

補修費を考慮したRC構造物の最適耐震設計について

Optimum seismic design of RC structures considering repair costs

北海学園大学工学部土木工学科 正員 杉本博之 (Hiroyuki Sugimoto)
 北海学園大学大学院 ○ 学生員 朝日啓太 (Keita Asahi)
 北武コンサルタント(株) 正員 渡邊忠朋 (Tadatomo Watanabe)

1. まえがき

現行の耐震設計示方書類¹⁾²⁾で提案される設計法では、構造物が設計耐用期間中に想定する地震動として、数回程度受けるであろうレベルの地震と発生する確率は小さいが非常に強い地震動がある。鉄道構造物等設計標準では、前者の L1 地震動に対しては、構造物は地震後も性能が低下しないとし、後者の L2 地震動に対しては、構造物がある程度の損傷を受けることを許容するとしている。また、性能照査型設計法の見地から、構造物の性能を考慮し、地震動による損傷を制限した設計を行うとしている。ここでの構造物の性能は、構造設計の基本的概念である構造物が崩壊しないことについての安全性、地震等によって構造物が損傷を受けた場合の補修の容易さについての復旧性、利用者が構造物を使用する際の快適さについての使用性等が考えられる。これらの性能を考慮し、耐震性能として損傷に制限を与えているが、設計の工学的価値基準としての目的関数は、初期建設費用のみに着目しているのが、実状である。

そこで本研究は、耐用期間中に発生する地震動による構造物の補修費用に着目した。地震動は構造物が損傷を受ける L2 地震動スペクトル 1, 2 を考慮することとした。これらの地震動による構造物の損傷から補修費用を推定し、いずれの補修費用も、初期建設費用に加算したトータルコストを目的関数として設計を試みる。これにより構造物の性能、特に復旧性を定量的に評価した設計も可能と考えられる。新設 RC 構造物を対象とし、最適耐震設計システム³⁾⁴⁾を用い設計を行う。

2. 部材の非線形性

部材の非線形性を考慮するため、鉄道構造物等設計標準¹⁾で定められる曲げモーメント M と部材角 θ 関係のテトラリニアモデルの骨格曲線を用いている。これを図-1に示した。図中の C は曲げひび割れ発生、Y は軸方向鉄筋降伏、M は最大荷重程度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、 $M-\theta$ 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。これら損傷程度に応じて、レベル 1~4 の損傷レベルを設定している。また部材の受けた損傷レベルから、元の健全な状態に戻すのに必要な補修工法を判断ができる。各折れ点と損傷状況、損傷レベル、補修工法の関係を、表-1に示した。

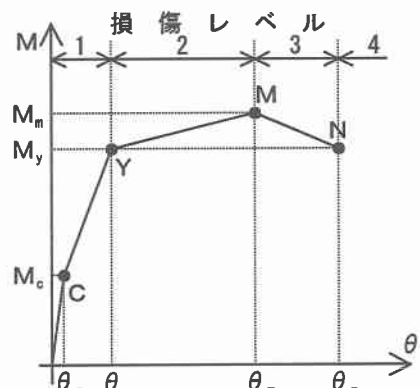


図-1 曲げモーメントと部材角の関係

表-1 損傷状況と補修工法

損傷レベル	損傷状況	補修工法の一例
1	C	無補修
	Y 曲げひび割れ	無補修(必要により耐久性上のひび割れ注入)
2	M 曲げひび割れまたは、曲げおよびせん断ひび割れ、ひび割れ幅の拡大、かぶりコンクリートの剥離	必要によりひび割れ注入・断面修復
3	N かぶりコンクリートの剥落、内部コンクリートの損傷、軸方向鉄筋の座屈、帯鉄筋の変形	同上、必要により帯鉄筋の整正
4	N以降 同上、場合により軸方向鉄筋および帯鉄筋の破断	同上、軸方向鉄筋の座屈が著しい場合は部材の取替え

3. 地震動による損傷

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。

3.1 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、構造物の固有値から、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 $T(\text{sec})$ 、降伏震度 K_{hy} 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。

$$\delta_d = \mu \cdot \delta_y \quad (1)$$

ここで μ は、L2 地震動スペクトル 1, 2 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。

3.2 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-2に示す。荷重変位曲線は全部材、部位の損傷過程を表している。荷重変位曲線の折れ点は、いずれかの部材が図-1の Y, M, N に達した点である。例を示すと、

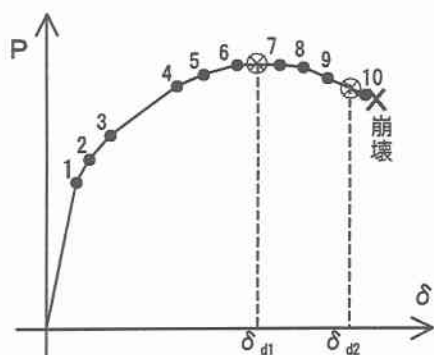


図-2 荷重変位曲線の一般図

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の両端が損傷レベル2となり、これがL2地震動スペクトル1による構造物の損傷となる。

4. 最適設計問題の定式化

本研究では最適化手法GAを応用し、設計を得ている。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、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で説明する。

4. 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た。

(1) 初期建設費用 材料および施工費用についての初期建設費用を考慮するものとし、コンクリート量 $V_c(m^3)$ および鉄筋量 $V_s(m^3)$ から次式で定式化している。

$$OBJ = V_c \cdot K_c + V_s \cdot G_s \cdot K_s \quad (2)$$

ここで、 K_c はコンクリート換算係数(=65.1unit/m³)、 G_s は鉄筋の単位体積重量(=77kN/m³)、 K_s は鉄筋換算係数(=9.1unit/kN)である。

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。

$$OBJ_p = K_p \cdot L + V_c \cdot K_{cp} + V_s \cdot G_s \cdot K_{sp} \quad (3)$$

ここで、 K_p (unit/m)は杭換算係数で杭径D、杭長L毎に設定している。 K_{cp} は杭のコンクリート換算係数(=7.5unit/m³)、 K_{sp} は杭の鉄筋換算係数(=4.9unit/kN)である。杭基礎の場合、式(2)と式(3)の和が初期建設費用となる。

(2) 補修費用 補修は、補修を行うための工法と、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工法を表-3 に示している。これらの補修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の補修費用の計算式を表-4 に示している。Hは断面高、Bは断面幅、Hsは地盤から

表-2 損傷レベルマトリックス

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

表-3 損傷部位と補修工法

損傷部位	補修工法
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)

補修工法	単価	数量	計算式
掘削工	6,720		$[(H+2)^2 - H^2] \times H_s \times 2 \times 6,720$
ひび割れ注入工	5,500		$(H^2 \times B) \times 2 \times 25 \times 5,500$
かぶり修復 (コンクリート工)	22,410		$(H^2 \times B) \times 2 \times 0.35 \times 22,410$
(型枠工)	7,090		$H^2 \times 4 \times 2 \times 7,090$
埋戻工	1,112		$[(H+2)^2 - H^2] \times H_s \times 2 \times 1,112$

損傷部位までの高さである。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を受けないよう制限を与えている。

4. 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。

(1) 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方法である。 μ_a は次式で定義される。

$$\mu_a = \delta_n / \delta_y \quad (4)$$

ここで δ_n 、 δ_y は終局、降伏変位である。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。

$$g(i) = \mu_j^k / \mu_a^k - 1 \leq 0 \quad (i=1 \sim 4) \quad (5)$$

ここでjはL2地震動スペクトル1および2、kは橋軸および橋軸直角方向として計4つの制約条件を設定する。

(2) 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。

$$g(i) = \gamma_i \cdot V_{di} / V_{ydi} - 1 \leq 0 \quad (i=1 \sim M) \quad (6)$$

γ_i は構造物係数(=1.2)、 V_{di} 、 V_{ydi} はそれぞれ部材iの設計せん断力、設計せん断耐力、Mは全部材数である。

(3) 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、部材角の応答値と制限値から定義することとした。

$$g(i) = \gamma_i \cdot \theta_{di} / \theta_{rdi} - 1 \leq 0 \quad (i=1 \sim M) \quad (7)$$

ここで、 θ_{di} 、 θ_{rdi} は部材iの最大応答部材角および損傷レベルに応じた制限部材角である。また θ_{rdi} は図-1のY、M、Nの部材角に応じた値をとる。部材毎に損傷レベルを制限した性能照査型の設計が可能となる。

4. 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、それぞれ正方形、長方形断面として、断面幅B、断面高

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
900	900	1100~1800	10		2000	55
1000	1000	1200~1900	11			
1100	1100	1300~2000	11			
1200	1200	1400~2100	12			
1300	1300	1500~2200	13			

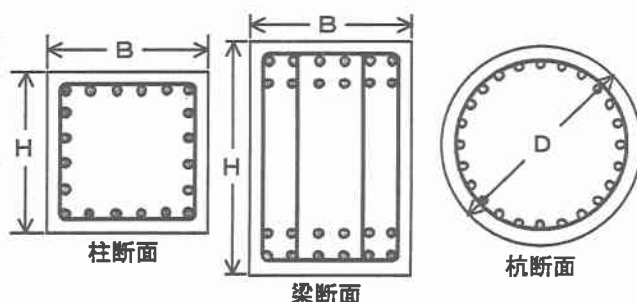


図-3 設計断面図

表-6 せん断補強鉄筋データ

部材	Dw (mm)	Nw (本)	Sw (mm)	Sv (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	—		

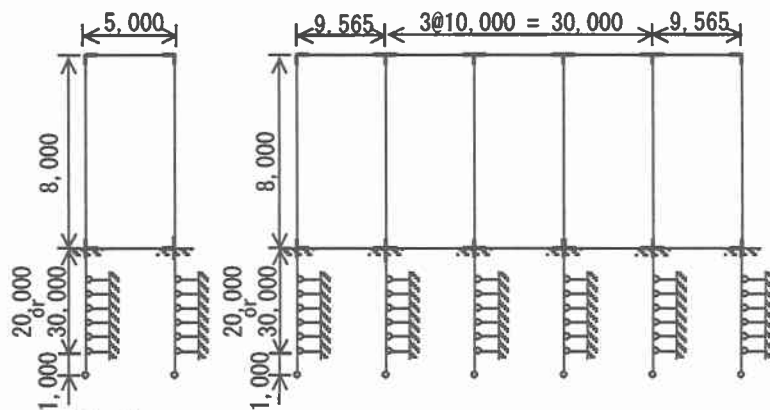


図-4 鉄道RCラーメン高架橋、杭基礎構造モデル (mm)

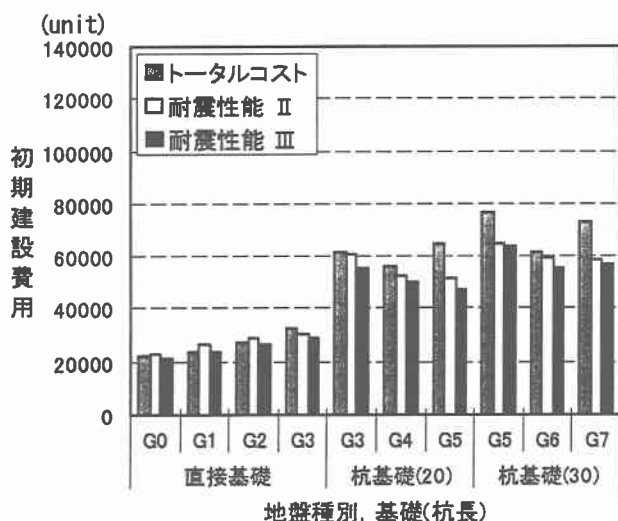


図-5 初期建設費用の比較

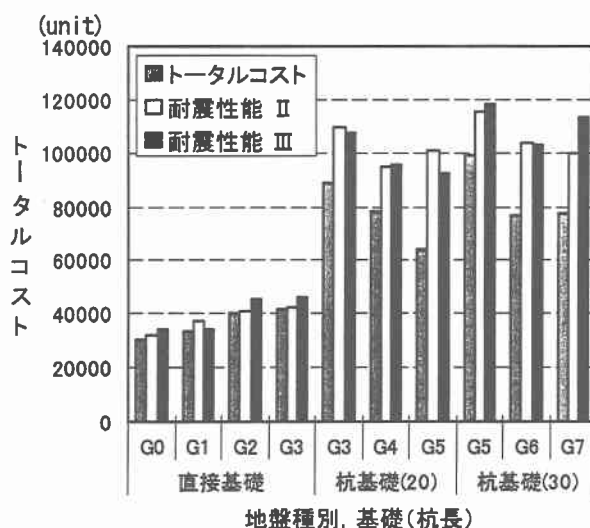


図-6 トータルコストの比較

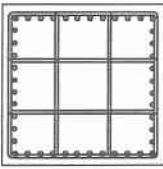
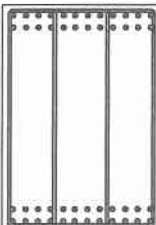
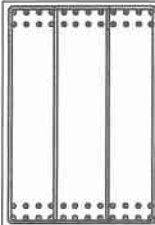
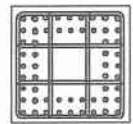
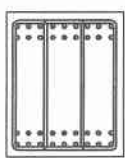
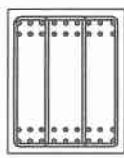
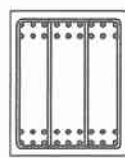
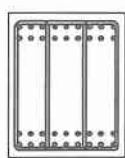
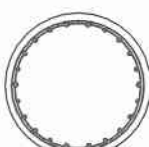
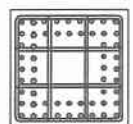
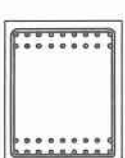
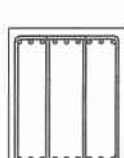
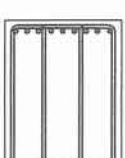
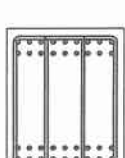
さH、軸方向鉄筋本数N、軸方向鉄筋段数Jを、また杭部材は円形断面として断面径D、軸方向鉄筋本数Nを設計変数とした。ここで断面図を図-3に、断面データを表-5に示している。軸方向鉄筋径は32mmに固定し、柱部材は側方鉄筋を配置する。またせん断補強鉄筋は、鉄筋径Dw、組数Nw、配置間隔Swを設計変数とした。これを表-6に示す。杭部材はNwを1組に固定した。せん断補強配置間隔は、部材の両端から2H区間はSw、それ以外はSvに設定する。Swには固定値を与え、Svを設計変数とした。数値計算例では、施工面等を考慮し全部材のB、2方向の地中梁のHを同一の値を用いている。

5. 数値計算

最適耐震設計システムを用いて数値計算を行った。対象とした構造を図-4に示している。一層の鉄道RCラーメン高架橋で、左図は橋軸直角方向、右図は橋軸方向

の構造である。これら2方向を同時に考慮し解析を行う。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。杭部材は補修が困難となるため、補修の必要ない損傷レベル1に制限している。地盤条件¹⁾は直接基礎に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。目的関数は、初期建設費用のみと、地震動による補修費用を考慮し初期建設費用に加算したトータルコスト(以下、TC)とした。前者による設計は、性能照査型設計法に基づき、部材の損傷レベルを2に制限した耐震性能Ⅱ、3に制限した耐震性能Ⅲについて設計を行う。また後者による設計は、損傷レベルに制限を与えず設計を行う。それぞれの設計を初期建設費用のみと、これに補修費用を加算したTCについて比較した。これらを図-5、6に示した。

表-7 目的関数別の設計比較 (G7 地盤, 杭長 30m)

部材	柱	地中梁(軸)	地中梁(直角)	上層梁(軸)	上層梁(直角)	杭
LCC	 1100×1100 D19@200	 1100×1600 D19@200	 1100×1600 D19@150	 1100×1400 D19@150	 1100×1500 D19@150	 1000 D22@100
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
	III  800×800 D16@100	 800×1000 D16@150	 800×1000 D19@150	 800×1100 D16@200	 800×1000 D19@150	 1000 D16@100

補修費用は、L2 地震動スペクトル 1 と 2 による損傷を考慮した。

耐震性能Ⅱ、Ⅲの設計を比較すると、損傷レベルの制約がゆるい耐震性能Ⅲの設計は、目的関数である初期建設費用は小さくなるが、その分損傷レベルが大きくなり補修費用が大きくなる。例外としては、直接基礎 G1 地盤、杭基礎の杭長 20mG3、G5 地盤、杭長 30mG6 地盤がある。理由としては以下の事項が考えられる。①耐震性能Ⅱの設計は初期建設費用、断面寸法が大きく、補修費用も大きくなるため、②耐震性能Ⅲの設計は、スペクトル 1、2 の一方のみが設計に影響し、もう一方は補修費用が小さくなるため、③耐震性能Ⅱの設計は構造全体系で性能を確保し、耐震性能Ⅲの設計は変形性能の大きい部材に損傷が集中するため、耐震性能Ⅱの設計よりも耐震性能Ⅲの設計の TC が小さくなったと考えられる。

初期建設費用による耐震性能Ⅱ、Ⅲの設計と TC による設計について比較する。TC による設計は、初期建設費用が大きいものの、TC が耐震性能Ⅱ、Ⅲの設計よりも大幅に小さくなる傾向が見られる。初期建設費用を大きくすることで、損傷を抑え補修費用を小さくしたためと考えられる。TC の差が杭基礎よりも直接基礎の方が小さいのは、杭基礎の場合地中梁、杭部材を考慮しているためと考えられる。

断面構成の一例として杭基礎、杭長 30m、G7 地盤の詳細結果を表-7 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。TC の設計は、耐震性能Ⅱ、Ⅲの設計よりも B と H を大きくとることで、補修費用を小さくし、結果として TC の値が小さい設計が選ばれたと考えられる。

6. あとがき

本研究では、RC 構造物を対象として設計耐用期間中に発生する地震動による補修費用を考慮した設計を試みた。また性能照査型設計法に基づき、損傷レベルを制限して設計を行い、結果を比較した。全てのケースにおいて、設計耐用期間中の地震動による補修費用を考慮した設計が最もトータルコストの低い結果が得られた。補修費用を設計に含めた設計の有用性を示唆するものである。本論文では地震動として L2 地震動スペクトル 1、2 をいずれも考慮したが、構造物の耐用期間に発生する地震回数を考えると過大評価とも考えられる。今後はこの点にも着目し、検討を行っていく。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編，丸善株式会社，1999。
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書(耐震設計編)，1996。
- 3) 杉本・渡邊・満尾：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，1999。
- 4) 杉本・齋藤・渡邊：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，2000。