

論文 鋼とコンクリートの合成壁の終局せん断耐力の一考察

玉城康裕*1・南宏一*2

要旨: 筆者らは鋼とコンクリートを組み合わせた合成壁の終局せん断耐力の評価において、フランジ鋼板とコンクリート版との間に付着力による相互作用を見込まない手法を塑性理論の下界定理に基づき提案した。本論では、その評価手法の妥当性を既往の実験結果に基づいて検証し、付着を完全と見込んだ鈴木提案式との比較検討を行った。本評価法と鈴木提案式による理論耐力はほぼ一致するものの、終局時のせん断抵抗機構やせん断耐力の負担割合が大きく異なり、付着力の影響による理論的取り扱いが重要であることを示した。
キーワード: 合成壁, 付着力の影響, 塑性理論, せん断抵抗機構, 終局せん断耐力

1. はじめに

鋼とコンクリートを組み合わせた合成壁は鋼とコンクリートの相互作用および相互補完による合成効果により、耐力・靱性の面で優れた特性が期待できる構造である。合成壁には、(a) 外部鋼板の中にコンクリートを充填された構造の鋼板コンクリート耐震壁(『SC壁』)と、(b) ウェブ鋼板を内蔵しコンクリートで両側からサンドイッチした構造の『鋼板内蔵合成壁』がある。SC壁は外部鋼板によりコンクリートを拘束する効果が期待でき、例えば、原子力発電所建屋などを想定していくつかの実験的研究が行われている^{1) 2)}。一方、鋼板内蔵合成壁の合成効果はSC壁に比べて劣るものの、鉄筋コンクリート壁に比して構造性能が向上し、地震力によってコンクリートが損傷を受けた場合、そのコンクリートを打ち直すだけで補修が可能となる利点があり、筆者らの実験的研究³⁾などいくつかの実験的研究⁴⁾も行われている。しかしながら、合成壁のせん断抵抗について、コンクリート版とフランジ鋼板の間に作用する付着力の大きさによって、比較的薄い鋼板を用いた合成壁のせん断抵抗機構は大きく異なってくる。本論では、フランジ鋼板とコンクリート版との

間の付着力の影響が合成壁の終局せん断耐力に対してどのような影響を与えるのかを検討する為に、筆者らのフランジ鋼板とコンクリート版との間の付着力が終局耐力時に失われることを考慮し付着を零とした終局せん断耐力評価式と、付着を完全とした鈴木⁷⁾の提案式との比較検討を行い考察するものである。

2. 解析対象

解析の対象は図-1に示すような、フランジ鋼板を有するSC壁および鋼板内蔵合成壁である。壁の上端および下端に、それぞれ、ほぼ剛と見なせる加力梁が取り付けられており、加力梁に鉛直方向の軸力と水平力及び曲げモーメントが加えられるものを対象にしている。

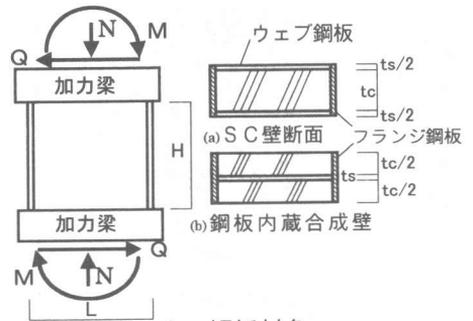


図-1 解析対象

*1 福山大学大学院 工学研究科地域空間工学専攻地域防災学系 修士(工学) (正会員)

*2 福山大学大学院教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

3. 合成壁の終局せん断耐力

塑性理論の下界定理に基づいた、筆者の提案する評価式(以下、本評価式)及び鈴木によるトラス機構とアーチ機構を組合せた合成壁のせん断抵抗機構の解析モデル一覧を表-1に示す。モデルに共通する仮定は以下の通りである。

- (1) コンクリート版は、圧縮応力のみ抵抗する。
- (2) ウェブ鋼板は、引張応力のみ抵抗する。
- (3) コンクリート版内に配筋はされていない。
- (4) フランジ鋼板は軸方向力に対してのみ抵抗する剛棒とする。

3. 1 本評価式の解析モデル

(1) トラス機構

せん断終局時において、フランジ鋼板とコンクリート版との間の付着力は失われやすい。従って、このような場合には、ウェブ鋼板とコンクリート版が組合わされて合成構造化したウェブ鋼板部分は、引張降伏応力度 σ_{wy} が 45° の角度を保つ様な完全張力場が形成されるためには、ウェブ鋼板とフランジ鋼板は溶接されているためにウェブ鋼板の引張力の垂直成分は、直接フランジ鋼板に伝達されるが、フランジ鋼板とコ

表-1 合成壁の解析モデル一覧

	トラス機構 コンクリート版+ウェブ鋼板	アーチ機構 コンクリート版	アーチ機構 ウェブ鋼板
本評価式の解析モデル			考慮せず
鈴木氏の解析モデル			

ンクリート版の間の付着力を考慮しない場合には、ウェブ鋼板の引張力の水平成分の反力に対して、コンクリート版にはフランジ鋼板に対して直角に作用する一様な圧縮ストラットが構成される。従って、この抵抗機構においては、角度 45° を持つ鋼板の張力場と水平な角度を持つコンクリートの圧縮場によってトラス機構が形成される。なお、合成壁の壁断面におけるトラス機構の発現する位置は、フランジ鋼板は面外に対しても剛と仮定しているので一様な圧縮ストラットはコンクリート断面内のどの位置でも良いことになるが、本論では壁断面中央部にウェブ鋼板が入っている鋼板内蔵合成壁の場合は壁断面中央部に、ウェブ鋼板が壁断面両側にあるSC壁の場合は壁断面両側にそれぞれ圧縮場が形成されると考える。

先の仮定(4)より、フランジ鋼板は常に剛な状態にあるので、終局せん断耐力を求める場合に、せん断力に関する釣合いのみを考慮すれば良いので、このトラス機構による終局せん断耐力 tQt は式(1)によって求められる。

$$tQt = \sigma_w y \cdot t_s \cdot L / 2 \quad (1)$$

なお、ウェブ鋼板からフランジ鋼板に作用する引張力の水平成分に対して、コンクリート版には反力として圧縮力が作用するために必要なコンクリート版の幅 tct は式(2)となる。

$$tct = \sigma_w y \cdot t_s / 2 \sigma_B \quad (2)$$

(2)アーチ機構

トラス機構で用いられた残りのコンクリート厚 $tca (=tc - tct)$ を持って、壁上端・下端と壁長さの midpoint とを結ぶ直接的な圧縮場が構成される。このとき、鋼板内蔵合成壁では壁断面両側にアーチ機構が形成され、SC壁では壁断面中央部にアーチ機構が形成されることになる。また、この圧縮場の傾きは、 $0.5 \leq H/L \leq 2.0$ の間において、塑性理論の下界定理により、 $\tan \theta c = L/2H$ と仮定すると、アーチ機構による終局せん断耐力は式(3)によって求められる。

$$tQca = [H \cdot L^2 / 4 (H^2 + (L/2)^2)] \nu \cdot \sigma_B \cdot tca \quad (3)$$

(3)合成壁の終局せん断耐力

本評価式による合成壁の終局せん断耐力 tQu は式(1)、式(3)より、式(4)によって求められる。

$$tQu = tQt + tQca \quad (4)$$

3. 2 鈴木解析モデル

文献⁷⁾に基づいて、表-2に鈴木式の終局せん断耐力式をまとめたものを示す。鈴木解析モデルは終局せん断耐力時においても、フランジ鋼板とコンクリート版との間に、その抵抗機構モデルが成立するのに付着が完全であるものとし、アスペクト比 $H/L=1.0$ の合成壁の非線形FEM解析の結果から、トラス機構においてコンクリートの圧縮ストラットとウェブ鋼板の引張ストラットが常に直交すると仮定して、トラス機構でコンクリートストラットの鉛直方向となす角度 ϕ とウェブ鋼板ストラットの間の角度を 90° に固定させて ϕ の変動に連動させてトラス機構による終局せん断耐力 sQt を求めている。さらに、トラス機構で使用された残りのコンクリート厚 $stca$ とウェブ鋼板厚 $stsa$ でそれぞれアーチ機構を形成すると仮定している。すなわち、鈴木解析モデルはフランジ鋼板とコンクリート版との間の付着を完全と仮定しているので、表-1に示すように、トラス機構におけるコンクリート版の圧縮ストラットがフランジ鋼板に対して斜めに押ししてもフランジ鋼板に接する位置がずれないことが条件となっている。

表-2 鈴木提案式⁷⁾

$Q = tcLpw \sigma_w \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta c) tcL \nu \sigma_B / 2$ $+ \tan \theta (1 - \beta s) tcLpw \sigma_w \nu \sigma_B / 2 \quad (5)$
$\tan \theta = \sqrt{((H/L)^2 + 1)} - H/L \quad (6)$
$\beta c = pw \sigma_w \cot^2 \phi / \nu \sigma_B \quad (7)$
$\beta s = pw \sigma_w / pw \sigma_w y \quad (8)$
<p>$pw \sigma_w$と$\cot \phi$は以下の値を用いる。</p>
<ul style="list-style-type: none"> ・ $pw \sigma_w / \nu \sigma_B \leq \tan^2 \theta$ のとき $pw \sigma_w = pw \sigma_w y, \cot \phi = 1 / \tan \theta \quad (9)$
<ul style="list-style-type: none"> ・ $\tan^2 \theta < pw \sigma_w / \nu \sigma_B \leq 1 / \tan^2 \theta$ のとき $pw \sigma_w = pw \sigma_w y, \cot \phi = \sqrt{(\nu \sigma_B / pw \sigma_w y)} \quad (10)$
<ul style="list-style-type: none"> ・ $1 / \tan^2 \theta \leq pw \sigma_w / \nu \sigma_B$ のとき $pw \sigma_w = \nu \sigma_B / \tan^2 \theta,$ $\cot \phi = \sqrt{(\nu \sigma_B / pw \sigma_w y)} \quad (11)$

4. 本評価式による検証

SC壁のせん断実験^{4),5)}で示される試験体および鋼板内蔵合成壁のせん断実験³⁾に対して本評価式を適用した計算値と実験値との比較を表-3に示し、アーチ機構及びトラス機構におけるそれぞれのせん断力負担状況を図-2に示す。鈴木らの実験⁵⁾および丹羽・秋山らの実験⁶⁾はSC壁のせん断実験であるが、本評価式の適用にあたっては、鋼板でコンクリートを包んだ合成壁においては現在のところどの程度有効であるか明確ではないので $\nu=1$ を採用した。文献⁵⁾の合成構造化した壁では実験値の方が計算値を平均して約4割上回り、文献⁶⁾では、全試験体とも実験値の方が計算値を上回るが、特にアスペクト比 $H/L=0.75\sim 1.0$ の試験体については約1~5割、 $H/L=1.51$ の試験体やコンクリート壁厚を厚くしたタイプでは約4割、実験値の方が計算値より高く示される結果となった。これはSC壁は鋼板によるコンクリートの拘束が4面拘束であることが考慮されていないことなどが考えられる。一方、3面拘束の鋼板内蔵合成壁³⁾の実験に対する計算では、全試験体とも実験値の方が計算値を上回り、全体として実験値が計算値に対して2割以内の範囲に入り良好であることが示された。

5. 本評価式の終局せん断耐力に及ぼすアスペクト比の影響

図-3(a),(b)に文献³⁾の実験にあわせて、ウェブ鋼板厚 t_s を固定させてコンクリート厚 $t_c=6\text{cm}$ および 12cm の場合のアスペクト比-終局せん断耐力の関係を示す。すなわち、それぞれ壁高さ H を固定してアスペクト比 β を変えたときの終局せん断耐力を示している。図-3の3本の線はコンクリート強度有効係数である ν を、 $\nu=1, 0.7, 0.7-\sigma_B/200$ の3通りの場合について示している。また、図中には文献³⁾の実験値を示している。図-3を見ると、アスペクト比が小さくなる程終局せん断耐力が増大し、かつ、 ν の変化による終局せん断耐力に与える影響が

表-3 本評価式による計算結果

文献	試験体	β	アーチ機構		トラス機構		計算値	実験値		実験値/計算値	
			機橋	機橋	正	負		正	負		
										機橋	機橋
(3)	F31	1.00	281.9	426.9	708.8	828.0	789.7	1.17	1.11		
	F32	1.00	649.2	426.9	1076.1	1278.2	1111.5	1.19	1.03		
(5)	SS050	1.00	867.9	1378.7	2246.7	3188.3	-	1.42	-		
	SS100	1.00	745.9	1378.7	2124.6	3162.7	-	1.49	-		
	SS150	1.00	849.8	1378.7	2228.6	3183.3	-	1.43	-		
	H10T05	1.00	916.1	1093.7	2009.8	2580.0	2383.8	1.28	1.19		
(6)	H10T10	1.00	2276.0	1092.2	3368.2	4090.8	4051.5	1.21	1.20		
	H10T10N	1.00	2276.0	1092.2	3368.2	4031.9	3816.1	1.20	1.13		
	H07T10	0.75	2376.1	1098.1	3474.1	4620.5	3992.7	1.33	1.15		
	H15T10	1.51	1693.3	1090.8	2784.1	3924.0	4130.0	1.41	1.48		
	H10T15	1.00	3185.9	1093.7	4279.6	6572.7	6317.6	1.54	1.48		

β : アスペクト比(H/L)

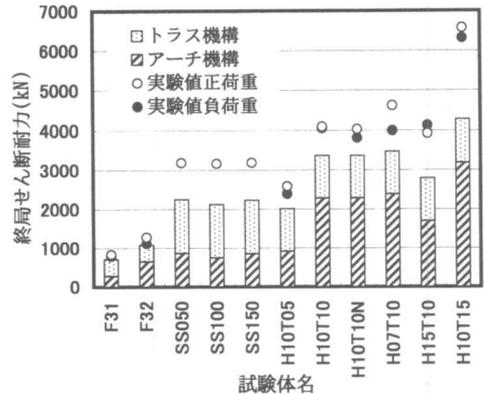


図-2 本評価式による計算値と実験値の比較

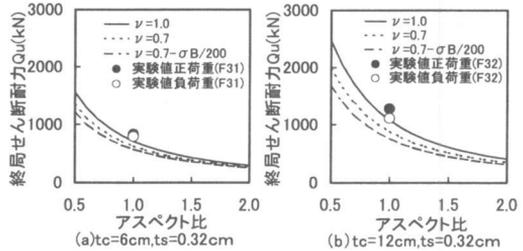


図-3 本評価式の ν による終局せん断耐力関係

大きくなる事がわかる。図-4にウェブ鋼板厚 t_s を固定させてコンクリート板厚をそれぞれ3cm, 6cm, 12cmに変化させて、アスペクト比、コンクリート厚が終局時のトラス・アーチ機構の負担割合に与える影響を検討した結果を示す。固定因子は $\nu=1, t_s=0.32\text{cm}$ 、ウェブ鋼板の降伏強度、フランジ鋼板の降伏強度である。図中の Q_a, Q_t はそれぞれアーチ機構が負担する耐力、トラス機構が負担する耐力を示している。本評価式はコンクリート厚が大きくなると、本仮定で

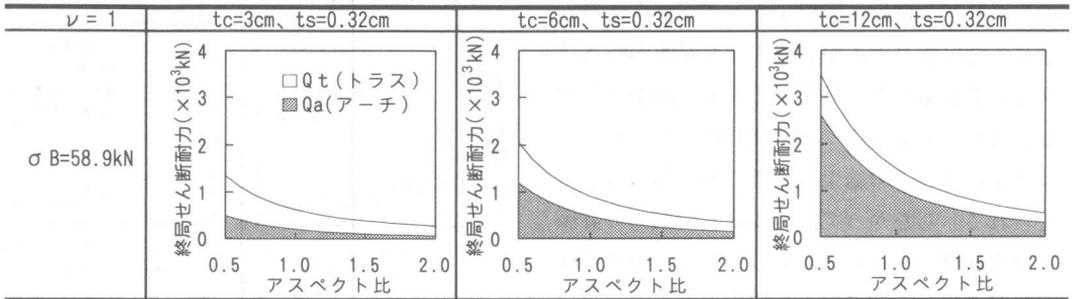


図-4 本評価式によるせん断耐力負担の影響

は全体の壁厚が厚くなるために終局せん断耐力が増大するが、特にアスペクト比が1より小さい領域でアーチ機構による終局せん断耐力に対する負担割合が大きくなる。

6. 鈴木モデルの検証

表-4 および図-5 に文献³⁾に対する鈴木式と本評価式の計算値の比較をそれぞれ示す。鈴木式は $\nu=0.7-\sigma_B/200$ を採用しているの、これを用い $\nu=0.505$ とし、トラス機構におけるコンクリートストラットの鉛直方向となす角度 ϕ を45度、任意に固定した場合のそれぞれの計算を行った。 ϕ を45度に固定した場合、実験値/計算値は0.91~1.2を示し、 ϕ を任意とすると、アーチ機構による耐力は零となるが、トラス機構による耐力が増大する為終局せん断耐力は $\phi=45$ 度の場合より大きくなり実験値/計算値は0.88~1.01の値となった。一方、図-6 に文献³⁾ の実験値を、アスペクト比を変数として検討した結果を示す。図-6 (a) に示すように、アーチ機構を主要なせん断抵抗機構とする本評価式と図-6 (b) に示すトラス機構を主要なせん断抵抗機構とする鈴木式とでは終局せん断力の計算値は同じ値を示しているが、コンクリート版とウェブ鋼板の負担割合が異なる。鈴木式が成立するためにはコンクリート版とフランジ鋼板の間の付着が十分であることが条件となるが、鈴木らはフランジ境界鋼板のスタッドの有無による終局せん断耐力に与える影響が見られなかったと報告⁵⁾ し、また、文献⁸⁾ で示される古屋らの合成壁のせん断実験によるとウェブ鋼板にコネ

表-4 鈴木式と本評価式による比較

試験体	トラス機構	アーチ機構	計算値	実験値		実験値/計算値		
				正	負	正	負	
鈴木式 $\phi=45$ 度	F31	852.5	15.9	868.4	828.0	789.7	0.95	0.91
	F32	855.4	209.0	1064.4	1278.2	1111.5	1.20	1.04
鈴木式 ϕ =任意	F31	888.8	0.0	888.8	828.0	789.7	0.93	0.89
	F32	1259.6	0.0	1259.6	1278.2	1111.5	1.01	0.88
玉城・南式 $\nu=1$	F31	281.9	426.9	708.8	828.0	789.7	1.17	1.11
	F32	649.2	426.9	1076.1	1278.2	1111.5	1.19	1.03

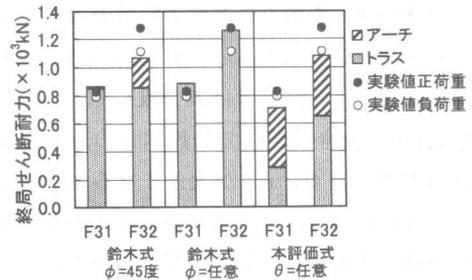


図-5 本評価式と鈴木式の負担割合の比較

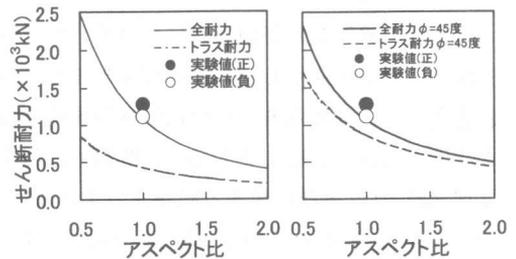


図-6 アスペクト比によるせん断力負担割合

クターを配置し、コンクリート厚やコネクタ一量を増加させると低荷重でのウェブ鋼板のせん断座屈を押しさえ履歴曲線を逆S字形から紡錘形へ移行させることが出来るものの、コネクタ一断面が相当大きいにも関わらず最大耐力に達するとコネクタの切断あるいは抜け出しが生じたと報告されている。これらのことから、スタッドあるいはコネクタを合成壁のウェブ鋼

板やフランジ鋼板に配置すると初期剛性は増大させる効果を与えるが、終局せん断耐力時はスタッドやコネクタ周りの応力集中が過大となり、スタッドやコネクタ周りのコンクリートが破壊され、その結果、付着力が失われると考えられる。したがって、終局せん断耐力の評価という観点からは必ずしもコンクリート版とフランジ鋼板の間には、付着力を必要としないことが推察される。

7. 本評価式と鈴木式の比較検討

図-7に一例として、本評価式($\nu=1$)と鈴木式($\nu=0.7-\sigma_B/200$, ϕ :任意, 45度)について、アスペクト比 β (高さHを固定)をパラメータにとってコンクリート強度およびコンクリート厚さが終局せん断耐力に与える影響を比較した結果を示す。これによると、 $1.0 \leq \beta \leq 1.5$ の領域では両式による結果はほぼ一致しているが、 β が1.5より大きい領域では鈴木式の方が理論終局耐力が大きく、 σ_B が大きくなると β が1より小さい領域で本評価式の耐力増大率が大きくなり鈴木式より高くなる事が示される。

8. まとめ

合成壁の終局せん断耐力時において、フランジ鋼板に付着を期待しない本評価モデルと、付着を完全とした鈴木モデルの比較検討を行った。本評価式と鈴木式による終局せん断耐力に関する理論耐力は、ほぼ一致する結果を与えるが、しかしながら、両者の終局せん断耐力時におけるせん断抵抗機構やウェブ鋼板とコンクリート版の終局せん断耐力の負担割合は異なることが認められた。今後、解析や実験を通じてコンクリート版とフランジ鋼板の間の付着力を含んだ相互作用の定量的な検討が必要である。

【記号】H:壁高さ, L:壁長さ, ν :コンクリート強度有効係数, σ_B :コンクリートの引張強度, σ_{wy} :ウェブ鋼板の降伏強度, t_c :ウェブコンクリート厚, t_s :ウェブ鋼板厚, $p_w = t_s/t_c$, β :アスペクト比(H/L), θ :45度の角度(表-1左上内参照)

【鈴木式】 σ_w :トラス機構でウェブ鋼板引張応力度, ϕ :トラス機構でコンクリートストラットが鉛直方向となす角度, $\theta = s \theta_s = s \theta_t$:アーチ機構でコンクリートと鋼板のストラットが鉛直方向となす角度

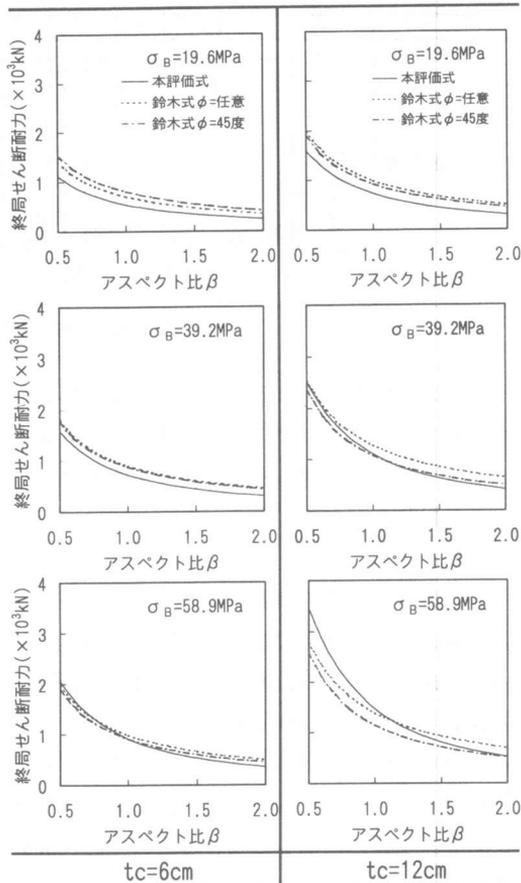


図-7 本評価式と鈴木式の終局せん断耐力比較

【謝辞】

本研究の一部は(社)鋼材倶楽部の建築鋼構造研究奨励金を使って行われました。ここに深甚の謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 鈴木・加藤:コンクリート充填構造要素のせん断耐力(その1 基本せん断耐荷機構の研究), 日本建築学会論文報告集, 第341号, 昭和59年7月, pp. 27-35
- 2) 松尾・秋山他:鋼板コンクリート耐震壁に関する研究(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 1992年8月, pp. 1767-1768
- 3) 玉城・南他:薄鋼板を内蔵した合成壁の終局せん断耐力と変形性能, 日本コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 1497-1502, 1997
- 4) 例えば, 杉井・山田他:鋼板耐震壁に関する研究(4. 鉄骨鉄筋コンクリートコンクリート壁の効果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 1994年9月, pp. 1619-1620
- 5) 関本・宇佐美他:鋼板コンクリート耐震壁に関する研究(その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp. 1661-1662, 1991年9月
- 6) 丹羽・秋山他:原子力発電建屋の鋼板コンクリート構造化の研究その3 壁の曲げせん断実験方法と結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp. 991-992, 1995年8月
- 7) 鈴木・成川他:原子力発電所建屋の鋼板コンクリート構造化の研究その5 壁のせん断終局耐力評価法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp. 991-992, 1995年8月
- 8) 古屋・武田ら:鋼板耐震壁に関する実験的研究(その6), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 昭和46年11月, pp. 411-412