

論文 ハーフ PCa 梁の水平打継ぎ面のずれを考慮したせん断耐力の検討

松永 健太郎*1・小坂 英之*2・五十嵐 治人*3

要旨: RC 梁にハーフプレキャスト工法を用いる場合や梁の上部と下部でコンクリートの打設時期が異なる場合には、断面内で材軸方向に水平な打継ぎ面が生じる。本論文では、打継ぎ面のせん断抵抗機構としてせん断摩擦を仮定し、トラス・アーチ機構に基づき梁のせん断耐力を評価した。梁上部と梁下部でコンクリート強度が異なる場合には、スラブの協力幅、各部のコンクリート強度と打設高さを考慮してコンクリートの等価強度を設定し、せん断耐力を算出した。本評価法のせん断耐力計算値と既往の実験資料の実験値を比較した結果、両者は良い対応を示すことが確認された。

キーワード: 打継ぎ, せん断摩擦, せん断耐力, ハーフプレキャスト, ずれ, 摩擦係数, トラス・アーチ

1. はじめに

梁の一部をプレキャスト化したハーフプレキャスト梁（以下、ハーフ PCa 梁）のように水平打継ぎ面が生じる箇所では、せん断摩擦、ダウエル鉄筋あるいはシヤークーなどの抵抗要素により打継ぎ面のせん断強度 τ_u を求め、 τ_u が設計用せん断応力度 $d\tau_{sy}$ を上回るように設計することが多い¹⁾。この場合、打継ぎ面のずれは抑制されると考えられるため、梁のせん断強度の評価においては全断面を一体に打設した RC 梁と同じ設計式が用いられる。 τ_u を大きくするために、せん断補強筋量を増やしたり、打継ぎ面のずれを防止する補強筋が配筋されることもあるが、 τ_u から断面の応力中心間距離を考慮して換算される梁のせん断力 pQ_u を超えても打継ぎ面に顕著なずれは見られない実験結果も報告されており（後述の表-1 参照）、打継ぎ面にずれが生じる場合のせん断抵抗機構や梁のせん断耐力については未だ明らかではない。そこで本論文では、梁のせん断抵抗機構としてトラス・アーチ機構²⁾を想定し、打継ぎ面にずれが生じる時点でトラス機構分の強度が頭打ちになるという機構によりせん断耐力を評価し、既往の実験結果と比較することにより、同機構の妥当性を検討する。

他方、工場で製作するハーフ PCa 梁のコンクリートと現場打設する梁上部のコンクリートとでは強度差が生じることがある。また、梁上部にスラブと同じコンクリートを打設する工法（例えば 3), 4)）では、強度差が 2 倍程度になる場合もある。このように梁断面の上下でコンクリート強度が異なる場合には、打継ぎ面のせん断強度は低い方のコンクリート強度で計算することが一般的であるが、本論文では各コンクリート強度の打設高さ等を考慮してコンクリートの等価強度を設定し、せん断耐力の評価を試みた。

2. 打継ぎ面のずれを考慮したせん断耐力式

ハーフ PCa 梁や梁断面の上下でコンクリートを打ち分けた梁では、打継ぎ面でずれることによりせん断耐力が決定する場合がある。ここでは、打継ぎ面のせん断抵抗機構を、せん断補強筋および打継ぎ補強筋のせん断摩擦によるものとし、打継ぎ面のずれを考慮したせん断耐力式をトラス・アーチ機構に基づいて導出する。ここで打継ぎ補強筋とは、打継ぎ面を貫通し、打継ぎ面のずれに抵抗しうる、せん断補強筋とは別の補強筋と定義する。

梁のせん断耐力が打継ぎ面のずれで決まるときのトラス機構の仮定を図-1 に示す。せん断耐力に達するまではずれは発生せず、ずれが生じる際には、打継ぎ位置のせん断補強筋および打継ぎ補強筋は降伏し、材軸方向の反力が頭打ちになる状態を仮定する。

打継ぎ面にずれが生じる前にせん断補強筋が梁上下方向に様に降伏する場合、トラス機構によるせん断力負担分 Q_t は、図-1(b)より

$$Q_t = \Sigma a_w \sigma_{wy} = p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e \cot \phi \quad (1)$$

であり、このときの水平せん断力 Q_{th} は下式である²⁾。

$$Q_{th} = \Sigma a_w \sigma_{wy} \cdot \cot \phi = p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e \cot^2 \phi \quad (2)$$

ここで、 a_w 、 σ_{wy} ：せん断補強筋の断面積、降伏強度、 p_{we} ：有効せん断補強筋比、 b_e 、 j_e ：トラス機構に関与する断面の有効幅、有効せい、 ϕ ：トラス機構の角度

一方、打継ぎ面がずれるときのせん断摩擦（摩擦係数 μ ）による水平せん断力 $Q_{ju,th}$ は、図-1(c)より下式で表される。

$$Q_{ju,th} = \mu (p_{we} \sigma_{wy} + p_{je} \sigma_{jy}) b_e \cdot j_e \cot \phi \quad (3)$$

ここで、 σ_{jy} ：打継ぎ補強筋の降伏強度、 p_{je} ：有効打継ぎ補強筋比で、 $p_{je} = a_j / (b_e s_j)$ 、 a_j 、 s_j ：打継ぎ補強筋の断面積、間隔

せん断摩擦による強度の上限を $0.3 \sigma_{Bu}$ (σ_{Bu} ：梁上部の

*1 三井住友建設（株） 技術研究所 修（工）（正会員）

*2 三井住友建設（株） 技術研究所 上席研究員 博（工）（正会員）

*3 （株）銭高組 技術研究所 主席研究員 工修

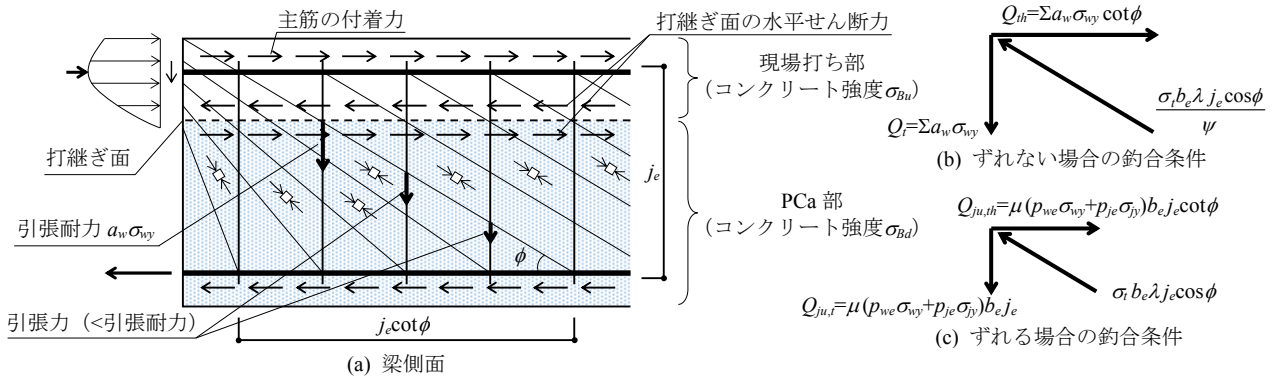


図-1 トラス機構の仮定（ハーフ PCa 梁）

コンクリート強度) λ とし、梁幅を b とおけば、式(3)は

$$\tau_{ju} = \mu \frac{b_e}{b} (p_{we} \sigma_{wy} + p_{je} \sigma_{jy}) < 0.3 \sigma_{Bu} \quad (4)$$

を満たす場合に成立し、満たさない場合には、

$$Q_{ju,th} = 0.3 \sigma_{Bu} b j_e \cot \phi \quad (5)$$

となる。よって、 $Q_{ju,th}/Q_{th}$ を ψ とすると

$$\psi = \begin{cases} \frac{\mu}{\cot \phi} \left(1 + \frac{p_{je} \sigma_{jy}}{p_{we} \sigma_{wy}} \right) & (\tau_{ju} < 0.3 \sigma_{Bu}) \\ \frac{0.3}{\cot \phi} \frac{b}{b_e} \frac{\sigma_{Bu}}{p_{we} \sigma_{wy}} & (\tau_{ju} \geq 0.3 \sigma_{Bu}) \end{cases} \quad (6)$$

となり、打継ぎ面でずれる場合はずれない場合の ψ 倍のせん断力しか負担できないことになる。せん断補強筋が一樣に降伏する前に打継ぎ面がずれることを想定しているため、 $\psi < 1$ である。 $\psi = 1$ はせん断補強筋が梁上下方向に一樣に降伏した場合に相当する。以上より、打継ぎ面のずれを考慮したせん断耐力のトラス分 $Q_{ju,t}$ は下式で表される。

$$Q_{ju,t} = \psi \cdot p_{we} \sigma_{wy} b j_e \cot \phi \quad (7)$$

コンクリートの斜め圧縮応力度が有効圧縮強度 $\nu_{0d} \sigma_{Bd}$ (ν_{0d} : ヒンジを計画しないときの σ_{Bd} に対応した有効係数²⁾, σ_{Bd} : 梁下部のコンクリート強度) に達していないとすると、ずれる場合のトラス機構によって生じる斜め圧縮応力度 σ_t は、

$$\sigma_t = \psi \cdot \frac{p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} (1 + \cot^2 \phi) \quad (8)$$

となる。ここで、 λ はトラス機構の有効係数²⁾ である。打継ぎ面でずれが生じる時点では、次式分の圧縮応力度 σ_a をアーチ機構で負担できる。

$$\sigma_a = \nu_{0d} \sigma_{Bd} - \sigma_t \quad (9)$$

以上より、打継ぎ面のずれを考慮したせん断耐力 Q_{ju} は、 $\cot \phi = 2$ ²⁾、アーチ機構の圧縮束の角度を θ とすると、

$$Q_{ju} = 2 \psi p_{we} \sigma_{wy} b j_e + \left(\nu_{0d} \sigma_{Bd} - \psi \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{b D}{2} \tan \theta \quad (10)$$

で表される。

式(10)では、ずれが発生するまではトラス機構とアーチ機構の両方が存在しており、打継ぎ面におけるずれ破壊と斜め圧縮応力度の有効圧縮強度への到達が同

時に起こることを降伏（塑性）条件としている。一方、せん断補強筋や打継ぎ補強筋がさらに多い状態では、これらの補強筋が降伏することなく、打継ぎ面でずれが生じる前にコンクリートの斜め圧縮応力度が有効圧縮強度に達するため、次式が上限となる²⁾。

$$Q_{ju} \leq \frac{\lambda \nu_{0d} \sigma_{Bd}}{2} b j_e \quad (= Q_{su3}) \quad (11)$$

3. 実験結果との整合性

3.1 検討対象試験体

表-1 に示す既往の実験資料 91 体^{3)~20)}を対象とし、水平打継ぎ面のずれを考慮したせん断耐力式（式(10)および式(11)）による計算値と実験時の最大荷重 Q_{max} との整合性を検討する。試験体の抽出条件は、打継ぎ面が部材長さに一樣に存在し、打継ぎ面の処理方法が明らかな試験体とした。打継ぎ面にコッターやテフロンシート等が施され、せん断摩擦による効果が不明な試験体は除いた。No.19 と No.20 (文献4)での試験体名: No.29 と No.30)を除くいずれの試験体もハーフ PCa 工法が想定されており、梁断面の上部と下部でコンクリート強度が異なっている ($\sigma_{Bu} \neq \sigma_{Bd}$)。No.19 と No.20 は現場打ちを想定して上下で異なる強度のコンクリートを打ち重ねた試験体である。全 91 体のうち、18 体はスラブのない矩形断面の試験体であり、73 体はスラブが梁の両側または片側にある試験体である。

3.2 コンクリートの等価圧縮強度

せん断耐力の計算に用いるコンクリート強度は、本論文では以下に示すようにスラブの協力幅、梁の上・下部のコンクリート強度と打設高さを考慮し、コンクリートの等価圧縮強度 σ_{Be} を用いて計算した。

例えば、図-2 に示すように、梁の上下でコンクリート強度の異なる ($\sigma_{Bu} < \sigma_{Bd}$) スラブ付き梁において、同図(b)のようなアーチ機構を想定すると、圧縮束の左端側は梁上部の低強度のコンクリートが大部分を占めているがスラブが存在しており、右端側はスラブのない高強度のコンクリートの状態となっている。梁上部に作用する圧

表－1 検討対象試験体の諸元と実験値および計算値

No.	文献 番号	試験体名	スラブ	T/D	μ	σ_{Bu} (N/mm ²)	σ_{Bd} (N/mm ²)	σ_{Be} (N/mm ²)	β	実験結果		計算結果※2								Q_{max}/Q_{fu}	Q_{su}/Q_{fu}	$\rho_{Q_{fu}}^{\text{※3}}$ (kN)
										Q_{max} (kN)	破壊 形式※1	Q_{fu} (kN)	Q_{su1} (kN)	Q_{su2} (kN)	Q_{su3} (kN)	Q_{bu} (kN)	Q_{fu} (kN)	ψ	Q_{su} (kN)			
1	3)	No.1	両側	0.38	1.0	36.7	75.5	75.5	0.46	645	FS	623	590	807	1088	676	590	1.00	590	1.04	0.95	600
2		No.3	両側	0.38	1.0	32.9	35.2	35.2	0.60	528	S	623	500	522	660	505	500	1.00	500	0.85	0.80	600
3		No.4	片側	0.38	1.0	36.7	75.5	63.5	0.58	629	FS	606	536	618	804	617	536	1.00	536	1.04	0.88	600
4		No.5	両側	0.50	1.0	36.7	75.5	69.1	0.53	678	FS	623	571	745	995	656	571	1.00	571	1.09	0.92	600
5		No.6	両側	0.38	1.0	36.7	75.5	75.5	0.46	701	FS	623	992	890	1088	676	881	0.89	676	1.13	1.08	750
6		No.7	両側	0.38	1.0	36.7	75.5	75.5	0.46	650	FS	623	992	890	1088	599	539	0.42	539	1.04	0.86	358
7		No.8	両側	0.38	1.0	38.2	77.2	77.2	0.41	444	FS	367	520	794	1083	634	520	1.00	520	1.21	1.42	547
8		No.9	両側	0.38	1.0	38.2	77.2	77.2	0.41	424	FL	367	520	794	1083	553	347	0.50	347	1.16	0.95	190
9		No.10	両側	0.38	1.0	32.9	35.2	35.2	0.53	426	FS	367	451	504	647	475	451	1.00	451	1.16	1.23	547
10		No.11	片側	0.38	1.0	38.2	77.2	71.2	0.54	415	FS	354	495	658	878	605	495	1.00	495	1.17	1.40	547
11		No.12	両側	0.50	1.0	38.2	77.2	77.2	0.48	432	FS	367	520	794	1083	634	520	1.00	520	1.18	1.42	547
12		4)	No.21	両側	0.50	1.0	30.7	53.8	53.8	0.56	657	B	788	752	711	879	674	633	0.80	633	0.83	0.80
13	No.22		両側	0.50	1.0	30.7	53.8	53.8	0.56	490	FS	412	745	704	870	662	628	0.80	628	1.19	1.52	514
14	No.23		両側	0.50	1.0	30.7	53.8	53.8	0.56	651	B	788	752	711	879	674	473	0.50	473	0.83	0.60	320
15	No.24		両側	0.50	1.0	30.7	53.8	53.8	0.56	401	B	788	446	519	683	401	316	0.45	316	0.51	0.40	148
16	No.25		両側	0.50	1.0	31.9	56.5	56.5	0.55	692	B	776	752	721	894	680	637	0.80	637	0.89	0.82	514
17	No.26		両側	0.50	1.0	31.9	56.5	56.5	0.55	478	F	399	745	714	885	668	631	0.80	631	1.20	1.58	514
18	No.28		無し	0.50	1.0	31.9	56.5	41.3	0.77	579	B	743	752	455	495	665	604	0.80	455	0.78	0.61	514
19	No.29		両側	0.50	1.4	27.1	55.1	50.5	0.54	393	B	788	431	484	630	344	343	0.63	343	0.50	0.43	207
20	No.30		両側	0.30	1.4	27.1	55.1	55.1	0.41	437	B	788	448	523	689	361	360	0.63	360	0.55	0.46	207
21	BDF2		無し	0.38	1.0	33.9	65.9	42.9	0.79	492	F	484	1101	490	459	856	551	0.50	459	1.02	0.95	485
22	BDF3		両側	0.38	1.0	33.0	63.8	63.8	0.29	534	F	502	1101	803	930	853	582	0.50	582	1.06	1.16	485
23	BDF5		無し	0.38	1.0	29.7	63.7	39.0	0.76	634	B	806	2071	627	422	842	740	0.36	422	0.79	0.52	886
24	BDF6	両側	0.38	1.0	29.9	63.5	63.5	0.38	705	SL	826	2071	963	927	842	745	0.36	745	0.85	0.90	886	
25	5)	BDF8	両側	0.38	1.0	32.5	57.3	57.3	0.37	724	S	798	1076	720	811	747	758	0.70	720	0.91	0.90	668
26		BDF9	両側	0.38	1.0	34.0	58.3	58.3	0.37	806	FS	798	2233	915	815	925	847	0.38	815	1.01	1.02	1080
27		BDF10	片側	0.38	1.0	34.9	58.4	58.4	0.50	770	FB	798	2233	846	712	925	869	0.39	712	0.96	0.89	1080
28		BDF11	両側	0.38	1.0	37.8	58.7	58.7	0.39	706	F	602	1961	890	845	905	933	0.48	845	1.17	1.40	872
29		BDF12	両側	0.38	1.0	35.8	59.9	59.9	0.37	706	F	602	3098	1092	864	1133	883	0.29	864	1.17	1.43	1383
30		BDF13	片側	0.38	1.0	34.9	59.1	59.1	0.50	686	F	602	3098	1014	746	1131	861	0.28	746	1.14	1.24	1383
31		BDF15	両側	0.38	1.0	34.0	57.3	57.3	0.41	468	FS	438	298	499	689	450	298	1.00	298	1.07	0.68	576
32		BDF16	両側	0.38	1.0	34.9	58.3	58.3	0.28	485	FS	436	298	501	692	452	298	1.00	298	1.11	0.68	576
33		BDF17	両側	0.50	1.0	34.8	58.4	58.4	0.30	496	FS	435	298	501	692	453	298	1.00	298	1.14	0.69	576
34		BDF18	両側	0.38	1.0	35.8	58.7	58.7	0.28	475	FS	436	298	502	693	470	298	1.00	298	1.09	0.68	576
35		BDF19	両側	0.38	1.0	34.9	59.9	59.9	0.49	810	FS	653	2172	826	696	839	869	0.40	696	1.24	1.07	1262
36		7)	TH-29-M	両側	0.19	1.0	34.7	25.9	25.9	0.54	101	SL	218	103	138	187	113	74	0.50	74	0.46	0.34
37	TH-58-M		両側	0.19	1.0	34.7	25.9	25.9	0.54	151	SL	218	167	178	227	141	107	0.50	107	0.69	0.49	77
38	TH-58-C		両側	0.19	1.0	34.7	24.2	24.2	0.55	168	S	218	194	176	215	137	116	0.50	116	0.77	0.53	91
39	TH-79-M		両側	0.19	1.0	34.7	25.9	25.9	0.54	181	S	218	223	196	238	160	130	0.50	130	0.83	0.60	105
40	TH-29-MS1		両側	0.19	1.0	34.7	24.2	24.2	0.55	118	SL	218	111	135	177	109	77	0.50	77	0.54	0.35	46
41	TH-29-MS2		両側	0.19	1.0	34.7	24.2	24.2	0.55	130	S	218	111	135	177	109	77	0.50	77	0.60	0.35	46
42	TH-29-MS3		両側	0.19	1.0	34.7	24.2	24.2	0.55	115	SL	218	111	135	177	109	77	0.50	77	0.53	0.35	46
43	TH-29-MC1		両側	0.19	1.0	34.7	24.2	24.2	0.55	115	S	218	111	135	177	109	77	0.50	77	0.53	0.35	46
44	TH-29-MC2	両側	0.19	1.0	34.7	24.2	24.2	0.55	124	S	218	111	135	177	109	77	0.50	77	0.57	0.35	46	
45	8)	B-1	無し	0.18	1.0	74.6	74.8	74.7	1.00	508	F	382	1808	1397	1644	1082	997	0.50	997	1.33	2.61	826
46		B-2	無し	0.18	1.0	74.6	74.8	74.7	1.00	499	F	382	1808	1397	1644	1082	997	0.50	997	1.31	2.61	826
47		B-3	無し	0.18	1.0	74.6	74.8	74.7	1.00	519	F	381	1808	1397	1644	1082	997	0.50	997	1.36	2.62	826
48		No.1	片側	0.50	0.6	33.0	64.1	49.4	0.67	488	F	438	1122	708	782	647	621	0.55	621	1.11	1.42	564
49	9)	No.2	両側	0.50	0.6	30.1	63.2	63.2	0.46	569	S	592	496	634	852	538	496	1.00	496	0.96	0.84	441
50		No.3	片側	0.50	0.6	28.9	61.8	50.3	0.58	524	S	576	432	477	617	470	432	1.00	432	0.91	0.75	441
51		No.4	両側	0.50	0.6	31.5	63.1	51.6	0.61	551	S	592	451	530	696	494	451	1.00	451	0.93	0.76	441
52		No.5	片側	0.50	0.6	30.2	63.2	44.4	0.68	539	S	576	409	426	541	459	409	1.00	409	0.94	0.71	441
53		No.7	片側	0.50	0.6	32.4	63.6	48.7	0.67	423	FS	385	417	460	592	473	417	1.00	417	1.10	1.08	399
54		No.8																				

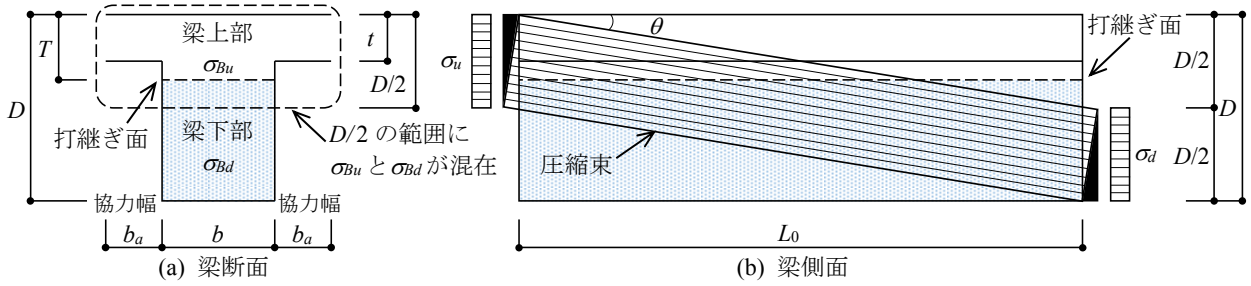


図-2 アーチ機構（スラブ付き梁）

縮応力度を σ_u 、梁下部に作用する圧縮応力度を σ_d とし、各圧縮応力度は $D/2$ の範囲で一定とすると、左端と右端における圧縮束の材軸成分は釣り合っているため、図-2に示す記号を参照すると、

$$\sigma_u (nb't + bD/2) = \sigma_d bD/2 \quad (12)$$

$$b' = b_a/b \quad (b_a \leq 0.1L_0^{21}) \quad (13)$$

が成り立つ。ここで、両側スラブ付き梁の場合は $n=2$ 、片側スラブ付き梁の場合は $n=1$ 、矩形梁の場合には $n=0$ とする。梁のせん断耐力に寄与するスラブの協力幅 b_a については、 $3t$ 程度²²⁾や $0.1L_0$ 程度²³⁾との実験的知見も得られており、本論文ではRC規準²¹⁾の協力幅を b_a の上限とした。式(12)より、

$$\sigma_d / \sigma_u = 1 + 2nb't/D \quad (14)$$

が得られる。また、梁天端から $D/2$ までの範囲では σ_{Bu} と σ_{Bd} が混在している（図-2）ため、それぞれの面積比に応じて梁上部 $D/2$ の範囲のコンクリートの等価強度 $e\sigma_{Bu}$ と有効係数 $e\nu_0$ を設定すると

$$e\sigma_{Bu} = \frac{\sigma_{Bu}(nb't + T) + \sigma_{Bd}(D/2 - T)}{nb't + D/2} \quad (15)$$

$$e\nu_0 = \frac{\nu_{0u}(nb't + T) + \nu_{0d}(D/2 - T)}{nb't + D/2} \quad (16)$$

と表される。 ν_{0u} はヒンジを計画しないときの σ_{Bu} に対応したコンクリートの有効係数、 T は梁上部コンクリートの打設高さである。スラブを含めた梁上部断面（梁天端から $D/2$ の範囲）に作用する応力度比 $\sigma_u/(e\nu_0 \cdot e\sigma_{Bu})$ が梁下部断面（梁下端から $D/2$ の範囲）のみに作用する応力度比 $\sigma_d/(\nu_{0d} \cdot \sigma_{Bd})$ 以下となる場合、つまり

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_u} \geq \frac{\nu_{0d} \cdot \sigma_{Bd}}{e\nu_0 \cdot e\sigma_{Bu}} \quad (17)$$

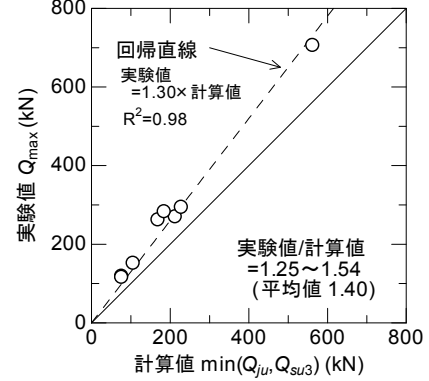
を満たす場合には等価強度 σ_{Be} を用いることなく、梁のせん断耐力の評価に梁下部のコンクリート強度 σ_{Bd} を用いて良いことになる。よって、式(14)～式(16)を式(17)に代入すると、 σ_{Bd} で評価しても良い条件は、

$$\frac{\sigma_{Bu}}{\sigma_{Bd}} \geq \frac{T}{nb't + T} - \frac{D(\nu_0' - 1)}{2\nu_0'(nb't + T) + D - 2T} = \beta \quad (18)$$

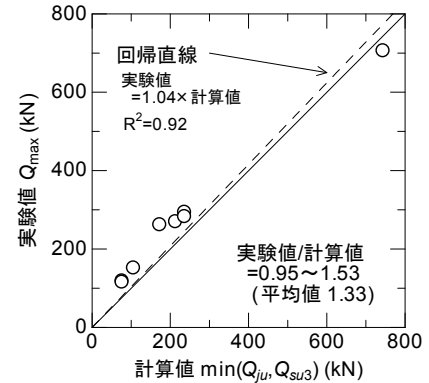
$$\nu_0' = \nu_{0u} / \nu_{0d} \quad (19)$$

で表される。式(18)を満たさない場合は、梁上部の強度 σ_{Bu} を β （式(18)の右辺、 $0 < \beta \leq 1$ ）で除した式(20)の σ_{Be} で計算する。

$$\sigma_{Be} = \sigma_{Bu} / \beta \quad (20)$$



(a) σ_{Bu} と σ_{Bd} の小さい方を用いた場合



(b) σ_{Be} を用いた場合

図-3 打継ぎ面でずれ破壊した試験体の計算値と実験値の比較

3.3 水平打継ぎ面のずれを考慮したせん断耐力の評価

打継ぎ面でずれ破壊した試験体9体（表-1の破壊形式の記号SL）のせん断耐力の実験値（実験時の最大荷重） Q_{max} と水平打継ぎ面のずれを考慮したせん断耐力式（ $=\min(\text{式}(10), \text{式}(11))$ ）による計算値の対応を図-3(a), (b)に示す。(a)の計算値（横軸）は梁上部強度 σ_{Bu} と梁下部強度 σ_{Bd} のうち低い強度を用い、(b)の計算値は等価圧縮強度 σ_{Be} （ $\leq \sigma_{Bd}$ ）を用いたものである。なお、本論文では、式(3)、式(4)および式(6)中でせん断摩擦機構として用いるせん断補強筋および打継ぎ補強筋の降伏強度は、文献1)に倣い 800N/mm^2 を上限として計算した。

計算値に対する実験値の比率は、(a)では $1.25 \sim 1.54$ （平均値 1.40 ）、(b)では $0.95 \sim 1.53$ （平均値 1.33 ）となっており、本計算値は打継ぎ面でずれ破壊した試験体の実験値と良好に対応している。(a)と(b)を比較すると、梁上・下部のうち低い強度を用いた(a)に比べて等価強度 σ_{Be} を用

いた(b)の方が実験値と計算値の対応が良くなった。

3.4 等価強度によるせん断耐力の評価

打継ぎ面のせん断強度 τ_u に相当のせん断耐力計算値 pQ_{ju} を表-1中に示す。打継ぎ面でずれ破壊した9体について見ると、No.24以外の pQ_{ju} は前節の Q_{ju} よりも小さくなっている。また、その他のずれ破壊を示していない試験体の中には、 pQ_{ju} をかなり超えて最大荷重実験値 Q_{max} に達した試験体が多数含まれている。そこで、以下の既往の設計式²⁾に等価強度 σ_{Be} を適用し、破壊形式が様々な各試験体のせん断耐力の評価を試みる。計算に用いた打継ぎ面の摩擦係数 μ は文献1)を参考に、無処理の場合は0.6、レイタンス処理の場合は1.0、打ち重ねて一体打ちとした試験体では1.4とした。なお、U字形の補強筋(U字筋)を梁上端主筋にかけて配筋されている試験体では、付着破壊を考慮したせん断耐力式²⁾の計算(式(23)の T_x)において文献24)を参照し、U字筋による付着割裂強度の増大効果を考慮した。コンクリート圧縮強度の有効係数 ν_d は、梁下部のコンクリート強度が 60N/mm^2 以下の場合には $0.7 \cdot \sigma_{Bd}/200$ とし、 60N/mm^2 を超える試験体ではCEB式($1.7 \sigma_{Bd}^{-1/3}$)を用いた²⁾。また、有効係数の比率を算定する式(19)では、圧縮強度と有効係数の関係の連続性を確保するために、 ν_u 、 ν_d はそれぞれ $0.7 \cdot \sigma_{Bu}/200$ 、 $0.7 \cdot \sigma_{Bd}/200$ とした。なお、スラブのない矩形梁で梁上部コンクリートの打設高さ T が梁せい D の1/2の場合、各コンクリート強度が 70N/mm^2 以下であれば、式(18)の条件式は成立せず、 $\sigma_{Be}=(\nu_u/\nu_d)\sigma_{Bu}$ となるため、全断面が上部のコンクリートで打設された梁の計算値と等しくなる。検証に用いた試験体のパラメータの範囲を表-2に示す。

$$Q_{su1}=2p_{we}\sigma_{wy}b_ej_e+\left(\nu_d\sigma_{Be}-\frac{5p_{we}\sigma_{wy}}{\lambda}\right)\frac{bD}{2}\tan\theta \quad (21)$$

$$Q_{su2}=\frac{\lambda\nu_d\sigma_{Be}+p_{we}\sigma_{wy}}{3}b_ej_e \quad (22)$$

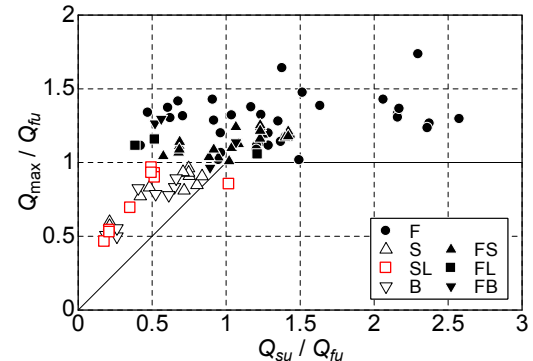
$$Q_{bu}=T_xj_e+\left(\nu_d\sigma_{Be}-\frac{2.5T_x}{\lambda b_e}\right)\frac{bD}{2}\tan\theta \quad (23)$$

打継ぎ面を有する梁91体のせん断耐力計算値 Q_{su} を、 pQ_{ju} 、式(11)、式(21)～式(23)のうち最も小さい値で評価した場合と、 pQ_{ju} を式(10)の Q_{ju} に置き換えた場合で評価し、実験値 Q_{max} と計算値 Q_{su} の関係を図-4に示す。いずれの計算においてもコンクリート強度には等価強度 σ_{Be} を用い、 Q_{max} および Q_{su} は終局曲げ耐力 $Q_{fu}^{21)}$ (梁両端部の曲げモーメント $(0.9a_t\sigma_y d)$ の和を内法スパンで除して算出、 a_t :引張鉄筋(スラブが引張側ではスラブ筋を考慮)の断面積、 d :有効せい)で基準化した。 pQ_{ju} を用いた(a)図では、横軸が1未満の試験体52体における Q_{max}/Q_{su} は、1.06～2.87(平均値1.80)となっている。曲げ破壊(記号F)となった試験体でも計算上はせん断系

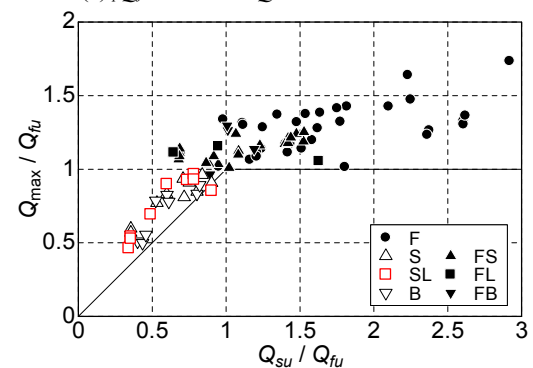
表-2 検証に用いた試験体のパラメータの範囲

梁内法スパンと梁せいの比 L_0/D	2.50～6.07
スラブ厚と梁せいの比 t/D *	0.18～0.50
スラブの協力幅と梁幅の比 b_a/b *	0.40～2.86
スラブの協力幅と $0.1L_0$ の比 $b_a/0.1L_0$ *	0.72～4.63
梁上部のコンクリート強度 σ_{Bu} (N/mm ²)	26.9～74.6
梁下部のコンクリート強度 σ_{Bd} (N/mm ²)	24.2～77.2
梁上下部のコンクリート強度比 σ_{Bu}/σ_{Bd}	0.42～1.43
引張鉄筋比 p_t (%)	0.67～3.81
主筋降伏強度 σ_y (N/mm ²)	358～1004
有効せん断補強筋比 p_{we} (%)	0.20～2.39
せん断補強筋降伏強度 σ_{wy} (N/mm ²)	222～999

※矩形梁を除く



(a) pQ_{ju} を用いて Q_{su} を算定した場合



(b) Q_{ju} を用いて Q_{su} を算定した場合

図-4 実験値と計算値の比較

の破壊と評価している試験体も多く、計算値が過小評価されている。一方、 Q_{ju} を用いた(b)図では、横軸が1未満の試験体43体における Q_{max}/Q_{su} は、0.95～1.73(平均値1.32)となっており、(a)に比べて全体的に実験値と良く対応している。また、曲げ破壊の試験体の Q_{su}/Q_{fu} は大きくなり、破壊形式との対応も良くなっている。なお、本論文の検討範囲では、91体中65体の試験体が式(17)を満足し、梁下部のコンクリート強度 σ_{Bd} で計算された。

4. まとめ

本論文では、水平打継ぎ面のある梁のずれを考慮したせん断耐力式をトラス・アーチ理論に基づき評価し、まず打継ぎ面がずれ破壊した試験体を対象に実験値と計算値の対応を検討した。ハーフPCa梁の梁下部と現場打ちの梁上部ではコンクリート強度が異なる場合もあり、検討対象の試験体でも異なっているため、コンクリートの

等価強度を設定して検討した。その結果、打継ぎ面のずれを考慮したせん断耐力計算値と実験値は良く対応した。

次に、既往のせん断耐力式²⁾を含めて、様々な破壊形式を示したハーフPCa梁試験体のせん断耐力の検討を行った。梁の上部と下部が異なる強度のコンクリートで構成された梁では、コンクリート強度に本論の等価強度を用いることで、 $Q_{su}/Q_{fu}<1$ における Q_{max}/Q_{su} の値が0.95～1.73(平均値 1.32)となり、梁のせん断耐力を精度良く評価可能であることが明らかになった。

謝辞

本論文は、安藤ハザマ、鴻池組、銭高組、大末建設、大日本土木、NIPPO、長谷工コーポレーション、ピーエス三菱および三井住友建設による共同研究の一部をまとめたものである。ここに記して関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)、同解説(2002)、pp.60-64, 96-100, 2002
- 2) 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、pp.142-159, 175-190, 1999
- 3) 伊藤仁ほか：異なる強度のコンクリートで構成されたRC梁に関する実験的研究 その1～3、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.225-230, 2012
- 4) 小坂英之ほか：異なる強度のコンクリートで構成されたRC梁に関する実験的研究その4～5、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.495-498, 2015
- 5) 丸田誠、永井覚、渡邊茂雄、前田祥三：水平接合面を有するPCa合成梁の曲げせん断性状、コンクリート工学年次論文集、Vol.29, No.3, pp.529-530, 2007
- 6) 丸田誠、高稻宜和、永井覚、前田祥三：水平接合面を有するPCa合成梁の構造性能、コンクリート工学年次論文集、Vol.30, No.3, pp.271-276, 2008
- 7) 高田博尾、松崎育弘、斎藤豊、中沢春生：打ち継ぎを有する鉄筋コンクリート造T形はり部材のせん断耐力に関する実験研究、日本建築学会構造系論文報告集、第404号、pp.41-49, 1989
- 8) 金川基ほか：超高層RCプレキャストコンクリート工法の開発(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、pp.423-424, 1995
- 9) 木村仁治ほか：プレキャストコンクリート合成梁構造の開発 その1～3、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.217-222, 2014
- 10) 金川基ほか：プレキャストコンクリート合成梁構造の開発 その4～5、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.503-506, 2015
- 11) 鈴木英之、西原寛、松本智夫、田畑卓：ハーフPCa梁における水平打継ぎ面の影響に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16, No.2, pp.793-798, 1994
- 12) 林和也ほか：異種強度コンクリートを用いたプレキャストRC梁の力学性状に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.979-980, 1994
- 13) 佐藤良介ほか：現場打設部分に異種強度コンクリートを用いたハーフプレキャスト梁の構造性能 曲げ性能の確認実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、pp.257-258, 2007
- 14) 小澤潤治ほか：現場打設部分に異種強度コンクリートを用いたハーフプレキャスト梁の曲げ性能 その1、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、pp.449-450, 2008
- 15) 梶原恵治ほか：高層プレキャスト鉄筋コンクリート造の構造部材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、C、pp.533-534, 1994
- 16) 佐藤秀一郎ほか：高層壁式PC合成梁の配筋法改善に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.797-798, 1992
- 17) 小森淳ほか：鉄筋コンクリート造短スパン梁の構造性能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、C-2、pp.481-482, 1995
- 18) 成川史春ほか：ハーフ軽量RC造T型梁の耐震性能に関する研究(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、pp.279-280, 2002
- 19) 高崎哲哉ほか：水平打継ぎ界面を有するPCa鉄筋コンクリートはりの実験研究(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.607-608, 1993
- 20) 成瀬忠ほか：高強度せん断補強筋を用いた梁部材の付着割裂および水平打継ぎ部強度に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、pp.79-80, 2003
- 21) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、pp.63-77, 2010
- 22) 松崎育弘ほか：断面形状の差によるT形梁のせん断強度に関する実験研究(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.221-222, 1987
- 23) 大久保全陸、是永健好、東洋一：逆対称モーメントをうける鉄筋コンクリートT形はりのせん断強度に関する研究、コンクリート工学年次講演論文集、Vol.2, pp.445-448, 1980
- 24) 細川将人、佐藤裕一、長友克寛、中村佳史：超高強度スパイラル筋と非閉鎖型補強筋の混用によるRC柱の補強効果、コンクリート工学年次論文集、Vol.25, No.2, pp.865-870, 2003