

GFRP引き抜き成形材を用いた 床版橋形式歩道橋の設計と使用性

北山 暢彦¹・前田 研一²・中村 一史³・渡辺 哲也⁴

¹正会員 (株)IHIインフラシステム 技術本部都市高速部 (〒108-0023 東京都港区芝浦3-17-12)
E-mail: nobuhiko_kitayama@iis.ihi.co.jp

²フェロー 首都大学東京大学院教授 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)
E-mail: maeda-kenichi@tmu.ac.jp

³正会員 首都大学東京大学院助教 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)
E-mail: hnaka@tmu.ac.jp

⁴正会員 AGCマテックス(株) 提案企画部 (〒252-0212 神奈川県相模原市中央区宮下1-2-27)
E-mail: watanabe@agm.co.jp

本研究は、新たに提案したGFRP引き抜き成形材の接着接合断面による床版橋形式歩道橋の実現可能性を明らかにするために、その設計と使用性について検討したものである。本形式では、たわみの大幅な低減による経済性の画期的な向上を図るために、擬似両端固定支持条件とすることを提案していることも大きな特色である。本論文では、材料設計と試験、実橋を想定した試設計、および、実大模型試験の結果から、新形式GFRP歩道橋の開発の妥当性を検証する。さらに、構造設計計算を極めて効率的に行えるようにするために、せん断変形を考慮できる実用的な設計たわみ算定公式を提案するとともに、経済性を直接に左右するたわみ制限値の見直しについても検討した。

Key Words : *glass fiber reinforced plastic, pedestrian bridge, slab bridge, serviceability, shearing deformation, deflection calculation formula*

1. 緒論

社会基盤施設における経済性の追求や、架設作業および維持管理の合理化などの重要性が指摘されるなか、革新的構造材料として繊維強化プラスチック (FRP) が注目されている。比強度が高く、耐食性に優れたFRPを鋼やコンクリートに代わる主要土木構造材料として活用することにより、軽量化による下部工コストの低減と耐震性の向上や、省力化施工の実現、さらには、維持管理労力の軽減、および、長寿命化によるライフサイクルコストの縮減などの大きな効果が期待されるからである。

したがって、各種FRP構造物の研究開発が土木分野においても活発となり、近年、一次構造材料としてFRPを適用した橋梁に関する研究開発が国内外で精力的に進められるようになってきている^{1)~8)}。なかでも、ガラス繊維強化プラスチック (Glass Fiber Reinforced Plastic ; GFRP) 製の歩道橋は、世界各国で着実に実績を積みつつある。切断や孔空け等が容易で加工性が良いだけでなく、比重が

鋼に比べ1/5程度と極めて軽量なことから作業性にも優れ、架設時には従来の機材に比べ小規模なもので十分対応でき、急速施工が可能である。さらに、紫外線等による表面劣化を防護するために、強化用ガラス繊維の一部として不織布を最外層に配するか、もしくはゲルコートと呼ばれる表面被覆層を設ける必要はあるものの、塩害など環境面で厳しい条件下にある地域への適応性に優れ、維持管理性も非常に高い。

我が国における最初の実橋として、2000年に完成した沖縄県の伊計平良川線ロードパーク連絡橋 (2径間連続桁橋形式 ; 支間割19.7+17.2m, 有効幅員3.5m) があるが、主桁にハンドレイアップ材を用いたことにより、ライフサイクルコストで評価してもなお、コスト面で大きな課題が残された^{9) 10)}。その結果、引き抜ける断面の大きさには限界があるものの、材料製作コストの大幅な縮減を可能にし、たわみ制限により断面決定されることが多いGFRP歩道橋の材料として、弾性係数が大きく左右される強化繊維の含有率の増大も可能にする引き抜き成

形材を用いた新形式の開発が急務とされた¹¹⁾。

引き抜き成形材を用いたGFRP歩道橋としては、アメリカにおいて既に数百橋の実績があるとされるポニーラス形式のものが良く知られているが、成形材の断面種別や組み合わせの多様さなどが架設を煩雑にするとともに、主構部が路面よりも高い位置にあるため、自転車や自動二輪、電動車いす等の衝突、および、利用者の悪戯などによる損傷が安全性に大きな影響を及ぼすことが課題となっていた¹²⁾。さらに、木床版の腐食の問題や、ポニーラス形式特有の横倒れ防止用ステイが景観を損ねることなども課題となっていた。

そこで、著者らは、これらの課題を克服するとともに、通常の桁橋形式¹³⁾、¹⁴⁾に比べ材料コストを大きく縮減できるようにするために、2種の引き抜き成形材の接着接合断面で構成され、主桁と床版の役割を併せ持つ構造部材を工場内ですべて組み立てる単径間の床版橋形式GFRP歩道橋の開発を提案している¹⁴⁾。また、本形式では、たわみの大幅な低減による経済性の画期的な向上を図るために、通常の両端単純支持条件に替えて、擬似両端固定支持条件とすることを提案していることも大きな特色である¹⁴⁾。

しかしながら、本形式の実現のためには、採用した2種の引き抜き成形材の材料設計を実施して、実際に製作し、それらの材料特性の実測値に基づく実橋を想定した構造設計を行ない、断面構成を具体的に与えて構造特性を十分に確かめておくことが不可欠であった。特に、応力度照査からではなく、使用性を確保するためのたわみ制限により断面決定される可能性が高いGFRP歩道橋の本形式の場合、EUでユーロコード化を目指している技術基準EUROCOMP¹⁵⁾にも指摘されているように、せん断変形の影響を考慮したたわみ変形特性を十分に把握しておくことが重要であった。

せん断変形の評価には、基本的な材料特性の実測に加えて、せん断弾性係数の信頼性の高い実測を行なうことが必要であった。これまで適用されてきた試験方法では、信頼性が十分といえる実測値を得られていなかったからである。さらに、仮に、信頼性の高い実測値がすべての部位で得られたとしても、FEM解析の適用は設計を極めて煩雑にすることが明らかであり、擬似両端固定形式という独特の両端支持条件を有する本形式の設計たわみを算定するための実用的な計算法も必要であった。

このような観点から、本研究では、まず、提案した床版橋形式GFRP歩道橋に用いた2種の引き抜き成形材の材料設計を行なって実際に製作し、一般的な試験方法により基本的な材料特性を実測した後、ショート・ビーム法と呼ばれる特殊な試験方法を応用して、せん断変形に支配的な断面部位におけるせん断弾性係数の信頼性の高い実測を試みた。また、基本的な材料特性の実測値に基づ

き、本形式の試設計として、実橋を想定した構造設計を行なって、その曲げ変形・応力特性を検討した。

次に、試設計結果に基づいた部分的な実大模型を製作して、4点曲げ載荷試験を実施し、弾性係数の異なる各部位の合成断面の平面保持特性や、せん断変形特性を実験的、解析的に検討した後、各部位のせん断弾性係数の値の変化が算定たわみに及ぼす影響をFEM解析により検討した結果も踏まえて、上述の実測値を断面のせん断弾性係数とするTimoshenko梁理論に基づく公式の適用可能性を検証した。さらに、全橋モデルを対象に、同様に各部位のせん断弾性係数の値の変化による影響をFEM解析により検討した結果を踏まえ、擬似両端固定支持条件を満たすTimoshenko梁公式を誘導して、設計たわみの算定法として提案し、その実用性を検証した。最後に、たわみ制限値の見直しも考慮に入れて、その緩和が適用可能支間長の伸長に及ぼす効果を提案公式により検討した。

2. 新形式GFRP歩道橋と擬似両端固定支持条件の適用の提案

提案した新形式GFRP歩道橋は、2種の引き抜き成形材の既製品を用いたものであり、図-1に示すように、等間隔に敷き並べられたフランジ幅150mm、梁背300mmのI形材 (I300) の上下面に、Deck Plate、Bottom Plateとして、層厚4mm、最大幅1,000mmのシート材 (F1000) をそれぞれ積層し、工場建屋内においてプレス下で接着接合して構造部材断面を一体化する床版橋形式の単径間歩道橋である。高欄・地覆にも非構造用GFRP引き抜き成形材の既製品を用い、舗装材料には熱影響を考慮してモルタルを用いることとしている。

本形式は、市販の引き抜き成形材の既製品を用いることと、主桁の役割も併せ持つGFRP床版の構成断面のす

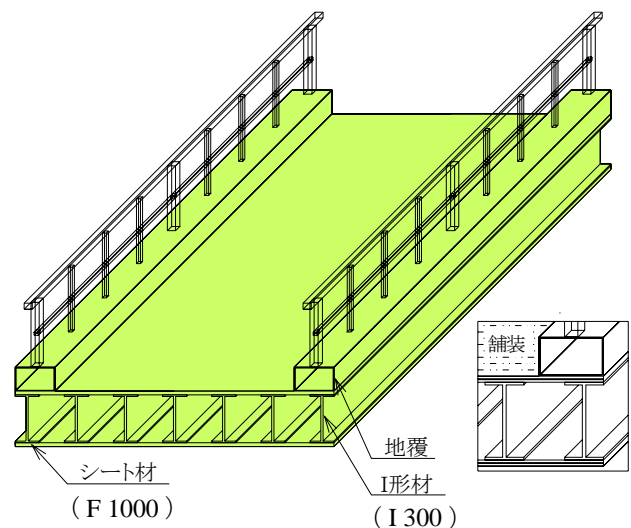


図-1 床版橋形式GFRP歩道橋

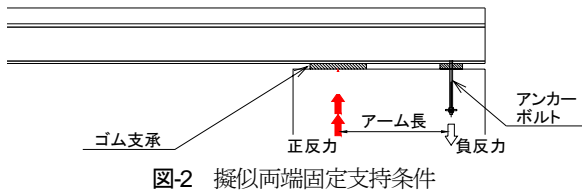


図-2 擬似両端固定支持条件

べてを構造部材の抵抗断面と見做せることから、経済効率の高いGFRP歩道橋形式といえるとともに、昇降時の負担に影響する路面高を低くできる利点もある。

さらに、両端の支持条件にも大きな特色があり、図-2に示すように、橋軸方向変位を拘束したゴム支承の外側に適切な間隔でアンカーボルトを配置した擬似両端固定支持条件の導入を提案している。図のように、正反力の一部と、絶対値がそれに等しい負反力とが、両者の距離をアーム長とするトルクを生じてモーメント反力となることによって、両端固定支持条件とほぼ同様の支持条件を満たすことになる。鋼に比べ弾性係数が低いGFRP製の歩道橋では、応力度照査からではなく、たわみ制限により断面が決定される場合が多いことは良く知られており、通常の両端単純支持条件に比べ、静的な最大たわみの大きさをほぼ1/5にできるようにすることにより、経済性の飛躍的な向上を図ったものである。

3. GFRP引き抜き成形材の材料設計と材料試験

(1) GFRP引き抜き成形材の材料設計

GFRP引き抜き成形材の市販の既製品とは、断面成形用金型が準備されている製品ということであり、形状や板厚などの寸法は変えられないが、材料設計を個々に行なって材料特性を変えることは容易に可能である。すなわち、マトリックス樹脂や強化繊維の種類を選定し、強化繊維の含有率と各基材の組成などを設計することによって、適切な材料特性を得ることができる。

本研究では、提案した床版橋形式GFRP歩道橋で採用された2種の引き抜き成形材であるI300 (I形材) とF1000 (シート材) について、それらのマトリックスを熱硬化性のビニルエステル樹脂とし、E-Typeのガラス繊維を用いて、図-3に示すような各基材の組成とした。

この図における角度は繊維の方向(軸方向:0°)を示し、±45°の方向の長繊維から成るバイアスニットはせん断剛性の確保に配慮したもので、ランダムな方向の短繊維から成るCSM (Chopped Strand Mat) は、同様の配慮と外周面の保護のために設けられたものである。また、#300, #550, #600の記号はシート状の各基材1枚の単位面積質量 (g/m²) を表し、ガラス繊維の密度2.54g/cm³で除すことによって、それらの厚さを計算できる。

表-1は、F1000とI300のフランジ、ウェブにおける各基

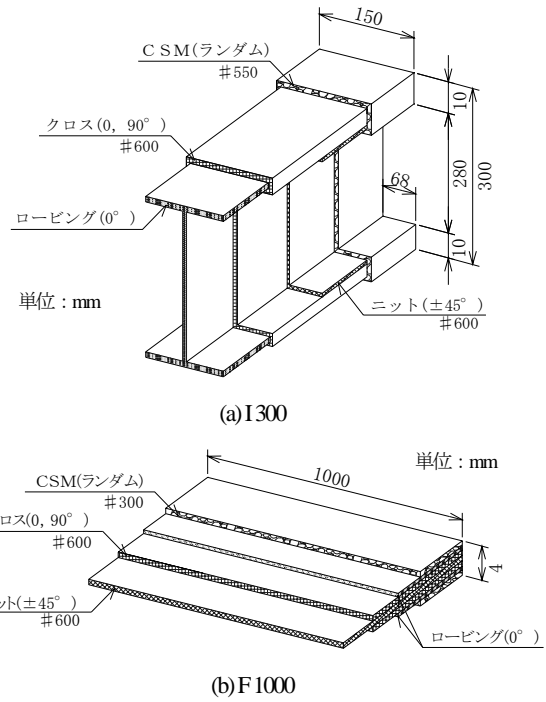


図-3 引き抜き成形材断面と各基材の組成

表-1 各基材層の体積比率

	F1000	I300	
		フランジ	ウェブ
CSM層	22.4%	19.6%	12.4%
クロス層	20.4%	26.9%	24.5%
ニット層	10.2%	9.2%	12.3%
ロービング層	47.0%	44.3%	50.8%

材層の体積比率 V_f を示したものである。この表から解るように、たわみ変形量を左右する弾性係数を増加させるために、すべての部位において、0°方向の長繊維であるロービングを含む層の体積比率を大きくした。また、各基材層におけるガラス繊維と樹脂の体積比率はそれぞれ、CSM層が25%と75%、クロス層、バイアスニット層、および、ロービング層が同じ55%と45%であることから、ガラス繊維のみの体積比率も計算できる。

なお、構造断面を一体化するための接着接合用材料には、FRP材の接合に多用されているエポキシ系接着剤を使用せずに、引き抜き成形材で用いられたものと同じE-Typeガラス繊維のCSMで強化されたビニルエステル樹脂接着層(マットイン)とした。このような接着層とした理由は、F1000, I300それぞれの接着表面の不陸を吸収するために、1mm~2mm程度の層厚での接着を可能とする必要があったからである。

(2) GFRP引き抜き成形材の基本的な材料特性の実測

材料設計の結果に基づいて、2種の成形材のF1000 (シート材) とI300 (I形材) を実際に引き抜いて製作するとともに、マットイン(接着層)も試作し、GFRPの一般

表-2 引き抜き成形材と接着層の基本的な材料特性

	F1000	I300		マトイン (接着層)
		フランジ	ウェブ	
引張弾性係数 E_{σ} (GPa)	28.3	34.0	27.1	9.1
圧縮弾性係数 E_{ϵ} (GPa)	29.7	36.0	30.5	-
引張強度 σ_u (MPa)	409.0	406.8	253.0	151.9
圧縮強度 σ_c (MPa)	429.6	484.1	439.7	-
密度 (kN/m ³)	17.99	17.55	17.55	13.01

的な試験方法による材料試験を行った結果、表-2に示す基本的な材料特性が得られた。ここに、引張試験、圧縮試験にはそれぞれ、JIS K 7054¹⁶⁾、JIS K 7056¹⁷⁾に規定されている試験方法を適用した。

(3) ショート・ビーム法によるせん断弾性係数の実測

表-2に示した基本的な材料特性とともに構造特性の検討に不可欠であったせん断弾性係数については、JISに規定されているGFRPの面内せん断試験方法 (JIS K 7059¹⁸⁾) を適用すれば測定できるが、F1000とI300のフランジから軸線を含む鉛直面で45°方向に引張試験片を切り出すことは明らかに不可能であった。

また、そのような試験片を容易に切り出せたI300のウェブに関する試験を行なった結果、せん断応力-ひずみ関係式が著しい非線形性を示し、信頼性のある測定は困難であった。この試験における非線形性は、試験片を切り出す際に0°方向の長繊維が切断されることが主因であるとされており、せん断変形特性が非線形性を示さない適切な試験片とその試験方法が必要となった。

そこで、本研究では、ショート・ビーム法と呼ばれるJIS K 7057¹⁹⁾に規定されたFRPの特殊な試験方法を応用して、せん断変形に支配的と考えられたI300のウェブのせん断弾性係数を高精度で実測することを試みた。この部位だけでも十分に信頼性のある実測値が得られれば、せん断変形の影響のほとんどを評価できることが容易に予測されたからである。

この試験方法は、見かけの層間せん断強度を簡易に求めるために、軸線を含む鉛直面で0°方向に短梁状の試験片を切り出して、スパンを変えた単純梁の3点曲げ試験を行なうものであるが、スパンLが異なる複数のケースについて、スパン中央で集中荷重Pを漸増させた場合における中央点での鉛直変位δの変化を計測すれば、Timoshenko梁理論に基づく関係式を適用して同定することにより、せん断弾性係数Gの実測値を曲げ弾性係数E_bの実測値とともに求めることができる。

スパン中央の集中荷重P、中央点での鉛直変位δの増分をそれぞれΔP、Δδで表すと、Timoshenko梁理論に基づいて両端単純支持条件で容易に誘導される次式、

$$\frac{PL^3}{48E_b I} + \frac{\kappa PL}{4GA} = \delta \tag{1}$$

を増分形で表現することができ、さらに変形すれば、

$$\frac{\Delta\delta}{\Delta P} = \frac{L^3}{48E_b I} + \frac{\kappa L}{4GA} \tag{2}$$

なる式が与えられるからである。ここに、A、Iはそれぞれ試験片の断面積、断面2次モーメント、κはせん断補正係数である。

これらの増分ΔPとΔδとが材料的には線形関係にあるとして、最小自乗法により各スパンLにおけるΔδ/ΔPの試験値を求め、式(2)を適用して同定させれば、せん断弾性係数G、および、曲げ弾性係数E_bの実測値を同時に算出できることになる。

本研究のショート・ビーム法による試験では、スパンL=100mm, 160mm, 200mm, 220mm, 240mm, 260mmの6ケースの場合について、スパン中央の集中荷重Pの漸増による3点曲げ載荷に伴って増加する中央点での鉛直変位δの計測をそれぞれ連続的に行なって、各スパンLにおけるΔδ/ΔPの試験値を求めることとした。

I300のウェブの異なる箇所からそれぞれ切り出した短梁状の試験片はNo.1～No.6の6体であり、各々、全長350mmで、せん断変形の影響が顕著となる断面形状とするために、幅b=14mm、高さh=30mmの長方形断面とした。その結果、試験片の断面積A=420mm²、断面2次モーメントI=31,500mm⁴、および、せん断補正係数κ=1.2となった。これらの6体の試験片を対象に、上述の6ケースの各スパンLについて、各々5回の載荷を行なった。

ショート・ビーム法による試験のセットアップ状況を図-4に示す。これらの写真、図から解るように、載荷装置にはフレーム・基盤一体型の載荷システム(静的容量150kN)を使用し、試験片のスパンを100mm～260mmの範囲で容易に変えられるように設計、製作した特殊なジグを基盤に据え付けて、各スパン中央上面から変位制御0.1mm/secで連続的に載荷した。また、中央点下面の鉛直方向変位の測定のためには、ひずみ変換の高感度変位計を設置し、動ひずみ測定器を用いて、サンプリング間隔1/100secでデジタルデータをレコーダに収録した。

図-5は、試験片No.1のスパンL=200mmにおける第1回目の載荷による測定結果を示したものであり、荷重Pと鉛直変位δの増分であるΔPとΔδとがほぼ完全に線形関係にあるといえ、最小自乗法を適用した際の相関係数R²も良い値を示していることが解る。また、ここでは具体的な値を示すことは省略したが、各試験片の各スパンにおける5回の載荷によって得られたΔδ/ΔPの試験値にはバラツキがほとんどみられなかった。

図-6は、同じ試験片No.1について、各5回の載荷によって得られた試験値を平均して、各スパンLとそのスパンにおけるΔδ/ΔPの試験値との関係をプロットし、式(2)を適用して同定された曲線を重ねて描くとともに、同定結果として得られたせん断弾性係数G、および、曲げ弾

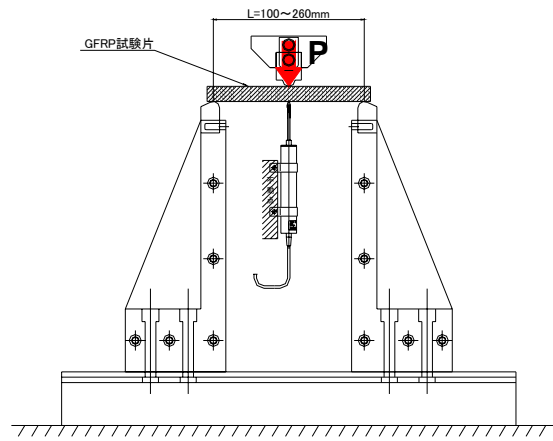
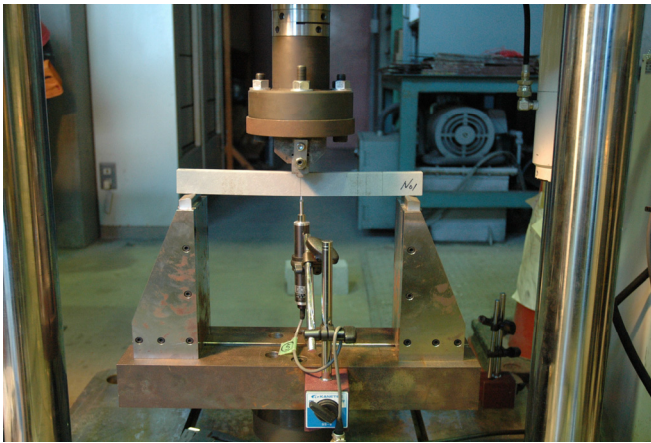


図4 ショート・ビーム法による試験のセットアップ状況

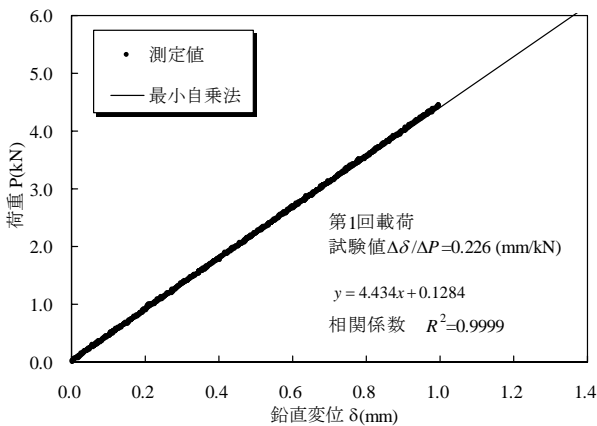


図5 試験片No.1 (L=200mm) の測定結果

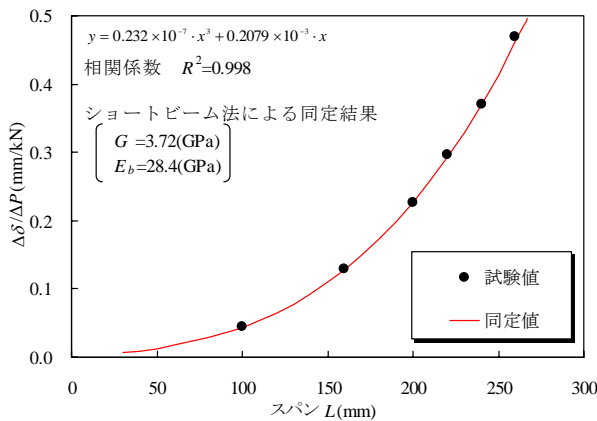


図6 試験片No.1における同定結果

表-3 各試験片における同定結果と平均値

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	Ave.
G (GPa)	3.72	3.45	3.54	3.84	3.84	3.48	3.65
E_b (GPa)	28.4	30.4	29.5	29.1	27.5	28.2	28.9

性係数 E_b の値も併記したものである。この図から、同定曲線と試験値のプロット点は良く一致しており、同定の際の相関係数 R^2 も良い値を示していることが解る。

表-3にNo.1~No.6の6体の試験片の同定結果と平均値を示す。各試験片の値には多少のバラツキがあるが、引き

抜き成形材の繊維配置等は完全に均一とはならず、切り出し箇所の相違によるものと考えられた。この結果、平均値として得られた最終的な実測値はそれぞれ、せん断弾性係数 $G=3.65\text{GPa}$ 、および、曲げ弾性係数 $E_b=28.9\text{GPa}$ となり、曲げ弾性係数の同定値は、表-2に示した引張弾性係数 E_t の実測値と圧縮弾性係数 E_c の実測値を平均した値である $E_b=28.8\text{GPa}$ と良く一致した。したがって、ショート・ビーム法を応用することにより、信頼性の高いせん断弾性係数の実測値を得ることができたといえる。

4. 床版橋形式GFRP歩道橋の試設計

(1) 実橋を想定した試設計の設計条件

提案した床版橋形式GFRP歩道橋の実現性を確かめるために、図-7, 8に一般図、および、断面図をそれぞれ示すように、支間長16m, 有効幅員1.5mの実橋を想定した試設計を、前章の材料試験結果に基づいて行った。本橋では、図-7に示したように、ゴム支承とアンカーボルトの中心間隔として1.0mの距離をとり、アンカーボルトに作用する負反力と、絶対値がそれに等しいゴム支承における正反力の一部とによるアーム長1.0mのトルクをモーメント反力として作用させて、提案した擬似両端固定支持条件の導入を計ることとした。

ただし、この4章の段階では、両端固定梁(支間長16m)のBemoulli-Euler梁公式を適用して、設計計算を簡略化し、擬似両端固定支持条件やせん断変形が及ぼす影響については、次章以降において詳細に検討することとした。当然、せん断変形の影響を考慮すると、実際の適用支間長が若干短くなる可能性があることは明らかであるが、詳細検討の結果を踏まえて評価する必要があることと、6章において、使用性を確保するための静的な最大たわみの制限値の緩和の可能性も考慮に入れて、適用可能支間長の検討を行なうこともあり、ここでは、このような簡易設計計算法によるものとした。

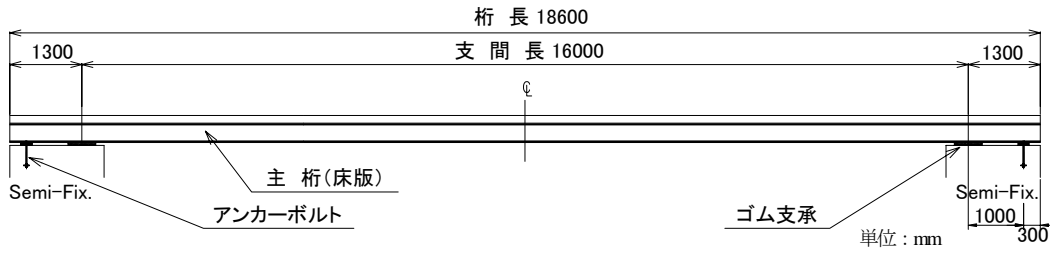


図-7 試設計歩道橋の一般図

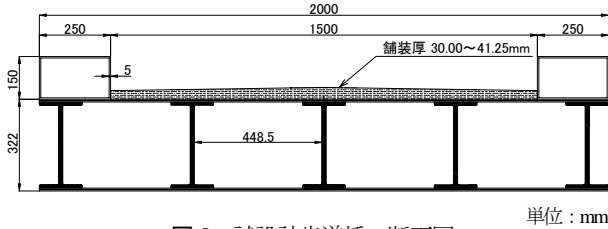


図-8 試設計歩道橋の断面図

設計基準には「立体横断施設技術基準・同解説」²⁰⁾を適用して、活荷重(群集荷重) 3.5kN/m^2 、温度変化の影響 $\pm 30^\circ\text{C}$ (基準温度 20°C) とし、使用性を確保するための静的な最大たわみの制限値、および、回避すべきたわみ振動数の帯域はそれぞれ、 $L/600$ (L : 支間長)、および、 $1.5\sim 2.3\text{Hz}$ とした。

使用材料として、熱影響を避けるために採用されたモルタル舗装を除き、すべての部材にGFRP引き抜き成形材の既製品を用いることとし、断面剛性に寄与しない非構造部材である地覆、高欄、および、舗装の死荷重はそれぞれ、 0.126kN/m 、 0.560kN/m 、および、 1.202kN/m とした。主桁と床版の役割を併せもつ構造部材の断面を構成するI形材 (I300)、シート材 (F1000)、および、接着層 (マットイン) の死荷重については、表-2に示した各部位の密度の実測値に基づいて算定するものとした。

抵抗断面の曲げ剛性は、弾性係数の異なるF1000とI300のフランジ、ウェブ、および、接着層 (マットイン) が平面保持特性を有する合成断面を構成するものとして算定した。これらの弾性係数は、表-2に示した各部位の弾性係数の実測値に基づくものとし、I300とF1000のフランジ、ウェブについては、引張弾性係数と圧縮弾性係数の実測値の平均値とした。また、各部の接着層厚はそれぞれ、事前に試作した結果に基づいて、F1000とI300の接合部を1mm厚、接着面積が大きく不陸の影響が大きいF1000同士の接合部を2mm厚とした。

(2) 試設計結果とその考察

上記の設計条件により試設計を行なった結果、図-8に既示したように、主桁(床版)の桁高は322mmとなり、等間隔448.5mmで5本のI300を敷き並べ、それらの上下面にDeck Plate, Bottom PlateとしてF1000をそれぞれ2層積層する断面構成となった。図-9は断面構成の詳細を示したものであり、図から解るように、桁高の値は、I300

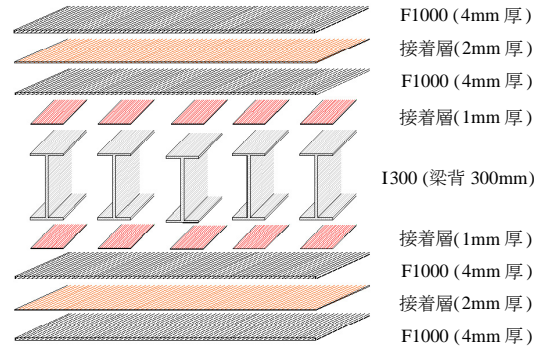


図-9 引き抜き成形材と接着層の構成詳細

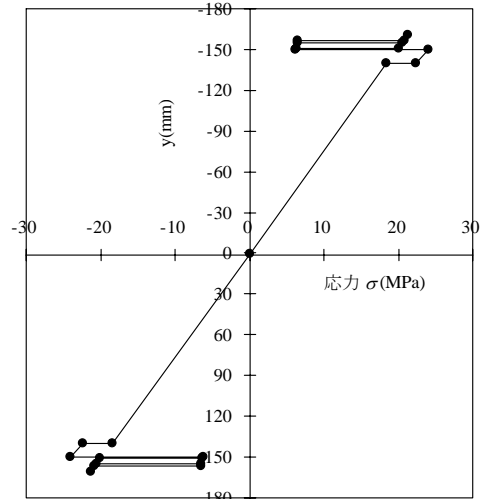


図-10 最小曲げモーメントによる応力分布

の梁背300mmと、F1000の上下面計4層分の厚さ16mmに、接着層の上下面計4層分の厚さ6mmを加えて、これらを合計した高さを表している。

その結果、構造部材としての主桁(床版)の死荷重は 1.308kN/m 、断面剛性に寄与しない非構造部材である地覆、高欄、舗装の死荷重を加えた総死荷重は 3.195kN/m となり、弾性係数が異なる各部位が平面保持特性を有する合成断面を構成するとして算定された曲げ剛性の値は $3.9404 \times 10^4 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ となった。

構造断面に発生した曲げ応力度の絶対値は、負モーメントによるものが固定端で最大 23.96MPa となり、図-10に示すように、最大応力はF1000に比べて弾性係数の高いI300のフランジ上下縁に生じた。これに対して、正モーメントによるものはそれより小さく、支間中央で最大 12.07MPa であった。したがって、温度応力(線膨張係数

$\alpha = 1.0 \times 10^5$) の絶対値10.50MPaを加えても、表-2に示した引張強度、圧縮強度の実測値よりかなり小さく、応力度照査の面からは十分過ぎる程の余裕があった。

固定端のモーメント反力は最大180.16kN・mであったことから、アーム長1.0mのトルクに換算すると、擬似両端固定支持条件となるように配置されたアンカーボルトに作用する負反力は-180.16kNとなり、図-11に示すように、 $\phi 20$ mmのステンレス鋼 (SUS304) 製アンカーボルト (許容応力度²¹⁾ 100MPa) を、I300の下フランジ面に各2本、計10本配置すれば、十分な安全性を確保できることは容易に確かめられる。なお、ゴム支承に作用する正反力は、負反力の絶対値180.16kNと死・活荷重の総量の1/2である67.56kNとを合計した値+247.72kNとなった。

一方、活荷重による静的な最大たわみは22.74mmとなり、使用性を確保するための制限値 $L/600$ ($L=16$ m) である26.67mmを下回った。ただし、この値はせん断変形の影響を考慮したものではなく、前章で実測されたせん断弾性係数の値が小さかったことを考えると、その影響によって、たわみ制限を満たせなくなる可能性は高いことが解った。また、最低次のたわみ対称一次固有振動数は4.80Hzで、回避すべき帯域1.5~2.3Hzの域外となり、振動使用性の面からは全く問題とならなかった。なお、死荷重による静的な最大たわみは14.06mmとなったが、舗装厚の調整で十分に吸収できる量であった。

これらのことから、提案した新形式の床版橋形式GFRP歩道橋は実現可能性の高い形式であり、応力度照査からではなく、たわみ制限を満たすことが断面決定では支配的となったことにより、静的な最大たわみを大幅

に低減できるものとして提案した擬似両端固定支持条件の導入が極めて効果的であるといえる。また、この擬似両端固定支持条件を付与するためのアンカーボルトの配置も問題なく行なえることが確かめられた。

しかしながら、せん断変形が静的たわみに及ぼす影響を考慮すると、たわみ制限を超える可能性が高いことが明らかとなった。したがって、実際の擬似両端固定支持条件下で、構造断面のせん断剛性と主桁 (床版) のせん断変形特性を正確に把握して、設計たわみ計算に反映させることが必要不可欠であるといえる。

また、昭和54(1979)年に改定された「立体横断施設技術基準・同解説」²⁰⁾に準拠して、活荷重による静的な最大たわみの制限値を $L/600$ (L : 支間長) としたが、鋼歩道橋を主対象とした技術基準であり、我が国にはGFRP歩道橋を対象とした設計基準がない一方、6章において詳述するように、海外の多くのGFRP歩道橋の実橋設計では、かなり緩和された制限値が主流となっている。

したがって、構造断面やアンカーボルトの発生応力などにはかなりの余裕がみられたことから、たわみ制限値の緩和の可能性も考慮に入れ、せん断変形の影響を考慮した適切な設計たわみ計算を行なって適用可能支間長を検討するとともに、たわみ制限値の緩和が及ぼす効果を明らかにすることなども必要であるといえる。

5. 実大模型試験による構造特性の検討とせん断変形の評価

(1) 実大模型による4点曲げ载荷試験

前章で試設計した床版橋形式歩道橋の構造特性の検討とせん断変形の影響の評価を行なうため、その構造断面の一部分を対象に支間4.0m (全長4.5m) の実大模型を製作し、図-12に示すような4点曲げ载荷試験を実施した。

図-13は、実大模型試験体と载荷板の断面 (図-12のA-A断面) 図を示したものであり、2本のI形材 (I300) とその上下面2層のシート材 (F1000) を所定の厚さのマットイン (接着層) で接合して一体化したものである。この試験体では、既製品のF1000の最大幅は1,000mmである

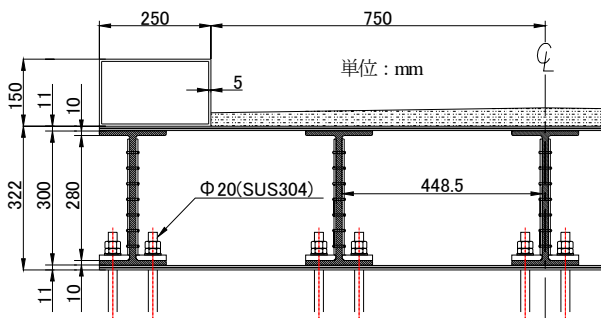


図-11 アンカーボルトの配置

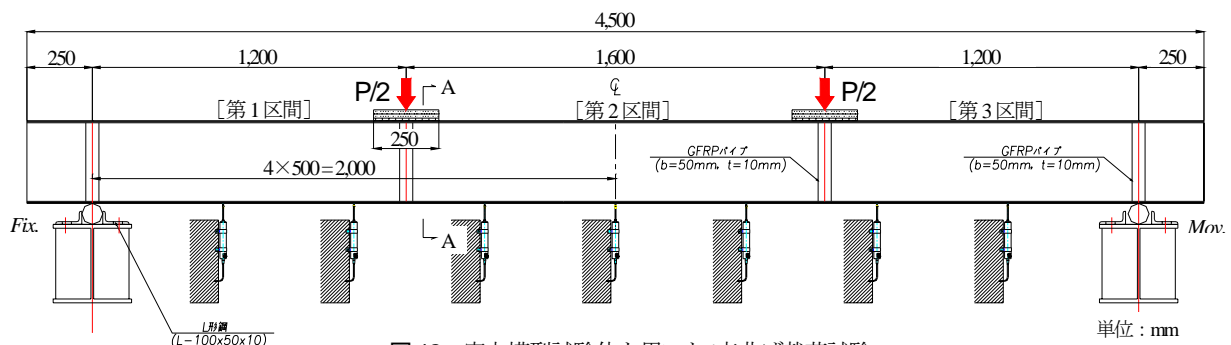


図-12 実大模型試験体を用いた4点曲げ载荷試験

ことから、実橋製作における継ぎ目を想定して、片側のI300のフランジ中心位置に継ぎ目を設けている。

荷重は荷重制御1kN/secで実施して、最大たわみがL/200(支間L=4.0m)を大きく超えた最大荷重 $P_{max}=300kN$ に至るまで試験を行った。測定は、ひずみゲージによる計測とともに、ひずみ変換の高感度変位計によって図-12に示した7箇所の鉛直方向変位を計測した。4点曲げ載荷試験のセットアップ状況を図-14に示す。

一方、試験結果と対比するための構造解析には、2種の解析プログラムを適用した。直交異方性ソリッド要素による3次元FEM解析プログラム²²⁾と、せん断変形を考慮できる骨組構造解析プログラム²³⁾であり、後者の解析プログラムではせん断変形を無視した計算も行なった。

表-4はFEM解析に適用した材料試験結果に基づく材料特性を示しており、弾性係数の値は、接着層を除いて引張弾性係数と圧縮弾性係数の平均値とした。また、括弧内の値は、過去の類似例の実測結果に基づく推定値である。この表から解るように、鉛直たわみに直接関係するせん断弾性係数 G_{xy} の値として、せん断変形に支配的と考えられ、3章で信頼性の高い実測値が得られたI300のウェブにおける値3.65GPaをすべての部位に適用した。

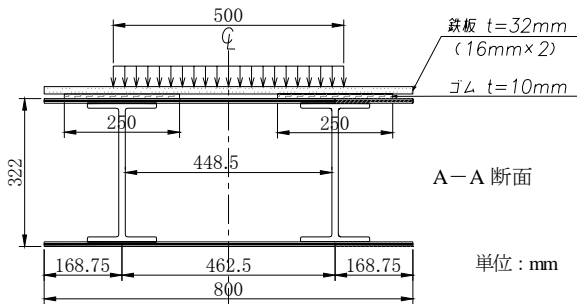


図-13 模型試験体と載荷板の断面図

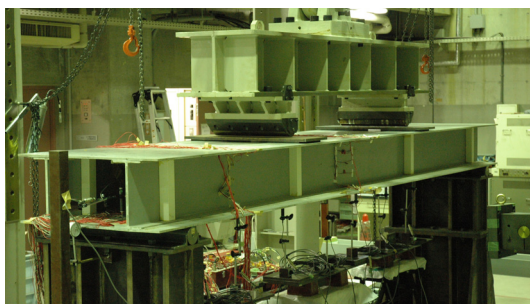


図-14 セットアップ状況

表-4 FEM解析に適用した材料特性

		I300			マットイン (接着層)
		F1000	フランジ	ウェブ	
弾性係数 (GPa)	E_x	29.0	35.0	28.8	9.1
	E_y	(4.0)	(16.5)	12.3	
	E_z	14.3	16.5	(12.3)	
せん断 弾性係数 (GPa)	G_{xy}	3.65	3.65	3.65	3.65
	G_{yz}	(4.0)	(4.0)	(2.0)	
	G_{zx}	(4.0)	(4.0)	(2.0)	

同様に、骨組構造解析においても、断面のせん断弾性係数 G の値は、上述のI300ウェブの実測値3.65GPaで仮に代表させることとした。断面積、および、突縁部を有する1室閉断面として算定²⁴⁾されたせん断補正係数の値はそれぞれ、 $A=0.03044 m^2$ 、および、 $\kappa=3.94$ であった。また、断面の曲げ剛性は、試設計における場合と同様に、弾性係数の異なるF1000とI300のフランジ、ウェブ、および、接着層(マットイン)が平面保持特性を有する合成断面を構成するものとして算出した。その結果、算出された曲げ剛性の値は $EI=1.5762 \times 10^4 kN \cdot m^2$ となった。

(2) 試験結果とその考察

試験結果として、まず、図-15に、最大荷重 $P_{max}=300kN$ に至るまでの載荷荷重 P と中央点の鉛直変位の関係を解析結果とともに示す。また、図-16には、この最大荷重 P_{max} 載荷時における鉛直変位の分布を解析結果とともに示す。

これらの図から解るように、最大荷重載荷時の最大たわみの実験値は24.52mmであったが、FEM解析、および、せん断変形を考慮した骨組構造解析による計算値はそれぞれ25.80mm、および、26.11mmであり、実験値に比べ約5~6%大きい安全側の値となった。これに対して、せん断変形を無視した骨組構造解析による最大たわみの計算値は20.09mmであり、実験値に比べ約20%小さい危険側の値となった。

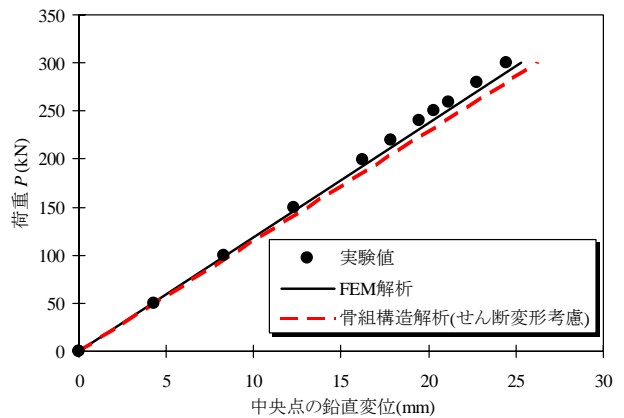


図-15 載荷荷重と中央点の鉛直変位

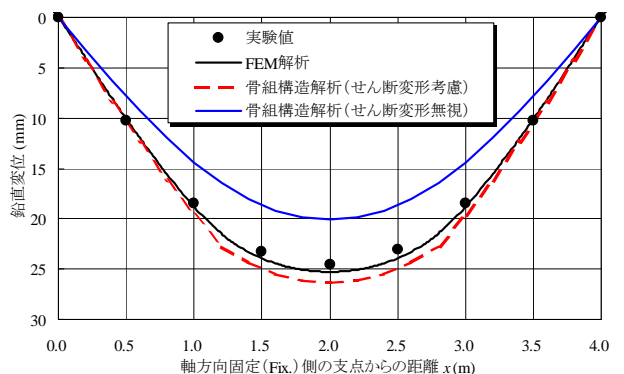


図-16 最大荷重載荷時の鉛直変位分布

図-17, 図-18は, 最大荷重 $P_{max}=300kN$ の荷重時における中央断面での曲げひずみ, 曲げ応力の分布を, 解析結果とともに示したものである. これらの図において, 着目した中央断面は静定構造の純曲げ区間に位置していることから, せん断変形の考慮の有無にかかわらず, 両骨組構造解析結果は完全に一致している.

図-17から, 弾性係数が異なるF1000とI300のフランジ, ウェブ, および, 接着層(マットイン)で構成された合成断面の曲げひずみが直線分布していることが解り, 試設計で仮定した平面保持特性が純曲げ区間では完全に満たされていることを実験的に確かめることができた. また, 図-18からは, 最大曲げ応力はF1000に比べて弾性係数の高いI300のフランジ上下縁に生じ, 図-10に示した設計荷重による試設計断面での最大値23.96MPaに対して約2.5倍の応力レベルに達していることが解る.

(3) せん断変形の評価と梁公式の適用可能性

提案した床版橋形式GFRP歩道橋が, 応力度照査から

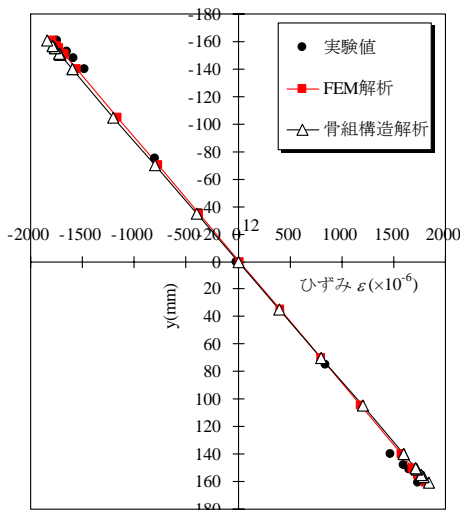


図-17 最大荷重載荷時の中央断面の曲げひずみ

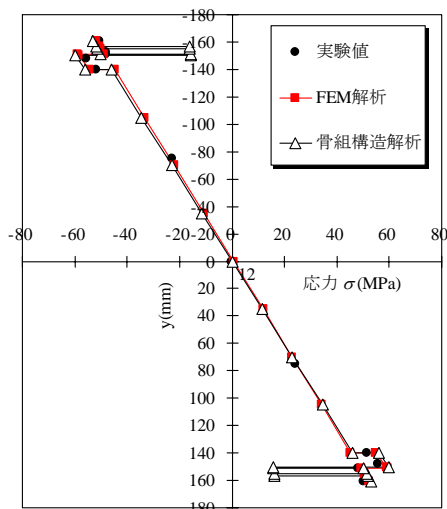


図-18 最大荷重載荷時の中央断面の曲げ応力

ではなく, たわみ制限により断面決定されることは試設計の結果からも確かめられており, 実大模型試験結果からは, せん断変形が大きな影響を及ぼすことが明らかになった. しかしながら, 実大模型試験において最も高精度であった直交異方性ソリッド要素によるFEM解析を試設計たわみ算定に適用することは, 実務における構造設計計算を極めて煩雑にすることが明らかである.

これに対して, せん断変形を考慮した骨組構造解析であっても, 実用上十分な精度で安全側のたわみ計算値が得られたことから, Timoshenko梁理論に基づく実用的な公式を誘導できる可能性が高いといえ, それを試設計たわみ算定に適用できれば, 骨組構造解析さえ必要とせずに断面決定を容易に行え, 構造設計計算を極めて効率的に行えるはずである.

ここでは, 設計たわみ算定へのTimoshenko梁公式の適用可能性を検証するために, まず, 表-4ではI300のウェブの実測値3.65GPaを仮に適用した, I300のフランジとF1000, および, 接着層のせん断弾性係数の値を1.0GPa~4.0GPaの範囲で変化させてFEM解析を行ない, 断面のせん断弾性係数 G の値を骨組構造解析と同様に上述の実測値で代表させることの妥当性を確かめることとした.

図-19はこのようなFEM解析結果を実験値とともに示したものであり, 最大たわみを示す最大荷重載荷時の中央点の鉛直変位はI300のウェブを除く各部位のせん断弾性係数の値を大きく変えてもほとんど変化しないことが解り, I300のウェブの実測値で断面のせん断弾性係数 G の値を代表させても十分に妥当であるといえる.

そこで, Timoshenko梁理論に基づいて, 両端支点と中間の2載荷点をそれぞれ境界とする図-12に示した実大模型の第1区間~第3区間の3区間におけるたわみ分布 $\delta_1 \sim \delta_3$ を表す公式を誘導すると, 次式が容易に与えられる. ここに, L は支間(=4.0m), EI は合成断面としての曲げ剛性(=1.5762×10⁴ kN・m²), a は一方の支点から載荷点までの距離(=1.2m), G はI300ウェブのせん断弾性係数の実測値(=3.65GPa), A は断面積(=0.03044 m²), κ はせん断補正係数(=3.94)である.

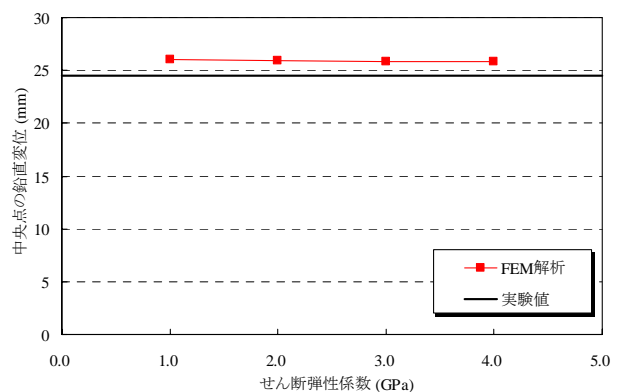


図-19 せん断弾性係数の変化と最大たわみ

$$\delta_1 = \frac{PL^2x}{12EI} \left\{ 3 \left(\frac{a}{L} - \frac{a^2}{L^2} \right) - \frac{x^2}{L^2} \right\} + \frac{\kappa P}{2GA} x$$

$$\delta_2 = \frac{PL^2a}{12EI} \left\{ 3 \left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2} \right) - \frac{a^2}{L^2} \right\} + \frac{\kappa Pa}{2GA} \quad (3)$$

$$\delta_3 = \frac{PL^2a}{12EI} \left\{ 3 \left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2} \right) - \frac{a^2}{L^2} \right\} + \frac{\kappa Pa}{2GA} (L-x)$$

上式において $\kappa=0$ とすると、せん断変形の影響を無視したBernoulli-Euler梁公式と一致する。これらの公式において載荷荷重 P を $P_{max}=300kN$ とすると、最大荷重載荷時の実大模型の各区間におけるたわみ分布を計算でき、実験値とともに示したのが図-20である。この図には、両公式による計算値の差、すなわち、せん断変形成分の分布も併記している。さらに、軸方向固定(Fix.)側の支点からの距離 x を中央点までの距離 $x_{1/2}=2.0m$ とすると、最大荷重載荷時の最大たわみを計算でき、実験値、および、FEM解析結果とともに示したのが図-21である。

これらの図から、Bernoulli-Euler梁公式による計算値と同様に、Timoshenko梁公式による計算値が、図-16に示した骨組構造解析結果と完全に一致することを確認することができる。また、両公式の計算値の差をとれば、せん断変形の影響を容易に定量的に評価できることも解った。したがって、全橋モデルの擬似両端固定支持条件に即した境界条件でTimoshenko梁公式を誘導すれば、実用上十分な精度で安全側の値を与える設計たわみ算定法として極めて有用なものになるといえる。

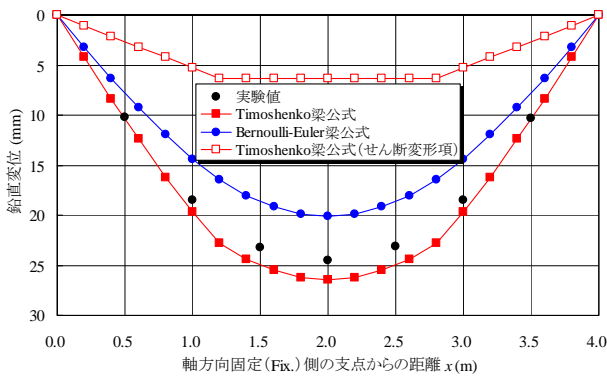


図-20 最大荷重載荷時の鉛直変位分布

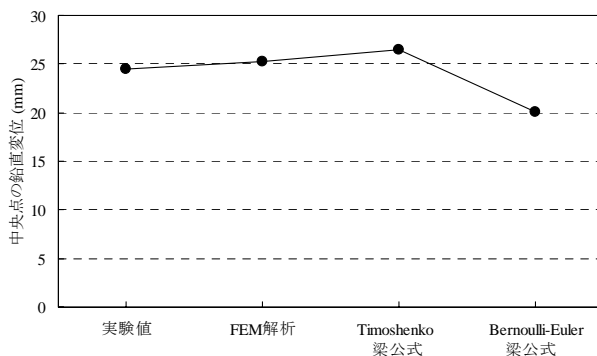


図-21 最大荷重載荷時の最大たわみ

6. 設計計算用梁公式の提案、および、たわみ制限値の見直しと適用可能支間長の検討

(1) 全橋モデルにおけるせん断弾性係数の影響

提案した床版橋形式GFRP歩道橋の構造設計計算用にTimoshenko梁公式を誘導する前に、まず、試設計結果に基づいた断面構成の全橋モデルにおいても、擬似両端固定支持条件に即した境界条件で、断面のせん断弾性係数 G の値をI300ウェブの実測値 $3.65GPa$ で代表させることの妥当性をFEM解析により確かめておく必要がある。

そこで、前章と同様に、I300のフランジとF1000、および、接着層(マットイン)のせん断弾性係数の値を $1.0GPa \sim 4.0GPa$ の範囲で変化させ、これら以外の材料特性は表-4に示した値を適用して、全橋モデルを対象に直交異方性ソリッド要素によるFEM解析を行なった。

擬似両端固定支持条件に即した境界条件として、正反力が作用するゴム支承の中心線上の支点については、鉛直方向、橋軸方向、および、橋軸直角方向の3軸方向変位を、また、負反力が作用するアンカーボルト位置の支点については、鉛直方向のみの1軸方向変位をそれぞれ拘束するものとした。

なお、正反力が作用する両側支点ともに橋軸方向変位を拘束したのは、橋軸方向変位がアンカーボルトに及ぼす悪影響の回避を狙ったものであることはいままでの試設計では、予測通りにたわみ制限で断面が決定されたことにより、設計応力にはかなりの余裕がみられ、温度応力の発生は全く問題にならないことが確かめられている。

解析結果として、活荷重を支間長 $16m$ 全長にわたって載荷した場合について、最大たわみを示す中央点の鉛直変位の解析値を図-22に示す。図から解るように、最大たわみは、I300のウェブを除く各部位のせん断弾性係数の値を大きく変えてもほとんど変化しないことが確かめられ、I300のウェブの実測値で断面のせん断弾性係数 G の値を代表させることは、全橋モデルにおいても十分に妥当であるといえる。

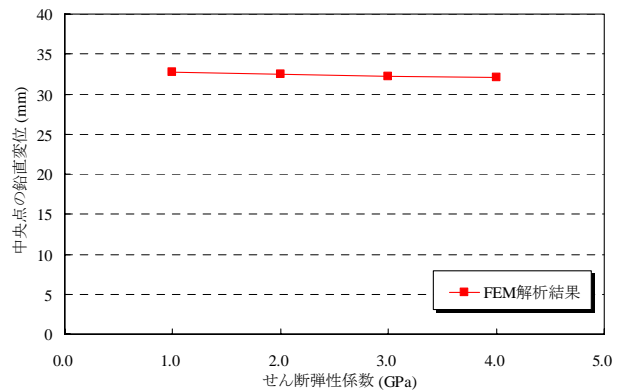


図-22 せん断弾性係数の変化と最大たわみ

(2) 設計たわみ算定用Timoshenko梁公式の提案

設計たわみを算定するためのTimoshenko梁公式を誘導する際に対象となる任意の全橋モデルは、図-23に示すように、側径間が極端に短い3径間連続梁モデルとなる。ここに、 L は支間長、 L_0 は正・負反力支点間の距離であり、 S_1 、 S_2 は正反力が作用するゴム支承の中心線上の支点、および、 A_1 、 A_2 は負反力が作用するアンカーボルト位置の支点を表している。また、等分布荷重 q は活荷重を表し、中央点で最大たわみを生じさせる載荷状態として、支間長 L の全長にわたって分布させている。

拡張梁理論²⁵⁾に従えば、曲げに伴うせん断変形を考慮した3連モーメント式は、3支点 A_1 、 S_1 、 S_2 上の曲げモーメントをそれぞれ、 $M_{i+1}(=0)$ 、 M_i 、 M_{i+1} として、

$$\begin{aligned} & (1-6\lambda_i)L_0/I_i \cdot M_{i-1} + 2(1+3\lambda_i)L_0/I_i \cdot M_i \\ & + 2(1+3\lambda_{i+1})L/I_{i+1} \cdot M_i + (1-6\lambda_{i+1})L/I_{i+1} \cdot M_{i+1} \quad (4) \\ & = 6E(\theta'_{i0} - \theta''_{i0}) + 6E(\beta_i - \beta_{i+1}) \end{aligned}$$

なる式で与えられる。ここに、 E は弾性係数、 I は側径間と中央径間の両径間の部材断面2次モーメント ($I_i = I_{i+1}$) であり、 θ'_{i0} 、 θ''_{i0} は側径間の部材を除去した際の荷重 q による支点 S_1 の左近傍、右近傍における回転角 ($\theta'_{i0} = 0$ 、 $\theta''_{i0} = qL^3/24EI$)、 β は両径間の部材回転角 ($\beta_i = \beta_{i+1} = 0$) である。 λ は両径間の部材のせん断パラメータであり、 κ をせん断補正係数 ($\kappa_i = \kappa_{i+1}$) として、次式により表わされる。

$$\lambda_i = \kappa_i EI_i / GA_i L_0^2, \quad \lambda_{i+1} = \kappa_{i+1} EI_{i+1} / GA_{i+1} L^2 \quad (5)$$

全橋モデルの対称性を考慮して、式(4)の3連モーメント式を整理し、中央径間の両端支点 S_1 、 S_2 上の曲げモーメント M_i 、 M_{i+1} を求めると次式のようなになる。

$$M_i = M_{i+1} = \frac{\frac{qL^3}{4} - \frac{3\kappa EIqL}{GA}}{2\left(1 + \frac{3\kappa EI}{GAL_0^2}\right)L_0 + 3L} \quad (6)$$

図-23に示した擬似両端固定支持条件を模した梁モデルは、支間長 L で両端に同じ大きさの曲げモーメント M_i 、 M_{i+1} が作用した図-24に示す単純支持梁モデルと等価であることは明らかである。

したがって、両端に同じ大きさの曲げモーメントと支

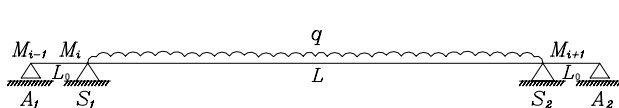


図-23 擬似両端固定支持条件を模した梁モデル

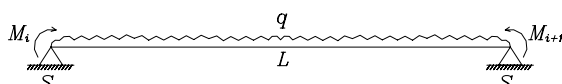


図-24 擬似両端固定支持条件を模した等価梁モデル

間全長に等分布荷重が載荷された単純支持梁のたわみ分布を求めれば、せん断変形を考慮したTimoshenko梁公式として、提案する設計たわみ算定式が次式のように誘導される。ここに、 x は支点 S_1 からの距離を表している。

$$\begin{aligned} \delta = & \frac{qL^4}{24EI} \left\{ \left(\frac{x}{L}\right)^4 - 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 + \frac{x}{L} \right\} + \frac{M_i L^2}{6EI} \left\{ -3\left(\frac{x}{L}\right)^2 + 3\frac{x}{L} \right\} \\ & + \frac{\kappa q L^2}{2GA} \left\{ -\left(\frac{x}{L}\right)^2 + \frac{x}{L} \right\} \quad (7) \end{aligned}$$

上式の第1項と第2項がそれぞれ、等分布荷重と両端曲げモーメントによって生じた曲げ変形によるたわみ、第3項が等分布荷重によって生じたせん断変形によるたわみであり、 $\kappa = 0$ として、第3項を消去すると、せん断変形を無視したBernoulli-Euler梁公式と一致する。

(3) 提案公式を用いた設計たわみ算定法の実用性

式(7)において、支間長 $L=16\text{m}$ 、正・負反力支点間の距離 $L_0=1.0\text{m}$ 、活荷重(群集荷重) $q=5.25\text{kN/m}$ 、合成断面の曲げ剛性 $EI=3.9404 \times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ 、および、I300ウェブの実測値で代表させた断面のせん断弾性係数 $G=3.65\text{GPa}$ 、断面積 $A=0.0761\text{m}^2$ 、突縁部を有する4室閉断面として算定²⁴⁾したせん断補正係数 $\kappa=4.05$ とすると、試設計結果に基づいた全橋モデルのたわみ分布を計算できる。

図-25は、中央点の鉛直たわみが最大たわみとなる載荷状態における全橋モデルのたわみ分布を示したものである。比較のために、式(7)のTimoshenko梁公式による計算結果とともに、Bernoulli-Euler梁公式による計算結果、および、直交異方性ソリッド要素によるFEM解析結果も併記している。この図から、Bernoulli-Euler梁公式による計算値はFEM解析値に比べてかなり小さいが、誘導したTimoshenko梁公式による計算値はFEM解析値と良く一致し、両者の差異は安全側の僅かな量であることが解る。

図-26は、設計たわみに相当する中央点の最大たわみを、4章における試設計の概算段階で求めた両端固定梁のBernoulli-Euler梁公式による計算結果も加えて比較したものである。この図から解るように、せん断変形を考慮したTimoshenko梁公式による最大たわみの計算値は

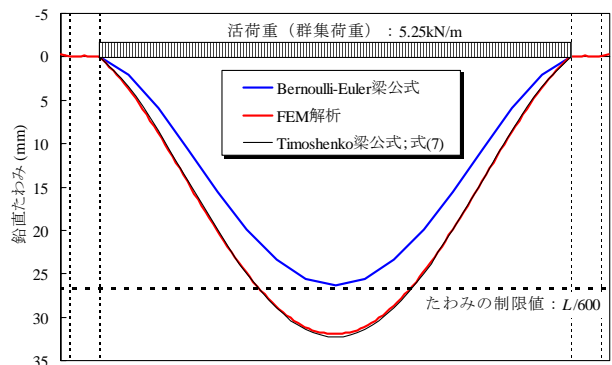


図-25 活荷重全載時のたわみ分布

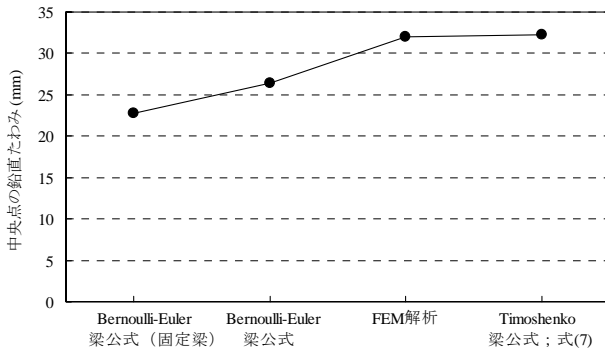


図-26 最大たわみ (設計たわみ)

32.26mmで、FEM解析値の31.95mmに比べて約1.0%僅かに大きい安全側の値となった。

これに対して、せん断変形を無視したBernoulli-Euler梁公式による計算値は26.38mmで、FEM解析値に比べて約17.4%小さい危険側の値となった。また、試設計の概算段階で用いた両端固定梁のBernoulli-Euler梁公式による計算値22.74mmは、FEM解析値に比べ約28.8%も小さい値であることも解った。

これらの図から、床版橋形式GFRP歩道橋の設計たわみ算定に際して、せん断変形に伴うたわみを無視できないこと、さらには、誘導したTimoshenko梁公式は、実用上十分な精度で安全側に設計たわみを算定でき、設計たわみ算定式として提案できることが確かめられた。

したがって、たわみ制限で断面が決定される本形式のような場合、提案公式を適用すれば、骨組構造解析さえ必要とせず、断面決定、もしくは適用可能支間長の検討を行え、構造設計を極めて効率的に実施することが可能になった。例えば、より長支間または広幅員の実橋の構造設計において、I300の本数、および、F1000の積層数と最外層の積層幅の合理的な組合せを検討して断面決定を行うような場合などに、提案公式が極めて有用であることは明らかである。

(4) たわみ制限値の緩和と適用可能支間長の伸長

4章の試設計で適用したように、昭和54(1979)年に改定された「立体横断施設技術基準・同解説」²⁰⁾では、活荷重による静的な最大たわみの制限値をL/600 (L:支間長)としている。また、振動使用性に十分に配慮した場合には、L/400としてよいことも定められているが、この規定は、吊床版橋形式などで例外的に適用されているのみである。

しかしながら、この技術基準は鋼材を用いた横断歩道橋を主対象としたものであり、たわみ制限で断面決定されるGFRP歩道橋の場合、直接に経済性を左右することもある。例え、前掲のEUROCOMP¹⁵⁾ではL/250~L/500程度と幅を持たせており、一方、欧米やオーストラリア等での多くの

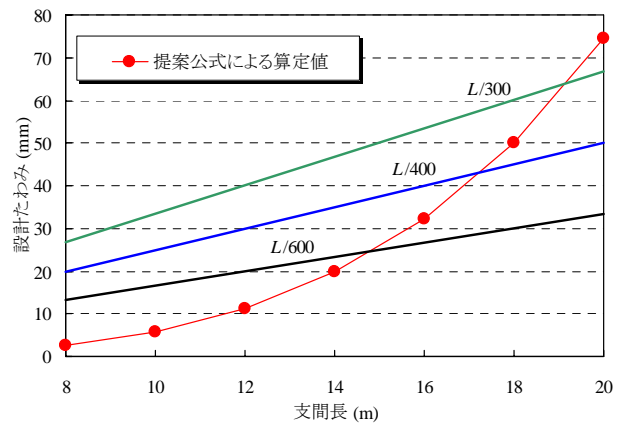


図-27 たわみ制限値と適用可能支間長

実橋設計では、L/300が主流となっている。

そこで、構造断面やアンカーボルトの発生応力などには十分な余裕がみられたことから、たわみ制限値の緩和の可能性も考慮に入れ、試設計断面として図-9に示した構造断面を有する床版橋形式GFRP歩道橋の設計たわみを支間長Lを変えて提案公式により算定し、たわみ制限の設定値に応じて適用可能支間長を探ることとした。

図-27は、支間長Lを変えて算定された設計たわみ曲線を用い、たわみ制限値をL/600, L/400, L/300とそれぞれ設定した場合について、対応する適用可能支間長の探索結果を示したものである。この図から解るように、適用可能支間長はそれぞれ、14.9m, 17.3m, 19.6mとなり、当然、たわみ制限値の緩和にしたがって大きく伸長することが確かめられた。

また、試設計で当初設定した支間長L=16mの場合について、せん断変形を考慮して最低次のたわみ対称一次固有振動数を求めた結果、3.92Hzとなり、たわみ制限値の緩和にしたがって適用支間長がL=20m近くになったとしても、回避すべき帯域1.5~2.3Hzの域内に入る可能性は全くなく、振動使用性の面からも問題ないことが確かめられた。

したがって、将来、我が国においても、欧米等における多くのGFRP歩道橋の実橋設計で主流となっているL/300程度までたわみ制限値が緩和されるようになれば、適用可能支間長の伸長により経済性が大きく向上することは明らかであるといえる。

7. 結論

本研究の結果、次のような知見を得ることができ、市販のGFRP成形材の既製品を採用して提案した、床版橋形式の疑似両端固定支持・単径間歩道橋の実現可能性は非常に高いといえる。

- (1) 採用したI形材 (I300) とシート材 (F1000) の材料

設計を実施し、実際に引き抜き成形した後に切り出された試験片を用いて材料試験を行った結果、材料強度や弾性係数などの基本的な材料特性の実測値がすべて妥当な値であることを確かめることができた。

(2) 従来の一般的な試験方法では、構造断面の各部位において、せん断弾性係数の信頼性の高い実測値を得ることは困難であったが、ショート・ビーム法を応用した試験方法を適用することによって、I300のウェブのせん断弾性係数については、十分な精度で信頼性の高い実測値を得られることが明らかになった。

(3) 実橋を想定した試設計を行った結果、たわみ制限により断面決定され、橋軸方向変位の拘束により温度応力が発生しても支障ないことが確かめられるとともに、たわみを大幅に低減して経済性を飛躍的に向上できる擬似両端固定支持条件を付与するためのアンカーボルトの配置は設計上問題なく行えることが明らかになった。

(4) 試設計結果に基づいて、実大模型試験を行なった結果、弾性係数が異なるF1000とI300のフランジ、ウェブ、および、接着層(マットイン)で構成された接着接合断面が平面保持特性を満たすことが解り、これらの異種材料の合成断面として曲げ剛性を評価できることが確かめられた。

(5) 実大模型試験結果から、せん断変形が発生したわみに大きな影響を及ぼすこと、および、材料試験で信頼性の高い実測値が唯一得られたI300のウェブの値により断面のせん断弾性係数の値を代表させても十分に妥当であることが解るとともに、実橋の構造設計計算に用いるTimoshenko梁理論に基づく設計たわみ算定公式を誘導し得ることが明らかになった。

(6) せん断変形を考慮したTimoshenko梁公式を擬似両端固定支持条件下で拡張梁理論に従って誘導した結果、実用上十分な精度で安全側に設計たわみを算定できることが確かめられ、たわみ制限で断面が決定される場合、骨組構造解析さえ必要とせずに、断面決定、もしくは適用可能支間長の検討を行え、構造設計を極めて効率的に実施することが可能となった。

(7) 鋼歩道橋を主対象とした我が国の技術基準に定められた静的な最大たわみの2制限値と、欧米等のGFRP歩道橋の実橋設計において主流となっている制限値に対応する適用可能支間長を同一断面で比較した結果、制限値の緩和に伴って適用可能支間長が大きく伸長することが確かめられ、将来、我が国においても、欧米等と同程度まで制限値が緩和されれば、適用可能支間長の伸長により経済性が大きく向上することは明らかであった。

参考文献

1) Keller, T.: Use of Fiber Reinforced Polymers in Bridge Construction, *Structural Engineering Documents 7*, IABSE,

2003.
 2) Keller, T., et al.: Advanced Materials, *Structural Engineering International*, IABSE, Vol.9, No.4, pp.250-301, 1999.
 3) Keller, T., et al.: Fibre-Reinforced Polymers in Bridge Construction, *Structural Engineering International*, IABSE, Vol.12, No.2, pp.66-116, 2002.
 4) 土木学会: FRP橋梁—技術とその展望—, 構造工学シリーズ14, 丸善, 2004.
 5) 明嵐政司, 西崎到, 木嶋健, 佐々木巖: 繊維強化プラスチックの橋梁への適用事例に関する研究, 土木学会FRP橋梁に関するシンポジウム論文集, pp.13-18, 2001.
 6) 建設省土木研究所: 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 (I) —一次構造材料としてのFRPの適用事例調査—, 共同研究報告書第210号, 1998.
 7) 建設省土木研究所: 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 (II), 共同研究報告書第252号, 2000.
 8) 独立行政法人土木研究所: 新材料の土木構造物への適用に関する研究, 土木研究所資料第3888号, 2004.
 9) 北山暢彦, 佐伯彰一, 山城和雄: 沖縄ロードパーク歩道橋の設計, 土木学会FRP橋梁に関するシンポジウム論文集, pp.103-106, 2001.
 10) 北山暢彦, 宇野名右衛門: 伊計平良川線ロードパーク連絡歩道橋の設計・製作・架設, 石川島播磨技報, 橋梁特集号, pp.82-86, 2001.
 11) 独立行政法人土木研究所: FRPを用いた橋梁の設計技術に関する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 (I) —ビルトアップ法によるFRP歩道橋設計に関する検討—, 共同研究報告書第324号, 2005.
 12) 土木学会: 先進複合材料の社会基盤施設への適用/[資料] 米国FRP橋梁調査, 複合構造レポート01, 丸善, pp.188-195, 2007.
 13) 中島和俊, 安波博道, 細沼宏之: 全FRP橋梁 自転車道13号橋の設計, 製作, および架設, 第3回FRP複合構造・橋梁に関するシンポジウム論文報告集, 土木学会, pp.183-186, 2009.
 14) 前田研一, 北山暢彦, 中村一史, 林耕四郎, 梶川康男: GFRP引き抜き成形材を用いた歩道橋の開発と使用性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.50A, pp.375-382, 2004.
 15) Clarke, J.L.: *Structural Design of Polymer Composites – EUROCOMP Design Code and Handbook*, European Structural Polymer Composites Group, E & FN Spon, 1996.
 16) 日本規格協会: ガラス繊維強化プラスチックの引張試験方法—JIS K 7054—, 日本工業標準調査会, 1995.

- 17) 日本規格協会：ガラス繊維強化プラスチックの圧縮試験方法—JIS K 7056—, 日本工業標準調査会, 1995.
 - 18) 日本規格協会：ガラス繊維強化プラスチックの面内せん断試験方法—JIS K 7059—, 日本工業標準調査会, 1995.
 - 19) 日本規格協会：繊維強化プラスチックのショート・ビーム法による見掛けの層間せん断強さの求め方—JIS K 7057—, 日本工業標準調査会, 2000.
 - 20) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説（昭和54年版）, 1979.
 - 21) ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設（水門）技術基準・同解説（平成11年版）, 1999.
 - 22) MSC Software：汎用非線形構造解析ソルバーMarc, 2001.
 - 23) ヤマト設計：3次元ファイバーモデルによる構造物の耐震解析システムY-FIBER3D, 2006.
 - 24) 藤谷義信：薄肉はり構造解析, コンピュータによる極限解析法シリーズ5, 培風館, 1990.
 - 25) 西村宣男：コンピュータ時代の構造力学教育, 最終講義資料, 2005.
- (2010. 5. 20 受付)

DESIGN AND SERVICEABILITY OF SLAB TYPE FOOTBRIDGE USING GFRP PULTRUSION PROFILES

Nobuhiko KITAYAMA, Ken-ichi MAEDA, Hitoshi NAKAMURA
and Tetsuya WATANABE

This feasibility study examined the design and the serviceability of a newly proposed pedestrian slab bridge using GFRP pultrusion profiles bonded together by adhesive layers. The innovative feature is the appropriate adoption of semi-fixed support conditions with anchor bolts at both ends, in order to sharply reduce the bending deflection and to drastically improve the economic efficiency. In this paper, the validity of the development of the new type bridge is verified from results of a material design and tests, a trial structural design and partial model tests with real size. In addition, the practical design deflection calculation formula which can consider the shearing deformation is proposed, and the examination of the review of the limiting value which influences the economical efficiency directly is also carried out.