

複合構造の鉄道ラーメン高架橋の耐震照査例

村田清満¹・岩田秀治²・池田 学³・高山智宏⁴・木下雅敬⁵

¹正会員 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都分寺市光町2-8-38)

²正会員 ジェイアール東海コンサルタンツ (株) (〒460-0008 名古屋市中区栄2-5-1)

³正会員 工修 日本鉄道建設公団 (〒100-0014 東京都千代田区永田町2-14-2)

⁴正会員 工修 九州旅客鉄道 (株) (〒812-8566 福岡市博多区博多駅前3-25-21)

⁵正会員 Ph.D. (株) 新日本製鐵 鉄鋼研究所 (〒293-8511 千葉県富津市新富20-1)

従来の鉄道高架橋には、主に経済性の観点から鉄筋コンクリート構造のラーメン高架橋が多く用いられている。一方、施工環境の厳しい条件下では、型枠、配筋等の現場作業を省略することができれば、施工の安全性の向上と全体工費の低減が期待できる。コンクリート充填鋼管を柱部材とした複合構造の鉄道ラーメン高架橋は、鋼管を型枠として使用できることから施工の簡素化、および工期短縮が可能であり、加えて、鋼とコンクリートの合成効果により高い耐震性能が得られる。本報文は、このような複合構造の鉄道ラーメン高架橋を対象に、筆者らがすでに提案した部材の耐荷性能の評価手法を用いて大規模地震に対する構造物の安全性の照査例を示したものである。

Key Words : hybrid structure, railway rigid frame elevated bridge, seismic assessment

1. はじめに

最近、都市部での輸送力増強工事や連続立体交差工事等において営業線に近接して鉄道構造物を建設する事例が増えている。このため、狭い場所でも施工の安全性を確保し易く、工期の短縮が可能な構造が求められている。同時に、兵庫県南部地震を契機にして大規模地震に耐えられる高い耐震性を有する構造が必要とされている。

従来の鉄道高架橋としては、主として経済性の観点から鉄筋コンクリート（以下、RCという）構造のラーメン高架橋が多用されている。しかし、施工環境が厳しい条件においては、型枠、配筋等の現場作業を省略することが、施工の安全と全体工費の低減につながる。

本報文で対象とする複合構造の鉄道ラーメン高架橋とは、鉄骨鉄筋コンクリート（以下、SRCという）を梁部材に、コンクリート充填円形鋼管（以下、CFTという）を柱部材に用いた鉄道ラーメン高架橋である。この構造は、鋼管を型枠として使用できることから、施工の安全性、簡素化、および工期の短縮が可能であり、加えて、鋼とコンクリート材料の合成効果により高い耐荷力と変形性能が期待できる。

一方、新たに建設される鉄道構造物については、兵庫県南部地震の教訓を基にして新しい耐震設計法が整備されている^{1),2)}。この耐震設計法のなかでは、鉄道構造物の耐震性能を構造物の構成要素である部

材の損傷レベルと関連づけて照査する。すなわち、部材の損傷レベルに対応した耐荷性能の評価が重要であり、また、地震による構造物の応答値を動的応答解析により算定するためには、部材の復元力モデルが必要である。

筆者らは、SRC部材、およびCFT部材について、部材の損傷レベルに対応した耐荷性能の定量的な評価法をすでに提案している^{3),4)}。また、これらの部材の復元力モデルについては、武田モデル⁵⁾を負勾配まで拡張するとともに履歴法則を修正した新たなモデルを考案し、その妥当性をハイブリッド実験により検証している^{6),7)}。

CFT構造を柱脚に使用した構造物の耐震照査法としては、建築の設計規準^{8),9)}では、CFT部材の変形性能を考慮して保有水平耐力を算定する方法が示されている。しかし、土木構造物を対象とした設計規準類^{10),11),12),13),14)}では、部材の変形性能を評価しこれを耐震照査法に取り入れたものは少なく、唯一、道路橋示方書・耐震設計編¹⁵⁾において、コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力と許容塑性率の算定法が示されている程度である。

本報文は、SRC部材とCFT部材の耐荷性能の評価法、および復元力モデルを用いて、これらの部材によって構成される複合構造の鉄道ラーメン高架橋を対象に、動的応答解析（非線形時刻歴応答解析）を用いた大規模地震に対する安全性の照査例を示したものである。

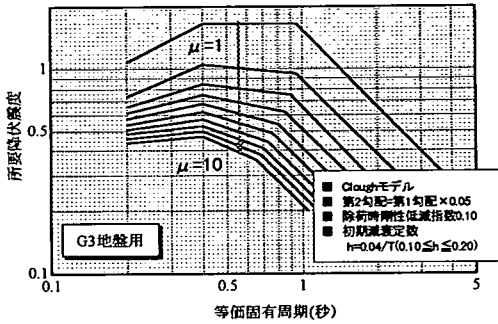


図-1 所要降伏震度スペクトル (L2地震動, G3地盤)

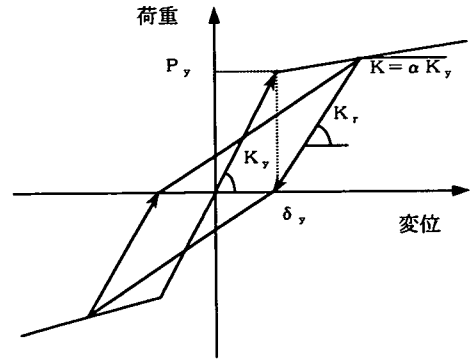


図-2 剛性低下型バイリニアモデル

2. 所要降伏震度スペクトルを用いた初期断面の設定

(1) 所要降伏震度スペクトル

非線形スペクトルは、構造物の塑性領域での挙動を知るために構造物の固有周期をパラメータとして1自由度系の非線形時刻歴応答解析を行い、その最大応答値を固有周期の関数として表示したものの総称である。その中でも、応答塑性率ごとに構造物の固有周期と所要降伏震度（ある塑性率になるために必要な降伏震度）との関係を示したものを所要降伏震度スペクトルと称している¹⁶⁾。構造物の固有周期を求めることができれば、所要降伏震度スペクトルを用いて、設計塑性率に対応した所要降伏震度を算定することができる。なお、所要降伏震度スペクトルは、構造物を1自由度系のモデルに置換して求められたものであるため、一般には、構造系が比較的単純であり1次の振動モードが卓越し塑性ヒンジの発生箇所が明らかな場合に用いるのが適当である。したがって、多くの場合、所要降伏震度スペクトルを用いて耐震照査を行うことは可能であり、非線形時刻歴応答解析による耐震照査は構造系が複雑である場合などを除けばその必要はないと考えられる。しかし、上・下部工一体とした構造全体系の応答を地盤の不均一さも考慮して解析をする場合には、非線形時刻歴応答解析が望ましい。ここでは、「(2) 設計条件と初期断面の設定」で後述するように、初期断面の設定におけるトライアル計算の簡素化を図るために所要降伏震度スペクトルを用いることとする。つぎに、「4.多質点系モデルによる応答値の算定」で後述するように、設定された初期断面の部材からなる構造全体系を対象に、非線形時刻歴応答解析により大規模地震時の耐震照査を行うこととする。さて、鉄道の耐震設計標準²⁾においては、所要降伏震度スペクトルは、表層地盤 (G0～G7地盤の8種類)、および構造材料種別 (コンクリート構造系、

鋼構造系の2種類) ごとに与えられている。例えば、コンクリート構造系 (RC, SRC, およびCFT) のG3地盤の所要降伏震度スペクトルは、図-1のようである。設計塑性率 (μ) に応じた所要降伏震度と等価固有周期の関係が与えられている。なお、図-1中に示されるG3地盤とは、表層地盤のせん断弾性波速度に基づき算定される固有周期が0.25～0.5秒の範囲にある地盤のことで、洪積層と沖積層が堆積する、所謂、普通地盤に属する。また、塑性率は最大応答変位を降伏変位で除した値をいう。

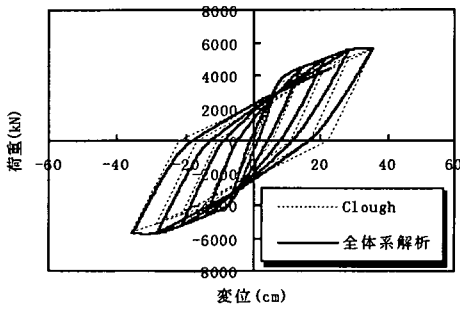
ここで、所要降伏震度スペクトルを作成するにあたり、コンクリート構造系については、1自由度系の復元力モデルに図-2に示すような骨格曲線と式(1)で表される最大変形に応じた除荷剛性 (K_r) を有する剛性低下型バイリニアモデル (Clough¹⁷⁾ モデル) を用いた。

$$K_r = K_y \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \right)^{-\beta} \quad (1)$$

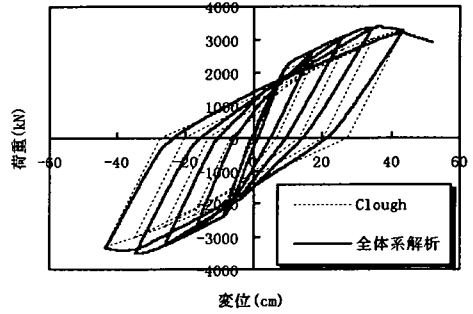
ここで、

- K_r : 除荷剛性
- K_y : 降伏剛性
- δ_{\max} : 最大経験変位
- δ_y : 降伏変位
- β : 剛性低下率

第2勾配比 (α) は0.05、剛性低下率 (β) は0.1とした。文献16)において、上記の第2勾配比、および剛性低下率の数値を決めるにあたり、これらの数値が所要降伏震度スペクトルに与える影響を解析的に検討している。これによれば、第2勾配比の所要降伏震度スペクトルに与える影響については、長周期の系では第2勾配比が0.3まで所要降伏震度はほぼ一定であり、短周期の系では第2勾配比を大きくするにしたがい応答値が小さくなる傾向にあるが、第

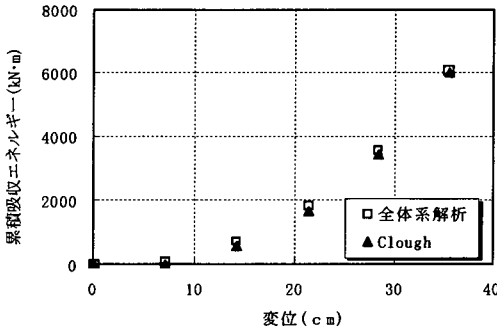


(a) 線路方向

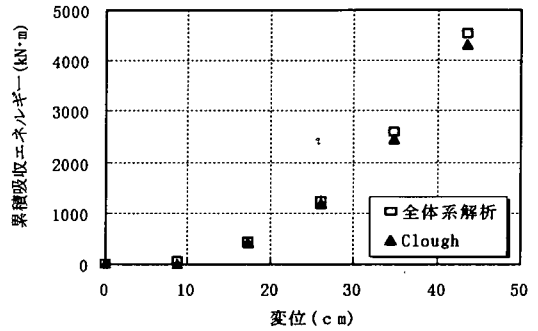


(b) 線路直角方向

図-3 全体系解析とCloughモデルの履歴特性の比較



(a) 線路方向



(b) 線路直角方向

図-4 全体系解析とCloughモデルの累積吸収エネルギーの比較

2勾配比が0.1程度までであればその影響は小さいとされている。また、剛性低下率については、剛性低下率が大きくなると履歴エネルギー消費が小さくなるので応答塑性率が増加するが、Cloughモデルを用いた場合にその影響はほとんどないと報告されている。

また、減衰定数 (h) は、式 (2) により算定した^{16), 18)}。

$$h = \frac{0.04}{T} \quad (2)$$

ただし、 $0.10 \leq h \leq 0.20$

ここで、 T : 構造物の固有周期

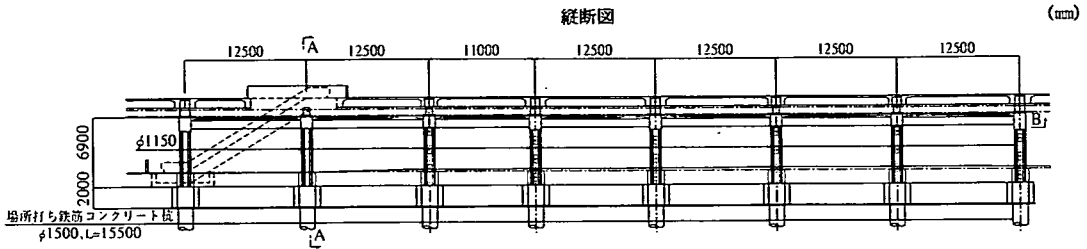
式 (2) の分子の値として、既往の起振機を用いた実橋振動実験からもとめられた回帰式¹⁸⁾では0.02の値が用いられている。しかし、ここでは0.04の値を採用した。すなわち、文献18)に示されている回帰式は小振幅で橋梁が振動する場合の減衰を与えるものであるが、文献16)では、地震時にはさらに2倍程度の減衰を見込むことができるとしている。なお、減衰定数の値が0.1から0.2の範囲に規定されているが、式(2)の減衰定数を用いて算定される所要降伏

震度・周期の関係は、短周期側で0.2に長周期側では0.1に収束する。

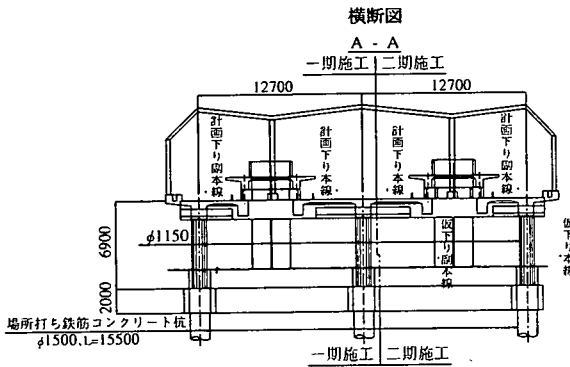
基礎を含めた実際の構造物全体系を上記の復元力特性を有する1自由度系に置換することの妥当性を、単柱構造、ラーメン構造のような構造種別ごと、およびRC, SRC, CFTのような材料種別ごとに検討した。すなわち、構造物全体系の静的非線形解析から得られる履歴吸収エネルギーが1自由度系の履歴吸収エネルギーと等しい場合に、これらは等価であると判断することとした。

図-3は、検討対象の1つとした一層ラーメン構造 (RCビームスラブ式ラーメン高架橋、柱はCFT構造) の構造物全体系の静的非線形解析より求められる構造物天端位置の荷重・変位関係と剛性低下型バイリニアの復元力モデルにより得られた荷重・変位関係を対比したものである。

図-4は、構造物全体系の非線形解析と剛性低下型バイリニアの復元力モデルの累積吸収エネルギーを比較したものである。なお、構造物全体系のモデルは部材を骨組み要素に置換え、各部材の復元力特性は文献6)、および文献7)により与えられるテトラリアの骨格曲線をもった剛性劣化型モデルとした。



(a) 線路方向



(b) 線路直角方向

コンクリート充填鋼管断面図 (接合部)

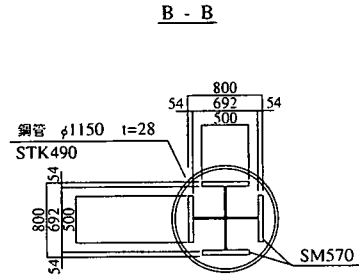


図-5 構造一般図

これらの図から、剛性低下型パイリニア型の復元力モデルは、構造物全体系のエネルギー吸収能力を安全側にモデル化していることがわかる。同様な検討は、RC、SRC構造についても行われており、同一の復元力モデルが適用できることが確認されている¹⁹⁾。

このように、所要降伏震度スペクトルの作成にあたり用いた一自由度系のモデル (Cloughモデル) は、コンクリート系材料 (RC、SRC、CFT) からなる単柱やラーメン高架橋などの構造全体系モデルに概ね等価なモデルであるということが出来る。これは、柱部材の損傷が構造全体系の損傷を支配しているためと考えられる。

(2) 設計条件と初期断面の設定

設計の対象とした高架橋の構造一般図を図-5に示す。構造形式は7径間のSRCビームスラブ式1層ラーメン高架橋 (柱部材：コンクリート充填鋼管、上層梁部材：SRC、地中梁部材：RC) であり、軌道構造は弾性マクラギ直結軌道、基礎形式は杭基礎 (場所打ちコンクリート杭、杭径：1,500mm) である²⁰⁾。

使用材料は、設計基準強度が24N/mm² (柱、梁、スラブ) および 30N/mm² (場所打ち杭) のコンクリート、SD345 (ラーメンく体) およびSD390 (場所打ち杭) の鉄筋、SM490の鉄骨、STK490の鋼管 (外径1,150mm、管厚28mm、径厚比41) である。

ここで、CFT柱の初期断面の設定においては、部材剛性を既往の実験結果^{4), 21)}等を参考に全断面有効剛性の2/3と仮定し、構造物全体を線材モデルに置換え静的線形解析を行った。これは、設計において初期断面の設定段階から静的非線形解析を行うことは煩雑にすぎため、部材の剛性低下により非線形性を考慮し、静的線形解析により初期断面を設定したものである。そして、解析から得られる構造物全体系の初期剛性から式(3)により等価固有周期 (T_{eq}) を求め、図-1の所要降伏震度スペクトルを用い、設計塑性率を6として所要降伏震度を算定した。

$$T_{eq} = 2.0 \sqrt{\frac{W}{K_p}} \quad (3)$$

ここで、

W : 等価重量 (kN)

$$W = W_u + 0.4W_p$$

W_u : ラーメン構造物の上部構造部分の重量 (kN) で、一般に上層梁と床スラブの自重、および負荷荷重 (列車荷重)

W_p : 耐震設計上の地盤面より上の部分、かつ上

表-1 部材の損傷レベルに対する補修工法のイメージ²⁾

	損傷のレベル	補修工法のイメージ	
		RC部材 SRC部材	CFT部材
損傷レベル1	無損傷	無補修 (必要により耐久性上の配慮)	
損傷レベル2	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	必要により 鋼管の局部座屈の修復
損傷レベル3	補修が必要な損傷	ひび割れ注入・断面修復 必要により帯鉄筋等の修正	鋼管の局部座屈の修復および リブ補強
損傷レベル4	補修が必要で場合によっては、部材の取替えが必要な損傷	ひび割れ注入・断面修復・帯鉄筋等の修正、軸方向鉄筋、鉄骨の座屈が著しい場合は、部材の取替え	部材の取替え

表-2 ラーメン構造物の耐震性能と部材の損傷、および基礎の安定レベルの制限値²⁾

構造物		耐震性能 I	耐震性能 II	耐震性能 III
部材の損傷レベル	上層梁・地中梁	1	2	3
	その他の梁	1	3	4
	柱	1	3	3
基礎の安定レベル		1	2	3

層梁の下面よりも下の部分（地中梁，中層梁，柱等）の重量 (kN)

K_y : 構造物の降伏剛性 (kN/m)

$$K_y = R / \delta$$

R : 構造物全体として降伏点に達する時の水平荷重 (kN)

δ : 構造物全体として降伏点に達する時の水平変位量 (m)

設定したCFT柱断面の降伏耐力が降伏震度（降伏断面力）を上まわり、かつ、文献21)に提案されている変形性能評価式を用いて算定される部材じん性率が、設計塑性率以上であることを確認した。ここで、降伏断面力は、降伏震度相当の外力を構造物の柱く体天端位置に作用させることにより算定される。トライアル計算の結果、鋼管の径厚比が40~60程度でCFT柱部材の特長が最大限発揮されることがわかった。すなわち、経済性の面からは薄肉の鋼管を採用する方が有利であるが、あまり薄肉にすぎるとコンクリート充填時の鋼管の変形などに問題が生じる。経済性と施工性を勘案すると、径厚比は40~60程度が最適範囲であるといえる。また、鋼管の材料はSTK400材の方が経済的ではあるが、鋼管の必要断面寸法、鋼材重量、および充填コンクリート量などを考慮しSTK490材とした。

3. 耐震照査法

(1) 耐震照査の基本

鉄道構造物の耐震照査は、想定地震動に対して構

造物に要求する性能（耐震性能）を明確にし、適切な構造解析法を用いて応答値を算定し、耐震性能を適切に評価しうる指標を用いて照査する体系（性能照査型設計）としている。ここで、想定地震動は、L1地震動（構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動）とL2地震動（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）の2つのレベルの地震動である。

構造物の耐震性能は、主に、地震後の損傷に伴う機能回復の面からの性能に対して、耐震性能I，II，およびIIIを設定している。

耐震性能I： 地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ、過大な変位を生じない

耐震性能II： 地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる

耐震性能III： 地震によって構造物の全体系が崩壊しない

構造物の耐震性能は、L1地震動に対して耐震性能Iを、L2地震動に対して重要度の高い構造物は耐震性能IIを、その他の構造物は耐震性能IIIを満足することとしている。なお、耐震性能を照査する際に構造物に要求すべき性能としては、一般に、構造安全性、供用性、および復旧性がある。鉄道の耐震標準においては、主として構造物の復旧性の観点から上記の耐震性能が設定されている。これは、鉄道の場合には構造物が被災するとバイパスルートの確保が難しく、早期復旧の必要性が道路など他の交通機関に比べてより高いためである。また、供用性の観点からは、耐震性能Iにおいて構造物の過大な変位を抑制することを求め、これによりL1地震動に対して

列車の走行安全の確保を図っている。

所要の耐震性能を得るためには、構造物を構成する部材の損傷レベル、および基礎の安定レベルの関係を適切に設定する必要がある。部材の損傷レベルは、損傷に伴う補修および復旧の難易性等を考慮して設定されている。表-1は、部材の損傷レベルの区分と補修工法のイメージを示したものである。表-2は、ラーメン構造物を例にして構造物の耐震性能と部材の損傷レベルの関係を示したものである。耐震性能Ⅰではラーメン高架橋を構成する各部材は無損傷であることが要求される。耐震性能Ⅱでは、柱部材は損傷レベル3まで許容されるが、補修が比較的難しい上層梁や地中梁は損傷レベル2にとどめられる。耐震性能Ⅲでは、中層梁のような構造物全体系の崩壊に直接つながらないと考えられる部材は損傷レベル4まで許容されるが、その他の部材は損傷レベル3にとどめられる。

(2) 応答値の算定

橋梁、高架橋の応答値を算定する方法として、時刻歴応答解析法がある。この場合、構造物のモデル化の方法としては、上部構造物と基礎構造物を分離する方法、あるいは一体として扱う方法がある。前者は、基礎を支持ばねに置換したモデルを用いるものであり、設計実務上、比較的簡便な方法として位置づけられる。一方、後者は、地震時に上部構造物、基礎構造物が一体として挙動することから、実際の地震時挙動を解析するにあたり、より精度の高い結果が期待できる。

この場合、構造物を多質点系モデルとし、部材は線材に、地盤はばねに置換するのが一般的であり、それぞれについて非線形性を考慮したモデルが提案されている^{2), 3), 4), 5), 6), 7)}。ここで、部材の非線形特性は、 $(M-N-\theta)$ (M : 曲げモーメント, N : 軸力, θ : 部材角), あるいは $M-N-\phi$ (M : 曲げモーメント, N : 軸力, ϕ : 曲率)関係で与えられている。

本報文では、鉄道ラーメン高架橋の上部構造物と基礎構造物を一体とする多質点モデルを用いた時刻歴応答解析により応答値を算定し、耐震性能の照査を行うこととする。

(3) 耐震性能の照査

耐震性能の照査は、構造物の耐震性能を決定する部材性能(耐力, 変形性能)が地震時の応答値(作用力, 応答変位)に対して式(4)を満足することを照査する。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1.0 \quad (4)$$

ここで、

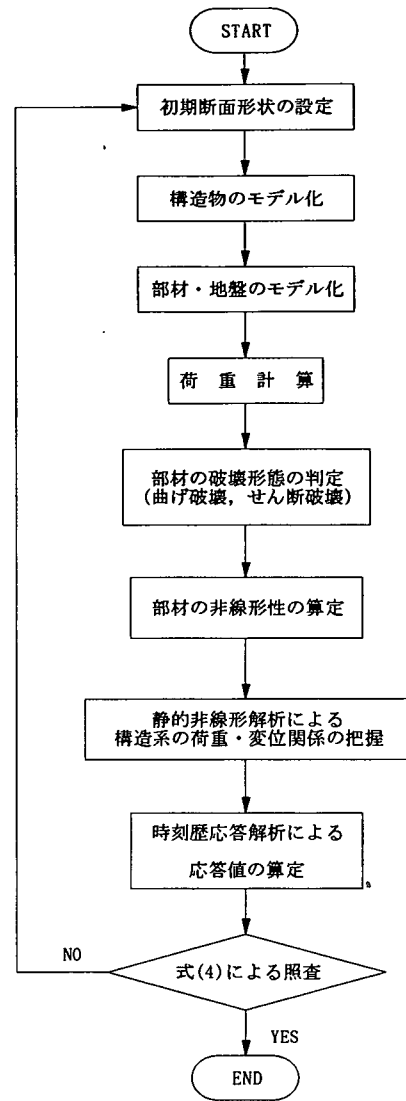


図-6 耐震照査の流れ

- S_d : 設計応答値
- R_d : 設計部材性能
- γ_i : 構造物係数

図-6は、式(4)の照査までの流れを具体的に表したものである。まず、設定された初期断面諸元をもとに静的非線形解析(プッシュオーバー解析)を行い、構造系の荷重・変形関係、および構造系の荷重・変形関係における個々の部材の変形状態を把握する。この時、RC、およびSRC梁部材の破壊形態の判定を行う。すなわち、これらの部材の破壊が曲げ破壊先行か、あるいはせん断破壊先行かを検討した上で、せん断破壊先行と判定される場合には、必要

表-3 安全係数

	荷重係数 γ_f	構造解析係数 γ_a	材料係数 γ_m			部材係数 γ_b	構造物係数 γ_i
			γ_c	γ_r	γ_s		
RC部材	1.0	1.0	1.0~1.3	1.0	1.05	1.0~1.3	1.0
SRC部材							
CFT部材			1.3		1.05		

γ_c : コンクリートの材料係数, γ_r : 鉄筋の材料係数, γ_s : 鉄骨あるいは鋼管の材料係数

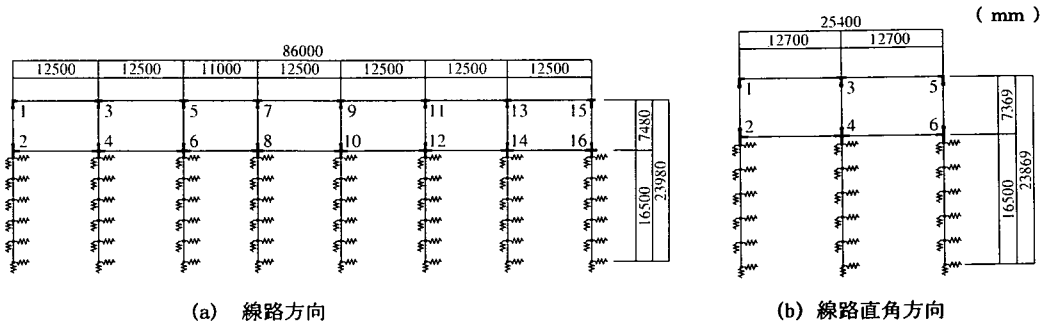


図-7 静的非線形解析モデル

に応じてせん断補強鉄筋の増加等, 断面諸元の変更を行う。つぎに, 時刻歴応答解析から算定される構造系の最大応答変位を, 静的非線形解析によりすでに求められている荷重・変形関係の中にプロットし, 求められた応答値と損傷レベルに対応した各部材の限界値を比較することにより耐震性能を満足しているか否かの照査を行う。耐震性能を満足していない場合は, 断面諸元や構造形式等を修正し再度照査を行う。

(2) 静的非線形解析 (プッシュオーバー解析)

構造物全体を上下部一体として, 図-7に示すようにモデル化した。ここで, 部材接合部内は, すべて剛域として扱うこととした。部材は線材, 地盤はバネにモデル化した。地中梁のRC部材の損傷に至る過程は部材の破壊形態により異なるため, まず, 破壊形態の判定を式(5)を用いて行った。なお, せん断スパンは部材長の1/2としている。

$$V_{mu} / V_{yd} \leq 1.0 \quad (5)$$

4. 多質点系モデルによる応答値の算定

(1) 要求される耐震性能

図-5に示すように, 対象とした高架橋は駅部高架橋であり, 構造物の耐震性能はL1地震動に対して耐震性能I, L2地震動に対して耐震性能IIを確保することとする。構造物の耐震性能は部材の損傷と基礎の安定に区分されるが, ここでは, 部材の損傷レベルについて述べる。

各部材の損傷レベルの制限値を表-2に示す。L2地震動は断層直上のスペクトルIIを用いる。荷重は固定死荷重(D_1), 付加死荷重(D_2), 列車荷重(L), およびコンクリートの収縮の影響(S_D)を考慮する。ただし, コンクリート充填鋼管柱については収縮の影響は考慮しない。対象とした高架橋の列車荷重の規格はEA-17であるが, 耐震設計においては1軌道あたり35kN/mの等分布荷重を複線載荷とする。なお, 安全係数は表-3に示す値を用いた。

ここで,

V_{mu} : 部材が曲げ耐力に達する時のせん断力
ただし, 曲げ耐力は, 鋼材の実引張降伏強度を用いるとともに, 断面内のすべての軸方向鉄筋を考慮して算定

V_{yd} : 設計せん断耐力

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{wd}$$

V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力

V_{wd} : せん断補強鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力

この照査例では, 式(5)が満たされ地中梁はすべて曲げ破壊形態と判定された。

また, 上層梁のSRC部材, および杭のRC部材については, せん断スパンが不明であり破壊形態の判定が困難であるため, 曲げ破壊形態の部材としてモデル化し, 静的非線形解析の結果から破壊形態を判定

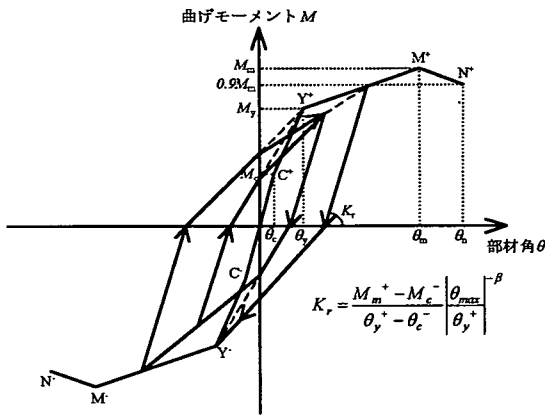


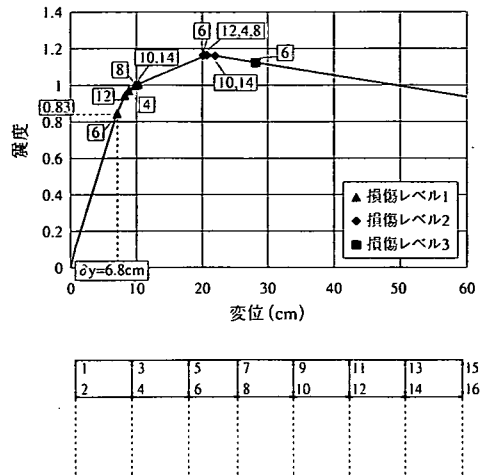
図-8 コンクリート充填鋼管部材の荷重・変形モデル

することとした。柱のCFT部材については、せん断破壊が曲げ破壊に先行することはないと考えられるので、破壊形態の判定を必要とせず曲げ破壊形態として取り扱うこととした。

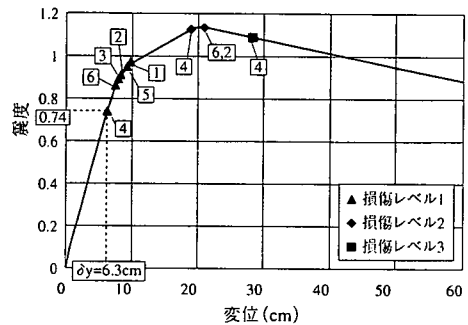
図-8は、コンクリート充填鋼管柱部材の荷重・変形関係をテトラリニア型にモデル化したものである⁷⁾。なお、上層梁および杭部材は、曲げモーメント分布が上載荷重や地盤の影響により曲線状に変化するため、部材の非線形性を材軸直交方向の各断面の曲げモーメントと曲率の関係としてモデル化した。また、柱、および杭部材は地震の影響により軸力が変動するが、曲げ耐力は軸力により変動するため、部材特性にはこれらの相関を考慮した。地盤は、文献22)によりモデル化した。ただし、基礎の降伏耐力を2倍とすることにより、基礎の強度の推定誤差と上部工の安全性を考慮することとした。

固定死荷重 (D_1)、付加死荷重 (D_2)、およびコンクリートの収縮 (S_B) を初期荷重として載荷し、地震の影響による水平方向の慣性力 (E) を増分荷重として変位制御で静的非線形解析を行った。慣性力による増分荷重は、図-7の各節点 (柱・梁接合部、柱・基礎接合部) に載荷した。

図-9は、静的非線形解析により得られた震度と上層梁位置の水平変位の関係を示す。なお、図-9の震度・変位関係図の中に示す番号は、解析フレームに記されている接点番号を表している。CFT柱部材の節点6 (線路方向)、および節点4 (線路直角方向) が最初に降伏、すなわち損傷レベル1限界点に達し、荷重 (震度) の増大とともにその他の節点も順次、降伏に達する様子が読みとれる。最初に部材が降伏する点を構造物の降伏点とすると、線路方向について、降伏震度は0.83、降伏変位は6.8cm、線路直角方向について、降伏震度は0.74、降伏変位は6.3cmとなる。



(a)線路方向



(b)線路直角方向

図-9 静的非線形解析結果

(3) 非線形時刻歴応答解析

照査の対象とするラーメン高架橋が7径間と比較的長いことを考慮し、図-10に示すように、ラーメン高架橋の上部構造部分と基礎構造部分を一体としたモデルを用いて非線形時刻歴応答解析を行った。図中の黒丸は質点を、また、白丸は分割要素の材端パネの設定位置を表している。地盤の復元力特性は、クラフ (Clough) モデルとし²³⁾、減衰定数は、逸散減衰と内部減衰を含め10%とした。上部構造物の各部材の復元力特性は、テトラリニアの骨格曲線を有する剛性低下型モデルとした。このうち、CFT柱部材、およびSRC上層梁の復元力モデルは文献6)、文献7)で提案したモデルを用いた。なお、剛性低下

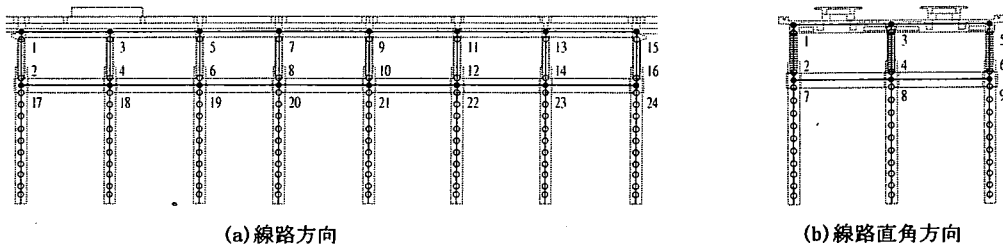


図-10 動的非線形解析モデル

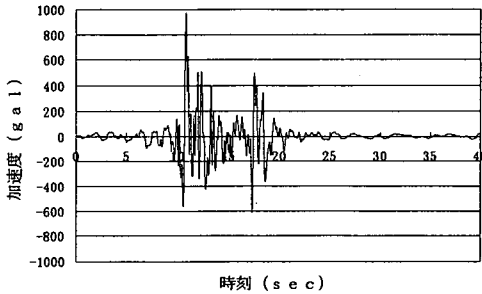
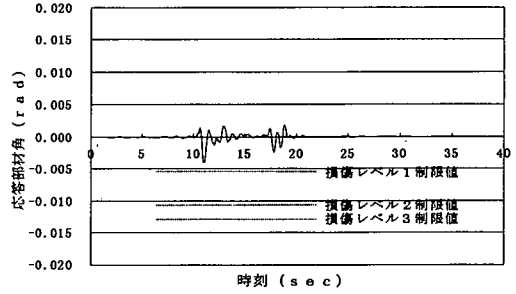
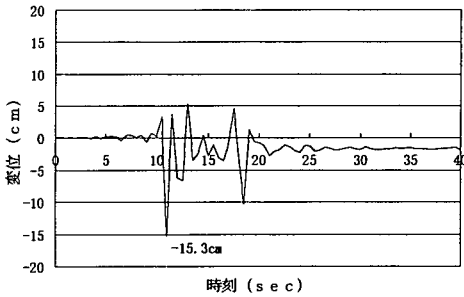


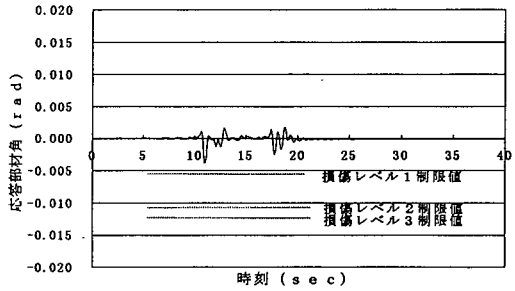
図-11 地表面地震波形 (G3地盤)



(a) 線路方向

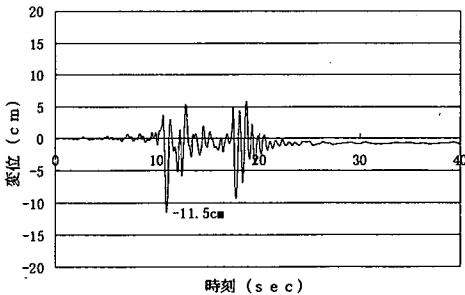


(a) 線路方向



(b) 線路直角方向

図-13 杭頭部の応答部材角と各損傷レベル制限値



(b) 線路直角方向

図-12 高架橋天端位置での時刻歴応答波形

曲線を有する武田モデルで、剛性低下率は0.6とした¹⁹⁾。各部材の減衰タイプには、解の収束性などを考慮して剛性比例型減衰を用い1次の減衰定数は5%とした²⁵⁾。

図-11は、杭部材の節点に作用させたG3地盤の地表面地震波形(加速度波形)を示す。上部構造物と基礎構造物の一体モデルへの入力地震動は、予め地盤の応答解析を行い基礎構造物の節点ごとに地震波形を算定し、これを各節点に作用させるのが原則である。しかし、設計実務を考慮すると極めて煩雑にすぎることから、各節点に作用させる地震波形は、耐震設計標準²⁾に示されている地盤種別に応じた地表面波形(G3地盤)で代表させることとした。

図-12は、高架橋天端位置での時刻歴応答変位波

率はCFT部材の場合で0.3、SRC部材の場合では0.4とした²⁴⁾。RC地中梁については、テトラニアの骨格

形を示す。最大応答変位は、線路方向で15.3cm、線路直角方向で11.5cmであり、図-11に示すように最初に大きな地震波が現れる11秒付近で発生している。図-12から読みとれる高架橋天端位置での最大応答変位(線路方向：15.3cm、線路直角方向：11.5cm)を、図-9に示した静的非線形解析から求められた構造物全体系の荷重(震度)・変位(高架橋天端位置の水平変位)関係の中に挿入してみると、最大応答変位時では線路方向、線路直角方向ともに、すべての部材は損傷レベル2の範囲に収まっていることがわかる。

図-13は、杭頭部の時刻歴応答波形を部材角を用いて、杭部材の損傷レベルに対応した限界部材角とともに示したものである。杭頭部の最大応答部材角は、線路方向については-0.0041、線路直角方向については-0.0040であり、いずれも損傷レベル1の範囲にあることがわかる。同様な検討方法により、上層梁、地中梁の各部材については、すべて損傷レベル1の範囲にあることが確認された。その結果、構造物の耐震性能は、当初設定した耐震性能Ⅱを満足していることがわかった。

5. 結論

SRCを梁部材にCFTを柱部材とした複合構造を適用した鉄道ラーメン高架橋を対象に、筆者らがすでに提案したこれらの部材の耐荷性能評価法を用いて、大規模地震(L2地震動)に対する構造物の耐震性能の照査を行った。

得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 所要降伏震度スペクトルを用いて初期断面の設定を容易に行うことができる。
- (2) 部材を線材にモデル化し、非線形特性を考慮した静的非線形解析により構造系の荷重・変形関係、および構造系の荷重・変形関係における個々の部材の変形状態を把握することができる。
- (3) 構造物の最大応答に対応する各部材の応答と損傷レベルに対応した限界変形との比較により、耐震性能の照査が可能である。
- (4) 照査例として取り上げた複合構造を適用した鉄道ラーメン高架橋は、L2地震動に対して耐震性能Ⅱを満足している。

謝辞：本研究は、運輸施設整備事業団からの「次世代高架橋システムの開発(その1：複合構造の鉄道高架橋システムの開発)」に対する補助金を受けて実施されたものである。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書、鉄道総研報告、特別第4号、pp.47-72、1996.4.
- 2) 運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)、丸善、1999.10.
- 3) 村田清満、池田 学、川井 治、瀧口将志、渡邊忠朋、木下雅敏：鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究、土木学会論文集、第619号/I-47、pp.235-251、1999.4.
- 4) 村田清満、山田正人、池田 学、瀧口将志、渡邊忠朋、木下雅敏：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価、土木学会論文集、第640号/I-50、pp.149-163、2000.1.
- 5) Takeda,T., Sozen,M.A. and Nilsen,N.N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Proceedings of ASCE, Structural Division*, pp.2557-2573.1970.
- 6) 平 暁、村田清満、池田 学、木下雅敏：ハイブリッド実験によるSRC部材の復元力モデルの検証、コンクリート工学年次論文集、Vol.22, No.3, pp.1429-1434、2000.6.
- 7) 村田清満、山田正人、池田 学、瀧口将志、渡邊忠朋、木下雅敏：コンクリート充填円形鋼管柱の復元力モデル、土木学会論文集、第661号/I-53、pp.43-55、2000.10.
- 8) 日本建築学会編：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説、丸善、1987.6.
- 9) 日本建築学会編：鋼管構造設計施工指針・同解説、丸善、1990.1.
- 10) 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会：コンクリート標準示方書(設計編)(平成8年版)、丸善、1996.3.
- 11) 土木学会コンクリート委員会複合構造小委員会：複合構造物設計・施工指針(案)、丸善、1997.10.
- 12) 阪神高速道路公団：合成柱(充てん方式)を有する鋼製橋脚の設計・施工指針(案)、1986.
- 13) 首都高速道路公団：コンクリート充填合成柱を有する橋脚の設計・施工指針(素案)(限界状態設計法編)、1991.
- 14) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会・合成構造物の終局強度分科会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物、丸善、pp.115-149、1997.9.
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(耐震設計編)、1996.12.
- 16) 西村昭彦、室野剛隆：所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定、鉄道総研報告、第13巻、第2号、pp.47-50、1999.2.

- 17) Clough,R.W.and Johnston,S.B. : Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, *Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium*,1966.
- 18) 栗林栄一, 岩崎敏男: 橋梁の耐震設計に関する研究 (Ⅲ) —橋梁の振動減衰に関する実測結果—, 土木研究所報告, 第139号, 1970. 5.
- 19) 玉井真一, 瀧口将志, 佐藤 勉: RC部材の復元力特性, 鉄道総研報告, 第13巻, 第4号, pp. 15-20, 1999. 4.
- 20) 岩田秀治, 村田清満, 山田正人, 石井拓一: 鉄道構造物へのコンクリート充填円形鋼管柱の適用, 鋼構造年次論文報告集, 第7巻, pp. 241-248, 1999. 11.
- 21) 村田清満, 安原真人, 渡邊忠朋, 木下雅敬: コンクリート充填円形鋼管柱の耐荷力と変形性能の評価, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1555-1564, 1998. 3.
- 22) 運輸省監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (基礎・坑土圧構造物), 丸善, 1997. 4.
- 23) 近藤雅弘, 室野剛隆, 西村昭彦: L 2 地震時設計に用いる杭基礎—地盤系の復元力特性に関する検討, 日本地震工学シンポジウム, pp. 21-28, 1998. 11.
- 24) 池田 学, 村田清満, 渡邊忠朋, 瀧口将志, 木下雅敬: SRC部材の変形性能と復元力特性, 鉄道総研報告, 第13巻, 第4号, pp. 29-34, 1999. 4.
- 25) 構造計画研究所株式会社: RESP-3T/B理論マニュアル, pp. 34-36, 1999. 4.

(2001.2.28受付)

AN EXAMPLE OF SEISMIC ASSESSMENT FOR A HYBRID RAILWAY RIGID FRAME ELEVATED BRIDGE

Kiyomitsu MURATA, Shuji IWATA,
Manabu IKEDA, Tomohiro TAKAYAMA and Masanori KINOSHITA

A lot of rigid frame elevated bridges with reinforced concrete have been constructed as railway structures from the economic viewpoint. On the other hand, the omission of formworks and placing rebars under limited working conditions makes it possible to improve the safety during construction and reduce the total construction cost. A hybrid railway rigid frame elevated bridge of concrete filled steel tubular columns can simplify the construction and shorten the term of works. At the same time, high seismic performances can be expected because of a composite effect of steel and concrete materials. This paper shows an example of seismic assessment for a hybrid railway rigid frame elevated bridge composed of composite structural members, based on a method evaluating the performances of structural members which authors have already proposed.