

コンクリート強度が混在する鉄筋コンクリート造大梁の構造性能に関する実験および解析的研究

佐川 隆之 山野辺 宏治 神野 靖夫 佐々木 仁志
(技術研究所) (技術研究所) (技術研究所) (設計本部)

Experimental and Analytical Studies on Structural Behavior of Reinforced Concrete Girder with Different Concrete Strength

by Takayuki Sagawa, Koji Yamanobe, Yasuo Jinno and Hitoshi Sasaki

Abstract

The authors have been developing the construction technique using ordinary strength concrete in slab and beam-bottom, comparing with beam-top high strength concrete. This design method can calculate allowable bending strength of reinforced concrete girder, considering the compression fiber of the slab concrete. Slab and beam-top concrete can be cast at a time in place, leading to the outstanding improvements in construction performance and quality. This paper describes the experimental and analytical studies on structural behavior of reinforced concrete girder with different concrete strength of beam-column joints. As results, it was confirmed that the RC girder with different concrete strength can be conventionally designed. Three-dimensional non-linear FEM analysis was carried out to simulate the tests results, incorporating friction strengths on the horizontal construction joint surface in concrete. The analysis results showed a good agreement with the relationship of load versus displacement, and turned out to be adequate enough to simulate the behavior on the horizontal construction joint.

概要

筆者らは、鉄筋コンクリート(RC)造大梁の許容曲げ耐力算定時に梁上端の圧縮側スラブコンクリートを考慮することにより、梁下端を高強度コンクリート、梁上端をスラブと同一の普通強度コンクリートとして設計できる工法を提案してきた。本工法のメリットは、梁上端コンクリートとスラブコンクリートを普通強度コンクリートで一度に打設することが可能となり、施工性が向上することである。本報では、コンクリート強度が混在する大梁について、スラブ付十字形柱梁接合部の梁曲げ破壊を想定した架構について構造性能の確認実験を行い、梁の構造性能が既往の評価法により良好に評価できることを確認した。さらに、コンクリート水平打ち継ぎ部の付着力および摩擦力を考慮した3次元有限要素法による解析を行った。その結果、荷重変形および打ち継ぎ部の応力状態を良好に評価可能であることを確認した。

§1.はじめに

梁をハーフプレキャスト構造とした場合、施工性向上と品質確保の観点からは、梁上端とスラブを普通強度コンクリートで一体に打設することが望ましい。一方で、近年は良好な空間を得るために梁の扁平化が求められることが多く、梁の短期許容曲げ耐力が圧縮縁コンクリートの許容圧縮応力度から決まる場合が生じてくる。現行の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾(以下RC規準)では、T形梁の短期許容曲げ耐力の算定には一定のスラブ幅を考慮することが認められているが、本工法のように異強度コンクリートの打ち継ぎを有する梁については言及されておらず、その妥当性は検証されていないのが現状である。

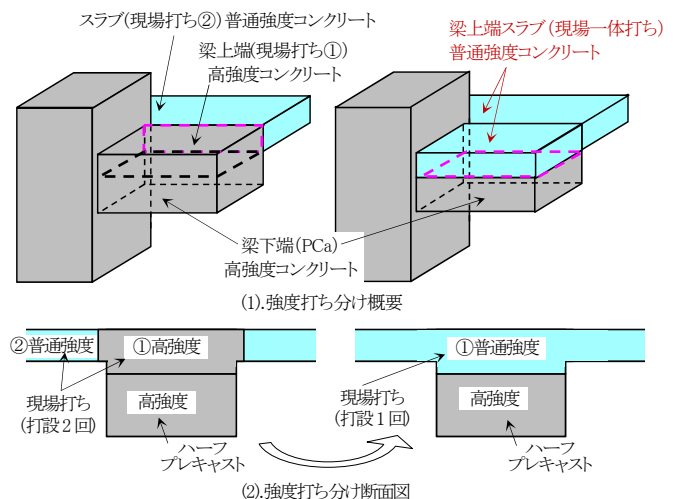


図-1 提案するハーフPCa梁

本研究^{2),3)}では、梁上端と下端のコンクリートの強度差の有無をパラメータとした構造実験を行い、その影響を明らかにするとともに得られた実験結果からスラブ協力幅を算出し、既往の規定を適用することの妥当性について検討した。また、実験で得られたスラブ協力幅と梁水平打ち継ぎ部のせん断性状を把握するため、3次元 FEM 解析により検証を行った。

§2. 構造性能確認実験

2.1 試験体

試験体一覧を表-1、に試験体形状を図-2に、試験体配筋を図-3に各々示す。試験体は柱および梁の反曲点位置までをモデル化した約 1/2.5 スケールのスラブ付十字形柱梁接合部架構とし、想定梁スパンは 7.5m とした(試験体では梁スパン $L=3.0m$)。試験体のスラブ幅は、RC 規準で梁正曲げ時の短期許容耐力に考慮できる協力幅 ba を $0.1L$ と規程していることから、その妥当性を評価するために $0.2L$ とした。ここでは、梁の加力方向について梁上端が圧縮側となる梁を正曲げ、梁下端が圧縮側となる梁を負曲げと定義する。試験体の短期許容耐力はそれぞれ正曲げ時では引張鉄筋の降伏、負曲げ時では圧縮縁コンクリートの短期許容応力度により定まるよう設計した^{2),4)}。試験体パラメータは梁上端およびスラブのコンクリート強度と直交梁の有無とした。No.1 と No.2 は直交梁を有する試験体で、No.1 は梁上端、スラブおよび梁下端コンクリートを同一強度コンクリート(Fc48)とし、No.2 は梁上端、スラブを Fc30、梁下端コンクリートを Fc48 と異強度コンクリートとして打ち分けた。No.3 は No.2 と同様にコンクリート強度を打ち分けたが、直交梁のない試験体である。

表-1 試験体一覧

試験体	コンクリート設計基準強度 (実強度値)		直交梁の有無	短期許容耐力	
	柱	梁上端 スラブ		梁下端	正曲げ*
No.1 (強度同一)	Fc60 (74.0)	Fc48 (54.9)		あり	引張鉄筋 圧縮 コンクリート
No.2 (異強度)		Fc33 (44.4)	Fc48 (54.9)		
No.3 (異強度)				なし	

*正曲げは梁上端が圧縮、負曲げは梁下端が圧縮となる加力方向

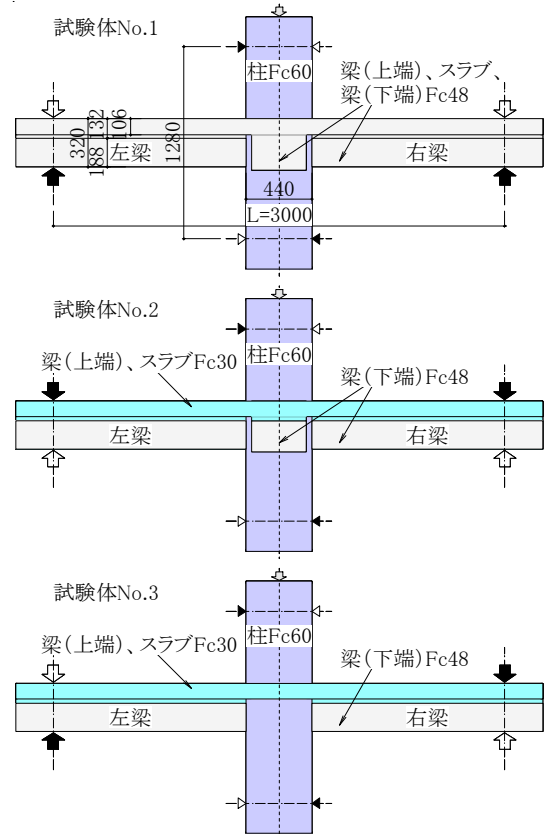


図-2 試験体形状

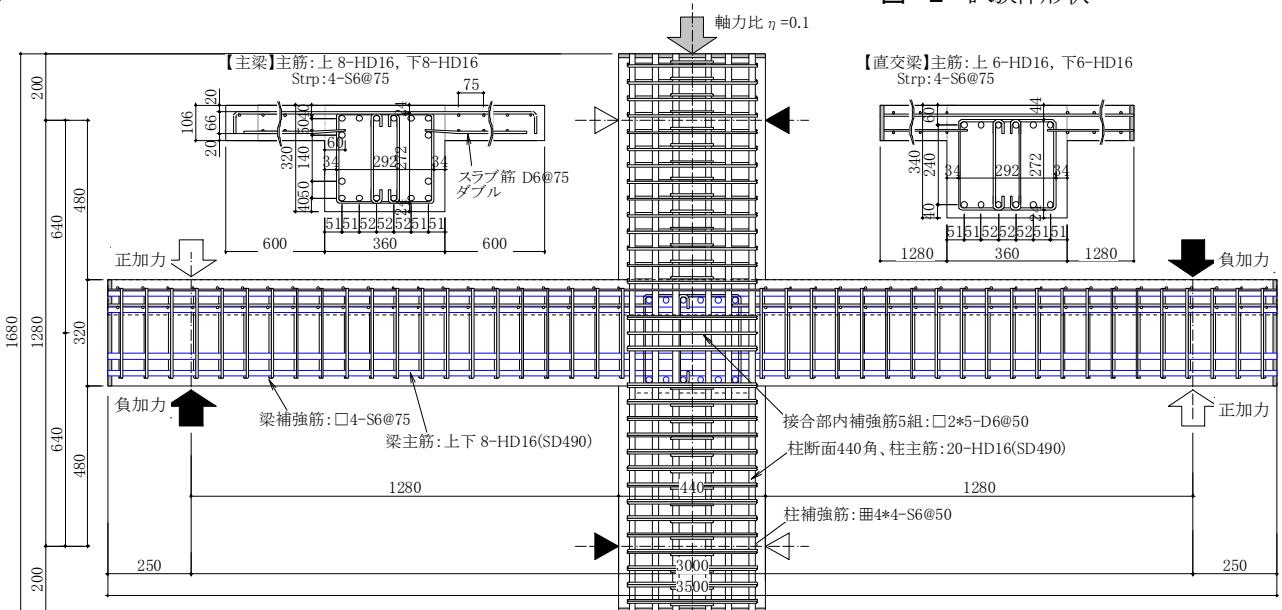


図-3 試験体配筋図

試験体計画時では梁下端と梁上端およびスラブのコンクリート強度差は 15N/mm^2 としたが、実強度では強度差 10N/mm^2 程度であった。各試験体のコンクリートは縦打ちとし、柱(Fc60)のコンクリート打設を行い、約 1 週間後に梁およびスラブの高強度コンクリート(Fc48)、さらに 3 日後に普通強度コンクリート(Fc33)のコンクリート打設を行った。使用した材料の試験結果を表-2 に示す。

2.2 加力方法および計測計画

加力は、上下柱の反曲点位置を想定した位置に水平反力を取り、一定軸力 $1160\text{kN}(N=0.1Bc \cdot Dc \cdot Fc)$ 、 Bc : 柱幅、 Dc : 柱せい、 Fc : 柱コンクリート設計基準強度)を載荷した状態で、梁の反曲点位置に鉛直力を正負交番繰り返し載荷した。左右の反曲点に上下逆方向で同じ大きさの鉛直変位を与え、逆対称変形となるよう制御した。なお、変位制御用の層間変形角 R は柱上下の反曲点でピン支持およびローラ支持した十字形治具に対する梁端加力点の相対変位として計測し、左右梁反曲点の鉛直変位をスパン($L=3000\text{mm}$)で除して求めた。加力は、 $R=0.125\%$ を正負 1 回載荷したあと、 $R=0.25$ 、 0.5 、 1.0 、 1.5 、 2.0% を正負 2 回ずつ、 $R=3.0\%$ を正負 1 回、 $R=4.0\%$ を正側に 1 回載荷を行った。試験体の代表的な変位計測位置を図-4 に示す。

3. 実験結果

3.1 荷重変形角関係および破壊経過

$R=+1.0\%$ ピーク時のひび割れ状況を写真-1 に、柱せん断力-層間変形角($Qc-R$)関係を図-5 に各々示す。図中

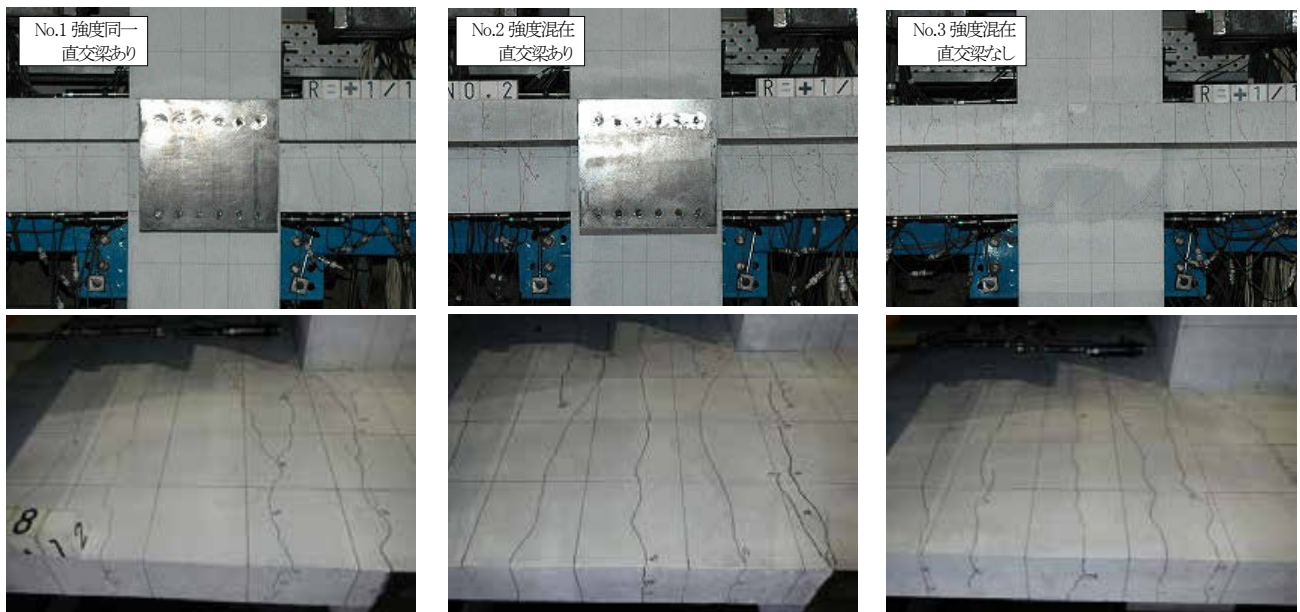


写真-1 ひび割れ状況($R=+1.0\%$ ピーク時)

表-2 使用材料の力学的特性

(1).コンクリートの材料特性

Fc	試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ(μ)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	材齢 (日)
33	No.2	44.4	2097	3.05	31.6	0.22	38
	No.3	45.6	2144	3.05	31.9	0.22	44
	No.1	53.9	2558	3.81	34.0	0.23	35
48	No.2*	54.9	2610	3.59	33.8	0.22	41
	No.3	55.8	2661	3.36	33.6	0.21	47
	No.1	71.3	2816	3.67	35.8	0.22	43
60	No.2*	74.0	2780	3.69	36.4	0.23	49
	No.3	76.7	2745	3.71	37.1	0.23	55

*試験体 No.2 は No.1 と No.3 の平均値

(2).鉄筋の材料特性

部位	鋼種	呼び名 (mm)	公称断面積 (mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	破断伸び(%)
主筋 (柱・梁)	SD490	D16	199	567	759	191.4	14
補強筋 (柱・梁・接合部)	SD785	D6	32	971	1120	173.4	10
スラブ筋	SD295	D6	32	349	494	187.8	22

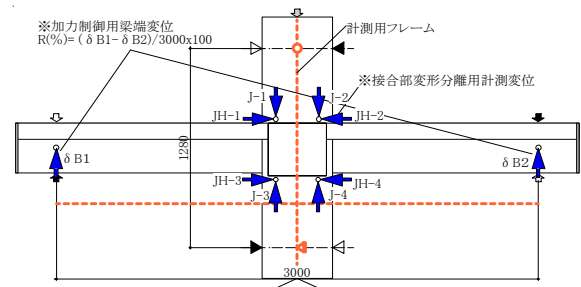


図-4 代表的な変位計測位置

の梁曲げ降伏耐力は RC 規準に基づき算定した各梁の正曲げと負曲げの降伏耐力の平均値とした。

破壊経過は次の通りである。各試験体において正曲げ負曲げともに $R=0.125\%$ で梁危険断面付近に曲げひび割

れが生じた。負曲げ側の梁では梁曲げひび割れ発生と同時にスラブ上面に曲げひび割れが生じた。R=0.5%で柱曲げひび割れが観察され、負曲げの梁ではスラブ筋の降伏が確認された。

各試験体とも R=1.0%に梁せん断ひび割れが発生し、R=1.0%前後で梁主筋の1段筋が降伏し始めR=1.5%近傍で2段筋の降伏が確認された。主筋降伏耐力はRC規準による計算値と正負とも概ね一致した。直交梁のないNo.3では、R=1.0%で正負とも接合部せん断ひび割れが生じた。R=1.5%以降は各試験体とも梁引張側での曲げひび割れ幅の増大が顕著であり、梁圧縮側でもコンクリートの圧縮力によって生じたとみられるひび割れが観察されたが、R=3.0%近傍でも顕著な圧壊は見られなかった。R=3.0%以降も耐力低下は見られず、R=4.0%で正載荷の最大耐力に至り、負載荷ではR=-3.0%で最大耐力に至った。No.2、No.3では、R=1.0%前後で梁下端コンクリートと梁上端・スラブコンクリートを打ち分けた打ち継ぎ部にひび割れが生じたがひび割れ幅はピーク時で0.1mm以下であり、最終変形角(R=4.0%)においても、打ち継ぎ部ひび割れの進展は見られなかった。

以上、柱せん断力-層間変形角関係および破壊経過では梁のコンクリート強度打ち分けによる顕著な違いは見られなかった。

3.2 各部位の変形成分の推移

各部位の変形状態を図-6に示す。ここで、接合部による変形 δ_j 、柱による変形 δ_c および梁による変形 δ_b を計測変位を用いて式(1)~(3)から各々算出し、層間変形角に占める柱、梁、接合部による成分割合の推移を図

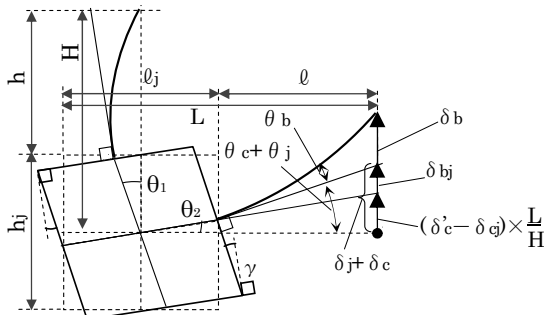


図-6 梁・柱・接合部による変形成分

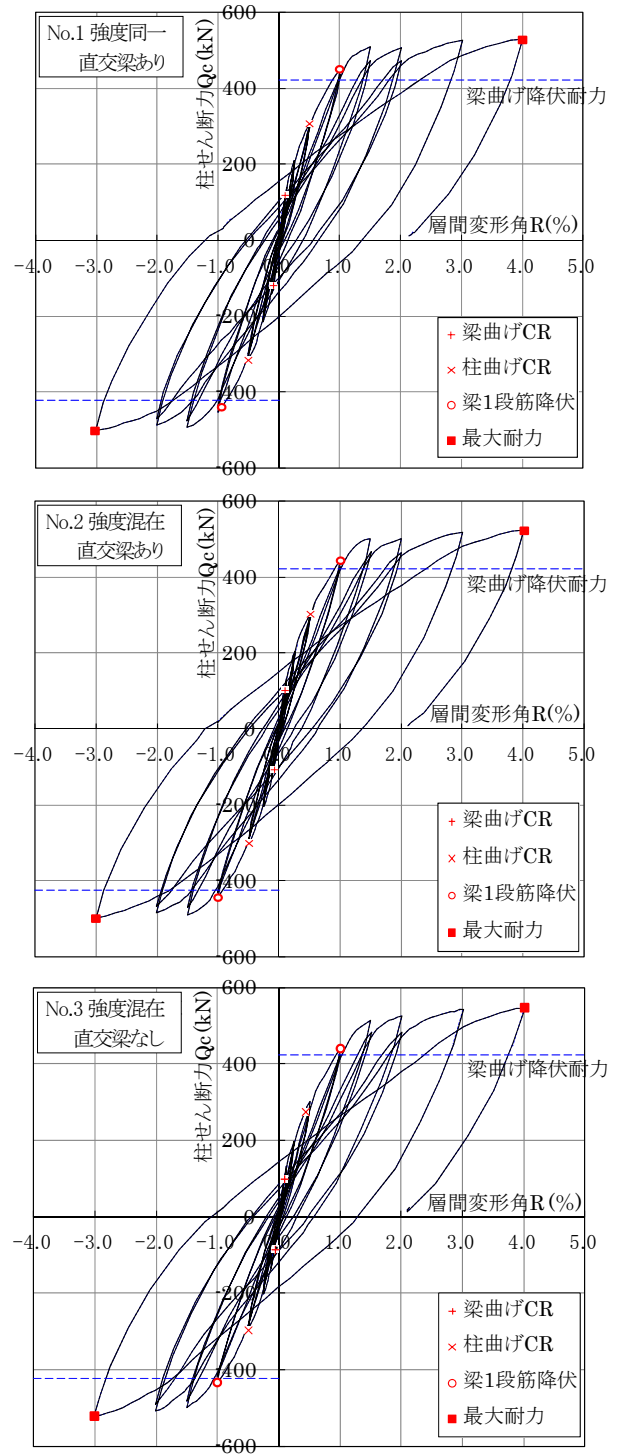


図-5 柱せん断力-層間変形角関係

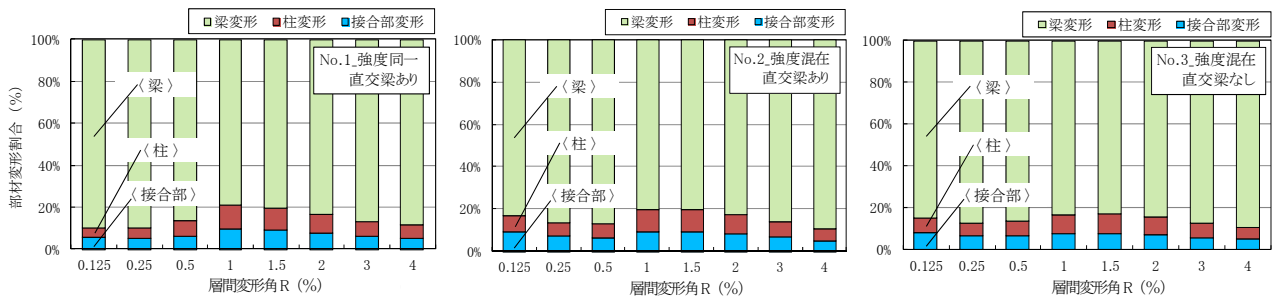


図-7 各部位の変形成分の推移

表-3 実験結果一覧

試験体	梁加力方向	梁	実験結果						計算値						
			短期許容応力度					最大荷重	短期許容応力度				終局耐力		
			コンクリート短期許容応力時 $Q_c^{*(1)}$	引張鉄筋短期許容応力時 $Q_s^{*(2)}$	短期許容耐力 Q_a	最大荷重			コンクリート短期許容応力時 $Q_c^{*(2)}$	引張鉄筋短期許容応力時 $Q_s^{*(3)}$	短期許容耐力 Q_a	実/計	梁曲げ終局耐力	実/計	
			R (%)	eQ_c (kN)	R (%)	eQ_s (kN)	eQ_a (kN)	R (%)	eQ_{mu} (kN)	caQ_c (kN)	caQ_s (kN)	caQ_a (kN)	eQ_c/caQ_c	caQ_{mu}	eQ_{mu}/caQ_{mu}
No.1	正曲げ	右梁	— ⁽¹⁾	—	1.00	188	188	4.01	215	217	173	173	1.09	196	1.10
		左梁	—	—	-0.94	-184	-184	-3.02	-199				1.07		1.01
	負曲げ	右梁	-0.66	-161	-1.00	-196	-161	-3.01	-229	127	187	127	1.26	212	1.08
		左梁	0.61	153	1.08	198	153	3.83	237	125	188	125	1.20	215	1.12
No.2	正曲げ	右梁	—	—	1.00	187	187	4.02	214	179	173	173	1.08	192	1.12
		左梁	—	—	-1.01	-187	-187	-3.01	-200				1.08		1.04
	負曲げ	右梁	-0.46	-130	-1.07	-187	-130	-3.01	-225	125	188	125	1.04	215	1.05
		左梁	0.47	132	1.14	201	132	3.83	233	125	188	125	1.06	215	1.09
No.3	正曲げ	右梁	—	—	1.00	179	179	4.01	214	183	173	173	1.04	192	1.11
		左梁	—	—	-1.01	-183	-183	-3.01	-207				1.06		1.08
	負曲げ	右梁	-0.59	-140	-1.07	-182	-140	-3.01	-239	127	188	127	1.10	215	1.11
		左梁	0.57	143	1.08	194	143	3.90	253	127	188	127	1.12	215	1.18

*1)計測されず、*2)スラブ協力幅0.1Lとして算出、*3)負曲げ時は0.1Lスラブ上下筋考慮

$$\delta_j = \delta_{bj} - \delta_{cj} \cdot \frac{L}{H} = \ell \cdot \gamma - \frac{h_j}{2} \cdot \gamma \cdot \frac{L}{H} = \gamma \cdot \left\{ \ell - \frac{h_j \cdot L}{2H} \right\} \quad (1)$$

$$\delta_c = \delta_c' \cdot \frac{L}{H} = \left\{ \frac{h_j}{2} \cdot \theta_1 + h \cdot \theta_2 \right\} \cdot \frac{L}{H} \quad (2)$$

$$\delta_b = \delta - \delta_j - \delta_c \quad (3)$$

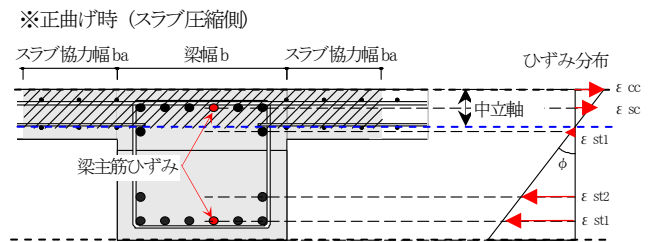


図-8 平面保持仮定によるひずみの推定

7に示す。上柱と下柱および左右の梁に関しては各々平均値を用いた。

各試験体とも同様の傾向を示し、梁の変形成分が80%以上を占めている。また、梁曲げ降伏変形が進展したR=1.0%以降、柱および接合部の変形成分割合が減少して、梁の変形成分割合が増加している。

3.3 梁部材の短期許容耐力評価

左右梁について、梁危険断面(柱面位置)で計測した梁主筋のひずみ性状から梁圧縮縁のコンクリートひずみを算出し、引張鉄筋の降伏時モーメントと比較し短期許容耐力の評価を行った。図-8に示すように、曲げモーメント作用時は平面保持を仮定し、コンクリート圧縮縁のひずみ ϵ_{cc} を算出した。なお、コンクリートの短期許容応力度時のひずみとして $2/3 \cdot \sigma_B$ (σ_B : 実圧縮強度)に相当するひずみを用いた。

図-9に右梁正曲げ時、左梁負曲げ時の梁せん断力-コンクリートひずみ関係を各々示す。正曲げ時は各試験体ともR=1.0%でコンクリートひずみは短期許容ひずみに達しておらず、引張鉄筋の降伏により短期許容耐力が決まったものと判断できる。負曲げ時はいずれの試験体もコンクリートはR=0.5%前後で短期許容ひずみに達していることから、圧縮縁のコンクリートにより短期許容耐力が決まったと考えられる。

実験結果一覧を表-3に示す。正曲げ時は各試験体とも梁主筋の短期許容応力度により短期許容耐力に達

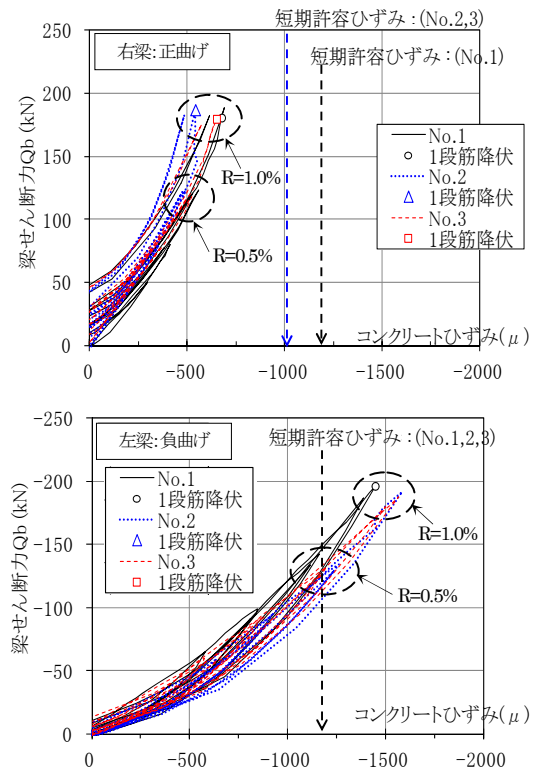


図-9 梁せん断力-コンクリートひずみ関係

している。この場合の実験値と計算値の比 eQ_c/Q_a が1.04~1.09と精度よく評価できている。一方、負曲げ

時は各試験体ともコンクリートの短期許容応力度により、短期許容耐力に達している。この場合の実験値と計算値の比 e_Q/Q_c は 1.04~1.26 倍の値であった。このことから RC 規準による耐力算定式を用いた場合、正曲げ側と負曲げ側ともに梁短期許容耐力を安全側に評価できることを確認した。

3.4 スラブ協力幅の評価

実験結果より、各試験体のスラブ協力幅を算定する。図-10 に算出に際して仮定した正曲げモーメント作用時の T 形梁部材の圧縮力および引張力の分布を示す。ここでは、梁部材の平面保持およびコンクリートが引張応力を負担しないことを仮定し、スラブ協力幅 b_a およびスラブ圧縮力 C_{cs} を式(4)~(6)により算出する。

式(4)に示すように正曲げモーメント時の引張力の合力 ΣT は圧縮力の合力 ΣC と等しいので、梁主筋引張力 T_s と梁主筋圧縮力 C_s を計測したひずみからそれぞれの値が定まり、T 形梁のスラブコンクリートの圧縮力が得られる(式(5))。また、平面保持を前提としたひずみ条件より、 C_{c0} が定まることから式(6)によりスラブ協力幅 b_a が算出される。

$$\Sigma T = \Sigma C \quad (4)$$

$$C_{cs} = \Sigma C - (C_s + C_{cb}) \quad (5)$$

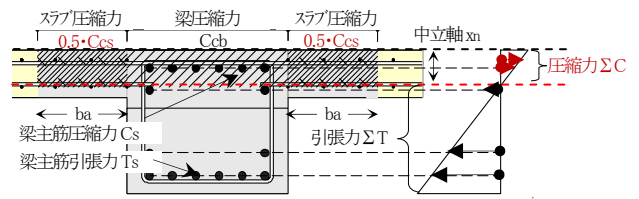
$$b_a = \frac{C_{cs}}{2 \times C_{c0}} \quad (6)$$

梁危険断面(柱面位置)で計測した梁主筋のひずみから算出したスラブ協力幅 b_a を表-4 および図-11 に示す。なお、各試験体とも正側 $R=1.0\%$ 近傍で梁主筋が降伏したことから、負側は $R=-0.5\%$ までの表示としている。 $R=\pm 0.25\%$ 時は、各試験体ともスラブ協力幅が 124~267mm と他の変形角時と比べ小さくなっている。これは、小変形では引張コンクリートが応力を保持していることが仮定した前提条件と異なるためと考えられる。 $R=0.5\%$ 以降はいずれの試験体においてもスラブ協力幅が増大した。梁短期許容耐力近傍の $R=1.0\%$ でのスラブ協力幅 550mm 以上で、RC 規準による試験体のスラブ協力幅 $0.1L(300\text{mm})$ よりも大きな値となっている。

§4.3 次元 FEM 解析による検証

4.1 解析概要

実験で得られたスラブ協力幅の検証とその応力状態の詳細な把握するため、試験体 No.1 および No.2 について 3 次元弾塑性 FEM 解析(解析コード:ATENA-3D)を行った。解析ケースを表-5 に示す。



- ここで、 ΣT : T 形梁の引張力の合力
- ΣC : T 形梁の圧縮力の合力
- C_s : 梁主筋圧縮力
- C_{cb} : 中立軸より上部の梁圧縮力
- C_{cs} : スラブ圧縮力
- b : 梁幅
- b_a : スラブ協力幅
- C_{c0} : スラブ協力幅の単位長さあたりの圧縮力

図-10 T 形梁部材の圧縮力および引張力の分布

表-4 スラブ協力幅 b_a の算定

試験体	R (%)	Cs (kN)	Ccb (kN)	Ccs (kN)	acc (μ)	ba*(mm)
No.1	0.25	40	175	120	-396	124
	0.5	46	215	308	-557	258
	1.0	34	216	678	-689	566
No.2	0.25	34	140	175	-371	224
	0.5	40	176	354	-521	361
	1.0	34	197	697	-685	636
No.3	0.25	29	123	183	-338	267
	0.5	41	182	350	-531	347
	1.0	38	211	695	-717	593

*平面保持仮定のため、試験体スラブ幅を超える場合もその値を表示。

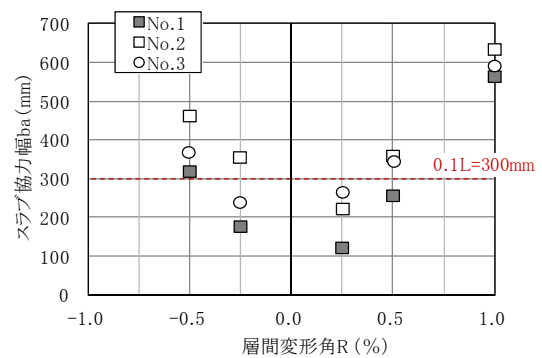


図-11 スラブ協力幅 b_a の推移

表-5 解析ケース一覧

解析ケース	試験体	梁コンクリート水平打ち継ぎ部	
		粘着力 C (N/mm ²)	摩擦係数 μ
1-F	No.1 (強度同一)	打ち継ぎなし	
2-F	No.2 (異強度)	τ_{slip}^{**}	1.0

$$\tau_{slip}^{**} = 0.075 \sigma_B + (1.12 - 0.0012 \sigma_B) p_w f_{ws}$$

- ここで、 σ_B : コンクリート圧縮強度
- p_w : せん断補強筋強度
- f_{ws} : せん断補強筋比

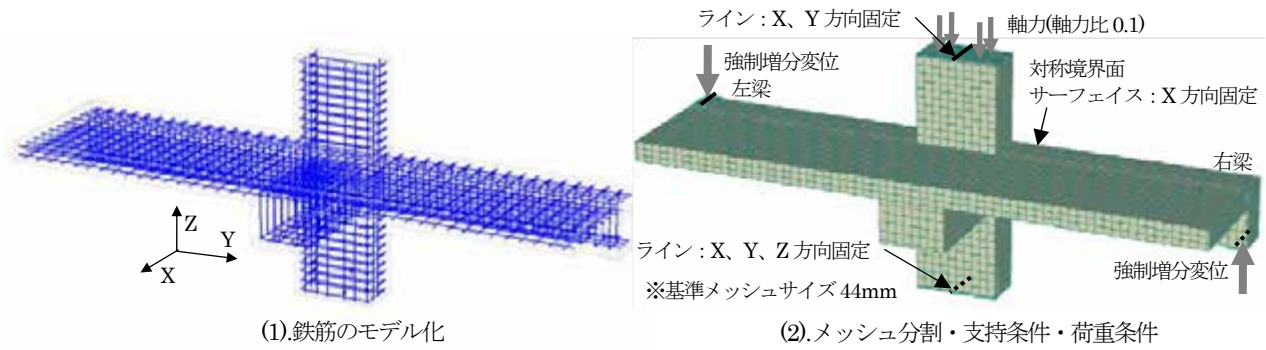


図-12 解析モデル

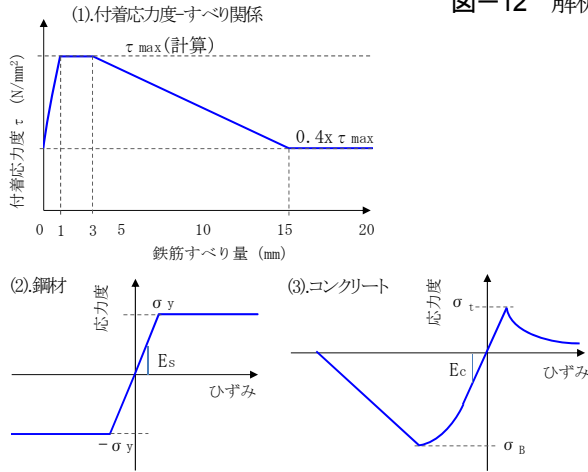


図-13 材料特性

解析ケース 2-F では、試験体 No.2 の梁下端コンクリートと梁上端コンクリートの水平打ち継ぎ部のせん断性状はインターフェイス要素を設けることで考慮した。インターフェイス要素は圧縮力および引張力は伝達する設定とし、せん断応力に対してはプレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工⁵⁾で古屋らが提案している τ_{slip} を打ち継ぎ部のすべり発生時応力とした。また、実験では水平打ち継ぎ部に十分な凹凸処理を行ったことから、解析における境界面の摩擦係数 μ は1.0と設定した。両解析ケースとも先打ちした柱と後打ちした梁の鉛直面打ち継ぎにもインターフェイス要素を設け、Hansenらによるコッター付の場合のせん断強度式⁵⁾を用いて、粘着力および摩擦係数を設定した。なお、柱と直交梁打ち継ぎ部に関しては、実験では終局時でもすれ等の性状はほとんど見られなかったことから完全付着とした。

解析モデルを図-12に示す。解析モデルは試験体の対称性を考慮して、1/2断面を解析対象とした。コンクリートは8節点ソリッド1次要素、載荷点の鋼板は16節点ソリッド2次要素とした。また、材料定数には各試験体の材料試験に基づく値を用いた。なお、鋼材(主筋、せん断補強筋)のモデルについては全て埋め込み式離散鉄筋モデルとし、鉄筋とコンクリート間の付着応力-すべりモデルはCEB-FIP Model code 1990を用いた。図-13に使用材料の構成モデルを示す。

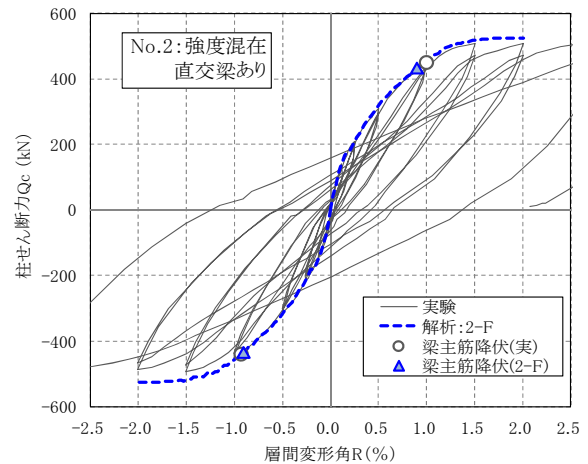
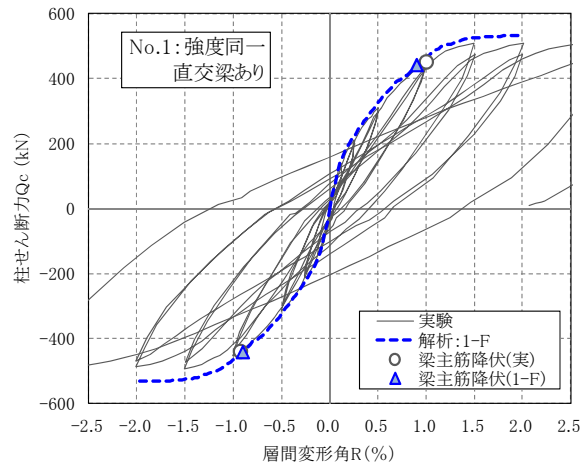


図-14 柱せん断力-層間変形角関係(解析)

4.2 解析結果および実験結果との比較

実験および解析から得られた柱せん断力-層間変形角関係の比較を図-14に示す。いずれの解析ケースにおいても、初期剛性および梁主筋降伏時の耐力と変形角は実験結果とよく整合している。層間変形角 $R=2.0\%$ 時の最大耐力については、負加力側とも解析結果の方が若干大きい概ね再現できており、解析により実験結果を精度よく評価できているといえる。

解析においても実験と同位置の変位を計測し、層間変形角における柱、梁、接合部による変形成分の推移を図-15に示す。いずれの試験体においても、 $R=0.25\%$ 時

までの小変形では、柱と接合部変形割合がやや高いが、 $R=0.5\%$ 以降は全ての变形割合が良く対応しており、実験結果と同様に梁の変形成分割合が増加していく様子がわかる。以上より、各部位の変形割合の推移についても両解析ケースとも実験結果と概ね一致した。

4.3 解析によるスラブ協力幅の検証

解析ケース 1-F、2-F の $R=1.0\%$ 時の梁正曲げ側(スラブ圧縮側)コンクリートの y 方向軸応力度分布を図-16 に示す(負側が圧縮応力度)。両解析ケースとも梁の加力点から曲げ危険断面へ近づくに従い、徐々にスラブ圧縮領域の幅が大きくなっていることがわかる。コンクリートの y 方向軸応力度分布図では解析ケースによる有意な差異は見られなかった。

梁正曲げ側の曲げ危険断面付近の切断面における各メッシュ要素の解析値から平均軸応力度の幅方向分布を算出した。 $R=0.25\%$ 、 0.5% 、 1.0% 時の分布図を図-17 に各々示す。いずれの变形角においても両解析ケースとも梁とスラブ境界付近の軸応力度はほぼ同じ応力度で連続しており、幅方向へ向かうに従い徐々に応力度が小さくなりスラブ端部ではほとんど応力を負担していないことがわかる。短期許容耐力近傍の $R=1.0\%$ においても、解析ケース 2-F はケース 1-F と比べて応力度の最大値は若干小さいもののほぼ同じ応力度分布を示している。

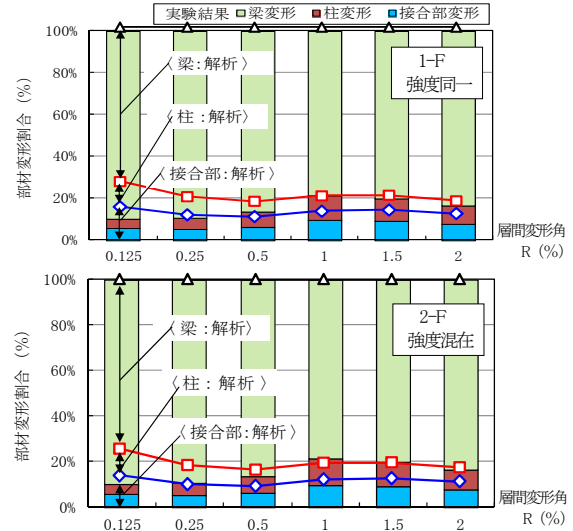


図-15 部材変形の変形成分の推移(解析)

続いて、解析によるスラブ協力幅 $b_{a(ana)}$ を推定するため、各メッシュ要素の軸応力度の圧縮力成分を合計して算出したスラブ圧縮力 $C_{CS(ana)}$ と、解析結果から算出した中立軸と曲率を用いスラブ協力幅 $0.1L$ と仮定した場合のスラブ圧縮力 $C_{CS(0.1L)}$ を比較すること(式(7)、(8))で推定したスラブ協力幅を図-18 に解析①として示す。さらに 3.4 節で検討したスラブ協力幅の算出方法による解析結果を解析②として示す。

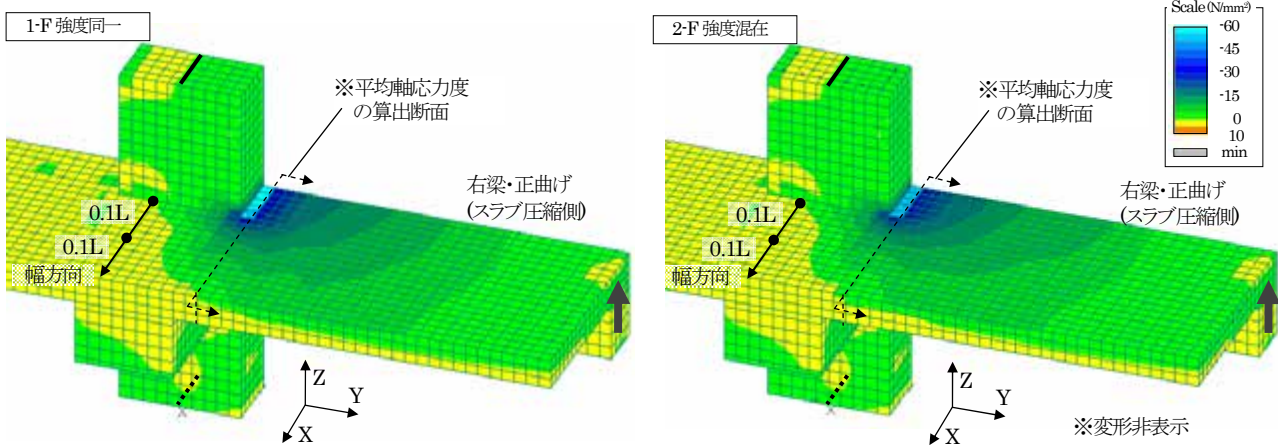


図-16 コンクリートの y 方向軸応力度分布図($R=1.0\%$)

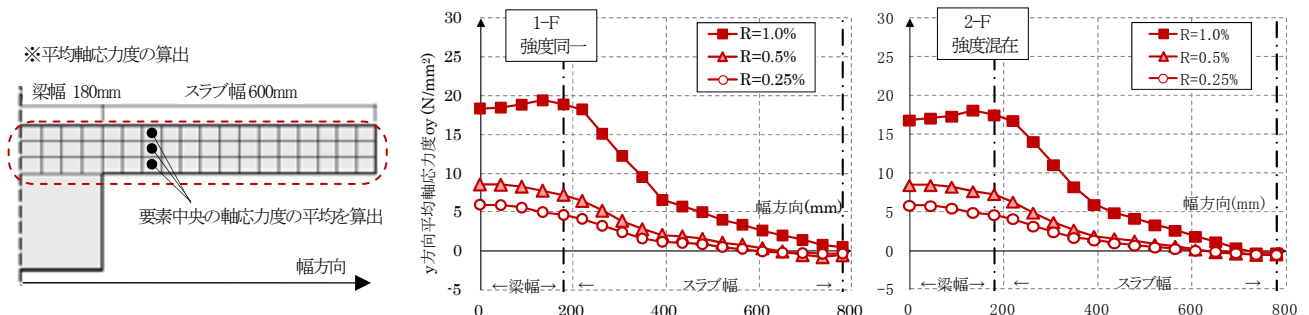


図-17 危険断面位置の平均軸応力度の幅方向分布

$$C_{CS0.1L} = 0.5 \times x_n \times E'_C \times 0.1L \quad (7)$$

$$b_{a(ana)} = \frac{C_{CS(ana)}}{C_{CS0.1L}} \times 0.1L \quad (8)$$

ここで、 $C_{CS0.1L}$: スラブ協力幅 0.1L 相当のスラブ圧縮力
 $C_{CS(ana)}$: 解析結果から算出したスラブ圧縮力
 x_n : 解析結果から算出した中立軸
 E'_C : コンクリート短期許容応力度時割線剛性
 $b_{a(ana)}$: 解析結果から算出したスラブ協力幅

解析①において、解析ケース 2-F は 1-F と比べ $R=0.25\% \sim 0.5\%$ ではほぼ同じ協力幅で推移しており、 $R=1.0\%$ では若干 2-F が小さくなっているものの、いずれの変形角でもスラブ協力幅は 0.1L と同等かそれ以上の値である。これは解析①の算出方法によると、算定断面内のコンクリート引張応力の影響がなく小変形領域 ($R=0.25\%$) においてもスラブ協力幅を正しく評価できるためと考えられる。また、解析②では実験結果と同様のスラブ協力幅の算出方法であるため、 $R=1.0\%$ では若干ばらつきがあるものの全体的には実験結果とほぼ整合した。以上、解析①および②による検討で、スラブ協力幅はいずれも 0.1L 相当が有効に働いていたことを確認できた。

4.4 梁水平打ち継ぎ部のせん断応力度の検証

梁コンクリートの水平打ち継ぎ部のせん断応力度を評価するため、解析ケース 1-F および 2-F について打ち継ぎ部に作用するせん断応力度 τ_{yz} について検討を行った。梁弾性時の水平打ち継ぎ部に作用する設計用せん断応力度 τ_{yz1} は式(9)で、終局時の設計用せん断応力度 τ_{yz2} は式(10)で、終局時のせん断伝達力 τ_u は式(11)で各々表される^{6),7)}。

$$\tau_{yz1} = \frac{Q_b \times S_y}{b \times I} \quad (9)$$

$$\tau_{yz2} = \frac{\Delta T}{b \times \Delta L} \quad (10)$$

$$\tau_u = \mu \times p_w \times f_{ws} \quad (11)$$

ここで、 S_y : 打ち継ぎ部より外側の部材断面について

の断面 1 次モーメント

b : 接合部の幅(梁幅)

I : 断面 2 次モーメント(スラブ協力幅 0.1L 考慮)

ΔT : 上端筋の引張力(負曲げ時スラブ協力幅 0.1L)

ΔL : 曲げ応力点から反曲点までの長さ

μ : 摩擦係数(ここでは、 $\mu=1.0$)

解析ケース 1-F、2-F では、打ち継ぎ部の幅方向の 3 点の平均せん断応力度について梁危険断面から梁加力点にかけての分布(図-19)を算出した。ここでは、 τ_{yz}

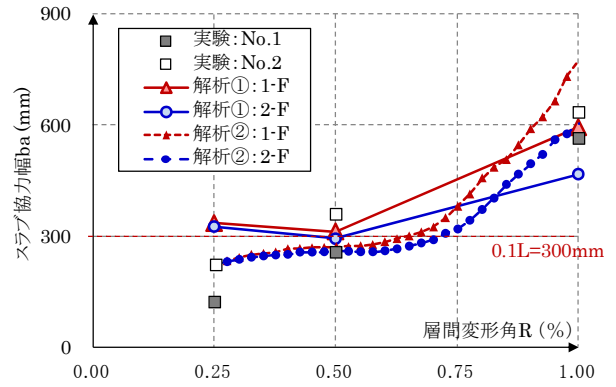


図-18 スラブ協力幅の推移

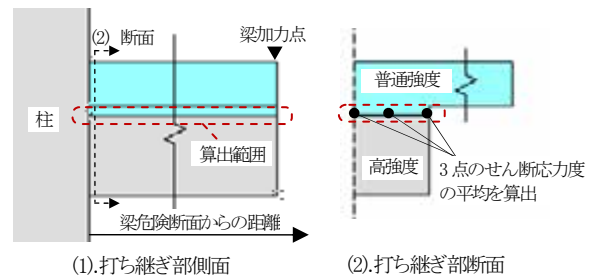


図-19 梁打ち継ぎ部せん断応力度の算出

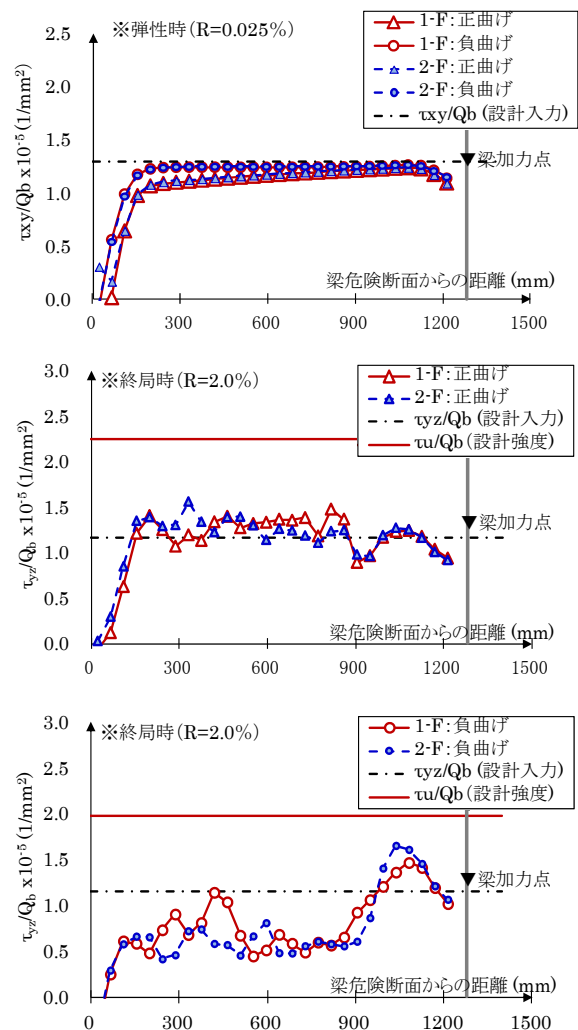


図-20 梁打ち継ぎ部の τ_{yz}/Q_b 分布

を設計用入力として、 τ_u を設計強度と定義した。解析結果との比較を行うため、せん断応力度を梁せん断力 Q_b で除したものを図-20 に各々示す。比較する変形角は、完全弾性に近い微小変形角 $R=0.025\%$ と梁終局時の $R=2.0\%$ の値を示す。

$R=0.025\%$ 時はいずれの解析ケースの正曲げ、負曲げにおいても最大値はほぼ τ_{yz1}/Q_b で評価できており、打ち継ぎ部を設けた解析ケース 2-F についても 1-F とほぼ同様の分布である。 $R=2.0\%$ の正曲げ側についても同様に、両解析ケースとも差はほぼ見られず、最大値についても設計用 τ_{yz}/Q_b で評価できているといえる。 $R=2.0\%$ の負曲げ側については、解析ケースごとに若干のばらつきは見られるが、最大値については正曲げ側と同様に設計用 τ_{yz}/Q_b で概ね評価できている。また、正曲げ負曲げとも解析結果の最大値は τ_u/Q_b と比べ、十分小さい範囲であり、打ち継ぎ部のずれが生じなかった実験結果と一致することが確認できた。

§5.まとめ

コンクリート強度が混在する大梁についてスラブ協力幅および梁コンクリートの水平打ち継ぎ部のせん断性

状を検証するために、スラブ付十字形柱梁接合部の梁曲げ破壊を想定した架構について構造性能確認実験および3次元 FEM 解析を行い、以下の知見を得た。

- 1) 柱せん断力・層間変形角関係および破壊経過においては、梁のコンクリート強度打ち分けによる顕著な違いは見られなかった。梁のコンクリート強度を打ち分けた場合も、梁の短期許容耐力は既往式により良好に評価できることを確認した。
- 2) 梁の引張鉄筋が許容応力度に達する曲げモーメント時の圧縮縁コンクリートの応力状態から、T 形梁のスラブ協力幅を算定した。その結果、同一のコンクリート強度の T 形梁と同様にコンクリート強度が混在する T 形梁においても RC 規準の設計法におけるスラブ協力幅 $0.1L$ 相当以上がスラブ協力幅として有効に働いていたことを示した。
- 3) 試験体 No.1 と No.2 について3次元 FEM 解析を行った結果、荷重変形および各部位の変形割合、スラブ協力幅の推移は実験結果と精度よく一致した。また、梁のコンクリート強度を打ち分けた試験体 No.2 の解析ケースについて、梁コンクリートの水平打ち継ぎ部に作用するせん断応力度を算出し、既往の設計式により良好に評価できることを確認した。

<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，pp.120-129，2010/2.
- 2) 小嶋一輝，佐川隆之，神野靖夫，山野辺宏治，佐々木仁志：“コンクリート強度が混在するハーフプレキャスト梁の曲げ性状に関する実験的研究 その1.静的載荷実験の概要及び実験結果”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，pp. 631-632，2012/9.
- 3) 佐川隆之，小嶋一輝，神野靖夫，山野辺宏治，佐々木仁志：“コンクリート強度が混在するハーフプレキャスト梁の曲げ性状に関する実験的研究 その2.実験結果の考察”，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，pp. 633-634，2012/9.
- 4) 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.142-162，2008/6.
- 5) 日本建築学会：プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工，pp.182-194，1996/2.
- 6) 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，pp.96-103，2002/11.
- 7) プレハブ建築協会：プレキャスト建築技術集成第4編 R・PC の設計，pp.76-83，2003/1.