

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、三原慎弘、嶋田久俊、内藤勲、野々村佳哲、水田真紀

【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う。平成 26 年度は、(1)複合劣化した試験体の衝撃載荷実験、(2)衝撃耐荷力の評価技術の検討、(3)衝撃耐荷力の診断技術の検討、(4)補修工法の検討および補強対策時の衝撃耐荷力向上効果の検証を行った。(1) 複合劣化した試験体の衝撃載荷実験では、凍害劣化程度を変化させた小型 RC 梁の静的および漸増繰返し衝撃実験を実施し、凍害劣化した RC 梁の衝撃耐荷性能を把握した。(2)衝撃耐荷力の評価技術の検討では、複合劣化した壁高欄を用い、凍害を受けたコンクリートの圧縮特性、凍害・塩害を受けたコンクリートと鉄筋の付着特性を検討した。(3) 衝撃耐荷力の診断技術の検討では、複合劣化した壁高欄を用いた構造試験および材料実験から、リスクマトリクス等を用いた診断結果の判断方法を検討した。(4) 補修工法の検討および補強対策時の衝撃耐荷力向上効果の検証では、複合劣化進行過程に着目し、外観上の劣化パターン毎に材料の劣化状況を整理することで、補修・補強が必要となる劣化程度を検討した。

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。平成 23 年度より現場調査を行い、北海道の壁高欄、地覆の劣化状況を整理した¹⁾。その結果、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。

平成 26 年度は、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

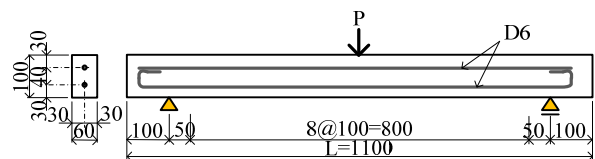


図-1 RC梁試験体の概要

表-1 試験体一覧

試験体名	相対動弾性係数(%)	載荷方法
N-S	100	静的
N-I		衝撃
D-S	82.6	静的
D-I	81.3	衝撃

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。

2. 凍害劣化した RC 梁の衝撃載荷実験

2. 1 実験概要

図-1 に示す RC 梁について、衝撃載荷実験を実施した。試験体一覧を表-1 に示す。試験は、凍害劣化の有無（N：健全、D：凍害劣化）と載荷方法（S：静的載荷、I：衝撃載荷）を要因とし、合計 4 体について実施

表-2 コンクリートの示方配合

W/C	s/a	単位量 (kg/cm ³)				
		C	W	S	G	AE
57	55	275	157	886	1117	C×1%

※最大粗骨材寸法 25mm、スランプ 11cm、空気量 1.8%

表-3 コンクリートの力学特性

試験種類	No.	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	静弾性係数 E_c (kN/mm ²)
N	1	34.3	22.8
	2	30.8	14.7
	3	26.1	19.3
	4	26.7	23.1
	5	35.6	22.5
平均		30.7	20.5
D	1	26.0	11.1
	2	20.7	7.9
	3	30.1	16.6
	4	26.1	16.0
平均		25.7	10.3

した。静的載荷実験は0.12mm/分の載荷速度の変位制御で行い、荷重と載荷点変位を測定した。

衝撃載荷実験については、初期および増分落下高さを100mmとする漸増繰り返し載荷とし、質量20kg、先端直径60mmの鋼製重錘を所定の高さから梁のスパン中央部に自由落下させて実施した。なお、梁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になっている。また、梁の終局については、既往研究^{20~4)}を参考にし、載荷点での残留変位の合計が試験スパン(900mm)の2%に達した時点と定義した。計測項目は、0.01ms毎の重錘衝撃力および支点反力、高速度カメラで撮影された画像から載荷点変位を算出した。

RC梁の使用材料について、鉄筋にはD6(SD295)を用いた。また、コンクリートの示方配合は表-2に示すとおりであり、セメントには早強ポルトランドセメントを用いた。RC梁は4週間気中養生した後、端部を保護し、6週後に凍結融解試験を開始した。

2. 2 凍害による劣化程度

RC梁は、気中凍結水中融解により凍害劣化させた。スパン中央の断面中心部の温度で試験を管理し、-18℃から5℃を1サイクルとした。また、凍結融解作用に

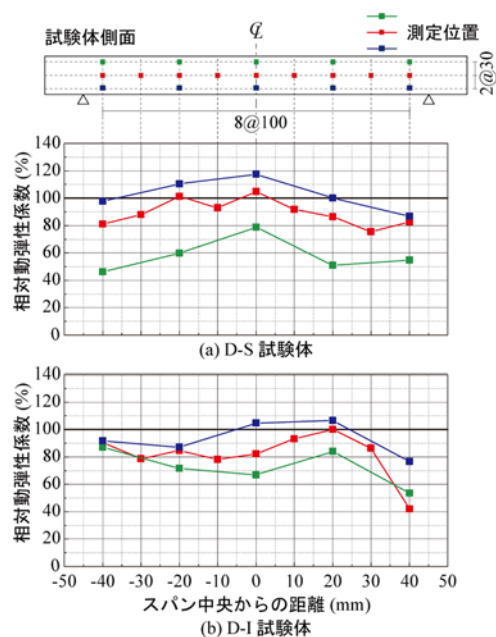


図-2 相対動弾性係数の分布

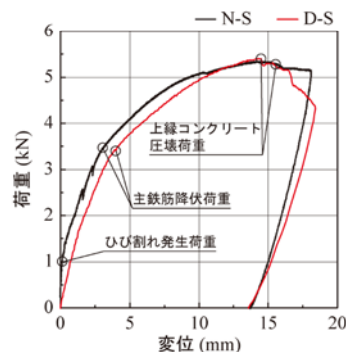


図-3 荷重－変位関係

— 既存のひび割れ — 実験終了後のひび割れ
※ 網掛けは圧壊部分

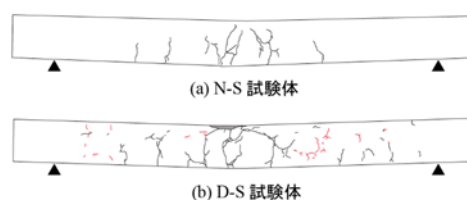


図-4 ひび割れ状況図

よる影響からRC梁端部を保護するため、両端100mmをポリスチレンフォームで覆った。

凍害による劣化程度は、断面方向(距離=60mm)に透過した超音波伝搬速度から、相対動弾性係数を算出することで決定した。図-2に凍害劣化したRC梁の相対動弾性係数の分布を示す。梁断面の上下で差はあるが、軸方向には比較的一様な分布になった。このことから、RC梁の相対動弾性係数は、すべての測定値の平均とした。

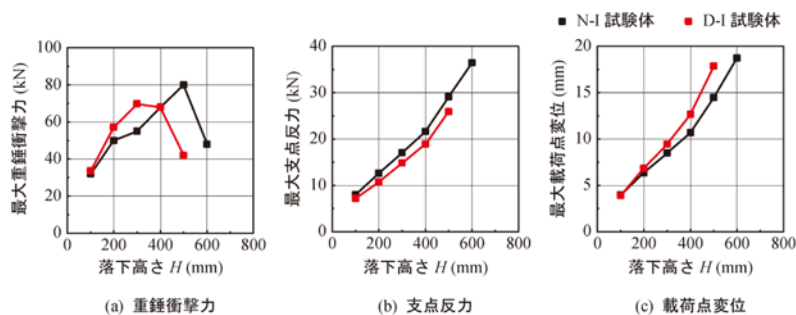


図-5 各種最大応答値と落下高さHの関係

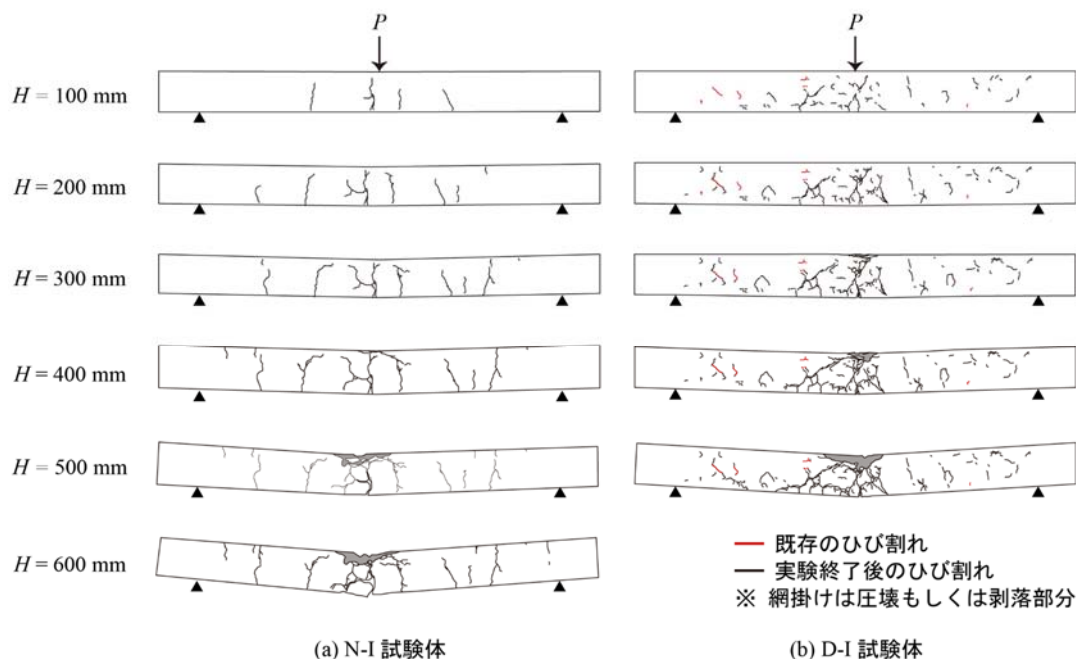


図-6 衝撃載荷実験後のひび割れ状況

コンクリートの力学特性は、上下鉄筋の間から超音波測定と同方向（深さ 60mm）に採取した $\phi 25\text{mm}$ のコアの圧縮試験を実施し、確認した。なお、両端部は石膏によりキャッピングし、平滑にした。試験結果を表-3 に示す。これより、コア径が小さいため結果のばらつきが大きいですが、凍害劣化を受けたコンクリートでは、相対動弾性係数の低下とともに、圧縮強度の平均は約 20%、静弾性係数の平均は約 50% 低下した。

2. 3 凍害劣化した RC 梁の静的耐荷挙動

図-3 に荷重と載荷点変位の関係を示す。凍害を受けていない N-S 試験体では、主鉄筋降伏後、圧縮縁のコンクリートが圧壊し、曲げ引張破壊を生じた。一方、凍害を受けた D-S 試験体では、N-S 試験体同様、曲げ引張破壊により終局に至ったものの、主鉄筋降伏まで曲げ剛性の明確な変化は見られず、両者の主鉄筋降伏時および最大荷重は同程度となった。

図-4 に載荷実験終了後のひび割れ状況を示す。載荷により生じたひび割れを比較すると、凍害を受けた

D-S 試験体の方が、ひび割れの発生範囲が支点方向に広がる傾向が見られた。これは、載荷前、凍害を受けることにより生じたひび割れが影響し、コンクリートの劣化とともに付着も低下しつつあると考えられる。コンクリートの相対動弾性係数の低下程度、凍害を受ける部分によって、曲げ挙動や破壊モードが変化すると指摘もあり、今後、さらに凍害劣化の進行した RC 梁の耐荷挙動も確認する必要がある¹⁵⁾。

2. 4 凍害劣化した RC 梁の衝撃耐荷挙動

図-5 に、(a) 重錘衝撃力、(b) 支点反力、(c) 載荷点変位の最大値と重錘の落下高さ H の関係を示す。

図-5(a) より、落下高さ H が増加すると、健全な試験体 (N-I)、凍害劣化した試験体 (D-I) とともに重錘衝撃力は増加した。そして、N-I 試験体では $H=500\text{mm}$ 、D-I 試験体では 300mm で最大となり、凍害劣化した試験体の方が小さくなった。

図-5(b) より、いずれの試験体においても、支点反力は落下高さ H の増加とともに単調に増加した。また、

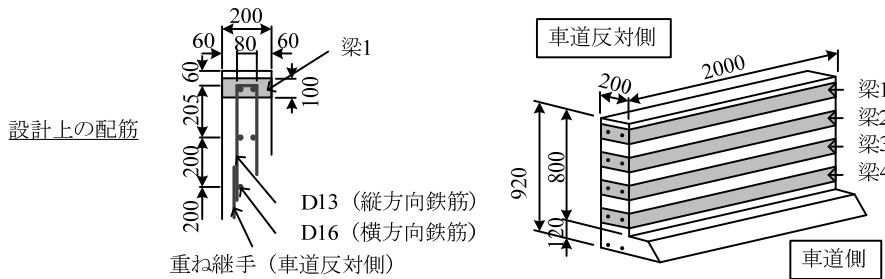


図-7 壁高欄の概要

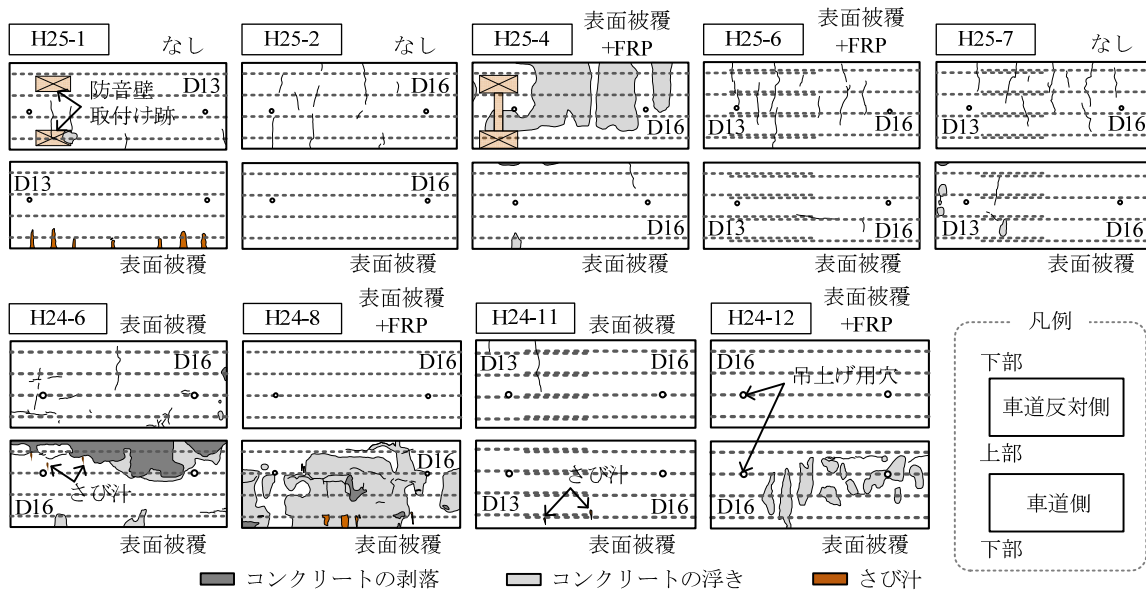


図-8 外観変状

凍害劣化した D-I 試験体の支点反力の方がわずかに小さくなった。

図-5(c) より、いずれの試験体でも、落下高さ H を大きくすると載荷点変位は増加し、凍害を受けた D-I 試験体の載荷点変位の方が大きくなる傾向が見られた。

図-6 に、衝撃載荷実験後のひび割れ状況について、重錘の落下高さ H 毎に示す。

N-I 試験体では、 $H=100\text{mm}$ で数本のひび割れが発生し、 $H=300\text{mm}$ でスパン中央付近のひび割れが上縁に達した。その後、落下高さ H の増加に伴い、スパン中央部上縁のコンクリートの圧壊、ひび割れ幅の拡大、下縁コンクリートの剥離が生じ、 $H=600\text{mm}$ で終局に至った。

また D-1 試験体では、梁下縁から発生するひび割れだけでなく、細かなひび割れが梁全域に発生した。これは、凍害を受けたことで発生していた微細なひび割れが、衝撃荷重の載荷によって目視できる程度のひび割れに進展した可能性がある。

2. 5 2章のまとめ

今回、漸増繰り返し載荷としたため、N-I 試験体、

D-I 試験体ともに、重錘が直接当たる上縁やスパン中央部分に損傷が集中する傾向が見られた。よって、今後、単一衝撃載荷実験の実施、さらに凍害劣化が進行した RC 梁の衝撃載荷実験を実施し、最大衝撃力を評価する必要がある。

3. 複合劣化進行過程に着目した実験的検討

3. 1 実験概要

北海道内で約40年間供用され、撤去された壁高欄を対象とした。橋長412mの高架橋の両側に、RC床版と一体で現場打ちされた直壁型のコンクリート製車両用剛性防護柵であり、凍害と凍結防止剤散布による塩害の複合劣化を受ける環境下に置かれていた。壁高欄の概要を図-7に示す。路面より上部を幅2mに切断し、調査に用いた。

コンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 、鉄筋の種類は縦、横方向ともにSD295である。また、供用期間中、数回にわたり表面被覆による補修が施されている。しかし、建設時の強度、補修時期や回数についての情報は得られなかった。

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-8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-7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。

3.2 実験結果

3.2.1 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-9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⁵⁾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-9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-9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。

3.2.2 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

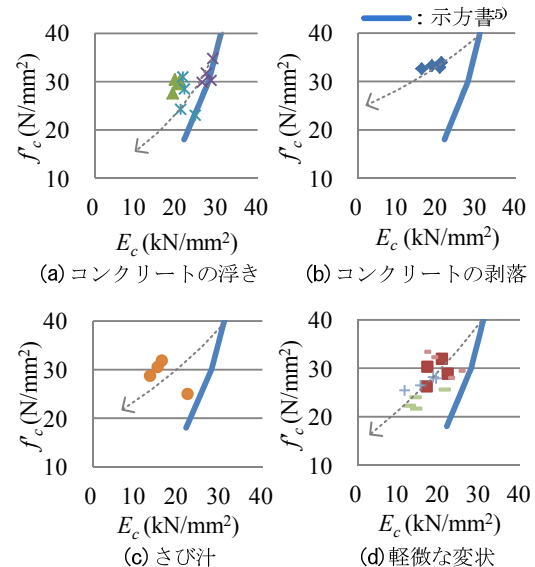


図-9 外観上の劣化パターンによる分類

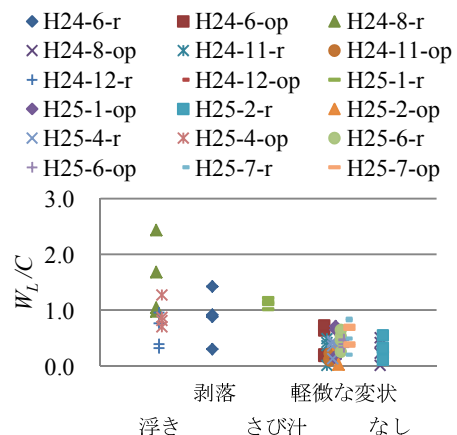


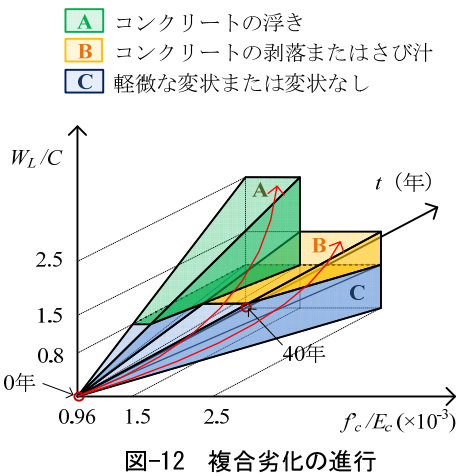
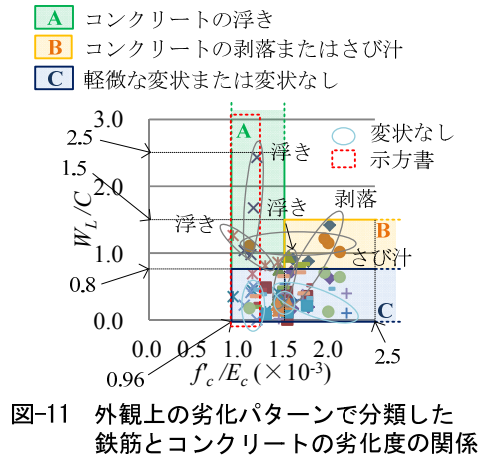
図-10 W_L/C と外観上の劣化パターンの関係

ーンで整理した（図-10）。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。

3.3 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-11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

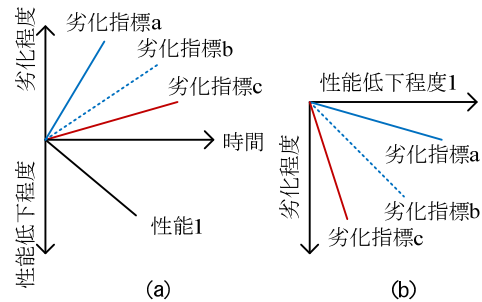
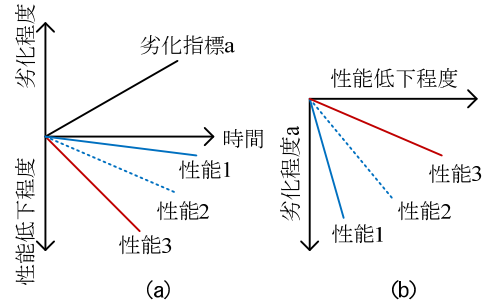


加する傾向が見られた。一方、全国の調査結果を基にした示方書式⁹⁾では、コンクリートの圧縮強度 f'_c の低下に伴う静弾性係数 E_c の低下は小さく、 f'_c が設計基準強度 24 N/mm^2 から最大の測定値 35 N/mm^2 であれば、 f'_c/E_c 値は $0.96 \sim 1.19$ となる。

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-11 を 3 次元化し、時間 t を考慮すると図-12 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-11 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-11 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-11 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-12 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。

3. 4 3 章のまとめ

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、以下の結果が得られた。

- (1) 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 W_L/C 値を提案した。
- (2) 複合劣化の進行過程に着目し、 W_L/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

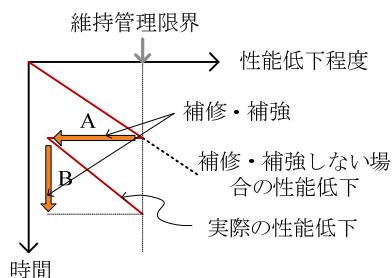


図-15 維持管理の概念図

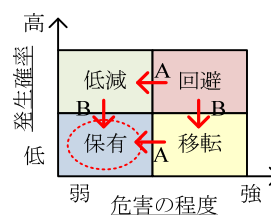


図-16 リスクマトリクス

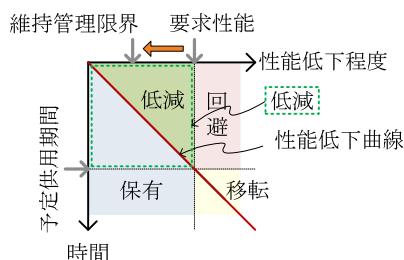


図-17 維持管理のリスクポジション

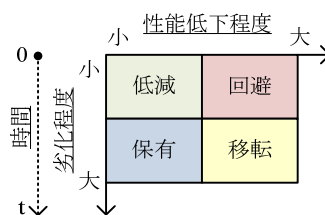


図-18 劣化したRC構造の性能低下マトリクス

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。

- (3) コンクリートの浮きが発生する場合の f^*/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。

4. 複合劣化した RC 構造の維持管理に関する検討

4. 1 性能低下マトリクスの提案

RC構造の維持管理における補修・補強等の対策を判断するとき、維持管理限界の設定が必要となる。維持管理限界には、構造物としての性能、あるいは性能と劣化の関係が明らかであれば、劣化程度が用いられる。ただし、構造物の劣化程度と性能低下程度の関係には図-13、図-14の性質がある。両図の(a)は時間経過に伴い、劣化程度と性能低下程度が増加する様子を示し、それを劣化程度と性能低下程度の関係に変換したのが(b)である。図-13は劣化程度を表す指標によって影響を及ぼしやすい性能が異なること、図-14は性能によって影響されやすい劣化指標が異なることを表している。つまり、着目する性能、劣化を評価する指標によって、劣化程度と性能低下の関係は異なる。

示方書⁶⁾の定義より、維持管理とは「構造物の供用期間において、構造物の性能を所要の水準以上に保持するためのすべての行為」であり、概念的には図-15のように示される。この行為がマトリクスを用いたリスク対策に類似していることに着目し、維持管理とリスクの関連性を検討した。

リスクマトリクスは、図-16のようにリスク事象の発生確率と危害の程度で表され、危害の程度を小さくする（矢印A）、あるいは発生確率を下げる（矢印B）ことによりリスク対策する。これは、図-15における矢印A、Bの方向と同じであることがわかる。

次に図-15と図-16の座標軸の対応について検討した。維持管理におけるリスクとは、「時間経過を伴う劣化進行により構造物の性能が低下すること」と定義すると、横軸は劣化進行が性能に与える危害の程度であり、図-15に対応している。そして、縦軸は図-15では時間、図-16では発生確率となるが、維持管理とリスク対策の方向が同じになるのは次の理由がある。

- ① 時間が短いと高頻度、長ければ低頻度で発生するリスク事象を意味し、発生確率とはもともと時間の概念を含んでいる。
- ② 維持管理では、時間とともに性能が低下するリスクを受け入れている。

以上より、図-16における矢印Aは性能を回復あるいは向上させる行為、矢印Bは矢印Aの行為によって性能低下が維持管理限界あるいは要求性能に達するまでの時間を延長する行為を表すことがわかる。これは、示方書⁶⁾の維持管理の定義とも一致している。したがって、維持管理におけるリスクマトリクスは、時間（下向きに経過）と性能低下程度で表されることがわかった。

リスク対策のポジションを決定するため、図-17を用いる。時間と性能低下程度（性能低下曲線）

表-4 壁高欄の調査結果

試験体名		材料の劣化程度						構造の性能低下程度			
		コンクリート		鉄筋				外観	曲げ耐荷性能		
									M_{ye}/M_{ya}	M_{ue}/M_{ua}	
		f'_c	E_c/E_{cst}	f_y	f_u	伸び	W_L				
H24-6	1	○	×	×	○	×	×	×	コンクリートの はく落および 浮き	△	○
	3	○	△	○	○	×	×	×		○	○
	4	○	△	○	○	×	△	×		○	○
H24-12	1	○	△	○	○	—	△	×	コンクリートの浮き	○	○
	3	○	△	○	○	×	△	×		○	○
	4	○	△	○	○	×	○	×		○	○
H25-1	2	○	×	○	○	○	△	×	さび汁	○	○
	3	○	×	○	○	×	△	×		○	○
	4	○	×	○	○	○	△	×		○	○
H25-2	2	○	△	○	○	○	△	○	なし	○	○
	3	○	×	○	○	○	○	○		○	○
	4	○	×	○	○	○	○	○		○	○

※レベル分類

コンクリート (f'_c : 圧縮強度, E_c : 静弾性係数, E_{cst} : f'_c から推定した静弾性係数)

f'_c : ○ (f'_{cd} 以上)、× (f'_{cd} 以下) (f'_{cd} =設計基準強度) E_c/E_{cst} : ○ (0.8 以上)、△ (0.6~0.8)、× (0.6 以下)

鉄筋 (f_y : 降伏強度, f_u : 引張強度, W_L : 質量減少率(%))

f_y , f_u , 伸び: ○ (JIS 規格を満たす), × (JIS 規格を満たさない) W_L : ○ (0~2)、△ (2~5)、× (5 以上)

ここで JIS 規格 (SD295): f_y は 295(N/mm²)以上、 f_u は 440~600(N/mm²)、伸びは 16(%)以上

曲げ耐荷性能 (M_y : 降伏曲げモーメント, M_u : 終局曲げモーメント、添え字 a: 理論値、e: 実験値)

M_{ye}/M_{ya} , M_{ue}/M_{ua} : ○ (1.2 以上)、△ (1.0~1.2)、× (1.0 以下)

の条件は、予定供用期間に達すると、性能が要求性能まで低下すると仮定するのが合理的である。この場合、要求性能よりも低下程度が大きくなるリスクは回避しなければならず、予定供用期間に達しても要求性能を満たしているリスクは保有できる。そして、予定供用期間に達し、要求性能を満足しなければ、リスクを移転しなければならない。さらに、それ以外の領域では、性能低下曲線と比較し、性能低下が大きい場合はリスク低減、小さくなる場合のリスクは受け入れているためリスク保有の領域となる。結局、リスク低減の領域で、構造物の性能を回復・向上させる対策を講じることが維持管理となる。

さらに、時間の経過に伴い劣化が進行することを考慮すれば、最終的に維持管理におけるリスクマトリクスは図-18のように得られる。これを、「劣化したRC構造の性能低下マトリクス」と呼ぶことにする。本マトリクスの縦軸を劣化進行の程度（以下、劣化程度）とすることで、劣化に関する調査結果を直ちに反映さ

せることができる。

4. 2 複合劣化した RC 構造の調査結果の適用

4.2.1 調査結果

3 章と同じ図-7 に示す壁高欄を調査し、その結果を提案した性能低下マトリクスに適用する。調査した壁高欄は図-8 に示す H24-6、H24-12、H25-1、H25-2 の 4 体である。RC 構造の性能に関する調査項目は、外観変状と曲げ耐荷性能、材料の劣化を表す指標はコンクリートの力学特性、鉄筋の質量減少率とした。なお、外観変状は目視と打音により調査し、曲げ耐荷性能は図-7 に示す梁試験体の載荷試験から測定した。さらに、コンクリートの力学特性は、各梁試験体より採取したコンクリートコアの圧縮試験から、測定した圧縮強度を用いて示方書式⁵⁾から推定されるコンクリートの静弾性係数 E_{cst} と実験値 E_c の比 E_c/E_{cst} を用いた。試験結果の一覧を表-4 に示す。

調査した壁高欄の中で、H25-2 の外観変状は、車両反対側にひび割れが発生していただけで、他の壁高欄

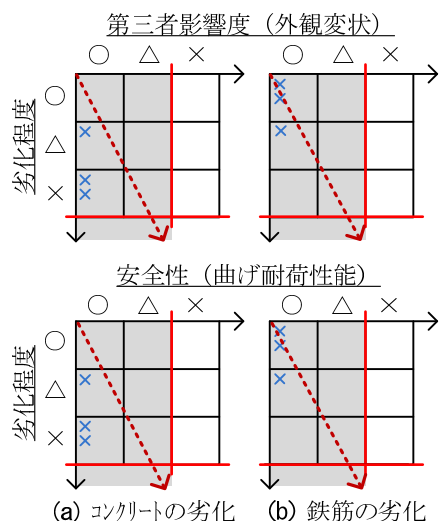


図-19 凍害の影響

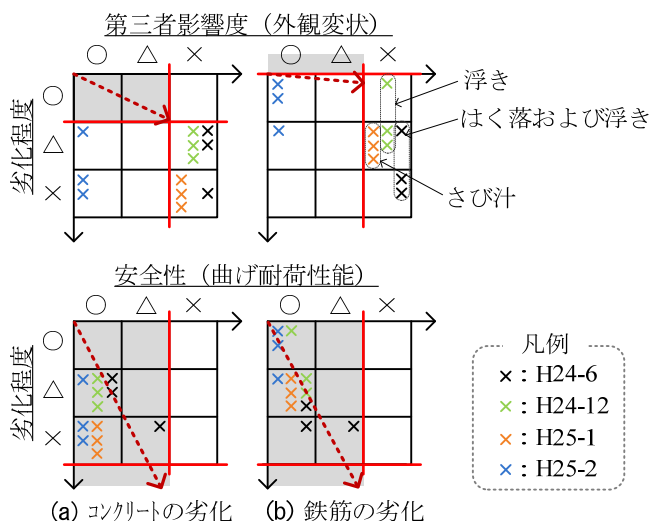


図-20 凍害と塩害の影響

に比べると軽微であった。さらに、鉄筋の質量減少率も比較的良かったことから、H25-2は主として凍害を受けたもの、それ以外の3体は凍害と塩害の複合劣化を受けたものと考えた。そして、調査結果を反映させた各性能低下マトリクスを比較することにより、複合劣化の傾向を検討する。

4.2.2 性能低下マトリクスへの適用

性能低下マトリクスに調査結果を反映させると図-19と図-20が得られた。それぞれ、材料毎、性能毎に整理し、維持管理すべきリスク低減の領域を決定した(網掛け部分)。なお、リスク低減の領域は次の方法で決定した。

- ① リスク低減と回避の境界の決定：要求性能を満足するかどうかを判断する境界である。第三者影響度については、ひび割れ発生以外は要求性能を満足しないと考えた。また、安全性では、実験値が理論値以下となる場合、要求性能を満足しないとした。
- ② リスク低減と保有およびリスク回避と移転の境界の設定：予定供用期間に達したかどうかを判断する境界である。本調査結果は、約40年供用し、撤去された壁高欄から得られたものであり、リスク移転の対策を行ったと考えた。よって、安全側に判断し、先に決定したリスク回避と移転に相当する領域の調査結果の中で、劣化程度の最小値(最も劣化が進行していない点)を含む領域をリスク移転とした。

図-19と図-20のリスク低減の領域を比較すると、第三者影響度に関する結果が大きく異なった。図-17に示したように、リスク低減は性能低下曲線を含む領域

であり、性能低下曲線は各図の赤色矢印で示すことができる。そして、マトリクスは時間と性能低下程度の関係でもあることから、この矢印の勾配は性能が低下する速さを表している。したがって、第三者影響度については、凍害のみを受ける場合より、凍害と塩害の複合劣化を受けるRC構造の方が早期に要求性能を満足しない変状が生じることがわかる。さらに、図-20の第三者影響度と安全性を比較すると、材料の劣化程度が同じであっても、安全性より第三者影響度の方が早い段階で性能低下が生じることがわかる。以上のことから、車両の衝突を想定した施設である壁高欄では、第三者に危害を及ぼす恐れのあるコンクリートの浮き発生を維持管理限界として設定する管理計画が考えられる。

次に、リスク低減の領域について、劣化程度を表す指標毎に見れば、性能低下に影響を及ぼしやすい劣化指標を判断することができる。ただし、今回の結果は、各材料の劣化程度を表す指標が1つであるため、今後、他の劣化指標についても検討する予定である。

4.3 性能低下マトリクスを用いた維持管理

劣化したRC構造の性能低下マトリクスには、以下の特徴がある。

- ① 劣化程度を表す指標が同じで、異なる性能を比較した場合、性能によって低下の速さが異なることを表すことができる。
- ② 同じ性能に関して、異なる劣化指標で比較した場合、劣化指標によって性能低下への影響が異なることを表すことができる。

これらの特徴から、次に示す方法で性能低下マトリクスを維持管理に利用することができると考えられる。

- ①の特徴から、種々ある性能の中で早く低下する性能からリスク低減の対策を取る等、要求性能の優先順位を設定して、構造物を維持管理できる。よって、合理的かつ経済的な維持管理計画に役立てられる可能性がある。
- ②の特徴から、性能低下に影響しやすい劣化指標の決定に役立つ。図-19、図-20 に示すように、劣化指標の異なる性能低下マトリクスを作成することで、性能評価に適した劣化指標を選択できる。

4. 4 4章のまとめ

本研究では、劣化進行により構造物の性能が経時的に低下することを維持管理におけるリスクとして捉えた。そして、材料の劣化程度、構造の性能低下程度、時間に関連付ける、劣化した RC 構造物の性能低下マトリクスを提案した。さらに、本マトリクスに、凍害と塩害で複合劣化した壁高欄の調査結果を適用した結果を考察し、RC 構造物の維持管理に性能低下マトリクスを適用する利点を示すことができた。今後、実験データの充実に図り、性能評価に適した劣化指標を決定し、壁高欄の合理的な維持管理計画に役立てたい。

5. 凍害を受けるコンクリートの力学特性

5. 1 実験概要

本研究では、構造物の変形や耐荷力算定の際に必要なとなる圧縮を受けるコンクリートの構成則に着目し、凍結融解作用がコンクリートの力学特性（応力-ひずみ関係、圧縮強度、弾性係数）に与える影響について検討した。

対象は3章の図-7、図-8に示す壁高欄で、外観上の劣化パターンが変状なし、ひび割れ、さび汁、コンクリートの浮き、コンクリートの剥落を生じていた9体である。最近の研究で、モルタルの力学特性に凍結防止剤の浸透が影響するとの報告⁷⁾もあるが、本研究ではコンクリートの力学特性を変化させる主たる要因として凍結融解作用に着目する。

壁高欄からコンクリートコア（φ50×100 mm）を採取し、圧縮試験を行い、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50μの点の傾きとした。また、コンクリートコアは、壁高欄に配筋された横方向鉄筋（図-7参照）の周辺から4個以上を採取した。よって、壁高欄1体あたり16個以上、データ総数は166個である。

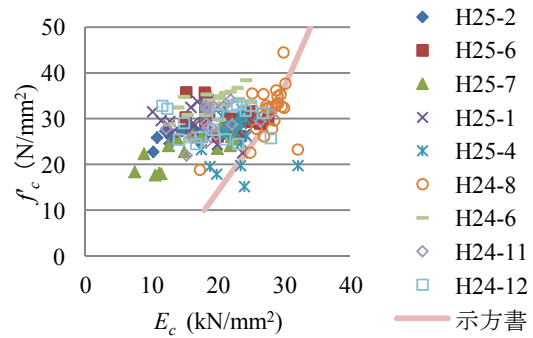


図-21 圧縮強度と静弾性係数の関係

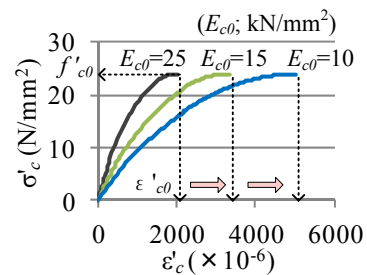


図-22 凍害の影響の概念図

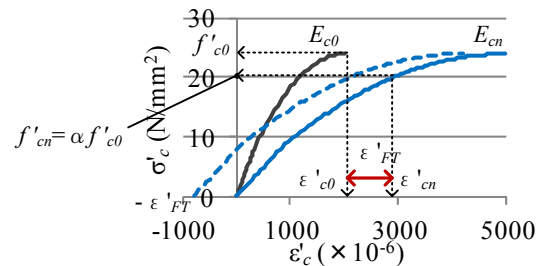


図-23 凍害を受けたコンクリートの応力-ひずみ関係

5. 2 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-21 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、示方書の関係⁹⁾も併記した。

圧縮強度 f'_c については、設計基準強度 $f'_{ca}=24\text{N/mm}^2$ 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。

5. 3 凍害がコンクリートに与える影響

凍結融解作用がコンクリートの圧縮特性に与える影響は、圧縮強度に対しては小さく、静弾性係数に対しては大きい。これら2つの現象を満足する圧縮応力-ひずみ関係について考える。例えば、凍害劣化しても

圧縮強度 f'_{c0} は変化しないと仮定すると、静弾性係数 E_{c0} は大きく低下するため、図-22 に示す概念図のように f'_{c0} 時のひずみ ϵ'_{c0} は増加する。

そこで、コンクリートの応力-ひずみ関係を次のように定義する。コンクリートの圧縮強度は f'_{c0} から $f'_{cn} = \alpha f'_{c0}$ ($0 \leq \alpha \leq 1$) に、圧縮強度 f'_{cn} 時のひずみは ϵ'_{c0} から $\epsilon'_{cn} = \epsilon'_{c0} + \epsilon'_{FT}$ になる。つまり、圧縮強度の低下率 α とひずみの増加分 ϵ'_{FT} を凍結融解作用がコンクリートに与えた影響と考える。さらに、ひずみの増加分 ϵ'_{FT} を初期ひずみとして考えると、コンクリートの応力-ひずみ関係は図-23 の青線のように表され、凍結融解作用の影響を実線から点線への移動によって表すことができる。ここで、応力-ひずみ関係は、2007 年制定コンクリート標準示方書⁹⁾の圧縮強度 f'_{c0} までを 2 次曲線で近似した関係を参照した。このように凍害の影響を初期ひずみとして捉えれば、 $E_{c0} = 25 \text{ kN/mm}^2$ から 10 kN/mm^2 に低下しても（図-22）、圧縮強度の低下率は 0.8 程度であり、5.2 節の実験結果と同様の傾向を示す。

1 軸圧縮を受けるコンクリートの典型的な力学特性について文献⁹⁾を参考にすれば、 $0.75f'_{c0}$ 以上の圧縮応力を受けると、系が不安定になりコンクリートは破壊へと向かう。ただしここでは、簡単のため f'_{c0} まで系の安定が保たれると仮定し、ポストピーク挙動については考慮しないこととする。

コンクリートの圧縮試験において、最大荷重 P とその時の変位 δ について考える。健全なコンクリートの場合の最大荷重を P_0 、その時の変位を δ_0 、凍結融解作用を受けたコンクリートの最大荷重を P_n 、変位を δ_n とする。このとき、各コンクリートの外力のポテンシャルエネルギー W_0 と W_n は、それぞれ以下のように表すことができる。

$$W_0 = P_0 \cdot \delta_0 = (f'_{c0} \times A) \cdot (\epsilon'_{c0} \times L) = f'_{c0} \cdot \epsilon'_{c0} \cdot V \quad (1)$$

$$W_n = P_n \cdot \delta_n = (f'_{cn} \times A) \cdot (\epsilon'_{cn} \times L) \quad (2)$$

$$= \alpha f'_{c0} \cdot (\epsilon'_{c0} + \epsilon'_{FT}) \cdot V$$

なお、 V は断面積 A 、長さ L の試験体の体積である。

凍結融解作用を受けてもコンクリートの最大荷重作用時のポテンシャルエネルギーは変化しないと考えると、

$$W_0 - W_n = 0 \quad (3)$$

式(3)に式(1)、(2)を代入すると、以下が得られる。

$$(1 - \alpha) \cdot \epsilon'_{c0} - \alpha \cdot \epsilon'_{FT} = 0 \quad (4)$$

5. 4 凍害を受けたコンクリートの圧縮強度と静弾性係数の関係

すべてのコンクリートコアの圧縮試験における外力のポテンシャルエネルギー W_n を算出し、ヒストグラム

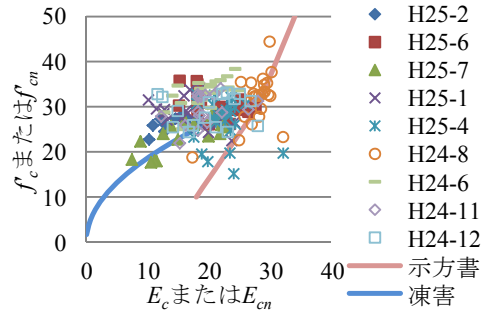


図-24 凍害を受けたコンクリートの圧縮強度と静弾性係数の関係

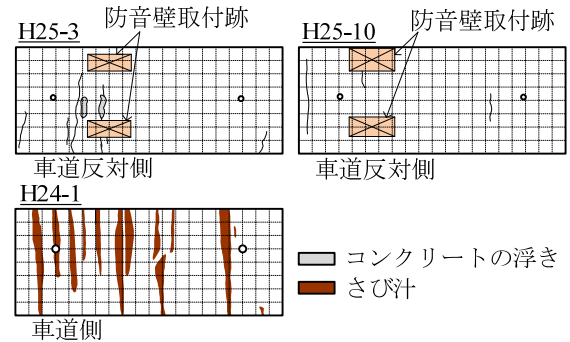


図-25 外観の劣化状況

を作成した。その結果、正規分布を成していると判断できたことから、 W_n の平均値を式(1)の W_0 に代入した。ここでは、建設時のコンクリートの特性が分からないため、健全なコンクリートの最大荷重作用時のひずみ $\epsilon'_{c0} = 2000 \mu$ とし、圧縮強度 $f'_{c0} = 32.4 \text{ N/mm}^2$ と推定した。

凍結融解作用を受けたコンクリートの圧縮強度 f'_{cn} と弾性係数 E_{cn} の関係を図-24 に青色の実線で示す。なお、この関係は次式で表される。

$$f'_{cn} \approx 6\sqrt{E_{cn}} \quad (5)$$

既往研究¹⁰⁾で解析的に検討されているように、静弾性係数 E_{cn} を左右する初期ひずみ ϵ'_{FT} は、凍結融解作用の影響を表す一つの指標になると考えられる。

5. 5 5章のまとめ

本研究では、凍結融解作用がコンクリートに与える影響を圧縮強度の低下率 α と初期ひずみ ϵ'_{FT} で表し、さらにその作用を受ける前後でポテンシャルエネルギーが保存されることにより、実験結果の傾向を捉えることができた。そして、一橋梁から得られたデータではあるが、凍結融解作用を受けたコンクリートの圧縮強度 f'_{cn} と弾性係数 E_{cn} の関係を導くことができた。今後、さらに実験データを蓄積し、凍結融解作

用を受けたコンクリートの応力-ひずみ関係を提案したい。

6. 凍害と塩害の複合劣化を受けたコンクリートと鉄筋の付着に関する研究

6. 1 実験概要

ここでは、将来、凍害と塩害の複合劣化を受ける壁高欄のはく落発生を予見することを目標とし、付着力低下がその判断基準となる可能性を実験的に検討した。また、実際に凍害と塩害の複合劣化を受けた壁高欄(図-7 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も検討の対象とした。

6. 2 劣化調査結果

壁高欄の車道側と車道反対側について目視と打音調査を実施し、外観の劣化状況を確認した。調査結果を図-25 に示す。なお、主に一方の面に変状が生じていたことから、その面のみに図に示した。また、すべての壁高欄の車道側は表面被覆によって補修され、車道反対側については、H24-1 のみ繊維メッシュによる補修が施されていた。

コンクリートの特性は、コア (φ50×100mm) の圧縮試験と割裂引張試験から、圧縮強度 f'_c 、静弾性係数 E_c 、引張強度 f_t を把握した。結果を表-5 に示す。なお、コア採取位置による違いは見られなかったことから、表-5 にはコア 16 個の平均値を示した。

すべての f'_c は壁高欄の設計基準強度 $f'_{cd}=24\text{N/mm}^2$ を十分に上回っていた。また、 E_c 、 f_t については、示方書式⑨を用いて f'_c から推定した値と比較した(表-5)。これより、すべての実験値は f'_c から推定される f_t よりも大きかったが、 E_c は示方書の推定値と比べると、H24-1 では 12%、H25-3 では 19%、H25-10 では 15% 低くなった。この E_c の傾向は、5 章に示す実験結果と同様であった。

鉄筋について、横方向鉄筋の質量減少率(腐食前質量に対する腐食による質量減少の割合(%))を測定した結果を表-6 に示す。鉄筋はすべて異形鉄筋 D16 (種類: SD295A) であり、下線は図-25 の面に対応している。

外観変状は、壁高欄の片面に生じていたが、横方向鉄筋の質量減少率はそれを反映せず、外観に変状が現れていなかった面の鉄筋の質量減少率の方が高い場合もあった。

6. 3 両引き付着試験方法

図-7 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、最上部の横方向鉄筋

表-5 コンクリートの特性

壁高欄名	実験値			示方書	
	f'_c	E_c	f_t	E_c	f_t
H24-1	34.8	26.0	2.90	29.5	2.45
H25-3	34.7	23.8	3.20	29.4	2.45
H25-10	34.9	25.0	3.00	29.5	2.46

※単位: N/mm^2 (f'_c , f_t)、 kN/mm^2 (E_c)

表-6 横方向鉄筋の質量減少率

壁高欄名	No.	側面	W_L	No.	側面	W_L
H24-1	(1)	RS	3.3	(3)	RS	0.3
		OS	3.8		OS	2.0
	(2)	RS	1.7	(4)	RS	2.8
		OS	2.4		OS	1.5
H25-3	(1)	RS	1.4	(3)	RS	2.2
		OS	1.5		OS	1.9
	(2)	RS	1.9	(4)	RS	1.2
		OS	2.7		OS	2.2
H25-10	(1)	RS	0.2	(3)	RS	0
		OS	2.9		OS	0
	(2)	RS	0	(4)	RS	0
		OS	2.1		OS	1.3

※ W_L : 質量減少率(%), RS: 車道側, OS: 車道反対側

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、 $2c_1(\text{mm})$ は切断後の実測値

については、縦方向鉄筋の曲げ加工部が付着に及ぼす影響が大きいと考え、試験対象から除外した。

図-25 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。なお、図-7 に示す設計上の配筋と比べると鉄筋位置がばら

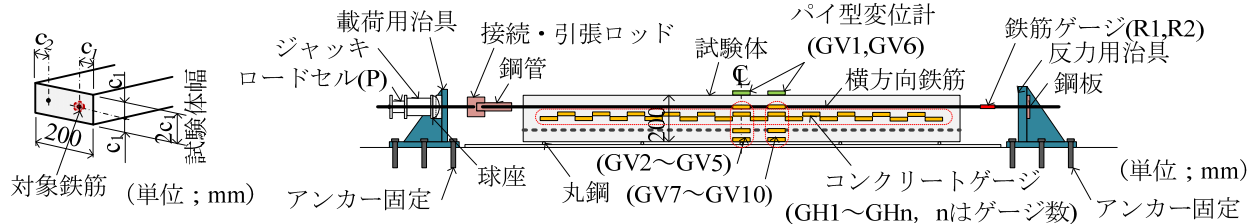


図-26 試験体幅の決定

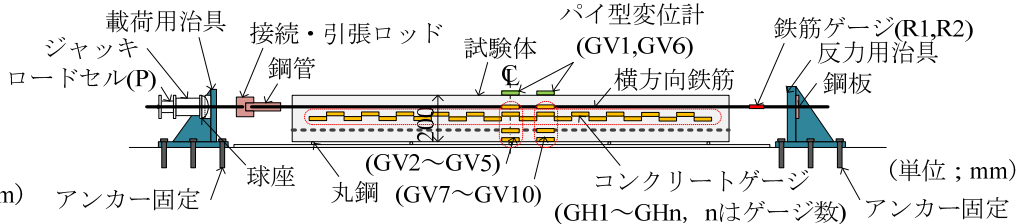


図-27 両引き付着試験方法

ついていたため、横方向鉄筋位置 c_1 を実測し、試験体幅 $2c_1$ を図-26 に示す方法で決定した。もう一方の横方向鉄筋位置 c_2 も含めて、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 $2c_1 \times 200\text{mm}$ 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、付着試験治具を取り付けるため、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た。一方には鋼板 ($t=9\text{mm}$) を溶接して反力側とし、他方を载荷側とした。载荷側の鋼管 (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、鉄筋と鋼管を一体化させた。なお、鋼管と载荷治具を連結するため、鋼管の表面にはネジ切りが施されている。以上の端部処理により、付着試験体のコンクリート部分の長さは 1500mm (運搬用穴の削孔により鉄筋が切断されていた試験体 H24-1-(2)と H25-3-(2)では 900mm) になった。

試験方法を図-27 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。鋼製治具は長さ 200mm のケミカルアンカー 7 本で床に固定した。そして、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

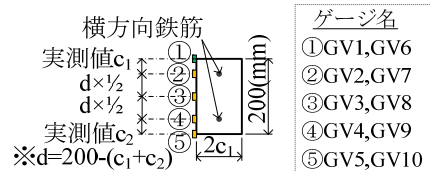


図-28 ひずみゲージの取付位置

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-28 に示す。

6. 4 実験結果および考察

6.4.1 軸方向のひずみ分布

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-29 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 は H24-1 に比べ、付着が低下している可能性がある。

ひずみ分布については、ひび割れ状況と同様、H24-1 とそれ以外の傾向が異なっていた。H25-3、H25-10 では、ひび割れが多数発生した H24-1 に比べると、全体的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

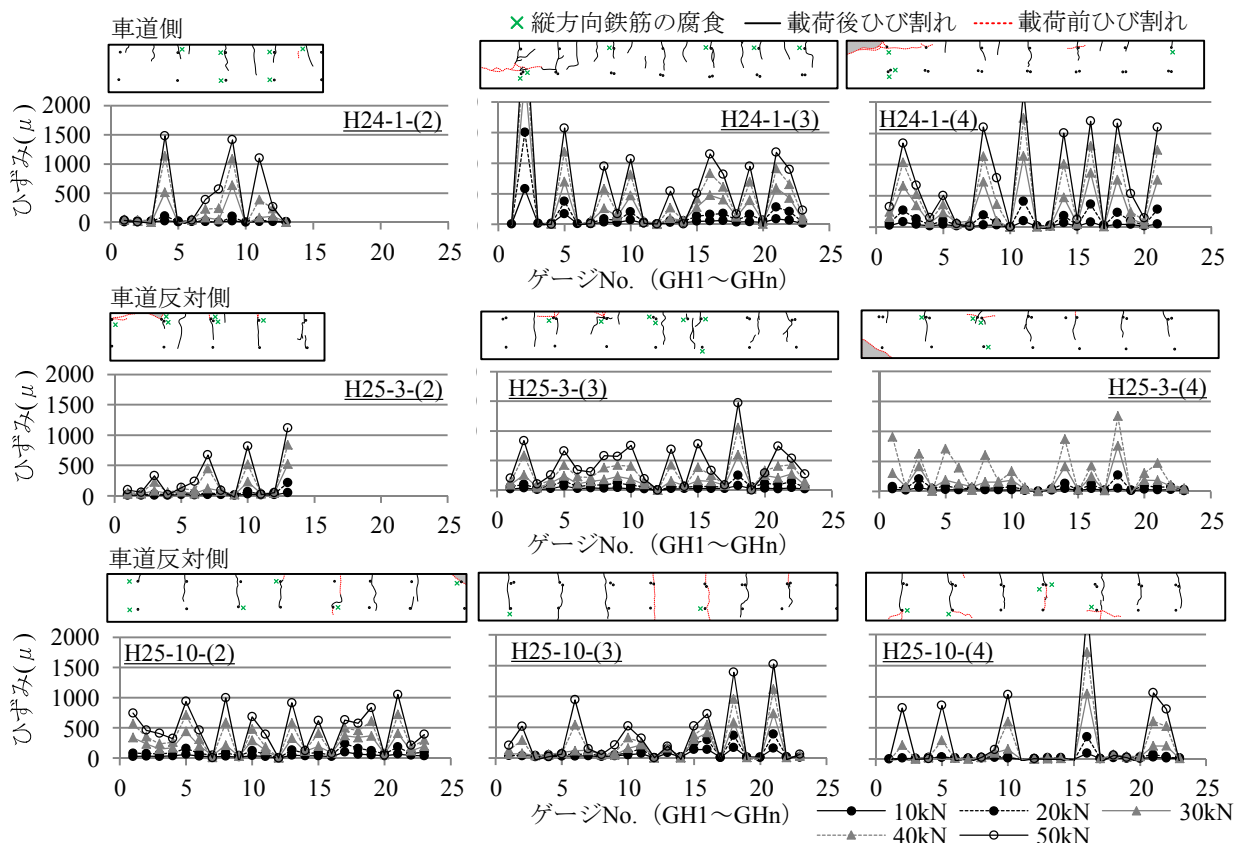


図-29 軸方向ひずみ分布とひび割れ状況

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することにした。

6.4.2 高さ方向のひずみ分布

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-30)。図は、同じ高さに貼付した2カ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。

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

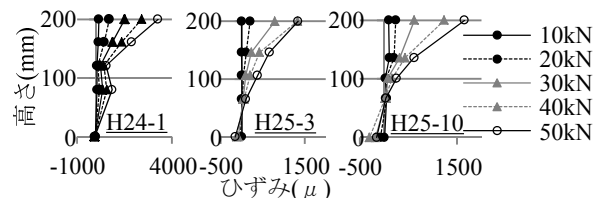


図-30 ひずみ分布

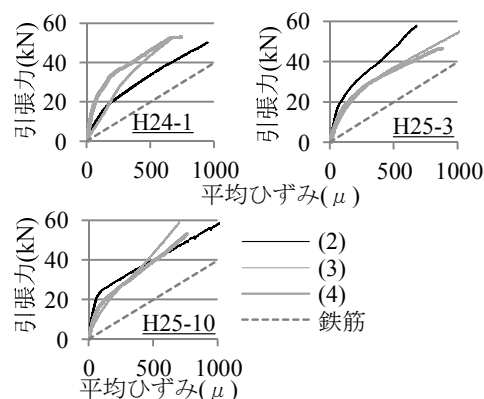


図-31 引張力と平均ひずみの関係

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。

6.4.3 コンクリートと鉄筋の付着

鉄筋単体の引張試験と比較し、テンションステイフニング効果を確認した。図-31 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イ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イ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¹¹⁾ことに配慮し、各試験体の断面のひずみ分布を図-32 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-32 の ε_{ct} に用い、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。

$$\sigma_{ct} = \frac{P - A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s}{A_{ct}} \quad (6)$$

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(6)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-33 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-32 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 (表-5)、妥当な値であると考えられる。

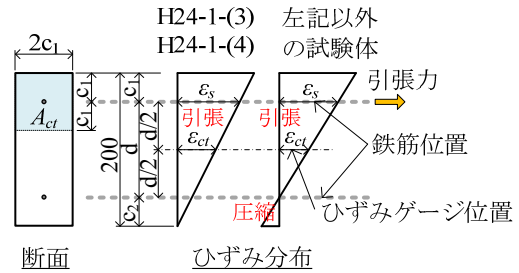


図-32 ひずみ分布と引張力負担面積の設定

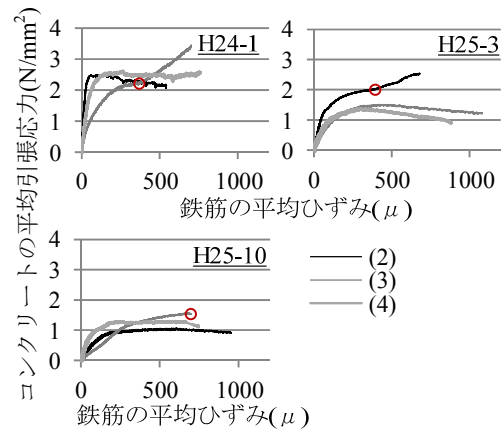


図-33 コンクリートが負担する引張応力

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、テンションステイフニング効果が低下するとの報告¹²⁾があり、本研究でも図-29 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/mm^2 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/mm^2 程度ありコンクリートの引張強度 $f_t=2.9 \text{ N/mm}^2$ 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¹³⁾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_{cl} 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 $\tau_b=\alpha \cdot \sigma_{cl}$ (α は定数) と表すことができる。したがって、図-33 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。

6. 5 6章のまとめ

本研究では、実際に凍害と塩害の複合劣化を受けた壁高欄を用い、両引き付着試験を実施した。実験により得られた結果は、以下のとおりである。

- (1) 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。これにより、試験体毎の付着性状の違いを評価することができた。
- (2) 複鉄筋長方形断面を有する RC 試験体の一方の鉄筋に引張力を与え、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。この方法では、引張力を作用させる鉄筋より離れた位置のコンクリート表

面のひずみを安定して測定することができ、さらに鉄筋の平均ひずみを推定できることを確認した。

- (3) コンクリートの強度特性、鉄筋の腐食程度にそれほど差がなかった試験体について、付着性状の相違が観察された。今後、付着に与えるかぶりの影響についても検討する必要がある。

7. まとめ

平成 26 年度の課題毎の取り組みと成果について、以下に簡潔に述べる。

- (1) 複合劣化した壁高欄を模擬した試験体の衝撃載荷実験について、凍結劣化程度を変化させた RC 梁を用い、静的および漸増繰返し衝撃載荷実験を実施した。繰返し衝撃実験では、損傷が集中する傾向が見られたため、今後、単一衝撃載荷実験も実施する。さらに凍害劣化が進行した RC 梁の衝撃載荷実験も実施する。
- (2) 複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術として、複合劣化した壁高欄の衝撃耐荷力を評価するため、凍害を受けたコンクリートの圧縮特性、凍害・塩害を受けたコンクリートと鉄筋の付着特性を把握した。
- (3) 衝撃耐荷力の診断技術については、劣化進行による経時的な性能低下を維持管理におけるリスクとして捉え、材料の劣化程度、構造の性能低下程度、時間を関連付ける、劣化した RC 構造物の性能低下マトリクスを提案した。マトリクスを要求性能の優先順位の設定や性能低下に影響しやすい劣化指標の決定に適用することで、壁高欄の維持管理する方法を示した。
- (4) 補修工法の検討および補強対策時の衝撃耐荷力向上効果の検証では、複合劣化の進行過程に着目して外観上の劣化パターン毎に材料の劣化状況を整理することで、第三者に被害を及ぼす恐れのあるコンクリートの浮きが発生するときのコンクリートの劣化程度を示した。具体的には、コンクリートの圧縮強度と静弾性係数は、示方書の関係⁵⁾に近い傾向を示すことがわかった。

参考文献

- 1) 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
- 2) 岸 徳光、三上 浩、松岡健一、安藤智啓：静載荷時に曲げ破壊が卓越する RC 梁の耐衝撃設計法に関する一

- 提案、土木学会論文集、No.647/I-51、pp.177-190、2000.4
- 3) 岸 徳光、三上 浩：衝撃荷重載荷時に曲げ破壊が卓越する RC 梁の性能照査型耐衝撃設計法に関する一提案、構造工学論文集、土木学会、Vol.53A、pp.1251-1260、2007.3
- 4) N. Kishi and H. Mikami：Empirical formulas for designing reinforced concrete beams under impact loading, ACI Structural Journal, Vol.109, No.4, 2012
- 5) (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
- 6) (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.5、2013
- 7) 橋本勝文、横田 弘、佐藤靖彦、杉山隆文：凍害および凍結防止剤散布に伴う水和生成相および引張特性の変化、セメント・コンクリート論文集、No.65、pp.400-405、2011
- 8) (社)土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]、p.39、2007
- 9) W. F. Chen：Plasticity in Reinforced Concrete、1982
- 10) M. Hasan, H. Okuyama, Y. Sato and T. Ueda：Stress-strain model of concrete damaged by freezing and thawing cycles, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.2, No.1, pp.89-99, 2004
- 11) 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
- 12) 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
- 13) 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
- 14) 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
- 15) 林田 宏、佐藤靖彦、上田多門：圧縮側と引張側の凍害深さを変化させた曲げ破壊型 RC はり部材の構造性能に関する研究、寒地土木研究所月報、No.715、2012.12

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

MIHARA Norihiro

SHIMADA Hisatoshi

NAITOH Isao

NONOMURA Yoshinori

MIZUTA Maki

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 FY2014, the following items were investigated such as (1) an impact loading test of a specimen deteriorated by combined effects, (2) evaluation of impact loading capacity, (3) assessment of impact loading capacity and (4) a remedial measure and impact loading capacity of a reinforced RC bridge wall rail. (1) The impact loading test of a small-sized RC beam was carried out. The beam specimens were damaged by freezing and thawing and their impact loading performances were examined. (2) Experiments of actual RC bridge wall rails affected by combined frost and salt actions brought the properties of concrete in compression and bond between concrete and a rebar. (3) Correlation of the material deterioration with the performance of deteriorated RC members was investigated in order to propose a method for assessment. (4) Relationship between the deterioration degrees of concrete and a rebar was classified by degradation in appearance. Further, a developing process of the combined deterioration was concentrated and maintenance indexes of materials were examined.

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