

2. 耐力の低下と修復限界状態設計

2.1 はじめに

木橋の修復限界状態設計においては、図-1.1.1で示したように、木橋の信頼性指標 β が時間の経過と共にどの程度低下するのか、あるいは修復時点での β 、また、修復によって初期の β に対してどの程度まで回復したのかを算出する必要がある。

時間の経過に伴う β の低下や、修復時点での β を求めるためには、腐朽等で劣化した木橋の残存耐力を定量化しなければならないが、一般に木材腐朽の研究分野においては腐朽度の判定は、目視による評価や、材料の重量減少を指標にして行われているのが現状であり、構造物としての健全度の定量的評価に用いることは困難である。したがって、各種の診断機器を用いた非破壊的試験や、これらの測定結果と強度試験結果との相関の評価、数値シミュレーションによる検討などが必要となる。

腐朽等で劣化した木橋の耐力が、補修や補強などの修復を行うことによってどの程度まで回復したかを明らかにするためには、劣化した部材の補修や補強効果の検証や、実橋を対象とした構造性能評価が必要であり、点検、補修・補強が行われた事例や、載荷試験や振動試験により構造性能が評価された事例の収集が不可欠である。構造性能評価については、建設直後および修復の前後の時点での性能がそれぞれ評価されている事例が望ましいが、こうした事例は決して多くない。したがって、木橋の腐朽調査事例から部材の腐朽性状に関するデータの蓄積を図り、これらを参考に木橋の部材が腐朽劣化した場合の断面性能の低下とそれらが木橋の構造性能に及ぼす影響を数値シミュレーションで検討するといった新たな手法の提案も重要となろう。

以上のような、木橋の修復限界状態を考慮した設計を行ううえでの課題に対して、本章ではまず、木橋の信頼性指標 β の経年変化についての考え方、すなわち耐力の低下と β の関係について2.2節で概説する。次に、木橋の部材が腐朽によって断面欠損を生じた場合を仮定して、部材耐力の低下をシミュレーションにより検討した例を2.3節で紹介する。本節では腐朽の位置や程度をパラメータとして断面欠損した部材の耐力を評価し、腐朽によって部材の信頼性指標 β が低下することを明らかにした。

最後に2.4節では木橋の部材劣化と健全度診断の検討例として国内の3橋の木橋に対して実施された健全度調査の事例を紹介する。これらは、大規模な近代木橋に用いられた高欄と地覆材、伝統的木橋の主構造材、および13年間供用されたトラス橋の主構造材に対してそれぞれ腐朽による劣化状況が調査されているが、何れの調査でも各種の非破壊的な腐朽診断機器が用いられており、これらの測定結果と部材強度試験の結果との関係性を評価することによって、部材レベルでの健全度を定量的に評価する試みがなされている。

なお、ここで紹介する解析手法や、調査事例は耐用年数を考慮した木橋設計の考え方を示すうえでの一例であり、今後、多くの調査、研究を進めることで、健全度または劣化度と信頼性指標 β （または破壊確率 P_f ）との関係を精度よく求められるように引き続き検討していく必要がある。

2.2 信頼性指標 β の経年変化

「木橋技術の手引き2005」における設計式のフォーマットは、設計計算に供するよう配慮した簡便な設計手法である荷重・耐力係数を用いている。この荷重・耐力係数を用いる設計は、設計案の置かれる不確定状況と目標信頼性を考慮して設定された、各種の荷重・耐力係数を用いて設計荷重効果・設計耐力に対応する確定的状況を想定し、そこで設計案が設計目標を満足しているかどうかを照査するという流れで行われる。言い換えれば、目標信頼性指標 β_T に応じて荷重係数 γ_i および耐力係数 ϕ を算定しておき、一般的には、(1.2.1)式で表される設計式により照査することになる。

しかし、木材は荷重継続時間の影響や置かれる環境などにより、経年的に耐力が低下していくことが分かっているため、耐力の調整係数 A_f を考慮した次式の設計式を用いる。

$$\sum \gamma_i \cdot W_{ni} \leq \phi \cdot A_f \cdot R_n \quad (2.2.1)$$

例えば、現行の建築基準法に用いられている荷重継続時間(DOL)の影響係数は、図-1.2.1に示される強度比と荷重継続時間の関係をもとにしているので、この場合 A_f はDOLの影響に係わる係数 k_{DOL} であり、同図の強度比となる。ここで、強度比とは、実験室における強度試験を荷重継続時間10分とし、その強度に対する、ある荷重継続時間における強度の比^{2.2.1)}のことを言う。

DOL影響係数を用いれば、供用期間を50年とすれば、 $A_f=1.1/2$ と算定^{2.2.1)}されるが、設計された木橋は供用期間50年にわたり、当初設定した β_T を満足しなければならない。したがって、現実的には50年後の耐力を用いて「設計マニュアル2005」における設計式により部材の断面や接合部の仕様を決めることになり、初期の信頼性指標の値は、目標信頼性指標 β_T よりも大きくなっている。例えば、荷重組合せD+Tにおいて、供用期間50年、 $\beta_T=3.0$ (破壊確率は約0.001)とした場合、各年の信頼性指標 β は、次のように算出される。

「木橋技術の手引き2005」では、設計供用期間を t 年とすれば、軸荷重の t 年最大値分布 $F_t(x)$ は次式で表される。

$$F_t(x) = [F(x)]^{n \cdot t \cdot 365} = \exp \left[- \exp \left[-0.04 \left(x - 0 - \frac{\ln(n \cdot t \cdot 365)}{0.04} \right) \right] \right] \quad (x \leq 300 \text{ kN})$$

また、死荷重は正規分布としているので、その分布関数 $F_D(x)$ は次のように表せる。

$$F_D(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp \left[-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2} \right] dx \quad (\mu: \text{平均}, \sigma: \text{標準偏差})$$

一方、主桁等構造部材の耐力分布は、2Pワイブル分布としているので、その分布 $F_R(x)$ は次式で表される。ここで注意しなければいけないのは、耐力変数 x の代わりに、荷重継続時間の影響を考慮し、 x/A_f となっていることである。

$$F_R(x) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{(x/A_f)}{\alpha} \right)^m \right] \quad (m, \alpha: \text{パラメータ})$$

これより、AFOSM法を用いて、図-2.2.1のように信頼性指標 β の推移が得られる。例えば、1年目の破壊確率は約0.00002であり、50年後のおよそ1/50であるように、 β は年ごとに減少していくことが分かる。

その他の調整係数には、寸法効果係数、含水率影響係数、処理影響係数、クリープ変形係数、システム係数が示されている^{2.2.1)}が、経年的なものに関係するのは含水率影響係数であろう。しかし、これは、木材における含水率と強度の関係を勘案して算定されており、DOL係数のように経年的に変化するものではない。また、腐朽についてもDOL係数と同様に考えることができるが、周りの環境や設計・施工にも関係し、図-2.2.1のように表すことができないであろう。

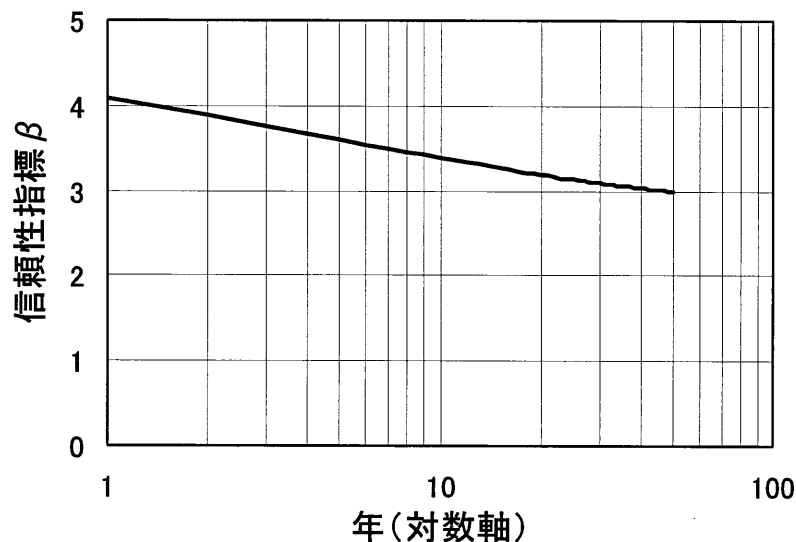


図-2.2.1 時間と信頼性指標 β との関係

参考文献

2.2.1) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－、2002.

2.3 断面欠損した部材の耐力評価

高温多湿の気候風土を持った我が国では、木材の腐朽は避けて通れない問題であり、木橋においてその予防策を講ずることは必須となる。また、著しい腐朽に対しては補修を行ったり、部材を交換するなど、供用期間中のメンテナンスも欠かすことができない。木材の内部が腐朽すると、その腐朽箇所では力の伝達がほとんど期待できず、耐力は低下する。腐朽の発生が部分的であっても橋梁全体の安全性に影響を及ぼすこともあり得るため、腐朽部材の耐力を推定することは重要である。本節では、腐朽箇所を空洞に置き換え、木部材が断面欠損を有しているものとして扱い、耐力の低下をシミュレーション^{2.3.1)}により検討している。腐朽の位置及び腐朽の程度をパラメータとして解析し、破壊確率の増加すなわち信頼性指標が低下することを明らかにしている^{2.3.2)}。

(1) 解析手法

① 解析モデルと材料特性

本研究で計算に用いたモデルは、一本の梁に活荷重を想定した変動荷重を支間中央に载荷させるものである。断面は一様断面と仮定し、断面形状は高さ160[mm]、幅120[mm]の長方形断面であり、スパンは3000[mm]としている。図-2.3.1に解析モデルの概略を示す。

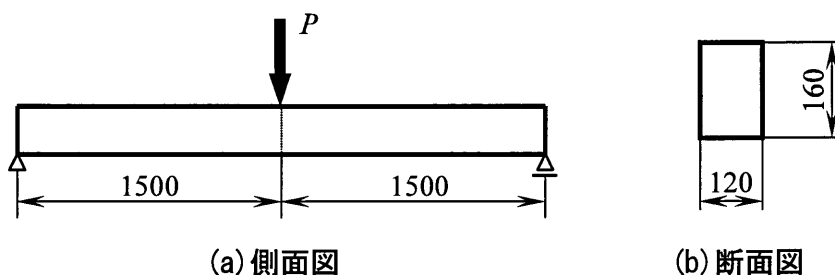


図-2.3.1 解析モデル

本研究で検討を行っている材料は、生物材料である木材であるため、材料強度にバラツキが生じ易い傾向がある。そこで本研究では、正規分布に従う乱数を用いて材料強度にバラツキを与えた。材料強度は指針から得たカラマツの強度の小数点以下を切り上げ30[N/mm²]を平均値とし、標準偏差は平均値の5, 10, 20%の3ケースで検討を行い、10%を採用して計算を行った^{2.3.3), 2.3.4)}。

② 設計荷重

荷重は活荷重を想定した変動荷重とし、スパン中央に集中荷重として载荷することとする。ここで、活荷重を未知数として支間中央に発生する最大曲げモーメント M 、及び断面2次モーメント I を算出し、更に中立軸から応力着目点までの距離を y とにおいて、以下に示す式(2.3.1)を用いて発生する最大応力を算出した。

$$\sigma = \frac{M}{I} y \quad (2.3.1)$$

ここで算出した応力が材料強度 $\sigma_f = 30[\text{N/mm}^2]$ を上回る時の活荷重が梁を破壊させると考えられる。式(2.3.1)を逆算すると、スパン中央集中荷重の値を算出することができる。本研究では、木材の腐朽による耐力の低下を調べることを目的としているので、この荷重はバラツキを持った値として考えるものとし、その平均値として15.5[kN]を採用する。すなわち変動荷重を想定し、その分布形は正規分布に従うものとし、乱数を用いてバラツキを再現している。ここでは乱数の平均値を15.5[kN]とし、標準偏差は平均値の5%を採用することとした。

③ シミュレーション条件

本研究では、コンピュータ上に仮想的に作成したモデルに荷重を載荷させ、スパン中央の断面の上縁及び下縁で発生する最大応力を式(2.3.1)を用いて算出する。これと木材の材料強度を比較し、発生する応力が材料強度を上回ったときを破壊と判断し、破壊確率を算出する。

また、本研究で行うような乱数を用いたシミュレーションでは、モデルの個数を増やすことで精度が上がると考えられている。しかし、検討個数を増やすことで計算効率の低下が見られるため、得られる結果が収束するために必要な適当なモデル個数を設定する必要がある。そこで、断面に腐朽のないモデルで発生個数を変化させたときの破壊確率の収束性について、2つの乱数発生パターンで検討を行い、結果を図-2.3.2に示した。これにより、どちらのケースでもモデル個数15万個程度から収束性が見られ、以降はほぼ収束していることが分かる。したがって、本研究ではモデル個数を20万個としてシミュレーションを行うこととした。

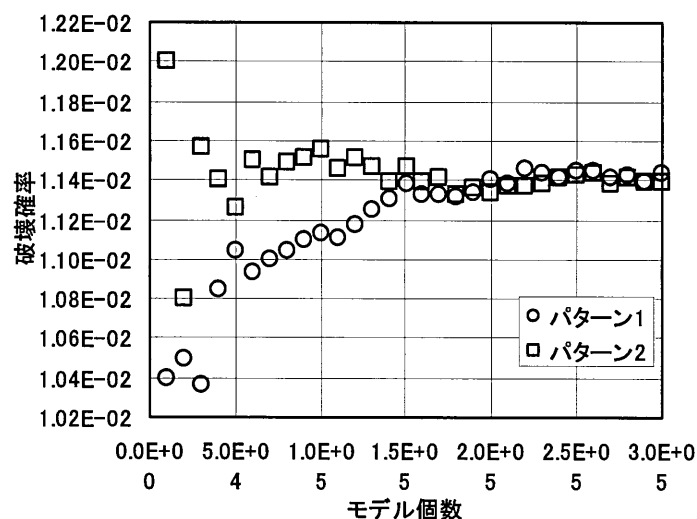


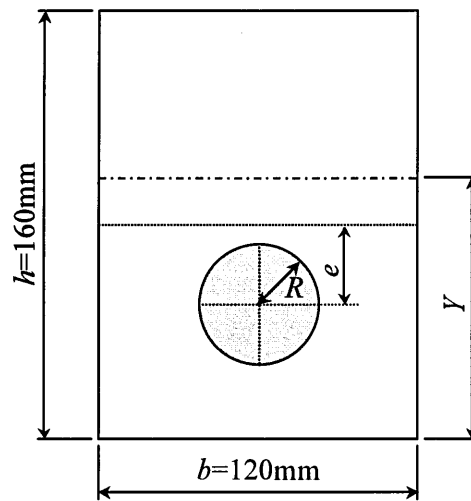
図-2.3.2 モデル個数による収束性

(2) 腐朽のモデル化

本研究では、解析を容易にするため部材断面における腐朽面が円形となるものと仮定する。ここで、腐朽の程度を示す値として、検討を行う部材断面の腐朽面積と総断面積との比で表すこととし、この値を面腐朽率 α と呼ぶこととする。また、断面内における腐朽箇所の位置について、以下に示す5通りを設定する。

① 円形偏心腐朽

図－2.3.3に示すように、長方形断面の中央から下に e だけ偏心させた位置に腐朽領域の中心を設け、面腐朽率を変化させたときの破壊確率を算出する。このとき、偏心距離 e は、 $0.1h$ 、 $0.2h$ 、 $0.3h$ 、 $0.4h$ の4ケース行うこととした。また、面腐朽率の変化量は 0.02 とする。ただし、偏心距離 $0.4h$ のケースのみ面腐朽率の変化量を 0.01 とした。



図－2.3.3 円形偏心腐朽モデル

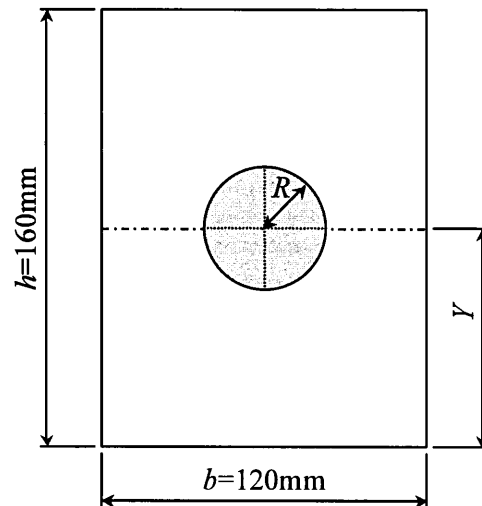
また、図－2.3.3より、中立軸から下縁までの距離 Y 及び断面2次モーメント I は、以下の式で表すことができる。

$$Y = \frac{\frac{1}{2}bh^2 - \pi R^2\left(\frac{h}{2} - e\right)}{bh - \pi R^2} \quad (2.3.2)$$

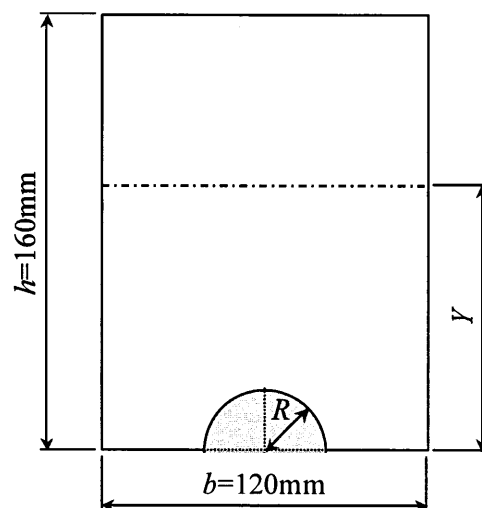
$$I = \frac{bh^3}{3} - \pi R^2 \left\{ \left(\frac{h}{2} - e\right)^2 + \frac{R^2}{4} \right\} - \frac{\left\{ \frac{1}{2}bh^2 - \pi R^2\left(\frac{h}{2} - e\right) \right\}^2}{bh - \pi R^2} \quad (2.3.3)$$

② 円形中心腐朽

円形中心腐朽は、長方形断面の中央を中心とした円を腐朽領域とする。算出する式は、式(2.3.2)、(2.3.3)において円形偏心腐朽の偏心距離を0として計算すればよい(図－2.3.4)。



図－2.3.4 円形中心腐朽モデル



図－2.3.5 下縁半円腐朽モデル

③ 下縁半円腐朽

河川などの橋梁では、上縁側はほぼ乾燥状態にあり、腐朽しにくい環境であるが、下縁側では水分の供給を受け、腐朽し易い傾向があると考えられる。そこで図－2.3.5に示すように、下縁に腐朽中心点を設け、半円状に腐朽することを想定して、検討を行うこととした。また、面腐朽率の変化量は0.01として、破壊確率を算出することとした。

また、図－2.3.5より、中立軸から下縁までの距離 Y 及び断面2次モーメント I は、以下の式で表すことができる。

$$Y = \frac{\frac{1}{2}bh^2 - \frac{2R^3}{3}}{bh - \frac{\pi R^2}{2}} \quad (2.3.4)$$

$$I = \frac{bh^3}{3} - \frac{\pi}{8}R^4 - \frac{\left\{\frac{1}{2}bh^2 - \frac{2}{3}R^3\right\}^2}{bh - \frac{\pi R^2}{2}} \quad (2.3.5)$$

④ 下縁固定円形偏心腐朽

下縁固定円形偏心腐朽は、円形偏心腐朽と下縁半円腐朽を組み合わせて、腐朽しやすい下縁と内部の二箇所に腐朽が存在する場合を再現したモデルである。偏心距離 e は、 $0, 0.1h, 0.2h, 0.3h$ の4ケースを行うこととした。また、面腐朽率の変化量は 0.02 とする。ただし、偏心距離 $0.2h, 0.3h$ のケースにおいては、面腐朽率の変化量を 0.01 とした。

また、中立軸から下縁までの距離 Y 及び断面2次モーメント I は、以下の式で表すことができる。ここで、半円腐朽の半径を R_1 、円形腐朽の半径を R_2 とする(図-2.3.6)。

$$Y = \frac{\frac{1}{2}bh^2 - \pi R_2^2\left(\frac{h}{2} - e\right) - \frac{2}{3}R_1^3}{bh - \pi R_2^2 - \frac{1}{2}\pi R_1^2} \quad (2.3.6)$$

$$I = \frac{bh^3}{3} - \pi R_2^2\left\{\left(\frac{h}{2} - e\right)^2 + \frac{R_2^2}{4}\right\} - \frac{\pi R_1^4}{8} - \frac{\left\{\frac{1}{2}bh^2 - \pi R_2^2\left(\frac{h}{2} - e\right) - \frac{2}{3}R_1^3\right\}^2}{bh - \pi R_2^2 - \frac{1}{2}\pi R_1^2} \quad (2.3.7)$$

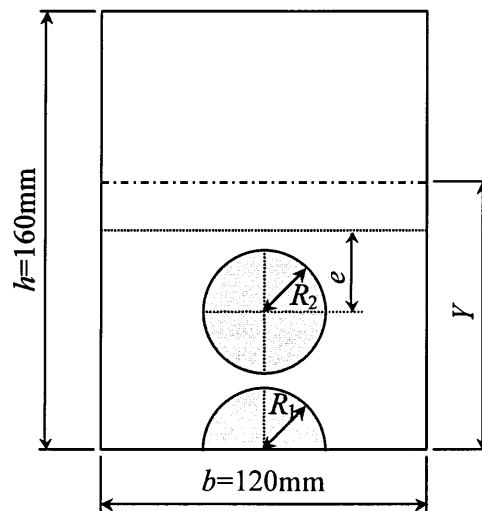


図-2.3.6 下縁固定円形偏心腐朽モデル

⑤ 上下縁半円腐朽

上下縁半円腐朽は、下縁半円腐朽と上縁側に半円状の腐朽面を持たせ、断面に腐朽面を二箇所設けたモデルである。面腐朽率の変化量は0.01とした。また、中立軸から下縁までの距離 Y 及び断面2次モーメント I は、以下の式で表すことができる。ここで、下縁側の腐朽面の半径を R_1 、上縁側の腐朽面の半径を R_2 とする(図-2.3.7)。

$$Y = \frac{\frac{1}{2}bh^2 - \frac{2}{3}R_1^3 - \frac{1}{2}\pi R_2^2(h - \frac{4R_2}{3\pi})}{bh - \frac{1}{2}\pi(R_1^2 + R_2^2)} \quad (2.3.8)$$

$$I = \left[\frac{1}{3}bh^3 - \frac{1}{8}\pi R_1^4 - R_2^2 \left\{ \frac{1}{2}\pi \left(h - \frac{4R_2}{3\pi} \right)^2 + \frac{9\pi^2 - 64}{72\pi} R_2^2 \right\} \right] - \left(h - \frac{4R_2}{3\pi} \right)^2 \left\{ bh - \frac{1}{2}\pi(R_1^2 + R_2^2) \right\} \quad (2.3.9)$$

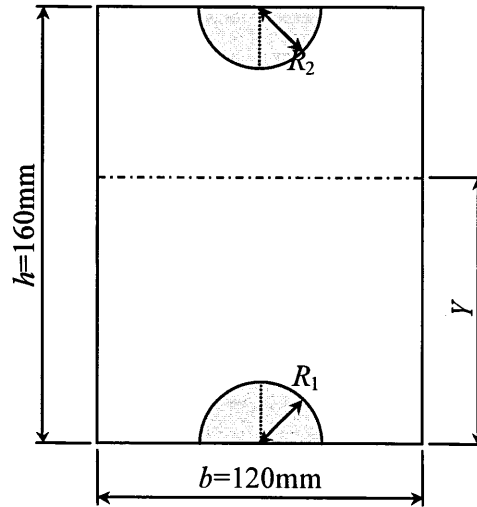


図-2.3.7 上下縁半円腐朽モデル

(3) 解析結果

① 材料強度と荷重効果の応力分布

図-2.3.8は、円形偏心腐朽モデルにおいて偏心距離 $e = 0.2h$ 、面腐朽率 $\alpha = 0.1$ としたときに荷重が載荷した際、下縁に発生する応力 σ_s と強度による応力 σ_R の応力分布の一例を表したものである。

材料強度は正規分布に従う乱数により定められている材料強度であり、腐朽の影響で変化しないものとした。荷重効果は、荷重により発生する応力のばらつきであり、腐朽による断面2次モーメントの低下により増加することで腐朽の影響を考えている。ここで、 $R < S$ となったときが破壊となり、図-2.3.8では破壊確率が0.072となった。

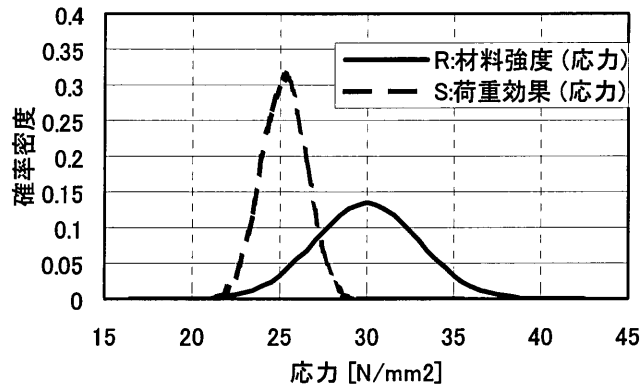
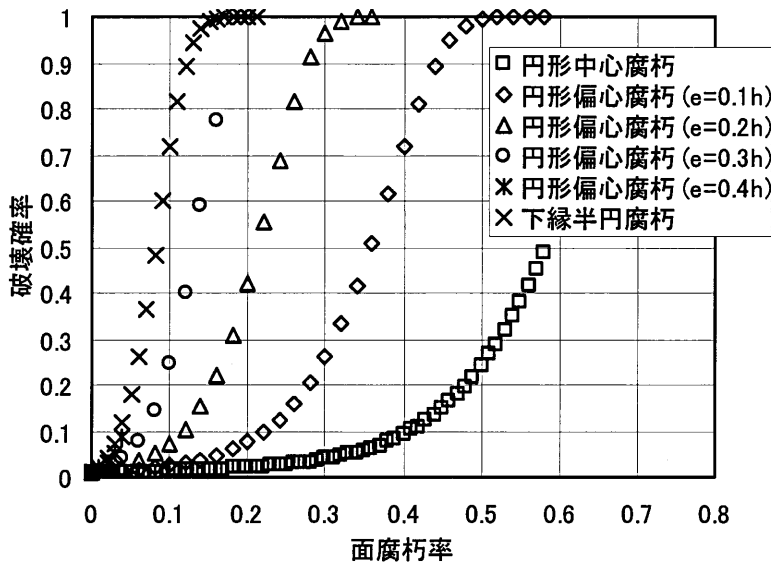


図-2.3.8 円形偏心腐朽モデルのRとS

② 面腐朽率による破壊確率の挙動

図-2.3.9は、腐朽面が断面内に1つとなるモデルと断面内に2つとなるモデルを分け、面腐朽率の変化による破壊確率の変動を表したものである。比較のため、下縁半円腐朽モデルの結果を両方のグラフに表示している。



←(a) 腐朽面が断面内に1箇所の場合

(b) 腐朽面が断面内に2箇所の場合 →

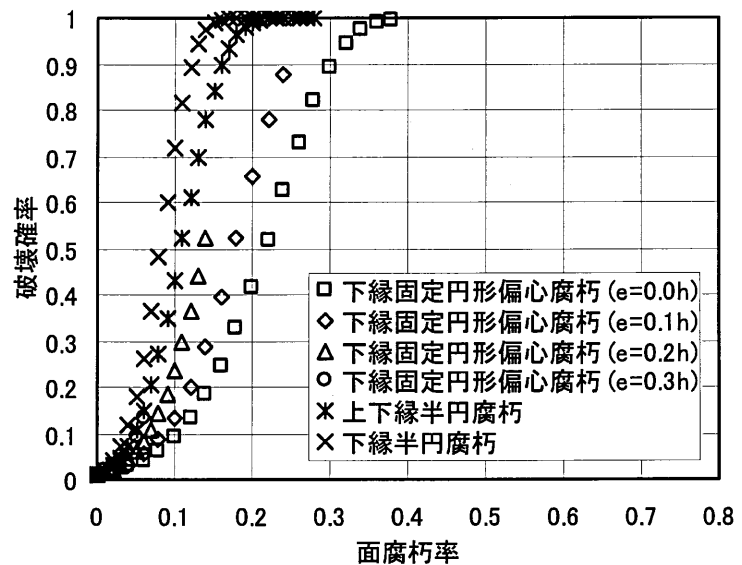


図-2.3.9 面腐朽率による破壊確率の変化

これにより、すべてのモデルにおいて、面腐朽率の増加に伴い、破壊確率の増加が見られる。また、腐朽領域が下縁に近づくにつれて、面腐朽率が小さな値で高い破壊確率となっていることが分かる。腐朽面が1箇所の場合では、下縁半円腐朽で腐朽率1割の時点で7割が破壊するという結果となった。これに対し、円形中心腐朽では、腐朽率4割となっても破壊は1割程度であり、幅方向の限界まで腐朽させても破壊は5割程度に留まった。

腐朽面が2箇所の場合では、腐朽面が単数の場合に比べ非常に破壊し易い傾向があることが分かった。しかし、腐朽面が1箇所の下縁半円腐朽モデルでは、腐朽面が2箇所となる場合と比較しても破壊し易いことが分かった。

これらの結果から、断面中心部付近では、腐朽面積が小さいうちは破壊確率の増加が顕著でないが、腐朽が拡大してしまうと破壊に至る可能性があると考えられる。また、下縁により近い位置に腐朽が見られる場合は、初期の腐朽状態で破壊につながる強度低下が見られるため、腐朽の程度にかかわらず破壊の危険性が高いといえる。

③ 断面腐朽による性能関数への影響

図-2.3.10は、 $e = 0.2h$ だけ偏心した位置に腐朽面の中心がある場合における面腐朽率 α が0.0, 0.1, 0.2と変化した時の性能関数 Z を表している。性能関数は材料強度 R と荷重効果 S の差であり、 $Z = R - S$ で表される。また、 Z の平均値を μ_z 、標準偏差を σ_z とおくと信頼性指標 β は $\beta = \mu_z / \sigma_z$ で表される。

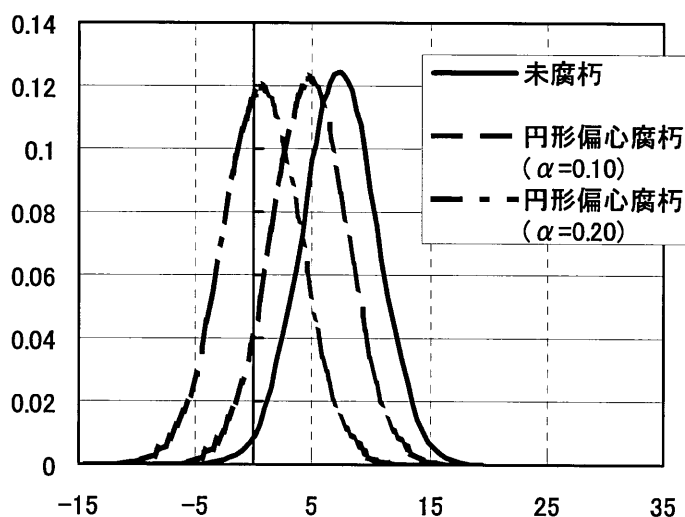
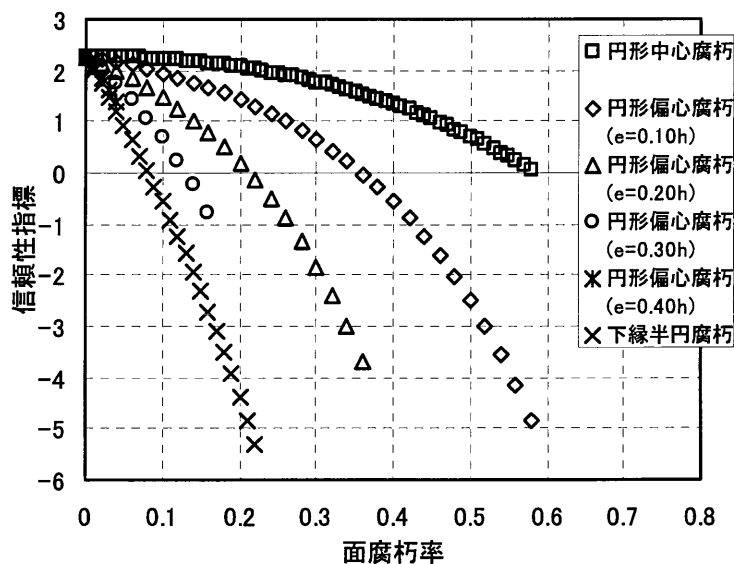


図-2.3.10 円形偏心腐朽の性能関数

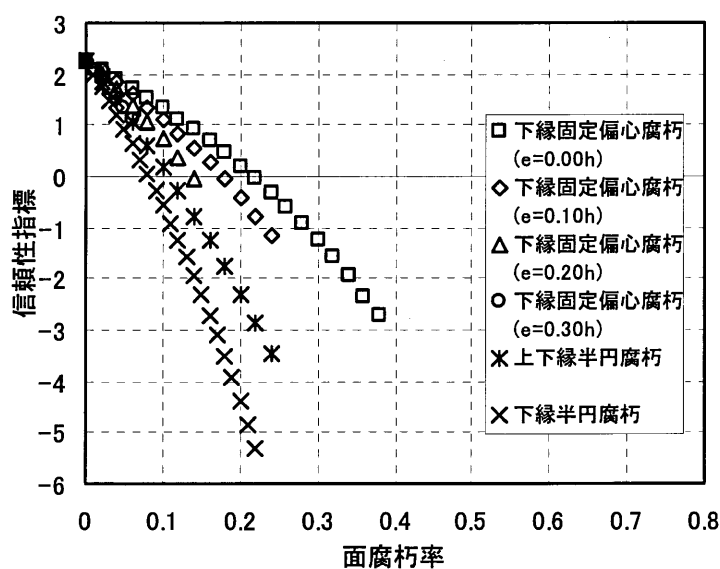
これにより、性能関数は面腐朽率が大きくなるほど、左側にシフトしていることが分かる。信頼性指標 β については、腐朽箇所が少ないほど平均値は大きく、標準偏差は小さくなっていることから、腐朽の拡大に伴って徐々に低下していく傾向があることが確認できる。また、性能関数は耐力と荷重効果の差であることから、負の値で破壊したとされるため、縦軸と性能関数で囲まれた部分の面積が破壊確率となり、腐朽の拡大に伴って破壊確率が大きくなることが確認できる。

④ 面腐朽率による信頼性指標の挙動

図-2.3.11は、図-2.3.10と同様にモデルを分け、面腐朽率の変化による信頼性指標の変動を表したものである。グラフが全体的に右下がりのグラフとなっているため、面腐朽率が増加すると信頼性指標が減少することが確認できる。また、上側に凸のグラフ形状であるため、腐朽面積が拡大するにつれて耐力の低下が著しく現れることが分かる。さらに、偏心距離が大きくなると、グラフ上で上に凸となる部分が見られなくなり、腐朽初期の段階で信頼性指標の値の低下が見られる。



(a) 腐朽面が1箇所の場合



(b) 腐朽面が2箇所の場合

図-2.3.11 面腐朽率による信頼性指標の変化

腐朽面が2箇所の場合では、1箇所の場合と比較して信頼性指標の減少が著しいことが分かる。グラフの形状は、上に凸となっているが、1箇所の場合と比較して傾きが急であり、信頼性指標の変化が著しいことが分かる。また、1箇所の場合と比較して偏心の影響はあまり見られないことから、下縁に設けた腐朽面の影響力が大きいといえる。

これらの結果から、腐朽面が下縁付近に存在する場合腐朽の初期の段階で信頼性指標の低下が著しく、中心部にのみ腐朽が存在する場合、腐朽の初期の段階で信頼性指標の著しい低下は見られないが、腐朽面が拡大するにつれて低下しているといえる。

(4) まとめ

木材が腐朽により強度が低下する現象をシミュレーションを用いて検討した。腐朽の位置及び程度をパラメータとして計算し、信頼性指標の低減すなわち破壊確率が増加する結果を得た。面腐朽率を増加させ、腐朽面積が増大することにより、すべてのケースで破壊確率が増加し耐力の低減が見られた。腐朽面に偏心を設けた際、その偏心量に伴って初期の腐朽で破壊確率が増加する傾向があることが分かった。信頼性指標でも同様の結果が得られており、面腐朽率の増加により信頼性指標が低減し、腐朽面に偏心を設けた際、初期の腐朽で破壊確率が増加する。これらを踏まえると、木材が腐朽により強度低下する現象は、腐朽の程度よりも断面中央からどの程度偏心しているかが重要となっていると考えられる。

参考文献

2. 3. 1) 齊藤貴信：モンテカルロシミュレーションによる集成材の曲げ耐荷力評価，平成17年度函館工業高等専門学校，卒業論文，2006.
2. 3. 2) 工藤恭大，平沢秀之：木桁の腐朽による耐力の低下について，平成19年度論文報告集，第64号，土木学会北海道支部，2008.
2. 3. 3) 林知己夫：乱数の知識，森北出版株式会社，1970.
2. 3. 4) 日本建築学会：木質構造限界状態設計指針，2003.

2.4 木橋の部材劣化と健全度診断の検討例

(1) まえがき

木橋であっても健全度診断の基本的な考え方は一般の橋梁と同じである。しかしながら、木材の劣化は鋼材やコンクリートとは大きく異なるため、当然のことながらその性質を考慮した診断がなされる必要がある。

木橋の健全度診断の事例は多数あるが、多くの場合目視による抽象的な診断がなされている。しかしながら安全性の評価や資産の管理、さらには適切な補修を適切なタイミングで実施するためには、その劣化が定量的に評価されることが必要である。本節では既往の文献で紹介されたこれらの事例のうち、大規模な斜張橋である用倉大橋の高欄と地覆材、伝統的木橋である錦帯橋の主構造材、および山間部の公園内に架設されていたカップ橋のトラス主材に対する検討の事例を紹介する。

(2) 用倉大橋の地覆と高欄材の健全度診断の検討例

① 概要

写真-2.4.1 は広島空港の近くに位置する用倉大橋^{2.4.1)}である。これまでの点検により地覆と高欄では写真-2.4.2のように腐朽が進行していることがわかっており、その結果を踏まえて2006年には地覆と高欄のすべてが取り替えられた^{2.4.2)}。ここでは、これらの部材の一部を利用して、これまで実績のある非破壊試験法^{2.4.3)}によりその劣化度を検討した上で、破壊試験を行い各部材の残存強度を求め、それらの関係を求めた事例を紹介する。



写真-2.4.1 用倉大橋の全景



写真-2.4.2 用倉大橋の地覆と高欄

表-2.4.1 試験体の諸元と試験方法の概要

部位	種類	断面	長さ	試験方法	数量
地覆	アカマツ集成材	280×150	5040	支間比 7:4:7 で 4 点曲げ試験	6
高欄	笠木	120×170	3060	支間比 7:4:7 で 4 点曲げ試験	8
	下ばり	130×130	780	縦圧縮試験	8
		130×130	780	支圧面 90×130mm で横圧縮試験	8

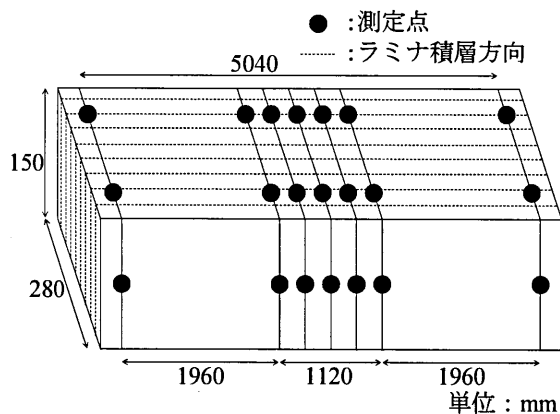


図-2.4.1 地覆の測定点

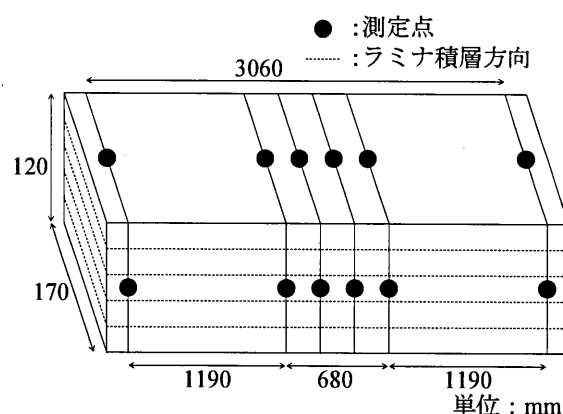


図-2.4.2 高欄笠木の測定点

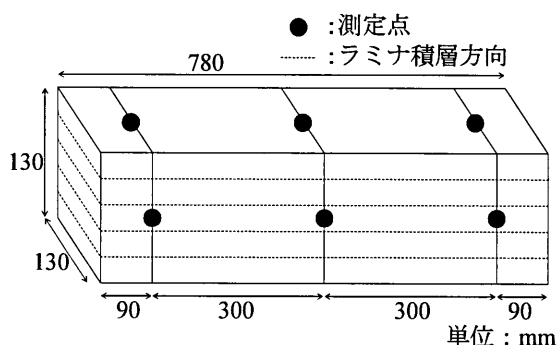


図-2.4.3 高欄下ばりの測定点（縦圧縮試験用）

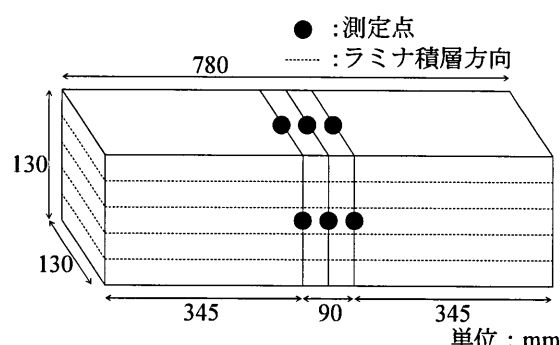


図-2.4.4 高欄下ばりの測定点（めり込み試験用）

② 試験体の概要と種類

試験体は広島県立総合技術研究所林業技術センター内で保管されていた地覆および高欄から採取した。試験体数は以下に示す4種類の試験体のそれぞれについて6～8体とし、外観からの評価で劣化が進んでいるものとあまり進んでいないものが均等に含まれるように選んだ。なお、解体・撤去から試験体の採取まで約1年が経過しており、その間は屋外で供用時とは異なる向きに積んで保管されていたため、その間に現地とは異なる傾向で腐朽が進行していたと考えられる。試験体の諸元と試験方法の概要を表-2.4.1に示す。

○ 地覆（アカマツ）

地覆はアカマツ集成材である。地覆については4点載荷による曲げ試験を実施した。載荷方向は車両が衝突する方向を考慮して平使いとなる方向とした。支間長は高さの18倍としたが、断面が大きいいため曲げの影響が大きくなるよう支間比を7:4:7とした。非破壊試験の位置は両方の支点断面に加え、図-2.4.1のように曲げが最大となる区間について詳しく測定した。

○ 高欄笠木（スギ）

高欄笠木はスギ集成材である。地覆と同様に4点載荷による曲げ試験とし、支間長は高さの18倍で支間比を7:4:7とした。載荷方向は利用者が外側に押す方向を考慮して、縦使いになる方向とした。非破壊試験も同様に、図-2.4.2のように曲げが最大となる区間について詳しく測定した。

○ 高欄下ばりー縦圧縮試験用（スギ）

高欄下ばりは正方形の断面を有している。試験体の長さはその辺長の 6 倍とした。うち 8 体を縦圧縮試験用とした。縦圧縮試験では部材内の応力は均等であるため、図-2.4.3 のような 3 断面について非破壊試験を行った。

○ 高欄下ばりーめり込み試験用（スギ）

残りの 8 体はめりこみ試験用とした。試験体の長さは圧縮試験用と同じである。図-2.4.4 のように横圧縮荷重を与える部分の 3 断面で非破壊試験を行った。

以上の部材はいずれもボルト孔などの断面欠損や部分的な劣化が見られたが、これらを除外して試験体を採取することはできなかったため、それらの影響が大きくなならない部位に含まれるようにして、その影響を無視するものとした。

③ 試験の結果と検討

○ 非破壊試験

超音波伝播速度測定

木材が腐朽し密度が小さくなると超音波伝播速度は遅くなる。図-2.4.5 は各位置での超音波伝播速度の測定結果について、試験体の種類ごとにその割合を示している。

地覆はアカマツであることからヤング係数を 1.23 kN/mm^2 (繊維直交方向のヤング係数は繊維方向の $1/15$ 倍とする)、密度を 510 kg/m^3 とすると^{2,4)}、超音波伝播速度の標準値は 1553 m/s となる。図-2.4.5 によるとこれを下回っているものがほとんどであることからかなり腐朽していることがうかがえる。なお、速度が測定できないものについては速度を 0 としてとりまとめているが、約 4 割がこれに該当しており、その結果からも地覆が相当に劣化していることがわかる。

一方で高欄はスギであることからヤング係数を 0.59 kN/mm^2 (繊維直交方向のヤング係数は繊維方向の $1/15$ 倍とする)、密度を 330 kg/m^3 とすると^{2,4)}、超音波伝播速度の標準値は 1337 m/s となる。図-2.4.5 によるとかなりの数が標準値を上回っておりこれらについては比較的健全であることがうかがえる。また、下ばりよりも笠木の方がより健全であることがうかがえる。

目視・触診・打診

目視・触診・打診は最も基本的で簡便な診断法であるが、定量化は難しい。図-2.4.6 はその結果をとりまとめたものである。診断結果は図に示すように 5 段階で総合的に評価した。この図から、地覆については異状が認められるものが多く、高欄笠木については健全とされるものが多いことがわかる。これは超音波伝播速度試験と同様の傾向である。

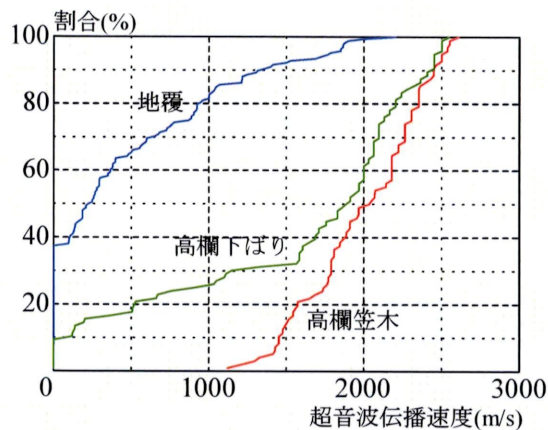
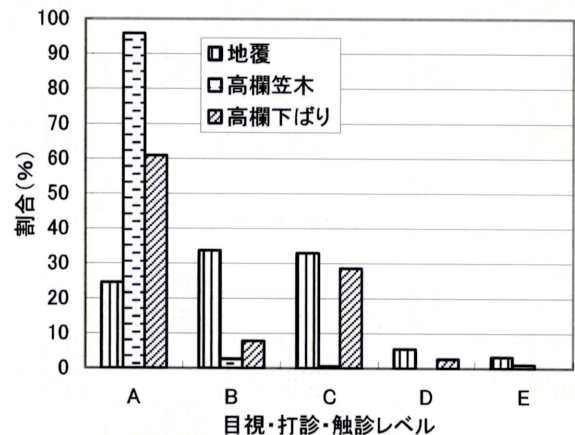


図-2.4.5 超音波伝播速度の累積分布



A	健全
B	打音から異状が疑われる
C	打音から明らかに異状
D	目視で明らかに異状
E	断面欠損がある

図-2.4.6 目視・打診・触診の結果

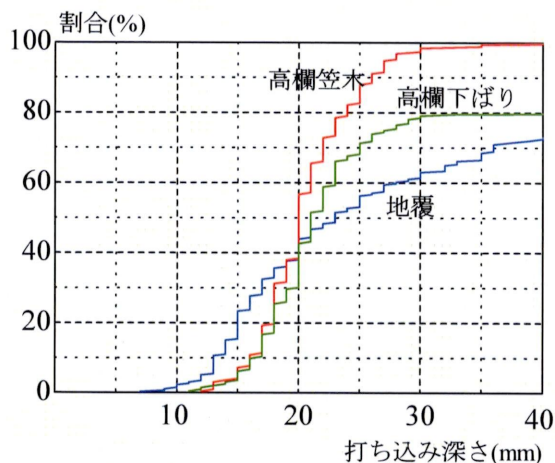


図-2.4.7 打ち込み深さの累積分布

ピン打ち込み深さ測定

直径2.5mmの金属棒を一定エネルギー6Jで打ち込み、その貫入深さを測定するものである。健全なアカマツであれば10～15mm程度、スギであれば15～20mm程度が標準的な値である。図-2.4.7は部材種類ごとの打ち込み深さを累積で示したものである。アカマツ集成材の地覆は小さい値のものも見られるが、腐朽が進行していることから大きい値のものも多く、ばらつきが大きいことがわかる。なお、100%に達してないのは打ち込み深さが測定能力の40mmを超えたものがあるためであるが、地覆ではその数が3割近くに達しており、ここでも腐朽の進行が確認できる。

一方で高欄では20mm前後のものが多いが、そのばらつきは小さい。これは腐朽の程度が軽微であるものが多いためであると考えられる。

穿孔抵抗測定

先端が3mmのドリルによる穿孔抵抗の値を深さごとに記録するものである。内部の劣化が可視化できるが劣化度の定量的な評価は難しい。図-2.4.8、図-2.4.9はその結果の一例であり、縦軸は抵抗値、横軸は穿孔深さを示している。図-2.4.8は地覆のものであるが、抵抗値がほとんど記録されておらず、かなり腐朽が進行していることがわかる。一方図-2.4.9は高

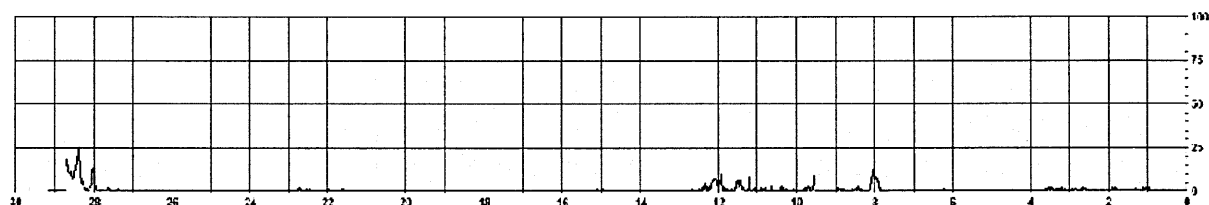


図-2.4.8 穿孔抵抗値の測定結果の例（アカマツ）

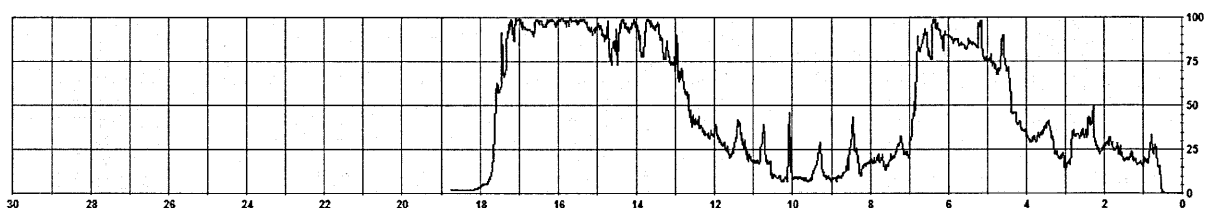


図-2.4.9 穿孔抵抗値の測定結果の例（スギ）

表-2.4.2 各強さと設計耐力との比較

	地覆 曲げ		高欄笠木 曲げ		高欄下ばり 縦圧縮		高欄下ばり 横圧縮	
設計耐力(kN)	19.6		4.9		65.5		23.4	
	(kN)	比	(kN)	比	(kN)	比	(kN)	比
平均	9.3	0.47	30.3	6.18	281.0	4.29	65.49	2.80
試験体①	*0.0	0.00	29.1	5.94	426.7	6.51	87.42	3.74
試験体②	24.3	1.24	21.3	4.35	412.0	6.29	88.88	3.80
試験体③	19.6	1.00	25.6	5.22	421.6	6.44	72.29	3.09
試験体④	3.8	0.19	29.0	5.92	339.5	5.18	83.87	3.58
試験体⑤	3.1	0.16	32.2	6.57	398.7	6.09	81.50	3.48
試験体⑥	4.9	0.25	25.5	5.20	84.2	1.29	85.21	3.64
試験体⑦	-	-	50.2	10.24	49.3	0.75	16.02	0.68
試験体⑧	-	-	29.8	6.08	116.2	1.77	8.75	0.37

*地覆の曲げ試験体①は運搬時に自重で破壊した

欄笠木のものである。抵抗が測定される部分とされない部分が顕著に現れていることから、部分的に腐朽していることがわかる。

○ 破壊試験

文献 2.4.6 の要領に従って曲げ試験、縦圧縮試験およびめり込み試験を実施した。それぞれの試験結果を表-2.4.2 にとりまとめている。なお、表中の設計耐力とは実断面と一般的な許容応力度^{2.4.5)}から求めた値であり、比とは各試験体の最大耐力とこの設計耐力との比である。また許容応力度はアカマツでは E105-F300、スギでは E65-F225 として求めている。

曲げ試験

写真-2.4.3 は高欄笠木の曲げ試験の様子である。図-2.4.10 は地覆の、図-2.4.11 は高欄笠木の荷重－変位の関係である。いずれも破壊までほぼ直線的に荷重が増加しているが、当初からほとんど荷重が増加しないものもあった。また地覆の曲げ耐力はほとんどの試験体で設計値を下回っていた。

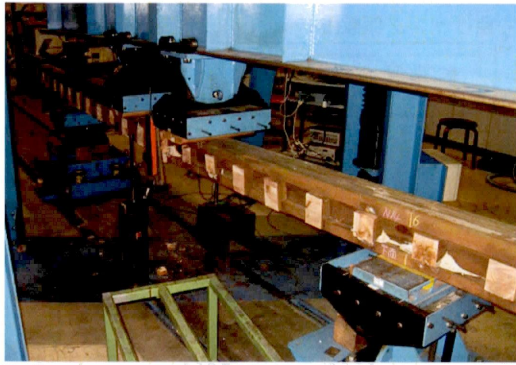


写真-2.4.3 高欄笠木の曲げ試験の様子



写真-2.4.4 高欄下ばりめり込み試験の様子

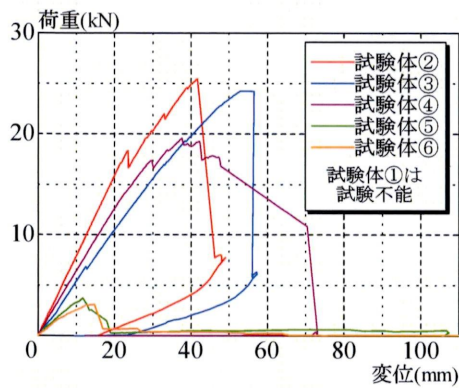


図-2.4.10 地覆の荷重変位一曲線

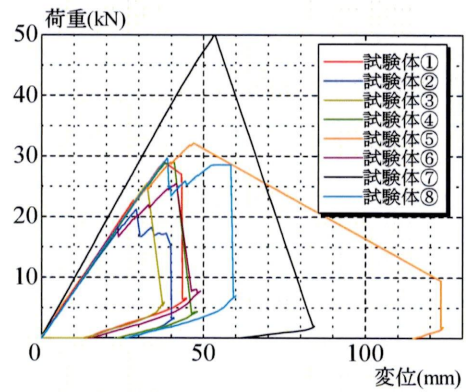


図-2.4.11 高欄笠木の荷重変位曲線

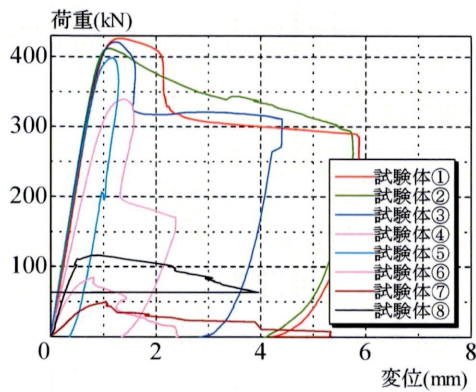


図-2.4.12 縦圧縮試験の荷重変位曲線

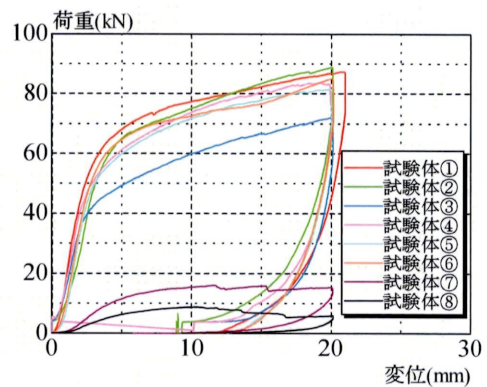


図-2.4.13 めり込み試験の荷重変位曲線

縦圧縮試験

図-2.4.12 は高欄下ばりの縦圧縮試験の荷重変位の関係である。うち 3 体の耐力は小さかったが、他の試験体では健全材の試験と同様な挙動であった。

めり込み試験

写真-2.4.4 は高欄下ばりのめりこみ試験の様子、図-2.4.13 は荷重変位の関係である。うち 2 体の耐力は小さかったが、その他は設計耐力を上回っていた。

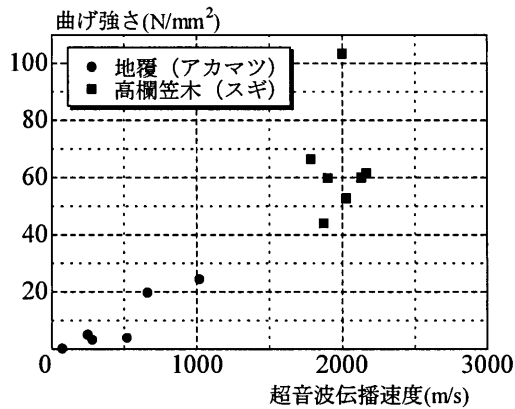


図-2.4.14 超音波伝播速度と曲げ強さの関係

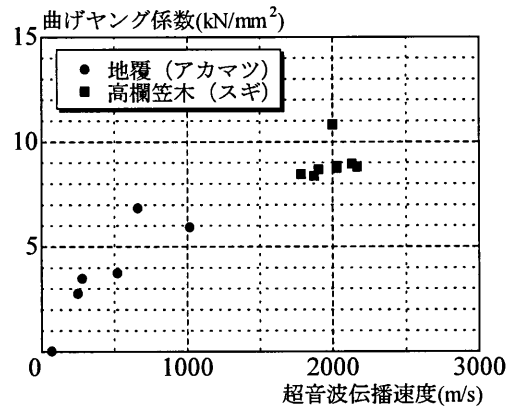


図-2.4.15 超音波伝播速度と曲げヤング係数の関係

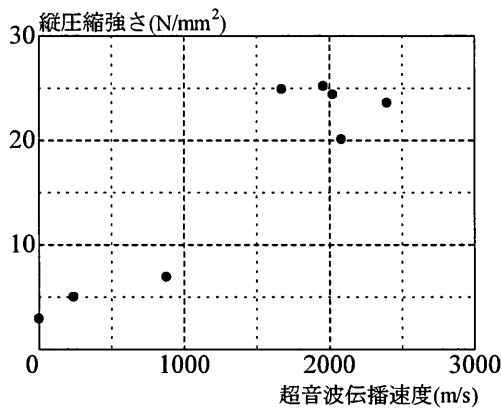


図-2.4.16 超音波伝播速度と縦圧縮強さの関係

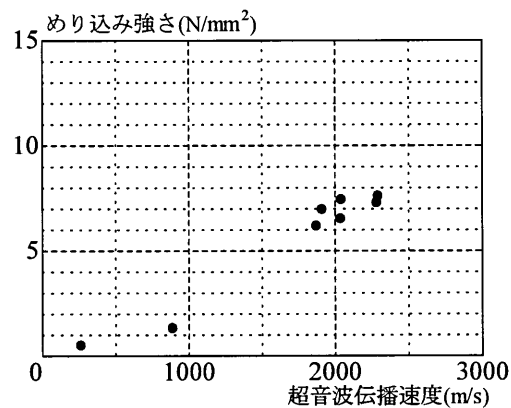


図-2.4.17 超音波伝播速度とめり込み強さの関係

○ 非破壊試験の結果と残存強度との関係

維持管理を考慮すると、非破壊診断の結果から部材の残存強度を求めることができることは有益である。ここでは非破壊試験とそれぞれの破壊試験結果の関係について考察する。

図-2.4.14～17 は超音波伝播速度と曲げ強さ、曲げヤング係数、縦圧縮強さの関係、めり込み強さの関係をそれぞれ示す。いずれの図においても強度またはヤング係数は超音波伝播速度との相関がうかがわれることがわかる。試験体数が少ないため、相関式の提案は控えるが、超音波伝播速度により残存強度を推定することは可能であると考えられる。

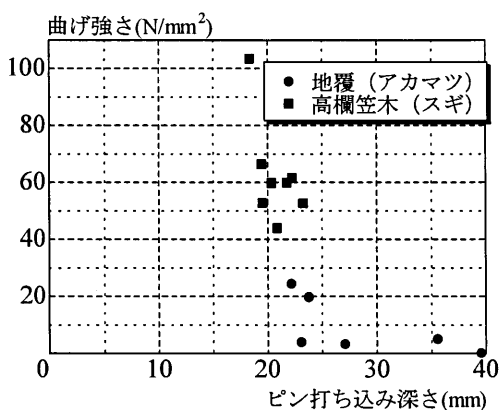


図-2.4.18 ピン打ち込み深さと曲げ強さの関係

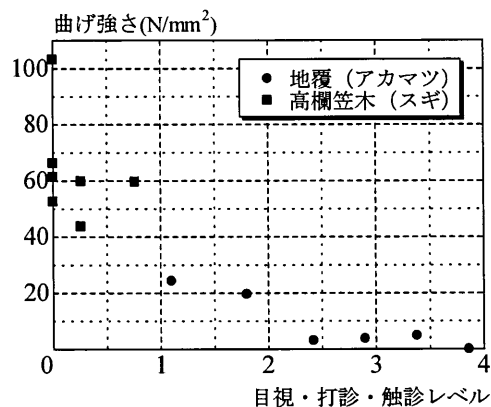


図-2.4.19 目視・打診・触診と曲げ強さの関係

図-2.4.18 はピン打ち込み深さと曲げ強さとの関係を示したものである。ここでピン打ち込み深さの測定に用いたピロディン 6J は測定値の最大が 40mm であるが、それを超えたものがあった。ここでは便宜上その値を 50 とし、数値化し、部材ごとの平均値でとりまとめた。図より、アカマツであるにもかかわらず地覆の方がピン打ち込み深さが大きいこと、残存強度とピン打ち込み深さとは明瞭ではないものの相関をうかがうことができることがわかる。

図-2.4.19 は目視・打診・触診の結果と曲げ強さとの関係を示したものである。なお、ここでは A, B, C, D, E の各評価をそれぞれ 0, 1, 2, 3, 4 と数値化し、部材ごとの平均値でとりまとめた。図より、目視・打診・触診は簡易で数値化が難しい手法であるものの、このような方法により残存耐力の大小をおおまかに推定することは可能であることがわかる。

(3) 錦帯橋古材の残存強度と診断法の検討

① 概要

写真-2.4.5 の錦帯橋は我が国が誇る木橋のひとつである。文化財でもあるが、一般客が渡る橋という点では公共構造物でもあるため、一般の橋と同様の安全性が求められる。ここでは、錦帯橋として実際に約 50 年間使用された古材を対象にその残存強度を調べるとともに、各種診断法を適用してその評価を行った事例を紹介する。

② 試験の概要と結果

試験材の概要

本研究にあたり平成の架け替えにより 2002 年に撤去された第 3 橋の一部が岩国市から譲渡された。これは写真-2.4.6 のようなアーチ主部材の一部であり長さは約 5m である。ただし、どの部材のどちら側のものかは不明である。撤去後約 1 年間は加工場前の屋外に暴露された状態で展示され、その後の約 3 年間は室内にて保管されていた。試験時の含水率は測定されていないが、気乾状態であったと考えられる。

桁の外観では解体時に生じたと考えられる傷も散見されたが、腐朽としては横桁材の取り付け部回り、および階段状の平均木上面の劣化が目立っていた。いずれも漏水、滞水の影響によるものと考えられる。

目視・打診・触診

始めに基本的な診断法で部材の劣化をどの程度知ることができるかを試みた。そこでまず写真-2.4.7 のように試験材の傍らに立った診断者による目視診断を行った。視距離は約 1m であり橋梁診断で近接目視と言われるものに相当する。次にハンマーと千枚通しによる打診・触診を加えた総合的な評価を行った。視距離は 30cm 程度である。実際の点検では見ることができない切断面等は見えてはいけないことにした。

診断者は木材の劣化の知識も木橋の診断の経験もほとんどない学生ら 7 名である。ここでは図-2.4.20 のように長さ方向に 5 区画に分け、各部材、部位ごとに「0：健全」「1：気になる」「2：腐朽している」の 3 段階で大まかに評価した。なお、診断者には事前に腐朽に関するある程度の知識は与えたものの、個々の評価レベルは異なる可能性がある。また経験が浅い診断者では評価レベルが途中で変わる可能性があるため、評価は敢えて抽象的にしている。

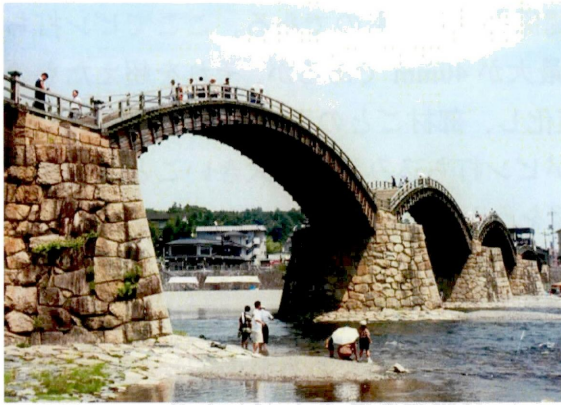


写真-2.4.5 錦帯橋



写真-2.4.7 目視による診断の様子

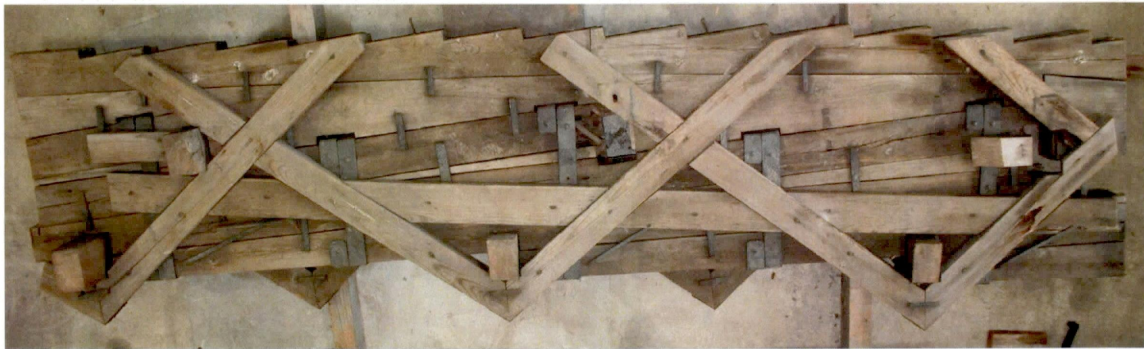
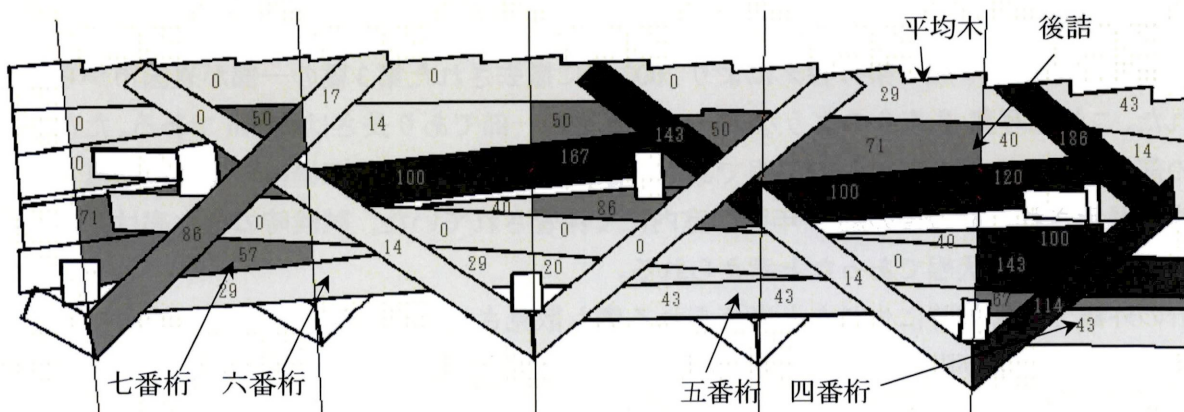
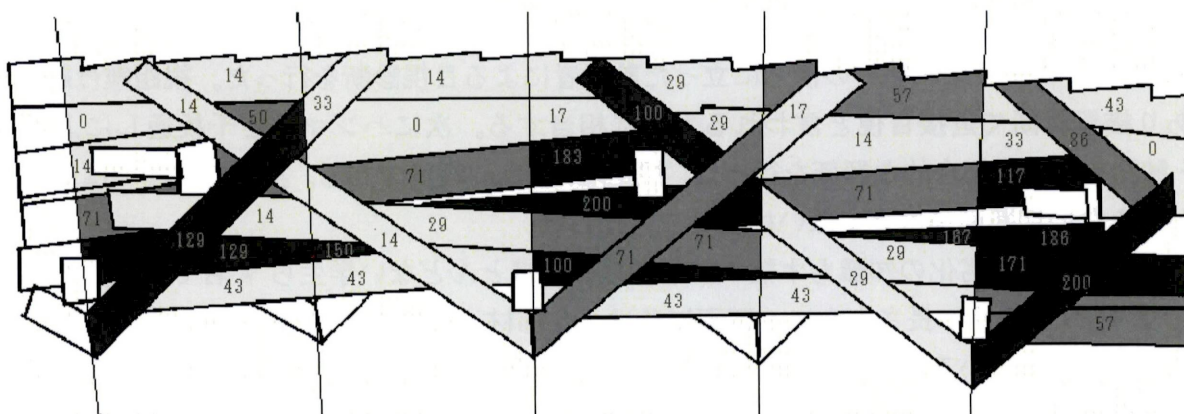


写真-2.4.6 譲り受けた部材の全体の様子



数字は評価点の平均を100倍したもの そのうち50以上を淡灰色、100以上を濃灰色で塗っている

図-2.4.20 目視による診断結果



数字は評価点の平均を100倍したもの そのうち50以上を淡灰色、100以上を濃灰色で塗っている

図-2.4.21 目視・打診・触診による診断結果

図-2.4.20、図-2.4.21 はそれらの診断結果を示している。ここで評価レベルは各診断者の評価点の算術平均を 100 倍して求めている。これらの図より、かなりの部分で腐朽が疑われる状況であったことがわかる。なお、診断者の個人差はあったが、個人の診断結果を平均化することにより相対的かつ、ある程度客観的な評価がなされているものと考えられる。また目視のみよりも打診・触診を加えた総合的な評価の方が高精度が期待できるが、腐朽が疑われる部分は同様であった。よって、近接目視による診断でもある程度精度よい結果が得られることがうかがえる。

なお、錦帯橋では通常桁下からの遠望目視により診断が行われているとのことである。この方法では今回の近接目視と比較して視認距離が大きいのみならず、明るい場所から暗い桁下を見なければならぬこと、また視線が鋭角となること、部材が交錯することから、診断精度はあまり期待できない。とはいえ本試験と同等の目視診断を実施するために必要な足場の設置費用は小さくないため、後述の定量的な診断法も組み合わせて実施されることが望ましいと考えられる。

試験体の作製

最終的にはこのブロックの残存強度を調べるべきであるが、この形状のまま試験を実施することは難しく、また試験体も 1 つしかないため、解体することとした。写真-2.4.8 はその作業の様子である。表面からは腐朽が認識できなかった部分も含めてかなりの部分で腐朽が進行していることがわかった。次に写真-2.4.9 の各部材の比較的健全な部分から長さが 800mm となるように 1 本ずつ試験体を採取した。写真-2.4.10 はその一例であるが、いずれの部材もほぞ穴や長さ方向における断面変化があり、断面積は長さ方向で一様ではなかった。表-2.4.3 は採取した試験体の諸元を示している。

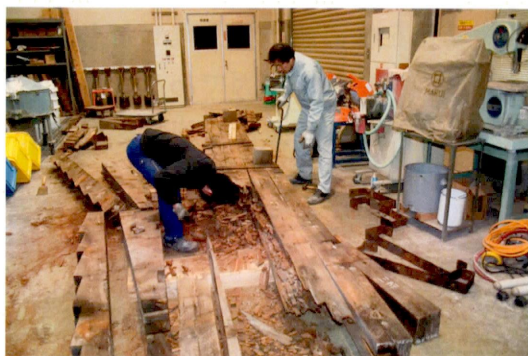


写真-2.4.8 解体の様子



写真-2.4.9 解体後の各部材

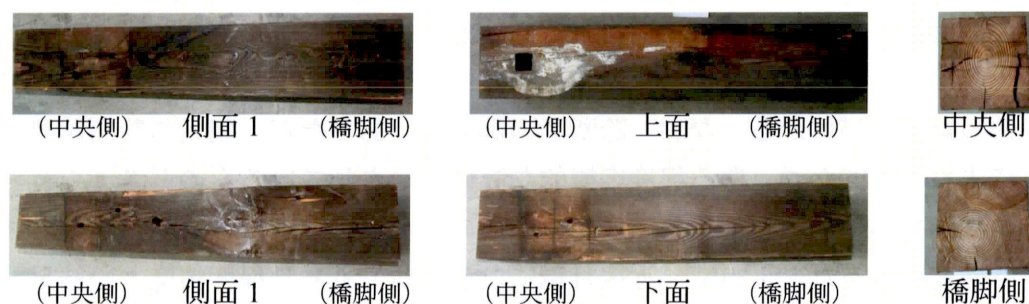


写真-2.4.10 試験体の例（アカマツ・四番桁）

表-2.4.3 圧縮試験体の諸元

樹種	採取部材	全長(mm)	断面(mm)	質量(kg)
ケヤキ	後詰(四)	800	160×155~222	17.7
	後詰(五)	800	160×153~215	18.5
アカマツ	四番桁	801	160×120~155	10.8
	五番桁	800	160×125~145	10.8
	六番桁	800	160×115~145	8.6
	七番桁	800	160×157~170	10.2
	八番桁	802	160×167	11.6
ヒノキ	平均木(四)	800	160×140	10.7
		802	160×130	9.7
	平均木(五)	803	160×138	11.5
		803	160×142	11.8

超音波伝播速度

超音波伝播時間測定器 PUNDIT を使い、8 断面の超音波伝搬速度を 100mm の間隔で橋軸直角方向で測定した。図-2.4.22 はそれぞれの部材の測定結果を横に並べて整理したものである。ケヤキに対してアカマツやヒノキのばらつきが大きいのは割れが原因であると考えられる。ここで平均的なヤング係数と単位質量^{2.4.4) 2.4.5)}から理論的な超音波伝播速度を求めると 1400~1600m/s 程度であるが、アカマツとヒノキの一部で伝播速度がこれよりも遅く、腐朽が疑われる。

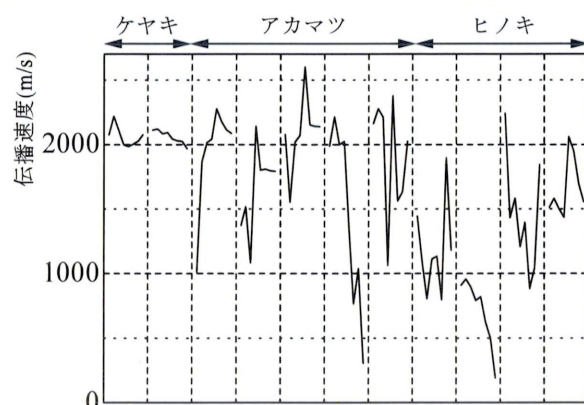


図-2.4.22 超音波伝播速度の測定結果

ピン打ち込み深さ

ピロディン 6J（ピン径 2.5mm）によるピン打ち込み深さを超音波伝搬速度と同じ位置の片側で測定した。図-2.4.23 はその結果である。超音波伝播速度による診断結果と同様にアカマツの 1 本の一部に異常が見られるが、さらに超音波伝播速度では正常と認識される試験体で異常と認識され、逆に超音波伝播速度では異常と認識されるにもかかわらずピン打ち込み深さでは正常と認識されるものがあった。これはこの方法では打ち込まれた深さまでの評価しかなされないためと考えられる。

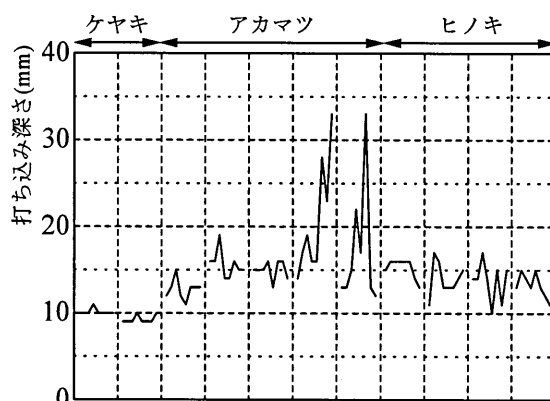


図-2.4.23 ピン打ち込み深さの測定結果

穿孔抵抗値

IML RESI F-300D により穿孔深さと抵抗値の関係を測定した。横軸は穿孔深さ、縦軸は穿孔抵抗値を示している。本試験法では約 3mm の貫通孔が生じるものの、深さ毎の劣化の様子を可視化でき、これは内部も含めた劣化の状況を把握するための有益な情報となる。

しかしながらこの結果はイメージデータであるため評価指標という面では扱いにくい。そこで密度が大きいほど穿孔抵抗値は大きい、すなわち曲線より下側で囲まれた面積が大きいほど健全であると考え、この面積を測定した深さで割ることにより単位深さ当たりの穿孔抵抗値を求めた。これを圧縮健全度指数と呼ぶことにする。すなわち圧縮健全度指数 RC は以下の式で表される。

$$R_c = \frac{\int R \cdot dx}{X} \quad (x: \text{深さ}, X: \text{測定深さ}, R: \text{それぞれの深さにおける抵抗値})$$

図-2.4.24 はその結果である。ここでは樹種による差が明瞭に現れている。またアカマツやヒノキの一部で見られる大きな値は節の影響によるものと考えられる。また図-2.4.25 および図-2.4.26 は圧縮健全度指数と超音波伝播速度およびピン打ち込み深さの関係を示したものである。圧縮健全度指数は両者と相関があることがうかがえる。

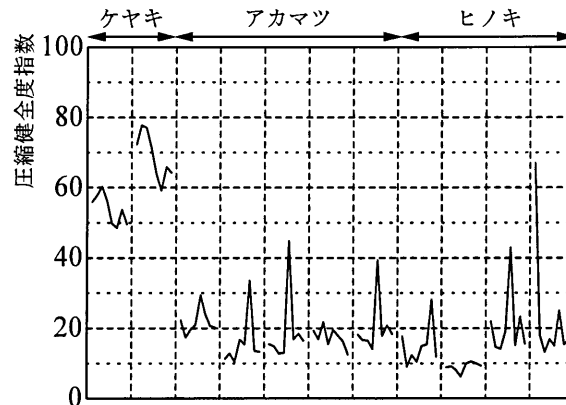


図-2.4.24 圧縮健全度指数の結果

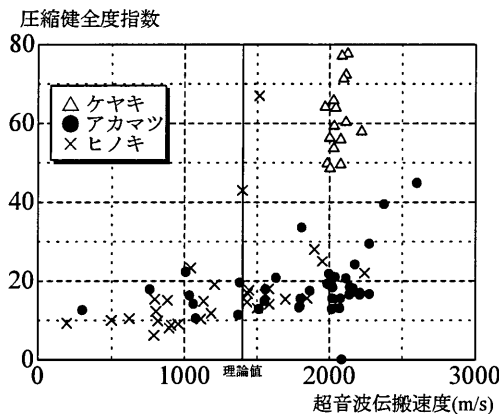


図-2.4.25 圧縮健全度指数と超音波伝播速度

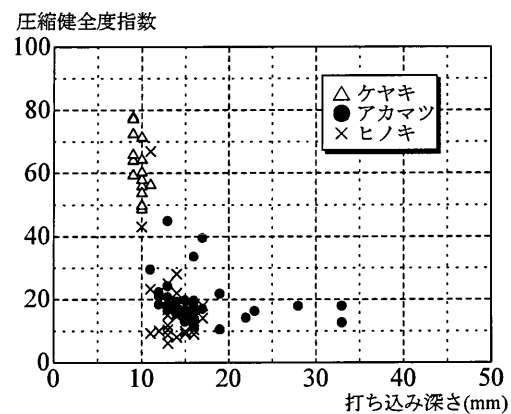


図-2.4.26 圧縮健全度指数とピン打ち込み深さ

縦圧縮試験

最後に京大生存圏研究所木質材料実験棟の 1000kN 試験機を用いて縦圧縮試験を行った。ただし、ヒノキの試験体は平均木であったもので、床版を階段状に固定するために断面も階段状に変化している。この試験体では強度の評価が難しいと考えられたため試験対象から外した。写真-2.4.11 は試験の様子である。

一部の試験体の荷重と変位の関係を図-2.4.27 に示す。なお変位は中央部の 400mm の区間で測定した。このうち、途中から変位が大きく負の値を示しているのは载荷による試験体の膨張、割裂により変位計が外側に押し出されたためである。

図-2.4.28 はこれらの载荷初期の直線部を用いて求めたヤング係数をまとめたものである。これらをケヤキとアカマツの一般的なヤング係数^{2.4.4)} 10.30kN/mm²、11.77kN/mm² と比較するといずれもこれらを上回っていた。ただし断面が一樣ではないため、最小の断面によりまとめられている。このため、実際の値よりも大きい値となっていると考えられる。

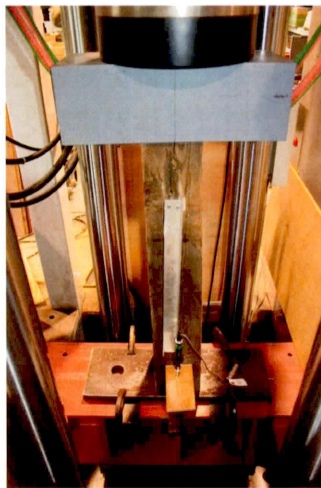


写真-2.4.11 縦圧縮試験の様子

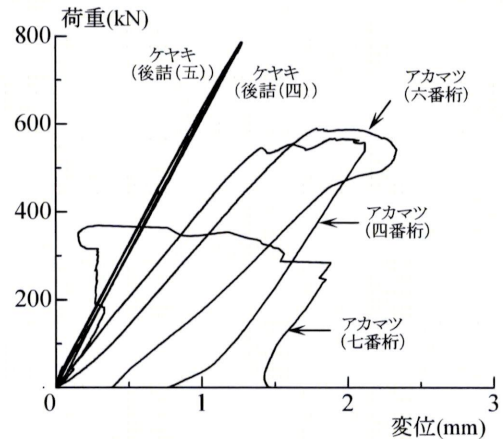


図-2.4.27 縦圧縮試験の荷重と変位の関係

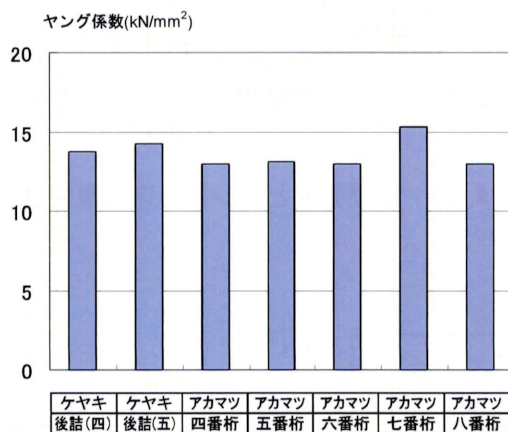


図-2.4.28 ヤング係数の比較

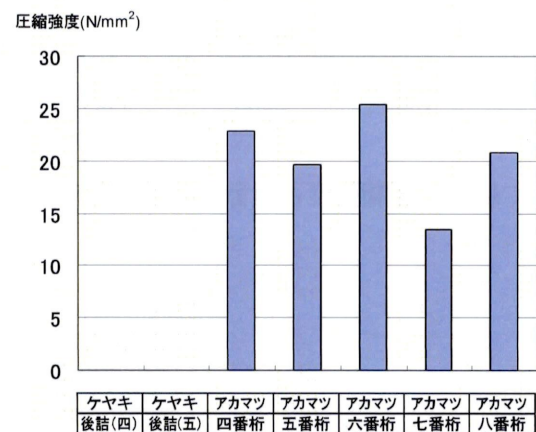


図-2.4.29 圧縮強度の比較

図-2.4.29 は最大荷重と最小断面積から求めた圧縮強度をまとめたものである。最小の断面積で整理されているため実際よりも大きい値であるとは考えられるが、おおむね普通構造材（針葉樹 III 類）の基準強度^{2.4.4)} 19.2N/mm²と同程度以上であった。しかし前述の診断で腐朽が疑われた試験体では圧縮強度は小さかった。なお、ケヤキの試験体ではいずれも試験機的能力に近い 800kN を載荷しても破壊の兆候が見られなかったため試験を中止した。

③ 診断・評価法についての考察

図-2.4.30～32 は圧縮強度と超音波伝播速度、ピン打ち込み深さ、圧縮健全度指数との関係である。なお、超音波伝播速度、ピン打ち込み深さ、圧縮健全度指数はそれぞれ 8 断面で測定されているが、ここではそれぞれの平均との関係でまとめている。これらの図より、圧縮強度はそれぞれと相関があることがわかる。このことから、これらの診断法により残存圧縮強度を推定することはこれらと同程度の腐朽レベルであれば可能であると考えられる。ただし、試験体が少なくまたアカマツのみであることから、さらに試験体を増やしての考察が望まれる。

図-2.4.29 を図-2.4.20 および図-2.4.21 と比較すると目視や打診、触診の評価を行うことができる。ここで最も圧縮強度が大きい六番桁は目視の診断結果で一部を除いて比較的健全と診断され、最も圧縮強度が小さい七番桁は目視の診断結果ではほぼ全体が腐朽と診断されている。試験体は部材のうち比較的健全な部分から採取したものであるが、目視によっても残存圧縮強度をある程度推測できることがわかる。

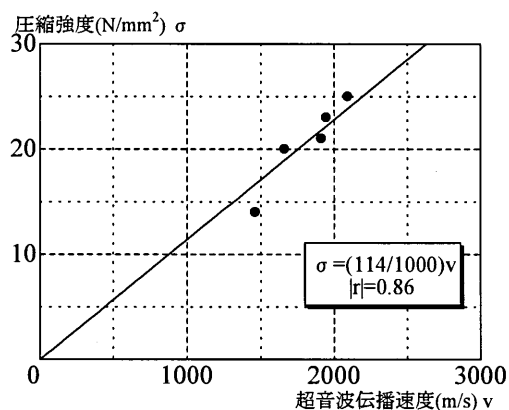


図-2.4.30 圧縮強度と超音波伝播速度の関係

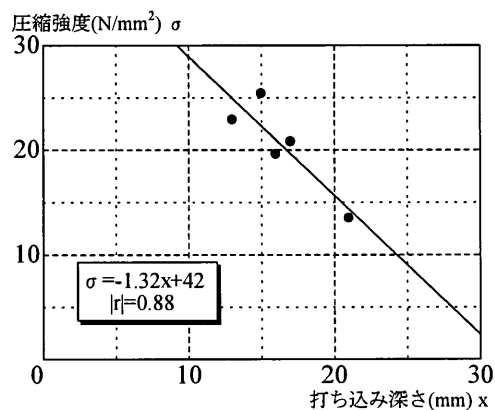


図-2.4.31 圧縮強度とピン打ち込み深さの関係

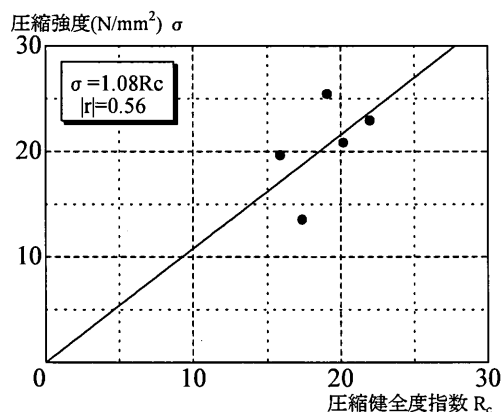


図-2.4.32 圧縮強度と圧縮健全度指数の関係

(4) かっぱ橋のトラス部材に対する非破壊測定例

①概要

本節で取り上げる橋梁は、広島県立山野峡自然公園（広島県福山市山野町）内に 1990 年 5 月から 2003 年 12 月まで設置され、その後、広島県立総合技術研究所 林業技術センター内に 2007 年 3 月に再び架設されたベイマツ 1 級集成材を部材とする下路式単純トラス橋（通称「かっぱ橋」）である^{2,4,7)}。公園設置時には、橋長 36.3m の第 1 径間と 18.3m の第 2 径間とが「く」の字状に連結されていた。第 1 径間は、上流側及び下流側（いずれも公園での架橋時における方向）のそれぞれについて、接合部を介して 5 本の部材を長軸方向に連結した上弦材と下弦材および 24 本の斜材から構成されるトラスと、25 本の床桁、および 22 本の水平ブレース等で構成される。今回非破壊測定対象とした部材はこのうち、上・下弦材（計 20 本）および斜材（計 48 本）である。1 回目の測定は、公園内にて解体された後、林業技術センターに移送された部材に対して 2004 年 3 月に行った。また、その 3 年後、再組立した実橋の状態での 2 回目の測定を行った。

② 超音波伝播速度の測定方法

超音波伝播速度の測定には、コンクリート用超音波伝播時間測定器（CNS Farnell 社製、PUNDIT）を用いた。この機器は、2 つの端子と本体から構成されており、2 端子間を伝播する超音波の到達時間を測定するものである。一般的に劣化や空洞等の欠陥が存在すると伝播時間が大きくなるという性質がある。

1 回目の測定はボルト用先孔近傍をラミナ積層方向に対して平行方向に超音波伝播時間を測定し（図-2.4.33）、端子間距離を伝播時間で除した値を伝播速度とした。

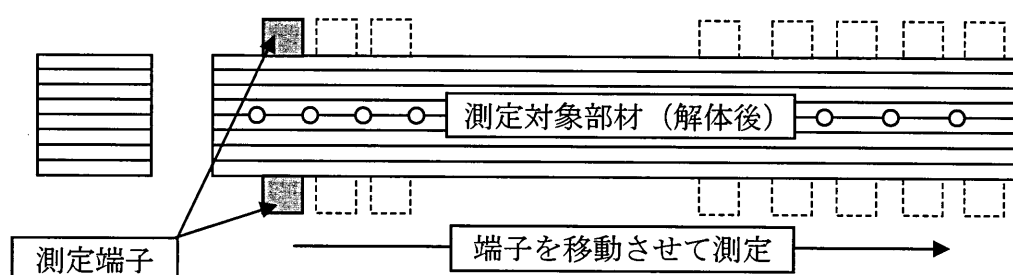


図-2.4.33 解体後の部材に対する超音波伝播速度の測定イメージ図

また、再組立後の 2007 年 3 月に行った 2 回目の測定は原則として 1 回目の測定と同じ位置で行ったが、架橋状態での測定のため、測定箇所によっては接合部の鋼板上に端子を置いて測定したケースも存在した。さらに、完全に隠れてしまったため測定できなかった箇所もあり、測定点数は、1 回目よりも少なくなった。

以後、1 回目の測定値を「解体後の値」、2 回目の測定値を「再組立後の値」と称する。また、本研究では鋼板を介した測定値に対して補正等を行わず、そのまま解析に用いた。

③ 劣化状況の観察および数値化

解体された部材毎に 6 面の展開図を記した記録用紙を準備し、劣化状況（腐れ、割れ、剥離等）を直接スケッチした。観察は 2004 年 3 月に 1 回目の超音波伝播時間測定と同時期に行った。得られた劣化スケッチの例を図-2.4.34 に示す。図中、○はボルトの先孔であり、黒塗りの部分が劣化位置とその分布である。また、○の部分の数字（1～29）は超音波伝播速度の測定順序、あるいは部材端部から中心までの距離（134～7150、単位：mm）であり、それ以外の数字は劣化部分の位置および広がり等を示している。

これらの劣化スケッチを基に、超音波伝播時間測定箇所近傍の劣化程度を主観的に 4 段階（0：劣化無し、1：劣化小、2：劣化中、3：劣化大）で評価した。この結果を劣化スケッチに重ねたものが図-2 である。図中、横軸は部材端部からの距離（単位：mm）であり、縦軸が劣化程度の評価値（0～3）を示す。△が対象部材の各位置における劣化程度の評価結果である。このようにしてスケッチと対応させながら、劣化の程度により数値（以下、劣化度評価値とする）を決定した。

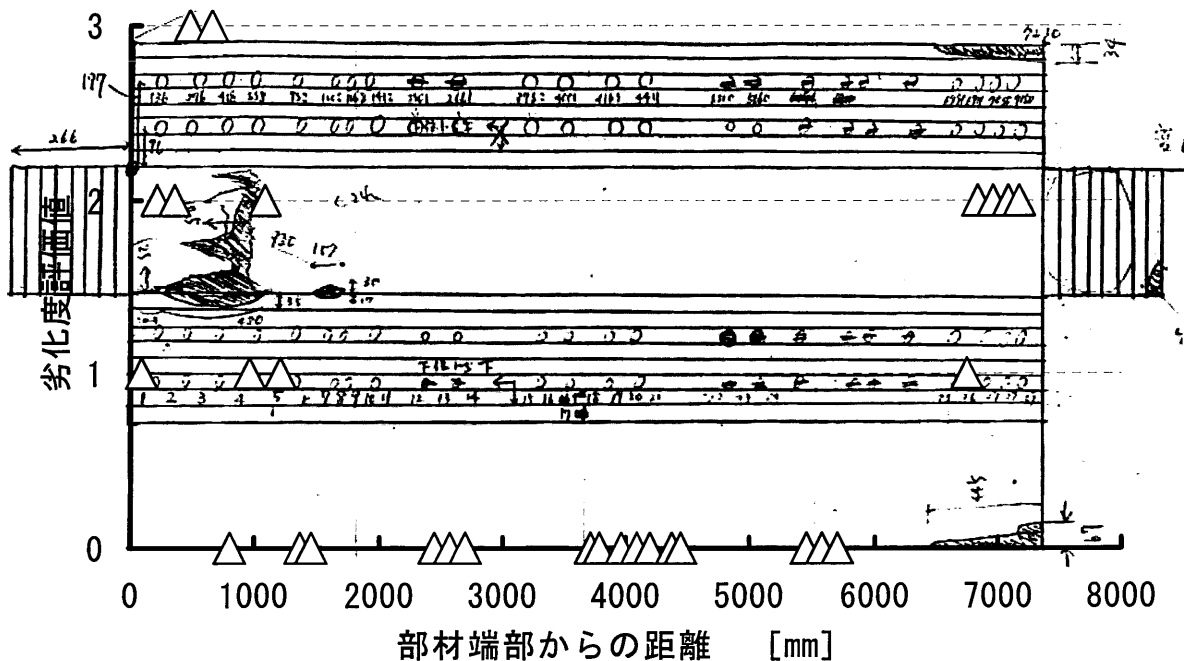


図-2.4.34 劣化度評価の例（下弦材・下流側（架橋時）、5 本目）

④ 縦振動法およびたわみ振動法による MOE

1 回目の測定（解体時）では、各部材が単体として分離されていたため、各部材に対して縦振動法あるいはたわみ振動法による MOE 測定も行った。具体的には、各部材を両端自由モードにおける節点で吊し、縦振動法では木口を、たわみ振動法ではスパン中央部上面をハンマーで打撃し、FFT 解析により共振周波数を測定した。得られた共振周波数より、(2.4.1) 式あるいは (2.4.2) 式を用いて部材の MOE を算出した。以下、縦振動法による MOE を MOEf、たわみ振動法による MOE を MOEb と記す。また、算出に必要な密度については、各部材の重量と寸法から求めた見かけの密度を用いた。

$$\text{MOEf} = 4 \cdot l^2 \cdot \rho \cdot f_r^2 \quad (2.4.1)$$

$$\text{MOEb} = 48 \cdot \pi^2 \cdot l^4 \cdot \rho \cdot f_r^2 / (4.73^4 \cdot h^3) \quad (2.4.2)$$

ここで、MOEf：縦振動法による MOE、 l ：スパン、 ρ ：密度、 f_r ：共振周波数、
MOEb：たわみ振動法による MOE、 h ：梁せい

⑤ 見かけの繊維直交方向 MOE

固体中を伝播する音速 V 、固体の密度 ρ 、および、固体の弾性係数 E との間には、一般的に、 $E = \rho V^2$ という関係が成立する。すなわち、上記で示した伝播速度は密度の影響により値が変動する。本研究で検討する上・下弦材および斜材は、材料である集成材の種類（断面）が異なるために密度等も異なっていたと考えられる。従って以下では、これらの部材を統一的に評価する目的で、超音波伝播速度および上記④における見かけの密度から求めた、見かけの繊維直交方向（横方向）MOE（以下、MOEu と記す）を解析対象とした。

⑥ 各測定値の統計値とヒストグラム

表－2.4.4 に測定した非破壊指標に対する橋梁全体の統計値を示す。

表－2.4.4 各非破壊測定値の統計値

測定値種類	データ数	最小値*	最大値*	平均値*	標準偏差*	変動係数
MOEu（解体後）	1036	0.0105	4.94	1.69	0.454	0.269
MOEu（再組立後）	893	0.0219	2.86	1.82	0.571	0.314
MOEf	68	7.74	14.9	12.5	1.22	0.098
MOEb	68	8.24	17.2	12.0	1.73	0.144

註）*単位：GPa

各非破壊指標値について、汎用統計計算ソフトウェア JUSE-StatWorks（（株）日本科学技術研修所、総合編・Ver. 4. 63）により K-S 検定を行い、ワイブル分布、正規分布、対数正規分布、指数分布に対する測定データの適合性を検証した（各分布型に対するパラメータは最尤法による計算値を用いた）。その結果、何れの指標値についても検証した 4 つの分布型には危険率 5% で一致しないことが確認されたため、以下ではノンパラメトリック検定を行った。

⑦ 劣化度評価値および時間経過による分布性状の変化

解体後および再組立後における MOEu について、劣化度評価値毎の分布性状を検討した（図－2.4.35）。劣化程度によって分布性状は変化し、劣化度が高くなる（＝曲線が太く、濃くなる）ほど低い MOE の存在比率が大きくなる傾向を示した。ただし、劣化度大と評価した部分（下流側・下弦材のみ）の曲線（太い実線）は劣化無しと判定した部分の分布（細い実線）とほぼ重なっており、上記の傾向から逸脱していた。また、解体後から再組立後までの約 3 年間の変化を検討した。図－2.4.36 では、対応する（同じ）測定点における MOEu の変化を、測定時における鋼板の影響別にプロットした例を示す。なお、上流側・上弦材、鋼板有りの

データの1点について、解体後 48.5GPa、再組立後 15.5GPa というデータが存在したが、明らかに他のデータと傾向が異なっていたため、図示しなかった。鋼板を介した測定値（灰色のプロット）では再組立後<解体後、鋼板が無い場合（白色のプロット）は再組立後>解体後となる傾向があった。さらに、解体後の値に対する再組立後の値の比について、鋼板の有無および劣化度評価値別の分布を検討した（図-2.4.37、図-2.4.38）。なお、変化比は、最大で 51.7 を示したが、図-2.4.37 および図-2.4.38 では変化比 ≤ 5 における曲線を示した。

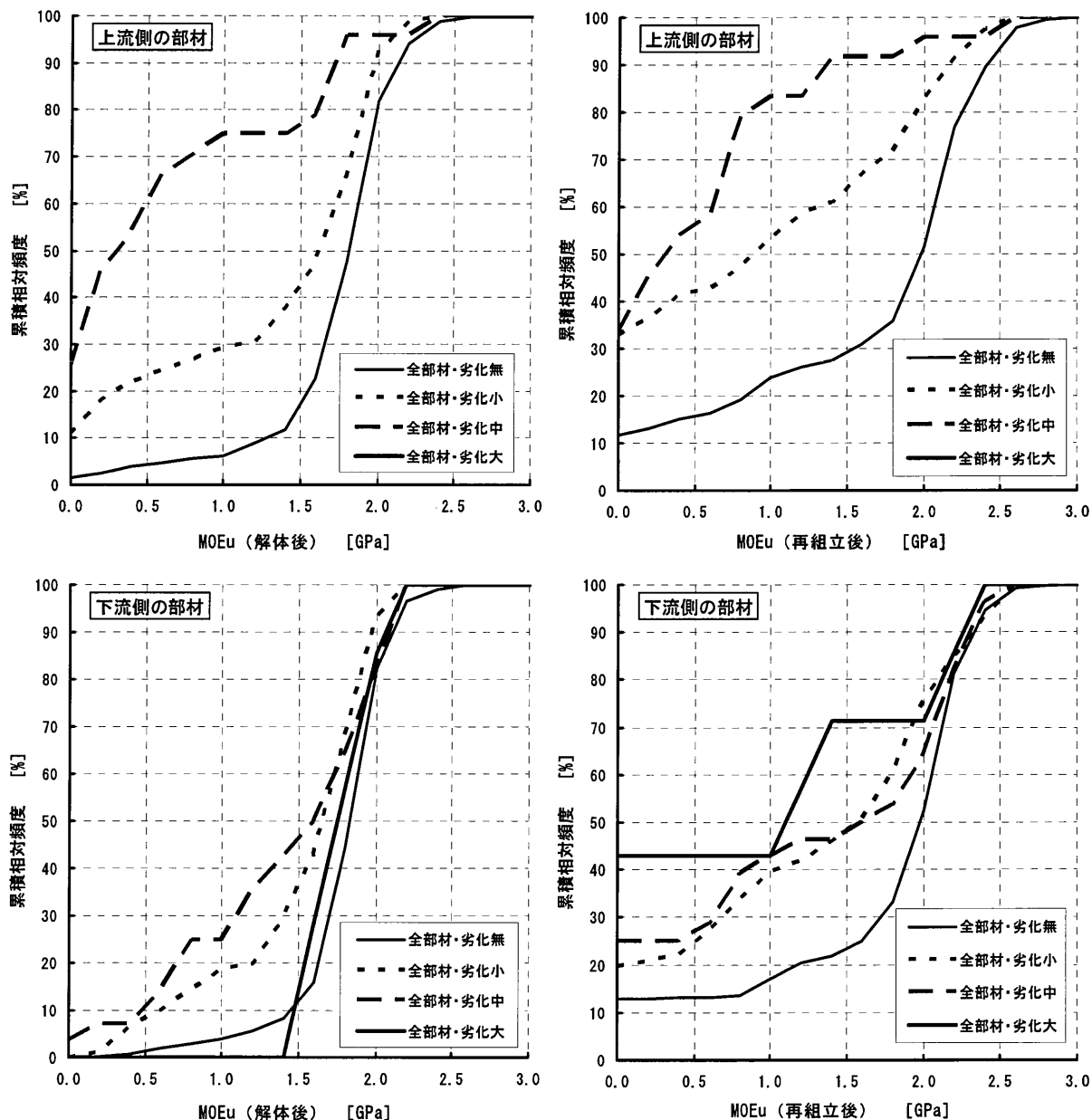


図-2.4.35 MOEu の部材および劣化度別累積相対度数曲線（左：解体後、右：再組立後）

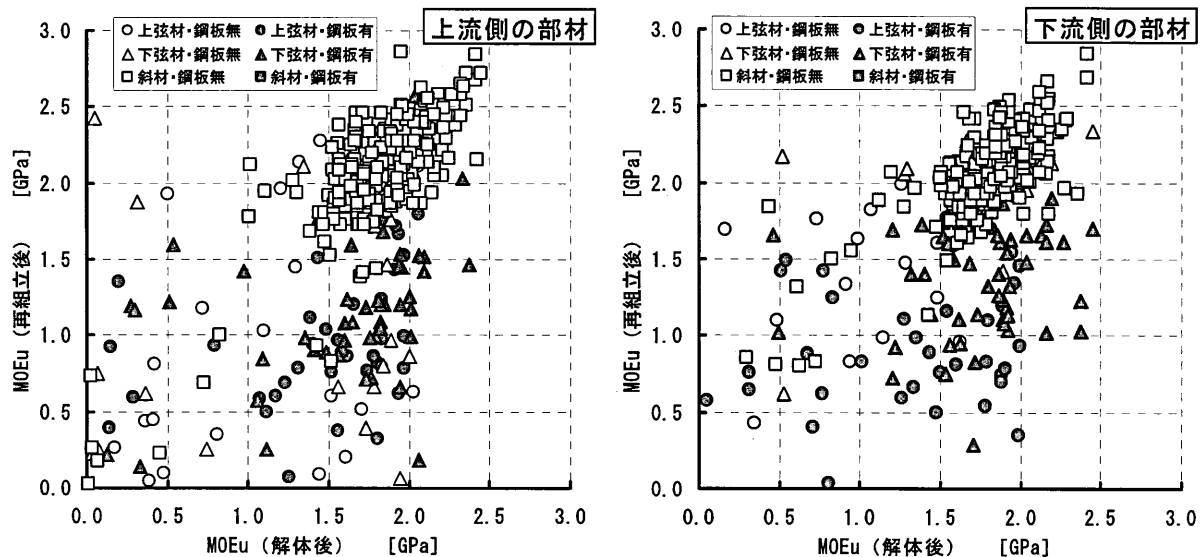


図-2.4.36 MOEu における経年変化の影響

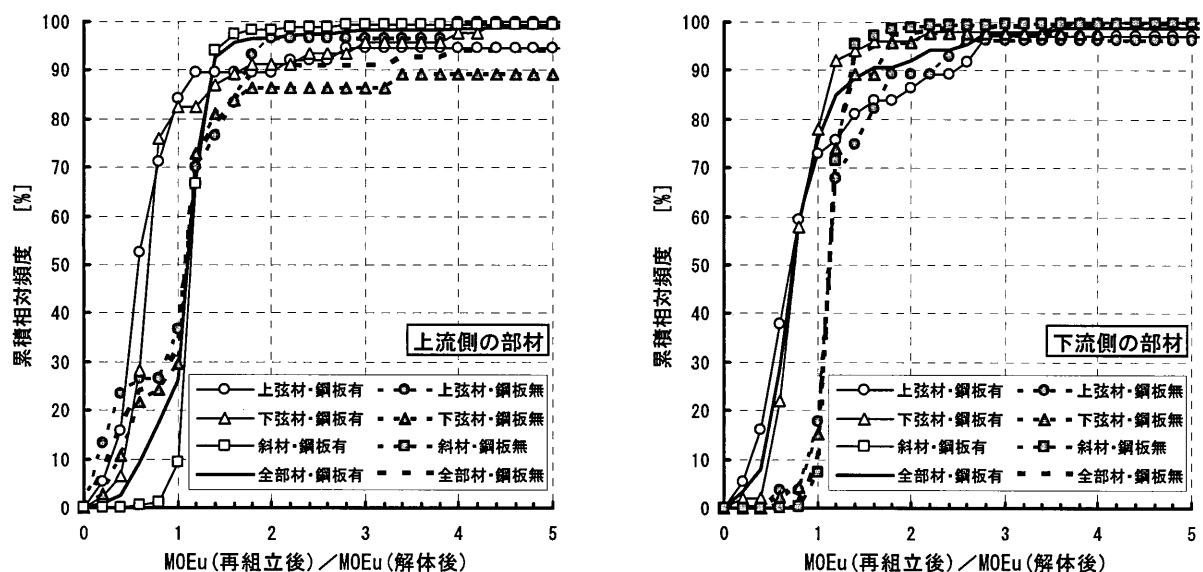
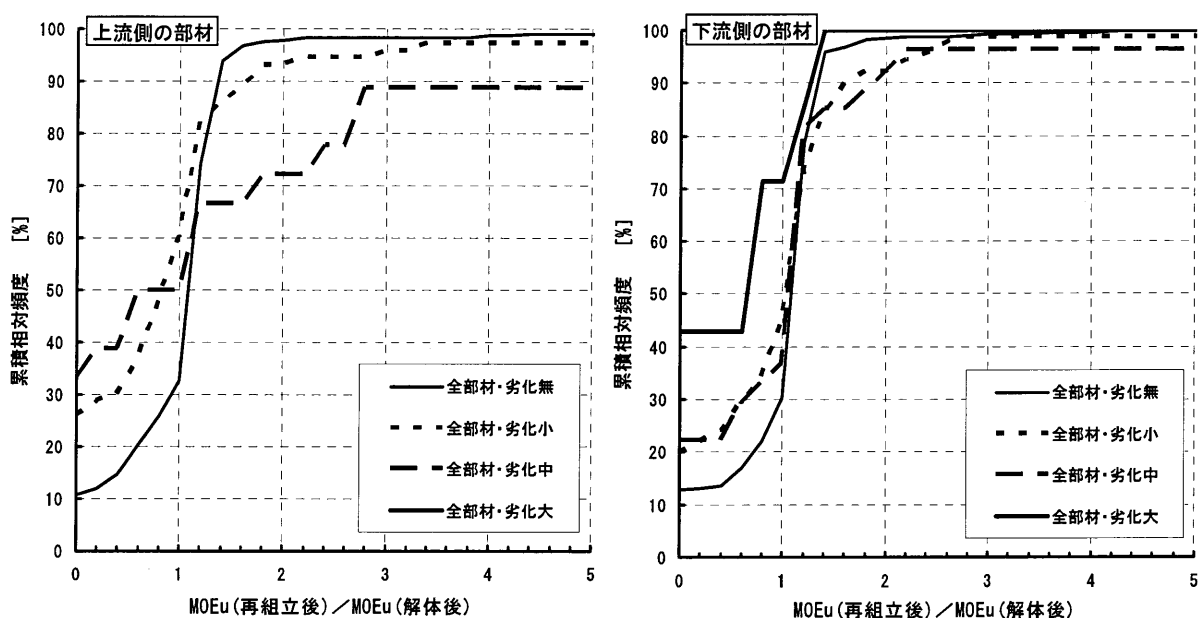


図-2.4.37 解体後の MOEu に対する再組立後の MOEu の比のヒストグラム (鋼板の有無別)

鋼板の有無については、図-2.4.36 と同様、鋼板が無い場合の方が変化比の値は相対的に高くなった。両者の差については、ウェルチの検定により、危険率 1% で母平均に差が認められた。また、何れの分布も正規分布には従わなかった。次に、劣化程度の増加（曲線が濃く、太くなる）に伴って曲線は変化比の高くなる方向にシフトしたが、クラスカル・ウォリス検定の結果、危険率 1% で各グループ間に有意差は認められなかった。ただし、劣化大の場合を除いて、変化比の平均値は 1 以上となり、再組立後の値（2007 年 3 月）の方が、解体後の値（2004 年 3 月）よりも全体的に MOEu が高くなる傾向を示した。これは、解体から再組立までの間はセンター内の実験棟内で部材を養生していたため、部材の含水率が低下したためであると考えられる。



図－2. 4. 38 解体後の MOEu に対する再組立後の MOEu の比の累積相対度数曲線(劣化程度別)

⑧ MOEf あるいは MOEb と MOEu との関係

縦振動およびたわみ振動による MOE が部材全体の性能を示しているのに対し、超音波伝播速度は、例えば劣化部位等の部材の局所的な評価に用いられることが多い。

実際の橋梁調査においては、縦振動やたわみ振動によって部材の劣化評価を行うことは難しく、超音波伝播速度を利用することがほとんどであると考えられる。超音波伝播速度の測定結果を部材全体評価の推定に用いることが出来れば、より実効性の高い評価が可能である。そこで、両者の関係を検討した。

図－2. 4. 39 および図－2. 4. 40 に縦振動法によって求めた MOE (MOEf) およびたわみ振動法による MOE (MOEb) と MOEu との関係を示す。なお、図－2. 4. 36 と同様、上流側・上弦材の 1 データ (MOEu・解体後=48.5GPa、MOEu・再組立後=15.5GPa) については、プロットを省略した。

何れの組合せについても、両者の相関は低く、超音波伝播速度の測定結果を部材全体の評価に結びつけるには、さらに別のパラメータが必要であることが分かった。これは、MOEf、MOEb、MOEu がそれぞれ、繊維方向に対して異なる方向の MOE を測定していること、また、MOEu を計算するための密度として部材全体の見かけの値を用いたために必ずしも超音波伝播速度を測定した局所的な密度と一致していない可能性があること、等が理由であると考えられる。

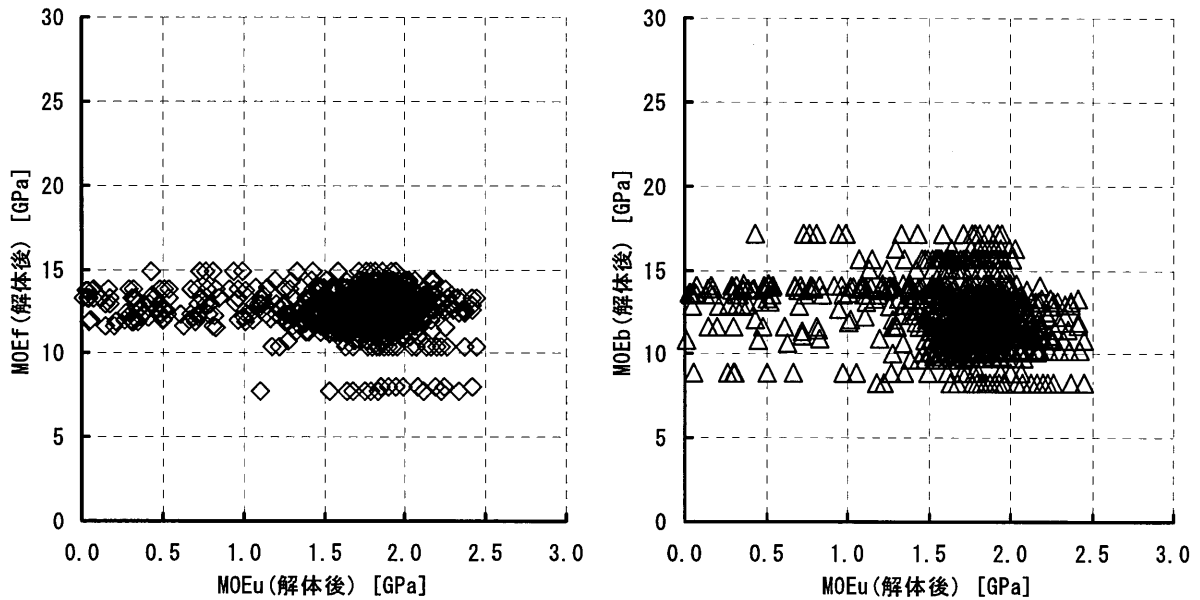


図-2.4.39 縦振動法による MOE (MOEf) と MOEu との関係 (左：解体後、右：再組立後)

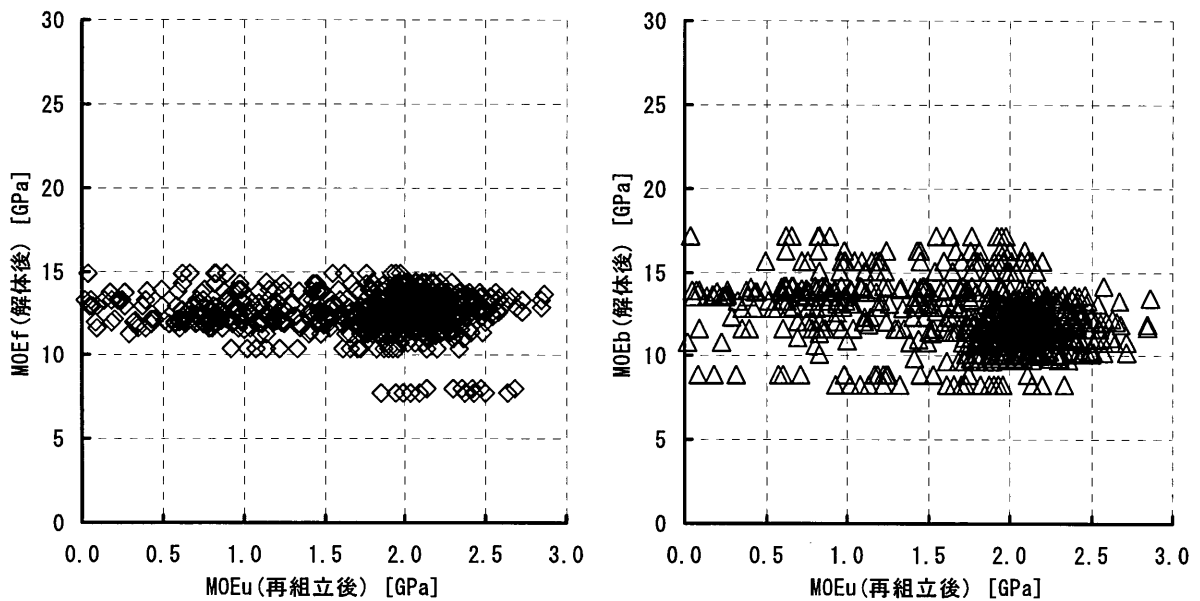


図-2.4.40 たわみ振動法による MOE (MOEb) と MOEu との関係 (左：解体後、右：再組立後)

⑨ 超音波伝播速度から求めた MOEu の分布性状に関する考察

今回検討したデータは、言い換えれば、ある程度の劣化を含んだ材料の強度的データ分布ということも出来る。今回検討した範囲ではあるが、データの分布性状は正規分布に従わなかった。このことは、木橋の維持管理の上での部材交換にとどまらず、木橋の設計手法、とくに限界状態設計法においても留意する必要がある。さらにデータの蓄積を図り、検討する必要がある。また、劣化程度が変化していなくても、環境条件の変化による部材の乾燥等によって、測定値の分布自体は強度的に高くなる方向にシフトする場合がある。測定値の評価に関しては、データ全体の分布を考慮して行う必要がある。

参考文献

- 2. 4. 1) 飯村豊：「用倉大橋」を支えるシステム技術， 6 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集， pp. 1-8， 2007.
- 2. 4. 2) 藤田 和彦， 野沢 浩二， 木村 誠二， 渡辺 浩：架設後 14 年経過した用倉大橋の維持管理， 第 7 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集， pp. 105-110， 2008.
- 2. 4. 3) 土木学会鋼構造委員会木橋技術小委員会：木橋技術の手引き 2005， pp. 213-216， 2005.
- 2. 4. 4) 森林総合研究所：木材工業ハンドブック 改訂 4 版， 2004.
- 2. 4. 5) 日本建築学会：木質構造設計基準・同解説， p. 335， 2006.
- 2. 4. 6) 日本住宅・木材技術センター：構造用木材の強度試験法， pp. 6-15， 2000.
- 2. 4. 7) 原田真樹・長尾博文・加藤英雄・井道裕史・宮武敦・平松靖・軽部正彦・藤田和彦・YinYafang：架橋後 13 年経過した木橋部材の非破壊調査報告、第 3 回木橋技術に関するシンポジウム論文集、pp. 139-146， 2004.

2.5 おわりに

限界状態設計法にもとづいて設計された木橋は信頼性指標 β によって定量的に構造安全性を示すことができる。木橋を構成する木材は、腐朽などの生物劣化によって耐力が低下する恐れがあり、こうした部材の経年劣化によって、木橋の安全性すなわち信頼性指標 β も経年的に低下することが想定される。木橋が劣化した場合には、適切な補修・補強によって性能を回復し信頼性指標 β を増加させることができる。このように、木橋の安全性や機能性が低下しても、適切な次期に適切な修復を行えば継続して供用することができるという考え方が木橋の修復限界状態設計法であるが、初期や劣化時点、修復時点での安全性や機能性をそれぞれ信頼性指標 β を用いて定量的に扱う必要がある。

したがって、本章では、木橋の修復限界状態設計すなわち耐用年数を考慮した木橋設計の考え方を示すことを念頭に置いて、木橋の信頼性指標 β の経年変化、木橋部材の劣化と耐力の低下の数値シミュレーション、木橋の部材劣化と健全度診断の検討例の3つについて詳しく紹介した。ここで示した考え方を基本として、次章では、13年間供用され撤去された木橋を対象に実施された劣化調査や耐荷力試験の結果を参考に、設計時および13年経過時の β の算定を試みている。

なお、はじめに述べたように、ここで紹介した解析手法や、調査事例は木橋の修復限界状態設計の考え方を示すうえでの一例であり、今後、多くの調査、研究を進めることで、木橋や木橋を構成する部材の健全度または劣化度と信頼性指標 β との関係を精度よく求められるように引き続き検討していく必要がある。