

論文

[2123] 高強度コンクリートを用いた RC 造有孔梁のせん断補強方法

三橋 博巳*1・広沢 雅也*2・清水 泰*3

1. はじめに

本研究はコンクリート及び鋼材に高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造有孔梁(以下NRC有孔梁と言う)のせん断耐力評価方法に関する基礎的資料を得る事を主目的としたものであり、高強度の鉄筋とコンクリートを用いた梁に開孔があいた影響や、肋筋による開孔部補強、簡便なせん断補強材による補強の効果等に関してせん断加力実験を行い、実験結果と既往の鉄筋コンクリート造有孔梁のせん断耐力算定式による計算値との比較検討を行った結果をまとめたものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は表1及び図1に示す4体で断面寸法、主筋と肋筋の配筋及びシラスパン比(M/Qd=1.11)等を共通とした。主要な変動因子は開孔の有無及び開孔部補強方法で、有孔梁の開孔径Hは通常許容されている最大値を採り全せいDの1/3とした。開孔部補強に用いた簡易せん断補強材は開孔部周囲の危険断面位置に効率良く異形鉄筋を配置したもので、組立に際しては溶接点に注意し、溶接点位置は溶接強度を確保できる形状とし、更に開孔位置から肋筋2本以上外側に定着域を設けたものとした。また、通常の場合補強筋が手薄となり開孔補強の弱点となる開孔上下部等にも十分に補強筋を配置するように計画した。試験体の内訳は比較のための無開孔梁と有開孔無補強梁、有開孔肋筋補強梁及び有開孔せん断補強材補強梁で、開孔部補強筋量をNRC-2からNRC-4まで順次増加して行く形を採っている。有孔梁3体の開孔部補強筋比 p_{wo} は夫々0.20%、0.65%及び1.66%である。試験体の設計に際してはせん断耐力の変化を見るために、全ての試験体で既往の普通コンクリート梁に対するせん断耐力推定式(無開孔梁では大野・荒川式、有孔梁では広沢式)による計算値(cQ_{mean} or cQ_H)が曲げ終局耐力計算値($cQ_y=44.9tf$)を下回るように計画した。

表1. 試験体一覧

	コンクリート		シラスパン比		開孔径 H (H/D)	補強方法	計算値(*) (設計時) (tf)	P_{wo} (%)
	種別	強度	M/QD	(M/Qd)				
NRC-1	普通	Fc700	1.0	(1.11)	-	無開孔 基本形	42.49	-
NRC-2	普通	Fc700	1.0	(1.11)	150 (1/3)	無補強 -	19.28	0.20
NRC-3	普通	Fc700	1.0	(1.11)	150 (1/3)	肋筋補強 肋筋1-D10	25.77	0.65
NRC-4	普通	Fc700	1.0	(1.11)	150 (1/3)	補強材2枚 肋筋2-D6	33.98	1.66

[備考]

はり幅 $b=20cm$ はりせい $D=40cm$ 断面 $b \times D=800cm^2$ 曲げ終局耐力(設計時) $Q_y=44.9 tf$
 主筋 (HBS70) 4-D22, $p_s=1.075\%$, $\sigma_s=7,000kgf/cm^2$ 補強筋(縦筋, SHSB100)2-D10, $p_{wo}=0.45\%$, $\sigma_{sv}=10,000kgf/cm^2$
 肋筋 (SHSB100)2-D6-100 ϕ , $p_w=0.32\%$, $\sigma_{sw}=10,000kgf/cm^2$ (補強材, SHSB100)2-D10, $p_{wo}=1.26\%$, $\sigma_{sv}=10,000kgf/cm^2$
 * 計算値は、せん断終局耐力で、NRC-1が大野・荒川mean式、それ以外は有孔梁に関する広沢式を使用。

* 1 日本大学講師、理工学部建築学科、工修(正会員)、* 2 工学院大学教授、工学部建築学科、工博(正会員)、* 3 東京工業大学工学部附属工業高校教諭、工博(正会員)

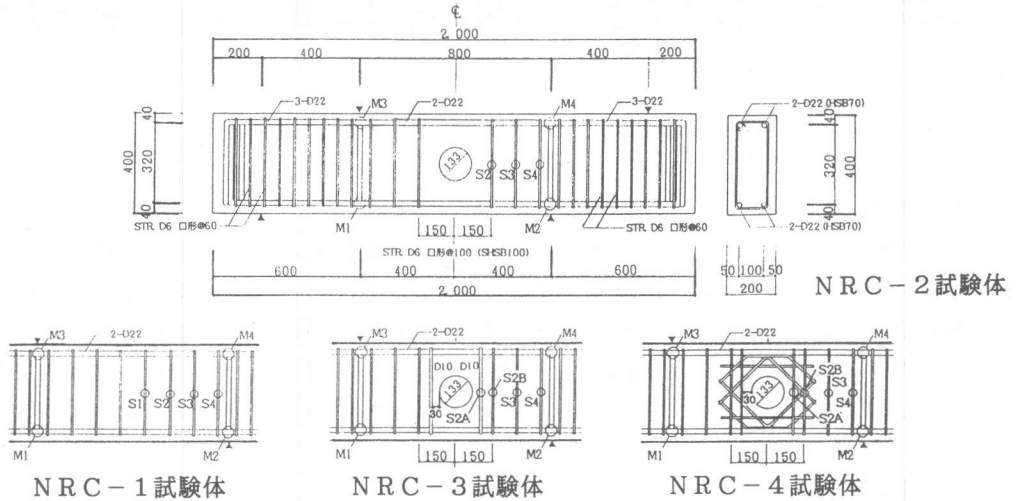


図1. 試験体配筋図 (歪測定位置)

2.2 使用材料

コンクリートは目標強度 700kgf/cm^2 として調査を行った。調査表を表2に示す。コンクリート圧縮試験は試験体コンクリート打設時に $10\text{cm}\phi \times 15\text{cmH}$ のモールドを同時に作成し、試験体と同じ場所で気中に放置した。これらの供試体を用いて材令7日から84日の間に4回に分けて試験を行った。試験体のコンクリート強度は、圧縮試験結果を用い、材令による変化を考慮して材令28日以降の圧縮強度の発現に関する回帰直線式を求め、夫々の試験体のコンクリート強度を実験時材令により決定した。コンクリートの圧縮試験結果を表3に示す。鋼材は、 $\sigma_y = 7,000 \sim 10,000\text{kgf/cm}^2$ クラスの高強度鋼材を用いたが、主筋にD22(HSB100)を用い、肋筋にD6、せん断補強材にD10(共にSHSB100)を用いた。鋼材試験は各3本の供試体を使用して引張り試験を行った。なお、鋼材には明瞭な降伏棚は見られなかった。使用鋼材の試験結果を表4に示す。

表2. コンクリート調査表

設計強度 F (kgf/cm^2)	セメント比 W/C (%)	骨材比 s/a (%)	単位水量 W (kgf/m^3)	重量(kgf/m^3)			比重			スランブ 24.0cm	空気量 1.6%
				セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	セメント ac	細骨材 as	粗骨材 ag		
700	25.0	37.9	170	880	577	980	3.16	2.60	2.70		

表3. コンクリート一軸圧縮試験結果

	材令			試験体	材令	圧縮強度 σ_b
	28日	32日	84日			
圧縮強度 σ_b (kgf/cm^2)	741	747	854	NRC-1	31日	745kgf/cm^2
割裂強度 σ_{bu} (kgf/cm^2)	53.0	52.1	54.5	NRC-2	29日	743kgf/cm^2
ヤング係数 E(kgf/cm^2)	3.75×10^5	3.84×10^5	3.80×10^5	NRC-3	33日	749kgf/cm^2
				NRC-4	30日	744kgf/cm^2

表4. 使用鋼材の機械的性質

	降伏点強度 σ_y (kgf/cm^2)	降伏点歪度 ϵ_y	引張強度 σ_w (kgf/cm^2)	ヤング係数 E (kgf/cm^2)
主筋 : D22(HSB70)	7,166	5,893	8,221	1.96×10^6
肋筋 : D6(SHSB100)	9,563	7,211	10,978	1.93×10^6
縦筋 : D10(SHSB100)	11,033	8,300	11,673	1.97×10^6
補強材 : D10(HSB100)	9,906	6,831	10,822	2.12×10^6

2.3 実験方法

図2に示す大野式加力装置を用いて逆対称応力加力を行った。加力は、全試験体がせん断破壊する事を想定していたこともあって、一方向の静加力実験とした。

測定は加力を行っている途中随時行ったが、測定項目としては加力点間の相対的な変形量を測定した他、主筋やせん断補強筋の歪を測定した。ひび割れの進展状況も詳細に観察した。図1に主筋およびせん断補強筋の歪測定位置を記入した。

3. 実験結果

全試験体共曲げ降伏以前にせん断破壊した。表5に試験結果の一覧を示す。同表では、各種の初期ひび割れ発生時と最大耐力の荷重 Q (tf)と変形 δ (mm)およびその時の平均せん断応力度 τ ($\tau = Q/bj$ kgf/cm²)と部材角 R ($R = \delta/L$ rad.、 $L = 80$ cm)を示した。

図3に各試験体の最終破壊状況を示す。同図では試験体の配筋状況も合せ示し、破壊モードやひび割れと配筋との相互関係が出来るだけ正確に理解できるようにした。図4に各試験体の荷重・変形曲線を同時に比較して示す。また、表6および図5には主筋や筋筋の歪測定結果を示す。

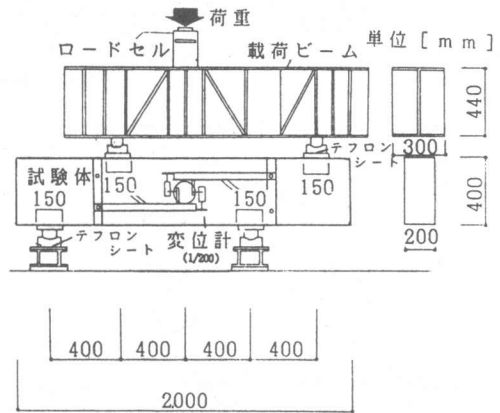


図2. 加力装置

表5. 実験結果一覧

試験体	曲げひび割れ発生時				曲げせん断ひび割れ発生時			
	eQbc	τ	δ	R	eQbse	τ	δ	R
NRC- 1	4.8	7.62	0.05	1/16000	8.6	13.65	0.35	1/2286
NRC- 2	3.6	5.71	0.26	1/3077	-	-	-	-
NRC- 3	3.9	6.19	0.06	1/13333	7.3	11.59	0.22	1/3636
NRC- 4	8.0	12.70	0.44	1/1818	12.5	19.84	1.06	1/755

試験体	開孔部せん断ひび割れ発生時				腹部せん断ひび割れ発生時			
	eQsc1	τ	δ	R	eQsc	τ	δ	R
NRC- 1	-	-	-	-	13.2	20.95	0.88	1/909
NRC- 2	10.3	16.35	1.23	1/650	12.0	19.05	1.60	1/500
NRC- 3	7.3	11.59	0.22	1/3636	13.9	22.06	1.81	1/442
NRC- 4	8.0	12.70	0.27	1/2963	24.3	38.57	2.82	1/284

試験体	最大耐力時				Q_{bc} : 曲げひび割れ発生荷重(tf) Q_{bse} : 曲げせん断ひび割れ発生荷重(tf) Q_{sc1} : 開孔部せん断ひび割れ発生荷重(tf) Q_{sc} : 腹部せん断ひび割れ発生荷重(tf) Q_{su} : 最大耐力(tf) τ : せん断応力(kgf/cm ²) ($\tau = Q/(b \cdot j)$) δ : 変形(mm) R: 部材角(rad)
	eQsu	τ	δ	R	
NRC- 1	41.4	65.71	7.94	1/101	
NRC- 2	18.5	29.37	3.77	1/212	
NRC- 3	31.7	50.32	5.70	1/140	
NRC- 4	39.9	63.33	6.81	1/117	

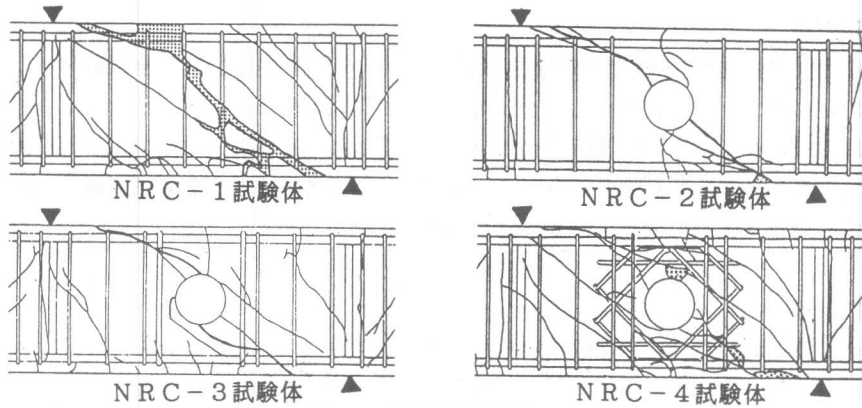


図3. 最終破壊状況

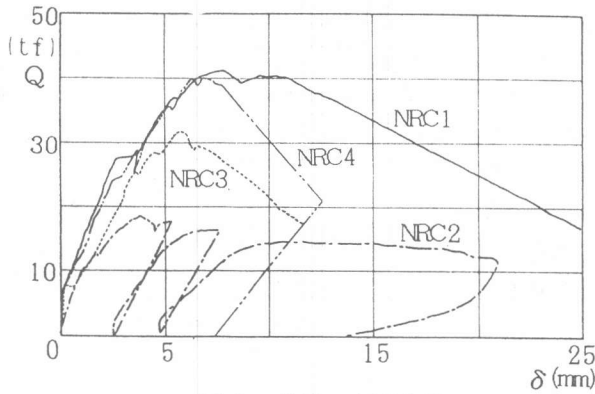


図4. 荷重・変形曲線

(単位: $\times 10^{-6}$)

歪ヶ-シ*	NRC-1(*)	NRC-2(*)
主筋;M1	3,087	1,293
主筋;M4	3,349	1,259
肋筋;S1	15,608	—
肋筋;S2	5,947	2,447
肋筋;S3	2,694	302
肋筋;S4	630	152

歪ヶ-シ*	NRC-3(*)	NRC-4(*)
主筋;M1	2,270	3,288
主筋;M4	2,533	3,252
肋筋;S2A	4,075	3,396
肋筋;S2B	3,523	3,332
肋筋;S3	1,036	1,795
肋筋;S4	358	443

*最大荷重時

NRC-1;41.1 tf, NRC-2;18.5 tf

NRC-3;31.7 tf, NRC-4;39.9 tf

表6. 歪測定結果

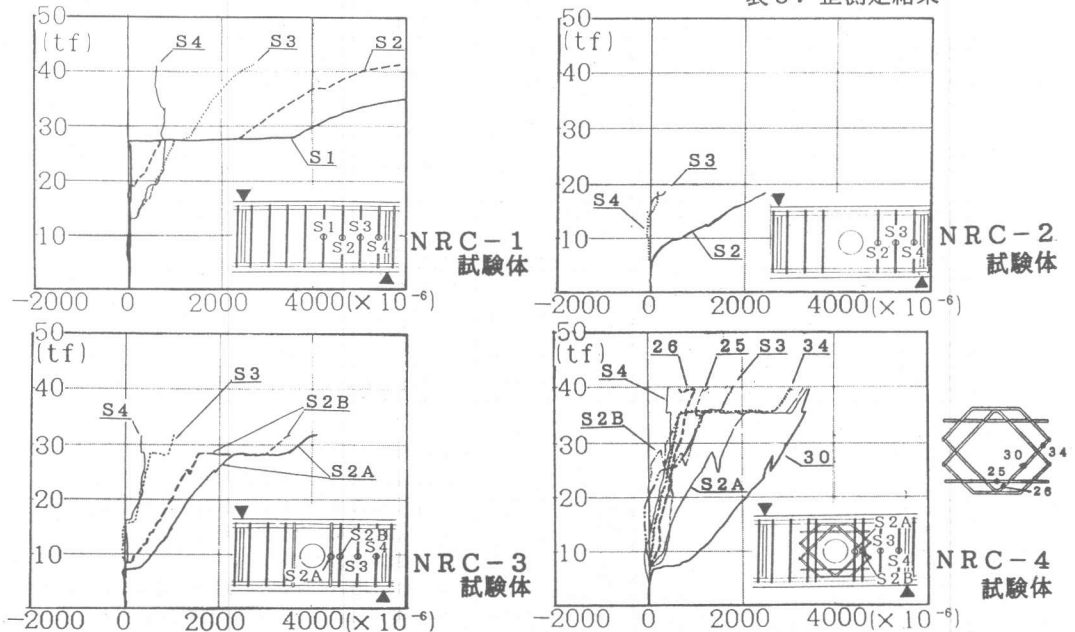


図5. 歪測定結果

4. 実験結果の考察

4.1 各試験体の破壊の進展状況

無開孔梁NRC-1の破壊の進展状況は曲げひび割れBCや曲げせん断ひび割れBSC、材端せん断ひび割れSCが多数発生した後、対角線状せん断ひび割れDTCを生じ、この時多少の剛性低下が見られ、更に加力を増すと最大耐力に達した後対角線状せん断引張破壊を生じ急激に耐力が低下した。

肋筋歪の測定結果を見るとDTCが発生した27.5tfで中央部の肋筋の歪S1、S2が急激に増加して瞬時に降伏している。荷重はDTCの発生以後も増加しており最大耐力に致る迄にDTCに添って多少のコンクリートの剥落が見られ41.1tfの時に新たに大きなDTCが発生し急激に耐力が低下した。破壊モードは対角線状せん断引張り破壊である。以上の破壊経過を見ると本試験体の中央部に大きな開孔を設けることはせん断力に対して相当に厳しい条件となることが予想される。

次に無補強有孔梁NRC-2についてはBCを生じた後、荷重の比較的小さい時点で開孔部斜め45°方向に孔部せん断ひび割れSC1を生じ、これが荷重の増加に伴って大きく進展して行き、最終的には破壊に直接関係するせん断ひび割れ(限界せん断ひび割れCSC)となった。最終破壊モードはSC1をCSCとするせん断引張り破壊である。荷重・変形曲線を比較した図4を見ると無開孔梁に比較して剛性、耐力共に大きく低下している。なお、最終的な破壊も応力レベルが比較的低かったため普通コンクリートを用いた通常の無補強有孔梁と同様に、急激な耐力低下は生じなかった。

肋筋のみで補強した有孔梁NRC-3の破壊経過はBC、SC1、BSCの発生後、開孔部に接するDTCを生じた。SC1の発生では多少の剛性低下を生じている。NRC-2試験体に比較すると多少ひび割れが分散して多数発生しており、DTC発生後更に荷重を増加すると最大耐力に達し急激な耐力低下を生じた。破壊モードはSC1をCSCとするせん断引張り破壊である。肋筋の歪の測定結果を見ると開孔部にSC1を生じた時からその横に配筋した2本の肋筋の歪S2A、S2Bが大きく増加しており補強効果が見られた。なお、最大耐力近傍では主筋の歪は2200 μ を多少過ぎた位であった。

簡易せん断補強材を用いた試験体NRC-4は有孔梁試験体の中では最も多くのひび割れが発生し、無開孔梁と似た破壊モードとなった。ひび割れはBCとSC1がほぼ同時に発生した後、BSC、SCの順に発生し最終的には対角線状せん断破壊となった。変形性能は多少無開孔梁より低かったが最大耐力はほぼ同じ値となった。ここで用いた簡易せん断補強材は有効に働いており、特に斜筋が有効で、この部分の歪は3000 μ を越える大きな値が観測された。開孔部上下の破壊は顕著には進展せずその部分に配置した簡易せん断補強材の斜筋や横筋は全て1,500 μ 以下の値であった。

4.2 計算値と実験値との比較

表7に実験値 Q と既往の有孔梁部材のせん断耐力算定式による計算値 Q_H とを比較して示す。
(広沢式)^[1] $Q_H = \{0.092 k_u \cdot k_p (180 + \sigma_B) (1 - 1.61H/D) / (M/Qd + 0.12) + 2.7 \sqrt{p_{wo} \cdot \sigma_y}\} b \cdot j$ (1)
(市之瀬式)^[2] $V_u = V_{uw} + V_x$, $V_{uw} = b \cdot j \cdot t_w \cdot p_{ws} \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi_s$, $V_x = A_x \cdot \sigma_{xy} \cdot \sin \theta_x$ (2)

ここで、 Q_H 、 V_u ：せん断耐力計算値、 a_t 、 $s\sigma_y$ ：引張主筋断面積、降伏点強度、 d 、 b 、 j 、 a 、 C ：有効せい、幅、応力中心間距離、曲げ長さ、開孔部補強筋の必要となる範囲、 k_u 、 k_p ：せいと引張り主筋比による補正係数、 σ_B ：コンクリート圧縮強度、 H/D ：開孔径比、 M/Qd ： γ 、 σ_y 、 a_{wo} 、 p_{wo} 、 σ_{wy} ：開孔部補強筋断面積、補強筋比、補強筋降伏点強度、 V_{uw} 、 V_x ：肋筋と斜筋の負担分、 $j \cdot t_w$ 、 ϕ_s ：トラス作用の有効せい、傾き、 p_{ws} 、 σ_{wy} ： $j \cdot t_w \cdot \cot \phi_s / 2$ の範囲の肋筋比の平均値とその降伏点強度、 A_x 、 σ_{xy} 、 θ_x ：斜筋の断面積、降伏点強度、材軸となす角度

ここでは、高強度材料を用いた有孔梁に対する適切なせん断耐力算定式が無いために、既往のせん断耐力算定式をそのままの形で適応し、検討を加えることとした。

計算値と実験値との比較では無開孔梁に関しては市之瀬式や大野・荒川式によるせん断耐力計算値が最大耐力実験値に比較的近い値となり、有孔梁では広沢式によるせん断耐力計算値が比較的实验値と良い一致を見た。市之瀬式では肋筋のみで補強した試験体に対しては安全側の値が得られたが、簡易せん断補強材で補強した試験体では危険側の値となった。これは、斜筋の効果を大きく評価し過ぎているためと思われる。従って、有効な斜め筋の定義として、十分な定着長の考慮や、補強限界値の設定等に関して検討する事が必要であると考えられる。以上の検討結果から本実験の範囲ではコンクリート、鋼材共に高強度材を用いた有孔梁に対して既往の普通コンクリートを用いた有孔梁に対する算定式(広沢式)を利用する事が可能であると思われる。

表7. 実験値と計算値との比較

		eQsc cQsch	eQsu cQmean	eQsc cQA
NRC-1	実験値	13.2	41.1	41.1
	計算値	19.9	43.9	53.3
	実/計	0.68	0.94	0.77
		eQsc1 cQsc1	eQsu cQH	eQsc Vu
NRC-2	実験値	10.0	18.5	18.5
	計算値	9.9	19.7	15.1
	実/計	1.01	0.94	1.23
NRC-3	実験値	7.3	31.7	31.7
	計算値	9.9	28.4	20.1
	実/計	0.74	1.20	1.58
NRC-4	実験値	8.0	39.9	39.9
	計算値	9.9	34.0	60.2
	実/計	0.81	1.17	0.66

eQsc : 腹部せん断ひびわれ発生強度実験値 (tf)
 eQsc1 : 開孔部せん断ひびわれ発生強度実験値 (tf)
 eQsu : 最大強度実験値 (tf)
 cQsch : せん断ひびわれ発生強度計算値式 (広沢式) (tf)
 cQsc1 : 開孔部せん断ひびわれ発生強度計算値 (tf)
 cQmean : せん断耐力計算値 (大野・荒川式) (tf)
 cQA : せん断耐力計算値 (A法) (tf)
 cQH : せん断耐力計算値 (広沢式) (tf)
 Vu : せん断耐力計算値 (市之瀬式) (tf)

5. まとめ

以上要約すると以下の事項が指摘できる。

- 1) 本実験の範囲では、シアスパン比の小さなNRC梁に大きな開孔を設けると、その影響は大きく、補強を施さない場合には最大耐力が無開孔梁の半分以下になった。
- 2) 肋筋や簡易せん断補強材で開孔周囲を補強するとその効果は大きく、歪測定結果からもこれらの補強方法の有効性が観察された。
- 3) 最大耐力実験値は既往のせん断耐力算定式(広沢式)による計算結果と比較的良好一致を見た。
 [謝辞] 本研究の一部は建設省総合技術開発プロジェクト[NewRC](委員長:青山博之東大教授)に設けられた同構造性能分科会(主査:小谷俊介東大助教授)の分担研究である。論文作成に際して日本大学理工学部大学院植木毅氏に御協力を頂いた。ここに記して謝意を表します。

[参考文献] 1) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988

2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990

$$cQ_{sc1} = 1.071 \cdot k_1 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot (M/Qd)^{k_3} \cdot (1 - 1.6 \frac{H}{D}) \cdot b \cdot D$$

$$cQ_{sch} = K_1 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot (M/Qd)^{k_3} \cdot b \cdot D$$

$$cQ_{mean} = \left\{ \frac{0.12 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (180 + \sigma_B)}{M/Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_w} \right\} \cdot b \cdot j$$

$$V_u = b \cdot j \cdot p_w \cdot \sigma_w \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2$$

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot \sigma_w / (\nu \sigma_B)$$

$$\nu \sigma_B = 3.68 \sigma_B^{2/3}$$

$$\cot \phi = \min [2.0, j_1 / (D \cdot \tan \theta) \cdot \sqrt{\nu \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_w)} - 1.0]$$

[注] D; 梁せい p_w; 肋筋比 p_w = a_w / (b \cdot \chi)
 k_1, k_3; 加力方法による補正係数 a_w; 肋筋の断面積 \chi; 肋筋の間隔
 k_1 = 0.971, k_3 = -0.605 \phi; トラス作用の傾き
 L; シアスパン

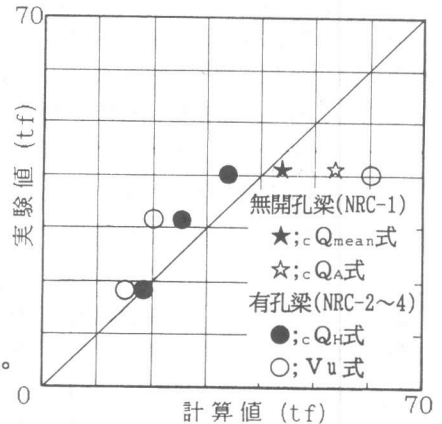


図6. 計算値と実験値との比較