

既存 RC 造建築物における有孔梁の鋼板補強工法 せん断性能に関する技術性能証明を取得

赤星博仁

わが国の建設分野においては大量に存在する建築ストックの活用が課題となっており、既存建築物の用途変更など、顧客の様々な要求に柔軟に対応できる構工法が求められている。それに対応する技術として鋼板補強工法を開発した。既存鉄筋コンクリート造建築物の用途変更に伴う改修工事の際に梁部材に新たに設けた開孔の周囲を補強することで、せん断性能を向上できる。本工法は、新設開孔の周囲に鋼板を固定する工法であることから、簡便な施工で効率よくせん断性能の向上が可能である。

キーワード：耐震改修工事、耐震補強、鉄筋コンクリート造、有孔梁、貫通孔、せん断

1. はじめに

近年、脱炭素社会の実現に向けた取り組みが進む中、わが国の建設分野においては大量に存在する建築ストックの活用が課題となっている。建物を継続利用するための機能更新や用途変更による活用において、新設設備の配管が必要となった場合、天井高を狭めないため、既存梁部材に貫通孔を計画することが多い。その場合、梁部材においては開孔を設ける前と同等以上のせん断性能を確保する必要があり、補強が必須となる。このための補強手法として当社は有孔梁鋼板補強工法を開発した。

本報では、開発した工法の概要を紹介すると共に、鋼板補強工法のせん断性能を確認するために実施した構造実験と、その設計式の妥当性を確認した結果について報告する。

2. 補強部材の抵抗機構と設計式の提案

(1) 基本事項

鋼板補強工法の概要を図-1に示す。本工法に用いる補強部材は、鋼板、それを固定するアンカーボルトおよびエポキシ樹脂で構成される。

本工法により補強された有孔梁の孔周囲せん断耐力 (Q_{suR}) の設計式として、(1) 式を提案する。開孔の周囲において、既存 RC 部が負担するせん断力を RC 規準における修正広沢式 (Q_{su0})^{1),2)} である (2) 式で評価し、それに補強によるせん断耐力の増分 (以下、補強効果と称する) を加えた累加強度で孔周囲せん断

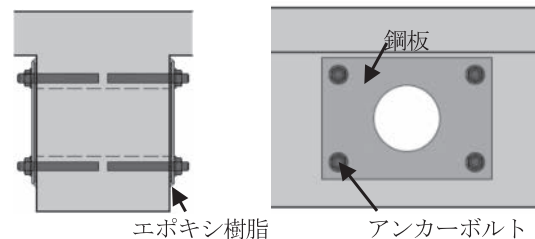


図-1 鋼板補強工法の概要

耐力を評価することとした。

$$Q_{suR} = Q_{su0} + Q_R \quad (1)$$

Q_{su0} : 無補強有孔梁の孔周囲のせん断耐力 (N)

Q_R : 補強によるせん断耐力の増分 (N)

$$Q_{su0} = \left\{ \frac{0.092k_u k_b (\sigma_B + 18)}{M/(Q_d) + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_s \cdot \sigma_{sy}} \right\} b j \quad (2)$$

$$p_s = \Sigma a_s / (b \cdot c) \quad (3)$$

k_u : 有効せいによる係数

k_b : 引張鉄筋比による係数

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

$M/(Q_d)$: せん断スパン比

H/D : 梁せいに対する開孔直径の比で、開孔比と称する

p_s : 孔周囲補強筋比

σ_{sy} : 孔周囲補強筋の規格降伏点 (N/mm²)

b : 梁幅 (mm)

- j : 梁の応力中心間距離 (mm)
- Σa_s : 有効な範囲内に配置されるあばら筋の全断面積 (mm²)
- c : 孔周囲補強筋の有効な範囲 (mm)

(2) 補強部材のせん断抵抗機構

梁部材にせん断力が作用した場合に、鋼板はアンカーボルトおよびエポキシ樹脂で梁部材に接合されることから、コンクリートと鋼板は一体となって抵抗する。ここで、アンカーボルト周囲の鋼板接合面における応力伝達が支配的であると仮定すると、鋼板に作用する応力は鋼板の対角線方向に引張応力が、もう一方の対角線方向に圧縮応力が生じ、開孔付近はその際を湾曲するように流れる。この鋼板に作用する応力方向を考慮して評価式を提案する。

鋼板補強におけるせん断抵抗の概念図を図-2に示す。ここでは片面の鋼板およびその接合面のせん断抵抗を示しており、補強によるせん断耐力の増分 (Q_R) は両面の鋼板が負担する孔周囲せん断力として (4) 式により評価する。次に、鋼板が接合面せん断耐力に対して十分強固な場合、開孔上下各部の鋼板に伝達されるせん断力 (Q_p) と1接合面あたりの接合面せん断耐力 (q_j) の関係式は (5) 式による。なお、1接合面の範囲は、前述の鋼板に作用する応力方向を考慮して設定した。

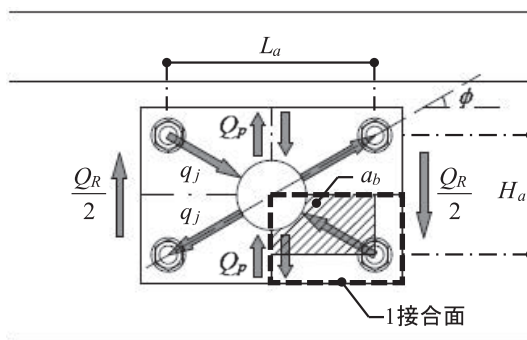


図-2 鋼板補強におけるせん断抵抗の概念

$$Q_R = 4Q_p \tag{4}$$

$$Q_p = q_j \cdot \sin \phi \tag{5}$$

ϕ : 梁材軸方向と接合面のせん断方向のなす角度 (図-2)

3. 構造実験による性能確認

(1) 実験概要

本工法により補強された RC 梁の孔周囲のせん断強度の確認および前章に示した抵抗機構 (図-2) の妥当性確認を目的として構造実験を行った。

試験体の諸元を表-1に示す。試験体の部材寸法は全て同一で、有孔梁の無補強試験体1体と、開孔直

表-1 試験体諸元

試験体	コンクリート強度	補強鋼板 (SS400)		アンカーボルト (SS400)		一般部あばら筋 (SD295A)		孔周囲補強筋 (SD295A)	
	σ_B (N/mm ²)	寸法 (mm)	板厚 (mm)	本数-呼び径	σ_{ay} (N/mm ²)	配筋	p_w (%)	p_s (%)	
#21/3N	25.3								
#21/3a	26.7	274 × 420	4.5	4-M6	342	2-D6@100	0.21	0.12	
#21/3	23.0	274 × 386		4-M20					[$L_a = 7d_a$]
#21/3A	22.5			4-M22					[貫通ボルト]
#15/3	17.1		3.2	4-M16	[$L_a = 7d_a$]	307	4-D6@50	0.85	
#21/4	23.0	220 × 310							
#21/4B	22.9	274 × 386							
#21/4P	23.2		4.5	4-M20	[$L_a = 7d_a$]	4-D6@45	0.94	0.6	

【試験体の呼び名の説明】 # “ F_c ”/“ D/H ” “因子記号” [例：#21/4B $F_c=21\text{N/mm}^2$, $H/D=1/4$, B：接着面積大] (因子記号) N：無補強, a：アンカー径小, A：貫通アンカー, B：接着面積大, P：筋筋比大

*因子記号がないものを、基準試験体として扱う。

【一般部配筋】 主筋：5-D19 (SD490, $p_t=1.19\%$)、端部あばら筋 (#21/4P 以外)：4-D6@50 (SD295A, $p_w=0.85\%$)、端部あばら筋 (#21/4P)：4-D6@35 (SD295A, $p_w=1.21\%$)

【部材寸法】 $L=1,350$ mm, $b \times D=300 \times 450$ mm

【記号】 L ：内法スパン長さ, b ：梁幅, D ：梁せい, H ：開孔直径, F_c ：コンクリートの目標圧縮強度,

σ_B ：材料試験によるコンクリートの圧縮強度,

σ_{ay} ：材料試験によるアンカーボルトの引張降伏強度 (0.2%オフセット法により算出),

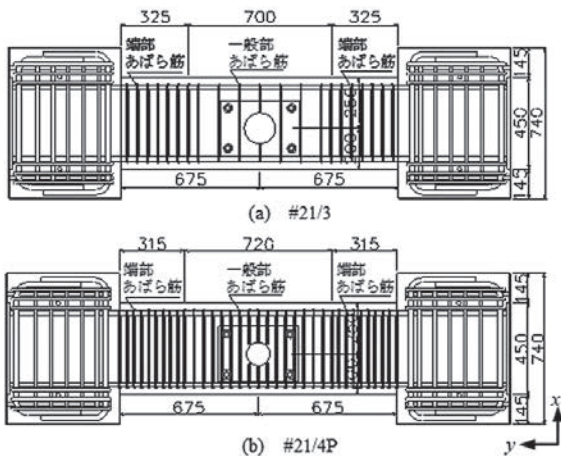
L_a ：アンカーボルトの有効埋め込み長, d_a ：アンカーボルトの呼び径, p_w ：あばら筋比, p_s ：孔周囲補強筋比

【試験体スケール】 $S=1/2.5$

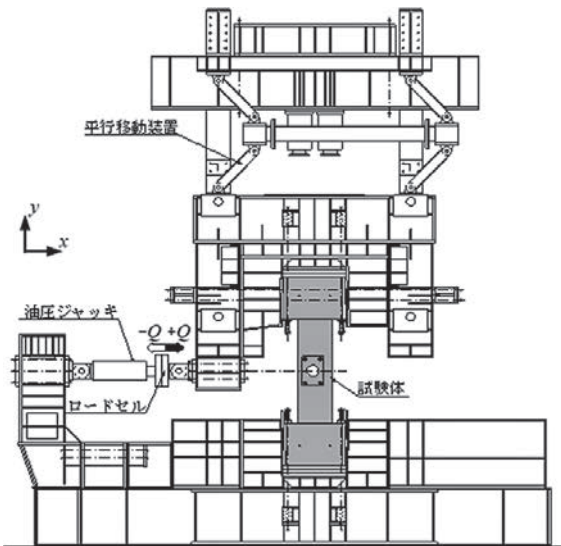
径 (H) および孔周囲補強筋比 (ρ_s) の異なる補強試験体7体とした。補強部材の因子としては、類似工法の実験結果^{3)~6)} からせん断性能に寄与すると想定されるアンカーボルト径 (a_a) および鋼板接着接合面積 (a_b) とした。なお、エポキシ樹脂の圧縮強度および引張強度はコンクリートに比べ十分大きい材料を選定した。試験体形状と配筋の一例は図—3に示す通りである。

加力装置の概要を図—4に示す。試験体の上下支持部を建研式加力装置に固定し、押し引き型油圧ジャッキを用い試験体に逆対称変形が生ずるよう水平方向に加力した。

荷重履歴は、部材変形角 $R = \pm 1.25 \times 10^{-3} \text{rad}$ で1サイクル、 $R = \pm (2.5, 5, 7.5, 10) \times 10^{-3} \text{rad}$ でそれぞれ2サイクル後、 $R = +30 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの一方向荷重を原則とした。なお、試験体の損傷状況を考慮し、試験体 #21/4P のみ $R = \pm 15 \times 10^{-3} \text{rad}$ を2サイクル追加した。



図—3 試験体形状と配筋の一例



図—4 加力装置の概要

計測項目は、上記加力装置の荷重であるせん断力と部材変形角に加え、主要部の鉄筋ひずみ、鋼板ひずみおよび各部せん断変形角とした(図—5)。せん断変形角については孔周囲と梁端の範囲に区分し、その範囲内にある対角に設置した変位計により算出した。

(2) 実験結果

(a) 梁部材としての破壊性状

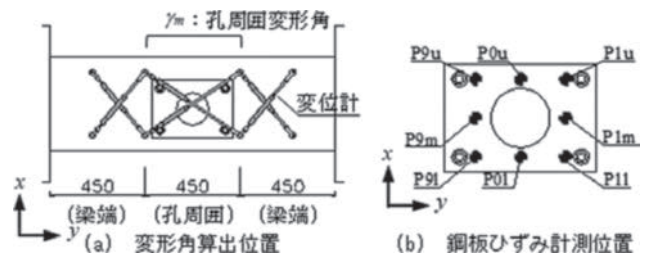
各種ひび割れ等の主な発現現象を併記した全試験体のせん断力と部材変形角の関係を図—6に示す。破壊性状の概況としては #21/4P のみが梁端の曲げ破壊であり、その他は孔周囲のせん断破壊であった。なお、#21/4P は①最大耐力時にあばら筋は降伏ひずみに達しておらず梁端主筋が降伏ひずみに達していたこと、②最大耐力以降の耐力低下が小さかったこと等の理由から曲げ破壊と判定した。ただし、最大耐力直後の負荷荷及び同変形角の2サイクル目の正荷荷では孔周囲補強筋が降伏ひずみに達していたことから、最大耐力をせん断破壊時の耐力として評価できると判断した。

試験体の耐力一覧を表—2に示す。構造実験による最大耐力(実験値)の他、各試験体の材料試験等に基づくデータから算出した計算値、設計値および推測値を示している。なお、無孔梁せん断耐力は開孔を設ける前の状態を想定して大野・荒川 min 式 (Q_{su}) により算出した。

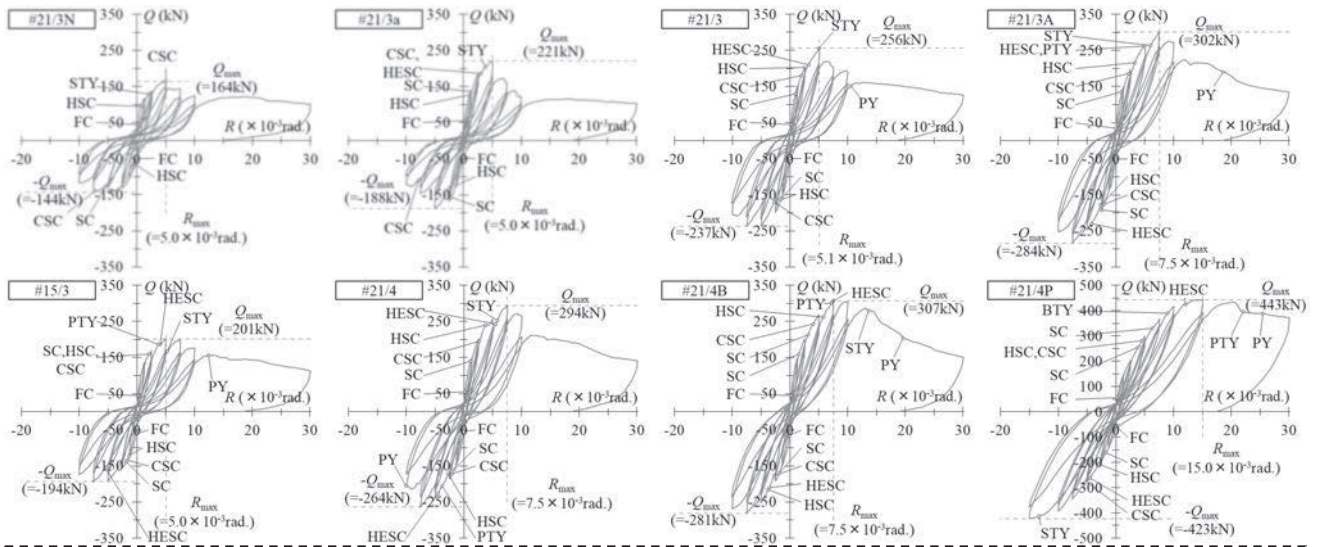
#21/3N および #21/3a 以外の試験体は無孔梁せん断耐力 (Q_{su}) を上回るように計画した試験体である。その内、#15/3を除く試験体の最大耐力 (Q_{max}) は Q_{su} を上回り、梁せいに対する開孔直径の比(以下、開孔比 (H/D) と称する)が1/4の試験体はその傾向が顕著であった。

(b) 補強部材としての破壊性状

試験体の損傷状況の一例を写真—1に示す。ひび割れの発生状況および鋼板に生じる応力の変動状況に着目したところ、HESCの発生とはほぼ同タイミングに、その近傍における鋼板の主ひずみが顕著に増大する傾向を確認したことから、このHESCは鋼板直下にも連続する「アンカー近傍のせん断ひび割れ」(写



図—5 変形角および鋼板ひずみ計測の概要



【記号】

Q_{max} : 最大耐力, R_{max} : 最大耐力時の部材変形角

【主な発生現象】

FC : 一般部の曲げひび割れ, SC : 一般部のせん断ひび割れ, HSC : 開孔部のひび割れ, CSC : 開孔上下部のせん断ひび割れ,

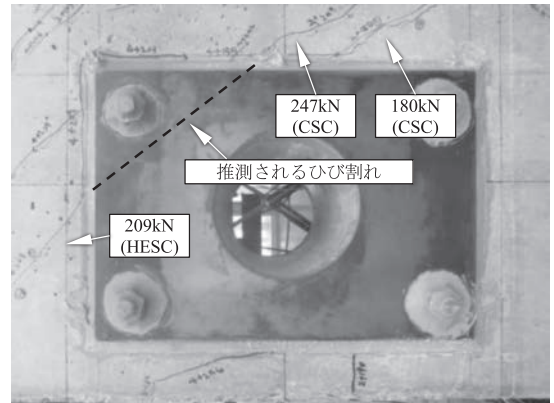
HESC : アンカー近傍のせん断ひび割れ, BTY : 主筋の降伏, STY : あばら筋の降伏, PTY : 補強鋼板開孔際の降伏, PY : 補強鋼板の降伏

図—6 せん断力と部材変形角の関係

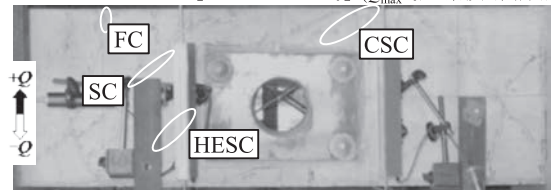
表—2 試験体の耐力一覧

試験体	無孔梁 (計算値) Q_{su}	有孔梁 (計算値) Q_{su0}	最大耐力		補強による 耐力増分	
			(実験値) Q_{max}	(設計値) Q_{suR}	(推測値) $Q_{ex,R}$	(設計値) Q_R
#21/3N	231.7	133.6	163.5	-	-	-
#21/3a	236.3	135.7	220.7	140.9	54.7	5.2
#21/3	223.3	129.5	255.6	195.8	97.2	66.3
#21/3A	221.7	128.7	301.6	210.3	144.1	81.5
#15/3	204.0	120.5	201.5	163.0	54.0	42.5
#21/4	223.3	147.5	294.4	218.1	113.9	70.6
#21/4B	223.0	147.3	307.5	218.2	127.2	70.9
#21/4P	322.4	230.9	443.3	341.5	160.7	110.6

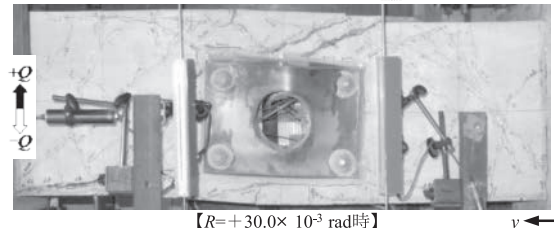
* Q_{su} : 大野・荒川 min 式, Q_{su0} : 修正広沢式 [(2) 式による],
 Q_{max} : 加力実験による最大耐力, Q_{suR} : 補強された有孔梁の孔周囲せん断耐力 (設計式) [(1) 式による], $Q_{ex,R}$: 補強によるせん断耐力の増分の実験に基づく推測値 [(6) 式による], Q_R : 補強によるせん断耐力の増分 (設計式) [(4) 式による]



【 $R=+5 \times 10^{-3}$ rad.時】(Q_{max} 時)鋼板周囲詳細



【 $R=+5 \times 10^{-3}$ rad.時】(Q_{max} 時)



写真—1 損傷状況 (#21/3)

真—1 中の破線) であると推測した。

さらに, 4 (3) 節で後述するように HESC は Q_{max} 時の 80% 以上に達した時点で発生していることから, HESC の発生およびアンカーボルト近傍接合面における応力伝達の増大が Q_{max} に大きく関与していると推測される。

したがって, 補強効果を高めるためには接合面の損傷を防止するアンカーボルトの定着力が重要と考えられる。

4. 構造性能の評価

(1) 補強効果

本工法の補強効果を評価するにあたり, 実験結果に

基づく最大耐力時における補強効果の推測値 ($Q_{ex,R}$) を (6) 式として設定した。

$$Q_{ex,R} = Q_{max} - a_{st0} \cdot Q_{st0} \tag{6}$$

a_{st0} : 修正広沢式の計算値に対する実験値の比で、ここでは 1.22 とする。

ここで、鋼板のせん断抵抗の概念 (図-2) の妥当性を確認するために、最大耐力時における鋼板に伝達される相当せん断力に対する補強効果の推測値 ($Q_{ex,R}$) の関係を図-7 に示す。ここで、せん断力に相当する力を (7), (8) 式に示す 45° 応力および鋼板断面積で換算した。本図によれば、各試験体ではばらつきはあるものの、 $Q_{ex,R}$ と $\sigma \cdot \Sigma a_p$ は比較的高い相関性を示している。#15/3 については、貧調合コンクリートを使用して製作した試験体の特性上、他試験体に比べ、鉛直方向の強度のばらつきが大きく、かつ上端筋の付着割裂破壊が進行していた。このことから、無補強時孔梁のせん断耐力 ((6) 式による第 2 項) を実際より大きく評価してしまった結果、 $Q_{ex,R}$ を小さく評価したと推測される。

$$\sigma = \frac{\sigma_{(P0u)} + \sigma_{(P0l)}}{2} \tag{7}$$

$$\Sigma a_p = n_p \cdot t_p (H_p - H) \tag{8}$$

- σ : 鋼板の梁材軸に対する 45° 方向応力 (N/mm²)
- Σa_p : 開孔芯にある梁材軸直交方向の鋼板断面積 (mm²)
- n_p : 鋼板の枚数で、2 とする。
- t_p : 鋼板の厚さ (mm)
- H_p : 鋼板の高さ (mm)
- H : 開孔直径 (mm)

(2) 接合面せん断耐力

1 接合面あたりの接合面せん断耐力 (q_j) を (9) ~ (11)

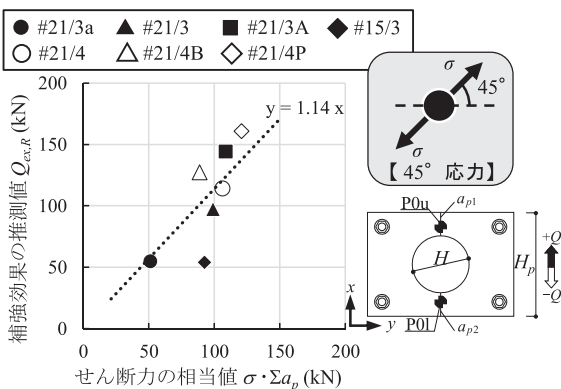


図-7 補強効果と鋼板伝達せん断力の関係

式に示す。

$$q_j = \beta_H \cdot \min(q_{j1}, q_{j2}) \tag{9}$$

$$q_{j1} = 0.7 \sigma_{ay} \cdot a_a \tag{10}$$

$$q_{j2} = 0.08 \sigma_B \cdot a_b + 0.5 \sigma_{ay} \cdot a_a \tag{11}$$

- β_H : 開孔比に応じた低減係数で、 $H/D=1/3$ では 0.6, $H/D=1/4$ では 1 とする。
- σ_{ay} : アンカーの降伏強度 (N/mm²)
- σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- a_a : アンカー 1 本あたりの公称断面積 (mm²)
- a_b : 1 接合面あたりの鋼板の有効接着面積 (mm²) (図-2)

3(2) 節 b 項で述べたように最大耐力時にはアンカー周囲の接合面が主として抵抗すること、さらには #21/4 と #21/4B の最大耐力に大きな差異がないことを踏まえると、補強効果の設計式に寄与する鋼板接着面積の項に対して上限規定を設けることが妥当と考える。そこで、接着面積が十分に確保できる場合を (10) 式で、接着面積が十分でない場合を (11) 式で評価した。なお、 q_j は既往式^{7)~9)}を参考にした。

(3) 開孔比に応じた設計式の補正

開孔比が 1/3 の試験体の最大耐力が実験当初に想定していた耐力を下回る傾向を確認したことから、開孔比による影響を検討した。

開孔比 (H/D) による影響を検討するにあたり、梁端のせん断変形および曲げ変形成分を除外した孔周囲せん断変形成分のみを考慮し、孔周囲変形角 (γ_m) を横軸とし、最大耐力に対する所定時せん断力の比 (Q/Q_{max}) を縦軸とした各ひび割れ発生事象の推移を図-8 に示す。既報¹⁰⁾と同様な事象を本構造実験で

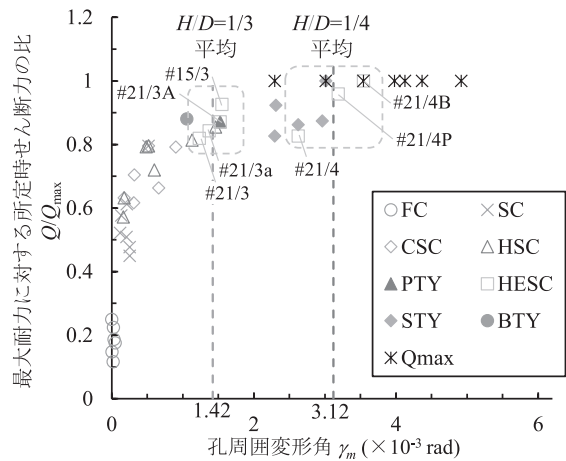


図-8 孔周囲変形角におけるひび割れの推移

も確認しており、 $H/D=1/3$ の試験体の方が $H/D=1/4$ よりも小さい γ_m 下で各所のひび割れが発生することを確認している。特にHESCは各試験体に共通して Q_{max} 時の80%以上に達した時点で発生しており、接合面の最大耐力に影響すると推測される。このことはHESCを H/D 毎に区分して比較すれば明らかであり、こうしたアンカーボルト定着部の損傷度合を考慮して開孔比に応じた低減係数(β_H)を設けることとした。

(4) 設計式の安全性

せん断耐力の設計値に対する実験値の関係を図-9に、せん断耐力の比較を表-3に示す。 Q_{max}/Q_{suR} は、試験体 #21/3N (有孔梁無補強) が1.22であるのに対し、補強を施した全試験体の平均値では1.37、中央値で1.35、最小値で1.24となり、全補強試験体において修正広沢式の余裕度の平均値を上回る安全性の高い設計式であることを確認した。なお、 Q_{max}/Q_{su} では中央値で1.32となり、構造実験は概ね想定通りの結

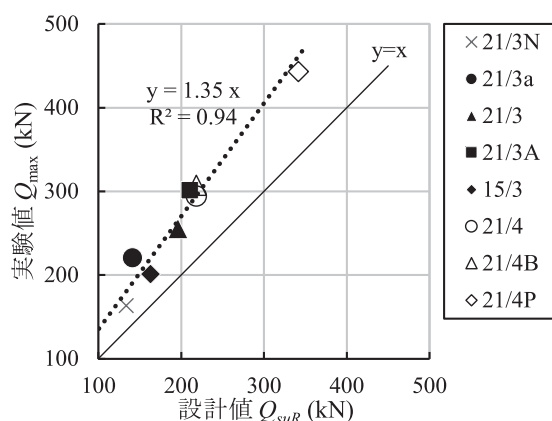


図-9 セン断耐力の設計値に対する実験値の関係

表-3 セン断耐力の比較

	補強試験体 (全7体)	
	Q_{max}/Q_{suR}	Q_{max}/Q_{su}
最大値	1.57	1.38
最小値	1.24	0.93
平均値	1.37	1.21
中央値	1.35	1.32
変動係数	7.4%	14.6%

果であった。最小値が1を下回っているが、設計上では β_H を設けることで十分安全側の評価となる。

5. おわりに

既存RC造の建築物に適用する有孔梁の鋼板補強工法を考案し、構造実験によりせん断耐力の評価式の妥当性を確認した。これにより、開孔を設ける前の梁部材と同等以上のせん断性能を付与できる技術を確認した。本工法は、新たに設けられた開孔の周囲に鋼板を固定する工法であることから、簡便な施工で効率よく、せん断性能の向上が可能である。

本技術については、(一財)日本建築総合試験所より建築技術性能証明を取得している。

JICMA

《参考文献》

- 1) (一社)日本建築学会, 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」, 2018
- 2) 広沢雅也, 清水 泰, 「鉄筋コンクリート造有孔ばりのせん断強度と靱性」, 建築雑誌, 3月号, 1979
- 3) 洪市克彦, 増田安彦, 「既存鉄筋コンクリート造躯体の新設貫通孔に対する補強技術」, 大林組技術研究報, No. 81, 2017
- 4) 白井和喜, 勝俣英雄他, 「既存鉄筋コンクリート梁の新設貫通孔補強に関する実験的研究」, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No. 2, 2005
- 5) 津司優子, 東端泰夫他, 「既存鉄筋コンクリート梁の鉄板貼付による開口補強法の実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.478-481, 1995
- 6) 中澤敏樹, 「既存鉄筋コンクリート梁の開孔補強法に関する実験研究」, 浅沼組技術研究所報, No.19, 2007
- 7) (一財)日本建築防災協会, 「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」, 2017
- 8) (社)プレハブ建築協会, 「プレキャスト建築技術集成 第1編 プレキャスト建築総論」, 2003
- 9) 小宮敏明, 益尾 潔, 「鉄骨増設プレース補強用の接着接合部および間接接合部の終局耐力」, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, 2000
- 10) 松下清夫, 上村克郎, 「鉄筋コンクリート有孔ばりに関する研究: その6-円孔をもつ鉄筋軽量コンクリート有孔ばりの小形試験体実験」, 日本建築学会論文報告集, 第66号, 1960

【筆者紹介】

赤星 博仁 (あかほし ひろと)
 (株)奥村組
 技術本部 技術研究所

