

14.2 凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力向上対策に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

技術開発調整監付（寒地技術推進室）

研究担当者：島多昭典、菊田悦二、嶋田久俊、吉田行、野々村佳哲、水田真紀
川村浩二、中村直久、渡辺淳、鈴木哲

【要旨】

本研究では、凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の機能を適切に維持することを目的とし、壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の提案、点検・診断技術と補修・補強対策の提案を行った。評価技術の提案に向けては、(1) 現場調査による劣化程度の把握、(2) 複合劣化を模擬した試験体の衝撃載荷実験、(3) 衝撃耐荷力の評価技術の検討、を実施し、最終的に(4) 衝撃耐荷力の評価技術の提案を行った。また、点検・診断技術と補修・補強技術の提案に向けては、(1) 劣化程度と衝撃耐荷力の関係の整理、(2) 衝撃耐荷力の診断技術の検討、(3) 補修対策時の衝撃耐荷力向上効果の検証を実施し、最終的に(4) 点検・診断技術と補修・補強対策の提案を行った。

キーワード：凍害、塩害、複合劣化、壁高欄、衝撃耐荷力

1. はじめに

積雪寒冷地のコンクリート製車両用剛性防護柵（以下、壁高欄）は、沿岸地域の飛来塩分や凍結防止剤、融雪水の影響を受け、凍害と塩害による複合劣化が生じやすい（写真-1）。北海道の壁高欄、地覆の劣化状況を整理した結果、調査対象とした橋梁の約 40% に壁高欄の変状が見られ、その約半数に鉄筋露出やコンクリートの浮きが生じていることがわかった。

壁高欄は、車両衝突時に弾性的な挙動をするように設計されており、複合劣化によってその性能が低下すれば、車両の高架橋や跨線橋からの逸脱やそれに伴う第三者被害を引き起こす危険性がある。このため、複合劣化を受けた壁高欄の耐衝撃性の推定に必要な判断指標を提供する点検・診断技術を確立すると同時に、壁高欄の性能低下の程度に応じた補修・補強対策を提案していくことが重要である。

本研究では、①凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の提案を目的とし、複合劣化した壁高欄を模擬した試験体の衝撃載荷実験、複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の検討を行った。また、②凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の点検・診断技術と補修・補強対策の提案を目的に、点検や簡易な現場調査による衝撃耐荷力の診断技術の検討、補修工法の検討および実験による補強対策時の衝撃耐荷力向上効果の検証を実施した。



写真-1 積雪寒冷地における壁高欄の劣化事例

2. 現地調査による壁高欄の劣化程度の把握

2. 1 調査概要

壁高欄は、一般に、橋梁や高架橋のうち車両逸脱によって重大な被害が発生するおそれのある区間に設置される。

そこで、北海道内における壁高欄の実態調査として、国土交通省北海道開発局が管理する一般国道の橋梁点検調査書(平成 17～22 年度)をもとに、壁高欄を有する 451 橋梁について、設置状況及び劣化状況を整理した。

2. 2 北海道内の壁高欄の設置状況

壁高欄は、弾性範囲内での変形しか見込まない設計となっており、車両衝突時の衝撃力を緩和するために、傾斜角や地覆の有無等の前面形状の工夫がされている。その形状としては防護柵の設置基準¹⁾において、直壁型、フロリダ型、単スロープ型の 3 タイプが示されている（図-1）。

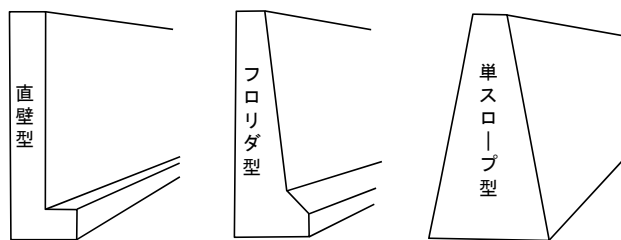


図-1 壁高欄の形状

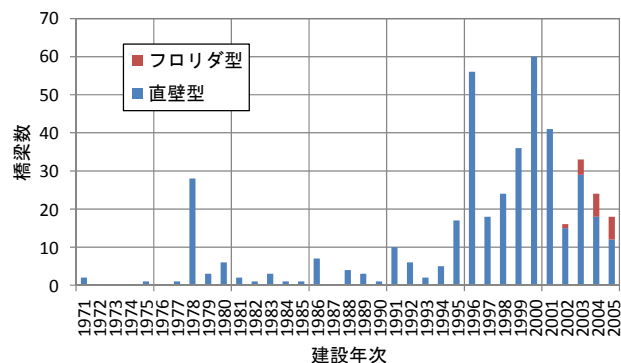


図-2 壁高欄を有する橋梁の建設年次と壁高欄形状

国土交通省北海道開発局の管理橋梁のうち、壁高欄を有する橋梁の建設年次と壁高欄形状について図-2に示す。壁高欄を有する橋梁の建設数は1994年(平成6年)の地域高規格道路の建設開始とともに増大しており、図-2のうち1994年以降に建設された橋梁は全体の約8割を占めている。また、壁高欄の形状をみると、直壁型が大多数を占めており、次いで、フロリダ型が近年に建設された橋梁においてわずかながら確認できた。一方、単スロープ型の壁高欄については、今回の調査範囲では確認することができなかった。このため、本研究では、古くから用いられている形状であり、かつ建設数が多い形状である直壁型の壁高欄を中心に実験及び検討を進めていくこととした。

2.3 北海道内の壁高欄の劣化状況

北海道内の壁高欄の変状を外観目視の範囲で分類すると、写真-2に示すような(a)コンクリート表面のスケーリング、(b)鉄筋の腐食に伴うコンクリートかぶりの浮き、(c)腐食鉄筋の露出に大別できた。

全調査対象橋梁に占める壁高欄の変状種類の割合を図-3(a)に示す。また、図-3(b)～(c)には、建設から10年経過毎の各変状の割合を順に示す。なお、集計にあたり、表面剝離と鉄筋露出が同時に発生している場合は、鉄筋露出としてカウントしている。図-3(a)より、約4割の壁高欄を有する橋梁で何らかの変状が生じており、その数は図-3(b)～(c)に示される通り、経年に伴い増加していく傾向にある。特に、建設から20年以上経過した橋梁では、その半数以上で鉄筋腐食の発



(a) スケーリング



(b) 鉄筋腐食による浮き



(c) 鉄筋露出

写真-2 積雪寒冷地における壁高欄の劣化事例

生が確認できた。図-2で示すように、壁高欄を有する橋梁は1994年以降に大きく増加しており、それらの橋梁が建設後20年を経過し、近い将来、多くの劣化が顕在化することが懸念される。よって、本研究により、複合劣化した壁高欄の耐荷力の評価技術や、点検・診断及び補修・補強対策を検討することは非常に重要である。

次に、変状のうち、浮き及び鉄筋露出が確認できた橋梁について、その腐食発生箇所別に分類した結果を図-4に示す。約8割程度の変状が壁高欄の内側面のみで確認されており、基部に多かったことから、凍結防止剤の散布や融雪水の滞水の影響による凍害・塩害の複合劣化によって変状が発生していると推測される。壁高欄の基部は設計時の曲げ照査位置であり、他の変

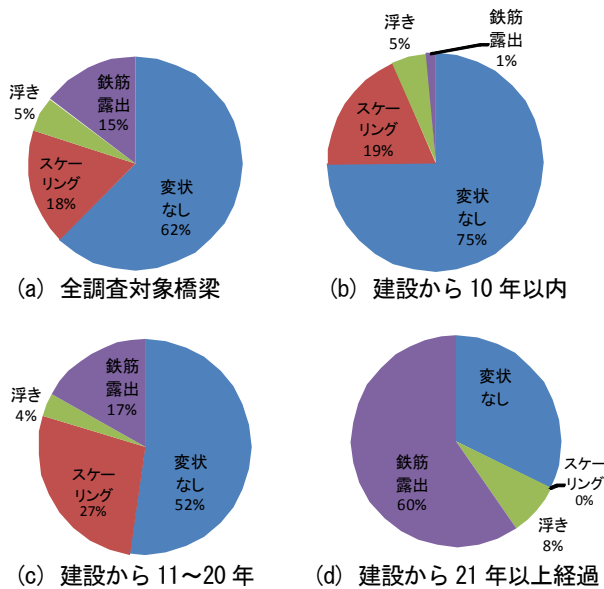


図-3 各変状の割合

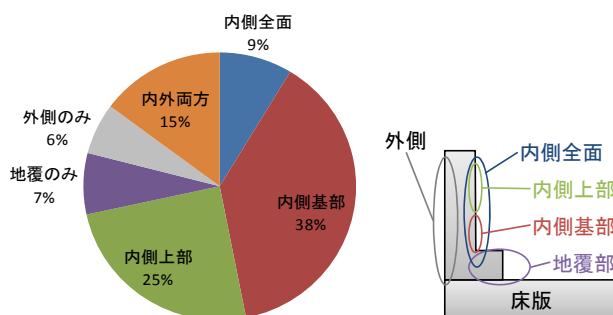


図-4 浮きおよび鉄筋腐食の発生部位

状発生箇所と比較して耐荷力へ及ぼす影響が大きいことから、載荷実験などによって優先的に検証する必要があると考えられる。

3. 複合劣化した壁高欄を模擬した試験体の衝撃載荷試験

RC 梁の耐衝撃挙動に及ぼす凍結融解劣化の影響を検討することを目的に、気中凍結水中融解法により劣化させた RC 梁に関する重錘落下衝撃実験を行った。ここでは、相対動弾性係数が 100% ~ 70% 程度までの劣化度を対象に実験を行った。

3.1 試験体概要

表-1 には、実験に使用したコンクリートの配合およびフレッシュ性状を示している。凍結融解による劣化を促進させるため水セメント比を 57%、材齢による強度増進を極力低くするためにセメントには早強セメントを用いるとともに養生期間を 6 週間として十分

表-1 コンクリートの配合とフレッシュ性状

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					スランプ (cm)	空気量 (%)
		C	W	S	G	AE 減水剤		
57	44	275	157	886	1,117	C×1%	12	2.0

*セメントの種類：早強セメント，骨材の最大寸法：25 mm

表-2 RC 梁の計算静的耐力

計算曲げ耐力 (kN)	計算せん断耐力 (kN)	せん断余裕度
4.1	7.18	1.75

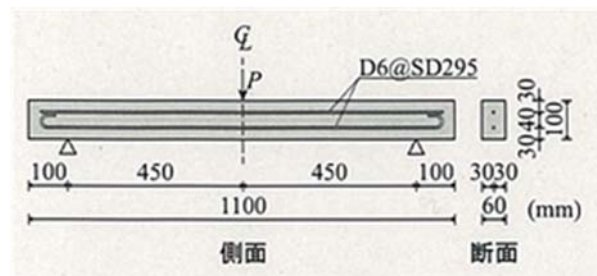


図-5 試験体概要

に養生した後に凍結融解装置による促進劣化を行った。

・RC 梁の形状寸法

図-5 および表-2 に、それぞれ試験体の形状寸法および計算静的耐力を示す。なお、表-2 の計算曲げ耐力およびせん断耐力は土木学会コンクリート標準示方書²⁾ に準拠して算出したものであり、部分安全係数は考慮していない。本実験に用いた試験体は、断面寸法(幅×高さ)が 60 mm × 100 mm、純スパン長が 900mm の複鉄筋矩形 RC 梁である。軸方向鉄筋として D6(SD295) を上下に一本ずつ配筋しており、せん断補強筋は配筋していない。また、表-2 に示すように、せん断余裕度は 1.75 であり、静的には曲げ破壊型で終局に至る梁である。

・凍結融解による促進劣化の概要

凍結融解による促進劣化は気中凍結水中融解法により行い、JIS A 1148 の凍結融解試験法に準じて凍結融解温度を -18℃ ~ +5℃ とした。なお、試験体寸法が規格とは異なり、装置内中心に設置した梁中央の断面に挿入したセンサーにて温度を管理したため、1 サイクルの所要時間は 7 時間程度となった。

また、RC 梁の支点部の凍結融解作用による断面欠損防止のために、RC 梁の両端部から 100 mm の範囲はスタイロフォームをコーキング材で保護した。

・劣化の評価方法

本論文における劣化度の評価は、超音波測定器で得られた超音波伝播速度を用い、下式(1)より算出した相対動弾性係数を用いて行った。

$$\text{相対動弾性係数}(\%) = v_a^2 / v_0^2 \times 100 \quad (1)$$

ここに、 v_a ：促進劣化後の超音波伝播速度、 v_0 ：促進劣化前の超音波伝播速度である。

また、図-6 に、RC 梁における超音波伝播速度の測定位置を示す。測定位置は全 19 箇所あり、所定のサイクル数毎に超音波伝播速度を測定した。なお、全実験ケースの事前検討において、支点部付近の劣化度は、RC 梁の耐衝撃挙動にほとんど影響を与えないことが明らかになったことから、ここでは検討を単純化するために、左右両端部における各 3 箇所の測定値は検討から除外した。

図-7 に、D79-IS 試験体における促進劣化のサイクル数とスパン中央断面 3 箇所の測定点での相対動弾性係数の関係を示す。図より、サイクル数の増加に伴って相対動弾性係数が低下していることが分かる。

表-3 に、コンクリートコア供試体の相対動弾性係数、圧縮強度および静弾性係数の一覧を示す。また、図-8 に、供試体の圧縮応力-ひずみ関係を示す。なお、コンクリートコア供試体は直径 25 mm、高さ 60 mm であり、実験に用いた RC 梁と同様の環境条件で劣化させた梁の側面から採取した。また、圧縮試験は汎用の万能圧縮試験機を用いて行い、圧縮ひずみは側面に貼付した 30 mm 箔付きひずみゲージにて測定した。

表および図より、相対動弾性係数が低下すると、圧縮強度および静弾性係数が低下する傾向にあることが分かる。なお、本実験では試験体製作の都合上、コアの直径と粗骨材最大寸法が同じであるため、一般的な直径 100mm の供試体に比べ実験結果のばらつきが大きくなった可能性があり、今後もさらにデータを蓄積しなければならないものと考えている。

3. 2 RC 梁の載荷実験の概要

表-4 に、本実験に用いた RC 梁の試験体一覧を示す。試験体は凍害劣化による劣化程度と載荷方法を変化させた全 14 体である。表中、試験体名の第 1 項目は凍害劣化の有無(N: 健全、D: 劣化)を示し、D に付随する数字は試験体の平均相対動弾性係数である。従って、付随する数字が小さいほど劣化が進んでいる試験体であることを意味している。また、第 2 項目は載荷方法(S: 静的荷重載荷、IS: 衝撃荷重載荷)を示している。

静的荷重載荷実験は、写真-3 の実験装置を用いて行った。実験は、載荷速度を 0.12 mm/分とし、三点曲

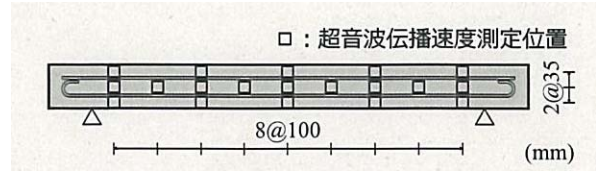


図-6 超音波伝播速度測定位置

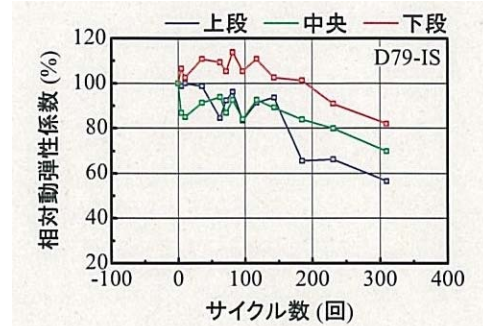


図-7 相対動弾性係数の推移に関する一例

表-3 コンクリート供試体一覧

試験体種類	コア番号	相対動弾性係数 (%)	圧縮強度 (MPa)	静弾性係数 (GPa)
N	1	100	34.3	22.8
	2		26.1	19.3
	3		26.7	23.1
	4		35.6	22.5
	平均		30.7	21.9
D	1	81.5	26.0	11.1
	2	74.8	20.7	7.9
	3	82.6	30.1	16.6
	4	—	26.1	16.0
	平均	—	25.7	10.32

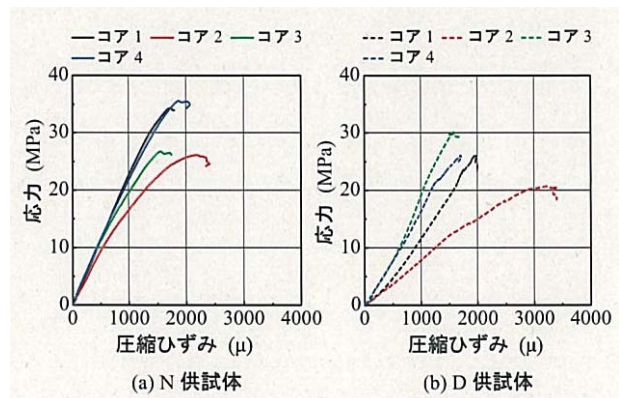


図-8 コンクリートコア供試体に関する圧縮応力-ひずみ関係

表-4 試験体一覧

試験体名	平均相対動弾性係数 (%)	載荷方法
N-S	100	静的荷重載荷 (載荷速度 0.12 mm/分)
D84-S	84.9	
D85-S	85.3	
D53-S	53.9	
N-IS-1	100	衝撃荷重載荷 (設定落下高さ $H = 600$ mm)
N-IS-2	100	
D86-IS	86.9	
D82-IS	82.2	
D81-IS	81.5	
D79-IS	79.5	
D76-IS	76.5	
D75-IS-1	75.1	
D75-IS-2	75.1	
D73-IS	73.5	



写真-3 静的荷重載荷実験の状況



写真-4 衝撃荷重載荷実験の状況

げ載荷法により RC 梁のスパン中央部に変位制御で鉛直荷重を作用させることにより行った。なお、測定項目は、荷重および載荷点変位である。

衝撃荷重載荷実験は、写真-4 の実験装置を用いて行った。実験は、質量 20 kg、先端直径 60 mm の鋼製重錘を設定落下高さ $H = 600$ mm から RC 梁のスパン中央部に 1 度だけ自由落下させる単一載荷法により行った。また、試験体の両支点部は回転を許容し、浮き上がりを拘束するピン支持に近い構造となっている。なお、重錘の実測衝突速度は 3.2 m/s であり、自由落下に換算した落下高さは 522 mm である。

衝撃荷重載荷実験の測定項目は、重錘衝撃力および支点反力であり、サンプリングタイムを 0.01 ms としてメモリレコーダーにて一括収録している。また、載荷点変位に関しては、高速度カメラによって撮影された画像を用い、試験体に貼付したターゲットマーカーの移動量から算出した。フレームレートは 2000 枚/秒である。さらに、実験終了後には試験体のひび割れ性状を観察し記録している。

3. 3 静的荷重載荷実験結果

図-9 に、静的荷重載荷実験における荷重-変位関係を示す。図より、N 試験体の場合には、荷重 $P=1$ kN 程度において曲げひび割れの発生に伴って初期剛性が低下している。その後、 $P=3.5$ kN 程度において主鉄筋が降伏し、剛性勾配がさらに低下している。最終的には、変位 $\delta=15$ mm において上縁コンクリートが圧

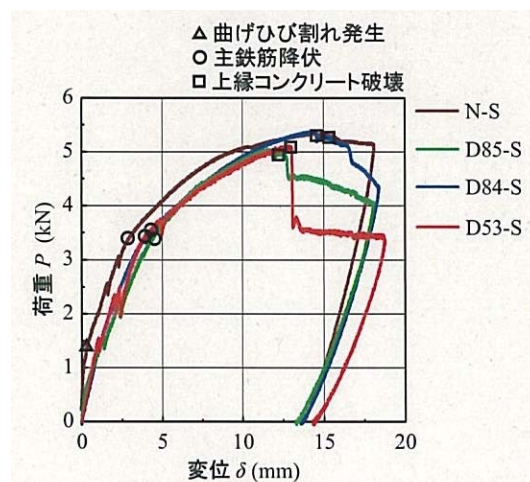


図-9 静的荷重載荷時における荷重変位関係

壊し、除荷状態となって終局に至っている。

これに対して、D 試験体の場合では、いずれの試験体においても N 試験体と同様に、鉄筋の降伏荷重が $P=3.5$ kN 程度であるものの、N 試験体に見られるような曲げひび割れの発生による初期剛性の変化は確認できない。

これは、凍結融解作用によって既にひび割れが発生しているためであると推察される。また、D 試験体は、N 試験体よりも小さい荷重で上縁コンクリートの圧縮破壊に至る傾向にあることが分かる。なお、D85/D53-S 試験体の場合は、最大荷重到達後荷重が急激に低下している。これは、上縁コンクリートが圧壊するとともに剥落したことによるものと推察される。

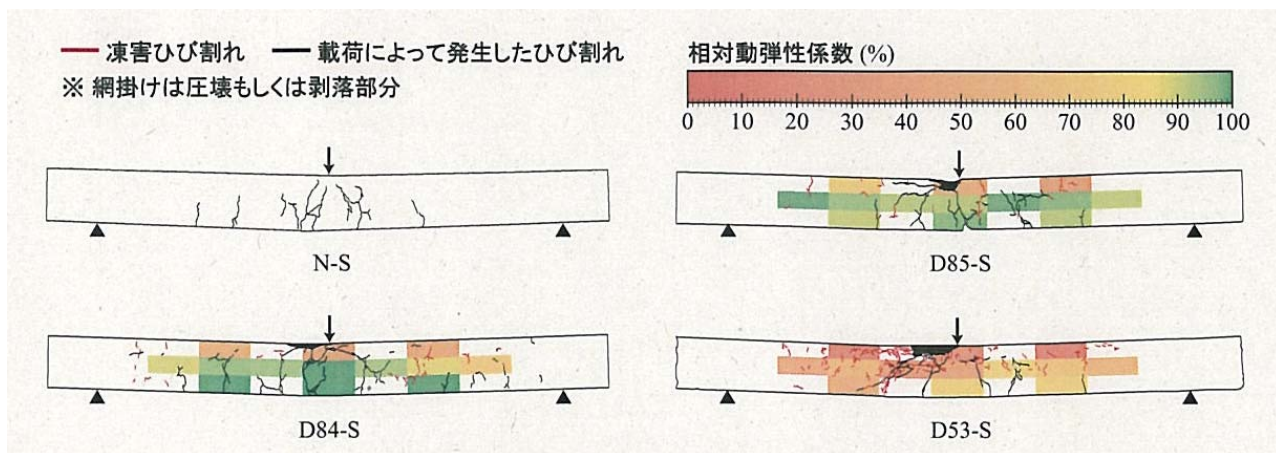


図-10 静的荷重試験終了後のひび割れ分布

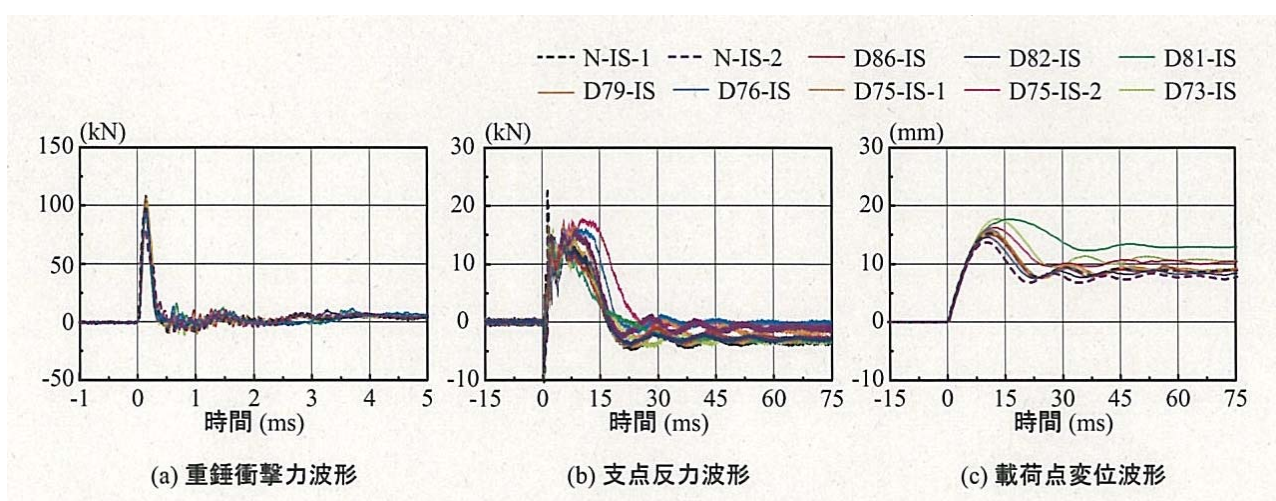


図-11 各種時刻歴応答波形

図-10 に、静的荷重試験終了後のひび割れ分布を示す。図中の赤線と黒線は、それぞれ凍害劣化によって発生したひび割れ(以下、凍害ひび割れ)と、荷重によって発生したひび割れを示している。また、相対動弾性係数の分布を図中のコンターレベルを参照してカラー表示している。なお、試験体の圧縮側における劣化が引張側と比較して進行する傾向にあるのは、圧縮側が打設面であることが 1 つの要因であるものと推察される。

図より、N-S 試験体の場合には、スパン中央部近傍に曲げひび割れが発生している。これに対し、D 試験体の場合には、N 試験体よりも曲げひび割れの他斜めひび割れが広範囲に発生していることが分かる。また、上縁コンクリートも圧壊しかつ剥落している。これは、試験体の上縁コンクリートの相対動弾性係数が小さく、凍害劣化によるコンクリート強度低下が強く

影響したことによるものと考えられる。このような傾向は D53-S 試験体において顕著に見られる。なお、D53-S 試験体の場合には、荷重点の左側において上縁コンクリートの圧壊と斜めひび割れが発生している。これは、左側領域の相対動弾性係数が小さい傾向にあり、このことが破壊の偏りに影響したものと推察される。

3. 4 衝撃荷重試験結果

・各種応答波形

図-11 に、衝撃荷重試験における全試験体の各種時刻歴応答波形を示している。

図-11 (a) より、重錘衝撃力波形は、いずれの試験体においても重錘衝突と同時に立ち上がり、継続時間が約 0.5 ms の正弦半波状の波形を示している。また、最大衝撃力は試験体ごとのばらつきはあるものの、劣化の有無に関わらず 100 kN 程度である。

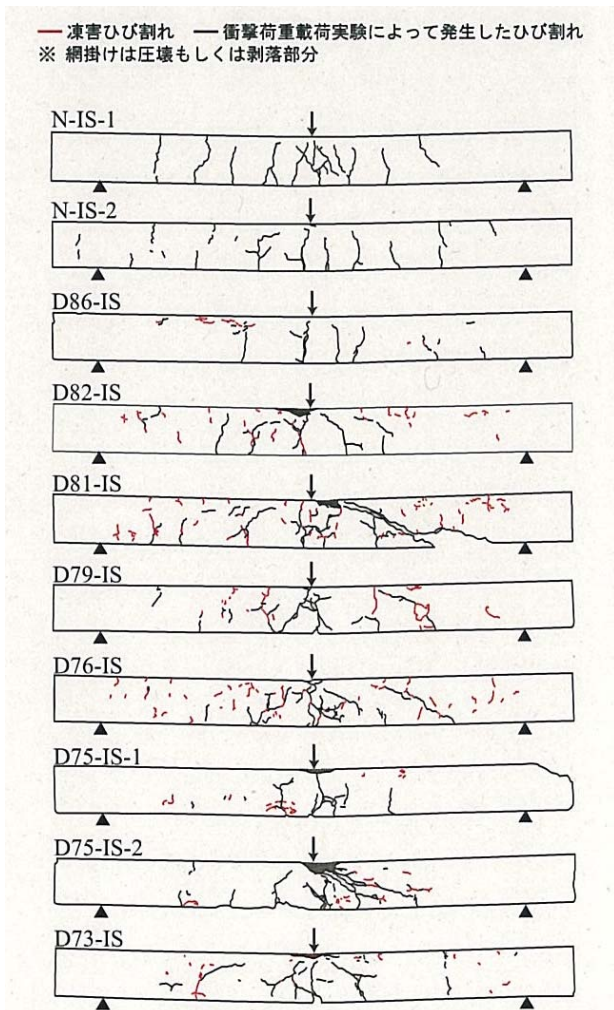


図-12 衝撃荷重実験終了後のひび割れ分布

図-11 (b) より、支点反力波形は、劣化の有無に関わらずほぼ同様の波形性状を示していることが分かる。しかしながら、第1波の継続時間は、D試験体の場合がN試験体よりも長くなる傾向がある。これは、凍結融解作用によるコンクリートの弾性係数の低下やひび割れの発生によってRC梁の曲げ剛性が低下したことによるものと推察される。

図-11 (c) より、荷重点変位波形は、重錘衝突と同時に立ち上がる正弦半波状の波形性状を示していることが分かる。また、D81-IS試験体の最大変位および残留変位が、他の試験体に比較して大きい。これは、後述するように、D81-IS試験体の場合には凍害劣化によって破壊形式が曲げ破壊型からせん断破壊型に移行したためであると推察される。

また、本研究における凍害劣化の範囲では、平均相対動弾性係数の低下が各種応答値の最大値に与える影響は比較的小さいと考えられる。

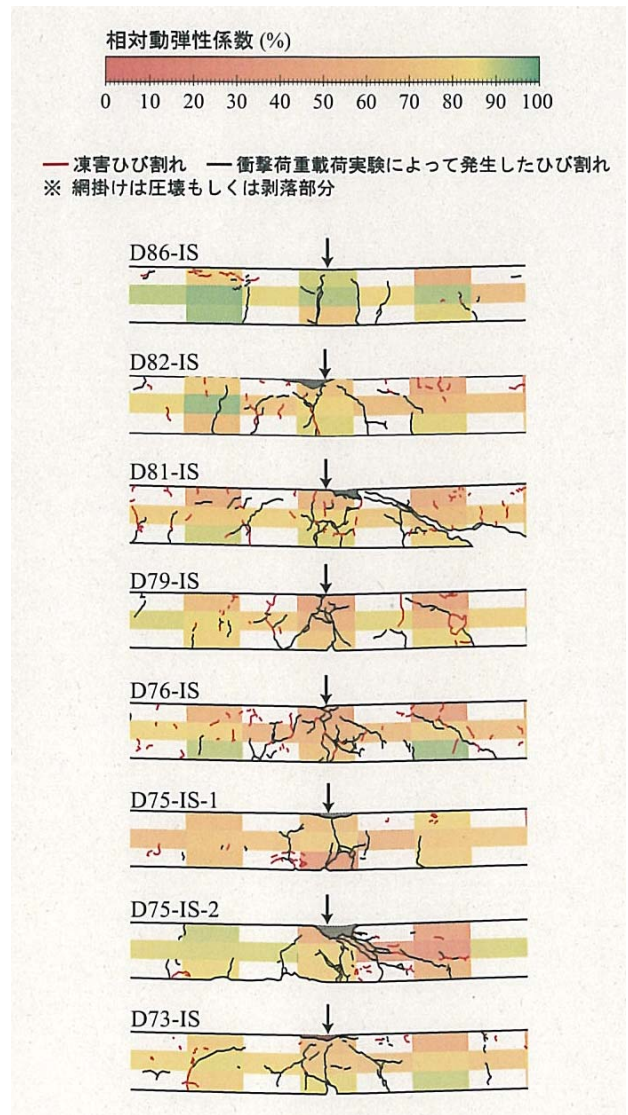


図-13 ひび割れ分布と相対動弾性係数の分布図

・ひび割れ性状

図-12に、衝撃荷重実験終了後のひび割れ分布を示す。

N試験体の場合は、上下縁から進展する曲げひび割れが荷重点から両支点にかけて分布していることが分かる。これは、特に上縁に発生するひび割れは、重錘衝突直後に曲げ波が荷重点から支点に向かって伝播し、見かけ上の固定端が両支点側に推移する状況になるため、負曲げが発生することによるものと推察される。

N試験体の場合は、上下縁から進展する曲げひび割れが荷重点から両支点にかけて分布していることが分かる。これは、特に上縁に発生するひび割れは、重錘衝突直後に曲げ波が荷重点から支点に向かって伝播し、見かけ上の固定端が両支点側に推移する状況になるため、負曲げが発生することによるものと推察される。

一方、D 試験体の場合は、N 試験体に見られた上下縁から進展する曲げひび割れはほとんど見られず、相対動弾性係数が小さいほど斜めひび割れや上縁コンクリートの圧壊が顕在化する傾向にあることが分かる。また、そのひび割れ分布性状は、i) スパン中央部で曲と上縁圧壊が卓越する形式と、ii) 斜めひび割れが顕在化する形式に分類することができる。

・ひび割れ性状と相対動弾性係数分布の関係

図-13 に、前述のひび割れ分布に相対動弾性係数の分布をコンターレベルを参照してカラー表示したものを重ねて示す。図より、ひび割れや損傷は、各部位の相対動弾性係数に影響を受ける傾向にあることが分かる。すなわち、スパン中央部の相対動弾性係数が小さい場合には、重錘衝突部の圧壊や曲げひび割れの開口が卓越し曲げ破壊型で終局に至る傾向にある。

このような傾向は、中の D82-IS、D79-IS および D75-IS-1 試験体において認められる。

一方、せん断スパン領域における相対動弾性係数が小さい場合には、斜めひび割れの発生と開口が卓越し、せん断破壊型で終局に至る傾向にある。このような傾向は、図-13 中の D81-IS および D75-IS-2 試験体において認められる。ただし、D81-IS 試験体の場合には、後述するように重錘衝突時に進展した斜めひび割れが既存ひび割れに連結し、著しいせん断破壊に至ったことを確認している。

写真-5 には、D81-IS 試験体におけるせん断破壊への推移状況を経過時間 $t=0, 5, 10$ および 15 ms について示している。写真から、 $t=0$ ms 時に赤い四角の中に初期ひび割れが確認できる。次に、 $t=5$ ms 時点で試験体の断面高さ中央部に斜めひび割れが発生・開口し、 $t=10$ ms 時に衝撃荷重载荷によって発生したひび割れと初期ひび割れが連結し、 $t=15$ ms 時点で著しいせん断破壊に至っている状況が確認できる。

このことから、凍害劣化による初期ひび割れの影響によって、梁の破壊形式が曲げ破壊型からせん断破壊型に推移する可能性のあることが示唆された。

4. 凍害劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の検討

4.1 概要

凍害と塩害の複合劣化を受けた壁高欄においては、凍害によるコンクリートの圧縮強度や弾性係数等の力学特性の低下と、塩害による鉄筋腐食に伴うコンクリートと鉄筋間の付着の低下が同時に生じると考えられる。そこで、凍害劣化したコンクリートの材料特性について凍害劣化程度と各種強度の関係を整理するとと

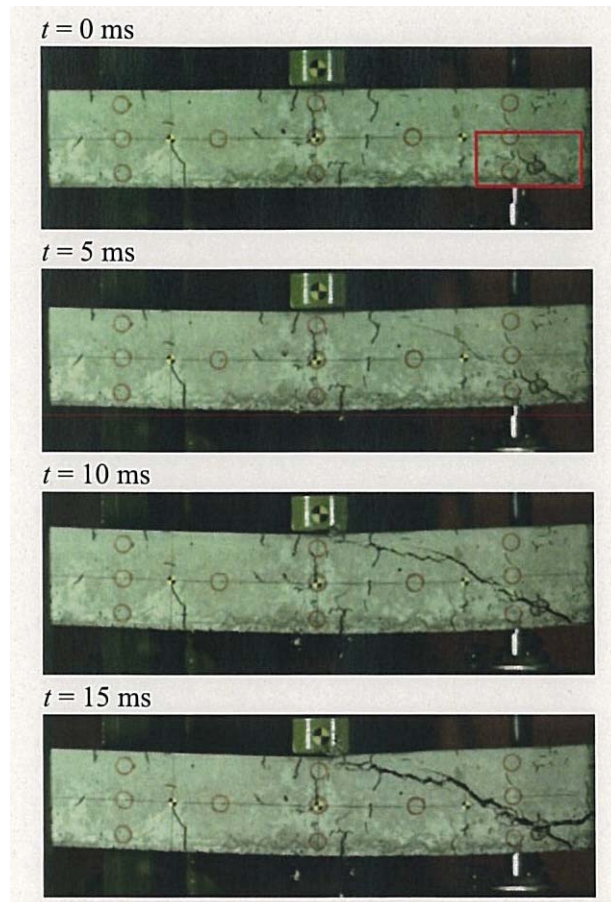


写真-5 せん断破壊に至るひび割れ分布の推移状況 (D81-IS 試験体)

もに、付着試験を実施した。得られた関係は、衝撃载荷実験の評価に反映するとともに、複合劣化した壁高欄の衝撃耐荷性能に関する解析を行う場合に材料構成則として導入することも可能である。

また、現地調査において、壁高欄の道路面側の基部に鉄筋腐食が生じ易いことが明らかになったが、基部は車両による衝突荷重を受ける際に曲げモーメントが最大となる位置であり、設計上の照査断面となっていることから、施工上、この部分に設けられる重ね継手とその劣化が耐荷力に及ぼす影響を確認するために、実際の橋梁の壁高欄から地覆及び床版までを実物大で模擬した試験体を作製し、水平载荷実験を実施した。

4.2 凍害劣化したコンクリートの材料特性の検証

4.2.1 実験概要

コンクリートの配合を表-5、使用材料の仕様を表-6 に示す。凍結融解試験は、JIS A 1148 A 法（水中凍結融解）に準拠して実施し、材齢による強度増加の影響を排除するため、材齢 91 日程度から凍結融解試験を開始した。

表-5 コンクリートの配合

	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)						AD
			C	W	S1	S2	G1	G2	
Non.AE コンクリート	55.0	47.7	308	169	693	238	668	349	—
AE コンクリート		46.6	268	147	662	228	668	349	2.680

※粗骨材(G1, G2)の最大寸法：20mm

表-6 コンクリートの使用材料

材料	仕様
セメント	普通ポルトランドセメント 密度=3.16(g/cm ³)
細骨材	S1：天塩郡幌延町砂、 $\rho=2.64$ S2：沙流郡平取町砂、 $\rho=2.72$
粗骨材	G1：札幌南区常盤砕石 2005、 $\rho=2.67$ G2：札幌南区硬石山砕石 2005、 $\rho=2.60$
混和剤	AE 減水剤 (ポゾリス 78S)

※ ρ ：表乾密度 (g/cm³)

また、壁高欄からコンクリートコア ($\phi 50 \times 100$ mm) を 166 個を採取し、圧縮強度、静弾性係数、最大応力までの応力-ひずみ関係 (ただし、H24-6、11、12 は応力-ひずみ関係の結果なし) を測定した。なお、静弾性係数は、応力-ひずみ関係における圧縮強度の 1/3 の点とひずみ 50 μ の点の傾きとした。

4.2.2 実験結果および考察

(1) 凍害による強度低下

圧縮強度及び静弾性係数、引張強度、曲げ強度、付着強度、破壊エネルギーと超音波伝播速度の関係をそれぞれ図-14 に示す。凍結融解によって凍害劣化した供試体では超音波伝播速度が低下し、それに伴って強度が低下していることがわかる。また、圧縮強度及び静弾性係数は概ね直線的に低下していることに対して、引張強度、曲げ強度、付着強度では、全体的には超音波伝播速度の軽微な低下でも強度自体が大きく低下する傾向が確認できた。コンクリートが圧縮に比べて引張に弱い材料であり、凍結融解作用によって生じた内部ひび割れによって、引張に關係する各種強度の低下が顕著になったと考えられる。また、付着強度でバラツキが大きいものの、各種強度と相対動弾性係数は概ね相関する傾向が確認できることから、今後のデータの蓄積により、超音波伝播速度や相対動弾性係数等により凍害劣化したコンクリートの各強度を推定できる可能性がある。

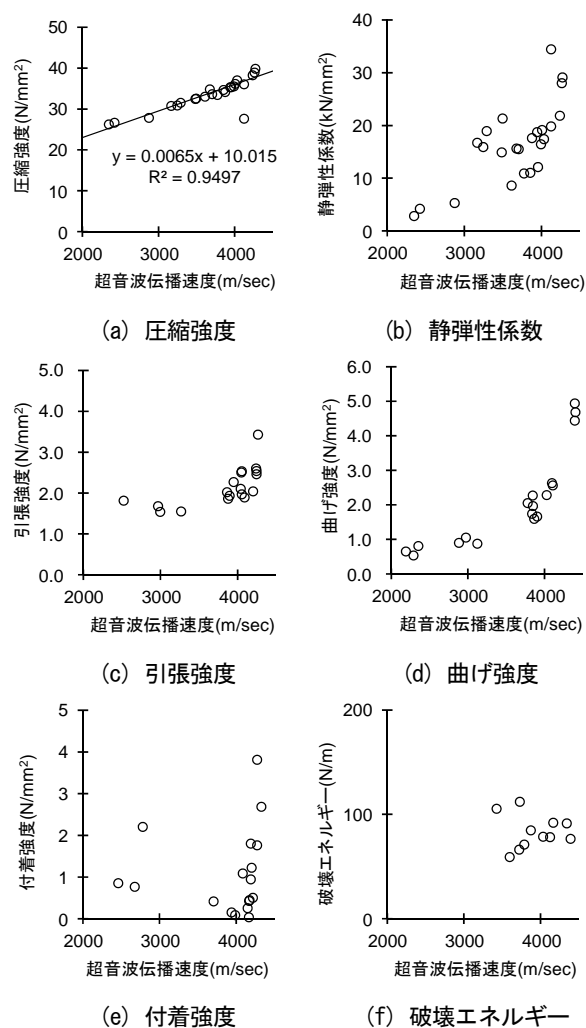


図-14 各種強度と超音波伝播速度

(2) 各種強度と土木学会推定式の関係

劣化していないコンクリートの場合、圧縮強度と静弾性係数、引張強度等には相関があることから、圧縮強度を用いた推定式が土木学会のコンクリート標準示方書等²⁾に示されている。これらの推定式について、本試験結果と比較することで、凍害劣化したコンクリートへの適用性を確認する。なお、各種強度試験において、凍害劣化程度が同一な供試体を準備して圧縮強度試験を実施することが困難であることから、各強度

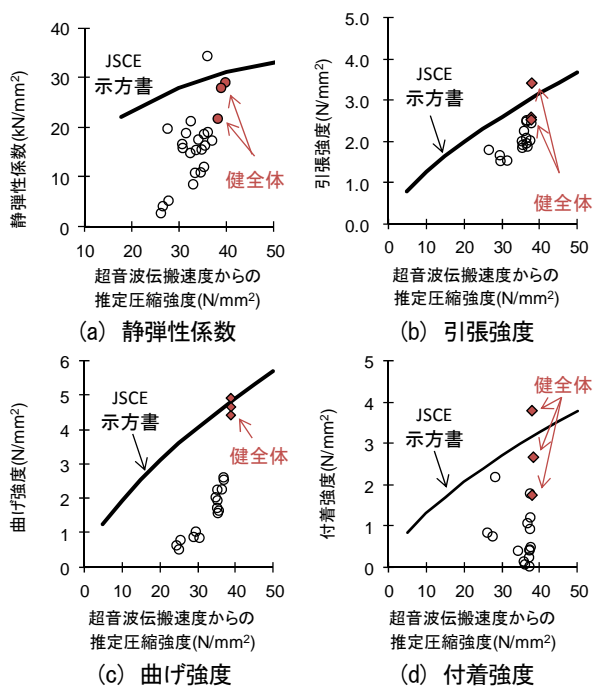


図-15 各種強度と土木学会式との関係

試験の供試体の圧縮強度については、試験時の超音波伝播速度より推定した。超音波伝播速度から圧縮強度への換算は、図-14(a)に示したように、今回の材料試験の範囲では両者の関係に直線性が見られたことから、1次関数により近似した。近似式によって、図-14(b)～(e)の横軸に用いた超音波伝播速度を、圧縮強度に換算した結果を図-15に示す。また、図には、土木学会のコンクリート標準示方書に示される健全なコンクリートにおける関係式も併せて示す。

いずれの強度も、健全な供試体では土木学会式と同等程度となる一方、凍害劣化させた供試体では土木学会式よりも小さくなる傾向が認められた。このため、劣化したコンクリートでは、健全時に用いられている圧縮強度からの換算式を適用して各強度を推定することは適切ではなく、凍害劣化程度の影響を考慮する必要があると考えられる。

(3) H26 実壁高欄からのコア採取試験結果

・圧縮試験結果

圧縮強度 f'_c と静弾性係数 E_c の関係を図-16に示す。なお、コンクリートの初期状態の情報が得られなかったため、コンクリート標準示方書の関係²⁾も併記した。

圧縮強度 f'_c については、設計基準強度 $f'_{cd} = 24 \text{ N/mm}^2$ を上回るデータが全体の約 90%であった。一方、示方書式の左側に位置するデータが多かったことから、圧縮強度に対して静弾性係数が低下する傾向が

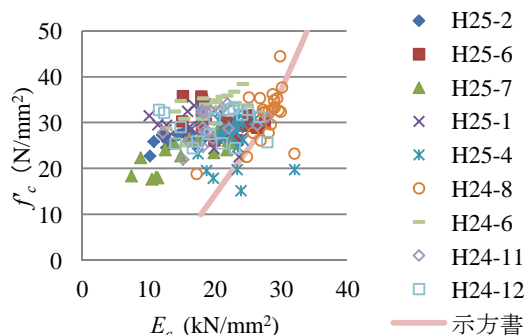


図-16 圧縮強度と静弾性係数の関係

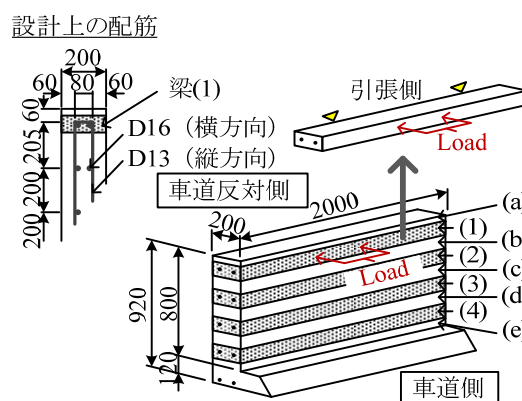


図-17 実壁高欄の概要

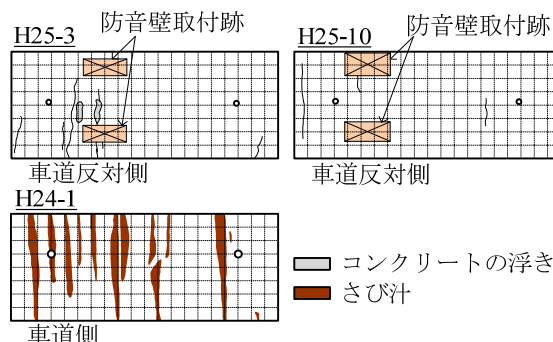


図-18 外観の劣化状況

確認された。さらに、約 80%のデータが、示方書の $f'_c = 24 \text{ N/mm}^2$ に対応する $E_c = 25 \text{ kN/mm}^2$ 以下となったことから、静弾性係数は凍結融解作用の影響を受けやすいと考えられる。

4. 3 凍害劣化したコンクリートの付着試験

4.3.1 実験概要

RC 構造が凍害と塩害の複合劣化を受ける場合、付着強度の低下とともに、割裂ひび割れが発生する時期が変化し、目視調査の 1 つの指標になる。

実際に凍害と塩害の複合劣化を受けた壁高欄(図-17参照)を適用し、偏心軸引張力を作用させる両引き付着試験方法を行った。

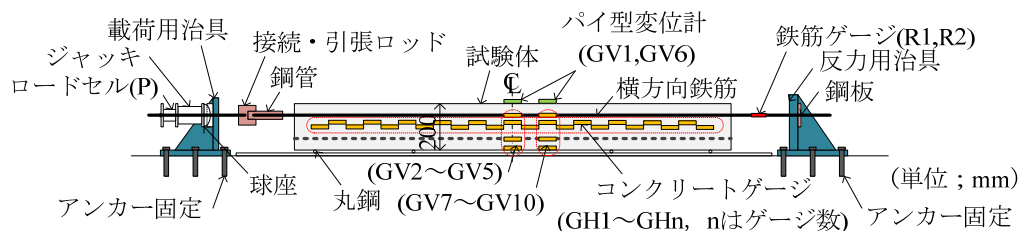


図-19 両引き付着試験方法

表-7 鉄筋位置と断面寸法

壁高欄名	No.	c ₁ mm	c ₂ mm	2c ₁ mm
H24-1	(2)	45	70	93.6
	(3)	39	80	81.5
	(4)	37	90	74.6
H25-3	(2)	55	70	110.2
	(3)	54	65	107.4
	(4)	56	58	113.1
H25-10	(2)	56	76	119.4
	(3)	64	67	129.6
	(4)	72	58	144.1

※ただし、2c₁(mm)は切断後の実測値

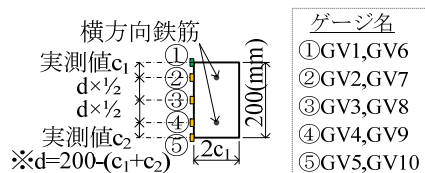


図-20 ひずみゲージの取付位置

図-17に示す上から2～4番目の横方向鉄筋を含む試験体(2)～(4)を対象とした。なお、最上部は、縦方向鉄筋の曲げ加工部の影響を考慮し、対象外とした。

図-18に示す面に着目し、H24-1では車道側、H25-3とH25-10では車道反対側の鉄筋を対象とした。各試験体の鉄筋位置と断面寸法を表-7に示す。設定した幅で鉄筋と平行に切断し、1体の壁高欄から3体の試験体(2)～(4)を取り出した。試験体の断面寸法は設定幅2c₁×200mmとし、付着試験の対象としない横方向鉄筋を残した。これは、断面を貫通するひび割れを防ぎ、コンクリート表面のひずみを安定して測定し、コンクリートひずみから鉄筋のひずみを推定するためである。

次に、試験体の両端のコンクリートをはつり、鉄筋の一部を露出させて付着試験治具を取り付けた。荷重側の鋼管(内径25mm、長さ200mm)には、鉄筋と鋼管の隙間に膨張材を添加したセメントペーストを充填し、一体化させた。

試験方法を図-19に示す。コンクリート床に固定した2つの鋼製治具の間に試験体を設置し、鉄筋を引っ張る方法で両引き付着試験を実施した。鋼製治具をケミカルアンカーで床に固定し、試験体の軸方向の伸びを拘束しないように丸鋼を並べた上に試験体を置き、

鉄筋の一方を反力側治具に、もう一方をロッドにつなぎ、球座を介して手動ポンプで引っ張った。なお、試験は鉄筋が降伏する前の約60kNで終了した。

測定項目は、鉄筋の引張力、軸方向の試験体の伸び、コンクリートと鉄筋のひずみとした。軸方向の伸びは、試験体の両端部の鉄筋高さ位置4点で測定した。また、鉄筋に作用させた引張力については、ロードセルと固定端側の鉄筋ひずみで確認した。コンクリートの軸方向のひずみは、引張力を与える鉄筋よりも下側で、端部付近を除くほぼ試験体全長にゲージ長60mmのひずみゲージを隙間なく貼付して測定した。これは、上縁からのひび割れ発生による急激なひずみ増加の影響を低減し、安定してひずみを測定するための配慮である。さらに、試験体スパン中央と、そこから軸方向に120mm離れた位置にもひずみゲージを貼付し、高さ方向のひずみ分布を測定した。ただし、上縁のみパイ型変位計(標点距離50mm)を取り付けた。高さ方向のひずみゲージ取付位置を図-20に示す。

4.3.2 両引き付着試験結果および考察

・軸方向のひずみ分布 (H26)

各引張力が作用した段階での軸方向のひずみ分布とひび割れ状況を図-21に示す。

ひび割れ状況を見ると、H25-3とH25-10では、主に縦方向鉄筋近傍からひび割れが発生したのに対し、H24-1には、さらにその間にもひび割れが発生した。試験前から壁高欄内部に生じていたひび割れが影響している様子もうかがえるが、ひび割れ間隔はH24-1で概ね100mm、それ以外では200mm程度であり、H25-3やH25-10の付着が低下している可能性がある。

ひずみ分布についても同様に、H24-1とそれ以外の傾向が異なっていた。H25-3、H25-10では、全体的

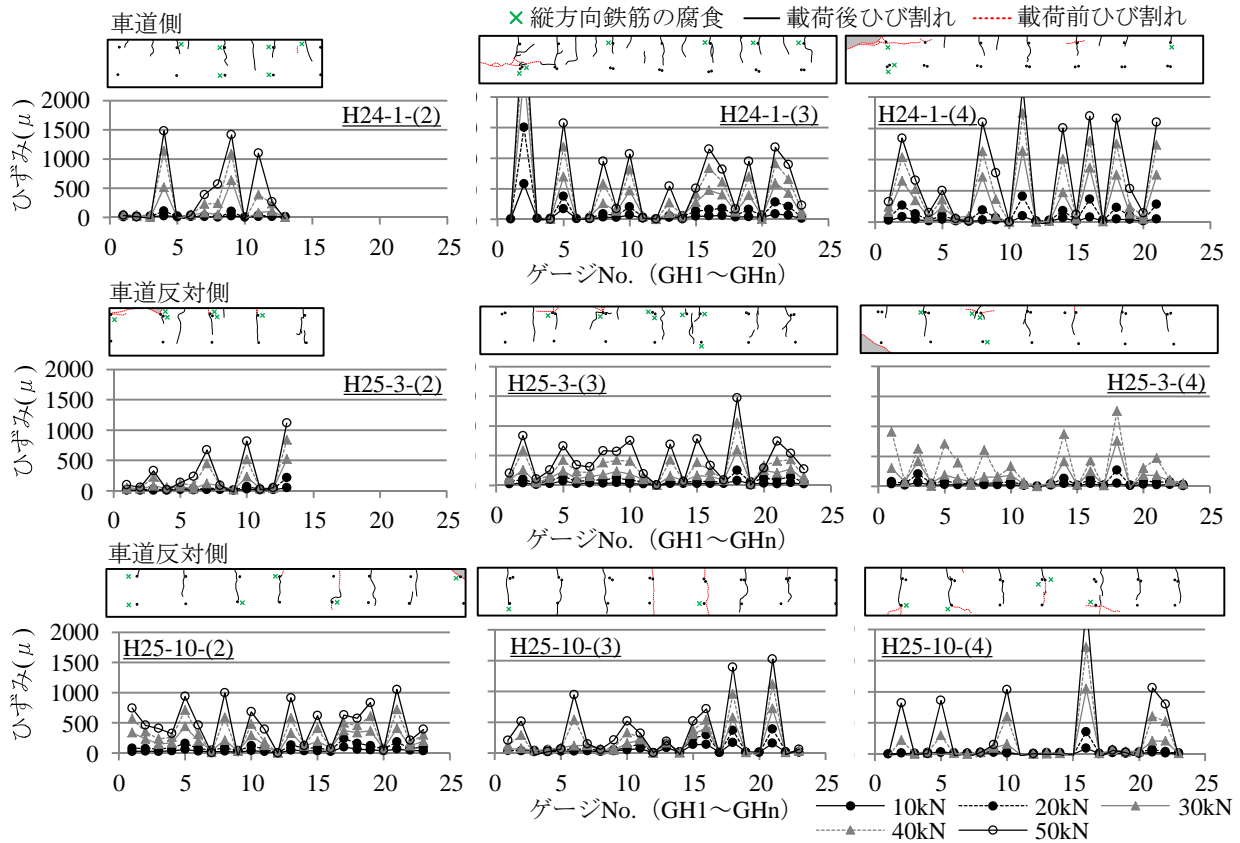


図-21 軸方向ひずみ分布とひび割れ状況

にひずみが小さくなった。

すべての試験体でひび割れは断面を貫通せず、試験を進めることができた。ひび割れ状況とひずみ分布から、ひび割れ部分のひずみが特に大きく、ひび割れ状況を反映した結果を得ることができた。さらに、引張力の増加とともにひずみも増加し、安定してひずみの結果を得ることができたことから、本試験で得られたコンクリートのひずみ分布は、引張力を与えた横方向鉄筋のひずみ分布を近似していると仮定した。

・高さ方向のひずみ分布 (H26)

高さ方向のコンクリートひずみの分布を作用引張力毎に示す (図-22)。図は、同じ高さに貼付した2ヵ所のひずみ測定値の平均を表している。また、高さ方向のひずみ分布の結果は2つに分類されたため、各壁高欄の試験体(3)のみを示す。

H25-3、H25-10については、引張力の増加に伴い、ひずみ分布は線形に推移し、引張力50kNまでは平面保持の仮定が成立していると考えられる。そして、ひずみ分布の形状から、上に反った曲げ変形が生じていることがわかる。また、引張力が増加しても、下側の横方向鉄筋位置のひずみはほぼ0となり、曲げ変形を拘束している状況がうかがえた。

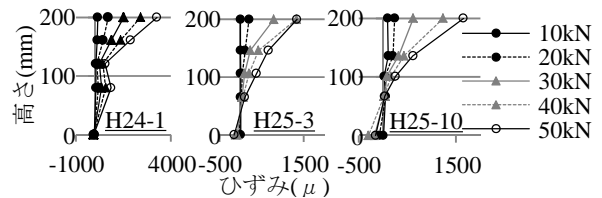


図-22 ひずみ分布

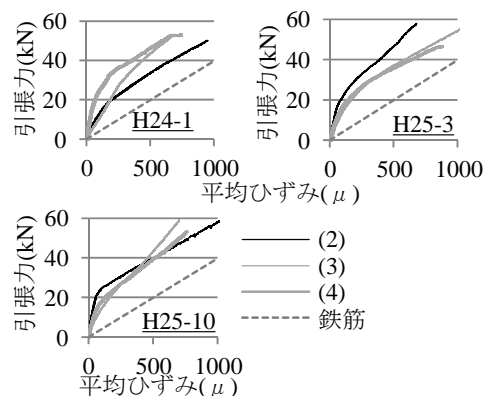


図-23 引張力と平均ひずみの関係

H24-1 の場合、試験体(3)、(4)では、下縁のひずみを0とした三角形に似た分布となった。これは、表-7に示すように、H25-3やH25-10と比べて、引張力を作用させた鉄筋のかぶりが小さく、車道側に鉄筋が偏

っていたことが影響した可能性がある。また、H24-1-(2)では、H25-3やH25-10と同様、下側の鉄筋位置のひずみがほぼ0となった。

以上の結果から、本試験条件における断面のひずみ分布は、H24-1-(3)、H24-1-(4)では下縁、それ以外では下側の鉄筋位置のひずみを0とした線形で仮定することにした。

・コンクリートと鉄筋の付着 (H26)

鉄筋単体の引張試験と比較し、テンションスティフニング効果を確認した。図-23 に引張力と平均ひずみの関係を示す。なお、平均ひずみとは、軸方向のコンクリートひずみの平均である。

図より、すべての試験体の結果が鉄筋単体の関係を上回り、コンクリートと鉄筋の付着によりテンションスティフニング効果があることがわかった。

次に、付着によりコンクリートが負担する引張力を算出し、各試験体のテンションスティフニング効果を比較した。まず、コンクリートの引張力に対する負担程度は鉄筋比や平均ひずみに影響される³⁾ことに配慮し、各試験体の断面のひずみ分布を図-24 に示すように設定した。これより、鉄筋位置とコンクリートひずみの実験データから、横方向鉄筋のひずみを算出することができる。なお、ひび割れ部分と付着部分を総合的に判断し、軸方向に貼付したひずみゲージの測定値 (GH1~GHn) の平均を図-24 の ϵ_{ct} に使い、得られた ϵ_s を鉄筋の平均ひずみとした。さらに、引張力を負担するコンクリートの面積を試験体幅 $2c_1$ × 鉄筋中心からコンクリート表面までの距離 c_1 の2倍とした。

以上より、鉄筋の平均ひずみ ϵ_s と引張力を負担するコンクリートの面積 $A_{ct}(\text{mm}^2)$ が求まり、付着によりコンクリートが負担する平均引張応力 $\sigma_{ct}(\text{N/mm}^2)$ は次式で表すことができる。

$$\sigma_{ct} = \frac{P - A_s \cdot E_s \cdot \epsilon_s}{A_{ct}} \quad (2)$$

ここで、 P は鉄筋に作用させた引張力であり、 A_s 、 E_s は鉄筋 (D16) の公称断面積 198.6mm^2 と弾性係数 200kN/mm^2 、 A_{ct} は表-7 の値から求めた。

式(2)から得られたコンクリートの平均引張応力 σ_{ct} と鉄筋の平均ひずみ ϵ_s の関係を壁高欄毎に図-25 に示す。ただし、試験終了時にも、さらに平均引張応力の増加の傾向を示す H24-1-(3)、H25-3-(2)、H25-10-(3) については○印を最大値と考えた。これは、図-24 で仮定したように、断面内のひずみが直線分布せず、平面保持の仮定が成立していない可能性があると考えたからである。一方、それ以外はすべて平均引張応力の

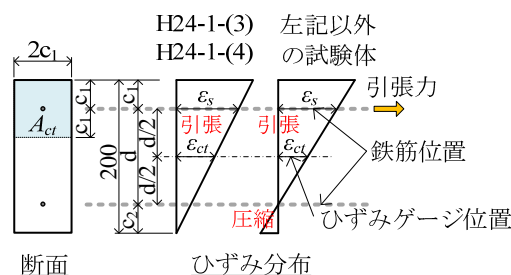


図-24 ひずみ分布と引張力負担面積の設定

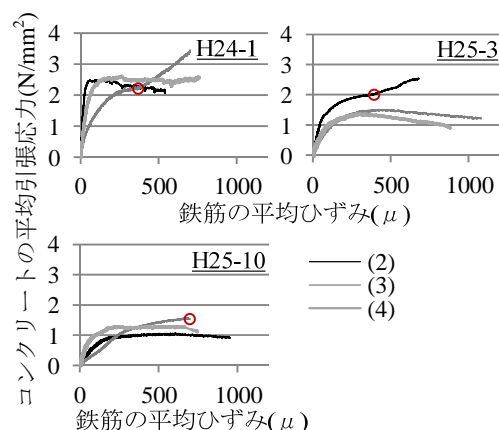


図-25 コンクリートが負担する引張応力

最大値以降の軟化領域まで測定され、ひび割れがこれ以上に発生しない定常状態にあると判断できる。また、最大値は $1 \sim 2.5 \text{ N/mm}^2$ 程度であり、 σ_{ct} はコンクリートの引張強度以上にならないこと、いずれの壁高欄でも引張強度 $f_t = 3 \text{ N/mm}^2$ 程度であったことから、妥当な値であると考えられる。

車道反対側に数本のひび割れ発生が確認された H25-10 について、鉄筋の質量減少率が最も高かった H25-10-(2) より H25-10-(4) の平均引張応力の方がわずかに高くなった。これは、鉄筋の腐食程度の違い、H25-10-(4) の鉄筋のかぶりが大きかったことが影響したと考えられる。また、H25-10-(3) では、グラフの初期勾配が最も小さく、載荷前に数本の断面を貫通するひび割れが発生していたことが影響したものと考えられる。なお、平均引張応力の最大値は $1 \sim 1.5 \text{ N/mm}^2$ 程度であり、引張強度の半分以下であった。鉄筋とコンクリートの付着が低下すると、ひずみが平均化され、テンションスティフニング効果が低下するとの報告⁴⁾があり、本研究でも図-21 に示すような全体的なひずみの低下が見られたことから、付着低下の可能性があると考えられる。

数本のひび割れと多少の浮きが車道反対側に観察された H25-3 について、H25-3-(3) と H25-3-(4) は非常

に似た性状を示した。これらは、鉄筋の質量減少率、かぶりとも、同程度であったためであると考えられる。一方、H25-3-(2)については、試験体長が短い上に、剥落も生じていたため、試験終了まで平均引張応力が増加する不安定な性状を示した。平均引張応力の最大値については、1.5 N/mm²以上であり、H25-10 よりわずかに大きくなった。

頂部からさび汁が生じていた H24-1 について、他の 2 つの壁高欄と比較すると、平均引張応力の最大値が他の壁高欄に比べて大きく、H24-1-(2)と H24-1-(4)では 2.5 N/mm²程度ありコンクリートの引張強度 $f_t=2.9$ N/mm²に近い値になった。さらに、グラフの初期勾配が H25-3 や H25-10 よりも相当大きくなった。したがって、付着によりコンクリートに伝達される引張応力が大きかったことが、ひび割れ本数の増加をもたらしたと考えられる。一方、H24-1-(3)では、初期勾配が小さくなり、平均引張応力の最大値も小さい可能性があった。既往研究で、腐食の程度が小さければ無腐食に比べて付着性状が向上するとの報告⁹⁾があり、他の 2 試験体に比べて鉄筋の質量減少率が低かったことも 1 つの要因として考えられる。

コンクリートが負担する平均引張応力 σ_{ct} は、付着によって発生する応力であることから、平均付着応力 τ_b は $\tau_b = \alpha \cdot \sigma_{ct}$ (α は定数) と表すことができる。したがって、図-25 の関係は、定性的には平均付着応力と鉄筋の平均ひずみの関係に等しくなり、3 つの壁高欄の中では H24-1 が最も平均付着応力が高いと判断することができる。

比較した 3 体の壁高欄は、コンクリートの強度特性は同程度であり、鉄筋の質量減少率についても大きな差はなかった。一方、H24-1 では、ひび割れ分散性、コンクリートが負担する引張力、外観変状に違いが見られたのは、引張力を与えた鉄筋のかぶりが他よりも小さかったことが影響した可能性がある。これまでに、かぶりを考慮した付着応力-すべり-ひずみ関係に着目した研究¹⁴⁾も行われており、膨張を伴う腐食した鉄筋の付着に与えるかぶりの影響については、今後、さらに検討が必要である。

4. 4 基部の劣化を模擬した模型実験

4.4.1 実験概要

積雪寒冷地の壁高欄では、凍害・塩害による複合劣化によって道路面側の基部に鉄筋腐食が生じやすい。しかし、壁高欄の基部は、車両による衝突荷重を受けの際に曲げモーメントが最大となる位置であり、設計上の照査断面となっている。また、一般的に、床版の

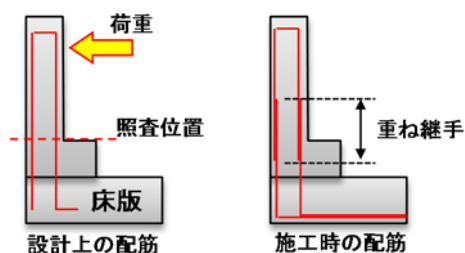


図-26 設計時および施工時の配筋の違い

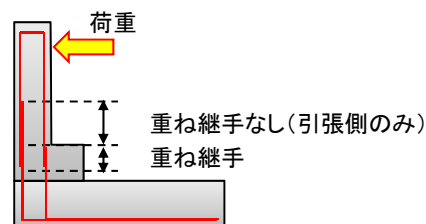


図-27 模擬劣化試験体

表-8 実験ケース一覧

Case	重ね継手長	備考
1	なし	設計上の配筋
2	520 mm (=40φ)	施工時の配筋
3	150 mm	模擬劣化

コンクリートの打設日と壁高欄及び地覆の打設日が異なるため、壁高欄の基部には図-26 に示すように重ね継手が設けられる。このため、壁高欄の基部に凍害によるコンクリートの劣化や塩害による鉄筋の発錆等が生じた場合、鉄筋付着力が低下することで重ね継手の機能が阻害される。それにより、壁高欄側鉄筋の根入れ部分において定着破壊(鉄筋の引き抜け)が生じ、耐荷力が低下する恐れがある。一方で、施工時の配筋においては、照査位置で鉄筋量が設計上の 2 倍になっており、かつ引張鉄筋全長に占める重ね継手区間の割合も大きいことから、耐荷力が設計時よりも高くなる可能性もある。

そこで、壁高欄の基部に設けられる重ね継手とその劣化が耐荷力に及ぼす影響を確認するために、実際の橋梁の壁高欄から地覆及び床版までを実物大で模擬した試験体を作製し、水平載荷実験を実施した。

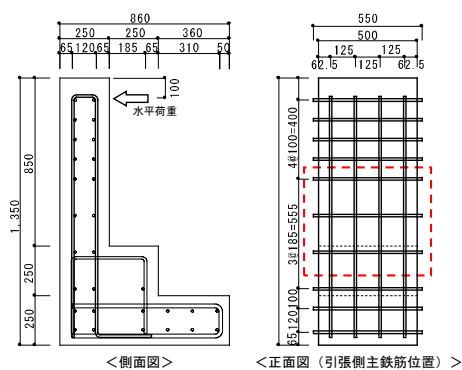
(1) 実験ケース

実験ケースは、①設計上の配筋、②施工時の配筋に加えて、③模擬劣化(図-27)の 3 ケースを実施した。実験ケース一覧を表-8 に示す。模擬劣化試験体では、凍害・塩害により鉄筋の付着力低下が生じて重ね継手の応力伝達機能が低下した状態を想定し、重ね継手長を

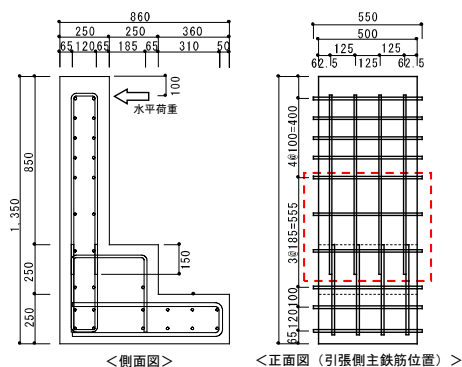
表-9 コンクリートの配合および強度特性

f'_{ck} (N/mm ²)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)							フレッシュ性状		圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	静弾性係数 E_c (kN/mm ²)
			C	W	S1	S2	G1	G2	AE 剤	スランプ (cm)	空気量 (%)		
30	55.0	46.5	268	147	662	228	668	349	C×1.0%	8.5	5.1	34.3	25.3

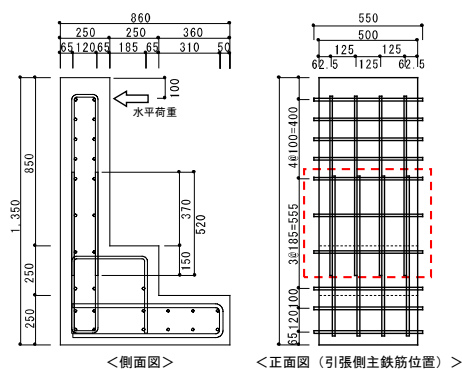
※粗骨材(G1, G2)の最大寸法：20mm



Case 1. 設計上の配筋



Case 2. 施工時の配筋



Case 3. 模擬劣化

図-28 試験体概要図

地覆部への根入れ区間のみへと低減させている。なお、凍害・塩害劣化の促進には時間を要するため、本試験では、重ね継手の長さで鉄筋の付着力低下を模擬した。

(2) 試験体諸元

試験体の概要図を図-28 に示す。試験体は、直壁型

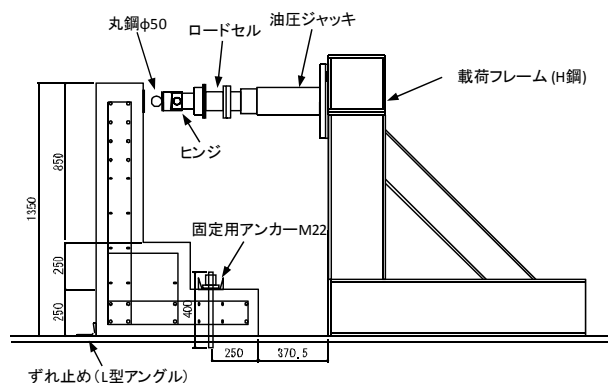


図-29 載荷試験の概要

の壁高欄(SC 種)の断面を模擬した厚さ 250 mm, 幅 500 mm, 床からの高さ 1,350 mm, スパン長 750 mm の片持ち梁である。配筋は、日本道路協会「車両用防護柵標準仕様・同解説」⁷⁾ に準じ、主鉄筋、配力鉄筋ともに D13 を用いた。また、地覆部では D13 鉄筋を、床板部では D19 を用いた。鉄筋は全て SD345 で、降伏点は 353 N/mm²、弾性係数は 1.88×10⁵ N/mm²、降伏ひずみは 1909 μであった。コンクリートについては、実際の壁高欄に使用される配合 (RC-5) を基準として、表-9 に示す配合のコンクリートを用いた。コンクリートの圧縮強度は 34.3 N/mm²であった。

(3) 載荷方法

載荷試験のセットアップ図を図-29 に示す。壁高欄は、衝突荷重が路面から 1.0 m の高さで路面と水平方向に作用するものとして設計照査される。このため、試験体は、床板部に相当する箇所を床にアンカー固定し、設計時と同様の高さで水平荷重が加えられるように設置した。また、載荷装置先端には、荷重が均等に線載荷となるよう、φ 50 の鋼棒を試験体幅と同じ 500 mm の幅で設置した。

載荷方法は、車両が衝突した後の変形性能を併せて確認する目的で、図-30 に示すような 1 方向の繰返し載荷とした。降伏荷重までは荷重制御で、荷重段階は、計算上の降伏荷重 (41.8 kN) までをおおよそ 4 等分して 10 kN とした。そして、引張側主鉄筋の降伏を確認後、変位制御に切り替えた。変位制御への切り替え

表-10 降伏荷重一覧

Case	重ね継手長		圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	引張側主鉄筋	降伏荷重		
					実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値 /計算値
1	なし	設計上の配筋	34.3	D13×4本	39.1	41.8	0.93
2	520 mm	施工時の配筋			64.4		1.54
3	150 mm	模擬劣化			43.5		1.04

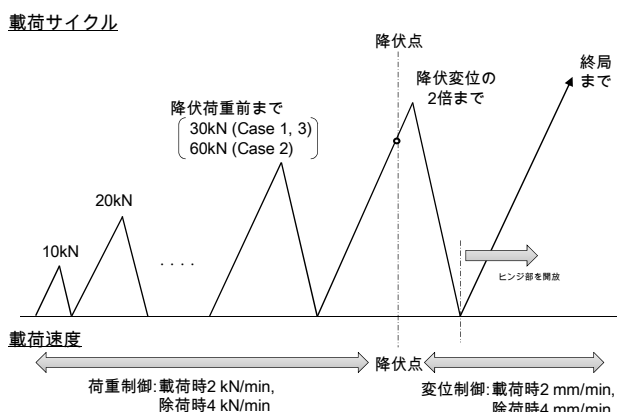


図-30 載荷パターン

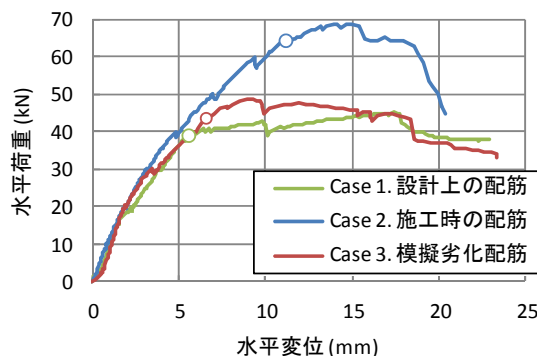


図-31 荷重-変位関係の比較

後は、荷重変位曲線上で明瞭な降伏点が得られるよう降伏変位の2倍程度を目指して載荷を続けた。その後、一度除荷し、油圧ジャッキと先端鋼棒の間に設けたヒンジを稼働状態にしてから、荷重の低下が確認できるまで載荷を行った。本来、載荷開始から終了まで載荷条件を同一とすべきであるが、終局時において、試験体の過度な変形によりロードセル部にせん断荷重が生じることが懸念された。また、壁高欄は弾性範囲内までの変形を見込んで設計される防護柵である。このため、弾性範囲内の載荷まではヒンジをロックして設計条件と同様の水平荷重となるようにし、壁高欄の塑性変形後、終局までの載荷を行う最終載荷サイクルではヒンジを開放している。

4.4.2 実験結果と考察

(1) 損傷の進展

載荷位置における荷重-変位関係の骨格曲線の比較図を図-31に示す。

3ケースともに、20~30 kNの載荷サイクルで曲げひび割れが発生した。その後、重ね継手を有するCase 2, 3では、40~50 kNにおいて、引張側主鉄筋の付着ひび割れの発生が確認できた。最大荷重付近においては、基部の圧縮側主鉄筋に沿ったひび割れの発生と同時に荷重の低下が始まった。荷重の低下後もさらに載荷を続けると、ひび割れの下端方向への進展、及び斜

めせん断ひび割れが確認された。以上より、重ね継手の有無やその長さに拘わらず、3ケースともに破壊形式は曲げ破壊型であったといえる。

(2) 荷重-変位関係の比較

曲げ剛性に着目すると、ひび割れ発生荷重である20~30kNより小さい領域では各試験体とも同程度であった。一方、ひび割れ発生荷重以降では、Case 1, 3に比較してCase 2の曲げ剛性がやや大きくなっており、鉄筋量の違いの影響が確認できる。しかしながら、荷重照査の範囲である引張側主鉄筋が許容応力度200 N/mm² (水平荷重 $P \approx 22$ kN) までの範囲では大きな違いはなく、曲げ剛性は各試験体ともほぼ同程度であった。

降伏荷重について、実験値及び計算値の一覧を表-10に示す。設計上の配筋の試験体(Case 1)と模擬劣化試験体(Case 3)を比べると、両者はほぼ同程度の降伏荷重で、計算値とも一致しており、定着長を必要とされる520 mmから150 mmに約7割低減した状態でも、十分な耐荷性能が発揮されることを確認できた。次に、施工時の配筋の試験体(Case 2)を見ると、Case 2ではCase 1の実験値や計算による降伏荷重の計算値より5割ほど大きくなっており、基部で鉄筋量が2倍になっている影響を確認できた。

5. 現地調査および実験で得られた劣化程度と衝撃耐荷力の関係の整理

5.1 概要

北海道内の高速道路で約40年間供用後、撤去された壁高欄を対象に、現場調査および実験で得られた劣化程度と衝撃耐荷力の関係の整理として、詳細な劣化調査とともに载荷実験を実施した。

当初、提供を受けた全12体(幅2m)の壁高欄のうち、3体の劣化調査および载荷実験を先行して行ったところ、外観変状がなく、コンクリートに浮きが生じていない部分であっても、凍害の影響を受けてコンクリートの劣化(特に静弾性係数の低下)が進んでいるケースが観察された。そこで、現地で目視、打音、シュミットハンマーによる調査を行い、コンクリートの劣化が疑われる部分を主に選定した。

以後、劣化調査および構造実験の結果を報告する。

5.2 実壁高欄の調査および実験

(H24)凍害と塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐

荷力を評価する前段階として、複合劣化の程度とRC梁部材の静的な耐荷力の関係を得るための劣化調査および実験を実施した。図-32に実壁高欄の調査・実験フローを示し、各段階で実施する実験方法について、以下に詳細に説明する。

5.2.1 調査および実験概要

(1) 梁供試体切り出し前の調査 (H24)

・目視と打音による調査

変状の生じた位置を明確にするため、縦横100mm間隔でメッシュを描き(図-33)、壁高欄の地覆より上部の車道側と車道反対側の両面について、現場調査と同様、目視と打音による調査を行った。

・鉄筋かぶりに関する調査

壁高欄の切断面を観察し、横方向に配置された鉄筋の位置を確認した。なお、ここでは車道側と車道反対側の表面から鉄筋中心までの距離を測定し、高さ方向の鉄筋間隔は測定していない。

・超音波法による調査(断面方向)

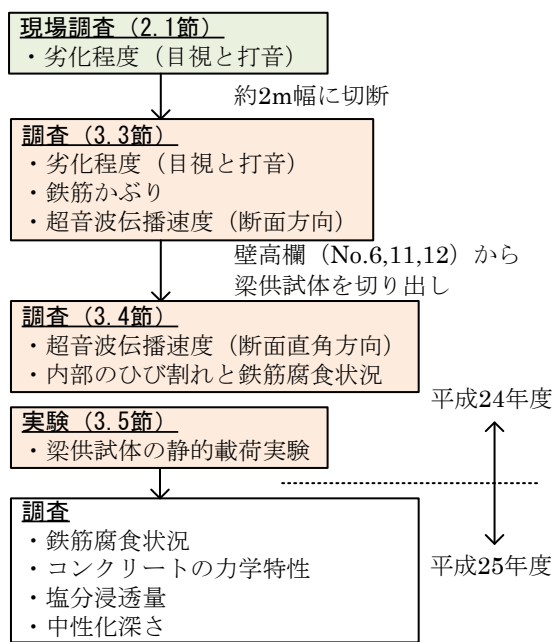


図-32 実壁高欄の調査・実験フロー

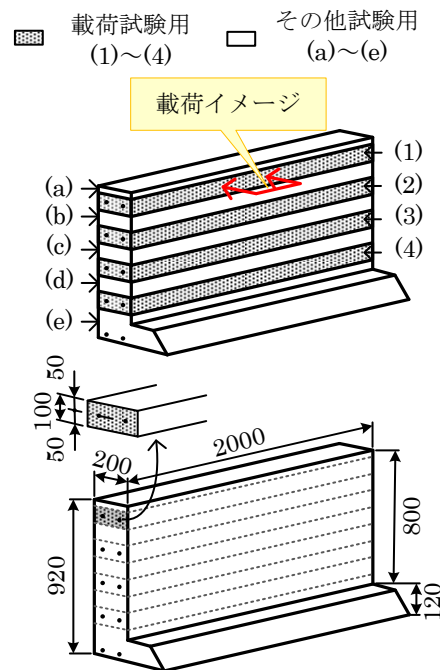


図-34 実壁高欄の切断方法

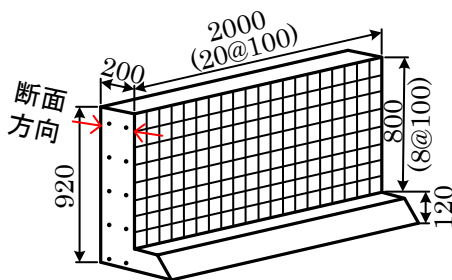


図-33 メッシュ図

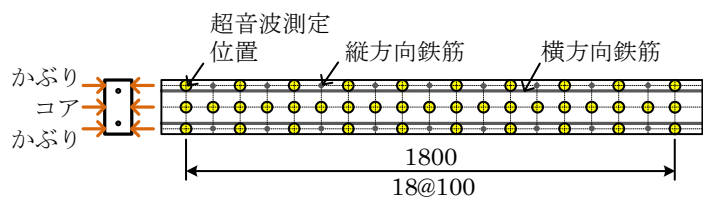


図-35 超音波伝播速度測定位置(断面直角方向)

透過法により超音波伝播速度を測定した。測定位置は、**図-33** に示すとおり壁高欄表面に記したメッシュの交点であり、縦方向に 100mm 間隔、横方向に 200mm 間隔とした。

(2) 梁供試体切り出し後の調査

先に、選定した全壁高欄の中から、(1)劣化による変状が観察されなかった壁高欄 (No.11)、(2)広範囲にわたりコンクリートの剥落が観察された壁高欄 (No.6)、(3)コンクリートの浮きが縦方向の鉄筋に沿って観察された壁高欄 (No.12) の 3 体を対象とし、劣化調査と載荷実験を行った。なお、壁高欄は表面被覆による補修が施されており、さらに壁高欄 (No.12) のみ車道反対側に FRP メッシュシートによる補修が施されていた。また、壁高欄 (No.6) と壁高欄 (No.12) は横方向の鉄筋に D16 が用いられ、壁高欄 (No.11) では D13 が使用されていた。

・超音波法による調査 (断面直角方向)

図-34 に示すように、壁高欄を横方向に切断し、切り出した梁供試体に対し、透過法で超音波伝播速度を測定した。測定位置は**図-35** に示すとおりであり、3.2.1(3)で実施した超音波透過方向に対して直角方向の超音波伝播速度を測定した。

・劣化による内部のひび割れと鉄筋腐食の調査

壁高欄から梁供試体を切り出したことにより現れた壁高欄内部のひび割れ発生状況と鉄筋腐食を調査した。なお、鉄筋腐食は壁高欄の縦方向に配置された鉄筋の断面について、目視観察した。

(3) 梁供試体の載荷実験

1 体の壁高欄から 4 体の梁供試体 ((1)~(4)) を切り出し、静的載荷実験を実施した。

すべての梁供試体の載荷条件と供試体寸法について**表-11** に、載荷方法を**図-36** に示す。載荷条件は、曲げ破壊先行型で、鉄筋とコンクリートの付着性状を観察できるように、せん断スパン有効高さ比 (以下、 a/d) を大きく、曲げスパンも大きくなるように決定した。平成 24 年度は $a/d=4.0$ 、曲げスパンは 350mm とし、せん断スパンを梁供試体の有効高さに合わせて変化させた。なお、平成 25 年度に行う梁供試体(2)の載荷条件は $a/d=3.0$ 、曲げスパンを 150mm とし、 $a/d=4.0$ の場合と同様に、有効高さによってせん断スパンを変化させた。これは、壁高欄の吊り上げ用穴が横方向鉄筋を貫通していたため、設定した載荷条件である。また、載荷方向は供試体毎に異なり、壁高欄の劣化状況を考慮して設定した。設定方法については、3.4 節で述べる。

表-11 供試体要因一覧

供試体名	d(mm)	a(mm)	載荷点方向	
No.6	(1)	127.5	510	車道反対側
	(2)	139	417	車道側
	(3)	135	540	車道反対側
	(4)	107.5	430	車道側
No.11	(1)	112.5	450	車道側
	(2)	117.5	352.5	車道側
	(3)	117.5	470	車道側
	(4)	117.5	470	車道側
No.12	(1)	160	640	車道反対側
	(2)	152	456	車道反対側
	(3)	147.5	590	車道反対側
	(4)	152.5	610	車道反対側

※d：有効高さ、a：せん断スパン

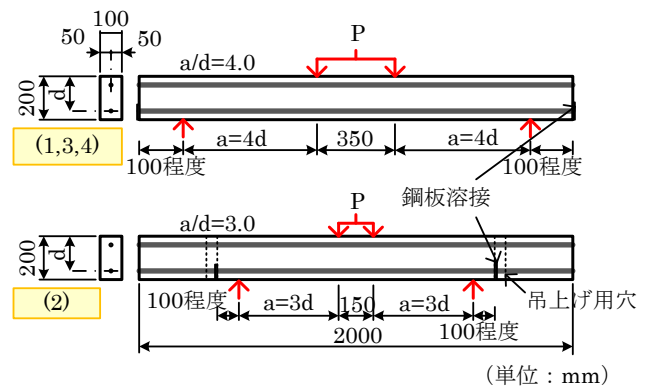


図-36 載荷試験方法

本実験の実施にあたり、梁供試体の下側鉄筋の定着を確実にするための処理を施した。まず、梁端部を 100mm 程度はつり、下側鉄筋を露出させた。そして、はつり面に無収縮モルタルを塗り付け、鉄筋が通る程度の穴を開けた鋼板 ($t=9\text{mm}$) を圧着し、モルタルの硬化後、下側鉄筋と鋼板を溶接した。

載荷は荷重制御であり、一方向の静的載荷とし、コンクリートの圧縮破壊、あるいはせん断ひび割れの断面貫通により、荷重が低下するまで載荷を続けた。また、載荷実験時の測定項目は、スパン中央の荷重、梁両面の中央変位と支点の変位とした。なお、荷重はロードセルによって測定し、スパン中央の変位は下側鉄筋位置、支点の変位は梁供試体上面で測定した。

(4) 劣化調査の概要 (H25)

壁高欄 No.8 を詳細に劣化調査した。

調査は、(1)目視と打音調査、(2)コンクリートの圧縮強度試験、(3)鉄筋の腐食調査の順に実施した。(2)では、

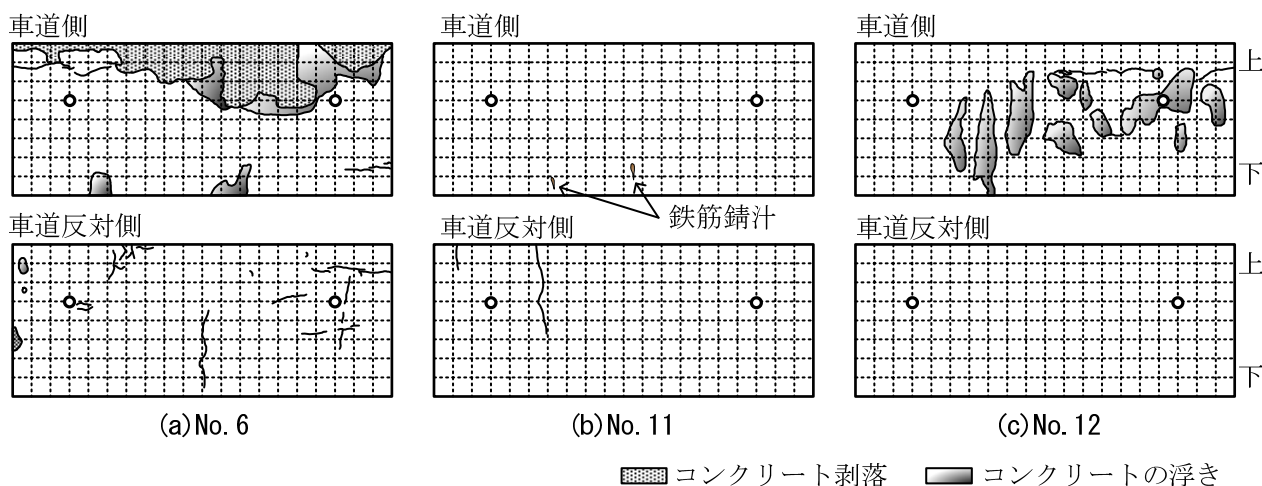


図-37 目視および打音による調査結果

断面方向（奥行 200mm の方向）に抜いたコアを $\phi 50 \times 100\text{mm}$ の試料とし、圧縮試験から強度と静弾性係数を測定した。また、(3)では、すべての鉄筋をはつり出し、錆の除去後、重量減少率を測定した。ここでは、腐食の分布状況を把握するため、縦方向と横方向鉄筋が交差する隣り合った点間の中央を切断し、約 200mm 長さに分割したものについて実施した。なお、重量減少率(%) = (腐食前重量 - 除錆後重量) / 腐食前重量 $\times 100$ と定義している。

(5) 構造実験の概要 (H25)

点検データを総合的に判断し、その後の対策を決定することのできる維持管理方法を提案することを目的とし、材料の劣化度とそれが構造物あるいは部材の性能に与える影響度を関連付け、図化することを試みた。評価方法には、カリフォルニア構造技術者協会 (SEAOC) の Vision 2000 の要求性能マトリクス⁸⁾と、(財)日本科学技術連盟の「R-Map 実践研究会」で開発されたリスクアセスメント手法^{10)・11)}の考え方を参考にした。そして、実壁高欄から切り出した梁試験体の載荷実験結果と劣化調査結果を活用し、提案した維持管理方法の有用性について検討した。調査した実壁高欄の概要は図-17 に示すようであり、以後、横方向鉄筋を主鉄筋とする梁部材として見なし、梁試験体(1)~(4)の実験結果として取りまとめる。

5.2.2 調査および実験の結果

(1) 梁供試体切り出し前の調査結果

・目視と打音による調査

壁高欄 3 体の調査結果を図-37 に示す。

壁高欄 (No.6) の車道側は、上部に著しいコンクリートの剥落が生じ、その周辺部のコンクリートに浮き

があることも確認した。さらに、車道反対側にもひび割れが発生していることを確認した。

壁高欄 (No.11) については、車道側にはほとんど変状は見られなかったが、車道反対側には縦方向のひび割れが複数本観察された。

壁高欄 (No.12) の車道側は、ほぼ全域にわたって縦方向にコンクリートの浮きを確認したが、車道反対側にはまったく変状は見られなかった。

以上より、壁高欄の劣化による変状は、主に車道側に多く発生し、車道側と車道反対側では劣化程度が相対的に異なることを確認した。

・壁高欄内部の変状調査

壁高欄から切り出した梁供試体の両側面のひび割れ発生状況と鉄筋の腐食状況を図-38 に示す。なお、鉄筋は縦方向に配置した鉄筋の断面の腐食状況のみを観察し、載荷実験で外力に抵抗する横方向鉄筋の腐食状況は平成 25 年度に実施予定である。また、壁高欄の切断には湿式カッターを使用したことから、切断後も腐食が進行した可能性があることを考慮し、全断面が腐食している鉄筋のみに×マーカーを記した。

壁高欄 (No.6) は、目視と打音調査で著しい変状が観察されたものである。外観上は、車道側の壁高欄上部にコンクリート剥落等の変状が集中しているように見えるが、内部は縦方向鉄筋を結ぶようなひび割れが車道側全面に生じていた。また、ほぼ全部の縦方向鉄筋に著しい腐食が見られ、特に壁高欄上方に位置する梁供試体(1)~(3)については、車道側と車道反対側の両側の鉄筋が腐食していた。

目視と打音調査で軽微な変状のみ確認された壁高欄 (No.11) では、内部のコンクリートにもほとんど

ひび割れは生じていなかった。一方、縦方向鉄筋の中には腐食が進行したものもあり、主に車道側で多く観察されたが、その他の壁高欄に比べれば、軽微であった。

壁高欄 (No.12) は、車道側の広い範囲で縦方向のコンクリートの浮きを確認したものである。これについても、壁高欄 (No.6) と同程度の車道側縦方向鉄筋を結ぶひび割れが全面に発生していた。さらに、鉄筋から放射状に伸びるひび割れも多く観察された。また、鉄筋の腐食も著しく、まったく変状が見られなかった車道反対側の鉄筋の腐食も進んでいた。

(2) 梁供試体切り出し後の調査結果

壁高欄から梁供試体を切り出した後、測定した超音

波伝播速度結果を図-39 に示す。結果は、文献¹²⁾を参考に、圧縮強度でコンクリートの品質を判断する場合の大まかな目安として示された表-12 を用いて色分けした。なお、図に示す梁供試体はすべて上面が車道反

表-12 コンクリートの品質¹²⁾

超音波伝播速度(m/s)	品質
4500～	優
3700～4600	良
3100～3700	やや良
2100～3100	不良
2100 以下	不可

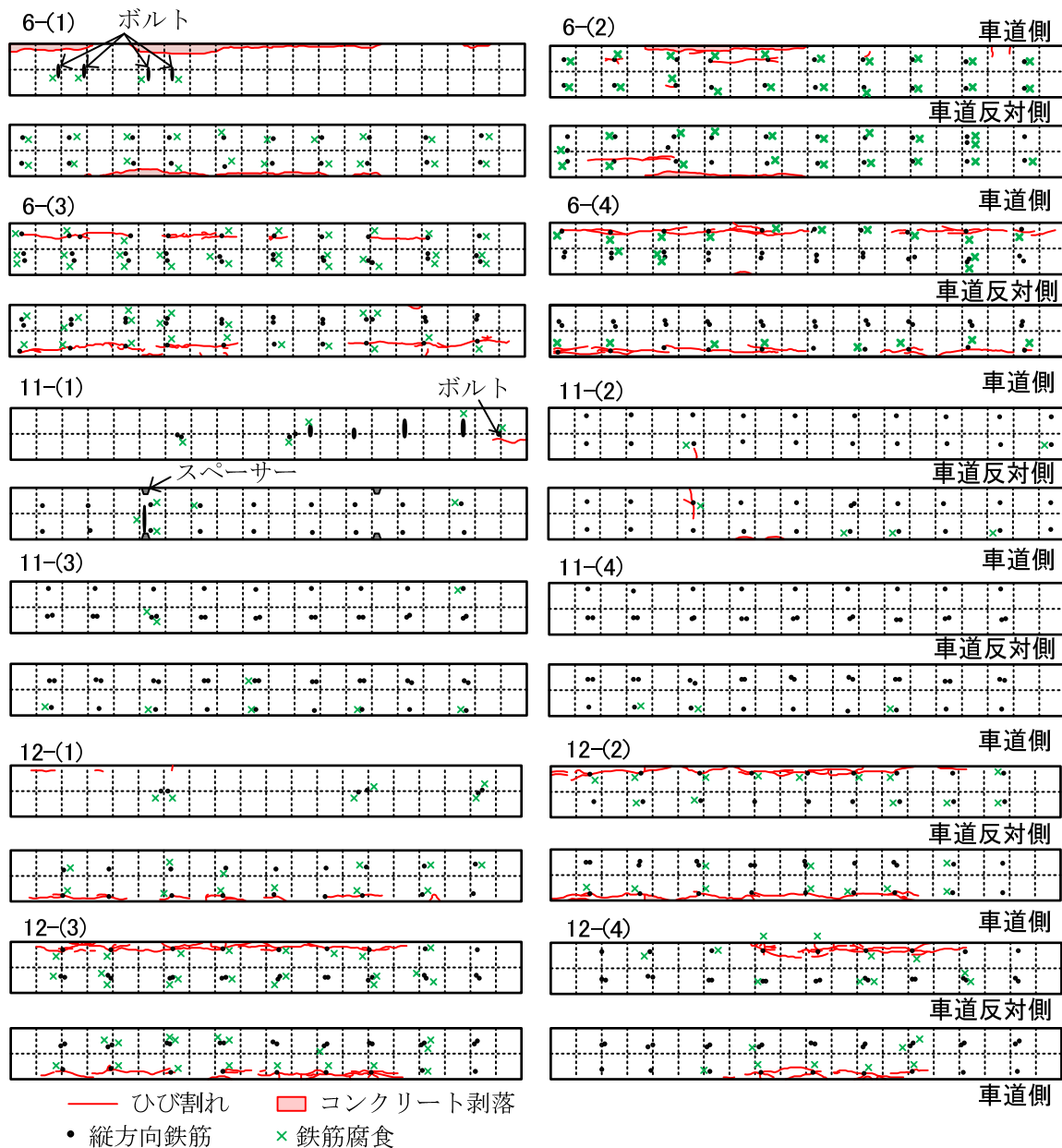


図-38 壁高欄内部の変状状況調査結果 (断面直角方向)

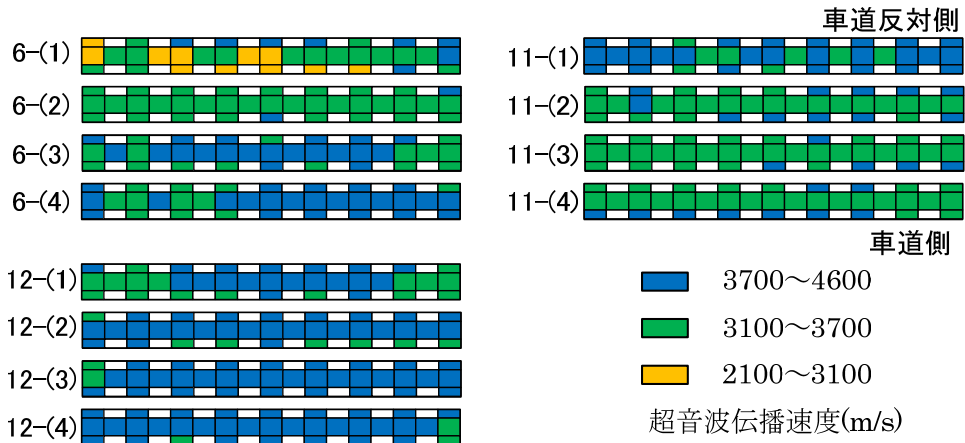


図-39 超音波伝播速度結果（断面直角方向）

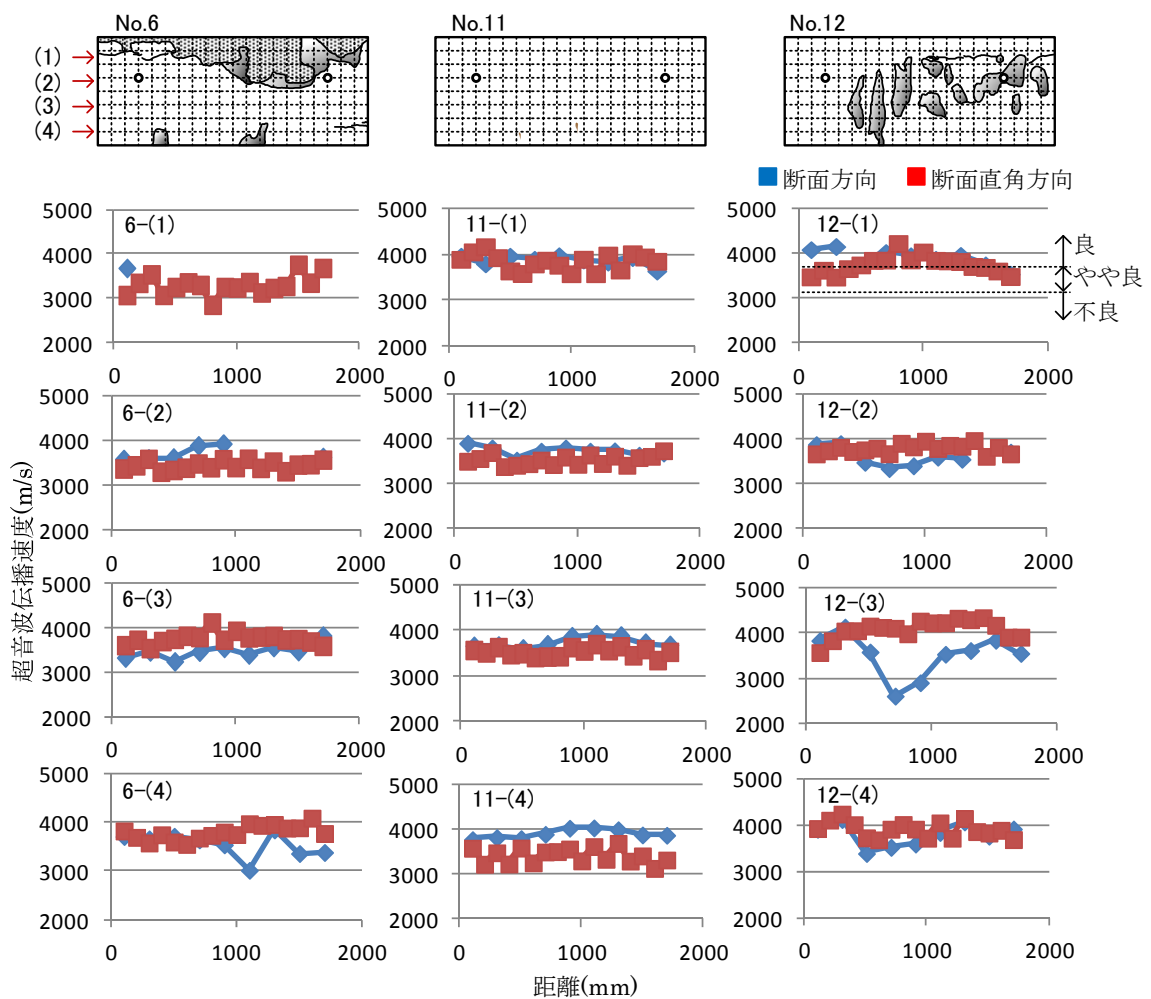


図-40 超音波伝播速度結果（断面方向と断面直角方向）

対側、下面が車道側になるように並んでいる。

図-40 に梁供試体を切り出す前の壁高欄で測定した超音波伝播速度（青マーカー）の横方向の分布と、ほぼ同じ位置から切り出した梁供試体の超音波伝播速度（赤マーカー）分布を示す。ここで、図-33 および図

-35 で示したように、超音波の透過方向は、切断前は断面方向、切断後は断面直角方向である。なお、断面直角方向に超音波測定した梁供試体の結果は、図-39 に示すように複数点（かぶり部×2点、コア部×1点）の測定値がある場合には平均値を示した。

断面方向の超音波測定について、壁高欄 (No.6) では、上部のコンクリートが広範囲に剥落していたため、測定できない箇所があった。また、壁高欄 (No.12) では、計測器の値が安定せず、測定できない箇所があった。

断面方向 (青マーカー) と断面直角方向 (赤マーカー) の結果を比較すると、壁高欄 (No.6) と壁高欄 (No.12) では断面直角方向の超音波伝播速度の方が大きくなる傾向があった。特に、断面直角方向の超音波測定でコンクリートほぼ全体が「良」と判断された壁高欄 (No.12) では、その差は大きかった。このことから、断面方向に透過した超音波伝播速度は、車道側のコンクリート内部に発生していたひび割れの影響を受け、小さくなったと考えられる。一方、壁高欄 (No.11) の内部にほとんどひび割れは発生していなかったことから、断面方向の超音波伝播速度は一樣な分布となり、文献¹²⁾の指標では「良」と判断される部分がほとんどであった。これは、大半の部分を「やや良」と判断された断面直角方向の超音波伝播速度結果とは異なる傾向であった。平成 23 年度に実施した各種力学試験体の凍結融解試験において、鉄筋を有する片引き付着試験体のみ、ある程度の凍結融解サイクル数まで超音波伝播速度が低下しなかったこともあり、鉄筋が超音波伝播速度に影響した可能性があると考えられる。

以上の調査結果から、超音波伝播速度はコンクリート劣化程度を反映していると考え、また、内部のひび割れ状況や鉄筋の腐食状況からコンクリートと鉄筋の付着状況を推測し、実験の载荷方向を設定した。まず、超音波伝播速度結果 (図-39 および図-40) から、壁高欄全体のコンクリート劣化の可能性のある壁高欄 (No.11) は、曲げ破壊時の最大モーメントを左右する圧縮側コンクリートの劣化の影響に着目し、車道側を载荷点にした。また、壁高欄 (No.12) は、ひび割れと鉄筋腐食の状況から、車道側の横方向鉄筋とコンクリートの付着劣化が予想されるため、曲げに対して抵抗する鉄筋が車道側になるように、車道反対側を载荷点にした。そして、壁高欄 (No.6) では、コンクリートの劣化と付着の両方の影響を見られるように、車道側あるいは車道反対側のどちらかに载荷点を置く 2 パターンの载荷方向で実験を行うことにした。

(3) 劣化調査結果 (H25)

車道側から見た切断前の外観性状、切断面の状況、目視と打音調査結果を反映したスケッチ図を図-41 に示す。また、図-41 には縦・横方向鉄筋の名称 (V-1～

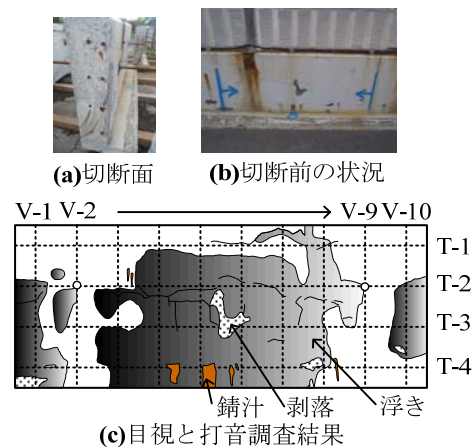


図-41 実壁高欄の外観性状

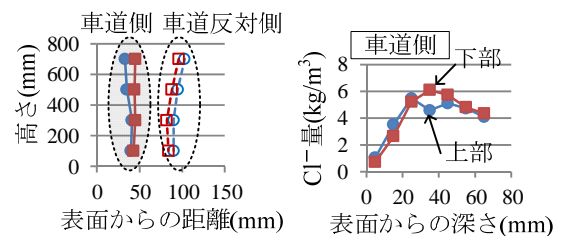


図-42 横方向鉄筋の配置位置

図-43 塩化物イオン濃度分布

表-13 コンクリートの圧縮特性

部位	圧縮強度 N/mm ²	静弾性係数 kN/mm ²
T1	31.3	27.8
T2	33.0	29.2
T3	32.6	27.4
T4	30.7	28.2

10 および T-1～ 4) も示す。なお、車道反対側に変状は観察されなかった。図より、所々のコンクリートが剥落し、打音調査から広範囲な浮きを確認していたが、両方の切断面からも車道側の横方向鉄筋をつなぐように幅数 mm に及ぶひび割れが確認された。また、横方向鉄筋の配置位置の測定結果は図-42 に示すとおりであり、設計と同じかぶり (60mm) が確保されていない。このような鉄筋の偏りが、車道側と車道反対側の変状の差を引き起こした一因とも考えられる。図-43 に、車道側から深さ 70mm までの塩化物イオン濃度分布を示す。壁高欄の上・下部に関係なく、車道側鉄筋位置の濃度は非常に高く、本壁高欄が厳しい塩害環境下に曝されていたことがうかがえた。

コンクリートの強度試験結果を表-13 に示す。なお、試験結果は、表中の部位に示した横方向鉄筋近傍から

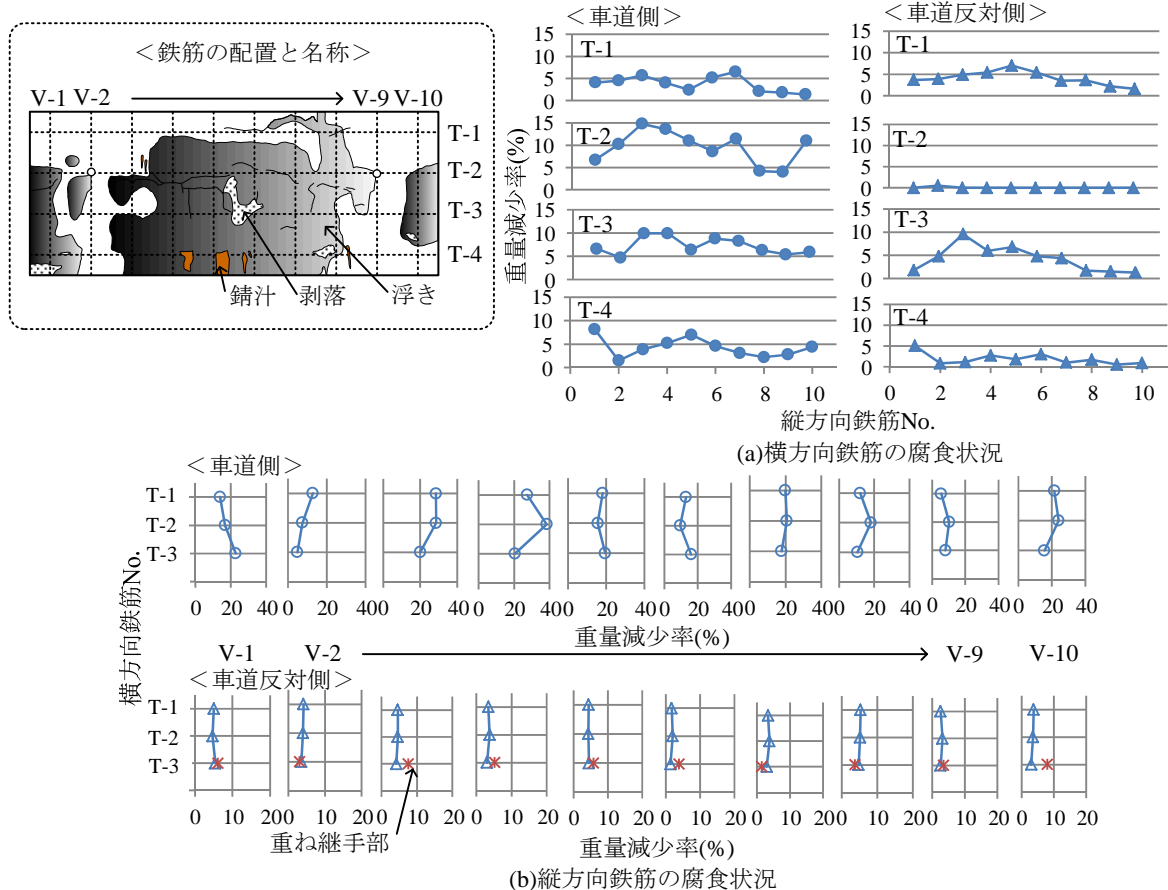


図-44 鉄筋の腐食状況

採取したコアコンクリート6個の平均である。建設当初の強度に関する情報は残されていなかったが、設計基準強度は 24N/mm^2 であり、コンクリートの圧縮特性はすべて設計値を満足していた。ただし、車道側のほぼ全面のコンクリートに浮きが生じ、強度試験を実施した試料は車道反対側から深さ100mmまでのものであったことから、外観に変状のない車道反対側のコンクリートの圧縮特性を表している可能性もある。

車道側と車道反対側に配置された鉄筋の腐食状況を図-44に示す。なお、鉄筋No.はすべて車道側から見て番号を付し、左上をNo.1とした。図より、塩化物イオン濃度分布の結果と同様、上下の差は小さかったが、車道側の方が、腐食が進行している様子が見られ、縦方向鉄筋にその傾向が顕著に表れた。

次に、縦方向と横方向鉄筋の腐食状況を比較すると、極端に重量減少率が高かった車道側V-3、V-4近辺の横方向鉄筋の重量減少率は、他の部分に比べて高くなったが、全体的には表面に近い縦方向の方が横方向鉄筋よりも重量減少率が高く、車道側では2倍程度の差があった。さらに、車道側の変状と鉄筋の腐食状況に対応させると、縦方向鉄筋(V-1~V-10)の重量減少率

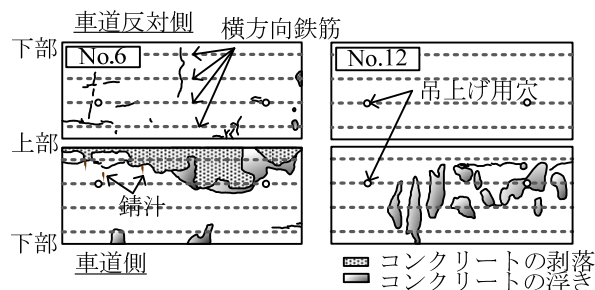


図-45 実壁高欄の外観変状

が20%程度以上であれば、打音調査で浮きを確認できていた。

(4) 構造実験結果

(1) 外観変状等

対象とする壁高欄は2カ所、壁高欄No.6とNo.12であり、図-45は目視とたたき調査を行った結果のトレース図である。いずれの壁高欄も、両面が表面被覆により補修されており、壁高欄No.12の車道反対側はFRPメッシュで補修されていた。まず、車道側の変状を見ると、壁高欄No.6では著しくコンクリートが剥落し、No.12では広範囲なコンクリートの浮きが観察された。なお、コンクリートの剥落は、鉄筋まで到達

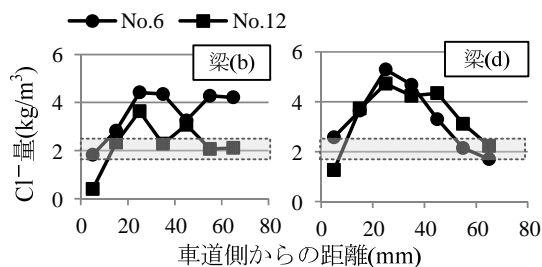


図-46 塩化物イオン濃度分布

していなかったことから、主に凍害によるスケーリングに因るものと推察された。また、車道反対側について、壁高欄 No.6 では複数本のひび割れが観察されたが、No.12 に変状は見られなかった。

(2) コンクリートと鉄筋の劣化状況

上部の梁(b)と下部の(d)のコンクリート(図-17 参照)への塩化物イオン浸透状況を図-46 に示す。なお、網掛け部分は示方書¹⁵⁾に示された鉄筋の発錆限界である。壁高欄の上部と下部、また No.6 と No.12 に大きな差はなく、横方向鉄筋が配置されている車道側表面から 50~60mm の位置まで発錆限界以上の塩化物イオンが浸透していた。

コンクリートの圧縮試験結果を表-14 に示す。設計基準強度は $f_{cd}=24\text{N/mm}^2$ であるが、実際の強度結果は残されていなかった。なお、ここに示す結果は、4 本以上のコアコンクリートから得られた結果の平均値である。

鉄筋の引張試験結果を表-15 に示す。種類は SD30 (現在の SD295A) であり、梁 No.毎に車道側、車道反対側の順に並んでいる。ここで、表中の「判定」とは鉄筋の破断位置であり、JIS Z 2241 にならい、標点間の中央から標点距離の 1/4 以内で破断した場合は A、それを外れた場合は B、標点間の外で破断した場合は C とした。また、JIS に定められた SD295A の機械的性質を満たさなかった結果は網掛けした。なお、重量減少率は以下の式から算出した。

$$\text{重量減少率 } W_L (\%) = \frac{(\text{腐食前重量} - \text{除錆後重量})}{\text{腐食前重量}} \times 100$$

ここで、腐食前重量は、鉄筋の長さの測定値に単位質量(kg/m)を乗ずることにより算出した。

(3) 曲げ載荷試験結果

載荷は、せん断スパン a を実際の有効高さ d に合わせて変化させ、せん断スパン有効高さ比 $a/d=4.0$ となるように実施した。

試験結果を表-16 に示す。なお、梁(2)は壁高欄を吊

表-14 コンクリートの圧縮試験結果

梁 No.	壁高欄 No.6		壁高欄 No.12	
	f'_c	E_c	f'_c	E_c
1	32.6	16.3	30.4	19.7
2	32.5	19.5	30.0	20.9
3	33.3	18.8	27.6	19.2
4	33.9	21.3	29.5	20.8

※ f'_c : 圧縮強度(N/mm²)、 E_c : 静弾性係数(kN/mm²)

表-15 鉄筋の引張試験結果

No.	f_y	f_u	δ	W_L	判定	
6	1	284.0	441.1	13.4	10.2	A
		284.0	494.5	11.3	4.6	B
	2	329.3	554.9	18.4	2.1	A
		322.3	525.7	18.0	4.3	A
	3	316.2	495.5	15.8	5.7	B
		326.3	548.8	23.7	1.7	A
	4	317.2	485.4	11.8	4.9	A
		341.4	519.6	16.0	1.5	B
12	1	319.2	490.4	---	4.5	C
		346.4	493.5	---	2.0	C
	2	339.4	539.8	10.2	1.8	A
		350.5	575.0	20.2	1.1	A
	3	346.4	528.7	10.5	3.9	A
		339.4	548.8	14.4	1.6	A
	4	349.4	450.2	6.1	1.6	A
		351.5	565.0	18.4	2.0	B

※ f_u , f_y : 引張、降伏強度(N/mm²)、 δ : 伸び(%)
 W_L : 重量減少率(%)

表-16 載荷試験結果

No.	性能への影響度					
	側面	外観変状	耐力	変形	付着	
6	1	車道	剥落	○	○	▲
	3	車道	剥落	○	▲	▲
	4	反対	ひび割れ	○	▲	▲
12	1	車道	浮き	◎	○	◎
	3	車道	浮き	◎	△	◎
	4	車道	浮き	◎	△	◎

※レベル表記(理論値に対する比較):
◎(優) → ○(同等) → △(少し劣る) → ▲(劣)
ただし、付着性能のみ 2 レベル判定
※側面: 車道側(車道)と車道反対側(反対)

り上げるための穴が横方向鉄筋を貫通しており、他の梁と載荷条件が異なったため、これ以降の検討では用いないことにした。ここで、外観変状は側面の変状であり、側面は図-17 の引張側にあたる。また、曲げ耐力、変形は理論値と比較することによってレベルを区別し、付着は載荷で曲げスパンに発生したひび割れ状況から優劣を推定した。なお、レベル表記については表下に示す。

(劣化度と性能への影響度の関係)

(1) 劣化した RC 構造のリスクマトリクス

リスクマトリクスは、先に述べたように危害の発生確率とその危害の程度の組み合わせであり、リスク対策によって4つに分類され、理想的には図-47(a)のように表される。また、R-Map手法¹⁰⁾、¹¹⁾では3つに分類しており(適用の一例、図-47(b))、図-47(a)のリスク低減および移転の領域はALARP (as low as reasonably practicable; 危険/効用基準あるいはコストを含めて、リスク低減策の実現性を考慮しながらも最小限のリスクまで低減すべき)領域Bに対応する。いずれのマトリクスでも、矢印の方向にリスクの発生確率を下げるあるいはリスク発生時の影響を小さくすることによって、リスク低減の対策が取られ、そのポジションは同様である。

図-47の危害の程度は、劣化したRC構造では性能に与える影響度と置き換えることができる。しかし、劣化において発生確率を定義することは困難である。そこで、Vision 2000の耐震性能に関する性能マトリクス⁸⁾、⁹⁾を参考にすることにした。図-48に性能マトリクスを示す。図の縦軸は地震の発生確率であるとともに、設計で用いる地震規模の大きさを表しており、発生確率が低くなるほど地震規模は大きくなる。これを劣化したRC構造にあてはめると、縦軸は劣化度となり、下方向に劣化度が高くなると考えることができる。さらに、劣化は時間の経過とともに進行するため、縦軸は時間軸と考えることもできる。よって、劣化したRC構造のリスクマトリクスは図-49のように表すことができる。

(2) リスク低減対策

図-49に示した各リスクポジションで取るべき対策について、ISO/IECガイド51¹⁰⁾に示されている3step methodを参考に示す。以下に概要を示す。なお、和訳は文献¹¹⁾を参照している。

- Step 1 : Inherently safe design (本質安全設計)
→可能な限りリスクを除去するか軽減する。
- Step 2 : Risk reduction measures (保護手段(安全防護))
→リスクに対して必要な保護手段を採用する。
- Step 3 : Information for use (使用上の情報)
→リスクの情報を与え、使用上の注意を促す。

これより、Step 1から3へ進むにしたがい、リスクは低減されることから、Step 1は「回避」、Step 2は「低減」あるいは「移転」、Step 3は「保有」のリスクポジションに相当する。そして、劣化したRC構造

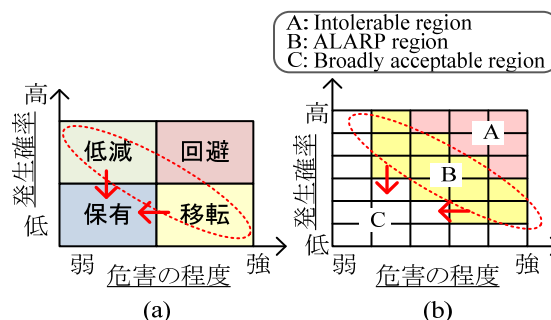


図-47 リスクマトリクス

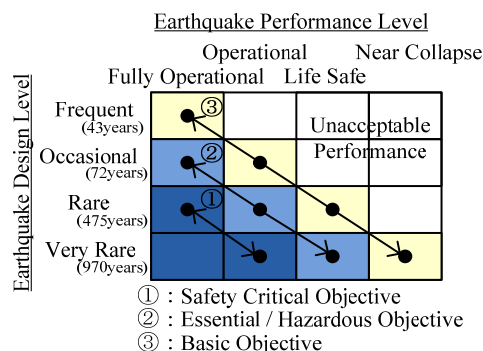


図-48 性能マトリクス

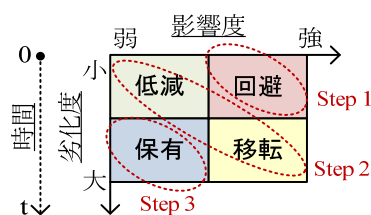


図-49 劣化したRC構造のリスクマトリクス

の維持管理において、各リスクポジションで取るべき対策は次のように考えることができる。

- 回避：設計で耐久性に関する照査を行う。
- 低減あるいは移転：点検結果を評価、判定し、対策を行う。供用期間の短い「低減」では補修、それ以上に供用されている「移転」では補強や解体・撤去の対策を行う。
- 保有：日常および定期点検によって、リスクがこの領域にあることを確認する。

以上のことから、前節で提案したリスクマトリクスを用いて劣化したRC構造を維持管理するということは、「低減」あるいは「移転」ポジションを決定することと同義となる。そして、「低減」の範囲を決める境界線は、補修の必要性を判断する指標を意味すると考えることができる。

(3) リスクマトリクスへの適用

ここでは、実壁高欄の調査結果を、提案したリスクマトリクス(図-49)に適用した結果について示す。

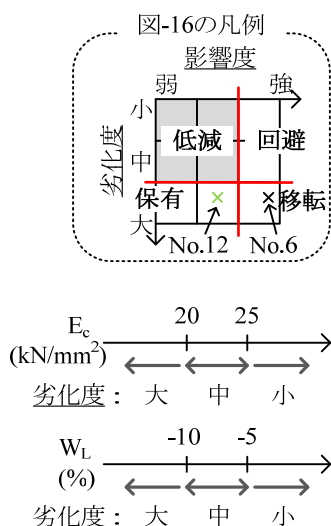


図-50 劣化度の評価

材料の劣化度毎、構造の性能毎にマトリクスを作成した。性能は、美観・景観として外観変状（载荷試験で引張側となる面）、第三者影響度としてコンクリートの浮きの有無、安全性として曲げ耐荷力、使用性として変形性能、複数の性能に関わるものとして付着性能を取り上げた。なお、調査結果の分布範囲を参考にし、材料の劣化度は図-50 に示す 3 水準に分類し、鉄筋の劣化度は重量減少率 W_L を負の記号で表した。よって、ここでの劣化度の大・中・小は一般的な意味と異なり、あくまで本調査結果の中で劣化程度が大きいか、小さいかを判断している。

マトリクスのマス目内に調査結果をプロットすると、図-51 の結果が得られた。なお、黒プロットは壁高欄 No.6、緑プロットは壁高欄 No.12 の結果である。調査結果は、材料の劣化とそれがもたらす性能への影響を実験で確認した結果であり、図-51 の関係は、そのままリスクマトリクスに反映させることができる。また、図に示す「低減」のポジション（網掛け部）は、以下の考えに基づき決定した。

- ① 性能に与える影響度（横軸）について、理論値と同等の性能を保有しているか否かを判定し、「低減」と「回避」の境界線（赤色縦線）を決定した。なお、外観変状ではコンクリートのひび割れ発生まで、付着性能では「優」判定のみを「低減」に含めることにした。
- ② ①で決定された境界線の右側の範囲は「回避」と「移転」の対策が必要な範囲となる。本調査結果が、既に 40 年程度供用された実壁高欄の結果であることから、「回避」の対策を取る必要があるとは考えにくい。よって、この範囲にあるプロット点の最小の劣化度を「移転」の下限値であると考え、

外観変状（美観・景観、第三者影響度）

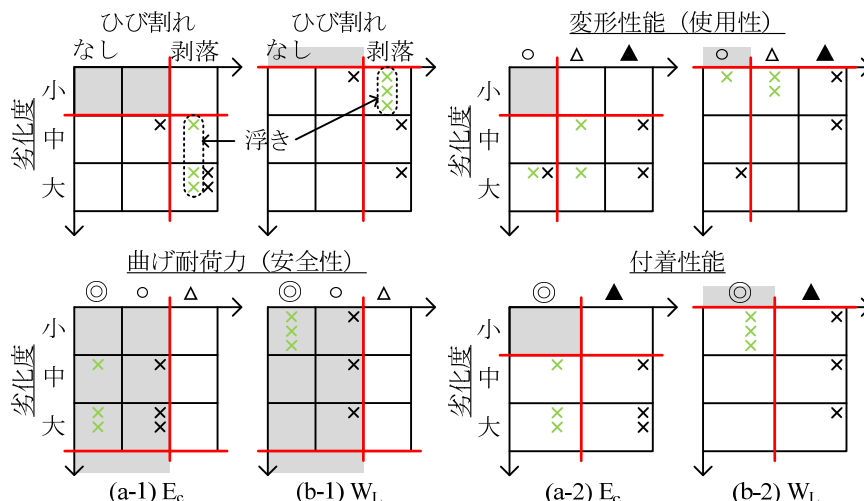


図-51 劣化した RC 構造のリスクマトリクス

「回避」と「移転」の境界線（赤色横線）を決定した。ただし、境界線が横軸と一致する場合は、「低減」のポジションをマトリクス範囲外まで拡大して表示した。

図-51 のように材料の劣化度と性能に与える影響度の関係をマトリクス表示し、材料の劣化度が同程度であっても、性能によって影響度が異なることを明確に示すことができた。また、この関係をリスクマトリクスにあてはめることにより、補修の必要性を判断する指標を示すことができた。

6. 点検や簡易な現場調査による衝撃耐荷力の診断技術の検討

6.1 実験概要

外観上の劣化パターンが異なる 9 か所を抽出し、劣化調査を実施した。図-52 に目視と打音調査から得られた外観変状を示す。また、劣化調査に先立ち、横方向鉄筋を主鉄筋に見立てて切り出した梁型試験体（図-53 に示す梁 1~4）の载荷実験を実施している。よって、4 体の梁から得た結果で 1 体の壁高欄の劣化程度を評価することにする。

6.2 実験結果と考察

(1) コンクリートの劣化

各梁から 4 本以上のコア（ $\phi 50 \times 100\text{mm}$ ）を採取し、圧縮試験を行い、圧縮強度 f_c と静弾性係数 E_c を測定した。 f_c と E_c の関係を主な外観上の劣化パターンによって分類した結果が図-54 である。なお、図には健全なコンクリートの特性を表す参考値として、コンクリート標準示方書の関係²⁾も示した。

この結果、壁高欄から採取したコンクリートの圧縮強度は、ほぼすべての結果が設計基準強度を上回って

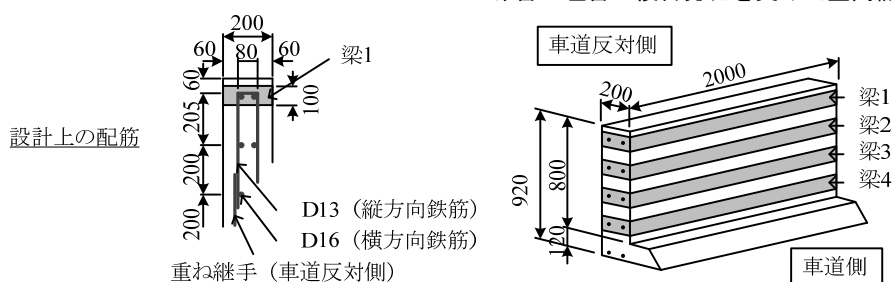


図-52 壁高欄の概要

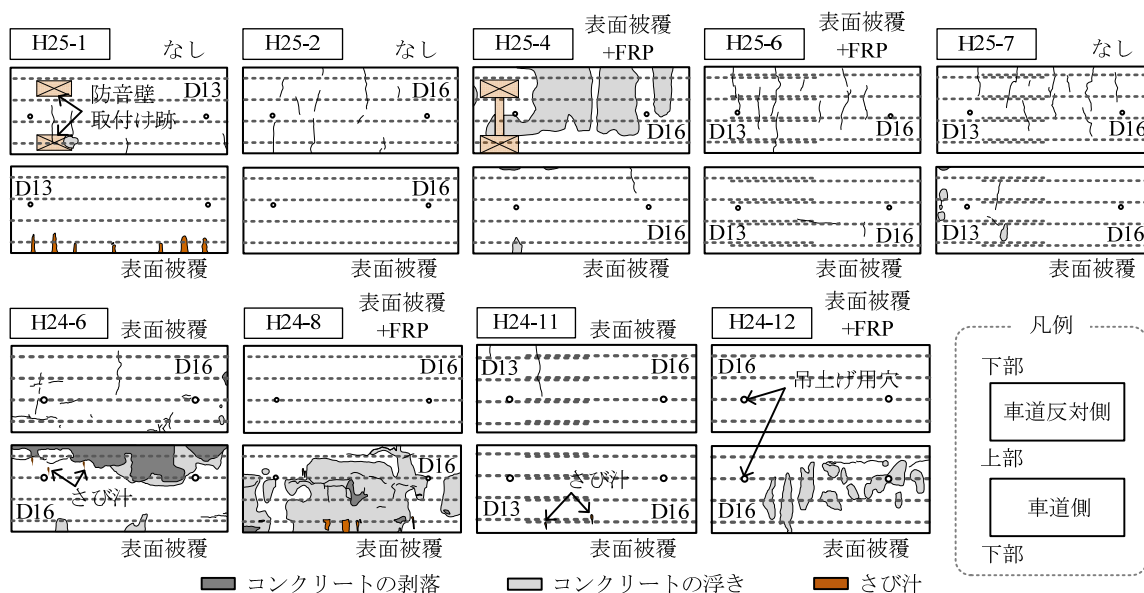


図-53 外観変状

いた。次に外観上の劣化パターンに着目すると、コンクリートの浮きが生じた壁高欄では、比較的、示方書の関係に近いが、それ以外は大きく離れ、圧縮強度に対して静弾性係数が小さい傾向が見られた。

このような結果を受け、以下の仮説を立てた。

「凍害を受け、コンクリートの劣化は、図-54 の破線の矢印方向に向かって進展する（ここでは $f'_c = 40 \text{ N/mm}^2$ を健全な状態としている）。そして、その矢印の勾配は凍害の影響程度を表し、凍害と塩害の組合せにより、最終的に様々な変状が表面に現れる。」

つまり、図-54 の矢印の勾配が凍害によるコンクリートの劣化程度となるが、ここでは壁高欄の初期状態がわからないため、圧縮強度と静弾性係数の比 f'_c/E_c をコンクリートの劣化程度と定義し、凍害と塩害の複合劣化進行を検討することにした。

(2) 鉄筋の劣化

壁高欄から横方向鉄筋を取り出し、JCI-SC1「コンクリート中の鋼材の腐食評価方法」に準じて腐食生成物を除去し、質量減少率 $W_L(\%) = (\text{腐食前質量} - \text{除錆後質量}) / \text{腐食前質量} \times 100$ を測定した。

壁高欄毎の鉄筋かぶりの差が大きかったことから、鉄筋の質量減少率 W_L をコンクリートかぶり（コンク

リート表面から横方向鉄筋中心までの距離 $C(\text{cm})$ で除した値を用いた。つまり、経過時間が同じであれば、コンクリートかぶり C が小さいほど鉄筋の質量減少率 W_L が大きくなる傾向を評価するためである。

車道側 (roadway side : r) と車道反対側 (opposite side : op) それぞれについて、主な外観上の劣化パターンで整理した (図-55)。図より、 W_L/C 値によって外観上の劣化パターンをある程度分類することができた。よって、今後の検討では W_L/C 値を鉄筋の劣化程度の指標として用いることにする。

(3) 複合劣化の進行予測

鉄筋の劣化程度 W_L/C とコンクリートの劣化程度 f'_c/E_c の関係を外観上の劣化パターンで分類した結果を図-56 に示す。外観上の劣化パターンは A) コンクリートの浮き、B) コンクリートの剥落またはさび汁、C) 軽微な変状または変状なしの 3 パターンで分類した。

縦軸については、重量減少率が高くなるほど W_L/C 値が増し、鉄筋の劣化進行を意味するため、 W_L/C 値が高くなると壁高欄側面に何らかの変状が生じ、変状のない壁高欄側面の W_L/C 値は低くなった。次に、横軸の f'_c/E_c 値については、壁高欄のコンクリートの静弾性係数 E_c が大きく低下したことから、 f'_c/E_c 値は増

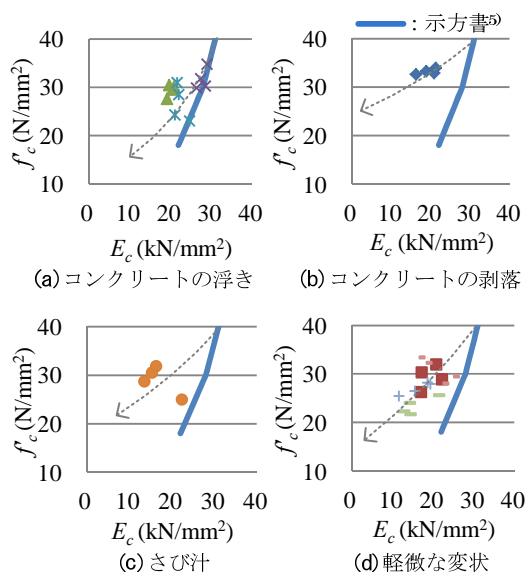


図-54 外観上の劣化パターンによる分類

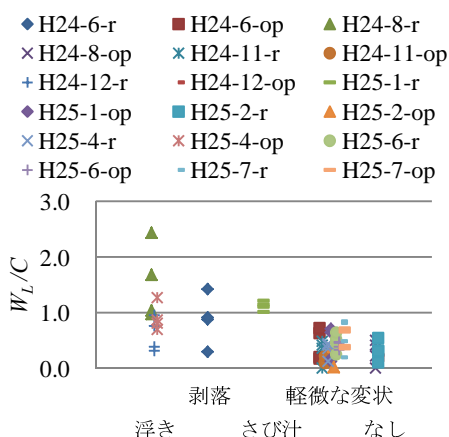


図-55 W_L/C と外観上の劣化パターンの関係：

加する傾向が見られた。一方、全国の調査結果を基にした示方書式⁹⁾では、コンクリートの圧縮強度 f_c の低下に伴う静弾性係数 E_c の低下は小さく、 f_c が設計基準強度 24 N/mm^2 から最大の測定値 35 N/mm^2 であれば、 f_c/E_c 値は $0.96 \sim 1.19$ となる。

外観上の劣化パターン毎の f_c/E_c 値を見ると、コンクリートの浮きが生じる場合は示方書式に近く、それ以外の劣化パターンでは f_c/E_c 値は大きくなる傾向が見られ、コンクリートの剥落、さび汁の発生を区別することは困難であった。以上から、コンクリートの劣化進行により f_c と E_c の比が変化し、さらに鉄筋の劣化も進行することで、コンクリートの浮きとは異なる変状が表面化したと予想される。

図-56 を 3 次元化し、時間 t を考慮すると図-57 が得られる。ただし、本研究で対象とした壁高欄の過去の劣化調査結果はないため、 $t=0$ 年と 40 年を直線で結んだ

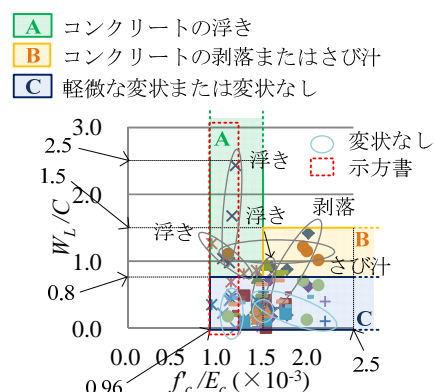


図-56 外観上の劣化パターンで分類した鉄筋とコンクリートの劣化度の関係

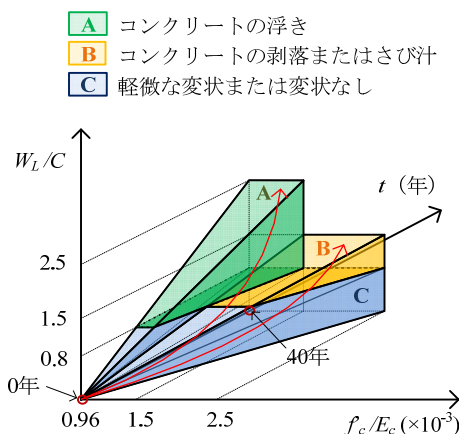


図-57 複合劣化の進行

簡易な図である。

3次元化は次のように行った。まず、z 軸を時間 t とし、 $t=40$ 年の劣化の状況として図-56 の結果をプロットした。そして、建設時の健全な状態を表す原点は、 $W_L=0$ より $W_L/C=0$ 、 $f_c=24 \text{ N/mm}^2$ (設計基準強度) と仮定した示方書式から $f_c/E_c=0.96$ とし、原点と 40 年経過後の劣化状況を直線で結んだ。さらに、図-56 の領域 C) は「変状なし」を含み、比較的健全な状態と判断し、 $t=0$ の面に投影した。これにより、囲まれた領域は 3 つに分けられ、「A：コンクリートの浮きが発生する領域」、「B：コンクリートの剥落またはさび汁が発生する領域」、「C：軽微な変状または変状のない領域」となる。

この図は、凍害と塩害による複合劣化を受け、40 年後に図-56 の外観上の劣化パターンとなる壁高欄の劣化進行経路の集合と考えることができる。つまり、図-57 中に示した赤矢印のように、領域 C から領域 A へと複合劣化が進行するとコンクリートの浮きが発生し、領域 C から領域 B へと劣化が進行するとコンクリートの剥落またはさび汁が生じる、という進行経路を合わせた領域を示している。

7. 補修工法の検討および実験による補強対策時の衝撃耐荷力向上効果の検証

7.1 複合劣化を受けた壁高欄の維持管理方法

フォルトツリー分析を適用し、コンクリート構造の性能が低下し、要求性能を満足しなくなるまでの過程の体系化に関する検討を行った。

7.1.1 複合劣化によるコンクリート構造物の性能低下

(1) 研究方法

複合劣化を受けるコンクリート構造の性能低下パスの構築には、フォルトツリー分析 (FTA) の手法を適用する。FTA とは、分析対象の望ましくない結果を頂上現象 (トップイベント) とし、この事象が発生するための条件と要因を把握するために用いられるものである。この分析により、潜在的に発生可能性がある原因や発生の要因を抽出することができる。また、FTA は、国際規格 IEC (国際電気標準会議: International Electrotechnical Commission) を基に、国内でも JIS で規格化¹⁷⁾され、製造、販売、医療など幅広い分野で適用されている手法である。

本研究では、「構造性能の低下」をトップイベントとする。また、想定する構造性能は、コンクリート標準示方書²⁾を参考とし、安全性、使用性、第三者影響度とする。なお、その他の性能については、示方書²⁾より、耐久性はその他の性能を総合的に判断する指標であること、復旧性は修復性、安全性あるいは使用性と置き換えて評価する方が合理的であることから考慮しないことにする。さらに美観は、維持管理対策の判定上重要となる場合があるが、劣化進行の過程で考慮するこ

とにし、トップイベントには含めないことにする。

まず、凍害、塩害、各単一要因の劣化を受ける場合について、フォルトツリーを作成する。ここでは、現示方書に示される「構造物の外観上のグレードと劣化の状態」^{18)・19)}と、劣化の状態と構造性能を関連付けるものとして、旧示方書に示されていた「構造物の外観上のグレードと標準的な性能低下」^{20)・21)}が凍害と塩害に対する現在の認識であると考え、参考にすることにした。また、示方書の総則^{22)・23)}にある各劣化現象に関する解説も参考にした。そして、凍害、塩害、2つのフォルトツリーから、複合劣化のフォルトツリーを導き出す。

以上の方法により、コンクリート構造が要求性能を満足しなくなるまで、どのように劣化が進行し、性能が低下していくのか、現認識で可能な限りの構造性能低下パスの抽出を試みる。

(2) 凍害による性能低下

劣化は経時的に変化する現象であるため、示方書の表-17、表-18 に示される外観上のグレードは、グレード I (潜伏期) からグレード IV (劣化期) へ向かって進行する。表-17 から各グレードで生じる劣化現象を抜き出し、劣化現象と構造性能を低下させる因子の関係として整理した (図-58)。その際、表-18 の構造性能を低下させる因子を参照し、鋼材腐食は「鋼材の断面減少」、鋼材とコンクリート間の付着劣化は「付着力の低下」と表した。

さらに、表-17 の各劣化現象が発生する時期と、構造性能への影響因子の劣化過程 (潜伏期～劣化期) を対

表-17 凍害を受ける構造物の外観上のグレードと劣化の状態⁶⁾

外観上のグレード	劣化過程	劣化の状態
グレード I	潜伏期	凍結融解作用を受けるが、外観上の変状が認められない
グレード II	進展期	スケーリング、微細ひび割れ、ポップアウトが発生
グレード III	加速期	スケーリング、微細ひび割れ、ポップアウトが進展、骨材の露出や剥落の発生
グレード IV	劣化期	かぶりコンクリートの剥落、鋼材の露出や腐食の発生

表-18 凍害を受ける構造物の外観上のグレードと標準的な性能低下⁸⁾

外観上のグレード	安全性	使用性	第三者影響度	美観・景観
状態 I (潜伏期)	—	—	—	
状態 II (進展期)	—	—	—	
状態 III (加速期)	耐荷力の低下 ・コンクリート断面の減少 ・鋼材腐食	剛性の低下 ・コンクリート断面の減少 ・鋼材とコンクリート間の付着劣化 ・鋼材腐食	第三者への影響 ・剥離 ・剥落	美観の低下 ・スケーリング、ポップアウト ・ひび割れ
状態 IV (劣化期)				

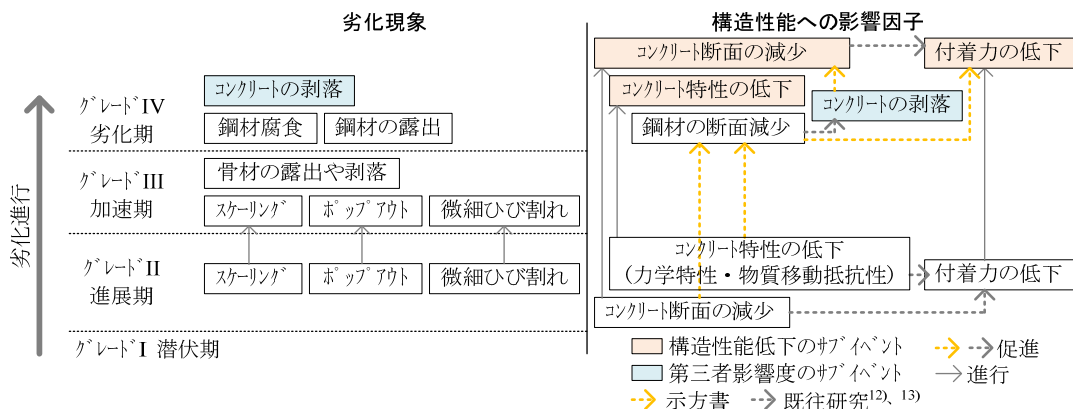
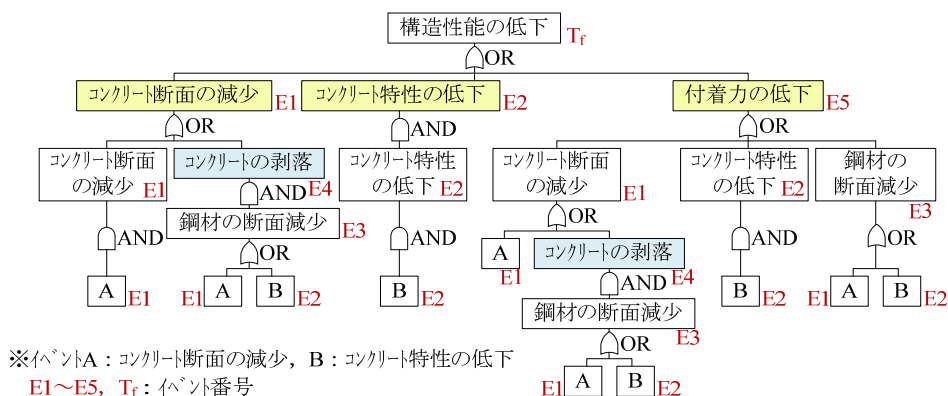
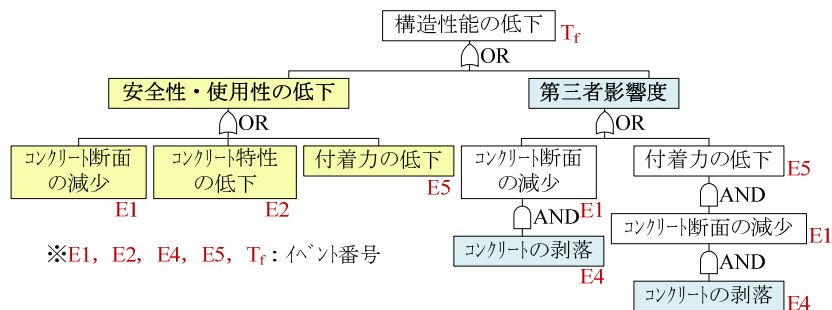


図-58 凍害による劣化現象と構造性能への影響因子



(a) 構造性能の低下に結び付く条件・要因



(b) 各構造性能の低下に結び付く条件・要因

図-59 凍害を受ける構造物のフォルトツリー

応させた。よって、スケーリングやポップアウトが発生する進展期を「コンクリート断面の減少」が始まる時期、微細ひび割れが発生する進展期を「コンクリート特性の低下」が始まる時期、鋼材の腐食が発生する劣化期を「鋼材の断面減少」が始まる時期とした。また、劣化現象でも、直接、第三者に被害を及ぼす恐れのある「コンクリートの剥落」は、構造性能の影響因子にも含めた。

まず、図-58の構造性能への影響因子について、原因と結果の関係にあるものを点線矢印で結び、各因子の関連性を考えてみた。この作業では、既報の研究成

果¹²⁾や既往研究成果¹³⁾も参考にした。さらに、劣化の進行とともに程度が大きくなる「劣化現象」と「構造性能への影響因子」は実線矢印で表した。よって、矢印の向きは劣化進行を表している。なお、構造性能への影響因子の中で「構造性能の低下」に直接つながるサブイベントと、第三者影響度に直接つながるサブイベントに色付けし、他のイベントと区別した。

次に、矢印を遡る作業により、図-59(a)に示す凍害のフォルトツリーを作成した。図より、凍害による構造性能の低下（トップイベント）の基本的な原因（基本イベント）は「コンクリート断面の減少（E1）」と

「コンクリート特性の低下（力学特性の低下と物質移動抵抗性の低下を含む）(E2)」となる。

さらに、「コンクリートの剥落 (E4)」を含む性能低下パスとそれ以外のパスを区別し、構造性能の「安全性・使用性の低下」と「第三者影響度」に関して整理すると、図-59 (b) が得られた。なお、図-59 (b) のフォルトツリーの基本イベントは、図-58 の構造性能の低下および第三者影響度のサブイベントのみで示しているが、その先には図-59 (a) のツリーが続く。また、フォルトツリーが複雑にならないように、ここでは、安全性と使用性を一緒に扱うことにした。

(3) 塩害による性能低下

塩害についても、凍害と同様の方法でフォルトツリー作成を進めた。表-19 を参考に、各グレードで生じる劣化現象と構造性能を低下させる因子との関係を整理し、得られた結果を図-60 に示す。そして、前節と同様、表-20 に示す構造性能を低下させる因子を参考にし、表-19 劣化現象が発生する時期と、構造性能への影響因子の劣化過程を対応させた。また、第三者に影響を及ぼす可能性のある劣化現象の「浮き」、「コンクリートの剥離・剥落」は構造性能への影響因子にも含めた。そのため、腐食が開始した進展期を「鋼材の断面減少」が始まる時期とした。

構造性能への影響因子について、各因子の関連性を

明らかにするため、原因と結果の関係にあるイベントを矢印で結んだ (図-60)。また、構造性能の低下に直接つながるサブイベントには色付けし、他のイベントと区別した。なお、イベント番号は、図-59 と共通である。

矢印を逆方向に辿る作業により、塩害のフォルトツリーを導き出すことができた (図-61 (a))。これより、構造性能の低下（トップイベント）の基本的原因となる基本イベントは「鋼材の断面減少 (E3)」、構造性能の低下につながるサブイベントは「鋼材の断面減少 (E3)」、「コンクリート断面の減少 (E1)」、「付着力の低下 (E5)」となる。

図-61 (a) から、第三者に影響する可能性がある劣化現象の「浮き (E6)」と「コンクリートの剥離・剥落 (E7)」を含む性能低下パスを区別すると、図-61 (b) が得られた。なお、各イベントには図-61 (a) のツリーが続いている。

(4) 複合劣化による性能低下

図-59 と図-61 を用い、凍害と塩害の複合劣化を受けるコンクリート構造物の性能低下に至るフォルトツリーの作成を試みる。なお、イベント番号は図-59 と図-61 と共通とする。

まず、最少カットセットに着目した。ここで、最少カットセットとは、トップイベントを起こさせる最も

表-19 塩害を受ける構造物の外観上のグレードと劣化の状態⁷⁾

外観上のグレード	劣化過程	劣化の状態
グレード I	潜伏期	外観上の変状が見られない、腐食発生限界塩化物イオン濃度以下
グレード II	進展期	外観上の変状が見られない、腐食発生限界塩化物イオン濃度以上、腐食が開始
グレード III-1	加速期前期	腐食ひび割れや浮きが発生、さび汁が見られる
グレード III-2	加速期後期	腐食ひび割れの幅や長さが大きく多数発生、腐食ひび割れの進展に伴うかぶりコンクリートの部分的な剥離・剥落が見られる、鋼材の著しい断面減少は見られない
グレード IV	劣化期	腐食ひび割れの進展に伴う大規模な剥離・剥落が見られる、鋼材の著しい断面減少が見られる、変位・たわみが大きい

表-20 塩害を受ける構造物の外観上のグレードと標準的な性能低下⁹⁾

外観上のグレード	安全性	使用性	第三者影響度	美観・景観
状態 I-1 (潜伏期)	—	—	—	—
状態 I-2 (進展期)	—	—	—	—
状態 II-1 (加速期前期)	—	—	—	美観の低下・ひび割れ、錆び汁
状態 II-2 (加速期後期)	耐荷力・靱性の低下 ・鋼材断面積の減少	剛性低下 (変形の増大・振動の発生) ・鋼材断面積の減少	第三者への影響	
状態 III (劣化期)	・浮き・剥離によるコンクリート断面の減少	・鋼材とコンクリートの付着力の低下 ・浮き・剥離によるコンクリート断面の減少	・剥離 ・剥落	

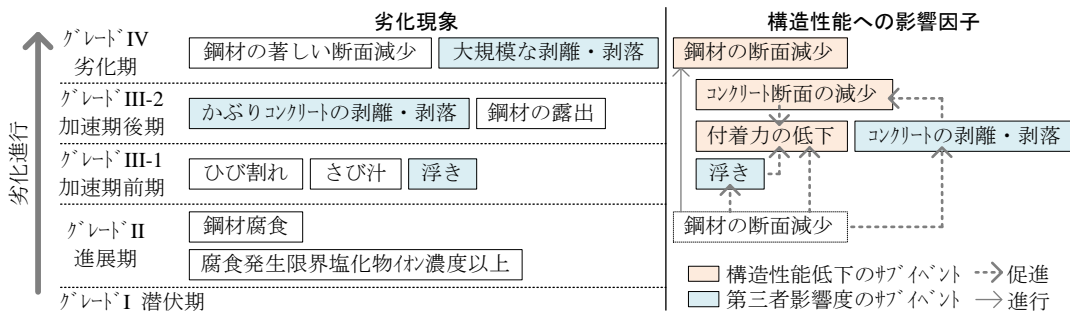


図-60 塩害による劣化現象と構造的な性能への影響因子

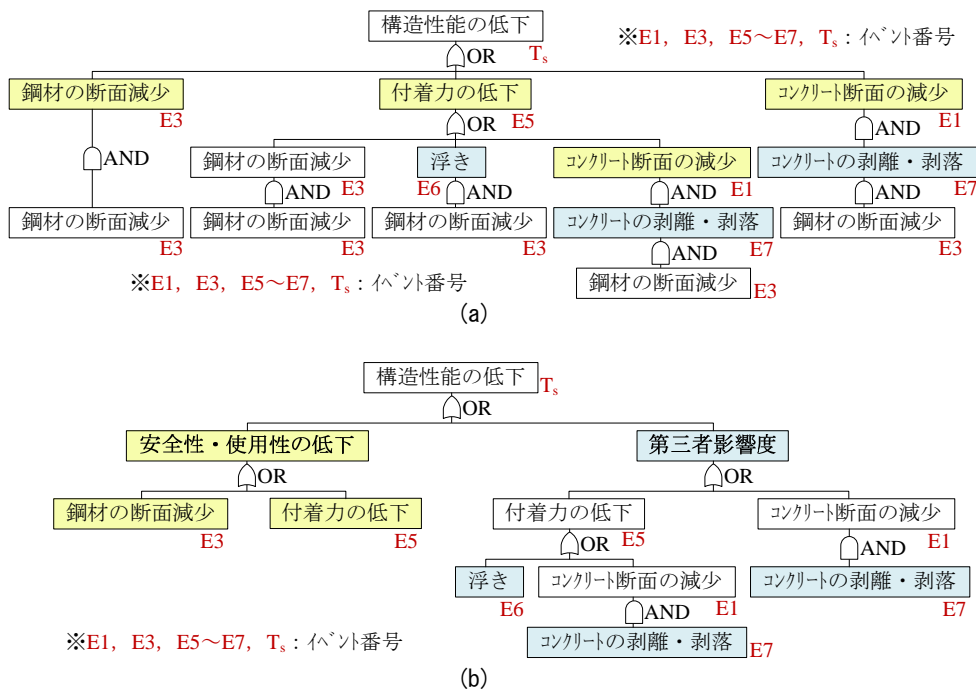


図-61 塩害を受ける構造物のフォルトツリー

小さい基本イベントの組み合わせとして定義される。そして、これを知ることにより潜在的な弱点に気付かされることもあり、FTA にとって重要な概念である。凍害 (図-59) では「コンクリート断面の減少 (E1)」と「コンクリート特性の低下 (E2)」、塩害 (図-61) では「鋼材の断面減少 (E3)」がそれに当てはまる。そして、これらのイベントは、時間の経過に伴い、低下・減少していくため、構造的な性能を低下させる各イベントの低下・減少の程度が重要である。

次に、凍害、塩害、両方のフォルトツリーに含まれる「付着力の低下 (E5)」に着目し、E5 をトップイベントとしたツリーについて、凍害と塩害の場合を比較した。最少カットセットについて、凍害では「コンクリート断面の減少 (E1)」と「コンクリート特性の低下 (E2)」、塩害では「鋼材の断面減少 (E3)」となり、これを理論的に表せば、以下ようになる。

$$E5 = E1 \cup E2 \cup E3 \quad (3)$$

さらに、図-59 と図-61 の中で「付着力の低下 (E5)」をトップイベントとするツリーを見ると、凍害に関してはすべてのツリーに繋がり、塩害においては「鋼材の断面減少 (E3)」が基本イベントとなる。つまり、複合劣化の場合、「付着力の低下 (E5)」を引き起こす最小カットセットは以下で表される。

$$E5 = E1 \cap E2 \cap E3 \quad (4)$$

ここで、式(4)を満足した上で式(3)の条件を成立させなければならない。そこで、劣化は時間の経過とともに進行するため、E1~E3 の各イベントの程度と組み合わせによって、上位のイベントが引き起こされると考えることにした。そうすれば、「付着力の低下 (E5)」は「コンクリート断面の減少 (E1)」、「コンクリート特性の低下 (E2)」、「鋼材の断面減少 (E3)」のいずれか2つのイベントの低下あるいは減少程度が0の場合に式(2)を満足する。さらに、その他の E5 から引き起こされるパスについては、必ず E3 を含むため、E1

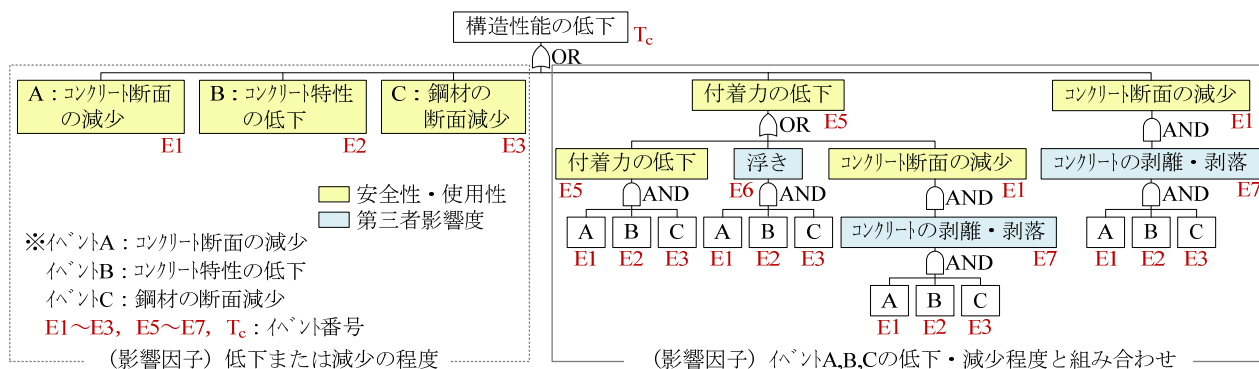


図-62 凍害と塩害の複合劣化を受ける構造物のフォルトツリー

～E3 の各イベントの程度と組み合わせで上位のイベント「浮き (E6)」や「コンクリート断面の減少 (E1)」が発生すると考えることができる。

以上の検討より、凍害と塩害の複合劣化進行による構造性能の低下は、影響因子が E1～E3 のうち 1 つのイベントの低下・減少の程度が重要になる場合と、複数のイベント E1～E3 の組み合わせのバランスが重要になる場合の 2 つに区別できる。これにより、イベント E1～E3 の組み合わせのバランスが構造性能低下の影響因子になる場合、「付着力の低下 (E5)」と「コンクリート断面の減少 (E1)」をトップイベントとするツリーを作成することで、最終的に複合劣化のフォルトツリーを図-62 のように導き出した。なお、図-59 の「コンクリートの剥落 (E4)」は図-61 の「コンクリートの剥離・剥落 (E7)」に含めた。

7.1.2 壁高欄の性能の特徴

(1) 壁高欄の設置目的

壁高欄の設置目的は「主として進行方向を誤った車両が路外、対向車線または歩道等に逸脱するのを防ぐとともに、車両乗員の傷害および車両の破損を最小限にとどめて、車両を正常な進行方向に復元させること」と定義²⁹⁾され、車両用と歩行者自転車用に区分されている。車両用はたわみ性と剛性防護柵の 2 種類あり、本研究で対象とする剛性防護柵は、橋梁、高架等の構造物上や幅員の狭い分離帯等、変形を許容できない区間に設置される。

(2) 壁高欄の性能

壁高欄は強度や設置場所によって種別され、それぞれ衝突条件が異なる。衝突条件は、想定する車両の重量、衝突速度、衝突角度であり、最も厳しい条件は(A) 車両総重量 25 トンの大型貨物車が速度 100km/h で、壁高欄に対して角度 15 度で衝突する、(B) 質量 1 トンの乗用車が速度 100km/s、角度 20 度で衝突する 2 条件である。さらに、以下のすべての性能を満足しな

ければならない。

- ① 車両の逸脱防止性能
- ② 乗員の安全性能
- ③ 車両の誘導性能
- ④ 成部材の飛散防止性能

性能①については、条件(A)において、突破されない強度を有し、主たる部材に塑性変形が生じない、強度性能と変形性能の 2 つの性能を満足する必要がある。そして、性能②では、条件(B)で車両の受ける加速度の許容値が壁高欄の種類によって定められ、性能③では、両条件のもと車両が横転せず、衝突後の離脱速度は衝突時の 6 割以上、離脱角度が衝突時の 6 割以下になることが求められている。さらに、性能④は両条件で満足することを確認しなければならない。つまり、壁高欄は、非常に厳しい性能が求められていることがわかる。そのため、壁高欄の性能は、原則として、実車による衝突実験により確認するように定められており、既に実車実験で性能を確認された壁高欄の仕様が、標準仕様²⁷⁾としてまとめられている。

(3) 壁高欄の各性能の関係性

壁高欄の標準仕様の決定において、根拠となった実車による衝突実験結果は共同研究報告書²⁸⁾にまとめられている。衝撃問題における車両の衝突は、衝突時間の長さからソフトな衝撃に分類されるため、壁高欄に対して直角方向の衝撃度を衝突荷重に変換できれば、その荷重が静的に作用した場合のコンクリートや鋼材の応力を照査すればよく、実車実験から得られた衝撃荷重 F_n は以下で示される。

$$F_n = \kappa_f \cdot \frac{2 \cdot (1 + e_v)}{L_w \cdot \sin \theta} \cdot \left(\frac{W}{W_r} \right)^2 \cdot I_s \cdot a \quad (5)$$

なお、 κ_f : 補正比例係数、 I_s : 衝撃度 ()、 θ : 衝撃角度、 L_w : 車軸間隔、 W : 車両重量、 W_r : 後輪軸重量、 g : 重力加速度、 v : 衝突速度、 e_v : 車両の反発

係数（壁高欄に対して直角方向）、 a ：斜面低減係数、 Kt ：理論低減係数、 α ：車両斜面駆け上がり角度、 β ：鉛直面からの斜面角度、 b ：実験係数である。式(5)より、車両の衝突条件、車両の仕様、壁高欄の形状は既知であれば、車両の反発係数 e_v が衝撃荷重 F を左右することがわかる。

文献²⁸⁾では、実験結果から推定された衝突荷重について理論的に解釈し、運動量保存則から以下の式により衝突荷重を算出している。

$$m \cdot v - m \cdot v' = F \cdot t \quad (6)$$

なお、 m は車両の質量、 v は衝突速度、 v' は離脱（衝突後）速度、 F は壁高欄に働く衝突荷重、 t は衝突荷重の作用時間を表している。また、 v 、 v' 、 F は、壁高欄に対して直角方向と接線方向の2方向の成分に分けられ、それぞれの方向で式(6)は成り立つ。

壁高欄に対して直角方向 n に着目し、車両の受ける加速度 a を用いれば、式(6)は以下のように表すこともできる。なお、 vn の方向を正とすれば、 $v'n$ の方向は負となる。

$$F_n = m \cdot \frac{v_n - v'_n}{t} = m \cdot a_n \quad (7)$$

式(7)から、3. 2節に示す性能②について、加速度 a_n が性能を満足する条件1と満足しない条件2を考えてみると、

条件1（性能②を満足しない）： a_n を大きくする。

→ このためには $t \rightarrow$ 小、 $|v'_n| \rightarrow$ 大。

よって、 $F_n \rightarrow$ 大。

条件2（性能②を満足する）： a_n を小さくする。

→ このためには $t \rightarrow$ 大、 $|v'_n| \rightarrow$ 小。

よって、 $F_n \rightarrow$ 小。

となる。次に車両の運動エネルギーについて考える。車両の運動エネルギー E_{kv} が、衝突によって運動エネルギー E_{loss} を損失したとき、 E_{loss} は次式で表される。

$$E_{loss} = \frac{1}{2} m \cdot v_n^2 - \frac{1}{2} m \cdot v'_n{}^2 = E_{kv} - E'_{kv} \quad (8)$$

このとき、条件1（性能②を満足しない）と条件2（性能②を満足する）は式(8)から以下になる。

条件1： $E_{loss} \rightarrow$ 小。

条件2： $E_{loss} \rightarrow$ 大。

なお、衝突時の車両の運動エネルギー E_{kv} は、壁高欄の変形、車両の変形、音・熱・摩擦等により損失すると考えられる。ここで、音・熱・摩擦等による損失を無視し、壁高欄の変形による吸収エネルギー E_{lw} と車両の変形による吸収エネルギー E_{lv} について検討する。すると、 E_{loss} は E_{lw} と E_{lv} の和で表されるから、

E_{kv} ：衝突時の車両の運動エネルギー
 E_{loss} ：車両の運動エネルギーの損失
 E_{lv} ：車両の吸収エネルギー
 E_{lw} ：壁高欄の吸収エネルギー
 E'_{kv} ：衝突後の車両の運動エネルギー

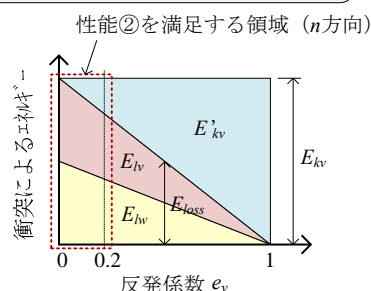


図-63 車両衝突によるエネルギー配分

条件1（性能②を満足しない）、条件2（性能②を満足する）に関して、

条件1：壁高欄、車両、あるいは両者の変形→小。

条件2：壁高欄、車両、あるいは両者の変形→大。

となる。以上より、性能②を満足する条件2では、壁高欄、車両、あるいは両者の変形が大きくなるため、性能①（変形）を満たさなくなる可能性が生じる。このように、性能①と②が相反する関係にあるのは、壁高欄がとりわけ性能①を高めた構造である一方で、緩衝性が低下しているためである。そのため壁高欄では、車両の変形によるエネルギー吸収と、壁高欄形状を工夫することによる衝突荷重 F の作用方向の分散により、車両衝突時の衝撃を緩和している。

7.1.2(2)に示す車両の衝突条件によって一義的に定まる壁高欄への車両の衝撃度（=衝突直前の運動エネルギー E_{kv} ）は、衝突後、車両と壁高欄の変形によりそれぞれ E_{lv} および E_{lw} のエネルギーが損失し、車両の運動エネルギーが E'_{kv} となる。ただし、車両と壁高欄の性質、衝突前の車両の運動状態によって、 E_{lv} と E_{lw} 、 E'_{kv} と E_{loss} のバランスが変わるため、それらを個別に取り扱うことは困難である²⁹⁾。

そこで、車両の反発係数 e_v について検討する。車両の反発係数 e_v は、衝突速度 vn の方向を正、衝突後の速度 $v'n$ を負とすると、次式で与えられる。

$$e_v = -\frac{v'_n}{v_n} \quad (\text{一般的には } 0 \leq e_v \leq 1) \quad (9)$$

なお、反発係数 $e_v=1$ は完全弾性衝突、 $e_v=0$ は完全非弾性衝突を意味している。

ここでも、条件1、2における e_v の変化を考えると、

条件1： $e_v \rightarrow$ 大。

条件2： $e_v \rightarrow$ 小。

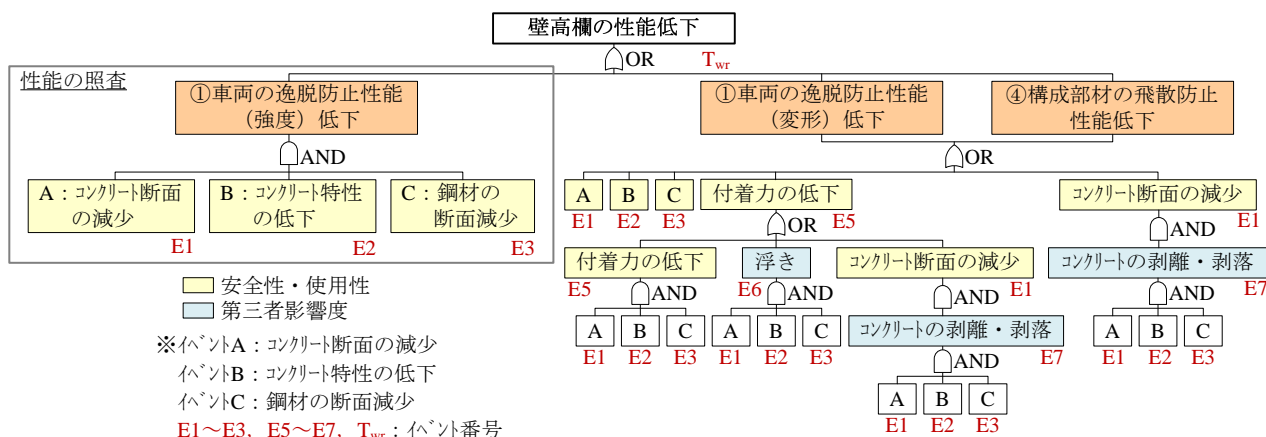


図-64 凍害と塩害の複合劣化を受ける壁高欄のフォルトツリー

となり、性能②を満足しない条件 1 では ev が大きくなる。過去の実験による実績から、式(5)に示す壁高欄の衝突荷重の算定式の $ev=0.2$ であり、 ev の最大値は 0.2 と考えることができる。したがって、 $ev>0.2$ の条件、つまり標準仕様の設定値以上になる状況を許容することはできない。

以上より、車両衝突によるエネルギー配分の概念図を図-63 に示す。図より、性能②「乗員の安全性能」を満足するためには、衝突後の車両の運動エネルギー $E'kv$ を小さくする必要がある。しかし同時に、 E_{loss} (= 壁高欄の吸収エネルギー + E_{lw} と車両の吸収エネルギー E_{lv}) が大きくなるため、衝突時に車両と壁高欄で吸収しなければならないエネルギー増加への対策が必要になる。

7.1.3 凍害と塩害による壁高欄の性能低下

(1) 壁高欄の車両の逸脱防止性能の照査

8.3.2(3)では、性能②「乗員の安全性能」を満足しても、性能①「車両の逸脱防止性能(変形)」を満たさない可能性があることを示した。逆に、性能①「車両の逸脱防止性能(変形)」を満足しても、性能②「乗員の安全性能」を満足しない可能性あるとの結論を導き出すこともできるが、そのような状態を許容できないことは自明である。したがって、図-63 の $ev>0.2$ の領域、つまり標準仕様の設定値以上になる状況を許容することはできない。

壁高欄の標準仕様²⁷⁾では、衝突荷重 F は、衝突直前の車両の運動エネルギー E_{kv} に、車両と壁高欄の諸元に関わる係数と反発係数 ev を乗じて求められている(式(3))。よって、図-63 の性能②を満足する領域の最大値 $ev=0.2$ のとき、 F は最大となる。

このことから、凍害と塩害を受ける場合、壁高欄の強度に関わる性能(性能①)を確認するためには、設

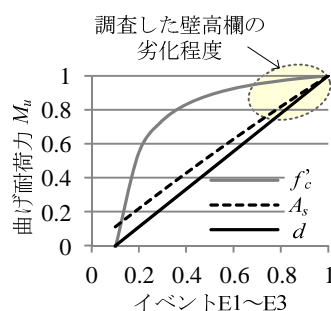


図-65 曲げ耐荷力に及ぼす影響

計と同じ条件、 $ev=0.2$ とした衝突荷重 F に対して、コンクリートと鉄筋の応力を照査すればよい。

(2) 複合劣化を受ける壁高欄のフォルトツリー

8.3.2(3)の条件 2 (性能②を満足する) のもとでは、式(7)において性能③「車両の誘導性能」を満足し、式(8)において性能①「車両の逸脱防止性能(変形)」を満足しない可能性がある。また、図-62 の複合劣化のフォルトツリーを見ると、第三者に影響する「コンクリートの剥離・剥落」、「浮き」を伴うパスがあり、性能④「構成部材の飛散防止性能」を満足しない可能性を示唆している。このことから、壁高欄の性能①「車両の逸脱防止性能(変形)」と性能④「構成部材の飛散防止性能」を満足することを確認すれば、性能②は満たされる。したがって、3章の検討結果も考慮し、凍害と塩害を受ける壁高欄の性能低下パスを図-64 のフォルトツリーで示した。なお、性能①(強度)を低下させるイベントはコンクリートと鉄筋の応力照査に必要なデータと考え、材料特性と断面係数に関する $E1 \sim E3$ の 3 つのイベントとした。さらに、性能③「車両の誘導性能」について、性能①を満たすことを示すことができれば、車両衝突時にコンクリートと鉄筋の応力照査に必要なデータと考え、材料特性と断面係数

に關係する E1～E3 の 3 つのイベントとした。さらに、性能①は車両衝突時に弾性挙動を示すことを規定したものであるため、性能①を満足することを確認できれば、性能③「車両の誘導性能」もある程度満足していると予想される。また、壁高欄の標準仕様の設定に用いられた実車実験結果²⁷⁾から、性能③に影響したのは壁高欄の高さであったことから、性能③を図-64 には含めなかった。

7.2 凍害と塩害の複合劣化を受ける壁高欄の維持管理

7.2.1 車両の逸脱防止性能（強度）の判断指標

図-65 に「コンクリート特性の低下 (E2)」と「鋼材の断面減少 (E3)」が曲げ耐荷力に及ぼす影響を示す。図の x 軸は、コンクリートの圧縮強度 ($f'c$) と引張側の鉄筋の断面積 (A_s) が、設計時を 1 としたときから低下した割合、y 軸は、それらが低下した場合、設計時の曲げ耐荷力が 1 から低下する様子を示している。これより、コンクリートの圧縮強度は 0.5 程度まで低下しても曲げ耐荷力の低下は 1 割程度だが、引張側の鉄筋の断面減少は比例的に曲げ耐荷力を低下させていることがわかる。また、図-65 には、圧縮側の「コンクリート断面の減少 (E1)」についても、x 軸を設計時の断面高さ (d) を 1 とした低下の割合と曲げ耐荷力低下の関係も示している。これより、圧縮側のコンクリート断面の減少は、曲げ耐荷力に及ぼす影響が大きいことがわかる。

以上の検討より、凍害と塩害の複合劣化を受ける壁高欄では、車両の逸脱防止性能（強度）を満足するかどうかを判断するためには、圧縮側の「コンクリート断面の減少 (E1)」と引張側の「鋼材の断面減少 (E3)」の程度に関する情報が重要になるとわかる。

7.2.2 車両の逸脱防止性能（強度）の検討

本節では、実際に複合劣化を受けた壁高欄の調査結果を用い、図-64 について検討を行うことにする。調査したのは、北海道内で約 40 年間、凍害と塩害の複合劣化を受け、同じ道路橋に設置された壁高欄である。図-53 に示すように、変状なし、あるいはひび割れ発生程度の軽微な変状から、コンクリートの剥離・剥落、浮きが広範囲に発生した著しい変状まで、多様な外観変状が見られた部分（総延長は約 20m）を調査した^{30) 31)}。調査項目は、曲げ耐荷性能、コンクリートの力学特性（圧縮強度、静弾性係数）、腐食による鋼材の断面減少（質量減少率(%)=腐食による減少量を腐食前の質量で除した値）である。調査結果は以下のとおりである。

(1) 劣化前のコンクリートと鋼材の力学特性から算出した理論値と同等以上の曲げ耐荷力を有していた。なお、曲げ耐荷力は、鋼材降伏後の結果であり、鋼材降伏時の荷重も理論値を上回っていた。

(2) 調査したすべての壁高欄から採取したコンクリートコアの約 90%の圧縮強度は、設計基準強度を上回っていた。また、圧縮強度と静弾性係数の関係がコンクリート標準示方書と異なり、静弾性係数が小さい傾向があった。

(3) 鋼材の質量減少率は、最大で約 30%であった。

(4) 凍害によるスケーリングやコンクリートの剥離・剥落は、コンクリートかぶりより内部まで達していなかった。

(1)より、調査した壁高欄では、「車両の逸脱防止性能（強度）」を満たしていたことがわかる。さらに、「車両の逸脱防止性能（変形）」も満足していたことがわかる。

(4)について、調査した壁高欄の幅は 200mm、かぶりは 60mm であり、コンクリート断面の減少は断面幅の 30%以下であること、(2)、(3)の結果から、「コンクリート断面の減少 (E1)」、「コンクリート特性の低下 (E2)」、「鋼材の断面減少 (E3)」は図-65 の網掛け部分の劣化程度であったことがわかる。これから、イベント E1～E3 が図-65 と同程度の低下・減少を生じると、各イベントが単独で生じていたとしても、曲げ耐荷力は 30%程度低下する可能性があったと考えられる。しかし、「コンクリート断面の減少 (E1)」が生じる範囲や程度は場所毎にばらつきがあること、「鋼材の断面減少 (E3)」が発生する箇所にはばらつきがあり、さらに、実際の鋼材の降伏強度は設計値より大きいことによる影響等により、(1)の結果が得られたと考えられる。

以上の検討より、調査結果と同程度の劣化が生じた壁高欄であれば、「車両の逸脱防止性能（強度）」を満足していると考えられる。

7.2.3 車両の逸脱防止性能（変形）の検討

7.2.2 節に示した壁高欄の実験結果(1)より、鋼材降伏後に最大荷重（曲げ耐荷力）に達する破壊であり、設計で想定する曲げ破壊型であったため、「車両の逸脱防止性能（変形）」も満足していると考えられる。つまり、「車両の逸脱防止性能（強度）」を満足すれば、「車両の逸脱防止性能（変形）」も満たす。

図-62 の複合劣化が構造性能を低下させる基本イベントの「コンクリート断面の減少 (E1)」、「コンクリート特性の低下 (E2)」（前節の実験結果(2)より、静弾性

係数の低下)」、「鋼材の断面減少 (E3)」はすべて、断面剛性を低下させ、変形の増加、固有振動数の減少等につながる因子である。したがって、弾性域での変形特性や振動特性等を把握し、それらの特性からコンクリート構造の複合劣化程度や健全性を総合的に推定、判断できる可能性がある。

7.2.4 構成部材の飛散防止性能の検討

衝撃問題の中で、車両の衝突はソフトな衝撃に分類され、構造物の破壊機構は静的荷重作用時とわずかに異なる程度であり、破壊の範囲やコンクリート片の飛散の有無やその量が問題になる³¹⁾。よって、本性能を満足しているかを判断するためには、衝撃荷重作用時に飛散する可能性のある部位、範囲を推定する必要がある。

本性能については、凍害を受けた RC 梁の重錘落下衝撃実験の結果を用いて検討する。実験より、RC 梁内の劣化程度のばらつきにより、損傷が局所化し、破壊モードが変化する場合があります、劣化の影響が大きい部位に、損傷が集中する傾向が観察された³³⁾。このことから、図-65 の構造性能への影響因子の中で、局所的に大きなひずみが発生している「付着力の低下 (E5)」と「浮き (E6)」が、本性能を満足しない条件になると考えられる。

さらに、5.2 節と同様、調査した壁高欄においては、コンクリート特性や鋼材の腐食によって付着性状が異なっていたこと²⁴⁾、既に浮きが生じていたことから、本壁高欄は「構成部材の飛散防止性能」を満足していない可能性がある。したがって、複合劣化を受ける壁高欄では、「車両の逸脱防止性能 (強度)」と「車両の逸脱防止性能 (変形)」より前に「構成部材の飛散防止性能」を満たさなくなると考えられる。

以上より、凍害と塩害の複合劣化を受ける壁高欄では、「構成部材の飛散防止性能」を満足するような維持管理を実施すべきであると考えられる。そして、本性能を満足しない条件と考えられる「付着力の低下 (E5)」や「浮き (E6)」が生じた壁高欄について、今後、衝撃荷重作用時のコンクリート片の飛散範囲等を確認する必要がある。

8. 点検・診断技術と補修・補強対策の提案

8.1 複合劣化を受ける壁高欄の維持管理方法

7.2~7.4 節の検討結果を鑑み、凍害と塩害の複合劣化を受ける壁高欄の維持管理方法を図-66 に示す。図は、下向きに時間の経過を示しており、判断すべき壁高欄の性能の順序、対策、補修や補強の必要性を判断

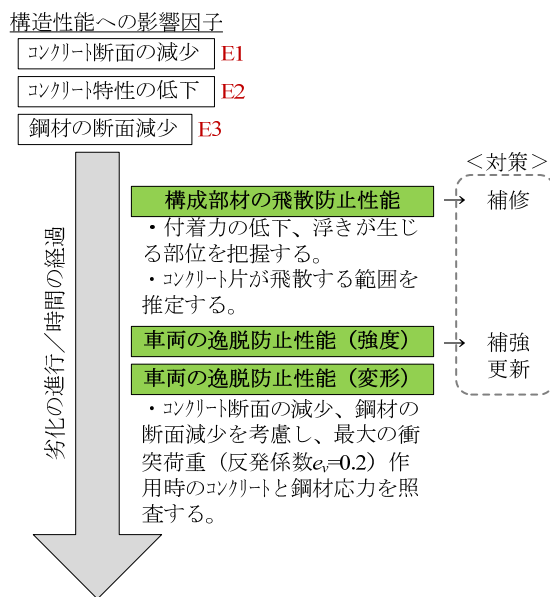


図-66 壁高欄の維持管理

するための条件を示している。

図より、「構成部材の飛散防止性能」を維持管理限界として壁高欄を維持管理すると、その他の性能は満足される。しかし、「車両の逸脱防止性能」を維持管理限界とすると、補強や更新の対策を取る必要がある。また、構造性能への影響因子は、「コンクリート断面の減少」、「コンクリート特性の低下」、「鋼材の断面減少」となる。

本研究では、フォルトツリー分析を適用し、コンクリート構造の性能が低下し、要求性能を満足しなくなるまでの過程を体系化することを試みた。具体には、コンクリート標準示方書を参考とした劣化に関する現在の認識に基づき、凍害、塩害の各々の劣化進行過程を表すフォルトツリーを作成し、それらから複合劣化のフォルトツリーを導き出した。さらに、壁高欄の要求性能を考慮して、複合劣化を受ける壁高欄のフォルトツリーを構築し、実際の壁高欄の調査結果や RC 梁の衝撃実験結果を反映させた。その結果、壁高欄の維持管理において、補修・補強の必要性を判断するためのいくつかの条件を示すことができた。

今後、「構成部材の飛散防止性能」の判断指標となる付着力の低下や浮きが生じる部位を把握する方法を示す必要がある。これは、予防保全あるいは事後保全、どちらの維持管理の立場を選択するかにより、方法は異なると考えられる。また、弾性域での変形特性や振動特性等から、複合劣化程度や健全性を推定、判断する方法についても検討すべきだと考える。

9. まとめ

本研究では、凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の機能を適切に維持することを目的とし、壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術、点検・診断技術、補修・補強対策に関する検討を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 積雪寒冷地域における壁高欄を有する橋梁 451 橋梁の劣化程度を調査した。その結果、全体の約 4 割程度の橋梁において、何らかの劣化変状が見られ、変状のうち、鉄筋腐食や浮きの約 8 割が壁高欄の車道側に集中し、特に基部に多いことを確認した。
- (2) 凍害劣化させた RC 梁に関する重錘落下衝撃実験を行った結果、スパン中央部近傍における相対動弾性係数が小さい場合には上縁コンクリートが圧壊しかつ曲げひび割れが卓越して曲げ破壊型で終局に至り、せん断スパン領域における相対動弾性係数が小さい場合には斜めひび割れが卓越しせん断破壊型で終局に至る傾向が確認され、劣化状況によって破壊モードが変化した。また、凍結融解作用によって発生する初期ひび割れの位置が RC 梁の破壊モードに大きく影響することが推察された。
- (3) 凍害劣化したコンクリート供試体の強度実験を行い、劣化程度と各種強度や静弾性係数の関係を示した。さらに、凍害と塩害の複合劣化を受けた壁高欄を用いて実施した両引き付着試験を実施し、コンクリート表面のひずみ分布を測定し、鉄筋の平均ひずみを推定する方法で、付着によりコンクリートに伝達される平均引張応力と鉄筋の平均ひずみの関係を導き出した。
- (4) 現場調査で多く観察された壁高欄の基部の凍害・塩害劣化を模擬し、壁高欄基部に配置された鉄筋の定着長を短縮した壁高欄試験体の載荷実験を実施し、破壊するまでの挙動を確認した。
- (5) 北海道で約 40 年間供用された実壁高欄を対象に、詳細な劣化調査結果の一例を示した。表面の変状と鉄筋の腐食状況の対応、鉄筋の腐食の分布状況、コンクリートの圧縮特性を把握し、ほぼ同位置に配置された鉄筋でも腐食状況が大きく異なること、重量減少率 20% 程度以上であれば打音で浮きを確認できること、コンクリートの圧縮特性が健全なものと同程度であった。
- (6) RC 構造の維持管理において、診断による判定結果と劣化の影響を受けて低下した実際の性能との

差をリスクとして捉え、劣化した RC 構造のリスクマトリクスを提案した。そして、補修の要否を判断するための指標をマトリクスの中に示した。さらに、凍害と塩害の複合劣化を受けた実壁高欄の調査結果を提案したリスクマトリクスに適用した。

- (7) 北海道で凍害と塩害の複合劣化を受けた壁高欄の劣化調査を実施し、コンクリートの劣化程度を表す f_c/E_c 値、鉄筋の劣化程度を表す WL/C 値を提案した。また、複合劣化の進行過程に着目し、 WL/C と f_c/E_c の関係を外観上の劣化パターンで分類することにより、凍害によりコンクリートの圧縮強度 f_c と静弾性係数 E_c の比が変化し、さらに塩害を受けることで外観上の劣化パターンが変化する可能性があることを示した。このとき、コンクリートの浮きが発生する場合の f_c/E_c 値は、他の外観上の劣化パターンの場合と異なる傾向が見られた。
- (8) 壁高欄の要求性能を考慮して、複合劣化を受ける壁高欄のフォルトツリーを構築し、実際の壁高欄の調査結果や RC 梁の衝撃実験結果を反映させた結果、壁高欄の維持管理において、補修・補強の必要性を判断するためのいくつかの条件を示すことができた。

参考文献

- 1) 日本道路協会：防護柵の設置基準・同解説、p.43、2008
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]、2012
- 3) 森田司郎：鉄筋コンクリート部材の引張り試験による付着効果の研究、セメント技術年報、Vol.17、No.75、pp.468-473、1963
- 4) 松尾豊史、松村卓郎、金津 努：引張力を受ける鉄筋コンクリートの鉄筋腐食に伴う材料劣化、コンクリート工学年次論文集、Vol.33、No.1、pp.1121-1126、2011
- 5) 佐々木淳、丸山久一、清水敬二、米田直也：鉄筋の発錆が付着性状に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.13、No.2、pp.139-144、1991
- 6) 飯塚敬一、檜貝 勇、斉藤成彦、高橋良輔：かぶり厚の影響を考慮した異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係、土木学会論文集 E2、Vol.67、No.2、pp.280-296、2011
- 7) 日本道路協会：車両用防護柵標準仕様・同解説、2009
- 8) Structural Engineers Association of California (SEAOC)：Vision 2000 - Performance-Based Seismic Engineering of Buildings, Final Report of Vision 2000

14.2 凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力向上対策に関する研究

- Committee, 1995
- 9) 本城勇介：性能設計概念に基いた設計コードの開発、Code PLATFORM ver.1 と基礎構造等の設計原則、第 53 回構造工学シンポジウム特別講演会資料、2007 ほか
 - 10) (財) 日本科学技術連盟「R-Map 実践研究会」編著：製品安全、リスクアセスメントのための R-Map 入門(第 1 版)、ダウンロード版
 - 11) 経済産業省：リスクアセスメント・ハンドブック (実務編)、2011.6
 - 12) 日本材料学会：建設材料実験、p. 235、2011
 - 13) (社)日本コンクリート工学協会北海道支部：凍害と耐久性設計研究委員会報告書、2008.10
 - 14) (公社) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]、p.39、2012
 - 15) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書設計編、pp.148-151、2012
 - 16) ISO/IEC : Safety Aspects -Guidelines for their inclusion in standards (Guide 51), 2012
 - 17) 日本工業規格：ディペンダビリティ マネジメントー第 4-4 部：システム信頼性のための解析技法ー故障の木解析 (FTA)、JIS C 5750-4-4 : 2011 (IEC 61025 : 2006)
 - 18) (公社) 土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編]、p.190、2013.
 - 19) (公社) 土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編]、p.166、2013.
 - 20) (社) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編]、p.133、2007.
 - 21) (社) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編]、p.117、2007.
 - 22) (公社) 土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編]、pp.184-185 および p.161、2013.
 - 23) (社) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編]、pp.121-123 および pp.101-103、2007.
 - 24) 水田真紀、野々村佳哲、嶋田久俊、島多昭典、太田哲司：凍害と塩害を受けた実構造を利用した付着試験、第 15 回コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、Vol.15、pp.111-116、2015.
 - 25) (公社) 日本コンクリート工学会：コンクリートと補強材の付着定着挙動と構成則の利用研究委員会報告書、JCI-C80、2011.
 - 26) (社) 日本道路協会：防護柵の設置基準・同解説、2008.
 - 27) (社) 日本道路協会：車両用防護柵標準仕様・同解説、2004.
 - 28) 建設省土木研究所道路部交通安全研究室、日本道路公団試験所、(社)セメント協会ほか：高速化対応型コンクリート製防護柵に関する共同研究報告書、整理番号第 207 号、1998.
 - 29) 例えば、國仲寛人：巨視的物体の非弾性衝突、物性研究、Vol.90、No.5、pp.685-720、2008.
 - 30) 水田真紀、野々村佳哲、嶋田久俊、田口史雄、太田哲司：凍害および塩害の影響を受けた RC 梁の劣化度と曲げ耐荷挙動について、第 13 回コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、Vol.13、pp.291-298、2013.
 - 31) 水田真紀、野々村佳哲、嶋田久俊、三原慎弘、島多昭典、太田哲司：著しく変状の生じたコンクリート製壁高欄の劣化調査例、平成 26 年度土木学会全国大会第 69 回年次学術講演会講演概要集、V-263、2014.
 - 32) 藤井 学、宮本文穂：衝撃荷重下におけるコンクリート構造物の挙動、コンクリート工学、Vol.21、No.9、pp.25-36、1983.水田真紀、野々村佳哲、嶋田久俊、島多昭典：コンクリート製車両用防護柵の設計と北海道での劣化事例、コンクリート工学、Vo.52、No.3、pp.263-267、2014

A STUDY ON IMPACT RESISTANT CAPACITY OF RC BRIDGE WALL RAIL DETERIORATED BY COMBINED EFFECT OF FROST AND SALT ATTACK

Budgeted : Grants for operating expenses
General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Cold-Region Maintenance
Engineering Research Group
(Materials)
Cold-Region Technology
Development Coordination
(Cold-Region Technology
Promotion Division)

Author : SHIMATA Akinori
KIKUTA Etsuji
SHIMADA Hisatoshi
YOSHIDA Susumu
NONOMURA Yoshinori
MIZUTA Maki
KAWAMURA Koji
NAKAMURA Naohisa
WATANABE Jun
SUZUKI Satoshi

Abstract : The objective of this research is in order to maintain a RC bridge wall rail in sound condition even if it is affected by combined frost and salt actions. In this research, the following items were investigated such as (1) clarification of deterioration degree by survey of actual structure, (2) an impact loading test of a specimen deteriorated by combined effects, (3) evaluation of impact loading capacity, and (4) assessment of impact loading capacity of a reinforced RC bridge wall rail. In addition, (1) the clarification of the relationship between deterioration degree and impact loading capacity, (2) examination of assessment of impact loading capacity, (3) verification of improvement of impact loading capacity by repair, (4) proposal of inspection and assessment and repair and reinforcement.

Key words: Frost damage, Salt damage, Combined deterioration, RC bridge wall rail, Impact resistant capacity