博　士　論　文

H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋の構造性能に関する研究

A study on structural performances of reinforced concrete slab bridge and rigid-frame bridge with H-shaped steel girders

金沢大学大学院自然科学研究科

環境デザイン学専攻

学　籍　番　号　　1424052010

氏　　名　　中井　良彰

主任指導教員氏名　　深田　宰史

H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋の構造性能に関する研究

－目　　次－

第 1 章　序　論

1.1　研究の背景 ……1

1.2　研究の位置付け ……4

1.2.1　H 形鋼を用いた床版橋 ……4

1.2.2　H 形鋼を用いた門形ラーメン橋 ……4

1.3　研究の目的 ……6

1.4　本論文の構成 ……7

参考文献 ……9

第 2 章　H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋の構造概要と施工事例

2.1　概　説 ……10

2.2　H 形鋼を用いた床版橋 ……10

2.2.1　構造概要 ……10

2.2.2　施工事例 ……15

2.3　H 形鋼を用いた門形ラーメン橋 ……19

2.3.1　構造概要 ……19

2.3.2　施工事例 ……23

参考文献 ……30

第 3 章　H 形鋼を用いた床版橋の耐荷力性能と耐疲労性能

3.1　概　説 ……31

3.2　耐荷力性能 ……32

3.2.1　静的載荷試験の概要 ……32

3.2.2　試験と解析の比較 ……35

3.2.3　静的破壊試験の概要 ……40

3.2.4　試験と解析の比較 ……43

3.3　耐疲労性能 ……45

3.3.1　荷重繰返し載荷試験の概要 ……45

3.3.2　試験の結果 ……46

3.4　まとめ ……48

参考文献 ……48

第 4 章　H 形鋼を用いた門形ラーメン橋の耐荷力性能

4.1　概　説 ……49

4.2　ラーメン隅角部モデル ……50

4.2.1　静的載荷試験の概要 ……50

4.2.2　解析の概要 ……54

4.2.3　解析モデル ……56
4.2.4　解析条件 ……58
4.2.5　試験と解析の比較 ……62
4.3　ラーメン橋全体モデル ……73
4.3.1　静的載荷試験の概要 ……73
4.3.2　試験の結果 ……74
4.4　まとめ ……79
参考文献 ……79

第 5 章　結　論

5.1　本研究のまとめ ……80
5.2　今後の課題と展望 ……81
参考文献 ……82

付録　H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋の維持管理手法

付.1　概　説 ……83
付.2　維持管理手法 ……83
参考文献 ……92

謝　辞 ……93

第１章　序　論

1.1　研究の背景

平成 24 年 12 月，中央自動車道笹子トンネル上り線で天井板落下事故が発生，9 人の尊い命が犠牲となり，長期にわたって通行止めとなった [1]。インフラの老朽化時代が本格的に到来したことを告げる出来事である [1]。この事故を契機として，平成 26 年度から橋梁・トンネル・道路付属物等の 5 年に一度という定期的な点検が義務づけられ，昨年度で最初の 1 サイクルが終了している。

図 1.1.1 に示すように，国内には橋長 2m 以上の橋梁は約 73 万橋あり，このうち，地方公共団体が管理する橋梁は約 66 万橋と全体の 9 割を占めている。

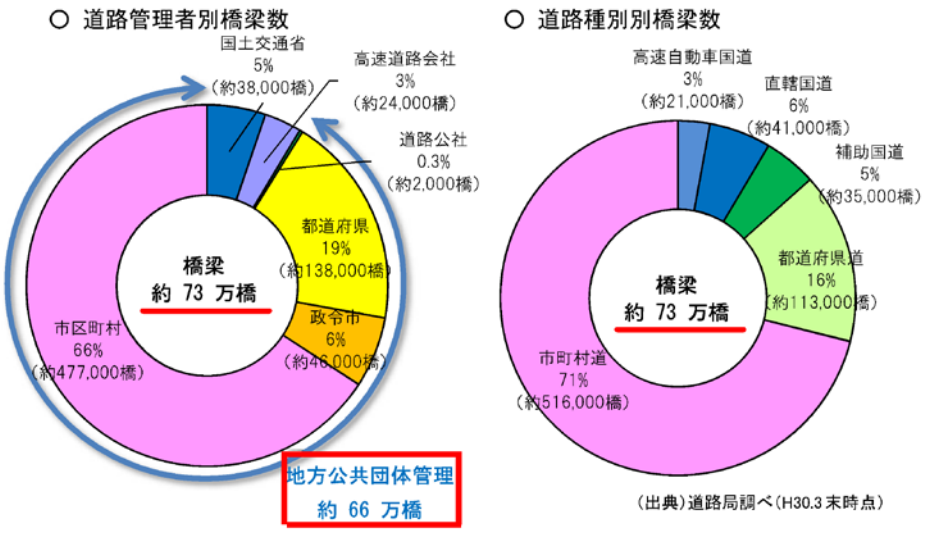


図 1.1.1　国内の橋梁数 [2]

一方，これらの橋梁が完成した年度を調べると，**図 1.1.2** に示す分布となる。一般的に知られていることではあるが，昭和 30 年（1955）～昭和 50 年（1975）の高度経済成長時に建設されている橋梁が比較的多く，全体の約 26%を占めている。

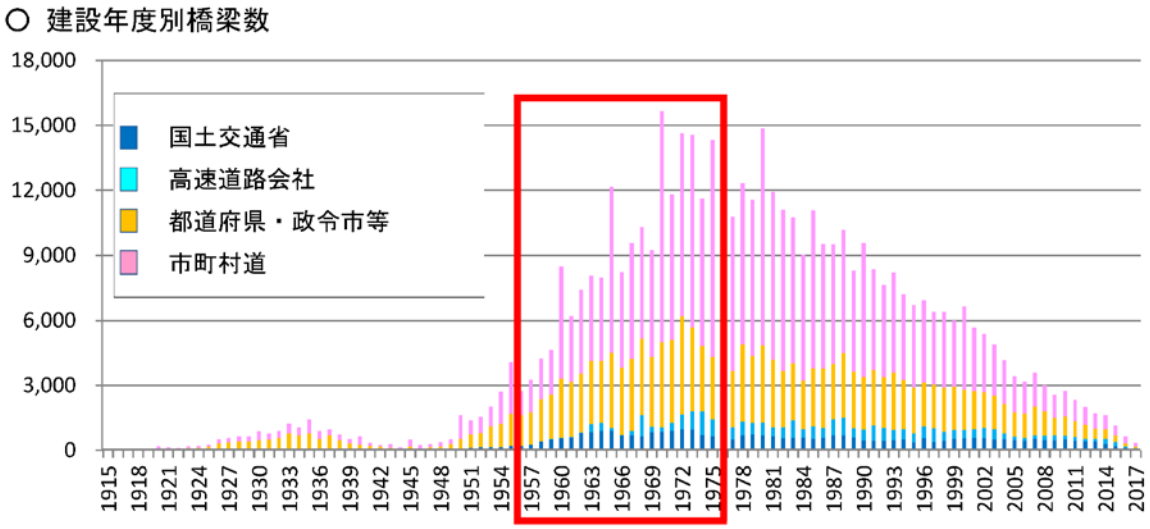


図 1.1.2　建設年度別橋梁数 [2]

建設後 50 年を経過した橋梁の割合は，**図 1.1.3** に示すように，平成 30 年（2018）時点で 25%であるが，その 10 年後，令和 10 年（2028）には約 50%となる。特に，橋長 15m 未満の橋梁では，半数以上の約 57%が，建設後 50 年を経過することになる。さらに，この他に建設年度が不明な橋梁が全国で約 23 万橋あり，これらの大半が市町村管理の橋長 15m 未満の橋梁である（**図 1.1.4**）。

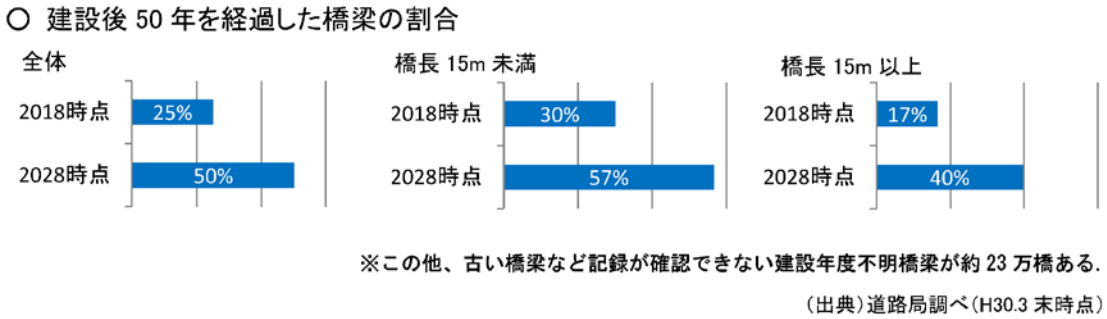


図 1.1.3　建設後 50 年を経過した橋梁の割合 [2)]

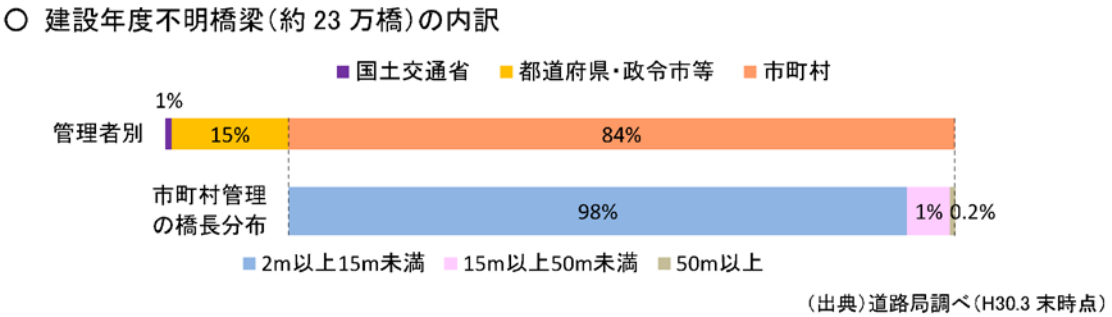


図 1.1.4　建設年度不明橋の管理者内訳 [2)]

管理者別の橋長分布では，橋長 15m 未満の橋梁は全国の 74%を占め，そのうち国土交通省は 50%，都道府県・政令市等は 66%，市町村に至っては 81%を占めている（**図 1.1.5**）。

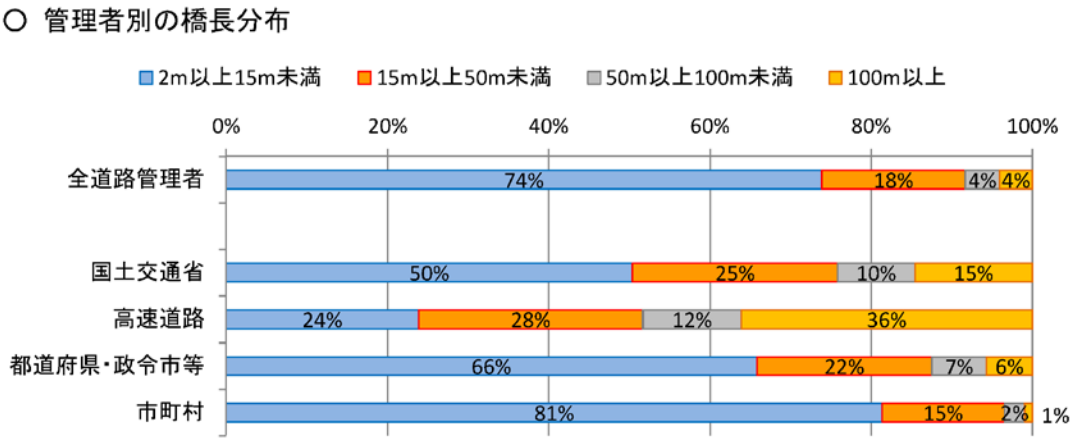


図 1.1.5　管理者別橋長分布 [2)]

次に，冒頭で述べた 5 年に一度の定期点検について以下に示す。現段階では，平成 26 年度～29 年度の点検の実施率を**図 1.1.6** に示す。橋梁やトンネルは計画を上回るペースで進められている。

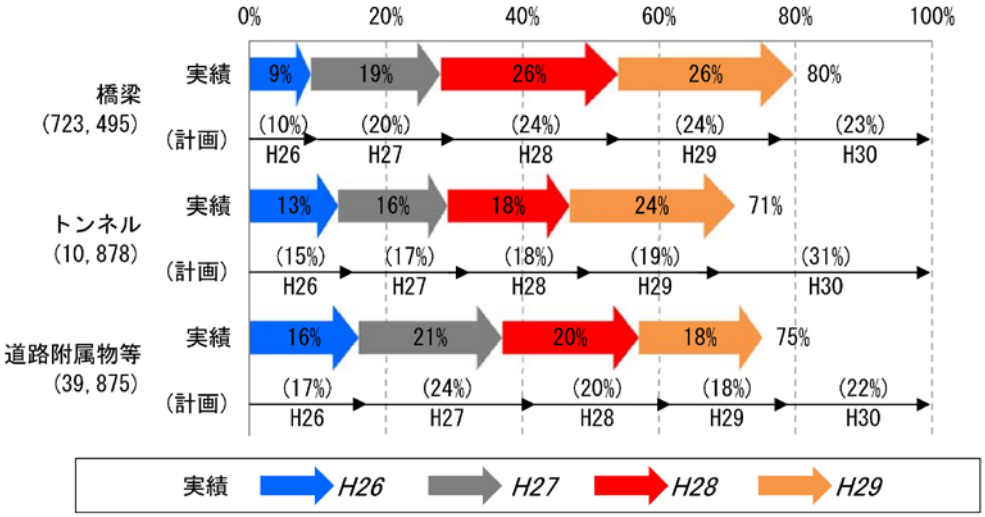


図 1.1.6　点検実施率 2)

現時点における，点検結果である判定区分の割合を図 1.1.7 に示す。なお，判定区分の内容は表 1.1.1 の通りである。

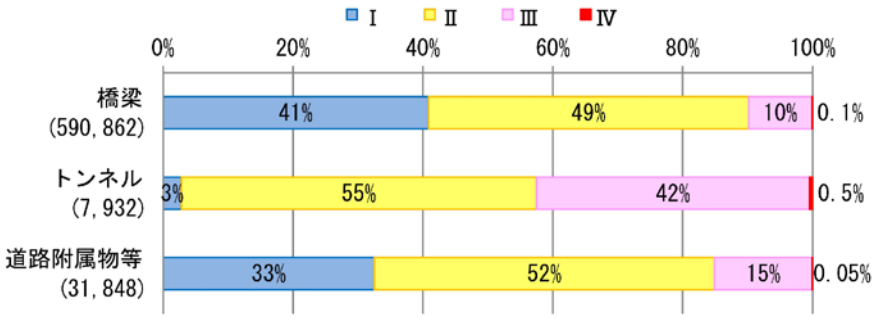


図 1.1.7　判定区分割合 2)

表 1.1.1　判定区分 2)

区分		状態
Ⅰ	健全	構造物の機能に支障が生じていない状態。
Ⅱ	予防保全段階	構造物の機能に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態。
Ⅲ	早期措置段階	構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態。
Ⅳ	緊急措置段階	構造物の機能に支障が生じている、又は生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態。

現在のところ，橋梁に関しては判定区分Ⅲ～Ⅳに該当する橋梁の割合は，比較的低いよう見受けられる。しかしながら，前述のように建設後 50 年を経過する橋梁がこれから増加していくにつれ，この比率は大きくなっていくはずである。そして，その多くが市町村管理の橋長 15m 未満の橋梁であることは先の資料から想像に難くない。国や高速道路会社，都道府県・政令市等と比較して財政事情の厳しい市町村は，判定区分Ⅲ～Ⅳと判定された橋梁について随時対応を迫られることになる。

判定区分Ⅲ～Ⅳと判定された橋梁の対応は，補修もしくは補強を行うことになるが，中には補修・補強で対応できない場合や，将来的なライフサイクルコストを考慮して更新（架替え）となるケースも多

いと考えられ，財政事情の厳しい市町村にとって，コストは非常に重要になってくる。

支間長 5.0～25.0m 程度の短支間橋梁は，これまではコンクリート橋ではプレテンション方式 PC 床版橋，鋼橋では H 形鋼橋が一般的に採用されている。このような短支間橋梁は，市町村の小規模河川や用水を渡河する橋梁へのニーズが多く，施工が早く，経済性に優れ，耐久性の高い安全な橋梁が望まれている。

1.2 研究の位置付け

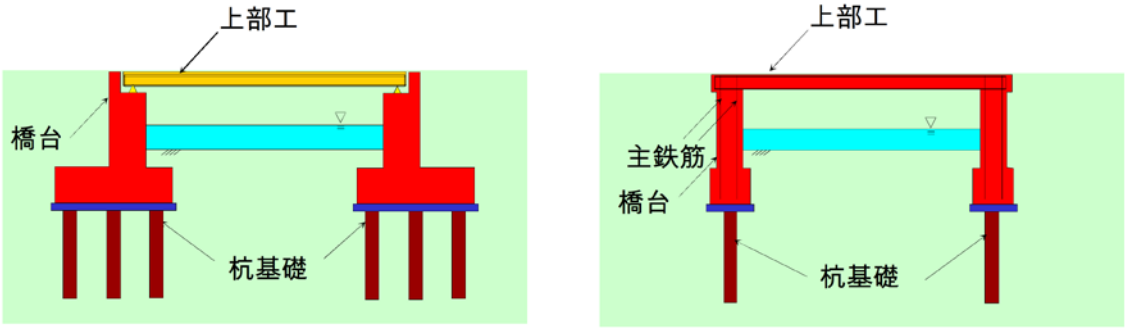
1.2.1 H 形鋼を用いた床版橋

現代における土木構造用材料の主たるものは鋼材とコンクリートであるが，これらの材料にはそれぞれ別の特徴がある [3]。複合構造は，各材料の短所を補完し長所を活用するように材料を組合せるものである [3]。これからの構造物に対しては機能性や耐久性などの求められる性能は多様化かつ明確化されるが，材料の特徴を活かす複合構造は多様化する要求をより合理的に実現できる可能性がある [3]。そして，橋梁において複合構造は，古くは RC 床版と鋼 I 桁による合成桁にはじまり，近年では波形鋼板ウェブ PC 橋など多くの構造形式が開発され，建設されている。また，鉄道橋では H 鋼埋込み桁という SRC 構造であるが，ずれ止めを有し合成桁に準じた設計を行っている構造形式もある。

徳野ら（2005）[4]は，H 形鋼とコンクリートによる，スタッドによるずれ止めを使用しない新しい床版橋を開発し，静的載荷試験や解析を通して，床版の耐荷力性能および荷重の横分配などを明らかにした。さらに，深田ら（2006）[5]は，追加の静的載荷試験と荷重繰返し載荷試験を通して，床版の破壊までの性状や耐疲労性能を明らかにした。

1.2.2 H 形鋼を用いた門形ラーメン橋

支間長 5～25m程度の短支間橋梁では，単純桁橋梁（図 1.2.1 (a)）が採用されることが多い。このような形式では，下部工・基礎工の施工費は上部工の施工費より高価となるのが一般的である。上部工の施工費は橋長に比例するが，下部工・基礎工の施工費は橋長には依存しない。さらに，下部工の大きさは，死荷重や土圧によって決定されるため，下部工高さが高くなると施工費も高価になる。一方，上部工と下部工を剛結した門形ラーメン橋梁（図 1.2.1 (b)）は，各下部工に作用する土圧は上部工を介して相殺されるため，下部工の大きさは単純桁橋梁と比較して小さくすることができる。そして，それにより杭基礎の本数を減らすことができ，施工費が安価となる。また，耐震性にも優れており，支承や伸縮装置がないことから，ライフサイクルコストも抑えられる。



(a) 単純桁橋梁　　(b) 門形ラーメン橋梁

図 1.2.1 単純桁橋梁と門形ラーメン橋梁

このように，門形ラーメン橋梁のメリットは多いが，設計は単純桁橋梁と比較して煩雑であり，隅角部の剛結構造は複雑である。門形ラーメン橋梁では，この隅角部の剛結構造が重要となるが，岩崎ら（2011）[6]は，わが国の門形ラーメン橋の隅角部の応力伝達機構について，事例を挙げて紹介している。また，Chung ら（2013）[7]は，PC 鋼棒にプレストレスを導入し，鋼桁とコンクリート製橋脚とを剛結する門形ラーメン橋を提案している。しかし，この構造はプレストレス導入のための PC 鋼棒を定着する部材が橋脚側に必要であるなど複雑な構造であったことから，さらに簡易で確実な隅角部の剛結構造を考案する必要があった。

一般的な RC 構造による隅角部を**図 1.2.2** に，またその応力伝達機構を**図 1.2.3** に示す。隅角部に発生する曲げモーメント（図では負の曲げモーメント）に対して補強鉄筋を配置する必要がある。これにより鉄筋が密になり，現場における配筋が難しくなり，さらにコンクリートが充填しにくくなることから，打設を慎重に行わなければならない。

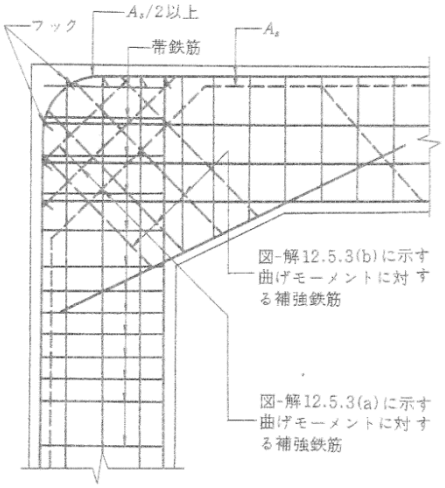


図 1.2.2　RC 構造の隅角部配筋例 [8]

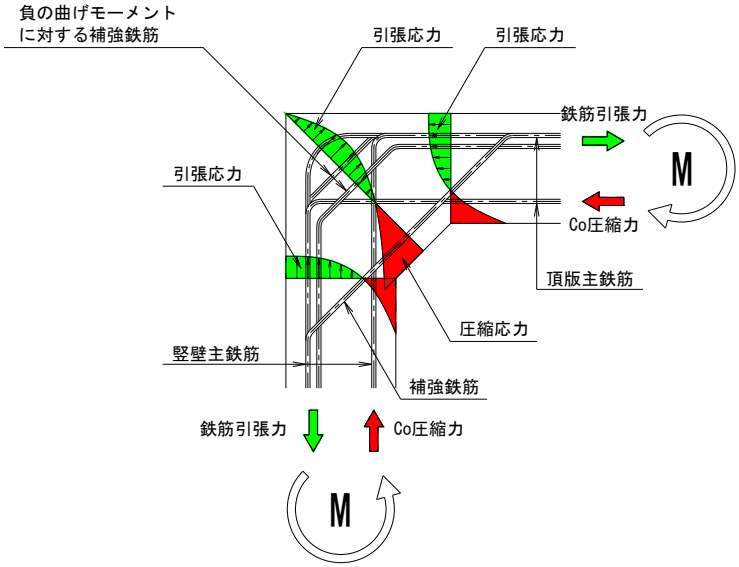


図 1.2.3　RC 構造隅角部の応力伝達機構

一方，鋼とコンクリートを一体化する機構として，孔あき鋼板ジベル（PBL）が開発された（Zellner（1987）[9]，高木ら（2003）[10]，Wang ら（2018）[11]）。この構造は，複合構造である合成床版橋で広く用いられ，鋼製の床版とコンクリートとの荷重伝達に寄与している [11]。また，鋼桁と PC 桁を直列に接合する際に，一般的なスタッドジベルの代わりに孔あき鋼板ジベル（PBL）を使った接合も提案され，実現可能であることが示されている [12]。

本研究では，門形ラーメン橋梁の隅角部構造として，**図 1.2.4** に示すように，下部構造の竪壁主鉄筋を H 形鋼の下フランジから上フランジに貫通させ，上フランジ上面でナットにより定着する，簡単で確実な構造を提案した。この構造では，**図 1.2.5** に示すように，応力は直接または竪壁主鉄筋，H 形鋼間のコンクリートを介して H 形鋼に伝達される。

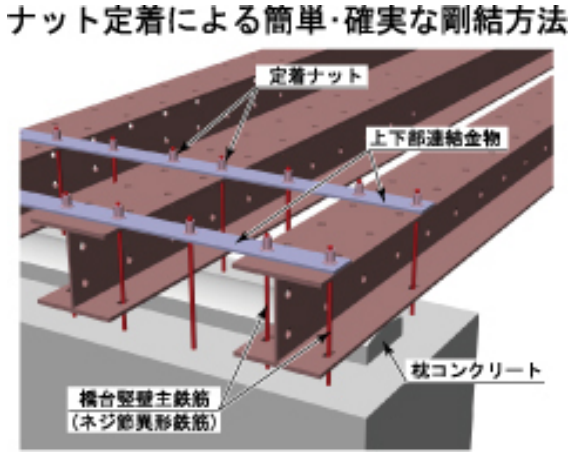


図 1.2.4　竪壁主鉄筋と H 形鋼の結合 [13)]

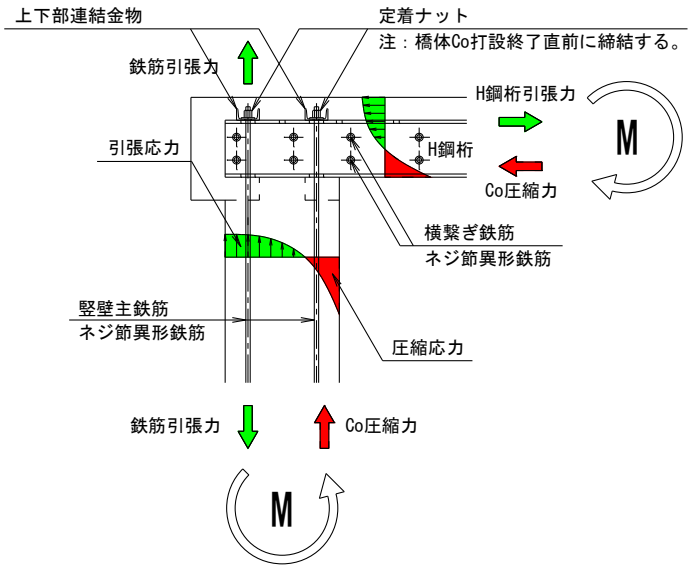


図 1.2.5　提案の隅角部の応力伝達機構

1.3　研究の目的

前述のように，支間長 5.0～25.0m 程度の短支間橋梁では，これまではコンクリート橋ではプレテンション方式 PC 床版橋，鋼橋では H 形鋼橋を上部構造とした単純桁橋梁が一般的に採用されている。しかし，比較的財政事情の厳しい市町村の管理が多い短支間橋梁では，建設コストや維持管理コストといった経済性が重要なファクターになる。ただし，当然のことながら経済性以外にも構造性や耐久性，施工性，維持管理性など，橋梁形式の選択に当たっては総合的に判断する必要がある。

そこで本研究では，新たに開発した「H 形鋼を用いた床版橋」および「H 形鋼を用いたラーメン橋」の構造性能に焦点を絞り，以下を研究目的とした。

①H 形鋼を用いた形鋼を用いた床版橋の耐荷力性能の検証

試験体を使った静的載荷試験により，通常使用領域および終局（破壊）までの挙動を把握し，耐荷力性能の検証を行う。また，解析結果と比較することにより，鋼とコンクリートの合成効果や橋軸直角方向の荷重の横分配を検証する。

②H 形鋼を用いた形鋼を用いた床版橋の耐疲労性能の検証

試験体を使った荷重繰返し載荷試験とその後の静的載荷試験により，耐疲労性能の検証を行う。

③H 形鋼を用いた門形ラーメン橋の耐荷力性能の検証

隅角部モデルやラーメン橋全体モデルを使った静的載荷試験により，破壊までの挙動を把握し，耐荷力性能の検証を行う。隅角部モデルでは，耐久性向上のための防食塗装として，溶融亜鉛メッキ処理を施した H 形鋼を使ったモデルによる試験も行い，溶融亜鉛メッキ処理の有無による耐荷力性能の差異を検証する。また，桁間に補強桁を追加したモデルによる試験も行い，補強桁の有無による耐荷力性能の差異を検証する。

隅角部モデルの試験結果と三次元有限要素解析による解析結果を比較し，その再現性について検証

する。その再現モデルをベースに，桁高などのパラメータを変化させ，その結果を比較するパラメトリック解析を行い，耐荷力性能への影響を検証する。

1.4 本論文の構成

本論文は，第 1 章から第 5 章及び付録で構成されている。各章の概要は以下の通りであり，その構成を図 1.2.6 に示す。

「第 1 章　序論」では，研究の背景として，国内の橋梁の現状を把握し，架替えの際に建設コストや維持管理コストなどで有利な門形ラーメン橋の採用拡大のため新しい隅角部構造を提案し，研究目的について述べた。

「第 2 章　H 形鋼を用いた床版橋と門形ラーメン橋の構造概要と施工事例」では，H 形鋼を用いた床版橋と門形ラーメン橋，それぞれについて構造の概要と施工事例について写真を交えて述べた。

「第 3 章　H 形鋼を用いた床版橋の耐荷力性能と耐疲労性能」では，H 形鋼を用いた床版橋について，静的載荷試験による耐荷力性能の検証と繰返し載荷試験による耐疲労性能の検証を行った。耐荷力性能については，解析結果との比較を行い，その妥当性について述べた。

「第 4 章　H 形鋼を用いた門形ラーメン橋の耐荷力性能」では，H 形鋼を用いた門形ラーメン橋について，静的載荷試験による耐荷力性能の検証と，解析結果との比較を行い，その妥当性について述べた。また，有限要素法による解析結果の再現性を確認し，パラメトリック解析への展開について述べた。

「第 5 章　結論」では，本研究で得られた成果を総括し，今後の課題と展望について述べた。

「付録　H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋の維持管理手法」では，H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋が，これまでに無い新しい構造であることから，建設後の維持管理手法とその運用について示した。

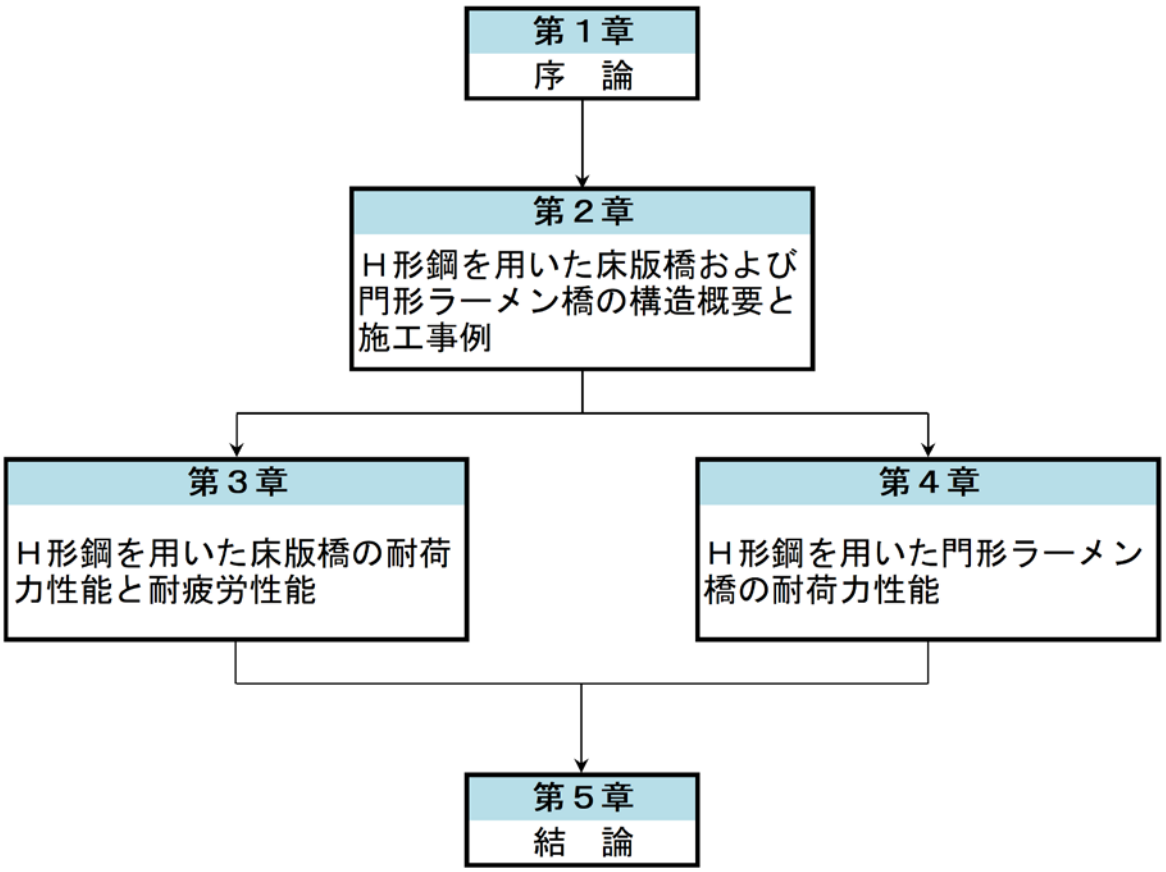

第１章
序　論
第２章
Ｈ形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋の構造概要と施工事例
第３章
Ｈ形鋼を用いた床版橋の耐荷力性能と耐疲労性能
第４章
Ｈ形鋼を用いた門形ラーメン橋の耐荷力性能
第５章
結　論

図 1.2.6　本論文の構成

参考文献

1) 社会資本整備審議会 道路分科会：道路の老朽化対策の本格実施に関する提言，2014.4
2) 国土交通省 道路局：道路メンテナンス年報，2018.8.
3) 公益社団法人 土木学会：複合構造シリーズ 08 基礎からわかる複合構造－理論と設計―（2017 年版），序文，2017.11.
4) 徳野光弘，津田和俊，梶川康男，深田宰史：H 形鋼を用いた床版橋，橋梁と基礎，Vol.39，No.2，pp.49-55，2005.2.
5) Fukada,S.,Kajikawa,Y.,Tokuno,M.：Load-carrying and fatigue capacity of reinforced concrete slab bridge with H-shaped steels，In Proceedings of the tenth east asia-pacific conference on structural engineering and construction，Asian Institute of Technology，Bangkok,Thailand，pp.281-286，2006.
6) Iwasaki,N.,& Kurita,A.：Portal frame bridges in Japan，States of the art report，Structural engineering international，Vol.21，No.3，pp.290-296，2011.
7) Chung,W.,Jung,D.,Kim,S.-M.：Strength and behavior of a vertically pre-tensioned composite rigid frame bridge：International Journal of Steel Structures，Vol.13，No.2，pp.367-378，2013.
8) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編，1994.2
9) Zellner,W.：Recent designs of composite construction in steel and concrete，Henniker,New Hampshire，pp.240-252，1987.
10) 高木優任，中村俊一，室井進次：PBL を用いた複合ラーメン橋隅角部に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.49A，pp.1063-1074，2003.3.
11) Wang,X.,Zhu,B.,Cui,S.,Lui,E.M.：Experimental research on PBL connectors considering the effects of concrete stress state and other connection parameters，Journal of Bridge Engineering，Vol.23，No.1，04017125，2018.
12) Km,S.H.,Lee,C.G.,Davaadorj,A.,Yoon,J.H.,& Won,J.H.：Experimental evaluation of joints considering of parallel perfobond ribs in steel-PSC hybrid beams，International Journal of Steel Structures，Vol.10，No.4，373-384，2010.
13) 一般社団法人イージースラブ橋協会：イージースラブ橋＆イージーラーメン橋 計画・設計マニュアル第 3 版，2017.7.

第 2 章　H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋の構造概要と施工事例

2.1　概　説

わが国における，支間長 5.0～25.0m 程度の短支間橋梁では，これまではコンクリート橋でプレテンション方式 PC 床版橋，鋼橋で H 形鋼橋が一般的に採用され，標準設計も整備されてきた。このような短支間橋梁は，市町村の小規模河川や用水を渡河する橋梁としてのニーズが多く，施工が早く，経済性に優れ，耐久性の高い橋梁が望まれている。

本研究では，これまで，このニーズに応えるべく「H 形鋼を用いた床版橋」と「H 形鋼を用いた門形ラーメン橋」を開発してきた。本章では，その構造概要と施工事例について述べる。

2.2　H 形鋼を用いた床版橋

2.2.1　構造概要 [1)]

(1) 構　造

H 形鋼を用いた床版橋を，**図 2.2.1** に示す。この床版橋は，腹板に孔あけ加工を施した H 形鋼を並べて，その孔に鉄筋を通して両端をナットで留め，桁上面鉄筋等を配置した後，桁間にコンクリートを打設した複合構造（SRC 構造）の橋梁形式である。

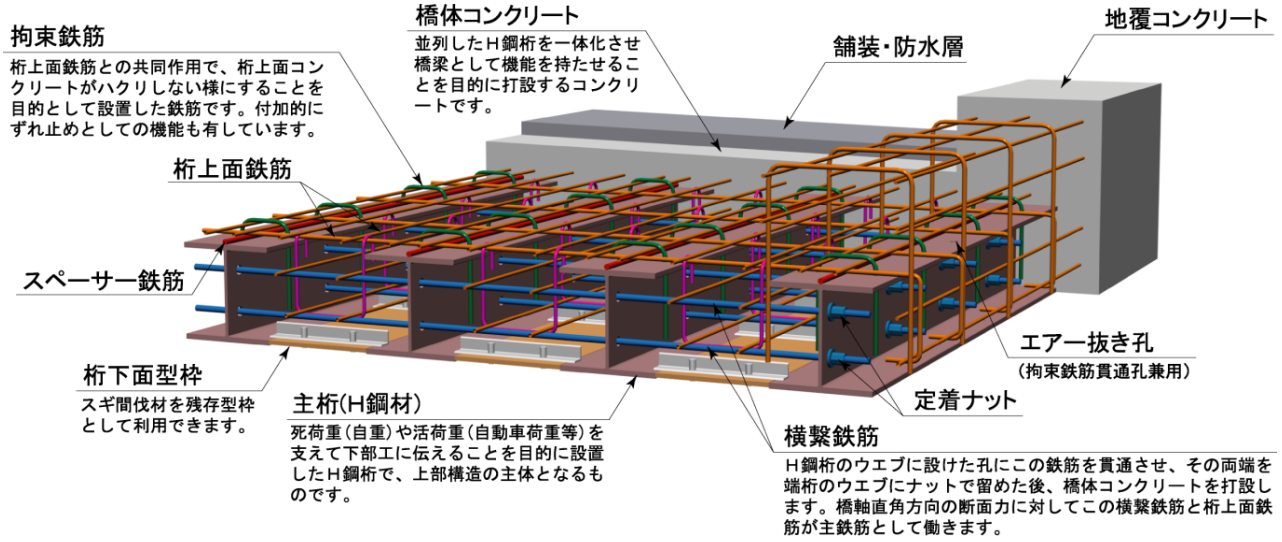


図 2.2.1　H 形鋼を用いた床版橋の構造図 [2)]

鉄道橋として多く用いられてきた H 鋼埋込み桁では，**図 2.2.2** に示すように，横つなぎ鉄筋の端部処理を曲げフックとしていた。しかし，幅員端部のコンクリートが劣化した場合，H 形鋼と横つなぎ鉄筋との定着に問題があった。

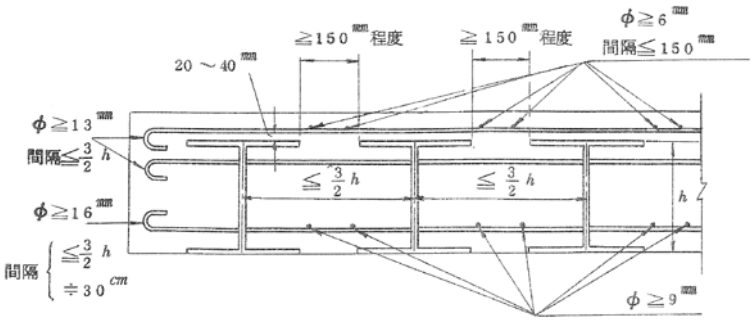


図 2.2.2　H 鋼埋込み桁の構造細目 [3)]

そこで本研究では，**図 2.2.3** に示すようなネジ節異形鉄筋とナットを用いて，この定着を確実なものにする工法を開発した。このとき，幅員の広い道路橋の場合には，**図 2.2.3** に示すように横つなぎ鉄筋は機械式継手により連結させている。

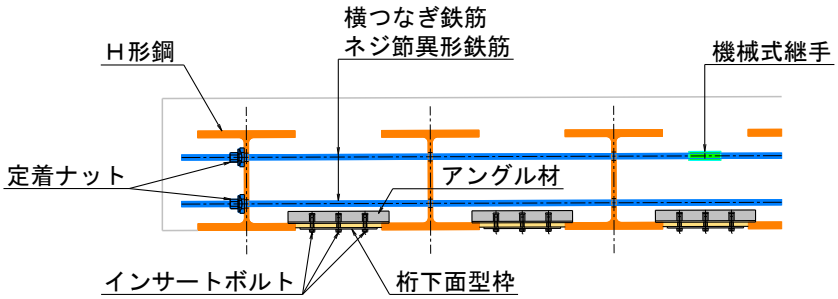


図 2.2.3　H 形鋼を用いた床版橋断面図

間隔保持材（桁下面型枠）には木材（スギ間伐材等）を用い，インサートボルトによりアングル材に定着させている。アングル材は，両側の H 形鋼に掛けているだけである（**図 2.2.3**，**写真 2.2.1** 参照）。また，桁下面型枠に木材を用いることにより，コンクリート中の水分を外に出すように工夫している。なお，跨道橋や跨線橋など，将来的な維持管理面から，木材の他に工場製作のプレキャストコンクリート製型枠（**写真 2.2.2**）とすることもできる。さらに，通常の型枠用合板による型枠（コンクリート硬化後撤去の必要あり）とすることも可能である（**写真 2.2.3**）。

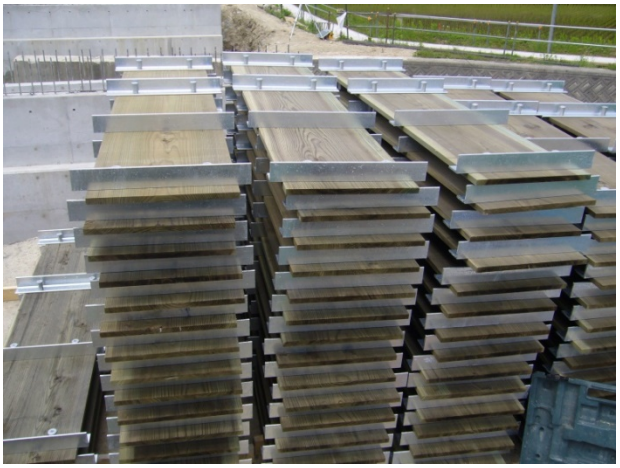


写真 2.2.1　桁下面型枠（スギ間伐材）

写真 2.2.2　桁下面型枠（プレキャストコンクリート製）

写真 2.2.3　桁下面型枠（型枠用合板）

H 形鋼の上フランジには，コンクリート打設時の充填状況確認のためのエア抜き孔を設けている（**写真 2.2.4**）。このエア抜き孔と，エア抜き孔を貫通する拘束鉄筋がずれ止めの役割を果たすことで，H 形鋼とコンクリートは力学的に一体化し，合成断面として荷重に抵抗する合成構造であることを後述の第 3 章に示す静的載荷実験で確認している。

写真 2.2.4　エア抜き孔によるコンクリート充填状況の確認

(2) 特　徴

本橋梁形式の特徴を以下に示す。

①従来工法と比較して低コストである。

本橋梁形式の適用支間長は，5.0～20.0m 程度である。この支間長では，一般的にプレテンション方式 PC 床版橋（以下 PC 床版橋）が一般に使われているが，同じ条件で比較すると，**図 2.2.4** に示すように，建設費は約 10%程度安価となる。100 年間の維持管理費（舗装更新（20 年に 1 回），伸縮装置取替（30 年に 1 回），防護柵取替（50 年に 1 回））[4] は変わらないため，それを含めたライフサイクルコストでは 5%程度のコストダウンとなる。

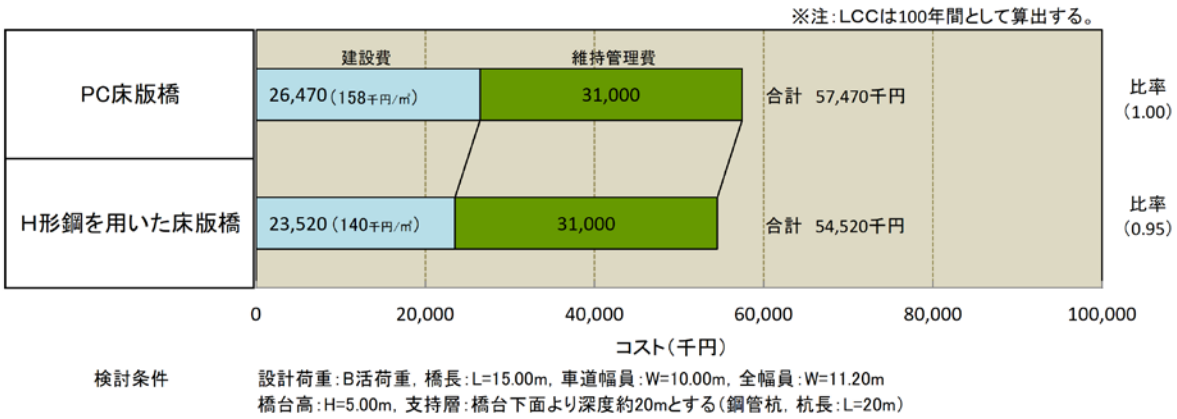


図 2.2.4　従来工法と H 形鋼を用いた床版橋のコスト比較

②従来工法と比較して施工が容易で現場工期が短い。

施工手順は，以下の通りである。

1）主桁をクレーンで吊り上げ並列し，下フランジ間に桁下面型枠を設置
2）横つなぎ鉄筋を桁腹部の孔に通して両端をナットで留める
3）桁上面鉄筋・拘束鉄筋および側部型枠を組み立てる
4）コンクリートを打設することで橋体が完成

このように特殊技術を必要とせず，また，場所打ち形式の橋梁にもかかわらず支保工が不要であることから，現場施工は短期間で完了する。現場工期を比較すると，PC 床版橋の約 30%程度短縮される。

③従来工法と比較して低桁高で施工が可能である。

桁高について，H 形鋼を用いた床版橋と PC 床版橋を比較すると，**図 2.2.5** に示すようになる。横軸は支間長，縦軸は桁高であり，各々の支間長における PC 床版橋と H 形鋼を用いた床版橋の桁高を示している。支間長 5～8m までは両者同じ桁高であるが，8m を超える範囲では，H 形鋼を用いた床版橋は PC 床版橋より小さな桁高を実現できている。したがって，都市部など低桁高が求められる場所での橋梁に適しているといえる。なお，**図 2.2.5** に示されている H/L とは「桁高スパン比」と呼ばれるもので，各橋種によりおおよそ範囲が決まっており，「北陸地方整備局　設計要領　平成 29 年 4 月」[5]によると，PC 床版橋は 1/14～1/24，鋼 I 桁橋は 1/15～1/25 と示されている。これまでの 100 橋程度の施工実績の桁高と支間長の分布を**図 2.2.6** に示す。

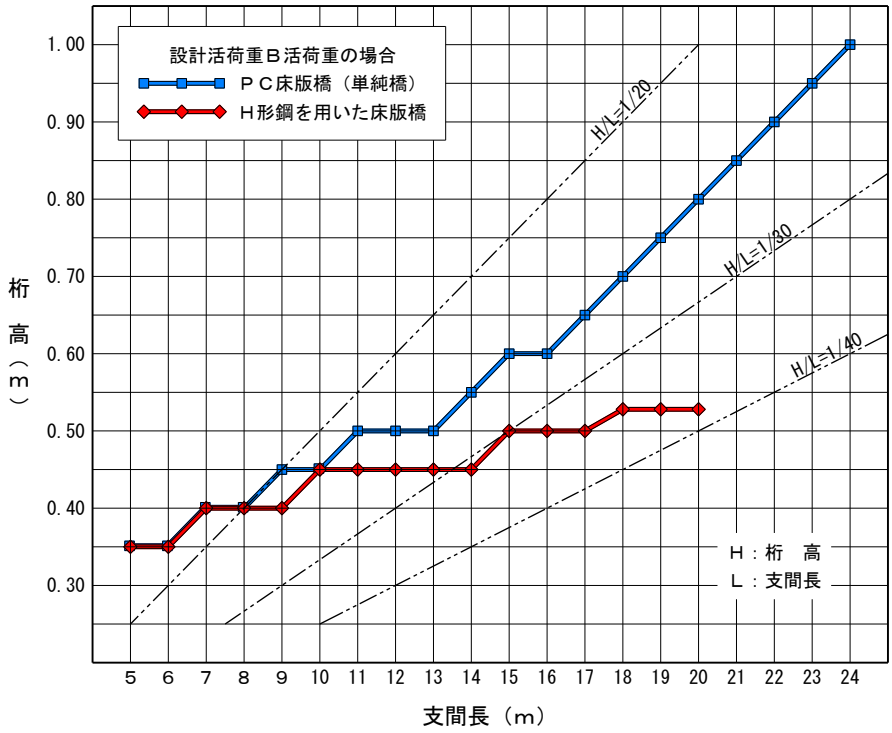


図 2.2.5　H 形鋼を用いた床版橋の支間長と桁高

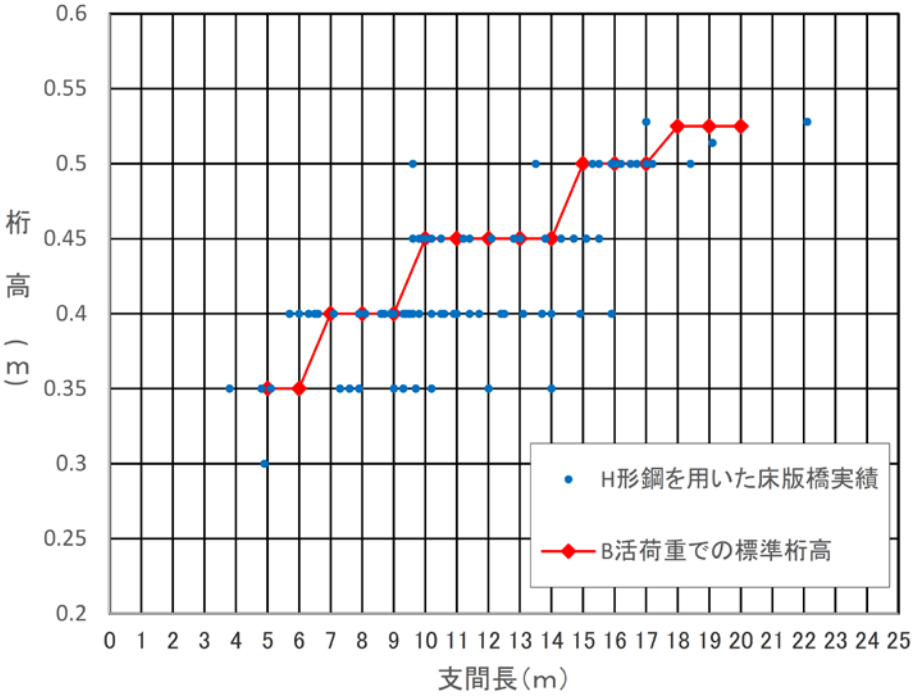


図 2.2.6　　H 形鋼を用いた床版橋の実績

④従来工法と比較して桁運搬，架設が容易である。

H 形鋼を主桁として使用しているため，桁重量が軽量であり，桁の運搬や架設が容易である。同条件での PC 床版橋の主桁と比較すると，重量比は約 1/5 である。

また，主桁を分割し，現場でボルトナットによりつなぎ合わせることもできるため，運搬不可能な場所での架設も可能である。

さらに，幅員方向の分割施工が可能であり，現道交通を切り替えながら施工することにより，迂回路や仮橋を省略することができる。

一般的に知られている合成床版橋との違いとしては，合成床版橋では，下フランジに相当する底鋼鈑の上面に，T 形になった上フランジと腹板がほぼ等間隔に配置されている（**図 2.2.7**）のに対して，本橋梁形式は，個別の H 形鋼を並列配置して，その桁間を間隔保持材により中詰コンクリートを打設する投入口を確保するように，桁下面型枠材を用いて間隔を保持させている[1)]。なお，コンクリートを充填するために，支間長が長くなると全荷重のうち，死荷重の占める割合が大きくなり，不経済となるため，適用支間長は，単純桁構造で 20m 程度までとしている[1)]。

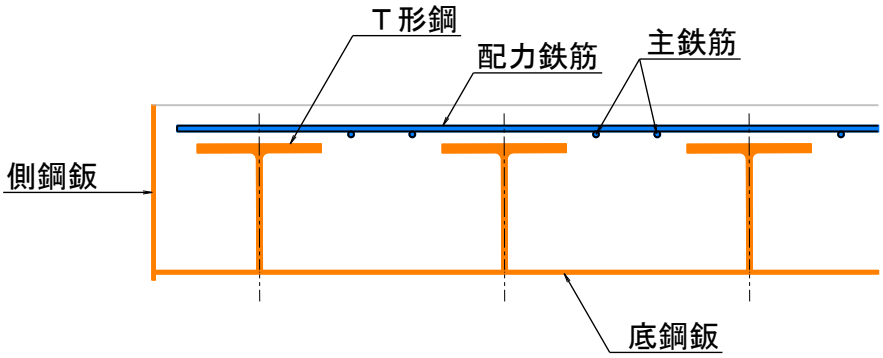


図 2.2.7　合成床版橋断面図

2.2.2　施工事例

施工手順を説明するため，以下に施工事例を示す。

写真 2.2.5 は，橋台に支承および変位制限装置の設置が完了した状況である。支承は PC 床版橋でも使われている一般的なゴムパッド支承である。また，地震時の変位を抑制するための変位制限装置も，PC 床版橋で使われている一般的なアンカー装置である。

写真 2.2.5　支承および変位制限装置設置状況

写真 2.2.6 は，H 形鋼添接部の高力ボルト締付作業の状況である。このように高力ボルトで桁をつないでいけるところが，本橋梁形式の優れた特徴である。したがって，運搬が困難な架橋地点でも，桁を分割することにより対応が可能である。

写真 2.2.6　H形鋼の高力ボルト締付作業状況

写真 2.2.7 は，H 形鋼を対岸からトラッククレーンにて架設している状況である。PC 桁では重量が大きく，大型のクレーンが必要となり，クレーン本体の現場への進入～設置が困難な場合がある。しかし，本橋梁形式では，主桁は H 形鋼であり軽量なため，小型のクレーンでの架設が可能である。

写真 2.2.7　クレーンによるH形鋼架設状況

写真 2.2.8 は，桁下面型枠を設置している状況である。作業員が手にしているのが桁下面型枠である。桁間に桁下面型枠を落とし込むだけの簡単な作業である。写真は木製であるが，将来の維持管理を考えメンテナンスフリーとなる工場製作のプレキャストコンクリート製もある。また，一般的な型枠合板を使った桁下面型枠もある。ただし，この場合はコンクリート硬化後に型枠を撤去するための桁下足場等が必要となる。

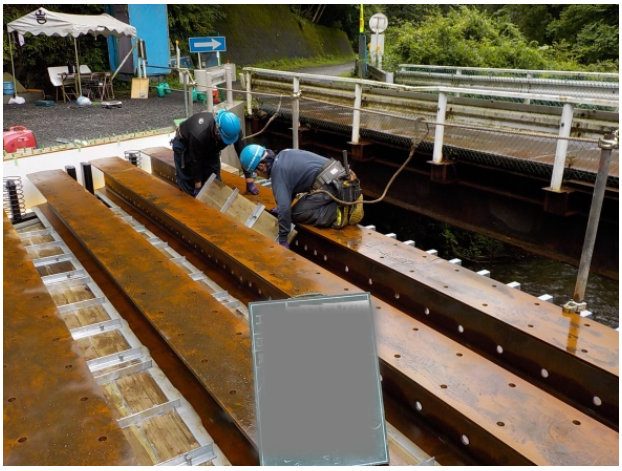


写真 2.2.8　桁下面型枠設置作業状況

写真 2.2.9 は，横つなぎ鉄筋が組立完了となった状況である。H 形鋼のウェブに開けた孔に横つなぎ鉄筋を貫入させ，両端をナットで固定する。幅員が広く，1 本ものの横つなぎ鉄筋が使えない場合や，分割施工をする場合は，機械式継手を使って鉄筋を継いでいくことで対応する。

横つなぎ鉄筋は，端部をナットで固定することから，一般的な異形鉄筋をネジ加工した場合，計算上必要な鉄筋の断面積を確保できないことになる。したがって，本橋梁形式で使用する横つなぎ鉄筋は，全体がネジ加工されたネジ節異形鉄筋をとしている。

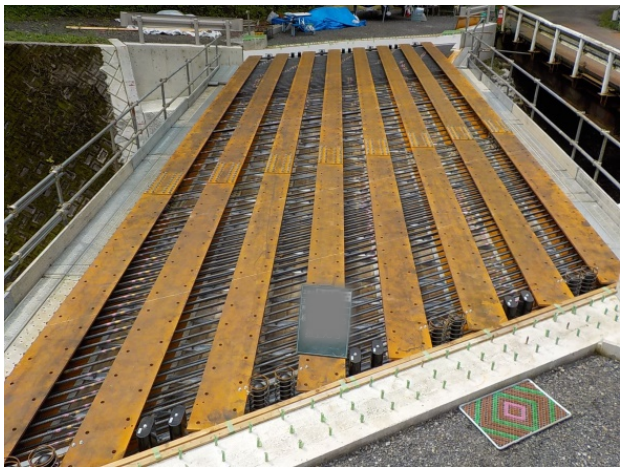


写真 2.2.9　横つなぎ鉄筋組立完了状況

写真 2.2.10 は桁上面鉄筋が組立完了となった状況である。施工性に配慮した鉄筋の加工形状により，桁上面鉄筋の配筋はスピーディである。

写真 2.2.10　桁上面鉄筋組立完了状況

H 形鋼を用いた床版橋に配置する鉄筋を**図 2.2.8** に示す。横つなぎ鉄筋を，側方よりH形鋼腹板に開けた孔に貫通させ，両端をナットで固定した後，その他の鉄筋はH形鋼の間や上面に，落とし込む，並べるだけで配筋が完了する。

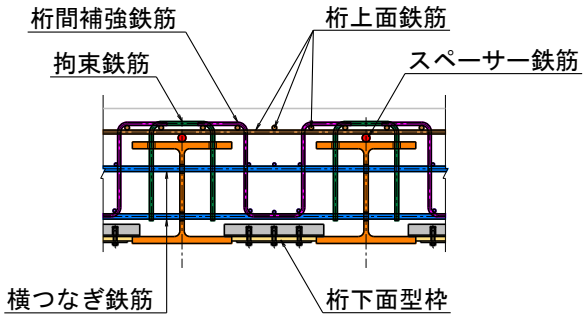


図 2.2.8　H 形鋼を用いた床版橋の配筋概要図

写真 2.2.11 は，橋体コンクリートを打設している状況である。打設したコンクリートをバイブレーターを用いて締固め，その後表面仕上げ（コテ，ホウキ等）を行う。

写真 2.2.11　橋体コンクリート打設状況

橋体コンクリートを養生し，硬化後，伸縮装置や防護柵、舗装を施工し，**写真 2.2.12** で完成である。

伸縮装置は，支間長から決まる伸縮量に適した，一般的なゴム製の伸縮装置である。防護柵についても，車道用，歩道用，歩車道兼用など，道路の使用状況に応じた防護柵を選定する。舗装に関しても，一般的な橋梁用の舗装であり，橋体上に必要に応じて均しコンクリートを打設した後，防水層（塗膜系，シート系）を施工し，アスファルト舗装やコンクリート舗装を必要な厚さで施工する。

写真 2.2.12　完成

2.3 H形鋼を用いた門形ラーメン橋

2.3.1 構造概要[6)]

(1) 構 造

従来における短支間の単純橋（支間長 20m 程度まで）は，上部構造費に比べて下部構造費が割高となる場合が一般的であった。それは，上部構造費は支間長が短くなるに伴い安価になるが，一方で下部構造費（橋台）は支間長に依存せずあまり変化がないことが原因となっている。橋台は橋脚と異なり，橋台自重（背面土重量を含む）や背面土圧によって橋台サイズが決定されることが多いため，橋台高さが高くなれば躯体形状が大きくなり，それに伴い工費も高くなる。

単純橋の橋台は，左右それぞれ独立して土圧や上部構造の重量を支持する構造となっているのに対して，ラーメン橋の橋台は，上部構造と一体化した門形構造になっているので，左右の橋台に作用する土圧力は上部構造を介して互いに打ち消される（**図 1.2.1** 参照）。

したがって，ラーメン橋とした場合，単純橋に比べて，橋台サイズを縮小することが可能となる。特に，杭基礎のような場合には，杭本数を減らすことができ，下部構造費を低減することが可能となる。

そのラーメン構造の特色を活かした，H 形鋼を用いた門形ラーメン橋は，**図 2.3.1** に示すように，上部構造（H 形鋼を用いた床版橋）と下部構造を剛結合し，上下部一体構造とした複合門形ラーメン橋である。

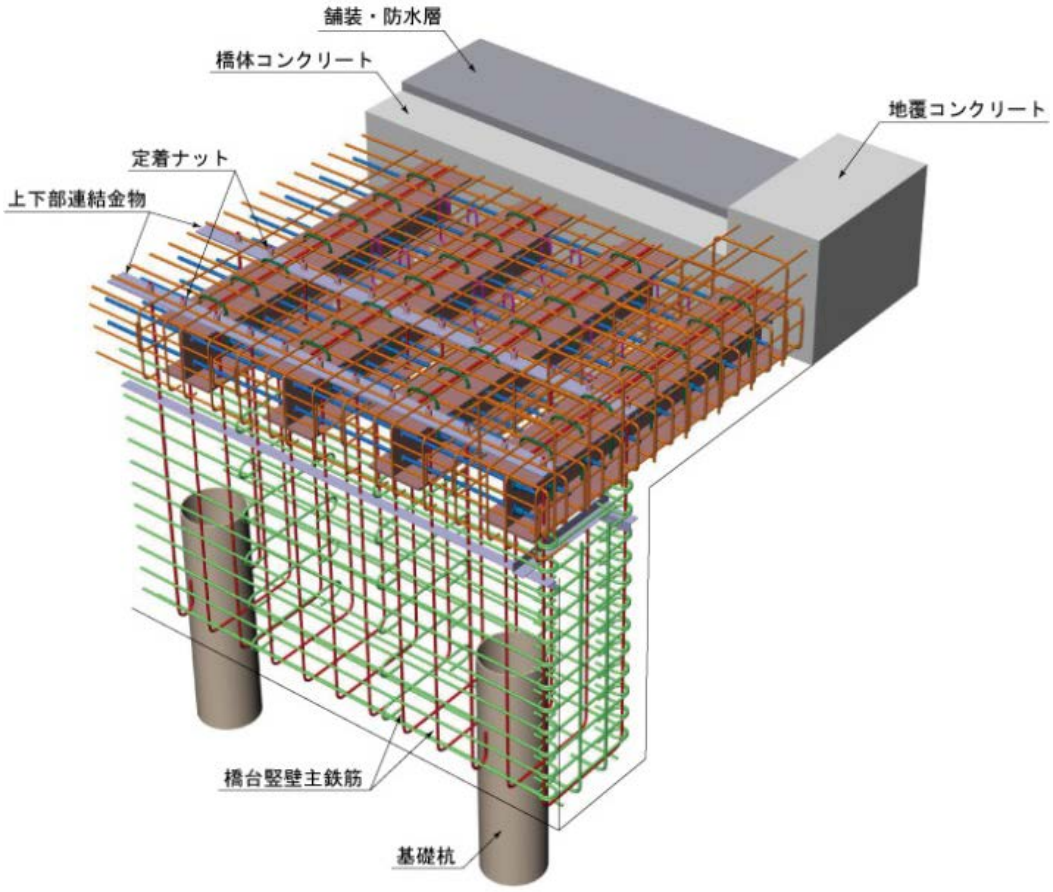
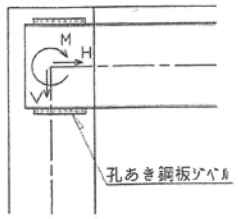
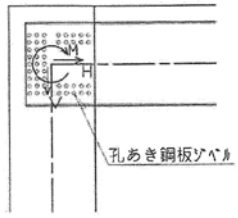
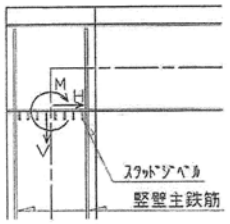
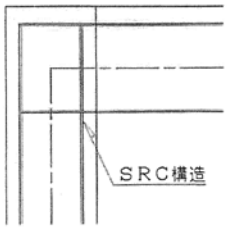


図 2.3.1 H 形鋼を用いた門形ラーメン橋の構造図[2)]

ラーメン隅角部の構造はこれまでに様々な工法が提案されている（**表 2.3.1 参照**）。ここでは**表 2.3.1** の一番上に示されている，孔あき鋼板ジベルを用いた方法に着目した。既往の研究[9) 10)]では，主桁の上下フランジに孔あき鋼板を設置して橋軸直角方向の鉄筋を孔に貫通させる方法が提案されている。

表 2.3.1 隅角部の構造例 7) 8)

	構造概要	概 要 図
孔あき鋼板ジベル	・上下フランジに孔あき鋼板を取付け，孔内に充填されたコンクリートがフランジに作用するせん断力に対してずれ止めとして抵抗する。	
主桁孔あきジベル	・鋼桁が橋台に埋め込まれる部分に孔をあけ，孔あき鋼板ジベルの効果を期待して，接合部における鋼桁と橋台の一体化を図っている。	
スタッドジベル	・上下フランジにスタッドジベル取付け，コンクリートの割裂抵抗，または，スタッドジベルのせん断抵抗により一体化を図っている。	
SRC形式	・鋼飯桁と鋼橋脚を一体化し，橋台下部ではSRC構造からRC構造に変化する。	

それに対して，本橋梁構造の隅角部は，竪壁の主鉄筋としてネジ節異形鉄筋を用い，主桁の H 形鋼上下フランジに開けた孔にその鉄筋を直接下から通して上フランジの上面においてナットで定着する方法を採用した（図 1.2.4 参照）。

本方法により，H 形鋼上下フランジを貫通した主鉄筋は，上フランジ上面でナットにより定着されるため，上部構造に確実に定着されると考えられる。しかし，剛結構造とするためには，桁間に配置されている竪壁主鉄筋についても上部構造に定着させる必要がある。そこで，H 形鋼上フランジ上面の竪壁主鉄筋位置（幅員方向）に上下部連結金物を配置し，この上でナットにより定着するようにした。

この上下部連結金物は，支圧板としての機能を持ち，H 形鋼ウェブを貫通する横つなぎ鉄筋や桁間補強鉄筋と協働して上部構造と竪壁主鉄筋との応力伝達を均等にかつ，確実に行うことを目的として配置されたものである。一般的に，PC 鋼材定着部に用いられている支圧板は個々に独立した構造であるが，本橋で採用している上下部連結金物は，幅員方向に連続した構造としているので，独立した支圧板構造よりも応力伝達が均等になるように配慮している。また，下部構造主鉄筋は，上部構造上フランジ上面でナット定着するため，上部構造の横つなぎ鉄筋と同様に，全体がネジ加工されたネジ節異形鉄筋をとしている。

従来方式における RC 構造の隅角部は，主鉄筋および補強鉄筋等の加工や配筋が複雑であった（**図 1.2.2** 参照）。これに対して，本方法を用いることにより，これらの複雑な配筋を簡便化するとともに，主桁の H 形鋼から竪壁主鉄筋への応力伝達を確実に行うことができる。ただし，竪壁主鉄筋を主桁の H 形鋼上下フランジに開けた孔に直接下から通すため，孔開け加工や施工の精度が要求される。

(2) 特　徴

本橋梁形式の特徴を以下に示す。

①従来工法と比較して低コストである。

ラーメン構造とすることにより，前述したように基礎杭本数の低減や下部構造サイズを縮小することが可能となる（**図 1.2.1** 参照）。下部構造サイズの縮小は，仮設構造物（土留工・締切工）を縮小もしくは省略できる。さらに，支承，伸縮装置，落橋防止構造などの省略が可能となる。

従来工法を PC 床版橋の単純橋として同じ条件で比較すると，**図 2.3.2** に示すように，建設費は 40～55%程度安価となる。また，100 年間の維持管理費では，舗装更新（20 年に 1 回），防護柵取替（50 年に 1 回）[4] は変わらないが，門形ラーメン橋では伸縮装置取替（30 年に 1 回）[4] が発生しないため，これらを含めたライフサイクルコストでも，約 40～55%程度のコストダウンとなる。

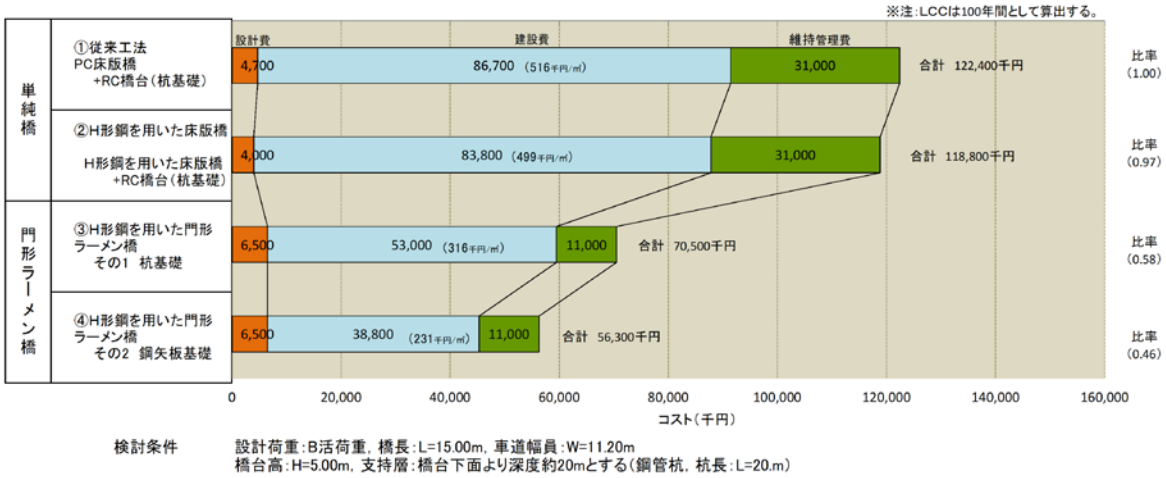


図 2.3.2　従来工法と H 形鋼を用いた門形ラーメン橋のコスト比較

②従来工法と比較して施工が容易で現場工期が短い。

上部構造は前述の H 形鋼を用いた床版橋であり施工は容易で現場工期は短く，また下部構造は基礎杭本数の低減や躯体サイズの縮小，仮設構造物の規模縮小などにより，現場工期は従来工法と比較して短縮が可能である。

現場工期を比較すると，PC 床版橋の約 20%が短縮される。

③従来工法と比較して低桁高で施工が可能である。

桁高について，PC 床版橋の単純橋に加えて H 形鋼を用いた床版橋と比較すると，**図 2.3.3** に示すようになる。横軸は支間長，縦軸は桁高であり，各々の支間長における PC 床版橋と H 形鋼を用いた床版橋の桁高，H 形鋼を用いたラーメン橋を示している。支間長 5～6m までは H 形鋼を用いたラーメン橋は，PC 床版橋，H 形鋼を用いた床版橋より若干大きな桁高であるが，6m を超える範囲では，H 形鋼を用いた床版橋と同等以下の桁高，PC 床版橋より小さな桁高を実現できている。したが

って，都市部など低桁高が求められる場所での橋梁に最も適しているといえる。これまでの 200 橋程度の施工実績の桁高と支間長の分布を**図 2.3.4** に示す。

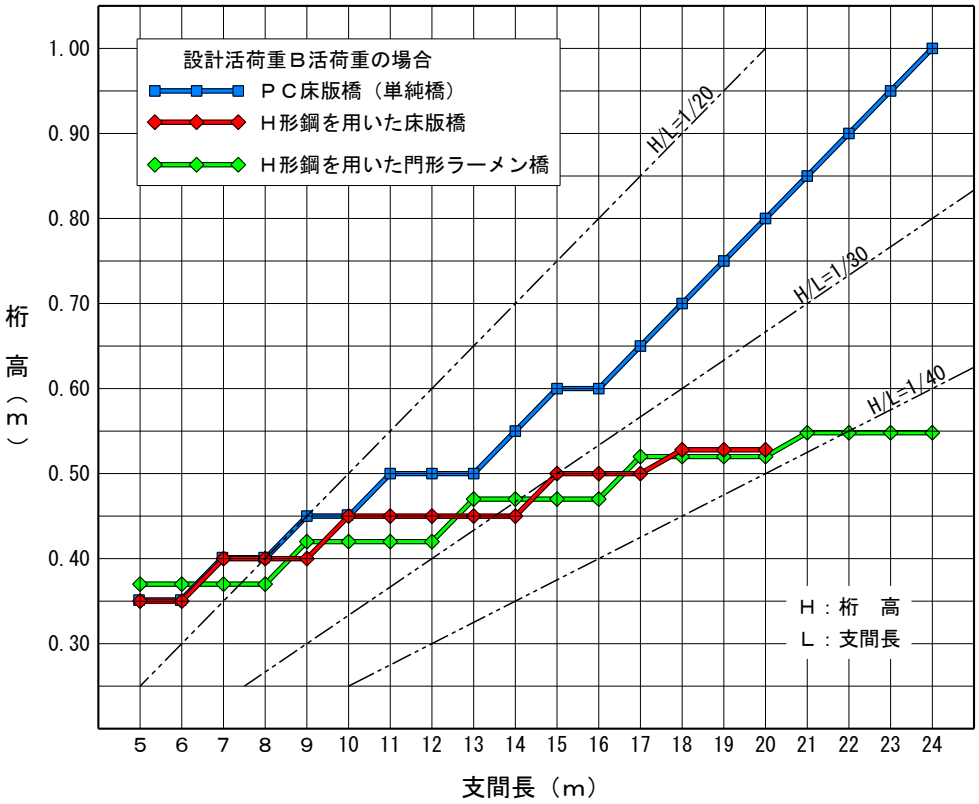


図 2.3.3　H 形鋼を用いた門形ラーメン橋の支間長と桁高

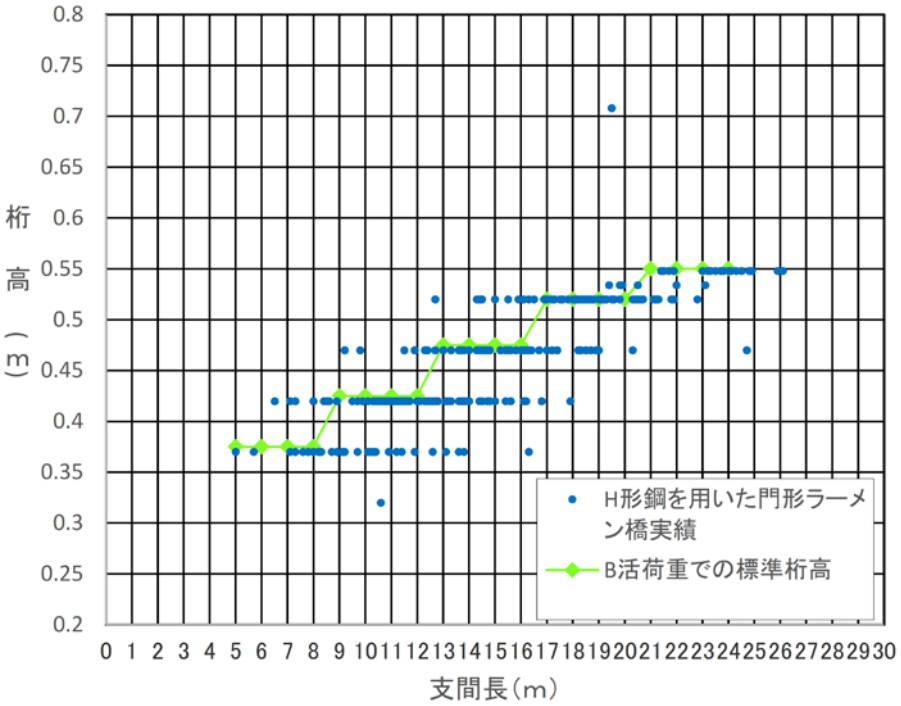


図 2.3.4　H 形鋼を用いた門形ラーメン橋の実績

④従来工法と比較して施工が容易である。

上部構造は，H 形鋼を用いた床版橋であり，桁運搬や架設の容易である。下部構造は一般的な RC

構造であり，特殊な技術は不要である。また，基礎構造は直接基礎，杭基礎（場所打ち杭，鋼管杭，PHC 杭，その他各種杭基礎）が選択可能である。

また，H 形鋼を用いた床版橋と同様，幅員方向の分割施工が可能であり，現道交通を切り替えながら施工することにより，迂回路や仮橋を省略することができる。

2.3.2 施工事例

施工事例として，既設橋梁が老朽化により損傷，架替えを余儀なくされ，H 形鋼を用いた門形ラーメン橋の選定に至るまでを示した後，その橋梁の施工手順を示す。

ある地方公共団体が管理する用水に架かる 2 径間の橋梁（仮称 A 橋）で，橋脚のパイルベント鋼管杭基礎が腐食により座屈し沈下（**写真 2.3.1**，**図 2.3.5** 参照），管理者は直ちに通行止めの措置をとった。この橋梁は，建設年次は記録がなく不明であったが，上部構造の形式から 30～40 年経過しているものと推定された。地元の生活道路，通学路であり，大変重要な路線であった。

写真 2.3.1 損傷を受けた A 橋

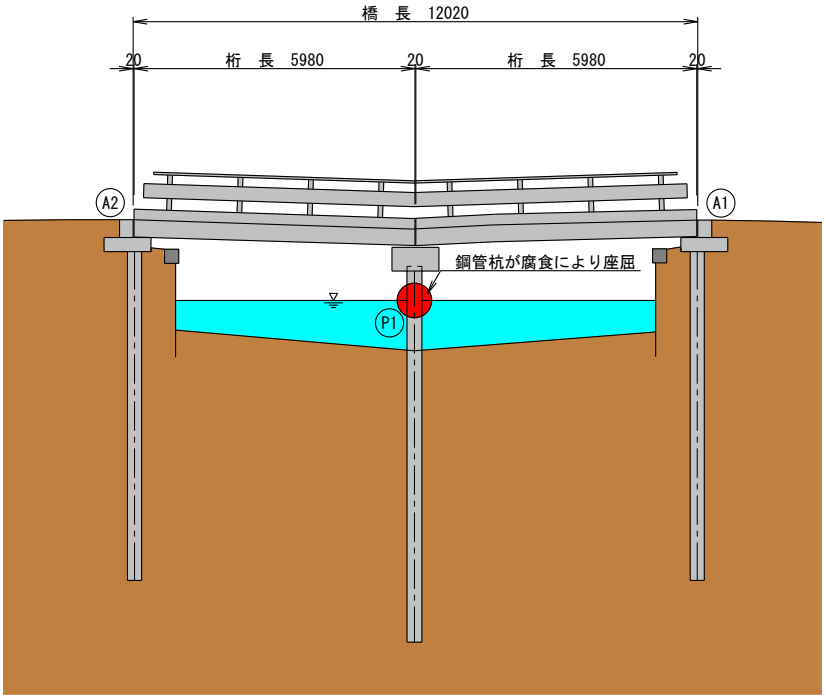


図 2.3.5 A 橋側面図

そこで管理者より依頼があり，橋梁架替えを計画した。設計条件を以下に示す。

橋　　長　14~15m

幅　　員　6.2m（有効幅員 5m）

斜　　角　90 度

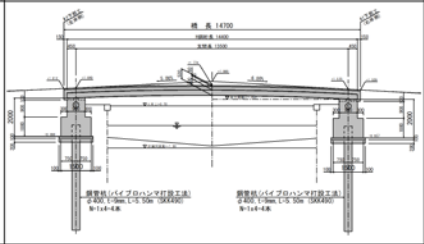
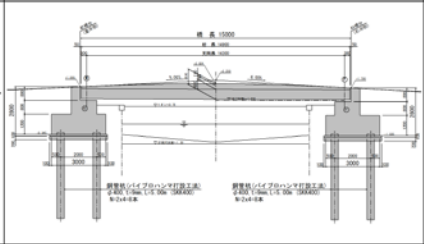
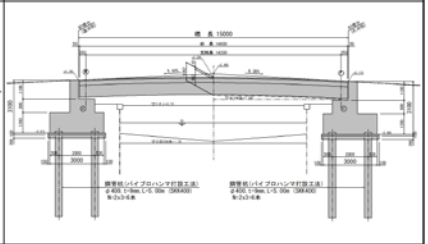
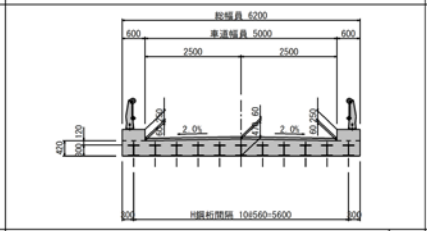
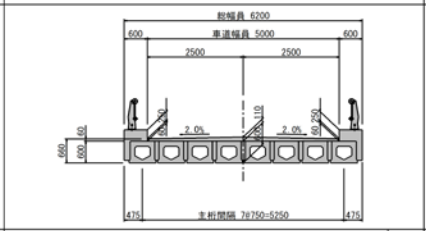
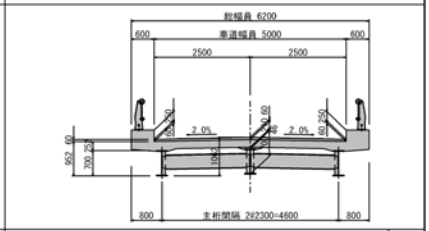
設計荷重　A 活荷重

基　　礎　杭基礎

この橋長に該当する橋種は，コンクリート橋ではプレテンション方式 PC 床版橋，鋼橋では H 形鋼橋が一般的であるが，これらに H 形鋼を用いた門形ラーメン橋を加えて比較検討を行った（**表 2.3.2** 参照）。その結果，提案した H 形鋼を用いた門形ラーメン橋案が，建設コスト並びに架替え後 100 年間のライフサイクルコスト（LCC）が他案と比較して有利となる結果が得られた。そして，実施案として選定された（**図 2.3.6**）。

表 2.3.2　橋種比較検討表

凡例　◎:優　○:良　△:可

	H形鋼を用いた門形ラーメン橋案		PC床版橋案（逆T式橋台）		H形鋼橋案（逆T式橋台）	
側面図						
断面図						
経済性（諸経費含む）	建設費　：30,900千円　(1.00)	◎	建設費　：32,310千円　(1.05)	○	建設費　：37,380千円　(1.21)	△
施工性	特殊設備や専門技術が不要	○	特殊設備と専門技術が必要	△	特殊設備と専門技術が必要	△
現場工期	約3ヶ月	◎	約5ヶ月	○	約6ヶ月	△
維持管理 100年間LCC	建設費　：30,900千円 維持管理費　：6,480千円 合　計　：37,380千円　(1.00)	◎	建設費　：32,310千円 維持管理費　：14,410千円 合　計　：46,720千円　(1.25)	○	建設費　：37,380千円 維持管理費　：16,770千円 合　計　：54,150千円　(1.45)	△
総合評価	◎（採用）		△		△	

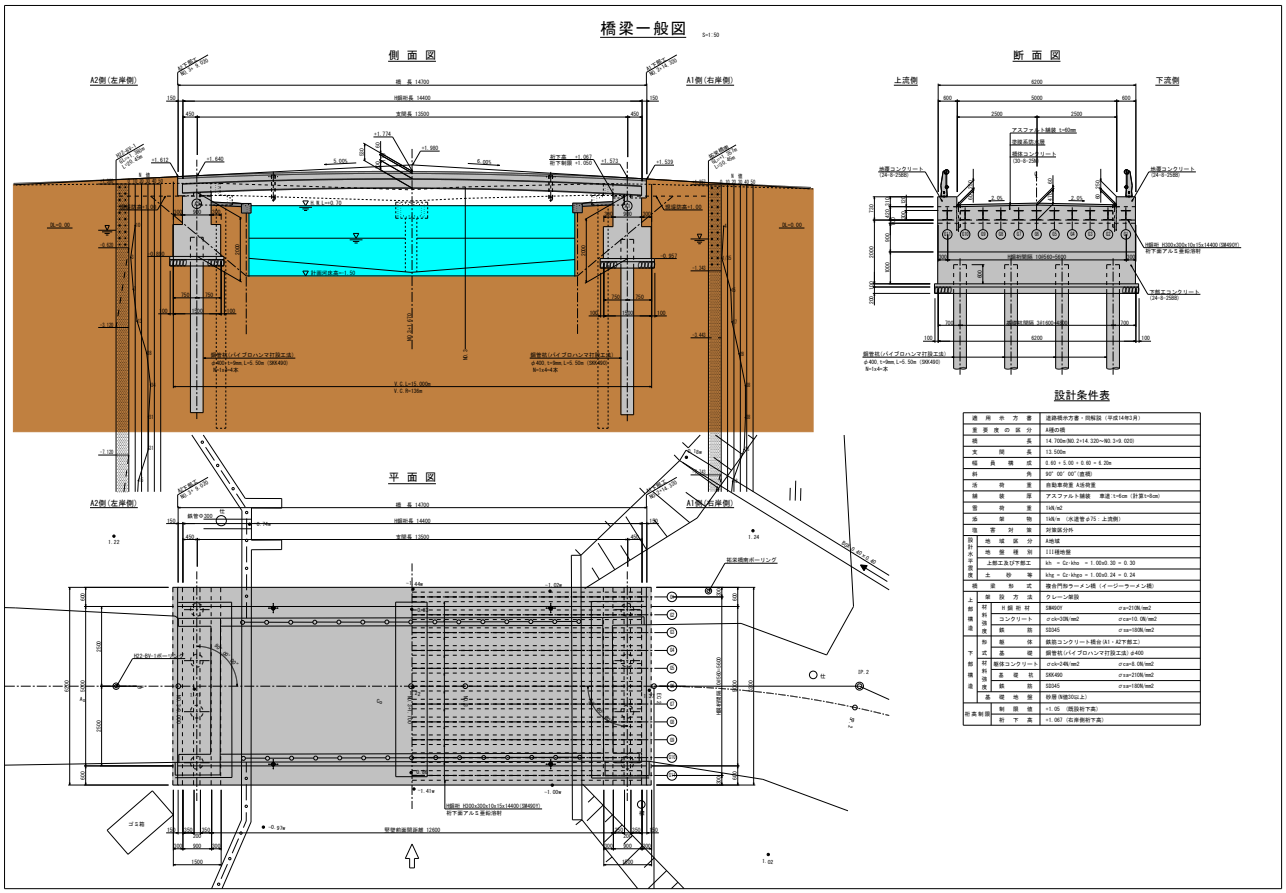


図 2.3.6　架替え橋梁形状図

以下，施工手順を説明する。

写真 2.3.2 は鋼管杭の打設（バイブロ工法）を行っている状況である。基礎構造は，直接基礎，鋼管杭，場所打ち杭，PHC 杭等，各種杭基礎が，架橋位置の地盤条件に合わせて選択が可能である。

写真 2.3.2　バイブロハンマによる基礎杭打設状況

写真 2.3.3 は，下部構造の施工が完了した状況である。天端の鉛直鉄筋は下部工の主鉄筋であり，上部構造との剛結構造を成す上下部連結鉄筋である。全体がネジ加工されているネジ節異形鉄筋を使用する。

この鉄筋に，H 形鋼の上下フランジに開けた孔を貫通させるため，施工の精度が求められるが，鉄筋

組立時において，**図 2.3.7** に示す定規となる鉄筋支持金物を竪壁内に配置（**図 2.3.8** 参照）し，鉄筋のズレを生じさせないよう配慮している。

写真 2.3.3　下部構造完成

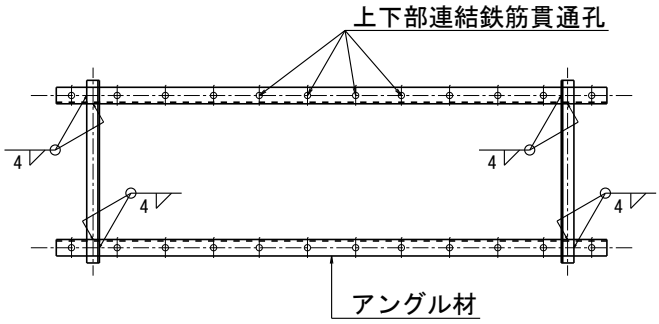


図 2.3.7　鉄筋支持金物

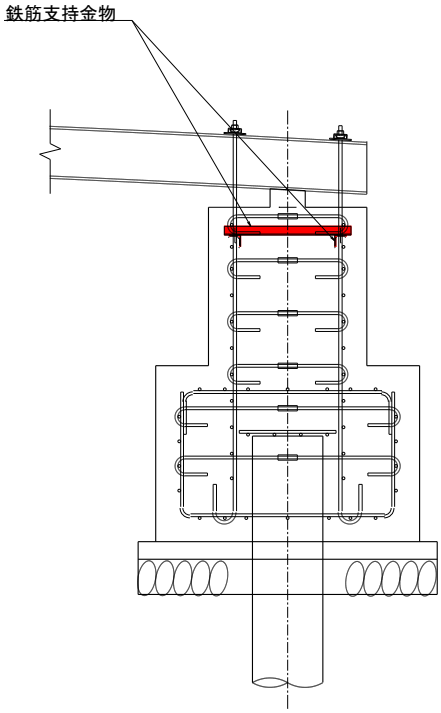


図 2.3.8　下部構造側面図

写真 2.3.4 は，H300 サイズ，L=14.4m のH形鋼を，対岸から 16t 吊りトラッククレーンを用いて H

形鋼を架設している状況である。H 形鋼の上下フランジに開けた孔に上下部連結鉄筋を貫通させて架設完了となる。先述したように，H 形鋼であり軽量なため，小型クレーンでの架設が可能である。

写真 2.3.4　クレーンによるH形鋼架設状況

写真 2.3.5 は，桁下面型枠を設置している状況である。桁間に桁下面型枠を落とし込むだけの簡単な作業である。写真はプレキャストコンクリート製の桁下面型枠であるが，人力で運搬，設置可能な大きさ，重量となっている。

写真 2.3.5　桁下面型枠設置作業状況

写真 2.3.6 は，上下部連結鉄筋と横つなぎ鉄筋が組立完了となった状況である。上下部連結金物とナットにより連結部を固定する。また，H 形鋼のウェブに開けた孔に横つなぎ鉄筋を貫入させ，両端をナットで固定する。

写真 2.3.6　上下部連結鉄筋および横つなぎ鉄筋の組立完了状況

写真 2.3.7 は，桁上面鉄筋が組立完了となった状況である。H 形鋼を用いた床版橋でも述べたように，施工性に配慮した鉄筋の加工形状により，桁上面鉄筋の配筋はスピーディである。

写真 2.3.7　桁上面鉄筋組立完了状況

写真 2.3.8 は，橋体コンクリートを打設している状況である。橋体コンクリートの打設順序は，剛結部近傍の床版コンクリートのひび割れ発生を抑えるため，支間中央から支点側に向かって打設する。橋体コンクリートを打設するにしたがい，コンクリート荷重により H 形鋼はたわみ，両支点部（両隅角部）上部を最後に打設する。こうすることにより，H 形鋼端部の回転変形が拘束されない状態で，隅角部の形成が可能となる。（**図 2.3.9** 参照）[11]。

写真 2.3.8　橋体コンクリート打設状況

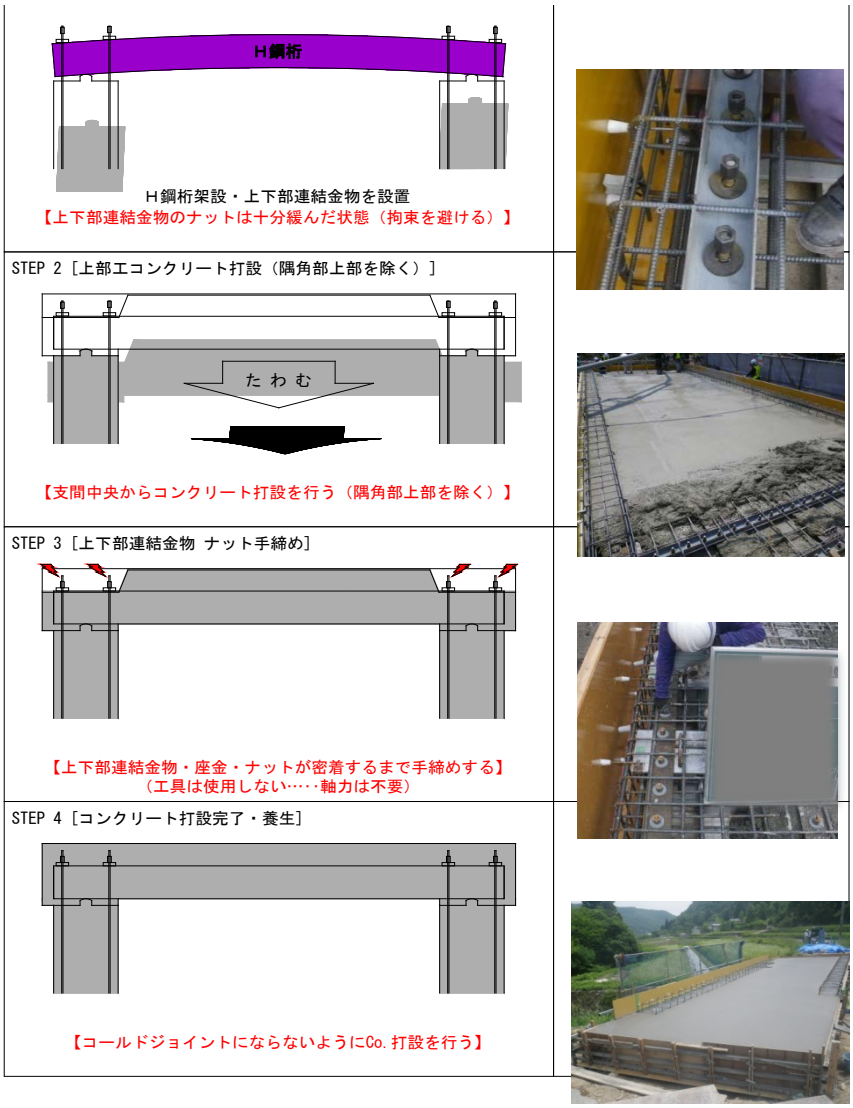


図 2.3.9　コンクリート打設順序 [11)]

その後，防護柵や舗装を施工し，**写真 2.3.9** で完成である。

写真 2.3.9　完成

ラーメン橋であるため，伸縮装置は不要となるが，橋梁部の舗装と取付道路部の舗装とのなじみを良くするため，シール材による舗装目地工を設置する（**写真 2.3.10** 参照）。

写真 2.3.10　舗装目地施工状況

参考文献

1) 徳野光弘，津田和俊，梶川康男，深田宰史：H 形鋼を用いた床版橋，橋梁と基礎，Vol.39，No.2，pp.49-55，2005.2.

2) 一般社団法人イージースラブ橋協会：イージースラブ橋＆イージーラーメン橋　計画・設計マニュアル第 3 版，2017.7

3) 施設局・建設局，山陽新幹線建設部：建造物設計標準，1970.3.

4) 石川県土木部：橋梁設計の手引き，p.17，2015.4.

5) 北陸地方整備局：設計要領〔道路編〕，pp.9-37-9-45，2017.4.

6) 徳野光弘，深田宰史，梶川康男：H 形鋼を用いた門形ラーメン橋，橋梁と基礎，Vol.43，No.6，pp.29-34，2009.6.

7) 独立行政法人 土木学会，鋼管杭協会，社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会，社団法人日本橋梁建設協会，社団法人建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その 2)，2008.12.

8) 公益社団法人 土木学会：複合構造シリーズ 08 基礎からわかる複合構造－理論と設計―（2017 年版)，pp.114-116，2017.11.

9) 高木優任，中村俊一，室井進次：PBL を用いた複合ラーメン橋隅角部に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.49A，pp.1063-1074，2003.3.

10) 小浪尊宏，蛭田健次，安保瑠女，千葉陽子：複合ポータルラーメン橋（中田春木川橋)，橋梁と基礎，Vol.42，No.3，pp.25-20，2008.3.

11) 一般社団法人 イージースラブ橋協会:イージースラブ橋＆イージーラーメン橋　施工マニュアル第 2 版，2015.9.

第 3 章　H 形鋼を用いた床版橋の耐荷力性能と耐疲労性能

3.1　概　説 [1)]

前章では，支間長 5.0～25.0m 程度の短支間橋梁に適する，H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋の紹介をした。ここでは，その中の H 形鋼を用いた床版橋について，その疲労性能や耐荷性能について，実験や解析を通して明らかにする。

一般的によく知られている床版橋には，鋼板とコンクリートを合成した合成床版橋がある。この構造は，鋼板の上面にずれ止め機能を有するリブ材等を溶接し，そこへコンクリートを打設することにより，鋼材とコンクリートを合成させた橋梁である。この合成床版橋の場合には，床版とリブ材との溶接が必要となり，コスト増となるほか，疲労に対して弱点となりやすい。さらに，床版下面を鋼材の底板が覆っているためにコンクリート内に一度浸入した水はなかなか抜けず，耐久性の面で問題になると考えられている。

これに対して，耐久性および疲労の観点において有利な構造として，鉄道橋に多く用いられてきた H 鋼埋込み桁 [2)]がある。この橋梁形式は，H 形鋼を並列上に配置して，H 形鋼間に横つなぎ鉄筋を配置し，コンクリートを打設して一体化させたものである。本研究では，この H 鋼埋込み桁を対象として，以下の点を改善することにより，経済性および施工性を向上させた。

①H 形鋼間に通す横つなぎ鉄筋としてネジ節異形棒鋼用い，両端部をナットで定着し，H 形鋼同士の一体化を図った。
②軸方向鉄筋の配筋を変えた。
③H 形鋼の下フランジ間に型枠代わりの間隔保持材を挿入し，施工性を改善した。

このように，鉄道橋の H 鋼埋込み桁を改良して，さらに経済性や施工性を向上させたのが，H 形鋼を用いた床版橋である。H 鋼埋込み桁は，鉄道橋として数多く用いられている一方で，道路橋としての需要がほとんどないのが現状である。

本研究で対象としたこの床版橋の道路橋としての需要を増やすために，以下のような点を明確にしなければならないと考えた。

①H 形鋼には，スタッドのようなずれ止めを用いていない。そのため，軸方向において，H 形鋼とコンクリートとの合成効果はどの程度期待できるのか。
②本構造では，H 形鋼を並列配置して，その H 形鋼間に横つなぎ鉄筋とコンクリートを打設することにより一体化させている。横方向は，横つなぎ鉄筋とコンクリートによる RC 断面として考えているが，主桁相互の荷重が理論通りに分配されるのか。
③本構造の疲労に対する安全性は確保されているか。

そこで，本研究では，このような点を明確にするために，試験体を作成して，静的載荷試験および荷重繰返し載荷試験を行った。また，静的載荷試験については，破壊に至るまでの試験も行い，それぞれ試験と解析による結果との比較を行った。

3.2 耐荷力性能

本節では，常時における使用性能範囲での荷重レベルで行った静的載荷試験と，破壊荷重レベルまで載荷した静的破壊試験についてまとめた。

3.2.1 静的載荷試験の概要 [1)]

(1) 試験目的

ここでは，常時における使用性能範囲での荷重レベルで静的載荷試験を行い，試験目的は以下の通りとした。

①本構造は，設計上，非合成構造としているが，H 形鋼とコンクリートとの合成効果はどの程度期待できるのか。

②並列させた H 形鋼は，横つなぎ鉄筋と補完されたコンクリートにより一体化されているが，主桁相互の横方向の荷重が理論通りに分配されるのか。

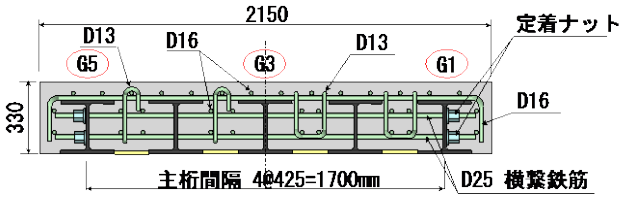
以上の点を明確にすべく，試験体を用いて静的載荷試験を行った。

(2) 試験体諸元

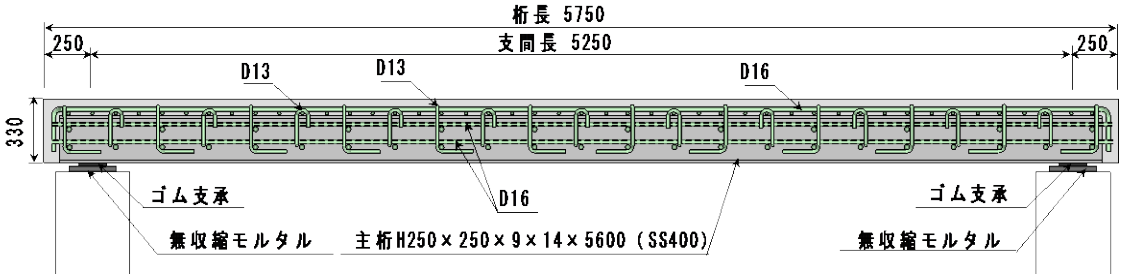
試験体の諸元を**表 3.2.1** に示す。また，**図 3.2.1** にその断面図と側面図を示す。

表 3.2.1 試験体諸元

桁　長	5.75m
支間長	5.25m
幅　員	2.15m
床版全高（H形鋼高0.25m）	0.33m
主桁間隔（5主桁）	0.425m



(a) 断面図



(b) 側面図

図 3.2.1 静的載荷試験モデル

(3) 試験概要

載荷試験は，金沢大学所有の油圧サーボ式大型載荷試験装置（(株)島津製作所）を使用した。**図 3.2.1** に示した試験体を用いて，支間長を 3m，4m，5.25m と 3 ケースに分けて，それぞれに対して，中央載荷（G_3 桁上），偏心載荷（G_5 桁上）の 2 パターン行った。荷重増加ステップは，20kN ずつ 196kN（B 活荷重の T 荷重相当）まで載荷した。なお，支間長 5.25m 時の中央載荷において，本載荷試験装置の限度値 571kN まで荷重を載荷した。

測定項目は，断面内のひずみ分布，たわみ，支点変位とした。合わせて，H 形鋼とコンクリートとの橋軸方向におけるずれ量も測定することとした。

ひずみ分布を測定する断面は，支間の 1/4 点，1/2 点，3/4 点において，それぞれ中央桁（G_3）および両耳桁（G_1，G_5）の計 9 つの断面とし，各断面においてコンクリート上面，H 形鋼上フランジ上面および下フランジ下面の 3 箇所にひずみゲージを配置した。

たわみは，ひずみ分布と同様に，支間の 1/4 点，1/2 点，3/4 点において，それぞれ中央桁（G_3）および両耳桁（G_1，G_5）の計 9 点に変位計を設置した。支点変位は，両支点の両耳桁において橋軸，橋軸直角および鉛直方向の変位を変位計により測定した。H 形鋼とコンクリートとの間のずれについては，本試験体を制作する際に H 形鋼の端面を出しておき，π 形変位計を用いて測定した。**図 3.2.2** に本試験体の測点の配置を示す。また，**写真 3.2.1** に，中央載荷および偏心載荷における載荷状況を示す。

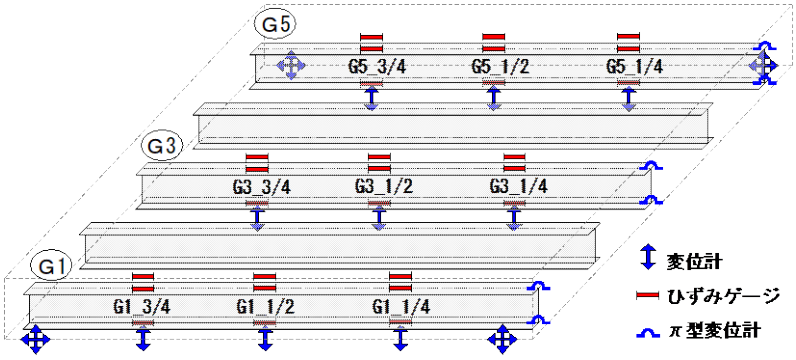
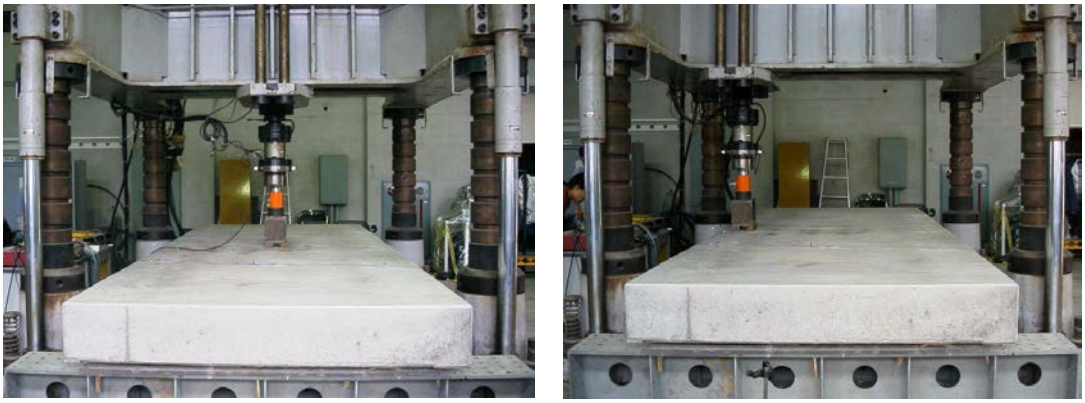


図 3.2.2 測点の配置



(a) 中央載荷　　(b) 偏心載荷

写真 3.2.1 載荷パターン

(4) 解析モデル

H 形鋼間の荷重分配や H 形鋼とコンクリートとの合成効果に関して考察を行うため，試験結果と解

析結果との比較を行った。

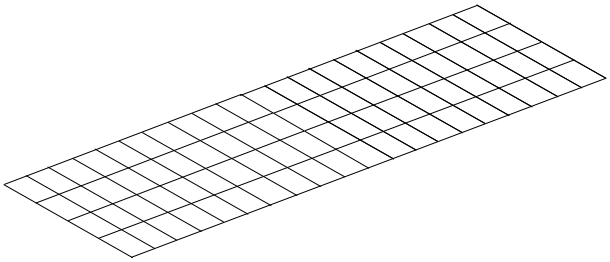
まず，設計に反映できるように格子解析を行った。格子解析における解析モデルは，H 形鋼とコンクリートを忠実に断面換算した全断面有効（$n=E_s/E_c=7$）モデルと，コンクリートの引張側剛性を無視した（n=7 および n=15）モデルを作成した。横方向の剛性は，それぞれのモデル（全断面有効モデル，引張側を無視したモデル）において RC 断面として評価している。

次に，H 形鋼を用いた床版橋の破壊までの挙動を調べるために，有限要素法による弾塑性解析を行った。静的載荷試験では，載荷試験装置の制約から，破壊挙動まで把握できなかったため，解析上で破壊に至るまでの挙動および終局荷重を把握する。なお，弾塑性解析では，構造解析汎用ソフト ADINA を用いた。

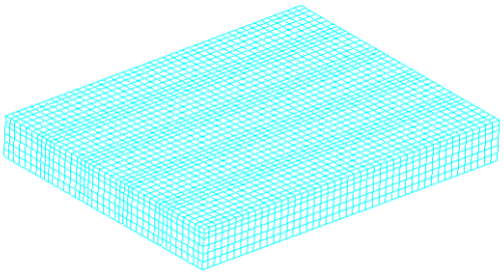
弾塑性解析で用いた解析モデル（支間長 5.25m）を**図 3.2.3** に示す。本解析モデルは，橋軸方向の長さが 1/2 のモデルを構築した。解析モデルは，H 形鋼を 4 節点シェル要素，鉄筋を梁要素，コンクリートを 8 節点ソリッド要素でモデル化している。なお，このモデルでは H 形鋼，鉄筋およびコンクリートは完全付着していると仮定して解析した。

材料特性については，対象とした試験体における各部材の材料試験結果から，**図 3.2.4** に示す値を用いた。コンクリートでは，ひび割れ後の挙動が表現できるように引張側の剛性も考慮した。また，H 形鋼においては，2 直線に近似したモデルとした。

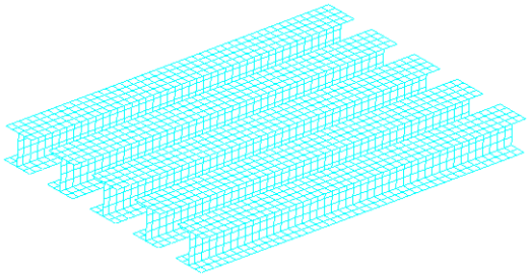
境界条件として，試験体においては，両橋台ともにゴム支承の上に H 形鋼を載せた状態である。解析上は，橋軸方向において一端可動，他端固定とした。



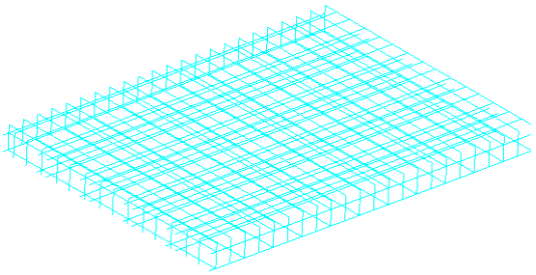
(a) 格子解析モデル（全支間モデル）



(b) 弾塑性解析モデル（支間 5.25m の 1/2 モデル）

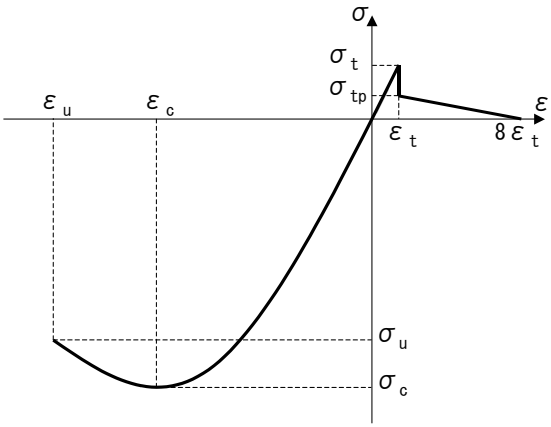


(b-1) 弾塑性解析モデルにおける H 形鋼モデル



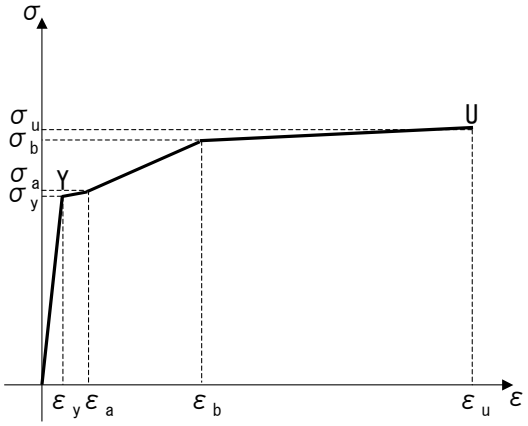
(b-2) 弾塑性解析モデルにおける鉄筋モデル

図 3.2.3 解析モデル



弾性係数	E	N/mm^2	2.8×10^4
ポアソン比	ν	−	0.18
最大圧縮応力	σc	N/mm^2	−32
最大圧縮ひずみ	εc	−	−0.0019
極限圧縮応力	σu	N/mm^2	−25
極限圧縮ひずみ	εu	−	−0.0035
最大引張応力	σt	N/mm^2	3.2
最大引張ひずみ	εt	−	0.00011
クラック後の引張応力	σtp	N/mm^2	1.6

(a) コンクリート



			D16	D25	H形鋼
弾性係数	E	N/mm^2	1.9E+05	1.9E+05	1.8E+05
ポアソン比	ν	−	0.3	0.3	0.3
降伏応力	σy	N/mm^2	370	393	301
降伏ひずみ	εy	−	0.0020	0.0021	0.0017
	σa	N/mm^2	—	—	315
	εa	−	—	—	0.0182
	σb	N/mm^2	—	—	420
	εb	−	—	—	0.0573
極限引張応力	σu	N/mm^2	466	535	426
極限引張ひずみ	εu	−	0.0694	0.0789	0.2639

(b) 鉄筋および H 形鋼

図 3.2.4 材料特性

3.2.2 試験と解析の比較

(1) 合成効果

支間長 4m の場合の中央載荷試験結果から，196kN 載荷時の支間中央断面のひずみを**図 3.2.5** に示す。また，同図に格子解析の結果として，全断面有効（n=7）モデルとコンクリートの引張側剛性を無視した（n=7 および n=15）モデルの結果を比較した。実験では，載荷点直下の測点において載荷荷重による局部的なひずみが生じているため，実験および解析の両耳桁（G_1 桁と G_5 桁）の平均値で比較することにした。

196kN 載荷時では，下面に顕著なひび割れを確認できなかったことからも，載荷試験により得られたひずみ分布の中立軸は，格子解析における全断面有効（n=7）モデルの結果とほぼ近い値となったと考えられる。

また，コンクリート上縁ひずみと H 形鋼下面ひずみを結んだ直線上に H 形鋼 の上面ひずみが位置していることから，載荷荷重（196kN）において，コンクリートと H 形鋼が合成していることが確認できた。

なお，支間長 5.25m 時の中央載荷において，571kN まで荷重を載荷したときのπ型変位計により測定した H 形鋼とコンクリートとのずれは，0.01mm 以下であった。

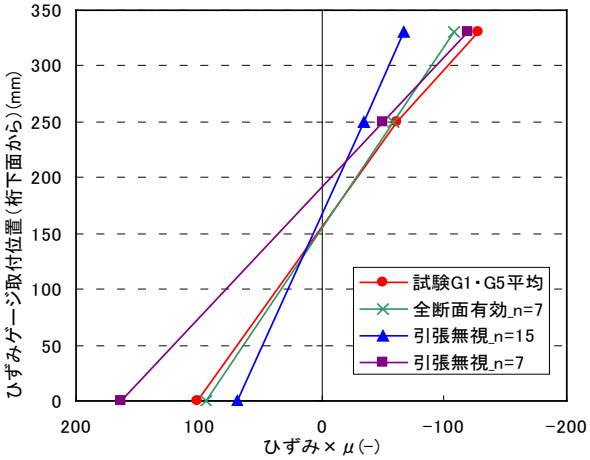


図 3.2.5 支間中央断面のひずみ分布（支間長 4m，中央 196kN 載荷）

(2) 荷重横分配

偏心載荷による H 形鋼間の荷重横分配を把握するために，支間長 4m の場合において，G_5 桁上に偏心載荷試験を行った。その偏心載荷の結果から，196kN 載荷時の G_1，G_3，G_5 断面のひずみ分布を**図 3.2.6** に示す。

これより，載荷点の直下となる G_5 桁の鋼桁上面においては，局部的なひずみがみられるものの，載荷点以外の G_3，G_1 桁のひずみ分布は，解析と同じ挙動を示していることから，載荷荷重（196kN）において，現在の横つなぎ鉄筋で橋軸直角方向への横分配が十分に機能していることが確認できた。

次に，支間長 5.25m の場合において，G_5 桁上に 200kN の偏心載荷を行った結果から，各桁のたわみに注目する。一般的に，たわみは，支点の境界条件に大きく影響されるため，ここでは，試験と解析における絶対的な値の比較ではなく，G_1，G_3，G_5 断面のたわみ比率に着目することにした。

表 3.2.2 において，支間長 5.25m の場合における G_1，G_3，G_5 断面のたわみ比率を試験と解析で比較した。なお，解析値は格子解析における全断面有効（n=7）モデルを用いた。

格子解析における横方向の剛性は，コンクリート断面を全断面有効として算出しており，**表 3.2.2** の G_3，G_1 桁における比率の結果を見ると，試験結果は解析値と類似した傾向を示しており，たわみの面からも横分配が十分に機能していることが確認できた。

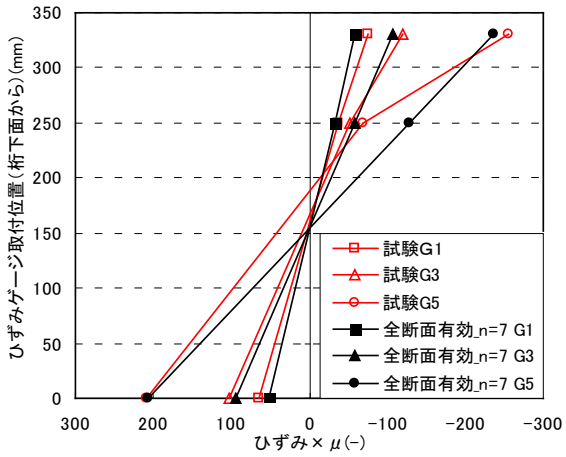


図 3.2.6 G_1，G_3，G_5 断面のひずみ分布（支間長 4m，偏心 196kN 載荷）

表 3.2.2 G_1，G_3，G_5 断面のたわみ比率（支間長 5.25m）

		G5	G3	G1
試験	たわみ(mm)	3.79	2.91	1.99
	比率（1/G5）	1.00	0.77	0.53
格子解析	たわみ(mm)	2.92	2.18	1.56
	比率（1/G5）	1.00	0.75	0.53

(3) 解析上の耐荷力

支間長 5.25m 時の中央載荷において，本載荷試験装置の限度値 571kN まで荷重を載荷した。しかし，破壊挙動まで調べることはできなかった。そこで，構造解析汎用ソフト ADINA を用いて弾塑性解析を行い，破壊に至るまでの挙動および終局荷重を推定した。試験と解析の支間中央 G_3 桁における荷重－変位曲線を図 3.2.7 に示す。

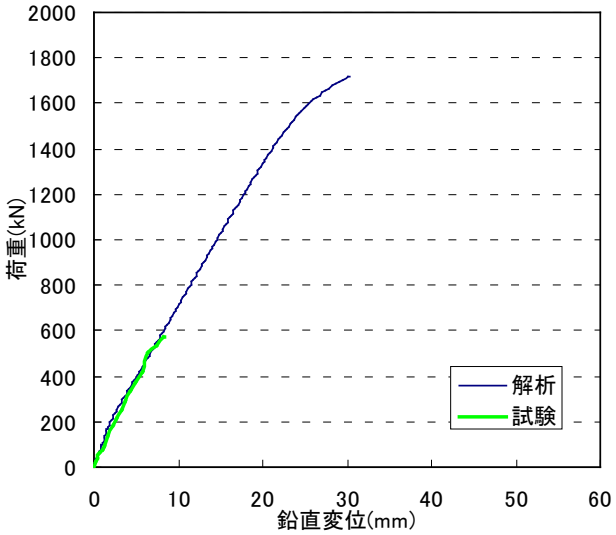


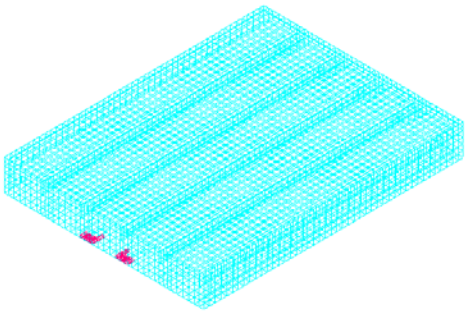
図 3.2.7 荷重－変位曲線（支間長 5.25m，中央載荷，支間中央 G_3 桁）

これより，解析値は，試験における挙動に近いことがわかる。また，解析上では 1720kN で圧壊する結果となった。解析におけるひび割れ図を図 3.2.8 に示す。

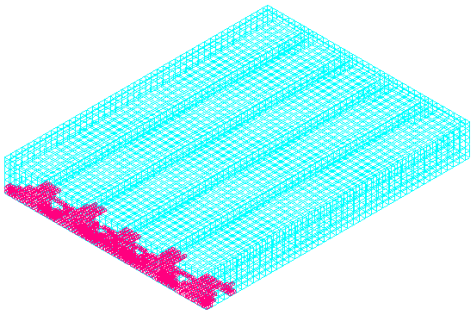
はじめに，支間中央部 H 形鋼間（G_2-G_3 間，G_3-G_4 間）のコンクリート下面にひび割れが生じ，幅員方向に広がった後，支点方向にひび割れ領域が伸びていることがわかる。最後は，支間中央部におけるコンクリート上面の圧壊（1719.9kN 時）により解析が停止した。その 1719.9kN 時のクラッシュ図を図 3.2.9 に示す。

また，571kN 載荷時における支間中央断面（G_1 と G_5 桁の平均）ひずみ分布を図 3.2.10 に示す。ここで，解析として ADINA による結果および格子解析における全断面有効（n=7）モデルとコンクリート引張側剛性を無視した（n=7 および n=15）モデルの結果を同図において比較した。

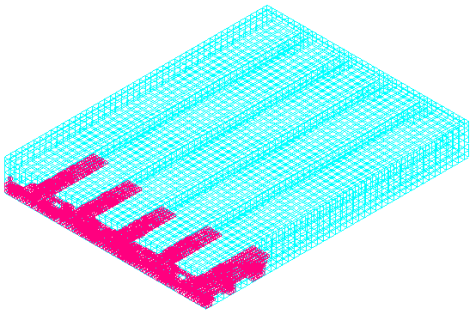
これより，試験結果に対して，ADINA により算出した結果および格子解析によるコンクリートの引張側剛性を無視した(n=7)モデルによる結果が，近い値を示していることがわかる。また，鉄道橋で採用されている H 鋼埋込み桁の設計に用いられているヤング係数比は，活荷重に対して 7 としており，本試験結果とも整合していることがわかる。



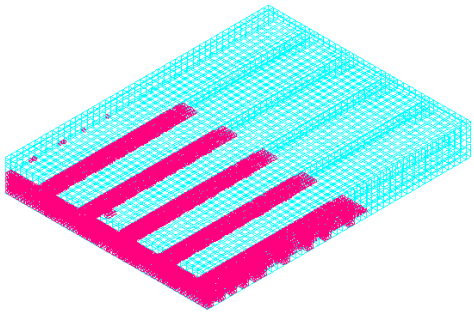
(a) 166.6kN 載荷時



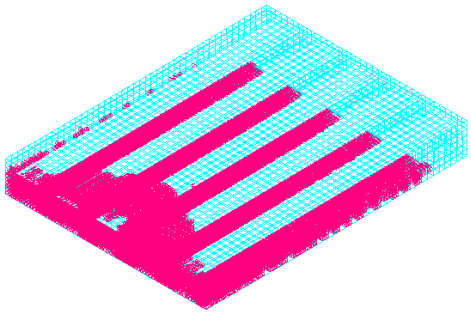
(b) 215.6kN 載荷時



(c) 264.6kN 載荷時



(d) 558.6kN 載荷時



(e) 1719.9kN 載荷時

図 3.2.8　ひび割れ図（支間長 5.25m，中央載荷）

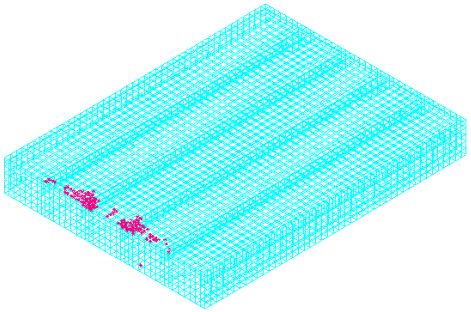


図 3.2.9　圧壊によるクラッシュ図（支間長 5.25m，中央載荷 1719.9kN）

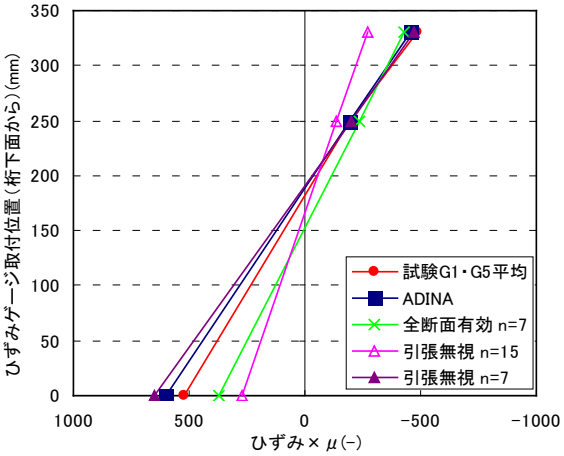


図 3.2.10　支間中央断面のひずみ分布（支間長 5.25m，中央載荷 571kN）

3.2.3 静的破壊試験の概要

(1) 試験目的

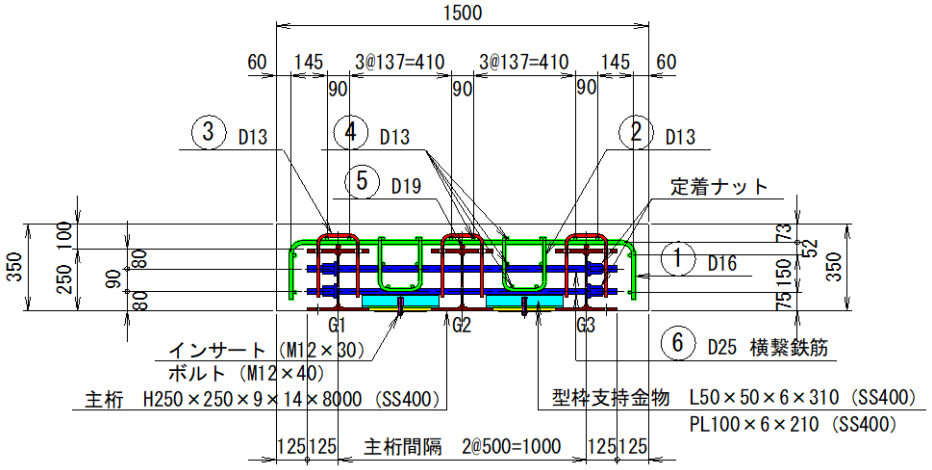
前項までの静的載荷試験では，大型載荷試験装置の制限から使用性能範囲の荷重レベルまでの載荷にとどまり，破壊に至るまでの挙動を把握することができず，解析によりその挙動を確認した。そして，H 形鋼とコンクリートの合成効果については，設計活荷重相当程度までは，ほぼその効果を確認できた。そこでここでは，改めて試験体を作成し，ショーボンド建設(株)補修工学研究所（つくば市）所有の大型載荷試験装置を用いて，破壊までの挙動を把握し，数値解析結果との比較を行う。そして，本構造を合成構造として設計するための妥当性の検証を行うものとする。

(2) 試験体諸元

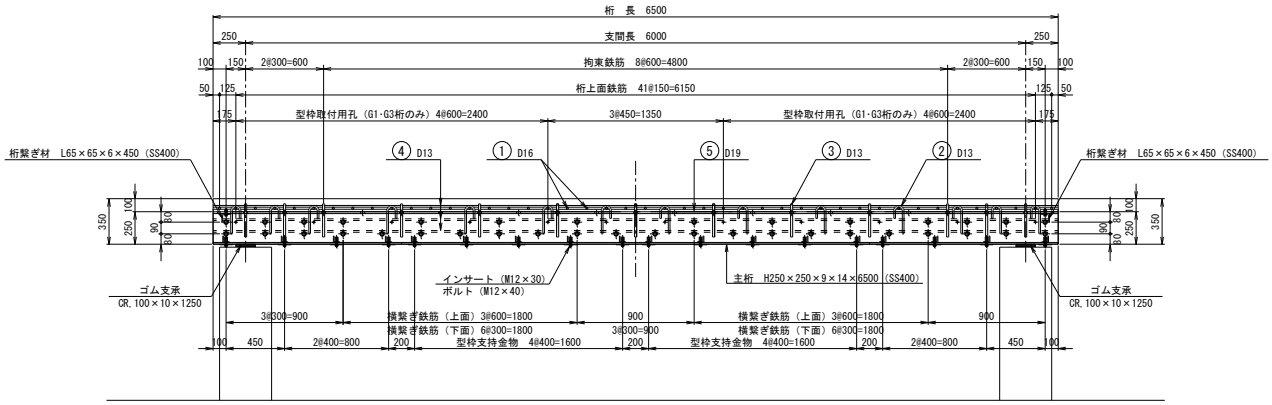
試験体の諸元を**表 3.2.3** に示す。また，**図 3.2.11** にその断面図と側面図を示す。

表 3.2.3 試験体諸元

桁　長	6.50m
支間長	6.00m
幅　員	1.50m
床版全高（H形鋼高0.25m）	0.35m
主桁間隔（3主桁）	0.50m



(a) 断面図



(b) 側面図

図 3.2.11 静的破壊試験モデル

(3) 試験概要

静的破壊試験は，ショーボンド建設(株)補修工学研究所（つくば市）所有の大型載荷試験装置を使用した。**図 3.2.11** に示した試験体を用いて，**写真 3.2.2** に示すように中央載荷を行った。

写真 3.2.2　破壊試験状況

測定項目は，断面内のひずみ分布，たわみ，支点変位とした。合わせて，H 形鋼とコンクリートとの橋軸方向におけるずれ量も測定することとした。

ひずみ分布を測定する断面は，支間の 1/4 点，1/2 点，3/4 点において，G_1～G_3 桁のそれぞれ計 9 つの断面とし，各断面においてコンクリート上面，H 形鋼上フランジ上面および下フランジ下面の 3 箇所にひずみゲージを配置した。

たわみは，ひずみ分布と同様に，支間の 1/4 点，1/2 点，3/4 点において，G_1～G_3 桁のそれぞれ計 9 点に変位計を設置した。支点変位は，両支点の両耳桁において橋軸，橋軸直角および鉛直方向の変位を変位計により測定した。H 形鋼とコンクリートとの間のずれについては，本試験体を制作する際に H 形鋼の端面を出しておき，π 形変位計を用いて測定した。**図 3.2.12** に本試験体の測点の配置を示す。

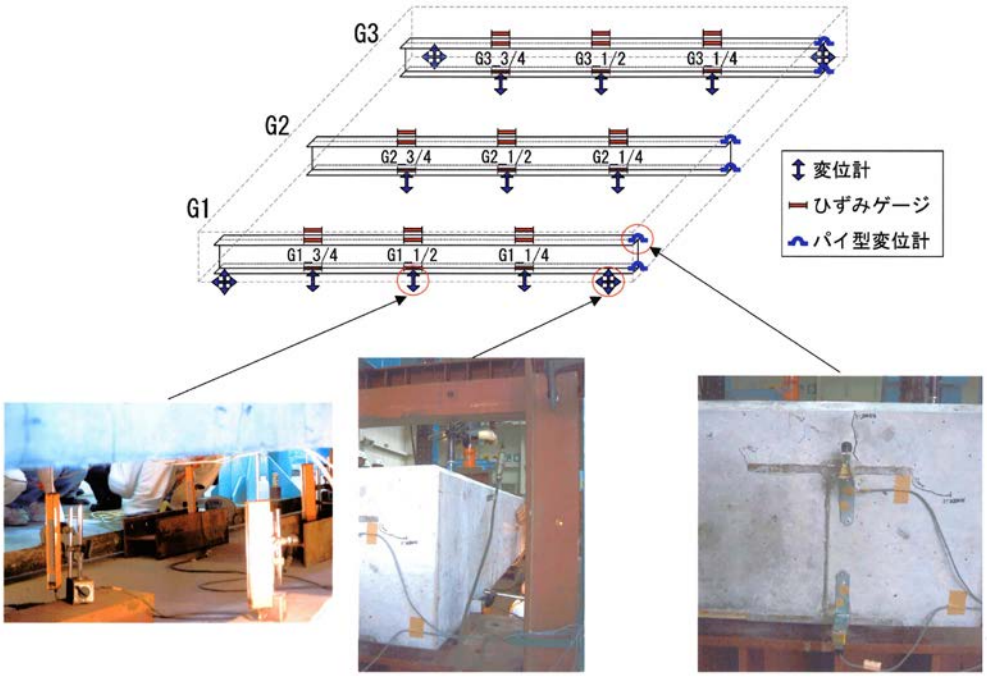


図 3.2.12　測点の配置

(4) 解析モデル

H 形鋼とコンクリートとの合成効果を確認するため，試験結果と合成構造として構造計算した解析結果との比較を行った。

まず，合成構造として，コンクリートの引張側は無視し，ヤング係数比を死荷重に対してはクリープの影響を考慮して n=21，活荷重に対しては n=7 とする（**図 3.2.13** 参照）。これは鉄道橋で採用されている H 鋼埋込み桁の設計に用いられているヤング係数比と同じである。

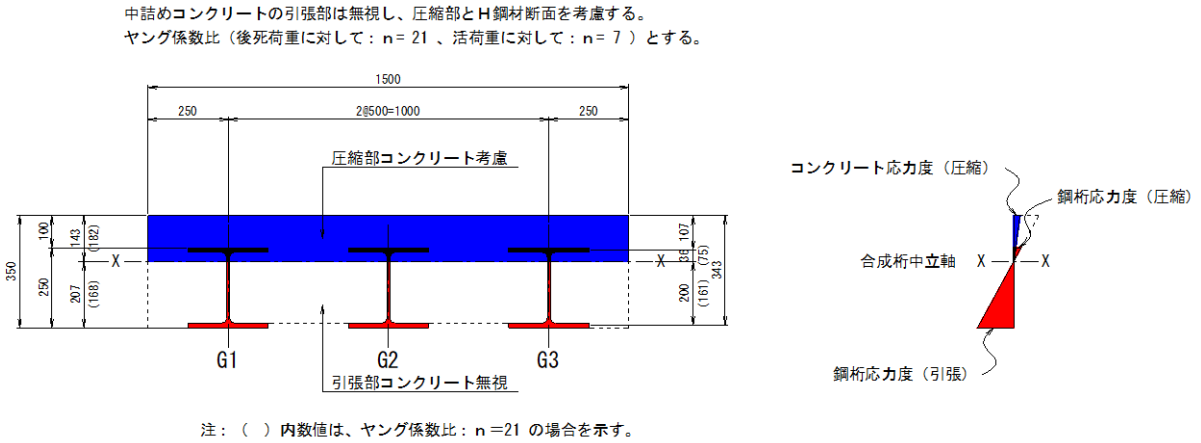
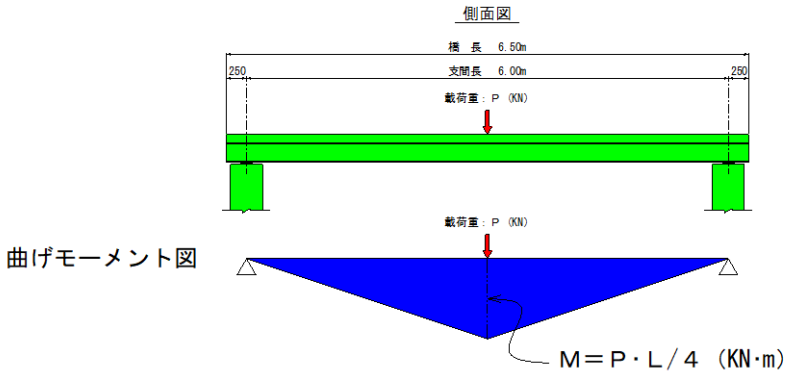


図 3.2.13　合成構造の考え方

次に，試験体の応力度状態に合わせた載荷重と支間中央の曲げモーメントを算定する。算定結果を**図 3.2.14** と**表 3.2.4** に示す。計算で求めた載荷重と載荷試験で得られるそれぞれのイベント（応力度状態）での載荷重を比較するものとする。なお，材料特性は，**図 3.2.14** に示す数値を使用している。



載荷荷重と試験桁の応力度状態（計算値）

載荷荷重：P (KN)		曲げモーメント (KN･m)		試験桁の応力度状態
0		0.0		死荷重時
137		205.5		孔引きを考慮した鋼材応力度が許容値に達する（非合成構造）
195		292.5		孔引きを無視した鋼材応力度が許容値に達する（非合成構造）
222		333.3		コンクリート応力度が許容値に達する（合成構造）
259		389.9		H鋼材応力度が許容値に達する（合成構造）
67	(74)	100.9	(111.1)	ひび割れモーメント時：Mc
458	(714)	687.7	(1071.7)	初降伏モーメント時：My
582	(855)	872.8	(1282.9)	終局モーメント時：Mu

H鋼材の設計基準強度（SS400）
降伏点強度：σy ＝ 235 N/mm²
引張強度　：σt ＝ 400 N/mm²

使用H鋼材の強度（ミルシート値）
降伏点強度：σy ＝ 349 N/mm²
引張強度　：σt ＝ 475 N/mm²

コンクリートの圧縮強度
設計基準強度：σck ＝ 30 N/mm²
圧縮強度　　：σ20 ＝ 36 N/mm²　（20日経過）

注１：（ ）内数値は、H鋼材のミルシートによる降伏点強度：σy　およびコンクリートの圧縮強度：σ20 を用いて算出した値である。
注２：上記の曲げモーメントは、死荷重による曲げモーメントを含まない。（Md ＝ 67.6 KN･m）

図 3.2.14　載荷重と試験桁の応力状態（計算値）

表 3.2.4　応力度計算結果集計表

載荷重 P (KN)	曲げモーメント Mp (KN･m)	応力度 コンクリート上縁 σc (N/mm²)	上フランジ上縁 σsu (N/mm²)	下フランジ下縁 σsl (N/mm²)	略記号 D:死荷重 P:載荷重	計算条件	備　考
0	0.0	0.0	−26.2	26.2	D	孔引き無	死荷重時
		0.0	−34.5	26.2	D	孔引き有	
137	205.5	0.0	−34.5	26.2	D	非合成（孔引き有）	非合成断面とした時の孔引きを考慮した鋼材応力度が許容値に達する場合
		0.0	−104.7	79.6	P		
		0.0	−139.2	105.8	D+P		
		0.0	−34.5	26.2	D	合　成（孔引き有）	
		6.2	−14.4	60.1	P		
		6.2	−48.9	86.3	D+P		
195	292.5	0.0	−26.2	26.2	D	非合成（孔引き無）	非合成断面とした時の孔引きを無視した鋼材応力度が許容値に達する場合
		0.0	−113.4	113.4	P		
		0.0	−139.6	139.6	D+P		
		0.0	−26.2	26.2	D	合　成（孔引き無）	
		8.8	−15.6	85.5	P		
		8.8	−41.8	111.7	D+P		
222	333.3	0.0	−26.2	26.2	D	合　成（孔引き無）	合成断面とした時のコンクリート上縁応力度が許容値に達する場合
		10.0	−17.8	97.5	P		
		10.0	−44.0	123.7	D+P		
259	389.3	0.0	−26.2	26.2	D	合　成（孔引き無）	合成断面とした時の鋼材応力度が許容値に達する場合
		11.7	−20.7	113.8	P		
		11.7	−46.9	140.0	D+P		
67　(74)	100.9　(111.1)	下縁　−2.2　(−2.5)					ひび割れモーメント時：Mc
458　(714)	687.7　(1071.7)			235.0　(349.0)			初降伏モーメント時：Myo
582　(855)	872.8　(1282.9)	25.5　(30.6)					終局モーメント時：Mu

注1：（　）内数値は、H鋼材のミルシートによる降伏点強度：σy およびコンクリートの圧縮強度：σ_{20} を用いて算出した値である。

注2：上記の曲げモーメントは、死荷重による曲げモーメントを含まない。(Md ＝ 67.6 KN･m)

注3：コンクリートの応力度は(－)が引張応力とし、H鋼材の応力度は(－)が圧縮応力とする。

3.2.4　試験と解析の比較

破壊試験の結果として，荷重－変位曲線を**図 3.2.15** に示す。載荷重 700kN で支間中央 H 形鋼下フランジが降伏し，913kN で支間中央コンクリート上面の圧縮破壊で載荷試験は終了した (**写真 3.2.3**)。各イベントでの載荷重値を**表 3.2.5** に示す。

表 3.2.5　破壊試験各イベントでの載荷重

	設計値	試験値	計算値
降伏荷重　Py	458kN	700kN	714kN
終局荷重　Pu	582kN	913kN	855kN

ここで，
設計値：道路橋示方書･同解説の規定に従い，合成構造と仮定した計算により求めた値。
実験値：本載荷実験で得られた値。
計算値：本載荷実験で用いたH形鋼のミルシートに記載されている降伏強度 σ_y と，本載荷実験で用いたコンクリートの圧縮強度 σ_{20} を用いて，合成構造と仮定した計算により求めた値。

表 3.2.5 において，「設計値」と「試験値」を比較すると，「試験値」が「設計値」よりかなり大きな値を示していることがわかる。これは，設計値が道路橋示方書･同解説に基づいて，使用する鋼材やコンクリートの基準強度値（一般に安全側として下限値が規定されている）を用いて計算しており，実際に使用する鋼材やコンクリートの強度が，それよりも高強度であるためである。実際には，設計値によ

り構造物が築造されているため，一般的には構造物は余裕のあるものとなっている。

そこで，今回の実験で使用した H 形鋼のミルシートに記載されている降伏強度 σ_y＝349N/mm²（設計値は 235N/mm²）と，同じく使用したコンクリートの圧縮強度 σ_{20}＝36N/mm²（設計値は 30N/mm²）を用い，合成構造と仮定した計算で「計算値」を求めた。すると，この「計算値」は「試験値」に近い値となっており，H 形鋼とコンクリートは合成しているといえる。

また，終局荷重時において，試験体端部の H 形鋼とコンクリートの剥離やずれは生じていないことも確認された。

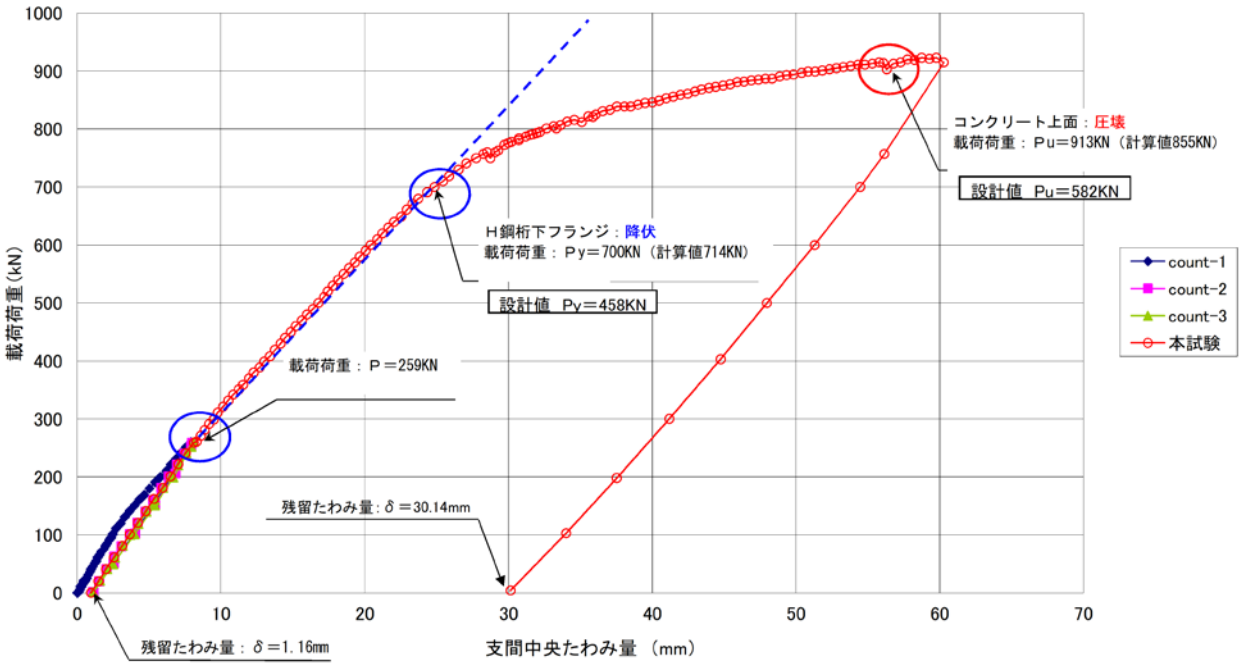


図 3.2.15　静的破壊試験の荷重－変位曲線

写真 3.2.3　静的破壊試験終了後支間中央部コンクリート上面状況

3.3 耐疲労性能

3.3.1 荷重繰返し載荷試験の概要

(1) 試験目的

ここでは，H 形鋼を用いた床版橋の耐疲労性能に着目し，荷重繰返し載荷試験を通して検証を行う。前述の静的破壊試験と同じく，ショーボンド建設(株)補修工学研究所（つくば市）において実験を行った。

(2) 試験体諸元

荷重繰返し載荷試験では，前述の静的破壊試験と同じ試験体を用いるものとする。その諸元は**表** 3.2.3，断面図，側面図は**図** 3.2.11 を参照とする。

(3) 試験概要

荷重繰返し載荷試験は，ショーボンド建設補修工学研究所（つくば市）所有の大型疲労試験装置を使用した。**図** 3.2.11 に示した試験体を用いて，**写真** 3.3.1 に示すように中央載荷で試験を行った。

写真 3.3.1　荷重繰返し載荷試験状況

構造物が多数回の繰返し荷重を受け，その繰返し荷重によって発生する応力が静的破壊を生じる応力より低い応力であっても，その構造物がその機能を失うことを疲労といい，この繰返し荷重によって発生する応力の変動幅を応力振幅という。

また，疲労が原因で発生した亀裂を疲労亀裂といい，それが進展し破壊に至ることを疲労破壊という。これらについての検討は，橋梁のように移動繰返し荷重を受ける構造物では，設計上重要な項目となる。疲労に最も影響する因子は，繰返し載荷される荷重によって発生する部材応力の変動幅とその繰返し回数，継手などの形状からくる応力集中度，溶接欠陥や残留応力，使用材料などである。

H 形鋼を用いた床版橋では，非溶接構造である H 形鋼を使用しており，溶接は用いてないためこの点に関しては疲労に対して有利な構造といえ，疲労の検討が必要な箇所も他橋種と比較して少なくなる。本橋梁において疲労亀裂が発生すると考えられる箇所は，H 形鋼への孔明け部（ウェブの横つなぎ鉄筋用孔，上フランジのエア抜き孔）や，コンクリートとその付着などになると予測されるため，この箇所に着目して実験を行えばよい。しかしながら，疲労試験は，多数の試験体を作成し，それぞれ異なった大きさの荷重を繰返し載荷させ，破断に至るまでの試験を行い，その結果から疲労寿命曲線（S－N 線図）を作成するのが最良であるが，多くの時間と経費が必要となる。

そこで，今回は一つの試験体を用いて，以下の手順で試験を行った。

①H 形鋼下フランジ下縁に発生する応力度が許容応力度（σsa=140N/mm²）に達するまで，試験体の支間中央に荷重を徐々に増加させながら 259kN（計算値）まで載荷し，試験体のひずみや変位を測定する。

②①の荷重を周波数 1.5Hz で 200 万回繰返し載荷し，試験体が疲労破断しないかを確認する。また，H 形鋼の破断以外に，コンクリートと H 形鋼とが剥離していないか確認する。

③②で試験体が破断していない場合は，①と同様に試験体の支間中央に左重を徐々に増加させながら載荷し，試験体のひずみや変位を測定する。ただし，載荷重は，試験体が破壊するまで徐々に増加させる。

以上の手順で実験を行い，③で所定の耐荷力が確認できれば，疲労による性能低下はなかったことになる。

なお測点の配置は，前述の静的破壊試験と同じ位置とし，**図 3.2.12** を参照とする。

3.3.2　試験の結果

荷重繰返し載荷試験の結果として，荷重－変位曲線を**図 3.3.1** に示す。載荷荷重 59kN を 200 万回載荷した後の支間中央部の変位量は，試験開始前の変位量と比較して δ=1.52mm 増加したが，支間長の約 1/4000 とわずか（活荷重によるたわみ許容値は 1/600）であり，問題がないといえる。したがって，荷重繰返し載荷試験による部材の破断などは無いものと考える。

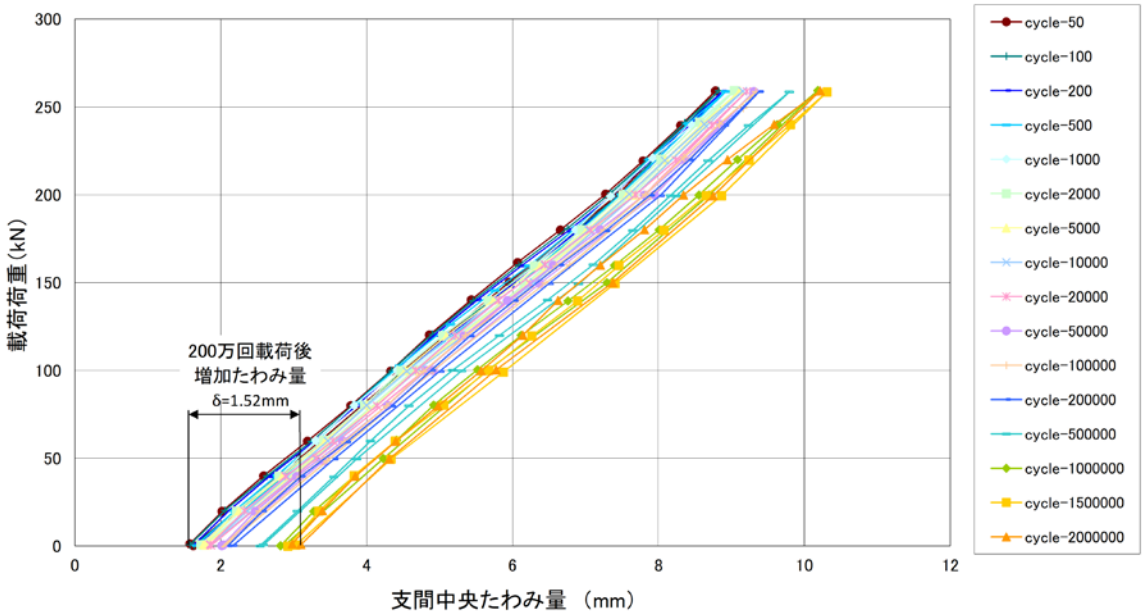


図 3.3.1　荷重繰返し載荷試験の荷重－変位曲線

次に，荷重繰返し載荷試験後の試験体による静的載荷（破壊）試験の結果として，荷重－変位曲線を**図 3.3.2** に示す。載荷重 601kN で支間中央 H 形鋼下フランジが降伏し，917kN で支間中央コンクリート上面の圧縮破壊で載荷試験は終了した（**写真 3.3.2**）。各イベントでの載荷荷重値を**表 3.3.1** に示す。

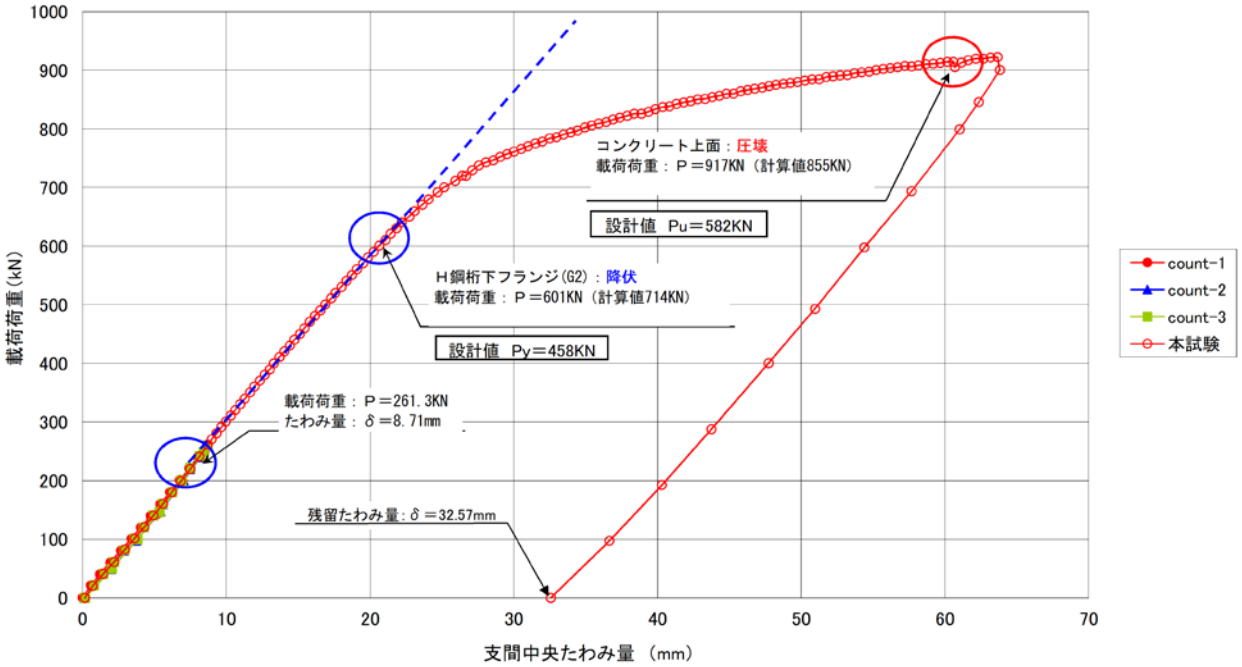


図 3.3.2　荷重繰返し載荷試験後静的載荷試験の荷重―変位曲線

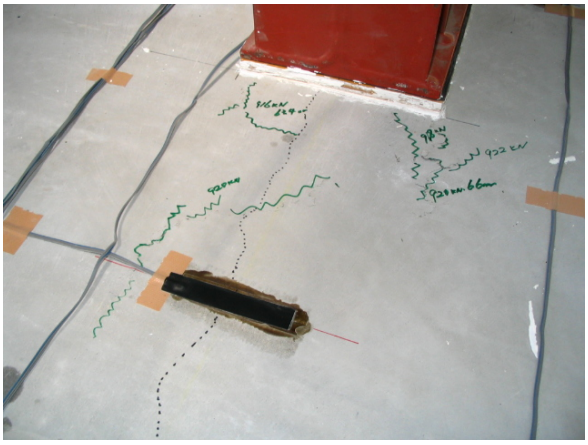


写真 3.3.2　静的載荷試験終了後支間中央部コンクリート上面状況

表 3.3.1　静的破壊試験各イベントでの載荷荷重

	設計値	試験値	計算値
降伏荷重　Py	458kN	601kN	714kN
終局荷重　Pu	582kN	917kN	855kN

ここで，
設計値：道路橋示方書･同解説の規定に従い，合成構造と仮定した計算により求めた値。
実験値：本載荷実験で得られた値。
計算値：本載荷実験で用いたH形鋼のミルシートに記載されている降伏強度σ_yと，本載荷実験で用いたコンクリートの圧縮強度σ_{20}を用いて，合成構造と仮定した計算により求めた値。

この結果は，前項の荷重繰返し載荷試験を行っていない試験体の結果とほぼ同様の結果となっていることがわかる。荷重－変位曲線を重ね合わせると，破壊（終局）荷重時までの両者の曲線はほぼ一致する。つまり，疲労の影響がほとんどないと判断できる結果となっている。

また，終局荷重時において，試験体端部の H 形鋼とコンクリートの剥離やずれは生じていないことも確認された。

3.4 まとめ

本章では，従来鉄道橋として用いられてきた H 鋼埋込み桁を対象として，いくつかの点を改善したことにより，経済性および施工性を向上させた[1]，H 形鋼を用いた床版橋について，その耐荷力性能と耐疲労性能について実験と解析を通して検証した。それらを以下にまとめる。

・静的載荷試験により，H 形鋼とコンクリートとの合成効果が確認でき，合成構造として設計するのが妥当であることが確認できた。
・静的載荷試験により，横つなぎ鉄筋による橋軸直角方向への横分配が機能していることが確認できた。
・荷重繰返し載荷試験による疲労試験と疲労試験後の静的載荷試験により，本構造の耐疲労性能について問題ないことが確認できた。

H 鋼桁を用いた床版橋は，最大 20m 程度の短支間橋梁に対して，施工が非常に簡単で経済性にも優れた構造であるといえ，その標準化が期待されるところである。今後の課題として，経済性を追求するため，H 形鋼高さと主桁間隔の最適バランスを検討する必要があると考える。

参考文献

1) 徳野光弘，津田和俊，梶川康男，深田宰史：H 形鋼を用いた床版橋，橋梁と基礎，Vol.39，No.2，pp.49-55，2005.2.
2) 運輸省鉄道局 監修：鉄道構造物等設計基準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，丸善，2002.12.

第 4 章　H 形鋼を用いた門形ラーメン橋の耐荷力性能

4.1　概　説

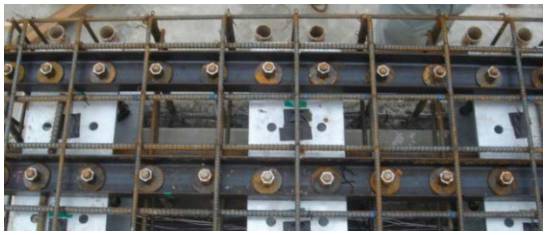
前章では，H 形鋼とコンクリートとの合成効果の確認および並列配置した H 形鋼同士の横分配挙動の確認をした[1)]。また，静的載荷による破壊挙動の確認，繰返し載荷時および繰返し載荷後の静的載荷による破壊挙動の確認などを行い，床版上部コンクリートの圧縮破壊までの耐荷力を実験により把握し，十分な耐荷力性能，耐疲労性能を有していることを明らかにした[2)]。

さらに，この床版構造をベースに，近年の建設コストの縮減，維持管理費の軽減および耐震性能の向上という社会からの要求を満たすために，単純桁構造の H 形鋼を用いた床版橋から支承および伸縮装置を設けない H 形鋼を用いたラーメン構造を開発した。従来から，ラーメン橋は単純橋に比べて経済性，構造性に優れていることはよく知られているが，ラーメン隅角部の施工が複雑になることや設計計算が非常に煩雑となることから，短支間橋梁に用いられることが少ないのが現状であった。そこで，施工面で問題とされていたラーメン隅角部の構造を施工が容易にできるように改善した。

これまでのラーメン隅角部の構造は，鉄筋の配筋が複雑であった。これに対して，孔あき鋼板ジベル（PBL）を用いる方法などが提案されている。既往の研究[3) 4)]では，主桁の上下フランジに孔あき鋼板を設置して橋軸直角方向鉄筋を孔に貫通させる方法が主に提案されている。

それに対して，**図 1.2.4** および**写真 4.1.1** に示すように，橋台竪壁の主鉄筋としてネジ節異形鉄筋を用い，主桁の H 形鋼上下フランジに開けた孔にそれを直接下から通して上フランジ位置においてナットで定着する方法を考案した。

(a) 断面（補強桁ありの場合）



(b) 上面（主鉄筋を上フランジ位置でナット定着）

写真 4.1.1　橋台主鉄筋と H 形鋼の結合

本研究では，上述したラーメン隅角部の耐荷力性能を確認するため，また隅角部の補強方法を検討するため，ラーメン隅角部モデル（片持ち梁構造）4 体とラーメン橋全体モデル（門形ラーメン構造）1 体を製作し，静的な載荷試験を行った。

ここでは，その載荷試験結果を基本に三次元有限要素解析により再現し，ラーメン隅角部の応力伝達機構について検証する。

4.2 ラーメン隅角部モデル

4.2.1 静的載荷試験の概要

(1) 試験の目的

載荷試験の目的は以下の通りである。

①提案したラーメン隅角部構造における橋台竪壁主鉄筋と H 形鋼との定着における終局までの挙動を把握する。

②H 形鋼を用いた床版橋の実際の施工においては，耐久性の向上および維持管理費の縮減を考慮して H 形鋼全体に溶融亜鉛メッキ処理を施す場合が多い。そこで，無塗装および溶融亜鉛メッキ処理を施した H 形鋼を用いた場合の終局挙動の違いを検討する。

③ラーメン隅角部における H 形鋼から橋台主鉄筋への荷重伝達が均一になるように，また，隅角部の曲げ耐力を向上させるために，2 主桁間に長さの短い補強桁を配置することを考えた。そこで，**図 4.2.1(a)**，**図 4.2.2(a)** に示すように桁端部の 2 主桁間に補強桁を配置しないものと配置したもので比較検討する。なお，補強桁がある場合，主桁間隔／H 形鋼高は 2.4（600/250）であり，補強桁がない場合は 4.8（1200/250）となっている。

本載荷試験では，上記の目的に対して，ラーメン隅角部モデルを 4 体とラーメン全体構造の挙動を把握するためにラーメン橋全体モデルを 1 体製作した。なお，ラーメン隅角部モデルは，**表 4.2.1** に示すように，無塗装 H 形鋼と溶融亜鉛メッキ処理をした H 形鋼との比較，桁端部における補強桁の配置の有無を比較する試験体をそれぞれ作成した。

表 4.2.1 試験体ケース

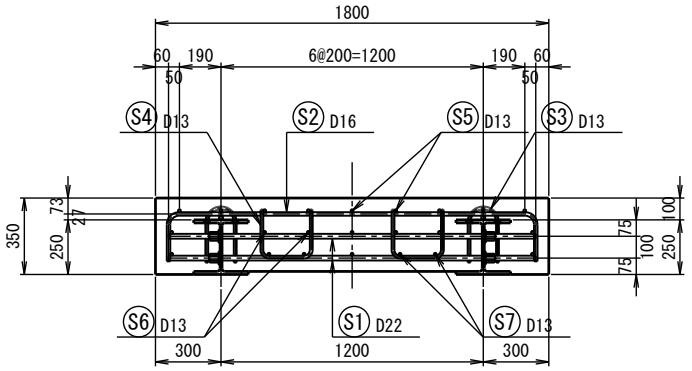
	隅角部モデル			
	亜鉛メッキ	無塗装	補強桁無	補強桁有
Case 1(a)	○		○	
Case 1(b)		○	○	
Case 2(a)	○			○
Case 2(b)		○		○

(2) 試験体諸元

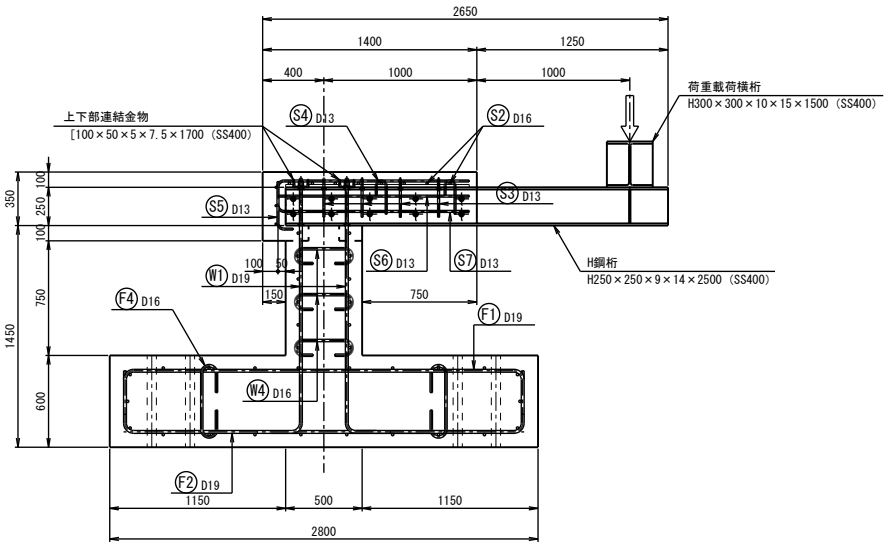
ラーメン隅角部モデルの諸元を**表 4.2.2** に，概要図を**図 4.2.1**，**図 4.2.2** に示す。なお，本試験体における設計活荷重は B 活荷重として設計を行っている。コンクリートの設計基準強度は，フーチング部：24N/mm²，橋台および主桁部：30N/mm²，鋼材材質は，鉄筋：SD345，H 形鋼：SS400（H250×250×9×14）を用いている。

表 4.2.2 試験体諸元

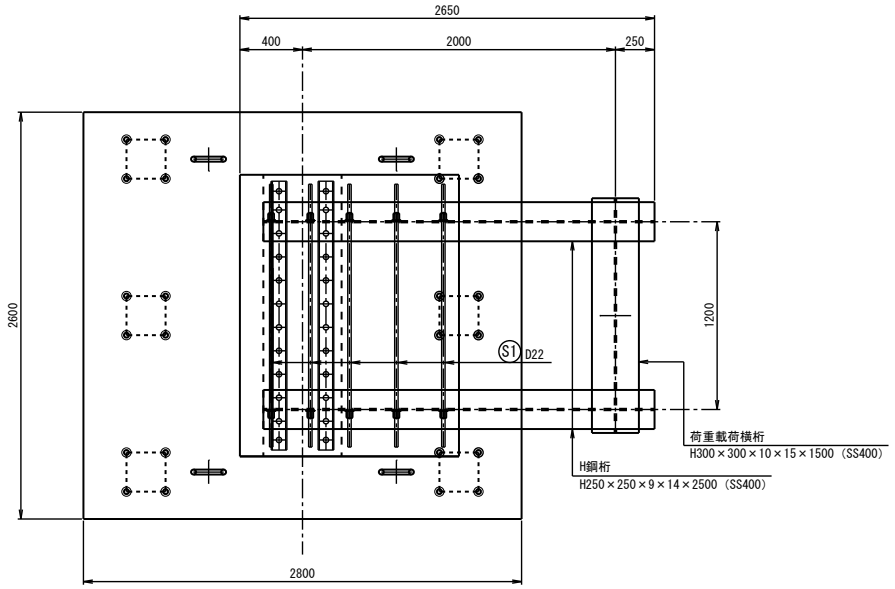
張り出し長	2.00m
幅　員	1.80m
床版全高（H形鋼高0.25m）	0.35m
総高（フーチング下面－床版上面）	1.80m
主桁間隔（2主桁）	1.20m
主桁間隔（2主桁＋補強桁）	0.60m



(a) 断面図

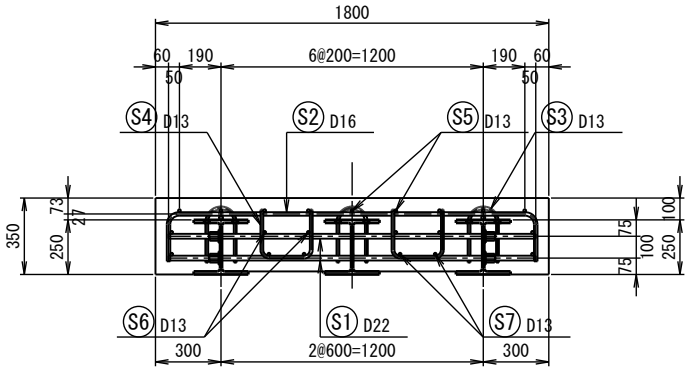


(b) 側面図

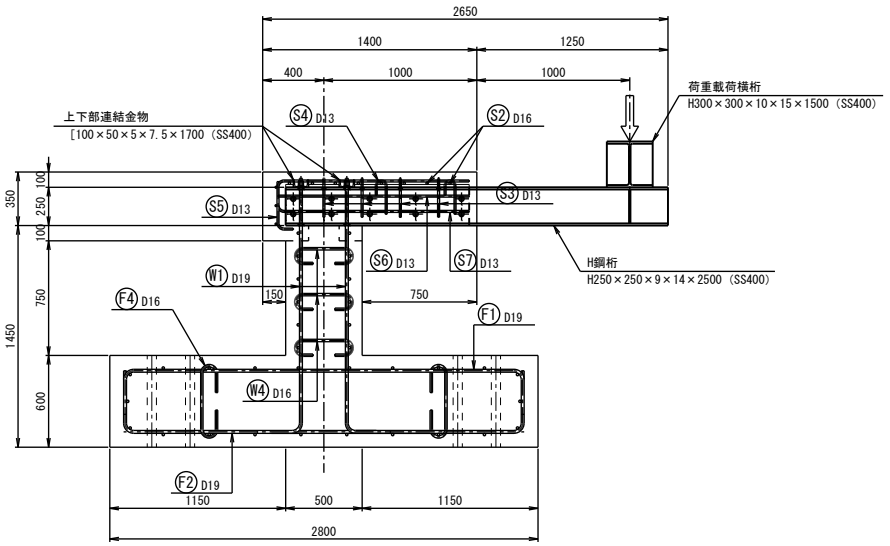


(c) 平面図

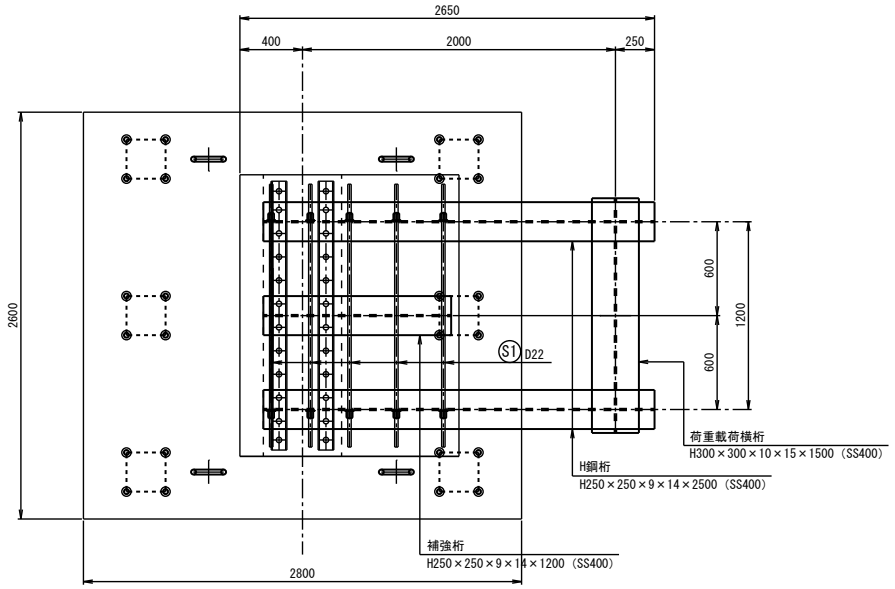
図 4.2.1 ラーメン隅角部モデル（補強桁無 Case 1）



(a) 断面図



(b) 側面図



(c) 平面図

図 4.2.2 ラーメン隅角部モデル（補強桁有 Case 2）

(3) 試験概要

載荷試験は，金沢大学所有の油圧サーボ式大型載荷試験装置（㈱島津製作所，圧縮 3000kN，引張 2000kN，ストローク±200mm）を用いた。荷重は，隅角部中心から 2m の幅員中央に載荷した。コンクリートや H 形鋼，鉄筋の応力変動を測定するため，ひずみゲージを**図 4.2.3**，**図 4.2.4** に示す位置に配置した。また，たわみを測定するため載荷位置と隅角部の中点に変位計を設置した。フーチングは床にアンカーで固定され，移動や回転を拘束している。静的載荷試験の載荷状況を**写真 4.2.1** に示す。

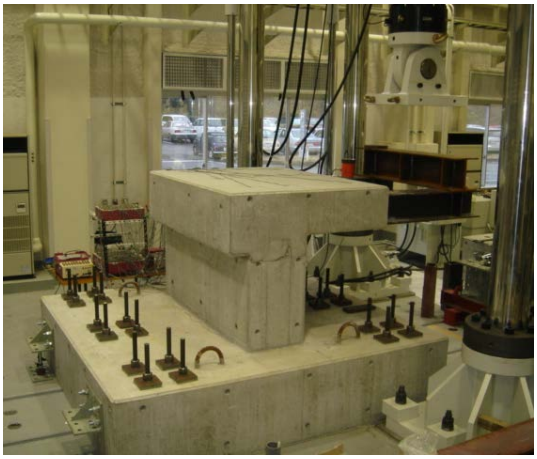
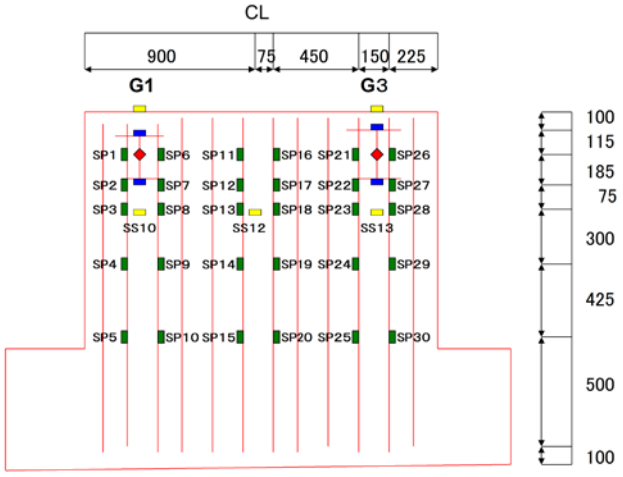
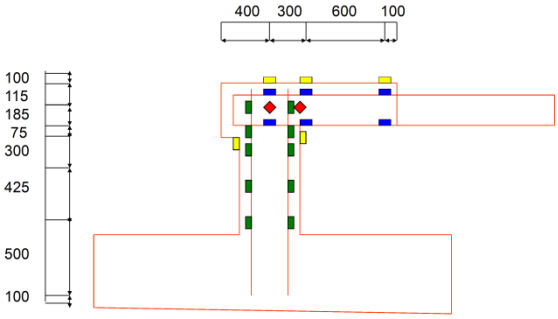


写真 4.2.1　ラーメン隅角部モデル載荷試験状況



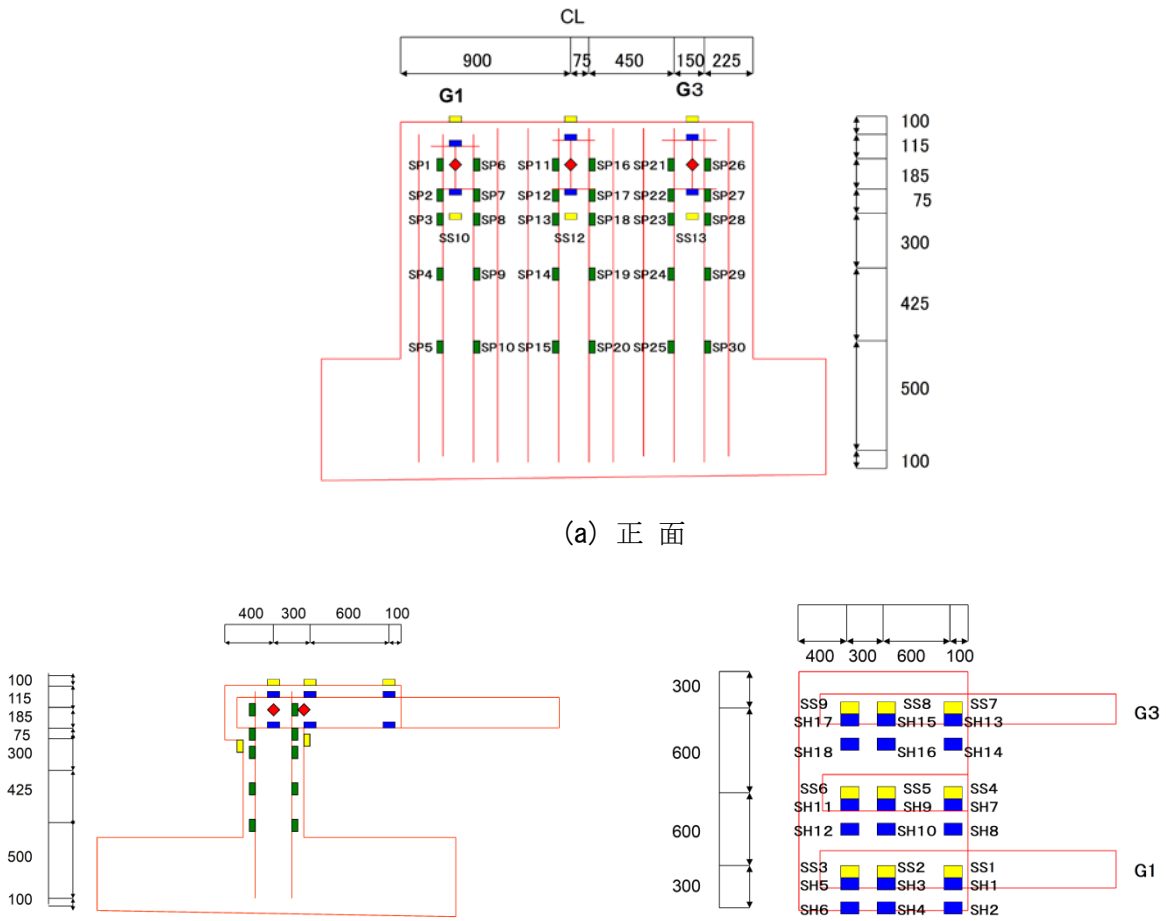
(a) 正 面



(b) 側 面

(c) 平 面

図 4.2.3　ひずみゲージ配置図（補強桁無 Case 1）



(a) 正 面

(b) 側 面　　(c) 平 面

図 4.2.4　ひずみゲージ配置図（補強桁有 Case 2）

4.2.2　解析の概要

(1) 解析の目的

ラーメン隅角部は，上部構造に作用した応力を均等に下部構造へ伝達されなければならない。本研究で提案のラーメン隅角部構造において，上部構造に作用した応力が隅角部を介して下部構造のコンクリート・鉄筋にどのような応力分布で伝達されるか，試験モデル Case1(a)をコンピュータ上で三次元モデルにより再現する。それをベースに**表 4.2.3** の解析モデル Case1(c)を作成し，応力伝達状況の H 形鋼の桁高の違いによる差異を検証する。

表 4.2.3　解析モデル

モデル	主桁	主桁間隔
試験モデル(Case1(a))	H250	1.20m
解析モデル(Case1(c))	H300	1.20m

(2) 解析モデル作成要領

解析モデル作成にあたり，今回のラーメン隅角部モデルは正面から見た場合，左右対称であるため，モデル化範囲は 1/2 とする。境界面に与える境界条件は，「**4.2.4　解析条件**」で後述するが，対称条件を設定する

(3) 解析に用いる要素種類

コンクリートはソリッド要素，H 形鋼および上下部連結金物はシェル要素でモデル化する。

H 形鋼と連結している竪壁主鉄筋および横つなぎ鉄筋（いずれもネジ節異形棒鋼）については，梁要素でモデル化し，それ以外の鉄筋は埋込鉄筋要素でモデル化する。

また，H 形鋼とコンクリートの間に，圧縮のみに抵抗し，せん断フリーとなるインターフェース要素を設置する。

なお，鉄筋－コンクリート間は完全付着とする。解析に用いる要素種類を**表 4.2.4** に示す。

表 4.2.4 解析に用いる要素種類

部位		使用要素
コンクリート	フーチング	ソリッド要素
	ピア	
	ガーダー	
鋼材	H鋼桁	シェル要素
	上下部連結金物	
鉄筋	竪壁主鉄筋	梁要素
	横繋ぎ鉄筋	
	上記以外	埋込鉄筋要素
H鋼桁－コンクリート間		インターフェース要素

(4) 使用ソフトウェア

本研究の解析に用いる汎用ソフトウェアは，MIDAS 社の DIANA とする。

DIANA は非線形解析機能に優れたソフトウェアで，土木構造物での実績も多く，専用のプリ・ポストプログラムと合わせると，複雑なモデルでも簡単にモデリングが可能で，解析結果の出力機能も充実している。

(5) 解析方法

本研究での解析方法は，材料非線形および幾何学的非線形を考慮した漸増載荷解析（プッシュオーバー解析）とする。この解析方法によれば，構造物の損傷過程を精度よく再現することが可能であり，ラーメン隅角部モデルの終局までの挙動を把握することができる。

4.2.3 解析モデル

実験で用いた試験体に対して三次元有限要素解析のためのモデル化を行い，試験結果を再現する。そして，このモデルをベースに解析モデルを作成する。

試験モデル形状図を**図 4.2.5** に，寸法図を**図 4.2.6**～**4.2.8**，配筋状況を**図 4.2.9** に示す。

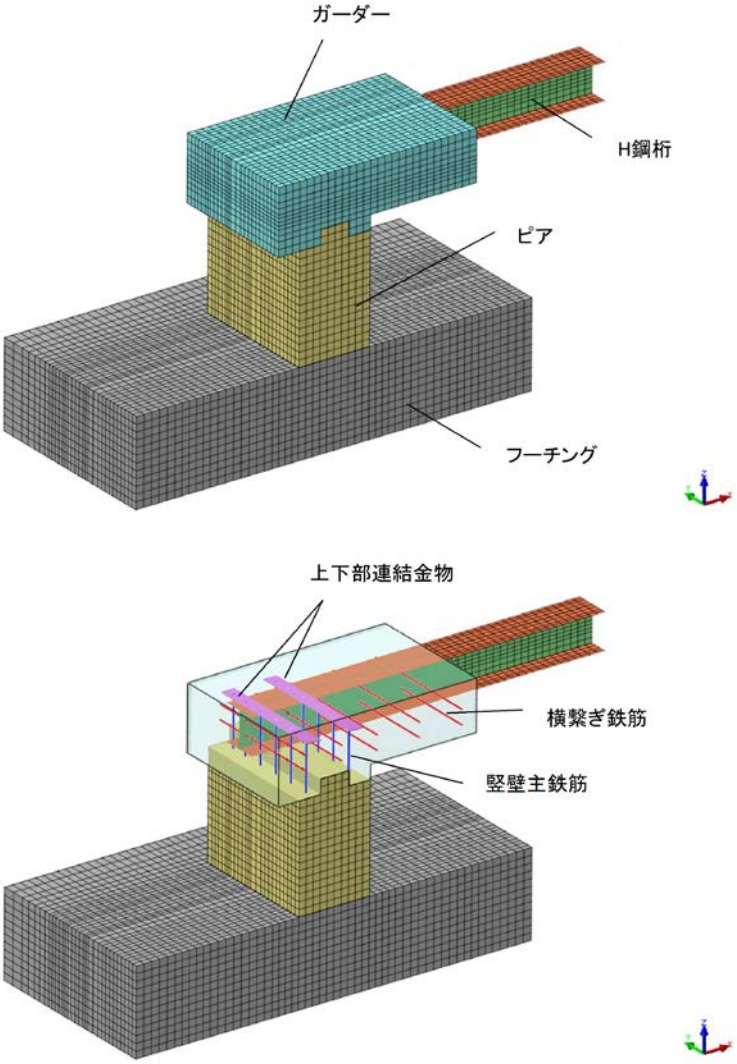


図 4.2.5 試験モデル形状図（上：全体，下：ガーダー部透明化）

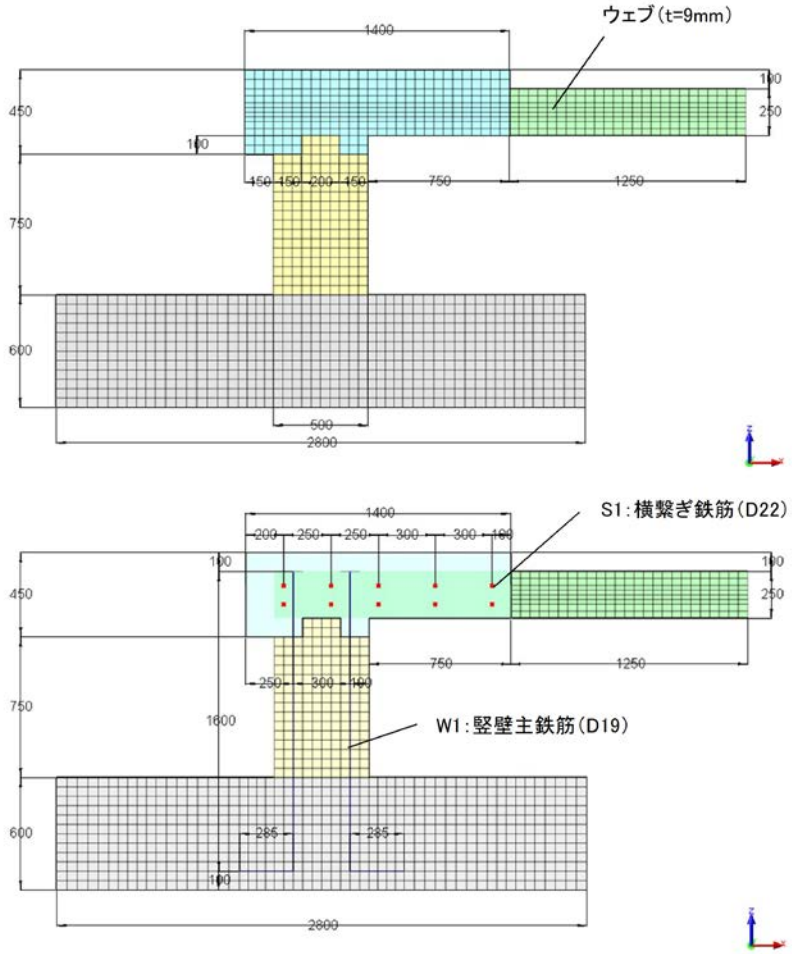


図 4.2.6　試験モデル寸法図側面図（上：全体，下：ガーダー部透明化）

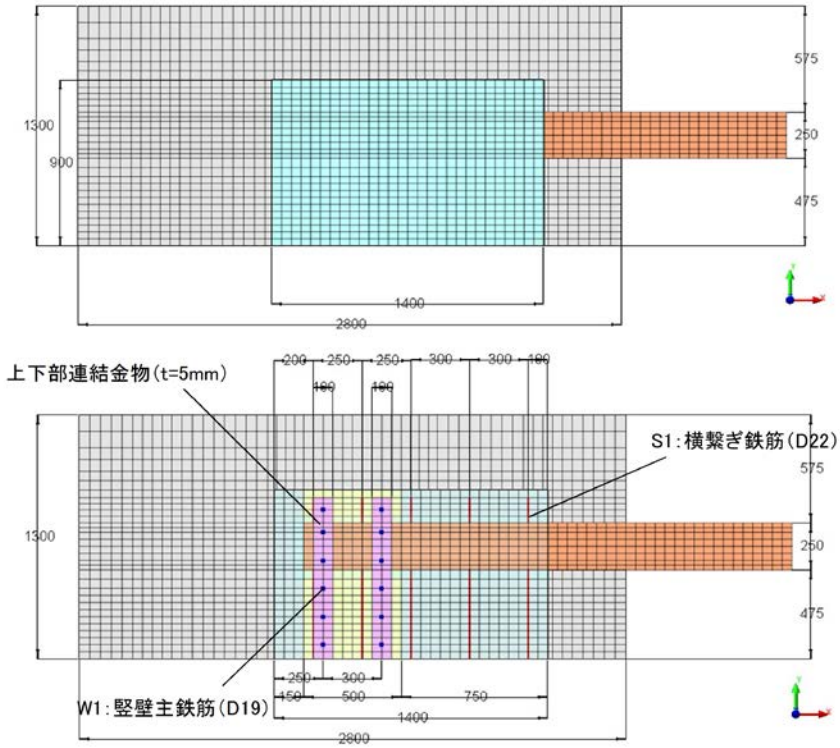


図 4.2.7　試験モデル寸法図平面図（上：全体，下：ガーダー部透明化）

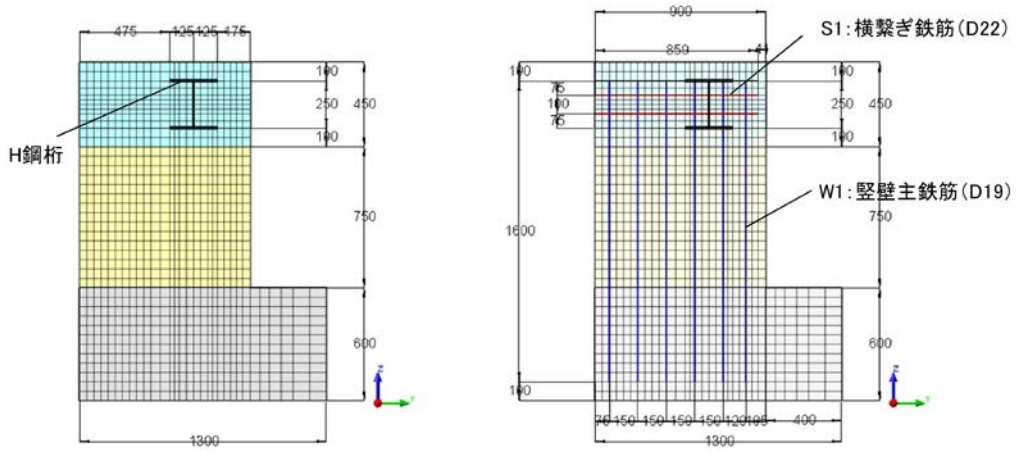


図 4.2.8　試験モデル寸法図正面図（左：全体，右：コンクリート透明化）

表. 鉄筋径

径	断面積 (mm2)
D13	126.7
D16	198.6
D19	286.5
D22	387.1
D25	506.7

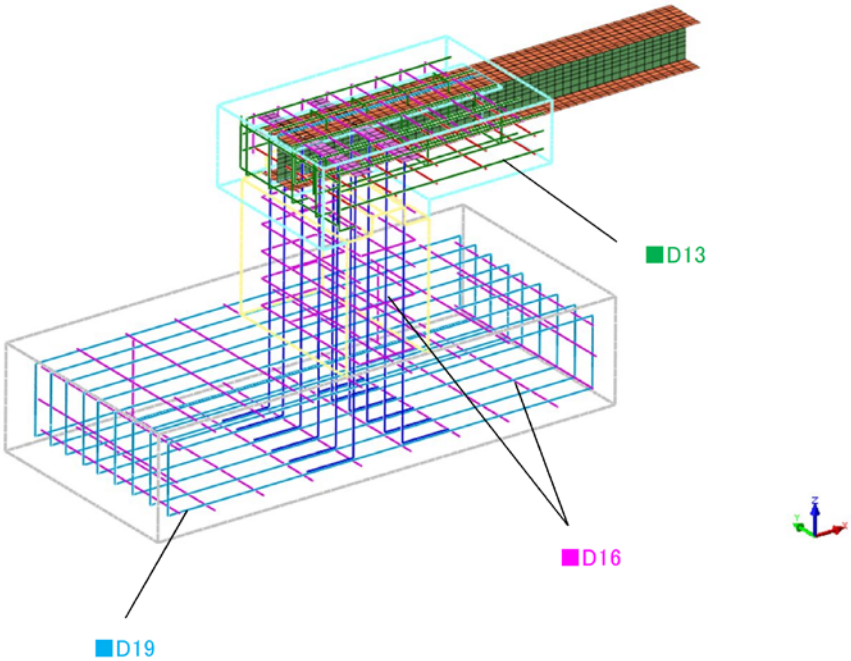


図 4.2.9　試験モデル配筋状況

4.2.4　解析条件

(1) 材料特性

①コンクリート

コンクリートの材料特性は，試験結果から得られた数値を採用し，**表 4.2.5** に示す。

また，弾塑性材料とし，ひび割れモデルは「全ひずみひび割れ回転モデル」とする。

応力ーひずみ関係については，圧縮側は，「コンクリート標準示方書」[5]より，**図 4.2.10** の通りとする。ただし，低減係数は 1.0 とした。引張側は，同示方書に基づく「引張軟化モデル」とする。このとき，引張強度および引張破壊エネルギーは同示方書より求める。ここで，粗骨材の最大寸法 d_{max} は 25mm とした。

表 4.2.5 材料特性（コンクリート）

コンクリート	ヤング率 (N/mm²)	ポアソン比 (−)	圧縮強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	引張破壊エネルギー (N/mm)
フーチング	2.444E+04	0.1818	38.54	2.62	25	0.0988
ピア	2.852E+04	0.1861	40.21	2.70	25	0.1002
ガーダー	2.783E+04	0.2015	32.85	2.36	25	0.0936

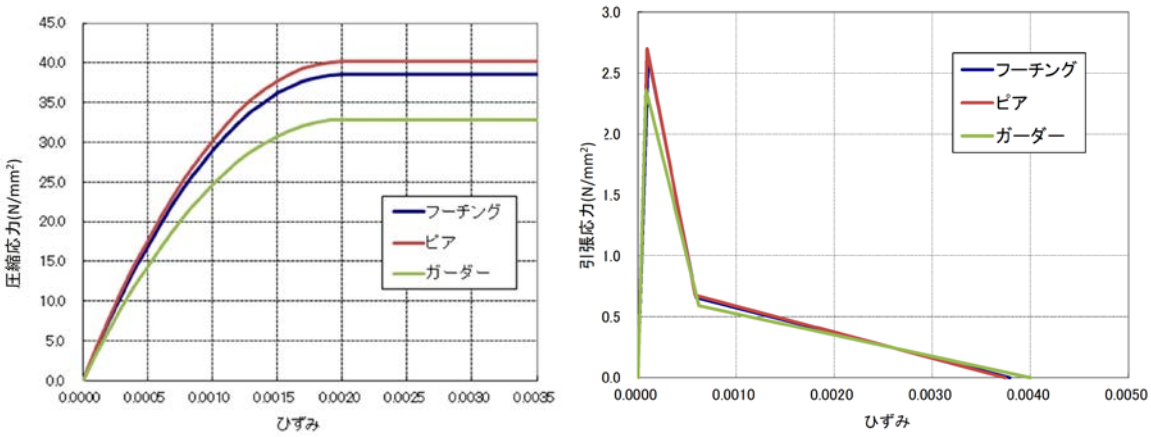


図 4.2.10 コンクリートの応力ーひずみ曲線（左：圧縮側，右：引張側）

②鋼 材

H 鋼桁は弾塑性部材とし，引張試験から得られた数値の平均値を採用し，表 4.2.6 に示す。

また，上下部連結金物は，H 鋼桁と同様とする。

応力ーひずみ関係は図 4.2.11 に示すバイリニア曲線とし，ひずみ硬化として E/100 を考慮する。

表 4.2.6 材料特性（鋼材）

鋼材	ヤング率 (N/mm²)	ポアソン比 (−)	降伏応力 (N/mm²)
H鋼桁	2.07E+05	0.2068	332.88
上下部連結金物	2.07E+05	0.2068	332.88

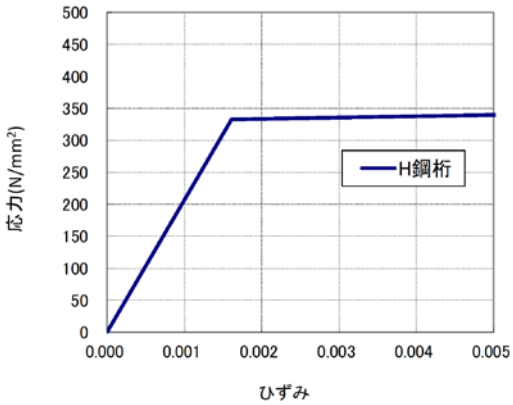


図 4.2.11 鋼材の応力ーひずみ曲線

③ネジ節異形鉄筋

竪壁主鉄筋（W1）は弾塑性部材とし，引張試験から得られた数値の平均値を採用し，**表 4.2.7** に示す。

また，横つなぎ鉄筋（S1）は，竪壁主鉄筋（W1）と同様とする。

応力－ひずみ関係はバイリニア曲線とし，ひずみ硬化として E/100 を考慮する。

表 4.2.7 材料特性（ネジ節異形鉄筋）

ネジ節異形鉄筋	ヤング率 (N/mm^2)	ポアソン比 (-)	降伏応力 (N/mm^2)
竪壁主鉄筋	1.94E+05	0.1940	406.42
横繋ぎ鉄筋	1.94E+05	0.1940	406.42

④その他鉄筋

その他鉄筋は弾塑性部材とし，引張試験から得られた数値の平均値を採用し，**表 4.2.8** に示す。引張試験は D13 鉄筋のみで実施されているが，ここでは D13 鉄筋以外の鉄筋も同じ材料特性とする。

応力－ひずみ関係は**図 4.2.12** に示すバイリニア曲線とし，ひずみ硬化として E/100 を考慮する。

また，鉄筋とコンクリートは完全付着とする。

表 4.2.8 材料特性（その他鉄筋）

その他鉄筋	ヤング率 (N/mm^2)	ポアソン比 (-)	降伏応力 (N/mm^2)
鉄筋	1.64E+05	0.1640	364.65

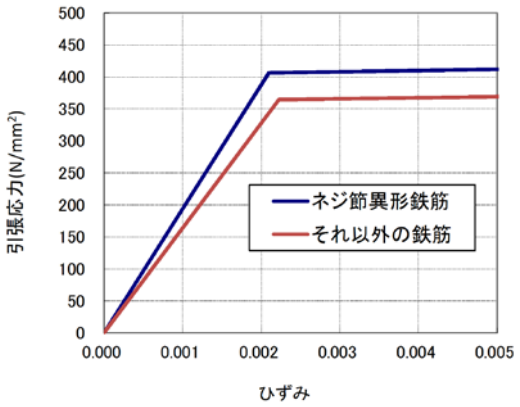


図 4.2.12 鉄筋の応力－ひずみ曲線

⑤H 形鋼－コンクリート間

H 形鋼－コンクリート間には，支圧方向には圧縮のみに抵抗し，せん断方向にはフリーとしたインターフェイス要素を設けるものとする。H 形鋼－コンクリート間の材料特性を**表 4.2.9** に示す。

表 4.2.9 材料特性（H 形鋼－コンクリート間）

支圧方向剛性	(N/mm^2)	圧縮方向:剛　引張方向:微小値
せん断方向剛性	(N/mm^2)	微小値

(2) 荷重条件

構造物の不要のねじれを防ぐため，荷重載荷横桁はモデル化せず，H 鋼桁に荷重を載荷する。

自重は考慮せず，荷重を漸増載荷する。

図 4.2.13 に荷重載荷図を示す。

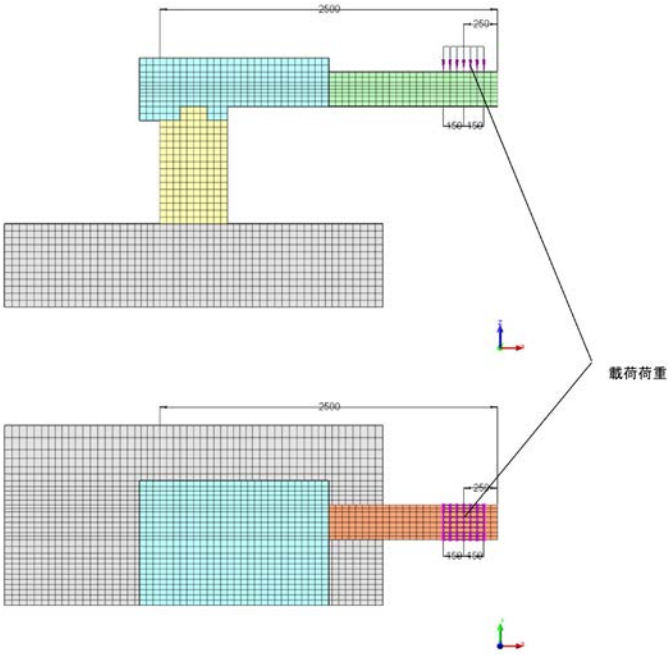


図 4.2.13 荷重載荷図（上：側面図，下：平面図）

(3) 境界条件

図 4.2.14 に示すように，フーチング下面を全面固定とする。

また，対称面には対象条件を設定する。

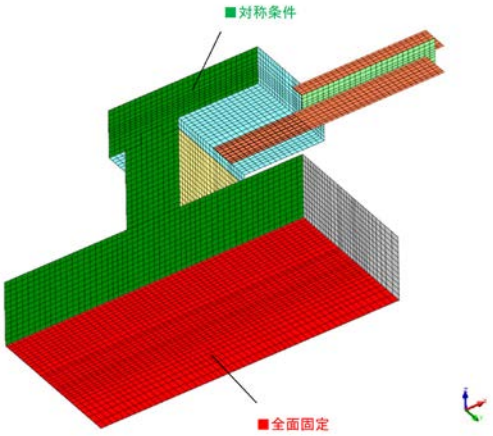


図 4.2.14 境界条件図

4.2.5 試験と解析の比較

(1) 試験結果

1) 変位

図 4.2.15 に示す着目点における荷重と変位の関係を，**図 4.2.16**(a)～(b)に示す。

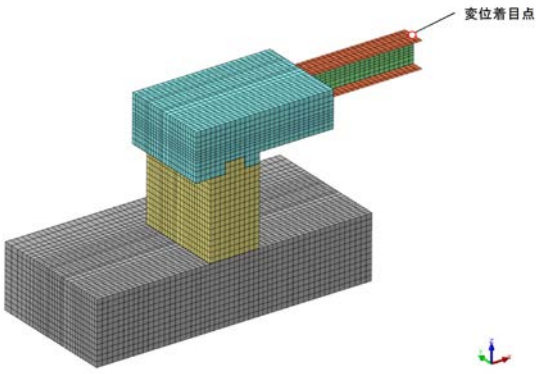
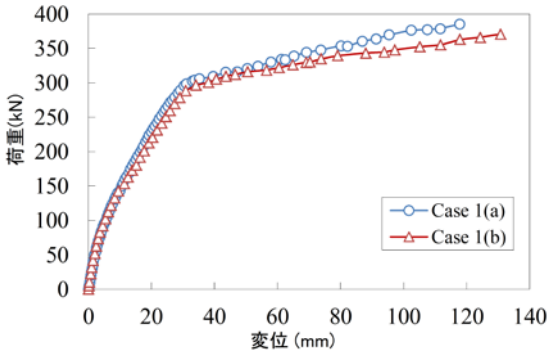
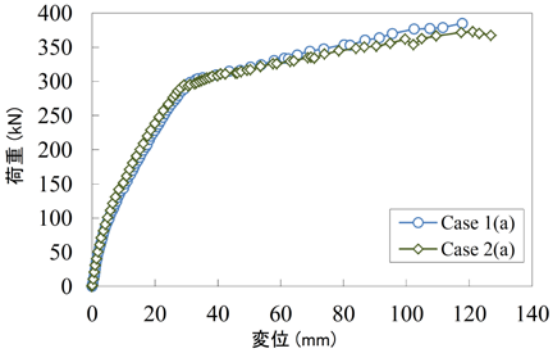


図 4.2.15 変位着目点（図は試験モデル）



(a) Case1 (a)と Case1(b)の比較（亜鉛メッキの有無）



(b) Case1 (a)と Case2(a)の比較（補強桁の有無）

図 4.2.16 荷重と変位の関係（隅角部モデル）

変位は，着目点に設置された 2 つの変位計から得られた値の平均値としている。

図 4.2.16(a)は，H 形鋼に亜鉛メッキ処理を施したもの（Case1(a)）と施さないもの（Case1(b)）との比較，(b)は補強桁の無し（Case1(a)）と有り（Case2(a)）（いずれも亜鉛メッキ処理）である。終局荷重は，Case1(a)が 385.14kN，Case1(b)が 370.77kN であり，前者の耐荷力は後者と比較して約 3.88%高かった。同じく，Case2(a)が 373.05kN，Case2(b)が 368.81kN であり，こちらは，前者は後者と比較して約 1.15%高かった。

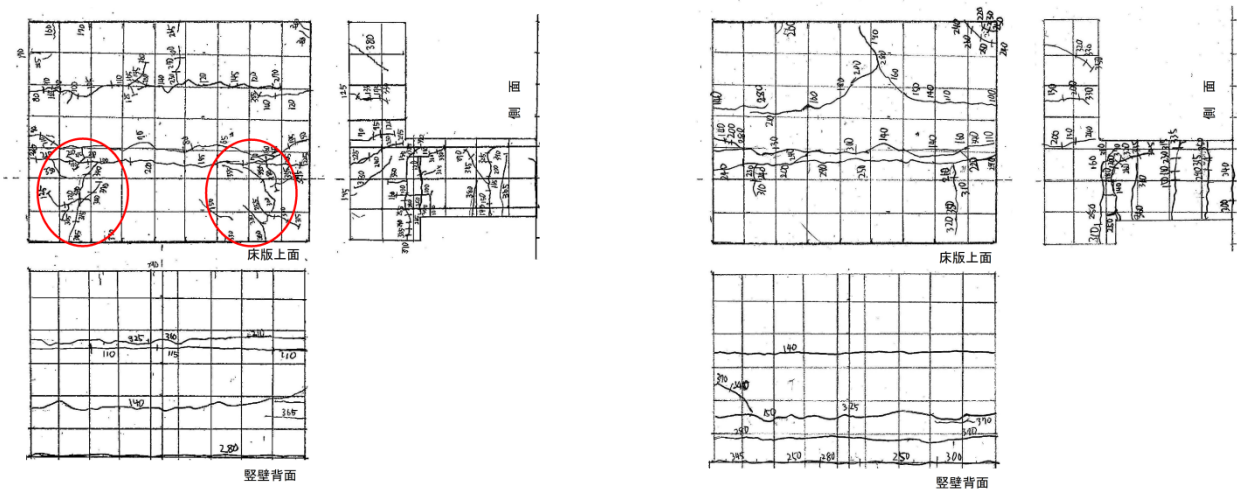
Langill（2009）の研究 [6]では，溶融亜鉛メッキは構造用鋼材の機械的性質には大きな影響を及ぼさないことが証明されている。そして，今回の試験結果でもそれが確認された。ただし，Hamad and Mike（2005）の研究 [7]によると，鋼材とコンクリートの間に発生する付着力については，溶融亜鉛メッキの場合，若干低下することが報告されている。

図 4.2.16(b)は補強桁の有無による比較であるが，終局荷重では 3.2%程度のわずかな差でしかなく，補強桁の影響はほとんど無かったと考える。

2）破壊性状

隅角部実験モデルの破壊挙動を以下に示す。なお，括弧内数値は 4 ケースの試験体で得られた平均的な荷重を示す。

①隅角部の床版上面に初期ひび割れが生じる（100kN）。
②竪壁と床版との接合部が開く（140kN）。
③床版上面のひび割れが載荷点方向に進展する。
④竪壁背面の壁高 1/2 点付近で水平方向にひび割れが生じる（325kN）。
⑤竪壁と床版との打ち継ぎ目からのひび割れが進展し，竪壁内側でコンクリートの圧縮破壊が生じる（370kN）。



(a) Case1 (a)（補強桁無し，亜鉛メッキ有り）　　(b) Case2(a)（補強桁有り，亜鉛メッキ有り）

図 4.2.17　試験モデルのひび割れパターン

Case1(a)（補強桁無し，亜鉛メッキ有り）および Case2(a)（補強桁有り，亜鉛メッキ有り）のひび割れ図を**図 4.2.17(a)～(b)**に示す。

補強桁の有無において最終的な耐力に違いは確認されなかった。また，補強桁が無い場合には，床版上面において○印の位置に橋軸方向のひび割れがみられた。

また，亜鉛メッキの有無についても比較したが，破壊挙動および破壊荷重は同じ傾向を示していた。

3）隅角部のひずみ

図 4.2.18 は，Case1(a)（補強桁無し，亜鉛メッキ有り）の隅角部付近の鋼材の荷重とひずみの関係を示す。図に示されている H 形鋼の各位置におけるひずみは，2 本ある H 形鋼に配置したひずみゲージで得られたひずみの平均値である。また，同様に竪壁主鉄筋の各位置におけるひずみは，橋軸

直角方向 6 箇所に配置したひずみゲージで得られたひずみの平均値である。

H 形鋼の上フランジ（UH2）は，荷重が増加するにつれ引張の挙動を示している。UH2 では，荷重が 330.6kN で降伏し，その時のひずみは 1627.27μであった。同じ断面の下フランジ（LH2）では，荷重が増加するにつれ圧縮の挙動を示している。ひずみは，最大荷重時で-1232.54μであった。隅角部内部（UH1，LH1）でも同様に上フランジ（UH1）は引張，下フランジ（LH1）は圧縮の挙動を示している。UH1 のひずみは，最大荷重時で 476μ，引張応力度は 99N/mm^2 であり，H 形鋼の降伏応力度の約 30%に相当すると推定された（333N/mm^2）。

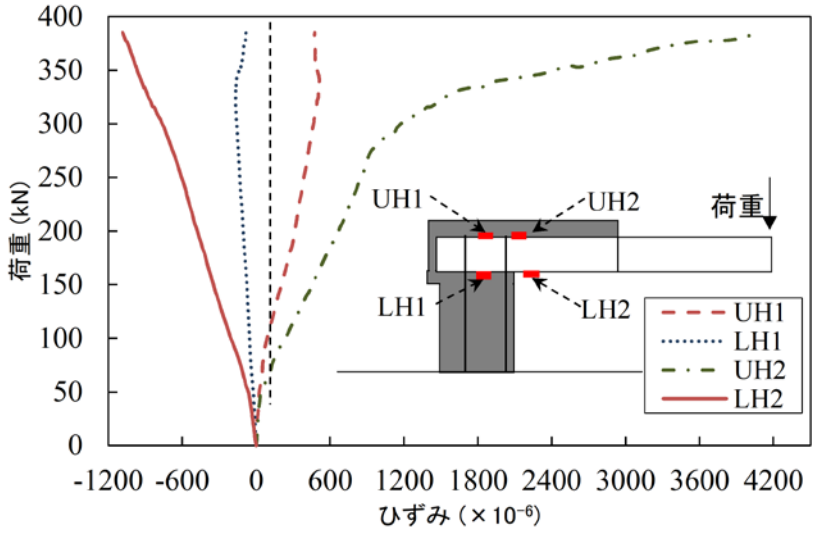
竪壁主鉄筋のひずみは U1～U3 および D1～D3 に設置されたひずみゲージで測定している。竪壁背面側の主鉄筋（U1～U3）は，荷重載荷中は常に引張状態であり，荷重が 302.49kN を超えた時点で，U3 で鉄筋が降伏し，次いで荷重が 348kN で U2 が降伏した。ひび割れの観察結果では，荷重が 325kN で竪壁背面の水平ひび割れが発生している。また，Case1(a)の荷重・変位曲線は，**図 4.2.16** で示すように荷重が約 300kN を超えた付近から変位が大きく変化している。これは，竪壁背面側主鉄筋（U2，U3）の降伏と H 形鋼上フランジ（UH2）の降伏によると考えられる。

一方，竪壁前面側の主鉄筋（D1～D3）については，荷重載荷当初は圧縮の挙動を示していたが，荷重が増加するにつれ，D2 で約 90kN，D1，D3 で約 230kN を超えた付近から，圧縮から引張へシフトしている。その後，荷重 370kN で D2，385kN で D3 の鉄筋が降伏し，その際のひずみはそれぞれ 2248×10^{-6}，2149×10^{-6} であった。また，最大荷重時に発生した D1 のひずみは 1445×10^{-6}，主鉄筋の応力は 280N/mm^2 であった。これは主鉄筋に使用されている鋼材の降伏応力の 69%に相当する。

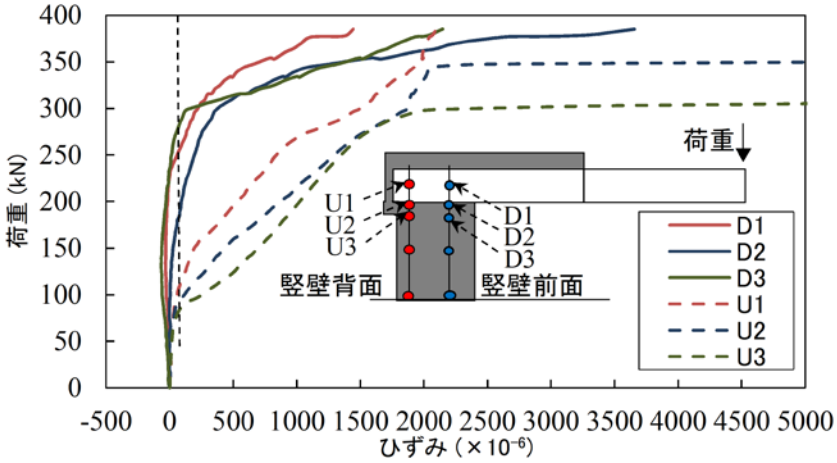
以上の Case1(a)の試験モデルにおける隅角部のひずみの変化を以下に要約する。

①H 形鋼上フランジと竪壁背面側主鉄筋には，荷重載荷当初より引張領域のひずみが発生した。
②H 形鋼下フランジおよび竪壁前面側主鉄筋は圧縮領域のひずみが発生した。
③中立軸が背面から前面へ移動し，竪壁前面側主鉄筋は引張領域のひずみにシフトした（90kN）。
④竪壁背面側主鉄筋が降伏（302kN）。
⑤H 形鋼上フランジが降伏（331kN）。
⑥竪壁前面側主鉄筋 D3 が降伏（385kN）。

上記の挙動は，溶融亜鉛メッキを施していない Case1(b)の実験モデルでも，同様の結果が確認された。



(a) H 形鋼



(b) 竪壁主鉄筋

図 4.2.18　Case1(a)の荷重とひずみの関係

補強桁の無い Case1(a), Case1(b)では, H 形鋼上フランジが竪壁主鉄筋の後に降伏し塑性化したが, 主桁の間に補強桁を設けた Case2(a), Case2(b)では, **図 4.2.19** に示すように竪壁前面位置の H 形鋼上フランジにおいて, 最大荷重時に発生するひずみは, Case2(a)で 1092×10^{-6}, Case2(b)で 1154×10^{-6} であった。その時の応力度は, それぞれ 226N/mm², 239N/mm² であり, 使用した H 形鋼の降伏応力のそれぞれ 68%, 71%であった。これらより, 補強桁を用いた試験モデルでは, 最大荷重載荷時でも竪壁前面位置の H 形鋼上フランジは降伏しないことが分かった。**図 4.2.19** と**図 4.2.20** より Case2(b)では, 竪壁背面主鉄筋が降伏しても H 形鋼の上フランジは降伏しないことが分かる。補強桁が無い場合の H 形鋼の設置間隔と高さの比は 4.8（1200mm/250mm）であるが, H 形鋼の設置間隔が広い場合には, 補強桁を追加するのが効果的であると言える。また, 亜鉛メッキの有無については, **図 4.2.19** に示すように大きな違いは見られない。

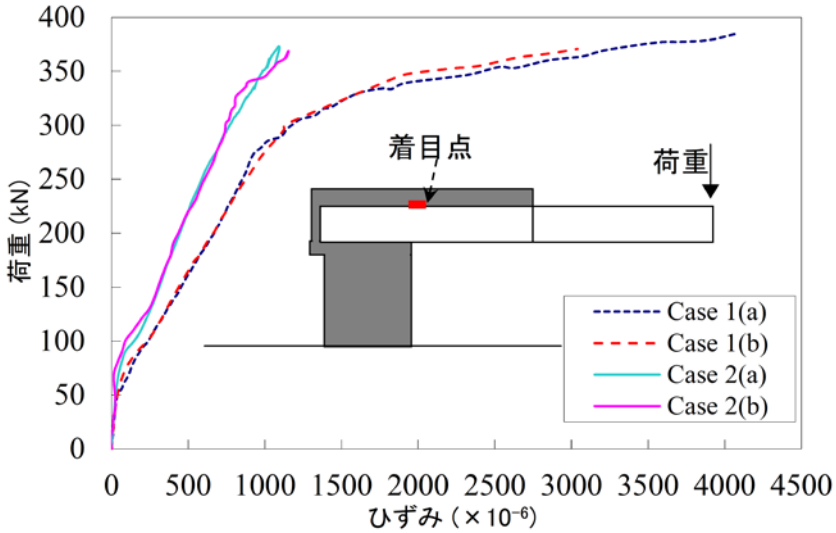


図 4.2.19　H 形鋼上フランジの荷重とひずみの関係

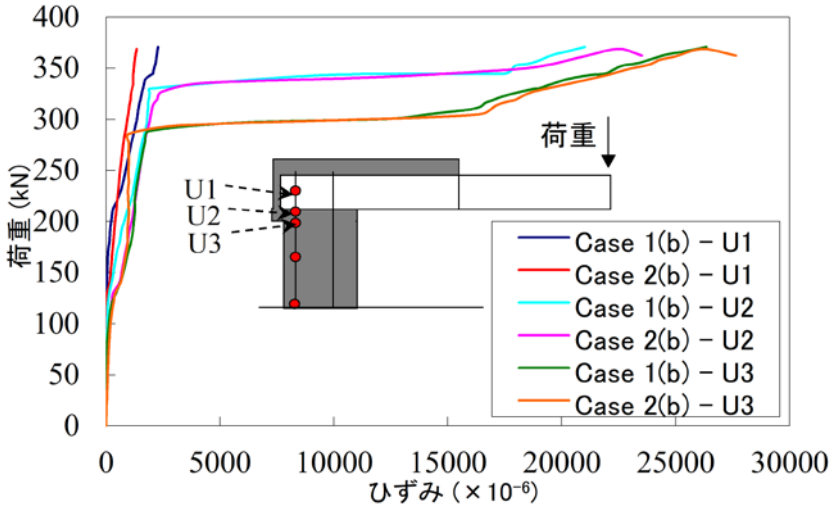


図 4.2.20　竪壁背面主鉄筋隅角部の荷重とひずみの関係

Case1(b), Case2(b)について, 竪壁主鉄筋の負荷荷重とひずみの関係を**図 4.2.20** に示す。この図より補強桁の有無によるひずみの変化に大きな違いは見られないことがわかる。また, H 形鋼下フランジ付近および竪壁と床版の接合部(位置 U2 および U3)で塑性化がみられた。この接合部の開き(**写真 4.2.2**)は, 竪壁主鉄筋の降伏が主な原因と考えていた。しかし, Case2(b)では, 位置 U1 でのひずみは最大荷

重時で 1603×10^{-6} と測定され，その時の応力は 311N/mm^2 であり，これは使用材料の降伏応力 406N/mm^2 より小さかった。したがって，竪壁主鉄筋は最大荷重時においても弾性領域にあることがわかった。また，H 形鋼固定部付近では塑性化が発生せず，固定のためのナットの破損も確認されていないことから，本構造の H 形鋼のネジ節異形棒鋼とナットを用いた固定方法は問題ないことがわかった。

写真 4.2.2　接合部の開き

(2) 解析結果

図 4.2.21 は，荷重載荷位置での荷重と変位の関係について，試験結果と解析結果を重ねて示したものである。この図に示すように，変位は約 300kN まで緩やかなカーブを描き徐々に増加する。そして，前セクションで説明した接合部の開きが発生し，曲線の勾配が変化した。変位は徐々に増加し，載荷荷重 385kN，変位 118mm で終了した。それに対して解析結果は，載荷荷重 383kN，変位 119mm であり，試験結果との差は各々0.7%，1.35%であった。

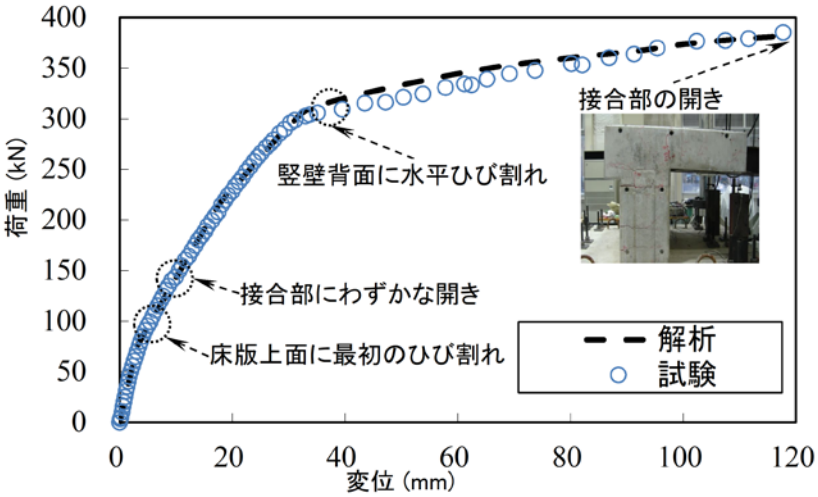
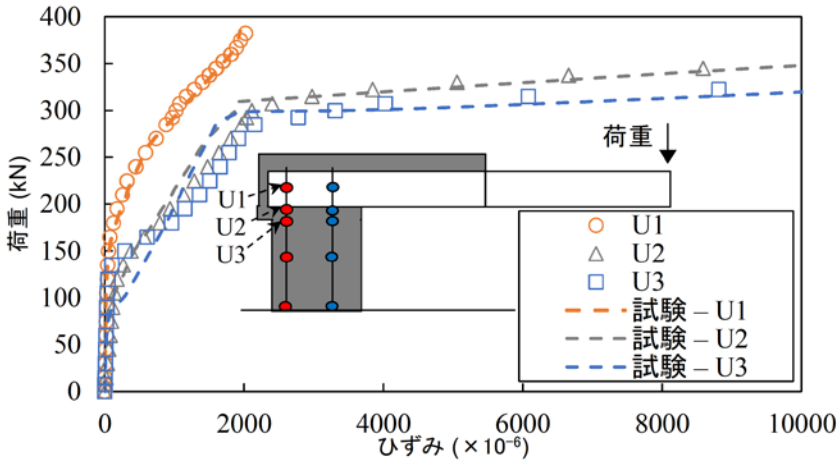


図 4.2.21　H 形鋼自由端での荷重と変位の関係

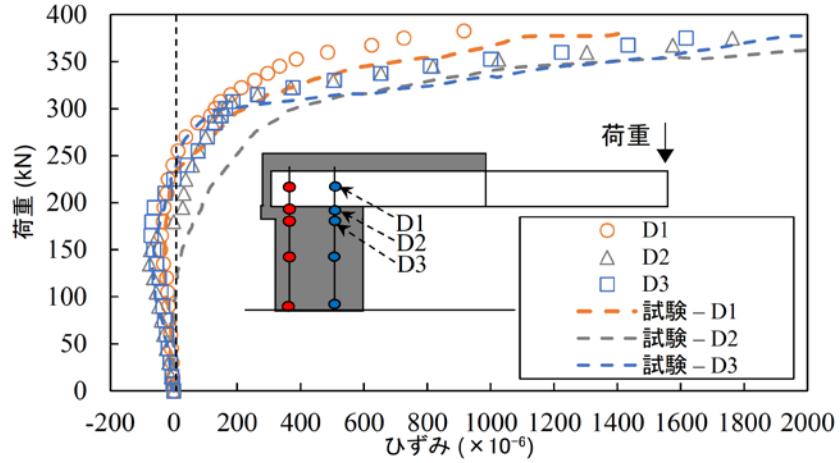
また，竪壁主鉄筋の荷重とひずみの関係を**図 4.2.22** に示す。試験結果と解析結果は非常に酷似しているといえる。

竪壁背面側主鉄筋は，解析では荷重が 290kN，試験では 303kN を超えた辺りで位置 U3 の接合部付近で降伏している。竪壁前面側主鉄筋は，最初は圧縮ひずみの挙動を示しているが，荷重が増えるにつれ引張ひずみに変化する。隅角部内（位置 U1，D1）は最大荷重時には引張状態にあることがわかった。

位置 U1 のひずみは解析値で 2023×10^{-6}，試験値で 2100×10^{-6} であり，その差は 3.8%であった。



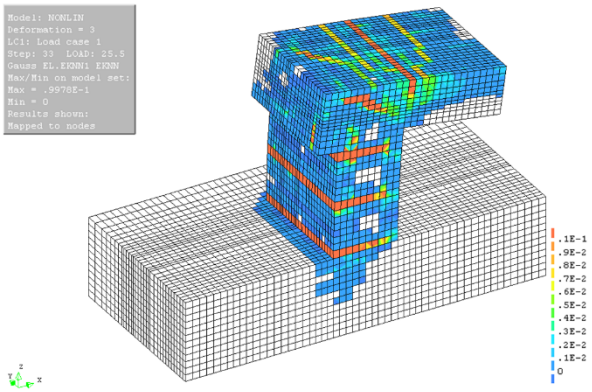
(a) 竪壁背面側主鉄筋



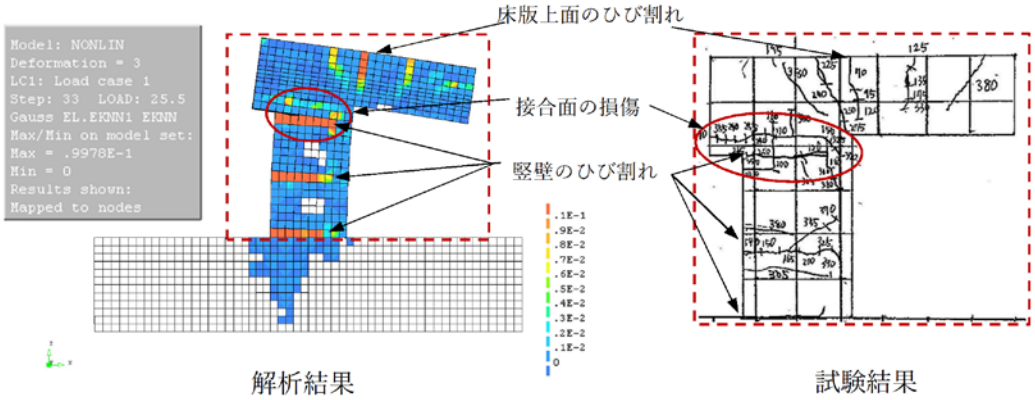
(b) 竪壁前面側主鉄筋

図 4.2.22　竪壁主鉄筋の荷重とひずみの関係

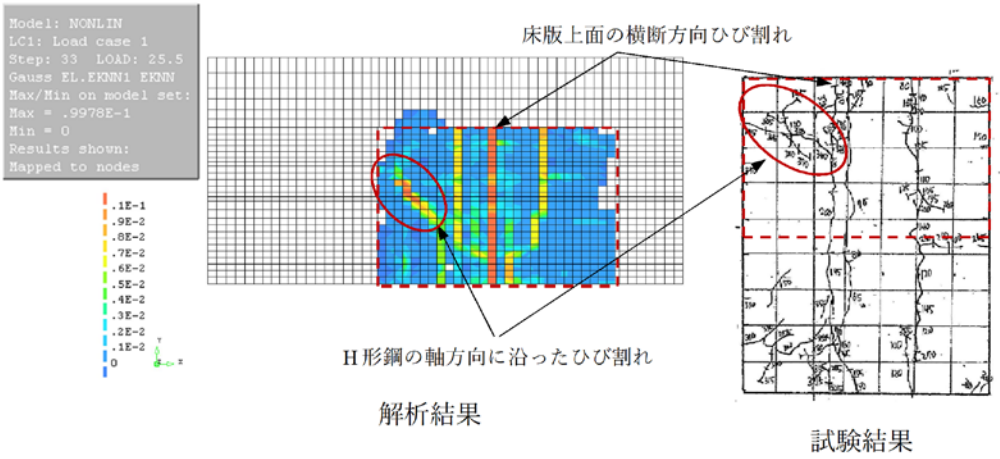
さらに亀裂の形成を有限要素解析によりモデル化した。**図 4.2.23** は Case1(a)の終局状態における亀裂等高線を表しており，先に紹介した試験で得られたひびわれ図（**図 4.2.17**）と非常に酷似しているといえる。解析結果でも，試験結果との破壊性状と同様に，隅角部付近の床版上面，竪壁と床版の接合部，竪壁背面の順に亀裂が発生し，荷重が 383kN に達した時点で，コンクリートの圧縮破壊が接合部で発生した。



(a) 鳥瞰図



(b) 側面図



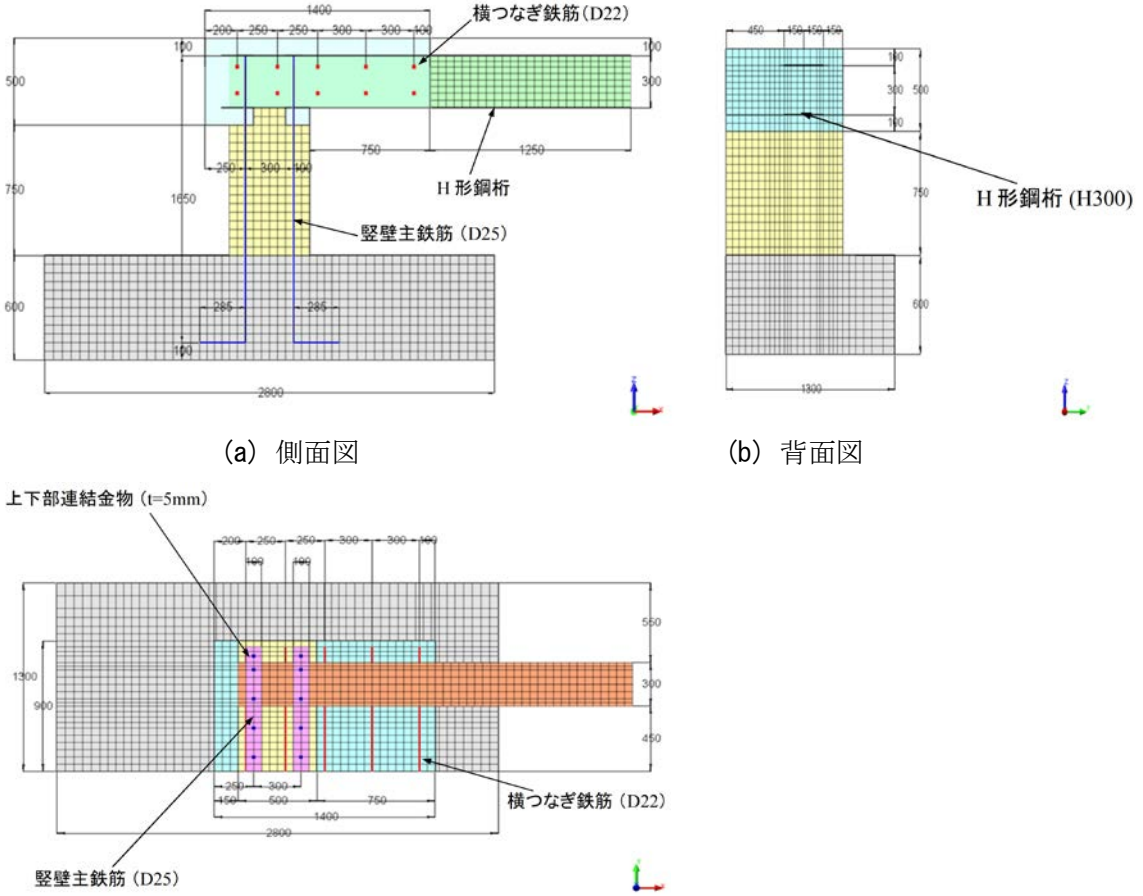
(c) 平面図

図 4.2.23　終局荷重時のひび割れ図

以上の結果より，解析モデルによるシミュレーションは，試験モデルの代用になり得ると判断した。そして，種々のパラメータを変化させ解析すること（パラメトリック解析）により，本構造の隅角部の性能について，定量的な解が求められると考えた。次項では，解析モデルによるシミュレーションを用いて，H 形鋼の桁高が隅角部の応力伝達や耐力に及ぼす影響についてその結果を示す。

(3) パラメトリック解析結果

H 形鋼の桁高が，隅角部の応力伝達や耐力にどのように影響を及ぼすか，検証を行う。そこで前項での Case1(a)の解析モデルをベースに，Case1(c)を作成し，非線形構造解析を行った。Case1(c)の解析モデルは，**図 4.2.24** に示すように，Case1(a)の H 形鋼の桁間隔は変えず，桁高を 250mm から 300mm に変更している。また，竪壁主鉄筋を D19 から D25 に変更している。なお，材料特性や境界条件に変更はない。



(a) 側面図　　(b) 背面図

(c) 平面図

図 4.2.24　Case1(c) 解析モデル

図 4.2.25 は Case1(a)と Case1(c)の荷重載荷位置での荷重と変位の関係を表す。Case1(c)の終局荷重は 540kN であり，Case1(a)の 385kN より約 40%高い結果が得られた。具体的には，荷重が 440kN 付近までは変位は荷重の増加にしたがってほぼ一定勾配の線形的な挙動であり，その後，竪壁主鉄筋が降伏し，前項で説明したような床版と竪壁の境界部での開きが生じたことから，荷重変位曲線の傾きが変化している。その後さらに変位が大きくなり，荷重 540kN で 174mm の変位に達し終局状態となった。それに対して Case1(a)の終局状態は，荷重 383kN で 119mm の変位であった。H 形鋼の桁高が 250mm から 300mm にアップすることで，終局時の耐力が 40%アップしたことになる。したがって，本構造の耐力において，H 形鋼の桁高が重要な役割を果たしているといえ，H 形鋼の桁高が増すことにより，床版としての曲げ剛性が向上し，耐力が大きくなる。

図 4.2.26 は Case1(c)の竪壁主鉄筋の応力とひずみの関係を示しており，竪壁主鉄筋のひずみの変化は，Case1(a)の実験結果と解析結果の両者に酷似しているといえる。H 形鋼下フランジ付近および竪壁と床版との接合部（位置 U2 および U3）で塑性化が確認できる。また，位置 U1 では，Case1(a)は終局

荷重まで弾性範囲であったのに対し，Case1(c)では荷重が 495kN を超えた付近で降伏している。

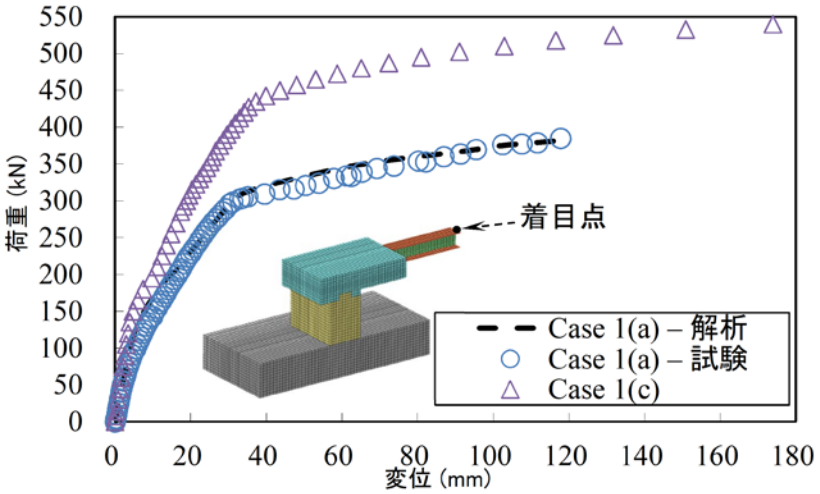


図 4.2.25　Case1(a)と Case1(c)の荷重と変位の関係

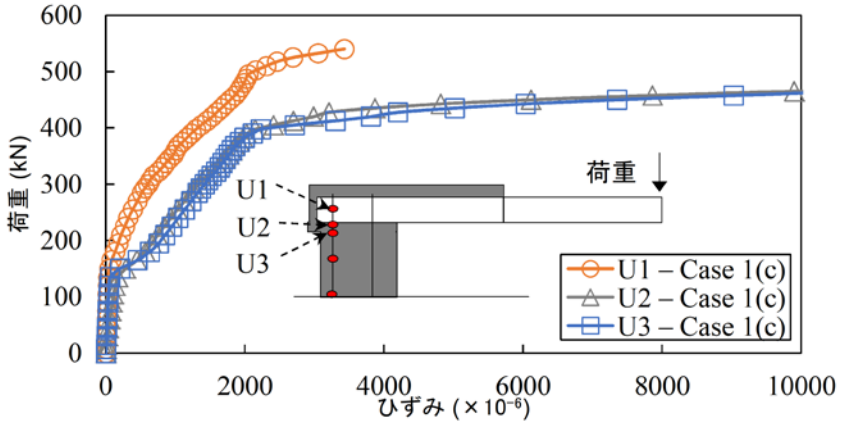


図 4.2.26　Case1(c)の竪壁主鉄筋の応力とひずみの関係

図 4.2.27 に Case1(c)の終局状態におけるひび割れ図を示す。なお，Case1(c)の破壊挙動は以下のようである。

①竪壁と床版との接合部で初期ひび割れが発生（140kN）。
②竪壁に発生したひび割れが進展する。
③隅角部の床版上面に橋軸直角方向のひび割れが生じる。
④竪壁内側でコンクリートの圧縮破壊が生じる（540kN）。

Case1(a)では最初に床版上面にひび割れが発生したが，Case1(c)では竪壁背面に最初のひび割れが発生しており，両者のひび割れ形成に違いがみられた。これは，H 形鋼の桁高が大きくなり，床版の剛性が増したことが原因と考えられる。

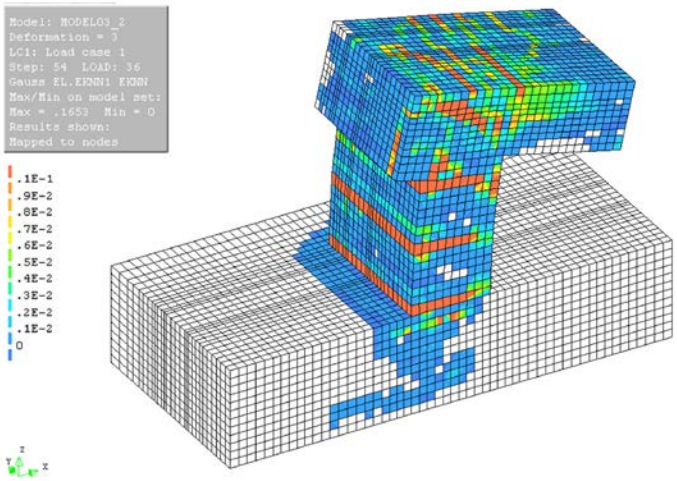


図 4.2.27　Case1(c)の終局荷重時のひび割れ図

4.3　ラーメン橋全体モデル

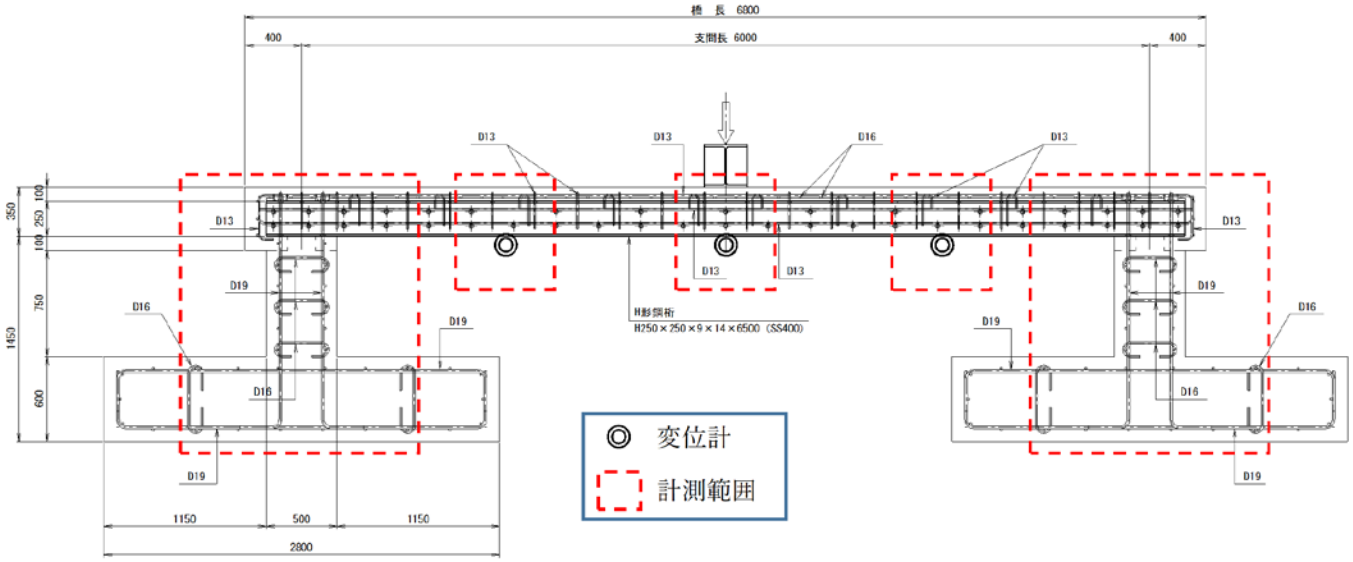
4.3.1　静的載荷試験の概要

(1) 試験の目的

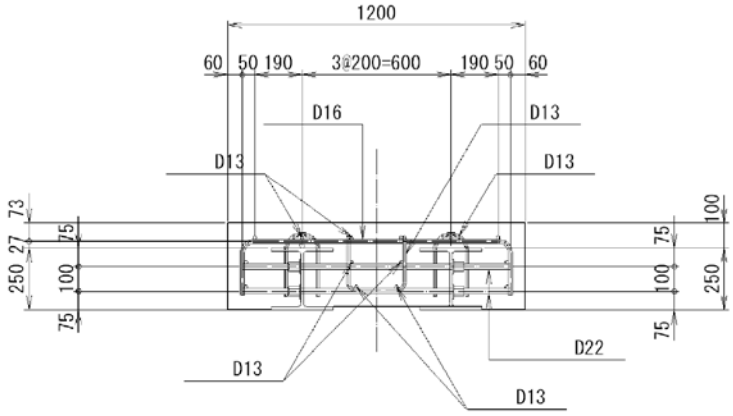
これまではラーメン隅角部の 4 つの実験モデルの載荷試験と，その解析モデルによる破壊性状について示し，本隅角部構造の有効性を示してきた。ここでは，さらに本構造によるラーメン橋全体モデルを用いた載荷試験を試み，終局状態までの挙動について明らかにする。

(2) 試験体諸元

ラーメン橋全体モデルを**図 4.3.1** に示す。橋長 6.80m，支間長 6.00m，幅員 1.20m，床版上面～フーチング底まで 1.80m，高さ 0.25m の H 形鋼を桁間 0.60m で 2 本配置，床版高 0.35m である。材料は，先の隅角部モデルと同様のコンクリートならびに鋼材を使用している。



(a) 側面図



(b) 床版断面図

図 4.3.1　ラーメン橋全体モデル

(3) 試験概要

載荷試験は，終局状態までの試験体全体および H 形鋼，主鉄筋，接合部の性状を把握するため，**写真 4.3.1** に示すように，最大圧縮力 3000kN の油圧サーボ式大型載荷試験装置の載荷点をラーメン橋支間中央に配置し，荷重とたわみ，ひび割れの進展，コンクリートの表面ひずみ，H 形鋼・主鉄筋のひずみ

を計測する。測定箇所は，たわみを把握するための変位計は，支間中央および支間 1/4 位置，ひずみゲージは，隅角部付近の床版および竪壁のコンクリート表面や鋼材に配置した（**図 4.3.1** の赤色破線枠）。

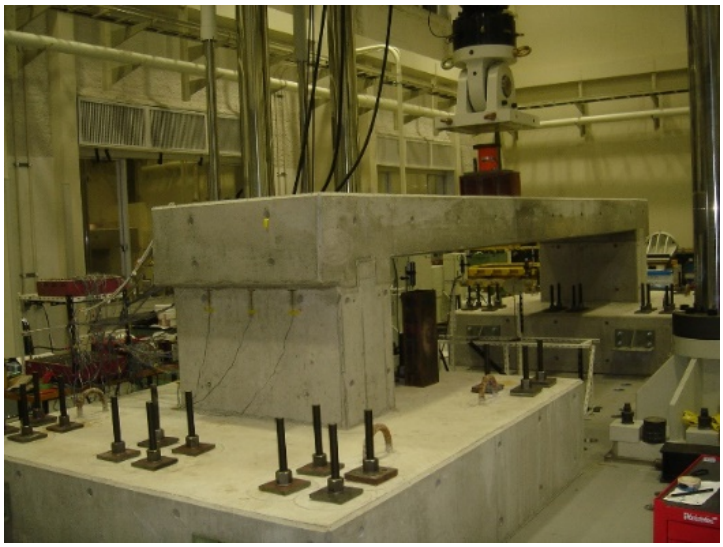


写真 4.3.1　ラーメン橋全体モデル載荷試験状況

4.3.2　試験の結果

図 4.3.2 に載荷試験後（終局時）のひび割れ図を，**図 4.3.3** に支間中央部の変位と荷重の関係を示す。また，本ケースの破壊挙動は以下のようであった。

①隅角部付近の床版上面に初期ひび割れが発生（120kN）。
②支間中央の床版下面にひび割れが発生（210kN）。
③竪壁と床版の接合部に開きが発生（240kN）。
④隅角部と支間中央部のひび割れ進展。
⑤竪壁背面中央付近に水平ひび割れが発生（570kN）。
⑥竪壁と床版の接合部のひび割れは竪壁内側へ進展。
⑦支間中央の床版上面でコンクリートの圧縮破壊が生じ試験終了（1000kN）。

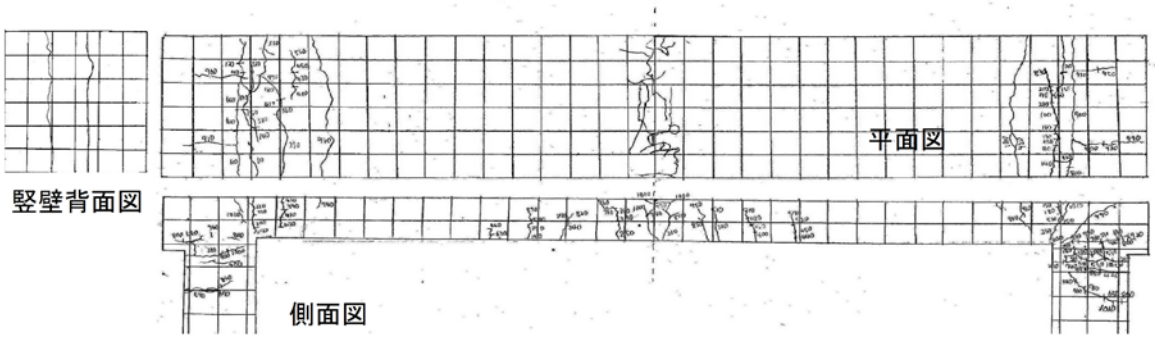


図 4.3.2　終局荷重時のひび割れ図

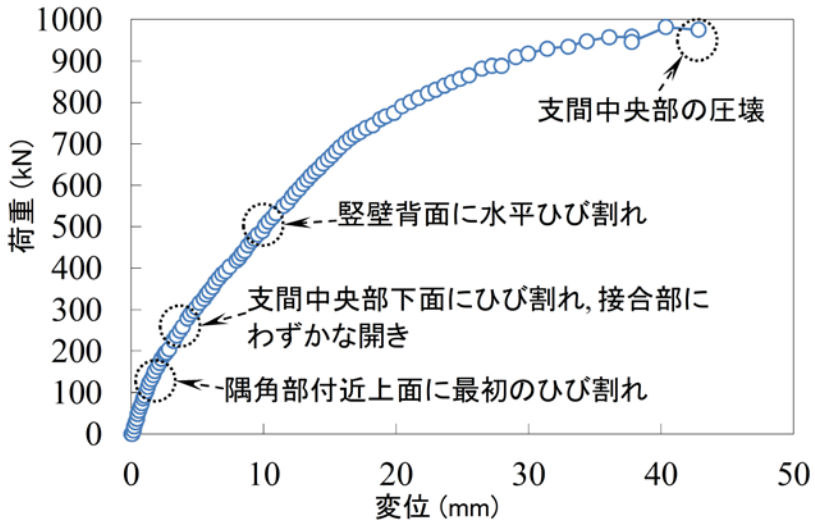
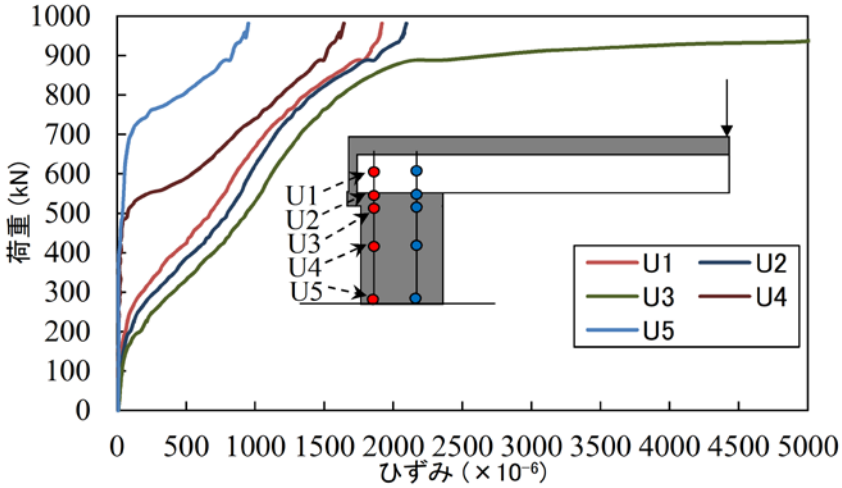


図 4.3.3　支間中央部の荷重と変位の関係

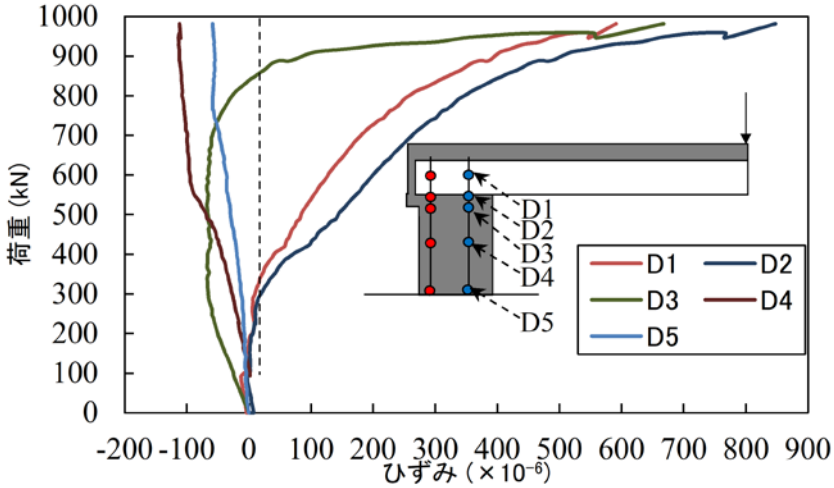
図 4.3.3 は竪壁主鉄筋の荷重とひずみの関係を示したものである。前項の隅角部モデルと同様に，竪壁背面側の主鉄筋は常に引張領域にあった。また，接合部の開口の影響から，位置 U3 は降伏し塑性化している。その他の位置では終局荷重時では降伏はみられず，位置 U2 では 2095×10^{-6} のひずみが観測された（**図 4.3.4(a)**）。**図 4.3.4(b)**は，竪壁前面側主鉄筋の荷重とひずみの関係である。位置 D1，D2，D3 は試験開始当初は圧縮領域にあったが，荷重が増加するにつれ中立軸がシフトし，荷重がそれぞれ 182kN，104kN，841kN を超えた辺りで引張領域となった。位置 D4，D5 は常に圧縮領域であった。位置 D2 で発生した最大ひずみは 847×10^{-6} で，その時の応力は 164N/mm² と推定され，これは鉄筋の降伏応力の約 40%に相当する。これらより，竪壁前面側の主鉄筋は終局時においても降伏しないことがわかった。

図 4.3.5(a)は，H 形鋼上フランジの荷重とひずみの関係を示している。竪壁前面部（位置 UH2）と支間 1/4 部（位置 UH3）は引張領域にあるが，支間中央部（位置 UH4）は常に圧縮領域にある。また，H 形鋼下フランジでは，支間中央部（位置 LH4）は常に引張領域にあり，荷重が 760kN で降伏を開始し，その時のひずみは 1658×10^{-6} であった。位置 LH2，LH3 は常に圧縮領域にあった（**図 4.3.5(b)**）。これらより，床版に作用する曲げモーメントは，支間 1/4 付近で正負のシフトが行われていることが分かる。

一方，**図 4.3.6** に示すように，支間中央部のコンクリート上面のひずみは，荷重が増加するにつれ圧縮ひずみが大きくなっていくが，終局荷重時には引張方向に振れている。終局荷重時において，ネジ節異形棒鋼とナットを使った隅角部構造には破損は認められなかった。終局時の破壊モードは，支間中央部のコンクリートの圧縮破壊であったといえる（**写真 4.3.2**）。したがって，このラーメン橋全体モデルでの実験でも，本隅角部構造の有効性は確認されたといえる。

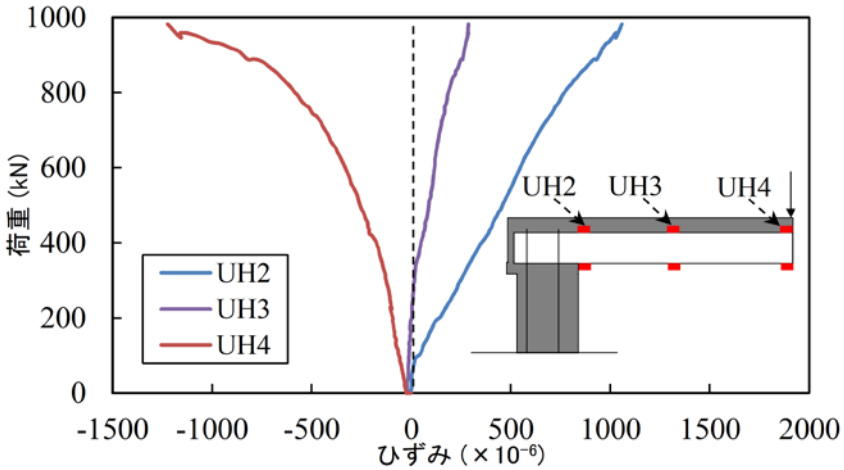


(a) 竪壁背面側主鉄筋

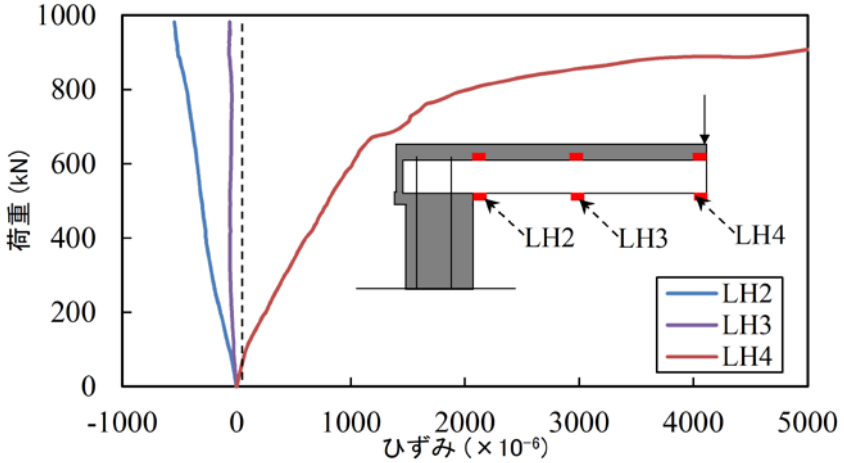


(b) 竪壁前面側主鉄筋

図 4.3.4　竪壁主鉄筋の荷重とひずみの関係



(a) H 形鋼上フランジ



(b) H 形鋼下フランジ

図 4.3.5　H 形鋼の荷重とひずみの関係

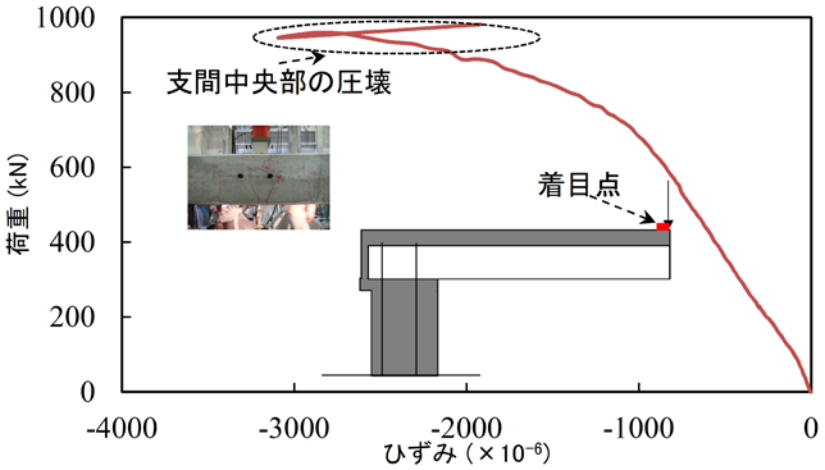


図 4.3.6　支間中央コンクリート表面の荷重とひずみの関係

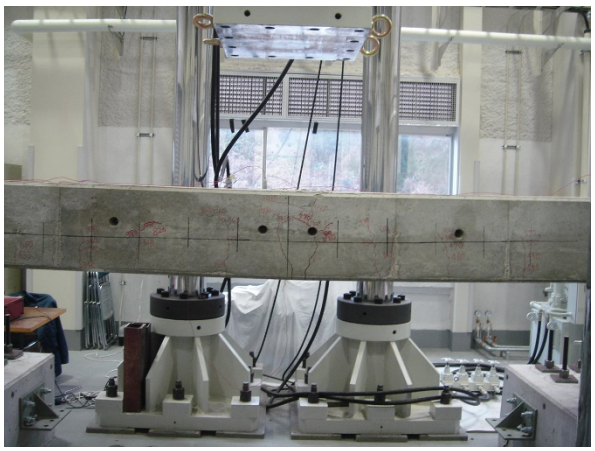


写真 4.3.2　支間中央での圧縮破壊状況

4.4 まとめ

本章では，ラーメン橋隅角部構造として，H 形鋼と鉄筋を用いた新しい接続方法を提案し，その有効性について実験と解析を通して検証した。それらを以下にまとめる。

・静的載荷試験により，ラーメン橋隅角部構造のひび割れの発生状況と破壊モードの確認ができた。
・数値解析結果は試験から得られた結果とよく一致していた。これは，パラメトリック解析の基礎的な一歩であり，ラーメン橋隅角部構造の更なる検証や改善に役立つものである。
・H 形鋼の溶融亜鉛メッキ処理については，その有無の比較を行った結果，破壊挙動や終局荷重に大きな差はみられなかった。また，終局荷重の差が小さいため，亜鉛メッキ皮膜が付着強度に及ぼす影響や，コンクリートと H 形鋼との間の荷重伝達については，ここで検討したケースでは結論づけるのは困難であった。
・補強桁を使用しない場合，H 形鋼の上フランジは，竪壁主鉄筋が降伏した後に塑性化したが，補強桁を使用すると塑性化はみられなかった。したがって，H 鋼桁の桁間隔が広い場合には補強桁を用いることは効果的であるといえる。
・ネジ節異形棒鋼とナットを使った隅角部構造には問題は発生しなかった。
・パラメトリック解析の結果，H 形鋼の桁高増加（＝床版高さ増加）は，床版の剛性を高め，ひいてはモデルの耐荷力性能を向上させた。
・ラーメン橋全体モデルでの載荷試験結果から，破壊モードは支間中央部のコンクリート表面の圧縮破壊であることがわかった。また，隅角部付近では塑性化は発生せず，隅角部構造の破損も確認されなかった。したがって，今回のラーメン橋隅角部構造は，ラーメン橋全体モデルでもその有効性は確認された。

この隅角部構造は，最大 20m 程度の短支間橋梁に対して，施工が非常に簡単でコストにも優れた構造であるといえ，その標準化が期待されるところである。しかし，今回の結果は，実験室で行われた実験と数値解析に基づいて得られたものであり，実際に即した，まだ一層の検証が必要と考える。

参考文献

1) 徳野光弘，津田和俊，梶川康男，深田宰史：H 形鋼を用いた床版橋，橋梁と基礎，Vol.39，No.2，pp.49-55，2005.2.
2) S. Fukada, Y. Kajikawa, M. Tokuno: Load-Carrying and Fatigue Capacity of Reinforced Concrete Slab Bridge with H-Shaped Steels, Proceedings of The Tenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, pp.281-286, 2006.8.
3) 高木優任，中村俊一，室井進次：PBL を用いた複合ラーメン橋隅角部に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.49A，pp.1063-1074，2003.3.
4) 小浪尊宏，蛭田健次，安保瑠女，千葉陽子：鋼複合ポータルラーメン橋（中田春木川橋）の設計と実測，橋梁と基礎，Vol.42，No.3，pp.14-20，2008.3.
5) 公益社団法人土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書 設計編，2018.3.
6) Langill,T.J.: Mechanical properties of hot-dip galvanized steel, Proceedings of Structures Congress, 2009.
7) Hamad,B.S., Mike,J.A.: Bond strength of hot-dip galvanized reinforcement in normal strength concrete structures, Construction and Building Materials, Vol.19, No.4, pp.275-283, 2005.

第5章　結　論

5.1　本研究のまとめ

本研究では，支間長 5.0～25.0m 程度の短支間橋梁に最適な，H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋を提案した。

そして，H 形鋼を用いた床版橋については，静的載荷試験や解析により耐荷力性能を，荷重繰返し載荷試験により耐疲労性能を検証した。また，H 形鋼を用いた門形ラーメン橋については，静的載荷試験と解析により，耐荷力性能を検証し，パラメトリック解析を行った。

以下に，各章ごとの内容および得られた結果等を取りまとめ本論文の結論とする。

「第 1 章　序論」では，国内の橋梁の現状を把握し，財政事情の厳しい市町村に 5.0～25.0m 程度の短支間橋梁が多く，今後老朽化橋梁が増加していくことに触れた。そして，架替えの際に建設コストや維持管理コストなどで有利な H 形鋼を用いた床版橋を提案した。また，単純桁橋よりも門形ラーメン橋がより建設コストや維持管理コストの削減ができることを述べ，H 形鋼を用いた床版橋を上部構造とする，H 形鋼を用いた門形ラーメン橋を提案した。この門形ラーメン橋の隅角部構造について，これまでの研究を紹介し，さらに簡単で確実な構造を提案した。

「第 2 章　H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋の構造概要と施工事例」では，新しい構造である H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋について，それぞれの構造概要と施工事例について写真を交えて説明した。

H 形鋼を用いた床版橋は，従来鉄道橋として多用されてきた H 鋼埋込み桁を改良し，耐久性と施工性，経済性を向上させた新しい床版橋である。適用支間長である 5.0m～20.0m 程度では，従来工法であるプレテンション方式 PC 床版橋と比較して低コストであること，施工が早いこと，桁高が低く都市部など低桁高が求められる場所に適していること，桁運搬や架設が容易であること，などメリットの多い床版橋である。

H 形鋼を用いた門形ラーメン橋は，上部構造（H 形鋼を用いた床版橋）と下部構造を剛結合し，上下部一体構造とした複合門形ラーメン橋である。この門形ラーメン橋では，H 形鋼と鉄筋による簡単で確実な隅角部構造を提案し採用している。適用支間長 5.0～25.0m 程度の短支間橋梁では，これまでは設計や施工の簡便さから，上部構造を下部構造に支承を介して支持する単純桁橋梁が多く用いられてきた。これに対し，H 形鋼を用いた門形ラーメン橋は，単純桁構造のプレテンション方式 PC 床版橋と比較して，初期コストや維持管理コストいずれも低コストであること，施工が早いこと，桁高が低く都市部など低桁高が求められる場所に適していること，特殊な技術は不要で施工が容易であること，などメリットの多い橋梁である。

「第 3 章　H 形鋼を用いた床版橋の耐荷力性能と耐疲労性能」では，H 形鋼を用いた床版橋は，H 形鋼とコンクリートによる合成構造として設計しているが，実際に合成効果はどの程度期待できるのか，また横つなぎ鉄筋による橋軸直角方向への荷重分配が理論通り成されているか，さらに疲労に対する安全性は確保されているか，について明確ではなかった。そこで，試験体を作成して，静的載荷試験および荷重繰返し載荷試験を行った。また，静的載荷試験については，破壊に至るまでの試験も行い，それぞれ試験と解析による結果との比較を行った。

静的載荷試験の結果より，H 形鋼とコンクリートとの合成効果が確認でき，合成構造として設計する

のが妥当であることが確認できた。また，横つなぎ鉄筋による橋軸直角方向への横分配が機能していることが確認できた。したがって，現在の設計手法の妥当性が確認できた。

また，荷重繰返し載荷試験による疲労試験と疲労試験後の静的載荷試験により，本構造の耐疲労性能について問題ないことが確認できた。

「第 4 章　H 形鋼を用いた門形ラーメン橋の耐荷力性能」では，提案した隅角部構造の耐荷力性能を確認するため，隅角部モデルを使った静的載荷試験により，破壊までの挙動を把握し，耐荷力性能の検証を行った。その際，耐久性向上のための防食塗装として，溶融亜鉛メッキ処理を施した H 形鋼を使ったモデルによる試験も行い，溶融亜鉛メッキ処理の有無による耐荷力性能の差異を検証した。また，桁間に補強桁を追加したモデルによる試験も行い，補強桁の有無による耐荷力性能の差異を検証した。

静的載荷試験は，破壊までの挙動が把握でき，ラーメン橋隅角部構造のひび割れの発生状況と破壊モードの確認ができた。隅角部の H 形鋼固定部付近では塑性化が発生せず，固定のためのナットやネジ節異形棒鋼に破損は確認できず，隅角部構造には問題は生じなかった。また，数値解析結果は実験から得られた結果とよく一致していることが確認された。これは，パラメトリック解析への基礎的な一歩であり，ラーメン橋隅角部構造の更なる検証や改善に役立つと考える。

H 形鋼の溶融亜鉛メッキ処理については，その有無の比較を行った結果，破壊挙動や終局荷重に大きな差はみられなかった。また，終局荷重の差が小さいため，亜鉛メッキ皮膜が付着強度に及ぼす影響や，コンクリートと H 形鋼との間の荷重伝達については，ここで検討したケースでは結論づけるのは困難であった。また，補強桁を使用しない場合，H 形鋼の上フランジは，竪壁主鉄筋が降伏した後に塑性化したが，補強桁を使用すると塑性化はみられなかった。したがって，H 鋼桁の桁間隔が広い場合には補強桁を用いることは有効的であることが確認された。

パラメトリック解析の結果，H 形鋼と桁高増加（＝床版高さ増加）は，床版の剛性を高め，耐荷性能を向上させることを確認した。

ラーメン橋全体モデルでの載荷試験結果から，破壊モードは支間中央部のコンクリート表面の圧縮破壊であることがわかった。また，隅角部付近では塑性化は発生せず，隅角部構造の破損も確認されなかった。したがって，今回のラーメン橋隅角部構造は，ラーメン橋全体モデルでもその有効性は確認された。

5.2　今後の課題と展望

本研究では，支間長 5.0～25.0m 程度の短支間橋梁に最適な H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋を提案し，各々の構造に対し耐荷力性能や耐疲労性能について実験や解析により検証を行い，その安全性を確認した。本研究を踏まえ，H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋について，さらに検討が必要と考えられる事項を以下に示す。

(1) H 形鋼を用いた門形ラーメン橋隅角部の耐力照査式

今回提案した H 形鋼を用いた門形ラーメン橋の隅角部は，下部構造の主鉄筋で H 形鋼を貫きナットで止めるといった，非常に簡単な構造である。そして，今回の試験や解析を通して，安全で確実な構造であることが確認できた。ただし，設計するにあたり，隅角部は剛であることを前提としているが，間違いなくそう言い切れるのかを確認する必要があると考える。

土木学会の複合構造物の性能照査指針（案）によると，『接合部の耐力が接合部を剛体とみなして求

めた断面力の 2 倍程度以上，あるいは接合部の部材角，せん断変形角が十分小さければ，一般に剛であると考えてよい』とされている [1]。この文の前半部分にしたがって，今回提案の隅角部構造に発生する断面力が，隅角部の耐力の 1/2 以下となるように設計すれば，この隅角部構造は剛であるとみなすことができると考える。そのためには，隅角部の耐力を算定するための耐力算定式が必要であると考える。また，算定式を整備することにより，この隅角部構造のほかの構造物への転用も容易になると考える。

(2) 部分係数設計法のための部分係数の提案

平成 29 年 11 月に道路橋示方書･同解説が改定され，道路橋の設計がこれまでの許容応力度設計法から部分係数設計法へ移行した。これにより，多様な構造や新材料に対応することが可能となった。

H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋の設計もこれに対応すべく，ソフトウェアの改修を行っているが，現在のところ「調査・解析係数」「部材・構造係数」「抵抗係数」は道路橋示方書に記載されている一般的な数値を用いている。そこで，より実際に則した設計ができるように，今回の試験や解析結果を用いることにより，H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋独自の部分係数の提案が可能であると考える。

(3) 新材料の採用

わが国は現在少子高齢化・人口減少という問題を抱えており，建設業の担い手は減少の一途をたどっている。このような状況において，橋梁の架設現場ではいかにして省力化を図るかが課題となっている。

H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋では，桁間に落とし込む型枠や鉄筋加工形状など，できるだけ簡単に早く施工ができるように改良を重ねてきた。そこで，更なる省力化を図る手段として，H 形鋼の CFRP（炭素繊維強化プラスチック）化を提案する。これにより，H 形鋼の架設にはトラッククレーンが不要となり，より小さなユニッククレーンや人力で行えるようになり，省力化につながると考える。また，運搬が容易となり，より狭い場所での施工も可能となる。さらに，耐久性の面からは，腐食のための対策が不要となり，鉄筋などその他の鋼材も CFRP 化すれば，海上や海岸線など環境の厳しい場所への対応も容易となる。ただし，建設コストの上昇が見込まれるため，これが課題となる。

最後に，H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋は，今後進む老朽化橋梁対策に有用な技術であると考える。本研究の成果が，本橋梁の更なる発展と普及の一助となれば幸いである。

参考文献

1) 公益社団法人 土木学会：構造工学シリーズ 11 複合構造物の性能照査指針(案)，pp.191-192，2002.10.

付録　H 形鋼を用いた床版橋および門形ラーメン橋の維持管理手法

付.1　概　説

近年の建設コスト縮減，維持管理コスト縮減という社会からの要求を満たすために，H 形鋼を用いた新しい形式の床版橋（平成 14 年(2002)～）と，またこの床版と下部構造とを一体化した門形ラーメン橋（平成 18 年(2006)～）を開発し，すでに 16 年が経過した。そして，現在に至るまで日本国内において床版橋は 100 橋余，門形ラーメン橋は 200 橋余が施工されている。

この間に，日本では平成 24 年(2012)12 月に中央自動車道上り線笹子トンネルで発生した天井板落下事故を契機として，道路ストックの維持管理の重要性が叫ばれ，道路の老朽化対策が本格実施されることとなった。そして，平成 25 年(2013)6 月に道路法が改正され，道路橋は 5 年サイクルでの定期点検が義務づけられ，本形式の橋梁も点検対象となっている。

日本国内で実施されている橋梁定期点検は，主に国土交通省が作成した橋梁定期点検のための「橋梁定期点検要領」[1] により行われている。しかしながら，この「橋梁定期点検要領」には，筆者らが開発した床版橋ならびに門形ラーメン橋に合致しない部分もある。そこで，橋梁定期点検要領を補完するため，また本橋梁形式の今後の更なる改善のため，独自の「自主点検マニュアル」[2] による維持管理手法を実施している。

付.2　維持管理手法

付.2.1　橋梁点検の種別

橋梁点検の種類は次に示す項目が標準とされている [3]。

①通常点検

損傷の早期発見を図るために，道路の通常巡回として実施するもので，道路パトロールカー内からの目視を主体とした点検をいう。

②定期点検

橋梁の損傷状況を把握し損傷の判定を行うために，頻度を定めて定期的に実施するもので，近接目視を基本としながら目的に応じて必要な点検機械・器具を用いて実施する詳細な点検をいう。

③中間点検

定期点検を補うために，定期点検の中間年に実施するもので，既設の点検設備や路上・路下からの目視を基本とした点検をいう。

④特定点検

塩害等の特定の事象を対象に，予め頻度を定めて実施する点検をいう。

⑤異常時点検

地震，台風，集中豪雨，豪雪等の災害や大きな事故が発生した場合，橋梁に予期していなかった異常が発見された場合などに行う点検をいう。

この中で，今回の道路法改正により「②定期点検」が，5 年に 1 回の頻度で行うことを基本とされた。

付.2.2　橋梁定期点検

道路法改正を受けて，橋梁定期点検を行うための「橋梁定期点検要領」[1]がまとめられた。この点検要領は，道路法の道路における橋長 2.0m 以上の橋，高架の道路等（以下「道路橋」という。）のうち，国土交通省および内閣府沖縄総合事務局が管理する道路橋の定期点検に適用されるが，国以外の都道府

県市町ほかにおいても，この橋梁定期点検要領を基本に定期点検が実施されている。

橋梁定期点検要領では，点検の項目および方法，損傷程度の評価，対策区分の判定，健全性の診断などが示されており，点検～診断～措置～記録というメンテナンスサイクルを回す仕組みが構築されている。

ただし，対象としている上部構造形式は，桁橋やトラス橋，アーチ橋，ラーメン橋，斜張橋，その他と一般的な形式であり，点検項目もそれらに該当する内容となっている。

ところが，筆者らが考案した H 形鋼を用いた床版橋や H 形鋼を用いたラーメン橋は，この点検項目に該当しない部材があることから，これらに対応した点検項目の読み替えや追加が必要と考えた。

そこで，上部構造の点検項目は「H 形鋼」（**写真 付.2.1**）「橋体」（**写真 付.2.2**）とし，これに「桁下面型枠」（**写真 付.2.3**，**写真 付.2.4**）を追加した。下部構造の点検項目は「橋台」と「橋脚」の「竪壁」（**写真 付.2.5**）「隅角部（竪壁上部）」（**写真 付.2.6**）とした。その他に「路上」には「舗装目地」（**写真 付.2.7**）を追加した。これらを表にまとめたものを**表 付.2.1** に示す。

また，点検の標準的な方法として，「桁下面型枠」として杉板などの木製型枠を採用した場合の損傷である「腐朽」について追加した（**表 付.2.2**）。

写真 付.2.1 は上部構造下面を見上げた写真である。H 形鋼は下フランジが露出した状態であるため，架橋位置の周辺環境により，一般塗装，重防食塗装，溶融亜鉛メッキなどの防食のための表面処理を行っている。**図 付.2.1** は重防食塗装の例である。

写真 付.2.1　主桁下面(H 形鋼)[2)]

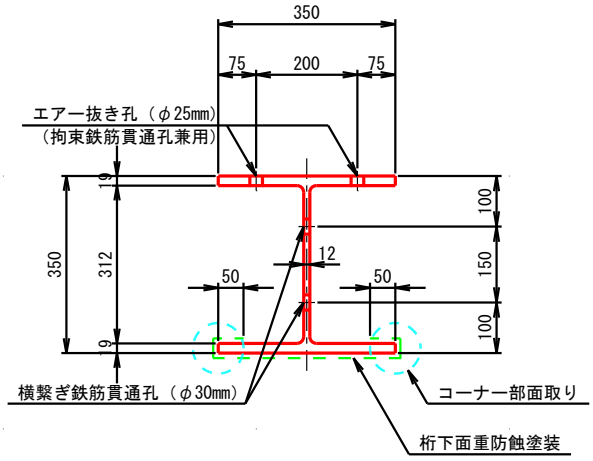


図 付.2.1　桁下面重防食塗装例

写真 付.2.2 は橋体の側面を写した写真である。橋体と地覆はコンクリート強度を変えているため，仕上がりの色が若干異なっている。橋体下面の両端には桁下面に伝え水が回らないよう，水切りを設けている（**図 付.2.2**）。また，地覆は乾燥収縮によるひび割れが生じやすいため，5m 程度の間隔で目地（**図付.2.3**）を設け，ひび割れの発生を抑制している。

写真 付.2.2 橋体(側面)[2)]

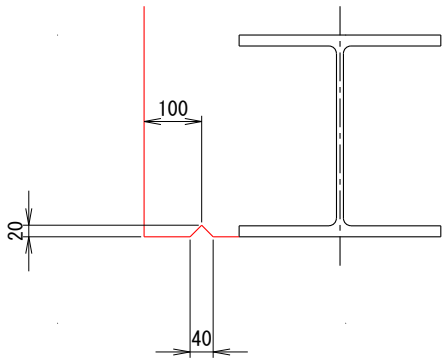


図 付.2.2 水切り部詳細図

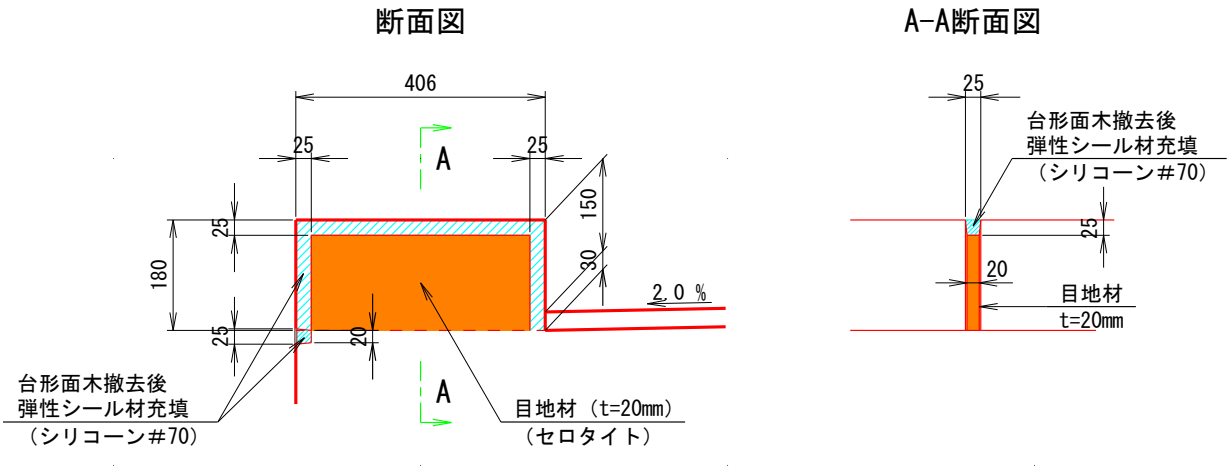


図 付.2.3 地覆目地工詳細図

写真 付.2.3 は上部構造下面を見上げた写真であり，桁下面型枠に木製型枠（杉板）を用いた例である。この木製型枠は，環境や経年劣化による腐朽が考えられる。**写真 付.2.4** は，桁下面型枠にプレキャストコンクリートを用いた例である。この場合は，通常の鉄筋コンクリートの劣化と同様に，ひび割れや剥離･鉄筋露出，欠損などが考えられる。

写真 付.2.3 桁下面型枠(杉板を用いた場合)[2)]

写真 付.2.4 桁下面型枠(プレキャストコンクリートを用いた場合)[2)]

写真 付.2.5 は門形ラーメン橋の橋台竪壁を撮した写真である。通常の鉄筋コンクリート下部構造と同様，ひび割れや剥離･鉄筋露出，欠損などの劣化が考えられる。

写真 付.2.5 竪壁(橋台)[2)]

写真 付.2.6 は門形ラーメン橋の橋台側面，隅角部を撮した写真である。多くの場合，護岸や土中に隠れてしまうことが多いが，通常の鉄筋コンクリート構造と同様にひび割れや剥離･鉄筋露出，欠損などの劣化が考えられる。また本論文第 4 章で示した試験結果から，過大な荷重に対しては接合部の開きが発生するため，部材の劣化と合わせて注視する必要がある。

写真 付.2.6 隅角部 [2)]

写真 付.2.7 は門形ラーメン橋の舗装目地を撮した写真である。ラーメン橋であるため上部構造端部に伸縮装置は不要であるが，舗装を連続して施工した場合，橋梁と背面土の挙動が一致せず舗装にひびわれが生じやすくなるため，目地により縁を切っている（**図 付.2.4**）。目地には弾性シール材を用いており，この材料の劣化が考えられる。

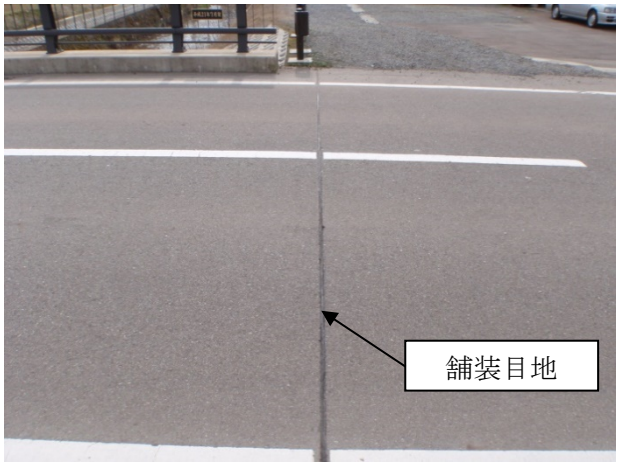


写真 付.2.7 舗装目地 [2)]

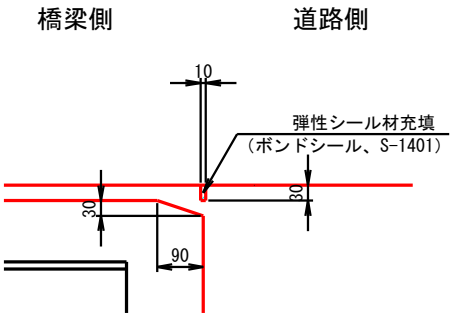


図 付.2.4 舗装目地工詳細図

表 付.2.1　点検項目 2)

注１：部位・部材区分の「＊印」は、「主要部材」を示す。
注２：赤字はＨ形鋼を用いた床版橋・同ﾗｰﾒﾝ橋特有の部材・損傷を示す。

部位・部材区分			対象とする項目（損傷の種類）		
			鋼	コンクリート	その他
上部構造	＊Ｈ形鋼		腐食 亀裂 ゆるみ・脱落 破断 防食機能の劣化 補修・補強材の損傷 遊間の異常 漏水・滞水 異常な音・振動 異常なたわみ 変形・欠損	ひびわれ 剥離・鉄筋露出 漏水・遊離石灰 抜け落ち 補修・補強材の損傷 床版ひびわれ うき 遊間の異常 変色・劣化 漏水・滞水 異常な音・振動 異常なたわみ 変形・欠損	その他 変色・劣化・腐朽 漏水・滞水 異常な音・振動 異常なたわみ 変形・欠損
	＊橋体				
	桁下面型枠				
下部構造	＊橋台 ＊橋脚	隅角部 （竪壁上部）	—	ひびわれ 剥離・鉄筋露出 漏水・遊離石灰 補修・補強材の損傷 うき 変色・劣化 漏水・滞水 異常な音・振動 異常なたわみ 変形・欠損	—
		竪壁			
	＊基礎		腐食 亀裂 防食機能の劣化 沈下・移動・傾斜	ひびわれ 剥離・鉄筋露出 沈下・移動・傾斜	—
支承部 （イージースラブ橋のみ）	支承本体		—	—	破断 遊間の異常 支承部の機能障害 変色・劣化 漏水・滞水 異常な音・振動 変形・欠損 土砂詰まり
	アンカーボルト		腐食 亀裂 ゆるみ・脱落 破断 防食機能の劣化 変形・欠損	—	—
	沓座モルタル		—	ひびわれ 剥離・鉄筋露出 うき 漏水・滞水 変形・欠損	—
路上	舗装・舗装目地		—	—	遊間の異常 路面の凹凸 変色・劣化 漏水・滞水 異常な音・振動 変形・欠損 土砂詰まり

表 付.2.2 点検の標準的な方法 2)

注：写真撮影は、カメラ、ビデオ等のデジタル撮影機器により行う。

注：赤字はＨ鋼桁を用いた床版橋・同ﾗｰﾒﾝ橋特有の損傷・点検方法を示す。

材料	損傷の種類	点検の標準的方法	必要に応じて採用することのできる方法の例
鋼	腐食	目視、ノギス、点検ハンマー	超音波板厚計による板厚計測
	亀裂	目視	磁粉探傷試験、超音波探傷試験、渦流探傷試験、浸透探傷試験
	ゆるみ・脱落	目視、点検ハンマー	ボルトヘッドマークの確認、打音検査、超音波探傷（F11T 等）、軸力計を使用した調査
	破断	目視、点検ハンマー	打音検査（ボルト）
	防食機能の劣化	目視	写真撮影（画像解析による調査）、インピーダンス測定、膜厚測定、付着性試験
コンクリート	ひびわれ	目視、クラックゲージ	写真撮影（画像解析による調査）
	剥離・鉄筋露出	目視、点検ハンマー	写真撮影（画像解析による調査）、打音検査
	漏水・遊離石灰	目視	—
	抜け落ち	目視	—
	床版ひびわれ	目視、クラックゲージ	写真撮影（画像解析による調査）
	うき	目視、点検ハンマー	打音検査、赤外線調査
その他	遊間の異常	目視、コンベックス	—
	路面の凹凸	目視、コンベックス、ポール	—
	舗装の異常	目視、コンベックスまたはクラックゲージ	—
	支承の機能障害	目視	移動量測定
	その他		
	腐朽	目視、点検ハンマー、触診	打音検査、マイナスドライバーなどによる突き刺し試験、含水率計、打ち込み深さ測定、ドリル穿孔、超音波伝播速度、（「木橋の点検マニュアル　木橋技術協会」参照）
共通	補修・補強材の損傷	目視、点検ハンマー	打音検査、赤外線調査
	定着部の異常	目視、点検ハンマー、クラックゲージ	打音検査、赤外線調査
	変色・劣化	目視	—
	漏水・滞水	目視	赤外線調査
	異常な音・振動	聴覚、目視	—
	異常なたわみ	目視	測量
	変形・欠損	目視、水糸、コンベックス	—
	土砂詰まり	目視	—
	沈下・移動・傾斜	目視、水糸、コンベックス	測量
	洗掘	目視、ポール	カラーイメージングソナー

付.2.3 施工者による自主点検

本章の冒頭でも述べたように，H 形鋼を用いた床版橋ならびに H 形鋼を用いたラーメン橋は，開発・架設から 16 年が経過し，定期点検も実施されているが，現在のところ異常は報告されていない。しかしながら新しい構造であり，想定外の損傷が生じる恐れも考えられることから，施工者による自主点検を実施している。

自主点検は，H 形鋼を用いた床版橋，H 形鋼を用いたラーメン橋特有の構造に注目して施工者が自ら行う点検であり，管理者が行う定期点検と併せて今後の維持管理計画や，設計・施工へフィードバックさせるための情報を得ることを目的としている 2)。点検者は施工者であるが，本構造について精通している者が行うこととしている。

自主点検の頻度は，初回は橋梁完成後 1～2 年経過後に行うものとし，その後は管理者が行う定期点検とは別に 5 年ごとに行うのが望ましいとされている 2)。

特に初回点検は，橋梁の初期状態を把握してその後の損傷の進展過程を明らかにする 2) ために重要である。H 形鋼を用いた床版橋ならびに H 形鋼を用いたラーメン橋で考えられる，初期変状の代表例を以下に示す 2)。

・施工品質が問題となって生じることのある変状

例：塗装のはがれ（当てきず），塗膜厚不足によるボルトのねじ部の変色，局部的な防食機能の劣化，橋体コンクリートの乾燥収縮や締固め不足によるひびわれ，防水工の不良による漏水・遊離石灰，ゴム支承の設置不良，ボルトの緩みなど

・設計上の配慮不足や環境との不整合によって生じることのある変状

例：排水不良など

・その他，不測の現象や複合的な要因によって生じることのある変状

例：交通振動の発現，床版や地覆コンクリートの乾燥収縮ひび割れ，橋台・橋脚コンクリートの温度ひび割れ，桁下面型枠の異常など

自主点検の項目や方法については，**表 付.2.3** および**表 付.2.4** とする。なお，これは初回点検用であり，その後の定期点検では先の**表 付.2.1** および**表 付.2.2** を参照とする。

表 付.2.3 初回点検項目 [2)]

注：部位・部材区分の「＊印」は、「主要部材」を示す。

部位・部材区分			対象とする項目（損傷の種類）		
			鋼	コンクリート	その他
上部構造	＊H鋼桁		防食機能の劣化 漏水・滞水 異常な音・振動	ひびわれ 漏水・遊離石灰 床版ひびわれ 漏水・滞水 異常な音・振動	その他 漏水・滞水 異常な音・振動
	＊橋体				
	桁下面型枠				
下部構造	＊橋台 ＊橋脚	竪壁	—	ひびわれ 漏水・遊離石灰 漏水・滞水 異常な音・振動	—
		隅角部（竪壁上部）			
	＊基礎		沈下・移動・傾斜	沈下・移動・傾斜	—
支承部（イージースラブ橋のみ）	支承本体		—	—	漏水・滞水 異常な音・振動 変形・欠損
	アンカーボルト			—	—
	沓座モルタル		—		—
路上	舗装・舗装目地		—	—	
	排水ます・排水管		—	—	

表 付.2.4　初回点検の標準的な方法[2)]

材料	損傷の種類	点検の標準的方法	必要に応じて採用することのできる方法の例
鋼	防食機能の劣化	近接目視	写真撮影(画像解析による調査)、インピーダンス測定、膜厚測定、付着性試験
コンクリート	ひびわれ	近接目視、クラックゲージ	写真撮影(画像解析による調査)
	漏水・遊離石灰	近接目視	—
	床版ひびわれ	近接目視、クラックゲージ	写真撮影(画像解析による調査)
その他	路面の凹凸	近接目視、コンベックス、ポール	—
	その他		
共通	漏水・滞水	近接目視	赤外線調査
	異常な音・振動	聴覚、近接目視	—
	変形・欠損	近接目視、水糸、コンベックス	—
	土砂詰まり	近接目視	—
	沈下・移動・傾斜	近接目視、水糸、コンベックス	測量

注：写真撮影は、カメラ、ビデオ等のデジタル撮影機器により行う。

自主点検の結果は,「自主点検チェックシート」(**表 付.2.5**, **表 付.2.6**) に記録し保管するものとしている。

表 付.2.5　自主点検チェックシート(H 形鋼を用いた床版橋用)[2)]

自主点検チェックシート(H鋼桁を用いた床版橋用)

橋梁名		点検者		点検年月日	

点検項目

点検箇所		材料	損傷の種類	損傷有無		備考
上部工	H鋼桁	鋼	防食機能の劣化	あり	なし	
	橋体	コンクリート	漏水	あり	なし	
			ひび割れ	あり	なし	
			遊離石灰	あり	なし	
	桁下面型枠	木製	漏水	あり	なし	
		コンクリート	ひび割れ	あり	なし	
			遊離石灰	あり	なし	
			漏水	あり	なし	
下部工	壁壁	コンクリート	ひび割れ	あり	なし	
			漏水	あり	なし	
			遊離石灰	あり	なし	

点検箇所		材料	損傷の種類	損傷有無		備考
橋面工	舗装	アスファルトコンクリート	路面の凹凸	あり	なし	
	舗装	アスファルトコンクリート	ひび割れ	あり	なし	
	地覆	コンクリート	ひび割れ	あり	なし	
	伸縮装置	ゴム	漏水	あり	なし	
付属物工	支承	ゴム	漏水	あり	なし	
			変形	あり	なし	
		巻座モルタル	ひびわれ	あり	なし	
			漏水・滞水	あり	なし	
	排水施設	排水ます	土砂詰まり	あり	なし	
		排水管	脱落	あり	なし	
			土砂詰まり	あり	なし	

判定区分	判定の内容
A	損傷が認められないか、損傷が軽微で補修を行う必要がない。
B	状況に応じて補修を行う必要がある。
C	速やかに補修等を行う必要がある。
E	緊急対応の必要がある。
M	維持工事で対応する必要がある。
S	詳細調査の必要がある。

総合評価	

写　真

全　景
損傷発生位置
損傷の状況など

表 付.2.6 自主点検チェックシート(H 形鋼を用いた門形ラーメン橋用)[2)]

自主点検チェックシート(H鋼桁を用いたラーメン橋用)

橋梁名		点検者		点検年月日	

点検項目

点検箇所		材料	損傷の種類	損傷有無		備考
上部工	H鋼桁	鋼	防食機能の劣化	あり	なし	
	橋体	コンクリート	漏水	あり	なし	
			ひび割れ	あり	なし	
			遊離石灰	あり	なし	
	桁下面型枠	木製	漏水	あり	なし	
		コンクリート	ひび割れ	あり	なし	
			遊離石灰	あり	なし	
			漏水	あり	なし	
下部工	隅角部(壁壁上部)	コンクリート	ひび割れ	あり	なし	
			漏水	あり	なし	
			さびけ	あり	なし	
			遊離石灰	あり	なし	
	壁壁	コンクリート	ひび割れ	あり	なし	
			漏水	あり	なし	
			遊離石灰	あり	なし	

点検箇所		材料	損傷の種類	損傷有無		備考
橋面工	舗装	アスファルトコンクリート	路面の凹凸	あり	なし	
	舗装	アスファルトコンクリート	ひび割れ	あり	なし	
	地覆	コンクリート	ひび割れ	あり	なし	
付属物工	排水施設	排水ます	土砂詰まり	あり	なし	
		排水管	脱落	あり	なし	
			土砂詰まり	あり	なし	

判定区分	判定の内容
A	損傷が認められないか、損傷が軽微で補修を行う必要がない。
B	状況に応じて補修を行う必要がある。
C	速やかに補修等を行う必要がある。
E	緊急対応の必要がある。
M	維持工事で対応する必要がある。
S	詳細調査の必要がある。

総合評価	

写 真

全 景
損傷発生位置
損傷の状況など

以上のように行う施工者による自主点検は，管理者による定期点検とは別に施工者目線で行うことにより，設計・施工へのフィードバックのための知見の蓄積が可能になると考えられる。またそれにより，本構造の耐久性の向上，長寿命化を図るための持続的な改善が期待できると考える。

参考文献

1) 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領，2014.6.

2) 一般社団法人　イージースラブ橋協会:イージースラブ橋＆イージーラーメン橋　自主点検マニュアル(案)，2017.7.

3) 国土交通省 道路局 国道・防災課：橋梁の維持管理の体系と橋梁管理カルテ作成要領(案)，pp.4-7，2004.3.

謝　辞

本研究の遂行ならびに本論文の取りまとめにあたり，私の本業の業務多忙のため，やむなく休学しました 2 年をはさんだ 5 年間の長きにわたり，終始丁寧なご指導とご助言を賜りました金沢大学理工学域地球社会基盤学類 深田宰史教授に最初に深甚の謝意を表します。また，本論文の取りまとめに際して，金沢大学理工学域地球社会基盤学類 鳥居和之名誉教授（現 中日本ハイウェイ･エンジニアリング名古屋株式会社），同 前川幸次名誉教授（現 金沢市ものづくりコーディネーター），同 桝谷 浩教授，同 近田康夫教授，同 栗橋祐介准教授，金沢工業大学工学部環境土木工学科 本田秀行教授にご指導を賜りました。心より感謝とお礼を申し上げます。

金沢大学大学院自然科学研究科博士後期課程への入学の機会を与えていただいた朝日エンヂニヤリング株式会社 徳野光弘代表取締役社長，同 津田和俊代表取締役副社長に心より感謝とお礼を申し上げます。

金沢大学在籍中の研究において，元 金沢大学理工学域地球社会基盤学類研究員 Ha Minh Tuan 氏に多大なご協力をいただきました。心より感謝とお礼を申し上げます。

本論文の作成にあたり，多くの助言とご指導をいただいた金沢大学理工学域環境デザイン学類 池本敏和講師, 朝日エンヂニヤリング株式会社 川井 豊技師長に心より感謝とお礼を申し上げます。

本論文でまとめたこれまでの載荷実験等の資料の整理やそのご提供をいただいた一般社団法人 イージースラブ橋協会 秋山 剛氏，清水直樹氏，村田香織氏に心より感謝とお礼を申し上げます。

本論文の門形ラーメン橋のモデリング，解析におきまして，多くの助言とご協力をいただいたＪＩＰテクノサイエンス株式会社 園部 巌名古屋テクノセンタ所長, 同 解析ソリューション事業部 長谷川京子氏に心より感謝とお礼を申し上げます。

金沢大学在籍中，本業が多忙で心が折れそうになった時，折にふれ励ましの言葉をいただきましたアルスコンサルタンツ株式会社 奥田由法博士に心より感謝とお礼を申し上げます。

本研究は, 筆者が朝日エンヂニヤリング株式会社に在籍しながら取りまとめたものです。金沢大学在籍中，朝日エンヂニヤリング株式会社の皆様には多方面から温かく支えていただきました。心より感謝とお礼を申し上げます。

このように本論文は，多くの方々からご指導やご協力をいただくことにより取りまとめることができたものです。ここに全ての方々のお名前をあげることはできませんが，心より感謝を申し上げます。「第 5 章　結論」で述べましたように，本研究はまだ道半ばであります。皆様からの教えを心に留め，更なる研鑽を積んで参ります。

最後に，長年にわたり励まし温かく見守り続けてくれた家族に感謝の意を表して，本論文の謝辞といたします。

2019 年 9 月

中 井 良 彰