

破壊尤度の制御による極大地震動に対する
道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の開発

2021年 3月

大住 道生

破壊尤度の制御による極大地震動に対する
道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の開発

大住 道生

システム情報工学研究群

筑波大学

2021年 3月

目次

第1章 研究の背景、目的

1. 1	地震被害と耐震設計基準の歴史	1
1. 2	東北地方太平洋沖地震と熊本地震における被害から見た現行設計法の蓋然性の破綻	2
1. 3	本研究の目的と論文構成	3

第2章 従来の性能規定型設計体系のエンパワーメントの必要性－崩壊シナリオデザイン設計法の提案

2. 1	性能規定型設計体系に至る耐震設計法の経緯	7
2. 1. 1	地震動に対する簡易な設計法の必要性－震度法	7
2. 1. 2	非線形挙動を考慮した耐震設計法の必要性－地震時保有水平耐力法	7
2. 1. 3	非線形挙動を積極的に考慮する必要性－キャパシティーデザイン	8
2. 1. 4	新たな構造や設計方法を活用する必要性－性能照査型設計体系	9
2. 1. 5	地震後の復旧を容易にする必要性－損傷制御設計	13
2. 1. 6	現行の耐震設計法のまとめ	14
2. 1. 7	性能規定型設計体系の課題－想定外をなくすための危機耐性の必要性	15
2. 2	レジリエントなシステム構築を支える危機耐性の概念形成	16
2. 2. 1	レジリエントなシステム	16
2. 2. 2	危機耐性の概念	18
2. 2. 3	耐震設計基準に規定された作用以外を設計において考慮した既往の構造例	20
2. 2. 4	構造物の破壊を前提とした合意形成	20
2. 3	地震に対する構造物のレジリエンスおよび構造物の破壊に関する最近の研究	22
2. 3. 1	レジリエンスを考慮した地震対策に関する最近の研究	22
2. 3. 2	構造を改善することにより危機耐性を向上させる方策に関する最近の研究	23
2. 3. 3	既往の研究に欠落している視点と課題	24
2. 4	崩壊シナリオデザイン設計法の提案	25
2. 4. 1	本提案設計法の独自性	25
2. 4. 2	本提案設計法の枠組み	30
2. 4. 3	本提案設計法の応答推定に用いる解析方法とその評価	33
2. 4. 4	本提案設計法で考慮する不確定性	34
2. 4. 5	本提案設計法の成立性－破壊領域までの部材のばらつきを考慮した損傷制御	35
2. 4. 6	本提案設計法を用いた社会的合意形成	36

2. 4. 7	本提案設計法の展開性	37
---------	------------	----

第3章 極大地震動に対する崩壊シナリオデザイン

3. 1	崩壊シナリオデザイン手法の道路橋における成立性を検討する構造形式	42
3. 2	桁橋に対する崩壊シナリオデザイン	43
3. 2. 1	桁橋に対する崩壊シナリオの検討	43
3. 2. 2	解析条件	44
3. 2. 3	損傷を制御しない場合の橋の崩壊シナリオ	49
3. 2. 4	損傷を制御する場合の橋の崩壊シナリオ	51
3. 2. 5	まとめ	57
3. 3	アーチ橋に対する崩壊シナリオデザイン	58
3. 3. 1	解析条件	58
3. 3. 2	橋台部の支承をクリティカルエレメントとした場合の橋の崩壊シナリオ	66
3. 3. 3	アーチリブ基部の支承をクリティカルエレメントとした場合の橋の崩壊シナリオ	70
3. 3. 4	まとめ	75
3. 4	まとめ	75

第4章 破壊尤度の制御による崩壊シナリオデザイン設計法の実現性の確立

4. 1	耐力のばらつきを考慮した崩壊シナリオデザインのプロトコル	77
4. 2	プロトコルに基づく道路橋における破壊尤度の制御	80
4. 3	桁橋におけるプロトコルに基づく破壊尤度の制御の事例	82
4. 3. 1	破壊尤度の制御の対象とする部位の選定	82
4. 3. 2	橋脚の水平耐力のばらつき	84
4. 3. 3	支承を構成するエレメントの耐力のばらつき	86
4. 3. 4	崩壊シナリオをデザインするための破壊尤度の制御方法	92
4. 4	破壊尤度の制御による崩壊シナリオデザイン設計法の検証	95
4. 4. 1	解析条件	95
4. 4. 2	破壊尤度を制御した崩壊シナリオデザインの効果	99
4. 4. 3	レベル2地震動に対する崩壊シナリオデザインの影響確認	102
4. 4. 4	極大地震動に対する破壊尤度の制御の効果確認	105
4. 5	地震動レベルに応じた損傷推定に基づく崩壊シナリオデザイン	108
4. 6	まとめ	109

第5章 結言

5. 1	本論において得られた結論	112
5. 2	本提案手法の展開性	114
5. 2. 1	作用	114
5. 2. 2	構造形式	115
5. 3	今後の課題	116
5. 3. 1	設計地震動を超える作用を考慮する設計法を取り巻く課題	116
5. 3. 2	本提案設計法に残された課題	116

第1章 研究の背景、目的

1. 1 地震被害と耐震設計基準の歴史

道路橋の耐震設計基準は、仕様型設計体系の下で震度法という耐震設計法により始まったが、大きな地震被害が生じる度に改定されてきた。その後、耐震設計基準は性能規定型設計体系に移行し、地震時保有水平耐力法、損傷制御設計法なども取り入れられたが、大きな地震被害が生じる度に、その当時の設計基準では十分に考慮されていない事象が発生し、その対策を盛り込む設計基準の改定を繰り返してきている。

1923年の関東地震を契機に設計において地震の影響を考慮する必要性が唱えられ、1926年道路構造に関する細則案¹⁾が施行され、そこに「地震荷重ハ橋梁ノ所在スル地方ニ於ケル最強地震力ニ依リ橋梁ノ各部ニ最大應力ヲ生スルモノヲ用フベシ」と規定されることとなったが、その当時は設計地震力の決め方も規定されていなかった。その後、地震被害から推定して1939年鋼道路橋設計示方書案²⁾において、設計水平震度0.2が考慮されることとなり、震度法による耐震計算法が示されたが、1948年福井地震により中角橋など多くの橋が落橋に至った³⁾。ただし、落橋した橋に地震の影響が考慮された設計がなされていたかどうかは不明である。

1956年鋼道路橋設計示方書⁴⁾において地域や地盤に応じて設計水平震度が修正されることとなったが、1964年新潟地震により昭和大橋などの落橋に至った³⁾。この主な原因として、地盤の液状化により下部構造が大きく変位したことが分かっており、1971年道路橋耐震設計指針⁵⁾において地域・地盤に応じた設計震度、液状化に対する設計、落橋防止対策が規定された。

1978年宮城県沖地震では、RC橋脚の段落し部や支承部における予期しない損傷が発生し³⁾、1980年道路橋示方書V耐震設計編⁶⁾において、RC橋脚の構造細目の変更や落橋防止対策の充実が規定された。1990年には地震時保有水平耐力法が道路橋示方書に取り入れられたが、この当時はまだ地震観測網が貧弱で、特に内陸直下型の地震で生じる加速度が震央近傍で観測されたことがなく⁷⁾、地震動により実際にどのような力が作用するのか知られていなかった。1995年兵庫県南部地震において日本で初めて震央近傍で大規模地震動が観測され、それまで考えられていたより極めて大きな地震力が作用したことが判明した。また、このとき地盤の液状化に伴う流動化も発生し、海岸部に大きな被害が生じた³⁾。1996年道路橋示方書⁸⁾が改定され、地震時保有水平耐力法に用いる震度が最大2gに強化され、動的解析や免震設計の方法が規定されるなど、耐震設計法が抜本的に改定された。

2002年道路橋示方書⁹⁾は性能規定型の設計体系に移行し、要求性能が規定されたものの、具体的な設計方法は仕様型設計基準時代の方法を多く残したものであった。

2011年東北地方太平洋沖地震では大規模な津波が発生し、多くの道路橋が流失した¹⁰⁾。2012年道路橋示方書¹²⁾が改定され、「耐震設計に当たっては、(中略)津波に関する地

地域の防災計画等を考慮した上で構造を計画するとともに、橋を構成する各部材及び橋全体系が必要な耐震性を有するように配慮しなければならない。」と規定されたが、その構造計画の例として「津波の高さに対して桁下空間を確保すること、津波の影響を受けにくいような構造的工夫を施すこと、上部構造が流出しても復旧しやすいように構造的な配慮をすること等がある。」と解説されるに留まり、対応は設計者に任されている。2016年熊本地震では地盤変状に伴い、道路橋が落橋を含め大きな被害を受ける例が多く生じた¹³⁾。そのため、2017年道路橋示方書¹⁴⁾の改定では、「橋の耐震設計にあたっては、想定される地震によって生じ得る津波、斜面崩壊等及び断層変位に対して、これらの影響を受けないよう架橋位置又は橋の形式の選定を行うことを標準とする。なお、やむを得ずこれらの影響を受ける架橋位置又は橋の形式となる場合には、少なくとも致命的な被害が生じにくくなるような構造とする等、地域の防災計画等とも整合するために必要な対策を講じなければならない。」と規定されたが、やむを得ず津波等の影響を受ける場合の設計方法は基本的に設計者に任されている。

このように道路橋は設計地震動を超える作用、及び設計において直接考慮されていない作用により大きな被害を受けることを繰り返してきており、それを受けて耐震設計基準が改定されることを繰り返してきている。また、津波、斜面崩壊等、及び断層変位に対してはそれらの影響を受ける場合の設計方法が確立されていない。また、これらの作用を想定しようとする場合、現在の知見ではその作用レベルをどこまで考慮すれば十分であるのか知見が得られていない。

1. 2 東北地方太平洋沖地震と熊本地震における被害から見た現行設計法の蓋然性の破綻

土木学会地震工学委員会では、東北地方太平洋沖地震発生後速やかに被害調査を実施し、土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書¹⁰⁾をまとめている。この中で橋梁の被害調査では、地震動による被害と津波による被害を分けて調査された。地震動による被害の内、平成2年技術基準以降の基準により設計された橋では、橋の性能が損なわれるような大きな被害が確認されたのは仙台東部道路の積層ゴム支承の破断のみとなっている。国土技術政策総合研究所および土木研究所の調査結果¹¹⁾では、平成8年道路橋示方書以降の基準に基づいて設計されていた橋で、津波の影響を除く主な被害橋梁は、仙台東部道路・東部高架橋と仙台北部道路・利府高架橋で地震時水平力分散型ゴム支承の破断が生じていた他、国道6号日立バイパスの旭高架橋では積層ゴム支承表面にひび割れが発生していた事例があった。

山田ら¹⁵⁾は仙台東部道路・東部高架橋の被害の再現解析を行い、作用した地震動は道路橋示方書に規定されるタイプⅡ地震動相当であったと結論づけている。その他の橋に、設計地震力を超える地震力が作用したかどうかは明らかにはなっていないが、東北地方太平

洋沖地震において道路橋に作用した地震動強度が設計基準を超えたことにより道路橋示方書に規定される地震動が改定されたという訳ではない。一方で、落橋等の致命的な被害を受けた橋梁は、設計で想定していなかった津波により被害を受けたと考えられている。

また、熊本地震の被害を受けて、国土交通省¹⁶⁾は道路技術小委員会において、観測された地震動の中には一部の周期帯域において設計スペクトルを超える地震動があったものの、設計で目標とした耐震性能が発揮されなかった道路橋は3橋に留まり、それらは地盤変状に伴って下部構造の移動の影響が加わって生じた被害と推定している。

以上のように、東北地方太平洋沖地震および熊本地震では、必ずしも道路橋に作用した地震動強度が設計地震動を超えていたことが原因という訳ではないが、設計計算において考慮されていなかった津波の影響や、地震動に地盤変状の影響が加わったことにより多くの道路橋が致命的な被害を受けたということが言える。また、実際に設計地震動を超える地震動が観測されている事例も指摘されている¹⁷⁾。現行の耐震設計を行えば、地震付随事象も含めた地震に対して道路橋に求められる耐震性能を確保できるという、耐震設計上前提としている蓋然性は破綻しているということが明らかになったと言える。

地震調査研究推進本部¹⁸⁾は、海溝型地震の長期評価について、「東北地方太平洋沖地震のような超巨大地震を評価の対象とできなかったことをはじめ、海溝型地震の長期評価に関して様々な課題が明らかとなりました。したがって、地震調査委員会では、現行の長期評価手法を見直し、新たな手法を検討、試行しながら長期評価の改訂を行っています。」として、東北地方太平洋沖地震の評価を事前にできなかったこと、現時点でも試行であることに言及しており、これまで想定していた作用を超える作用が生じうることを示唆している。

また、地震調査研究推進本部地震調査委員会¹⁹⁾は、例えば関東地域の地震活動の特徴として、「A級の活動度を保つような活断層が存在する可能性は低いと考えられています。」としつつも、「活断層の活動間隔の多くは千年以上なので、そこで発生した地震が知られていなくても、地震が発生しないということを示しているわけではありません。」としており、活動度が低い未知の活断層の存在については否定できない状況である。

つまり、最大でどれだけの大きさの地震が発生し得るのかは現在の知見では判明していない。そのような状況を踏まえれば、現在の耐震設計基準に規定されている設計地震動を超える地震動が生じることも想定しなければならない。

本研究では、このような設計地震動を超える地震動を後述する2.4.1で極大地震動と定義して、以降、論考を進める。

1.3 本研究の目的と論文構成

1.1に述べたように、道路橋の耐震設計基準の歴史は、地震による道路橋の被害と教訓の歴史である。設計で想定していた作用を上回る作用が生じてきた。そして、1.2で

述べたように近年の地震においても、地震付随事象も含めた地震の影響により道路橋は被害を受けてきた。これまでのようないたちごっこに終止符を打ち、想定外をなくすためには、耐震設計体系の革新が必要である。

写真-1.1 は、2011 年東北地方太平洋沖地震による津波で橋の機能が喪失した事例である。機能喪失に至った橋の被災状況を分析すると、写真-1(a)に示すように上部構造だけが流出した橋と、写真-1(b)に示すように橋脚の倒壊も伴って流出した橋の 2 つに大きく分類される。いずれの橋も機能喪失に至っている点では同じであるが、橋の機能回復の観点からは、上部構造だけを流出させた方が仮橋設置等早期に応急復旧をするための選択肢が多くなる可能性もある²⁰⁾。



(a) 上部構造が流出して機能喪失した橋



(b) 下部構造の倒壊も伴って機能喪失した橋

写真-1.1 津波により機能喪失した橋²⁰⁾

写真-1.2 は、2016 年熊本地震で発生した斜面崩落により橋台部が沈下する被害を受けた阿蘇長陽大橋(ラーメン構造)である。阿蘇長陽大橋は、橋台部と上部構造の間に段差が生じたために橋の機能喪失に至ったが、橋自体は自立した状態で留まっており、落橋は免れた。そのため、橋台の再構築および上部構造や橋脚の補修等により、機能喪失後 1 年 4 か月で復旧できている²¹⁾。



写真-1.2 斜面崩落により機能喪失した橋(阿蘇長陽大橋)²¹⁾

これらの事例は、設計上の想定を上回る被害を受けながらも、被害形態に差があることを示している。設計計算で考慮する作用を大幅に超える作用を受けた場合、橋が損傷を受けることはやむを得ないが、損傷形態をコントロールすることができれば、より橋が致命的な被害に至りにくく、かつ機能回復しやすい構造となるような設計体系が構築できる事を示唆している。

そこで、本論では、起こりえる最大の地震動は特定できないが、道路橋はあらゆる地震動に備えなければならないという基本認識の下、現行設計基準が求める所要の性能を確保した上で、設計地震動を超える極大地震動に対しては、特定の地震動に対応した要求性能を満足するのではなく、橋の崩壊に至るまでの各地震動レベルに応じて、残存機能と機能回復に要する時間の観点で複数のシナリオを相対的に評価し、より望ましい崩壊シナリオに誘導することのできる設計の考え方を確立し、それを実現できる具体的な設計法として「崩壊シナリオデザイン設計法」を開発することを目的とする。

第1章では、本研究の背景と目的を記載したが、第2章では、既往の性能規定型設計体系の成り立ちと課題から、設計体系のエンパワーメントの必要性を述べ、新たに崩壊シナリオデザイン設計法を提案する。第3章では崩壊シナリオデザインの具体の橋への適用方法の例を示し、崩壊シナリオデザインの効果を示す。第4章では橋を構成する部材の破壊尤度を考慮し、崩壊シナリオデザインが一定の信頼性を持って実現可能であることを検証する。

[参考文献]

- 1) 内務省：道路構造に関する細則，1926.
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書案，1939.
- 3) 運上茂樹，星隈順一，堺淳一，植田健介：過去の大規模地震における落橋事例とその分析，土木研究所資料第4158号，2009.
- 4) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1956.
- 5) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針，1971.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1980.
- 7) 功刀卓，青井真，藤原広行：強震観測-歴史と展望-，地震，第2輯第61巻特集号，pp.19-34，2009.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.
- 10) 土木学会地震工学委員会：土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書第9章橋梁の被害調査，2011.
- 11) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第814号，土木研究所資料第4295号，2014.

- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2012.
- 13) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成 28 年(2016 年)熊本地震土木施設被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第 967 号，土木研究所資料第 4359 号，2017.
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2017.
- 15) 山田金喜，曾田信雄，木水隆夫，広瀬剛，名古屋和史，鈴木基行：東北地方太平洋沖地震により被災した東部高架橋のゴム支承に関する解析的検討，構造工学論文集 Vol.59A, pp.527-539, 2013.
- 16) 国土交通省：第 6 回道路技術小委員会資料 2 熊本地震による道路構造物の被災等を踏まえた対応，2016.
https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/s204_dourogijyutsu01_past.html
- 17) 高橋良和，日高拳：不確定性の高い地震作用に対する構造技術戦略としての鈍構造の提案とその適用事例に関する一考察，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.70 No.4, 2014
- 18) 地震調査研究推進本部：海溝型地震の長期評価，2020.
https://www.jishin.go.jp/evaluation/long_term_evaluation/subduction_fault/
- 19) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：日本の地震活動— 被害地震から見た地域別の特徴 — <第 2 版> (平成 21 年 3 月)，2009.
https://www.jishin.go.jp/resource/seismicity_japan/
- 20) 中尾尚史，森屋圭浩，大住道生，星隈順一：津波を受ける橋の機能回復力向上のための技術開発，土木技術資料，第 59 巻，第 6 号，pp.40-43, 2017.
- 21) 星隈順一：熊本地震で被災した長陽大橋ルート，1 年 4 か月ぶりに開通，土木技術資料，第 59 巻，第 10 号，pp.46-49, 2017.

第2章 従来の性能規定型設計体系のエンパワーメントの必要性—崩壊シナリオデザイン設計法の提案

2. 1 性能規定型設計体系に至る耐震設計法の経緯

2. 1. 1 地震動に対する簡易な設計法の必要性—震度法

構造物の耐震設計法は、1915年に佐野利器によって建築物の耐震理論が発表され、重量に震度を乗じた水平力をもって地震の作用を設計上取り入れようとする考え方が初めて提示されたことによる。この方法は震度法として一般的になり、橋の設計にも取り入れられ、初期の耐震設計はこの方法により行われた。当初の震度法において設計震度 0.2 が採用された。これは、関東地震による震度を 0.4 と見込み、これに対して限界状態を定義することは当時の技術レベルでは不可能であったため、設計震度に対して許容応力度以内に留めればその2倍程度の地震動に対しても致命的な被害は避けられるとの見込みからである。しかし、技術者は設計震度 0.2 を満たすことで耐震性能が満足できると捉え、震度 0.2 を超える挙動に対するの想像がなくなっていったと推測される¹⁾。

2. 1. 2 非線形挙動を考慮した耐震設計法の必要性—地震時保有水平耐力法

しかし、1978年宮城県沖地震などでの橋の被害は、震度法による設計の限界を露呈させた。橋に生じた応答は明らかに 0.2 を超えており、橋脚の基部や段落とし部が損傷し、塑性化している状態であるが、橋は致命的な損傷を受けているとは言えない被害が多く見られた。このことは、部材の非線形応答におけるじん性を積極的に評価しなければ、設計法として実態から乖離してしまうことを意味しており、このような背景から地震時保有水平耐力法が開発された。

地震時保有水平耐力法では、非線形応答の推定方法と塑性変形能の算出方法が重要である。非線形応答の推定については、橋を1質点系としてモデル化し、橋が1次モードで振動すると仮定したときの最大応答加速度に質量を乗じたものが水平力として作用する状況を考える。橋脚が弾性応答をすると仮定したときに生じる変位に達するまでに必要なエネルギーと、橋脚が降伏し非線形応答すると仮定したときに生じる変位に達するまでに必要なエネルギーが同じであるとするエネルギー一定則が成立するものとして、非線形応答による応答変位を算出する。一方で、塑性変形能は、地震応答を模擬した正負交番繰り返し載荷を作用させた場合に一定の水平耐力を保持できる変位（許容変位）を、実験などに基づいて推定する。この応答変位と許容変位を比較することで設計照査としている²⁾。

H8道路橋示方書において、重要度に応じて、機能回復を速やかに行うために限定された損傷にとどめる橋と、致命的な被害を防止する橋の2段階の重要度が設定され、それぞれ許容塑性率が異なっている。ただし、これらは係数によって許容塑性率が分けられているものの、限界状態としての機能回復を速やかに行うための状態に対して直接的に設定され

たものではない。

なお、Priestley ら³⁾は、

- ・弾性設計は地震による応答を著しく過小評価し、応答レベルについて誤った認識を与える。
- ・弾性設計は、設計者にじん性や耐力に合理的な階層を設けることの重要性を気づかせない。
- ・自重と小さな水平地震力を加え合わせて求めた曲げモーメントは、事実と異なる曲げモーメント分布を与える。

と弾性設計の弊害を指摘している。

つまり、震度法により設計された橋が地震により被害を受けた場合に、例えば最初基礎に被害を受けた橋の基礎を補強すると、次には橋脚が被害を受け、橋脚も補強すると今度は支承が被害を受けるといように、その時点で最も耐力が低い箇所が壊れていくことになり、結局地震を受けてみなければどうなるか分からないという状況に陥ることも震度法による設計が破綻した要因である。

2. 1. 3 非線形挙動を積極的に考慮する必要性ーキャパシティーデザイン

地震時保有水平耐力法は、震度法により設計された橋梁が大地震により大きな被害を受けなかったこと、及び被害を受けた橋梁の設計震度は、実際に生じたと考えられる応答加速度から求められる震度より小さかったことから、橋脚の変形性能に着目して得られたものであった。この変形性能を積極的に利用して構造物の耐震性を確保しようという考え方がキャパシティーデザインである。

棒状の部材はその軸方向に直角の方向の力を受けると、曲げ応力とせん断応力が発生する。一般にせん断破壊はその耐力を超えると脆性的に破壊するが、曲げ破壊は、その降伏耐力を超えると剛性は低下するものの、直ちには破壊しない。さらに、その力の伝達経路では、1カ所が降伏すると、それ以外の箇所ではそれ以上の力が作用しにくくなる。Paulay, Priestley⁴⁾は、以下の図-2.1のようにキャパシティーデザインの考え方を説明している。

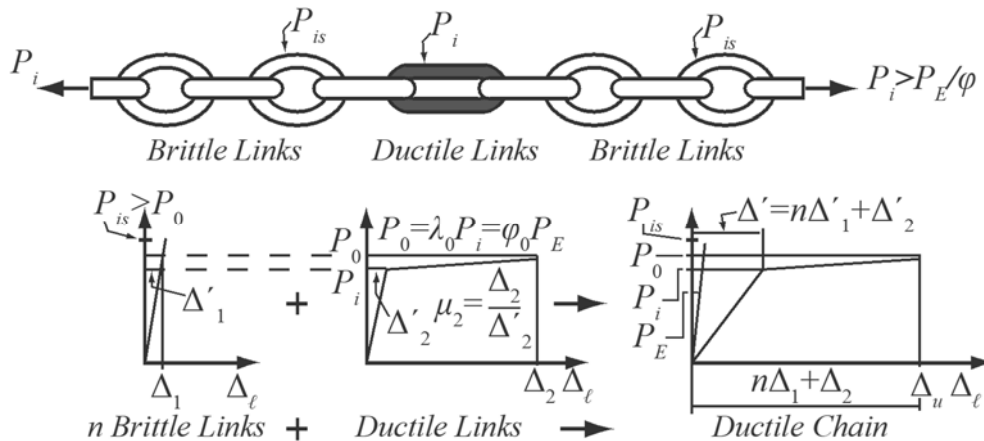


図-2.1 キャパシティーデザインの考え方⁴⁾

キャパシティーデザインはこのような特性を利用したものであり、以下のメリットがある。

- ① 曲げ損傷を先行させると、せん断破壊を防ぐことができる。
- ② ある部分で曲げ損傷により塑性ヒンジを形成すれば、それ以外の箇所が損傷することを防ぐことができる。

曲げ損傷の場合には脆性的には破壊せず、降伏後もしばらくその耐力を保持することが可能であるため、地震動のような動的な振動に対しては変形能が大きければ耐えられることになる。

キャパシティーデザインの考え方を利用するためには、損傷を先行させる部位とそれ以外の部位の間で、耐力、変形量、遊間などを調整して、確実に狙い通りの損傷モードとなるようにコントロールしなければならない。

2. 1. 4 新たな構造や設計方法を活用する必要性—性能照査型設計体系

(1) 仕様規定型設計体系から性能規定型設計体系へ

震度法による設計方法は、許容応力度法に基づく仕様規定型の設計体系の下で用いられてきた。それは、地震力は現実に想定しているもの比べて小さく設定されている一方、抵抗力も実際の構造が有している抵抗能力を限定的に評価することにより、設計で使用する地震力が小さくても、それ以上の地震動に対して耐えられることになっていた。それを成立させていたのが仕様規定型の設計体系である。性能の確認された仕様を用いることにより、一定の安全余裕を確保することが可能となり、仮想的な作用と抵抗のバランス上において設計する方法でも一定の安全性を確保することを可能としていた。

しかし、兵庫県南部地震等により、設計で想定していたより大きな地震動が発生することが明らかとなり、動的解析のように橋の応答をより直接的に算出する方法が開発され、長大スパンを跨ぐことが可能となる新たな橋梁形式が提案されると、仕様規定型の設計体

系では対応できなくなった。そこで、想定する地震動に対して目標とする性能を設定し、それを実現する設計体系として、性能照査型設計体系が確立された。性能照査型設計体系では、これまでの仕様型設計は性能照査型設計の中の一つの例という位置づけとなり、それ以外の設計方法を受け入れるための枠組みができたことになる。

(2) 地震動

性能照査型設計体系においては、設計地震力は実際に起こりえる地震動をそのまま使うことが基本となる。強震観測網が発達し、被害地震の中でも震央に近い強い地震動が観測されたことで、それを反映した設計地震動を設定することが可能となった。応答計算においても計算機の能力が向上し、構造に忠実なモデルに対しても地震応答計算を行うことが可能となった。構造物の抵抗機構についても、実大部材実験も可能となり、縮小模型実験やシミュレーション解析とも関連づけることで、弾性応答だけでなく、降伏後の耐力を失う段階までの挙動を追うことも可能となった。

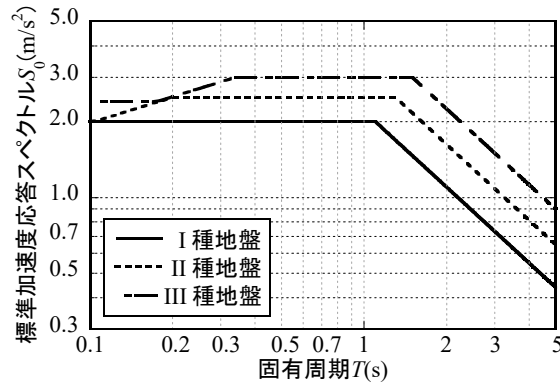
現行の道路橋示方書⁵⁾では、設計地震動として、レベル1地震動、レベル2地震動が規定されており、レベル1地震動は橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動、レベル2地震動は橋の設計供用期間中に発生することは極めて稀であるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動とされ、具体的には図-2.2に示すように加速度応答スペクトルによって規定されている。

レベル1地震動は、我が国の地盤上で観測された強震記録から求めた減衰定数0.05の加速度応答スペクトルの統計解析結果に基づき、地震動特性や橋の地震応答特性及びそれらのばらつきの影響を考慮し、既往の地震被害の特性や地盤の振動特性等に関する工学的判断を加え、地盤種別ごとに定められたものである。なお、固有周期 $T=1s$ での値は、東京における再現期間100年の地震動強度の期待値に対応する大きさとなっている。

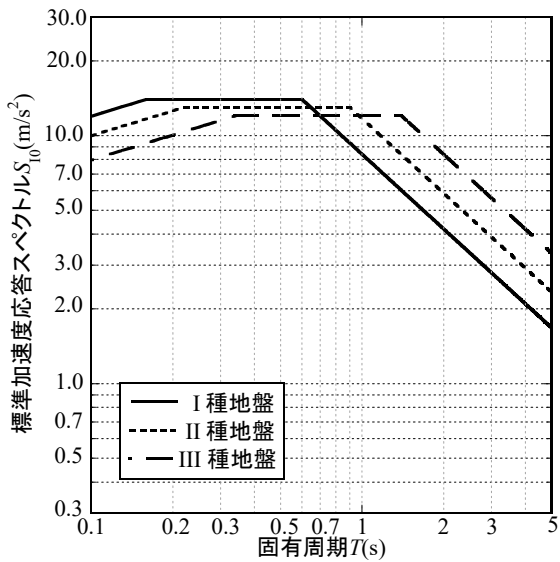
レベル2地震動は、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプIと、内陸直下型地震を想定したタイプIIが規定されているが、タイプIの標準加速度応答スペクトルは、大正12年(1923年)関東地震において、東京周辺で生じた地震動をこのタイプの地震動の例として捉え、大規模地震による地震動の強震記録を考慮した距離減衰式により加速度応答スペクトルを推定し、工学的判断を加えて定められたものである。

タイプIIの標準加速度応答スペクトルは、内陸直下型地震として構造物に与える影響という観点で現在までに観測された中で最も強い地震動を与えた兵庫県南部地震において地盤上で観測された強震記録に基づき、この加速度応答スペクトルを地盤種別ごとに分類して定められている。

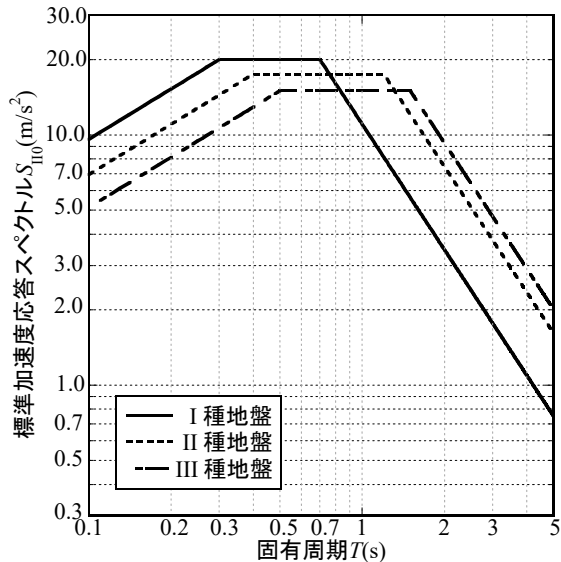
本研究で対象とする極大地震動は、2.4.1において定義するが、現行の基準では過去の被害地震において発生した地震動に相当する設計地震動が規定されており、それを超える地震動が発生する可能性は認識されているものの、直接的に考慮する方法は示されていない。



(a) レベル1地震動の標準加速度応答スペクトル



(b) レベル2地震動（タイプI）の標準加速度応答スペクトル



(c) レベル2地震動（タイプII）の標準加速度応答スペクトル

図-2.2 道路橋示方書に規定される標準加速度応答スペクトル⁵⁾

(3) 性能照査

兵庫県南部地震により観測された地震動に基づいて平成8年以降道路橋示方書において規定された加速度応答スペクトルは最大 20m/s^2 、設計水平震度で最大 $2g$ であり、これに対して全ての部材を弾性応答に抑えることは現実的ではない。したがって、橋の周期を地震動の卓越周期から外す、減衰能の大きな構造とすることで振動を抑える、及び振動モードをコントロールしてじん性能を発揮するといった方法を組み合わせることにより、地震動を受けても致命的な被害を受けない、さらに限定的な損傷に留めるといった方法が模索されることとなった。さらに、構造の抵抗をできる限り活用するため、限界状態設計法が

確立された。限界状態設計法は、橋が性能を保持している限界の状態を見極め、その直前の状態までは損傷を許容しようという設計方法であり、求める性能及び想定する荷重の方向や種類に応じて設定する破壊モードに対して、性能を力学的な指標に置き換えて限界の状態を定義するものである。したがって、限界状態設計法は、性能規定型設計体系と整合性が高く、実際に生じ得る作用を規定すれば、表-2.1 に示すように性能マトリックスという形で、ある作用に対してある限界状態を超えないように設計することで、一定の性能を満足することが可能となる。

表-2.1 耐震性能マトリックスの例

(a) 平成 24 年道路橋示方書に示された耐震性能マトリックス⁶⁾

重要度 設計地震動	A 種の橋	B 種の橋
レベル 1 地震動	地震によって橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能 1)	
レベル 2 地震動	地震による損傷が橋として致命的とならない性能 (耐震性能 3)	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能 (耐震性能 2)

(b) 現在の建築構造物において考慮されている耐震性能マトリックス

重要度 設計地震動	通常の建築	超高層建築等
レベル 1 地震動	ほとんど損傷しない	
レベル 2 地震動	倒壊はしない	地震による損傷が限定的なものにとどまり、容易に修復できる

(4) 限界状態

道路橋示方書⁵⁾では、橋の限界状態を以下のように定義している。

橋の限界状態 1：橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない限界の状態

橋の限界状態 2：部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としての荷重を支持する能力に及ぼす影響は限定的であり、荷重を支持する能力があらかじめ想定する範囲にある限界の状態

橋の限界状態 3：これを超えると構造安全性が失われる限界の状態

ただし、橋の限界状態を直接照査して橋の性能を確保するための設計方法は存在せず、橋の限界状態を超えないとみなせる部材等の限界状態の組合せを設定し、その各部材等の

限界状態を照査することにより設計は成り立っている。部材等の限界状態とその力学的な解釈例は表-2.2 のように示されている。

表-2.2 部材等の限界状態とその力学的な解釈例⁵⁾

限界 状態 1	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態（特段の注意無く使用できるとみなせる限界の状態）	<ul style="list-style-type: none"> ・挙動等に可逆性を有するとみなせる限界の状態 ・部材機能を低下させる変位や振動程度に至らない限界の状態 ・橋の機能を低下させる変位や振動程度に部材に至らない限界の状態
限界 状態 2	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態（特別な注意のもとで使用できるとみなせる限界の状態）	<ul style="list-style-type: none"> ・部材として最大強度点を超えず、かつ、十分な塑性変形能が残存するとみなせる限界の状態 ・組み合わせる状況に対して求める橋の機能に影響を与える残留変位や剛性低下に達しない限界の状態
限界 状態 3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態	<ul style="list-style-type: none"> ・部材として最大強度点を超えない状態 ・部材として変形性能を喪失しない限界の状態

本研究では、橋の崩壊までを検討の対象としている。上記に示したように、橋の限界状態 3 は構造安全性が失われる限界の状態であるから、橋の崩壊は、橋の限界状態 3 を超えた状態と定義できる。下部構造上で上部構造が支持されている橋であれば、崩壊とは、下部構造上で上部構造が支持された状態でなくなった状態と定義することができる。ただし、これも上記に示したように、橋の限界状態を直接照査して橋の性能を確保するための設計方法は存在していないため、実際の解析上は、橋の部材の状態の組合せにより橋の崩壊をみなしていくことになる。なお、本研究では「損傷」、「破壊」という用語も用いるが、「損傷」は部材単位で機能が部分的に低下した状態を指す。また、「破壊」は部材単位で機能が完全に失われたとみなされる状態を指す。

2. 1. 5 地震後の復旧を容易にする必要性—損傷制御設計

道路橋は、元々地震後の復旧性を考慮して性能マトリックスに性能が規定されているが、建築物は建築基準法により、憲法第 29 条で定められた私有財産権に対し同第 2 項で認められている公共の福祉のための法による制限として、最低限の水準として定められていることから、建築物の存在期間中に数度遭遇することを考慮すべき稀に発生する地震動（中規模地震動）に対してほとんど損傷が生ずるおそれのないこと、建築物の存在期間中に 1

度は遭遇することを考慮すべき極めて稀に発生する地震動（大規模地震動）に対して倒壊・崩壊するおそれのないことという２段階設計で規定されている。一方で、建築基準法は最低限を定めているに過ぎず、建築主がより高い性能を望むならより高い水準で設定することができる。道路橋示方書が規定する性能水準が、事実上最低であり最高であることとはこの点で異なっている。建設省が「構造性能評価指針案」を提案したように、建築物でも想定する地震動レベルごとに求める性能を設定し、それを実現するという性能規定型の設計法が特に高層建築において一般化してきている。この背景には、建築基準法で定められている耐震性についての知識が一般に広く浸透しておらず、兵庫県南部地震により、耐震基準をクリアしている建築物が多く損傷を受け、機能を失い、復旧に多大な費用を要したことに対する批判があったことによる⁷⁾。

日本地震工学会性能規定型耐震設計法に関する研究委員会⁷⁾では、「損傷に起因する何らかの性能の低下（一般には、安全性、使用性、耐久性などの低下を指す）が生じないようにするため、もしくは低下してもその性能を容易な修復により元のレベルに回復できるようにするために、損傷を防止もしくは抑制することの総称を損傷制御」としている。

建築分野では性能規定型耐震設計に基づき、大規模地震動に対して、限定した損傷に留め、震後の修復性を高めるために免震・制震技術を使う設計方法が、代表的な損傷制御設計となっている。

橋梁分野では、レベル２地震動に対しても損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行えるように、一部の部材に損傷を許容するものの限界状態２を超えないようにする設計を行っている場合が多い。例えば桁橋では、橋脚基部のじん性を高めるような構造細目が標準となっており、損傷しても復旧作業が比較的しやすい橋脚基部に塑性ヒンジが形成されるように誘導し、それによりその他の部材の損傷を抑える設計が一般的となっている。このような設計も損傷制御設計と考えることができる。

本研究では、不確実性の高い、構造物の破壊領域において損傷制御を行うことを提案しているため、破壊尤度の制御により想定通りの損傷制御が行える確からしさを考慮することを２．４．１以降で示していく。

２．１．６ 現行の耐震設計法のまとめ

現代の耐震設計の経緯を図-2.3 に示す。上述したように、我が国の耐震設計法は、発生した地震動強度が分からなかった時代には、仕様規定型の設計体系の下、震度法により耐震設計を行っていた。この設計法は、地震動に対する正確な応答とそれに備える正確な抵抗力を与えるものでは無かったが、よく分からないながらも構造物の仕様を決めて一定の性能を与えることで地震被害の抑制を図ることができていた。次第に震源直下では無いにしろ実際の地震動記録が得られるようになってくると、それを用いた計算による応答と実際の被害が合わない事が分かり、弾塑性応答を考慮した地震時保有水平耐力法が提案された。さらに計算機の発達に伴い地震動の応答を動的に考慮できるようになると、想定する

べき作用とそれに対する性能を求める性能規定型設計体系による自由な設計が可能となった。さらに設計地震動に対して倒壊などの致命的な被害が概ね防止できるようになると、被害を限定的に抑え、機能回復に有利な状態に留められる、より高い性能を求めるようになった。そのための方法が損傷制御設計であり、レベル2地震動のような大きな地震動に対しても損傷を限定的なものに留め、機能回復を速やかに行うことが可能な状態に留められる設計法となっている。

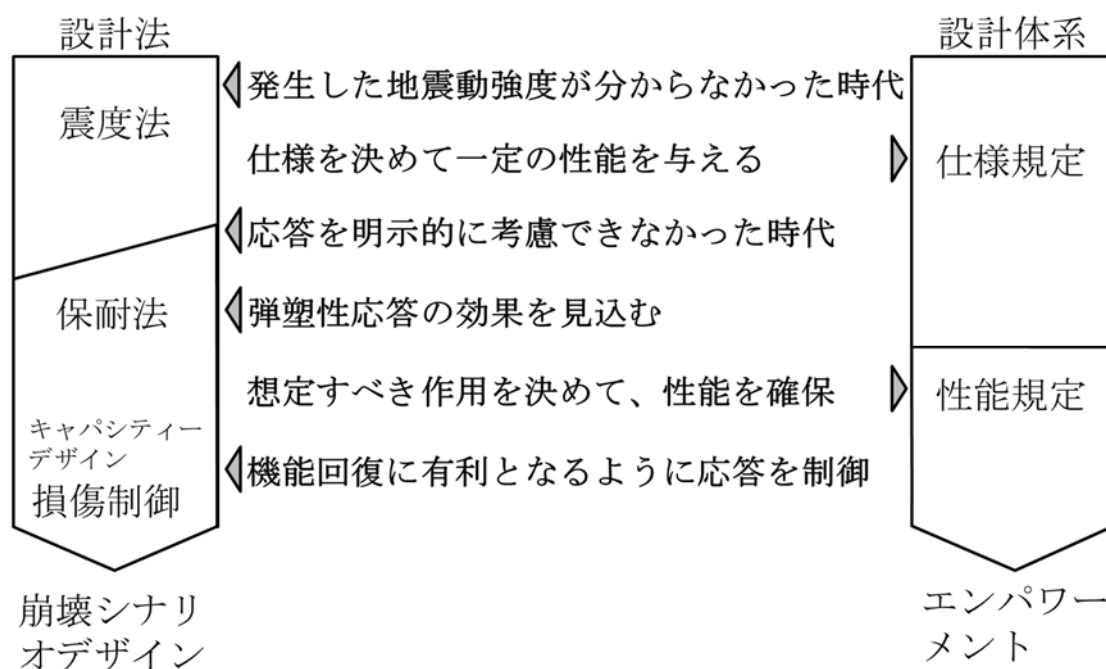


図-2.3 現代の耐震設計の経緯

現行の道路橋示方書は、性能規定型設計体系を採用しており、現行設計でも、例えば桁橋では橋脚基部を塑性化させる損傷制御設計により、レベル2地震動に対しても橋としての機能の回復が速やかに行える設計が可能である。ただし、現行設計ではレベル2地震動に対して性能を確保する設計であり、レベル2地震動を超える地震動に対しては、設計で性能を見込むことができない。

性能規定型設計体系の下で用いられてきた設計法に、2.4.1で提案する崩壊シナリオデザインを加えることで、性能規定型設計体系は崩壊シナリオデザイン設計法としてエンパワメントされ、構造物に設計地震動を超えた作用に対する能力を合理的に付与できる設計体系となる。

2. 1. 7 性能規定型設計体系の課題—想定外をなくすための危機耐性の必要性

兵庫県南部地震以前は、現行基準のレベル1地震動に相当する荷重に対して耐震設計を行っていた。しかし、兵庫県南部地震では、道路橋は大きな被害を受け、それまでの設計

で想定していた地震動強度を超える地震動が作用したことが明らかとなった。それを受けて平成8年道路橋示方書ではレベル2地震動が設定された。その後、周波数帯域によっては標準加速度応答スペクトルを超える地震動も観測されているが、設計地震動は大きくは変わっていない。それでもレベル2地震動に対して設計された道路橋が、地震動によって設計上想定している損傷を上回る損傷を受けた事例は少ない。

一方で、東日本大震災では多くの道路橋も被害を受け⁸⁾、土木学会を含む30の学会で構成される「東日本大震災の総合対応に関する学協会連絡会」⁹⁾も共同声明の中で、従来の想定を超える巨大災害に対する備えの必要性を訴えている。また、熊本地震では地盤変状によって、レベル2地震動に対して設計されていた橋であっても道路橋がその通行機能を失った事例が生じた。このような背景から、設計で直接的に考慮されている作用を超える作用を考慮して対策を行う必要性が広く認識されることとなり、設計で直接的に考慮されている作用を超える作用に対しても破滅的な状況に陥らないような性質として危機耐性という概念が提唱されている。

2. 2 レジリエントなシステム構築を支える危機耐性の概念形成

2. 2. 1 レジリエントなシステム

設計基準において規定されている入力地震動について、それをを超える可能性があることは広く知られている。最近では2016年熊本地震の益城町で観測された地震動などはその例であり、そのときの道路橋示方書に規定された標準加速度応答スペクトルを部分的に超えていた。この観測記録には、観測地点が置かれていた建物の影響もあると指摘されているが¹⁰⁾、今後も設計地震動を超える地震動が発生する可能性は否定できない。

設計の想定を超える地震動を受けることによって、橋は機能を失う可能性がある。社会システムとしてそのような可能性を考慮した上で、地震に強い社会をResilientな社会とした上で、機能の喪失から回復までを時間の関数として表し、社会の地震に対する強靱性を表す方法を提案したのがBruneau et al.¹¹⁾である。Bruneau et al.は図-2.4のようにある時 t_0 において災害が発生し、 t_1 までの時間がかかって機能が回復するとしたとき、社会の損失はその面積で表されるとした。(以下、この線をレジリエンスカーブと呼ぶ。)また、その損失を減らすために社会システムが有すべき能力として4つのRを提示した。4Rは、”Robustness、Redundancy、Resourcefulness、Rapidly”とされ、それぞれ定義を文献11)より引用すると以下の通りである。

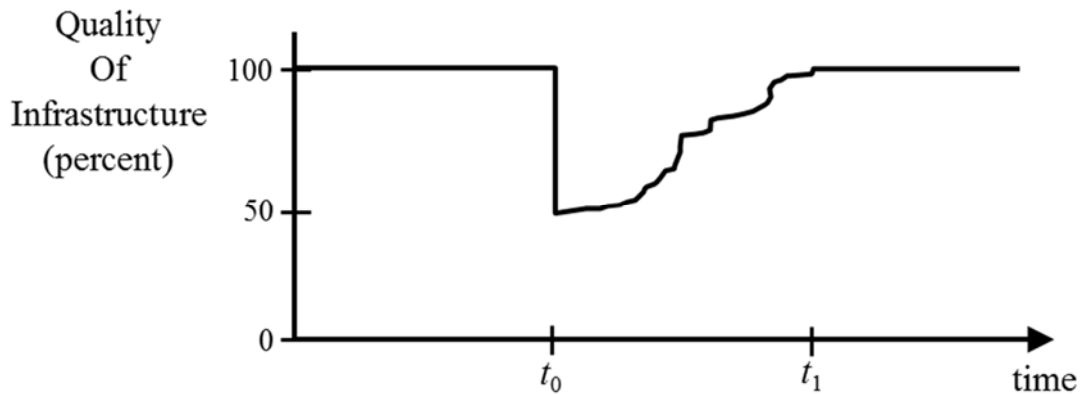


図-2.4 レジリエンスの概念図¹¹⁾

- “ • Robustness: strength, or the ability of elements, systems, and other units of analysis to withstand a given level of stress or demand without suffering degradation or loss of function
- Redundancy: the extent to which elements, systems, or other units of analysis exist that are substitutable, i.e., capable of satisfying functional requirements in the event of disruption, degradation, or loss of functionality
- Resourcefulness: the capacity to identify problems, establish priorities, and mobilize resources when conditions exist that threaten to disrupt some element, system, or other unit of analysis; resourcefulness can be further conceptualized as consisting of the ability to apply material (i.e., monetary, physical, technological, and informational) and human resources to meet established priorities and achieve goals.
- Rapidity: the capacity to meet priorities and achieve goals in a timely manner in order to contain losses and avoid future disruption.”

また、これらにはそれぞれ4つの dimension があり、“Technical、Organizational、Social、Economic”があるとしている。

ここで、Robustness と Rapidity は結果を定義する指標であり、Redundancy と Resourcefulness は手段を定義する指標である。技術的および組織的対策によって定義されるシステムのパフォーマンス基準は、社会的および経済的対策が反映された、望ましいコミュニティのパフォーマンス結果の観点から定義されるとしている。

Bruneau et al.の概念を拡張したのが Ayyub¹²⁾で、レジリエンスの程度を定量化するため、Bruneau et al.の提案したレジリエンスカーブについて、その機能の失われる過程や機能回復程度やその過程に様々なパターンがあることを指摘している。また、対象とするシステムに応じて取るべき指標を提案しており、道路橋であれば1日あたりの交通容量とすることを提案している。

以上を踏まえ、橋梁構造の観点から社会システム全体の Resilient 化に貢献することを考

えると、地震に対して橋が性能を損ないにくいこと、損傷したとしても限定的な損傷に留まること、損傷したとしても迅速に回復できることを **Technical** に実現する方策が求められており、本研究ではこれに貢献する設計法を提案するものである。

2. 2. 2 危機耐性の概念

東北地方太平洋沖地震や熊本地震において、レベル2地震動に対して設計された橋についても津波による上部構造の流出や地盤変状による支承部の破壊等、機能回復が困難な被害を受け、設計基準では陽には考慮されていない作用に対しても対策をとる必要性が広く認識されるようになってきている。

一方で、高橋ら¹³⁾が指摘しているように、限界状態設計法に基づいて不確実性を確率・統計的に考慮する設計体系は、特に欧米を中心に整備されてきたが、結局のところ、限界状態設計法の枠組みの中では、想定した状態を超える事象が生起したときに引き起こされるシナリオを描くことが難しい。

土木学会 東日本大震災フォローアップ委員会 原子力安全土木技術特定テーマ委員会では、原子力発電所の耐震・耐津波性能のあるべき姿に関する提言(土木工学からの視点)

(案)¹⁴⁾において、緊急手段を必要とせず放射線物質の大量放出という危機的な状況に至る可能性を十分に小さくする性能としての「安全性」に加え、新たに「危機耐性」として、「安全性が損なわれた場合でも緊急手段の実行を可能とし、原子力発電所のシステム全体として危機的な状況に至る可能性を十分に小さくする性能」を提案している。ただし、原子力構造物の設計においては、危機耐性と同様に設計地震動を超えた場合への対応の考え方である「残余のリスク」という考え方が、原子力安全委員会により平成18年の発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針¹⁵⁾で示されている。「残余のリスク」とは、「地震学的見地からは設計用に策定された地震動を上回る強さの地震動が生起する可能性は否定できないことから、設計用に策定された地震動を上回る地震動の影響が施設に及ぶことにより、施設に重大な損傷事象が発生すること、施設から大量の放射性物質が放散される事象が発生すること、あるいはそれらの結果として周辺公衆に対して放射線被ばくによる災害を及ぼすこと」のリスクと定義されている。施設の設計に当たっては、策定された地震動を上回る地震動が生起する可能性に対して適切な考慮を払い、基本設計の段階のみならず、それ以降の段階も含めて、この「残余のリスク」の存在を十分認識しつつ、それを合理的に実行可能な限り小さくするための努力が払われるべきであるとされている。

鉄道構造物等設計標準¹⁶⁾では、「最大級の地震動」と表現して想定を超える地震動の可能性について示唆しており、危機耐性については付属資料においてその概念が示されている。これに対応する方法は、未だ構築されていないとしながらも構造計画等で対応すべき旨が示されている。室野は、鉄道構造物等設計標準における危機耐性の考え方を文献^{例え}ば¹⁷⁾で示しており、その中で図-2.5に示す概念図で危機耐性の概念を説明している。これによれば、「地震における全事象に対して、従来からの耐震設計で基準に規定された性能を確

保しつつ、従来からの耐震設計で制御ができない補集合の部分を検討すること」が危機耐性であるとしている。

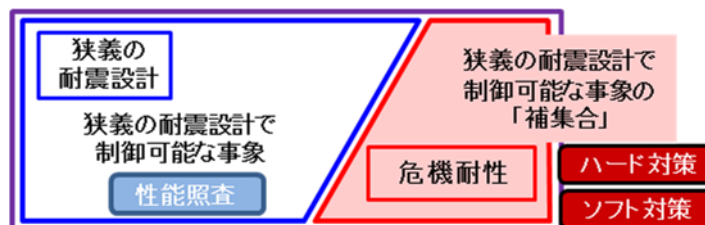


図-2.5 危機耐性の概念図¹⁷⁾

土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会では、危機耐性を考慮した耐震設計体系の構築を目標として検討が行われた。本田ら¹⁸⁾は、耐震設計における「危機耐性」の定義を、「狭義の設計段階で想定していなかった事象においても、構造物が、単体またはシステムとして、破滅的な状況に陥らないような性質」としている。ここで、「狭義の設計」とは、従来の耐震設計の事を指し、定義をすれば「考慮すべき設計地震動、及び、それに対する性能が規定されていて、照査が義務付けられているもの」だとしている。

土木学会地震工学委員会性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会は危機耐性について、橋梁を対象とした場合には、以下の3項目の実施により付与されるものとして定義している¹⁹⁾。

- 「①設計地震動を超える地震動や、地盤変位、斜面崩壊、その他の作用が発生することを認識する。
- ②作用が設計で想定した範囲内かどうかにかかわらず、経時劣化、上載物、周辺環境などの影響により、設計計算で想定した応答を上回る可能性や想定した抵抗を下回る可能性があることを認識する。
- ③前記の作用・応答・抵抗が設計範囲外であったことにより崩壊へ至るプロセスを考慮し、社会への影響がより小さくなるように配慮すること。」

土木学会構造工学委員会の土木構造物共通示方書（性能・作用編）²⁰⁾では、「危機耐性」という言葉は使われていないが、危機耐性と類似の概念について示されている。「設計事象を超える事象への対応」として、「設計で対象としている事象を超えることにより、構造物またはそれを含むシステムの機能や安全性が損なわれた場合でもその損傷が社会に重大な影響を及ぼす可能性を十分に小さくするような配慮を講じることを原則とする」ことが規定されている。

道路橋示方書⁹⁾では、「危機耐性」という言葉は使われていないが、橋の使用目的との適合性として、道路橋の損傷経験等も踏まえて付与しておくのがよい性能について検討し、適切に設計に反映させるものとされており、この中でフェールセーフを検討することとされている。特に支承部を用いる場合、「その破壊を想定したとしても、上部構造が容易には

下部構造から落下しないように、適切な対策を別途講じること」とされており、その対応策として仕様規定的に落橋防止システムが規定されている。

以上、各分野で設計計算に用いている地震動を超える作用が生じ得ることは認識し、そのための対策の必要性には言及しているが、一方で、何にどれだけのように対策すれば良いのかは言及されていない。道路橋示方書に規定されている落橋防止システムだけが具体的な対策を規定しているが、逆にそれをするので、性能の観点で何が達成されているのかは示されていない。

2. 2. 3 耐震設計基準に規定された作用以外を設計において考慮した既往の構造例

2. 2. 2で確認したように、現行の基準類では設計計算に用いている地震動を超える作用が生じ得ることは認識し、そのための対策の必要性には言及しているが、一方で、何にどれだけのように対策すれば良いのかは言及されていない。その部分は設計者に任されている体であるが、現実の設計においてそれに取り組んだ例は少ない。

1972年に完成したニュージーランドのThorndon高架橋では、1995年の調査により橋梁に対して30°の交角でウェリントン断層が交差していることが確認された。ウェリントン断層を震源とする地震が発生すると、断層に沿って5m程度のずれが生じると予測されたことから、断層を挟む橋脚間の片側で2.5m、両側で5.0mの変位が生じた場合でも落橋を防止することができる「キャッチ・フレーム」工法が採用された²¹⁾。

大分県別府市内の道路橋では、断層を横断する橋梁で、鉛直方向を含む変位量3mが想定された。断層がずれた後の機能の保持及び損傷程度を考慮して、連続桁形式ではなく単純桁形式とされた。3mの断層変位によりゴム支承が破断しても、桁が橋脚から落下しないよう落橋防止構造の設計遊間量が調整された²²⁾。

山陽新幹線の新神戸駅では、構造物直下に断層が存在することが明らかとなった。耐用期間内に想定される断層変位は5cm程度と推定され、構造物は、駅舎部の設備の関係からラーメン高架橋形式となった。断層対策として山側ホーム、本線、海側ホームに分けて構造物を構築し、本線構造物とホーム構造物の接続部を滑動できるようにするとともに、ホームの逆側の端部はヒンジとなるようにして、本線構造物が自由に変形できるように設計された²³⁾。

以上のように既往の構造例では、断層変位に対する対応が主に見られる。これらは、耐震設計基準に規定された作用以外の作用を考慮したと言う意味で一般的な耐震設計とは一線を画するものではあるが、ある想定変位量を決めて、その状況において橋をどの状態に留めるかを決め、変位に対する設計を追加したものである。

2. 2. 4 構造物の破壊を前提とした合意形成

従来の公共構造物の建設では、その構造物は崩壊しないことを暗黙の了解として、全ての関係者との合意形成が行われてきた。しかし、2011年の東日本大震災では実際に多くの

公共構造物が崩壊したことで、公共構造物の崩壊が実際にあり得るということが周知の事実となった。したがって、本研究の主題としている道路橋の崩壊までを考慮した設計体系の実現のためには、道路橋の崩壊可能性を前提とした合意形成の枠組みが必要となる。

国土交通省は公共事業の構想段階における計画策定プロセスガイドライン²⁴⁾を定めているが、これは特に構造物の破壊を想定した枠組みではない。そこで本田²⁵⁾はコミュニティと技術者の情報共有に資する設計体系の概念を提案している。これは、設計で考慮する「状況設定」「構造計画」「詳細設計」は、前提とする社会条件、被災シナリオ、及びそこで構造物の挙動が満たすべき条件である「危機耐性の規定」によりコミュニティと情報を共有し、「検証と妥当性確認」を科学技術の専門家が行うという枠組みである。

原子力分野では、発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針¹⁵⁾でも「残余のリスク」の存在が指摘されていたが、2012年に核原料物質、核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律が改正され、シビアアクシデントを規制対象とすることとなった他、事業者による原子力施設の安全性向上を図るために総合的な安全評価を定期的実施し、その結果等の国への届出及び公表を義務づけられた²⁶⁾。このような背景があり、原子力分野では構造物の破壊を前提とした合意形成に関する検討が進んでいる。IAEA（国際原子力機関）のINSAG（国際原子力安全グループ）²⁷⁾では、考慮すべき事項を規制上の考慮事項と実用上の考慮事項に分け、選択肢を定義し、基準、好事例、実務経験、決定論的検討、確率論的検討、組織面の検討、保安面の検討、その他の検討を踏まえて評価し、総合的な決定を行った後も、性能を監視し修正を加えていく方法を提案している。INSAGの提案でもある *integrated risk-informed decision-making process* を実現するため、米国原子力規制委員会に対して Parry et al.²⁸⁾は、コミュニケーションのための検討を行い、コミュニケーション・提案がうまくできない案であれば、前段の検討をし直し、確認ができれば文書化し、それに基づいてコミュニケーションを行うという提案をしている。

本研究では、合意形成方法を提案するわけではないが、以上に例示したような合意形成プロセスに必要なコミュニケーションツールも備えている。詳細は2.4で示すが、概念を図-2.6に示す。本提案設計法は、震度法、地震時保有水平耐力法、キャパシティーデザイン、損傷制御設計法に続く設計法であり、それにより性能規定型設計体系をエンパワーメントするものである。さらに、検証と妥当性確認をする方法、社会的な合意形成をするためのツールも本提案設計法の枠組みの一環として包含されている。

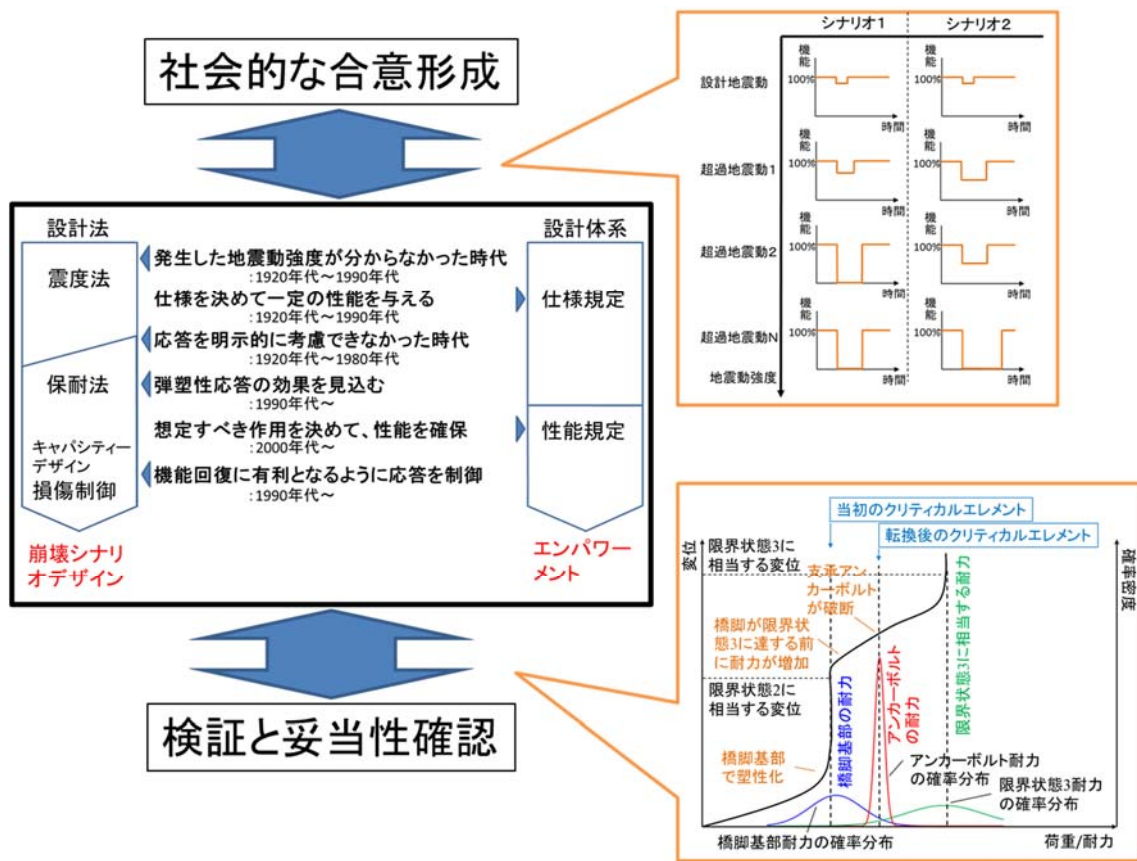


図-2.6 社会的な合意形成及び検証と妥当性確認手法を備えた提案体系の概念

2. 3 地震に対する構造物のレジリエンスおよび構造物の破壊に関する最近の研究

2. 3. 1 レジリエンスを考慮した地震対策に関する最近の研究

アメリカ土木学会(ASCE)の Structural Engineering Institute (SEI)では、2016年に Resilience-Based Analysis and Design of Structures and Infrastructure Systems と題した Special Issue を組んでいる²⁹⁾。ここで Echevarria et al.³⁰⁾は Concrete-filled fiber reinforced polymer (FRP) tube (CFRT) により補強された橋脚の耐震性能について検討しているが、新材料を用いて補強した柱のじん性能と残留軸耐荷力の確認に留まっている。

Mackie et al.³¹⁾は橋の修復程度とそれに要する二酸化炭素排出量を試算し、環境影響を評価する方法を提案しているが、構造の Resilience には言及していない。

Hutt et al.³²⁾はサンフランシスコの既存建築物について、震後の機能回復コストと時間を減らす方法を提案しているが、想定している入力地震動は再現確率 50 年の地震動である。

Rodgers et al.³³⁾は、大きい外力にも損傷無く耐える Damage Avoidance Design (DAD) に関する実験と数値解析を行い、DAD の有効性を示しているが、問題意識としては 2010 年カンタベリー地震及び 2011 年クライストチャーチ地震において建築物の被害は限定的に留まったにもかかわらず、結局修理代が高いために取り壊すことになったことであり、想

定を超える地震への対応をターゲットにはしていない。

また、アメリカ土木学会(ASCE)には、2014年に Infrastructure Resilience Division が設置されたが、そこでのトピックスは Community Resilience、Disaster Assessments、Emerging Technologies、Civil Infrastructure and Lifeline Systems、Multi-Hazard Characterization、Risk and Resilience Measurements、Social and Economic Impacts であり、設計計算に用いる地震動を超える地震動に対する問題意識は窺えない。実際、Infrastructure Resilience Division の議長が日本の土木学会とジョイントシンポジウムを行った際にもそのような発言はなく、Risk and Resilience Measurements Committee³⁴⁾が出した Resilience-Based Performance Next Generation Guidelines for Buildings and Lifeline Standards では、例えば475年というような再現確率に基づくハザード強度に基づく損傷分布の空間的な把握ができないと言及している、このことは、設計で考慮した地震動と実際の構造物の破壊は一致しないと考えられているか、或いは実際に発生する地震の大きさは分からないという前提で検討されていると考えられる。つまり、構造物の損傷は一定程度起きることを仮定して、その仮定のモデル化やシステムへの影響の算出方法などに関心が向けられ、構造物の設計条件と破壊の関係を改善しようという方向性があまり見られない。

ここで、日本の道路橋の設計の信頼性水準を確認しておく、2016年熊本地震において、震度6弱以上を観測した地域におけるレベル2地震動に対して設計されたと考えられる橋梁1250橋のうち、設計で目標とした機能を維持できなかった道路橋は3橋だけであり、しかもそれらは設計では想定していなかった地盤変状の影響を受けたことが確認されている³⁵⁾。つまり、日本の道路橋の耐震設計は、設計で想定した地震動強度に対しては、設計において想定した損傷程度に確実に留めることができる技術水準にある。

したがって、道路交通網としてのレジリエンスを考慮する場合、設計計算で用いる地震動強度を対象にするのと、設計計算で用いる地震動強度を超える作用を考慮する場合は明確に分けて考える必要があり、設計計算で用いる地震動強度を超える作用を考慮して、その損傷程度を低減させることを検討した研究はなされていない。

2. 3. 2 構造を改善することにより危機耐性を向上させる方策に関する最近の研究

2. 2. 2に示した背景もあり、国内においては、設計地震動を超えた場合や設計では想定していなかった作用を受けることによって橋が損傷することを考慮した研究が最近行われている。

Takewaki³⁶⁾は、地震動のエネルギーには上限があると考えられるが、建築物の固有周期との共振が発生することにより大被害を受けてきたとして、建築物の設計に Critical Excitation という考え方を導入することを提案している。Critical Excitation では、設計基準に規定された地震動では起こり得る地震動の周波数特性が網羅されていないため、建築物毎に固有の危険な周期帯への影響が最大となる地震動の変動幅を考慮して設計を行うというものである。

高橋、日高³⁶⁾は、将来起こり得る想定と異なった地震動に対応するため、不確定性の高い地震外力に鈍感な構造とすることを提案している。鈍感な構造の例として、振動特性の不均質な多自由度系構造を提案しており、均質に比べて不均質の方が応答は小さくなる可能性があることを示したが、設計計算に用いる地震動を大きく超える地震動に対する対処方法は示していない。そこで、五島ら³⁷⁾は、危機耐性を高める構造として RC 柱にメナーゼヒンジを埋め込む構造を提案している。これは、RC 柱基部の曲げ損傷が大きくなることによって水平耐力を失うことになっても、鉛直耐力及び鉛直支持は保持できるというものである。ただし、水平耐力は失われてしまうため、別途水平耐力を確保する必要があり、特に上部構造に大きな曲げモーメントが作用する構造となることなどの課題がある。

豊岡ら³⁸⁾は、想定を超える地震動に対して、仮に倒壊したとしても倒壊方向を制御する構造を提案している。鉄道に多く見られるラーメン高架橋を対象に、簡易なデバイスを付加することで制御できることを実験的に示している。また、従来の耐震設計において有していたレベル 2 地震動より小さい地震動の範囲では従来と同等の性能を確保できることを示している。ただし、道路橋にはほとんど無い形式のラーメン高架橋にだけ適用が確認できている技術である。また想定を超える地震動に対しては倒壊を許容しているため、制御しないよりは 2 次被害を防ぐことができ、復旧しやすい倒壊方向に制御できるものの、機能回復には多くのコストと時間を要する。

西村ら³⁹⁾は、危機耐性を高める構造形式として、「自重補償柱」を設けることで柱や橋脚などの鉛直方向の部材に著しい損傷が生じて上部構造等を支持する性能を確保する「自重補償機構」のコンセプトを示すとともに、模型実験により構造物に大きな変位が生じた際の自重補償機構の鉛直支持機能について確認した。実験では、構造物に設計上の終局点を超える変位を与えて損傷させたが、損傷した柱の代わりに自重補償柱が上部工の重量を支持できており、自重補償機構が危機耐性の向上に寄与できることを確認した。ただし、自重補償柱を径間に配置する必要があることから、そもそも地上に障害があって橋を架けている状況では使いにくいこと、下部構造を 2 重に建設する必要があることからコストが高くなりがちであることに課題がある。

2. 3. 3 既往の研究に欠落している視点と課題

2. 3. 2 に危機耐性に関連する最近の代表的な既往の研究を示した。他にも橋脚基部の構造を工夫して、塑性変形能が伸びたといった研究は多くあるが、これら既往の研究において、共通して欠落している視点は、新たな構造を導入することによって得られた性能をどのように評価したら良いのかという点である。性能規定型設計法では、要求性能を設定して、与えられた作用に対して、その性能を満足できることを照査できたことをもって設計が成立する。一方で、想定を超える作用を考慮する場合には、要求性能、作用レベルのいずれも決まっていない。その中で得られた構造をどう評価するかという視点が欠落している。

そのことを踏まえると、既往の研究における課題は2点に集約できる。

1 点目は、設計の確定判断の問題である。高橋らは、設計の想定を超えることを検討の対象とはしているものの、具体の外力レベルを決めていない一方で、その提案を実構造物に適用する際の諸元の決め方を示していない。そもそも構造物の設計とは、構造物の諸元を決める行為である。設計の想定を超えるとは、現行の設計基準に規定されている作用レベルを超える作用を考慮するという意味であり、具体の作用の大きさを決めていない。一方で現実に構造を造る以上、結局は設計行為が必要であり、作用の種類や大きさを決めなければ設計行為が成立しない。ただし、現行の設計基準に規定されている作用レベルを超える作用として、ある作用を決めてしまえば、それが新たな基準となるだけであり、本質的に想定を超える作用を考慮したことにはならない。したがって、設計の想定を超えると言いつつ、何かを想定して設計しなければならないというパラドックスがある。そのパラドックスを解決して、設計の確定判断する方法が必要になるが、その方法が提示されていない。

2 点目は、想定する状況の特殊性である。豊岡らは、鉄道橋の橋脚が倒壊することを前提に、被害が少ない方向に倒壊させることを提案しているが、橋にとって倒壊は最も避けたい状態であり、その状態を前提とできる橋は自ずと限られる。橋が倒壊すればその時橋の上にいる人や車両は落下することになり、橋の復旧にも相当の時間を要することになる。豊岡らはそれらのことについて特に言及していないが、一般的な道路橋においてこのようなことを前提とすることは受忍できず、最終的にやむを得ず倒壊することはあり得るとしても、そのような状態に至るまでにできる対応があるはずである。また、西村らは自重補償機構を提案しているが、西村らの提案する自重補償機構とは水平方向の力に対しては縁を切った追加の橋脚である。しかし、そもそも橋は、ある地点間にある通行の障害となるものを跨ぐ形で設置されるものであり、新幹線の高架橋のように高架下のほとんどが空き地となっているような一部の例外を除けば、追加の橋脚は設置できない場合が多いと考えられる。このように、特殊な状況においてのみ成立する方法だけでは、想定外の作用に対しても対策ができていないとは言えない。

そこで、設計計算に用いている地震動を超える作用に対して、具体的に道路橋を設計するための方法論が用意でき、かつ一般的な道路橋に適用できる方法が新たに必要となる。

2. 4 崩壊シナリオデザイン設計法の提案

2. 4. 1 本提案設計法の独自性

道路橋においても、設計を超過する地震動の存在は否定できないが、道路橋には大地震後には通常需要に加えて震災需要が発生するため、大地震後にこそ機能確保が必要である。

現在我が国の道路橋の設計では、性能規定型設計法の体系を採用している。性能規定型の耐震設計では、想定するべき作用としての設計地震動を定めて、それに対してある機能

水準を保持できることを、その機能を代表する指標を使って照査することにより所要の性能を確保している。したがって、設計を超過する地震動に対する設計を行おうとすると、設計を超過する地震動を規定しなければ設計を行うことができないが、それは即ち設計地震動を改定することに過ぎないというパラドックスに陥る。しかしながら、上限を定めない地震動に対して設計を行おうとしても、入力が決められない。また、入力を無限に大きくすれば、橋は必ず壊れ、機能は保持できない。

本論では設計地震動を道路橋の応答への影響の観点で超過する、上限を定めない地震動を「極大地震動」と定義する。ここで、道路橋の応答への影響の観点で超過するという意味は、地震動の強度、周期特性、位相特性、継続時間の内、特定の性質を指すものではない。図-2.2 に示したように、道路橋示方書では設計地震動を加速度応答スペクトルで規定しているため、慣性力の大きさがイメージしやすいが、地震動の周期特性と橋の固有周期の関係や、地震動の位相特性と橋の振動モードの関係など、橋の応答に及ぼす影響は地震動強度だけで決まる訳ではない。しかし、入力を規定しなければ、入力段階で特性のばらつきを論じる必要は無く、橋の応答に及ぼす影響の観点から「極大地震動」と称する。ただし、実際の解析においてはある特定の入力地震動を使用する場合もあるため、例えば地盤種別ごとに規定された地震動を使用するなどの配慮はするものの、そこに地震動特性のばらつきの影響は存在する。その場合には主要な応答モードを網羅するように解析を行うことで、地震動特性のばらつきの影響を考慮することができる。

極大地震動への構造的な対応を体系的に行うためには、現在の設計体系に新たな考え方を導入する設計体系のエンパワーメントが必要である。従来の道路橋の設計において求められていた、レベル1地震動に対しては限界状態1を超えず、レベル2地震動に対しては限界状態2又は3を超えないことは満足した上で、さらに超過地震動レベルが強くなった場合には、超過地震動レベルに応じた残存機能の水準、及び橋全体系としての破壊モードとそれが橋の周辺に及ぼす影響を示すことに加えて、橋の機能回復に要する時間までを示すことにより、その橋のより広い意味での性能を示すことができる。これが上記パラドックスの解決策であり、地震動強度を設計地震動から徐々に増やしていくことで、損傷の進展および最終的に崩壊に至る形までを総合的に考慮して、それが許容できる形かどうかを評価するという方法であれば、具体的に構造物の諸元を決めることができる。ここで、超過地震動レベルとは、設計地震動を超える地震動による道路橋の応答への影響の観点での水準を指す。

設計地震動に対して従来型の設計を行った後、超過地震動レベルを徐々に増やしていくと損傷過程が描けるわけだが、何か構造的な工夫をすることで、従来型の設計は満足しつつも、その後超過地震動レベルを徐々に増やしていったときの損傷過程や最終的な崩壊モードを変えることができる。このようなプロセスを本論では「崩壊シナリオデザイン」と呼ぶ。つまり、構造物の崩壊までのシナリオを構造的な工夫によってデザインできるという意味である。どのような構造的な工夫をすることで、どのように損傷過程が変わるのか

は、設計センスが問われるところであるが、事例を積み重ねていくことで知見の蓄積が可能であると考えられる。

崩壊シナリオデザインのリフスケッチは、構造物の持つ様々なばらつきを考慮せずに確定的に描くことが可能であるが、実構造物の設計に適用するためには、構造物の持つ様々なばらつきを考慮しなければならない。上限のない地震動に対しては、橋は必ず壊れる。その壊れ方、壊れる順番を耐力、変位や変形、遊間などを、それらのばらつきまで含めて考慮した破壊尤度の制御によりコントロールすることで、上記のような設計体系の実現性まで確立した構造検討の方法である崩壊シナリオデザイン設計法を提案する。崩壊シナリオデザイン設計法の概念図を図-2.7に示す。

この図に示す通り、架橋位置・橋長の選定、橋梁形式の選定、下部構造位置・スパン割の選定を行った上で、具体的な諸元を決める設計を重要度に基づく性能マトリックスに応じて行う。従来の設計はここまでであるが、崩壊シナリオデザイン設計法では、この後、クリティカルエレメントに応じて、どこまでの超過作用ではどのような橋の損傷モードになるのかを確認していき、橋の崩壊までの過程を追う。その際、想定するシナリオに応じて構造系の変化を追跡できるモデル化を行う。ここで行う設計の検証と妥当性確認の具体的な例は、3章及び4章において論じる。

超過作用に対する応答も含めて、道路橋の要求性能は、その利用者と地域の住民の意向および関係機関との協議を踏まえて橋梁管理者が具体的に設定することになる。したがって、崩壊シナリオを確認した橋梁管理者は、それがその利用者や地域の住民にとって受容できるものであるかどうかを判断し、受容できないと判断する場合には、設計者はクリティカルエレメントの選定をし直して別の崩壊シナリオを提示する必要がある。クリティカルエレメントの選定をし直しても、受容可能な結果が得られなければ、設計の前段階に戻って架橋位置の選定や橋梁形式の選定などから再検討を行うというものである。なお、クリティカルエレメントの選定はその後のシナリオを決定づけるため、相対的に望ましい崩壊モードが誘導されると考えられる構造要素で、損傷位置の確度を確保できる構造変化点とするのが良いと考えられる。

受容できる崩壊シナリオを比較検討していくイメージを図-2.8に示す。この図は図-2.4に示した Bruneau et al.¹¹⁾ の提案したレジリエンスカーブを設計地震動に対する機能レベルと極大地震動の超過地震動レベルに応じて得られる機能レベルをシナリオとして並べたもので、例えば設計地震動に対してはシナリオ1、2ともに機能回復が速やかに行える損傷で、機能低下も小さい。超過地震動に対しては、シナリオ1では残存する機能レベルは低下し、超過地震動2以上では機能は一旦0になってしまうが復旧スピードは速い。それに対して、シナリオ2では超過地震動2までは機能を一部維持するが、最終的に崩壊するとシナリオ1よりも復旧に時間がかかるようになる。このように、崩壊シナリオは複数デザインすることが可能で、当該道路橋ではどのシナリオが受容可能かを判断することになる。

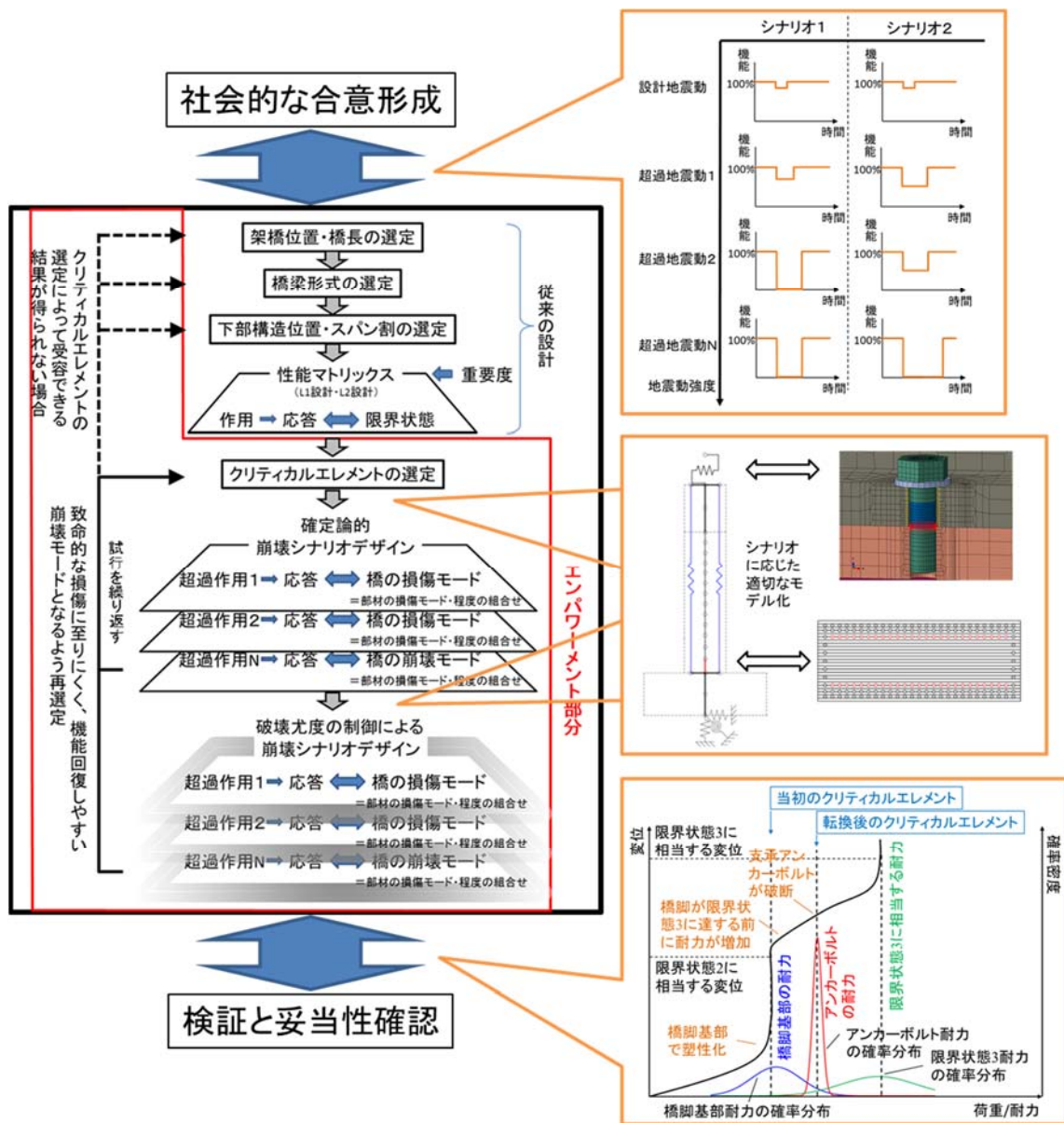


図-2.7 崩壊シナリオデザイン設計法の概念図

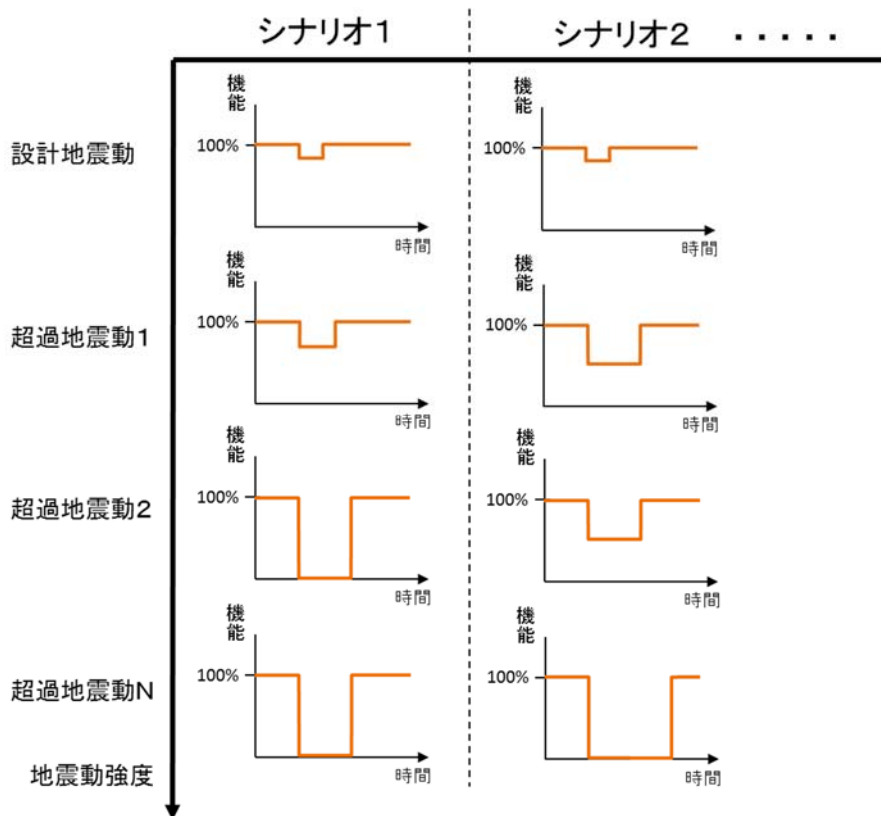


図-2.8 受容できる崩壊シナリオの比較検討のイメージ

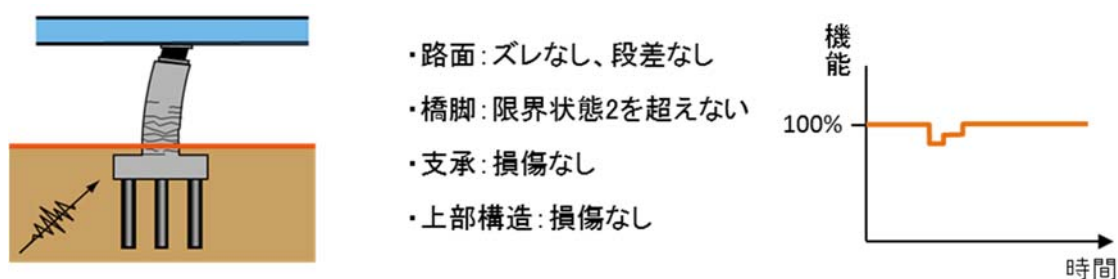
ここで、道路橋についてレジリエンスカーブで表現する場合の横軸は時間であるが、縦軸の機能について、どのような観点で何を指標にするべきか、この分野の研究者の間でも定まった評価がない⁴⁰⁾。Ayyub¹²⁾は道路橋に対しては交通容量を指標とすることを提案しているが、ここでは、交通容量だけでなく、空間機能を加えた観点で評価することを提案する。なぜなら、道路橋の目的として、交通を確保する以外に、桁下空間を確保するという機能があるからであり、それは道路橋示方書⁵⁾の中でも、複断面橋、跨道橋、跨線橋等の重要度を高く設定する理由として、橋が被害を受けたとき、それがほかの構造物や施設に影響を及ぼす度合いを考慮すべきことが規定されていることから分かる。具体的な縦軸の設定方法としては、交通容量と空間機能を同じ指標値で表示するのは適切ではなく、一方で空間機能が損なわれる状態で交通容量だけが確保される状態はあり得ないことから、縦軸を2段階に分け、1段階には空間機能確保の有無、2段階に交通容量とするのが良いと考えられる。

具体的な例は3章以降で示すが、構造解析的な検討は一般的な解析方法を使用することができる。例えば、レベル2地震動に対する設計に用いられる動的解析により橋の応答モードを算出し、その応答モードを用いて荷重漸増解析などにより橋全体系として崩壊

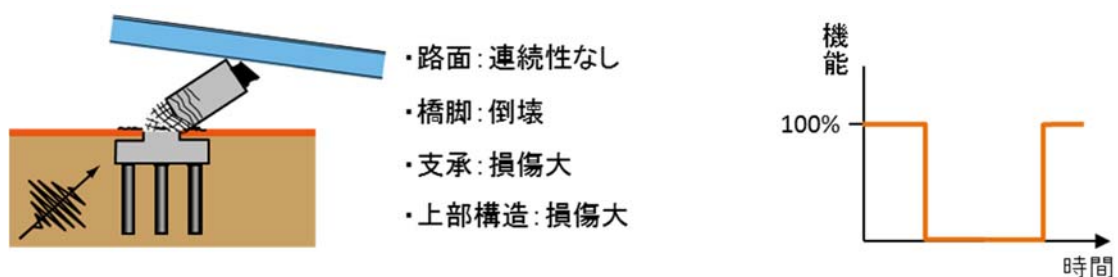
と判定されるまで計算を行う。崩壊までの各構造要素の挙動の詳細な部分については信頼性が高いとは言えないが、橋が崩壊するまでの挙動を確認する上で、破壊機構の詳細が不明な部分については解析を簡略化し、その部分が損傷した条件でその後の解析を行うことで、崩壊までの過程を追うことが可能となる。

構造解析結果から、橋のどの部分がどのような損傷モードとなっているのかを判断することが可能であり、その損傷度は道路橋震災対策便覧（震災復旧編）⁴¹⁾などを参考に判断することも可能であり、過去の実績に基づき復旧に要する概略時間も見積もることが可能である⁴²⁾。例えば図-2.9に示すように、鉄筋コンクリート橋脚の損傷程度に応じたレジリエンスカーブは、設計地震動に対しては(a)に示すようにRC橋脚の限界状態2を超えないので、余震に備えて監視しながらの通行になるが通行は可能で、応急復旧を経て早期に橋脚の巻き立て補修による恒久復旧が完了する。一方で極大地震動に対しては、(b)に示すようにRC橋脚が倒壊してしまい、それに伴い上部構造や支承も損傷し、撤去再構築となるため、橋の規模にもよるが、恒久復旧までには年単位の期間を要する可能性がある。

このような設計体系は、道路橋の設計体系としては国内外に例はない。



(a) 設計地震動に対して橋脚が限界状態2を超えなかった場合



(b) 極大地震動に対して橋脚が倒壊した場合

図-2.9 鉄筋コンクリート橋脚の損傷程度に応じたレジリエンスカーブ

2. 4. 2 本提案設計法の枠組み

本提案設計法独自のポイントは、崩壊シナリオをデザインするという行為である。具体

的に従来の耐震設計により求めている性能を確保することを前提として、崩壊シナリオをデザインする方法を単柱式 RC 橋脚と杭基礎で支持される連続桁形式の道路橋に対して例示すると図-2.10 のようになる。

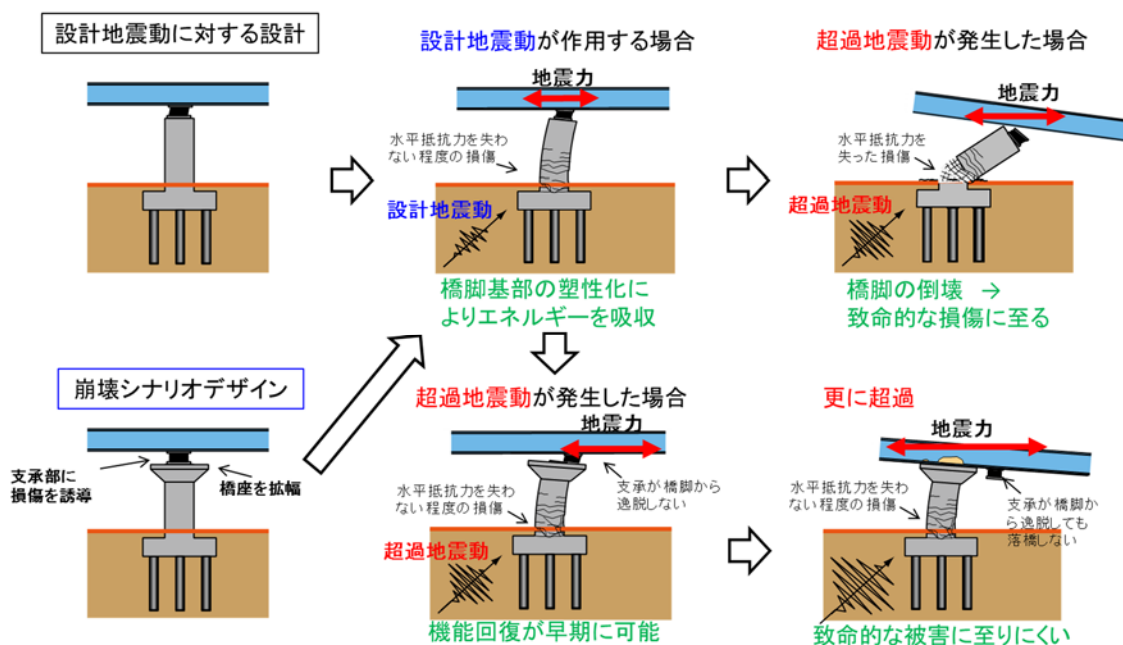


図-2.10 崩壊シナリオデザイン設計法の考え方

従来の設計地震動に対する設計では、設計地震動に対して橋脚基部の水平抵抗力を失わない程度の塑性化によりエネルギーを吸収し、要求性能を確保する。しかしながら、それを超える作用が発生した場合には、橋脚基部は水平抵抗力を失うおそれがあり、その場合橋脚の倒壊により致命的な損傷に至る。この場合、図-2.7 に示したクリティカルエレメントは橋脚基部となっており、特に構造的な対策を施さなければ、作用する地震動を大きくしていくとクリティカルエレメントである橋脚基部の損傷が進んでいき、それが橋脚の倒壊にまで至るといったシナリオになる。

一方で、崩壊シナリオデザイン設計法では、別の崩壊シナリオが描けるのではないかと考えることとなる。設計地震動に対しては従来と同様の挙動をさせることができるが、超過作用が発生した場合には、橋脚基部が水平抵抗力を失わないうちに支承部に損傷を転換させることで橋脚基部の損傷の進行を抑え、支承を橋座上に留められれば路面はほとんど低下せず、機能復旧は早期に可能である。この場合、図-2.7 に示したクリティカルエレメントは支承部としたということであり、構造的な工夫を施すことにより、クリティカルエレメントを橋脚基部から支承部アンカーボルトに転換させることで実現する。作用する地震動がさらに超過して、支承は橋座から逸脱したとしても上部構造は橋脚上に残り、致命

的な損傷には至りにくい。

ここで、橋脚基部の場合はレベル2地震動に対して元々塑性化を期待しているので、極大地震動に対してもそのままクリティカルエレメントとなるが、どこかに塑性化をさせる設計となっていない場合、全ての部材が同じ荷重レベルに対して設計されるため、どこが最初に損傷する部位か分からない。そのような状態で、どこか特定の部位をクリティカルエレメントとしようとする場合にはクリティカルエレメントに損傷を「誘導」する必要がある。また、塑性化をさせる設計となっているが、そこがクリティカルエレメントとなつては都合が悪い場合には、クリティカルエレメントを「転換」して、極大地震動に対しては別の部位をクリティカルエレメントとすることになる。

どのように構造的な工夫を施せばクリティカルエレメントを橋脚基部から支承部アンカーボルトに転換させることができるのかは第3章にて詳述する。なお、さらに作用する地震動を大きくしていくと、最終的には橋脚そのものに作用する地震力により橋脚が倒壊する可能性もあり、絶対に崩壊しない訳ではない。本提案設計法は相対的に崩壊に至りにくい構造系とすること、或いは崩壊しても復旧しやすい構造系とすることが目的となる。

ここで、以下をこの提案の前提としている。

- 地震動を確率評価はしない。なぜなら、設計を超えるような作用は、不確実性が非常に大きく、発生頻度の非常に稀な事象なので、地震動の大きさと発生頻度を確率評価しようとしても期待値評価の信頼性が低く、また、国を壊滅的な被害に追い込むような事象については、例え発生確率が小さいとしても対策が必要であるからである。
- 現行の設計地震動より大きな設計荷重（例えばレベル3地震動）を設定することは考えない。なぜなら、現状ではレベル3地震動として設定すべき大きさに科学的な根拠と社会的なコンセンサスは得られず、レベル3地震動を仮に設定したとしても、それを超える地震が発生しない保証はないからである。
- 無制限に費用をかけて強度を上げるのではなく、少しの工夫で対処する。なぜなら、事業としての費用対効果も考慮する必要があるからである。
- 道路橋はどれだけ被害を受けようとも、原位置で機能復旧、供用する。つまり、道路ネットワークそのものを変えることは考えない。
- 橋の損傷モードのシミュレーションに当たっては、検証可能でかつ妥当性が担保されたモデル及び解析方法、実験方法に依らなければならない。
- 地盤が支持力を失い、橋が崩壊に至るような事象は本論文の対象としない。なぜなら、そのような事象は橋への直接の作用が地震動ではなく、地盤変状であるからである。ただし、本研究で提案している崩壊シナリオデザイン設計法の考え方を準用することができると考えている。

以上の条件で、2. 4. 1で先述したように、破壊尤度を制御することで崩壊シナリオデザイン設計法を具体的に提案し、道路橋特有の、大地震後にこそ機能確保が必要というジレンマを緩和する。

2. 4. 3 本提案設計法の応答推定に用いる解析方法とその評価

崩壊シナリオデザイン設計法の応答推定に用いる解析方法は、その目的と解析方法の特性、適用条件、解析のために必要な構成則や境界条件、解析の結果得られる値の精度と限界を考慮し、適切に選定する必要がある。

崩壊シナリオデザイン設計法は、橋の崩壊までの損傷モードをシナリオとして示すものであり、そのためには橋を構成する部材に作用する力や変位に対する部材の状態を評価することができる必要がある。そのためには、一般に部材を構成する構造要素に軸方向力、せん断力、曲げなどの断面力が作用したときの状態を判断するための材料構成則が既知であることが必要である。特に降伏、破断など構造要素の力学的特性が大きく変わるときの断面力や変形などが一定の精度で既知であることが重要であり、これらが不明な場合、その構造要素はその段階にまで至らないように制御されなければならない。特に、ねじりモーメントの影響などが不明な場合には、橋全体の損傷モードにその影響が生じないとみなせる構造形式を採用する必要がある。

崩壊シナリオデザイン設計法では橋の崩壊までの挙動を扱うため、構成要素の終局までの応答を考慮する必要があるが、特に終局に近い部分の応答には不確実性が大きいことが多い。構成要素の終局までモデル化し、どこまでの応力あるいはひずみまでは信頼性があるのかを把握して解析結果を評価する必要がある。構成則の信頼性が十分であるかどうか判断できない場合には、必要に応じて感度解析を行うことで、その影響を評価することができる場合もある。

また、構造要素の特性が変化する点を適切に把握して、橋の損傷モードや損傷順序に反映させるためには、構造物のモデル化方法や構造要素の分割数を適切に設定する必要がある。道路橋の地震応答解析は、はりばねモデルによりモデル化されることが多いが、これは、部材断面としての履歴モデルについて十分な知見があるときには有効な方法である。例えば荷重漸増解析によりどの部位で塑性化するのかをあらかじめ把握し、塑性化する箇所は適切な要素長の非線形要素でモデル化する必要がある。ただし、検証された適用条件・適用範囲の下でしか用いることができない。軸力変動などの応力状態の変化に応じて要素の構成則が変化する場合にはファイバー要素を用いるのが有効である。要素の大きさを考慮する必要があるときには有限要素解析が有効である。有限要素解析を行う場合も同様に、検証された適用条件・適用範囲の下で、塑性化等の力学特性が変化する範囲に留意して要素の大きさを決める必要がある。例えば、要素の大きさが大きすぎた場合には、応答が平均化して塑性化に達したタイミングを見逃す可能性があり、別の部位との塑性化の順序が変わった結果、橋全体の損傷モードが変わってしまうおそれがある。

また、解析を行う単位は、橋全体で行う場合でも地盤、伸縮装置や隣接桁、橋台背面土との相互作用が影響を及ぼす場合もあり、橋の一部を取り出して行う場合には、境界条件を適切に仮定できる単位を取り出して解析を行う必要がある。いずれの場合でも、境界条件として仮定した条件が異なった場合には、橋の崩壊シナリオデザインにどのような影響

を及ぼすのかを考慮して評価する必要がある。

解析方法は、構造力学理論に基づくもので、実現象や実験に基づいて検証されたものを用いることが必要である。ただし、構造要素の破壊現象の過程を詳細に追うことには限界もある。崩壊シナリオを確認するためには、破壊後の挙動に齟齬がなければ、構造要素の破壊過程を省略しても問題ない場合が多いと考えられる。そこで例えば、構造要素の破壊現象の過程を詳細には追わず、破壊と判定されたところで解析を一旦止め、破壊箇所のモデル化を修正して、破壊後の応答解析を再開する方法が有効であると考えられる。

解析結果には必ずモデル化誤差が含まれており、その他上記に挙げたような不確実性や仮定が含まれているため、結果の評価はそれらの影響を踏まえて行うことが必要である。

以上を踏まえた上で、新たな解析方法の使用や、既存の解析方法であっても新たな構造等への適用に当たっては、類似事例を参照して結果の妥当性や精度を評価し、専門家による検証・妥当性評価を経て、実構造への適用を判断する必要がある。

なお、解析による検証でなく、全て実験により検証を行うことも考えられる。その場合も、一定のモデル化の下に実験を行うことになるので、解析の場合と同様に、その適用範囲や精度を考慮して評価を行う必要がある。

2. 4. 4 本提案設計法で考慮する不確実性

不確実性は、偶発的不確実性と認識論的不確実性に分類され、前者が偶発性に関わるもので偶発事象であるが故にその不確実性を低減できない性質を有し、一方、後者は人間の持つ知識や情報の不足に起因する不確実性であり、知識や情報を獲得すれば低減可能な性質を有する⁴³⁾。本研究に関連する不確実性では、発生する地震動の不確実性、材料のばらつきによる部材耐力の不確実性、地盤の性質の不確実性などは偶発的不確実性に、解析モデルの不確実性、人為的ミスや不作為による構造の不確実性、復旧時間の不確実性などは認識論的不確実性に分類されると考えられる。

発生する地震動の不確実性については、2. 4. 1 で示したように、本研究では地震動を道路橋の応答への影響の観点で設計地震動を超過するものとして捉えるため、発生する地震動の不確実性への対応は省略することができる。材料のばらつきによる部材耐力の不確実性については、4章において実験的に求めた結果から耐力分布を仮定して、不確実性を考慮した検討を行う。地盤の性質の不確実性については、本研究では扱わず、地盤は強固で支持力を失わないものとして、検討を進める。解析モデルの不確実性については、一定程度存在する事を前提に、3章において静的解析によって得られた結果を、4章において動的解析により検証することで、一定の信頼性を確保する。ただし、解析モデルにおいて仮定している全ての不確実性要因を検証する訳ではないので、そこは今後の課題としたい。人為的ミスや不作為による構造の不確実性については、本研究では対象としておらず、そのような不確実性はないことを前提としている。復旧時間の不確実性については、本研究にとって重要な事項ではあるが、様々な要因の影響を受けることと、検討に足るような

系統的なデータの収集ができていないため、本研究では不確実性が高いことを前提に、それでも明確な差が生じる事項について論じることとする。

2. 4. 5 本提案設計法の成立性—破壊領域までの部材のばらつきを考慮した損傷制御

2. 4. 2では崩壊シナリオをデザインすることについて説明したが、橋に地震動が作用したときにどの部位が損傷するのかは、各部材の耐力、剛性、変形量、接合方法、遊間などに応じて変わってくる。確定論的にそれらを考えてシナリオをデザインすることは可能であるが、実構造物を設計する際には、さまざまなばらつきが存在する。従来の設計においてもさまざまなばらつきを考慮して、必要な信頼性が確保できるように安全余裕を確保して設計を行っているが、構造の破壊を制御しようとする、従来の設計で考慮していたばらつきとは異なる領域での考慮が必要となる。

現行の道路橋示方書⁵⁾において、例えば鉄筋コンクリート橋脚の設計では、部材の制限値として以下の式が与えられている。

$$\delta_{ls3d} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{ls3} \quad (2.1)$$

ここに、 δ_{ls3d} は塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に対応する水平変位の制限値、 δ_{ls3} はその特性値、 ξ_1 は調査・解析係数(=1.0)、 ξ_2 は部材・構造係数(=1.0)、 Φ_s は抵抗係数(=0.65)である。

このとき部材が破壊するまでに以下の安全余裕度がある。

- i. 設計される橋脚は、中途半端な寸法にはしないと、鋼材規格が断続的に設定されているとか、鉄筋の配列上中途半端な本数にできないなどの理由により、制限値と同値になるようには造れないことが普通であり、若干の余裕がある。
- ii. 設計、施工には様々なばらつきがあり、実際に造られる橋脚の耐力、靱性は設計で見込んだ値より一定の信頼性で大きくなるように部分安全係数等が設定されており、ここにも余裕がある。

さらに、橋という構造系としては、以下の状態がある。

- iii. 部材の終局状態を超えた後、構造系全体の終局状態までの間に余裕がある場合もある。例えば橋全体系が不静定構造の場合、一部の部材が終局状態に至ったとしても橋全体系は崩壊しない場合がある。
- iv. 機能のレベルが下がっているが、機能喪失に至らない間があり、このような状態が長い構造物について、一般にレジリエントと言われる。例えば1本の橋脚の水平耐力が終局状態を超えても、直ちに零にはならず徐々に下がる場合、残存性能としては低下しているものの、他の橋脚の水平耐力が十分に残っていれば橋全体系としては崩壊しない場合がある。

本提案設計法では、この iii. と iv. の段階を制御して、デザインしようとするものだが、そ

こにも i.および ii.のばらつきが影響を及ぼす。つまり、従来の設計ではある部材が終局限界状態を超えた後のことは考えていないが、崩壊シナリオデザイン設計法ではある部材が終局限界状態を超えた後、その部材が破壊に至る、或いは他の部材が破壊に至る段階でもばらつきがあるということである。したがって、構造物を構成する部材や部品の一つ一つが破壊モードに応じてどのようなばらつきを有するのかを把握して、そのばらつきを考慮してシナリオをデザインできなければ、実現性があるとは言えない。

例えば、図-2.11 に示すように、部材の耐力にはばらつきがあるが、崩壊シナリオデザインをしようとするときには、ある部材には破壊を許容しても他の部材には損傷させないというような制御が必要となる。そのためには各部材の耐力の確率分布を把握したうえで、求める信頼性に応じて階層化を行う必要がある。

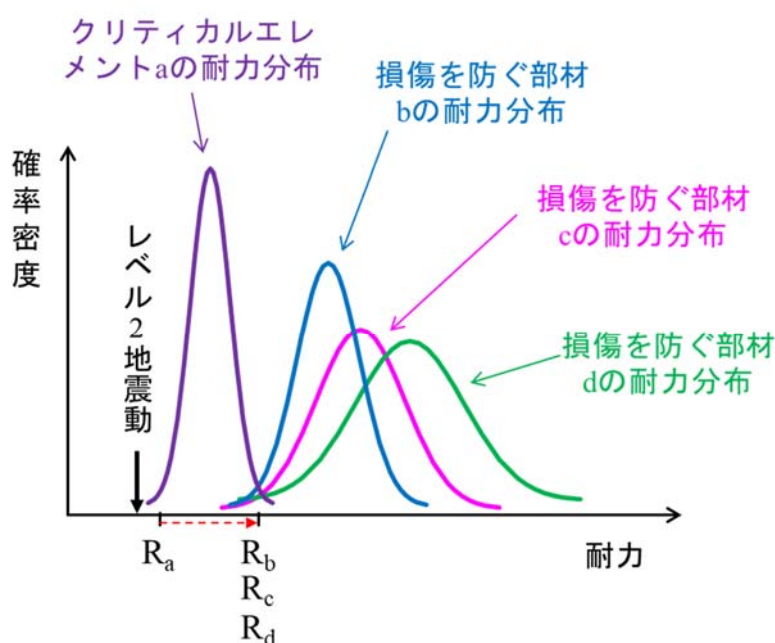


図-2.11 破壊尤度を制御した耐力階層化の概念

そこで第4章では、第3章でシナリオデザイン手法を例示する桁橋を例に取り、構成する部材の破壊耐力のばらつきを実際に試験、調査し、上記の i.および ii.のばらつき要因まで考慮して、破壊尤度の制御による崩壊シナリオデザイン設計法の実現性を検証する。

2. 4. 6 本提案設計法を用いた社会的合意形成

本提案設計法は、橋の崩壊という現状の設計基準では前提としていない状況について論じることから、その実現には社会的な合意形成が必要となる。合意形成を要するステークホルダーは、当該橋の道路管理者を中心に、関連道路の道路管理者、財政部局、防災部局、

救急部局、運輸部局、交通管理者（警察）、交差物件の管理者（桁下利用者）、沿道物件の管理者、地域住民、その他の道路利用者などが考えられる。これらのステークホルダーと、地震に対して橋に付与すべき性能水準について合意を得るプロセスが、社会的合意形成である。ただし、本論では財政部局は合意形成の対象としない。

社会的な合意形成を得るための包括的な方法論は今後の課題とするが、合意形成を行う上で欠くことのできない重要な要素として、複数の選択肢を比較する方法があるということが挙げられる。前に述べたように極大地震動の発生による被害を期待値評価しないことを前提とすると、極大地震動に対する性能評価は相対比較となる。本提案設計法は、レジリエンスカーブにより表された崩壊シナリオにより、複数の選択肢を比較する方法を提供するものである。

また、このような合意形成を行う上で、少なくとも現行の設計基準に基づく性能を満足していることが前提であることは、重要な拠り所であると考えられる。なぜなら崩壊シナリオデザイン設計法では、極大地震動の絶対的な水準を決めないこととしており、現行設計基準により達成される性能が重要な比較対象となるからである。

現行の設計基準に基づく設計では、地域別補正係数は設定されているものの、一定水準の入力地震動に対して、一律の基準により決まっている重要度に応じて、一律の性能水準を満足する橋が設計されているとみなされる。そのことにより、現行の設計基準に基づき実現される構造物の性能は、その水準において社会的な合意が得られたものとみなされている。しかし、極大地震動に対する設計を行う状況では、その前提が既に崩れていると考えられる。即ち、既に社会的合意が得られた状況で橋を設計するのではなく、社会的合意を得ながら橋の性能水準を決めていくプロセスが必要になると考えられる。

合意形成すべきテーマとしては、崩壊シナリオデザインのための予算、および地震後の残存機能と復旧時間と考えられる。予算を別にすると、極大地震の直後から、どの時点でどれだけ使えるのかが道路および桁下を利用する観点での防災部局、救急部局、運輸部局、地域住民、その他の道路利用者の関心事であり、道路ネットワークとしてその状態に関心があるのが関連道路の道路管理者および交通管理者であり、いずれも残存機能の経時変化の観点である。ここで、残存機能としては、交通容量および桁下空間確保機能により測ることを想定している。

したがって、崩壊シナリオをレジリエンスカーブにより表示し、それを社会的合意形成のツールとして使うことは、非常に有効であると考えられる。

2. 4. 7 本提案設計法の展開性

本論では、道路橋に対する地震動に対する設計を対象に新たな設計体系を提案している。1章でも論じたとおり、これまで道路橋の設計基準は大規模地震の度に道路橋の被害を教訓に改定されてきた。一方で道路橋の被害は必ずしも地震動のみによるものではなかった。平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震では津波、平成 20 年（2008 年）岩手・宮城

内陸地震や平成 28 年（2016 年）熊本地震では地盤変状が大きな要因となっていた。そのようなことを踏まえれば、津波や地盤変状を対象に設計法を研究することもあり得る。ここで念頭に置く必要があるのは、現在全ての道路橋は、地震動に対しては耐震設計がなされているため、設計計算に用いる地震動を超える地震動の影響を検討するとき、その過程で必ず設計計算で用いる地震動に対する応答を経験した先の状態になると考えられる。一方、津波等に対しては直接的に設計はなされていないため、津波等の作用の場合、その前に地震動でどのような状態になっているかはケースバイケースである。ただし、例えば津波が橋に及ぼす力は、津波の流水等による水平力と浮力に置き換えることができると考えられ、浮力には自ずと限界があるため浮力に耐えられる、或いは浮力がかからない構造とすることは比較的容易であり、結局は水平力に置き換えれば地震動に対する対策を援用することができると考えられる。地盤変位については、地震動と地盤変位の生じる相対的なタイミングによりその影響はやはりケースバイケースであるが、地盤変位が橋梁を崩壊させる直接の原因となるのは上下部構造間の相対変位であり、地盤変位が要因となって崩壊した祭時大橋や大被害を受けた大切畑大橋などの道路橋の被害モードを見てもそのことは確認できる。

これらのことを考えれば、作用の種類に応じて橋に作用させる力や変位の位置や組合せなどは変える必要があるが、設計体系の成立性は地震動に対して確認すればその本質は確認できるものと考えられる。

[参考文献]

- 1) 川島一彦：地震との戦い なぜ橋は地震に弱かったのか，鹿島出版会，2014.
- 2) 川島一彦，長谷川金二，長島博之，小山達彦，吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法の開発に関する研究，土木研究所報告，1993.
- 3) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley, 1996.
- 4) T. Paulay, M. J. N. Priestley : Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley, 1992.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2012.
- 7) 日本地震工学会性能規定型耐震設計法に関する研究委員会編：性能規定型耐震設計，鹿島出版会，2006.
- 8) 土木学会地震工学委員会：土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書 第 9 章橋梁の被害調査，2011.
- 9) Academic Society Liaison Association Corresponding to the Great East Japan Earthquake : Joint Statement of 30 Disaster-Related Academic Societies of Japan Global sharing of the findings from the Past Great Earth-quake Disasters in Japan, 2014.
- 10) 国土交通省：第 6 回道路技術小委員会資料 2，国土交通省社会資本整備審議会道路分

科会道路技術小委員会, 2016.

- 11) Michel Bruneau, Stephanie E. Chang, Ronald T. Eguchi, George C. Lee, Thomas D. O'Rourke, Andrei M. Reinhorn, Masanobu Shinozuka, Kathleen Tierney, William A. Wallace, and Detlof von Winterfeldt: A Framework to Quantitatively Assess and Enhance the Seismic Resilience of Communities, Earthquake Spectra Volume19, No.4, pp.733-752, 2003.
- 12) Bilal M. Ayyub: System Resilience for Multihazard Environments: Definition, metrics, and Valuation for Decision Making, Risk Analysis, Vol.34, No.2, pp.340-355, 2014.
- 13) 高橋良和, 秋山充良, 片岡正次郎, 本田利器: 国内外の道路橋の設計指針にみられる「危機耐性」の分析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.I_821-I_830, 2016.
- 14) 土木学会 東日本大震災フォローアップ委員会 原子力安全土木技術特定テーマ委員会 原子力土木委員会: 原子力発電所の耐震・耐津波性能のあるべき姿に関する提言 (土木工学からの視点) (案), 2013.
- 15) 原子力安全委員会: 発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針, 2006.
- 16) 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.
- 17) 室野剛隆: 巨大地震に備える -耐震設計と危機耐性-, 土木学会誌, Vol.100, No.7, pp.24-27, 2015.
- 18) 本田利器, 秋山充良, 片岡正次郎, 高橋良和, 野津厚, 室野剛隆: 「危機耐性」を考慮した耐震設計体系一試案構築にむけての考察一, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.I_459-I_472, 2016.
- 19) 土木学会地震工学委員会性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会: 土木学会地震工学委員会性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会報告書, 2018.
- 20) 土木学会: 土木構造物共通示方書(性能・作用編), 2016.
- 21) 小宮晃: 活断層を横切る NZ ウェリントン市内ソーンドン高架橋におけるキャッチ・フレームによる耐震補強, 建設技術研究所所報, pp.102-107, 2000.
- 22) 常田賢一, 渡邊武, 平石浩光: 道路橋における活断層変位対策, 地震工学研究発表会報告集 28 巻, pp.1-10, 2005.
- 23) 近藤政弘: 活断層に配慮した山陽新幹線新神戸駅の構造, 一般財団法人 地域地盤環境研究所 上町断層 変位被災を考えるシンポジウム, pp.3-1-3-6, 2018.10
- 24) 国土交通省: 公共事業の構想段階における計画策定プロセスガイドライン, 2008.
- 25) 本田利器: 危機耐性を指向した耐震設計の実装に向けた考察, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.4, pp.I_1078-I_1086, 2018.
- 26) 原子力規制委員会: 実用発電用原子炉に係る新規制基準について, 2016.
<https://www.nsr.go.jp/data/000070101.pdf>
- 27) INSAG (International Nuclear Safety Group): A FRAMEWORK FOR AN INTEGRATED RISK

- INFORMED DECISION MAKING PROCESS, IAEA (International Atomic Energy Agency), 2011.
- 28) Gareth W. Parry, Michele Laur, Michael D. Tschiltz, Susan E. Cooper, Michael C. Cheok, Evelyn Wight: A PROCESS FOR RISK-INFORMED DECISION-MAKING, <https://www.nrc.gov/docs/ML0535/ML053540044.pdf>
 - 29) Gian Paolo Cimellaro, Leonardo Dueñas-Osorio, Andrei M. Reinhorn: Special Issue on Resilience-Based Analysis and Design of Structures and Infrastructure Systems, *Journal of Structural Engineering* Vol.142 No.8, pp.C2016001, 2016.
 - 30) Alicia Echevarria, Arash E. Zoghi, Richard Christenson, Michael Accorsi: Design of CFFT Bridge Columns for Multihazard Resilience, *Journal of Structural Engineering* Vol.142 No.8, pp.C4015002, 2015.
 - 31) Kevin R. Mackie, Murat Kucukvar, Omer Tatari, Ahmed Elgamal: Sustainability Metrics for Performance-Based Seismic Bridge Response, *Journal of Structural Engineering* Vol.142 No.8, pp.C4015001, 2015.
 - 32) Carlos Molina Hutt, Ibrahim Almufti, Michael Willford, Gregory Deierlein: Seismic Loss and Downtime Assessment of Existing Tall Steel-Framed Buildings and Strategies for Increased Resilience, *Journal of Structural Engineering* Vol.142 No.8, pp.C4015005, 2015.
 - 33) Geoffrey W. Rodgers, John B. Mander, J. Geoffrey Chase, Rajesh P. Dhakal: Beyond Ductility: Parametric Testing of a Jointed Rocking Beam-Column Connection Designed for Damage Avoidance, *Journal of Structural Engineering* Vol.142 No.8, pp.C4015006, 2015.
 - 34) Risk and Resilience Measurement Committee : Resilience-Based Performance Next Generation Guidelines for Buildings and Lifeline Standards, Infrastructure Resilience Division of the American Society of Civil Engineers, 2019.
 - 35) 国土交通省 : 第 5 回道路技術小委員会資料 2, 国土交通省社会資本整備審議会道路分科会道路技術小委員会, 2016.
 - 36) Izuru Takewaki: *Critical Excitation Methods in Earthquake Engineering 2nd Edition*, Elsevier Ltd., 2013.
 - 36) 高橋良和, 日高拳 : 不確定性の高い地震作用に対する構造技術戦略としての鈍構造の提案とその適用事例に関する一考察, *土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)* Vol.70 No.4, pp.I_535-I_544, 2014.
 - 37) 五島健斗, 植村佳大, 高橋良和 : 設計基準外事象に対する挙動が定性的に予測可能な埋め込みメナーゼヒンジ RC 構造の開発, *土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)* Vol.75 No.4, pp.I_506-I_519, 2019.
 - 38) 豊岡亮洋, 布川博一, 小野寺周, 室野剛隆 : ブロック型倒壊方向制御構造を有するラーメン高架橋柱の静的載荷試験, *土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)* Vol.75 No.4, pp.I_408-I_415, 2019.

- 39) 西村隆義, 室野剛隆, 豊岡亮洋, 五十嵐晃: 危機耐性を向上させる自重補償機構の大変形時における鉛直支持機能に関する実験的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.75 No.4, pp.I_569-I_578, 2019.
- 40) 武田篤史, 西村隆義: 橋梁耐震への危機耐性導入に関する一考察, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.75 No.4, pp.I_688-I_700, 2019.
- 41) 日本道路協会: 道路震災対策便覧 (震前対策編), 2005.
- 42) 庄司学, 藤野陽三, 阿部雅人: 高架道路橋システムにおける地震時損傷配分の最適化の試み, 土木学会論文集 No. 563/I-39, pp.79-94, 1997.
- 43) 高田毅士: 原子力分野における耐震計算科学研究の果たす役割-認識論的不確定性の低減に向けて-, 第 22 回 CCSE ワークショップ-原子力耐震計算科学の現状と将来, 2011.

第3章 極大地震動に対する崩壊シナリオデザイン

3.1 崩壊シナリオデザインの道路橋における成立性を検討する構造形式

桁橋はわが国の道路橋で最も一般的な橋梁形式であり、道路統計年報¹⁾によれば日本の橋長15m以上の道路橋約17万橋のうち、73.1%が桁橋、20.3%が床版橋で合わせて93.4%ある。道路ネットワークは繋がっていて初めて機能するものであり、地震後に道路が被害を受けた場合を考えると、概略的には何カ所が通れなくなるかという箇所数で評価することができる。したがって、日本の道路橋において極大地震動に対する崩壊シナリオデザインを導入するためには、これらは最も重要な橋梁形式といえる。桁橋と床版橋は、構造的には上部構造に桁があるか無いか、活荷重を桁で支持するか床版で支持するかが主な違いであり、一般的に耐震設計を行う上で有意な差はない。

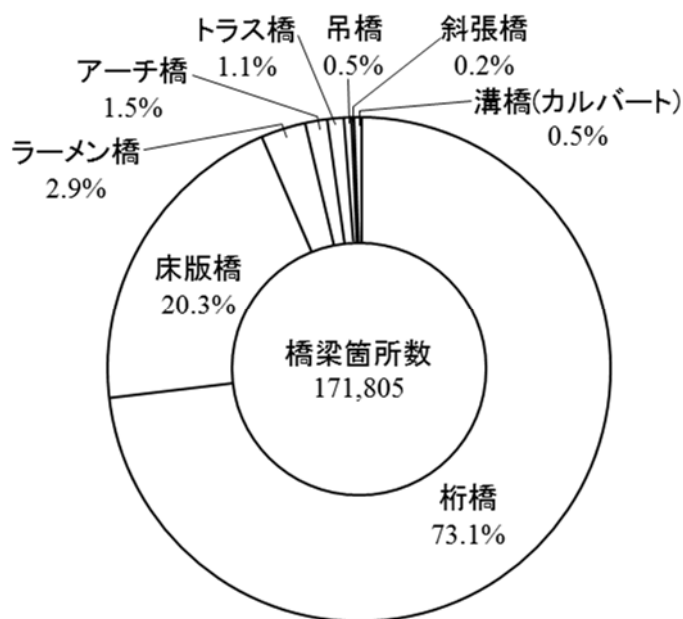


図-3.1 日本の道路橋の橋梁形式比率（橋長15m以上）

桁橋は一般に静定に近い構造形式であり、部分的な破壊が橋全体系の崩壊につながりやすいという意味で、崩壊シナリオデザインを考える上で本質的な事例である。桁橋を径間数に着目して分類すると、単純桁と連続桁に分けることができ、単純桁には、両端が橋台に支持された単純桁と両端が橋脚又は片端が橋脚、片端が橋台に支持されたものがある。

小規模橋梁では両端が橋台に支持された単純橋が選定される。橋梁数としてはこれが最も多いが、日本で記録が残っている1891年濃尾地震以降、そもそも耐震設計を行っていなかった橋も含めてこの形式の道路橋の地震動による落橋被害は2例だけである。その2例

は橋台構造が河川の護岸表面に石積みをしただけの簡素なものであったため、その護岸が崩壊したことが落橋の原因であり、耐震設計をされた橋で両端が橋台で支持された単純桁橋の落橋被害はない²⁾。これは橋台には通常、背面に土層が存在するため、仮に橋台が地震動により被害を受けた場合にも、土圧により径間が狭まる方向に移動するために、上部構造が落下しにくいことによると考えられている。また、背面土圧により橋台が前方に移動したり回転したりしようとする上部構造が支えになって荷重を支持する効果もある。さらに、一般に橋台は橋脚に比べて高さが低くなるため作用モーメントが相対的に小さくなる。これらのことから、両端を橋台によって支持された単純桁橋の形式に対して極大地震動に対する崩壊シナリオデザインを敢えて考えるインセンティブは高くない。

一方で、両端が橋脚又は片端が橋脚、片端が橋台に支持された単純桁橋は、過去の地震により落橋等の被害が多かったこと、および伸縮装置の箇所数が多くなるため、走行性が悪く、維持管理性も悪く、周辺環境への騒音の原因にもなることから、近年は採用されることが少ない。

そこで、我が国の道路橋の耐震設計上、典型的かつ本質的な事例として、連続桁橋について崩壊シナリオデザインの成立性を検討する。

さらに、その他の橋梁形式の内、下路式のアーチ橋や下路式のトラス橋は単径間の橋が多いものの、地震動に対する耐荷機構としては桁橋と類似である。そこで桁橋とは地震動に対する耐荷機構が異なり、不静定次数の高い上路式アーチ橋を例に加え崩壊シナリオデザインの成立性を検討する。

3. 2 桁橋に対する崩壊シナリオデザイン

3. 2. 1 桁橋に対する崩壊シナリオの検討

3. 1で検討した通り、本節では連続桁橋に対する崩壊シナリオデザインについて試算を行う。ここでは、平成9年に日本道路協会から刊行された道路橋の耐震設計に関する資料³⁾から、道路橋の耐震設計を行っている者の中では最もよく知られた設計例の一つである、5径間連続鋼I桁橋で地震時水平力分散支承により支持された橋を例に崩壊シナリオデザイン設計法の実施例を示す。

この橋のように、鉄筋コンクリート橋脚、地震時水平力分散ゴム支承、連続鋼I桁により構成される橋では、レベル2地震動に対して橋脚基部に塑性化を期待してエネルギー吸収を図ると共に、橋脚の保有水平耐力以上の水平力が、基礎、支承、上部構造に作用しないように設計することが一般的であり、この橋の設計もそのような設計思想で行われている。この設計方法はレベル2地震動までは有効に機能すると考えられ、兵庫県南部地震の後、レベル2地震動に対して設計された橋が、地震動により崩壊した被害例はない。したがって、レベル2地震動に対する現行設計は活かしつつ、極大地震動への対処方法を考え

ることとする。

極大地震動への対処として、そのままの状態では橋脚基部の水平耐力が失われ最終的に橋脚の倒壊に至ることは過去の研究^{例えば⁴⁾}からも推定される。そのことを3. 2. 3で解析的に確認する。一方、極大地震動に対して力で対抗することが有効でないことは、2. 1で示した耐震設計法の経緯で明らかである。そこで2. 4で提案した崩壊シナリオデザインを適用することを考える。崩壊シナリオデザインでは、図-2.7に示したとおり、クリティカルエレメントを選定しそこに損傷を誘導することで、崩壊までのシナリオを相対的に望ましいものにする。クリティカルエレメントを選定する際には、クリティカルエレメントが損傷することによって橋全体の構造系が地震力を受け流す、或いは地震力に対して縁を切るような構造になることを検討する必要がある。それを実現する可能性は複数あり得るが、ここでは支承部に破壊を誘導することにより、上部構造と下部構造の間で縁を切ることを考える。それにより、上部構造に伝達される地震動が大幅に低減され、下部構造に作用する上部構造の振動に起因する慣性力が大幅に低減される。

ここで、橋脚基部が限界状態2に近い状態になった後に支承部に破壊を誘導する方法が課題となる。元々の設計思想として、支承部の水平耐力は橋脚基部の水平耐力よりも大きくなるように設計されており、さらに一般的な鉄筋コンクリート橋脚では、限界状態2に近い状態からさらに変形が進むと、水平耐力は維持されるか若干下がるものである⁴⁾。したがって、極大地震動の振動の継続中に、橋脚の水平耐力が自動的に増大する仕掛けが必要となる。3. 2. 4ではその仕掛けとして、耐力階層化鉄筋の導入を提案し、その効果による鉄筋コンクリート橋脚の耐力の変化を解析的に確認する。

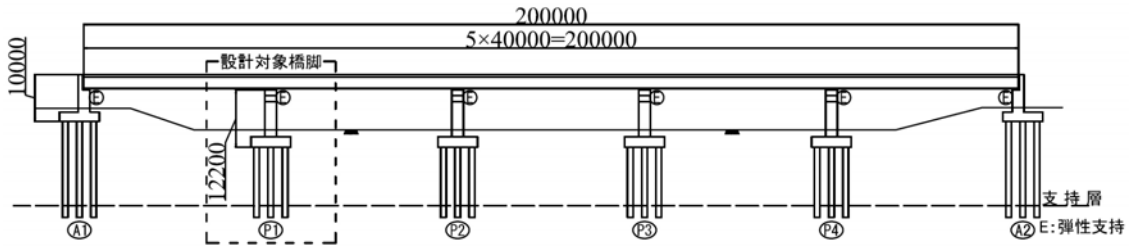
3. 2. 2 解析条件

(1) 対象とする橋梁

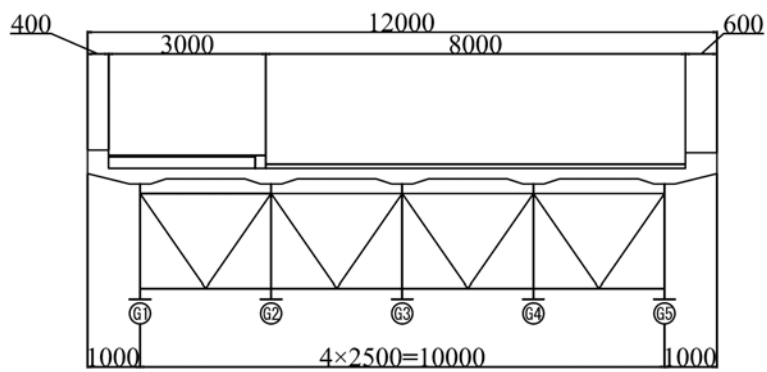
我が国の道路橋の耐震設計上、典型的かつ本質的な事例として、5径間連続鋼I桁橋³⁾で地震時水平力分散支承および鉄筋コンクリート橋脚により支持された橋を例に崩壊シナリオデザイン設計法の実施例を示す。

対象橋梁の条件として、この橋の形式では最も一般的な耐震設計の方針である、レベル2地震動に対して橋脚基部の塑性化を期待することにより性能を確保する設計を行うものとする。また、重要度の高いB種の橋として橋脚基部の塑性化を限界状態2に留める必要がある橋であり、2. 4. 2において示した枠組みの通り、地盤が支持力を失うことはなく、基礎の耐力は十分に大きいものと仮定する。

解析に用いたモデルは、図-3.2に示す5径間連続鋼I桁橋を想定し、その中間橋脚(RC橋脚)を対象とした。表-3.1に設計諸元を示す。



(a) 側面図



(b) 断面図

図-3.2 解析対象橋梁³⁾

表-3.1 設計諸元³⁾

項目	記号	単位	値／適用
上部構造	重量	W_u	kN 6,963
RC橋脚	橋脚柱高	H	m 7.5
	橋脚柱幅	W	m 5.0
	橋脚柱厚	D	m 2.2
	重量	W_p	kN 3,087

道路橋示方書⁵⁾に基づき、

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \quad (3.1)$$

$$\delta = \frac{\sum (w_i u_i^2)}{\sum (w_i u_i)} \quad (3.2)$$

ここに、

T : 設計振動単位の固有周期(s)

W_i : 上部構造および下部構造の節点*i*の重量(kN/m)

u_i : 上部構造および耐震設計上の地盤面より上の下部構造重量に相当する力を慣性力作用方向に作用させた場合にその方向に生じる節点*i*の変位(m)

$$k_{hc} = c_z k_{hc0} \quad (3.3)$$

ここに、

k_{hc} : 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

k_{hc0} : 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値

c_z : 地域別補正係数

とすると、この橋脚では固有周期が1.18秒となり、タイプⅡ地震動の設計水平震度が1.75となる。

$$W = W_U + c_P W_P \quad (3.4)$$

ここに、

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)

W_U : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量(N)

W_P : 橋脚の重量(N)

c_P : 等価重量算出係数で本ケースでは曲げ破壊型なので、0.5

橋脚基部において、橋脚断面の平面保持の仮定が成立するものとして、引張鉄筋位置での鉄筋が降伏ひずみに達する変位を降伏変位、圧縮鉄筋位置でのコンクリートが終局ひずみに達する変位を終局変位として許容塑性率を算出し、エネルギー一定則が成立するものとすれば、等価水平震度は以下のように算出することができる。

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (3.5)$$

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (3.6)$$

ここに、

k_{he} : 地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度

μ_a : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

δ_u : 鉄筋コンクリート橋脚の終局変位(m)

δ_y : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位(m)

α : 安全係数で本ケースでは1.5

以上を踏まえて、図-3.3に示す橋脚断面を照査すると、

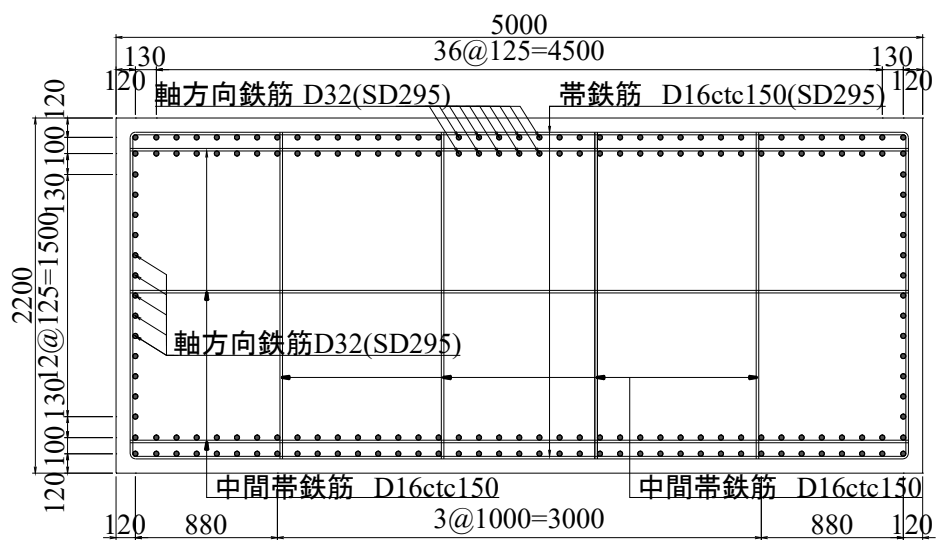


図-3.3 RC橋脚の断面図

$$P_a \geq k_{he} W \quad (3.7)$$

ここに、

P_a : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

となり、照査が成立する。

モデルに使用した鉄筋を表-3.2に示す。コンクリート強度は21N/mm²、ヤング係数は道路橋示方書に基づき設定した。

表-3.2 橋脚に使用した鉄筋

項目	鉄筋径	規格
軸方向鉄筋	D32	SD295
帯鉄筋	D16	SD295
中間帯鉄筋	D16	SD295

この橋脚の限界状態2および3の変位の特性値は道路橋示方書⁵⁾に基づき、以下のように算出できる。

$$\delta_{ls2} = k_2 \cdot \left(\delta_{yE} + (\phi_{ls2} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) \right) \quad (3.8)$$

$$\delta_{ls3} = k_3 \cdot \left(\delta_{yE} + (\phi_{ls3} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) \right) \quad (3.9)$$

ここに、

δ_{ls2} : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に相当する水平変位の特性値 (mm)

k_2 : 補正係数で、1.3

δ_{yE} : 限界状態1に相当する水平変位の特性値 (mm)

ϕ_{ls2} : 橋脚基部断面における限界状態2に達するときに生じる曲率 (1/mm)

ϕ_y : 橋脚基部断面における限界状態1に達するときに生じる曲率 (1/mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm)

h : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離(mm)

δ_{ls3} : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に相当する水平変位の特性値 (mm)

k_3 : 補正係数で、1.3

ϕ_{ls3} : 橋脚基部断面における限界状態3に達するときに生じる曲率 (1/mm)

これは、橋脚基部において、鉄筋が降伏する時の慣性力作用位置での変位に、鉄筋が限界ひずみに達する時の曲率が塑性ヒンジ長区間で発生する時の慣性力作用位置での変位を加えたものである。以後の解析では、この方法で求めた特性値を限界状態に相当する変位として扱う。

橋脚が限界状態3を超えると判定された場合、実際には幾何学的非線形による水平力が橋脚が有する水平方向の復元力を上回ったときに橋脚は倒壊すると考えられるが、限界状態3を超えた後のモデル化の不確実性や、大地震後には必ず余震が発生することも考慮し、本研究では橋脚が限界状態3の特性値を超えた段階で倒壊とみなし、橋脚が倒壊した時には、橋が崩壊するとみなす。

3. 2. 3 損傷を制御しない場合の橋の崩壊シナリオ

以上の条件で、解析モデルを設定した。図-3.4に示す多質点骨組みモデルを用い、RC橋脚の柱部については、塑性ヒンジ区間 L_p はファイバー要素によりモデル化した。軸方向鉄筋及びコンクリートの応力-ひずみ関係は、図-3.5に示すように道路橋示方書V耐震設計編⁵⁾に基づき設定した。なお、一般にRC橋脚の限界状態3を超えた後の水平耐力の低下履歴には評価の定まったモデル化の方法が存在していないが、既存の実験結果⁴⁾を参考に、ファイバーモデルには限界状態3を超えた後の荷重低下の効果を見込むため、コアコンクリートの応力-ひずみ関係は、ひずみが限界圧縮ひずみ(ϵ_{cc1})を超えた後も、同じ勾配で応力が0となるまで低下すると仮定した。軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係は、限界状態3に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみを超えた後は、初期勾配の-10倍の勾配で応力が0となるまで低下すると仮定した。塑性ヒンジ区間より上方の柱部、はり部及びフーチング部は、線形はり要素とし、橋軸方向の荷重漸増解析を行った。

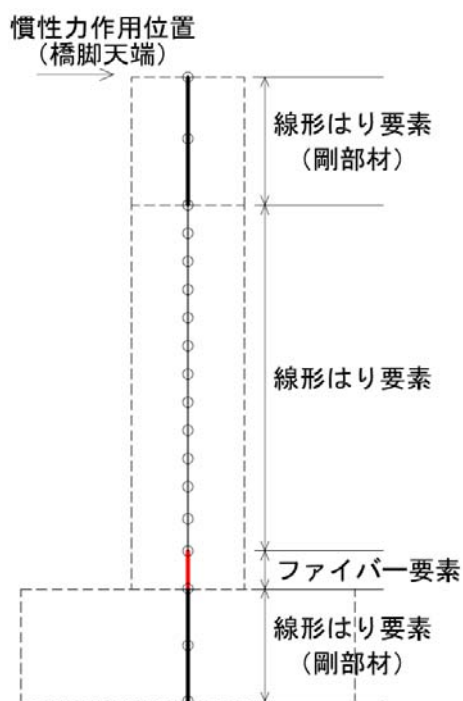
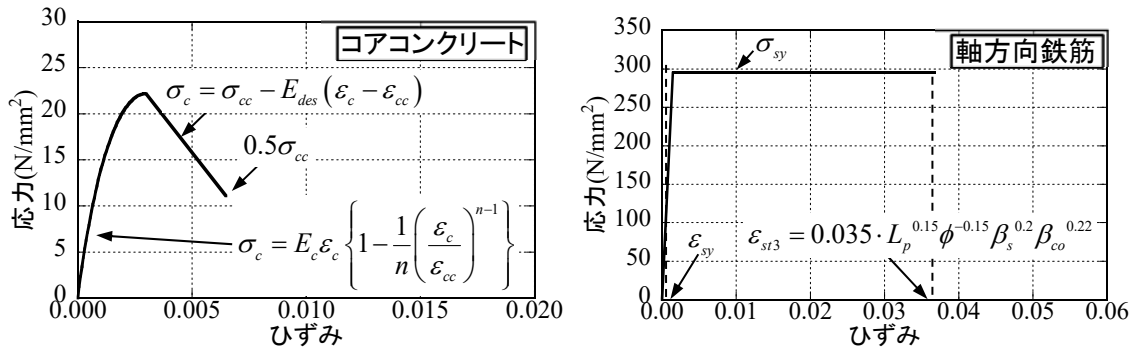
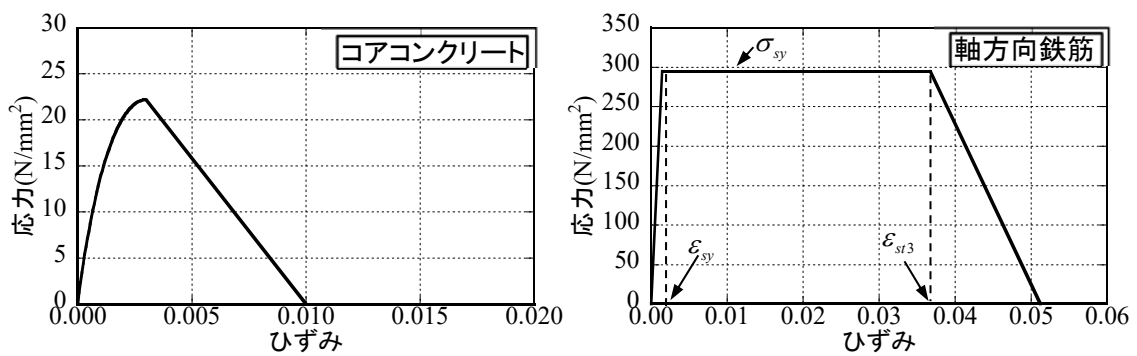


図-3.4 多質点骨組みモデル



(a) 道路橋示方書に示される応力-ひずみ関係⁵⁾



(b) 本項での解析に用いた応力-ひずみ関係

図-3.5 解析に用いたコアコンクリート、軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係

使用解析ソフトはTDAPⅢで、死荷重解析にて鉛直荷重を与えた後、変位制御で橋脚天端に250mmまでの強制変位を5000ステップ(0.05mm/ステップ)に細分化して入力した。収束計算はNewton-Raphson法により、収束誤差は 1.0×10^{-6} とした。

荷重漸増解析の結果を図-3.6に示す。縦軸は橋脚天端に作用させた荷重であり、橋脚の水平耐力に相当する。横軸は橋脚天端の変位である。この図が示すように、橋脚は降伏後、限界状態2、限界状態3までは水平耐力を維持している。耐震設計によりレベル2地震動に対して限界状態2を超えないように設定されているが、そのまま地震力が増加しても水平耐力は増加しないため、橋脚基部の損傷が進行すると解釈することができる。限界状態3を超えた後は水平耐力が低下し、橋脚は最終的に倒壊に至る。

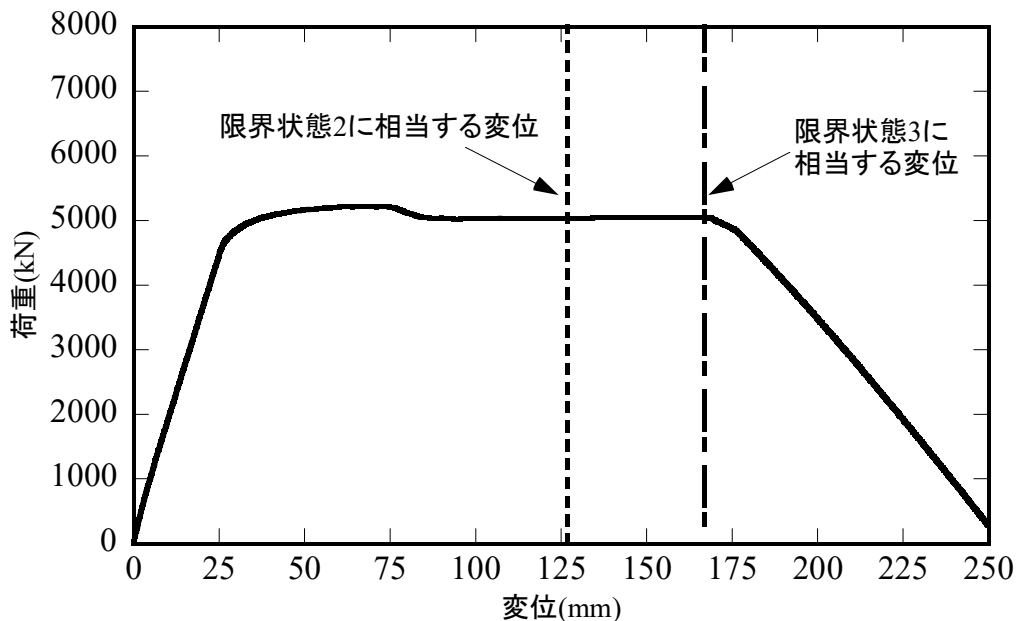


図-3.6 無対策のRC橋脚の荷重変位関係

3. 2. 4 損傷を制御する場合の橋の崩壊シナリオ

従来の耐震設計だけを行った道路橋が極大地震動を受けた場合には、3. 2. 3で確認したように橋脚基部の損傷が進み、水平耐力が失われ、橋脚の倒壊による落橋に至るおそれがある。

そこで、2. 4で提案したように、極大地震動に対する崩壊シナリオをデザインする必要がある。崩壊シナリオデザインの手順は図-2.7に示したとおり、従来の耐震設計を行った後、クリティカルエレメントを選定する。この手順を本節において検討している桁橋の例に当てはめると、図-3.7に示すように、従来の耐震設計だけを行った場合の崩壊シナリオは、クリティカルエレメントが橋脚基部となっているため、極大地震動に対しては橋脚基部の損傷が進展して倒壊に至り、橋の崩壊に至るといえるものになることが推定される。橋脚の倒壊は、橋の崩壊シナリオとして必ずしも望ましいものではないため、橋脚の倒壊をできるだけ避けられるような崩壊シナリオを検討する必要がある。

一方で、そもそも地震力に対して橋脚基部が塑性化するように設計を行う際には、支承部のせん断耐力、橋脚基部の曲げ耐力、橋脚のせん断耐力、基礎の曲げ耐力、基礎のせん断耐力などを比較し、橋脚基部の曲げ降伏が最初に生じることを要件としてそのような設計が成立している。鉄筋コンクリート橋脚の曲げ耐力は、一般的に降伏後ほとんど増加しないので、橋脚基部の降伏後は、橋脚基部の損傷だけが進展していくことを3. 2. 3で確認した。

そこで、橋脚基部の損傷が限界状態3を超えて進まないように、クリティカルエレメントを支承部に転換させるために、橋脚に耐力階層化鉄筋を導入し、それにより相対的に望ましい崩壊シナリオを検討する。

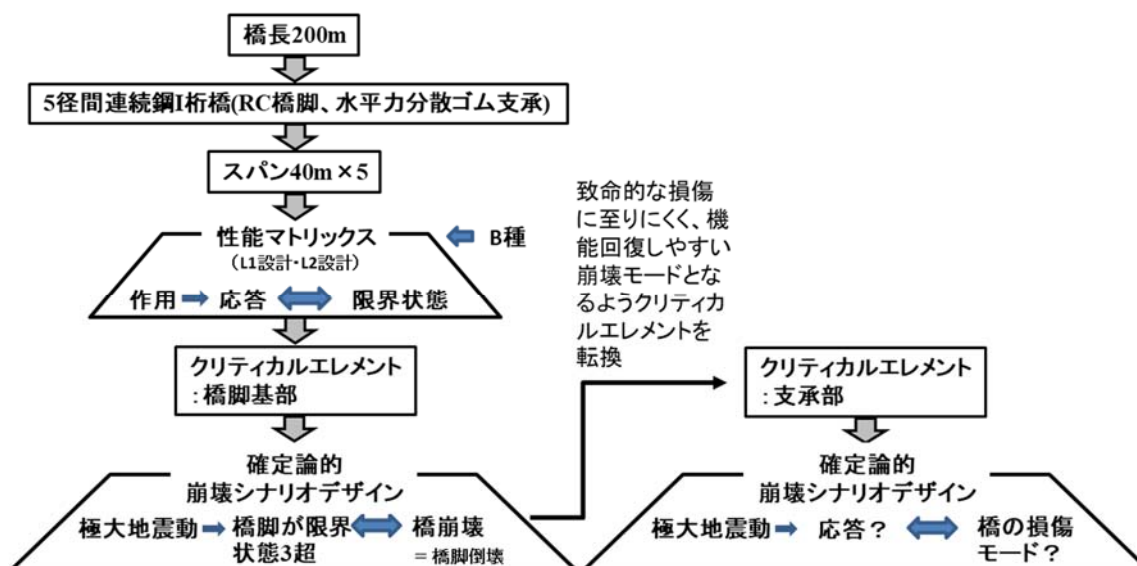


図-3.7 桁橋における崩壊シナリオデザイン設計の実施例

(1) 耐力階層化鉄筋の導入

橋脚基部の降伏後、橋脚基部の損傷がそれ以上進まないように、損傷箇所を支承部に転換させるためには、塑性化した橋脚基部の耐力を支承部より強くしなければならない。従来のレベル2地震動に対する設計を成立させた上で、塑性化した橋脚基部の耐力を支承部より強くするためには、橋脚が限界状態2を超えた後、速やかに橋脚基部の曲げ耐力を上げる必要がある。そこで、橋脚基部に工夫をして、橋脚が限界状態2に至るまでは何も影響を及ぼさず、橋脚基部が限界状態3に至る前に橋脚の曲げ耐力を上げることができる鉄筋を導入し、橋脚基部が限界状態3に至る前に支承部に損傷を転換させ、橋脚に作用する上部構造の慣性力を抑制できるようにする。これらの鉄筋は構造部材間の耐力の階層化を行い、各構造部材の損傷順序を誘導するための重要な役割を担うものであり、本研究では耐力階層化鉄筋と呼ぶ。

以上述べたことは、従来のレベル2地震動に対する設計では橋脚基部がクリティカルエレメントであったものを、耐力階層化鉄筋を導入することにより、支承部がクリティカルエレメントとなるように転換させることを意味する。

耐力階層化鉄筋を導入した橋脚をケース2とし、荷重漸増解析を行う。その際、耐力階層化鉄筋を適切に設定することにより、限界状態2に相当する変位に達した後水平耐力を

上げることができるかを橋脚の水平力-水平変位関係から確認する。

(2) 耐力階層化鉄筋の抵抗機構

耐力階層化鉄筋は、他の軸方向鉄筋と比べて抵抗力の発動を遅らせるため、図-3.8のように、塑性ヒンジ区間及びフーチング内の付着を切るとともに鉄筋定着部に遊間を設ける。遊間は、限界状態2の特性値に相当する曲げ変形が生じても耐力階層化鉄筋は曲げ変形に抵抗しないような遊間とするとともに、限界状態2の変位が生じた後、曲げ引張に抵抗するように配置する。また、コンクリート非付着部での座屈を防ぐため、圧縮側には引張側より大きな遊間を設け、圧縮抵抗をしない機構としている。

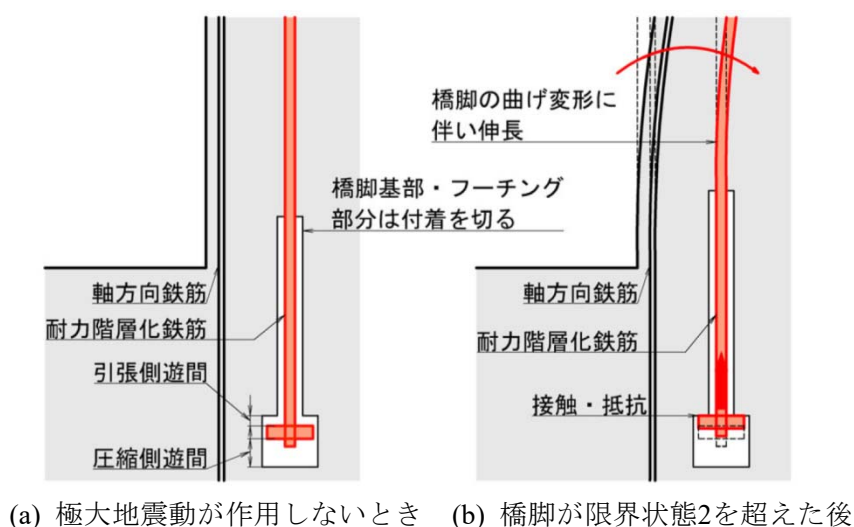


図-3.8 耐力階層化鉄筋の定着部構造

(3) 耐力階層化鉄筋のモデル化

耐力階層化鉄筋のモデル化は、軸方向の引張のみ抵抗する非線形ばね要素でモデル化として、図-3.9に示す荷重-変位関係を与えた。これは、ファイバー要素では要素内の各々のセルに応力-ひずみ関係を与える必要があり、耐力階層化鉄筋は、定着部に遊間を設け、所定の変位に達した後に引張に抵抗するモデルとするためである。なお、耐力階層化鉄筋の降伏強度、ヤング率は道路橋示方書に基づき設定し、耐力階層化鉄筋が作用するまでの遊間部及び耐力階層化鉄筋降伏後の荷重変位関係は、解析上の安定性を確保するため、 1.0×10^{-5} kN/m程度の微小勾配を与えている。

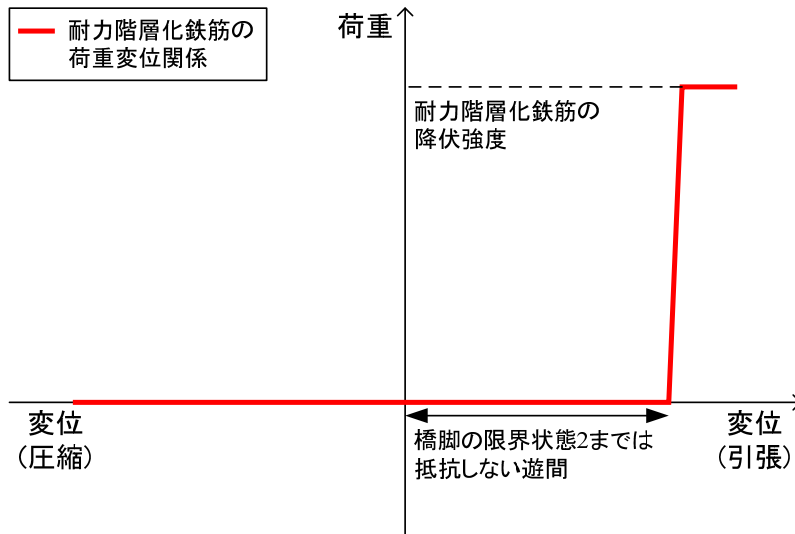


図-3.9 耐力階層化鉄筋の荷重変位関係

(4) 耐力階層化鉄筋の配置

橋脚基部の配筋図を図-3.10に示す。ケース2では、ケース1に加えて、橋脚の水平耐力を一定の変形後に増加させるため、耐力階層化鉄筋を配置した。耐力階層化鉄筋の配置は、橋脚断面内で他の軸方向鉄筋等とのあきを確保しなければならないため、配置できる位置が限られる。限られた配置スペースで耐力向上を行うためにSD490鉄筋を使用した。

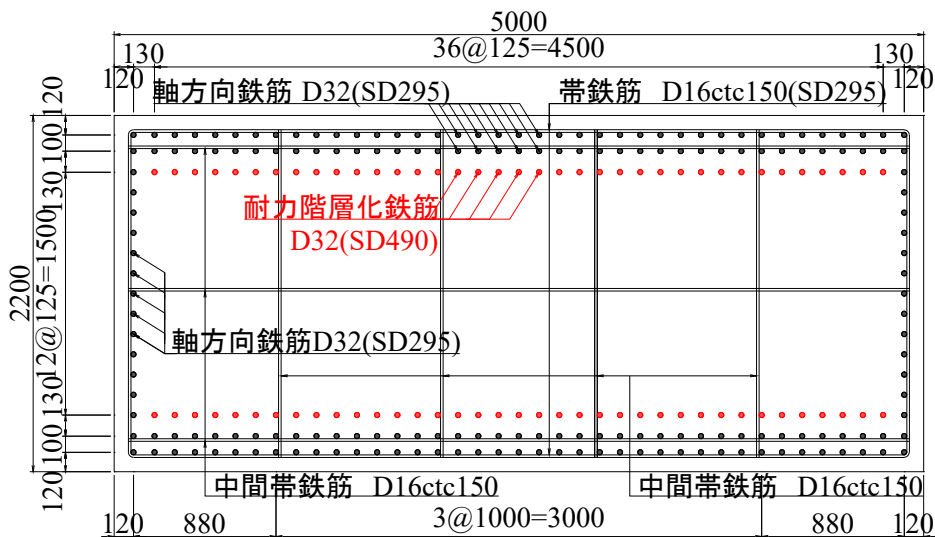


図-3.10 橋脚基部の配筋図

(5) 耐力階層化鉄筋の導入によるクリティカルエレメントの転換

図-3.11に示す多質点骨組みモデルを用い、荷重漸増解析を行った。ここで、耐力階層化鉄筋を導入した以外の解析条件は、耐力階層化を行わないケースと同じである。

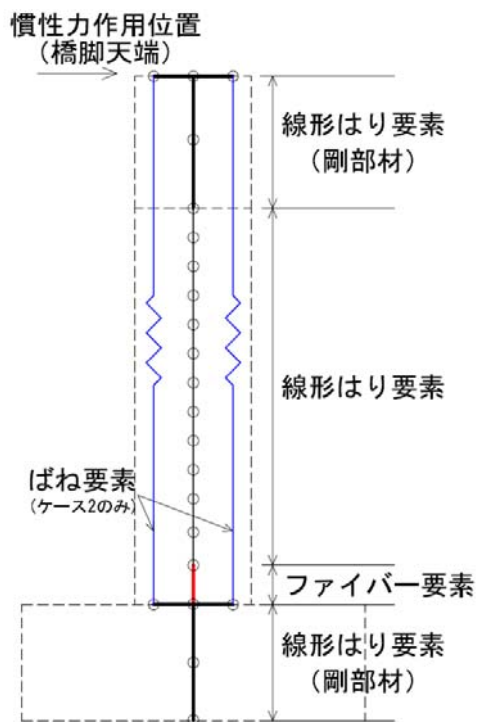


図-3.11 耐力階層化鉄筋を導入した場合の多質点骨組みモデル

耐力階層化鉄筋を導入したケース2について荷重漸増解析を行った結果を図-3.12に示す。縦軸は橋脚天端に作用させた荷重であり、橋脚の水平耐力に相当する。横軸は橋脚天端の変位である。

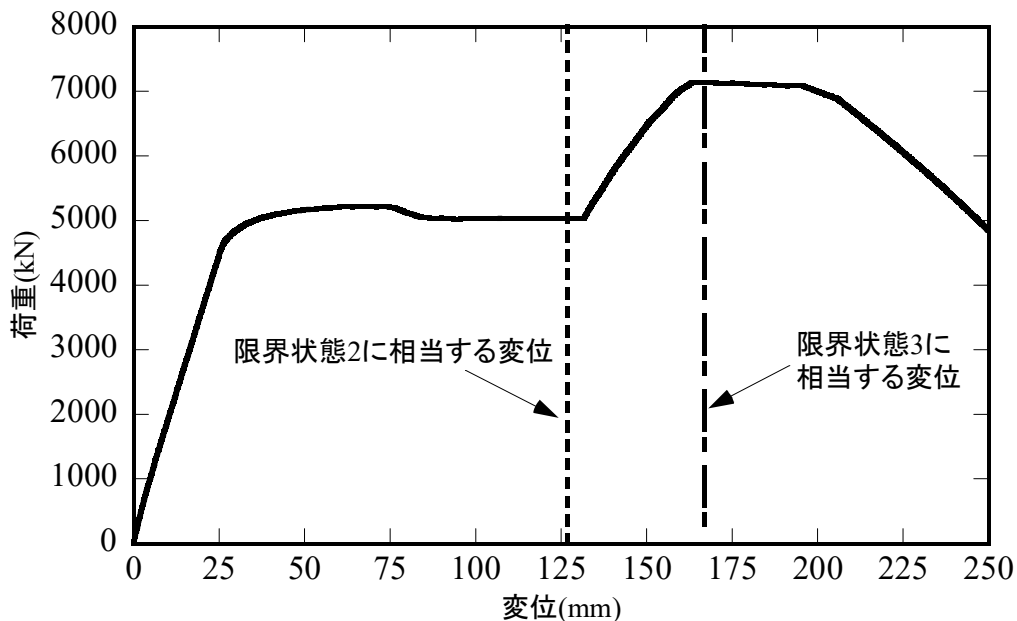


図-3.12 耐力階層化鉄筋を導入した場合の橋脚の荷重変位関係

この結果から、配置した耐力階層化鉄筋の遊間を適切に設定することで、次の2点が実現できることを確認した。

- ・限界状態2の変位までは、ケース1と同様の応答を示すことから、道示に示されるレベル2地震動に相当する荷重が作用する範囲では、未対策のケース1と同様の挙動を示す。
- ・レベル2地震動よりも大きな荷重が生じた際には、限界状態2を超え限界状態3に達する前に、水平耐力が上昇する。

本ケースでの橋脚の水平耐力は、限界状態2とみなす変位までの約5000kNから、耐力階層化鉄筋が作動する事により約7000kNへ上昇する。レベル2地震動を超えるような外力が発生した場合には、支承部の破壊荷重を橋脚の水平耐力の上昇幅である5000kNから7000kNの間に設定することで、支承部に損傷を誘導することが可能となり、橋脚に作用する上部構造の慣性力が軽減されることが考えられる。

例えば、アンカーボルトにSS400の丸鋼を用い、5つの支承を各4本のアンカーボルトを使って支持する場合、規格品では直径36mmの棒鋼があるので、それをアンカーボルトとして使用すると仮定すると、アンカーボルト部分の実際のせん断強度は6700kN程度となり、実現可能である。

支承アンカーボルトを破断させることで、橋脚に作用する地震力は、橋脚自体の質量に起因する慣性力と上下部構造間の摩擦力の和に低減される。それにより、橋脚が崩壊しにくくなり、橋脚の崩壊による落橋等の致命的な状態に至りにくくなることが確認できた。

3. 2. 5 まとめ

本節では、典型的な連続桁橋を対象に、レベル2地震動に対して要求性能を確保した上で、極大地震動が作用した時の橋の崩壊シナリオデザインが可能なことを、具体的な例を示して解析的に検証した。本節で得られた知見は以下の通りである。

- ①レベル2地震動に対して橋脚基部に塑性化を期待するRC橋脚により構成される橋において、崩壊シナリオデザイン設計法の考え方ではクリティカルエレメントが橋脚基部となっており、極大地震動に対しては橋脚基部の損傷が限界状態3を超えて進展し、橋脚の倒壊により橋の崩壊に至るおそれがある。
- ②この橋のクリティカルエレメントを橋脚基部から支承部に転換させることにより、崩壊シナリオを改善することを目的に、耐力階層化鉄筋を開発した。
- ③レベル2地震動に対して基部に塑性化を期待するRC橋脚に対して、耐力階層化鉄筋を導入することにより、RC橋脚の限界状態2を超えた場合にはRC橋脚の水平耐力を増加させ、限界状態3に相当する変位に至るまでに耐力を上げることが可能であることを確認した。
- ④耐力階層化鉄筋として、通常の橋梁構造でも使用するSD490鉄筋のD32を用いることで、約2000kNの水平耐力を上げることが可能であることを確認した。
- ⑤耐力階層化鉄筋はフーチング内の付着を切り、定着部に遊間を設けることで、RC橋脚の限界状態2に至るまでは、耐力階層化鉄筋を導入していない従来型の橋脚と同じ荷重変位関係を実現することができた。これにより、RC橋脚の限界状態2に至るまでは、支承部に損傷させることなく設計することが可能であり、レベル2地震動に対する設計では、従来通りの性能を確保することが可能であることを確認した。
- ⑥耐力階層化鉄筋の定着部の遊間を適切に調整することで、RC橋脚の限界状態2を超えると速やかにRC橋脚の水平耐力を増加させ、限界状態3に至るまでに必要な耐力に至ることができた。これにより、極大地震動に対して、RC橋脚が限界状態2を超えるような応答となるときには、RC橋脚の水平耐力が失われる前にクリティカルエレメントを支承部に転換させ、橋脚に作用する上部構造慣性力を軽減することが可能であると考えられる。
- ⑦以上より、レベル2地震動に対して橋脚基部に塑性化を期待するRC橋脚により構成される橋において、クリティカルエレメントの転換により、極大地震動に対する崩壊シナリオを改善できることが検証された。

3. 3 アーチ橋に対する崩壊シナリオデザイン

アーチ橋は一般に不静定次数が高く、損傷に対してその後の挙動が追いにくく、崩壊シナリオデザインには不向きな構造であると考えられる。しかし、どのような構造でも部材の終局限界状態を超える状態を考えることが無意味であるとは考えられない。そこで、アーチ橋の耐震設計においても、従来から考慮してきているレベル2地震動の枠だけではなく、それを超える極大地震動に対する備えについて考慮し、できるだけ崩壊に至りにくく、早期に機能回復しやすい構造とするための技術が必要である。

そこで、2. 4で提案したように、極大地震動に対する崩壊シナリオをデザインする必要がある。崩壊シナリオデザインの手順は図-2.7に示したとおり、従来の耐震設計を行った後、クリティカルエレメントを選定する。この手順を本節において検討する上路式アーチ橋の例に当てはめると、対象橋はレベル2地震動に対して座屈拘束ブレースにより耐震補強されており、座屈拘束ブレースにおいてエネルギー吸収するように損傷制御されていると言えるが、座屈拘束ブレースはその可動量を超えると通常の鋼材と比較しても損傷しにくいと考えられる。したがって、従来の耐震設計だけを行った橋に極大地震動が作用した場合には、可動支承となっている端部橋台の支承がクリティカルエレメントとなっており、最初に破壊されると仮定した。崩壊シナリオの比較のため、端部橋台の支承部を補強し、クリティカルエレメントがアーチリブ基部の支承となっている場合を比較することとした。以上のように本節では、上路式アーチ橋を対象として、極大地震動が作用した場合の橋の崩壊シナリオや、損傷を制御することにより橋の崩壊シナリオをデザインする方法について解析的に検討した。

3. 3. 1 解析条件

(1) 対象とする橋梁

検討する橋梁は、図-3.13に示すような橋長140m、アーチ支間87.0m、幅員10.5m、全重量17800kNのアーチ橋を対象とした。本研究では、超過外力が作用した場合について検討するために、対象としたアーチ橋は、道路橋示方書で示されているレベル2地震動に対して耐震性能を満たすように、座屈拘束ブレース等を用いて耐震補強を施した橋を想定した。

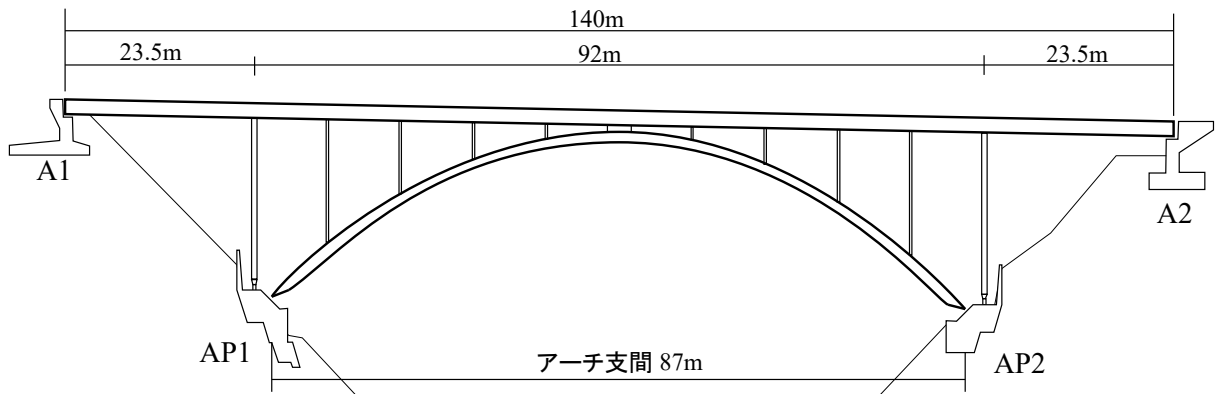
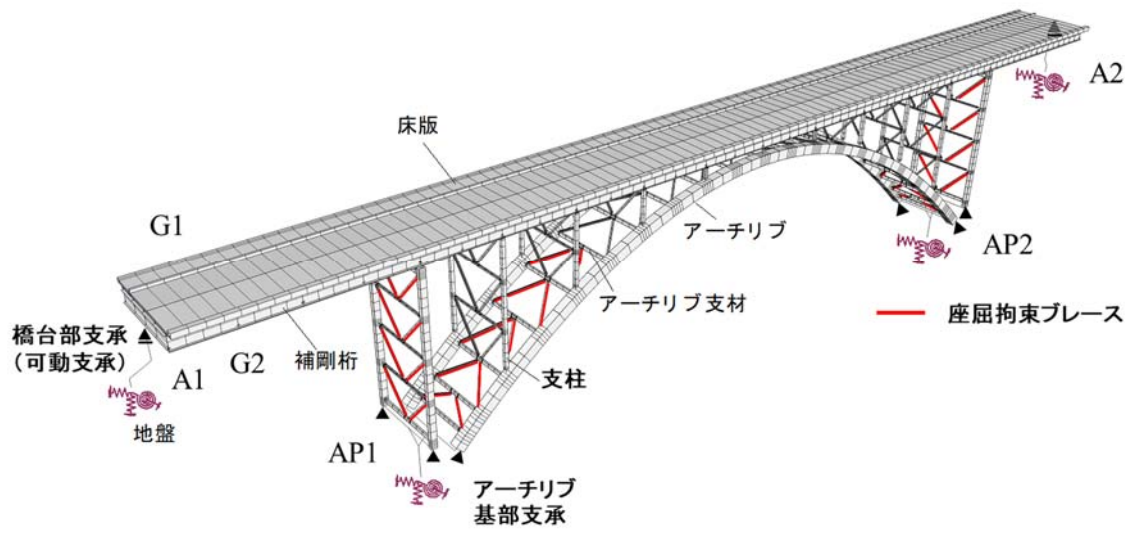


図-3.13 対象橋梁の橋梁一般図

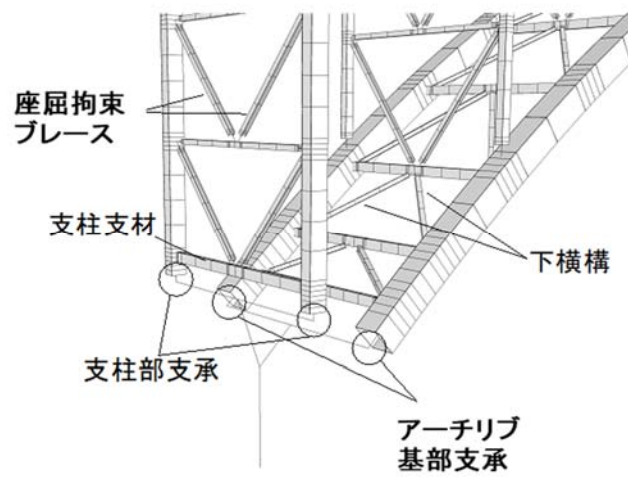
(2) 橋梁のモデル化

部材座屈等の損傷を表現できるように、材料非線形と幾何学的非線形を考慮した複合非線形解析による弾塑性有限変位解析を実施した。本研究では、弾塑性有限変位解析が可能であるSeanFEMを使用した。

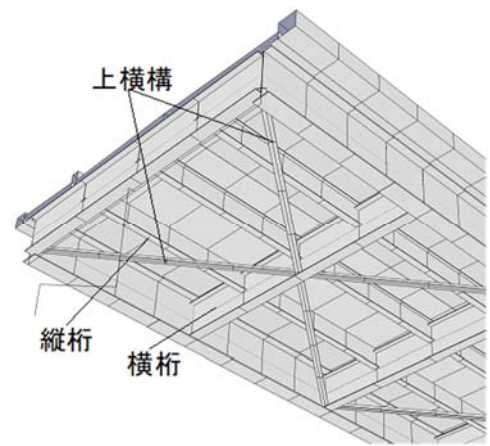
部材座屈等の損傷を表現できるように、アーチリブや補剛桁等の鋼部材と床版、および座屈拘束ブレースはファイバー要素、支承部や地盤はばね要素でモデル化した。図-3.14に対象とする橋梁のモデル概要、図-3.15に骨組みモデルを示す。また、各部材は、部材の座屈状態が表現できるように2~4分割程度、損傷が懸念される部材には8分割程度になるように、部材中に節点を設けた。床版と補剛桁を接続するスラブアンカーは線形部材とし、この部位では損傷しないこととした。また、アーチクラウン部の接続部は剛部材としてモデル化した。さらに、部材座屈を表現する部材の材端における境界条件は剛結とした。



(a) 橋梁全体

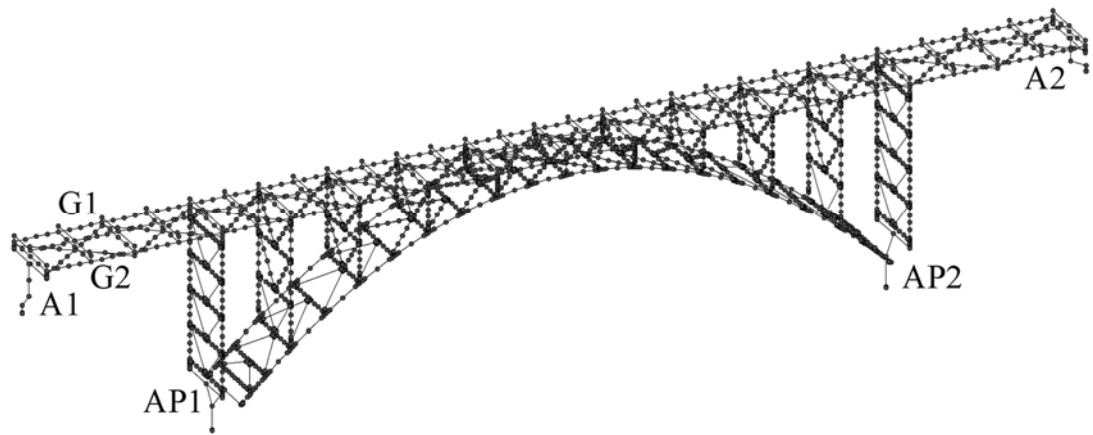


(b) アーチリブ基部周辺

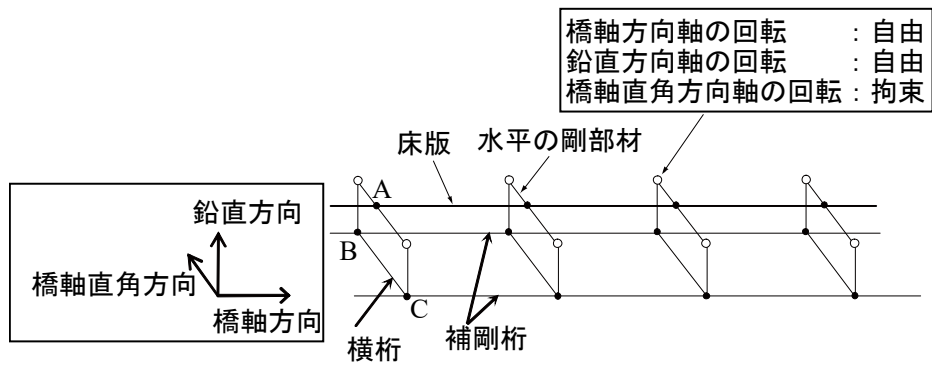


(c) 橋台部周辺

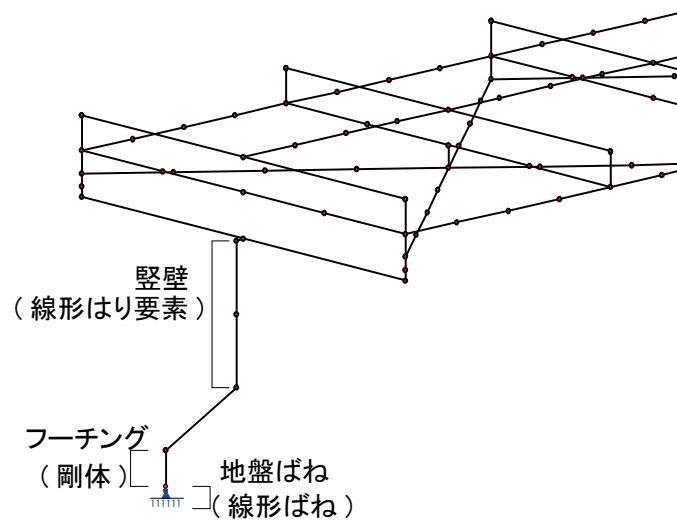
図-3.14 対象とする橋梁のモデル概要



(a) 橋梁全体



(b) 床版部



(c) 橋台、地盤部

図-3.15 骨組みモデル

(3) 各部材の材料特性の設定とそのモデル化

a) 鋼部材

鋼部材の材料特性として、図-3.16(a)に示すように、引張に対しては使用する鋼材の降伏応力 σ_y に達した後は初期剛性の1/100に、圧縮に対しては降伏応力に低減係数 ζ を乗じた値($\zeta\sigma_y$)に達した後は鋼材の剛性が0になるような非線形特性を設定した。ここで、低減係数 ζ は、座屈応力 σ_{cr} を降伏応力 σ_y で除した係数であり、図-3.16(b)に示す道路橋示方書Ⅱ鋼橋編⁶⁾に記載されている座屈強度曲線を基に、ウェブやフランジ等の部材要素の幅厚比パラメータ R_0 に対応する低減係数を求めた。アーチリブと補剛桁にはSM490Y、支柱や2次部材にはSS400を用いることとし、これら鋼材の降伏応力を設定した。なお、両鋼材ともにヤング率は $2.1 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ である。

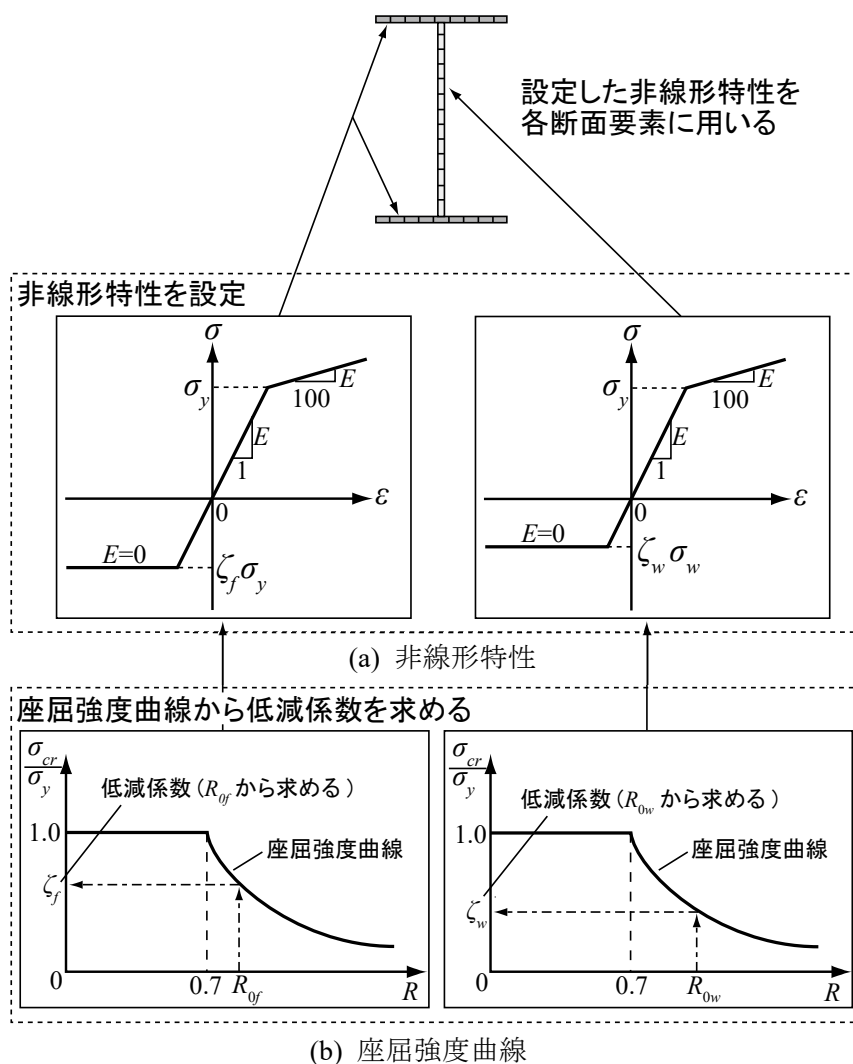
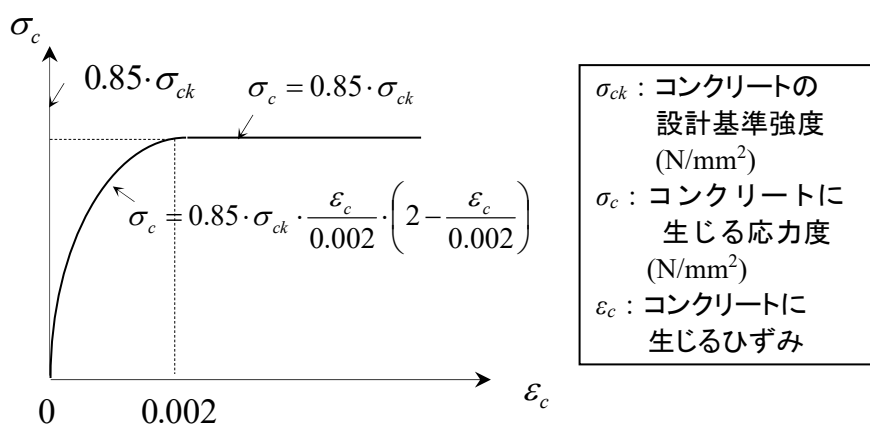


図-3.16 鋼材部の非線形特性⁶⁾

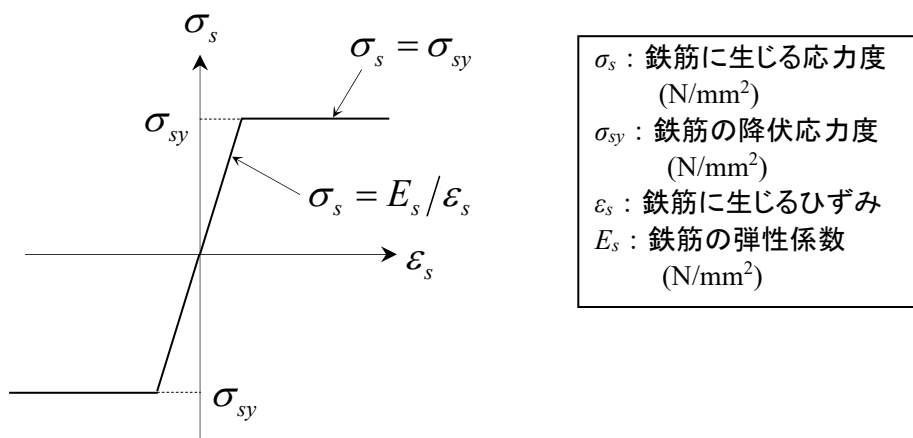
これら非線形特性を部材の各断面要素に設定した。但し、補剛桁と横桁のウェブについては水平補剛材により局部座屈が発生しないと考えられるため、本研究では、これら部材については非線形特性を設定しなかった。

b) 床版

床版は鉄筋コンクリート床板で、道路橋示方書に基づき⁷⁾、コンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 、ヤング率 $2.35 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 、鉄筋のヤング率 $2.1 \times 10^5\text{N/mm}^2$ 、降伏強度 295N/mm^2 とし、図-3.17に示すような非線形特性を設定した。



(a) コンクリートの非線形特性



(b) 鉄筋の非線形特性

図-3.17 床版の非線形特性⁷⁾

c) 支承

支承部は、A1およびA2橋台部は可動支承、AP1およびAP2は固定ピン支承とした。本研究では、クリティカルエレメントとしなかった支承部は常に健全な状態で損傷せず、可動支承の可動範囲は無限大であると仮定した。

d) 座屈拘束ブレース

座屈拘束ブレースは、アーチリブ基部から $L/4$ の範囲の下横構と支柱対傾構の斜材に設置した。材料特性は、レベル1地震動では弾性域内で挙動し、レベル2地震動以降で非線形挙動するようなバイリニア型とした。本研究では、座屈拘束ブレースの初期剛性を $2.0 \times 10^8 \text{kN/m}^2$ 、降伏後の剛性は初期剛性の $1/60$ に設定し、降伏後の変形量は無限大であると仮定した。なお、ダンパー用鋼材は、低降伏点鋼(LY225)を想定した。

e) 下部構造

下部構造は、A1およびA2橋台の躯体部分は線形のはり要素、地盤ばね部は線形特性とし、A1、A2橋台のフーチングおよびAP1、AP2橋台は剛体とした。

(4) 解析方法

本研究では、アーチ橋の損傷の進展過程を把握するために、プッシュオーバー解析を行った。プッシュオーバー解析を行うに際し、事前に以下の検討を行った。

a) 着目する変形状態の想定

対象とするアーチ橋の振動特性や変形状態を把握するために、固有値解析を行った。本研究では、図-3.18に示すような、橋軸1次モードと橋軸直角1次モードを確認した。

b) 載荷荷重の設定および載荷方法

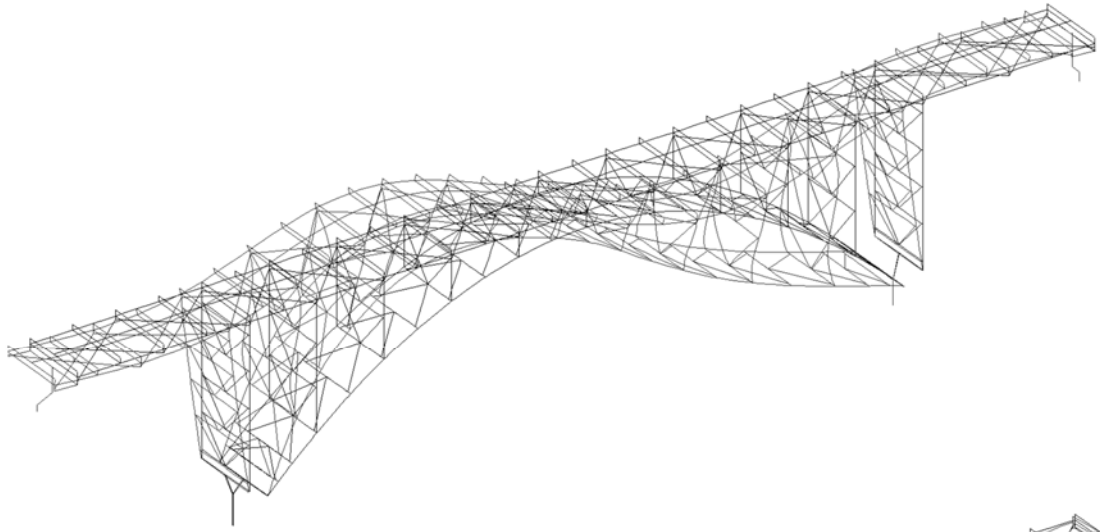
プッシュオーバー解析で必要となる各節点の加速度を動的解析により求めた。動的解析の結果を基に各節点の加速度を求めると、図-3.19のような加速度分布になる。なお、動的解析で得られた最大加速度分布は、橋軸方向および橋軸直角方向共に図-3.18に示した固有値解析で得られたモード図と一致しており、着目する振動モードが得られている。

得られた加速度を重力加速度で割ることで水平震度を算出し、これに節点の質量をかけることで各節点に載荷する荷重を求めた。解析は水平震度を0.001刻みで漸増載荷した。解析の途中で部材が座屈し、解析が不安定になったときは、座屈が生じた部材の剛性を0にして、解析を再開した。また、全断面で降伏強度を超えた箇所は塑性ヒンジとして挙動すると仮定した。

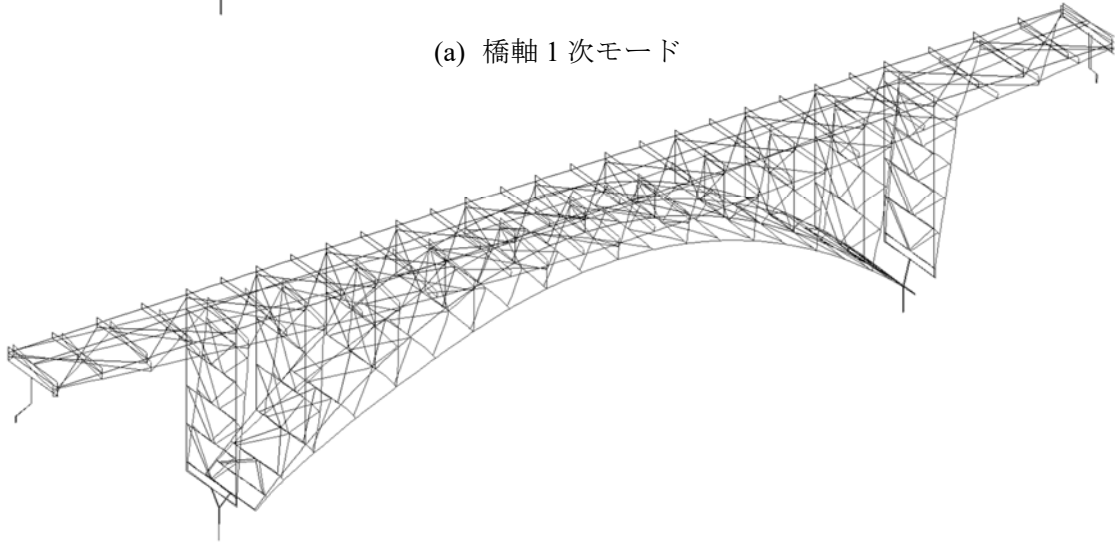
c) レベル2地震時の設計水平震度の算出

レベル2地震時の水平震度は、動的解析による結果を基に、着目する位置の橋軸方向および橋軸直角方向の最大応答変位時における応答加速度を最大応答加速度とし、この加速度に重力加速度で割ることで算出した。この水平震度がレベル2地震時の設計水平震度であり、本研究では、これ以上の水平震度を極大地震動による外力と考えた。

動的解析により、本橋梁モデルのレベル2地震時における水平震度は、橋軸方向では0.45、橋軸直角方向では0.43であった。

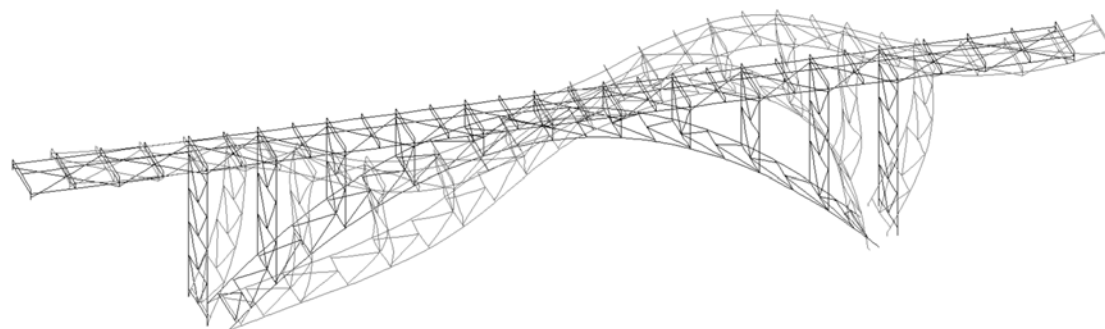


(a) 橋軸 1 次モード

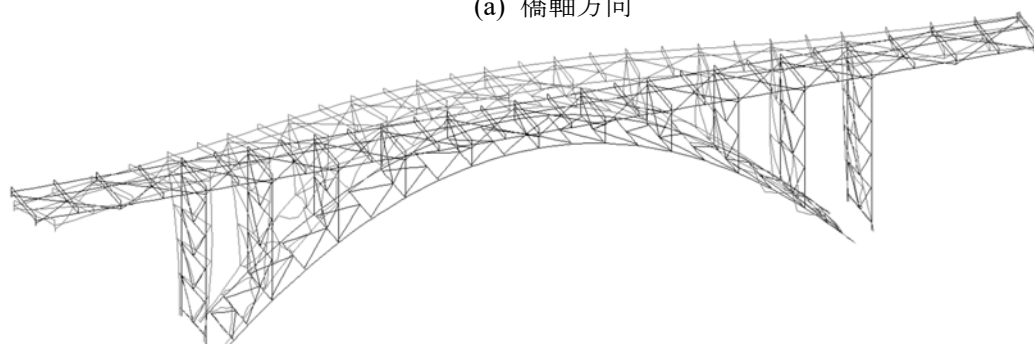


(b) 橋軸直角 1 次モード

図-3.18 モード図



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

※変形量が加速度の大きさを表している

図-3.19 最大応答加速度の分布

d) 損傷判定

本研究では、漸増解析による外力を受けて、部材の塑性化が進行し、断面が抵抗できなくなることで、構造系全体としてつり合いが保てなくなるまで解析を行うこととした。ここで、解析上つり合いが保てなくなる点は、自重を支えられない、自立できない状態として評価した。各部材の損傷評価は、橋全体系の挙動に影響を及ぼす主要部材の塑性ヒンジに着目し、全断面が降伏したとき、連続する骨組みのたわみ角が不連続になることや、他部材への力の再分配を起こすことにより判定した。

3. 3. 2 橋台部の支承をクリティカルエレメントとした場合の橋の崩壊シナリオ

本項では、極大地震動に対して特に損傷を制御せず、可動支承となっている端部橋台の支承がクリティカルエレメントとなって、最初に破壊されるものとして橋の崩壊シナリオを確認した。

(1) 橋軸方向に載荷した場合

図-3.20は崩壊直前における橋の挙動を示したものである。部材の色は、部材の損傷の割合を示している。解析を実施した結果、支柱部および支柱-アーチクラウン間の補剛桁に4か所、アーチリブに2か所の塑性ヒンジが生じた時点で、構造的に不安定になったため、この時点で橋が崩壊すると判定した。

これら部材が塑性ヒンジ化したときの水平震度を図-3.21に示す。図より、始めに図-3.21のB部に示すAP1-アーチクラウン間の補剛桁が始めに塑性ヒンジ化する。その他の部材は、水平震度が0.78~0.89の間で塑性ヒンジ化している。

図-3.21の結果を基に、橋の崩壊シナリオを考えると、図-3.20のような崩壊シナリオになる。図中の○番号は、損傷した順番を示している。

崩壊シナリオとして、始めにAP1-AP2間の補剛桁が塑性ヒンジ化し、最終的にAP1-アーチクラウン間のアーチリブが塑性ヒンジ化することで、アーチクラウン-AP2間が上向きに曲げ破壊しつつ、AP1-アーチクラウン間が崩れ落ちるような崩壊をされると考えられる。

(2) 橋軸直角方向に載荷した場合

図-3.22は、橋軸直角方向に載荷した場合の崩壊直前の橋の挙動を示したものである。橋軸直角方向に載荷した場合、アーチリブが4か所塑性ヒンジ化したあと、床版部の全断面が降伏し、解析が不安定になったために、この時点で橋が崩壊すると判定した。その時、橋の中央部が載荷側にたわむような挙動を示している。

これら部材が塑性ヒンジ化した時の水平震度を図-3.23に示す。始めに図-3.23のA、D部に示すアーチリブ基部が塑性ヒンジ化する。その後図-3.23のB、C部に示すアーチクラウン部周辺のアーチリブが塑性ヒンジ化することで、橋の中央部が曲げ破壊をしながら、載荷方向に崩れ落ちると考えられる。

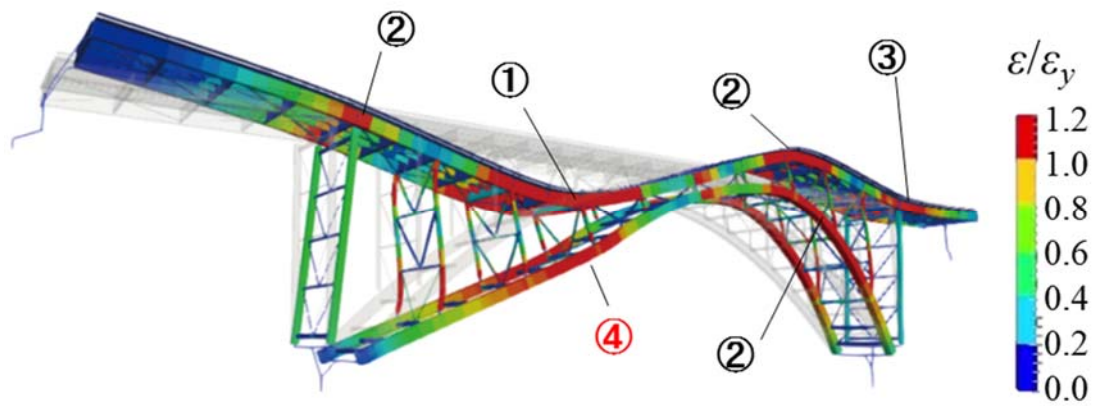


図-3.20 崩壊直前の橋の挙動
(橋軸方向載荷)

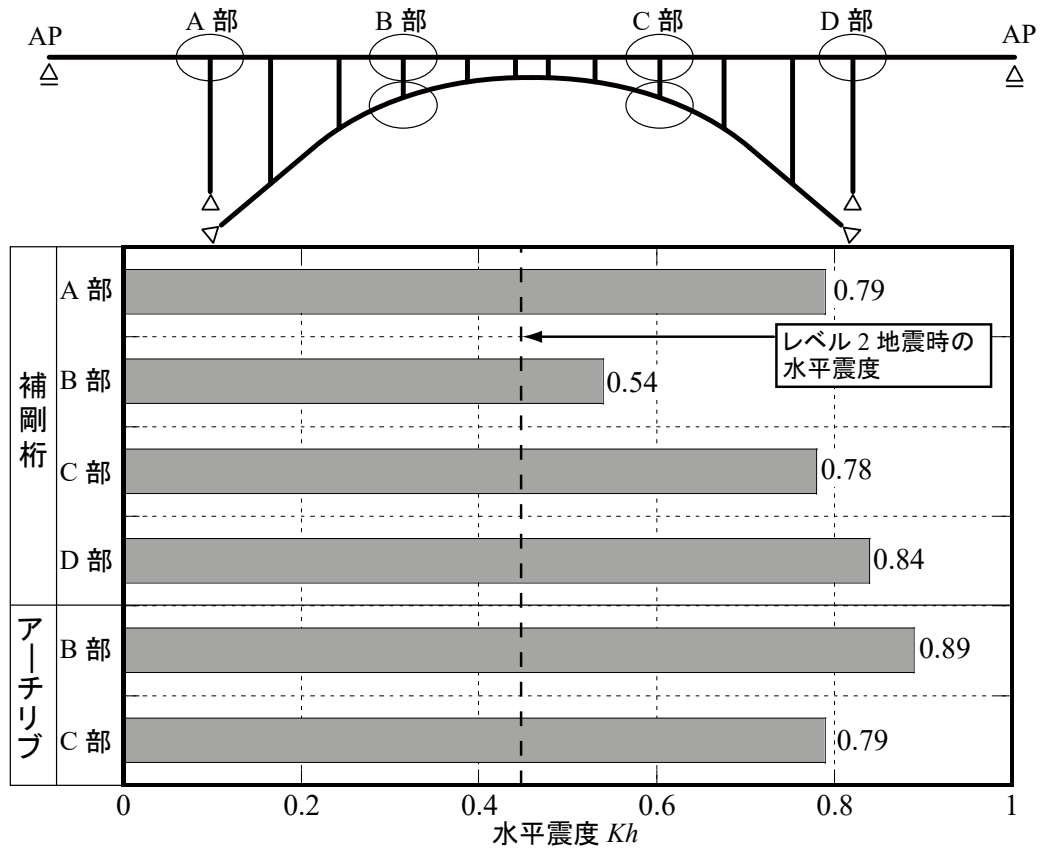


図-3.21 主要部材が塑性ヒンジ化したときの水平震度
(橋軸方向載荷)

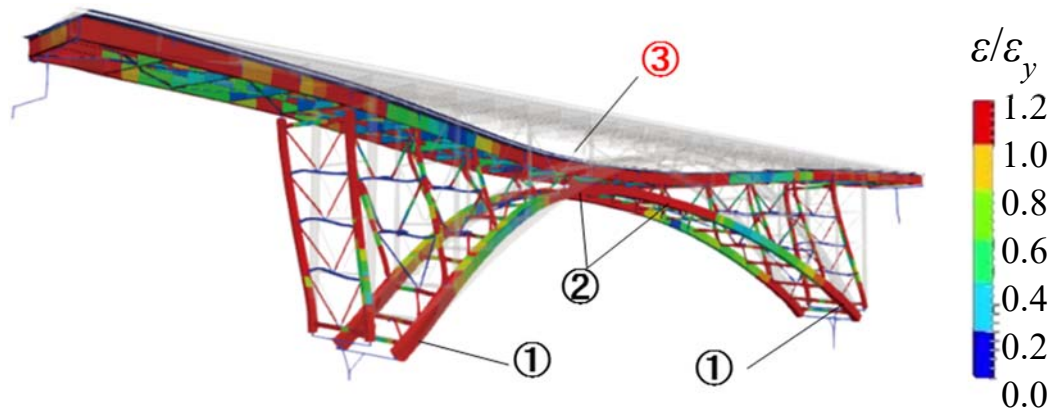


図-3.22 崩壊直前の橋の挙動
(橋軸直角方向載荷)

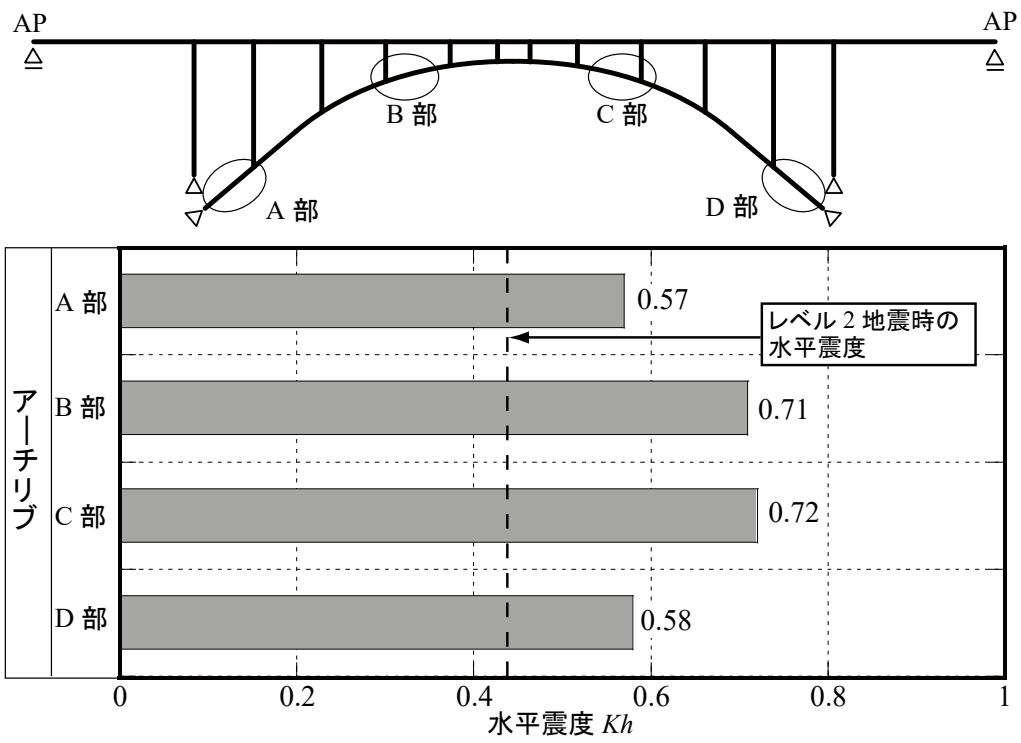


図-3.23 主要部材が塑性ヒンジ化したときの水平震度
(橋軸直角方向載荷)

3. 3. 3 アーチリブ基部の支承をクリティカルエレメントとした場合の橋の崩壊シナリオ

(1) 損傷を制御する部材の選定

本章では、橋梁の各部材の損傷を制御し、アーチリブ基部の支承をクリティカルエレメントとした場合の橋の崩壊シナリオを検討し、損傷を制御しない場合に比べて、橋の崩壊シナリオがどのように変化するか検討する。

損傷を誘導する部材は、交換しやすいことや、力の伝達経路上に存在すること等が求められる。そこで本研究では支承部に着目し、固定ピン支承であるアーチリブ基部の支承をクリティカルエレメントとし、損傷を制御する場合について検討を行った。

アーチリブ基部の支承は、レベル2地震時に相当する水平震度に達した後に損傷することとし、鉛直下向き方向以外自由度をフリーにして解析を行った。ここで、レベル2地震時に相当する水平震度は解析の結果、橋軸方向：0.45、橋軸直角方向：0.43であった。

(2) 崩壊シナリオ

a) 橋軸方向に載荷した場合

図-3.24は、橋軸方向に載荷した場合の崩壊直前の橋の挙動を示したものである。解析を行った結果、アーチリブ基部の2カ所の支承が損傷した後、AP1支柱部、アーチクラウン周辺の補剛桁の3カ所、アーチクラウン付近のアーチリブの2カ所が塑性ヒンジ化した時に構造的に不安定になったため、橋が崩壊すると判定した。その時の橋の挙動は、損傷を制御しない場合と異なり、アーチリブが外側に開き、AP1-アーチクラウン間の補剛桁とアーチリブが下向きにたわむような挙動を示している。

これらの部材が塑性ヒンジ化した時の水平震度を図-3.25に示す。図より、クリティカルエレメントとしたアーチリブ基部の支承が損傷したのと同時に、図-3.25のA、B部に示すAP1とAP1-アーチクラウン間の補剛桁がほぼ同時に塑性ヒンジ化する。その後、図-3.25のB部に示すAP1-アーチクラウン間のアーチリブが塑性ヒンジ化する。図-3.25のC部に示すアーチリブ-AP2間のアーチリブについては、水平震度が1.0を超えても塑性ヒンジ化せず、水平震度1.59と1.93でそれぞれ塑性ヒンジ化した。

図-3.25の結果を基に、橋の崩壊シナリオを考えると、図-3.24のように、アーチリブ基部の支承で損傷を制御した後、始めにAP1-アーチクラウン間の補剛桁が塑性ヒンジ化し、最終的にアーチクラウン-AP2間のアーチリブが塑性ヒンジ化することで、AP1-アーチクラウン間が崩れ落ちるようなシナリオになると考えられる。

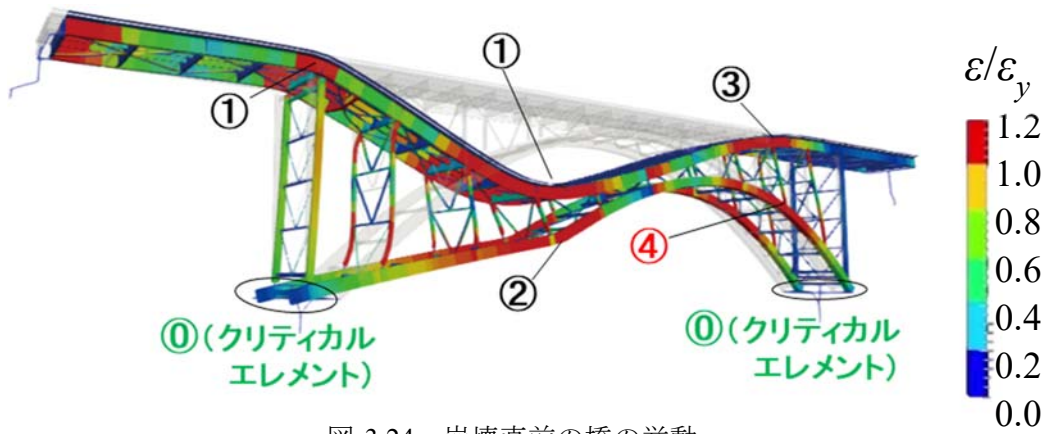


図-3.24 崩壊直前の橋の挙動
(橋軸方向載荷)

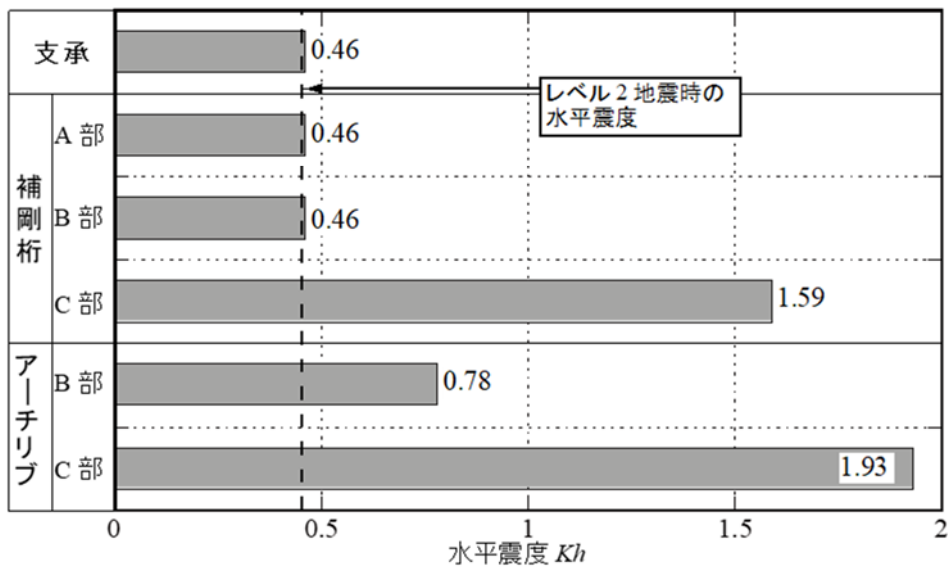
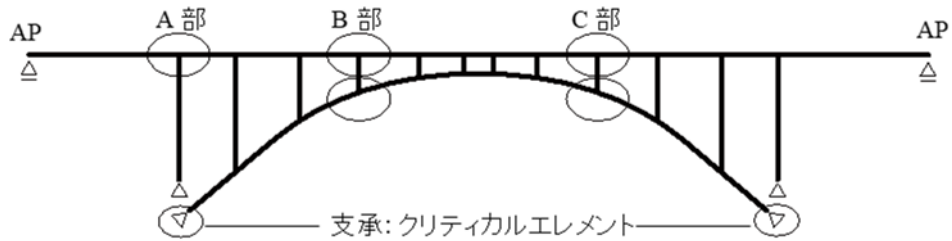


図-3.25 主要部材が塑性ヒンジ化するときの水平震度
(橋軸方向載荷)

b) 橋軸直角方向に載荷した場合

図-3.26は、橋軸直角方向に載荷した場合の崩壊直前の橋の挙動を示したものである。解析により、床版の一部が降伏した後に、アーチクラウン部のアーチリブが塑性ヒンジ化し、床版部の全断面が降伏したことで解析が不安定になったため、この時点で橋が崩壊すると判定した。図-3.26より、橋崩壊直前の挙動は、損傷を制御しない場合と同様に、床版の中央部が載荷方向にたわむような挙動を示している。主要部材であるアーチクラウン部のアーチリブが塑性ヒンジ化するときの水平震度を図-3.27に示す。アーチリブ基部の支承で損傷を制御する場合、アーチリブ基部の支承を損傷させる水平震度の約2倍でアーチクラウン部のアーチリブが塑性ヒンジ化する。また、アーチリブ基部の拘束が無くなるため、アーチリブ基部が塑性ヒンジ化することはなかった。

(3) 橋の崩壊に至るときの水平震度の比較

橋軸方向に載荷した場合の着目位置の変位と水平震度の関係を示したのが図-3.28(a)である。横軸は図に示す着目位置の水平変位、縦軸は水平震度である。また、図中にはレベル2地震時に相当する水平震度(0.45)も示した。図より、損傷を制御する場合の橋が崩壊に至る水平震度は、損傷を制御しない場合に比べて約2.2倍大きくなっている。

橋軸直角方向に載荷した場合における着目位置の変位と水平震度の関係を示したのが図-3.28(b)である。横軸は着目位置の水平変位、縦軸は水平震度である。先ほどと同様に、レベル2地震時に相当する水平震度(0.43)も図中に示した。損傷を制御する場合、橋崩壊に至るときの水平震度は、損傷を制御しない場合に比べて約2倍大きくなっている。

このことから、アーチリブ基部の支承で損傷を制御する場合、損傷を制御しない場合に比べて、橋崩壊に至りにくくなることがわかった。

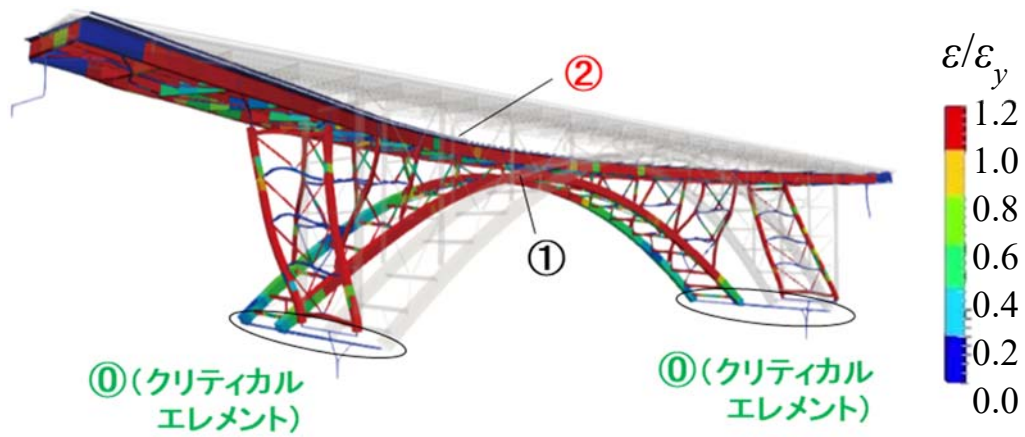


図-3.26 崩壊直前の橋の挙動
(橋軸直角方向載荷)

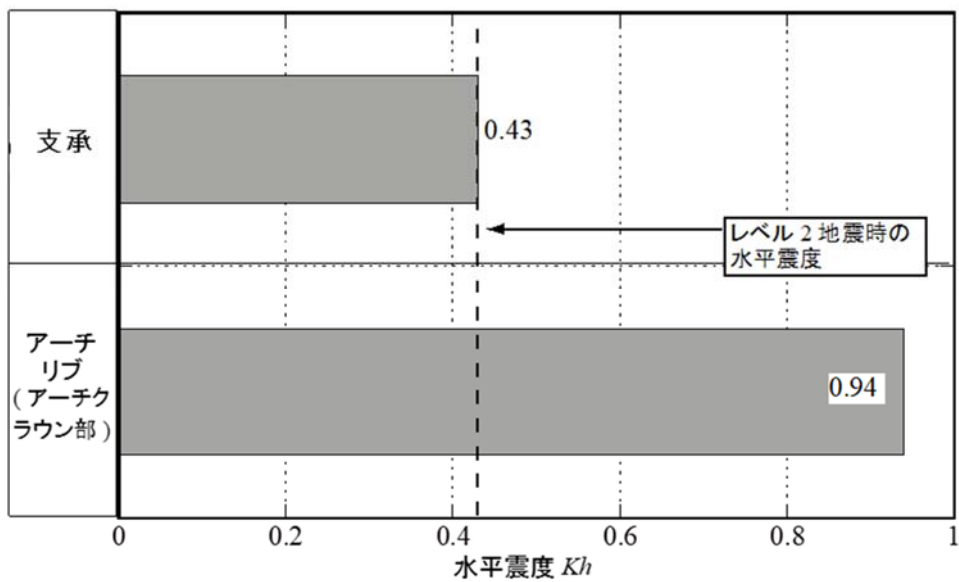
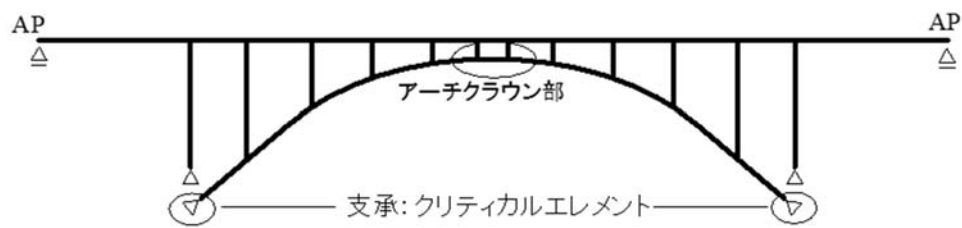
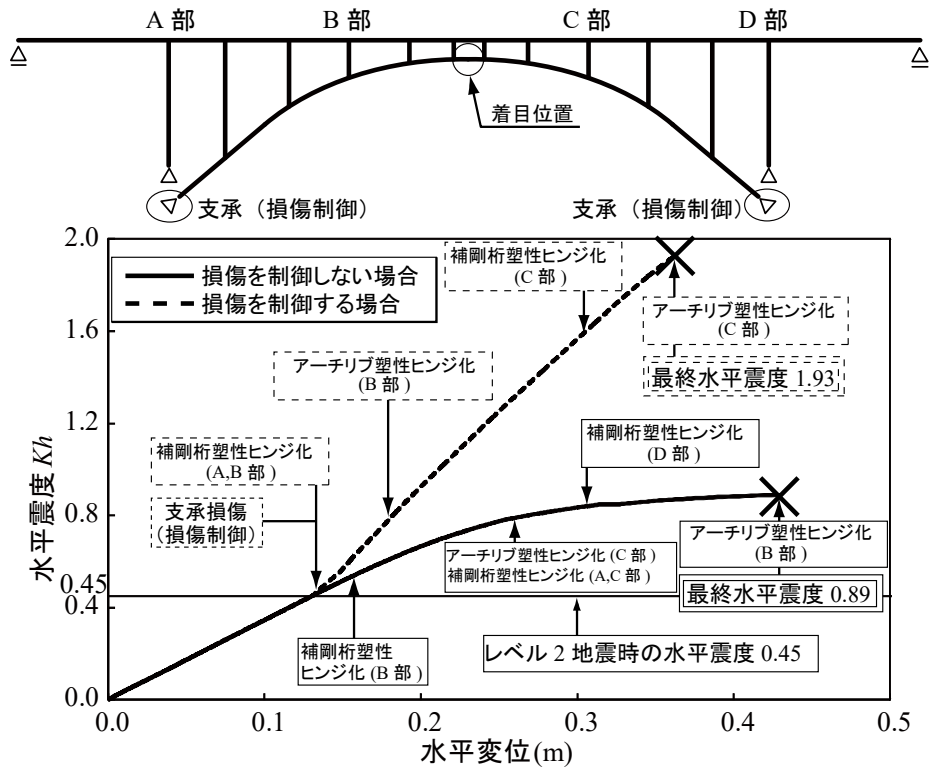
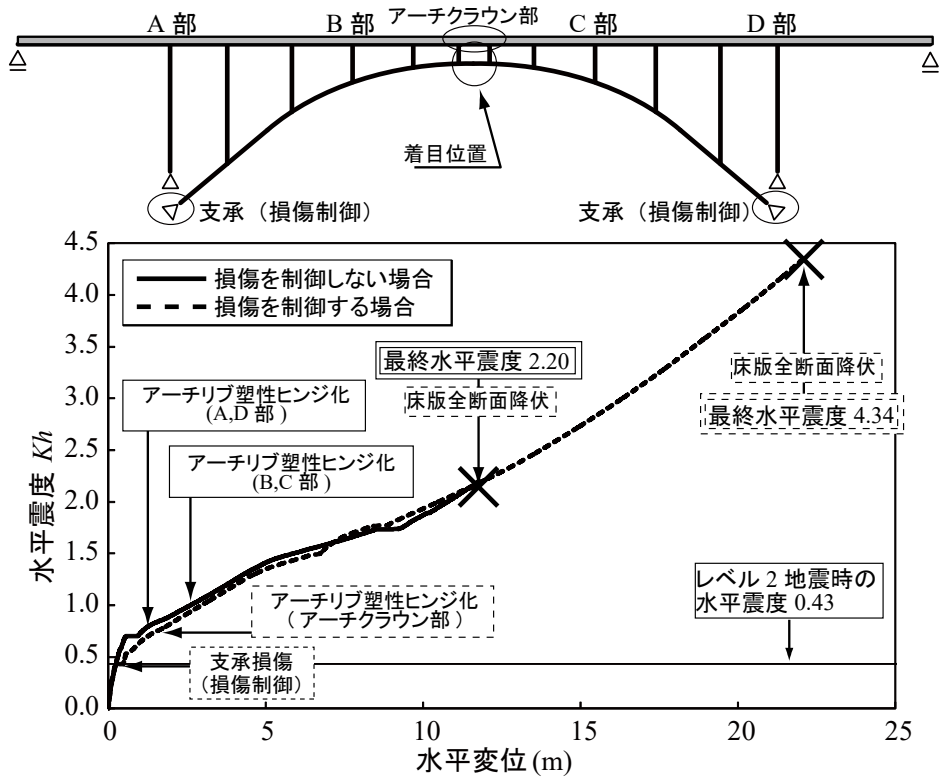


図-3.27 主要部材が塑性ヒンジ化するときの水平震度
(橋軸直角方向載荷)



(a) 橋軸方向に載荷した場合



(b) 橋軸直角方向に載荷した場合

図-3.28 着目位置の変位と水平震度の関係

3. 3. 4 まとめ

本節では、桁橋とは耐荷機構の異なる上路式アーチ橋を対象に、レベル2地震動に対して要求性能を確保した上で、極大地震動が作用した時の橋の崩壊シナリオデザインが可能なことを、具体的な例を示して解析的に検証した。本節で得られた知見は以下のとおりである。

- ①レベル2地震動に対して設計された上路式アーチ橋において、クリティカルエレメントが端部橋台支承部となっていると考えたとき、極大地震動に対して支承部が損傷したとしても橋全体系としてはすぐに崩壊する訳ではなく、補剛桁やアーチリブの塑性化を経て全体系として不安定となり、崩壊に至る。
- ②クリティカルエレメントが端部橋台支承部で、損傷を制御しない場合、橋軸方向に極大地震動を漸増させると、主要部材に合計6カ所塑性ヒンジ化すると、構造的に自重を支えられなくなるため、橋が崩壊した。その橋崩壊直前に塑性ヒンジ化する箇所は、AP1-アーチクラウン間のアーチリブであった。
- ③クリティカルエレメントが端部橋台支承部で、損傷を制御しない場合、橋軸直角方向に極大地震動を漸増させると、アーチリブが4カ所塑性ヒンジ化し、その後、床版部全断面が降伏したときに、橋の中央付近で曲げ破壊するような挙動を示し、橋が崩壊した。
- ④クリティカルエレメントをアーチリブ基部の支承とし、損傷を制御する場合、橋軸方向に極大地震動を漸増させると、損傷を制御する支承(2カ所)が損傷し、主要部材が計5カ所塑性ヒンジ化すると、自重を支えられなくなり、橋が崩壊した。また、橋崩壊前はアーチリブ基部が外側に開くような挙動を示す。
- ⑤クリティカルエレメントをアーチリブ基部の支承とし、損傷を制御する場合、橋軸直角方向に極大地震動を漸増させると、初めに床版が降伏し、アーチクラウン部のアーチリブが塑性ヒンジ化する。その後、床版部の全断面が降伏し、橋が崩壊した。
- ⑥損傷を制御したときの橋が崩壊に至る水平震度は、損傷を制御しない場合に比べて、橋軸方向は約2.2倍、橋軸直角方向は約2倍大きくなっていた。したがって、この条件ではアーチリブ基部の支承で損傷を制御することで、橋崩壊に至りにくくなっていることがわかった。

3. 4 まとめ

本章では、極大地震動に対する道路橋の崩壊シナリオデザイン手法の成立性を検証するため、道路橋の中でも最も数が多く、典型的で本質的な事例である桁橋形式と、桁橋とは耐荷機構の異なる上路アーチ橋形式を対象に、崩壊シナリオデザイン手法の具体的な適用例を示すことで成立性を検証できた。

桁橋を例にした検証では、レベル2地震動に対して橋脚基部に塑性化を期待している設

計で、極大地震動に対して損傷を制御しない場合には、橋脚基部がクリティカルエレメントとなり、極大地震動に対しては橋脚の倒壊により橋全体系の崩壊に至ることとなった。一方、極大地震動に対する崩壊シナリオを修正することを目的として耐力階層化鉄筋を導入することで、クリティカルエレメントを支承部アンカーボルトに転換させることが可能となり、橋脚が倒壊しにくくなり、橋全体系としても崩壊に至りにくくなることが分かった。このことから、桁橋における崩壊シナリオデザイン手法の成立性を検証できた。

上路式アーチ橋を例にした検証では、クリティカルエレメントをアーチリブ基部の支承とし、極大地震動を漸増させ、設計地震力を超えて速やかにアーチリブ基部の支承に損傷を誘導すると、橋軸方向、橋軸直角方向ともに橋台部の支承をクリティカルエレメントとした場合に比べて橋全体系が崩壊に至る水平震度が2倍程度に大きくなる結果が得られた。このことから、損傷を制御してクリティカルエレメントを適切に選定することによって、橋全体系として崩壊に至りにくくなることが分かった。このことから、アーチ橋でも崩壊シナリオデザイン手法の成立性を検証できた。

[参考文献]

- 1) 国土交通省：道路統計年報 2019.
- 2) 運上茂樹，星隈順一，堺淳一，植田健介：過去の大規模地震における落橋事例とその分析，土木研究所資料第 4158 号，2009.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.
- 4) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料第4262 号，2013.
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2017.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2012.
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，2012.

第4章 破壊尤度の制御による崩壊シナリオデザイン設計法の実現性の確立

4.1 耐力のばらつきを考慮した崩壊シナリオデザインのプロトコル

崩壊シナリオは、図-2.7 に示した崩壊シナリオデザイン設計法の流れの中の、クリティカルエレメントの選定によって決めることになる。力、変形、遊間などを適切に設定することにより、クリティカルエレメントに損傷を誘導し、それにより橋全体系の損傷順序を制御することができる。力で制御する場合は、例えば直列に接合された2つ部材に荷重が作用する場合、荷重は2つの部材に伝達されるが、荷重が増えていくと降伏強度が相対的に小さい部材が降伏し、耐力が上がりなくなると、もう一方の部材にはそれ以上の力が作用しなくなるような場合である。変形で制御する場合は、例えば並列に接合された2つの部材に荷重が作用して変形していく場合、両者は同じ変形量を保つため、降伏変位が異なれば、降伏変位が小さい部材だけを降伏させることが可能になる。遊間で制御する場合は、例えば並列に設置された部材で遊間量に差があれば、同じ量だけ変位したときに遊間が小さい方の部材だけに力を作用させる事が可能になる。

一方で、構造部材には様々なばらつきがあり、ばらつきも踏まえて損傷の制御方法を設定しておかなければ選定した通りのクリティカルエレメントに損傷を誘導できず、狙ったとおりのシナリオを実現することはできない。したがって、クリティカルエレメントとする部位の想定する損傷モードの耐力と、その他の損傷モードの耐力、及び損傷はさせないがクリティカルエレメントと同時に断面力が作用する部位の各損傷モードの耐力との間で破壊尤度を制御し、一定の信頼性をもってクリティカルエレメントに想定する損傷モードを誘導する必要がある。

また、制御をより効率的に行うためには、ばらつきの小さい部材をクリティカルエレメントとして選定し、これに損傷を誘導することにより制御を行うことが重要となる。なぜなら、例えば損傷を耐力により制御しようとする場合、図-4.1 に示すように部材 a、b、c、d の順にばらつきが大きくなるとすると、クリティカルエレメントとして部材 a を選定し、これに損傷を誘導しようとする場合には、部材 b、c、d の耐力はばらつきも踏まえて部材 a の耐力より大きくする必要があり、図の(a)のような耐力の差を設ける必要があるが、ばらつきの大きな部材 d をクリティカルエレメントとして選定し、これに損傷を誘導しようとする場合には図の(b)のように部材 a、b、c に必要な耐力はさらに大きくなる必要が生じて非効率となるからである。

耐力の確率密度を特性値により代表させると、部材 a に損傷を誘導しようとする場合、式(4.1)(4.2)(4.3)を満足するように部材 b、c、d の耐力を確保しなければならない。

$$R_{b_a} \geq C_{d_a} \cdot R_{a_a} \quad (4.1)$$

$$R_{C_a} \geq C_{d_a} \cdot R_{a_a} \quad (4.2)$$

$$R_{d_a} \geq C_{d_a} \cdot R_{a_a} \quad (4.3)$$

ここに、

R_{a_a} : 部材 a に損傷を誘導しようとする場合の部材 a の耐力の特性値

R_{b_a} : 部材 a に損傷を誘導しようとする場合の部材 b の耐力の特性値

R_{c_a} : 部材 a に損傷を誘導しようとする場合の部材 c の耐力の特性値

R_{d_a} : 部材 a に損傷を誘導しようとする場合の部材 d の耐力の特性値

C_{d_a} : 部材 a の耐力のばらつきを考慮した耐力階層化係数

耐力階層化係数とは、耐力にばらつきを有する部材の間に損傷順序に一定の信頼性を確保するために耐力差を付けるための係数である。

一方で、部材 d に損傷を誘導しようとする場合、式(4.4)(4.5)(4.6)を満足するように部材 a、b、c の耐力を確保しなければならない。

$$R_{a_d} \geq C_{d_d} \cdot R_{d_d} \quad (4.4)$$

$$R_{b_d} \geq C_{d_d} \cdot R_{d_d} \quad (4.5)$$

$$R_{c_d} \geq C_{d_d} \cdot R_{d_d} \quad (4.6)$$

ここに、

R_{a_d} : 部材 d に損傷を誘導しようとする場合の部材 a の耐力の特性値

R_{b_d} : 部材 d に損傷を誘導しようとする場合の部材 b の耐力の特性値

R_{c_d} : 部材 d に損傷を誘導しようとする場合の部材 c の耐力の特性値

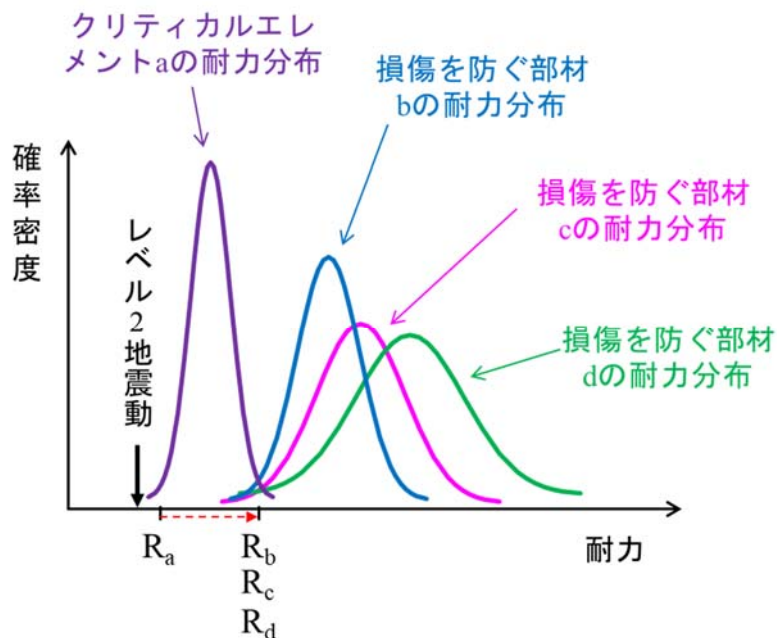
R_{d_d} : 部材 d に損傷を誘導しようとする場合の部材 d の耐力の特性値

C_{d_d} : 部材 d の耐力のばらつきを考慮した耐力階層化係数

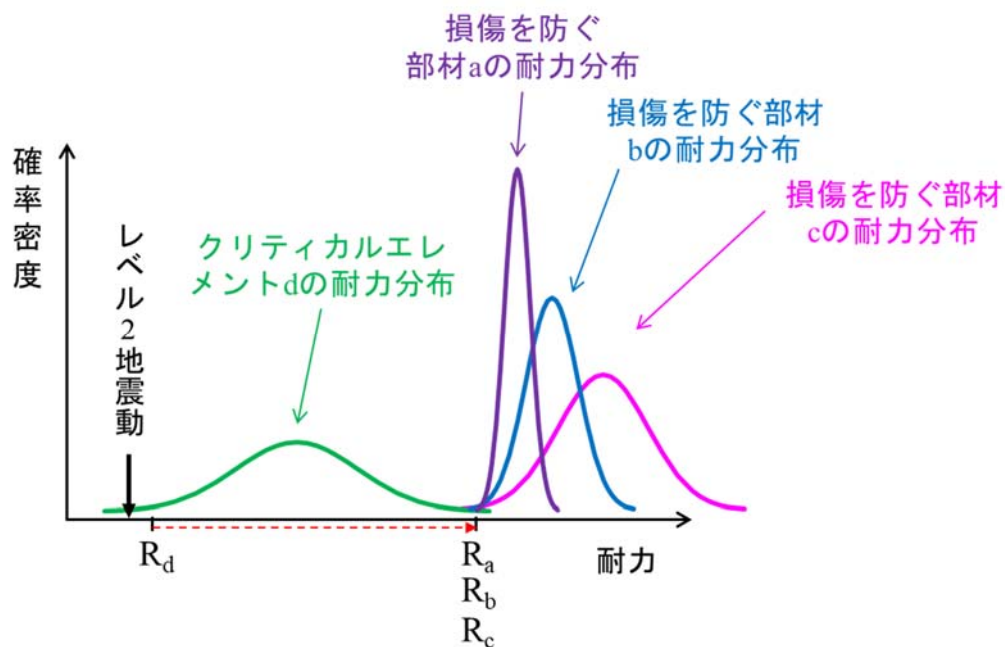
部材 a、b、c、d が直列の関係にあるとき、部材に損傷を誘導する前段階での設計ではどの部材も損傷しないことを要求性能とした設計を行っているとする、損傷を誘導する部材の耐力がある外力によって生じる応答よりも大きいことが求められるため、式(4.7)の通り、損傷を誘導する部材が a の場合の R_{a_d} と損傷を誘導する部材が d の場合の R_{d_d} は概ね等しくなる。

$$R_{a_d} \cong R_{d_d} \quad (4.7)$$

ばらつきが大きい部材 d の耐力階層化係数 C_{da} の方が、ばらつきが小さい部材 a の耐力階層化係数 C_{da} より大きいため、ばらつきが大きい部材 d に損傷を誘導しようとする方が部材 b、c の耐力を大きくしなければならないことになる。



(a) ばらつきの小さな部材をクリティカルエレメントとする場合



(b) ばらつきの大きな部材をクリティカルエレメントとする場合

図-4.1 クリティカルエレメントの耐力分布の違いにより必要な耐力差のイメージ

以上を踏まえ、本章では、橋を構成するエレメントの破壊に関する確率密度を考慮して構造的な工夫をすることで、クリティカルエレメントに信頼性をもって損傷を誘導する方法、即ち、クリティカルエレメントの破壊尤度の制御により、崩壊シナリオデザインを実現する方法を確立する。特に、本章では制御の過程が複雑で難易度の高い場合として、3.2で示した桁橋の崩壊シナリオをデザインする場合を例に検証する。

4.2 プロトコルに基づく道路橋における破壊尤度の制御

第3章において、崩壊シナリオデザインを効果的に行うためには、クリティカルエレメントを適切に選定して、その後の崩壊シナリオを相対的に望ましいものに誘導することが重要であることを示した。3.2では桁橋を対象として崩壊シナリオデザインの事例を示したが、そこでは確定論的に橋脚基部の耐力より支承部の耐力が大きく、さらに耐力階層化鉄筋が作動したときの橋脚の耐力が大きくなることで落橋に至りにくい崩壊シナリオを誘導できることを示した。

ただし、実際には図-4.2に示すように、橋に作用する地震力は、支承部、橋脚、基礎それぞれに圧縮-引張、せん断、曲げとして伝わり、それぞれの耐力がそれを上回ることによって所要の機能を果たしている。ここで、図-4.2に概念を示した慣性力作用位置の荷重に対する部材の変形を表した曲線から、各部位の変形、損傷が判断できる。つまり、同じ荷重レベルで比較したときの変形量が各部位の変形量であり、各部材はある変形量に達すると破壊する。ある部材の勾配が緩くなればそこに変形が集中することになるし、遊間の接触や部材の破壊により耐荷機構が変わる。そのような原理で変形や損傷を制御する事で橋全体の挙動を制御することができる。

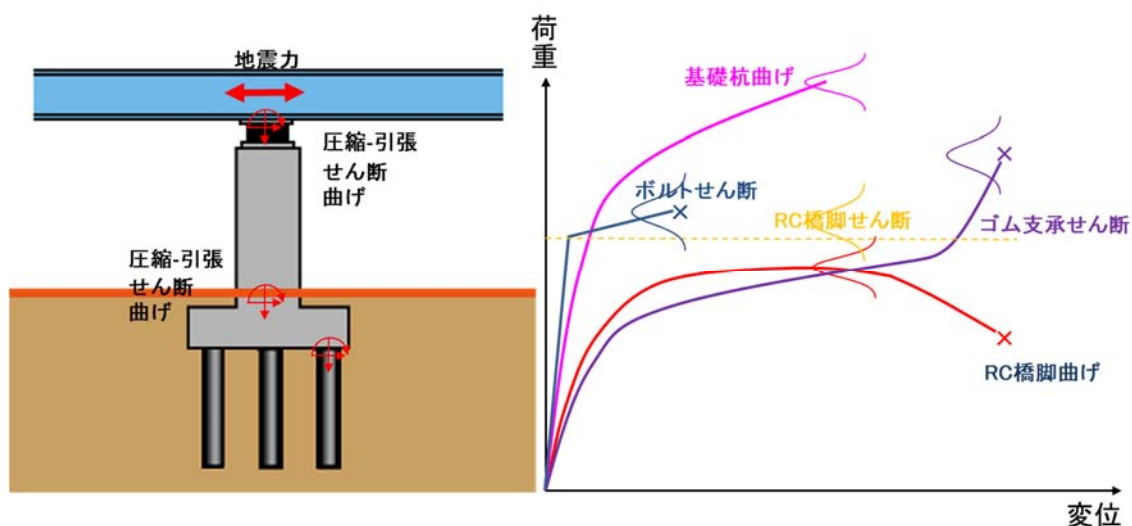
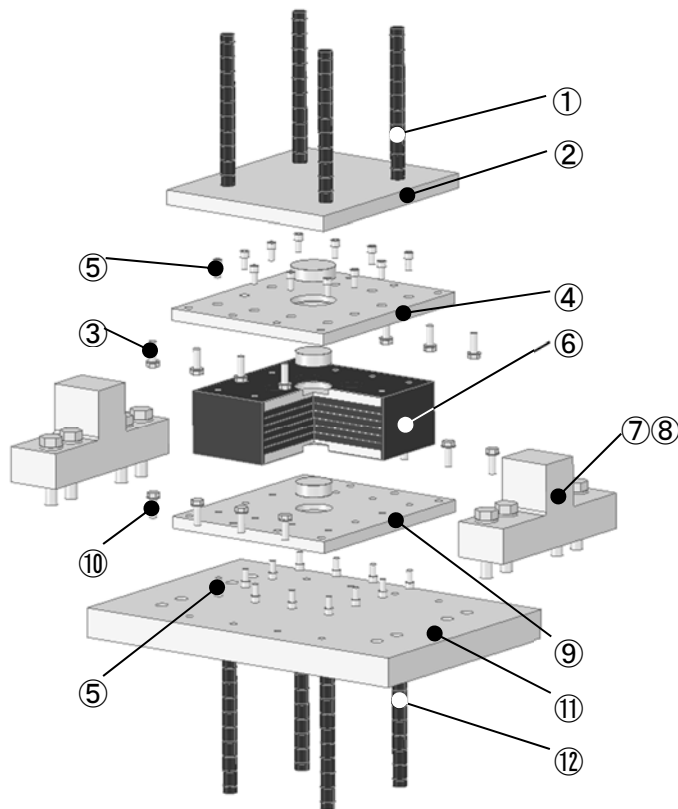
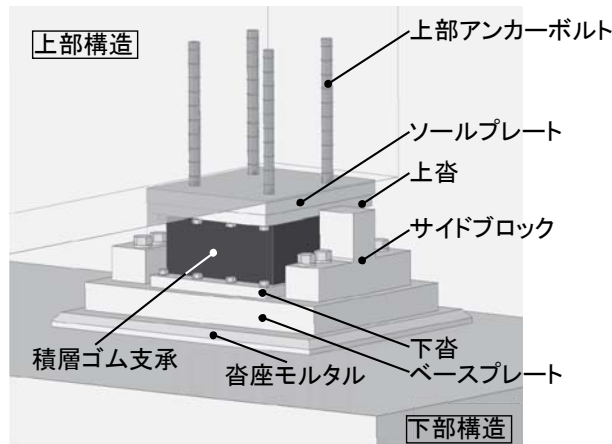


図-4.2 地震力に起因する橋の各部位の断面力の概念



部番	部材名称
①	上部アンカーボルト
②	ソールプレート
③	上沓取付けボルト
④	上沓
⑤	支承受付けボルト
⑥	積層ゴム
⑦	サイドブロック
⑧	サイドブロック取付けボルト
⑨	下沓
⑩	下沓取付けボルト
⑪	ベースプレート
⑫	下部アンカーボルト

図-4.3 地震時水平力分散積層ゴム支承の構造と構成部品¹⁾

さらに細かく見ると、例えば地震時水平力分散積層ゴム支承は図-4.3 に示すように、様々な部品から構成されている¹⁾。想定する崩壊シナリオを実現するためには、損傷を誘導する箇所以外は全て想定とは異なる損傷をしないことを設計により確認する必要がある。

本論文で提案している破壊尤度の制御は、さらに4. 1に示したように各部材の尤度を

制御して橋の挙動を制御しようというものである。つまり、各部位の耐力には材料や寸法に起因するばらつきがあり、設計を行う際には、そのばらつきも踏まえて所要の信頼性を持って、狙った部位が狙ったタイミングで破壊し、それ以外の部位は想定とは異なる損傷をしないことが必要となる。そのためには、クリティカルエレメントとしては、構造や寸法などの変化点であり、かつ極大地震動に対しては大きな断面力が生じるが、その他の通常の設計において考慮する作用に対しては相対的に大きな断面力が作用しない部位を選ぶ事が重要である。

また、各部位の照査については全てを確認することが必要ではあるが、実構造では必ずしも全ての作用-抵抗の組合せにおいて、ちょうど所要の信頼性設計をもって抵抗が作用を上回るわけではなく、抵抗が大幅に大きな場合も多い。したがって、設計実務においても構造細目を満たしていれば、全ての部位でいちいち照査計算を行う訳ではなく、設計上分岐点となり得る部分に限って照査を行う。つまり、いたずらに作業量を増やすのではなく、照査すべきポイントを必要十分な範囲で見極め、照査を行うことが重要となる。

4. 3 桁橋におけるプロトコルに基づく破壊尤度の制御の事例

4. 3. 1 破壊尤度の制御の対象とする部位の選定

本節では、崩壊シナリオデザインの実現性を検証するため、3. 2に示した桁橋を例に具体的に破壊尤度の制御事例を示す。

4. 2で示したように、クリティカルエレメントは構造変化点で、かつ極大地震動に対してクリティカルな部位を選ぶ事が重要であるが、クリティカルエレメントとして支承部を選定する場合、支承部のどの部位に損傷させると、橋全体の破壊モードとして機能低下が少なく、また機能回復が速やかに行えるようになるかも合わせて考える必要がある。例えば地震時水平力分散積層ゴム支承は図-4.3に示すように、様々な部品から構成されており¹⁾、この中のどこが損傷するかによって、損傷後の復旧の容易さが変わる。上部構造は下部構造天端上で支承部によって支持されており、支承部が損傷すると損傷した部分が下部構造天端上に落下することになる。路面にできるだけ段差を生じさせないためには、上部構造高さはできるだけ下がらない方が有利であり、また、桁の損傷を考慮すると、支承部との接合部で死荷重を支持し続ける方が桁の損傷は小さくてすむと考えられる。また復旧作業の際に桁の下にジャッキを入れることを考えても、桁と下部構造天端の間に空間が生じることが望ましい。したがって、損傷後の復旧の容易さを考慮すると、支承部の中でもアンカーボルトに損傷を誘導することが望ましいと言える。

そこで図-4.4に示すようにアンカーボルトに損傷を誘導することを想定し、そのための条件を検討した。

3. 2で示した崩壊シナリオデザインを実現するためには、地震力の伝達経路の中で、

レベル2地震動が作用する状況に対しては橋脚基部だけが塑性化し、極大地震動に対しては橋脚が限界状態3を超える前にクリティカルエレメントを支承部に転換する必要がある。ここで、3.2に示した設計において、橋脚のせん断耐力は曲げ耐力よりも十分大きく、支承アンカーボルトの破壊モードとしてはせん断が卓越することを確認している。

図-4.5に示すように、橋脚の耐力にはばらつきがあるため、支承部の耐力が橋脚の耐力を信頼性を持って上回るためには、それぞれのばらつきに応じて耐力の間に差を設ける必要がある。さらに耐力階層化鉄筋によって増大した橋脚の耐力が支承部の耐力を信頼性を持って上回るためには、それぞれのばらつきに応じて耐力の間に差を設ける必要がある。そのため、照査上確認すべきポイントとして、アンカーボルトのせん断耐力、ゴム支承本体のせん断耐力、橋脚基部の限界状態2における曲げ耐力、橋脚の限界状態3に相当する耐力階層化鉄筋作動後の曲げ耐力についての確率密度分布を実験等から確認し、破壊尤度を制御するための設計事例を示す。

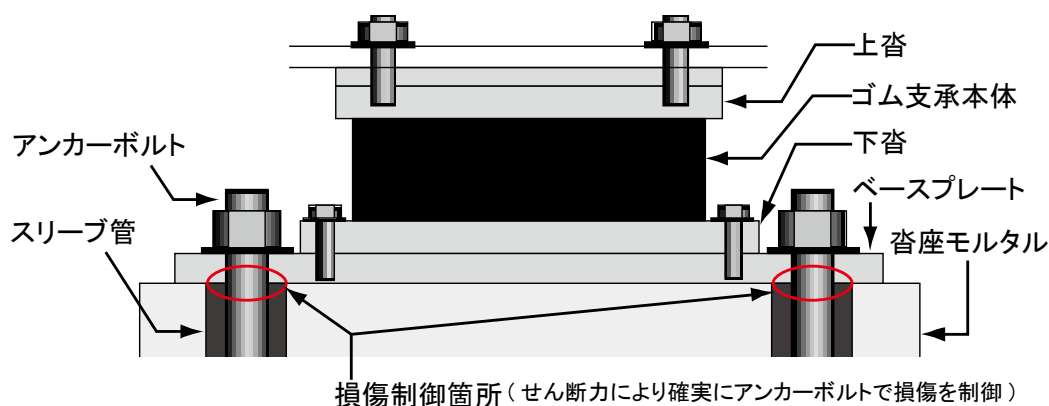


図-4.4 アンカーボルトに損傷を誘導する地震時水平力分散積層ゴム支承

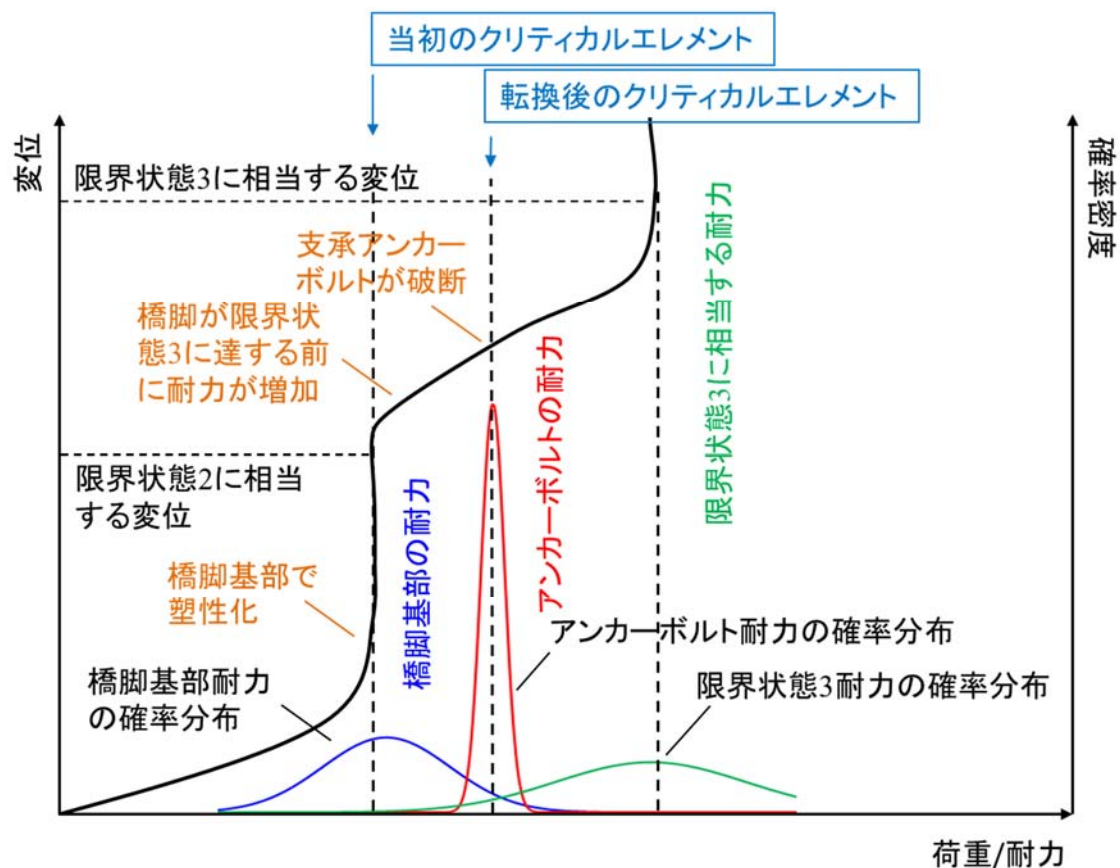


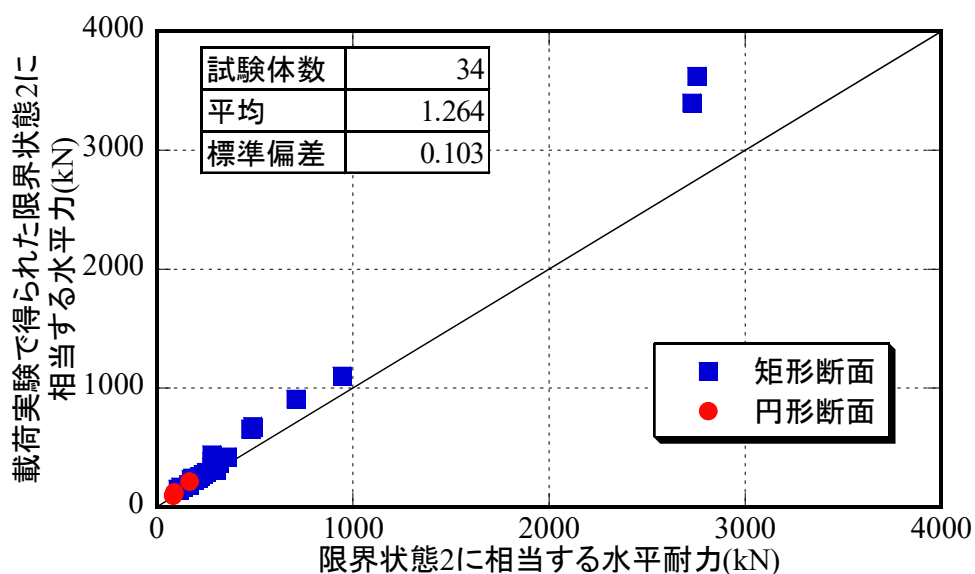
図-4.5 橋脚の耐力と支承アンカーボルトの耐力の間の破壊尤度の制御の概念

4. 3. 2 橋脚の水平耐力のばらつき

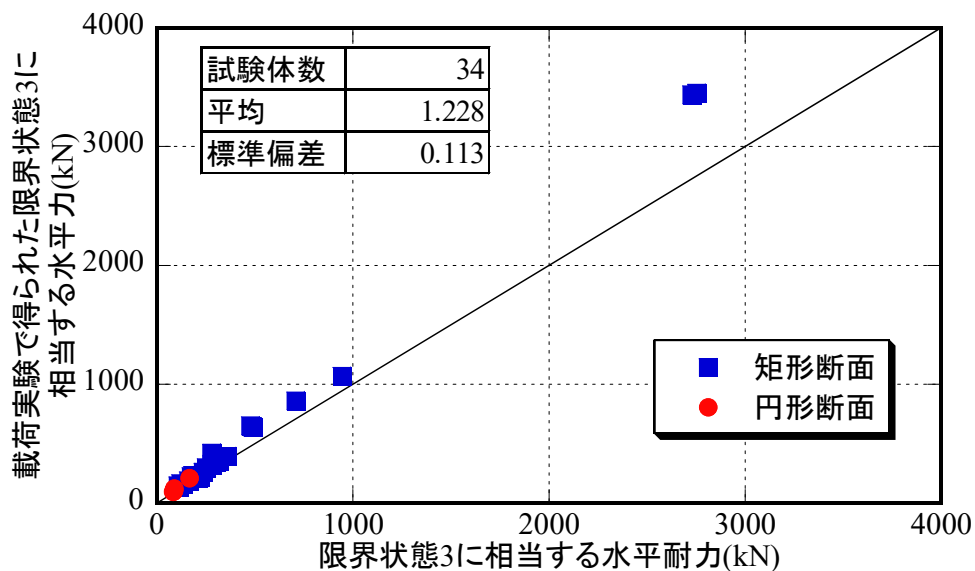
橋脚基部は、従来の一般的なレベル2地震動に対する耐震設計において、クリティカルエレメントとなっているとも考えることができる。従来の一般的なレベル2地震動に対する耐震設計では、橋脚の断面を上から下まで基本的に同じにすることで、上部構造に作用する慣性力による曲げモーメントが最大となる橋脚基部での塑性化を図っている。さらに、橋脚の曲げ耐力を上回るように支承部、基礎を設計することで橋脚に塑性化が誘導されている。クリティカルエレメントを橋脚基部から支承部に転換しようとする場合、まずは橋脚の水平耐力とそのばらつきを把握する必要がある。

橋脚の水平耐力のばらつきを考える場合、前述したように、橋脚が限界状態2に達するときの耐力のばらつき及び限界状態3に達するときの耐力のばらつきを把握する必要がある。水平耐力のばらつきは、使用する材料の強度のばらつきや断面寸法のばらつき、配筋位置のばらつき等が考えられる。そこで34体のRC橋脚の載荷実験で得られたデータ²⁾を基に耐力のばらつきを求めた。図-4.6は過去に実施されたRC橋脚の載荷実験で得られた限界状態2及び3に相当する水平力と道路橋示方書³⁾から算出した限界状態2及び3に相

当する水平耐力の関係を示したものである。横軸は道路橋示方書に記載されている値(公称値)を用いて算出した限界状態2、3に相当する水平耐力、縦軸は載荷実験で得られた限界状態2、3に相当する水平力である。なお、前述した橋脚基部で塑性化するときの耐力については限界状態2に相当する水平耐力を想定した。



(a) 限界状態2に相当する水平力と水平耐力



(b) 限界状態3に相当する水平力と水平耐力

図-4.6 水平耐力と水平力との関係

図-4.6(a)より、限界状態 2 に相当する水平耐力と載荷実験で得られた限界状態 2 に相当する水平力には 1.26 倍の耐力比、耐力比の標準偏差(耐力のばらつき)は 0.103 あることがわかる。また、図-4.6(b)より、限界状態 3 に相当する水平耐力と載荷実験で得られた水平力には 1.228 倍の耐力比、耐力比の標準偏差は 0.113 であることがわかる。

4. 3. 3 支承を構成するエレメントの耐力のばらつき

(1) クリティカルエレメントに適した材質とそのせん断耐力の検討

本項では、クリティカルエレメントをアンカーボルトとし、アンカーボルトに損傷を誘導することを想定した場合に制御に最適な材質を選定し、せん断耐力およびそのばらつきを把握するため、写真-4.1 に示すように純せん断載荷実験を行った。

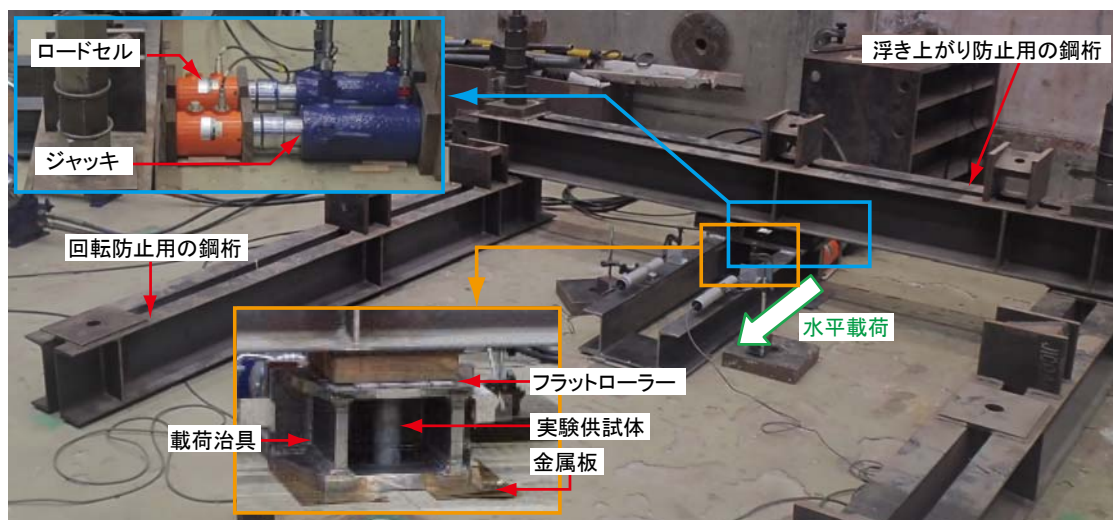


写真-4.1 実験装置のセットアップ状況⁴⁾

a) 材質が異なる場合の耐力の検討

ここでは、延性の高い一般圧延用鋼材(SS400)、および脆性的なねずみ鋳鉄(FC250)、ダクタイル鋳鉄(FC600)を対象とし、実験供試体の径が 50mm の丸棒を使用した。

実験棟の反力床(厚さ 1500mm)にある貫通穴(内径 54mm)を利用し、この貫通穴に実験供試体を差し込み、載荷治具および油圧ジャッキを用いてせん断載荷を行った(写真-4.1)。また、載荷試験中に載荷治具の浮き上がり及び回転を防止するために鋼桁を用いた。なお、載荷治具と浮き上がり防止用の鋼桁との間にフラットローラー、載荷治具と反力床の間には金属板とグリスを用いて、これらの間の摩擦を十分に低減した。実験は実験供試体にねじりが作用しないよう 2 台の油圧ジャッキを用いて平行に載荷した。載荷に際して、載荷

治具の左右に取り付けた変位計により、载荷するときの変位差が大きくなるように注意を払いつつ载荷した。载荷は単調増加载荷とし、実験供試体が破断するまで载荷した。

図-4.7 は各材質のせん断耐力とそのばらつき(標準偏差)を示したものである。縦軸は実験で計測した最大荷重を引張荷重(引張強さ×断面積：引張強さはミルシートの実強度)で割って無次元化したもので、せん断引張比と呼称する。図中には、道路橋示方書に示されている係数(1/3 ≒ 0.578、現行の設計せん断耐力と呼称)も図中に示した。

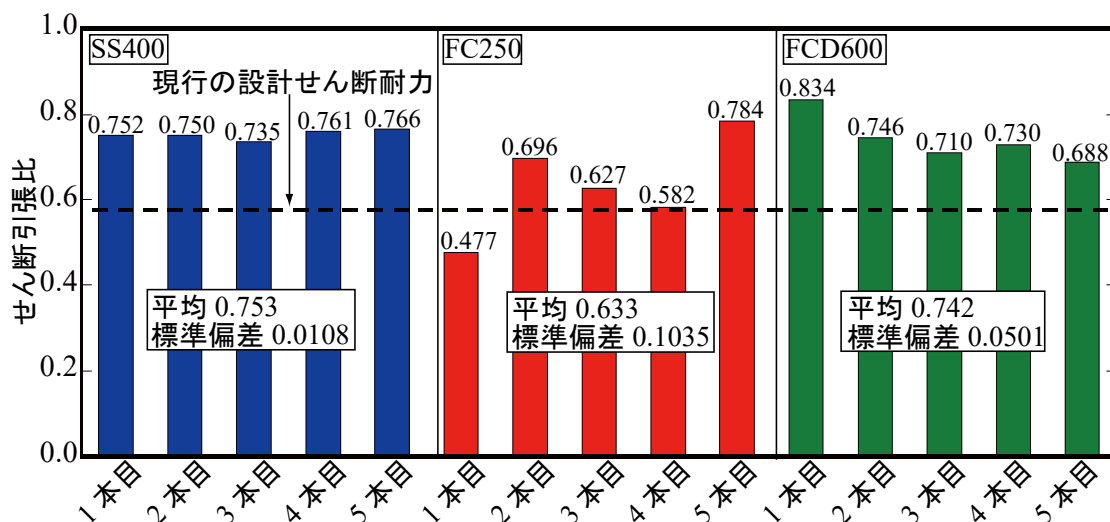


図-4.7 各材質のせん断耐力とばらつきの関係⁴⁾

図-4.7 より、各材質におけるせん断引張比の平均は、現行の設計せん断耐力よりも大きい値になっている。各材質におけるせん断引張比の標準偏差は、SS400 が最も小さくなっている。また、実験供試体のせん断破断位置のばらつきも SS400 が最も小さかった(写真-4.2)。したがって、本実験の範囲では一般圧延鋼材(SS400)が損傷制御の部品に適していると考えられる。



(a) SS400



(b) FC250



(c) FCD600

写真-4.2 実験終了後の実験供試体の破断状態⁴⁾

b) 径が異なる場合の耐力の検討実験

次にアンカーボルトの径を 32mm と 38mm にした場合について試験を行い、径の違いによる耐力およびばらつきを調べた。実験装置及び実験方法は写真-4.1 及び前述の方法と同様である。また、実験供試体と载荷治具及び貫通穴のすき間にはスリーブ管(機械構造用炭素鋼：S45C)を用いた。本研究では、得られた結果から最大荷重(最大せん断荷重)とそのばらつきについて計測した。

図-4.8 はアンカーボルトのせん断引張比を示したものである。図中には、図-4.7 に示したアンカーボルト径 50mm の結果と現行の設計せん断耐力も示した。図-4.8 より、各アンカーボルト径におけるせん断引張比は 0.75 程度であり現行の設計せん断耐力よりも大きくなっている。また、標準偏差は 0.01 程度以下であり、せん断引張比のばらつきも小さかった。したがって、SS400 の場合、アンカーボルトの径が変わっても、せん断引張比(耐力)のばらつきが小さいことを確認できた。なお、スリーブ管には変形等の損傷は見られなかったため、スリーブ管に S45C を用いることが適切であることも確認できた。なお、写真-4.3 に示すように、アンカーボルトの破断状態も安定していた。

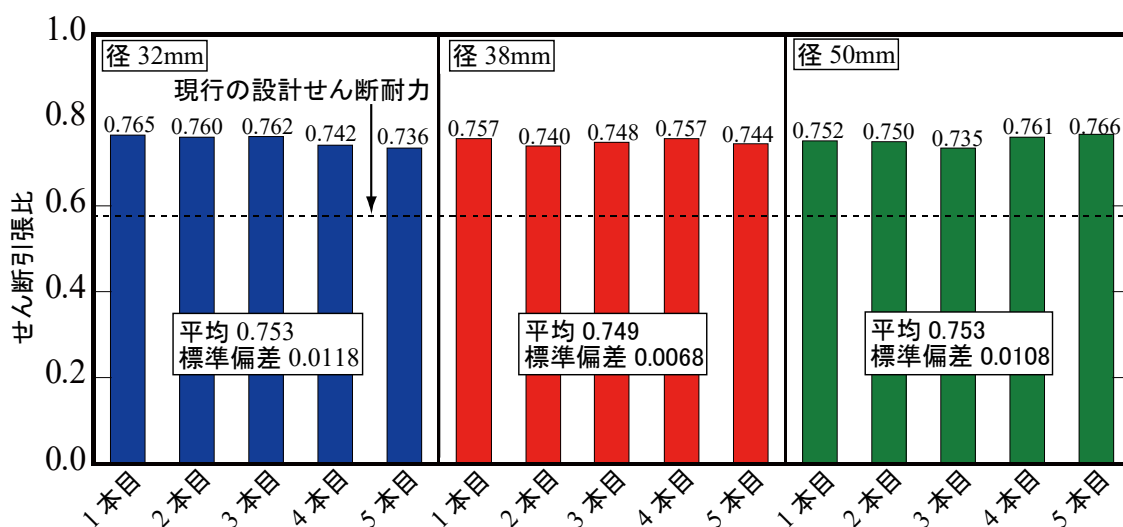


図-4.8 各アンカーボルト径におけるせん断引張比⁵⁾



(a) 径 32mm



(b) 径 38mm

写真-4.3 実験終了後の実験供試体の破断状態⁴⁾

図-4.9 は上記の SS400 のアンカーボルト径を変化させた場合のせん断載荷実験の結果得られた最大せん断荷重と現行の設計せん断耐力とを比較したものである。せん断引張比は、最大せん断荷重をミルシートから得られた実引張荷重で割ったものであり、現行の設計せん断耐力におけるせん断引張比は $0.58 (=1/\sqrt{3})$ となる。図-4.9 より、最大せん断荷重の標準偏差は 3つの径の平均で 5.93kN であることがわかる。また、せん断引張比は 0.75 程度であり、現行の設計せん断耐力におけるせん断引張比 0.58 よりも 1.3 倍程度大きくなっている。

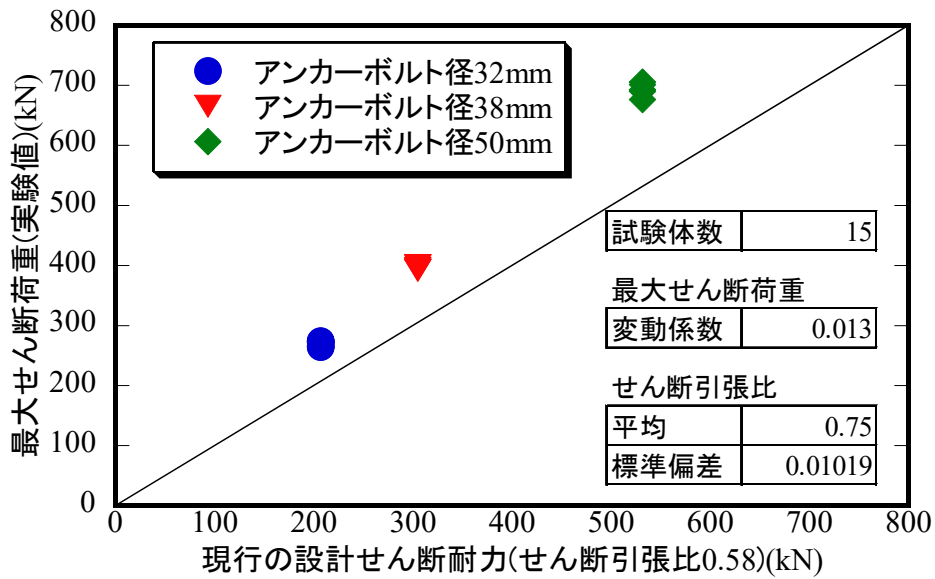


図-4.9 アンカーボルトのせん断耐力

(2) 地震時水平力分散積層ゴム支承本体のせん断耐力の検討

アンカーボルトのせん断耐力はゴム支承の 250%ひずみにおける水平力を上回るように設計されている。そのため、損傷を制御する支承アンカーボルトの耐力もゴム支承の 250%ひずみにおける水平力を上回り、さらにゴム支承の破断水平力を下回るように設定する必要がある。そこで、地震時水平力分散積層ゴム支承の JIS 標準供試体を用いた破断試験の結果から、250%ひずみにおける水平力、およびせん断破断水平力を求めた。

試験は、道路橋支承便覧に基づき、 $6.0\text{N}/\text{mm}^2$ の面圧をかけた状態で破断まで一方向単調載荷により行われた⁶⁾。試験の様子を写真-4.4 に、試験結果を表-4.1 に示す。



写真-4.4 ゴム支承の水平載荷実験(ゴム支承破断時)

表-4.1 ゴム支承の破断試験結果

支承形状					破断 水平力	250%実測値		
平面 1	平面 2	1 層厚	層数	弾性係数		せん断剛性	水平力	比
a	b	t_e	n	G_e	R_{Hmax}	K_B	R_H	
mm	mm	mm	層	N/mm ²	kN	kN/mm	kN	
240	240	11	5	1.2	570	1.359	187	3.05
240	240	11	5	1.2	406	1.381	190	2.14
240	240	11	5	1.2	601	1.214	167	3.60
240	240	11	5	1.2	608	1.315	181	3.36
240	240	11	5	1.2	362	1.337	184	1.97
240	240	11	5	1.2	338	1.405	193	1.75
240	240	11	5	1.2	455	1.49	205	2.22
240	240	7	5	1.2	628	2.001	175	3.59
240	240	7	5	1.2	459	2.16	189	2.43
240	240	7	5	1.2	583	2.192	192	3.04
240	240	7	5	1.2	832	2.092	183	4.55
240	240	7	5	1.2	466	2.24	196	2.38
240	240	7	5	1.2	354	2.164	189	1.87
240	240	7	5	1.2	399	2.117	185	2.15
240	240	7	5	1.2	670	2.204	193	3.47

図-4.10 はゴム支承の載荷実験(写真-4.1)で得られた破断水平力とゴム支承に 250%のせん断ひずみが生じたときの水平力との比を求めたものである。横軸はゴム支承の破断水平力と 250%ひずみにおける水平力の比を取ったものである。ゴム支承の破断水平力と 250%ひずみにおける水平力には 2.98 倍程度の耐力比、耐力比の標準偏差は 0.79 である。また、このデータを基に推定できる対数正規分布の確率密度も図中に示した。

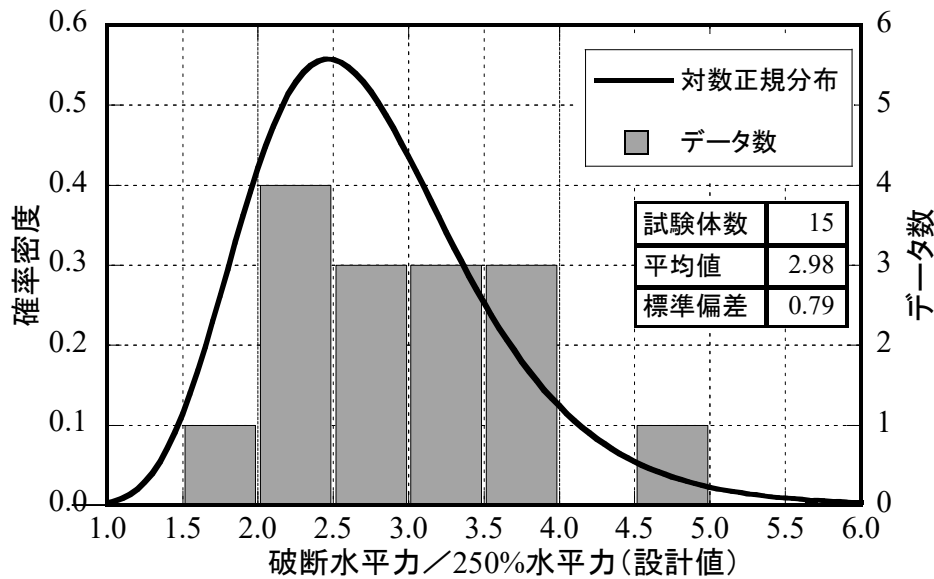


図-4.10 ゴム支承の破断水平力と 250%ひずみ水平力との関係

4. 3. 4 崩壊シナリオをデザインするための破壊尤度の制御方法

(1) レベル2 地震動に対して機能するアンカーボルトの耐力の設定

支承アンカーボルトの耐力を設定する場合、橋脚基部で塑性化するときの耐力がアンカーボルトの耐力を上回る確率、すなわち超過確率を設定し、この設定した超過確率以下になるように適切な耐力差をつける必要がある。

アンカーボルトの耐力を求める場合、各部材の耐力の確率分布が対数正規分布に従うと仮定すると、アンカーボルトの耐力の確率分布は橋脚の耐力の確率分布とは独立事象であるため、次式に示す逆正規分布関数 Φ^{-1} を用いることでアンカーボルトの耐力を計算することができる⁷⁾。

$$\frac{\alpha - 1}{\sqrt{\alpha^2 \beta_A^2 + \beta_Y^2}} = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad (4.8)$$

ここで、 P_f は超過確率、 α は支承アンカーボルトの実耐力の平均を橋脚基部で塑性化するときの実耐力の平均で割ったものであり、本論文では耐力比と呼ぶ。 β_A は支承アンカーボルトの耐力の変動係数、 β_Y は橋脚基部で塑性化するときの耐力の変動係数である。したがって、式(4.8)を用いて設定した超過確率になるように耐力比を求めることができる。

橋脚基部が塑性化するときの公称耐力は、前章の静的解析を基に 5000kN とすると、図-

4.8(a)で示した耐力差より実耐力の平均 μ_Y は6320.4kN、耐力の変動係数 β_Y は0.081になる。また支承アンカーボルトの耐力の変動係数 β_A は0.013になる。超過確率 P_f の設定方法については求められる構造物の信頼性等によって設定する必要があるが、本研究においては現行道路橋示方書が部分係数を設定する際にキャリブレーションした破壊確率5%⁸⁾を準用し、5%(逆正規分布関数 Φ^{-1} の解は1.645)と仮定した。

式(4.8)を用いて必要な耐力比を求めると、耐力比 α は1.174になり、支承アンカーボルト全体に必要な耐力は7417.7kNとなる。支承数は1橋脚あたり5基、支承アンカーボルトは1支承あたり4本と設定すると、必要な耐力を満足する支承アンカーボルトの径は、SS400の引張強さ(400N/mm², JIS値)にSS400の引張強さにおけるJIS値と実強度との比(1.1, 但し板材)⁹⁾を乗じ、前述したせん断引張比0.75を用いると37.83mmとなり、規格サイズでは38mmの鋼棒となる。

(2) 橋脚が限界状態3を超える前にクリティカルエレメントを支承部に転換するための耐力階層化鉄筋の設定

次に、支承アンカーボルトの耐力と限界状態3に相当する水平耐力との関係を検討する。ここでは、支承アンカーボルトの径が38mmの鋼棒を使用した場合で比較する。この場合、支承アンカーボルトの実耐力は合計で7485.2kNになる。限界状態3に相当する水平耐力は、前章の静的解析を基に7000kN(公称値)とすると、図-4.2(b)で得られた関係から実耐力の平均は8596.4kN、耐力の標準偏差は971.9kNになり、支承アンカーボルトの耐力に対して1.15倍程度である。前述と同様に各部材の耐力の確率分布が対数正規分布に従うと仮定すると、式(4.9)に示す正規分布関数 Φ を用いることで超過確率 P_f を計算することができる。

$$P_f = 1 - \Phi \left(\frac{\mu_U - \mu_A}{\sqrt{\sigma_U^2 + \sigma_A^2}} \right) \quad (4.9)$$

ここで、 μ_A は支承アンカーボルトの実耐力の平均、 μ_U は橋脚基部で塑性化するときの実耐力の平均、 σ_A は支承アンカーボルトの耐力の標準偏差、 σ_U は橋脚基部で塑性化するときの耐力の標準偏差である。

前述した支承アンカーボルト及び限界状態3に相当する水平耐力と耐力の標準偏差から式(4.9)を用いて超過確率を求めると、正規分布関数 Φ は1.694、超過確率は5.01%となり、目標とする超過確率よりも大きくなる。そのため、式(4.8)を基に支承アンカーボルトの耐力が限界状態3に相当する水平耐力を超過する確率も5%以内にするための耐力を求めると、耐力比 α は1.15となり、限界状態3に相当する水平耐力を8597.1kN(公称値から算出する耐力では7000.6kNに相当)以上にする必要がある。限界状態3に相当する水平耐力を上げるためには、耐力階層化鉄筋の径を上げることで設計を満足することが可能である。

例えば、耐力階層化鉄筋の径を 32mm から 35mm に変更すると、耐力は 9194.5kN になる。

(3) 破壊尤度の制御結果の検証

(1)、(2) から得られた結果を基に、4. 1 及び 4. 2 で概念を示した耐力の関係を 図-4.11 に示す。

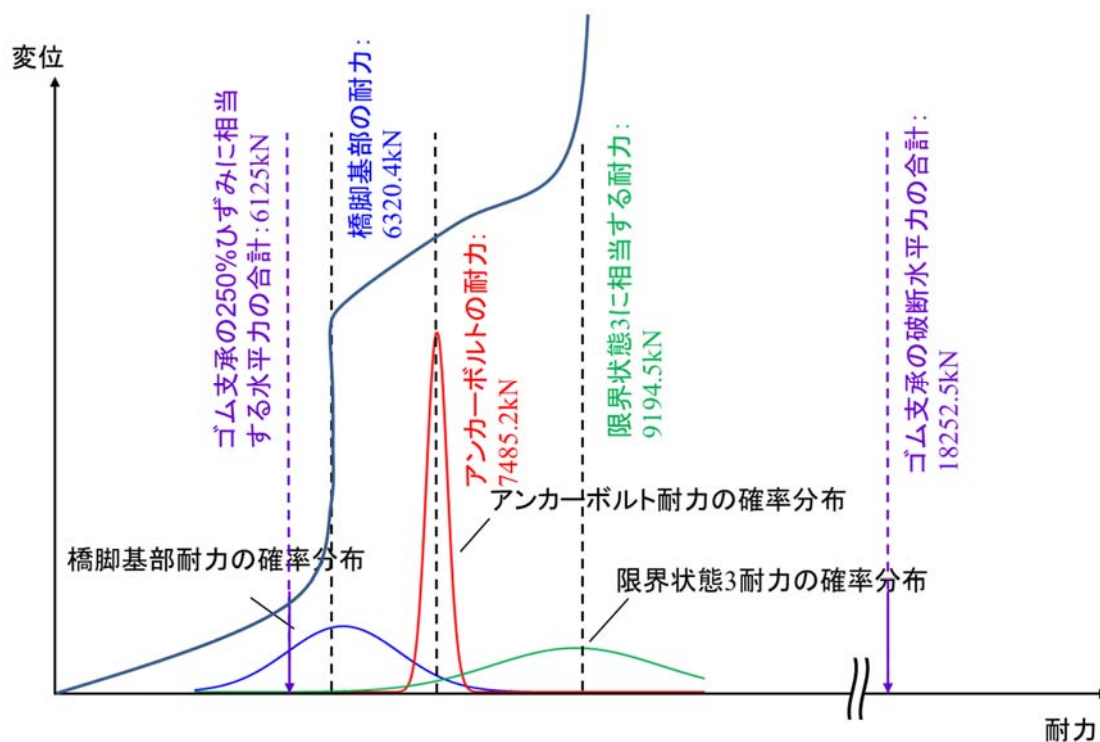


図-4.11 各部材耐力の関係

なお、図-3.2 に示した 5 径間連続鋼 I 桁橋で設計されているゴム支承(ゴム支承本体の平面寸法: 700mm×700mm、1 層のゴム厚: 24mm、ゴム層数: 4 層、せん断弾性係数: 1.0N/mm²) の場合、ゴム支承の 250%ひずみに相当する設計水平力は 1225kN(合計 6125kN)、破断水平力は図-4.10 より 3650.5kN(合計 18252.5kN)になる。

ここで設定した支承アンカーボルトのせん断耐力 7485.2kN は 4. 3. 3 で示したように、ゴム支承の 250%ひずみにおける水平力を上回り、さらにゴム支承の破断水平力を下回るように設定できている。

以上から、RC 橋脚、地震時水平力分散ゴム支承により構成される系において、所要の信頼性で破壊尤度の制御ができたと言え、耐力のばらつきを考慮した崩壊シナリオデザインのプロトコルが検証されたと言える。

4. 4 破壊尤度の制御による崩壊シナリオデザイン設計法の検証

前節までで、RC 橋脚の水平耐力、ゴム支承のせん断耐力、支承アンカーボルトの破断強度のばらつきを実験データに基づいて設定し、そのようなばらつきを考慮した上で、破壊尤度の制御により崩壊シナリオをデザインすることのできる設計が具体的にできることを示した。

ただし、前節までで示したものは静的解析に基づき設計ができるということであり、地震動は動的な作用であるため、橋の動的挙動を踏まえて崩壊シナリオが最終的にどのようなものになるのか、変位量まで含めた検証とはなっていない。そこで本節では、3. 2において崩壊シナリオデザインを検討した桁橋のモデルに4. 3において検討した破壊尤度が制御された諸元を用いて、時刻歴応答解析により崩壊シナリオデザインが実現していることを確認することにより、破壊尤度の制御による崩壊シナリオデザイン設計法を検証する。

4. 4. 1 解析条件

解析対象橋梁は、図-3.2 に示した 5 径間連続鋼 I 桁橋であり、表-3.1 に示した設計諸元は踏襲している。3. 2 では橋脚部分のみに着目していたが、橋脚の荷重-変位関係が変わることにより支承アンカーボルトの挙動や上部構造位置の変位がどのように変わるのかを確認する必要があるため、時刻歴応答解析に用いるモデルは図-4.12 の通りとした。

(1) 鉄筋・コンクリートの応力ひずみ関係

鉄筋の非線形特性は、繰り返し特性における Bauschinger 効果を考慮出来、履歴の途中で部分的な除荷・再載荷に対しても実現象の再現性が良い、修正 Menegotto-Pinto モデル¹⁰⁾を用いた。また、コンクリートの非線形特性の除荷及び再載荷過程は、文献¹¹⁾を基に設定した。なお、3. 2 における仮定と異なり、各モデルの限界状態 3 とみなすひずみを超えた後に生じる鉄筋の座屈、破断やコンクリート圧壊等の挙動は、モデル化には考慮できていない。そのため、限界状態 3 とみなすひずみ以降の挙動は参考値である。

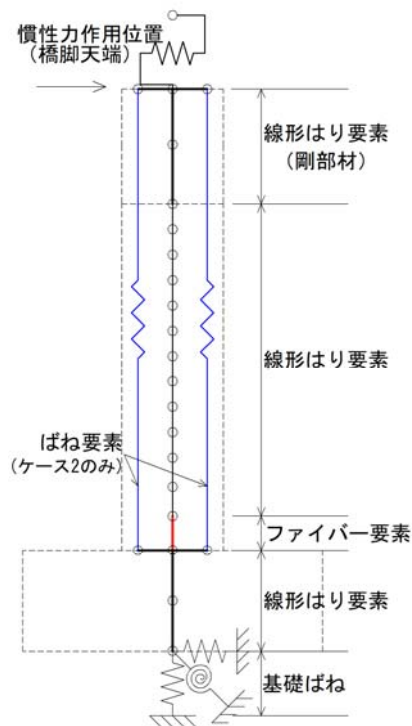


図-4.12 時刻歴応答解析に用いたモデル

(2) 支承のモデル化

支承部は、前章にて示した支承を損傷制御部材として、アンカーボルトが一定の荷重で破断するモデルとした。具体的には、図-4.13 に示すとおり、アンカーボルトの破断強度までは弾性挙動を示し、正負どちらかの水平力が破断強度に達した後は、ベースプレートと橋座面の摩擦抵抗のみ働くバイリニアモデルとなる非線形特性を用いた。アンカーボルトの破断強度は4.4での検証結果より7485kN、摩擦力は著者らが別途実施したベースプレートと橋座面間の摩擦力計測実験の結果¹²⁾を基に算出した動摩擦係数が0.56であることから、死荷重反力 $6963\text{kN} \times 0.56 = 3899\text{kN}$ より、3900kNとした。

(3) 基礎のモデル化

基礎の地盤条件、基礎諸元は、文献3-3)を参考に、線形ばね要素として表-4.2の通り設定した。したがって、極大地震動に対しても地盤、基礎は損傷しないことを仮定していることとなる。

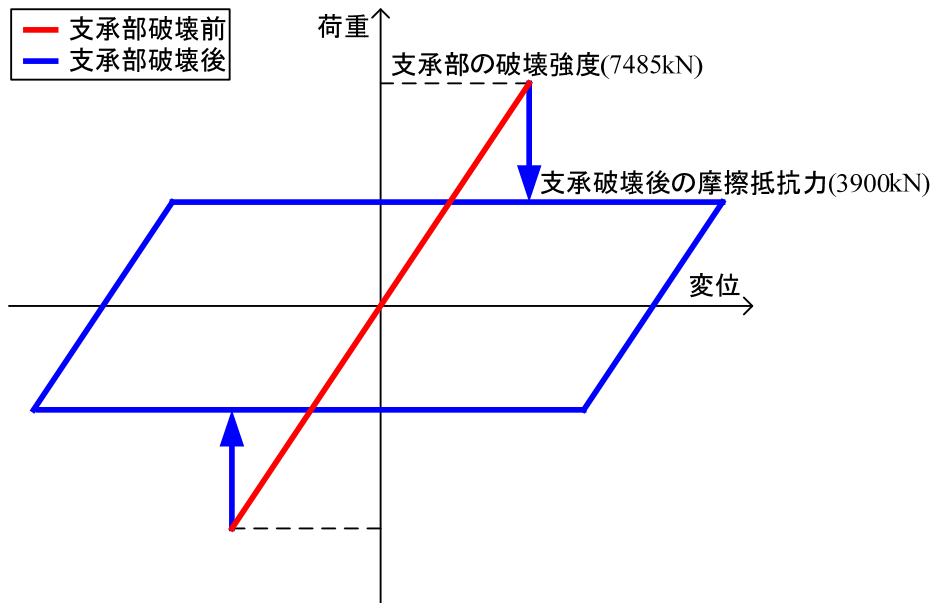


図-4.13 アンカーボルト破断を考慮した支承部の非線形特性

表-4.2 地盤条件、基礎の諸元

	記号	単位	値/適用	備考
底版重量	W_f	kN	3,890	
基礎ばね剛性	A_{ss}	kN/m	2.762×10^6	場所打ち杭を 想定
	$A_{sr,rs}$	kN/rad kN・m/m	4.438×10^6	
	A_{rr}	kN・m/rad	3.914×10^7	
地盤種別	-	-	II種地盤	

(4) 対象とする極大地震動

時刻歴応答解析に用いる入力地震動は、極大地震動に対して崩壊シナリオデザインを行った場合の効果を検証することと、崩壊シナリオデザインのための構造が、レベル2地震動に対する性能を損なわない事を確認するため、極大地震動とレベル2地震動の2種類とした。レベル2地震動としては、橋に及ぼす影響が大きなものを選定するため、その趣旨で選定されている道路橋示方書³⁾の標準波とし、その内、一般に橋に及ぼす影響の大きな内陸直下型で、想定している地盤種別に合ったII種地盤用の標準波2-II-II-1を用いた。極大地震動としては、さらに橋の損傷度が大きくなり、崩壊シナリオの変化が分かりやすいように、II種地盤用の標準波2-II-II-1の継続時間や位相はそのまま、加速度振幅だけを2.0倍にした波を用いた。用いた入力地震動波形を図-4.14に示す。

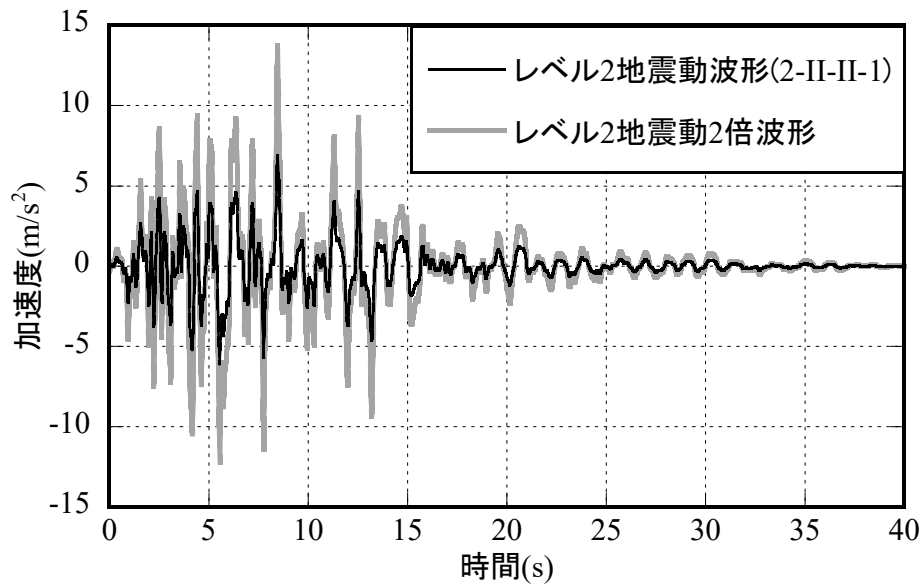


図-4.14 時刻歴応答解析に用いた地震動波形

(5) 破壊尤度の制御効果を確認するための解析ケース

崩壊シナリオデザインに対する破壊尤度の制御による効果を確認するため、ここでは表-4.3 に示す 3 つのケースについて解析を行った。ケース 1 は 3.2 に示した耐力階層化鉄筋のないケースで、これは橋脚基部での塑性化を期待して、レベル 2 地震動までしか考えずに設計を行ったものに相当する。ケース 2 は耐力階層化鉄筋があり、かつ図-3.8 に示したように、橋脚の限界状態 2 に達するまでは耐力階層化鉄筋は作動せず、かつ限界状態 2 を超えると速やかに耐力階層化鉄筋が作動するように定着部に遊間を設定したもので、3.2 で損傷を制御して崩壊シナリオデザインを行ったものに相当する。ケース 3 は耐力階層化鉄筋と同じ鉄筋が耐力階層化鉄筋と同じ位置に配置されているものの、遊間を設定しないもので、最初から全ての鉄筋が効く場合を崩壊シナリオの比較のために行うものである。

表-4.3 解析ケース

	耐力階層化鉄筋	遊間	想定
ケース 1	なし	—	レベル 2 地震動だけを考慮して設計
ケース 2	あり	あり	崩壊シナリオデザインを考慮して設計
ケース 3	あり	なし	崩壊シナリオの比較

4. 4. 2 破壊尤度を制御した崩壊シナリオデザインの効果

極大地震動としてレベル2地震動の2倍の地震動に対して、破壊尤度を適切に制御した場合（ケース2）の崩壊シナリオデザインの効果を表す橋の応答指標を図4-15に示す。

(a)は基礎に起因する変位を除いた橋脚天端の変位と橋脚天端の水平反力の関係である。これを見ると、橋脚は塑性化しているが、応答変位は限界状態2を超えておらず、橋脚天端の反力も限界状態2相当の反力となっている。したがって、橋脚の応答としてはレベル2地震動に対して想定している応答と変わらず、橋脚については機能回復が速やかにできる限定的な損傷に留まっている。

(b)は支承部の荷重の時刻歴である。2.6秒付近で7485kNの荷重が生じた後、支承部の荷重は3900kNを超えなくなっている。これは、2.6秒付近で支承アンカーボルトが破断し、以降は支承部と橋脚天端との間の荷重伝達機構が滑りに変化したことを意味している。このことは、2.6秒付近でクリティカルエレメントが支承部に転換されたことを意味している。

(c)は橋脚天端の水平反力の時刻歴である。2.6秒付近でクリティカルエレメントが支承に転換されたことで、橋脚に作用する地震力が低減され、図-4.14に示したとおり地震動の最大加速度は5秒以降に生じるにもかかわらず、2.6秒付近での橋脚天端の水平反力を超えることはなかった。

一方で、支承部の荷重変位関係は(d)に示すとおり、-7485kNから-3900kNになったあと滑り挙動になり、支承部に復元力が働かなくなったことにより応答変位は最大800mm程度となっている。

(e)は橋脚天端と上部構造との相対変位である。最大相対変位は支承部の最大変位と同じで800mm程度であり、最終的に橋脚天端と上部構造の間には400mmの残留変位が発生している。

この状態は、4.3において狙っていた崩壊シナリオ通りの挙動をしたことを示しており、橋脚は機能回復が速やかにできる程度の損傷に留まっており、支承アンカーボルトが破断することで橋脚に過度の地震力を伝えなかったと考えることができる。また、支承アンカーボルトが破断したことで、支承部と下部構造の間に発生した相対変位量は、橋座部上で支承が滑る変位量であり、橋座部の元の支承位置から橋座端部の縁端距離は場合によるが、数百mm程度拡幅すれば支承も橋座から逸脱せず、鉛直段差は発生しなくて済む程度の相対変位量であると評価できる。

過去の地震被害に照らして考えると、支承が損傷し、路面ギャップが生じており、又必要な水平方向の耐荷性能も失われている状態を意味しているが、橋脚は水平耐力を残して自立しており、上部構造も橋脚上に残っていることから、地震発生時に通行していた路面上の車両等が落下するまでには至らず、路面への敷鉄板や支承横へのサンドル等の設置をすることで、緊急車両を通行させることができる。応急復旧のための鉄板やサンドルの運

搬ができれば、数日で応急復旧は可能であると考えられる。

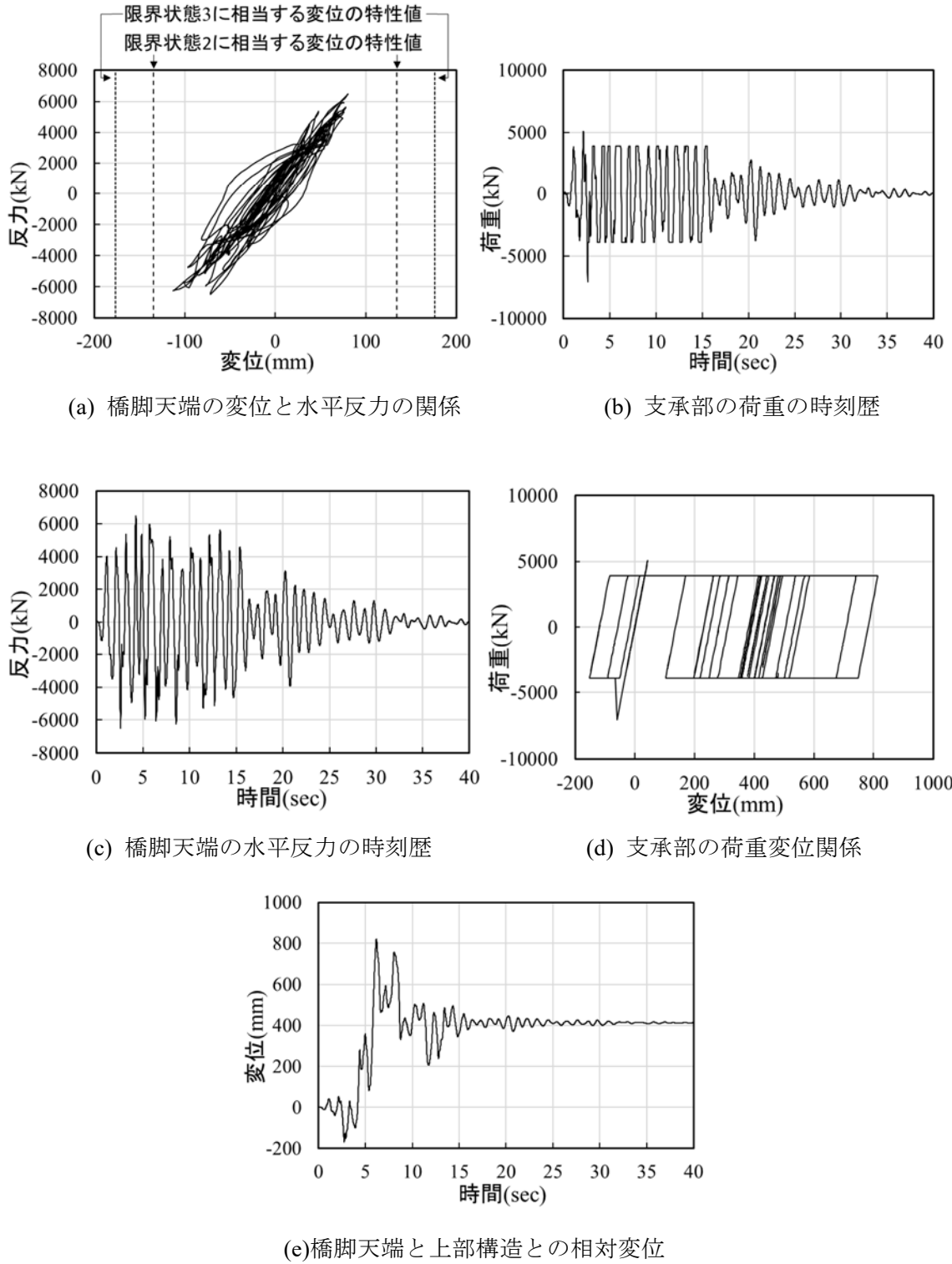


図 4-15 極大地震動に対して破壊尤度を適切に制御した場合の橋の応答

崩壊シナリオを考慮して設定したケース2について、図-3.11に示した荷重漸増解析による荷重変位関係と、破壊尤度を考慮した橋脚の限界状態2に相当する耐力、耐力階層化鉄筋が効いたときの橋脚の限界状態3に相当する耐力、及び支承アンカーボルトの耐力の確率密度分布、及び時刻歴応答解析のレベル2地震動の2倍の極大地震動に対する最大応答を比較したものを図-4.16に示す。

極大地震動に対する橋脚の最大反力は6887.43kNで、荷重漸増解析による限界状態3に相当する最大荷重である7142.02kNを超えなかった。ただし、これは時刻歴応答解析に用いた鉄筋、およびコンクリートの特性値は道路橋示方書に示される公称値を用いてファイバー解析により行っており、図-4.4に示したように、載荷実験で得られた限界状態2の水平耐力が計算値より大きくなる効果を見込んでいない。したがって、橋脚の限界状態2に相当する耐力は確率密度分布の低い位置にあり、結果的に耐力階層化鉄筋の径を上げなくても耐力階層化は機能したと考えられる。

一方で、時刻歴応答解析の結果、耐力階層化鉄筋の径を38mmに上げた設計を行っても図-4.17で確認したとおり、デザインしたとおりのシナリオで挙動したことが確認できた。

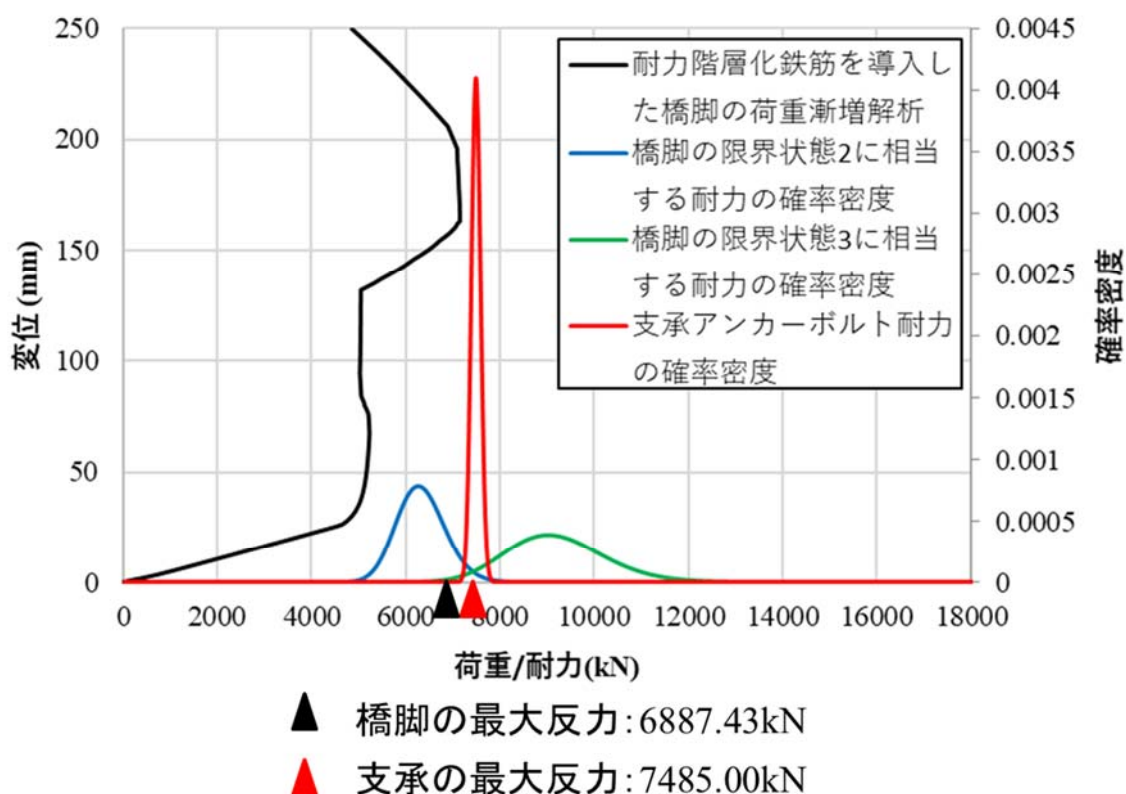


図-4.16 荷重漸増解析と耐力の確率密度分布に対する応答反力

4. 4. 3 レベル2地震動に対する崩壊シナリオデザインの影響確認

(1) 破壊尤度を適切に制御した場合のレベル2地震動に対する応答

極大地震動に対して橋の性能ができるだけ損なわれないことを目指して対策を行ったことにより、レベル2地震動に対する要求性能を満足できなければ、目標としている崩壊シナリオデザイン設計法とは言えない。そこで、まず従来のレベル2地震動に対する設計であるケース1および破壊尤度を適切に制御して崩壊シナリオデザインを行ったケース2のレベル2地震動に対する応答を確認する。

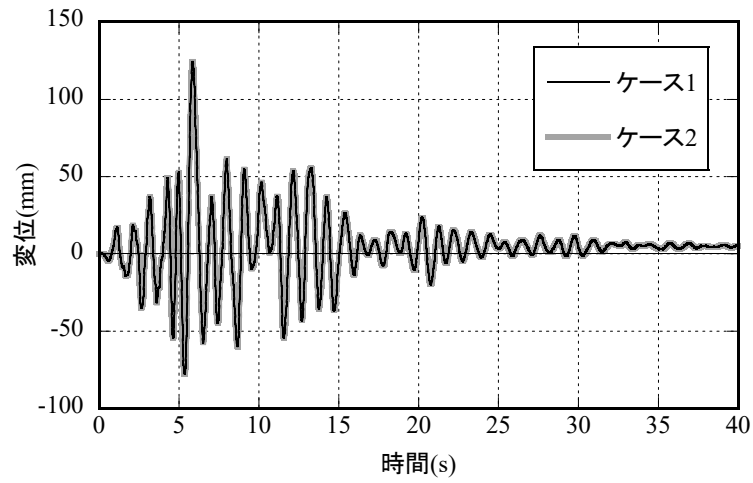
レベル2地震動に対するケース1および2の橋脚の変形に起因する橋脚天端の変位、軸方向鉄筋の応力ひずみ関係、コアコンクリートの応力ひずみ関係を図-4.17に示す。なお、以後、応力ひずみ関係を示す軸方向鉄筋は最外縁の軸方向鉄筋の橋脚基部の応力ひずみ関係、コアコンクリートは最外縁鉄筋位置の橋脚基部の応力ひずみ関係とする。解析結果を比較すると、ケース1とケース2の各部位の挙動は完全に一致しており、レベル2地震動の地震波に対しては、同一の挙動をする。また、どの指標も限界状態2に相当する値には達しておらず、レベル2地震動に対する設計として成立していることがわかる。なお、支承については、どちらも損傷せず、弾性挙動であった。

つまり、破壊尤度を制御して適切に対策を行えば、従来の設計で求めているレベル2地震動に対する性能は、満足するということを示している。

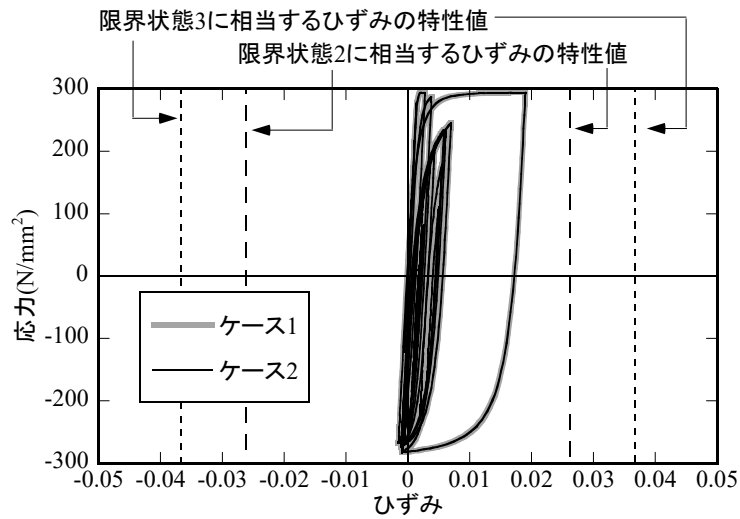
(2) 破壊尤度を適切に制御しなかった場合のレベル2地震動に対する応答

次に、破壊尤度を適切に制御せずに崩壊シナリオデザインを行ったケースとして、耐力階層化鉄筋の遊間を0としたケース3を、破壊尤度を適切に制御して崩壊シナリオデザインを行ったケース2と比較して、遊間設定の影響を確認する。

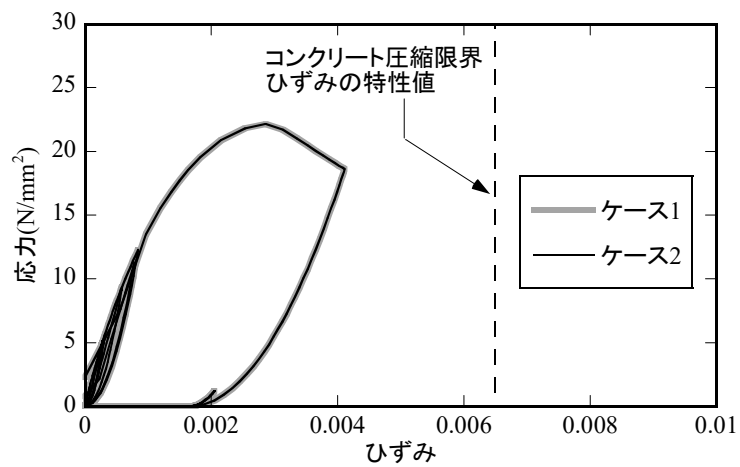
レベル2地震動に対する効果の違いとして、ケース2とケース3の橋脚の変形に起因する橋脚天端の変位、支承部の荷重変位関係、橋脚天端と上部構造との相対変位、軸方向鉄筋の応力ひずみ関係、コアコンクリートの応力ひずみ関係を図-4.18に示す。比較すると、橋脚の変形に起因する橋脚天端の変位は限界状態2には達しないものの、耐力階層化鉄筋の遊間が0mmで全ての鉄筋が最初から効いているケース3の方が小さい。しかし、支承は、耐力階層化鉄筋に適切に遊間を設定したケース2では弾性範囲で応答したのに対して、ケース3ではアンカーボルトが破断し、支承に大きな変位が生じ、橋脚天端と上部構造の間には200mm程度の残留変位が生じた。ケース2では残留変位がほとんど生じておらず、ケース3はレベル2地震動に対する要求性能を満足していない結果となった。



(a) 橋脚の変形に起因する橋脚天端の変位



(b) 軸方向鉄筋の応力ひずみ関係



(c) コアコンクリートの応力ひずみ関係

図-4.17 レベル2地震動に対する崩壊シナリオデザインの効果

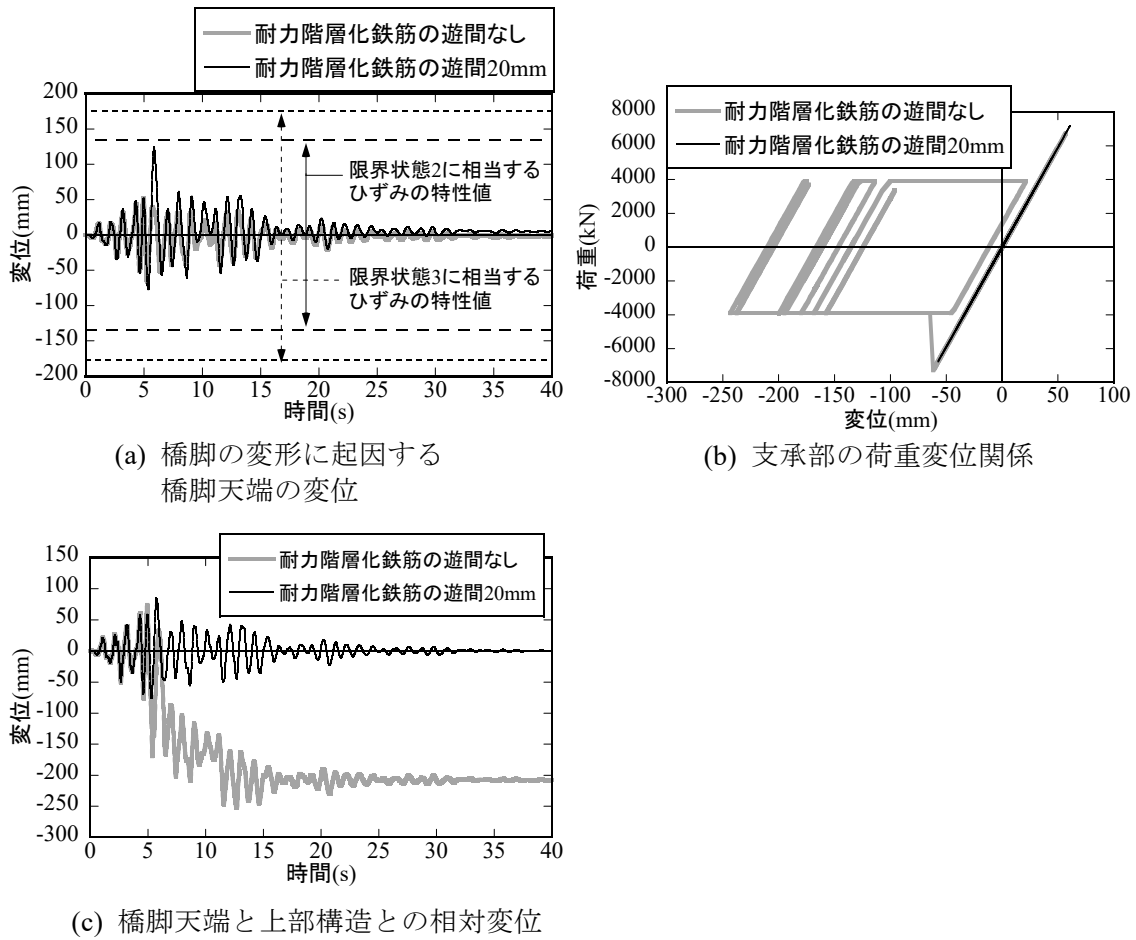


図-4.18 レベル2地震動に対する崩壊シナリオデザインの効果の違い

(3) 崩壊シナリオデザインに照らした応答の評価

過去の地震被害に照らして考えると、ケース2はそのままでも監視しながら緊急車両を通行させることができる損傷レベルであり、橋脚基部の巻き立て補強だけで本復旧は完了すると考えられるため、現地条件等にもよるが数週間で本復旧を完了させられる。一方で、ケース3は支承が損傷し、路面ギャップが生じており、又必要な水平方向の耐荷性能も失われている状態を意味していることから、路面への敷鉄板や支承横へのサンドル等の設置をしなければ緊急車両を通行させることもできない。それらを行うことは人力では不可能であり、資材も必要なことから、現地までの車両通行が確保されていることが応急復旧の条件となる。さらに本復旧に際しては、支承交換、上部構造の補修、橋脚の補修が必要となり、少なくとも数か月を要する。したがって、レベル2地震動に対しては従来の設計で求めていた機能回復が速やかにできる性能を確保するためには、レベル2地震動に対しては橋脚基部が塑性化し、支承アンカーボルトが損傷しないことが必要であり、遊間の設定

まで含めて適切に行えばそのような設計ができていることを示している。

つまり、崩壊シナリオデザイン設計法は性能照査型設計体系をエンパワーメントするものであり、性能照査型設計体系の下に確保されていた性能はそのまま確保し得ることを示している。

4. 4. 4 極大地震動に対する破壊尤度の制御の効果確認

4. 4. 2において、破壊尤度の制御を適切に行った結果、極大地震動に対して崩壊シナリオデザインを狙ったとおりに誘導できることを示したが、破壊尤度の制御が適切でなかった場合の影響を確認する。例として、崩壊シナリオを考慮せず、レベル2地震動に対する設計だけを行ったケース1、破壊尤度の制御まで行い遊間を適切に設定した場合としてケース2を想定し、極大地震動に対する(a)橋脚の変形に起因する橋脚天端の変位、(b)軸方向鉄筋の応力ひずみ関係、(c)コアコンクリートの応力ひずみ関係、支承部の荷重変位関係を図-4.19に示す。ケース1では、RC橋脚の3つの指標(a)~(c)で全て限界状態3に相当する値を超えている。解析モデル上の設定上の制約から解析としては限界状態3を超えても値が出ているが、これはRC橋脚が倒壊している状態とみなすことができる。

一方、ケース2のRC橋脚の3つの指標(a)~(c)では全て限界状態2に相当する値以内に収まっており、RC橋脚はレベル2地震動に対する要求性能と同等の性能を維持しているとみなすことができる。

参考に、レベル2地震動の2倍の地震動に対するケース2および3の橋脚の変形に起因する橋脚天端の変位、軸方向鉄筋の応力ひずみ関係、コアコンクリートの応力ひずみ関係、支承部の荷重変位関係、上部構造と橋脚天端の相対変位を図-4.20に示す。ケース2、ケース3ともRC橋脚の3つの指標(a)~(c)では全て限界状態2に相当する値以内に収まっており、大きな差は無い。支承部については、ケース2、ケース3とも設計で想定したより少し早く、RC橋脚が限界状態2に達する前に支承アンカーボルトが破断し、ケース2が最大800mm程度に対して、ケース3では900mm近い応答変位が発生しているが、大きな差は無い結果となった。

過去の地震被害に照らして考えると、ケース2、3については応急復旧の条件は同じであると考えられる。

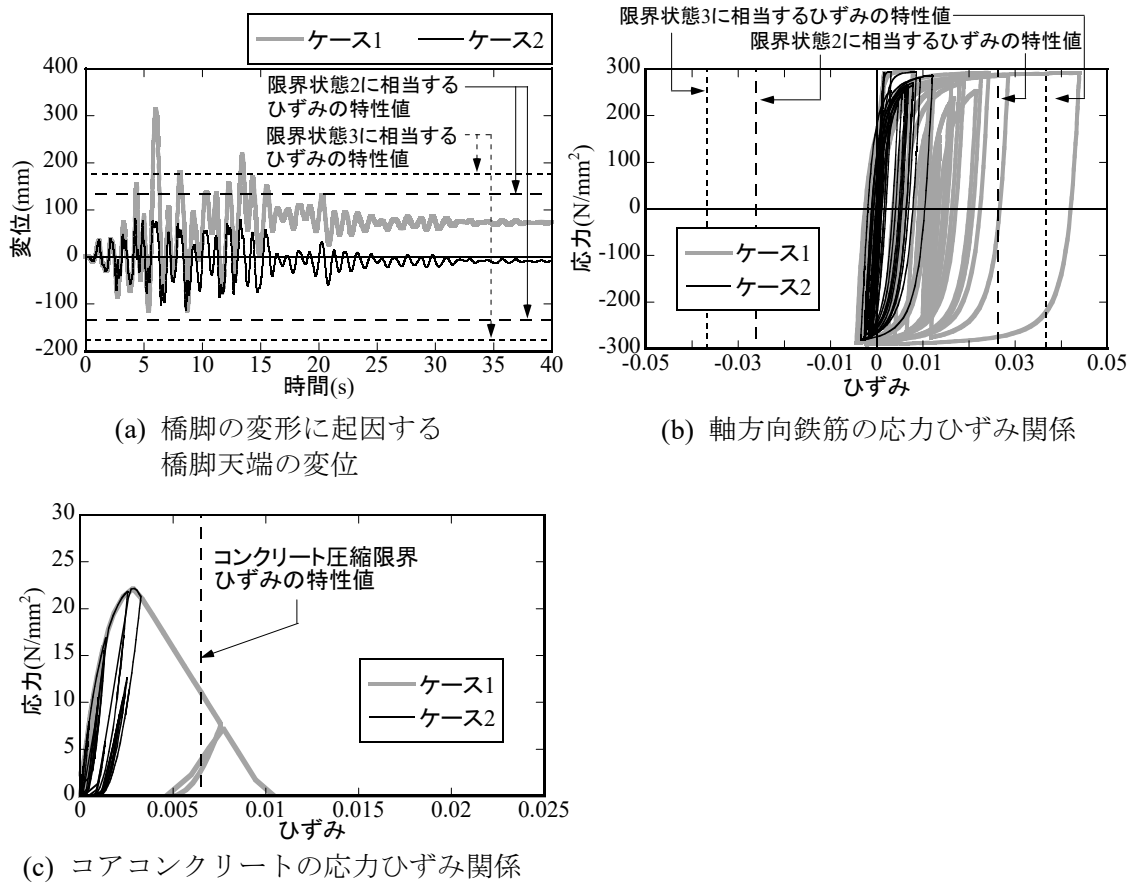
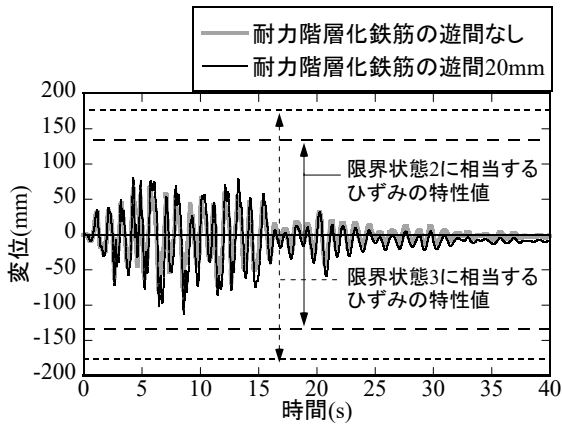
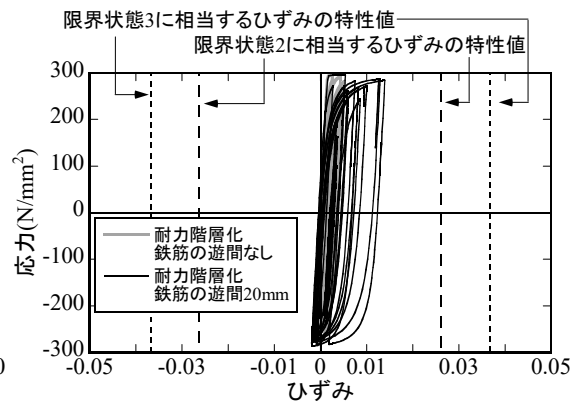


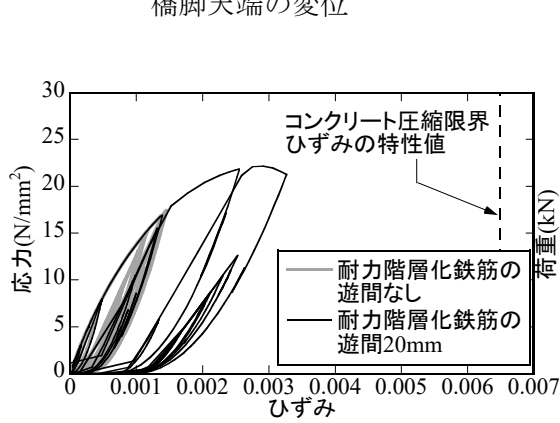
図-4.19 極大地震動に対する遊間の効果



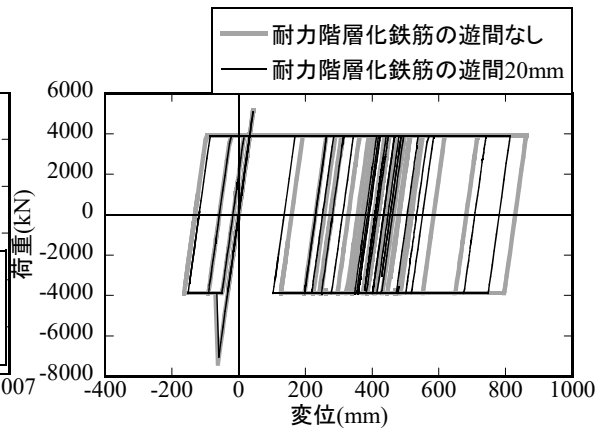
(a) 橋脚の変形に起因する
橋脚天端の変位



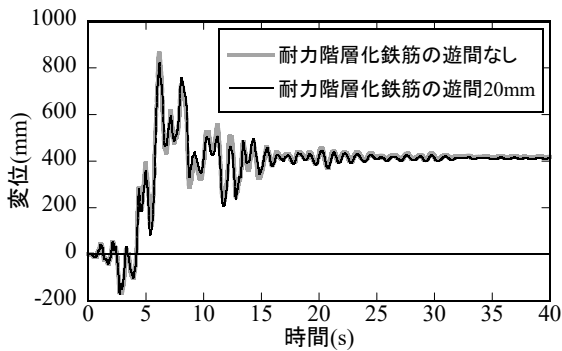
(b) 軸方向鉄筋の応力ひずみ関係



(c) コアコンクリートの応力ひずみ関係



(d) 支承部の荷重変位関係



(e) 橋脚天端と上部構造との相対変位

図-4.20 極大地震動に対する崩壊シナリオデザインの効果の違い

4. 5 地震動レベルに応じた損傷推定に基づく崩壊シナリオデザイン

設計地震動（レベル2地震動）と設計を超える地震動（レベル2地震動の加速度振幅を2.0倍とした地震動に対する時刻歴応答解析に基づき、ケース1、ケース2、ケース3に対して想定されるシナリオをそれぞれシナリオ1、シナリオ2、シナリオ3とすると、それぞれのシナリオに対応する地震動レベルに対する機能レベルをレジリエンスカーブにより表すことができる。現場条件を設定していないので、厳密な数字ではないが、(1)から(3)において検討した結果を元に、シナリオをレジリエンスカーブにより表すと、図-4.21のようになる。

シナリオ1では、レベル2地震動に対して橋脚は限界状態2を超えず、支承、上部構造に損傷はない。したがって、そのままでも通行可能であるが、橋脚が傷んでいるので余震に注意をしながらの通行となり、本復旧工事のために交通規制がかかることもある。本復旧工事は橋脚の巻き立て工法となり、特に締切工事などを伴わなければ数週間程度で本復旧が完了し、機能は100%に回復する。しかし、レベル2地震動の2倍の地震動に対しては、橋脚が倒壊した場合、地震時に通行していた路面上の車両を支えることができず、桁下空間の確保もできず、完全に機能を失う。橋は基本的に全て再構築となり、応急復旧はできず、本復旧まで年単位の時間を要する。

シナリオ2ではレベル2地震動に対しては、シナリオ1と同じである。レベル2地震動の2倍の地震動に対しては、耐力階層化鉄筋が機能することで橋脚は限界状態2を超えず、支承アンカーボルトが破断し、最大800mmの応答変位が生じ、400mmの残留変位が生じる。ただし、橋脚が鉛直及び水平耐力を保持した状態で自立しているので、地震時に通行していた路面上の車両を支えることができている。地震直後の通行機能は失われるが、路面への敷鉄板、支承部へのサンドルの設置またはベントの設置により応急復旧が可能である。アンカーボルト以外の支承部の損傷が軽微で再利用可能であれば、本復旧での支承の再設置は可能であると考えられる。ただし、桁下空間によっては、再設置がしやすいようなアンカー構造にあらかじめしておく工夫が必要である。上部構造には軽微な損傷が生じる可能性があるが、橋脚、支承、上部構造の本復旧に要する期間は数か月程度と考えられる。

シナリオ3ではレベル2地震動、レベル2地震動の2倍の地震動のどちらに対しても損傷程度に大きな差は無く、シナリオ2のレベル2地震動の2倍の地震動への対応と同じと考えられる。

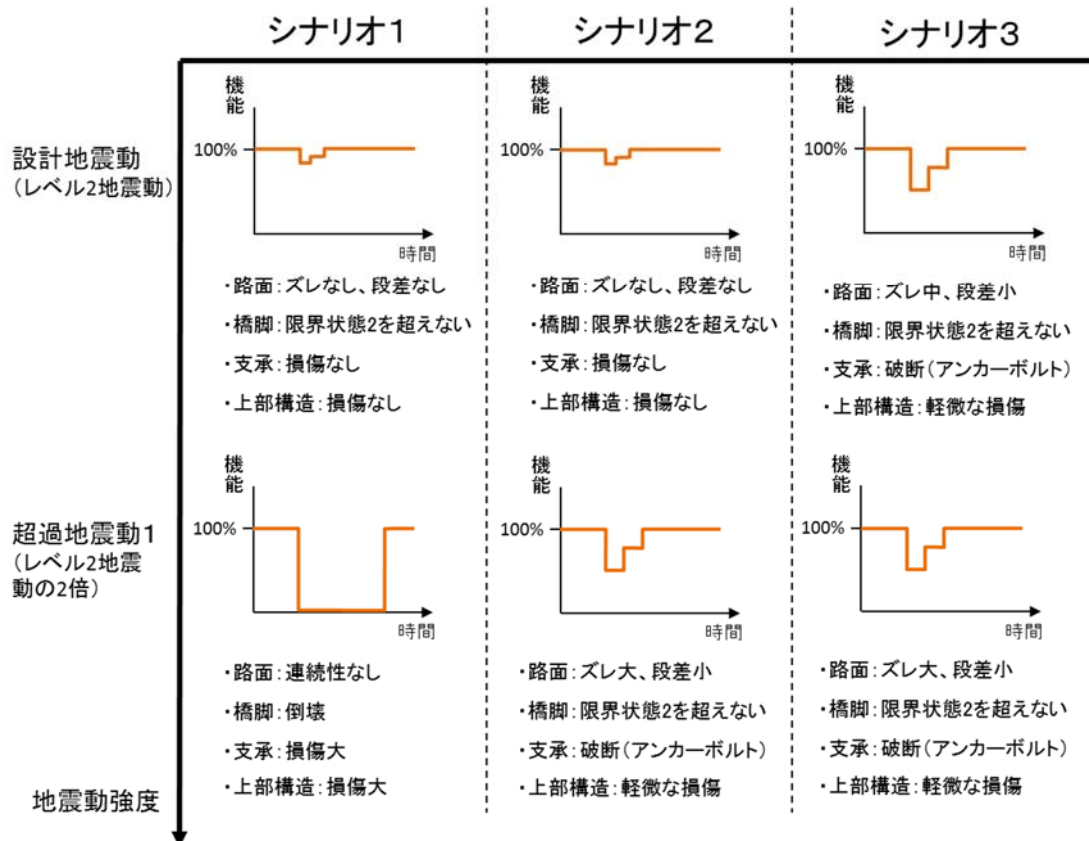


図-4.21 レジリエンスカーブにより表記したシナリオの例

4. 6 まとめ

本章では、崩壊シナリオデザイン設計法の実現性の確立のためには、部材の有するばらつきを考慮した設計法である必要があるとの考えから、部材実験等の結果も踏まえて、各部材が有する耐力のばらつきを考慮した上で、一定の信頼性をもって道路橋の崩壊シナリオデザインを実現するための方法を確認した。本章で得られた知見は以下の通りである。

①崩壊シナリオデザインにおいて、耐力、変形、遊間等の差を用いて破壊尤度を制御することで、クリティカルエレメントの損傷順序を制御する事ができると考え、部材耐力の確立密度分布に応じた耐力の階層化方法を示し、耐力、遊間を制御することで部材間の破壊尤度を制御するための方法を示し、崩壊シナリオデザイン手法の実現性を検討した。その結果、実現性があることを確認できた。

詳述すると以下の通り。

②部材実験等の結果から、アンカーボルトのせん断破断強度は、材質によってばらつきが異なるが、SS400 材ではばらつきが比較的小さくなった。また、アンカーボルトの径を

変えても設計式からのバイアス、標準偏差ともはほぼ一定であった。

- ③積層ゴム支承のせん断破断強度は、ばらつきが大きいものの、設計で制限しているせん断ひずみ 250%におけるせん断強度と比べると十分大きいため、積層ゴム支承のアンカーボルトに損傷を誘導しようとする場合には、支障とはならないことを確認した。
- ④鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 2 に相当する耐力、および限界状態 3 に相当する耐力はともにばらつきが比較的小さく、設計耐力と比べると 1.2 倍程度大きい、支承部のアンカーボルトとの間に耐力の階層化を図ることは、95%の信頼性をもって可能であることを確認した。支承アンカーボルトはクリティカルエレメントとして有効であると考えられる。
- ⑤レベル 2 地震動に対して橋脚基部に塑性化を期待している桁橋で、極大地震動に対して支承アンカーボルトをクリティカルエレメントとした場合、破壊尤度の制御を適切にした場合には、レベル 2 地震動に対しては現行基準に基づく性能を確保でき、極大地震動に対しては支承部における滑動が生じることで、機能低下を抑制し、機能回復に要する時間を短縮することができる。このことから、崩壊シナリオデザイン設計法の実現性が確認されたと言える。
- ⑥一方で、従来の設計では極大地震動に対して橋脚基部が限界状態 3 を超える状態となり、橋脚が倒壊するとみなされる結果となった。また、耐力階層化鉄筋を遊間なしで設置した場合には、レベル 2 地震動に対して支承アンカーボルトが破断し、要求性能を満足できない結果となった。
- ⑦時刻歴応答解析により得られた結果、各シナリオをレジリエンスカーブにより表現すると、耐力階層化鉄筋を適切な遊間で設置した場合の橋が、総合的に優れた性能を発揮することを明示的に示すことができた。
- ⑧ 3 章で行った桁橋の荷重漸増解析と比較した結果、特性値で設計を行っても崩壊シナリオデザインが成立する場合もあるが、ばらつきを考慮して設定した諸元で確実に挙動することから、本章で設定した崩壊シナリオデザインのプロトコルは、桁橋の事例で検証された通り、破壊尤度の制御に有効に機能することが確認できた。

[参考文献]

- 1) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧改訂概要，道路橋に関する講習会配布資料，2019.
- 2) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料第 4262 号，2013.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 4) 国立研究開発法人土木研究所：損傷制御型支承の開発に関する基礎的研究，研究成果報告書，2020.
- 5) 中尾尚史，大住道生：損傷制御型支承に用いるアンカーボルトのせん断載荷実験，土木学会第 74 回年次学術講演会，Vol.74, I-91，2019.

- 6) 星隈順一，大住道生：ゴム支承の地震時の性能の検証方法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第 512 号，2020.
- 7) 福井泰好：入門信頼性工学第 2 版，pp.157-161,pp.169-170，森北出版，2016.
- 8) 白戸真大，星隈順一，玉越隆史，宮原史，横井芳輝，川見周平，山崎健次郎：道路橋の設計状況設定法に関する研究，国土技術政策総合研究所資料第 1031 号，2018.
- 9) 村越潤，梁取直樹，有馬敬育，清水英樹，小森大資：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査，土木研究所資料第 4090 号，2008.
- 10) 堺淳一，川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案，土木学会論文集，Vol.738/I -64，pp.159-169，2003.
- 11) 堺淳一，川島一彦，庄司学：横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化，土木学会論文集，Vol.654/I-52，pp.297-316，2000.
- 12) 中尾尚史，余野智哉，大住道生：ベースプレートと沓座モルタルの間に生じる付着力及び摩擦力の計測実験，土木学会第 75 回年次学術講演会，Vol.75，I-437，2020.

第5章 結言

5. 1 本論において得られた結論

本論では、起こりえる最大の地震動は特定できないが、道路橋はあらゆる地震動に備えなければならないという基本認識の下、現行設計基準が求める所要の性能を確保した上で、設計地震動を超える極大地震動に対しては、特定の地震動に対応した要求性能を満足するのではなく、橋の崩壊に至るまでの各地震動レベルに応じて、残存機能と機能回復に要する時間の観点で複数のシナリオを相対的に評価し、より望ましい崩壊シナリオに誘導することのできる設計の考え方を確立し、それを実現できる具体的な設計法として「崩壊シナリオデザイン設計法」を開発した。

以下に、本論において得られた結論を示す。

(1) 従来の性能規定型設計体系のエンパワーメントの必要性－崩壊シナリオデザイン設計法の提案

- ①性能規定型設計体系の課題を克服し、設計地震動を超える地震動に対しても構造設計にその対策を反映することができる設計法として、崩壊シナリオデザイン設計法を開発した。本設計法では、道路橋の応答の観点から設計地震動を超える地震動を極大地震動と定義し、極大地震動のレベルの漸増に伴う崩壊過程を崩壊シナリオと定義した。橋の崩壊シナリオは、橋の構成要素の中から選定するクリティカルエレメントに応じて変化するもので、複数の選択肢の中から相対的に望ましいものを選択することで、設計地震動を超える地震動に対する構造設計が可能となった。クリティカルエレメントは、構造変化点の中から、損傷後の橋の挙動を想定して、残存機能と復旧性の観点から選定する。極大地震動への対応であるため、部材の損傷は避けられないが、クリティカルエレメントに確実に損傷を誘導するため、部材間の破壊尤度の制御をも包含した設計法とした。
- ②本設計法は、従来の性能規定型設計体系で実現してきた性能は確保しつつも、従来の設計では具体的に設計できない極大地震動に対しても、できるだけ機能を失わず、例え機能を失ったとしても機能回復に要する時間を短縮することのできる設計法であり、従来の設計法に崩壊シナリオデザイン手法を加えた本設計法により、性能規定型設計体系のエンパワーメントが可能となる。
- ③本設計法は、道路橋の架橋位置の選定から始まる構造計画、さらに、性能規定型の設計までは従来と同じように行った上で、極大地震動のレベルが漸増するのに伴って橋がどのような損傷モードを経て崩壊に至るのかという崩壊シナリオを評価する設計法である。
- ④本設計法は、橋の崩壊までを扱うものの、現在橋の耐震設計に用いられている構造解

析手法を工夫して適用することにより構造工学的に検証でき、その妥当性も確認できる。ただし、適用する構造解析方法の選定にあたってはその適用性と精度を考慮した上で、解析結果を評価することが必要である。

- ⑤設計の結果得られる崩壊シナリオは、時間を横軸に、機能を縦軸に描く橋のレジリエンスカーブの組合せで表現できる。橋の崩壊までを扱う設計法としての合意形成にはまだ課題もあるが、レジリエンスカーブで表現することにより、複数案の崩壊シナリオの比較検討が容易に行うことができ、近年発達してきた合意形成方法であるリスクインフォームドディシジョンメイキングなどにも整合性がある。

(2) 極大地震動に対する崩壊シナリオデザイン手法の成立性の検証

- ①道路橋の中でも最も数が多く、典型的で本質的な事例である桁橋を例にした検証では、レベル2地震動に対して橋脚基部に塑性化を期待している設計で、極大地震動に対して損傷を制御しない場合には、橋脚基部がクリティカルエレメントとなり、極大地震動に対しては橋脚の倒壊により橋全体系の崩壊に至ることとなった。一方、極大地震動に対する崩壊シナリオを修正することを目的として耐力階層化鉄筋を導入することで、クリティカルエレメントを支承部アンカーボルトに転換させることが可能となり、橋脚が倒壊しにくくなり、橋全体系としても崩壊に至りにくくなることが分かった。このことから、桁橋における崩壊シナリオデザイン手法の成立性を検証できた。
- ②桁橋とは耐荷機構の異なる上路式アーチ橋を例にした検証では、クリティカルエレメントをアーチリブ基部の支承とし、極大地震動を漸増させ、設計地震力を超えて速やかにアーチリブ基部の支承に損傷を誘導すると、橋軸方向、橋軸直角方向ともに橋台部の支承をクリティカルエレメントとした場合に比べて橋全体系が崩壊に至る水平震度が2倍程度に大きくなる結果が得られた。このことから、損傷を制御してクリティカルエレメントを適切に選定することによって、橋全体系として崩壊に至りにくくなることが分かった。このことから、アーチ橋でも崩壊シナリオデザイン手法の成立性を検証できた。

(3) 破壊尤度の制御による崩壊シナリオデザイン設計法の実現性の検証

- ①崩壊シナリオデザインにおいて、耐力、変形、遊間等の差を用いて破壊尤度を制御することで、クリティカルエレメントの損傷順序を制御する事ができると考え、部材耐力の確立密度分布に応じた耐力の階層化方法を示し、耐力、遊間を制御することで部材間の破壊尤度を制御するための方法を示し、崩壊シナリオデザイン手法の実現性を検証した。その結果、実現性があることを確認できた。
- 詳述すると以下の通り。
- ②部材実験等の結果から、アンカーボルトのせん断破断強度は、材質によってばらつきが異なるが、SS400材ではばらつきが比較的小さくなった。また、アンカーボルトの径を

変えても設計式からのバイアス、標準偏差ともはほぼ一定であった。

- ③積層ゴム支承のせん断破断強度は、ばらつきが大きいものの、設計で制限しているせん断ひずみ 250%におけるせん断強度と比べると十分大きいため、積層ゴム支承のアンカーボルトに損傷を誘導しようとする場合には、支障とはならないことを確認した。
- ④鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 2 に相当する耐力、および限界状態 3 に相当する耐力はともにばらつきが比較的小さく、設計耐力と比べると 1.2 倍程度大きい、支承部のアンカーボルトとの間に耐力の階層化を図ることは、95%の信頼性をもって可能であることを確認した。支承アンカーボルトはクリティカルエレメントとして有効であると考えられる。
- ⑤レベル 2 地震動に対して橋脚基部に塑性化を期待している桁橋で、極大地震動に対して支承アンカーボルトをクリティカルエレメントとした場合、破壊尤度の制御を適切にした場合には、レベル 2 地震動に対しては現行基準に基づく性能を確保でき、極大地震動に対しては支承部における滑動が生じることで、機能低下を抑制し、機能回復に要する時間を短縮することができる。このことから、崩壊シナリオデザイン設計法の実現性が確認されたと言える。
- ⑥時刻歴応答解析により得られた結果、各シナリオをレジリエンスカーブにより表現すると、耐力階層化鉄筋を適切な遊間で設置した場合の橋が、総合的に優れた性能を発揮することを明示的に示すことができた。
- ⑦ 3 章で行った桁橋の荷重漸増解析と比較した結果、特性値で設計を行っても崩壊シナリオデザインが成立する場合もあるが、ばらつきを考慮して設定した諸元で確実に挙動することから、本章で設定した崩壊シナリオデザインのプロトコルは、桁橋の事例で検証された通り、破壊尤度の制御に有効に機能することが確認できた。

5. 2 本提案手法の展開性

本研究では、桁橋形式と上路アーチ形式を対象に、極大地震動に対する道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法とその効果を示したが、これらは例示に過ぎず、普遍的な設計体系として確立するまでには確認しなければならないこともあると考えられる。また、実構造物として建設するまでには克服すべき課題もある。本節では現時点で考えられる展開性について述べる。

5. 2. 1 作用

現在、道路橋の設計において直接的に照査行為を行っている外力は、活荷重、衝撃の影響（車両走行の）、土圧、水圧、浮力又は揚圧力、温度変化の影響、温度差の影響、雪荷重、地盤変動の影響、遠心荷重、制動荷重、橋桁に作用する風荷重、活荷重に対する風荷重、波圧、地震の影響、衝突荷重となっている。地震の影響の中には、慣性力、地震時土圧、

地震時動水圧、地盤の流動力が含まれている。

一方で、「津波、斜面崩壊等（斜面崩壊、落石・岩盤崩壊、地すべり又は土石流）、断層変位に対して、これらの影響を受けないよう架橋位置又は橋の形式の選定を行うことが標準」となっている。しかしながら、必ずしもこれらの影響を受けないような架橋位置又は橋の形式の選定が行える訳ではないので、そのようなやむを得ない場合には、これらの影響に対して、「少なくとも致命的な被害が生じにくくなるような構造とする」ことが道路橋示方書¹⁾に規定されているが、設計手法が明示されている訳ではない。また、断層変位への対策としては2章に示した事例があるが、ある変位量を想定してその変位量に対して設計照査を行うに留まっている事例が多く、一般的な方法は確立されていない。

また、令和2年7月豪雨では、熊本県の球磨川に架かる橋を中心に、洪水により橋が流出する被害が相次いだ。平成30年には、冬期通行止めの道路において雪崩による橋の上部構造の流出が疑われる事例が発生するなど、設計で想定していない作用により、橋が機能を失う被害が発生している。

これらの被害は、道路橋に対する影響が橋の崩壊まで考える必要がある程大きく、かつ橋の崩壊モードが複数考えられ、直接的に設計をするには設計荷重が決めにくい、発生が非常に稀であるなどの課題があり、直接的な設計が行いにくい事情もあり、このような作用に対して崩壊シナリオデザインの考え方を適用することは、極めて有用であると考えられる。

5. 2. 2 構造形式

本論では、道路橋の形式の内、桁橋および上路式アーチ橋を例に崩壊シナリオデザインの実現性を確認した。桁橋では、RC橋脚、および地震時水平力分散積層ゴム支承を有する連続桁橋を対象としたが、下部構造の種類としては、橋台、鋼製橋脚、橋脚毎に高さが異なる橋梁では応答特性が異なり、構造的な工夫の方法も変わり得る。また、鋼製支承の場合の損傷誘導の実現性を確認する必要もあるが、崩壊シナリオデザイン手法を適用することは可能であると考えられる。

また、上部構造が、下部構造と支承で支えられている特殊橋については、基本的に崩壊シナリオデザイン手法を適用することは可能であると考えられる。

一方で、ラーメン橋や溝橋のように支承のない橋梁形式では、支承部に損傷を誘導するという考え方は適用できないが、崩壊までのシナリオを考えて、相対的にできるだけ機能を失わず、例え機能を失っても回復困難な状態を避けることを目指すという体系を適用することは可能であると考えられる。

5. 3 今後の課題

5. 3. 1 設計地震動を超える作用を考慮する設計法を取り巻く課題

本論で提案した崩壊シナリオデザイン設計法は、橋の崩壊という現状の設計基準では前提としていない状況について論じることから、その実現には社会的な合意形成が必要となる。本提案設計法を用いることにより、従来設計法と比較して、橋の崩壊に至りにくい、あるいは仮に崩壊に至ったとしても機能回復をより速やかに行うことができるようになるが、その橋を利用する社会にとって、その保有性能とすることが最適であることを示す方法論は確立されていない。つまり、ベターな対策方法を示すことはでき、ある条件下でその時の技術水準を前提とすればそれ以上のものは見つけられないという解を示すことは、専門家による確認を経てできると考えられるが、その対策方法が普遍的にベストであることを示す方法は今後の課題である。

また、橋の崩壊までを扱うためには、構造物の破壊過程を解明することが必要である。本論では、破壊過程を詳細にモデル化することなく、破壊前の状態から破壊後の状態に解析モデル上で移行させることで崩壊までのシナリオを設定したが、必ずしもすべての破壊過程がそのようにモデル化できるわけではなく、また、得られる変形量や変位量については、精度が保証されない。したがって、構造物の破壊過程を精度よく追跡できる方法の発展は今後の課題である。

更に、本論文では偶発的不確定性のみを取り扱ったが、認識論的不確定性も橋の性能に影響を及ぼし得る。認識論的不確定性をも考慮した性能の評価方法をどのように設計に取り込んで行くべきかも今後の課題である。

5. 3. 2 本提案設計法に残された課題

本論では、3. 2において桁橋についてクリティカルエレメントを橋脚基部から支承部に転換するための耐力階層化鉄筋のアイデアを解析的に検証したが、今後耐力階層化鉄筋の施工方法や、解析通りに挙動することを模型実験により確認する予定である。

また、本論の解析では、基礎の耐力は十分に大きいと仮定して解析を行った。基礎の破壊強度については知見が少なく、また地盤条件の影響が大きいと考えられるため、十分な知見が得られるまでは、安全側に設計を行う必要がある。

3. 3において示したアーチ橋に対する解析は、様々な仮定のうえで解析を行っているが、特に鋼製アーチが全断面塑性化したときにヒンジ化するという仮定について、どのような構造細目とすれば想定通りに挙動するのは未確認であり、今後の課題である。

第4章では、部材の破断強度のばらつきを考慮した破壊尤度の制御による設計の実現性を検証したが、部材の様々な物性値のばらつきの影響や応答モードが複雑になる場合の検証などがまだ行っていない。今後モンテカルロシミュレーション等によって確認していく予定である。また、不確定性に関しては、構造力学で扱う分野に限らず様々あり、全体と

して調和した体系が形成されることが必要である。

特に、本設計法は破壊尤度を考慮したものであるが、複数部材の非線形性を考慮した解析などの不確定性も含んでおり、本設計法によって対策を行った場合にも、それがうまくいかなかった場合も考慮してソフト対策を同時に講じるなどの多層的な対応が必要である。

なお、部材の耐力のばらつきデータは、既往の知見が非常に少ない。今後、崩壊シナリオデザイン設計法の普及のためには、様々な部材の耐力等のデータの蓄積が重要である。

また、具体の設計を行うに当たり、現在の設計体系での設計を前提として耐力階層化を行おうとすると、現在の設計の中で、許容応力度設計法により制限値が決まっていた部分について、合理的な設計となっていない場合があるため、崩壊シナリオデザイン設計法を導入した場合でも不合理な設計となる可能性がある。したがって、従来の性能規定型設計法の部分についても、ブラッシュアップしていくことが必要である。

最後に、本設計法では崩壊シナリオをレジリエンスカーブにより表現したが、レジリエンスカーブの縦軸、横軸の定量化には、多くの実例を踏まえた実証的な研究が必要であると考える。

[参考文献]

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.

謝辞

本論文は、著者が在職している国立研究開発法人土木研究所で行っている研究を基に、筑波大学大学院博士課程理工情報生命学術院システム情報工学研究群構造エネルギー工学学位プログラム在学中に論理構成を練り上げた結果をとりまとめたものです。

本論文をとりまとめるにあたり、筑波大学理工情報生命学術院システム情報工学研究群構造エネルギー工学学位プログラムの庄司学教授には、易きに流れそうになる私を時に厳しく、時に優しく励ましていただき、論文をとりまとめるまで親身に導いていただきましたこと、深く感謝申し上げます。

京都大学防災研究所社会防災研究部門都市空間安全制御研究分野の境有紀教授には、新規性・独自性は何かを問い続けていただき、本論文の目指すべきレベルを引き上げていただきましたこと、御礼申し上げます。

筑波大学理工情報生命学術院システム情報工学研究群構造エネルギー工学学位プログラムの松島亘志教授には、いつも気さくに話しかけていただき、論文の幅を広げるきっかけを与えていただきましたこと、御礼申し上げます。

筑波大学理工情報生命学術院システム情報工学研究群構造エネルギー工学学位プログラムの西尾真由子准教授には、柔らかな笑顔から鋭いご指摘を賜り、論文を引き締める緊張感を与えていただきましたこと、御礼申し上げます。

東京大学大学院新領域創成科学研究科国際協力学専攻の本田利器教授には、本論文の着手前から勉強会に誘っていただき、危機耐性関連分野の素養を身につけるところから始まり、本分野の先達として様々なご示唆をいただきましたこと、厚く御礼申し上げます。

土木研究所においては、在職しながら大学院に通うことを快く認めていただき、暖かく見守っていただきました、西川和廣理事長、金澤文彦橋梁構造研究グループ長に感謝申し上げます。また、本研究を行うに当たり、様々に議論し、共に実験、解析を行ってきた中尾尚史専門研究員、石崎覚史交流研究員、宮田秀太前交流研究員（現、大日本コンサルタント株式会社）余野智哉前交流研究員（現、株式会社ビービーエム）は本研究を成し遂げるに当たって欠かせない存在でした。改めて感謝いたします。

本研究は耐震設計法の理解無くして成り立ちませんが、耐震設計法全般にわたりこれまでご指導いただき、土木研究所における本研究の道筋を作っていただいた私の前々任、前任者である運上茂樹東北大学教授、及び星隈順一中国地方整備局企画部長に感謝申し上げます。また、直接的に本研究のメインテーマではない部分でも、設計基準類、地震被害、その他の災害被害、耐荷機構等に関する知見、議論が本研究の基盤にあることは言うまでもなく、それらを共に行っていただいた土木研究所及び国土技術政策総合研究所の上司、先輩、同僚諸氏には、個別にお名前を挙げきれませんが感謝いたしております。

また、これらの議論は(公社)日本道路協会の橋梁委員会等でもさせていただきました。こちらもお名前を挙げきれませんが、様々なアドバイスをいただきました委員の皆様には、深く感謝いたします。

土木学会地震工学委員会性能に基づく橋梁の耐震構造計画・設計法に関する研究小委員会耐震構造計画WGでは、設計基準を超える作用も含めた地震動及び地震付随事象に対して有利となる耐震構造計画に関する議論が行われておりますが、当該WGの活動は本論文とも密接に関連する事項であり、そこで披歴頂いた知見や議論が大いに刺激となりました。当該WGのメンバーである東京工業大学川島一彦名誉教授、京都大学高橋良和教授、(株)大林組武田篤史博士、防衛大学校松崎裕講師、熊本高等専門学校岩坪要教授、(株)熊谷組大越靖広氏、関東学院大学北原武嗣教授、土木研究所佐藤京氏、埼玉大学党紀准教授、(一財)阪神高速道路技術センター服部匡洋博士、(株)サザンテック松永昭吾博士、熊本大学松村政秀教授に感謝申し上げます。

本田先生が主宰いただいていた勉強会に参加させていただいた折には、諸先生の危機耐性に関連する話題提供を拝聴する機会を得ました。上記にお名前を挙げさせていただいた方以外にも、早稲田大学秋山充良教授、東京都立大学大鳥靖樹教授のお話は今も記憶に残っております。改めて感謝申し上げます。

そもそも私が博士論文に取り組む契機となりましたのは、修士論文の指導教官であった東京大学魚本健人名誉教授、及び城西大学藤野陽三学長から、早く学位をとるようにのご指導があったことによります。研究が思うように進められず苦しい時にも、お二人からの言葉を励みに踏ん張ることができました。改めて感謝申し上げます。

最後に、いつも私の体調を気遣ってくれ、心の糧となっていた妻と娘に感謝して結びの言葉といたします。