数 0.64）とした。Case2 は 4.5 節に示す実橋脚の打継目から採取した供試体のうち最も平滑なものから得られた値で摩擦角  $43.72^\circ$ （摩擦係数 0.96）とした。その他 Case3： $60^\circ$ （摩擦係数 1.73），Case4： $70^\circ$ （摩擦係数 2.75），Case5： $80^\circ$ （摩擦係数 5.67），Case5： $85^\circ$ （摩擦係数 11.43）と設定した。

ペナルティ係数の値は次項の理論解との比較による検討を行った結果より，せん断ペナルティ  $5.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ ，鉛直ペナルティ  $5.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$  とした。

入力地震動は，4.3.5 項で示す KiK-net の観測点(FKSH20)で観測された加速度波形を基に，被害が発生している線路直角方向（方向角  $63^\circ$ ）に換算したものをモデル底面（GL-10m）に時間変化強制加速度として作用させた。なお，鉛直方向は計測値をそのまま作用させた。加速度波形および応答スペクトルを図 4.42 に示す。

解析結果は打継目に生じるずれと打継目上部の回転角を対象に取りまとめた，ずれは打継目上部（B 点）と躯体下端（A 点）との水平変位差で，回転角は打継目より上部の回転角で図 4.43 に示す算出値より式(4.9)により計算した。

$$\theta_v = \tan^{-1} \left( \frac{H}{V} \right) \quad (4.9)$$

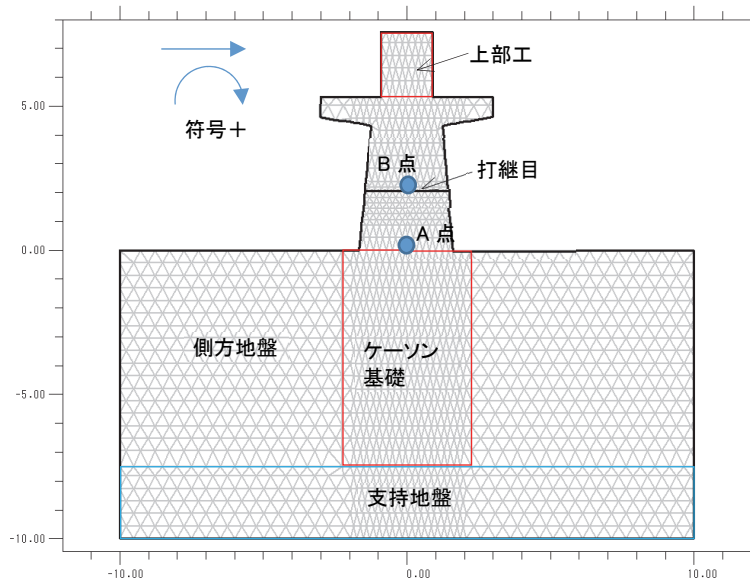
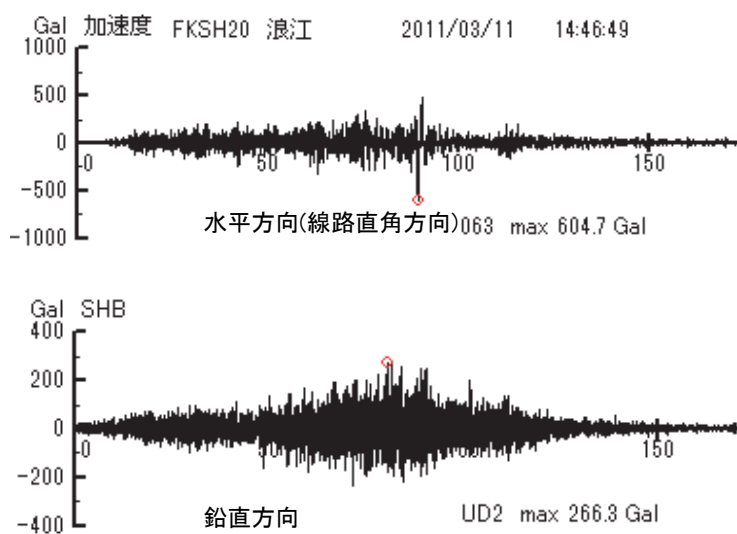


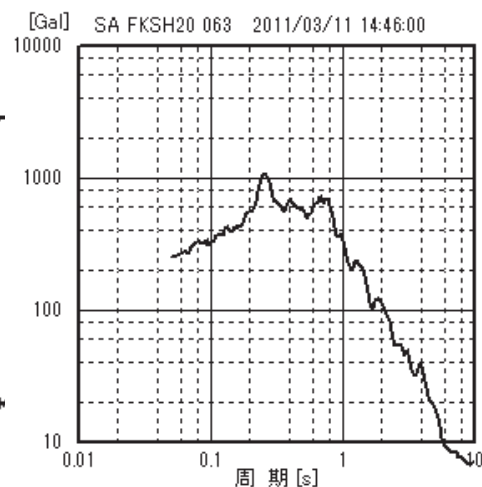
図 4.41 解析モデル

表 4.9 入力物性値

	コンクリート	上部工	側方地盤 N 値 10 砂質土	支持地盤 N 値 50 砂質土
単位体積質量 $\gamma$ ( $t/m^3$ )	2.30	3.22	1.80	2.00
ヤング係数 $E$ ( $kN/m^2$ )	$2.2 \times 10^7$	$2.0 \times 10^8$	$4.0 \times 10^4$	$2.0 \times 10^5$
ポアソン比	0.2	0.3	0.3	0.3
ペナルティ係数	垂直ペナルティ係数 せん断ペナルティ係数	$5.0 \times 10^5$ $kN/m^2$ $5.0 \times 10^4$ $kN/m^2$		



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.42 入力地震動

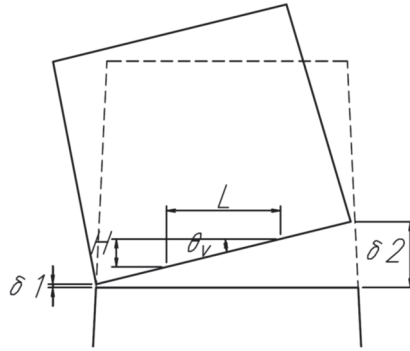


図 4.43 回転角の算出方法

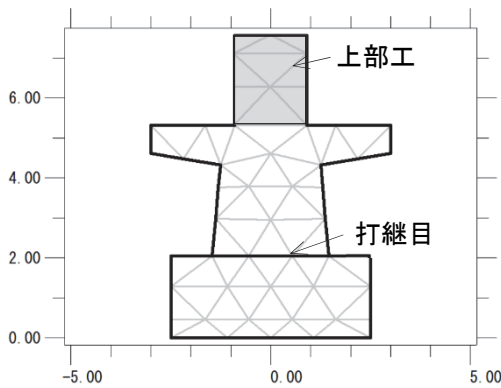


図 4.44 モデル図

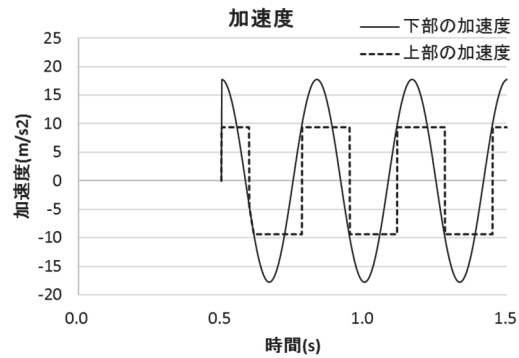


図 4.45 入力加速度波形

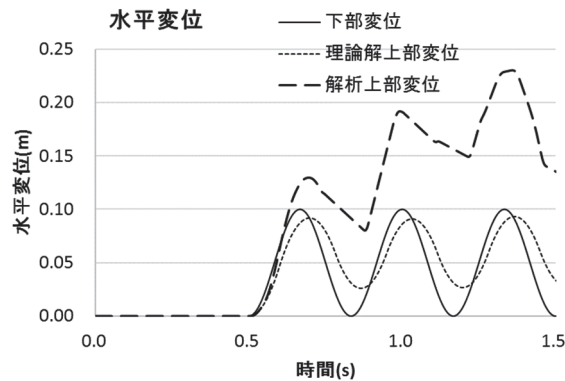


図 4.46 変位解析結果

#### 4.6.3 理論解との比較によるペナルティ係数の決定

3.4.2 項と同様な手法によりペナルティ係数を決定する。解析モデルは図 4.44 に示すとおりで、2P 橋脚の躯体を取り出したものを基本としつつ、ずれにより下部よりはみ出し打継目に生じる鉛直応力度が偏り解析精度が低下することを防ぐため、実際の形状より打継目下部を大きくしたもので、モデル下端に正弦波の加速度を作用させた。なお、摩擦係数は Case2 の  $43.72^\circ$  とした。

図 4.45 に入力した加速度波形を図 4.46 に解析結果を示す。第 4 章で行ったような水平力による鉛直応力度のアンバランスが生じないような扁平な形状の場合とは異なり、重心位置までの高さが高くロッキングによる鉛直応力度の不均一に起因すると思われるが、理論解の変位と完全に一致する係数はなかった。しかし、本検討では変位の変曲点が比較的近似できた垂直ペナルティ係数  $5.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ 、せん断ペナルティ係数  $5.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$  を採用値とした。

#### 4.6.4 メッシュサイズに対する検討

解析を行う上では計算時間を削減するためになるべくメッシュサイズを粗くし要素数を減らしたい。そこで、メッシュサイズが解析結果に与える影響を確認するため、メッシュサイズを5通りに変化させて検討を行った。各ケース名はメッシュサイズに関する入力パラメータの値を示す。

各ケースのモデル図を図4.47に示す。入力値は前項と同じで垂直ペナルティ係数  $5.0 \times 10^5 \text{kN/m}^2$ 、せん断ペナルティ係数  $5.0 \times 10^4 \text{kN/m}^2$  としている。解析結果を図4.48に示す。前項と同様に理論解との一致はなかったものの解析モデルのメッシュサイズが小さくした方が理論解に近づく結果となった。しかしS-20とS-30との差は小さいため、計算時間も考慮し図4.47(d)に示すS-20と同程度のメッシュサイズで今後の検討を行うこととする。

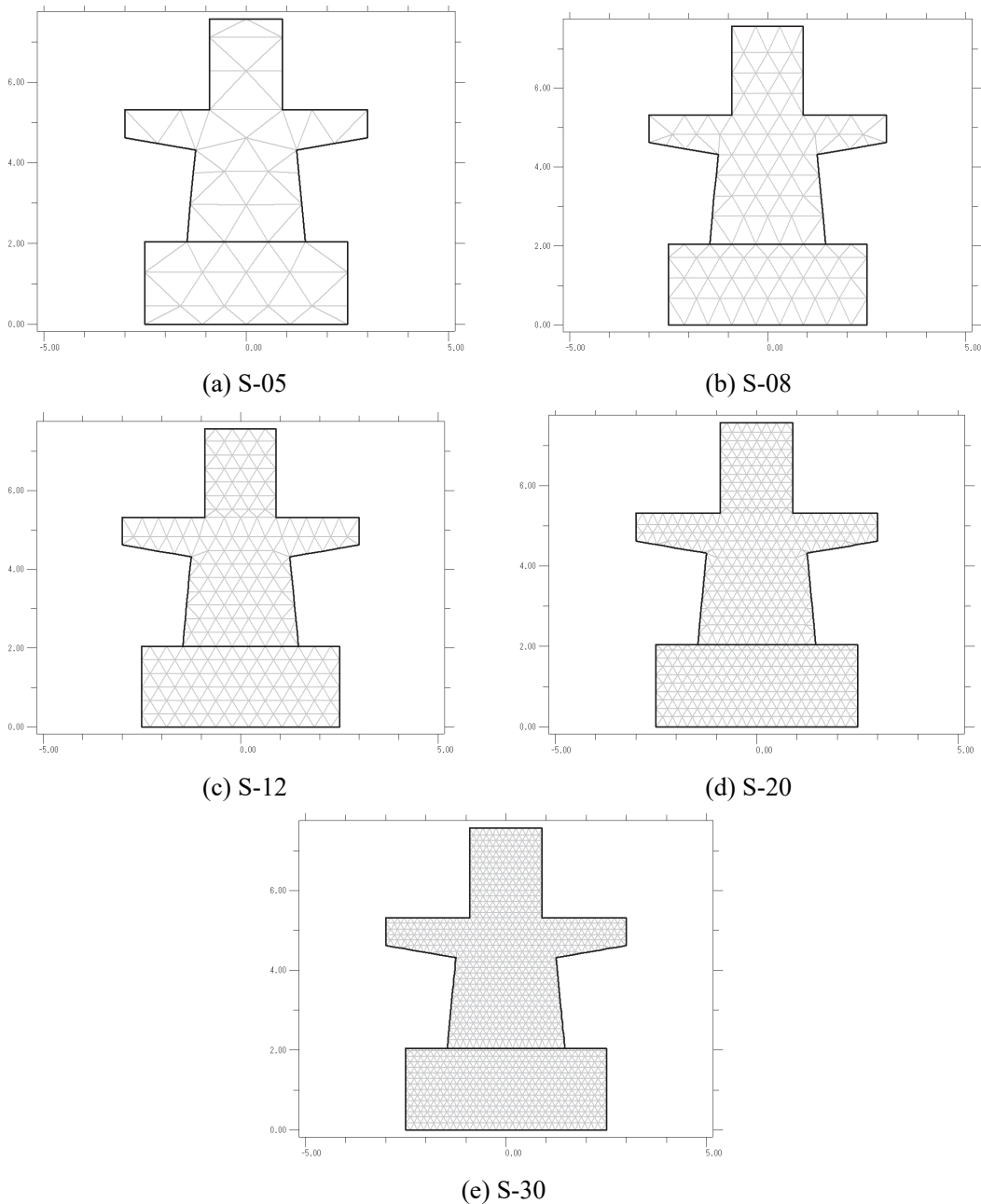


図 4.47 解析モデル

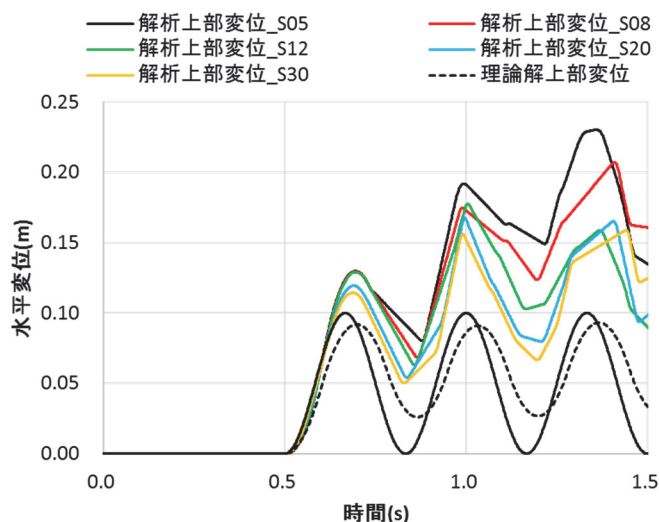


図 4.48 変位解析結果

#### 4.6.5 再現解析結果

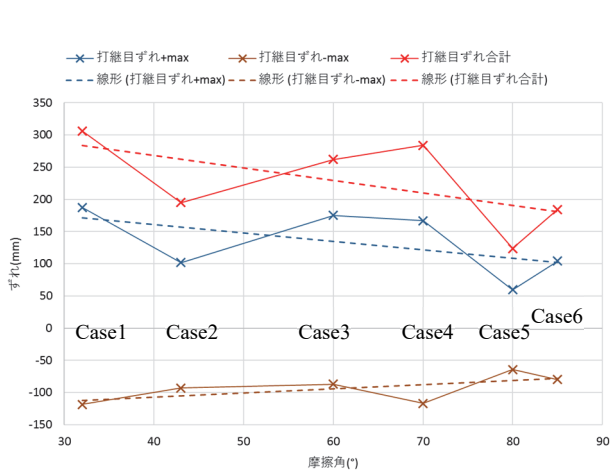
再現解析結果の内、打継目に生じたずれおよび打継目上部の回転角を表 4.10 および図 4.49 に示す。値は解析全ステップにおける正方向、負方向それぞれの最大値を示し合計は全体の振幅を示している。解析終了時のずれ（残留ずれ）は図 4.50 の時刻歴に示すように全ケースにおいて非常に小さな値となったため評価しないこととした。

打継目での水平ずれは Case2 の正側が小さく算出されているものの概ね摩擦角に反比例する結果となっている。また、最大回転角も水平ずれと同様に摩擦角に反比例しており、水平挙動、回転挙動ともにすべりにくくなることにより小さくなっている。

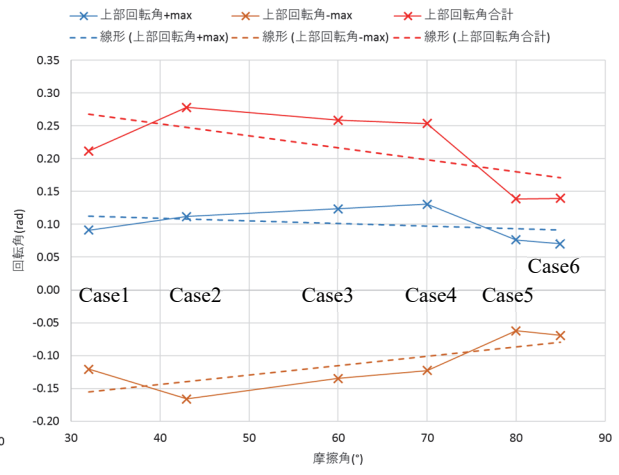
実際の 2P 橋脚の残留ずれ+370 mmと比較すると最大ずれ，残留ずれは小さな値となっている。これは、地盤条件が不明で仮定の値として線形で入力していること等により構造物への入力動が実際と異なっていることが原因と考えられる。

表 4.10 解析結果一覧

Case	最大 静止摩擦角 (°)	打継目ずれ (mm)			上部回転角 (rad)		
		+max	-max	合計	+max	-max	合計
1	32	188	-119	306	0.0913	-0.1206	0.2119
2	43	102	-93	195	0.1119	-0.1662	0.2781
3	60	175	-87	262	0.1236	-0.1350	0.2586
4	70	167	-117	284	0.1305	-0.1229	0.2534
5	80	60	-64	124	0.0764	-0.0623	0.1387
6	85	104	-80	184	0.0705	-0.0692	0.1397

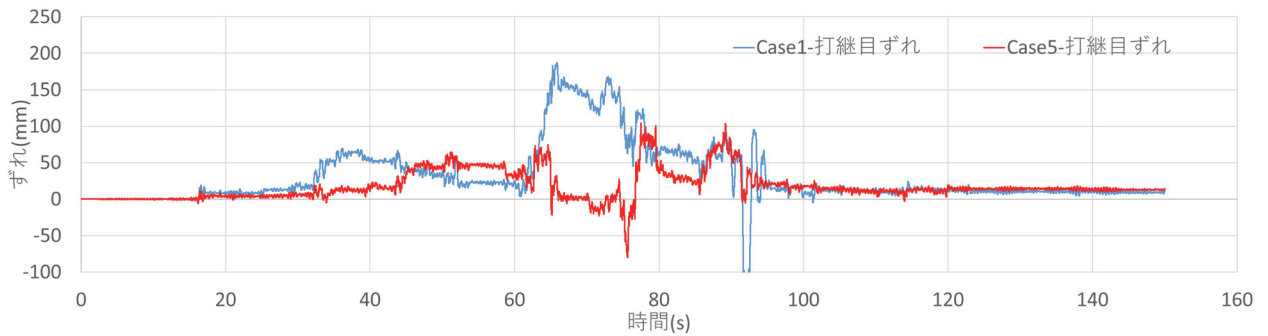


(a) 打継目ずれ

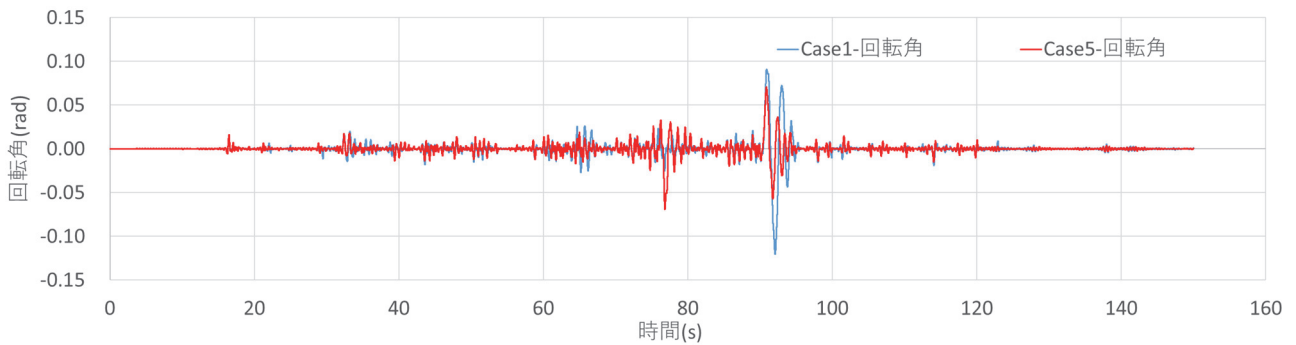


(b) 最大回転角

図 4.49 解析結果の概要



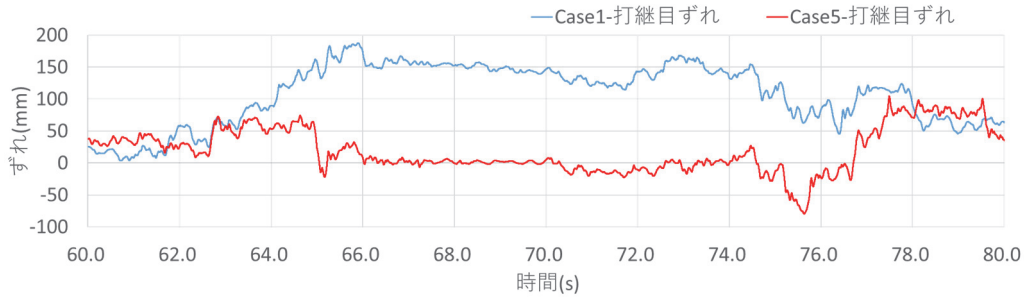
(a) 水平ずれ時刻歴



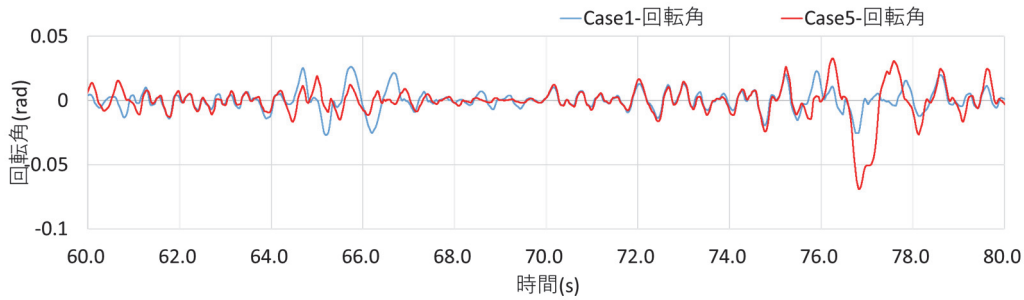
(b) 回転角時刻歴

図 4.50 解析結果時刻歴

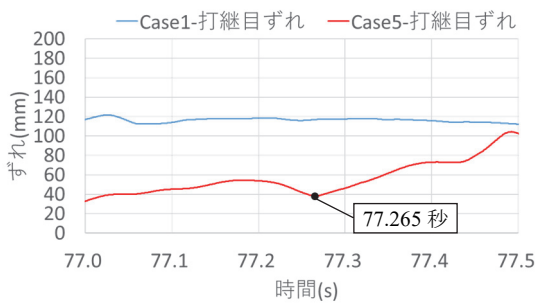




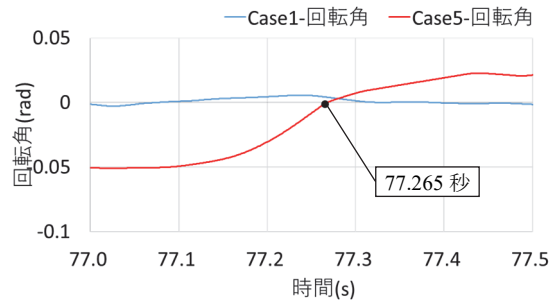
(a) 水平ずれ時刻歴(60~80s)



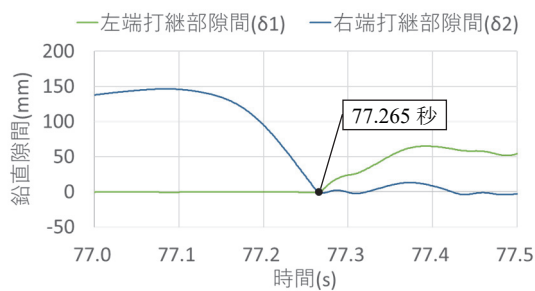
(b) 回転角時刻歴(60~80s)



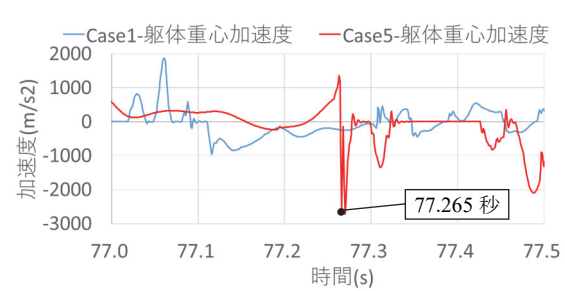
(c) 水平ずれ時刻歴(77~77.5s)



(d) 回転角時刻歴(77~77.5s)



(e) 打継目の鉛直隙間時刻歴(77~77.5s)



(f) 打継目上部躯体の加速度時刻歴(77~77.5s)

図 4.51 解析結果時刻歴 (詳細)

図 4.50(a)に摩擦角が最も小さな Case1 と最も大きな Case5 の打継目水平ずれ時刻歴を重ね書きしたものを示す。比較すると概ね摩擦角の大きな Case5 のずれが小さい。図 4.50(b)の回転角時刻歴と対比すると、両ケースともに大きなずれが生じている時刻では回転も大きいことが確認できる。そのため、打継目の水平ずれは回転挙動と関係して生じるものと推測できる。そこで、ずれ

の差が大きい範囲を拡大して図 4.51 に示す。回転挙動が比較的一致している 67~76 秒の間では水平ずれも一致しているが、回転挙動が異なる 64~67 秒および 76~78 秒では水平ずれの推移も異なっている (図 4.51(a)(b))。そこで挙動の異なる 77~77.5 秒をさらに拡大して示す。図 4.51(c)のずれ時刻歴に黒丸で示す 77.265 秒より打継目ずれが増加している。図 4.51(d)の回転角時刻歴に示す同時刻の黒丸により回転角が 0 であり図 4.51(e)より打継目の鉛直方向の隙間が 0 となっていることがわかる。図 4.51(f)に打継目より上部躯体の重心位置における加速度を示す。こちらも黒丸の 77.265 秒において Case1 とは異なるスパイク状の大きな加速度が作用している。また、図 4.51(e)の鉛直隙間を見ると 77.265 秒以降では右端の隙間( $\delta_2$ )も正の値を示している。隙間  $\delta_1$ ,  $\delta_2$  は左右端部における鉛直方向の隙間 (図 4.43 中の  $\delta_1$ ,  $\delta_2$ ) で、いずれも正(+)であれば打継目上部が浮いて打継目で接触していないことを示しており摩擦が生じていない。これは、図 4.51(f)に示す加速度でも 77.265 秒のスパイク状の加速度が生じた以降 77.3 秒付近までの加速度が非常に小さいことでも確認できる。

以上より、打継目の水平ずれは回転挙動と組み合わせられて生じ、これまで浮いて接触していなかった打継目が接触した瞬間に生じる瞬間的な大きな摩擦力による加速度によりずれが生じ始め、接触後の反発により再度打継目上部が浮いて摩擦が生じていない状況においてずれが増加しているものと想定できる。そのため摩擦角  $85^\circ$  (摩擦係数 11.43) という非常に大きな摩擦角であってもずれが生じていると考えられる。

#### 4.6.6 コンクリート強度に対する検討

前項の解析ではコンクリートの物性値が不明であるため、ヤング係数は現在の重力式擁壁等の無筋構造物に標準的に用いられている  $18\text{N/mm}^2$  の設計基準強度を用いて RC 標準より決定した。RC 標準には表 4.11 に示すように設計基準強度に対するヤング係数が示されており  $18\text{N/mm}^2$  の設計基準強度に対応したヤング係数  $2.2 \times 10^7 \text{kN/m}^2$  を入力値とした。しかし、4.5 節に示す実橋脚から採取したコアでは最大  $39.4\text{N/mm}^2$  の圧縮強度が得られている。そこで、コンクリート強度を 30,  $40\text{N/mm}^2$  としてヤング係数を算出して解析を行うことで、コンクリート強度が解析結果に与える影響を確認する。検討ケース及び検討結果の概要を表 4.12、図 4.52 に示す。コンクリート強度およびヤング係数が大きくなるにつれ、打継目に生じるずれが小さく、上部回転角が若干大きくなる傾向が得られた。ここで、打継目に生じるずれに着目すれば、強度を低めに設定することが望ましい。このため、今後の検討ではコンクリート強度が不明の場合には下限値と考えられる  $18\text{N/mm}^2$  を用いることとする。

表 4.11 コンクリートのヤング係数  $E_c$  ( $\text{kN/mm}^2$ )<sup>23)</sup>

コンクリートの種類	設計基準強度 $f'_{ck}$ ( $\text{N/mm}^2$ )							
	18	24	30	40	50	60	70	80
普通骨材コンクリート	22	25	28	31	33	35	37	38
軽量骨材コンクリート	13	15	16	19	-	-	-	-

表 4.12 検討ケースおよび結果一覧

Case	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート ヤング係数 $E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	打継目ずれ (mm)			上部回転角 (rad)		
			+max	-max	合計	+max	-max	合計
1	18	$2.2 \times 10^7$	188	-119	306	0.0913	-0.1206	0.2119
2	30	$2.8 \times 10^7$	165	-67	232	0.0905	-0.1268	0.2173
6	40	$3.1 \times 10^7$	154	-112	266	0.1292	-0.1086	0.2378

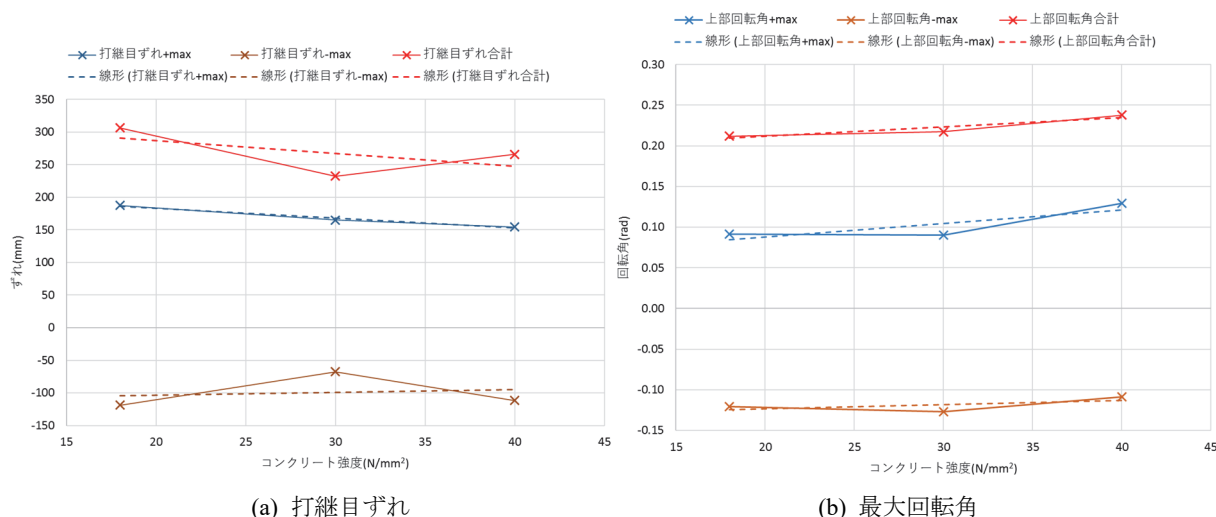


図 4.52 解析結果の概要

#### 4.6.7 上部工の拘束に対する検討

被害状況の調査の中で、実際の構造物では橋脚躯体は桁やレールで拘束されており、特に変位が小さい橋台に近接している橋脚は他の橋脚に比べて拘束の影響が大きいと考察した。そこで、本項では前項の再現解析に拘束する上部工を模したブロックを追加して解析し影響を確認する。

解析モデルは図 4.53 に示すとおりで拘束ブロックの長さは上部工の支間に合わせた。また、拘束ブロックと橋脚との間には 10mm の隙間を設けた。拘束を模擬したブロックの物性値は表 4.13 に示すとおりで実際の上部工の質量や剛性を再現したものである。実際の支承には隙間もあり完全に固定されているわけではないが、解析プログラム上の制約により固定度の設定はできないため拘束ブロックの弾性ケースを 1/10, 1/100 に低減させて模擬したケースも解析した。

本来、拘束ブロックの端部（図 4.53 の地震動入力ライン 2）に入力すべき地震動は、着目した橋脚（図 4.53 の地震動入力ライン 1）に入力する地震動とは異なる平面的な距離による位相差を考慮したものであるが、解析プログラム上の制約により異なる地震動の入力はできないため、拘束ブロックに地震動を入力せず固定したケースと着目橋脚と同じ地震動を入力したケースの検討を行った。

入力している地震波は観測値のため長周期成分に含まれるノイズ等のドリフト成分が含まれており、観測波をそのまま入力した前項の解析では最終的に 10m 程度モデル全体が移動している。この場合拘束ブロックとの間で変位差が生じるため、地震動に 1Hz のローカットフィルタをかけてドリフト成分を除去した。その結果、最終的な移動量も 0.17m と小さくなった。入力地震動に

よる変位時刻歴を図 4.54 に示す. このドリフト成分の処置により前項の解析結果とは異なることに注意する必要がある.

表 4.14 に検討ケースの一覧と結果概要を, 図 4.55 に打継目ずれの時刻歴を示す. 拘束ブロックを固定し剛性を大きくした Case1-0 では図 4.54 に示す入力変位がそのまま逆転して打継目にずれが生じており拘束効果が非常に大きいことがわかる. 同様に拘束ブロックに地震動を入力し剛性を大きくした Case2-0 では打継目にずれはほとんど生じておらず拘束効果が大きいことがわかる. それに対して, 剛性を小さくした他のケースではそれぞれ異なったずれを生じており拘束の影響があることがわかる. 図 4.56 に最終ステップでの変位図を示す. 拘束ブロックの剛性の最も大きな Case 1-0, 2-0 では変位があまり生じず, 次に拘束ブロックの剛性の大きな Case 1-1, 2-1 では拘束により躯体が傾斜している状態で固定されていることがわかる. 実際の被災状況事例ではこういった現象はないため上部工の剛性を過大評価していると思われる. 拘束ブロックの剛性の最も小さな Case 1-2, 2-2 では拘束ブロックが変形することで躯体の傾斜は生じておらず実際の被災事例を再現していると考えられる. これらの検討結果より, 上部工の拘束によりずれが変化することはわかるもののその傾向は一定ではなく, 定性的に拘束の影響があることはわかるものの定量的に拘束の効果によりどのようにずれが変化するかを評価することは困難であることがわかった.

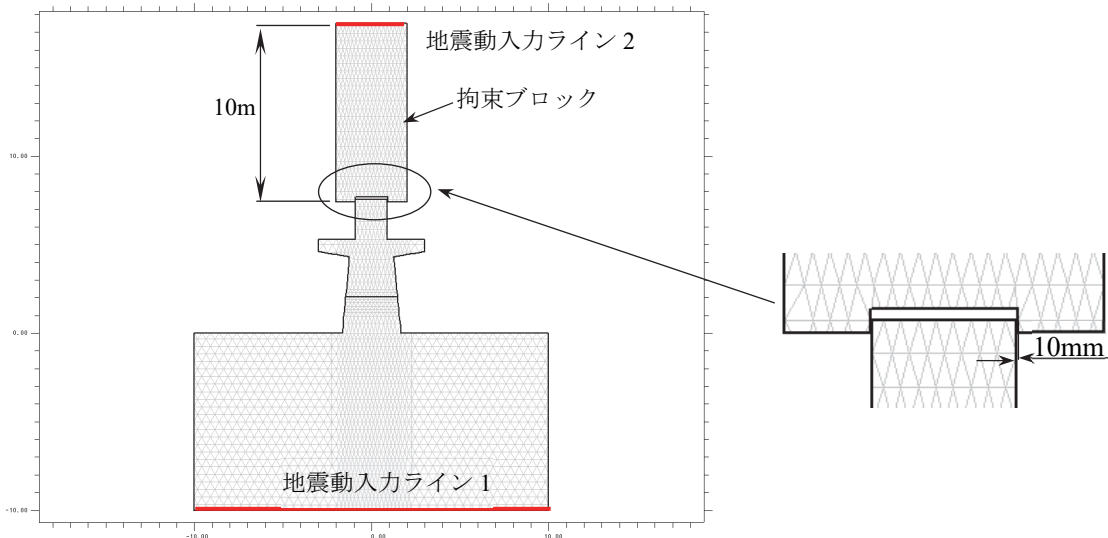


図 4.53 上部工の拘束を模擬した解析モデル

表 4.13 拘束ブロックの入力物性値一覧

単位体積質量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	0.34
基本のヤング係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.54 \times 10^6$
ポアソン比	0.3

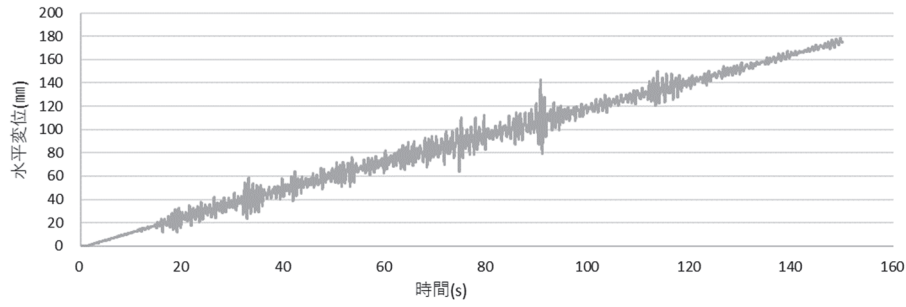


図 4.54 入力地震動による入力点の変位時刻歴

表 4.14 解析ケースおよび結果概要一覧

Case	拘束ブロック	拘束ブロックの ヤング係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	最大ずれ(+側) (mm)	残留ずれ (mm)
拘束なし	-	-	117	-56
1-0	固定	$1.54 \times 10^6$	1.5	-138
1-1	固定	$1.54 \times 10^5$	220	208
1-2	固定	$1.54 \times 10^4$	252	124
2-0	地震動	$1.54 \times 10^6$	28	2.9
2-1	地震動	$1.54 \times 10^5$	427	418
2-2	地震動	$1.54 \times 10^4$	287	226

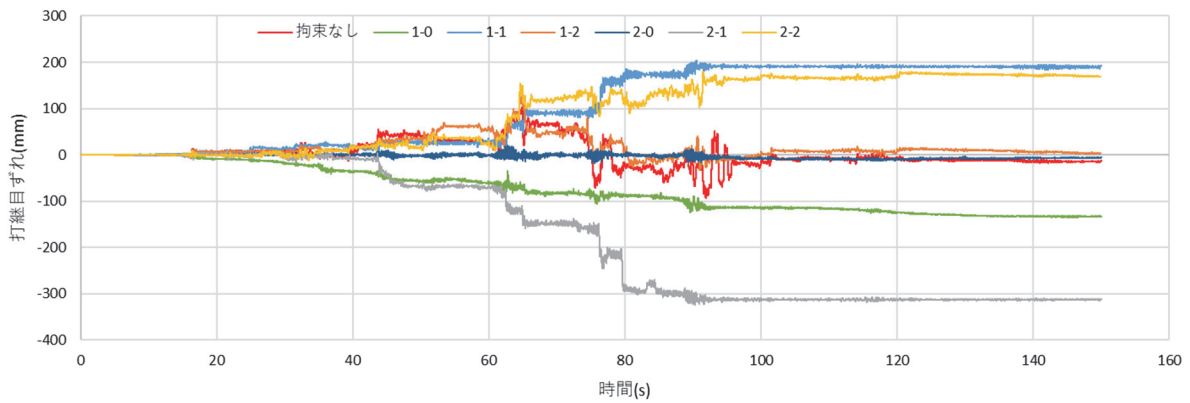


図 4.55 打継目水平ずれ時刻歴

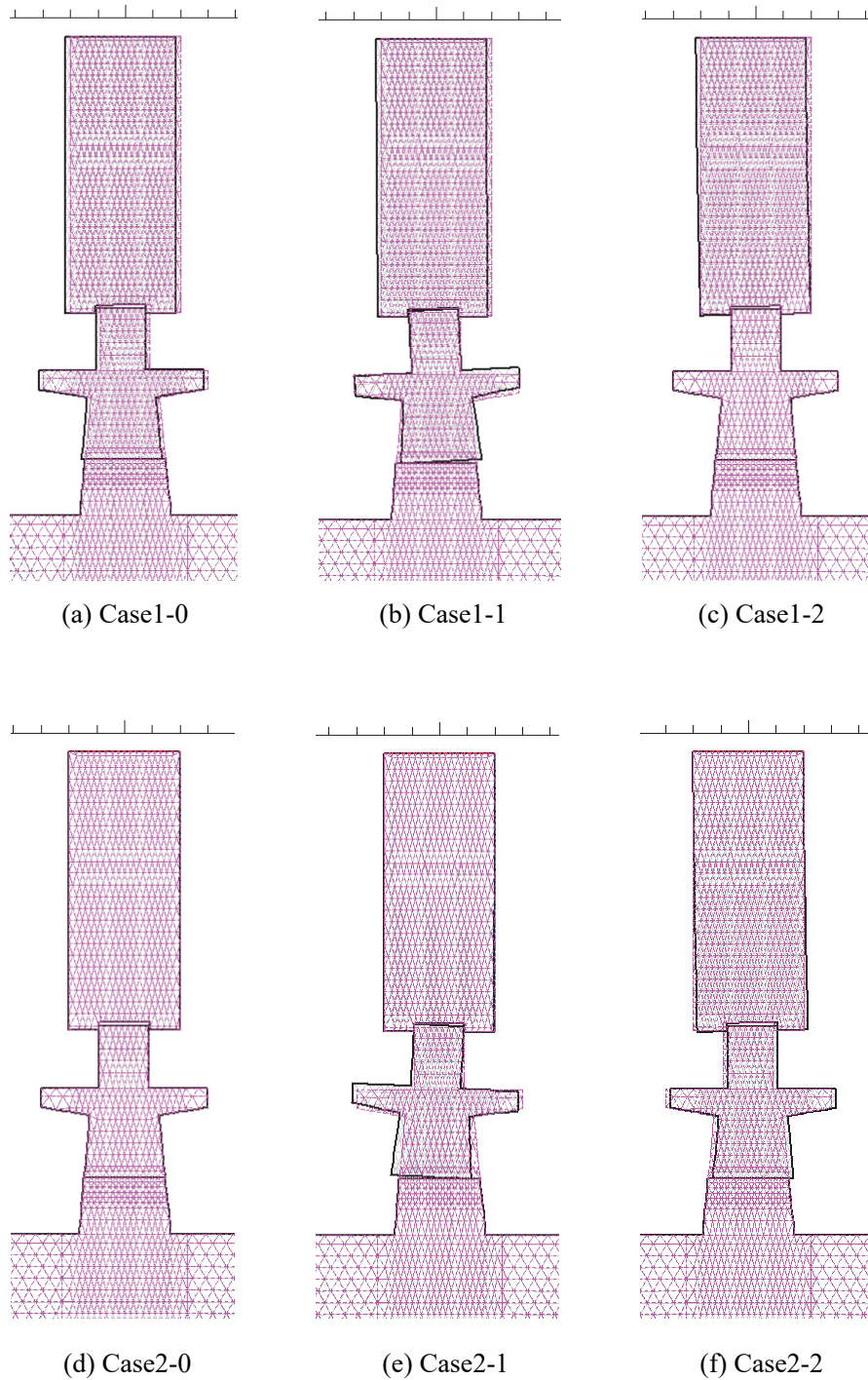


図 4.56 最終ステップでの変位図

#### 4.6.8 異なる地震動を作用させた場合の検討

本項では地震動の特性や鉛直動が挙動に与える影響を確認するため、異なる地震動が作用した場合の検討を行う。解析モデルや物性値は前項までと同様で打継目の摩擦角は Case1 の  $43.72^\circ$  とした。地震には活断層のずれにより生じる内陸型とプレート境界で生じる海洋型の 2 種類がある。東北地方太平洋沖地震は海洋型のため、ここではそれと異なる内陸型地震を作用させて検討する。入力する地震動は図 4.57 に示す兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で記録されたもの（以降 鷹

取波という)で水平方向にはNS成分を用いた。最大加速度は水平成分 605.5gal 鉛直成分で 279.3gal である。一般的に内陸型地震では鉛直動の影響も大きいと言われているため鉛直動を考慮したケースと考慮しないケースで比較も行った。

解析結果の打継目水平ずれの時刻歴を図 4.58 に、上部回転角の時刻歴を図 4.59 に示す。鉛直動を考慮した場合には鉛直動を考慮しない場合に比べて、非常に大きな打継目の水平ずれが生じ最終的に転倒してしまう結果となった。最終的な転倒モードに入った 6.58 秒の変位図を図 4.60 に示す。この時点での打継目水平ずれは鉛直動を入力した場合に 465mm、入力しない場合で 174mm と大きく異なっている。これにより支点となる端から上部の重心位置までの距離が小さくなり限界転倒角が小さくなったと考えられる。

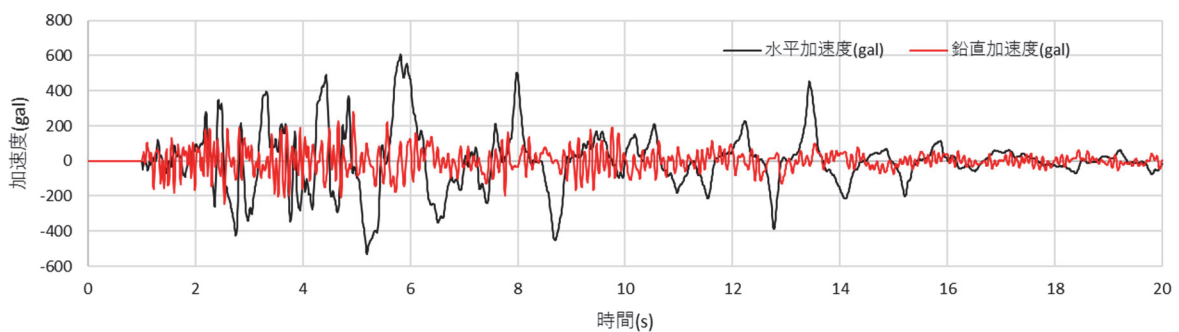


図 4.57 入力地震動（兵庫県南部地震（鷹取波））

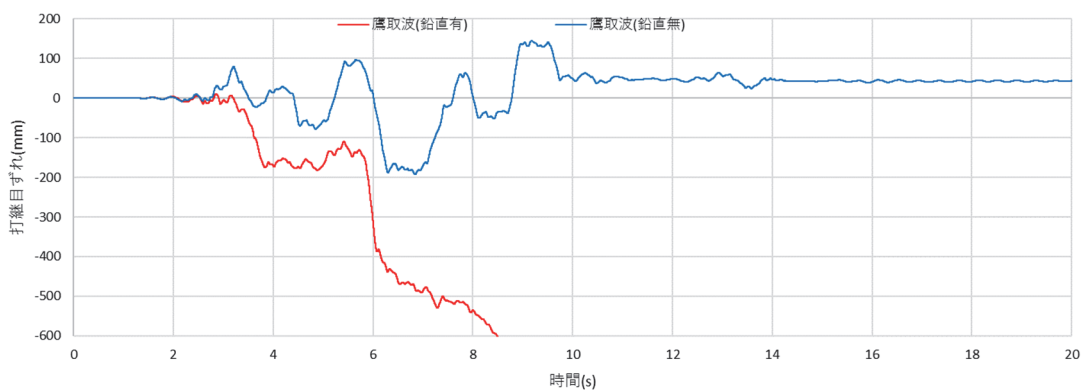


図 4.58 打継目水平ずれ時刻歴

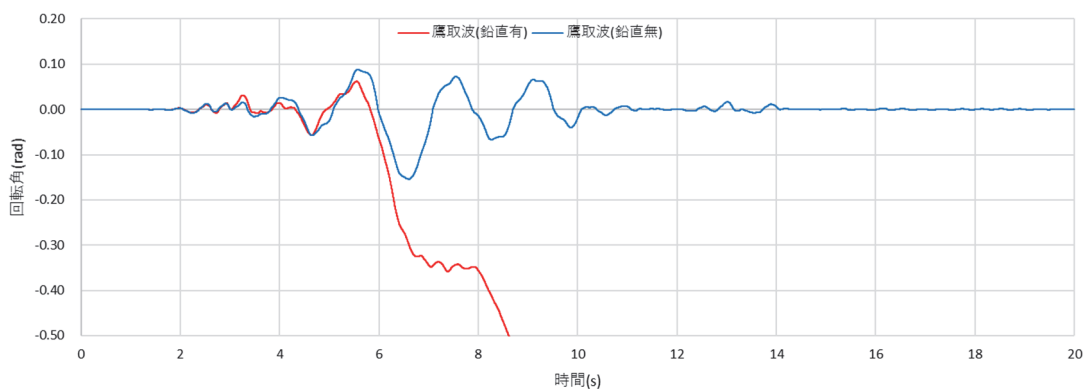


図 4.59 上部回転角時刻歴



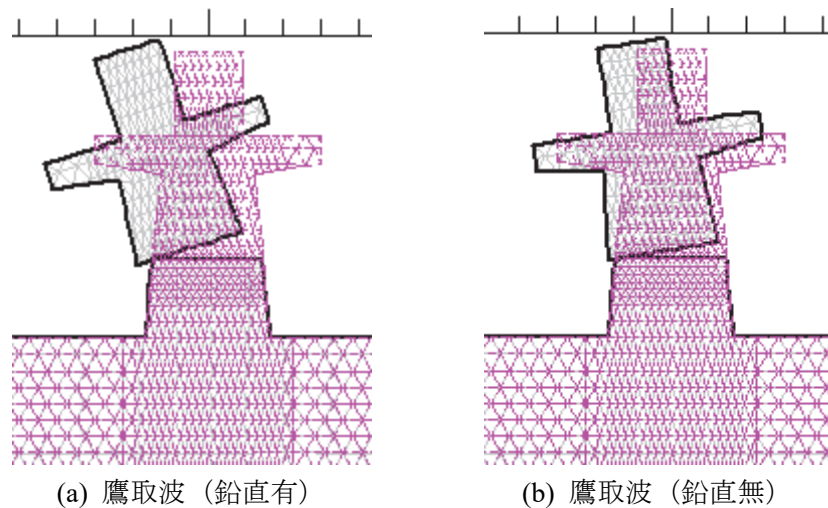


図 4.60 変位図(6.58 秒)

#### 4.6.9 まとめ

東北地方太平洋沖地震で被災した無筋橋脚を対象に NMM により再現解析を実施した結果、以下のことがわかった。

- 1) 理論解との比較を行った結果、水平力による鉛直応力度のアンバランスが生じないような扁平な形状の場合とは異なり理論解と完全に一致するペナルティ係数はなかった。
- 2) メッシュサイズの異なる解析モデルで理論解との比較を行った結果、メッシュサイズが小さい方が理論解に近づくが一定以上小さくしてもその差は小さい。
- 3) 再現解析の結果は実際の残留ずれ+370 mmと比較すると最大ずれ、残留ずれは小さな値となっている。これは、地盤条件が不明で仮定の値として線形で入力していること等により構造物への入力地震動が実際と異なっていることが原因と考えられる。
- 4) 再現解析の結果、摩擦角(粗度)が小さいほど打継目での水平ずれや打継目上部の回転角が大きくなる。
- 5) 打継目の水平ずれは回転挙動と組み合わせられて生じ、これまで浮いて接触していなかった打継目が接触した瞬間に生じる瞬間的な大きな摩擦力による加速度によりずれが生じ始め、接触後の反発によると思われる打継目上部が浮いて摩擦が生じていない状況においてずれが増加しているものと想定できる。そのため摩擦角  $85^\circ$  (摩擦係数 11.43) という非常に大きな摩擦角であってもずれが生じていると考えられる。
- 6) 上部工の拘束によりずれが変化することはわかるもののその傾向は一定ではなく、定量的に拘束の効果によりどのようにずれが変化するかを評価することは困難である。
- 7) 兵庫県南部地震で観測された鉛直動を考慮した JR 鷹取波を作用させた場合、鉛直動を入力しない場合に比べて非常に大きな打継目の最大水平ずれが生じ、最終的に転倒してしまう結果となった。これは、鉛直動を考慮することにより打継目の水平ずれが大きくなり限界転倒角が小さくなったためと考えられる。



#### 4.7 本章で得られた結論

本章では、これまでの無筋橋脚の地震による被害事例を調査し、損傷の方向や打継目の性状との関係について検討した。さらに実橋脚における打継目の性状の調査や、NMMによる被災した橋脚の再現解析を行うことで、地震時の挙動や損傷メカニズムについて検討を行った。その結果以下の知見が得られた。

- 1) 無筋橋脚の地震による代表的な被害は、打継目での貫通ひび割れや水平ずれ、打継目下部コンクリートの剥落である。
- 2) 水平ずれや下部コンクリートの剥落は全て線路直角方向に発生している。これは、線路方向は橋桁で結ばれており桁のストラット効果により線路直角方向のみに損傷が生じたものと考えられる。
- 3) 地震により打継目で損傷した場合、ずれや剥落寸法等の損傷の程度は損傷した打継目の粗度と関係があり、損傷した打継目の粗度が小さいほどずれや剥落寸法が大きく損傷程度も大きいと想定できるが、実際の橋脚においては桁やレールの拘束の影響も大きく、ばらつきは大きいと考えられる。
- 4) 実際の無筋橋脚を対象に調査を行った結果、無筋橋脚の打継目は、現地で容易に判別できた。また、打継目は一体化されていないものもありコア採取時や採取後の軽い衝撃で剥れた。打継目の凹凸といった形状のバラツキは非常に大きいものの、最も平滑な供試体で一面せん断すべり試験を行った結果、摩擦係数を推定する式が得られた。その他の供試体では鉛直荷重の1.5倍以上の水平力を作用させても滑動しなかった。既往の研究成果の粗度と摩擦係数との推定式はすべり試験結果と一致した。
- 5) NMMにより実橋脚をモデルに理論解との比較を行った結果、水平力による鉛直応力度のアンバランスが生じないような扁平な形状の場合とは異なり理論解と完全に一致するペナルティ係数はなかった。またメッシュサイズの異なる解析モデルで理論解との比較を行った結果、メッシュサイズが小さい方が理論解に近づくが一定以上小さくしてもその差は小さい。
- 6) 被災した橋脚をモデルとした再現解析の結果は実際の残留ずれ+370 mmと比較すると最大ずれ、残留ずれは小さな値となっている。これは、地盤条件が不明で仮定の値として線形で入力していること等により構造物への入力地震動が実際と異なっていることが原因と考えられる。
- 7) 再現解析の結果、摩擦角（粗度）が小さいほど打継目での水平ずれや打継目上部の回転角は大きくなる。
- 8) 打継目の水平ずれは回転挙動と組み合わされて生じ、これまで浮いて接触していなかった打継目が接触した瞬間に生じる瞬間的な大きな摩擦力による加速度によりずれが生じ始め、接触後の反発によると思われる打継目上部が浮いて摩擦が生じていない状況においてずれが増加しているものと想定できる。そのため摩擦角  $85^\circ$ （摩擦係数 11.43）という非常に大きな摩擦角であってもずれが生じていると考えられる。
- 9) 上部工の拘束によりずれが変化することはわかるもののその傾向は一定ではなく、定量的に拘束の効果によりどのようにずれが変化するかを評価することは困難である。
- 10) 兵庫県南部地震で観測された鉛直動を考慮した鷹取波を作用させた場合、鉛直動を入力しない場合に比べて非常に大きな打継目の最大水平ずれが生じ最終的に転倒してしまう結果とな

った。これは、鉛直動を考慮することにより打継目の水平ずれが大きくなり限界転倒角が小さくなったためと考えられる。

### 【参考文献】

- 1) 宮城県ホームページ“宮城県沖地震の概要” <http://www.pref.miyagi.jp/soshiki/kikitaisaku/ks-nizihigai-miyagioki.html>(2019年6月23日確認)
- 2) 土木学会東北支部 1978 宮城県沖地震調査委員会(1980). 1978年宮城県沖地震調査報告書 pp.155-207.
- 3) 伯野元彦, 飯田昌弘, 鈴木崇伸, 岩下和義(1983). 1983年日本海中部地震調査報告—土木関係を主として— 東京大学地震研究所彙報 第58巻 4号 pp.879-926.
- 4) 日本国有鉄道 鉄道技術研究所(1984). 1983年日本海中部地震調査報告 pp.149-162.
- 5) 気象庁ホームページ“平成7年(1995年)兵庫県南部地震の概要” [http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/1995\\_01\\_17\\_hyogonanbu/](http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/1995_01_17_hyogonanbu/)(2019年6月23日確認)
- 6) 気象庁ホームページ“日本付近で発生した主な被害地震(平成8年以降)” <http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/higai/higai1996-new.html#higai1996>(2019年6月23日確認)
- 7) 菅野俊介, 米倉亜州夫(2002). 2000年鳥取県西部地震および2001年芸予地震被害調査 WG コンクリート工学年次論文集 Vol.24 No.1 pp.39-42.
- 8) 西日本旅客鉄道米子支社(2001). 鳥取県西部地震鉄道復旧記録誌
- 9) 東日本旅客鉄道構造技術センター(2005). SED-STRUCTURAL ENGINEERING DATA- 2005-8 No.24 特集「新潟県中越地震と鉄道」 pp.104-108.
- 10) 鋪屋幸一, 波場志郎, 渡辺弘治, 木伏正人, 天木儀一(2006). 新潟県中越地震により被災した無筋コンクリート橋脚の災害復旧 土木学会年次学術講演会講演概要集 第61巻 4号 pp.703-704.
- 11) 東北の鉄道震災復興誌編集委員会(2012). よみがえれ!みちのくの鉄道～東日本大震災からの復興の軌跡～
- 12) 坂岡和寛, 荒巻智, 小山倫史, 橋本涼太(2019). 東北地方太平洋沖地震により被災した無筋コンクリート橋脚の調査および再現解析について コンクリート工学会コンクリート工学年次論文集 第41巻 2号 pp.1021-1026.
- 13) National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (2019), NIED K-NET, KiK-net, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, doi:10.17598/NIED.0004
- 14) K-NET / KiK-net 観測波形解析 WAVEANA Ver4.2 <http://www5b.biglobe.ne.jp/~t-kamada/CBuilder/waveana.htm> (2019年8月15日確認)
- 15) 土木学会芸予地震被害調査団. 2001年3月24日芸予地震被害調査報告 <http://www.jsce.or.jp/report/13/01/report.pdf> (2019年6月23日確認)
- 16) Barton, N. (1973). *Review of a new shear-strength criterion for rock joints*. Eng. Geology, Vol.7, pp.287-332.
- 17) 地盤工学会(1999). 地盤工学ハンドブック p.256.

- 18) Tse, R. and Cruden, D. M. (1979). *Estimating joint roughness coefficients*. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Anstr., Vol.16, pp.303-307.
- 19) 村田澄彦, 斎藤敏明(1997). フラクタルモデルによる岩盤不連続面の表面粗さ評価法について 資源と素材 Vol.133 pp.555-560.
- 20) オリンパスホームページ  
[https://www.olympus-ims.com/ja/knowledge/metrology/roughness/2d\\_parameter/](https://www.olympus-ims.com/ja/knowledge/metrology/roughness/2d_parameter/), (2019/7/6 確認)
- 21) 坂岡和寛(2019). コンクリートの打継目のせん断伝達に関する研究事例 コンクリート工学 Vol.57 No.8 pp.604-611.
- 22) 香取慶一, 林静雄, 榎谷貴光, 牛垣和正(1998). コンクリート接合面の粗さを用いた接合面せん断耐力の推定と滑り変位挙動 日本建築学会構造系論文集 第 507 号 pp.107-116.
- 23) 鉄道総合技術研究所(2004). 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 p.79.

## 第5章 縮小供試体および試験片を用いた試験および再現解析

### 5.1 本章の概要

これまでの被災例では、前述のように打継目での水平方向の貫通ひび割れやずれ、打継目下部コンクリートの剥落が生じているが、地震時の挙動や破壊形態については明らかとなっていない。

本章では既往地震において被災事例の多い、打継目を有する無筋コンクリート橋脚を模擬した縮小供試体およびそれに移動制限装置を設置した縮小供試体を製作し、静的試験ならびに大型振動台を用いた動的試験を行い、破壊形態や地震時の挙動および移動制限装置の効果を検証する。また、NMMにより動的試験の再現解析を行い再現性の確認を行った。

### 5.2 供試体および移動制限装置の概要

対象とする橋脚は図 1.1 に示す 2004 年新潟県中越地震で打継目でのずれが生じた無筋橋脚とし、振動台の容量より 1/2.5 に縮小して試験を行った。供試体の形状を図 5.1 に示す。

供試体は打継目処理の方法や移動制限装置の有無を変えた 3 体とした (表 5.1)。打継目処理は図 5.2 に示す 2 タイプとした。タイプ A は打継目より下部のコンクリートを打込み、こて仕上げし、硬化後にグラインダを用いて平滑な水平面に仕上げた。打継目より上部は下型枠を用いて製作し硬化後に下部コンクリートに載せることにより、打継目ですべりやすくしたものである。タイプ B は打継目より下部のコンクリートを打込み、こて仕上げし、レイトンス除去等の打継ぎ処理は行わず硬化後にそのまま上部コンクリートを打込んだもので付着のある打継目を模したものである。下部コンクリート硬化後の打継目の状況を図 5.3 に示す。打継目に白色のレイトンスが生じていることが確認できる。無筋橋脚が多く建設された当時の施工基準は昭和 6 年に発行された土木学会 鉄筋コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>で打継目について以下のように記載されている。

#### 第 35 条 打足し

既に硬化せるコンクリートに接して新規のコンクリートを打足す場合には、其の填充に先立ち型枠を締直し、硬化せるコンクリートの表面を責任技術者の指示に従ひて粗にし、レイトンス及び雑物を完全に掃除し、過剰ならざる程度に充分に潤すべし。次にセメント糊状體又は配合よきモルタルを塗り付け、之が凝結し始めざる前にコンクリート填充し、舊コンクリートと密着する様施工すべし

この記述は現在のコンクリート標準示方書<sup>2)</sup>と大差ないものである。しかし、実際の既設橋脚の打継目では一体となっていない場合もあることから、今回の供試体の施工では打継目処理を行わずそのまま打ち継いだ場合の打継目強度の低下程度を確認することとした。

使用したコンクリートは設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  で配合を表 5.2 に示す。なお、コンクリート打込み後 2 ヶ月程度経過で実施した圧縮強度試験では、平均  $27.69\text{N/mm}^2$  の結果であった。鋼棒には SS400 を使用した。

縮小供試体に密度調整を行っていない一般的なコンクリートを用いたことから、相似則より着目する打継目より上部の重量や慣性力は実際の橋脚に比べて  $1/2.5^3$  倍、打継目に作用する応力度は  $1/2.5$  倍となる。このため、振動台加振による水平力では付着のあるタイプ B は破壊しない。そこで、タイプ B は動的試験に先立ち静的に水平力を作用させることで打継目を破壊し、粗な破断

面の打継目を有する状態で試験を行った。

平滑に仕上げ最もすべりやすい打継目のタイプ A と、粗ですべりにくく実際の橋脚に近い打継目と考えられる破断したタイプ B の両方での挙動や移動制限装置の効果を検証することで、ばらつきの大きい実際の橋脚への適用性が広がると考えた。

移動制限装置は図 5.1 に各色で示す通りの鋼棒を用いたものとし、No.2 は  $\phi 40\text{mm}$ ,  $L=480\text{mm}$ , 2本の鋼棒を供試体製作時にコンクリートの打込みと一体的に設置した。No.3 は  $\phi 30\text{mm}$ ,  $L=360\text{mm}$ , 4本の鋼棒を静的打継目破壊試験を行った後に実橋脚と同様の施工手順で設置した。なお、鋼棒の遊間は被災した後の復旧性を考慮して 20mm とした。

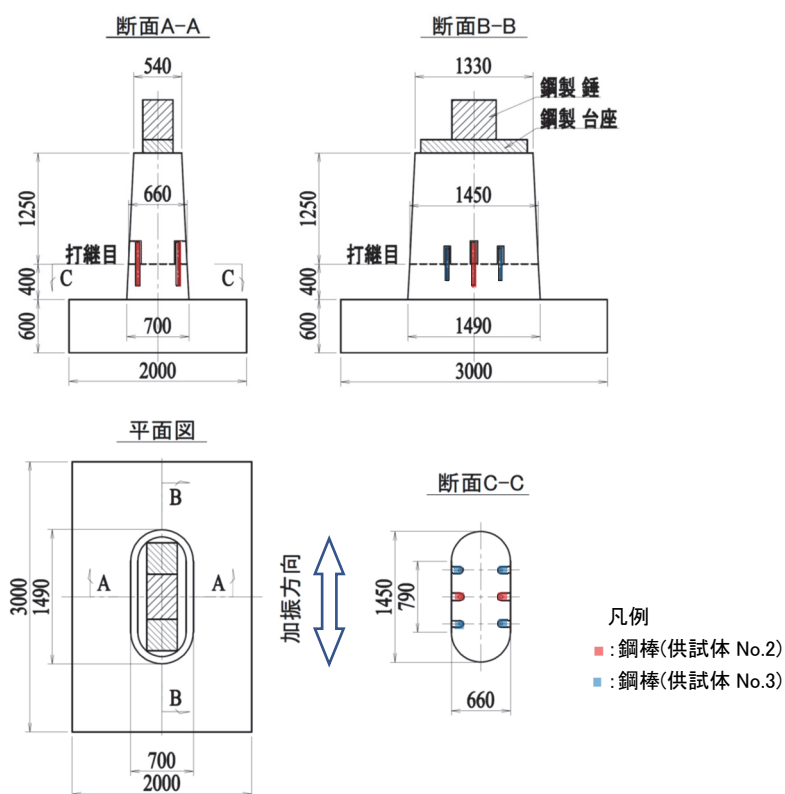
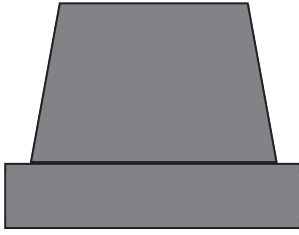


図 5.1 供試体形状図

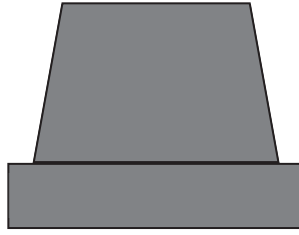
表 5.1 製作供試体一覧

供試体 No.	打継目処理	移動制限装置	実施した試験
1	タイプ A	なし (無対策)	静的一面せん断すべり試験, 動的試験
2	タイプ A	鋼棒 $\phi 40\text{mm}$ 2 本 遊間 20mm	動的試験
3	タイプ B	鋼棒 $\phi 30\text{mm}$ 4 本 遊間 20mm (破壊後設置)	割裂引張強度試験 (コア), 静的打継目破壊試験, 静的一面せん断すべり試験, 動的試験

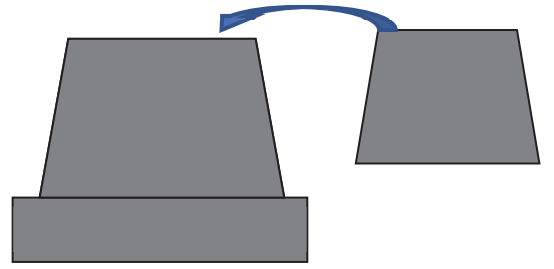
①フーチング、躯体(打継目より下側部分)の製作



②打継目部分の処理  
硬化後、グラインダーにより平滑に仕上げた



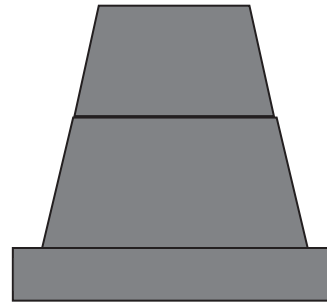
③打継目上側、別途製作して載せる



(a) タイプ A

②硬化後、打継処理を行わず  
上側コンクリートの打ち込み

①フーチング、躯体(打継目より下側部分)の製作



(b) タイプ B

図 5.2 打継目処理

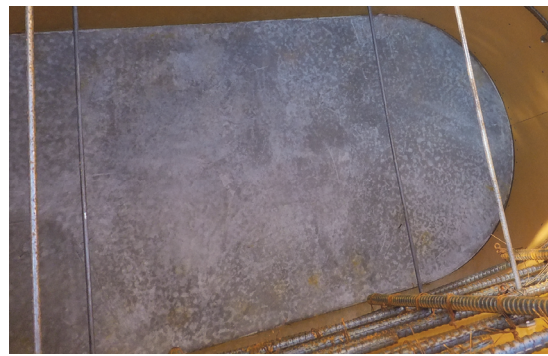


図 5.3 打継目の状況

表 5.2 供試体に用いたコンクリートの配合

コンクリートの種類による記号	呼び強度	スランプ (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類による記号	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)
普通	24	18	20	N	58.5	4.5
細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					
	水	セメント	細骨材① 砂	細骨材② 砕砂	粗骨材	混和剤 (AE 減水剤)
48.3	183	313	589	251	940	3.13



### 5.3 割裂試験および静的打継目破壊試験

#### 5.3.1 テストピースによる割裂試験

大型振動台を用いた動的試験に先立ち、打継目の強度を確認するため付着のあるタイプ B の供試体 No.3 の打継目部からテストピースを採取し「JIS A 1113: 2006 コンクリートの割裂引張強度試験方法」に従い割裂引張強度試験を実施した。また、供試体製作時の同じコンクリートを使用して製作した打継目のないテストピース 4 体も試験を実施し比較を行った。試験状況を図 5.4 に示す。

打継目があるテストピースの試験では、打継目を載荷板直交方向に配置して打継目に引張応力が生じるように載荷した（図 5.4(b)）結果、打継面に沿って破壊面が形成されることが確認できたので（図 5.4(c)）、本試験によって打継目の引張強度をおおよそ推定できていると考えられる。結果を表 5.3、図 5.5 に示す。平均値で比較すると打継目の引張度は、 $0.90\text{N/mm}^2$  で、打継目でない部位（以下、一般部という）の引張強度  $2.49\text{N/mm}^2$  の 36%程度であった。これにより、被災時には一般部と比べて強度の低い打継目が弱点となり損傷する可能性が高いことが推定できる。なお、図 5.4 に示す RC 標準<sup>3)</sup>とは、別に実施した圧縮強度  $27.69\text{N/mm}^2$  より現在新設される鉄道構造物の設計に用いる設計基準に示されるコンクリートの引張強度の推定式を用いて算出した値で、 $2.105\text{N/mm}^2$  である。



(a) コア採取状況



(b) 割裂引張強度試験

(c) 破壊状況

図 5.4 打継目の割裂引張強度試験状況



表 5.3 割裂引張強度試験結果一覧

打継面	名称	直径 $\phi$ (mm)	長さ $L$ (mm)	最大荷重 $P$ (N)	引張強度 $f$ (N/mm <sup>2</sup> )
有	C1L1	98.9	206	32620	1.019
	C2L1	99	203	27900	0.884
	C1L2	98	205.3	17320	0.548
	C2L2	98.7	202.5	36300	1.156
	平均	—	—	—	0.902
無	No.1	99.7	201	86700	2.754
	No.2	99.9	201	84300	2.673
	No.3	100.1	200	57300	1.822
	No.4	99.8	201	85570	2.716
	平均	—	—	—	2.491

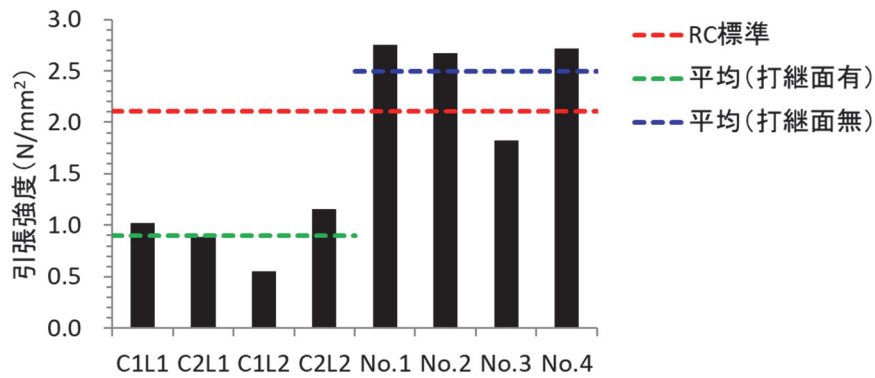


図 5.5 割裂引張強度試験結果



図 5.6 静的打継目破壊試験状況 (供試体 No.3)



(a) 供試体上部

(b) 供試体下部

図 5.7 打継目の破壊状況（供試体 No.3）

### 5.3.2 供試体による試験

破壊形態を確認するため、供試体 No.3 の躯体上部に水平力を作用させて打継目で静的に破壊させる試験を行った（図 5.6）。打継目になるべく大きな曲げモーメントによる引張応力を発生させるよう水平力の作用位置はなるべく高い位置（打継目より 962 mm）とした。

その結果、一部に著大な凹凸があったものの概ね打継目で曲げ引張破壊することが確認できた（図 5.7）。なお、図中○で囲んだ著大な凸部は一面せん断すべり試験の際にグラインダを用いて除去した。

### 5.3.3 割裂試験および静的打継目破壊試験のまとめ

付着のある打継目から採取したコアによる割裂試験および付着のある打継目を有する供試体の静的打継目破壊試験を行った結果、以下のことがわかった。

- 1) 本試験で製作した供試体の付着のある打継目の引張強度は  $0.90\text{N/mm}^2$  で、打継目でない部位の引張強度  $2.49\text{N/mm}^2$  の 36%程度と低く、被災時には強度の低い打継目が弱点となり損傷する可能性が高い。
- 2) 付着のある打継目を有する供試体 No.3 の躯体上部に水平力を作用させて打継目で静的に破壊させた結果、一部に著大な凹凸があったものの概ね打継目で曲げ引張破壊することが確認できた。

## 5.4 静的一面せん断すべり試験

### 5.4.1 概要

地震時の挙動には打継目の摩擦性状が大きく影響するため、静的一面せん断すべり試験を行い摩擦係数を計測した。

試験は平滑な打継目のタイプ A、付着のある打継目を破壊させたタイプ B の 2 タイプについて、それぞれを模した試験片と前述の供試体 No.1 および打継目を破壊させた後の供試体 No.3 を用いて実施した。

## 5.4.2 試験片による要素試験

### (1) 試験片の概要

試験片による要素試験として図 5.8 に示す試験片を製作して、静的ジャッキにより水平方向に荷重し、荷重と変位を計測することによりすべり摩擦特性を評価する一面せん断すべり試験を実施した。

打継目を模したすべり面は荷重方向 150mm、荷重直角方向 100mm、面積 15000mm<sup>2</sup>である。下部試験片はすべり面以外での破損を防ぐために配筋を行った。使用したコンクリートは供試体と同一である。

タイプ A の試験片は供試体と同様に上部、下部試験片を別々に製作した。すべり面となる下部試験片の上面はこて仕上げとし、硬化後にグラインダーにより水平・平滑に仕上げた。また上部試験片のすべり面は型枠を用いて製作した。タイプ B の試験片も供試体と同様に下部のコンクリートを打込み、こて仕上げし、供試体に比べてコンクリート量が少ないためブリーディングは少ないものの、レイトンス除去等の打継ぎ処理は行わず硬化後にそのまま上部コンクリートを打込んだ。

### (2) 試験方法

図 5.9 に示す下部試験片をフレームに固定し、荷重板を介して静的ジャッキを用いて上部試験片に荷重した。荷重装置の水平変位(荷重位置と同じ高さで左右 2 点測定し平均した)、水平荷重、試験片の鉛直変位(荷重方向に 2 点)をサンプリング周波数 100Hz で計測した。

試験片に作用させる鉛直応力は、動的試験に用いる縮小供試体の打継目に作用する応力(実鉛直作用応力  $\sigma = 0.034\text{N/mm}^2$ ) 付近で変化させて 6 ケース実施した(表 5.4)。No.1 は錘を上載せず試験片のみで試験を行ったため鉛直荷重は試験片自体の重量である。No.2 以降は目標鉛直応力になるよう鋼製錘を試験片上部に上載した。鉛直荷重を作用させた状態で静的に油圧ジャッキにより水平力を荷重してすべらせ、10mm 程度の変位が生じた時点で試験を終了した。同一試験片で 3 回荷重を実施し、試験が終了後に初期位置に戻した。鉛直荷重が異なるケースは試験片を交換して実施した。

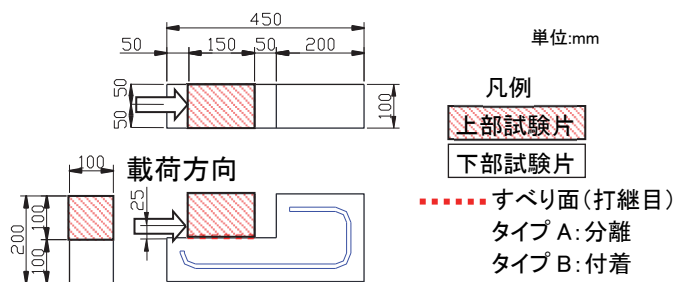


図 5.8 試験片形状図

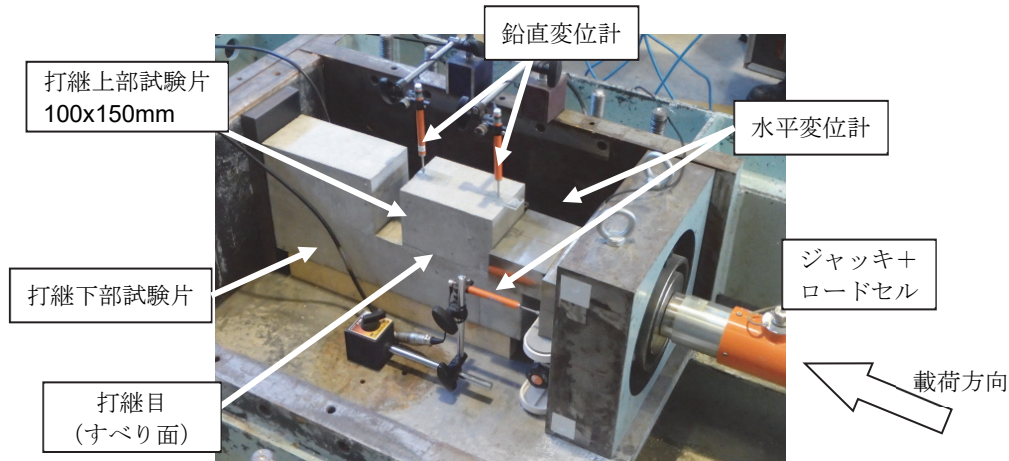


図 5.9 静的一面せん断すべり試験（要素試験）の概要

表 5.4 試験ケース(要素試験)

No.	鉛直荷重 (N)	実測鉛直応力 (N/mm <sup>2</sup> )	鉛直応力目標値 (N/mm <sup>2</sup> )
1	32.5	0.0022	0.0000
2	299.9	0.0200	0.0200
3	374.4	0.0250	0.0250
4	449.8	0.0300	0.0300
5	523.3	0.0349	0.0350
6	749.7	0.0500	0.0500

### (3) 試験結果

タイプB試験片は、試験に先立ちせん断力を作用させて打継目を破断した。破断に至る水平せん断応力は、各ケースで多少ばらつきが生じているが平均値は1.73N/mm<sup>2</sup>であった。

各試験ケースの荷重変位曲線のうち一例を図 5.10 に示す。打継目が平滑なタイプ A では繰返しによる変化やばらつきは小さいが、破断した打継目のタイプ B では1回目の試験で大きなすべり応力が発生し、後続の2,3回目では安定している傾向がある。これは、試験を繰返すことですべり面が削正され粗度が低下したものと考えられる。試験の結果得られたすべり応力の統計値を表 5.5 に示す。図 5.11, 5.12 は測定値と回帰式をプロットしたものである。動摩擦応力は図 5.10 における2~5mmの全てのすべり応力測定値を取り出した(各ケースで3回分)。最大静止摩擦応力は0~2mmのすべり応力測定値の最大値(各ケースで3個)を取り出した。1~3回目の測定値を最小二乗法により直線回帰すれば式(5.1)~(5.4)が得られた。ここに、 $\tau$ : 摩擦応力(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma$ : 鉛直応力(N/mm<sup>2</sup>)である。

打継目タイプ A

$$\text{【最大静止摩擦応力】 } \tau = 0.57 \sigma + 0.021 \quad (5.1)$$

$$\text{【動摩擦応力】} \quad \tau = 0.57 \sigma + 0.0016 \quad (5.2)$$

打継目タイプ B

$$\text{【最大静止摩擦応力】} \quad \tau = 1.08 \sigma + 0.021 \quad (5.3)$$

$$\text{【動摩擦応力】} \quad \tau = 0.89 \sigma + 0.0023 \quad (5.4)$$

ここで、タイプ A はすべり面を平滑に仕上げていることから、鉛直荷重 0 の状態ではコンクリート同士のかみ合わせ等による粘着力は生じないと仮定し、鉛直応力が 0 の場合にすべり応力も 0 となるように回帰すると式(5.5)(5.6)となる。

打継目タイプ A

$$\text{【最大静止摩擦応力】} \quad \tau = 0.63 \sigma \quad (5.5)$$

$$\text{【動摩擦応力】} \quad \tau = 0.61 \sigma \quad (5.6)$$

また、タイプ B では 1 回目の試験と後続の 2,3 回目では結果が異なる。地震動により繰返しすべりが生じると考えれば、繰返しすべった後の摩擦係数を用いた方がよいと考えられるため、1 回目の試験値を除いて 2,3 回目の測定値のみを用いて直線回帰すると式(5.7)(5.8)が得られた。

打継目タイプ B

$$\text{【最大静止摩擦応力】} \quad \tau = 0.94 \sigma + 0.0031 \quad (5.7)$$

$$\text{【動摩擦応力】} \quad \tau = 0.86 \sigma + 0.0024 \quad (5.8)$$

表 5.5 すべり応力の統計値

試験片 No.	鉛直応力 (N/mm <sup>2</sup> )	最大静止摩擦応力(N/mm <sup>2</sup> )				動摩擦応力(N/mm <sup>2</sup> )			
		最大値	最小値	平均値	変動係数	最大値	最小値	平均値	変動係数
A-1	0.0022	0.0024	0.0019	0.0022	0.0925	0.0020	0.0003	0.0014	0.1217
A-2	0.0200	0.0161	0.0135	0.0149	0.0742	0.0174	0.0125	0.0150	0.0977
A-3	0.0250	0.0183	0.0167	0.0177	0.0410	0.0187	0.0159	0.0173	0.0268
A-4	0.0300	0.0201	0.0177	0.0186	0.0558	0.0208	0.0158	0.0180	0.0793
A-5	0.0349	0.0221	0.0213	0.0217	0.0160	0.0212	0.0184	0.0198	0.0260
A-6	0.0500	0.0310	0.0294	0.0302	0.0208	0.0318	0.0284	0.0302	0.0171
B-1	0.0023	0.0061	0.0030	0.0044	0.2928	0.0055	0.0008	0.0033	0.2808
B-2	0.0200	0.0239	0.0185	0.0214	0.1033	0.0243	0.0157	0.0194	0.0993
B-3	0.0250	0.0253	0.0230	0.0239	0.0427	0.0275	0.0202	0.0235	0.0664
B-4	0.0300	0.0548	0.0411	0.0472	0.1213	0.0409	0.0301	0.0363	0.0665
B-5	0.0349	0.0426	0.0328	0.0364	0.1213	0.0425	0.0275	0.0327	0.1041
B-6	0.0500	0.0684	0.0446	0.0542	0.1892	0.0533	0.0370	0.0438	0.0979



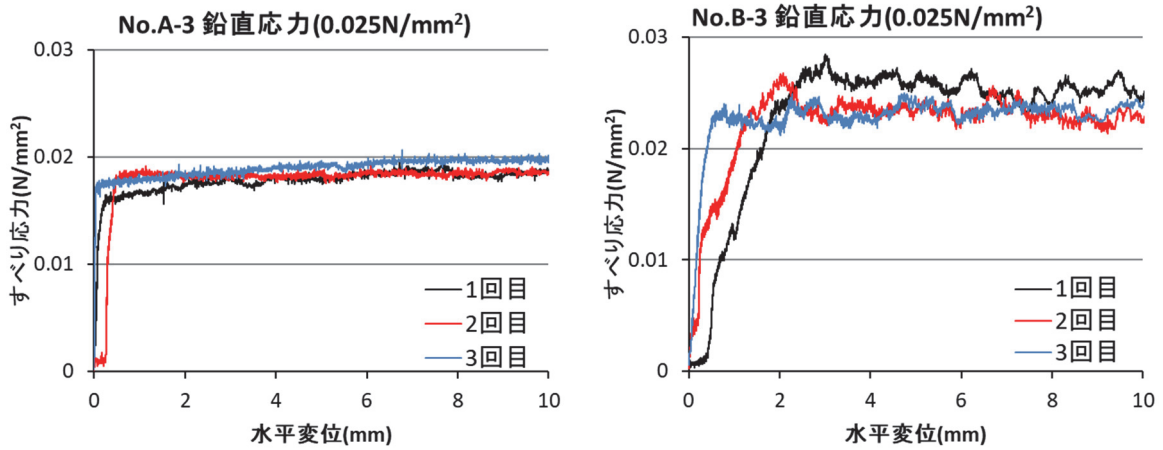


図 5.10 すべり応力と荷重変位の関係 (試験片)

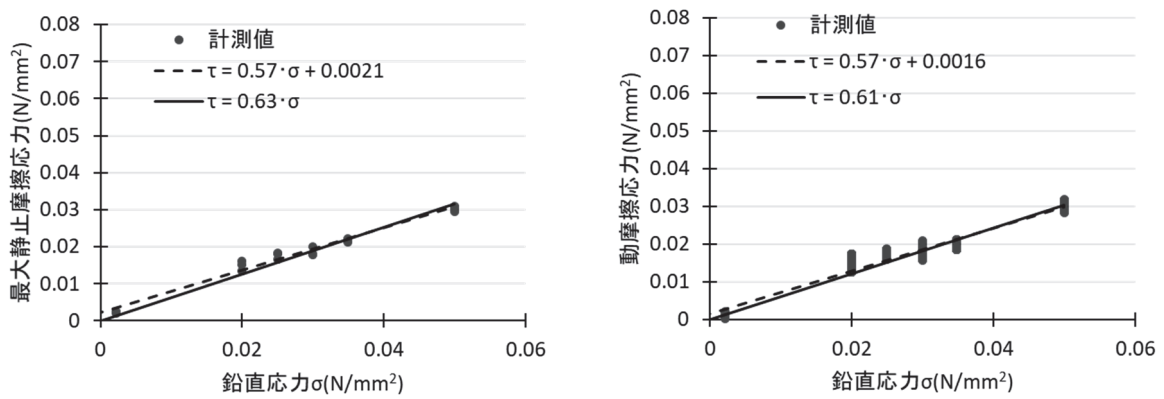


図 5.11 鉛直応力と摩擦応力の関係 (試験片タイプ A)

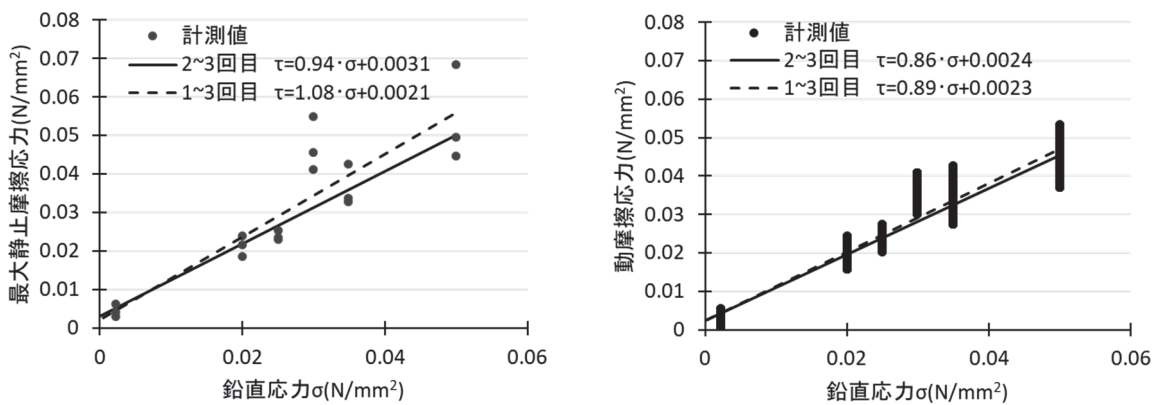


図 5.12 鉛直応力と摩擦応力の関係 (試験片タイプ B)

### 5.4.3 供試体を用いた試験

#### (1) 概要

平滑な打継目タイプ A の供試体 No.1, 付着のある打継目を破断したタイプ B の供試体 No.3 を用いて静的一面せん断すべり試験を行い摩擦係数の計測を実施した。静的試験は図 5.13 に示すように、下側を固定した供試体に対して打継目の上側をジャッキで押して荷重と水平変位を測定した。水平力により曲げモーメントが発生して打継目に生じる鉛直応力度が偏ることを防ぐために静的ジャッキはなるべく打継目に近い下側に設置した。

打継目に作用する鉛直応力度を変化させるため、上部工を模した重量 7.94kN の鋼製錘を設置した場合と取り外した場合の 2 ケースで試験を行った。試験は錘有を 3 回実施した後、錘を取り外して錘無で 3 回実施した。そのため、1~3 回は錘あり 4~6 回は錘なしとなる。鉛直応力度はそれぞれ 0.034, 0.025N/mm<sup>2</sup> となった。

タイプ B の供試体 No.3 は破断した打継目に著大な凹凸が存在したため、初回のすべり試験では極端に大きな水平力が測定された。このため、初回は異常値と判断して 0 回目として測定値から除外し、上部を持ち上げ凸部を除去した。また、すべり試験 No.1 実施前と No.6 実施後に打継目の粗度計測を 3 測線で実施した。結果の一例として測線 B の測定結果を図 5.14 に示す。試験前後を比較すると、すべり試験 No.6 後の表面の凹凸の方がわずかに変化量が小さいように見える。これを定量的に示すためにすべり試験 No.1 前と No.6 後のそれぞれについて、著大な凹凸を除いた範囲での表面の凹凸の標準偏差を測線 A~C について算定した。その結果、いずれの測線でもすべり試験 No.1 前に比べてすべり試験 No.6 後の方が表面の凹凸の標準偏差が小さくなっている。このことから、すべり試験を行うごとに表面の粗度が低下していることがわかる。

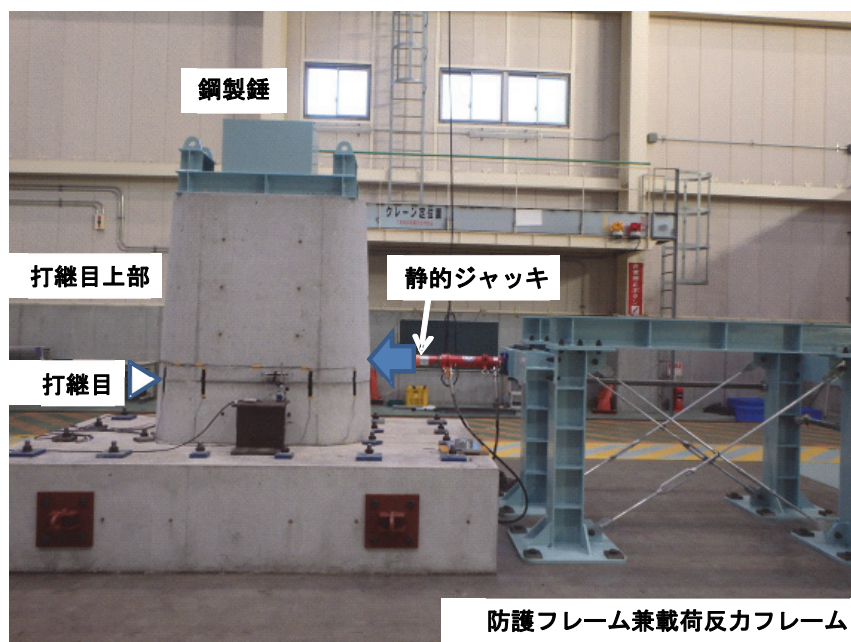


図 5.13 一面せん断すべり試験の概要



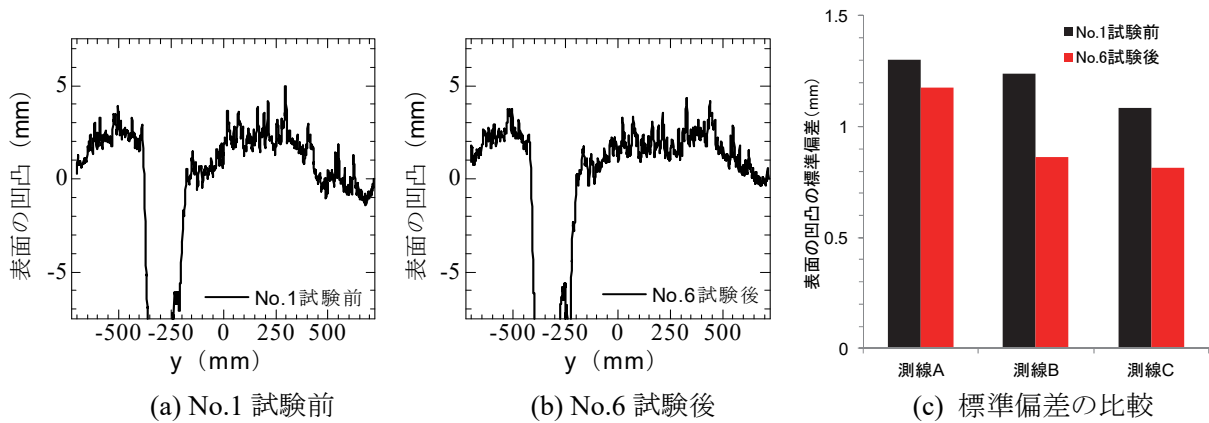


図 5.14 粗度計測結果の一例および標準偏差

## (2) 試験結果

図 5.15 に 1~3 回目に実施した錘有の荷重変位曲線を示す。本試験ではジャッキの駆動に手動ポンプを使用したためすべり応力がノコギリ状に推移しており、これについての考察を行う。

すべり応力は静止状態から滑動に移行する際の静止摩擦応力および滑動中の動摩擦応力の 2 種類が存在する。図 5.16 は载荷変位と荷重の関係を概観するため、タイプ A の 1 回目のデータを例として変位と荷重の軸を調整した上で同じ図に描画したものである。この図から荷重応答には最大静止摩擦力に相当する点（青丸）および動摩擦力に相当する点（変位が動く点、赤丸）が交互に現れていることがわかる。これは、载荷に手動ポンプを使用して押し当て载荷を行っているため、

- ①荷重が増加し最大静止摩擦力を超えた瞬間に滑動する。
- ②滑動した瞬間に荷重の抜けが生じ荷重が低下する。
- ③荷重が低下し動摩擦力とつりあった時点で試験体が静止する。

といういわゆるスティックスリップ現象が生じているためと考えられる。アクチュエータを用いて変位制御で精密に载荷すればこのような挙動はある程度防ぐことができるが、本試験では手動ポンプを用いたため顕著に発生したものと考えられる。ここでは、摩擦力の評価法の一つとして滑動変位が生じる瞬間の水平荷重のピーク値を最大静止摩擦力、試験体が停止する最低値を動摩擦力として評価した。

試験の結果得られたすべり応力の統計値を表 5.6 および図 5.17, 5.18 に示す。1~6 回目のデータを使用し最小二乗法により直線回帰すれば、以下の式が得られた。

打継目タイプ A

$$\text{【最大静止摩擦応力】} \quad \tau = 0.57 \sigma + 0.025 \quad (5.9)$$

$$\text{【動摩擦応力】} \quad \tau = 0.53 \sigma + 0.0032 \quad (5.10)$$

打継目タイプ B

$$\text{【最大静止摩擦応力】} \quad \tau = 1.69 \sigma - 0.0171 \quad (5.11)$$

$$\text{【動摩擦応力】} \quad \tau = 0.91 \sigma - 0.0025 \quad (5.12)$$

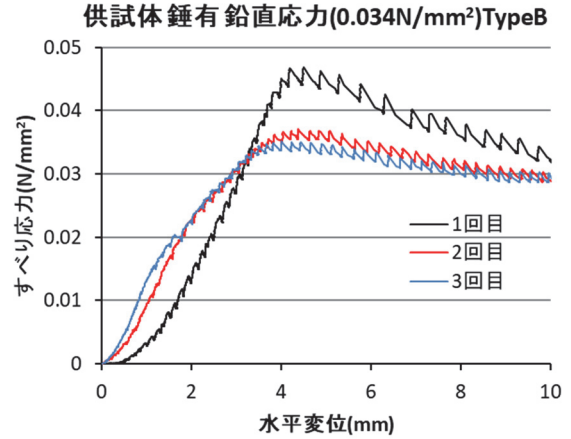
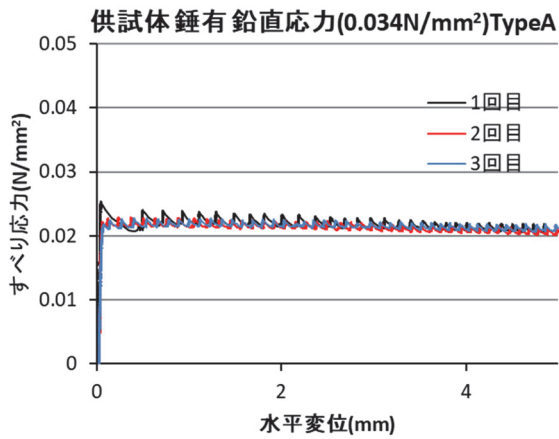


図 5.15 すべり応力と载荷変位の関係（供試体）

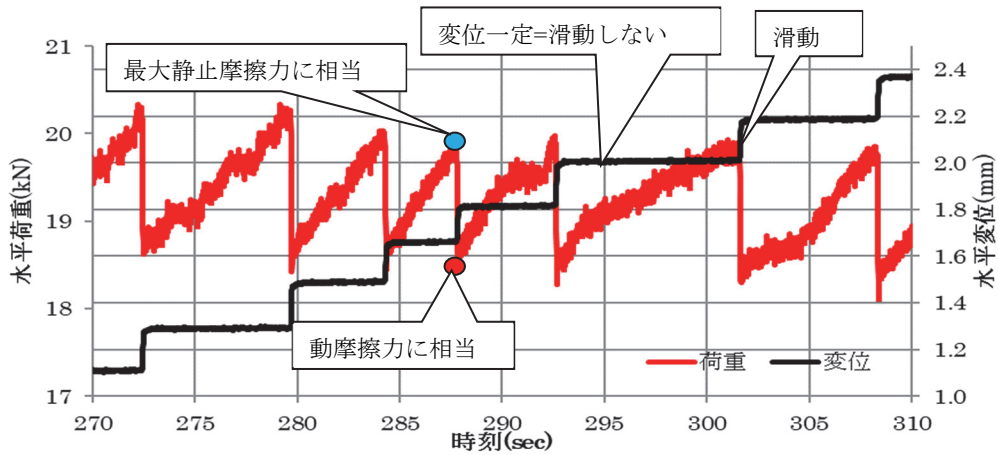


図 5.16 荷重と変位の挙動

表 5.6 すべり応力の統計値

試験 No.	鉛直応力 (N/mm <sup>2</sup> )	最大静止摩擦応力(N/mm <sup>2</sup> )				動摩擦応力(N/mm <sup>2</sup> )			
		最大値	最小値	平均値	変動係数	最大値	最小値	平均値	変動係数
A-1	0.0340	0.0253	0.0207	0.0220	0.0323	0.0221	0.0201	0.0212	0.0208
A-2	0.0247	0.0178	0.0158	0.0166	0.0245	0.0173	0.0152	0.0162	0.0237
B-1	0.0337	0.0366	0.0347	0.0357	0.0367	0.0285	0.0263	0.0271	0.0194
B-2	0.0245	0.0242	0.0236	0.0238	0.0141	0.0202	0.0191	0.0194	0.0118

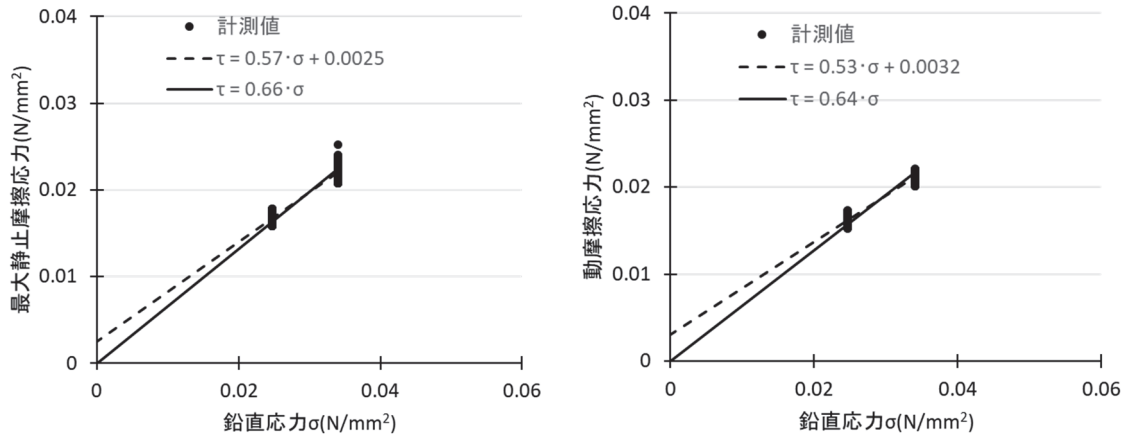


図 5.17 鉛直応力と摩擦応力の関係（供試体タイプ A）

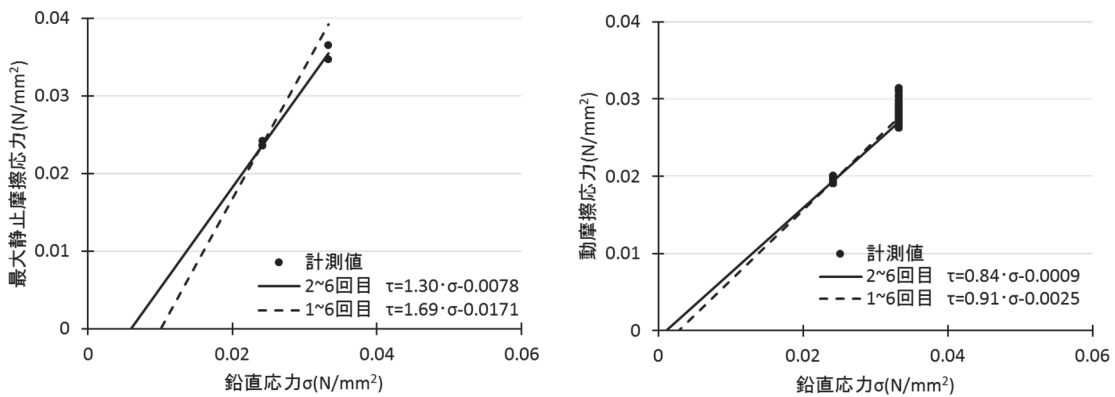


図 5.18 鉛直応力と摩擦応力の関係（供試体タイプ B）

ここで、試験片と同様に鉛直応力が 0 の場合にすべり応力も 0 となるように回帰すると以下となる。

打継目タイプ A

$$\text{【最大静止摩擦応力】} \quad \tau = 0.66 \sigma \quad (5.13)$$

$$\text{【動摩擦応力】} \quad \tau = 0.64 \sigma \quad (5.14)$$

また、要素試験と同様にタイプ B では摩擦係数の低下がみられるため 1 回目の試験値を除いて 2~6 回目の試験値のみを用いて直線回帰すると以下の式が得られた。

打継目タイプ B

$$\text{【最大静止摩擦応力】} \quad \tau = 1.30 \sigma - 0.078 \quad (5.15)$$

$$\text{【動摩擦応力】} \quad \tau = 0.84 \sigma - 0.0009 \quad (5.16)$$

#### 5.4.4 摩擦係数のまとめ

図 5.19 および表 5.7 に各供試体、要素試験から得られた摩擦式を示す。摩擦係数については摩擦特性自体が本来ばらつきの大きなパラメータであり、試験方法や載荷面の状態に大きく依存す

るが、今回は一定の条件ですべり面の処理を行ったため粘着成分の影響が相対的に小さく、ばらつきが小さくなったと考えられる。この結果より打継目のタイプ B は平滑に仕上げたタイプ A に比べ、破壊面は粗で摩擦係数は大きくなっていることがわかる。

タイプ A は平滑に表面仕上げしていることから鉛直荷重 0 の状態ではコンクリート同士のかみ合わせ等による粘着力  $c$  は生じないと仮定し  $c=0$  の条件で回帰した摩擦係数も示した。

打継目が粗なタイプ B では試験により打継目の凹凸が次第に削正され、粗度が低下して摩擦係数が小さくなる傾向が得られた。地震動により繰返しすべりが生じると考えれば繰返しすべった後の摩擦係数を用いた方がよいと考えられるため、1 回目の試験値を除いた摩擦係数を用いて平均値を求めた。

また、参考として第 4 章に示す実橋脚の打継目から採取したコアを用いた動摩擦特性を比較対象として記載する。実橋脚試験と供試体試験では鉛直応力の作用が異なっているものの実橋脚での摩擦係数が大きいことがわかる。これは、供試体がこて仕上げで平滑に仕上げたものであるのに対して、実橋脚では多少の凹凸がありこれが影響していると考えられる。

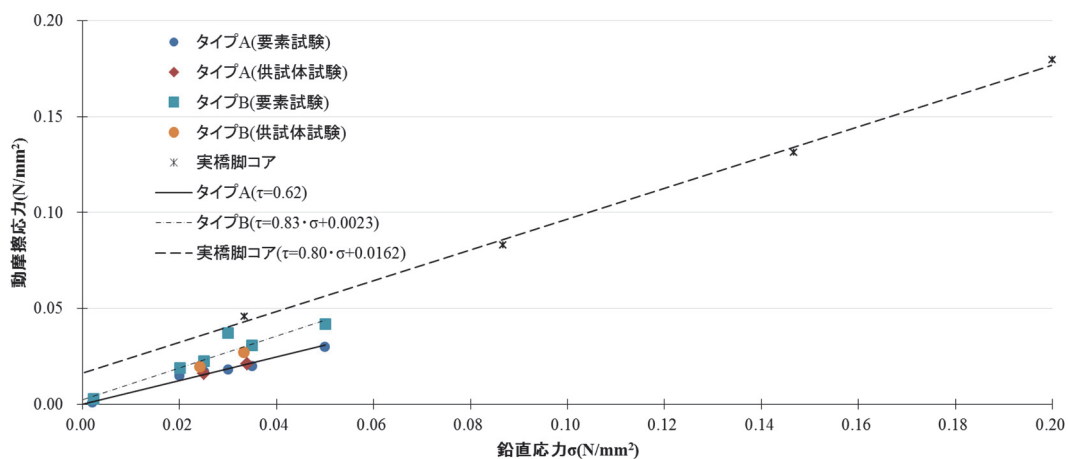


図 5.19 鉛直応力と動摩擦応力の関係

表 5.7 摩擦特性のまとめ

試験		最大静止摩擦		動摩擦		備考
		摩擦係数 $\mu$	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	摩擦係数 $\mu$	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	
タイプ A	No.1 供試体	0.57	0.0025	0.53	0.0032	$c=0$ の条件で回帰
		0.66	---	0.64	---	
	試験片を用いた要素試験	0.57	0.0021	0.57	0.0016	$c=0$ の条件で回帰
		0.63	---	0.61	---	
平均	0.64	---	0.62	---	$c=0$ の条件で回帰	
タイプ B	No.3 供試体	1.69	-0.0171	0.91	-0.0025	1~6 回目データを使用
		1.30	-0.0078	0.84	-0.0009	2~6 回目データを使用
	試験片を用いた要素試験	1.08	0.0021	0.89	0.0023	1~3 回目データを使用
		0.94	0.0031	0.86	0.0024	2~3 回目データを使用
	平均	0.95	0.0026	0.83	0.0023	2~6, 2~3 回目データを使用
実橋脚コア (参考)		---	---	0.80	0.0162	

## 5.5 動的試験

### 5.5.1 試験の概要

大型振動台を用いて表 5.1 に示す 3 供試体で動的試験を行い、地震時の挙動の確認および移動制限装置（鋼棒）に発生する応力を計測した（図 5.20）。なお、供試体 No.1, 3 は静的一面せん断すべり試験実施後に動的試験を実施した。主な計測項目は以下の通りで、図 5.21 に計測機器の配置を示す。

- 1) 錘の重心位置，打継目上部コンクリート重心位置，打継目直上，打継目直下，振動台上での加速度応答（水平 2 方向・鉛直）
- 2) 錘を含んだ打継目上部の重心位置，打継目上部コンクリート重心位置での水平変位
- 3) 上部回転変位（加振方向・加振直角方向）
- 4) 橋脚側面のコンクリートひずみ
- 5) 移動制限装置の鋼棒に発生するひずみ
- 6) 画像解析（ロッキング，水平移動挙動を把握する）
- 7) ビデオ撮影（加振方向，加振直角方向 各 1 台）

入力地震動は各試験ごとに図 5.22 のフローにより設定し，同一の供試体を用いて加速度を増加させながら加振した。入力地震動は鉄道の新設構造物設計に用いる耐震標準<sup>4)</sup>に示される地表面設計地震動（L2 Sp II G2 地盤）を振幅調整し，相似則にしたがって時間軸を  $\approx 0.632$  倍に圧縮した波形とした（図 5.23）。

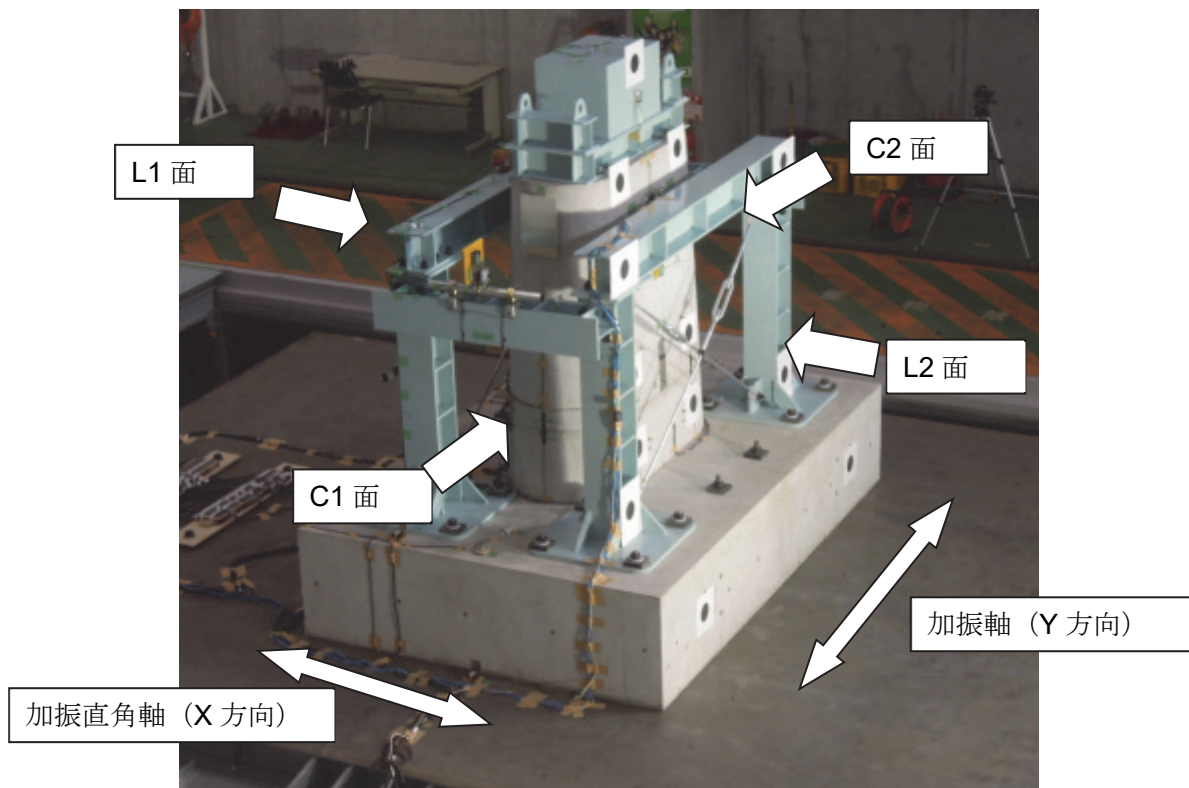
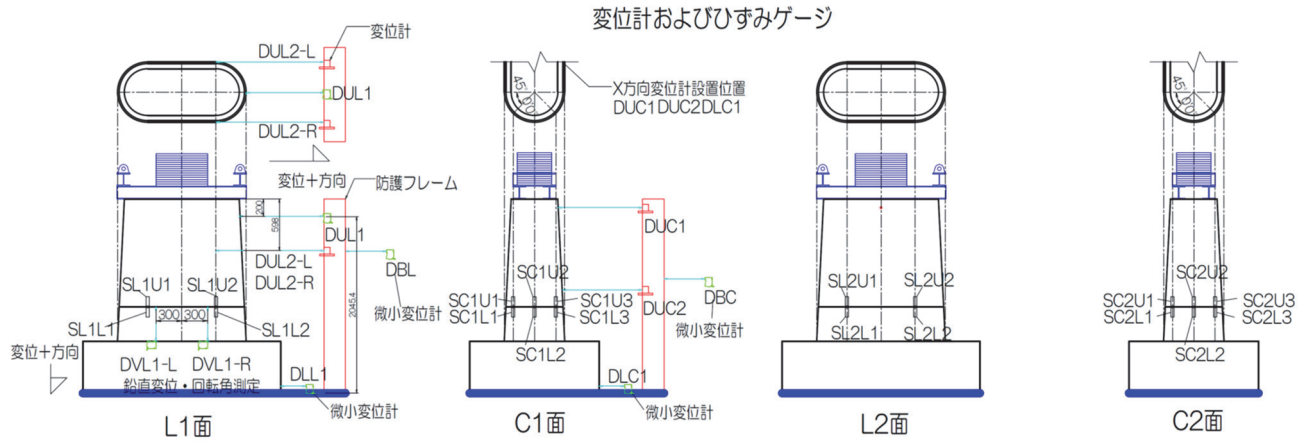
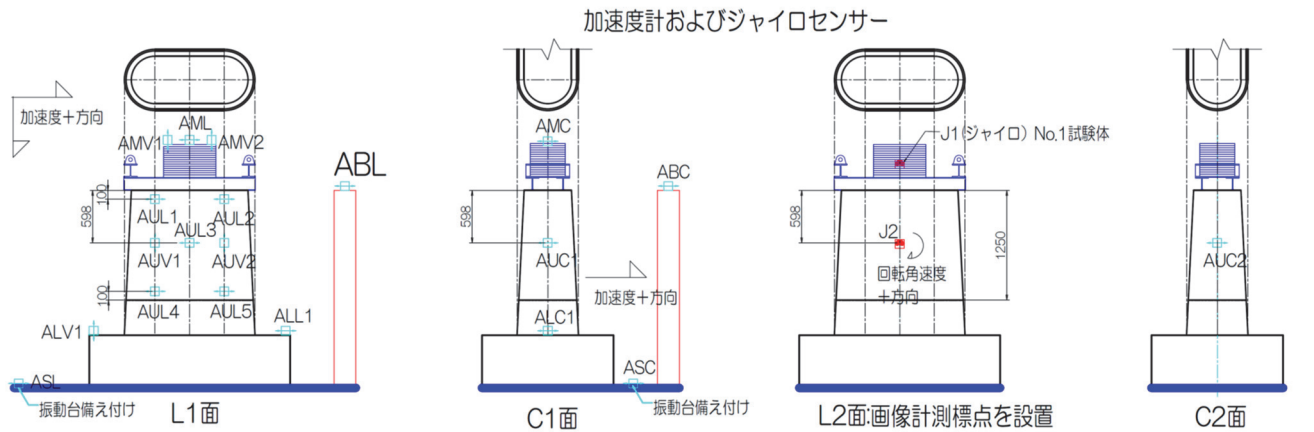


図 5.20 動的試験状況



(a) 変位計およびひずみゲージ



- |                  |                    |  |
|------------------|--------------------|--|
| 加速度センサー (1軸)<br> | レーザー変位計<br>        | 変位計<br>DSL : 振動台L方向変位 LSL : 振動台L方向荷重<br>DSC : 振動台C方向変位 LSC : 振動台C方向荷重                        |
| 感度方向<br>         | ワイヤ変位計<br>         | 加速度計<br>AXXXYYZZ<br>XX:設置位置 (U:打ち継ぎ上部/L:打ち継ぎ下部)<br>YY : 感度方向 (L:加振方向/C:加振直角/V:鉛直)<br>ZZ : 番号 |
| コンクリートひずみゲージ<br> | ジャイロセンサー (回転角)<br> |  |

(b) 加速度計およびジャイロセンサー

図 5.21 計測機器配置

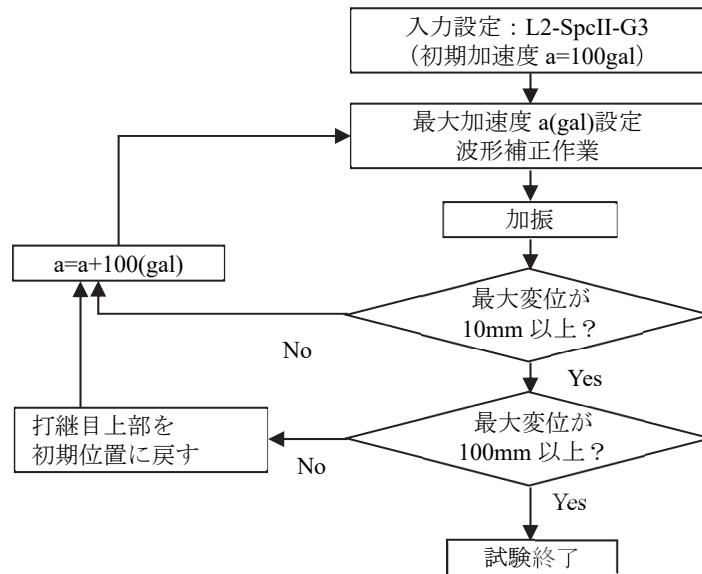


図 5.22 加振フロー

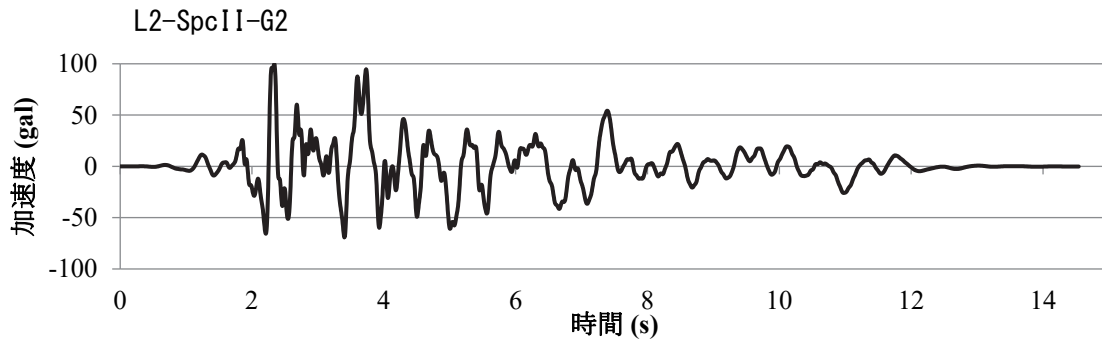


図 5.23 加振波形 (a=100gal の場合)

## 5.5.2 試験結果

### (1) 試験結果の概要

各供試体の試験ごとの主な計測値の最大値および挙動の概要を表 5.8 に示す。試番は試験番号を示し同一最大加速度で繰り返し加振した場合には枝番としている。



表 5.8 試験ごとの主な計測値の最大値および挙動の概要

供試体	試験番	振動台 入力 最大 加速度 (gal)	打継目 上部荷 重 $F_Y$ (kN)	残留 変位 (mm)	最大変位(mm)			鉛直変位 (mm)		鉛直 回転角 $\theta_v$ (deg)	鋼棒最大 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	挙動の概要
					変位 $x$	水平 変位 $x_s$	回転によ る変位 $x_R$	C2 側 (DVL1- L)	C1 側 (DVL1- R)			
試験 1~3 は、打継目上下部が一体として挙動しており変位が生じていないため省略する												
No.1	4	394	11.40	0.00	0.16	---	---	0.38	0.65	0.03	---	
	5	515	14.22	0.00	1.19	1.18	0.01	0.31	0.48	0.03	---	
	6	635	21.24	0.01	8.00	7.52	0.48	0.95	1.36	0.05	---	下部コンクリート剥落発生(C1 面)
	7	671	24.89	5.19	6.63	5.62	1.01	3.02	3.81	0.12	---	
	8	776	27.23	14.54	17.05	14.72	2.33	7.13	7.84	0.21	---	
	9	1034	45.28	-5.95	21.05	16.50	4.55	10.90	11.96	0.40	---	下部コンクリート剥落発生(C2 面)
	10	1194	39.10	-35.98	-38.75	-35.93	-2.82	3.79	6.20	0.35	---	
試験 1~4 は、打継目上下部が一体として挙動しており変位が生じていないため省略する												
No.2	5	505	14.00	0.00	1.74	1.24	0.50	0.20	0.46	0.05	1(※1)	
	6	629	16.19	0.42	2.39	1.98	0.42	0.18	0.43	0.05	1(※1)	
	7	692	18.88	3.19	3.71	3.30	0.42	0.23	0.42	0.05	1(※1)	下部コンクリートひび割れ発生(C1 面)
	8	827	27.64	1.97	14.34	12.72	1.62	1.74	1.50	0.16	301	下部コンクリート剥落発生(両面), 鋼棒に 1 回衝突
	9	908	31.24	-9.53	14.50	11.77	2.73	3.19	2.98	0.28	406.	
	10	1018	30.45	4.43	24.82	22.03	2.79	4.59	3.75	0.32	※2	
	11	1248	55.80	13.90	24.05	16.95	7.09	8.60	13.95	0.71	※2	ロッキング挙動増加 鋼棒に 7 回程度衝突し, 残留塑性変形発生
12	1483	55.73	4.02	-53.99	-20.27	-33.68	68.66	54.97	4.32	※2	ロッキング挙動大幅に増加	
試験 1~8-2 は、打継目上下部が一体として挙動しており変位が生じていないため省略する												
No.3	8-3	809	33.00	0.00	0.32	0.03	0.29	0.33	0.55	0.06	7(※1)	
	9	919	37.81	0.12	0.57	0.12	0.46	0.53	0.98	0.08	7(※1)	
	10	1011	39.94	0.01	1.47	0.76	0.71	1.10	1.60	0.13	7(※1)	ロッキング挙動発生
	11	1129	41.39	0.26	5.50	3.05	2.45	2.68	4.58	0.26	7(※1)	下部コンクリートひび割れ発生(C1 面)
	12-1	1231	40.66	0.18	17.66	11.66	6.00	9.38	8.83	0.68	7(※1)	下部コンクリート剥落発生(C1 面)
	12-2	1263	36.59	1.88	22.40	14.46	7.94	14.45	12.43	0.95	7(※1)	下部コンクリート剥落(両面)
	12-3	1206	38.36	1.89	36.76	20.83	15.93	19.23	13.40	1.40	333	鋼棒に 2 回衝突. ロッキング挙動増加
	13-1	1273	39.47	5.28	27.46	15.30	12.17	15.05	12.30	1.14	※2	
	13-2	1278	40.65	0.85	-24.85	-13.08	-11.77	12.00	15.35	1.04	※2	鋼棒に残留塑性変形発生
	14	1436	50.19	1.99	-47.81	-15.43	-32.38	30.85	47.70	2.95	※2	
	15	1508	51.24	12.37	-65.03	-11.82	-53.20	64.78	71.03	4.59	※2	
16	1597	54.28	8.51	-72.98	-26.91	-46.07	57.95	463.30	4.03	※2	ロッキング挙動大幅に増加. 鋼棒に 5~6 回衝突	
17	1759	55.14	6.87	-75.05	-7.91	-67.13	139.23	95.55	5.86	※2		

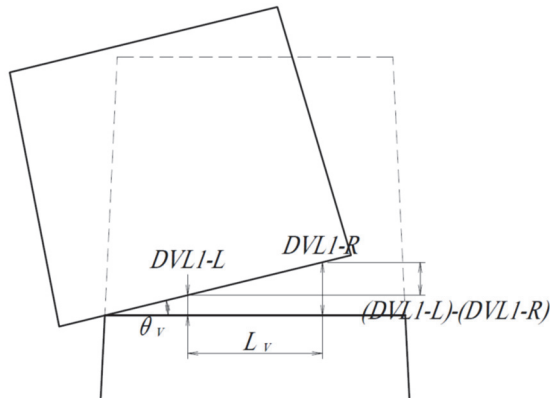


図 5.24 鉛直変位計による回転角の推定方法

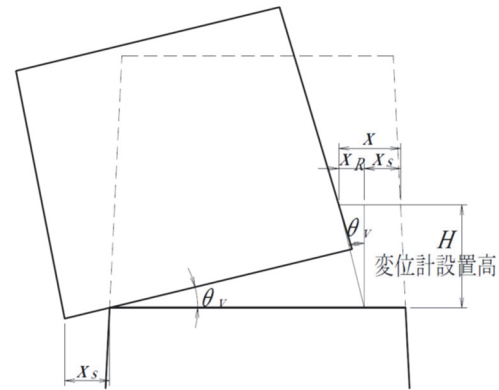


図 5.25 回転による水平変位の推定方法

## (2) 水平変位の算出方法

水平変位  $x$  は打継目より上部のコンクリート重心位置の値で、各試験開始時を 0 として補正したものである。水平変位には鉛直方向の回転応答の影響が含まれるため、図 5.24、5.25 に示す事前に測定した鉛直変位測定位置  $L_v$ 、水平変位計の設置高さ  $H$ 、および測定値  $DVLI-L$ 、 $DVLI-R$  より式(5.17)(5.18)を用いて補正を行い、回転による水平変位  $x_R$ 、および純粋な水平変位  $x_s$  に分離した。

$$\theta_v = \tan^{-1} \left( \frac{(DVLI-L) - (DVLI-R)}{L_v} \right) \quad (5.17)$$

$$x_s = x - H \tan(\theta_v) \quad (5.18)$$

## (3) 鋼棒の応力

鋼棒に発生する最大応力は鋼棒に取付けた全てのゲージのうち最大値を示す。なお、鋼棒に衝突していない試番において微小な応力が計測されているが計測誤差である（表 5.8 中の※1 印）。JIS Z 2241 金属材料の引張試験方法に基づき実施した引張試験により評価された鋼棒の降伏強度は  $474\text{N/mm}^2$  で、表 5.8 中の※2 印は降伏強度を超えるひずみが生じたことを示す。

## (4) 加振時の水平変位

供試体による一面せん断すべり試験の結果得られた、打継目の平滑なタイプ A の最大静止摩擦係数は 0.66 で、供試体 No.1、2 ではすべり挙動の発生が 600gal 以上の加振により水平変位が増加し、付着のある打継目を破壊させたタイプ B の最大静止摩擦係数は 1.30 で、供試体 No.3 では水平変位が 1200gal 以上の加振で増加していることで、一面せん断すべり試験により得られた摩擦係数と整合が得られたものと考えられる。

各試験における加振中の最大水平変位から回転による変位を差し引いた値を図 5.26 に示す。大きな加速度が作用した場合でも移動制限装置を設置した供試体 No. 2、3 では最大変位はほぼ移動制限装置の遊間である 20mm 程度で、無対策 No.1 に比べて小さく抑えられ変位を制限する効果が得られた。

各試験の残留変位を図 5.27 に示す。最大変位と同様に移動制限装置を設置した No. 2、3 は無対策の No.1 に比べて残留変位が制限されていることが確認できる。

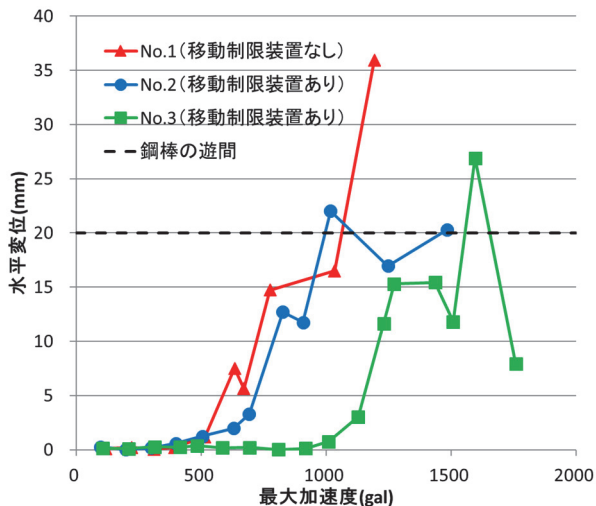


図 5.26 各試験における加振中の最大水平変位

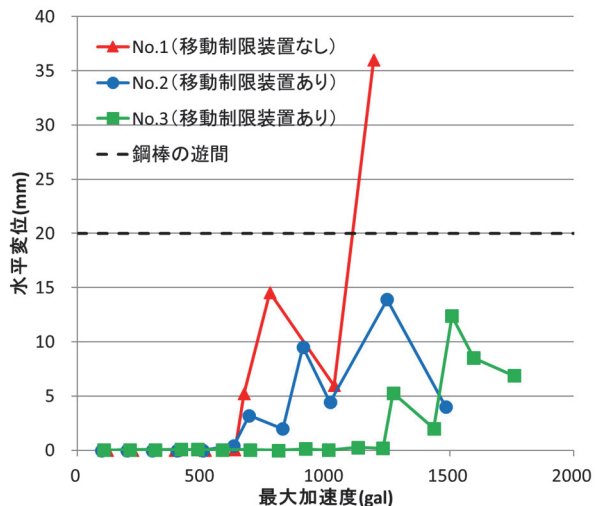


図 5.27 各試験における残留変位

### (5) 打継目下部のコンクリート剥落

打継目下部のコンクリートの剥落は地震時の挙動に大きな影響を与えられられる。

そこで、移動制限装置を設置していない No.1 で初めて剥落が発生した試番 6 (最大加速度 635gal) の試験において剥落が生じたと推定される時刻付近を拡大し、関係するデータを重ね描くことで剥落に至る挙動の推定を行った。

推定に使用したデータは加振方向の変位 (DUL2-L / DUL2-R の平均)、加振方向供試体加速度 (AUL1)、鉛直方向供試体加速度 (AUV1)、上下方向変位 (DVL1-L / DVL1-R)、回転角速度 (J2)、コンクリートひずみ (剥落した面に設置したゲージ (SC1L2)) のデータで、それぞれ最大値を 1.0 に正規化して描画した。使用したデータの配置および方向を図 5.28 に示す。

図 5.29 は水平変位と加速度、コンクリートひずみ、図 5.30 は水平変位と上下方向変位、回転角速度、コンクリートひずみを示す。図 5.29 の水平変位データから水平加速度が 577gal に達する 12.28 秒付近から水平すべり挙動が生じていることがわかる。これは、水平慣性力が最大静止摩擦力相当に達したためと考えられる。また、コンクリートひずみ測定値よりコンクリートの剥落は 12.32 秒付近で生じたと推定され、その結果、後続の加速度にばたつきが生じている。図 5.30 においても 12.32 秒付近でマイナス側の回転速度が生じており、これは剥落により打継目上部がマイナス方向 (剥落する C1 方向) に回転したためと考えられる。

また、図 5.30 における鉛直方向変位計のデータをみると、すべりが生じる前後から徐々に打継目上部が押し込み側に移動しており、それまでマイナス方向に生じていた回転速度もほぼ 0 に戻っている。ここで、鉛直変位が正の値となっているのはすべり面の水平度、鉛直変位計およびターゲットの水平度が影響していると思われる。

なお、剥落を生じた C1 面コンクリートひずみの値が剥落に至るまで増加し、C2 面コンクリートひずみに変化がないことから、鉛直荷重は C1 面に集中していたと推定される。

以上から、剥落に至る過程としては次のようなプロセスが考えられる。

- 1) 水平加速度が最大静止摩擦力を超過し、加振方向に水平すべりが生じる
- 2) そのうち、剥落を生じる C1 方向に生じていた回転運動が打継目に衝突し停止し、逆方向への

回転運動へと移っていく

- 3) それによりすべりに伴う摩擦力（水平荷重）および鉛直力が C1 面端部に集中した
- 4) その結果，荷重による割裂させようとする応力がコンクリートの引張強度に達してひび割れが発生，進展し，剥落が生じた

剥落時（12.32 秒）の変位を図 5.31 に示す．なお，変位は水平方向 20 倍，鉛直方向 100 倍としている．ここで，作用する荷重を模式的に図示するが摩擦力と鉛直力の合力は斜め方向に作用していると考えられる．これが打継目下部に対しては引張応力を受け縁端が少なくなる方向に作用し剥落が生じやすく，打継目上部に対しては圧縮応力を受け縁端が大きくなる方向に作用するため剥落が生じにくくなるものと考えられる．今回の試験や実構造物の被災事例においても剥落は全て打継目下部で生じており，打継目上部には生じていないことと整合するものと考えられる．

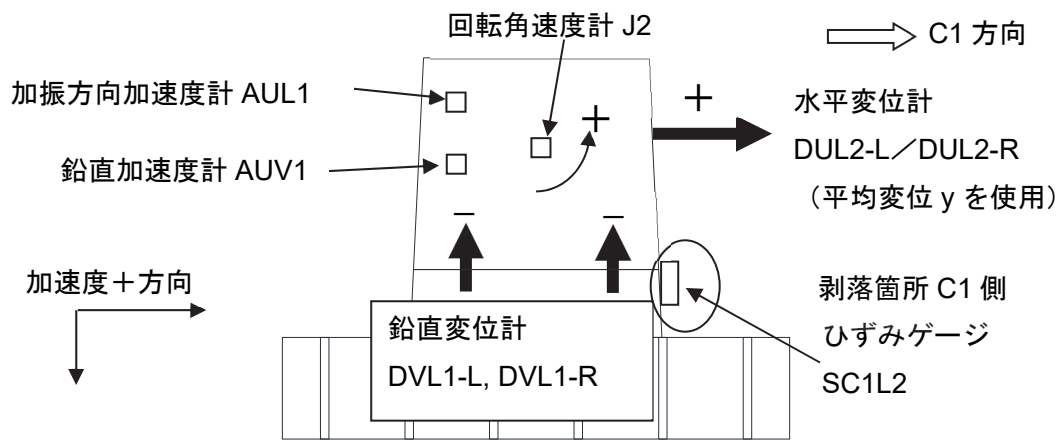


図 5.28 使用したデータおよび極性（図中の+/-）

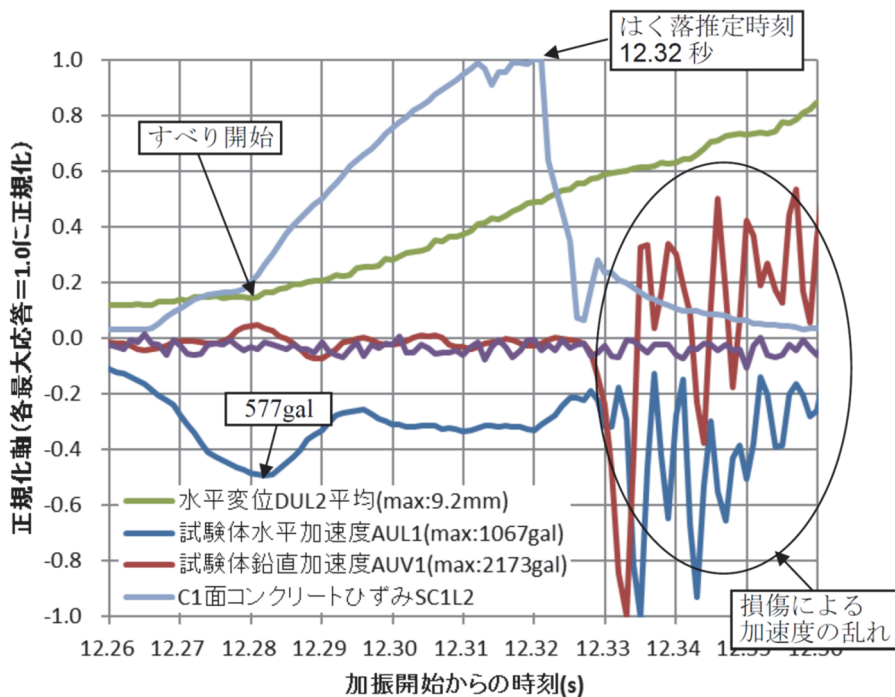


図 5.29 水平変位と加速度，ひずみ測定値の関係

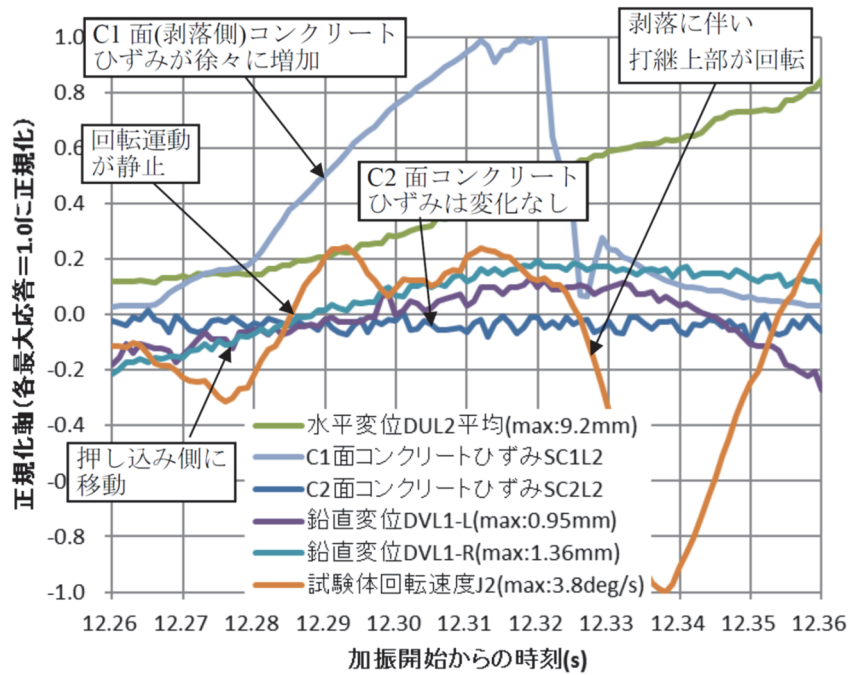


図 5.30 水平変位と上下方向変位，回転角速度，ひずみ測定値の関係

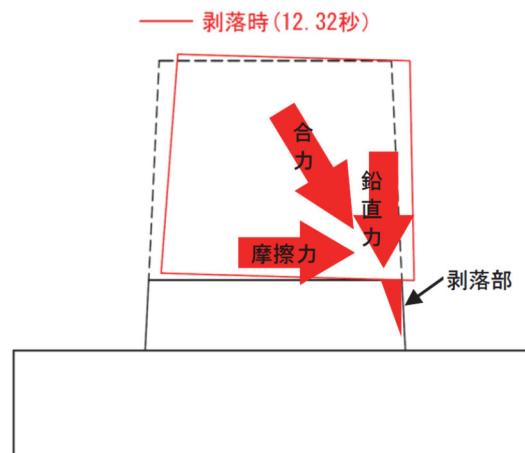


図 5.31 剥落時の変位

#### (6) 剥落量と回転しやすさ

打継目下部のコンクリート剥落により，打継目上部の重心位置と打継目下部の回転支点との距離が短くなり，回転挙動が生じやすくなることが考えられる．そこで，供試体 No.3 の試験において同レベルの最大加速度（1206～1278gal）で複数回加振し，剥落の進展による変位量の増加を計測した．図 5.32 に代表的な加振終了後の剥落状況を示す．これは剥落の大きな C1 面の写真である．図 5.33 に各試験時の加速度および変位を示す．回転挙動を含む変位は加振を重ねるごとに増加する傾向にあるものの一定以上には増加しない傾向が見られる．特に水平変位は 3 回目以降，鋼棒に衝突していることにより制限されたものと考えられる．また，残留変位は各試験で差はあるものの鋼棒の遊間内であり問題となる値ではない．回転挙動に対しては剥落により打継目上部の重心位置と打継目下部の回転支点との距離が短くなることで挙動が生じやすくなったためと考えられる．





(a) 1回目(試番 12-1 の状況(C1 面)) (b) 3回目(試番 12-3 の状況(C1 面)) (c) 4回目(試番 13-1 の状況(C1 面))

図 5.32 加振終了後の剥落状況

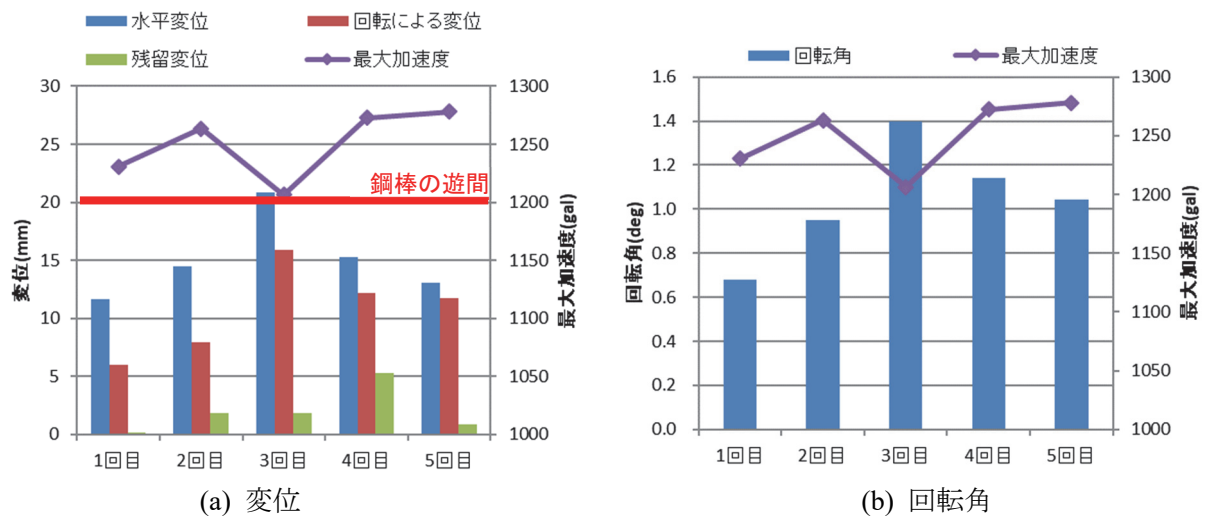


図 5.33 同レベルの加速度での繰返し試験の結果

#### (7) 打継目上部に作用する水平荷重

打継目上部の作用荷重は直接計測することができないため以下の方法により推定した．今回加振を行っている振動台ではアクチュエータにロードセルが設置されており，試験時に作用する荷重を測定している．ただし，ロードセル荷重には，図 5.34 に示すように振動台テーブル，打継下部，治具等の不動質量に起因する慣性力の影響も含まれている．そこで，供試体全体が一体となって動き回転やすべりが生じていない加振の結果を用い，テーブル加速度  $a_Y$  ～加振方向水平荷重  $F_{ya}$  の関係をプロットする．この推定には No.1 供試体の試番 4（最大加速度 394gal）の結果を用いた．この結果を図 5.35 に示す．この試験では供試体全体が一体となって動いていることを確認しているためロードセルに作用する荷重は合計質量による慣性力と推定される．そこで，加速度～加振方向水平荷重の傾きが（打継目下部）＋（テーブル等）の不動部分質量  $m_t$  と，打継目上部  $m_u$  の質量の和に相当すると推定することができる（式(5.19)）．図 5.35 においては傾きは 54.0t である．打継目上部質量  $m_u$  は別途計測の結果 2.93t であるため，不動部分の質量  $m_t$  は 51.07t と推定できる．以上より打継目上部の作用荷重はアクチュエータロードセルの荷重から打継目上部以外の影響を差し引いた式(5.20)により推定した．

$$F_{ya} = (m_t + m_u) \cdot a_Y \quad (5.19)$$

$$F_y = F_{ya} - m_t a_Y \quad (5.20)$$

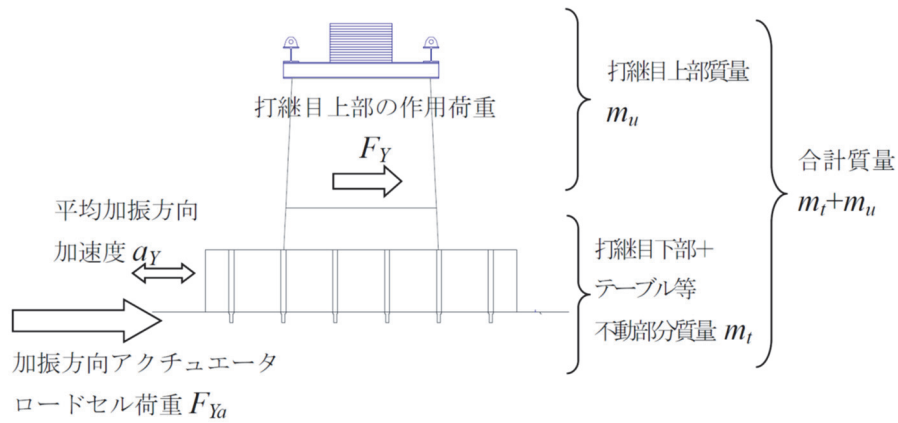


図 5.34 打継目上部からの水平作用荷重の推定方法

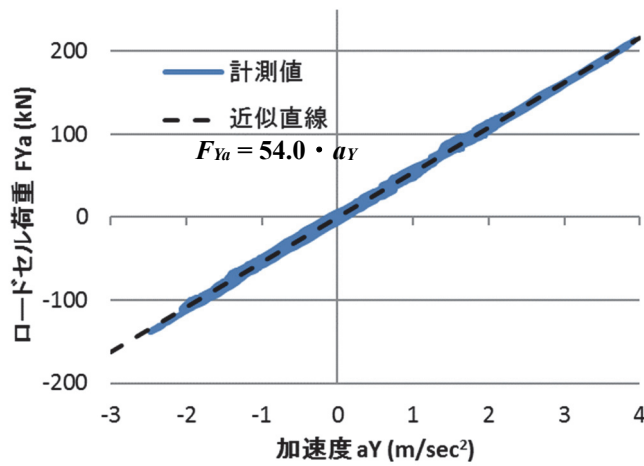


図 5.35 振動台加振方向加速度  $a_Y$  ~ 加振方向水平荷重  $F_{Ya}$  の関係  
(供試体 No.1 試番 4)

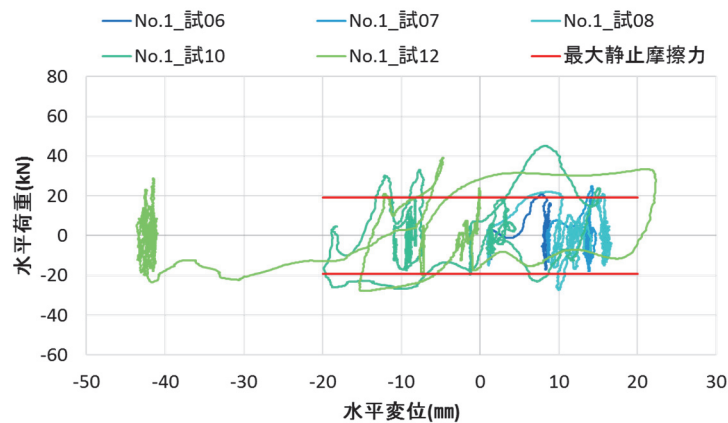
表 5.9 最大静止摩擦力

	供試体 No.1	供試体 No.2	供試体 No.3
上部重量 (kN)	29.01	28.71	28.74
面積 (mm <sup>2</sup> )	853000	853000	853000
鉛直応力 (N/mm <sup>2</sup> )	0.0340	0.0337	0.0337
静止摩擦係数 $\mu$	0.66	0.66	1.30
粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0	0	-0.0078
最大静止摩擦応力 (N/mm <sup>2</sup> )	0.0224	0.0222	0.0360
最大静止摩擦力 (kN)	19.11	18.94	30.71

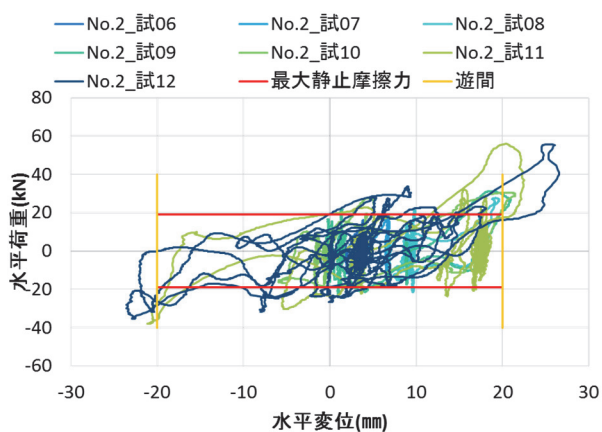


静的な載荷であれば作用する水平荷重が最大静止摩擦力相当に達すれば、すべり挙動が生じそれ以上の水平荷重は作用しないこととなる。そこで、一面せん断すべり試験により得られた摩擦係数により最大静止摩擦力を算出し（表 5.9），水平荷重と比較を行うこととした。

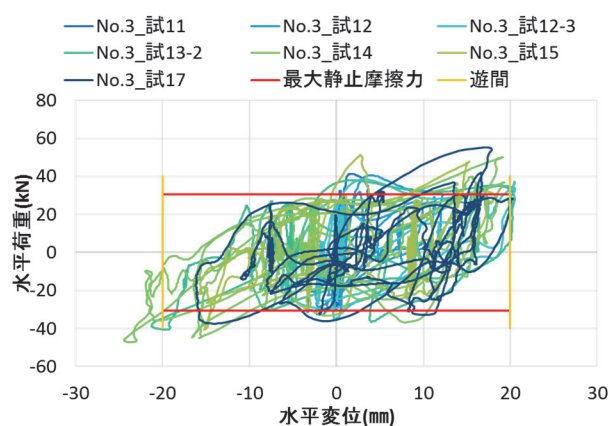
図 5.36 に各試験での打継目上部の水平荷重と変位の関係を示す。供試体 No.1 においては試験番 8（最大加速度 776gal）までは、最大静止摩擦荷重を若干上回る水平荷重 20kN 程度が作用した場合に、水平変位が生じ荷重はそれ以上応答していないが、水平変位や鉛直回転が大きく増加する試験番 9（最大加速度 1034gal），試験番 10（最大加速度 1194gal）では最大静止摩擦荷重を大きく上回る 30~40kN の荷重が作用している。しかし試験番 10 ではすべることにより荷重が増加していないと考えられる挙動もある。いずれも、最大静止摩擦荷重を大きく上回る荷重が作用している原因として回転挙動による衝撃的な作用の影響が考えられる。供試体 No.2 および No.3 では鋼棒とコンクリート間の遊間を 20mm としたため水平変位が 20mm を超えた時点で鋼棒に衝突し大きな荷重が作用していることがわかる。



(a) 供試体 No.1



(b) 供試体 No.2



(c) 供試体 No.3

図 5.36 水平荷重と水平変位の関係

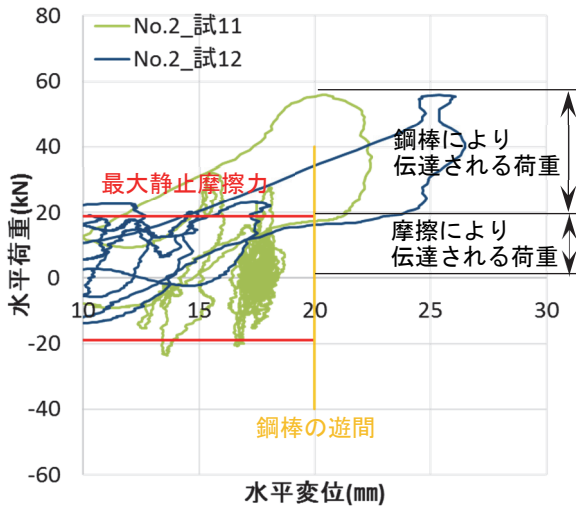


図 5.37 水平荷重と水平変位の関係（供試体 No.2）

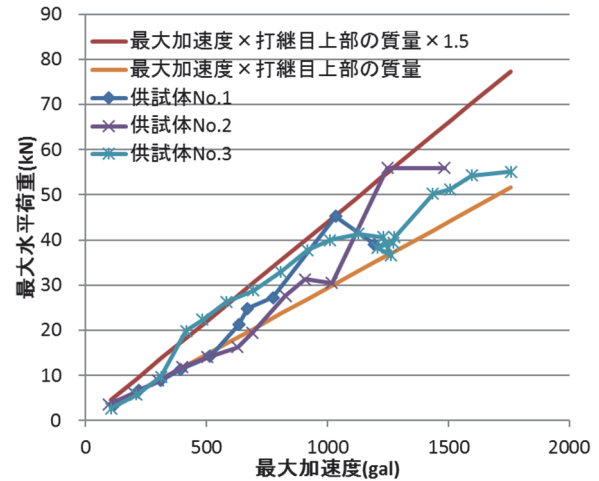


図 5.38 最大加速度と水平荷重の関係

図 5.37 供試体 No.2 の水平荷重と水平変位の関係のうち、鋼棒が衝突した挙動が明確に表れている試番 11（最大加速度 1248gal）、試番 12（最大加速度 1483gal）を示す。ここで、水平荷重の最大値は表 5.8 に示すとおり約 56kN である。最大静止摩擦力 18.7kN 程度は摩擦力が伝達され、残りの 37kN が鋼棒衝突後に鋼棒により伝達される荷重であることが考えられる。なお、遊間の 20mm に対して衝突変位が多少ずれているのは、打継目上部を初期位置に戻さず加振を実施したため前ステップの残留変位が残り遊間が 20mm となっていないことによるものと考えられる。

また、図 5.38 に振動台に入力した最大加速度と最大水平荷重の関係を示す。一般に水平荷重は水平加速度に質量を乗じた慣性力であるが、本試験では慣性力より大きな水平荷重が作用していることがわかる。この原因は回転挙動や鋼棒等の衝突により衝撃的な荷重が鋼棒に作用したものと考えられる。図に示す通り、最大水平荷重は水平加速度に質量を乗じた慣性力の 1.0～1.5 倍にあたることがわかった。

#### (8) 移動制限装置の損傷

すべての加振が終了した後の鋼棒付近の損傷状況を図 5.39 に示す。鋼棒は降伏し試験後も塑性ひずみが残留したが、最大ひずみは  $5000\mu$  程度と材料試験結果の降伏点ひずみ ( $2.12 \times 10^5$ ) をやや超えた程度で、破壊ひずみからは十分余裕があり鋼棒自体に亀裂等の損傷はなかった。埋込み部も圧縮応力により若干の損傷は見られたもののひび割れ等の損傷はなく、移動制限装置として十分機能していると考えられる。



図 5.39 鋼棒付近の圧縮応力による損傷状況

### 5.5.3 動的試験のまとめ

既往地震において被災事例の多い打継目を有する無筋コンクリート橋脚を模擬した縮小供試体、および移動制限装置を設置した縮小供試体を製作し、大型振動台を用いた動的試験を行った結果、次のことがわかった。

- 1) 供試体や要素試験片を用いて一面せん断すべり試験を行い打継目の摩擦係数を測定した。その結果、平滑に仕上げた打継目のタイプ A では 0.61~0.66 (供試体最大静止摩擦係数 0.66)、粗な打継目のタイプ B では 0.84~1.69 (供試体最大静止摩擦係数 1.30) の摩擦係数が得られた。動的試験の結果、タイプ A の供試体 No.1, 2 ではすべり挙動の発生が 600gal 以上の加振により水平変位が増加し、タイプ B の供試体 No.3 では水平変位が 1200gal 以上の加振で増加していることで、一面せん断すべり試験により得られた摩擦係数と整合が得られたものと考えられる。
- 2) 大きな加速度が作用した場合でも、移動制限装置を設置した供試体 No.2, 3 では最大変位はほぼ移動制限装置の遊間である 20mm 程度で、移動制限装置を設置していない無対策の No.1 に比べて小さく制限されている。残留変位も同様に移動制限装置を設置した No.2, 3 は無対策の No.1 に比べて小さく制限されており、移動制限装置により変位を制限する効果を確認することができた。
- 3) 打継目下部コンクリートの剥落メカニズムは、加振方向に水平すべりが生じ、そのうち剥落を生じる側方向に生じていた回転運動が打継目に衝突し停止し逆方向への回転運動へと移っていく。それにより、すべりに伴う摩擦力 (水平荷重) および鉛直力が端部に集中したことによると考えられる。この荷重は斜め方向に作用するため引張応力を受け縁端が少なくなる打継目下部のみ剥落が生じ、圧縮応力を受け縁端が大きくなる打継目上部には剥落が生じない。これは本試験や実構造物の被災事例と整合する。
- 4) No.3 供試体において同レベルの加速度 (1206~1278gal) で 5 回加振すると、徐々に打継面下部のコンクリートの剥落が進行し、回転挙動は加振を重ねるごとに増加する傾向にあることがわかった。これは、剥落により打継目上部の重心位置と打継目下部の回転支点との距離が短くなり回転挙動が生じやすくなったためと考えられる。
- 5) 打継目上部には最大静止摩擦力や入力加速度に質量を乗じた慣性力以上の荷重が作用することがわかった。今回の試験では最大 1.5 倍程度であった。
- 6) 移動制限装置の鋼棒は打継目上部の衝突により降伏し試験後も塑性ひずみが残留した。しかし、最大ひずみは 5000 $\mu$  程度で鋼棒自体に亀裂等の損傷はなく、埋込み部も圧縮応力により若干の損傷は見られたもののひび割れ等の損傷はなく、移動制限装置として十分機能していることがわかった。

## 5.6 NMM による再現解析

### 5.6.1 再現解析の概要

5.5 に示す動的試験を第 3 章で述べた NMM-DDA を用いて NMM 要素でモデル化して再現解析を行う。これまで打継目で分離して大変位が生じるような動的な挙動を数値解析した事例は少なく、今度実橋脚での検討を行う上で解析手法の妥当性を確認しておく必要がある。そこで本項で

再現解析を実施し試験結果と比較することにより、地震時の挙動解析に対する NMM の妥当性確認を目的にする。

### 5.6.2 モデル化

動的試験に用いた供試体は図 5.1 に示したもので、打継目処理の方法や移動制限装置の有無を変えた 3 体である (表 5.1)。

図 5.40 に示す解析モデルは NMM の三角メッシュによってモデル化しており、図中の赤線がコンクリートの打継目である。この線の上下で 2 つの不連続なブロックに分割しており、打継目に沿ったすべりや上部ブロックの浮き上がりも取り扱うことができる。

解析に用いた物性値を表 5.10 に示す。本解析で使用した NMM の解析コードは 2 次元であるため奥行き方向の換算を行う必要がある。打継目に作用する鉛直応力を一致させるため、実際の質量を打継目部の奥行き 660mm とした質量に一致するよう単位体積質量を調整した。具体的には、小判型の錐体である躯体の質量を投影された台形の面積で除して算出した。そのため、実際のコンクリートの単位体積質量よりも小さな値となっている。コンクリートのヤング係数は供試体に用いたコンクリートの設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  から鉄道の設計基準<sup>2)</sup>によって設定した。ポアソン比も同様に設計基準より設定した。

打継目の摩擦角は動的試験に先立ち供試体で実施した静的一面せん断すべり試験結果より設定した。摩擦は一般的に式(5.21)で表される。

$$\tau = \mu \cdot \sigma + c \quad (5.21)$$

ここに、 $\tau$  は摩擦応力( $\text{N/mm}^2$ )、 $\mu$  は摩擦係数、 $\sigma$  は鉛直応力( $\text{N/mm}^2$ )、 $c$  は粘着力( $\text{N/mm}^2$ )、である。今回の NMM による解析では摩擦角のみを用い粘着力は考慮しないものとするため、実測した摩擦力を打継目より上部の重量で除した値を摩擦係数 (摩擦角) とした。

不連続体解析手法特有の接触処理を行うためのペナルティ係数の値は、次項に示すように前章と同様に理論値との比較による検討により、せん断ペナルティ  $2.0 \times 10^3 \text{kN/m}^2$ 、鉛直ペナルティ  $2.0 \times 10^4 \text{kN/m}^2$  とした。

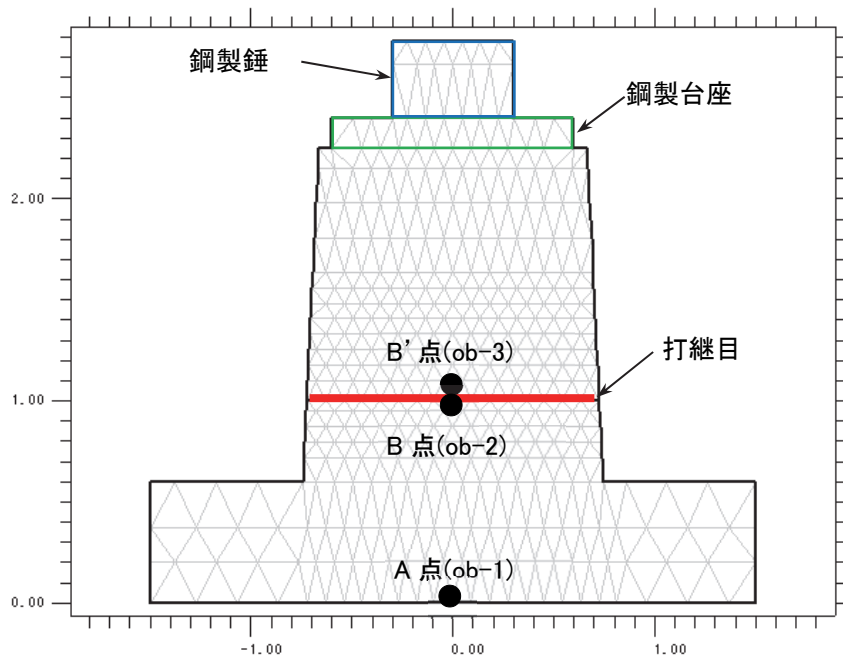


図 5.40 モデル図 (供試体 No.1)

表 5.10 入力物性値一覧

	コンクリート	鋼製台座	鋼製錘
単位体積質量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	1.874	0.867	4.557
ヤング係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.5 \times 10^7$	$2.0 \times 10^8$	$2.0 \times 10^8$
ポアソン比	0.2	0.3	0.3
打継目の物性値	最大静止摩擦角 32.65° (46.99°) 動摩擦角 31.80° (39.15°) 粘着力 0 N/mm <sup>2</sup>		
接触に関するペナルティ係数	垂直ペナルティ係数	$2.0 \times 10^4$ kN/m <sup>2</sup>	
	せん断ペナルティ係数	$2.0 \times 10^3$ kN/m <sup>2</sup>	

注：( ) は、打継目タイプ B の値を示す。

### 5.6.3 理論解との比較

第 3 章に示した理論解との比較と同様な手法によりペナルティ係数を決定する。解析モデルは図 5.41 に示すとおりで、供試体 No.1 を基本としつつずれにより下部よりはみ出し打継目に生じる鉛直応力度が偏り解析精度が低下することを防ぐため実際の形状より打継目下部を大きくしたもので、モデル下端 (中の A 点) に正弦波の加速度を作用させた。

図 5.42~5.44 に入力した加速度波形および解析結果を示す。重心位置までの高さが高くロッキングに起因すると思われるが完全に一致する係数はなかった。しかし、変位の変曲点が比較的近似できた垂直ペナルティ係数  $2.0 \times 10^4$  kN/m<sup>2</sup>、せん断ペナルティ係数  $2.0 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> を採用値とし

た。上部の変位は1.2秒までは比較的理論解に一致している。しかし、1.2秒以降で下部が+側（右向き）移動している時に、理論解では打継目の摩擦力により上部も+側（右向き）に移動するが、解析では移動速度は低下（変位の勾配は緩く）しているもの（左向き）へ移動している（図5.45）。また、1.3秒以降では変位がほとんど変化してないこともわかる。図5.46に解析結果に打継目の鉛直方向の隙間を追記したものを示す。ここで、挙動が一致してない1.2秒以降から回転挙動が激しくなり、それに伴い隙間が大きくなっていることがわかる。変位がほとんど変化してない1.3秒以降では、左右両方の隙間が+となっていることから打継目上部ブロックが浮いて摩擦が生じておらずその結果+側（右向き）に移動していないと考えられる。図5.47に代表的な時刻の鉛直方向応力図を示す。(a) 0.500秒では加速度が生じていないため一様な鉛直方向の圧縮応力が生じている。これに対して(b) 1.278秒では回転挙動により鉛直方向の圧縮応力が左側に偏心していることがわかる。次に(c) 1.338秒では打継目上部ブロックが浮いているため圧縮応力が生じていない。(d) 1.356秒では再び打継目が接触し大きな圧縮応力が生じている。図5.46の図中に変曲点の時刻を示しているが、1.334秒以降は一侧（左向き）に移動しているため上部ブロックには一侧（左向き）の力が作用し一侧（左向き）に変位したため、理論値と異なる挙動となったと考えられる。

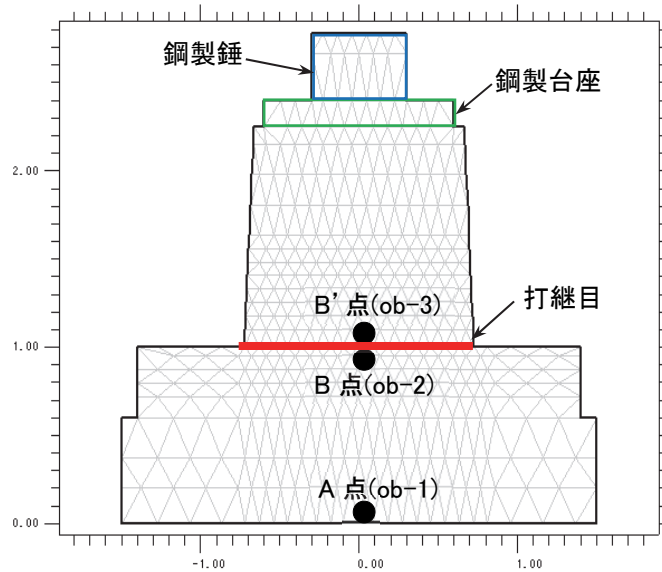


図 5.41 モデル図

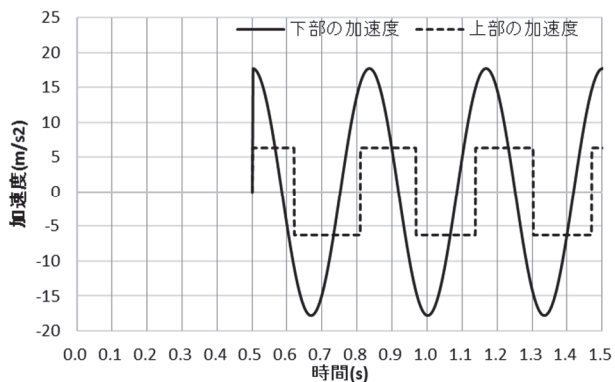


図 5.42 加速度

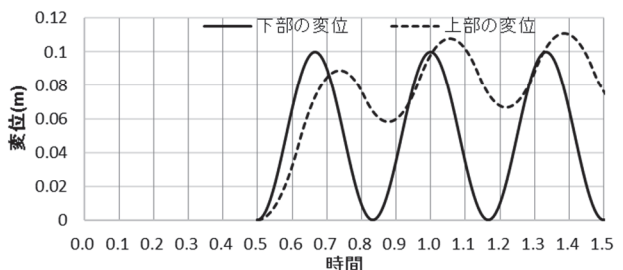


図 5.43 水平変位



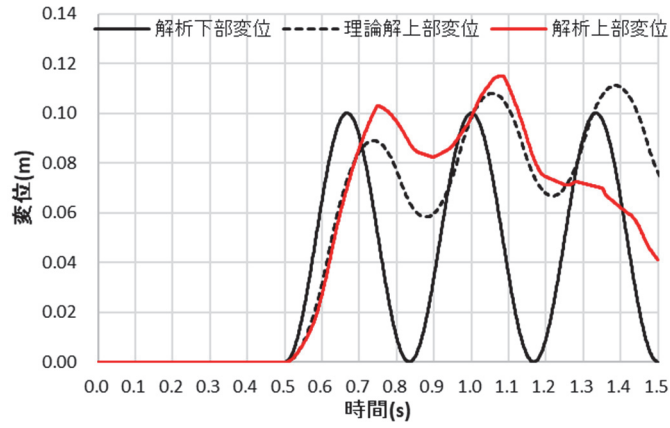


図 5.44 解析結果

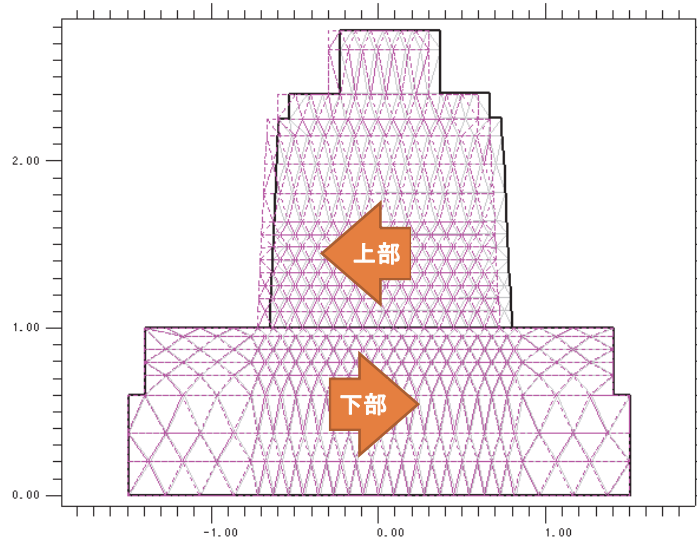


図 5.45 変位図(1.20 秒)

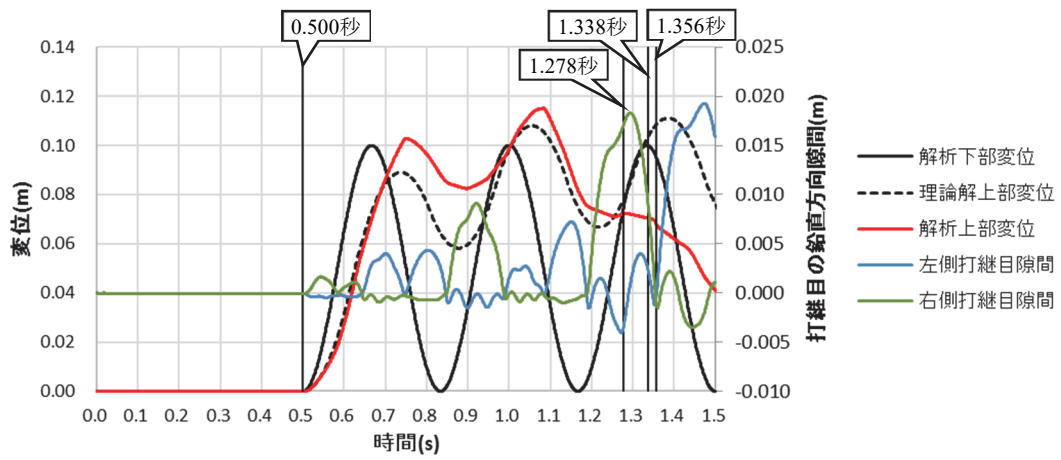


図 5.46 打継目の隙間



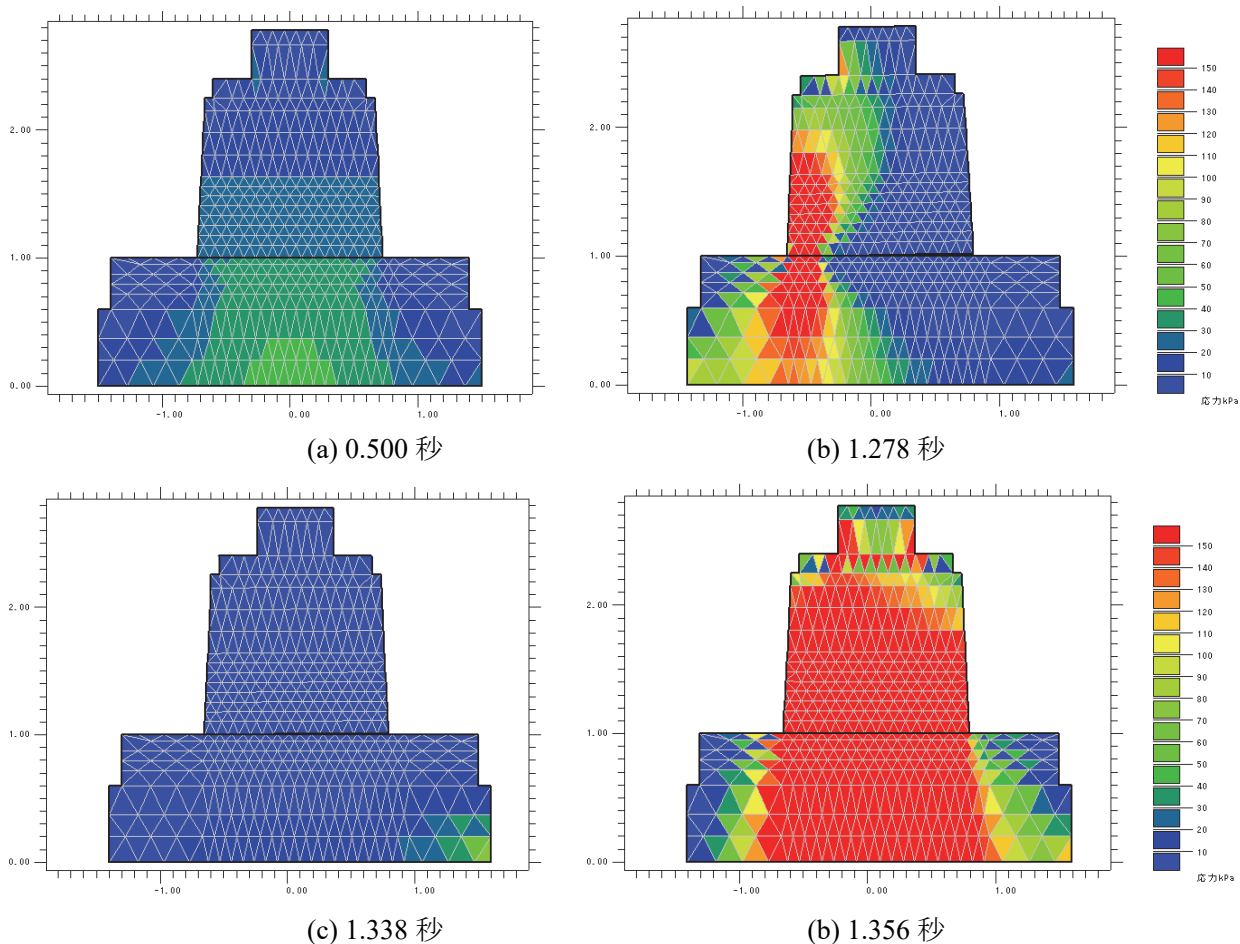


図 5.47 鉛直方向応力図

表 5.11 再現解析のケース

供試体.	打継目	移動制限装置	試番	最大加速度 (gal)
1	タイプ A	なし (無対策)	8	776
			9	1034
2	タイプ A	鋼棒 $\phi 40\text{mm}2$ 本 遊間 20mm	10	1018
			11	1248
3	タイプ B	鋼棒 $\phi 30\text{mm}4$ 本 遊間 20mm	14	1436

#### 5.6.4 動的試験の再現解析

##### (1) 再現解析の概要

前項で理論値との比較により入力値を決定できたことから、次に動的試験の再現解析を実施した。動的試験は 5.5 項に示す 3 供試体を用いて実施し、同一の供試体を用いて加速度を増加させながら加振している。各供試体で比較的大きな挙動を生じた試験を対象に再現解析を行った。対象の試験番号 (以下 試番という) は表 5.11 に示すとおりである。

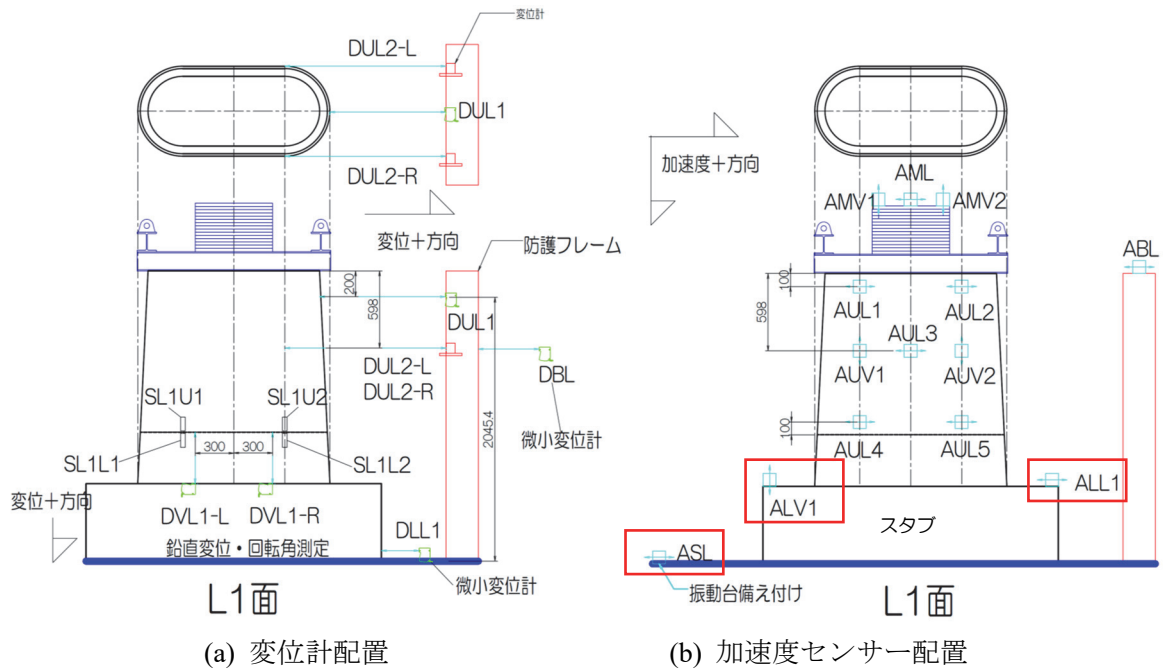


図 5.48 変位計および加速度センサーの配置

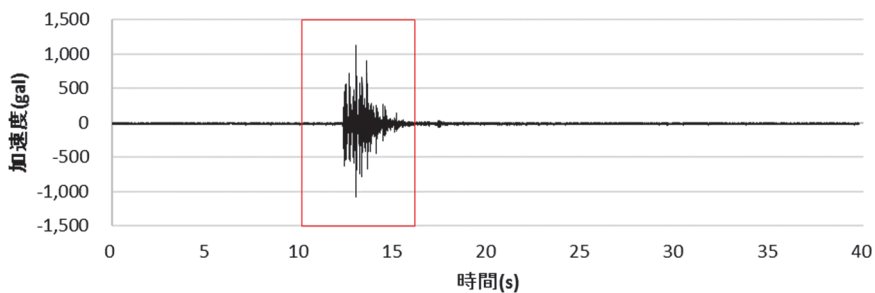
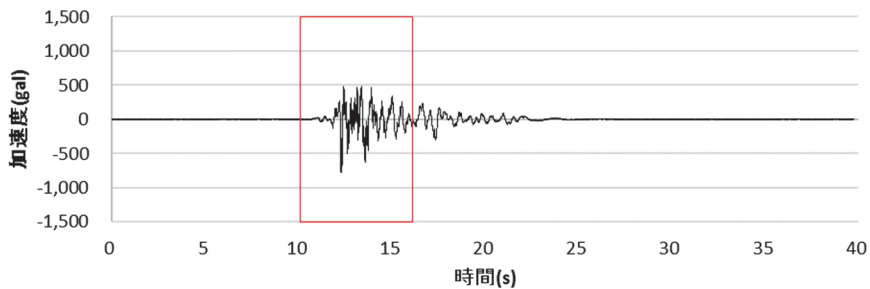


図 5.49 計測加加速度

(2) 入力加加速度

動的試験の変位計および加速度センサー配置を図 5.48 に示す。振動台と供試体基部（スタブ）で 0.5mm 程度のずれが生じていたため、解析に用いる入力動は振動台備付けの加速度センサー（ASL）ではなくスタブに取り付けられた水平、鉛直加速度センサー（ALL1, ALV1）の測定値とした。図 5.49 に供試体 No.1 試番 8（最大加加速度 776gal）において計測された加加速度を示す。実際の試験では水平方向のみの加振であるが、鉛直方向の加速度センサー（ALV1）にもロッキング挙動の影響と想定される大きな加加速度が観測されているため解析に考慮することとした。

解析は入力動が大きく挙動が生じている図 5.49 の赤枠で囲んだ 10.1～16.1 秒の間の 6 秒間を対

象として実施した。なお、0～0.1秒は自重解析を行い0.1秒以降に加速度を入力した。すなわち、本解析の解析上の時間に10秒を加えたものが実際の試験の時間となる。計算間隔は前項同様に1/1000とした。

(3)供試体 No.1 (移動制限装置なし：打継目タイプ A)

a) 概要およびモデル化

最初に平滑な打継目タイプ A で、移動制限装置を設置していない供試体 No.1 を対象として再現解析を実施した。解析モデルは図 5.40 に示すとおりである。NMM では全ステップにおける変位、速度、加速度を出力する観測点を設定することができる。この観測点を試験における変位計や加速度センサー位置に対応するように設定した(表 5.12)。なお、図 5.40 に示す A 点が ob-1、B 点が ob-2、B'点が ob-3 である。

打継目上部のすべりによる下部との水平変位差(以下 水平ずれという)は、B 点(ob-2)と B'点(ob-3)の相対変位で表す。これに対して試験の実測値は打継目上部の重心位置の水平変位(DUL2-L と DUL2-R の平均)から回転による変位を差引いたものである。

表 5.12 観測点一覧

観測点	X	Y	説明
ob-1	0.000	0.000	A 点 中央, 基礎底面(全体不動点, 強制変位点)
ob-2	0.000	0.999	B 点 中央, 打継目直下(ob-3,4,5,6 対比点)
ob-3	0.000	1.001	B'点 中央, 打継目直上
ob-4	0.000	1.652	中央, 躯体重心位置(DUL2,AUL3)
ob-5	0.000	2.050	中央, 全体重心位置(DUL1)
ob-6	0.000	2.775	中央, 錘上面(AML)
ob-7	-0.300	0.999	左, 打継目直下(ob-8 対比点,DVL1-L 対比点)
ob-8	-0.300	1.001	左, 打継目直下(DVL1-L)
ob-9	0.300	0.999	右, 打継目直下(ob-10 対比点,DVL1-R 対比点)
ob-10	0.300	1.001	右, 打継目直下(DVL1-R)
ob-11	-0.395	1.100	左, 水平加速度 1(AUL4)
ob-12	-0.395	1.652	左, 鉛直加速度 1(AUV1)
ob-13	-0.395	2.150	左, 水平加速度 2(AUL1)
ob-14	0.395	1.100	右, 水平加速度 1(AUL5)
ob-15	0.395	1.652	右, 鉛直加速度 1(AUV2)
ob-16	0.395	2.150	右, 水平加速度 2(AUL2)

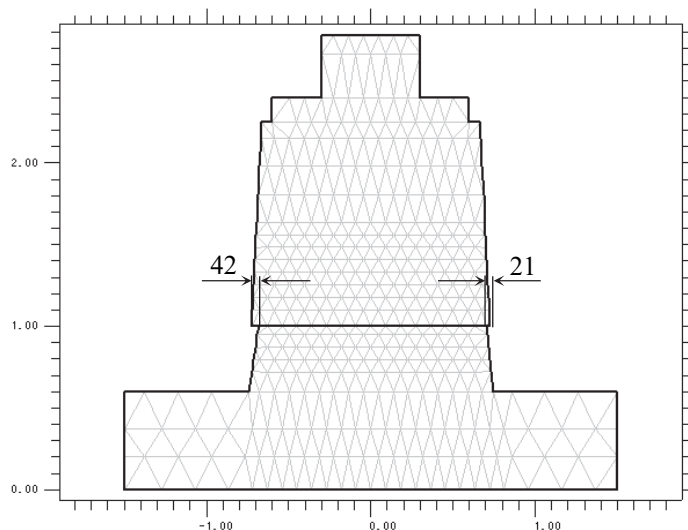


図 5.50 打継目下部の剥落を考慮したモデル

ロッキング挙動による打継目上部の回転角（以下 回転角という）は試験と同様に，図 5.24 に示す DVL1-L(ob-8)，DVL1-R(ob-10)の鉛直変位より式(5.17)により算出した．また，水平ずれは B' 点が右側にずれる方向を正，回転角は時計方向を正として表している．

$$\theta_v = \tan^{-1} \left( \frac{(DVL1-L) - (DVL1-R)}{L_v} \right) \quad (5.17)$$

打継目下部コンクリートの剥落が生じている試験では剥落をモデルに考慮した（図 5.50）．剥落寸法は動的試験実施後の画像より設定した．試験 8 では剥落寸法が非常に小さいため考慮せず，試験 9 では左側 42mm，右側 21mm とした．

#### b) 試験 8（最大加速度 776gal）

試験 8（最大加速度 776gal）について再現解析を実施した．まずモデル底面に計測波形通りの加速度が入力されていることを確認する．モデル底面(ob-1)の解析加速度時刻歴と計測加速度時刻歴を図 5.51 にて比較した．同図より両者が解析全過程において一致しており意図した通りに加振できていることが確認された．

水平ずれ時刻歴を図 5.52 に示す．最大値は実測の 15.6mm に対して解析値は 9.4mm で，多少小さいものの 2.3 秒付近の最初のすべり挙動などはよく再現できている．個々の変位については実際の供試体の打継目は均一ではなくばらつきがあること，加振直角方向にも若干挙動し応力分布が不均一となることから完全に一致させることは困難で，それらを考慮すれば概ね挙動は再現できていると考えられる．

回転角時刻歴を図 5.53 に示す．実測の最大回転角 0.0036 rad に対して解析値は 0.00095 rad で比率で示すと 26%と小さい．図 5.54 に水平ずれと回転角との関係を図化した．横軸が水平ずれ，縦軸が回転角である．水平ずれ 4mm，回転角 0.001rad 程度までは一致しているものの解析ではこれ

以降回転角が減少しており、その結果最大変位角が過小に評価されていることがわかる。各図に赤点で試験における打継目下部が剥落したタイミングを示す。剥落以降、回転角が増加し乖離が大きくなっている。NMMでは加振中の打継目下部のコンクリートの剥落のような、解析途中でのジョイントループ（物理メッシュ）の形状変更はできない。また、ジョイントループ間の接触も摩擦や衝突といった現象は再現できるものの、引張強度による接合は表現できない。そのため、本解析ではあらかじめ剥落を考慮した形状でモデル化しているものの「解析途中で荷重が作用して剥落する」という現象は再現できておらず、それが解析結果に影響を及ぼしていると考えられる。このため、再現方法は今後の課題としたい。

打継目上部の水平加速度時刻歴を図 5.55 に示す。計測点は打継目上部の重心位置 ob-4(AUL3) である。実測値と比較すると解析値は全体的にスパイクが少なく幾分平滑化された波形を示す。測点が打継目から 652mm の高さにあり、回転挙動による水平加速度が含まれていることが影響しているものと考えられる。それを除くと概ね一致した応答を示しており、打継目の不連続面を介した加速度の伝達を概ねうまく表現できていると考えられる。

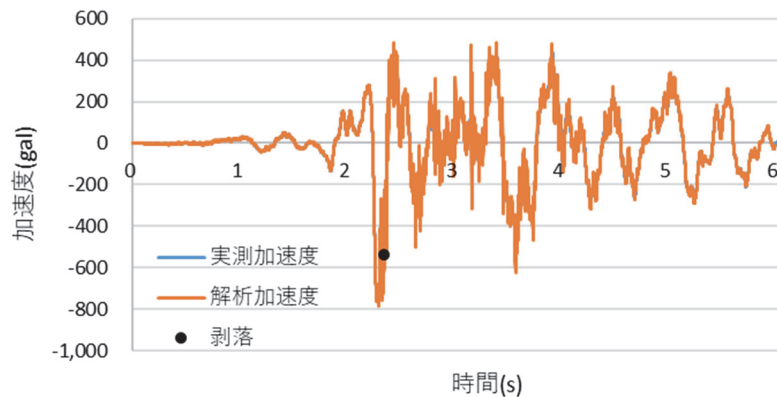


図 5.51 水平加速度時刻歴(ob-1)

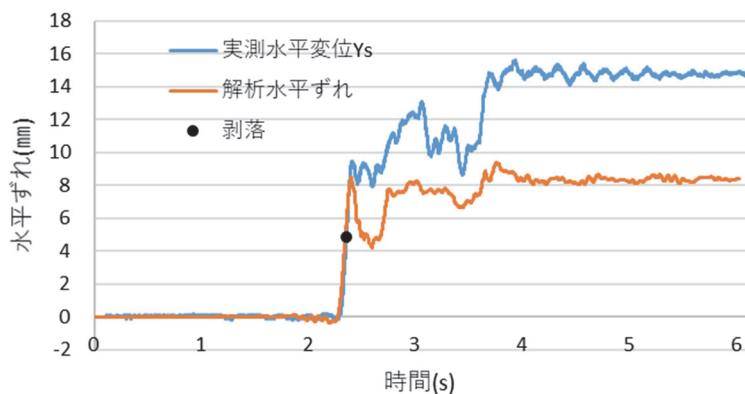


図 5.52 打継目上部の水平ずれ時刻歴

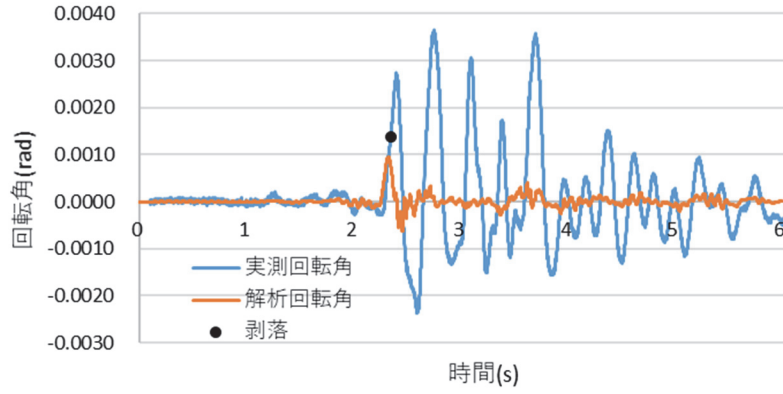


図 5.53 打継目上部の回転角時刻歴

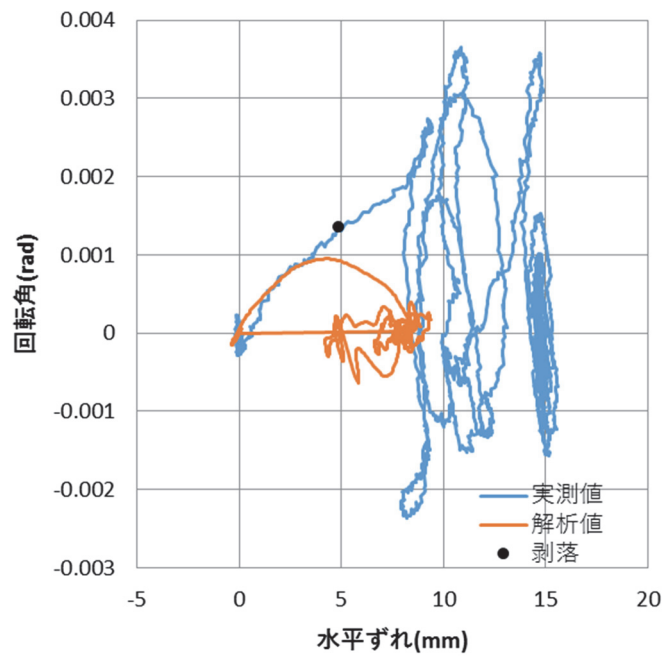


図 5.54 水平ずれと回転角

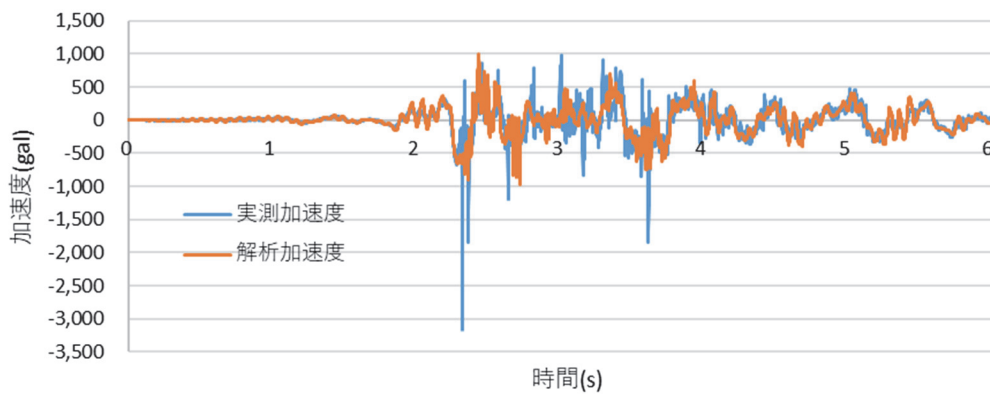
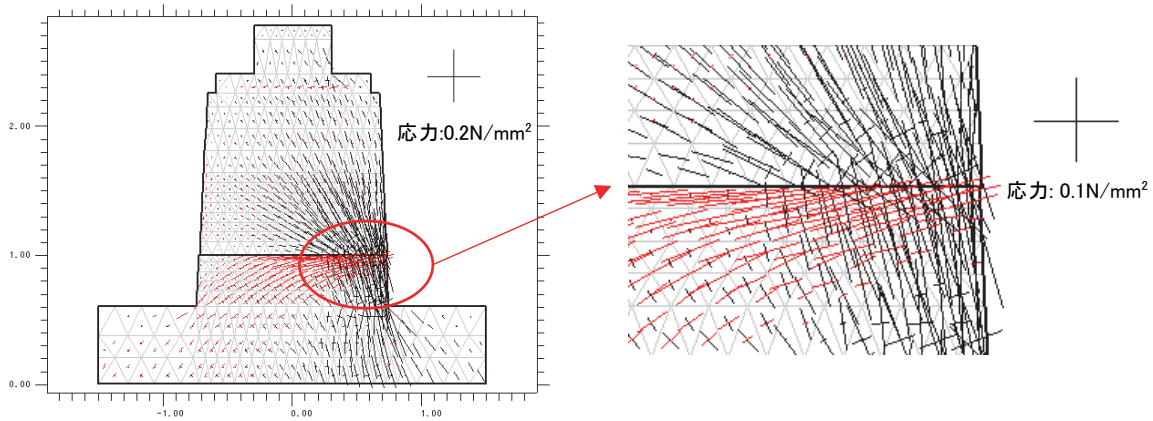
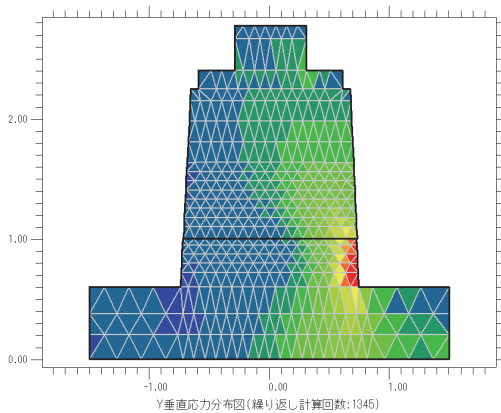


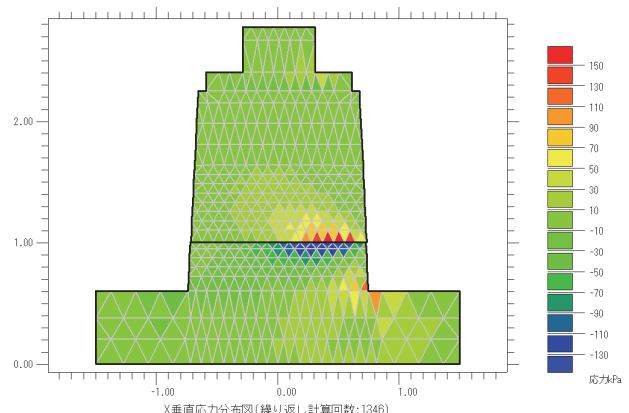
図 5.55 打継目上部の水平加速度時刻歴(ob-4)



(a) 主応力ベクトル図



(b) 鉛直方向応力コンター図



(c) 水平方向応力コンター図

図 5.56 応力図(2.345 秒)

図 5.56(a)に加振中にロッキングに伴う回転挙動が生じることで、打継目端部に応力集中が発生し剥落が生じたと考えられる 2.345 秒（試験時間では 12.345 秒）の主応力ベクトル図を示す。ここで、黒線が圧縮応力、赤線が引張応力を示している。前項で剥落の原因として摩擦力と鉛直力の合力が斜め方向に作用していることが原因だと推察した（図 5.31）。この応力図に示す通り剥落が生じている打継目下部には斜め方向の圧縮応力が生じている。圧縮応力の最大値は  $0.26 \text{ N/mm}^2$  で摩擦力に起因すると考えられる引張応力も  $0.19 \text{ N/mm}^2$  発生している。しかし、試験時に実施したコンクリート割裂引張強度試験結果は  $2.49 \text{ N/mm}^2$  で、これに比べると発生している応力は 1/10 程度となっている。解析では回転挙動が小さく評価されていることから、打継目に生じる圧縮応力、引張応力の分布範囲が広がっていることが原因ではないかと考える。これは、図 5.56(b)(c)に示す応力コンター図からも想定できる。

### c) 試番 9（最大加速度 1034gal）

次に試番 9（最大加速度 1034gal）について再現解析を実施した。

モデル底面の加速度時刻歴（図 5.57）より意図した通りに加振できていることを確認した。前ケースと同様に水平ずれ（図 5.58）は概ね再現できているものの、回転挙動（図 5.59）は解析値



が小さい結果となっている。しかし、図 5.60 に示す水平ずれと回転角の関係より、回転角も途中までは整合していることが確認できる。試験では打継目下部が剥落した以降急激に回転角が増加している。これは試番 8 でも見られる傾向であるが試番 9 では顕著である。この再現方法については前述のように今後の課題と考えている。打継目上部の水平加速度時刻歴を図 5.61 に示す。前ケースと同様に実測値と比較すると、解析値は全体的にスパイクが少なく幾分平滑化された波形を示すが概ね一致した応答を示しており、打継目の不連続面を介した加速度の伝達を概ねうまく表現できていると考えられる。



図 5.57 水平加速度時刻歴(ob-1)

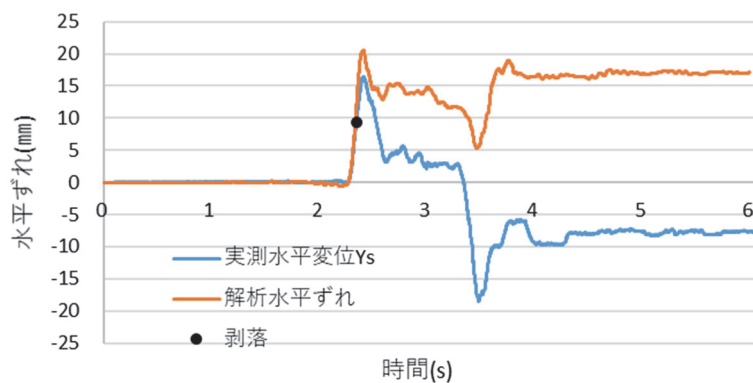


図 5.58 打継目上部の水平ずれ時刻歴

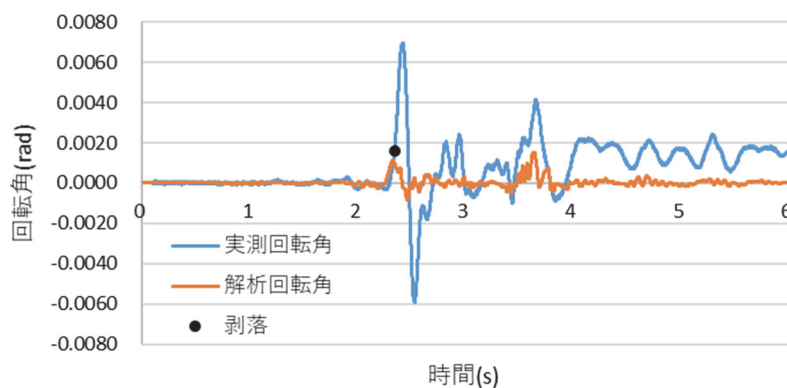


図 5.59 打継目上部の回転角時刻歴

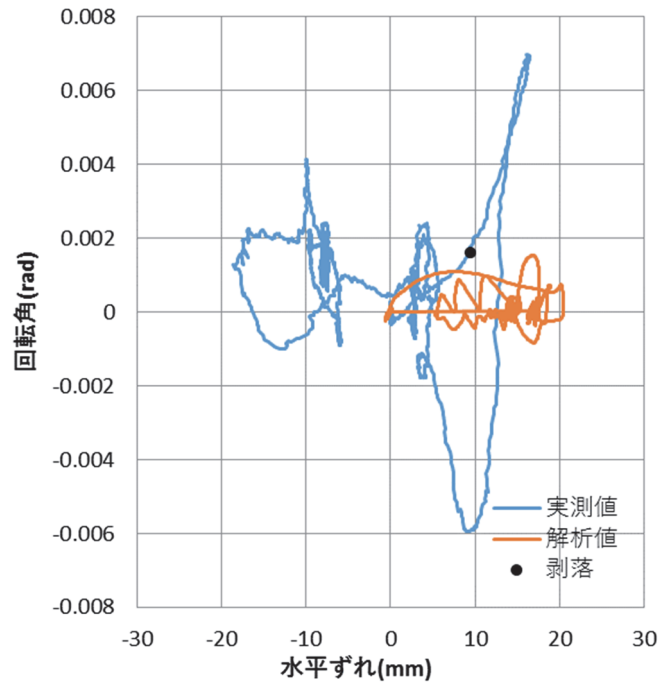


図 5.60 水平ずれと回転角

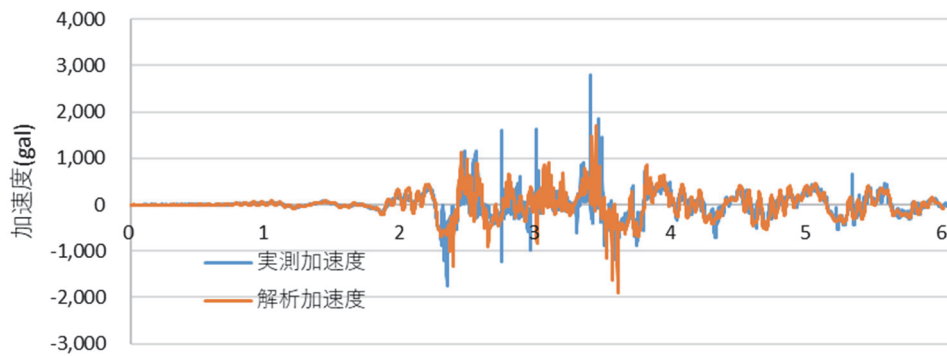


図 5.61 打継目上部の水平加速度時刻歴(ob-4)

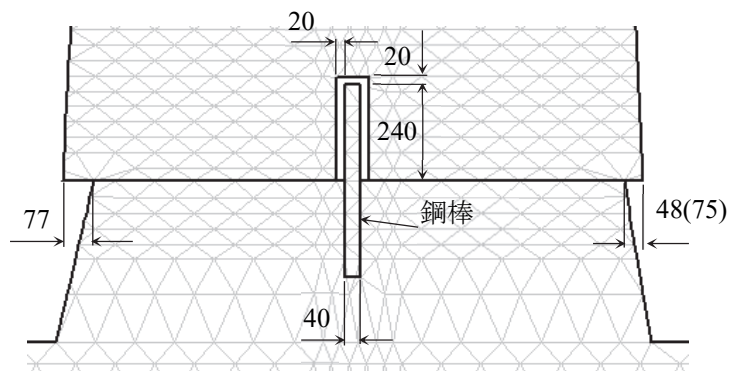


図 5.62 鋼棒付近のモデル詳細

#### (4) 供試体 No.2 (移動制限装置あり：打継目タイプ A)

##### a) 概要およびモデル化

平滑な打継目タイプ A で移動制限装置を設置している供試体 No.2 を対象として再現解析を実施した。基本的なモデルは供試体 No.1 と同じであるが、異なる鋼棒周辺の詳細を図 5.62 に示す。

鋼棒の物性値については奥行き方向の換算を行う。鋼棒は  $\phi 40$  mm を 2 本設置しているため、断面積は  $0.0025\text{m}^2$  である。これを幅  $0.04\text{m}$ 、奥行き  $0.66\text{m}$ 、断面積  $0.0264\text{m}^2$  としてモデル化するため、面積の比率  $0.0264/0.0025 = 10.56$  でヤング係数を除して入力する。すなわち鋼棒のヤング係数は、 $2.0 \times 10^8 / 10.56 = 1.9 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$  とした。なお、鋼棒の応力は算出されたひずみに実際のヤング係数 ( $2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ ) を乗じて算出した。遊間には要素を配置していない。

また、前項と同様に打継目下部の剥落を考慮したモデルとした。剥落寸法は動的試験実施後の画像より設定した。考慮した寸法は試番 10 で左側  $77\text{mm}$ 、右側  $48\text{mm}$ 、試番 11 で左側  $77\text{mm}$ 、右側  $75\text{mm}$  である。

なお、水平ずれを算出する点 B, B' が鋼棒上となり変位しないため  $100\text{mm}$  左に観測点 ob-17, 18 を設定し、点 B, B' とした。

##### b) 試番 10 (最大加速度 $1018\text{gal}$ )

試番 10 (最大加速度  $1018\text{gal}$ ) について再現解析を実施した。モデル底面の加速度時刻歴 (図 5.63) より意図した通りに加振できていることを確認した。

水平ずれ (図 5.64) はよく再現できているものの、試験では鋼棒周辺の遊間  $20\text{mm}$  を超えようとするが発生し鋼棒に衝突しているが、解析では最大ずれは遊間をわずかに下回る  $19.1\text{mm}$  で鋼棒に衝突していない。図 5.66 に水平ずれと回転角を図化した。破線で遊間を示している。

供試体 No.1 と同様、急激に回転角が増加する  $15\text{mm}$  まではよく再現できている。試験では鋼棒が手前と奥で 2 本あり加振直角方向のずれによりそれぞれが異なったタイミングで衝突している。試験での 1 本目の鋼棒への衝突は水平ずれ  $19.9\text{mm}$ 、回転角  $0.0026\text{rad}$  で、以降水平ずれは減少し回転角が増加することがわかる。2 本目の鋼棒への衝突は水平ずれ  $21.7\text{mm}$  の時点で、これ以上水平ずれは増加せず回転角のみ増加している。解析では鋼棒に衝突していないためこの挙動は生じておらず、回転挙動 (図 5.65) は解析値が小さい結果となっている。

打継目上部の水平加速度時刻歴を図 5.67 に示す。実測値では鋼棒に衝突した瞬間と考えられる大きな加速度が生じている。解析値はこれがなく全体的に平滑化された波形を示すが、衝突時付近を除けば概ね一致した応答を示している。

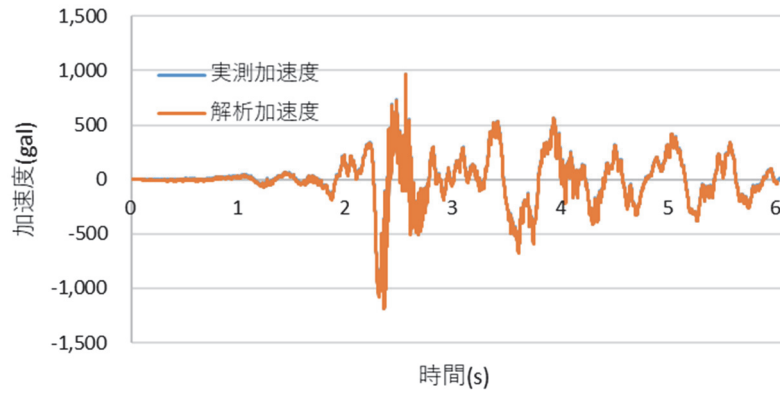


図 5.63 水平加速度時刻歴(ob-1)

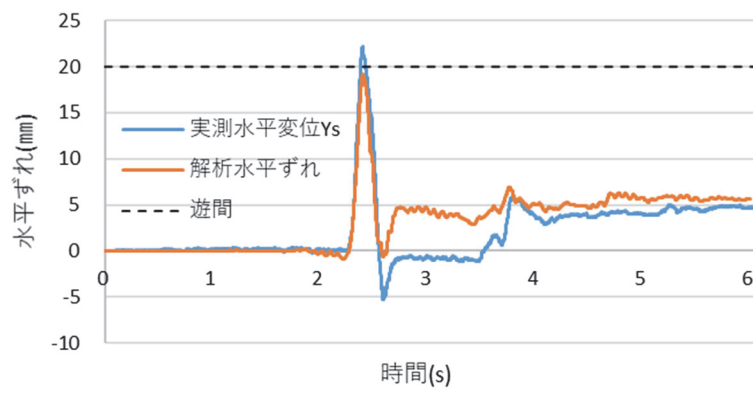


図 5.64 打継目上部の水平ずれ時刻歴

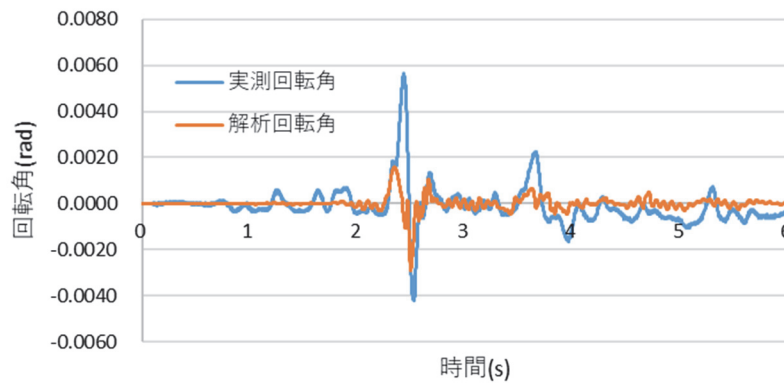


図 5.65 打継目上部の回転角時刻歴

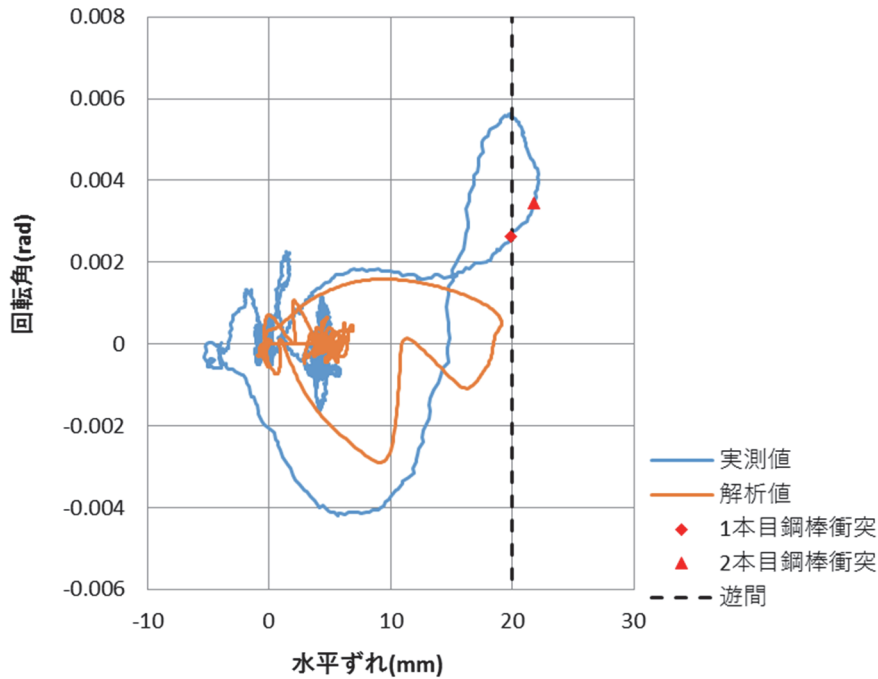


図 5.66 水平ずれと回転角

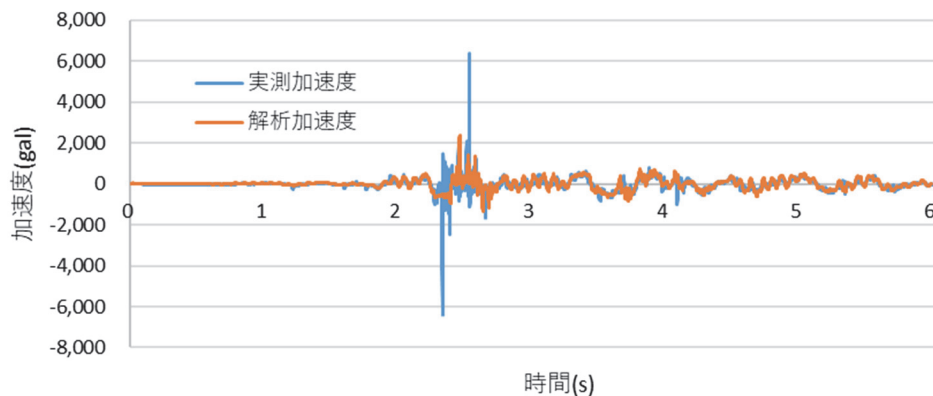


図 5.67 打継目上部の水平加速度時刻歴(ob-4)

c) 試番 11 (最大加速度 1248gal)

試番 11 (最大加速度 1248gal) について再現解析を実施した。モデル底面の加速度時刻歴 (図 5.68) より意図した通りに加振できていることを確認した。

鋼棒に衝突している点も含め水平ずれ (図 5.69) はよく再現できており、これに伴う大きな回転 (図 5.70) も再現されている。水平ずれと回転変位との関係 (図 5.71) から、鋼棒に衝突することにより回転角が 0.005rad から 0.017rad まで 0.012rad 増加しており、鋼棒の設置により水平ずれは制限することができるものの回転角は増加することがわかった。

打継目上部の水平加速度時刻歴を図 5.72 に示す。本ケースでは実測値と同様に解析値にも鋼棒に衝突した瞬間と考えられる大きな加速度が生じている。実際の試験では挙動により加振直角方向に回転が生じることで、各鋼棒の遊間がばらつき複数回の衝突が生じていることからスパイク

が多くなっていると考えられる。解析値はこれがないためスパイクが少なくなっている。この影響もあり衝突時を除けば概ね一致した応答を示している。

図 5.73, 5.74 に鋼棒と衝突した 2.380 秒の応力図と変位図を示す。下部が左に変位するのに対して上部はすべりが発生して変位差が生じ、変位差が遊間の 20 mm を超えた瞬間に鋼棒に衝突している。これにより鋼棒には左側からの水平力による曲げモーメントが発生し、左側には引張応力、右側には圧縮応力が生じている。鋼棒埋込み部には圧縮応力が生じており鋼棒からのコンクリートへの応力伝達も的確に表現されている。鋼棒には要素重心で  $48\text{N/mm}^2$ 、表面で  $73\text{N/mm}^2$  の応力が発生しており、試験では降伏強度( $474\text{N/mm}^2$ )を超える応力が測定されたこととは異なり小さな値となっている。

図 5.75 に打継目上部に作用する水平荷重を示す。解析値は打継目上部の重心位置(ob-4)の水平方向加速度に打継目上部の質量  $4.482\text{t}$  を乗じて算出した。図 5.76 に打継目上部に作用する水平荷重と水平ずれの関係を示す。これには試験の実測値とそれにノイズ除去を目的として 15Hz のローパスフィルタ処理を行った値もあわせて示した。解析値は実測値とフィルタ処理した実測値の中間的な結果となっている。荷重の最大値は解析値とフィルタ処理していない実測値と概ね一致している。全体の荷重は一致していることから解析で算出されたコンクリートや鋼棒に生じる応力が小さい原因は、摩擦力の分布範囲や打継目界面と鋼棒との分担の差によると考えられる。

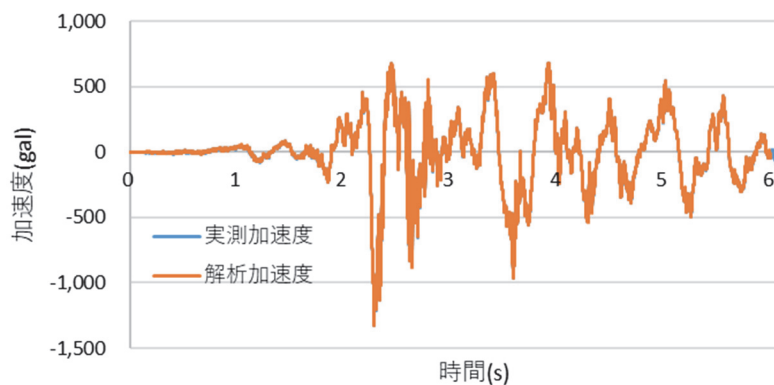


図 5.68 水平加速度時刻歴(ob-1)

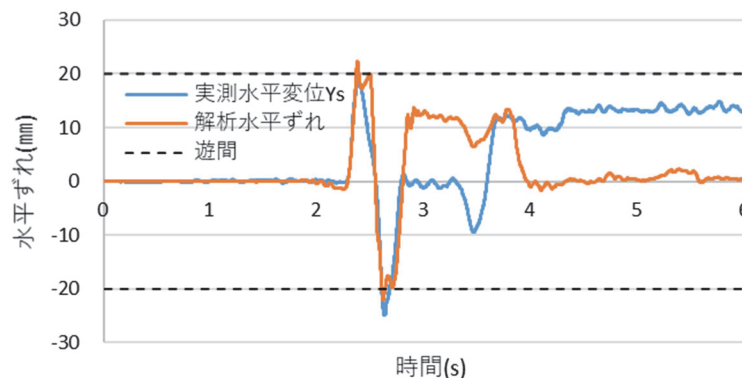


図 5.69 打継目上部の水平ずれ時刻歴

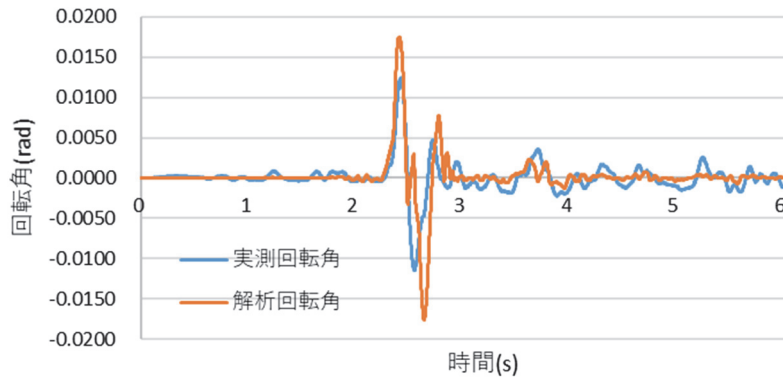


図 5.70 打継目上部の回転角時刻歴

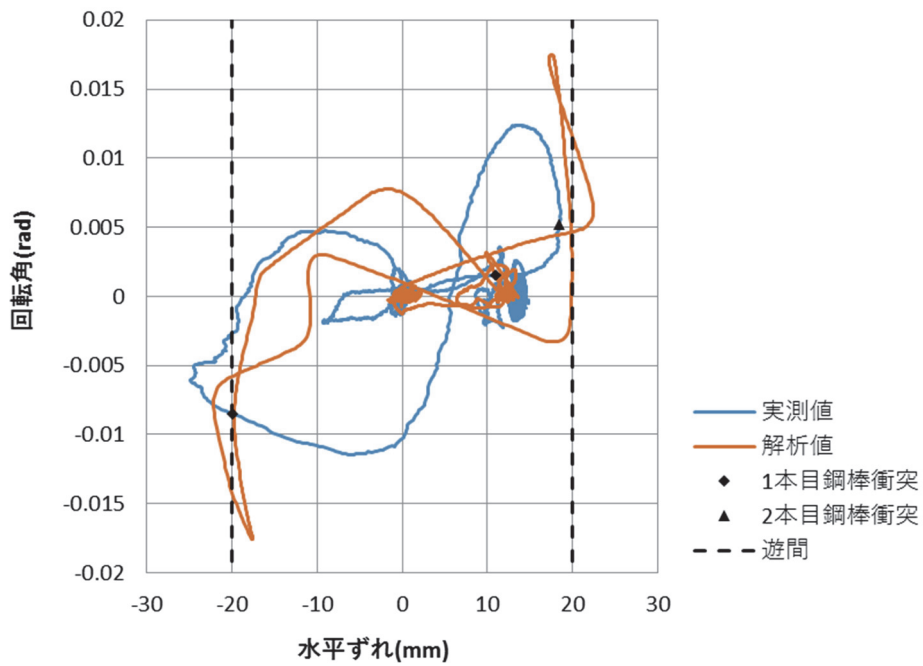


図 5.71 水平ずれと回転角

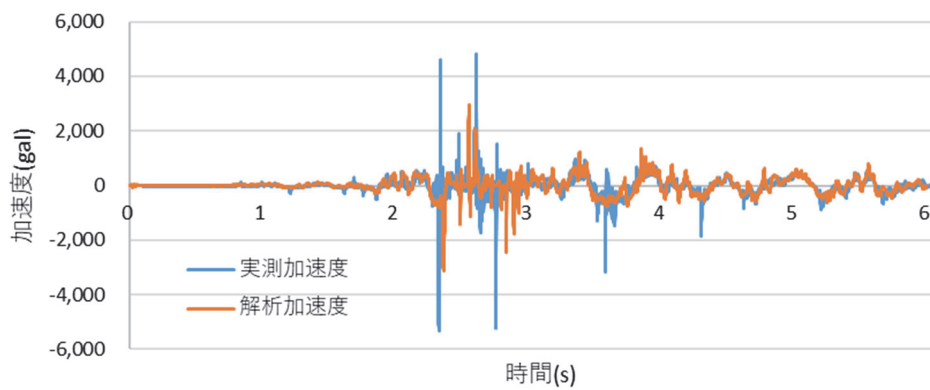


図 5.72 打継目上部の水平加速度時刻歴(ob-4)



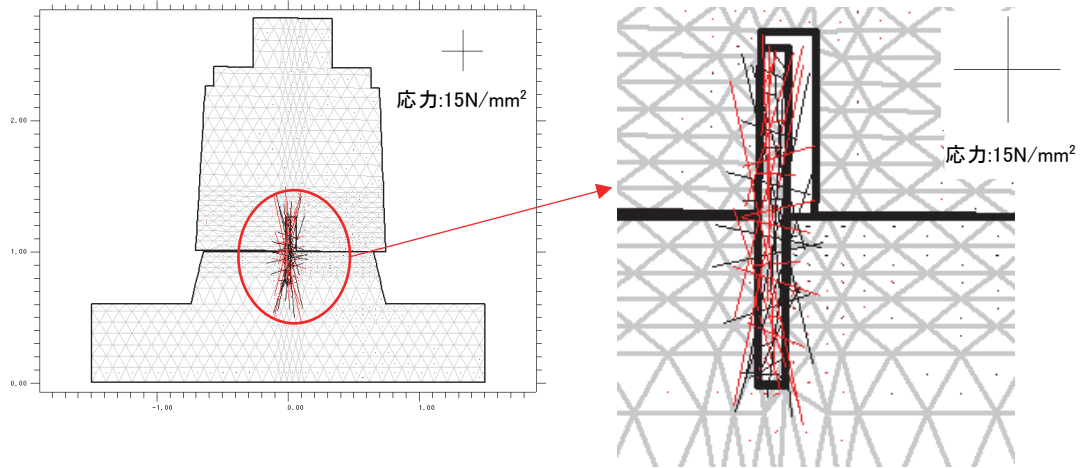


図 5.73 応力図(2.380 秒)

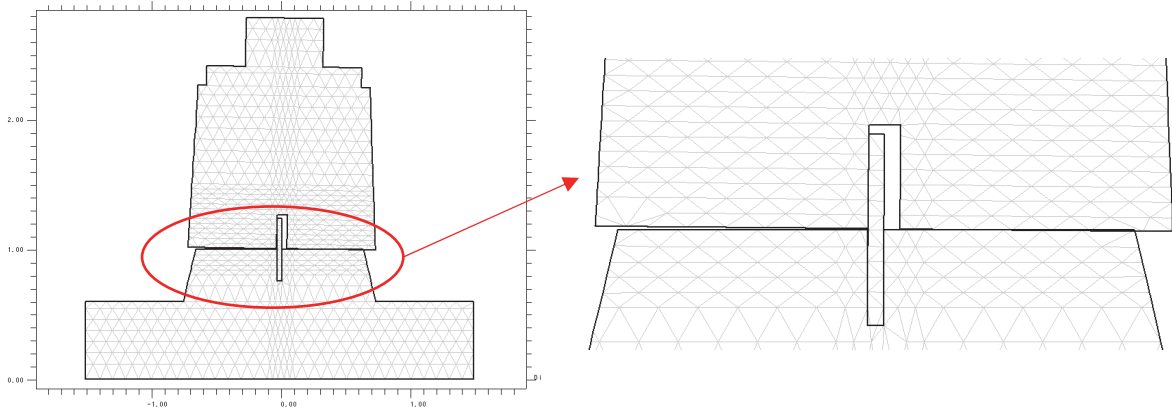


図 5.74 変位図(2.380 秒)

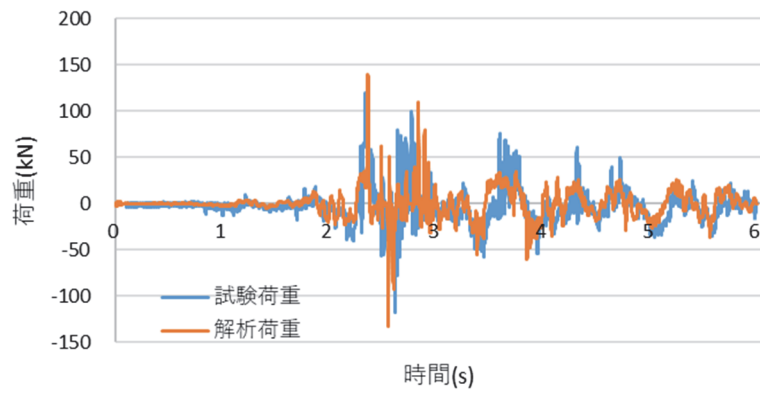


図 5.75 打継目上部に作用する水平荷重

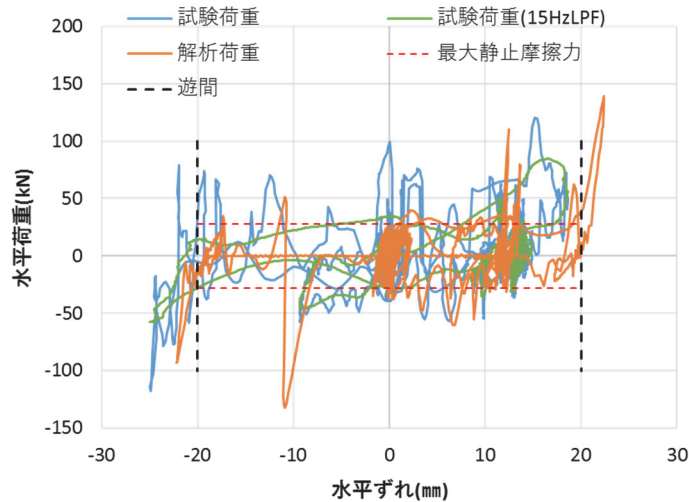


図 5.76 水平荷重と水平ずれの関係

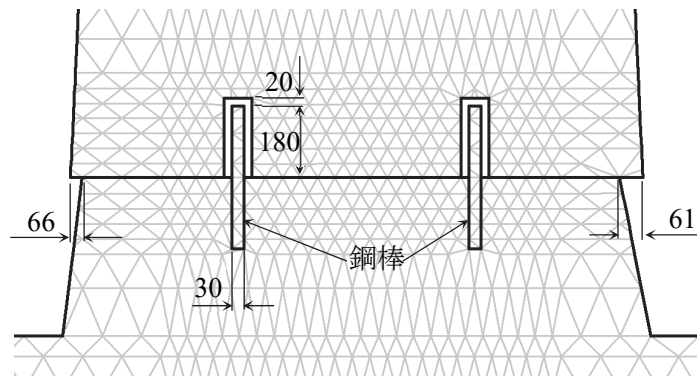


図 5.77 鋼棒付近のモデル詳細

(5)供試体 No.3 (移動制限装置あり : 打継目タイプ B)

a) 概要およびモデル化

付着のある打継目を破断した粗な打継目タイプ B で移動制限装置を設置している供試体 No.3 を対象として再現解析を実施した。

解析モデルの鋼棒周辺を図 5.77 に示す。鋼棒の物性値は前項と同様に換算を行う。鋼棒は  $\phi 30$  mm を 2 本を 2 列設置しているため、1 列当りの断面積は  $0.0014\text{m}^2$  である。これを幅 0.03m、奥行き 0.66m、断面積  $0.0198\text{m}^2$  としてモデル化するため、面積の比率  $0.0198/0.0014 = 14.14$  でヤング係数を除して入力する。すなわち鋼棒のヤング係数は、 $2.0 \times 10^8 / 14.14 = 1.4 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$  とした。なお、鋼棒の応力は、算出されたひずみに実際のヤング係数 ( $2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ ) を乗じて算出した。また、前項と同様に打継目下部の剥落を考慮している。剥落寸法は動的試験実施後の画像より左側 66mm、右側 61mm とした。

b) 試番 14 (最大加速度 1436gal)

試番 14 (最大加速度 1436gal) について再現解析を実施した。

モデル底面の加速度時刻歴 (図 5.78) より意図した通りに加振できていることを確認した。

図 5.79 に水平ずれを示す。付着のある打継目を破壊した粗な打継目で摩擦角のバラつきも大きいと考えられるため、ずれの生じるタイミングや向きは一致するもののずれ量は整合しない結果となった。2.4 秒付近の挙動では試験では鋼棒に衝突しているのに対して解析では衝突していない。また 2.6 秒付近ではその逆となっている。

しかし、回転挙動(図 5.80)は比較的良好に再現されている。4 秒以降の比較的小さな加速度において試験では水平ずれや回転角に大きな挙動が生じているが、解析ではほとんど挙動は生じていない。これは、図 5.81 に示すように試験では挙動により加振直角方向に回転が生じることで、各鋼棒の遊間がばらつき、比較的小さなずれで 1 本目の鋼棒に衝突していることが要因の一つと考えられる。なお、その際には回転により各鋼棒には衝突する時間が異なるのに対して、解析では全ての鋼棒が同時に衝突していることから、挙動が再現困難になっているものと考えられる。

打継目上部の水平加速度時刻歴を図 5.82 に示す。鋼棒に衝突した時刻が実測と解析で異なるためスパイクの時刻は異なっているもののスパイクの大きさにも大差はなく、打継目の不連続面や鋼棒を介した加速度の伝達を概ねうまく表現できていると考えられる。

特徴的な 2.331 秒、2.590 秒の応力図を図 5.8、5.84 に示す。なお、算出時刻は図 5.78~5.82 の図中にも示している。2.331 秒では鋼棒には衝突していないためコンクリートに応力が生じている。コンクリートに生じる圧縮応力の最大値は  $1.49 \text{ N/mm}^2$ 、引張応力の最大値も  $0.95 \text{ N/mm}^2$  で割裂引張強度試験結果  $2.49 \text{ N/mm}^2$  に比べると小さい。鋼棒の下端付近のコンクリートに応力集中がみられるがこれは 2 次元解析のためコンクリートに切欠きを設けているようにモデル化されていることから生じているもので、実際にはコンクリート中に鋼棒が埋め込まれているため問題はない。鋼棒に衝突した 2.590 秒では鋼棒に大きな応力が生じてコンクリートにはあまり応力が生じていないことがわかる。鋼棒に発生している応力は要素重心  $118 \text{ N/mm}^2$ 、表面  $177 \text{ N/mm}^2$  で、試験では降伏強度( $474 \text{ N/mm}^2$ )を超える応力が測定されたこととは異なり小さな値である。

図 5.85、5.86 に打継目上部に作用する水平荷重、水平荷重と水平ずれの関係を示す。供試体 No.2 と同様に荷重の最大値は解析値とフィルタ処理していない実測値と概ね一致している。全体の荷重は一致していることから、解析で算出された応力が小さい原因は摩擦力の分布範囲や打継目界面と鋼棒との分担の差によると考えられる。



図 5.78 水平加速度時刻歴(ob-1)

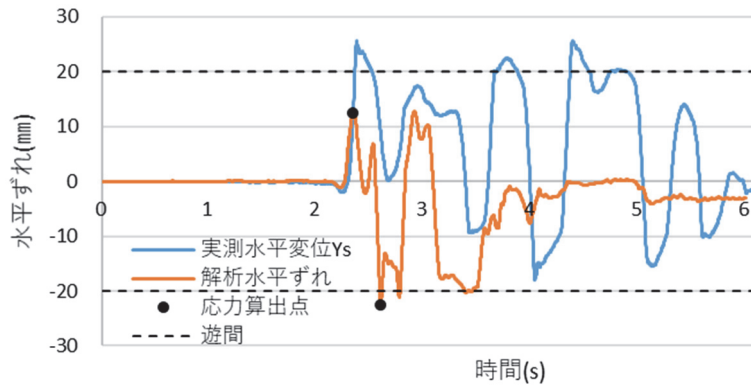


図 5.79 打継目上部の水平ずれ時刻歴

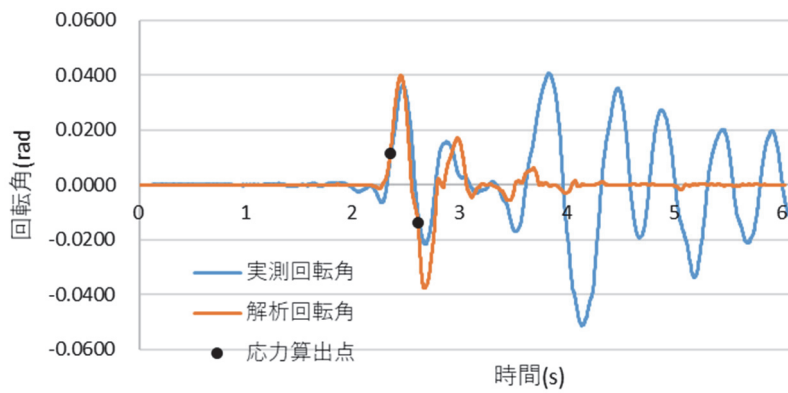


図 5.80 打継目上部の回転角時刻歴(ob-4)

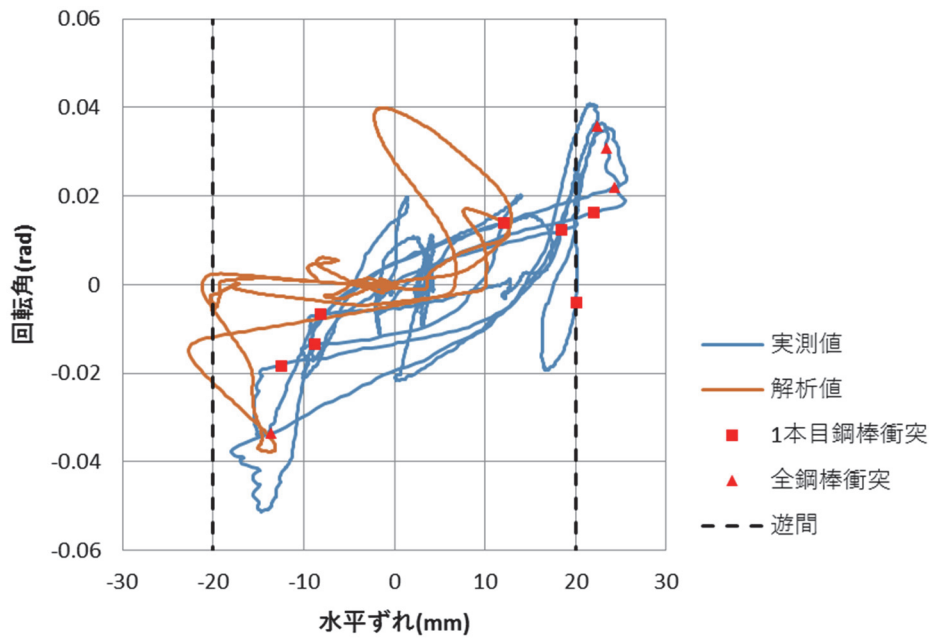


図 5.81 水平ずれと回転変位

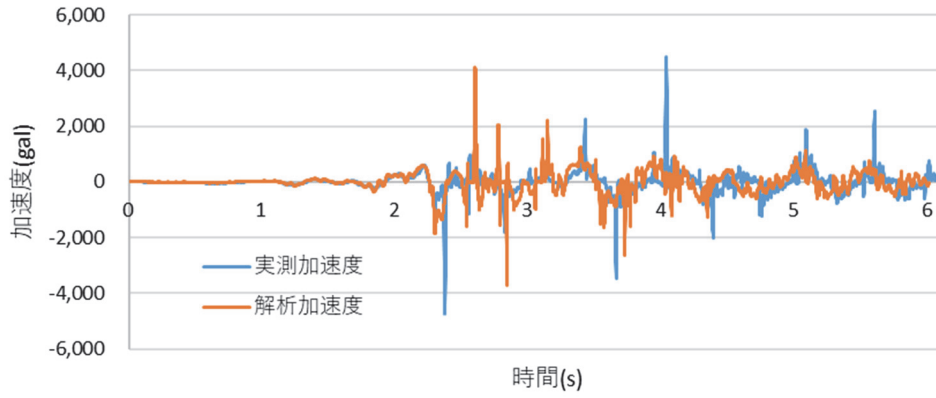


図 5.82 打継目上部の水平加速度時刻歴

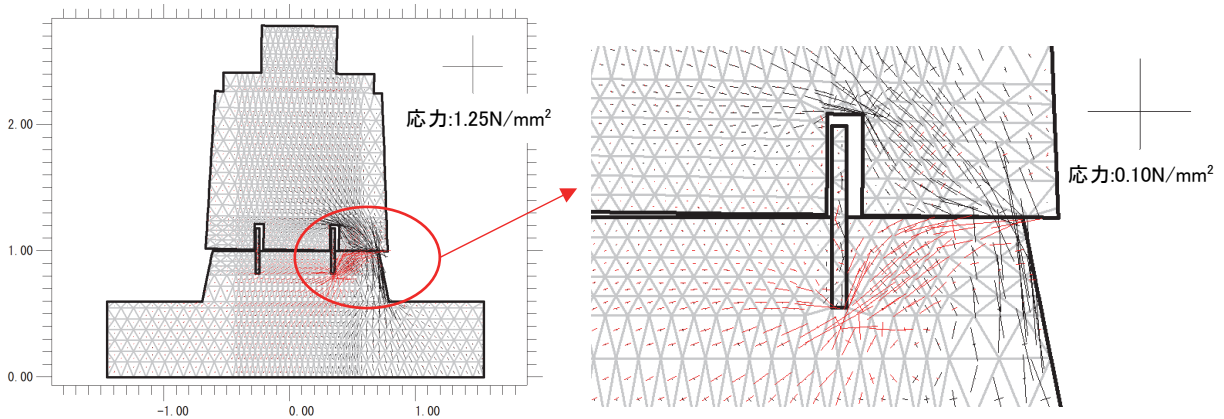


図 5.83 応力図(2.331 秒)

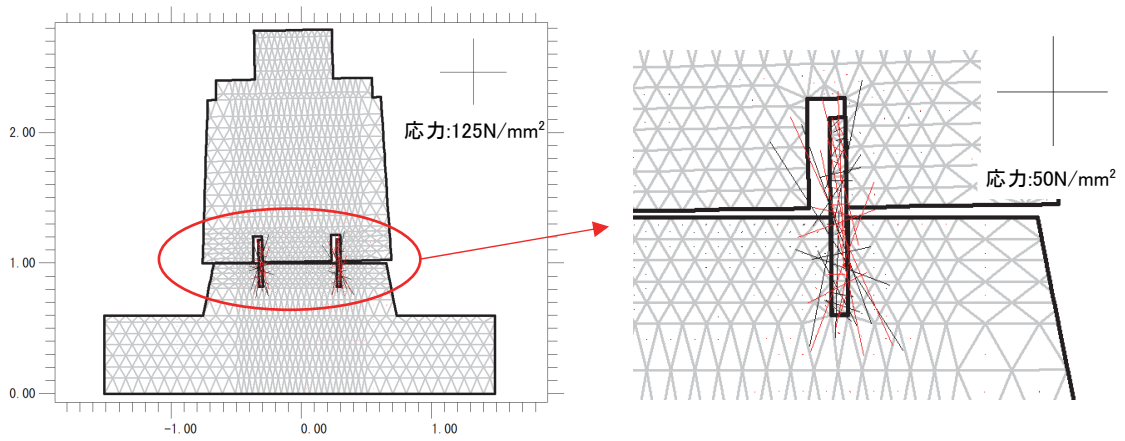


図 5.84 応力図(2.590 秒)

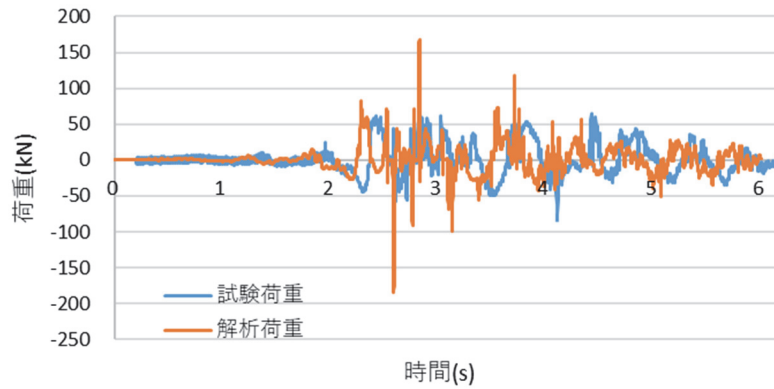


図 5.85 打継目上部に作用する水平荷重

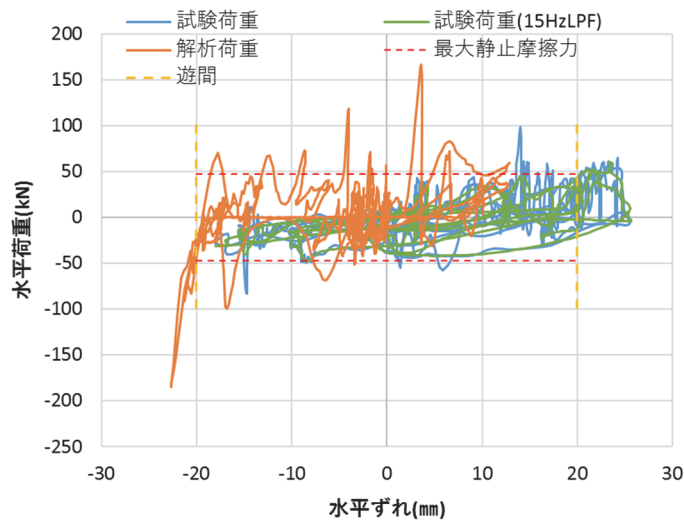


図 5.86 水平荷重と水平ずれの関係

### 5.6.5 再現解析のまとめ

NMM を用いて動的試験の再現解析を行うことで、地震時の挙動や破壊形態および移動制限装置の効果を検証した。本項で得られた知見は以下の通りである。

- 1) 鋼棒の遊間を超えようとした水平ずれが生じた場合に鋼棒に衝突することにより水平ずれが停止し回転角が増加する。加振後の残留変位は鋼棒の遊間の範囲内に制限することができる。といった基本的な挙動の再現が可能である。
- 2) 打継目上部に作用する水平荷重は概ね再現できる。
- 3) 鋼棒に衝突した直後の回転挙動はよく再現できている。
- 4) 摩擦力の分布範囲や打継目界面と鋼棒との分担の差によりコンクリートや鋼棒に生じる応力が小さく算出され実測値と一致しない。
- 5) 解析中の打継目下部コンクリートの剥落が考慮できていないため解析結果に影響を及ぼしているが再現方法は今後の課題としたい。

本研究における再現解析では動的試験自体がばらつきのある大きな試験ということもあり実測値を完全に再現できたわけではないが、挙動や荷重、各ケース間の比較を行うには十分な成果が得られたと考える。



## 5.7 本章で得られた結論

本章では既往地震において被災事例の多い打継目を有する無筋コンクリート橋脚を模擬した縮小供試体およびそれに移動制限装置を設置した縮小供試体を製作し、静的試験ならびに大型振動台を用いた動的試験を行って、破壊形態や地震時の挙動および移動制限装置の効果を検証した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 付着のある打継目から採取したコアによる割裂試験を行った結果、打継目の引張強度は打継目でない部位の 36%程度と低い。また、付着のある打継目を有する供試体の躯体上部に水平荷重を作用させて打継目で静的に破壊させた結果、一部に著大な凹凸があったものの概ね打継目で曲げ引張破壊することが確認できた。これらにより被災時には強度の低い打継目が弱点となり損傷する可能性が高いことがわかった。
- 2) 供試体や要素試験片を用いて一面せん断すべり試験を行い、打継目の摩擦係数を測定した結果、平滑に仕上げた打継目のタイプ A では 0.61~0.66 (供試体最大静止摩擦係数 0.66)、粗な打継目のタイプ B では 0.84~1.69 (供試体最大静止摩擦係数 1.30) の摩擦係数が得られた。これは、動的試験の結果、タイプ A の供試体 No.1, 2 ではすべり挙動の発生が 600gal 以上の加振により水平変位が増加し、タイプ B の供試体 No.3 では水平変位が 1200gal 以上の加振で増加していることで一面せん断すべり試験により得られた摩擦係数と整合が得られたものと考えられる。
- 3) 大きな加速度が作用した場合でも、移動制限装置を設置した供試体では最大ずれがほぼ移動制限装置の遊間である 20mm 程度で、設置していない供試体に比べて小さく制限されている。残留変位も同様に移動制限装置を設置した供試体は設置していない供試体に比べて小さく制限されており、移動制限装置により変位を制限する効果を確認することができた。
- 4) 打継目下部コンクリートの剥落メカニズムは、加振方向に水平すべりが生じ、そのうち剥落を生じる側方向に生じていた回転運動が打継目に衝突し停止し逆方向への回転運動へと移っていく。それにより、すべりに伴う摩擦力 (水平荷重) および鉛直力が端部に集中したことによると考えられる。この荷重は斜め方向に作用するため、引張応力を受け縁端が少なくなる打継目下部のみ剥落が生じ、圧縮応力を受け縁端が大きくなる打継目上部には剥落が生じない。これは本試験や実構造物の被災事例と整合する。
- 5) 同レベルの加速度 (1206~1278gal) で 5 回加振すると、徐々に打継面下部のコンクリートの剥落が進行し回転挙動は加振を重ねるごとに増加する傾向にあることがわかった。これは、剥落により打継目上部の重心位置と打継目下部の回転支点との距離が短くなり回転挙動が生じやすくなったためと考えられる。
- 6) 打継目上部には最大静止摩擦力や入力加速度に質量を乗じた慣性力以上の荷重が作用することがわかった。今回の試験では最大 1.5 倍程度であった。
- 7) 移動制限装置の鋼棒には打継目上部の衝突により降伏し試験後も塑性ひずみが残留したものの鋼棒自体に亀裂等の損傷はなく、埋込み部もひび割れ等の損傷はなく移動制限装置として十分機能している。

NMM により動的試験の再現解析を行い再現性の確認を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) 鋼棒の遊間を超えようとした水平ずれが生じた場合に鋼棒に衝突することにより水平ずれが



停止し回転角が増加する。加振後の残留変位は鋼棒の遊間の範囲内に制限することができる。といった基本的な挙動の再現が可能である。

- 2) 打継目上部に作用する水平荷重は概ね再現できる。
- 3) 鋼棒に衝突した直後の回転挙動はよく再現できている。
- 4) 摩擦力の分布範囲や打継目界面と鋼棒との分担の差によりコンクリートや鋼棒に生じる応力が小さく算出され実測値と一致しない。
- 5) 解析中の打継目下部コンクリートの剥落が考慮できていないため解析結果に影響を及ぼしているが再現方法は今後の課題としたい。

#### 【参考文献】

- 1) 土木学会(1931). 鉄筋コンクリート標準示方書 p.13.
- 2) 土木学会(2017). コンクリート標準示方書[施工編] pp.130-131.
- 3) 鉄道総合技術研究所(2004). 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 p.71.
- 4) 鉄道総合技術研究所(2012). 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 pp.271-273.

## 第6章 移動制限装置による地震対策を実施した無筋橋脚の解析および試験施工

### 6.1 概論

本章では、実際の無筋橋脚に対する移動制限装置の簡易設計および試験施工を行い、施工性を確認する。また、試験施工を実施した橋脚に対して NMM による解析を行い様々な地震動に対して打継目に生じるずれを制限する効果や基礎の応答を確認する。

### 6.2 対象橋梁

試験施工を行う橋梁は 1940 (昭和 15) 年に建造されたもので、上部工は起点方が鉄筋コンクリート T 形桁 (支間 12.9m)、終点方は鋼下路鉄桁 (支間 11.0m) で、下部工の無筋橋脚は直接基礎である (図 6.1)。対象橋梁は昭和 21(1946)年 12 月 21 日に発生した南海地震(M=8.0)を経験しているが損傷は生じていない。また、2 年ごとに実施されている通常全般検査においても大きな変状は確認されていない。

移動制限装置を設置する橋脚には図 6.2 に示すように 2 箇所の打継目が確認できた。打継目の高さは基礎底面から 3.55m および 6.25m である。地震時には曲げモーメントによる引張応力度が大きくなることに加え自重による慣性力が大きくなる下側の打継目が先に損傷すると考えられることから、下側の打継目に遊間のある移動制限装置を設置し、上側打継目にはコ型の補強鉄筋をかすがいのように設置して固定し、損傷させないこととした。

川幅は約 18m で、橋脚幅 2m から計算すると現状の河積阻害率は約 11%となる。これは河川管理施設等構造令<sup>1)</sup>に示されている河積阻害率の原則 5%以内、やむを得ない場合 6%以内を大きく超過している状態である。

### 6.3 移動制限装置の簡易設計

移動制限装置は簡易な静的解析により以下の条件にて設計した。

- 1) 移動制限装置に作用する荷重は、打継目上部重量および列車重量に設計水平震度を乗じて算出した水平力に、第 5 章に示す試験結果より 1.5 倍し、さらに各個撃破係数より 1.3 倍とした。ここで、各個撃破係数とは施工誤差等の原因で各鋼棒に均等に衝突せず、鋼棒に作用する水平力が不均等となることを考慮した係数で、鉄道構造物では一般的に 1.3 が用いられる。
- 2) 設計水平震度は基礎の降伏震度とした。
- 3) 打継目の摩擦は無視し、全水平力を移動制限装置に作用させた。
- 4) RC 標準<sup>2)</sup>に示される橋梁に用いる鋼棒ストッパーに準じて鋼棒の径や本数および補強筋量を決定した。鋼棒の長さは打継目上下それぞれに鋼棒直径の 6 倍とした。
- 5) 移動制限装置の遊間は、地震後の復旧性や被災後の応急復旧時の列車運行に配慮して残留変位が軌道整備基準値以下となるように 20 mmとした。
- 6) 設計上は考慮していないが衝撃を緩和する目的で鋼棒の周囲に硬質ゴムによる緩衝材を設置した。

この結果、図 6.3 に示すように直径  $\phi 75\text{mm}$  長さ 900mm の鋼棒を片面 6 本、計 12 本設置することとした。設計手法の詳細は第 7 章にて述べることとする。

移動制限装置の遊間は地震後の復旧性や被災後の列車運行に配慮して、残留変位が軌道整備基

準に示される通り狂いの制限値以下（10m の弦で 15mm）となるように設定する。通り狂いとはレール側面の長さ方向の凹凸をいうが詳細は 7.3 移動制限装置の簡易設計法にて述べる。ここで安全側に着目橋脚のみに変位が生じると考えて通り狂いを算出すると、通り狂いが制限値の 15mm となる残留変位は 35mm となる（図 6.4）。基礎の残留傾斜の可能性もあることから遊間は多少の余裕をみて 20mm とした。

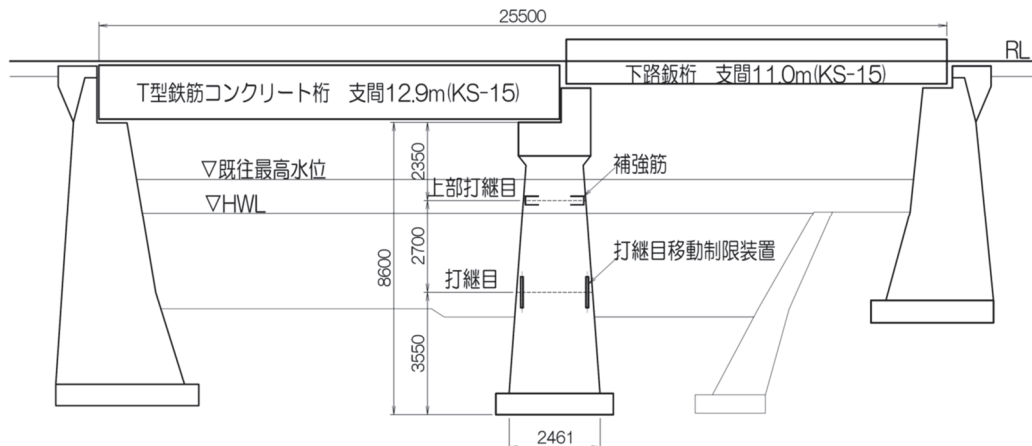
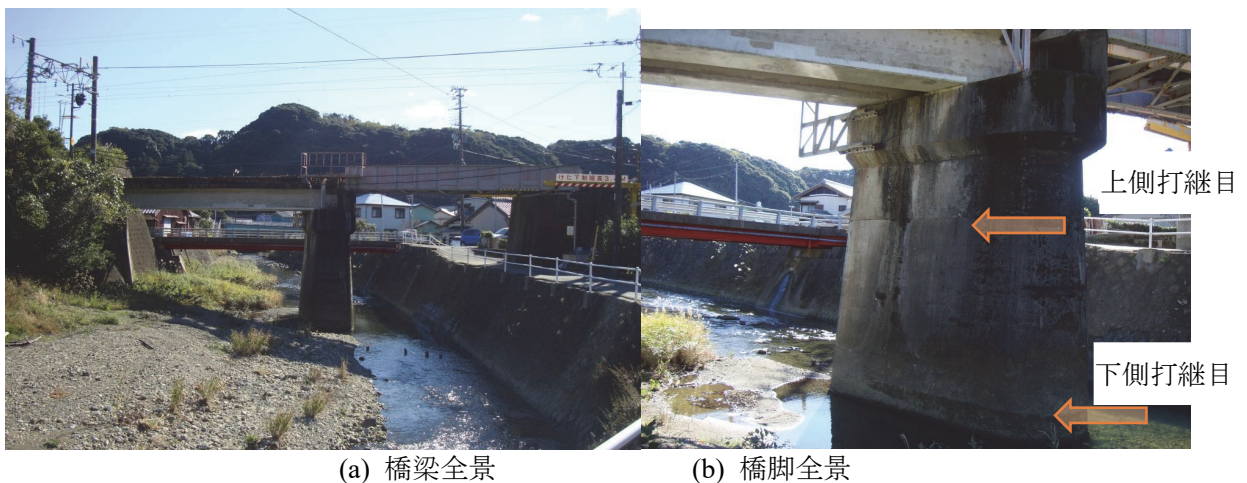


図 6.1 橋梁一般図



(c) 打継目状況

図 6.2 対象橋梁写真

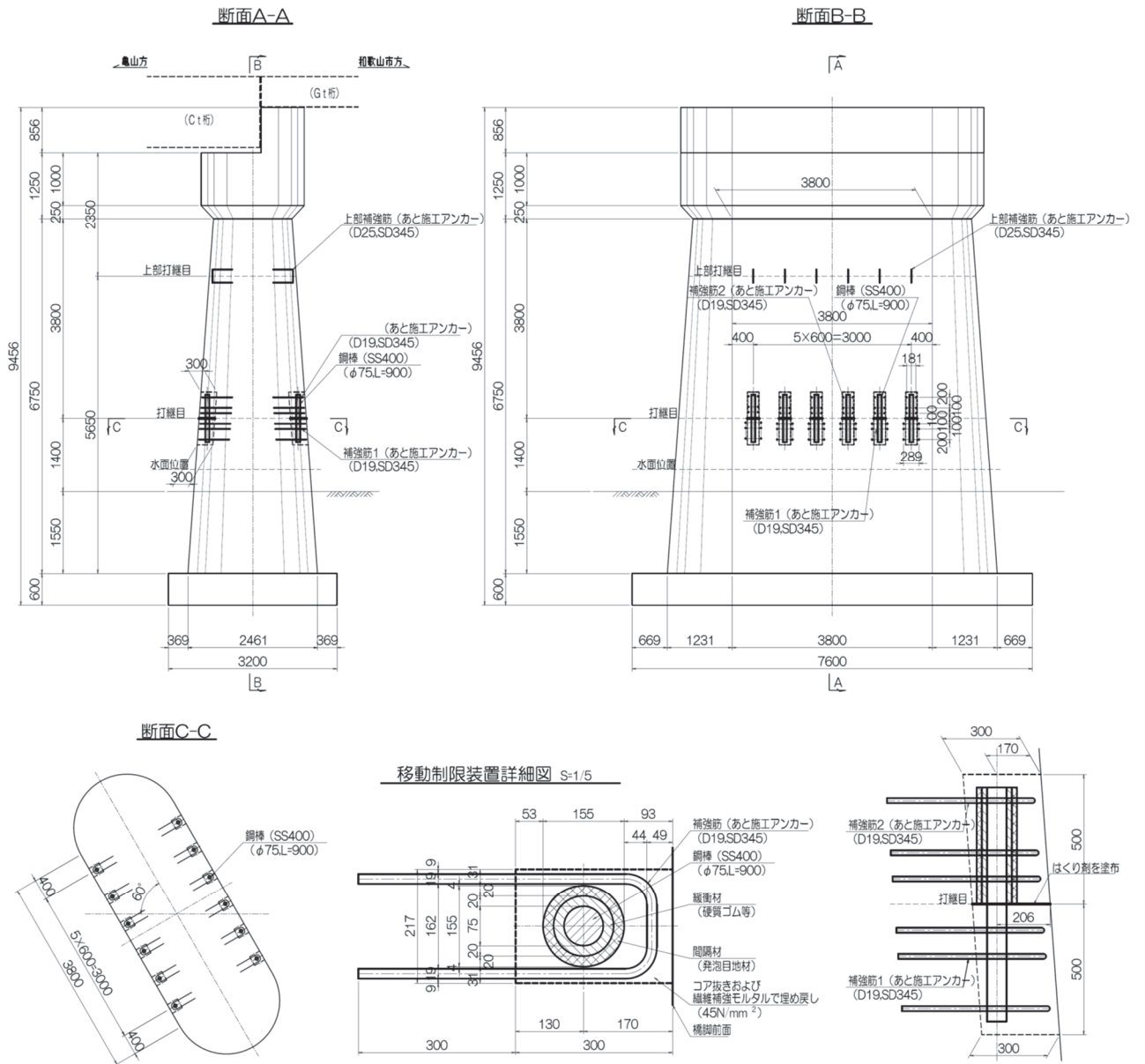


図 6.3 移動制限装置 設計図

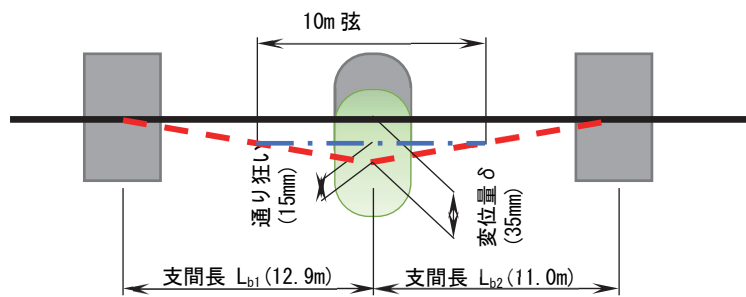


図 6.4 橋脚変位より生じる通り狂い

## 6.4 移動制限装置の施工

### 6.4.1 施工順序および状況

移動制限装置の施工順序および状況を図 6.5～6.8 に示す。

打継目より採取したコアは採取時の軽い衝撃で剥がれ、打継目の一部が一体化していないことが確認できた。設計上は考慮していないが衝撃を緩和する目的で硬質ゴムによる緩衝材を設置した。また、緩衝材の周囲に発泡目地材による間隔材を設置して躯体表面まで無収縮モルタルにより埋め戻した。これにより移動制限装置は露出せず日常のメンテナンスは不要となった。

施工には大型重機は必要なく一般的な RC 巻立て補強に比べ施工が簡易となり短期間での施工が可能であった。

#### STEP1：コア削孔

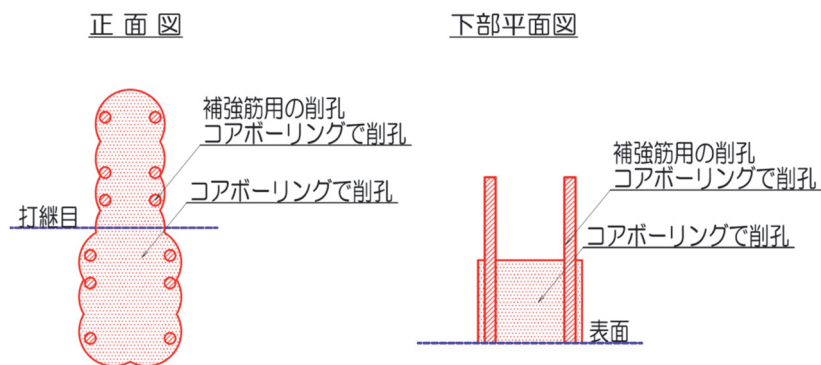
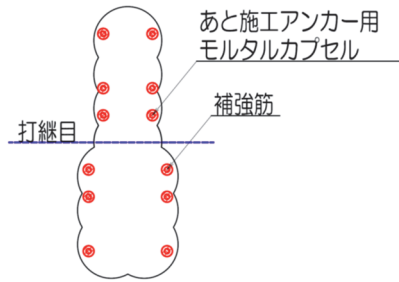


図 6.5 施工手順図 (STEP1)



STEP2：補強筋設置および引抜き試験

正面図



下部平面図

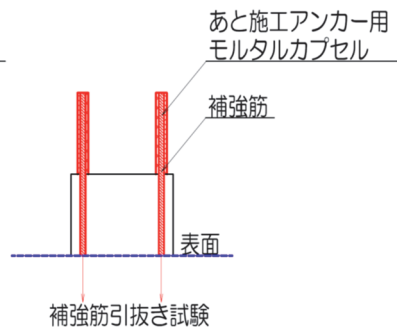
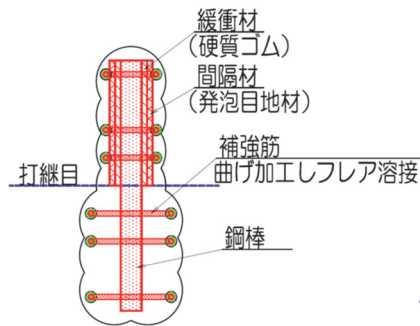


図 6.6 施工手順図 (STEP2)

STEP3：鋼棒設置および補強筋の曲げ加工，フレア溶接

正面図



下部平面図

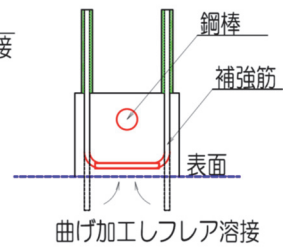


図 6.7 施工手順図 (STEP3)

STEP4 : 埋戻し, 完成

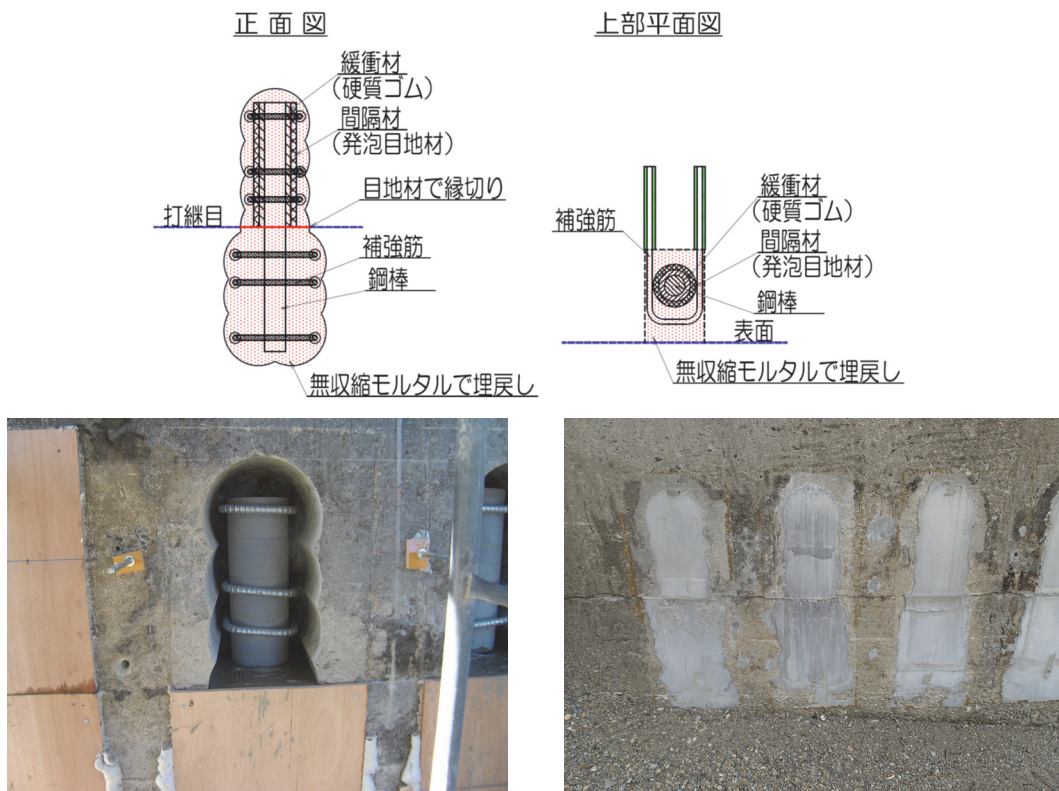


図 6.8 施工手順図 (STEP4)

#### 6.4.2 施工のまとめ

実際の橋脚において移動制限装置の試験施工を行った。施工には大型重機は必要なく一般的な RC 巻立て補強に比べ簡易で短期間での施工が可能であることがわかった。現地の施工状況にも大きく影響するため単純に比較できないが、今回の移動制限装置の施工は一般的な RC 巻立て工法に比べて工事費，工期ともに半分程度で実施することができた。

### 6.5 NMM による解析

#### 6.5.1 解析の概要

移動制限装置を設置した橋脚を対象に，NMM-DDA を用いて NMM 要素でモデル化して打継目に生じるずれを制限する効果を確認する解析を行った。移動制限装置の効果を確認するために移動制限装置の有無や，適用の範囲を確認するため地震動，橋脚高さ，支持地盤を変化させたケースについて検討を行う。なお，上部工の拘束による効果は評価できないため解析には考慮しないこととした。

#### 6.5.2 モデル化

解析ケースは表 6.1 に示すように，地震動，支持地盤，橋脚の高さ，打継目の損傷や移動制限装置や打継目下部コンクリートの剥落の有無をそれぞれ組み合わせたものとした。橋脚の高さを変化させたモデル図を図 6.9 に，高さとの幅の比を表 6.2 に，入力値を表 6.3 に示す。コンクリートの



強度は不明であるが圧縮強度  $18\text{N/mm}^2$  と想定して設定した。

ここで、打継目の損傷がないケースでは、躯体の打継目上部と下部を一つのジョイントループ（物理メッシュ）でモデル化しずれが生じないようにモデル化した。RC 巻立て工法では躯体の耐力を増加させ、打継目が損傷しないように巻きたてることから、打継目の損傷がないケースは RC 巻立て実施後の状態と同様と考えられる。このケースの基礎の応答を検証することで、RC 巻立て等の躯体の耐力を増加させる耐震補強が基礎に与える影響を確認することができる。

2次元解析のため前章と同様に、奥行き方向を  $1\text{m}$  とし躯体の単位体積質量はそのままで上部工は質量を桁面積で除しさらに躯体の奥行き方向の幅で除して入力した。境界条件は地盤底面を鉛直方向固定、側面を水平方向固定とした。

鋼棒は  $\phi 75\text{mm}$  が 12 本設置されているが微小要素を避け解析を安定させるため面積が 10 倍の 1 本に置き換えてモデル化した。そのため、鋼棒のヤング係数を  $1/10$  として入力している。図中の※で示す鋼棒上方の隙間は実際には  $0\text{mm}$  であるが微小要素を避けるため  $200\text{mm}$  とした。なお、変位は打継目上部が右にずれる、時計回りに回転する方向を+とした。打継目下部の剥落寸法は第 4 章で示した東北地方太平洋沖地震で被災した橋脚での最大寸法と同じ  $580\text{mm}$  とした（表 4.2）。摩擦係数は 4.5 節に示す実橋脚から採取した打継目コアのうち最も平滑な供試体から得られた値で摩擦角  $43.72^\circ$ （表 4.7）とした。

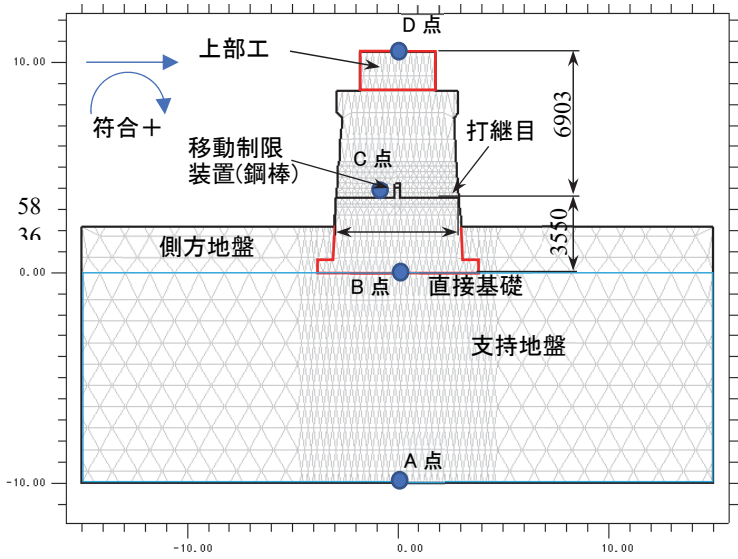
入力地震動は新設建造物の設計に用いられる耐震標準<sup>3)</sup>に定められたレベル 2 標準地震動（L2-SP I（海洋型）、L2-SP II（内陸型））および実際の地震の観測波（兵庫県南部地震（鷹取波）、東北地方太平洋沖地震（仙台））の 4 ケースとした。なお、L2 地震動は地表面地震動として設定されたもので地盤によって異なる。今回は最も応答加速度の大きな G2 地盤用を用いた。東北地方太平洋沖地震（仙台）は、K-NET<sup>4)</sup> MYG013 で観測された地震動（計測震度 6.3、最大加速度  $1807.8\text{gal}$ ）で、橋梁の固有周期である  $0.5\sim 1.0$  秒で応答加速度が大きいことから検討に用いることとした。各地震動の入力加速度波形を図 6.10 に示す。

表 6.1 解析ケースの一覧

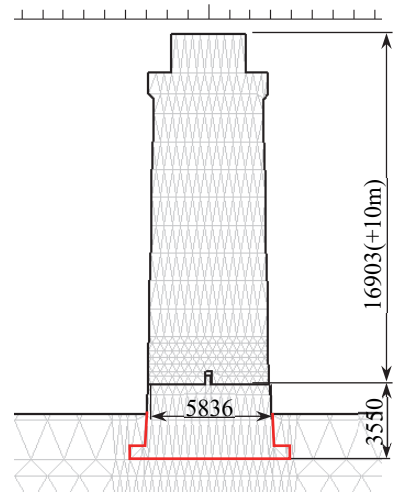
地震動	支持地盤	打継目損傷	移動制限装置	打継目～RL までの高さ (m)	打継目下部コンクリートの剥落
・ L2-SP I	・ N 値 50 砂質土 (線形)	・ なし	・ なし	・ 6.903(元の高さ)	・ なし
・ L2-SP II		・ あり	・ あり	・ 8.903 (+2m)	・ あり
・ 兵庫県南部地震 (鷹取波)	・ N 値 50 砂質土 (非線形)			・ 10.903 (+4m)	
・ 東北地方太平洋沖地震 (仙台)	・ N 値 30 砂質土 (非線形)			・ 12.903 (+6m)	
				・ 14.903 (+8m)	
				・ 16.903 (+10m)	

表 6.2 高さとの比

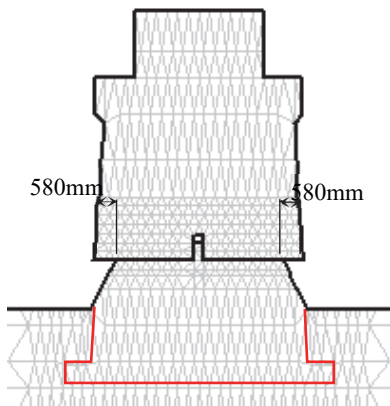
打継目～RL までの高さ (m)	打継目～上部の重心高さ h (m)	重心高さとの比
6.903	4.365	0.748
8.903	5.513	0.945
10.903	6.613	1.133
12.903	7.681	1.316
14.903	8.729	1.496
16.903	9.762	1.673



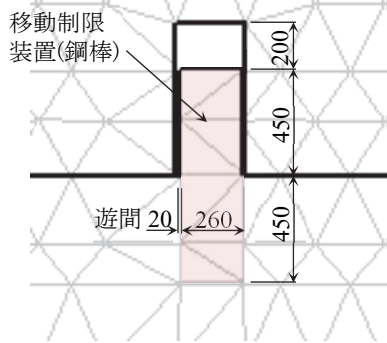
(a) 解析モデル



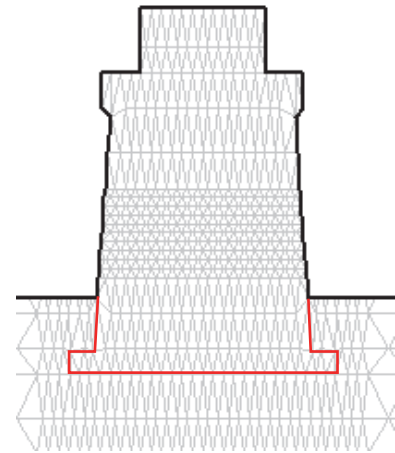
(b) 橋脚を高くしたモデル



(c) 剥落部



(d) 移動制限装置(鋼棒)付近詳細

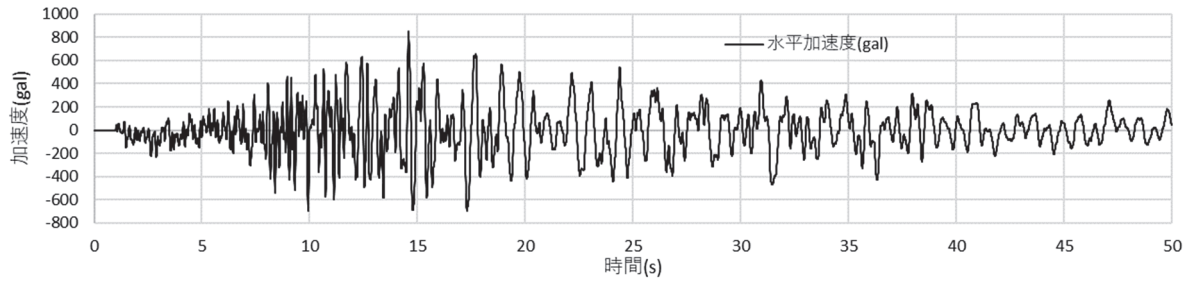


(e) 打継目の損傷がない場合

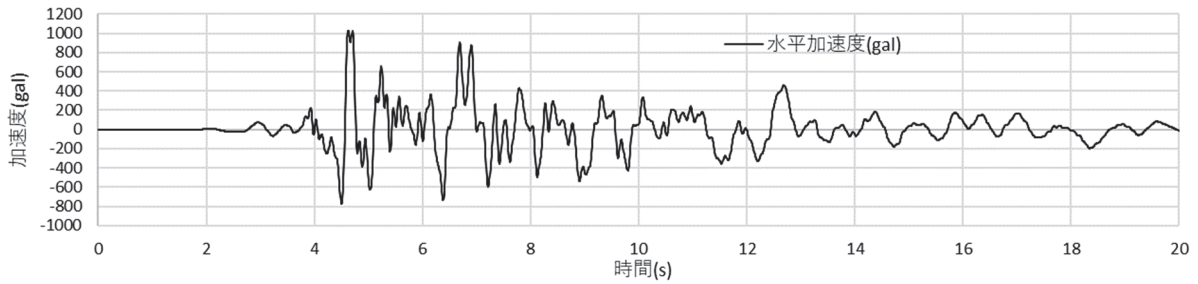
図 6.9 解析モデル

表 6.3 入力物性値

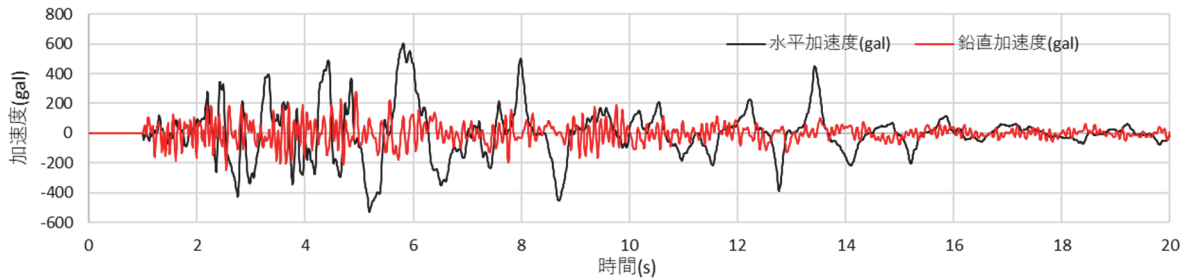
	コンクリート	上部工	移動制限装置(鋼棒)	側方地盤 N=10 砂質土	支持地盤 砂質土
単位体積質量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	2.30	11.89	7.85	1.80	2.00
ヤング係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	$2.2 \times 10^7$	$2.0 \times 10^8$	$2.0 \times 10^7$	$4.0 \times 10^4$	$1.8 \times 10^5$
内部摩擦角	-	-	-	-	43° (N値 50) 39° (N値 30)
ポアソン比	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3
接触に関する ペナルティ係数	垂直ペナルティ係数 せん断ペナルティ係数			$5.0 \times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> $1.0 \times 10^5$ kN/m <sup>2</sup>	



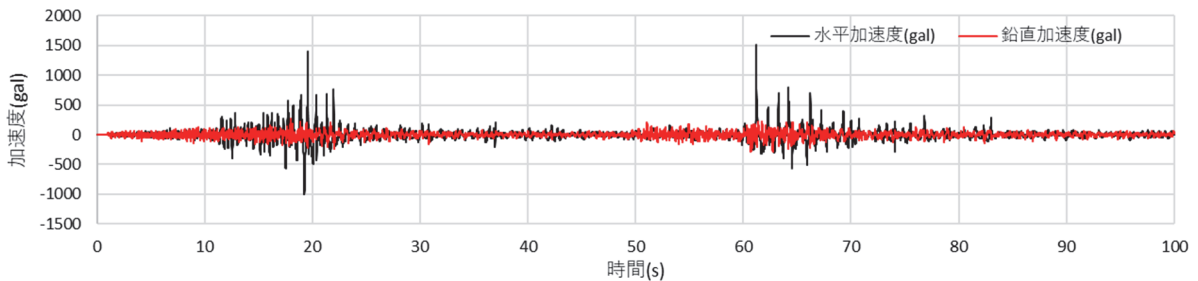
(a) L2-SP I



(b) L2-SP II



(c) 兵庫県南部地震（鷹取波）



(d) 東北地方太平洋沖地震（仙台）

図 6.10 入力地震動

### 6.5.3 理論値との比較

ペナルティ係数を確認するための解析モデルは図 6.11 に示すとおりで、橋脚の躯体を取り出したものを基本としつつ、ずれにより下部よりはみ出して打継目に生じる鉛直応力度が偏り、解析精度が低下することを防ぐため、実際の形状より打継目下部を大きくしたもので、モデル下端に正弦波の加速度を作用させて解析を実施した。

図 6.12 に入力した加速度波形および解析結果を示す。重心位置までの高さが高く、回転挙動による鉛直応力度の不均一に起因すると思われるが完全に一致する係数はなかった。しかし、変位の変曲点が比較的近似できた垂直ペナルティ係数  $5.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ 、せん断ペナルティ係数  $1.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$  を採用値とした。

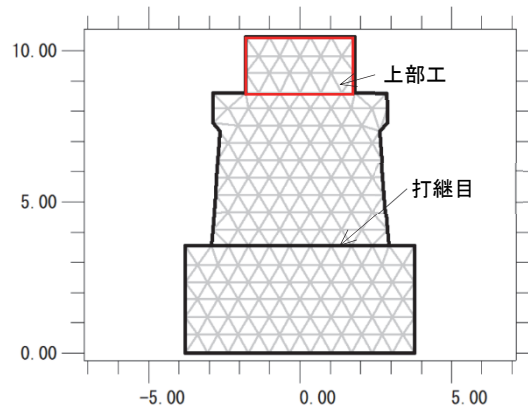
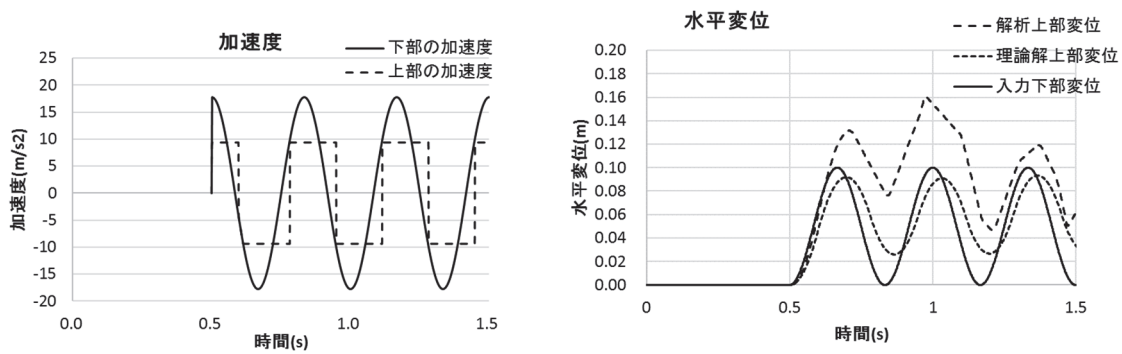


図 6.11 モデル図



(a) 加速度波形 (b) 解析結果

図 6.12 モデル図

#### 6.5.4 解析結果の概要

##### (1) 再現解析の主要値

表 6.4~6.7 に解析結果の主要値を示す。ここに、基礎加速度は基礎下端（図 6.9 上の B 点）の加速度，基礎変位は，モデル下端（図 6.9 上の A 点）と基礎下端（B 点）との水平変位差，打継目ずれは打継目上部（C 点）と基礎下端（B 点）との水平変位差，RL 変位は RL（軌道面）の水平変位で RL 面（D 点）と基礎下端（B 点）との水平変位差，上部回転角は打継目上部の回転角である。なお，最大値は絶対値の最大を示す。

表 6.4 解析結果の一覧 (その1) (L2-SPI)

地震動	支持地盤	打継目損傷	移動制限装置	剥落	打継目～RL (m)	打継目～上部の重心 (m)	最大基礎加速度 (gal)	最大基礎変位 (mm)	最大打継目ずれ (mm)	最大上部水平荷重 (kN)	最大 RL 変位 (mm)	最大上部回転角 (rad)	最大基礎回転角 (rad)
L2-SP I	N=50 線形	有	有	無	6.903	4.365	3638	50	0	7936	231	0.022	0.022
					8.903	5.513	5126	61	0	9258	337	0.027	0.027
					10.903	6.613	4699	77	0	16557	732	0.050	0.050
					12.903	7.681	4880	93	0	15950	925	0.055	0.055
					14.903	8.729	3815	88	0	17325	1355	0.071	0.071
					16.903	9.762	3656	73	0	12059	1007	0.048	0.048
					6.903	4.365	16288	31	272	12469	477	0.046	0.007
					8.903	5.513	13318	31	419	5002	1066	0.089	0.007
					10.903	6.613	9745	31	227	8106	829	0.061	0.007
					12.903	7.681	8243	29	228	12142	893	0.057	0.006
					14.903	8.729	8736	33	176	13689	1212	0.090	0.009
					16.903	9.762	5189	31	170	17004	980	0.061	0.007
					6.903	4.365	10260	26	96	9496	565	0.075	0.006
					8.903	5.513	11741	30	145	4486	737	0.070	0.006
					10.903	6.613	6331	29	155	4038	980	0.089	0.007
					12.903	7.681	6884	29	216	12430	1306	0.085	0.005
14.903	8.729	6726	28	89	15995	817	0.057	0.006					
16.903	9.762	6926	34	181	13635	1995	0.108	0.006					
6.903	4.365	14643	34	27	12123	253	0.037	0.007					
8.903	5.513	10571	29	25	5923	501	0.056	0.007					
10.903	6.613	9702	29	26	5913	605	0.053	0.008					
12.903	7.681	7161	28	23	12259	545	0.040	0.006					
14.903	8.729	9636	37	24	14520	978	0.066	0.008					
16.903	9.762	5183	31	26	14694	1045	0.063	0.007					
6.903	4.365	8468	27	25	7376	396	0.057	0.006					
8.903	5.513	7678	33	27	5395	640	0.072	0.008					
10.903	6.613	6176	30	26	3699	968	0.090	0.007					
12.903	7.681	4740	31	25	8348	976	0.077	0.006					
14.903	8.729	5666	33	27	20241	1474	0.098	0.006					
16.903	9.762	4284	38	26	14316	999	0.059	0.005					
6.903	4.365	2499	32	0	1700	155	0.015	0.015					
8.903	5.513	4311	27	0	1618	171	0.014	0.014					
10.903	6.613	2186	24	0	1797	301	0.021	0.021					
12.903	7.681	2127	25	0	1727	295	0.018	0.018					
14.903	8.729	5726	30	0	1544	332	0.018	0.018					
16.903	9.762	4082	29	0	1779	331	0.016	0.016					
6.903	4.365	9094	24	138	3957	280	0.026	0.008					
8.903	5.513	11759	25	103	4882	440	0.034	0.008					
10.903	6.613	7257	26	81	4530	523	0.045	0.012					
12.903	7.681	5662	22	48	9088	575	0.046	0.007					
14.903	8.729	5387	27	81	9748	1198	0.075	0.011					
16.903	9.762	5157	28	97	10144	1183	0.066	0.009					
6.903	4.365	6419	21	93	2530	297	0.033	0.006					
8.903	5.513	5631	31	123	3033	732	0.070	0.011					
10.903	6.613	6453	25	144	3485	560	0.055	0.011					
12.903	7.681	4005	27	63	7548	1027	0.081	0.008					
14.903	8.729	7289	28	71	7323	1188	0.075	0.008					
16.903	9.762	3173	26	72	6755	1701	0.096	0.007					
6.903	4.365	8240	23	22	5022	187	0.022	0.010					
8.903	5.513	11098	25	23	3861	330	0.030	0.012					
10.903	6.613	6937	26	24	3992	490	0.042	0.010					
12.903	7.681	5851	22	23	8739	785	0.060	0.007					
14.903	8.729	5374	29	21	9898	1078	0.071	0.014					
16.903	9.762	4834	28	16	10717	1249	0.073	0.011					
6.903	4.365	6725	24	23	2882	281	0.035	0.010					
8.903	5.513	6037	36	24	2212	439	0.042	0.020					
10.903	6.613	4929	25	22	2531	628	0.053	0.012					
12.903	7.681	4002	27	22	6790	895	0.067	0.009					
14.903	8.729	4527	28	21	6808	936	0.062	0.007					
16.903	9.762	3161	26	21	5960	779	0.044	0.008					
6.903	4.365	2705	31	0	1753	155	0.015	0.015					
8.903	5.513	5421	25	0	1709	179	0.014	0.014					
10.903	6.613	2291	23	0	1878	292	0.020	0.020					
12.903	7.681	2218	24	0	1796	311	0.019	0.019					
14.903	8.729	4482	30	0	1542	350	0.019	0.019					
16.903	9.762	3331	30	0	1812	322	0.015	0.015					
6.903	4.365	8920	23	131	3978	286	0.027	0.008					
8.903	5.513	9673	23	148	4214	520	0.038	0.009					
10.903	6.613	7674	25	39	4277	504	0.044	0.011					
12.903	7.681	5007	23	31	8773	555	0.042	0.009					
14.903	8.729	6376	28	138	10806	1065	0.072	0.010					
16.903	9.762	4848	27	107	12235	1394	0.078	0.009					
6.903	4.365	6357	22	70	3233	265	0.034	0.006					
8.903	5.513	7623	28	160	3179	687	0.063	0.012					
10.903	6.613	5234	30	149	3463	986	0.079	0.010					
12.903	7.681	4370	26	68	8628	967	0.077	0.008					
14.903	8.729	7091	30	73	7081	980	0.062	0.008					
16.903	9.762	3277	27	75	7742	1137	0.063	0.008					
6.903	4.365	8333	24	23	8905	185	0.021	0.010					
8.903	5.513	9007	24	24	4287	449	0.045	0.011					
10.903	6.613	7682	25	23	507	507	0.044	0.011					
12.903	7.681	5242	23	23	9736	672	0.052	0.010					
14.903	8.729	6367	28	21	10467	982	0.066	0.016					
16.903	9.762	4772	27	23	10952	1223	0.070	0.009					
6.903	4.365	6467	26	23	3465	321	0.040	0.014					
8.903	5.513	6414	33	23	2118	429	0.041	0.015					
10.903	6.613	5920	28	22	3209	566	0.046	0.013					
12.903	7.681	4361	25	22	6687	1117	0.087	0.010					
14.903	8.729	4788	29	21	7070	1058	0.071	0.007					
16.903	9.762	3299	27	21	6173	907	0.053	0.007					
L2-SP I	N=30 非線形	有	無	有	6.903	4.365	3638	50	0	7936	231	0.022	0.022
					8.903	5.513	5126	61	0	9258	337	0.027	0.027
					10.903	6.613	4699	77	0	16557	732	0.050	0.050
					12.903	7.681	4880	93	0	15950	925	0.055	0.055
					14.903	8.729	3815	88	0	17325	1355	0.071	0.071
					16.903	9.762	3656	73	0	12059	1007	0.048	0.048
					6.903	4.365	16288	31	272	12469	477	0.046	0.007
					8.903	5.513	13318	31	419	5002	1066	0.089	0.007
					10.903	6.613	9745	31	227	8106	829	0.061	0.007
					12.903	7.681	8243	29	228	12142	893	0.057	0.006
					14.903	8.729	8736	33	176	13689	1212	0.090	0.009
					16.903	9.762	5189	31	170	17004	980	0.061	0.007
					6.903	4.365	10260	26	96	9496	565	0.075	0.006
					8.903	5.513	11741	30	145	4486	737	0.070	0.006
					10.903	6.613	6331	29	155	4038	980	0.089	0.007
					12.903	7.681	6884	29	216	12430	1306	0.085	0.005
14.903	8.729	6726	28	89	15995	817	0.057	0.006					
16.903	9.762	6926	34	181	13635	1995	0.108	0.006					
6.903	4.365	14643	34	27	12123	253	0.037	0.007					
8.903	5.513	10571	29	25	5923	501	0.056	0.007					
10.903	6.613	9702	29	26	5913	605	0.053	0.008					
12.903	7.681	7161	28	23	12259	545	0.040	0.006					
14.903	8.729	9636	37	24	14520	978	0.066	0.008					
16.903	9.762	5183	31	26	14694	1045	0.063	0.007					
6.903	4.365	8468	27	25	7376	396	0.057	0.006					
8.903	5.513	7678	33	27	5395	640	0.072	0.008					
10.903	6.613	6176	30	26	3699	968	0.090	0.007					
12.903	7.681	4740	31	25	8348	976	0.077	0.006					
14.903	8.729	5666	33	27	20241	1474	0.098	0.006					
16.903	9.762	4284	38	26	14316	999	0.059	0.005					
6.903	4.365	2499	32	0	1700	155	0.015	0.015					
8.903	5.513	4311	27	0	1618	171	0.014	0.014					
10.903	6.613	2186	24	0	1797	301	0.021	0.021					
12.903	7.681	2127	25	0	1727	295	0.018	0.018					
14.903	8.729	5726	30	0	1544	332	0.018	0.018					
16.903	9.762	4082	29	0	1779	331	0.016	0.016					
6.903	4.365	9094	24	138	3957	280	0.026	0.008					
8.903	5.513	11759	25	103	4882	440	0.034	0.008					
10.903	6.613	7257	26	81	4530	523	0.045	0.012					
12.903	7.681	5662	22	48	9088	575	0.046	0.007					
14.903	8.729	5387	27	81	9748	1198	0.075	0.011					
16.903	9.762	5157	28	97	10144	1183	0.066	0.009					
6.903	4.365	6419	21	93	2530	297	0.033	0.006					
8.903	5.513	5631	31	123	3033	732	0.070	0.011					
10.903													

表 6.5 解析結果の一覧 (その2) (L2-SPII)

地震動	支持 地盤	打継目 損傷	移動制限 装置	剥落	打継目～RL の重心 (m)	打継目～上部 の重心 (m)	最大基礎 加速度 (gal)	最大基礎 変位 (mm)	最大打継目 ずれ (mm)	最大上部 水平荷重 (kN)	最大 RL変位 (mm)	最大上部 回転角 (rad)	最大基礎 回転角 (rad)
L2-SP II	N=50 線形	無	無	無	6.903	4.365	2349	39	0	5745	170	0.016	0.016
					8.903	5.513	3573	66	0	10599	392	0.031	0.031
					10.903	6.613	3431	46	0	8021	352	0.024	0.024
					12.903	7.681	3470	68	0	8781	525	0.031	0.031
					14.903	8.729	4548	79	0	10155	779	0.041	0.041
					16.903	9.762	4095	96	0	15795	1326	0.063	0.063
					6.903	4.365	13860	25	184	8390	386	0.046	0.046
					8.903	5.513	13790	38	320	6767	619	0.070	0.070
					10.903	6.613	12969	44	223	6667	627	0.044	0.044
					12.903	7.681	8654	31	242	14086	1098	0.076	0.076
					14.903	8.729	8656	29	342	12038	1496	0.100	0.100
					16.903	9.762	6173	31	154	17510	1240	0.069	0.069
					6.903	4.365	18594	32	287	7618	615	0.095	0.095
					8.903	5.513	7683	30	380	3389	989	0.079	0.079
					10.903	6.613	6842	33	314	5041	1055	0.081	0.081
					12.903	7.681	5659	32	404	7924	1997	0.126	0.126
					14.903	8.729	9272	40	26	22038	966	0.064	0.064
					16.903	9.762	6460	39	27	21002	1394	0.082	0.082
					6.903	4.365	10141	26	27	9712	382	0.053	0.053
8.903	5.513	7628	30	26	3107	803	0.091	0.091					
10.903	6.613	5746	39	26	3112	944	0.087	0.087					
12.903	7.681	5118	39	28	12508	952	0.074	0.074					
14.903	8.729	6912	36	27	15269	1375	0.091	0.091					
16.903	9.762	6810	26	24	17746	1554	0.091	0.091					
6.903	4.365	2485	34	0	1757	158	0.015	0.015					
8.903	5.513	3775	34	0	1773	282	0.023	0.023					
10.903	6.613	2109	36	0	1856	369	0.025	0.025					
12.903	7.681	2065	41	0	1520	369	0.022	0.022					
14.903	8.729	4299	52	0	1728	535	0.029	0.029					
16.903	9.762	2795	56	0	2039	586	0.029	0.029					
6.903	4.365	9976	34	48	4530	272	0.033	0.033					
8.903	5.513	8456	43	38	3302	714	0.075	0.075					
10.903	6.613	8086	39	69	5791	715	0.050	0.050					
12.903	7.681	6229	37	69	7502	810	0.059	0.059					
14.903	8.729	5972	52	64	8317	1212	0.076	0.076					
16.903	9.762	5353	54	105	10656	1606	0.089	0.089					
6.903	4.365	8352	33	82	2518	531	0.070	0.070					
8.903	5.513	7571	37	73	2864	714	0.075	0.075					
10.903	6.613	4829	58	71	2892	757	0.062	0.062					
12.903	7.681	4187	41	108	6571	1192	0.084	0.084					
14.903	8.729	4955	30	76	8434	1451	0.092	0.092					
16.903	9.762	7895	35	65	7601	1584	0.090	0.090					
6.903	4.365	10117	34	17	4199	235	0.028	0.028					
8.903	5.513	8427	44	20	3523	387	0.036	0.036					
10.903	6.613	7348	57	21	3822	518	0.039	0.039					
12.903	7.681	5706	40	19	9641	703	0.051	0.051					
14.903	8.729	6848	52	21	10156	1106	0.070	0.070					
16.903	9.762	4706	54	16	10712	843	0.048	0.048					
6.903	4.365	6469	41	22	2604	322	0.038	0.038					
8.903	5.513	7241	38	21	2841	432	0.041	0.041					
10.903	6.613	4829	59	22	2848	614	0.049	0.049					
12.903	7.681	4224	42	20	5284	895	0.067	0.067					
14.903	8.729	4271	30	22	7969	1490	0.099	0.099					
16.903	9.762	3389	36	21	7591	1331	0.078	0.078					
6.903	4.365	2402	32	0	1782	156	0.015	0.015					
8.903	5.513	4839	31	0	528	276	0.022	0.022					
10.903	6.613	2216	33	0	1909	370	0.025	0.025					
12.903	7.681	2591	38	0	1539	362	0.022	0.022					
14.903	8.729	3968	51	0	1782	548	0.030	0.030					
16.903	9.762	2779	55	0	2117	598	0.029	0.029					
6.903	4.365	9578	35	67	4647	279	0.032	0.032					
8.903	5.513	8610	38	103	3865	553	0.054	0.054					
10.903	6.613	7986	36	82	6289	734	0.061	0.061					
12.903	7.681	5816	31	80	8376	833	0.063	0.063					
14.903	8.729	6010	50	72	8724	1267	0.078	0.078					
16.903	9.762	4949	50	82	10889	1581	0.096	0.096					
6.903	4.365	8615	31	82	3147	577	0.074	0.074					
8.903	5.513	6138	35	83	3068	721	0.073	0.073					
10.903	6.613	4396	55	99	2664	782	0.062	0.062					
12.903	7.681	3702	43	109	6285	1200	0.084	0.084					
14.903	8.729	5515	27	85	9126	1451	0.093	0.093					
16.903	9.762	4968	36	78	7259	1557	0.094	0.094					
6.903	4.365	9792	30	22	3673	254	0.026	0.026					
8.903	5.513	8608	47	22	3775	348	0.035	0.035					
10.903	6.613	7237	52	21	4233	568	0.044	0.044					
12.903	7.681	5611	35	21	8876	788	0.060	0.060					
14.903	8.729	6853	51	21	8949	1224	0.079	0.079					
16.903	9.762	4911	50	17	10986	893	0.050	0.050					
6.903	4.365	6450	31	22	3088	344	0.042	0.042					
8.903	5.513	5770	47	21	2279	564	0.053	0.053					
10.903	6.613	6060	53	22	2899	760	0.063	0.063					
12.903	7.681	4122	48	23	7317	732	0.052	0.052					
14.903	8.729	4797	30	21	8331	1291	0.084	0.084					
16.903	9.762	3210	37	19	5954	1167	0.069	0.069					
L2-SP II	N=30 非線形	有	無	無	6.903	4.365	2349	39	0	5745	170	0.016	0.016
					8.903	5.513	3573	66	0	10599	392	0.031	0.031
					10.903	6.613	3431	46	0	8021	352	0.024	0.024
					12.903	7.681	3470	68	0	8781	525	0.031	0.031
					14.903	8.729	4548	79	0	10155	779	0.041	0.041
					16.903	9.762	4095	96	0	15795	1326	0.063	0.063
					6.903	4.365	13860	25	184	8390	386	0.046	0.046
					8.903	5.513	13790	38	320	6767	619	0.070	0.070
					10.903	6.613	12969	44	223	6667	627	0.044	0.044
					12.903	7.681	8654	31	242	14086	1098	0.076	0.076
					14.903	8.729	8656	29	342	12038	1496	0.100	0.100
					16.903	9.762	6173	31	154	17510	1240	0.069	0.069
					6.903	4.365	18594	32	287	7618	615	0.095	0.095
					8.903	5.513	7683	30	380	3389	989	0.079	0.079
					10.903	6.613	6842	33	314	5041	1055	0.081	0.081
					12.903	7.681	5659	32	404	7924	1997	0.126	0.126
					14.903	8.729	9272	40	26	22038	966	0.064	0.064
					16.903	9.762	6460	39	27	21002	1394	0.082	0.082
					6.903	4.365	10141	26	27	9712	382	0.053	0.053
8.903	5.513	7628	30	26	3107	803	0.091	0.091					
10.903	6.613	5746	39	26	3112	944	0.087	0.087					
12.903	7.681	5118	39	28	12508	952	0.074	0.074					
14.903	8.729	6912	36	27	15269	1375	0.091	0.091					
16.903	9.762	6810	26	24	17746	1554	0.091	0.091					
6.903	4.365	2485	34	0	1757	158	0.015	0.015					
8.903	5.513	3775	34	0	1773	282	0.023	0.023					
10.903	6.613	2109	36	0	1856	369	0.025	0.025					
12.903	7.681	2065	41	0	1520	369	0.022	0.022					
14.903	8.729	4299	52	0	1728	535	0.029	0.029					
16.903	9.762	2795	56	0	2039	586	0.029	0.029					
6.903	4.365	9976	34	48	4530	272	0.033	0.033					
8.903	5.513	8456	43	38	3302	714	0.075	0.075					
10.903	6.613	8086	39	69	5791	715	0.050	0.050					
12.903	7.681	6229	37	69	7502	810	0.059	0.059					
14.903	8.729	5972	52	64	8317	1212	0.076	0.076					
16.903	9.762	5353	54	105	10656	1606	0.089	0.089					
6.903	4.365	8352	33	82	2518	531	0.070	0.070					
8.903	5.513	7571	37	73	2864	714	0.075	0.075					
10.903	6.613	4829	58	71	2892	757	0.062						



表 6.6 解析結果の一覧 (その3) (兵庫県南部地震 (鷹取波))

地震動	支持地盤	打継目損傷	移動制限装置	剥落	打継目～RL	打継目～上部の重心 (m)	最大基礎加速度 (gal)	最大基礎変位 (mm)	最大打継目ずれ (mm)	最大上部水平荷重 (kN)	最大RL変位 (mm)	最大上部回転角 (rad)	最大基礎回転角 (rad)	
兵庫県南部地震 (鷹取波)	N=50 線形	無	無	無	6.903	4.365	2321	38	0	5373	152	0.014	0.014	
					8.903	5.513	2318	38	0	5129	184	0.015	0.015	
					10.903	6.613	2310	35	0	6808	301	0.021	0.021	
					12.903	7.681	2187	34	0	4127	241	0.014	0.014	
					14.903	8.729	2079	36	0	4937	348	0.018	0.018	
					16.903	9.762	2012	38	0	4871	423	0.020	0.020	
		有	6.903	4.365	15814	29	111	10069	563	0.072	0.008			
			8.903	5.513	13624	31	232	5981	781	0.075	0.008			
			10.903	6.613	11211	24	391	6039	1189	0.093	0.009			
			12.903	7.681	7877	30	194	12513	858	0.066	0.007			
			14.903	8.729	6808	22	74	13499	1056	0.074	0.007			
			16.903	9.762	6350	25	81	11310	1539	0.092	0.008			
	N=30 非線形	有	有	有	有	6.903	4.365	14288	26	290	5258	924	0.135	0.007
						8.903	5.513	8047	23	239	3265	1334	0.129	0.006
						10.903	6.613	5606	24	132	2803	987	0.083	0.006
						12.903	7.681	4736	20	110	7212	1004	0.070	0.005
						14.903	8.729	6567	26	196	10281	1789	0.113	0.006
						16.903	9.762	7719	21	109	8273	1556	0.091	0.006
		無	6.903	4.365	10480	24	22	5223	223	0.027	0.005			
			8.903	5.513	9527	31	23	4575	457	0.049	0.009			
			10.903	6.613	11732	33	27	6626	1170	0.109	0.009			
			12.903	7.681	7787	24	28	14353	908	0.072	0.008			
			14.903	8.729	7309	24	23	11356	981	0.066	0.007			
			16.903	9.762	6250	29	25	11729	1382	0.083	0.007			
N=50 非線形	有	有	有	有	6.903	4.365	8624	29	26	4254	612	0.091	0.007	
					8.903	5.513	10694	27	25	3612	1130	0.125	0.008	
					10.903	6.613	7112	24	26	3156	893	0.082	0.006	
					12.903	7.681	4282	21	26	7196	1048	0.082	0.005	
					14.903	8.729	4268	25	24	6649	1301	0.088	0.006	
					16.903	9.762	3060	23	26	7718	1480	0.087	0.006	
	無	6.903	4.365	1463	19	0	1494	111	0.011	0.011				
		8.903	5.513	6474	19	0	1411	144	0.011	0.011				
		10.903	6.613	4319	18	0	1454	293	0.020	0.020				
		12.903	7.681	1703	19	0	1562	406	0.025	0.025				
		14.903	8.729	5736	22	0	1607	601	0.032	0.032				
		16.903	9.762	3504	22	0	1920	636	0.031	0.031				
N=30 非線形	有	有	有	有	6.903	4.365	7867	20	22	3213	229	0.029	0.008	
					8.903	5.513	11648	26	48	5187	641	0.065	0.010	
					10.903	6.613	10486	29	53	5938	990	0.084	0.012	
					12.903	7.681	8345	23	61	12229	882	0.064	0.009	
					14.903	8.729	6799	22	54	10618	1013	0.066	0.009	
					16.903	9.762	4422	19	52	9888	935	0.057	0.009	
	無	6.903	4.365	10748	29	54	3310	602	0.077	0.008				
		8.903	5.513	9030	26	67	3464	852	0.089	0.008				
		10.903	6.613	5108	28	71	3124	785	0.069	0.009				
		12.903	7.681	4235	23	54	6116	1007	0.076	0.007				
		14.903	8.729	3654	18	56	6477	1086	0.069	0.007				
		16.903	9.762	5231	21	59	6175	1251	0.071	0.006				
N=50 非線形	有	有	有	有	6.903	4.365	8129	21	16	2904	199	0.022	0.008	
					8.903	5.513	10496	26	16	4509	582	0.061	0.011	
					10.903	6.613	9372	30	17	5574	821	0.071	0.022	
					12.903	7.681	7532	23	22	11986	884	0.067	0.014	
					14.903	8.729	7830	22	15	10998	1027	0.068	0.013	
					16.903	9.762	4458	19	15	9949	941	0.055	0.008	
	無	6.903	4.365	8945	29	11	2830	482	0.065	0.009				
		8.903	5.513	7083	26	16	2911	650	0.067	0.014				
		10.903	6.613	3739	28	20	2386	838	0.075	0.009				
		12.903	7.681	4199	22	22	7196	796	0.058	0.009				
		14.903	8.729	3244	18	23	5565	1068	0.072	0.007				
		16.903	9.762	3191	21	15	7468	1219	0.072	0.007				
N=50 非線形	有	有	有	有	6.903	4.365	1694	19	0	1548	115	0.011	0.011	
					8.903	5.513	4164	17	0	1450	146	0.012	0.012	
					10.903	6.613	2040	17	0	1470	278	0.019	0.019	
					12.903	7.681	1390	19	0	1591	390	0.024	0.024	
					14.903	8.729	5972	23	0	1665	612	0.033	0.033	
					16.903	9.762	3864	19	0	1951	642	0.031	0.031	
	無	6.903	4.365	8486	18	24	3399	218	0.027	0.007				
		8.903	5.513	11376	25	51	4961	648	0.066	0.010				
		10.903	6.613	10390	31	54	5802	967	0.082	0.010				
		12.903	7.681	5335	28	64	10072	878	0.064	0.009				
		14.903	8.729	6949	23	51	10200	996	0.065	0.010				
		16.903	9.762	4716	19	43	10206	968	0.057	0.008				
N=50 非線形	有	有	有	有	6.903	4.365	9124	27	62	3244	567	0.071	0.007	
					8.903	5.513	8035	27	77	3458	878	0.091	0.008	
					10.903	6.613	6987	25	82	3442	813	0.073	0.008	
					12.903	7.681	4594	22	65	7072	1007	0.074	0.008	
					14.903	8.729	4129	17	71	5739	1127	0.071	0.007	
					16.903	9.762	4563	22	59	6183	1278	0.073	0.006	
	無	6.903	4.365	8104	19	17	2941	184	0.020	0.008				
		8.903	5.513	10852	23	16	4926	614	0.065	0.010				
		10.903	6.613	9051	31	20	4935	979	0.086	0.021				
		12.903	7.681	6477	28	21	10342	871	0.065	0.009				
		14.903	8.729	7544	22	16	10122	997	0.065	0.011				
		16.903	9.762	5138	19	21	10017	979	0.058	0.009				
N=50 非線形	有	有	有	有	6.903	4.365	8718	27	12	2855	458	0.062	0.008	
					8.903	5.513	7166	26	15	2724	725	0.079	0.013	
					10.903	6.613	6499	25	21	3435	678	0.058	0.012	
					12.903	7.681	3942	20	23	6647	726	0.052	0.014	
					14.903	8.729	3196	17	24	5267	1096	0.074	0.007	
					16.903	9.762	3215	22	16	6762	1248	0.074	0.007	

表 6.7 解析結果の一覧（その4）（東北地方太平洋沖地震（仙台））

地震動	支持地盤	打継目損傷	移動制限装置	剥落	打継目～RL	打継目～上部の重心 (m)	最大基礎加速度 (gal)	最大基礎変位 (mm)	最大打継目ずれ (mm)	最大上部水平荷重 (kN)	最大RL変位 (mm)	最大上部回転角 (rad)	最大基礎回転角 (rad)	
東北地方太平洋沖地震 (仙台)	N=50 線形	無	無	無	6.903	4.365	2498	43	0	5648	166	0.016	0.016	
					8.903	5.513	2012	60	0	9500	343	0.027	0.027	
		有	無	無	10.903	6.613	2637	52	0	9672	428	0.029	0.029	
					12.903	7.681	2248	56	0	9546	556	0.033	0.033	
		有	有	有	14.903	8.729	3377	60	0	8744	678	0.036	0.036	
					16.903	9.762	3532	71	0	9447	753	0.036	0.036	
		有	有	有	6.903	4.365	12999	28	257	8716	377	0.048	0.048	
					8.903	5.513	9765	27	139	9785	311	0.046	0.046	
		有	有	有	10.903	6.613	7714	34	385	4678	877	0.047	0.047	
					12.903	7.681	5075	22	302	12986	638	0.042	0.042	
	有	有	有	14.903	8.729	7025	22	121	12162	502	0.034	0.034		
				16.903	9.762	5276	25	121	12975	528	0.024	0.024		
	N=30 非線形	N=50 非線形	無	無	無	6.903	4.365	9403	30	221	13512	430	0.053	0.053
						8.903	5.513	7856	33	160	4221	441	0.043	0.043
			無	無	無	10.903	6.613	11546	23	194	3203	457	0.046	0.046
						12.903	7.681	5344	23	223	9499	676	0.043	0.043
			無	無	無	14.903	8.729	6071	32	124	9054	508	0.028	0.028
						16.903	9.762	4348	26	26	13371	544	0.032	0.032
			無	無	無	6.903	4.365	9594	30	27	9570	251	0.038	0.038
						8.903	5.513	7824	24	25	6339	354	0.040	0.040
無			無	無	10.903	6.613	6188	24	25	3229	530	0.048	0.048	
					12.903	7.681	4429	20	26	11340	478	0.038	0.038	
無	無	無	14.903	8.729	3950	26	22	8896	422	0.029	0.029			
			16.903	9.762	3163	25	26	8919	519	0.030	0.030			
無	無	無	6.903	4.365	1754	25	0	1360	179	0.017	0.017			
			8.903	5.513	4424	29	0	1613	222	0.018	0.018			
無	無	無	10.903	6.613	1817	25	0	1816	277	0.019	0.019			
			12.903	7.681	1416	23	0	1550	182	0.011	0.011			
無	無	無	14.903	8.729	5708	25	0	1453	224	0.012	0.012			
			16.903	9.762	2931	25	0	1558	277	0.013	0.013			
無	無	無	6.903	4.365	8086	27	20	4950	201	0.028	0.028			
			8.903	5.513	8781	26	37	4018	266	0.026	0.026			
無	無	無	10.903	6.613	6964	24	65	4215	340	0.028	0.028			
			12.903	7.681	5224	26	69	8941	447	0.034	0.034			
無	無	無	14.903	8.729	5545	24	87	8483	442	0.029	0.029			
			16.903	9.762	4186	25	42	8799	440	0.025	0.025			
無	無	無	6.903	4.365	8474	29	69	2490	281	0.029	0.029			
			8.903	5.513	6060	34	82	2417	326	0.031	0.031			
無	無	無	10.903	6.613	4478	21	33	2549	472	0.040	0.040			
			12.903	7.681	3721	23	69	6078	462	0.034	0.034			
無	無	無	14.903	8.729	3409	31	39	7938	503	0.032	0.032			
			16.903	9.762	2954	25	31	6818	624	0.036	0.036			
無	無	無	6.903	4.365	7975	27	19	4933	202	0.028	0.028			
			8.903	5.513	8383	25	22	3613	300	0.028	0.028			
無	無	無	10.903	6.613	7342	24	23	4240	319	0.029	0.029			
			12.903	7.681	5675	27	22	9183	465	0.036	0.036			
無	無	無	14.903	8.729	5350	24	22	8550	446	0.029	0.029			
			16.903	9.762	4513	24	22	8785	418	0.023	0.023			
無	無	無	6.903	4.365	7154	31	23	4923	226	0.028	0.028			
			8.903	5.513	6463	30	23	2250	330	0.036	0.036			
無	無	無	10.903	6.613	3864	25	22	3393	483	0.045	0.045			
			12.903	7.681	3468	24	23	6654	519	0.039	0.039			
無	無	無	14.903	8.729	3743	31	22	7552	444	0.028	0.028			
			16.903	9.762	2540	27	21	6067	490	0.028	0.028			
無	無	無	6.903	4.365	1947	24	0	1396	187	0.018	0.018			
			8.903	5.513	4496	28	0	1657	228	0.018	0.018			
無	無	無	10.903	6.613	1616	25	0	1870	272	0.019	0.019			
			12.903	7.681	1580	23	0	1659	178	0.011	0.011			
無	無	無	14.903	8.729	4147	24	0	1540	225	0.012	0.012			
			16.903	9.762	2978	24	0	1616	283	0.014	0.014			
無	無	無	6.903	4.365	8150	25	26	5009	206	0.029	0.029			
			8.903	5.513	8093	26	52	4157	292	0.028	0.028			
無	無	無	10.903	6.613	8200	26	49	4458	473	0.036	0.036			
			12.903	7.681	5553	27	81	9707	455	0.036	0.036			
無	無	無	14.903	8.729	5598	24	105	8961	438	0.028	0.028			
			16.903	9.762	3858	24	71	9140	474	0.026	0.026			
無	無	無	6.903	4.365	7691	24	48	2153	270	0.034	0.034			
			8.903	5.513	6825	35	96	3786	382	0.035	0.035			
無	無	無	10.903	6.613	7155	23	23	4066	418	0.034	0.034			
			12.903	7.681	5077	22	98	2177	475	0.039	0.039			
無	無	無	14.903	8.729	4136	19	116	7870	511	0.038	0.038			
			16.903	9.762	4085	24	61	7838	591	0.037	0.037			
無	無	無	6.903	4.365	2885	21	41	7476	330	0.018	0.018			
			8.903	5.513	7967	25	17	4514	207	0.029	0.029			
無	無	無	10.903	6.613	9329	23	23	4413	295	0.029	0.029			
			12.903	7.681	7155	23	23	4066	418	0.034	0.034			
無	無	無	14.903	8.729	5077	27	23	9057	528	0.040	0.040			
			16.903	9.762	5179	27	22	8381	454	0.029	0.029			
無	無	無	6.903	4.365	3898	23	23	9493	441	0.025	0.025			
			8.903	5.513	7427	25	22	3271	185	0.028	0.028			
無	無	無	10.903	6.613	5141	32	23	2088	343	0.035	0.035			
			12.903	7.681	5113	24	21	2349	415	0.039	0.039			
無	無	無	14.903	8.729	3514	21	21	6674	501	0.038	0.038			
			16.903	9.762	3691	29	22	8133	487	0.032	0.032			
無	無	無	6.903	4.365	2641	24	23	6307	449	0.025	0.025			

(2) 基礎に生じる加速度について

表 6.4~6.7 より入力加速度に比べて基礎に生じている加速度が非常に大きくなっていることがわかる。そこで、図 6.13 に代表的な例として L2-SP II, N=50 線形, 打継目損傷有, 移動制限装置無, 基本の高さで剥落のないケースの時刻歴応答値を示す。図 6.13(a)の加速度時刻歴より 5.2 秒付近において、モデル下端に入力した加速度に比べて基礎および打継目上部重心位置に瞬間的に大きな加速度が生じていることがわかる。この時刻は図 6.13(b)の回転角時刻歴より打継目上部と基礎の回転角が一致し、図 6.13(c)の打継目の鉛直方向隙間より回転挙動により 5.2 秒以前に L,R いずれも正(+)で上部が浮いて接触していなかった打継目が接触した瞬間であることが確認できる。この接触により非常に大きな加速度が生じたものと考えられる。これは、図 6.13(d), 6.13(e) に示す応力図において、5.17 秒では鉛直方向、水平方向ともに応力が生じておらず、5.22 秒に鉛直方向、水平方向ともに大きな応力が生じていることから確認できる。

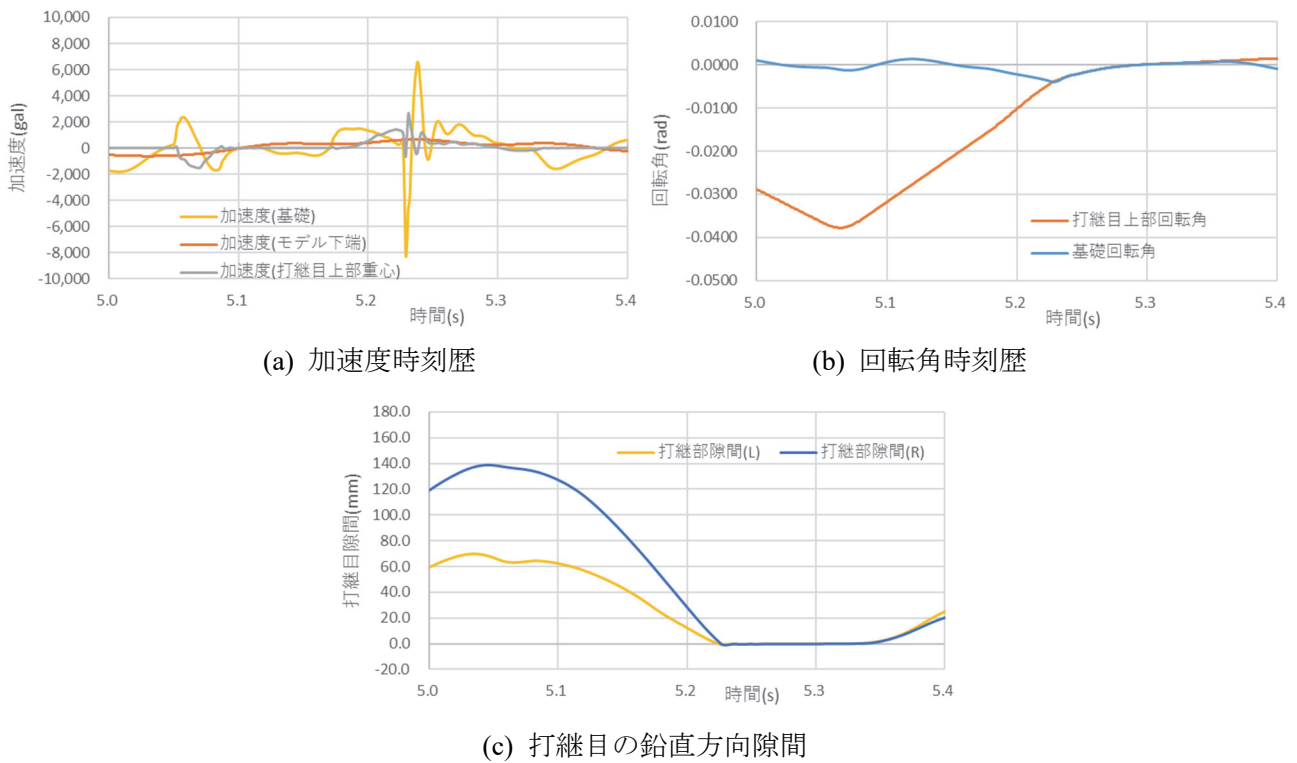
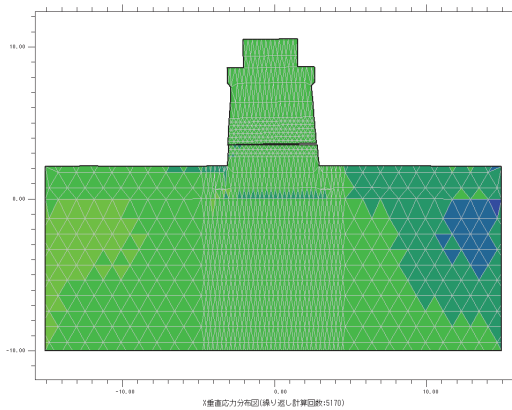
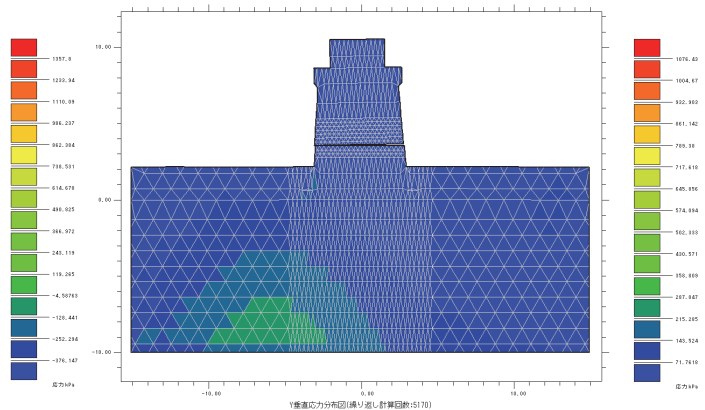


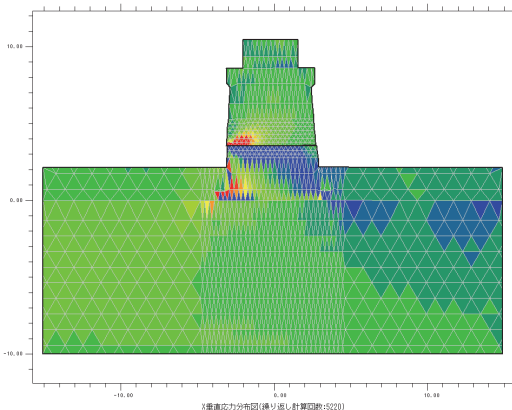
図 6.13-1 応答時刻歴および応力カウンター図



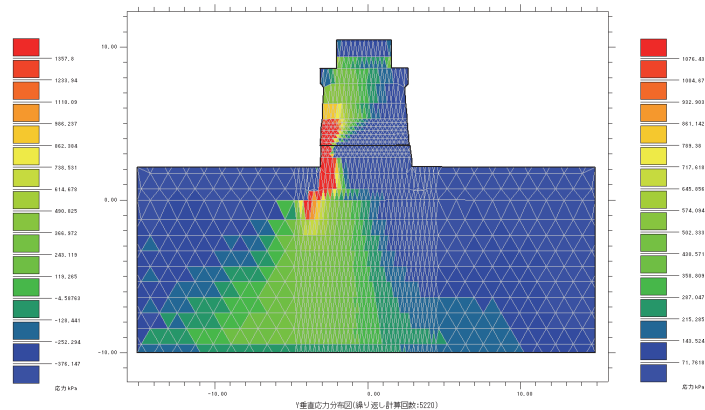
(d) 鉛直方向応力コンター図(5.17 秒)



(e) 水平方向応力コンター図(5.17 秒)



(d) 鉛直方向応力コンター図(5.22 秒)



(e) 水平方向応力コンター図(5.22 秒)

図 6.13-2 応答時刻歴および応力コンター図

### (3) 橋脚高さや支持地盤と打継目ずれおよび回転角の関係について

ここでは、橋脚高さや支持地盤が打継目ずれや基礎回転角等の応答値に与える影響を確認する。図 6.14 に移動制限装置を設置しない場合の、橋脚高さや打継目ずれおよび基礎回転角の関係を示す。ケース数が多く傾向がつかみにくいことから、図 6.15 に L2-SP II、移動制限装置を設置しないケースを抽出し線形近似と共に示した。打継目ずれは支持地盤が N=50 線形で剥落のあるケースでは高さに反比例しているが、その他のケースではほぼ一定であった。また基礎回転角は支持地盤が塑性化しない（降伏しない）N=50 線形のケースではほぼ一定となっているが、支持地盤が塑性化し降伏する非線形のケースでは橋脚高さや基礎回転角が比例している。これは、橋脚高さに関わらず基礎の大きさを一定として解析したため基礎の安定度（降伏震度）が小さくなったことによると考えられる。

支持地盤と打継目ずれとの関係を図 6.16 に示す。多少のばらつきはあるものの支持地盤の地耐力の高い N=50 線形のずれが大きいことがわかる。それに対して、基礎が降伏する非線形でモデル化したケースでは、ずれは小さく基礎の降伏により応答が頭打ちになったものと考えられる。この傾向は簡易設計手法において設計水平震度を基礎の降伏震度とすることと整合すると考えられる。

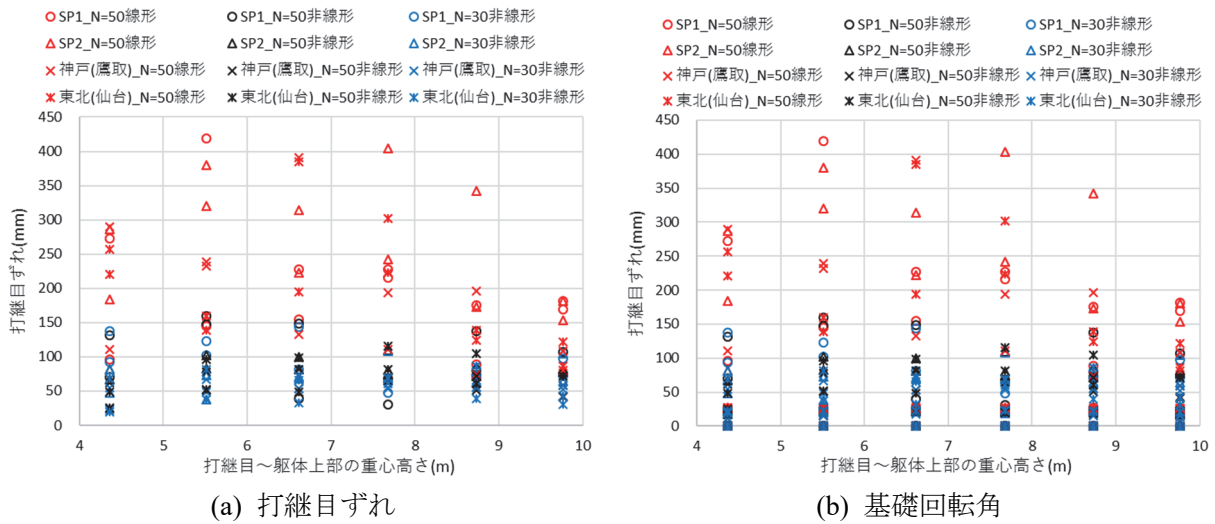


図 6.14 橋脚高さとの移動制限装置の有無による比較

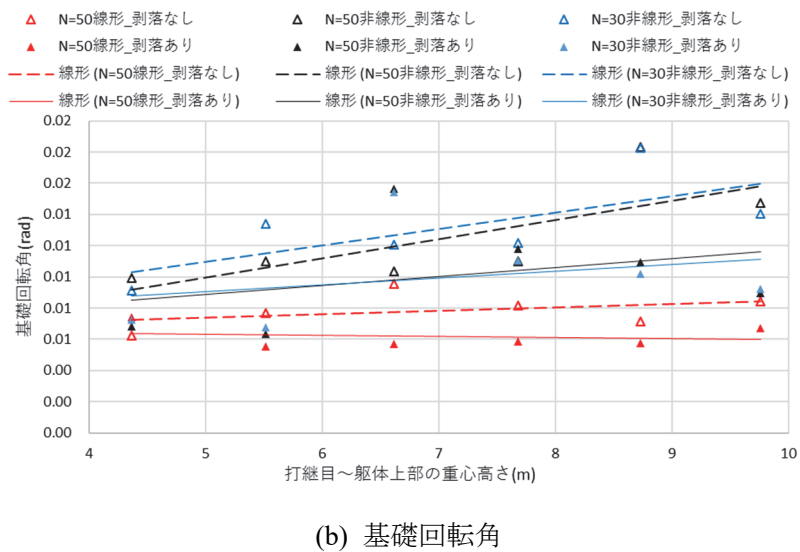
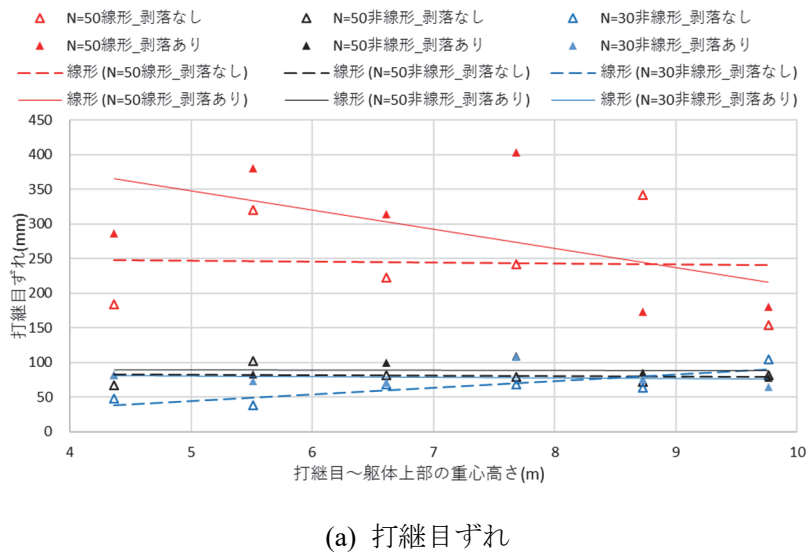


図 6.15 橋脚高さとの移動制限装置の有無による比較(L2-SP II)

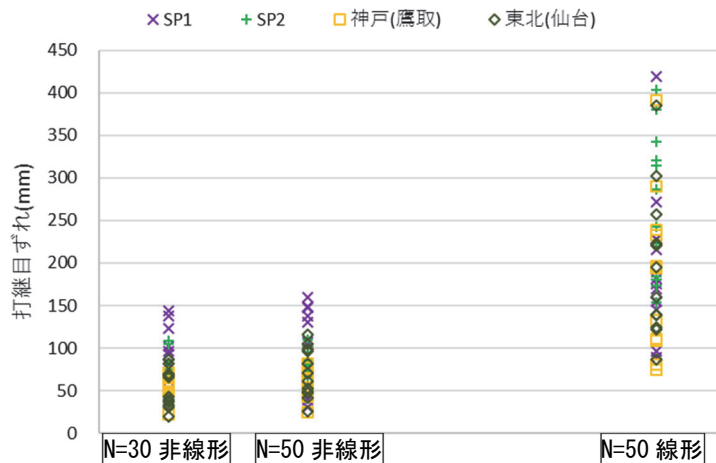


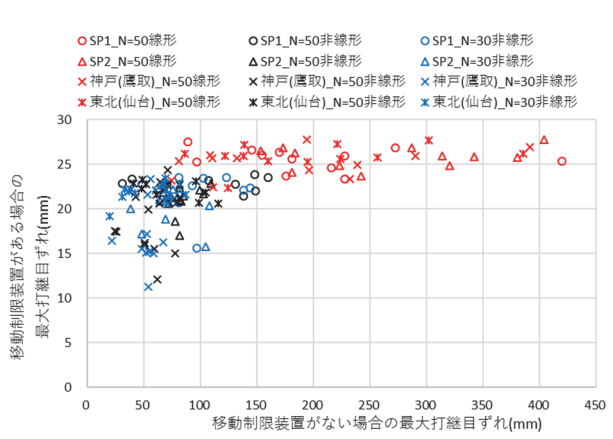
図 6.16 支持地盤条件による比較

#### (4) 移動制限装置の有無による比較

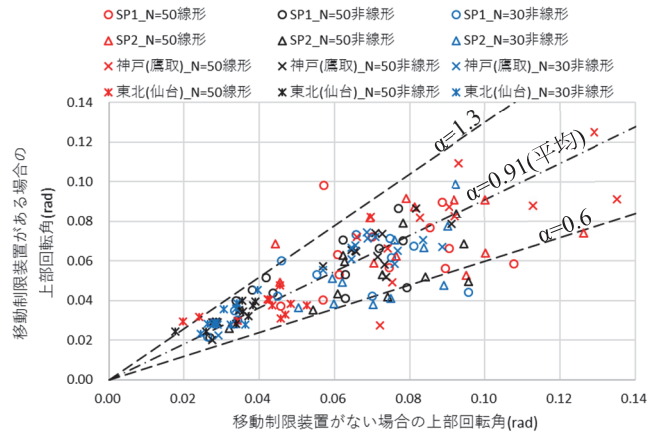
ここでは、移動制限装置の有無による各応答値の比較を行い、移動制限装置の効果や及ぼす影響を確認する。図 6.17 に移動制限装置の有無による解析結果の比較を示す。図 6.17(a)に最大打継目ずれを示す。移動制限装置を設置していないケースでは最大 400mm 以上のずれが生じているのに対して、移動制限装置を設置しているケースのずれはおよそ遊間の 20mm 程度となっており鋼棒によりずれが制限されていることが確認できる。

図 6.17(b)に移動制限装置の有無による上部回転角の比較を示す。おおむね移動制限装置有無の比率  $\alpha$  が 1.3~0.6 の範囲に分布し全ケースの平均は 0.91 となっており、移動制限装置を設置しているケースの回転角が小さくなっていることがわかる。これにより移動制限装置の設置により上部の回転が助長されることはないと想定される。挙動の詳細は 6.5.8 項にて考察する。

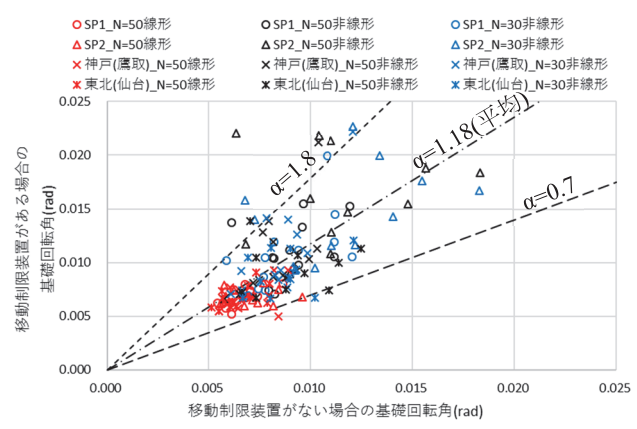
図 6.17(c)に移動制限装置の有無による基礎回転角の比較を示す。おおむね移動制限装置有無の比率  $\alpha$  が 1.8~0.7 の範囲に分布し全ケースの平均は 1.18 となった。これにより基礎回転角は移動制限装置を設置することにより多少増加することがわかる。これは鋼棒への衝突による反力が基礎に作用したことが原因と考えられる。そこで、図 6.18 に打継目の損傷がない場合と移動制限装置を設置しているケースの基礎回転角の比較を示す。打継目の損傷がない場合とは前述のように一般的な RC 巻立てのような躯体の耐力を増加させる耐震補強を行った場合も想定している。これに比べると基礎回転角は大幅に小さい（破線よりも下にプロットされる）ことがわかる。これにより、本工法の目的のひとつである「移動制限装置には、遊間を設けることにより、打継目を完全に固定せず、回転挙動や多少のずれを許容することで、基礎の応答を少なくする。」は、完全ではないものの概ね達成できたと考えられる。



(a) 打継目ずれ



(b) 上部回転角



(c) 基礎回転角

図 6.17 移動制限装置の有無による比較

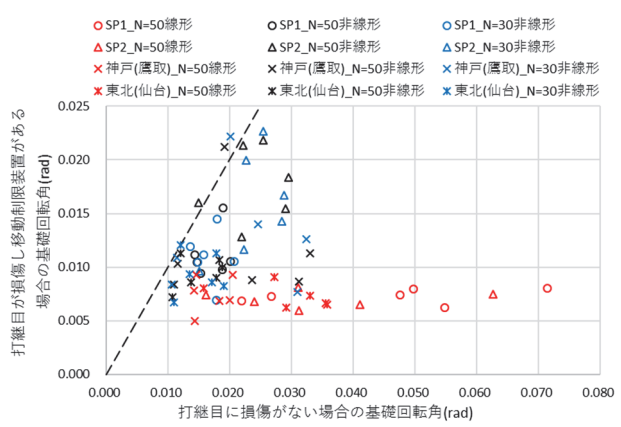


図 6.18 打継目損傷の有無による基礎回転角の比較



(5) 移動制限装置の適当範囲について

移動制限装置は打継目に生じる水平ずれは制限できるものの上部の回転挙動を制限する効果はない。橋脚の高さがあまりに高くなると転倒の恐れが生じることが考えられるため適用範囲を定めておく必要がある。図 6.19 に移動制限装置を設置したケースにおける、橋脚高さや上部回転角の関係を示す。打継目～打継目上部の重心高さが 7m までは比例して回転角が増加しているように見えるが、それ以降は頭打ちの傾向を示している。限界転倒角は幾何学的に図 6.20 に示す  $\alpha$  と  $\theta$  が等しくなるという条件で、表 6.2 より打継目～RL までの高さ 6.903m (+10m) の最も高いケースでは、 $\alpha = \tan^{-1}(b/h) = \tan^{-1}(5.836/9.762) = 0.5388\text{rad}$  となり、最大で 0.1rad 程度である解析結果に比べると十分余裕がある。図 6.21 に打継目～RL までの高さ 6.903m (+0m) と打継目～RL までの高さ 16.903m (+10m) の上部回転角時刻歴を示す。上部の高さが高くなると回転角が大きくなり周期が長くなり回転挙動がなかなか収束しないことがわかる。そのため背が高い橋脚に本工法を適用する場合には注意が必要で、マニフォールド法による動的解析を行い挙動確認する必要がある。

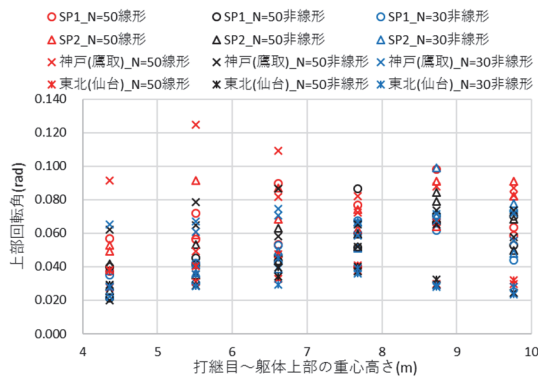


図 6.19 橋脚高さや上部回転角の関係

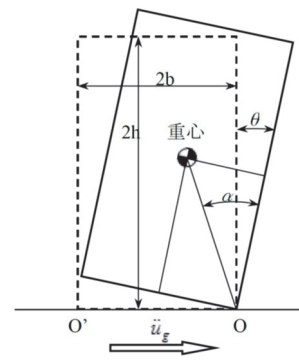
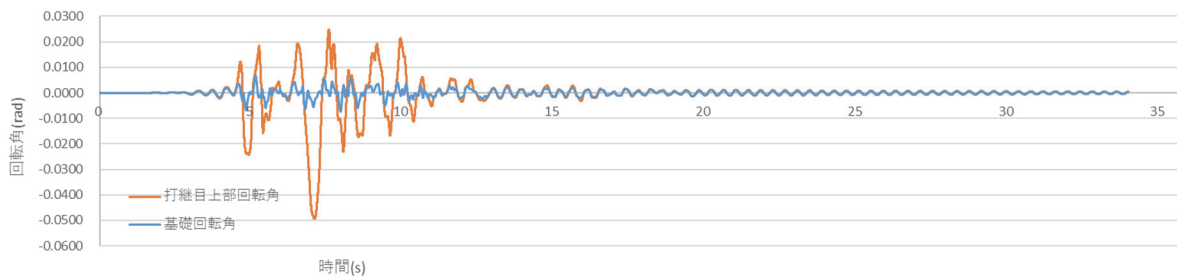
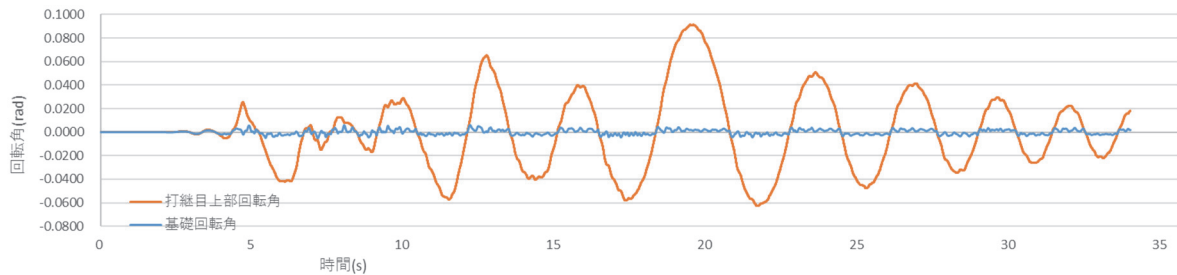


図 6.20 限界転倒角



(a) 打継目～RL までの高さ 6.903m (+0m)



(b) 打継目～RL までの高さ 16.903m (+10m)

図 6.21 上部回転角時刻歴

### 6.5.5 鋼棒に衝突することによるずれ制限効果の確認

一例として、設計地震動 L2-SP II，支持地盤 N 値 50 線形の解析ケースにおいて、表 6.8 に示す各条件の異なるケースの解析結果について比較し、移動制限装置の効果確認を行う。本項では、簡単のためケース名を表 6.8 に示す Case1~4 で示すこととする。

図 6.22 に打継目のずれが生じ移動制限装置の有無が異なる Case2, 3 の打継目に生じるずれ時刻歴を示す。移動制限装置を設置していない Case2 では大きなずれが生じているのに対し、鋼棒を設置した Case3 は遊間の 20 mm 程度で鋼棒に衝突しずれが停止している。これは、図 6.23 に示す変位図や図 6.24 の打継目ずれと打継目上部の重心位置加速度との関係において、遊間以上のずれが生じた際に鋼棒に衝突し急激に加速度（荷重）が増加していることから確認できる。

表 6.8 比較解析ケース（設計地震動 L2-SP II，支持地盤 N 値 50 線形）

Case	打継目の損傷	移動制限装置	剥落	最大基礎変位 (mm)	最大打継目ずれ (mm)	最大上部水平荷重 (kN)	最大上部回転角 (rad)	最大基礎回転角 (rad)
1	無	無	無	39	0	5745	0.016	0.016
2	有	無	無	25	184	8390	0.046	0.006
3	有	有	無	33	26	7210	0.049	0.007
4	有	有	有	26	27	9712	0.053	0.006

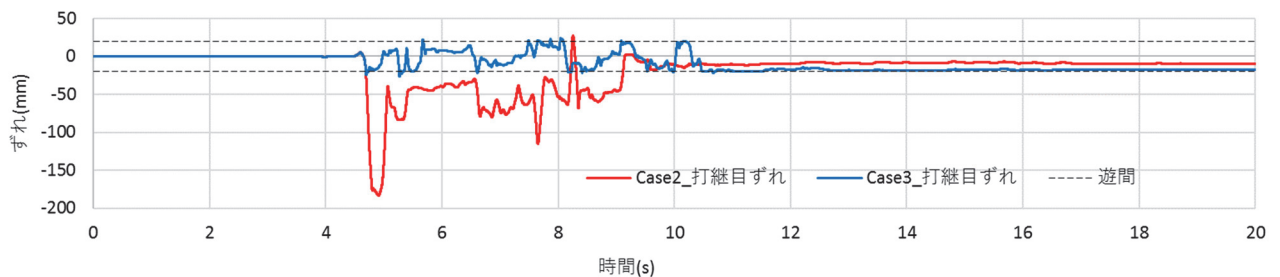


図 6.22 打継目ずれ時刻歴

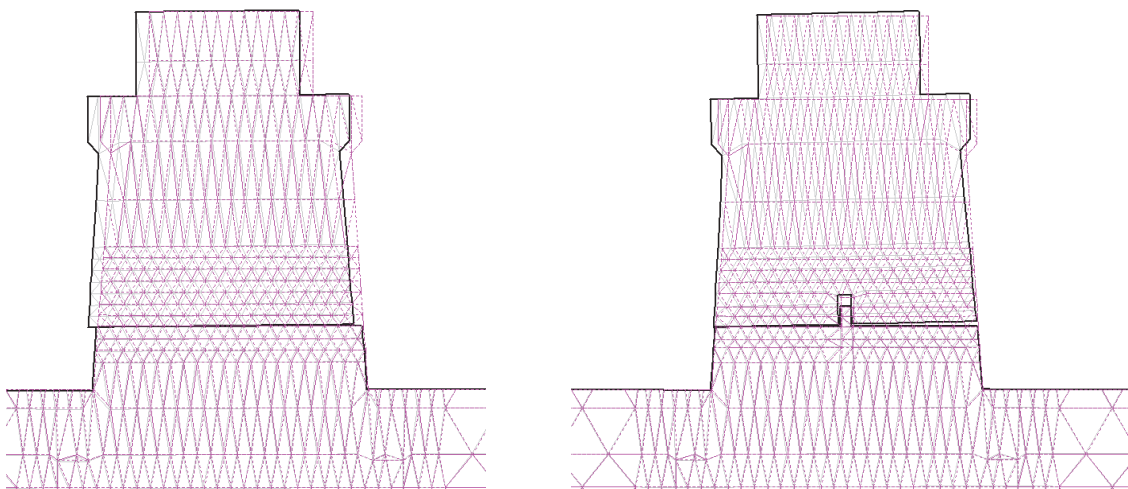


図 6.23 変位図(4.9 秒付近)

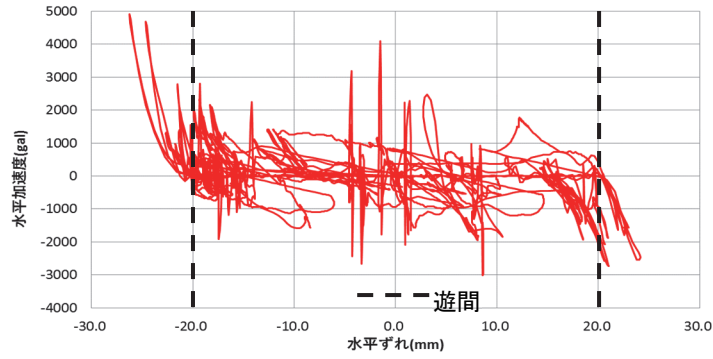
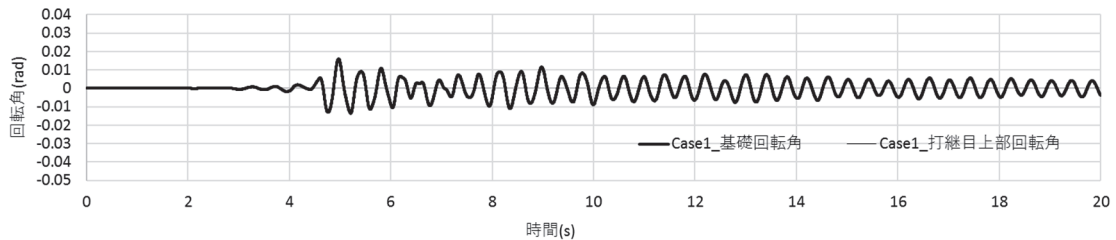


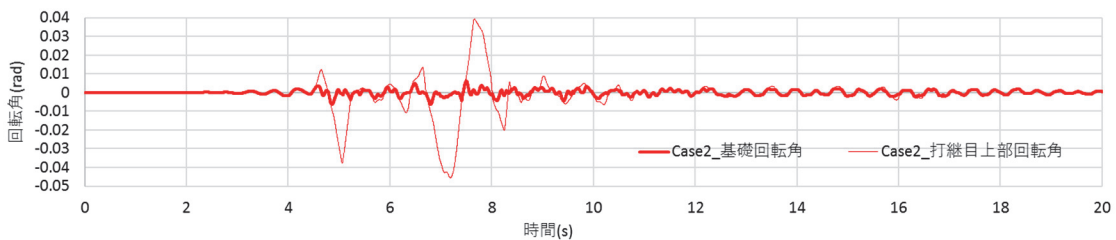
図 6.24 打継目ずれと上部の加速度との関係(Case3)

### 6.5.6 打継目の損傷が基礎の応答に与える影響の確認

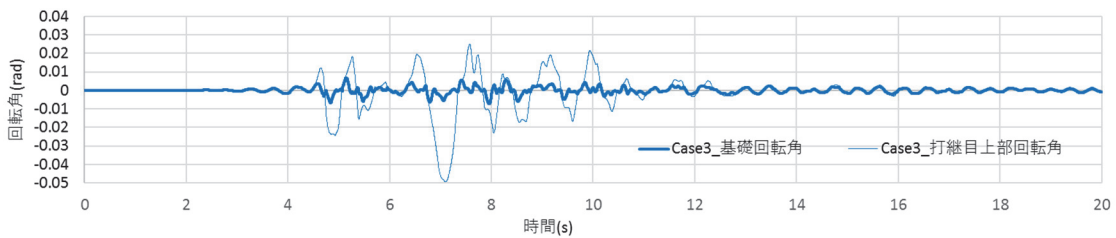
図 6.25 に基礎および上部回転角の時刻歴を示す。示している解析ケースは前項と同様である。ここで、打継目での損傷の有無で比較すると、打継目が損傷しない Case1 では橋脚が一体でそのまま応答するため基礎の変位や回転角が大きく、大きな荷重が基礎に作用していると考えられる。本検討では線形要素で地盤をモデル化したため基礎が降伏に至らず地震動に伴う周期的な回転が生じている。それに対して、打継目で損傷する Case2,3 では打継目が損傷し上部の回転挙動が生じ始めれば基礎回転角が小さくなっており、打継目が損傷することで基礎に作用する荷重が小さくなり応答が抑えられていることがわかる。これは、図 6.18 に示す結果とも整合するものと考えられる。



(a) Case1



(b) Case2



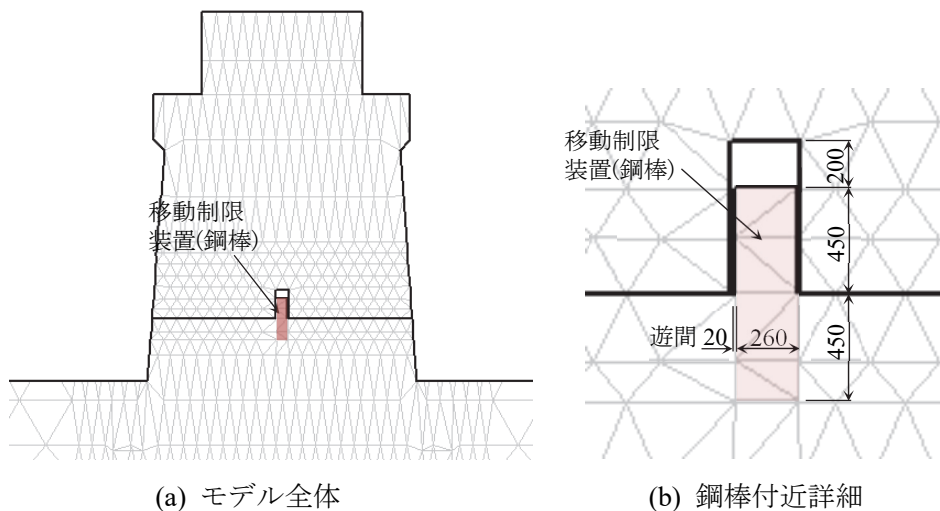
(c) Case3

図 6.25 基礎、上部回転角時刻歴

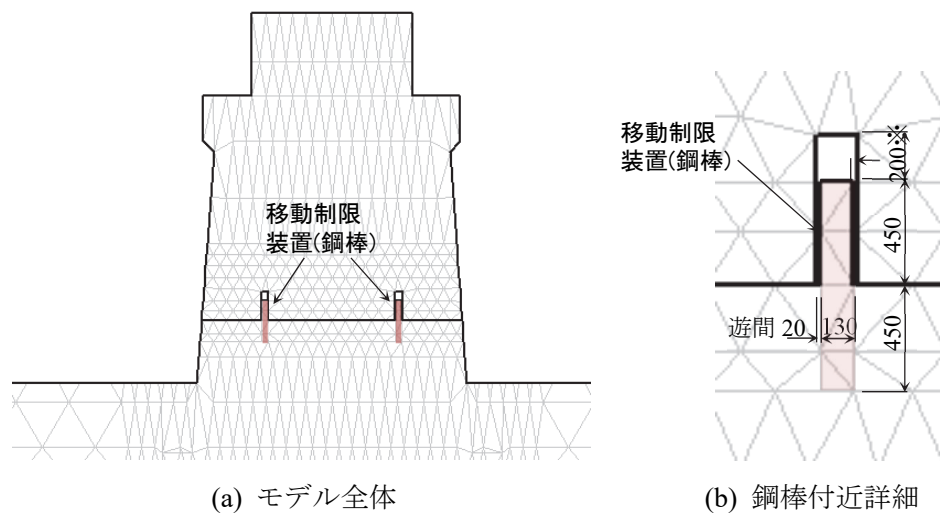
### 6.5.7 移動制限装置付近のモデル化の確認

移動制限装置付近のモデル化は、前項に示すように微小要素を避けるため 12 本の鋼棒を、剛性が等価な 1 本に置き換えた。この置き換えたモデル化が妥当であるか確認を行う。ここでは、**図 6.26** に示す中央に 1 本でモデル化した結果と、**図 6.27** に示す両端に 2 本としてモデル化した結果を比較することで妥当性を確認する。

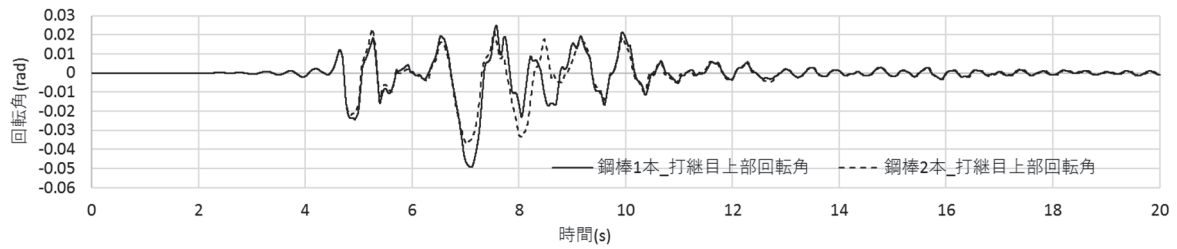
確認に用いる解析ケースは、設計地震動 L2-SP II，支持地盤 N 値 50 線形で、剥落の有無のケースとした。**図 6.28** に影響の大きいと考えられる上部の回転角時刻歴を重ね書きして示す。挙動に多少の差はあるもののその差は小さく、解析結果に大きな影響は与えないと判断し、移動制限装置 1 本の解析モデルを用いるものとする。



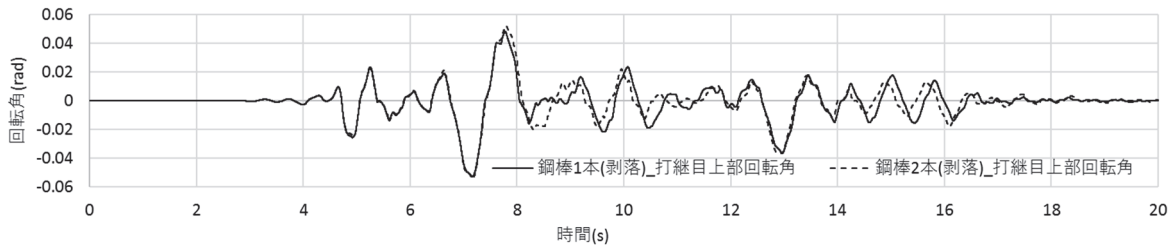
**図 6.26** 移動制限装置を 1 本に置き換えたモデル



**図 6.27** 移動制限装置を 2 本に置き換えたモデル



(a) 剥落のないケース



(b) 剥落のあるケース

図 6.28 上部回転角時刻歴

### 6.5.8 移動制限装置が上部工の回転挙動に与える影響の確認

図 6.17(b)で移動制限装置の有無と上部回転角の関係について、概ね移動制限装置を設置しているケースの上部回転角が小さいことを示したが、本項にて確認を行う。図 6.29 に示す鋼棒の有無による上部回転角時刻歴の比較を示すが、鋼棒の衝突に起因すると考えられる回転角の挙動差が生じている。図 6.25 より基礎の挙動より長い周期で上部の回転挙動が生じており、鋼棒に衝突することが回転を大きくするだけではなく、抑制する方向に作用して、結果的に回転角を小さくしているものと想定できる。例えば、7.5 秒付近の赤丸で囲んだ個所ではそのような挙動がみられる。また、RL での変位 (図 6.30) で比較しても同様の傾向を示している。以上より今回の検討においては、鋼棒の設置が打継目上部の回転挙動を助長することはないと考えられる。

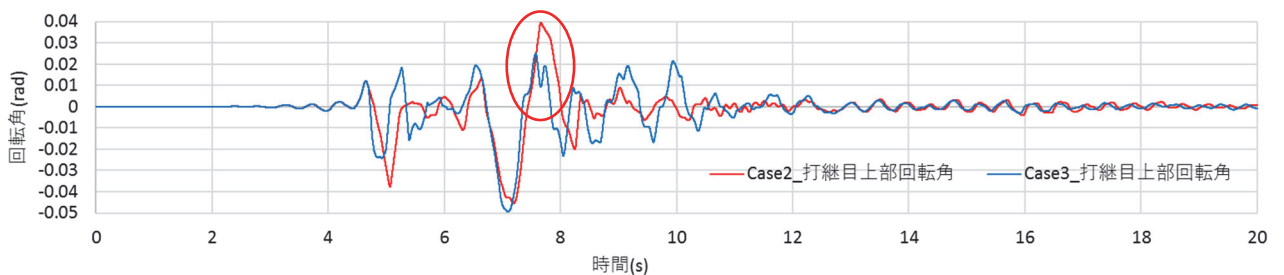


図 6.29 移動制限装置の有無による上部回転角時刻歴の比較

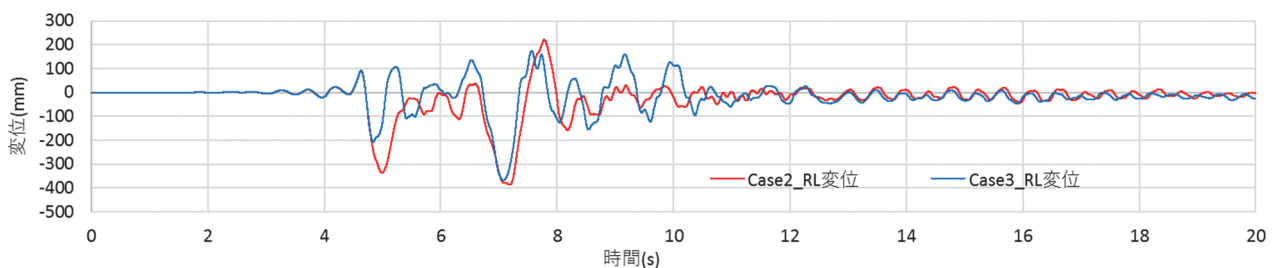


図 6.30 移動制限装置の有無による RL 変位時刻歴の比較

### 6.5.9 打継目下部コンクリートの剥落が挙動に与える影響の確認

動的試験において、打継目下部コンクリート剥落が生じることで上部回転角は増加することが確認されている。これは、剥落により打継目上部の重心位置と打継目下部の回転支点との距離が短くなり、回転挙動が生じやすくなったと考えられる。そこで、NMM 解析でも同様な傾向が生じているか確認する。図 6.31、6.32 に剥落の有無による上部、基礎回転角時刻歴の比較を示す。剥落を考慮したケースの方が大きな回転挙動が生じており、特に 12 秒以降で収束していないことがわかる。それに対して基礎の回転角は減少しているものの劇的な差ではない。解析した全ケースのうち、移動制限装置を設置しているケースについて、図 6.27 に剥落の有無で上部、基礎回転角の比較を示す。上部の回転角は剥落しているケースの回転角が大きく（破線よりも上にプロットされる）回転挙動が生じやすくなったことがわかる。基礎回転角は剥落しているケースの回転角が小さい（破線よりも下にプロットされる）ものの、その差は小さく、打継目上部の回転挙動によりエネルギーが逸散する効果はあまり期待できないことがわかった。そのため、今後の課題として剥落を防止する対策の検討が挙げられる。

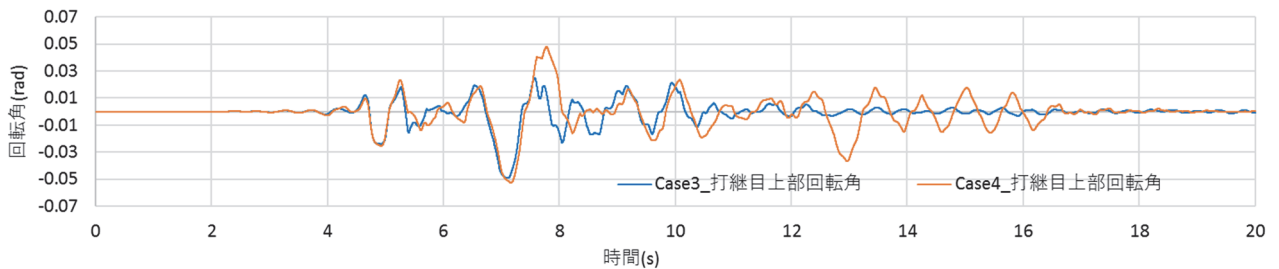


図 6.31 剥落の有無による上部回転角時刻歴の比較

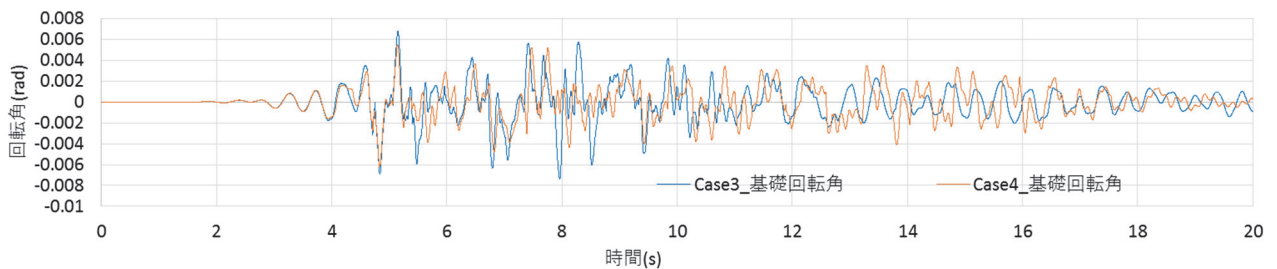
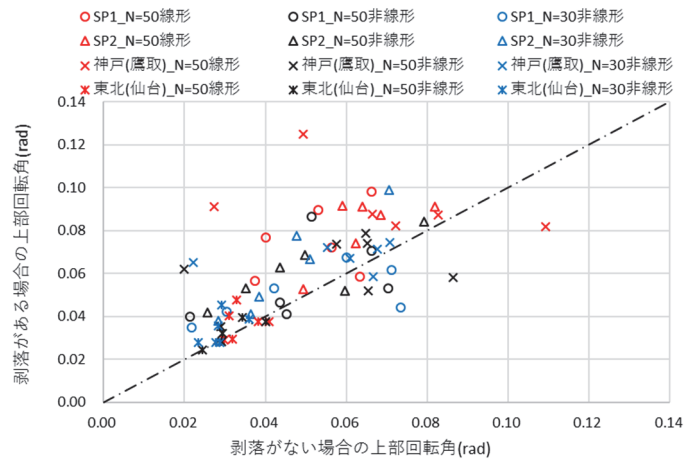
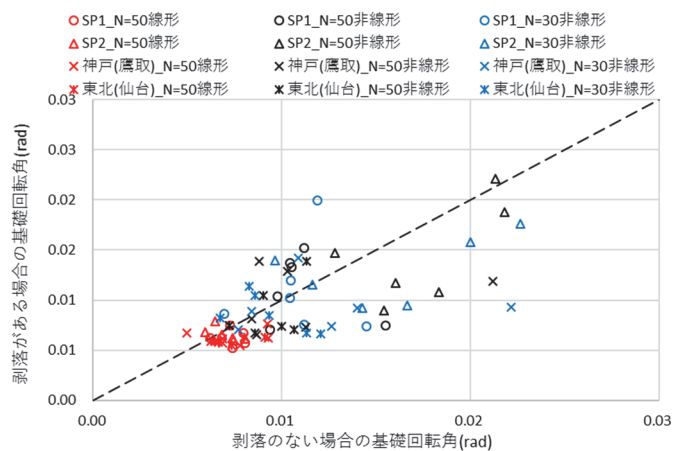


図 6.32 剥落の有無による基礎回転角時刻歴の比較





(a) 上部回転角



(b) 基礎回転角

図 6.33 剥落の有無による回転角の比較

### 6.5.10 遊間の検討

試験施工における移動制限装置の遊間は、地震後の復旧性や被災後の応急復旧時の列車運行に配慮して、残留変位が軌道整備基準値以下となるように 20 mm とした。本項では遊間を変更して挙動に与える影響を確認する。検討ケースは表 6.9 に示す遊間を 1~50mm と変化させた 5 ケースで、その他の条件は設計地震動 L2-SP II，支持地盤 N 値 50 線形，剥落のないものとした。検討結果を表 6.9 および図 6.34 に示すが、遊間を増加させると打継目に生じるずれは増加していることが確認できる。基礎に生じる応答では最大基礎変位は概ね一定であるが、最大基礎回転角は減少していることがわかる。図 6.35 に挙動が比較的シンプルで差がわかりやすい 4.4~5.0 秒間の基礎回転角の時刻歴を示す。図中の×は鋼棒が衝突した時刻を示す。遊間が大きくなるに従い衝突する時間が遅くなり、基礎の回転角が小さくなっていることが確認できる。これにより遊間は可能な限り大きくした方が基礎の応答を小さくでき有利であることがわかった。そのため、遊間は軌道整備基準値を上限としてなるべく大きく設定することとする。



表 6.9 比較解析ケースおよび結果（設計地震動 L2-SP II，支持地盤 N 値 50 線形）

Case	遊間 (mm)	最大基礎変位 (mm)	最大打継目ずれ (mm)	最大基礎回転角 (rad)
1	1	32.9	3.6	0.0079
2	2	30.5	5.3	0.0078
3	5	24.7	8.9	0.0072
4	10	26.1	14.6	0.0074
5	20	33.4	26.3	0.0074
6	50	25.4	55.1	0.0070

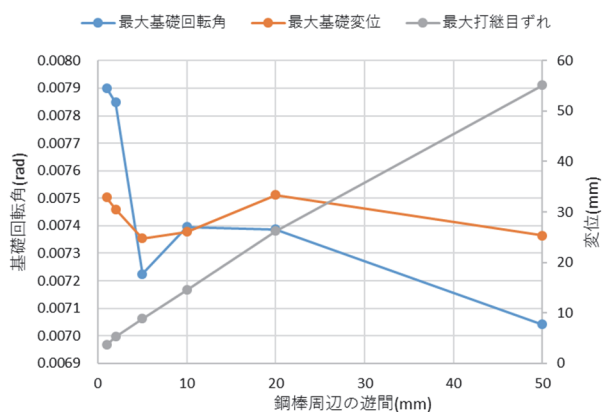


図 6.34 遊間の変化による比較

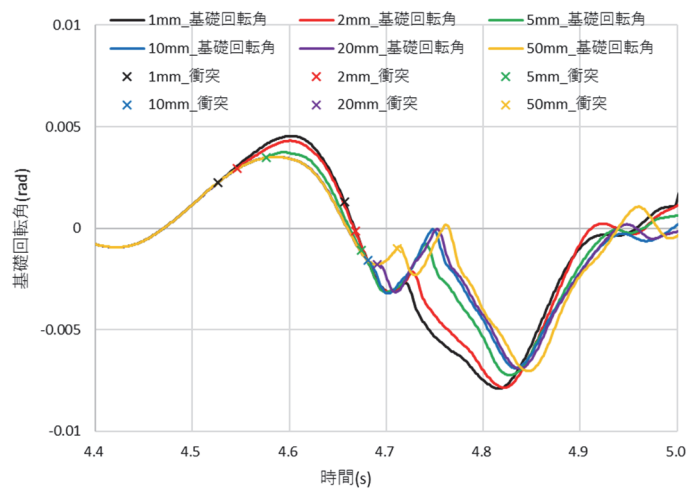


図 6.35 遊間の変化による基礎回転角時刻歴の比較

### 6.5.11 緩衝材の検討

大型振動台を用いた動的試験結果より、移動制限装置には打継目上部コンクリートの衝突により衝撃的な荷重が作用していると考えられる。そこで、実施工においては衝撃を吸収するために緩衝材を設置することとしたが、その効果を確認する解析を行う。

緩衝材は実橋脚で使用した厚さ 20mm とし、鋼棒や緩衝材のみに力が作用するように、打継目の摩擦角を 0 としてモデル化した。非常に薄い緩衝材をモデル化するためメッシュサイズを細かくした。このため、解析の要素数の制限より地盤を省き基礎下端を固定して解析した。緩衝材を設けないケースと緩衝材のヤング係数を  $3.0 \times 10^6$ ,  $3.0 \times 10^5$ ,  $3.0 \times 10^4$ ,  $3.0 \times 10^3 \text{kN/m}^2$  の 4 ケースに変化させて比較検討した。解析モデルを図 6.36 に示す。

NMM では要素に生じるひずみが一定以上となると解析が発散してしまう。そのため、激しく鋼棒に衝突し大きなひずみが生じる地震動の主要部分では解析が発散してしまうことから、地震動の冒頭の左右 1 回の衝突で傾向を確認することとした (図 6.37)。各ケースの打継目上部に作用する荷重の最大値を表 6.10 に、打継目水平ずれ時刻歴、打継目水平ずれと打継目上部荷重の関係を図 6.38 に示す。緩衝材のヤング係数が小さくなるほど荷重が小さくなり、図上の勾配が緩やかになっていることがわかる。ここで、図 6.39 に緩衝材付近のひずみ分布図を、図 6.40 に緩衝材付近の平均主応力分布図を示す。緩衝材のヤング係数が小さくなるに従い、緩衝材のひずみが大きくなり鋼棒の応力が小さくなっていることが確認できた。

一般的なゴムのヤング係数は  $1 \sim 3 \times 10^3 \text{kN/m}^2$  とされている<sup>5)</sup>ことから、ゴムを緩衝材に用いることで鋼棒に生じる応力が低減できると考えられる。

ただし、実際の地震動を入力した解析では前述のように解析が不安定となり発散してしまうことから、複雑な地震動が作用した場合の緩衝材の効果を実量的に評価することはできない。そのため、解析や簡易設計には安全側に緩衝材の効果を検討することとする。

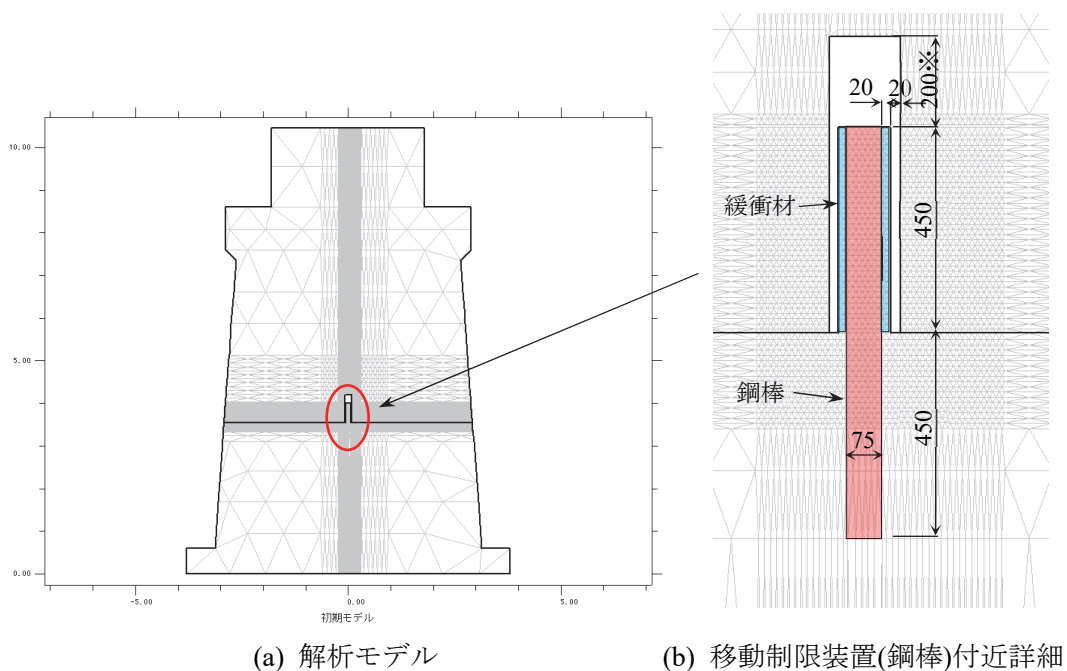


図 6.36 解析モデル

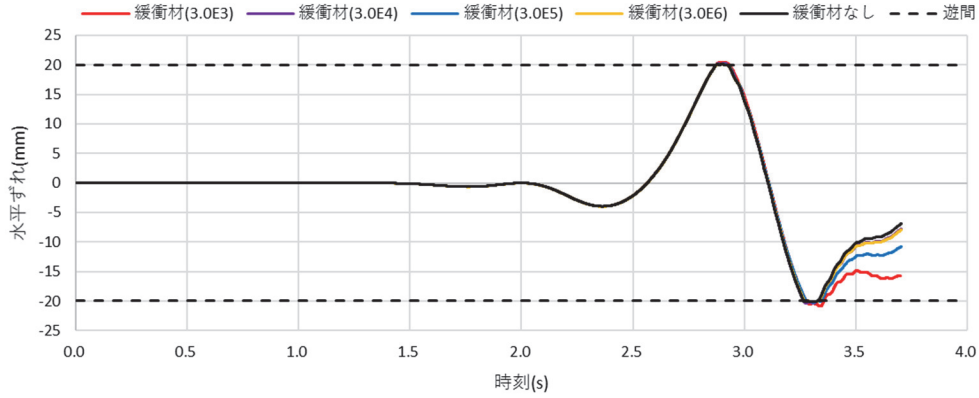


図 6.37 打継目ずれ時刻歴

表 6.10 打継目上部に作用する荷重の最大値

緩衝材	なし	$3.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$	$3.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$	$3.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$	$3.0 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$
荷重 (ずれ) (kN) (mm)	770 (-20.1)	483 (-20.1)	520 (-20.2)	464 (-20.4)	319 (-20.6)
	-504 (20.1)	-335 (20.1)	-409 (20.1)	-290 (20.3)	-225 (20.4)

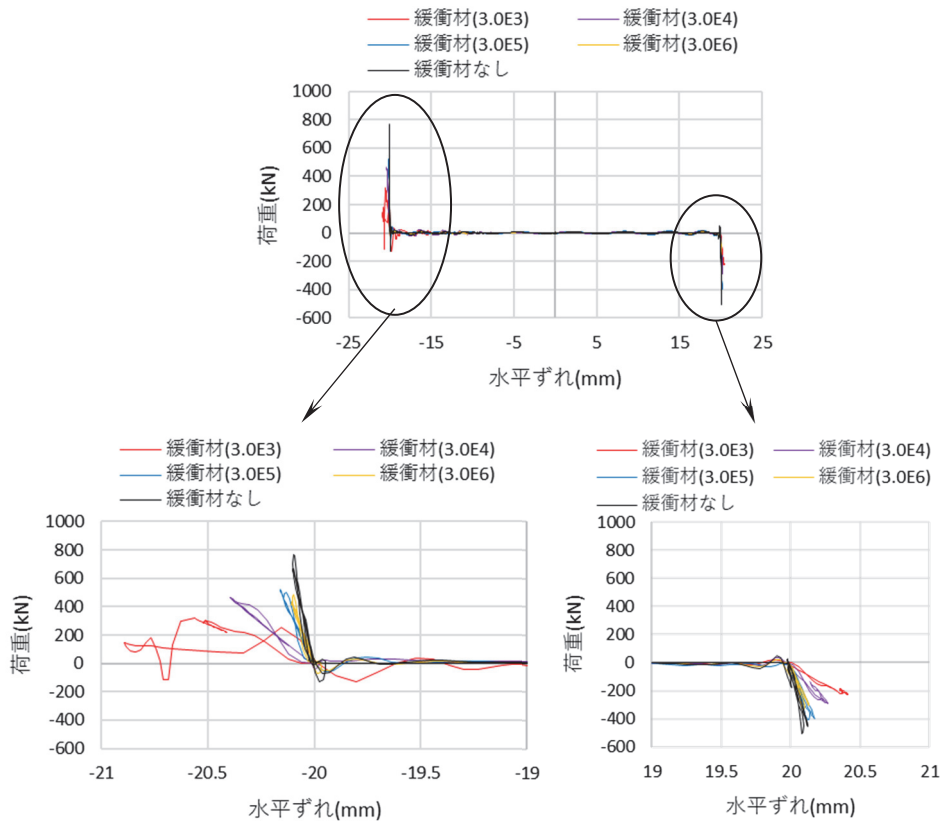


図 6.38 水平ずれと荷重の関係

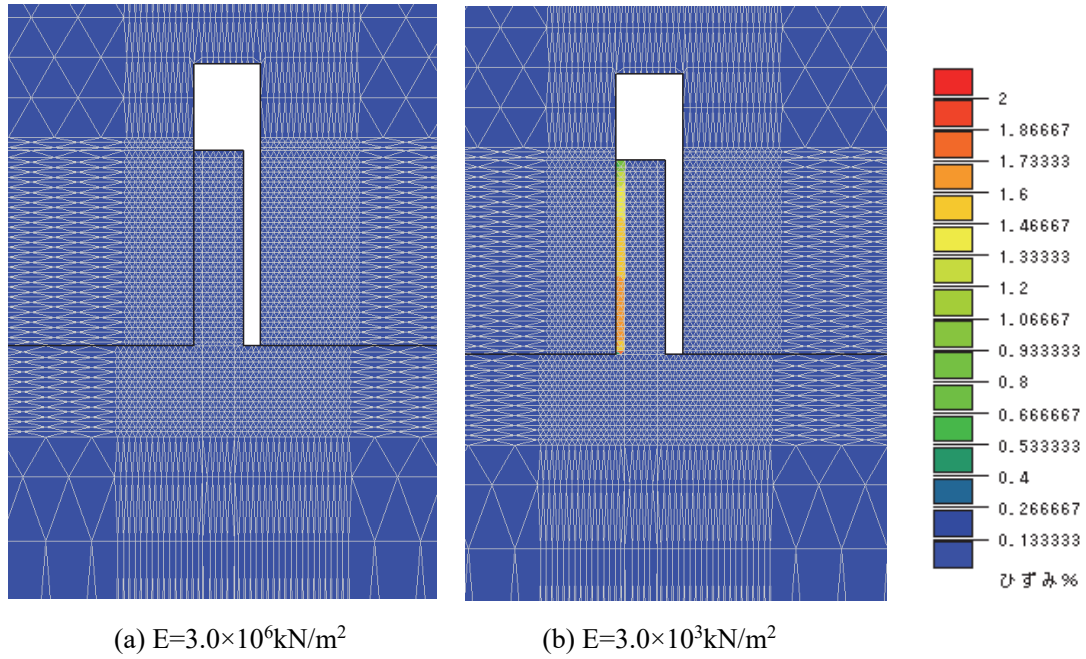


図 6.39 2.9 秒付近ひずみ分布

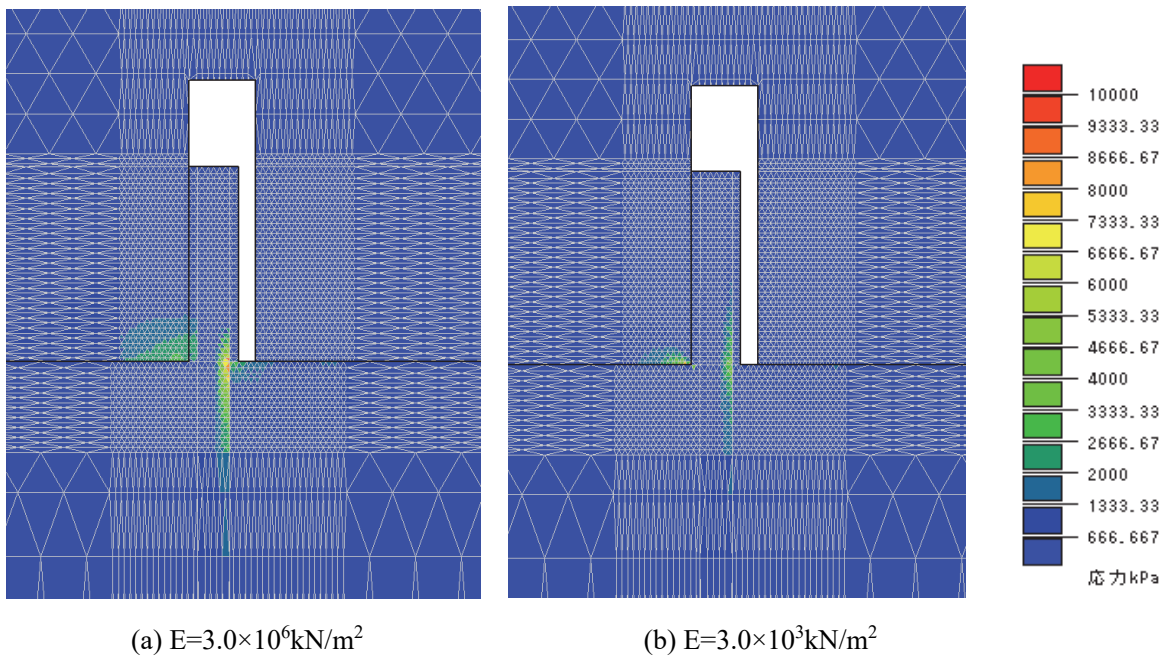


図 6.40 2.9 秒付近平均主応力分布

### 6.5.12 NMM による解析のまとめ

移動制限装置を設置した橋脚を対象に、NMM-DDA を用いて NMM 要素でモデル化して打継目に生じるずれを制限する効果を確認する解析を行った結果、以下のことがわかった。

- 1) 基礎には打継目の接触により非常に大きな加速度が生じる。
- 2) 打継目のずれは橋脚の高さに関係せずほぼ一定となる。
- 3) 支持地盤の地耐力が小さい場合には基礎が降伏し、打継目ずれ等の応答は増加しない。

- 4) 移動制限装置を設置することで打継目ずれは鋼棒遊間の 20mm 程度となり、鋼棒に衝突することでずれを制限できる。
- 5) 打継目が損傷し上部の回転挙動が生じることで基礎回転角が減少していることから、打継目を固定しないことで基礎の応答が抑えられることがわかる。また、回転挙動の周期は基礎に比べ上部が長い。
- 6) 多くの移動制限装置を 1 本でモデル化しても、結果に与える影響は小さい。
- 7) 移動制限装置によって上部回転角を増長することはない。
- 8) 打継目に損傷が生じる場合、移動制限装置を設置することで設置しないケースに比べて多少基礎の応答が増加する傾向が見られるが、RC 巻立て工法のような打継目に損傷が生じない場合に比べると基礎の応答は大幅に小さく、本工法の“打継目を完全に固定せず、回転挙動や多少のずれを許容することで、基礎の応答を少なくする。”は、完全ではないものの概ね達成できた。
- 9) 橋脚の高さが高くなると上部回転角が増加し回転挙動がなかなか収束しない。限界転倒角に対しては十分余裕はあるもの、適用に当たっては注意が必要である。
- 10) 打継目下部コンクリートの剥落により上部回転角が増加するものの基礎回転角はあまり減少しない。そのため今後剥落を防止する対策を検討する必要がある。
- 11) 移動制限装置の遊間を大きくすると基礎の応答が小さくなるため、可能な範囲で遊間を大きくするのがよい。
- 12) 緩衝材として鋼棒の周辺に 20mm のゴムを設置した簡易解析を行った結果、鋼棒に作用する荷重が低下することが確認できたが、詳細な検討ができず定量的な評価ができないため、解析や簡易設計では安全側に緩衝工の効果を考慮せず検討する必要がある。

## 6.6 本章で得られた結論

実橋脚における試験施工により以下のことがわかった。

- 1) 打継目から採取したコアの状況より、打継目の一部は一体化されていない。
  - 2) 移動制限装置は、一般的な RC 巻立て工法に比べ簡易で短期間に施工ができる。
- 実橋脚を対象とした NMM による解析により以下のことがわかった。
- 1) 打継目のずれは、高さに関係せずほぼ一定となり、支持地盤が降伏することで頭打ちとなる。
  - 2) 移動制限装置を設置することで、打継目に生じるずれは遊間の 20mm 程度となりずれを制限できる。また、鋼棒の設置が打継目上部の回転挙動を助長することはない。
  - 3) 加振中に打継目が損傷し上部の回転挙動が生じることで基礎回転角が減少し、基礎の応答が抑えられる。また、回転挙動の周期は基礎に比べ上部が長い。
  - 4) 移動制限装置の設置により基礎の応答は多少増加する傾向があるが、RC 巻立て工法のような打継目に損傷が生じない場合に比べると基礎の応答は大幅に小さく、本工法の“打継目を完全に固定せず、回転挙動や多少のずれを許容することで、基礎の応答を少なくする。”は、完全ではないものの概ね達成できた。
  - 5) 移動制限装置の遊間を大きくすると基礎の応答が小さくなるため、可能な範囲で遊間を大きくするのがよい。

- 6) 橋脚の高さが高くなると上部回転角が増加し回転挙動がなかなか収束しない。限界転倒角に対しては十分余裕はあるもの、適用に当たっては注意が必要である。
- 7) 打継目下部コンクリートの剥落により上部の回転角は増加するものの基礎の応答はあまり減少しないため、剥落を防止する対策を検討する必要がある。
- 8) 緩衝材を設置することで鋼棒に作用する荷重は低下するが、その効果を設計上考慮することは難しい。そのため安全側に緩衝材を考慮せずに設計する必要がある。

#### 【参考文献】

- 1) 日本河川協会(2000). 改定 解説・河川管理施設等構造令 pp.295-299.
- 2) 鉄道総合技術研究所(2004). 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 pp.416-427.
- 3) 鉄道総合技術研究所(2012). 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 pp.271-273.
- 4) National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (2019), NIED K-NET, KiK-net, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, doi:10.17598/NIED.0004
- 5) 石川覚志(2015). ゴムの有限要素法の学び方-超弾性体の基礎理論と実践- 日刊工業新聞社 pp.1-5.

## 第7章 移動制限装置の適用と簡易設計法

### 7.1 概論

これまでの検討により移動制限装置を設置することで、打継目でのずれを制限できること、河積阻害率に関係する外形が変わらないこと、基礎の応答が増加しないことが確認できた。これらを考慮して、耐震補強、地震対策工法の比較および工法の選定フローを定める。また実務設計に用いる簡易な静的設計手法を取りまとめる。

### 7.2 移動制限装置の適用

#### 7.2.1 概要

無筋橋脚は耐震性に劣るため耐震性能を向上させる耐震補強を行う必要があるが、様々な補強工法があるため、その特徴を考慮した適用について検討を行う。また移動制限装置を用いた地震対策工法の得失や適用範囲についても他工法と比較して整理する。なお本研究では主として河川内の無筋橋脚を対象としているため、工法選定する上で河積阻害率に与える影響を重視している。

上記をふまえ、巨大地震発生に伴う対策として被害最小化と復旧時間短縮化という危機耐性という視点も取り入れ検討することとした。

ここで、河積阻害率<sup>1)</sup>とは橋脚の総幅が川幅に対して占める割合として定義されている。川幅・橋脚の総幅は以下を表す(図7.1)。

- ① 川幅：流向に対して直角に測った計画高水位と堤防のり面の交点間の距離
- ② 橋脚の総幅：流向に対して直角に測った計画高水位の位置における橋脚幅

なお、阻害範囲は、河川の流下方向の投影幅となるため河川の流下方向(線路直角方向)に断面を増加させても河積阻害率は増加しない。

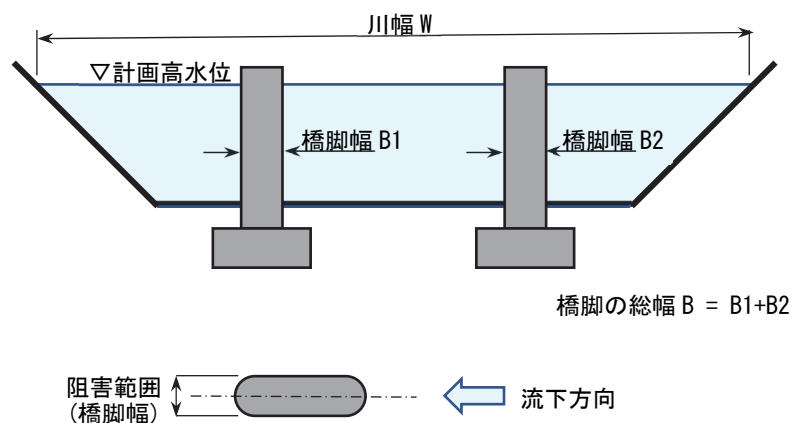


図 7.1 河川幅, 橋脚幅, 阻害範囲の定義

#### 7.2.2 代表的な耐震補強, 地震対策工法の比較

代表的な耐震補強, 地震対策工法の比較を表 7.1 に示す。



表 7.1 無筋橋脚を対象とした耐震補強, 地震対策工法

	RC 巻立て補強 <sup>2)</sup>	鋼板巻立て補強 <sup>2)</sup>	鋼棒後挿入工法 <sup>4)</sup>	打継目移動制限装置
略図				
概要	躯体に沿わせた鉄筋をフーチング等の基礎に十分定着して立ち上げ, 躯体の周りをコンクリートで巻立てることで, 曲げ耐力, せん断耐力, じん性を向上させる工法である.	鋼板をジベルによって躯体に取付け, アンカーによってフーチング等の基礎に十分定着する. 躯体との隙間にはモルタルを充填することで, 曲げ耐力, せん断耐力, じん性を向上させる工法である. 流下物に対する防御として保護モルタルを施工する必要がある	橋脚天端より削孔し, 鋼棒を挿入後高流動充填材で固定する. 鋼材によるせん断抵抗, 鋼材軸力による引張抵抗, コンクリート支圧力により, 躯体の曲げ耐力, せん断耐力, じん性を増加させる. 鋼棒にプレストレスを導入することでさらに曲げ耐力を増加させることができる.	損傷が発生すると想定される打継目を跨いで打継目移動制限装置(鋼棒)を埋込む. 打継目より下部を固定し, 上部には遊間を確保することで完全に固定せず, 打継目でのロッキングや多少のずれを許容することで, 基礎の応答は増加させない.
効果	曲げ耐力, せん断耐力, じん性の向上	曲げ耐力, せん断耐力, じん性の向上	曲げ耐力, せん断耐力, じん性の向上	打継目を完全に固定していないため耐力の向上はなく, 地震時の打継目ずれおよび地震後の残留変位を抑制することで復旧までの日数を短縮し危機耐性を向上させる.
耐震性能	必要な耐震性能に合わせて設計可能である. ○	必要な耐震性能に合わせて設計可能である. ○	巻立て工法に比べると得られる耐震性能は低い △	打継目に生じるずれの制限による危機耐性の向上 -
河積阻害率への影響	200mm 程度の RC で巻きたてるため, 躯体寸法が増加し, 河積阻害率が悪化する. ×	鋼板と保護モルタルで厚み 200mm 程度の巻立て厚となるため RC 巻立てと同程度の躯体寸法増加, 河積阻害率の悪化となる. ×	躯体寸法は増加しないため, 河積阻害率に影響は無い ○	躯体寸法は増加しないため河積阻害率に影響は無い ○
施工性	大規模な掘削や土留め工が必要だが営業線路に近接せずに施工可能である. △	大規模な掘削や土留め工が必要だが営業線路に近接せずに施工可能である. △	掘削や土留め工は不要だが営業線路内の橋脚天端からの施工となるため夜間工事となる. 電化区間では電気架線が支障するため施工が困難である. ×	対象とする打継目の高さが低い場合には足場等も不要で施工性はよい. ○
基礎への影響	躯体の耐力が増加するため基礎への応答が増加する. 基礎の安定性が不足する場合には基礎補強が必要となる. ×	躯体の耐力が増加するため基礎への応答が増加する. 基礎の安定性が不足する場合には基礎補強が必要となる. ×	躯体の耐力が増加するため基礎への応答が増加する. 基礎の安定性が不足する場合には基礎補強が必要となる. ×	躯体の耐力は増加しないため基礎の応答は変化しない. 今までの被災事例より基礎補強は不要と考えられる. ○
施工費	一般的に高価である. △	一般的に高価である. △	巻立て工法に比べると安価と考えられるが夜間施工のため不確定要素が多い. △	安価である. ○
備考			橋脚天端からの施工となるため上部工の形状によっては施工できない場合がある.	設置する打継目位置を特定するため打継目位置が特定できない場合には施工できない. 想定した打継目以外の箇所で損傷した場合には効果が無い.



### 7.3 移動制限装置の簡易設計法

実務においては NMM のような動的解析を用いて移動制限装置を設計し鋼棒径や本数を決定することは困難で、簡易に設計する手法が必要である。そこで、本項で静的な簡易設計手法を示すこととした。

これまでの動的試験や NMM による解析により、鋼棒に衝突した際の応力伝達および鋼棒や埋め込み部の損傷状況といった応力的な問題や、打継目の水平ずれを制限すること上部の回転挙動に対しての必要長さ等のディテールに問題がないことが確認できた。これらの検討結果より、前章と同様に RC 標準<sup>4)</sup>に示されている鋼棒ストッパーに準じた設計の考え方やディテールを用いることとする。

#### 7.3.1 設計条件

移動制限装置の設計条件は以下の通りとした。

- ① 移動制限装置に作用する荷重は、打継目上部重量および列車重量に設計水平震度を乗じた水平力を、第 5 章の動的試験結果より 1.5 倍しさらに各個撃破係数より 1.3 倍とする。ここで、各個撃破係数とは施工誤差等の原因で各鋼棒に均等に衝突せず、鋼棒に作用する水平力が不均等となることを考慮した係数で鉄道構造物では一般的に 1.3 が用いられる。
- ② 橋脚には基礎の降伏震度を超える応答は作用しないと考えられるため、設計水平震度は基礎の降伏震度とする。
- ③ 新設構造物と同様に列車荷重 (EA-17 牽引重量 (35kN/m)) を考慮する。
- ④ 打継目の摩擦は無視し全水平力を鋼棒に作用させる。
- ⑤ 移動制限装置は性能レベル 1 を確保する。(降伏させない)
- ⑥ 鋼棒の設計は RC 標準<sup>4)</sup>に示される鋼棒ストッパーに準じる。鋼棒の長さも同様に鋼棒ストッパーに準じて打継目上下それぞれ鋼棒直径の 6 倍、合計 12 倍とする。

#### 7.3.2 基礎の降伏震度の算出

地震による慣性力が増加し基礎の回転角が大きくなると徐々にフーチングが浮き上がり、最終的にはフーチング端部下面の地盤が塑性化して抵抗モーメントが最大値に達する<sup>5)</sup>。この値を最大抵抗モーメント( $M_{md}$ )と呼び、 $M_{md}$ に達した時点での水平震度が基礎の降伏震度( $K_h$ )となる。橋脚全体の応答は基礎の降伏による頭打ちになるため橋脚躯体には基礎の降伏震度以上の応答は生じない。基礎が降伏した際の地盤反力の形状を図 7.3 に示す。この  $M_{md}$  は式(7.1)により、 $K_h$  は式(7.2)により算定できる。

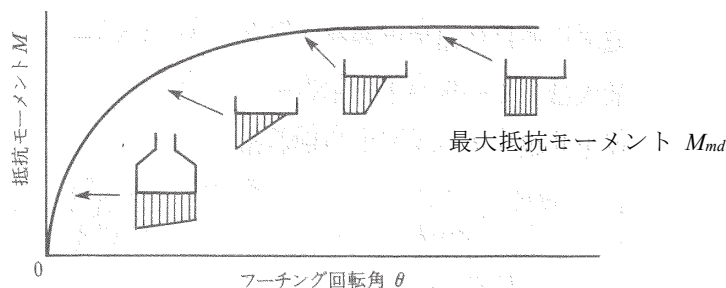


図 7.3 地盤反力の形状<sup>5)</sup>

$$M_{md} = \frac{B \cdot V_d}{2} - \frac{V_d^2}{2 \cdot q_d \cdot L} \quad (7.1)$$

ここに  $M_{md}$  : 設計最大抵抗モーメント

$q_d$  : 偏心, 傾斜の影響を考慮した設計鉛直支持力度

$V_d$  : フーチング底面に作用する設計有効鉛直荷重

$B$  : フーチング側面の幅

$L$  : フーチング前面の幅

$$K_h = \frac{M_{md}}{W_{d1} \cdot h_{d1} + W_{d2} \cdot h_{d2} + W_l \cdot h_l} \quad (7.2)$$

ここに  $W_{d1}$  : 橋脚重量

$h_{d1}$  : 基礎下端から橋脚重心までの高さ

$W_{d2}$  : 上部工重量

$h_{d2}$  : 基礎下端から上部工重心までの高さ

$W_l$  : 地震時列車重量

$h_l$  : 基礎下端から列車重心までの高さ

### 7.3.3 応答値の算定

移動制限装置に作用する荷重は, 支承部の構造や構造物全体の挙動を考慮して算定する必要があるが, 大地震時の検討を行うことから, 安全側に着目する橋脚が支持する可動支承も固定として式(7.3)により水平力を算出する (図 7.4).

$$P = (Kh \cdot W + Kh_L \cdot W_L) \times 1.5 \quad (7.3)$$

ここに  $P$  : 移動制限装置に作用する水平荷重

$Kh$  : 設計水平震度

$W$  : 打継目より上部の重量 (上部工重量を含む)

$Kh_L$  : 列車荷重用設計水平震度 (線路方向 0.20, 線路直角方向 0.30)

$W_L$  : 列車荷重反力

1本の鋼棒に作用する水平力は式(7.4)で算出する.

$$H_{sd} = k \cdot P / n \quad (7.4)$$

ここに  $H_{sd}$  : 1本の鋼棒に作用する水平力

$k$  : 各個撃破係数 (1.3 とする)

$n$  : 有効な鋼棒本数 (線路直角方向は全数, 線路方向は片側のみの半数)

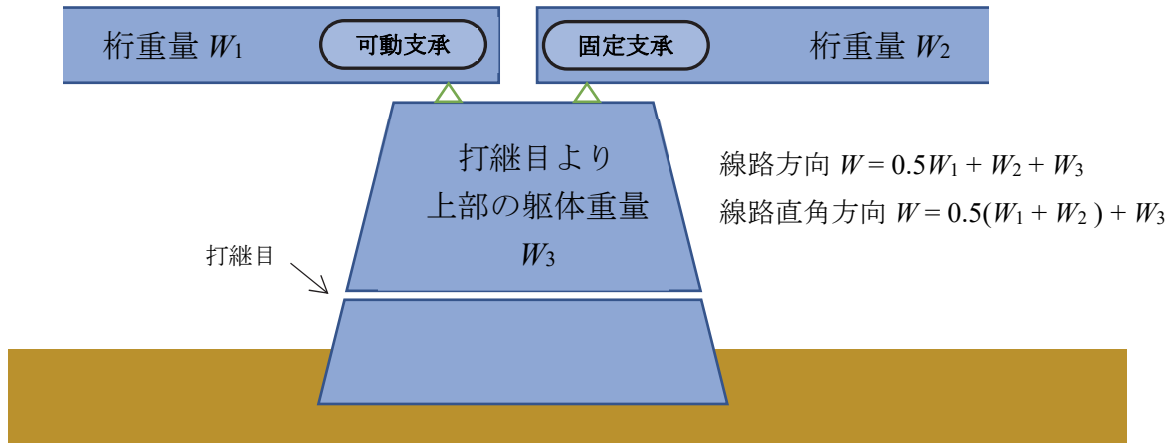


図 7.4 打継目より上部の重量の考え方

### 7.3.4 鋼棒および鋼棒埋込み部の照査

#### (1) 鋼棒の照査

鋼棒の照査は設計せん断力  $V_d$  を設計応答値，設計せん断耐力  $V_{yd}$  を設計限界値として式(7.5)により行う。

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} < 1.0 \quad (7.5)$$

ここに  $\gamma_i$  : 構造物係数 (1.0 とする)

$V_d$  : 設計せん断力

$V_{yd}$  : 設計せん断耐力

鋼棒に生じる設計せん断力  $V_d$  は式(7.6)で算定する。

$$V_d = H_{sd} \quad (7.6)$$

ここに  $H_{sd}$  : 1本の鋼棒に作用する水平力

設計せん断耐力  $V_{yd}$  は式(7.7)で算定する。

$$V_{yd} = f_{svud} \cdot A / \gamma_b \quad (7.7)$$

ここに  $\gamma_b$  : 部材係数 (1.0 とする)

$f_{svud}$  : 設計せん断降伏強度

$A$  : 鋼棒の断面積

#### (2) 鋼棒埋込み部の照査

鋼棒埋込み部の照査は RC 標準<sup>4)</sup>に示される鋼棒ストッパー埋込み部の破壊に対する照査を参考に行う (図 7.5)。

##### ① 打継目上側の鋼棒埋込み部の破壊に対する照査

打継目上側の鋼棒埋込み部の破壊に対する照査は設計水平力によるコンクリートの設計支圧応

力度  $\sigma'_{1d}$  を設計応答値, コンクリートの設計圧縮強度  $f'_{cd}$  を限界値として式(7.8)により行う.

$$\gamma_i \cdot \frac{\sigma'_{1d}}{f'_{cd}} < 1.0 \quad (7.8)$$

ここに  $\gamma_i$ : 構造物係数 (1.0 とする)

$\sigma'_{1d}$ : コンクリートの設計支圧応力度

$f'_{cd}$ : コンクリートの設計圧縮強度

$\sigma'_{1d}$  は式(7.9)により算出する.

$$\sigma'_{1d} = H_{sd} / (a \cdot \varphi) \quad (7.9)$$

ここに  $a$ : 埋め込み長 (鋼棒ストッパー構造細目を準用して,  $6\phi$  以上とする)

$\varphi$ : 鋼棒の径

## ②打継目下側の鋼棒埋込み部の破壊に対する照査

打継目上側の鋼棒埋込み部の破壊に対する照査は, 設計水平力によるコンクリートの設計支圧応力度  $\sigma'_{2d}$  を設計応答値, コンクリートの設計圧縮強度  $f'_{cd}$  を限界値として式(7.10)により行う.

$$\gamma_i \cdot \frac{\sigma'_{2d}}{f'_{cd}} < 1.0 \quad (7.10)$$

ここに  $\gamma_i$ : 構造物係数 (1.0 とする)

$\sigma'_{2d}$ : コンクリートの設計支圧応力度

$f'_{cd}$ : コンクリートの設計圧縮強度 (設計基準強度  $f'_{ck} / \gamma_c$ )

$\gamma_c$ : 材料係数 (1.3 とする)

$\sigma'_{2d}$  は式(7.11)により算出する.

$$\sigma'_{2d} = 2 \cdot H_{sd} / (b \cdot \varphi) \quad (7.11)$$

ここに  $b$ : 支圧応力度の鉛直方向の分布長で, 鋼棒径  $\varphi$  の 3 倍とする.

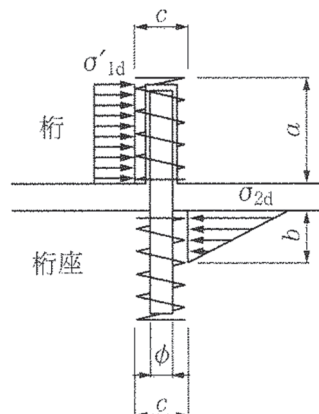


図 7.5 鋼棒埋込み部のコンクリート支圧応力度<sup>4)</sup>

③鋼棒周辺のせん断破壊に対する照査

鋼棒周辺のせん断破壊に対する照査は鋼棒の設計水平力  $H_{sd}$  を設計応答値, 設計水平耐力  $H_{spd}$  を限界値として式(7.12)により行う.

$$\gamma_i \cdot \frac{H_{sd}}{H_{spd}} < 1.0 \quad (7.12)$$

ここに  $\gamma_i$  : 構造物係数 (1.0 とする)

$H_{sd}$  : 鋼棒の設計水平力

$H_{spd}$  : 設計水平耐力

鋼棒周辺の設計水平耐力  $H_{spd}$  は式(7.13)により求める.

$$H_{spd} = f_{spd} \cdot A_\tau / \gamma_b \quad (7.13)$$

$$\text{ここに } f_{spd} = 0.19 \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[3]{100/d} \leq 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot p_{sv}} \leq 1.5$$

$$\beta_r = 1 + 1 / (1 + 0.25 \cdot u / d)$$

$d$  : 縁端距離

$$P_{sv} = P_{sp} = A_s / (c \cdot \varphi)$$

$A_s$  : 鋼棒周辺の補強鉄筋量

$\varphi$  : 鋼棒径

$u$  : 載荷面の周長 ( $u = 7 \cdot \varphi$ )

$f_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度

$\gamma_b$  : 部材係数で 1.3 とする

$A_\tau$  : せん断抵抗面積

$$A_\tau = 6 \cdot 2^{1/2} \cdot d \cdot \varphi + d(\varphi + d)$$

$\varphi$  : 鋼棒径

$d$  : 縁端距離

④補強鉄筋量

鋼棒周辺の補強鉄筋として式(7.14)で求められる量以上の補強鉄筋量  $A_s$  を配置する.

$$A_s = H_{sd} / f_{syd} \quad (7.14)$$

ここに  $H_{sd}$  : 鋼棒の設計水平力

$f_{syd}$  : 補強鉄筋の設計降伏強度

補強筋の設置範囲は, 支圧応力の作用する鋼棒径の 3 倍 ( $3\varphi$ ) の区間とする. 支圧応力の作用しない範囲は, 計算に考慮しない用心鉄筋を 2 倍の間隔で配置することとする. また削孔し埋戻した範囲がブロック化して分離してしまう可能性もあるため, 削孔範囲から所定の定着長 (鉄筋径の 15 倍,  $15\varphi$ ) を確保することとした (図 7.6).



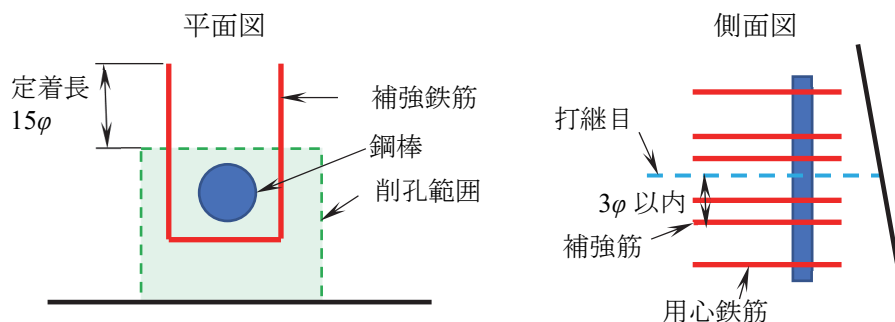


図 7.6 補強筋の形状および配置範囲

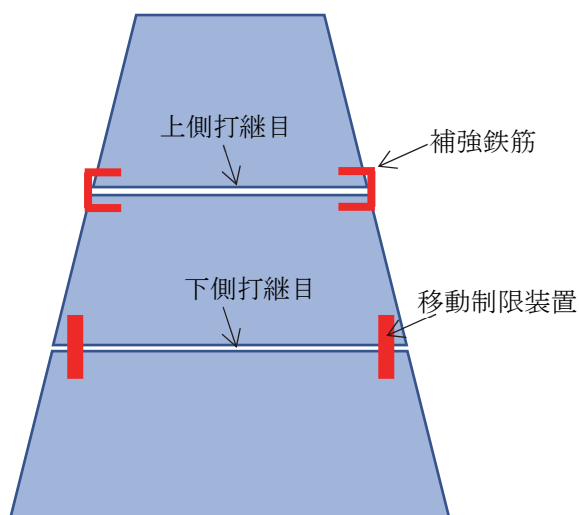


図 7.7 補強鉄筋の配置図

### 7.3.5 打継目が複数ある場合

移動制限装置を設置する橋脚に複数の打継目が確認できた場合、地震時には曲げモーメントによる引張応力度が大きくなることに加え自重による慣性力が大きくなる下側の打継目が先に損傷すると考えられることから、最下段の打継目に遊間のある移動制限装置を設置することを原則とする。ただし、施工上の理由や橋脚の高さが高い場合等で最下段以外の打継目に移動制限装置を設置する場合には動的解析により挙動を確認するのがよい。移動制限装置を設置しない打継目には、図 7.7 に示すようにコ型の補強鉄筋をかすがいのように設置することで固定して損傷させないこととした。

補強鉄筋の算定は打継目を仮想 RC 断面として以下の条件により計算し、鉄筋に生じる応力を降伏強度以下とすることにより打継目が開かず、ずれが生じないとして行う。

- 1) 打継目を鉛直力および曲げモーメントが作用する RC 断面と考える。
- 2) 維ひずみは、部材断面の中立軸からの距離に比例する。
- 3) コンクリートの引張応力は無視する。
- 4) コンクリートおよび鉄筋の応力ひずみ曲線は RC 標準<sup>4)</sup>による。

### 7.3.6 移動制限装置の遊間の設定

前章の検討より移動制限装置の遊間は大きい方が基礎の応答が小さくなることがわかっているが、地震後の復旧性や被災後の列車運行に配慮して、残留変位が軌道整備基準に示される通り狂いの制限値以下となるように設定する。通り狂いとは図 7.8 に示すようにレール側面の長さ方向の凹凸をいい、一般には 10m の糸をレール側面に張りその中央部におけるレールと糸との水平距離によって表す<sup>6)</sup>。軌道整備基準では 1 級線の場合通り狂いの制限値は 15mm である。ここでは、橋脚が水平方向に変位することにより通り狂いが生じるものとする。通り狂いは各橋脚に変位が生じれば変位差によって算出する必要があるが、ここでは安全側に着目橋脚のみに変位が生じると考えて算出する。支間が短い方が狂いは大きくなるが、ここでは支間長 10m として計算すると残留変位の制限値は 30mm 以下となる (図 7.9)。これに加えて基礎の残留傾斜の可能性もあることから遊間は多少の余裕をみる必要がある。このため支間 10m 以上の場合の遊間は 20 mm を標準とする。

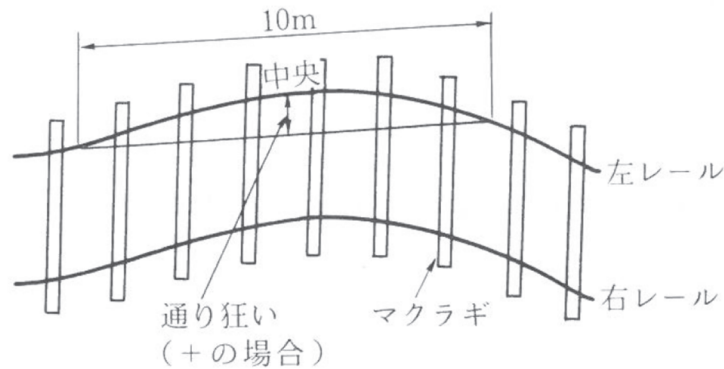


図 7.8 通り狂い概念図<sup>6)</sup>

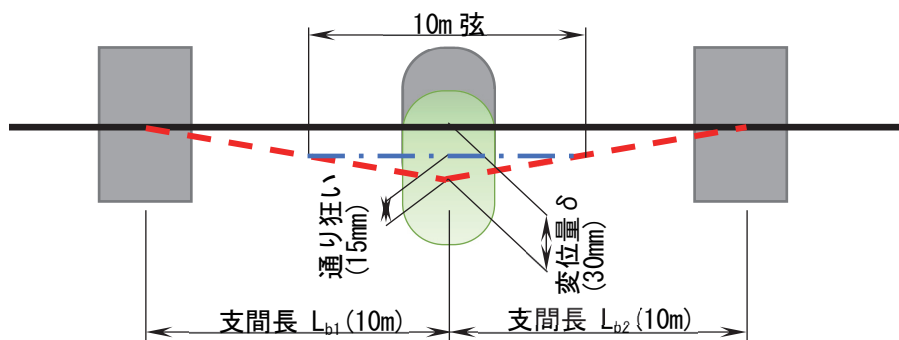


図 7.9 橋脚変位より生じる通り狂い

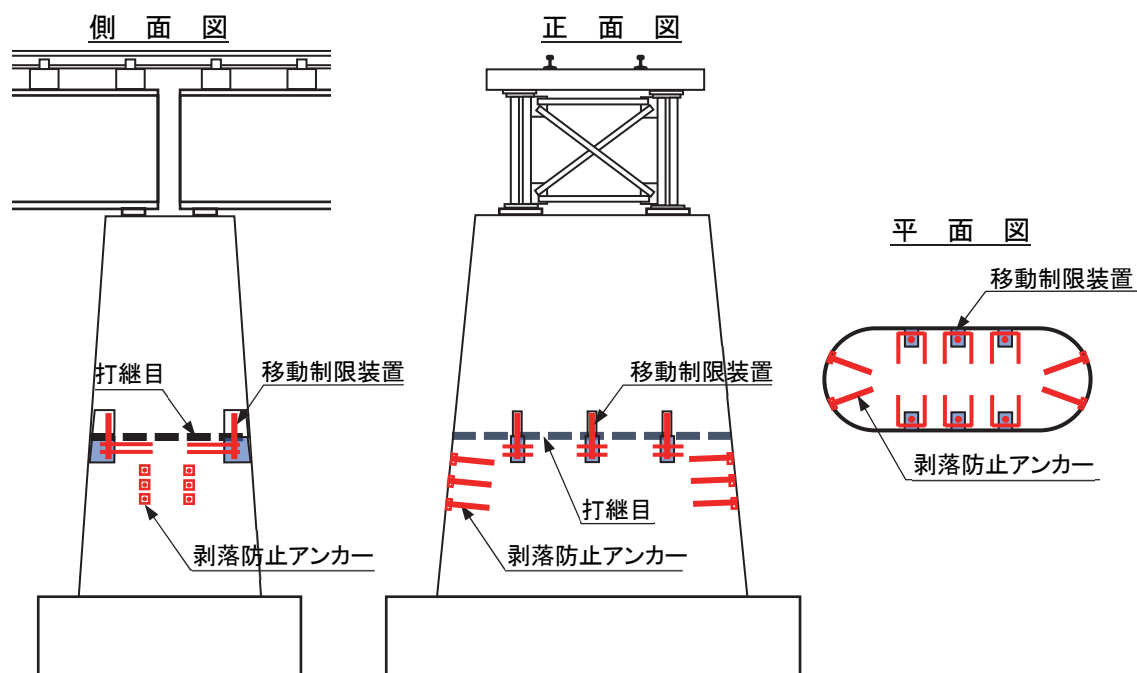


図 7.10 剥落防止対策の例（剥落防止アンカー）

### 7.3.7 打継目下部コンクリートの剥落防止対策

前章の検討により、打継目下部コンクリートの剥落により上部の回転角は増加するが基礎の応答はあまり減少しないため、剥落を防止する対策が必要となることがわかった。大型振動台を用いた動的試験や NMM による再現解析により剥落時の挙動や応力の方向はわかったものの、破壊面の位置や生じる断面力は不明であるため、現段階では剥落防止対策の詳細な検討は困難である。今後の検討を深めることにより詳細を検討する必要があるが図 7.10 に示すような剥落防止アンカーを設置する案も考えられる。

## 7.4 本章で得られた結論

耐震補強，地震対策工法の比較および工法の選定フローを定めた。また実務設計に用いる簡易な静的設計手法を取りまとめた。

### 【参考文献】

- 1) 日本河川協会(2000). 改定 解説・河川管理施設等構造令 pp.295-299.
- 2) 鉄道総合技術研究所(1987). レンガ・石積み，無筋コンクリート構造物の補修，補強の手引き
- 3) 永井伸吾，矢島学，大本晋士郎，日野岡正道，木村礼夫，獅子目修一(2011). 無筋コンクリート橋脚を有する鉄道橋梁の耐震補強－鋼棒後挿入工法の適用－ 土木学会年次学術講演会講演概要集 第66巻 5号 pp.973-974.
- 4) 鉄道総合技術研究所(2004). 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 pp.416-427.
- 5) 鉄道総合技術研究所(2012). 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物 p.154.
- 6) 佐藤吉彦，梅原利之(1987). 線路工学 社団法人鉄道施設協会 p.75.

## 第 8 章 結論

### 8.1 概説

無筋コンクリート橋脚(以下 無筋橋脚という)は鉄筋コンクリート橋脚(以下 RC 橋脚という)に比べて耐震性に劣るため現在は新設されることのない構造であるが、鉄道構造物においては、大正～昭和初期を中心に建造され、現在も数多く供用されている。

地震による強い揺れの影響を受けた無筋橋脚には、打継目での水平方向の貫通ひび割れやずれ、打継目下部コンクリートの剥落といった大きな被害が生じている事例が多い。特に大きなずれが残留変位として生じた場合は早期の運転再開に支障する事になる。無筋橋脚の耐震補強は一般的に鉄筋コンクリート (RC) 巻立て工法を用いて実施されているが、河川内に設置されている橋脚では橋脚断面の増加を伴い、河積阻害率が増加し河川の流下能力が減少してしまうため、河川内の橋脚においては河川管理者との協議により耐震補強の実施が困難になる場合が散見される。

耐震性に劣る無筋橋脚の地震対策についての既往の研究では、河積阻害率を悪化させず基礎の応答が増加しない工法がないことがわかった。

一方、国土強靱化の観点からは近い将来、発生が確実視されている南海トラフ地震等に対応するため、耐震補強等の地震対策の実施が社会的要請となっている。

本研究では河川協議が難航している河川内の無筋橋脚において、以下の基本コンセプトの河積阻害率に影響を与えない、新しい地震対策工法を開発することを目的とした。

- 1) 河川の流下に影響しない橋脚の外形は変えない対策とする。
- 2) これまでの被災事例より弱点と考えられる打継目に、変位を制限する打継目移動制限装置(以下 移動制限装置という)を設置し以下の効果を期待する。
  - ・ 移動制限装置により、打継目で損傷した場合の地震後の残留変位を小さくし、避難経路の確保や復旧性の向上を目的とする。
  - ・ 移動制限装置には遊間を設けることにより、打継目を完全に固定せず回転挙動や多少のずれを許容することで基礎の応答を少なくする。

ここで、新工法は対策実施後に被災した場合にも貫通ひび割れや多少のずれが発生するため、耐震性能を向上させるいわゆる耐震補強とはコンセプトが異なる地震対策である。

本章では各章で得られた知見を取りまとめるとともに、今後の課題と展望について述べる。

### 8.2 本研究で得られた結論

第 1 章「序論」では、本研究の背景や目的について述べ本論文の構成を示した。

第 2 章「鉄道構造物における無筋橋脚に関する調査」では、無筋橋脚の歴史、建設当時の設計の考え方や JR 西日本管内における無筋橋脚の実態について調査し以下のように取りまとめた。

- 1) 無筋橋脚は大正期から昭和 30 年代まで一般的に多く建設され、現在でも供用されている。
- 2) 無筋橋脚は線区や重要度に関係なく建設され、特に閑散線区等の重要度が低い箇所によく用いられてきたわけではなく列車運行の多い重要線区にも存在している。
- 3) 昭和 5 年以降は耐震設計として水平震度 0.20 を考慮しているが、それ以前は統一された設計水平震度が定められていないため、大きな地震の影響を受けると損傷する可能性が高い。

第3章「不連続体の数値解析に関する研究」では、無筋橋脚の地震時挙動を数値解析する手法について検討を行った。地震により損傷した無筋橋脚は打継目で分離した不連続な離散現象をとるため、一般的に用いられる FEM 解析では評価が困難である。そこで、様々な不連続体の数値解析手法について調査しマニフォールド法 (Numerical Manifold Method, 以下 NMM という) を用いて数値解析を実施することとした。さらに理論解との比較により解析の妥当性の確認や解析に用いる入力値の設定法についても検討を行った。本章で得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 水平力による鉛直応力度のアンバランスが生じないような扁平な形状のすべり運動およびロッキング運動の両方で理論解と一致するのは、鉛直ペナルティ係数が  $5 \times 10^5 \sim 1 \times 10^6$ 、せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^5 \sim 5 \times 10^6$  のケース (ただし、鉛直ペナルティ係数が  $1 \times 10^6$ 、せん断ペナルティ係数  $5 \times 10^6$  の場合を除く) である。
- 2) すべり運動では鉛直ペナルティ係数  $5 \times 10^3$  より小さい場合、ロッキング運動では鉛直ペナルティ係数が  $5 \times 10^4$  より小さい場合、接触境界面での接触判定ができず下部に貫入する。
- 3) せん断ペナルティ係数が  $1 \times 10^5$  以下のケースでは回転挙動が滑らかではなく持続しない。
- 4) 理論解と一致する再現性の高いペナルティ係数の組み合わせは比較的狭い範囲となるため、設定には注意が必要で、理論解との比較によりペナルティ係数を設定する必要がある。

第4章「無筋橋脚の地震時挙動および損傷メカニズムの解明」では、これまでの無筋橋脚の地震による被害事例を調査し、損傷の方向や打継目の性状との関係について検討することで、地震時の挙動や損傷メカニズムの検討を行った。さらに、実橋脚における打継目の性状の調査や NMM による被災した橋脚の再現解析を行うことで、地震時の挙動や損傷メカニズムについて検討を行った。本章で得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 無筋橋脚の地震による代表的な被害は、打継目での貫通ひび割れや水平ずれ、打継目下部コンクリートの剥落である。
- 2) 水平ずれや下部コンクリートの剥落は全て線路直角方向に発生している。これは、線路方向は橋桁で結ばれており桁のストラット効果により線路直角方向のみに損傷が生じたものと考えられる。
- 3) 地震により打継目で損傷した場合、ずれや剥落寸法等の損傷の程度は損傷した打継目の粗度と関係があり、損傷した打継目の粗度が小さいほどずれや剥落寸法が大きく損傷程度も大きいと想定できるが、実際の橋脚においては桁やレールの拘束の影響も大きく、ばらつきは大きいと考えられる。
- 4) 実際の無筋橋脚を対象に調査を行った結果、無筋橋脚の打継目は、現地で容易に判別できた。また、打継目は一体化されていないものもありコア採取時や採取後の軽い衝撃で割れた。打継目の凹凸といった形状のバラツキは非常に大きいものの、最も平滑な供試体で一面せん断すべり試験を行った結果、摩擦係数を推定する式が得られた。その他の供試体では鉛直荷重の 1.5 倍以上の水平力を作用させても滑動しなかった。既往の研究成果の粗度と摩擦係数との推定式はすべり試験結果と一致した。
- 5) NMM により実橋脚をモデルに理論解との比較を行った結果、水平力による鉛直応力度のアンバランスが生じないような扁平な形状の場合とは異なり理論解と完全に一致するペナルティ係数はなかった。またメッシュサイズの異なる解析モデルで理論解との比較を行った結果、

- メッシュサイズが小さい方が理論解に近づくが一定以上小さくしてもその差は小さい。
- 6) 被災した橋脚をモデルとした再現解析の結果は実際の残留ずれ+370 mmと比較すると最大ずれ、残留ずれは小さな値となっている。これは、地盤条件が不明で仮定の値として線形で入力していること等により構造物への入力地震動が実際と異なっていることが原因と考えられる。
  - 7) 再現解析の結果、摩擦角（粗度）が小さいほど打継目での水平ずれや打継目上部の回転角が大きくなる。
  - 8) 打継目の水平ずれは回転挙動と組み合わされて生じ、これまで浮いて接触していなかった打継目が接触した瞬間に生じる瞬間的な大きな摩擦力による加速度によりずれが生じ始め、接触後の反発によると思われる打継目上部が浮いて摩擦が生じていない状況においてずれが増加しているものと想定できる。そのため摩擦角  $85^\circ$ （摩擦係数 11.43）という非常に大きな摩擦角であってもずれが生じていると考えられる。
  - 9) 上部工の拘束によりずれが変化することはわかるもののその傾向は一定ではなく、定量的に拘束の効果によりどのようにずれが変化するかを評価することは困難である。
  - 10) 兵庫県南部地震で観測された鉛直動を考慮した鷹取波を作用させた場合、鉛直動を入力しない場合に比べて非常に大きな打継目の最大水平ずれが生じ最終的に転倒してしまう結果となった。これは、鉛直動を考慮することにより打継目の水平ずれが大きくなり限界転倒角が小さくなったためと考えられる。

第5章「縮小供試体および試験片を用いた試験および再現解析」では、地震により被災した無筋橋脚を 2/5 に縮小した供試体を用いた試験を実施し、破壊形態や地震時の挙動並びに移動制限装置の効果について確認を行った。さらに、NMM により動的試験の再現解析を実施し、再現性を確認することで、地震時の挙動解析に対する NMM の適用性の確認を行った。本章で得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 付着のある打継目から採取したコアによる割裂試験を行った結果、打継目の引張強度は、打継目でない部位の 36%程度と低い。また、付着のある打継目を有する供試体の躯体上部に水平力を作用させて打継目で静的に破壊させた結果、一部に著大な凹凸があったものの概ね打継目で曲げ引張破壊することが確認できた。これらにより被災時には強度の低い打継目が弱点となり損傷する可能性が高いことがわかった。
- 2) 供試体や要素試験片を用いて一面せん断すべり試験を行い、打継目の摩擦係数を測定した結果、平滑に仕上げた打継目のタイプ A では 0.61~0.66（供試体最大静止摩擦係数 0.66）、粗な打継目のタイプ B では 0.84~1.69（供試体最大静止摩擦係数 1.30）の摩擦係数が得られた。これは、動的試験の結果、タイプ A の供試体 No.1, 2 では、すべり挙動の発生が 600gal 以上の加振により水平変位が増加し、タイプ B の供試体 No.3 では水平変位が 1200gal 以上の加振で増加していることで、一面せん断すべり試験により得られた摩擦係数と整合が得られたものと考えられる。
- 3) 大きな加速度が作用した場合でも、移動制限装置を設置した供試体では最大ずれ位が、ほぼ移動制限装置の遊間である 20mm 程度で、設置していない供試体に比べて小さく制限されている。残留変位も同様に移動制限装置を設置した供試体は設置していない供試体に比べて小さく制限されており、移動制限装置により変位を制限する効果を確認することができた。

- 4) 打継目下部コンクリートの剥落メカニズムは、加振方向に水平すべりが生じ、そのうち剥落を生じる側方向に生じていた回転運動が打継目に衝突し停止し逆方向への回転運動へと移っていく。それにより、すべりに伴う摩擦力（水平荷重）および鉛直力が端部に集中したことによると考えられる。この荷重は斜め方向に作用するため、引張応力を受け縁端が少なくなる打継目下部のみ剥落が生じ、圧縮応力を受け縁端が大きくなる打継目上部には剥落が生じない。これは本試験や実構造物の被災事例と整合する。
- 5) 同レベルの加速度（1206～1278gal）で5回加振すると、徐々に打継面下部のコンクリートの剥落が進行し回転挙動は加振を重ねるごとに増加する傾向にあることがわかった。これは、剥落により打継目上部の重心位置と打継目下部の回転支点との距離が短くなり回転挙動が生じやすくなったためと考えられる。
- 6) 打継目上部には最大静止摩擦力や入力加速度に質量を乗じた慣性力以上の荷重が作用することが分った。今回の試験では最大1.5倍程度であった。
- 7) 移動制限装置の鋼棒は打継目上部の衝突により降伏し試験後も塑性ひずみが残留したものの鋼棒自体に亀裂等の損傷はなく、埋込み部もひび割れ等の損傷はなく移動制限装置として十分機能している。
- 8) NMMによる解析で、鋼棒の遊間を超えようとした水平ずれが生じた場合に鋼棒に衝突することにより水平ずれが停止し回転角が増加する。加振後の残留変位は鋼棒の遊間の範囲内に制限することができる。といった基本的な挙動の再現が可能である。
- 9) NMMによる解析で、打継目上部に作用する水平荷重は概ね再現できる。
- 10) NMMによる解析で、鋼棒に衝突した直後の回転挙動はよく再現できている。
- 11) NMM解析によるコンクリートや鋼棒に生じる応力が実測値より小さく算出され一致しない原因は、摩擦力の分布範囲や打継目界面と鋼棒との分担の差とが原因と想定される。
- 12) 解析中の打継目下部コンクリートの剥落が考慮できていないため解析結果に影響を及ぼしているが再現方法は今後の課題とする。

第6章「移動制限装置による地震対策を実施した無筋橋脚の解析および試験施工」では、実際の橋梁を対象として移動制限装置の簡易設計および現地での試験施工を実施して施工性を確認した。また、NMMによる数値解析を行い打継目に生じるずれを制限する効果や基礎の応答を検証した。本章で得られた主な知見を以下に示す。

実橋脚における試験施工により以下のことがわかった。

- 1) 打継目から採取したコアの状況より、打継目の一部は一体化されていない。
  - 2) 移動制限装置は、一般的なRC巻立て工法に比べ簡易で短期間に施工ができる。
- 実橋脚を対象としたNMMによる解析により以下のことがわかった。
- 1) 打継目のずれは、高さに関係せずほぼ一定となり、支持地盤が降伏することで頭打ちとなる。
  - 2) 移動制限装置を設置することで、打継目に生じるずれは遊間の20mm程度となりずれを制限できる。また、鋼棒の設置が打継目上部の回転挙動を助長することはない。
  - 3) 加振中に打継目が損傷し上部の回転挙動が生じることで基礎回転角が減少し、基礎の応答が抑えられる。また、回転挙動の周期は基礎に比べ上部が長い。
  - 4) 移動制限装置の設置により基礎の応答は多少増加する傾向があるが、RC巻立て工法のような



打継目に損傷が生じない場合に比べると基礎の応答は大幅に小さく、本工法の“打継目を完全に固定せず、回転挙動や多少のずれを許容することで、基礎の応答を少なくする。”は、完全ではないものの概ね達成できた。

- 5) 移動制限装置の遊間を大きくすると基礎の応答が小さくなるため、可能な範囲で遊間を大きくするのがよい。
- 6) 橋脚の高さが高くなると上部回転角が増加し回転挙動がなかなか収束しない。限界転倒角に対しては十分余裕はあるもの、適用に当たっては注意が必要である。
- 7) 打継目下部コンクリートの剥落により上部の回転角は増加するものの基礎の応答はあまり減少しないため、剥落を防止する対策を検討する必要がある。
- 8) 緩衝材を設置することで鋼棒に作用する荷重は低下するが、その効果を設計上考慮することは難しい。そのため安全側に緩衝材を考慮せずに設計する必要がある。

第7章「移動制限装置の適用と設計」では、移動制限装置を適用するための選定フローや実務設計に用いる簡易な静的設計手法を取りまとめた。

### 8.3 今後の課題と展望

本研究において移動制限装置による地震対策工法は、地震後の残留変位を小さくし、避難経路の確保や復旧性を向上できることが認められた。本工法の適用のための選定フローや簡易設計手法も整理したことで、実際の橋脚に施工することも可能とした。

一方、実際に被災した橋脚の再現解析では、上部工の拘束や打継目の物性について定量的な評価をすることができなかった。3次元解析との組合せ等により今後も検討を進めていきたい。また、鋼棒の周辺に緩衝材を用いて荷重を低減させる効果は、部分的な解析で確認はできたものの、構造物全体をモデル化して実際の地震動を作用させた解析が行うことができなかったため、低減効果を設計上考慮できていない。今後の解析能力向上により低減効果を定量的に評価し、設計に取り入れることで、鋼棒のスリム化およびコストダウンを図っていきたいと考えている。

また、打継目下部コンクリートの剥落により上部の回転角は増加するが、基礎の応答はあまり減少しないため、剥落を防止する対策が必要となることがわかった。現時点では破壊面の位置や生じる断面力は不明であるため、剥落防止対策の詳細な検討は困難である。引き続き、剥落防止アンカーのような剥落防止対策工の検討を行う必要があると考えている。

本研究により河川中の無筋橋脚について有用な地震対策工法の提案ができた。しかし、鉄道構造物には高架下の利用状況や交差している道路といった施工環境により、掘削や寄付きが困難で一般的な耐震補強が施工できないものも多い。今後もそういった構造物にも適用可能な地震対策工法の実現に向けて研究を行い、鉄道の防災・減災に貢献していきたいと考えている。

## 謝辞

本論文は、筆者が西日本旅客鉄道株式会社 構造技術室に在籍しながら、関西大学大学院社会安全研究科博士課程後期課程において行った研究成果を取りまとめたものです。研究を進めるにあたり、多くの皆様から貴重なご指導ご支援を賜りました。

関西大学准教授 小山倫史博士には、本論文をまとめる機会を与えて頂くとともに、入学当初、数値解析に関する知見の乏しかった筆者に終始懇切丁寧にご指導を賜りました。先生にご指導いただけたことは筆者の人生において大変貴重な財産となりました。ここに衷心よりお礼申し上げます。今後とも先生にご指導頂きましたことを糧に努力していく所存でございます。

本論文の作成にあたりまして、関西大学教授 鶴田浩章博士および関西大学教授 一井康二博士には、ご多忙の中貴重なご指導、ご意見を賜りました。心より感謝しお礼申し上げます。また、大学に温かく迎え入れてくださり研究に対する取り組み姿勢をご教授いただきました関西大学教授 高橋智幸博士に心より感謝しお礼申し上げます。

広島大学大学院助教 橋本涼太博士には、解析プログラムの改良から入力値の決定方法のご教授まで懇切丁寧にご指導を賜りました。心より感謝しお礼申し上げます。

本研究の成果には、公益社団法人日本材料学会に委託しておりますコンクリート委員会および同耐震分科会においてご議論頂いた内容が数多くあり、委員各位には多くのご指導、ご助言を賜りました。特に、委員会、分科会を通じて京都大学大学院特任教授 宮川豊章博士、神戸大学大学院教授 森川英典博士、京都大学大学院教授 高橋良和博士、関西大学准教授 上田尚史博士、大阪工業大学准教授 三方康弘博士、公益財団法人鉄道総合技術研究所 豊岡亮洋博士、轟俊太郎氏、大鉄工業株式会社 青木葉隆典氏、ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社 竹山純徳氏には、「一般的な耐震補強とは異なる地震対策」というコンセプトを見失い、細かな解析結果に拘りがちであった筆者に、大所高所から多大なるご指導とご鞭撻を賜りました。心より感謝しお礼申し上げます。

第4章の被害状況調査では、築嶋大輔氏、井口重信氏をはじめとする東日本旅客鉄道株式会社の皆様に多大なご支援とご協力を賜りました。また、一面せん断すべり試験では、櫛田正人氏(現:西日本旅客鉄道株式会社)、大江崇元氏をはじめとする株式会社レールテック、株式会社中研コンサルタントの皆様に多大なるご協力を賜りました。ここに厚くお礼申し上げます。第5章の試験では、和田一範氏をはじめとする公益財団法人鉄道総合技術研究所の皆様に、試験計画からデータ整理、考察に至るまで多大なご指導、ご助言を賜りました。ここに厚くお礼申し上げます。第6章の簡易設計では、松浦圭吾氏をはじめとするジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社の皆様に多大なるご協力を賜りました。ここに厚くお礼申し上げます。

本研究を進めるにあたっては、多くの西日本旅客鉄道株式会社の上司、同僚、グループ会社を含む関係各所の皆様にお世話になりました。

技術顧問 松田好史博士、構造技術室長 村田一郎博士には、筆者が会社に籍を置きながら博

士課程後期課程にて研究を行う貴重な機会を与えて頂くとともに、多大なるご支援を賜りました。ここに厚くお礼申し上げます。また、前々構造技術室コンクリート構造課長 大坪正行氏(現：ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社)には、筆者が西日本旅客鉄道株式会社に転職するきっかけを与えて頂くとともに、技術者としての基本から本研究の詳細に至るまで、厳しくも温かいご指導を賜りました。ここに厚くお礼申し上げます。

構造技術室、鉄道本部施設部、新幹線鉄道事業本部新幹線施設部、建設工事部、大阪工事事務所をはじめとする関係各所には、研究に専念させて頂くべく職務上の多大なるご配慮を頂くとともに研究の推進にあたりご支援を賜りました。特に、筆者が在籍していた構造技術室コンクリート構造の皆様、コンクリート構造課長 柏原茂氏、同担当課長 野村倫一氏、同主査 堀慎一氏、同 小谷洋平氏、大阪工事事務所施設技術課担当課長 金子雅氏、施設部土木課担当課長 荒巻智博士、大阪工事事務所広島工事所長 前田友章氏、同施設技術課課長代理 楠本秀樹氏、近畿統括本部施設課主席 渡辺佳彦博士、同主査 宮島英樹氏、神戸新幹線土木技術センター係長 湯淺康史博士、高知工業高等専門学校准教授 近藤拓也博士、公益財団法人鉄道総合技術研究所 土井達也氏に、多大なるご支援とご協力を賜りました。ここにご負担をおかけしたお詫びを申し上げますとともに厚くお礼申し上げます。

当社より社会人博士課程に進まれた、新幹線施設部土木課担当課長 荒木弘祐博士、大阪工事事務所施設技術課課長代理 坂本寛章博士、岡山新幹線土木技術センター副所長 吉田隆浩博士には、ご自身の経験を基にした多数のご助言と温かい応援を賜りました。ここに厚くお礼申し上げます。

第6章の試験施工では、施工当時の施設部土木課主査 一條健吾氏(現：岡山土木技術センター副所長)、和歌山支社施設課課長 中越滋人氏(現：ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社)、同専門課長 井戸周男氏(現：株式会社レールテック)、同主査 浅倉朋訓氏(現：岡山支社施設課主査)、和歌山土木技術センター所長 西本泰朗氏(現：近畿統括本部施設課担当課長)、同係長 川本啓司氏(現：和歌山土木技術センター助役)、同 山田啓太氏(現：和歌山支社施設課)や大鉄工業株式会社和歌山支店の皆様に多大なるご協力を賜りました。ここに厚くお礼申し上げます。

最後に、常に温かく見守り続けてくれた母充美、筆者をいつも献身的に支えてくれた妻多佳子、ともに目標に向かって励んだ息子純に感謝の意を表し、謝辞といたします。

2020年3月