

アンボンドプレキャスト PC 部材の耐力と応力状態に関する研究

技術本部

技術部 建築技術グループ

小池正大

概要：本研究は、逆対称曲げと一定せん断を受けるアンボンド PCaPC 部材の最大耐力、破壊モード、応力伝達のメカニズムを明らかにすることを目的とし、既往の広範な実験資料を背景にアンボンド PCaPC 部材の耐力と部材内の応力状態に関して考察、検討を行った。実験資料を用いた検討からアンボンド PCaPC 部材の最大荷重はせん断破壊を起こすものも含めて曲げ耐力によって評価できること、有限要素法による応力状態の検討では、曲げ危険断面には大きな値の材軸直交方向の圧縮応力 σ_y が発生し、破壊モードによらずに、曲げ危険断面では曲げ挙動を示していることを明らかにした。また、アンボンド部材の応力伝達のモデル化とこれに基づいた材軸直交方向の圧縮応力 σ_y を評価するための理論式を提案した。以上の検討を踏まえた上で、アンボンド部材の耐力式を提案し、この式が曲げ破壊部材だけでなく、せん断破壊部材にも適用できることを示すとともに、PC 基標準式に対する提案耐力式の優位性についても示した。本稿は、日本大学理工学部福井剛教授、並びに浜原正行元教授のご指導のもとに取りまとめた博士論文の一部を報告するものである。

Key Words：アンボンド PC 鋼材、PCaPC 部材、曲げ耐力、鉛直応力、せん断伝達機構

1. はじめに

プレキャストプレストレストコンクリート（以後、PCaPC）工法は、工場で製造したコンクリート製の柱や梁などの部材を現場で PC 鋼材によって圧着接合し、建物を構築する工法である。本研究が対象としているアンボンドプレキャストプレストレストコンクリート（以後、アンボンド PCaPC）工法とは、グリース等の防錆材を塗布後に樹脂系シーラで保護されたアンボンド PC 鋼材を用いた PCaPC 工法である。このような PC 鋼材を用いるとコンクリートと PC 鋼材間の付着はなくなり、地震時のひび割れ本数が大幅に減り、地震後の残留ひび割れ幅が小さく、残留変形も小さくなる。そのため、継続的に建物が使用できる可能性が高くなる長所を有している。アンボンド PCaPC 部材は、上述のような力学的に優れた特徴を有している。

近年では、アンボンド PCaPC の力学的挙動に関する研究が増加し、実験資料の蓄積は進んできている。しかし、既往の研究では各々の実験から得られた知見に留まっており、広範な実験資料を用いた系統的な研究がなされていないこともあって、その力学的挙動の全貌が把握されるには至っていない。

2. 研究目的

本研究では、広範な既存の実験資料を背景に、逆対称曲げと一定せん断（以後、逆対称曲げ）を受けるアンボンド PCaPC 部材の耐力と応力状態に関して考察・検討を行い、以下のことを明らかにすることを目的とする。



小池正大

1) 既存の実験資料を用いた検討から、アンボンド PCaPC 部材の最大荷重はせん断破壊を起こすものも含めて曲げ耐力によって評価できるか否かを明らかにする。

2) 有限要素法を用いてせん断破壊を起こす試験体の部材内の応力状態に対して詳細に検討を行い、曲げ危険断面における最小主応力 σ_2 、材軸直交方向の圧縮応力 σ_y の分布状況について考察し、破壊モードによる曲げ危険断面位置での挙動の違いについて明らかにする。

3) アンボンド部材の応力伝達のモデル化を行い、これに基づいた材軸直交方向の圧縮応力 σ_y を評価するための理論式を提案する。そして、その材軸直交方向の圧縮応力 σ_y を考慮することで、コンクリート圧縮域の引張主応力はゼロになること、すなわち、コンクリート圧縮域の応力は一軸圧縮応力状態となることを示す。これが「せん断破壊は曲げ耐力に達する前に起こらない」ことの理論的な裏づけになると考える。

4) 等価矩形ストレスブロックと下界定理を用いた逆対称曲げを受けるアンボンド部材を対象とした曲げ耐力式を提案し、破壊モードに関わらず、この式の実験結果に対する適合性が高いことを示す。さらに、PC 関連の基規準に掲載されている曲げ耐力式、せん断耐力式と提案曲げ耐力式の実験結果に対する適合性の検討を通して、これらの基規準式に対する提案曲げ耐力式の優位性を示す。

3. アンボンド PCaPC 部材の耐力に関する検討

既存の実験資料を用いて、現行の基規準式に対する適合性の検証および最大荷重時の PC 鋼材張力の計測値 T_{pe} を用いて求めた曲げ耐力式による検討を行う。

3.1 検討に用いた実験資料

検討に用いた実験資料は、逆対称曲げを受けるアンボンド試験体で、その内訳は 56 体のアンボンド PCaPC 試験体と、7 体のアンボンド RC 試験体の総計 63 体^{1)・20)}からなる。図-1 にコンクリート圧縮強度、せん断補強筋比、せん断スパン比、プレストレスレベルの度数分布を示す。

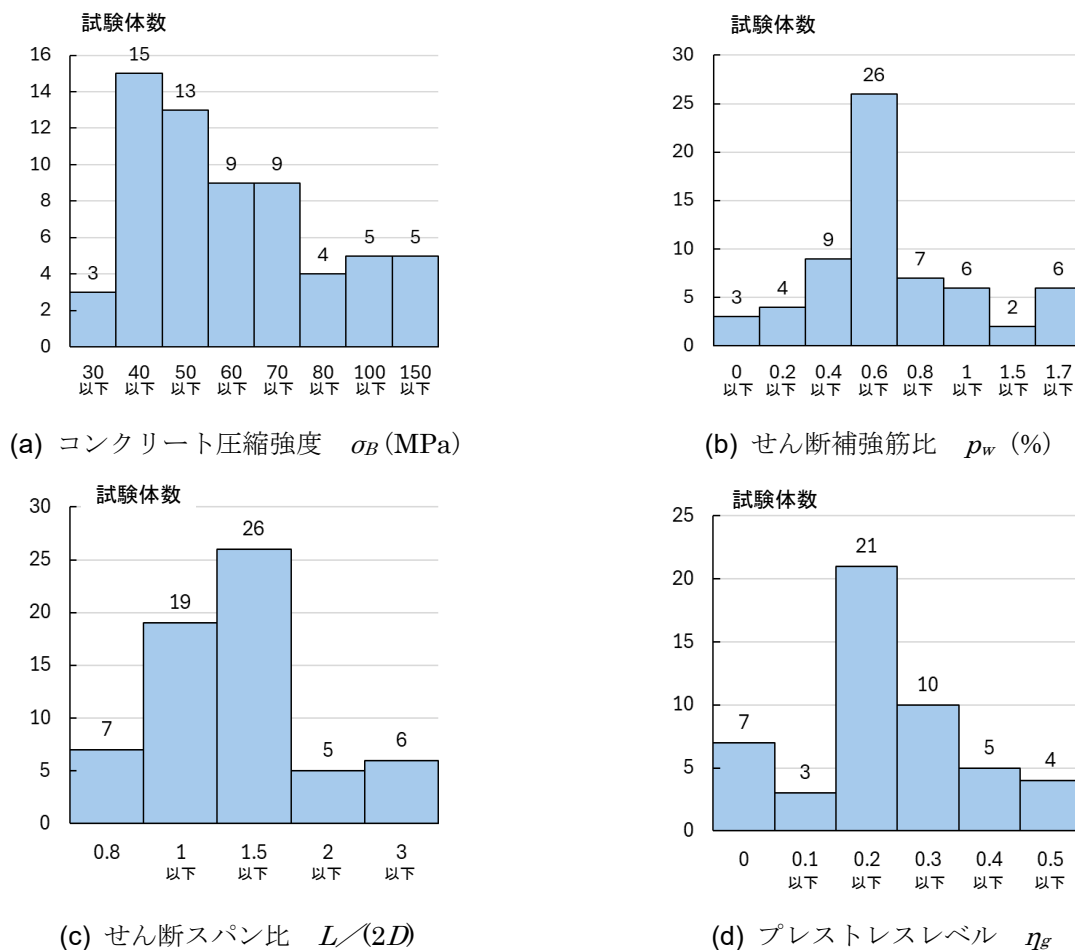


図-1 検討に用いた実験資料の度数分布

3.2 関連基規準式の計算精度の検証

関連基規準中に掲載されている曲げ耐力式，せん断耐力式の最大荷重の実験値に対する適合性について検討を行う。

3.2.1 曲げ耐力式（PC 性能評価型指針式）

図-2，表-1 は，PC 性能評価型指針²¹⁾の曲げ耐力式(1a)式による計算値 Q_{um1} の実験結果 Q_{ue} に対する適合性について比較，検討したものである。図-2 の縦軸は，最大荷重実験値を指針曲げ耐力計算値で除したものの Q_{ue} / Q_{um1} ，横軸は，有効プレストレス力 / PC 鋼材の降伏荷重 P_e / T_{py} ，コンクリート圧縮強度 σ_B である。図-2 より， Q_{ue} / Q_{um1} は，有効プレストレス力が PC 鋼材降伏荷重の 25% を下回る有効引張応力の小さい試験体（図中， $\circ$ ）では，実験値を過小評価していることが分かる。また，PC 性能評価型指針²¹⁾では，PC 鋼材の引張力を(1b)式で与えているため，RC 試験体の計算値はマイナスとなり評価することができない。そのため，この検討では 7 体の RC 試験体を除いている。表-1 より， Q_{ue} / Q_{um1} の平均値と変動係数は，有効プレストレス力が PC 鋼材降伏荷重の 25% を下回る試験体を除くとそれぞれ 1.117，14.03% となる。また，せん断破壊を起こした試験体（図中， $\triangle$ $\blacktriangle$ ）と曲げ破壊を起こした試験体（図中， $\circ$ ）の間で計算精度に有意な差は見られなかった。

$$Q_{um1} = \left(\frac{N + T_p}{L} \right) \cdot \left(D - \frac{N + T_p}{0.85 \cdot \sigma_B \cdot b} \right) \text{-----(1a)}$$

$$T_p = P_e + \left[98 - \left(\frac{4.9 \times 10^5}{\sigma_B} \right) \left(\frac{a_{pg}}{2 \cdot b \cdot d_p} \right) \right] \cdot a_{pg} \text{-----(1b)}$$

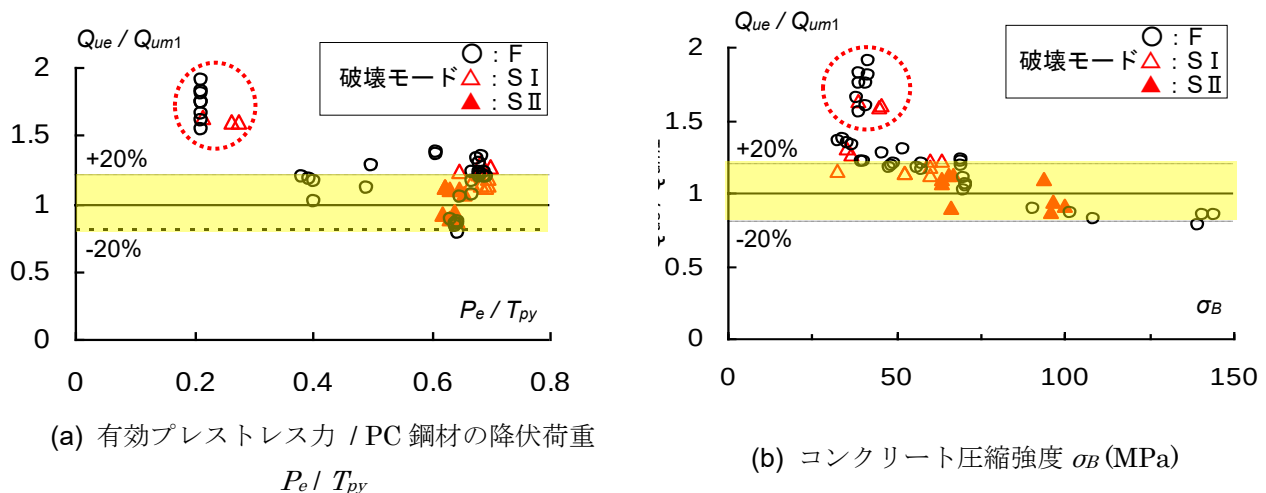
ここに， b ：部材断面の幅， L ：部材の内法スパン

N ：軸方向力， σ_B ：コンクリート圧縮強度

T_p ：曲げ耐力時の PC 鋼材引張力の計算値

d_p ：圧縮縁から引張側 PC 鋼材の重心までの距離

a_{pg} ：PC 鋼材の総断面積



【註】破壊モード：F = 曲げ破壊

S I = せん断破壊で，せん断ひび割れが最大荷重とほぼ同時に発生

S II = せん断破壊で，最大荷重経験前にせん断ひび割れが発生

図-2 Q_{ue} / Q_{um1} と諸要因の相関

表-1 Q_{ue}/Q_{uml} の諸元 (低緊張力試験体(○)を除外)

破壊モード	試験体数	平均値	変動係数(%)	不合格率(%)
曲げ破壊 (F)	27	1.123	15.63	40.74
せん断破壊 (S)	18	1.108	11.07	22.22
F+S	45	1.117	14.03	33.33

【註】 不合格率 $Q_{ue}/Q_{uml} > 1.2$ または, $Q_{ue}/Q_{uml} < 0.8$ を満たす試験体の割合

3.2.2 セン断耐力式 (PC 関連基準式)

アンボンド PCaPC 部材においては, 軸方向鋼材に付着がないためトラス機構が形成されない. したがって, PC 技術基準式²²⁾をアンボンド部材に適用すると(2)式となる. 図-3, 表-2 は, PC 技術基準のアーチ機構のみのせん断耐力式による計算値 Q_{us1} の実験結果 Q_{ue} に対する適合性について比較, 検討したものである. 図-3 の縦軸は, 最大荷重実験値を PC 技術基準せん断耐力で除したものの Q_{ue}/Q_{us1} , 横軸は, 有効プレストレス力 / PC 鋼材の降伏荷重 P_e/T_{py} , コンクリート圧縮強度 σ_B である. 図-3, 表-2 より, セン断破壊を起こした試験体 (図中, $\triangle$, $\blacktriangle$) に対しては, Q_{ue}/Q_{us1} の変動係数が 13.43% と比較的小さくバラツキも少ない. 当然ではあるが, 曲げ破壊を起こした試験体 (図中, $\circ$) への適合性は低く, 全般的に実験値を過大評価していることが分かった.

$$Q_{us1} = \left(\frac{b \cdot D}{2} \right) v \sigma_B \tan \theta \text{------(2)}$$

$$\text{ここに, } \tan \theta = \sqrt{\left(\frac{L}{D} \right)^2 + 1} - \frac{L}{D}$$

$$v = \alpha \cdot L_r \cdot (1 + \eta_g + \eta_o) \quad 0.65 \leq v \leq 1$$

$$\alpha = \sqrt{60/\sigma_B} \quad (\alpha \leq 1)$$

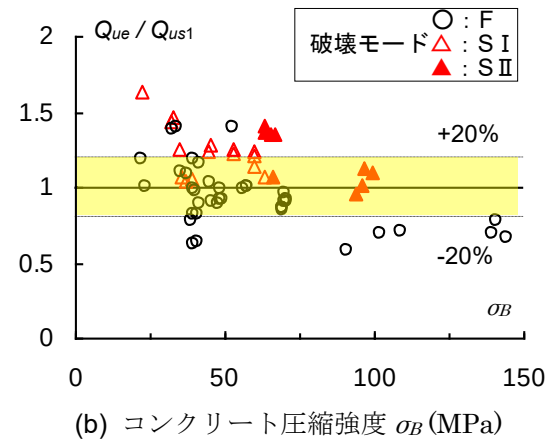
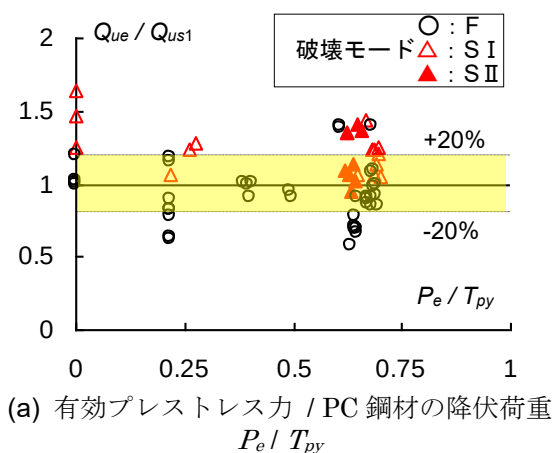
$$L_r = L/(4D) \quad L_r \leq 1$$

b : 部材断面の幅, D : 部材断面の全せい

σ_B : コンクリート圧縮強度

v : コンクリート圧縮強度の有効係数

α : コンクリート圧縮強度の低減係数



【註】 破壊モード: F = 曲げ破壊

S I = セン断破壊で, セン断ひび割れが最大荷重とほぼ同時に発生

S II = セン断破壊で, 最大荷重経験前にセン断ひび割れが発生

図-3 Q_{ue}/Q_{us1} と諸要因の相関

表-2 Q_{ue}/Q_{us1} の諸元

破壊モード	試験体数	平均値	変動係数 (%)	不合格率(%)
曲げ破壊 (F)	39	0.932	21.32	30.70
せん断破壊 (S)	24	1.224	13.43	58.33
F+S	63	1.043	22.44	41.27

【註】 不合格率 $Q_{ue}/Q_{us1} > 1.2$ または, $Q_{ue}/Q_{us1} < 0.8$ を満たす試験体の割合

3.3 実験資料を用いた曲げ耐力の検討

最大荷重の実験値 Q_{ue} と最大荷重時の PC 鋼材張力の計測値 T_{pe} が掲載されている 21 体のアンボンド PCaPC 試験体^{1)・9)}を用い, アンボンド PCaPC 部材の最大荷重が, 曲げ破壊を起こしたものでなくせん断破壊を起こしたのも, 最大荷重時の PC 鋼材張力の計測値 T_{pe} を用いて求めた曲げ耐力式によって評価できるか検討を行う。

検討に用いた試験体の PC 鋼材は, いずれも図心に関して対称配置されており, 引張力も上下で等しい。

図-4(a)に示すように, 圧縮コンクリートの応力を圧縮強度 σ_B とする長方形ストレスブロックで与え, PC 鋼材の張力に最大荷重時の計測値 T_{pe} を用いると, 曲げ耐力は(3)式によって与えられる。

図-5(a)～(d)は, 横軸にそれぞれプレストレスレベル η_g , せん断ひび割れ耐力を最大荷重の実験値で除したもの Q_{scr}/Q_{ue} , せん断補強筋比 p_w , コンクリート圧縮強度 σ_B を, 縦軸に最大荷重の実験値 Q_{ue} を(3)式による曲げ耐力の計算値 Q_{uc} で除したものを取り, この平面上に前述の 21 体のアンボンド PCaPC 試験体の結果をプロットしたものである。図-5 より(3)式のアンボンド PCaPC 部材に対する適合性は極めて高く, アンボンド PCaPC 部材の最大荷重は, せん断破壊を起こす試験体も含めて, 曲げ耐力によって評価できることが分かる。この結果は, アンボンド部材は曲げ耐力に達する前にせん断破壊を起こすことはないこと, さらに言えば, アンボンド部材のせん断破壊は, コンクリートの曲げ圧縮劣化によって引き起こされることを示している。

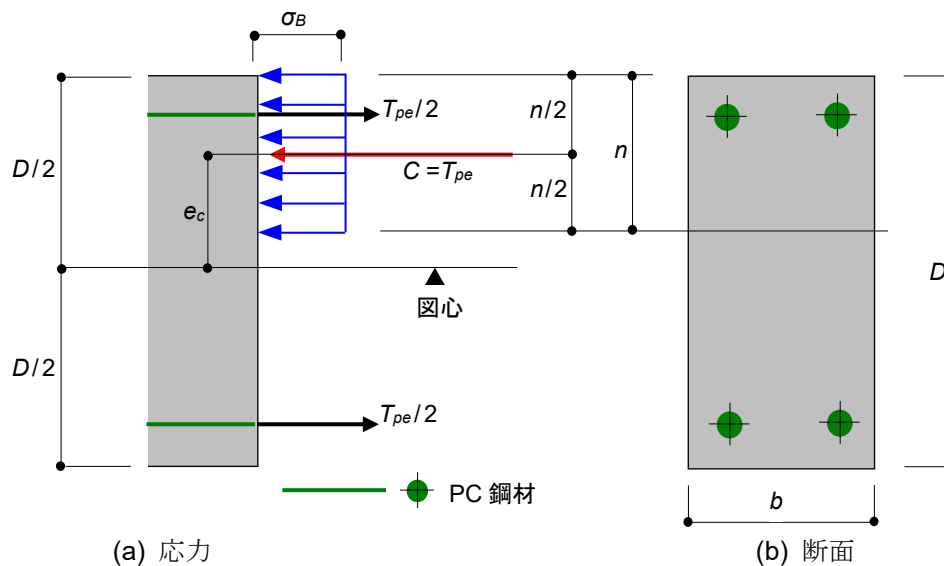


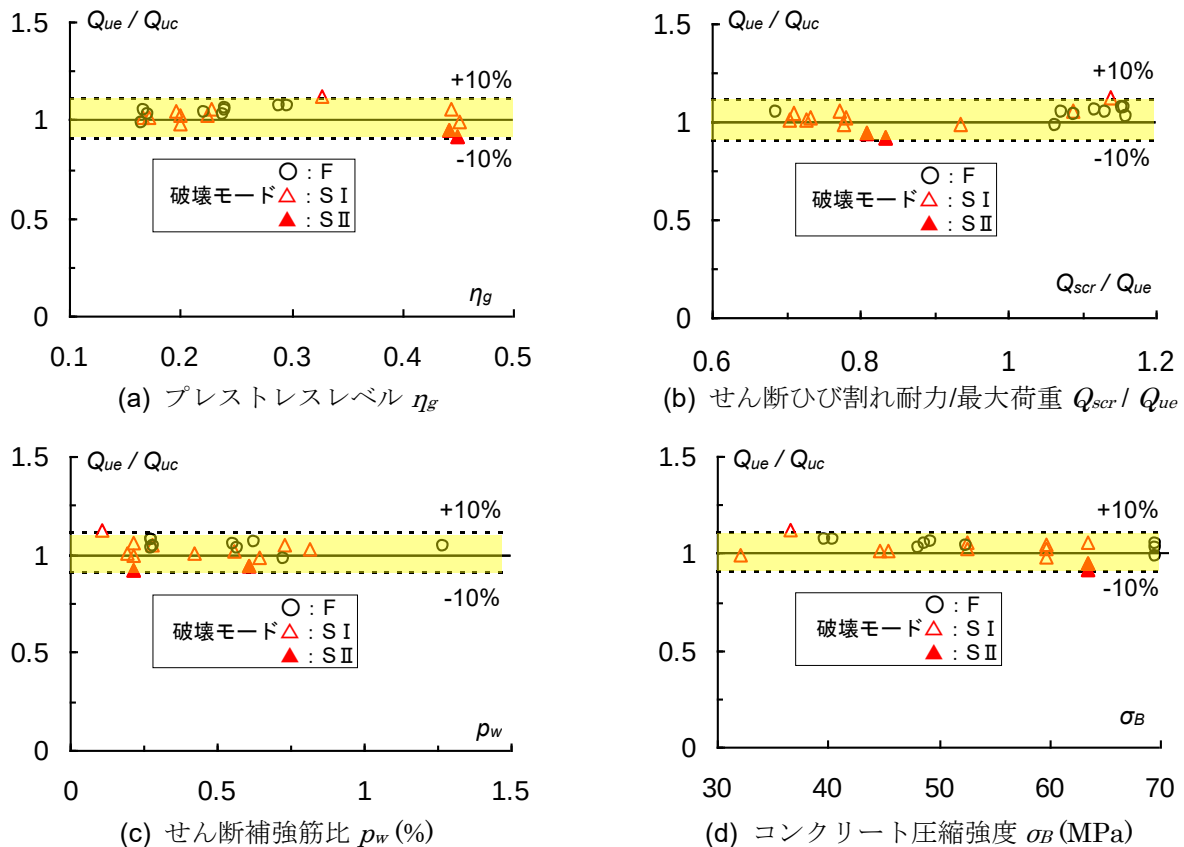
図-4 曲げ終局時の応力

$$Q_{uc} = \frac{T_{pe}}{L} \left(D - \frac{T_{pe}}{b \cdot \sigma_B} \right) \quad \text{----- (3)}$$

ここに, b : 部材断面の幅, D : 部材断面の全せい

N : 軸方向力, σ_B : コンクリート圧縮強度

T_{pe} : 最大荷重時の PC 鋼材引張力の計測値



【註】破壊モード：F = 曲げ破壊

S I = せん断破壊で、せん断ひび割れが最大荷重とほぼ同時に発生

S II = せん断破壊で、最大荷重経験前にせん断ひび割れが発生

図-5 Q_{ue} / Q_{uc} と諸要因の相関

表-3 Q_{ue} / Q_{uc} の諸元

破壊モード	試験体数	平均値	変動係数(%)	不合格(%)
曲げ破壊 (F)	12	1.016	5.115	8.333
せん断破壊 (S)	9	1.043	2.606	0
F+S	21	1.027	4.357	4.762

【註】不合格率 $Q_{ue} / Q_{uc} > 1.1$ または、 $Q_{ue} / Q_{um1} < 0.9$ を満たす試験体の割合

4. 非線形有限要素法解析による部材内の応力状態の検討

有限要素法を用いて、せん断破壊を起こす逆対称曲げを受ける試験体の応力状態に対して検討を加える。具体的には、せん断補強筋比を要因とするせん断スパン比 1 の試験体 2 体とせん断スパン比 0.75, 0.5 の試験体の破壊性状と曲げ危険断面での応力状態に検討を加えると共に、後者のようなせん断スパン比が極端に小さい試験体でも、最大荷重を曲げ耐力で評価できるか否かを明らかにする。

4.1 解析概要

表-4 に試験体諸元を、表-5 に解析に用いた材料諸元を示す。表-4 中、PW02 と PW04 の 2 体は、逆対称曲げ漸増載荷実験を実施している。載荷実験を行った PW02 と PW04 の材料諸元には材料試験結果を、載荷実験を行っていない SR075 と SR05 の材料諸元には PW02 の材料試験結果を用いた。

解析に使用したソフトは、FINAL ver. 11.2 である。コンクリートは 4 節点平面応力要素とし、PC 鋼材、せん断補強筋、スタブ鉄筋は、トラス要素とした。PC 鋼材は水平剛性ゼロのボンドリンクを介してコンクリート要素と結合させ、せん断補強筋とスタブ鉄筋は埋め込み要素とした。コンクリートの圧縮応力-歪関係には、上昇域は修正 Ahmad モデル²³⁾、軟化域は中村・桧貝らのモデル²⁴⁾を用い、引張応力-歪関係には、

出雲らのモデル²⁵⁾を採用した。図-6に解析モデルを示す。境界条件は、同図に示すように片側スタブは拘束、他方のスタブは平行を保持させるよう強制変位を与えることで、逆対称曲げ載荷を再現した。

表-4 試験体諸元

試験体名	せん断補強筋比		$P_e(\text{kN})$	$L/(2D)$	L (mm)	L_{ub} (mm)
	$p_w(\%)$	配筋				
PW04	0.42	D6-@75	664.8	1.0	900	2200
PW02	0.19	D4-@75	698.0			
SR075						
SR05						

【共通因子】断面： $b=200\text{mm}$ $D=450\text{mm}$

【記号】 p_w : せん断補強筋比 $L/(2D)$: せん断スパン比 L_{ub} : PC 鋼材のアンボンド領域長さ

表-5 材料諸元

試験体	せん断補強筋			コンクリート		
	径 (材種)	σ_{wy} (MPa)	E (GPa)	σ_B (MPa)	E (GPa)	σ_T (MPa)
PW04	D6 (SD295)	437	186	44.6	32.0	3.35
PW02	D4 (SD295)	368	189	45.4	31.7	3.38
SR075						
SR05						

PC 鋼棒：直径 = 26mm σ_{py} = 1192MPa E = 200GPa

【記号】 σ_{pv} : PC 鋼材の降伏強度 σ_T : 割裂強度 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度

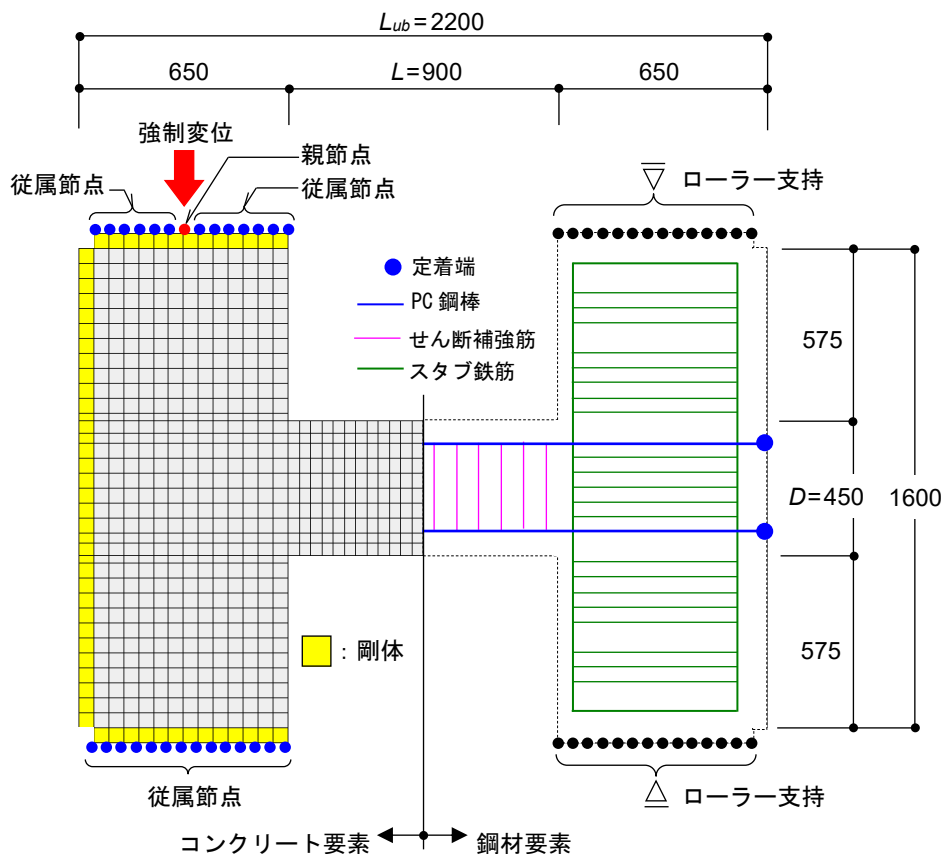


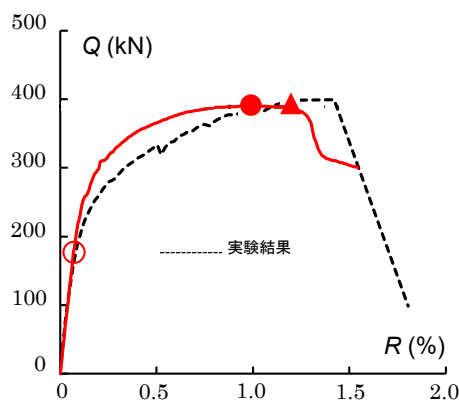
図-6 解析モデル(PW02,PW04)

4.2 解析結果

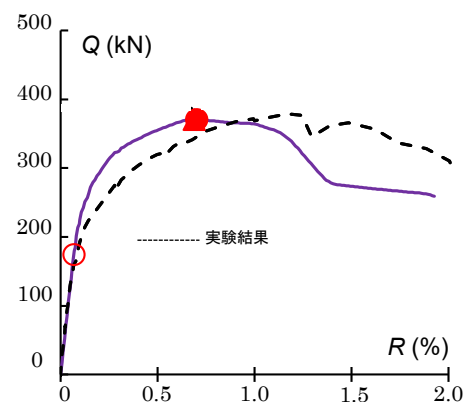
4.2.1 荷重一部材角関係と破壊モード

図-7(a), (b)は PW02 と PW04 の荷重一部材角関係の実験結果（破線）と解析結果（実線）を、図-7(c), (d)は SR075 と SR05 の荷重一部材角関係の解析結果を示したものである。図-8(a)は PW02 の最大荷重時と破壊後の損傷状況の実験結果と解析結果, 図-8(b)は SR05 の破壊過程を示したものである。これらの図より、以下のことが指摘できる。

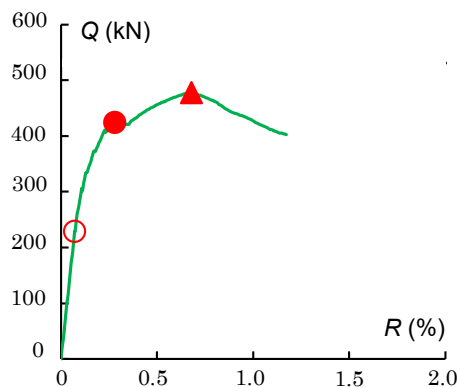
- 1) PW02 と PW04 の最大荷重の解析値は実験値と概ね一致している。
- 2) PW02 と PW04 の実験で観測された破壊モードは、最大荷重に達した後に発生したせん断ひび割れが対角線方向に伸展し、急激な耐力低下を起こす破壊モード S I であった。図-7(a), (b)と図-8(a)に示した解析結果は、この破壊モード S I を再現できている。
- 3) SR075 と SR05 は、最大荷重に達する前に反曲点近傍にせん断ひび割れが発生し、せん断ひび割れの進展によって急激な耐力低下を起こす破壊モード S II であった。
- 4) せん断ひび割れ荷重から最大荷重に達するまでの増分荷重は、SR05 のほうが SR075 より大きかった。



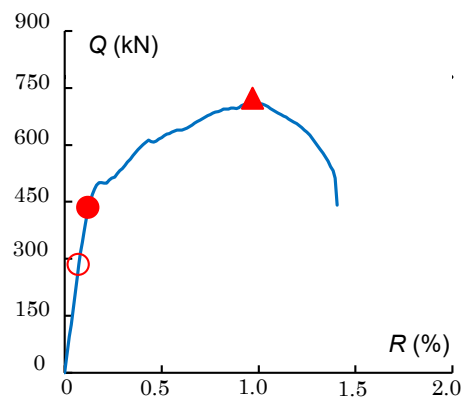
(a) PW02



(b) PW04



(c) SR075



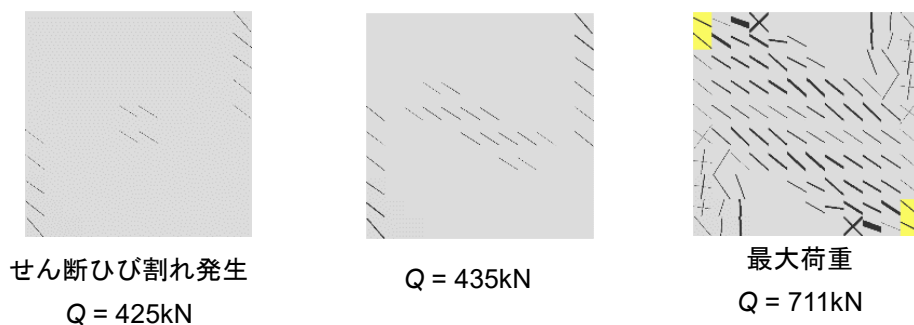
(d) SR05

○ 曲げひび割れ発生 ● せん断ひび割れ発生 ▲ 最大荷重

図-7 荷重 Q - 部材角 R 関係

	解析結果	実験結果
最大荷重時	 $R = 0.98\%$	 $R = 1.42\%$
最終破壊状況	 $R = 1.37\%$	 $R = 1.80\%$

(a) PW02



(b) SR05

■ ひずみ軟化 — ひび割れ

図-8 破壊状況

4.2.2 最小主応力

図-9 は、各断面における最大荷重時の最小主応力分布を示したものである。図-9 より、以下のことが指摘できる。

1) 破壊モードが S I の試験体（以後、S I 試験体）である PW02（図中、—●—）と PW04（図中、—●—）の最小主応力は、反曲点位置の◎断面では一様分布、①、②断面では、圧縮域では中立軸からの距離に比例している。曲げ危険断面の◎断面では、圧縮縁近傍がひずみ軟化域に入っているため、最大値は、圧縮縁から少し内側に入った位置に生じている。また、これらの試験体の引張側の値は極めて小さい。以上の最小主応力の分布状況より、S I 試験体は、最大荷重時には曲げ部材として挙動しており、対角線方向に形成される圧縮ストラットに対応するような性状は見られない。

2) 破壊モードが S II の試験体（以後、S II 試験体）である SR075（図中、—●—）と SR05（図中、—●—）は、曲げ危険断面位置の◎断面における最小主応力の分布において、S I 試験体との間に差異は見られず、圧縮縁近傍がひずみ軟化しており、最大値は圧縮縁から少し内側に入った位置に生じていることが分かる。このことから、曲げ危険断面の最小主応力分布は、S I 試験体と変わることはなく、曲げ部材としての性状を示しているといえる。しかしながら、S II 試験体は、曲げ危険断面から離れるに従って曲げ部材としての挙動から逸脱し、最大値が部材両端の圧縮域を結ぶ対角線上に移行する傾向が見られ、対角線方向に形成された圧縮ストラットに対応した応力伝達機構に移行している。また、その傾向は SR075 より SR05 のほうが顕著に表れており、①、②、◎断面の最小主応力の値も SR05 のほうが大きくなっている。これは、SR075 より SR05

の方がせん断ひび割れ後の荷重増分が大きいと、最大荷重に達するまでの間にせん断ひび割れの伸展、開口が顕著であったためと考えられる。このことは、図-9(e)からもうかがえる。同図中、---●--- は、各断面で最小主応力が圧縮側で最大となる位置をプロットしたものである。この図から、SR05 の最大値は部材の対角線上にあり、アーチ機構に対応しているといえる。

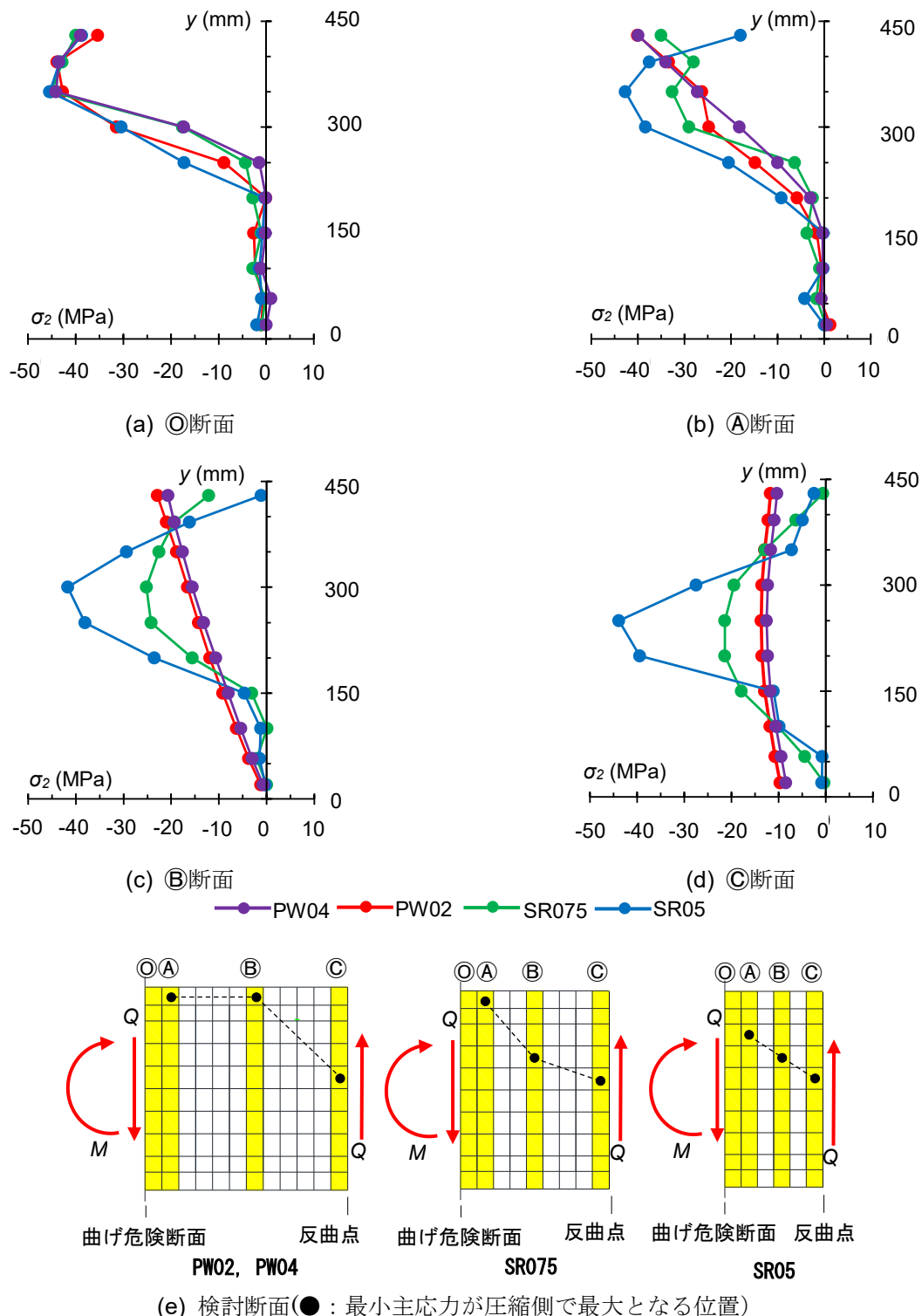


図-9 最大荷重時の最小主応力 σ_2 の分布

4.2.3 材軸直交方向の圧縮応力

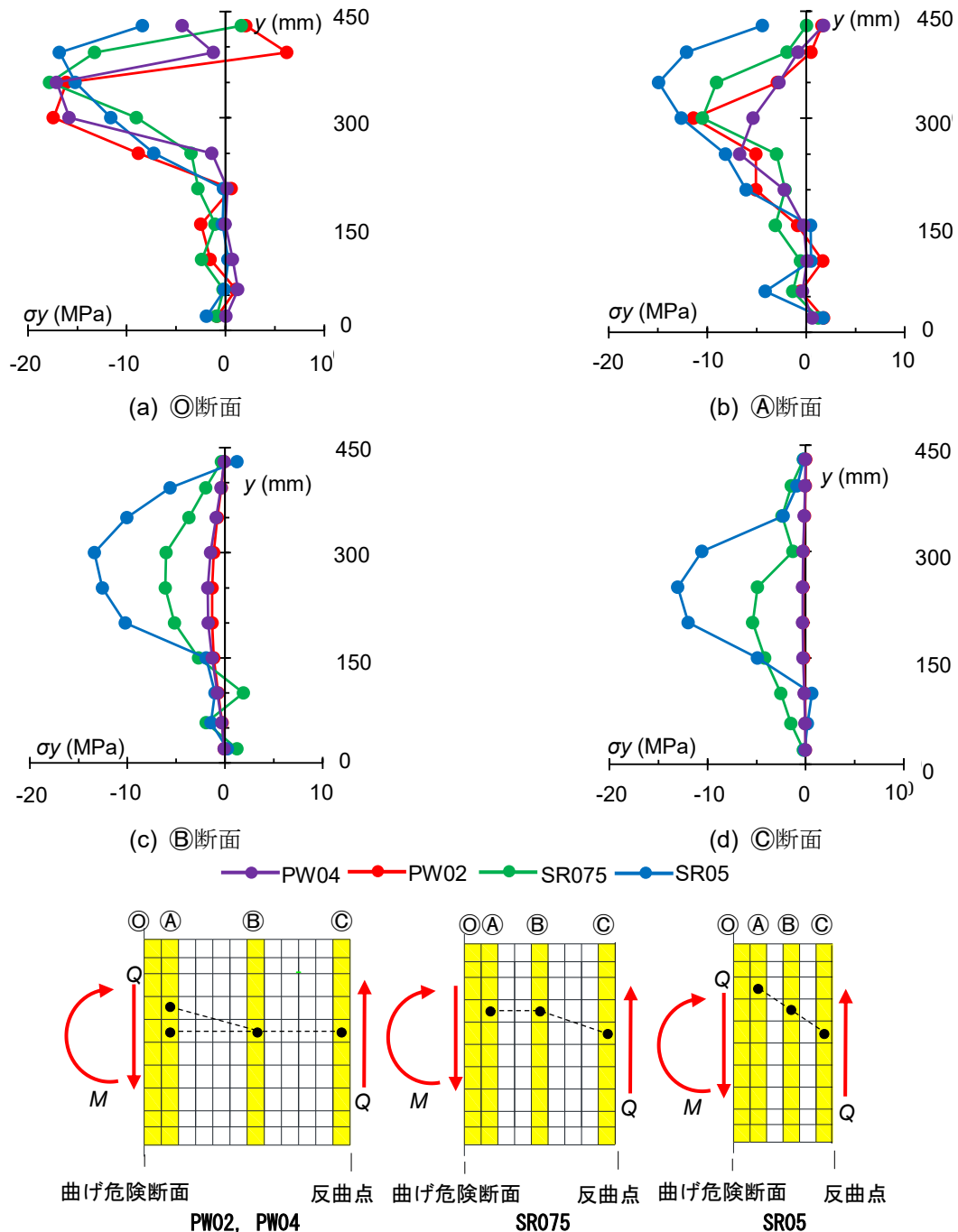
図-10 は、各断面における最大荷重時の材軸直交方向の圧縮応力 σ_y の分布を示したものである。これらの図より、S I 試験体 PW02 (図中、---●---) と PW04 (図中、---●---) については、端部では 15MPa 以上の値になっているが、反曲点に近づくに従って減少し、反曲点位置の断面③ではゼロとなっている。S II 試験体

SR075 (図中, ●—) と SR05 (図中, ●—) については以下のことが指摘できる。

1) 曲げ危険断面位置の断面◎では、破壊モード S I の試験体同様、最大値が 15MPa を越える大きい値となっており、最小主応力分布同様、S I 試験体との間に大きな違いは認められない。

2) SR05 の材軸直交方向の圧縮応力は、反曲点に近づいても、最大値がほとんど変化せず、約 15MPa を保持している。これに対して、SR075 の材軸直交方向の圧縮応力は、破壊モード S I 試験体 PW02, PW04 ほど顕著ではないが、反曲点に近づくほど減少している。

3) 図-10(e)中の ---●--- を見ると分かるように、材軸直交方向の圧縮応力の最大値は、最小主応力同様、曲げ危険断面から離れるに従って最大値が部材両端の圧縮域を結ぶ対角線上に移行する傾向が見られる。特に、SR05 の鉛直圧縮応力が最大となる位置は、図-9(e)と比較してみれば分かるように、最小主応力が最大となる位置に一致しており、部材両端の圧縮域を結ぶ対角線上にある。



(e) 検討断面(●: 鉛直圧縮応力が圧縮側で最大となる位置)

図-10 最大荷重時の材軸直交方向の圧縮応力 σ_y の分布

4.2.4 解析結果を用いた曲げ耐力の検討

有限要素法による荷重が最大値 Q_{uFEM} に達した時の PC 鋼材の引張力 T_{pFEM} とコンクリート圧縮強度 σ_B を応力とする等価矩形ストレスブロックを用いて試験体の曲げ耐力 Q_u を求めると、(4)式のようになる。

$$Q_u = \frac{T_{pFEM}}{L} \left(D - \frac{T_{pFEM}}{b \cdot \sigma_B} \right) \text{-----(4)}$$

ここに、 b ：部材断面の幅、 L ：部材の内法スパン、 σ_B ：コンクリート圧縮強度

T_{pFEM} ： Q_{uFEM} 時の有限要素法による PC 鋼材引張力の解析値

図-11 は、横軸にせん断スパン比 $L / (2D)$ 、縦軸に有限要素法による最大荷重 Q_{uFEM} を(4)式による曲げ耐力で除したものの Q_{uFEM} / Q_u を取り、PW02, PW04, SR075, SR05 の結果をプロットしたものである。図-11 より以下のことが指摘できる。

1) 総ての試験体の Q_{uFEM} / Q_u は 1.0 以上、1.1 以下の範囲内に収まっており、(4)式による曲げ耐力は、有限要素法による最大荷重をかなり精度よく評価できている。

2) Q_{uFEM} / Q_u は、せん断スパン比 $L / (2D)$ や破壊モードが S I（最大荷重とほぼ同時にせん断ひび割れが発生）（図中、 $\triangle$ ）であるか、S II（最大荷重に達する前にせん断ひび割れが発生）（図中、 $\blacktriangle$ ）であるかに依存していない。

これより、SR05 のように応力状態が対角線状圧縮ストラットに対応しているようなものでも、最大荷重は曲げ耐力式で評価できていることが分かる。

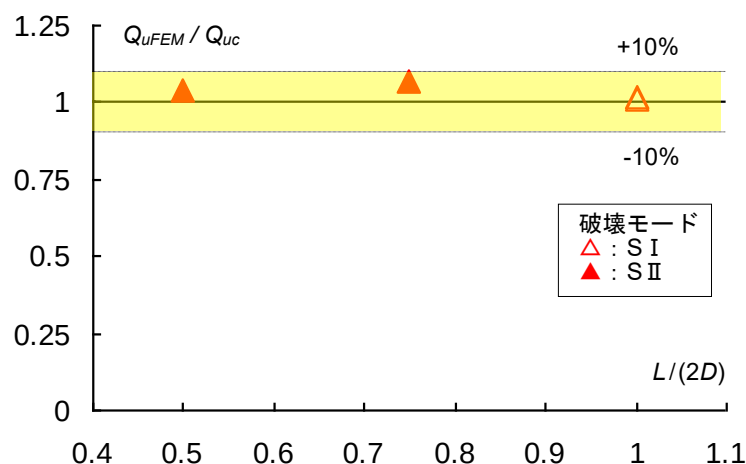


図-11 Q_{uFEM} / Q_u とせん断スパン比 $L / (2D)$ 、破壊モードの相関

5. 理論式による部材内の応力状態の定式化

逆対称曲げを受けるアンボンド部材のコンクリート圧縮応力の合力の作用位置は、曲げの釣合い条件から、部材両端の圧縮域を結ぶ対角線上に作用しなければならない。これに伴い、曲げ部材においては、中立軸深さが曲げ危険断面に近づくほど減少する。その結果、曲げ圧縮応力とせん断応力は曲げ危険断面に近づくほど増大することになる。周知のように、せん断応力は、微小区間における曲げ圧縮力の変化分との材軸方向の釣合条件から求めることができる。

今まで定式化されていない材軸直交方向の圧縮応力 σ_y についても、これと全く同様の考え方で、微小区間の左断面と右断面に作用するせん断力の変化分との材軸直交方向の釣合条件から求めることが可能である。ここでは、鉛直圧縮応力を求める理論式を提案し、これを考慮することで、引張主応力がゼロとなること、すなわち、コンクリート圧縮域の応力が一軸圧縮応力状態になることを示す。

5.1 解析モデルと解析上の仮定

解析モデル 図-12 はコンクリートの曲げ圧縮応力、せん断応力、材軸直交方向の圧縮応力を求めるための

解析モデルであり、このモデルを基に検討を進める。なお、最大荷重前に発生したせん断ひび割れによってせん断破壊を起こす SII 部材についても、曲げ危険断面に限定すれば、このモデルの適用が可能であると考えている。

解析上の仮定

- 1) 曲げ危険断面のコンクリート圧縮応力-ひずみ関係は (σ_B, ϵ_B) を頂点とする二次曲線で与える。
- 2) 曲げ危険断面の中立軸距離 n 、同圧縮合力作用位置 Y と曲げ危険断面から x スパン内側に入った断面 (以後、検討断面) の中立軸距離 n_x 、同圧縮合力作用位置 Y_x 間には、以下の関係が成立する。

$$n_x = (Y_x / Y) \cdot n \text{------(5a)}$$

$$\text{ここに,} \quad Y_x = Y + \lambda \cdot x \text{------(5b)}$$

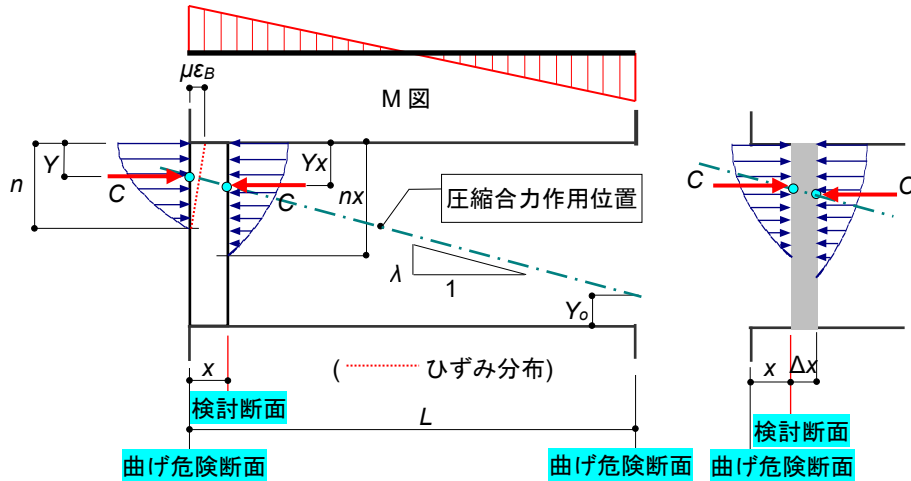


図-12 逆対称曲げ部材のコンクリート圧縮応力

5.2 部材内応力の定式化

5.2.1 曲げ圧縮応力

曲げ危険断面($x = 0$)において圧縮縁から y 離れた位置の曲げ圧縮応力 $\sigma_x(0)$ は、縁ひずみを $\mu \epsilon_B$ とすると、仮定 1) より、(6)式で与えられる。

$$\sigma_x(0) = \mu \cdot \sigma_B \left(1 - \frac{y}{n}\right) \left\{2 - \mu \left(1 - \frac{y}{n}\right)\right\} \text{------(6)}$$

圧縮合力 C は、(6)式を $[0, n]$ で積分することにより、以下のように求まる。

$$C = b \cdot n \cdot \sigma_B \cdot \mu \cdot \left(1 - \frac{\mu}{3}\right) \text{------(7)}$$

これより、せん断力は、

$$Q = \lambda \cdot C = \lambda \cdot b \cdot n \cdot \sigma_B \cdot \mu \cdot \left(1 - \frac{\mu}{3}\right) \text{------(8)}$$

$$\text{ここに,} \quad \lambda = \frac{D - 2Y}{L} \text{------(9a)}$$

曲げ危険断面の圧縮縁から圧縮合力作用位置までの距離 Y は、下式のように表される。

$$Y = M_o / C \text{------(9b)}$$

ここに、 M_o は曲げ危険断面における圧縮合力の圧縮縁に関するモーメントであり、下式によって求まる。

$$M_o = b \int_0^n \sigma_x(0) \cdot y \cdot dy = \frac{\mu}{12} \cdot \sigma_B \cdot b \cdot n^2 (4 - \mu) \text{------(9c)}$$

(7)式と(9c)式を(9b)式に代入すると、 Y は以下のように求まる。

$$Y = \frac{(4-\mu) \cdot n}{4(3-\mu)} \text{-----(9d)}$$

圧縮合力はどの断面でも等しいので、検討断面の圧縮縁から y 離れた位置の曲げ圧縮応力は、下式で与えられる。

$$\sigma_x(x) = \mu \cdot \sigma_B \left(\frac{n}{n_x} \right) \left\{ 1 - \frac{y}{n_x} \right\} \left\{ 2 - \mu \left(1 - \frac{y}{n_x} \right) \right\} \text{-----(10)}$$

ここに、 n_x は(5)式による。

5.2.2 セン断応力

図-13 は、図-12 中、薄墨で描いた微小区間 Δx を圧縮縁から y の位置で切り取ったフリーボディー（以後、フリーボディー）に作用する水平方向の応力を示したものである。

せん断応力 $\tau(x)$ は、フリーボディーの水平方向の釣り合い条件より、下式のようになる。

$$\tau_{xy}(x) = -(\partial C / \partial x) / b \text{-----(11)}$$

図-13 中、検討断面に作用する圧縮力は(12)式で与えられる。

$$\begin{aligned} C &= b \int_0^{y_x} \sigma_x(x) dx = b \mu \sigma_B \left(\frac{n}{n_x} \right) \int_0^{n_x} \left\{ 1 - \frac{y}{n_x} \right\} \left\{ 2 - \mu \left(1 - \frac{y}{n_x} \right) \right\} dx \\ &= b \cdot y \cdot \sigma_B \left(\frac{Y}{Y_x} \right) \left\{ \mu \left(2 - \frac{y}{n_x} \right) - \mu^2 \left(1 - \frac{y}{n_x} + \frac{y^2}{3n_x^2} \right) \right\} \end{aligned} \text{-----(12)}$$

せん断応力は、(12)式を x で微分したものを(11)式に代入することにより、(13a)式のように求まる。

$$\tau_{xy}(x) = \frac{\lambda \cdot \mu \cdot \sigma_B \cdot y}{Y} \left(\frac{n}{n_x} \right)^2 \left[2 - \frac{2y}{n_x} - \mu \left(1 - \frac{y^2}{n_x} \right)^2 \right] \text{-----(13a)}$$

曲げ危険断面では $x = 0$ ，すなわち、 $n_x = n$ であるから、同位置におけるせん断応力は(13a)式に $n_x = n$ を代入することによって以下のように求まる。

$$\tau_{xy}(0) = \frac{\lambda \cdot \mu \cdot \sigma_B \cdot y}{Y} \left[2 - \frac{2y}{n} - \mu \left(1 - \frac{y}{n} \right)^2 \right] \text{-----(13b)}$$

5.2.3 材軸直交方向の圧縮応力

材軸直交方向の圧縮応力 σ_y の理論式を誘導する。図-14 は、図-12 中の微小区間 Δx を圧縮縁から y の位置で切り取ったフリーボディーに作用するせん断力を示したものである。このフリーボディーの検討断面に作用するせん断力は(13a)式を $[0, y]$ で積分することによって、(14)式のように求まる。

$$\begin{aligned} Q &= b \int_0^y \tau_{xy}(x) \cdot dy \\ &= \frac{\lambda \cdot \mu \cdot b \cdot \sigma_B \cdot Y}{(Y + \lambda \cdot x)^2} \left[y^2 - \frac{y^3}{3n_x} + \mu \left(\frac{y^3}{3n_x} - \frac{y^2}{2} - \frac{y^4}{12n_x^2} \right) \right] \\ &\quad - \frac{\lambda \cdot \mu \cdot b \cdot \sigma_B \cdot n}{3(Y + \lambda \cdot x)} \left[\frac{y^3}{n_x^2} + \mu \left(\frac{y^4}{2n_x^3} - \frac{y^3}{n_x^2} \right) \right] \end{aligned} \text{-----(14)}$$

ここに、 n_x は(5)式による。

図-14 に示すフリーボディーの鉛直方向の釣り合い条件より、鉛直圧縮応力は、

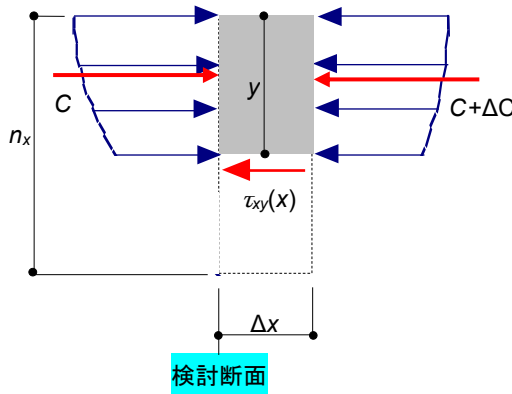
$$\sigma_y(x) = -(\partial Q / \partial x) / b \text{-----(15a)}$$

(14)式を x で微分し, (15a)式に代入すると, (15b)式が得られる.

$$\sigma_y(x) = \mu \cdot \sigma_B \left(\frac{\lambda \cdot y}{Y} \right)^2 \left(\frac{n}{n_x} \right)^3 \left[2 - \frac{2y}{n_x} - \mu \left(\frac{y}{n_x} - 1 \right)^2 \right] \text{-----(15b)}$$

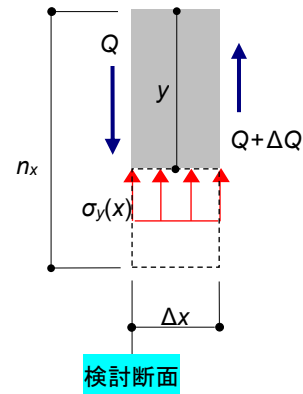
曲げ危険断面は $x = 0$ であるから, (5)式より, $n_x = n$ となる. したがって, 同位置の鉛直圧縮応力は下式で与えられる.

$$\sigma_y(0) = \mu \cdot \sigma_B \left(\frac{\lambda \cdot y}{Y} \right)^2 \left[2 - \frac{2y}{n} - \mu \left(\frac{y}{n} - 1 \right)^2 \right] \text{-----(15c)}$$



$$\tau_{xy}(x) \cdot b \cdot \Delta x + \Delta C = 0 \quad \Delta C = \{\partial C / \partial x\} \Delta x$$

図-13 X 方向の釣合条件



$$\sigma_y(x) \cdot b \cdot \Delta x + \Delta Q = 0 \quad \Delta Q = (\partial Q / \partial x) \Delta x$$

図-14 Y 方向の釣合条件

5.2.4 主応力

検討断面の圧縮域の圧縮主応力 σ_2 と引張主応力 σ_1 は, 圧縮を正にとると, 下式で与えられる.

$$\sigma_2, \sigma_1 = \frac{\sigma_x(x) + \sigma_y(x)}{2} \pm \sqrt{\left\{ \frac{\sigma_x(x) - \sigma_y(x)}{2} \right\}^2 + \{\tau_{xy}(x)\}^2} \text{-----}$$

(16)

その具体的な形は, (16)式に(10)式, (13a)式, (15b)式を代入することによって, 以下のように求まる.

$$\sigma_1 = 0 \text{-----(17a)}$$

$$\sigma_2 = \mu \cdot \sigma_B \left(\frac{n}{n_x} \right) \cdot \left[1 + \left(\frac{\lambda \cdot y}{Y_x} \right)^2 \right] \times \left[2 - \frac{2y}{n_x} - \mu \left(1 - \frac{y^2}{n_x} \right)^2 \right] \text{-----(17b)}$$

(17a)式は, (15b)式による材軸直交方向の圧縮応力によって, 圧縮領域の引張主応力がゼロ, すなわち, 一軸圧縮応力状態となっていることを示している. このことが, アンボンド PCaPC 部材の曲げ耐力に達するまでは, 対角線状せん断破壊が起こらない原因となっている.

6. アンボンド PCaPC 部材の耐力式の提案

3～5 章では, アンボンド PCaPC 部材の最大荷重が破壊モードに関わりなくコンクリートの圧縮応力 σ_B のストレスブロックを用いた曲げ耐力によって評価できることを明らかにしてきた. ここでは, この結論を踏まえ下界定理を用いてアンボンド PCaPC 部材の曲げ耐力式を提案し, 3 章の検討で用いた 63 体の試験体から得られた最大荷重との比較検討を行う.

6.1 検討方針

検討対象とする試験体 検討の対象は、逆対称曲げを受ける長方形断面を有するアンボンド PCaPC 部材とアンボンド RC 部材であり、PCaPC 部材については、せん断補強筋を保持する組立筋は曲げ危険断面の前面でカットオフされている。また、軸方向鋼材は図心軸に関して対称配筋されている。

解析上の仮定 曲げ耐力式の誘導に際しては、以下のような仮定を設定した。

- 1) 軸方向力とコンクリートの応力は圧縮をプラス、軸方向鋼材の応力は引張をプラスとする。
- 2) コンクリートは、長方形のストレスブロックを仮定し、高強度コンクリートについては、前掲の PC 技術基準式に従った低減²²⁾を行う。
- 3) 組立筋は、耐力に寄与しない。
- 4) 曲げ耐力時の軸方向鋼材の引張力は、有効プレストレス力と増分引張力の和で与える。
- 5) 軸方向鋼材の増分ひずみは、PC 鋼材の有効せい d_p に比例し、軸方向鋼材の付着が除去されている領域の長さ L_{ub} に反比例するものとする。
- 6) 軸方向鋼材は引張のみに抵抗し、圧縮には抵抗しない。

6.2 材料強度

コンクリートの上限強度 σ_{cu} は仮定 2) より、

$$\sigma_{cu} = \alpha \cdot \sigma_B \text{-----(18)}$$

ここに、 $\alpha = \sqrt{60/\sigma_B}$ ただし、 $\alpha \leq 1$

軸方向鋼材 軸方向力 T の範囲は(19)式で規定した。

$$0 \leq T \leq S_u \text{-----(19)}$$

上式において、上限強度 S_u は、軸方向鋼材の引張力の上限値であり、仮定 4) より、下式で与える。

$$S_u = P_e + \Delta T = P_e + E \cdot c \cdot (d_p / L_{ub}) \cdot a_{pg} \leq T_{py} \text{-----(20)}$$

ここに、 P_e = 有効プレストレス力、 L_{ub} = PC 鋼材の付着が除去されている領域の長さ

a_{pg} = PC 鋼材の総断面積、 T_{py} = PC 鋼材の降伏荷重、 E : PC 鋼材のヤング係数、 c : 未定係数

ただし、軸方向力が引張の条件下での S_u は ($N = 0$, $P_e + \Delta T$) と ($N = -T_{py}$, $S_u = T_{py}$) の間を直線補間する。すなわち、

$$N < 0 : S_u = \left(\frac{P_e + \Delta T}{T_{py}} - 1 \right) \cdot N + (P_e + \Delta T) \text{-----(21)}$$

(20)式中、 c は未定応力で、6.3.2 で具体的な値を与える。

6.3 曲げ耐力式

6.3.1 曲げ耐力式の誘導

曲げ耐力式の誘導に際しては、前節の仮定 2) に従い、図-15(a)のような等価矩形ストレスブロックを仮定した。図-15 より、終局モーメントは下式のようになる。

$$M_u = \left(\frac{D}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{N_o} \right) \cdot C \text{-----(22)}$$

ここに、 $N_o = b \cdot D \cdot \sigma_{cu}$ 、 C : ストレスブロックの合力

(22)式に極値を与える $C = C_u$ は、 $\frac{\partial M_u}{\partial C} = 0$ より、

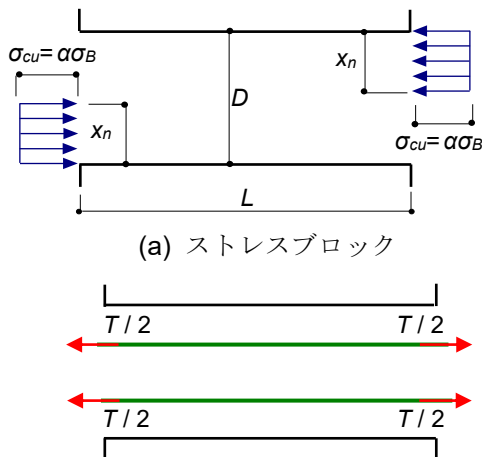
$$C = C_u = N_o / 2 \text{-----(23)}$$

(18)式～(21)式と(23)式の条件下で(22)式に下界定理を適用すると、終局せん断力は以下のようになる。

$$N < C_u - S_u : Q_{um} = \left(\frac{D}{L} \right) \cdot \left(1 - \frac{N + S_u}{N_o} \right) \cdot (N + S_u) \text{-----} (24a)$$

$$C_u - S_u \leq N \leq C_u : Q_{um} = \frac{2M_{uu}}{L} = \frac{N_o \cdot D}{4L} \text{-----} (24b)$$

$$N > C_u : Q_{um} = \left(\frac{D}{L} \right) \cdot \left(1 - \frac{N}{N_o} \right) \cdot N \text{-----} (24c)$$



(a) ストレスブロック
(b) 軸方向鋼材
図-15 曲げ終局時の応力

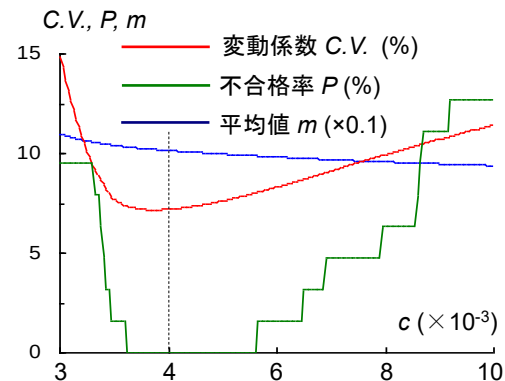


図-16 未定係数 c と計算精度

6.3.2 未定係数 c の確定

図-16 は、3 章で示した 63 体の試験体¹⁾⁻²⁰⁾について(20)式中の未定係数 c と最大荷重の実験値 Q_{ue} を(18)式～(24)式による計算値 Q_{um} で除したものの平均値 (図中、—), 変動係数 $C.V$ (図中、—), Q_{ue}/Q_{um} の値が 0.8 未満, または 1.2 を超える試験体の割合 P (図中、—) の関係を示したものである。この図より、 c は変動係数極小値とした。

$$\text{すなわち, } c = 4 \times 10^3 \text{-----} (25)$$

6.4 提案曲げ耐力式の実験結果に対する適合性

図-17(a)～(f)は、縦軸に最大荷重の実験値を提案曲げ耐力式による計算値で除したもの Q_{ue}/Q_{um} を、横軸に(a)せん断スパン比 $L/(2D)$, (b)アンボンド領域長さ / PC 鋼材有効せい L_{ub}/d_p , (c)有効プレストレス力 / PC 鋼材の降伏荷重 P_e/T_{py} , (d)コンクリート圧縮強度 σ_B , (e)せん断補強筋比 p_w , (f)軸力比+プレストレスレベル $\eta_o + \eta_g$ を取り、これらの平面に 3 章に示す 63 体の結果をプロットしたものである。表-6 は Q_{ue}/Q_{um} の平均値, 変動係数, 不合格率 (Q_{ue}/Q_{um} の値が 0.8 未満または 1.2 を超える資料の割合) を示したものである。

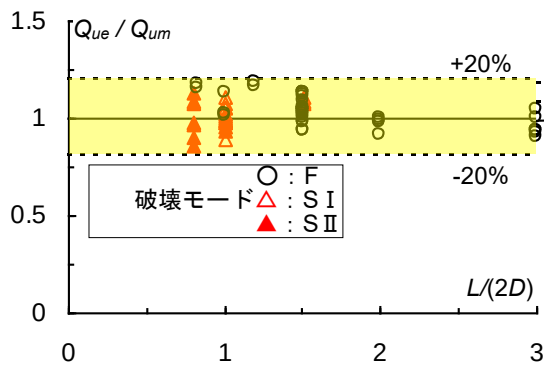
図-17 と表-6 より、以下のことが指摘できる。

1) Q_{ue}/Q_{um} はすべて黄色の領域で示した 0.8～1.2 の範囲に収まっている。また、全資料に関する Q_{ue}/Q_{um} の平均値と変動係数は、それぞれ 1.026, 7.294% であり、計算精度は高いといえる。また、この式は、通常の PCaPC 試験体だけでなく P_e/T_{py} が 0.25 を下回るものやアンボンド RC (図-17 (c)中、 $P_e/T_{py} = 0$ の試験体) に対しても高い適合性を示している。

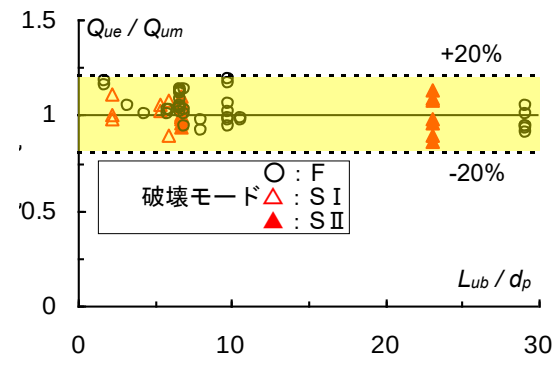
2) 破壊モード別の Q_{ue}/Q_{um} の平均値と変動係数は、せん断破壊を起こした試験体で、それぞれ 1.014, 7.01%, 曲げ破壊を起こした試験体で 1.034, 7.36% となっており、提案式は、いずれの破壊モードに対しても高い計算精度を有しているといえる。これより、提案式は曲げ破壊を起こした試験体だけでなくせん断破壊を起こした試験体にも適用できていることが分かる。

本章で説明した提案式の成り立ちから、せん断スパン比などの諸要因に対する適用範囲は定めていないが、

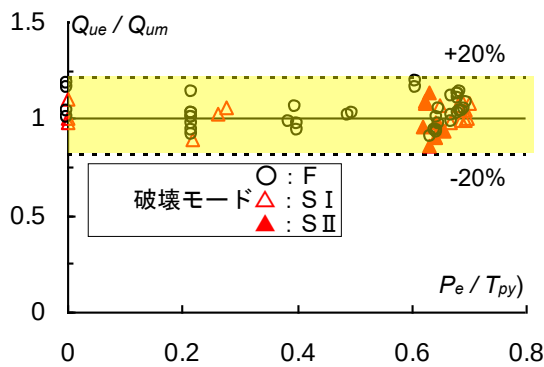
図-17 に示すように主だった要因に対する依存関係はみられていない。少なくとも検証で用いた試験体の範囲内において適用可能である。



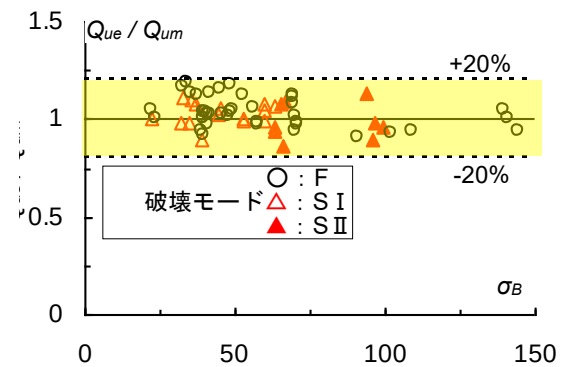
(a) せん断スパン比 $L / (2D)$



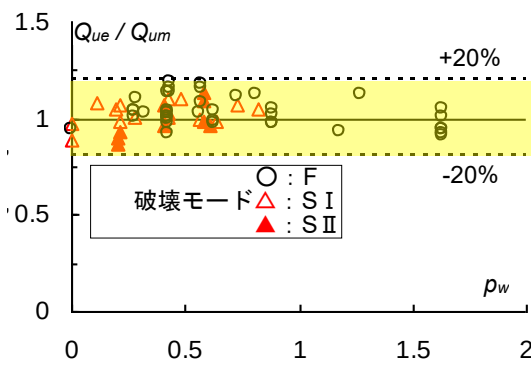
(b) アンボンド領域長さ/PC 鋼材有効せい L_{ub} / d_p



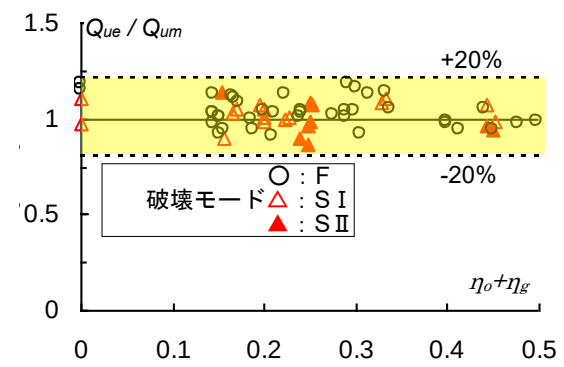
(c) 有効プレストレス力 / PC 鋼材の降伏荷重
 P_e / T_{py}



(d) コンクリート圧縮強度
 σ_B (MPa)



(e) せん断補強筋比 p_w (%)



(f) 軸力比 η_o + プレストレスレベル η_g

【註】破壊モード：F = 曲げ破壊

S I = せん断破壊で、せん断ひび割れが最大荷重とほぼ同時に発生

S II = せん断破壊で、最大荷重経前にもせん断ひび割れが発生

図-17 Q_{ue} / Q_{um} と諸要因の相関

表-6 Q_{ue} / Q_{um} の諸元

破壊モード	試験体数	平均値	変動係数(%)	不合格率(%)
曲げ破壊(F)	39	1.034	7.36	0
せん断破壊(S)	24	1.014	7.01	0
F+S	63	1.026	7.29	0

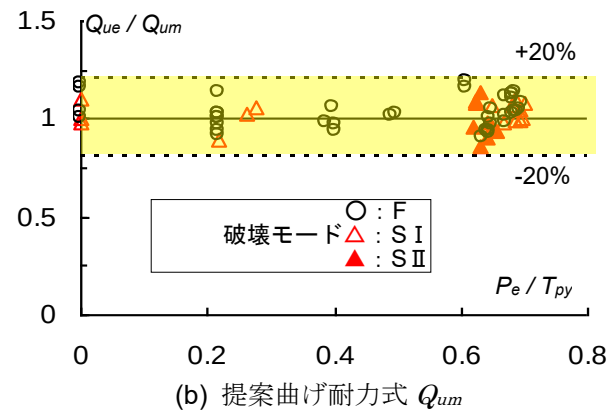
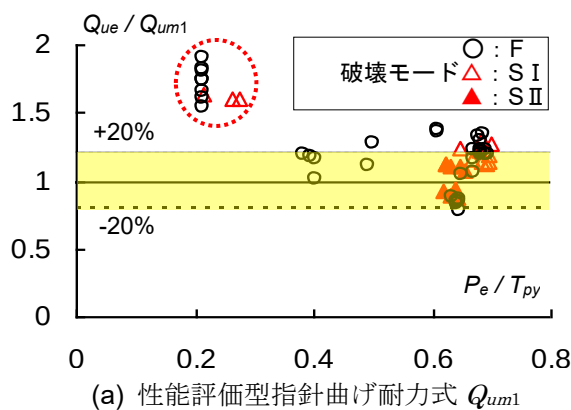
【註】不合格率 $Q_{ue} / Q_{um} > 1.2$ または、 $Q_{ue} / Q_{um} < 0.8$ を満たす試験体の割合

6.5 関連基規準の耐力式との比較

ここでは、3 章の検討で用いた試験体の最大荷重の実験値を用いて、関連基規準中の曲げ耐力式、せん断耐力式と、提案曲げ耐力式の比較検討を行う。

6.5.1 PC 性能評価指針の曲げ耐力式との比較

図-18 は、3.2.1 の(1a)式に示した性能評価型指針曲げ耐力式 Q_{um1} と提案曲げ耐力式 Q_{um} の最大荷重実験結果 Q_{ue} に対する適合性について比較、検討したものである。横軸は、どちらも有効プレストレス力 / PC 鋼材の降伏荷重 P_e / T_{py} を取っている。図-18 より、 Q_{ue} / Q_{um1} は、有効プレストレス力が PC 鋼材降伏荷重の 25% を下回る有効引張応力度の小さい試験体（図中、●）では、実験値を過小評価している。また、先述のように、RC 試験体の計算値はマイナスとなる。これに対して、提案曲げ耐力式は、RC から PC までの試験体の最大荷重を精度よく評価できている。



【註】破壊モード：F = 曲げ破壊

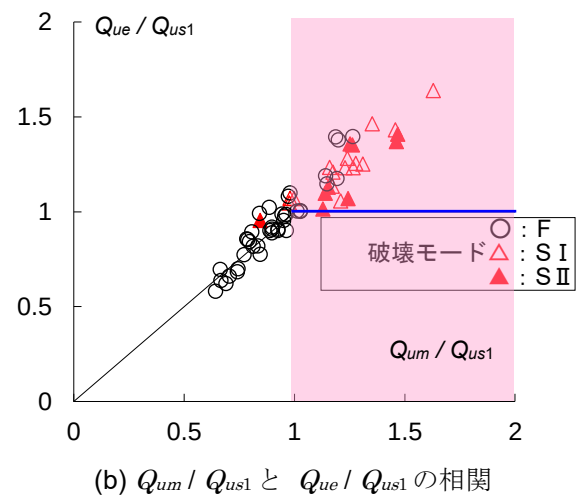
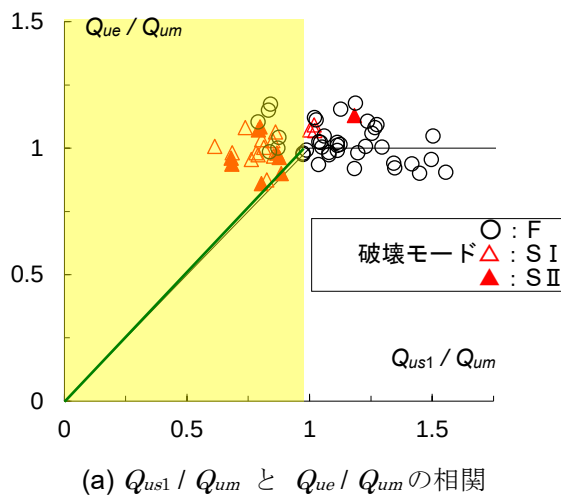
S I = せん断破壊で、せん断ひび割れが最大荷重とほぼ同時に発生

S II = せん断破壊で、最大荷重経験前にせん断ひび割れが発生

図-18 PC 性能評価型指針曲げ耐力式と提案曲げ耐力式の比較

6.5.2 PC 関連基準のせん断耐力式との比較

図-19(a)は、縦軸に最大荷重の実験値を提案曲げ耐力式で除したもの Q_{ue} / Q_{um} 、横軸に PC 技術基準式(2)によるせん断耐力式を提案曲げ耐力式で除したもの Q_{us1} / Q_{um} 、図-19(b)は、縦軸に最大荷重の実験値を(2)式による計算値で除したもの Q_{ue} / Q_{us1} 、横軸に、 Q_{um} / Q_{us1} を取り、これらの平面に前述 63 体の結果をプロ



【註】破壊モード：F = 曲げ破壊

S I = せん断破壊で、せん断ひび割れが最大荷重とほぼ同時に発生

S II = せん断破壊で、最大荷重経験前にせん断ひび割れが発生

図-19 Q_{us1} の Q_{ue} 、 Q_{um} との相関

ットしたものである。図-19 より以下のことが指摘できる。

1) 図-19(a)より、 Q_{ue} / Q_{um} は理論的にせん断破壊とみなされる $Q_{us1} / Q_{um} < 1$ の領域 (図中、黄色の領域) でも原点と(1,1)を結ぶ線 (同、緑線) 上にプロットされていない。このことから、せん断耐力の推定精度は高いことがわかる。

2) 図-19(a)の結果をうけて、図-19(b)を見ると、 Q_{ue} / Q_{us1} の値は、 $Q_{ue} / Q_{us1} > 1$ の領域 (図中、ピンク色の領域) でも $Q_{ue} / Q_{us1} = Q_{um} / Q_{us1}$ に沿ってプロットされており、青線で示した $Q_{ue} / Q_{us1} = 1$ の線上で頭打ちとはなっていない。これより、 Q_{us1} の計算精度はせん断耐力計算値に対する曲げ耐力計算値の比である Q_{um} / Q_{us1} に強く依存していることが分かる。このように依存関係がみられることは、アンボンド PCaPC 部材のせん断耐力式として問題が残るといえる。

7. まとめ

逆対称曲げを受けるアンボンド PCaPC 部材の耐力、破壊モード、応力状態に関して以下のことを明らかにした。

1) アンボンド PCaPC 部材の最大荷重はせん断破壊を起こすものも含めて曲げ耐力によって評価することができた。すなわち、このような部材のせん断破壊は曲げ耐力後に起こることを示している。

2) 有限要素法の解析結果より、曲げ危険断面には大きな値の材軸直交方向の圧縮応力 σ_y が発生していた。また、破壊モードによらずに、曲げ危険断面では総ての試験体で曲げ挙動を示していた。

3) 材軸直交方向の圧縮応力 σ_y を評価するための理論式を提案した。材軸直交方向の圧縮応力 σ_y を考慮することで、コンクリート圧縮域の応力は一軸圧縮応力状態になる。これが「せん断破壊は曲げ耐力に達する前に起こらない」ことの理論的な裏づけとなる。

4) 等価矩形ストレスブロックと下界定理を用いたアンボンド部材を対象とした曲げ耐力式を提案し、破壊モードに関わらず、この式の実験結果に対する適合性が高いことを示した。さらに、PC 関連の基規準に掲載されている曲げ耐力式、せん断耐力式と提案曲げ耐力式の実験結果に対する適合性の検討を通して、これらの基規準式に対する提案曲げ耐力式の優位性を示した。

謝辞

本稿は、日本大学理工学部教授 福井剛先生、並びに浜原正行先生のご指導のもとに完成した博士論文の一部を報告しています。本論文をまとめるにあたり多くの方々にご指導、ご鞭撻、ご協力を賜りました。

博士論文の審査をしていただいた日本大学理工学部特任教授 長沼一洋先生、同教授 北嶋圭二先生、同教授 高橋孝二先生には、貴重なご指摘とご助言をいただきました。心より御礼申し上げます。著者の博士後期課程入学を認めていただき、働きながら研究活動を行うことに、ご理解ご協力をいただいたピーエス・コンストラクション(株)の皆様には、業務でのご負担を多々おかけしながらも、陰ながら応援いただきましたこと本当に感謝しております。また、研究室の大学生、大学院生の皆様には、本研究に使用した実験の準備および実施に多大なるご協力をいただきました。心より御礼申し上げます。紙面の都合上、謝辞の全文は博士論文末尾の記載に代えさせていただきますが、社内外ともにご支援、ご協力いただいた皆様に御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 江頭ほか：アンボンド PC 圧着梁のせん断耐力確認実験 (その 1, その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.857-860，2013. 7
- 2) 柳沼ほか：アンボンド PC 圧着梁のせん断耐力に関する実験的研究 (その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.723-724，2015. 7
- 3) 柳沼ほか：アンボンド PC 圧着梁のせん断耐力に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.769-770，2016. 7

- 4) 竹内ほか：アンボンド PC 圧着梁のせん断耐力と損傷評価に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.775-776， 2018. 7
- 5) 島崎ほか：アンボンド PC 圧着梁の曲げ降伏後のせん断耐力に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.755-756， 2017. 7
- 6) 竹内ほか：アンボンド PC 圧着梁の部材耐力と曲げ降伏後の変形性能に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.817-818， 2019. 7
- 7) 竹内ほか：アンボンド PC 圧着梁の曲げ耐力後の変形性能に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.711-712， 2020. 7
- 8) 島崎ほか：逆対称曲げを受ける平行配筋されたアンボンド PCaPS 梁のせん断耐力評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.719-720， 2020. 7
- 9) 宮原ほか：アンボンド PCaPC 梁部材の破壊過程とせん断抵抗機構に関する実験的研究（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， 2022. 7
- 10) 浜原ほか：軸筋の付着を除去した RC 部材のせん断伝達機構に関する実験的研究（その 1-その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.455-460， 2000. 7
- 11) 石井ほか：軸筋の付着を除去した RC 柱の力学的挙動に関する実験的研究（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.201-204， 2003. 7
- 12) 飯田ほか：軸筋の付着の有無が鉄筋コンクリート部材のせん断性状に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，Vol.68, No564, pp.103-108, 2003. 2
- 13) 鏡ほか：短スパン RC 梁の変形性能改善に関する研究（その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.421-422， 1993. 7
- 14) 宮本ほか：アンボンド PCaPC 造梁の損傷評価を目的とした実験的研究（その 1，その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.733-736， 2015. 7
- 15) 西山ほか：高軸力下におけるアンボンドプレキャストプレストレストコンクリート柱の構造性能に関する実験的研究（その 1,その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.805-808, 2019. 7
- 16) 大庭ほか：アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート柱の構造性能に関する実験的研究（その 1- その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.769-774， 2018. 7
- 17) 大庭ほか：アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート柱のせん断耐力に関する実験的研究（その 1- その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.809-814， 2019. 7
- 18) 高津ほか：アンボンド PC 有孔梁のせん断実験（その 3，その 4），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.757-760， 2014. 7
- 19) 岡田ほか：軸筋の付着を除去した RC 有孔梁の力学的挙動に関する研究（その 1- その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.509-514， 2000. 7
- 20) 西村ほか：PC 圧着柱の力学性状に関する研究（その 1- その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.801-804， 2007. 7
- 21) 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，設計施工規準・同解説， p.206-207, 2015. 2
- 22) 日本建築センター：プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例， pp.126-128, 2009. 9
- 23) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力へひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 60 巻，第 474 号， pp.163-174, 1995 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijs.60.163_2)
- 24) Nakamura, H., Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999
- 25) 出雲ほか：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学， 25 巻，第 9 号， pp.107-120, 1987