共同研究報告書

整理番号第 360 号

ＦＲＰを用いた橋梁の設計技術に関する共同研究報告書(Ⅱ)

-ＦＲＰ歩道橋の適用性に関する検討-

平成１９年６月

独立行政法人　土木研究所

材料地盤研究グループ新材料チーム

財団法人土木研究センター

ＡＧＣマテックス株式会社

石川島播磨重工業株式会社

新日本石油株式会社

日東紡績株式会社

三菱重工業株式会社

Copyright © (2007) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書
整理番号第 360 号
2007 年 6 月

ＦＲＰを用いた橋梁の設計技術に関する
共同研究報告書(Ⅱ)

-ＦＲＰ歩道橋の適用性に関する検討-

独立行政法人土木研究所　新材料チーム　上席研究員　西崎　到
主任研究員　木嶋　健
財団法人　土木研究センター　佐伯　彰一
財団法人　土木研究センター　安波　博道
ＡＧＣマテックス株式会社　田澤　仁
ＡＧＣマテックス株式会社　渡邉　哲也
石川島播磨重工業株式会社　小川潤一郎
石川島播磨重工業株式会社　鈴木　統
新日本石油株式会社　小林　智和
日東紡績株式会社　平山　紀夫
日東紡績株式会社　宮永　直弘
三菱重工業株式会社　土屋　美和
三菱重工業株式会社　上林　正和
三菱重工業株式会社　武内　幸生

要　旨

独立行政法人土木研究所は、平成 13 年度から 17 年度まで、FRP を用いた橋梁の設計技術に関する共同研究を、財団法人土木研究センターおよび民間 5 社（AGC マテックス㈱、石川島播磨重工業㈱、新日本石油㈱、日東紡績㈱、三菱重工業㈱）と実施し、FRP 橋梁の設計方法についての検討を実施してきた。本報告書は、その検討結果をとりまとめたものである。

キーワード：繊維強化プラスチック，FRP，構造材料，歩道橋，効率，コスト，市場性，設計，接合，FEM，許容応力度，安全率，ビルトアップ，引抜成形材，載荷試験

まえがき

FRP は軽量、高強度、腐食しないなどの特徴を有する。FRP を土木構造材料とすることにより、沿岸地域などの厳しい腐食環境への対応が容易となる他、軽量性を活かした施工性の向上などが期待されている。このような観点から FRP の橋梁への適用について近年多くの検討が進められており、試験的な適用も国内外で進みつつある。これまでの検討において、FRP 橋梁を構築可能であることは既に明らかとなっているが、一方で、いくつかの課題も明らかとなってきている。この中には、長期耐久性、廃棄時のリサイクル、耐火性のように、データが不十分であったり、解決方法が確立していない等の課題もあるが、FRP 橋梁を適用する上で鍵となる主要な課題は、以下の 2 点である。

(1) FRP 橋梁の効率的設計手法の確立

FRP 橋梁は鋼製橋梁やコンクリート製橋梁に比べ、初期費用が高くなる場合が多い。鋼製橋梁やコンクリート製橋梁は効率的な設計方法が確立しているのに対して、FRP 橋梁は設計技術自体が確立されていない段階にある。FRP 橋梁の設計効率化を課題とするのは酷な様にも思われるが、初期費用が従来に比べてかさむと、採用されにくいのが現実である。このため、FRP 橋梁の設計にあたっては、できる限りの効率化を図ることが求められており、その技術確立が課題としてあげられる。

(2) FRP 橋梁の適用性の確立

FRP 橋梁はその特徴を十分に活かして適用されるべきであるが、どのような場合に FRP 橋梁を採用するのが適切かは未確立である。FRP 橋梁の採用は、維持管理の縮減、施工性の向上、下部工等の縮減などの利点が期待できるため、このような利点が特に要求される適用用途を整理し、総合的に判断した場合に、FRP 橋梁の方の利点が大きくなるような適用方法を確立する必要がある。

独立行政法人土木研究所は、平成 13 年度から 17 年度まで、FRP を用いた橋梁の設計技術に関する共同研究を、㈶土木研究センターおよび民間 5 社（AGC マテックス㈱、石川島播磨重工業㈱、新日本石油㈱、日東紡績㈱、三菱重工業㈱）と実施し、FRP 橋梁の設計技術に関する検討を実施してきた。その検討の後半においては、特に上記の課題を強く認識し、FRP 橋梁の適用方法と効率的な設計・製作方法に関する検討を実施した。本報告書は、その検討結果をとりまとめたものである。

本報告書の構成

本報告書の構成は以下の通りである。

第 1 章

FRP には FRP 特有の物性があり、道路構造物へ適用するにあたっては、その物性を活かした適用方法が必要である。ここでは、FRP の構造材料としての物性を整理し、他の構造材料との比較を行った。次に、FRP を土木構造材料として利用した場合の利点を整理検討した。

第 2 章

これまでの FRP の歩道橋と道路橋への適用事例から、経済性についての検討を行っている事例、および経済性に比較的優れていると報告されている事例について調査を行い、FRP 橋梁の効率的な設計がより有望と期待できる適用用途の検討を行った。

第 3 章

第 1 章で検討した FRP を構造材料とした場合の利点や、第 2 章で整理した FRP 歩道橋の適用事例に基づいて、FRP 歩道橋の特徴を活かした適用箇所を検討し、2 種類の適用箇所を提案した。

第 4 章

第 3 章で提案した FRP 歩道橋の適用可能性を検証するために、試設計を行うとともに、数値解析による構造解析を行った。さらには、実大模型の試作を行い、実現可能であることを検証した。

第 5 章

本報告書のまとめを記述した。

目　次

第１章　FRP の特性…… 1

１.１　FRP の物性…… 1

１.２　FRP の土木構造材料としてのメリット…… 2
１.１.１　軽量性…… 2
１.１.２　耐久性…… 3
１.１.３　その他…… 3

第２章　FRP の橋梁構造部材への効率的な適用事例…… 4

２.１　FRP 歩道橋…… 4
２.１.１　事例の概要…… 4
２.１.２　Longspan Prestek System…… 5
２.１.３　ACCS システム…… 9
２.１.４　Lleida 橋…… 11
２.１.５　FRP 歩道橋の LCC 試算事例…… 12
２.１.６　FRP 歩道橋の適用性…… 12

２.２　FRP 道路橋…… 13

２.３　まとめ…… 14

第３章　FRP 歩道橋の適用箇所の提案…… 15

３.１　歩道のない道路橋への歩道（側道）新設…… 15

３.２　塩害地域の鋼製歩道橋の更新…… 16

第４章　FRP 歩道橋の検討…… 17

４.１　試設計…… 17
４.１.１　橋梁形式の検討…… 17
４.１.２　FRP 桁橋の事例と主桁構築方法の検討…… 17
４.１.３　設計条件…… 19
４.１.４　床版の設計…… 21
４.１.５　張出部の設計…… 23
４.１.６　主桁の設計…… 25
４.１.７　横桁の設計…… 29

４.１.８　下横構の設計…… 33
４.１.９　支承の設計…… 37

４.２　数値解析（死荷重、活荷重、地震荷重、風荷重）…… 39
４.２.１　目的…… 39
４.２.２　解析手法…… 39
４.２.３　解析モデル…… 39
４.２.４　解析モデルの要素座標系…… 47
４.２.５　材料物性値…… 47
４.２.６　境界条件…… 48
４.２.７　解析結果…… 50
４.２.８　試設計との剛性比較…… 80
４.２.９　まとめ…… 80

４.３　数値解析（座屈解析および固有振動解析）…… 81
４.３.１　目的…… 81
４.３.２　FRP 歩道橋の設計モデル…… 81
４.３.３　構造解析項目および評価方法…… 81
４.３.４　構造解析条件…… 81
４.３.５　解析モデルの妥当性確認…… 88
４.３.６　解析結果と考察…… 91
４.３.７　まとめ …… 129

４.４　FRP 歩道橋模型の製作…… 130
４.４.１　使用材料 …… 130
４.４.２　主要部材製作 …… 131
４.４.３　歩道橋製作組立 …… 133

第５章　結論 …… 136

巻末資料　　FRP 引抜成形材の土木構造用途における耐久性について

第１章　FRP の特性

１.１　FRP の物性

FRP はこれまでの土木材料にない様々な特徴を有する。表 1.1 に他の土木構造材料との比較を示す。FRP は密度のわりに引張強度が高いことが分かる。引張強度を密度で除した比強度で見ると、より明確となる。FRP は普通鋼に対して密度が 1/5~1/4 であるのに対して、引張強度は 1/3~2 倍である。FRP の引張強度の範囲が広いのは、ほぼこの範囲で設計できることを示す。通常は普通鋼と同程度か少し弱いくらいの場合が多い。弾性率は普通鋼のほぼ 1/10 であり、構造用途としては低いと言わざるを得ない。一方で、普通鋼で生ずるような腐食は起きない。FRP は全く劣化しない夢の材料というわけではないが、沿岸環境・海洋環境における耐食性は、通常のステンレス鋼よりも優れており、高耐食性ステンレスやチタンなどの高耐食材料と比較すべきレベルと考えられる。

FRP はアルミニウム合金とは、密度が鋼材よりも低く、鋼材よりやや低い強度を持つ、弾性率が低い、などの点で、類似していると言える（ただし FRP の方がより低密度、より高い耐食性の長所と、より低弾性率の短所を有する）。FRP が木材と似ているとされる場合もあるが、表 1.1 で分かるように、木材は FRP に比べて密度も引張強さも共に低く、FRP と同じ荷重を支えるのにより多くの断面が必要となることが分かる。また、木材自体はセルロース繊維とリグニンから構成されており、腐食対策等の専用の維持管理が必要となる。

上記の他の構造材料との比較から、FRP の特徴としては、軽量性、優れた耐食性が長所として、一方、物性的には低い弾性率が短所としてあげられる。

FRP の材料の重さ当たりの単価は鋼材の 10 倍から 20 倍程度である。これは高いように見えるが、FRP の軽量性を考慮に全く入れていないので、これを単純に比較するのは適切ではない。同規模の構造物を 1/10 の死荷重で製作できれば、ほぼ材料費は同じとなるのであり、現にそのような構造物も実在する。

表 1.1　FRP と他の構造材料との比較

材料名	密度 (g/cm^3)	引張強度 (MPa)	引張強度/密度 ($MPa/g/cm^3$)	弾性率 (GPa)	概算単価 (円/kg)
FRP（GFRP）	1.6-1.9	150-1000	79-625	10-40	1500-2500
普通鋼（SS400）	7.9	450	57	206	120
ステンレス鋼	7.8-8.0	520 (SUS304)	65-67	197	
アルミニウム合金	2.7	345 (A5083P)	128	72	380
コンクリート	2.4	21-60 (圧縮強さ)	9-25	23-35	5-7
木材（堅木）	0.58-0.78	60-110	77-190	13	50-170

普通鋼～木材の物性は理科年表 [1)]より作成

概算単価は建設物価 [2)]より算出

（注：重さ当たりの単価であるので単純比較はできない。）

1.2　FRP の土木構造材料としてのメリット

1.1 で素材としての FRP の主要なメリットは、軽量性と耐食性であるとの結果を得た。これらの特性を踏まえて、土木構造材料としての FRP のメリットを本節で検討する。FRP を土木構造材料とするメリットは様々であるが、主要なものは下記のようにまとめられる。軽量性を有することのメリットを①～⑥、耐食性を有することのメリットを⑦、その他のメリットを⑧～⑨に示す。

①運搬が容易
②施工・施工管理が容易
③工期の短縮
④耐震性向上
⑤下部工の縮小
⑥需要変化に応じた改築
⑦維持管理の軽減
⑧モニタリング技術の応用による維持管理の高度化
⑨プレハブ化による高品質化

1.2.1　軽量性

①運搬が容易

運搬が容易であることは、運搬コストを削減できるだけでなく、二酸化炭素発生量・使用エネルギーの削減が図れるなど、環境面からも高い効果が期待できる。これは施工時についてもより小型の重機で済むなどの効果が期待できる。さらに山間部の現場など、現場へのアクセスが悪い場合にも、比較的容易に資材搬入が可能となるため、効果が期待できる。

②施工・施工管理が容易

施工・施工管理が容易になる。この結果、品質の高い工事が容易となる。また今後労働力の減少した場合にも有利となる。

③工期の短縮

軽量で施工が容易であるため、工期を短縮する事ができる。この結果、例えば工事中の駅前交通の規制期間も短くできる。跨線歩道橋の場合で架設時に列車通行を規制する必要がある場合にも有利である。大幅な工期短縮（45 日→7 日）を実現した場合[3)]もある。なお、これにより、全体コストは 10%縮減させることが出来たと報告されている。（日刊建設工業新聞 H15.11.5）

④耐震性向上

軽量であるため耐震性向上させることができる。多くの試算例から、従来の材料と同規模の FRP 歩道橋を試設計すると、死荷重は 1/3 程度になることが多い[4), 5)]。このため概ねこの程度に軽量化することができると推定できる。軽量化による耐震性向上は都市基盤の安全性向上につなげることができる。

⑤下部工の縮小

上部工死荷重が小さいため、下部工を縮小できる。特に軟弱地盤では有効であり、例えば死荷重が 1/2 の場合には下部工コストは 77%、死荷重が 1/4 の場合には下部工コストは 55%位までに削減できるとの試算[6)]がある。前項の FRP 橋梁の死荷重は 1/3 程度になることが多いとの結果から、下部工コストは概ね 2/3 程度に縮減できる可能性があると推定できる。また、下部工の縮小は全体コ

ストの削減効果のみならず、都市部では既設地下構造物のために基礎の制約がある場合があるため、このような場合にも有効な対策となりうるものと考えられる。

⑥需要変化に応じた改築

既存の橋梁の掛け替えの主要な理由は、需要の変化である[7)]。これまでの土木構造物の多くは一品生産であり、需要が変化した場合には不要な部分を撤去・廃棄し、必要なものを新たに建設していた。しかし、軽量であり施工が容易であることから、FRP 構造物の場合には需要が変化した場合には、容易に移設したり構造の変更を行うことができる。車道部の拡幅や、歩道橋の拡幅などの改築も容易に行いうる利点がある。

1.2.2　耐食性

⑦維持管理の軽減

耐久性・耐食性が優れているため、維持管理費用はわずかであると予想される。鋼橋のような塗装塗替は不要である。特に、沿岸都市などの比較的腐食環境が厳しい地域では大きな効果が得られると考えられる。この結果、LCC を削減させることが可能になると期待できる。

1.2.3　その他

⑧モニタリング技術の応用による維持管理の高度化

FRP と同時に利用することの容易なセンシング・モニタリング技術を活用することで、維持管理をさらに容易なものとすることができるとともに、安全性向上にも役立てることが可能である。地震等の災害時にも、これらの構造物の状態を迅速にモニタリングし判断することが出来るため、都市基盤の安全性をより高めることが可能と期待できる。

⑨プレハブ化による高品質化

FRP は多くが工場で生産されるため、品質が高い部材を作ることが可能であり、また、形状の自由度にも優れることから、美しい構造物を作ることが可能になると期待できる。そのため都市景観の向上にも役立てることができると期待できる。

参考文献

1) 国立天文台編：「理科年表」，丸善（2004）
2) 建設物価 2005 年 3 月号，建設物価調査会（2005）
3) 板垣一也他：「炭素繊維強化樹脂板（カーボン板）による鋼橋補強の事例」，第 8 回鋼構造物の補修・補強技術報告会論文集，pp.49-54，2002.
4) 佐々木厳：「FRP を構造材料に用いた歩道橋」，土木技術資料 Vol.38, No.11, pp.4-5, 1996.
5) 明嵐政司他：「CFRP 吊橋の経済性に関する研究」，土木技術資料 Vol.42, No.8, pp.26-31, 2000.
6) 大野一昭他：「橋梁上部工に FRP を適用した下部工の試設計」，土木学会第 54 回年次学術講演会, pp.10-11（平成 11 年 9 月）
7) 国土交通省土木研究所他：「ミニマムメンテナンス PC 橋の開発に関する共同研究報告書（I）－ライフサイクルコスト算出手法に関する検討－」，共同研究報告書第 273 号, p.130, 2001.

第２章　FRP の橋梁構造部材への効率的な適用事例

FRP は軽量、高強度かつ腐食しないという材料物性に着目され、様々な土木用途への適用が検討されてきた。特に既設構造物の補強については、利点が評価され広く普及しつつあるが、FRP を主要構造材料とする適用用途は、まだ研究・試行の段階にある。これまでに検討が行われている FRP を主要構造材料とする道路構造物としては FRP 床版、FRP 道路橋、FRP 歩道橋の 3 種類があげられる。各構造物で実際の適用事例が既にあり、適用後の評価や、適用性に関する詳細な分析結果が報告されている。本章では上記の 3 種類の適用用途のうち、FRP 歩道橋と FRP 道路橋について、経済性に関する検討事例と、経済性に比較的優れていると報告されている事例の調査を行った。

２.１　FRP 歩道橋

２.１.１　事例の概要

FRP 歩道橋は、道路橋・床版に比べて荷重条件を緩やかであること、および疲労を事実上考慮しなくて済むことから、最も古くから実用化され、また多くの事例が知られている。

FRP 歩道橋の世界的な先駆けは、米国の E. T. Techtonics 社により開発された Longspan Prestek System と呼ばれるポニートラス橋である。この FRP 歩道橋は 1980 年代に開発され、既に 200 橋を超える実績があるとされる。このため効率化が進んでいると考えられ、FRP 歩道橋の可能性を検討する上で重要な知見が期待できる。

欧州における FRP 歩道橋の検討事例としては、1992 年に建設された Aberfeldy Bridge 橋が、現在でも世界最大の FRP 斜張橋として有名であるが、この橋梁は ACCS システムと称する多室角パイプ状パネルを組み合わせて部材を構築する技術を用いており、経済的な面からも効率的であったことが報告されている。ACCS システムを利用した FRP 歩道橋は英国を中心にいくつか存在するほか、道路橋・床版にも適用した事例も知られている。

欧州のその他の FRP 歩道橋の事例としては、スペイン Lleida で建設された FRP アーチ橋梁が、最近建設された事例として知られているが、この橋梁はその建設費がかなり安価であったと報告されている。

国内では日本初の FRP 歩道橋である沖縄ロードパーク橋（2000 年）がある。この橋は当初 PC 橋として計画されたが、その後、FRP の優れた耐食性を期待して FRP が採用された。地盤条件が比較的軟弱であり、PC 橋の場合に比べて上部工が軽量であることから下部工が縮減でき、全体の初期コストとしては PC 橋の場合と大差なかったとされている。この橋梁をモデルケースとした LCC 検討事例があるため、その結果について調査した。

２.１.２　Longspan Prestek System

(1) 主な特徴

E. T. Techtonics 社により開発されたポニートラス型 FRP 橋梁である。システム化された橋梁であり、米国内を中心に 200 以上の実績があるとのことである。同社のホームページ[1)]には標準的な FRP 歩道橋の仕様書が掲載されている（表 2.1.1）。支間は 9~40m、幅員 0.6~3m であり、比較的小断面の引抜成形材を比較的長く用いている。L. C. Bank は、この FRP 歩道橋の標準的な価格は、橋長 15m 以下で $540~650/m^2、橋長 15~24ｍで$750~860/m^2、橋長 24m 以上では$915~1,075/m^2 程度であると報告しており[2)]、軽量であり重機が入れない場所でも設置が可能であるなどの、優れた特長をもつものと考えられる。

表 2.1.1　Longspan Prestek System の標準的仕様の概略

橋長：　1.5m～30m
幅員：　0.6m～3m
荷重：　歩道橋および軽量車両に対応、293kgf/m^2~489kgf/m^2
（通常は橋長 15m 以下の場合 415kgf/m^2、15m 以上の場合は 293kgf/m^2）
車両荷重：必要な場合は AASHTO H-Truck を使用
許容耐荷力：　材料最大強度に以下の安全率を適用して設定される。
引張強さ：　2.5
圧縮強さ：　2.5
せん断強さ：　2.5
曲げ強さ：　2.5
端部：　2.5
接合部：　3.0
たわみ制限：　L/240
鉛直方向固有振動周波数：　5.0Hz
水平方向固有振動周波数：　3.0Hz
材料：　E ガラスおよびイソフタル酸系ポリエステル樹脂による FRP 引抜成形材
材料の保証強度：
引張強さ：　228MPa
圧縮強さ：　228MPa
せん断強さ：　31MPa
曲げ強さ：　228MPa
弾性率：　19.3GPa
床版：　黄色マツ材、厚さ 5cm×幅 25cm 材または厚さ 7.5cm×幅 30cm 材

(2) 事例 1 (Middlebury Run Bridge)

Middlebury Run Bridge[3)]は米国オハイオ州アクロン（Akron）市内で、同市により発注された。2003 年 10 月に完成した、長さ 17.7m、幅 10ft（3.0m）の FRP 歩道橋である。死荷重は 7000 ポンド（3.18t）であるが、鋼材で比較設計した場合には、20,000 ポンド（9.1t）になったと報告されている。主部材の接合はステンレス合金製ボルト・ナットが使用されているが、構造上重要でない部分には FRP の組み立てで多用されるリベットが利用されている。歩道橋ではあるが、10,000 ポンドの車両の通行ができる。

材料費は 53,400 米ドル（110 円／ドルとして、約 590 万円）であったと報告されている。引抜成形材は、等断面部材を多く用いるほど材料単価が低くなりやすいが、この橋では、主材料にコ型のチャンネル部材を用い、これを多用している。ポニートラスであるため高欄が不要となることもコスト低下の要因と考えられる。主トラスの橋軸直角方向の剛性を高めるため、橋の外に横桁をはみ出させて、三角形トラスを形成させている。

市担当者の評価としては、公園内や緑地帯内など、鋼桁を移動させるための重機搬入が困難な場合に適している。最も重い部材でも数十キロであり、数人の作業員により人力で現場に搬入することも可能であるとしている。

表 2.1.2　Middlebury Run Bridge の主要諸元

項目	諸元
橋長	58ft（17.7m）
幅員	10ft（3.0m）
形式	ポニートラス
死荷重	7000 ポンド（3.18tf）
使用材料	主材料：FRP 引抜成形材
	ボルト類：ステンレス
	床版：黄色マツ材

図 2.1.1　Middlebury Run Bridge の外観写真

図 2.1.2　Middlebury Run Bridge の外観写真（歩道面）

図 2.1.3　Middlebury Run Bridge の主部材断面

図 2.1.4　Middlebury Run Bridge の外観写真（下面）

(3) 事例 2 (Carey Avenue Bridge)

Carey Avenue Bridge[3)]は 2005 年春に完成した。Middlebury Run Bridge の結果が良好であったことから、米国オハイオ州アクロン市内で再度採用された FRP 歩道橋である。現地での施工時間は、作業員 3 人で 3 時間と極めて短時間で完了している。接合方法は、主構造はステンレスボルトで、接着剤は併用されていない。構造上重要ではない部分には、ビスやリベットが使われている。なお、主部材には橋軸方向の接合部分が設けられていなかった。

材料費は 40,000 ドル（110 円／ドルとして、約 440 万円）であった。

表 2.1.3　Carey Avenue Bridge の主要諸元

項目	諸元
橋長	15m
幅員	3.0m
形式	ポニートラス
使用材料	主材料：FRP 引抜成形材
	ボルト類：ステンレス
	床版：黄色マツ材

図 2.1.5　Carey Avenue Bridge の外観写真

２.１.３　ACCS システム

ACCS（Advanced Composite Construction System）システムは、英国の Maunsell Structural Plastics 社によって開発された、FRP 引き抜き成形材によるシステムである。ほぼ正方形に近い角パイプを多室につなげた断面を持つ（図 2.1.6）。端部には T 字形に凹んだくぼみが作られている。単室の角パイプ部品もあり、トグルコネクターと呼ぶ鍵状の部品をくぼみにはめ込んで機械的に接続し、より大きな断面を形成できるようになっている。

ACCS システムを主断面材料に用いて、これまでにいくつかの歩道橋が建設されている。1992 年に建設された Aberfeldy 歩道橋は橋長 113m、支間長 63m の斜張橋であり、現在でも世界最大の FRP 歩道橋である [4)]。

具体的な工事費用について詳細な報告はないが、計画時の要求が「低コスト」であることであり、結果として鋼製歩道橋と同等のコストで建設され、なおかつ熟練工や設備・運搬費を必要としない点で優れていたと報告されている。また、軟弱地盤での建設であり、自重が軽くなった（1m あたりの活荷重=5.6kN/m，死荷重=0.6kN/m）点が評価されている。

表 2.1.4　Aberfeldy 橋の主要諸元

項目	諸元
橋長	113m（25m+63m+25m）
幅員	2.5m
高さ	17.2m
形式	3 径間連続斜張橋
歩道荷重	3.52～5.6kN/m^2
使用材料	主材料：GFRP600×80mm の板をトグルで連結
	タワー:4 枚の板と 4 個のコネクタで作られた 760×760mm 方形
	ステイケーブル：アラミド繊維線束

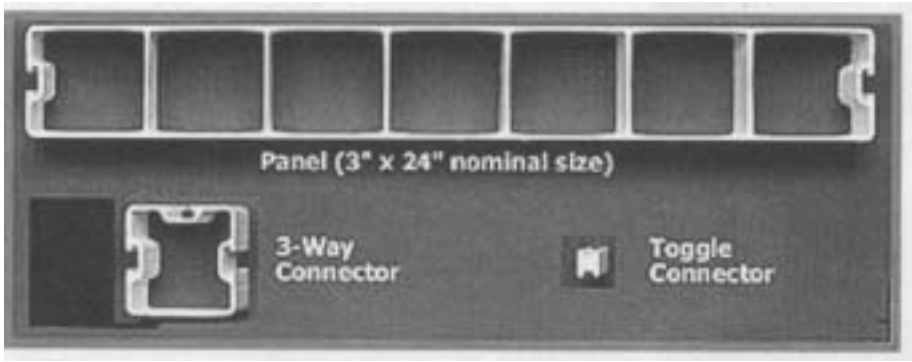


図 2.1.6　ACCS システムの断面

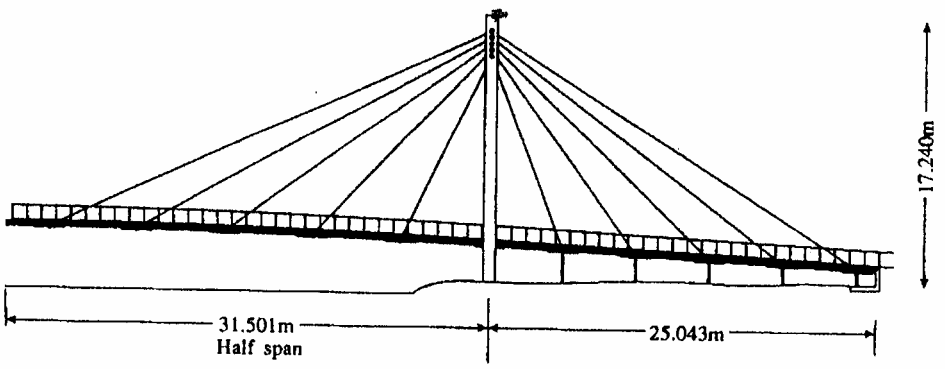


図 2.1.7　Aberfeldy 橋の概略図

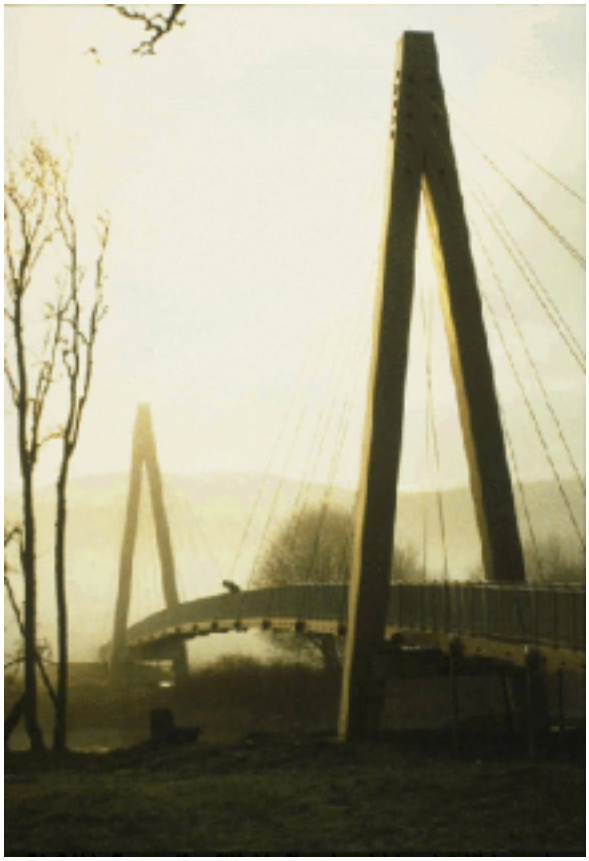


図 2.1.8　Aberfeldy 橋の写真

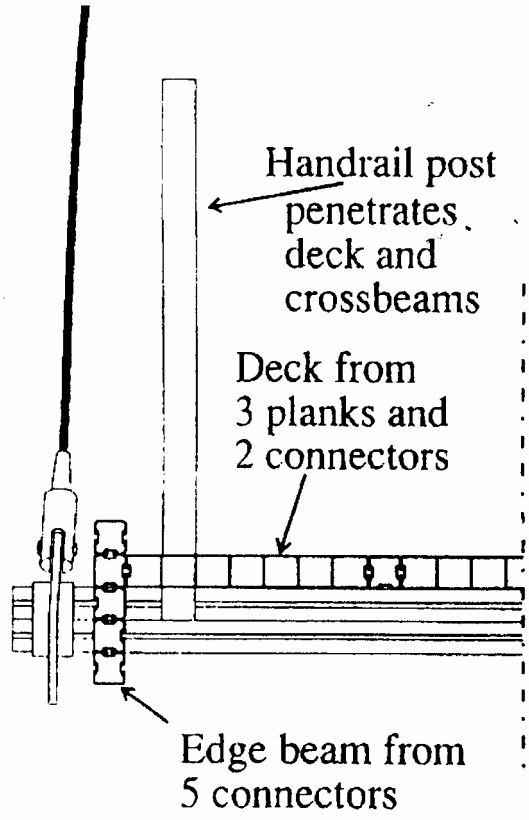


図 2.1.9　Aberfeldy 橋の断面構成

2.1.4　Lleida 橋

スペインで 2001 年に建設された Lleida 橋 [5)]は、比較的小断面の引抜成形材を比較的長く用いたアーチ橋である。費用は FRP 構造部分の費用は組立費込みで$270,000、総経費$325,000 とのことである。この費用は比較的安価と思われるが、鋼材で作った場合に比べるとなお多少高価であったとのことである。この橋は跨線橋であることから、架設時間を短くすることが重要であり、FRP 橋梁の軽量性を活かして３時間で架設を完了させることができたとのことである。

表 2.1.5　Lleida 橋の主要諸元

項目	諸元
支間長	38m
幅員	3m
高さ	6.2m
形式	アーチ橋
死荷重	19tf
使用材料	主材料：　GFRP 引抜成形材 U300×90×15 および平板 180×12 の組合せ 構成基材：E ガラス イソフラルフタル酸ポリエステル 物性：　E_L=23-27GPa σ_L=240MPa σ_T=50~70MPa
	ハンガー：GFRP 引抜成形材 I160×80×8 ステンレスケーブル 12mmφ
	床版：GFRP 引抜成形材 I200×100×10（60cm 間隔） 4cm パネル
	ボルト類：ステンレス

図 2.1.10　Lleida 橋の外観

2.1.5　FRP 歩道橋の LCC 試算事例

2000 年に建設された国内初の FRP 歩道橋の実橋である伊計平良川線ロードパーク橋をモデルケースとした、FRP 歩道橋の LCC 試算事例が紹介されている[6)]。FRP 歩道橋と PC 歩道橋の初期費用と維持管理費用を比較検討した結果は表 2.1.6 に示すとおりであるが、厳しい腐食環境条件を前提とした場合には、PC 歩道橋に防食対策が必要となることから、FRP 歩道橋のコストダウンを適切に図ることで，防食対策を施した PC 歩道橋と初期費用，LCC の両面で競争力を有するとの報告がされている。

表 2.1.6　FRP 歩道橋の試算事例

(単位：万円)

	PC橋	PC橋(塗装鉄筋・PC鋼線)	PC橋(塗装鉄筋・PC鋼線・表面被覆)		FRP橋	FRP橋(改良型)
			15年毎補修	30年毎補修		
上部工初期費用	4,824	5,062	5,437		7,360	6,235
下部工初期費用	1,013	1,013	1,013		691	691
初期費用合計	5,837	6,075	6,450		8,051	6,926
維持管理費用(30年分)	2,450	0	1,800	900	600	350
維持管理費用(50年分)	4,250	0	2,700	900	1,000	350
維持管理費用(100年分)	6,950	2,450	5,400	2,700	2,000	700
50年LCC	10,087	6,075	9,150	7,350	9,051	7,276
100年LCC	12,787	8,525	11,850	9,150	10,051	7,626

図 2.1.11　伊計平良川線ロードパーク橋

2.1.6　FRP 歩道橋の適用性

前項までの FRP 歩道橋に関する事例検討から、FRP 歩道橋には鋼橋やコンクリート橋等の従来の材料の歩道橋と比較した場合、比較的高価になりがちではあるが、費用削減の工夫を行うことで、初期費用、LCC 双方ともに競争力を持つ可能性が十分にあるものと考えられる。このためには、FRP 橋梁の特長を十分に踏まえた適用方法や効率的な設計・施工方法の検討が必要と考えられる。

２.２　FRP 道路橋

FRP を主要構造材料とした道路橋の事例としては、TECH21、Tom's Creek Bridge などがある。TECH21 は台形断面の箱桁 FRP 橋、Tom's Creek Bridge はダブルウェブの I 桁ハイブリッド FRP 橋である。いずれの 10m 程度の短径間道路橋であり、試験橋の意味合いが強い橋梁である。

FRP 道路橋の利点としては、優れた耐食性、短時間架設等があげられる。これまでに経済的な面をも考慮した、FRP 道路橋の適用性についての検討事例がいくつか知られている。L. C. Bank[2)]は米国の FRP 橋梁の現状を分析した中で、FRP 歩道橋や FRP 床版に比べて FRP 道路橋は現状では初期費用が高く、十分に利点を活かせていないことを指摘している。H. E. Nystrom[7)]らは、実際に建設された短径間 FRP 道路橋を基に、ライフサイクルコストの面からの検討を行い、RC 橋と比較した場合には、将来の FRP 道路橋の改良によるコスト低減を考慮しても、経済的な競争力の面ではかなり厳しいとの結論を得ている。さらに、土木研究所橋梁構造チーム[8)]では、6 径間連続橋梁（鈑桁およびトラス）の試設計を、FRP を用いた場合と鋼材を用いた場合で比較実施し、FRP を用いた場合に経済的に優位となる可能性が低いとの結果を得ている。以上のように、これまでに行われた FRP 道路橋の適用性に関する検討結果は、その経済的な優位性については、現時点では概ね厳しい見解が多い。

図 2.1.12　FRP 道路橋の事例 1（TECH21）

図 2.1.13　FRP 道路橋の事例 2（Tom's Creek Bridge）

２.３　まとめ

本章では FRP の経済性に関する検討事例や、比較的経済的と考えられる適用事例を調査した。FRP 歩道橋については、様々な工夫により従来材料との競争力を有する可能性があるものと考えられるが、FRP 道路橋については現時点では厳しいのが現状であるとの結果となった。

参考文献

1) E. T. Techtonics 社ホームページ（http://www.ettechtonics.com/）
2) L. C. Bank, “Application of FRP Composites to Bridges in the USA”, Proceedings of The International Colloquium on Application of FRP to Bridges, pp.9-16 (2006).
3) 山田聖志：「米国における FRP 橋梁」土木学会誌, Vol.90, No.12（2005）.
4) W. J. Harvey, “A Reinforced Plastic Footbridge, Aberfeldy, UK”, Structural Engineering International Vol.4, pp.229-232 (1993).
5) Juan A. Sobrino, et al., “Towards Advanced Composite Material Footbridges”, Structural Engineering International Vol.2, pp.84-86 (2002).
6) 西崎，竹田，下村：「FRP 構造物のライフサイクルコストに関する検討」第 61 回土木学会年次学術講演会，CS10-009（2006）.
7) H. E. Nystrom, et al., “Financial Viability of Fiber-Reinforced Polymer Bridge”, Journal of Management in Engineering, Vol.19, No.1, pp.2-8 (2003).
8) 土木研究所資料第 3888 号「新材料の土木構造物への適用に関する研究ーアルミニウム合金と繊維強化プラスチックの道路橋への適用に関する調査・分析ー」（平成 16 年 3 月）

第３章　FRP 歩道橋の適用箇所の提案

前章までの検討で、FRP 歩道橋は軽量性と耐食性の 2 つの特長を持つことが分かった。また、設計に工夫を施すことで、経済的にも従来の歩道橋と競争力がある場合があることが明らかとなった。FRP 歩道橋の特長を活かした設置箇所として、本共同研究では、次の 2 つの用途について検討を進めることとした。

３.１　歩道のない道路橋への歩道(側道)新設

古い道路橋には歩道がなく、橋梁部分のみ歩行者が道路橋を渡らなくてはならない部分はめずらしくない（図 3.1）。このような状況を解消するため、道路橋の脇に歩道用の橋梁が併設されている事例も多く見られる（図 3.2~3.5）。現在は主に鋼製歩道橋で実施されているが、軽量な FRP 歩道橋を適用すれば、道路橋に添架した側道橋としてより容易に建設できる可能性があり、下部工工事（基礎工）が小規模で済み、歩道整備の効率化に寄与できる可能性がある。また塩害地域などでは耐食性が向上するため LCC を大幅に低減させることも期待できよう。

図 3.1　歩道のない道路橋の例

図 3.2　歩道のない道路橋に側道橋で歩道を付加した事例

図 3.3　左の下部工の様子（基礎が新設されている）

図 3.4　鋼製歩道橋で実施した添架側道橋の事例

図 3.5　鋼製歩道橋で実施した添架側道橋の事例

３.２　塩害地域の鋼製歩道橋の更新

塩害地域の道路橋は、塩害対策、補修が進みつつあるが、側道橋として整備された鋼製歩道橋については腐食が進行したままのものが多い（図 3.6, 3.7）。これらの鋼構造物は定期的に塗り替えることが原則であるが、小規模な構造物の場合には、維持管理に労力をかけるよりも、耐食性に優れた素材の採用により、維持管理の省力化を図ることが有効と期待できる。

FRP 歩道橋は耐食性に優れ、長期間塗り替え等の補修無しですますことができるため、これらの鋼製歩道橋の更新に有望と考えられる。また軽量なため迅速な施工が可能となることから、跨線橋等の場合にも有利と考えられる。

図 3.6　腐食が進行した鋼製歩道橋の事例

図 3.7　腐食が進行した鋼製歩道橋の事例

（図 3.6, 3.7 ともに塩害地域）

第４章　FRP 歩道橋に関する検討

４.１　試設計

４.１.１　橋梁形式の検討

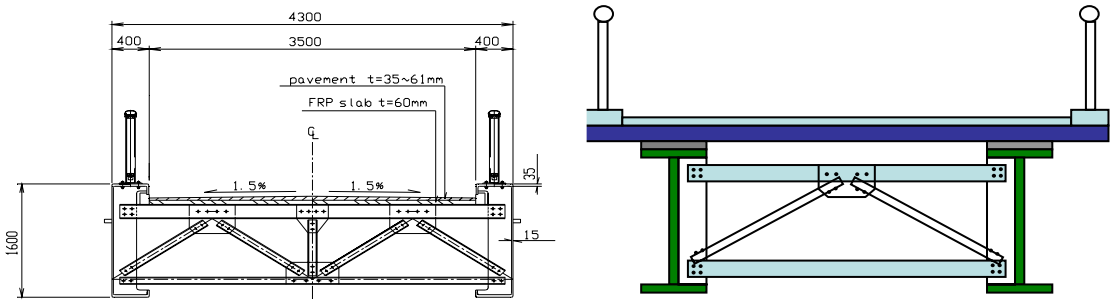
第 3 章で提案した用途における FRP 歩道橋の橋梁形式を検討した。FRP 歩道橋の橋梁形式としては、桁橋、トラス橋、アーチ橋、斜張橋、吊り橋などがあげられる。前項の用途の場合、FRP 歩道橋は道路橋に併設されることが多くなると考えられる。鋼道路橋の場合、トラス橋は 60m 以上、アーチ橋は 80m 以上、斜張橋は 130m 以上で適用されるのが通常[1)]と考えられ、支間 20m 以下の場合では桁橋となるのが普通と考えられる。そこで、FRP 歩道橋の形式としても、鋼道路橋の形式にあわせたものにすることが可能であれば､景観性などの観点からは利点が大きいと考えられる｡FRP 桁橋の支間長は長くても 20m で、10m 程度までが適していると考えられるが、軽量であることから、必要に応じて道路橋からブラケットを張り出させることで対応できる可能性が高い。このような観点から、本共同研究では FRP 桁橋による橋長 10m の歩道橋の試設計を行い、さらに製作することで実現性を検証することとした。

４.１.２　FRP 桁橋の事例と主桁構築方法の検討

FRP 桁橋の効率的な設計を行う上では､主桁を如何に効率的に構築するかが重要な課題と考えられる。これまでの主要な FRP 桁橋の歩道橋の事例としては、国内の唯一の FRP 歩道橋の実橋である、伊計平良川線ロードパーク橋（支間長 19.7+17.2m）があげられる。断面図を図 4.1.1(a)に示す。この橋を検討の出発点とし、図 4.1.1(b)に示すような、2 主桁 FRP 歩道橋を試設計することとした。

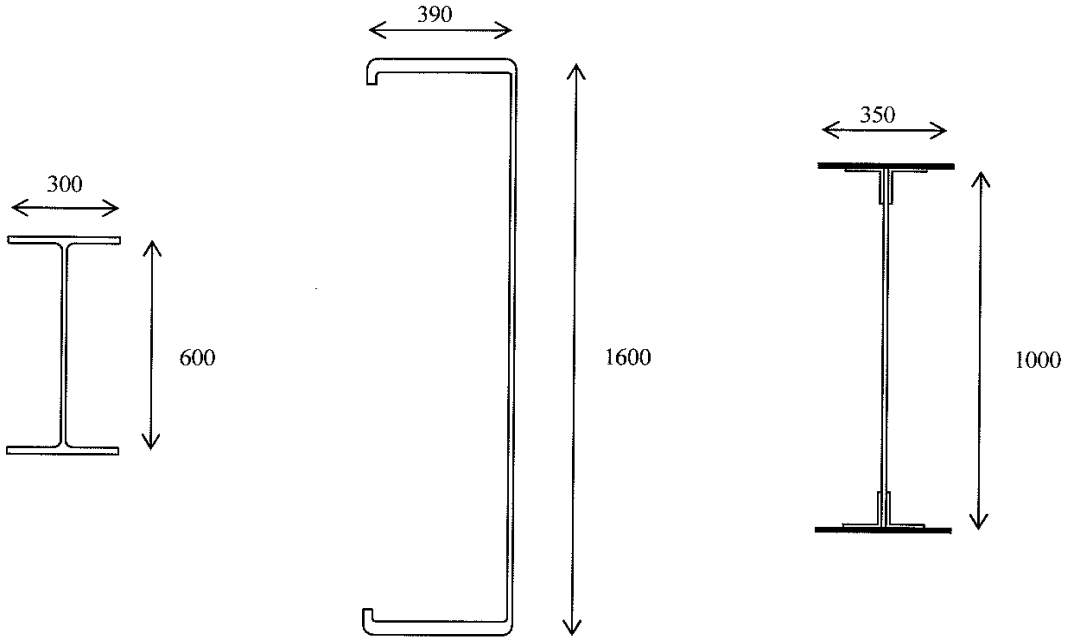
伊計平良川線ロードパーク橋の 2 本の主桁はハンドレイアップ成型で作られており、桁高 1600mm、フランジ幅 390mm である（図 4.1.2(b)）。効率化の主要点は、比較的単価の高い成型法であるハンドレイアップ成型で作られるこの橋の主桁部材を、より効率的に作る手法となる[2)]。効率的な FRP 成型法としては引抜成型法が知られている。国内で入手可能な引抜成型材の最大級のものには I600 がある（図 4.1.2(a)）。GFRP のままでは困難であるが、この断面を使用して炭素繊維とハイブリッド化するか、炭素繊維板による補強を行うと、10 数 m 程度の歩道橋用 FRP 桁部材を得ることが可能との試算結果が得られている。もう一つの手法としては、汎用の板状引抜成形材とアングル材を接合して桁部材にビルトアップする方法（図 4.1.2(c)）が考えられる[3)]。接合部分の耐久性や大型部材の製作方法など、明らかにしなくてはならない項目もあるが、この方法によれば、新たな引抜用金型を用意することなく、桁高を 1000mm 程度まで比較的容易に設定することが可能になると考えられ、設計の自由度を高めることができるものと考えられる。

上記のように、引抜成型材 I600 による試設計と、ビルトアップ成型法の 2 つを比較検討したが、ビルトアップ成型法の場合、10m の長さのものを加工する事例に乏しいのが現状であることから、本検討では、引抜成型材 I600 により検討を行うこととした。



(a) 伊計平良川線ロードパーク橋　　(b) 効率化を図った FRP 桁橋のイメージ図

図 4.1.1　FRP 歩道橋の断面図



(a) 引抜成形材 I600　　(b) ハンドレイアップ桁部材（伊計平良川線ロードパーク橋）　　(c) 引抜成形材によるビルトアップ桁部材

図 4.1.2　FRP 主桁部材断面

4.1.3　設計条件

以下の条件により試設計を行った。また、試設計橋梁の一般図を図 4.1.3 に示す。

橋梁形式	プレートガーター式歩道橋
橋長	10.840m
支間長	10.120m
総幅員	3.440m
有効幅員	3.000m
構成部材	床版、主桁、横桁、横構 継手（ボルト＋接着材併用）
主桁構成	ウエブ ＋ フランジ（GFRP 引抜成型材） 下フランジ CFRP 補強
地覆幅	左　0.220m　　右　0.220m
桁高	0.600m
主桁本数	2 本
主桁間隔	3.000m
横断勾配	レベル
縦断勾配	レベル
斜角	90°　0′　0″
舗装	舗装厚 t = 3.0 cm
床版	□210×110×5.0×5.0（GFRP）
材質	主要部材：GFRP、ボルト：SUS304
設計荷重	死荷重　（床版、主桁） 活荷重　（床版、主桁） 地震荷重（二次部材） 風荷重　（二次部材）
活荷重	床版　5.0 [kN/m^2] 主桁　3.5 [kN/m^2]
死荷重	舗装　0.97 [kN/m^2]×歩道幅員 3.000 [m] 高欄　0.55 [kN/m]
たわみ制限	床版・主桁ともに L/400
材料の安全率	3.2
設計震度	Kh = 0.3
風荷重	3.0 [kN/m^2]
GFRP の材料強度 (引抜成型材の実験値)	引張応力　411 MPa 圧縮応力　410 MPa 曲げ応力　379 MPa せん断応力　33.7 MPa
GFRP の弾性係数	24,000 MPa
CFRP の弾性係数	143,000 MPa

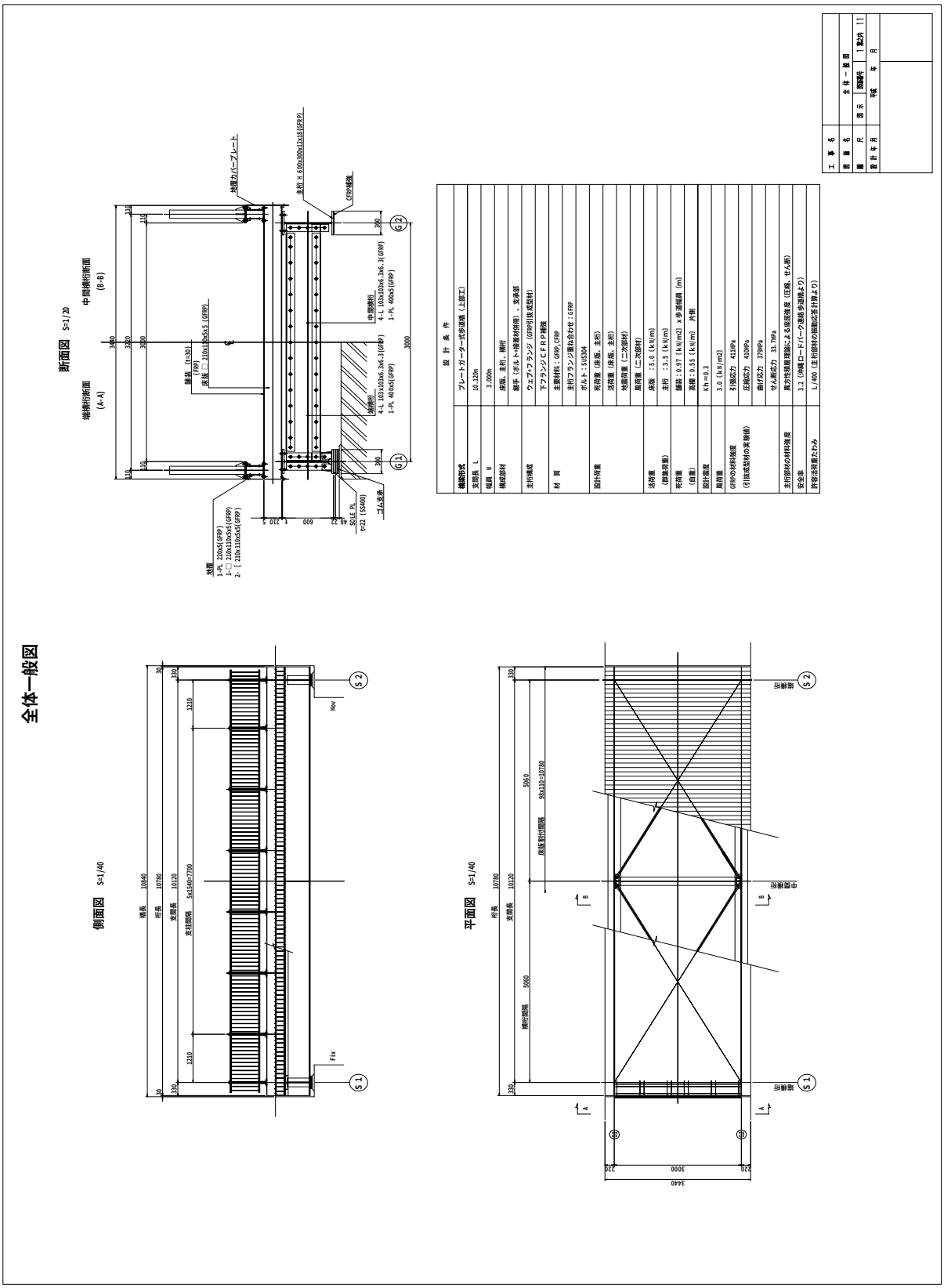


図 4.1.3　試設計橋梁の一般図

４.１.４　床版の設計

(1) 設計方針

本橋の床版は、2 本の主桁により支持された床版として死荷重および活荷重を直接支持する構造とした。床版の材質は、FRP（GFRP 引抜成型材）を使用するものとする。

1 － □ 210 × 110 × 5 × 5（GFRP）

床版の設計は、応力度および活荷重たわみについて照査を行う。なお、活荷重は群集荷重とし下記の値を用いる。

・群集荷重　w = 5.0 kN/m^2

(2) 支間部の設計

図 4.1.4 に構造の概略を示す。

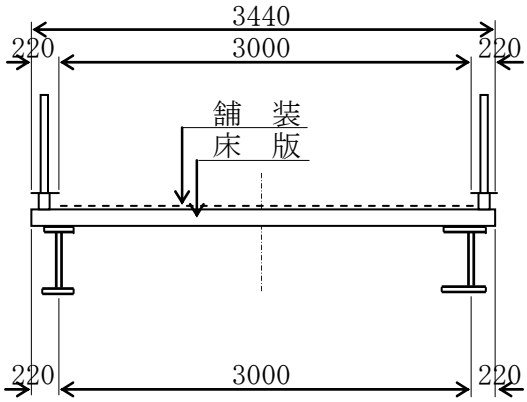


図 4.1.4　支間部

a) 荷重強度

①死荷重（単位幅 1.0 m あたりの荷重）

・舗装	0.970 × 1.000	= 0.970 kN/m
・床版	0.059 × 1.000 / 0.110 × 1.000	= 0.536 kN/m
		d = 1.506 kN/m

②活荷重（単位幅 1.0 m あたりの荷重）

・応力度算出用 w = 5.000 × 1.000 = 5.000 kN/m

b) 断面力の算出

①曲げモーメント（単純版として計算する）

Md = 1/8 × 1.506 × 3.000^2	= 1.69 kN･m
Mw = 1/8 × 5.000 × 3.000^2	= 5.63 kN･m
	M = 7.32 kN･m

②せん断力（単純版として計算する）

Sd = 1/2 × 1.506 × 3.000 = 2.26 kN

Sw = 1/2 × 5.000 × 3.000 = 7.50 kN

S = 9.76 kN

c) 断面計算

1 ― □ 210 × 110 × 5 × 5（GFRP）		A =	3,100 mm^2
（110mm を橋軸方向に用いる）		Z =	173,579 mm^3
		I =	18,225,833 mm^4
	腹板断面積	Aw =	2,000 mm^2

・単位幅 1.0m あたりの断面積	ΣA =	28,182 mm^2
・単位幅 1.0m あたりの断面係数	ΣZ =	1,577,991 mm^3
・単位幅 1.0m あたりの断面 2 次ﾓｰﾒﾝﾄ	ΣI =	165,689,391 mm^4
・単位幅 1.0m あたりの腹板断面積	ΣAw =	18,182 mm^2

①曲げ応力度

σ = M / Z = 7.32 × 10^6 / 1,577,991 = 4.6 MPa < 379 MPa

（安全率 82 > 3.2 より OK）

②せん断応力度

τ = S / Aw = 9.76 × 10^3 / 18,182 = 0.5 MPa < 33.7 MPa

（安全率 62 > 3.2 より OK）

d) たわみの照査

①許容たわみ

δa = L / 400 = 3,000 / 400 = 7.5 mm

②活荷重たわみ

活荷重強度 w = 5.000 kN/m

ヤング係数 E = 24,000 MPa

δw = 5wL^4 /（384EI）

$$= \frac{5 \times 5.000 \times 3{,}000^4}{384 \times 24{,}000 \times 165{,}689{,}391} = 1.3\ \text{mm} < \delta a = 7.5\ \text{mm}$$

４.１.５　張出部の設計

床版張出部の構造を図 4.1.5 に示す。床版張出部は、本橋の場合には非常に張出量が少ないため計算を省略できる。しかし、設計手順を確認するため計算を実施するものとする。ここで、設計に用いる荷重は、死荷重・活荷重および高欄推力とする。

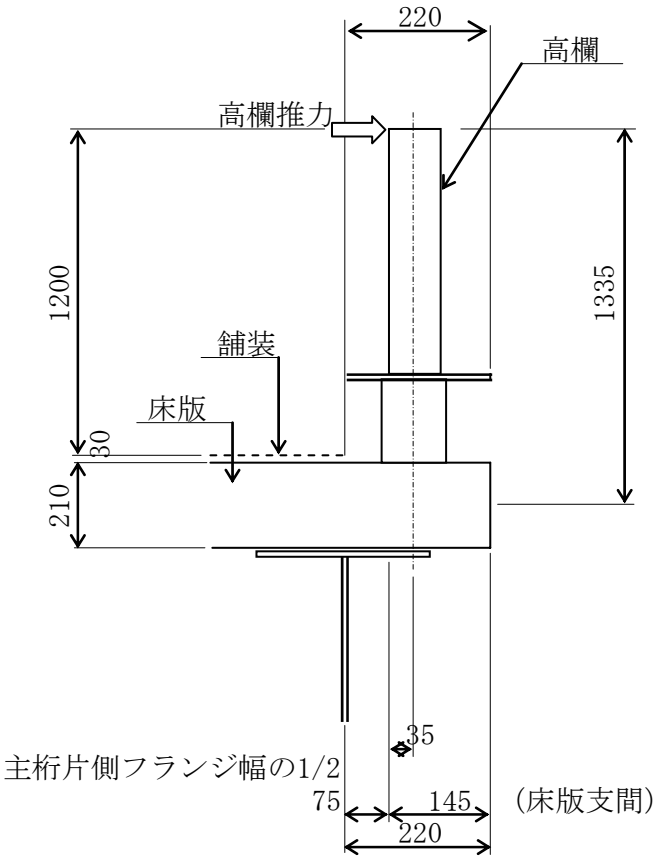


図 4.1.5　床版張出部

(1) 死荷重による断面力 (Md)

・舗装	（載荷されない）	
・床版	-1/2 × 0.536 × 0.145^2	= -0.006 kN･m
・地覆	-0.100 × 0.035	= -0.004 kN･m
・高欄	-0.550 × 0.035	= -0.019 kN･m
		Md = -0.029 kN･m

(2) 活荷重(群集荷重)による断面力 (Mw)

張出部には、活荷重は載荷されない。

(3) 高欄推力による断面力 (Mp)

・高欄推力　　P = 2.50 kN/m

Mp = -2.500 × 1.335 = -3.338 kN･m

(4) 合計断面力

M = Md + Mw + Mp = -0.029 + 0.000 -3.338 = -3.367 kN･m

(5) 断面計算

1 ー □ 210 × 110 × 5 × 5 (GFRP)	A =	3,100 mm^2
(110 mm を橋軸方向に用いる)	Z =	173,579 mm^3
	I =	18,225,833 mm^4
腹板断面積	Aw =	2,000 mm^2

・単位幅 1.0m あたりの断面積	ΣA =	28,182 mm^2
・単位幅 1.0m あたりの断面係数	ΣZ =	1,577,991 mm^3
・単位幅 1.0m あたりの断面 2 次モーメント	ΣI =	165,689,391 mm^4
・単位幅 1.0m あたりの腹板断面積	ΣAw =	18,182 mm^2

曲げ応力度　σ = M / Z = -3.37 × 10^6 / 1,577,991 = -2.1 MPa < 379 MPa

(安全率 178 > 3.2 より OK)

４.１.６　主桁の設計

(1) 設計方針

本橋の主桁は、2 本主桁のため横桁による荷重分配がないので簡易計算で設計するものとする。

主桁部材は、FRP（GFRP 引抜成型材＋CFRP 補強）を用いる。材料の物性は、以下に示す値を使用した。材質の異なる GFRP と CFRP のハイブリッド部材の断面性能は、合成断面と考え、弾性係数比により算出するものとする。

・GFRP 弾性係数　　E =　24,000 MPa

・CFRP 弾性係数　　E =　143,000 MPa

(2) 荷重強度

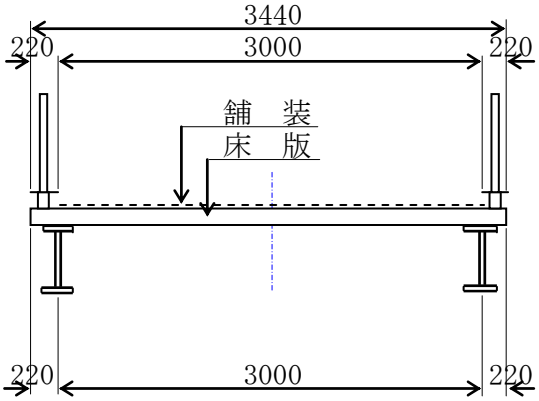


図 4.1.6　断面構造

a) **死荷重**

・舗　装	0.970 × 3.000	=	2.91	kN/m
・床　版	0.540 × 3.440	=	1.86	kN/m
・地　覆	0.210 × 2	=	0.42	kN/m
・高　欄	0.550 × 2	=	1.10	kN/m
・主　桁	0.550 × 2	=	1.10	kN/m
		do =	7.39	kN/m

主桁１本あたりの死荷重

d = 1/2 × 7.39 = 3.70 kN/m

b) **活荷重**

・群集荷重（主桁１本当たり）

w = 3.500 × 3.000 / 2 = 5.250 kN/m

(3) 断面力の算定

a) **曲げモーメント(単純梁として計算する)**

Md = 1/8 × 3.700 × 10.120^2　　= 47.37 kN･m

Mw = 1/8 × 5.250 × 10.120^2　　= 67.21 kN･m

M = 114.58 kN･m

b) せん断力(単純梁として計算する)

Sd = 1/2 × 3.700 × 10.120 = 18.72 kN

Sw = 1/2 × 5.250 × 10.120 = 26.57 kN

S = 45.29 kN

(4) 断面計算

M= 114.58 kN・m

S = 45.29 kN

CFRP 弾性係数 143000 MPa

GFRP 弾性係数 24000 MPa

ヤング係数比 6.0 （CFRP/GFRP）

	材 質	A mm^2	y mm	Ay mm^3	Ay^2mm^4
※	(GFRP) 1- Flg 300 × 18 =	4,824	-291	-1,403,784	408,501,144
	(GFRP) 1- Web 564 × 12 =	6,768	-	-	179,406,144
	(GFRP) 1- Flg 300 × 18 =	5,400	291	1,571,400	457,277,400
	(CFRP) 1- Flg 300 ×2.4=	4,320	301.0	1,300,320	391,396,320
		25,632		1,467,936	1,436,581,008
					-101,172,540
				I =	1,335,408,468

e = 68.9 mm

yu = -368.9 mm

yl = 233.5 mm

※上フランジは、床版取付けボルトによる孔引きを考慮する。

2 - φ16 × 18 = 576 mm^2

・曲げ応力度

σu = M・yu / I = 114.58 × 10^6 × -368.9 / 1,335,408,468

= -31.7 MP < 379 MPa （安全率 12 > 3.2 より OK）

σl = M・yl / I = 114.58 × 10^6 × 233.5 / 1,335,408,468

= 20.0 MPa < 379 MPa （安全率 19 > 3.2 より OK）

・せん断応力度

τ = S / Aw = 45.29 × 10^3 / 6,768 = 6.7 MPa < 33.7 MPa

（安全率 5.0 > 3.2 より OK）

(5) たわみの照査

a) 死荷重たわみ(参考値)

活荷重強度　w =　5.250 kN/m

ヤング係数　E = 24,000 MPa

δg = 5dL^4 /（384EI）

$$= \frac{5 \times 3.700 \times 10{,}120^4}{384 \times 24{,}000 \times 1{,}335{,}408{,}468} = 15.8 \text{ mm}$$

b) 許容たわみ

δa = L / 400 = 10,120 / 400 = 25.3 mm

c) 活荷重たわみ(参考値)

δw = 5wL^4 /（384EI）

$$= \frac{5 \times 5.250 \times 10{,}120^4}{384 \times 24{,}000 \times 1{,}335{,}408{,}468} = 22.4 \text{ mm} < \delta a = 25.3 \text{ mm}$$

(6) 支点上補剛材

a) 断面力

設計反力　R =　45.290 tf

b) 断面

道路橋示方書 8.7 章より 24×腹板厚（288mm）を腹板有効幅とする。

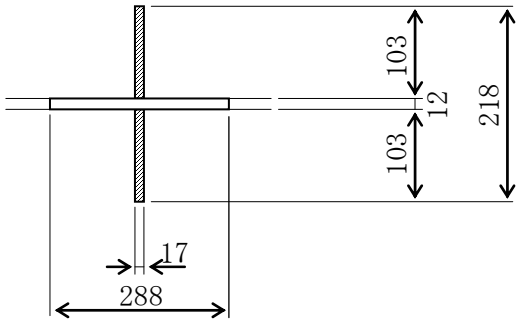


図 4.1.7　支点上補剛材の断面

(GFRP)		断面積	Ix
2-STIFF PL	103 × 17	3502	1468
1-WEB PL	288 × 12	3456	4
		6958	1472

As ＝ 6958 mm^2 ＜ 1.7×Astiff ＝ 5953 mm^2

Ix ＝ 1472 cm^4

Rx ＝ √（Ix／As） ＝ 0.46 cm

c）補剛材板厚の照査

補剛材幅（B） ＝ 10.3 cm ＞ Hw/30 ＋ 5 ＝ 7.00 cm

補剛材厚（T） ＝ 1.7 cm ＞ B/13 ＝ 0.79 cm

d）応力度の照査

圧縮強度 σca ＝ 410 MPa

σN ＝ R/As ＝ 45290 / 6958 ＝ 6.5 MPa ＜ 410 MPa

（安全率 63.1 > 3.2 より OK）

4.1.7　横桁の設計

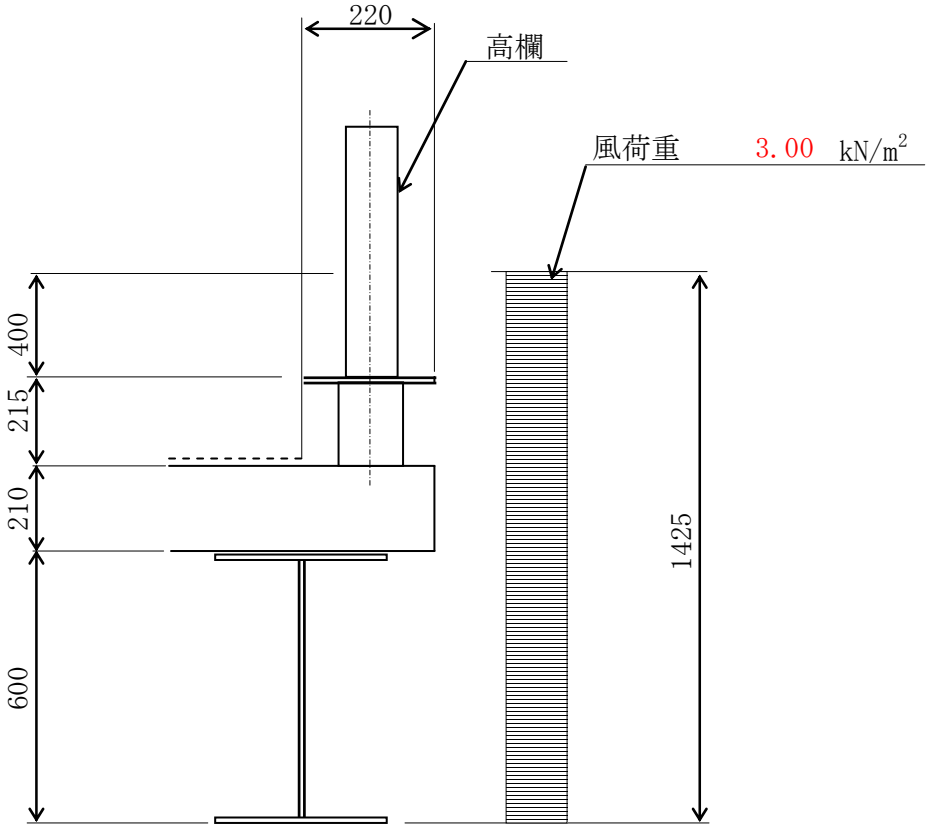
(1) 設計方針

本橋の主桁は、2 本主桁のため横桁による荷重分配がない。ここでは、横桁の設計に考慮する荷重を横荷重として、風荷重および地震荷重を考慮するものとする。横荷重は、下横構と 1/2 づつ分担するものとして設計する。

(2) 端横桁の設計

a) **荷重強度**

①風荷重



W = 3.00 x 1.425 / 2 = 2.14 kN/m

図 4.1.8　端横桁の風荷重

②地震荷重

・死荷重　　d = 7.39 kN/m

・地震時活荷重（群集荷重を 1.00 kN/m^2 を考慮する）

ew = 1.00 × 3.000 = 3.00 kN/m

・設計鉛直荷重合計

V =7.39 + 3.00 =10.39 kN/m

・設計水平震度　　kh = 0.3

E = 10.39 × 0.3 / 2 = 1.56 kN/m

③設計横荷重（水平荷重）

上記の計算より、風荷重とする。

b) 断面力の算出

端横桁に作用する断面力を算出する。

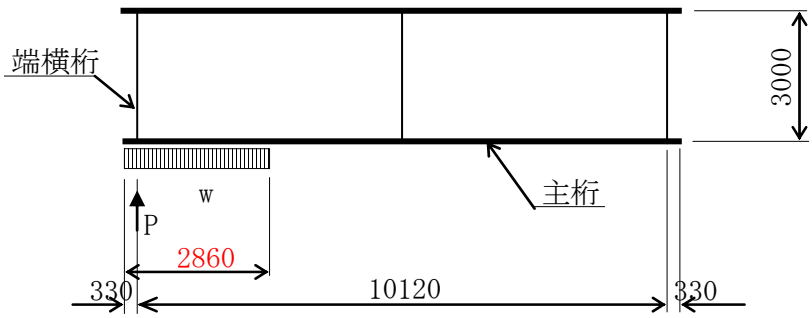


図 4.1.9　端横桁の構造

P　=　w・L = 2.14 × 2.860 =　6.12 kN

c) 断面計算

横桁の腹板で、作用力を伝達するものとする。

・使用部材 1- PL. 400 × 5 = 2000 - 200 = 1800 mm^2

※断面積は、フランジ取付けボルトによる孔引きを考慮する。

2 - φ20 × 5 = 200 mm^2

・応力度

σn = P / An = 6.12 × 10^3 / 1,800

= 3.4 MPa < 379 MPa　（安全率 111 > 3.2 より OK）

d) 継手の計算

主桁と横桁の継手部は、横荷重による軸力に対して設計を行う。継手部の設計は破壊強度に対して計算を行うものとする。

・部材の引抜方向に対して（せん断で抜ける場合）

縁端距離	e =	50 mm
板厚	t =	5mm
面内せん断強度	τ =	30 MPa

破壊荷重 =　e　×　t　× τ × 2

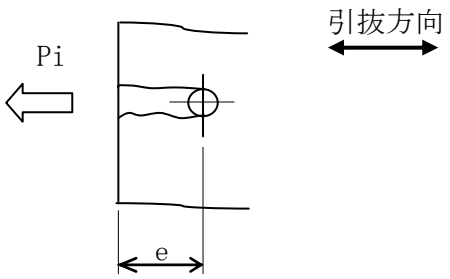


図 4.1.10　継手部破壊モデル

Pi = 50 × 5 × 30 × 2/1000 = 15.00 kN

ボルト 4 本を使用することから、

ΣPi = 4 × 15.00 = 60.00kN > 6.12 kN

（安全率　9.8 > 3.2 より OK）

・ボルトのせん断力

使用ボルト　M20（SUS304）

ボルトの断面積　　A = 314 mm^2

せん断応力度

τ = P / nA = 6.12 × 10^3 / （ 4 × 314 ） =　4.9 MPa

< τa = 61.2 MPa

(3) 中間横桁の設計

a) 荷重強度

荷重強度は、端横桁と同じとなる。

b) 断面力の算出

中間横桁に作用する断面力を算出する。

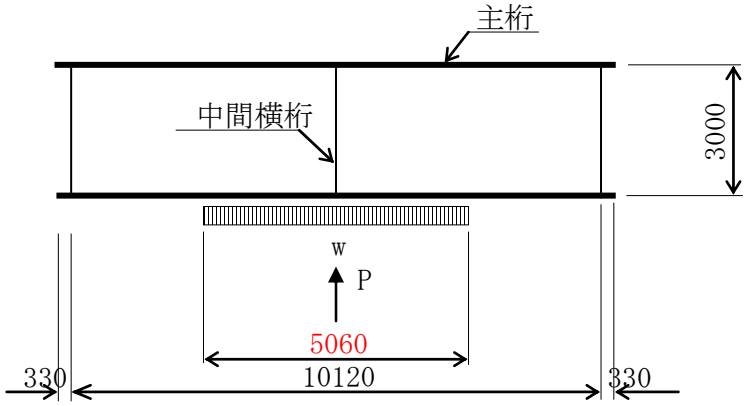


図 4.1.11　中間横桁の構造

P　=　w・L = 2.14 × 5.060 =　10.83 kN

c) 断面計算

横桁の腹板で、作用力を伝達するものとする。

・使用部材　　1- PL. 400 × 5 = 2000 - 200 = 1800 mm^2

※断面積は、フランジ取付けボルトによる孔引きを考慮する。

2 - φ20 × 5 = 200 mm^2

・応力度

σn = P / An = 10.83 × 10^3 / 1,800

= 6.0 MPa < 379 MPa （安全率 63 > 3.2 より OK）

d) 継手の計算

主桁と横桁の継手部は、横荷重による軸力に対して設計を行う。

継手部の設計は、破壊強度に対して計算を行うものとする。

・部材の引抜方向に対して（せん断で抜ける場合）

縁端距離	e =	50 mm
板厚	t =	5 mm
面内せん断強度	τ =	30 MPa

破壊荷重 = e × t × τ × 2

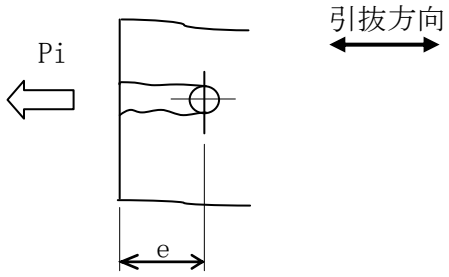


図 4.1.12　継手部破壊モデル

Pi = 50 × 5 × 30 ×2/1000 = 15.00 kN

ボルト 4 本使用するため

ΣPi = 4 × 15.00 = 60.00 kN > 10.83 kN

（安全率 5.5 > 3.2 より OK）

・ボルトのせん断力

使用ボルト M20（SUS304）

ボルトの断面積 A = 314 mm^2

せん断応力度

τ = P / nA = 10.83 × 10^3 / （ 4 × 314 ）= 8.6 MPa

< τa = 61.2 MPa

４.１.８　下横構の設計

(1) 設計方針

下横構は、横荷重に対して設計を行う。横構部材には、テンションロッドを用いるものとする。

テンションロッドは、引張力に対して働くものとして設計を行う。よって、橋軸直角方向の横荷重に対しては、2 組の横構を設置するものとする。

(2) 荷重強度

荷重強度は、端横桁と同じとした。

・風荷重　　w＝　2.14 kN/m

・地震荷重　E＝　1.56 kN/m

(3) 断面力の算定

a) 計算方法

下横構は、任意形平面骨組解析により断面力を算出した。

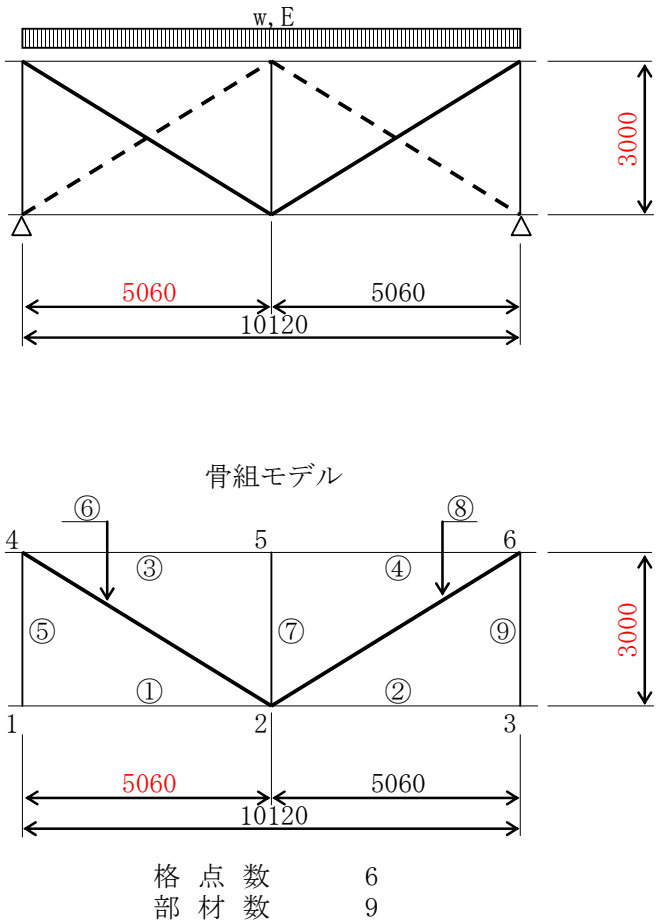


図 4.1.13　下横構の構造と平面骨組解析モデル

b) 計算表および計算結果

1．入 力 デ ー タ

タイトル	下横構
解析タイプ	面 内 解 析
節 点 数	6
部 材 数	9

1-1 節点データ

単位(m)

NO.	節点	X	Y
1	1	.0000	.0000
2	2	5.0600	.0000
3	3	10.1200	.0000
4	4	.0000	3.0000
5	5	5.0600	3.0000
6	6	10.1200	3.0000

1-2 部材の結合条件及び断面性能データ

単位(m, m^2, m^4, kN/m^2)

NO.	部材	a端	b端	部材長	断面積	断面二次	ヤング係数
1	1	1	2	5.060	.0000001	.0000000	$.200\times10^9$
2	2	2	3	5.060	.0000001	.0000000	$.200\times10^9$
3	3	4	5	5.060	.0000001	.0000000	$.200\times10^9$
4	4	5	6	5.060	.0000001	.0000000	$.200\times10^9$
5	5	1	4	3.000	.0000001	.0000000	$.200\times10^9$
6	6	2	4	5.882	.0005000	.0000000	$.200\times10^9$
7	7	2	5	3.000	.0000001	.0000000	$.200\times10^9$
8	8	2	6	5.882	.0005000	.0000000	$.200\times10^9$
9	9	3	6	3.000	.0000001	.0000000	$.200\times10^9$

1-3 支点データ

支点数 ＝ 2

単位(kN/m, kN·m/rad)

NO.	節点	X軸方向	Y軸方向	回転方向
1	1	固定	固定	自由
2	3	自由	固定	自由

1-4 基本荷重ケースデータ

荷重ケース＝ 1　　荷重名称： 風荷重

** 部材荷重 **　　単位(m, kN, kN·m, kN/m)

NO.	部材	始点距離	分布幅	強度（始）	強度（終）	方向
1	1- 2	.0000	.0000	2.1400	2.1400	鉛直

荷重ケース＝ 2　　荷重名称： 地震荷重

** 部材荷重 **　　単位(m, kN, kN·m, kN/m)

NO.	部材	始点距離	分布幅	強度（始）	強度（終）	方向
1	1- 2	.0000	.0000	1.5600	1.5600	鉛直

1-5 着目データ

単位(m)

部材	着目種類	a端からの距離	分割数	衝撃係数
全部材	断面力		1	.000
全部材	変 位		1	.000
全支点	反 力			.000

2．計 算 結 果

2-1　基本荷重ケースごとの断面力

基本荷重ケース番号＝　1 [風荷重　]

部材番号	a端からの距離 (m)	軸　力 (kN)	せん断力 (kN)	モーメント (kN·m)
1	.000	.000	.000	.000
	5.060	.000	.000	.000
2	.000	.000	.000	.000
	5.060	.000	.000	.000
3	.000	-9.132	.000	.000
	5.060	-9.132	.000	.000
4	.000	-9.132	.000	.000
	5.060	-9.132	.000	.000
5	.000	-5.414	.000	.000
	3.000	-5.414	.000	.000
6	.000	10.616	.000	.000
	5.882	10.616	.000	.000
7	.000	.000	.000	.000
	3.000	.000	.000	.000
8	.000	10.616	.000	.000
	5.882	10.616	.000	.000
9	.000	-5.414	.000	.000
	3.000	-5.414	.000	.000

基本荷重ケース番号＝　2 [地震荷重　]

部材番号	a端からの距離 (m)	軸　力 (kN)	せん断力 (kN)	モーメント (kN·m)
1	.000	.000	.000	.000
	5.060	.000	.000	.000
2	.000	.000	.000	.000
	5.060	.000	.000	.000
3	.000	-6.657	.000	.000
	5.060	-6.657	.000	.000
4	.000	-6.657	.000	.000
	5.060	-6.657	.000	.000
5	.000	-3.947	.000	.000
	3.000	-3.947	.000	.000
6	.000	7.739	.000	.000
	5.882	7.739	.000	.000
7	.000	.000	.000	.000
	3.000	.000	.000	.000
8	.000	7.739	.000	.000
	5.882	7.739	.000	.000
9	.000	-3.947	.000	.000
	3.000	-3.947	.000	.000

2-2　着目点ごとの支点反力

着目支点＝　1

荷重番号	荷 重 名 称	水平反力 (kN)	鉛直反力 (kN)	回転反力 (kN·m)
1	[風荷重　]	.000	10.828	.000
2	[地震荷重　]	.000	7.894	.000

着目支点＝　3

荷重番号	荷 重 名 称	水平反力 (kN)	鉛直反力 (kN)	回転反力 (kN·m)
1	[風荷重　]	.000	10.828	.000
2	[地震荷重　]	.000	7.894	.000

c) 符号の説明

入力データについては図 4.1.14、計算結果については図 4.1.15 の通り。

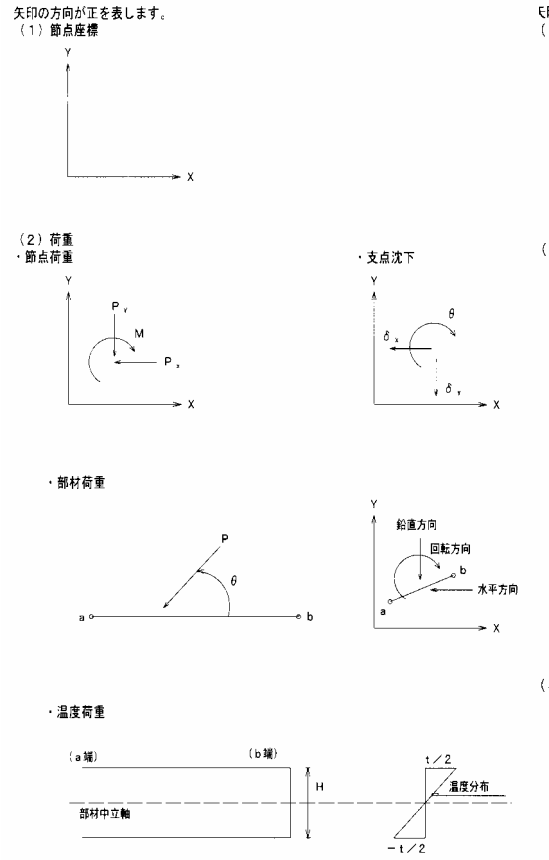


図 4.1.14　入力データの符号

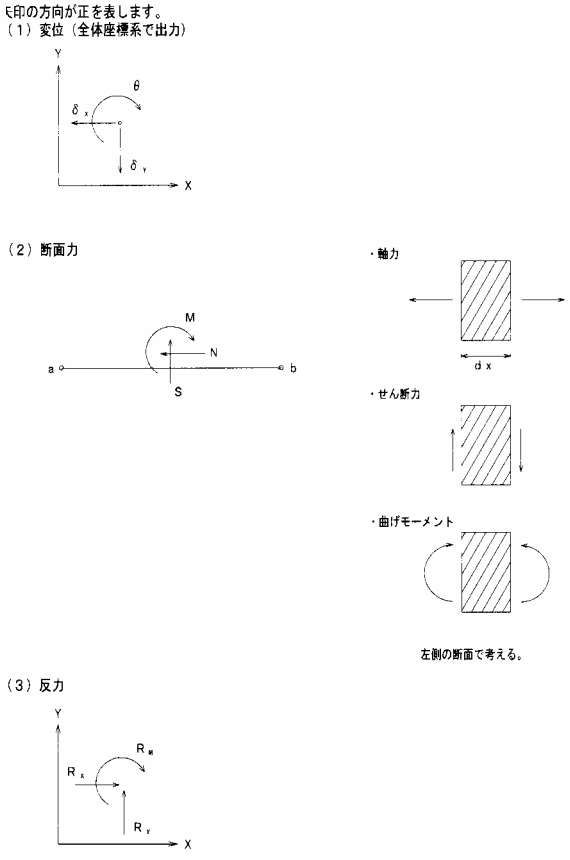


図 4.1.15　計算結果の符号

(4) 断面計算

前項で計算した断面力に基づき、テンションロッドの応力度を算出する。

・使用材料（テンションロッドの径は、下記のサイズ以上とする）

テンションロッド　　$\phi =$　　16 mm（SS400）

断面積　　$A =$　　201 mm^2

・引張応力度

発生軸力 T　　=　　10.62 kN

$\sigma t = 10.62 \times 10^3 / 201$　=　　52.8 MPa < 235 MPa

（安全率 4.5 > 3.2 より OK）

(5) 連結部の設計

「建築用ターンバックル筋かい設計施工指針・同解説」[9)]を参照する。

a) ガセットプレートの溶接照査

すみ肉溶接部の破断耐力

（せん断による破断）　　すみ肉溶接サイズ s＝　4 mm

$Pu = A \cdot \sigma u/\sqrt{3}$

ここに、A：すみ肉溶接延長

$A = 444 \times 4 \times 0.707 =$　1256 mm^2

σu：ｶﾞｾｯﾄの引張強度　520 MPa

（SUS304）

$Pu = 1256 \times 520 / \sqrt{3} = 377.1\ kN < T = 10.62\ kN$

（安全率 35.5 > 3.2 より OK）

b) ガセットプレ-トの板厚の照査

上記、すみ肉溶接ののど厚よりも板厚が厚ければよい。

ガセットプレートの板厚 tg　6 mm

$treq = 2 \cdot s/\sqrt{2} = 2 \times 4 / \sqrt{2} =$　5.7 mm < tg = 6 mm

c) ガセットプレ-トの破断強度

$Pu = A \cdot \sigma_B$

ここに、　A：ガセットの有効断面積

$A = (80 - 31) \times 6 =$　294 mm^2

σ_B：ｶﾞｾｯﾄの破断応力度　520 MPa

（SUS304）

$Pu = 294 \times 520 = 152.9\ kN < T = 10.62\ kN$

（安全率 14.4 > 3.2 より OK）

4.1.9　支承の設計

(1) 反力

①鉛直反力（4.1.6 主桁の設計より）

・死荷重反力	Rd	＝	18.72 kN
・活荷重反力	RL	＝	26.57 kN
・合計反力 ΣR		＝	45.29 kN

②水平反力（4.1.8 下横構の設計より）

・風荷重水平力	Rhw	＝	10.83 kN
・地震時水平力	Rhe	＝	7.89 kN

(2) 支承の選定

本橋の支承は、反力が比較的小さいためゴム支承を選定した。

アンカーボルトは、支点上補剛材との関係より一箇所 4 本とした。

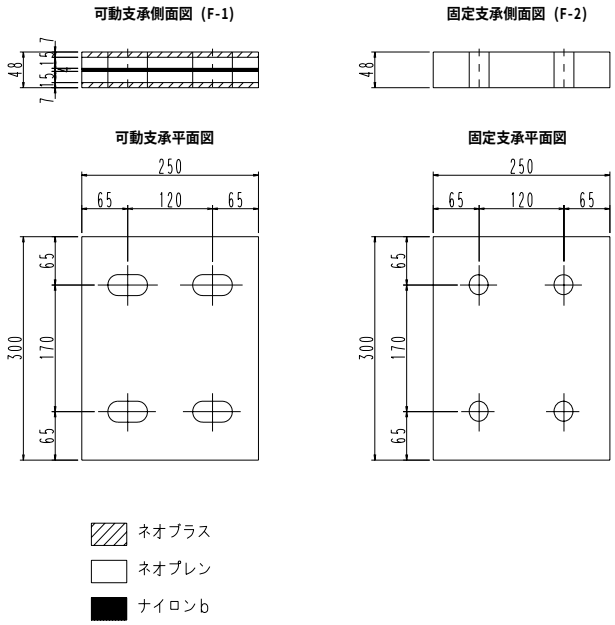


図 4.1.16　支承

参考文献

1) 例えば、「橋梁工学ハンドブック」や、宮本著「橋梁工学」（いずれも技報堂）などより.

2) 上林正和他：「FRP 歩道橋の主桁部材設計法に関する検討」，土木学会第 2 回 FRP 橋梁に関するシンポジウム論文集，pp.131-138（2006）.

3) 宮永直弘他：「ビルトアップ FRP 橋梁主桁の構造設計と解析」，第 50 回 FRP CON-EX2005 講演要旨集，pp.67-69（2005）.

4) ㈳日本道路協会：道路橋示方書・同解説（平成 14 年 3 月）

5) ㈳日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説（昭和 54 年 1 月）

6) ㈳日本道路協会：鋼道路橋設計便覧（昭和 55 年 8 月）

7) 伊計平良線ロードパーク連絡歩道橋設計資料

8) ㈳強化プラスチック協会：FRP 構造設計便覧

9) ㈶日本鋼構造協会：建築用ターンバックル筋かい設計施工指針・同解説

４.２　数値解析（死荷重、活荷重、地震荷重、風荷重）

４.２.１　目的

4.1 で試設計した FRP 歩道橋について、FRP 歩道橋の剛性を以下の解析によって検討する。

① 自重による構造解析
② 活荷重による構造解析
③ 地震荷重による構造解析
④ 風荷重による構造解析

４.２.２　解析手法

汎用有限要素法プログラム ANSYS Rel9.0 を用いて、上記①～④に関して線形構造解析を行った。

４.２.３　解析モデル

解析モデルは 4.1 の図面に基づいて作成した。本解析モデルは表 4.2.1 に示す部材で構成し、FRP 部はすべてシェル要素でモデル化し、図 4.2.1 に示すように全体モデルで解析を行った。表 4.2.1 に示す各部材における解析モデルをそれぞれ図 4.2.2(a)~(g)に示す。さらに、本解析モデルの質量を表 4.2.2 に示す。

また、本解析のモデル化手法として以下の点について考慮した。

① 床版角パイプ間には微小の隙間をあけモデル化した。このため、図面上の角パイプ本数よりも 1 本少ない状態でモデル化している（図 4.2.2(b)-2 参照）。
② 主桁下フランジの CFRP は、シェル要素に積層定義を行いモデル化した（図 4.2.2(a)-2 参照）。
③ シェル要素によるモデルは、実際の FRP 歩道橋の剛性レベルと一致させるため、必要に応じてシェル厚みをオフセットしている（図 4.2.2(a)~(c)参照）。
④ テンションロッドのモデル化は、リンク要素を用い引張のみを受け持つワイヤー要素として定義した。ただし、自重解析ではリンク要素は軸方向以外の変形を表現できないため、曲げ変形を考慮できるビーム要素を用いた。
⑤ リンク要素を用いたテンションロッドにおいて、合計 4 本あるテンションロッドをそれぞれ 1 要素の 1 本の梁（φ20）としてモデル化した。
⑥ 床版と主桁、主桁ウェブと取付金具、主桁下フランジと支承ゴムの間には接触要素を生成することで、完全に接着されている状態をモデル化した。
⑦ テンションロッドと取付金具の接合方法は、テンションロッド端部の節点と取付金具円孔にある複数の節点をそれぞれ剛体リンクで接続することでモデル化した（図 4.2.3 参照）。

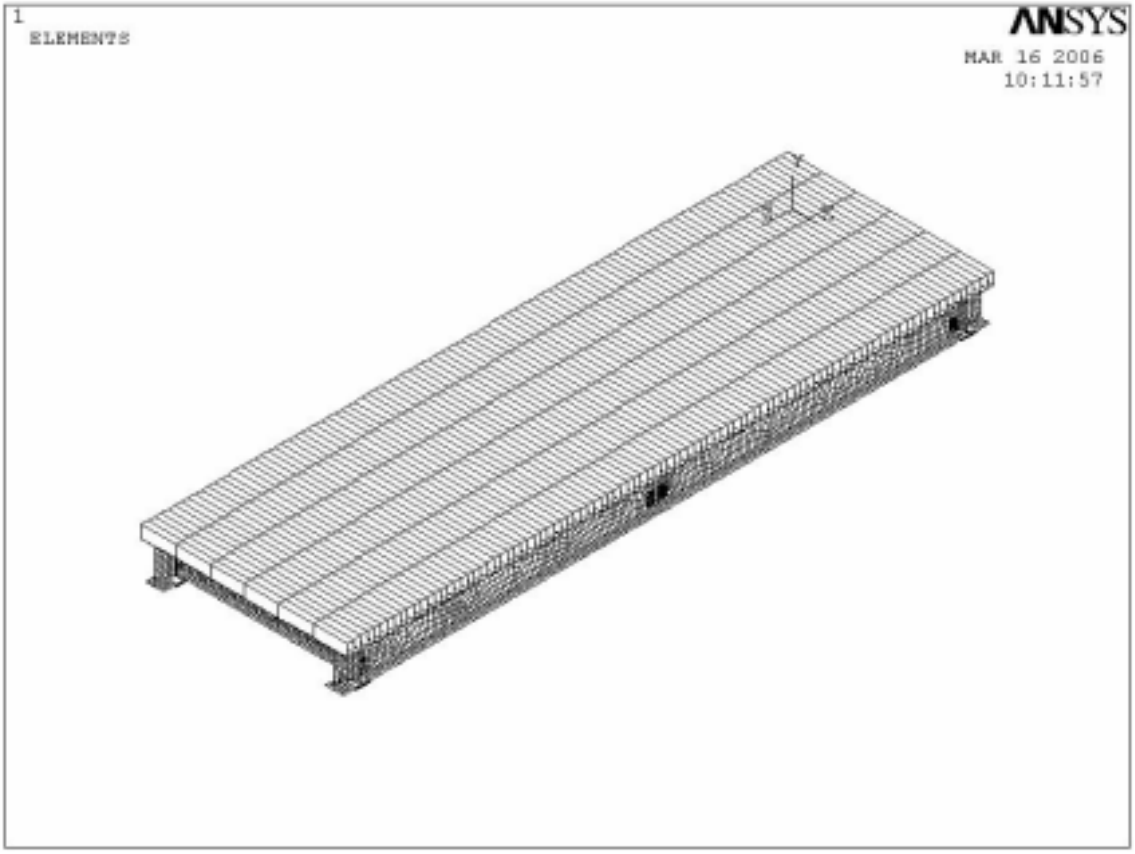
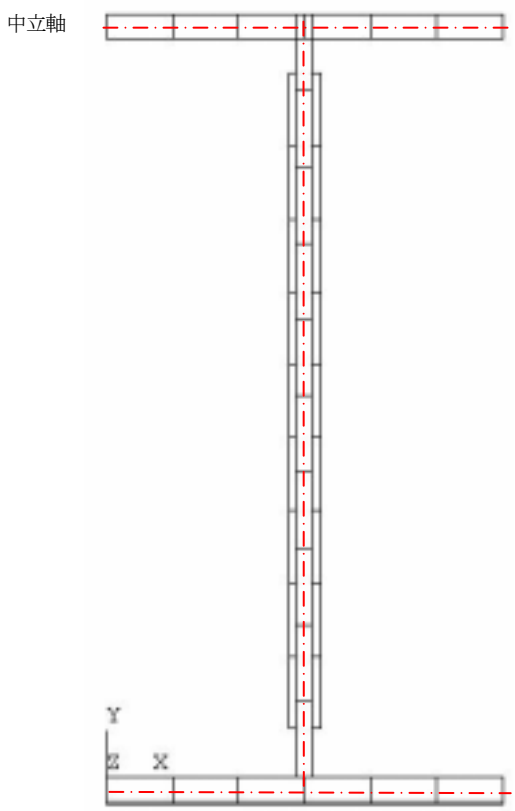


図 4.2.1　解析モデル

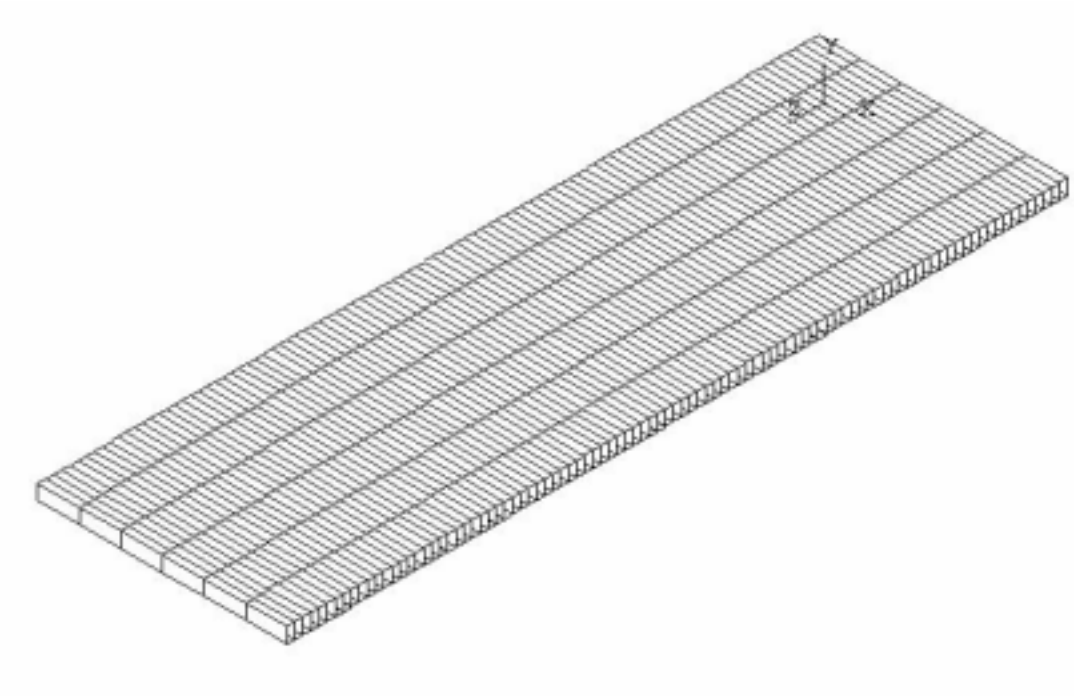
(a)-1　主桁



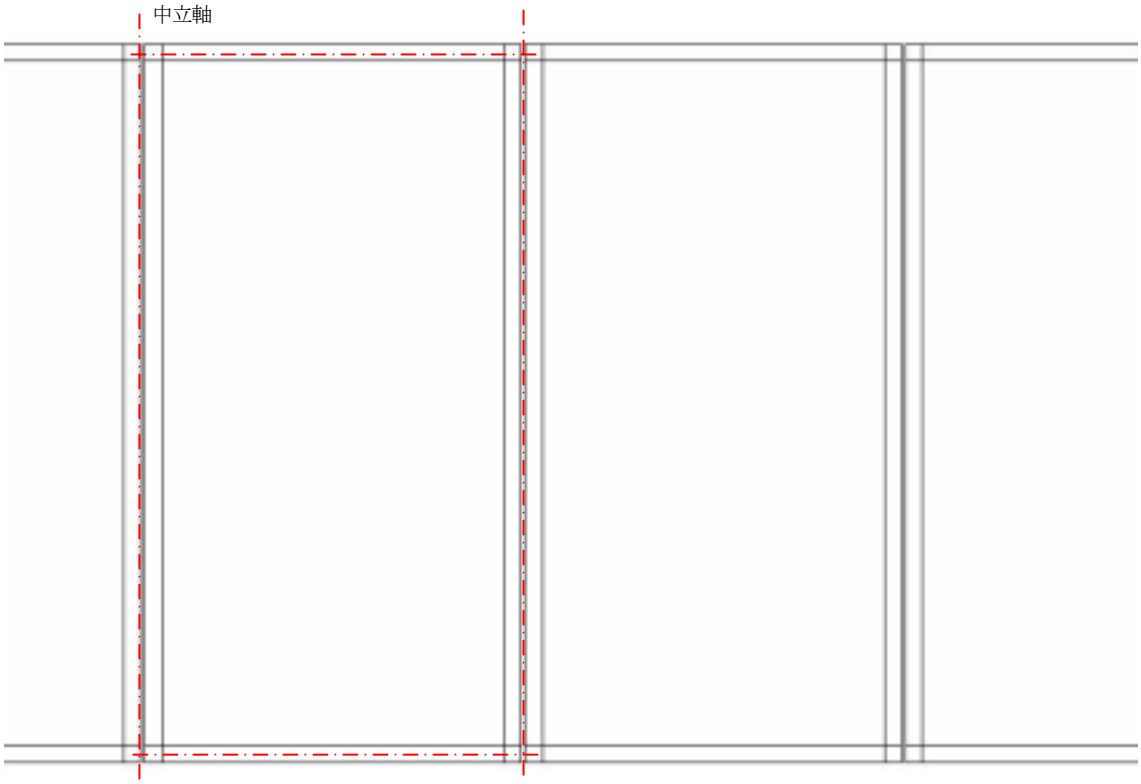
(a)-2　主桁断面（シェル厚み表示）

＊上下フランジを鉛直下側にオフセットし、下フランジは CFRP を積層定義した。また、ウェブにおいて補剛材が位置する箇所は、ウェブと補剛材の積層を定義した。

図 4.2.2　各部材の解析モデル



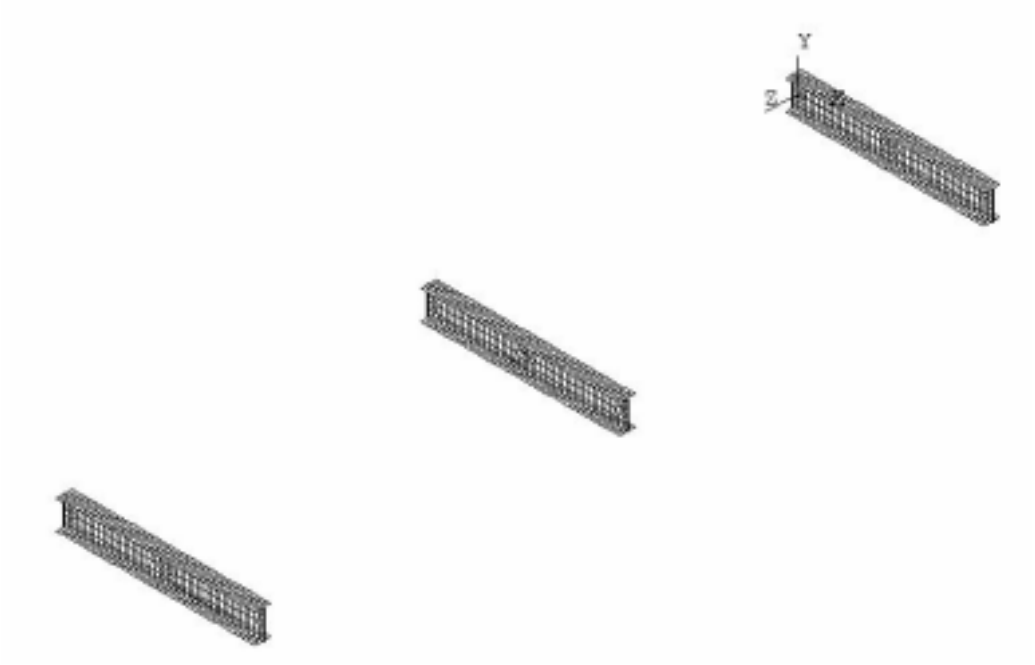
(b)-1　床版



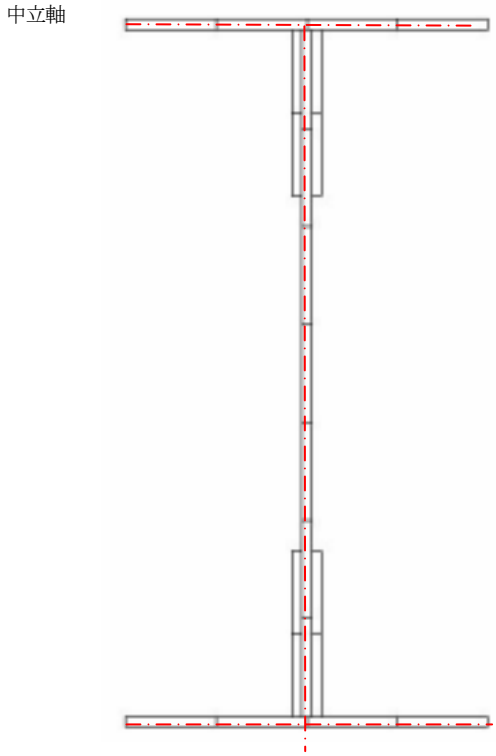
(b)-2　床版断面（シェル厚み表示）

＊外寸法でモデル化し、シェル厚みを角パイプ内側にオフセットした。

図 4.2.2 **(つづき)**　各部材の解析モデル



(c)-1　横桁



(c)-2　横桁断面（シェル厚み表示）

＊上フランジは鉛直上側、下フランジは鉛直下側にオフセットした。また、ウェブにおいて L アングルが位置する箇所は、ウェブと L アングルの積層を定義した。

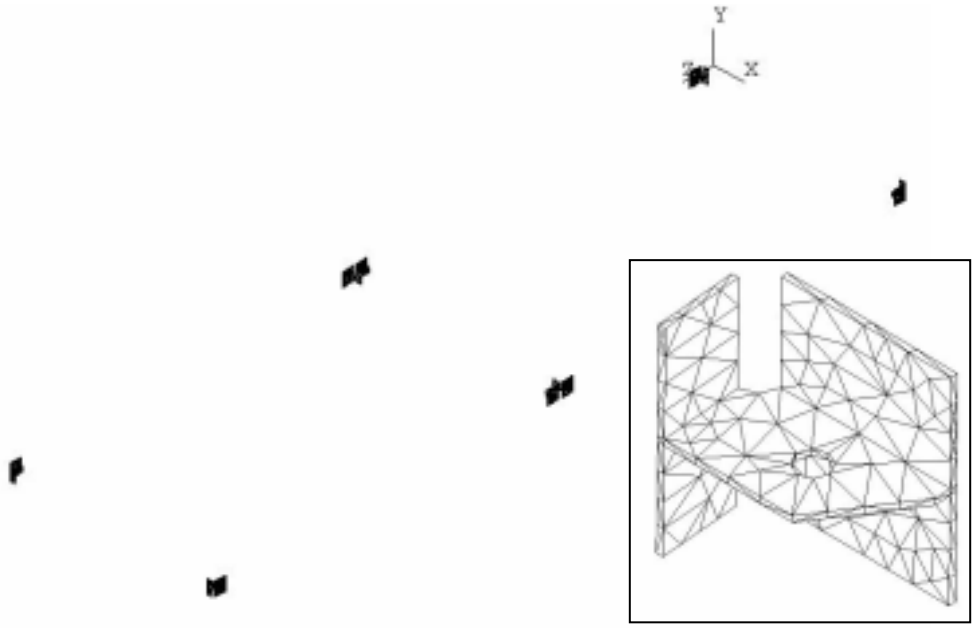
図 4.2.2 **(つづき)**　各部材の解析モデル

(d)-1　垂直補剛材

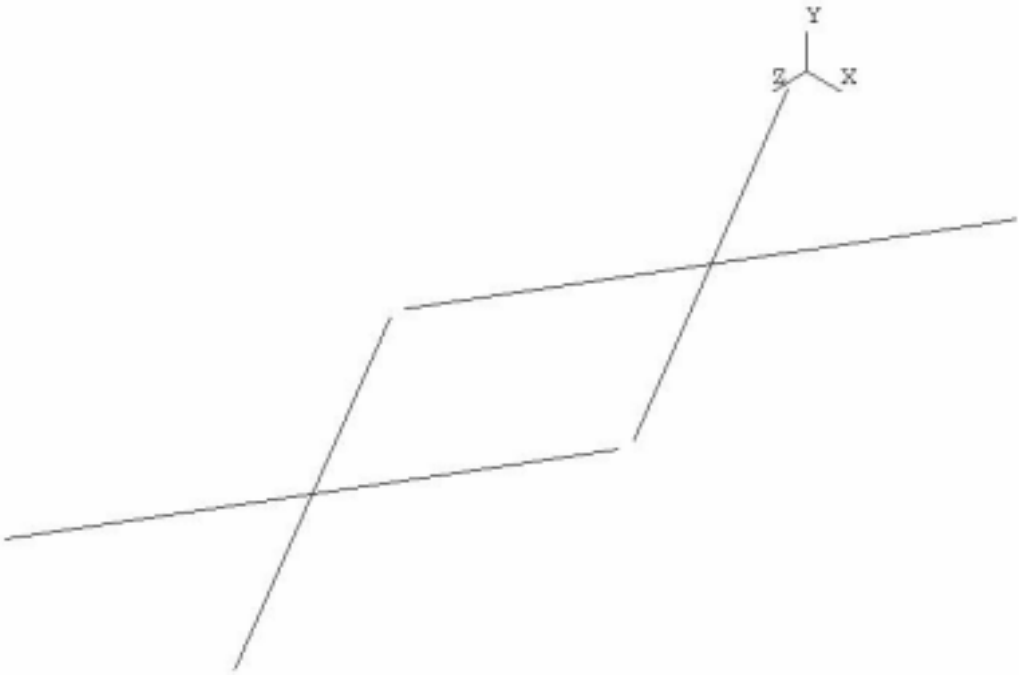
(d)-2　垂直補剛材断面（シェル厚み表示）

＊垂直補剛材は、補剛材＋横桁ウェブ＋補剛材の積層を定義した。

図 4.2.2 **(つづき)**　各部材の解析モデル



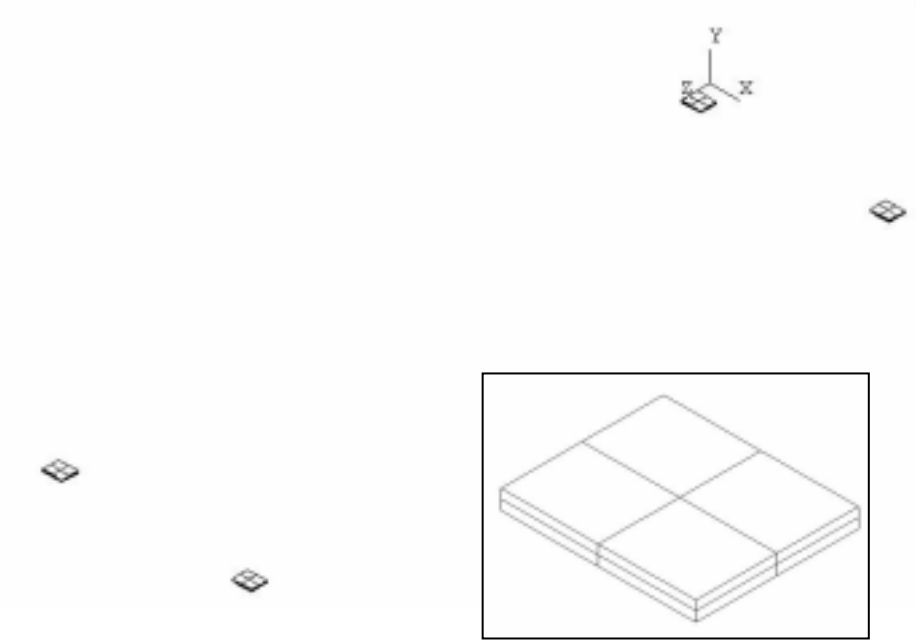
(e)　取付金具



(f)　テンションロッド

＊各テンションロッドを 1 要素でモデル化している。

図 4.2.2 **(つづき)**　各部材の解析モデル



(g)　ゴム支承

図 4.2.2 **(つづき)**　各部材の解析モデル

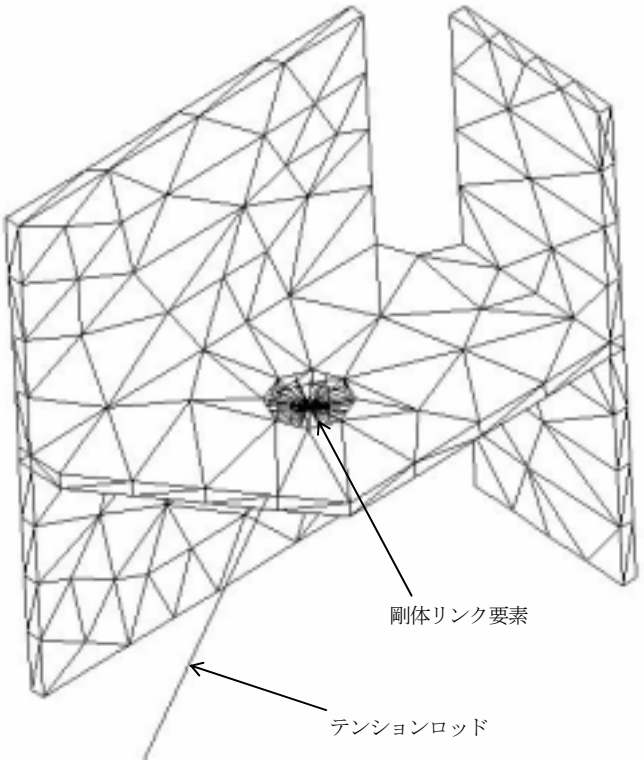


図 4.2.3　取付金具とテンションロッドの接合方法

表 4.2.1　FRP 歩道橋の構成部材

	構成部材	使用要素
FRP 歩道橋モデル	主桁	シェル要素（1 次要素）
	床版	シェル要素（1 次要素）
	横桁	シェル要素（1 次要素）
	垂直補剛材	シェル要素（1 次要素）
	取付金具	ソリッド要素（2 次要素）
	テンションロッド	ビーム要素／リンク要素
	ゴム支承	ソリッド要素（2 次要素）

表 4.2.2　解析モデルの質量

	質量　kg
床版	2050
主桁/横桁/補剛材	908
テンションロッド	56
取付金具	22
ゴム支承	9
合計	3045

４．２．４　解析モデルの要素座標系

シェル要素の要素座標系は、部材の引抜き方向を X 軸、引抜き方向に直角方向を Y 軸、シェル厚み方向を Z 軸とした。

４．２．５　材料物性値

FRP の材料物性値は、素材製造者が行った引張試験結果に基づき表 4.2.3 に示す。ただし、材料試験結果を行っていない方向の物性値は、すべて積層理論により求めた。ここで、材料方向は前項で述べた要素座標系に基づく。

表 4.2.3　解析に使用した材料物性値

	Ex (GPa)	Ey (GPa)	Ez (GPa)	Gxy (GPa)	Gyz (GPa)	Gxz (GPa)	Nxy	νyz	νxz	密度 (kg/m^3)
主桁ﾌﾗﾝｼﾞ	41.0	14.1	14.1	6.83	6.98	6.93	0.252	0.208	0.215	1920
主桁ｳｪﾌﾞ	25.2	17.0	11.4	5.20	4.29	4.25	0.283	0.201	0.216	1920
床版	34.0	13.0	13.0	7.23	7.13	7.10	0.176	0.220	0.231	1920
横桁ﾌﾗﾝｼﾞ	33.1	15.8	15.0	5.89	5.70	5.65	0.250	0.221	0.241	1920
横桁ｳｪﾌﾞ	12.8	12.8	10.1	4.78	4.04	4.04	0.339	0.256	0.256	1920
補剛材	33.1	15.8	15.0	5.89	5.70	5.65	0.250	0.221	0.241	1920
取付金具	197	－	－	－	－	－	0.34	－	－	8030
ﾃﾝｼｮﾝﾛｯﾄﾞ	206	－	－	－	－	－	0.29	－	－	7900
ｺﾞﾑ支承	0.0035	－	－	－	－	－	0.470	－	－	1000
CFRP	150	10.4	10.4	4.60	3.29	4.60	0.320	0.283	0.320	1600

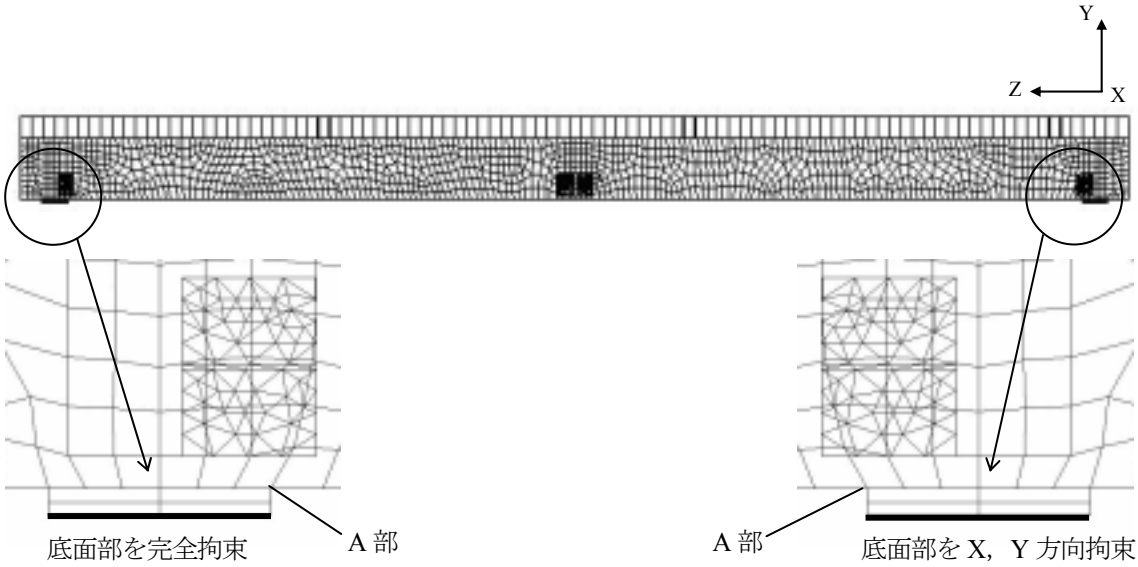
4.2.6　境界条件

(1) 拘束条件

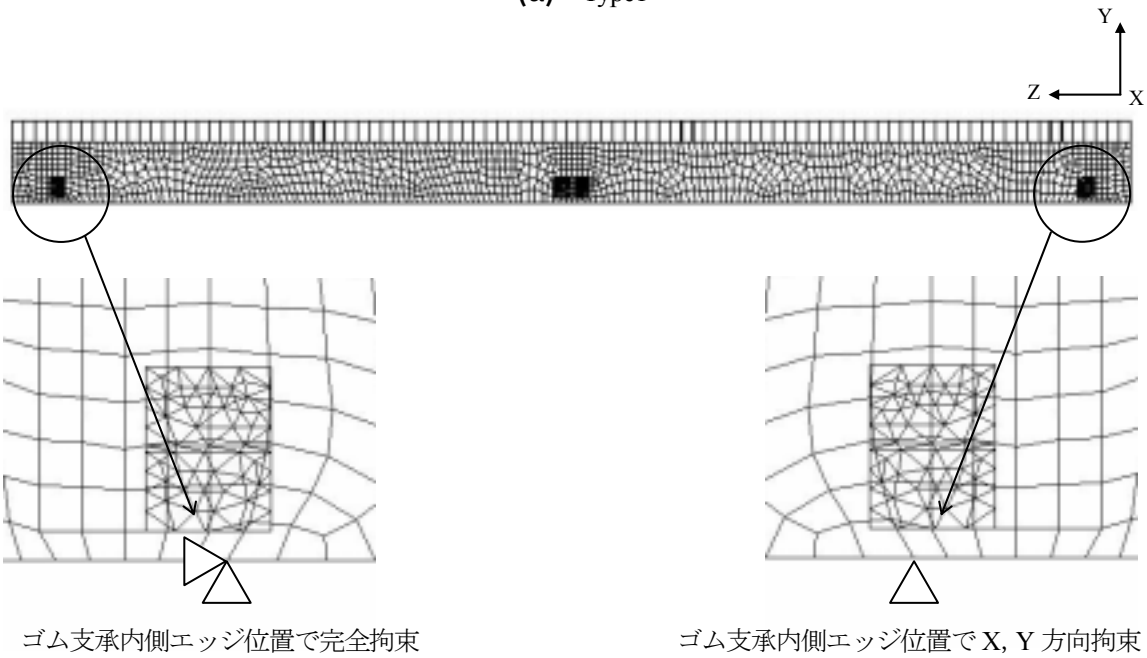
本解析では、以下に示す 2 通りの方法で拘束を行った。

① 図 4.2.4(a)に示すようにゴム支承をモデル化し、ゴムの底面の一方を完全拘束、もう一方をモデル鉛直方向（Y 方向）と横方向（X 方向）を拘束した Type1

② 図4.2.4(b)に示すようにゴム支承をモデル化せず、主桁下フランジのゴム支承のエッジ位置(図 4.2.4(a)A 部）において、一方を完全拘束、もう一方をモデル鉛直方向（Y 方向）と横方向（X 方向）をライン拘束した Type2



(a)　Type1



(b)　Type2

図 4.2.4　拘束条件

(2) 荷重条件

荷重条件は、Type1、Type2 の拘束条件に対し、それぞれ以下の荷重を与えた。

a) 自重による構造解析

各部材にそれぞれ密度を定義し、図 4.2.5(a)に示すように解析モデル全体に重力加速度（9.81m/s^2）を Y 方向に与えることによって自重を負荷した。

b) 活荷重による構造解析

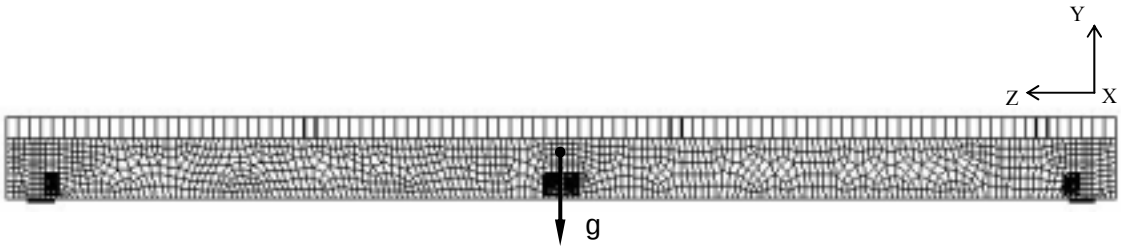
図 4.2.5(b)に示すように床版上面に活荷重 3.5kN/m^2 を Y 方向に与えた。

c) 地震荷重による構造解析

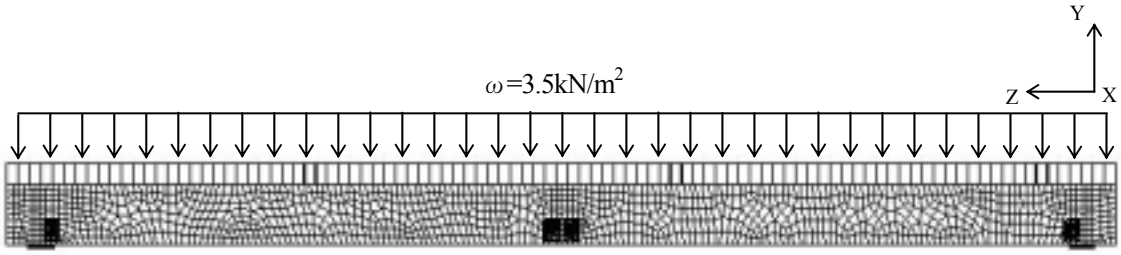
各部材にそれぞれ密度を定義し、図 4.2.5(c)に示すように解析モデル全体に加速度（2.94m/s^2）を X 方向に与えることによって FRP 歩道橋の体積力の 30%（914kg）を負荷した。

d) 風荷重による構造解析

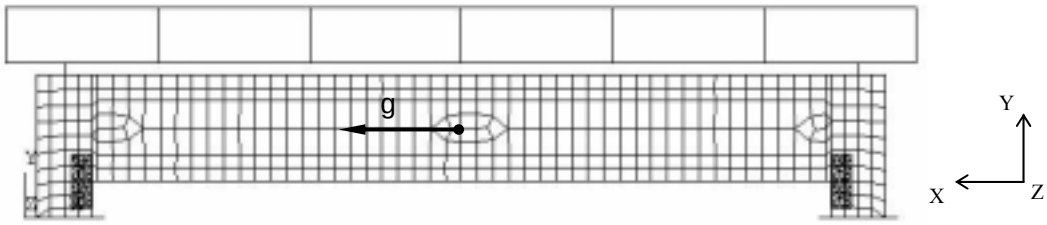
図 4.2.5(d)に示すように一方の主桁のウェブに風荷重 3.0kN/m^2 を X 方向に負荷した。



(a)　自重

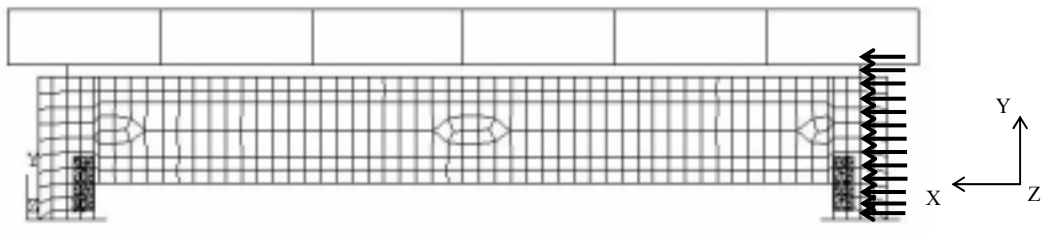


(b)　活荷重



(c)　地震荷重

図 4.2.5　荷重条件



(d)　風荷重

図 4.2.5 **(つづき)**　荷重条件

４.２.７　解析結果

(1) 自重による構造解析

図 4.2.6 および 4.2.7 に Type1 と Type2 の変形図および鉛直方向の変位コンター図をそれぞれ示す。また、図 4.2.7(a)-1 に示す a-a'経路に沿った主桁下フランジ中央部の鉛直方向の変位量と、b-b'経路に沿った床版中央部下面の鉛直方向の変位量を Type1 と Type2 それぞれ比較して図 4.2.8 に示す。ここで、図 4.2.6 の変形図は実変形の 150 倍で表示した。また、図 4.2.7 の変位コンター図は実変形とし、取付金具およびテンションロッドを除いて表示した。

これらの結果から明らかなように、最大変位は床版中央部で発生し、Type1 は 4.26mm、Type2 は 3.63mm となった。また、主桁の最大変位は Type1 が 4.14mm、Type2 が 3.51mm となった。Type2 と比較して Type1 の方が高くなった理由として、図 4.2.9 に示すようにゴム支承部の厚み方向の変位量の影響が考えられる。

(2) 活荷重による構造解析

図4.2.10および4.2.11にType1とType2の変形図および鉛直方向の変位コンター図をそれぞれ示す。また、図 4.2.11(a)-1 に示す a-a'経路に沿った主桁下フランジ中央部の鉛直方向の変位量と、b-b'経路に沿った床版中央部下面の鉛直方向の変位量を比較して図 4.2.12 に示す。ここで、図 4.2.10 の変形図は実変形の 30 倍で表示した。また、図 4.2.11 の変位コンター図は実変形とし、取付金具およびテンションロッドを除いて表示した。

これらの結果から明らかなように、最大変位は床版中央部で発生し、Type1 は 19.1mm、Type2 は 16.3mm となった。また、主桁の最大変位は Type1 が 18.3mm、Type2 が 15.5mm となった。Type2 と比較して Type1 の方が高くなった理由として、自重による構造解析結果と同様にゴム支承部の厚み方向の変位量の影響が考えられる。

床版における角パイプの引抜き方向（X 方向）の応力コンター図を図 4.2.13 に示し、主桁における各部材の引抜き方向と引抜き方向に直角方向および面内せん断応力コンター図を図 4.2.14~4.2.16 に示す。また、図 4.2.17 にはテンションロッドの軸応力コンター図、図 4.2.18 には取付金具の相当応力コンター図を示す。ただし、応力コンター図に関してはすべて Type1 の解析結果である。

(3) 地震荷重による構造解析

図 4.2.19 および 4.2.20 に Type1 と Type2 の変形図および荷重方向（X 方向）の変位コンター図をそれぞれ示す。また、図 4.2.20(a)-2 に示す a-a'経路に沿った主桁ウェブ中央部（荷重面側）における X 方向の変位量を Type1 と Type2 を比較して図 4.2.21 に示す。ここで、図 4.2.19 の変形図は実変形の 300 倍で表示した。また、図 4.2.20 の変位コンター図は実変形とし、取付金具およびテンションロッドを除いて表示した。

図 4.2.21 より、主桁ウェブ中央部（荷重面側）における最大変位は、Type1 は 1.48mm、Type2 は 0.63mm となった。Type2 と比較して Type1 の方が高くなった理由として、図 4.2.22 に示すようにゴム支承部の X 方向の変位量の影響が考えられる。

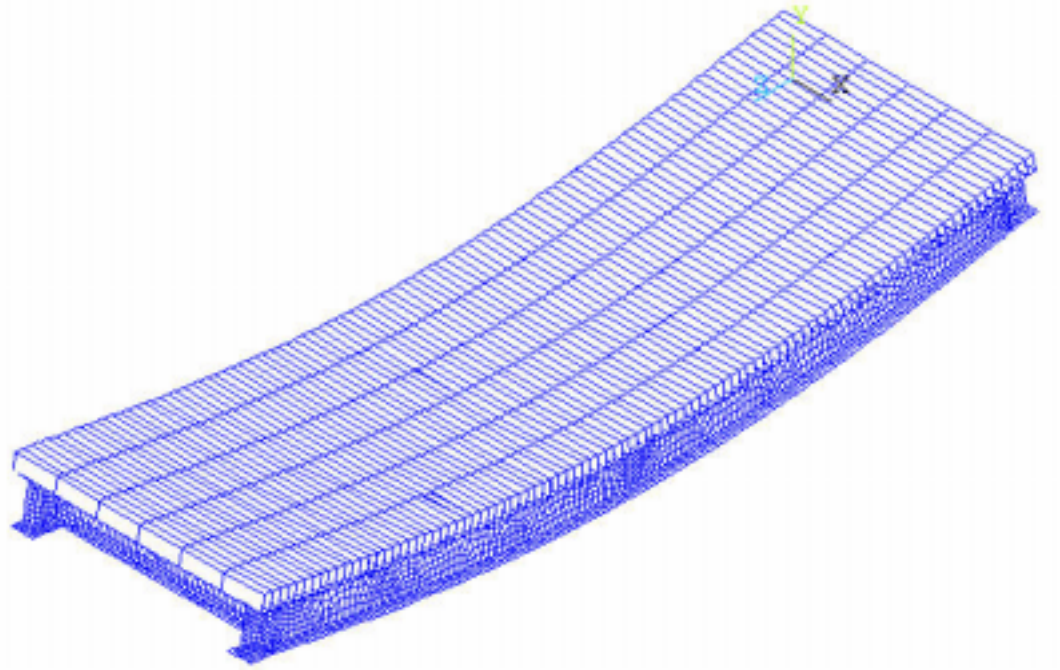
主桁における各部材の引抜き方向と引抜き方向に直角方向の応力コンター図を図 4.2.23 および 4.2.24 に示す。また、図 4.2.25 にはテンションロッドの軸応力コンター図、図 4.2.26 には取付金具の相当応力コンター図を示す。ただし、応力コンター図に関してはすべて Type1 の解析結果である。

(4) 風荷重による構造解析

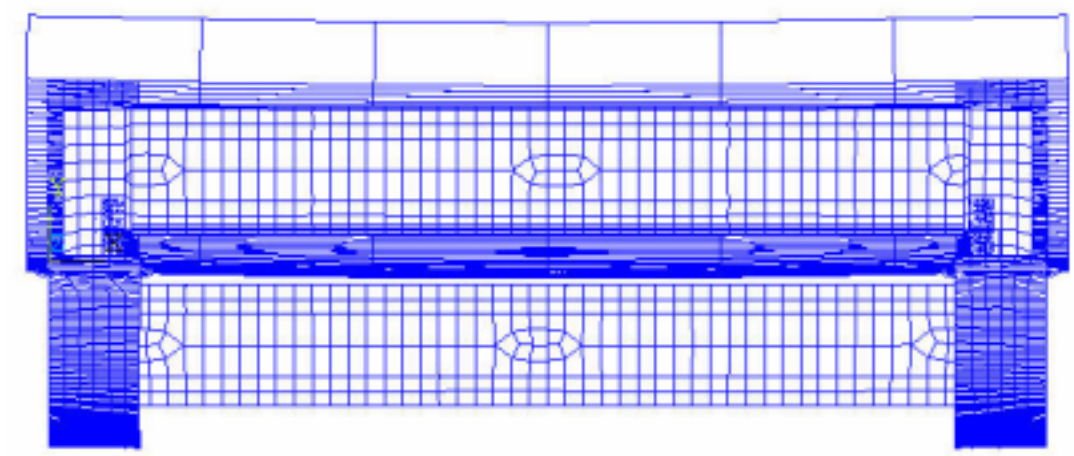
図 4.2.27 および 4.2.28 に Type1 と Type2 の変形図および荷重方向（X 方向）の変位コンター図をそれぞれ示す。また、図 4.2.28(a)-2 に示す a-a'経路に沿った主桁ウェブ中央部（荷重面側）における X 方向の変位量を Type1 と Type2 を比較して図 4.2.29 に示す。ここで、図 4.2.27 の変形図は実変形の 120 倍で表示した。また、図 4.2.28 の変位コンター図は実変形とし、取付金具およびテンションロッドを除いて表示した。

図 4.2.29 より、主桁ウェブ中央部における最大変位は、Type1 は 4.00mm、Type2 は 2.16mm となった。Type2 と比較して Type1 の方が高くなった理由として、地震荷重による構造解析結果と同様にゴム支承部の X 方向の変位量の影響が考えられる。

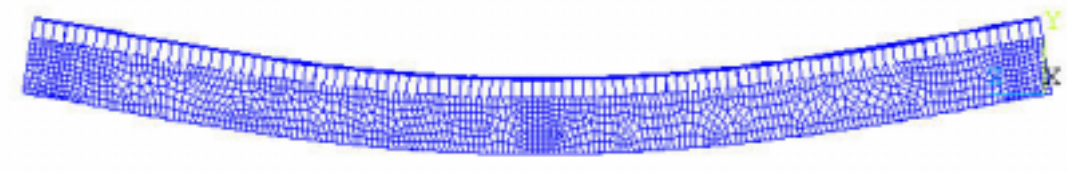
主桁における各部材の引抜き方向と引抜き方向に直角方向の応力コンター図を図 4.2.30 および 4.2.31 に示す。また、図 4.2.32 にはテンションロッドの軸応力コンター図、図 4.2.33 には取付金具の相当応力コンター図を示す。ただし、応力コンター図に関してはすべて Type1 の解析結果である。



(a)-1　全体図



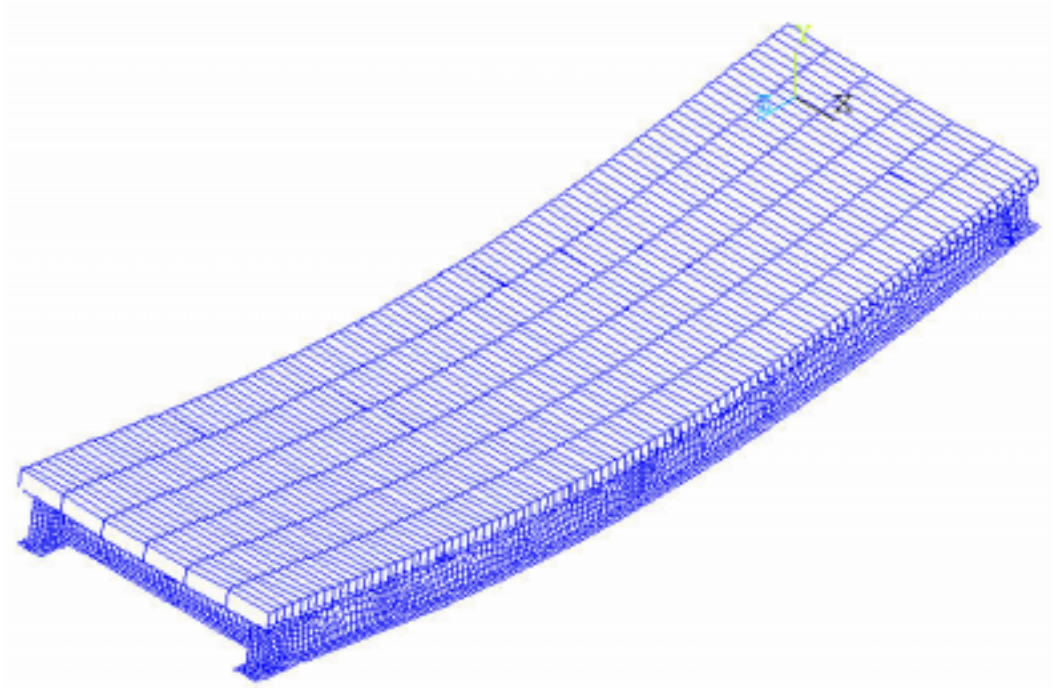
(a)-2　正面図



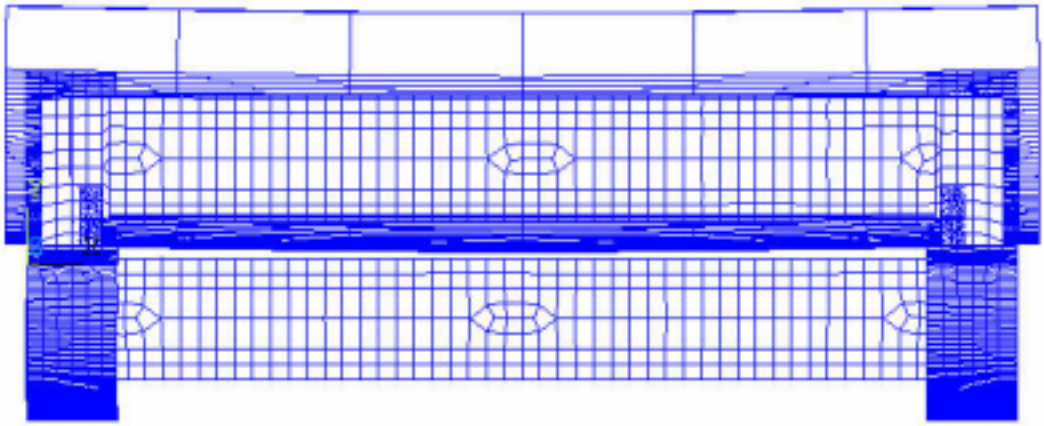
(a)-3　側面図

(a)　Type1

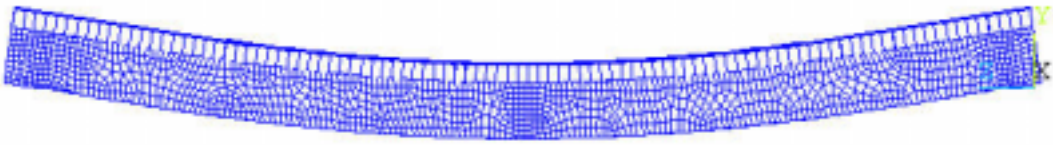
図 4.2.6　自重による変形図（スケール比×150）



(b)-1　全体図



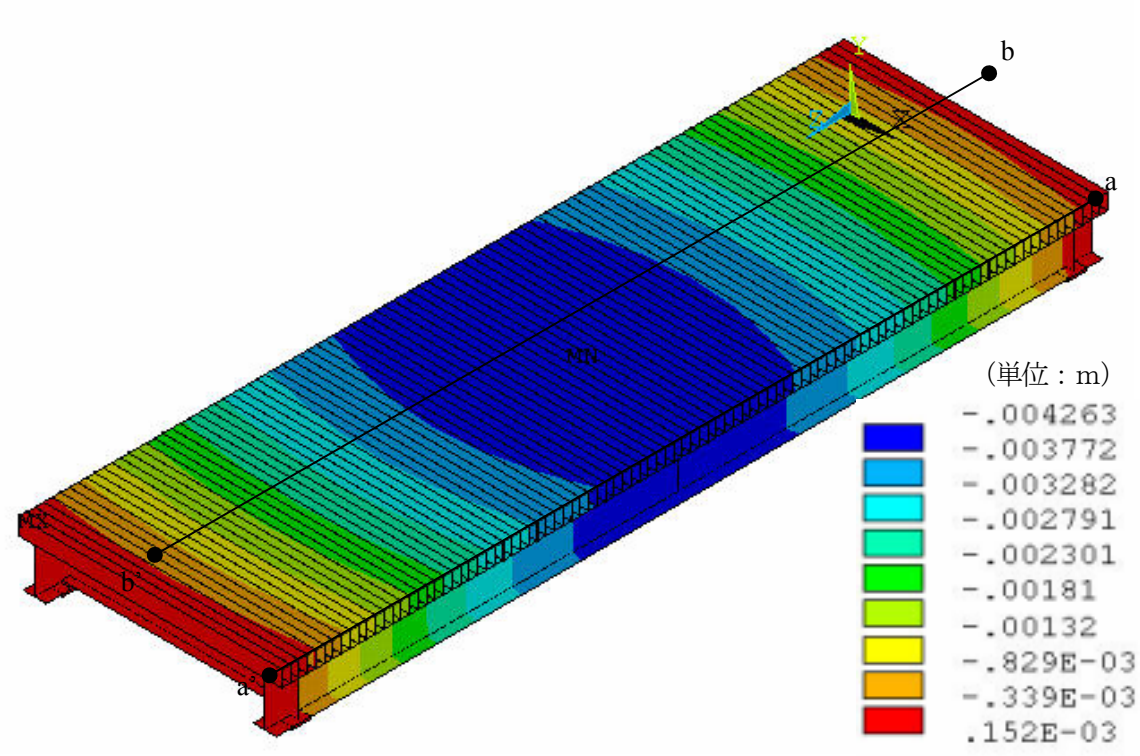
(b)-2　正面図



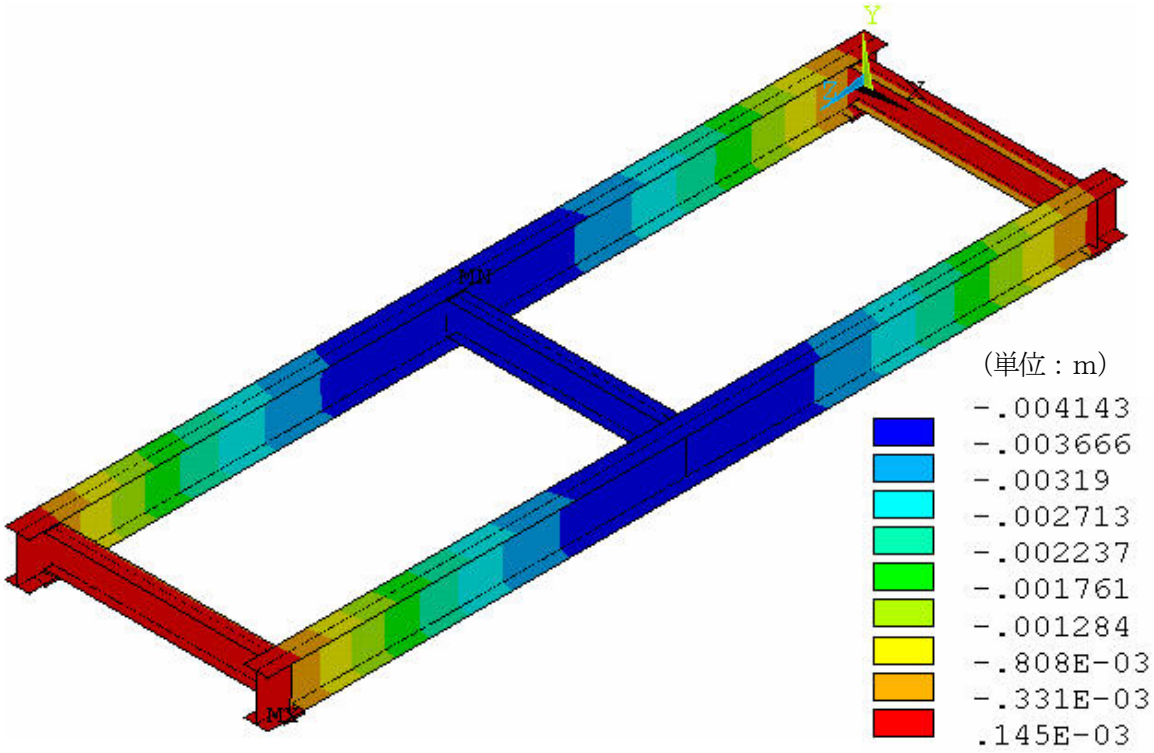
(b)-3　側面図

(b)　Type2

図 4.2.6 **(つづき)**　自重による変形図（スケール比×150）



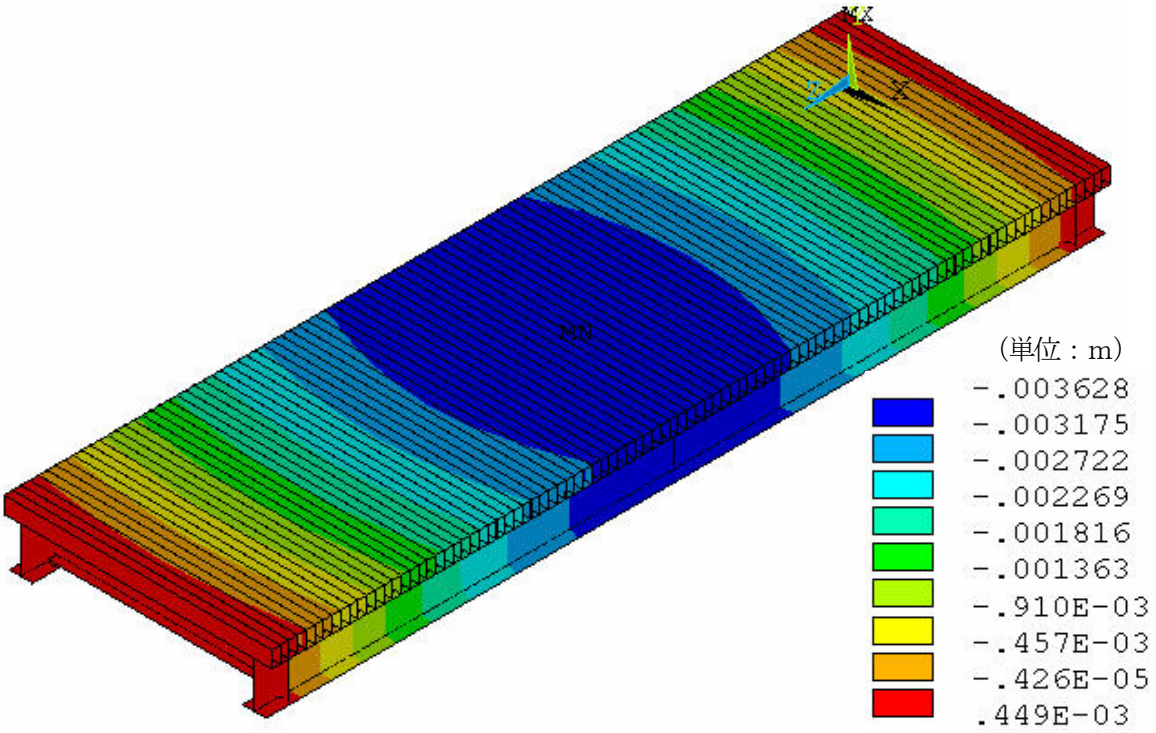
(a)-1　全体モデル



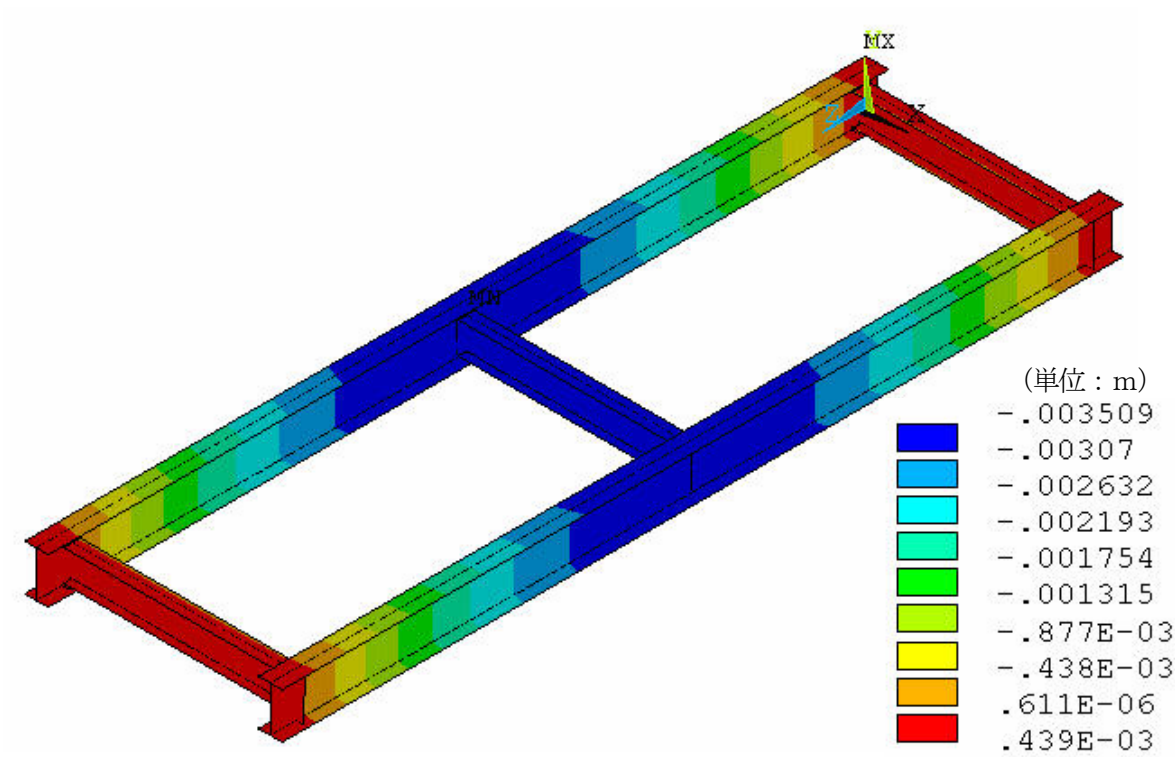
(a)-2　主桁および横桁

(a)　Type1

図 4.2.7　自重による変位コンター図



(b)-1　全体モデル



(b)-2　主桁および横桁

(b)　Type2

図 4.2.7 **(つづき)**　自重による変位コンター図

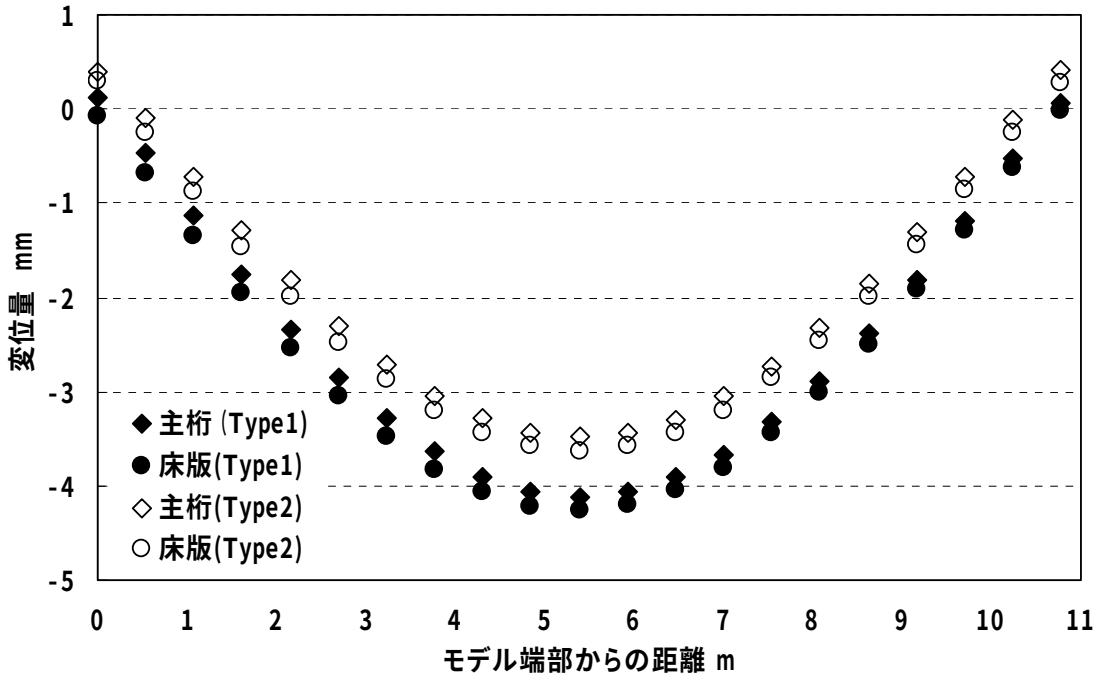


図 4.2.8　a-a', b-b'経路に沿った自重による変位量の比較

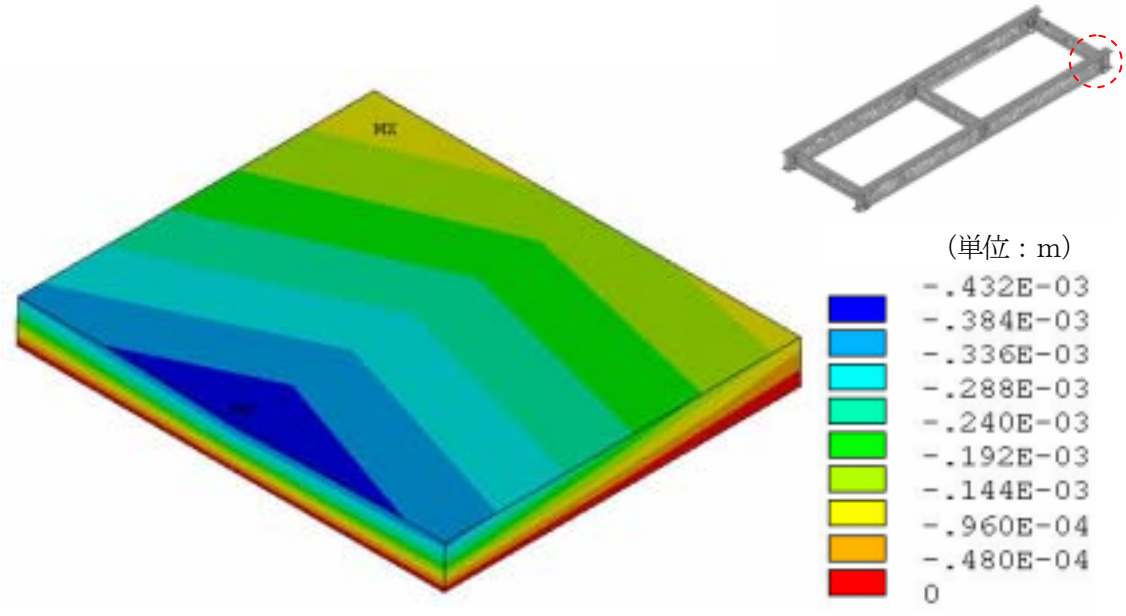
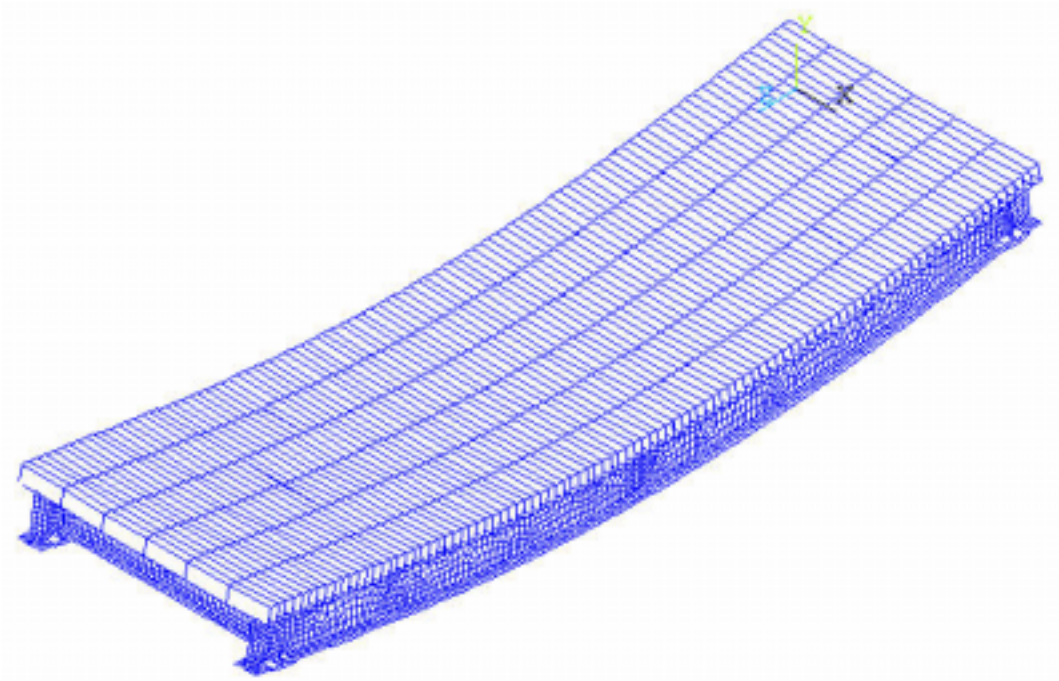
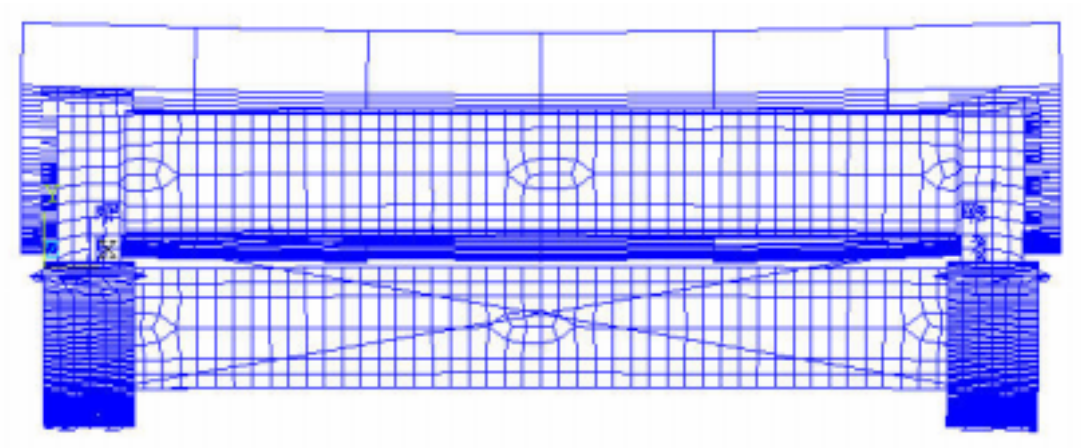


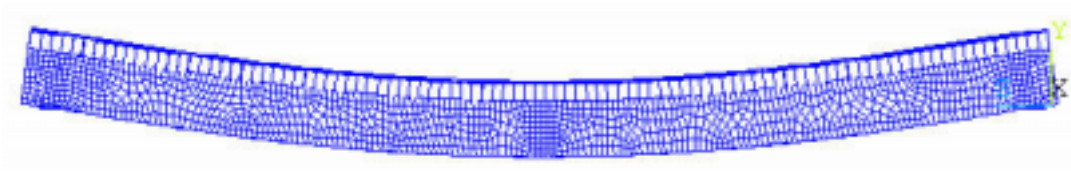
図 4.2.9　自重によるゴム支承部の厚み方向の変位コンター図



(a)-1　全体図



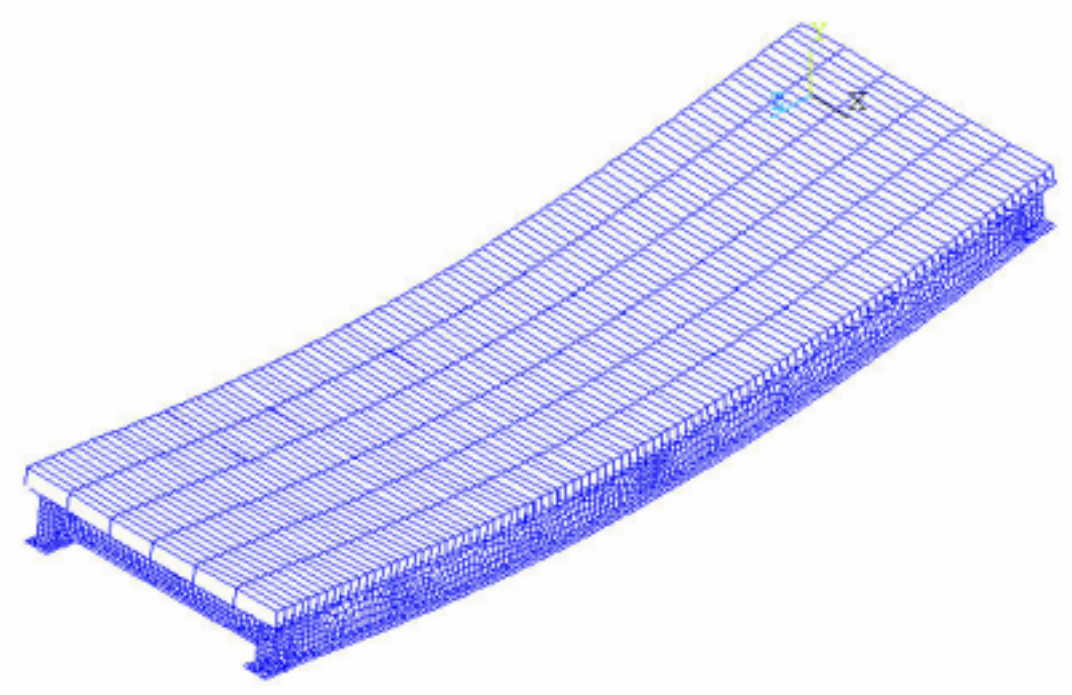
(a)-2　正面図



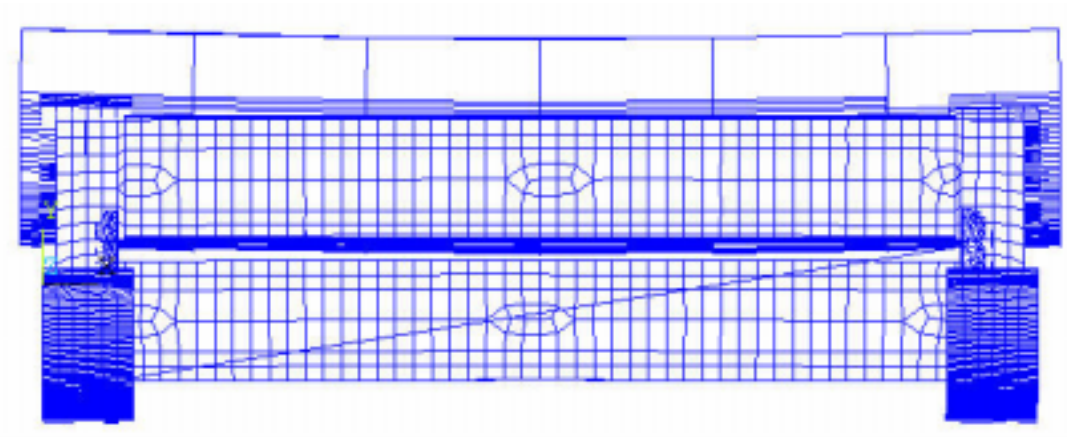
(a)-3　側面図

(a)　Type1

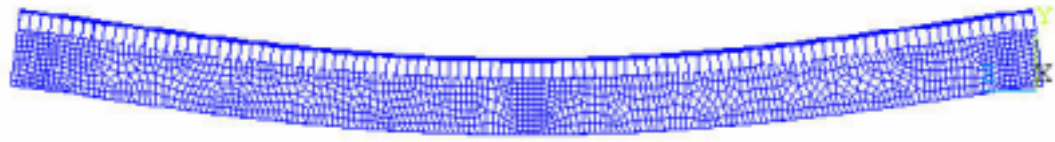
図 4.2.10　活荷重による変形図（スケール比×30）



(b)-1　全体図



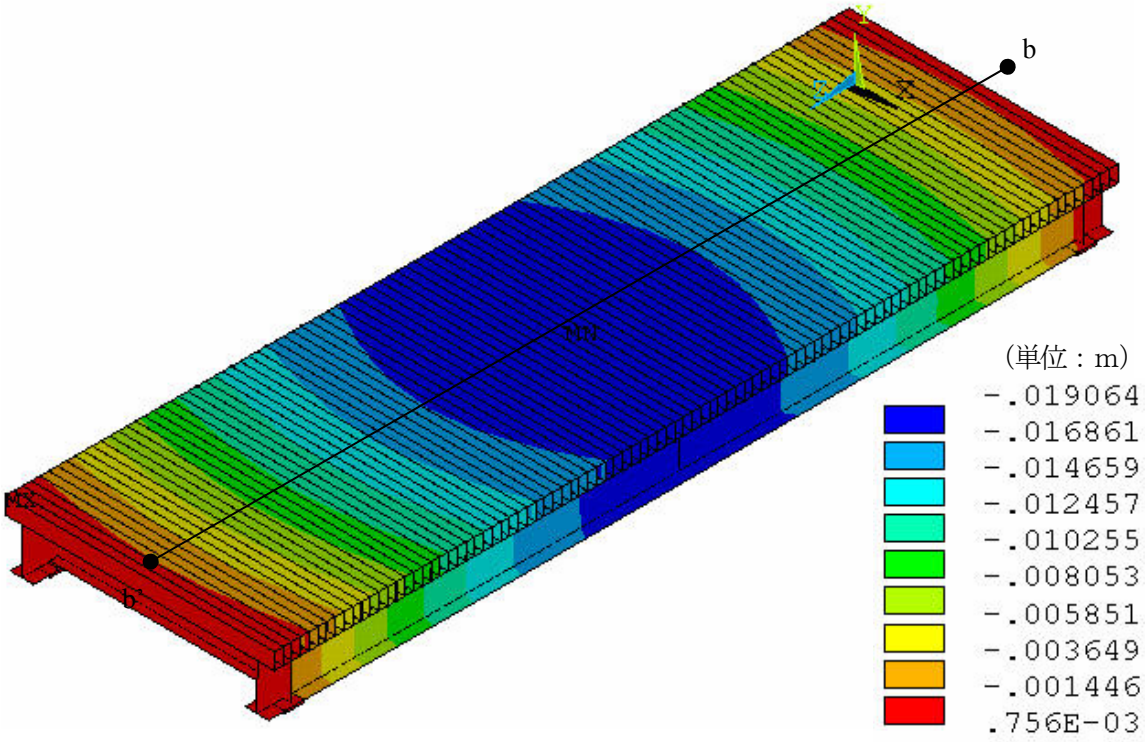
(b)-2　正面図



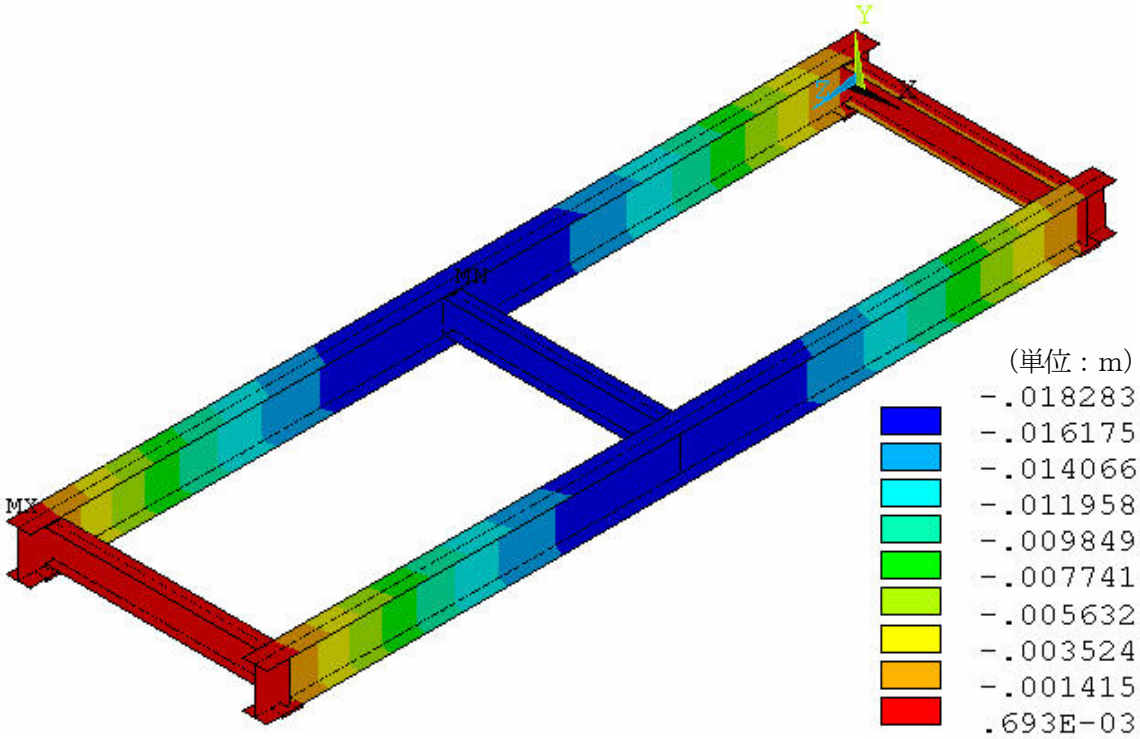
(b)-3　側面図

(b)　Type2

図 4.2.10 **(つづき)**　活荷重による変形図（スケール比×30）



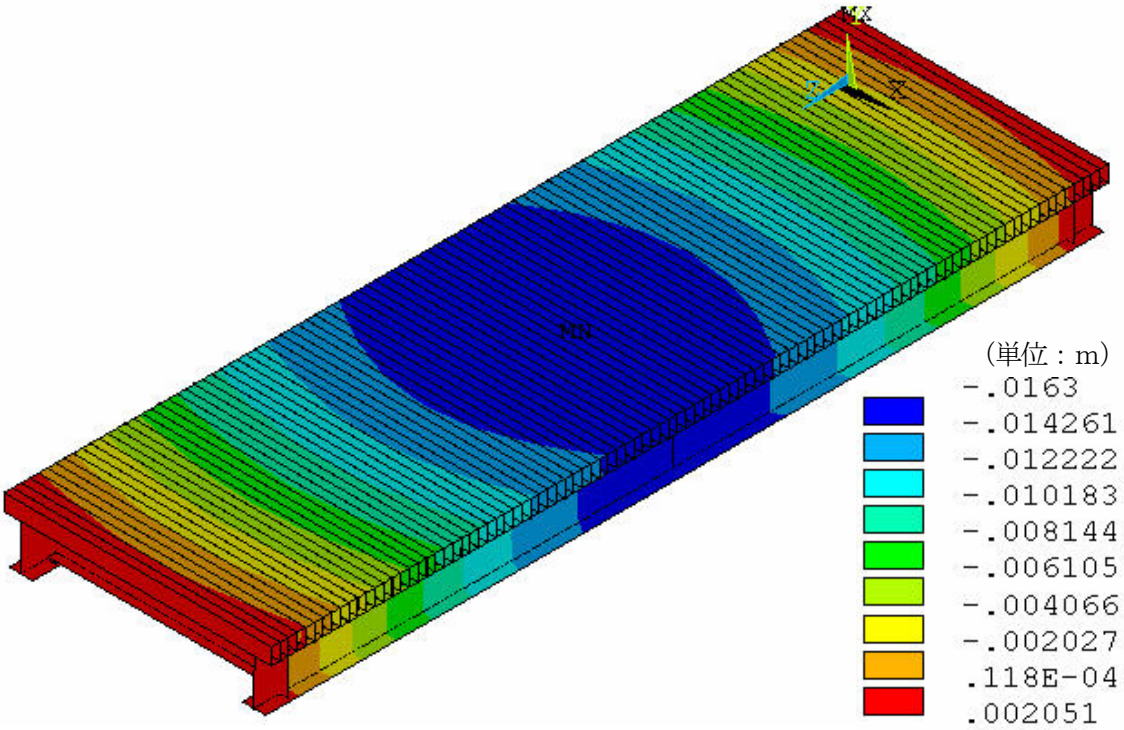
(a)-1　全体モデル



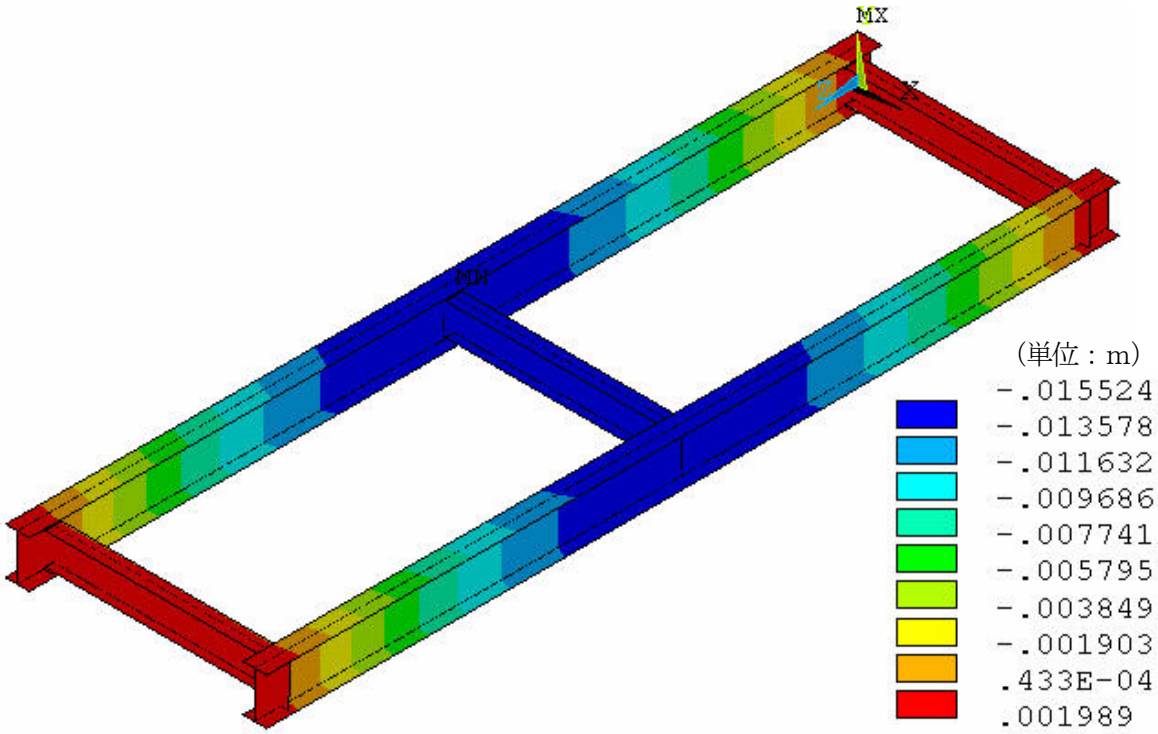
(a)-2　主桁および横桁

(a)　Type1

図 4.2.11　活荷重による変位コンター図



(b)-1　全体モデル



(b)-2　主桁および横桁

(b)　Type2

図 4.2.11 **(つづき)**　活荷重による変位コンター図

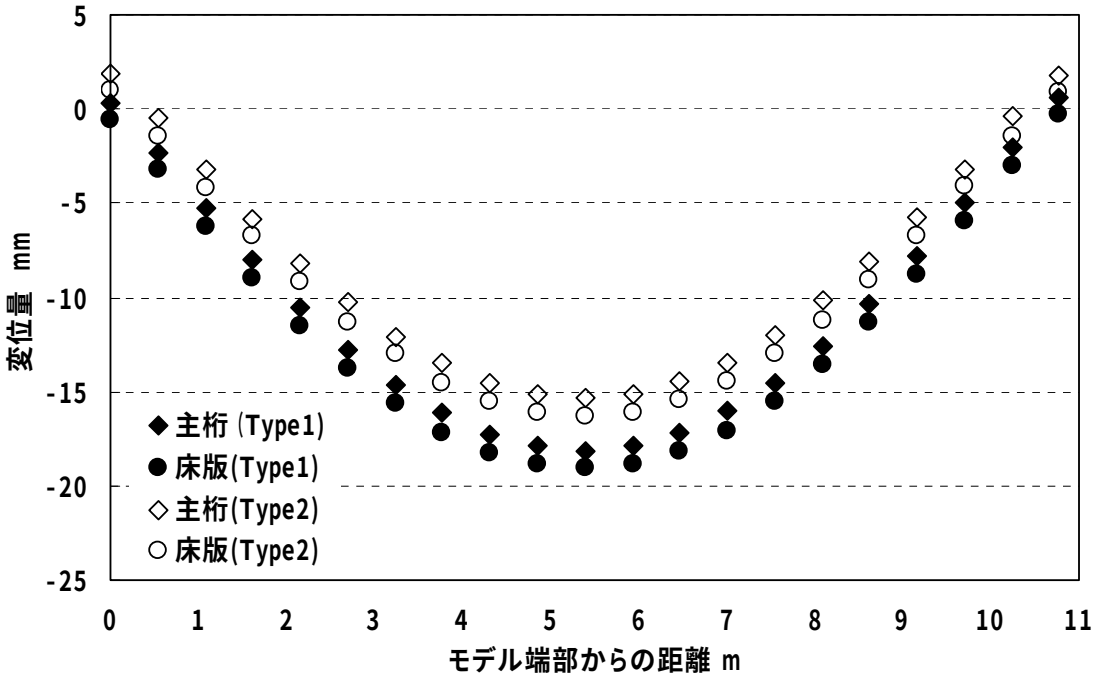
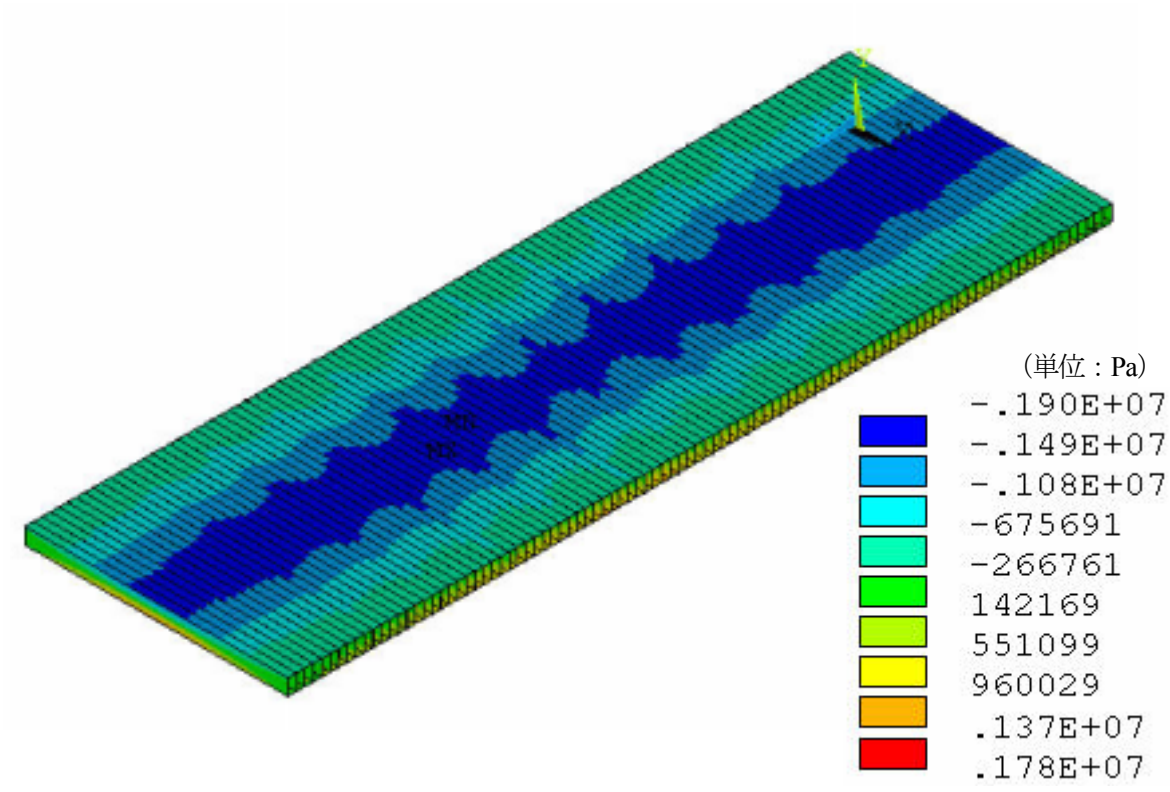
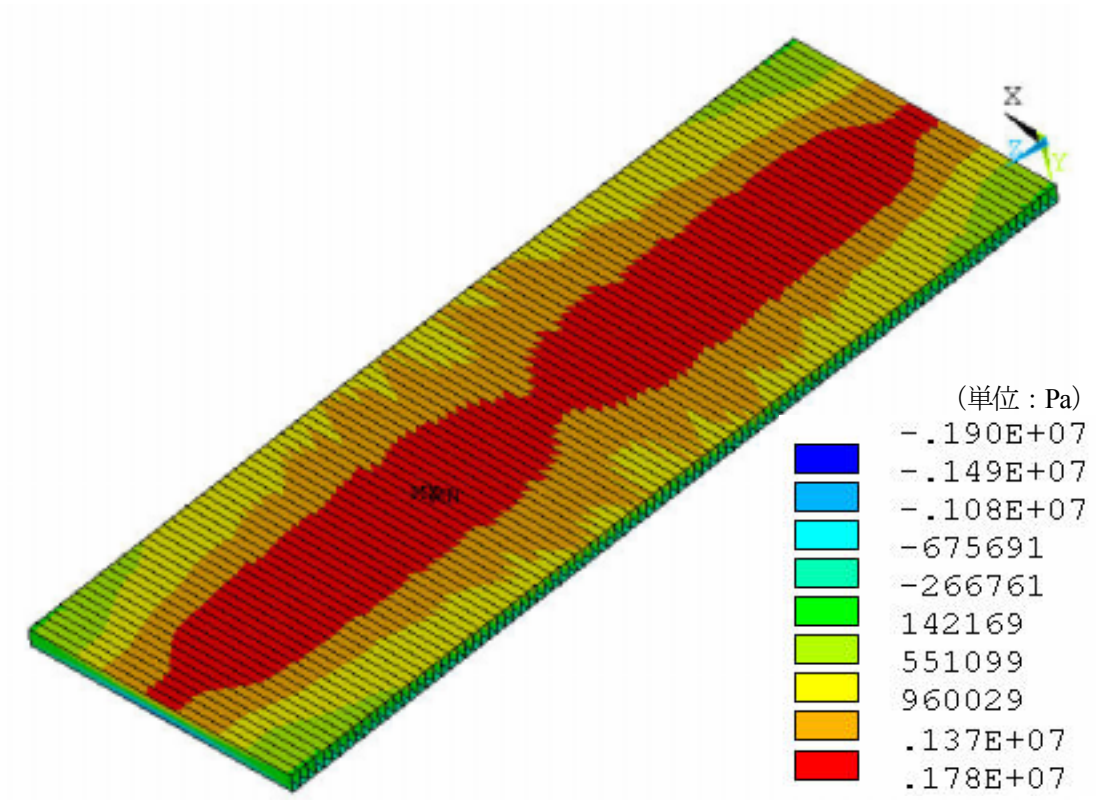


図 4.2.12　a-a', b-b'経路に沿った活荷重による変位量の比較



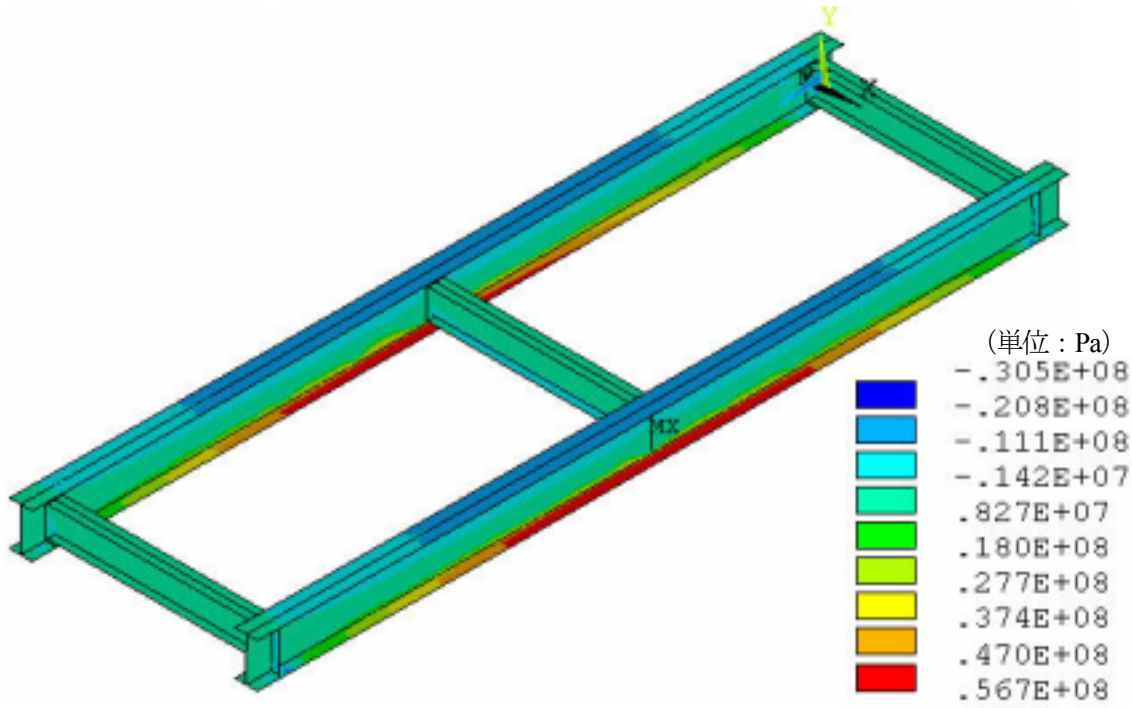
(a)　上面

図 4.2.13　床版における角パイプ引抜き方向(X 方向)の応力コンター図



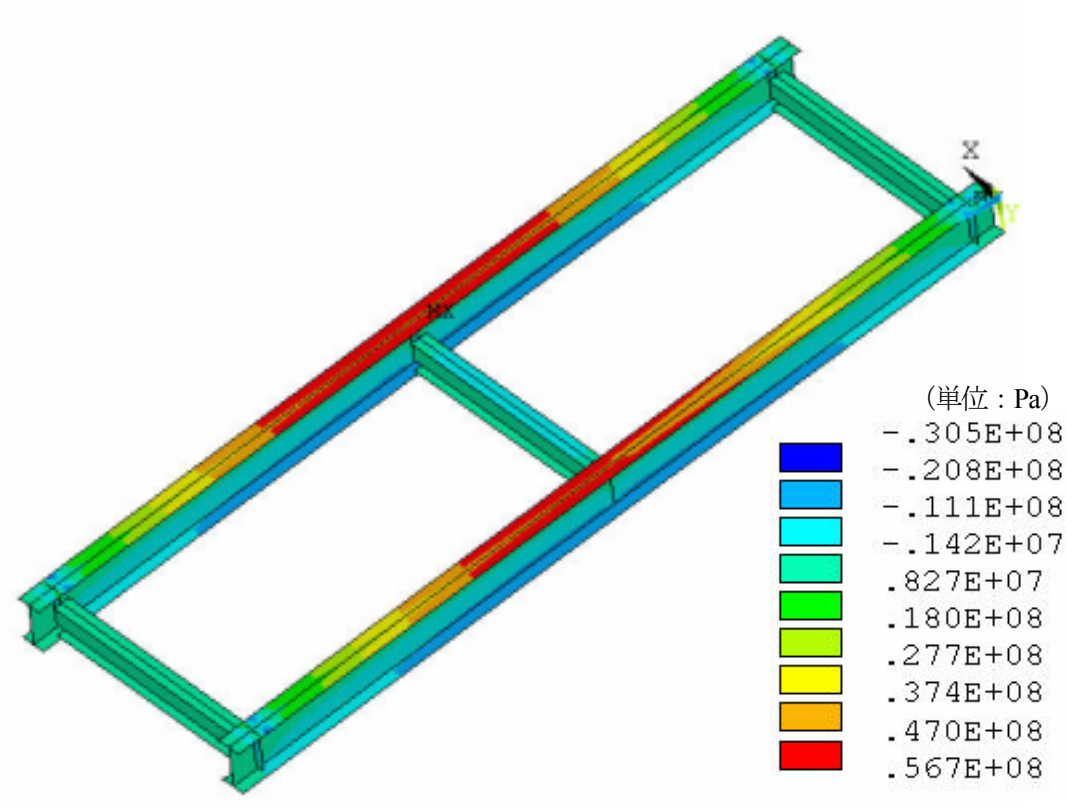
(b)　下面

図 4.2.13 **(つづき)**　床版における角パイプ引抜き方向（X 方向）の応力コンター図



(a)　上面

図 4.2.14　主桁における各部材の引抜き方向の応力コンター図



(b)　下面

図 4.2.14 **(つづき)**　主桁における各部材の引抜き方向の応力コンター図

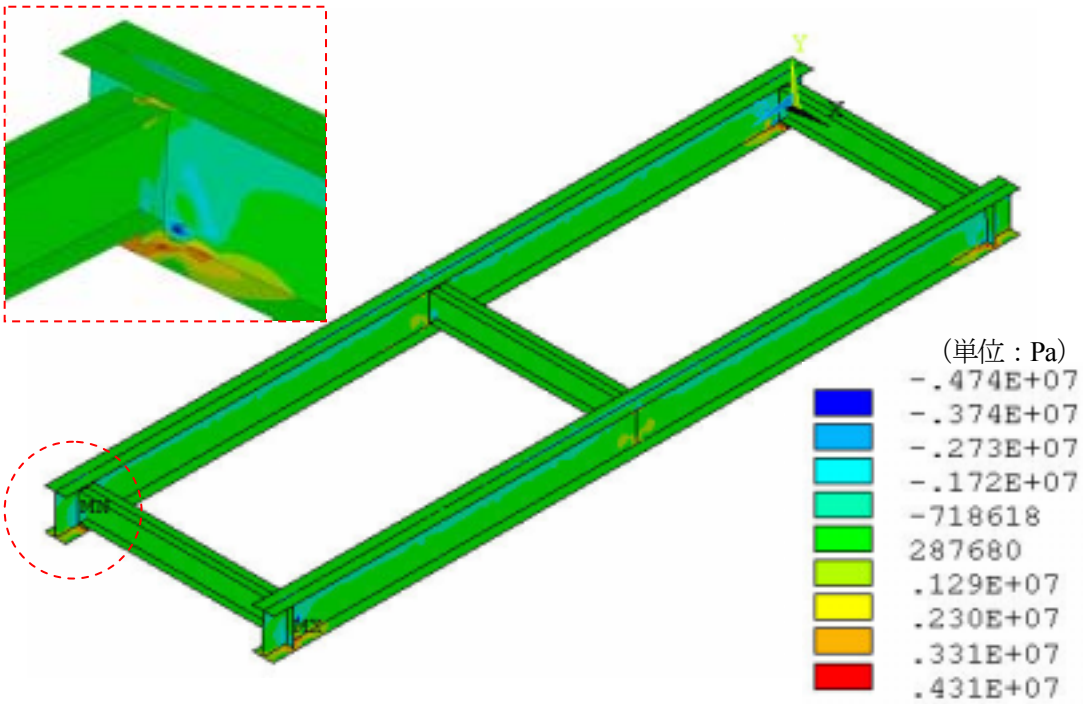


図 4.2.15　主桁における各部材の引抜き方向に直角方向の応力コンター図

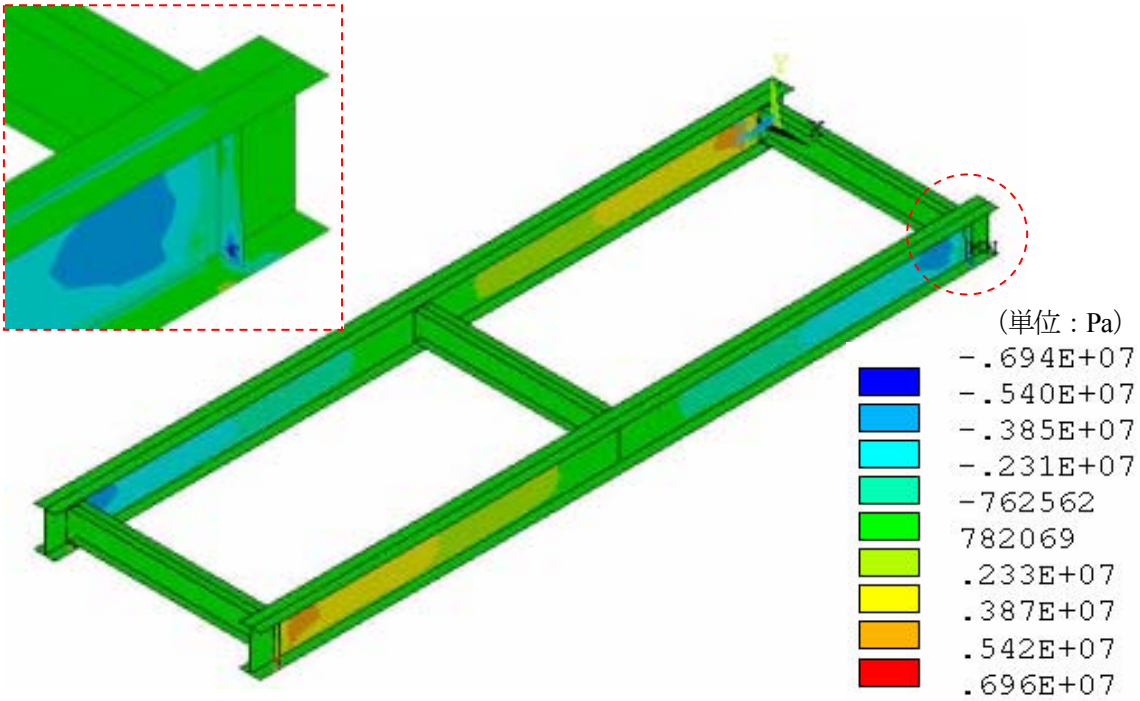


図 4.2.16　主桁における各部材の面内せん断応力コンター図

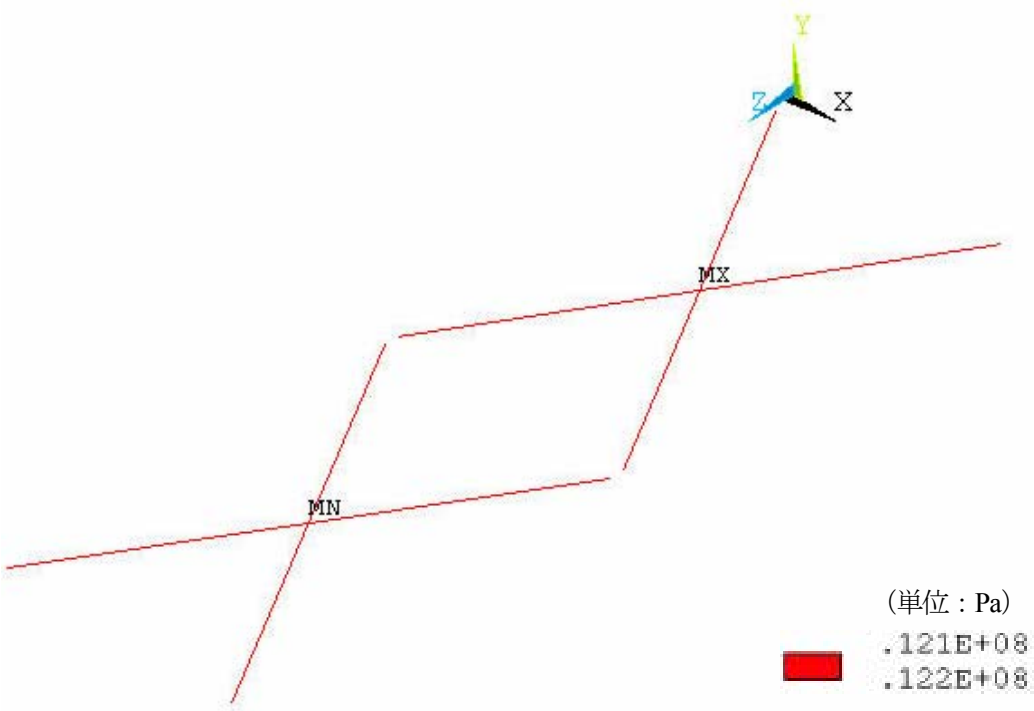


図 4.2.17　テンションロッドの軸応力コンター図

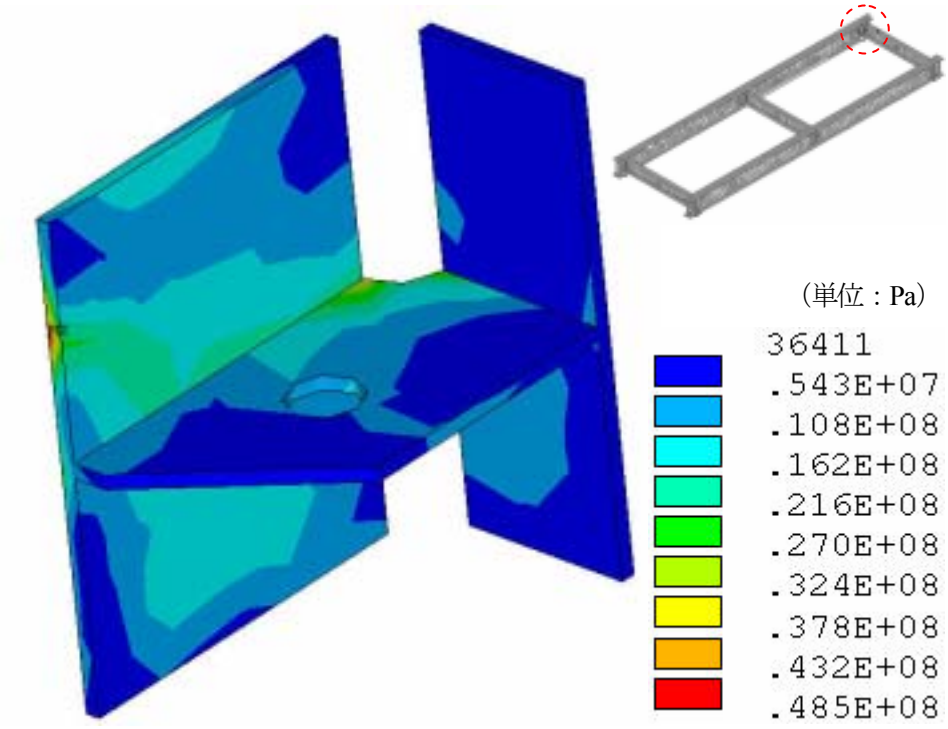
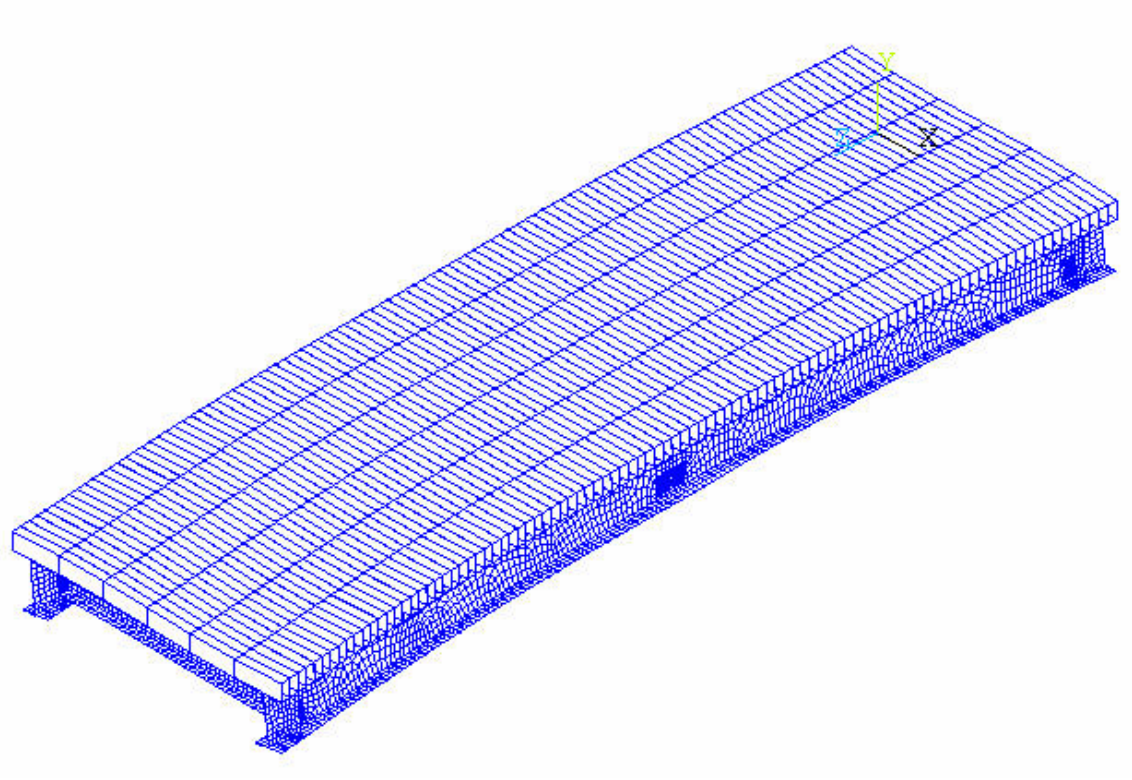
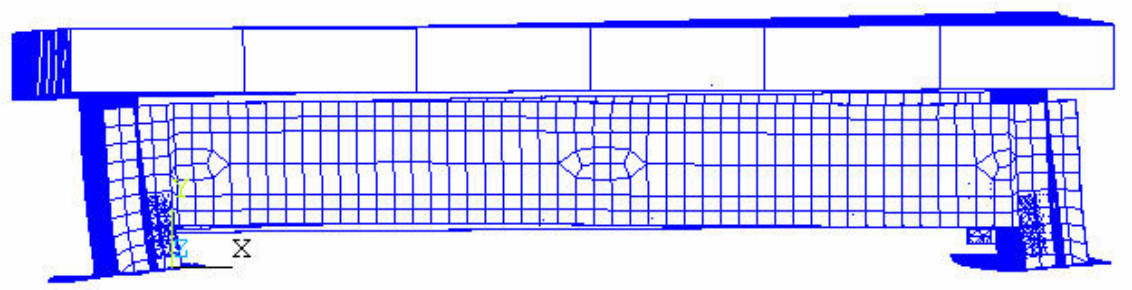


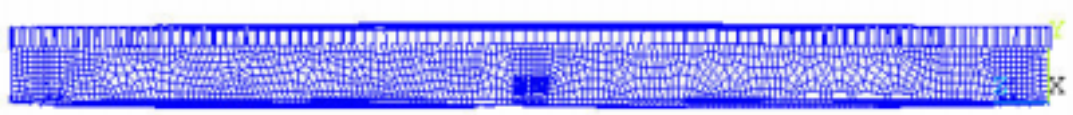
図 4.2.18　取付金具の相当応力コンター図



(a)-1　全体図



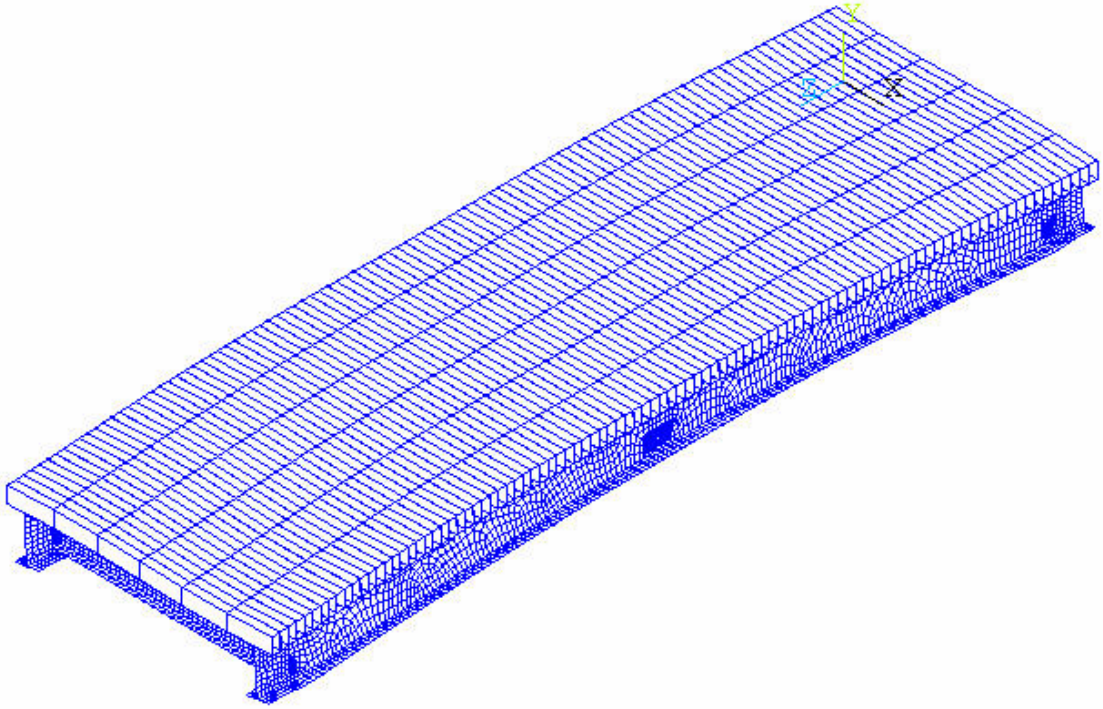
(a)-2　正面図



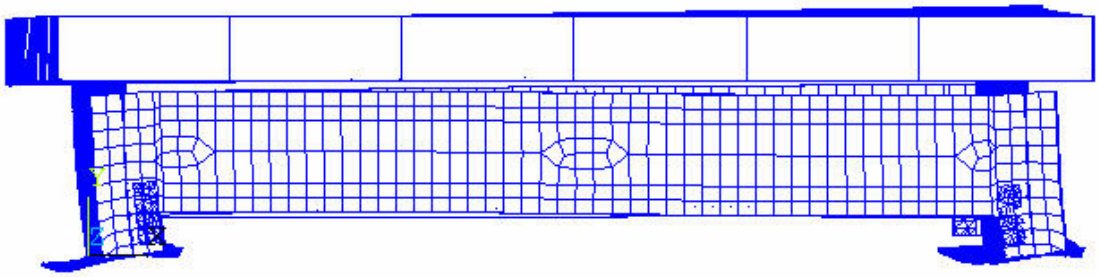
(a)-3　側面図

(a)　Type1

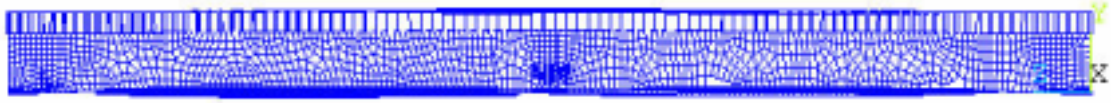
図 4.2.19　地震荷重による変形図（スケール比×300）



(b)-1　全体図



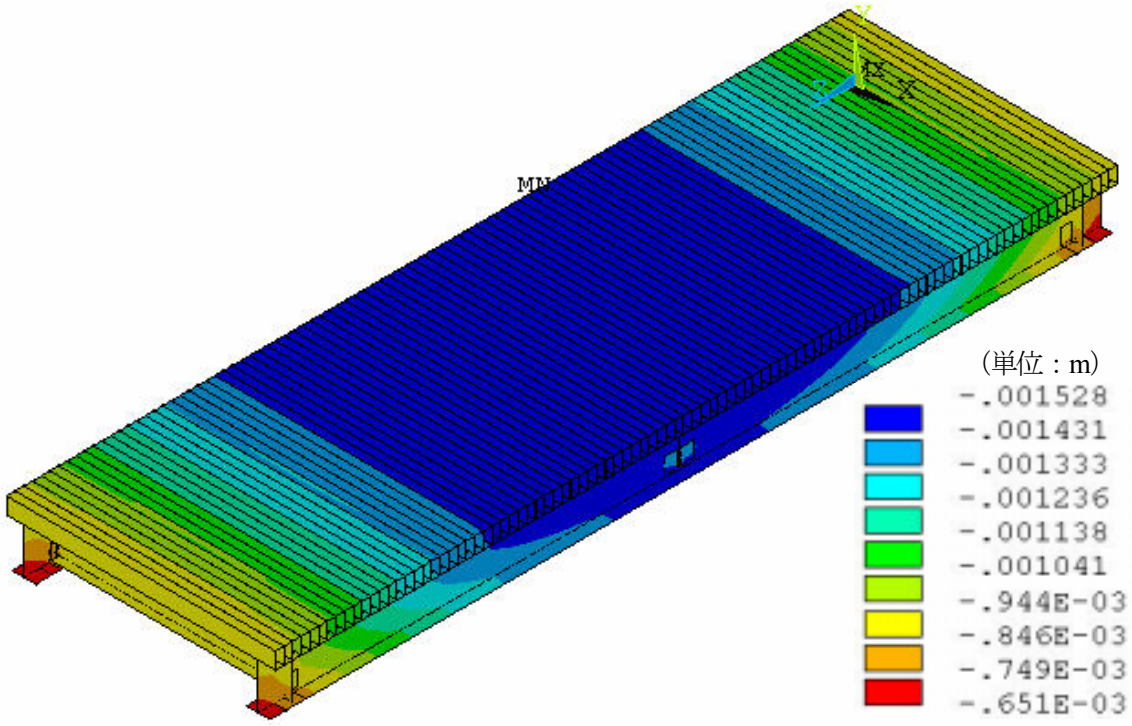
(b)-2　正面図



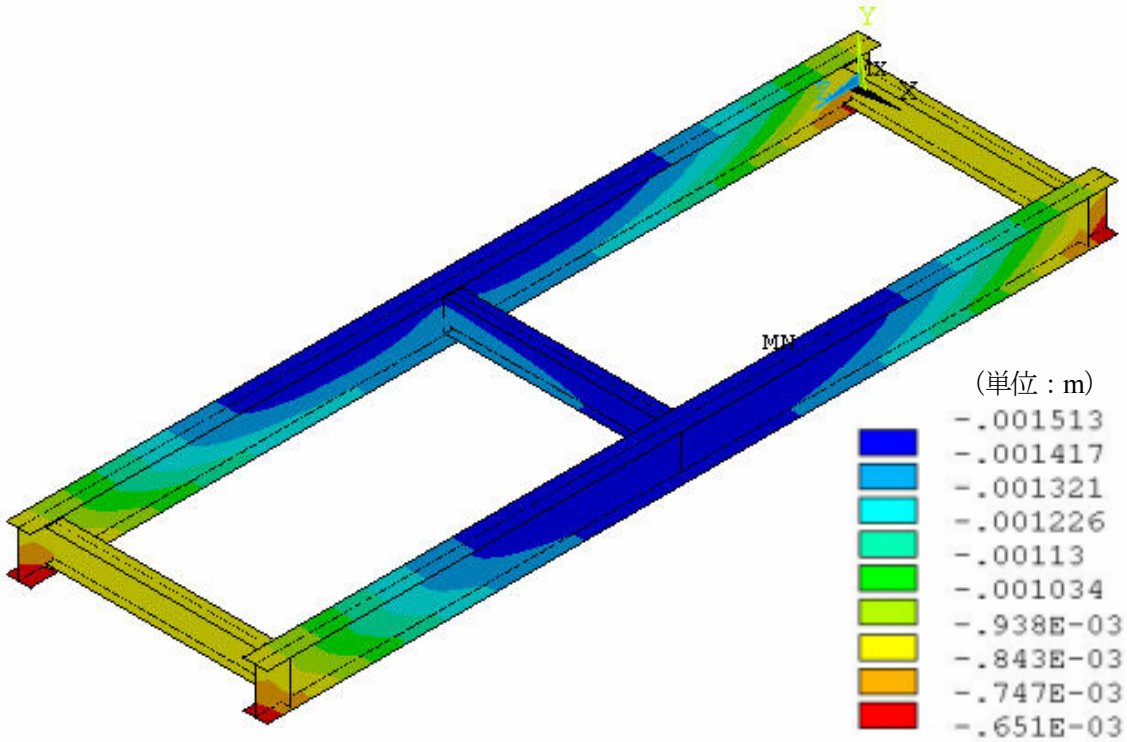
(b)-3　側面図

(b)　Type2

図 4.2.19 **(つづき)**　地震荷重による変形図（スケール比×300）



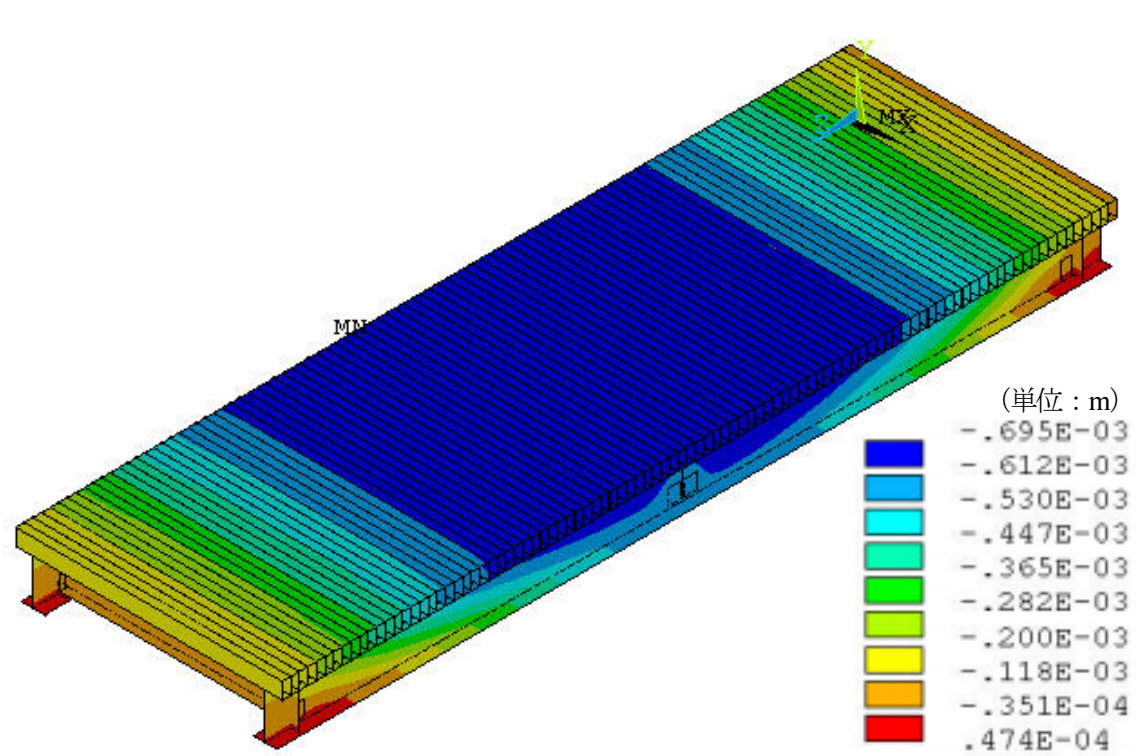
(a)-1　全体モデル



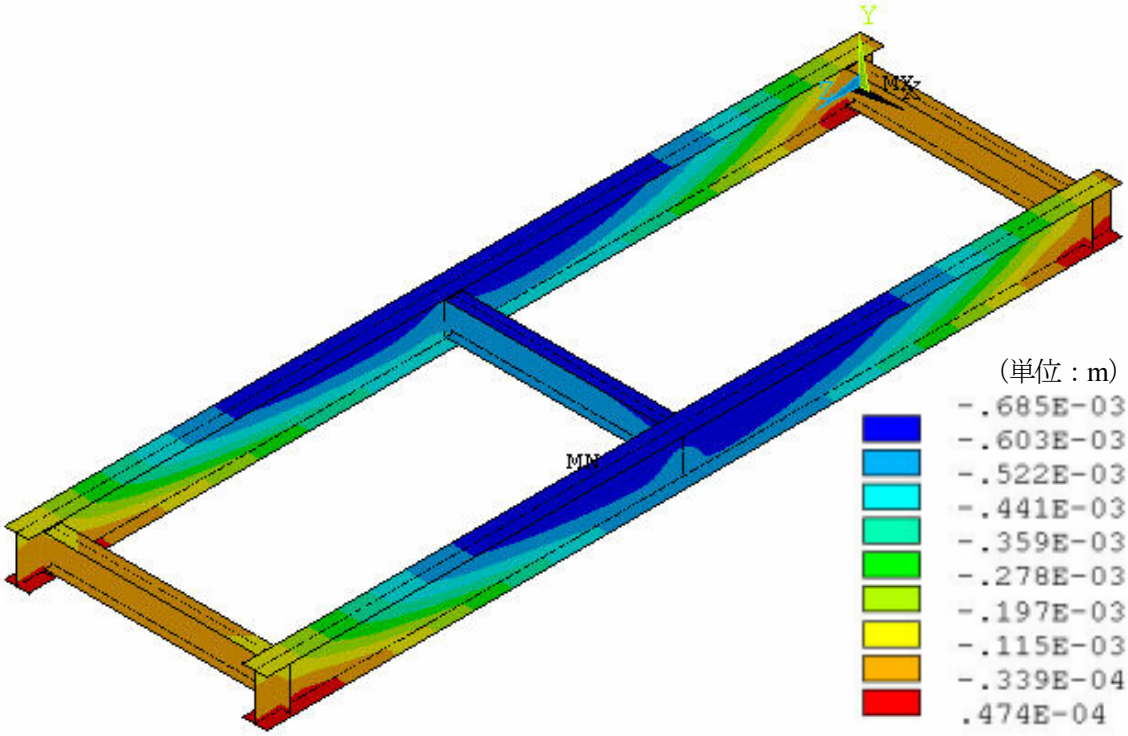
(a)-2　主桁および横桁

(a)　Type1

図 4.2.20　地震荷重による変位コンター図



(b)-1　全体モデル



(b)-2　主桁および横桁

(b)　Type2

図 4.2.20 **(つづき)**　地震荷重による変位コンター図

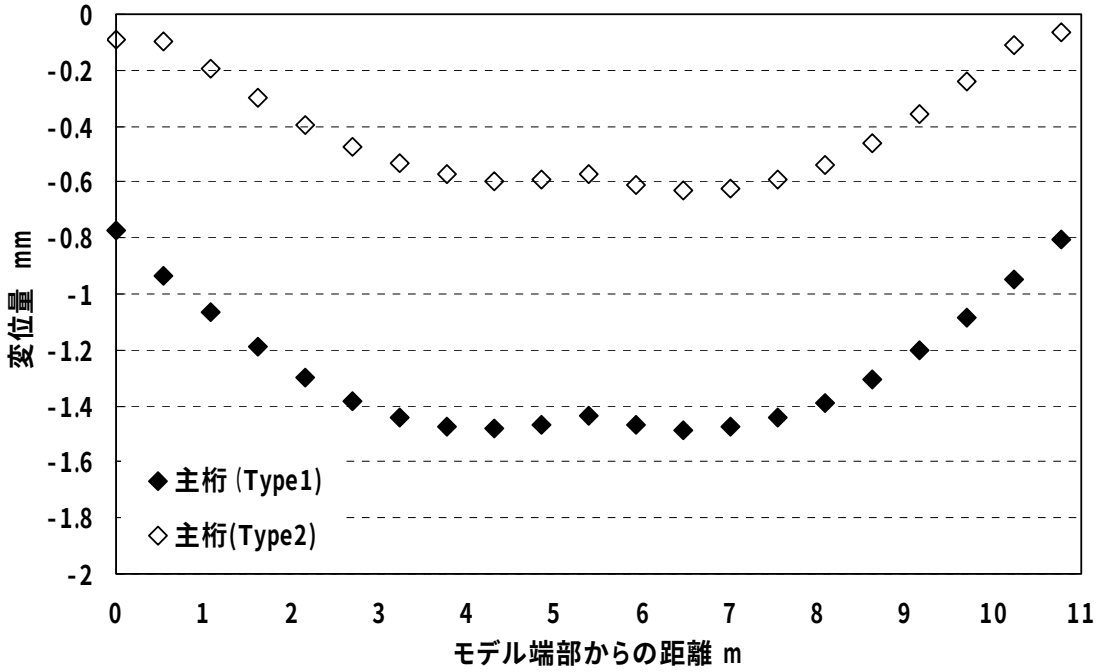


図 4.2.21　a-a'経路に沿った地震荷重による主桁ウェブの X 方向変位量の比較

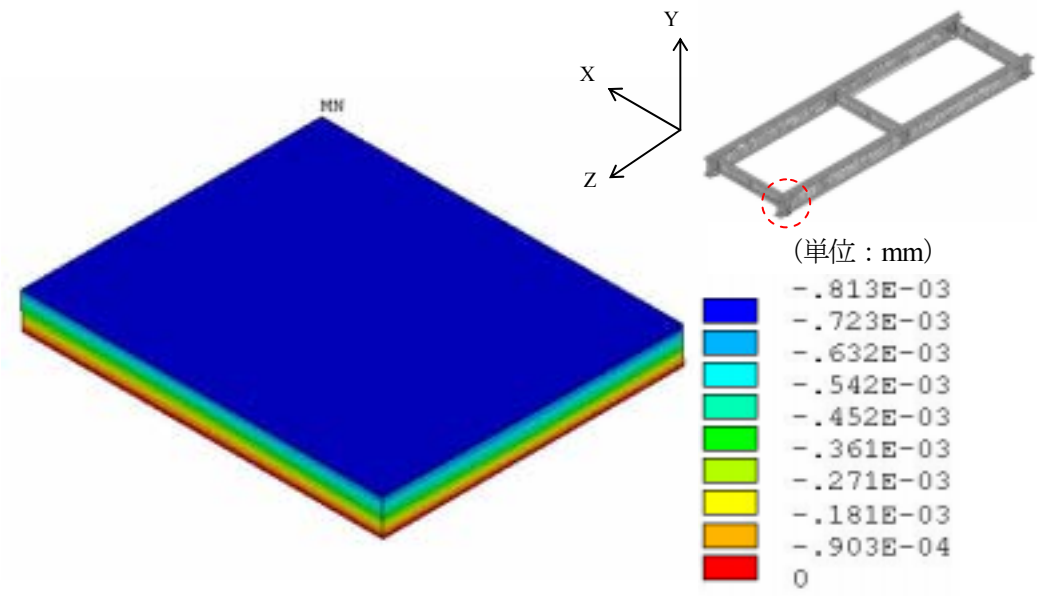


図 4.2.22　地震荷重によるゴム支承部の X 方向の変位コンター図

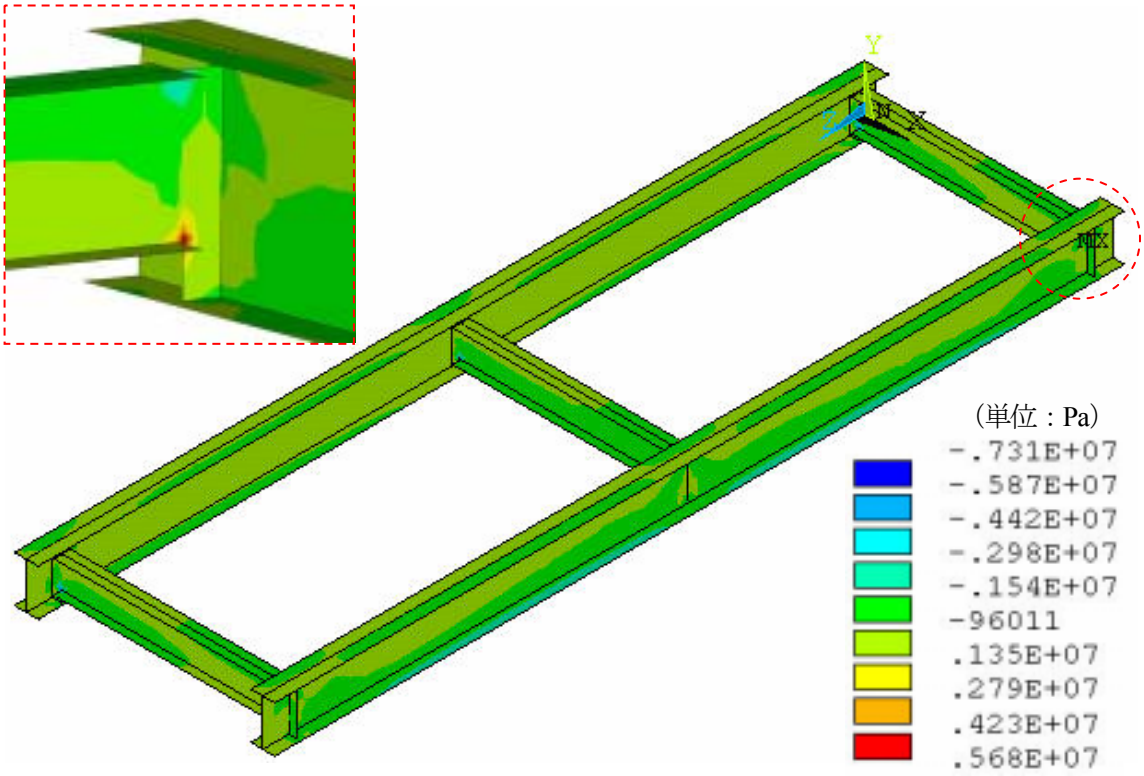


図 4.2.23　主桁における各部材の引抜き方向の応力コンター図

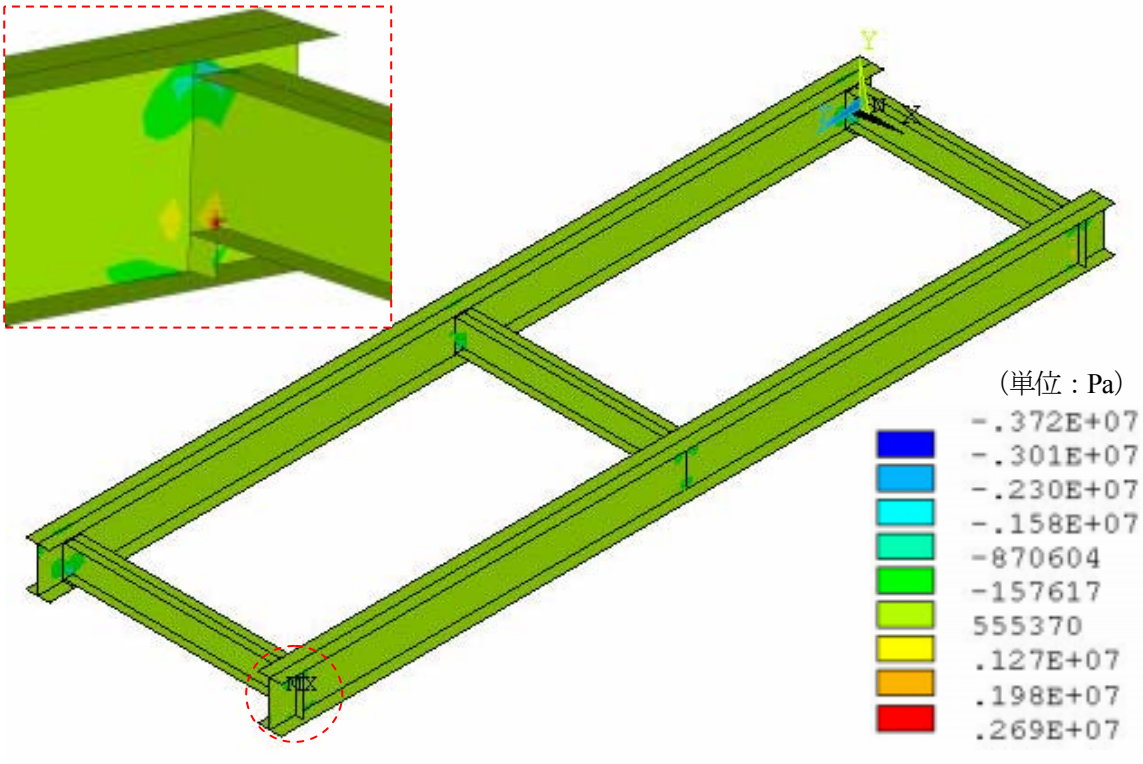


図 4.2.24　主桁における各部材の引抜き方向に直角方向の応力コンター図

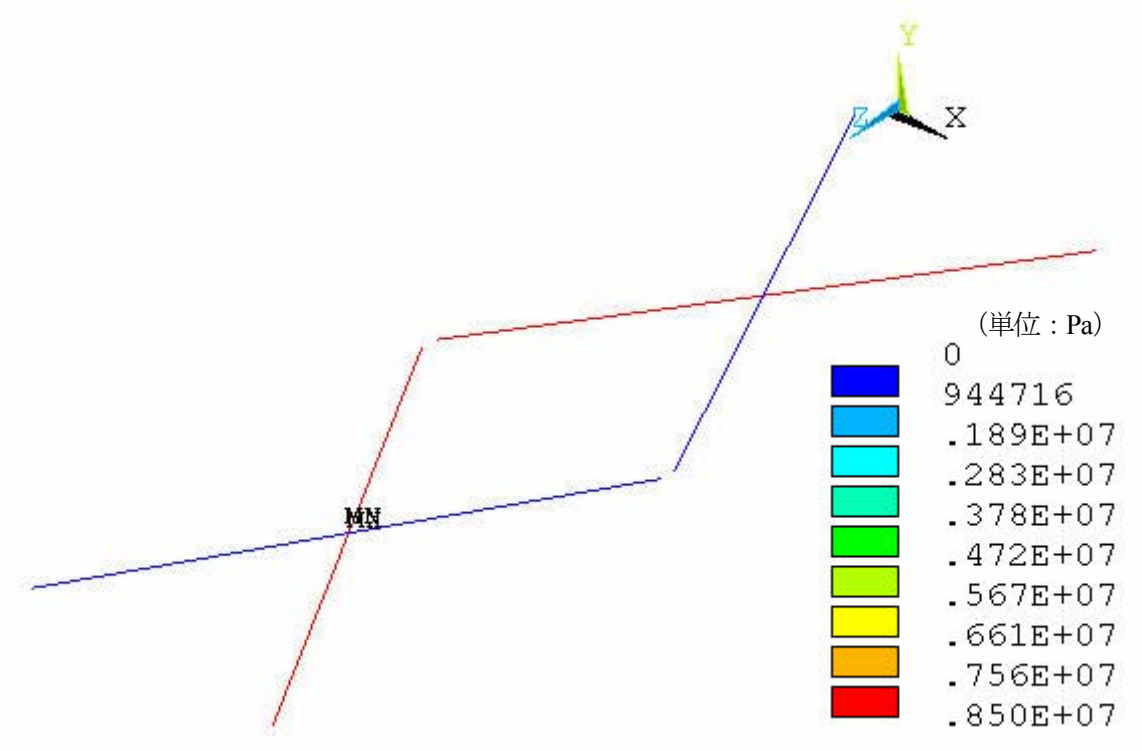


図 4.2.25　テンションロッドの軸応力コンター図

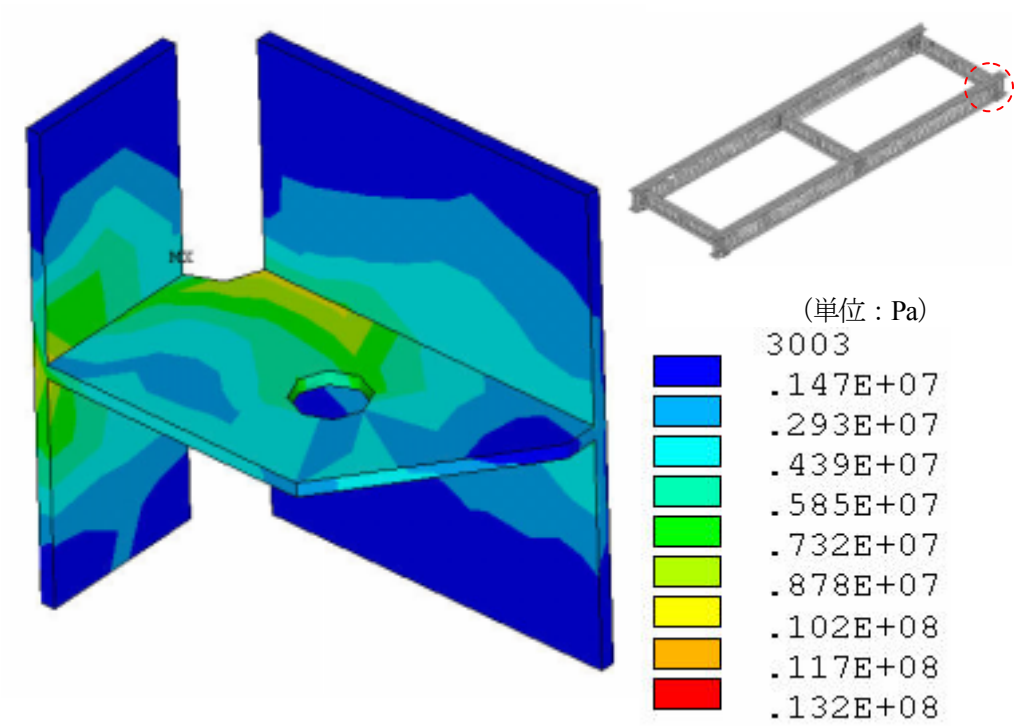
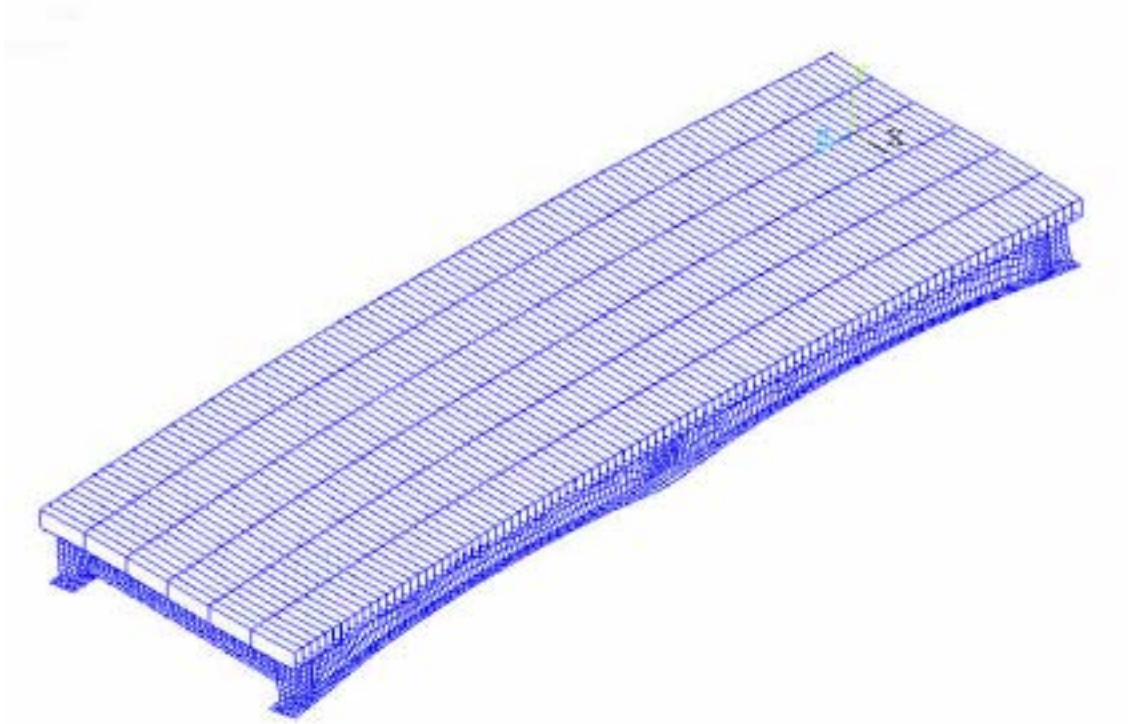
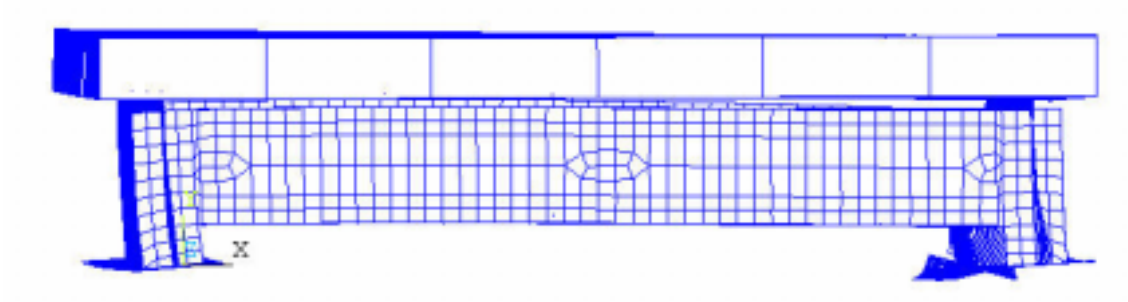


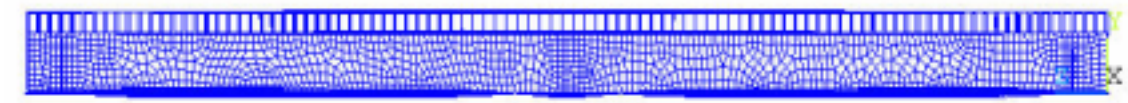
図 4.2.26　取付金具の相当応力コンター図



(a)-1　全体図



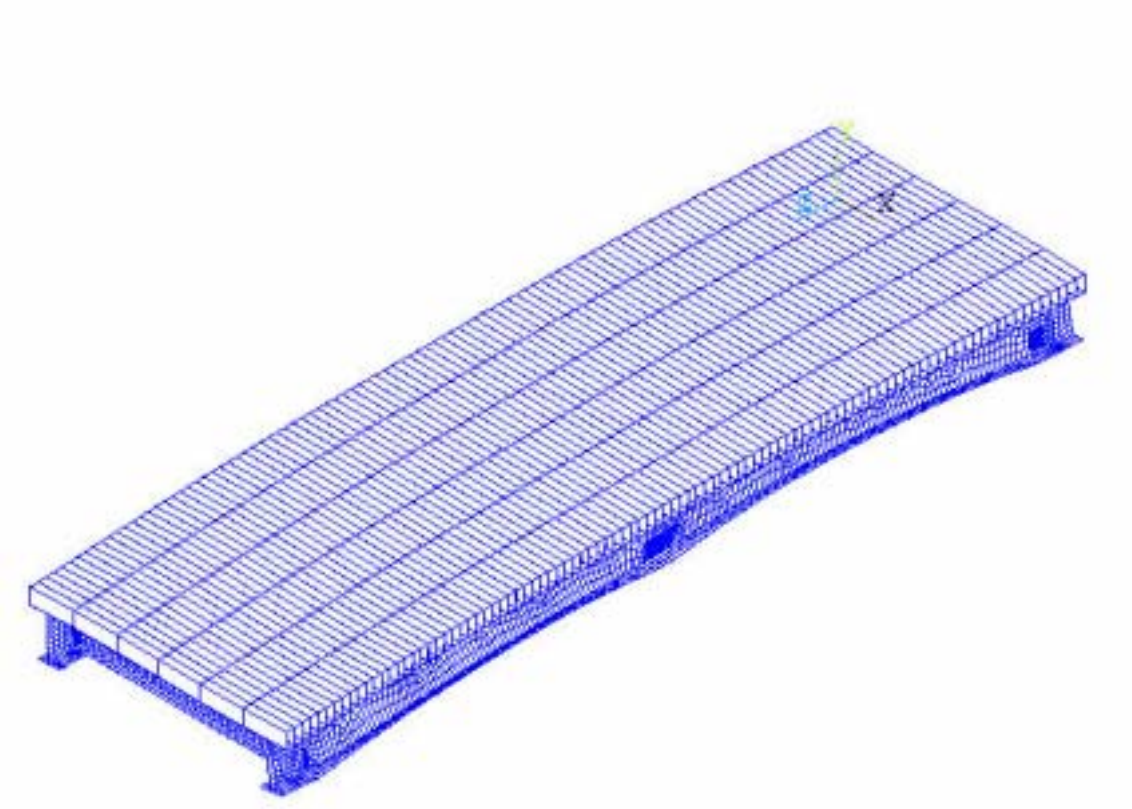
(a)-2　正面図



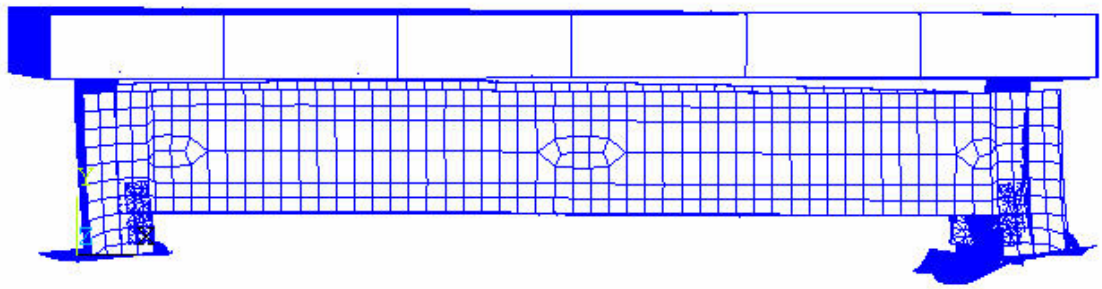
(a)-3　側面図

(a)　Type1

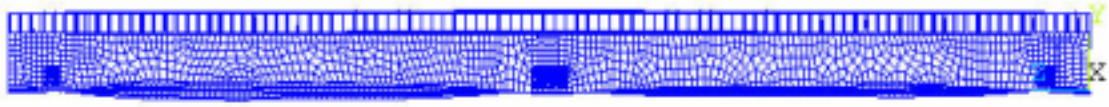
図 4.2.27　風荷重による変形図（スケール比×120）



(b)-1　全体図



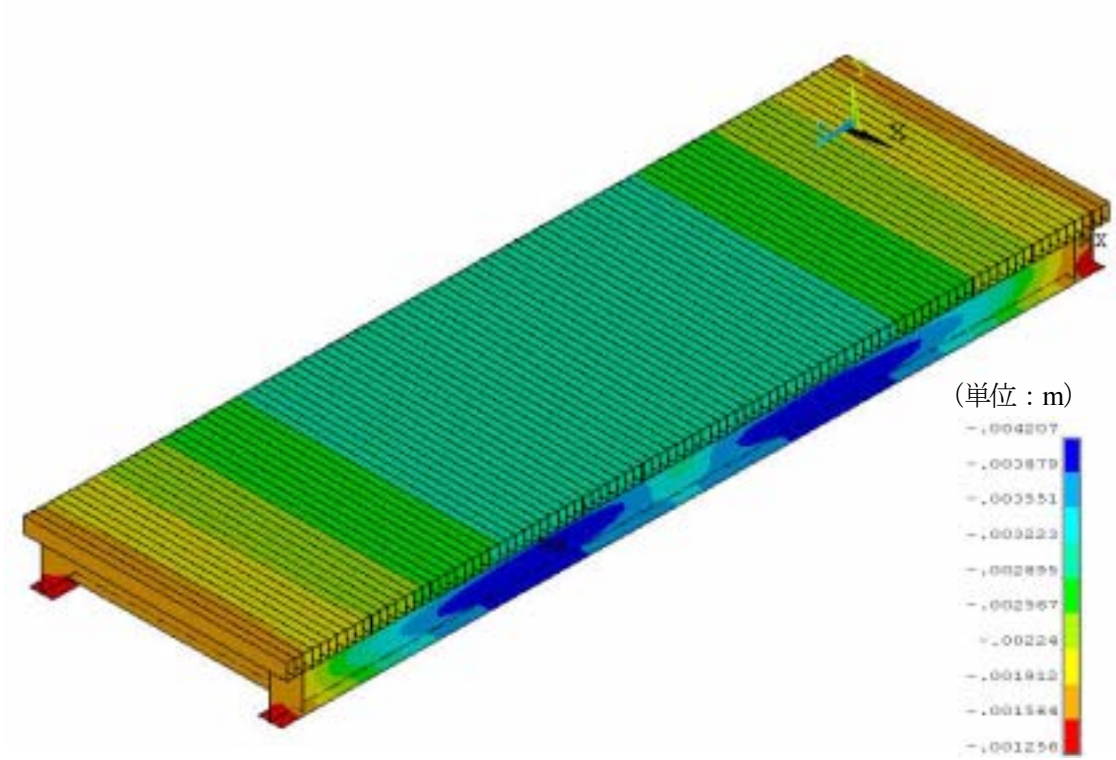
(b)-2　正面図



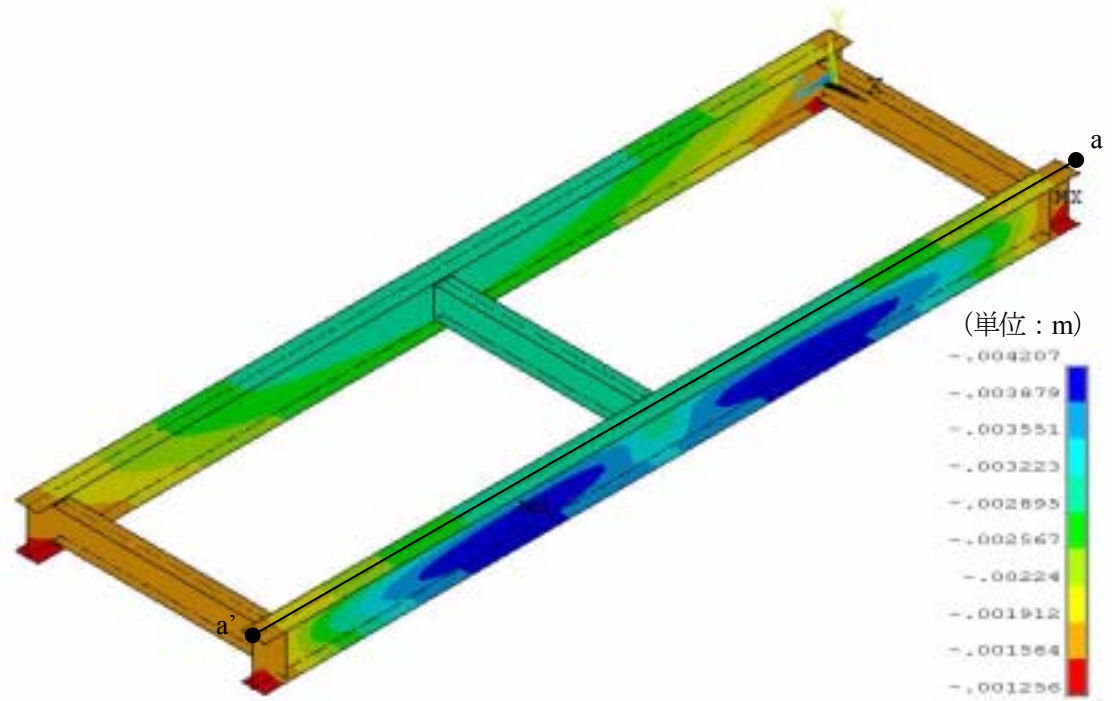
(b)-3　側面図

(b)　Type2

図 4.2.27 **(つづき)**　風荷重による変形図（スケール比×120）



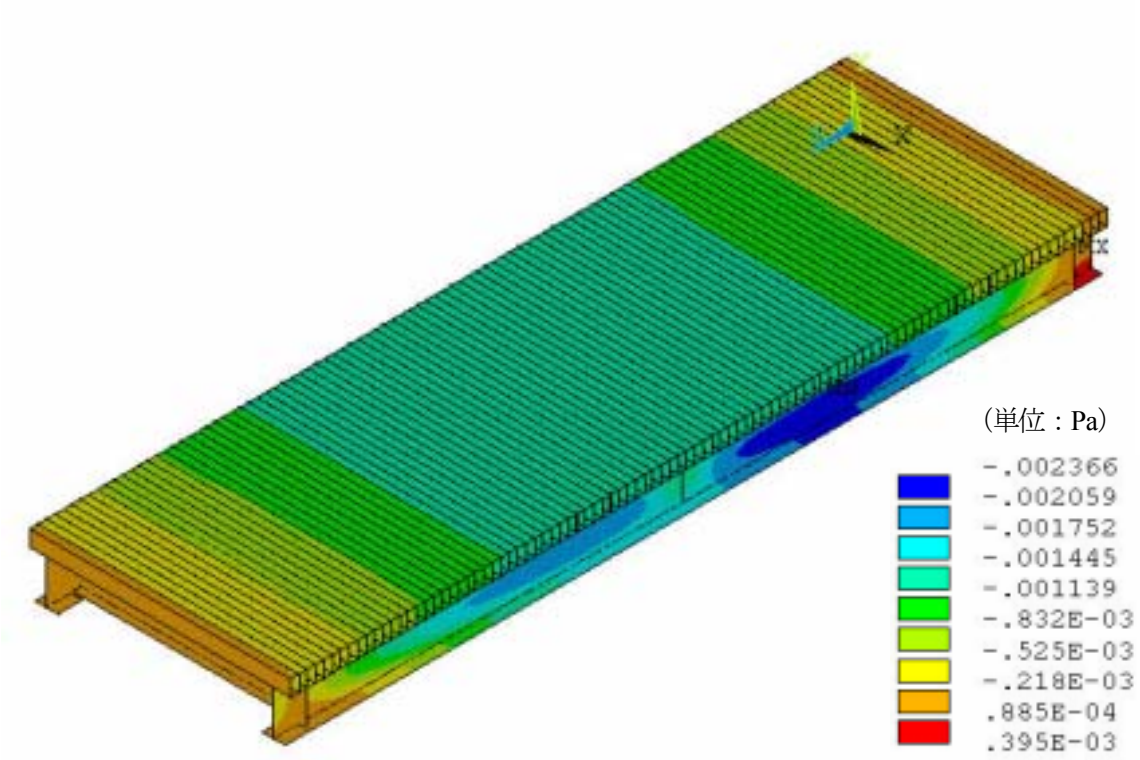
(a)-1　全体モデル



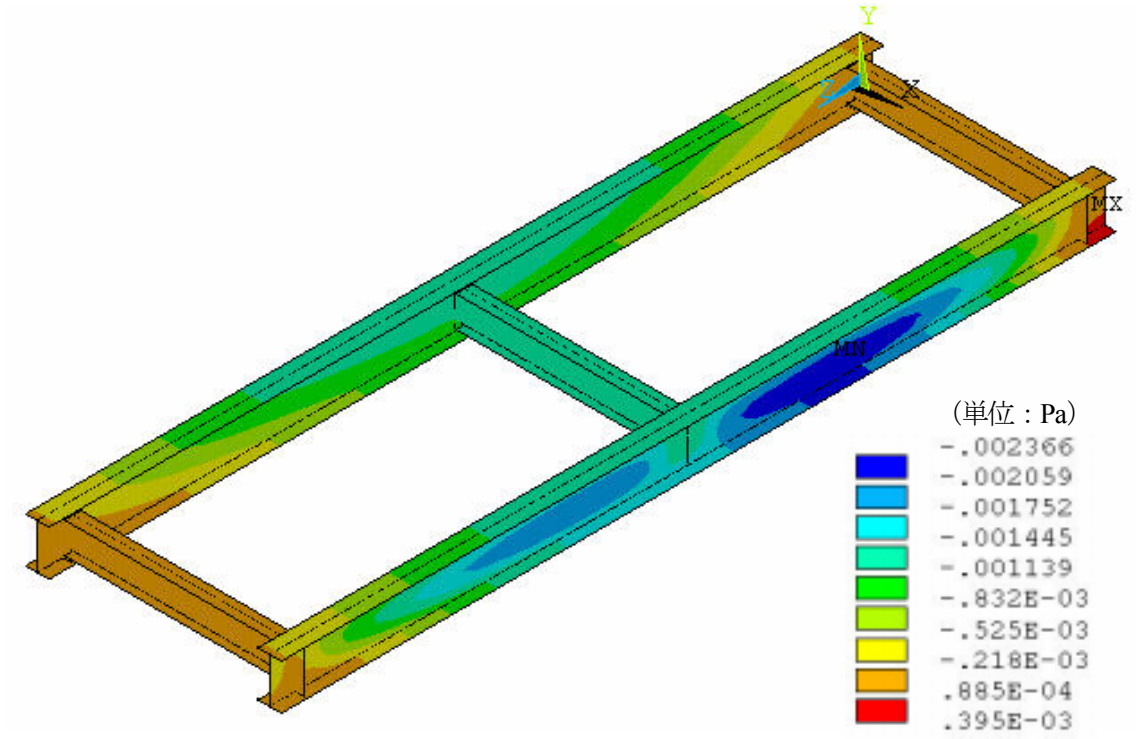
(a)-2　主桁および横桁

(a)　Type1

図 4.2.28　風荷重による変位コンター図



(b)-1　全体図



(b)-2　主桁および横桁

図 4.2.28 **(つづき)**　風荷重による変位コンター図

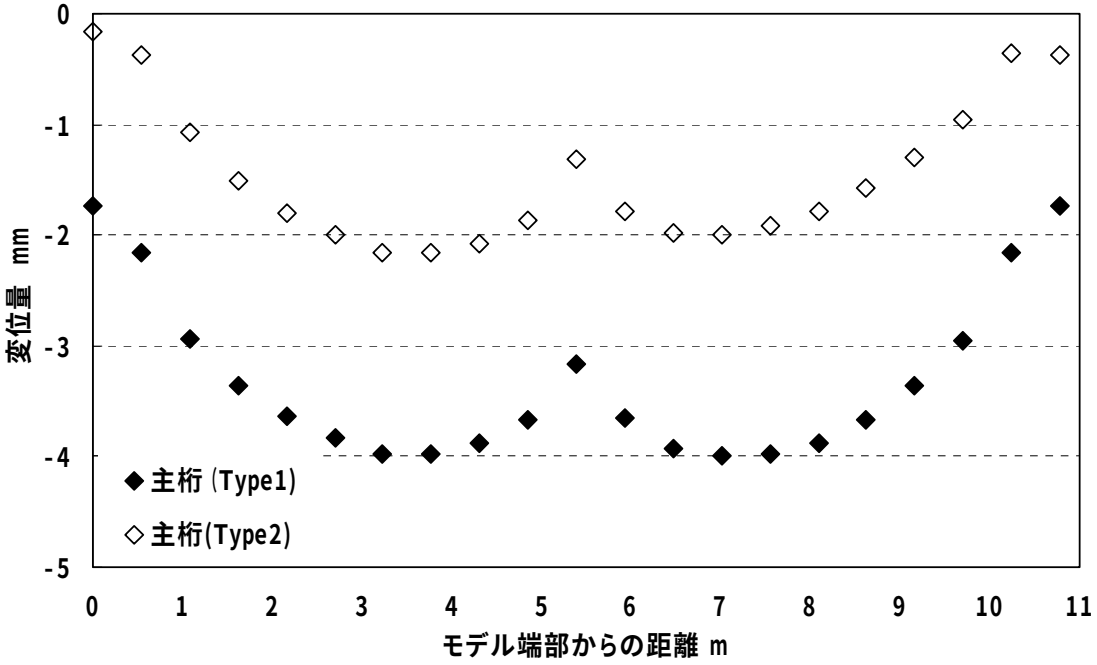
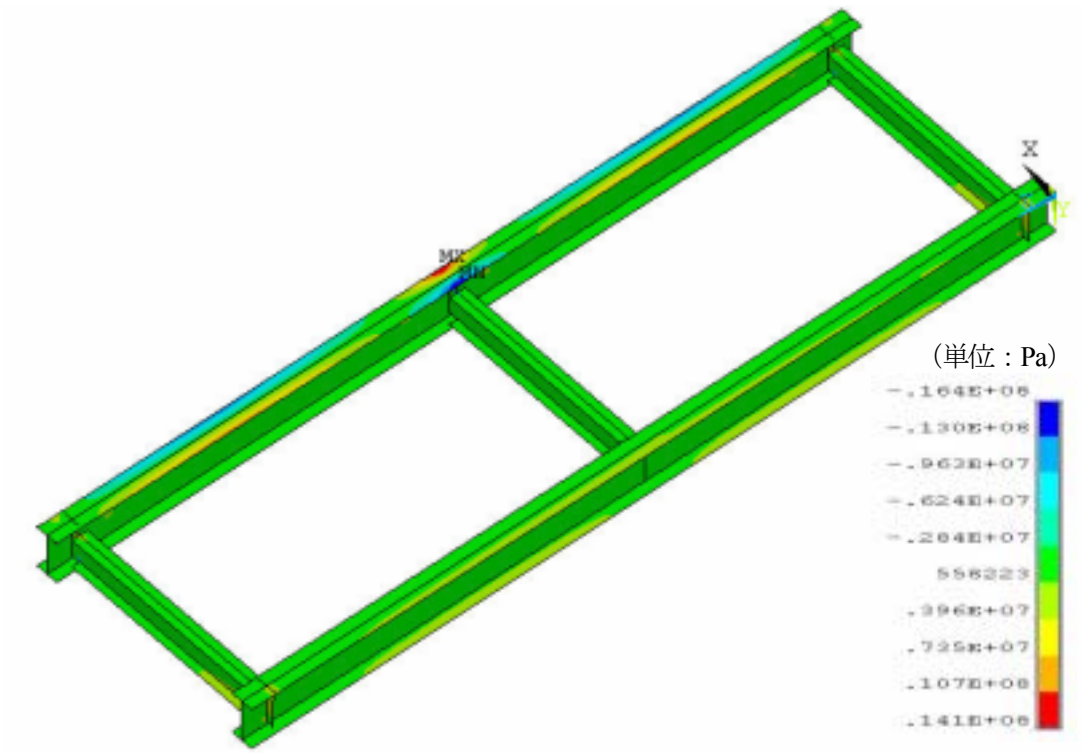


図 4.2.29　a-a'経路に沿った風荷重による主桁ウェブの X 方向変位量の比較

(a)　上面

図 4.2.30　主桁における各部材の引抜き方向の応力コンター図



(b)　下面

図 4.2.30 **(つづき)**　主桁における各部材の引抜き方向の応力コンター図

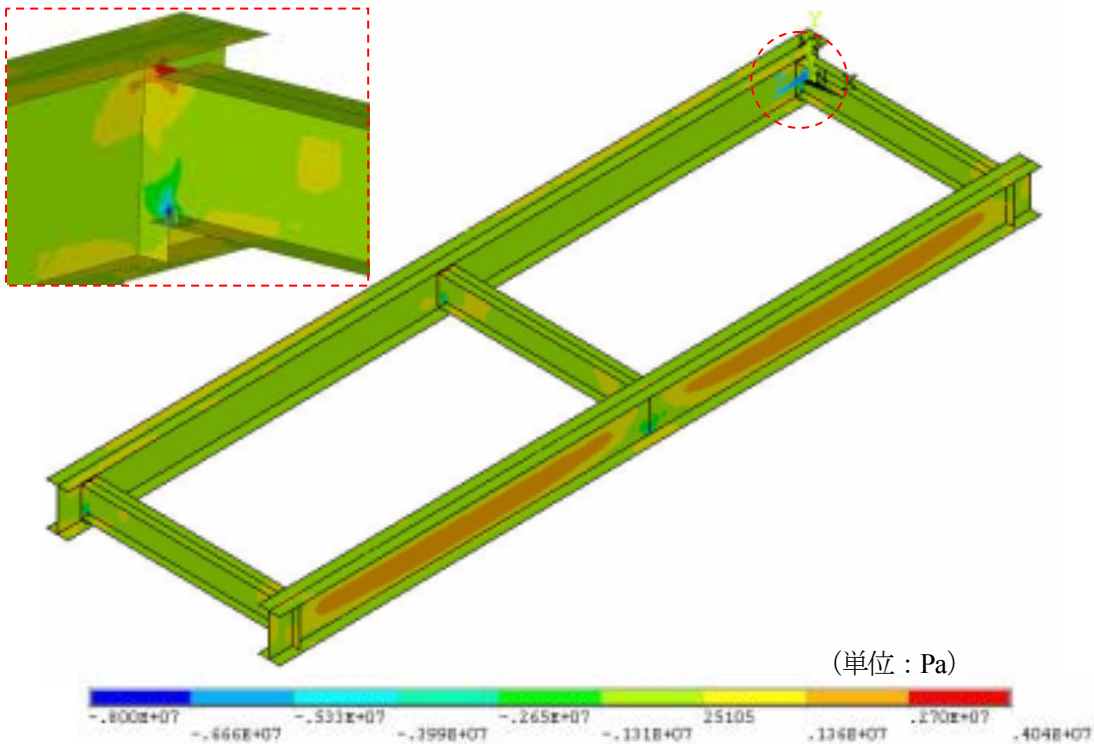


図 4.2.31　主桁における各部材の引抜き方向に直角方向の応力コンター図

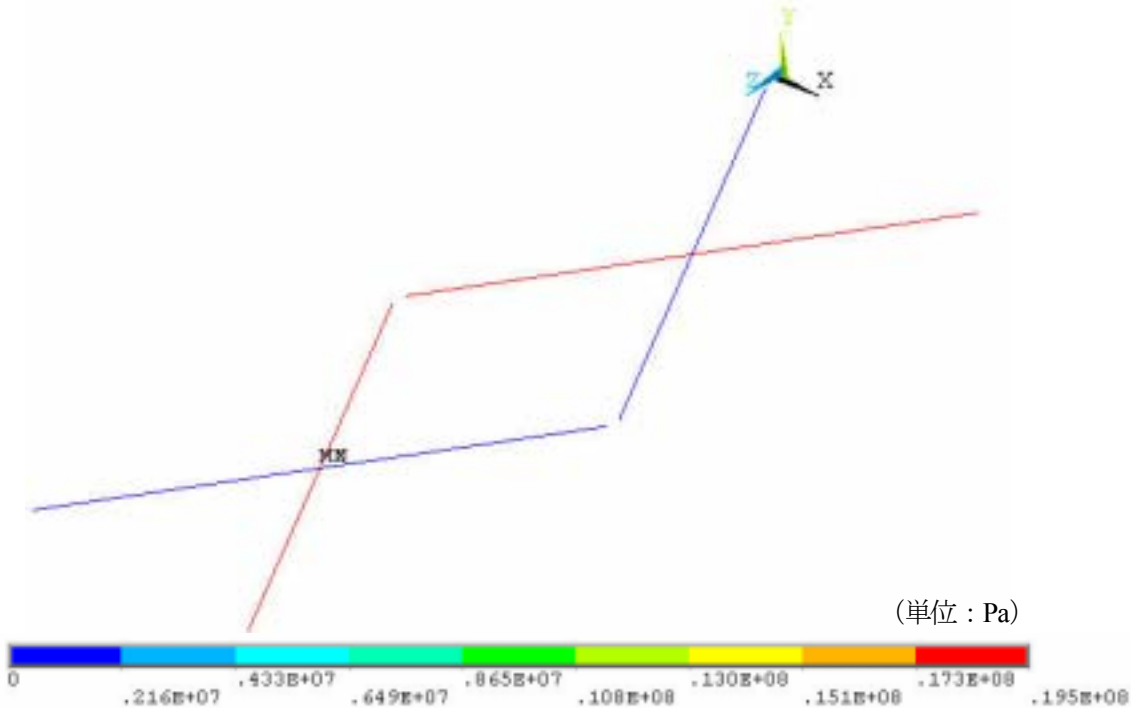


図 4.2.32　テンションロッドの軸応力コンター図

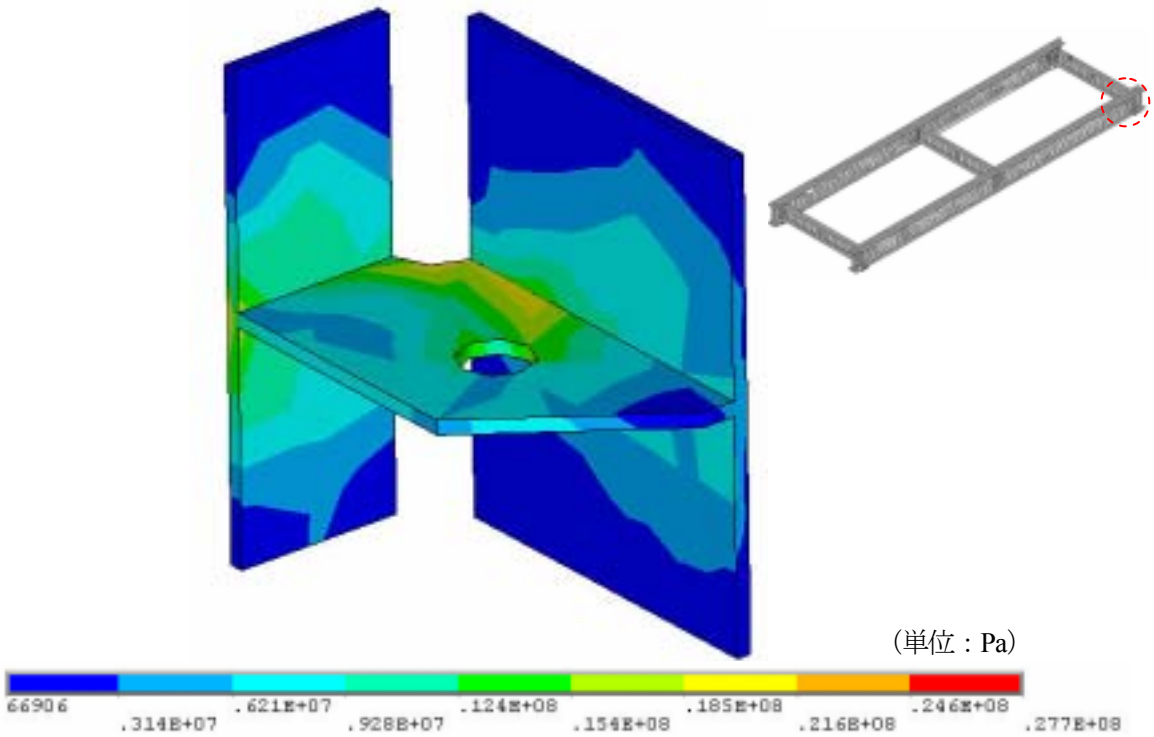


図 4.2.33　取付金具の相当応力コンター図

４．２．８　試設計との剛性比較

4.1 による試設計の計算値と本解析結果を比較して表 4.2.4 に示す。ただし、死荷重に関しては、本解析では舗装、地覆、高欄を考慮していないため、死荷重を主桁と床版のみの値（d0＝2.96kN/m, P.29 参照）とし、主桁 1 本当りの死荷重を d=1.48kN/m として再計算して得た値（6.31mm）を示した。また、解析結果におけるたわみは、a-a’経路に沿った主桁下フランジ中央部における最大変位量とした。

表 4.2.4　試設計と本解析結果のたわみの比較

	解析結果		試設計の計算値
	Type1	Type2	
死荷重による変位量 mm	4.12	3.48	6.31
活荷重による変位量 mm	18.1	15.4	22.4

４．２．９　まとめ

自重および活荷重による床版と主桁の鉛直方向の最大変位量をまとめて表 4.2.5 に示す。また、地震荷重および風荷重による a-a’経路に沿った主桁ウェブ中央部（荷重面側）の X 方向の最大変位量を表 4.2.6 に示す。

（注：表 4.2.5 の主桁の最大変位量の数値は、表 4.2.4 に示す値とわずかな相違があるが、表 4.2.4 は主桁下フランジ中央部の値を示しているのに対し、表 4.2.5 の最大変位量は必ずしも下フランジ中央部で発生していないことによるものである。）

表 4.2.5　自重および活荷重による最大変位量

	自重変位量 mm		活荷重変位量 mm		自重＋活荷重変位量 mm	
	Type1	Type2	Type1	Type2	Type1	Type2
床版	4.26	3.63	19.1	16.3	23.4	19.9
主桁	4.14	3.51	18.3	15.5	22.4	19.0

表 4.2.6　主桁ウェブ中央部の最大変位量

	Type1	Type2
地震荷重による変位量　mm	1.48	0.63
風荷重による変位量　mm	4.00	2.16

4.3　数値解析（座屈解析および固有振動解析）

4.3.1　目的

本章では、4.1 で試設計を行った FRP 歩道橋について、実橋としての実用性および安全性を評価することを目的に、座屈および固有振動に関する数値解析を行った。

4.3.2　FRP 歩道橋の設計モデル

解析の対象となる設計モデルの設計条件を以下に示す。

①橋梁形式	プレートガーター式歩道橋
②支間長Ｌ	10.120m
③総幅員	3.440m
④有効幅員	3.000m
⑤構成部材	床版・主桁・横桁・横構・テンションロッド
⑥主桁構成	ウェブ+フランジ（GFRP 引抜成型材） 下フランジ（CFRP 補強）
⑦桁高	0.600m
⑧主桁本数	2 本
⑨主桁間隔	3.000m
⑩床版	□210 × 110 × 5.0 × 5.0
⑪主要部材	GFRP
⑫設計荷重	死荷重（床版・主桁）、活荷重（床版・主桁） 地震荷重（2 次部材）、風荷重（2 次部材）

4.3.3　構造解析項目および評価方法

解析項目及び評価方法は以下の通りである。

①座屈解析

座屈固有値（負荷荷重の倍数）を把握して歩行者群集活荷重との比較を行い、主桁・横桁部での座屈に対する安全性を把握する。

②固有振動数解析

解析による固有振動数と歩行周波数（1.5~2.3Hz）との比較を実施し、固有振動数が歩行周波数に対して十分余裕があることを確認する。

4.3.4　構造解析条件

構造解析条件を以下に示す。また、解析モデルを図 4.3.1~4.3.7 に示す。

①構造解析モデル

本解析モデルは、以下に示す部材で構成し、全体モデルとした。

②モデル化範囲

主桁、床版、補剛材、横桁、端横桁

③解析要素

シェル要素、テンションロッドは梁要素

④要素分割

座屈解析、固有振動数解析の目的が評価できる分割案を検討する。基本的な考え方は以下の通りである。

1) CFRP を接着させる主桁下フランジは、CFRP 層と GFRP 層をそれぞれシェル要素でモデル化（GF/CF 間は完全固着と仮定）
2) 主桁上フランジと床版の取り合い部は、それぞれシェル要素でモデル化し、完全固着と仮定
3) ウェブと補剛材アングルの取り合い部は、積層シェル要素によりモデル化
4) 梁要素は中央交差部で要素分割（交差部は交じらせない）

⑤端部の境界条件

線支持（片側完全拘束）、完全拘束の 2 条件

1）線支持（片側は完全拘束）

下記に示すように、ゴムシートをモデル化しないため、実橋の端部条件に比較的近い支持条件を想定した。

2）両端完全拘束

拘束条件の差違による、座屈荷重、固有振動数の影響を確認するために実施した。

当初の検討においては、構造解析モデルに対して歩道橋端部荷重支持点にゴムシートをソリッドモデル化して解析を実施することとした。しかし、座屈解析は動解析であるため、支持点であるゴムシート（ヤング率 3MPa）と GFRP（ガラス繊維強化プラスチック：ヤング率約 20GPa）のヤング率の差に大きな違いがある場合は、解析計算が発散してしまう可能性が高いと考られた。このため、座屈解析および固有振動数解析に当たってはゴムシートのモデル化を省略した。

座屈解析の目的は主桁や床版の座屈発生荷重を求める事であり、ゴムシートのモデル化有無による影響はないと考えられる。また、固有振動数解析ではゴムシートを入れないことで実橋よりも減衰効果が得られず、安全側の評価結果になると考えられる。

⑥材料物性値

FRP の直交異方性を考慮し、以下の値を用いた。

表 4.3.1　主桁フランジ

Ex	**橋軸**	GPa	41.0
Ey	**橋軸直交**	GPa	14.1
Ez	**厚み**	GPa	14.1
Gxy	**面内**	GPa	6.83
Gyz	**面外**	GPa	6.98
Gxz	**面外**	GPa	6.93
vxy	**面内**		0.252
vyz	**面外**		0.208
vxz	**面外**		0.215

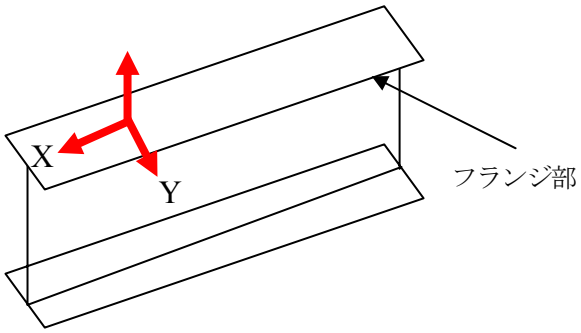


表 4.3.2　主桁ウェブ

Ex	**橋軸**	GPa	25.2
Ey	**橋軸直交**	GPa	17.0
Ez	**厚み**	GPa	11.4
Gxy	**面内**	GPa	5.2
Gyz	**面外**	GPa	4.29
Gxz	**面外**	GPa	4.25
vxy	**面内**		0.283
vyz	**面外**		0.201
vxz	**面外**		0.216

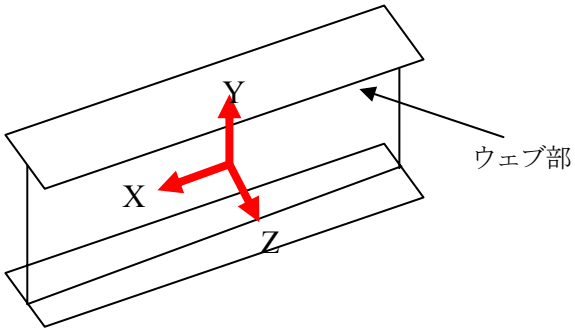


表 4.3.3　床版

Ex	**長手**	GPa	34.0
Ey	**長手直交**	GPa	13.0
Ez	**厚み**	GPa	13.0
Gxy	**面内**	GPa	7.23
Gyz	**面外**	GPa	7.13
Gxz	**面外**	GPa	7.10
vxy	**面内**		0.176
vyz	**面外**		0.220
vxz	**面外**		0.231

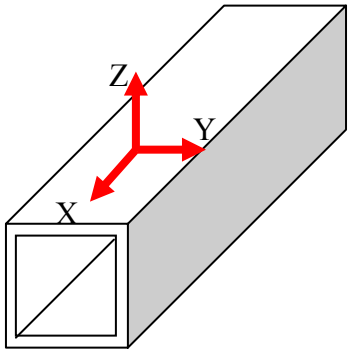


表 4.3.4　横桁フランジ

Ex	**長手**	GPa	33.1
Ey	**長手直交**	GPa	15.8
Ez	**厚み**	GPa	15.0
Gxy	**面内**	GPa	5.89
Gyz	**面外**	GPa	5.70
Gxz	**面外**	GPa	5.65
vxy	**面内**		0.250
vyz	**面外**		0.221
vxz	**面外**		0.241

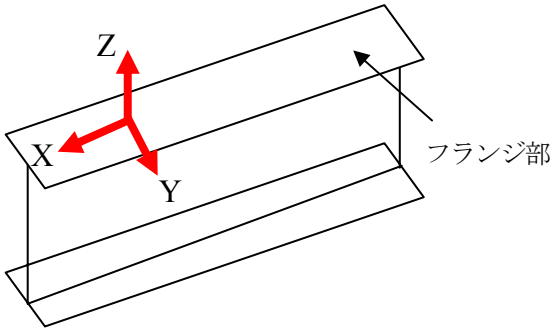


表 4.3.5　補剛材

Ex	**鉛直**	GPa	33.1
Ey	**鉛直直交**	GPa	15.8
Ez	**厚み**	GPa	15.0
Gxy	**面内**	GPa	5.89
Gyz	**面外**	GPa	5.70
Gxz	**面外**	GPa	5.65
vxy	**面内**		0.250
vyz	**面外**		0.221
vxz	**面外**		0.241

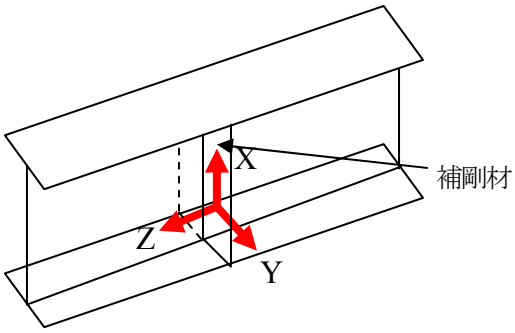


表 4.3.6　横桁ウェブ

Ex	**長手**	GPa	12.8
Ey	**長手直交**	GPa	12.8
Ez	**厚み**	GPa	10.1
Gxy	**面内**	GPa	4.78
Gyz	**面外**	GPa	4.04
Gxz	**面外**	GPa	4.04
vxy	**面内**		0.339
vyz	**面外**		0.256
vxz	**面外**		0.256

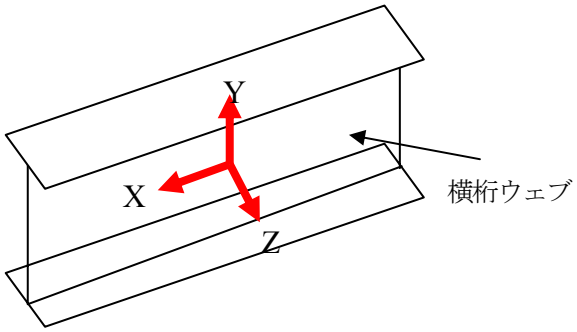


表 4.3.7　CFRP 平板

Ex	**橋軸**	GPa	150.0
Ey	**橋軸直交**	GPa	10.4
Ez	**厚み**	GPa	10.4
Gxy	**面内**	GPa	4.60
Gyz	**面外**	GPa	3.29
Gxz	**面外**	GPa	4.60
vxy	**面内**		0.320
vyz	**面外**		0.283
vxz	**面外**		0.320

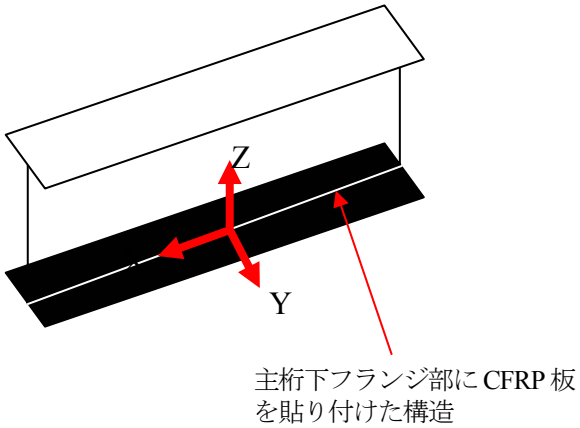


表 4.3.8　比重

比重	g/cm^3
GFRP	1.92
CFRP	1.6
テンションロッド	7.9

⑦座屈解析の荷重条件

床版に負荷される歩行者群集活荷重を 3.5kN/m^2 した。

⑧その他

床版／主桁間のゴムシートおよび各接着層はモデル化しないこととした。また、適用解析コードは NASTRAN（ver.2005）とした。

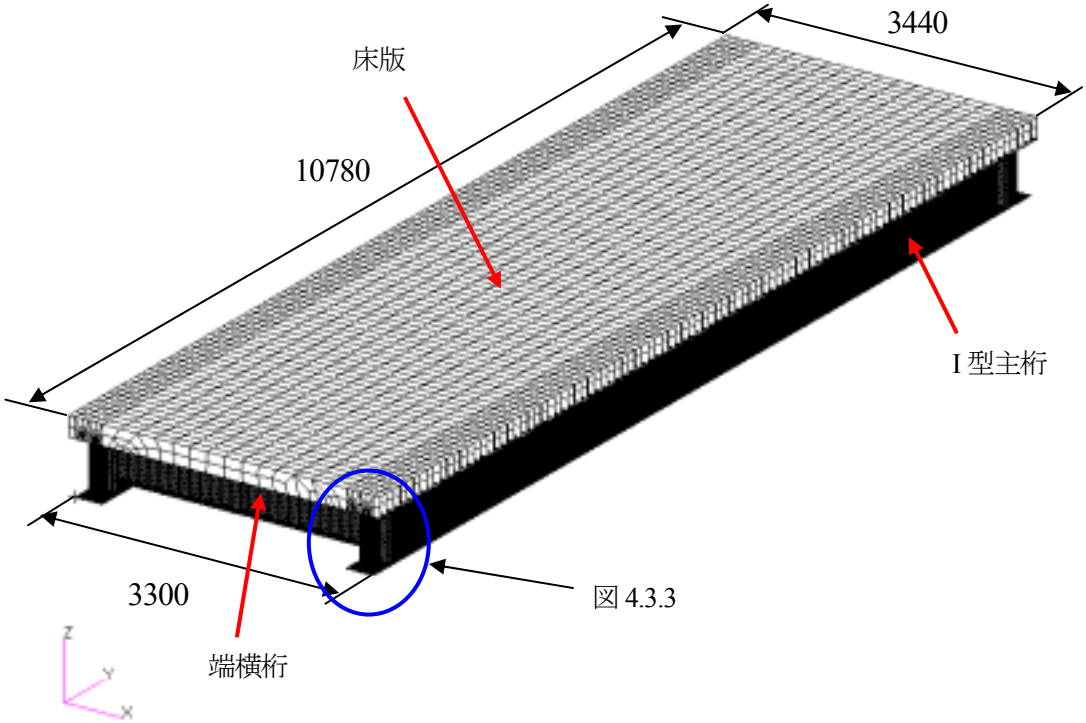


図 4.3.1　FRP 歩道橋解析モデル

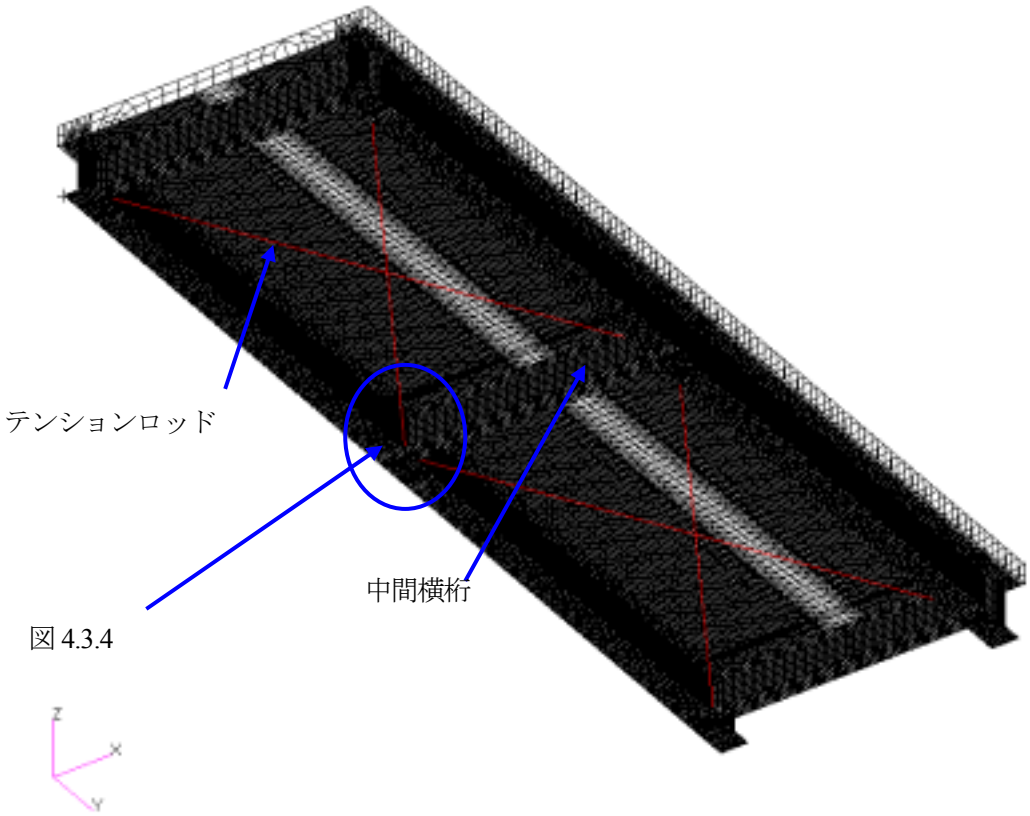


図 4.3.2　FRP 歩道橋モデル（裏面）

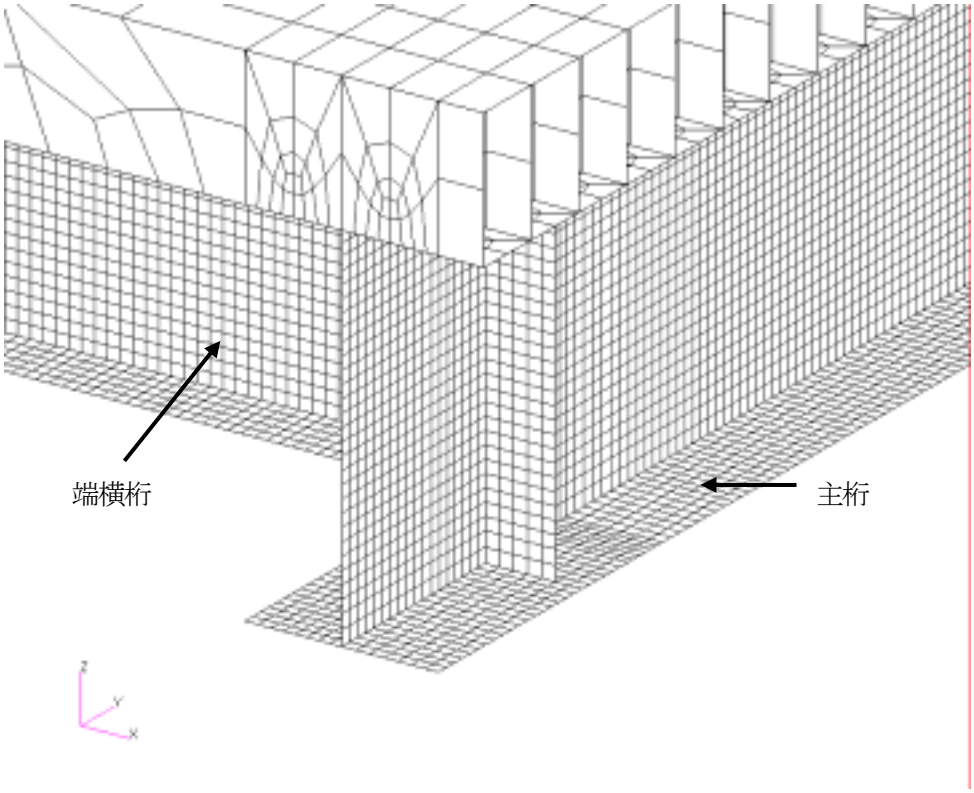


図 4.3.3　端横桁取り合い部

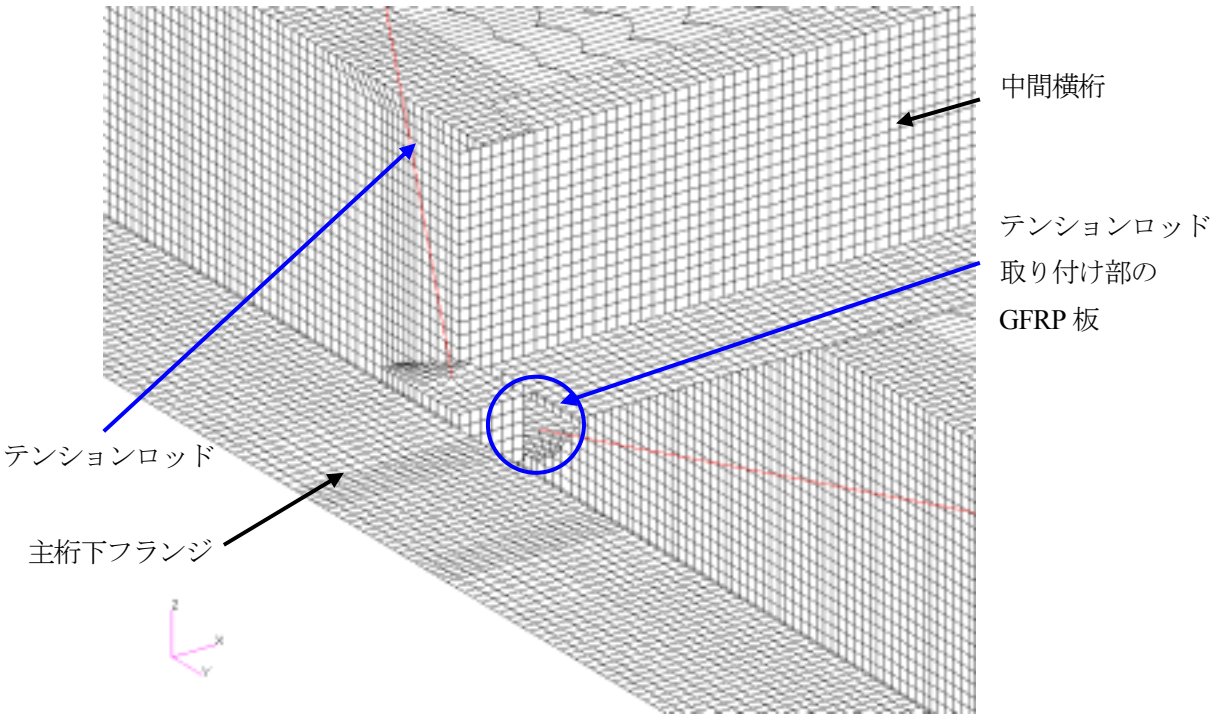


図 4.3.4　中間横桁のテンションロッド取り合い部

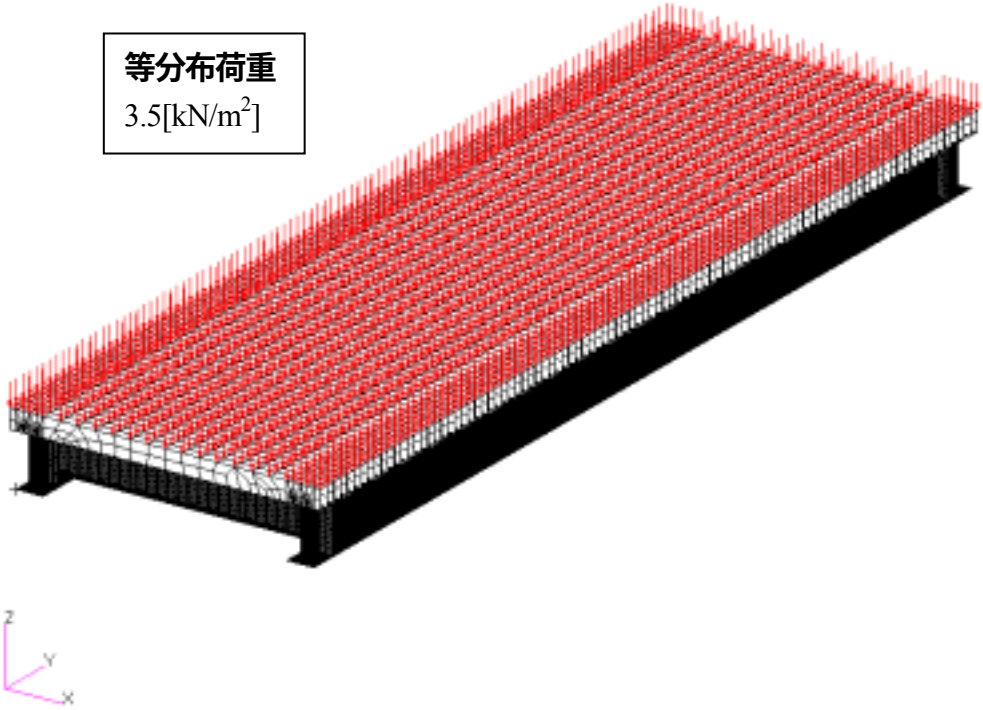


図 4.3.5　荷重条件

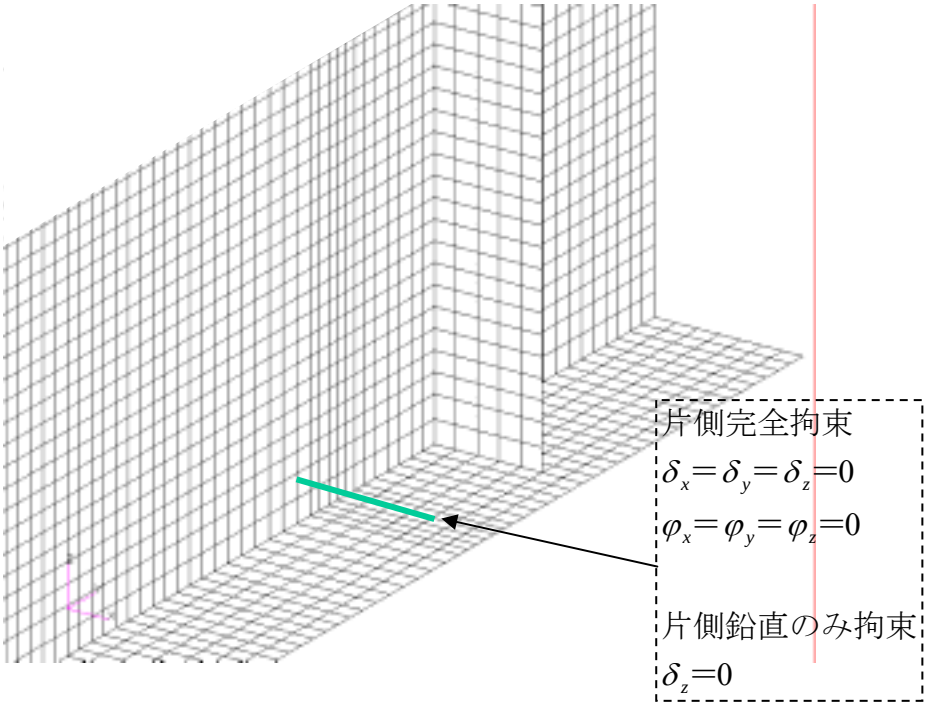


図 4.3.6　拘束条件 1

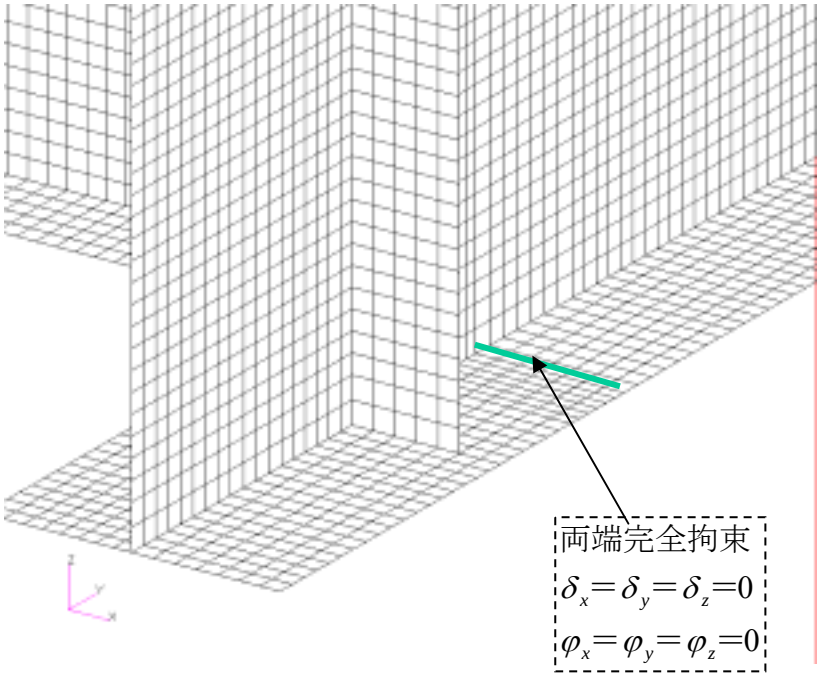


図 4.3.7　拘束条件 2

４.３.５　解析モデルの妥当性確認

荷重支持部である主桁及び横桁のメッシュ粗さは 20mm とした。また、床版の長手方向中心部はメッシュを粗くして計算の負荷を下げた。作成したモデルの検証を行うために、構造解析モデルに設計計算荷重である 3.5kN/m^2 を分布荷重として床版に負荷し、試設計のたわみ量と解析によるたわみ量を比較した。結果を以下に示す。

試設計のたわみ量：　22.4mm（主桁のみ、活荷重、端部線支持）

数値解析によるたわみ量：　8.35mm（FRP 歩道橋（横桁、床版含む）、活荷重、完全拘束）
12.5mm（FRP 歩道橋（横桁、床版含む）、活荷重、端部線支持)

以上の結果より、横桁・床版を含めた構造解析によるたわみ量が設計計算のたわみ量より低く、大きな差異が無いため妥当なモデルであると判断した。図 4.3.8~4.3.11 にモデル検証のためのたわみ変形図を示す。

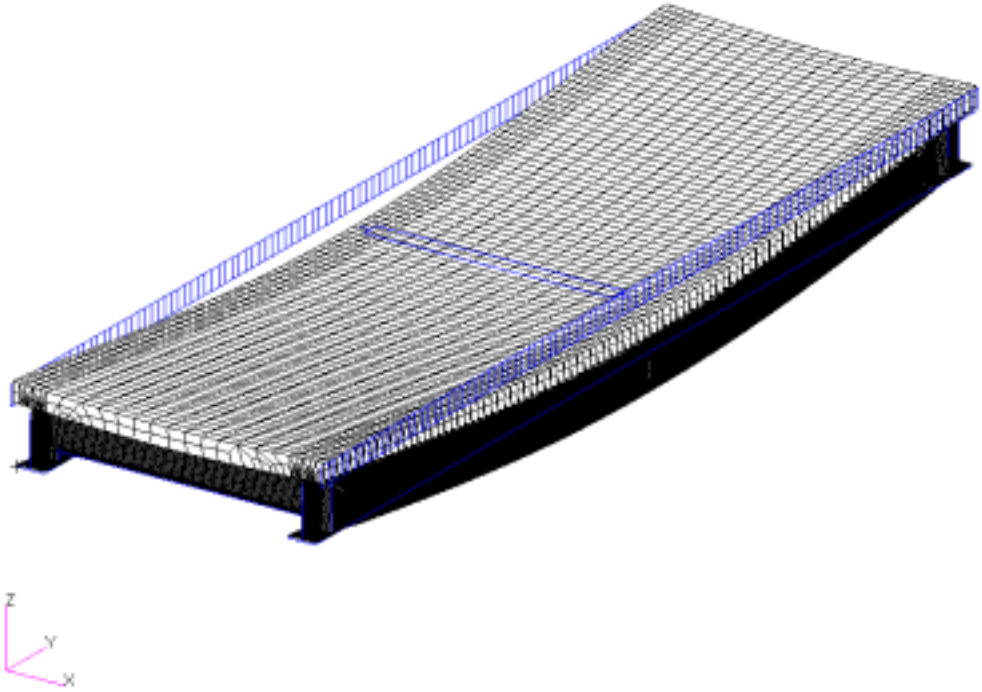


図 4.3.8　活荷重負荷時のたわみ変形（完全拘束）

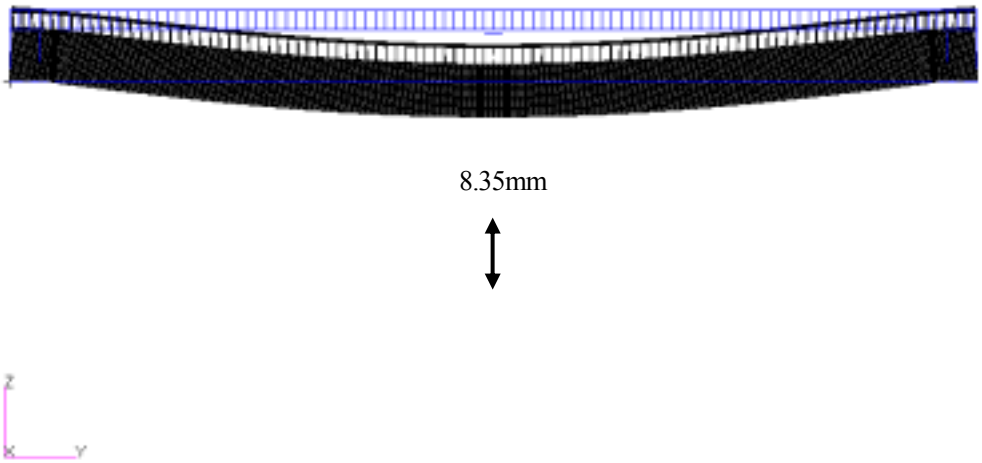


図 4.3.9　活荷重負荷時のたわみ変形（完全拘束）

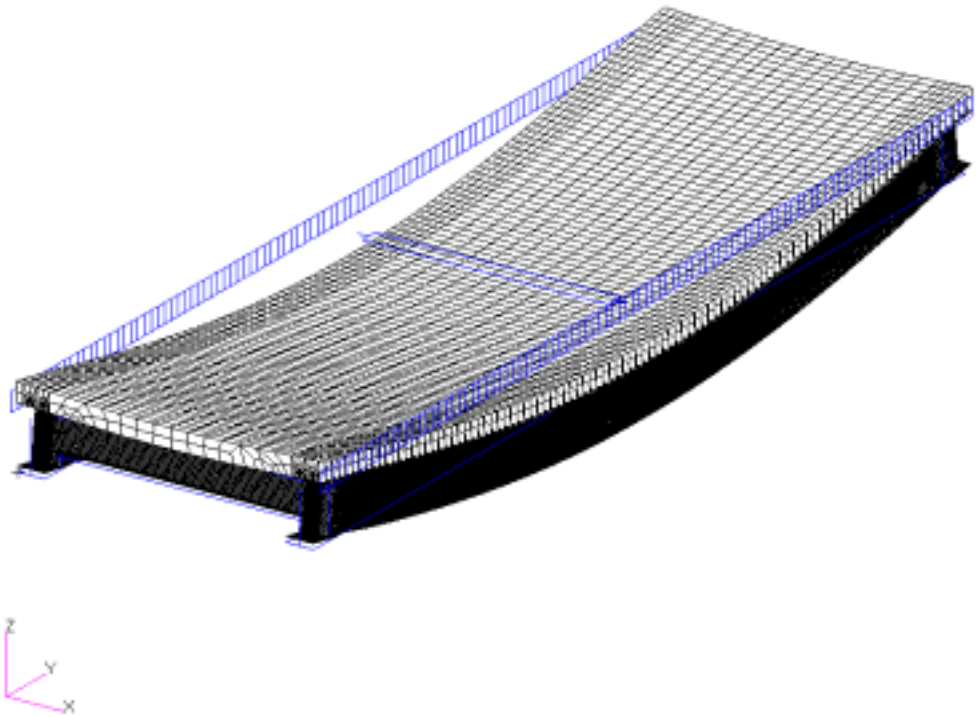


図 4.3.10　活荷重負荷時のたわみ変形（片側線支持）

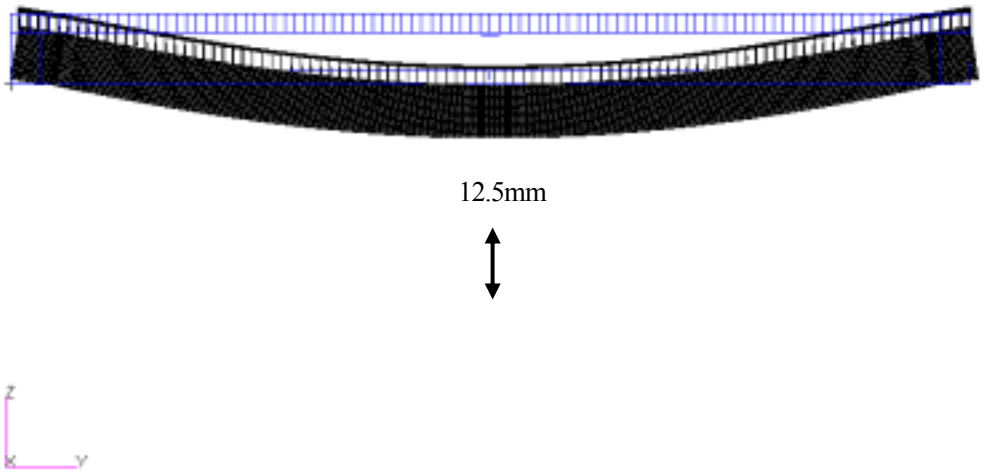


図 4.3.11　活荷重負荷時のたわみ変形（片側線支持）

４.３.６　解析結果と考察

(1) 座屈解析の結果と考察

a) 片側線支持（境界条件(1)）

片側完全拘束、片側鉛直方向拘束条件における座屈解析結果を図 4.3.12~4.3.19 に示す。座屈判定の閾値は面外変形量＝1mm とした。座屈変形が最初に現れるのは歩道橋中央部の床版であった。これは、橋軸方向の拘束が無く自由に変形できるために主桁に対する拘束力が弱くなり、変形が両端とも拘束され、たわみ剛性が小さい床版に座屈変形が現れたものと考える。床版の座屈 1 次モードは設計群集活荷重の約 12 倍であり、主桁部に座屈変形が最初に現れるのは 8 次モード＝設計群集活荷重の約 14 倍であった。主桁の座屈はウェブ全体にわたって発現するのではなく、橋端部のテンションロッド取り付け部近傍で発生している。これは、テンションロッドの影響が考えられる。座屈が発生する荷重は活荷重の 12 倍以上であるため、片側線支持条件に対する座屈に対しては安全であると考えられる。

b) 両端完全拘束拘束条件（境界条件(2)）

両端完全拘束条件における座屈解析結果を図 4.3.20~4.3.28 に示す。座屈判定の閾値は面外変形量＝1mm とした。最初に現れる座屈モードは、テンションロッド取り付け板であった。これは、両端拘束の場合はテンションロッドの取り付け板に面外変形が生じているためと考えられる。座屈発生荷重は設計群集活荷重の約 1.5 倍と安全率が低かった。両端拘束の場合は、テンションロッド取り付け板の接合部の剥離に注意する必要があると考えられる。

主桁部の座屈は設計群集活荷重の約 10 倍でテンションロッド取り付け部近傍に発生したが、安全率としては 10 以上あるため、安全性は十分に確保されていると考える。

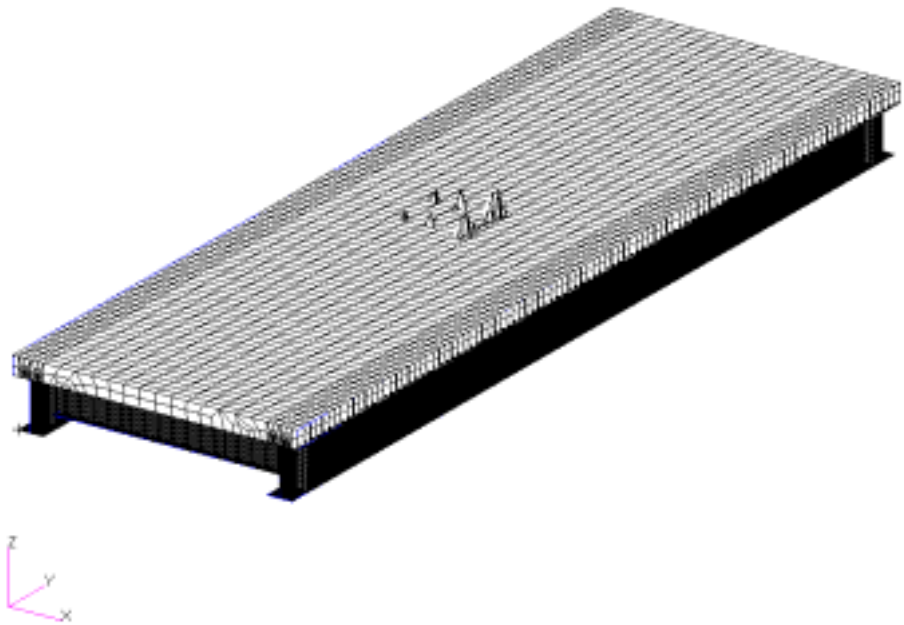
(2) 固有振動数解析

a) 片側線支持（境界条件(1)）

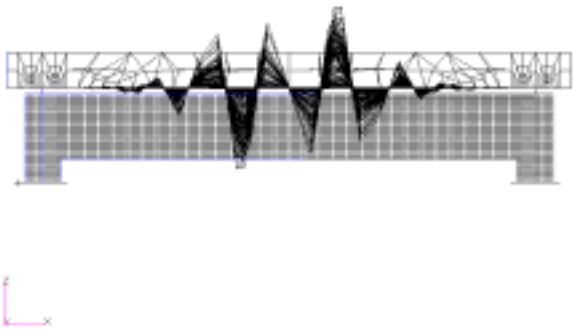
片側完全拘束、片側鉛直方向拘束条件における固有振動数解析結果を図 4.3.29~4.3.38 に示す。片側が鉛直方向のみの拘束であり橋軸と直角方向に自由に動けるため、横倒れのような振動モードが 1 次モードに発現した。2 次モードは、橋軸方向中心部を振幅の腹とした振動モードであった。1 次モードは 8.3Hz であり、歩行者周波数 1.5~2.3Hz に対して十分大きな周波数であるため、歩行による共振の発生は無いと考えられる。

b) 両端完全拘束条件（境界条件(2)）

両端完全拘束条件における固有振動数解析結果を図 4.3.39~4.3.48 に示す。両端が完全に拘束されているため、片側完全拘束時の固有振動数解析のような横倒れモードが発現することなく、橋の中心部を振幅の腹または谷にした振動モードが現れた。1 次モードの周波数は 12.9Hz であり、歩行者周波数 1.5~2.3Hz に対して十分大きな周波数であるため、歩行による共振の発生は無いと考えられる。



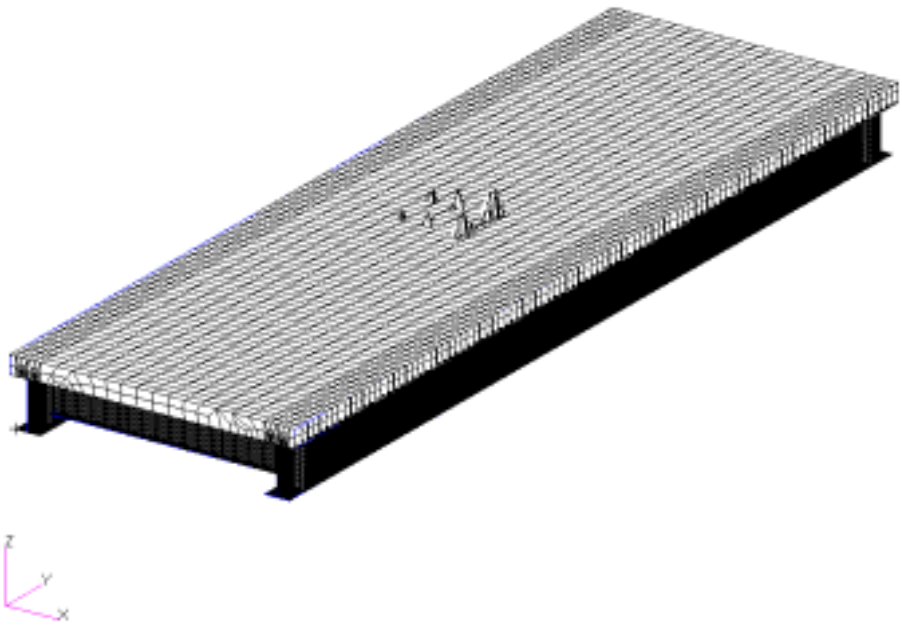
(a)　表面



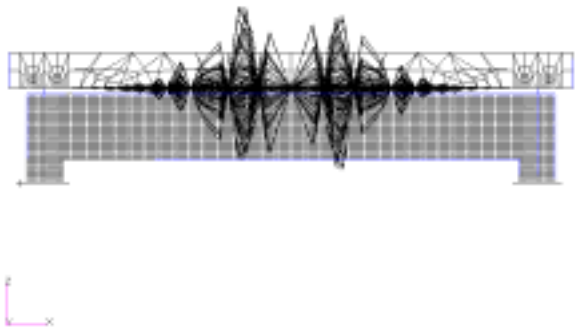
(b)　幅方向

(c)　橋軸方向

図 4.3.12　座屈モード図（1 次モード, 12.426 倍, 片側線支持）



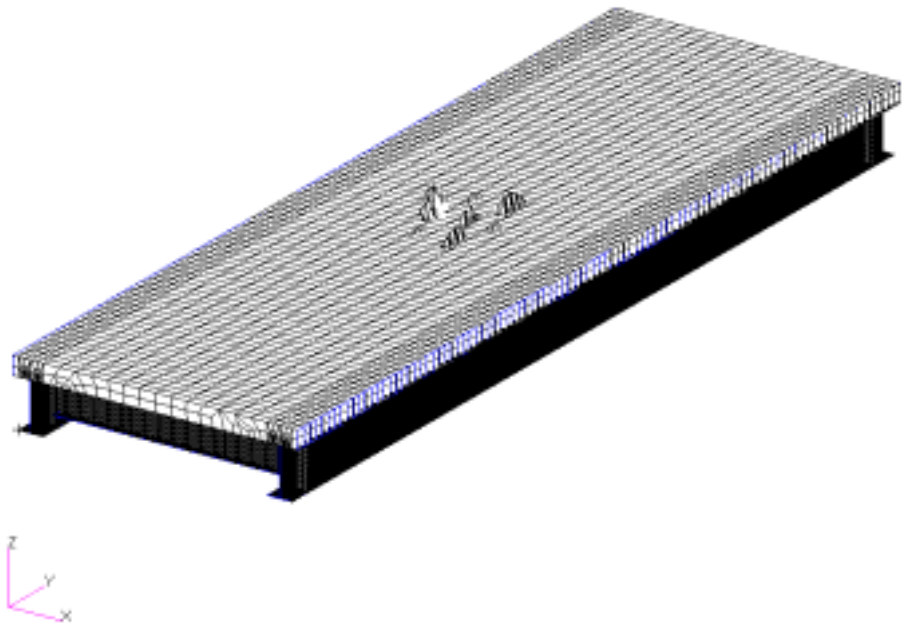
(a)　表面



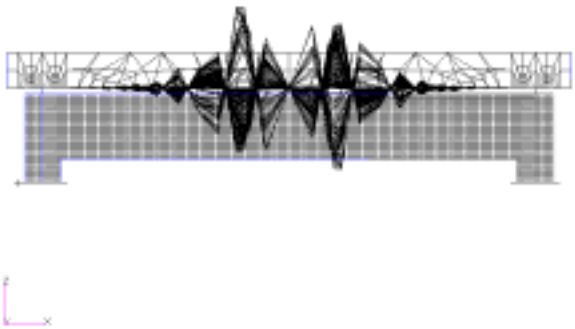
(b)　幅方向

(c)　橋軸方向

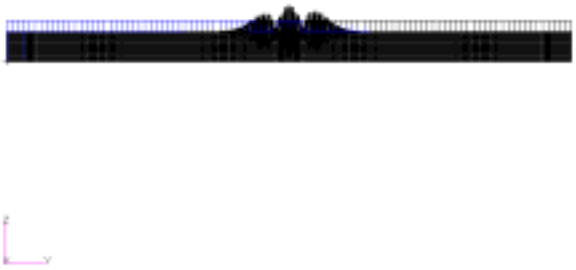
図4.3.13　座屈モード図（2次モード, 12.516倍, 片側線支持）



(a)　表面

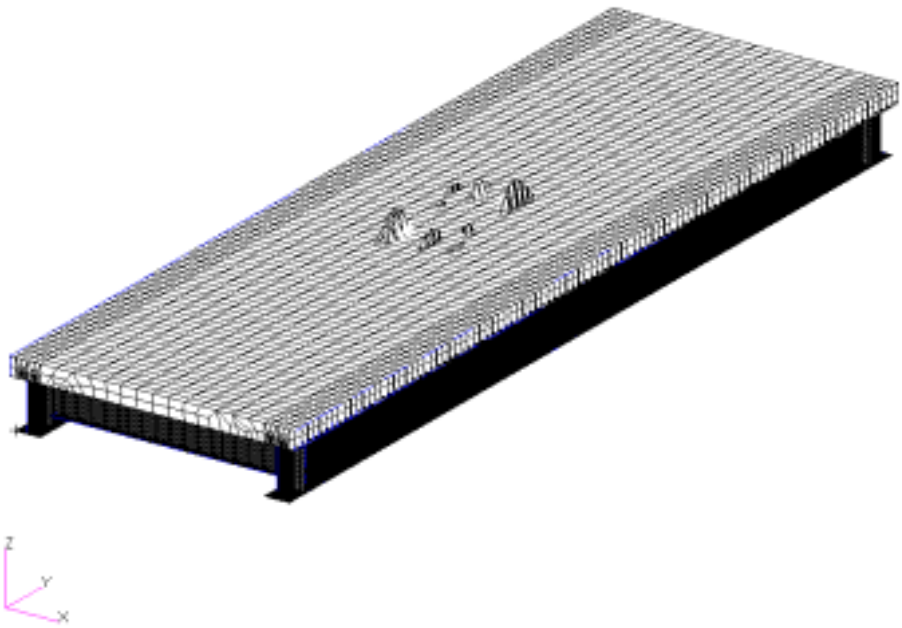


(b)　幅方向

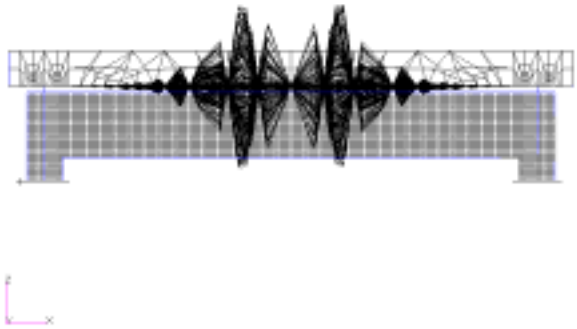


(c)　橋軸方向

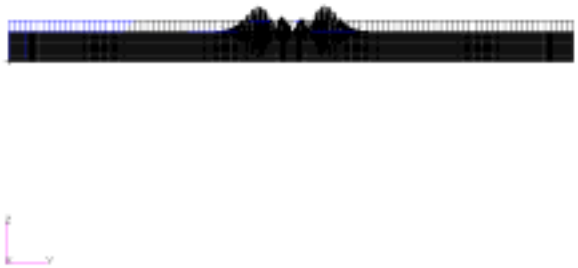
図4.3.14　座屈モード図（3次モード, 13.394倍, 片側線支持）



(a)　表面

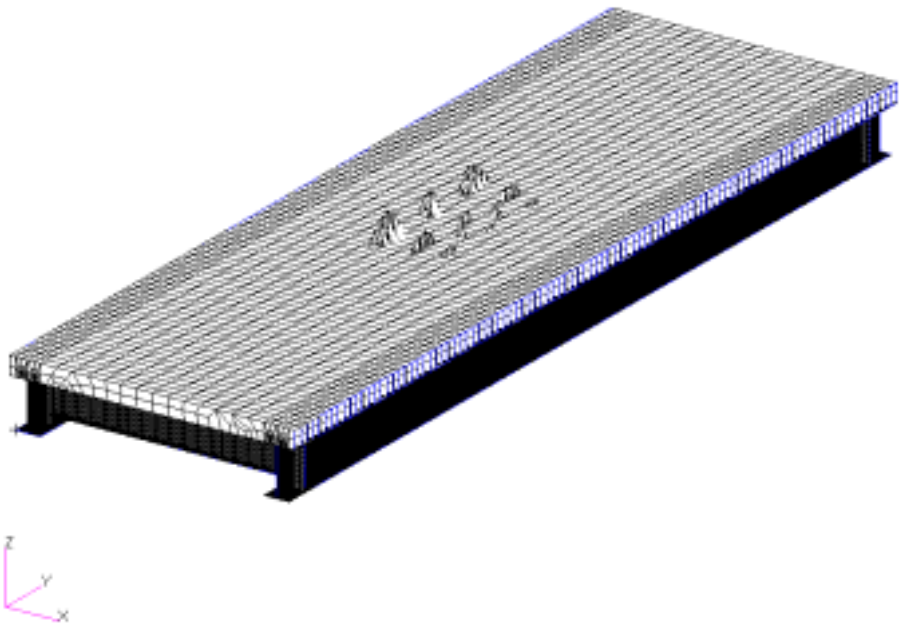


(b)　幅方向

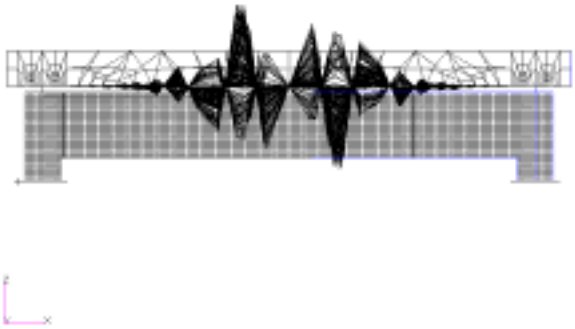


(c)　橋軸方向

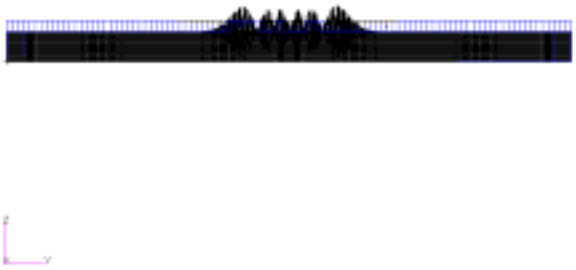
図4.3.15　座屈モード図（4次モード, 13.566倍, 片側線支持）



(a)　表面

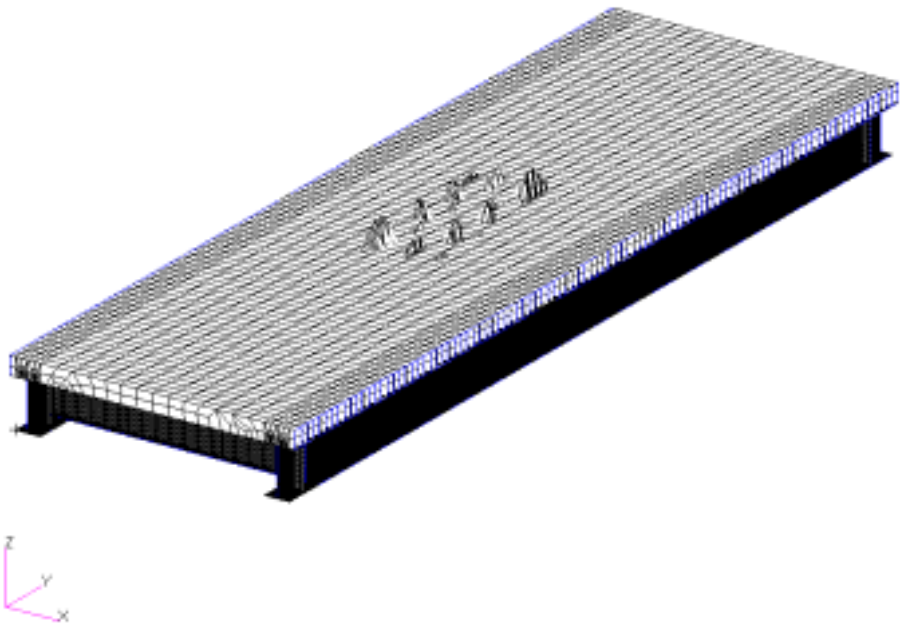


(b)　幅方向

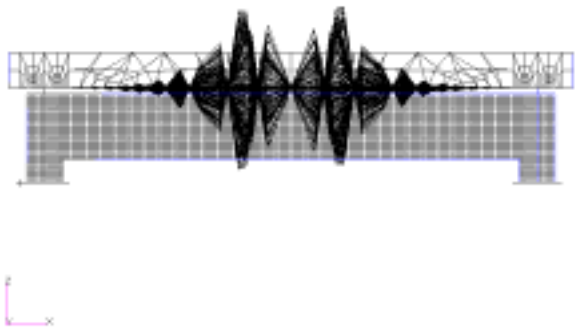


(c)　橋軸方向

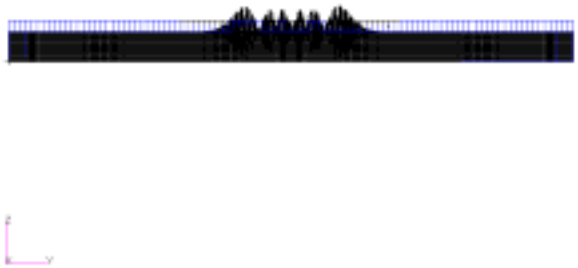
図 4.3.16　座屈モード図（5 次モード, 13.746 倍, 片側線支持）



(a)　表面

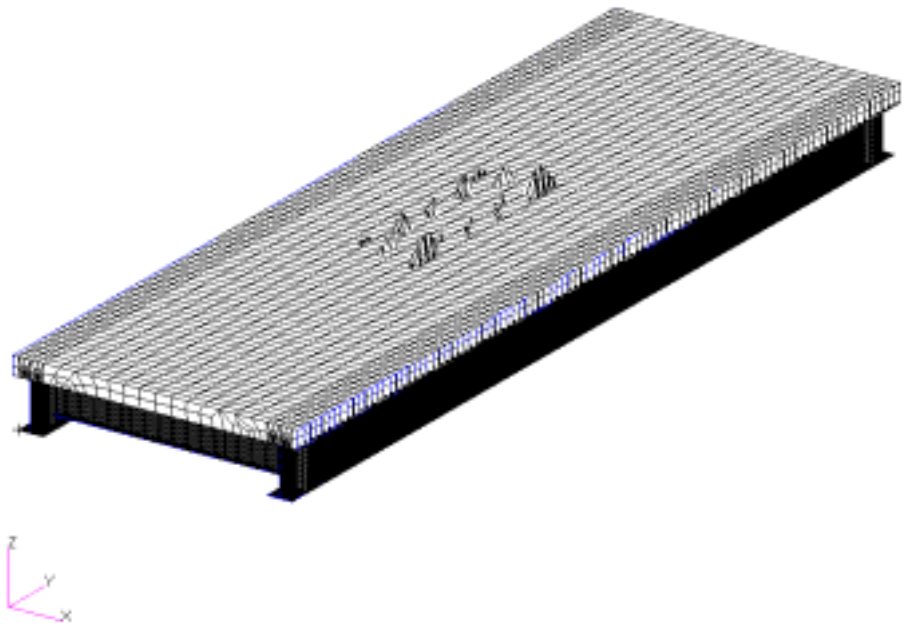


(b)　幅方向

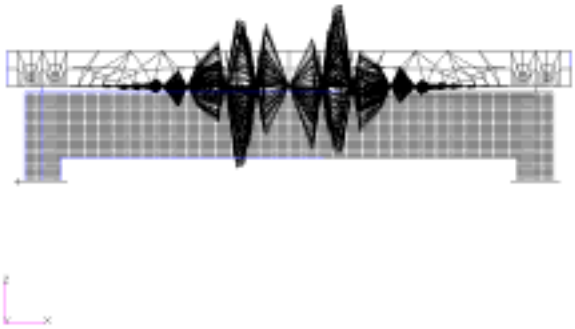


(c)　橋軸方向

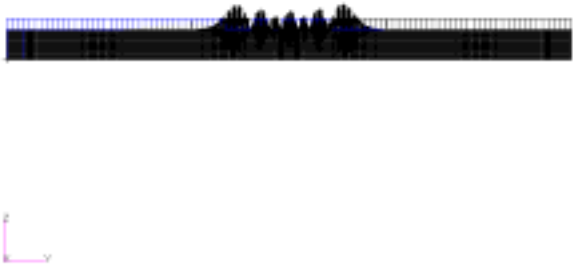
図4.3.17　座屈モード図（6次モード, 13.998倍, 片側線支持）



(a)　表面

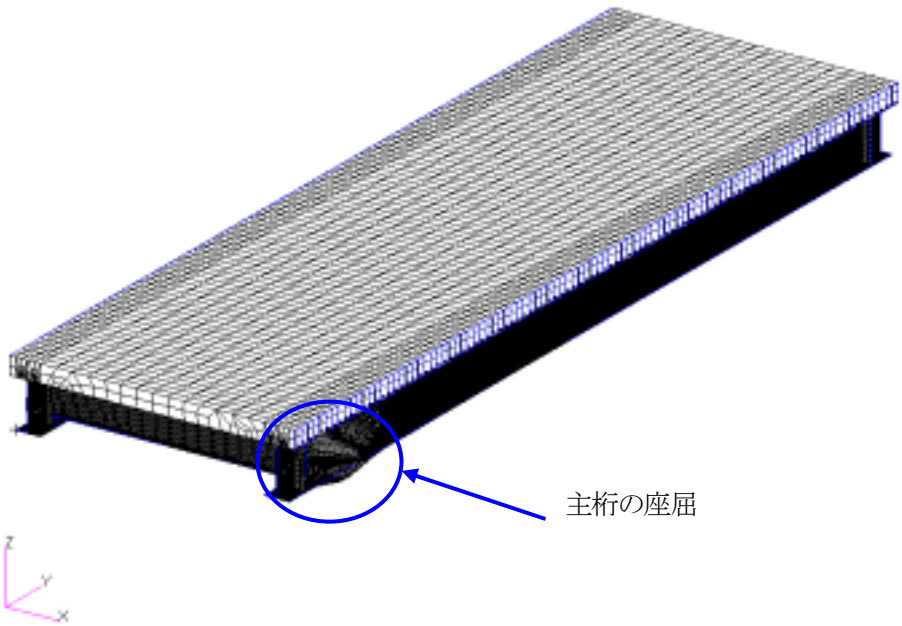


(b)　幅方向

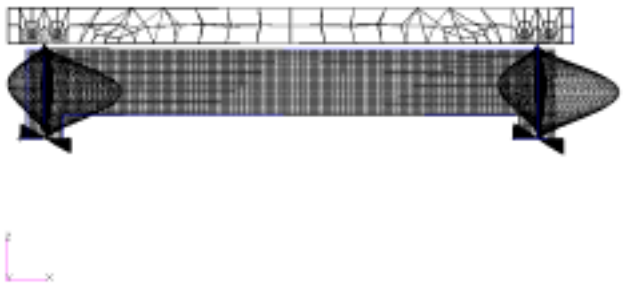


(c)　橋軸方向

図 4.3.18　座屈モード図（7 次モード, 14.21 倍, 片側線支持）



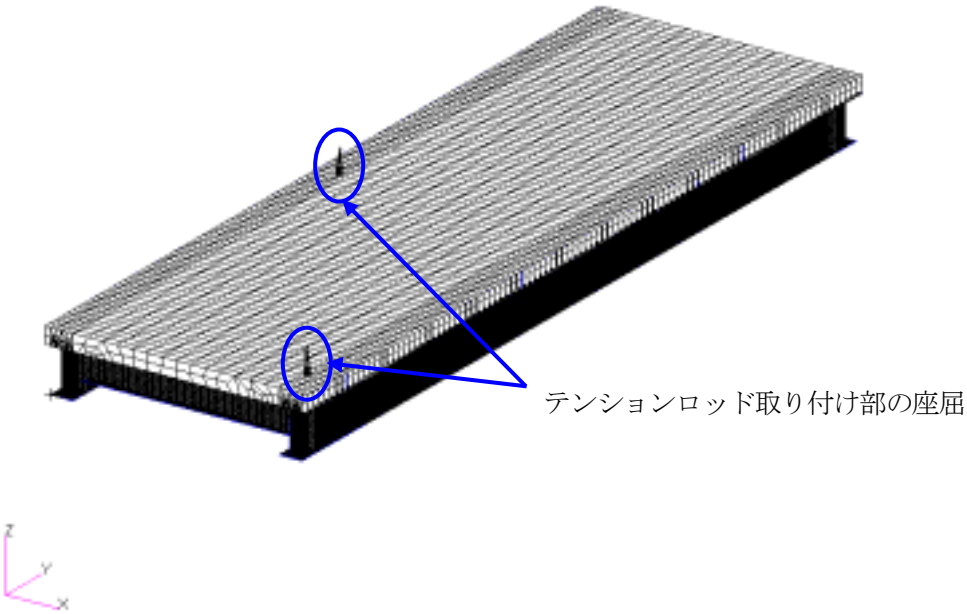
(a)　表面



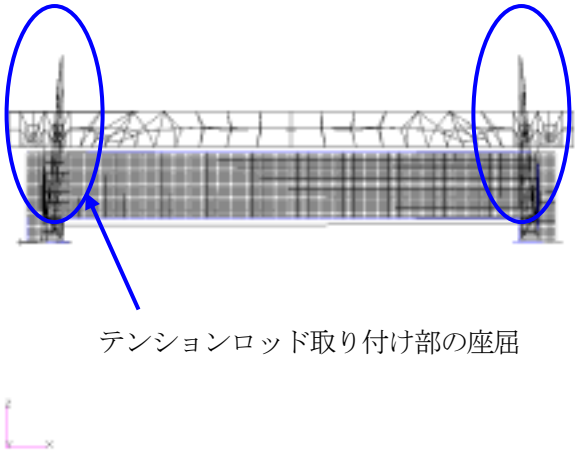
(b)　幅方向

(c)　橋軸方向

図4.3.19　座屈モード図（8次モード, 14.318倍, 片側線支持）



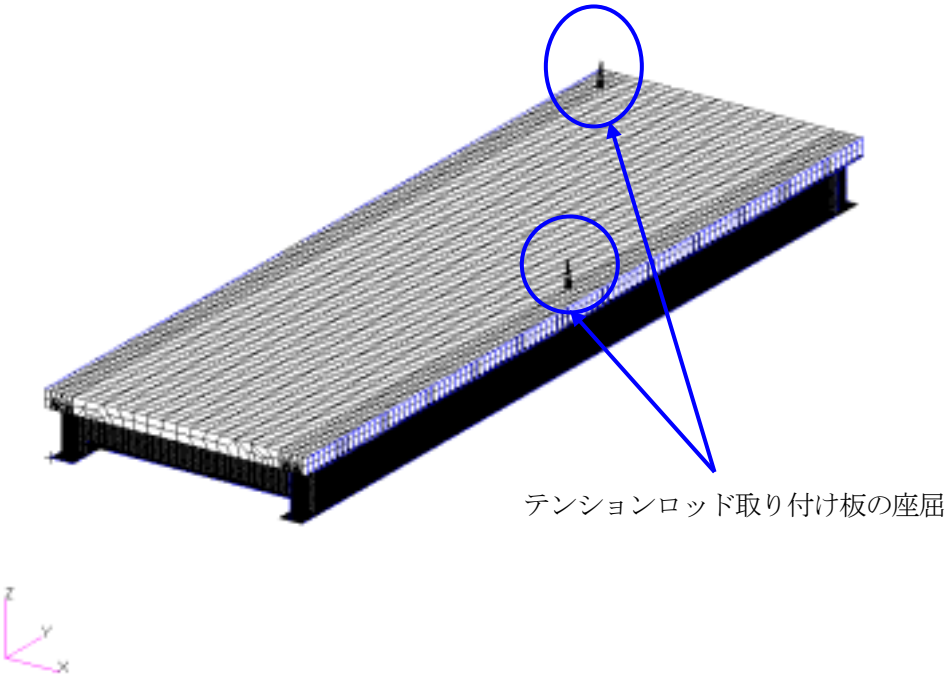
(a)　表面



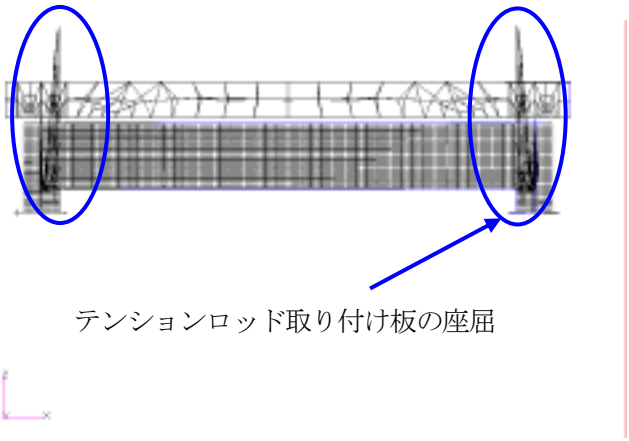
(b)　幅方向

(c)　橋軸方向

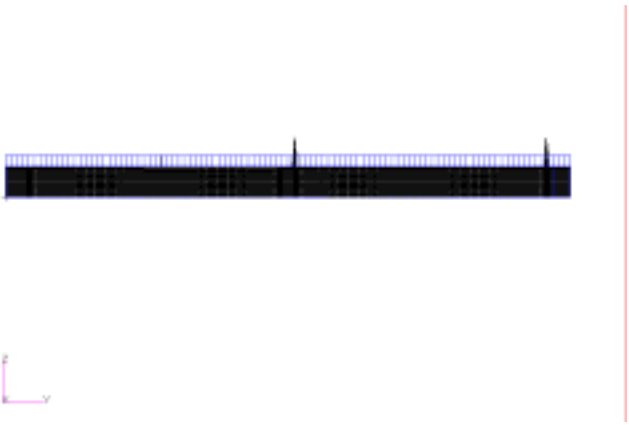
図 4.3.20　座屈モード図（1 次モード, 1.5242 倍, 両端完全拘束）



(a)　表面

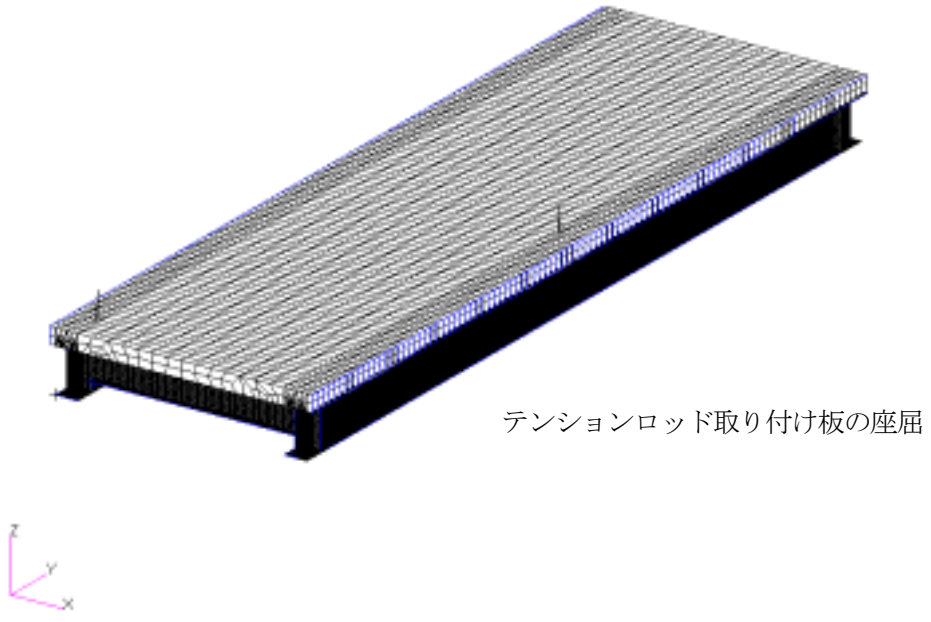


(b)　幅方向

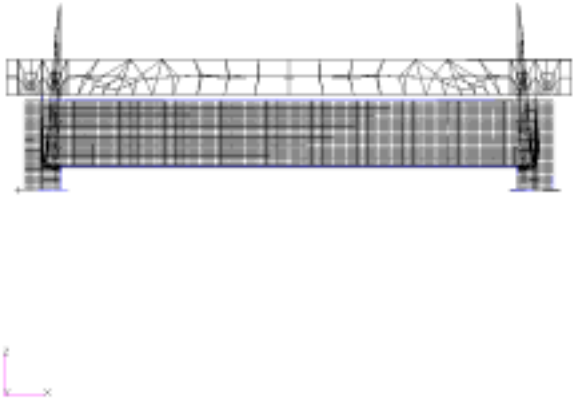


(c)　橋軸方向

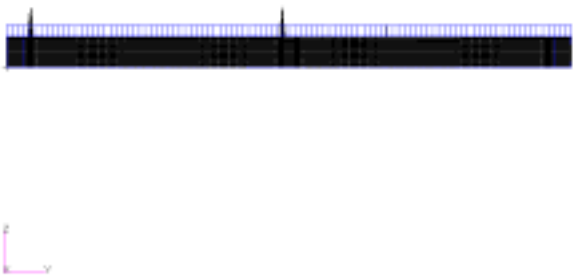
図4.3.21　座屈モード図（2次モード, 1.5243倍, 両端完全拘束）



(a)　表面

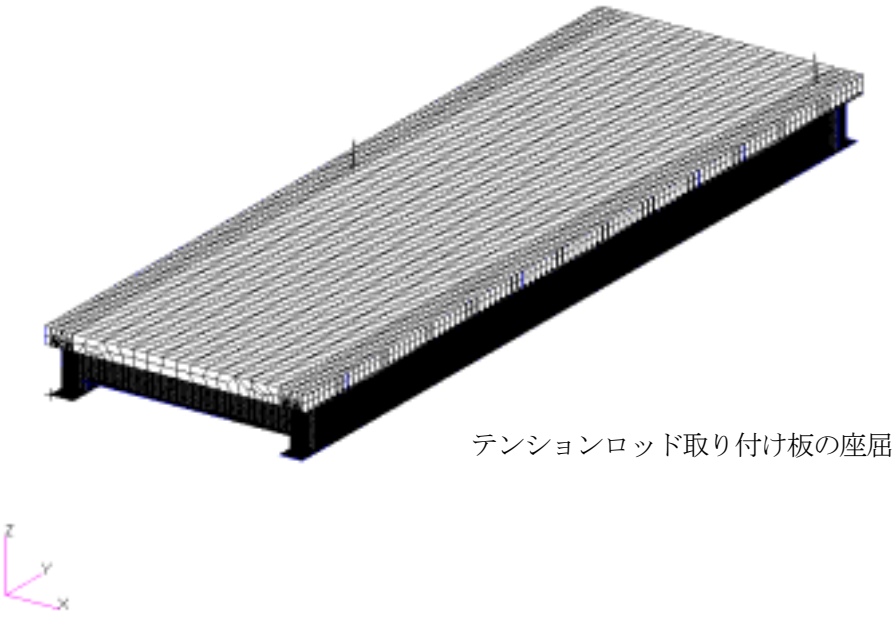


(b)　幅方向

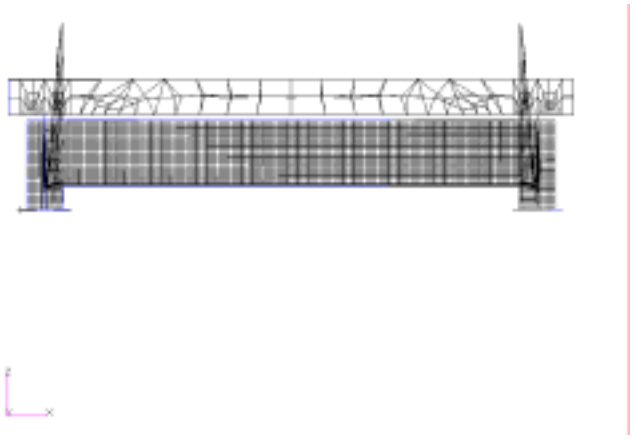


(c)　橋軸方向

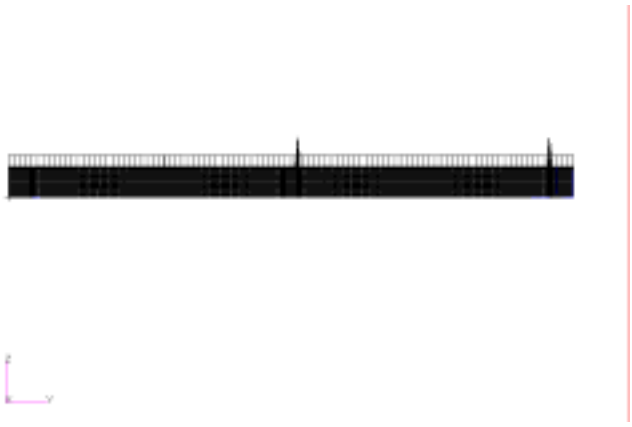
図4.3.22　座屈モード図（3次モード, 1.5257倍, 両端完全拘束）



(a)　表面

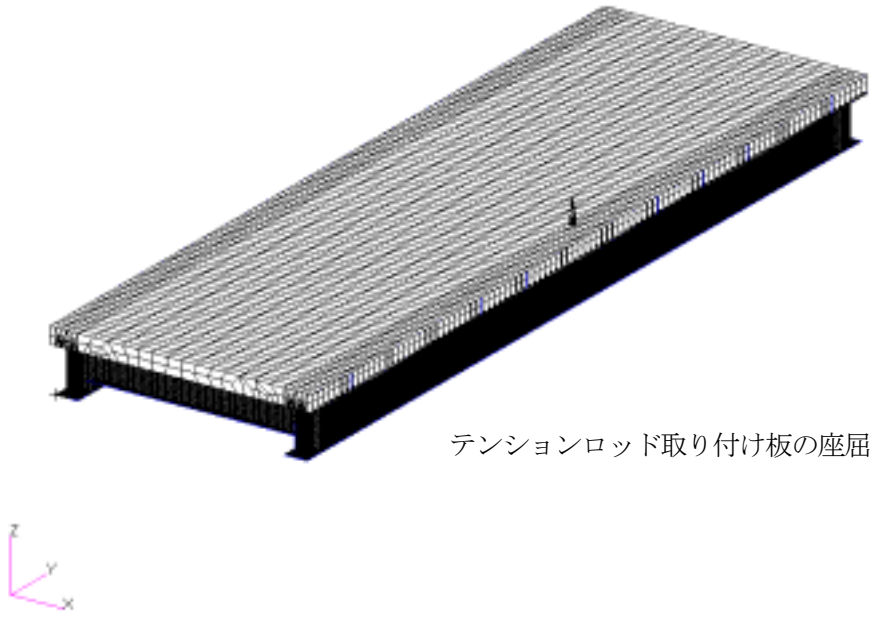


(b)　幅方向

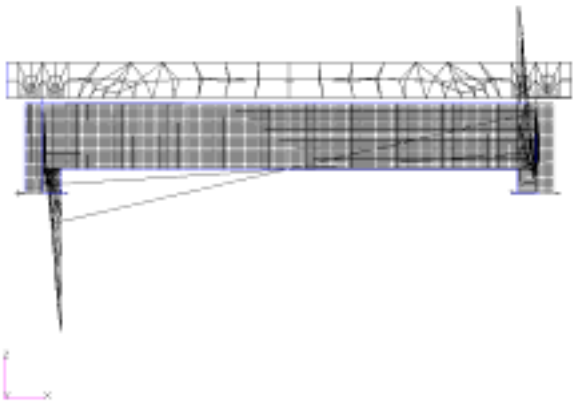


(c)　橋軸方向

図4.3.23　座屈モード図（4次モード, 1.5258倍, 両端完全拘束）



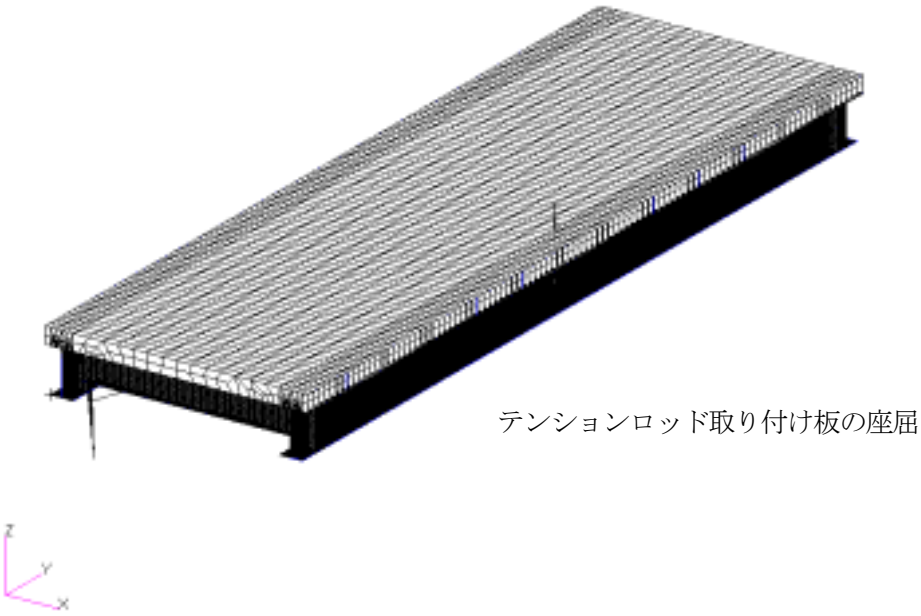
(a)　表面



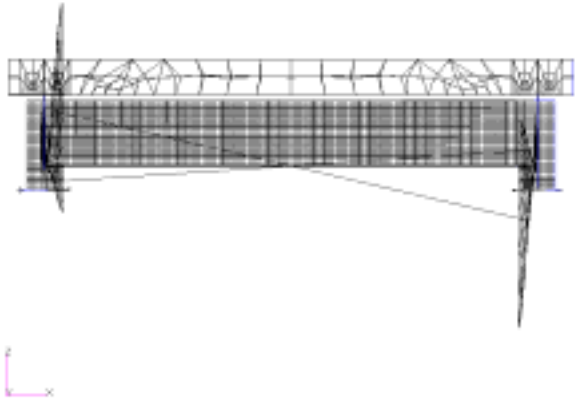
(b)　幅方向

(c)　橋軸方向

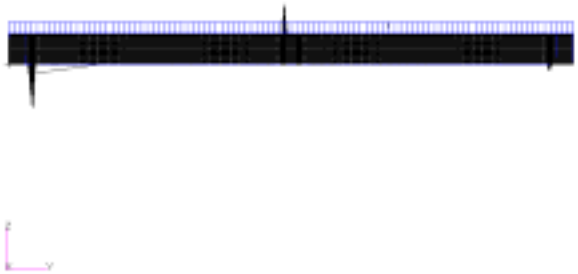
図4.3.24　座屈モード図（5次モード, 5.7761倍, 両端完全拘束）



(a)　表面

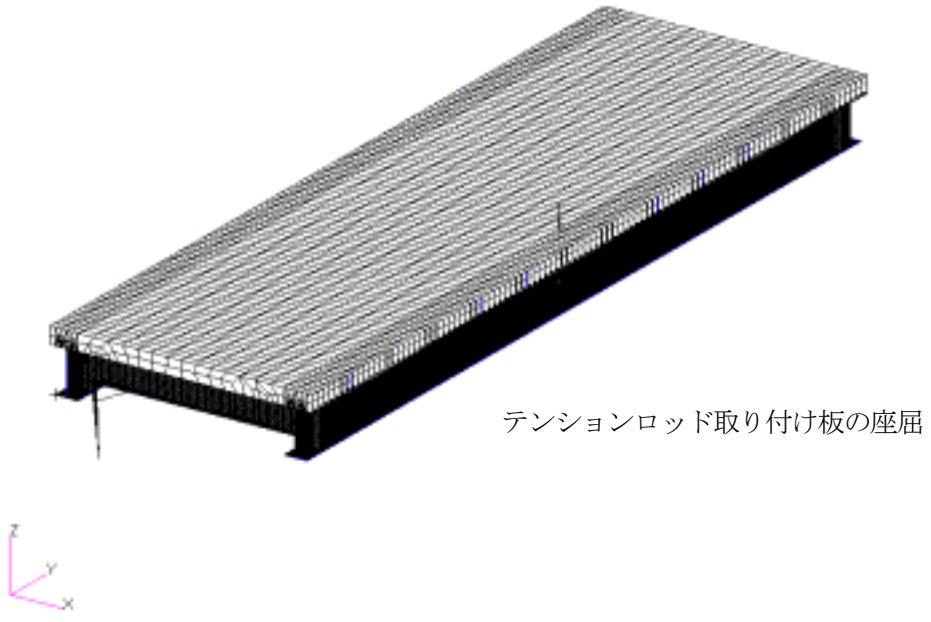


(b)　幅方向

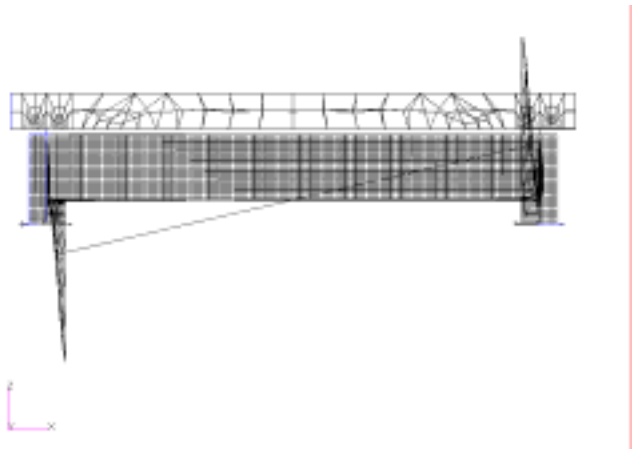


(c)　橋軸方向

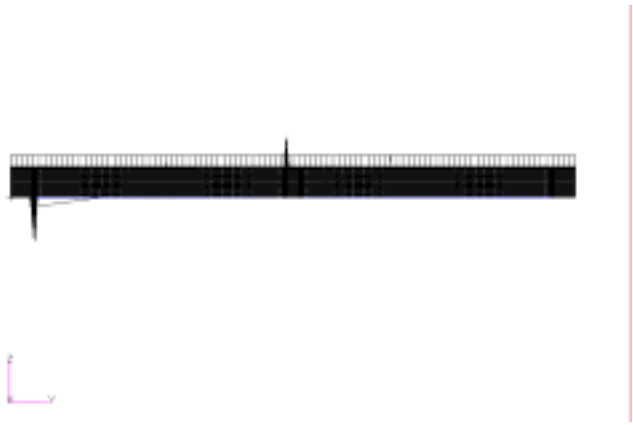
図4.3.25　座屈モード図（6次モード, 5.7761倍, 両端完全拘束）



(a)　表面

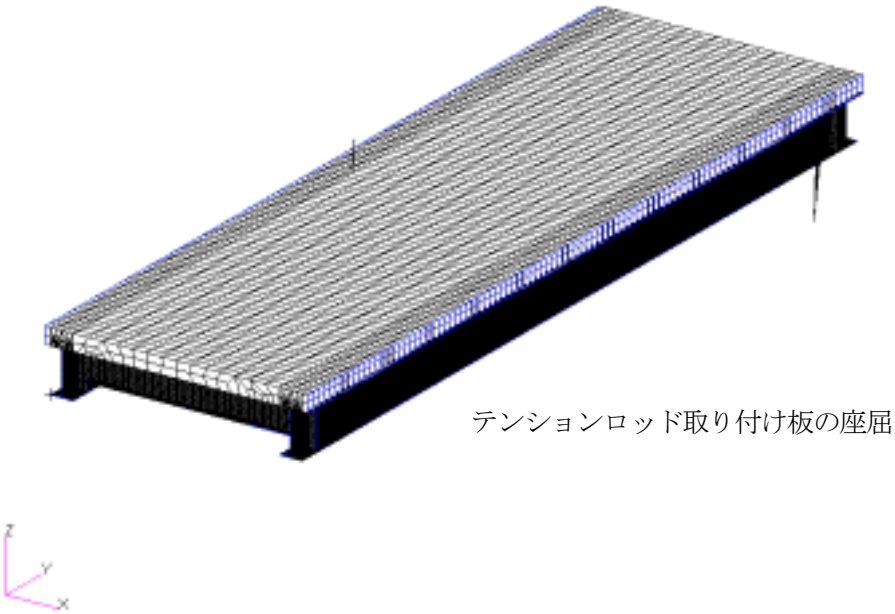


(b)　幅方向

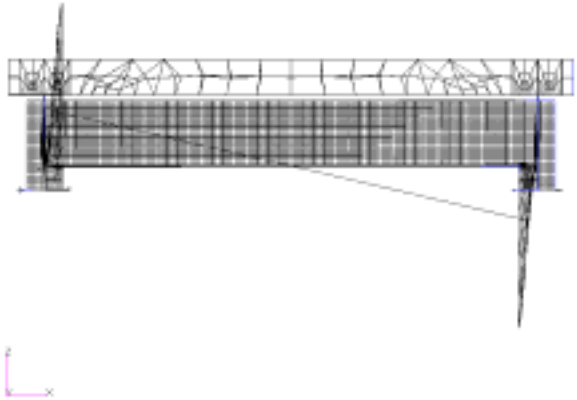


(c)　橋軸方向

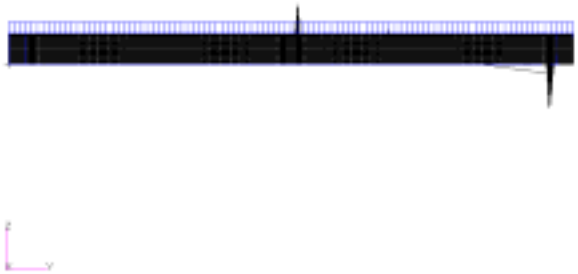
図4.3.26　座屈モード図（7次モード, 5.7817倍, 両端完全拘束）



(a)　表面

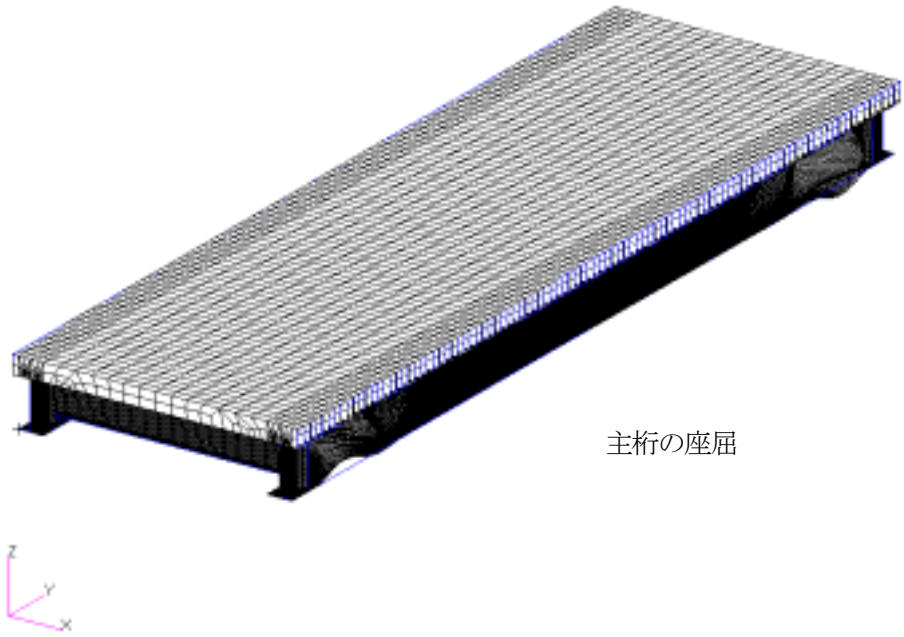


(b)　幅方向

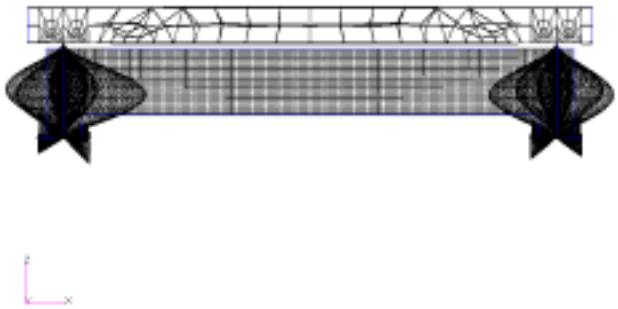


(c)　橋軸方向

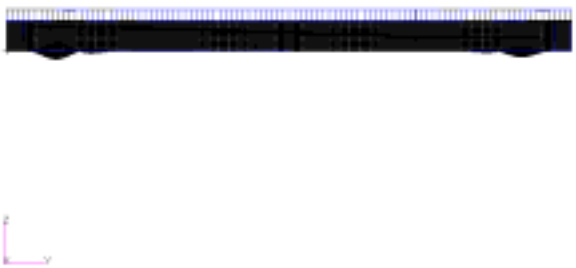
図4.3.27　座屈モード図（8次モード, 5.7821倍, 両端完全拘束）



(a)　表面

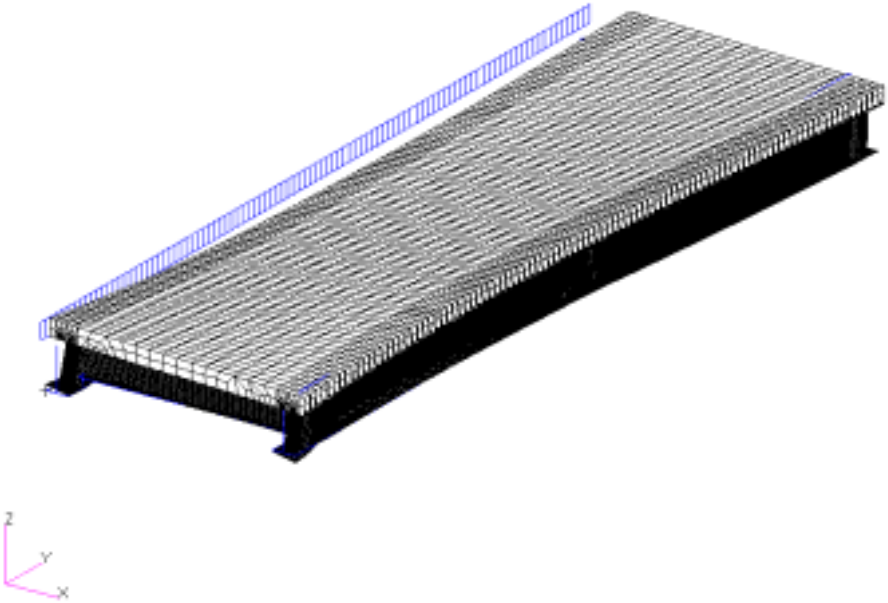


(b)　幅方向

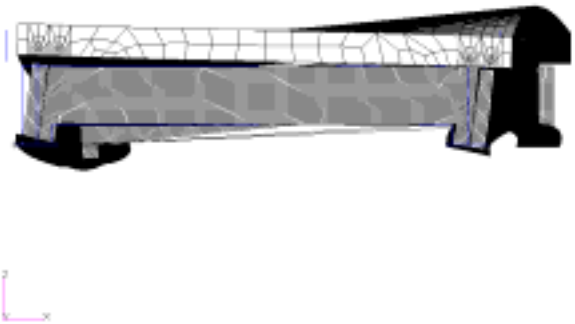


(c)　橋軸方向

図4.3.28　座屈モード図（9次モード, 10.396倍, 両端完全拘束）



(a)　表面



(b)　幅方向

(c)　橋軸方向

図4.3.29　固有振動モード図（1次モード, 8.3011Hz, 片側線支持）

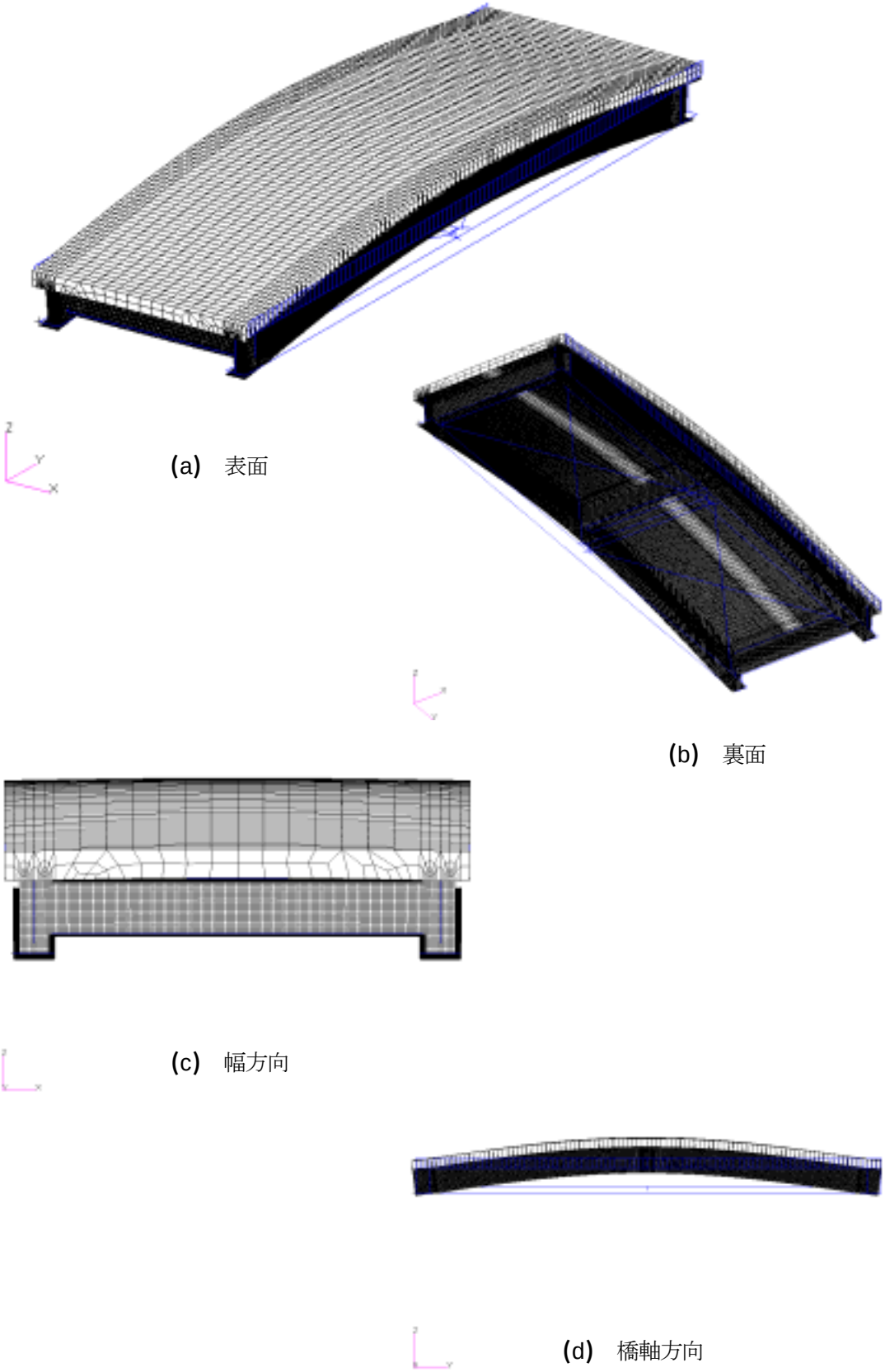


図4.3.30　固有振動モード図（2次モード, 10.408Hz, 片側線支持）

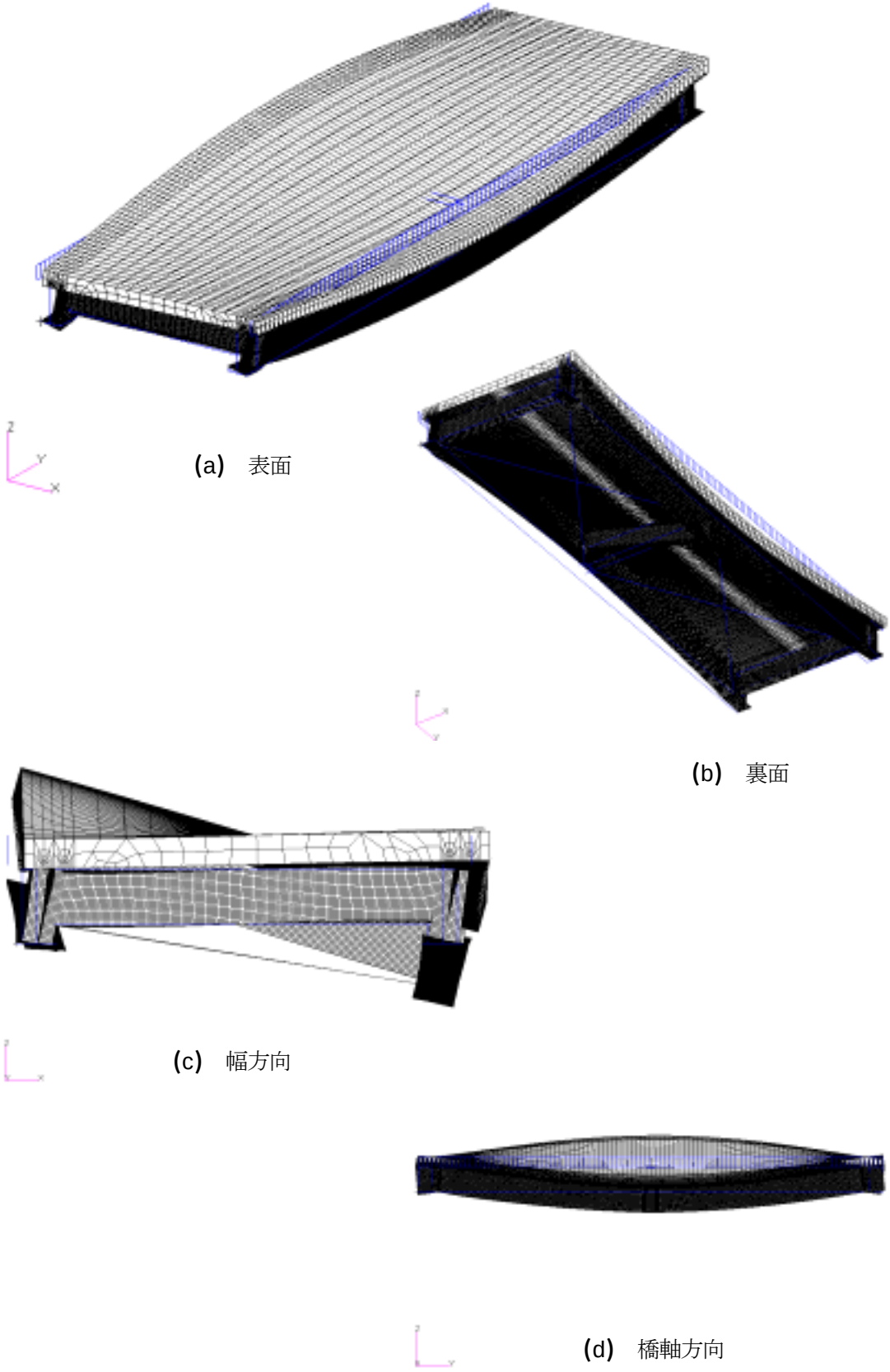


図4.3.31　固有振動モード図（3次モード, 15.81Hz, 片側線支持）

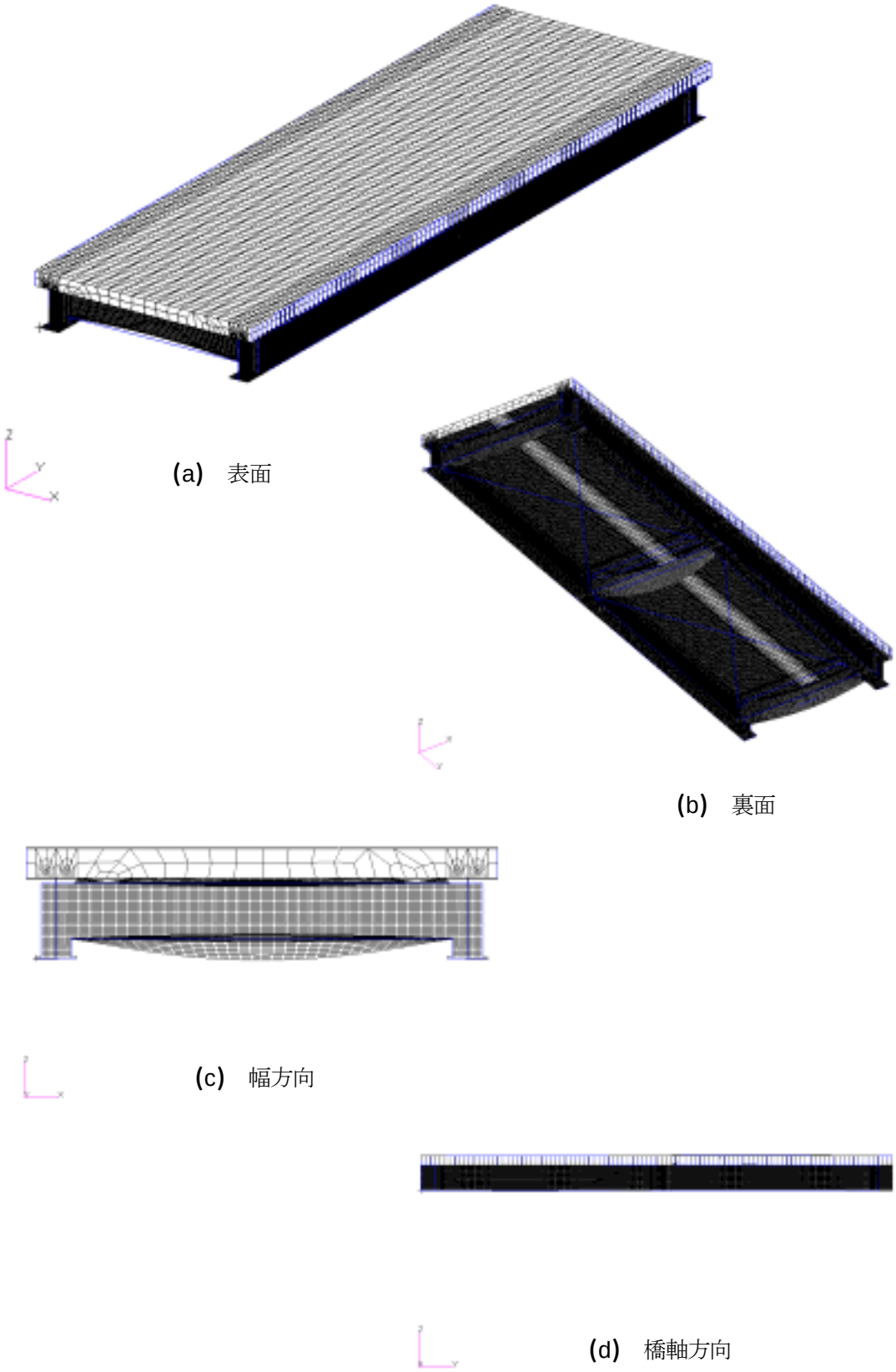


図4.3.32　固有振動モード図（4次モード, 26.26Hz, 片側線支持）

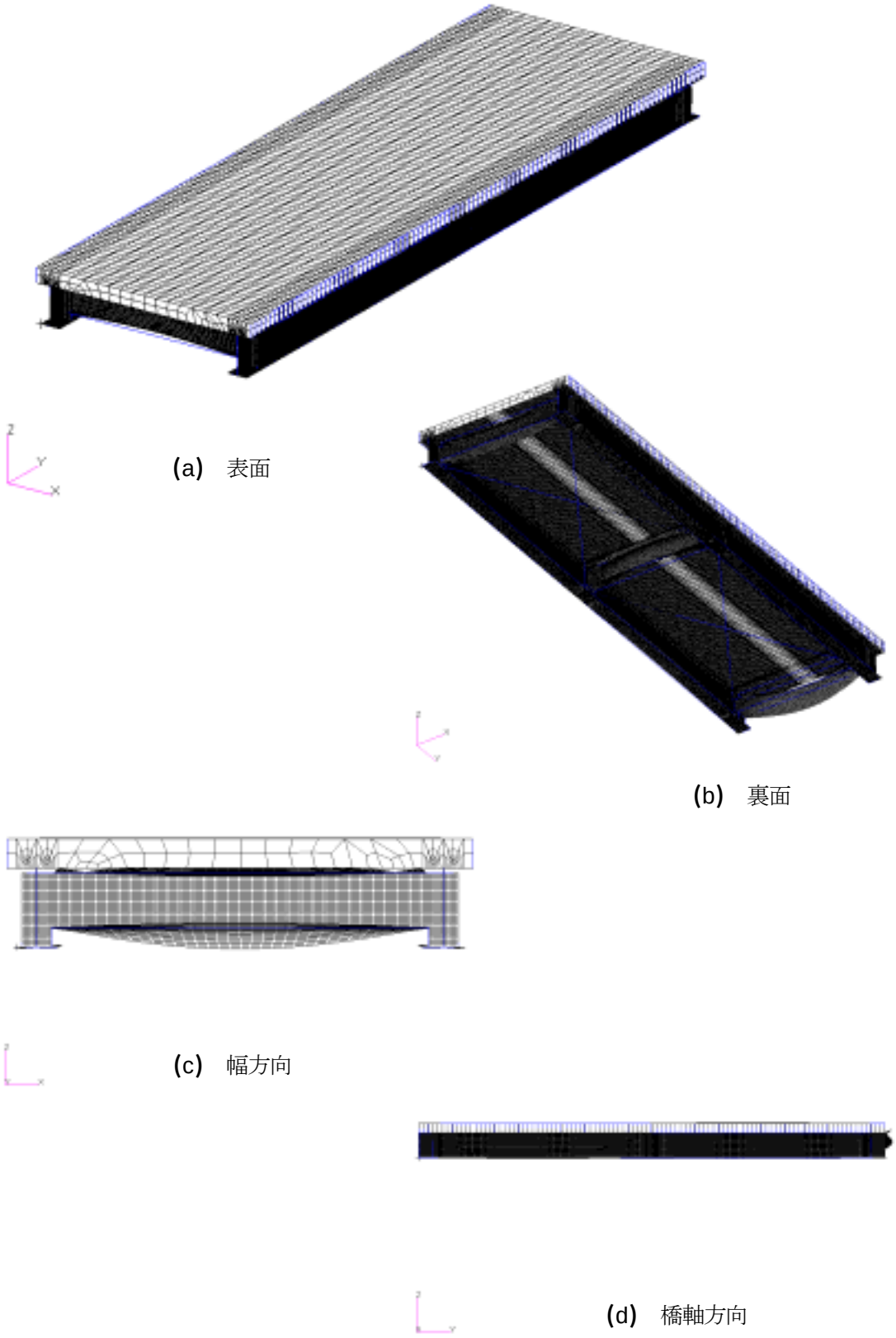


図4.3.33　固有振動モード図（5次モード, 26.403Hz, 片側線支持）

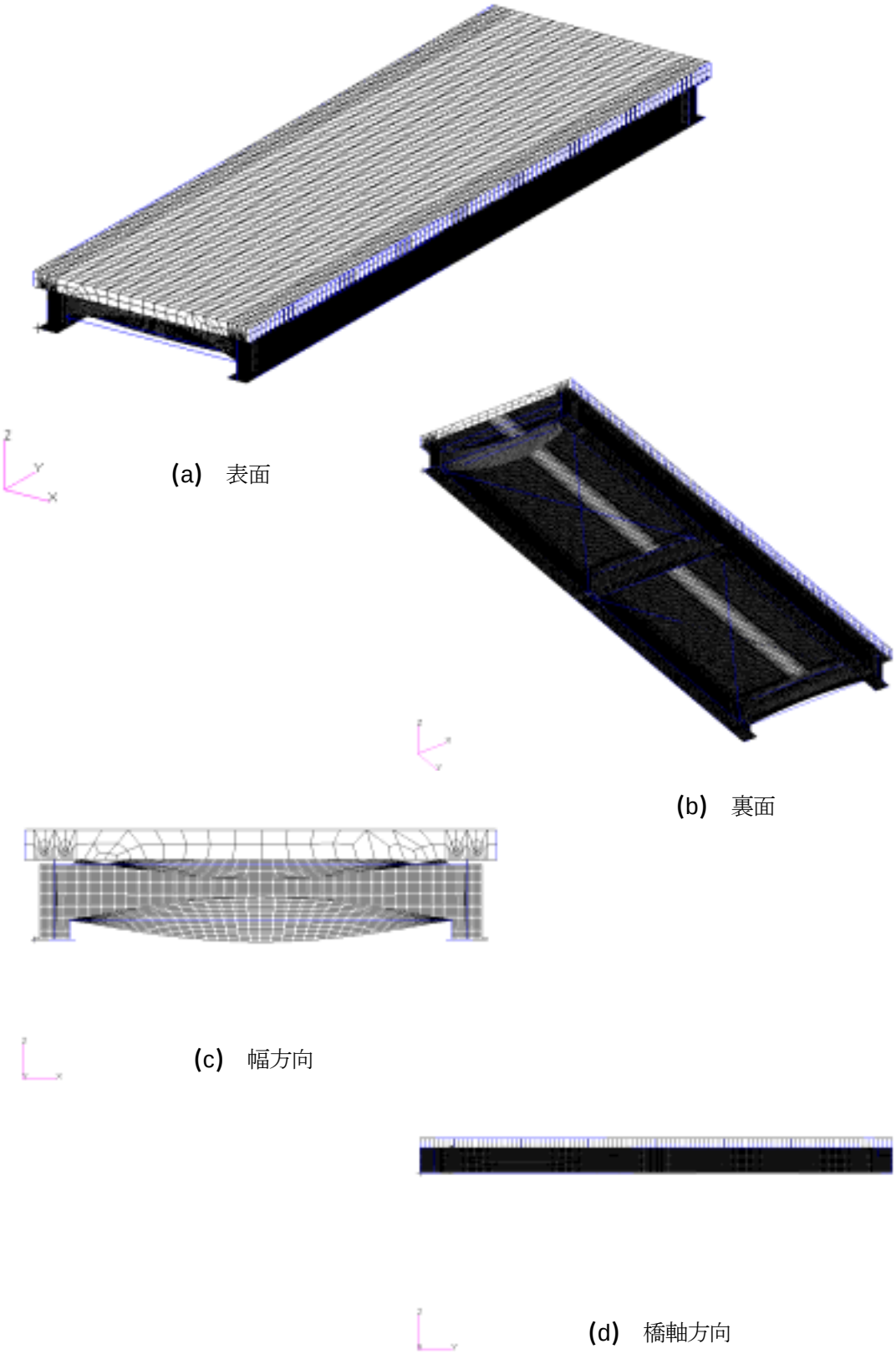


図4.3.34　固有振動モード図（6次モード, 26.541Hz, 片側線支持）

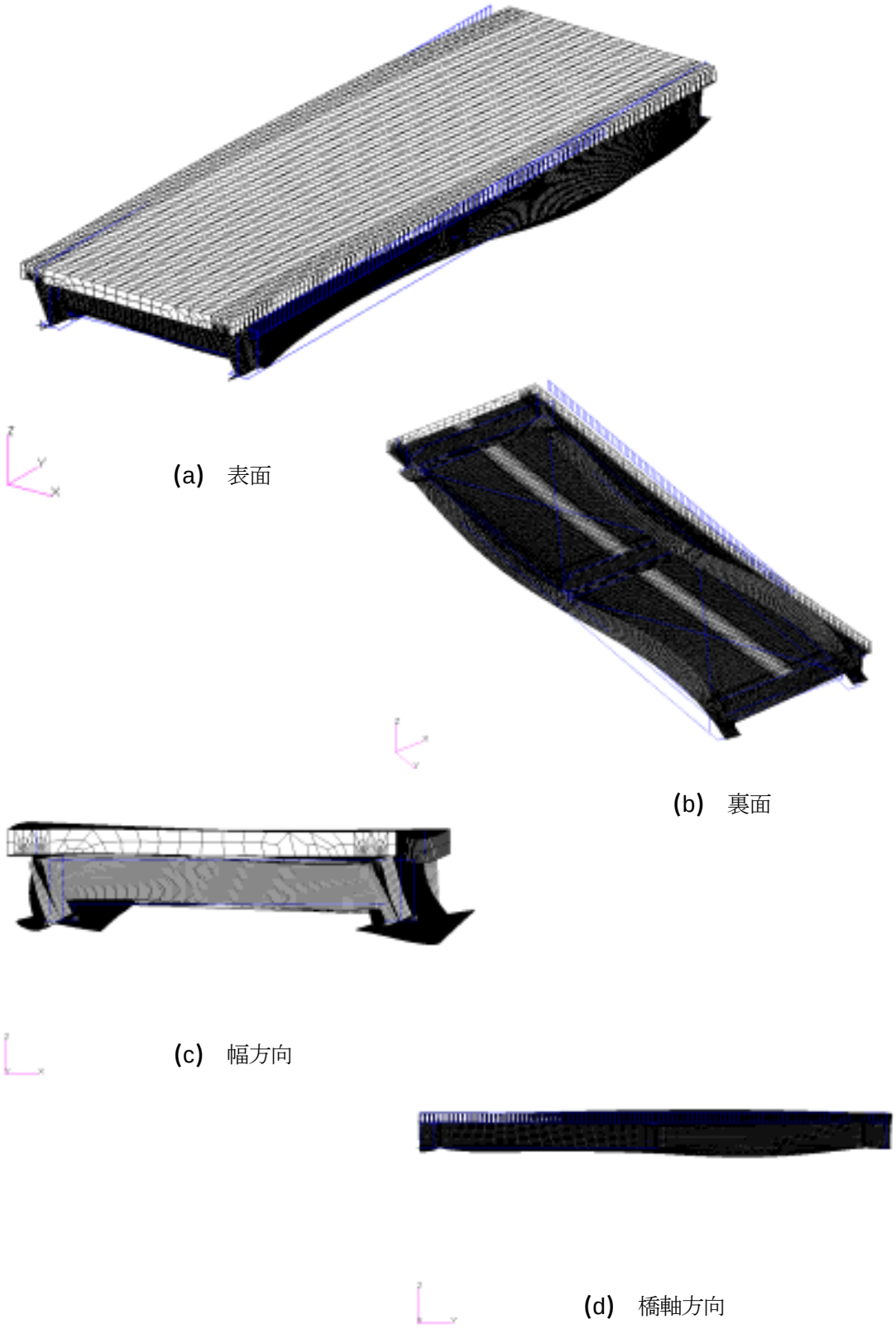


図 4.3.35　固有振動モード図（7 次モード, 26.626Hz, 片側完全拘束）

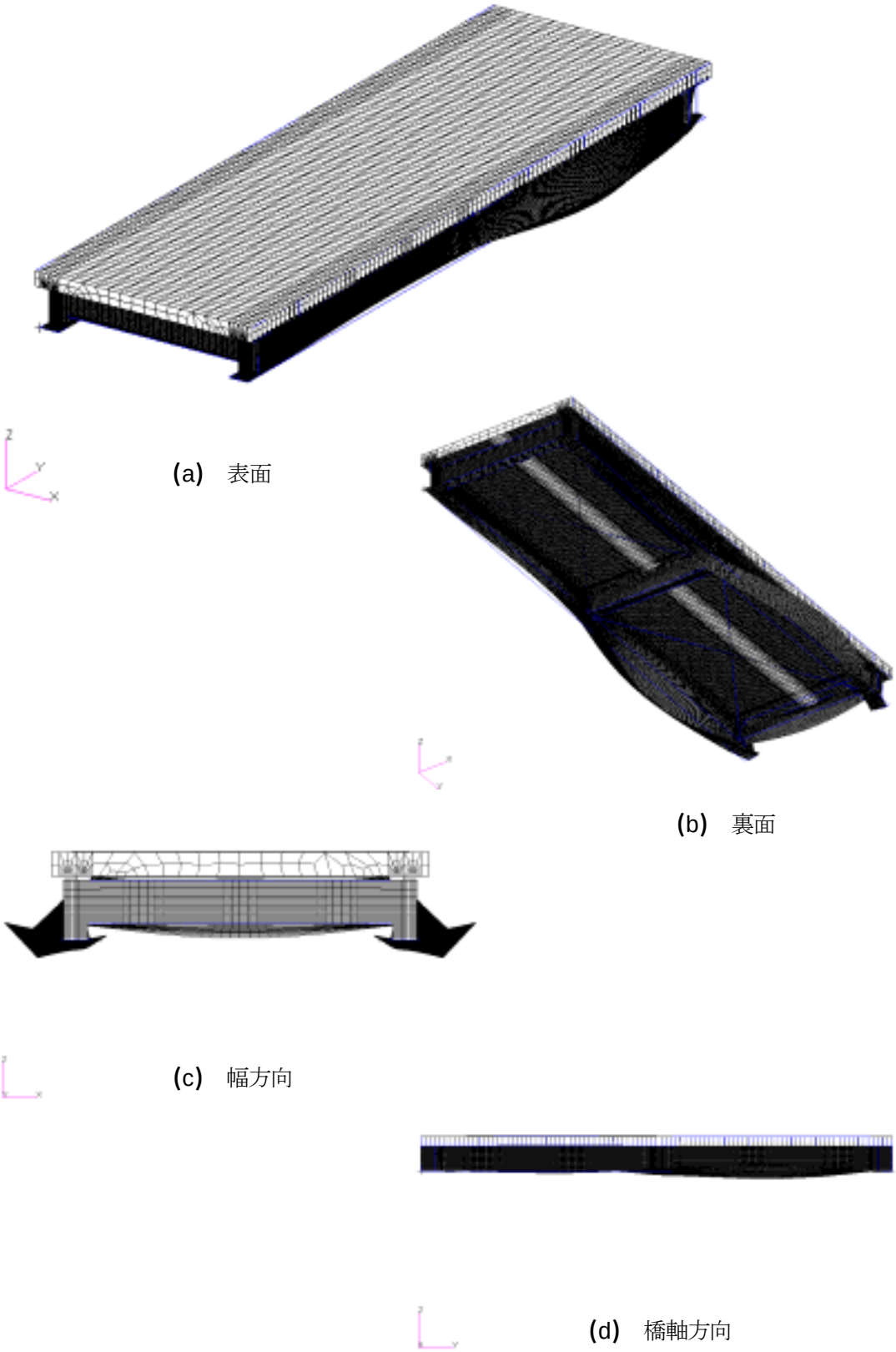


図4.3.36　固有振動モード図（8次モード, 28.491Hz, 片側線支持）

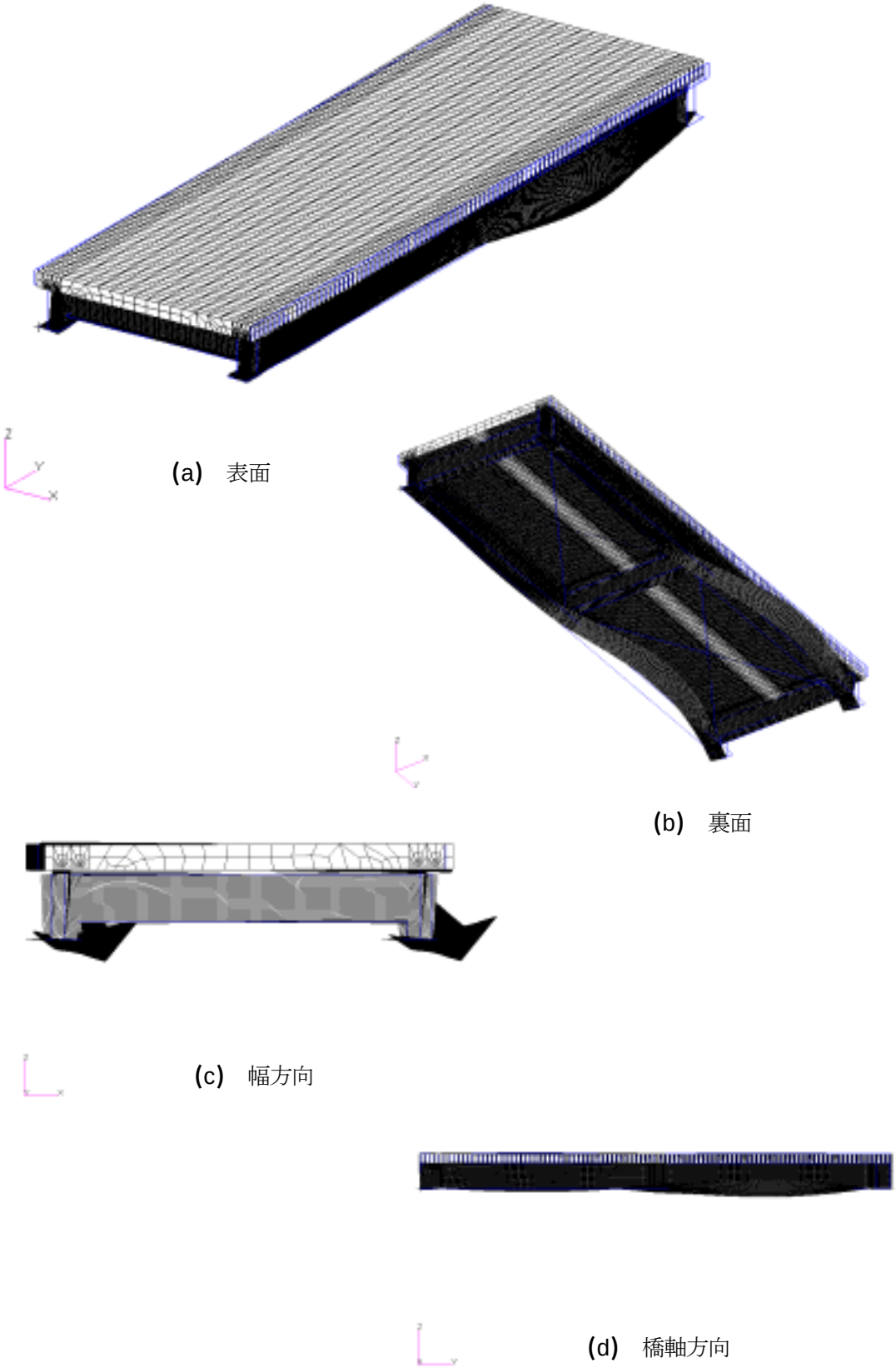


図4.3.37　固有振動モード図（9次モード, 29.528Hz, 片側線支持）

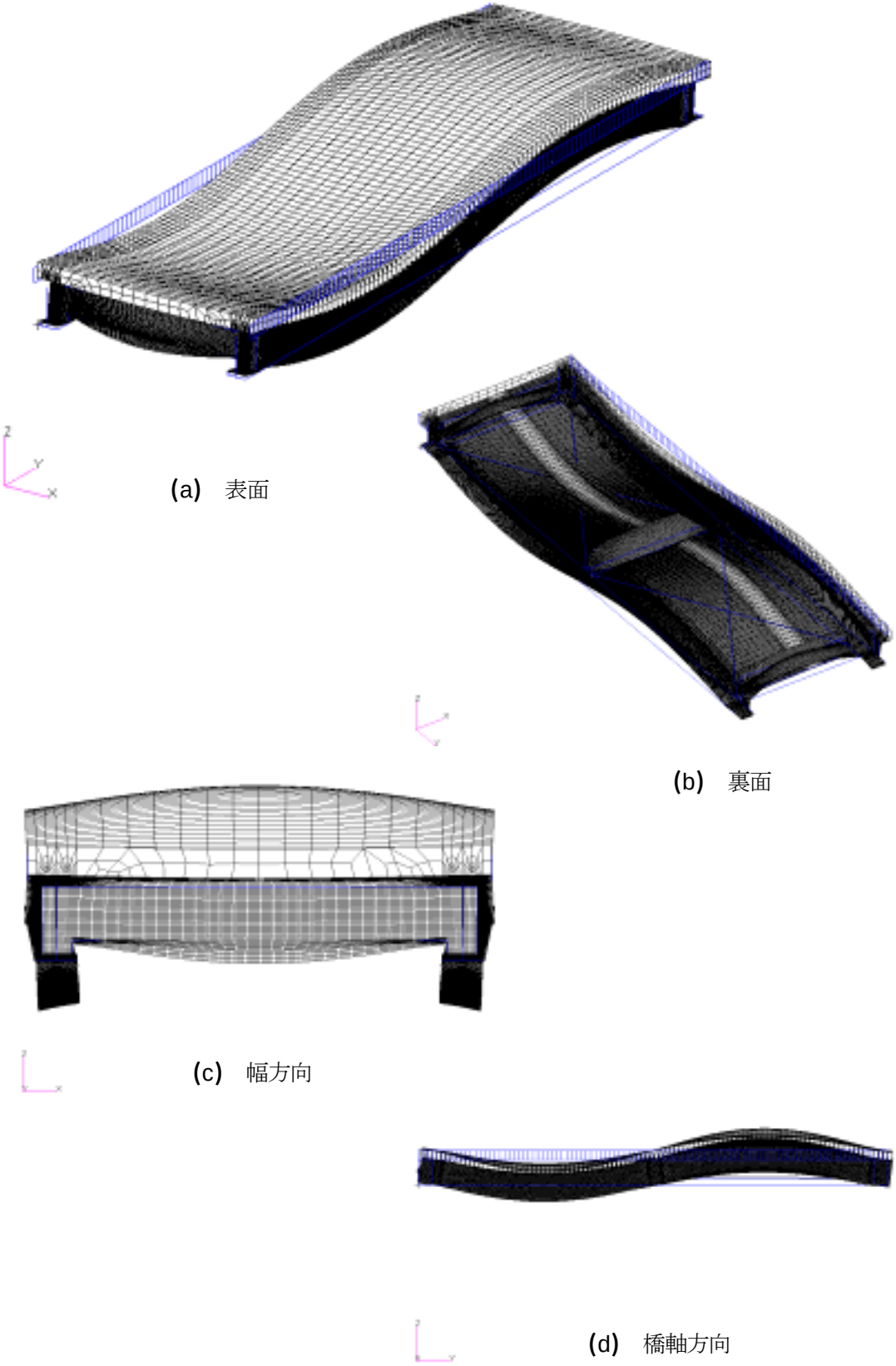


図4.3.38　固有振動モード図（10次モード, 30.935Hz, 片側線支持）

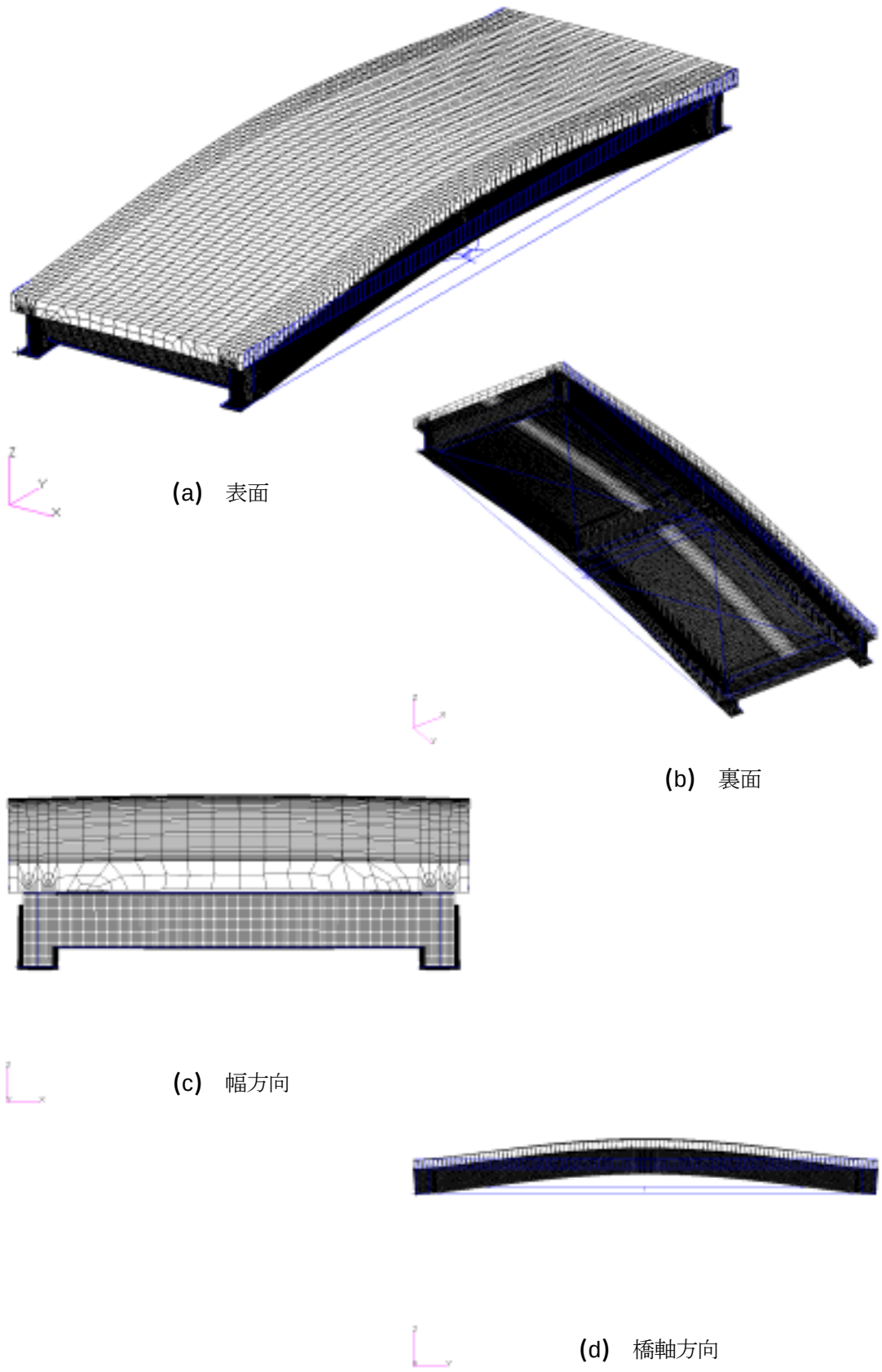


図4.3.39　固有振動モード図（1次モード, 12.906Hz, 両端完全拘束）

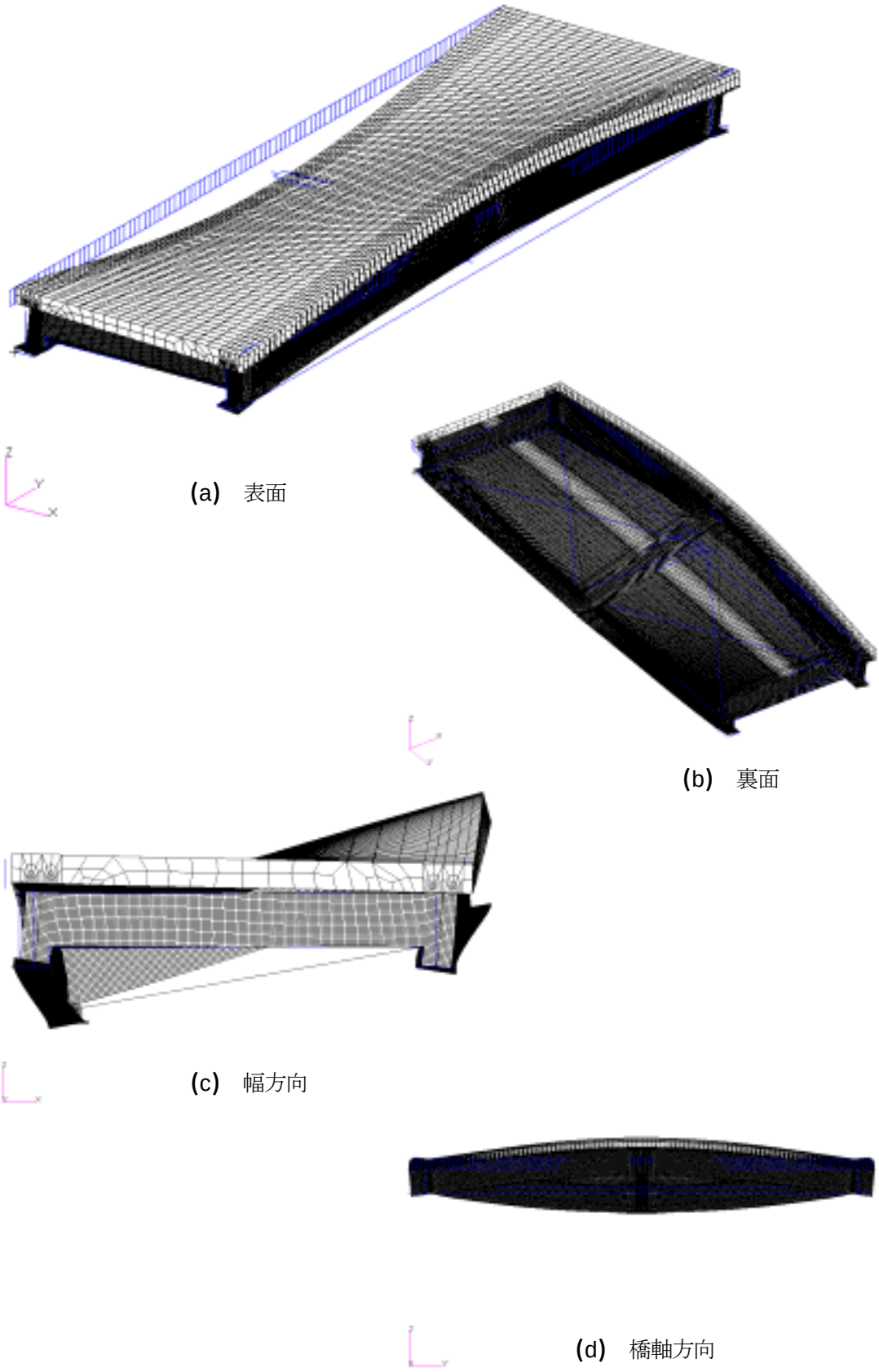


図4.3.40　固有振動モード図（2次モード, 16.647Hz, 両端完全拘束）

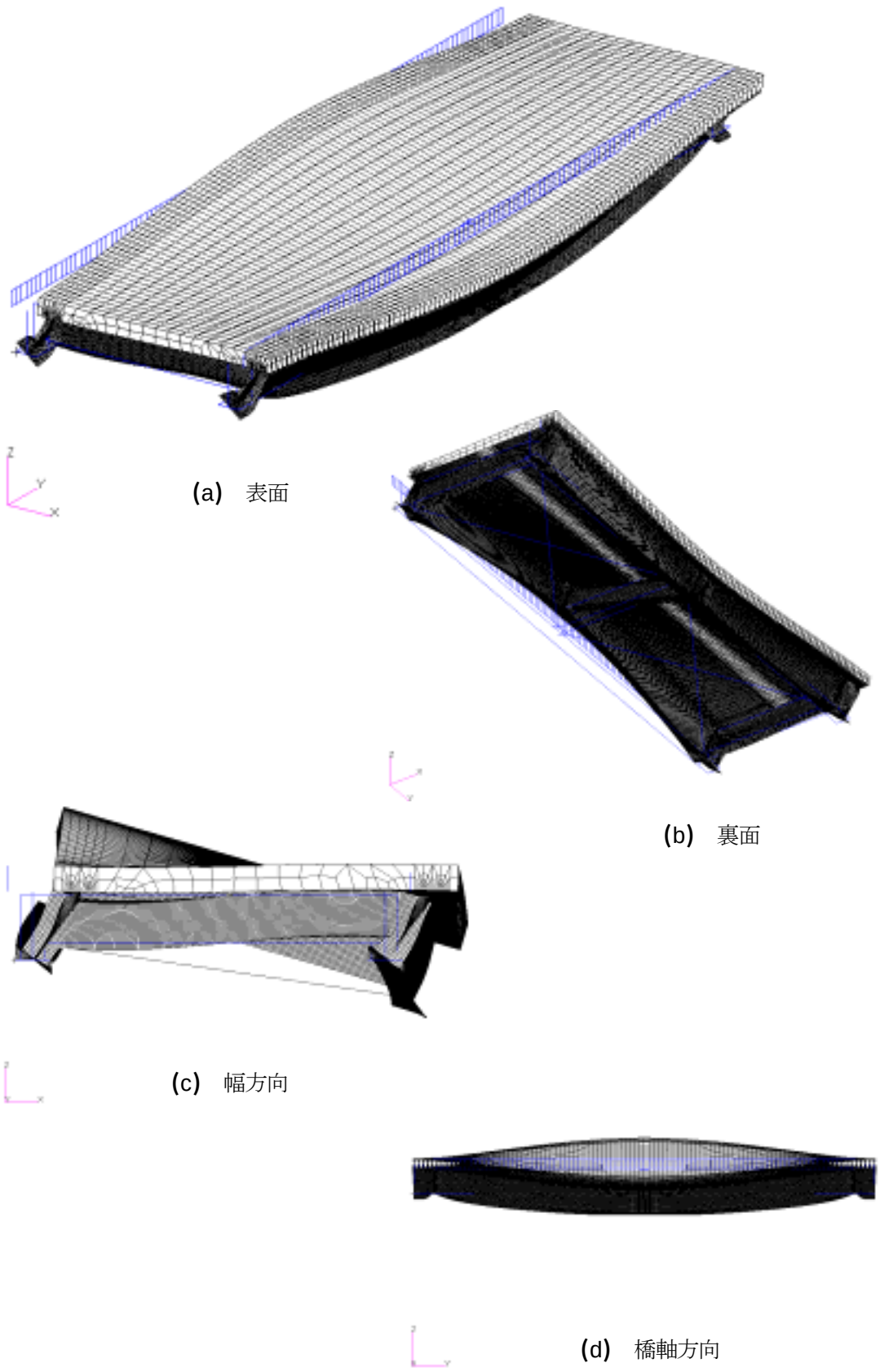


図4.3.41　固有振動モード図（3次モード, 18.494Hz, 両端完全拘束）

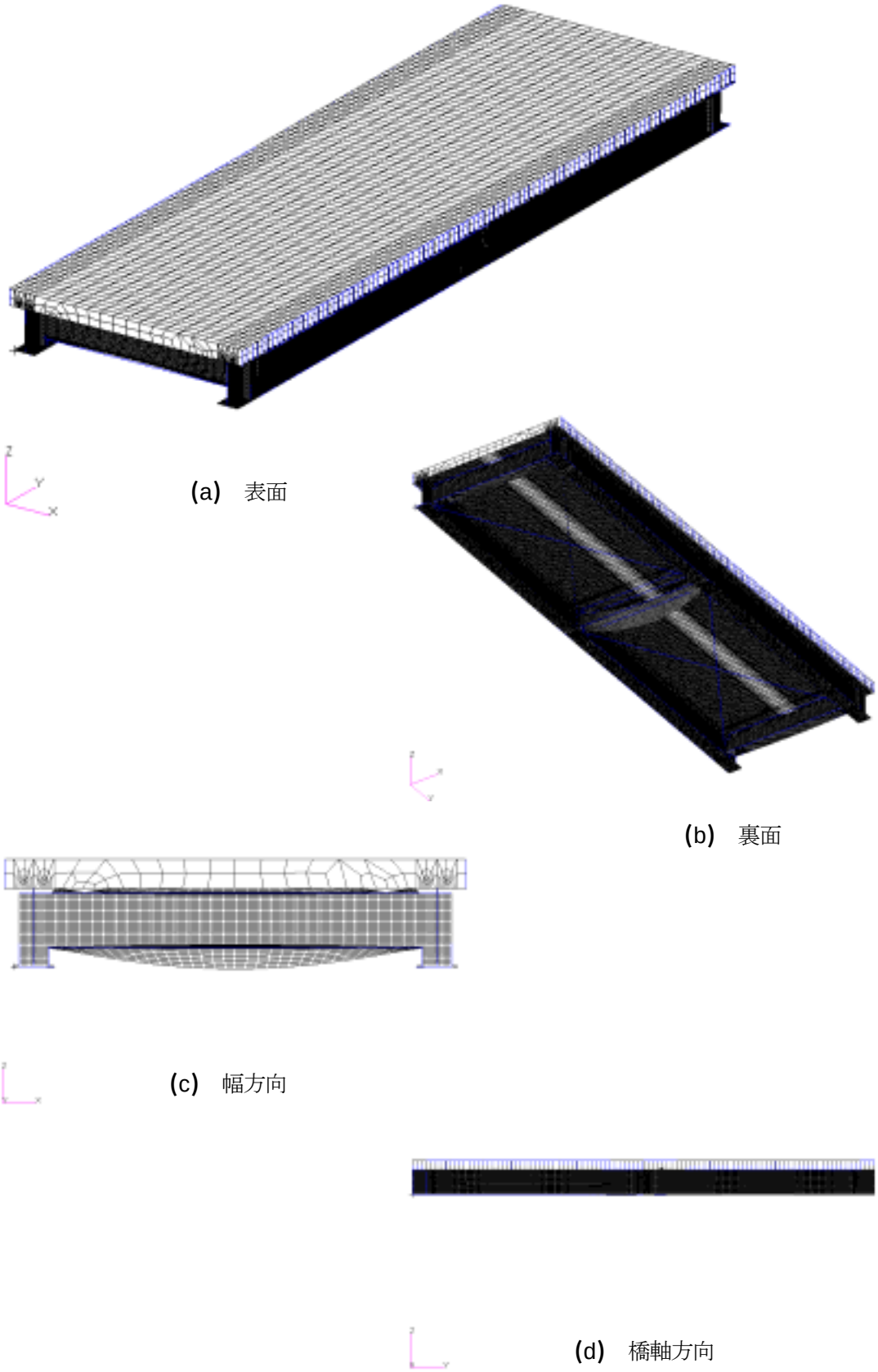


図4.3.42　固有振動モード図（4次モード, 26.329Hz, 両端完全拘束）

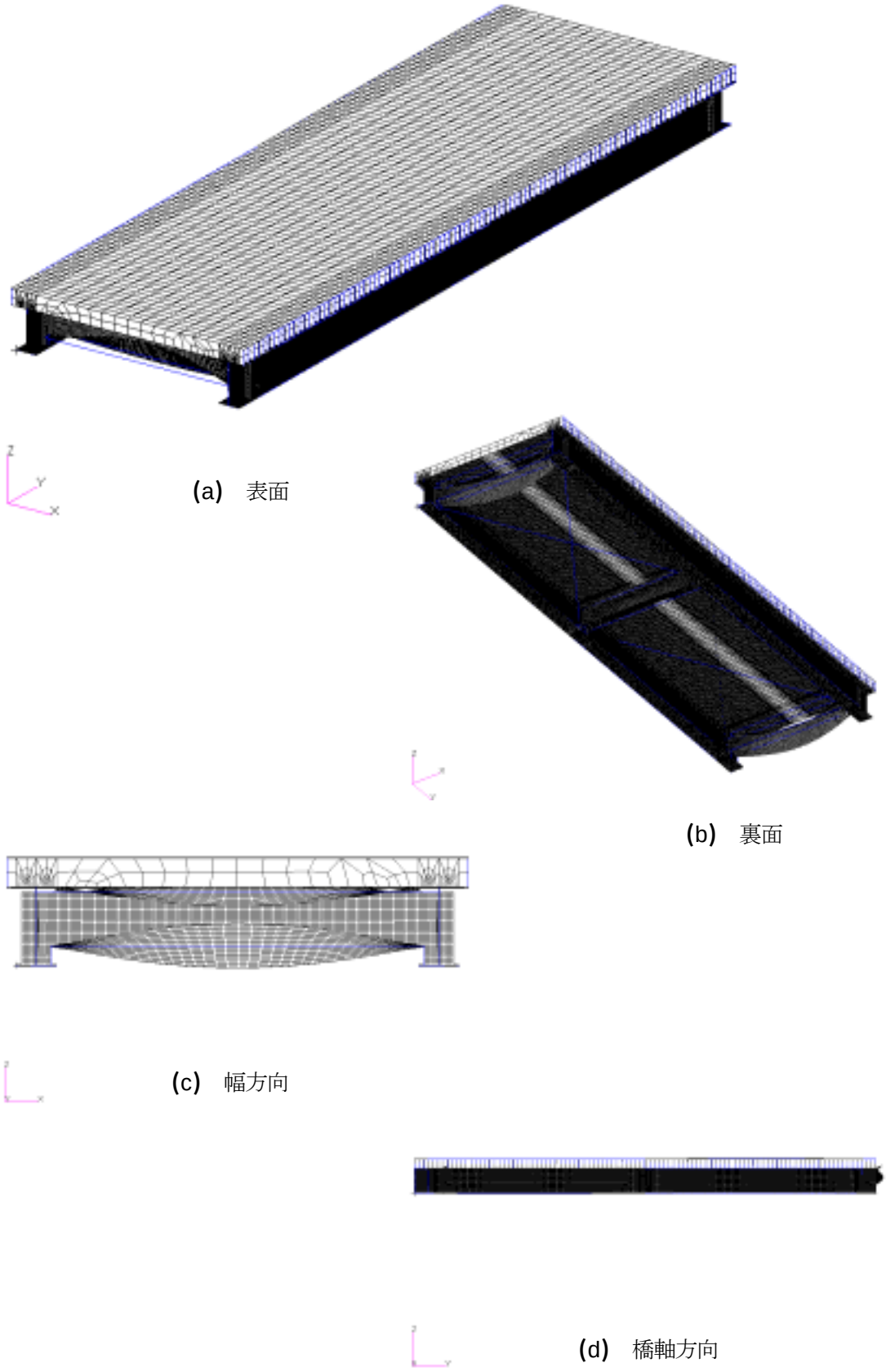


図4.3.43　固有振動モード図（5次モード, 26.522Hz, 両端完全拘束）

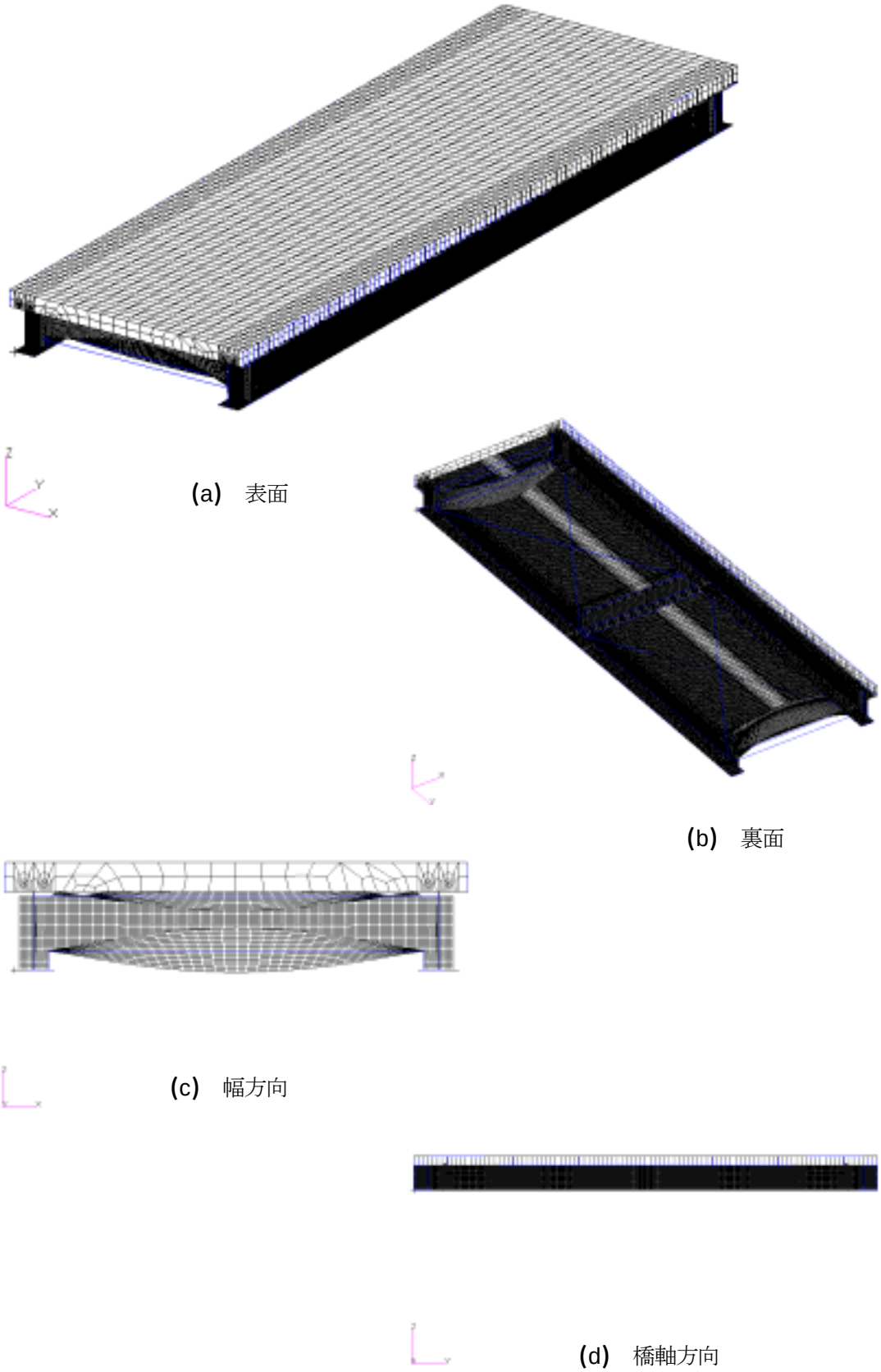


図4.3.44　固有振動モード図（6次モード, 36.552Hz, 両端完全拘束）

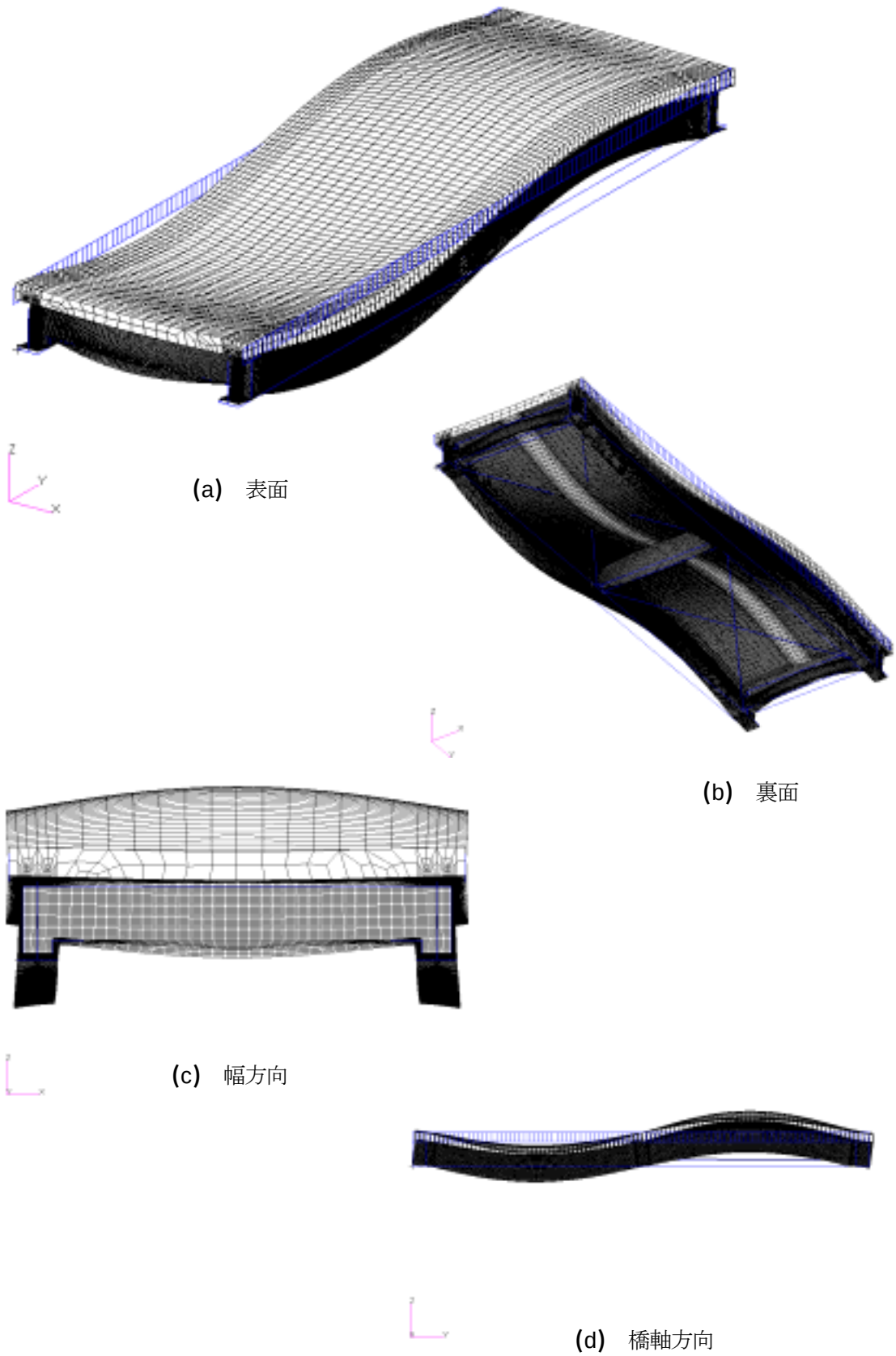


図4.3.45　固有振動モード図（7次モード, 34.055Hz, 両端完全拘束）

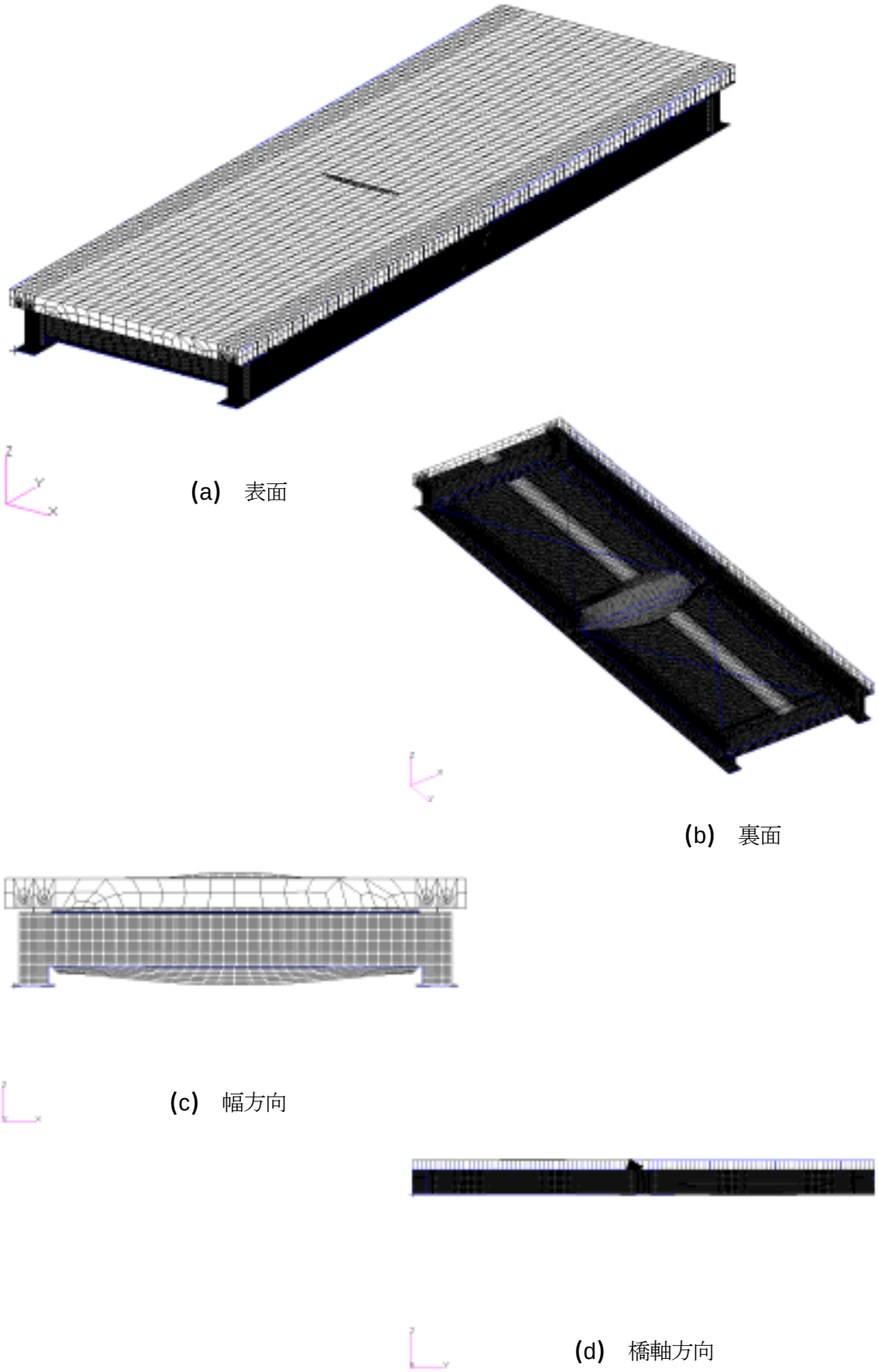


図4.3.46　固有振動モード図（8次モード, 34.685Hz, 両端完全拘束）

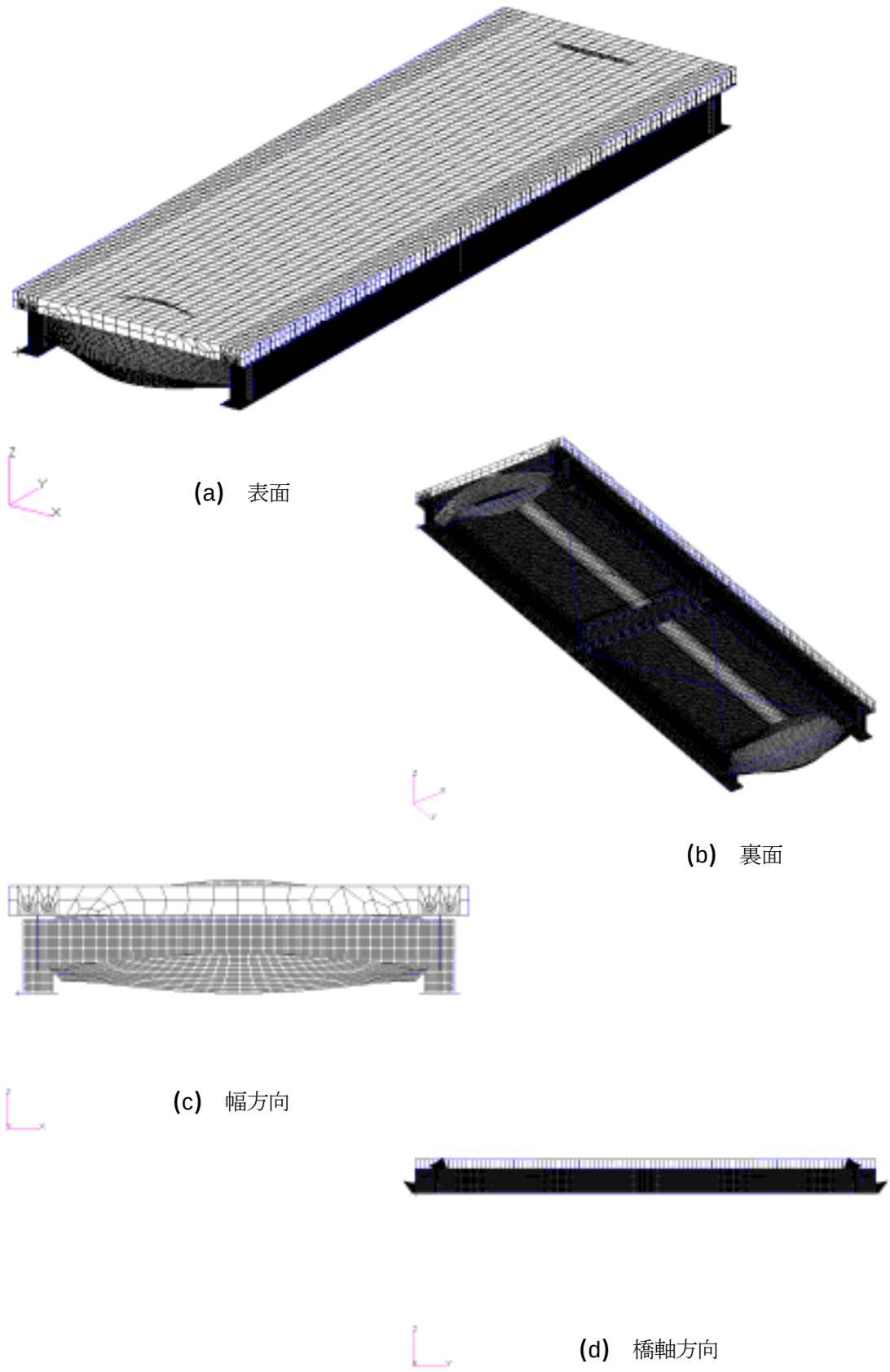


図4.3.47　固有振動モード図（9次モード, 34.847Hz, 両端完全拘束）

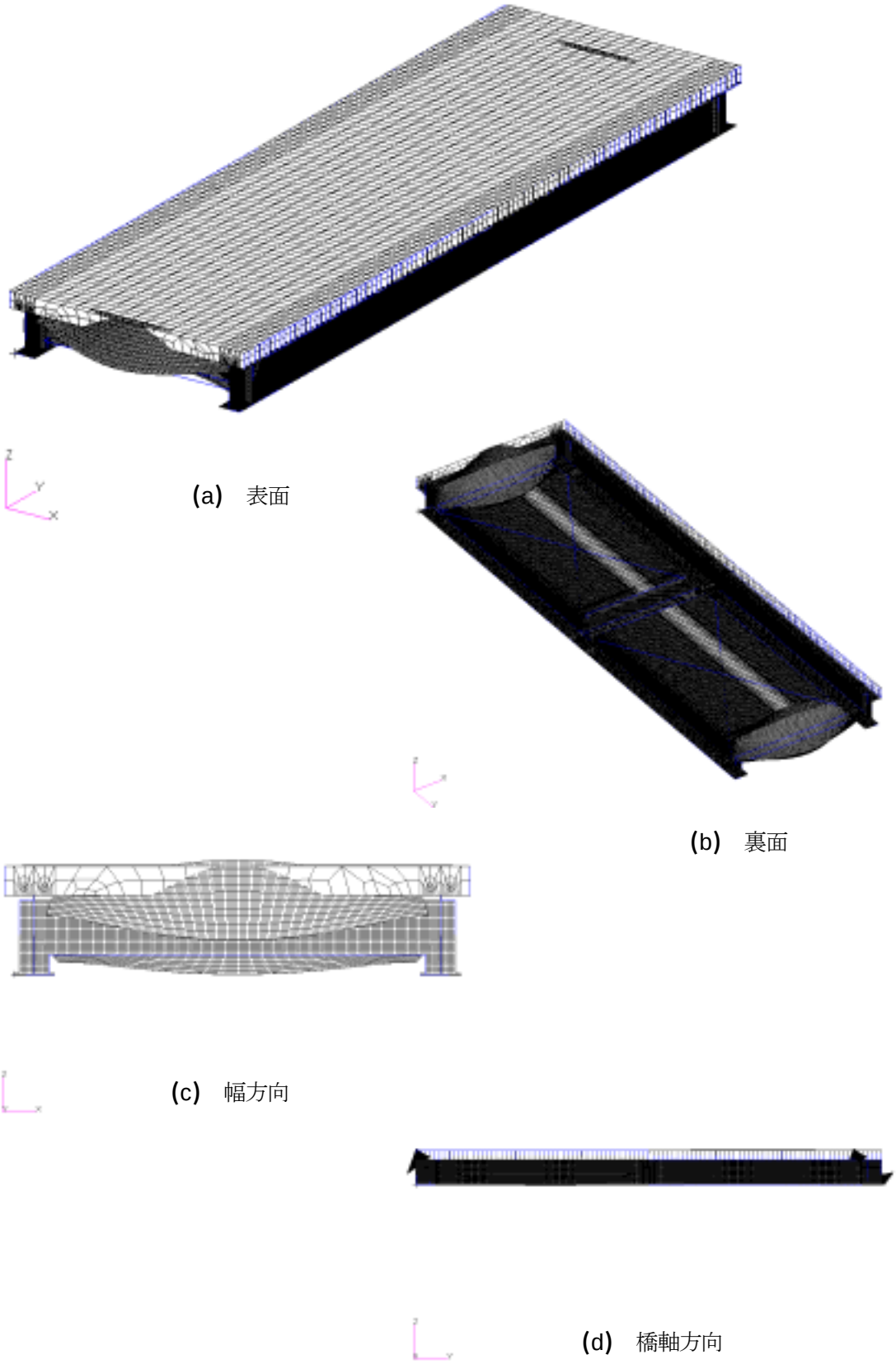


図4.3.48　固有振動モード図（10次モード, 34.854Hz, 両端完全拘束）

４.３.７　まとめ

4.1 で試設計した FRP 歩道橋に対して、実橋としての実用性および安全性を評価することを目的に、座屈解析および固有振動数解析を行い、以下の結果を得た。また、結果の一覧を表 4.3.9 に示す。

(1) 座屈解析

FRP 歩道橋を構成する、主桁、横桁、床版などの主要部材の座屈に対する安全性を確認できた。

但し本解析では、接合部の構造や初期不整の影響まで考慮しておらず、今後実施予定の実橋モデルの強度実験を通じて、取り合い部を含めた局所座屈などの評価も行う必要があると考えられる。

(2) 固有振動数解析

本設計モデルの上部構造の固有振動数は、歩行者周波数に対して十分大きい値であることを確認することができた。

表 4.3.9　数値(FEM)解析による座屈および固有振動数（何れも 1 次モード結果）

		境界条件(1) 片側線支持	境界条件(2) 両端完全拘束	設計許容値
座屈	群集活荷重に対する倍率(*)	12.4 倍	1.5 倍(注) 主桁座屈荷重は約 10 倍	安全率：3.2 (沖縄ロードパーク橋)
	座屈発生位置	床版中央	テンションロッド 取り付け板	
振動数	固有振動数	8.3Hz	12.9Hz	歩行者周波数 1.5~2.3Hz を外すこと
	振動方向	横倒れ	上下方向	

注：テンションロッド取り付け板に面外変形が生じたため。

＊：群集活荷重=3.5kN/m^2

４.４　FRP 歩道橋模型の製作

４.４.１　使用材料

4.1 で試設計した歩道橋模型を実際に製作し、その製作上の問題点の有無を確認することとした。模型の製作に先立ち、各種 FRP 材料を製作した。表 4.4.1 に各材料の使用箇所、品種（材質）、成形方法等を示す。なお、主桁の補剛材および横桁のフランジ部分に使用した L アングル材料は、引抜成形による角パイプを切り出したものを使用した。

表 4.4.1　各部材の材料構成

箇所	品種	成形方法	樹脂	各繊維の基材構成（基材割合%）
主桁	GFRP	引抜	ビニルエステル	CSM / 4 軸ﾆｯﾄ / ROV / 4 軸ﾆｯﾄ / CSM 4 / 24 / 44 / 24 / 4
主桁（下フランジ）	CFRP	引抜	エポキシ	TOW 100
主桁（補剛材）	GFRP	引抜	不飽和ポリエステル	CSM / ROV / CSM 6 / 88 / 6
横桁（ウェブ）	GFRP	HLU	ビニルエステル	CM / RH / CM / RH / CM 26 / 17 / 14 / 17 / 26
横桁（フランジ）	GFRP	引抜	不飽和ポリエステル	CSM / ROV / CSM 6 / 88 / 6
床版	GFRP	引抜	不飽和ポリエステル	CSM / 90 / ROV / 90 / CSM 6 / 7 / 74 / 7 / 6
接合用ボルト	SUS304	－	－	－

CSM：ガラス・コンティニュアスストランドマット
（ランダム方向、うねった長繊維をまとめたもの）
4 軸ﾆｯﾄ：4 軸、ガラス・ニットファブリック
（0º/+45º/90º/-45º方向、長繊維を並べ糸で留めたシート状の基材）
ROV：ガラス・ロービング
（0º方向、連続した長繊維）
TOW：カーボン・トウ
（0º方向、連続した長繊維）
CM：ガラス・チョップドストランドマット
（ランダム方向、数 cm にカットした繊維をまとめたもの）
RH：ガラス・ロービングクロス
（0º/90º方向、長繊維を織ったシート状の基材）
90：ガラス・ロービング
（90º方向、連続した長繊維）

４.４.２　主要部材製作

主要部材としての主桁、横桁、床版の製作を行った。製作（加工）の順番を下記（1）～（3）に、主要部材の製作状況を図 4.4.1~4.4.9 に示す。なお、各部材の組立現場への輸送はトレーラー1 台にて行った。

(1) 主桁部材

①主桁の主要材料である I600 の穴あけ

・I600 の上フランジの穴ピッチは、床版用角パイプの幅 110mm（外形）に対して、111mm ピッチにて加工を行った。

②補剛材用材料のカット、穴あけ、サンディング

・補剛材用の L アングル材料は引抜成形による角パイプを切り出して製作した。

③補剛材の接着＋ボルト留め

・補剛材の接着は、組立時の横桁部材との取り合いを考慮して図 4.4.1 の赤線部分のみを工場にて接着した。接着には 2 液性のエポキシ接着剤を使用した。

④下フランジ表面のサンディング

⑤下フランジへの CFRP の接着

・フランジ幅 300mm の I600 に対して、50mm 幅の CFRP 平板を 1 枚づつ計 6 枚接着した。（2 本の主桁で合計 12 枚使用）

・CFRP の接着には 2 液性のエポキシ接着剤を使用した。

⑥CFRP はみ出し部のカット

・CFRP 平板の実際の幅が 50.5mm 程度であったこと、および接着時に発生する微小な隙間等によりフランジ幅に対して 5mm 程度 CFRP がはみ出していたことにより、その部分を手作業にてカットし調整を行った。

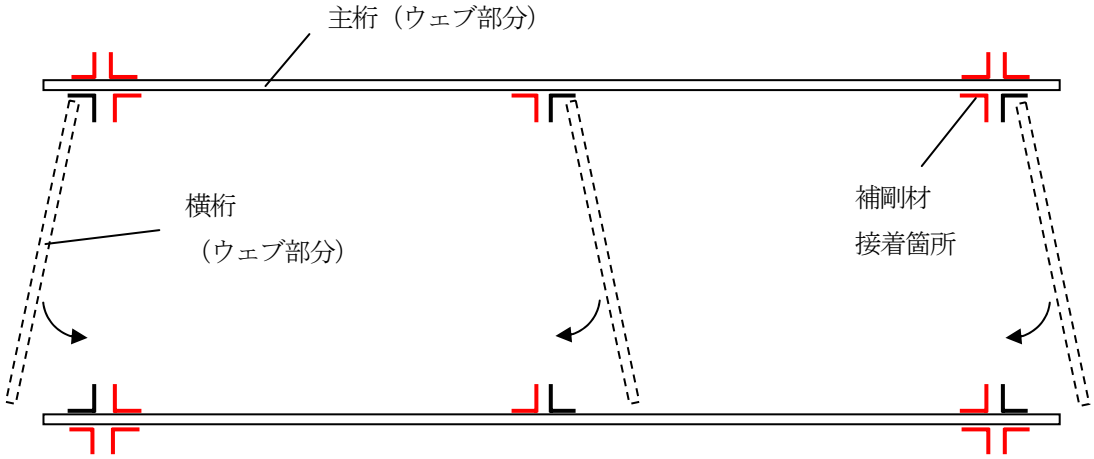


図 4.4.1　補剛材の接着箇所

(2) 横桁部材

①ウェブ部分の HLU 材料の穴あけ、サンディング

②フランジ部分の引抜材料のカット、穴あけ、サンディング

・フランジ用の L アングル材料は引抜成形による角パイプを切り出して製作した。

③ウェブ＋フランジ部分の接着＋ボルト留め

・接着には 2 液性のエポキシ接着剤を使用した。

(3) 床版部材

①床版部材となる角パイプの穴あけ

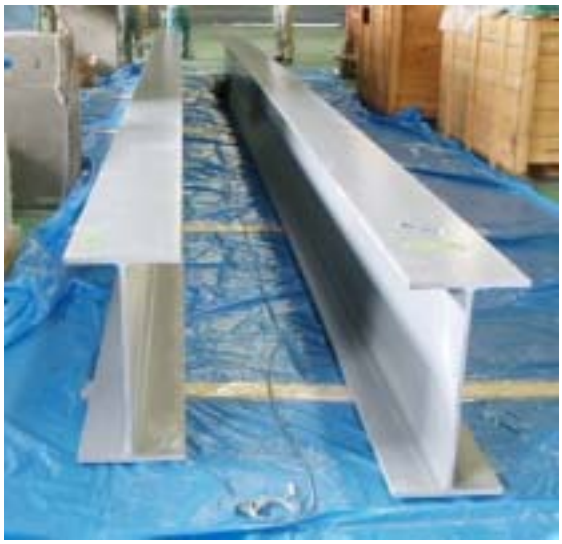


図 4.4.2　I600 単品

図 4.4.3　I600 の穴あけ

図 4.4.4　補剛材用材料の加工

図 4.4.5　下フランジ表面のサンディング

図 4.4.6　下フランジへの CFRP の接着

図 4.4.7　主桁部材完成

図 4.4.8　横桁部材

図 4.4.9　床版部材

4.4.3　歩道橋製作組立

主要部材を組み立てて、歩道橋模型を製作する順番を下記（1）～（3）に、歩道橋模型の製作（組立）を行った。組み立て状況を図 4.4.11~4.4.20 に示す。

(1) 主桁部材の橋台への取り付け

①橋台上端部にゴム＋鉄板の取り付け

②主桁部材を吊り上げ、橋台に架設（ユニック車を使用）

(2) 横桁部材の取り付け

①横桁部材の取り付け

・横桁部材は図 4.4.10 のようにあらかじめ接着してある補剛材とは逆側から差し込みを行った。

②補剛材（残り分）の取り付け

・補剛材の未接着分を所定の位置にあわせ、横桁部材と共にボルトのみにて固定を行った。なお補剛材を一部分未接着のまま固定した理由は、後々の解体、移設等を想定し、横桁部材を図4.4.10と逆の動きで後から取り外せるようにしたためである。解体等を必要としない場合は、横桁取付け時に補剛材も接着した方が良いものと思われる。

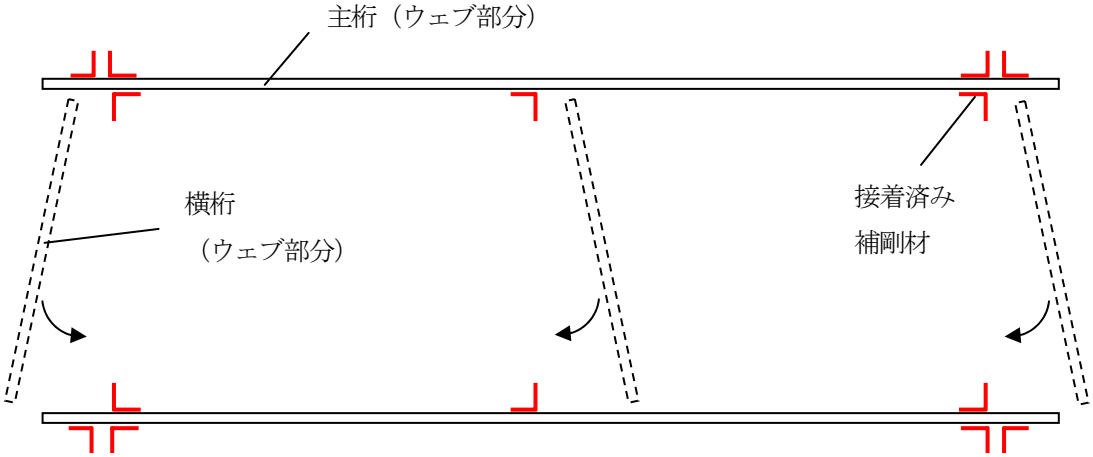


図 4.4.10　横桁取り付け

(3) 床版部材の取り付け

①床版部材を複数本まとめた状態で、主桁上への仮置き

②床版部材の位置あわせ

・床版部材は 1 本当り約 20kg 程度のため、主桁上に仮置きした後は、全て手作業にて移動や位置あわせを行った。

③床版部材の取り付け

・ステンレスボルトを用い、床版側からボルトを差し込み固定した。ボルトの固定には、図 4.4.17 のようにインパクトレンチを使用した。

なお、組立作業には図 4.4.11 のような 4 トンユニック車のクレーンを利用して行い、作業員 5 名にて約 4 時間で組立が終了した。

図 4.4.11　主桁部材の架設

図 4.4.12　横桁部材の取り付け（1 本目）

図 4.4.13　横桁および補剛材の固定

図 4.4.14　横桁取り付け完了

図 4.4.15　床版部材の仮置き

図 4.4.16　床版部材位置あわせ

図 4.4.17　床版部材の固定

図 4.4.18　組立完成

図 4.4.19　完成後下面から

図 4.4.20　完成後端部アップ

第５章　結論

本報告書は、FRP 歩道橋の適用性について検討した結果をとりまとめたものである。具体的には、国内外の施工事例の分析を通じて FRP 歩道橋の経済的側面を検討すると共に、主にスパン長 10m、幅員 3m の 2 主構断面プレートガーダー（鈑桁）形式 FRP 歩道橋の設計および解析を通じて技術的側面を検討した。得られた結論は下記の通りである。

(1) FRP 歩道橋の経済的側面

・FRP の軽量性により歩道橋の施工コスト低減が見込まれることから、軟弱地盤や山間部等の重機搬入が困難な箇所で既存橋梁よりも有利になる。また、FRP の耐食性により歩道橋の維持管理コストの低減が見込まれることから、海塩飛沫の影響を受ける塩害地域で既存橋梁よりも有利になる場合がある。

・FRP 歩道橋の橋梁形式としてはトラス橋、アーチ橋、斜張橋等が有利である。これは、比較的少ない部材で大きな断面 2 次モーメントを得ることができるためである。FRP 部材は鋼材や RC 部材等の既存部材に比べて材料単価が高いため、使用部材の量を極力減らすことが求められている。また、橋梁部材としての短所である FRP の低い弾性率を補うために、既存橋梁よりも断面 2 次モーメントをより大きくする必要がある。

・使用する FRP 部材の種類を限定した場合に有利である。FRP 部材の成形方法として、ハンドレイアップ成形や引抜成形等の種々の方法が提案されているが、部材を大量に使用する場合には引抜成形が有利とされている。しかし、引抜成形には相当程度のコストを要する成形金型の作成が必要となる。FRP 部材の種類を限定することにより、金型製作コストの削減や同一部材の大量生産に伴う一層のコスト低減が可能である。

(2) FRP 歩道橋の技術的側面

・主要な橋梁形式に対する FRP 歩道橋が国内外で施工されており、技術的に大きな問題点は存在しないと考えられる。しかし、斜張橋や吊橋等の長大橋の耐風性能については、FRP の軽量性に起因する不安定性が指摘されている。

・プレートガーダー形式 FRP 歩道橋について、鋼橋と同様の設計法により断面を試算すると共に、試算と同一の死荷重および活荷重に対して FEM 解析を行った。その結果、FRP 歩道橋の設計支配要因と考えられる最大たわみ量に関する試算結果と FEM 解析とはよく一致しており、鋼橋と同様の設計法が十分適用可能であると考えられた。

・プレートガーダー形式 FRP 歩道橋の地震荷重および風荷重に対する最大たわみ量を FEM 解析により求めた結果、死荷重および活荷重による最大たわみ量と同等あるいはそれ以下であることを確認した。また、座屈解析および固有振動解析を行った結果、両者とも問題にならないレベルであることを確認した。

・鋼橋と同様の設計法を用いて、FRP 歩道橋が実際に製作できることを確認した。

プレートガーダー形式 FRP 歩道橋の適用箇所を検討した結果、①歩道のない道路橋への歩道新設、②塩害地域の鋼製歩道橋の更新に実現可能性を見出した。今後、具体の適用箇所に対して LCC 評価を行い、経済的にも既存橋梁と同等あるいはそれ以上であることを確認する必要がある。

巻末資料－１

ＦＲＰ引抜成形材の土木構造用途における耐久性について

１．まえがき

ＦＲＰ引抜成形材の土木構造用途における耐久性を把握するために、水および屋外暴露による、材料の強度低下特性、および、疲労特性に対する実験的検討を土木研究所が行った内容を示す。

２．水および屋外暴露による強度低下と物性保持率

２．１　はじめに

本章ではビニルエステル樹脂をマトリックス樹脂としたＧＦＲＰ引抜成形材の、水及び屋外暴露による強度低下性状を中心とした劣化現象を明らかにすることを目的に検討した。水・湿度の影響は屋外で使用される場合でも、最も主要な劣化要因と考えられるため、屋外暴露試験および光による劣化についても検討を行った。ＦＲＰの水中浸せき試験、高湿度暴露試験、屋外暴露試験などの劣化試験を行い、試験後のＦＲＰ供試体の強度や、劣化性状を化学的な手法を中心に調べることとした。また、安全な応力の範囲を許容応力度設計法の物性保持率（劣化後の強度や弾性率等の物性値 / 初期の物性値）の試算により検討することとした。

２．２　実験概要

２．２．１　実験要因

本章で行った劣化試験の種類を、表－２．１に示す。

（１）水中浸せき試験

一定温度の蒸留水への浸せき試験である。表－２．１の１－１から１－３は、それぞれ 60, 50, 40 ℃の蒸留水への浸せき試験である。最高温度を 60℃に設定したのは、本節の（３）で示す、長期屋外暴露試験における材料温度計測の結果、材料温度が最も高くなる温度が約 60℃であったことによる。１－１から１－３にはそれぞれ２５個の供試体を使用した。２５個のうち５個は重量変化を調べるために用い、５個は劣化試験後の乾燥条件での測定に用いた。残りの１５個は曲げ試験に用いた。１－４には５個のマトリックス樹脂の供試体を用い、暴露試験条件１－５および１－６にはそれぞれ１個を用いた。

（２）高湿度暴露試験

湿度の高い大気中条件での、供試体内部への水の浸透について調べるために実施した室内暴露試験である。ＧＦＲＰ供試体については恒温恒湿槽を用い、気温及び相対湿度が 40℃85%，60℃85%，60℃65%，50℃95%，25℃95% の５条件で実施した。２－１から２－３にはそれぞれ２５個の供試体を使用した。２５個のうち５個は重量変化を調べるために用い、５個は劣化試験後の乾燥条件での測定に用いた。残りの１５個は曲げ試験に用いた。２－４および２－５には無塗装と塗装の２種類を使用し、５個を１組とした。測定は重量変化（方法は短期屋外暴露試験と同様）と３点曲げ試験（90°）を行った。２－６は５個のマトリックス樹脂の供試体を用いた。

（３）長期屋外暴露試験

長期屋外暴露試験は、陸別（北海道陸別町）、つくば（茨城県つくば市）、大宜味（沖縄県大宜味村）の３箇所で実施した。塗装供試体は３カ所の暴露試験場で試験し、無塗装供試体はつくばでのみ行った。暴露試験には南向き傾斜５度の架台を用いた。供試体は２年間暴露した後に回収した。

表－２．１　劣化試験の種類

No.	試験の種類	試験の条件	供試体の種類と数量（明示無いものは無塗装）（表－３．２を参照）	試験項目
1	水中浸せき試験	1-1: 60℃,最大434日	Type 2: 25個	うち5個は重量変化測定,5個は劣化後の乾燥条件での測定,15個は曲げ試験
		1-2: 50℃,最大188日	Type 2: 25個	
		1-3: 40℃,最大557日	Type 1/2: 25個	
		1-4: 60/50/40℃	マトリックス樹脂板 (Type2と同樹脂): 各5個	重量変化測定
		1-5: 60℃	Type 2: 1個	浸せき水の化学分析
		1-6: 60℃	Type 2 1-1,2-2, 2-3で劣化・回収した供試体: 各1個	重量変化測定
2	高湿度暴露試験（恒温恒湿槽による試験）	2-1: 気温40℃, 相対湿度85%	Type 2: 25個	うち5個は重量変化測定,5個は劣化後の乾燥条件での測定,15個は曲げ試験
		2-2: 気温60℃, 相対湿度85%	Type 2: 25個	
		2-3: 気温60℃, 相対湿度65%	Type 2: 25個	
		2-4: 気温50℃, 相対湿度95%	Type 4: 無塗装・塗装各5個	重量変化測定
		2-5: 気温25℃, 相対湿度95%	Type 4: 無塗装・塗装各5個	重量変化測定
		2-6: 気温50/60℃, 相対湿度85%	マトリックス樹脂板: 各5個	重量変化測定
3	長期屋外暴露試験	暴露場：陸別,つくば,大宜味 5° 傾斜南向き暴露架台	Type 3：各暴露場毎に塗装供試体1個,つくばのみ無塗装供試体1個	力学性能試験（表－３．２を参照）
4	短期屋外暴露試験	暴露場：つくば 90° 垂直暴露架台	Type 4: 無塗装・塗装各5個	重量変化測定
5	光暴露試験（キセノンランプによる光照射）	放射照度: 36.5W/m² (290-400nm) 温度および湿度はなりゆき	Type 4: 無塗装・塗装各5個	重量変化測定

（４）短期屋外暴露試験

短期屋外暴露試験は、暴露試験中の供試体への水分の吸収・排出状態を調べるために実施した。ラックに納めた供試体を屋外暴露し、数時間おきに供試体を回収し、表面の水分をふき取った後に、直ちに重量を電子はかり（最小秤量：0.1mg）により測定した。重量を量った供試体は直ちに暴露に戻した。供試体は無塗装と塗装の２種類を使用し、それぞれ５個を１組とした。試験は３日間実施した。

（５）光暴露試験

キセノンランプによる光照射を伴う室内暴露試験であり、光の照射による供試体の強度変化への影響を調べるために実施した。キセノンランプ照射装置(島津製作所製XF-180)を用いた。平均照射照度は36.5W/m^2（290-400nm，紫外線センサー：CUV3 (Kipp & Zonen)）であった。同型のセンサーによるつくばでの紫外線量測定結果では、１年間の最大紫外線量は約40W/m^{2}であったので、本試験における紫外線照射量は、自然屋外暴露試験において、最も紫外線が強い時の紫外線量にほぼ等しいと考えることができる。試験実施中の平均材料表面温度は67℃、表面の平均相対湿度は7%であった。回収した供試体は気温23℃相対湿度50%の恒温恒湿槽に静置した後、３点曲げ試験（90°）を行った。

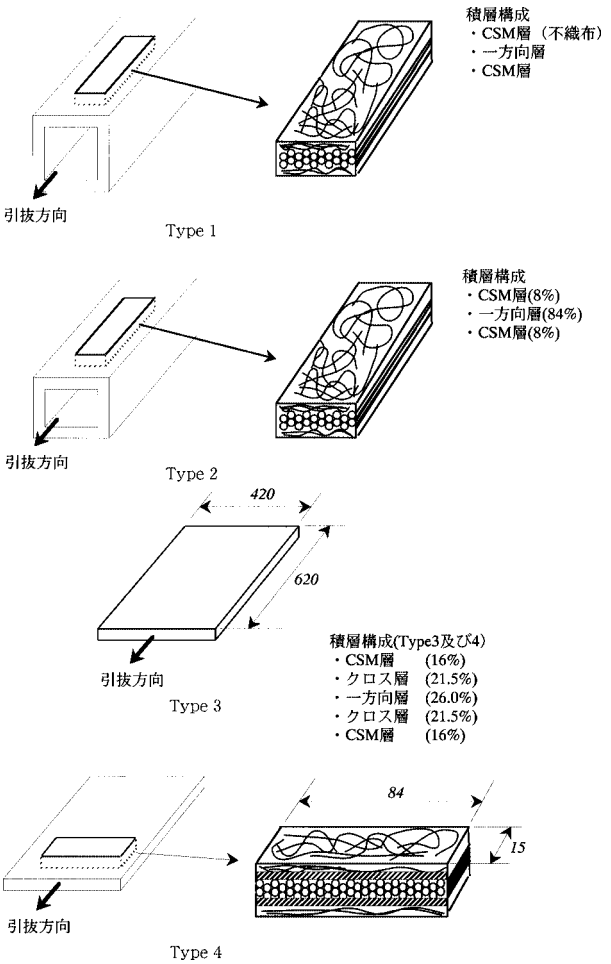
２．２．２　供試体

本研究で使用した４種類のＧＦＲＰの概要を表－２．２に示す。ＧＦＲＰはいずれも引抜成形材であり、旭硝子マテックス（株）製のプラアロイを使用した。供試体の製作図を図－２．１に示す。Type1およびType2の元の形状は角パイプであり、結果の比較のために２種類の異なる断面を選んだ。幅15mm,長さ64または84mmに切り出した。Type2は主に水中浸せき試験で使用し、Type1は限られた条件でのみ使用した。Type3は長さ620mm、幅420mm、厚さ3mmの板状供試体であり、主に長期屋外暴露試験に使用した。暴露試験後に、これから試験片を切り出して各種の力学性能試験を行った。Ｔｙｐｅ４は長さ84mm、幅15mm、厚さ3mmの供試体であり、暴露試験による重量変化を調べると共に、このまま３点曲げ試験を行うことができる。Type3及びType4は、同じ種類のＧＦＲＰ引抜成形材（幅４２０ｍｍ、厚さ3mm）から機械加工により製作した。

Type1およびType2は３層構成となっており、中間層はガラス繊維の一方向のロービング層（以下、ＲＯＶ層と記す）(84%)で、これをコンティニュアス・ストランド・マット層（以下、ＣＳＭ層と記す）(各8%)ではさんだ構成になっている。Type3及びType4は５層構成であり、ＣＳＭ層(16%)/ロービングクロス層(21.5%)/ＲＯＶ層(26%)/ロービングクロス層(21.5%)/ＣＳＭ層(16%)であった。

表－２．２　供試体の種類

供試体	概要及び積層構成	形　状	主な試験の種類	主な測定項目
Type 1	Vf: 70% 無機系フィラー (炭酸カルシウム) 構成：CSM層:8% 一方向層:84% CSM層:8%	角パイプ（正方形）50×50mm(JIS 7015 SP50)から切り出した板 幅：15mm 長さ：84mm (0°) 厚さ：4mm	水中浸せき試験	重量変化
Type 2	Vf: 70%,フィラー無し ｶﾞﾗｽ転移温度:110.8℃ 構成：CSM層:8% 一方向層:84% CSM層:8%	角パイプ（長方形）40×25mm(JIS 7015 KP40)から切り出した板 幅：15mm 長さ：68mm (0°) 厚さ：3mm	水中浸せき試験 高湿度暴露試験	重量変化 IRスペクトル 熱分析 繊維含有率 表面積 曲げ試験(0°)
Type 3	Vf: 39% フィラー無し 構成：CSM層:16% クロス層:21.5% 一方向層:26% クロス層:21.5% CSM層:16%	板状 幅：420mm 長さ：620mm (0°) 厚さ：3mm	長期屋外暴露試験	力学性能試験 曲げ試験(0°) 曲げ試験(90°) 引張試験(0°) 引張試験(90°) 面内せん断試験
Type 4		板状(Type3と同じ引抜成形材から加工) 幅：15mm 長さ：84mm (90°) 厚さ：3mm	短期屋外暴露試験 高湿度暴露試験 光暴露試験	重量変化 曲げ試験(90°)



図－２．１　供試体図

塗装による暴露試験中のＦＲＰ保護効果を検討するために、Type3、4に塗装供試体を設定した。塗装供試体は、アセトンにより脱脂した引抜成形材に、アクリルウレタン系上塗り塗料（ショーボンド化学（株）製ＡＵ－１）を、目標膜厚30μｍでローラー又はハケにより塗装して製作した。

マトリックス樹脂は日本ユピカ（株）製のビニルエステル樹脂NEOPOL 8250H（ビスフェノールＡ型）である。ＧＦＲＰとの比較のため試験に供したマトリックス樹脂板は、Type2と同じ種類の樹脂によって日本ユピカ（株）により製造されたものとした。供試体はJIS K 7051に定められた標準条件（気温23℃, 相対湿度50%）に48時間以上静置した後に、試験前の 重量を測定した。

２．２．３　供試体の測定

（１）重量測定

供試体は所定の日時に回収し、供試体表面の水を拭き取った後、電子はかり（最小秤量0.1mg）を用いて速やかに重量を計った。重量測定後は次のいずれかによった（ａ）速やかに回収前と同じ試験槽に戻し試験を続行する、（ｂ）乾燥条件に置いたときの重量変化および曲げ強度変化を測定するために、気温23℃, 相対湿度50%に設定した恒温槽に静置する。（ｃ）速やかに曲げ試験を実施する。上記の（ｂ）の場合では、重量測定と曲げ試験は、実施までの乾燥時間を変えて行った。

（２）外観観察

劣化状態の評価のために、ＦＲＰ表面を肉眼および走査型電子顕微鏡（以下、ＳＥＭと記す）により観察した。ＳＥＭの観察用試料は供試体から15mm × 15mmの小片を切り出して金蒸着を行って作成した。ＳＥＭはフィリップス製ＸＬ－２０型を使用し、加速電圧は２～５ｋＶとした。

（３）赤外線分光スペクトル（ＩＲスペクトル）

樹脂の化学的変化を調査するためにフーリエ変換赤外線分光光度計（パーキンエルマー製1640型）により赤外線分光スペクトルを測定した。試料は供試体表面から削りだし、乳鉢を用いて粉砕して作成した。ＫＢｒ（臭化カリウム）錠剤成型法によりＩＲスペクトルを得た。

（４）　熱分析（DSC, Differential scanning calorimetry 示差走査熱量測定）

樹脂の化学的変化を調べるために熱分析（ＤＳＣ）を測定した。アルミニウム密閉容器を使用し、窒素ガス条件で測定した。昇温速度は20℃/minとした。

（５）繊維含有率

劣化試験によってＧＦＲＰの重量減少の状況を調べるために、繊維含有率をいくつかの供試体について測定した。測定はJIS K 7052「ガラス長繊維強化プラスチック－プリプレグ, 成形材料及び成型品－ガラス長繊維及び無機充てん材含有率の求め方－焼成法」に準拠した。

（６）核磁気共鳴分光スペクトル（ＮＭＲスペクトル）

樹脂の化学的変化を調査するために核磁気共鳴装置（日本電子製ＥＸ-400型（7.4T, ^{13}C 観測周波数100.4MHz））により^{13}C-ＮＭＲスペクトルを測定した。試料は供試体表面から削りだし、乳鉢を用いて粉砕して作成した。測定はＣＰ/ＭＡＳ法及びＣＰ/MAS_toss法（スピニングサイドバンド消去法）によった。

（７）比表面積分析

劣化試験によるＧＦＲＰの樹脂－繊維間の接着の剥離を調べるために、ガス吸着法による比表面積の測定をいくつかの供試体について行った。ガス吸着法による比表面積分析は、試料を定容量の容器に入れ表面を清浄に処理し減圧した後、ガスを少しづつ入れて吸着させ、吸脱着等温線を得て、これをBET法等の方法により解析する事により、比表面積(m^2/g)を得るものである。測定には高速比表面積／細孔分布測定装置

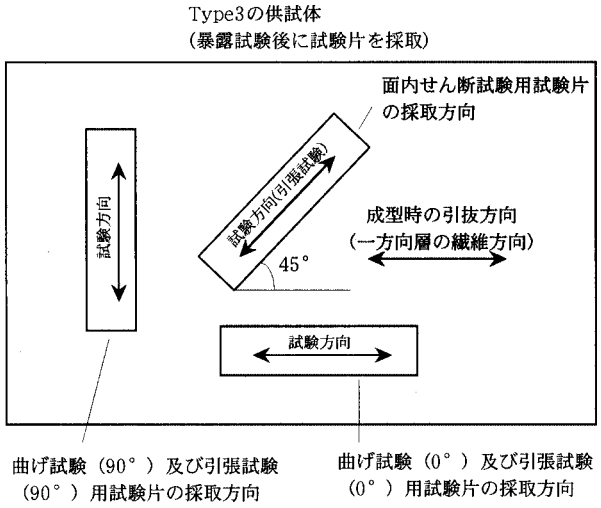
アサップ2010型マイクロポアシステム（島津－マイクロメリティクス製）を使用し、吸着ガスにはクリプトンガスを用いた。吸着温度は-196℃である。試料前処理は減圧下で70℃に加熱し、前処理時間は15時間であった。

（８）劣化試験で使用した水の化学分析

Type2の供試体をフラスコ中の蒸留水に浸せきし、60℃に60日間浸せきした（表－２．１の暴露試験条件１－５）。この水をジクロロメタンで抽出し、ジクロロメタン層を乾燥、除媒することにより、無色の油状物質を得た。ＧＦＲＰの構成要素であるガラス繊維ロービングクロスについても同様の操作によりジクロロメタンによる抽出、乾燥、除媒操作を行い、表面処理剤を無色の油状物質として得た。両方の油状物質は^{1}Ｈ－核磁気共鳴装置（２００ＭＨｚ，バリアン製Jemini200）により、^{1}Ｈ－ＮＭＲスペクトルを測定した。

（９）力学性能試験

屋外暴露試験後の供試体については、表－２．２のType3の項目に示した５項目の力学性能試験を行い、暴露試験前との性能変化を調べた。長期屋外暴露試験



図－２．２　長期屋外暴露試験後の供試体の加工 (Type3)

に使用したType3の供試体から試験片を、図－２．２のように機械加工により切り出した。試験片はそれぞれ５個製作した。切り出し加工後洗浄し、気温23℃、相対湿度50%の恒温恒湿槽に2日以上静置した後に、力学性能試験を実施した。なお、Type2については0°方向の曲げ試験、Type4については90°方向の曲げ試験のみを実施した。

①曲げ試験

支点間距離を試験片厚さの16倍、載荷速度は2mm/minとした。JIS K 7055の規定では、最大たわみが支点間距離の10%を越えるものにはたわみの影響を補正する式を用いることになっている。最大たわみが支点間距離の10%に近い供試体が多く、いくつかは支点間距離の10%を越えたため、全ての供試体についてたわみ補正を行うこととし、式（２．１）を用いて曲げ強さを算出した。また、塗装供試体については、試験片の高さ(h)には、実測値から塗膜分の60μmを差し引いた値を使用した。

$$\sigma_b = 3P_bL / 2bh^2 \times (1 + 4(\delta / L)^2) \qquad (2.1)$$

P_b：最大荷重(N)
δ:最大荷重時の支点間中央たわみ(mm)
σ_b：曲げ強さ(MPa)
L：支点間距離(mm)
b：試験片の幅(mm)
h：試験片の高さ(mm)

②引張試験

載荷速度は1mm/minとした。引張強さは式（２．２）により計算した。塗装供試体については、試験片の高さ(h)には、実測値から塗膜分の60μmを差し引いた値を使用した。

$$\sigma_b = P_b / bh \qquad (2.2)$$

P_b：破壊時荷重(N)
σ_b：引張強さ(MPa)
b：試験片の幅(mm)
h：試験片の厚さ(mm)

③面内せん断試験

載荷速度は1mm/minとした。面内せん断強さは式（２．３）により計算した。塗装供試体については、試験片の高さ(h)には、実測値から塗膜分の60μmを差し引いた値を使用した。

$$\tau_b = P_b / 2bh \qquad (2.3)$$

P_b：破壊時荷重(N)
τ_b：面内せん断強さ(MPa)
b：試験片の幅(mm)
h：試験片の厚さ(mm)

④検定

屋外暴露試験では、暴露後の力学性能試験結果と、未暴露供試体の試験結果との有意差の有無を、t検定（両側検定，有意水準1%）により調べた。また、塗装供試体と無塗装供試体の有意差の有無を調べるためにも、同様に検定を実施した。

２．３　水中浸せきによるGFRPの変化

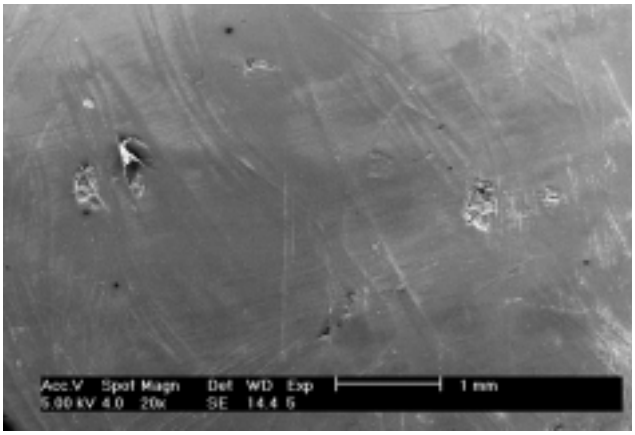
２．３．１　外観観察

供試体の劣化試験前の外観の一例（Type2）を図－２．３に示す。図－２．４はType2の60℃浸せき試験後の供試体の外観である。図－２．４の供試体はＣＳＭ層のガラス繊維に沿って白色の線が浮き出ているのが分かる。（これはガラス繊維とマトリックス樹脂の付着が剥離していることによると推定できる。）図－２．５は温度60℃、相対湿度85%の大気中で210日間劣化試験を行った後の供試体の外観状況であり、顕著な茶色い点が見られる。この茶色い点はＧＦＲＰ内面のガラス繊維に沿って発生しているが、ＣＳＭ層のみに見られ、ロービング層には発生していない。同様の茶色の点は温度60℃、相対湿度65%の大気中で148日間劣化試験を行った供試体にも見られたが、この場合には図－２．５よりも数が少なく、色も淡かっ

図－２．３　未劣化供試体の外観
(Type2, 供試体の中央部表面(図 -3.4,3.5 も))

図－２．４　水中浸せき試験後の外観
(Type2,60℃210 日間)

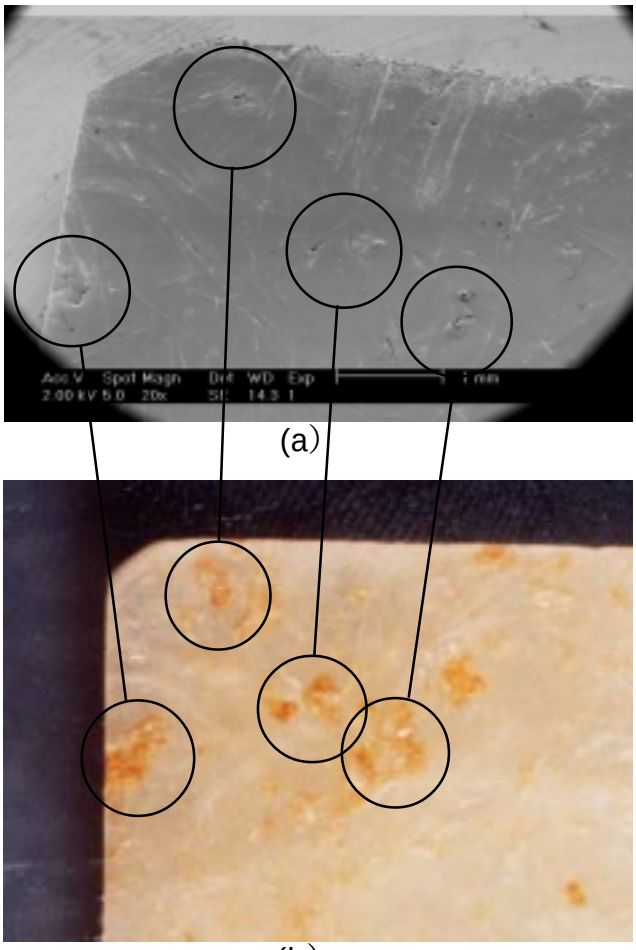
図－２．５　高湿度劣化試験後の外観
(Type2,60℃85%210 日間)



図－２．６　高湿度劣化試験後の外観(SEM)
(Type2,60℃85%210 日間)

た。小さな薄茶色の点は、60℃浸せき試験後の供試体（図－２．４）にも見られるが、図－２．５に比べ、色は非常に淡く大きさも非常に小さかった。

図－２．６は60℃の水中に120日間浸せきした供試体表面のSEM写真である。表面には主にＣＳＭ層の繊維に沿って多くのひび割れが発生していた。このようなひび割れは、未劣化供試体には認められない。



図－２．７　高湿度暴露試験(気温60℃相対湿度85%)後の供試体の表面　(a) SEM観察, (b)肉眼

ひび割れは繊維や気泡などのために表面のマトリックス樹脂が薄くなっている部分に発生しやすいと考えられる。60℃85%大気中で劣化した供試体についても、SEM写真では水中への浸せき試験を行った供試体と同様のひび割れが発生していた。SEMのひび割れの位置は茶色の点が発生位置と対応していた（図－２．７）。茶色の変色部分はSEMによって20倍から5000倍の倍率まで観察したが、細菌の影響によるものとの証拠は認められなかった。このことから、茶色の変色が化学反応によるものであることを示唆している。

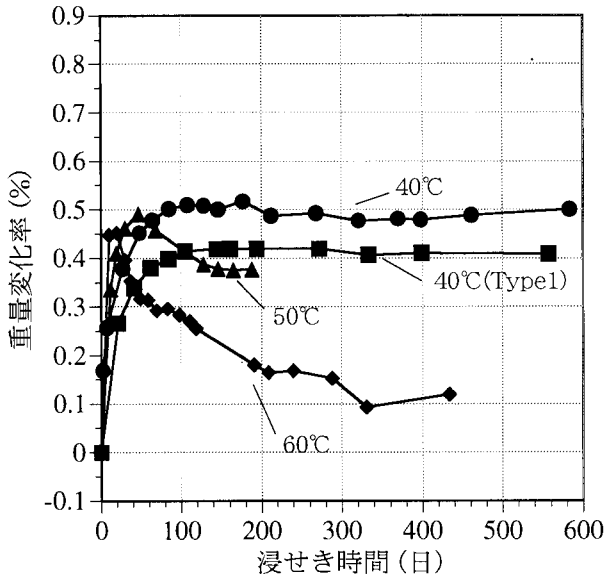
２．３．２　重量変化

図－２．８に水中浸せき試験を実施した際の重量変化の結果を示す。供試体の重量は実験開始から急速に増加した。初期の重量増加速度は最高温度の60℃の場合にもっとも早かった。初期の増加の後に、40℃での浸せき試験では、重量はほぼ一定となった。しかし、50および60℃の場合には、重量はゆっくりと減

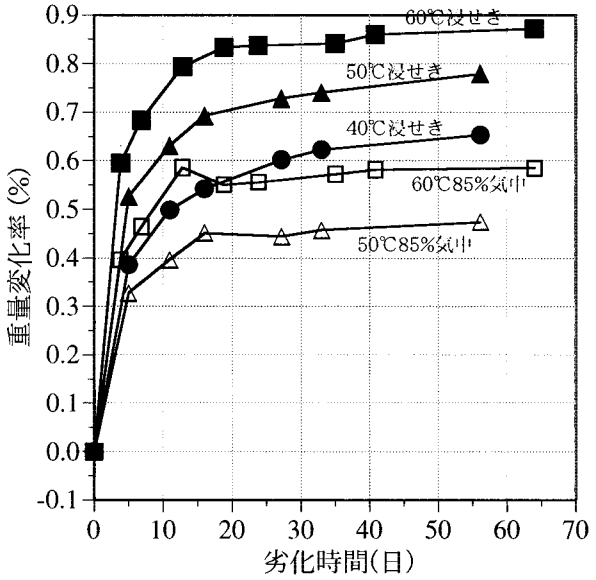
少し始めた。40℃浸せきに使用した２種類の供試体（Type1及びType2）は同様の重量変化パターンを示した。気温40℃相対湿度85%大気中に置かれた供試体も、初期の重量増加の後に一定の値を維持した。

図－２．９は60℃大気中に置かれた供試体の重量変化を示す。60℃大気中に置かれた供試体は、水中浸せきの供試体と同様に、初期の重量増加のあとに緩やかに減少するという重量変化パターンを示した。初期の重量増加は湿度が高い場合の方 (相対湿度85%) が早いが、浸せき試験の場合ほどには大きくはない。60℃での重量減少については、Harperら(1984)[11]がエポキシ系GFRPの70℃における水浸せき試験で同様の減少を報告し、ＧＦＲＰのマトリクス樹脂の損失によると説明している。ＤＳＣの結果は少量の溶媒のスチレンの残留を示している（２．３．４）ため、特に大気中における重量減少はスチレンの損失により説明できる。供試体は乾燥条件 (気温23℃ ,相対湿度50%)に置かれたので、重量減少が湿気の損失によって説明できる可能性は低い。

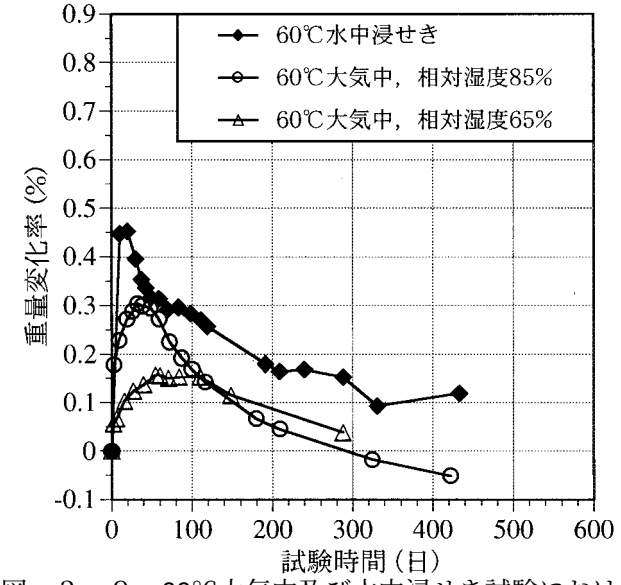
図－２．１０はいくつかの条件における樹脂の重量変化を示す。ＧＦＲＰは図－２．８に見られるように20日後には顕著な減少を示しているのに対し、樹脂は同じ条件で70日経過した時点でも重量増加後の減少を示していない。



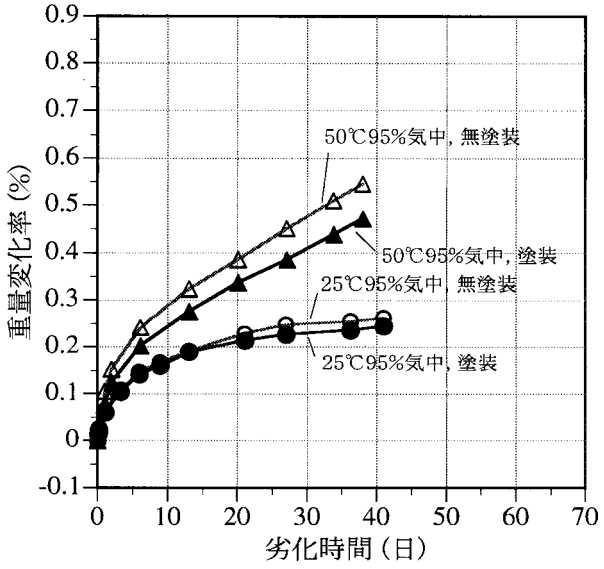
図－２．８　水中浸せき試験におけるFRPの重量変化率



図－２．１０　様々な環境条件におけるマトリックス樹脂板の重量変化率



図－２．９　60℃大気中及び水中浸せき試験におけるFRPの重量変化率



図－２．１１　塗膜の有無による重量変化の差（高湿度暴露試験）

図－２．１１は、塗装の有無による重量変化の差を、気温25℃,相対湿度95%及び気温50℃,相対湿度95%で調べた結果である。塗装有りの供試体では端面にも塗装を施してある。気温50℃,相対湿度95%の場合には塗装が有る場合の方が、塗装がない場合に比べて重量増加量が多く、塗膜が有ることによる水の浸入に一定の抑制効果を示している。無塗装供試体の重量増加率が、塗装供試体と同程度になるまでの時間は、塗膜供試体の場合の0.7程度であった。

気温25℃, 相対湿度95%の場合には、気温50℃, 相対湿度95%の場合と異なり、塗膜の有無による重量増加の差はわずかであった。重量増加は気温50℃,相対湿度95%の場合に比べて緩やかであった。

２．３．３　ＩＲスペクトル

すべてのＩＲスペクトル用の試料はＣＳＭ層から採取した。茶色の点状の変色は、樹脂の化学変化により可視光域の波長の短い領域(400nm程度)に、吸収が発生したことによると考えられる。このような吸収は、元の構造よりも長い共役二重結合（単結合で連結された二重結合の組)が形成されたことによりおきる可能性があるが、ＩＲスペクトルからはこれを裏付ける変化は認められなかった。Sridharan［46］も水中で劣化したビニルエステル樹脂の劣化をＩＲで調べたが、変化を見いだせなかったと報告している。

２．３．４　DSC

ガラス転移温度（Ｔｇ）の結果は劣化試験の前後でわずかな変化を示した。試験前のＴｇは110.8℃であったが、60℃浸せきを434日間行った供試体では104.8℃、気温60℃,相対湿度85%で423日間劣化試験を行った供試体では108.9℃であった。なお、未劣化の供試体についてオープン型容器で測定を行ったところ、溶媒の揮発と考えられる吸熱ピークが認められたため、溶媒のスチレンが多少残留していたものと考えられる。

２．３．５　ＮＭＲスペクトル

未劣化のFRPと気温60℃,相対湿度85%で423日間劣化試験を行った供試体の、^{13}C-NMRスペクトル（CP/MAS_toss法）には明確な差異は認められなかった。

２．３．６　比表面積

未劣化では0.0043m^2/gとわずかであった比表面積は、劣化によって60℃水中で約３倍、気温60℃,相対湿度85%では約６倍と、大幅に増加しており、クラックの発生により空隙が増加していることを示した。

表－２．３　繊維・樹脂含有率の変化(Type2)

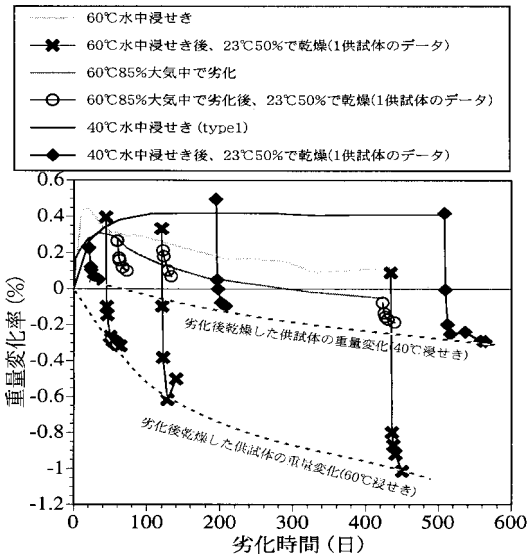
供試体	未劣化GFRP	水中浸せき(60℃) 210日後のGFRP	大気中(気温60℃,相対湿度85%) 210日後のGFRP
樹脂含有率（%重量）	35.0	30.9	31.7
繊維含有率（%重量）	65.0	69.1	68.3

２．３．７　浸せき水中の化学組成

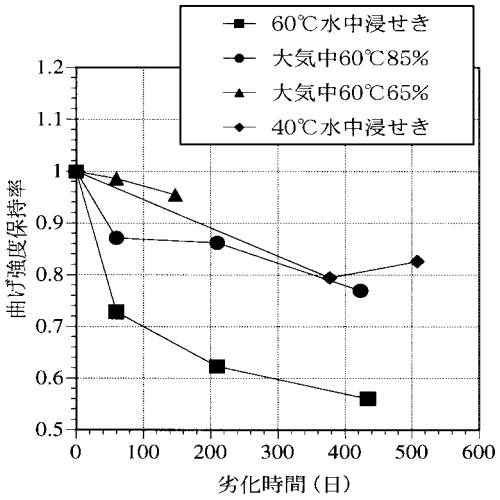
重量の減少は、ＧＦＲＰから何らかの構成要素が水中へ溶出していることを示している。溶出物を分析するためにガラス製フラスコ中で水浸せき試験を実施した。試験後にＧＦＲＰを取り除き乾燥したフラスコは、フラスコ内の残留物により重量が増加し、その量はほぼＧＦＲＰ供試体の重量減少量にほぼ一致した。乾燥したフラスコは水で洗浄し、その洗浄液からジクロロメタンで有機成分を抽出し、除媒、乾燥した結果、無色の油状物質を得た。その油状物質の^{1}Ｈ－ＮＭＲスペクトルは、ガラス繊維クロスから抽出した表面処理剤のＮＭＲスペクトルと良く一致しており、ＧＦＲＰの重量減少が、ガラス繊維の表面を覆っているサイジング剤が水中に溶出したことによるものであることが明らかとなった。このガラス繊維 (旭硝子（株）製GLASRON)にはシラン系のサイジング剤が使用されている。表－２．３にいくつかのＧＦＲＰ供試体の繊維と樹脂の重量含有率の結果を示す。ＧＦＲＰ供試体の繊維と樹脂の重量含有率の結果を示す。未劣化のＧＦＲＰ（Type2）の樹脂含有率は35.0%であったが、60℃水中浸せき試験後には30.9%に低下していた。サイジング剤は樹脂の一部として測定されるので、この変化は重量減少の結果に適合している。大気中で気温60℃,相対湿度85%の場合にも31.7%となり、未劣化に比べ低下を示した。

２．３．８　高湿度暴露試験後の供試体の乾燥

図－２．１２はいろいろな条件で暴露した後に、気温23℃,相対湿度50%の恒温恒湿槽で乾燥したときの供試体の重量変化を示している。図－２．１２の記号は、１個の供試体から得られたデータであり、記号無しの線は５つの供試体の平均値を示している。60℃の水中に浸せきした供試体は顕著な重量減少を示した。50日間暴露したものの重量変化率は-0.3%、440日間暴露したものでは-1.0%となっている。気温60℃,相対湿度85%の大気中及び40℃水中浸せきした後に乾燥した供試体では、重量変化率は-0.3～-0.2%となった。これらの値は60℃水中への浸せきに比べ小さいが、これらの条件でも長期間の重量減少に寄与していると考えられる。60℃水浸せきにおける重量減少速度は気温60℃,相対湿度85%大気中よりも早かった。

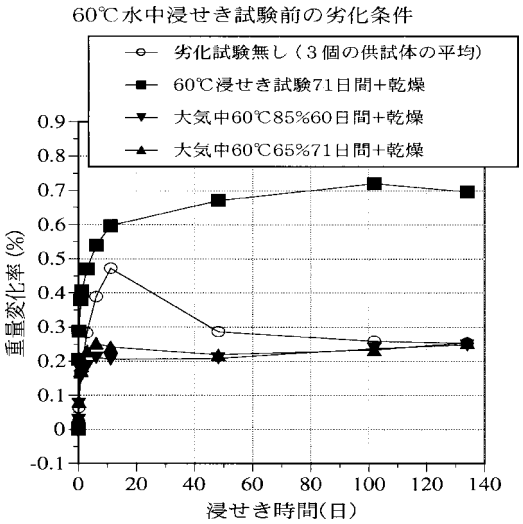


図－２．１２　暴露試験後に乾燥した GFRP の重量変化



図－２．１４　様々な条件による暴露試験後の曲げ強度変化

(曲げ強度保持率
= 劣化後の曲げ強度 / 未劣化の曲げ強度)



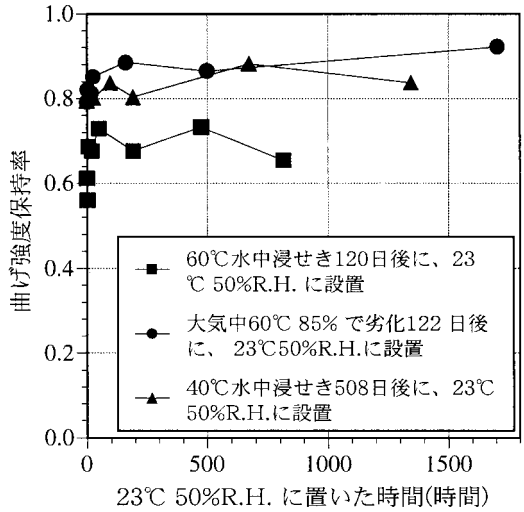
図－２．１３　劣化試験後の供試体の 60℃水中浸せき試験

図－２．１３は劣化した供試体の、60℃水浸せきした際の重量変化を示す。この試験に使用した供試体は、表－２．１の暴露試験条件１－１，２－２，２－３の条件で劣化させたあと、気温23℃,相対湿度50%の条件で30日以上乾燥させ、再度初期重量を測定したものである。60℃に71日間浸せきした供試体は劣化していないものに比べより早い重量増加を示した。重量増加速度だけでなく、吸収量もより大きな値を示した。繊維と樹脂間の隙間が生じることで、水の浸入が早く、浸入量も大きくなったものと考えられる。気温60℃, 相対湿度85%及び気温60℃, 相対湿度65%の大気中で劣化させたものでは、初期の重量増加速度は、未劣化のものと変わらなかった。しかし、これらの供試体は、未劣化供試体を60℃水中に浸せきした際に見られる、初期の重量増加とその後の緩やかな重量減少のパターンは見られず、平衡に達した後にはほぼ一定を保つようになった。これらの差はサイジング剤と残存溶媒がはじめの劣化試験で既に溶出しているためと説明できる。

２．３．９　曲げ試験

図－２．１４は曲げ試験の結果を示す。全ての供試体はロービング層と下側ＣＳＭ層間のせん断破壊を示した。下側ＣＳＭ層の中央部は引張破壊を示した。劣化試験前後では、破壊モードに差は認められなかった。気温60℃, 相対湿度65%の大気中で148日間劣化した供試体は、曲げ強度が初期値の95%となるわずかな低下を示した。気温60℃,相対湿度85%の大気中に423日間暴露した供試体の曲げ強度は、初期値の80%に低下した。40℃水中に380日間浸せきした供試体も初期値の80%程度の曲げ強度を示した。508日間でも82%であった。60℃の水中浸せき試験での曲げ強度の低下は浸せき時間によって低下し、62%にまで達した。曲げ強度の減少の理由は繊維と樹脂のはく離によると考えられる。これはＦＲＰ表面に見られる白色の線状模様の出現と、水の浸透速度の顕著な増加もはく離の発生により説明できる。Schutte ら(1994) ［47］はＦＲＰを水中に置いた場合のガラス繊維と樹脂のはく離を、単繊維を用いた試験により報告している。

一方、40℃水中浸せきや気温60℃,相対湿度85%大気中暴露ではガラス繊維と樹脂のはく離は観察されな



図－２．１５　暴露試験後に気温23℃相対湿度50%で乾燥させた供試体の曲げ強度の回復

かった。このため、これらの供試体で認められた曲げ強度の低下は、主に樹脂の強度低下によるものと考えられる。水の吸収あるいは樹脂の劣化が繊維と樹脂の接着強度を低下させている可能性も高い。環境条件のＧＦＲＰの力学的性能への影響を調べるために、上記の曲げ試験では暴露条件から回収後直ちに実施した。

これらの強度変化の様子は、図－２．１２中に点線で示した、劣化後の供試体の乾燥重量の減少の様子と、60℃浸せきの低下に比べて、40℃浸せきと気温60℃,相対湿度85%大気中の値が近く、減少も緩やかである点などで、比較的良く一致していた。

水への暴露による曲げ強度低下が一時的なものか、永久的なものかを調べるために、劣化試験後に気温23℃,相対湿度50%で乾燥させた供試体についても曲げ試験を実施した。この試験の結果を図－２．１５に示す。図－２．１５から、曲げ強度は少し回復するものの、初期値までには回復しないことが分かった。乾燥によっては繊維と樹脂間のはく離が回復するとは考えられないことから、乾燥によって回復しなかった強度低下は、繊維と樹脂のはく離による強度低下と考えられる。また、乾燥による若干の曲げ強度の回復は、ＦＲＰから水が追い出されることによる、樹脂強度の回復によるものと考えられる。

表－２．４は塗装の有無による強度低下への保護効果を、気温50℃,相対湿度95%で38日間暴露した供試体で調べた結果である。無塗装供試体の曲げ強度は未暴露供試体の値の0.76、塗装供試体では0.79であった。無塗装供試体と塗装供試体の間に有意差は認められなかった。また、曲げ弾性率でも、無塗装供試体(0.87)、塗装供試体(0.94)ともに、未暴露供試体より低い値を示した。

表－２．４　高湿度暴露試験の結果(90°曲げ試験)

	未暴露	無塗装 38日間暴露	塗装 38日間暴露
曲げ強さ,σ(MPa)	287.6	218.2	226.9
未暴露供試体の強さとの比	1.00	0.76	0.79
未暴露供試体とのｔ検定の結果（有意水準1%）	-	S (0.001)	S (0.002)
曲げ弾性率、E(GPa)	11.2	9.7	10.5
未暴露供試体の弾性率との比	1.00	0.87	0.94
未暴露供試体とのｔ検定の結果（有意水準1%）	-	S (0.0002)	S (0.009)

２．３．１０　水中浸せきによるＧＦＲＰの劣化のまとめ

ＧＦＲＰ引抜成形材への水の浸透による物性劣化挙動を調べるため、いくつかの温度における浸せき試験と・恒温恒湿試験を行った。ＧＦＲＰは劣化に伴い表面に亀裂が入ると共に、ＦＲＰから、サイジング剤と思われる表面処理剤が溶出し、重量減少が起きていることが分かった。ＧＦＲＰの曲げ強度は低下することが分かった。重量減少と曲げ強度低下の速度は、60℃浸せきの方が、60℃温潤大気や40℃浸せきよりも早かった。60℃温潤大気中ではＦＲＰ表面に顕著な黄変化が認められたが、赤外線スペクトルや核磁気共鳴スペクトルでは化学的な変化を観察できなかった。

２．４　長期屋外暴露試験によるGFRPの変化

２．４．１　曲げ試験

0°方向の曲げ試験の結果を表－２．５に示す。いずれも試験片下面に亀裂が発生して破断した。無塗装の供試体を含めて、いずれの供試体も、曲げ強さ、曲げ弾性係数共に、未暴露の供試体と有意の差が認められなかった。90°方向の曲げ試験の結果を表－２．６に示す。塗装供試体では、曲げ強さ、曲げ弾性係数共に、未暴露の供試体と有意の差が認められなかったが、つくばで２年間暴露した無塗装供試体では、曲げ強さが未暴露供試体の0.8に低下し、有意差が認められた。

２．４．２　引張試験

0°方向の引張試験の結果を表－２．７に示す。塗装供試体ではいずれの供試体も、引張強さ、引張弾性係数共に、未暴露の供試体と有意の差が認められなかった。無塗装供試体では、引張強度は、未暴露供試体の0.90となったが、検定の結果では有意差は認められなかった。90°方向の引張試験の結果を表－２．８に示す。0°方向の引張試験と同様に、塗装供試体

表－２．５　長期屋外暴露試験結果(0°曲げ試験)

	未暴露	無塗装 暴露 (つくば)	塗装 暴露 (陸別)	塗装 暴露 (つくば)	塗装 暴露 (大宜味)
曲げ強さ,σ(MPa)	306.6	303.0	328.6	330.9	323.8
未暴露供試体の強さとの比	1.00	0.99	1.07	1.08	1.06
未暴露供試体とのｔ検定の結果 (有意水準1%)	-	N (0.840)	N (0.070)	N (0.096)	N (0.196)
曲げ弾性率、E(GPa)	10.4	10.1	10.5	10.1	10.2
未暴露供試体の弾性率との比	1.00	0.97	1.01	0.97	0.98
未暴露供試体とのｔ検定の結果 (有意水準1%)	-	N (0.262)	N (0.583)	N (0.204)	N (0.377)

表－２．６　長期屋外暴露試験結果(90°曲げ試験)

	未暴露	無塗装 暴露 (つくば)	塗装 暴露 (陸別)	塗装 暴露 (つくば)	塗装 暴露 (大宜味)
曲げ強さ,σ(MPa)	287.6	229.8	293.4	274.3	279.3
未暴露供試体の強さとの比	1.00	0.80	1.02	0.95	0.97
未暴露供試体とのｔ検定の結果 (有意水準1%)	-	S (0.0027)	N (0.728)	N (0.338)	N (0.540)
曲げ弾性率、E(GPa)	11.2	10.6	11.8	10.9	11.1
未暴露供試体の弾性率との比	1.00	0.95	1.06	0.98	0.99
未暴露供試体とのｔ検定の結果 (有意水準1%)	-	N (0.021)	N (0.118)	N (0.253)	N (0.706)

表－２．７　長期屋外暴露試験結果(0°引張試験)

	未暴露	無塗装 暴露 (つくば)	塗装 暴露 (陸別)	塗装 暴露 (つくば)	塗装 暴露 (大宜味)
引張強さ,σ(MPa)	369.0	333.9	352.6	363.1	356.4
未暴露供試体の強さとの比	1.00	0.90	0.96	0.98	0.97
未暴露供試体とのｔ検定の結果 (有意水準 1%)	-	N (0.0106)	N (0.112)	N (0.390)	N (0.165)
引張弾性率, E (GPa)	19.24	18.89	18.97	18.95	18.75
未暴露供試体の弾性率との比	1.00	0.98	0.99	0.99	0.97
未暴露供試体とのｔ検定の結果 (有意水準 1%)	-	N (0.522)	N (0.510)	N (0.489)	N (0.297)

表－２．８　長期屋外暴露試験結果(90°引張試験)

	未暴露	無塗装 暴露 (つくば)	塗装 暴露 (陸別)	塗装 暴露 (つくば)	塗装 暴露 (大宜味)
引張強さ,σ(MPa)	165.8	145.0	158.9	161.8	156.9
未暴露供試体の強さとの比	1.00	0.87	0.96	0.98	0.95
未暴露供試体とのｔ検定の結果 (有意水準 1%)	-	S (0.0009)	N (0.088)	N (0.297)	N (0.053)
引張弾性率, E (GPa)	12.9	12.5	13.0	12.8	13.4
未暴露供試体の弾性率との比	1.00	0.97	1.01	1.00	1.04
未暴露供試体とのｔ検定の結果 (有意水準 1%)	-	N (0.363)	N (0.612)	N (0.859)	N (0.139)

表－２．９　長期屋外暴露試験結果 (面内せん断試験)

	未暴露	無塗装 暴露 (つくば)	塗装 暴露 (陸別)	塗装 暴露 (つくば)	塗装 暴露 (大宜味)
面内せん断強さ, τ(MPa)	56.9	53.5	58.5	56.2	60.0
未暴露供試体の強さとの比	1.00	0.94	1.03	0.99	1.05
未暴露供試験体とのｔ検定の結果 (有意水準 1%)	-	S (0.006)	N (0.074)	N (0.493)	S (0.001)
面内せん断弾性率, G (GPa)	3.79	3.90	3.82	3.81	3.80
未暴露供試体の弾性率との比	1.00	1.03	1.01	1.01	1.00
未暴露供試験体とのｔ検定の結果 (有意水準 1%)	-	N (0.127)	N (0.621)	N (0.529)	N (0.922)

では未暴露供試体と有意差が認められないが、無塗装供試体の引張強さで有意差が認められた。未暴露供試体からの低下率は0.87であった。

２．４．３　面内せん断試験

面内せん断試験の結果を表－２．９に示す。無塗装供試体では面内せん断強さが未暴露供試体に比べて0.94に低下し、有意差が認められた。塗装供試体では大宜味に暴露した供試体で、面内せん断強さが、未暴露供試体の1.05と高い値を示したが、その他には、有意差は認められなかった。

２．４．４　外観の変化

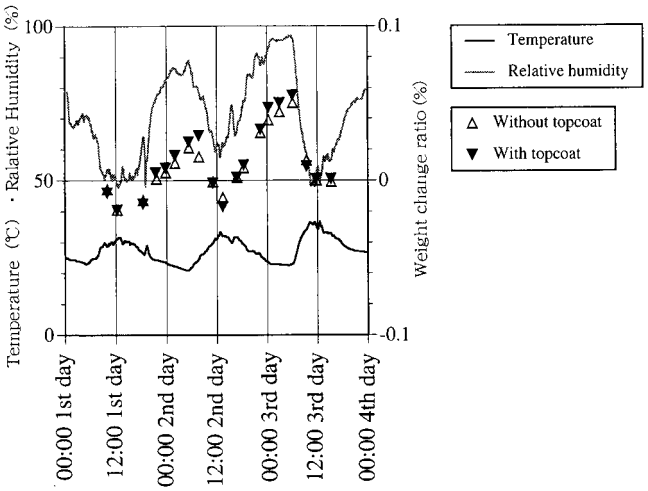
無塗装供試体では樹脂が黄変化し、ＣＳＭ層のガラス繊維が露出した。塗装供試体では、塗膜に多少の白亜化(劣化した塗膜が粉末となって表面に残っている状態)が認められるものの、大きな変化は認められなかった。

２．４．５　長期屋外暴露試験によるＧＦＲＰの変化のまとめ

土木構造用ＦＲＰとしての適用が期待される、ＧＦＲＰ引抜成形材について２年間の暴露試験を行った。曲げ、引張、面内せん断の各項目について物性保持率を調べ、無塗装供試体では、引抜方向に対して90°方向の物性（曲げ強さ，引張強さ，面内せん断強さ）で、低下が認められた。これは一方向層の90°方向の性能が、屋外暴露試験によって低下したものと考えられる。これらの供試体でも弾性係数には変化が認められず、また、塗装供試体でも変化は認められなかった。物性保持率は0.80～0.94であった。

２．５　短期屋外暴露試験によるＦＲＰの変化

図－２．１６に試験の結果を示す。試験を実施した



図－２．１６　短期屋外暴露試験結果

表－２．１０　光暴露試験の結果

	未暴露	無塗装 483時間暴露	塗装 483時間暴露	無塗装 1063時間暴露	塗装 1063時間暴露
曲げ強さ, σ(MPa)	287.6	278.8	279.3	264.7	275.9
未暴露供試体の強さとの比	1.00	0.97	0.97	0.92	0.96
未暴露供試体とのｔ検定の結果（有意水準1%）	-	N (0.083)	N (0.151)	N (0.076)	N (0.104)
曲げ弾性率, E (GPa)	11.2	11.1	11.3	11.8	11.2
未暴露供試体の弾性率との比	1.00	1.00	1.01	1.05	1.00
未暴露供試体とのｔ検定の結果（有意水準1%）	-	N (0.831)	N (0.404)	N (0.064)	N (0.844)

３日間は、昼間は晴れて、相対湿度が60%以下まで低下したが、夜間は気温の低下と共に湿度が上昇し、90%以上となった。夜間には一部降雨もあり、供試体表面は濡れている状態であった。夜間の気温はおよそ２５℃、昼間は３０℃程度であった。図－２．１６から、供試体の重量は夜間に吸湿と共に増加し、昼間の乾燥と共に減少している様子が分かる。吸水による重量増加は多い場合でも0.06%であり、翌日の昼間の乾燥で当初の値に戻ることが分かった。また、塗膜がある方が、ない場合に比べ重量増加が多い傾向があったが、その差はわずかであった。

２．６　光暴露試験によるＦＲＰの変化

暴露試験後の無塗装供試体は、表面の黄変化が著しかったが、塗装供試体では顕著な変化は認められなかった。暴露試験後の曲げ試験の結果を表－２．１０に示す。1063時間まで暴露試験を実施したが、無塗装供試体、塗装供試体共に曲げ強度に差は認められなかった。1063時間暴露中に供試体が受けた紫外線量は、139.9MJ/m²である。同型の紫外線センサーでつくばにおいて測定した１年当たりの紫外線積算量は46.9MJ/m²であったことから、紫外線量からは屋外暴露試験（つくば）の約３年に相当すると考えることができる。

２.７　ＧＦＲＰの水中および屋外暴露における物性保持率

本節では、水中および屋外暴露により強度低下するＦＲＰの安全な応力範囲について、許容応力度設計法の強度保持率により検討する。

２．７．１　本研究の結果から設定される引抜成形材の物性保持率

ＧＦＲＰ引抜成形材の各種の暴露試験による強度変化は以下のようにまとめられる。

（１）水中浸せき試験及び高湿度暴露試験

水中浸せき試験及び高湿度暴露試験による曲げ強度低下は、図－２．１４に示すように、強度低下の速度が次第に遅くなっていく傾向がある。この強度保持率の値は、表－２．１１のNo.1～3のようにまとめられる。また、表－２．４に示した気温50℃, 相対湿度95%における高湿度暴露試験の結果からは、経時的な変化は不明であるが、これらについても表－２．１１に示した。60℃水中浸せきの場合の強度保持率は0.56であるが、土木構造物としての用途を考慮する場合、温泉地などの特殊な条件を除けば、部材が60℃の水中に浸される条件は考えにくい。海水は温度が高い場合でも30℃程度である。また、下水処理場における下水の温度は高い場合でも35℃程度と考えられている。このようなことから、水中浸せき時の強度保持率としては、40℃水中浸せきの値が保持率の目安として適していると考えられる。また、60℃85%大気中での強度保持率もほぼ同程度である。これらを総合的に判断すると、水中浸せき時の強度保持率の目安としては、0.75～0.80が適当であると考えられる。

表－２．１１　水劣化による強度保持率のまとめ

No.	繊維方向	劣化条件	曲げ強度保持率
1	0°	60℃水中、370～510日間の最低値	0.56
2	0°	40℃水中、370～510日間の最低値	0.8
3	0°	気温60℃,相対湿度85%大気中、370～510日間の最低値	0.77
4	90°	気温50℃,相対湿度95%大気中、38日	0.76～0.79

（２）屋外暴露試験

屋外暴露試験では、無塗装供試体の曲げ強さ（90°）、引張強さ（90°）、面内せん断強さは、未暴露供試体に比べて低下し、表－２．１２の様になった。

強度低下率は曲げ強さ（90°）:0.80、引張強さ（90°）:0.87、面内せん断強さ:0.94であった。0°方向の曲げ強さ及び引張強さには、未暴露供試体との有意差が認められなかったことから、無塗装供試体では一方向層の繊維間の付着力が弱くなっているものと考えられる。

一方塗装供試体では、２年間の暴露で、曲げ特性（0°，90°）、引張特性（0°，90°）、面内せん断特性の低下は認められなかった。このことから、塗装は無

表－２．１２　屋外暴露による強度保持率のまとめ

No.	繊維方向	性能と条件	強度保持率
1	0°	引張強度、塗装無し	1.0
2	0°	曲げ強度、塗装無し	1.0
3	90°	引張強度、塗装無し	0.87
4	90°	曲げ強度、塗装無し	0.80
5		面内せん断、塗装無し	0.94
6	90°	引張強度、塗装有り	1.0
7	90°	曲げ強度、塗装有り	1.0

塗装供試体が示した90°方向及び面内せん断方向の強さ低下の抑制効果があることが分かった。

経時的な変化については本試験からは不明であるが、水中浸せき試験や高湿度暴露試験と同様に一定値にほぼ落ち着き、2年間で既に平衡に達しているものと仮定すれば、強度保持率を以下のように設定できる。

塗装してある場合：1.0

無塗装の場合（引抜方向に0°方向の物性）：1.0

無塗装の場合（0°以外の方向の物性）：0.8

２．７．２　文献における物性保持率

ＦＲＰの繊維・樹脂や積層構成などは用途に応じて設計されるものであり、材料の性能にはある程度幅がある。本研究では、ＦＲＰ引抜成形材の土木構造用途を想定した場合の耐久性に関する検討を行ったが、使用した供試体の積層構成には限りがあり、また、引抜成型材に関する類似データの報告も少ない。一方ＦＲＰの耐久性データは、ハンドレイアップ成形材やプレス成形材の航空部品用途を想定した条件で、多くの報告がある。そこでこれらの報告を本研究と比較すれば、強度保持率の信頼性を向上させることができると考えられる。

このような観点から、水・湿度による強度保持率を報告した文献を調べた。結果を表－２．１３及び２．１４に示す。表－２．１３はＧＦＲＰに関する文献である。強度保持率は1.0から低い場合で0.4までの場合があることがわかる。Harperらは樹脂の種類を変えた試験を行い、ビニルエステル樹脂がエポキシ樹脂や不飽和ポリエステル樹脂に比べ、比較的強度保持率が高い結果を示した。温度の影響は大きく、25℃水中浸せき40日では、引張強度保持率は0.90であるが、気温50℃相対湿度95%の気中40日では0.63-0.69と低下している。50℃の場合の強度保持率は概ね0.4～0.95程度、25℃では0.5～0.9と、材料や条件による幅が広い。本研究に近い材料(ビニルエステル樹脂をマトリックスとするＧＦＲＰの引抜成形材)を用いているのは、Sridharan, S.ら (1991)［46］と、Verghese, K.N.E.ら (1999)［13］である。本研究では図－２．１４に示すように、水中浸せき60℃60日で曲げ強度保持率0.73であり、Sridharan, S.らの結果と大きな差は無いことがわかる。また、Verghese らの温度スパイキング試験から得た強度保持率は0.70と、本研究から得られた結果（0.75～0.80）と大きな差が無いと考えられる。

表－２．１４はＣＦＲＰに関する文献である。繊維方向（0°）の強度保持率は最低でも0.8で、劣化が殆ど認められ無い場合もある。一方、繊維と直交方向には、強度保持率が低くなった。本章ではＣＦＲＰの水・湿度による劣化試験は実施していないが、表－２．１４に示す文献では、0.6～1.05の強度保持率が報告されている。Tsotsisらの報告する0.65は90°方向のみのＣＦＲＰの引張試験であるので、特に低く出るが、ＣＦＲＰ引抜成形材では90°方向のみの材料は考えにくいことを考慮すると、Ciriscioliらの圧縮試験の0.60の値を例外として、全て0.8～1.0の範囲にある。このため、この範囲をＣＦＲＰの強度保持率として設定することが妥当であると考えられる。

表－２．１５は、ＧＦＲＰの屋外暴露試験に関する文献から、材料の種類、物性低下率、暴露期間等を整理した結果である。ハンドレイアップ成形かプレス成

表－２．１３　水・湿度による強度保持率に関する文献（ＧＦＲＰ）

文献番号	研究者名	材料種類	繊維構成	力学性能の種類	劣化試験条件	強度保持率
[18]	R. F. Lark & C. C. Chamis (1983)	GFRP /EP (Transverse Filament Tape)	(0/90°)：9層 (0/90/±45°)：11層	引張強度	49℃98%500時間	1.0
		GFRP /EP		圧縮強度	49℃98%500時間	1.0
		GFRP /UP		引張強度	49℃98%4000時間	0.6
[11]	J. F. Harper & M. Naeem	GFRP /UP,EP,VE プレス	UD45%	引張強度	浸せき50℃40日	0.4-0.6
		GFRP /EP プレス			浸せき25℃40日	0.59
		GFRP /VE プレス			浸せき25℃40日	0.90
		GFRP /UP,EP,VE プレス			70℃95%40日	0.4-0.6
		GFRP /VE プレス			50℃95%40日	0.63-0.69
		GFRP /EP プレス			50℃95%40日	0.57
[19]	T. Horino et al. (1987)	GFRP/UP MMD(マッチドダイ)	CSM:3層	引張強度	浸せき80℃3000時間（125日）	0.45
[20]	K. S. Singh et al. (1991)	GFRP /EP	WRとChoppedSMの組み合わせ	層間せん断強度	浸せき25℃120日	0.50-0.66
				衝撃強度	浸せき50℃120日	0.60
				衝撃強度	浸せき25℃120日	0.80
[46]	S. Sridharan et al. (1998)	GFRP/VE 引抜成形		曲げ強度	浸せき50℃1700時間（70日）	0.95
					浸せき80℃1700時間（70日）	0.77
[13]	K. N. E. Verghese et al. (1999)	GFRP/VE 引抜成形	CSM/ROV/CSM 市場流通品	引張強度	65-25-65温度スパイキング試験	0.70

注　プレス:プレス成形, UP:不飽和ポリエステル樹脂, EP:エポキシ樹脂, VE:ビニルエステル樹脂, ROV:ロービング

表－２．１４　水・湿度による強度保持率に関する文献（ＣＦＲＰ）

文献番号	研究者名	材料種類	繊維構成	力学性能の種類	劣化試験条件	強度保持率
[14]	C. H. Shen & G. S. Springer (1977)	CFRP/EP (11L8層)	0°	引張強度	27-149℃	0.8
			45°	引張強度	27-149℃	0.8
			90°	引張強度	27-149℃	0.8
[15]	P. R. Ciriscioli, et al. (1987)	CFRP/EP 織物、6層及び8層		引張強度	77℃、30-70日	0.95
				圧縮強度	77℃、30-70日	0.60
				層間せん断強度	77℃、30-70日	1.0
[16]	S. Kellas, J. Morton and P. T. Curtis (1990)	CFRP/EP 16層	(±45°/0° 3/±45°/0°)$_s$及び (0°/±45°/0° 2/±45°/0°)$_s$	引張強度	60℃84%および室温100%（一部）	0.95～1.05
[17]	T. K. Tsotsis and Y. Weitsman (1990)	CFRP/EP プレス	(±30°)$_{2s}$	引張強度	40℃で相対湿度95%（2週間）と0%（2週間）との湿度サイクル試験（5 6サイクル）	0.95
			(90°)$_8$	引張強度		0.65
			(±30°)$_{2s}$	圧縮強度		0.83
			(0°/+45°/90°/-45°)$_s$	圧縮強度		0.90

注　EP:エポキシ樹脂

表－２．１５　屋外暴露試験による強度保持率に関する文献

文献番号	研究者名	材料の種類	成型・積層構成	塗装	暴露期間	力学性能の種類	強度保持率
[48]	植村ら	GFRP/UP	HL	なし	5年	曲げ強度	0.95
						引張強度	1.0
[25]	鶴江ら	GFRP/UP	CSM:3層 HL	なし	3年	引張強度(0°)	1.0
						引張強度(90°)	1.0
						曲げ強度(0°)	1.0
						曲げ強度(90°)	1.0
			WRクロス: 14層 プレス	なし	3年	引張強度(0°)	0.95
						引張強度(90°)	0.95
						曲げ強度(0°)	0.95
						曲げ強度(90°)	0.95
			CSM:2層+WRクロス: 2層 HL	なし	3年	引張強度(0°)	1.0
						引張強度(90°)	1.0
						曲げ強度(0°)	1.0
						曲げ強度(90°)	1.0
			CSM:3層、HL	なし	2年	疲労限度	1.0
			プレス、WR14	なし	2年	疲労限度	1.0
			HL,CSM2+WR2	なし	2年	疲労限度	0.85
[27]	長谷川	GFRP/UP	プレス、チョップ	なし	2年	曲げ強度	1.0
						衝撃強度	1.0
[28]	福田	GFRP/EP	WRクロス7層 プレス	EPプライマー/PU上塗り	5年	曲げ強度	1.0
						面内せん断強度	1.0
[31]	横山	GFRP	HL	なし	15年	圧縮強度(0°)	1.0
						圧縮強度(90°)	0.8
						曲げ強度	0.87
						引張強度	1.0
				ゲルコート	15年	圧縮強度(0°)	1.0
						圧縮強度(90°)	0.6
						曲げ強度	0.94
						引張強度	1.0

注　HL:ハンドレイアップ成形, プレス:プレス成形, UP：不飽和ポリエステル樹脂, EP:エポキシ樹脂, PU:ポリウレタン樹脂, WR:ロービングクロス

形によるものが多かった。植村ら［48］、鶴江ら［25］、長谷川［27］、福田［28］は、無塗装供試体の２～５年の屋外暴露試験で、強度低下率は0.95～1.0と殆ど低下していない結果を報告している。特に鶴江ら［25］は、本研究で差が認められた90°方向の曲げ・引張試験でも変化が認められていない結果を示している。本研究とこれらの文献との相違は、本研究で使用したＧＦＲＰの積層構成がCSM/ロービング/CSMと、中間層に一方向層を含むのに対し、鶴江らのＧＦＲＰの積層構成がロービングクロスとCSMからできていたことであり、繊維間の付着強度低下の影響を受けにくかったためと考えられる。横山［31］は15年のＧＦＲＰの屋外暴露試験を発表しており、引張、圧縮（0°）では変化が無く、曲げでは0.87-0.94と報告されている。90°方向の圧縮強度の0.6～0.8の強度低下は、積層間の剥離破壊が起きやすくなるためと報告されている。

本研究の屋外暴露試験の結果、無塗装供試体の場合には、90°方向で0.80の物性保持率が最低値であった。文献の多くは、無塗装の場合でも、5年程度では強度低下がないと報告しているが、それらのＦＲＰでは一方向層が少なかったため考えられる。引抜成形材には通常一方向層が多いため、無塗装で土木構造用に用いる場合には、一方向層の繊維方向以外には0.8程度の物性保持率が必要であると考えられる。

一方、塗装を行った場合には、この強度低下は２年間の暴露期間では３カ所の暴露場のいずれにおいても認められず、抑制効果があることが明らかであった。この場合には物性保持率は1.0として問題ないものと考えられる。

２．７．３　ＧＦＲＰの水中および屋外暴露における物性保持率に関するまとめ

浸せき試験の結果からは、曲げ試験による強度保持率から、ＧＦＲＰの水・湿度に対する強度保持率は0.75～0.80程度が目安として適当との結論を得た。また、文献から、ＣＦＲＰの水・湿度に対する強度保持率は0.8～1.0程度が目安として適当と考えられた。これらの値は常時水中に没する土木構造物の水を因子とする劣化による強度保持率として適用できる。２年間の屋外暴露試験から、ＧＦＲＰ引抜成形材を土木構造用ＦＲＰとしての適用する際の限界値を定めるための強度保持率は、0°以外の方向で無塗装の場合には0.8程度、塗装する場合や、0°方向には1.0程度が適当との結果を得た。なお、いずれの場合も本研究の試験期間は２年程度であり、強度低下は、速度が遅くなってきてはいるものの、完全に一定にはなっていない。このため、長期にわたる劣化によりさらに強度が低下する可能性もある。

２．８　塗膜による保護効果

前項で確認された塗膜による保護効果が、塗膜のどのような性能によって得られるか検討を行った。

２．８．１　光の遮断による保護効果

屋外暴露試験では無塗装供試体は２年間の暴露（つくば）で、曲げ強度（90°）の低下を示したのに対し、光暴露試験では屋外暴露試験約３年に相当する紫外線を照射した無塗装供試体でも、曲げ強度（90°）に初期と差が認められなかった。このことから、この強度低下が光とは直接関係ないと考えることができる。光暴露試験により塗膜はＦＲＰ表面の紫外線による樹脂劣化から保護できることが明らかであるが、光を防ぐ効果でＦＲＰの強度低下を保護しているわけではないことが分かった。

２．８．２　水の遮断による保護効果

高湿度暴露試験(図－２．１１)では、塗膜は、気温50℃,相対湿度95%の大気中で水のＦＲＰへの浸透を抑制しているが、その程度はあまり大きくなく、曲げ試験ではどちらも強度低下が顕著であった。また、気温25℃,相対湿度95%の場合には塗膜は水の浸透抑制に殆ど寄与していなかった。塗膜による水の浸入抑制効果は、浸透速度が比較的遅い低温高湿な条件では十

分に現れないものと考えられる。短期暴露試験の結果(図－２．１６)から、屋外暴露試験中のＦＲＰの水浸透の条件は、気温25℃,相対湿度95%の場合に近いと考えられるため、長期屋外暴露試験においても、塗膜には水浸透抑制効果は期待できないと考えられる。

２．９　本章のまとめ

本章では、ＧＦＲＰ引抜成形材への水の浸透による物性劣化挙動を調べるため、いくつかの温度における浸せき試験と・恒温恒湿試験を行った。ＧＦＲＰの表面に亀裂が入ると共に、ＦＲＰから、サイジング剤と思われる表面処理剤が溶出し、重量減少が起きていることが分かり、ＧＦＲＰの曲げ強度も低下することが分かった。重量減少と曲げ強度低下の速度は、60℃浸せきの方が、60℃ 湿潤大気や 40℃ 浸せきよりも早かった。60℃湿潤大気中ではＦＲＰ表面に顕著な黄変化が認められたが、赤外線分光光度法や核磁気共鳴スペクトルでは化学的な変化を観察できなかった。

土木構造用ＦＲＰとしての適用が期待される、ＧＦＲＰ引抜成形材について２年間の暴露試験を行った。曲げ、引張、面内せん断の各項目について物性保持率を調べ、無塗装供試体では、引抜方向に対して90°方向の物性で、低下が認められた項目があった。これは一方向層の 90°方向の性能が、屋外暴露試験によって低下したものと考えられる。これらの物性低下は塗装供試体では認められなかった。

浸せき試験の結果からは、曲げ試験による強度保持率から、水・湿度による強度保持率は0.75～0.80程度が目安として適当との結論を得た。文献からは、ＣＦＲＰの強度保持率は0.8～1.0程度が目安として適当と考えられた。また、２年間の屋外暴露試験から、ＧＦＲＰ引抜成形材を土木構造用ＦＲＰとしての適用する際の限界値を定めるための物性保持率は、0°以外の方向で無塗装の場合には0.8程度、塗装する場合や、0°方向には1.0程度が目安として適当との結果を得た。なお、これらの値は２年程度の試験結果から得られており、強度低下は、速度が遅くなってきてはいるものの、完全に一定にはなっていない。このため、長期にわたる劣化によりさらに強度が低下する可能性もある。

屋外暴露で塗膜が引抜成形材を保護する効果は、光あるいは水の浸入を防ぐためではないことが分かった。これらの複合や、気体の浸入抑制などが関連している可能性が考えられる。

３．　疲労荷重による強度低下と物性保持率

３．１　はじめに

本章では土木構造用ＦＲＰの疲労に関する物性保持率について検討を行う。ＧＦＲＰの強度は鋼材と同程度であるが弾性率が低い。このためＦＲＰ橋梁（上部工）を試設計すると、強度には余裕があり、たわみが基準値を越えないような検討を行うこととなる［49］［50］。そこで材料の強度を有効に使うには、ＦＲＰの弾性係数の向上を図る必要がある。このようなＦＲＰとして、ＧＦＲＰのガラス繊維の一部を炭素繊維に置き換えた、ＣＦ／ＧＦハイブリッド引抜成形ＦＲＰがあげられ、比較的安価に、弾性係数の高い大断面長大部材を得ることができると期待される。

このようにＦＲＰの弾性係数を向上させると、ＦＲＰの許容応力度近くまで荷重をかけることが出来るようになるため、強度に余裕があるＧＦＲＰに比べ、荷重の影響を考慮する必要が高まってくる。特に荷重の大きな道路橋への適用を考慮する場合には、疲労荷重に関する検討が必要と考えられる。

ＦＲＰは航空機などの用途が多いため、疲労特性についてはＣＦＲＰ、ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰを含めてこれまでにも数多くの研究がなされてきた。しかし、引抜成形材のＣＦＲＰ及びＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰについては、引抜成形材のＧＦＲＰに比べて、未だにデータが少ないのが現状である。本章では引抜成形材のＣＦＲＰ及びＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰについて、３点曲げによる疲労試験を実施し、土木用構造材料として使用する際の、疲労荷重による強度低下を、10^7回疲労限度から調べる。また、湿潤大気中で材料劣化した供試体についての疲労試験も行い、他の劣化要因と複合的な条件における疲労強度についても調べる。さらに試験結果と文献を参考に、許容応力度設計法における、疲労荷重に関する物性保持率について検討する。

なお、本研究での検討対象用途は橋梁上部工を想定しており、橋脚などの下部工は想定していない。このため地震等による低サイクル疲労については検討対象としなかった。

３．２　実験

３．２．１　供試体

表－４．１に示す３種類の引抜成形材（ＧＦＲＰ，ＣＦＲＰ，ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰ）を使用した。ＦＲＰ引抜成形材はいずれも旭硝子マテックス

表－３．１　試験に使用したＦＲＰ

	GFRP	CFRP	CF/GF hybrid FRP
Vf(%)	52	45	52
Matrix resin	Vinylester	Vinylester	Vinylester
Original shape	Hollow square 50×50 mm 4 mm thickness	Plate 420 mm width 4 mm thickness	Plate 420 mm width 4 mm thickness
Specimen shape	15 mm width 4 mm thickness 84 mm length		
Layer system	CSM 8% Roving 84% CSM 8%	Cloth 30.7% UD 4.0% Cloth 30.7% UD 4.0% Cloth 30.7%	CSM (GF) 8% KFC (GF) 20% UD (CF) 44% KFC (GF) 20% CSM (GF) 8%

注:積層構成は板の表面から順に表示。CSM:ｺﾝﾃｨﾆｭｱｽ･ｽﾄﾗﾝﾄﾞ･ﾏｯﾄ(不織布), KFC(ﾆｯﾄ･ﾌｧﾌﾞﾘｯｸ･ｸﾛｽ(編まずにかがり糸で作った布)),Cloth:織布 ,Roving 及び UD:一方向層

表－３．２　３点曲げ疲労試験の条件

Items	Condition
Support span	16 times of thickness
Temperature	5, 23, 50℃
Frequency	1 Hz, 5 Hz
Min. stress/Max. stress	0.05 to 0.22 (pulsating)

表－３．３　静的試験の結果

	Flexural strength	Elastic modulus
GFRP	847 MPa	25.1 GPa
CFRP	470 MPa	42.6 GPa
CF/GF hybrid FRP	458 MPa	22.6 GPa

（株）製である。積層構成の違いは材料物性に大きな影響を与える。引抜材の積層構成は、主に一方向性が強い場合と弱い場合に分けられる。どちらの場合にも適した土木部材が考えられるので、ＧＦＲＰ、ＣＦＲＰで異なるタイプの積層構成を選択した。ＧＦＲＰは市販されているものから選別した。一方向層が８４％と多いものである。このような形状の角パイプ部材はトラス部材、床版などに使用される。ＣＦＲＰ及びＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰは、本試験のために製造された。ＣＦＲＰはクロス層の割合が高く、一方向層は８％しかない。もとの形状は幅４２０mmの板状である。このようなＣＦＲＰの主な用途は補剛桁などの、０°と９０°の両方向に強さを必要とする部材と考えられる。ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰは適切なコストで高弾性係数を得るために設計した。炭素繊維ヤーン（織る前の糸）が炭素繊維クロス（織布）に比べかなり安価であることに注目し、ガラス繊維の一方向層のみを炭素繊維に置き換えたＦＲＰとした。ＣＦ／ＧＦ比率は４４％である。元のＦＲＰの形状から、幅１５mm、長さ８４mmの形状に切断したものを供試体とした。（寸法効果を見るために、一部で、幅５５mm、長さ１２５mmの供試体を製作した。）

３．２．２　試験方法

（１）静的試験

静的な３点曲げ試験はJIS K 7055 に準拠して実施した。供試体は１種類につき５個使用した。載荷速度は2mm/minとした。支点間距離は供試体厚さの16倍とした。

（２）疲労試験

表－３．２に３点曲げ疲労試験の条件を示す。主な試験は２３℃、５Ｈｚ、片振りで実施した。いくつかの供試体では、疲労強度への試験条件の影響を調べるために、５℃、５０℃、あるいは１Ｈｚで行った。たわみと荷重の最大及び最小値を測定した。最大たわみと荷重から、式（3.1）により剛性を計算し、剛性の変化を追跡・監視した。

$$EI = l^3 \times P / 48\delta \qquad (3.1)$$

EI: 剛性 (Nm^2)
l: 支点間距離 (m)
P: 荷重 (N)
δ: たわみ(m)

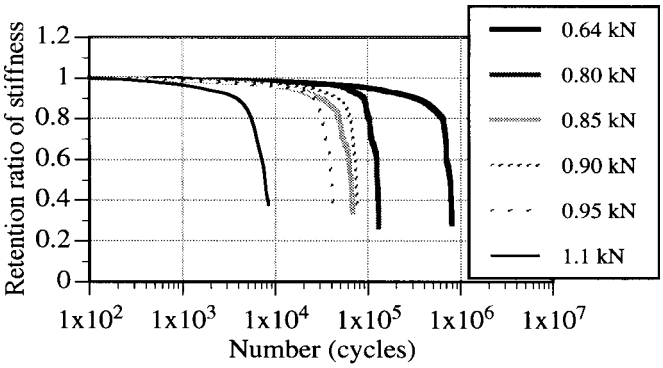
各試験においては２種類の疲労破壊を設定した。ひとつはJIS K 7082 に準拠して、剛性が初期値の0.8に低下する点である。もうひとつはたわみが10mmに達する点である。疲労試験装置の試験終了点をたわみが10mmに達した時に設定して、剛性が初期の0.8となる点は観測データから読みとった。

３．３　結果

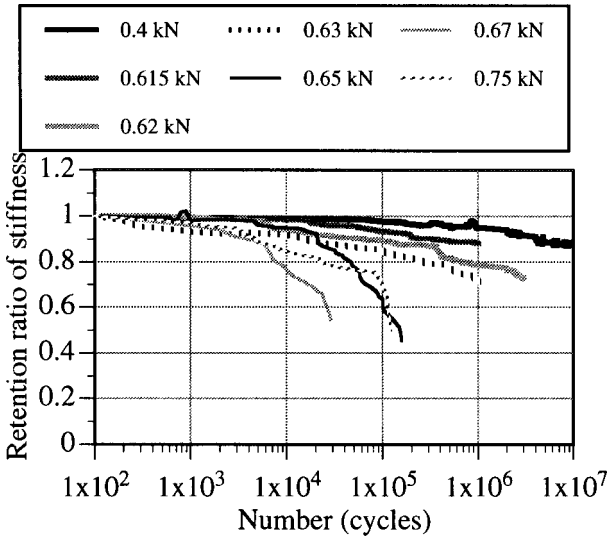
３．３．１　静的試験

表－３．３に静的曲げ試験の結果を示す。全ての供試体は下面中央部での引張破壊を示した。ＧＦＲＰは一方向層の割合が大きいため高い曲げ強度を示した。ＣＦＲＰは高い曲げ弾性率を示した。ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰはＧＦＲＰよりも低い曲げ弾性係数を示したが、これはＧＦＲＰが一方向層が全体の８４％あるのに対して、ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰでは一方向層は４４％しかなく、また、炭素繊維は中間層に位置しているためと考えられる。

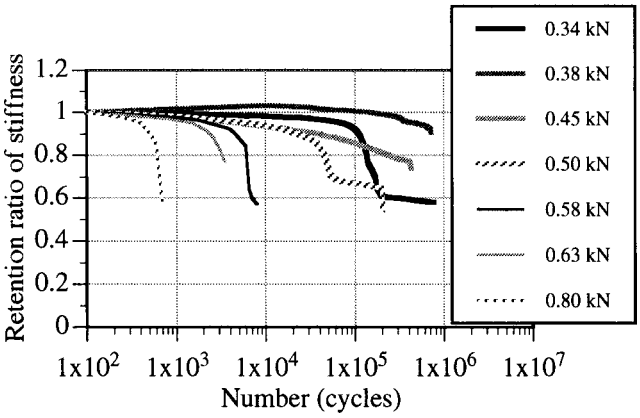
３．３．２　疲労試験の破壊モード、剛性及びたわみ



図－３．１　剛性の変化(GFRP)



図－３．２　剛性の変化(CFRP)



図－３．３　剛性の変化(CF/GF ハイブリッド FRP)

図－３．１から３．３までにＧＦＲＰ，ＣＦＲＰ，ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰの剛性残存率を示す。ＧＦＲＰの剛性残存率（図－３．１）ははじめに少しづつ低下し、その後に急激な低下を起こした。全てのＧＦＲＰ供試体は疲労試験において、供試体下面中央で引張破壊を起こした。多くの供試体は下側のＣＳＭ層とロービング層の間で剥離が認められた。

ＣＦＲＰの剛性（図－３．２）はＧＦＲＰの様な急激な低下を示さなかった。ほぼ全てのＣＦＲＰ供試体は供試体下面中央で引張破壊を起こしたが、いくつかの供試体では上面中央部で圧縮破壊を同時に起こした。

ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰの剛性（図－３．３）はＧＦＲＰと同様に、はじめに緩やかに低下し、後に急激な低下を示した。ほぼ全てのＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰ供試体は、供試体下面中央での引張破壊と、上面での圧縮破壊を同時に起こした。図－３．３のいくつかの供試体は、はじめの急激な剛性の低下の後に、再度緩やかな剛性低下の領域を示している。これらの供試体の下側のＧＦＲＰ層（ニットファブリックとＣＳＭ層の両方）ははじめの剛性低下の時点で破断していた。２度目の緩やかな剛性低下領域ではＣＦＲＰ層が破壊せずに残っている状態となっていた。

３．３．３　10^7回における疲労限度

（１）　剛性に基づく疲労破壊

図－３．４から３．６までにＧＦＲＰ，ＣＦＲＰ，ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰの疲労試験結果を示す。横軸は疲労にいたるまでの載荷回数、縦軸は最大疲労応力（静的及び動的応力を加えた応力の最大値）の静的強さに対する比である。図－３．４では疲労荷重の最小値は0.1kN、図－３．５及び３．６では疲労荷重の最小値は、最大値の0.1倍とした。いずれも23℃,5Hzで試験し、剛性が0.8となった点を疲労破壊としている。図－３．４，３．５，３．６の応力軸を絶対値ではなく静的強度に対する比で表したのは、本研究では安全率を検討するために疲労限度に着目したためである。

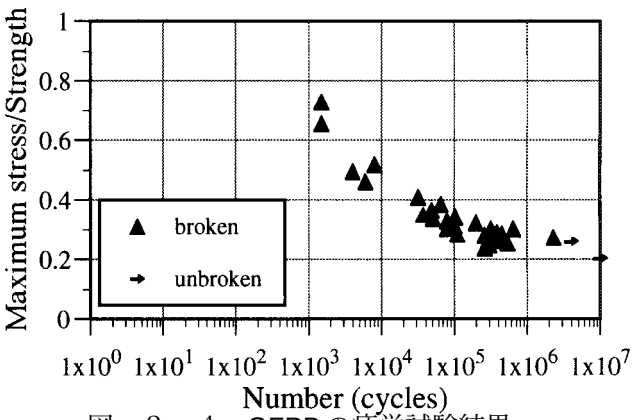
図－３．４は疲労回数と応力の関係がややカーブしているため、図中に回帰直線を示していない。ＧＦＲＰの10^7回における最大疲労応力/静的強度比は、約0.2であった。

図－３．５のＣＦＲＰはＧＦＲＰに比べてより良い疲労特性を示している。ＣＦＲＰの10^7回における最大疲労応力/静的強度比は、約0.5であった。

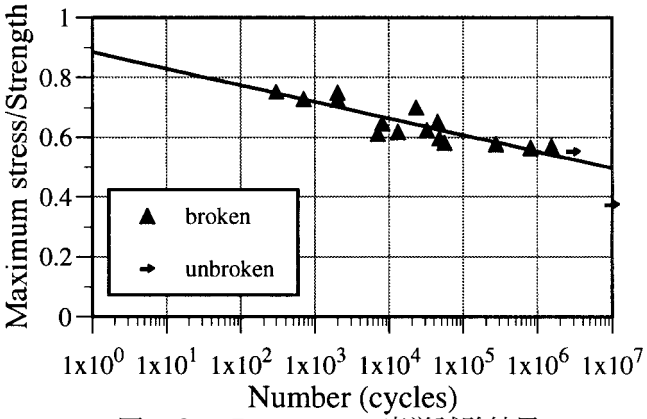
図－３．６はＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰの結果であるが、ＧＦＲＰとＣＦＲＰのほぼ中間的な疲労特性を示している。10^7回における最大疲労応力/静的強度比は、約0.27であった。

（２）　たわみに基づく疲労破壊

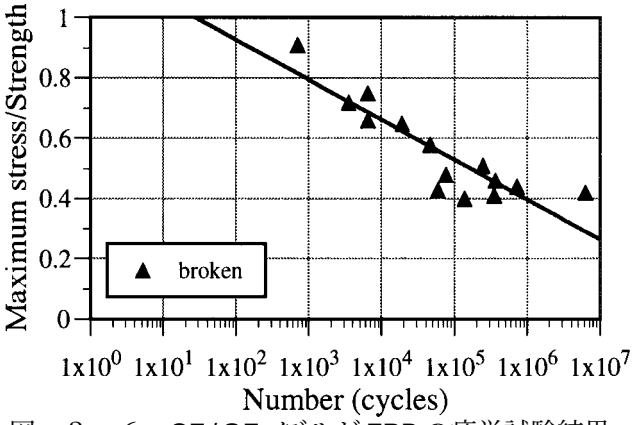
図－３．７から３．９までに、たわみが10mmに達した点を疲労破壊とした際の、ＧＦＲＰ，ＣＦＲ



図－３．４　GFRP の疲労試験結果
(疲労破壊: 剛性保持率 < 0.8,
23 ℃, 5 Hz, 最小荷重 = 0.1kN)

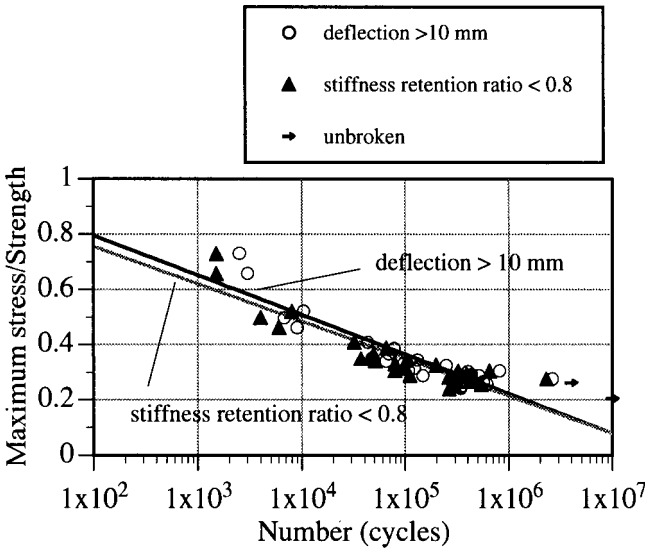


図－３．５　CFRP の疲労試験結果
(疲労破壊: 剛性保持率 < 0.8,
23 ℃, 5 Hz, 最小荷重 / 最大荷重 = 0.1)

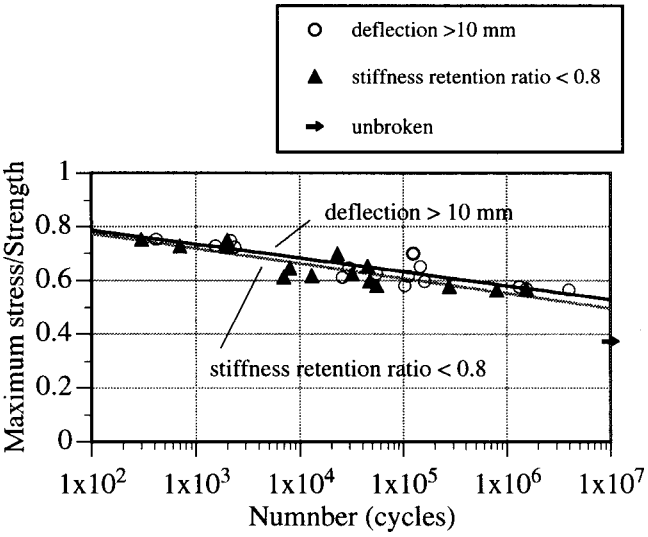


図－３．６　CF/GFﾊｲﾌﾞﾘｯﾄﾞ FRP の疲労試験結果
(疲労破壊: 剛性保持率 < 0.8,
23 ℃, 5 Hz, 最小荷重 / 最大荷重 = 0.1)

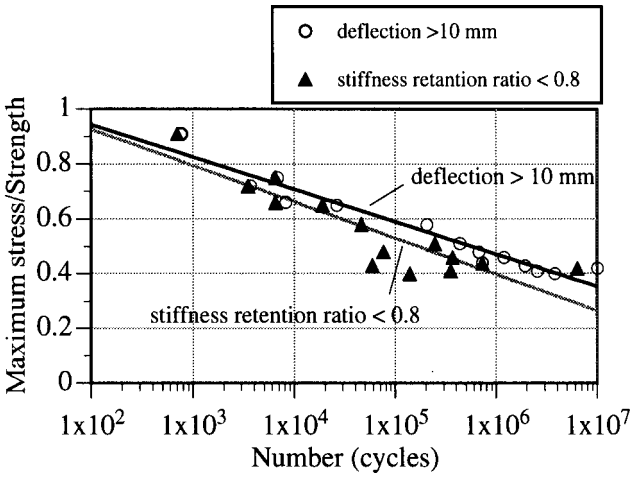
Ｐ,ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰの疲労回数と最大応力の関係を示す。ＧＦＲＰは図－３．１に示したように疲労破壊領域の剛性の変化が急激であるので、図－３．７では２種類の疲労破壊による差が殆ど無いことが分かる。ＧＦＲＰの 10^7 回における最大疲労応



図－３．７　疲労破壊の違い(GFRP)
(23 ℃, 5 Hz, 最小荷重 = 0.1kN)



図－３．８　疲労破壊の違い(CFRP)
(23 ℃, 5 Hz, 最小荷重 / 最大荷重 = 0.1)



図－３．９　疲労破壊の違い(CF/GFﾊｲﾌﾞﾘｯﾄﾞ FRP)
(23 ℃, 5 Hz, 最小荷重 / 最大荷重 = 0.1)

力 / 静的強度比は、この疲労破壊の設定でも約0.2であった。

ＣＦＲＰは図－３．２で破壊領域での剛性の変化がより緩やかであったことから、たわみに基づく疲労破壊では10^7 回疲労限度は、ＧＦＲＰの場合よりもやや差がある（図－３．８）が、剛性に基づく疲労破壊の場合で0.50であったのが、0.53となる程度であった。

図－３．９から、ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰの10^7 回疲労限度は、ＣＦＲＰと比較して２種類の疲労破壊による差の影響が大きいものの、その値の差は0.1に満たず、さほど顕著ではなかった。ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰの10^7 回における最大疲労応力/静的強度比は、この疲労破壊の設定では約0.35であった。

ＧＦＲＰの試験は２つのシリーズで行われた。一つはＲ＝０．１とし、もう一つは最大荷重を0.1kNに固定した。図－３．１０ではこの２つのシリーズに明確な差が認められなかったことを示す。

３．３．４　各種因子の影響

周波数と温度が10^7 回疲労限度に与える影響を、いくつかの供試体について調べた。

（1）　周波数

図－３．１１は１Ｈｚと５Ｈｚの時のＧＦＲＰ供試体の結果である。最大曲げ応力 / 静的強度比が0.3よりも大きい領域では５Ｈｚの方が１Ｈｚの場合よりも疲労特性が良いが、0.3以下の場合には１Ｈｚと５Ｈｚの間に差は認められなくなった。この結果から、周波数は１～５Ｈｚの間では疲労限度には影響を与えないものと考えられる。

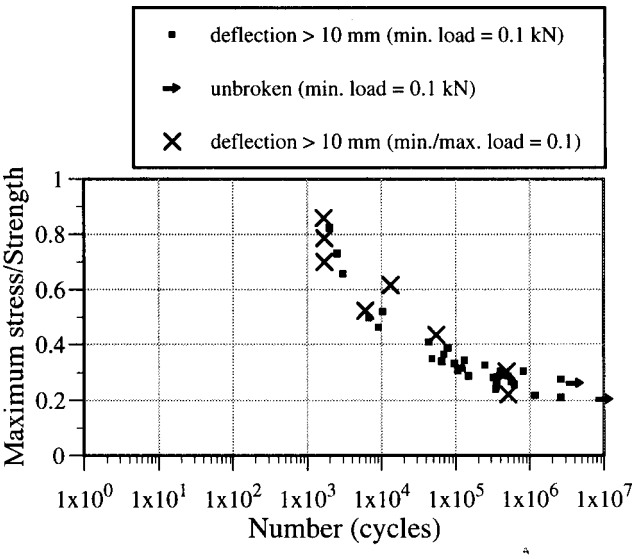
（2）　温度

図－３．１２はＧＦＲＰの５℃，２３℃，および５０℃の場合の試験結果を示す。応力－疲労回数線図にはこれらの温度による明確な差は認められなかった。この結果から、５～５０℃の範囲ではＧＦＲＰの疲労特性には差がないものと判断できる。

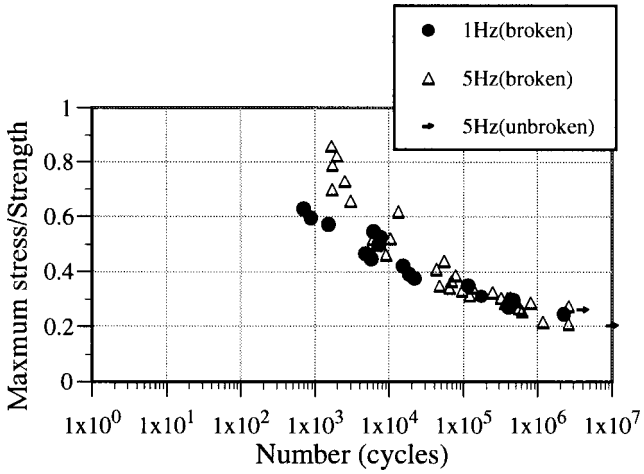
図－３．１３はＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰの２３℃と５０℃の場合の試験結果である。５０℃の場合には２３℃よりも疲労寿命は短い傾向が認められるが、10^7疲労限度には２３℃と５０℃間の差は認められなかった。

３．３．５　水分による劣化との複合

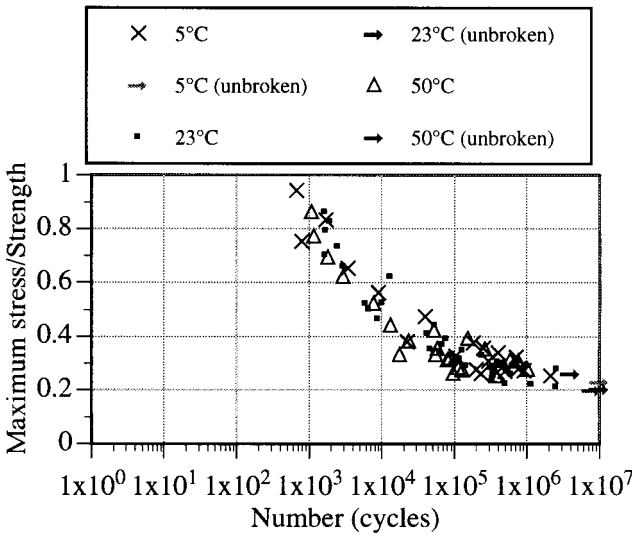
図－３．１４は気温50℃、相対湿度90%の恒温恒湿槽に２３８日静置したＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰの疲労試験結果を示す。劣化したＦＲＰの静的曲げ強度は397MPaであり、未劣化のＦＲＰ（462MPa)



図－３．１０　GFRPの２つのシリーズの相違
(疲労破壊：たわみ＞10mm、23 ℃, 5 Hz)



図－３．１１　GFRPの疲労特性への周波数の影響
(疲労破壊：たわみ＞10mm、23 ℃)



図－３．１２　GFRPの疲労特性への温度の影響(疲労破壊：たわみ＞10mm、5Hz)

に比べて0.86に低下していた。図－３．１４から、疲労特性を静的強度の比で表すと、10^7回疲労限度には劣化後と未劣化との相違は認められなかった。この結果から、疲労に関する強度低下と、水による環境劣化に関する強度低下は別に考える必要があることが分かった。疲労と、水による劣化の両方が影響する利用の場合には、疲労に関する強度保持率と、水劣化に関する強度保持率をかけ合わせることが必要である。

３．４　考察

３．４．１　本実験から得られる疲労限度及び疲労に関する物性保持率

本実験から得られた10^7回疲労限度は以下のようにまとめられる。これらの結果は許容応力度設計法による場合の、疲労荷重に対する強度保持率と考えることができる。

0.2 ：ＧＦＲＰ

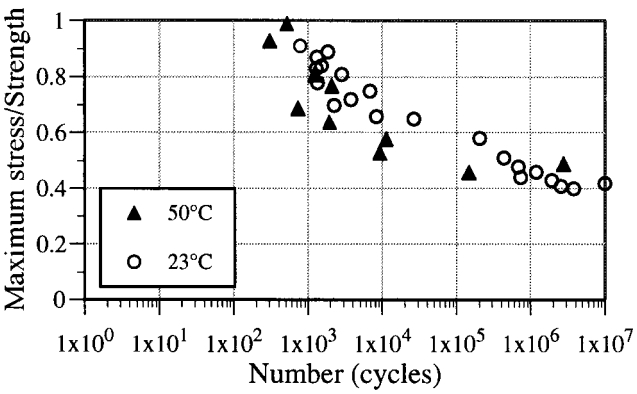
0.5～0.53：ＣＦＲＰ

0.27～0.35：ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰ

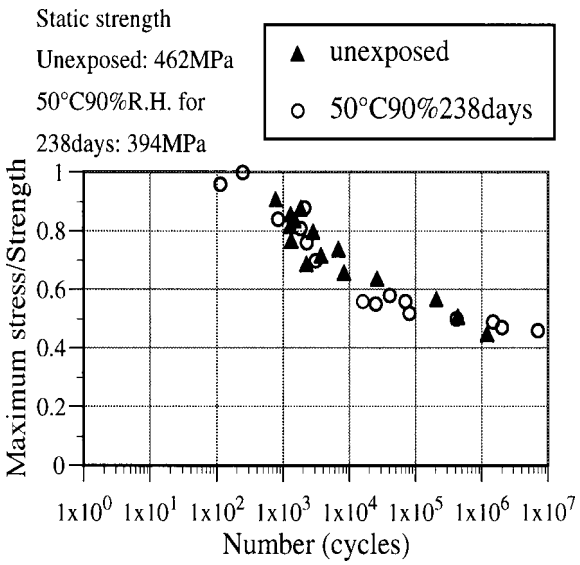
ＦＲＰの静的強さは積層構成によって変化し、一方向層の割合が多い程、その方向の静的強さが高くなる。一方、ＦＲＰの疲労限度は積層構成が変化しても静的強さほどの大きな変化を示さないことが一般に知られている。このことから静的強さが大きいＦＲＰの方が、疲労限度 / 静的強さ比が小さくなると考えられる。本研究で使用したＧＦＲＰは、一方向層が84%と静的強さが比較的高いものであり、より静的強さの低いＦＲＰでは疲労限度 / 静的強さ比はより高くなる可能性がある。また逆に、本研究で使用したＣＦＲＰは一方向層が8%と、静的強さが比較的低いタイプであり、積層構成が異なるより高強度の材料の場合には疲労限度 / 静的強さ比はより高くなる可能性がある。

３．４．２　文献における 10^7 回疲労限度

第３章と同様の理由により、疲労限度についても文献調査を行い、信頼性向上を図ることとした。表－３．４に、文献で報告されている様々な種類のＦＲＰの10^7回疲労限度を示す。表－３．４から引張疲労に比べて曲げ疲労の方が疲労限度が小さいことが分かる。このことから、引張試験によるよりも、本研究のように曲げ試験により疲労特性を検討する方が、より安全側の検討となるものと考えられる。曲げ試験における10^7回疲労限度は、ＧＦＲＰで0.15～0.32、ＣＦＲＰで0.4～0.8であった。成型方法、マトリックス樹脂が異なるにも係わらず、本研究における試験結果はこれらの文献値の範囲内に納まっている。



図－３．１３　CF/GFﾊｲﾌﾞﾘｯﾄﾞFRPの疲労特性への温度の影響(疲労破壊：たわみ＞10mm、5Hz)



図－３．１４　気温50℃相対湿度90%で238日間劣化したCF/GFハイブリッドFRPの疲労特性(疲労破壊：たわみ＞10mm、5Hz)

表－３．４　文献におけるFRPの10^7 回疲労限度 / 静的強度比

材料	静的強度に対する 10^7 回疲労限度の比		参考文献
	flexural	tensile	
GFRP	0.29-0.41	0.22-0.36	植村 (1994)[51]
	0.29 (HL)	0.53 (HL)	鶴江 (1981)[25]
	0.18-0.30 (press)	0.23-0.45 (press)	
CFRP	0.4-0.8		植村 (1994)[51]
		0.73-0.83 (UD)	池田 (1999)[52]
GF/CF hybrid FRP	0.19-0.24 (0.23-0.28 GFRP)	0.48 (0.22 GFRP)	植村 (1984)[53]

表－３．５　文献と本研究のハイブリッドＦＲＰの試験条件の相違

	本研究	植村ら [53]
成型法	引抜成形	ハンドレイアップ
マトリックス樹脂	VE	UP
Vf (%)	52	20.7-26.0
積層構成	CSM (GF) KFC (GF) UD (CF) KFC (GF) CSM (GF)	UD又はCloth (CF) CSM (GF) Cloth又はCSM (GF) CSM (GF) UD又はCloth (CF)
載荷方法	3点　片振り	4点　両振り
周波数	5 Hz	30 Hz

KFC: ニット・ファブリック・クロス

一方、ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰについては植村ら[53] の結果と相違している。植村らはハンドレイアップ成形のＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰの曲げ疲労試験を行い、対応するＧＦＲＰよりも劣る疲労限度を得ている。本研究における試験では引抜成形のＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰを用い、ＧＦＲＰよりも良い疲労限度となっている。この相違の原因の一つとしては、本試験で使用した３種類のＦＲＰの層構成が、同じシリーズとして比較するには差がありすぎることがあげられる。またこの他にも、本研究と文献との間には、表－３．５に示すように、成形方法、マトリックス樹脂、繊維含有率、載荷系、周波数などの点で差がある。

表－３．５は文献と本研究のハイブリッドＦＲＰの試験条件の相違を示している。本研究で用いたＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰは建設用途を目的としたものである。剛性を効率的に向上させるためには炭素繊維をＦＲＰの外側に配置すべきであるが、本研究では炭素繊維層を中間層に配置している。これはこのＦＲＰは単に板材として使用されるためのものではなく、より大きな部材の一部として用いることを想定しているためである。建設材料として要求される、比較的低コストで済む層構成を採用している。片振りの載荷条件もこのような建設用途を想定した上で選択した。

３．４．３　文献における疲労に関する安全率

いくつかのハンドブックや指針類ではＦＲＰの疲労に関する安全率(疲労荷重を考慮した場合に使用できる設計上の最大応力に対する静的強さの比)を制定している。「繊維強化プラスチック引抜材技術マニュアル」[54] は疲労荷重を受ける部材に対して、他の全ての因子も含めて、6～12の安全率を設定している。同マニュアルでは静的短期間荷重に対しては2～4、静的長期荷重に対しては3～6を設定しているので、疲労に関する因子単独についての安全率は2～3程度を設定しているものと推定できる。"EUROCOMP Design Code" [55] は疲労に関する安全率として、1.5～3.0 を設定している。これは前出の 「繊維強化プラスチック引抜材技術マニュアル」とほぼ同じ程度の安全率となっている。

これらのマニュアルや基準に設定されている安全率は実験によって求められる値よりも小さいが、マニュアルや基準類の安全率は他の因子の係数とかけ合わせて最終的な安全率を設定する様になっているためと考えられる。文献における疲労に関する安全率はＧＦＲＰに対するものであるが、本研究で明らかなように、ＧＦＲＰとＣＦＲＰ, ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰの疲労特性は異なるので、ＣＦＲＰについてはより低い安全率を、ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰについてはＣＦＲＰとＧＦＲＰの中間的な安全率を設定することが適切である。

３．５　本章のまとめ

３点曲げ疲労試験を片振り 5Hz で、土木構造用途を考慮して製作した引抜成形材（ＧＦＲＰ、ＣＦＲＰ、ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰ（中央層が炭素繊維）の３種類, マトリックスは全てビニルエステル樹脂）に対して行った。２種類の疲労破壊（剛性が初期値の 0.8 に低下した点及びたわみが 10mm に達した点）を設定した。10^7回疲労限度はＧＦＲＰで0.2、ＣＦＲＰで0.5～0.53、ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰでは0.27～0.35であった。疲労破壊点の差による10^7回疲労限度への影響はさほど大きくなく、大きい場合でも0.1以下であった。周波数と温度の疲労限度に与える影響は本試験では顕著ではなかった。本試験から得られた、ＧＦＲＰとＣＦＲＰの疲労限度は、文献で報告されている範囲内であった。一方、ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰについては、相当するＧＦＲＰとの疲労限度との関係等の点で、文献と異なる結果が得られた部分があった。文献との相違は積層構成、成型方法、マトリックス樹脂、繊維含有率、載荷条件、周波数等の相違によると考えられる。許容応力度設計法による場合の、実験から求められる疲労に関する物性保持率は、10^7 回疲労限度の通りであり、ＧＦＲＰで0.2、ＣＦＲＰで0.5～0.53、ＣＦ／ＧＦハイブリッドＦＲＰでは0.27～0.35であった。

参考文献

［1］「国土建設の現況」（平成１１年、建設省）.

［2］山城和男他「沖縄ロードパークＦＲＰ歩道橋の開発」日本複合材料学会誌、Vol.28, No.2, pp.76-79 (2002).

［3］建設省「建設技術の先導研究　超高耐久材料の開発　最終報告書（土木分野編）」(平成 12 年 3 月).

［4］建設省土木研究所他「繊維強化プラスチックの土木構造材料への適用に関する共同研究報告書（１）」共同研究報告書第 210 号（1998.10）.

［5］コンクリートライブラリー　第88号「連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案）」土木学会（平成８年）.

［6］コンクリートライブラリー　第 101 号「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針」土木学会（平成 12 年）.

［7］Shen, C. H. and Springer, G.: "Moisture Absorption and Desorption of Composite Materials", Journal of Composite Materials, Vol.10, pp.2-20 (1976).

［8］Aditya, P. K. and Sinha, P. K., "Diffusion coefficients of polymetric composites subjected to periodic hygrothrmal exposure", Journal of Reinforced Plastics and Composites, Vol. 2(9), pp.1035-1047 (1992).

［9］Blikstad, M., Sjöblom, P. O. W. and Johannesson, T. R.: "Long-Term Moisture Absorption in Graphite/Epoxy Angle-Ply Laminates", Journal of Composite Materials, 18, pp.32-46 (1984).

［10］Menges, G., Gitschner, H. W.: "Sorption behaviour of glass-fiber reinforced composites and the influence of diffusing media on deformation and failure behaviour", Proceeding of 3rd International Conference on Composite Materials, pp.25-48, Paris (1980).

［11］Harper, J. F., Naeem, M.: " The Effect of Temperature and Humidity on Glass Fibre Reinforced Vinyl Ester Resin", 14th Reinforced Plastics Congress 1984, pp.173-176 (1984).

［12］Morii, T. et al. "Weight changes of the fibre/matrix interface in GRP panels immersed in hot water", Compos. Sci. Technology, 50, pp.373-379 (1994).

［13］Verghese, K. N. E., Hayes, M. D., Garcia, K., Carrier, C., Wood, J., Riffle, J. R., and Lesko, J. J. "Influence of Matrix Chemistry on the Short Termn Hydrothermal Aging of Vinyl Ester Matrix and Composites under Both Isothermal and Thermal Spiking Conditions", Journal of Composite Materials, Vol.33, No.20, pp.1918-1938 (1999).

［14］Shen, C. H. and Springer, G.: "Effect of Moisture and Temperature on the Tensile Strength of Composite Materials", Journal of Composite Materials, Vol.11, pp.2-16 (1977).

［15］Ciriscioli, P. R.et al., "Accelerated environmental testing of composites", Journal of Composite Materials, 21, pp.225-242 (1987).

［16］Kellas, S., Morton, J. and Curtis, P. T. "The effect of hygrothermal environments upon the tensile and compressive strengths of notched CFRP laminates, Part 1: Static loading", Composites, Vol. 21, No. 1, pp.41-51 (1990).

［17］Tsotsis, T. K. and Weitsman, Y. "The Effects of Cyclic Humidity Exposure on the Mechanical Properties of AS4/3502 Graphite/Epoxy Composite", Journal of Reinforced Plastics and Composites, Vol. 9, pp.420-445 (1990).

［18］Lark, R. F., Chamis, C. C. : "Hygrothermomechanical Evaluation of Transverse Filament Tape Epoxy/Polyester Fiberglass Composite", 38th Annual Conference, Reinforced Plastics/Composites Institute, 38, 12c.1-12c.15 (1983).

［19］Horino, T., Maekawa, Z., Hamada, H.: "Accelerated Aging of FRP in Hot-Water by Ultrasonic Vibration Technique", ICM & ECCM, 4, 4.212-4.221 (1987).

［20］Singh, K. S., Singh, P. N. and Rao, R. M. V. G. K.: "Hygrothermal Effects on Chopped Fiber/Woven Fabric Reinforced Epoxy Composites, Part B: Degradation Study", Journal of Reinforced Plastics and Composites, Vol.10, pp.457-462 (1991).

［21］Sridharan, S., Zureick, A-H. and Muzzy, J. D., "Effect of Hot-Wet Environments on E-glass/vinylester Composites", 56th Society of Plastics Engineering Annual Technical Conference, Vol.56, No.2, pp.2255-2259 (1998).

［22］Cope, R., Revirand, G.: "Short Term Weathering of Polymeric Materials", Durability of Building Materials, Vol.1, No.3, pp.225-240 (1983).

［23］Martin, K. G., Sasnaitis, I.: "Assessment of Deterioration of Translucent Plastics Building Sheets After Weathering", Durability of Building Materials, Vol.3, No.3, pp.233-253 (1986).

［24］Bulmanis, V. N., Urzhumtsev, V. S.: "Effect of Cold Climate Factors on Strength and Durability of Structural Fiberglass Composites", ICM & ECCM, 4, 4.457-4.466 (1987).

［25］鶴江孝 , 鈴木智：北海道工業開発試験所報告 , Vol.24, pp.198-204 (1981).

［26］長谷川準三「FRPの耐候性に関する研究　表面状態と物性について（１）」強化プラスチックス、Vol.21, No.7 pp.289-301 (1975).

［27］長谷川準三「FRPの耐候性に関する研究　表面状態と物性について（２）」強化プラスチックス、Vol.21, No.8 pp.337-344 (1975).

［28］福田博「複合材料の屋外暴露試験」, 複合材料シンポジウム講演要旨集 , Vol.14, pp.117-120 (1989).

［29］Polezhaeva, P. G., Pashkevich, M. Yu. and Bogorodskaya, E. P., Plasticheskie Massy, No.5, pp.57-58(1986).

［30］Eskim, E. A., Kolesnik, K. I., Petrov, A. S., Startsev, O. V. and Meletov, V. P., Problemy Prochnosti, No.10, pp.91-96 (1982).

［31］横山一広「繊維強化プラスチック（ＦＲＰ）の屋外暴露試験（その３）」, 航路標識技術要報, No.34, pp.81-95,97,99 (1995).

［32］工藤亮、邉吾一、北條英光、大久保浩「促進および屋外暴露を受ける GFRP 材の耐候性曲げ強度間の相関性」日本機械学会第 76 期全国大会講演論文集（Ｉ）、 Vol.76, pp.595-596 (1998).

［33］Backer, D. J.: "Flight Service Evaluation of Composite Components on Bell 206L and Sikorsky S-76 Helicopters", Journal of American Helicopter Society, Vol.29, No.2, pp.3-11 (1984).
［34］ Dexter, H. B. and Backer, D. J,. "Worldwide Flight and Ground-based Exposure of Composite Materials", NASA Conference Publication, NASA-CP-2321, pp.17-49 (1984).
［35］山口富三雄、百島祐忠、代田忠「炭素繊維複合材料の長期屋外耐候性試験結果」強化プラスチックス　Vol.44, No.2 pp.56-62 (1998).
［36］工藤亮、邉吾一、北條英光、大久保浩「促進暴露を受ける CFRP 材の耐候性曲げ強度とその非破壊的予測」日本複合材料学会誌 Vol.25, No.1, pp.23-29 (1999).
［37］Nanni, A., Matsubara, S., Hasuo, K., "Durability of braided epoxy-impregnated aramid FRP rods", 1st Conference on Advanced Composite Materials in Bridge and Structures pp.101-110 (1992).
［38］Gerritse, A., "Durability criteria for non-metallic tendons in an alkaline environment", 1st Conference on Advanced Composite Materials in Bridge and Structures pp.129-138 (1992).
［39］宮川豊章、吉田真樹、服部篤志、岩本勲「連続繊維補強材のアルカリ耐久性」土木学会論文集No.520/V-28, pp.171-181 (1995).
［40］Takewaka, K. and Khin, M.: "Deterioration and Stress-Rupture of FRP Rods in Alkaline Solution Simulating as Xoncrete Environment", Proceeding of 2nd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridge and Structures, p.649 (1996).
［41］Uomoto, T. and Ohga, H.: "Performance of Fiber Reinforced Plastics for Concrete Reinforcement", Proceeding of 2nd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridge and Structures, pp.125-132 (1996).
［42］Tomosawa, F. et al. "Evaluation of the ACM Reinforcement Durability by Exposure Test", Proceeding of 2nd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridge and Structures, pp.699-706 (1996).
［43］Sen, R. et al, "Effect of Tidal Exposure on Bond of CFRP Rods", Proceeding of 2nd International Conference on Composites in Infrastructure, pp.512-523 (1998).
［44］勝木太、魚本健人「アルカリ環境下におけるガラス繊維強化プラスチックロッドの耐久性評価」土木学会論文集 No.544/V-32, pp.101-107 (1996).
［45］ Bledzki, A. et al.: "Corrosion Phenomena in Glass Fibers and Glass Fiber Reinforced Thermosetting Resins", Composites Science and Technology, 23, pp.263-285 (1985).
［46］Sridharan, S., Zureick, A-H. and Muzzy, J. D."Effect of Hot-Wet Environments on E-glass/vinylester Composites", 56th Society of Plastics Engineering Annual Technical Conference, Vol.56 , No.2, pp.2255-2259 (1998) .
［47］Schutte, C. et al.. "Use of single-fibre fragmentation test to study environmental durability of interfaces/interphases between DGEBA/mPDA epoxy and glass fibre: the effect of moisture", Composites, Vol.25, No.7, pp.617-624 (1994).
［48］ 植村益次編：「ＦＲＰ構造設計便覧」p.55 (1994).
［49］I. Sasaki, I. Nishizaki, and H. Sakamoto, “A Bridge Constructed Entirely of Composites; and the Results of Load Testing”, Proceeding of the Second Intrenational Conference on Composites in Infrastructure, pp.657-666 (1998).
［50］鈴木統, 林耕四郎, 大橋潤一, 西崎到「朝霧暴露試験場におけるＧＦＲＰモデル車道橋の設計」,第１回ＦＲＰ橋梁に関するシンポジウム論文集 ,pp.113-116 (2001).
[51] 植村編: 「ＦＲＰ構造設計便覧」p.39,p.70(1994).
[52]池田哲史：「ピッチ系炭素繊維を用いた複合材料の疲労特性」強化プラスチックス Vol. 45, No.5, pp.175-179 (1999).
[53] 植村編:「ハイブリッド(GF/CF)FRP 積層板の力学的特性に関する研究報告書」強化プラスチック協会ハイブリッド FRP 調査研究専門委員会 (1984).
[54]宮入編：「繊維強化プラスチック引抜材技術マニュアル」強化プラスチック協会 (1996).
[55] Clarke, J. J. : “Structural Design of Polymer Composites - EUROCOMP Design Code and Handbook” E & FN SPON (1996).

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.360 June 2007

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課
〒305－8516 茨城県つくば市南原1－6 電話029－879－6754