軟弱地盤におけるラーメン高架橋の耐震設計法の比較

室谷耕輔[1]・道清吉美[2]・松島和宣[2]・吉本史雄[3]・西村昭彦[4]

[1]正会員　工修　中央復建ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ株式会社　総合第２本部（〒532-0004 大阪市淀川区西宮原 1-8-29）
[2]名古屋港管理組合　建設部（〒455-0032 名古屋市港区入船 2-1-17）
[3]正会員　中央復建ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ株式会社　総合第２本部（〒532-0004 大阪市淀川区西宮原 1-8-29）
[4]フェロー　工博　株式会社テス　土木事業部（〒185-0034 東京都国分寺市光町 2-8-38）

兵庫県南部地震以後，鉄道構造物の耐震設計に取り入れられた「性能設計法」は構造物に要求される性能を規定し，構造物の損傷を一定の制限値以内に収めて設計する方法であり，構造物の損傷過程，損傷状況が確認，選択できる設計法である．本論文では，この新設計法と従来の設計法である震度法の設計比較を軟弱地盤における鉄道ラーメン高架橋について行った．その結果，従来設計法では所要の耐力を満足させるために部材の形状寸法の変更と鉄筋量の増加が必要であったのに対し，新設計法では地中梁の損傷を許容することによって全ての部材が制限値以内となり，さらに経済的な断面での設計が可能であった．また，新設計法の特徴である構造物の損傷状況，損傷過程を把握することも可能であった．

Key Words : Seismic design , performance design , poor ground , rigid frame viaduct

１．はじめに

これまで，鉄道構造物の耐震設計は，主として震度法が用いられてきた．この震度法は許容応力度法を前提として一般に 0.2 程度の設計水平震度を考慮していたが，限界状態設計法が導入されてからは，構造物の応答加速度として 1000gal を考慮し，構造物の靭性を評価して設計水平震度を設定するようになった．しかし，兵庫県南部地震以後，鉄道構造物の耐震設計は，構造物耐用期間内に1～2度発生する確率を持つ地震動（レベル１地震動）と発生する確率は低いが極めて強い地震動（レベル２地震動）の２つを考慮する「２段階設計法」と，想定する地震動に対して構造物に要求される性能を規定し，構造物の各部位の損傷状態を一定の制限値内に収めて設計する「性能設計法」が新しく取り入れられた．本論文では，限界状態設計法が導入されてからの従来設計法と兵庫県南部地震以後の新設計法について軟弱地盤における鉄道ラーメン高架橋の比較設計を行い，一例として，それぞれの設計法による設計結果を報告する．

２．従来設計法と新設計法

鉄道の耐震設計における従来設計法[1)]と新設計法[2)]の比較を表-1 に示す．従来設計法，新設計法ともに，先に述べた「２段階設計法」を取り入れているが，従来設計法ではレベル２地震動として，構造物の応答加速度が 1000gal 程度の海溝型地震を対象としているのに対し，新設計法ではこの海溝型地震の他に 1700gal 程度の内陸

表-1　従来設計法と新設計法の比較

	従来設計法	新設計法
設計法	震度法	動的解析法
設計地震動	中地震(ﾚﾍﾞﾙ 1)・大地震(ﾚﾍﾞﾙ 2)を考慮. 大地震（ﾚﾍﾞﾙ 2)は構造物の応答加速度 1000gal 程度の海溝型地震を考慮.	ﾚﾍﾞﾙ1・ﾚﾍﾞﾙ2 地震動を考慮. ﾚﾍﾞﾙ2 地震動は海溝型地震と構造物の応答加速度 1700gal 程度の内陸型地震を考慮
地盤種別	３種類	８種類
応答値の算出	構造物の靭性を考慮した設計水平震度を設定し，線形解析によって算出.	動的解析によって算出．部材は非線形性を考慮する.
照査方法	耐力を指標として照査．制限値は降伏耐力.	変形を指標として照査．その制限値は構造物の損傷と復旧の難易性を考慮して設定.
特徴	地震時における構造物の損傷状況，損傷過程などを把握することは困難.	地震時における構造物の損傷状況，損傷過程を把握，選択することが可能.

型地震も対象としている．表層地盤の評価としては，従来設計法が地盤の特性（固有周期）に応じて３種類に分けているのに対し，新設計法では８種類に分け，それぞれの地盤について動的解析により地表面の応答加速度を算出している．従来設計法は基本的に震度法によって構造物の応答値を算出するが，その震度は構造物の靱性を評価し，構造物が降伏するときの震度を設定する．この震度を用いて線形解析によって応答値を算出し，照査は耐力を指標として全ての部材が降伏耐力以内に収まるように設計を行う．しかし，地震時にどの部材が先行して降伏するかなど，構造物の損傷過程や状況を把握することは困難である．一方，新設計法は動的解析を基本としており，部材は非線形性を考慮して算出する．照査は，変位を指標として行い，その制限値は構造物の重要度と復旧の難易性を考慮して各部位ごとに設定する．すなわち，設計時に部材の損傷を許容するため，地震時における構造物の損傷状況や損傷過程を把握することが可能である．また，その損傷を設計者が選択することもできる．これが新設計法の特徴であると言える．

３．検討条件

(1) 地盤条件と検討ケース

検討地盤は図-1 に示すように固有周期が 1.0sec を越える軟弱地盤を対象とした．このような軟弱地盤に対して耐震設計を行う場合，構造物の慣性力を考慮する設計法の他に，地盤が地震によって液状化することを考慮した「液状化時の設計」と構造物の慣性力と地盤変位を考慮した「応答変位法の設計」を行う必要がある．これらの設計を行った結果，図-1 に示す地盤条件では応答変位法の設計で構造物の断面が決定されたため，以後，本論文では，応答変位法の検討結果について述べることとする．

(2) 検討構造物

検討には図-2 に示す鉄道の RC ビームスラブ式ラーメン高架橋（線路直角方向）を用いた．構造物の高さは 8m，柱は 900mm 角，杭径は 1.2m，杭長は 40m である．基礎形式は１柱１基礎であるが，従来の場所打ち杭ではなく，耐震性に優れている鋼管杭を採用することとした．なお，これら断面諸元は従来設計法の慣性力を考慮した設計によって決定した．

(3) 応答変位法の設計条件

応答変位法は構造物および地盤の動的相互作用を考慮して，構造物の慣性力と地盤変位を組み合わせる必要があり，それらの組み合わせは地盤の固有周期と構造物の固有周期の関係によって変化する．検討で用いる軟弱地盤とラーメン高架橋の固有周期の関係では，地盤の固有周期が長いため，構造物の慣性力および地盤変位が同位相（同方向）となる．従って，検討では慣性力と地盤変位を図-5 に示すように同位相（同方向）に載荷する．

(4) 応答変位法に用いる慣性力の算出

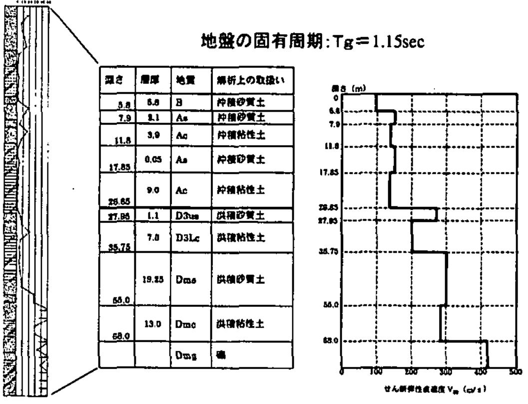
慣性力はレベル２地震動を考慮して算出する．なお，新設計法では内陸型地震を考慮して算出する．

a)従来設計法の慣性力

従来設計法は，構造物と地盤の動的相互作用を考慮して算出した設計震度と上部構造物および基礎構造物の設計降伏震度を比較して，最も小さい震度を設計震度とする．本検討では上部構造物の設計降伏震度が最も小さい震度であり，その震度は，想定地震動に対する設計水平震度を 1.0 とし，設計地域を考慮した地域別係数，地盤の特性を考慮した補正係数，構造物の設計塑性率を考慮した塑性率別補正係数を考慮して算出される．その結果，慣性力は Kh＝0.38 となった．

b)新設計法の慣性力

新設計法は動的解析によって算出することが基本であるが，ここでは，図-3 に示すように静的非線形解析によって算出される荷重～変位曲線と１自由度系の動的解析結果を構造物の等価固有周期と降伏震度を関数として塑性率ごとに図化した所要降伏震度スペクトルを用いて算出する．その算出は，まず，静的非線形解析によって荷



深さ	層厚	地質	解析上の取扱い
5.8	5.8	B	沖積砂質土
7.9	2.1	As	沖積砂質土
11.8	3.9	Ac	沖積粘性土
17.85	6.05	As	沖積砂質土
26.85	9.0	Ac	沖積粘性土
27.95	1.1	D3us	洪積砂質土
35.75	7.8	D3Lc	洪積粘性土
55.0	19.25	Dms	洪積砂質土
68.0	13.0	Dmc	洪積粘性土
		Dmg	礫

図-1　地盤条件

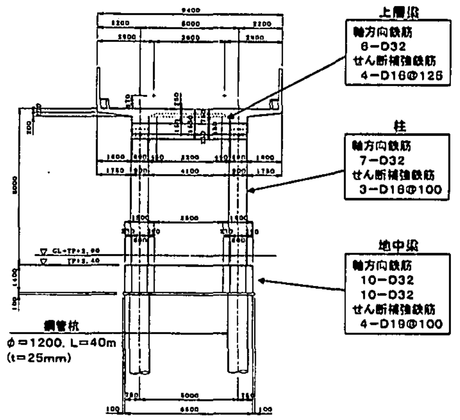


図-2　検討断面

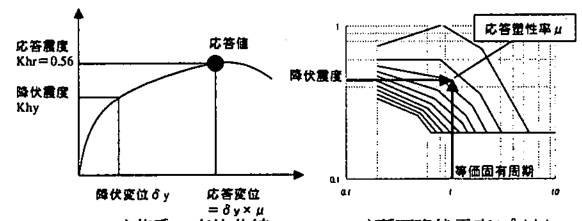
重～変位曲線を求め，構造物の等価固有周期と降伏震度を算出する．次に，これらを用いて地盤種別ごとに設定してある所要降伏震度スペクトルより応答塑性率を算出し，この応答塑性率と荷重～変位曲線から構造物の応答値を算出する．この応答時の震度が，新設計法の応答変位法に用いる慣性力であり，その値はKhr＝0.56となる．

(5) 地盤変位の算出

地盤変位は逐次積分法による非線形応答解析を実施して算出した．基盤面における入力地震動はレベル2地震動を用いた．その結果を図-4に示す．本検討に用いた地盤はGL-0～30m付近の沖積層で大きなひずみが生じており，地表面では最大0.64mも変形が生じた．この変位を杭長の長さに応じて算出される相対変位に換算すると0.49mとなった．一方，地表面の加速度は300gal程度であり，入力地震動の1/2程度まで減衰した．

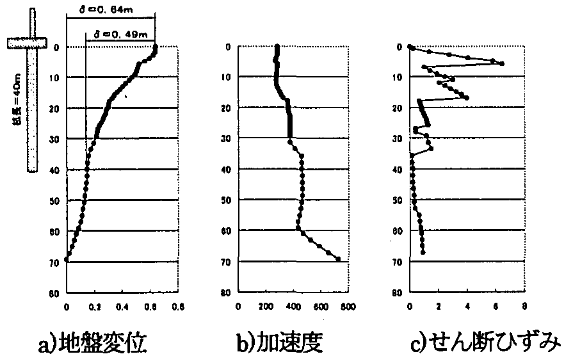
(6) 構造物のモデル化

a)応答変位法の解析モデル



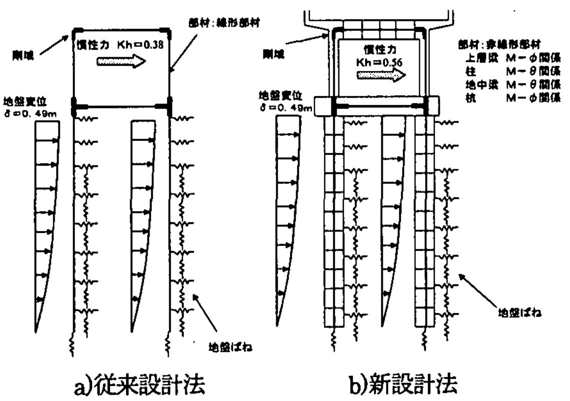
a)荷重～変位曲線　　b)所要降伏震度ｽﾍﾟｸﾄﾙ

図-3　荷重～変位曲線と所要降伏震度ｽﾍﾟｸﾄﾙ



a)地盤変位　　b)加速度　　c)せん断ひずみ

図-4　地盤応答解析結果



a)従来設計法　　b)新設計法

図-5　解析モデル

従来設計法および新設計法の解析モデルを図-5に示す．応答変位法は部材を骨組みによってモデル化し，上部構造物には慣性力，基礎杭には地盤ばねを介して地盤変位を入力して解析を行う．なお，地盤ばねは地盤の変形係数と構造物の形状から算出する慣用法[3)]を用いて算出した．また，構造物の死荷重は初期応力として与えた．

b)構造物部材のモデル化

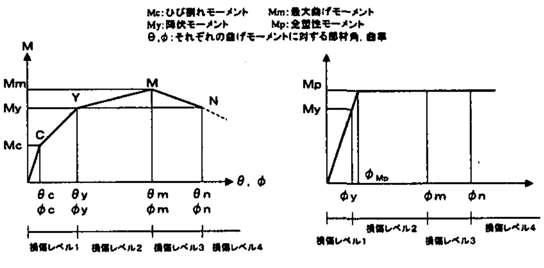
従来設計法は全断面有効の部材剛性を用いて線形でモデル化するが，応答変位法の検討では，杭が塑性化することを考慮して杭部材は降伏剛性でモデル化した．一方，新設計法では部材の変形性能に期待し，構造物の損傷状態を一定の制限値に収めて設計を行うため，部材のモデル化は非線形性を考慮した．その非線形特性は，RC部材が図-6に示すテトラリニア型でモデル化し，鋼管杭はバイリニア型でモデル化した．

(7) 照査方法

従来設計法の応答変位法の検討では，解析の応答値（断面力）に対して降伏耐力を満足するように照査を行う．一方，新設計法は，構造物の重要度と地震後の復旧の難易性を考慮して規定した耐震性能を満足するように照査を行う．この耐震性能の制限値は部材の損傷レベルをある程度許容して設定するものであり，本検討では部材の曲げモーメントと変形量の関係から部材の損傷レベルを図-6に示す1～4のレベルに分け，その制限値を表-2に示すように設定した．なお，両設計法ともに照査時には安全係数として材料係数，部材係数，構造物係数を考慮することとし，その値は，ｺﾝｸﾘｰﾄの材料係数γc=1.3以外は全て1.0とした．

4．解析結果および照査結果

応答変位法は主に基礎を主体とした設計法であるため，



a)RC部材　　b)鋼管部材

図-6　RC部材と鋼管部材の非線形特性

表-2　損傷レベルの制限値

	損傷レベルの制限値
上層梁・地中梁	2
柱	3
杭	2

杭基礎ならびに地中梁に大きな断面力が発生する（図-7）．この断面力に対して従来設計法で照査を行うと，地中梁と杭の耐力が満足しない結果となり，所要の耐力を満足させるためには，地中梁の主鉄筋を 3 段配筋に変更し，杭部材は杭径を 1600mm に変更しなければならない結果となった（表-3）．以上のように従来設計法では部材の形状寸法および鉄筋量を変更することで，設定した降伏震度に対する耐力を確保することは出来たが，この構造物の損傷過程，損傷状況は把握出来ない．一方，新設計法は部材の損傷をある程度許容し，部材の変形性能に期待するため，表-4 に示すように，全ての部材が損傷レベルの制限値内であり，特に，上層梁はほとんど損傷しておらず制限値に対してかなり余裕がある結果となった．また，柱，地中梁，杭はある程度損傷するが制限値に対してはまだ余裕があった．このように新設計法では構造物の損傷過程，損傷状況を把握することが可能である．

5．新設計法による構造断面の変更

新設計法の結果は耐震性能にまだ余裕があるため，断面の変更を行い，部材の形状寸法と鉄筋量の減少を試みる．その検討結果を表-6 に示す．いずれの部材も形状寸法と鉄筋量がかなり減少する結果となった．このように，応答変位法の検討では従来設計法より経済的な断面で設計することが可能である．この理由としては，新設計法が構造物の性能を規定し，部材の損傷を許容しているところにあると考えられる．先に述べたように応答変位法の設計では，地中梁と杭に大きな断面力が発生する．この断面力に対して地中梁の損傷をある程度許容すると，柱と杭に発生する断面力が減少する．このことが経済的な断面で設計できる最も大きな要因と考えられる．ここで，この考えを検証するために，新設計法における地中梁の制限値を従来設計法と同様に降伏（損傷ﾚﾍﾞﾙ 1）以内に設定して設計を行ってみる．その結果を表-7 に示す．地中梁を損傷させない設計を行うと，柱と杭の断面力が減少せず，従来設計法と同様に地中梁の鉄筋量が増加し，他の部材は変更がない結果となった．以上のことから，応答変位法の検討において地中梁の損傷をある程度許容することは，設計上有用であることが確認できた．

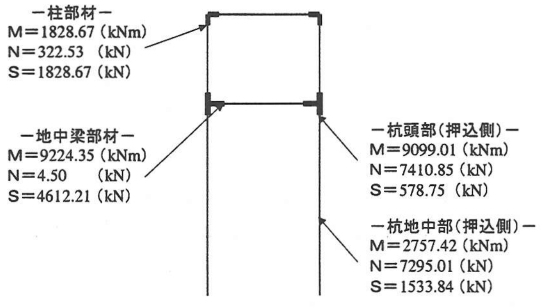


図-7　従来設計法の応答値

6．まとめ

従来設計法は，所要の耐力を満足させるために部材の形状寸法の変更や鉄筋量の増加を行うことで設定した降伏震度に対する耐力を確保することは出来たが，その損傷過程や状況を把握することは出来ていない．一方，新設計法は，応答変位法の設計において設計者が意図的に地中梁を損傷させる設計を行うことで，従来設計法より経済的な断面となった．また，設計者は構造物の耐震性能を「上層梁はほとんど損傷せず，地中梁，柱の損傷はある程度進む．杭も損傷するがかなりの余裕を残す．」というように表-4 の結果を見ながら説明することも可能である．これが新設計法の最大の特徴であると言える．

参考文献

1)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説　コンクリート構造物，1992
2)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，1999
3)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物・抗土圧構造物，1997

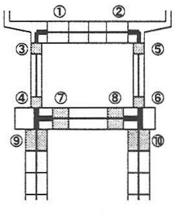
表-3　従来設計法の検討結果

	断面 幅 B	断面 高さ H	軸方向鉄筋	せん断補強鉄筋	照査結果
柱	900	900	7－D32	3－D16@100	o. k
地中梁	1000	1400	10－D32 10－D32	4－D19@100	out
杭	φ1200	t=25mm	－	－	out
杭頭補強鉄筋	φ1200		64－D38		o. k

⇩ 地中梁，杭を変更

	幅 B	高さ H	軸方向鉄筋	せん断補強鉄筋	照査結果
地中梁	1100	1500	10－D32 10－D32 8－D32	4－D22@100	o. k
杭	φ1600	t=25mm	－	－	o. k

表-4　新設計法の検討結果



		θd, φd	θyd, φyd	θmd, φmd	θd／θyd φd／φyd	θd／θmd φd／φmd	損傷レベル	損傷ﾍﾞﾙの制限値
上層梁	①	0.00105	0.00456	0.02428	0.23	0.04	1	2
	②	0.00094	0.04580	0.02430	0.02	0.04	1	2
柱	③	0.02128	0.00575	0.03619	3.70	0.59	2	3
	④	0.01391	0.00577	0.03619	2.41	0.38	2	3
	⑤	0.02162	0.00575	0.03587	3.76	0.60	2	3
	⑥	0.01358	0.00578	0.03584	2.35	0.38	2	3
地中梁	⑦	0.01283	0.00204	0.02467	6.29	0.52	2	2
	⑧	0.01317	0.00204	0.02467	6.45	0.53	2	2
杭	⑨	0.00224	0.00224	0.01122	1.00	0.20	2	2
	⑩	0.00210	0.00175	0.00952	1.20	0.22	2	2

▒：塑性ヒンジとなった箇所（降伏した箇所）

表-5　設計断面

	幅×高さ	軸方向鉄筋	せん断補強鉄筋
上層梁	900×1550	6-D32	4-D16@125
柱	900×900	7-D32	3-D16@100
地中梁	1000×1200	10-D32 10-D32	4-D19@100
杭	φ1200	t=25mm	－

表-6　地中梁を損傷させる設計

	幅×高さ	軸方向鉄筋	せん断補強鉄筋
上層梁	800×1550	6-D32	4-D16@125
柱	800×800	6-D32	3-D16@100
地中梁	900×1200	8-D32 2-D32	4-D16@125
杭	φ1000	t=14mm	－

▒：変更箇所

表-7　地中梁を損傷させない設計

	幅×高さ	軸方向鉄筋	せん断補強鉄筋
上層梁	900×1550	6-D32	4-D16@125
柱	900×900	7-D32	3-D16@100
地中梁	1000×1200	10-D32 10-D32 4-D32	4-D19@100
杭	φ1200	t=25mm	－