

ヒューズ機構を有する鉄道用仮橋脚構造の提案と
大規模地震に対する耐震性評価に関する研究

令和 5年 9月

関 口 穂

目次

第1章 序論	1
1.1 本論文の背景と目的	1
1.2 既往研究の整理	3
1.3 ヒューズ機構を用いた仮橋脚構造の提案	15
1.4 鉄道構造物の要求性能とヒューズ機構の機能	18
1.5 本論文の構成	20
参考文献	22
第2章 モルタル材料を用いたヒューズ部材の耐荷力の検証	26
2.1 はじめに	26
2.2 モルタルヒューズの要素試験	27
2.2.1 供試体概要	27
2.2.2 載荷試験	28
2.2.3 試験結果	28
2.3 弾塑性有限要素解析によるモルタルヒューズの破壊挙動に関する検討	33
2.3.1 解析手法	33
2.3.2 解析モデル	39
2.3.3 試験結果	40
2.3.4 モルタルヒューズの破壊挙動に関する検討	44
2.4 モルタルヒューズの耐力評価法の検討	48
2.5 モルタルヒューズ形状変化に伴う耐荷性能の検討	51
2.5.1 解析モデル	51
2.5.2 解析対象のモルタルヒューズ	52
2.5.3 解析結果	52
2.6 第2章の結論	55
参考文献	56
第3章 ヒューズ機構を用いた供試体の耐荷力性能の検証	57
3.1 はじめに	57
3.2 ヒューズ機構確認試験体	57
3.2.1 ヒューズ機構確認試験体の概要	57
3.2.2 載荷試験	59
3.2.3 試験結果	60
3.3 ヒューズ機構確認試験の再現解析	63
3.3.1 解析モデル	63
3.3.2 解析結果	65
3.4 第3章の結論	67

参考文献	68
第4章 ヒューズ機構を用いた仮橋脚構造の耐震性の検討	69
4.1 はじめに	69
4.2 ヒューズ機構発動後の設定固有周期の検討	70
4.3 検討対象仮橋脚の構造概要	73
4.3.1 鉄道工事で用いられる仮設工事桁の概要	73
4.3.2 一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚の構造概要	76
4.3.3 ヒューズ機構を有する仮橋脚構造の概要	78
4.4 解析モデルの概要	80
4.4.1 一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚の解析モデルの概要	80
4.4.2 ヒューズ機構を有する仮橋脚の解析モデルの概要	82
4.4.3 H形鋼柱部材の変形性能	84
4.5 解析結果の比較とまとめ	85
4.6 モルタルヒューズ耐力が実挙動に与える影響の検証	96
4.6.1 解析モデル	96
4.6.1 解析結果	96
4.7 第4章の結論	99
参考文献	100
第5章 結論	101
5.1 結論	101
5.2 今後の課題と展望	104
参考文献	107
付録 仮橋脚構造の免震化とトリガー機能付与による地震時応答の影響検証	108
付.1 概要	108
付.2 検討対象の仮橋脚構造の概要と解析モデル	108
付.3 解析結果	110
付.4 解析結果のまとめ	115
参考文献	115

第1章 序論

1.1 本論文の背景と目的

仮橋脚構造は、仮設構造物であり、本設構造物施工中の代替設備として設置される。例えば、鉄道構造物の建設工事では、線路を工事桁で仮受し、工事桁を支持する構造物として仮橋脚が設置される。道路橋などの工事では、道路の切り回しなどで用いられる仮橋梁で桁を受ける橋脚として仮橋脚が用いられる例がある。

仮橋脚構造は、本設構造物の工事が完了すると撤去される場合がほとんどである。このため、使用期間が短く、柱部材にはH型鋼、横つなぎ材やブレース材に溝形鋼、L型鋼などが用いられる場合が多い。

仮橋脚構造の耐震設計は、使用期間が短いことが反映されている例がある。例えば、1973年に公表された栗林らによる検討¹⁾では、使用期間を10年とした再現期間による設計水平震度を示している。道路橋の仮設構造物工指針²⁾では、設計水平震度の1/2を考慮するという規定もある。鉄道事業者では、仮設構造物の耐震設計をL1地震動に対しては設計水平震度0.25、L2地震動に対しては本設構造物の耐震性能の1/2を有すると規程³⁾している場合もある。

以上のように仮橋脚構造では、一般に使用期間が短いことを前提に耐震設計が考えられているが、近年の地震発生状況を考えると大きな地震が続けて起きる場合もあり、2016年の熊本地震がその典型的な事例⁴⁾と考えられる。

仮橋脚構造においても、多くが大規模地震に対応した耐震設計となっていないと考えられ、仮に大規模地震対応の耐震設計を実施した場合、部材断面や基礎構造が大きくなり、仮橋脚構造を含む仮設構造物のコストアップが必須となると考えられる。

土木構造物における既往の耐震設計 a) ~ d) を用いることで仮橋脚構造の大規模地震に対する破壊安全性の向上が可能であると考えられるが、対象が仮設構造物であること、また鉄道構造物としての要求性能を踏まえた場合に、それぞれに課題が想定される。

a) 使用部材断面を大きくする場合

本設構造物相当の耐震性能を満たす部材断面を使用することが必要であると考えられ、鋼材重量の増加やそれによる基礎構造のコストアップが想定される。仮設構造物を本設構造物相当の耐震性能とする場合の材料コストの増加は文献5)でも確認でき、この事例では鋼材重量が5倍となったことが報告されている。

b) 柱部材の上部に橋梁用ゴム免震支承⁶⁾を置いた場合

橋梁用ゴム免震支承の効果で固有周期を長周期化させることを目的とするが、常時の水平荷重、L1地震動に対しての列車走行性を確保することが困難であると考えられる。また、橋梁用ゴム免震支承はせん断変形が大変形領域になるとハードニングにより、せん断剛性が急激に大きくなる現象

が生じることが報告⁷⁾されている。この影響で柱部材への損傷の可能性があると考えられる。また製品価格が高いことも課題である。

c) 支承部にばね・ダンパー⁸⁾を設置する場合

工事桁仮橋脚工法の施工箇所としては、複線区間の線間や駅のホーム部が想定される。支承部のような特に狭隘な箇所においては、長周期化に合わせた様々なばね定数のばねやトリガー構造を設置するのは困難であることが想定される。

d) ダンパーブレース⁹⁾、座屈拘束ブレース¹⁰⁾を用いる場合

柱部材よりブレース材を先行して部材損傷させエネルギー吸収を図る、もしくは座屈を防止することで安定的な塑性変形を図るものであるが、製品価格が高いことや地震発生後の部材の交換にかかるコストが大きいことが想定される。

筆者は、これらの課題を克服するため、仮橋脚構造にモルタルで製作した板材（モルタルヒューズ）とコイルバネを用いた新たな構造を提案している。モルタルで製作した板材が大規模地震発生時に任意の作用荷重で脆性的に破壊し、柱部材を保護するように作用する。この板材を新しいものと交換することで、早期の復旧が可能となる。この構造上の機能は電気設備で用いられる「ヒューズ」の機能¹¹⁾と類似しており、本構造においてこの機能を発揮する構造部位を「ヒューズ機構」とした。ヒューズ機構はトリガー機能を有していることから列車走行性を確保する構造設計が可能である。前述の耐震設計 a) ～ d) に対しても比較的安価な材料の追加部材であることから、材料費を抑えることが可能であると考えられる。また、モルタルヒューズの製作、設置の容易さから地震被害後の損傷復旧性においても優位であると考えられる。

本論文ではヒューズ機構を有した仮橋脚構造の大規模地震時の耐震性について、検討したものである。

1.2 既往研究の整理

鉄道の土木構造物では、明確に「ヒューズ」の用語を用いて、電気設備と同様な目的・用途となるような部材や装置の存在は見当たらない。しかしながら、他の部材等よりも早期に降伏させることで、損傷軽減への配慮や損傷制御する発想は存在する。例えば、橋梁の支承部の設計方法⁷⁾にヒューズを意識した記述を有する。

また、既往の研究では、地震などの作用による応答をヒューズ部分(あるいは部材)に集中させ、あとでヒューズ部分を取り換えるという発想や、他の部位よりヒューズ部分を弱くすることで、他の部位を守るなど、電気設備で用いられるヒューズと目的や機能、働きなど同様な検討が実施されている事例もある。

本節では、土木構造物における「ヒューズ部材、装置」、「ヒューズ機構」に対する検討事例を外観し、本研究で示した「ヒューズ機構」との違いを明確にする。

(1) 鉄道構造物等におけるヒューズ機構に関する既往研究

a) 支承部のストッパーの事例¹²⁾

鉄道構造物の設計基準に関しては、許容応力度法の設計基準が長らく使用されてきた。土木学会のコンクリート標準示方書が1986(昭和61)年に限界状態設計に変更となった。それを受けて、鉄道のコンクリート構造物の設計基準も限界状態設計法へ移行となり、1992(平成4)年10月に、鉄道構造物等設計標準コンクリート構造¹²⁾が出版された。この中で、特に支承部の設計において、ストッパーの本体に対する支承部補正係数 ν_6 の決定根拠が付属資料に明記され、「ヒューズ」を意識した機能として記述されているので紹介する。

限界状態設計法において支承部の耐震設計は、構造物の設計水平震度 K_h に支承部補正係数 ν_6 を乗じて、支承部の設計水平震度 K_{sh} を定めることになっている。支承部補正係数 ν_6 は、参考文献12)の付属資料13に決定根拠が記載されている。

参考文献12)の付属資料13のゴムシューとストッパーの組み合わせを用いた支承部では、地震時水平力は主にストッパーに受け持たせる。次の事項を考慮して、ストッパー本体の設計水平震度 K_{sh} が構造物の設計水平震度 K_h 以下となるように支承部補正係数 ν_6 を定めており、決定経緯①の内容を抜き出して記載する。

- ① ストッパー本体の塑性変形性能を利用して地震エネルギーを吸収させることにより支承部の被害を軽減するためには、ストッパー本体の降伏点耐力をその周辺部の耐力よりもある程度小さく定める必要がある。

決定経緯①では、支承部の被害を軽減するため、ストッパー本体の降伏点耐力をその周辺部の耐

力よりもある程度小さく定める必要があることが述べられており、ストッパー本体を早期に降伏させることでストッパー本体以外の部位の損傷を防止することを目的している。この設計思想は、ストッパー本体を「ヒューズ」として機能させることを期待していると考えられる。

b) 鉄道用仮橋脚構造の塑性変形性能を考慮した耐震設計の事例^{13),14)}

仮橋脚は使用期間が短いことから、H 型鋼、溝形鋼、L 型鋼などの型鋼を使用する機会が多い。JR 東日本では、鉄道用仮橋脚を重要架設構造物と定めており、耐震設計で考慮する地震動は中規模地震動、および大規模地震動の 2 分の 1 程度と定めている。より大きな地震動に対しては塑性変形性能を制御する設計法が経済的になるが、型鋼を使用した重要仮設構造物について、その塑性変形性能については未解明な部分が多い状況であった。このような状況を踏まえ JR 東日本では、2002 年に、耐震設計を行ううえで変形性能を明らかにするため、H 形鋼を柱部材とした重要仮設構造物を模擬した試験体の交番載荷試験を実施し、この試験結果から塑性変形性能を考慮した、震度法レベルの簡易な耐震設計法の一例を報告^{13),14)}している。

参考文献 14) では斜材の断面が大きくなるにつれ、構造系の最大耐力は増加するが、斜材断面が大きくなりすぎると塑性率は小さくなる傾向にあることを報告している。そのため、提案している耐震設計法の中では、引張側斜材が先行して降伏させることと変形性能確保のためのパラメータとして門型-斜材耐力比に上限値を設定している。この設計思想は、引張斜材を「ヒューズ」として機能させることを期待していると考えられる。

c) 新幹線 PC 電柱砂基礎におけるモルタルヒューズの事例¹⁵⁾

東北新幹線は、開業前の 1978 (昭和 53) 年の 2 月 20 日と 6 月 12 日に宮城県沖地震により地震被害を受けた。高架橋などでは、柱や中層はりにひび割れが発生した。電車線設備も被害を受け、PC 電柱の折損やビームの破損など多くの被害を受けた。これを契機として耐震設計の必要性が認識され 1979 (昭和 54) 年 4 月に「電車線路耐震性研究委員会」が設置され、耐震設計手法の検討が行われ、「電車線路設備耐震設計指針 (案)」がまとめられた。

また、PC 電柱に関しては、新たに砂詰め基礎が開発された。砂詰め基礎は、基礎内に PC 電柱を建てこんだあと、PC 電柱周辺に砂を詰めたもので、砂の上部に厚さ 30mm のモルタルが打設される。このモルタルが PC 電柱強震時に壊れ、PC 電柱周辺に充填された砂による PC 電柱の振動の吸収効果を利用し、PC 電柱の減衰を高める役割をしている。砂の上部に打設されたモルタルは「モルタルヒューズ」と呼ばれている。本研究におけるモルタルヒューズと同種の構造で、モルタルヒューズの破壊により PC 電柱の減衰性能が大きくなり、強震時の PC 電柱折損を防止することを目的として事例である。

(2) 国内によけるヒューズ機構，ヒューズメカニズムに関する既往の研究

a) 1995年兵庫県南部地震における3径間連続高架道路橋の被害分析^{16),17)}

1995年兵庫県南部地震において阪神高速道路3号神戸線は，大きな被害を受けたが，例外的に被害の小さいものも存在しており，それらに関しては支承の損傷がヒューズ的な効果をもたらしたと推定されるケースが多いと指摘している．その被災状況と橋脚の耐震性能との整合性を調べた結果，3径間連続高架道路橋の固定支承下の橋脚の被害が小さい傾向が見られた．この原因として支承がヒューズ的に機能して地震力が橋脚に伝達しなかったメカニズムが考えられるとした研究が実施されている．

b) エネルギー吸収性能を有する変位制限構造を用いた既設橋梁の耐震補強法の検討¹⁸⁾

大規模地震に対して固定支承がロックオフするように改造し，支承ロックオフ後にエネルギー吸収性能を有するせん断パネルダンパーが変位制限構造として機能する耐震補強法に関する研究である．同補強法を適用した既設橋梁の地震応答解析を行い，ダンパーが橋脚の応答低減に及ぼす影響を解析的な検討を実施している．支承がロックオフする支承ヒューズ効果とダンパーのエネルギー吸収効果により，主たる塑性化が生じる橋脚の損傷度を軽減し，橋脚の最大応答を低減できることが示されている．

c) ヒューズ構造による既設円筒鋼製橋脚の補強法^{19), 20), 21), 22)}

既設円筒鋼製橋脚の補強法として，縦リブとスリットを組み合わせた「ヒューズ構造」を用いたものである．この構造は局部座屈が生じる位置を橋脚基部とし，座屈の変形を制御する構造となっており，数値解析¹⁹⁾，構造実験²⁰⁾による検討が行われている．実験結果から，局部座屈の1波長程度の隙間を設けた場合が最適であること，提案ヒューズ構造によって，橋脚の最大荷重を大きく増加させることなく靱性を向上させることができると報告されている．

d) 金属支承に関連した兵庫県南部地震における道路橋の被害分析と終局水平挙動に関する実験的検討²²⁾

1995年兵庫県南部地震において，3径間連続高架道路橋の固定支承下の橋脚の被害が小さい傾向が見られた．この原因として支承がヒューズ的に機能して地震力が橋脚に伝達しなかったメカニズムが考えられることを示唆している．

また，支承の耐震性能を定量的に評価する方法を被災事例に基づいて構築し，3径間連続高架道路橋全体系が有する耐震性能を算出し，実際の被災状況との整合性を検討している．支承本体の耐力と変形性能から終局挙動を明らかにする目的で，実大のピン支承とBP-B支承、一本ローラー支承を用いて水平方向載荷実験から検討が行われている．

e) 大地震時における鋼製高架橋の合理的設計法に関する一提案^{23), 26)}

本研究では、鋼製高架橋の合理的耐震設計法の一つとして、落橋防止を兼ねる鋼製ベローズを上部工間および上部工と橋脚上部間に設置することを提案している。発生確率の低い大地震に対しては、支承をヒューズとして支承を積極的に崩壊させ、支承を崩壊させた後、設置した鋼製ベローズの塑性変形によるエネルギー吸収により、上部工の変位や橋脚への過大な地震力抑制を非線形地震応答解析より検討が行われている。その結果、鋼製ベローズを設置することにより、上部工変位や橋脚への過大な地震力は大きく低減された。この結果から、鋼製ベローズは耐震性能向上の有効なデバイスになり得ると述べている。

f) 要求性能に応じた最適応答を実現する二重管柱構造の基礎的検討²⁵⁾

土木構造物の柱部材は、複数の要求性能を同時に満足する必要がある。これら柱部材の各要求性能に対し最適な要素を組み合わせることで柱部材を構築し、合理的な柱部材を実現するための基礎的検討が行われている。提案する柱部材は死荷重を支持する CFT 要素と、CFT 要素を介して地震時水平力を分担する中空鋼管要素から成り、両要素は中規模地震動で破壊しないヒューズ要素と大規模地震でヒューズ要素が破壊した後に長周期化を実現するバネ要素で接続している。この提案部材に対し各要素および部材での実験的検討を行い、中規模地震では剛な構造として変位を抑制し、大規模地震時は長周期化により応答加速度低減を実現していることを確認している。

g) 二層立体トラス壁構造における弾塑性挙動とヒューズ型接合部による損傷制御²⁷⁾

本論文は、ボールジョイント型のシステムトラスによる二層立体の壁型トラス構造を対象としている。面内せん断力を受ける二層立体の壁型トラス構造の塑性変形能力を改善するためのヒューズ型接合部を具体的に提案し、同構造の崩壊形を制御可能なものにするとともに、より安定した塑性変形性状とすることで、同構造のせん断耐力の保持と変形性能の向上に基づく性能設計の可能性を示すことを目的としている。

ヒューズ型接合部を有する二層立体の壁型トラス構造の FEM 解析から塑性変形能力を改善するための接合部および部材構成について提案を行っている。

(3) 海外によけるヒューズ機構，ヒューズメカニズムに関する既往の研究

海外でも，ヒューズ部材，あるいはヒューズメカニズムを構造物に用いる研究は，比較的多く行われている．アメリカ土木学会（ASCE）のライブラリーを中心に文献調査^{28)～53)}を実施した．その結果，概ね9項目に分類できると考えられる．以下に，既往研究の概要を示す．

a) 基礎の回転を許容する基礎構造をヒューズとした場合²⁸⁾

Sivapalan ら²⁸⁾は，ロッキング挙動を生じやすい浅く小さい基礎（Shallow footing）を検討対象としている．地震荷重中の建物の性能を向上させるために使用される構造ヒューズメカニズムの有効性は，保有性能，じん性，エネルギー散逸，アイソレーション，および変形の自己復元性に依存している．

ロッキング挙動を生じやすい浅く小さい基礎は，これらの望ましい特性の多くを持つように設計することが可能であるが，サイクリックロッキングに関する知見が不足しているため，設計では基礎構造が非線形挙動となることを避けていた．これらの課題を解決するため，遠心載荷実験が行われている．その結果，大きな沈下を受けず，回転時の浮き上がりと復元時の挙動に関連する自己復元特性を持ち，約20%の減衰比に対応する地震エネルギー吸収となったことを明らかにした．

b) 鋼製フレーム，接続梁にヒューズを備えた場合^{29), 31), 33), 35), 47), 49), 50)}

Bahram M. Shahrooz²⁹⁾は，鋼製梁部材の中央部に交換可能なヒューズを設けた新しいシステムの提案を行っている．このシステムでは，ヒューズが主要なエネルギー吸収部として機能し，建物が設計地震動にさらされても，ヒューズ以外の梁，壁柱への埋め込み部は弾性を保つ．したがって，損傷したヒューズだけを交換すればよく，梁や壁柱は無損傷のままです．本論文では，交換可能なヒューズを持つ鋼製梁部材を使用するための設計方法の提案が行われている．

また，提案した方法に基づいて20階建ての建物を試設計し，非線形静的および動的解析の結果から，建物が提案された設計方法の目的に沿って性能を発揮したことを示した．結果として，(1) 中央部のヒューズが主要なエネルギー吸収部であること，(2) ヒューズが埋め込まれた梁が予想されるせん断力や降伏曲げモーメントに達する前にヒューズ機能を発揮すること，(3) 壁柱が設計地震動作用状態でほとんどまたは全く損傷しないこと，(4) 壁柱が最大地震動に対しても完全性を保つこと，(5) 残留変形が小さく，地震作用後に新しいヒューズに交換できることが示されている．

Patrick J. Fortney ら³¹⁾は，建築物の耐震部位となるコアウォール（CCW）システムと応力を伝達するための鋼結合ビームに関する検討を実施している．鋼または鋼・コンクリート複合結合ビームを備えたコアウォール（CCW）システムは，エネルギー吸収性とじん性特性を有している．鋼結合ビームは，壁体に埋め込まれているため，地震時の損傷後の復旧に大きなコストを必要とする可能性がある．鋼結合ビームが，損傷後の復旧・交換の困難と費用を最小限に抑えるという追加機能を

提供する「ヒューズ」としての鋼結合ビームの交番載荷実験結果が紹介されている。

コアウォールシステムの結合ビームに関して、Steven J. Mitchell ら³⁵⁾も同様な研究を実施している。結合ビームのスパンの中心に弱いリンクまたはヒューズセクションを配置した鋼結合ビームの使用によって、極端な地震イベントは、すべて非弾性応答が弱いリンクに集中し、周囲の埋め込まれた梁と壁などを弾性範囲とすることで損傷を防ぐシステムとなる。20 階建て建築物に提案コアウォールシステムを適用した場合の解析的検討の結果、鋼ヒューズ結合梁が地震イベントで良好に機能することが示されている。

F. Mahmoudi ら³³⁾は、鋼のモーメント抵抗フレームにおけるエネルギー吸収システムの実験的研究を行った。提案システムは、主梁よりも断面積の小さい交換可能な梁を、せん断ヒューズとして機能するように設計して梁スパンの中央に配置する。これにより、せん断ヒューズがメインビームの曲げ降伏の前にせん断降伏するため、プラスチックヒンジの位置がビームの端から中央に移動することになる。さらにこのシステムでは、吸収される地震エネルギー量の増加と、より安定したヒステリシス挙動を發揮するとし、地震後にせん断ヒューズを容易に交換できることが示されている。

Colin Lambie ら⁴⁷⁾は、建築物の耐震部位となるコアウォールと曲げ降伏する鉄骨結合梁に関する検討を実施している。地震地域の建築物の一般的な水平方向の耐荷重システムにおいて、鉄骨結合梁はコアウォールの中に延性リンクを設置し、水平方向の作用力に対する構造の抵抗と地震エネルギー吸収する能力を高めている。大規模な地震動に関して、鉄骨結合梁をヒューズとして降伏することによって、地震エネルギーを吸収するとしている。交換可能な鉄骨結合梁は、従来の鉄筋コンクリート結合梁の代替として、施工性や地震後の修復性が向上するという利点が述べられている。交換可能な鉄骨結合梁に関するこれまでの研究は、せん断降伏梁であったが、本研究では曲げ降伏梁に焦点が当てられていた。

Samer El-Bahey ら⁴⁹⁾は、新しいタイプの構造ヒューズとして鋼板せん断リンク (SPSL) を提案している。鋼板せん断リンクは、二本の鋼柱間に設置される。鋼板せん断リンクはそれぞれの鋼柱と接続し、接続された2本の鋼柱間に降伏部分 (Yielding Portion との記載) を有している。強度と剛性の算定式は、せん断力・曲げモーメントの相互作用を定義し、その重要な設計パラメータのいくつかを決定し、リンクのじん性、剛性、および強度を定量化するために導出されている。強度と剛性の算定式は、便利でシンプルな設計ツールとして、実験結果、有限要素解析から開発されたことが記されている。

Ramiro Vargas ら⁵⁰⁾は、鋼製構造ヒューズを建築物に適用するための解析的な検討、設計的な検討を実施している。建築物の耐震設計は、ヒステリシス挙動による非弾性変形に依存している。非弾性変形を許容することで構造要素の損傷が生じ地震後の永続的なシステムの変形 (残留変位等)、および場合によっては復旧費用が高額となる可能性がある。過去に提案された代替設計アプローチは、損傷を修復しやすい構造要素 (すなわち、「構造ヒューズ」) に集中させることである。メイン

構造は弾性を維持するか、または小さな非弾性変形を伴うような設計となっている。構造ヒューズ
の概念を実際の建物に実装すると、体系的でシンプルな設計手順となり、新設構造物または改築構
造物などの構造設計へも適用が可能となる。多自由度構造のために提案された構造ヒューズ設計で
は、金属構造ヒューズとして座屈拘束ブレースを使用した適用例として示されている。

c) 組積み構造のフレーム接合部に構造ヒューズを挿入した事例³²⁾

Ian Robertson ら³²⁾は、組積み構造と H 鋼などの鋼材を組み合わせたハイブリッド組積み構造を検
討している。ハイブリッド組積み構造では、構造用鉄骨フレームから石積みパネルに層せん断力を伝
達する鋼コネクタプレートをヒューズに活用しようとする研究を実施している。模型試験体による
載荷実験も行われ、一部の鋼コネクタプレートは全層せん断力で降伏することなく石積みパネルへ
のせん断力の伝達に十分な強度を持つリンクプレートとして設計され、他の鋼コネクタプレートは
エネルギー吸収ダクティルヒューズとして機能するように設計されており、これらのヒューズプレ
ートは、地震変形の大部分を吸収し、それによって石積みと鉄骨の要素を損傷から保護した。地震
後にはヒューズを交換し、ハイブリッド組積みシステムを元の状態に戻すことができることが示さ
れている。

d) 耐爆建築物の入り口をヒューズとする研究³⁷⁾

蒸気雲爆発(VCE)による耐爆性建物の設計は、石油化学や製油所などの複合施設の人員の生命お
よび施設のリスクを最小限に抑えるための対策のひとつである。Behzad Pilehchianlangroodi ら³²⁾は、
耐爆性鉄筋コンクリート造建築物の前面壁(爆風に面した壁面)をヒューズとして設計し、誘導力を
低減するための新しいアプローチの研究を実施している。この方法では、重力荷重を支持する単純
な鉄骨フレームと横方向の爆風荷重を受けるためのコンクリートせん断壁の 2 つの独立した垂直
および水平抵抗システムで、構造物のじん性設計を利用することで、構造を崩壊させることなく、
前壁の曲げ変形による広い塑性領域を形成させる。それによって、大きなエネルギー吸収をさせて、
壁面外振動固有周期を増加させ、その結果、動的反応を減少させる。言い換えれば、耐爆建物の前
壁はエネルギーのヒューズとして扱う。この技術を使用することにより、前壁の大きな塑性たわみ
にもかかわらず、構造全体の安定性を維持することができることが示されている。

e) 構造ヒューズとするためのブレース材の構造研究例^{30), 38), 39), 48)}

Paul W. Richards³⁰⁾は、構造ヒューズ用ブレース構造として座屈拘束ヒューズ(BRF)タイプの検討
を行っている。検討ブレース構造は、ヒューズを形成するため構造の断面積を減らす溝が加工され
た軟鋼棒で構成されている。厚肉の円形の中空鋼管(座屈防止チューブ)がヒューズの長さをカバ
ーし、圧縮時のヒューズの全体的な非弾性座屈を防止する。本ブレース構造の利点は、高価なグラ

ウト材料またはエポキシ充填剤の使用を必要としていないことである。実験的な検討など、低サイクル疲労寿命などへも言及している。

Bing Qu ら³⁸⁾は、構造ヒューズとして交換可能な鋼材を用いた座屈拘束ブレース (BRB) の载荷試験を実施している。提案している座屈拘束ブレースは、地震後のヒューズの損傷検査の容易さ、損傷したヒューズの簡易で迅速な交換、および座屈拘束用鋼管の再利用を考慮している。提案している座屈拘束ブレース (BRB) の地震挙動を検討するため、7体のブレース試験体で载荷実験が行われた。試験結果は、提案している座屈拘束ブレース (BRB) でかなり高いひずみレベルまで安定したヒステリシス挙動を示すことが確認されている。

Francesco Sarti ら³⁹⁾は、座屈拘束ブレース (BRB) において、交換可能な鋼材 (軟鋼と記している) をグラウトまたはエポキシ樹脂で満たされた鋼管内 (座屈防止用鋼管) に閉じ込めた構造の実験的検討、数値解析的検討を実施している。

数値解析では、実験で確認された変形メカニズムの全範囲を追跡できるファイバー要素を基本とした解析モデルが使用されている。この解析モデルで広範なパラメトリック解析が実施され、座屈拘束ブレース (BRB) の最大耐力や鋼材の座屈開始ひずみなどの設計パラメータの影響が検討されている。また、荷重・変位関係のヒステリシスを提供するための解析モデルの提示もされている。

Colton Murphy ら⁴⁸⁾は、低降伏強度鋼材をコアにし、板材などの複数の木材からなるマスティンバーケーシングを組み合わせて新しい延性ヒューズとするマスティンバー座屈拘束ブレース (T-BRB) の開発を行っている。マスティンバー座屈拘束ブレース (T-BRB) 設計の重要な要素には、ケーシングの剛性、ケーシングの材料、ボルトの数と間隔、木材スペーサーとケーシングのギャップ、スチールコアの降伏強度、およびスチールコアとケーシングインターフェース間の摩擦がある。マスティンバー座屈拘束ブレース (T-BRB) の载荷試験結果からは、ヒステリシス曲線は安定しており、累積非弾性変形は設計規格で要求される値の2倍を超えたことが示されている。

f) 支承部 (シュー) をヒューズとする研究^{40),45)}

J. S. Steelman ら⁴⁰⁾は、ゴムシューをヒューズとした場合の耐震性能の検討を実施している。地震の危険性が中程度の地域の橋梁設計では、支承部 (ベアリングコンポーネント) の力の伝達特性が設計と解析で適切に考慮されている場合、効果的に分離された応答となり、上部構造と下部構造を保護することが可能となる。

ゴムシューの水平破断容量は、ゴム材 (エラストマー) とコンクリートの摩擦のみとした場合、ゴムシューの鉛直反力の約 0.2~0.6 倍、コンクリート下部構造に固定した場合は約 0.7~1.0 に増加した。テフロン板 (PTFE) を介在するとすべり面の汚れと速度依存性を考慮するとゴムシューのヒューズ容量を約 0.1~0.15 に減少する。コンクリートに固定された鋼製固定軸受は、支柱に固定されたアンカーが破断する前に約 0.85~1.15 のゴムシューのヒューズ容量を示し、その後の摩擦係数は

約 0.2～0.4 であった。

これらの値は、イリノイ州運輸省によって選択された反力負荷の 0.2 倍の目標ヒューズ制限を常に超えていた。実験では、ゴムシューをヒューズして耐震システムの一部として使用する場合、コンポーネントの性能を慎重に検討し、橋梁構造全体系が要求性能を満足するように設計を行う必要がある。

Joshua S. Steelman ら⁴⁵⁾は、橋梁で一般的に用いられている積層ゴムシューに着目した検討を実施している。地震活動が低い地域から中程度の地域では、支承を活用することで地震時における上部構造慣性力の下部構造への伝達を効果的に制御することができるとしている。

支承は、下部構造への最大慣性力伝達のしきい値を確立するためのヒューズとして使用する。下部構造の保護のためのヒューズの有効性を検証するための実験が行われている。実験は、加えられた鉛直荷重の 100%を水平方向に作用させている。ゴムシューの応答は、ゴムシューの種類とゴムシュー高さに対する荷重方向の保持底面幅に依存する傾向が示された。

強化ゴム（エラストマー）と厚いフランジ鋼板からなるゴムシューは、最大せん断ひずみ 50～100%まで初期剛性が高いヒステリシスとなるが、取付用リテーナ破断後の水平耐力が急激に低下する場合には異なる履歴挙動を示したことが示されている。

g) 鋼柱基部のアンカー材をヒューズとする研究^{42), 43)}

Fuminobu Ozaki ら⁴²⁾は、冷間成形鋼構造物の損傷制御システムとして、多層耐震壁の応答挙動を制御するシステムの提案が行われている。提案システムでは、ロッキング挙動を制御するヒューズ機能（HDF）を備えた新しい引抜力に抵抗する機構（ホールドダウン）を開発し、多層耐震壁の基礎への配置を検討したものである。ロッキング挙動を制御するヒューズ機能（HDF）は、冷間成形鉄骨造建築物の構造部材と非構造部材の損傷を軽減し、大規模地震発生時の地震入力エネルギー吸収に貢献する。本検討では、開発したシステムの基本的な挙動を調べるために、平屋建て 1 スパン、実大の試験体を用いて振動台実験を実施している。引抜力に抵抗する機構（ホールドダウン）の種類と入力地震動の大きさをパラメータとした振動台実験で、ロッキング挙動を制御するヒューズ機能（HDF）の塑性化が試験体のベースシア係数を低減し、HDF によるエネルギー吸収により試験体の変形を抑制できることを明らかにしている。

Xuchuan Lin ら⁴³⁾は、高強度鋼材（HS 鋼）の非常に大きな弾性変形能力とヒューズのダメージコントロール機能を利用した交換可能なダメージコントロールヒューズを備えた高強度鋼材（HS 鋼）のモーメントフレーム構造を提案している。非常にまれな大規模地震でも基本的にヒューズに被害が集中させ、かつ地震後に損傷したヒューズを簡単に交換できる。ヒューズの有無にかかわらず、高強度鋼材（HS 鋼）の梁と柱の接合部の地震挙動を検討するため、11 の実物大の試験体での実験が実施されている。実験では、ヒューズタイプ、ヒューズプレートの厚さ、ヒューズプレートの面

外剛性などをパラメータに、実物大試験の破壊モード、変形特性、ヒステリシス応答、骨格曲線、曲げ強度、およびエネルギー吸収性能の分析が行われた。実験結果は、ヒューズ機能を備えた高強度鋼材（HS 鋼）のジョイントが大きな損傷のない変形状となったことが示されている。

h) 橋脚間にヒューズ用ブレース材を入れた構造^{44), 46), 53)}

Xiaone Wei⁴⁴⁾は、橋脚間にブレース材等を設置し、ブレース材を構造ヒューズとして使用する検討内容が掲載されている。橋梁の橋脚間に挿入された構造ヒューズに地震被害を集中させる。この場合の性能目標は、地震後に主重力耐荷重部材(この場合は柱)を無傷にし、修理が必要な場合は簡単に取り外しができ簡易に交換できるヒューズすることである。本文献³⁷⁾では、橋梁の橋脚間に挿入されたヒステリシスエネルギー吸収装置として座屈拘束ブレース(BRB)を使用して地震エネルギーを吸収し、柱の塑性変形を最小化することで構造性能を向上させることを検討したものである。検討対象橋梁は典型的なカリフォルニアの橋であり、結果は BRB が実装可能であることを示している。

Steve Efe⁴⁶⁾らは、部材の両端部に座屈拘束する部位 (Buckling Restraining) と中央部に降伏する部位 (Yielding Core) を有する構造ヒューズに関する検討結果が示されている。外部に取り付けられる交換可能なポストテンション構造ヒューズへの損傷を集中させることが目的となっている。

Samer El-Bahey⁵³⁾は、構造ヒューズと 1 橋脚に複数の柱を建てこむ多柱構造に関するものである。多柱構造の柱同士を結合する部材を構造ヒューズとすることで、地震エネルギーを吸収し、容易に交換可能な犠牲要素としている。多柱式急速施工橋梁コンセプト (multicolumn accelerated bridge construction (ABC) pier concept (ABC 橋脚)) の一部として提案されている。

ABC 橋梁の橋脚において、いくつかのタイプの構造ヒューズが検討されている。構造ヒューズとしては、鋼板せん断リンク(SPSL)、座屈拘束ブレース(BRB)などである。準動的載荷試験が実施され、両者ともに曲げ剛性、強度の増加が確認されたと報告している。

i) 堤防でのヒューズプラグ^{34), 36)}

Masih Zolghadr ら³⁴⁾は、堤防システムの非常用放水路周辺の流動パターンのより包括的な水理解析を実施し、ヒューズプラグ放水路の設置に最適なパターンの検討を実施している。参考文献 34) の「Levee System Fuse Plugs」とは、堤防や堰の越流路に設置される融解栓システムのことである。融解栓とは、通常の流量では水が越流しても安全に堤防や堰を保護することができるが、大洪水などの場合には水の速度が高くなり、堤防や堰自体が危険にさらされる可能性があるため、水によって簡単に流されてしまうように設計された設備である。

ヒューズプラグ放水路の設計は、通常、ヒューズプラグ放水路周りの流れパターンが隣接する余水吐に与える影響を無視した非常に単純な仮定または一次元モデルに基づいている。本検討では、

ヒューズプラグ余水吐周りの流れパターンを調査し、ナビエ・ストークス方程式の数値解法が実施された。ヒューズプラグのいくつかのパターンをモデル化し、経済的および技術的基準に基づいて最適なパターンの選択が行われた。研究結果は、洪水防御堤防の設計者への有益な情報として役立つ可能性があるとしている。

Abbas Afshar ら³⁶⁾は、貯水池の洪水経路を考慮したヒューズゲートの最適設計の検討を行っている。洪水や氾濫など、フラッディング状態でのヒューズゲートの性能はかなり複雑なため、最適な傾斜制御は難易度が高い。水損失とゲート交換の予想コスト、および初期ゲート設置コストを含む全体的なコストは、最適化問題の目的関数となる。さらには、全体的なコストを最小限に抑えるために、効率的な混合遺伝的アルゴリズムモデルが適用された。ゲートの種類、高さ、最初の放水路傾斜は、決定変数として扱われた。提案された最適化スキームの適用性を評価するため、フラッドルーティング（洪水追跡）を考慮することがゲートの最適設計に大きな影響を与える可能性があることを示唆している。

(4) 既往研究と本研究におけるヒューズ機構との相違

ヒューズ部材，ヒューズ機構に関する既往研究は，主として鋼製部材にヒューズとなる要素部材を入れる場合，ヒューズ部材としてブレース材の構造に着目している場合，支承部（シュー）をヒューズとする場合等，比較的多くの研究事例^{12)~53)}がある。

本研究では，ヒューズ構造としてモルタルをヒューズ部材に適用することにした。モルタルヒューズは，耐力以上の作用力で脆性的に破壊する。モルタルヒューズの破壊によって，部分的に構造的な拘束を瞬間的に解放し，構造特性が大きく変更することが可能となる。この点が既往の研究と本研究の大きな相違点と考えられる。

既往の研究を外観しても，モルタルヒューズを用いている事例はほとんどなく，鋼製仮橋脚にヒューズ構造を適用している事例も調査範囲で把握することはできなかった。

また，従来の仮橋脚構造や既往研究の多くは，鋼部材の非線形性能を見込むことで，大規模地震発生時の構造物の崩壊を防ぐ構造である。しかし鋼部材の非線形性能は不明解であり，部材降伏後の変形性能についての厳密解は，試験や FEM 解析により，明らかにする必要がある現状である。これに対し，本研究におけるヒューズ機構を有した仮橋脚構造では，柱部材の非線形性能を見込まず，弾性域での設計を実施することで，より確実な地震動の制御が可能であると考えられる。

以上のことから，鉄道構造物の鋼製仮橋脚自体の耐震性向上につながるヒューズ構造の実用化を目的に，モルタルヒューズの耐力評価，ヒューズ構造を用いた場合の挙動検討，実仮橋脚にヒューズ構造を適用した場合の大規模地震に対する検討などの研究が必要となる。

1.3 ヒューズ機構を用いた仮橋脚構造の提案

図 1-1 に、提案する仮橋脚構造の略図を示す。仮橋脚構造は、一般的に形鋼を組立て構築される。柱部材には H 鋼を、柱どうしのつなぎ材に溝型鋼、ブレース材に L 型鋼の構成を用いる場合が多いと思われるが、柱部材に鋼管などを用いている場合もある。上部構造としては、鉄道の駅改良工事などでは工事桁と呼ばれるスパン 10m 程度の鋼桁を柱上端の H 鋼の横梁で支持することが多い。

提案する仮橋脚構造の特徴はヒューズ機構を有することである。ヒューズ機構は、設計地震動よりも大きな地震入力があった場合、ヒューズ材が脆性的に崩壊し、バネ材の復元力が作用することでヒューズ機構が機能し構造系の固有周期が長周期化し、地震時の応答加速度を抑制しようとするものである。また、L1 地震動発生時、L2 地震動発生時共に上部構造反力は脚部材で支持する構造としている。図 1-1 では、ヒューズ機構を工事桁を支持する横梁と接続している例である。横梁がスライド可能な構造とすることで、ヒューズ機構による長周期化の構造が可能となる。また、工事桁の端横桁とヒューズ機構を接続し、工事桁の支承の可動範囲を確保することでも本論文で提案する機構は成立するものと考えられる。

ヒューズ機構の略図を図 1-2 に示す。ヒューズにはモルタルを用いる。これは、ヒューズとして脆性的に壊れる必要があり、モルタル材料を適用することが適していると判断した。モルタルをヒューズに用いた例としては、高架橋上の PC 電柱の砂基礎と言われる箇所には厚さ 30mm としたモルタルヒューズが用いられた場合が知られている^{15), 54)}。モルタルヒューズと鋼管および芯材は接触のみであり、モルタルヒューズには鋼管および芯材からの引張力は伝達しない構造としている。芯材には円柱を用いているが、その理由はモルタルヒューズに効率的に全体的に均一に力を抑えさせることを考えている。角型鋼管でもヒューズ効果は不可能ではないと考えられる。

モルタルヒューズの発動に関しては、工事桁の作用慣性力とモルタルヒューズの耐力に応じて、応答加速度（水平震度）が定まることになる。ヒューズ機構に期待する中規模地震動と大規模地震動の各地震動に応じた機能を図 1-3 に示す。例えば、仮橋脚構造の設計水平震度（概ね L1 地震動程度）に対しては健全性を保つことで構造系が変位制御をすることで列車走行性を確保する。大規模地震動（概ね L2 地震動程度）が発生した際は仮橋脚構造の部材損傷が過大となるような地震動レベルに達する前にヒューズが機能し、長周期に移行し、応答加速度を抑制することで、過大な損傷を防ぐことが可能になると考えられる。

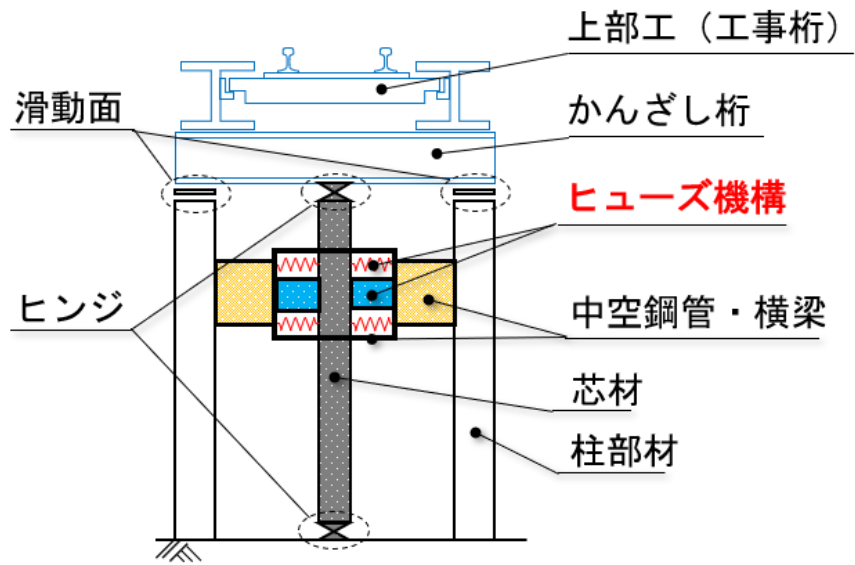


図 1-1 過大入力に対応した仮橋脚構造の略図

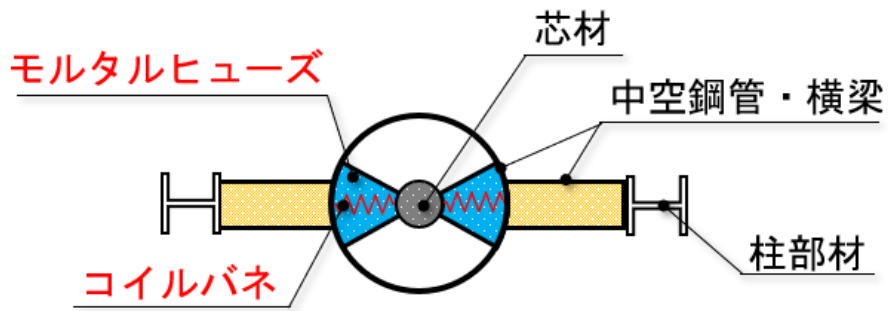


図 1-2 ヒューズ機構の略図 (上面図)

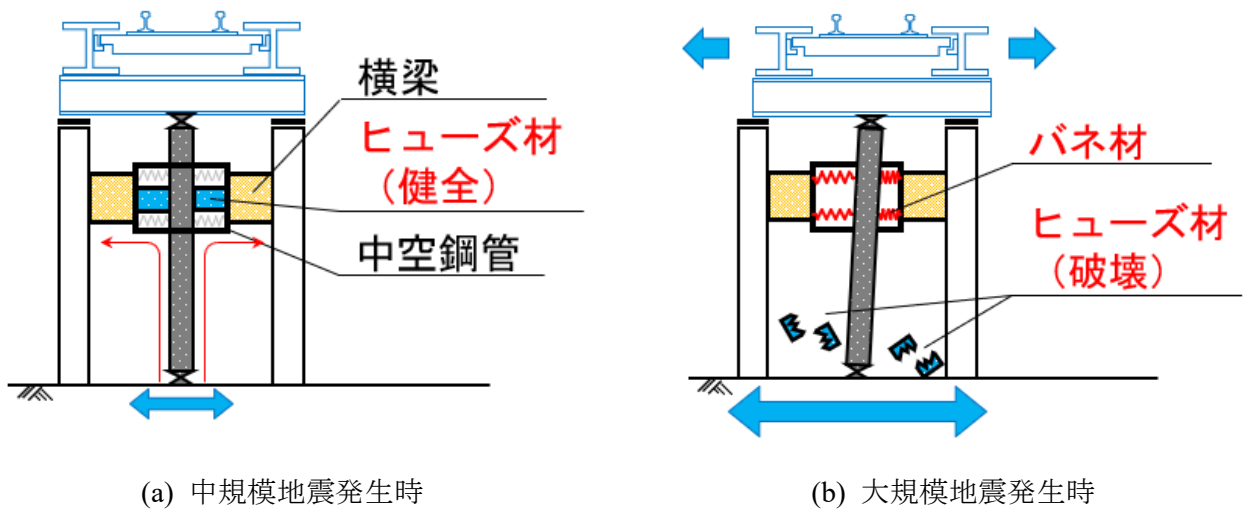


図 1-3 ヒューズ機構の地震動レベルに応じた機能

土木学会地震工学委員会地震防災技術普及小委員会は耐震設計における制震・免震・耐震の用語の意味を以下のように定義している⁵⁵⁾。

耐震構造：構造物の保有する耐力のみで地震に対処する。ここで言う耐震とは弾性設計法において取り扱う強度と弾塑性設計法において取り扱うじん性である。

免震構造：装置を用いて構造物と地盤のつながりを柔軟化し、地震動が構造物に伝わらないようにする。同時に減衰を付加して応答を低減する。

制震構造：装置を用いて応答を低減する。その原理には次のものがある。

- ・ 構造物内部でのエネルギー吸収能力を向上させる
- ・ 地震動による構造物各部の慣性力を打ち消す方向に力を作用させる
- ・ 剛性や減衰など調整することで構造物の振動特性を変化させる⁵⁵⁾

本提案仮橋脚構造では、ヒューズ機構発動後に長周期化を図り、大規模地震（L2 地震動）の地震動の主要動が作用する時点で固有周期の長周期化をはかり、応答の低減を狙っている。これは、免震構造的な挙動であるが、本構造はヒューズ機構のトリガーがあることが特徴である。

1.4 鉄道構造物の要求性能とヒューズ機構の機能

本研究では鉄道構造物の耐震設計基準⁵⁶⁾に準じて検討を進める。

図 1-4 に鉄道構造物の要求性能、性能項目に対する性能指標の例を示す。

鉄道構造物の耐震設計基準では中規模地震（L1 地震動）に対する鉄道構造物（地上部）の要求性能として走行安全性に係る変位に関する安全性が挙げられる。走行安全性に係る変位に関する安全性は地震時において車両が脱線に至る可能性をできるだけ低減するための性能で L1 地震動に対して構造物の変位を走行安全上定まる一定値以内に留めるための性能とされている。ヒューズ機構においてはヒューズ材が健全性を保つことがこの要求性能を満たすことを想定している。

鉄道構造物の耐震設計基準では大規模地震（L2 地震動）に対する鉄道構造物（地上部）の要求性能として破壊に関する安全性と損傷に関する復旧性が挙げられる。破壊に関する安全性（本研究では、破壊安全性とする）は構造物全体が破壊しないための性能とされている。また損傷に関する復旧性は構造物が過大な損傷を受けない、または受けた場合に性能回復が容易に行えるための性能とされている。本研究ではこの破壊安全性、損傷復旧性の両者を併せて耐震性と定義した。L2 地震動が発生するヒューズ機構が発動することでこの要求性能を満たし、耐震性を確保することを想定している。

表 1-1 鉄道構造物の要求性能、性能項目に対する性能指標の例⁵⁶⁾

要求性能	性能項目	照査指標の例	
安 全 性	破 壊	力, 変位・変形	⇒破壊安全性
	安 定	力, 変位・変形	
	走行安全性に係る変位	変位・変形	
復 旧 性	損 傷	力, 変位・変形, 応力度	⇒損傷復旧性
	基礎の残留変位	変位・変形, 力	
	盛土等の土構造物の残留変位	変形	

ヒューズ機構を有した仮橋脚構造の実用化に向けた課題を以下にまとめる。

- (1) 本研究で提案している仮橋脚構造においては中空鋼管の中を芯材(鋼管)が貫通しており、中空鋼管と芯材(鋼管)の間にモルタルヒューズを配置している。モルタルヒューズは扇形の形状となるが、この形状のモルタルヒューズについては力学特性や破壊挙動を明らかにする必要がある。
- (2) 本研究において、ヒューズ機構は L2 地震動発生時にはヒューズ材が破壊し、設定固有周期(長周期)に移行することで破壊安全性・損傷復旧性を確保するものであるが、実仮橋脚構造において本ヒューズ機構がこの要求性能を満たす構造であるか明らかにする必要がある。

本研究では上記の課題解決のため、試験・解析的検討を実施している。ヒューズ機構を任意の荷重で発動させるため、扇形のモルタルヒューズの要素試験、3次元の非線形 FEM 解析を実施し、破壊メカニズムを確認することで、簡易的な耐力評価法の提案を行った。また、ヒューズ機構を有した供試体を用いて変形挙動および動的応答の検証を行った。そのうえで、実構造レベルの仮橋脚構造に対して L2 地震動を作用させる非線形骨組みモデルによる動的解析を実施し、破壊安全性・損傷復旧性の検証を行った。

1.5 本論文の構成

本論文の構成は、図 1-1 および以下の通りである。

まず、第 1 章では研究の背景と従来の仮橋脚構造や耐震設計法に関する既往文献を整理するとともに、本研究の位置づけを明らかにしている。また、本研究で提案しているヒューズ機構を有する仮橋脚構造の要求性能について述べている。

第 2 章では、ヒューズ機構の発動条件となるモルタルヒューズの力学特性と破壊挙動を明らかにし、耐力評価式の提案を行った。まず、圧縮強度および形状を変更した計 6 パターンのモルタルヒューズの要素試験を実施することでモルタルヒューズの破壊荷重と荷重変位関係を明らかにしている。次にモルタルヒューズの破壊メカニズムを明らかにするため、弾塑性有限要素解析（以下、FEM 解析とする）により、要素試験の再現解析を実施した。FEM 解析により想定される破壊メカニズムと試験後供試体の破壊性状から簡易的な耐力評価式を提案している。最後にモルタルヒューズの扇角度を変更した FEM 解析モデル作成し、破壊耐力に及ぼす影響、提案した耐力評価式の妥当性を評価している。

第 3 章では、ヒューズ機構の変形挙動および動的応答の確認を行った。ヒューズ機構を用いた模型試験体を製作し、静的載荷試験および動的載荷試験（以下、ヒューズ機構確認試験）を実施することでヒューズ機構の動的応答の確認している。また、非線形骨組み解析モデルによる再現解析を実施し、再現性を確認することで、4 章で実施する実構造レベルの解析モデルの妥当性の検証を行っている。

第 4 章では、ヒューズ機構を有した実仮橋脚構造を設計し、L2 地震動に対する破壊安全性と損傷復旧性に関する検討を実施した。まず、検討を行う仮橋脚に対して、ヒューズ機構発動後の設定固有周期の設定、上部工質量の設計条件を整理する。設定した設計条件を元に一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚構造とヒューズ機構を有する仮橋脚構造の設計を行い、非線形骨組み解析モデルを作成している。この各解析モデルに対して、L2 地震動の表層地震波形を入力し、動的応答と部材の損傷有無を確認することで、L2 地震動に対する耐震性評価を行っている。

第 5 章では、本研究から得られた成果をまとめている。

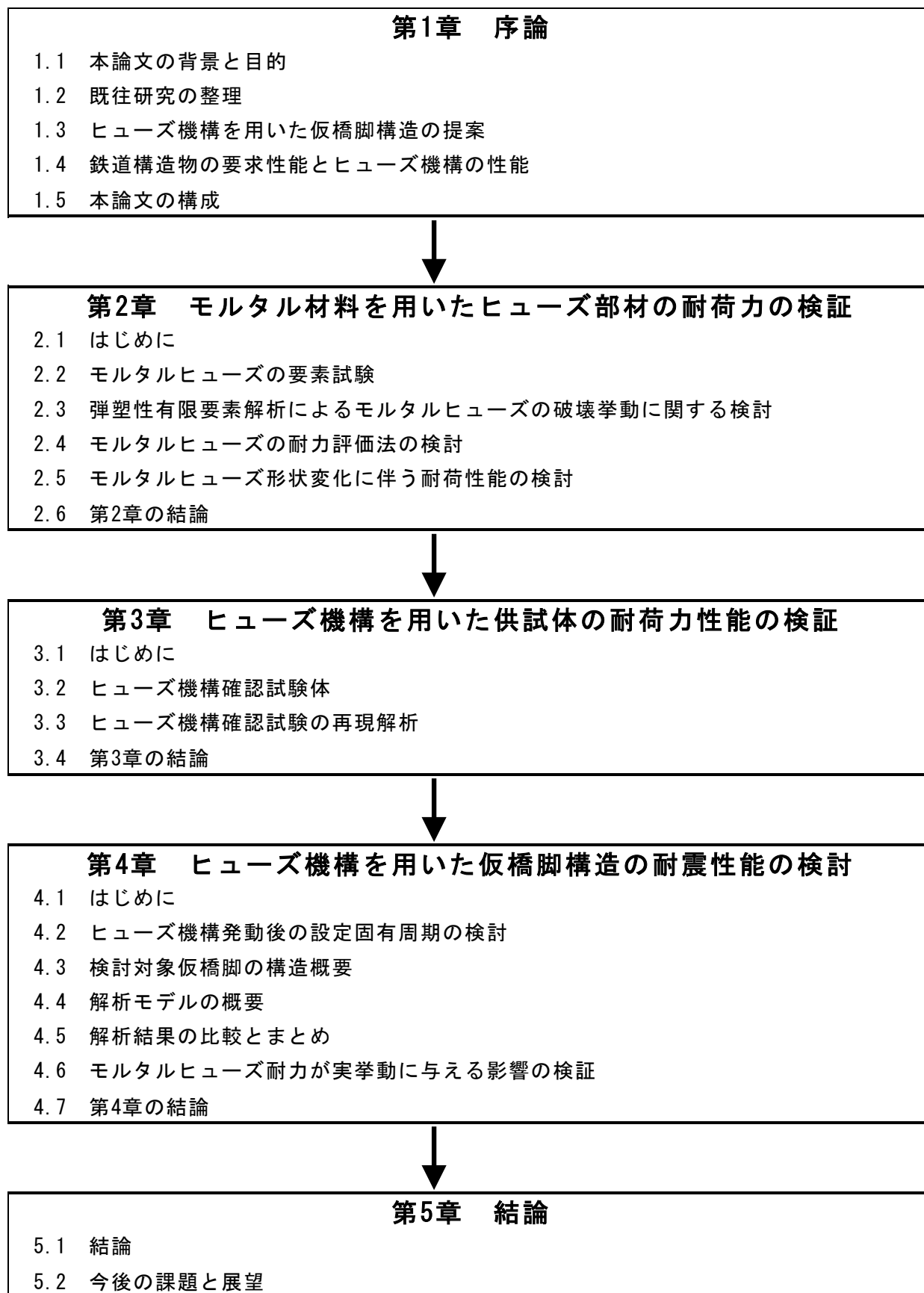


図 1-4 本論文の構成

参考文献

- 1) 栗林栄一, 岩崎敏男: 施工時の地震荷重の決め方についての一提案, 橋梁と基礎, 第7巻5号, pp. 1-4, 1973.
- 2) 日本道路協会: 仮設構造物工指針, 1999
- 3) 東日本旅客鉄道株式会社: 工事桁工法マニュアル, 2016
- 4) 気象庁, 平成28年(2016年)熊本地震調査報告, 技術報告書, 第135号, 2018
- 5) 夏目貴之: レベル2地震動に耐える仮支柱, 日経コンストラクション, 2017.10
- 6) 足立幸郎, 運上茂樹: 免震支承のハードニング特性に着目した免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震時応答特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.47A, 2001.3
- 7) 財団法人土木研究センター: 道路橋の免震・制振設計法マニュアル(案), 2012.12.
- 8) 波田雅也, 蔵治賢太郎, 佐高裕二, 牛島栄: 橋梁の耐震補強に用いるダイス・ロッド式摩擦ダンパーの開発, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.75, No.2, pp95-110, 2019
- 9) 松本信之, 涌井一, 曾我部正道, 岡野素之: 鋼製ダンパー・ブレース付き RC 鉄道高架橋客の耐震性能評価に関する研究, 土木学会論文集 E, Vol.65, No.2, pp271-290, 2009.6
- 10) 長谷川久巳, 山内徹, 岩田衛, 山田哲, 秋山宏: アンボンドブレースの動的性能に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, 第9号, pp103-106, 1999.12
- 11) 新村出編広辞苑第7版, 岩波書店, 2018
- 12) 鉄道技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解析 コンクリート構造, 丸善, 平成4年10月
- 13) 山口慎, 山田正人, 後藤貴士, 工藤伸司, 佐藤清一, 伊藤昭夫: H型鋼を柱部材とした橋脚の塑性変形性能について, SED19, 2002.11
- 14) 後藤貴士, 工藤伸司, 山田正人, 山口慎, 伊藤昭夫: H型鋼を柱部材とした仮橋脚等の耐震設計について, SED21, 2003.11
- 15) 東北新幹線技術のすべて(大宮-盛岡間), 鉄道界評論社, 1982
- 16) 柳野和也, 阿部雅人, 藤野陽三, 阿部哲子: 1995年兵庫県南部地震における3径間連続高架道路橋の被害分析, 日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.10-2, pp.2375-2378, 1998
- 17) 阿部哲子, 藤野陽三, 阿部雅人: 1995年兵庫県南部地震における支承の損傷によるヒューズ効果, 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(B), Vol.55, pp.494-495, 2000年
- 18) 西岡勉, 長沼敏彦, 浜田信彦, 流田寛之, 田崎賢治: エネルギー吸収性能を有する変位制限構造を用いた既設橋梁の耐震補強法の検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.953-960, 2007
- 19) 櫻井孝昌, 忠和男, 三浦弘幸: ヒューズ構造による既設円筒鋼製橋脚の補強法, 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A), Vol.53, pp.274-275, 1998年
- 20) 忠和男, 櫻井孝昌, 日下部和弘: ヒューズ構造を用いた既設円筒鋼製橋脚の補強効果, 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(B), Vol.56, pp.400-401, 2001

- 21) 忠和男, 櫻井孝昌, 後藤芳顯 : ヒューズ構造補剛が円筒鋼製橋脚の変形性能に及ぼす影響, 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A), Vol.53, pp.194-195, 1998
- 22) 藤野陽三, 阿部雅人, 宇佐美哲, 柳野和也, 阿部哲子, 森重行雄, 鶴野禎史 : 金属支承に関連した兵庫県南部地震における道路橋の被害分析と終局水平挙動に関する実験的検討, 鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, Vol.3, pp.191-198, 2000
- 23) 中野将志, 頭井洋, 大谷修, 岡本安弘 : 大地震時における鋼製高架橋の合理的設計法に関する一提案, 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(B), Vol.54, pp.358-359, 1999年
- 24) 櫻井孝昌, 忠和男 : 変断面を有する既設円筒鋼製橋脚の靱性向上の為の補強法, 鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, Vol.4, pp.203-208, 2002
- 25) 伊東佑香, 小林薫 : 要求性能に応じた最適応答を実現する二重管柱構造の基礎的検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.71, I-596, 2016
- 26) 瑞井浩, 中野雅史, 大谷修, 岡本康弘 : 単純鋼桁・橋脚系の鋼製ベローズを用いたエネルギー吸収型落橋防止構造の等価線形化法による設計法, 鋼構造論文集, 第7巻 28号, pp.33-44, 2000.12
- 27) 大久保昌治, 石川浩一郎, 檜山裕二郎 : 二層立体トラス壁構造における弾塑性挙動とヒューズ型接合部による損傷制御, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, 第683号, pp.233-240, 2013.1
- 28) Sivapalan Gajan and Bruce L. Kutter : Capacity, Settlement, and Energy Dissipation of Shallow Footings Subjected to Rocking, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volume 134, Issue 8, Aug 1, 2008
- 29) Bahram M. Shahrooz : Steel Coupling Beams with a Replaceable Fuse, *Journal of Structural Engineering*, Volume 144, Issue 2, Dec 9, 2017
- 30) Paul W. Richards : Cyclic Behavior of Replaceable Shear Fuse Connections for Steel Moment Frames, *Journal of Structural Engineering*, Volume 145, Issue 12, Sep 29, 2019
- 31) Patrick J. Fortney, Bahram M. Shahrooz, and Gian A. Rassati : Large-Scale Testing of a Replaceable "Fuse" Steel Coupling Beam, *Journal of Structural Engineering*, Volume 133, Issue 12, Dec 1, 2007
- 32) Ian Robertson, Gaur Johnson, Steven Mitsuyuki, and James Aoki : Ductile Fuse Connectors for Hybrid Masonry Systems, *Structures Congress 2013*, May 10, 2013
- 33) F. Mahmoudi, K. M. Dolatshahi, M. Mahsuli, A. Shahmohammadi and M. T. Nikoukalam : Experimental Evaluation of Steel Moment Resisting Frames with a Nonlinear Shear Fuse, *Geotechnical and Structural Engineering Congress 2016*, Feb 8, 2016
- 34) Masih Zolghadr, M. Reza Hashemi and E. Zia Hosseini : Investigating the Optimum Pattern of Levee System Fuse Plugs by a Two-Dimensional Model, *World Environmental and Water Resources Congress 2012*, Jul 11, 2012
- 35) Steven J. Mitchell, Gian A. Rassati and Bahram M. : The Development of a Steel Fuse Coupling Beam

- for Coupled Core Wall Systems, *Composite Construction in Steel and Concrete VII*, Feb 22, 2016
- 36) Abbas Afshar and Zeinab Takbiri : Optimal Design and Operation of Fuse-Gates Considering Water Loss Due to Gates Tilting, *World Environmental and Water Resources Congress 2009*, Apr 26, 2012
- 37) Behzad Pilehchianlangroodi , Alireza Mirnezami and Abbas Ali Zakeri , Utilizing Front Wall of Blast Resistant Building as an Entrance Fuse of Energy, *Structures Congress 2008*, Apr 26, 2012
- 38) Bing Qu, Xiaofang Liu, Hetao Hou, Canxing Qiu, and Dazhu Hu : Testing of Buckling-Restrained Braces with Replaceable Steel Angle Fuses, *Journal of Structural Engineering*, Volume 144, Issue 3, Jan 2, 2018
- 39) Francesco Sarti , Alessando Palermo and Stefano Pampanin : Fuse-Type External Replaceable Dissipaters: Experimental Program and Numerical Modeling, *Journal of Structural Engineering*, Volume 142, Issue 12, Jul 18, 2016
- 40) J. S. Steelman , J. F. Hajjar , J. M. LaFave and L. A. Fahnestock : Quantification of Fuse Capacity for Elastomeric and Low-Profile Steel Fixed Bridge Bearings in Regions with High-Magnitude Earthquakes at Long Recurrence Intervals, *Structures Congress 2014*, Apr 9, 2014
- 41) Kaveh Andisheh, Liu, Alessandro Palermo, and Allan Scott : Cyclic Behavior of Corroded Fuse-Type Dissipaters for Posttensioned Rocking Bridges, *Journal of Bridge Engineering*, Volume 23, Issue 4, Jan 30, 2018
- 42) Fuminobu Ozaki, Yoshimichi Kawai , Ryoichi Kanno and Koji Hanya : Damage-Control Systems Using Replaceable Energy-Dissipating Steel Fuses for Cold-Formed Steel Structures: Seismic Behavior by Shake Table Tests, *Journal of Structural Engineering*, Volume 139, Issue 5, Aug 10, 2012
- 43) Xuchuan Lin , Jia-Bao Yan and Yangyang Hu : Seismic Behavior of Welded Beam-to-Column Joints of High-Strength Steel-Moment Frame with Replaceable Damage-Control Fuses, *Journal of Structural Engineering*, Volume 146, Issue 8, May 20, 2020
- 44) Xiaone Wei and Michel Bruneau : Case Study on Applications of Structural Fuses in Bridge Bents, *Journal of Bridge Engineering*, Volume 21, Issue 7, Feb 8, 2016
- 45) Joshua S. Steelman, Larry A. Fahnestock, Jerome F. Hajjar and James : Cyclic Experimental Behavior of Nonseismic Elastomeric Bearings with Stiffened Angle Side Retainer Fuses for Quasi-Isolated Seismic Bridge Response, *Journal of Bridge Engineering*, Volume 23, Issue 1, Nov 2, 2017
- 46) Steve Efe , Mehdi Shokouhian , and Monique Head : Numerical Analysis of AFRP Reinforced Concrete Columns with Replaceable Structural Fuses as Energy Dissipaters under Cyclic Loading, *Structures Congress 2018: Bridges, Transportation Structures, and Nonbuilding Structures*, Apr 17, 2018
- 47) Colin Lambie, Adam R. Phillips and Christopher J. Motter : Cyclic Testing of Replaceable Steel Coupling Beams with Reduced Beam Sections and Moment End-Plate Connections , *Journal of Structural Engineering*, Volume 148, Issue 10, Aug 8, 2022

- 48) Colton Murphy, Chris P. Pantelides, Hans-Erik Blomgren and Douglas Rammer : Development of Timber Buckling Restrained Brace for Mass Timber-Braced Frames, Journal of Structural Engineering, Volume 147, Issue 5, Feb 27, 2021
- 49) Samer El-Bahey and Michel Bruneau : Bridge Piers with Structural Fuses and Bi-Steel Columns. II: Analytical Investigation, Journal of Bridge Engineering, Volume 17, Issue 1, Feb 24, 2011
- 50) Ramiro Vargas and Michel Bruneau: Analytical Response and Design of Buildings with Metallic Structural Fuses. I, Journal of Structural Engineering, Volume 135, Issue 4, Apr 1, 2009
- 51) Javier A. Avecillas and Matthew R. Eatherton, M.ASCE : Controlling Out-of-Plane Buckling in Shear-Acting Structural Fuses through Topology Optimization, Journal of Structural Engineering, Volume 146, Issue 7, Apr 29, 2020
- 52) M. Sarkisian, M.ASCE , N. Mathias, M.ASCE, R. Garai, M.ASCE and C. Horiuchi, M.ASCE : Improving Seismic Resilience Using Structural Systems with Friction-Based Fuses, AEI 2017, Apr 6, 2017
- 53) Samer El-Bahey, and Michel Bruneau : Bridge Piers with Structural Fuses and Bi-Steel Columns. I: Experimental Testing, Journal of Bridge Engineering, Volume 17, Issue 1, Feb 24, 2011
- 54) 坂井公俊 : 橋梁－電車線柱連成系の地震応答特性の解明と評価方法, 第 251 回 鉄道総研月例発表会, 2011
- 55) 土木学会 : 平成 14 年度実務者のための耐震設計入門別冊, 2002.
- 56) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 2013

第2章 モルタル材料を用いたヒューズ部材の耐荷力の検証

2.1 はじめに

本研究においてヒューズ機構の役割は、中規模地震発生時は健全性を保つことで列車走行性を確保し、大規模地震発生時にヒューズ材が壊れることでヒューズ機構が発動し、長周期に移行させ破壊安全性・損傷復旧性を確保することである。したがって、ヒューズ材は大規模地震が発生していないにも関わらず壊れたり、逆に大規模地震が発生した場合にヒューズ材が壊れなかった場合は、破壊安全性・損傷復旧性が適切に確保できない。そのため、ヒューズ材は任意の荷重で破壊させる必要がある。

モルタルヒューズは脆性的な破壊をすることが理想である。参考文献では高架橋上の PC 電柱の砂基礎と言われている箇所でモルタル材料を用いたヒューズ材を用いた例があり、本研究におけるヒューズ機構のヒューズ材にもモルタル材料を用いることを想定している。

本研究で提案している仮橋脚構造においては中空鋼管の中を芯材（鋼管）が貫通しており、中空鋼管と芯材（鋼管）の間にモルタルヒューズを配置している関係で扇形状のモルタルヒューズとなる。この形状のモルタルヒューズについては力学特性や破壊挙動が明らかではない。

本章ではヒューズ機構の発動条件となるモルタルヒューズの力学特性と破壊挙動を明らかにし、耐力評価式の提案のため、以下の流れで検討を進める。

- 1) 圧縮強度および形状を変更した計 6 パターンのモルタルヒューズの要素試験を実施することでモルタルヒューズの破壊荷重と荷重変位関係を明らかにする。
- 2) モルタルヒューズの破壊メカニズムを明らかにするため、弾塑性有限要素解析（以下、FEM 解析とする）により、要素試験の再現解析を実施する。
- 3) FEM 解析により想定される破壊メカニズムと試験後供試体の破壊性状から簡易的な耐力評価式を提案する。
- 4) モルタルヒューズの扇角度を変更した FEM 解析モデル作成し、破壊耐力に及ぼす影響、提案した耐力評価式の妥当性を評価する。

2.2 モルタルヒューズの要素試験

2.2.1 供試体概要

ヒューズ機能を構成しているモルタルヒューズの力学特性と破壊挙動を確認するための要素試験を実施した。図 2-1 にモルタルヒューズ要素供試体略図を示し、表 2-1 に試験に用いる供試体の種類を示す。モルタルヒューズ供試体の製作には、市販のプレミックス材料を用いた。供試体は、モルタル材料の圧縮試験より圧縮強度が 18.5N/mm^2 (設計強度 8.2N/mm^2)、 55.7N/mm^2 (設計強度 50.3N/mm^2) の 2 パターンとした。動的載荷試験で用いることも考慮し、概ね $600\sim 1000\text{cm/s}^2$ 程度でモルタルヒューズの破壊となる耐力を想定したため、供試体厚さは 20mm 、扇の角度は 45° で統一とした。径は円形鋼管の形状 $\phi 1-\phi 2$ に合わせた $\phi 114-\phi 307$ 、 $\phi 216-\phi 584$ 、 $\phi 319-\phi 882$ の 3 パターンとし、強度ごとの合計 6 パターンの供試体を製作した。各パターンの試験は 3 回ずつ実施し、平均値を算出することとした。割裂強度は割裂試験より圧縮強度 18.5N/mm^2 が 6.8N/mm^2 、圧縮強度 55.7N/mm^2 が 15.7N/mm^2 であった。

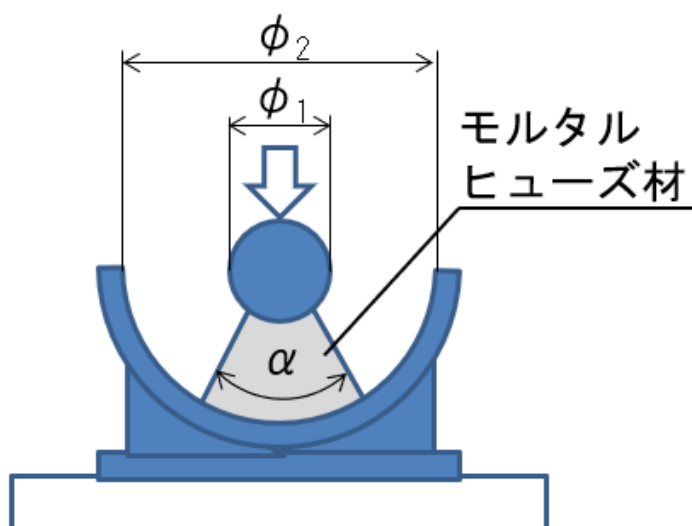


図 2-1 モルタルヒューズ供試体試験の略図

表 2-1 モルタルヒューズ供試体のパラメータ

圧縮強度 f'_{ck} (N/mm^2)	割裂強度 σ_t (N/mm^2)	形状パラメータ $\phi_1-\phi_2$ (mm)	厚さ t (mm)	α ($^\circ$)
18.5	6.8	$\phi 114-\phi 307$	20	45
		$\phi 216-\phi 584$		
		$\phi 319-\phi 882$		
55.7	15.7	$\phi 114-\phi 307$		
		$\phi 216-\phi 584$		
		$\phi 319-\phi 882$		

2.2.2 載荷試験

図 2-2 に、モルタルヒューズ要素試験の載荷試験の状況を示す。

載荷は、2000kN の万能試験機を用いて行った。載荷側鋼管は、要素試験では鋼管を 100mm の輪切りにし、中空部にモルタルを充填したものをを用いた。載荷側鋼管は $\phi 114$ 、 $\phi 216$ 、 $\phi 319$ とし、鋼管の板厚はそれぞれ 4.5mm、5.8mm、6.0mm とした。外側鋼管の内径は $\phi 307$ 、 $\phi 584$ 、 $\phi 882$ とし、下面を固定している。モルタルヒューズと載荷側鋼管と外側鋼管は接触のみとし、外側鋼管のモルタルヒューズ面外方向はズレ止めを設置している。

載荷方法は変位漸増とし、モルタルヒューズ下部を外側鋼管に設置し、載荷側鋼管を介して荷重載荷を実施した。

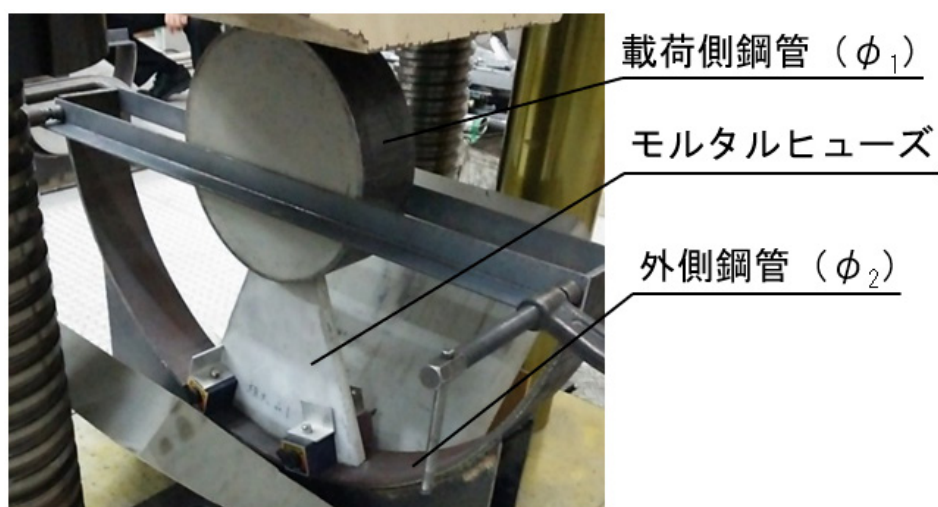


図 2-2 モルタルヒューズ要素試験の載荷試験の状況

2.2.3 試験結果

(1) 破壊性状

代表的な載荷試験後の供試体の状況を図 2-3 に示す。最大荷重に到達後、図 2-3 に示すようにモルタルヒューズの載荷鋼管側が圧縮破壊により崩壊し、鉛直方向に割裂破壊を起こす破壊性状となった。圧縮破壊する位置は載荷鋼管側に接している面から全高の 1/6～1/5 位置までが押しつぶれる破壊性状となった。

他の供試体とは異なる破壊性状となった供試体の状況を図 2-4 に示す。圧縮強度 $55.7\text{N}/\text{mm}^2$ の $\phi 216$ - $\phi 584$ ②、 $\phi 319$ - $\phi 882$ ②の供試体は、図 2-4 に示すように角部からの局所的な破壊が先行して発生した。その他の供試体とは異なる破壊性状から、不均等載荷によるものと考えられるため、試験値のサンプルとしては妥当ではないと考え、本検討における試験値の平均値の算出時には含まないこととした。



(a) $f_{ck}=18.5\text{N/mm}^2$, $\phi 114\text{-}\phi 307\text{③}$

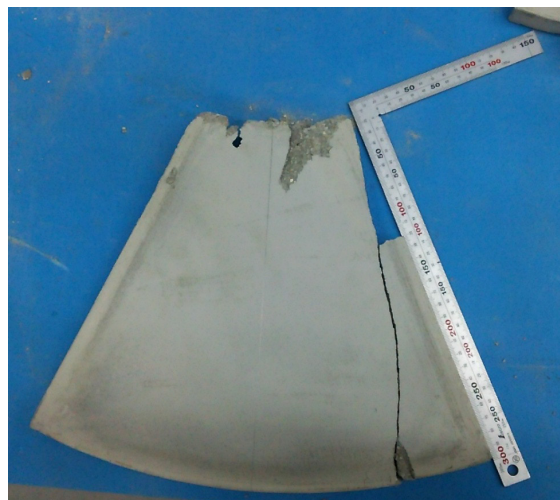


(b) $f_{ck}=18.5\text{N/mm}^2$, $\phi 319\text{-}\phi 882\text{②}$

図 2-3 載荷試験後の破壊性状 (均衡載荷)



(a) $f_{ck}=55.7\text{N/mm}^2$, $\phi 216\text{-}\phi 584\text{②}$



(b) $f_{ck}=55.7\text{N/mm}^2$, $\phi 319\text{-}\phi 882\text{②}$

図 2-4 載荷試験後の破壊性状 (不均衡載荷)

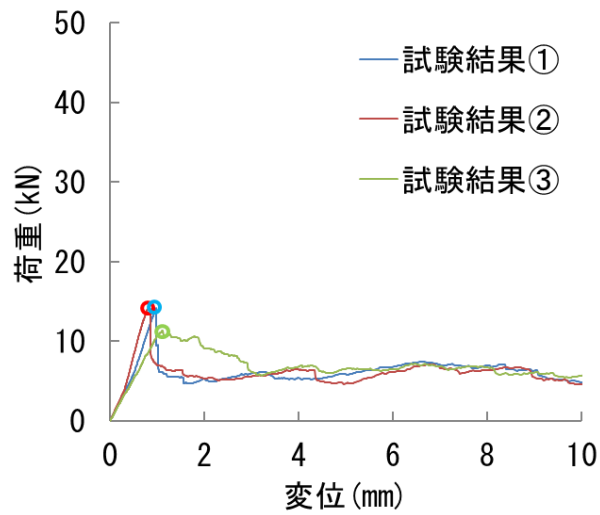
(2) 荷重－変位関係

載荷試験の圧縮強度 18.5kN の場合の荷重－変位の関係を図 2-5 に示し、圧縮強度 55.7kN の場合の荷重－変位の関係を図 2-6 に示す。また、載荷試験における最大荷重を表 2-2 に示す。破壊形態と合わせて考えると、最初の鉛直方向のひび割れが発生する時点では、最大荷重ではなく、その後の上部の圧縮破壊と鉛直方向の割裂破壊が生じる直前で最大荷重となった。試験結果において載荷開始初期については、載荷版設置の際の隙間が密着してから、モルタルヒューズの初期剛性に移行する結果となったため、この変位については、原点からモルタルヒューズの初期剛性がスタートするように補正している。

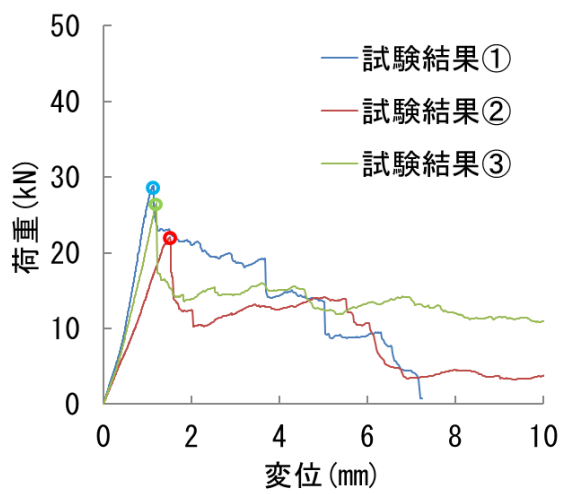
最大荷重後のポストピーク挙動に関しては、試験結果にばらつきはあるもののモルタルの圧縮強度 18.5N/mm² の試験結果では負勾配を持ちながら荷重が低下する傾向を示すのに対し、モルタルの圧縮強度 55.7N/mm² の場合は最大荷重値に達したあと、急激に荷重が低下し、最大荷重値の 10%程度以下となっていた。ただし、どちらも保持する荷重（残存耐力）は 10kN 程度であり、最大荷重には依存していないと考えられる。この残存耐力はモルタルヒューズと鋼管の摩擦の影響と考えられる。残存耐力の荷重が 10kN 程度であることと最大荷重には依存しないことから、高強度のモルタルであるほど最大荷重に対する残存耐力の割合は小さくなると考えられる。

表 2-2 載荷試験の最大荷重

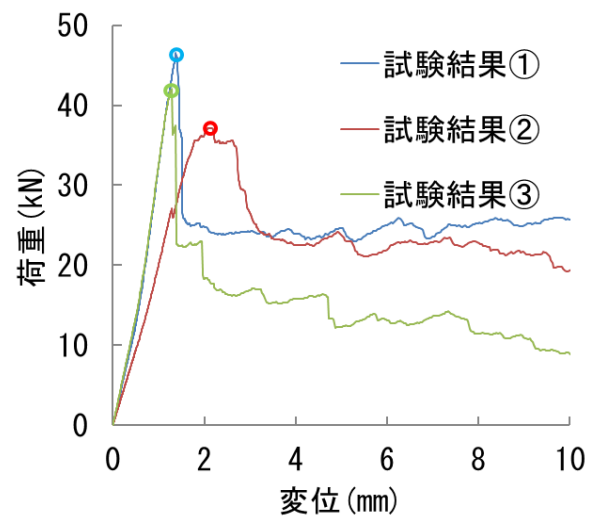
	強度 (kN)					
	$f'_{ck}=18.5\text{N/mm}^2$			$f'_{ck}=55.7\text{N/mm}^2$		
	$\phi 114$ - $\phi 307$	$\phi 216$ - $\phi 584$	$\phi 319$ - $\phi 882$	$\phi 114$ - $\phi 307$	$\phi 216$ - $\phi 584$	$\phi 319$ - $\phi 882$
供試体①	14.1	28.8	46.5	58.8	111.4	129.5
供試体②	14.1	22.0	37.1	61.6	(40.3)	(74.8)
供試体③	11.3	26.6	42.1	46.6	101.6	111.5
実験平均	13.2	25.8	41.9	55.7	106.5	120.5



(a) $\phi 114$ – $\phi 307$

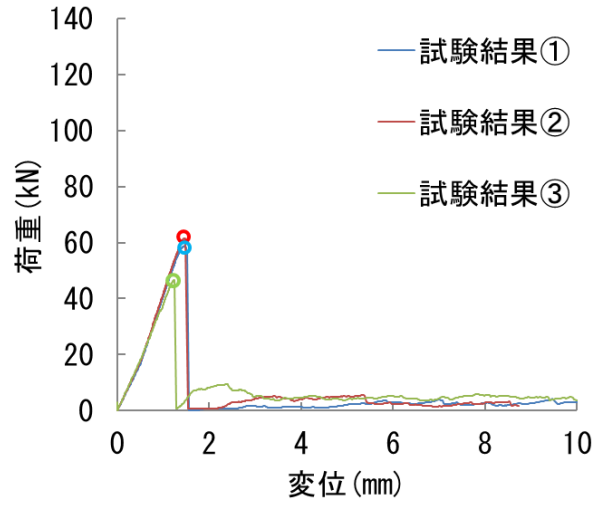


(b) $\phi 216$ – $\phi 584$

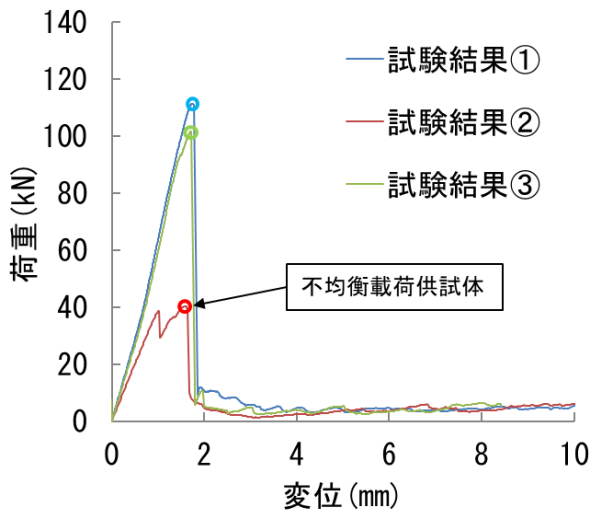


(c) $\phi 319$ – $\phi 882$

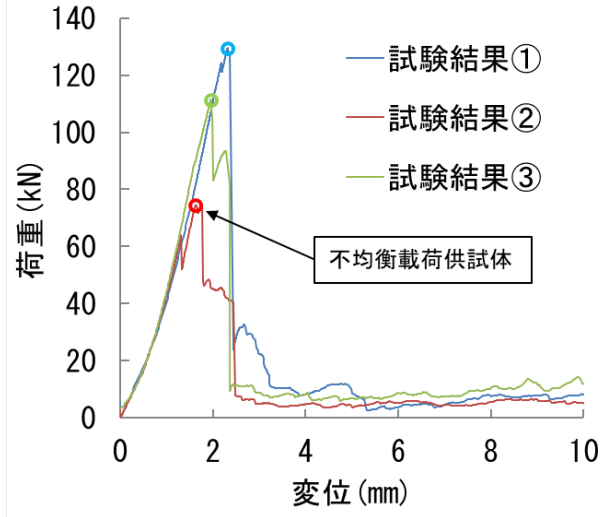
図 2-5 圧縮強度 18.5 N/mm^2 の荷重－変位関係



(a) $\phi 114-\phi 307$



(b) $\phi 216-\phi 584$



(c) $\phi 319-\phi 882$

図 2-6 圧縮強度 55.7 N/mm^2 の荷重-変位関係

2.3 弾塑性有限要素解析によるモルタルヒューズの破壊挙動に関する検討

本節では、モルタルヒューズ要素試験の結果を受けて、弾塑性有限要素解析（以下、FEM 解析）を用いて、モルタルヒューズ要素試験の再現解析を実施することで、破壊メカニズムの検討を実施した。

2.3.1 解析手法

（1）コンクリート標準示方書コンクリートのモデル化

本検討で準拠する 2017 年度コンクリート標準示方書「10 編 非線形有限要素解析による性能照査」¹⁾に従ってモデル化を行う。

（2）解析ツール

本検討では、非線形有限要素解析ソフト COM3D ver.2016 を適用する。

COM3D は、鉄筋コンクリート構造物のひび割れと鉄筋降伏以降の損傷を扱う構造解析システム COM3^{2),3),4)}を解析ソルバーに持ち、専用プリポスト機能を備えた解析ソフトで、三次元鉄筋コンクリート構造物を対象とした解析を実施するため非線形有限要素プログラムである。GUI 上で任意形状の構造物を有限要素に分割し、コンクリート、鉄筋および地盤の形状、物性を設定することができ、解析結果は、三次元化図化により、変形図、応力・ひずみコンターとして出力することが可能である。さらに、Re-start 機能を活用することにより、地震応答解析の際に、常時状態を引き継いだ状態で地震動を作用させる解析も行うことができる。

COM3 は、東京大学コンクリート研究室で開発された、ひび割れ、降伏、終局へと至る鉄筋コンクリート構造物の巨視的応答の追跡が可能な非線形動的 RC 構造解析システムである。図 2-8 の COM3 に適用されている構成則は岡村・前川による弾塑性破壊モデル^{2),3),4)}であり、30 年以上に及ぶ研究開発の結果、高い精度と適用性が確立されており、各種 RC 構造物・部材に対する適用を通して検証がなされ、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針等^{5),6)}などにその成果が取り入れられている。

平均応力-平均ひずみ (非線形構成則)

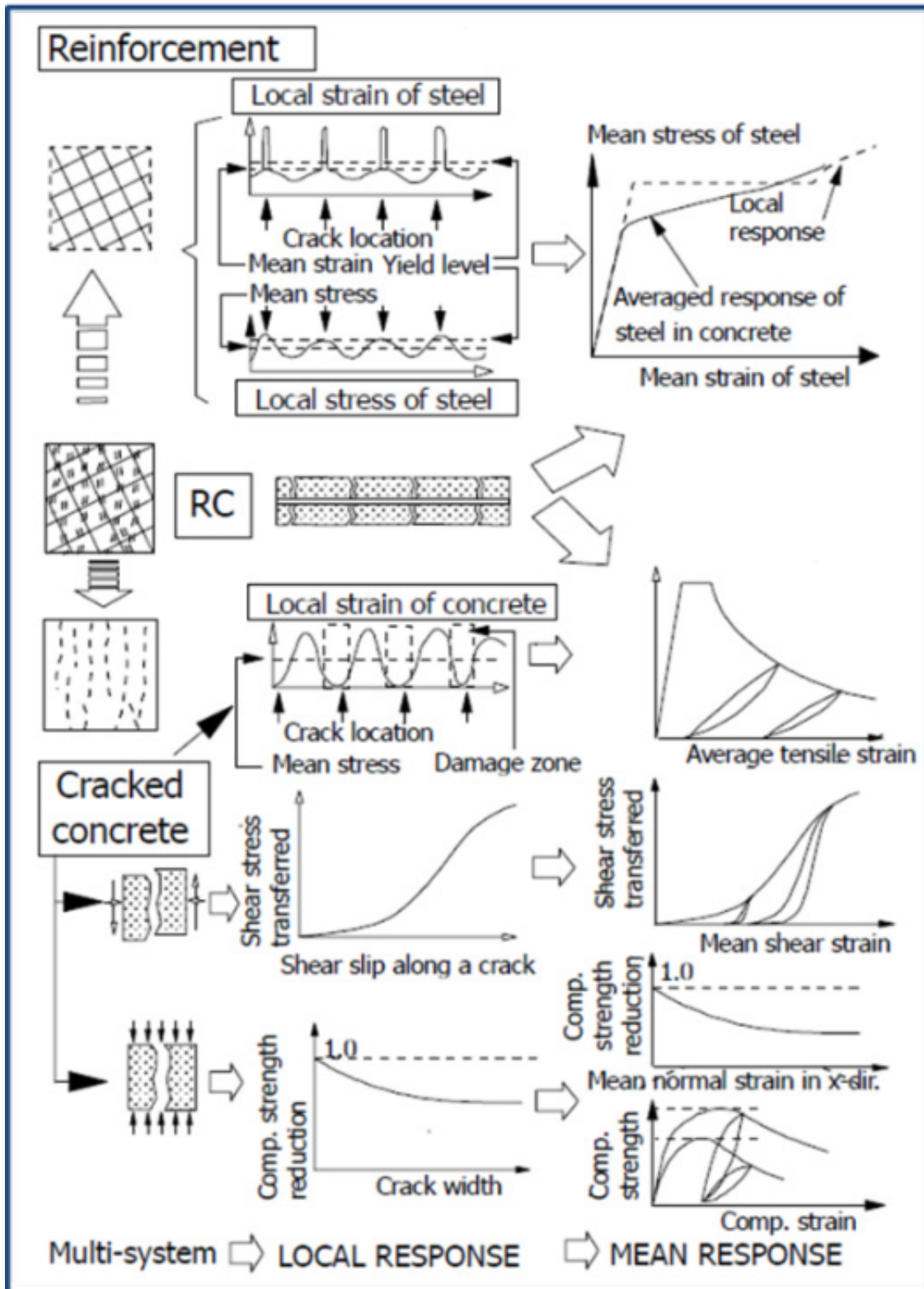
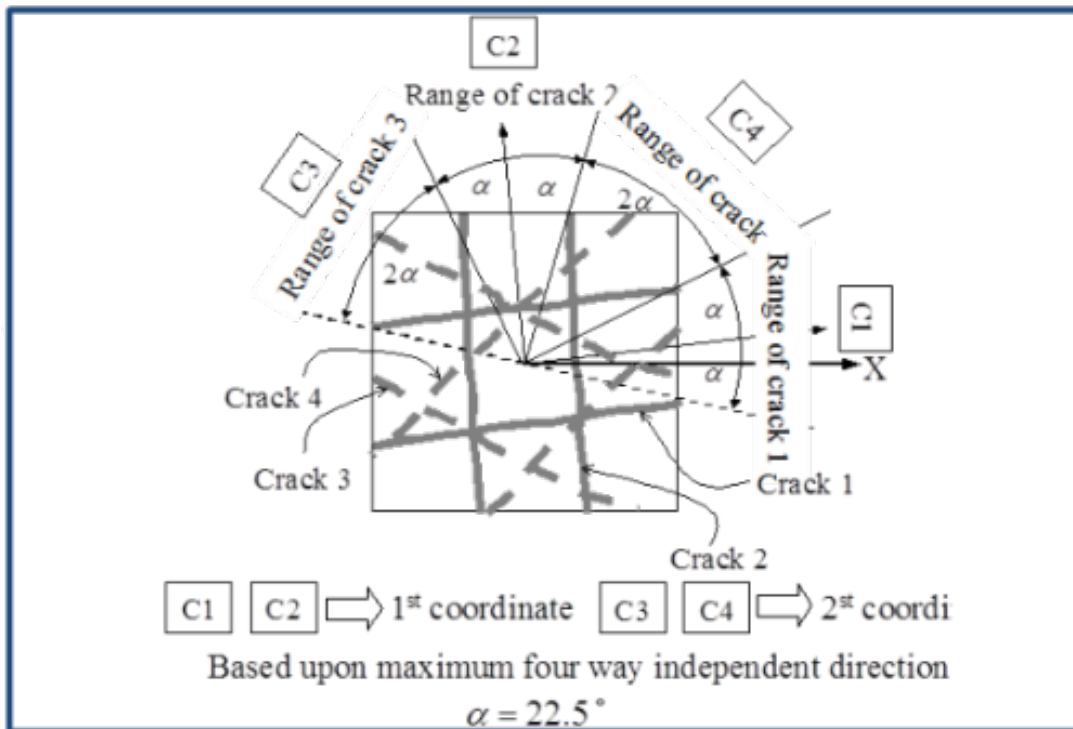


図 2-8 ひび割れを含む RC 構成則の概念図 (その 1) ※

※図 2-8 は、東京大学コンクリート研究室において研究目的で使用したプレゼンテーションファイルより借用したものである。

多方向非直交固定ひび割れモデル



3次元への拡張

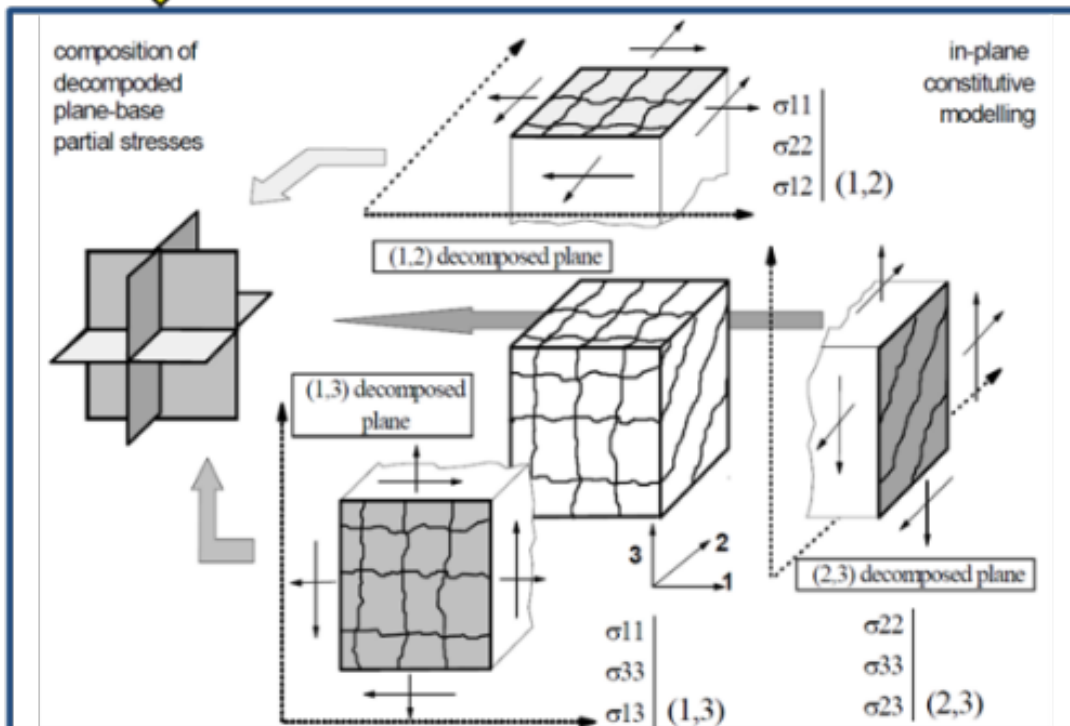


図 2-8 ひび割れを含む RC 構成則の概念図 (その 2) ※

※図 2-8 は、東京大学コンクリート研究室において研究目的で使用したプレゼンテーションファイルより借用したものである。

RC 部材/構造物に対しては、現在ではせん断、ねじり、曲げによる主筋座屈等の強非線形領域まで追跡することが可能となっている³⁾。

COM3 は地盤も対象とする機能を有しており、各種構造物について検証が行われており、地盤との連成を含めて実構造物群に適用された実績を有している⁷⁾。さらに、ラーメン構造物を対象とした破壊順序の検討事例では、不静定構造物の破壊に関する評価も可能であることを示している⁸⁾(図 2-9)。

材料非線形モデルに基づく LNG 地下タンク群の地震応答解析

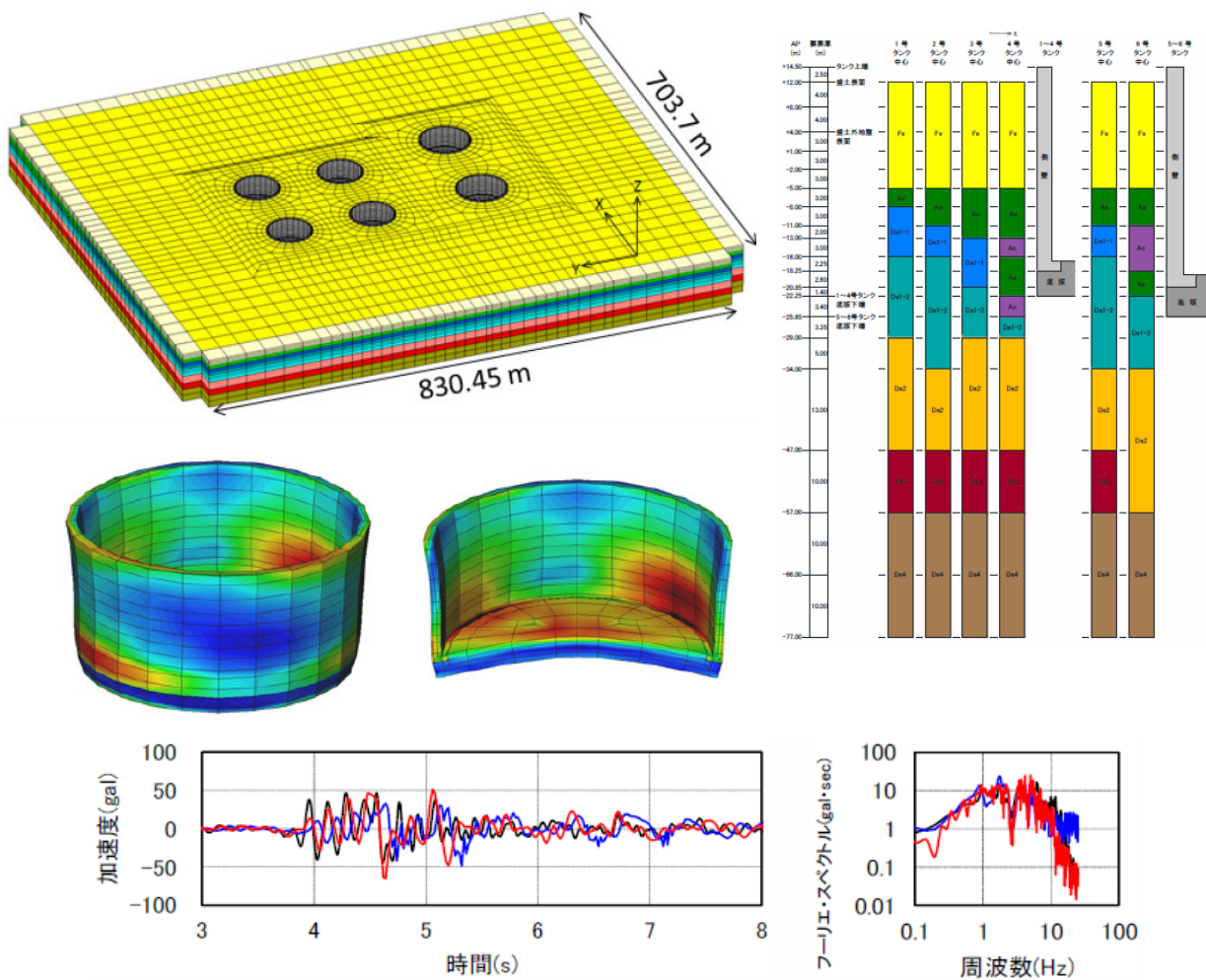


図 2-9 COM3 の解析事例 (その 1)⁷⁾

非線形3次元モデルによるラーメン構造物の破壊順序の追跡

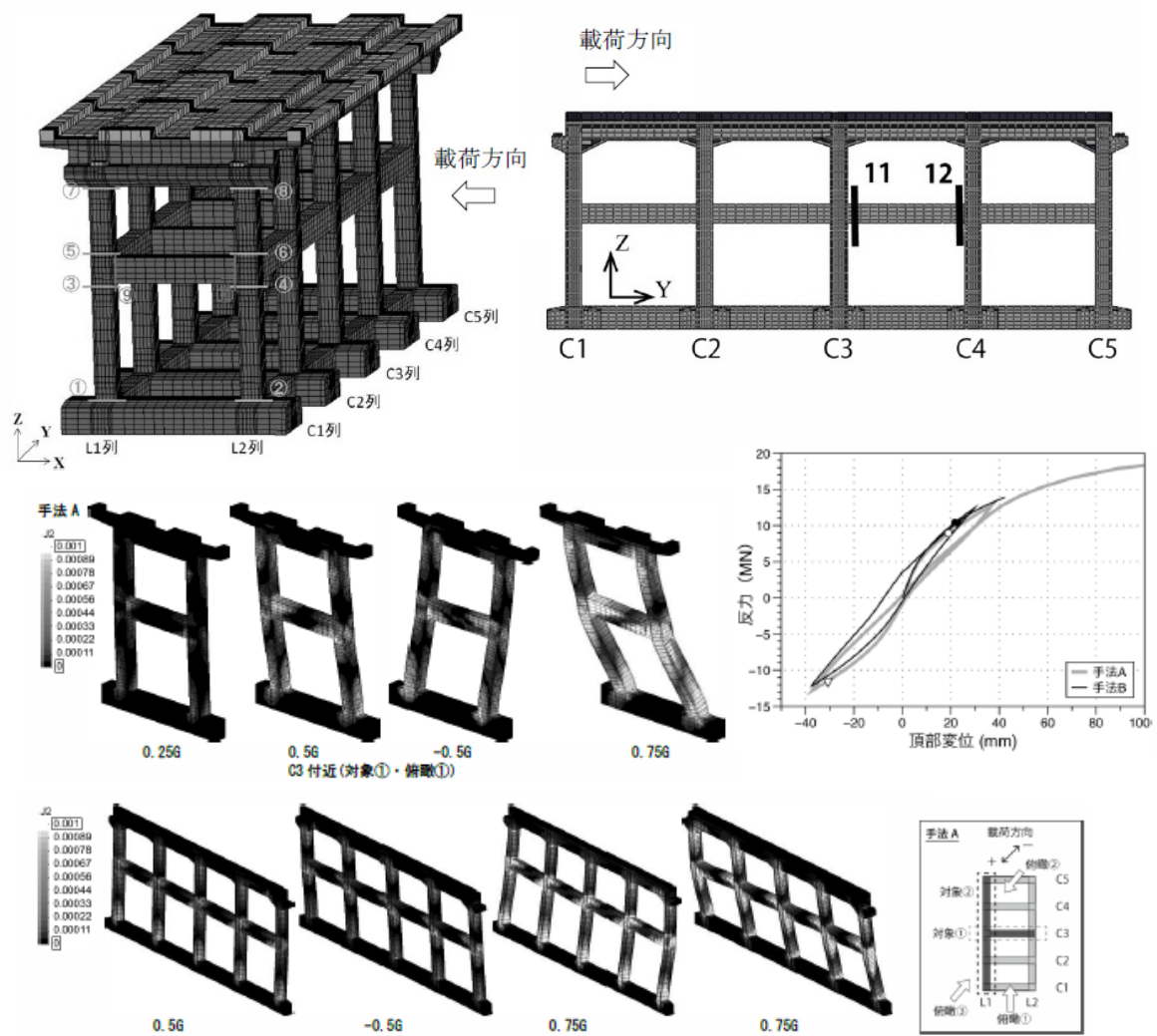


図 2-9 COM3 の解析事例 (その 2) ⁸⁾

RC 構造物の鋼板補強に COM3 を適応した事例を図 2-10 に示す。RC 床版下面の補強鋼板をシェル要素でモデル化し、疲労載荷実験を模擬した解析結果では、実験と概ね同等の補強効果が得られることを示している。

実験：輪荷重334kN時の365,719回目の載荷でせん断破壊

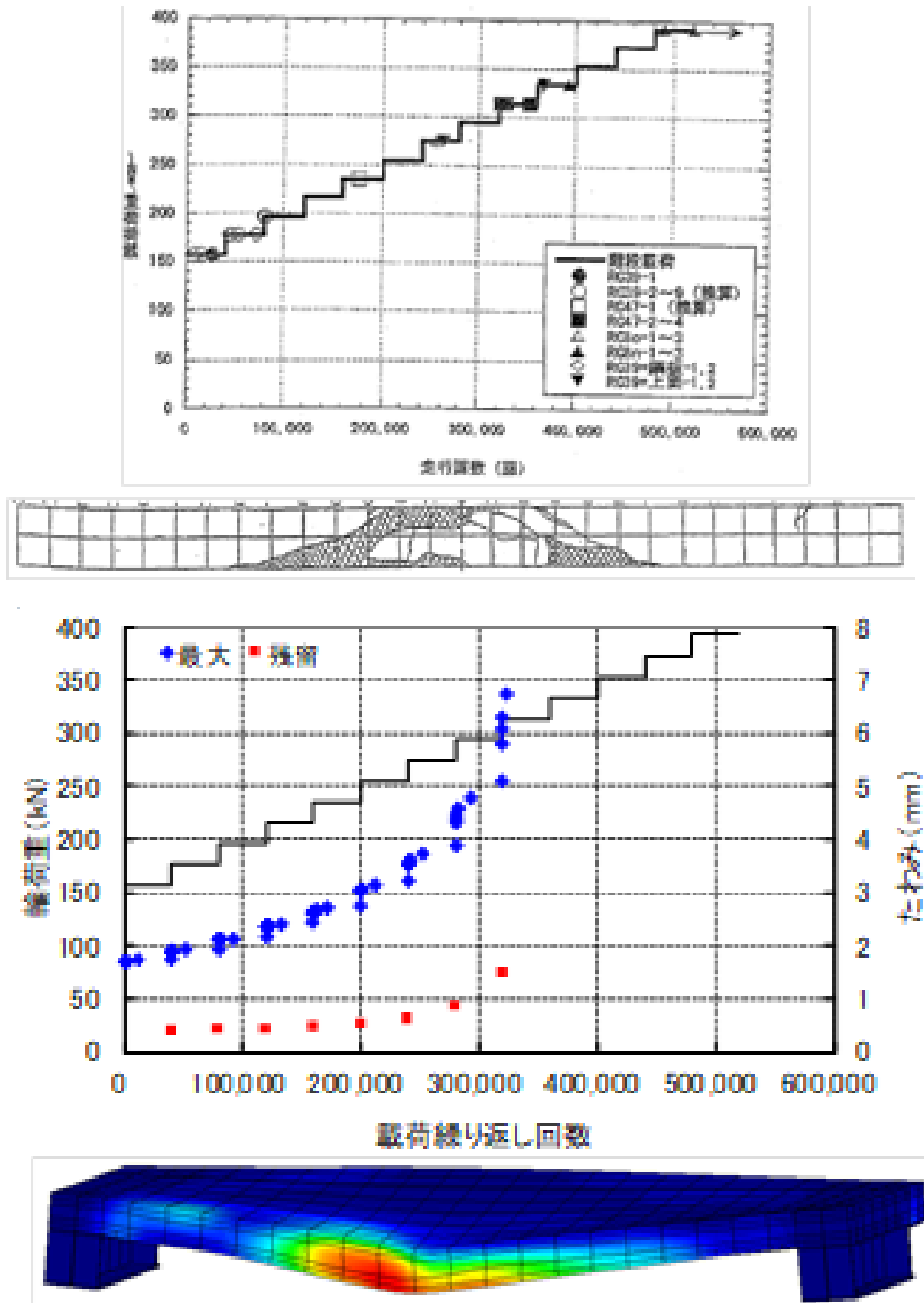


図 2-10 COM3 の解析事例 (その 3)

2.3.2 解析モデル

本解析に用いた解析ツールは、東京大学コンクリート研究室で開発された COM3DVer.2016⁴⁾¹⁰⁾ (以下、COM3D) を用いた。COM3D は、鉄筋コンクリート構造物のひび割れ、降伏、終局へと至る鉄筋コンクリート構造物の巨視的応答の追跡が可能な非線形動的 RC 構造解析システムである。COM3D では、ひび割れ発生前・後のコンクリート構成則として岡村・前川による弾塑性破壊モデルが採用されている。図 2-11 に、解析モデルを示す。

解析モデルは、円形の荷側鋼管とモルタルヒューズを含めた荷側状況を再現するため、荷側鋼管、モルタルヒューズ供試体を含めた全体系での解析とした。本解析では、荷側鋼管を剛体として扱った。また、解析モデルの諸元、材料強度は試験体に合わせて設定している。

有限要素は 8 節点アイソパラメトリック要素を用い、モルタルヒューズ部分の要素分割は、円周方向を 6 分割、半径方向の要素高さを 10mm とし、要素のアスペクト比は 1:5 以下になるように設定した¹¹⁾。モルタルヒューズの厚さ方向は、4 分割とした。荷側鋼管とモルタルヒューズ供試体との接触面には、荷側鋼管の鋼管面とモルタルヒューズのモルタル面の接触面の挙動を表現するための界面要素を配置した。本解析に用いた解析ソフトの COM3D では、Bond 要素¹⁰⁾と称している。適用した Bond 要素は、コンクリートと鋼板などの非連続面に適用可能なものとした。適用した Bond 要素の特徴は、クーロン摩擦モデルに基づき、異なった引張、せん断剛性が開閉モードとして指定できる点である。本解析では、圧縮領域におけるせん断応力のバイリニア型を決定する摩擦係数として 0.5 を設定した。接触面における圧縮領域のせん断剛性、圧縮領域の開閉剛性を 25~50N/mm³ とし、試験結果との整合性を確認しながら決定することにした。下面の境界条件は、鉛直方向は固定、水平方向は自由とした。荷側は変位制御で行い、1 ステップの鉛直変位を 0.1mm とし、100 ステップ (鉛直変位で 10mm) まで荷側した。

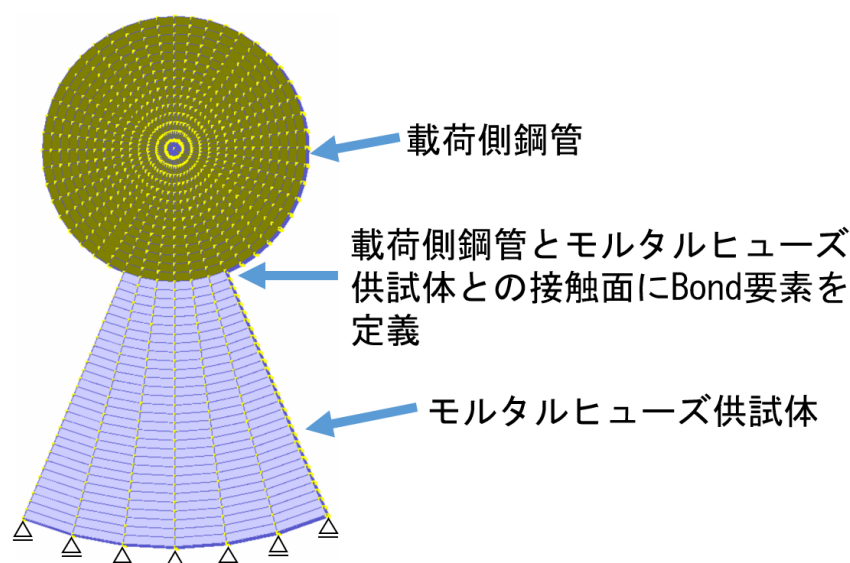


図 2-11 解析モデル

2.3.3 試験結果

図 2-12, 図 2-13 に, 試験の荷重・変位関係に解析結果を表示している. 最大荷重値の試験結果と解析結果を比較すると, 解析結果は試験結果の平均値を概ね再現できていると言える. このことから, 設定した解析モデルおよび解析手法が妥当であると考えられる. 解析結果において最大荷重前に剛性変化点があるが, これはひび割れによる影響と考えられる. 図 2-13 において, 解析結果の最大荷重値が試験結果を下回るが, 試験結果ではひび割れによる剛性変化の影響が確認されておらず, 解析上のひび割れの影響により試験値との差が生じたと推測している. 解析結果のポストピーク挙動に関しては, 全体的に負勾配を有しながら荷重が低下していく傾向となった. 最大荷重後の下り勾配の試験値と解析値との違いは, モルタル材料の圧縮強度以降の勾配が供試体のモルタル材料より, 解析に用いた材料構成則の方が緩くなっていたためと考えられる.

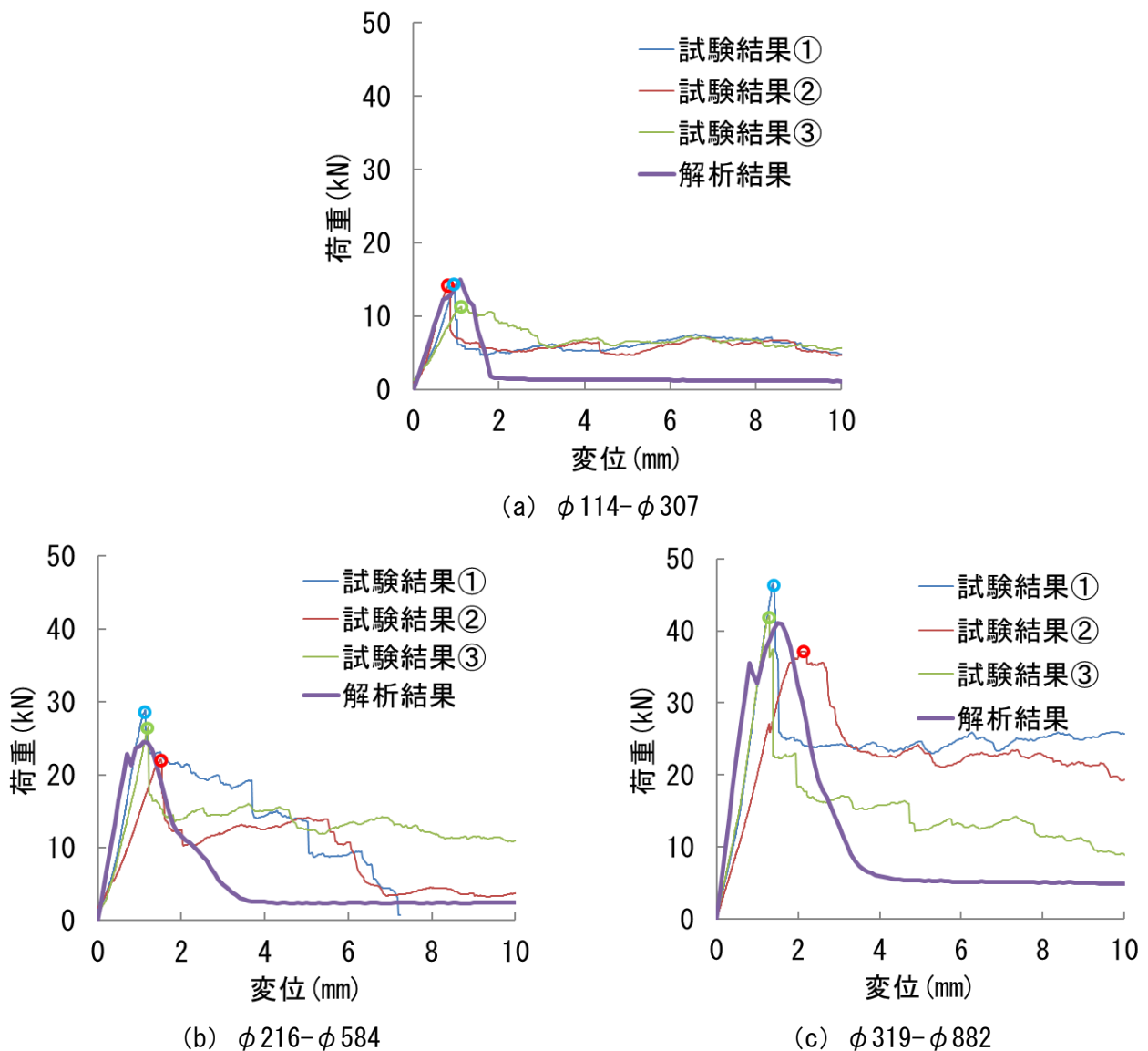
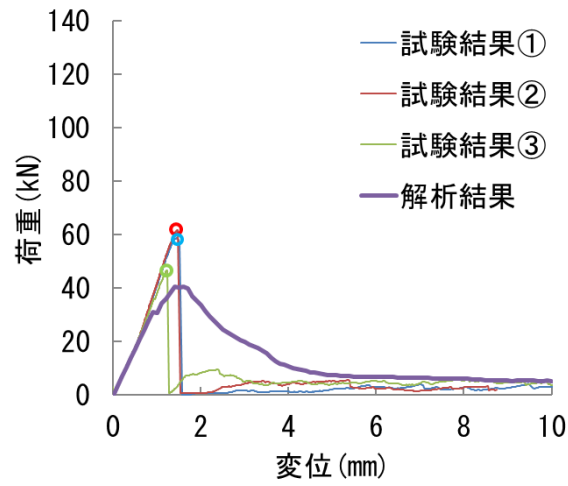
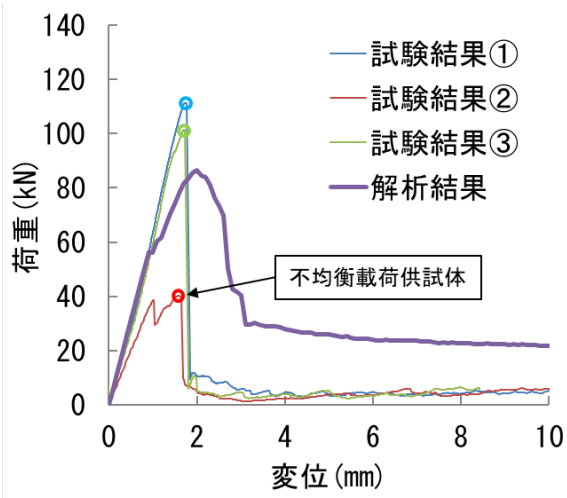


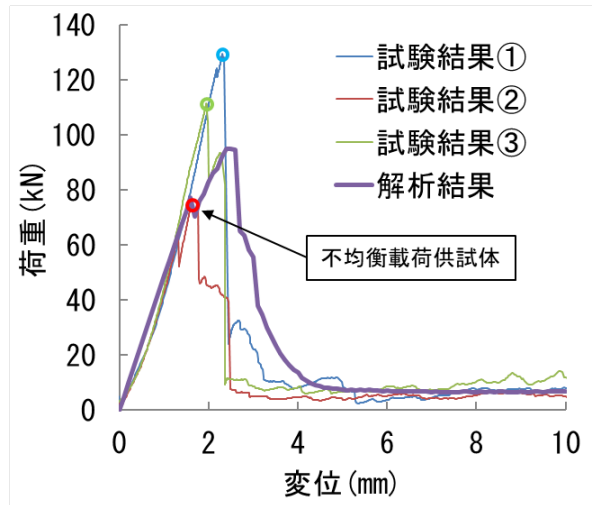
図 2-12 圧縮強度 18.5N/mm^2 の荷重-変位関係



(a) $\phi 114-\phi 307$



(b) $\phi 216-\phi 584$



(c) $\phi 319-\phi 882$

図 2-13 圧縮強度 18.5N/mm^2 の荷重-変位関係

試験終了後の圧縮強度が 18.5N/mm^2 のモルタル供試体と主ひずみのコンター図との比較を図 2-14～図 2-16 に示す。図 2-14～図 2-16 の各図(a)に試験終了後の破壊性状, 各図(b)に解析結果の第一主ひずみ (引張主ひずみ), 各図(c)に第三主ひずみ (圧縮主ひずみ) を示す。コンター図上の破線は, 試験結果の圧縮破壊領域を示し, 一点鎖線は割裂破壊領域を示している。図 2-14 に示す供試体 $\phi 114-\phi 307$ の場合は, 引張主ひずみで約 3.0～3.4%程度の領域, 圧縮主ひずみで約 1.3～1.4%程度のほぼ中心位置が破壊領域となっていた。図 2-15 に示す供試体 $\phi 216-\phi 882$ の場合は, 引張主ひずみで約 3.0～3.3%程度の領域, 圧縮主ひずみで約 1.8～2.0%程度の領域が破壊領域となっていた。図 2-16 に示す供試体 $\phi 319-\phi 882$ の場合は, 引張主ひずみで約 2.7～3.1%程度の領域, 圧縮主ひずみで約 1.4～1.6%程度, 圧縮領域では荷重位置から鉛直方向に約 1/5～1/6 の範囲が破壊領域, 引張領域では圧縮による破壊領域から鉛直下方向に破壊領域が発生する結果となった。以上の結果から, 供試体の径が変化しても, 破壊挙動は変化しないことが分かる。

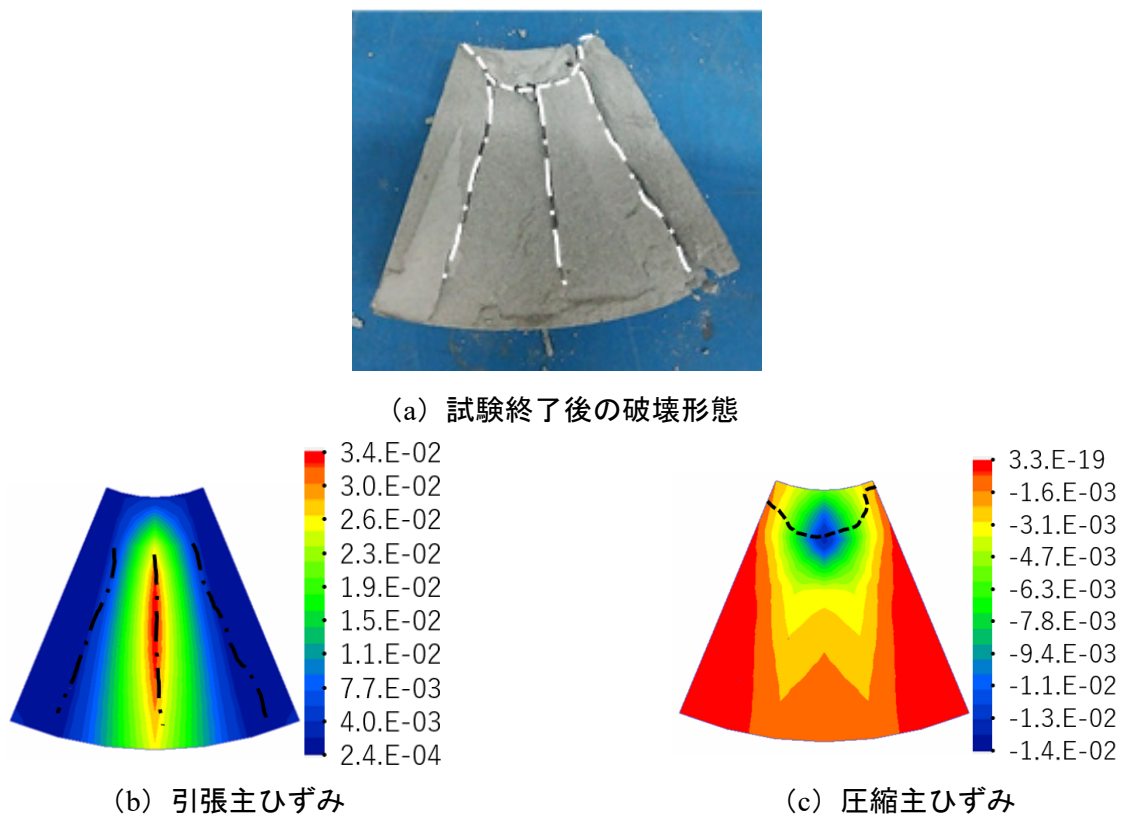
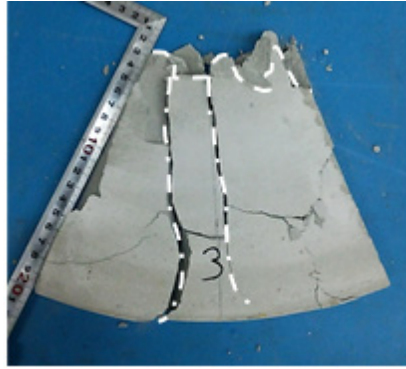
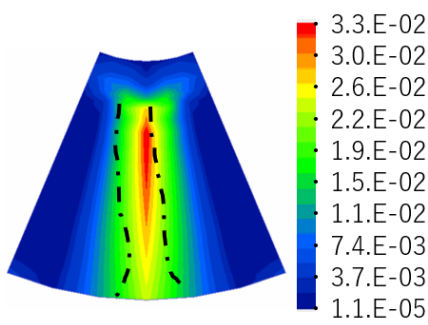


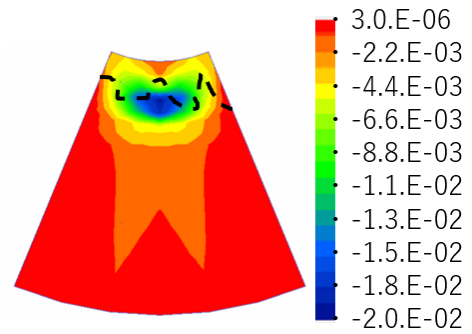
図 2-14 モルタル供試体と主ひずみのコンター図との比較 ($f_{ck}=18.5\text{N/mm}^2$, $\phi 114-\phi 307$)



(a) 試験終了後の破壊形態

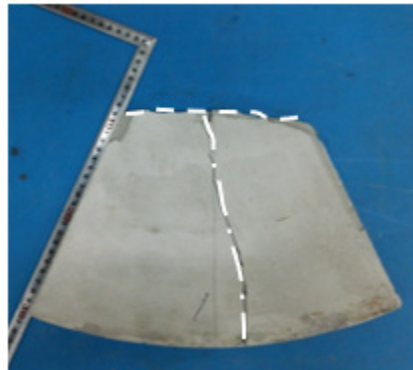


(b) 引張主ひずみ

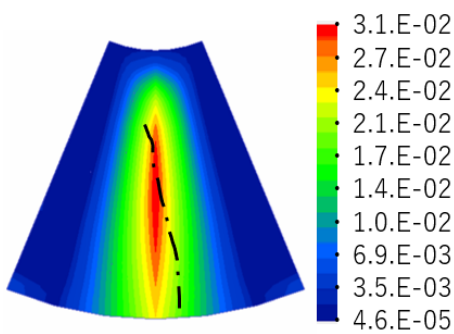


(c) 圧縮主ひずみ

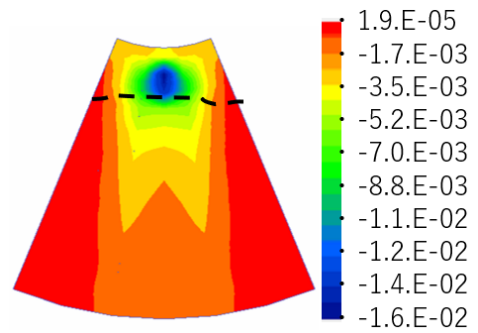
図 2-15 モルタル供試体と主ひずみのコンター図との比較 ($f_{ck}=18.5\text{N/mm}^2$, $\phi 216-\phi 584$)



(a) 試験終了後の破壊形態



(b) 引張主ひずみ



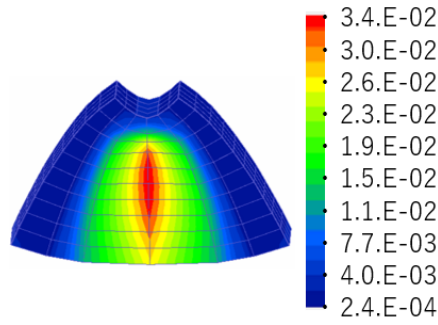
(c) 圧縮主ひずみ

図 2-16 モルタル供試体と主ひずみのコンター図との比較 ($f_{ck}=18.5\text{N/mm}^2$, $\phi 319-\phi 882$)

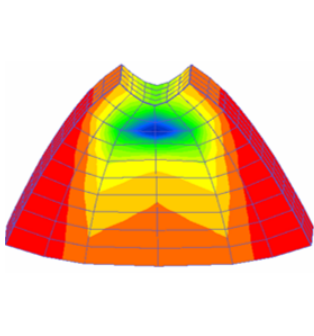
2.3.4 モルタルヒューズの破壊挙動に関する検討

図 2-17～図 2-22 に、供試体 6 体の解析結果における変形形状と主ひずみのコンター図を重ねたものを示す。図 2-17～図 2-22 の各図の(a) は、最大荷重時点の引張主ひずみ、(b)は最大荷重時点の圧縮主ひずみ、(c) は最大荷重時点の次のステップの圧縮主ひずみのコンター図である。なお、各図の(a)～(c)の各図の変形性状は 30 倍に拡大している。

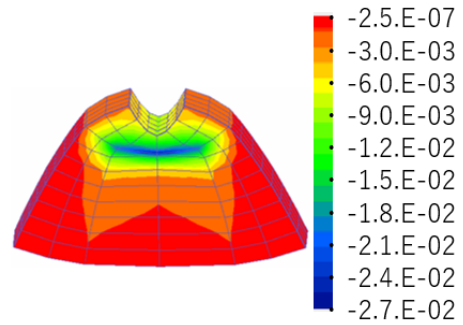
解析結果からは、図 2-17～図 2-22 の各図の(b)の最大荷重時点では圧縮主ひずみの最大値周辺付近の領域を含めて大きな変形は見られないが、最大荷重時点の次のステップである各図の(c)では最大値の圧縮主ひずみ付近を中心に圧縮変形が生じていることが分かる。また、図 2-17～図 2-22 の各図の(a)からはモルタルヒューズ供試体の中心に 1%を超える引張主ひずみが発生しているが、モルタルヒューズ供試体中心の上下は貫通はしていない。これは、载荷側鋼管直下付近の領域に圧縮領域が存在するためであるが、耐荷性能は保持されたためと考えられる。最大荷重値の次のステップで圧縮主ひずみの最大値領域から局所的圧縮変形が発生し、同時に耐荷性能の低下が顕著となった。以上の結果から、モルタルヒューズの破壊挙動は、载荷側鋼管直下付近の圧縮領域で破壊が発生し、圧縮破壊領域がひとつの塊となり、さらに変形が進むことでモルタルヒューズ供試体の中心において左右方向の変形が進み、モルタルヒューズ供試体中心での左右方向の変形は割裂破壊を示していると考えられる。解析結果からは、载荷点近傍の圧縮破壊が先行し、次に割裂破壊により耐荷性能を低下させる破壊挙動を示したが、圧縮破壊も割裂破壊もほぼ同時に発生する結果となった。



(a) 最大荷重時 (引張主ひずみ)

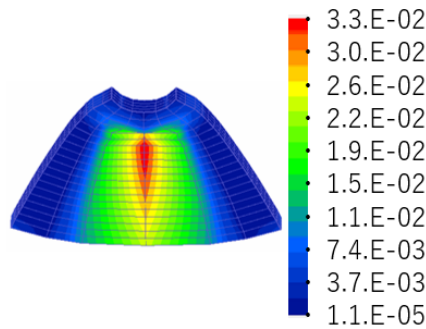


(b) 最大荷重時 (圧縮主ひずみ)

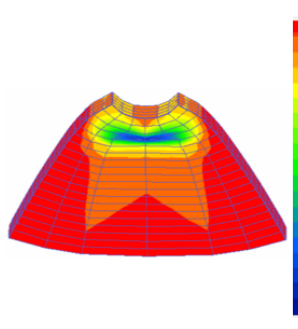


(c) 最大荷重直後 (圧縮主ひずみ)

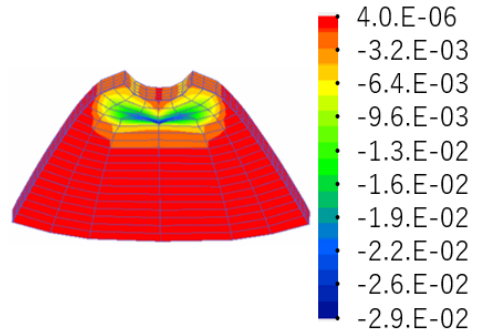
図 2-17 変形性状 (30 倍) と主ひずみのコンター図 ($f_{ck}=18.5\text{N/mm}^2$, $\phi114-\phi307$)



(a) 最大荷重時 (引張主ひずみ)

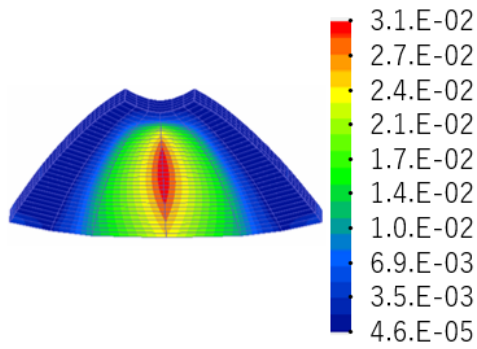


(b) 最大荷重時 (圧縮主ひずみ)

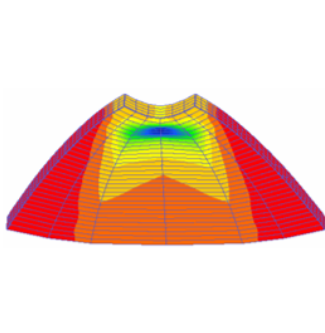


(c) 最大荷重直後 (圧縮主ひずみ)

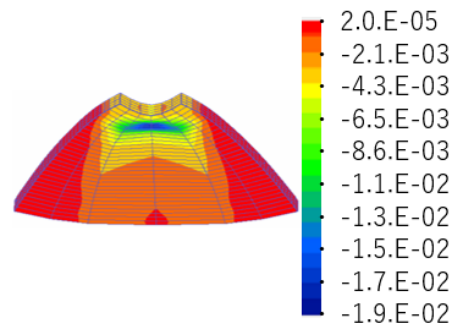
図 2-18 変形性状 (30 倍) と主ひずみのコンター図 ($f_{ck}=18.5\text{N/mm}^2$, $\phi216-\phi584$)



(a) 最大荷重時 (引張主ひずみ)

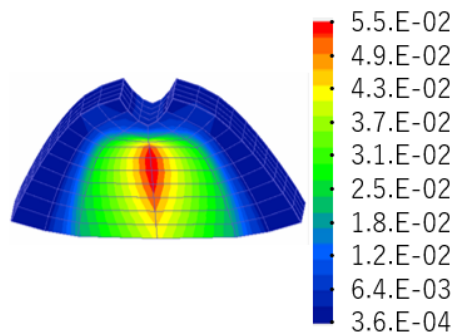


(b) 最大荷重時 (圧縮主ひずみ)

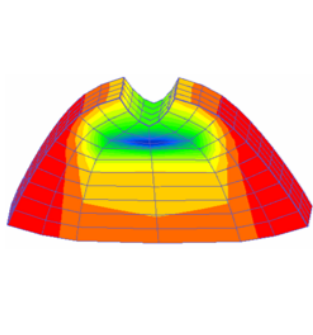


(c) 最大荷重直後 (圧縮主ひずみ)

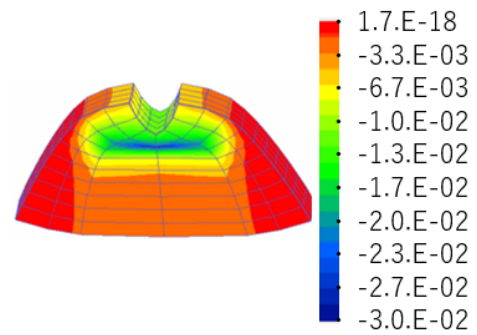
図 2-19 変形性状 (30 倍) と主ひずみのコンター図 ($f_{ck}=18.5\text{N/mm}^2$, $\phi 319-\phi 882$)



(a) 最大荷重時 (引張主ひずみ)

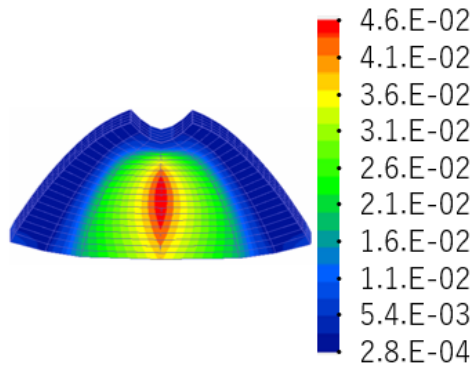


(b) 最大荷重時 (圧縮主ひずみ)

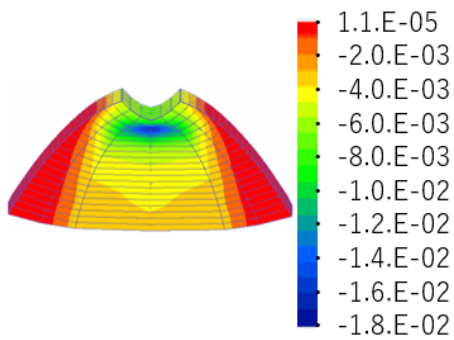


(c) 最大荷重直後 (圧縮主ひずみ)

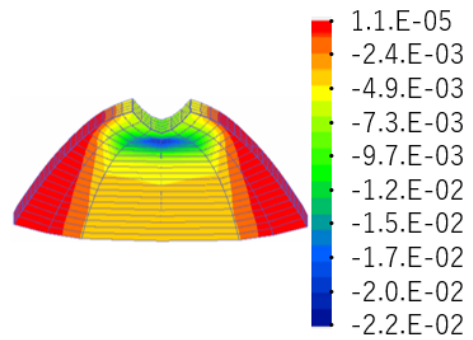
図 2-20 変形性状 (30 倍) と主ひずみのコンター図 ($f_{ck}=55.7\text{N/mm}^2$, $\phi 114-\phi 307$)



(a) 最大荷重時（引張主ひずみ）

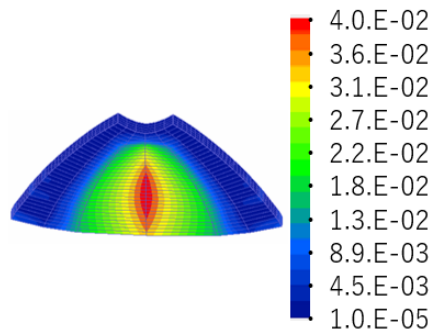


(b) 最大荷重時（圧縮主ひずみ）

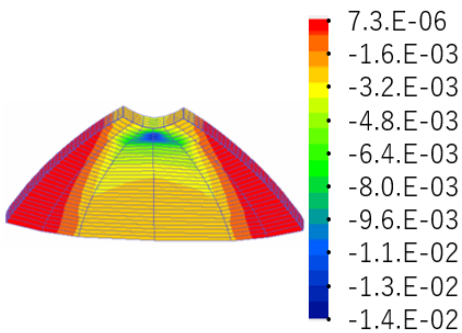


(c) 最大荷重直後（圧縮主ひずみ）

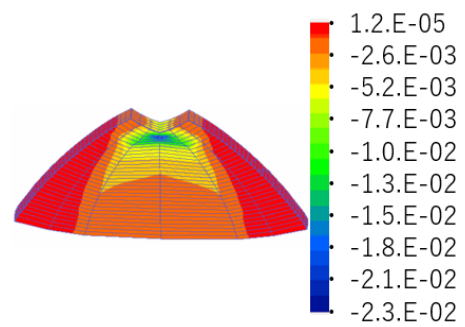
図 2-21 変形性状（30 倍）と主ひずみのコンター図 ($f_{ck}=55.7\text{N/mm}^2$, $\phi 216-\phi 584$)



(a) 最大荷重時（引張主ひずみ）



(b) 最大荷重時（圧縮主ひずみ）



(c) 最大荷重直後（圧縮主ひずみ）

図 2-22 変形性状（30 倍）と主ひずみのコンター図 ($f_{ck}=55.7\text{N/mm}^2$, $\phi 319-\phi 882$)

2.4 モルタルヒューズの耐力評価法の検討

試験結果と FEM 解析の結果から上部の圧縮破壊と高さ方向の割裂破壊の直前が最大耐力となることが分かった。圧縮と割裂による破壊が同時に発生することから、モルタルヒューズの耐力評価法についてはモルタルヒューズの耐力は圧縮破壊による耐力と割裂破壊時による耐力をそれぞれ算出し、試験の平均と比較するものとした。

モルタルヒューズの想定破壊面を図 2-23 に示す。

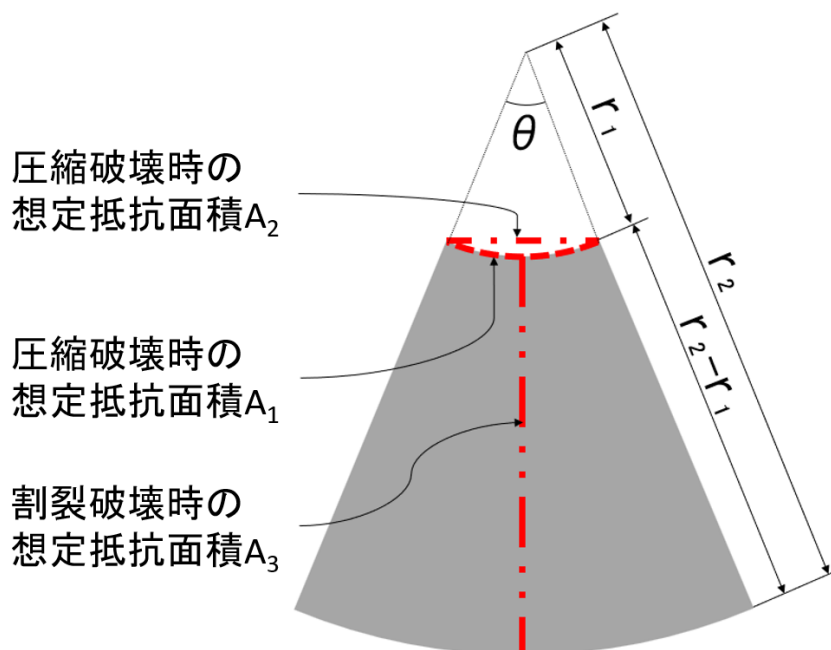


図 2-23 変形状 (30 倍) と主ひずみのコンター図 ($f'_{ck}=55.7\text{N/mm}^2$, $\phi 319\text{-}\phi 882$)

圧縮破壊の抵抗断面積は供試体厚さと破壊領域に近い荷重鋼管側 (半径 r_1) の弧と弦の長さをを用いてそれぞれ算出する。圧縮破壊時による耐力 P_{c1} 、 P_{c2} と抵抗面積 A_1 、 A_2 の算定式を次に示す。

$$P_{c1} = f'_{ck} \cdot A_1 \quad (\text{式 2-1})$$

$$A_1 = r_1 \theta \cdot t \quad (\text{式 2-2})$$

$$P_{c2} = f'_{ck} \cdot A_2 \quad (\text{式 2-3})$$

$$A_2 = 2r_1 \sin \frac{\theta}{2} \cdot t \quad (\text{式 2-4})$$

ここに f'_{ck} はコンクリートの圧縮強度、 t はモルタルヒューズの厚さである。

割裂破壊の抵抗断面積は供試体厚さと破壊領域からモルタルヒューズの高さを用いて算出することとした。モルタルヒューズ高さは載荷側鋼管の半径 r_1 と支点鋼管側半径 r_2 の関係から算出することとし、割裂破壊による耐力と抵抗面積 A_3 の算定式を次に示す。

$$P_t = \sigma_t \cdot A_3 \quad (\text{式 2-5})$$

$$A_3 = (r_2 - r_1) \cdot t \quad (\text{式 2-6})$$

ここに σ_t はコンクリートの割裂強度、 t はモルタルヒューズの厚さである。

式 2-1, 2-3, 2-5 により算定したモルタルヒューズの耐力と試験値の比較を表 2-4 に示す。表 2-4(a)~(b)は各算定強度を示す。各算定強度の右に試験値に対する比率を示す。試験値に対する比率は (算定値/試験値) により算出している。

表 2-4 耐力評価式によるモルタルヒューズの強度と試験値の比較

(a) 圧縮強度 18.5N/mm²の場合

	強度 (kN)		
	$\phi 114-\phi 307$	$\phi 216-\phi 584$	$\phi 319-\phi 882$
試験値	13.2	25.8	41.9
P_{c1}	16.5 / 1.25	31.3 / 1.21	46.3 / 1.10
P_{c2}	16.4 / 1.24	31.1 / 1.21	46.0 / 1.10
P_t	13.2 / 1.00	25.1 / 0.97	38.4 / 0.92

(b) 圧縮強度 55.7N/mm²の場合

	強度 (kN)		
	$\phi 114-\phi 307$	$\phi 216-\phi 584$	$\phi 319-\phi 882$
試験値	55.7	106.5	120.5
P_{c1}	49.8 / 0.89	94.4 / 0.89	139.5 / 1.16
P_{c2}	49.5 / 0.89	93.8 / 0.88	138.6 / 1.15
P_t	30.2 / 0.54	57.6 / 0.54	88.2 / 0.73

(c) 算定値の試験値に対する比率

	算定値の試験値に対する比率の平均値	標準偏差	変動係数
P_{c1}	1.09	0.16	0.15
P_{c2}	1.08	0.16	0.15
P_t	0.78	0.21	0.27

圧縮強度 18.5N/mm^2 の場合，表 2-4(a)より式 2-5 による耐力算定値 P_t は試験値に対する比率が約 $0.92\sim 1.00$ となった．式 2-1，2-3 による耐力算定値 P_{c1} ， P_{c2} は約 $1.10\sim 1.25$ となり，上方に評価する結果となった．

圧縮強度 55.7N/mm^2 の場合，表 2-4(b)より式 2-1，2-3 による耐力算定値 P_{c1} ， P_{c2} は試験値に対する比率が約 $0.89\sim 1.16$ となった．式 2-5 による耐力算定値 P_t は約 $0.54\sim 0.73$ となり，下方に評価する結果となった．

表 2-4(c)は算定値の試験値に対する比率の平均値と変動係数を示したものである． P_{c1} ， P_{c2} ， P_t を比較した結果， P_{c2} が試験値に対する比率の平均値は 1.08 と最も試験値に近い結果となった， P_{c1} については試験値に対する比率の平均値は 1.09 と P_{c1} とほぼ同等で，変動係数は P_{c1} ， P_{c2} ともに 0.15 であった．

圧縮破壊による耐力算定値 P_{c2} が割裂破壊による耐力算定値 P_t より試験値に近い算定結果となったのは，破壊メカニズムとして載荷側鋼管付近の圧縮破壊がトリガーとなる点とも整合しており，試験値を概ね妥当に表現していると考えられる．ただし，変動係数が 0.15 と比較的大きい結果となった．本構造を実用化する場合，モルタルヒューズの設計耐力算定時には，この変動係数を考慮する必要があると考える．

2.5 モルタルヒューズ形状変化に伴う耐荷性能の検討

本検討では中心角を変更することで耐荷性能に及ぼす影響の確認を確認するものとする。また、2.4 で検討した供試体上部の圧縮破壊による簡易的な算定式の精度の検証を実施する。

2.5.1 解析モデル

本解析では、コンクリートの構成則として 2.2 節の解析プログラムと同様に岡村・前川による弾塑性破壊モデル^{2),3),4)}が適用できる汎用解析プログラム DIANA¹⁰⁾ (以下, DIANA) を用いた。図 2-24 に、解析モデルの例を示す。

解析モデルは、載荷状況を再現するため、載荷側鋼管、モルタルヒューズ供試体、外側鋼管を含めた全体系とした。本解析では、載荷側鋼管を弾性体として扱った。解析モデルの要素は 8 節点アイソパラメトリック要素を用い、モルタルヒューズ部分の要素分割は、円周方向を 10 分割、半径方向の要素高さを 10 分割とし、要素のアスペクト比は 1:5 以下になるように設定した。モルタルヒューズの厚さ方向は、4 分割とした。載荷側鋼管とモルタルヒューズ供試体、モルタルヒューズ供試体と供試体との接触面には、載荷側鋼管の鋼管面とモルタルヒューズのモルタル面の接触面の挙動を表現するための界面要素を配置した。界面要素は、コンクリートと鋼板などの非連続面に適用可能であり、クーロン摩擦モデルに基づき、鋼とコンクリートの摩擦係数は 0.5 に設定した。外側鋼管の境界条件は、全方向固定とした。載荷は変位制御で行い、1 ステップの鉛直変位を 0.1mm とし、50 ステップ (鉛直変位で 5mm) まで載荷した。

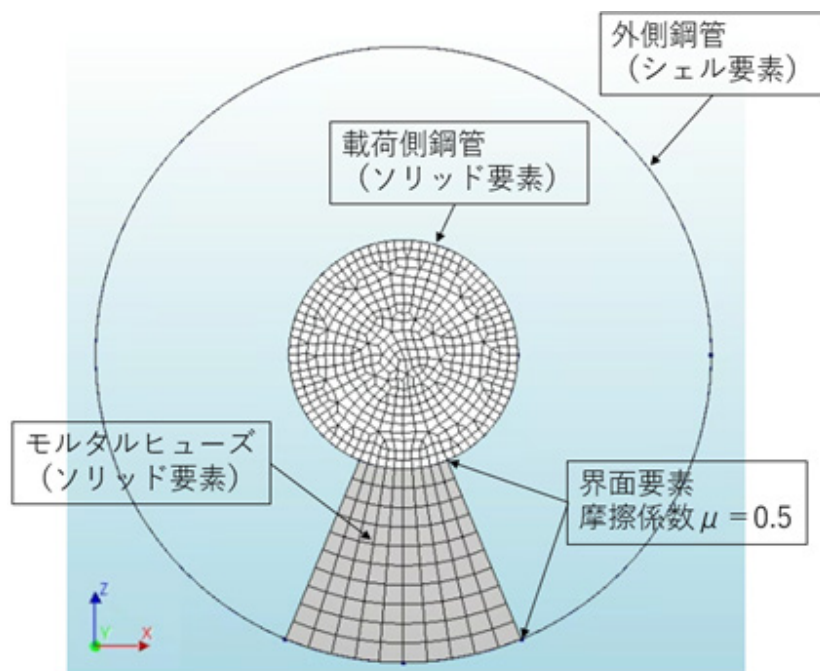


図 2-24 解析モデル

2.5.2 解析対象のモルタルヒューズ

解析対象としたモルタルヒューズのパラメータを表 2-5 に示す。圧縮強度は 18.5N/mm^2 、 55.7N/mm^2 とし、扇形形状は $\phi 114-\phi 307$ 、 $\phi 319-\phi 882$ とした。モルタルヒューズの中心角については仮橋脚構造において橋軸方向と橋軸直角方向に 4 枚配置することを考慮し、3 章で実施した 45° に加えて 30° 、 60° 、 75° 、 90° の 15° ごとに変化させた 5 種類とした。モルタルの構成則や境界条件などの条件は 2.3 の解析条件と同様とした。

表 2-5 解析モデル

圧縮強度	形状パラメータ	中心角
18.5	$\phi 114-\phi 307$	30° 、 45° 、 60° 、 75° 、 90°
	$\phi 319-\phi 882$	30° 、 45° 、 60° 、 75° 、 90°
55.7	$\phi 114-\phi 307$	30° 、 45° 、 60° 、 75° 、 90°
	$\phi 319-\phi 882$	30° 、 45° 、 60° 、 75° 、 90°

2.5.3 解析結果

図 2-25、図 2-26 に各モデルの解析結果の荷重変位関係を示す。

中心角が大きくなるごとに最大荷重と原点を結ぶ割線剛性が大きくなる傾向となった。これは、モルタルヒューズの中心角が大きくなることで圧縮領域の断面積が大きくなり最大荷重が上昇するためと考えられる。

ポストピーク挙動に関しては、全体的に負勾配を有しながら荷重が低下していく傾向となった。また、中心角が大きくなるごとに残存耐力も大きくなる傾向であった。残存耐力については鋼管とモルタルヒューズの接触面が大きくなることで、摩擦による影響が大きくなったと考えられる。

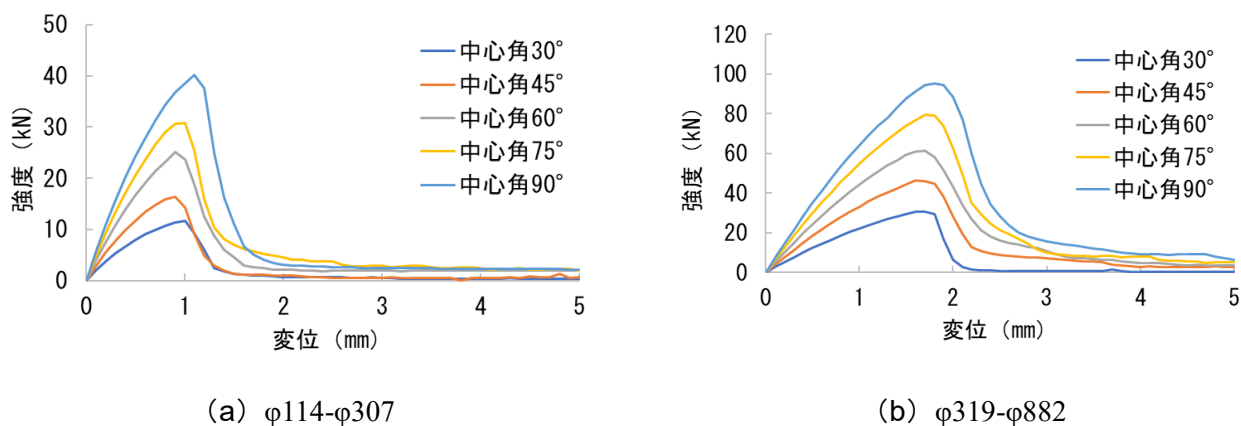
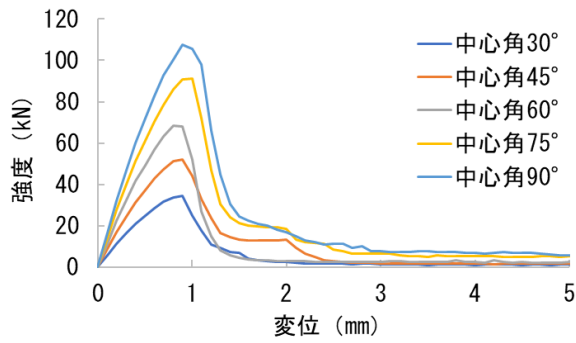
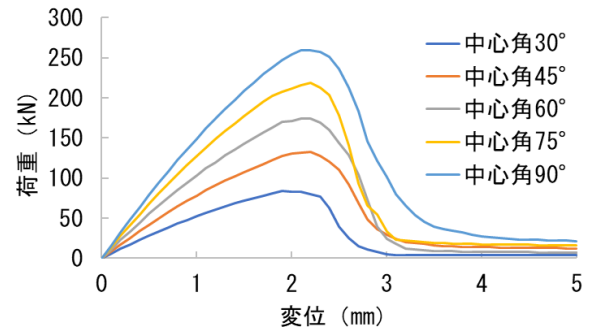


図 2-25 圧縮強度 18.5N/mm^2 の荷重－変位関係



(a) φ114-φ307



(b) φ319-φ882

図 2-26 圧縮強度 55.7 N/mm^2 の荷重－変位関係

各解析モデルの最大荷重と式 2-3 によって算出される耐力値を表 2-6 (a) (b) に示す。

圧縮強度 18.5 N/mm^2 の $\phi 114-\phi 307$ の解析モデルでは中心角が 15° 大きくなるごとに最大荷重が $4\sim 10 \text{ kN}$ 程度大きくなり、 $\phi 319-\phi 882$ の解析モデルでは $15\sim 19 \text{ kN}$ 程度大きくなった。圧縮強度 55.7 N/mm^2 の $\phi 114-\phi 307$ の解析モデルでは中心角が 15° 大きくなるごとに最大荷重が $16\sim 23 \text{ kN}$ 程度大きくなり、 $\phi 319-\phi 882$ の解析モデルでは $41\sim 49 \text{ kN}$ 程度大きくなった。

解析結果は式 2-3 により算出される算定耐力とも概ね一致している。これにより、破壊耐力を調整し、任意の地震動レベルでヒューズ機構を発動させることが可能であると考えられる。

表 2-6 解析モデルの最大荷重と算定式による最大荷重の比較

(a) 圧縮強度 18.5 N/mm²

		圧縮強度18.5N/mm ²					
		φ 114- φ 307			φ 319- φ 882		
		最大荷重 (kN)		解析値 /算定式	最大荷重 (kN)		解析値 /算定式
		解析値	耐力式		解析値	耐力式	
中心角 (°)	30	11.7	11.0	1.06	30.2	30.8	0.98
	45	16.4	16.5	1.00	46.6	46.1	1.01
	60	25.0	21.8	1.15	61.2	61.1	1.00
	75	30.8	27.1	1.14	79.4	75.9	1.05
	90	40.1	32.3	1.24	95.3	90.3	1.05

(b) 圧縮強度 55.7 N/mm²

		圧縮強度55.7N/mm ²					
		φ 114- φ 307			φ 319- φ 882		
		最大荷重 (kN)		解析値 /算定式	最大荷重 (kN)		解析値 /算定式
		解析値	耐力式		解析値	耐力式	
中心角 (°)	30	34.4	33.2	1.04	84.0	92.8	0.91
	45	52.2	49.6	1.05	132.7	138.7	0.96
	60	68.4	65.7	1.04	174.5	184.0	0.95
	75	91.3	81.6	1.12	218.5	228.5	0.96
	90	107.7	97.2	1.11	259.7	272.0	0.95

2.6 第2章の結論

本章ではヒューズ機構の発動条件となるモルタルヒューズの力学特性と破壊挙動を明らかにし、耐力評価式の提案のため、以下の流れで検討を進める。本章の中で得た結論を以下にまとめる。

- (1) モルタルヒューズの要素試験を実施した結果、モルタルヒューズの破壊荷重と荷重変位関係を明らかにした。破壊性状は供試体上部の圧縮破壊と割裂破壊が発生する結果となった。
- (2) 圧縮強度 18.5N/mm^2 のポストピークの挙動において、最大荷重に対して 50% 程度の残存耐力が確認された。圧縮強度 55.7N/mm^2 の場合、残存耐力は最大荷重に対して 10% 程度以下となる結果であった。この残存耐力は概ね 10kN 程度であることから、供試体下部と鋼管の摩擦の影響と考えられ、供試体の最大荷重が大きくなるほど最大荷重に対する割合が小さくなると考えられる。
- (3) モルタルヒューズの FEM 解析を実施し、試験結果と照合した結果、破壊挙動は載荷側鋼管直下付近の圧縮領域で局所破壊が発生し、圧縮破壊領域がひとつの塊となりさらに変形が進み、モルタルヒューズ供試体中心で左右方向の変形が進むことで割裂する破壊のメカニズムであることを明らかにした。
- (4) モルタルヒューズの耐力評価法の検討を実施した結果、本章で用いたモルタルヒューズの条件においては、供試体上部の圧縮破壊による耐力算定値が試験値の最大荷重をほぼ妥当に表現していることを明らかにした。
- (5) モルタルヒューズの中心角を変更した解析を実施した結果、中心角を変更することで耐力性能に及ぼす影響の確認を明らかにした。また、提案している供試体上部の圧縮破壊による簡易的な算定式による耐力算定値の結果とも概ね一致する結果となった。

参考文献

- 1) 土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，2018
- 2) Maekawa, K., Ishida, T. and Kishi, T. : Multi-Scale Modeling of Structural, Taylor and Francis, 2008.
- 3) Maekawa, K., Okamura, H. and Pimanmas, A. : Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, SPON PRESS, 2003.
- 4) 岡村甫，前川宏一：“鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則”，技報堂出版，1991.5
- 5) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針，土木学会，2005.6
- 6) 土木学会：LNG 地下タンク躯体の構造性能照査指針，コンクリートライブラリー98，1999.12
- 7) 土屋智史，千々和伸浩，原田光男，三島徹也，前川宏一：近接する LNG 地下タンク群と地盤で構成されるタンクヤード全体の3次元動的応答解析，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.71, No.3, pp.429-448, 2015.
- 8) 土木学会：コンクリート構造物の設計と連成型性能評価法―時空間性能評価技術の未来予想図Ⅰ，コンクリート技術シリーズ 113，2017.
- 9) 土木学会：コンクリート構造物の設計と連成型性能評価法―時空間性能評価技術の未来予想図Ⅱ，コンクリート技術シリーズ 125，2020.
- 10) 有限会社 DuCOMS：LINK3D 三次元鉄筋コンクリート非線形解析基本操作マニュアル，2016.
- 11) 日本コンクリート工学会 鉄筋コンクリート構造の有限要素解析と設計法研究委員会：コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン，日本コンクリート工学会，1989.

第3章 ヒューズ機構を用いた供試体の耐荷力性能の検証

3.1 はじめに

本章では、ヒューズ機構が鉄道土木構造物の要求性能を満たす構造であることを確認する。まず、ヒューズ機構を有した模型試験体を製作し、静的載荷試験と動的載荷試験を実施することで、ヒューズ機構の静的、動的応答を確認する。

3.2 ヒューズ機構確認試験体

3.2.1 ヒューズ機構確認試験体の概要

図 3-1 に、ヒューズ機構確認供試体の略図を示す。本供試体の全体構成としては、下端をピン構造にしたコンクリート充填鋼管（以下、CFT）柱上端に質量（700kg）を設置し、CFT 柱上部付近にヒューズ機構を取付けた。供試体ではヒューズ機構の反力を受けるため、両側に比較的剛となる H 形鋼の支持材を配置しており、実構造では図 1-1 の柱部材に相当する。

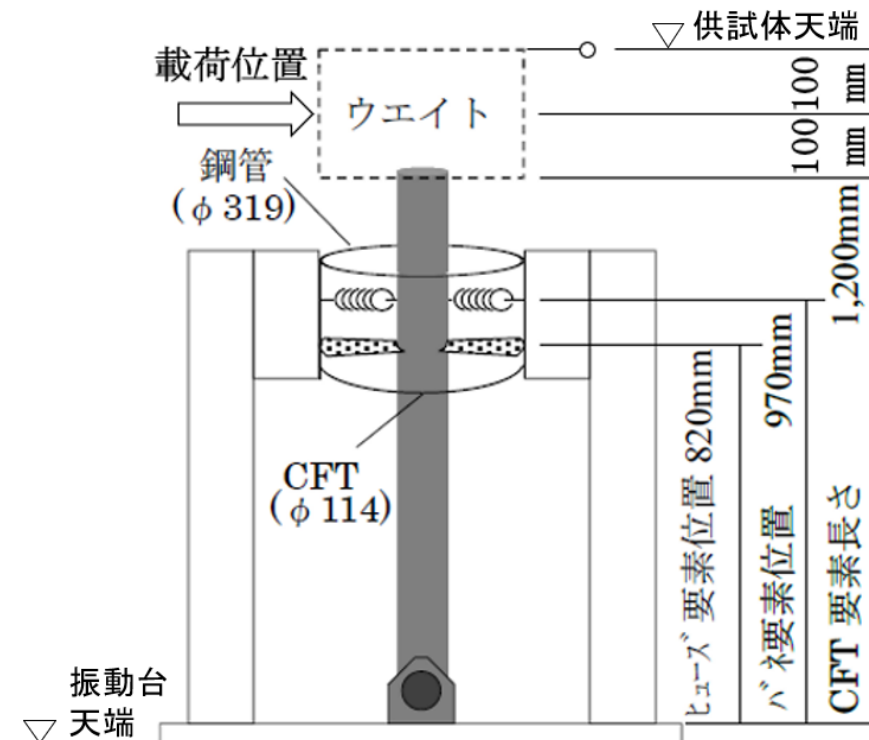


図 3-1 ヒューズ機構確認供試体の略図

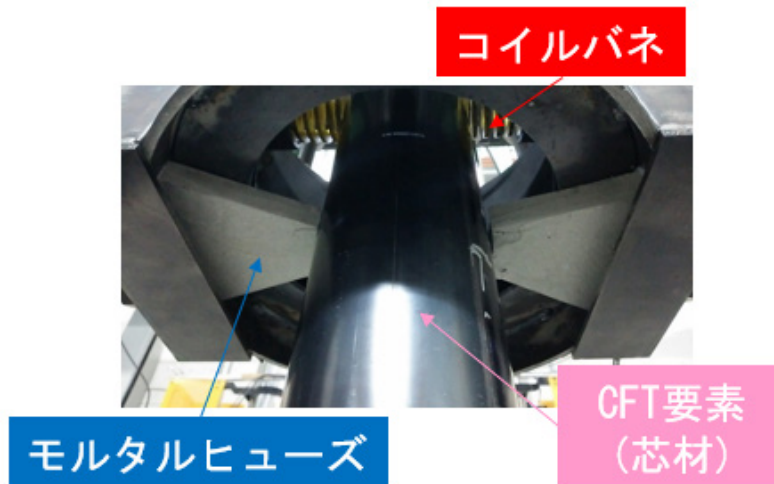


図 3-2 ヒューズ機構部の部材セット状況

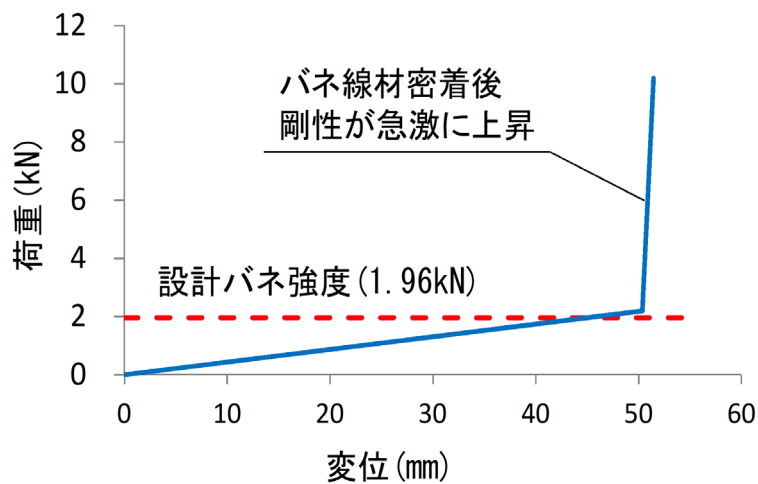


図 3-3 コイルバネの荷重－変位関係

ヒューズ機構部は、 $\phi 319\text{mm}$ の外側鋼管を貫通するように配置した $\phi 114\text{mm}$ の鋼管にコンクリートを充填した CFT 柱と外側鋼管の間にモルタルヒューズとコイルバネをセットした (図 3-2)。モルタルヒューズは圧縮強度 18.5N/mm^2 、形状寸法は $\phi 114\text{-}\phi 307$ の厚さ 20mm とし、要素試験時と同様のものを用いた。コイルバネは静的圧縮試験を実施しており、荷重－変位の関係を図 3-3 に示す。この結果よりコイルバネのバネ定数は 40N/mm であった。変位が 50mm 付近から荷重変位が急激な立ち上がりとなるような挙動を示しているが、これはコイルバネの可動域が無くなり、密着したためである。バネ定数 (直列) と慣性質量から、式 3-1 により算定されるモルタルヒューズ破壊後の設定固有周期 T は 1.19 秒となっている。

$$T=2\sqrt{m/k} \quad (\text{式 3-1})$$

ここに、 m は慣性質量、 k はバネ定数である。

ヒューズ機構の反力を受ける H 型鋼には $\text{H-}414\times 405\times 18\times 28$ を用いた。

3.2.2 荷重試験

ヒューズ機構確認試験は、静的交番荷重試験と動的荷重試験の2種類の試験を実施した¹⁾。図3-4に、ヒューズ機構確認試験の状況を示す。

静的交番荷重試験は、3000kNの交番荷重試験機で実施した。交番荷重試験は、ヒューズ機構の挙動を確認する目的で実施した。荷重点は、慣性質量として設置しているウェイトを荷重版で挟み込みアクチュエーターを変位制御で交番荷重を行い、荷重計測を行った。荷重方法は0.1mmピッチの変位漸増とし、繰り返し回数は1回とした。

動的荷重試験は、地震動作用時での応答を確認するため、振動台を用いて試験を行った。振動台には大規模地震に相当する²⁾700 cm/s²程度の加速度で2Hzのsin波を3波入力した。加振周波数は、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）³⁾に示されるL2地震動（スペクトルⅠ・スペクトルⅡ）の地表面設計地震動波形のピーク周波数が0.7～5.0Hzとなっており、その中間付近の周波数である2Hzを本試験の加振周波数として設定した。使用した振動台は、テーブルの大きさが3.0m×3.0mで、20tの慣性質量上載状態で加振加速度は1500cm/s²程度が可能な仕様となっている。

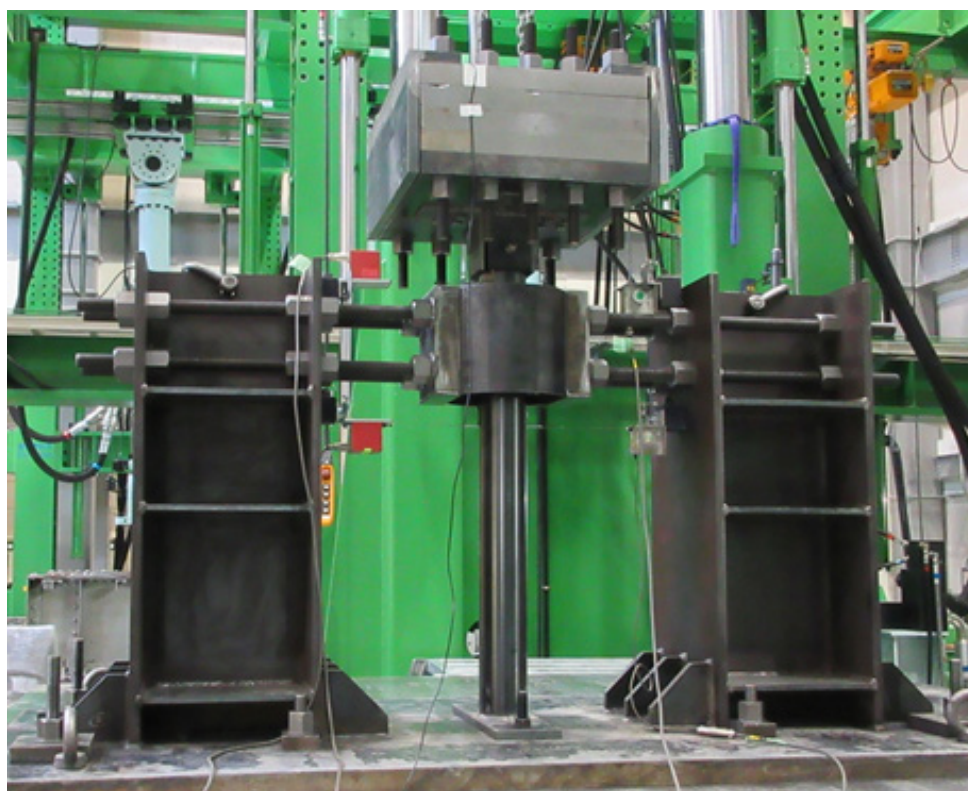


図3-4 ヒューズ機構確認試験供試体の状況

3.2.3 試験結果

図 3-5 に、静的交番载荷の载荷点位置での荷重変位関係を示す。正側载荷時の最大荷重は、水平変位 5.3mm 時に 7.6kN であった。これは、モルタルヒューズが最大強度になったものと考えられる。なお、要素試験の結果と最大荷重値が異なっているが、これは要素試験ではモルタルヒューズに直接载荷しているのに対し、本試験では図 3-1 の通り、CFT 柱を介して载荷しており、载荷位置の違いにより最大荷重値に差が生じたものと考えられる。負側载荷時の最大荷重は、6.4kN で正側载荷時より小さくなった。負側载荷時の最大荷重が正側载荷時より小さくなった理由は、明確ではないが CFT 柱からモルタルヒューズに支圧力が作用する際、斜め方向に作用したことで、モルタルヒューズの局所的な破壊が先行し、最大荷重が小さくなったものと推定している。

モルタルヒューズは最大荷重に達したあと、荷重が急激に低下するが最大荷重の 1/3 程度の荷重を維持するような変形挙動が見られた。この最大荷重後の残留荷重はコイルバネの反力と崩れ落ちず残留したモルタルヒューズの残存耐力を合算されたものと考えられる。最大荷重後の残留荷重は圧縮強度 18.5kN/mm^2 のモルタルヒューズの要素試験結果（図 2-5）からも確認される。

除荷時の挙動に関しては、荷重が低下するが水平変位に応じた荷重を維持している。これは、コイルバネのバネ定数と同じ勾配となっており、バネ定数に水平変位を乗じた復元力を示している。

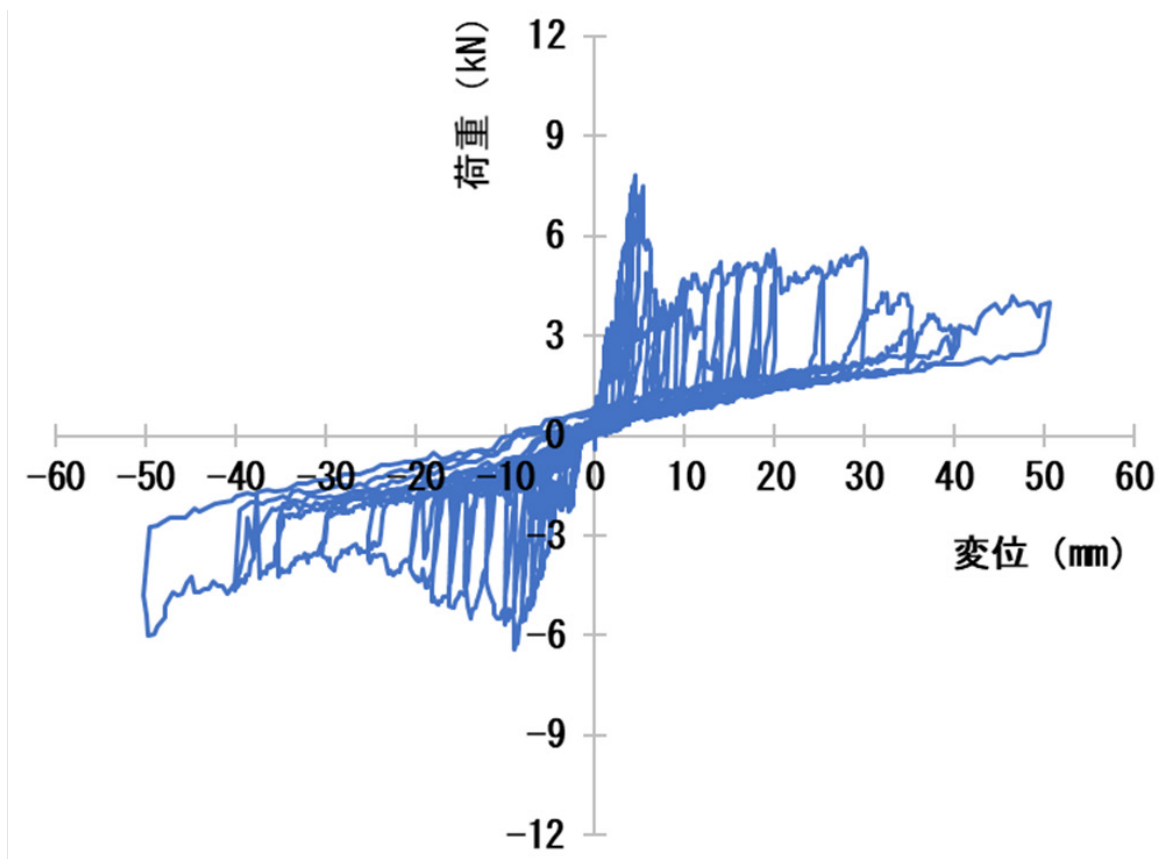


図 3-5 静的载荷試験の荷重変位関係（载荷点位置）

図 3-6、図 3-7 に、動的載荷試験の試験結果を示す。図 3-6 は振動台天端の加速度履歴、図 3-7 は供試体天端での加速度履歴を示す。供試体は加振周期 0.5 秒程度で挙動したのちに時刻 3 秒から 3.5 秒時点で応答加速度が 10m/s^2 程度となっている。応答加速度の変化から、この時点でモルタルヒューズに損傷が発生したと想定されるが、時刻 4.0 秒から 5.0 秒に掛けて応答加速度が 35m/s^2 と大きくなっている。これはモルタルヒューズが部分的に残っており、そこに CFT 柱が衝突したことで、衝撃的な影響で応答加速度が大きくなったものと想定される。本試験においては、応答加速度が抑制される結果は示されなかった。このことから、モルタルヒューズは脆性的な破壊挙動とともに残留物が落下などして、CFT 柱が挙動する空間を確保する必要があると考える。

時刻 5.0 秒以降の変形挙動は、これまでにモルタルヒューズが破壊し、CFT 柱の変形できる空間ができたことから、振動周期が 1.05 秒程度の Sin 波的な応答加速度波形を示した。この時の応答加速度は、 1.0m/s^2 程度であった。

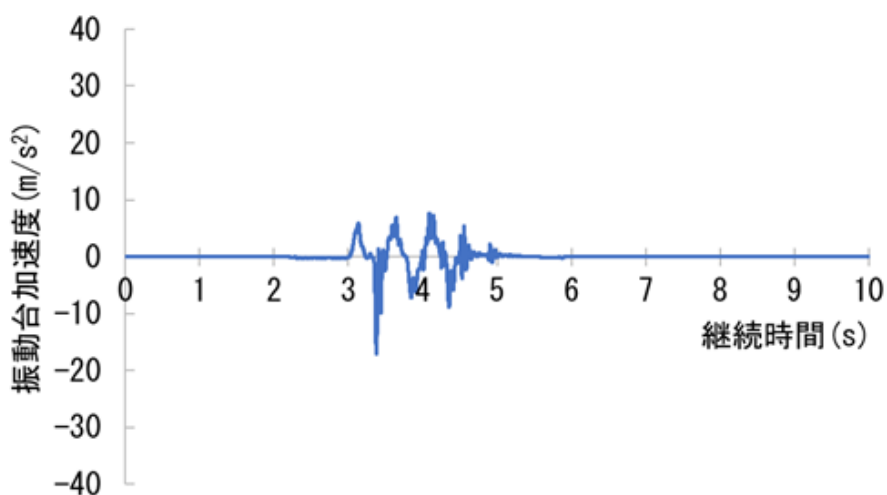


図 3-6 振動台天端の加速度履歴

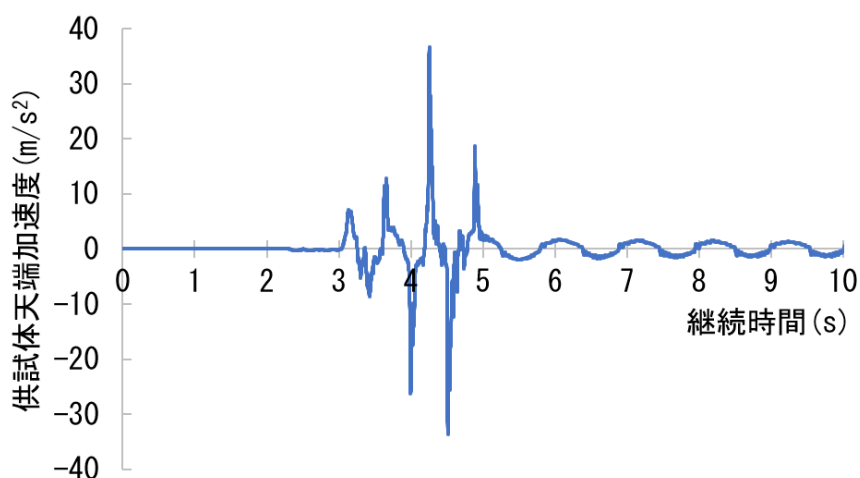


図 3-7 供試体天端での加速度履歴

静的交番載荷試験の結果から、モルタルヒューズ破壊前は柱部材が剛体として挙動するため、変位を抑制することが確認された。実構造物では L1 レベル地震動程度の中規模地震時にこの挙動を想定しており、期待した変形挙動を示したと言える。モルタルヒューズ破壊後はバネ材の復元力とモルタル残存耐力の耐荷性能を示した。

動的載荷試験の結果から、加振周期の 0.5 秒で挙動したのちに、ヒューズ破壊後は 1.05 秒に移行し長周期化することが確認された。これはモルタルヒューズが破壊されたのちにコイルバネと慣性質量による振動系の固有周期に移行したことによるものと考えられる。モルタルヒューズ破壊後に設定した固有周期 1.19 秒より若干短くなった。これは CFT 柱下端のヒンジ部などの摩擦が影響したものである。長周期化する挙動は実構造物では過大入力地震時にこの挙動を想定している。

以上の結果より、モルタルヒューズの強度とコイルバネのバネ定数の組み合わせにより、ヒューズ機構の発動条件とヒューズ機構発動後の固有周期の設定が可能であると考えられる。

3.3 ヒューズ機構確認試験の再現解析

ヒューズ機構確認試験の再現解析を実施し、設計用解析モデルの妥当性の検証を行う。

3.3.1 解析モデル

本解析では様々な復元力モデルに対応しており、地震応答解析においても複数の採用実績^{4), 5), 6)}のある三次元非線形骨組み解析ソフトウェアの *isas*^{7), 8)} を用いてモデル化を行う。

解析モデルを図 3-8 に示す。芯材要素は下端部をピン接合とし、上端部に 700kg の慣性質量を考慮する。柱部材の要素は下端固定としている。

図 3-9 にモルタルヒューズ部に適用している非線形バネ要素の復元力特性を示す。モルタルヒューズに適用している非線形バネ要素の非線形特性は図トリリニア（原点・最大点指向型）の非線形ばね要素の復元力特性としている。図 3-10 に示すようにモルタルヒューズの要素試験時の荷重変位曲線を参考に設定し、残存耐力の影響を考慮しない復元力特性と考慮した場合の復元力特性の 2 種類を設定し、モデル化を行っている。

静的載荷は交番載荷試験に合わせて芯材の上端部を左右方向に 50mm ずつ変位制御で載荷を行う。

動的載荷における入力加速度は試験結果における振動台天端の応答加速度（図 3-6）とし、左右方向に載荷を行う。

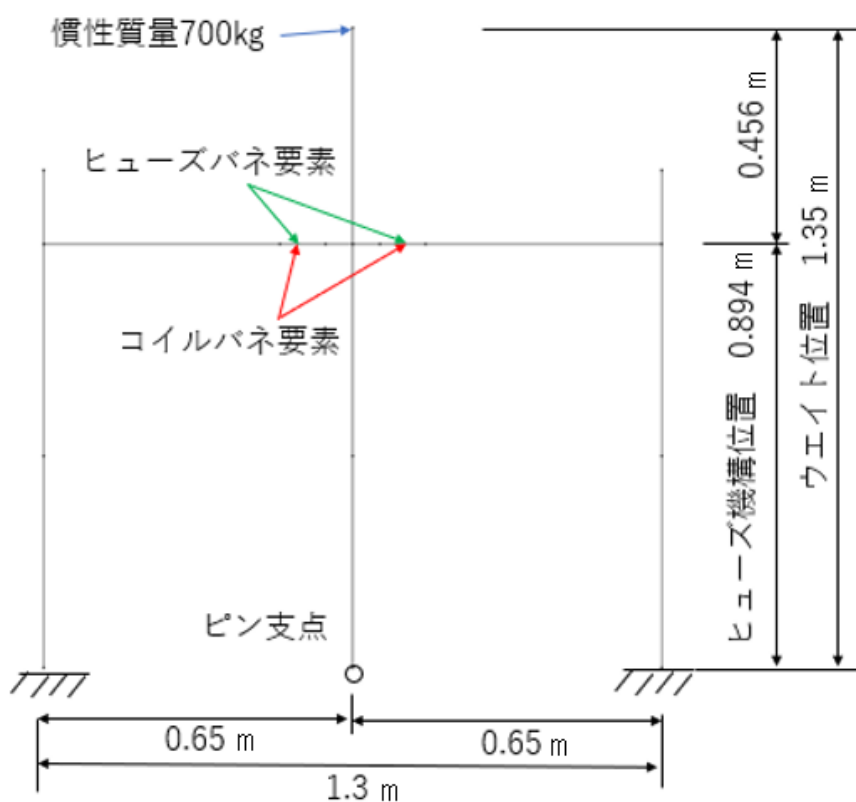


図 3-8 解析モデル

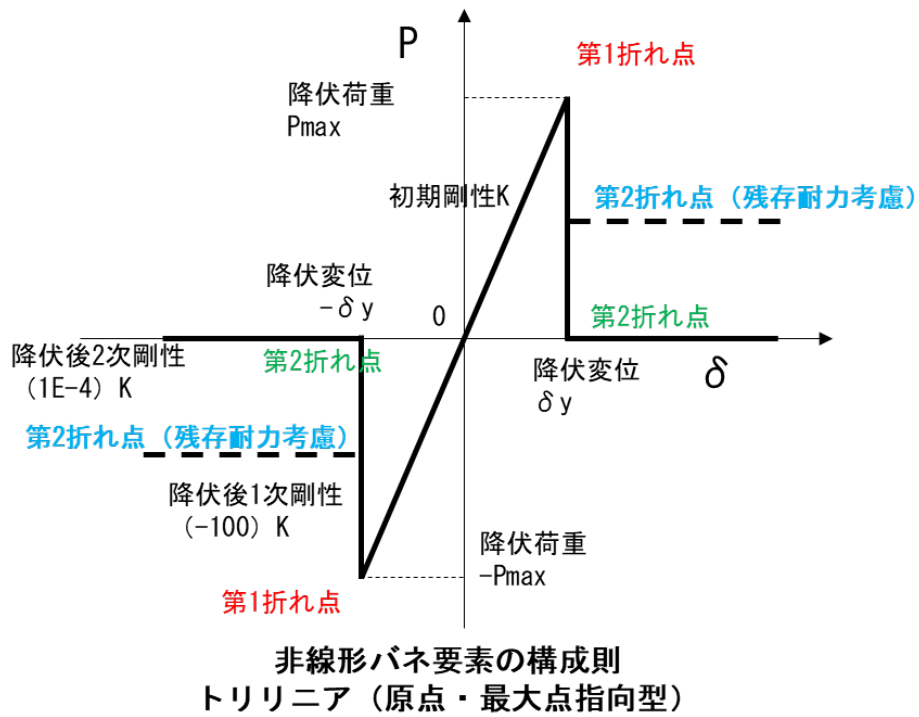


図 3-9 モルタルヒューズ部に適用している非線形バネ要素の復元力特性

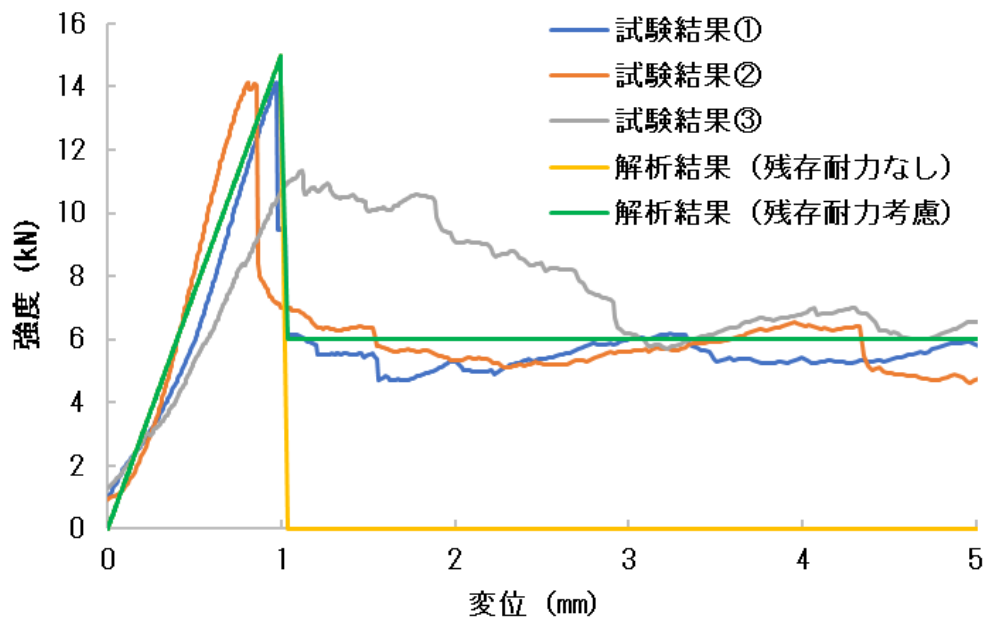


図 3-10 モルタルヒューズ要素の荷重変位関係

3.3.2 解析結果

(1) 静的載荷

静的載荷試験の再現解析の結果の荷重変位関係を図に示す。

モルタルヒューズ破壊前までの挙動として正側 3kN 付近、また負側については 2kN 付近までの初期剛性は解析結果と一致している。試験結果においては、3kN 付近ですべりが発生し、剛性低下が確認されており、解析結果においてはこの剛性低下は確認されない結果となった。

最大荷重においては、解析結果が 2~3kN 程度大きくなる結果となったが、概ね試験結果をシミュレートしている。試験結果は試験時に発生したすべりの影響で最大荷重が低下していると考えられる。

モルタルヒューズの残存耐力を考慮しない非線形バネ要素を用いた解析モデルは、最大荷重到達後、コイルバネのバネ剛性を再現した荷重-変位関係を示した。残存耐力を考慮した非線形ばね要素を用いた解析モデルは静的載荷で確認されたモルタルヒューズの残留耐力とコイルバネのバネ剛性を合わせた荷重-変位関係を示した。この結果から、静的載荷において、残存耐力を考慮の有無を非線形バネ要素の復元力特性により、設定可能であると考えられる。

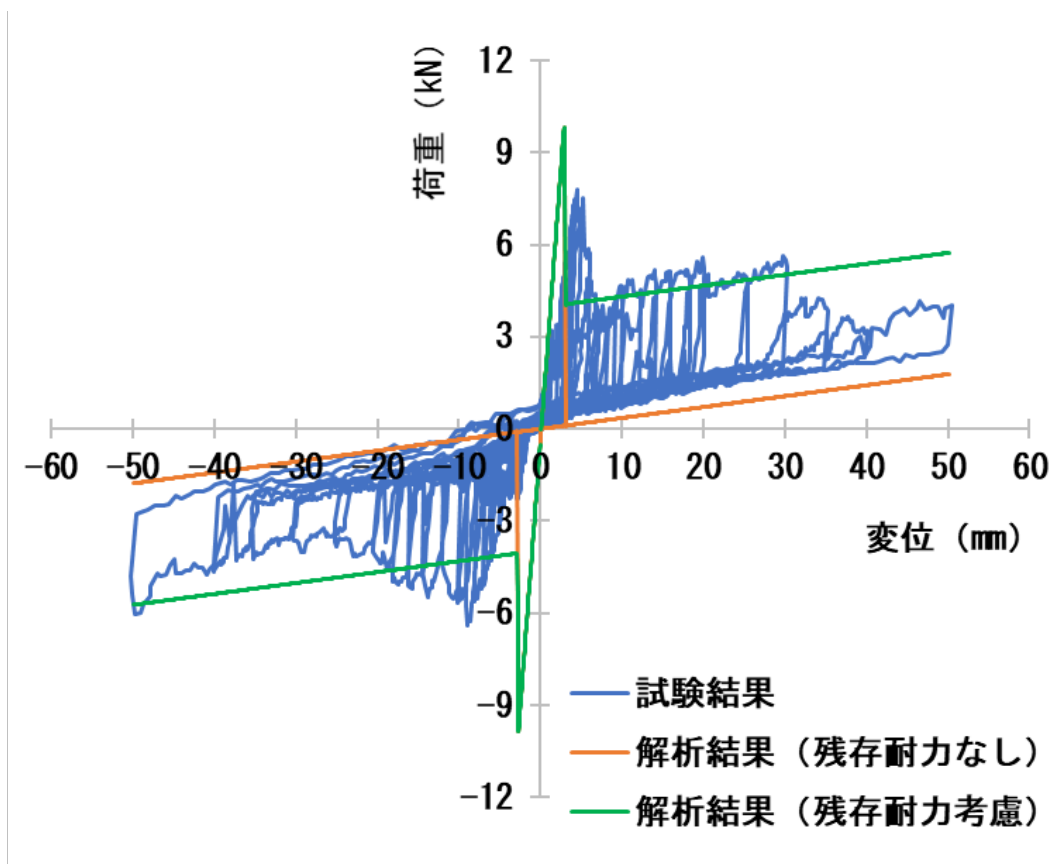


図 3-10 静的載荷試験の再現解析の結果

(2) 動的載荷

動的載荷試験の再現解析の結果を図 3-11 に示す。解析結果では 3~4 秒付近でヒューズが破壊することとなった。この結果は試験結果とも一致する。

最大応答加速度は残存耐力を考慮しない解析モデルの場合、3.4 秒付近の 10m/s^2 であり、ヒューズ破壊が発生と概ね一致する時刻で最大応答加速度となる結果となった。残存耐力を考慮した解析モデルの場合の最大応答加速度は、4.3 秒付近の 17m/s^2 であり、ヒューズ破壊が発生する時刻から概ね 1 秒後に最大加速度が確認された。モルタルヒューズの残存耐力を考慮した非線形ばねの復元力特性の影響で、ヒューズ破壊後のバネ剛性が大きくなることで、固有周期が小さくなり、応答値が大きくなったと考えられる。試験結果におけるモルタル残存部と芯材が衝突し、 35m/s^2 程度の応答加速度が発生した箇所については、解析結果では再現されない結果となった。

残存耐力を考慮しない解析モデルの場合、解析モデルの 1 次固有周期は固有値解析結果から 0.63 秒であり、モルタルヒューズの破壊後の固有周期は 1.03 秒となる。この結果から、モルタルヒューズ部材の破壊に伴い、バネの設定固有周期付近に移行し、長周期化していることが確認された。

この結果から、解析モデルは試験結果を概ねシミュレート可能であり、解析モデルは妥当性であると考えられる。

仮橋脚構造系におけるヒューズ機構のモデル化において、モルタルヒューズの残存耐力の影響の有無で解析結果に差がある結果となった。実構造物レベルのモデル化においては、上部工荷重が大きく、高強度のモルタルヒューズを用いることを採用することが想定される。この場合、第 2 章の結果からモルタルヒューズの残存耐力は最大荷重の 10% 以下となるため、残存耐力の影響は無視できると考えられる。そのため、本章で実施した残存耐力を考慮しない復元力特性を用いた解析モデルを用いることで、実構造物レベルのモデル化が可能であると考えられる。

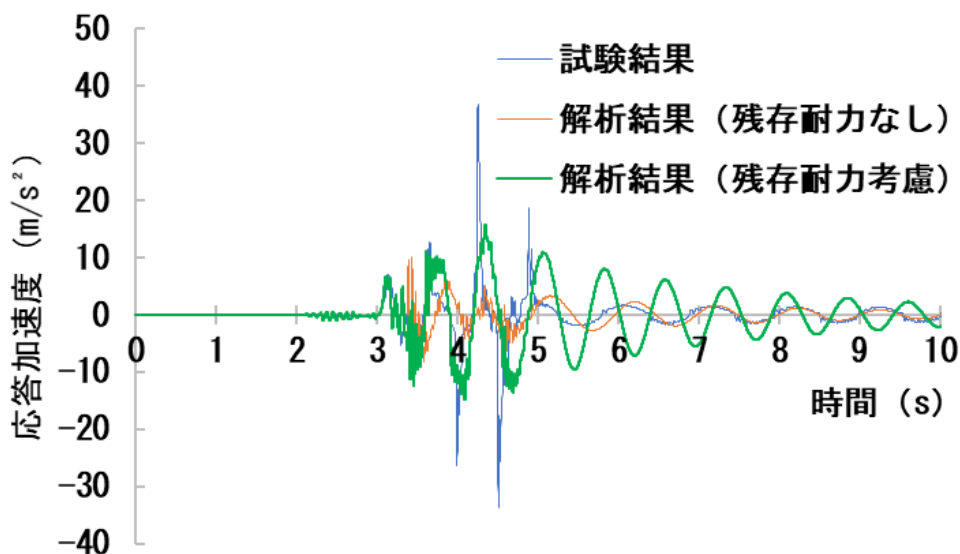


図 3-11 動的載荷試験の再現解析の結果

3.4 第3章の結論

本章では、ヒューズ機構を用いた供試体を製作し、静的載荷試験および動的載荷試験（以下、ヒューズ機構確認試験）を実施することで、変形挙動および動的応答の確認を行った。また、非線形骨組み解析モデルによる再現解析を実施し、解析モデルの妥当性の検証を行った。

本章の中で得た結論を以下にまとめる。

- (1) ヒューズ機構確認試験を実施した結果、静的載荷試験結果から、モルタルヒューズ破壊前は柱部材が剛体に近い挙動するため、変位を抑制することを明らかにした。また、動的載荷試験結果から、モルタルヒューズ破壊後はコイルバネと慣性質量による振動系の固有周期に移行し、長周期化が可能であることを明らかにした。
- (2) 静的載荷試験の再現解析では、解析結果の最大荷重が試験結果を若干大きく評価していたが、試験結果を概ねシミュレートしていた。動的載荷試験の再現解析では、モルタルヒューズの破壊後の固有周期はコイルバネのバネ定数と慣性質量から算出される設定固有周期に移行する結果となり、試験結果を概ねシミュレートしていた。この結果から、解析モデルは試験結果を概ねシミュレート可能であり、解析モデルは妥当性であると考えられる。
- (3) 仮橋脚構造系におけるヒューズ機構のモデル化において、モルタルヒューズの残存耐力の影響の有無で解析結果に差がある結果となった。実構造物レベルのモデル化においては、上部工荷重が大きく、高強度のモルタルヒューズを用いることを採用することが想定される。この場合、第2章の結果からモルタルヒューズの残存耐力は最大荷重の10%以下となるため、残存耐力の影響は無視できると考えられる。そのため、本章で実施した残存耐力を考慮しない復元力特性を用いた解析モデルを用いることで、実構造物レベルのモデル化が可能であると考えられる。

参考文献

- 1) 伊東佑香, 小林薫: 要求性能に応じた最適応答を実現する二重管柱構造の基礎的検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.71, I-596, 2016
- 2) 気象庁: 震度の活用と震度階級の変遷等に関する参考資料, 2009.
- 3) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 2013.
- 4) Tomoaki Takeda, Tsukasa Mizutani, Tomonori Nagayama and Yozo Fujino: Reproduction of Cable-Stayed Bridge Seismic Responses Involving Tower-Girder Pounding and Damage Process Estimation for Large Earthquakes, Journal of Bridge Engineering, 24(2), 2019.
- 5) 水谷司, 飯島怜, 武田智信, 築嶋大輔, 佐々木崇人: 新幹線高架橋上の電車線柱の連成系地震応答解析および TMD による震動制御, 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), I_604-I_618, 2016.
- 6) 武田智信, 長山智則, 水谷司, 藤野陽三: 三次元動的解析を用いた曲線ラーメン高架橋に特徴的な地震応答の分析, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.71, No.4(地震工学論文集第 34 巻), I_641-I_649, 2015.
- 7) JR 東日本コンサルタンツ株式会社: isas 理論マニュアル, 2021.
- 8) JR 東日本コンサルタンツ株式会社: isas 利用マニュアル, 2021.

第4章 ヒューズ機構を用いた仮橋脚構造の耐震性の検討

4.1 はじめに

ヒューズ機構を用いた仮橋脚構造に関して、これまでヒューズにモルタルを用いた場合の耐力評価法の検討、模型試験体によるモルタルヒューズによるヒューズ機構の動的挙動の検討を実施した。

本章では、ヒューズ機構を用いた仮橋脚構造の L2 レベル地震動に対する破壊安全性・損傷復旧性に関する検討を実施する。

仮橋脚は、仮設構造物であり、本設構造物の施工のために用いられる構造物である。このため、本設構造物が構築されるまでの期間使用される。このため、一般的に耐用期間が短い。耐震設計を考えると、使用期間が短いため、地震動の発生確率は小さく、地震動レベルを考えると本設構造物よりも小さく設定できる。

仮設構造物を対象とした耐震設計法では、例えば、日本道路協会から出版されている仮設構造物工指針¹⁾において設計水平震度を本設構造物の 1/2 となる $kh=0.1$ としている。この根拠は、文献²⁾に示されている地震危険度解析が基本となっている。仮設構造物の設計水平震度を本設構造物の 1/2 ($kh=0.1$) とした場合、再現期間は 7.2 年となることが示されている。参考文献 2) は、1973 年と古く、地震危険度解析に用いた地震カタログも当時のものである。しかし、2016 年の熊本地震では、マグニチュード (M) 6~7 程度の地震ではあったが、震度 7 の地震が 28 時間の時間差で 2 度観測され、気象庁観測史上初めてと参考文献 3) に記載されている。このように、近年の発生地震において、本震のあとの余震でもかなり大きな地震が発生する場合もある。

使用期間が短いことを基本とした仮橋脚の耐震設計では、JR 東日本の設計基準⁴⁾において L2 地震に要求される本設構造物の 1/2 の耐震性能を付与するとして耐震設計法を提案している。また、JR 東海の設計基準⁵⁾では、設計水平震度を $kh=0.28$ とし、工事桁の支承部を設計水平震度 $kh=0.28$ 以下にすることで、工事桁の地震時慣性力を制御する方法の耐震設計法としている。いずれも L2 地震に対する破壊安全性・損傷復旧性を意識はしているが、本設構造物の設計と同様な L2 地震動を考慮した設計とはなっていない。

本研究において提案するヒューズ機構を有する仮橋脚構造は、L1 地震動程度の地震力を想定した耐震設計でも L2 地震動作用時の破壊安全性・損傷復旧性を確保可能とする構造である。ここでの検討は、仮橋脚を具体的に設計し、従来構造の仮橋脚とヒューズ機構を有す仮橋脚について、動的解析により耐震検討を行い、ヒューズ機構を有する仮橋脚の動的挙動、破壊安全性・損傷復旧性について検討を行ったものである。

4.2 ヒューズ機構発動後の設定固有周期の検討

ヒューズ機構を有する仮橋脚構造では、ヒューズ機構を発動する応答加速度の設定、ヒューズ発動後の固有周期の具体的な設定が必要になる。一般的な鉄道構造物の要求性能としては、L1 地震動に対して列車走行性を確保し、無損傷となる耐震性能が要求される。L2 地震動に対しては、各部材が設定された損傷レベル以下の応答とすることで、構造系の損傷レベルを満足し、復旧性も満足することになる。

ヒューズ機構は、ヒューズ破壊後、構造系の固有周期が長周期になることにより、作用地震動の応答を低減し、柱部材などの軸力保持部材をできるだけ無損傷とすることで、比較的小さい設計水平震度で設計されていても大規模地震作用時に対して崩壊を防ぐことが主目的である。

ヒューズ機構において、ヒューズ部材に関してはモルタル材料による製作を考える。この理由は、材料のモルタルが既成品として様々なプレミックス材料が販売されており、容易に入手可能で、特別な設備も必要とせずに容易にモルタルヒューズの製作が可能である。また、破壊性状も高強度材料のモルタルを使用することで脆性的に破壊し、残存耐力も小さくなり、理想的なヒューズ部材とすることができる。第2章において、モルタルヒューズの耐力評価も可能となっている。

ヒューズ機構において、ヒューズ機構発動する応答加速度に関しては、鉄道構造物を考えた場合、L1 地震動程度の地震動に対しては列車走行性の確保⁶⁾が必要になること、JR 東日本や JR 東海等、鉄道会社の仮設構造物のマニュアル⁴⁾⁵⁾では、L1 地震（中規模地震）に対して設計水平震度 0.25 程度の作用に対して、弾性設計をすることが規定されている。本研究で提案するヒューズ機構を有する仮橋脚構造に関しても、JR 各社の仮設構造物のマニュアルを参考に、ヒューズ機構発動（モルタルヒューズ破壊）時の応答震度（加速度）を 0.25 とした。

次に、ヒューズ機構発動後、応答を低減するための固有周期の設定を行う。本提案仮橋脚構造では、ヒューズ機構発動後に長周期化を図り、大規模地震（L2 地震動）の地震動の主揺動が作用する時点で固有周期の長周期化をはかり、応答の低減を狙っている。これは、橋梁の免震設計において長周期化を図るという点で同様な考え方⁷⁾となっている。

本研究対象の仮橋脚構造を鉄道工事への適用を想定すると、鉄道の耐震標準の適用を受けることになる。鉄道の耐震標準には、動的解析に用いる地震波形も規定されている。基本は、震源断層を規定し、工学的基盤面における地震動を設定し、表層地盤の地震応答解析から表層地盤面における設計地震動が決定される。このようなサイト地震動の設定は、煩雑になるため、鉄道の耐震標準⁶⁾では、あらかじめ地盤種別ごとに L2 地震動の表層地盤面の地震動波形が設定されている。図 4-1（地震の波）に、鉄道の耐震標準に規定されている表層面の設計地震動を示す。表 4-1（地盤種別）に、地盤の卓越周期により設定された地盤種別を示す。図 4-2（応答スペクトル）は、図 4-1（地震の波）の応答スペクトルの計算結果を示したものである。各設計地震波形の応答スペクトルは、地盤種別に応じて違いはあるものの最大加速度応答値で $1300\sim 2500\text{cm/s}^2$ (gal) 程度、固有周期 1.0

秒の場合で $800\sim 2000\text{ cm/s}^2$ (gal) 程度で最大応答加速度の $50\sim 80\%$ 、固有周期 1.5 秒の場合で $500\sim 1000\text{ cm/s}^2$ (gal) 程度で最大応答加速度の約 40% となる。設計水平震度が 0.25 程度と比較的小さい震度で設計され、大規模地震作用時でも破壊安全性・損傷復旧性が確保できるようにするためには、できるだけヒューズ機構発動後の固有周期の長周期化をはかり、地震時慣性力を低減することが望ましい。しかしながら、極端な長周期化は応答変位が増大する可能性もあり、適切な固有周期の設定が必要になる。現実的に実現可能な固有周期として、1.5 秒を選定した。

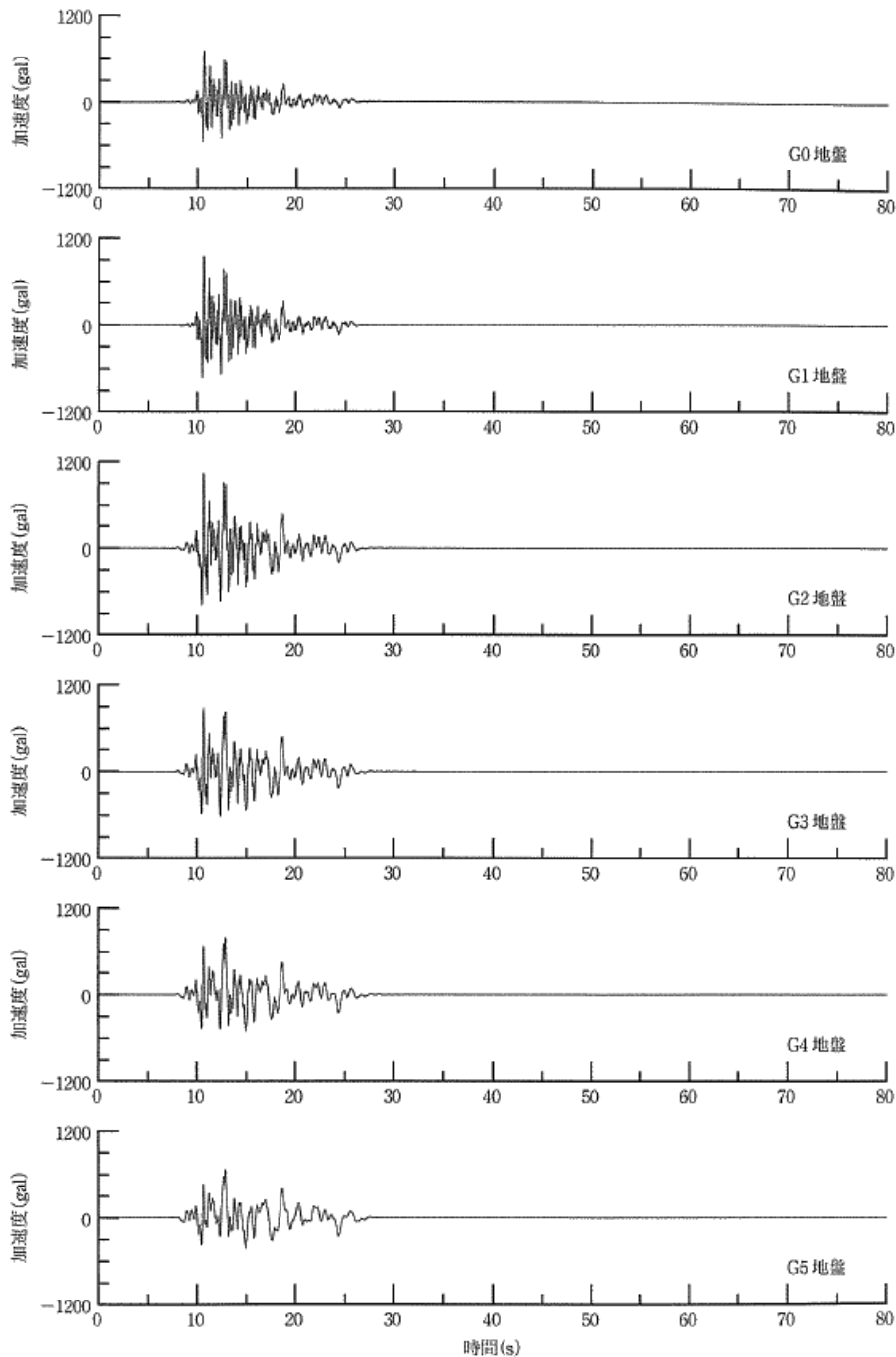


図 4-1 鉄道の耐震標準に規定されている表層面の設計地震動⁶⁾

表 4-1 地盤の卓越周期により設定された地盤種別⁶⁾

地盤の固有周期 T_g (s)	地盤種別	備 考
—	G 0 地盤	岩 盤
—	G 1 地盤	基 盤
~0.25	G 2 地盤	洪積地盤など
0.25~0.5	G 3 地盤	普通地盤
0.5~0.75	G 4 地盤	普通~軟弱地盤
0.75~1.0	G 5 地盤	軟弱地盤
1.0~1.5	G 6 地盤	軟弱地盤
1.5~	G 7 地盤	極めて軟弱な地盤

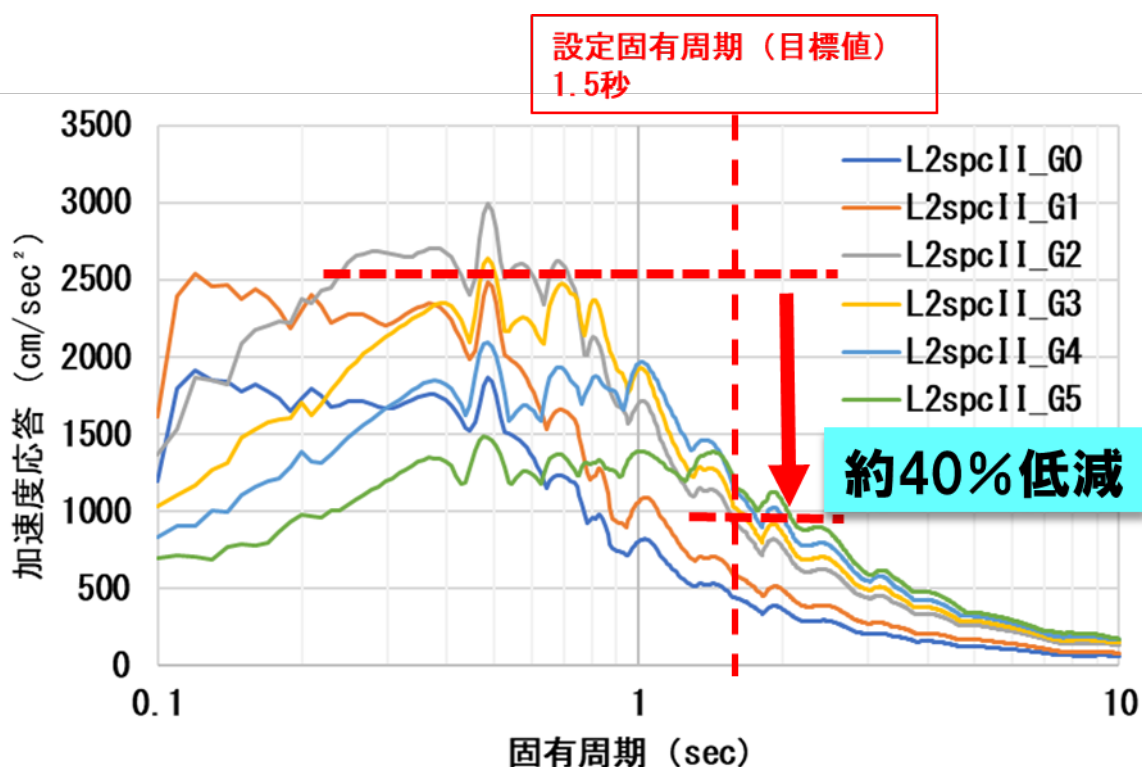


図 4-2 L2 地震動（スペクトルⅡ）の加速度応答スペクトルによる
ヒューズ破壊後の設定固有周期

4.3 検討対象仮橋脚の構造概要

4.3.1 鉄道工事で用いられる仮設工事桁の概要

鉄道構造物の工事では、線路を仮受しながら線路下構造物の構築工事をする場合がある。線路を仮受する場合、一般的に工事桁と呼ばれる仮設の橋桁を架設する。工事桁は、施工規模に応じて、様々な形態がある。一般的に用いられる工事桁は、「マクラギ抱込み式工事桁」と呼ばれるもので、線路下横断構造物の施工などに多用されている。一般には、本設構造物の施工終了時に撤去される。現場間の転用なども実施される。

工事桁は、仮設構造物であるが、本設対応とした「本設利用の工事桁」の施工実績もある。本設利用の工事桁は、鋼桁を架設したあと埋殺し型枠を設置後、コンクリートを打設し複合構造とする場合もある。複合化する場合は、スパン本設利用の工事桁では、PC構造としたものもある。PC構造の場合は、スパンが9m程度、桁高0.54m（桁高スパン比で1/16~17）となっている。

仮設利用の工事桁の場合、①形鋼工事桁、②PCマクラギを利用した工事桁、③リース桁を利用した工事桁、④軌道吊り式鉄道工事桁などがあり、施工条件に応じて適切に選定される。図4-3（工事桁略図）に、抱き込み式工事桁の略図を示す。図4-4に、マクラギ抱き込み式工事桁の敷設状況を示す。

本章では、実仮橋脚を対象にヒューズ機構を有する場合と従来構造について、大規模地震に対する検討を行うものである。本検討では、3ケースの仮橋脚構造について検討を行うが、上部工は工事桁となる。本検討に用いた工事桁の一般形状を図4-5（工事桁の略図）に示す。本検討に用いた工事桁は、スパン10m、桁高0.51mの一般的に用いられるものを選定した。本工事桁の単位長さあたりの鋼重は、1,870kgである。図4-6（工事桁のスパン割）に、本検討の解析対象3ケースの工事桁の配置状況を示す。ケース①は、1径間の場合で、工事桁の1/2の反力が作用する。ケース②は、2径間の中間部を対象とした場合で、それぞれ工事桁の1/2の反力が仮橋脚に作用するので、合計値として工事桁1本分の反力が作用する。ケース③は、ケース①と同様の反力が作用するが、仮橋脚の高さが8mとした場合である。ケース①とケース②の仮橋脚の高さは4mとなっている。

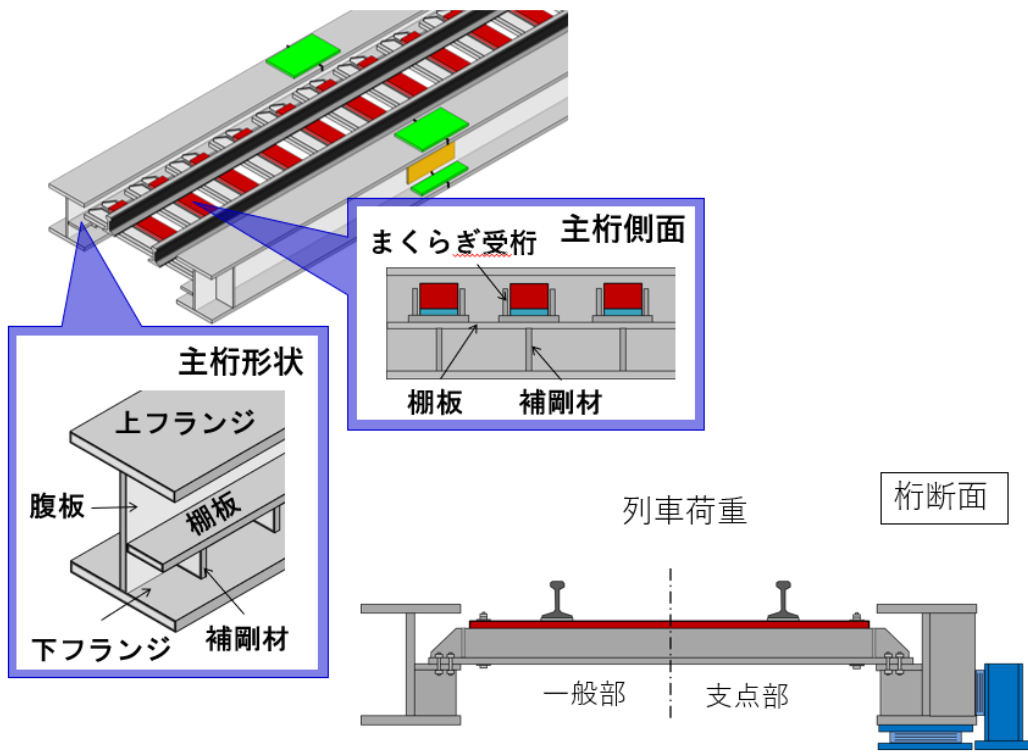


図 4-3 抱き込み式工事桁の略図



図 4-4 工事桁の敷設状況

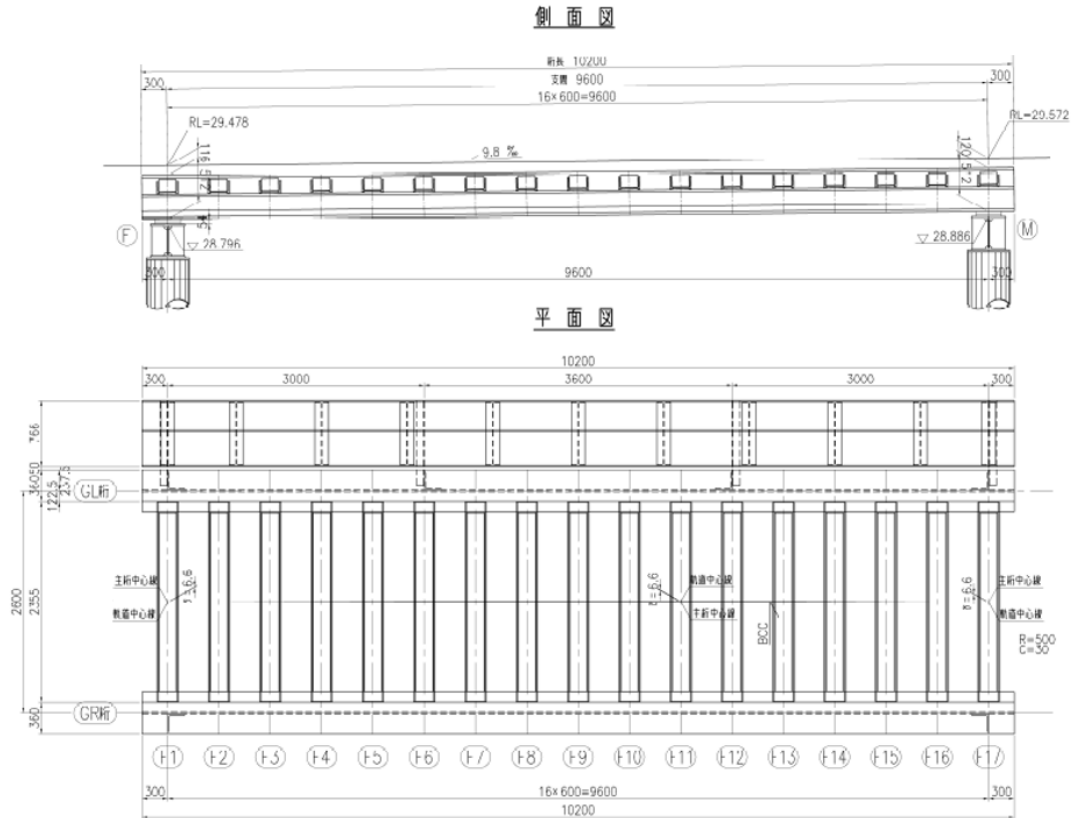


図 4-5 本検討に用いた工事桁の一般形状

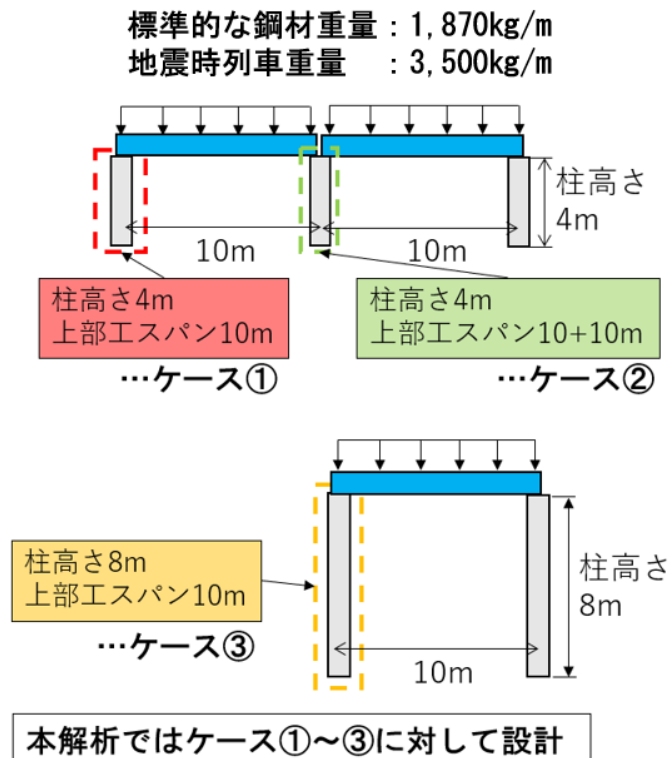


図 4-6 検討に用いた仮橋脚諸元 (3 ケース)

4.3.2 一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚の構造概要

ヒューズ機構を有する仮橋脚構造との比較の対象として、一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚を基本に設定した。一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚は、柱部材、かんざし桁に H 形鋼、横つなぎ材、ブレース材にアングル材が一般的に用いられる。各部材同士の接合は、ガセットプレートを介したボルト接合が行われる。

仮橋脚は、一般に仮設構造物であることから、リース材を用いることもある。リース材は、転用回数に応じて H 形鋼やアングル材が局部変形をしていたりするので注意が必要である。

本検討では、ケース 1 とした上部工の工事桁が単スパン 10m、仮橋脚の高さが 4m の場合での柱部材、かんざし桁の H 鋼サイズとして H-300×300×10×15、斜材はアングル材で L-130×130×12、水平材が溝形鋼で [-125×65×6×8 となった。図 4-7 に、ケース 1 の仮橋脚の略図を示す。

ケース 2 では、上部工の工事桁が 2 連でスパンが 10m+10m、仮橋脚の高さが 4m の場合での柱部材、かんざし桁の H 鋼サイズとして H-350×350×12×19、斜材はアングル材で L-130×130×12、水平材が溝形鋼で [-125×65×6×8 となった。図 4-8 に、ケース 2 の仮橋脚の略図を示す。

ケース 3 では、上部工の工事桁が単スパン 10m、仮橋脚の高さが 8m の場合での柱部材、かんざし桁の H 鋼サイズとして H-300×300×10×15、斜材はアングル材で L-130×130×12、水平材が溝形鋼で [-125×65×6×8 となった。図 4-9 に、ケース 3 の仮橋脚の略図を示す。

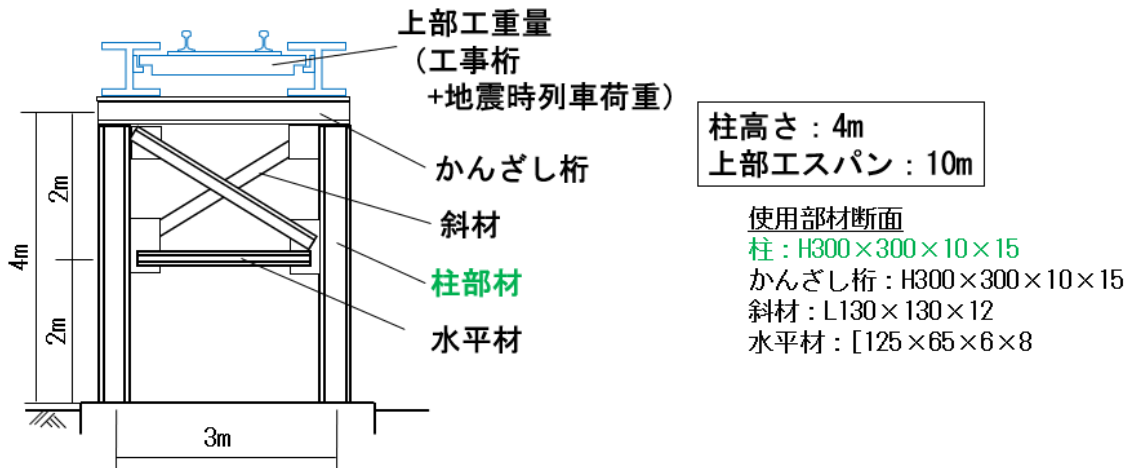


図 4-7 高さ 4m 工事桁単スパン 10m のヒューズ機構を有しない仮橋脚 (ケース 1)

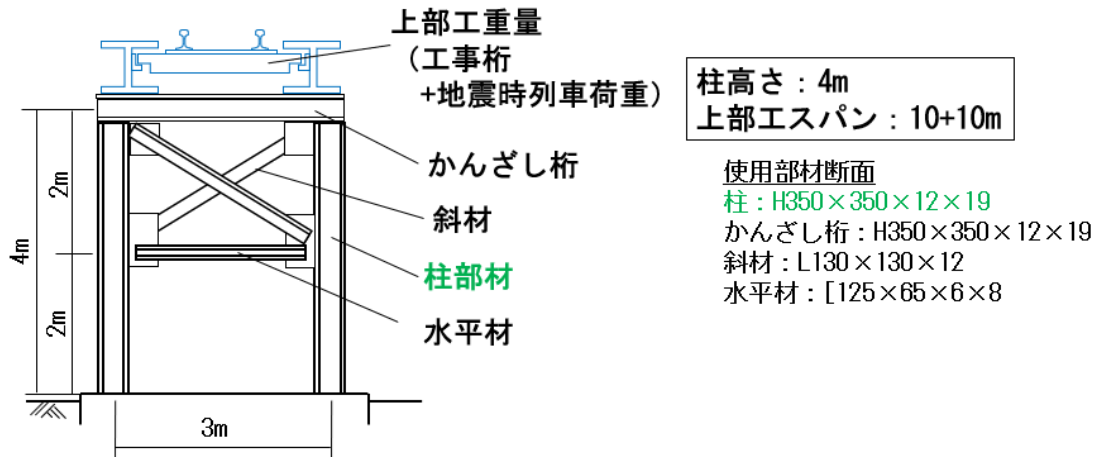


図 4-8 高さ 4m 工事桁単スパン 10m+10m のヒューズ機構を有しない仮橋脚 (ケース 2)

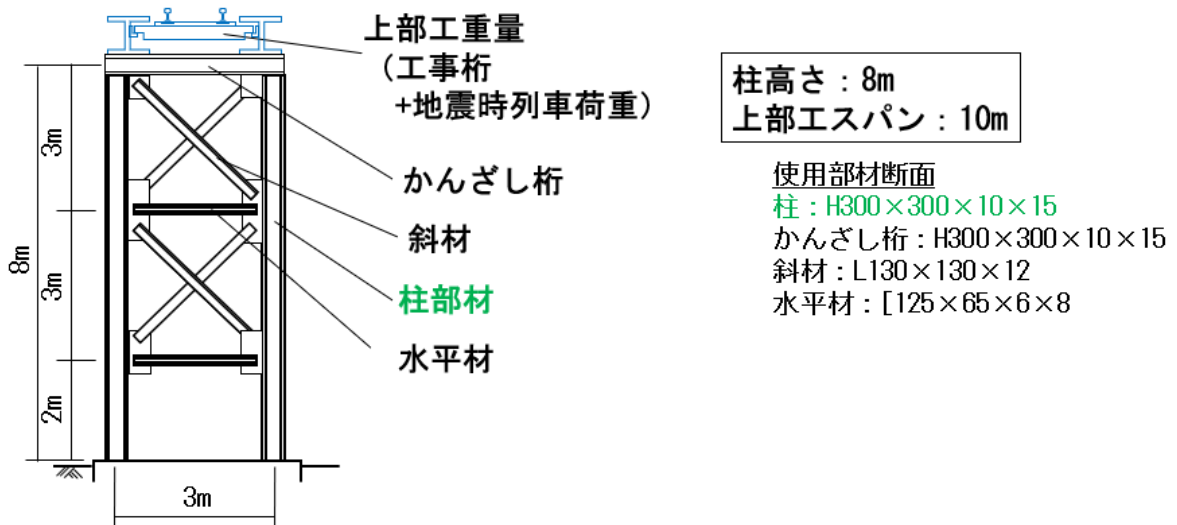


図 4-9 高さ 8m 工事桁単スパン 10m のヒューズ機構を有しない仮橋脚 (ケース 3)

4.3.3 ヒューズ機構を有する仮橋脚構造の概要

ヒューズ機構を有する仮橋脚の検討諸元は、現状の仮橋脚のケース 1～3 と同様にした。柱部材、斜材（アングル材）は、現状の仮橋脚構造と同様にした。ヒューズ機構のヒューズにはモルタルを使用し、モルタルヒューズの破壊時の応答加速度は 250cm/s^2 （gal）（設計水平震度 $k_h=0.25$ ）で設定した。工事桁の慣性質量に応じてモルタルヒューズの破壊荷重が定まるので、破壊荷重に応じたモルタルヒューズの形状、モルタル材料の強度などを具体的に定めることが可能となる。

モルタルヒューズ破壊後の固有周期は、4.2 節での検討から 1.5 秒とする。上部工の工事桁の慣性質量が分かっているので、コイルバネのバネ定数が計算から定まる。

本仮橋脚構造では柱部材の上部にテフロン板（摩擦係数 $\mu = 0.05$ ）を設置し、かんざし桁をすべりやすくしている。

コイルバネのバネ定数に関しては、工事桁が単スパン 10m とした場合で 450kN/m、工事桁が 2 連でスパンが 10m+10m の場合で 900kN/m となった。モルタルヒューズの破壊荷重についても工事桁が単スパン 10m の場合で 65kN、工事桁が 2 連でスパンが 10m+10m の場合で 130kN となった。図 4-10 に、工事桁が単スパン 10m、高さ 4m のヒューズ機構を有する仮橋脚構造の略図を示す。図 4-11 に、工事桁が単スパン 10m+10m、高さ 4m のヒューズ機構を有する仮橋脚構造の略図を示す。図 4-12 に、工事桁が単スパンで 10m、高さ 8m のヒューズ機構を有する仮橋脚構造の略図を示す。高さ 8m の場合は、ブレース材が 2 段となっている。

ヒューズ機構の設置高さは芯材の下端がピン構造である構造上、できるだけ上部に設置することが好ましく、施工性も考慮し、かんざし桁位置から 1m の位置としている。

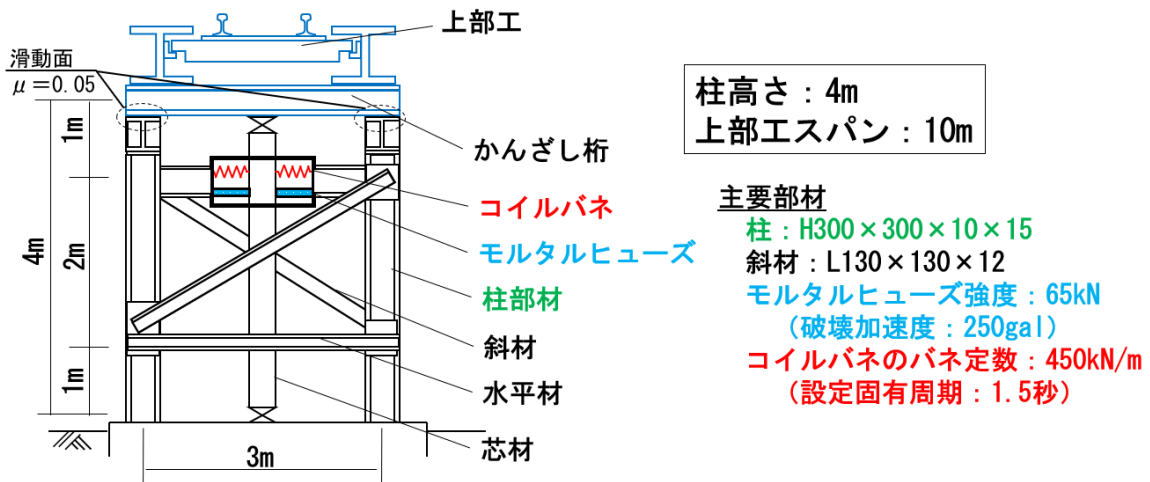


図 4-10 高さ 4m 工事桁単スパン 10m のヒューズ機構を有する仮橋脚（ケース 1）

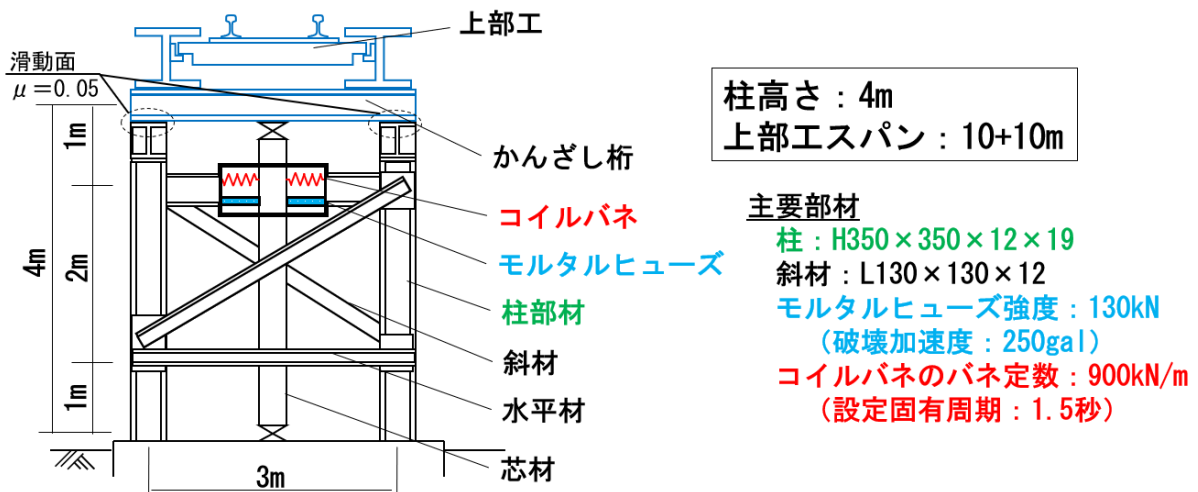


図 4-11 高さ 4m 工事桁単スパン 10m+10m のヒューズ機構を有する仮橋脚（ケース 2）

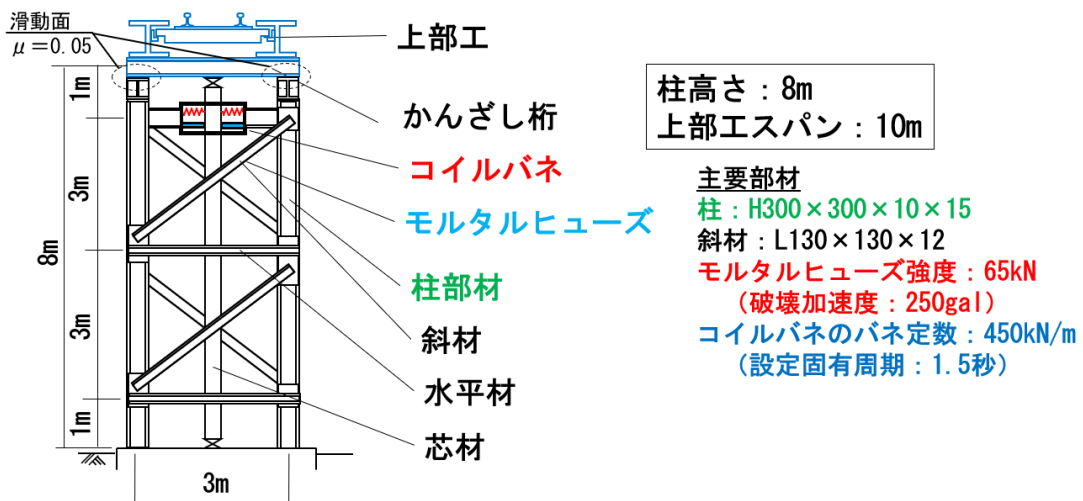


図 4-12 高さ 8m 工事桁単スパン 10m のヒューズ機構を有する仮橋脚（ケース 3）

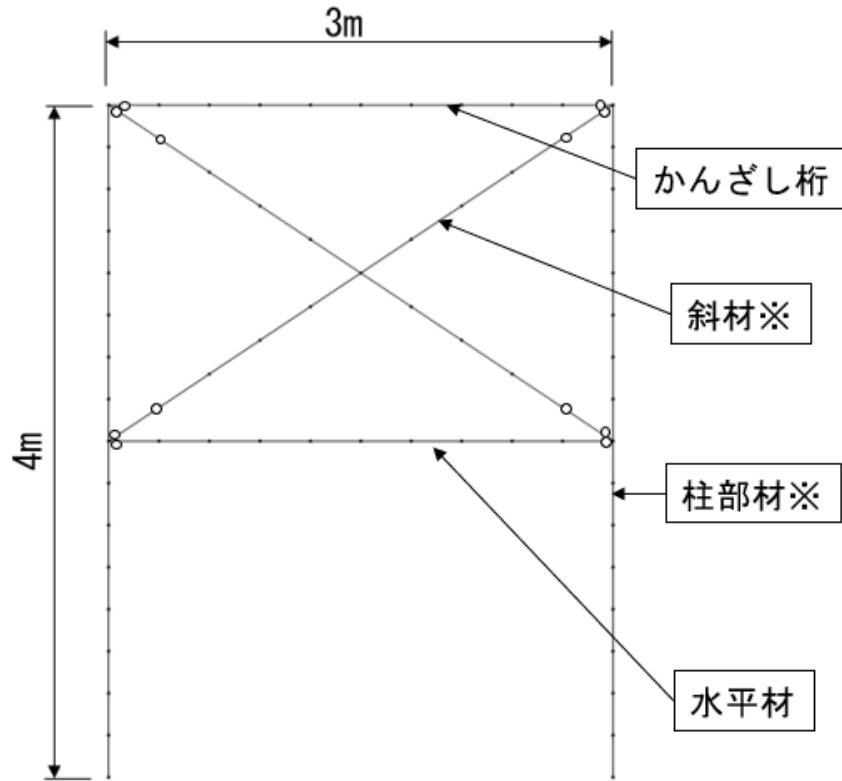
4.4 解析モデルの概要

4.4.1 一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚の解析モデルの概要

図 4-13 に、一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚の解析モデルを示す。部材の接合は、一般的にガセットプレートを介したボルト接合が行われる。通常、このような接合方法はトラス構造に一般的に用いられるもので、構造解析ではピン接合として取り扱われる。よって、本解析モデルにおいても部材接合はピン接合とした。

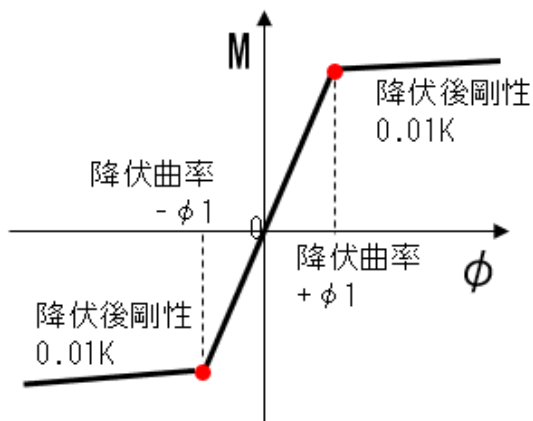
柱部材に関しては、発生曲げモーメントが大きな箇所から部材の降伏曲げモーメントを超えると降伏領域に入ることを考慮する必要がある。柱部材の非線形性は曲げモーメント (M) と断面曲率 (ϕ) の関係で表される非線形特性を用いる。図 4-14 (柱の $M-\phi$) に、柱の $M-\phi$ 特性の略図を示す。骨格曲線はバイリニア型とし、降伏以降の 2 次勾配 (2 次剛性) は初期剛性の $1/100$ とした。履歴ループに関しては、標準型と呼ばれるものを用いた。標準型の履歴ループは、除荷時の勾配が初期勾配 (初期剛性) で戻るものである。標準型の履歴ループは、一般に鋼部材の非線形特性を表現する場合に多用されている。

斜材のアンクル材に関しては、引張応力と圧縮応力が作用する部材である。引張応力作用時には発生引張応力度が降伏応力度を超過すると降伏し、非線形領域に入る非線形特性とし、骨格曲線はバイリニア型、履歴ループは標準型とした。図 4-15 (斜材) に、斜材のアンクル材に設定した非線形特性を示す。圧縮応力作用時には、圧縮応力がある限界値を超えると座屈が発生する。これは、ガセットプレートと斜材のアンクル材を接合する際、アンクル材の一面のみをガセットプレートとボルト接合する。ガセットプレートの板材中心とアンクル材図心位置とは偏心距離 (e) が自然に生じることになる。斜材のアンクル材への圧縮応力は、ガセットプレートから導入されるが、ガセットプレート板材中心とアンクル材図心位置との偏心距離 (e) により偏心曲げモーメント (2 次モーメント) が発生することになる。偏心曲げモーメントの発生は、斜材のアンクル材に座屈の発生を誘導することになる。解析モデルでは、偏心曲げモーメントの影響を取り込むため、幾何学的非線形を考慮した解析を実施した。



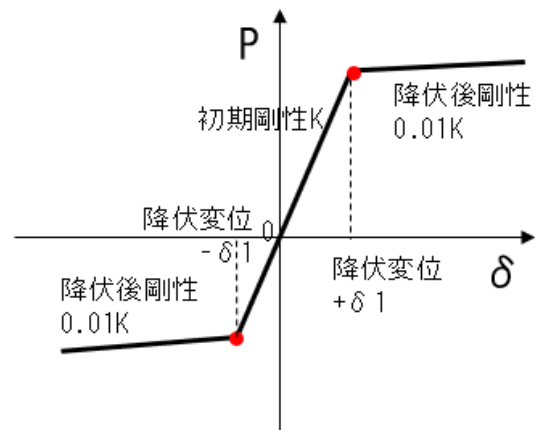
※) 非線形要素を用いてモデル化した部材

図 4-13 一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚の構造モデル



非線形梁要素の構成則
バイリニア (標準型)

図 4-14 柱部材の非線形特性 (M-φ)



非線形バネ要素の構成則
バイリニア (非対称ループ)

図 4-15 斜材のアングル材に設定した
非線形特性

4.4.2 ヒューズ機構を有する仮橋脚の解析モデルの概要

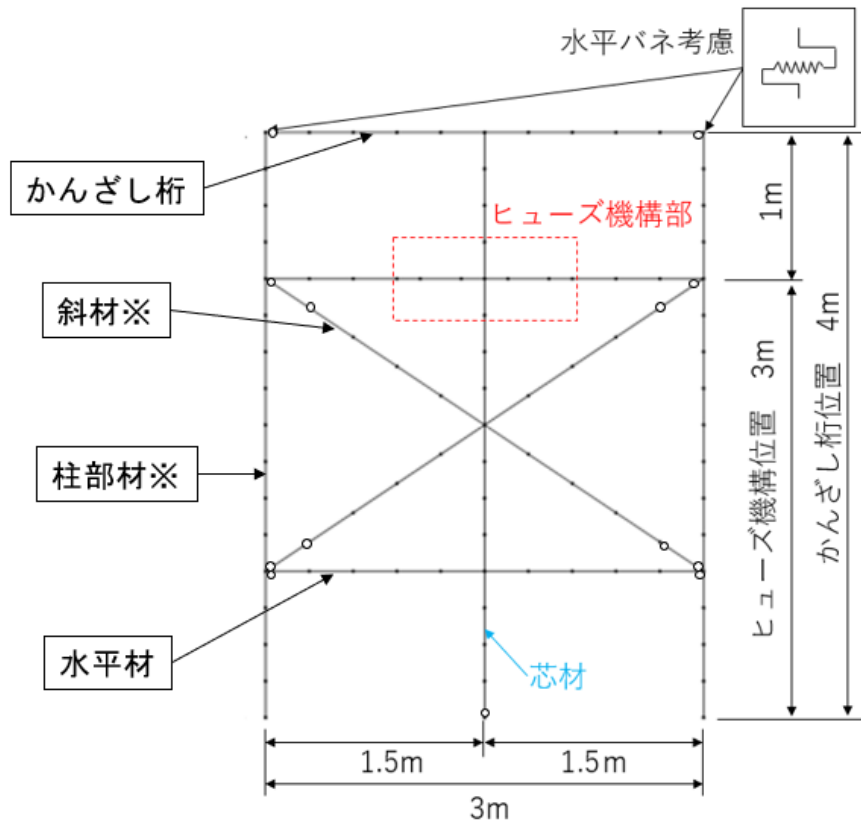
ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は、ヒューズ機構発動前（ヒューズが破壊しない前）は、弾性的に挙動する。ヒューズ機構発動後（ヒューズが脆性的に破壊）は長周期化し、地震時慣性力が低減し、柱部材の健全性が保たれ、破壊安全性・損傷復旧性を確保しようとする構造システムである。本構造の有効性を確認するため、解析モデルを構築し、鉄道耐震標準⁶⁾に規定されている L2 地震動の地震波を作用させた動的解析を実施した。図 4-16 に、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造の解析モデルを示す。解析モデルは、柱部材、かんざし桁、横つなぎ材、斜材のアングル材などは骨組みモデルでモデル化を行った。ヒューズ機構箇所ではモルタルヒューズ、コイルバネはバネ要素でモデル化した。

工事桁を支持しているかんざし桁と柱部材との接合は、かんざし桁を柱上部にテフロン板を介して載せている。テフロン板はかんざし桁と柱との摩擦を切り、すべりやすくするために設置する。テフロン板の摩擦係数は、0.05 程度となっている。

モルタルヒューズは、ヒューズ発動荷重（ヒューズ破壊荷重）作用時には脆性的に破壊する必要がある。このため、モルタルヒューズは、破壊荷重に達した直後に荷重（復元力）がゼロとなるバネ特性でモデル化し、正側、負側の非線形特性は同一とした。図 4-17 に、モルタルヒューズ用バネに用いた非線形特性を示す。

かんざし桁と柱上部との間にテフロン板を設置する。テフロン板の摩擦係数を 0.05 とし、摩擦特性の影響はバネ要素を用いて表現した。図 4-18 に、テフロン板の摩擦を模擬したバネ要素に用いた非線形特性を示す。摩擦挙動は、摩擦力以上の水平力が作用した場合に滑るが、水平力が摩擦力以下の場合には滑らない状態である。このような摩擦の挙動は、剛塑性挙動であり、摩擦力以下の水平力の作用に対しては、変形が生じないので初期剛性は理論上無限大となるが、本解析ではバネ定数 100000 とし、できるだけ大きな値をいれることで模擬した。ただし、解析上、極端に大きなバネ定数を入れると剛性マトリックスがいびつになりマトリックスの解が得られなくなる場合もあり、解析が可能な範囲で初期のバネ定数を大きくすることにした。

斜材のアングル材に用いた非線形特性は、4.4.1 の一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚の解析モデルと同様にした。



※) 非線形要素を用いてモデル化した部材

図 4-16 ヒューズ機構を有する仮橋脚構造の構造モデル

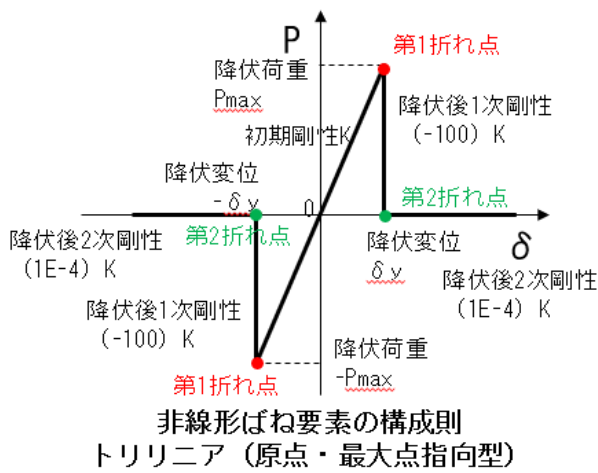


図 4-17 モルタルヒューズの非線形特性

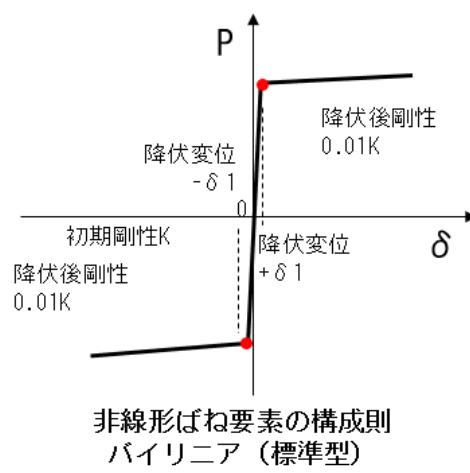


図 4-18 テフロン板の摩擦特性を模擬した
ばね要素の非線形特性

4.4.3 H形鋼柱部材の変形性能

柱部材には、H形鋼を用いる。L2地震のような大規模地震時には、柱部材の降伏が生じる可能性があり、耐震設計上、柱部材としての変形性能の限界値を定める必要がある。耐震設計における部材の変形性能の限界値は、耐荷性状が安定している範囲で設定されるのが一般的である。部材の交番載荷試験などから、復元力が安定して維持している範囲や損傷状況などを勘案して設定される。

H形鋼の変形性能に関しては、参考文献 8), 9)において検討が行われている。また、一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚を模擬とした模型試験体による交番載荷実験の結果が、参考文献 10), 11)に示されている。これらによれば、上フランジの幅厚比 (t_b/t_f)、腹板の板厚比 (d/t_w) により、塑性変形性能が定まることが示されている。図 4-19 に JR 東日本の基準に記載にある H 鋼柱部材の変形性能 (じん性率 8) の規定を示す。一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚構造の模型試験体による交番載荷実験結果を基本に、JR 東日本の基準⁴⁾では、(a)~(d)を満足する場合にじん性率を 8 としてよいと規定している。しかしながら、(a)~(d)を満足できなければ塑性変形を考慮することができないことになる。

本検討では、柱部材の H 形鋼について、塑性化に対応したデテールになっていないことから、塑性変形性能は保有していない。よって、H 形鋼を用いた柱部材の降伏した時点で崩壊したものとみなすこととした。

(a) H形鋼の全塑性軸力比	
$N/N_y \leq 0.15$	(4.7.1)
ここで、 N ; 作用軸力 (死過重+活荷重)	
$N_y = f_{sy} \cdot A_s$; 支柱の全塑性軸力	
f_{sy} ; 鋼材の基本強度	
A_s ; 鋼材の全断面積	
(b) 柱の細長比	
$l/r \leq 18.1$	(4.7.2)
ここで、 l/r ; 鉄道標準 (鋼) で定める等価細長比	
(c) 門型形状	
$H/B = 1 \sim 2$ 程度	(4.8.3)
ここで、 H, B は図 4.7.1 による	
(d) 門型一斜材耐力比	
$P_{yb}/P_{yn} \leq 2.3$	(4.7.4)
ここで、 P_{yb} ; 引張斜材がある場合、柱基部が曲げ圧縮強度となる時の柱への水平荷重 (載荷位置は図 4.7.1 参照)	
P_{yn} ; 引張斜材がない場合、柱基部が曲げ圧縮強度となる時の柱への水平荷重 (載荷位置は図 4.7.1 参照)	

図 4-19 H 鋼柱部材の変形性能 (じん性率 8) の規定⁴⁾

4.5 解析結果の比較とまとめ

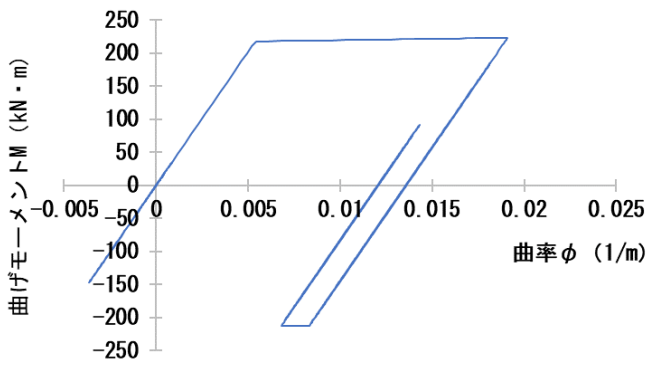
(1) 高さ 4m 工事桁は単スパン 10m の場合

図 4-20 (a), (b) は、柱基部の $M-\phi$ の履歴を示したものである。図 4-20 (a) は一般の仮橋脚、図 4-20 (b) はヒューズ機構を有する仮橋脚構造の結果である。一般の仮橋脚の場合は、柱は降伏曲率 (ϕ_y) を超える曲率となり降伏したことが示された。ヒューズ機構を有する仮橋脚構造に関しては、弾性領域に収まる結果となった。この結果から、一般の仮橋脚は崩壊し、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造に関しては L2 地震のような大規模地震が作用しても崩壊は免れ、柱部材は弾性領域であることから無損傷となる。以上の結果を踏まえると、ヒューズ機構を有することで崩壊に対する破壊安全性・損傷復旧性は確保され、有効性が確認された。

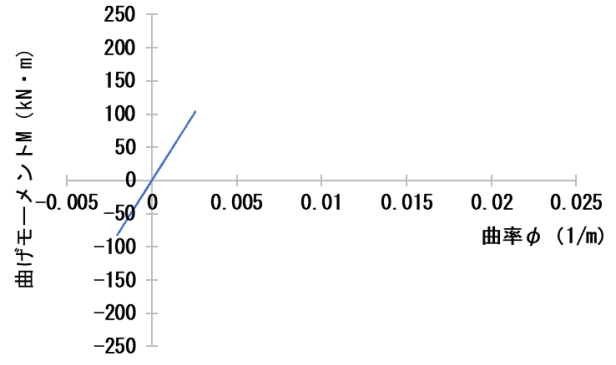
図 4-21 (a) (b) は、かんざし桁位置の加速度波形を示したものである。一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚の加速度は 15.9m/s^2 に対して、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は 12.2m/s^2 となり、かんざし桁位置での応答加速度の低減が確認された。ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は、かんざし桁と柱上部にテフロン板があり、かざし桁の動きを拘束しないようになっている。これにより、柱部材基部は弾性範囲の応答となっている。

図 4-22 (a) (b) は、柱天端位置における応答変位波形を示したものである。一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚は 0.017m に対して、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は 0.005m と $1/3$ 程度に低減されていた。ヒューズ機構を有する仮橋脚構造の柱部材の応答変位は小さく、弾性範囲内の応答に収まっていた。

図 4-23 (a) (b) は、かんざし桁位置における応答加速度波形のフーリエ変換 (FFT) を示したものである。一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚は一次の固有モードが 6.16Hz となっており、 $1.0\sim 2.0\text{Hz}$ 付近にも卓越した箇所がある。 $1.0\sim 2.0\text{Hz}$ 付近の卓越周波数は柱部材の塑性化の影響と考えられる。ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は、卓越する周波数が 0.67Hz となり、固有周期では 1.49s となる。ヒューズ破壊後の固有周期を 1.5s に設定しており、ほぼ設定通りの固有周期で振動したものと考えられる。また、ヒューズ機構を有する仮橋脚は一般的なヒューズ機構を有しないヒューズ機構を有しない仮橋脚に対して長周期化することが確認され、かんざし桁位置の応答加速度が 23% 低減できることが確認できた。

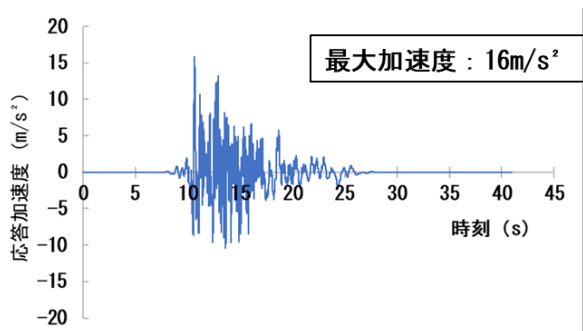


(a) 一般的なヒューズ機構を有しない
仮橋脚構造

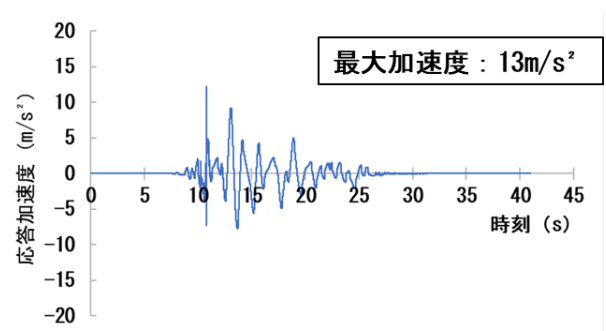


(b) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

図 4-20 柱基部の M-φ の応答

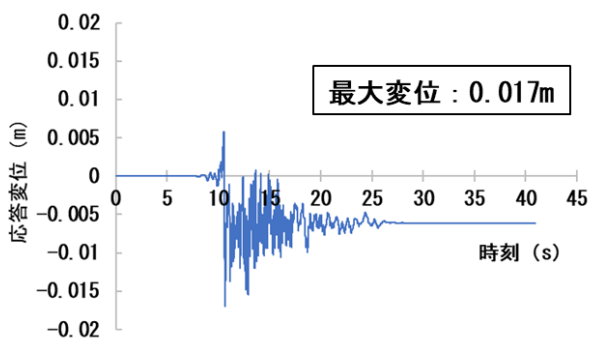


(a) 一般的なヒューズ機構を有しない
仮橋脚構造

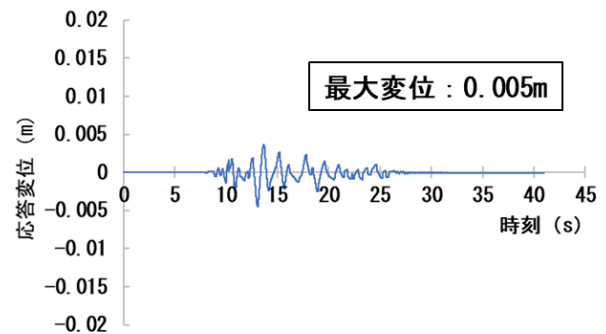


(b) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

図 4-21 かんざし桁位置の応答加速度

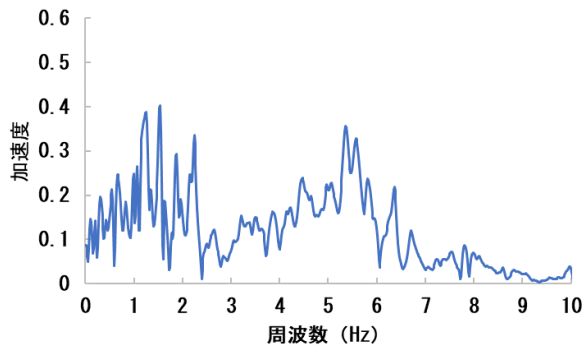


(a) 一般的なヒューズ機構を有しない
仮橋脚構造

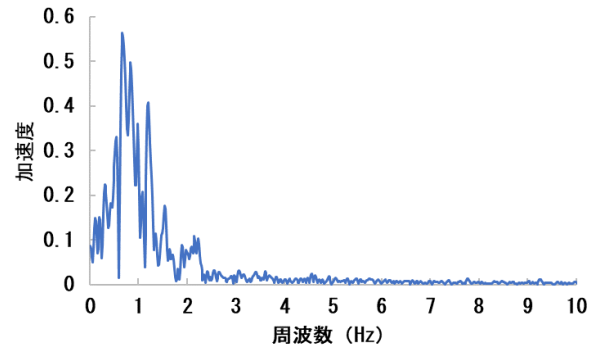


(b) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

図 4-22 柱天端位置の応答変位



(a) 一般的なヒューズ機構を有しない



(b) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

仮橋脚構造

図 4-23 応答加速度波形のフーリエスペクトル

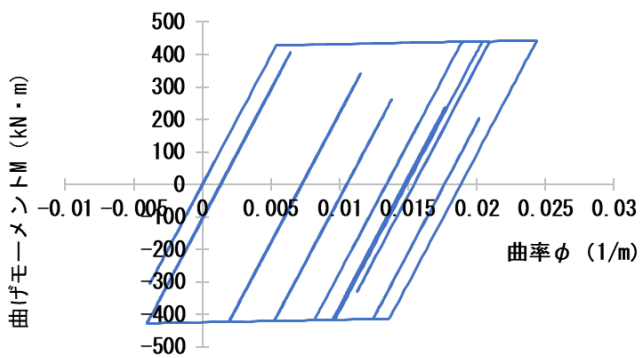
(2) 高さ 4m 工事桁は 2 連でスパン 10m+10m の場合

図 4-24 (a), (b) は、柱基部の M- ϕ の履歴を示したものである。図 4-24 (a) は一般の仮橋脚、図 4-24 (b) はヒューズ機構を有する仮橋脚構造の結果である。一般の仮橋脚の場合は、柱は降伏曲率 (ϕ_y) を超える曲率となり降伏したことが示された。ヒューズ機構を有する仮橋脚構造に関しては、弾性領域に収まる結果となった。この結果から、一般の仮橋脚は崩壊し、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造に関しては L2 地震のような大規模地震が作用しても崩壊は免れ、柱部材は弾性領域であることから無損傷となる。以上の結果を踏まえると、ヒューズ機構を有することで崩壊に対する破壊安全性・損傷復旧性は確保され、有効性が確認された。

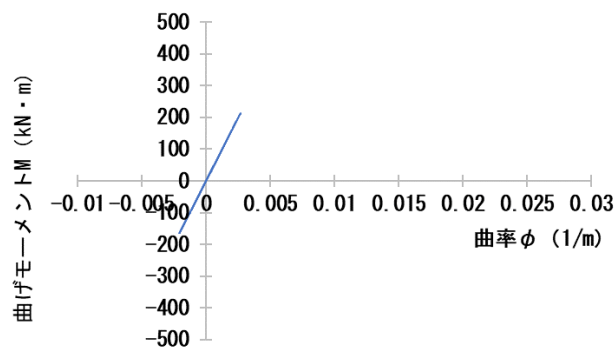
図 4-25 (a) (b) は、かんざし桁位置の加速度波形を示したものである。一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚の加速度は 16.8m/s^2 に対して、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は 11.9m/s^2 となり、かんざし桁位置での応答加速度の低減が確認された。ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は、かんざし桁と柱上部にテフロン板があり、かんざし桁の動きを拘束しないようになっている。これにより、柱部材基部は弾性範囲の応答となっている。

図 4-26 (a) (b) は、柱天端位置における応答変位波形を示したものである。一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚は 0.024m に対して、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は 0.005m と 1/5 程度に低減されていた。ヒューズ機構を有する仮橋脚構造の柱部材の応答変位は小さく、弾性範囲内の応答に収まっていた。

図 4-27 (a) (b) は、かんざし桁位置における応答変位波形のフーリエ変換 (FFT) を示したものである。一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚は一次の固有モードが 6.16Hz となっており、 $1.0\sim 2.0\text{Hz}$ 付近にも卓越した箇所がある。 $1.0\sim 2.0\text{Hz}$ 付近の卓越周波数は柱部材の塑性化の影響と考えられる。ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は、卓越する周波数が 0.67Hz となり、固有周期では 1.49s となる。ヒューズ破壊後の固有周期を 1.5s に設定しており、ほぼ設定通りの固有周期で振動したものと考えられる。また、ヒューズ機構を有する仮橋脚は一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚に対して長周期化することが確認され、応答加速度が 29% 低減できることが確認できた。

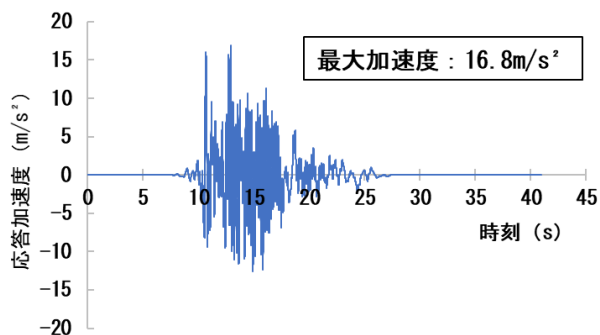


(a) 一般的なヒューズ機構を有しない
仮橋脚構造

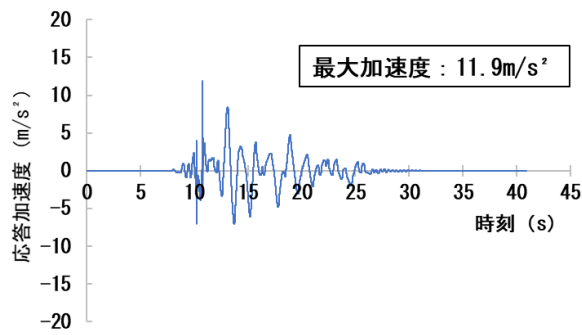


(b) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

図 4-24 柱基部の M-φ の応答

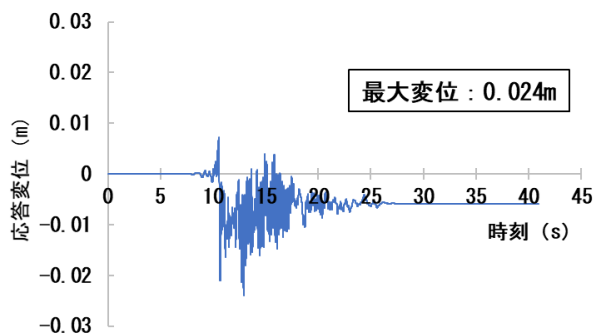


(a) 一般的なヒューズ機構を有しない
仮橋脚構造

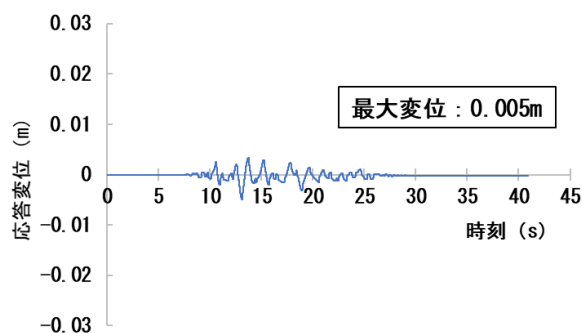


(b) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

図 4-25 かんざし桁位置の応答加速度

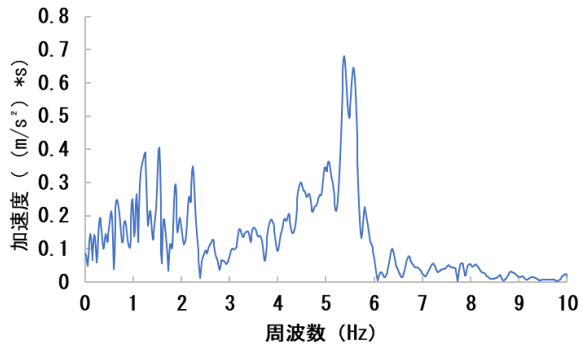


(a) 一般的なヒューズ機構を有しない
仮橋脚構造



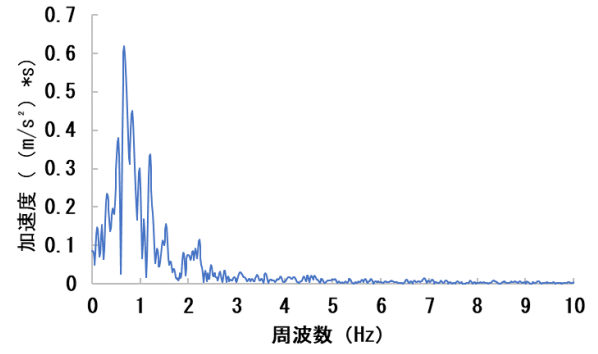
(b) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

図 4-26 柱天端位置の応答変位



(a) 一般的なヒューズ機構を有しない

仮橋脚構造



(b) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

図 4-27 応答加速度波形のフーリエスペクトル

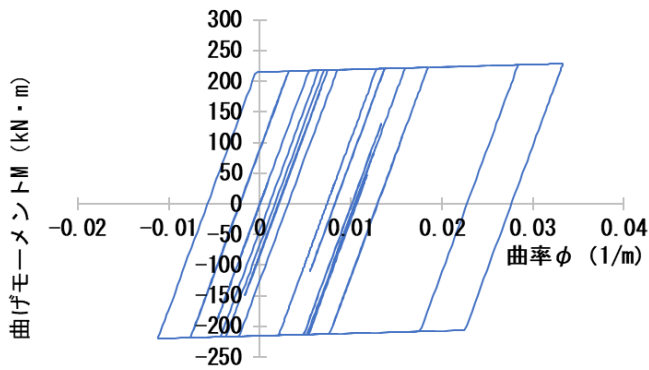
(3) 高さ 8m 工事桁は単スパン 10m の場合

図 4-28 (a), (b) は、柱基部の M-φ の履歴を示したものである。図 4-28 (a) は一般の仮橋脚、図 4-28 (b) はヒューズ機構を有する仮橋脚構造の結果である。一般の仮橋脚の場合は、柱は降伏曲率 (ϕ_y) を超える曲率となり降伏したことが示された。ヒューズ機構を有する仮橋脚構造に関しては、弾性領域に収まる結果となった。この結果から、一般の仮橋脚は崩壊し、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造に関しては L2 地震のような大規模地震が作用しても崩壊は免れ、柱部材は弾性領域であることから無損傷となる。以上の結果を踏まえると、ヒューズ機構を有することで崩壊に対する破壊安全性・損傷復旧性は確保され、有効性が確認された。

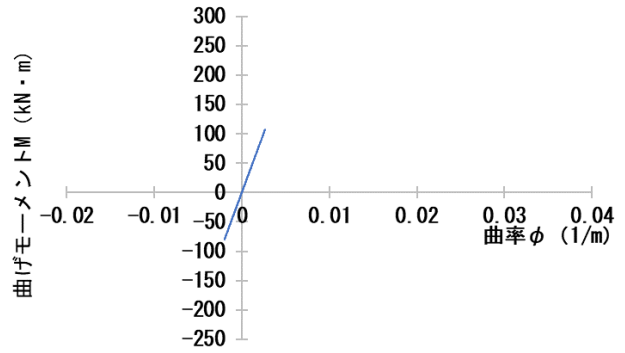
図 4-29 (a) (b) は、かんざし桁位置の加速度波形を示したものである。一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚の加速度は 17.2m/s^2 に対して、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は 9.7m/s^2 となり、かんざし桁位置での応答加速度の低減が確認された。ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は、かんざし桁と柱上部にテフロン板があり、かんざし桁の動きを拘束しないようになっている。これにより、柱部材基部は弾性範囲の応答となっている。

図 4-30 (a) (b) は、柱天端位置における応答変位波形を示したものである。一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚は 0.035m に対して、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は 0.010m と 1/3 程度に低減されていた。ヒューズ機構を有する仮橋脚構造の柱部材の応答変位は小さく、弾性範囲内の応答に収まっていた。

図 4-31 (a) (b) は、かんざし桁位置における応答変位波形のフーリエ変換 (FFT) を示したものである。一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚は一次の固有モードが 6.16Hz となっており、 $1.0\sim 2.0\text{Hz}$ 付近にも卓越した箇所がある。 $1.0\sim 2.0\text{Hz}$ 付近の卓越周波数は柱部材の塑性化の影響と考えられる。ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は、卓越する周波数が 0.67Hz となり、固有周期では 1.49s となる。ヒューズ破壊後の固有周期を 1.5s に設定しており、ほぼ設定通りの固有周期で振動したものと考えられる。また、ヒューズ機構を有する仮橋脚は一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚に対して長周期化することが確認され、応答加速度が 23% 低減できることが確認できた。

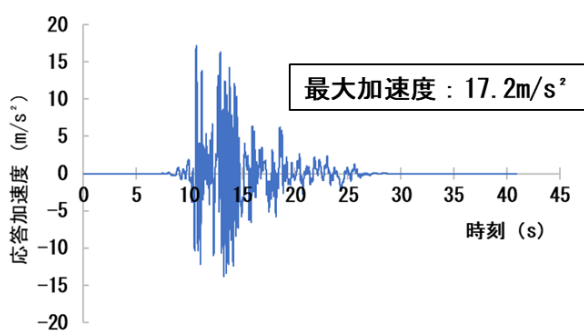


(a) 一般的なヒューズ機構を有しない
仮橋脚構造

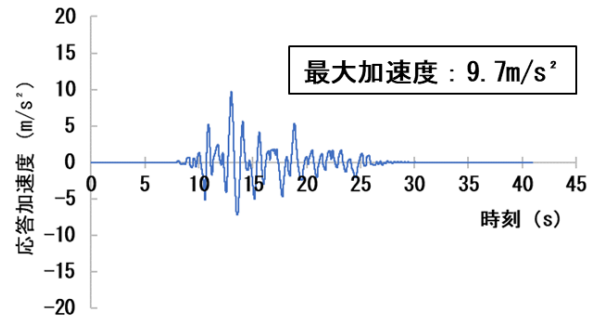


(b) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

図 4-28 柱基部の M- ϕ の応答

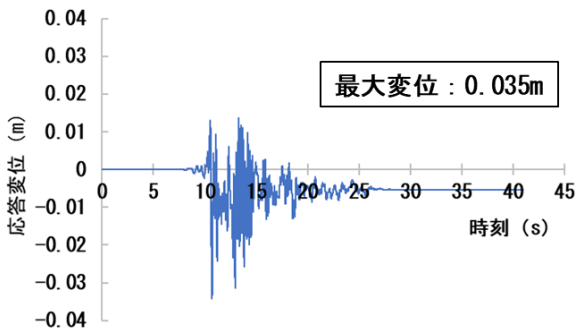


(a) 一般的なヒューズ機構を有しない
仮橋脚構造

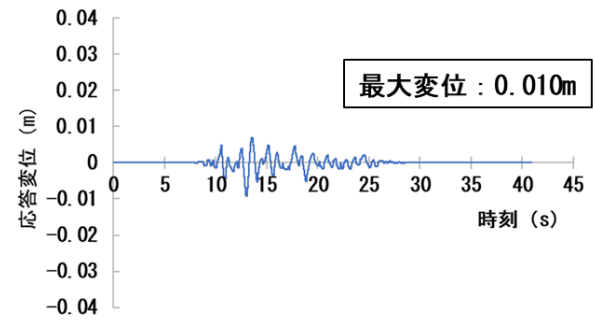


(b) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

図 4-29 かんざし桁位置の応答加速度

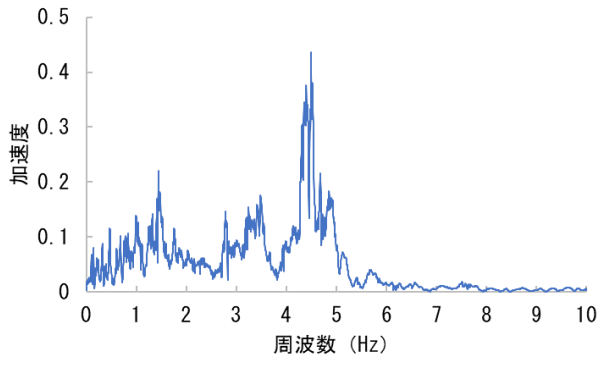


(a) 一般的なヒューズ機構を有しない
仮橋脚構造

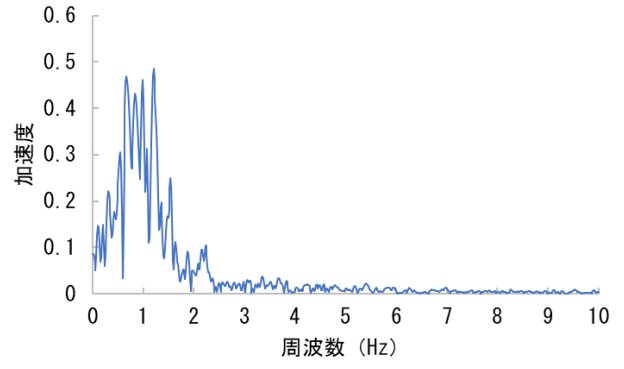


(b) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

図 4-30 柱天端位置の応答変位



(a) 一般的なヒューズ機構を有しない
仮橋脚構造



(b) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造

図 4-31 応答加速度波形のフーリエスペクトル

(4) 解析結果の比較まとめ

表 4-5 (a) (b) に各解析モデルに鉄道耐震標準における L2 地震動 (スペクトルⅡ) の表層地震波形のうち、G0 地盤～G5 地盤の 6 パターンの表層地盤における地震波形を入力した場合の柱部材の損傷の有無を示す。

高さ 4m 工事桁は単スパン 10m の場合、一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚においては、G0 地盤～G3 地盤の 4 パターンの地震波形を入力した結果、柱は降伏曲率 (ϕ_y) を超える応答となり部材降伏となった。G4 地盤、G5 地盤の 2 パターンの地震波形を入力した場合は、弾性領域に収まる結果となった。一方、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造においては、6 パターンの地震波形で弾性領域に収まる結果となった。

高さ 4m 工事桁は単スパン 10+10m の場合、一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚においては、G0 地盤～G3 地盤の 4 パターンの地震波形を入力した結果、柱は降伏曲率 (ϕ_y) を超える応答となり部材降伏となった。G4 地盤、G5 地盤の 2 パターンの地震波形を入力した場合は、弾性領域に収まる結果となった。一方、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造においては、6 パターンの地震波形で弾性領域に収まる結果となった。

高さ 8m 工事桁は単スパン 10m の場合、一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚においては、G0 地盤～G4 地盤の 5 パターンの地震波形を入力した結果、柱は降伏曲率 (ϕ_y) を超える応答となり部材降伏となった。G5 地盤の 1 パターンの地震波形を入力した場合は、弾性領域に収まる結果となった。一方、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造においては、6 パターンの地震波形で弾性領域に収まる結果となった。

一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚の場合は全 18 パターンのうち 13 パターンで柱は降伏曲率 (ϕ_y) を超える応答となり部材降伏となった。一方、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造に関しては、全 18 パターンで弾性領域に収まる結果となった。また、同時に、L2 地震動の挙動では構造物の固有周期が 0.23～0.31 秒から 1.5 秒付近に変化し、長周期化することが確認され、応答加速度が最大 44%低減できることが確認できた。この結果から、L2 地震動が作用した場合、一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚はその多くが崩壊に近い損傷となり、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造の柱部材は、弾性領域で無損傷となり、L2 地震動に対する破壊安全性・損傷復旧性が確保されたことを確認した。

表 4-2 地震時の柱部材の損傷の有無

(a) G0,G1,G2 地盤

		入力地震動：L2地震動（スペクトルⅡ）の表層地震波形		
		G0地盤	G1地盤	G2地盤
【ケース1】 高さ4m 工事桁単スパン10m	一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚構造	柱部材の降伏	柱部材の降伏	柱部材の降伏
	ヒューズ機構を有する仮橋脚構造	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし
【ケース2】 高さ4m 工事桁単スパン10m+10m	一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚構造	柱部材の降伏	柱部材の降伏	柱部材の降伏
	ヒューズ機構を有する仮橋脚構造	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし
【ケース3】 高さ8m 工事桁単スパン10m	一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚構造	柱部材の降伏	柱部材の降伏	柱部材の降伏
	ヒューズ機構を有する仮橋脚構造	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし

(b) G3,G4,G5 地盤

		入力地震動：L2地震動（スペクトルⅡ）の表層地震波形		
		G3地盤	G4地盤	G5地盤
【ケース1】 高さ4m 工事桁単スパン10m	一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚構造	柱部材の降伏	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし
	ヒューズ機構を有する仮橋脚構造	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし
【ケース2】 高さ4m 工事桁単スパン10m+10m	一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚構造	柱部材の降伏	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし
	ヒューズ機構を有する仮橋脚構造	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし
【ケース3】 高さ8m 工事桁単スパン10m	一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚構造	柱部材の降伏	柱部材の降伏	柱部材の損傷なし
	ヒューズ機構を有する仮橋脚構造	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし	柱部材の損傷なし

4.6 モルタルヒューズ耐力が実挙動に与える影響の検証

4.6.1 解析モデル

2章ではモルタルヒューズの要素試験を実施し、耐力評価式の提案を行っているが、耐力評価式の算定値は、試験結果の最大耐力最大荷重に対してばらつきが確認された。4.4節ではモルタルヒューズは設計水平震度を0.25とし、モルタルヒューズの耐力の設定を行っているが、本節ではこのモルタルヒューズ耐力を任意に変更し、モルタルヒューズ耐力のばらつきを再現することで、実挙動に与える影響を確認した。

解析対象の設計ケースは図4-10に示す高さ4m 工事桁単スパン10mのヒューズ機構を有する仮橋脚(ケース1)とし、解析上の基準のモルタルヒューズ耐力は設計水平震度0.25に相当する65.0kNとした。ここに試験結果の変動係数が0.15であることから、基準値に対して、20%範囲での耐力のばらつきを考慮こととした。具体的なモルタルヒューズの耐力は基準値である65.0kNに対しての比率が0.8, 0.9, 1.1, 1.2倍に相当する52.0, 58.5, 71.5, 78.0kNに設定し、解析を実施した。入力地震動は3.4節の検討において最も応答が大きいG2地盤におけるL2地震動(スペクトルⅡ)の表層地震波形とした。

4.6.1 解析結果

解析結果におけるモルタルヒューズ耐力を変更した場合の各応答値を表-2に示す。また、解析結果における柱基部のM- ϕ の応答を図-22に示す。各解析モデルで柱部材は弾性域に収まる結果となり、柱部材は無損傷であることが確認された。最大曲率については0.00252~0.00257の範囲でばらつく結果となり、モルタルヒューズ耐力がばらつくことによる柱部材への影響は小さいことが確認された。

モルタルヒューズ耐力を変更した場合のかんざし桁位置の応答加速度履歴を図-22に示す。モルタルヒューズの耐力を変更した解析の場合、最大加速度は9.2 m/s²~13.1 m/s²からの範囲で変化する結果となった。これは10s~11sに発生するモルタルヒューズの破壊するタイミングが変化することによる影響であると考えられる。

モルタルヒューズ耐力を変更した場合の応答加速度波形のフーリエスペクトルを図-23に示す。すべての解析結果でヒューズ破壊後の固有周期は1.49sとなり、モルタルヒューズの耐力のばらつきによる影響はない結果となった。これは、モルタルヒューズは脆性的に破壊する復元力特性を採用しているため、モルタルヒューズの耐力によらず、モルタルヒューズの破壊後の固有周期はコイルバネのバネ定数による地震動の制御が有効になっているためだと考えられる。

以上の結果から、柱部材は無損傷であり、柱部材の応答についても大きな変化は確認されなかったため、モルタルヒューズ耐力がばらつくことによる、本構造の耐震性への影響は小さいことが確認された。

表 4-3 モルタルヒューズ耐力を変更した場合の各応答値

モルタルヒューズ耐力 (kN)	65kNに対する耐力比率	柱基部の最大曲率 (ϕ)	かんざし桁位置の最大加速度 (m/s^2)	ヒューズ破壊後の固有周期 (s)	柱部材の損傷の有無
52.0	0.8	2.52E-3	9.2	1.49	損傷なし
58.5	0.9	2.54E-3	13.1	1.49	損傷なし
65.0	1.0	2.54E-3	12.2	1.49	損傷なし
71.5	1.1	2.54E-3	13.1	1.49	損傷なし
78.0	1.2	2.57E-3	10.0	1.49	損傷なし

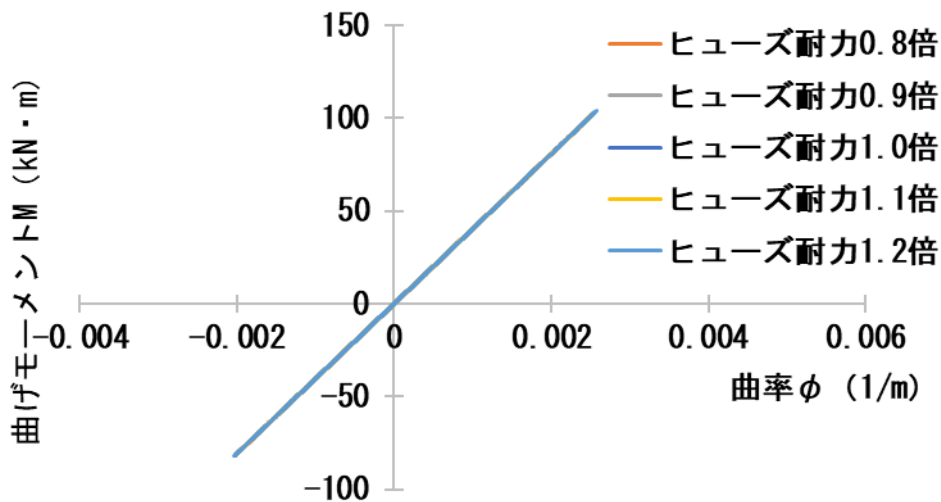


図 4-32 モルタルヒューズ耐力を変更した場合の柱基部の M- ϕ の応答

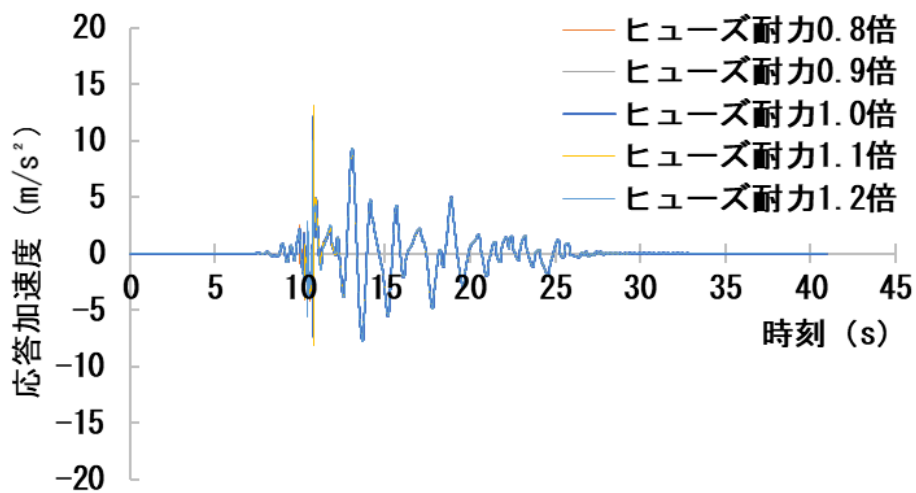


図 4-33 モルタルヒューズ耐力を変更した場合のかんざし桁位置の応答加速度

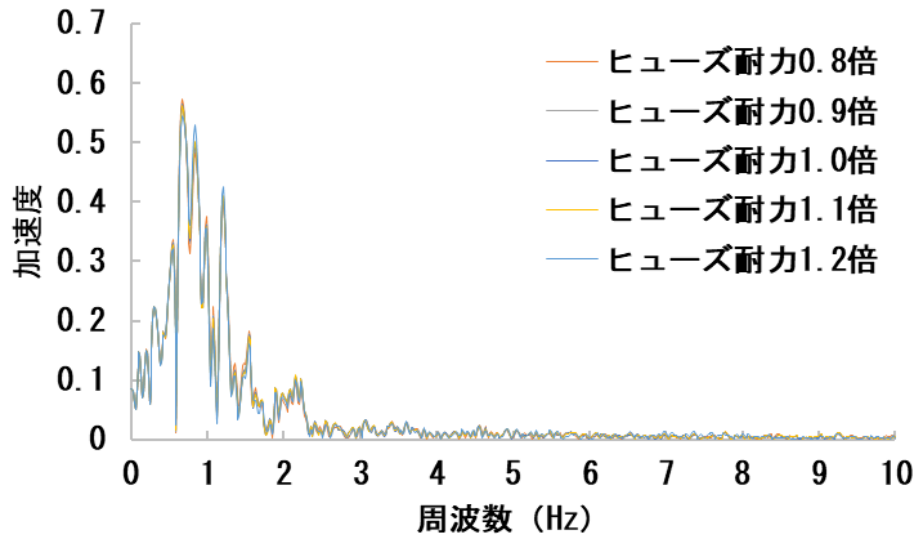


図 4-34 モルタルヒューズ耐力を変更した場合の応答加速度波形のフーリエスペクトル

4.7 第4章の結論

本章では、実仮橋脚の構造諸元を設定し、一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚とヒューズ機構を有する仮橋脚構造に関して、動的解析用の解析モデルを設定し、L2地震（大規模地震）に対応する地震波を入力した動的解析を実施した。検討結果を以下にまとめる。

- (1) L2地震スペクトルⅡの3波の地震動入力による柱部材の応答は、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造で全18パターンにおいて弾性範囲となった。一般の仮橋脚に関しては、全18パターンのうち13パターンで柱が降伏し、崩壊が発生する結果となった。ヒューズ機構を有することで設計水平震度0.25程度でも、L2地震のような大規模地震を受けても崩壊が免れ、破壊安全性・損傷復旧性が確保され、ヒューズ機構の有効性を有するものと考えられる。
- (2) かんざし桁位置での最大応答加速度は、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造が一般のヒューズ機構を有しない仮橋脚より20～44%程度低減することが確認された。
- (3) 柱部材上部の最大応答変位は、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造が一般のヒューズ機構を有しない仮橋脚の約30%の最大応答変位となっており、応答変位を低減する効果が顕著に大きかった。
- (4) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造の卓越する固有周期は1.49秒程度となり、設定固有周期である1.5秒に対して、ほぼ設定通りの固有周期で振動したものと考えられる。
- (5) 設計水平震度0.25から設定されるモルタルヒューズ耐力を基準とし、モルタルヒューズ耐力を20%範囲で変更した解析を実施した場合、最大加速度は最大25%程度低減し、最大10%程度増大する結果となった。

以上の結果から、ヒューズ機構は仮橋脚の柱部材の塑性化を防ぐ効果が確認され、破壊安全性・損傷復旧性の向上とヒューズ機構の有効性を示した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：仮設構造物工指針，1999.3.
- 2) 栗林栄一，岩崎敏男：施工時の地震荷重の決め方についての一提案，橋梁と基礎，1973.5.
- 3) 気象庁，平成 28 年（2016 年）熊本地震調査報告，技術報告書，第 135 号
- 4) 東日本旅客鉄道株式会社：工事桁工法マニュアル，2016.10.
- 5) 東海旅客鉄道株式会社：桁架設用構造物設計の手引き，2015.3.
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），2012.9
- 7) 財団法人土木研究センター：道路橋の免震・制振設計法マニュアル（案），2012.12.
- 8) 加藤勉：鉄骨構造の耐震設計，丸善，1983.1
- 9) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990.
- 10) 山口慎，山田正人，後藤貴士，工藤伸司，佐藤清一，伊藤昭夫：H 型鋼を柱部材とした橋脚の塑性変形性能について，SED19，2002.11
- 11) 後藤貴士，工藤伸司，山田正人，山口慎，伊藤昭夫：H 型鋼を柱部材とした仮橋脚等の耐震設計について，SED21，2003.11.

第5章 結論

5.1 結論

本論文はヒューズ機構を有した仮橋脚構造の実用化に向けた以下の課題に対して試験的・解析的検討を実施したものである。

- (1) 本研究で提案している仮橋脚構造においては中空鋼管の中を芯材（鋼管）が貫通しており、中空鋼管と芯材（鋼管）の間にモルタルヒューズを配置している。モルタルヒューズは扇形の形状となるが、この形状のモルタルヒューズについては力学特性や破壊挙動を明らかにする必要がある。
- (2) 本研究において、ヒューズ機構は L2 地震動発生時にはヒューズ材が破壊し、設定固有周期（長周期）に移行することで破壊安全性・損傷復旧性を確保するものであるが、実仮橋脚構造において本ヒューズ機構がこの要求性能を満たす構造であるか明らかにする必要がある。

本論文は全5章で構成され、各章についての結論を以下に示す。

「第1章 序論」では、前述のような研究の背景と一般的なヒューズ機構を有しない仮橋脚構造や耐震設計法に関する既往文献を整理するとともに、本研究の位置づけを明らかにしている。また、本研究で提案しているヒューズ機構を有する仮橋脚構造の要求性能を示した。

「第2章 モルタル材料を用いたヒューズ部材の耐荷力の検証」では、ヒューズ機構に用いるモルタルヒューズについて、要素試験と3次元の非線形 FEM 解析による再現解析を実施し、耐力評価法の提案を行った。第2章で得られた結論を以下に示す。

- (1) モルタルヒューズの要素試験を実施した結果、モルタルヒューズの破壊荷重と荷重変位関係を明らかにした。破壊性状は供試体上部の圧縮破壊と割裂破壊が発生する結果となった。
- (2) 圧縮強度 18.5N/mm^2 のポストピークの挙動において、最大荷重に対して 50%程度の残存耐力が確認された。圧縮強度 55.7N/mm^2 の場合、残存耐力は最大荷重に対して 10%程度以下となる結果であった。この残存耐力は概ね 10kN 程度であることから、供試体下部と鋼管の摩擦の影響と考えられ、供試体の最大荷重が大きくなるほど最大荷重に対する割合が小さくなると考えられる。
- (3) モルタルヒューズの FEM 解析を実施し、試験結果と照合した結果、破壊挙動は載荷側鋼管直下付近の圧縮領域で局所破壊が発生し、圧縮破壊領域がひとつの塊となりさらに変形が

進み、モルタルヒューズ供試体中心で左右方向の変形が進むことで割裂する破壊のメカニズムであることを明らかにした。

- (4) モルタルヒューズの耐力評価法の検討を実施した結果、本章で用いたモルタルヒューズの条件においては、供試体上部の圧縮破壊による耐力算定値が試験値の最大荷重をほぼ妥当に表現していることを明らかにした。
- (5) モルタルヒューズの中心角を変更した解析を実施した結果、中心角を変更することで耐荷性能に及ぼす影響の確認を明らかにした。また、提案している供試体上部の圧縮破壊による簡易的な算定式による耐力算定値の結果とも概ね一致する結果となった。

「第3章 ヒューズ機構を用いた供試体の耐荷性能の検証」では、ヒューズ機構を用いた供試体を製作し、静的載荷試験および動的載荷試験（以下、ヒューズ機構確認試験）を実施することで、変形挙動および動的応答の確認を行った。また、非線形骨組み解析モデルによる再現解析を実施し、解析モデルの妥当性の検証を行った。第3章で得られた結論を以下に示す。

- (1) ヒューズ機構確認試験を実施した結果、静的載荷試験結果から、モルタルヒューズ破壊前は柱部材が剛体に近い挙動するため、変位を抑制することを明らかにした。また、動的載荷試験結果から、モルタルヒューズ破壊後はコイルバネと慣性質量による振動系の固有周期に移行し、長周期化が可能であることを明らかにした。
- (2) 静的載荷試験の再現解析では、解析結果の最大荷重が試験結果を若干大きく評価していたが、試験結果を概ねシミュレートしていた。動的載荷試験の再現解析では、モルタルヒューズの破壊後の固有周期はコイルバネのバネ定数と慣性質量から算出される設定固有周期に移行する結果となり、試験結果を概ねシミュレートしていた。この結果から、解析モデルは試験結果を概ねシミュレート可能であり、解析モデルは妥当性であると考えられる。
- (3) 仮橋脚構造系におけるヒューズ機構のモデル化において、モルタルヒューズの残存耐力の影響の有無で解析結果に差がある結果となった。実構造物レベルのモデル化においては、上部工荷重が大きく、高強度のモルタルヒューズを用いることを採用することが想定される。この場合、第2章の結果からモルタルヒューズの残存耐力は最大荷重の10%以下となるため、残存耐力の影響は無視できると考えられる。そのため、本章で実施した残存耐力を考慮しない復元力特性を用いた解析モデルを用いることで、実構造物レベルのモデル化が可能であると考えられる。

「第4章 ヒューズ機構を有した仮橋脚構造の耐震性の検討」では、ヒューズ機構を有した実仮橋脚構造を設計し、L2地震動に対する破壊安全性と損傷復旧性に関する検討を実施した。

第4章で得られた結論を以下に示す。

- (1) L2地震スペクトルⅡの3波の地震動入力による柱部材の応答は、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造で3波ともに弾性範囲となった。一般の仮橋脚に関しては、2波で柱が降伏し、崩壊が発生する結果となった。ヒューズ機構を有することで設計水平震度0.25程度でも、L2地震のような大規模地震を受けても崩壊が免れ、破壊安全性・損傷復旧性が確保され、ヒューズ機構の有効性を示した。
- (2) かんざし桁位置での最大応答加速度は、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造が一般の仮橋脚より20～44%程度低減することが確認された。
- (3) 柱部材上部の最大応答変位は、ヒューズ機構を有する仮橋脚構造が一般の仮橋脚の約30%の最大応答変位となっており、応答変位を低減する効果が顕著に大きかった。
- (4) ヒューズ機構を有する仮橋脚構造の卓越する固有周期は1.48秒程度となり、設定固有周期である1.5秒に対して、ほぼ設定通りの固有周期で振動したものと考えられる。
- (5) 設計水平震度0.25から設定されるモルタルヒューズ耐力を基準とし、モルタルヒューズ耐力を20%範囲で変更した解析を実施した場合、最大加速度は最大25%程度低減し、最大10%程度増大する結果となった。

以上の結果から、ヒューズ機構は仮橋脚の柱部材の塑性化を防ぐ効果が確認され、破壊安全性・損傷復旧性の向上とヒューズ機構の有効性を示した。

本研究の総合的な結論を以下に示す。

モルタルヒューズは圧縮強度・形状変更に対応した簡易的な耐力算定式から破壊荷重が算定できることを明らかにしたことで、破壊荷重を任意で設定する構造設計が可能となる。また、ヒューズ機構は、L1地震動を想定したヒューズ破壊前では弾性域での挙動を示し、L2地震動を想定したヒューズ破壊後は構造系が長周期化し応答加速度を低減させることで、破壊安全性・損傷復旧性を満足する。この結果は実構造物レベルにおいても有効であることが解析的に示され、仮橋脚の耐震性が向上するため、本ヒューズ機構の実現性が高いことが確認できた。

5.2 今後の課題と展望

本研究により、前記 5.1 で述べた仮橋脚構造への本ヒューズ機構の適用による耐震性の向上策を示すことができたが、本構造の実用化に向けた課題と展望を以下に示す。

(1) 大規模地震を想定した地震時走行安全性の評価

現在の鉄道標準^{1),2)}では大規模地震時(L2地震動)に列車走行安全性を確保することは明確には定めていない。しかし、近年の地震発生状況を考慮し、L2地震動に対しても列車走行安全性を確保させることが必要になってくると考えられる。そのため、本ヒューズ機構の発動後(L2地震動発生時)の動的応答においても列車走行安全性に関する検討を深度化することが望ましいと考える。

地震時の列車走行安全性に関する既往研究として、徳永らによる研究事例³⁾、成田らによる研究事例⁴⁾が挙げられる。これらの研究においては、車両と構造物の非線形動的相互作用解析を実施することで、地震時走行安全性を評価する手法を用いている。本ヒューズ機構を有した仮橋脚構造においても車両と構造物の非線形動的相互作用解析を実施し、コイルバネのバネ定数の設定や減衰付加の最適化を行うことで、大規模地震時の列車走行性を満足する構造とすることができると考える。

(2) ヒューズ機構の本設構造物への応用

本研究ではヒューズ機構を仮設構造物である仮橋脚構造に適用するための検討を実施しているが、今後、本設構造物への応用することも考えている。従来の本設RCラーメン高架橋の設計・施工における課題を図 5-1 に示す。従来構造においては、東北地方太平洋沖地震を受けた設計地震動の変更や配筋量増加による接合構造の複雑化などの設計面での課題がある。また、施工面でも、現場施工での工期短縮に限界があることや、狭隘箇所での施工が困難であることなどの課題が挙げられる。これらの課題に対し、ヒューズ機構を応用することで、L2地震動への応答制御の効果や施工の合理化を図ることが可能であると考えており、以下に具体的な展望を示す。

図 5-2 にヒューズ機構を応用した二重管柱構造のイメージを示し、図 5-3 にヒューズ機構を応用し、本設のRCラーメン高架橋に適用した場合のイメージ図を示す。柱部材は二重管構造としており、外側の鋼管は高い剛性が求められるため、上端を補強梁で結ぶことでラーメン化した構造を考えている。補強梁については、上部工の縦梁と重ね梁にする方法や支保工として上部工の施工時に活用するなどの応用が可能であると考えられる。また、変位制限のための減衰効果の付加方法として、芯材と外柱間にオイル等による減衰を付加する方法や上部工柱と補強梁の間に、摩擦減衰を付加する方法を考えている。また本構造は大規模地震時に損傷箇所をモルタルヒューズのみにし、損傷抑制を行うことで、容易に復旧することが可能であると考えている。

この二重管柱構造の施工イメージを図 5-4 に示す。部材毎に建て込む方法や狭隘箇所においてはユニット化して建て込む方法を用いることにより、工期短縮を図ることが可能であると考えられる。

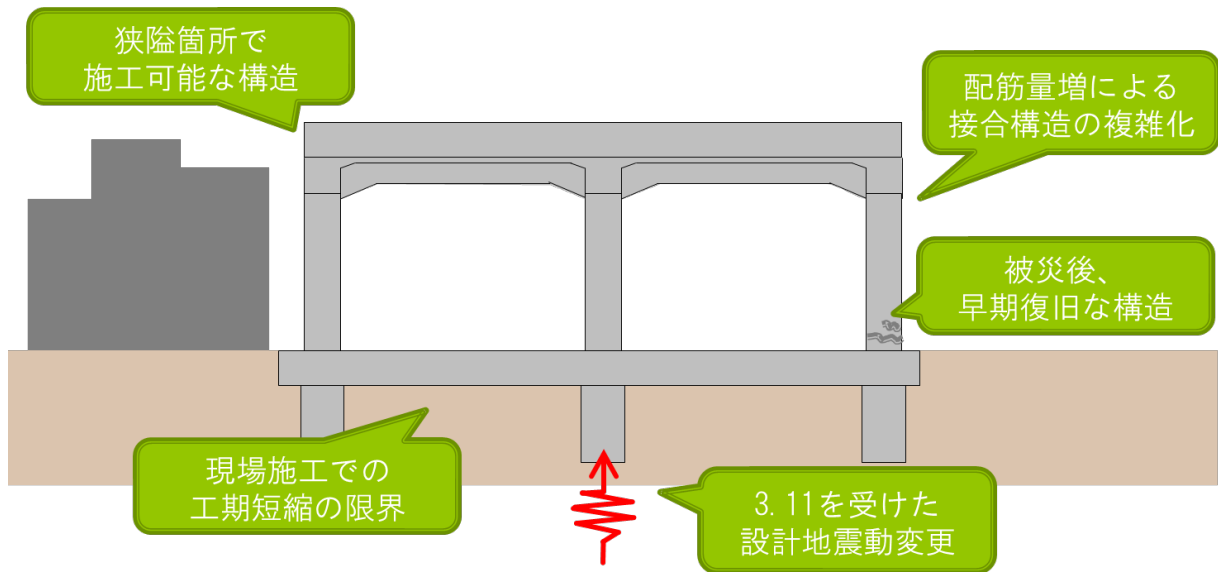


図 5-1 従来の本設 RC ラーメン高架橋の設計・施工における課題

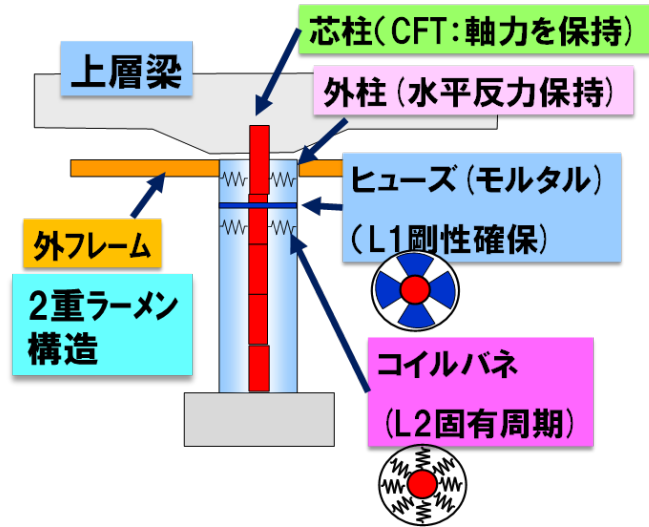


図 5-2 ヒューズ機構を応用した二重管柱構造のイメージ

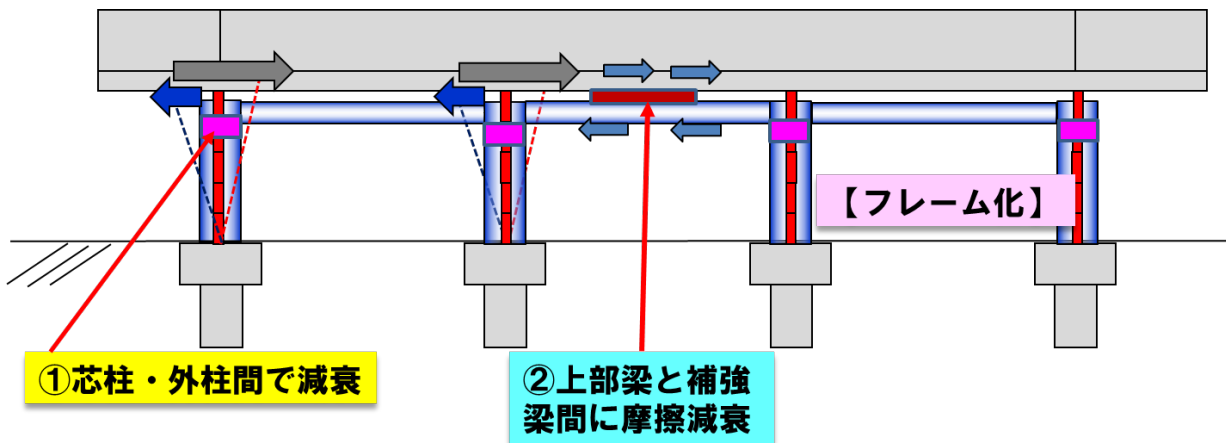
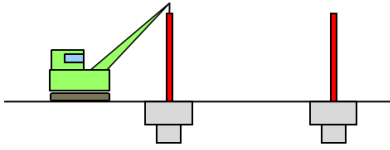


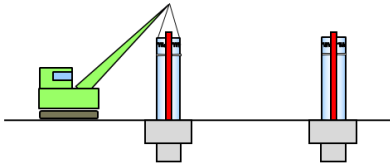
図 5-3 二重管柱構造の本設 RC ラーメン高架橋への適用イメージ

【方法1：部材毎建て込み】

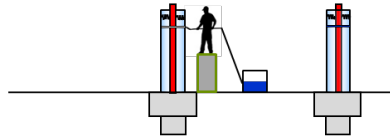
①フーチングに、プレキャスト芯柱を設置する。



②バネ付外柱を建込、バネを作用させる。

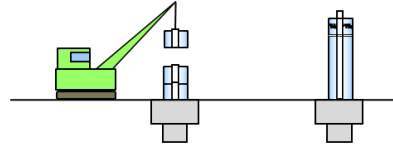


③注入バッグにモルタル系材料を注入し、ヒューズを構成する。

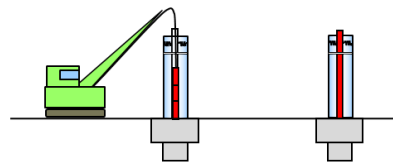


【方法2：狭隘箇所ユニット化建込】

①フーチングに芯柱ユニットを設置する。



②芯柱のモルタルを注入し、CFT構造とする。



③注入バッグにモルタル系材料を注入し、ヒューズを構成する。

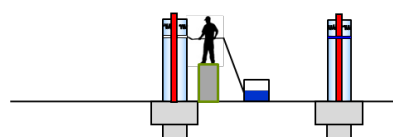


図 5-4 二重管柱構造の施工イメージ

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），2013
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（変位制限），2006
- 3) 徳永宗正，成田顕次，後藤恵一:鉄道構造物の大規模地震を想定した地震時走行安全性の簡易評価手法，土木学会論文集 A，Vol. 76，No. 2，pp. 376-394, 2020
- 4) 成田顕次，徳永宗正，池田学：支承の橋軸直角方向の免震化による連続 PC 桁の地震時走行安全性の 検討，土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.77, No.2, I_551-I_562, 2021

付録 仮橋脚構造の免震化とトリガー機能付与による地震時応答の影響検証

付.1 概要

ヒューズ機構を有する仮橋脚構造は L2 地震動のような大規模地震が発生した際にかんざし桁をすべらせることにより，上部工の慣性力を柱部材に伝わらないようにすることを前提とした構造である．この考え方は免震構造¹⁾と同様であり，土木構造物²⁾，建築構造物³⁾と幅広く用いられている．しかし，鉄道構造物では L1 地震動や常時の水平力に対して走行安全性を満足させる必要⁴⁾があり，本構造ではモルタル材料を用いたヒューズを設置することで，応答変位を抑えることを期待している．このヒューズは大規模地震時には脆性的に破壊され，構造系の固有周期を長周期に移行させるトリガーとしての役割がある．

本検討では，かんざし桁をすべらせ，バネの復元力で固有周期のコントロールすることが地震時応答に及ぼす影響，また，モルタルヒューズを設置することによる地震時応答に及ぼす影響を段階的に検証することを目的とする．

付.2 検討対象の仮橋脚構造の概要と解析モデル

本検討では本文 4.3.3 項における「高さ 4m 工事桁単スパン 10m+10m のヒューズ機構を有する仮橋脚（ケース 2）」の仮橋脚構造モデルを最終的な構造（本検討のケース III）として設定する．使用鋼材および荷重条件は本文 4.3.3 項と同様である．

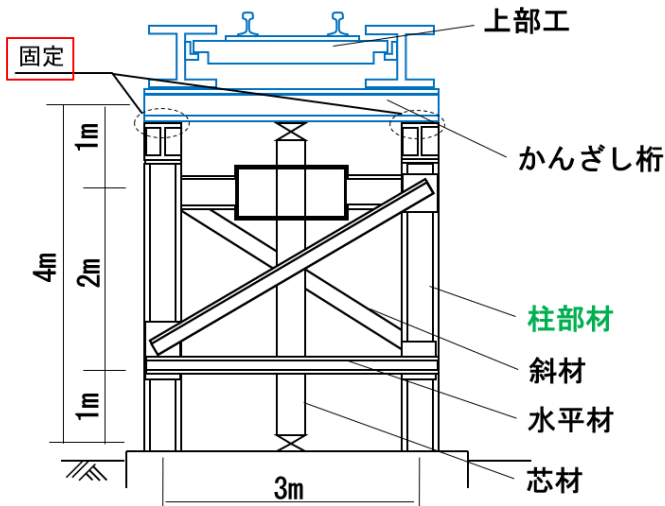
付図-1 にケース I の構造概要を示す．ケース I は柱部材上部とかんざし桁を固定した構造とし，コイルバネとモルタルヒューズは設置していない．

付図-2 にケース II の構造概要を示す．ケース II はケース I に対して，かんざし桁を柱上部ですべらせる構造とし，コイルバネを設置する．すべり面にはテフロン板の摩擦係数 ($\mu=0.05$) を考慮する．本解析ではコイルバネのバネ定数を 900kN/m（設定固有周期 1.5 秒）とし，解析を行うが，列車走行性を満足するようにバネ定数を 8,000kN/m（設定固有周期 0.5 秒）に設定した構造でも解析を実施する．コイルバネのバネ定数が 900kN/m の場合をケース II-1，8,000kN/m の場合をケース II-2 とした．

付図-3 にケース III の構造概要を示す．ケース III はケース II-1 に対して，モルタルヒューズを設置した構造である．モルタルヒューズ強度は 130kN（破壊加速度 250gal）に設定している．

付表-1 に各解析モデルに設定しているコイルバネ要素のバネ定数，テフロン板の摩擦係数，モルタルヒューズ強度を示す．その他の解析上の設定値は，本文 4.4.2 項と同様である．

入力地震動については鉄道設計標準⁴⁾の G1 地盤における L1 地震動，G2 地盤における L2 地震動（スペクトル II）とする．

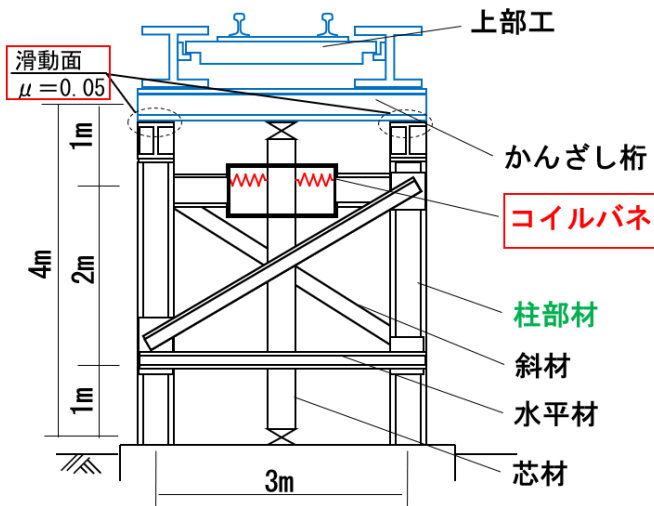


柱高さ：4m
上部エスパン：10+10m

主要部材

柱：H350×350×12×19
斜材：L130×130×12

付図-1 柱部材上部とかんざし桁を固定した構造（ケースⅠ）



柱高さ：4m
上部エスパン：10+10m

主要部材

柱：H350×350×12×19
斜材：L130×130×12

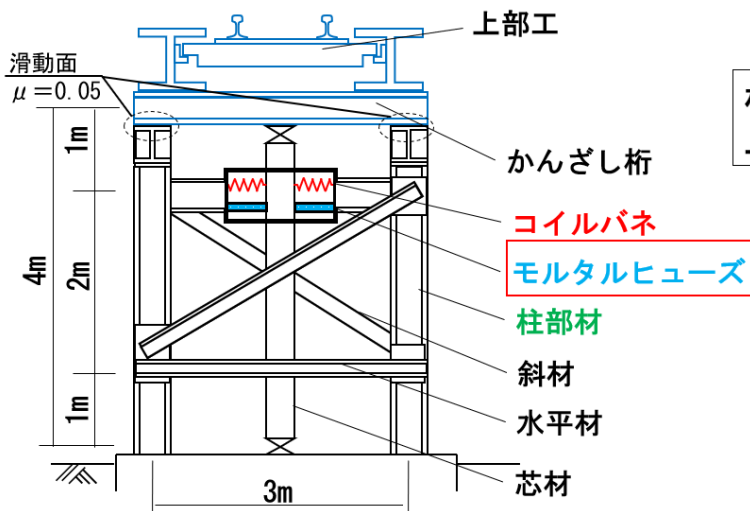
【ケースⅡ-1】

コイルバネのバネ定数：900kN/m
(設定固有周期：1.5秒)

【ケースⅡ-2】

コイルバネのバネ定数：8,000kN/m
(設定固有周期：0.5秒)

付図-2 かんざし桁をすべらせコイルバネを設置した構造（ケースⅡ）



柱高さ：4m
上部エスパン：10+10m

主要部材

柱：H350×350×12×19
斜材：L130×130×12

モルタルヒューズ強度：130kN
(破壊加速度：250gal)

コイルバネのバネ定数：900kN/m
(設定固有周期：1.5秒)

付図-3 モルタルヒューズを設置した構造（ケースⅢ）【本文 4.3.3 ケース 2 と同様】

付表-1 各解析モデルの設定値

	テフロン板 摩擦係数 μ	コイルバネ バネ定数 (KN/m)	モルタルヒューズ 強度 (kN)
ケース I	-	-	-
ケース II-1	0.05	900	-
ケース II-2	0.05	8000	-
ケース III	0.05	900	130

付.3 解析結果

解析結果については L1 地震動入力時の応答変位（最大変位）、L2 地震動（スペクトルII, G2 地盤）入力時の部材の損傷（柱基部）、応答加速度、応答変位（最大変位、残留変位）、について比較を行う。

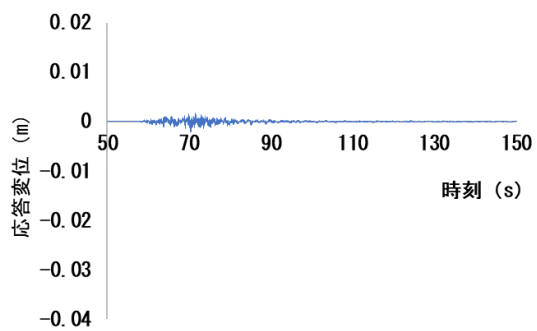
（1）L1 地震時の列車走行性に係る変位

付図-4 (a) ~ (d) は、L1 地震動を入力した際の時刻歴応答変位を示したものである。(a) はケースI, (b) はケースII-1, (c) はケースII-2, (d) はケースIIIの仮橋脚構造の結果である。また、L1 地震動に対する列車走行性に係る変位制限値は本構造ではかんざし桁位置において 8mm である⁵⁾。

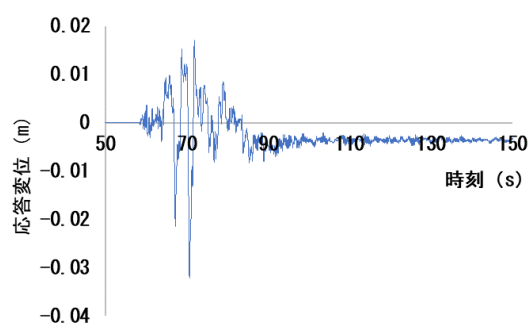
ケースIでは、最大応答変位は 2.1mm となり、列車走行性の変位制限値を満足する。これは地震動に対して鋼材が弾性域で挙動し拘束しあうことで、変位量を小さくできるためだと考えられる。

ケースII-1 では最大応答変位は 32.1mm となり、列車走行性を満足しない。また、ケースIIIはケースIIに対して、最大応答変位が 30mm 大きくなる結果となる。これは構造的に地震動入力時にかんざし桁がすべり、比較的にバネ定数の低いコイルバネが大きく変形することにより応答変位が大きくなると考えられる。また、4mm 程度の残留変位も確認されている。これに対してケース II-2 ではこのコイルバネのバネ定数を大きくすることで最大応答変位が 7.9mm となり、列車走行性の変位制限値を満足する。

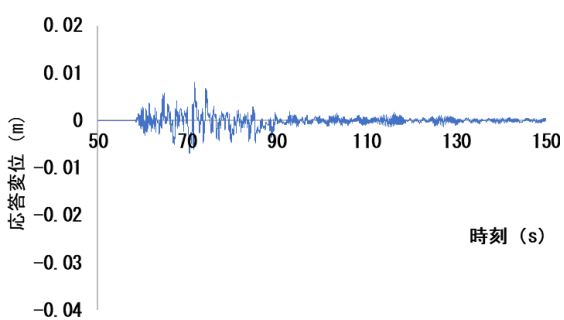
ケースIIIでは、最大応答変位は 6.2mm となり、列車走行性の変位制限値を満足する。また、ケースIIIはケースIIと比較して、最大応答変位が 25.9mm 小さくなる（81%程度低減する）結果となり、列車走行性の変位制限値を満足する。これはかんざし桁がすべる際にモルタルヒューズがストッパーとして機能し、柱部材に慣性力を分担させることにより、最大応答変位を低減させる効果を示したと考えられる。



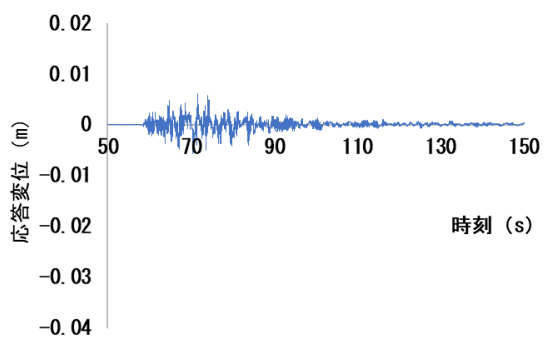
(a) ケース I



(b) ケース II-1



(c) ケース II-2



(d) ケース III

付図-4 L1 時刻歴応答変位

(2) L2 地震時の柱部材の損傷

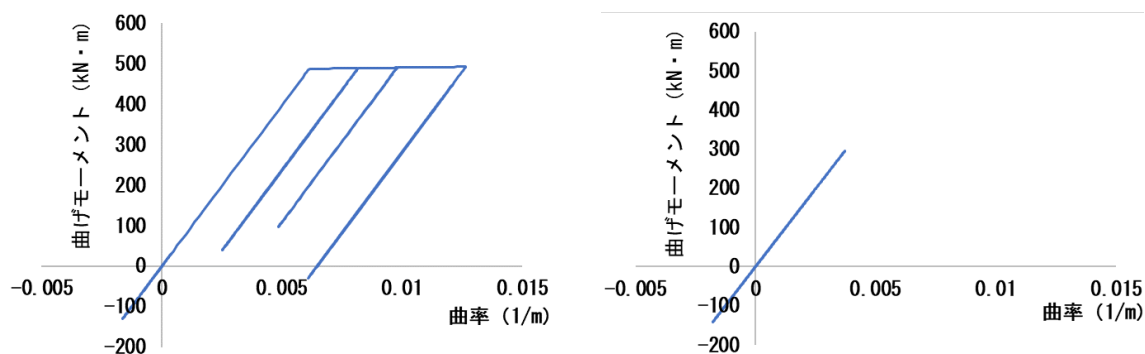
付図-5 (a) ~ (d) は、柱基部の M- ϕ の履歴を示したものである。(a) はケースI, (b) はケースII-1, (c) はケースII-2, (d) はケースIIIの仮橋脚構造の結果である。

ケースIとケースII-2 では、柱は降伏曲率 (ϕ_y) を超える曲率となり降伏し、ケースIとケースIIIでは、弾性領域に収まる結果となった。

本検討ではじん性を期待できないと考えられる幅厚比の断面の H 型鋼⁶⁾を用いている。このような場合、柱部材の降伏は、崩壊する可能性があることを示している。

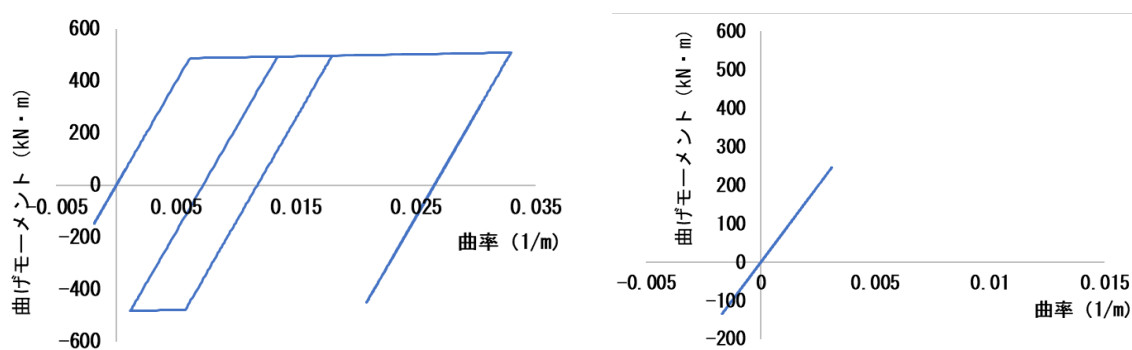
かんざし桁がすべることによる免震効果を期待するケースII-1, ケースIIIの仮橋脚構造に関しては L2 地震のような大規模地震が作用しても柱部材は弾性領域であることから無損傷となり、崩壊は免れることを示している。

ケースII-2 では、柱は降伏曲率 (ϕ_y) を超える曲率となり降伏した。これは、ケースII-1 に対し、コイルバネのバネ定数が高いことで柱部材への大きな反力が生じることによるものだと考えられる。



(a) ケース I

(b) ケース II-1



(c) ケース II-2

(d) ケース III

付図-5 柱基部の M- ϕ 曲線

(3) L2 地震時の最大応答加速度

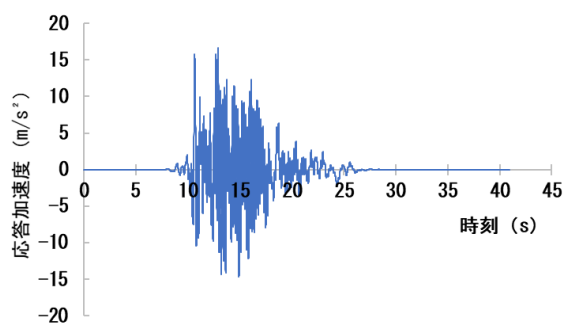
付図-6 (a) ~ (d) は、L2 地震動を入力した際のかんざし桁位置における時刻歴応答加速度を示したものである。(a) はケースI, (b) はケースII-1, (c) はケースII-2, (d) はケースIIIの仮橋脚構造の結果である。

ケースIでは、最大応答加速度は 16.7m/s^2 となる。

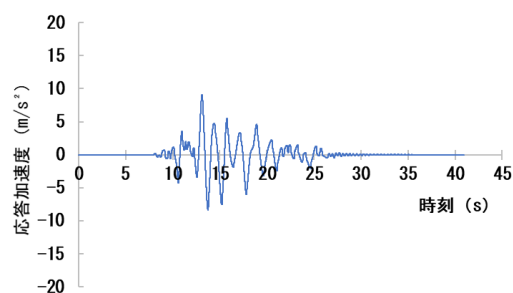
ケースII-1 では、最大応答加速度は 9.1m/s^2 となる。ケースIIはケースIに対して、最大応答変位は 7.6m/s^2 小さくなる (47%程度低減する) 結果となった。これはかんざし桁がすべることで長周期化し応答加速度が低減されたと考えられる。

ケースII-2 では、最大応答加速度は 21.4m/s^2 となる。これは、バネ剛性が強いことで直接入力される慣性力が大きくなったためであると考えられる。

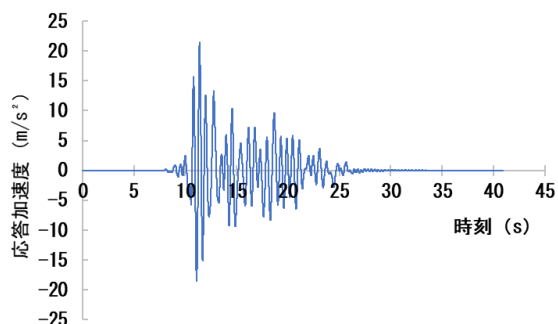
ケースIIIでは、最大応答加速度は 8.0m/s^2 となる。これはモルタルヒューズが破壊され、構造系が長周期に移行したことによるものだと考えられる。ケースIIIはケースIIに対して、最大応答加速度が 7.6m/s^2 小さくなる (12%程度低減する) ことが確認された。



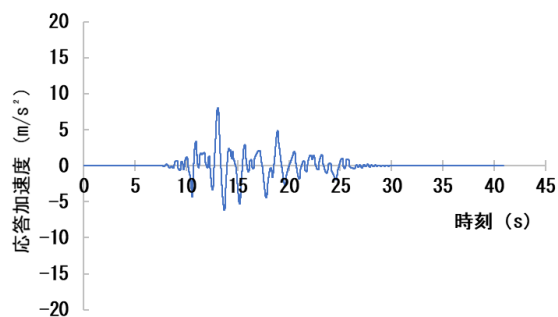
(a) ケース I



(b) ケース II-1



(c) ケース II-2



(d) ケース III

付図-6 L2 時刻歴応答加速度

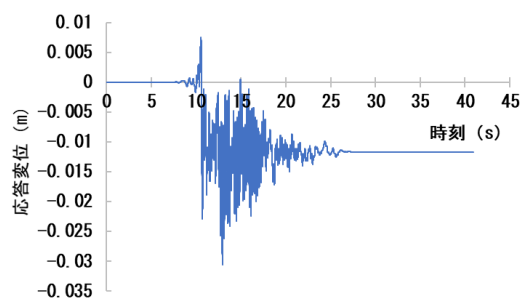
(4) L2 地震時の最大変位

付図-7 (a) ~ (d) は、L2 地震動を入力した際の時刻歴応答変位を示したものである。(a) はケースI, (b) はケースII-1, (c) はケースII-2, (d) はケースIIIの仮橋脚構造の結果である。

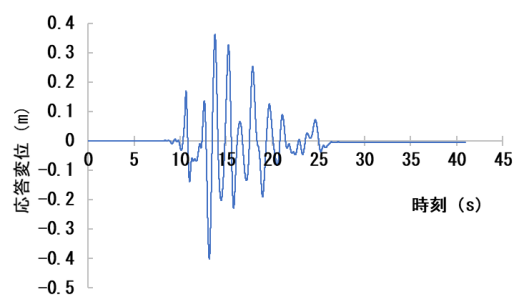
ケースIでは、最大応答変位は 30.6mm となる。また、部材が降伏し、10mm 程度の残留変位も確認される結果となった。

ケースII-1 では、最大応答変位は 401.8mm となる。ケースII-1 はケースIに対して、最大応答変位が 371.2mm 大きくなる結果となった。これは構造的に地震動入力時にかんざし桁がすべり、慣性力に対しての抵抗が、比較的剛性の低いコイルバネに依存することによるものだと考えられる。

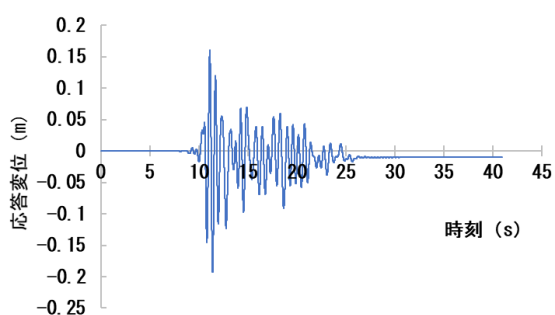
ケースIIIでは、最大応答変位は 333.7mm となる。



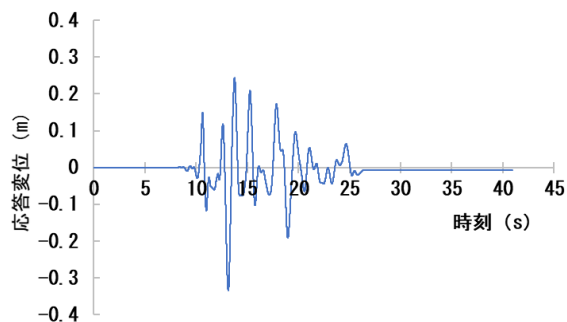
(a) ケース I



(b) ケース II-1



(c) ケース II-2



(d) ケース III

付図-7 L2 時刻歴応答変位

付.4 解析結果のまとめ

解析結果から、ケースIは L1 地震時の列車走行性を満足するが、L2 地震動に対しては部材の降伏による崩壊の可能性を示し、残留変位が発生することによる復旧が必要になると考えられる。

これに対し、かんざし桁をすべらせることにより免震の効果を期待したケースII-1 は、ケースIに対し、L2 地震動時はかんざし桁位置の 47%程度応答加速度も低減させ、柱部材の損傷（降伏）を防ぐ効果を示した。しかし、L1 地震時の応答変位が列車走行性の変位制限を満足することができないことを示した。ケースII-2 のようにコイルバネのバネ定数を大きくすることで、列車走行性を満足することは可能であるが、この場合は L2 地震動に対しては部材の損傷が発生する結果となる。

ケースIIIではケースII-1 に対してモルタルヒューズを設置することにより、L1 地震時は 81%程度の応答変位の低減により列車走行性を満足する結果を示した。また、L2 地震時はモルタルヒューズが破壊することにより、ケースII-1 と同様に部材の損傷を防ぐ効果を示した。

以上の結果から、本構造条件の仮橋脚構造においては、かんざし桁をすべらせることによる免震化は L2 地震時の 47%程度の応答加速度の低減と部材損傷（降伏）を防ぐ効果を示した。L1 地震時に応答変位が大きくなってしまふ点においては、モルタルヒューズを設置することで変位制御を行い、81%程度の応答変位の低減と列車走行性の確保が可能であることを示した。

参考文献

- 1) 財団法人土木研究センター：道路橋の免震・制振設計法マニュアル（案），2012.12.
- 2) 高橋良和，家村浩和，平井崇士：滑り型免震支承の軸力変動が連続桁橋の地震応答に及ぼす影響，第 26 回地震工学発表会講演論文集，pp.1077-1080，2001.8
- 3) 吉田康弘，宮内靖昌：弾性すべり支承における静摩擦係数を考慮した免震構造物の設計手法について，日本建築学会技術報告集，Vol.29，No.70，pp.86-90，2023
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），2013
- 5) 東日本旅客鉄道株式会社：工事桁工法マニュアル，2016.10.
- 6) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990.

謝辞

本論文は、非常に多くの方々にご指導、ご支援、ご協力をいただき完成させることができました。ここに深く感謝の意を表します。

主査である谷口望教授（日本大学理工学部交通システム工学科）には、前橋工科大学在籍時と助手としての日本大学に着任してから現在まで、大変熱心なご指導を賜りました。さらに、恵まれた研究環境を整えていただき、現場見学の機会などのたくさんの貴重な経験をさせていただいたおかげでとても有意義な研究生を送ることができました。助手という形で勉強する機会を与えていただき、ご指導いただけたことは、貴重な財産となり、今後の努力の糧となりました。深く感謝申し上げます。

副査をお引き受けいただきました峯岸邦夫教授（日本大学理工学部交通システム工学科）、関文夫教授（日本大学理工学部土木工学科）には、お忙しい中、的確なご指摘やご助言を多くいただきました。深く感謝申し上げます。

小林薫博士（JR 東日本コンサルタンツ株式会社）には、JR 東日本コンサルタンツ株式会社籍時から現在まで、大変熱心なご指導を賜りました。本研究の中でも耐震設計や構造解析について、多大なご協力をいただきました。武田智信博士（JR 東日本コンサルタンツ株式会社）には構造解析ソフト isas に関するご意見ご助言いただきました。JR 東日本コンサルタンツ株式会社入社時からご指導いただきました鋼構造設計部の皆様には、鉄道構造物の設計に関して多くのことをご指導いただきました。深く感謝申し上げます。

小早川悟教授・教室主任をはじめとする日本大学理工学部交通システム工学科の諸先生方には、学生時代の審査会などにおいて多くのご意見、ご助言をいただきました。また、助手として着任してから、学位の取得がしやすい職場づくりにご配慮いただきました。深く感謝申し上げます。

最後に、博士号を目指すにあたり、様々な面でサポートして下さった家族に深く感謝を申し上げます。ここに記しきれない程の大変多くの方々のご支援により本論文が完成したことを記し、結びとさせていただきます。

令和5年9月

関口 穂