

補修費用を考慮した耐震設計に関する一考察

渡邊忠朋¹・杉本博之²・朝日啓太³

¹正会員 北武コンサルタント(株) (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7丁目)

²正会員 工博 北海学園大学教授 工学部土木工学科 (〒064-0926 札幌市中央区南26条西11丁目)

³正会員 工修 北海学園大学大学院 土木工学専攻 (〒064-0926 札幌市中央区南26条西11丁目)

我が国では、性能照査型への設計体系の移行が各機関で検討され、移行されつつある。兵庫県南部地震によって被災した建造物の復旧に代表されるように、耐震上要求される性能として復旧性は重要な性能項目である。そこで、本論文では、建造物の動的応答の推定に静的非線形解析と非線形スペクトルを使用し、最適化手法としてGAを用いた耐震設計システムを提案した。また、建造物の復旧性の指標として補修費用を用い、補修費用が建造物の設計解へ与える影響に関して検討を行った。その結果、補修費用は設計解へ大きな影響を与えること等が明らかになった。

Key Words: performance verification, seismic design, repair cost, genetic algorithms

1. はじめに

性能照査型への設計体系の移行が土木学会¹⁾を始めとして種々の機関で検討され、移行されつつある。設計体系が性能照査型へ移行されれば建造物に要求される性能は明確になるものの、建造物の性能を照査する技術の向上が、従来にもまして必要となる。

この時、要求される性能を満足する建造物を得るための建造物の形状や断面諸元を設定する設計行為自体は、本来技術者の創造力によるところが大きい。当然、用いる設計手法自体は自由であってよく、照査とは独立した行為であってよいと考えられる(図-1)。しかし、設計者は、種々の性能に対応した検討を行う必要性があり、適切な照査結果を得るための膨大かつ正確な数値計算あるいは実験が従来にもまして必要となることが想定される。

耐震設計法を例にとると、我が国の耐震設計法は、兵庫県南部地震による建造物の被害等を反省材料として急速に進歩を遂げており、土木学会¹⁾、鉄道²⁾、道路³⁾等の多くの耐震設計基準においては、性能規定型の照査体系へと移行されつつあり、そこでは特に建造物の復旧性が主たる性能の一つとして規定されている。

しかし、現時点の通常の設計においては、建造物の設計解は初期建設費用にのみ着目して得られている。すなわち地震後の建造物の損傷による損失は考慮されず、初期建設費用にのみ着目して設計解の優劣を判断しているのが通例である。

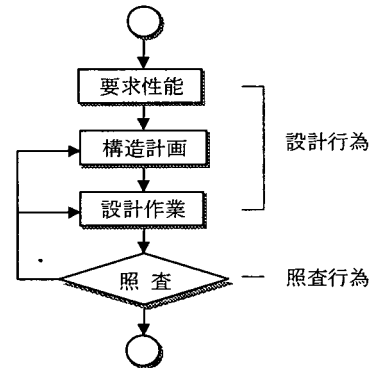


図-1 建造物設計の流れ

本来、復旧性を主たる性能として規定した場合は、地震によって生じる建造物の損傷の修復に要する損失を考慮した設計解が必要であることは言うまでもない。

一方、近年の耐震設計法では、建造物の地震作用による応答は時刻歴非線形解析法により算定されることが主流になりつつあるが、時刻歴非線形応答解析法を主たる応答解析法として設計解を算定することは、極めて煩雑かつ困難なのが現状である。

そこで、本研究では、合理的な設計解を得るために、静的非線形解析法と最適化手法を用いて建造物の復旧性を考慮した設計解を得る設計システムを提案し、かつ、その設計システムを使用して鉄道建造物を例にとり復旧性を考慮した設計解と、現状で実施されている初期建設費用重視の設計解との比較検討を試みた。

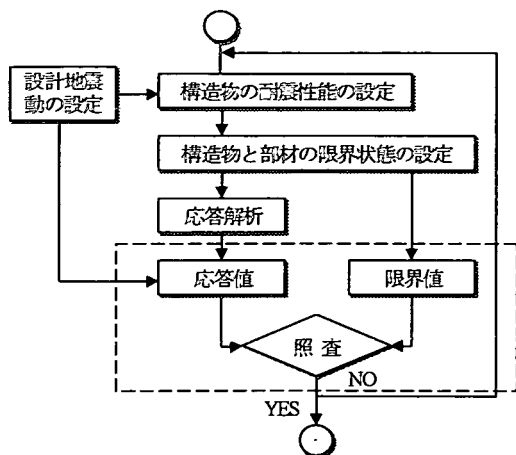


図-2 耐震性能照査の流れ

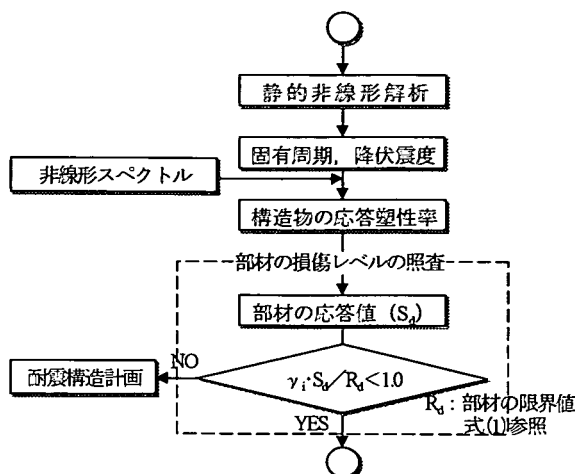


図-3 静的非線形解析と非線形スペクトルを用いた照査

2. 最適化手法を用いた耐震設計システム

本研究の目的は、まず、鉄筋コンクリート構造物の耐震上要求される性能（以下、耐震性能）を満足する設計を求める最適設計システムを構築し、そのシステムを利用して合理的な鉄筋コンクリート構造物の耐震設計解の算定方法を提案することにある。

そのため、耐震性能の明確な定義とその照査方法はシステム化される必要がある。本研究では、これらに対して、鉄道構造物等設計標準³⁾を参考にした照査方法を用いた。鉄道構造物等設計標準³⁾の照査方法の流れを図-2に示す。

耐震性能の照査において構造物の地震時の挙動を正確に推定することは極めて重要な行為である。近年の耐震性能照査に用いる応答解析法として時刻歴非線形応答解析法が主流になりつつあり、上記の示方書等でも時刻歴非線形応答解析法を主体とした照査体系となっている。しかし、最適な設計解を得るために時刻歴非線形応答解析法を適用することは、極めて困難である実態がある。そこで、構造物の動的応答値の推定に静的非線形解析法と非線形スペクトルを組み合わせた応答解析を適用し、最適化手法としてGA⁹⁾（遺伝的アルゴリズム）を用いた耐震設計システムを提案することとした。

GAは、ダーウィンの進化論を基礎に、その骨格を数理モデル化した手法⁹⁾である。従来の数理計画法が、連続変数、連続関数のみから構成される設計問題に適用が限定されたのに対し、離散変数、非連続関数まで適用の可能性を広げた^{9), 7)}。本研究のように、設計パラメータ（設計変数）が本来離散的な量を扱う設計問題のために開発された手法である。理論も簡単であり、基

本的なプログラムであれば簡単に作成できる⁹⁾のも特徴の一つである。なお、著者らは、過去に耐震補強設計問題にGAを用いた最適化手法を適用しており、GAの有用性は既に報告している^{9), 7)}。

非線形スペクトルとは構造物全体系の非線形性を考慮した1質点系モデルを用いて行った応答解析から得られた構造物の応答塑性率を、構造物の周期、降伏震度の関係で表したスペクトルであり、静的非線形解析と併用することによって、構造物の地震作用による最大応答値を算定することが出来る。静的非線形解析と非線形スペクトルを用いた耐震性能照査の流れと、最適耐震設計システムの流れを図-3、4および5に示す。

本設計システムは、静的弾塑性解析による耐震性能の照査法を用いて、RC構造物の最適設計解を得ることにある。その際に、最適化手法としてはGAを用いることとした。

3. 部材の損傷と復旧性の関係

構造物の復旧性を要求性能とし、それを最適設計問題として定式化するためには、地震作用によって構造物が受ける損傷を推定し、かつ推定した損傷状況から、その損傷を修復させるための補修工法を想定して、その補修工法に必要なコストを考慮する必要がある（図-6）。

本研究では、地震作用による構造物の応答を静的非線形解析法と非線形スペクトル法を用いて行うこととしているため、部材の非線形特性と部材の損傷状況が関連付けられている必要がある。そこで、著者らが提案した鉄筋コンクリート柱部材を用いた正負水平交番

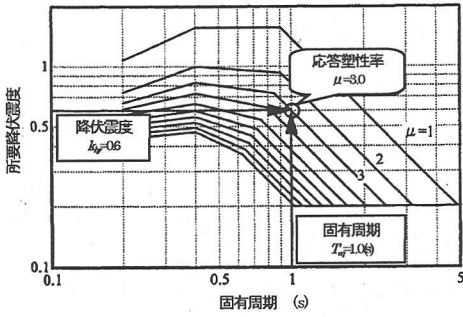


図-4 非線形スペクトル

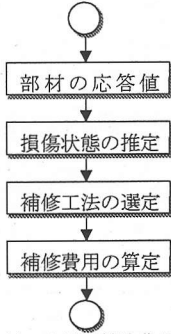


図-6 部材の応答と補修費用の関係

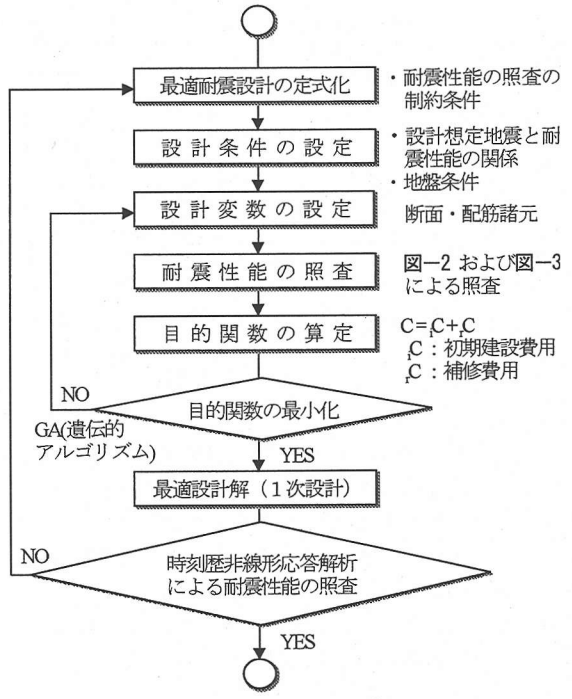


図-5 最適耐震設計システムの流れ

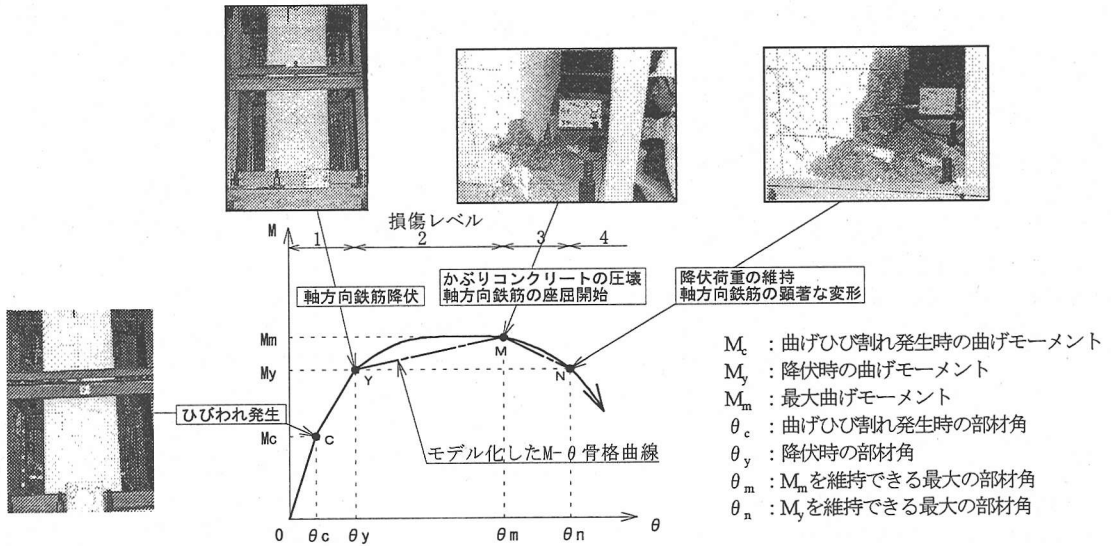


図-7 部材の損傷状況を考慮したRC部材の非線形特性

載荷実験結果に基づいた部材の非線形性と部材の損傷状況の関係¹⁰⁾を用いることとした。

すなわち、図-7に示すような部材の損傷状況と関連付けられた部材の曲げモーメントと回転角の関係を用いることとする。図中のCは曲げひび割れ発生、Yは軸方向鉄筋降伏、Mは最大荷重を維持する最大変形点、Nは降伏荷重を維持する最大変形点である。この部材の非線形性は、コンクリートのひび割れ、軸方向鉄筋の

降伏等の材料の非線形特性、かぶりコンクリートの剥離、軸方向鉄筋の座屈等の部材の損傷状況を考慮して算定されたもので、M-θ関係を形成する各折れ点から部材の損傷状況を把握することができる。なお、部材の損傷状況は、図-7に示すように損傷のレベルにより4段階に区分することとした。本モデルで想定している部材の回転角、損傷状況、および想定される補修工法の関係を表-1に示す。このモデルを使用することに

表-1 部材の損傷状況と補修方法の関係

損傷レベル	損傷状況	補修工法のイメージ
1 (0~Y)	無損傷	無補修 (必要により耐久性上の配慮)
2 (Y~M)	場合によっては補修が必要な損傷	必要によりひび割れ注入・断面修復
3 (M~N)	補修が必要な損傷	ひび割れ注入・断面修復, 必要により帯鉄筋の整正
4 (N~)	補修が必要で, 場合によっては部材の取り替えが必要な損傷	・ひび割れ注入・断面修復・帯鉄筋等の整正 ・軸方向鉄筋の座屈が著しい場合は部材の取り替え

注) ()内は, 図-7に示す記号と対応している。

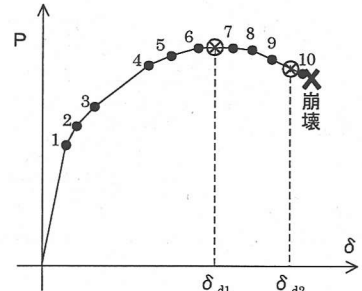


図-8 荷重変位曲線の一般図

よって算定された回転角の応答値から損傷状況を推定し, 対応する補修工法を選定することができる。それによって得られた部材の修復費用から構造物全体の補修費用を算定することができ, 構造物の復旧性を費用という形で評価できることになる。

なお, 本検討で用いた回転角の応答値と部材の損傷レベルの限界値関係を式(1)に示す。

$$\left. \begin{array}{l} \text{損傷レベル1 } \theta_d \leq \theta_y \\ \text{損傷レベル2 } \theta_d \leq \theta_m \\ \text{損傷レベル3 } \theta_d \leq \theta_n \\ \text{損傷レベル4 } \theta_d \geq \theta_n \end{array} \right\} \quad (1)$$

ここに, θ_d : 応答回転角
 θ_y : 降伏時の部材角
 θ_m : M_m を維持できる最大の部材角
 θ_n : M_n を維持できる最大の部材角

各損傷レベルの限界値の算定方法は, 著者らの提案した方法¹⁰⁾によった。

4. 構造物の損傷の算定

補修費用を計算するには, 構造物が地震によって, どの部位に, どの程度の損傷を受けるかを正確に把握する必要がある。ここでは地震動による各部材の損傷レベルの判定方法について説明する。

(1) 構造物の応答

地震動による構造物の応答の算定には非線形スペクトル法を用い, 構造物の固有周期から地震動による応答値を算定する。静的非線形解析から算定した固有周期 T (sec), 降伏震度 K_{ny} を用い, 応答塑性率 μ を算定する。地震時の最大応答変位 δ_d は μ と降伏変位 δ_y の関係から次式で表すことが出来る。なお, 本検討では, 構

表-2 損傷レベルマトリックス

部材	折れ点	折れ点										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10以降
部材①	I端	1	2	2	2	3	3	3	3	3	3	4
	J端	1	1	1	2	2	2	2	2	3	3	3
部材②	I端	1	1	2	2	2	3	3	3	3	3	3
	J端	1	1	1	2	2	2	2	2	2	3	3
部材③	I端	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2
	J端	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2

造物の降伏は構成部材の一つの部材が曲げ降伏した時点とした。すなわち, 図-8中の1の時点を構造物の曲げ降伏とした。

$$\delta_d = \mu \cdot \delta_y \quad (2)$$

ここで μ は, L2地震動スペクトル 1, 2²⁾ に対して算定し, それぞれ応答変位 δ_{d1} , δ_{d2} を求めている。

(2) 損傷レベルの判定

静的非線形解析から算出される荷重変位曲線と応答変位 δ_{d1} , δ_{d2} の関係を用い, 部材の損傷レベルの判定を行う。ここで荷重変位曲線を図-8に示す。荷重変位曲線の折れ点は, いずれかの部材が図-7の Y, M, N のいずれかに達した点である。例を示すと, 折れ点1は, ある部材が最初に Y に達したことを意味する。折れ点毎に, 構造物を構成する部材の損傷レベルを表示すると, 表-2のマトリックスのようになる。一例として δ_{d1} による損傷を判定する。 δ_{d1} と折れ点の変位を比較し, 対応する折れ点を判定する。図では, 折れ点7が δ_{d1} に対応する折れ点となる。折れ点が決すれば, 表-2から各部材の損傷レベルを選択する。折れ点7の場合は, 部材①および②のI端が損傷レベル3, 部材①および②のJ端, 部材③のI端が損傷レベル2となり, これが構造物の損傷状態となる。

5. 最適設計問題の定式化

本研究では、梁、柱で構成される直接基礎と、梁、柱、地中梁および杭で構成される杭基礎の、1層の鉄道RCラーメン高架橋を対象とし、最適化手法GAを応用し、設計解を得るものである。目的関数は、初期建設費用に地震動による補修費用を加えた値とした。制約条件は、構造全体系に対して非線形スペクトル法による耐震性の照査、各部材毎にせん断破壊、損傷レベルに対する照査を設定している。設計変数は、最適化を行う部材の断面構成とした。これらについて以下に説明する。

(1) 目的関数

本研究の目的関数は、初期建設費用と地震動による補修費用の和とし、次式で算定した。

$$TC = {}_iC + {}_rC \quad (3)$$

$${}_iC = {}_iC_u + {}_iC_p \quad (4)$$

ここに、TC：トータルコスト

${}_iC$ ：初期建設費用

${}_rC$ ：地震動による損傷のための補修費用

${}_iC_u$ ：上部構造部分の初期建設費用

${}_iC_p$ ：基礎構造部分の初期建設費用

a) 初期建設費用

材料および施工費用^{10), 11), 12)}についての初期建設費用を考慮するものとし、次式で定式化している。

$${}_iC_u = V_c \cdot K_c + V_s \cdot G_s \cdot K_s \quad (5)$$

ここに、 V_c ：コンクリート量(m³)

K_c ：コンクリート換算係数
(=65100unit/m³)

V_s ：鉄筋量(m³)

G_s ：鉄筋の単位体積重量(=78.5kN/m³)

K_s ：鉄筋換算係数(=8900unit/kN)

単位unitは、実質的に円を表す。

杭の初期建設費用は、掘削等の工事費用が加算されるため、次式を用いることとした。

$${}_iC_p = K_p \cdot L + V_c \cdot K_{cp} + V_s \cdot G_s \cdot K_{sp} \quad (6)$$

ここに、 K_p (unit/m)：杭換算係数で杭径D、杭長L(m)毎に設定

L：杭長(m)

V_c ：コンクリート量(m³)

K_{cp} ：杭のコンクリート換算係数
(=7500unit/m³)

V_s ：鉄筋量(m³)

K_{sp} ：杭の鉄筋換算係数(=4800unit/kN)

表-3 損傷部位と補助工

損傷部位	補助工
上層梁	足場工, 軌道撤去, 防水工, 軌道敷設
柱上端	足場工
柱下端	掘削工, 埋戻工
地中梁	掘削工, 土留工, 埋戻工

表-4 補修費用の計算式(柱下端, 損傷レベル3)の例

工種	単価(unit)	数量計算式
掘削工	6,720	{(H+2) ² - H ² } × H _s × 2
ひび割れ注工	5,500	(H ² × B) × 2 × 25 ℓ / m ²
かぶり修復 (コンクリート工)	22,410	(H ² × B) × 2 × 0.35
(型枠工)	7,090	H ² × 4 × 2
埋戻工	1,112	{(H+2) ² - H ² } × H _s × 2

注) 記号について H：柱断面高さ(m)

B：柱断面幅(m)

H_s：掘削深さ(m)

杭基礎の場合、式(5)と式(6)の和が初期建設費用となる。

b) 補修費用

補修費用は、次式で算定した。なお、地震動の詳細については、6(2)c)に詳細を示す。

$${}_rC = P_{L1} \times {}_rC_{L1} + P_{L2S1} \times {}_rC_{L2S1} + P_{L2S2} \times {}_rC_{L2S2} \quad (7)$$

ここに、 P_{L1} ：L1地震動の発生回数

${}_rC_{L1}$ ：L1地震動発生時の補修費用

P_{L2S1} ：L2地震動(スペクトル1)の発生回数

${}_rC_{L2S1}$ ：L2地震動(スペクトル1)発生時の補修費用

P_{L2S2} ：L2地震動(スペクトル2)の発生回数

${}_rC_{L2S2}$ ：L2地震動(スペクトル2)発生時の補修費用

補修費用は、補修を行うための補助工と、実際に部材の性能を取り戻すための工法に大別できる。後者は前述した損傷レベルに応じて部材を健全な状態に戻す補修で、表-1に示している。前者は損傷の発生した部位によって、補修を行う前に足場や掘削等が必要となる。この損傷部位による補修のための補助工を表-3に示している。これらの工法も考慮し補修費用に加算する。一例として柱下端、損傷レベル3の場合の補修費用の計算式を表-4に示している^{10), 11), 12)}。Hは断面高さ、Bは断面幅、H_sは地盤から損傷部位までの高さである。なお、杭部材の補修は、困難であることから、数値計算では杭部材に損傷が生じない制約条件を与えている。

(2) 制約条件

制約条件は、耐震性の照査、各部材のせん断破壊の照査および性能設計の観点から損傷レベルの照査を行っている。以下に、これらについて示す。

a) 耐震性の照査

静的非線形解析に基づく耐震性の照査として、非線形スペクトル法を用いることとした。非線形スペクトル法は、前述したように構造物の応答塑性率 μ を算定し、許容塑性率 μ_a と比較することで耐震性の評価を行う。 μ_a は次式で定義される。

$$\mu_a = \delta_s / \delta_y \quad (8)$$

ここに、 δ_s : 変位の許容値

δ_y : 降伏変位

非線形スペクトル法による耐震性の照査の制約条件式は次式となる。

$$g(i) = \mu_j^k / \mu_a^k - 1 \leq 0 \quad (i=1\sim 4) \quad (9)$$

ここに、 j : L2地震動スペクトル1および2

k : 橋軸および橋軸直角方向

すなわち耐震性については合計4つの制約条件を設定する。

b) せん断破壊に対する照査

各部材において、せん断破壊を発生させない条件として次式を設定している。

$$g(i) = \gamma_i \cdot V_{di} / V_{ydi} - 1 \leq 0 \quad (i=1\sim M) \quad (10)$$

ここに、 γ_i : 構造物係数 (=12)

V_{di} : 部材 i の設計せん断力

V_{ydi} : 部材 i の設計せん断耐力¹⁰⁾

M : 全部材数

c) 部材の損傷レベルに対する照査

各部材において損傷レベルを部材角で判断するものとして、部材角の応答値と許容値から定義することとした。

$$g(i) = \gamma_i \cdot \theta_{di} / \theta_{rdi} - 1 \leq 0 \quad (i=1\sim M) \quad (11)$$

ここに、 θ_{di} : 部材 i の最大応答部材角

θ_{rdi} : 部材 i の損傷レベルに応じた部材角の許容値で図-7の Y, M, N の部材角に応じた値をとる。

これにより部材毎に損傷レベルを制限した設計が可能となる。なお、杭部材に対しては無損傷状態とするため、損傷レベル1すなわち θ_y を許容値とした。

(3) 設計変数

最適化を行う部材は、柱、上層梁、地中梁および杭を対象としている。柱および梁部材は、それぞれ正方

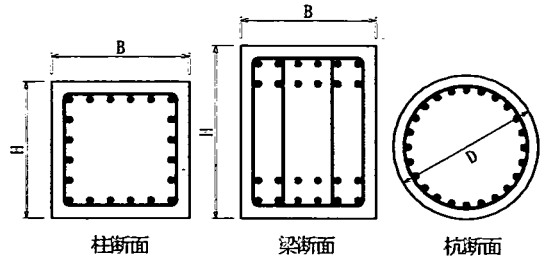


図-9 設計断面図

表-5 部材断面データ

B (mm)	H (mm)		N (本)	J (段)	杭	
	柱	梁			D(mm)	N(本)
600	600	800~1500	6	1 or 2	1000	22
700	700	900~1600	8		1200	28
800	800	1000~1700	9	1500	38	55
900	900	1100~1800	10			
1000	1000	1200~1900	11	2000	55	
1100	1100	1300~2000	11			
1200	1200	1400~2100	12	2000	55	
1300	1300	1500~2200	13			

表-6 せん断補強鉄筋データ

部材	D_w (mm)	N_w (本)	S_w (mm)	S_v (mm)
柱	16	1~2	100	100
	19	1~2		or
	22	1~2		200
梁	16	1~2	150	150
	19	1~2		or
	22	1~2		200
杭	16	—	100	100
	19	—		or
	22	—		125
	25	—		

形、長方形断面として、断面幅 B、断面高さ H、軸方向鉄筋本数 N、軸方向鉄筋段数 J を、また杭部材は円形断面として断面径 D、軸方向鉄筋本数 N を設計変数とした。ここで断面図を図-9 に、断面データを表-5 に示している。軸方向鉄筋径は 32mm を固定し、柱部材は側方鉄筋を配置する。またせん断補強鉄筋は、鉄筋径 D_w 、組数 N_w 、配置間隔 S_w を設計変数とした。これを表-6 に示す。杭部材は N_w を 1 組に固定した。せん断補強配置間隔は、部材の両端から 2H 区間の S_w 、それ以外の S_v を設定する。 S_w には固定値を与え、 S_v を設計変数とした。数値計算例では、施工面等を考慮し全部材の B、2 方向の地中梁の H を同一の値を用いている。

これらの設計変数の組合せにより、部材の断面構成が決定される。1 部材につき、柱部材に対する組合せ総数は 128、梁部材に対する組合せ総数は 1024 となる。

これらのコーディング例を図-10 に示した。梁部材の例である。図は、B=700mm、H=1200mm、軸方向鉄筋

①	②	③	④	⑤	⑥
B	H	J	D _w	N _w	S _y
8種類	8種類	2種類	2種類	2種類	2種類
3bit	3bit	1bit	1bit	1bit	1bit
700 (mm)	1200 (mm)	1 (段)	19 (mm)	2 (組)	200 (mm)
↓	↓	↓	↓	↓	↓
2	4	1	2	2	1
↓	↓	↓	↓	↓	↓
001	011	0	1	1	0

↓
0010110110

図-10 梁部材の断面コーディング例

段数 1, せん断補強鉄筋径 19mm, その組数 2 および配置間隔 200mm の例である。図のように,

[0010110110]

となる。これをすべての設計対象部材に関して並べて一つの線列 (string) となる。

6. 数値計算条件

(1) 検討対象構造物

前述の最適化手法を用いた耐震設計システムを用いて数値計算を実施した。

検討対象構造物は、図-11 に示す 1 層の鉄道 RC ラーメン高架橋とした。左図は橋軸直角方向、右図は橋軸方向の構造骨組を示したものである。図は杭基礎の構造を示しているが、直接基礎も解析を行った。最適化を行う部材は、杭基礎の場合、柱、地中梁、上層梁および杭部材、直接基礎の場合、柱、上層梁部材を対象としている。

(2) 検討条件

a) 地盤条件

地盤条件を G0~G7³⁾ の 8 種類想定した。直接基礎に G0~G3 地盤、杭基礎に杭長 20m の G3~G5 地盤、杭長 30m の G5~G7 地盤を設定した。

b) 耐震性能の設定

耐震性能は、I~III まで 3 段階設定した。

耐震性能 I は、想定地震動の作用によって構成部材が無損傷である状態。すなわち、全ての部材の損傷レベルが 1 である状態であり、部材の損傷レベルの制約条件は次式とする。

$$\theta_d \leq \theta_y \quad (12)$$

ここに、 θ_d : 部材の応答回転角

θ_y : 損傷レベル 1 の限界回転角

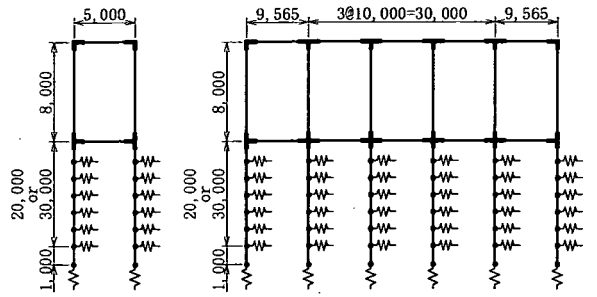


図-11 鉄道 RC ラーメン高架橋、杭基礎構造モデル (mm)

耐震性能 II は、想定地震動の作用によって構成部材が修復を行わなくてもよい損傷に留める状態。すなわち、全ての部材の損傷レベルが 2 以下である状態であり、部材の損傷レベルの制約条件は次式とする。

$$\theta_d \leq \theta_m \quad (13)$$

ここに、 θ_d : 部材の応答回転角

θ_m : それぞれ損傷レベル 2 の限界回転角

耐震性能 III は、想定地震動の作用によって構成部材が修復を行わなければならない損傷を受けた状態。すなわち、全ての部材の損傷レベルが 3 以下である状態であり、部材の損傷レベルの制約条件は次式とする。

$$\theta_d \leq \theta_n \quad (14)$$

ここに、 θ_d : 部材の応答回転角

θ_n : それぞれ損傷レベル 3 の限界回転角

c) 照査用地震動

照査用地震動は以下のような定義とし、具体的には鉄道構造物の設計に適用されている地震動を用いた²⁾。

L1 地震動は、構造物の設計耐用期間内に数回発生する確率を有する地震動、L2 地震動は、構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低いが非常に強い地震動で、海洋型地震動 (スペクトル 1) と内陸型地震動 (スペクトル 2) の両者とする。

各地震動の弾性応答スペクトルを図-12 に示す。

なお、構造物全体系での地震動による応答値を算定するための非線形スペクトルは、鉄道構造物等設計標準²⁾に示されたものを使用した。

d) 照査用地震動と耐震性能の関係

構造物の設計解は、照査用地震動と耐震性能の関係によって異なることになる。現在の種々の技術基準においては、複数の照査用地震動と構造物の耐震性能を関係付けて個々の地震動に対して規定された性能の満足度を照査している。表-7 に一般的な鉄道構造物における照査用地震動と構造物の耐震性能の関係を示す。

表-7 耐震性能レベルと想定地震動の関係 (耐震性能マトリックス)

	耐震性能レベル	耐震性能 I	耐震性能 II	耐震性能 III
	損傷状態	無損傷	軽微な損傷	大きな損傷
照査用 地震動	L1地震動	○	-	-
	L2地震動(スペクトル1)	-	○	○
	L2地震動(スペクトル2)	-	○	○

表-8 検討ケースの概要

CASE	地質種別	照査用地震動	耐震性能	目的関数
1	G ₀ ~G ₇	L1地震動	III	初期建設コスト
2			II	初期建設コスト
3		L2地震動	-	トータルコスト*1
4			-	トータルコスト*2

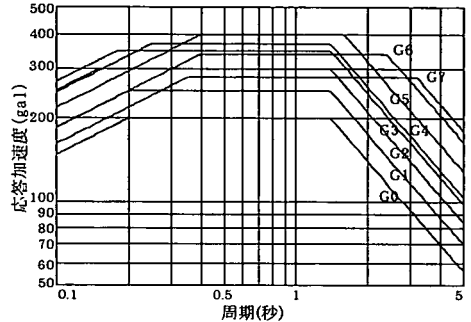
注) *1 : L2地震動のスペクトル1, スペクトル2
による損傷の補修費用の両者の合計を
補修費用とした場合のトータルコスト
*2 : L2地震動のスペクトル1, スペクトル2
による損傷の補修費用のうちいずれか
大きいほうを補修費用とした場合のト
ータルコスト

本研究では、表-7 に示す耐震性能のマトリックスを参考
に、表-8 に示すような組み合わせで設計解を算定し
た。なお、本研究では、構造物の補修費用も考慮した
トータルコストを算定することを目的としているため、
照査用地震動の発生回数が補修費用に大きく影響
を及ぼすことになるが、照査用地震動 L2 地震動の発生
回数をそれぞれ1回とし、確定論的に扱うこととした。
なお、L1 地震動は現状の耐震設計基準では構造物の設
計耐用期間内に数回発生する確率を有する地震動であ
るため1回以上の発生回数を想定する必要があるが、図
-12 に示すように L2 地震動との弾性応答スペクトル
の大きさの差異から実質的に設計解へ影響を及ぼさな
いことから、検討上便宜的に発生回数は1回とした。

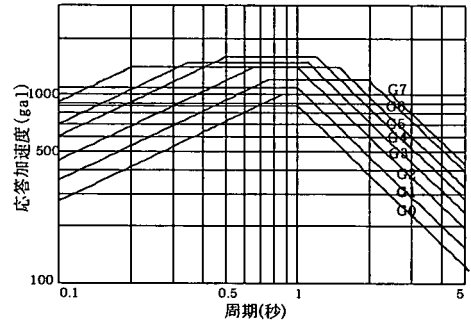
CASE1 および 2 は、耐震性能の差異が初期建設費用
に及ぼす影響を検討の目的としたものであり、それぞ
れ耐震性能を III および II とした場合に初期建設費用を
目的関数とした場合の設計解を算定するものである。

一方、CASE3 および 4 は、補修費用を含めたトータ
ルコスト (以下、TC という) を目的関数とし、CASE1
および 2 と比較することにより補修費用の有無が
設計解へ与える影響の検討を目的としたものである。

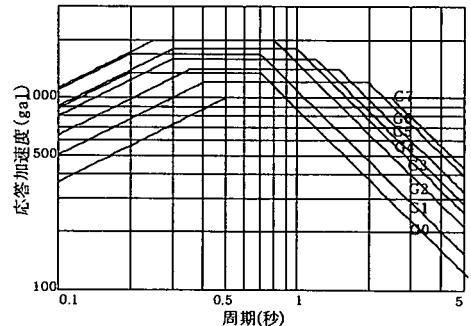
なお、CASE3 は、スペクトル1と2の補修費用の合計
を補修費用とし、CASE4 はスペクトル1または2の補
修費用のうち大きい方の補修費用を構造物の補修費用
としている。CASE4 は、構造物の設計耐用期間中に L2 地
震動のスペクトル1とスペクトル2の両方が発生する確
率は非常に少ないと考え、スペクトル1とスペクトル2
のいずれかが1回発生することを想定したものである。
すなわち、CASE3 は構造物にスペクトル1と2の両方
の地震動の損傷を考慮した場合、CASE4 はスペクトル1
または2のいずれか損傷を大きく生じさせる地震動のみ
を考慮した場合となる。



(a) 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル (L1地震動)



(b) 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル (L2地震動スペクトル1)


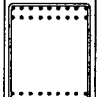



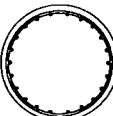

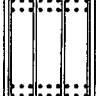



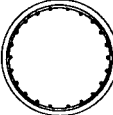
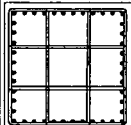
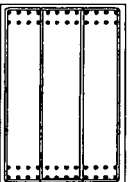
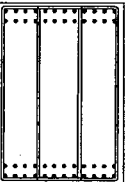
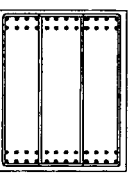
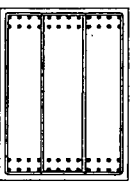
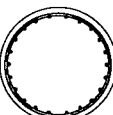
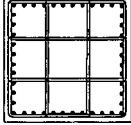
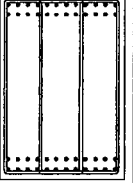
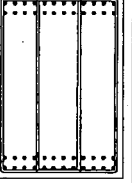
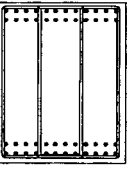
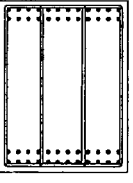



(c) 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル (L2地震動スペクトル2)

図-12 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル²⁾

表-9 目的関数別の設計比較 (G7地盤, 杭長 30m)

(単位: mm)

CASE	部材	柱	地中梁(軸)	地中梁(直角)	上層梁(軸)	上層梁(直角)	杭
1	耐震性能Ⅲ						
		800×800 D16@100	800×1000 D16@150	800×1000 D19@150	800×1100 D16@200	800×1000 D19@150	1000 D16@100
2	耐震性能Ⅱ						
		800×800 D22@100	800×1000 D22@200	800×1000 D22@200	800×1000 D19@200	800×1000 D19@200	1000 D19@100
3	TC						
		1100×1100 D19@200	1100×1600 D19@200	1100×1600 D19@150	1100×1400 D19@150	1100×1500 D19@150	1000 D22@100
4	TC						
		1100×1100 D19@200	1100×1600 D19@200	1100×1600 D19@150	1100×1400 D19@150	1100×1500 D19@150	1000 D22@100

7. 数値計算結果および考察

(1) 耐震性能レベルが構造物のコストに与える影響

数値計算結果を表-9に示す。

図-13にCASE1とCASE2の比較を地盤種別毎に示す。これは、初期建設費用を目的関数とし、耐震性能のレベルをCASE1は耐震性能Ⅲ、CASE2は耐震性能Ⅱとした場合である。

図中には、CASE1とCASE2の比(CASE2/CASE1)を示している。これによると、耐震性能Ⅱの設計解は、耐震性能Ⅲの設計解に比べて損傷レベルの制約条件が耐震性能Ⅲに比べて厳しいため、1~13%程度初期建設費用が増加する結果となっている。

なお、地盤種別による差異に関しては、直接基礎構造をモデル化したG1~G3地盤では、地盤が柔らかくな

るG3地盤の方が初期建設費用が大きくなる傾向がある。杭基礎構造をモデル化したG3~G7地盤は、G3~G5地盤は杭長20m、G5~G7地盤は杭長30mの高架橋を対象としているが、それぞれ地盤が柔らかくなるほど初期建設費用が低下する傾向が認められた。これは、図-12に示す地盤種別毎の応答加速度の大きさと概ね一致している。

図-14にCASE1とCASE2の初期建設費用に補修費用を含めたTCの比較を地盤種別毎に示す。ここで言うTCは、L1地震、L2地震(スペクトル1および2)が、それぞれ1回ずつ作用した場合の損傷に対する補修費用と初期建設費用を単純に合計したものである。これによると、TCはCASE1とCASE2の比(CASE2/CASE1)は0.91~1.08となった。

断面構成の一例として杭基礎、杭長30m、G7地盤の

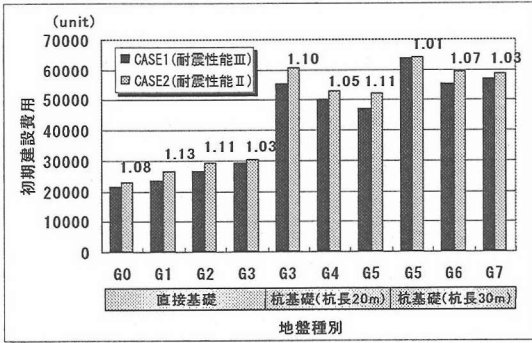


図-13 地盤種別と初期建設費用の関係

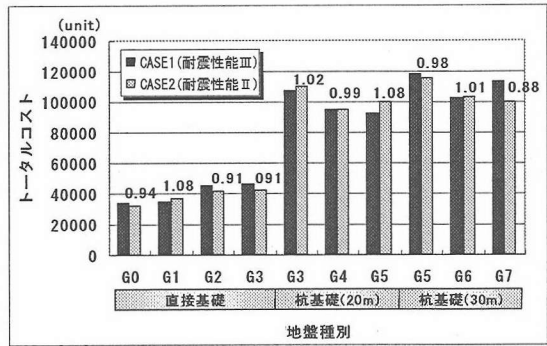


図-14 地盤種別とトータルコストの関係

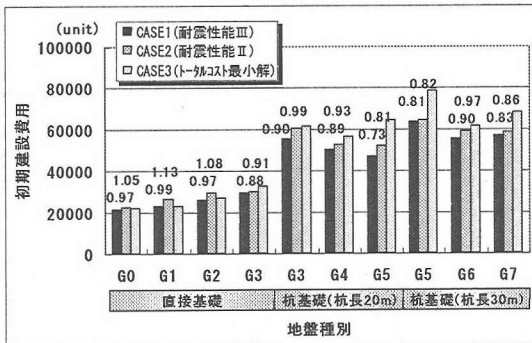


図-15 初期建設費用最小解とトータルコスト最小解の初期建設費用の比較

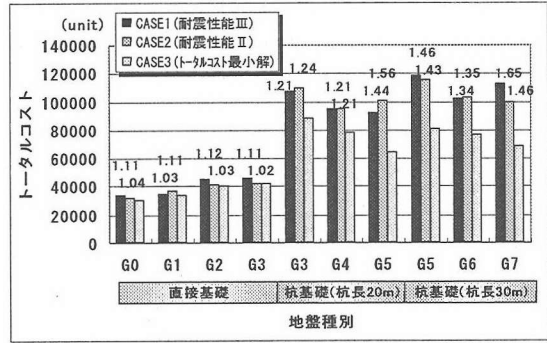


図-16 初期建設費用最小解とトータルコスト最小解のトータルコストの比較

詳細結果を表-9に示した。表には、断面図、断面寸法としてBとH、せん断補強鉄筋を示している。耐震性能II、IIIの設計を比較すると、BとHに大きな差は見られないものの、鉄筋量は耐震性能IIIの設計が少ない。耐震性能IIIの設計は、初期建設費用が小さいものの、その分損傷が大きく、TCが耐震性能IIの設計を上回る結果を示している。耐震性能II、IIIの設計よりもBとHを大きくすることで補修費用を小さくし、結果としてTCが小さい設計解が選ばれたと考えられる。

耐震性能IIとして初期建設費用は大きくなったCASE2の方がTCが小さくなる設計解もあり、初期建設費用を最小とした設計解は、TCに着目すると必ずしもコスト的に優位な設計解とはならないと考えられる。

(2) 初期建設費用最小解とTC最小解の比較

図-15にCASE1、2および3の初期建設費用の比較を地盤種別毎に示す。また、図-16にCASE1、2および3のTCの比較を地盤種別毎に示す。なお、図中には、それぞれCASE1および2のCASE3に対する比(CASE1/CASE3, CASE2/CASE3)を示している。ここで言うTCとは、スペクトル1および2がそれぞれ1回ずつ構造物に作用し、両者の補修費用を合計したものである。

TC最小解は、初期建設費用最小解に比べて初期建設費用が大きいものの、TCで比較するとTC最小解が初期建設費用最小解よりも大幅に小さくなる傾向が認められる結果となった。これは、初期建設費用を大きくすることで損傷を抑え、補修費用が小さくなったためである。なお、TCの差異が直接基礎構造より杭基礎構造の方が大きいのは、杭基礎構造の場合は、地中梁、杭部材を考慮しているためと考えられる。

(3) 損傷を与える地震動の回数が初期建設費用へ与える影響

CASE3とCASE4の初期建設費用およびトータルコストの比較を地盤種別毎に、それぞれ図-17および図-18に示す。

CASE3とCASE4の初期建設費用の比較を地盤種別毎に図-17に示す。なお、図中には、それぞれCASE4のCASE3に対する比(CASE4/CASE3)を示している。CASE3は、構造物にスペクトル1と2の両方の地震動による損傷に対する補修費用を考慮したTC最小解の場合、CASE4は、スペクトル1または2の地震動による損傷に対する補修費用のいずれかが大きい方を補修費用としたTC最小解の場合であり、地震による構造物の損傷回数

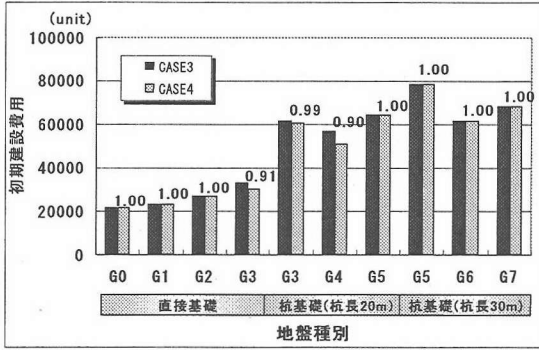


図-17 トータルコスト最小解の初期建設費用の比較

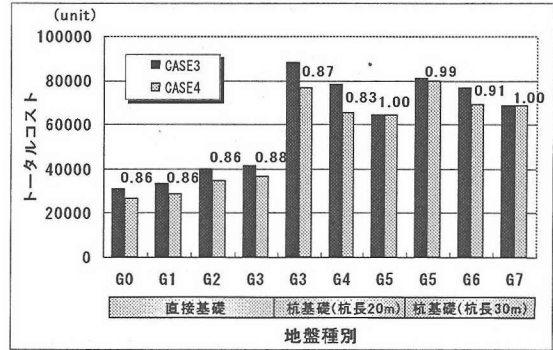


図-18 トータルコスト最小解のトータルコストの比較

が異なることを意味する。

図-17によると、一部の設計解でCASE3とCASE4で選択される設計解が異なる結果となっているが、選択される設計解は、初期建設費用に着目するとそれほど顕著な差異が認められない結果となった。なお、参考として、杭基礎、杭長30m、G7地盤の詳細結果を表-9に示したが、この場合、CASE3、CASE4は同一の断面諸元となった。これは、構造物に損傷を与える地震動の回数は、当然のことながらTCには影響を与えるものの、構造物の初期建設費用に対しては大きな影響を与えないことを意味していると考えられる。すなわち、補修費用を考慮するか否かが、設計解へ大きな影響を与えることを示唆しているものと考えられる。

また、図-18によると、トータルコストは当然L2地震動のスペクトル1およびスペクトル2の両方の補修費用を考慮したCASE3の方がCASE4に比べて大きくなる傾向にある。ただし、杭長20mおよび30mの杭基礎構造のG5地盤、および杭長30mの杭基礎構造のG7地盤では、CASE3とCASE4のトータルコストは同様、もしくはほぼ同様の値となっている。これは、構造物の損傷による補修費用が生じないか、または極めて補修費用が少ない設計解が選択された結果であり、設計解は、構造物の損傷による補修費用を小さくする傾向に誘導されると考えられる。

8. 補修費用等の損失を考慮した設計解の算定の必要性

構造物の耐震性能を照査するには、その性能を評価しうる指標が必要となる。

一般の場合、照査指標は力学的な限界状態に対する変位、曲率、回転角およびひずみ等の力学的指標が用いられている。しかし、本検討のように、地震の影響

による部材の損傷状況から補修を前提とした耐震性能の照査を行う場合は、力学的な限界状態を満足するだけでは補修費用も含めた観点から合理的な解を得ることが出来ない可能性が高い場合が多いと考えられる。したがって、このような耐震性能を照査し、合理的な設計解を得るためには、図-5に示すような構造物の補修費用も考慮したトータルコスト等を最終的な評価指標として、それが最小となるような設計解を得ることを目的とした耐震性能照査法およびそれに対応した耐震設計システムを用いる必要があると考えられる。

なお、本論文における検討では、照査用地震動の発生回数を確定論的に設定して設計解を算定したが、更に合理的な設計解を得るためには構造物の耐用期間中に発生する地震動の規模、順序および回数等を確率論に従い設定し、同種の検討を実施することも重要と考える。また、著者らは、橋梁を対象として、構造物が損傷し機能が回復されるまでにユーザー等に生じる交通障害などの時間的損失、いわゆるユーザー損失等も含めてトータルコストとした設計解の検討も実施し、ユーザー損失を含めたトータルコストが設計解へ与える影響が大きいことを明らかにしている¹⁰⁾。したがって、ユーザー損失に代表されるように耐用期間中に発生する構造物の全ての損失を考慮したトータルコストに基づく設計解を得ることが重要であると考えられる。これらの点は、今後の検討課題としたい。

9. 結論

本研究では、性能照査型設計法への移行という社会的背景を考慮して、合理的な耐震設計システムおよび設計解に関する検討を行った。本研究で明らかになった事項を要約して以下に示す。

(1) 性能照査型設計法への移行に際して、必要とされ

る合理的な耐震設計解を得るために図-2, 3 および 5 に基づく、静的非線形解析法と非線形スペクトルを使用して構造物の動的応答値の推定を行い、その応答値から部材の損傷レベルとそれに対応した補修費用を算定し、初期建設費用と補修費用の合計をトータルコストとして目的関数化し、最適化手法として GA を用いた耐震設計システムの提案を行い、その有用性を示した。

(2) 上記の最適耐震設計システムを用いて、構造物の耐震性能レベルと、目的関数として初期建設費用と、補修費用を考慮したトータルコストの関係に関して、鉄道 RC ラーメン高架橋を例として数値計算を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- ・初期建設費用を目的関数として、構造物の耐震性能レベルとして比較的軽微な損傷状態とした耐震性能Ⅱと、著しい損傷状態の耐震性能Ⅲでは、初期建設費用で 1~13%、耐震性能Ⅲの設計解が経済的であった。
- ・しかし、その設計解にL1およびL2地震動が1回ずつ作用するとした補修費用を考慮したトータルコストで比較すると、その関係は、概ね耐震性能Ⅱとした設計解が耐震性能Ⅲとした設計解よりも経済的になる傾向が認められた。
- ・目的関数を初期建設費用最小とした設計解と、L1, L2地震動が1回ずつ作用するとしたトータルコスト最小解では、初期建設費用では、初期建設費用最小の設計がトータルコスト最小の設計解に比べて経済的となるが、トータルコストに着目するとその関係は大きく逆転し、トータルコスト最小解が極めてコスト的に優位である。
- ・構造物の損傷による補修費用の対象となる地震動を変化させた場合の比較によると、初期建設費用に大きな差異は生じず、概ね同様な設計解が選択される結果となった。すなわち、初期建設費用には、構造物に損傷を与える地震動の発生回数ではなく、補修行為の考慮の有無が重要である。

(3) 地震後の構造物の修復を前提とした耐震性能（復旧性）を満足する合理的な設計解を得るためには、力学的な限界状態の照査を満足することはもとより、初期建設費用のほかに修復に要する補修費用等を考慮したトータルコストを基に設計解を評価し、最終的な設計解を選択する必要性があることを明らかにした。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書・耐震設計編〔平成8年制定〕, 1996.7.
- 2) (財) 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）, 丸善, 1999.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善株式会社, 1997.
- 4) 杉本博之, Lu Bianli：工業最適設計のための汎用 GA プログラムについて, 北海学園大学学術論集, 第 96・97 号, pp.81~105, 1998.
- 5) Goldberg, D.E. : Genetic Algorithms in Search, Optimization, and machine Learning, Addison-Wesley, 1989.
- 6) 杉本博之：GA の工業設計への応用に向けて, 数理科学, No.353, pp.45~50, 1992.
- 7) 杉本博之, Lu Bianli, 山本洋敬：離散的構造最適設計のための GA の信頼性向上に関する研究, 土木学会論文集, No.471/I-24, pp.67~76, 1993.
- 8) 杉本博之, 渡邊忠朋, 満尾淳：弾塑性挙動を考慮する RC ラーメン構造の補強最適化の一試み, 構造工学論文集 Vol.45A, pp.423~432, 1999.
- 9) 杉本博之, 渡邊忠朋, 斉藤裕俊：RC ラーメン高架橋の耐震補強最適化に関する研究, 構造工学論文集 Vol.46A, pp.385~394, 2000.
- 10) 渡邊忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.31~45, 2001.8.
- 11) 財団法人経済調査会：積算資料, 1997.7.
- 12) 財団法人建設物価調査会：土木工事積算基準マニュアル, 1998.6.
- 13) 土木学会：コンクリート構造物の耐震性能照査 - 検討課題と将来像 -, コンクリート技術シリーズ 34, pp.179~202, 2000.
- 14) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）, 丸善, 1999.
- 15) 杉本博之, 後藤諭, 首藤晃, 渡邊忠朋, 田村亨：北海道の橋梁のユーザーコストの定量化の試みとその利用について, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.347~357, 2001.7.

(2002.3.11 受付)

MINIMUM COST DESIGN OF RC STRUCTURES CONSIDERING INITIAL CONSTRUCTION COST AND REPAIR COST FOR DAMAGES SUSTAINED BY L2 EARTHQUAKE MOTIONS

Tadatomo WATANABE, Hiroyuki SUGIMOTO and Keita ASAHI

The specifications for seismic design of structures were significantly revised after the Hyogoken-Nanbu Earthquake in 1995, and the concept of performance-based design is being introduced. As presented in the restoration works after the earthquake, the reparability is one of the most important performances of structures. In this paper, static non-linear structural analysis method and non-linear spectrum method are applied to evaluate the dynamic responses of structures. As an index of reparability of structures, the repair cost for the damages sustained by L2 earthquake motions is considered. The design problem is solved by Genetic Algorithms, and the effect of considering the repair cost in the initial design is studied. It is concluded that the designs of structure are affected considerably by the repair cost.