

鋼橋維持管理技術者の トレーニングマニュアル

Ⅱ．既設橋の現有耐力の評価編

1. まえがき	1
2. 現有耐力の評価手順と必要資料	4
2. 1 評価の手法	〃
2. 2 評価の手順	〃
3. 資料の収集と整理	7
4. 既設橋梁の耐荷力照査	11
4. 1 照査方針	〃
4. 2 主桁照査に際しての言葉の定義	〃
4. 3 照査検討例	13
4. 4 実橋の活荷重応力度測定結果を用いた耐荷力照査	19
4. 5 試験車走行に対する実橋応力測定例	26
5. 鋼橋の疲労寿命	
5. 1 耐用年数と余寿命	29
5. 2 耐用年数の算定式	30
5. 3 鋼橋の疲労寿命の計算例	31
5. 4 腐食部材の継手の疲労強度	40
6. 耐力・余剰耐力の診断に関する新システムによる照査事例	41
6. 1 調査目的	〃
6. 2 検討項目	〃
6. 3 調査方法	〃
6. 4 検討結果の例	〃

1. まえがき

近年の激しい財政事情を考えると、従来にもまして既設橋梁をできるだけ長期に渡り活用して行くことが強く求められている。この観点から維持管理技術の今一層の向上を図る必要がある。

ここでは既設橋梁の合理的な安全性照査方法、および何かのダメージを受けた既設橋の耐荷力を照査する方法についての技術が必要とされる場合もよくあり、ここでは特に、鋼橋に関して補修・補強を必要とする橋の耐荷力を中心に検討を行う。

現在土研を中心として既設橋の安全性照査に関する研究が進められ、その結果が報告されている。その代表的な結果として橋梁点検要領（案）損傷事例写真集（案）橋梁データベース、既設橋梁の安全性照査に関する一試案、実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法試案等がある。また、既設橋梁の耐久性評価、向上技術に関する調査研究がS63年12月に報告されている。

実際の橋梁補修工事に関与する関係者がこれらの報告書をどう活用していくか重要な課題である。特に長年使用され腐食や疲労き裂等、何らかの損傷を受けた橋梁の耐荷力の評価、今後その橋の使われ方を含めた余寿命をどう評価するかは、新橋の設計とまた異なった技術が必要で、今後さらにその技術の向上を図る必要がある分野である。

補修工事にあたって、道路橋設計示方書を形式的にのみ運用して橋の使用制限や大規模な補修工事を行うことは必ずしも合理的とはいえず、また、逆に損傷の程度を過小評価して不十分な補修工事を行ない、又近い将来同様な問題を引き起こすことを避けなければならない。あくまでも道路橋示方書は整備の水準を決めるものであり、既設橋梁という面では設計に対するものと許容応力等評価の意味合いが違って来る。しかし、これらについて明確なものが示されない限り、基本的には道路示方書の考え方をベースにし、そこでの規定を弾力的に運用せざるを得ない。さらに将来の橋の位置づけ等を考慮してそれに応じた補強規模を決定する必要も出てくるだろう。

車両制限令及び道路構造令の改訂に伴い、今回設計荷重の増加があり、TL-20から25^{TON} 荷重（B荷重）に移行している。

このようなことから、ここでは各企業体で既設橋の耐荷力の評価を行っている主な手法に準拠する方法と同時に、実橋応力の測定からより合理的にかつ実態に合った耐力の評価方法にも触れてみた。その他、評価を加え、既設橋の耐荷力と余寿命予想の実例計算にも触れてみた。

既設橋の補強工事に於いて、その橋の耐荷力を評価する場合に考慮すべきいろいろのファクターを洗い出しこれを検討する。特に現在の使用状況からどのような問題が発生しているかを明確にすることが必要である。ここでは補修工事の前段として既設橋の耐荷力の考え方、評価方法等、現状の技術を紹介しながら検討を行う。

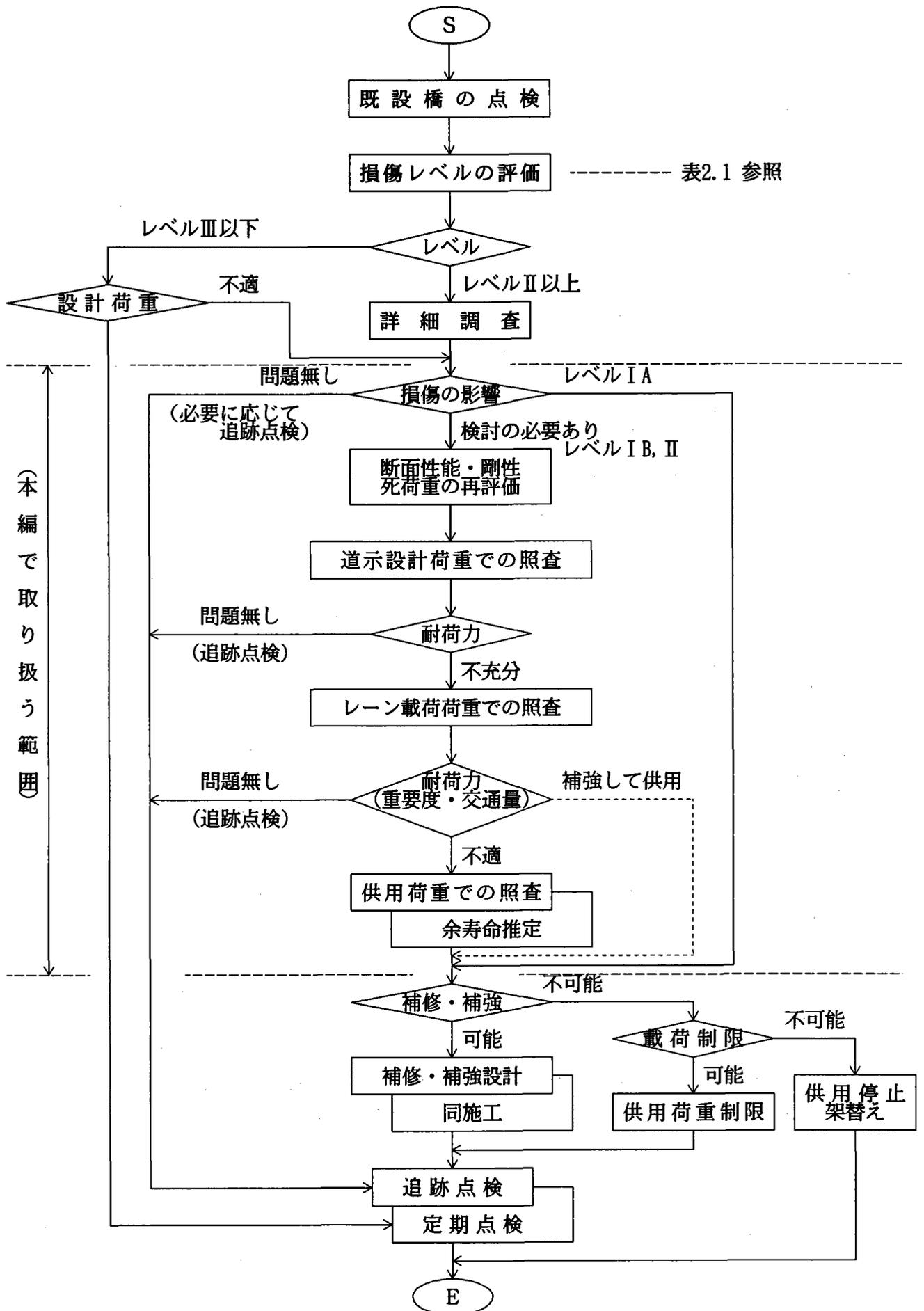


図-2.1 既設橋梁の耐荷力・耐久性検討

損傷度評価

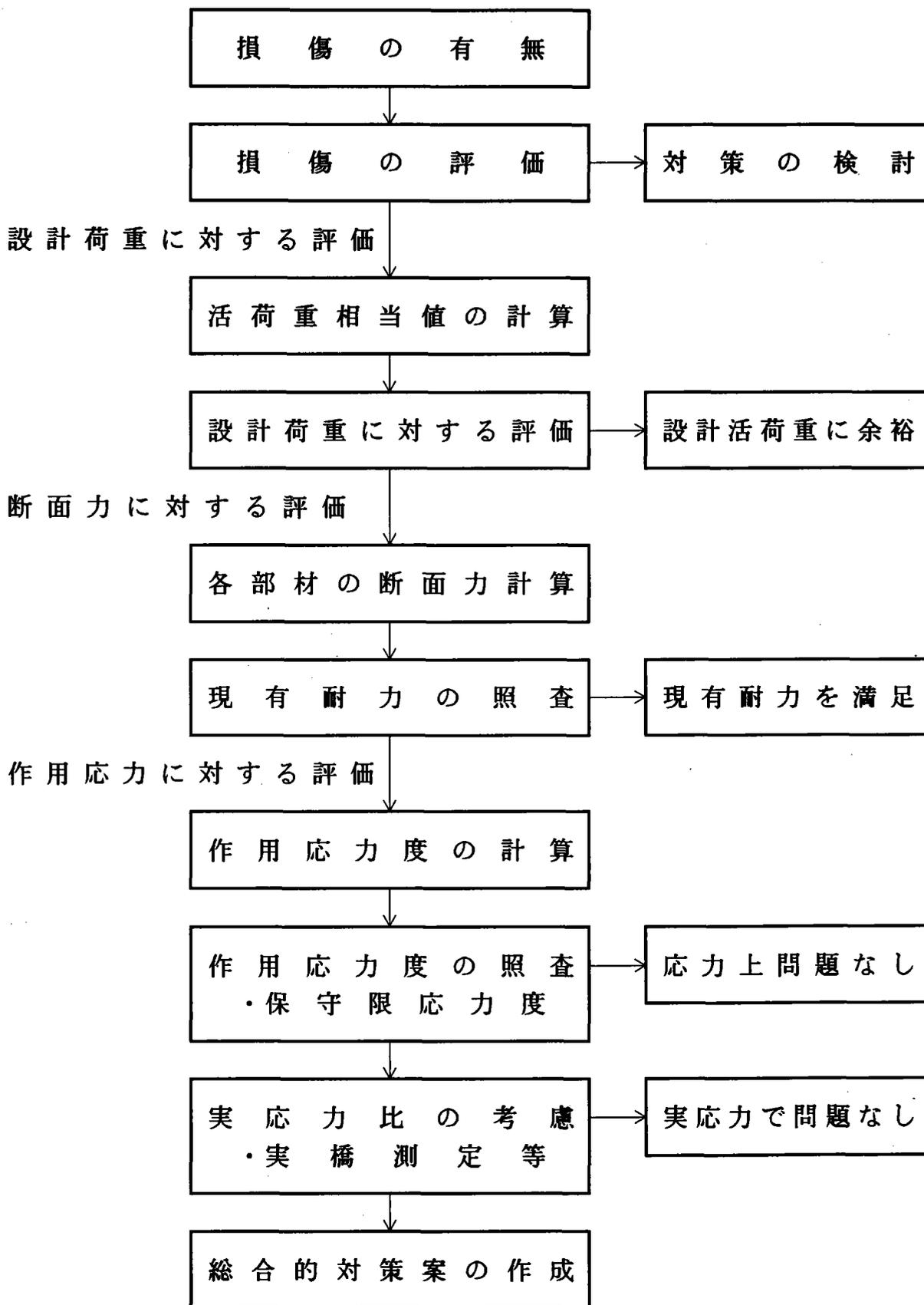


図 2. 2 鉄道橋の現有耐力評価

2. 現有耐力の評価手順と必要資料

2. 1 評価の手法

既設橋の現有耐力の評価方法については、いくつかの方法があり、一般にはそれぞれが管轄する責任箇所の方式に従うことが原則である。

また、道路橋については建設省が示す方法、また鉄道橋については旧国鉄が示した方法があり、これが日本における鋼橋の現有耐力評価手法の基本ともなっているのでここではこれにもとづく方法について示す。

耐力を評価する上で、その良否を判断する方法として次の2つの方法がある。

- ① その橋梁がどれだけの荷重 (Loading capacity) を許容できるか。
- ② その橋がどれだけの耐力 (Bearing capacity) を有するか。

これらを耐力に対する機能とすればこれらについて評価に影響するものとして最も大きいのが損傷の影響である。この方法については、種々の考え方はあるものの、ここでも建設省や鉄道総研の示す方法によるのが基本となる。

2. 2 評価の手順

現有耐力の評価の手順を道路及び鉄道橋についてフローチャートで示すと図-2. 1、図-2. 2のようになる。

基本的には道路橋も鉄道橋と同じである。ここでは道路橋を中心に評価の手順を示す。

(1) 通常点検で発見されている損傷に対する評価

鋼橋の耐力評価の目的として次の2つのケースがある。

- ① 損傷のない橋桁の現有耐力もしくは余剰耐力を評価する。すなわち、一時的な損傷や容易に直る損傷は直すものとした時の潜在的 (真の) 耐力の評価。
- ② 鋼橋に橋桁の耐力 (余剰耐力) に影響する損傷 (腐食や疲労など) が生じているものに対する評価。

いずれにしても、耐力を評価するには、前提として着目する部材に生じる損傷について、その有無や耐力に与える影響をはじめに評価するとともに、その位置付けを明確にしておかなければならない。

一般には、直すことの出来る損傷は耐力評価の前に直すことを前提にすすめることにする。また、その場合容易に直せるか否かの評価・判定は、別途損傷評価のところで示す。

なお、損傷に対する点検方法は「現地点検」の章で詳しく示す。

何れにしても、損傷については耐力の評価をする前に損傷評価をして対策の要否を検討し、必要となったものの中で、対策が比較的容易なものと、緊急性の高いものについては手当てをすることが前提となる。

ここでの判定の結果、レベルⅡ以上になったものについては、改めて詳細な調査を実施する。

の調査は、主に耐力に影響を与える損傷（例えば、腐食による断面欠損、主要部材に生じたき裂、および主要部材を連結する部材の損傷等）に対して行われる。

また、レベルⅢ以下のものについては、その損傷は耐力に影響を与えないとして、次のステップに進む。

次のステップとは耐力評価の一次照査となるもので、今必要となる荷重条件が設計荷重を超えているか否かについて行われる。

また、損傷がレベルⅡ以上のものについては詳細検査を行って、その損傷が特に致命的なものについては応急的な補修・補強対策を施す。

それ以外のものについては、次のステップとして、その状態に対して耐力の評価を行う。

(2) 耐力評価のための詳細調査

これらについては実態調査および関係資料から調べることになる。

このうち、実態調査では詳細検査に関する章で詳しく示すので、ここでは耐力評価に必要なとする資料について示す。

定量的に耐力を評価しようとする場合は、その前提条件として、前述した損傷の評価以外に、その橋の断面性能やその他構造条件および死荷重の状況について、改めて現状における実態の把握が必要になる。

これは、設計には評価が設計条件としての仮定した条件について行われるのに対し、供用下にある橋は現時点もしくは条件が変わらない有限の明確な期間に対して行われるのが原則とするためである。われわれはこれを実働応力（荷重）による評価と呼ぶ。

実態調査で調べるべき項目は主に次のものである。

- ① 断面性能
- ② 橋桁の剛性
- ③ 死荷重

これらについての詳細は「現地検査」編に示す。

(3) 設計荷重に対する評価

耐力の照査で実働荷重といった新たな調査を必要とする照査に入る前に、もっと簡便に行うことのできるものがある。

その方法は、現時点の照査で必要とする荷重に対し、当該橋梁の設計荷重（当時の設

計荷重)が十分なものであるかどうかの照査である。

ここで「現時点で必要とする照査荷重」とは、必ずしも現行の設計荷重とは限らず、一般には、現時点で考えられる最大荷重とすることが多い。

そのためには、現時点で考えられる最大荷重の影響(着目部材毎に異なるのが一般であるが、最大値を考えてもよい)と当時の設計荷重を「活荷重相当値」等として比較できる荷重の荷重形態に直す必要がある。

そこで、比較した結果が、その桁の荷重耐力である値を考えるべき荷重が下回る場合は耐力十分としてよいが、上回っている場合は次のステップへ移る。

(4) 実働荷重に対する評価

設計荷重に対する照査で「アウト」になったものについて行う更に詳細な照査として、実働荷重に対する評価がある。

なお、もし容易に出来るなら始めから「実働荷重」に対する耐力照査を行っていいことはいうまでもない。

この方法として次の2通りの方法が考えられる。

① 照査に用いる荷重として、当該線区で考えるべき最大の実働荷重を用いて設計計算によって耐力を照査する方法

② 軸重や軸区位置が既知の実車両を走行させ、その時の着目する部材に生じる応力を実測により検出すると同時に、その荷重を載荷して設計計算によって部材力を求め、それから実応力比を計算し、実働荷重載荷による設計部材力(応力)に実応力比を乗じて実働応力を求め、これによって耐力を照査する方法である。

これは、その橋の実態により近づけた照査とすることの出来る方法である。

(5) 余剰耐力としての疲労の照査

これは、橋梁に発生する損傷で、耐力に影響するものとして、鋼橋の場合、腐食による断面欠損と疲労による部材破断が代表的である。

このうち腐食については、前述した方法で十分評価できるものの、疲労については、疲労が累積したからといって、即耐力の低下に結びつくのではなく、累積した結果、疲労き裂が発生し、そして進展した後部材の破断につながる時、耐力に重大な影響を及ぼすことになる。そして、それまでは疲労損傷が累積しても耐力に直接影響を与えることがないので、これを「余剰寿命」と考えれば、いつ破断に至るかといった「時間(余剰寿命)」を安全(耐力)の指標とすることもできる。

しかし、我々は破断を寿命とすることは実務的に危険であるので、「き裂の発生」もしくは「耐力的機能を損なうき裂長」を限界値として使うのが一般的である。

従って、ここでも設計における疲労の考えと同様にこの考えで余剰耐力を考えることにする。

また、その方法は設計における疲労の考えと同じで、「疲労き裂の評価」の編で詳しく示す。

3 資料の収集と整理

耐荷力・耐久性を判定するために必要な資料としては以下に示すようなものがある。

① 橋梁点検報告書

一般に建設省の定期点検では標準的な記録方法を次のようにしている。

定期点検結果は、1)橋梁台帳（コピー）、2)点検結果を橋梁単位で総括した橋梁点検結果総括表、3)損傷状況を記述した損傷概要、4)点検結果を径間単位に前回点検結果と対比した径間別点検結果、5)径間別一般図、6)損傷状況を図面上に表示した損傷図、7)部材の種類・位置を記号化した部材番号図、8)損傷状況を撮影した損傷写真台帳、9)損傷種類別判定結果一覧表、から構成される点検報告書および道路管理データベース（橋梁データバンク）に記録することを標準とする。

その他の公団、自治体でも同様な内容の報告書でまとめるのが通例であるが、欠落している内容があればこれを補う資料を整える必要がある。

これらの他に、特別な目的で臨時的に調査された詳細点検報告書があれば、耐荷力・耐久性の判定を行ううえでの多くのデータを提供してくれる。

なお、これらの報告書は最新のものばかりでなく、可能な限りの過去の報告書も入手できれば損傷の原因究明や対策、耐久性の判定に役立つ。また橋梁台帳は本来点検報告書とは別個の書類である。

② 設計図書

当初の設計計算書・図面等は是非入手しておきたい。これらが入手されない場合は必要に応じて現地で計測する必要がある。

なお、多くの橋梁メーカーは早くから設計図書のマイクロフィルムによる保管を行っており、橋歴板によって製作会社を確認したうえ問合わせてもらうのも良い。また、橋梁の名称は当初の設計段階では仮名であり、完成後正式の名称を付けられることがあり注意するのが良い。

③ 補修・補強等の設計図書及び工事記録

補修・補強だけでなく、拡幅・歩道添架など橋梁の仕様を改変するような工事については死荷重等の変化を伴うので必要となる。

なお、これらの概要については橋梁台帳に記録されているのが本来の姿であるが、「○○橋梁他△件床版補強工事」などのような件名で発注されることが多く、当該橋梁台帳に記載もれとなることがあり注意を要する。

補修・補強は本来が橋梁の健全化・延命化の為に行うものであるが、配慮が不十分なため新たな損傷の原因となっていることもあるので、これらの工事がなされているものは改めて確認するのがよい。

④ 設計当時の示方書 等

設計当時の許容応力、設計荷重などの考え方を確認するうえで入手しておきたい。道路橋に関しては次頁のようなものがある。表3. 1に道路橋の示方書・指針の変遷を示す。

⑤ 交通量

着目する橋梁に過去どのような交通量があったか、また将来の予測・計画交通量も耐荷力、耐久性を論ずる上で必要なことが多い。鉄道の場合は交通が管理されているのでこの種のデータは比較的明確で入手も可能である。道路の場合は表3. 2に示すような資料がありこれが参考となる。

⑥ その他

橋梁台帳などの記録と現場の損傷状況との関係で説明がつかないこともまれにある。時には現地住民から火災など意外な事実を知ることもある。

表-3.1 道路橋の示方書・指針・変遷

大正8年	道路構造令及び街路構造令（内務省令）
	・道路構造令
	・街路 ”
大正15年	道路構造に関する細則 第2章 橋梁（内務省土木局）
昭和15年	鋼道路橋設計製作示方書（内務省土木局）
昭和15年	電弧溶接鋼道路橋設計及製作示方書（内務省土木局）
昭和31年	鋼道路橋設計製作示方書（日本道路協会）
昭和32年	溶接鋼道路橋示方書（日本道路協会）
昭和34年	鋼道路橋の合成桁設計施工指針（日本道路協会）
昭和39年	鋼道路橋設計製作示方書（日本道路協会）
昭和39年	溶接鋼道路橋示方書（日本道路協会）
昭和40年	鋼道路橋の合成桁設計施工指針（日本道路協会）
昭和42年	溶接鋼道路橋示方書1967年追補（設計に関する規定）（日本道路協会）
昭和42年	鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版について（建設省道路局長通達）
昭和43年	溶接鋼道路橋示方書・1968年追補（日本道路協会）
昭和46年	鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版について（建設省道路局長通達）
昭和47年	道路橋耐震設計指針（日本道路協会）
昭和48年	道路橋示方書 I 共通編・II 鋼橋編（日本道路協会）
昭和55年	道路橋示方書 I 共通編・II 鋼橋編・V 耐震設計編（日本道路協会）
平成2年	道路橋示方書 I 共通編・II 鋼橋編・V 耐震設計編（日本道路協会）改訂
平成6年	道路橋示方書 I 共通編・II 鋼橋編（日本道路協会）改訂

表-3.2 定期的・広域な交通量調査の観測体制例

区分 項目	全国道路交通情勢調査における一般交通量調査（建設省）	交通量常時観測調査（建設省）	交通量調査（警視庁）
実施年次	昭和3年以来昭和33年までは昭和18年を除いて5年ごと、昭和37年より3年ごとに実施	昭和34年から観測体制の開発に着手	昭和27年頃より毎年1回
観測地点	都道府県道以上の全路線延長約155,000kmに約27,000の観測地点（単路部）を設定	全国338地点（単路部）	東京都内主要交差点146地点 都県境（単路部）27地点
実施時間	春季（6月～7月）、秋季（9月～10月）の平日それぞれ2日間に調査	通年で調査	原則として秋季（9月～10月）の平日の1日間に調査
	<p>(1) 車種別（12区分）1時間交通量の7:00a.m.～7:00p.m.の12時間観測、ただし元一級国道の約15%、元二級国道の約7.5%、主要地方道の約4%、一般都道府県道の約1.5%については、秋季1日だけ24時間観測</p> <p>(2) 観測地点で代表される区間を単位として、平均車道幅員、歩道や中央帯の有無路面の種類、沿道状況、交差道路数、信号交差点数、平均起伏率、一方通行の有無についての道路状況の調査</p> <p>(3) 一般国道および主要地方道について、各区間の試験走行法による区間平均走行速度の調査</p>	原則として方向別交通量（二輪車類を除く軽自動車以上）を観測	<p>(1) 都内主要交差点で、四輪以上の自動車（三輪を含む）、二輪車（原付を含む）、軽車両の車種別に7:00a.m.～7:00p.m.の12時間観測</p> <p>(2) 都県境で、大型バス（定員30人以上）、大型貨物自動車（5トン以上）、普通貨物自動車（三輪および軽貨物を含む）、普通乗用自動車（ライトバンおよび軽乗用を含む乗用車群）、二輪車（原付を含む）の車種別に7:00a.m.～7:00a.m.の24時間観測</p>

出典：「交通量調査マニュアル」 埴克郎、高田邦道（鹿島出版会）

4. 既設橋梁の耐荷力照査

4. 1 照査方針

補修・補強の必要性の傾向・把握を行うために、現在（平成6年2月）道路協会の荷重検討分科会で検討されている「既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）」に基づく照査を行う。「要領（案）」の基本的な流れは、照査Ⅰと照査Ⅱに分かれ、さらに照査Ⅱは、1、2、3の段階の照査に分かれている。各段階の照査で「OUT」となったものについて、次の段階の照査に進む事としている。さらに照査Ⅲとして、実橋で発生応力の測定を行い、その結果から耐荷力を判定する方法を追加している。

照査段階の判定内容は、下記の通りである。

- ・照査Ⅰ …………… 一般竣工図書から抽出した橋梁諸元を基に、断面力レベルで耐荷力判定を行う。
- ・照査Ⅱ－1、2 …… 竣工図と設計計算書を基に、断面力・応力度レベルで判定を行う。
- ・照査Ⅱ－3 …………… 照査用L荷重（レーン荷重）による応力度を算定し、この応力度レベルで耐荷力判定を行う。
- ・照査Ⅲ …………… 実橋での応力計測を行い、供用荷重での照査及び余寿命の推定を行う。

照査Ⅰでは、既設橋梁全体を対象として照査を行い、照査Ⅱでは、照査Ⅰの結果から危険度が高いと判断できる橋梁についてのみ照査を行う。

以上に述べた照査Ⅰ・Ⅱ・Ⅲについてのフローチャートを、図-2.1に示す。

4. 2 主桁照査に際しての言葉の定義

(1) 照査用L荷重

車道部の各車線内には、幅2.75mの等分布荷重 P^1 ・ P^2 よりなるL荷重を載荷するものとする。L荷重は考えている点または部材に最も不利な応力が生じるように、2車線までは等分布荷重 P^1 および P^2 （主載荷荷重）を、残りの車線にはそれらの各々の $\frac{1}{2}$ （重載荷荷重）を載荷するものとする。

(2) 曲げモーメント比 α

$$\alpha = \frac{A(B) \text{ 活荷重により生じる支間中央曲げモーメント}}{\text{対象橋梁の設計活荷重TT-43 またはTL-20 により生じる支間中央曲げモーメント}}$$

(3) せん断力比 β

$$\beta = \frac{A(B) \text{ 活荷重により生じる支点部せん断力}}{\text{対象橋梁の設計活荷重TT-43 またはTL-20 により生じる支点部せん断力}}$$

(4) 幅員係数K (車線幅および主桁配置の影響を考慮するための係数)

実載荷状態 (レーン載荷状態) で、各主桁の荷重分配率を主桁間隔・車線幅・張り出し長の各諸元を考慮し、1-0法によって求めた低減係数。

(実際の車両の走行状況から考えられる設計荷重の余裕量)

$$K = \frac{R}{R'}$$

ここで、RおよびR'は、橋梁形式・設計活荷重・車線数・幅員等に応じて表より算出するものとする。(Rは設計活荷重を載荷した場合主桁に生じる反力、R'は設計活荷重をレーン幅を考慮して載荷した場合主桁に生じる反力)

(5) 死・活荷重係数S (S α :曲げモーメント用、S β :せん断力用)

死・活荷重比の影響を考慮するための係数Sを、橋梁形式および支間長に応じて表により計算する。(基本的にはS'とは等しい。SはS'の概略的な値)

(6) 死・活荷重係数S' (S α' :曲げモーメント用、S β' :せん断力用)

設計計算書より抽出した、支点中央曲げモーメント、および、支点部せん断力の死・活荷重断面力を用いて、以下の式で計算する。

$$\begin{aligned} S' &= \frac{\text{設計時の安全率 (D+L)}}{\text{照査時の全体の安全率 (設計時の安全率L+施工誤差の余裕値D)}} \\ &= 1.7 \cdot (D+L) / 1.1 \cdot (1.7L+1.1D) \\ &= \frac{1.7 \cdot (1+G)}{1.21+1.87 \cdot G} \quad \text{ここで、} \quad G = \frac{L \cdot M^a}{D \cdot M^a} \end{aligned}$$

L・M^a、D・M^a:活荷重および死荷重による断面力または応力度(曲げまたはせん断)

4. 3 照査検討例（照査Ⅰ・照査Ⅱ）

次頁に示す「一般図」の照査検討を参考に行う。

1) 橋梁条件

- ・鋼単純合成桁
- ・幅員構成 $B = 7.5 \text{ m} \times 2$ （単線幅）
- ・支間長 $L = 39.4 \text{ m}$
- ・主桁本数 $n = 4$ 本、主桁間隔 $a = 3.5 \text{ m}$
- ・設計活荷重 TL-20
- ・照査活荷重 A活荷重

2) 照査Ⅰ（橋梁台帳による照査；活荷重断面力による判定）

$\alpha = 1.32$; 「既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）4.3 照査用係数の計算」の（1）曲げモーメントの表から。

$\beta = 1.46$; 「既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）4.3 照査用係数の計算」の（2）せん断力の表から。

$$K = R/R' = 1.298$$

$$R = 5.5 \cdot (a - 1.375) + 0.5 \cdot (a - 2.75)^2 = 11.969$$

$$R' = X + 0.5 \cdot (a - b + 2.75)^2 = 9.224$$

$$a = 3.5 \text{ m}$$

$$b = 7.3/2 = 3.65 \text{ m}$$

$$X = 2.75 \cdot (3.5 - 1.375) = 5.844$$

「既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）4.3 照査用係数の計算」の（3）幅員係数K①多主桁橋の表から。

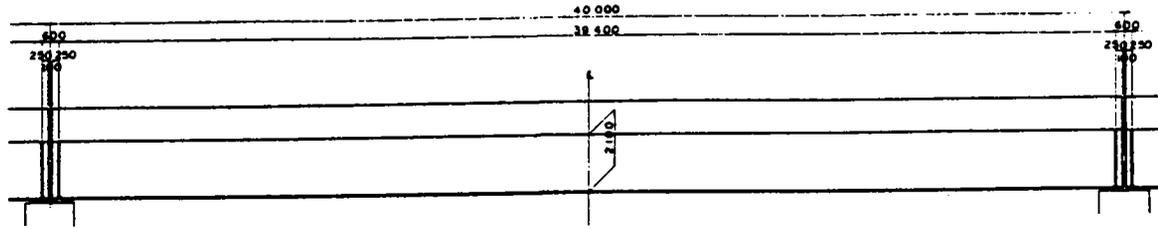
$S\alpha = 1.15$; 「既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）4.3 照査用係数の計算」の（4）死・活荷重係数S. から。

$S\beta = 1.13$; 「既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）4.3 照査用係数の計算」の（4）死・活荷重係数S. から。

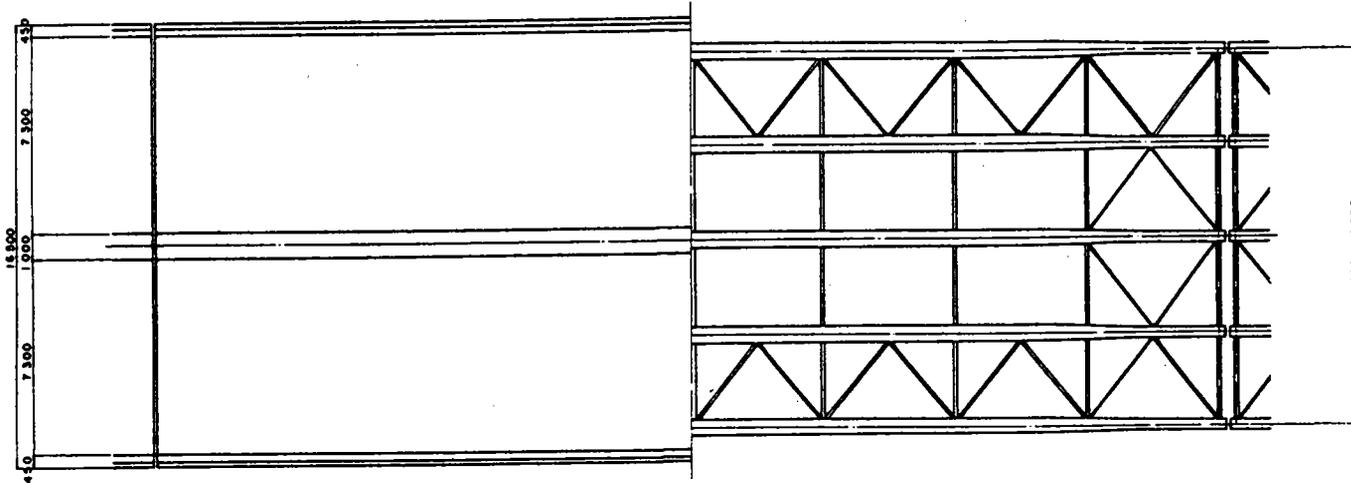
$$\therefore \alpha / (S\alpha \cdot K) = 1.32 / (1.15 \cdot 1.298) = 0.884 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

$$\beta / (S\beta \cdot K) = 1.46 / (1.13 \cdot 1.298) = 0.995 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

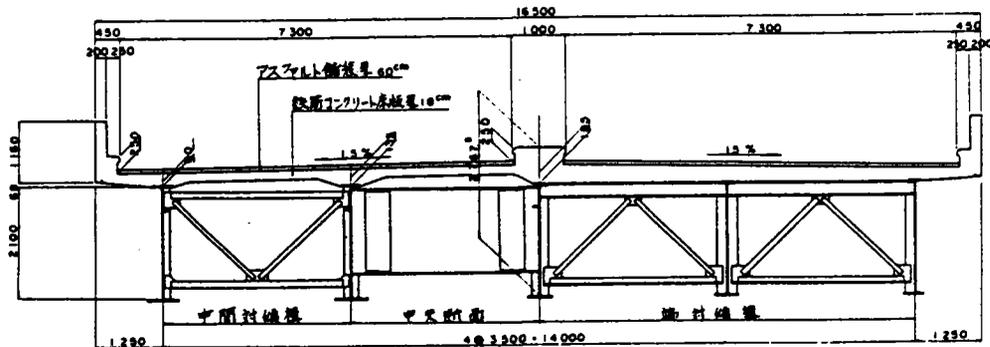
側面図 s. 1/100



平面図



横断面 s. 1/50



設計条件表

設計荷重	死荷重	橋面コンクリート	7.850 ^{kg/cm²}
		鋼	2.300 ^{kg/cm²}
		活荷重	T-20
		側風係数	L-20
設計荷重	風荷重	風速	1.20.30.2
		風向	0.30
許容応力度	鋼	引張	55.41
	主桁70mm	引張応力度	1400 ^{kg/cm²}
		圧縮応力度	1800 ^{kg/cm²}
	ウェブ	引張応力度	800 ^{kg/cm²}
		圧縮応力度	1100 ^{kg/cm²}
	主桁補剛材	引張	55.41
		圧縮	1400 ^{kg/cm²}
	横補剛材	引張	10.110
		圧縮	1300.000 ^{kg/cm²}
	その他	引張	2400 ^{kg/cm²}
圧縮		2430 ^{kg/cm²}	
鉄筋	引張	302C	
	圧縮	100 ^{kg/cm²}	
その他	引張	50.30	
	圧縮	1600 ^{kg/cm²}	
適用示方書	鋼造橋梁設計製作示方書 港橋鋼造橋梁示方書 国道橋梁の合成鋼造橋梁工設計 首都圏道路公団鋼造橋梁設計 首都圏道路公団鋼造橋梁設計 鋼造橋梁設計基準(案)		

図名	40M一般図	図番	1/100
設計者	国土院	監理者	国土院
製図者	国土院	承認者	国土院
校核者	国土院	設計所	国土院
縮尺	1/100	製図日	
製図日		承認日	
製図所	国土院	製図者	国土院

3) 照査Ⅱ (個別照査；死活荷重比を再計算し、活荷重断面力による判定)

照査Ⅱは、①照査ⅠでOUTとなったもの、②橋梁点検で損傷度がⅡ・Ⅲのもので詳細調査の結果しばらくは補修・補強の必要性がないと判断されたもの、③すでに耐荷力に影響のある補修・補強を実施しているものを対象に実施する。

照査Ⅰが断面力レベルで照査を行なっているのに対し、本照査は部材に生じる応力レベルで照査を行う。

a) 設計図書調査

設計図書より、曲げモーメント・せん断力の設計活荷重応力度 (σ_{ML} 、 σ_{QL})、および、設計死荷重応力度 (σ_{MD} 、 σ_{QD}) を調査する。

設計応力度が、活荷重応力度と死荷重応力度が分かれていないときには、断面力 (ML、MD、および、QL、QD) の割合に、比例させてそれぞれの応力度を再計算する。

・外桁

$$ML = 448.5 \text{ tf}\cdot\text{m}、MD = 634.7 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$QL = 45.5 \text{ tf}、QD = 64.4 \text{ tf}$$

・内桁

$$ML = 362.2 \text{ tf}\cdot\text{m}、MD = 623.4 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$QL = 36.8 \text{ tf}、QD = 63.3 \text{ tf}$$

注記)

今回は、設計図書がないので、概算で計算した値を使用する。

b) 照査Ⅱ-1

a)で求めた活荷重および死荷重の応力度(断面力)から、死活荷重係数Sを再計算する。

これをS'とする。S'の計算は次式により求める。

$$S'_{\alpha} = 1.7 \cdot (1 + G_{\alpha}) / (1.21 + 1.87 \cdot G_{\alpha})$$

$$S'_{\beta} = 1.7 \cdot (1 + G_{\beta}) / (1.21 + 1.87 \cdot G_{\beta})$$

ここで、

$$G_{\alpha} = \sigma_{ML} / \sigma_{MD} = ML / MD$$

$$G_{\beta} = \sigma_{QL} / \sigma_{QD} = QL / QD$$

ここで求めた死活荷重係数S'を用いて、照査-Ⅰと同様の以下の照査を行う。

・外桁

$$S' \alpha = 1.7 * (1 + 448.5 / 634.7) / (1.21 + 1.87 * 448.5 / 634.7) = 1.146$$

$$S' \beta = 1.7 * (1 + 45.5 / 64.4) / (1.21 + 1.87 * 45.5 / 64.4) = 1.146$$

$$\therefore \alpha / (S' \alpha \cdot K) = 1.32 / (1.146 * 1.298) = 0.887 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

$$\beta / (S' \beta \cdot K) = 1.46 / (1.146 * 1.298) = 0.982 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

・内桁

$$S' \alpha = 1.7 * (1 + 362.2 / 623.4) / (1.21 + 1.87 * 362.2 / 623.4) = 1.170$$

$$S' \beta = 1.7 * (1 + 36.8 / 63.3) / (1.21 + 1.87 * 36.8 / 63.3) = 1.170$$

$$\therefore \alpha / (S' \alpha \cdot K) = 1.32 / (1.170 * 1.298) = 0.869 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

$$\beta / (S' \beta \cdot K) = 1.46 / (1.170 * 1.298) = 0.961 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

c) 照査Ⅱ-2

b) 照査Ⅱ-1の照査で、OKとならなかった橋梁については、設計図書の応力レベルで照査を行う。

活荷重応力度の増加分は、曲げモーメントが $(\alpha / (S' \alpha \cdot K))$ 、せん断力が $(\beta / (S' \beta \cdot K))$ で表される。

したがって、この係数を応力位置ごとに活荷重応力度に乘じ、これに死荷重を加えた応力度が許容応力度以下になるかどうかで照査を行う。

照査式は次のとおりである。

$$\alpha / (S' \alpha \cdot K) \cdot \sigma_{ML} + \sigma_{MD} \leq \sigma_a$$

$$\beta / (S' \beta \cdot K) \cdot \sigma_{QL} + \sigma_{QD} \leq \sigma_a$$

ここで、 σ_a : 各部材の許容応力度

・外桁

$$\begin{aligned} \alpha / (S' \alpha \cdot K) \cdot \sigma_{ML} + \sigma_{MD} &= 1.32 / (1.146 * 1.298) * 706 + 1337 = 1963 \text{ kgf/cm}^2 \\ &< \sigma_a = 2100 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta / (S' \beta \cdot K) \cdot \sigma_{QL} + \sigma_{QD} &= 1.46 / (1.146 * 1.298) * 197 + 279 = 472 \text{ kgf/cm}^2 \\ &< \sigma_a = 1200 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

・内桁

$$\begin{aligned} \alpha / (S' \alpha \cdot K) \cdot \sigma_{ML} + \sigma_{MD} &= 1.32 / (1.170 * 1.298) * 597 + 1444 = 1963 \text{ kgf/cm}^2 \\ &< \sigma_a = 2100 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta / (S' \beta \cdot K) \cdot \sigma_{QL} + \sigma_{QD} &= 1.46 / (1.170 * 1.298) * 159 + 274 = 427 \text{ kgf/cm}^2 \\ &< \sigma_a = 1200 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

以上の照査結果から、「照査用L荷重」に対しては OK! となる。

d) 照査Ⅱ－3（照査用L荷重（レーン載荷）による応力度の再計算）

「照査Ⅱ－2」の照査でOKとならなかった橋梁に対しより実態に近づけて照査し直す時、及び、設計図書が無く、「照査Ⅱ－2」が行えなかった橋梁については、対象橋梁モデルに活荷重として今後必要とする荷重（例えば、新設計荷重）を載荷して応力度の計算を行ない、これに現状の死荷重応力度を加えた応力度が、許容応力度以下になるかどうかについて照査する。

ただし、今回の照査の目的を考慮した上で、この事例で用いる活荷重の載荷方法は、下記の方法とする。

・主桁の応力度を照査する活荷重

主桁の応力を照査する活荷重は、車道部の各斜線内に幅2.75mの等分布荷重 $p_1 \cdot p_2$ よりなるL荷重を載荷（レーン載荷）するものとする。

L荷重は、考えている点または部材に最も不利な応力が生じる様に2車線までは等分布荷重 $p_1 \cdot p_2$ （主載荷荷重）を、残りの車線にはそれらの各 $1/2$ （従載荷荷重）を載荷する。

以下、その結果について示す。

・ G 1 桁支間中央断面力 (曲げモーメント)

合成前死荷重 $M_s = 491.06 \text{ tf} \cdot \text{m}$ (設計計算書からの値)

合成後死荷重 $M_{vd} = 143.62 \text{ ''}$ (")

活荷重 $M_{vL} = 492.70 \text{ ''}$ (次頁の計算結果から)

合 計 $M_v = 636.32 \text{ tf} \cdot \text{m}$

・ 断面計算 (G 1 桁 断面番号 3)

材質 SM490Y
 床版 3000*180
 U. Figg 370* 22
 Web 2100* 11
 L. Fig 670*032

$A_s = 526.80 \text{ cm}^2$, $Y_{su} = 134.19 \text{ cm}$, $Y_{sl} = 81.21 \text{ cm}$, $I_s = 3818072 \text{ cm}^4$

$A_v = 1298.23 \text{ cm}^2$, $V_{cu} = 69.46 \text{ cm}$, $V_{su} = 45.66 \text{ cm}$, $V_{sl} = 169.74 \text{ cm}$, $I_v = 10787623 \text{ cm}^4$

(設計計算書からの値)

1. 合成前	-1726kg/cm ² ,	1045kg/cm ²	(設計計算書からの値)
2. 合成後	- 265 "	985 "	
3. クリープ	- 112 "	20 "	(設計計算書からの値)
4. 乾燥収縮	- 258 "	46 "	(")
5. 温度差	- 199 "	35 "	(")
6. 1+2	-1991kg/cm ² ,	2030kg/cm ²	
許容応力度	(-2100 ") ,	(2100 ")	
7. 1+2+3+4	-2361kg/cm ² ,	2096kg/cm ²	
許容応力度	(-2415 ") ,	(2100 ")	
8. 1+2+3+4+5	-2560kg/cm ² ,	2313kg/cm ²	
許容応力度	(-2730 ") ,	(2415 ")	

上記の計算結果から、B 活荷重(レーン載荷)を載荷しても問題ない結果となった。

4. 4 実橋の活荷重応力度測定結果を用いた耐荷力照査（照査Ⅲ）

耐力の評価は基本的には計算における照査と同じで、決められた外力と強度を用いて、計算によって行うことになる。しかし、これにはかなり将来に対する安全が考慮されているので、場合によっては、安全に対する余裕が大きすぎる場合もある。そのような場合、活荷重をより実態に近づけるために実測値を利用する方法を用いる場合もある。

以下、これらについて触れる。

4.4.1 既設橋の応力測定の必要性

既設橋の応力測定はその橋に作用する応力の状態やたわみ、振動といった実際の挙動を把握したり、より実態に近づけた耐荷力を評価する上で非常に有効な手段となる。

構造解体は計算機の発達や手法の研究等で細部の状態まで解明されてきているが解析モデルと実際構造物の細部の違い、構造解析では考えていない部材間相互作用や面外の変形や応力等で実際の応力は計算されたものと違ってくる場合がある。同様に解析に使用される荷重及び荷重状態も荷重位置大きさ等理論的な数値と違いが見られる。

橋梁の種々の部材に生じる応力を測定することは直接的な方法で必要に応じて各種の計測を行うことが有効である。近年計測技術が急速に進歩し短時間で目的の部材応力や変位を容易に計測することができ、場合によっては計算よりもはるかに早く処理出来る場合もある。場合によってはある時間継続しての応力が記録に残すこともでき、これを使用して実際の走行荷重に依る応力状態を把握することが可能となった。主桁応力ばかりでなく部材の細部の応力集中に関してもある程度実応力を把握することが可能である。

一方、実橋の対しての応力測定は既橋の過去から現在までの使用のされ方からその橋の性状および何らかの変状があれば、それを含めて計測結果に表れてくる研究も進んでいる。

計測方法、計測ヶ所等その目的に適合した実橋計測が重要な意味を持つてくる。

また、多くのデータが計測、蓄積出来れば同様な形式や道路規格に対しある程度の発生応力、変状の推定が可能となる。この様なことから近年各方面で実橋の計測が数多く行われてきている。ここである事例を紹介してその結果より既橋の耐荷力評価の参考にしたい。

ここでは建設省の土研を中心に各地建で行った供用荷重下での応力測定結果を分析する。この活荷重応力測定は橋梁部材に生じる実応力度と交通条件や橋梁の構造特性との関連性や実応力度の日変動特性を検討調査し既設橋の合理的な安全性照査を作成する為の基礎資料を得ることを目的としている物で、既橋の耐荷力評価を行う上で有効な手段である。

4.4.2 実測値を用いた診断法

一般には、実応力度は、着目する部位にひずみゲージを貼りつけ、応力頻度測定を行って求めるが、波形解析には、P V法、R F法等がある。

橋梁構造全体の耐荷力を知るには、曲げ応力度が最大となる支間中央の主桁下フランジに橋軸方向にひずみゲージを貼りP V法を用いて24 h頻度測定し、実応力度を求める。

また、疲労に対する耐久性の評価を行う場合は、対傾構取合部の垂直スチフナーや支承ソールプレートのスミ肉溶接部近傍の下フランジにひずみゲージを貼りR F法を用いて24 h応力頻度測定し、等価応力範囲や累積損傷度を求める。

1)耐荷力に関する検討（応力頻度測定）

応力頻度測定は供用下の橋梁各部材に生じる実応力の実態を把握し、既設橋梁の耐荷力評価手段の合理化のために実施する。

測定の種類

- (1) 24時間応力頻度測定：1日24時間を1単位として橋の部材に作用する応力頻度を測定するもので、ヒストグラムレコーダを使用する。
- (2) Peak - Valley 法：(PV法)極大極小法ともいう。車両通過時に生ずる応力(ひずみ)波形の極大値及び極小値の発生する頻度をそのレベルごとにカウントする。
部材に作用する応力度の最大値を知ることができる。
- (3) Rain - Flow 法：応力(ひずみ)波形から応力範囲の頻度分布を求める手法で、主として疲労に対する耐久性評価に用いる。
- (4) 365日間長期測定：応力頻度測定の最小単位を1日24時間と考え1日に生ずる最大最小応力度及び最大応力範囲を長期に渡り計測順に記録するヒストグラムレコーダを使用する。
- (5) 試験車による走行試験：交通の切れ目を利用して試験車走行させ、測定の対象とする支間を通過するときの部材応力を計測する。

2)応力頻度の測定方法

- ・測定にはヒストグラムレコーダを用いて行う。
- ・供用下における橋梁の各部材における応力をそのピーク値や振れ幅の頻度分布として捕らえようとするものである。
- ・通常の載荷試験で計測される応力(ひずみ)は特定の載荷条件Fにおけるものに限定されるが応力頻度測定では測定期間中におけるあらゆる載荷状態における応力度が含まれる。従って、測定期間を十分に長く取ることができるならば、実際の交通条件下で対象とする橋梁に生じ得るあらゆる載荷条件における応力(ひずみ)測定を行ったことに相当する。

- ・応力頻度データにはその橋梁の交通特性が含まれているが、さらに

- 1)主構造間の荷重分布効果
- 2)部材間の共同作業
- 3)路面のデコボコによる衝撃の影響も同時に測定される

橋梁の部材に発生する応力があるがままの状態で測定することとなる。

ここで得られたDataは、供用下にある橋梁の安全性の評価を行うために十分であると考えられている。

さらに部材の断面積が腐食などにより減少している場合にはその影響も測定され応力度に反映されている。

極大応力度の頻度分布の最大値が目安となり疲労による損傷を考える場合には応力範囲の頻度分布がそのまま部材に与える疲労被害(ダメージ)を表す。

4.4.3 主桁の耐荷力診断の検討例（耐荷力診断）

耐荷力診断方法として、土木研究所が「既設橋梁の耐久性・向上技術に関する調査研究」を昭和61年～63年まで実施し、その結果を、建設省は平成3年3月に「既設構造物の点検・補修システムの開発」報告書をまとめている。

○土木研究所の方法

主桁の耐荷力を調べる場合、次の方法かが用いられている。

交通状況の変化に伴う活荷重の増大や、損傷・劣化に伴う耐荷力の低下による橋梁の安全性の低下を監視する場合

変状監視指標： σ_{\max} および σ_{\max} の n （＝7日）日間平均値（ $\sigma_{1^7\max}$ ）

評価式

$$\sigma_{\max} < \sigma \gamma / \nu - \gamma_d \cdot \sigma_d \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\sigma_{1^7\max} < \sigma \gamma / \nu - \gamma_d \cdot \sigma_d \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\sigma_{1^7\max} < \sigma_{0^7\max} + a_1 \quad (i=1, 2, 3, \dots) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに

σ_{\max} : 日最大応力度の測定値

$\sigma_{1^7\max}$: 計測期間 i における日最大応力度の7日の平均値

$\sigma_{0^7\max}$: 長期監視の開始後最初の7日間の平均値

$\sigma \gamma$: 主桁材料の降伏点

ν : 部材の降伏点に対する安全性を考慮するための係数（仮に1.7）

γ_d : 設計死荷重応力度のばらつきを考慮するための係数（仮に1.0）

σ_d : 設計死荷重応力度

a_1 : $\sigma_{1^7\max}$ のばらつきを考慮するための係数

4.4.4 頻度測定結果に対する照査例

この例は道路の交通規制の前後における橋桁に及ぼす影響を評価した例である。

表-4.1 に実測値結果例を示す。

表-4.1 PVによる実測値

NO	測定時期	実最大応力度 σ_{max} kgf/cm ²			摘 要
		G ₁	G ₂	G ₃	
①	規制前	883	735	420	規制前
②	規制後	604	420	315	規制後
②/①		0.68	0.57	0.75	平均 0.66

(1) 設計時の応力照査

$$(\sigma_s - \sigma_d) / \sigma_{20} \geq 1 \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに σ_s : 主桁下フランジの鋼材の許容応力度(kgf/cm²)

SM50 $\sigma_s = 1,900\text{kg/cm}^2$

σ_d : 主桁下フランジの死荷重応力度 (kgf/cm²)

$\sigma_d = 950\text{kg/cm}^2$

σ_{20} : 主桁下フランジのTL-20の活荷重応力度 (kgf/cm²)

$\sigma_{20} = 800\text{kg/cm}^2$

故に

$$(1900-950)/800=1.18 \geq 1 \quad \text{OK}$$

(2) 既設橋梁の応力照査

$$(\sigma_s - \sigma_d) / \Delta \sigma_{max} \geq 1 \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに $\Delta \sigma_{max}$: 主桁フランジの実最大応力度 (kgf/cm²)

故に

規制前 $(1900-950)/883=1.07 \geq 1 \quad \text{OK}$

規制後 $(1900-950)/604=1.57 \geq 1 \quad \text{OK}$

(3) 土木学会の式

$$\sigma_{\max} < \sigma \gamma / \nu - \gamma_d \cdot \sigma_d$$

故に

規制前	883(3200/1.7-950=932	OK
規制後	602(3200/1.7-950=932	OK

(4) 土木研究所の式

鋼橋6橋の長期の頻度測定結果を統計処理し、実最大活荷重応力度の7日間平均値 $\sigma_1^7 \max$ に対して、母平均とのずれによる誤差は、1.2 している。¹⁾

7日間平均値 $\sigma_1^7 \max$ のデータがないので、ある期間4回のデータを使用する。この場合累計百分率を使用したケースも合わせて示した。

表-4.2 PVによる実測値

測定No.	実最大応力度 σ_{\max} kgf/cm ²			百分率補正 σ_{\max} kgf/cm ²			摘要
	G ₁	G ₂	G ₃	G ₁	G ₂	G ₃	
①	883	735	420	705	580	470	規制前
②	629	504	377	690	500	420	規制後
③	630	420	341	500	420	340	
④	604	420	315	600	455	340	
平均値	686	519	363	623	488	392	

百分率補正は片対数に累積疲労応力頻度百分率をプロットし0.01%のときの数値を求めた。

$$\sigma_{1\max} < \sigma \gamma / \nu - \gamma_d \cdot \sigma_d$$

$$\sigma_{1\max} = 1.2 \times \sigma_1^7 \max$$

ただし今回は $\sigma_1^7 \max$ が測定していないので、表3より $\sigma_1^7 \max$ を用いて計算した。

故に

実最大応力度	1.2×686=823<3200/1.7-950=932	OK
百分率補正	1.2×623=747<3200/1.7-950=932	OK

実測値を用いる最大の特徴は、実応力比 (α) を考慮出来ることである。
以下、実応力比について少し触れる。

4.4.5 実応力比

交通特性や構造特性をもとに α (実応力比) を設定している。

$$\alpha = \Delta \sigma_{\max} / \sigma_{20} \dots\dots\dots (6)$$

ここに α : 実応力比 既設橋梁 $\alpha = 0.75$

新設橋梁 $\alpha = 0.85$

の場合 $\alpha = 883/800 = 1.10$ であるが既設橋梁では、JR は図-4 により
0.75 を使用してよいとしている。

また、図-5 は土木研究所のデータである。

4.4.6 最大値の推定

耐力を評価したり、疲労限についての照査を行う場合、実測値はそのままでは、その実態をつかんでいるものの、最大値といえない場合がある。その時の方法として統計的手法が用いられる。

4. 5 試験車走行に対する実橋応力測定例（S橋におけるトラック載荷時の応力度）

S主桁フランジ部では大きな応力が出ていない。（ $G1 = 50 \sim 150 \text{ kg/cm}^2$
 $G2 = 100 \text{ kg/cm}^2$ $G3 = 50 \sim 130 \text{ kg/cm}^2$ ）にかかわらずスティフナー（コバ面）では 500 kg/cm^2 応力が発生している。

$$\frac{\Delta \sigma_{eg} \text{ (注目点)}}{\Delta \sigma_{ref} \text{ (主桁)}} = 4.0 \quad \text{以上応力集中は4倍程度を示している。}$$

場合によっては増幅率が4倍に達し容易に疲労損傷が発生しうる値を示している。

実際にも損傷が生じている。

実応力の測定からすぐに橋梁各部材の応力集中度を一般的に論ずることは出来ないがデータとして有効かつ説得力があり新しい橋や、補修工事を行う上で生かす必要がある。

その他、その橋各々の特徴から主桁として比較して大きな応力の発生している場所があるとすればその実測データを有効に生かす必要がある。

K高架橋における測定結果（架設 昭和43年）

本橋は横桁および対傾構に主桁に取付ける垂直補剛材の溶接部に疲労き裂が発生しているのがS57年に発見されている。応力計測位置を図-6に示す。

その後RC床版の補強のため主桁間に縦桁の増設を行っている。疲労損傷に対して縦桁の増設がどのように影響を及ぼすかについては不明。

主桁の応力	G1~G8	()は縦桁増設後	……表-1
疲労に対する検討(主桁)	G1~G4	()は縦桁増設後	表-2
垂直補剛材	S1~S3		表-2

図-7はS1における昭和57年と今回の応力頻度データを比較したものであり、縦桁の増設により交通量が増加したにもかかわらず発生する。応力度は著しく低下されていると考えられる。

表-2は応力頻度の測定データから最大応力範囲 $\Delta \sigma_{max}$ 、換算疲労被害EDおよび換算疲労寿命ELを求めたものがある。

57年の測定結果と比較して主桁については交通量の増加に伴ってEDが増加しているが垂直補剛材の場合には逆に大幅に減少している。縦桁とRC床版の補強によりS1で1/80、S2で1/10となり疲労に問題はなくなったとしている。

K、T等4橋の比較、実例

K 高架橋事例

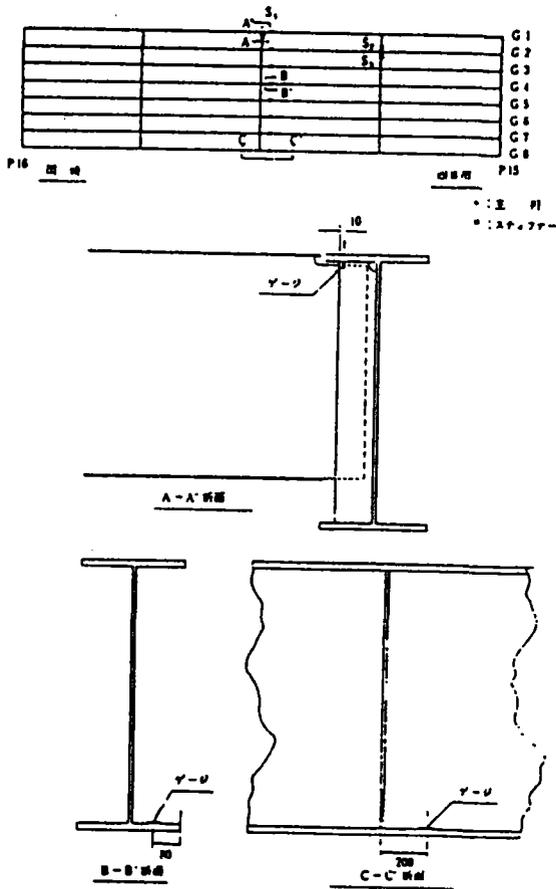


表-1 主桁の応力度 (K高架橋)

(単位: kg/cm²)

ゲージNo	最大応力 σ_{max}	最小応力 σ_{min}	設計活荷重 応力度 σ_{so}	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{so}}$
G1	(472.5) 570	-180	1,200	(0.394) 0.475
G2	(315) 450	-90	1,130	(0.279) 0.398
G3	(367.5) 390	-90	1,130	(0.325) 0.345
G4	330	-120	1,130	0.292
G5	360	-120	1,130	0.319
G6	470	-120	1,130	0.372
G7	480	-120	1,130	0.425
G8	630	-180	1,200	0.557

(注) ()内は昭和57年度に測定された応力度 (取付増設前)

図-6 K高架橋ひずみゲージ貼付位置図

表-2 疲労に対する検討 (K高架橋)

ゲージNo	最大応力変動 $\Delta\sigma_{max}$ (kg/cm ²)	換算疲労被害 ED (1/日)	換算疲労寿命 EL (年)
G1	770	(2.58×10^{-6}) 5.30×10^{-6}	(1062) 517
G2	540	(1.62×10^{-6}) 2.27×10^{-6}	(1691) 1207
G3	480	(1.57×10^{-6}) 2.24×10^{-6}	(1745) 1223
G4	420	1.65×10^{-6}	1660
S1	1080	(1.03×10^{-6}) 1.25×10^{-6}	(2.7) 219.2
S2	1290	(3.30×10^{-6}) 3.12×10^{-6}	(8.3) 87.8
S3	1440	5.65×10^{-6}	48.5

(注) ()内は昭和57年度の測定結果 (取付増設前)

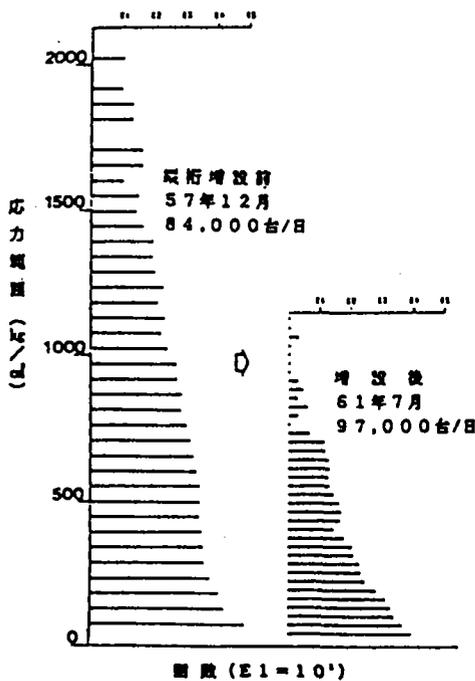
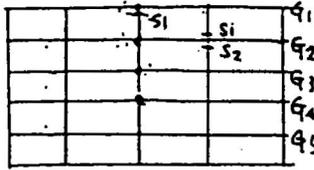
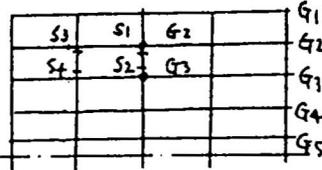
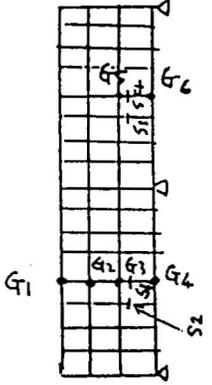
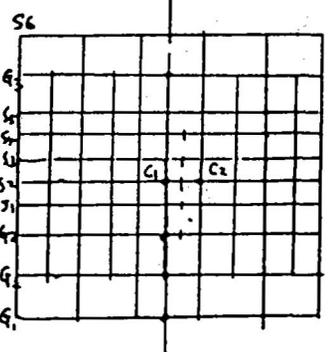


図-7 S-1における縦桁増設後の応力頻度変化

K、T等4橋の比較、実例（疲労に対する検討）

橋梁名称	測定ヶ所	最大応力範囲 $\Delta\sigma_{max}$ kg/cm ²	換算疲労被害 ED (1/日)	換算疲労寿命 EL (年)	備考
K高架	G1	720	5.30×10^{-6}	517	日交通量(汎大型車) 97236台/日 (38755台/日) 
	G2	540	2.27×10^{-6}	1207	
	G3	480	2.24×10^{-6}	1223	
	G4	420	1.65×10^{-6}	1660	
	S1	1080	1.25×10^{-5}	219.2	
	S2	1290	3.12×10^{-6}	87.8	
	S3	1440	5.65×10^{-5}	48.5	
T橋	G2	600	3.34×10^{-6}	820	8650台/日 (2100台/日) 
	G3	540	3.89×10^{-6}	704	
	S1	1400	7.41×10^{-5}	37	
	S2	1500	7.12×10^{-5}	38	
	S3	2400	9.69×10^{-5}	28	
	S4	1050	1.34×10^{-5}	204	
A橋	G1	450	9.87×10^{-7}	2776	14600台/日 (3070台/日) 
	G2	450	7.95×10^{-7}	3446	
	G3	450	5.11×10^{-7}	5361	
	G4	450	5.97×10^{-7}	4589	
	S1	750	1.08×10^{-6}	2536	
	S2	1140	7.70×10^{-6}	356	
	G5	510	1.13×10^{-6}	2425	
	G6	420	7.57×10^{-7}	3619	
	S3	1290	1.23×10^{-5}	223	
S4	1770	1.85×10^{-4}	15 *		
G橋	G1	360	8.28×10^{-8}	33000	
	G2	480	5.47×10^{-7}	5000	
	G3	600	1.14×10^{-6}	2400	
	C1	330	1.19×10^{-8}	138000	
	C2	630	2.11×10^{-6}	1300	
	S1	1320	2.07×10^{-6}	1320	
	S2 (新)	810	2.28×10^{-7}	21000	
	S3	270	6.69×10^{-7}	410000	
	S4 (新)	870	1.30×10^{-6}	2.1 *	
	S5	390	1.41×10^{-6}	1940	
	S6 (外)	300	2.05×10^{-7}	13400	

5. 鋼橋の疲労寿命

5. 1 耐用年数と余寿命

定式化の前提として、構造物が供用を開始してから停止に至るまでの、耐用年数（耐用期間）と、余寿命の関係を示す必要がある。ここでは、その関係を図3.4のように考えることにした。¹⁰⁾

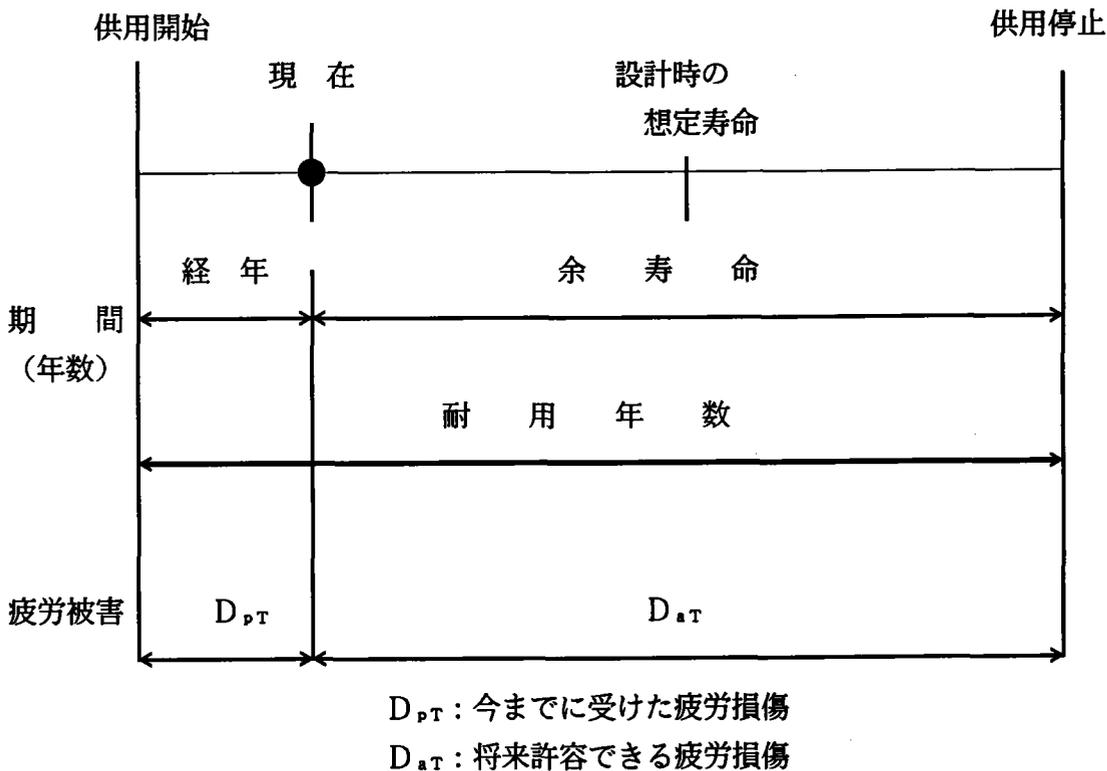


図3.4 鋼橋の寿命・経年図

ここで、「設計時の想定寿命」と「耐用年数」が一致していないのは、評価に用いる条件が異なるためである。すなわち、「設計時の想定寿命」は、設計時に想定した車両の軸重・軸距とその時点の交通量を用いて計算しているが、「耐用年数」は、実働荷重と、その交通状況を用いて算出するのが原則となっているためである。

一般には「実働荷重」の方が「設計荷重」より小さいので、「耐用年数」の方が「設計時の想定寿命」より長寿命となるが、逆に設計時の想定より厳しい条件（例えば、列車本数の増大や軸重の増大）で供用されたとすれば短寿命となる。

即ち、現在までの供用期間中における使用状況が設計時に想定していた使用条件より緩やかであれば、 D_{pT} の値が小さくなり、その分 D_{aT} に余裕ができる。従って、「余寿命」は大きくなってくると言える。

耐用年数の算定は、原則として、実態に即した条件で評価すべきであることから、実働荷重を用いて行う事を原則とする。しかし、過去の荷重や応力履歴が十分に分からない場合が多いことや、将来の走行計画も、現時点における運行状況がそのまま継続されとは限らず、明確でない場合も多い。その場合は、ある仮定のもとに実働応力を算定しなければならないなど、いくつかの面で工夫が必要となる。

5. 2 耐用年数の算定式

耐用年数の算定において疲労損傷を評価する方法としては、前述したように「累積疲労損傷評価」と「破壊力学的評価」の2種類が一般的であるが、ここでは、主に累積疲労損傷としての評価について示す。おおまかな処理の流れを図-3.5 に示す。

(1) 線形累積疲労被害則による評価の基本式

線形累積疲労被害則を用いる方法は、一般に、以下に示すPalmgren-Miner則、あるいは単に Miner則と呼ばれる手法により余寿命を推定する方法である。この手法は以下の仮定に基づいている。

- (i) ある応力レベルにおける疲労損傷の進行は、その応力のみにより一義的に決まり、しかも線形に累積する
- (ii) 各応力レベルにおける疲労損傷の総和が一定値に達すると疲労破壊する。

言い換えれば、ある応力範囲 $\Delta\sigma_1$ を繰返し負荷したとき、繰返し数 N_1 で破壊するような継手では、各荷重サイクルごとに継手は $1/N_1$ の疲労被害を受けることになり、その応力範囲を n_1 回繰返した場合には n_1/N_1 の疲労被害を生じ、この被害の総和が1に達した時に疲労破壊、即ち疲労損傷したとする。即ち、疲労損傷は「疲労損傷度」を(D)とすると、

$$D = \sum (n_1 / N_1) = 1$$

となる場合と考えることができる。

本法則を既存構造物の耐用年数の評価法として用いるには、これまでに累積した疲労傷 $D_{p,T}$ と、将来受けられると考えられる疲労損傷 $D_{a,T}$ に分け、その合計が1になった時疲労破壊、すなわち、疲労損傷したと考えると、

$$D_{p,T} + D_{a,T} = 1$$

として照査式を得ることができる。

5. 3 鋼橋の疲労寿命の計算例

「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」によれば、鋼鉄道橋における疲労損傷度は下式にて表すことができる。

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = \frac{N_{0eq}}{N_0}$$

$$N_{0eq} = \sum_{i=1}^k n_i \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_i \cdot \alpha}{\Delta\sigma_{f0}} \right)^m$$

ここに、 N_0 : 2×10^6 回

$\Delta\sigma_i, n_i$: 変動応力を応力範囲頻度解析した i 番目の応力範囲とその繰返し数

$\Delta\sigma_{f0}$: その継手の 2×10^6 回強度

k : 頻度解析した応力範囲の種類数

m : その継手の $\Delta\sigma$ - N 線図の勾配を決める係数

α : 実応力比 (特に定めない場合は $\alpha=1.0$ とする)

また、今後許容できる疲労損傷度 D_{aT} は下記のとおりとなる。

$$D_{aT} = 1 - D_{pT}$$

また、 D_{aT} は余寿命 T_r を用いて、次のように表すことができる。

$$D_{aT} = (\text{今後受けるであろう疲労損傷度の年間累積}) \times T_r$$

すなわち、

$$D_{aT} = \frac{1}{N_0} \cdot \sum_{i=1}^{k_a} \left\{ n_{aeq(i)} \cdot \left[\frac{\Delta\sigma_{a(l+i)\max(i)} \cdot \alpha}{\Delta\sigma_{f0}} \right]^m \right\} \cdot T_r$$

ここに、 N_0 : 2×10^6

σ_{f0} : その継手の 2×10^6 回強度

$\Delta\sigma_{a(l+i)\max(i)}$: 将来走行する各列車によって生じる最大応力範囲

m : $\Delta\sigma$ - N 線図の勾配を決める係数

$n_{aeq(i)}$: 通過する各列車の最大応力範囲に対する 1 年間当たりの等価繰返し数

k_a : 将来走行することが想定されている列車の種類数

α : 実応力比 (特に定めない場合は $\alpha=1.0$ とする)

$$n_{aeq(i)} = \sum_{j=1}^{nn} \left\{ n_{(i)} \cdot \left[\frac{\Delta\sigma_{(i)}}{\Delta\sigma_{a(l+i)\max}} \right]^m \right\} \cdot N_y$$

$\Delta\sigma_{(i)}, n_{(i)}$: 列車が走行したときに生じる変動応力を頻度解析し、その結果から得られた各応力範囲とその繰返し数

nn : 1 列車が通過したときの頻度解析で得られた応力範囲の数

N_y : 1 年間に通過した列車本数、不明の場合は $N_y = 365 \times n_{ad}$

n_{ad} : 1 日当たりの通過本数

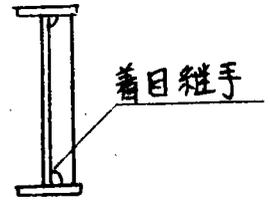
であり、この関係を用いて、式 (9.6.6) から余寿命 T_r を求めると、

$$T_r = \frac{N_0 \cdot (1 - D_{pT})}{\sum_{i=1}^{k_a} \left\{ n_{aeq(i)} \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_{a(l+i)\max(i)} \cdot \alpha}{\Delta\sigma_{f0}} \right)^m \right\}} \quad (\text{余寿命})$$

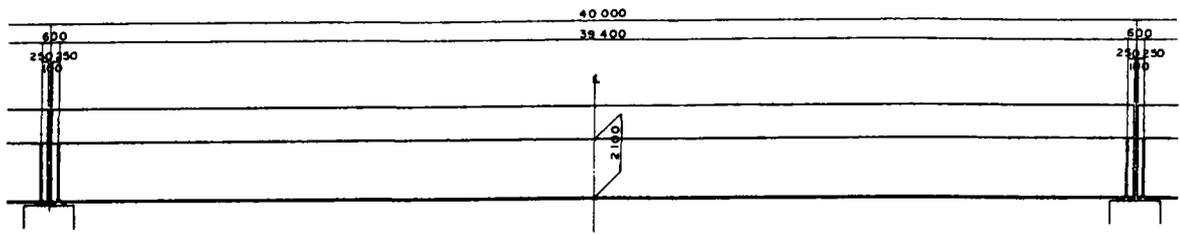
次頁に示す単純合成桁について、前述の式を用い、余寿命を計算する。

計算条件

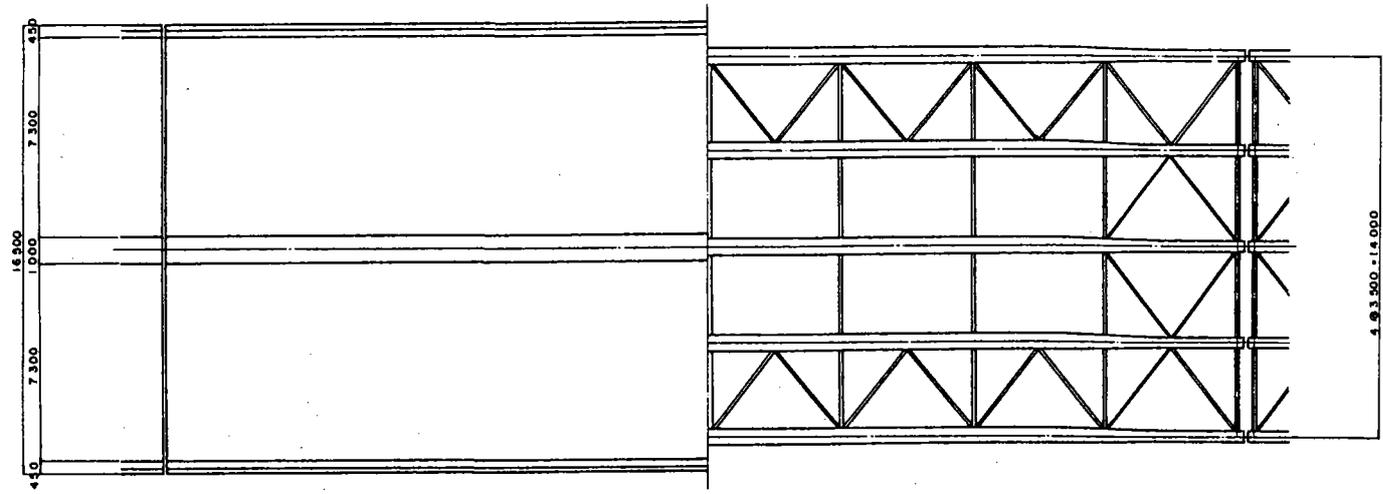
対象部材	外桁支間中央部の断面
着目継手	垂直補剛材の十字溶接継手 (荷重非伝達型)
供用年数	架設後20年経過
腐食状況	腐食により下フランジに最大2mmの断面欠損有り 但し今後は進展しないものとする。 0～10年 ——— 腐食なし 10～20年 ——— 10年間の平均として/mmの断面欠損と仮定
大型車交通量	現在まで 1000台/日/1方向 今後 2000台/日/1方向に増加するものと仮定



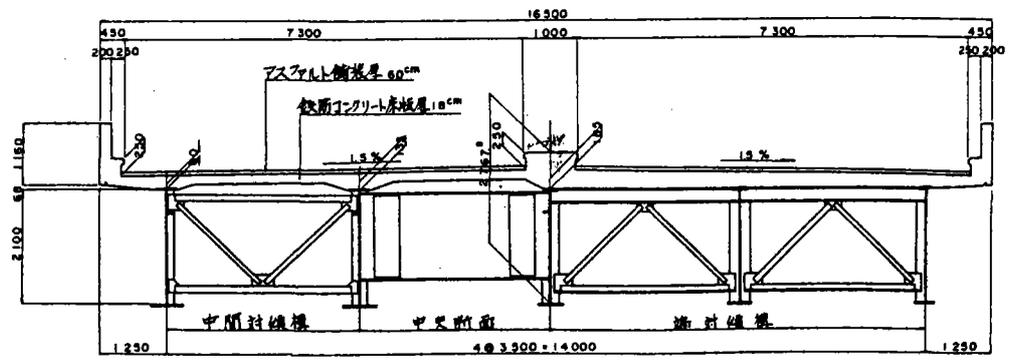
側面図 s. 1/100



平面図



横断面 s. 1/50

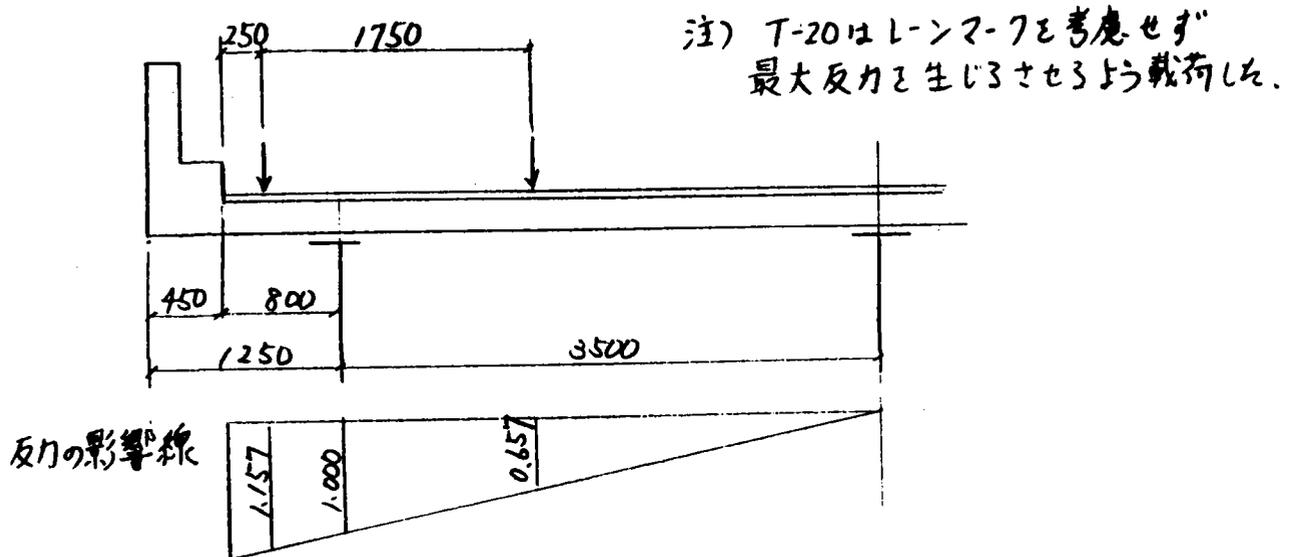


設計条件表

設計荷重	死荷重	鋼	7.850 ^{kg} /cm ²
		鉄筋コンクリート	2.500 ^{kg} /cm ²
	活荷重	橋	2.300 ^{kg} /cm ²
		床板	T-20
衝撃係数	床板・主桁	L-20	1.20/50+L
	水	平道	0.30
風荷重	水	直道	0.10
	鋼	240+450 h = 600 ^{kg} /m	
許容応力度	主桁フランジ	引張応力度	SS41 5M30
		圧縮応力度	1400 ^{kg} /cm ² 1900 ^{kg} /cm ²
	ウェブ	圧縮応力度	1300 ^{kg} /cm ² 1800 ^{kg} /cm ²
		せん断応力度	800 ^{kg} /cm ² 1100 ^{kg} /cm ²
	主桁補剛材	引張応力度	SS41
		圧縮応力度	1400 ^{kg} /cm ²
	横構	引張応力度	0.4+110 1300-0.064 ^{kg} /cm ²
		圧縮応力度	h>110 200000 ^{kg} /cm ²
	その他	釘圧縮応力度	1300-0.6x10 ⁶ ^{kg} /cm ²
		せん断応力度	800 ^{kg} /cm ²
リベット(SV41A)	せん断応力度	280 ^{kg} /cm ²	
	圧縮応力度	2430 ^{kg} /cm ²	
床板コンクリート	引張応力度	302C	
	圧縮応力度	主桁 f _{cc} = 100 ^{kg} /cm ²	
鉄筋	引張応力度	床板 f _{cc} = 80 ^{kg} /cm ²	
	圧縮応力度	SS41 5D30	
その他	適用示方書	鋼道橋設計製作示方書	
		鋼道橋の合成材設計施工指針 首都高速道路公社鋼道橋設計基準 首都高速道路公社人工集積コンクリート 橋梁物設計基準(案)	

疲労照査に用いる代表荷重単位 (T-20) による最大応力範囲、およびその換算載荷回数により着目継手の余寿命を推定する。

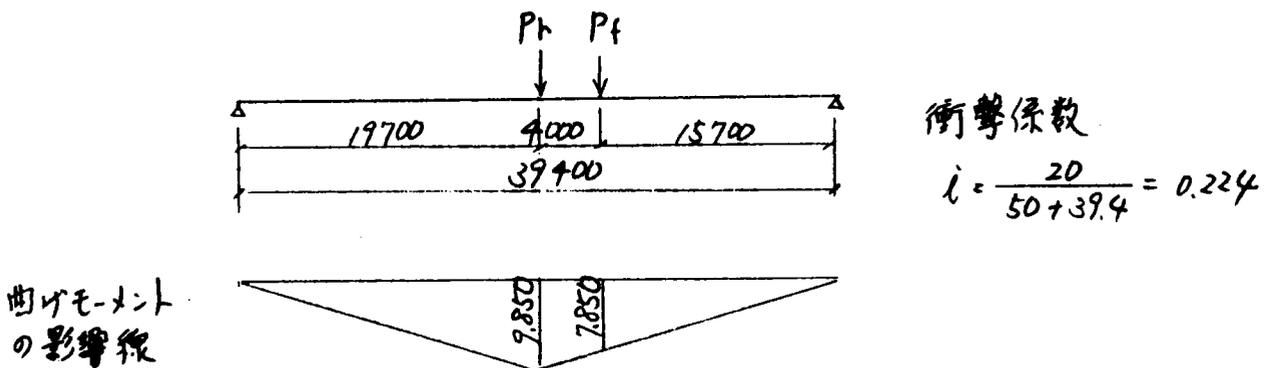
1) T-20による外桁支間中央の曲げモーメント



後輪荷重 $P_r = 8.0 \times (1.157 + 0.657) = 14.512\text{tf}$

前輪荷重 $P_f = 2.0 \times (1.157 + 0.657) = 3.628\text{tf}$

主桁の曲げモーメント



$M_{T20} = (14.512 \times 9.850 + 3.628 \times 7.850) \times 1.224 = 209.8 \text{ tf} \cdot \text{m}$

2) 代表荷重単位 (T-20) の換算載荷回数

注)1

現在まで $1000 \times 0.8 = 800 \text{ 台/日/1方向}$

今後 $2000 \times 0.8 = 1600 \text{ 台/日/1方向}$

注)1 「鋼道路橋の疲労照査のための荷重に関する研究」

(構造工学論文集 Vol136A 1990/3月) より 0.8倍とする。

G-1 SECT-3 (腐食代 1mmの場合)

(1) インプットデータ

Ms = 491.10 tf·m Mv = 592.10 tf·m Mvd = 143.60 tf·m
 S = 16.20 tf σck = 300 kgf/cm² ハンチ高 = 80mm
 Lu = 4925.0 mm

(2) 合成前 (鋼種仕様 [道示])

材質	断面	Acm ²	Y cm	A*Y cm ³	Ix cm ⁴
1-床版	3000 * 180	Ac=5400.00			Ic= 2,759,233
(SM490YB)1-U. FLG PL.	370 * 22	81.40	106.10	8,637	916,369
(SM490YA)1-WEB PL.	2100 * 11	231.00			848,925
(SM490YB)1-L. FLG PL.	670 * 31	207.70	106.55	22,130	2,358,165
		As= 520.10		-13,493	4,123,459 -349,967
					IS=3,773,492
					δs=A*Y/As= -25.94 cm
					Ysu=Hw/2+Tu-δs=133.14 cm
					YsL=Hw/2+TL+δs= 82.16 cm

(3) 合成後 (N=7)

D =Hw/2+Tc/2+Th-δs = 147.94 cm Vcu=Dc+Tc/2 = 68.58 cm
 Dc=D*As/(As+Ac/n) = 59.58 cm Vcl=Vsu=Ysu-Ds = 44.78 cm
 Ds=D-Dc = 88.36 cm Vsl=Ysl+Ds = 170.52 cm
 Iv=Is+As*Ds 2+Ic =10,593,400 cm⁴

(4) 曲げ応力度(kgf/cm²)

	σcu	σcl	σsu	σsl
1. 合成前			-1733	1069
許容応力度			(-2048)	
2. 合成後	-54.8	-35.8	-250	953
3. クリープ	4.3	0.7	-112	21
4. 乾燥収縮	6.1	7.7	-258	47
5. 温度差	-3.8	-7.5	-199	36
6. 1+2	-54.8	-35.8	-1983	2022
許容応力度	(-85.7)	(-85.7)	(-2100)	(2100)
7. 1+2+3+4	-44.4	-27.4	-2353	2090
許容応力度	(-85.7)	(-85.7)	(-2415)	(2100)
8. 1+2+3+4+5	-48.2	-34.9	-2552	2126
許容応力度	(-98.6)	(-98.6)	(-2730)	(2415)
9. 降伏の照査	-93.7	-64.6	-3279	3238
許容応力度	(-180.0)	(-180.0)	(-3600)	(3600)

(5) せん断応力度 & 合成応力度

τ =S*1000/Aw= 70 kgf/cm² < τa= 1200 kgf/cm²
 (σw/σta)² + (τ/τa)²=0.933 < 1.2

(6) ジベルの水平力 & 弾性荷重

	クリープ	乾燥収縮	温度差
ジベルの水平力(kgf)	15,472	36,201	28,033
弾性荷重 (/cm)	0.294E-06	0.675E-06	

$$\Delta \delta_{max} = \frac{209.8 \times 10^5}{10593400} \times (170.52 - 3.1 - 3.5) = 325 \text{ kgf/cm}^2 = 31.8 \text{ Mpa}$$

G-1 SECT-3 (腐食代 2mmの場合)

(1) インプットデータ

Ms = 491.10 tf・m Mv = 592.10 tf・m Mvd = 143.60 tf・m
 S = 16.20 tf σck = 300 kgf/cm² ハンチ高 = 80mm
 Lu = 4925.0 mm

(2) 合成前 (鋼種仕様 [道示])

材質	断面	Acm ²	Y cm	A*Y cm ³	Ix cm ⁴
1-床版	3000 * 180	Ac=5400.00			Ic= 2,678,033
(SM490YB)1-U.FLG PL.	370 * 22	81.40	106.10	8,637	916,369
(SM490YA)1-WEB PL.	2100 * 11	231.00			848,925
(SM490YB)1-L.FLG PL.	670 * 30	201.00	106.50	21,407	2,279,944
As = 513.40				-12,770	4,045,238
					-317,547
δs = A*Y/As = -24.87 cm					
Ysu = Hw/2 + Tu - δs = 132.07 cm					IS = 3,727,691
Ysl = Hw/2 + TL + δs = 83.13 cm					

(3) 合成後 (N=7)

D = Hw/2 + Tc/2 + Th - δs = 146.87 cm Vcu = Dc + Tc/2 = 67.69 cm
 Dc = D * As / (As + Ac/n) = 58.69 cm Vcl = Vsu = Ysu - Ds = 43.89 cm
 Ds = D - Dc = 88.18 cm Vsl = Ysl + Ds = 171.31 cm
 Iv = Is + As * Ds² / Ic = 10,397,800 cm⁴

(4) 曲げ応力度 (kgf/cm²)

	σcu	σcl	σsu	σsl
1. 合成前			-1726	1045
許容応力度			(-2048)	
2. 合成後	-55.1	-35.8	-251	932
3. クリーブ	4.3	0.7	-112	20
4. 乾燥収縮	6.1	7.7	-258	46
5. 温度差	-3.8	-7.5	-199	35
6. 1+2	-55.1	-35.7	-1990	2071
許容応力度	(-85.7)	(-85.7)	(-2100)	(2100)
7. 1+2+3+4	-44.7	-27.3	-2360	2140 <OUT>
許容応力度	(-85.7)	(-85.7)	(-2415)	(2100)
8. 1+2+3+4+5	-48.5	-34.8	-2559	2177
許容応力度	(-98.6)	(-98.6)	(-2730)	(2415)
9. 降伏の照査	-94.2	-64.4	-3289	3316
許容応力度	(-180.0)	(-180.0)	(-3600)	(3600)

(5) せん断応力度 & 合成応力度

τ = S * 1000 / Aw = 70 kgf/cm² < τa = 1200 kgf/cm²
 (σw/σta)² + (τ/τa)² = 0.982 < 1.2

(6) ジベルの水平力 & 弾性荷重

	クリープ	乾燥収縮	温度差
ジベルの水平力(kgf)	15,503	36,165	28,000
弾性荷重 (/cm)	0.296E-06	0.677E-06	

$$\Delta \delta_{max} = \frac{209.8 \times 10^5}{10397800} \times (171.31 - 3.0 - 3.5) = 333 \text{ kgf/cm}^2 = 32.6 \text{ Mpa}$$

4) 余寿命の予測

建設時から現在までの疲労損傷度の計算

継手の 2×10^6 回強度と疲労損傷度が等価となる繰返し数

$$\begin{aligned}
 N_{eq} &= \sum_{i=1}^k n_i \left(\frac{\sigma_{ia}}{\Delta \sigma_{fo}} \right)^m \\
 &= \overset{\text{台/1桁}}{800} \times \overset{\text{日}}{365} \times \overset{\text{年}}{10} \times \left(\frac{31.1}{80} \right)^3 + 800 \times 365 \times 10 \times \left(\frac{31.8}{80} \right)^3 \\
 &= 3.549 \times 10^5
 \end{aligned}$$

$$DPT = \frac{N_{eq}}{N_0} = \frac{3.549 \times 10^5}{2 \times 10^6} = 0.177$$

ここに m : 疲労設計曲線の傾きを表す指数で3とする。

$\Delta \sigma_{fo}$: 荷重非伝達型の十字溶接継手の強度等級

今後受ける T-20 荷重による最大応力範囲に対する1年間当たりの等価繰返し数

$$n_{aeg} = 365 \times 2000 \times 0.8 = 5.84 \times 10^5$$

疲労余寿命 T_r の予測

$$\begin{aligned}
 T_r &= \frac{N_0 (1 - DPT)}{\sum_{i=1}^{ka} \left\{ n_{aeg}(i) \left(\frac{\Delta \sigma_{max}(i)}{\Delta \sigma_{fo}} \cdot \alpha \right)^m \right\}} \\
 &= \frac{2 \times 10^6 (1 - 0.177)}{5.84 \times 10^5 \times \left(\frac{32.6}{80} \right)^3} = 41.7 \rightarrow 42 \text{ 年}
 \end{aligned}$$

注) 本計算例は参考値であり、疲労損傷度等の計算値は適切な値であることが前提である。

腐食がない場合（建設時から20年間腐食による断面欠損がなかったと仮定）についての余寿命を計算する。

20年間の疲労損傷度の計算

$$\begin{aligned}
 N_{eq} &= \sum_{i=1}^k n_i \left(\frac{\sigma_{id}}{\Delta \sigma_{f0}} \right)^m \\
 &= 800 \frac{\text{台/日/1方向}}{\text{日}} \times 365 \text{ 日} \times 20 \text{ 年} \times \left(\frac{31.1}{80} \right)^3 \\
 &= 3.431 \times 10^5 \\
 DPT &= \frac{N_{eq}}{N_0} = \frac{3.431 \times 10^5}{2 \times 10^6} = 0.172
 \end{aligned}$$

今後の大型車交通量は 2000 台/日/1方向とすると

$$n_{aeq} = 365 \times 2000 \times 0.8 = 5.84 \times 10^5$$

疲労余寿命 T_h の予測

$$\begin{aligned}
 T_h &= \frac{N_0 (1 - DPT)}{\sum_{i=1}^k \left\{ n_{aeq}(i) \left(\frac{\Delta \sigma_{\alpha \max}(i)}{\Delta \sigma_{f0}} \cdot \alpha \right)^m \right\}} \\
 &= \frac{2 \times 10^6 (1 - 0.172)}{5.84 \times 10^5 \left(\frac{31.1}{80} \right)^3} = 48.3 \rightarrow 48 \text{ 年}
 \end{aligned}$$

大型車交通量が将来も 1000 台/日/1方向と仮定した場合

$$n_{aeq} = 365 \times 1000 \times 0.8 = 2.92 \times 10^5$$

$$T_h = \frac{2 \times 10^6 (1 - 0.172)}{2.92 \times 10^5 \left(\frac{31.1}{80} \right)^3} = 96.5 \rightarrow 97 \text{ 年}$$

5. 4 腐食部材の継手の疲労強度

一般に、計算では構造物に腐食が起こらないように配慮しており、一部の部材を除いては、強度の照査にはあまり腐食の程度を考慮していない。

維持管理における疲労寿命の評価も、断面欠損の影響は考慮しているものの、腐食による疲労強度の低下は考慮されていない場合が多い。この理由として、通常、構造物は適切に塗装管理がなされていること、また、実橋として使用してきた古桁を用いた疲労試験から、腐食部材に生じる疲労き裂は、局部的に浸食した腐食の深い位置で発生したとしても、途中で停止し、最終破断は最小断面部で起こることが確かめられている。従って、腐食部材の疲労は実構造物で考える限り、局部的は凹凸のみにとらわれて評価する必要はないものと思われる。しかし、実際の構造物の腐食部材で最小断面部（断面欠損やリベット孔のある断面）に局部的に深い腐食があり、そこからき裂が発生する場合はないとはいえないので、このことに対する配慮は必要である。さらに一旦き裂が発生すると破断には至らなくても水の進入による腐食の問題もある。従って、腐食の影響については十分解らない面もあるが、少なくとも、評価が危険側に成らないようにするため、腐食の程度をある程度考慮した $\Delta\sigma-N$ 線図を用いて評価することにした。

1) 腐食部材を放置した場合の疲労寿命の予測

前項で計算した橋梁について腐食部材をそのまま放置した場合、母材断面の継手区分をE継手と考え、余寿命を求める。

$$\Delta\sigma_{max} = \frac{209.8 \times 10^5}{10397800} \times 171.31 = 346 \text{kgf/cm}^2 = 33.9 \text{Mpa}$$

建設時より現在までの疲労損傷度を前項の計算例より $D_{pt}=0.177$ とすると疲労余寿命 T_r は下記と予測される。

$$T_r = \frac{N_0 (1 - D_{PT})}{\sum_{i=1}^{k_a} \left\{ n_{aeq}(i) \left(\frac{\Delta\sigma_{max}(i)}{\Delta\sigma_{f_0}} \cdot \alpha \right)^m \right\}}$$

$$= \frac{2 \times 10^6 (1 - 0.177)}{5.84 \times 10^5 \times \left(\frac{33.9}{80} \right)^3} = 37.0 \text{年}$$

注) 余寿命の計算で主桁の下フランジの腐食が今後もさらに進展する場合はその分も考慮する必要がある。

6. 耐力・余剰耐力の診断に関する新システムによる調査事例

6. 1 調査目的

この例はA荷重の適用に伴う補強の要否を判断すると同時に、疲労に対する余剰耐力の検討を新しく開発された処理システムを利用して行った事例を紹介する。

6. 2 検討項目

- (1) 実働応力把握のための実橋測定
 - ① 試験車測定
 - ② 実交通下での応力頻度測定
- (2) 実応力比を算定するための構造解析シミュレーション
- (3) 主要部材の耐力評価
- (4) 疲労に対する余寿命評価

6. 3 調査方法

6.3.1 実橋測定方法

(1) 測定箇所

応力測定は断面照査を行う各主要部材にひずみゲージを貼って公称応力を測定する。

(2) 調査に用いた荷重

① 重量が判っている試験車（ラフター車）

調査に用いた試験車の軸重、軸距は図3. 2に示す。

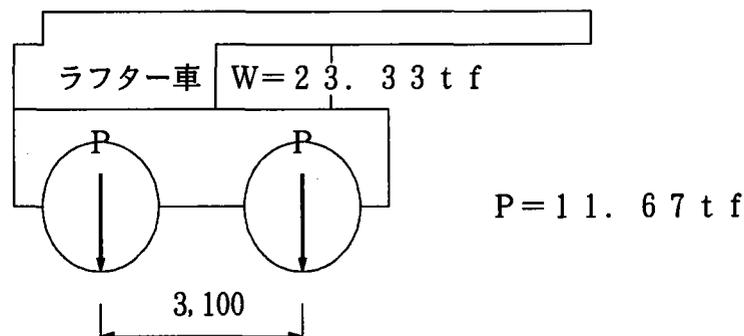


図3. 2 調査に用いた試験車（ラフター車）の軸重・軸距

② 平日の実交通下の応力頻度

(3) 測定方法

試験車測定の着目箇所のデータ収録は、図 3. 3 に示すように 3 つの荷重ケースについて行った。

また、実交通下の頻度は着目箇所のうち代表的箇所について応力頻度測定により行った。なお、応力頻度測定はピークバレー法およびレインフロー法で収録した。また、収録時間は 24 時間とした。

これらの応力頻度測定は、 $\pm 1200 \mu$ ひずみ ($\pm 2520 \text{ kgf/cm}^2$) を 80 スライスとして収録 (1 スライス当たり 30μ ひずみ = $6.2 \text{ MPa} = 63 \text{ kgf/cm}^2$) した。

ピークバレー法：極大極小法ともいい、車輛通過時に生じる応力波形の最大値 (Peak) および極小値 (Valley) の発生する頻度をその応力のレベル毎にカウントする方法であり、部材に作用する引っ張り、圧縮それぞれの応力の最大値を知るものである。

レインフロー法：レインフロー法 (RAIN FLOW) は雨垂れ法ともいい、応力-ひずみ曲線のヒステリシスループ (閉じたループ) に着目し、その応力振幅頻度を数える方法である。
この方法は、主に疲労の評価を行う時に用いる。

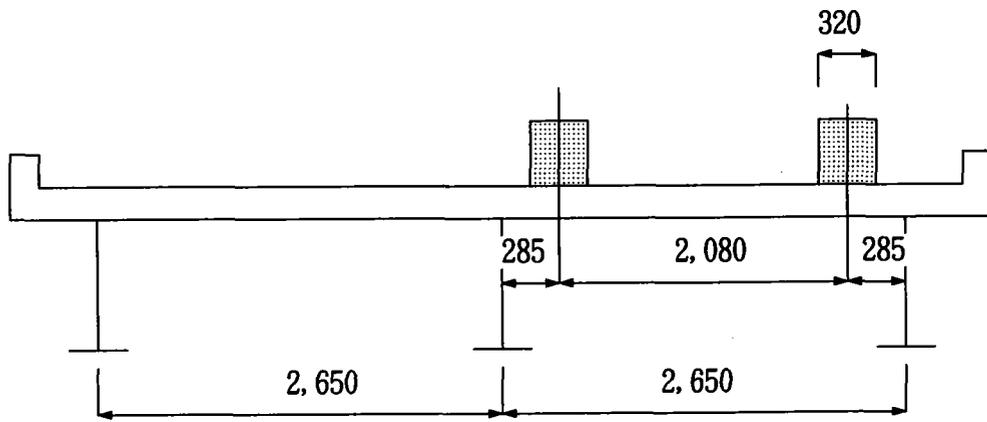


図 3. 3(a) 試験車載荷方法 (下流側載荷)

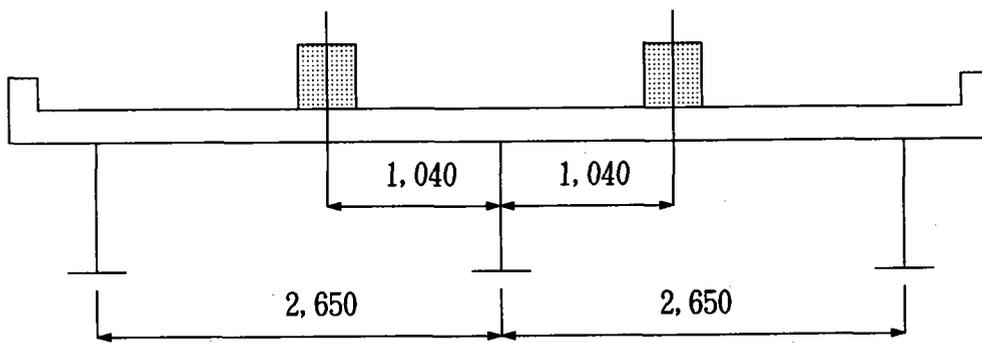


図 3. 3(b) 試験車載荷方法 (中央載荷)

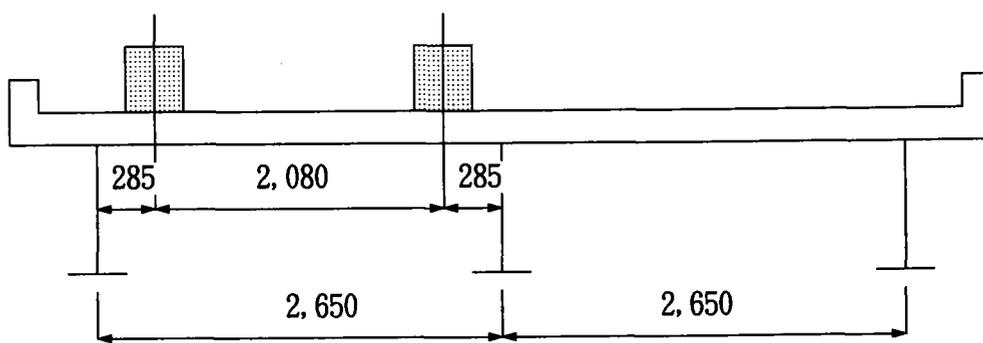


図 3. 3(c) 試験車載荷方法 (上流側載荷)

(4) 測定機器

測定に用いた機器一覧表を表 3. 2 に示す。

表 3. 2 測定機器一覧表

品 名	製 作 所	形 式	性 能
BMC SySTEM	BMC	橋守-Ⅱ	チャンネル数:16
頻度計	共和電業	RHS-500C	チャンネル数: 8
光学式変位計	BMC	たわみ、横振れ測定	チャンネル数: 2
パソコン	NEC	PC-9801NS/A , 9821Ne3	3.5" FD, 340MBHD
ひずみゲージ	共和電業	KFW-5-120-C1-11L1M2R	ゲージ長:5mm
BMCブリッジ	BMC		
延長ケーブル	BMC		

(5) 測定作業の流れ

測定作業の流れを図 3. 4 に示す。

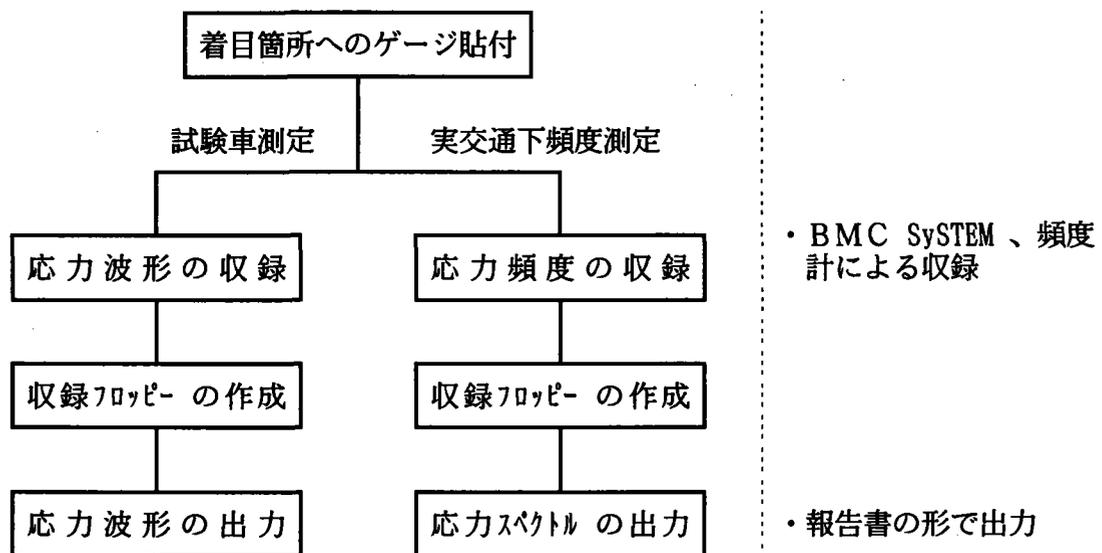


図 3. 4 測定作業の流れ

6.3.2 構造解析

構造解析は、BMCシステムの载荷シミュレーションプログラムを用いて行った。
 なお、载荷荷重は、設計活荷重および試験車载荷時の部材力を算定するために行った。
 設計活荷重は当橋の設計荷重である TL-14 および平成 6 年 2 月に改訂された A 活荷重について行った。

橋梁名	
図面番号	

モデル図

B M C SYSTEM

解析番号	<input type="checkbox"/>
解析条件	
解析荷重	

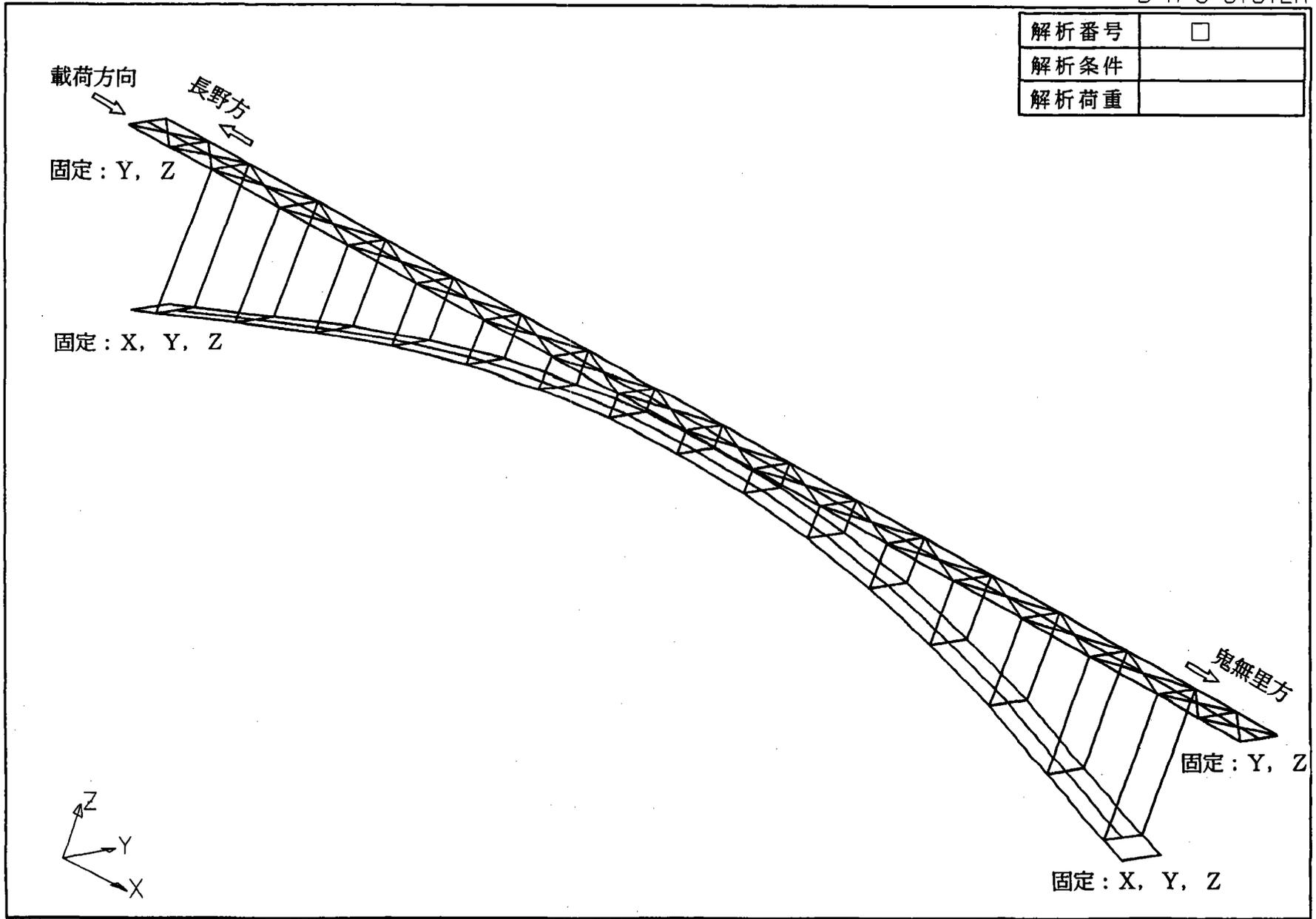


図 3. 5 構造解析モデル、解析条件

表4.1 設計荷重（A活荷重）に対する評価

(単位: Mpa)

部	材	ゲージ No.	死荷重応力度 (A)	活荷重応力度 (B)	試験車載荷時の部材力 (C)	設計荷重載荷時の部材力 (D)	E=D/C	F=B×E	衝撃による応力度 (G)	合計 H=A+F+G	許容応力度	判定
端縦桁 (S1)	上フランジ	①	- 73.5	7.7	15.1	22.5	1.49	11.5	3.8	- 58.2	- 176.4	OK
	下フランジ	②	76.7	32.8	15.1	22.5	1.49	48.9	16.3	141.9	186.2	OK
端縦桁 (S2)	上フランジ	③	- 56.2	3.5	16.3	23.9	1.47	5.1	1.7	- 49.4	- 176.4	OK
	下フランジ	④	59.3	25.6	16.3	23.9	1.47	37.6	12.6	109.5	186.2	OK
中間縦桁 (S1)	上フランジ	⑤	- 52.1	7.3	10.1	16.5	1.63	11.9	4.1	- 68.1	- 176.4	OK
	下フランジ	⑥	52.1	32.9	10.1	16.5	1.63	53.6	18.4	124.1	186.2	OK
中間縦桁 (S2)	下フランジ	⑦	53.0	16.7	10.8	16.8	1.56	26.1	9.0	88.1	186.2	OK
中間横桁	下フランジ	⑧	77.6	15.7	13.8	16.1	1.17	18.4	6.3	102.3	186.2	OK
7-チ(ℓ/4点:下流側)	上フランジ	⑨	- 54.4	- 27.2	84.8	244.0	2.88	- 78.3	- 9.2	- 136.0	- 155.5	OK
	下フランジ	⑩	61.3	20.0	84.8	244.0	2.88	57.6	6.8	125.9	186.2	OK
7-チ(ℓ/2点:下流側)	上フランジ	⑫	- 57.3	- 11.4	77.1	150.0	1.95	- 22.2	- 2.6	- 76.5	- 155.5	OK
	下フランジ	⑬	64.1	16.6	77.1	150.0	1.95	32.4	3.8	100.6	186.2	OK
端部垂直材	—	⑭、⑮	- 25.9	*- 12.0	17.4	41.3	2.37	- 28.4	- 9.8	- 64.1	- 53.4	OUT
ℓ/4点垂直材	—	⑯、⑰	- 28.6	*- 21.9	8.0	10.6	1.33	- 29.1	- 10.0	- 67.2	- 58.6	OUT

注) 1. *: 垂直材の応力については、2次応力の成分を除いた面内応力の値を用いている
 2. 実応力比は考慮していない。

表4. 2 実働応力を用いた作用最大応力の推定

(単位: MPa)

測定位置(部材、部位)	ゲージ No.	頻 度 測 定			設 計 荷 重			A / B
		死荷重	活荷重	合計 A	死荷重	活荷重	合計 B	
端継桁(S1)下フランジ応力度	②	76.7	49.4	126.1	76.7	38.6	115.3	1.09
端継桁(S2)上フランジ応力度	③	-56.2	18.5	-37.7	-56.2	4.0	-52.2	0.72
端継桁(S2)下フランジ応力度	④	59.3	49.4	108.7	59.3	29.7	89.0	1.22
中間継桁(S2)下フランジ応力度	⑦	53.0	30.9	83.9	53.0	16.0	69.0	1.22
中間継桁下フランジ応力度	⑧	77.6	43.2	120.8	77.6	16.9	94.5	1.28
アーチ部材(L/4点:下流側)上フランジ応力度	⑨	-48.5	-57.8	106.3	-48.5	-57.1	105.6	1.01
アーチ部材(L/4点:下流側)下フランジ応力度	⑩	61.6	24.7	86.3	61.6	42.0	103.6	0.83
アーチ部材(L/2点:下流側)上フランジ応力度	⑫	-51.7	-24.7	-76.4	-51.7	-16.4	-68.1	1.12
アーチ部材(L/2点:下流側)下フランジ応力度	⑬	64.4	30.9	95.3	64.4	23.9	88.3	1.08
端部垂直材応力度(下流側、長野方)	⑭	-25.9	-61.7	-87.6	-25.9	*-47.3	-73.2	1.20
L/4点垂直材応力度(下流側、長野方)	⑯	-28.1	-64.2	-92.3	-28.1	*-30.5	-58.6	1.58
L/4点垂直材応力度(下流側、鬼無里方)	⑰	-28.1	-37.0	-65.1	-28.1	*-26.4	-54.5	1.19
アーチ部材(L/2点:上流側)上フランジ応力度	⑳	-51.7	-51.4	-103.1	-51.7	-16.4	-68.1	1.51
アーチ部材(L/2点:上流側)下フランジ応力度	㉑	64.4	30.7	95.1	64.4	23.9	88.3	1.08

- 注) 1. *: 垂直材の応力度は検出した実働応力をそのまま設計荷重に換算している。
 (頻度測定値は2次応力を含んでおり、2次応力の成分を除くことができないため)
 2. 活荷重応力度には衝撃による応力度を含めた。

6.3.3 耐力評価

主要部材のうち各代表的な部材について耐力を示すものとした。具体的には試験車を走行させ、その時の各部材に作用する応力の測定結果をベースに、構造解析結果からの TL-14、A活荷重および試験車載荷時の部材力を算出し、これを当時の設計における許容応力と照査する方法を用いて耐力評価を行った。図3.5に耐力評価の流れを示す。

また、設計時に想定した作用応力をどの程度上回るものがあるかから耐力面での余裕を調べた。さらに、余剰耐力の面では、頻度測定結果を用いて累積疲労の面から、き裂の発生が余剰耐力に影響を与えるものとして、累積疲労損傷度(D)を求めてみた。

また、実交通下の頻度測定結果からどの程度の荷重が載荷されているか検討した。

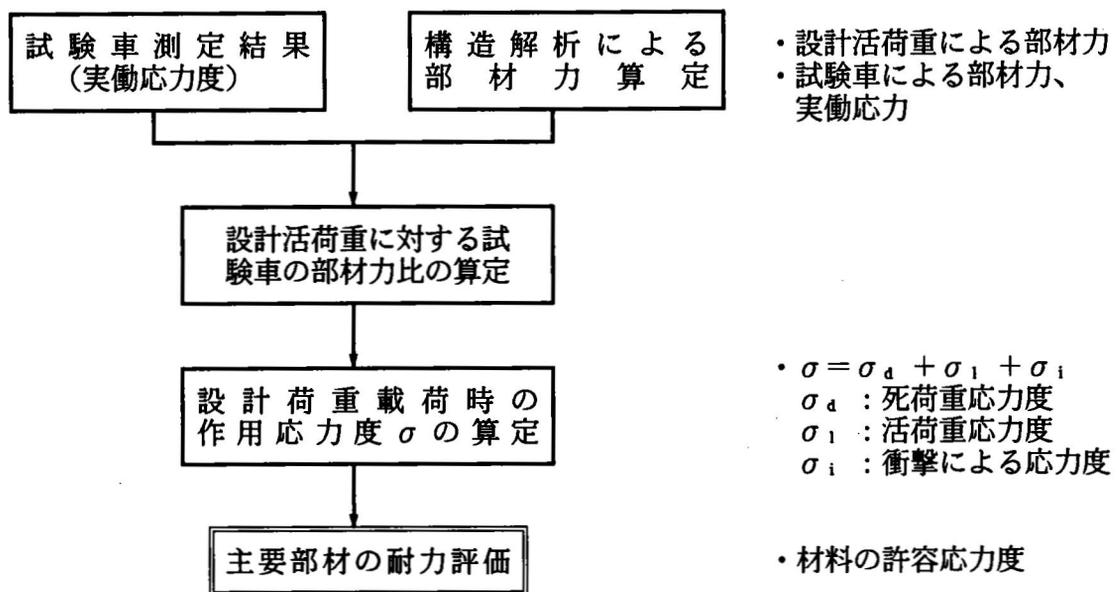


図3.5 耐力評価の流れ

6.4 検討結果の例

- (1) 設計荷重に対する照査 (表4.1)
- (2) 試験車における実測波形 (図4.1)
- (3) 実働応力を用いた作用最大応力の推定 (表4.2)
- (4) 構造解析シミュレーションを得られた波形 (図4.2)
- (5) 応力頻度測定結果 (図4.3)
- (6) 余寿命の推定曲線 (図4.4)

応力頻度解析および疲労損傷度

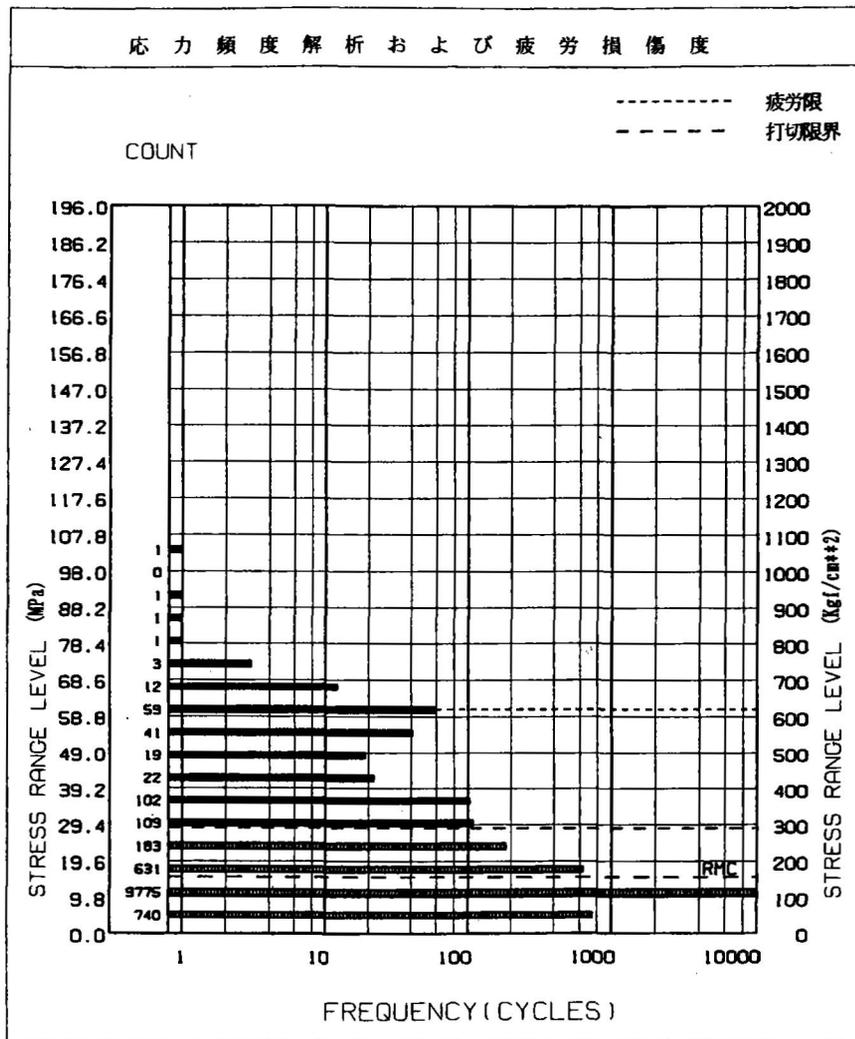


図 4. 3

応力頻度測定結果

疲労損傷に対する劣化曲線

処理項目	継手強度	ゲージNo
疲労損傷の劣化曲線	80MPa	23

B M C SYSTEM

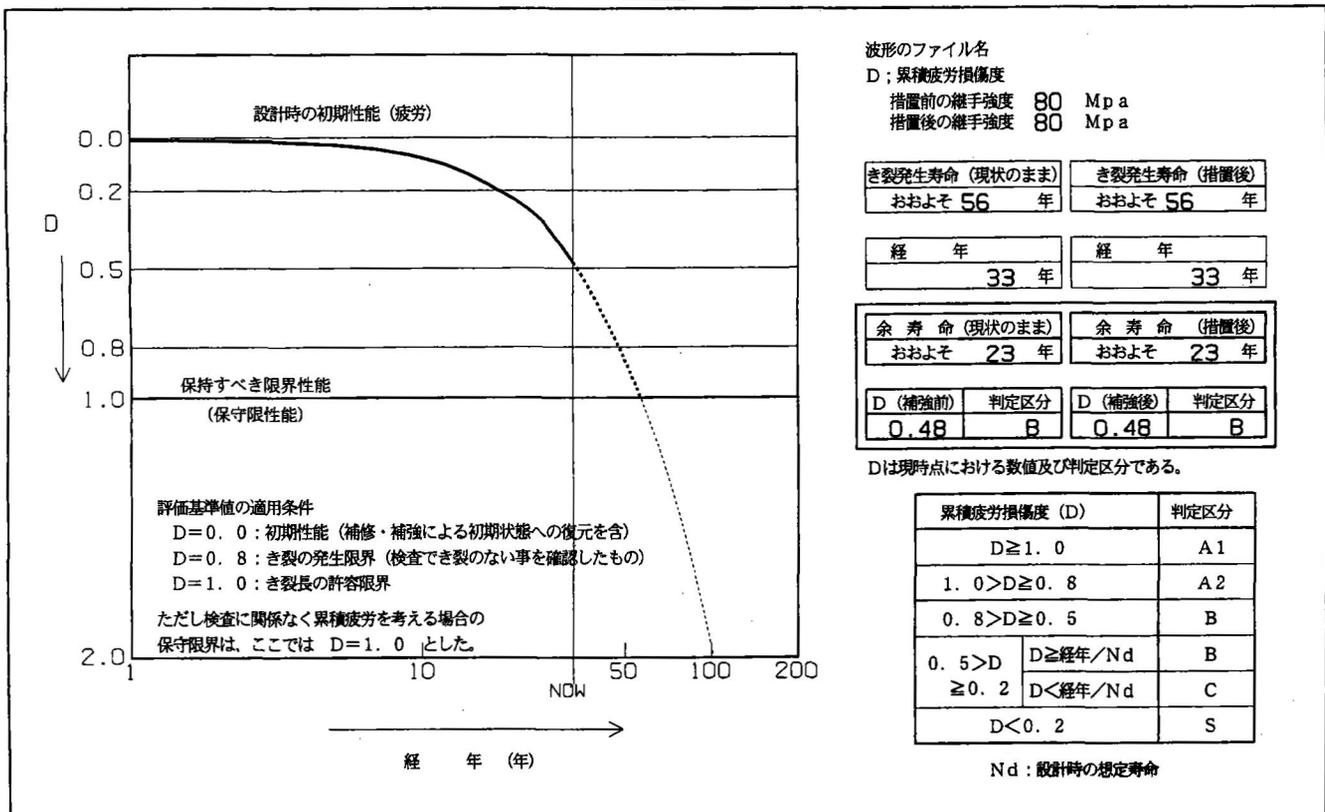


図 4. 4 余寿命の推定曲線

参 考 文 献

- 1) 建設省；「既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）」、H6.5 ……次頁以下に添付
- 2) 財団法人鉄道総合技術研究所；「建造物の保守管理の標準」
- 3) 道路協会；「鋼道路橋（プレートガーダーおよびトラス）供用荷重算定指針」、S45.11
- 4) 建設省土木研究所；「鉄筋コンクリートT桁橋耐荷力算定」、S52
- 5) 日本鋼構造協会；疲労設計指針（案）、1989.11
- 6) 土木学会；土木構造物の保守標準（案）、鋼構造物・同解説、1987.3
- 7) 三木、杉本、宮崎、森；鋼道路橋の疲労照査のための荷重に関する研究、鋼構造工学論文集 Vol.36A（1990年3月）
- 8) 国広、太田；交通荷重の実態と道路橋への影響に関する一研究、土木研究所資料第626号、橋梁研究室、昭和45年10月
- 9) 国広、朝倉；設計活荷重と橋梁の耐荷力に関する研究－通行自動車荷重の実態と橋梁の通行許可限度重量の算定－、土木研究所資料第785号、橋梁研究室、昭和47年11月
- 10) 藤原、村越、田中；活荷重応力度測定結果を用いた既設橋梁の安全照査の検討、鋼構造工学論文集 Vol.37A（1991年3月）、pp.1189～1197
- 11) 藤原、岩崎、田中；限界状態設計法における設計活荷重に関する検討、土木研究所資料第2539号1988年1月、建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室
- 12) 建設省土木研究所；既設橋梁の耐久評価・向上技術に関する調査研究Ⅲ、土木研究所資料第2682号

既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）

平成5年5月

－ 目 次 －

1. 既設橋梁の耐荷力実証量（案）の目的	1
2. 摘要の範囲	〃
3. 照査の構成	2
4. 照査の準備	9
4. 1 橋梁諸元等の調査	〃
4. 2 橋梁点検	13
4. 3 照査用係数の計算	15
5. 上部構造主要部材の照査	22
5. 1 供用荷重照査Ⅰ	〃
5. 2 詳細調査および損傷の影響度の把握	〃
5. 3 供用荷重照査Ⅱ	〃
5. 4 対応優先順位の設定	27
6. 支承の照査	28
6. 1 支点反力の照査	〃
6. 2 対応優先順位の設定	〃
7. 下部構造の照査	〃
7. 1 対応優先順位の設定	〃
8. 床版の照査	〃
8. 1 対応優先順位の設定	〃
9. 床組の照査	〃
9. 1 供用荷重照査	〃
9. 2 対応優先順位の設定	〃
10. 照査後の対応	〃

別紙－2 [参考資料] 断面力 α 、 β の計算式

1. 既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）の目的

既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）（以下、本要領と呼ぶ）は、物流の合理化等への対応に伴い定められた新設計活荷重暫定案に対し、既設橋梁の補修・補強の必要性の有無を判定する際の参考とするためのものである。

なお、本要領に基づき得られる照査結果は、あくまで補修・補強の必要性の目安を示すものであり、実際に補修・補強を行うかどうかは、各道路管理者が橋梁の損傷程度や交通の状況等から総合的に判断する必要がある。

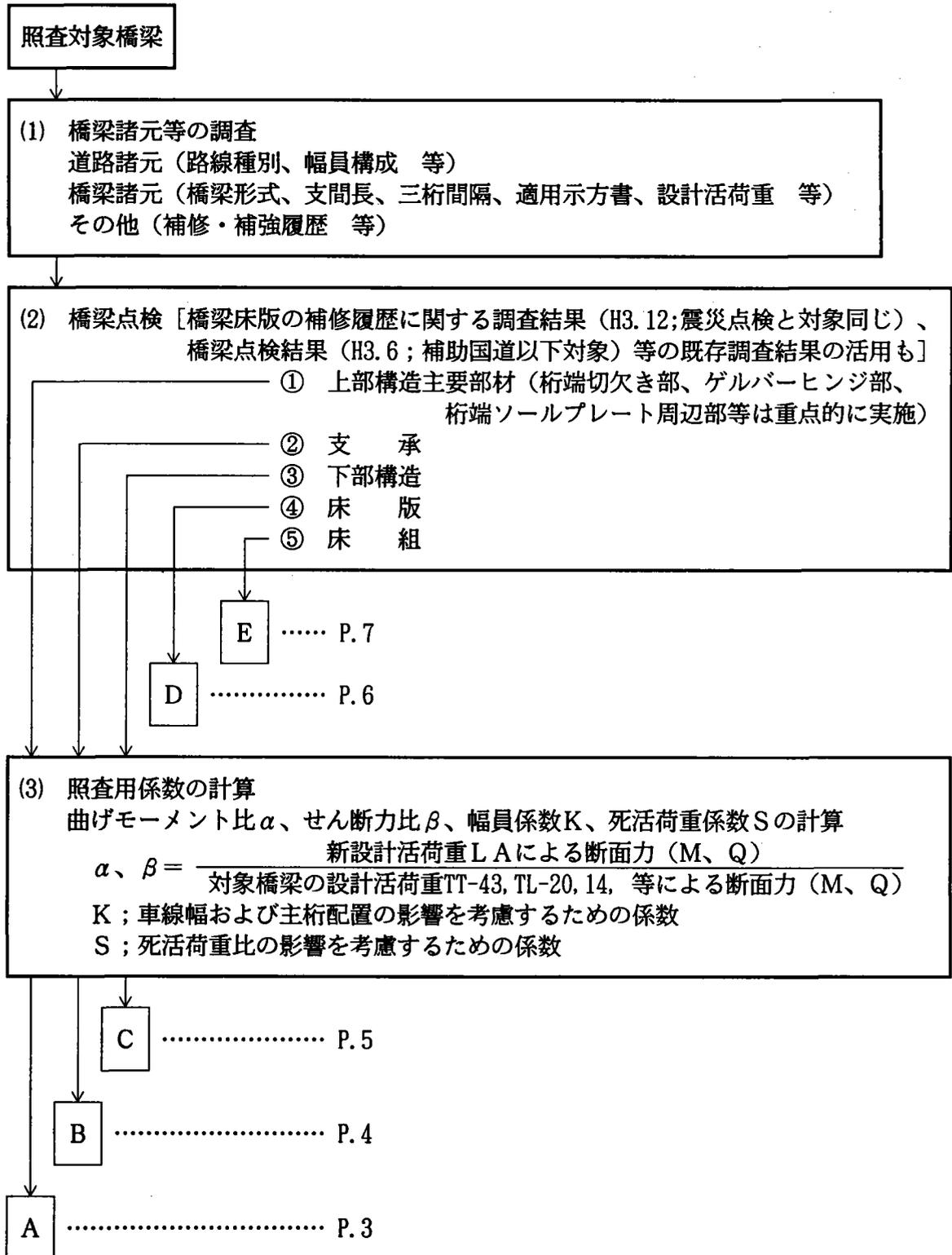
2. 摘要の範囲

本要領に示す耐荷力照査は、自動車交通のように供する橋梁すべてに適用できる。

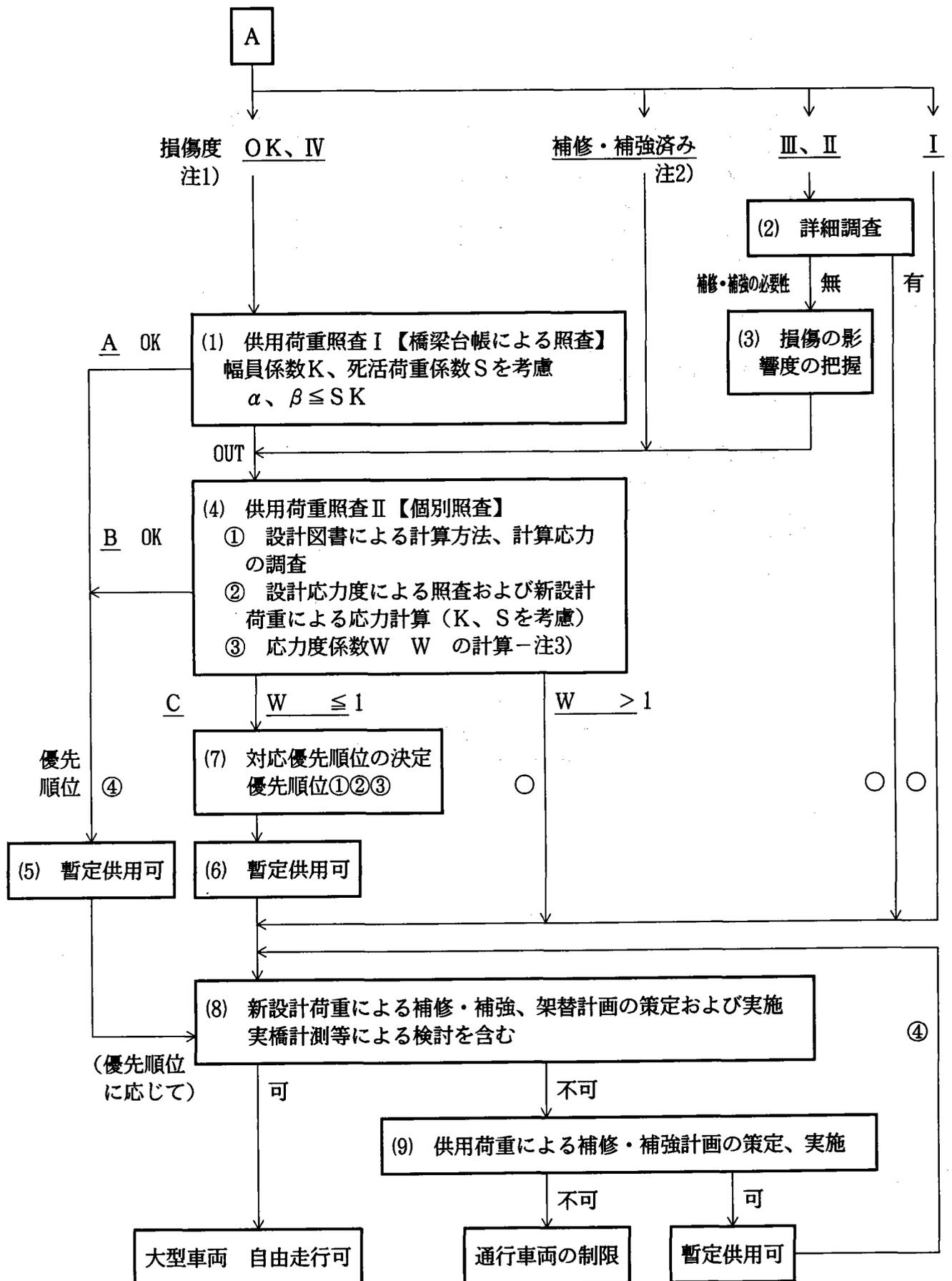
3. 照査の構成

本マニュアルに示す既設橋梁の照査の構成は次のとおりである。

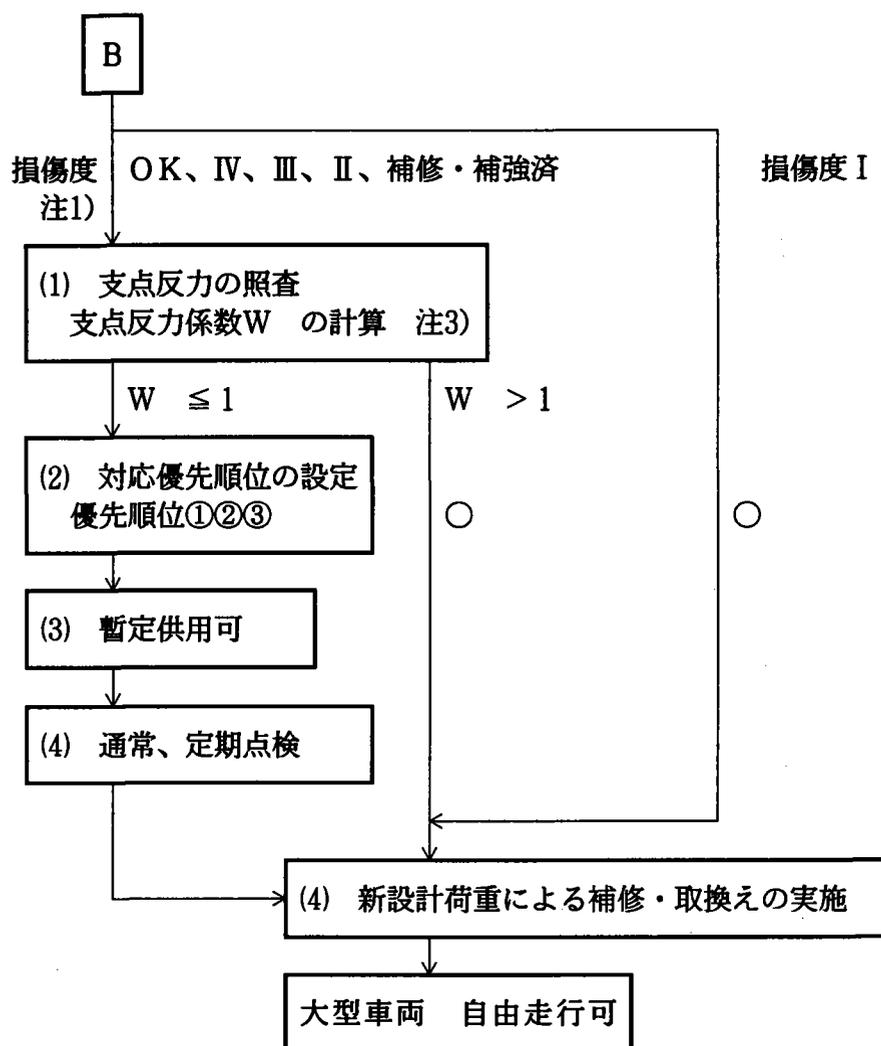
(O) 照査の準備



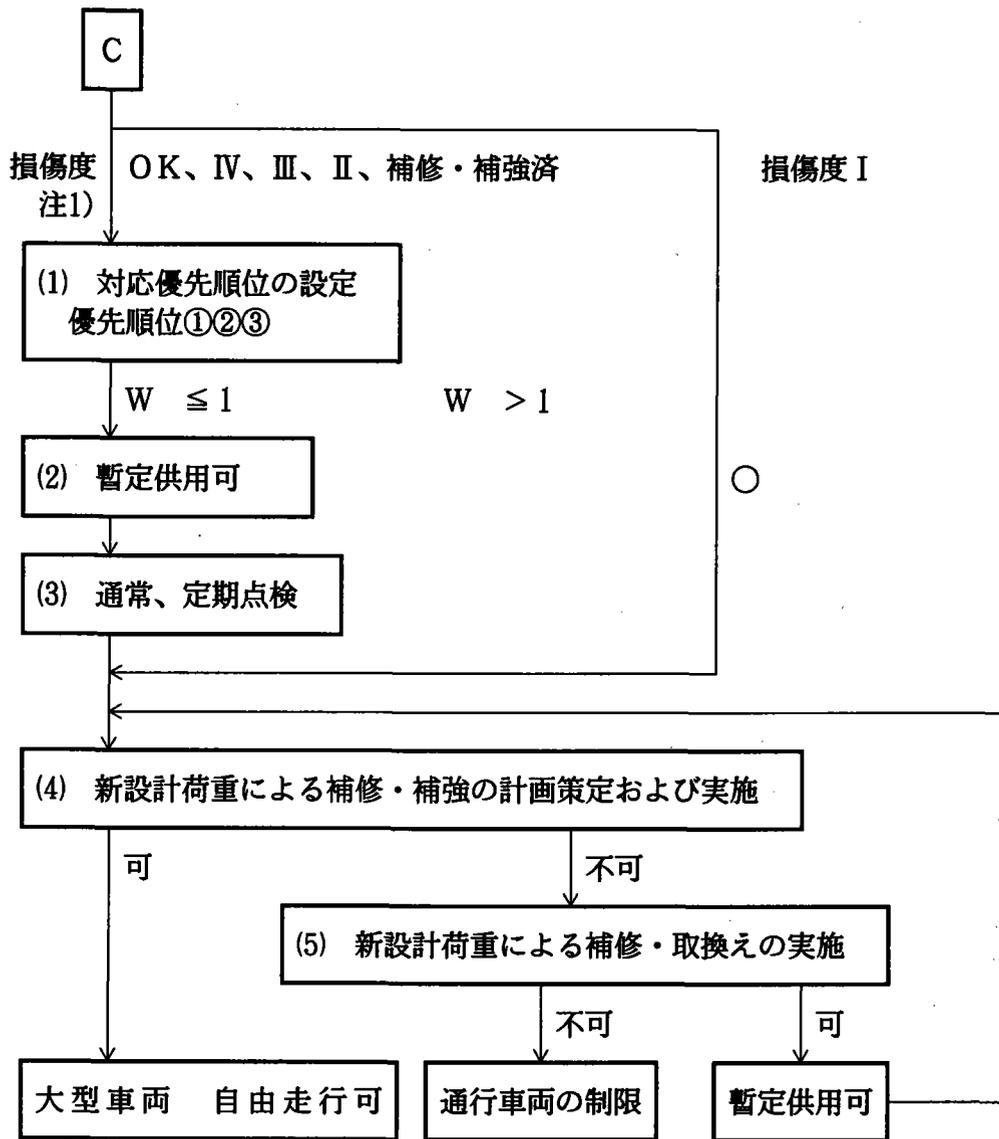
(A) 上部構造主要部材の照査



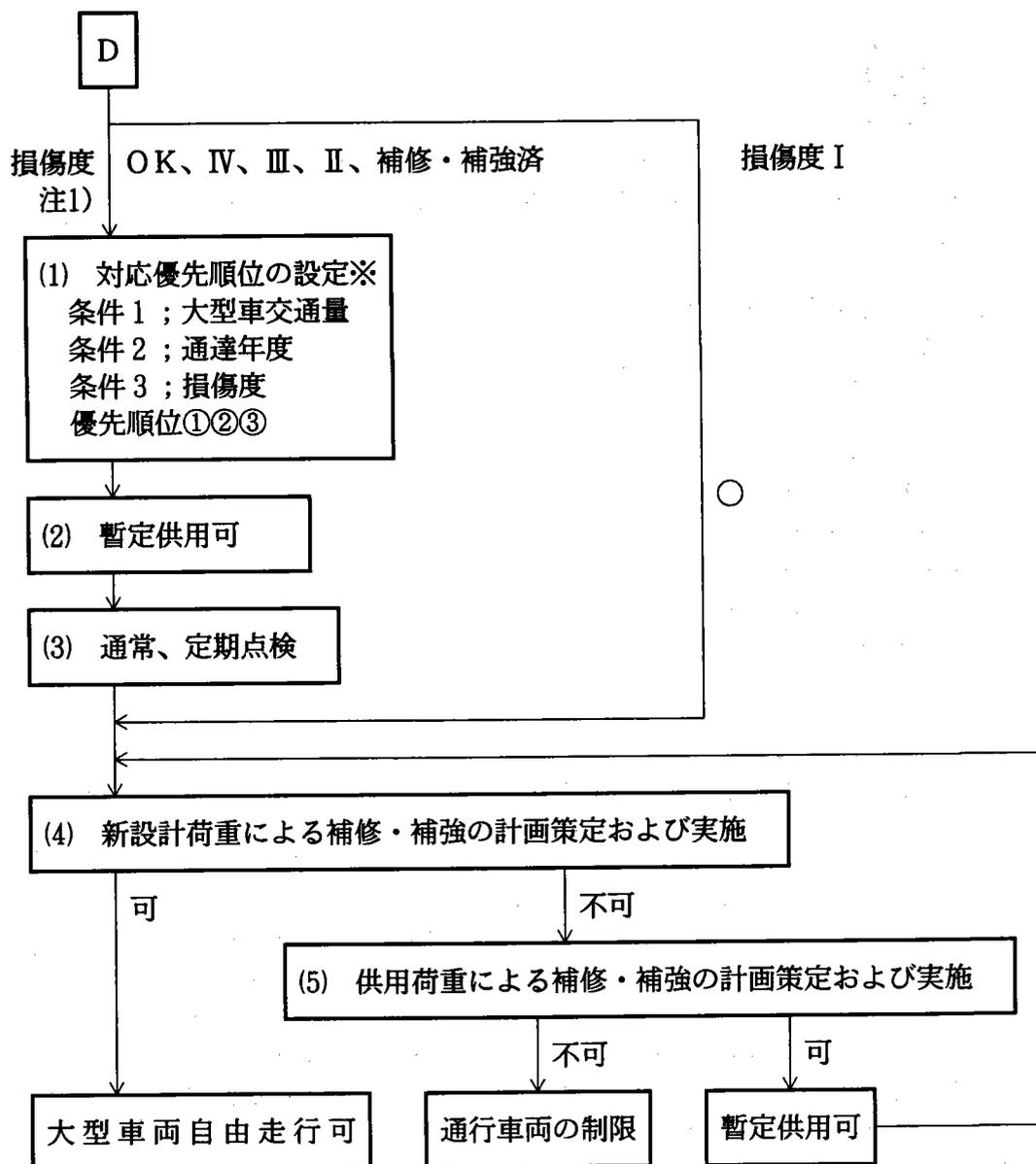
(B) 支承



(C) 下部構造；橋脚張出し部（T形橋脚、ラーメン橋脚等）



(D) 床版



※優先順位の例

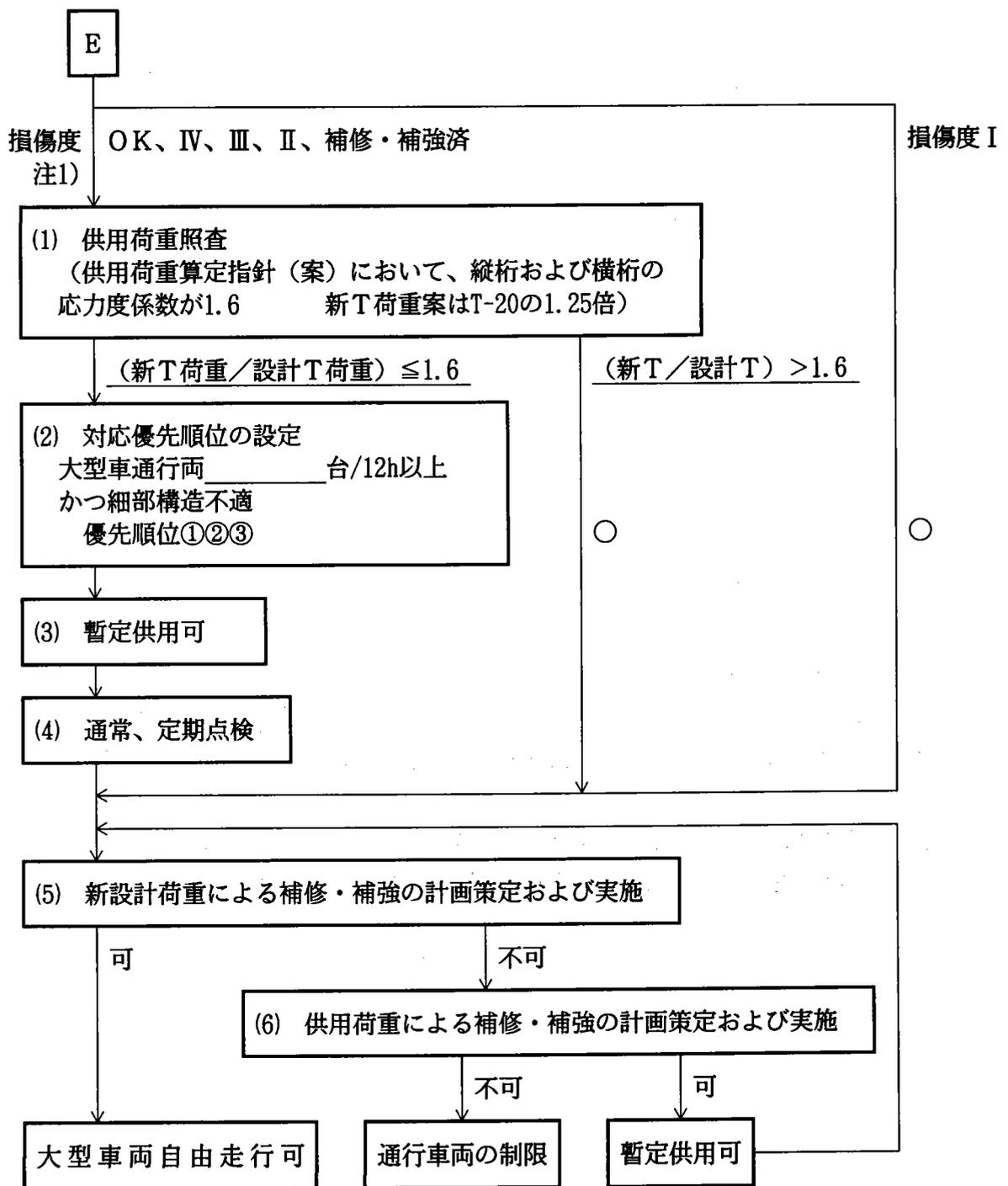
(1) 大型車交通量 1,000台/12h以上 (両方向) の橋梁

適用基準	損傷度Ⅱ	損傷度Ⅲ	損傷度Ⅳ	損傷度OK	補修補強済
大正15年、昭和14年	①	①	①	③	③
昭和31、39、42年	①	②	②	③	③
昭和47年	②	③	③	③	③
昭和53、55、平成2年	②	③	③	③	③

(2) 大型車交通量10,000台/12h以上 (両方向) の橋梁

適用基準	損傷度Ⅱ	損傷度Ⅲ	損傷度Ⅳ	損傷度OK	補修補強済
大正15年、昭和14年	①	①	①	②	③
昭和31、39、42年	①	①	①	②	③
昭和47年	①	②	②	③	③
昭和53、55、平成2年	②	③	③	③	③

(E) 床組 (縦桁、横桁)



注1) 損傷度

損傷度の判定は、点検の対象とした部材別に損傷の種類、損傷の状態、部材の重要度、損傷の進行状況を考慮して行い、できるだけ点検者が客観的に評価し、橋梁の耐荷力に関連があると考えられる損傷の位置あるいはパターン、深さ、拡がり等を考慮して損傷度の判定の目安を参考に判定する（Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ、OK）、判定区分Ⅰは、損傷が著しく、交通の安全確保の支障となるおそれがある場合に、道路管理者ならびに点検者が周囲の状況を総合的に判断して判定する。損傷度判定標準は以下のとおりとする。

損 傷 度 判 定 標 準

判定区分	一 般 的 状 況
Ⅰ	損傷が著しく、交通の安全確保の支障となるおそれがある。
Ⅱ	損傷が大きく、詳細調査を実施し補修するかどうかの検討を行う必要がある。
Ⅲ	損傷が認められ、追跡調査を行う必要がある。
Ⅳ	損傷が認められ、その程度を記録する必要がある。
OK	点検の結果から、損傷は認められない。

注2) 補修・補強済み

補修・補強済みとは、20 t未満で設計された橋梁をL-20相当に補強、損傷によって失った耐荷力を回復、歩道添加等死荷重の増加に合わせて補強等、耐荷力に影響のある工事を行った場合

注3) 応力度係数 W W および支点反力係数 W

許容応力度あるいは支点反力の超過の程度を表すための係数

4. 照査の準備

4. 1 橋梁諸元等の調査

既設橋梁の照査に必要な以下の橋梁諸元等の項目を、橋梁台帳および橋梁関係のデータベース（例えば平成3年度実施の橋梁点検）等を参照して、別紙-1に示す調査表その1および調査表その2に記入する。調査表その1は各橋梁ごとに、調査表その2は各橋梁の照査構造体*ごとに記入する。

*）照査構造体；

構造体は、幅員や構造形式が異なるごと、かつ伸縮装置により主桁が切れるごとに数える。拡幅に伴う主桁増設の場合も、増設部分は別の構造体として数えるものとする。

本要領でいう照査構造体とは、構造体は異なるものの、支間長を除く構造形式が同一のために本要領の照査を共通できる構造体の集合をいう。

具体的には、同一の構造形式の単純桁が複数連並んでいるときは（支間長は異なっても構わない）、照査構造体は1つとして数える。連続桁の場合は、構造体そのものを照査構造体として考える。ゲルバー桁の場合は、単純桁と同様に支間長を除く構造形式が同一であれば1つの照査構造体として考える。

（例1）

同一幅員の n_1 連の鋼単純桁+鋼連続桁+ n_2 連のPC単純桁で1橋が構成されている場合は、照査構造体数は3。

（例2）

図-4.1 参照。

図-4.1 照査構造体番号の例

○調査表その1

本調査表は、1橋につき1枚作成する。

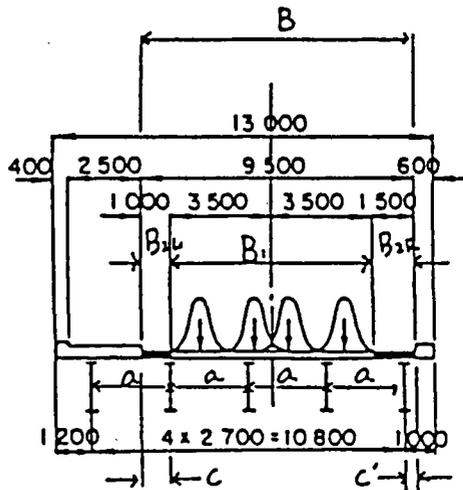
- 1) 整理番号 ;
- 2) 管理者コード ;
- 3) 道路種別 ;
- 4) 路線名 ;
- 5) 橋梁コード ;
- 6) 橋梁名 ;
- 7) 大型車交通量 ; 12時間交通量 (台/12h)
- 8) 塩害対策区分 ; ①区分Ⅰ、②区分Ⅱ、③区分Ⅲ
- 9) 橋 格 ; ①1等橋、②2等橋、③3等橋、④その他 ()
- 10) 橋 長 ;
- 11) 照査構造体数 ; 前ページ照査構造体の説明および図-4.1 参照。

○調査表その2

本調査表は、照査構造体ごとに記入する。照査構造体数がNのとき、本調査表はN枚作成することになる。

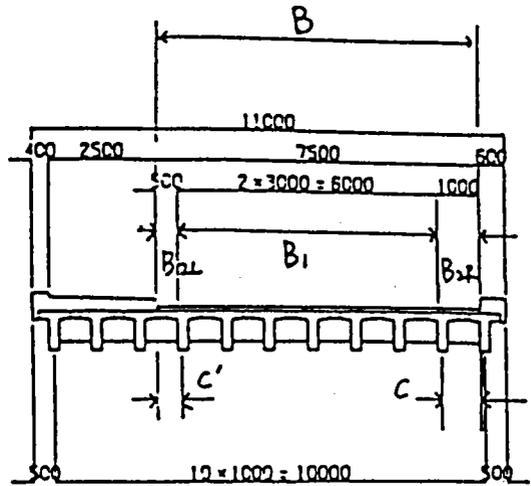
- 1) 整理番号 ;
- 2) 照査構造体番号 ;
- 3) 架設年 ;
- 4) 適用示方書 ;
- 5) 設計活荷重 ;
- 6) 全幅員 (m) ;
- 7) 有効幅員B (m) ; 車道幅員 B_1 + 路肩幅員 B_2 、歩道部および地覆部は含まない
(=設計L荷重を載荷する部分の幅員)。 図-4.2 参照
- 8) 車道幅員 B_1 (m) ; 車道全体の幅員
- 9) 路肩幅員 B_2 (m) ; 全路肩部の幅員の和
- 10) 車線数N
- 11) 車線あたりの有効幅員b (m)
; $b = B / N = (B_1 + B_2) / N$
ただし、後述の橋梁型式3が「①多主桁」で $B_2 \geq 1.0$ の場合は、
 $b = (B_1 + 1.0) / N$

- 12) 橋梁形式 1 ; ①単純桁
②連続桁
- 13) 橋梁形式 2 ; ①鋼桁 (RC床版)、
②鋼桁 (RC床版以外のコンクリート系床版)、
③鋼桁 (鋼床版)、
④コンクリート桁、
⑤その他の桁 (木橋、石橋等)
- 14) 橋梁形式 3 ;
①多主桁 [床版橋 (中空)、鋼フルトガーダ橋、RCT桁橋、PCT桁橋等]
②上路 2 主構 [2 本の主桁あるいは主構が有効幅員内に存在するもの、
…… 2 主構 (上路橋)、2 主桁、2 箱桁等]
③下路 2 主構 [2 本の主桁あるいは主構が有効幅員外に存在するもの、
…… 2 主構 (中路橋、下路橋) 等]
④ I 箱桁 [I 箱桁橋、床版橋 (中実) 等横分配のないもの]
- 15) 主桁本数 n (本)
- 16) 主桁間隔 a (m) ; 箱桁の場合、箱桁中心間隔、主桁間隔が異なる場合は有効幅員内で最大のもの。
- 17) 床版張出長 c (m) ;
主桁が有効幅員内に存在する場合には、有効幅員内の最も外側にある主桁が路肩部までの距離 (箱桁の場合、箱桁中心からの距離) 。主桁が有効幅員内に存在しない場合には、路肩部から外主桁までの距離にマイナスを付けて記入する。また、床版張出長は、車道両側のうち大きい法の値を選ぶものとする。(図-4.2 参照)
- 18) 鋼種 ; 鋼桁の場合のみ記入。①SS400、②SS490、③SS490Y、④SM570、⑤その他()
- 19) 支間数 ; 当該構造体内の単純桁の支間数、あるいは連続桁の径間数。
- 20) 支間割り ; 当該構造体内の支間割り。
- 21) 照査支間長 ; 当該構造体内で、単純桁およびゲルバー桁の場合は最も短い支間長。連続桁の場合は最も短い径間長 (図-4.1 参照)。



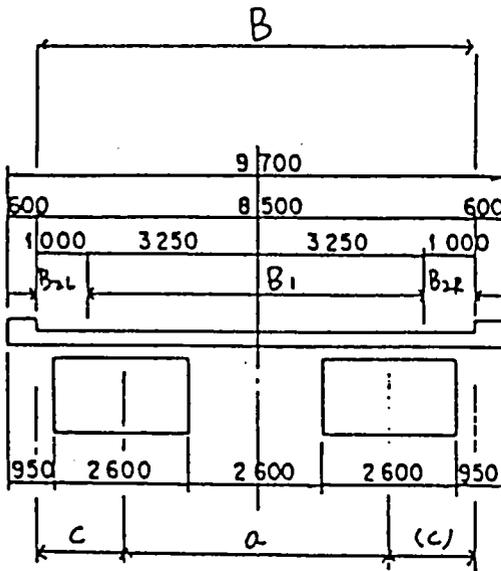
$C > C'$ の場合 C を採用

(i) 多主桁 (鋼プレートガーダー橋)

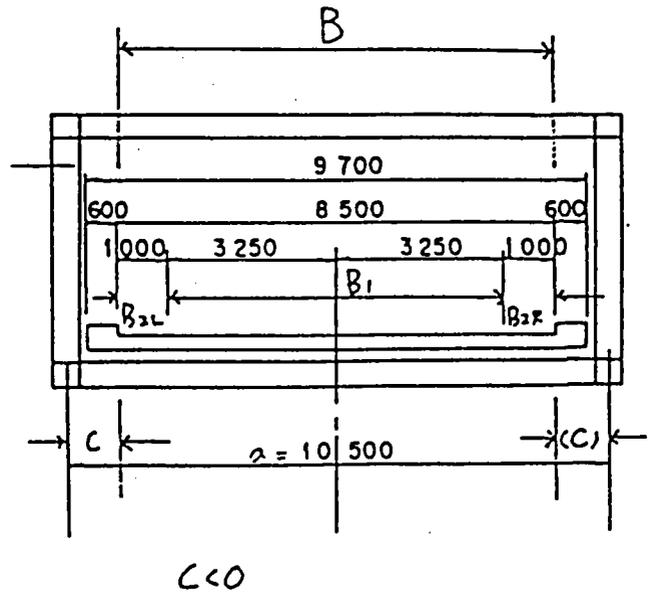


$C > C'$ の場合 C を採用

(ii) 多主桁橋 (PCT桁)



(iii) ②上路2主構 (2箱桁橋)



$C < 0$

(iv) ③下路2主構 (トラス等)

図-4.2 幅員の定義

4. 2 橋梁点検

新たに実施する橋梁点検結果あるいはこれまでに実施した「橋梁点検」または「橋梁床版の補修履歴に関する調査」の結果から、対象橋梁の損傷状況を把握する。

なお、主桁の桁端切欠き部、桁端ソールプレート部、ゲルバーヒンジ部については、別途点検を重点的に実施することが望まれる。

(1) 橋梁点検の方法

ここで実施する橋梁点検の方法は遠望目視点検を標準とするが、河川敷で橋台や橋脚付近まで接近できる場合など、極力接近して近接目視点検を行うこととする。遠望目視点検とは、耐荷力・耐久性・使用性に重大な影響を与えると考えられる損傷を早期に発見するために行うもので、点検車などを用いず、徒歩を原則として、橋梁を比較的遠く（橋面からも含む）から目視することにより行う点検である。また、近接目視点検とは、耐荷力・耐久性・使用性に影響を与えると考えられる損傷を比較的初期の段階から発見するために行うもので、比較的部材に接近して目視することにより行う点検で、必要に応じて点検機械器具を使用しなければならない。

点検は「主要な損傷の判定の目安および橋梁点検のポイント（案）」（別途作成）を参考に、次の部材を対象に損傷の有無や程度を調査することを標準とする。

- A. 上部構造
- B. 支 承
- C. 床 版
- D. 床 組
- E. 下部構造

なお、本項に示している点検方法等は参考として示しているものであり、必ずこの様式で調査しなければならないというものではない。各機関において、すでにこの点検方法と同程度のレベルで点検要領等を作成している場合は、それにより点検を実施してよい。

(2) 損傷度判定

損傷度の判定は、点検の対象とした部材別に損傷の種類、損傷の状態、部材の重要度、損傷の進行状況を考慮して行い、できるだけ点検者が客観的に評価し、橋梁の耐荷力に関連があると考えられる損傷の位置あるいはパターン、深さ、拡がり等を考慮して損傷度の判定の目安を参考に判定し、損傷ランク（Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ、OK）を記入する。判定区分Ⅰは、損傷が著しく、交通の安全確保の支障となる恐れがある場合に、道路管理者ならびに点検者が周囲の状況を総合的に判断して判定する。

損傷度判定標準は表-4.1 に示すとおりである。

表-4.1 損傷度判定標準

判定区分	一般的状況
I	損傷が著しく、交通の安全確保の支障となるおそれがある。
II	損傷が大きく、詳細調査を実施し補修するかどうかの検討を行う必要がある。
III	損傷が認められ、追跡調査を行う必要がある。
IV	損傷が認められ、その程度を記録する必要がある。
OK	点検の結果から、損傷は認められない。
Z	今回点検できなかった部材等

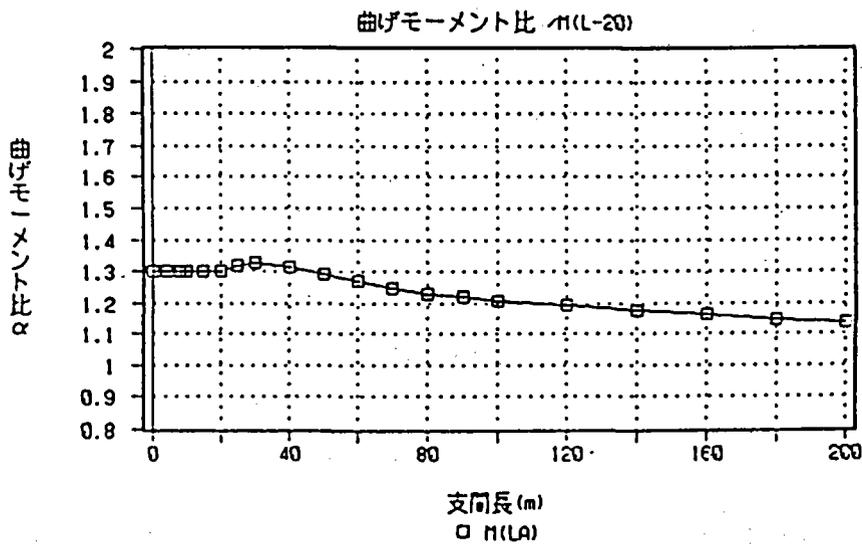
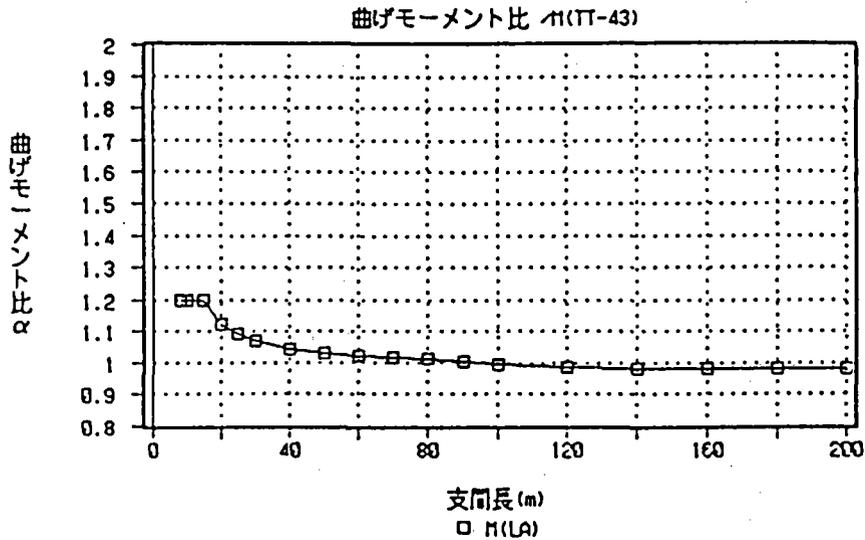
Zは今回の橋梁点検において点検ができなかった場合で、次回、近接目視点検等で調査を行うことが望ましい。

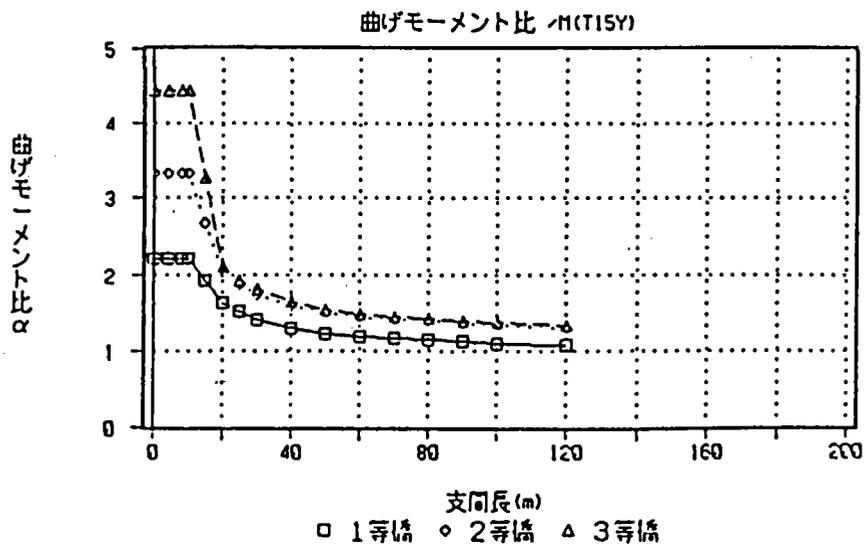
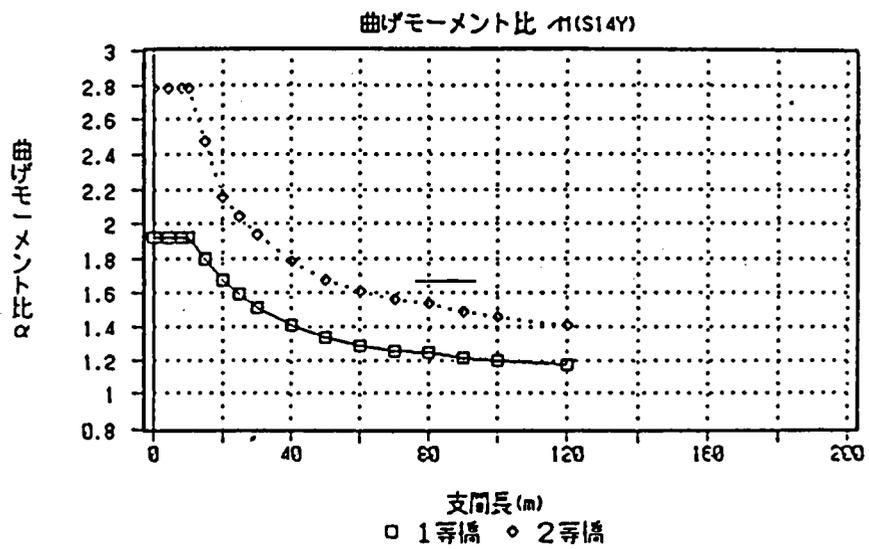
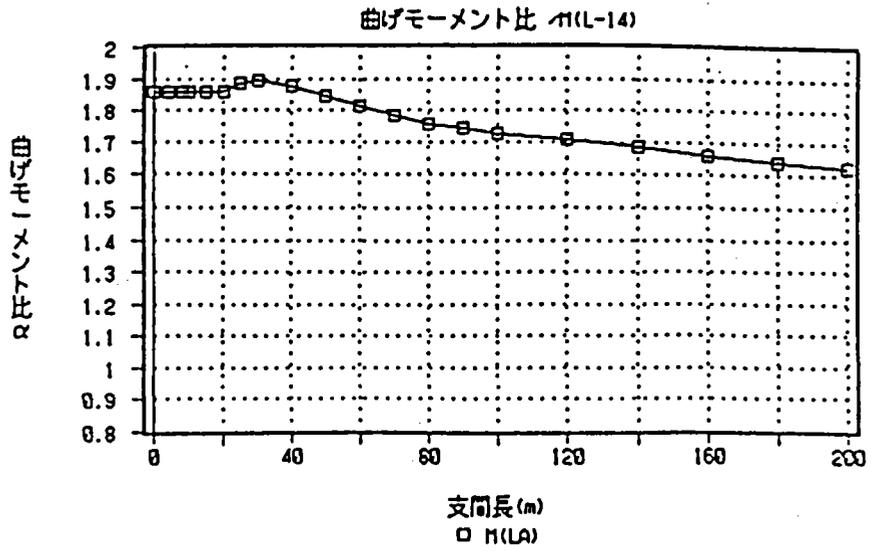
4.3 照査用係数の計算

曲げモーメント比 α およびせん断力比 β を以下のグラフより選ぶ。なお、計算式を参考資料-1に示す。

(1) 曲げモーメント比 α

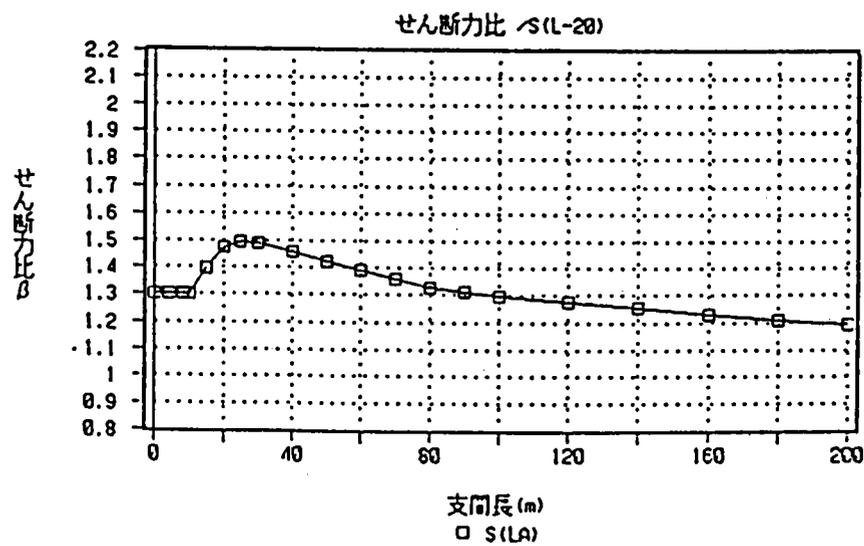
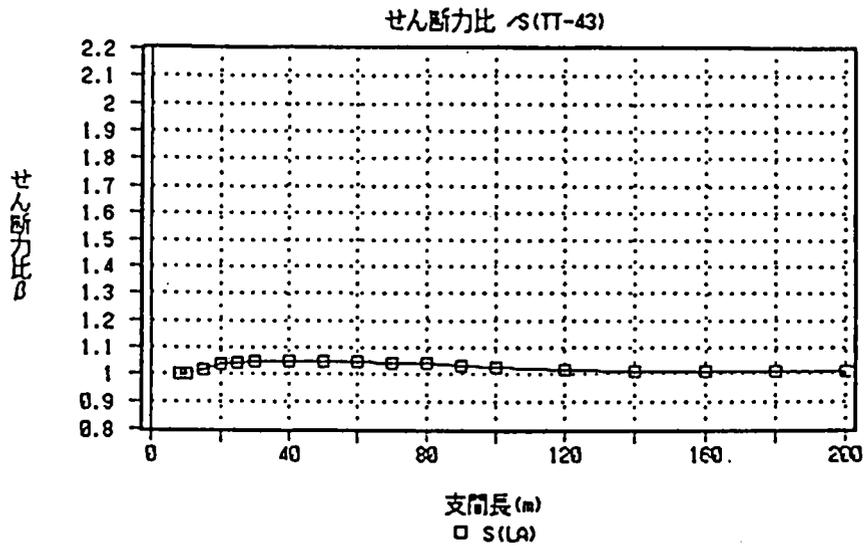
$$\alpha = \frac{\text{新設計活荷重LAにより生じる支間中央曲げモーメント}}{\text{対象橋梁の設計活荷重TT-43, TL-20, TL-14, 等により生じる支間中央曲げモーメント}}$$

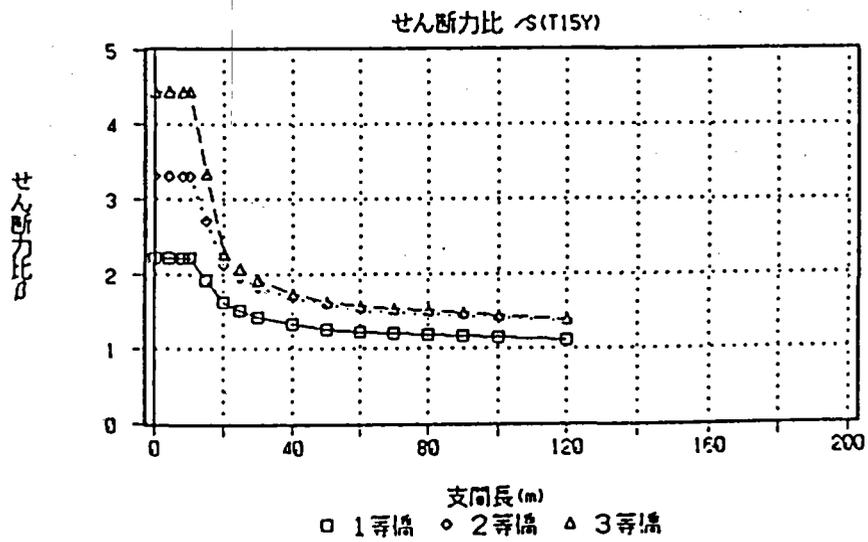
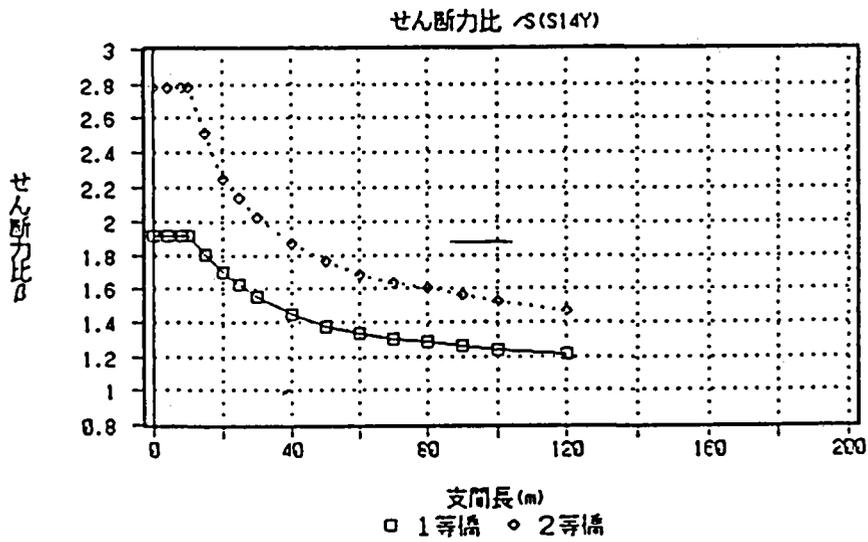
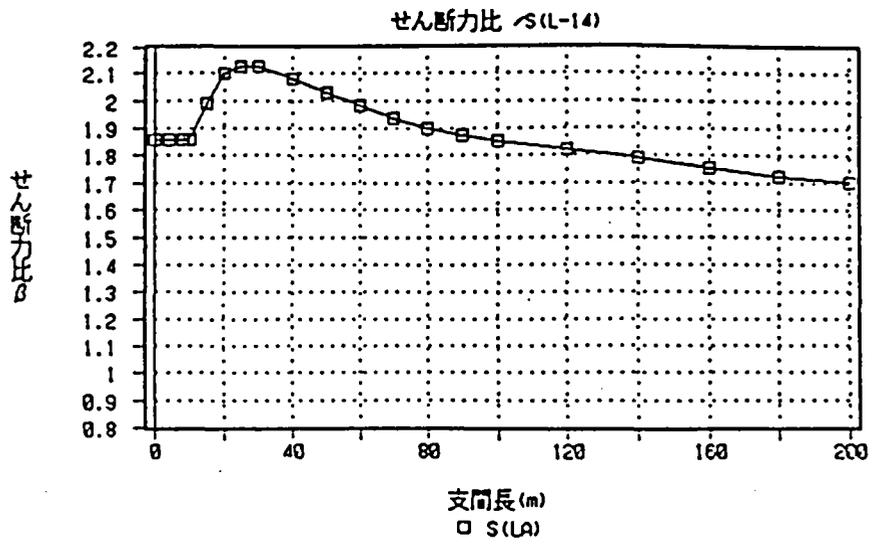




(2) せん断力比 β

$$\beta = \frac{\text{新設計活荷重LAにより生じる支点部せん断力}}{\text{対象橋梁の設計活荷重TT-43, TL-20, TL-14, 等により生じる支点部せん断力}}$$





(3) 幅員係数K

車線幅および主桁配置の影響を考慮するための係数Kを次式により計算する。

$$K = \frac{R}{R'}$$

ここで、RおよびR' は、橋梁形式、設計活荷重、車線数、幅員等に応じて表-4.2 より算出するものとする。

表-4.2 幅員係数Kを算出するためのRおよびR'

①多主桁橋（橋梁形式3=1）

L	R	$a \leq 2.75$	a^2
		$a > 2.75$	$5.5(a-1.375)+0.5(a-2.75)^2$
	R'	$b \leq a$	$X+2.75(a-b+1.375)$
		$a \leq b < a+2.75$	$X+0.5(a-b+2.75)^2$
		$a+2.75 < b$	X
TT-43	R	$a \leq 2.75$	Ja^2
		$a > 2.75$	$5.5J(a-1.375)+0.5(a-2.75)^2$
	R'	$b \leq a$	$XJ+2.75J(a-b+1.375)$
		$a \leq b < a+2.75$	$XJ+0.5J(a-b+2.75)^2$
		$a+2.75 < b$	XJ

$$\begin{aligned} \text{ここで、} X &= 0.5a^2 && (a \leq 2.75) \\ &= -2.75(a-1.375) && (a > 2.75) \end{aligned}$$

②主桁が有効幅員内に存在する場合（橋梁形式3=2）

L	2車線以上		R	$5.5(a+c-2.75)+0.25(a+c-5.5)^2$
			R'	$5.5(a+c-0.5b-1.375)+Y$
	1車線	$a+c \geq 5.5$	R	$5.5(a+c-2.75)+0.25(a+c-5.5)^2$
			R'	Z
		$a+c < 5.5$	R	$0.5(a+c)^2$
			R'	Z
TT-43	2車線以上		R	$5.5J(a+c-2.75)+0.25(a+c-5.5)^2$
			R'	$5.5J(a+c-0.5b-1.375)+Y$
	1車線		R	$2.75J(a+c-1.375)+0.25(a+c-2.75)^2$
			R'	ZJ

$$\begin{aligned} Y &= 1.375(N-2)(a+c-2b-1.375N+2.75) && (a+c-2b \geq 2.75(N-2)) && Z = 2.75(a+c-1.375) && (a+c \geq 2.75) \\ &= 0.25(a+c-2b)^2 && (a+c-2b < 2.75(N-2)) && = 0.5(a+c)^2 && (a+c < 2.75) \end{aligned}$$

③主桁が有効幅員の外側に存在する場合(橋梁形式3=3)

L	2車線以上		R	$5.5(a+c-2.75)+0.5(B-5.5)(a+c-0.5B-2.75)$
			R'	$5.5(a+c-0.5b-1.375)+1.375(N-2)(a+c-2b-1.375N+2.75)$
	1車線	$B \geq 5.5$	R	$5.5(a+c-2.75)+0.5(B-5.5)(a+c-0.5B-2.75)$
			R'	$2.75(a+c-1.375)$
	$B < 5.5$	R	$B(a+c-0.5B)$	
R'		$2.75(a+c-1.375)$		
TT-43	2車線以上		R	$5.5J(a+c-2.75)+0.5(B-5.5)(a+c-0.5B-2.75)$
			R'	$5.5J(a+c-0.5b-1.375)+1.375(N-2)(a+c-2b-1.375N+2.75)$
	1車線		R	$2.75J(a+c-1.375)+0.25(a+c-2.75)^2$
			R'	ZJ

④I箱桁等横分配のない橋梁(橋梁形式3=4)

L	2車線以上		R	$5.5+0.5(B-5.5)$
			R'	$5.5+1.375(N-2)$
	1車線	$B \geq 5.5$	R	$5.5+0.5(B-5.5)$
			R'	2.75
	$B < 5.5$	R	B	
R'		2.75		
TT-43	2車線以上		R	$5.5J+0.5(B-5.5)$
			R'	$5.5J+1.375(N-2)$
	1車線		R	$2.75J+0.5(B-2.75)$
			R'	2.75J

J (L-20からTT-43 への換算係数)

支間長	15	20	25	30	40	50	60	70
係数J	1.072	1.153	1.207	1.240	1.259	1.255	1.243	1.229

支間長	80	90	100	120	140	160	180	200
係数J	1.215	1.214	1.213	1.212	1.202	1.184	1.168	1.155

※計算対象の支間長が表の値の間にあるときは、その前後のJ値を直線補完する。

(4) 死活荷重係数Sの計算

死活荷重比の影響を考慮するための係数Sを、橋梁形式および支間長に応じて表-4.3(a), (b)により計算する。

表-4.3 (a) 死活荷重比による余裕を考慮するための係数S_a。(曲げモーメント照査用)

支間長 (m) *	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
鋼桁 (コンクリート床版)、単純桁 橋梁形式 1 = 1 橋梁形式 2 = 1、2	1.00	1.08	1.13	1.15	1.18	1.21	1.21	1.21	1.21	1.21
鋼桁 (コンクリート床版)、連続桁 橋梁形式 1 = 2 橋梁形式 2 = 1、2	1.00	1.00	1.02	1.05	1.10	1.15	1.21	1.21	1.21	1.21
コンクリート桁 橋梁形式 1 = 1、2 橋梁形式 2 = 4	1.00	1.13	1.20	1.21	1.24	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26
その他の桁 (木橋、石橋等) 橋梁形式 1 = 1、2 橋梁形式 2 = 5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
支間長 (m) *	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200
鋼桁 (鋼床版) 橋梁形式 1 = 1、2 橋梁形式 2 = 3	1.00	1.04	1.08	1.13	1.18	1.24	1.26	1.26	1.26	1.26

表-4.3 (b) 死活荷重比による余裕を考慮するための係数S_b。(せん断力照査用)

支間長 (m) *	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
鋼桁 (コンクリート床版) 橋梁形式 1 = 1、2 橋梁形式 2 = 1、2	1.00	1.05	1.10	1.13	1.15	1.18	1.21	1.21	1.21	1.21
コンクリート桁 橋梁形式 1 = 1、2 橋梁形式 2 = 4	1.00	1.13	1.20	1.21	1.24	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26
その他の桁 (木橋、石橋等) 橋梁形式 1 = 1、2 橋梁形式 2 = 5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
支間長 (m) *	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200
鋼桁 (鋼床版) 橋梁形式 1 = 1、2 橋梁形式 2 = 3	1.00	1.04	1.08	1.13	1.18	1.24	1.26	1.26	1.26	1.26

* ; 計算対象の支間長が表の値の間のは、その前後のS値を直線補完する。

5. 上部構造主要部材の照査

5. 1 供用荷重照査Ⅰ【橋梁台帳による照査】

ここでは、前項までに計算した各係数から、以下の式を用いて照査を行う。

- (1) 曲げモーメントに対する照査 $\alpha \leq S_A \cdot K$
- (2) せん断力に対する照査 $\beta \leq S_B \cdot K$

5. 2 詳細調査および損傷の影響度の把握

橋梁点検の結果、損傷度判定区分がⅡおよびⅢの橋梁については詳細調査を行うこととする。詳細調査は、橋梁の損傷状況を正確に把握することを目的に実施する調査であり、非破壊検査機器等を用いた調査を行うことが望ましい。

詳細調査の結果、損傷状況から見て補修あるいは補強を行う必要があると判断した場合には、新設計荷重を用いてその計画を策定しなければならない。

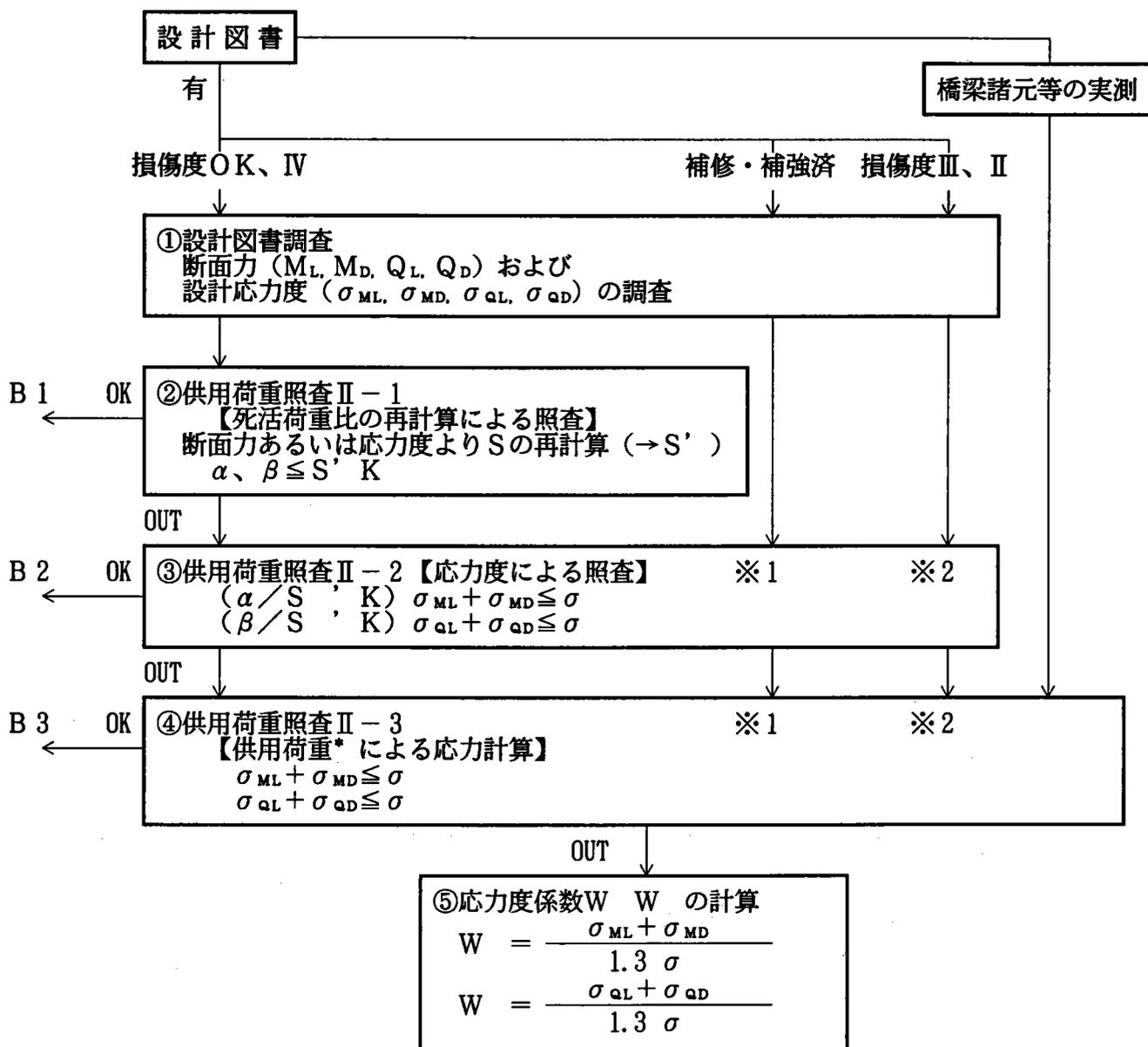
一方、補修・補強の必要がないと判断した橋梁は、部材断面の減少量など橋梁の耐荷力に及ぼす損傷の影響度について検討しておくこととする。

5. 3 供用荷重照査Ⅱ【個別照査】

照査Ⅱは、(1)照査ⅠでOUTとなったもの、(2)橋梁点検で損傷度がⅡ、Ⅲのもので詳細調査の結果しばらくは補修・補強の必要性がないと判断されたもの、(3)すでに耐荷力に影響のある補修・補強を実施しているものを対象に実施する。

照査Ⅰが断面力レベルで照査を行なっているのに対し、本照査は部材に生じる応力レベルで照査を行う。照査の流れを図-5.1 に示す。

供用荷重照査Ⅱ【個別照査】



※1；補修・補強時の死荷重増や許容応力度の割増しを考慮して照査を行う。
 ※2；断面の減少量やひびわれ、変形等の損傷の影響度を考慮して照査を行う。

- M_L ; 設計時あるいは補修時の活荷重による支間中央曲げモーメント
- M_D ; " 死荷重による支間中央曲げモーメント
- Q_L ; " 活荷重による支点部せん断力
- Q_D ; " 死荷重による支点部せん断力
- σ_{ML} ; " 活荷重による支間中央応力度
- σ_{MD} ; " 死荷重による支間中央応力度
- σ_{QL} ; " 活荷重による支点部せん断応力度
- σ_{QD} ; " 死荷重による支点部せん断応力度
- σ_{ML}* ; 供用活荷重* による支間中央応力度
- σ_{MD}* ; 現況死荷重による支間中央応力度
- σ_{QL}* ; 供用活荷重* による支点部せん断応力度
- σ_{QD}* ; 現況死荷重による支点部せん断応力度
- σ ; 各部材の許容応力度

*：「供用荷重」とは、新設計荷重を車線位置を考慮して載荷する荷重のこととで、詳細は、本項④を参照のこと。

図-5.1 供用荷重照査Ⅱ【個別照査】の流れ

供用荷重照査Ⅱ【個別照査】は主げた・主構に生じる応力度を用いて照査を実施するため、本照査の対象橋梁については、建設時の設計図書および補修・補強を実施したことのある橋梁についてはその時の設計図書を調査するものとする。

① 設計図書調査

設計図書より、曲げモーメント、せん断力の設計活荷重応力度 (σ_{ML} 、 σ_{QL}) および設計死荷重応力度 (σ_{MD} 、 σ_{QD}) を調査する。設計応力度が活荷重応力度と死荷重応力度で分かていないときには、断面力 (M_L 、 M_D および Q_L 、 Q_D) の割合に比例させてそれぞれの応力度を再計算する。

② 供用荷重照査Ⅱ-1

①で求めた活荷重および死荷重の応力度から、死活荷重係数 S を再計算する。これを S' とする。 S' の計算は次の式により求める。

$$S' = \frac{1.7(1+G)}{1.21+1.87G} \quad , \quad S' = \frac{1.7(1+G)}{1.21+1.87G}$$

ここで、

$$G = \frac{\sigma_{ML}}{\sigma_{MD}} = \frac{M_L}{M_D} \quad , \quad G = \frac{\sigma_{QL}}{\sigma_{QD}} = \frac{Q_L}{Q_D}$$

ここで求めた死活荷重係数 S' を用いて、供用荷重照査Ⅰと同様の以下の照査を行う。

- (1) 曲げモーメントに対する照査 ; $\alpha \leq S' \cdot K$
- (2) せん断力に対する照査 ; $\beta \leq S' \cdot K$

③ 供用荷重照査Ⅱ-2

②「供用荷重照査Ⅱ-1」の照査でOKとならなかった橋梁については、設計図書の応力レベルで照査を行う。活荷重応力度の増加分は、曲げモーメントが ($\alpha/S' \cdot K$)、せん断力が ($\beta/S' \cdot K$) で表される。従って、この係数を照査位置ごとに活荷重応力度に乘じ、これに死荷重を加えた応力度が許容応力度以下になるかどうかで照査を行う。照査式は次のとおりである。

$$\begin{aligned} (\alpha/S' \cdot K) \sigma_{ML} + \sigma_{MD} &\leq \sigma \\ (\beta/S' \cdot K) \sigma_{QL} + \sigma_{QD} &\leq \sigma \end{aligned}$$

ここで、 σ ; 各部材の許容応力度

④ 供用荷重照査Ⅱ－3

③「供用荷重照査Ⅱ－2」の照査でOKとならなかった橋梁および設計図書がなく③の照査まで行えなかった橋梁については、対象橋梁モデルに活荷重として新設計荷重を載荷して応力度の計算を行い、死荷重応力度を加えた応力度が許容応力度以下になるかどうかについて照査する。

ただし、今回の照査の目的を考慮した上で、本照査で用いる活荷重の載荷方法は以下の方法で行ってもよいこととする。

○ 主げたの応力度を照査する活荷重

主げたの応力度を照査する場合の活荷重は次のとおりとする。ただし、以下に記述していない項目については、平成5年3月31日付け都市局街路課長、道路局企画課長通達「橋、高架の道路等の技術基準における活荷重の取扱について」によるものとする。

1) 車道部の各車線内には、幅2.75mの等分布荷重 p_1 、 p_2 よりなるL荷重（図-5.2 および表-5.1）を載荷するものとする。L荷重は考えている点または部材に最も不利な応力が生じるように2車線までは等分布荷重 p_1 および p_2 （主載荷荷重）を、残りの車線にはそれらの各々の $\frac{1}{2}$ （従載荷荷重）を載荷するものとする。

表-5.1 照査用L荷重

p_1 の載荷長 D (m)	主載荷荷重 (幅 5.5m)					従載荷荷重
	等分布荷重 p_1 (kgf/m ²)		等分布荷重 p_2 (kgf/m ²)			
	曲 げ	せん断	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$	
10	1,000	1,200	350	$430 - L$	300	主載荷荷重の50%

L ; 支間長 (m) 曲 げ ; 曲げモーメントを算出する場合に用いる等分布荷重
 せん断 ; せん断力を算出する場合に用いる等分布荷重

2) 支間長が特に短い主げたは、T荷重もしくはL荷重で照査するものとする。T荷重は橋軸方向には1組、橋軸直角方向には車線ごとに1組とし、考えている点または部材に持っても不利な応力が生じるように負載するものとする(図-5.3)。T荷重によって照査する場合には、T荷重によって算出した断面力に表-5.2に示す係数を乗じたものを用いるものとする。ただし、車線数が3以上ある場合には、3車線以降はT荷重を $\frac{1}{2}$ とする。

表-5.2 T荷重照査用係数

	$L \leq 4$	$4 < L \leq 20$	$L > 20$
係数	1.0	$\frac{L}{32} + \frac{7}{8}$	1.5

⑤ 応力度係数 W 、 W の計算

④の照査においてOKとならなかった橋梁については、以下の式により応力度係数 W および W を計算し判定を行うこととする。判定は W と W の大きい法の値が1以下か1より大きいかで行う。

$$W = \frac{\sigma_{ML}' + \sigma_{MD}'}{1.3\sigma}$$

$$W = \frac{\sigma_{qL}' + \sigma_{qD}'}{1.3\sigma}$$

5. 4 対応優先順位の設定

供用荷重照査Ⅱにおいて照査結果がOUT になったものの中で、応力度係数 W および W' のどちらかが1以下となった場合には暫定供用と位置づけ、対応優先順位を設定する。対応優先順位は、耐久性の観点から以下の点に配慮して決定することが望ましい。

(1) 供用荷重照査Ⅱにおける応力超過の程度

$\alpha/S'K$ あるいは $\beta/S'K$ の大きい方から対応

(2) これまでの供用期間

供用年数の長い方から対応

(3) 大型車交通量

大型車交通量の多い方から対応

(4) 使用鋼材の許容応力度

鋼材の疲労を考慮して、許容応力度の高い方から対応

(5) 腐食に対する環境条件

コンクリート部材のひび割れ発生に伴う鉄筋の腐食を考慮して、海岸部に近い方から対応

参考として、対応の優先順位付けの例を別紙-3 [参考資料] 対応の優先順位に示す。これらの表に示す①②③の順に対応していくことが望ましい。

5. 5 新設計荷重による補修・補強、架替計画の策定および実施、

供用荷重による補修・補強計画の策定および実施

本項は「既設橋梁の補修・補給マニュアル（案）」を参照するものとする。

ただし、ただちに補強工事等が実施できない場合には、実橋計測によって応力状態等を確認しておくことが望ましい。

供用荷重による補修・補強は、新設計荷重による対応が困難あるいは現実的でないような場合の暫定的な措置として、供用荷重（前期マニュアル（案）の中で設定）を用いて補修・補強計画を策定するものである。

6. 支承の照査

6. 1 支点反力の照査

損傷度がⅡ、Ⅲ、Ⅳ、OK及び補修・補強済大きくないものについて支点反力の照査を行う。支点反力の照査は、支点反力係数 W （応力度係数 W と同じ）を用いて行う。

6. 2 対応優先順位の設定

基本的に損傷度の大きいもの、支承の機能が正常に機能していないものから優先的に対応する。

7. 下部構造の照査

7. 1 対応優先順位の設定

下部構造の中で、活荷重により断面が決まっている橋脚の張出し部等について照査を行う。照査は著しく張出し長が大きい橋脚から実施するものとする。

照査方法は、「5. 3 供用荷重照査Ⅱ」で示した荷重を載荷し、部材各部の応力度が著しく許容応力度を超えるものから対応する。

8. 床版の照査

8. 1 対応優先順位の設定

橋梁点検の結果、損傷度がⅠの床版についてはできるだけ速やかに補修・補強を実施する。それ以外の床版については、基本的に損傷度の大きいもの、設計通達年度の古いもの、大型車交通量が多いなど交通条件が厳しいものから優先的に対応する。p. 6に優先順位の例を参考として示す。

9. 床組の照査

9. 1 供用荷重照査

新T荷重（20tf）と対象橋梁の設計T荷重（例えばT-20の場合は16tf、T-14の場合は11.2tf）との断面力の比（新T荷重／設計T荷重）によって照査を行う。この比が1.6を超える場合には補修・補強を実施することが望まれる。

9. 2 対応優先順位の設定

大型車交通量が著しく大きく、なおかつ細部構造が適切でないものについて優先的に対応する。

10. 照査後の対応

本要領により照査した結果、各部材ごとに対応優先順位○①②③④が設定される。したがって、既設橋梁の補修・補強あるいは架替計画の策定および実施は、この対応優先順位を参考にするとうい。

別紙-2 [参考資料] 断面力 α 、 β の計算式

曲げモーメント比 α およびせん断力 β は、以下に示すように暫定荷重(LA荷重)と対象橋梁の設計荷重の断面力(曲げモーメント、せん断力)の比を計算することにより求めることができる。なお、それぞれの断面力の計算式は次ページより示す。

(1) 曲げモーメント比 $\alpha = M_1 / M_2$

対象橋梁の設計荷重		M ₁ (分子)	M ₂ (分母)	衝撃係数	適用範囲	適用範囲外の α
L-20		M _{LA}	M _{L-20}	—	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 20m) 1.3$
L-14		M _{LA}	M _{L-14}	—	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 20m) 1.86$
TT-43		M _{LA}	M _{TT-43}	—	$l \geq 15m$	$(5 \leq l < 15m) 1.2$
昭和14年	1等橋	M _{LA}	M _{S14Y1}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m) 1.92$ $(10 \leq l < 20m) 2.14 - 0.022l$
	2等橋	M _{LA}	M _{S14Y2}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m) 2.78$ $(10 \leq l < 20m) 3.31 - 0.053l$
大正15年	1等橋	M _{LA}	M _{T15Y1}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m) 2.22$ $(10 \leq l < 20m) 2.82 - 0.060l$
	2等橋	M _{LA}	M _{T15Y2}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m) 3.33$ $(10 \leq l < 20m) 4.54 - 0.121l$
	3等橋	M _{LA}	M _{T15Y3}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m) 4.44$ $(10 \leq l < 20m) 6.61 - 0.217l$

(2) せん断力比 $\beta = S_1 / S_2$

対象橋梁の設計荷重		S ₁ (分子)	S ₂ (分母)	衝撃係数	適用範囲	適用範囲外の β
L-20		S _{LA}	S _{L-20}	—	$l \geq 10m$	$(0 \leq l < 10m) 1.3$
L-14		S _{LA}	S _{L-14}	—	$l \geq 10m$	$(0 \leq l < 10m) 1.86$
TT-43		S _{LA}	S _{TT-43}	—	$l \geq 15m$	$(5 \leq l < 15m) 1.0$
昭和14年	1等橋	S _{LA}	S _{S14Y1}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m) 1.92$ $(10 \leq l < 20m) 2.17 - 0.025l$
	2等橋	S _{LA}	S _{S14Y2}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m) 2.78$ $(10 \leq l < 20m) 3.40 - 0.062l$
大正15年	1等橋	S _{LA}	S _{T15Y1}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m) 2.22$ $(10 \leq l < 20m) 2.81 - 0.059l$
	2等橋	S _{LA}	S _{T15Y2}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m) 3.33$ $(10 \leq l < 20m) 4.63 - 0.130l$
	3等橋	S _{LA}	S _{T15Y3}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m) 4.44$ $(10 \leq l < 20m) 6.78 - 0.233l$

注) 衝撃係数欄における○印は、衝撃係数を考慮して断面力を算出することを示す。
—印は、衝撃係数を考慮しなくてもよい。

1. 暫定荷重 (LA荷重) [M_{LA} 、 S_{LA}]

(1) 曲げモーメント $M_{LA} = \left(\frac{P_1 x (2\ell - x)}{8} + \frac{P_2 \ell^2}{8} \right) \cdot (1 + i)$

(2) せん断力 $S_{LA} = \left(\frac{P_1 x}{\ell} \left(\ell - \frac{x}{2} \right) + \frac{P_2 \ell}{2} \right) \cdot (1 + i)$

	等分布荷重 P_1 (tf/m)	等分布荷重 P_2 (tf/m)		
		$\ell \leq 80$	$80 < \ell \leq 130$	$130 < \ell$
曲げモーメント M_{LA}	1.0×2.750	0.350×2.750	$(0.430 - 0.001 \ell) \times 2.750$	0.300×2.750
せん断力 S_{LA}	1.2×2.750			

衝撃係数 i ; コンクリート橋 $i = 10 / (25 + \ell)$ ℓ ; 支間長(m)
 鋼橋 $i = 20 / (50 + \ell)$ x ; 10(m)

2. L-20荷重 [M_{L-20} 、 S_{L-20}]

(1) 曲げモーメント $M_{L-20} = \left(\frac{P \ell}{4} + \frac{q \ell^2}{8} \right) \cdot (1 + i)$

(2) せん断力 $S_{L-20} = \left(P + \frac{q \ell}{2} \right) \cdot (1 + i)$

集中荷重 P (tf/m)	等分布荷重 q (tf/m)		
	$\ell \leq 80$	$80 < \ell \leq 130$	$130 < \ell$
5×2.750	0.350×2.750	$(0.430 - 0.001 \ell) \times 2.750$	0.300×2.750

衝撃係数 i ; コンクリート橋 $i = 10 / (25 + \ell)$ ℓ ; 支間長(m)
 鋼橋 $i = 20 / (50 + \ell)$

3. L-14荷重 [M_{L-14} 、 S_{L-14}]

(1) 曲げモーメント $M_{L-14} = 0.7 \times M_{L-20}$

(2) せん断力 $S_{L-14} = 0.7 \times S_{L-20}$

4. TT-43 荷重 [M_{TT-43}、S_{TT-43}]

(1) 曲げモーメント $M_{TT-43} = J_M \times M_{L-20}$

(2) せん断力 $S_{TT-43} = J_S \times S_{L-20}$

支間長	10	15	20	25	30	40	50	60	70	80
J _M	1.102	1.072	1.153	1.207	1.240	1.259	1.255	1.243	1.229	1.215
J _S	1.238	1.367	1.418	1.427	1.420	1.390	1.357	1.326	1.299	1.276

支間長	90	100	120	140	160	180	200
J _M	1.214	1.213	1.212	1.202	1.184	1.168	1.155
J _S	1.268	1.261	1.252	1.236	1.213	1.194	1.178

(m)
 ※支間長が表の値の間
 のときは、前後のJの値を直
 線補完する。

5. 昭和14年 [M_{S14Y1.2}、S_{S14Y1.2}]

(1) 曲げモーメント M_{S14Y1.2}

$$M_{S14Y} = \left(\frac{P_1 \ell}{4} + \frac{P_2}{4} (\ell - 2a) + \frac{Wb^2}{4} + \frac{Wc^2}{4} \right) \cdot (1+i)$$

(2) せん断力 S_{S14Y1.2}

$$S_{S14Y} = \left\{ P_1 + P_2 \left(1 - \frac{a}{\ell} \right) + \frac{Wd^2}{2\ell} \right\} \cdot (1+i)$$

	集中荷重(tf)		等分布荷重W(tf/m)		载荷距離 (m)			
	P ₁	P ₂	ℓ < 30	30 ≤ ℓ ≤ 120	a	b	c	d
1等橋	10.4	2.6	0.500×2.750 =1.375	(0.545-0.0015ℓ) ×2.750	4.0	ℓ/2-2.00	ℓ/2-5.00	ℓ-5.00
2等橋	7.2	1.8	0.400×2.750 =1.100	(0.430-0.001ℓ) ×2.750	3.5	ℓ/2-1.50	ℓ/2-4.50	ℓ-4.50

衝撃係数 i i = 20 / (50 + ℓ)

ℓ ; 支間長(m)

6. 大正15年 [M_{T15Y1.2.3}、S_{T15Y1.2.3}]

(1) 曲げモーメントM_{T15Y1.2.3}

$$M_{T15Y_} = \left(\frac{P_1 \ell}{4} + \frac{P_2}{4} (\ell - 2a) + \frac{Wb^2}{4} + \frac{Wc^2}{4} \right) \cdot (1+i)$$

(2) せん断力 S_{T15Y1.2.3}

$$S_{T15Y_} = \left\{ P_1 + P_2 \left(1 - \frac{a}{\ell} \right) + \frac{Wd}{2} \right\} \cdot (1+i)$$

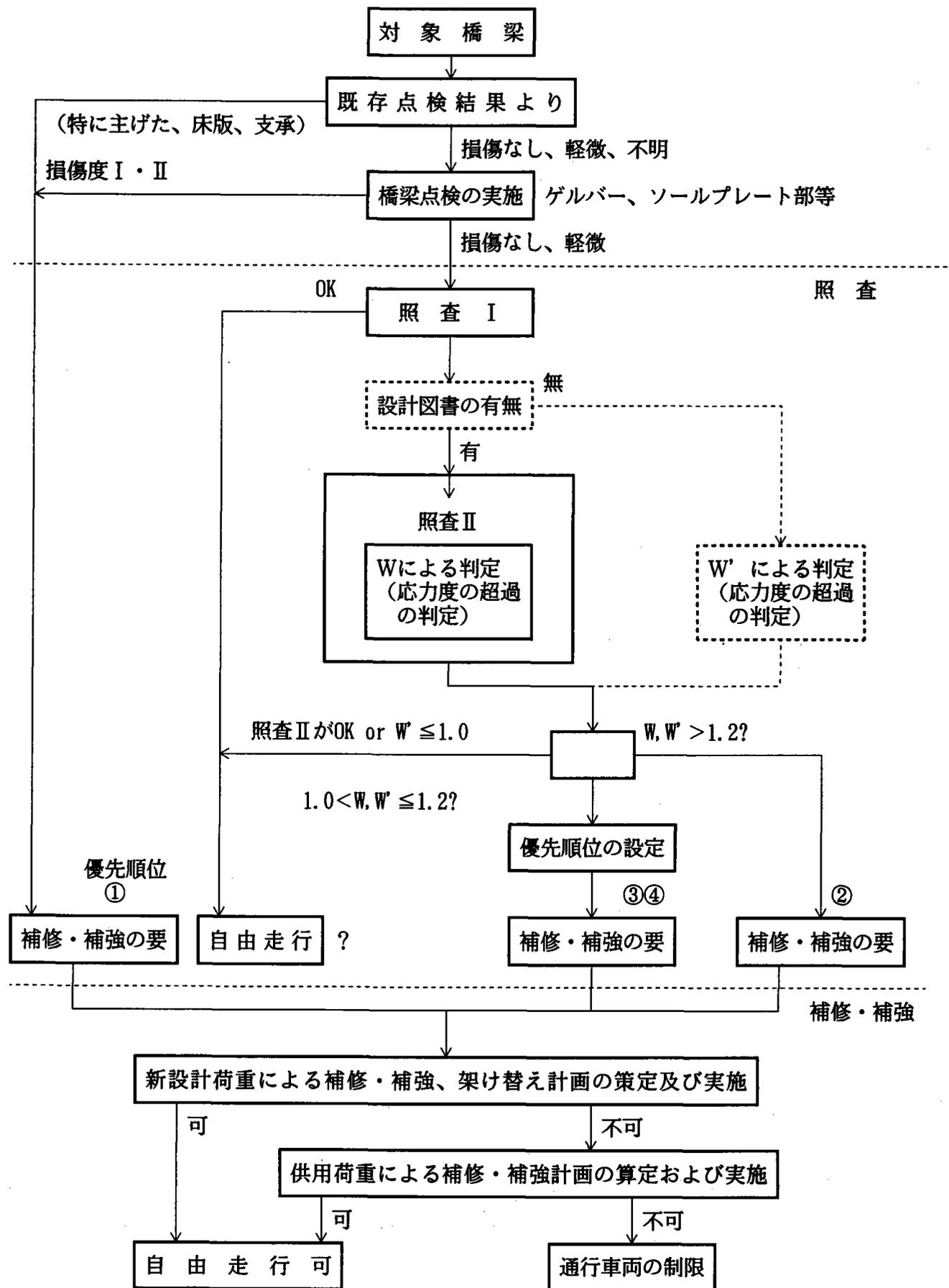
	集中荷重(tf)		等分布荷重W(tf/m)	载荷距離 (m)			
	P ₁	P ₂		a	b	c	d
1等橋	9.0	3.0	$\left(\frac{120.0}{170+l} \leq 0.600 \right) \times 2.750$	3.6	$\ell/2 - 2.00$	$\ell/2 - 4.60$	$\ell - 4.60$
2等橋	6.0	2.0	$\left(\frac{100.0}{170+l} \leq 0.500 \right) \times 2.750$	3.6	$\ell/2 - 1.20$	$\ell/2 - 4.20$	$\ell - 4.20$
3等橋	4.5	1.5	2等橋に同じ	3.0	$\ell/2 - 1.00$	$\ell/2 - 3.50$	$\ell - 3.50$

衝撃係数 i $i = 20 / (60 + \ell) \leq 0.3$

ℓ ; 支間長(m)

その後の変更資料
既設橋の対応の流れ

点 検



照査式一覧

照査 I (活荷重断面力による判定)

$$\alpha / S_{\alpha} K \leq 1.0$$

$$\beta / S_{\beta} K \leq 1.0$$

W' (断面力(活荷重÷死荷重)の超過の判定)

$$\{ (\alpha / K) L + D \} / S_{\alpha} \leq 1.0$$

$$\{ (\beta / K) L + D \} / S_{\beta} \leq 1.0$$

照査 II - 1 (死活荷重比を再計算し、活荷重断面力による判定)

$$\alpha / S_{\alpha}' K \leq 1.0$$

$$\beta / S_{\beta}' K \leq 1.0$$

照査 II - 2 (設計応力度を用いた判定)

$$\{ (\alpha / K) \sigma_{ML} \div \sigma_{MD} \} / S_{\alpha}' \leq \sigma_{\alpha}$$

$$\{ (\beta / K) \sigma_{QL} \div \sigma_{QD} \} / S_{\beta}' \leq \sigma_{\beta}$$

照査 II - 3 (供用荷重による応力度の再計算)

$$(\sigma_{ML}' \div \sigma_{MD}') / S_{\alpha}' \leq \sigma_{\alpha}$$

$$(\sigma_{QL}' \div \sigma_{QD}') / S_{\beta}' \leq \sigma_{\beta}$$

W (応力度の超過による判定)

$$\{ (\sigma_{ML}' \div \sigma_{MD}') / S_{\alpha}' \} / \sigma_{\alpha} \leq 1.0$$

$$\{ (\sigma_{QL}' \div \sigma_{QD}') / S_{\beta}' \} / \sigma_{\beta} \leq 1.0$$

※1 ; 補修・補強の死荷重増や許容応力度の割増しを考慮して照査を行う。
 ※2 ; 断面の減少量やひびわれ、変形等の損傷の影響頻度を考慮して照査を行う。

L	;	断面力に占める活荷重の割合	
D	;	断面力に占める死荷重の割合	
M _L	;	設計時あるいは補修時の活荷重による支点中央曲げモーメント	
M _D	;	死荷重による支点中央曲げモーメント	
Q _L	;	活荷重による支点部せん断力	
Q _D	;	死荷重による支点部せん断力	
σ _{ML}	;	活荷重による支間中央応力度	
σ _{MD}	;	死荷重による支間中央応力度	
σ _{QL}	;	活荷重による支点部せん断応力度	
σ _{QD}	;	死荷重による支点部せん断応力度	
σ _{ML}'}	;	供用活荷重* による支間中央応力度	* ; 「供用荷重」とは、新設計荷重を車線位置を考慮して載荷する荷重のことで、詳細は、本項④を参照のこと。
σ _{MD}'}	;	現況死荷重 による支間中央応力度	
σ _{QL}'}	;	供用後荷重* による支点部せん断応力度	
σ _{QD}'}	;	現況死荷重 による支点部せん断応力度	
σ _α	;	各部材の許容応力度	