

鋼板プレストレスにより強化した新型覆工板（プレストレスデッキ）の開発

大商鋼材株式会社

関西大学

1. はじめに

覆工板は5本の縞H形鋼を縦溶接により一体化したもので、地下鉄工事や地下街の建設時などの仮設用床版として利用されている。従来一般的に供給されている覆工板のサイズは最大で幅1mで長さ3mであった。図-1に覆工板の概要、写真2に現場架設状況を示す。

そこで、著者らは鋼板プレストレス強化工法に着目し、最小の鋼重増加で長さ3mから4mへ長スパン化した新型覆工板の開発を行った。長さ4mの新型覆工板の開発により、開口部が広がることによる十分な作業空間の確保や安全性の向上、さらに受桁材の減少に伴う工事全体の鋼重削減によるコスト削減が可能となる。また、敷設作業の低減による作業効率の向上も期待できる。

そこで、実物と同じ条件で製作した実物大の試験体を用いた静的載荷試験によって鋼板プレストレス強化工法による応力低減効果や強化前後の応力分布の比較を行った。

また、覆工板のような短スパン桁では死荷重が小さいために、相対的に活荷重応力が大きくなること、直接輪荷重を受けるために載荷繰り返し回数も多くなることから疲労に対する検討は必要である。さらに、覆工板は仮設構造物であるが、何度も繰り返し使用するため疲労耐久性の確認は重要である。そこで、疲労試験によって長期的耐久性の確認も行った。

本報では主に静的載荷試験と疲労試験の概要を説明し、結果や考察について報告する。

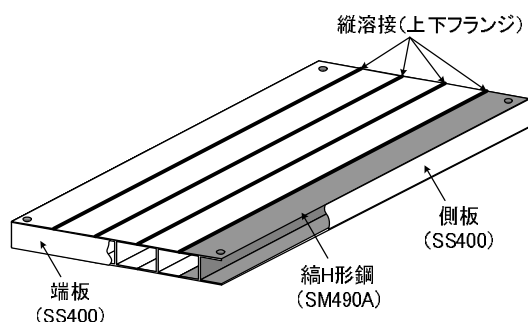


図-1 覆工板



写真2 現場架設状況

2. 使用鋼材

図-2, 表-1 に縞 H 形鋼の標準断面寸法とその断面積, 単位質量, 断面特性を示す. 覆工板の主部材には縞 H 形鋼が用いられており, 材質は SM490A である. また, 側面と端面に雨水等の浸水を防止するために鋼板が溶接されている. これらは SS400 を用いている.

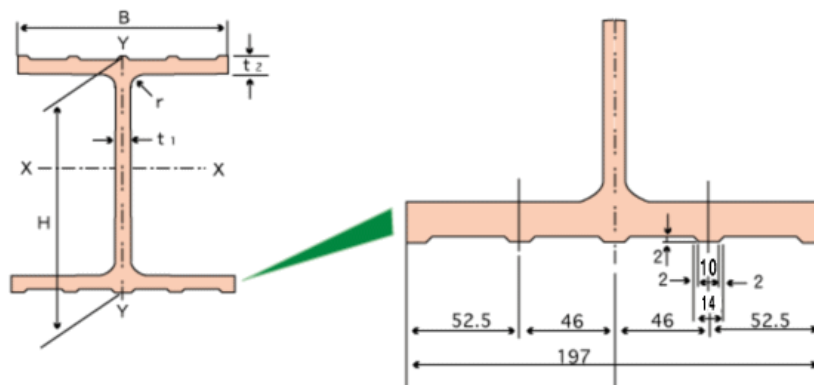


図-2 縞 H 形鋼断面図

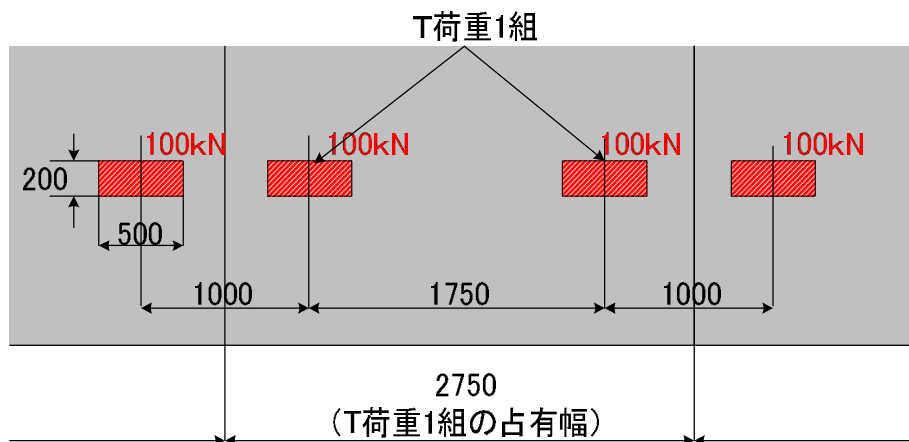
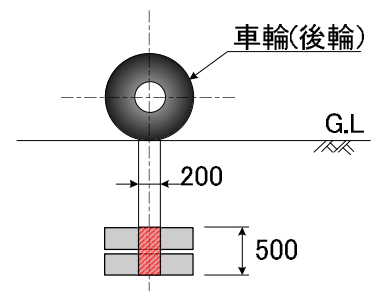
表-1 標準寸法および断面寸法

呼名称	標準断面寸法 (mm)				断面積 cm ²	単位 質量 kg/m	断面二次 モーメント		断面二次半径		断面係数	
	H×B	t ₁	t ₂	r			I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	i _x (cm)	i _y (cm)	Z _x (cm ³)	Z _y (cm ³)
CB20	194×197	5	7	13	41.68	32.7	2,997	1,037	8.48	4.99	309	105
CB25	196×197	6	8	13	47.38	37.2	3,409	1,165	8.48	4.96	348	118

3. 設計荷重

覆工板は直接輪荷重が載荷されるため, 設計荷重は大型車の後輪を想定した T 荷重を用いて強度計算を行っている. 主な条件を以下に示す. 一輪あたりの荷重は 100kN に衝撃係数を考慮し, 140kN とした. 載荷面の大きさは 500mm×200mm である.

荷重	輪荷重	衝撃を考慮した荷重	載荷面の大きさ
T荷重	100kN	140kN	500mm×200mm



4. 鋼板プレストレス強化工法

図-3 にプレストレス強化工法の概要を示す。鋼板プレストレス強化工法とはプレストレスによる死荷重応力の低減効果に加えて、断面増による活荷重応力の低減効果も期待できる工法である。また、一般的な高力ボルトを用い溶接を用いないので疲労の心配も無用である。

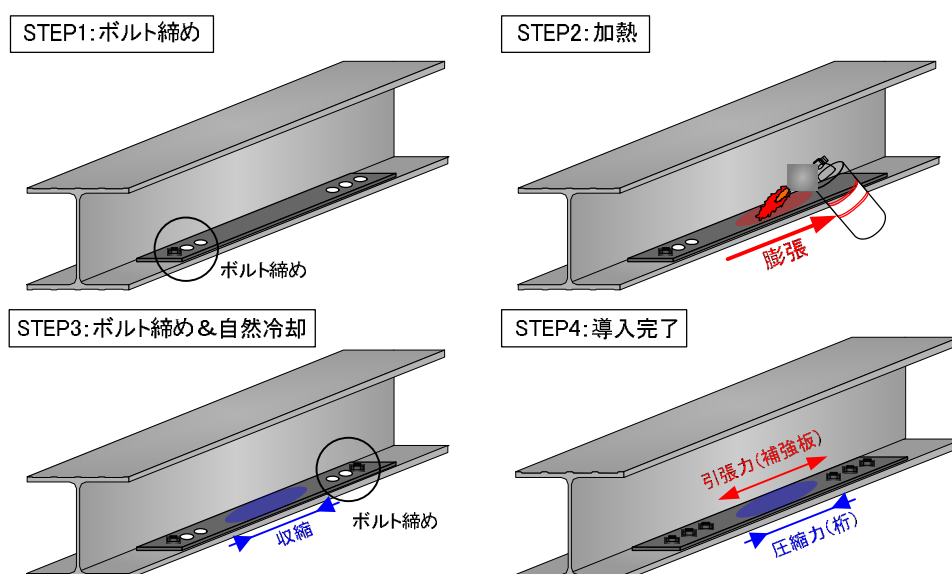


図-3 鋼板プレストレス強化工法

プレストレス強化の手順は、まず始めに補強板の一端を桁の下フランジに高力ボルトで固定する。次に、補強板をガスバーナーで加熱して膨張させ、補強板の伸びが目標値に到達したところ（伸び量はダイヤルゲージにより管理している）で残りの一端を高力ボルトで桁の下フランジに固定する。その後、補強板は自然冷却されて収縮し、桁の下フランジには圧縮応力を導入することができ、補強板には引張のプレストレスが導入される工法である。

図-4に無補強時、当板補強時、プレストレス補強時の外桁断面の応力分布図を示す。なお、覆工板を3mから4mに長スパン化すると外桁のみが許容応力を超過するため強化は外桁のみに行っている。プレストレス補強時は、当板効果による活荷重応力低減効果に加え、プレストレスによる応力低減効果により補強板の板厚を当板補強時に比べ約50%の低減が可能となる。補強板厚の低減により覆工板の総重量を軽量化することが可能となる。

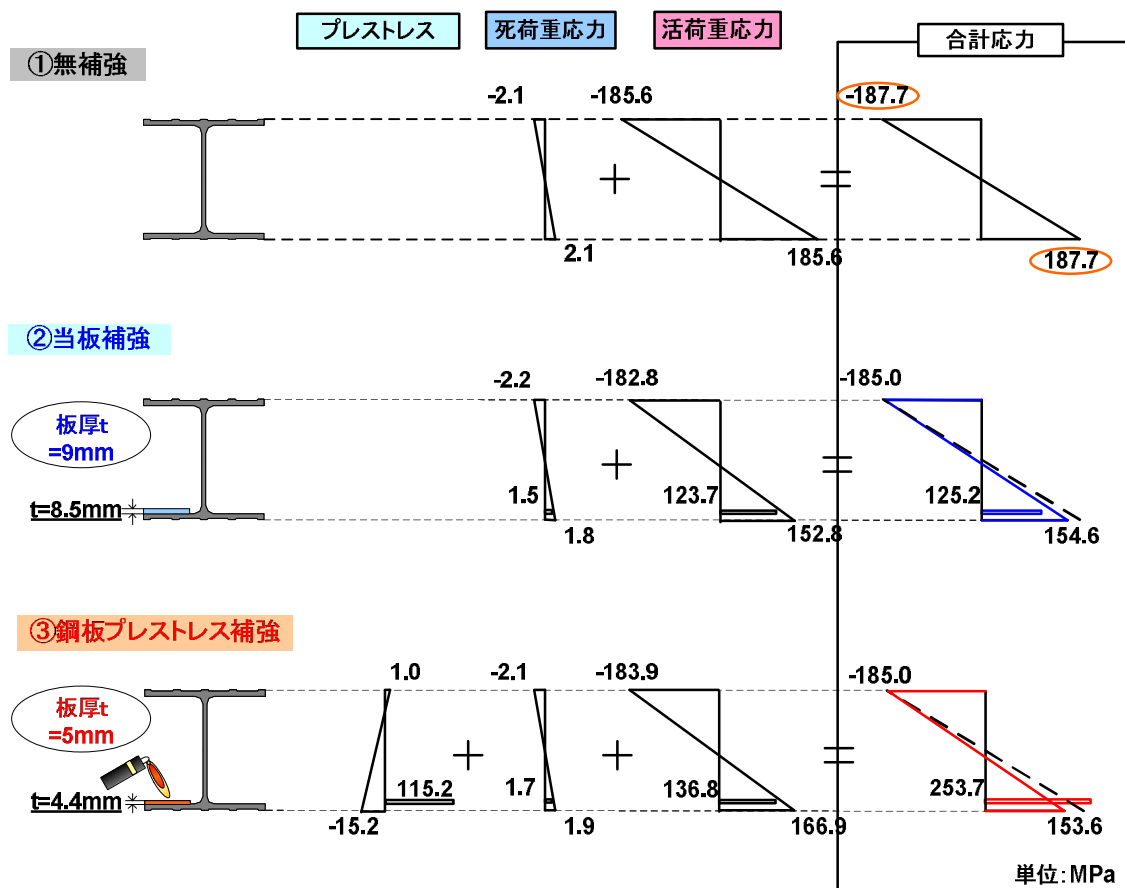


図-4 外桁断面の応力分布図

5. 試験方法

5.1 試験体

試験体の形状と寸法およびひずみゲージ貼り付け位置，载荷位置を図-5に示す．覆工板は縞H形鋼（CB25）196×197×6×8を5本並べ，上下フランジ間をグループ溶接によって一体化したもので，材質はSM490Aである．また，側面と端面に鋼板が溶接されている．これらは，SS400を用いている

また，長さ3mから4mまで長スパン化を行うと外桁のスパン中央部で許容応力度を超過するため，強化が必要となる．強化は許容応力度を超える範囲に対して行い，下フ

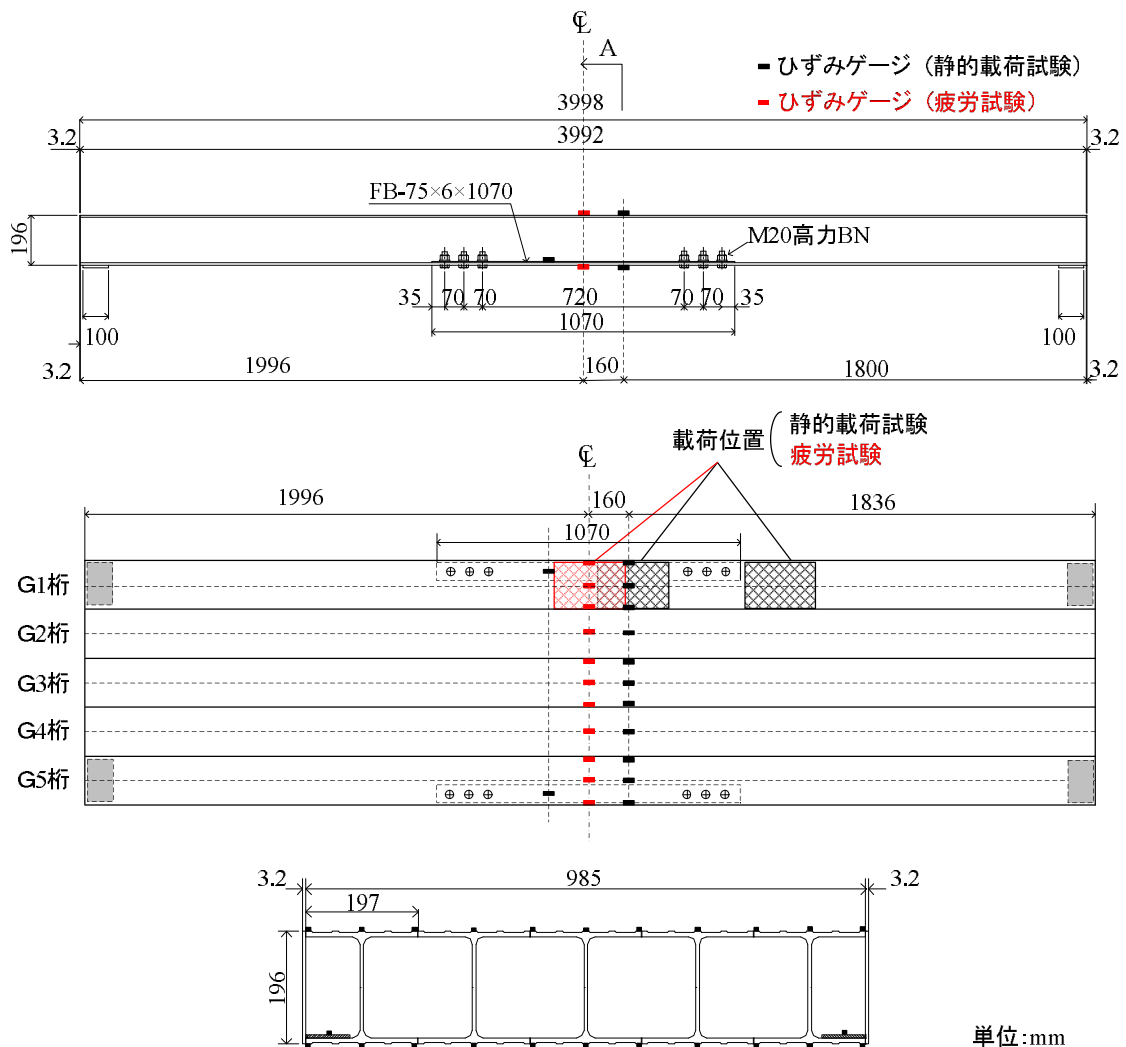


図-5 試験体の形状と寸法およびゲージ貼り付け位置

ランジ上面定着方式とする。なお、プレストレス導入は H 形鋼 1 本に対して行い、その後溶接により 5 本の H 形鋼を一体化している。下フランジの補強板として板厚 6.0mm、幅 75mm、長さ 1070mm の高張力鋼板 (SM570) を使用した。

補強板の H 形鋼下フランジへの取り付けは高力ボルト摩擦継手を用いた。なお、接合面はグラインダーで摩擦処理を行っている。応力測定用のひずみゲージは上下フランジの最大応力発生位置、補強板での橋軸方向の応力を測定した。使用したひずみゲージはゲージ長さ 5mm の一軸ゲージである。

5.2 載荷方法

載荷条件は G1,G5 桁の両端 4 点をゴム支承で支持し輪荷重載荷で行った。

輪荷重はダブルタイヤを有する大型車を想定し、1 輪あたりの荷重は設計荷重として用いた道路橋示方書の T 荷重 1 面あたり 100kN に衝撃を考慮した 140kN と設定した。載荷面の辺長は 500mm×500mm とした。

設計計算上では、G1 桁に 3 輪載荷された際に最大モーメントが発生する。実験では試験機の都合上 3 輪載荷時と同じ最大応力となるように 2 輪載荷に換算して載荷した。換算後の最大荷重は 1 輪あたり 152.5kN、2 輪で 305kN と設定した。疲労試験では同様に 2 輪載荷を 1 輪載荷に換算して行った。(図-6, 7) 疲労試験の荷重範囲は 1 輪のみで 125kN に設定し、最小荷重を 20kN、最大荷重を 145kN、載荷速度を 2Hz で実施した。

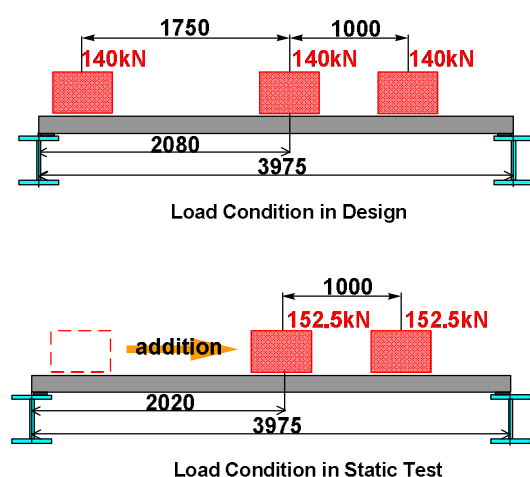


図-6 設計時と実験時の載荷条件

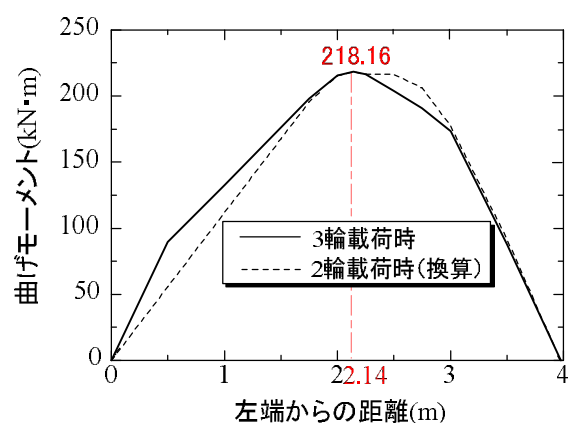


図-7 設計時と実験時のM分布



写真 3 実験時の载荷状況

6. 実験結果

6.1 静的载荷試験

6.1.1 強化前

図-8 に強化前試験体の静的荷重 305kN 载荷時の各桁の応力分布を示す。まず、計算値と実測値を比較すると、上下フランジともほぼ一致していることが確認できる。しかし、計算値ではG1桁の上下フランジにおいて188MPaとなり、鋼材の許容応力度185MPaを超過しているが、実測値ではG1桁の下フランジにおいてのみ許容応力度を超過する結果となった。

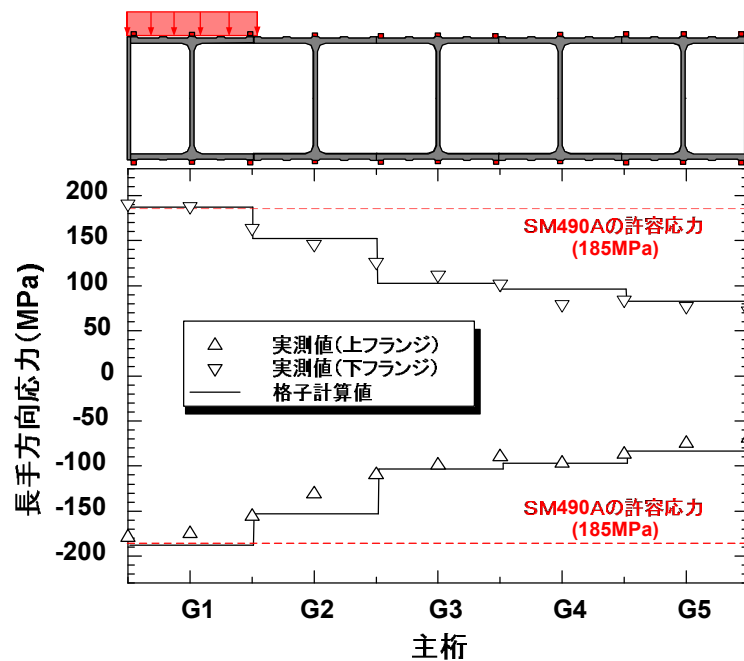


図-8 最大荷重時の各桁の応力 (強化前試験体)

6.1.2 プレストレス導入時

図-9 にプレストレス導入時の応力変化と温度変化を示す。

ボルト締付け後、約 50 分で強化鋼板と母材の温度差がなくなり、各部位での応力が一定となっているためプレストレス導入完了となる。その時、強化鋼板の収縮作用によって下フランジには圧縮応力が導入され、上フランジには引張応力が導入されていることが確認できる。また強化鋼板には引張力が作用している。

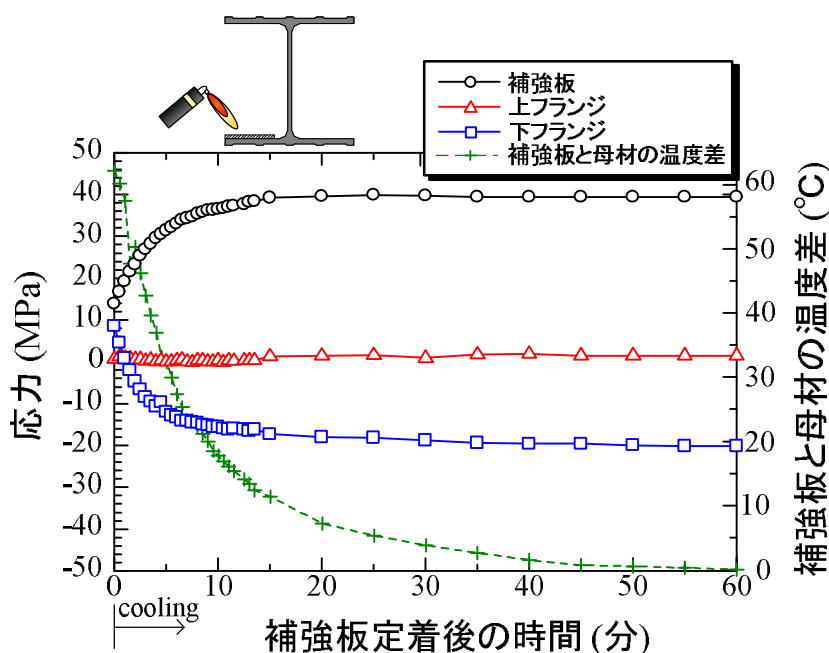


図-9 プレストレス導入時の応力変化と温度の関係

6.1.3 プレストレス強化後

図-10 に鋼板プレストレスによる強化後の静的荷重 305kN 載荷時の各桁の応力を示す。まず、計算値と実測値を比較すると上フランジはほぼ一致しているが、G1 桁の下フランジにおいて大きな差が生じている。これは、実際は 5 本の H 形鋼の間を縦溶接で連続化しているが、格子桁計算では任意の点で連続化しているため荷重分配効果等が再現できていないことや、実際は下フランジ上面の片側である強化位置を下フランジ上面の中央と仮定し計算しているためであると考えられる。

次に強化前後での各桁の応力を比較すると、G1 桁の下フランジでは強化によって応力が低減されており、プレストレス強化後では全ての桁において許容応力度を満足していることが確認された。また、下フランジに補強を行っても上フランジには補強効果は

ほとんど現われず、これ以上の長スパン化を図ると上フランジの応力によって適用最大支間が決定される。したがって、より長スパン化を図るには上フランジの強化が必要となる。強化前後での各桁の応力を比較すると、G1 桁の下フランジでは強化によって応力が低減されており、プレストレス強化後では全ての桁において許容応力度を満足している。

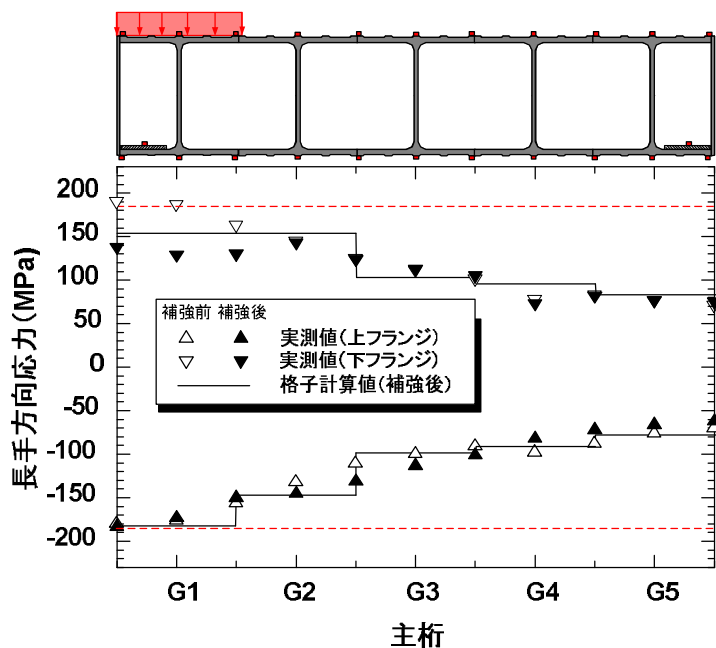


図-10 最大荷重時の各桁の応力（プレストレス試験体）

6.2 疲労試験結果

疲労試験により、新型覆工板（プレストレスデッキ）の疲労耐久性の検証を行った。疲労上の着目箇所は補強板と桁の定着部のボルト孔と H 形鋼上下フランジ間の縦方向溶接継手である。各々の疲労強度は日本道路協会の疲労設計指針によりボルト孔が C 等級、縦方向溶接継手が D 等級と推奨されている。

図-11, 12 に 1 体目の試験体の载荷回数と活荷重応力の変化を示す。1 体目の試験体では 200 万回繰り返し载荷終了時に活荷重応力に変化が見られ、写真-4, 5 のように载荷板直下の上フランジ間の縦溶接部に長さ 560mm の疲労亀裂を発見した。疲労試験終了後、疲労亀裂の発生要因のため上フランジのコアを採取し、溶接部の形状を確認した。上フランジの板厚 10mm に対し、溶接部の溶け込み量は 5mm (50%) 程度であったことから、溶け込み不良により疲労亀裂が発生したものと考えられる。そこで、溶け込み量を 5mm から 8mm (80%) に改善した。

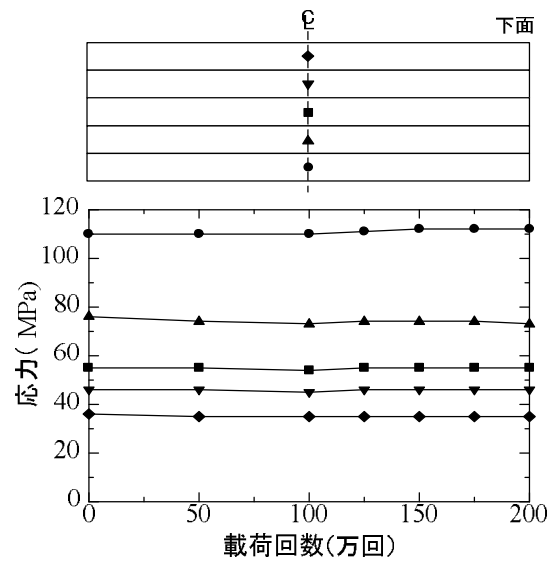
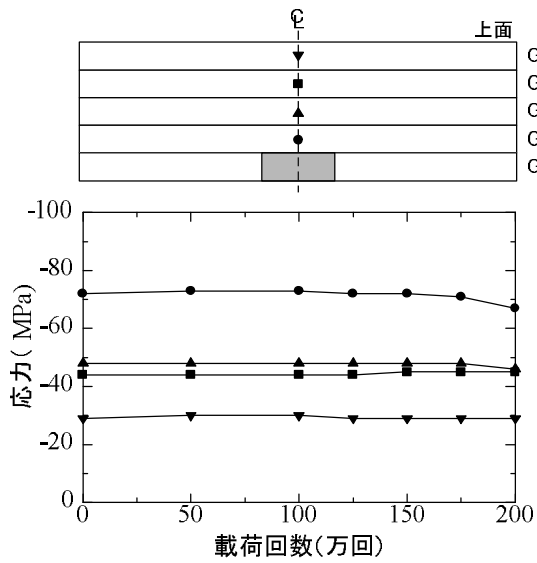


図-11 活荷重応力の変化(1体目上フランジ) 図-12 活荷重応力の変化(1体目下フランジ)

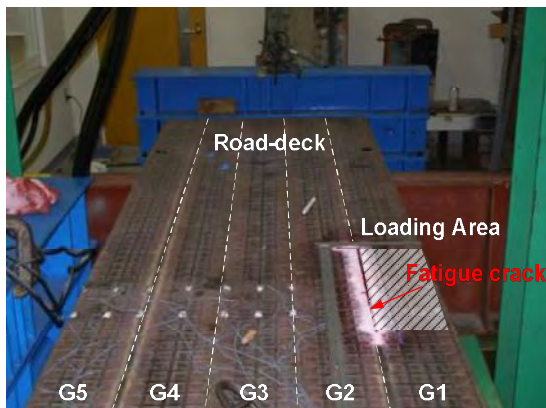


写真-4 疲労亀裂発生状況

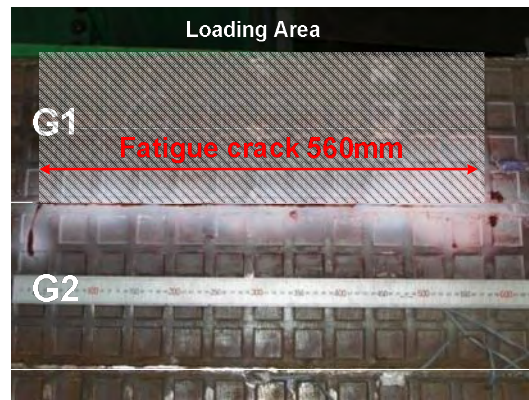


写真-5 疲労亀裂発生状況(拡大)

図-13, 14 に 2 体目の試験体の載荷回数と活荷重応力の変化を示す. 2 体目の試験体では, 180 万回繰り返し載荷終了時に活荷重応力に変化が見られ, 載荷板下の下フランジの縦溶接部 2 箇所写真-6, 7, 8 のような疲労亀裂を発見した. 疲労亀裂は, 溶接棒の継ぎ目の急激な断面変化部による応力集中が原因と考えられる. そこで, 高い応力が発生するスパン中央付近に棒継ぎ等の溶接部の急激な断面変化がないように仕上げを行った.

図-15, 16 に 3 体目の試験体の載荷回数と活荷重応力の変化を示す. 1, 2 体目の問題点を改善した 3 体目の試験体では 300 万回繰り返し載荷終了時において活荷重応力に大きな変化は見られず, 試験体各部に疲労亀裂等の変状は見られなかった. 図-17 に 3 体

分の疲労試験結果を示す. 1, 2 体目の試験体は日本道路協会の疲労設計指針⁴⁾に示されている縦方向継手の疲労強度である D 等級を満たすことができなかったが, それらに対する改良を行った 3 体目の試験体では D 等級を満たすことが確認された.

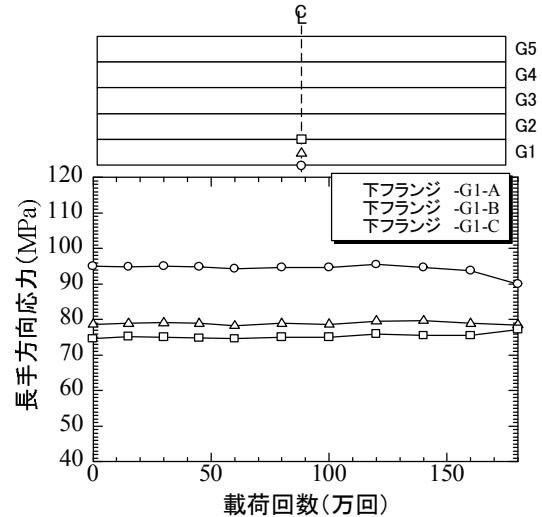
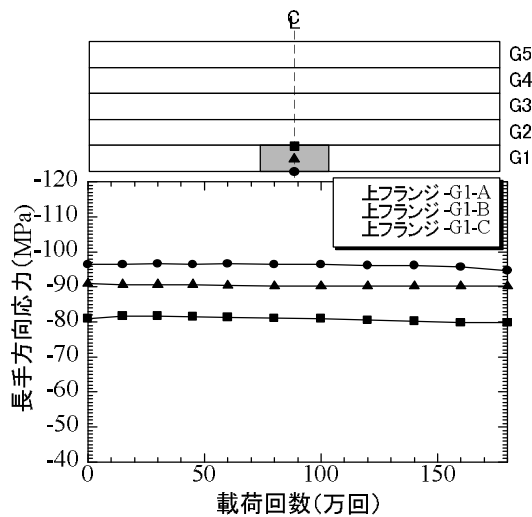


図-13 活荷重応力の変化(2 体目上フランジ) 図-14 活荷重応力の変化(2 体目下フランジ)



写真-6 疲労亀裂発生状況

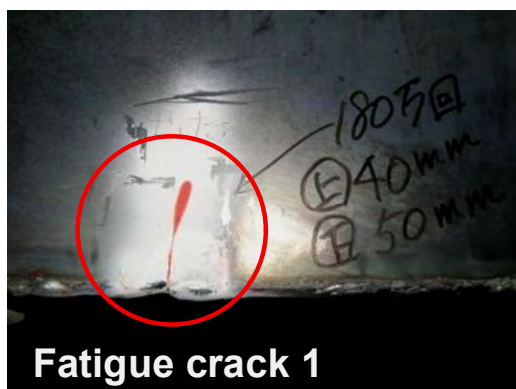


写真-7 疲労亀裂発生状況(亀裂 1 拡大)



写真-8 疲労亀裂発生状況(亀裂 2 拡大)

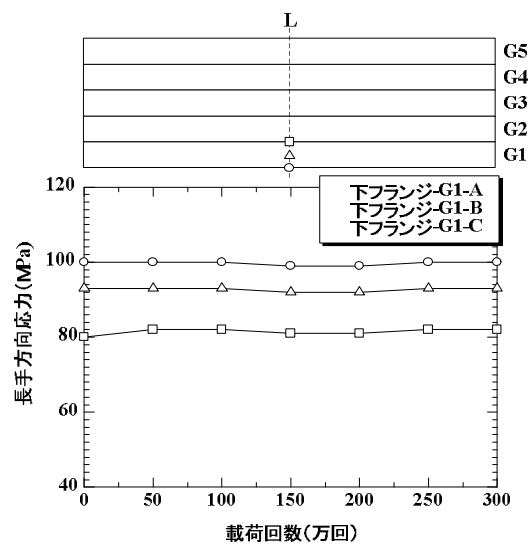
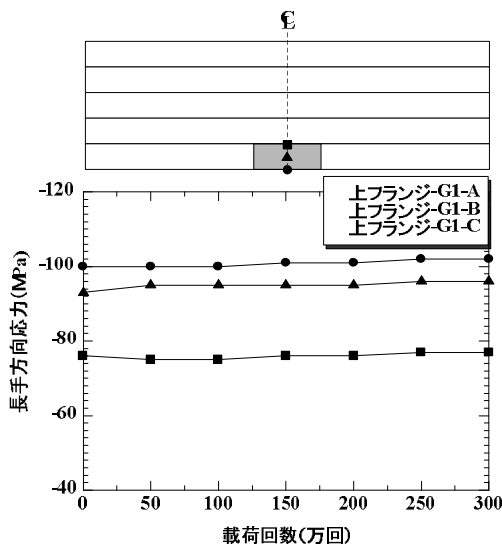


図-15 活荷重応力の変化(3体目上フランジ) 図-16 活荷重応力の変化(3体目下フランジ)

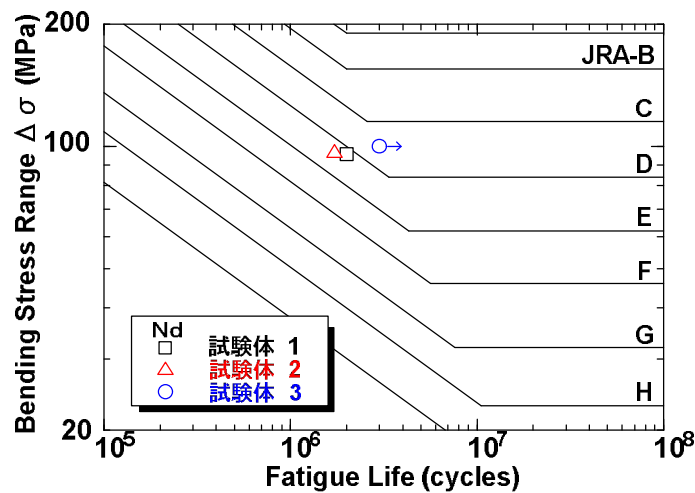


図-17 疲労試験結果(S-N線図)

7. まとめ

本研究では、プレストレス強化による応力低減効果の検証や強化前後の応力分布の比較を目的とした静的荷重試験と、新型覆工板の疲労耐久性の検証を目的とした疲労試験を実施した。試験の結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 静的荷重試験では、強化前は荷重直下の外側の H 形鋼の下フランジの応力が許容応力を超過したが、鋼板プレストレス強化後では全ての H 形鋼において許容応力を満足しており、プレストレス強化による応力低減効果が確認された。
- (2) 疲労試験では、180~200 万回の繰り返し荷重で荷重直下の上フランジ間の縦溶接部にのど厚不足による疲労亀裂や下フランジの縦溶接部の溶接不良箇所

劣亀裂が発生した。それらに対する改良を行った試験体では、300万回の繰り返し
し載荷後においても試験体各部に疲労亀裂等の変状は見られず、鋼道路橋の疲
劣設計指針⁴⁾に示されている縦方向溶接継手の疲労強度である D 等級を満たす
ことが確認された。