

新技術・新工法

ジャッキダウンを利用した合理的な既設桁補強

日本橋梁建設土木施工管理技士会
JFE 工建株式会社
現場代理人

葛 西 敏[○]
武 藤 正 人

1. はじめに

東名高速道路は1日12万台以上の車両が通行し、首都圏と地方とを結ぶ大動脈である。しかし、昭和30年代に建設され、老朽化及び近年の車両の大型化や交通量の増加に伴い、補強を余儀なくされている。

本工事においては、供用下の2径間連続桁を対象に、中間支点のジャッキダウンによる合理的な補強を行ったので、これらについて報告する。

橋梁概要

橋梁形式：鋼2径間連続8主桁桁

橋 長：68.600m (CL上)

支 間 長：68.500m (CL上)

幅 員：14.300m×2 (拡幅前14.100m)

斜 角：A1 94° 23' 51" P1 93° 24' 46"
P2 92° 25' 56"

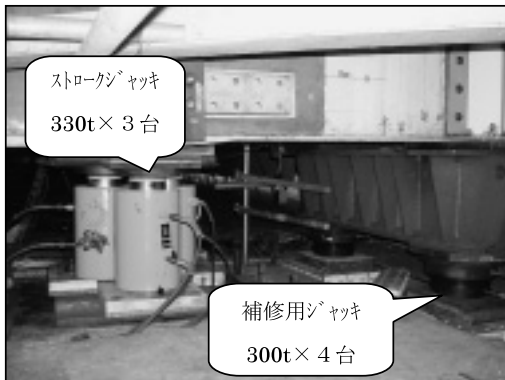


写真-1 ジャッキダウンシステム

2. 現場における課題・問題点

既設橋梁の応力度照査結果を表-1に示す。中間支点部の応力状態が厳しく、許容応力度に対して最大1.65倍の応力度となっており補強の必要性を再認識する結果となった。

表-1 現橋主桁応力度照査結果
支間中央部

項目	単位	G8桁
曲げモーメント	kN.m	8607
応力度	上フランジ	N/mm ² -240.4 (1.30)
	下フランジ	N/mm ² 249.3 (1.35)
許容応力度	N/mm ²	185

中間支点部

項目	単位	G8桁
曲げモーメント	kN.m	-12671
応力度	上フランジ	N/mm ² 305.7 (1.65)
	下フランジ	N/mm ² -276.5 (1.49)
許容応力度	N/mm ²	185

()内は許容応力度に対する比

既設橋梁の補強は、既設主桁に補強部材を取り付ける方法が一般的に用いられる。この補強方法は、補強部材を取り付けた後の荷重である後死荷重と、活荷重に対してのみ有効であるため、補強部材による自重増との関係から、効率の悪い(鋼重増に比べて補強効果が少ない)補強となることが多い。前死荷重の一部も、補強材によって負担させることができれば、より効率の良い補強とすることができる。

このことから本工事においては、中間支点のジャッキダウン・アップを利用した補強の効率化を考えた。

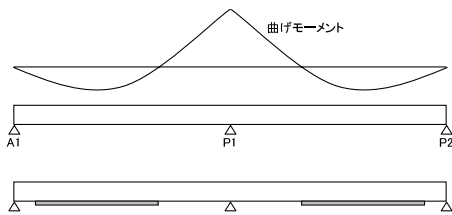
3. 対応策・工夫・改良点

前死荷重を補強材に負担させる方法としては、外ケーブルによる一時的な曲げを主桁に与えた状態で補強材を取り付ける方法もある。本工事では支承の取替えを行うため、これを利用して中間支点のジャッキダウン・アップにより、一時的な曲げを主桁に与えることとした。

主桁の補強手順

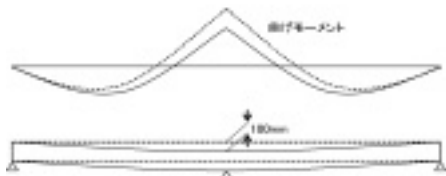
① 支間中央部の補強

中間支点のジャッキダウンにより、支間中央部は死荷重による曲げモーメントが大きくなり、現橋より危険な状態となるため、支間中央部の主桁補強を先行して行う。



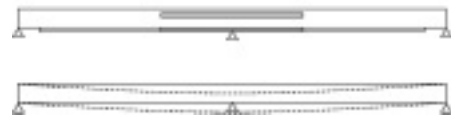
② 中間支点の既設支承撤去とジャッキダウン

中間支点の既設支承を撤去し、中間支点を所定量ジャッキダウンする。本工事では床版の応力度、伸縮装置部の折れ角、車両走行性を考慮して、ジャッキダウン量を100mmとした。



③ 中間支点部の補強

ジャッキダウンした状態で、中間支点部に補強材を取り付けた後、中間支点をジャッキアップして元の高さに戻し、新支承を設置する。



計算結果

以下はジャッキダウン・アップによる作用応力度及び既設主桁への影響を表す計算結果である。

表-2 ジャッキダウン・アップによる作用応力

		ジャッキダウン・アップによる応力度		
		ジャッキダウン	ジャッキアップ	残留応力度
G1,G8	既設主桁上フランジ	-31.7	20.4	-11.3
	既設主桁下フランジ	27.6	-12.6	15.0
	補強部材下フランジ		-20.3	-20.3
G2,G7	既設主桁上フランジ	-33.4	23.7	-9.7
	既設主桁下フランジ	30.8	-13.5	17.3
	補強部材下フランジ		-22.1	-22.1
G3,G6	既設主桁上フランジ	-33.1	28.0	-5.1
	既設主桁下フランジ	30.5	-12.2	18.3
	補強部材下フランジ		-21.7	-21.7
G4,G5	既設主桁上フランジ	-33.1	28.4	-4.7
	既設主桁下フランジ	30.6	-13.1	17.5
	補強部材下フランジ		-22.7	-22.7

表-3 ジャッキダウン・アップの応力比較

		許容 応力度 σ_a	ジャッキダウン無し		ジャッキダウン考慮	
			設計荷重時 応力度 σ	σ / σ_a	設計荷重時 応力度 σ	σ / σ_a
G1,G8	既設主桁上フランジ	185	215.0	1.16	203.7	1.10
	既設主桁下フランジ	185	-171.4	0.93	-156.4	0.85
	補強部材下フランジ	140	-75.4	0.54	-95.7	0.68
G2,G7	既設主桁上フランジ	185	214.0	1.16	204.3	1.10
	既設主桁下フランジ	185	-168.7	0.91	-151.4	0.82
	補強部材下フランジ	140	-65.4	0.47	-87.5	0.63
G3,G6	既設主桁上フランジ	185	209.2	1.13	204.1	1.10
	既設主桁下フランジ	185	-151.8	0.82	-133.5	0.72
	補強部材下フランジ	140	-59.4	0.42	-81.1	0.58
G4,G5	既設主桁上フランジ	185	203.1	1.10	198.4	1.07
	既設主桁下フランジ	185	-155.1	0.84	-137.6	0.74
	補強部材下フランジ	140	-64.5	0.46	-87.2	0.62

表-4 補強部材鋼重の概算値

	鋼重	比率
ジャッキダウン・アップ無し	150t	1.00
ジャッキダウン・アップ考慮	135t	0.90
減少分	-15t	

検討の結果、ジャッキダウン・アップを行うことにより、既設主桁の応力度を従来工法より約6%程度軽減できる事、また、補強部材の鋼重を10%程度減らせる事が判った。

計測方法

計測は変位及びひずみとした。変位は中間支点P1上の2支承位置の変位、ひずみはジャッキダウン・アップ時の各桁の応力に大きな差はないことから、日射等の影響の受けにくい中央部のG5主桁を計測の対象とし、支間中央部、中間支点部の2断面

において、既設主桁上フランジ、既設主桁下フランジ、補強部材下フランジに2点ずつの、計12点をひずみゲージを用いて計測を行った。

なお、断面2の⑪と⑫のひずみゲージは、ジャッキダウン時には補強材を取り付けていないため、補強材取付け後のジャッキアップ時より計測した。

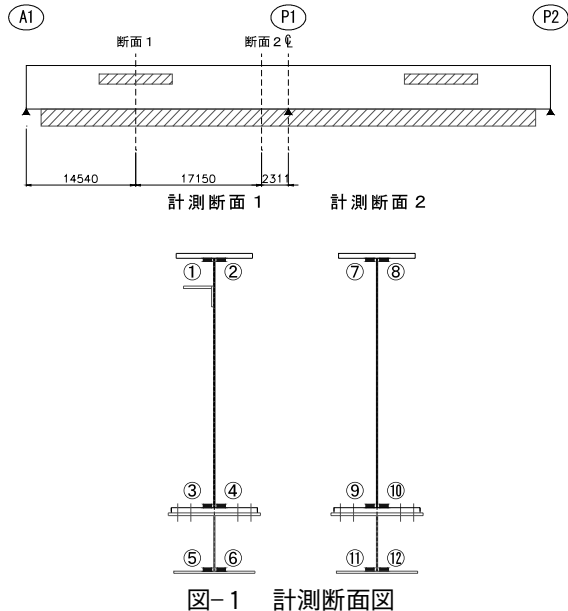


図-1 計測断面図

計測結果

ジャッキダウン前は既設支承撤去のために、ジャッキアップ後は新支承設置のために、本来の高さから3mm上げた状態としているため、実際のジャッキダウン・アップ量は103mmとした。

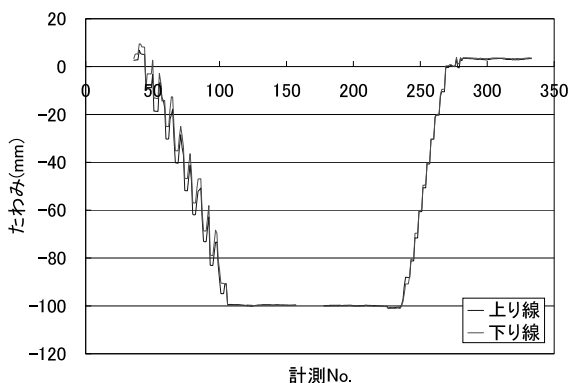


図-2 中間支点変位量

ひずみ計測結果を図-3、4に示す。図の右側の軸は、ひずみにヤング率を乗じて応力値としたものである。

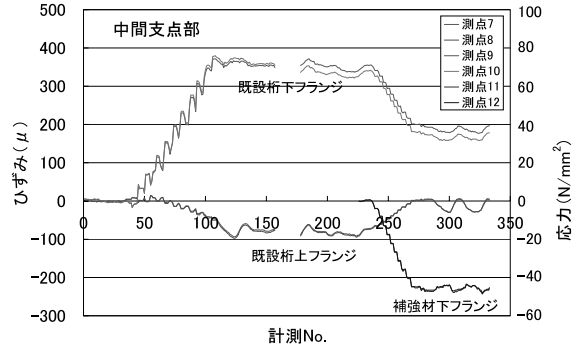


図-3 中間支点部応力

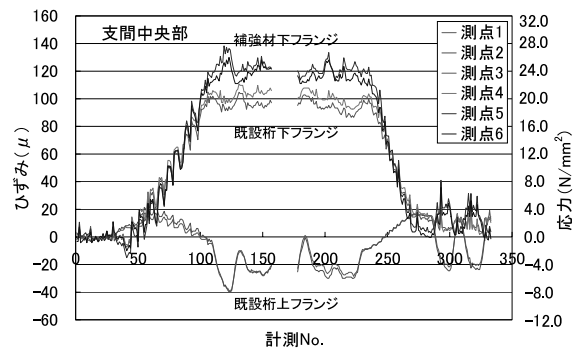


図-4 支間中央部応力

ジャッキダウン・アップ作業時以外に周期的な応力の変動が生じているが、これは温度変化によるものと考えられる。表-5に、図より読み取ったジャッキダウン・アップによる応力の変化を示す。温度により応力が変動しているため、ジャッキダウン・アップ作業前後の平均的な応力度を読み取った。

表-5 計測結果のまとめ

		支間中央断面1		中間支点断面2	
		実測値	実測値	実測値	実測値
ジャッキダウン	σ_{uf} N/mm ²	-5	-5	-17	-17
	σ_{lf} N/mm ²	20	20	72	72
	σ_{lc} N/mm ²	24	24	—	—
ジャッキアップ	σ_{uf} N/mm ²	5	5	13	13
	σ_{lf} N/mm ²	-18	-18	-33	-33
	σ_{lc} N/mm ²	-22	-22	-47	-47
残留応力	σ_{uf} N/mm ²	0	0	-4	-4
	σ_{lf} N/mm ²	2	2	39	39
	σ_{lc} N/mm ²	2	2	-47	-47

σ_{uf} : 既設桁上フランジ応力度
 σ_{lf} : 既設桁下フランジ応力度
 σ_{lc} : 補強材下フランジ応力度

計算値との比較

表-6に、ジャッキダウン・アップによる応力計測結果と計算値との比較を示す。計算値は、設計上の構造である非合成桁とした場合と、実挙動に近いと考えられる合成桁とした場合を示す。

表-6 計算値と実測値の比較

		支間中央 断面1			中間支点 断面2			
		計算値		実測値	計算値		実測値	
		非合成	合成		非合成	合成		
ジャッキダウン	M	kN.m	805.4	2170.3		1755.3	4730.2	
	σ_{uf}	N/mm ²	-22.7	-6.5	-5	-47.6	-14.6	-17
	σ_{lf}	N/mm ²	10.1	24.9	20	44.0	96.4	72
	σ_{lc}	N/mm ²	17.9	32.4	24	—	—	—
ジャッキアップ	M	kN.m	-805.4	-2170.3		-1755.3	-4730.2	
	σ_{uf}	N/mm ²	22.7	6.5	5	40.8	15.6	13
	σ_{lf}	N/mm ²	-10.1	-24.9	-18	-17.9	-44.6	-33
	σ_{lc}	N/mm ²	-17.9	-32.4	-22	-31.5	-58.6	-47
残留応力	σ_{uf}	N/mm ²	0.0	0.0	0	-6.8	1.0	-4
	σ_{lf}	N/mm ²	0.0	0.0	2	26.1	51.8	39
	σ_{lc}	N/mm ²	0.0	0.0	2	-31.5	-58.6	-47

M : 曲げモーメント
 σ_{uf} : 既設桁上フランジ応力度
 σ_{lf} : 既設桁下フランジ応力度
 σ_{lc} : 補強材下フランジ応力度

図-5に、断面内の応力分布を実測値と計算値で比較して示す。これより、実測値の断面図心位置は、合成桁として計算した場合とほぼ一致しており、本橋は合成桁として挙動していると考えられる。また、応力分布も、やや小さめに出ているが、合成桁の方に近い。

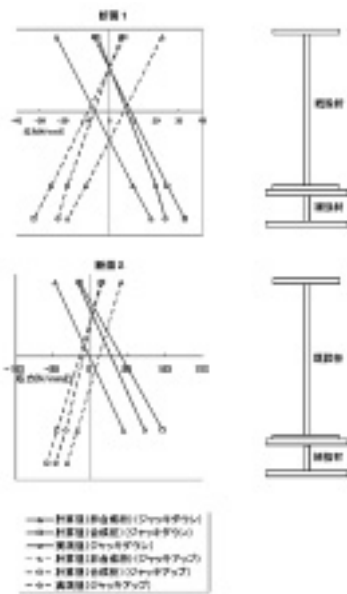


図-5 主桁断面内の応力分布

考察

ジャッキダウン・アップの効果であるが、実挙動が合成桁であることから、断面図心に近い上フランジには効果がほとんど無いと考えられる。実測値でも既設桁上フランジのジャッキダウン・アップによる残留応力は非合成桁とした計算値より少なくなっている。ただし、合成桁として挙動しているのであれば、上フランジに生じる応力度は設計値よりかなり小さく、ジャッキダウン・アップによる応力の改善効果が少なくとも、十分に安全側であると考えられる。

既設主桁下フランジ側は、上フランジとは逆に、実挙動が合成桁であることにより、発生する応力度は設計値より大きくなる。しかし、下フランジ側は、十分な補強がなされており応力度に余裕があること、ジャッキダウン・アップによる応力の改善効果が設計値よりかなり大きく出ることにより、補強前より十分に安全側になっていると考えられる。

非合成桁として設計された既設橋梁の多くが合成桁として実挙動を示すと考えられることから、実際の補強の効果は、今回のように設計計算と異なったものになっていることが考えられる。この場合、補強の効果は必ずしも安全側となっているとは限らず、むしろ危険側となっていることも有り得る。したがって、非合成桁の補強設計においては、実挙動として合成桁とした場合の補強効果についても確認しておく必要があると考える。

4. おわりに

今回、既設橋梁の主桁補強に、中間支点のジャッキダウン・アップを併用し、補強部材を減らした例を紹介した。また、本工事では、ひずみ計測も実施し、本橋が設計上は非合成桁であるが、実挙動は合成桁とみなせること、及び、今回の補強が有効であることを確認した。

最後になりましたが、本工事の施工において多大なるご指導を頂きました中日本高速道路(株)横浜支社ならびに横浜保全・サービスセンターの皆様へ厚くお礼申し上げます。