

キャパシティデザインを実現する RC 橋梁システムの耐震信頼性設計法

RELIABILITY-BASED SEISMIC DESIGN METHOD OF RC BRIDGE SYSTEMS TO ACHIEVE THE CAPACITY DESIGN

ダン トゥアン ハイ*・松崎 裕**・秋山充良***・鈴木基行***

DANG Tuan Hai, Hiroshi MATSUZAKI, Mitsuyoshi AKIYAMA and Motoyuki SUZUKI

In seismic design of reinforced concrete (RC) bridge systems, the occurrence of brittle failure such as shear failure in the members must be precluded, and a plastic hinge should be formed at the base of bridge piers. These are the fundamental concepts in capacity design to guarantee structural safety under severe ground motions. In the current Specifications for Highway Bridges in Japan, attempts are made to apply these concepts, but many problems in their implementation exist. In this study, a reliability-based seismic design to achieve the capacity design concept with partial safety factors is proposed, and applied to the design of RC pier and pile systems.

Keywords : capacity design, reliability-based seismic design, RC bridge systems

1. はじめに

現在の地震動評価に係わる不確定性の大きさを考慮すると、設計地震動以上の生起を否定することはできず、そのような過大入力的作用にも適切に構造物の耐震安全性を確保する必要がある。キャパシティデザインは、このような過大入力的作用に対して、対象システムの中で補修・補強が容易な要素に確実に塑性ヒンジを誘導し、その要素には十分なじん性を与える一方で、その他の要素には、明確な耐力の格差を設けることで弾性応答させる設計法である。生起頻度の小さな地震動に対して、対象システムの一部を損傷させることで地震エネルギーの吸収を図り、一方で、地震後の修復性も考慮するなど、合理性を有した設計法と言える。橋梁を例にすれば、塑性ヒンジの誘導箇所は橋脚基部となり、その他の部位・部材は、橋脚基部よりも大きな耐力を持たせて弾性応答させることになる。

キャパシティデザインを橋梁の耐震設計の中で実現するためには、主に3つの検討が必要である。確実に塑性ヒンジを意図した箇所が発生させるために設ける部位・部材間の耐力格差と、安定した曲げ破壊モードを保証するための曲げとせん断耐力間の耐力格差の大きさについての検討である。さらに、塑性ヒンジ箇所、過大入力によって生じる変形が限界変形を超える可能性（損傷確率）を許容値以下に抑えるための安全係数の検討も行わなければならない。その際には、作用荷重、材料強度、地盤定数などの橋

梁の耐震設計に係わる要因が持つバラツキの大きさを考慮し、設計者が意図しない事象の生起を抑える必要がある。

本研究では、信頼性理論を用いることにより、鉄筋コンクリート橋梁システムに介在する不確定要因の存在下において、塑性ヒンジ箇所を橋脚基部に限定するために必要な部位・部材間の耐力格差、望ましい破壊モード確保のために必要な曲げとせん断耐力間の耐力格差、および橋脚の変形が限界変形を超える可能性（損傷確率）を許容値以下に抑える安全係数の算定方法を提示した。そして、RC 橋脚・場所打ち杭基礎系の耐震設計に適用し、橋脚基部に確実に塑性ヒンジが誘導され、またその橋脚基部の損傷確率を許容値以下に抑える設計が実現されていることを確認する。

2. RC 橋梁システムの耐震信頼性設計法

(1) 設計条件と部分係数

RC 橋梁システムの耐震設計において、キャパシティデザインを実現するために、以下の3つの条件を満たさなければならない。それは、i) すべての部材において、望ましい破壊モードで破壊する、ii) システムが非線形挙動をするとき、設計者が意図した位置（以下、犠牲部材と呼ぶ）に破壊を確実に誘導する、iii) システムの損傷確率を許容値以下に抑える、である。

この3つの条件を満たすために、本研究は、3つの部分係数 γ_I , γ_{II} , γ_{III} を提案する。それぞれ、靱性保証のための部分係数 γ_I 、部材間の耐力階層化を設けるための部分係数 γ_{II} 、そして、構造物の目標安全性を確保するための部分係数 γ_{III} 、である。

* 日本工営株式会社 道路橋梁部

** 東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻

*** 東北大学大学院理工学研究科土木工学専攻

(2) 提案設計フロー

本研究が提案する設計フローは図-1に示す通りであり、各ステップの概要は以下ようになる。

まず、目標信頼性指標 β_T 、及び設計地震動を設定する。目標信頼性指標 β_T については、Eurocode 0¹⁾ および日本建築学会による建築物の限界状態設計指針²⁾ を参考に設定するものとする。また、設計地震動の超過確率は、Vision2000³⁾ に従うものとする。ここで設定される超過確率を用いて、地震ハザード曲線から設計地震動を作成し、構造物の各設計規準式を満足するように耐震設計を行う。耐震設計を行った後、静的信頼性評価を行い、部分安全係数 γ_1 、 γ_{II} を式(1)と(2)に示す制約条件を満足するように決定する。ここで、本研究で定義する静的信頼性評価とは、地震動のばらつきを考慮する必要が無く、材料強度、耐力算定式、地盤定数のばらつき等のみ考えるものとする。つまり、動的解析を行わずに、Push-over 解析のみで信頼性評価を行い、部分係数 γ_1 、 γ_{II} を決定するためのステップである。信頼性評価手法としては、モンテカルロ法を用いる。

$$\beta_1(D_{mj} \geq D_j) \geq \eta_1 \quad (1)$$

ここに、 β_1 は、望ましい破壊モードを確保する平均信頼性指標である。 D_{mj} は望ましい破壊モードを表す関数であり、 D_j は望ましくない破壊モードを表す関数である。設計時には、 $\gamma_1 D_{mj}/D_j \leq 1$ を満足させる。

$$\beta_2(K_v \geq K_j) \geq \eta_2 \quad (2)$$

ここに、 β_2 は犠牲部材における破壊を確保する平均信頼性指標である。 K_v は犠牲部材 v の降伏水平震度であり、 K_j は部材 j の降伏水平震度である。設計時には、 $\gamma_{II} K_v/K_j \leq 1$ を満足させる。

部分係数 γ_1 、 γ_{II} を決定した後、動的信頼性評価を行い、部分係数 γ_{III} を修正し、式(3)に示す目的関数を最小化させる。ここで、動的信頼性評価とは、地震動のばらつきを含めた全てのばらつきを考慮して動的解析を行い、算定されたフラジリティ曲線と地震ハザード曲線を用いて、対象構造物の損傷確率を評価するステップである。

$$w = \sum_i (\beta_v - \beta_T)^2 \rightarrow \min \quad (3)$$

この式(3)は、全てのシステム i において、犠牲部材 v の信頼性指標 β_v が目標信頼性指標 β_T に漸近するように、つまり、その残差の二乗和が最小となるように、部分係数 γ_{III} を決定するための目的関数である。なお、設計時には、犠牲部材 v の耐力 R と地震応答解析より得られる応答値 S について、 $\gamma_{III} S/R \leq 1$ を満足させる。

3. 再現解析による解析モデルの妥当性

(1) 解析モデルの概要

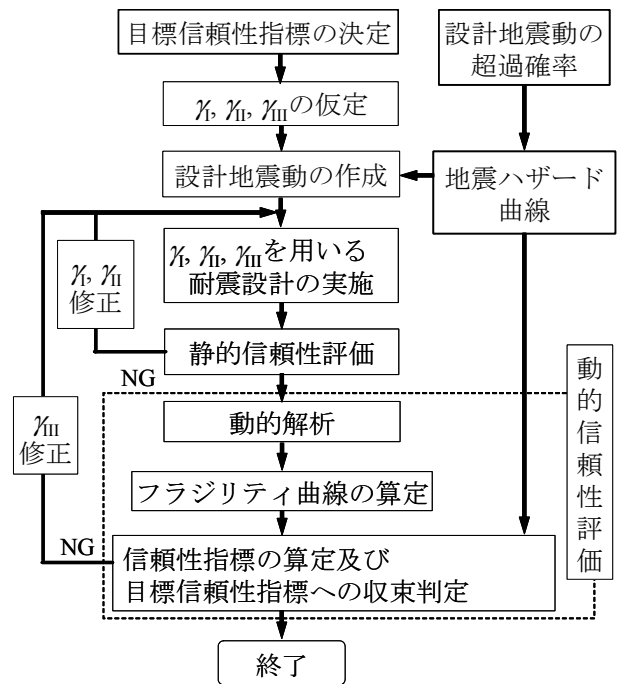


図-1 提案設計フロー

本研究で検討する解析モデルは骨組モデルであり、基本的には、矢部ら⁴⁾と同様に設定する。このモデルは、自由地盤変位の杭基礎への作用を考慮するモデルとなっている。

橋脚および杭体は、非線形梁要素でモデル化し、その曲げモーメント M - 曲率 ϕ の復元力特性は Takeda 型モデルを使用した。杭軸方向の地盤バネおよび杭周辺地盤の水平方向の履歴復元力特性は、完全弾塑性のバイリニアモデルでモデル化している。水平地盤バネ反力の上限值は、岸田・中井⁵⁾が提案する算定式を用いる。水平地盤反力係数は、参考文献6)を参考に、以下のように設定した。

$$k_H = \frac{E_0}{4.8D^{3/4}} \quad (4)$$

ここに、 E_0 は土の変形係数であり、 D は杭の直径である。上式による(実験値/計算値)の平均値は 1.39 となり、その変動係数は 0.849 であった⁶⁾。また、参考文献7)の報告から、群杭効果により、単杭載荷実験から得られた上記の k_H に低減率の平均値 0.45 を乗じるものとした。

(2) 振動実験結果との比較による動的信頼性評価で用いる解析モデルの精度検証

本研究で再現解析対象とする実験の詳細は、参考文献8)に示されている。ここでは、実験の概要を簡単に紹介する。実験に用いた群杭基礎模型は 3本×3本正方形列の9本群杭である。実験地盤は気乾状態の東北硅砂6号が用いられ、高さが 3m、相対密度が 60~70%となるように作成された。参考文献8)では振幅レベルを変えた幾つかの実験が実施されているが、ここでは、入力地震波が兵庫県南部地震で観測された地震波、上部工部分の重さが 2.867t の場合を解析対象とした。動的解析における減衰定数につ

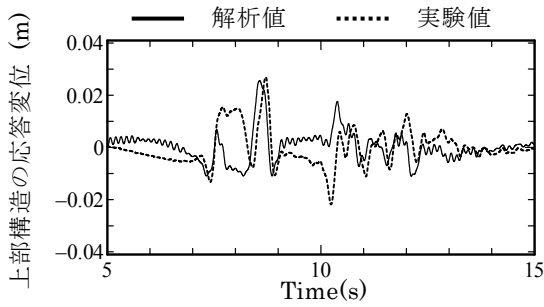


図-2 上部構造物の時刻変位応答

いては、一次の固有周期に対して 2% となる初期剛性比例型の減衰を与えた。これは数値計算を安定して進めることを主目的としており、減衰効果を期待しないものである。この理由として、実験におけるせん断土層内の閉じた空間では、逸散減衰はほとんど期待できないと考えられるからであり、小さな減衰定数を与えても工学的に問題がないと考えられる⁹⁾。

次に、水平地盤バネ定数については、3. (1) で示した式(4)を使用する。ただし、水平地盤バネ定数の算定において、既往の研究¹⁰⁾では、空中落下法により作成した振動台実験の砂地盤は、構造異方性とそれにより生じる誘導異方性が存在し、水平方向の弾性係数は鉛直方向の弾性係数より小さくなると指摘している。以上のことから、本研究では、振動台実験における水平地盤反力係数を算定する際に、参考文献 11) と 12) と同様に、地盤変形係数の低減率 1/5 を採用することにした。

動的解析における入力地震波は、実験で測定された加速度記録を使用することとした。また、自由地盤の変位については、本来は、地盤の非線形解析を行い、再現すべきであると考えが、動的解析モデルに設定した地盤バネ定数の精度を検討することを第一の目的としたため、実験から得られた振動変位履歴をそのまま用いた。実験で加速度計が設置されていない深度では、各時刻で線形補間することにより得られた地盤変位を与えた。

図-2 に示すのは、上部構造物の地表面に対する相対応答変位である。また、深さ方向の杭体曲げモーメント分布は図-3 に示している。いずれの場合でも、解析値と実験値が概ね一致することが確認される。以上のことから、本研究で用いる解析モデルは概ね実構造の挙動を再現できると考え、このモデルで耐震信頼性評価を行うことで、信頼性の高い結果が得られると思われる。

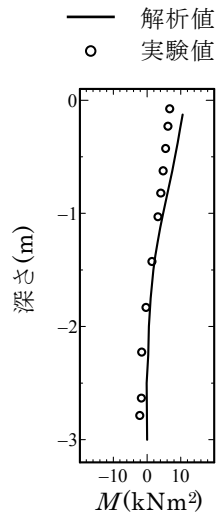


図-3 深さ方向の杭体モーメント分布

4. 提案フローによる試設計

(1) 初期設定

本研究では、Vision2000 で定義する very rare レベルの再現期間に相当する設計震度を用いる。設計対象地点は福岡県とし、設計地震動の年超過確率を 50 年で 2% (再現期間 2500 年) とした。構造物の安全性を確保するための目標信頼性指標 β_T については、日本建築学会の限界状態設計指針²⁾を参考に、 $\beta_T = 3$ と設定した。なお、本研究が設計対象とした地盤は、表-1 に示す 3 種類の地盤である。

表-1 設計対象地盤の加重平均 N 値と固有周期 T_G

	加重平均 N 値	固有周期 T_G (s)
設計対象地盤 1	16.44	0.273
設計対象地盤 2	14.09	0.287
設計対象地盤 3	17.45	0.255

(2) 設計規準式

2. で説明した制約条件式 (1)、(2) を基に、せん断及び耐力格差に関する設計規準式を設定した。ここで、望ましい破壊モード D_{mj} とは曲げ破壊であり、 D_j はせん断破壊である。また、犠牲部材は橋脚基部であり、 K_j は杭基礎の降伏水平震度、 K_v は橋脚の降伏水平震度である。犠牲部材 v の耐力 R は橋脚の終局変位であり、作用 S は、動的解析より得られる橋脚の最大応答変位である。この条件で耐震設計を行った後、図-1 に示したフローに従い、静的信頼性評価と動的信頼性評価を行い、制約条件が満足されるように部分係数の修正を行った。なお、信頼性評価に使用する各値のばらつきは基本的に参考文献 14) と同様に設定している。

(3) 各部分係数の相互関係

まず、杭基礎・橋脚の耐力格差を設けるための部分係数 γ_{II} とそれによって確保可能な信頼性指標 η_2 の関係を調べた。図-4 に示すのは、部分係数 γ_{II} と信頼性指標 η_2 の関係である。図から確認されるように、部分係数 γ_{II} が 1.1 のとき、信頼性指標 η_2 は 0.272 しか確保できていないことが分かる。この値を条件付確率に直すと、約 0.39 となる。この意味は、モンテカルロ法における試行回数 10 回中、4 回弱で杭基礎が橋脚よりも先に降伏することになる。このことから、現行の道路橋示方書¹⁵⁾ で設定している橋脚・杭基礎の耐力格差 1.1 倍の値は、杭基礎を降伏させない耐力格差にはならないことが分かる。図-4 から、 η_2 を 1.5 確保するために、部分係数 γ_{II} を 1.7 以上に設定する必要があり、 η_2 を 2.0 確保するためには、 γ_{II} を 1.9 以上に設定する必要があることも確認された。

(4) 目標信頼性指標を確保するための部分係数の試算

静的信頼性評価から、 η_2 を 2.0 以上、 η_2 を 2.5 以上確

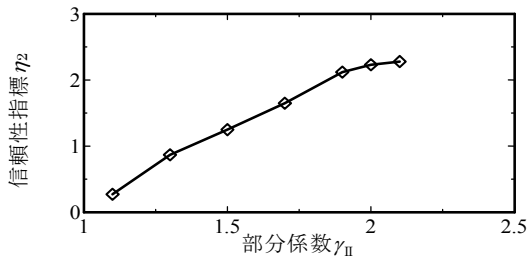


図-4 部分係数 γ_{II} と信頼性指標 η_2 の関係

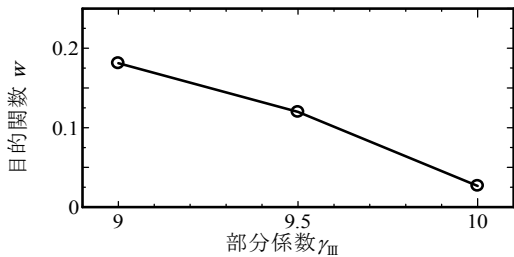


図-5 目的関数 w と部分係数 γ_{III} の関係

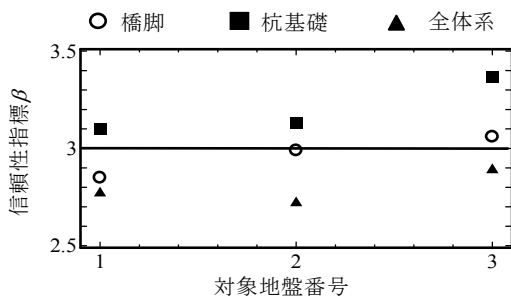


図-6 各構造物における信頼性指標 β

保する組み合わせとして、 $\gamma_I = 1.5$ 、 $\gamma_{II} = 1.9$ が得られた。そして、動的信頼性評価を行い、目標信頼性指標 β_T を確保するために、部分係数 γ_{III} を算出した。図-5 に部分係数 γ_{III} と w の関係を示す。この結果から w が最小となる部分係数 γ_{III} は 10.0 となった。また、図-6 に示すのは、 $\gamma_{III} = 10.0$ 、 $\gamma_{II} = 1.9$ 、 $\gamma_I = 1.5$ のときの、各部材とシステムの信頼性指標である。すべての構造物において、杭基礎の信頼性指標は 3.0 以上になっていることが分かり、 $\eta_2 = 2.0$ で橋脚・杭基礎の耐力格差を確保することは妥当であると考えられる。また、今回の動的信頼性評価において、橋脚および杭基礎のせん断破壊がほとんど起こらず、その損傷確率はほぼ 0 であることも確認した。このことから、 $\eta_2 = 2.5$ で曲げ破壊を確保することも妥当であると考えられる。

5. まとめ

本研究は、キャパシティデザインを実現する耐震信頼性設計体系を構築し、その設計体系に必要な設計条件、照査式、制約条件等をまとめた。また、再現解析を行い、動的解析モデルの妥当性を検討した上で、提案した設計フローに従い、橋脚・杭基礎系の試設計を行った。

その結果、提案フローから得られた部分係数を用いることにより、破壊モードが安定的に曲げ破壊となり、確実に

塑性ヒンジの発生箇所が橋脚基部に限定され、建築構造で付与されている目標信頼性指標 ($\beta_T = 3.0$) を RC 橋脚・杭基礎系で確保できることが確認された。また、各耐力算定式や地盤定数の評価、さらには地震動予測に伴う不確定性により、橋脚と杭基礎間には相当の耐力格差が必要であり、杭基礎の設計震度を橋脚の保有水平耐力の 1.1 倍で規定する道路橋示方書に準拠して耐震設計した場合には、多くの場合で杭基礎が降伏状態に達する可能性が示された。

参考文献

- 1) CEN: Draft EN 1990 Eurocode 0 Basis of structural design, 2002.
- 2) 日本建築学会：建築物の限界状態設計指針，2002.11.
- 3) SEAOC: Vision 2000 – Performance based seismic engineering of buildings, Vision 2000 Committee, Final Report, 1995.
- 4) 矢部正明、川島一彦：橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響、土木学会論文集、No.626 / I-48, 1998.7.
- 5) 岸田英明、中井正一：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗、日本建築学会論文報告集、第 281 号，1979.
- 6) 駒田敬一：土木構造物のクイの水平抵抗、土と基礎、25・8 (234)、1977.8.
- 7) 幸左賢二、鈴木直人、木村亮、木村嘉富、森田悠紀雄：終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験、土木学会論文集、No.596 / III-43, pp.249-260、1998.6.
- 8) 福井次郎、中谷昌一、白戸真大、野々村佳哲、喜多直之：群杭基礎の大型振動大実験、土木研究所資料、第 4015 号、2006.8.
- 9) 白戸真大、野々村佳哲、福井次郎：動的解析における群杭のモデル化に関する検討、土木学会地震工学論文集 Vol.28, pp.1-10、2005.3.
- 10) 室野剛隆、小長井一男：土の非線形性を考慮した群杭基礎の動的相互作用の新たな表現方法、土木学会論文集 Vol.27, pp.1-8、2003.6.
- 11) 神田政幸、竹村次朗、日下部治：砂地盤中の単杭の p-y 関係のモデル化、土木学会論文集 No.645/III-50, pp.191-207、2000.
- 12) 室野剛隆、村上昌彦、畠中仁、棚村史郎：地盤変位を受ける単杭の p-y 関係に関する検討、第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集 CDROM、2002.
- 13) 防災科学技術研究所：地震ハザードステーション J-SHIS、<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>
- 14) 秋山充良、松中亮治、土井充、鈴木基行：鉄筋コンクリート橋梁システムに介在する不確定要因を考慮した場所打ち杭基礎の設計水平震度評価に関する研究、土木学会論文集、No.641/V-46, pp.187-203、2000.
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2002.