鉄筋腐食が生じた短支間橋梁の耐荷性能評価と耐荷力に基づく安全余裕診断の効率化

遠藤　心和子[1]・伊藤　始[2]・栗橋　祐介[3]・柳田　龍平[4]

[1]学生会員　富山県立大学大学院　工学研究科環境・社会基盤工学専攻（〒939-0398 富山県射水市黒河 5180）
E-mail: u557007@st.pu-toyama.ac.jp (Corresponding Author)

[2]正会員　富山県立大学教授　工学部環境・社会基盤工学科（〒939-0398 富山県射水市黒河 5180）
E-mail: itouh@pu-toyama.ac.jp

[3]正会員　金沢大学教授　理工研究域地球社会基盤学系（〒920-1192 石川県金沢市角間町）
E-mail: kuri@se.kanazawa-u.ac.jp

[4]正会員　金沢大学助教　理工研究域地球社会基盤学系（〒920-1192 石川県金沢市角間町）
E-mail: yanagida@se.kanazawa-u.ac.jp

自治体の橋梁の維持管理において，すぐに措置できない健全性Ⅲの橋梁を中期的に管理するための区分方法が必要となっている．本研究では，ボックスカルバート形式と床版形式の短支間橋梁を対象に，構造解析を用いて鉄筋腐食が生じた場合の橋梁形式による耐荷性能や破壊形態の違いを検討した．それを踏まえて，鉄筋腐食による耐荷力低下を考察し，安全余裕診断への活用方法を検討した．その結果，ボックスカルバートは鉄筋腐食本数が多い場合でも耐荷力が大きく減少しない構造であることを確認した．それにより，頂版下面の鉄筋腐食に対するボックスカルバートの耐荷性能は短支間橋梁の床版に比べて優れることを確認した．加えて，ボックスカルバートの耐荷力の概略計算値（耐荷力マスターカーブ）は，解析値と同程度以上になり，安全側の評価になることを確認した．

Key Words: *Box culvert, Slab bridge, corrosion of steel bar, finite element method, load-displacement*

1. はじめに

現在，我が国では橋梁の老朽化が深刻化しており，国や地方自治体の適正な維持管理が求められている．橋梁の管理者には道路法により 5 年に 1 度の定期点検が義務付けられており，定期点検は 2024 年度から 3 巡目が開始されるなどおおむね順調に実施されている．

定期点検では，基本的に近接目視により健全性を診断する．道路橋定期点検要領[1]に定義されている健全性の診断の区分に基づき，健全性Ⅲ「次回定期点検までの措置」や健全性Ⅳ「緊急の対策」と診断される．健全性ⅢおよびⅣの橋梁数は，多くの自治体で全体の 1～2 割を占めており，自治体の財政的制約や人手不足により，それらの橋梁の措置完了率が低い自治体もあり，維持管理手順の見直しが求められている．その中で，健全性Ⅲの橋梁が多い自治体では，現実的に次回点検の 5 年以内に措置できないため，橋梁長寿命化修繕計画においてそれらの橋梁の管理を 10 年から 20 年の中期的な視点で計画している場合が多い．そして，その中期的な措置の順位を，外観上の変状と橋梁の重要度から決めている課題がある[2]．

これらを踏まえて，著者らは，すぐに措置できない健全性Ⅲの橋梁を対象に，利用者の安全や自治体職員の安心感の観点から，耐荷性能を把握して本来の安全度に基づき措置の緊急性を判断することを検討している．検討では，自治体職員が点検結果や現有の耐荷性能を踏まえて，橋梁形式ごとの現時点の適切な措置すなわち簡易補修，経過観察，モニタリング，計画的な補修などに分類することを目指すものである．

図-1 にすぐに措置できない健全性Ⅲの橋梁を中期的に管理するための区分フローの一例を示す．変状位置が主桁でない場合には，緊急性が低いと判断する．変状位置が主桁であるが，軸方向鉄筋（主鉄筋）の腐食による断面減少が多くない場合に緊急性が中程度と判断する．軸方向鉄筋の断面減少が多い場合には，緊急性が高いとして次回点検までに措置すると判断する．この中で，中程度の場合に，本研究で提案する耐荷力の概略計算値の早

見グラフである「耐荷力マスターカーブ」を適用して，高度な専門知識がない場合や配筋条件が不明確な場合でも，本来の安全度を簡易に把握することを想定する[3]．「耐荷力マスターカーブ」については，2 章(6)で詳述する．

検討対象とする橋梁は，自治体が管理する橋梁の多くを占める小規模橋梁（橋長 15m未満）のうち，橋長 2m以上 5m未満の短支間橋梁とした．**図-2** に橋梁形式の概略図を示す．対象とする橋梁形式は，短支間橋梁で多く使用されている床版形式の橋梁（以下，床版とも記す）とボックスカルバート形式の橋梁（以下，カルバートとも記す）とした．対象とする劣化は，北陸地方での早期劣化の要因となる塩害とアルカリシリカ反応とした．これらの劣化は，進行に伴って鉄筋腐食が生じ，構造物の耐荷性能を大きく低下させる要因となる[4]．

検討対象とする構造形式の中でも，カルバートは支承部の点検が不要であることなど点検を簡易化できる可能性があるとともに，不静定構造であるために耐荷性能が高く冗長性を有する特徴がある[5]．それらの観点を含めて管理方法を検討することで，自治体の点検・措置の人員や回数，予算の低減につながると考える．カルバートに関しては，園田ら[6]が比較的小規模な実橋を対象に，実走行荷重によるひずみの計測と FEM 解析を実施した．その結果，支間長が小さく剛性が高いため，床版下面のコンクリート剥離や軸方向鉄筋の腐食が広範囲に見られる状況でも，十分な残存耐力を有することが確認された．松尾ら[7]は，地中構造物のカルバートを対象に，実環境を想定した電食と載荷試験により耐荷性能を評価している．その結果，鉄筋に腐食が生じた場合でも荷重が他の鉄筋に再分配されるため，静定構造に比べて局所的な腐食の影響を受けづらいことが示された．しかしながら，短支間橋梁に適用するカルバートに関する検討や，床版との比較に関する検討は十分に行われていない現状がある．

以上より，本研究では，短支間橋梁の鉄筋腐食に伴う耐荷性能の低下傾向や破壊形態について，カルバートを中心に橋梁形式による違いを明らかにすることを目的とした．加えて，その違いを認識したうえで，解析上の耐荷力の低下傾向を耐荷力マスターカーブと比較し，その精度を把握して，実際の安全余裕の診断や措置の緊急性の判断に活用できる形式で提示することを目的とした．研究では，既往の研究[8]で実大載荷試験と結果がおおむね一致した構造解析手法を用いて，短支間橋梁に用いられるカルバートと床版を対象に，鉄筋かぶり（以下，かぶりとも記す）の有無の影響（3 章），荷重－変位関係の違い（4 章），破壊過程と破壊形態の違い（5 章）を検討した．また，耐荷力の解析値と概略計算値との差異を分析し，耐荷力マスターカーブの精度を把握して，表示形式を整理した（6 章）．

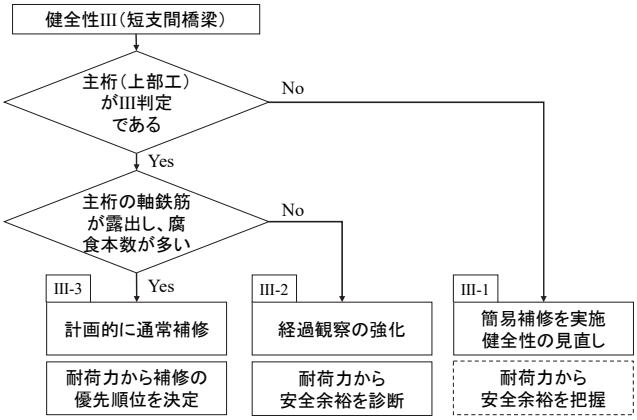
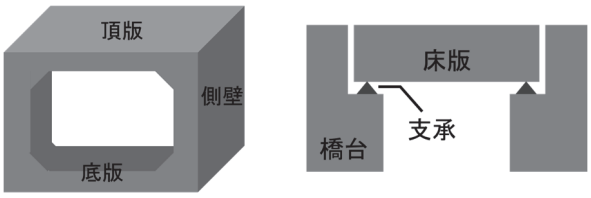


図-1 健全性Ⅲの管理区分フローの例



(a) ボックスカルバート　　(b) 床版橋

図-2 橋梁形式の概略図

2. 構造解析方法と耐荷力の概略計算方法

(1) 概要

本研究では，解析ケースを**表-1** に示すように大きくグループⅠとグループⅡに区分した．グループⅠでは鉄筋腐食が生じた場合の耐荷性能の低下傾向を把握することを目的とし，グループⅡではカルバートを対象に寸法を変えた場合の耐荷性能の低下傾向を把握することを目的とした．グループⅠでは橋梁形式，かぶりの有無，鉄筋腐食本数を変えて，かぶりの影響や荷重－変位関係の検討，破壊過程と破壊形態の検討，耐荷力低下の考察に用い，グループⅡは耐荷力低下の考察にのみ用いた．

鉄筋腐食は，実橋梁の劣化や施工不良等で発生しやすい頂版下面の腐食を想定し，パラメータの腐食本数に応じて所要本数の鉄筋要素を削除することで鉄筋断面の減少が大きい状態（欠損状態）を模擬した．実橋梁では，高欄側の端部から劣化が進展する事例が多いため，頂版下面の鉄筋要素を外側から削除し，その本数をパラメータとした．なお，床版橋の床版部もカルバートの部位名にあわせて頂版と記す．

また，カルバートや床版の解析モデルにおける引張鉄筋側のかぶりの影響を検討するために，その有無をパラメータに設定した．池端ら[9]は，RC はりにおける主鉄筋のかぶりのはく離が耐荷性能に与える影響はほとんどない知見を得ており，カルバートにおける傾向を確認する．

(2) 解析ケース

表-1 のように，グループⅠのパラメータを橋梁形式，カルバートの頂版下面のかぶりの有無，主鉄筋腐食本数 N_a として，21 ケースの解析を実施した．なお，腐食本数を除く条件が同じ解析ケース群をシリーズと呼び，シリーズごとの腐食本数が異なる条件を解析ケースと呼ぶ．橋梁形式はカルバート（B シリーズ）と床版（S シリーズ）とし，カルバートのみにおいてかぶりをあり（B シリーズ）となし（BC シリーズ）とした．主鉄筋腐食本数 N_a は 0, 2, 4, 6, 8, 10, 11 本として，各シリーズですべてのケースを実施した．腐食本数は，鉄筋が橋梁の外側から腐食することを模擬して減少させた．N_a=11 本は橋梁下面の主鉄筋がすべて腐食した状態を表している．解析ケース名は左から，橋梁形式，かぶりの有無，主鉄筋の腐食本数 N_a とした．なお，N_a=11 のとき，配力鉄筋の腐食による曲げ破壊に対する耐荷力への影響がほとんどないことが別途解析により確認されたため，配力鉄筋はすべて健全な状態に設定し比較した．

図-3 にグループⅠのカルバートの形状寸法や解析モデルを示し，**表-2** にカルバートと床版の寸法を示す[5]．カルバートの寸法は，2320×1860×1500 mm であり，短支間橋梁に該当する．グループⅡでは，**表-1** のように B シリーズの支間長 L（2320 mm）を，3480 mm に大きくした BL1 シリーズと BL2 シリーズを設定した．**図-4** および**表-2** にグループⅡのカルバートの解析モデルおよび形状寸法を示す．BC シリーズでは頂版下面のかぶりコンクリートの要素（厚さ 35 mm）を削除することで劣化を模擬したため，板厚は有効高さの 145 mm である．BL1 シリーズは B シリーズと同じ頂版幅 b=1500 mm，主鉄筋本数 R=11 本であり，BL2 シリーズは b=1000 mm，R=9 本とした．なお，実際の側壁および頂版上縁の鉄筋に設けられた重ね継手を，解析ではモデル化の簡単のために省略したものの，頂版下縁の鉄筋には重ね継手を設けていないため，耐荷力への影響はほとんどないと想定して結果を検討した．

表-1 解析シリーズ

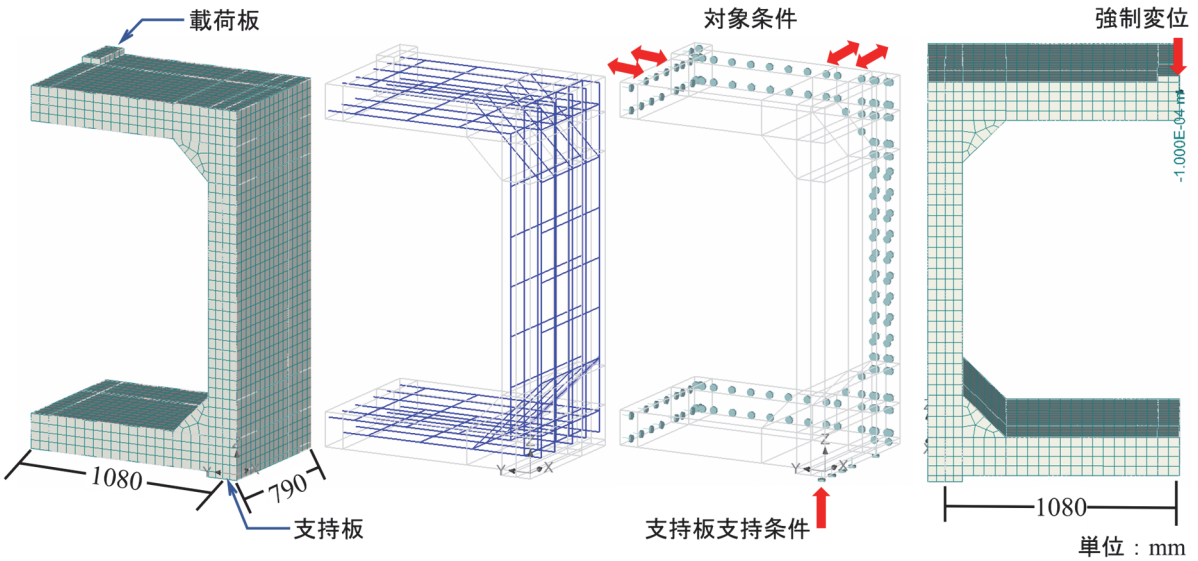
グループ名	シリーズ名	橋梁形式	鉄筋かぶり	支間長 頂版幅 (m)	主鉄筋の腐食本数 N_a (本)
Ⅰ	B	カルバート	あり	2.32, 1.5	0,2,4,6,8,10,11
	BC	カルバート	なし		
	S	床版	あり		
Ⅱ	BL1	カルバート	あり	3.48, 1.5	
	BL2	カルバート	あり	3.48, 1.0	

表-2 解析モデルの寸法

シリーズ名	支間長 L (mm)	部材高 h (mm)	頂版幅 b (mm)	版厚 H (mm)	主鉄筋本数 R (本)
B, S	2320	1860 (B のみ)	1500	180	11
BC (かぶり除く)	2320	1860	1500	180 (145)	11
BL1	3480	2720	1500	260	11
BL2	3480	2720	1000	260	9

表-3 各材料の物性値

材料	弾性係数 (N/mm²)	ポアソン比	圧縮強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)
コンクリート	2.697×10⁴	0.2	35.79	2.498
鉄筋 D13	2.000×10⁵	—	295 (降伏強度)	
鉄筋 D19	2.000×10⁵	—	345 (降伏強度)	
鋼板 (支持板,載荷板)	2.000×10⁵	0.3	—	—



(a) 全体（コンクリート）　(b) 全体（鉄筋）　(c) 境界条件　(d) 断面図，境界条件

図-3 カルバートの解析モデルおよび境界条件（グループⅠ）

(3) 解析モデル

本研究では，解析ソフトとして静的非線形有限要素解析プログラム ATENA3D を使用した[8]．解析要素のうち，コンクリートは六面体要素，鉄筋は埋込型鉄筋要素を用いた．**図-3** にカルバートの解析モデルおよび境界条件を示す．載荷板は輪荷重を想定して 200×500 mm とし，頂版の中心に設置した．カルバートの載荷条件，支持条件，形状寸法に対称性があることから，**図-3(c)** に示すような境界条件を与えることで 1/4 モデルとした．

支点間距離は，**図-3(a)**, **(d)** に示すように，支間長から部材厚の半分である 80 mm を引いた 2160 mm（**図-3** では 1/4 モデルのため 1080 mm）とした．支持条件は線支持とし，支持板を配置した．載荷は，**図-3(d)** に示すように，載荷板に鉛直方向の強制変位（Δd＝0.1 mm/step）を作用させ，荷重が低下，もしくは 200 step に達するまで解析を実施した．水平方向の拘束を低減するため，支持板とコンクリートの間に摩擦係数を 0.3 としたインターフェイス要素を設けた．なお，解析により側面の土圧が曲げ剛性や最大荷重に与える影響は小さいことを確認したため，本研究では土圧を考慮していない．

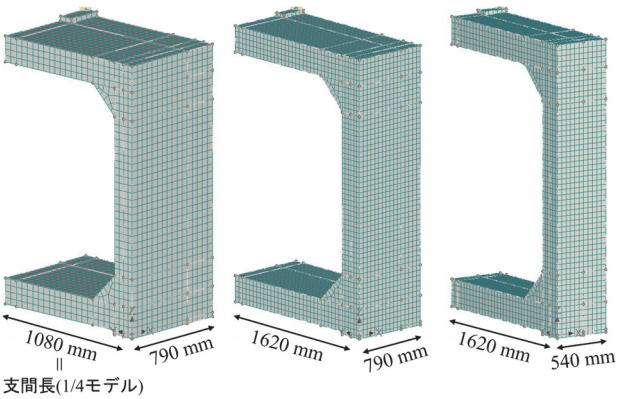
床版の解析モデルは，カルバートとの比較のため，**図-3** に示したカルバートの頂版部を切り出したものとした．カルバートとの比較のため，載荷条件と支持条件，後述の計算条件と材料条件も同様に設定した．支持条件は，ハンチ部を除く側壁部の幅 150 mm にあわせて支持板を配置し，線支持とした．

(4) 計算条件

非線形解析の収束計算には，Modified Newton Raphson method を採用した．収束判定値を満たすまで 120 回を上限に繰返し計算を行った．上限に達しても収束しなかった場合は，強制的に次のステップの計算を行った．

(5) 材料条件

表-3 に各材料の物性値を示す．コンクリートおよび鉄筋の物性値は，土木学会コンクリート標準示方書[10]を参考に算出した．鉄筋はバイリニア型の応力－ひずみモデルを適用した．鉄筋 D13 は側壁外側および頂版下面配力鉄筋，鉄筋 D19 は頂版下面主鉄筋に使用した．鉄筋 D13 は降伏応力 σ_{fy1}＝295 N/mm^2，降伏ひずみ ε_{fy1}＝1475×10^6 であり，鉄筋 D19 は σ_{fy2}＝345 N/mm^2，ε_{fy2}＝1725×10^6 と設定した．支持板および載荷板は弾性体として，物性値は鋼材の一般的な値を使用した．



(a) B シリーズ　(b) BL1 シリーズ　(c) BL2 シリーズ

図-4 カルバートの解析モデル（グループⅡ）

(6) 耐荷力の概略計算値（マスターカーブ）の計算方法

耐荷力の概略計算値は，鉄筋コンクリートの鉄筋降伏モーメントの理論値を基本にして，短支間橋梁の標準的な形状寸法や配筋条件を踏まえた複数の仮定に基づき計算した[3]．この概略計算値は曲げ耐力を対象としており，押抜きせん断耐力が小さい橋梁ではその照査も必要である．**表-4** に概略計算に用いた計算式と数値を示す．曲げモーメント M と耐荷力 P の関係は，カルバートの支持条件を両端固定ばり，床版の支持条件を単純ばりとし，荷重条件をいずれも支間中央の 1 点集中載荷とした．鉄筋の断面積 A_s を算出するための鉄筋比をコンクリート断面積の 1.0%とし，モーメントアーム長 z を断面高さ H の 0.70 とした．材料条件として，鉄筋の降伏強度 f_y を 295 N/mm^2 とした．解析における頂版下面の鉄筋は SD345 であることに対して，概略計算値では既設橋梁の状況を踏まえて SD295 に設定しており，解析値よりも耐荷力が低くなる，すなわち安全側に評価されるように設定した．有効幅 B は自動車 1 台の車幅から 2500 mm とし，断面高さ（版厚）H と支間長 L は入力値とした．これらから，耐荷力 P(kN)の概略計算値の計算式は下記のようになる．ただし，H と L の単位は mm とする．

$$\text{カルバート} \quad P(\text{kN}) = 41.30 H^2/L \tag{1}$$

$$\text{床版} \quad P(\text{kN}) = 20.65 H^2/L \tag{2}$$

この計算式を用いて，グラフの横軸を支間長 L，縦軸を耐荷力として，グラフ上に描いた複数の断面高さ H の曲線を耐荷力マスターカーブと呼ぶ．なお，今回と異なる条件の橋梁には，これらの計算式や耐荷力マスターカーブを十分な確度で適用できないことに留意が必要である．

表-4 概略計算に用いた計算式と数値

計算値	記号	単位	計算式、数値
耐荷力	P	N	カルバート　$P=8M/L$ 床版　$P=4M/L$
曲げモーメント	M	Nmm	$M=A_s f_y z$
鉄筋の断面積	A_s	mm^2	$A_s=0.010BH$
モーメントアーム長	z	mm	$z=0.70H$
鉄筋の降伏強度	f_y	N/mm^2	295
有効幅	B	mm	2500
断面高さ（版厚）	H	mm	入力値
支間長	L	mm	入力値

3. カルバートにおける鉄筋かぶりの影響

鉄筋腐食によるカルバートと床版の耐荷性能や破壊形態の違いを検討するにあたり，鉄筋かぶりの要素の設定を行うために，かぶりの有無が荷重－変位関係に与える影響を検討した．**図-5** にグループⅠの鉄筋腐食を考慮したカルバートと床版の荷重－変位関係を示す．比較しやすさのために，主鉄筋の腐食本数 N_a が 0,4,8,11 である結果を提示した．ここではかぶりの有無による影響のみに着目し，荷重－変位関係に関する検討は4章で示す．

図-5(a) を見ると，かぶりありの B シリーズのひび割れ発生後の剛性は，なしの BC シリーズの剛性に比べて若干大きくなった．N_a=0,4,8 において鉄筋降伏後の剛性および最大荷重は，N_a が同じケースでそれぞれ同程度となった．N_a=11 のかぶりありケース（B-11）の荷重は一定であったことに対して，かぶりなしケース（BC-11）の荷重は変位7mm程度で最大荷重に到達した後に徐々に低下した．

図-6 に B シリーズと BC シリーズの最大荷重と主鉄筋腐食本数 N_a の関係を示す．かぶりの有無による最大荷重の差は，N_a が 0～8 のときほとんどみられず，N_a=10 で 11.8kN，N_a=11 で 22.4kN となった．このように，解析モデルにおけるかぶり要素の設定は，ひび割れ発生後の剛性に若干の増加を与えるものの，最大荷重にほとんど影響を与えなかった．既往の研究で，付着劣化が耐荷性能の低下を招く知見がある [9]．本研究では鉄筋腐食を鉄筋要素の削除により模擬したために腐食した鉄筋は付着がない状態であり，最大荷重が低下する方向すなわち安全側の評価となっている．さらに，実際の橋梁では，下面のコンクリート表面のはく離が顕著でない場合や，鉄筋が内部で腐食している場合などがある．轟らは，コンクリート表面が健全であっても内部で腐食が進んでいるものが存在する知見を得ている [11]．このことから，4 章以降の検討では，表面にかぶり要素を設定した解析モデルで実施した．

4. カルバートと床版の荷重－変位関係の検討

(1) 健全ケースの比較

図-5(a) にグループⅠの健全なカルバート（B-0）の荷重－変位関係を示す．図中の計算値は，カルバートの頂版部分を両端固定ばりとしたときの理論値である．グラフ上の□印はひび割れ発生荷重，△印は側壁外側の引張鉄筋の降伏荷重，○印は頂版下側のすべての主鉄筋の鉄筋ひずみが降伏ひずみに達したときの鉄筋降伏荷重を示す．B-0 の各荷重は，計算値と同程度になった．カルバート頂版への荷重は頂版と側壁の剛結構造で負担して，両端固定ばりに近い状態で機能することが確認できた．最大荷重後の変位 18mm 付近の荷重低下は，圧縮側コンクリートの圧壊により発生した．

図-5(b) に健全な床版（S-0）の荷重－変位関係を示す．図中の計算値は，床版を単純ばりとしたときの理論値である．グラフ上の□印はひび割れ発生荷重，○印は頂版下側のすべての主鉄筋の鉄筋ひずみが降伏ひずみに達したときの鉄筋降伏荷重を示す．S-0 の各荷重は計算値を若干超えるものの，おおむね単純ばりに近い状態で機能することが確認できた．

B-0 と S-0 を比較すると，ひび割れ発生時の変位が 0.7mm 付近，鉄筋降伏時の変位が 8 mm 付近と同様であり，それ

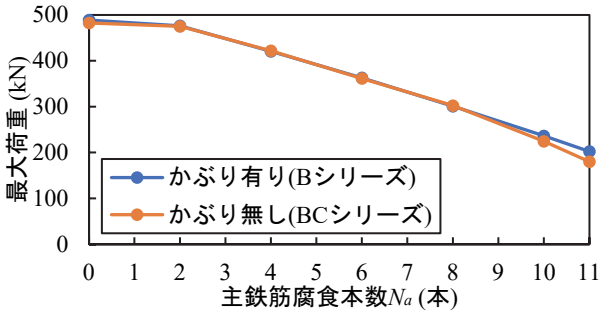
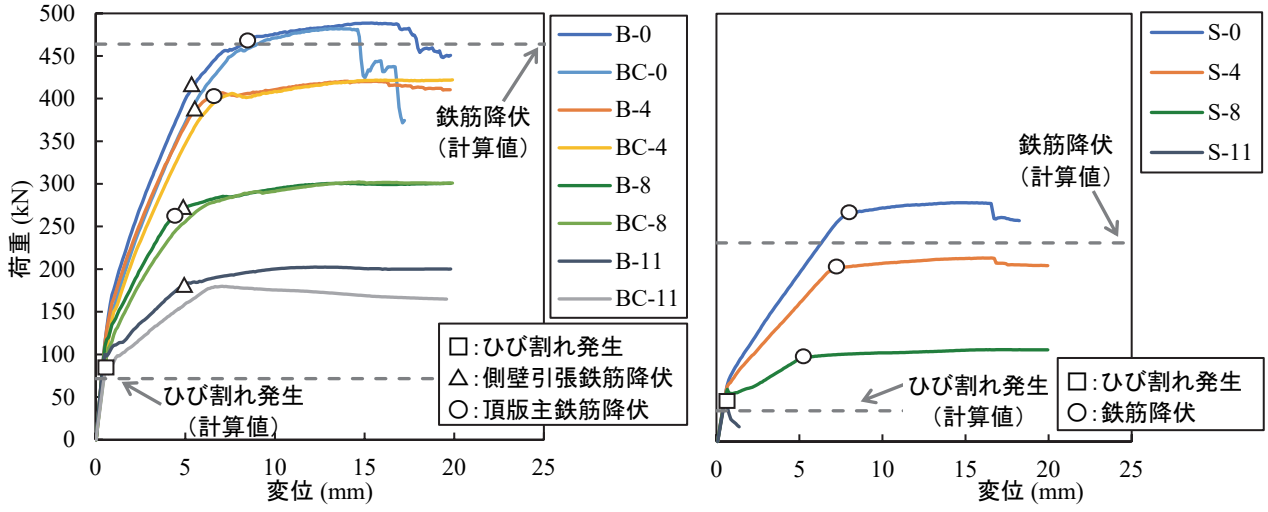


図-6 B・BC シリーズの最大荷重と主鉄筋腐食本数 N_a の関係



(a) カルバート（B・BC シリーズ）　(b) 床版（S シリーズ）

図-5 荷重－変位関係

らの地点のカルバートの荷重が床版の荷重のおおむね2倍であるため，それらの区間の剛性が約2倍である．また，鉄筋降伏後の荷重は，カルバートで増加したことに対して，床版で微増であった．

(2) 鉄筋腐食ケースの比較

図-5(a)における B シリーズの全体傾向として，N_a が増加すると，ひび割れ発生後の剛性や最大荷重は低下した．B-0 では，変位 6 mm 付近で側壁外側の主鉄筋が頂版下面の主鉄筋に先行して降伏し，荷重－変位曲線の剛性が若干低下した．そのあと，変位 9 mm 付近で頂版下側の主鉄筋が降伏することで剛性が大きく低下し，荷重が一定の値に近づく傾向となった．B-4 でも同様の傾向となり，変位 5 mm 付近と 6.5 mm 付近で剛性低下が見られた．

B-8 では，変位 5 mm 付近で頂版の主鉄筋が先行して降伏し，側壁の主鉄筋が降伏することで荷重－変位曲線の剛性が低下した．グラフにはないが，B-6 と B-10 も同様の傾向であった．頂版の主鉄筋がないケース（B-11）でも側壁の鉄筋降伏後に荷重を保持し続けた．今回の解析条件において，頂版下面の主鉄筋がおおむね 5 割以上腐食したケースでは，側壁に先行して頂版下面の主鉄筋が降伏し，側壁の負担により荷重を保持し続けることを確認した．

一方，**図-5(b)**における S シリーズの全体傾向として，N_a が増加すると，ひび割れ発生後の剛性や最大荷重は低下した．S-4 と S-8 の剛性はカルバートと異なり明確に区分され，剛性低下はひび割れ発生時と鉄筋降伏時の 2 回であった．床版の主鉄筋がない S-11 ではカルバート（B-11）とは異なり，ひび割れ発生と同時に荷重が低下した．

5. カルバートと床版の破壊過程と破壊形態の検討

(1) 概要

4 章で述べたように，鉄筋腐食本数が少ないカルバートの破壊過程は，ひび割れ発生，側壁の鉄筋降伏，頂版の鉄筋降伏，コンクリート圧壊の順であった．それに対して，腐食本数が多い場合の破壊は，頂版下面のコンクリートのひび割れにより発生した．ここでは，各破壊過程におけるカルバートと床版の破壊形態の違いを検討した．

(2) ひび割れ分布およびひずみ分布

図-7 に頂版下面のひび割れ分布およびひずみ分布を示す．これらの分布は，変位 10 mm 時点のものである．

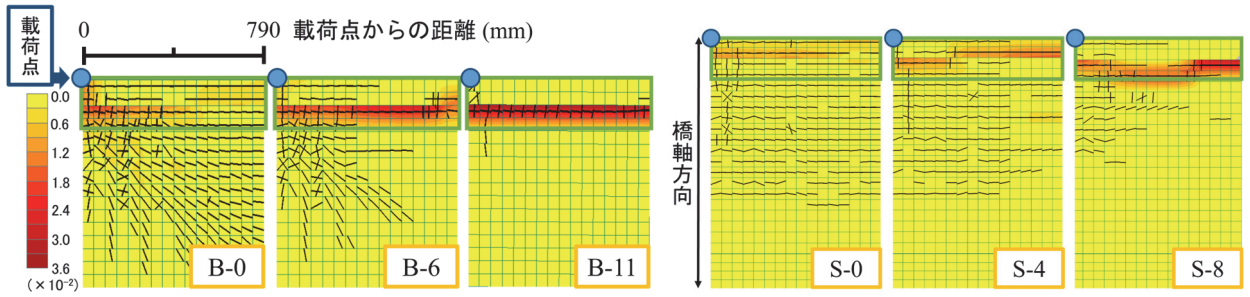
カルバートの健全ケース（B-0）のひび割れは放射状の曲げひび割れとなり，N_a の増加に伴い載荷点近傍に集中した．一方，床版（S-0）では，橋軸直角方向のひび割れが多く発生し，N_a の増加に伴い支間中央に集中した．ひずみ分布も同様に支間中央に局所的に分布した．

カルバートの放射状のひび割れは曲げ変形が 2 方向に生じたことを表しており，床版の橋軸直角方向のひび割れは曲げ変形が 1 方向に生じたことを表している．

(3) ひび割れ幅

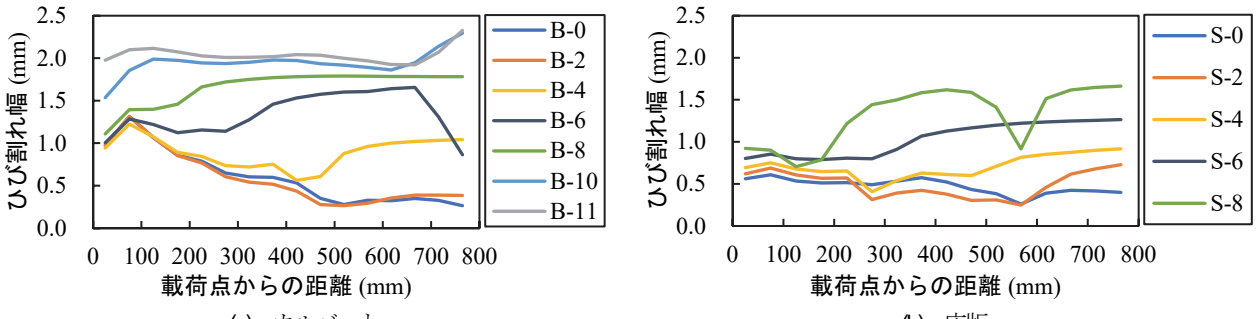
図-8 に頂版下面の頂版幅方向のひび割れ幅分布を示す．ひび割れ幅は変位 10 mm 時点のものであり，**図-7** に緑色の枠で示した支間中央 200 mm における最大幅である．

カルバートの載荷点近傍のひび割れ幅は，N_a の増加に伴いおおむね増加する傾向となり，B-0 で約 1.2 mm，B-11 で約 2.0 mm となった．床版の載荷点近傍のひび割れ幅は



(a) カルバート　(b) 床版

図-7 ひび割れ分布およびひずみ分布（変位 10 mm）



(a) カルバート　(b) 床版

図-8 頂版幅方向のひび割れ幅分布

カルバートのひび割れ幅の半分程度となり，S-0 で約 0.5 mm，S-8 で約 0.9 mm となった．

カルバートの B-0 や B-2 のひび割れ幅は，載荷点から離れることに伴い低下した．それに対して，床版の S-0 のひび割れ幅は，載荷点からの距離に対する傾向が見られなかった．N_a が大きいケースのひび割れ幅は，いずれの形式でも載荷点から離れることで増加した．このことから載荷点から離れた鉄筋が無くなることで，ひび割れ分散効果が小さくなり，**図-7** でも見られたようにひび割れが局所化することが確認できた．また，B-6 と S-6 および B-8 と S-8 を比較すると，載荷点から離れることに伴いひび割れ幅が増加する傾向は床版で強くなった．これにより床版では曲げ変形が 1 方向に生じるため，鉄筋腐食に伴うひび割れの局所化の影響を受けやすいことを確認した．

(4) 主鉄筋のひずみ

図-9 に頂版下面における頂版幅方向の主鉄筋のひずみ分布を示す．鉄筋ひずみは変位 10 mm 時点の最大値である．上図は側面図で主鉄筋位置を表している．

カルバートと床版ともに，変位 10 mm 時点ですべての鉄筋が 3000×10^6 程度以上と降伏しており，荷重－変位関係の傾きが妥当であった．また，ひび割れの検討とあわせて，頂版幅 1.5 m であれば曲げモーメントが頂版幅の全体に作用することが確認できた．

図-9 (a) のように，カルバートの健全ケース（B-0）の鉄筋ひずみは，載荷板端部から離れることに伴い低下した．B-2 や B-4 では，載荷点から離れた箇所の鉄筋ひずみが増加する傾向となった．この要因は，曲げモーメントの圧縮力を分担する上側のコンクリートや鉄筋が健全であることに対して，引張力を分担していた下側の引張鉄筋の本数が減ったため，残された引張鉄筋がより広い断面範囲で荷重を分担したためであると推察された．

図-9 (b) のように，床版の鉄筋ひずみは，S-2 を除き，N_a の増加に伴い増加した．床版のいずれのケースでも，頂版幅方向の鉄筋ひずみの差異がカルバートの差異に比べて小さくなった．頂版中心にかかる荷重による曲げモーメントが頂版幅全体に作用していることを確認した．

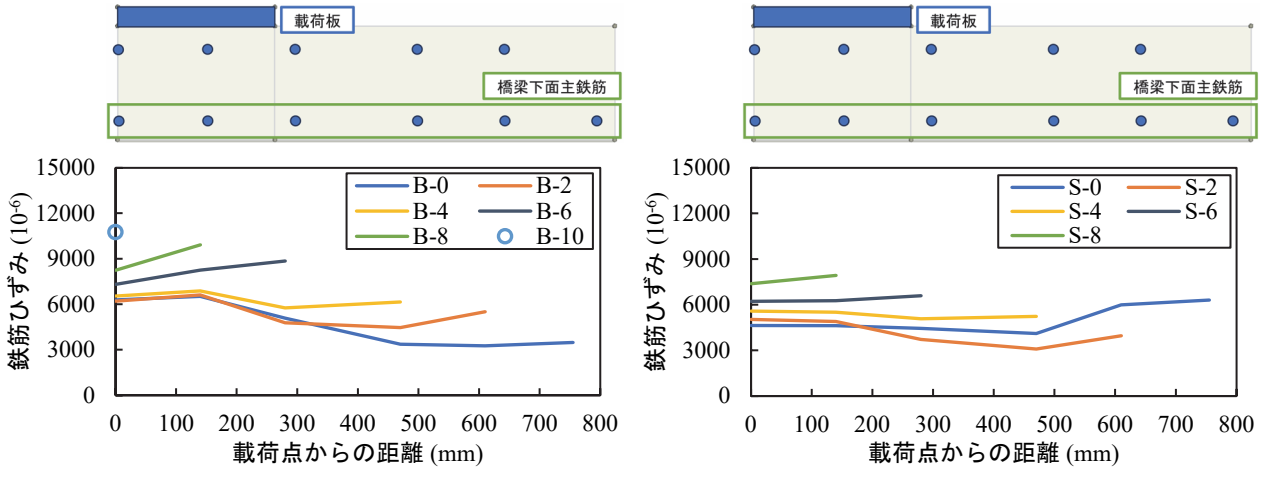
(5) 配力鉄筋のひずみ

図-10 に頂版下面における支間方向の配力鉄筋のひずみ分布を示す．鉄筋ひずみは変位 10mm 時点の頂版幅中央の値である．カルバートの健全ケース（B-0）の鉄筋ひずみは，支間中央付近の 2 点で大きく，降伏ひずみを超えた．支間中央から離れることに伴い緩やかに減少し，500 mm で約 200×10^6 であった．これらのことから，配力鉄筋にも曲げモーメントが幅広く作用し，曲げ変形が 2 方向に生じていることを確認した．カルバートの腐食ケース（B-8）の鉄筋ひずみは，床版の健全ケース（S-0）の値と同程度となり，鉄筋腐食本数が増加した場合でもカルバートの配力鉄筋が橋軸直角方向の曲げモーメントを分担し続ける構造であった．

(6) 破壊過程と破壊形態のまとめ

カルバートは，隅角部が固定され，隅角部の端部の反り上がりを抑制するために，曲げ変形が 2 方向に生じ，ひび割れが放射状に生じた．これにより，鉄筋腐食本数が増加した場合にも，配力鉄筋が橋軸直角方向の曲げモーメントに抵抗することで荷重の保持に寄与するとともに，ひび割れ幅や主鉄筋ひずみの局所化が生じづらかった．

床版は，支点の回転変形による橋軸方向の曲げ変形が 1 方向に卓越して生じ，ひび割れが橋軸直角方向に生じた．これにより，鉄筋腐食本数が増加した場合に，ひび割れ幅や主鉄筋ひずみの局所化が生じやすかった．また，配力鉄筋が軸直角方向の曲げモーメントにあまり抵抗しなかった．ただし，床版の支持条件や支承形式によっては，今回の破壊形態と異なり，曲げ変形が 2 方向に生じる可能性があることに留意が必要である．



(a) カルバート　　(b) 床版

図-9 頂版幅方向の主鉄筋のひずみ分布

6. 鉄筋腐食による耐荷力低下に関する考察と安全余裕診断への活用方法の検討

(1) 概要

本章では，4 章で検討した荷重ー変位関係のうち，頂版の主鉄筋の降伏荷重，側壁の主鉄筋の降伏荷重，最大荷重に着目して，鉄筋腐食による耐荷力低下について考察する．考察を踏まえて，耐荷力の解析値と概略計算値（耐荷力マスターカーブ）を比較して，その差異や要因を検討する．その上で，1 章で課題としたすぐに措置できない健全性IIIの橋梁を中期的に管理することを目指して，耐荷力マスターカーブによる安全余裕診断を提案する．

(2) 橋梁形式の違いによる影響

図-11 に B シリーズの頂版の鉄筋降伏荷重（オレンジ色），側壁の鉄筋降伏荷重（緑色），最大荷重（水色）と主鉄筋腐食本数 N_a との関係を示す．図には S シリーズの頂版の鉄筋降伏荷重（黄色），最大荷重（青色）もあわせて示す．

カルバートにおいて頂版の鉄筋降伏荷重と最大荷重の鉄筋腐食による低下傾向は，N_a が 2～10 のとき，おおむね平行に直線的に推移した．その差は N_a=2 で 18.0 kN，N_a=10 で 47.0 kN のように，N_a の増加とともに増加しており，腐食本数が多い場合でも鉄筋降伏から最大荷重までに荷重増加の安全余裕があることを確認した．

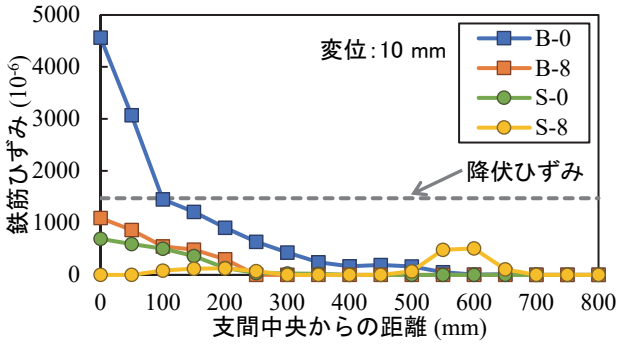


図-10 支間方向の配力鉄筋のひずみ分布

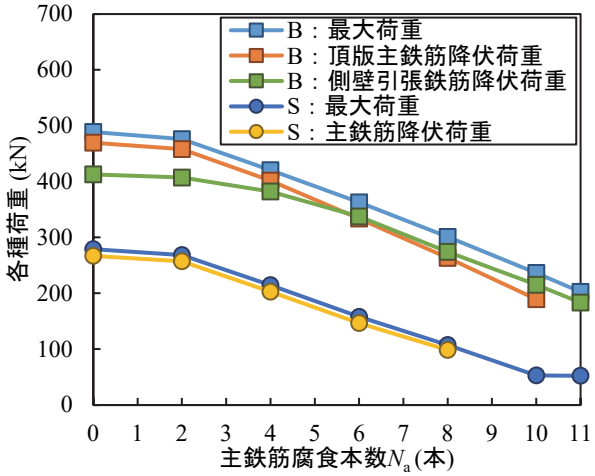


図-11 主鉄筋腐食本数と各種荷重の関係（グループⅠ）

図-11 のカルバートと床版の各種荷重に着目すると，床版の鉄筋降伏荷重と最大荷重の差異は，カルバートの差異に比べて小さくなり，最大荷重までの荷重の増分量が少ないことが明らかになった．これは，カルバートが，N_a≧6 において側壁の鉄筋に先行して頂版の鉄筋が降伏し，側壁が荷重を負担し続ける構造であるためであった．

図-12 に最大荷重比 P_{box}/P_{slab} と主鉄筋腐食本数 N_a の関係を示す．ここで，P_{box} はカルバート，P_{slab} は床版の最大荷重である．N_a が 0 のとき P_{box}/P_{slab}=1.75，N_a が 8 のとき P_{box}/P_{slab}=2.81 となり，N_a の増加に伴い P_{box}/P_{slab} は増加した．N_a=10, 11 では，P_{slab} が著しく低下したため，P_{box}/P_{slab} が他のケースより大きくなった．このことから，今回実施した解析の範囲内では，カルバートは床版と比較して頂版下面の鉄筋腐食に対して耐荷力を保持できることが確認できた．

(3) 寸法の違いによる影響

図-13 にグループⅡの主鉄筋の健全本数と最大荷重の関係を示す．ここで，健全本数とは鉄筋本数から腐食本数を引いたものであり，BL1 シリーズと BL2 シリーズの結果をグラフ上で容易に比較するために，腐食本数に代えて用いた．B シリーズおよび BL1 シリーズは 11 本が健全ケース，BL2 シリーズは 9 本が健全ケースである．

B シリーズと BL1 シリーズは，同程度の耐荷力となった．BL1 シリーズは，支間長 L が大きいものの版厚 H が厚いため，断面二次モーメントが大きくなり，耐荷力が B シリーズと同程度になった．BL2 シリーズの耐荷力は，頂版幅

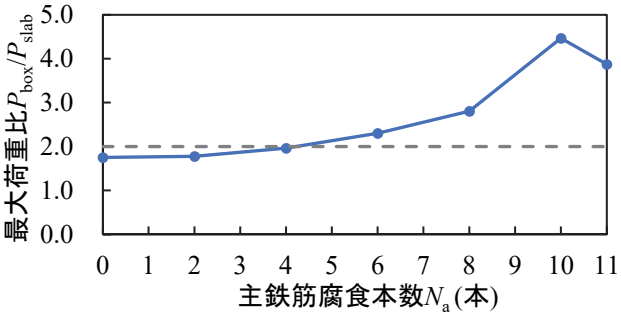


図-12 主鉄筋腐食本数と最大荷重比の関係（グループⅠ）

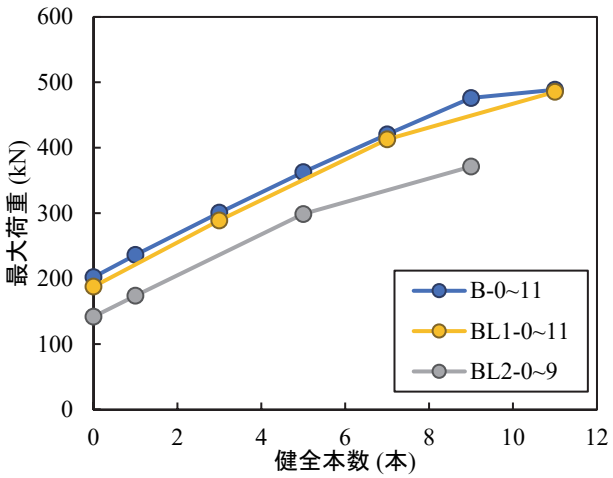


図-13 主鉄筋の健全本数と最大荷重の関係（グループⅡ）

の減少により主鉄筋の本数が減少したため，他の2シリーズより低くなった．これらを実橋梁として用いる際には，複数のカルバートをPC鋼材や高力ボルトにより連結し，一体化させることで耐荷力を維持している．

グラフの傾きを比較すると，主鉄筋の健全本数の増加による耐荷力の上昇は，形状に関わらず，おおむね本数に依存することを確認した．健全本数0～5本の区間における3シリーズの傾きの差は，±2%以内であった．健全なカルバートの最大荷重が分かれば，主鉄筋が腐食したときの耐荷力をおおむね予測できることを確認した．

(4) 解析値と概略計算値の比較

図-14 および**図-15** にカルバートおよび床版の耐荷力マスターカーブを示す．耐荷力Pは支間長Lが大きくなることに伴い小さくなり，版厚 H が大きくなることに伴い大きくなっている．

前節までに述べた解析値を**図-14** および**図-15** にあわせて示す．ここでの解析値は概略計算の有効幅2500mmと比較するため，頂版幅1500 mmのケースは最大荷重を5/3倍，1000 mmのケースは5/2倍することで補正した．**表-2** で示したように，Bシリーズと Sシリーズの版厚は180 mm，BL1シリーズと BL2シリーズの版厚は260 mmである．B-0の解析値は H=200mm のカーブを少し超えた位置にあり，若干大きく計算された．BL1-0の解析値はH=250mmのカーブ上にあり，ほぼ同程度と計算された．BL2-0 の解析値はH=250mm のカーブと H=300mm のカーブの間にあり，若干大きく計算された．S-0の解析値はH=200mmのカーブを少し超えた位置にあり，若干大きく計算された．解析値が若干大きく計算された要因は，耐荷力マスターカーブにおいて鉄筋種類をSD295に設定して，SD345の場合よりも耐荷力を低く見積もり安全側に評価したためである．また，カルバートにおいては，解析の支間長を側壁の幅中央に設定していることや頂版の両端にハンチ部があるため，版厚が薄い部分の長さが短いことの影響があった．

図-14 の解析値のうち鉄筋腐食本数が最大となる B-11，BL1-11，BL2-9 の耐荷力を見ると，いずれも350 kN付近にある．25 t トラック（設計自動車荷重 250 kN）の衝撃を考慮した後輪荷重 P_d（二輪合計）が 277 kN であり，解析の耐荷力が P_d を超えていることを確認できる．このことより，配力鉄筋を健全とした今回の検討において，カルバートは頂版下面の鉄筋腐食が生じた場合でも，自動車荷重による曲げ破壊を生じないことが確認できた．それに対して，**図-15** の床版の鉄筋腐食本数が最大となる S-11 の耐荷力は，今回の配筋条件において自動車荷重を大きく下回ることが確認できた．

(5) 健全性Ⅲの橋梁における安全余裕診断への活用検討

耐荷力の概略値は，管理対象とする短支間橋梁の支間長Lと断面高さHを耐荷力マスターカーブに照合することで把握できる．前節で述べたように，橋梁に大きな損傷がない状態すなわち健全性ⅠやⅡの場合には，トラック荷重等に対して十分な耐荷力を保有することになる．

健全性Ⅲの橋梁においては，鉄筋の腐食状態が分かっている場合に大まかな耐荷力を算出することに活用できる．**図-14** および**図-15** の耐荷力マスターカーブは健全時の値を表しているが，その腐食状態（腐食本数，鉄筋断面減少率等）から判断できる主鉄筋の健全本数の減少割合に応じて比例的にカーブを下げることで，耐荷力の概略値を算出する．トラック荷重等に対するこの耐荷力の倍率（安全率）を算出することで，安全余裕を診断し，措置の緊急性を把握できる．

7. 結論

本研究を通して得られた知見を以下に示す．

(1) カルバートの解析上の耐荷力は，両端固定ばりの計算値と同程度になり，床版の耐荷力の 2 倍程度になることを確認した．

(2) カルバートの破壊過程は，頂版下面の主鉄筋がおおむね 5 割以上腐食したときに，頂版下面の主鉄筋が先行して降伏し，その後に側壁外側の引張鉄筋が降伏した．そのため，頂版主鉄筋の降伏荷重から最大荷重までの余裕があった．

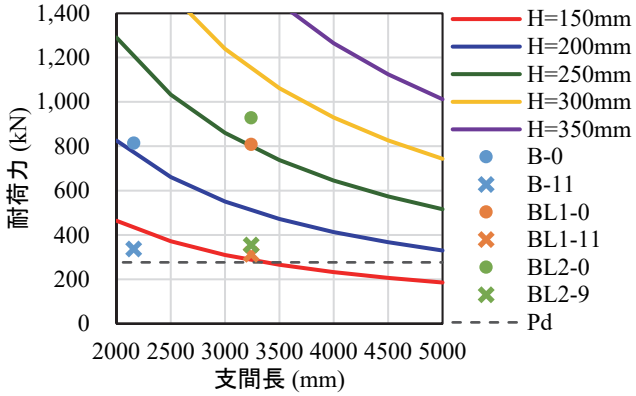


図-14 耐荷力マスターカーブ（カルバート）

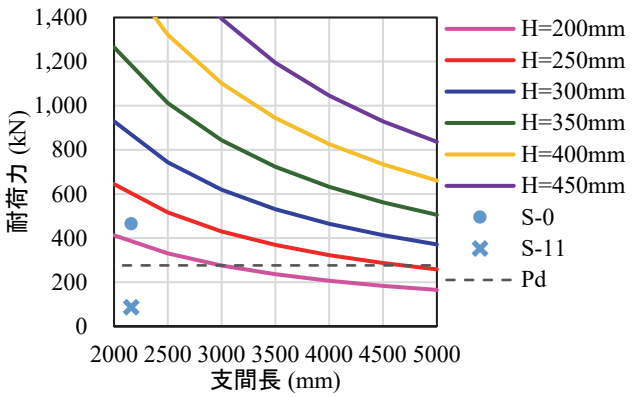


図-15 耐荷力マスターカーブ（床版）

(3) カルバートでは，頂版と側壁の剛結構造によって隅角部の端部が固定され，曲げ変形が橋軸方向と橋軸直角方向の 2 方向に生じる破壊形態であることを確認した.

(4) 床版は主鉄筋腐食本数が増加すると耐荷力が著しく低下するのに対し，カルバートは破壊過程に基づくメカニズム（結論(2)）により，頂版下面の主鉄筋がすべて腐食しても耐荷力が大きく低下しない構造である．そのため，本研究の条件において，頂版下面の鉄筋腐食に対するカルバートの耐荷性能は床版に比べて優れていることを確認した.

(5) カルバートの耐荷力の概略計算値（耐荷力マスターカーブ）は，解析値と同程度以上になり，安全側の評価になることを確認した．解析値との差異は，支間長の設定やハンチ部の影響によることを確認した.

謝辞：本研究は，戦略的イノベーション創造プログラム（代表　宮里心一　教授）の助成を受けたものである．研究の実施にあたり，卒業生の加川響生氏に協力いただきました．ここに記して謝意を表します.

REFERENCES

1) 国土交通省 道路局：道路橋定期点検要領（技術的助言の解説・運用標準），2024.
2) 土木学会：材料劣化が生じるコンクリート構造物の維持管理優先度研究小委員会 委員会報告書（342 委員会），コンクリート技術シリーズ，No.110，2015.
3) Kurihashi, Y.: Trial Meeting and Simplified Structural Capacity Assessment, *Seminar of Advanced Technologies in Structural Maintenance: Japanese Experience and Applications in Vietnam*, 2025.
4) 土木学会：既設コンクリート構造物の構造性能評価研究小委員会報告書，コンクリート技術シリーズ，No.116，2018.
5) Yanagida, R., Kurihashi, Y., Suzuki, K. and Ito, H.: Structural performance of full-scale RC box culverts used as short-span bridges, *The International Association for Bridge and Structural Engineering* (*IABSE*) *Symposium*, pp.2837-2844, 2025.
6) 園田佳巨，大曲正紘：劣化損傷した既設橋梁の残存耐荷性能の評価に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.55A，pp.842-850，2009.
7) 松尾豊史，松村卓郎，玉田潤一郎：鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷性能に関する実証研究，土木学会論文集 E，Vol. 65，No.3，404-418，2009.
8) Kitano, Y., Ito, H. and Suzuki, S.: Punching shear capacity of prestressed concrete slabs made of lightweight concrete mixed with short fibers, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.19, pp.1227-1244. 2021.
9) 池端信哉，中村光：かぶり剥離および付着劣化が生じた RC 梁部材の挙動に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol. 39，No.2，pp.1327-1332，2017.
10) 土木学会：2022 年度制定コンクリート標準示方書【設計編】，2022.
11) 轟俊太郎，曽我部正道，谷村幸裕，松橋宏治：鉄筋腐食によるかぶりコンクリート剥落の実態調査，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32，No.1，pp.1103-1108，2010.

(Received September 30, 2025)
(Accepted November 30, 2025)

Evaluation on Load-Carrying Performance of Short Span Bridge with Corroded Reinforcing Bar and Optimization on Safety Margin Diagnosis based on Load-Carrying Capacity

Minako ENDO, Hajime ITO, Yusuke KURIHASHI and Ryohei YANAGIDA

In the maintenance of the bridge of the local government, the classification method to manage in medium-term the bridge of soundness III which cannot take an action immediately is necessary. In this study, the short span bridge of box culvert type and the floor slab type were investigated. And, using structure analysis, the difference by bridge type of the load carrying capacity or fracture behavior was examined when reinforcing bar corrosion occurred. Based on it, the decrease of load carrying capacity by bar corrosion was investigated and the utilization method of safe margin diagnosis was examined. As a result, it was confirmed that the load carrying capacity of box culvert did not decrease very much when the corroded reinforcing bar increased. Therefore, it was confirmed that the performance of load carrying against the reinforcing bar corrosion of box culvert was better than the floor slab. In addition, it was confirmed that the outline calculation value (master curve) of the load carrying capacity of box culvert was higher or same than analysis value and that the evaluation was the safe side.