高強度鋼を用いた既設鋼I桁補修補強法の提案と健全度診断

A proposal and soundness diagnosis of repair/reinforcement by high strength steel for existing steel I-girder

廣畑 幹人*・安藤 元**・金 裕哲*** Mikihito HIROHATA, Hajime ANDOH and You-Chul KIM

*正会員,博士(工学)大阪大学 接合科学研究所 特任助教 (〒567-0047 大阪府茨木市美穂ヶ丘 11-1)
**修士 (工学) 関西電力㈱ (研究当時:大阪大学 大学院生)
***正会員,工博 大阪大学 接合科学研究所 教授 (〒567-0047 大阪府茨木市美穂ヶ丘 11-1)

In order to realize lightening and repair/reinforcement for existing steel I-girder, whose lower flange was corroded, it was proposed that the damaged flange was replaced by cutting and welding with inverted T-shape member composed of high strength steel (HT780). And the soundness of the girder applied this method was diagnosed. In the case that the dead weight was decreased 7% by this method, the bending stiffness and yielding load was kept the same and ultimate load was increased 14% as the existing girder. In the case that the dead weight was kept the same, the bending stiffness was 34%, yielding load was 27%, ultimate load was 29% increased compared with the existing girder.

Key Words: Repair/Reinforcement, Lightening, Dissimilar steel, High strength steel キーワード:補修補強,軽量化,異種鋼材,高強度鋼

1. 緒言

鋼橋に代表される社会基盤構造物が経年劣化し, 既設構造物の延命化のため,補修補強の重要性が高 まってきている^{1),2)}.

補修補強により構造体の力学性能を向上させる と共に,下部工への負担低減を考えると,構造体の 軽量化が当然要求される.補修補強のために部材を 追加した場合,局部的には効果が得られたとしても, 構造全体では追加部材により,重量が増加する可能 性がある.補修補強に伴う死荷重の増加を極力抑制 することが望まれる.

鋼 I 桁では、雨水の溜まりやすい下フランジ部の 腐食損傷事例が多く、これに対し、腐食部材を切断、 除去し、溶接により新材を接合する方法が提案され ている^{3),4)}.供用下の実橋において、腐食部材の切 断および新材接合時に、仮継ぎ材を用いて荷重を伝 達するバイパス工法による桁補修事例^{5),6}が報告 されている.この補修法では、損傷部材と同等の強 度を有する新材を用いており、既設桁と同等の力学 性能が実現できる.しかしながら、新材として高強 度材料を用いると、接合部材の軽量化と共に、桁の 力学性能を確保、あるいは、向上させることが期待 できる.

一方,引張強さ 780MPa, 980MPa 級の高強度鋼の開発と共に,高強度鋼の溶接技術は,近年長足の

進歩を遂げている⁷⁾.新設の構造物への適用のみな らず,既設構造物の補修補強に対する高強度鋼の適 用の可能性を検討することは有益と考える.

本稿では、腐食した鋼I桁の下フランジ部に高強度鋼を 用いる補修補強法を想定する.高強度鋼を用い、桁の軽量 化と力学性能の向上を達成する補修補強法を提案する.ま た、弾塑性大変形解析結果を基本に、提案した桁の圧縮荷 重作用下の力学的性能を診断する.

2. 高強度鋼と普通鋼で構成される異種鋼材複合桁の 力学挙動

降伏応力および引張強さがそれぞれ大きく異なる異種 鋼材で構成される構造体の力学挙動については不明な点 が多々ある.ここでは、高強度鋼と普通鋼で構成される異 種鋼材複合桁に対し、弾塑性大変形解析を行い、複合桁の 力学挙動を明らかにする.

2.1 解析モデル

解析対象である I 形断面桁モデルの形状を図-1 に示す.断面寸法は道路橋示方書の規定を満足する ように決めた⁸.

既設桁には溶接構造用圧延鋼材である SM490(SM 材と称す)を,補修補強には高強度鋼で ある HT780(HT 材と称す)を用いることを想定する. 解析では, SM 材および HT 材に対する引張試験結 果を基本とし,引張強さ到達時までの応力-ひずみ 関係をマルチリニアで近似し用いる.解析に用いる 応力-ひずみ関係を図-2 に,供試鋼材の機械的性 質を表-1 に示す. SM 材および HT 材のヤング率は ほぼ同じであり, HT 材の降伏応力は SM 材の降伏 応力の約2倍,引張強さは約1.6 倍である.



図-1 解析モデル



表-1 供試鋼材の機械的性質			
	SM490	HT780	
Young's modulus E (GPa)	200	200	
Yield stress σ_{Y} (MPa)	371	799	
Tensile strength σ_{\cup} (MPa)	535	834	

解析モデルであるが, Model 1 は, 全ての部位を SM 材で構成するモデルであり, Model 2 は, Model 1 と同じ形状とし, 下フランジのみを HT 材で, 他 の部位は全て SM 材で構成するモデルである.

これらに対し、支間全長に渡り鉛直方向に等分布荷重を 負荷する.

着目部分(支間中央;0≦x≦5040(mm))には4節点シェル 要素を用いており、それ以外の部分には1形断面を有する 梁-柱要素を用いている^{9,10}.梁-柱要素部では、垂直お よび水平補剛材は考慮していない.

シェル要素部の x=0 における全節点では, x 方向 変位および y 軸まわりの回転はそれぞれ一様に変 位し,シェル要素と梁-柱要素との変位の連続条件 は満足している. x=5040 における節点についても, 同様である.

境界条件であるが,支点片端において u, v, w を固定し,支点他端において v, w を固定している. 横桁を想定し, x=0 および 5040 の位置では,面外 方向変位 v を固定している.

初期たわみは、式(1)に示す正弦波の重ね合せとし、着目 部分のウェブパネルにのみ与える.

$$v_0 = \sum A_{0mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi z}{b}$$
(1)

ここに,

A_{0mn}=0.1(mm), m=1 および n=1, 2, 3

a:ウェブパネルの幅

b: ウェブの高さ

ところで、溶接残留応力が桁の挙動に種々影響を及ぼす ことは周知の事実であるが、異種鋼材、中でも、温度冷却 過程で相変態する高強度鋼の溶接で生じる残留応力¹¹⁾を 精度良く考慮することは難しい.一方、数値解析の主目的 は、異種鋼材で組み立てられた桁の基本的な力学挙動を明 らかにすることであり、ここでは、溶接残留応力は敢えて 考慮しないこととする.

2.2 解析結果および考察

各モデルの荷重pと支間中央(x=2520(mm))におけるたわみwの関係を図-3に示す.

図中の点線は梁理論に基づく各モデルの降伏荷重 $p_r \delta r$ 示す. すなわち,支間長 L,断面二次モーメント Iの単純桁に等分布荷重 $p \delta$ 負荷した場合,支間中央部に作用する曲げモーメント M は式(2)より求められる. このとき,支間中央部の断面に作用する応力 σ は式(3)より求められる. この作用応力 σ が断面内の各部材 i の降伏応力 σ_v i に達するときの荷重は式(4)より求められる. 中立軸からの距離 z'と部材 i の降伏応力 σ_v i との関係から,最小となる荷重 を桁の降伏荷重 p_r とする.

$$M = \frac{pL^2}{8} \tag{2}$$







図-4 塑性化進展状況 (Model 1 および Model 2)

$$\sigma = \frac{M}{I} z' = \frac{pL^2}{8I} z'$$
(3)

$$p_{Y} = \frac{8I\sigma_{Y_{i}}}{L^{2}z'} \tag{4}$$

Model 1 および Model 2 の中立軸位置は, z=922(mm)であ り、断面中央部よりやや上側に位置する. Model 1 では下 フランジ縁端が最も早期に降伏し、降伏荷重は p_Y=101(N/mm)となる. 一方, Model 2 では、下フランジを HT 材で構成しているため、上フランジ縁端が最も早期に 降伏し、降伏荷重は p_Y=105(N/mm)となる.

ところで、荷重制御による載荷のため、各モデルの終局 状態は明確に定義できない.ここでは、荷重の上昇がほと んど見られなくなる、たわみ w=200(mm)時(図-3 参照)を終 局状態と見なし、w=200(mm)時の荷重を終局荷重 pu とす る.

断面形状およびヤング率が同じであるため、当然ではあ るが、Model 1 および 2 の曲げ剛性 EI(荷重-たわみ関係の 傾きに相当する)は同じである.また、Model 1 および 2 は、 共に降伏荷重時(図-3 点線)以降、荷重-たわみ関係の傾き が低下している. Model 1 に対し、Model 2 の降伏荷重は約 4%、終局荷重は約 5%大き V(Model 1: pu=111, Model 2: p_=118(N/mm)).

各モデルの降伏荷重および終局荷重時における塑性化 進展状況を図4に示す.図中,要素の色が濃くなるにつれ, 板厚方向に塑性化が進展している状態を示している.

Model 1 では、降伏荷重時に下フランジが塑性化してお り、終局状態では、上下フランジ、ウェブ上下部に、ほぼ 均等に塑性域が広がっている.一方、Model 2 では、降伏 荷重時に上フランジおよび下フランジに隣接するウェブ 下端部が塑性化している.HT 材で構成される下フランジ は弾性状態にある.終局状態では、上フランジおよびウェ ブ上側の塑性域は、水平補剛材位置を越え大きく拡がって いる.これに対し、下フランジは依然弾性状態にあり、隣 接するウェブ下端部の塑性変形を拘束するため、ウェブ下 側の塑性域はあまり拡がっていない.

SM490 で構成される桁に対し、形状を同じとし、下フ ランジを HT780 に置換した場合、上フランジが降伏する ことで桁の強度が決まる. HT780 は SM490 に比べ、降伏 応力が約2倍、引張強さが約1.6倍であるが、HT780 の高 強度は桁の強度に反映されていない、すなわち、高強度鋼 の長所が活かしきれていないことになる.

断面内の作用応力状態を考慮し、高強度鋼に置換した部 位に大きい応力を負担させ、他の部分に作用する応力が低 減できるよう適切に形状を選定しなければ、高強度鋼の能 力を十分に活用することができないことを結果は示唆し ている.

3. 高強度鋼を用いた補修補強法の提案

ここでは、2章において得られた知見に基づき、既設鋼 1桁に対する高強度鋼を用いた補修補強法を提案する. 3.1 高強度鋼を用いた補修補強における必須条件

2.2 節では、形状を同じとしたまま、SM 材で構成される桁(Model 1)の下フランジを HT 材に置換した(Model 2)としても、HT 材の高強度は桁の強度に直接反映されないことを述べた.さらには、既設状態と同じ形状とした場合、本来の目的である死荷重の低減は実現できない.

これに対し、HT 材の降伏応力は SM 材の約2 倍である ことに着目し、下フランジを HT 材に置換したうえ、板厚 を低減することを考える.この場合、下フランジ厚の減少 の分、桁の死荷重は低減できるが、下フランジ厚の減少は 断面二次モーメントに鋭敏に反映されるため、桁の曲げ剛 性が低下することになる.また、下フランジ厚の減少に伴 い中立軸位置が移動し、断面内の作用応力状態が変化する. このため、桁の降伏荷重が変化することになる.

すなわち,安易に下フランジの板厚を低減するこ とはできず,桁の軽量化と力学性能向上を両立させ るには,以下の条件を満足する必要がある. 既設の状態に対し;

① 軽量化のため、断面積を低減する(A/A₀≦1.0).

- ② 曲げ剛性確保のため,断面積の減少に伴う断面 二次モーメントの減少を抑止する(I/I₀≧1.0).
- ③ 中立軸位置の移動に伴い断面内の作用応力状態が変化するが、これを制御し、桁の降伏荷重を低下させない(py/pyo≥1.0).

ただし, A₀, I₀, p_{Y0}および A, I, p_Yはそれぞれ既設お よび補修補強後における桁の断面積, 断面二次次モーメン ト, 降伏荷重を表す.

3.2 高強度鋼を用いた補修補強法の提案

下フランジの板厚低減に伴う曲げ剛性の減少を抑止す るため、断面二次モーメントの向上には、桁高を大きくす ることが効果的である. すなわち、図-5 に示すように、SM 材で構成される既設桁の下フランジを、HT 材で構成する 逆 T 字形の部材に置換することを提案する. なお、置換後 における桁の下フランジの板厚を α t。ウェブ高を(1+ β)h、 とする(t_fおよび h、は置換前における下フランジの板厚お よびウェブ高を示す).

逆 T 字形部材の寸法, すなわち, α , β の兼合いにより, 置換前に対し断面積を低減しつつ, 曲げ剛性が確保できる. さらには, α , β の兼合いにより, 中立軸位置を制御し, 桁の降伏荷重が確保できることになる.

実施工においては、ウェブ高の増加率βは桁下の空間が 制限されているか否かによって、その範囲が決まるが、こ こでは、力学的条件のみを考える.

3.1節に示す①一③の条件を満足するαおよびβの範囲 を図-6に示す.

例えば、置換前に対し、下フランジの板厚を 50%(α =0.5)とした場合、上記①-③の条件を満足 する β の範囲は、0.12 $\leq \beta \leq 0.27$ となる.

α=0.5 とした場合の,断面積の低減率,断面二 次モーメントおよび降伏荷重を図-7 に示す.



上記の範囲では、 β の増加に伴い、断面積および 断面二次モーメントは比例的に増加する.降伏荷重 についても、 β の値と共に増加するが、 $\beta \leq 0.165$ では、ウェブ面内の SM 材と HT 材の接合部(SM 材 側)が最も早期に降伏し、 $\beta \geq 0.165$ では、上フラン ジ(SM 材)が最も早期に降伏することとなる.

例として, α =0.5, β =0.12 および α =0.5, β =0.27 とした場合の, 断面積, 断面二次モーメント, 降伏 荷重を表-2 に示す.表中,括弧内の値は,置換前 に対する置換後の断面積, 断面二次モーメントおよ び降伏荷重の割合をそれぞれ示している.

 α =0.5, β =0.12 とした場合,桁の曲げ剛性および降伏 荷重を置換前と同じとしたまま,断面積を約7%低減でき る.一方, α =0.5, β =0.27 とした場合,桁の断面積を置 換前とほぼ同じとしたまま,曲げ剛性を約34%,降伏荷重 を約27%向上できることになる.



図-6 必須条件を満足するαとβの範囲



	A (mm²)	I (×10 ¹⁰ mm⁴)	p _Y (N/mm)
Existing	37800	2.00	101
girder	(1.00)	(1.00)	(1.00)
α =0.5	35100	2.00	101
β =0.12	(0.93)	(1.00)	(1.00)
α =0 .5	37725	2.68	128
β =0.27	(0.99)	(1.34)	(1.27)



4. 提案した補修補強桁の健全度診断

3.2 節に示す手法により,高強度鋼を用い,既設桁と同等の剛性および降伏荷重を確保したまま,桁の断面積を低減する,あるいは,断面積を一定としたまま,桁の剛性および降伏荷重を向上できる可能性を示した.しかし,これ

らは単に桁の断面諸量から推定したものであり、複雑な弾 塑性挙動を経て決定される桁の強度が推定値と一致する か否かは不明である.

ここでは、弾塑性大変形解析を行い、3.2 節において提案した手法を適用した桁の健全度、すなわち、既設桁と比べ、剛性、降伏荷重および終局荷重が確保、あるいは、向上できているか否かを、補修補強の観点から診断する.

4.1 解析モデル

解析モデルの断面形状を図-8に示す.

2章で述べた Model 1 を既設桁と見なし、提案した補修 補強法を適用した桁が Model 3 および Model 4 である.

Model 3 および 4 は共に,置換後の下フランジの 板厚を既設桁(Model 1)の 50%($\alpha = 0.5$)とする. Model 3 は, $\beta = 0.12$ とし,既設桁(Model 1)に対し, 曲げ剛性および降伏荷重を同じとしたまま断面積 を 7%減少したモデルである.一方, Model 4 は, $\beta = 0.27$ とし,既設桁(Model 1)に対し,断面積を同 じとしたまま剛性を 34%,降伏荷重を 27%向上さ せたモデルである.

材料の応力--ひずみ関係,初期不整,荷重条件および力 学的境界条件は,前述の2.1 節と同じである.

4.2 解析結果および考察

各モデルの荷重pと支間中央(x=2520(mm))におけるたわ みwの関係を図-9に示す.また,各モデルの降伏荷重お よび終局荷重時における塑性化進展状況を図-10に,ウェ ブ(x=1890(mm))の面外変形モードを図-11に示す.

まず, Model 3 の挙動に着目する.

Model 1 および Model 3 の曲げ剛性はほぼ同じであり, 当然のことながら, 3.2 節で述べた結果と同じである.

Model 3 は、降伏荷重 p_Y が Model 1 とほぼ同じ (p_Y=101(N/mm))となるよう寸法を決定している.しかし、 降伏荷重時以降, Model 3 の荷重-たわみ関係の傾きは Model 1 に比べ緩やかに低下している. Model 3 の塑性化進 展状況(図-10 (a))を見ると、降伏荷重時から終局状態にか けて、ウェブ面内の SM 材および HT 材接合部の上側と、 上フランジおよびウェブ上縁近傍に塑性域が進展してい るが、下側の HT 材部分は弾性状態にある.降伏荷重時以 降、弾性状態にある HT 材部分が、隣接する SM 材部分の 塑性変形を拘束するため、降伏荷重以降、桁の剛性が低下 しにくいものと考えられる.

降伏荷重時および終局状態における Model 3 のウェブ面 外変形の絶対値は, Model 1 とほぼ同じであり, Model 3 の終局荷重は Model 1 の 1.14 倍であった.

次に、Model4の挙動に着目する.

Model 4 の曲げ剛性は、Model 1 の曲げ剛性の 1.33 倍で あった. これは、3.2 節において算出した剛性の増加率(1.34 倍) とほぼ等しい.

Model 4 の荷重-たわみ関係の傾きは,降伏荷重時 (p_y=128(N/mm))以降,即座に低下している. Model 4 の塑



図-10 塑性化進展状況 (Model 3 および Model 4)



図-11 ウェブの面外変形モード

性化進展状況(図-10 (b))を見ると、降伏荷重時から終局状 態にかけて、上フランジおよびウェブ上側に塑性域が進展 している.下フランジおよびウェブ下側のHT 材は弾性状 態にあるが、上フランジの塑性変形を拘束する効果はない と考えられる.また、Model 1 に対し Model 4 の終局荷重 は 1.29 倍であった.

ところで、ウェブの面外変形モード(図-11)を見ると、降 伏荷重時における Model 4 のウェブ面外変形の絶対値は、 Model 1 とほぼ同じであるが、終局状態では、Model 4 のウ ェブ面外変形の絶対値は、Model 1 の約 3 倍となっている. Model 4 では、ウェブ高を大きくすることにより、Model 1 に比べ、Model 4 のウェブ幅厚比が大きくなる.また、水 平補剛材が相対的に上側に位置し、垂直補剛材下端と下フ ランジの間隔が大きくなるため、Model 4 では、Model 1 に比べウェブの剛性が低くなる.このため、面外変形の絶 対値が大きくなったものと考えられる.ただし、降伏荷重 時までに注目すれば、ウェブの面外変形はModel 1 とほぼ 同じであり、桁の健全度の観点からはウェブの面外変形は さほど問題とはならない.

以上,本報で提案する高強度鋼を用いた補修補強 法により,既設桁と比べ,断面積を低減させながら, 剛性,降伏荷重および終局荷重を同じレベルに維持 できることを確認した.また,既設桁と断面積を同 じにしたまま,剛性,降伏荷重および終局荷重が大 きく向上できることを確認した.

5. 結言

一般構造用鋼(SM490)で構成される既設鋼 I 桁の 下フランジ部の腐食損傷部位の補修補強において, 既設桁の軽量化を達成,かつ,力学性能を向上させる高強度鋼(HT780)の長所を活かした補修補強法を 提案した.また,弾塑性大変形解析を行い,提案した補修補強桁の健全度を診断した.

得られた知見を以下に示す.

- (1) SM490で構成される既設I形断面桁の形状を維持したまま下フランジを高強度鋼に置換しても,強度の低い上フランジが降伏し,桁の強度が決まるため,高強度鋼の特性を十分に活かしきれないことがわかった.
- (2) 高強度鋼の性能を活かし,軽量化と力学性能を 発揮させる必須条件を明示した.すなわち, ①断面積を低減する,②断面二次モーメントの 低減を抑止する,そして,③桁の降伏荷重を低 下させないの3つであることを示した.
- (3) 上記必須条件を満たす高強度鋼を用いた補修 方法として、下フランジを高強度鋼で構成する 逆T字形部材に置換することを提案した.

本報における桁モデルに対し,下フランジの板厚 を 50%とした場合:

- (4) ウェブ高を12%大きくすると、既設桁に対し、 自重を7%低減したうえ、鉛直等分布荷重下に おいて、既設桁と同じ曲げ剛性、降伏荷重が確 保できる.また、終局荷重は14%向上できる.
- (5) ウェブ高を27%伸ばすと,既設桁に対し自重を 同じとしたまま,曲げ剛性を33%,降伏荷重を 27%,終局荷重を29%向上できる.

ここでは, 桁高を高くすることを行った. これに より, ウェブの幅厚比が増加すると共に, 水平補剛 材の位置が相対的に上側に移動する. また, 垂直補 剛材と下フランジの間隔が大きくなる.このため,

(6) 既設の状態に対し,終局荷重時におけるウェブ の面外変位が増加する.しかし,降伏荷重時ま でであれば,ウェブの面外変形は既設桁とほぼ 同じであり,桁の健全度の観点からはウェブの 面外変形はさほど問題とはならないことを明 らかにした.

謝辞

本研究は、社団法人日本鉄鋼連盟「2006 年度鋼構造研 究・教育助成事業」の助成を受けて行ったものである.記 して謝意を表します.

参考文献

- 前川順道,中村一平,西岡敬治,石崎嘉明,金本功: 阪神高速道路の鋼構造物における最近の損傷事例,鋼 構造論文集,4-15,pp.29-42,1997.9
- 名取暢,西川和廣,村越潤,大野崇:鋼橋の腐食事例 調査とその分析,土木学会論文集第668巻I-54号,pp. 299-311,2001.1
- 3) 堀川浩甫,高橋芳樹:供用下における鋼橋の補修・補 強溶接,溶接学会誌第59巻第7号,pp.46-50,1990

- 4) 日本鋼構造協会:供用下にある鋼構造物の溶接による 補修・補強指針(案) 一既存鋼構造物の補修・補強検討 小委員会報告―, JSSC レポート, No. 8, 1988
- 池田圭一,堀川浩甫,中本覚:供用下に於ける鋼桁腐 食部の溶接による補修,土木学会年次学術講演会講演 概要集第41巻第1部, pp.575-576, 1986
- 6) 山本昌孝,原田耕一,中本覚:鋼I桁補修工事へのバイパス工法の適用性確認施工報告,土木学会年次学術 講演会講演概要集第49巻第6部,pp.240-241,1994
- 7) 糟谷正:高強度鋼の溶接-橋梁分野-,溶接技術,2008
 年2月号, pp. 140-146
- (社) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説,Ⅱ 鋼橋編, 2002
- T. Yao and P. I. Nikolov : Buckling/Plastic Collapse of Plates under Cyclic Loading, Journal of The Society of Naval Architects of Japan, Vol. 168, pp.449-462, 1990
- 都井裕, 永山隆昭: 横圧縮荷重を受ける鋼管の圧壊挙 動に関する有限要素解析と実験, 日本造船学会論文集 第161 号, pp. 295-306, 1987
- 11) (社) 溶接学会:溶接・接合便覧,2003 (2008 年 4 月 14 日 受付)