

多層RCラーメン橋脚の耐震補強検討

黒木 礼則¹・草野 康祐²

¹正会員 工修 日本建設コンサルタント(株) 東京支社技術二部 (東京都品川区東五反田5-2-4)

²日本建設コンサルタント(株) 東京支社技術二部

本報告は、昭和40年代に竣工した二層ラーメン橋脚及び三層ラーメン橋脚を道示V(平成8年12月)に示される耐震基準に適合させることを目的とした、耐震補強検討をまとめたものである。

まず、旧設計基準で設計された橋脚の非線形静的解析を行い保有水平耐力を求め、破壊形態の判定を行った。このとき、柱部分は大きな軸力変動が発生することから、軸力変動に伴いM-φ関係が変動する非線形特性を与えて解析を行った。次に、RC巻立て工法で補強した断面について解析を行い、対象橋脚の耐震補強の可能性について検討した。

Key Words: double deck rigid frame pier, push over analysis, reinforce of earthquake resistance

1. はじめに

本報告は、二層ラーメン橋脚及び三層ラーメン橋脚を道示V(平成8年12月)¹⁾に示される耐震基準に適合させることを目的とした、耐震補強検討をまとめたものである。

道示Vにはラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の算出法が記述されているが、対象は一層ラーメンであり、多層ラーメンの地震時保有水平耐力の算出については明らかではない。そこで、本報告では非線形静的解析を用いて多層ラーメンの終局水平震度を算出し、地震時保有水平耐力法の照査を適用して補強検討を行った。

2. 対象橋脚

補強検討の対象は、昭和40年代に竣工した二層ラーメン橋脚(図1、以下橋脚Aとする)と3層ラーメン橋脚(図2、以下橋脚Bとする)である。橋脚高はそれぞれ27.1m、31.2mに達する、いわゆる高橋脚でラーメン部柱間隔は8.0m、橋脚基部は壁式となっていてI種地盤上に位置する。

躯体の鉄筋材質はSD30、コンクリートの設計基準強度は240 kg/cm²で、A橋脚は柱がD29ctc125mm(一部二段)、梁がD29ctc133mm、B橋脚は柱がD29ctc166mm(一部二段)、梁がD29ctc133mmで配筋されている。支承条件は橋脚A、Bともに橋軸方向に可動であり、それぞれ777.5t、

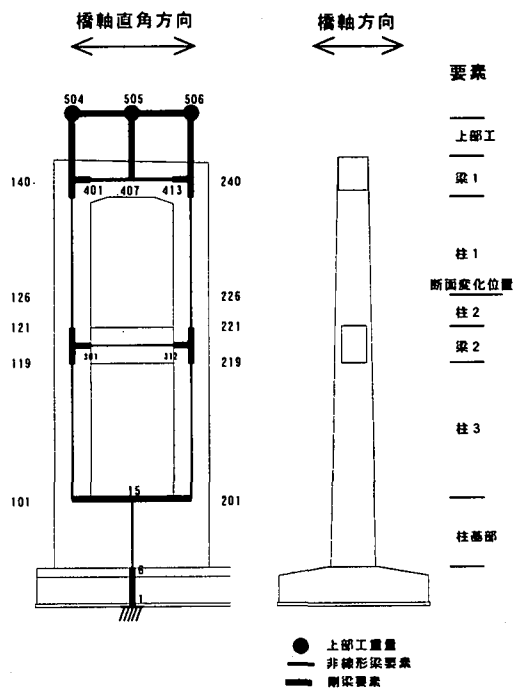


図1 橋脚A

785.0tの上部構造を支持している。

橋脚の補強はRC巻立て工法を用いることとし、その補強断面は施工実績等から決まる上限である、巻立て厚30cm、軸方向鉄筋D38ctc300mm(SD345、フーチングへの定着あり)、帯鉄筋D25ctc100mm(SD345)とした。

3. 解析方法と解析モデル

解析モデルをそれぞれ図1, 図2に示す. 図示したモデルに左から右方向に加速度を漸増させる非線形静的解析を行った, ここで加速度が 9.8 m/s^2 のとき, 水平震度 $k_h = 1.0$ である. よって橋脚終局時に作用している加速度を 9.8 で除した値が終局水平震度 k_{hui} となり, この終局水平震度を用いて地震時保有水平耐力法タイプI地震動レベルの照査フローに従い橋脚の照査を行った.

対象橋脚は複数箇所鉄筋の段落しが行われていることから, 塑性ヒンジ発生箇所を予め予測することは難しい. よって解析モデルには塑性ヒンジを用いず, 要素の $M-\phi$ 関係のみを用いてモデル化した. このことから, 節点数は 0.5m ピッチと多めに配置した. また橋軸直角方向解析時のラーメン部柱部材は軸力変動が大きくなる²⁾ので, 軸力変動による $M-\phi$ 関係の変動を考慮した非線形特性を与えた. 梁部材の非線形特性には軸力を 0 kN とした場合の $M-\phi$ 関係を用いた. 橋脚基部の壁部は常時の軸力(自重+上部構造重量)が作用した場合の $M-\phi$ 関係を用いた. 質量は各節点に与え, 橋脚の負担する上部構造重量は橋軸直角方向が上部構造死荷重反力, 橋軸方向は上部構造死荷重反力の 0.5 倍とした.

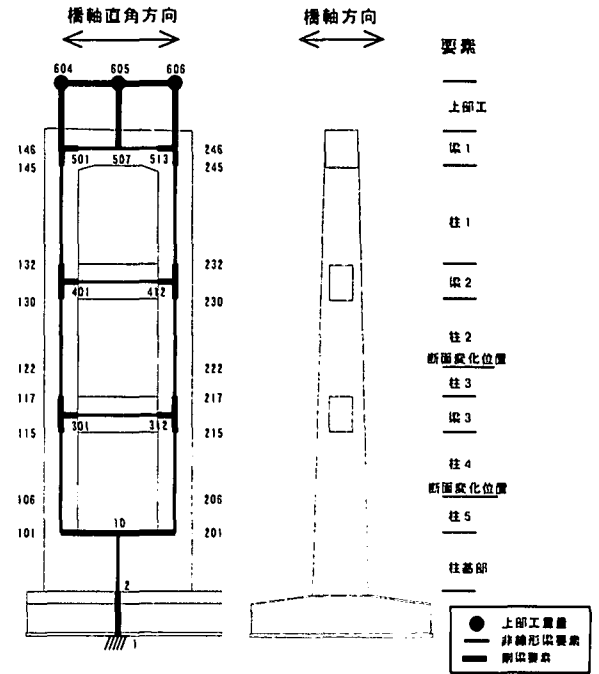


図2 橋脚B

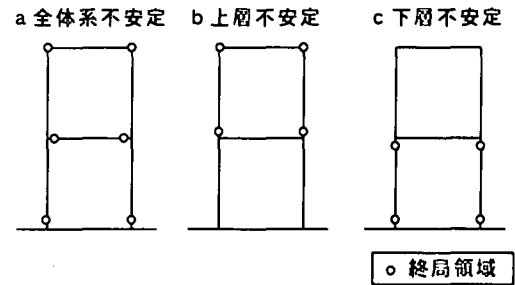


図3 ラーメン部構造不安定の例

4. 構造系終局の判定

終局水平震度を求めるのに必要な橋脚の終局状態を, 本報告では次のように定義した.

①橋軸方向

橋軸方向解析では橋脚を一本柱として見なせる. よって橋脚の終局時とは, 橋脚のどこか一要素が終局状態に達した時点とした.

②橋軸直角方向

橋脚上部のラーメン部と下部の壁部では終局状態の定義が異なるので, それぞれ別に終局の判定を行い, いずれか一方が先に終局状態に達した時点を橋脚全体系の終局時とした.

ラーメン部の終局状態は中間梁で分割された各層のラーメンが一つでも構造的に不安定になった場合, もしくはラーメン部が構造的に不安定になった場合(図3)とし, 壁部の終局状態は壁部の一要素が終局状態に達した時点とした.

橋軸直角方向解析

橋軸方向解析

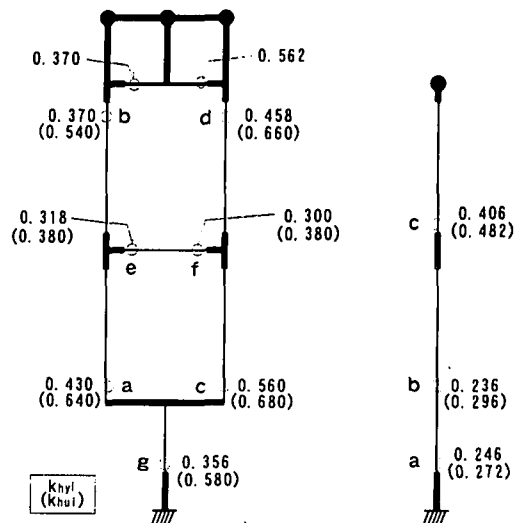


図4 橋脚A(現況) 終局水平震度

5. 解析結果

(1) 橋脚A

主要要素の降伏水平震度 k_{hyi} と終局水平震度

k_{hui} を図4に示す. 橋軸直角方向の場合, まず中間梁が $k_h = 0.38$ で終局に達し, その後基部が $k_h = 0.58$ で終局する. 基部の終局とほぼ同時にラーメン

表1 橋脚A 剪断力

(kN)

	要素	応答剪断力		剪断耐力	
		Si	Ps	Ps0	
橋軸直角 現況	a	4554	1589	2323	
	b	2486	1251	1754	
	c	5368	1589	2323	
	d	3419	1251	1754	
	e	4736	1367	1886	
	f	4736	1367	1886	
	g	11993	4599	6188	
橋軸直角 補強	a	9669	9641	10668	
	b	5766	9588	10417	
	c	13829	9641	10661	
	d	5972	9588	10417	
	e	5388	1367	1886	
	f	5988	1367	1886	
	g	28749	35778	38071	
橋軸 現況	a	3595	4170	9529	
	b	1401	1605	2346	
	c	830	1215	1753	
橋軸 補強	a	7585	13734	16858	
	b	2999	9623	10651	

部の塑性化が進行し、 $k_h = 0.68$ でラーメン部が終局する。ラーメン部と基部では基部の方が早く終局状態に達するため橋脚全体系終局時の水平震度は0.58となる。

この時の各要素の応答剪断力 S_i と剪断耐力 P_{si} を表1に示す。表1より応答剪断力は P_{s0} よりも大きいので剪断破壊先行型であることがわかる。この場合許容塑性率 $\mu_a = 1.0$ となり等価水平震度は0.7となるが、終局時の水平震度はこの値よりも小さいため補強が必要であると判断できる。

橋軸方向の場合はラーメン部から塑性化が始まるが、終局は靱性の小さい基部が $k_{hul} = 0.272$ で初めに終局する。表1より曲げ破壊先行型であることがわかるが、 $k_{he} = 0.45$ を満たしていないため補強が必要である。

次に補強後の降伏水平震度と終局水平震度を図5に示す。橋軸直角方向では補強の結果、終局時の水平震度は1.32と大きく向上した。しかし要素 a, c, g の応答剪断力が剪断耐力を超過しているため破壊形態は剪断破壊先行型となり、終局水平震度は0.94となった。だが等価水平震度は0.7であるので道示V保耐法レベルの耐震性能は有している。しかし、剪断破壊先行型は望ましくないため、靱性補強を行う必要がある。

橋軸方向では基部の終局水平震度0.364が構造系の終局水平震度となる。破壊形態は曲げ破壊先行型であるが、終局水平震度が等価水平震度の下限値0.4を満たしていないため、さらに耐力の向上を図る必要がある。

橋軸直角方向解析 橋軸方向解析

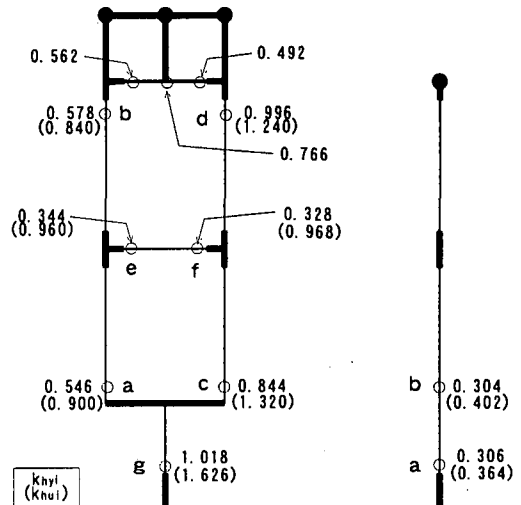


図5 橋脚A(補強) 終局水平震度

水平震度

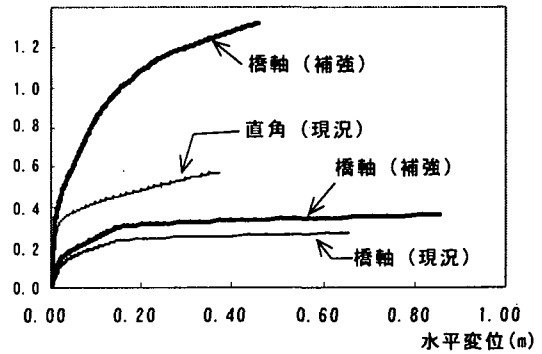


図6 橋脚A 水平震度-変位関係

水平震度

記号は終局した要素を表す

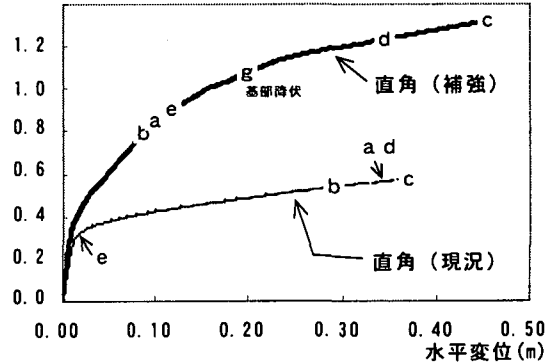


図7 橋脚A 要素終局順序

(2) 橋脚B

主な要素の降伏水平震度と終局水平震度を図8に示す。初めは橋脚Aと同様にまず中梁が降伏し、次いで基部、ラーメン部の順で降伏していく。その後 $k_h = 0.590$ で中梁の柱梁接合部が終局に達すると同時に、橋脚全体が一気に終局する。これは中梁の終局により、一層目と二層目のラーメン構造が崩壊する、いわゆる層降伏を起こしているためである(図9)。破壊形態は剪断破壊先行型であり、終局水平震度は等価水平震度0.7よ

橋軸直角方向解析

橋軸方向解析

橋軸直角方向解析

橋軸方向解析

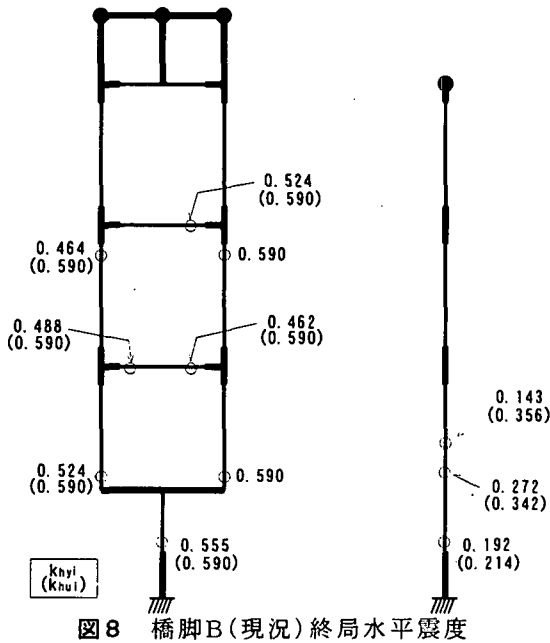


図8 橋脚B(現況)終局水平震度

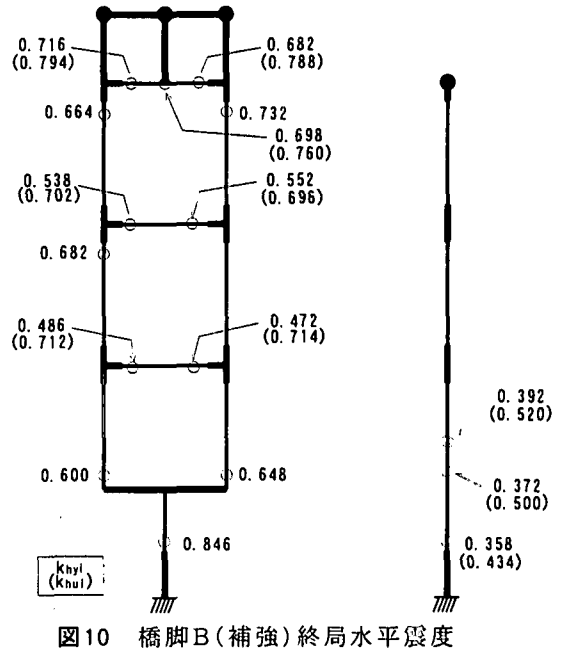


図10 橋脚B(補強)終局水平震度

りも小さいので補強の必要がある。

橋軸方向の終局水平震度は0.214となる。破壊形態は曲げ破壊先行型であるが、終局水平震度は等価水平震度の下限値0.400より小さいため補強の必要がある。

補強後の降伏水平震度と終局水平震度を図10に示す。橋軸直角方向では、補強したにもかかわらず、現況と同様に層降伏を起こして終局状態になった。このときの水平震度は0.856である。破壊形態は剪断破壊先行型で、剪断破壊を起こすときの水平震度は0.76と、剪断破壊時の等価水平震度0.7を越えていことから道示Vの耐震基準は一応満たしているといえる。しかし、層降伏は好ましい破壊形態ではないため、層破壊を起こさないような補強を検討する必要がある。

橋軸方向の終局水平耐力は0.434であり。破壊形態は曲げ破壊先行型である。等価水平震度は下限値の0.4となるので、橋軸方向については道示Vの耐震基準を満たすことができた。

6. まとめ

補強を行うことで橋脚Bについては道示V保耐法レベルの基準を満足することができたが、橋脚Aの橋軸方向についてはできなかった。また本報告で行った検討はタイプI地震動のレベルであり、より条件の厳しいタイプII地震動レベルで照査した場合、今回の補強断面では耐力が不足することが考えられる。

ここで、橋軸方向と橋軸直角方向という観点から見ると、ラーメン構造となる橋軸直角方向は十

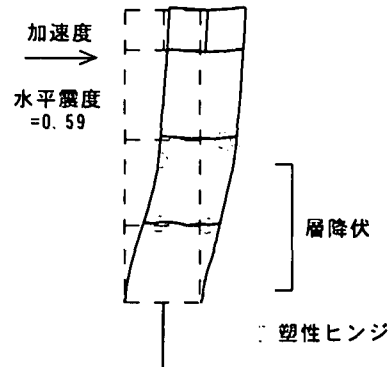


図9 橋脚B終局時変形図

分な耐力を有しているが、橋軸方向では著しく耐力が不足していることがわかる。これは、当初設計が震度法レベルで設計されており、橋軸方向に作用する上部工慣性力は支承の摩擦力のみ考慮した上部構造重量の0.15倍であったのに対し、現道示Vの保耐法レベルでは上部工重量の0.5倍とされていることが大きく影響しているといえる。

今回想定した補強断面は施工実績の最大断面であり、さらに断面を大きくして耐力を向上させることは、基礎等に悪影響を及ぼす可能性が高いため困難であると思われる。したがって今回検討したような橋脚においては鋼板巻立てや構造系の変更等の代替案を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説，1996
- 2) 緒方，金子ら：多層鉄筋コンクリートラーメン橋脚の軸力変動を考慮した地震応答解析，土木学会第52回年次学術講演会論文集1-B，pp284-285，1997