

論文 RC-S 混合構造十字形柱梁接合部のせん断耐力評価に関する一考察

崎浜博史^{*1}・西原 寛^{*1}・小林和義^{*2}

要旨: 柱 RC・梁 S で構成される混合構造の十字形柱梁接合部を対象に、ふさぎ板の耐力を限界づける要因を加味したせん断耐力評価手法を提案した。ふさぎ板の耐力を限界づける要因として、ふさぎ板のせん断耐力の他、ふさぎ板とダイアフラムの溶接部境界における局所的な降伏および、ふさぎ板の鉛直方向の応力伝達の限界によって決まる耐力を考慮した。これらの要因を加味した柱梁接合部の耐力評価式は、実験値をよく評価できることを示した。

キーワード: 混合構造, 柱梁接合部, せん断耐力, ふさぎ板, ダイアフラム

1. はじめに

柱を鉄筋コンクリート（以下、RC）、梁を鉄骨（以下、S）とした混合構造に関してこれまでに数多くの研究がなされ、実施物件への適用も珍しいものではなくなってきている。しかしながら、柱梁接合部のディテールは多種多様であり、補強要素の形状や用いられ方によってその耐力も異なることにより、本混合構造の統一的な評価法を確立することを困難なものにしている。現状では個々の柱梁接合部ディテールに応じた耐力評価法によって本混合構造の設計を行うことが現実的な対応であると思われる。

筆者らは図-1に示すような、柱 RC・梁 S とした混合構造の柱梁接合部ディテールを提案している。本構法は柱貫通型で、S 梁ウェブは柱梁接合部内を貫通しておらず、補強要素はダイアフラムとふさぎ板である。既報¹⁾では、このようなディテールを持つ試験体を用いて実験を行い、SRC 規準²⁾に準じた評価式によって柱梁接合部のせん断耐力評価を試みている。しかしながら、特にふさぎ板の幅厚比が小さい場合において、その評価結果は十分な精度を与えるに至らず、今後の課題であった。その後追加実験を行い、新たに得られた知見を基に本構法の

柱梁接合部ディテールに応じたせん断耐力評価法を提案するに至った。本報告ではその評価法と実験結果への適用について述べる。なお、この評価法は十字形柱梁接合部のみを適用範囲としている。

2. 試験体概要

ここでは後の耐力評価の対象となる試験体について、実験の概要とともに説明する。筆者らが行った既往の実験の中から、柱梁接合部の破壊で耐力が決まった試験体、あるいは柱梁接合

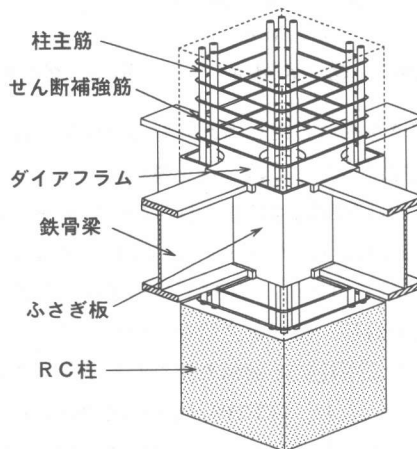


図-1 柱梁接合部ディテール

*1 安藤建設（株）技術研究所（正会員）

*2 安藤建設（株）構造設計部

表-1 試験体一覧

試験体名	CFTB2	CFTP2	CFTP3	CFTP4	CFTP7	CFTP8	CFTP9
試験体形状	十字形(階高 $h=1,800$ mm, 梁スパン $l=2,600$ mm)						
σ_B (N/mm ²)	29.8	26.2	39.0	26.9	27.9	27.8	27.7
S梁断面	BH-350×135×9×16	BH-420×115×12×25	BH-310×135×12×25	BH-350×135×12×36	BH-350×135×12×36	BH-300×135×12×36	BH-400×135×12×36
R	$b \times c \times D = 400$ mm × 400 mm						
C							
柱							
断面							
主筋	12-D22	12-D19			16-D19		
	SD345	SD685			SD685		
せん断補強筋	4-R8@50	4-RB10.7@50	2-RB10.7@50	4-RB10.7@40	4-RB10.7@60		
w_p (%)	1.00	1.80	0.90	2.25	1.50		
作用軸力比	$F_c/5$						
接							
合							
部							
ふさぎ板厚	t=4.5 (89)	t=3.2 (125)			t=9 (44)		
ダイヤラム厚	t=19	t=25			t=36		
ダイヤラム貫通孔(柱/梁)幅比	2.96	3.48	=	=	4-φ25	=	=
(柱/梁)せい比	1.14	0.95	1.29	1.14	1.33	1.00	
文献番号	3)	4)			5)		

※ せん断補強筋の「R」は785N/mm²級の、「RB」は1275N/mm²級の高強度せん断補強筋を示す。

※ 「785」は785N/mm²級高強度鉄筋を示す。

※ ふさぎ板厚の()内数値は幅厚比を示す。

※ [CFTB2]はスチールバンド (t=12) を有する。

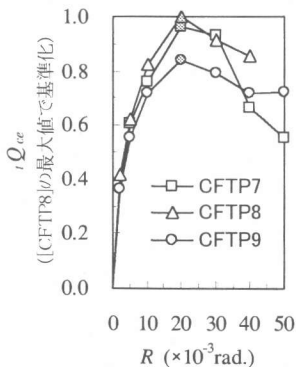


図-2 $Q_{ce} - R$ 関係

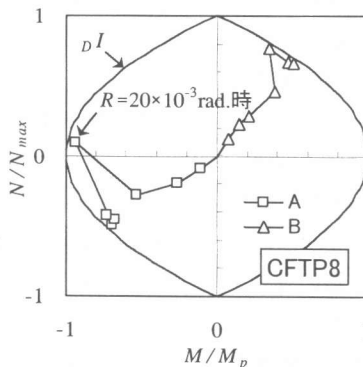


図-3 ダイアフラムの $N - M$ 関係

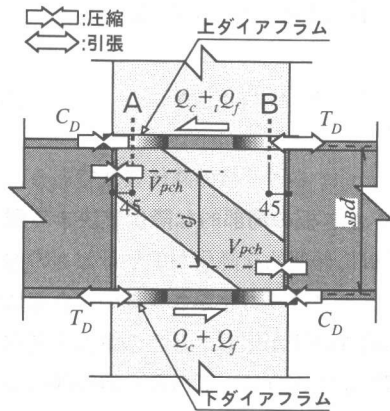
筋を設けている。

図-2は柱梁接合部内のコンクリートが負担するせん断力 Q_{ce} を層間変形角 R との関係で示したものである¹⁾。ここでは Q_{ce} を[CFTP8]の最大値で基準化している。3体ともに $R=20 \times 10^{-3}$ rad.以降、横ばいもしくは低下する傾向を示し、各試験体の Q_{ce} の最大値(同図網掛けマーク)は、ア

部の破壊を複合したと考えられる試験体、計7体を選び出した。その一覧を表-1に示す。

試験体[CFTB2]は柱頭、柱脚の柱外周を、ふさぎ板に溶接されたスチールバンドで補強している³⁾。[CFTP2]、[CFTP3]は柱梁接合部の寸法比に着目し、柱せいと梁せいの比(アスペクト比)および柱幅と梁幅の比をパラメータとしている¹⁾。なお、[CFTP3]は他の試験体よりコンクリート強度を高く設定している。[CFTP4]、[CFTP7]、[CFTP8]および[CFTP9]はふさぎ板の幅厚比を他の試験体より小さく設定し、かつアスペクト比をパラメータとしている^{1),4)}。なお、[CFTP7]にはダイアフラムを貫通する柱鉄

スペクト比が大きいものほど高い傾向を示した。但し、[CFTP7]と[CFTP8]の差はわずかであり、頭打ちの傾向を示した。図-3は[CFTP8]のダイアフラムに作用していた軸力と曲げモーメントの関係を示したものである。ここで、塑性域における軸力と曲げモーメントの算定に当たってはダイアフラム材の応力-ひずみ関係を完全弾塑性型にモデル化している。同図によるとS梁からの圧縮力が作用する上ダイアフラムのA断面(図-4参照)では当初、曲げモーメントが卓越しているが、 $R=20 \times 10^{-3}$ rad.でほぼ降伏曲線 $D I$ に達したのちは軸力側へと推移している。このようなダイアフラムの挙動は接合



※図中、鉄筋および正面ふさぎ板は省略。

図-4 柱梁接合部の水平方向応力

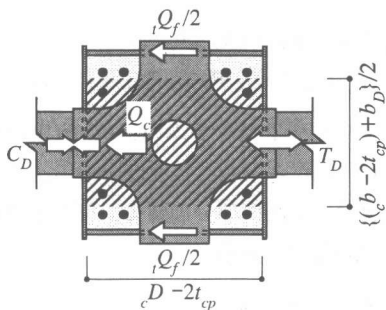


図-5 接合部コンクリートの有効断面積

部破壊型の試験体に共通であり、 iQ_{ce} が $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ をピークに低下している傾向と考え合わせると、この変形角を境に接合部の抵抗機構に変化を来しているものと推察される。

3. 十字形柱梁接合部の耐力評価

3.1 基本式

逆対称加力時の十字形柱梁接合部を対象に、その耐力評価方法について述べる。

柱梁接合部に作用するせん断力に対し、ふさぎ板と接合部内のコンクリートを抵抗要素と考えれば、耐力評価の基本式は式(1)のようにそれぞれの耐力の累加で表される。

$${}_p Q_c = {}_i Q_c + {}_t Q_f \quad (1)$$

ここに、 ${}_p Q_c$ ：柱梁接合部のせん断耐力、 ${}_i Q_c$ ：

接合部コンクリートの耐力、 ${}_t Q_f$ ：ふさぎ板の耐力である。

柱梁接合部内に形成されるコンクリートストラットの水平成分 V_{pch} は文献⁵⁾に準じたコンクリートのせん断強度に、図-5に示す有効断面積 ${}_p A_c$ および柱梁接合部のアスペクト比に係る形状係数 ${}_j \beta'$ を乗じて以下のように表される。

$$V_{pch} = 0.799 \sigma_B^{0.712} \cdot {}_p A_c \cdot {}_j \beta' \cdot \kappa \quad (2)$$

$${}_p A_c = \frac{(c b - 2t_{cp}) + b_D}{2} \cdot (c D - 2t_{cp}) \quad (3)$$

$${}_j \beta' = c D / {}_s B d \leq 1.35 \quad (4)$$

ここに、 κ ：部位別係数（十字形： $\kappa=1$ ）、 $c b$ ：柱幅、 t_{cp} ：ふさぎ板厚、 b_D ：ダイアフラム幅、 $c D$ ：柱せい、 ${}_s B d$ ：梁フランジ重心間距離である。 ${}_j \beta'$ の上限値は、図-2に示したように、 ${}_i Q_{ce}$ が頭打ちの傾向を示した[CFTP8]のアスペクト比 (=1.33) を参考に定めた。

${}_i Q_c$ は図-4に示すように、応力中心間距離 j に作用する V_{pch} をふさぎ板と同じ ${}_s B d$ に作用する応力へ偶力置換したものである(式(5))。

$${}_i Q_c = V_{pch} \cdot c j / {}_s B d \quad (5)$$

ここで、 j は断面におけるコンクリートの応力分布が明らかでないため式(6)で与えられるものと仮定した。

$${}_c j = {}_B H \left\{ 1 - \frac{V_{pch}}{0.85 \sigma_B \cdot {}_B D (c b - 2t_{cp}) {}_j \beta'} \right\} \quad (6)$$

ここに、 ${}_B D$ ：梁せいである。

既報¹⁾では、ふさぎ板の耐力をせん断抵抗に寄与する断面が全面降伏したときの耐力で表現していた。しかしながら接合部破壊で耐力が決まった試験体においても、ふさぎ板が全面降伏していないものが見られたことから、SRC 規準に準じた評価式ではこれらの実験耐力に対して計算耐力を危険側に見積もることになる。このようなことに鑑み、ふさぎ板の耐力がせん断降伏以外の要因によって決定づけられる場合に

ついて考察し、定式化した。

ふさぎ板の耐力は、式(7)に示すように、ふさぎ板の全面がせん断降伏するときの耐力を含めた3要因の耐力の最小値で与えられるものとした。

$${}_i Q_f = \min({}_i Q_{fs}, {}_i Q_{fy}, {}_i Q_{fv}) \quad (7)$$

ここに、 ${}_i Q_{fs}$ ：ふさぎ板の全面がせん断降伏するときの耐力、 ${}_i Q_{fy}$ ：ふさぎ板に局部的な降伏が生じるときの耐力、 ${}_i Q_{fv}$ ：鉛直方向の力の釣合によって決まる耐力である。但し、 ${}_i Q_f$ には式(8)に示す条件を付加し、その上限とする。

$${}_i Q_f \leq V_{pch} \quad (8)$$

図-4に示した接合部の水平方向の応力の釣合から、ダイアフラムに作用する引張力 T_D および圧縮力 C_D の釣合式がそれぞれ得られ、圧縮力について示せば式(9)のようになる(付録参照)。

$$C_D = \frac{Q_c}{2} + \frac{{}_i Q_f}{2} - \frac{V_{pch}}{2} \quad (9)$$

このとき、ダイアフラムの軸応力分布を図-6のように仮定すれば式(10)の関係が得られ、これに式(9)を代入して式(8)の関係が導かれる。

$$C_D \leq \frac{Q_c}{2} \quad (10)$$

以下、式(7)の右辺に示される3つの要因それぞれの耐力算定式について述べる。

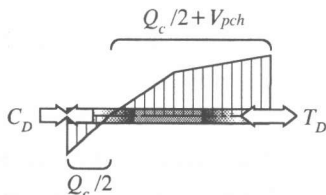


図-6 ダイアフラムの軸応力分布

3.2 ふさぎ板のせん断降伏で決まる耐力

ふさぎ板の全面がせん断降伏するときの耐力

${}_i Q_{fs}$ は式(11)によって与えられる。

$${}_i Q_{fs} = 2 \cdot t_{cp} (C_D - t_{cp}) {}_{cp} \sigma_Y / \sqrt{3} \quad (11)$$

ここに、 ${}_{cp} \sigma_Y$ ：ふさぎ板の降伏強度である。

3.3 ふさぎ板の局部的な降伏で決まる耐力

ふさぎ板に局部的な降伏が生じるときの耐力 ${}_i Q_{fy}$ は、ダイアフラムとふさぎ板の接合部において局部的な降伏が生じるときの耐力を考慮する。図-7に示すように、これらの溶接部とふさぎ板との境界部分をクリティカル断面と仮定し、この断面における降伏耐力で与えられるものとした(式(12))。

$${}_i Q_{fy} = 2t_{cp} \{ (b_D + 2S) {}_{cp} \sigma_t / \sqrt{3} + 2(t_D + S) ({}_{cp} \sigma_Y + {}_{cp} \sigma_t) / 2 \} \quad (12)$$

ここに、 t_D ：ダイアフラム厚、 S ：溶接のサイズ、 ${}_{cp} \sigma_t$ ：ふさぎ板の引張強度である。式(12)の第一項は水平断面部分の耐力、第二項は鉛直断面部分の耐力である。

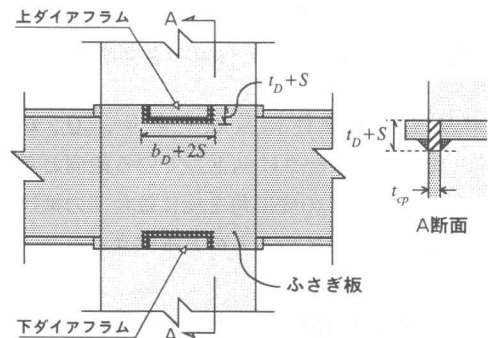
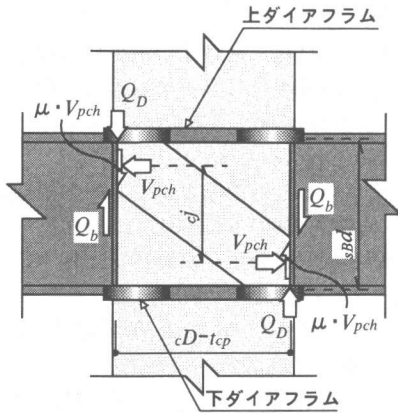


図-7 ダイアフラムとふさぎ板との溶接部境界

3.4 鉛直方向の力の釣合で決まる耐力

図-8に示すように、柱梁接合部内にはコンクリートの圧縮ストラットが形成され、ダイアフラム上には支圧ブロックが形成される応力の釣合状態を仮定する。このとき、ふさぎ板の鉛直方向の抵抗力 ${}_i Q_{fv}$ は、圧縮ストラットの水平成分 V_{pch} によって生じるコンクリートとふさぎ板内面との摩擦力 $\mu \cdot V_{pch}$ 、ダイアフラムの鉛直方向抵抗力 Q_D の和から、梁せん断力 Q_b を



※図中、鉄筋および正面ふさぎ板は省略。

図-8 柱梁接合部の鉛直方向の応力状態

差し引くことで式(13)のように与えられる。

$${}_t Q_{fv} = \mu \cdot V_{pch} + Q_D - Q_b \quad (13)$$

ここに、 μ ：接合部コンクリートとふさぎ板内面との摩擦係数（ここでは $\mu=0.7$ とする）である。これをふさぎ板の水平方向のせん断力に換算すれば、式(14)ようになる。

$${}_t Q_{fv(v)} = \frac{(cD - t_{cp})}{s_B d} {}_t Q_{fv} \quad (14)$$

ダイアフラムの鉛直方向抵抗力 Q_D は、図-9に示すダイアフラム上の支圧抵抗力とダイアフラム材の面外曲げ抵抗力 ${}_D M_p/x$ との和で表される（式(15)、(16)）。

$$Q_D = \{0.5(F_b - \sigma_0)b_D \cdot x^2 + {}_D M_p\} / x \quad (15)$$

$${}_D M_p = {}_D \sigma_Y \cdot b_D \cdot t_D^2 / 4 \quad (16)$$

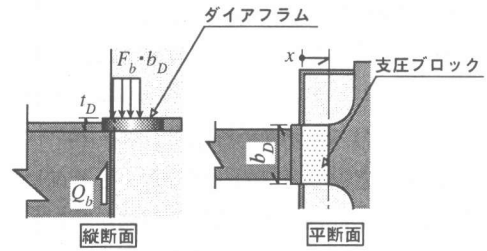


図-9 ダイアフラムの鉛直方向抵抗力

ここに、 F_b ：支圧強度（ $=\alpha \cdot \sigma_B$ ）、 σ_0 ：柱軸方向応力度、 x ：ふさぎ板厚中央からダイアフラムの面外曲げ抵抗力が最大となる断面位置までの距離、 ${}_D \sigma_Y$ ：ダイアフラムの降伏強度である。ダイアフラム上の支圧抵抗力は、接合部内のコンクリートストラットの鉛直成分に対しても抵抗する要素となる。従って、 σ_B に対する支圧強度の割増率 α は、支圧抵抗力の約半分がそのコンクリートストラットの鉛直成分に対して費やされるものと考え、 Q_D に寄与する α は1を仮定した。後述する実験結果への適用においては、 x をダイアフラムの直線部分までの長さとし、その位置における断面でダイアフラムの面外曲げ抵抗力が最大となるものと仮定して算定した。

3.5 実験結果への適用

前節までに示した提案式を2章で述べた試験体へ適用した結果を表-2に示す。

実験値と計算値との耐力比は0.99～1.05の範囲にあり、良好な対応を示す。ふさぎ板の幅厚比（ cD/t_{cp} ）を89または125とした試験体（[CFTB2],[CFTP2],[CFTP3]）のふさぎ板耐力は、ふさぎ板に局部的な降伏が生じるときの

表-2 柱梁接合部の耐力評価結果一覧

試験体名	CFTB2	CFTP2	CFTP3	CFTP4	CFTP7	CFTP8	CFTP9	cD/t_{cp} ：ふさぎ板の幅厚比	単位：kN
cD/t_{cp}	89	125	125	44	44	44	44		
${}_p Q_{ce}$	1498	1015	1583	2027	2024	2044	1686	${}_p Q_{ce}$ ：接合部せん断力の実験値	
${}_p Q_c$	1483	971	1510	1929	2005	2071	1643	${}_p Q_c$ ：接合部せん断力の計算値(計*)	
${}_t Q_c$	893	699	1216	868	897	903	792	${}_t Q_c$ ：本文の式(5),(6)による	
V_{pch}	1198	853	1568	1077	1108	1168	949	V_{pch} ：本文の式(2)～(4)による	
${}_t Q_{fs}$	663	303	303	1550	1650	1650	1650	${}_t Q_{fs}$ ：本文の式(11)による	
${}_t Q_{fy}$	590	272	294	1668	1695	1695	1695	${}_t Q_{fy}$ ：本文の式(12)による	
${}_t Q_{fv(v)}$	928	570	1575	1061	1130	1506	851	${}_t Q_{fv(v)}$ ：本文の式(13)～(16)による	
実/計*	1.01	1.04	1.05	1.05	1.01	0.99	1.03	計*：提案式による ${}_p Q_c = {}_p Q_c + {}_t Q_f$	
								但し、 ${}_t Q_f = \min({}_t Q_{fs}, {}_t Q_{fy}, {}_t Q_{fv(v)}) \leq V_{pch}$	

耐力 Q_{fy} で限界づけられる。これらの試験体では、実験においてふさぎ板に局部的な降伏が生じ、かつ、ふさぎ板のせん断座屈が確認されている。以上のことから、柱梁接合部の設計において、ふさぎ板の局部的な降伏が生じる前にせん断降伏を先行させる場合には有効な幅厚比制限を設けることが必要であると思われる。一方、 $d/t_{cp}=44$ とした試験体のうち、[CFTP4]、[CFTP9]は鉛直方向の力の釣合によって決まる耐力 $Q_{fb(v)}$ で、[CFTP7]、[CFTP8]は接合部内コンクリートストラットの破壊 (V_{pch}) によって決まる上限値で限界づけられる。すなわち、幅厚比の比較的小さいふさぎ板の耐力は、接合部内のコンクリートの耐力または、ダイアフラムの鉛直方向の抵抗力に影響されることから、設計に当たってはこれらの影響を検討することが必要になるとと思われる。

4. まとめ

十字形試験体を用いた実験から、柱梁接合部の破壊、または柱梁接合部の破壊を複合したと考えられる試験体を選択し、その実験概要を述べた。さらに、ふさぎ板の耐力を限界づける要因について考察し、それらの要因で決まる場合の耐力を加味した柱梁接合部のせん断耐力評価式を提案した。本報で得られた結論を以下に示す。

- 1) 柱梁接合部内のコンクリートの平均せん断応力度はアスペクト比の大きいものほど高い傾向を示したが、頭打ちの傾向も認められた。
- 2) 圧縮応力が作用する側のダイアフラムには面外曲げ応力が卓越して生じることが明らかとなった。
- 3) ふさぎ板の耐力を限界づける要因として、ふさぎ板のせん断耐力の他、ふさぎ板とダイアフラムの溶接部境界における局部的な降伏、ふさぎ板の鉛直方向の応力伝達の限界によって決まる耐力を考慮した。これらの要因を加味した柱梁接合部のせん断耐力評価式は、実験値をよく評価できることを示した。

参考文献

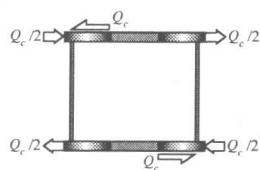
- 1) 崎浜博史・西原寛・宮野洋一・小林和義：柱 RC 梁 S で構成される混合構造接合部のせん断耐力と変形性状，JCI 年次論文報告集 Vol.20, No.3, pp.781-786, 1998
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造設計基準・同解説，1987.5 (2001.1 に改訂)
- 3) 藤本利昭・ハツ繁公一・宮野洋一：柱 RC 梁 S で構成される架構の実験的研究 (その 3)，日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.1685-1686, 1994.9
- 4) 崎浜博史・西原寛：柱 RC 梁 S で構成される架構の実験的研究 (その 10)，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.1243-1244, 2000.9
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8

付録

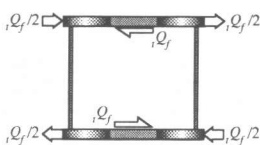
図-4に示した応力状態のパネルゾーン部分を取り出し、作用応力とダイアフラムの軸応力の釣合を考える。3つの各作用応力 Q_c 、 iQ_f 、 V_{pch} に対してダイアフラムの引張側および圧縮側の応力、 T_D 、 C_D をそれぞれ付図 (a)~(c)のように仮定すれば、それらを累加することによってダイアフラムの軸応力に関する釣合式が以下のように得られる。

$$T_D = \frac{Q_c}{2} + \frac{iQ_f}{2} + \frac{V_{pch}}{2}$$

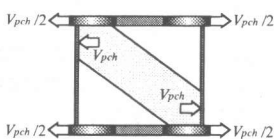
$$C_D = \frac{Q_c}{2} + \frac{iQ_f}{2} - \frac{V_{pch}}{2}$$



(a) 柱せん断力とダイアフラムの軸応力の関係



(b) ふさぎ板負担せん断力とダイアフラムの軸応力の関係



(c) 圧縮ストラット水平成分とダイアフラムの軸応力の関係

付図 各作用応力とダイアフラムの軸応力の関係