

レベル2地震動に対する外ケーブル補強橋脚の耐震性照査事例

首都高速道路公団 神奈川建設局 正会員 松崎久倫
 中央コンサルタンツ(株) 東京支店 正会員 ○齊藤武司
 正会員 原 茂樹
 正会員 藤原宏将

1. はじめに

本橋脚は首都高速道路ジャンクションの改良に伴い既設橋脚の拡幅を行ったものであり、図-1に示すように用地の制約から既設梁出し式橋脚に横梁と単柱1脚を追加した一次不静定の門型ラーメン構造を採用している。

既設部は昭和55年の道路橋示方書により活荷重TL-20で設計されており、既に平成7年の復旧仕様に対応した脚柱部の補強が実施されている。本設計は現行B活荷重に対応すべく横梁部に外ケーブル及び炭素繊維シートによる補強を実施したものである。

本稿では外ケーブル補強された橋脚面内方向の耐震照査事例について報告する。

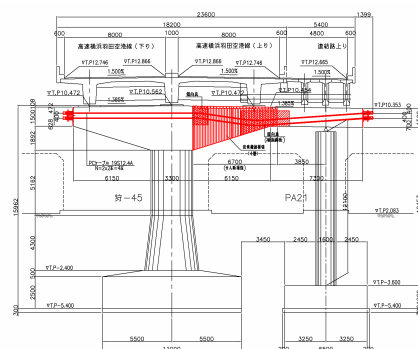


図-1 橋脚補強構造一般図

2. 照査方針

対象橋脚の設計条件を表-1に、骨組モデルを図-2に示す。

レベル2地震動に対する照査は地震時保有水平耐力法により行うこととし、面内方向は一次不静定の門型ラーメン構造となるため、橋脚全体系モデルによる荷重漸増解析を用いて照査を行った。荷重漸増解析の骨組モデルは、塑性化を考慮する部材の設定が重要であり、既設柱については既に耐震補強が実施されていることから、このじん性を考慮して塑性ヒンジを設けることとした。

一方、梁部は外ケーブル構造の塑性域での挙動が明確にされていないこと、また直接桁を支持する部材であることから、耐震設計上の供用性確保の観点から塑性化を生じさせないようにするのが望ましい。しかし地震時に塑性化を許容しない場合には、補強鉄筋量が増加し極端に不経済な断面となるだけでなく、プレストレスの損失が大きくなるため、塑性ヒンジは図-2に示すように柱部及び梁部に各2箇所ずつ設定し照査を行うこととした。

また被災後における復旧の容易さを判断する目的として、副次的な塑性化にとどめる場合についても合わせて照査を行った。

副次的な塑性化の照査は免震橋を参考に許容塑性率を算出する際の安全係数を通常のRC橋脚と同じ2倍とし、終局時の定義についてはラーメン式橋脚と同様に構造系が不安定となる時として、設定した塑性ヒンジのうち2つが終局に達した時点とした。なおPC部材の履歴曲線については、初期荷重として有効プレストレスによる軸力と

表-1 設計条件一覧表

	既設部(連結後)	新設部
橋梁形式	4径間連続3主PC桁橋	2径間連続PCバルブT桁橋
橋長	125.5m	65.5m
支間長	平均約30m	平均約30m
幅員	18.2m	約5.0m
活荷重	TL-20(B活荷重)	B活荷重
設計水平震度	kh=0.28	kh=0.28
支承条件	SF	SF
コンクリート	$\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$	$\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$
鉄筋	SD295	SD345
外ケーブル	SWPR7N(19S12.4A)	
炭素繊維シート	$E_c=390\text{kN/mm}^2$, $W_c=300\text{g/m}^2$	
適用図書	S55道示(H8道示)	H8道示

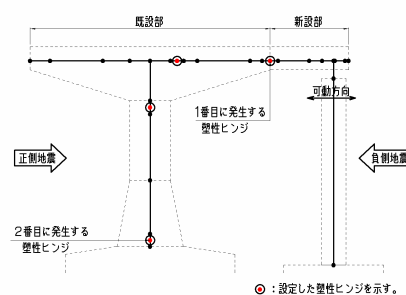


図-2 骨組モデル図

キーワード：門型ラーメン橋脚、外ケーブル補強、耐震性評価、荷重漸増載荷

連絡先：〒135-6009 東京都江東区豊洲 3-3-3 中央コンサルタンツ(株) Tel.03-3532-2541 Fax.03-3532-2513

偏心曲げモーメントを受けるRC部材として、軸力変動を考慮したモデルを設定した。

また梁部は塑性化を考慮することでコンクリート部材の塑性変形に伴うプレストレスの減少や外ケーブルの伸びによる張力増加が懸念された。この張力変動を新旧接合部に着目して整理すると、プレストレスの減少は、負側地震時にPC鋼材設置側に圧縮を受ける場合である。この影響は微小であると考えられるが、構造系が複雑でありプレストレスが大幅に減少するような場合においては、被災後の供用性に大きな影響を与えられられるため、梁部にプレストレスをかけないRC断面のみの解析により別途照査を行い確認した。

一方、プレストレスの増加は正側地震時に梁部下側引張となる場合である。この張力増加量を簡易式²⁾から算出した結果、PC鋼材引張強さの1%未満($\Delta\sigma_p=12\text{N/mm}^2$)と非常に小さい値であるため、張力増加の影響はほとんどないと判断した。

3. 照査結果

照査結果一覧表を表-2に、プレストレスの有無によるP-δを図-4にそれぞれ示す。通常のラーメン橋と同様に主たる塑性化を許容できるとした本照査では、所要の耐震性能を確保していると判断できる。

一方、副次的な塑性ヒンジと見なした場合は、プレストレスを考慮した負側地震時で4%程度の耐力不足が確認されているが、他の照査ケースと同様に曲げ破壊型となり、じん性は確保されているため恒久補強を行わずとも長期的な供用性を維持できると考えられる。

4. おわりに

外ケーブル構造における塑性域での挙動は明確にされていない点もあるが、既往のPC上部構造の交番載荷実験において、履歴曲線はプレストレス導入度が大きいほど原点指向型になる傾向を示し、変形性能は低下していくことが報告されており、本照査においても同様の傾向が確認された。

本橋脚は上部構造に比べプレストレス導入度が小さく、じん性を向上させる構造細目が適用されている。更に梁部のせん断耐力は発生せん断力の2.5倍程度以上であり、十分な余裕があることから、梁部に塑性化を考慮した設計が適用できると考えられる。

また本設計では活荷重によりプレストレス力が決定されており、かつ耐力にも若干の余裕があったため簡易的な方法により照査を行ったが、レベル2地震動で部材断面が決定される場合については、ファイバーモデルによる非線形解析を用いて、ケーブルの張力変動を精度良く算出し、合理的な断面を決定する必要があると考えている。

【参考文献】1)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1996.12，2002.3
2)高速道路技術センター：PC橋の耐久性に関する設計・施工マニュアル，2001.10

表-2 面内方向結果一覧表

		単位	プレストス考慮		プレストス無視		
加震方向		—	正側(→)	負側(←)	正側(→)	負側(←)	
せん断 耐力	接合部	S	kN	3490	2639	1948	3790
		Ps	kN	10170	10136	10170	9518
	柱基部	S	kN	10884	12112	9410	11812
		Ps	kN	18235	18235	18235	18235
破壊形態		—	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	
終局変位		δu	m	0.2397	0.1484	0.3122	0.1933
降伏変位		δy	m	0.0131	0.0145	0.0113	0.0142
主たる 塑性化	安全係数	α	—	1.5	1.5	1.5	1.5
	許容塑性率	μa	—	12.532	7.156	18.752	9.408
	設計震度	khc	—	1.75	1.75	1.75	1.75
	等価水平震度	khe	—	0.40	0.48	0.40	0.41
	等価重量	W	kN	19380	19380	19380	19380
	地震力	kheW	kN	7752	9302	7752	7946
	保有耐力	Pa	kN	10886	12114	9410	11814
副次的な 塑性化	安全係数	α	—	3	3	3	3
	許容塑性率	μa	—	6.766	4.078	9.876	5.204
	設計震度	khc	—	1.75	1.75	1.75	1.75
	等価水平震度	khe	—	0.49	0.65	0.40	0.57
	等価重量	W	kN	19380	19380	19380	19380
	地震力	kheW	kN	9496	12597	7752	11047
	保有耐力	Pa	kN	10886	12114	9410	11814

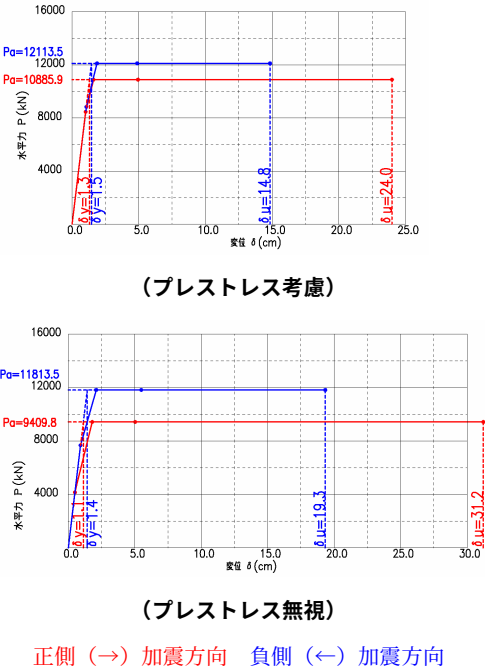


図-4 P-δ図