

論文 スラブの2方向が固定されたスラブ付き梁の曲げ載荷実験

渡部 太郎^{*1}・飯塚 大介^{*2}・高橋 紗希子^{*3}・木野 淳一^{*4}

要旨: 鉄道で一般的に適用されているビームスラブ式ラーメン高架橋の梁とスラブから構成される水平部材のせん断耐力を確認することを目的として、ラーメン高架橋の一部を切り出して、十字形状の梁にスラブを圧縮側または引張側に設置した梁スラブ構造の模型試験体を用いて曲げ載荷実験を行った。その結果、梁スラブ構造は、梁の斜めひび割れが卓越した後にスラブが押抜きせん断破壊またはせん断破壊する破壊性状を示すことを確認した。梁スラブ試験体のせん断耐力は、スラブを設置していない梁単独の試験体の 1.1~1.34 倍となり、梁スラブ構造で適用されている既往のせん断耐力計算値よりも大きくなることを確認した。

キーワード: 梁スラブ, ビームスラブ式ラーメン高架橋, 直交梁, 耐震照査, せん断耐力, 押抜きせん断耐力

1. はじめに

鉄道高架橋において、既存の線路とは別に新たに線路を増設するため、図-1 に示すように、既設のラーメン高架橋を拡張して新設の高架橋を継ぎ足す工事が行われることがある。この場合、既設高架橋と新設高架橋が一体構造となるため、全体系で耐震照査を行うことが必要となる。その結果、既設の中層階または上層階における梁部材が照査を満足せず、既設の梁部材の耐震補強工事を行うことが必要となる場合がある。既設梁の耐震補強工事は、高架下を事務所や機器室で使用している場合、高架下施設の支障移転工事を要するため、工事費と工期が増大することが課題となっている。

木野^りは、梁とスラブから構成される T 型や箱型の梁試験体の曲げ載荷実験を行い、当該部材のせん断耐力は、梁のせん断耐力にスラブのせん断耐力を加えることで算定できることを示した。この実験では、スラブは梁の軸方向に連続的に固定されているが、直交方向は固定されていなかった。前述の既設梁の耐震照査においては、木野^りらの方法を用いてせん断耐力を算定しているが、それでも耐震照査を満足しない梁部材が発生した。

一方、実際のビームスラブ式ラーメン高架橋においては、図-2 に示すように、スラブの周囲が線路方向の縦梁と線路直角方向の横梁で固定されているため、梁部材のせん断耐力に加えて、梁で 2 方向を固定されたスラブのせん断耐力を考慮できると考えられる。そこで、今回は、縦梁及び横梁と一体的に構築されているスラブ付きの梁部材（以下、梁スラブ構造という）のせん断耐力を確認するため、十字形状の梁部材にスラブを圧縮側または引張側に設置した構造の模型試験体の曲げ載荷実験を行ったので、その結果について報告する。

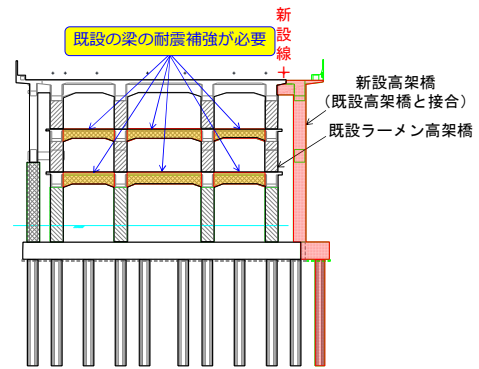


図-1 ラーメン高架橋の改築工事と梁の耐震補強



図-2 ラーメン高架橋の中層階の状況

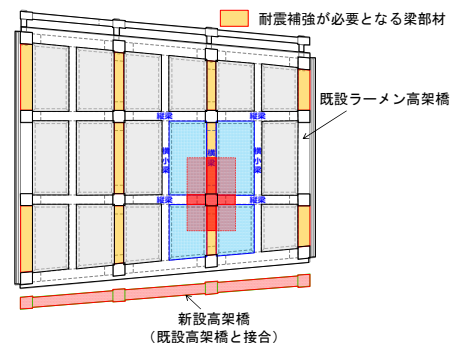


図-3 梁スラブ構造試験体のモデル化の概要

*1 東日本旅客鉄道 (株) JR 東日本研究開発センター 博 (工) 主幹研究員 (正会員)

*2 東日本旅客鉄道 (株) 構造技術センター 修 (工) (正会員)

*3 東日本旅客鉄道 (株) 東北建設プロジェクトマネジメントオフィス (正会員)

*4 東日本旅客鉄道 (株) 東北建設プロジェクトマネジメントオフィス 博 (工) マネージャー (正会員)

表-1 試験体諸元

試験体 No.	スラブの有無	試験体全幅 (mm)	梁		スラブ			スラブ引張鉄筋	梁引張鉄筋	梁せん断補強鉄筋	せん断スパン (mm)	せん断スパン比	
			断面幅b (mm)	断面高さh (mm)	断面幅 (片側) (mm)	断面厚さt (mm)	鉄筋段数						
1	無し	-	400	500	-	-	-	-	-	-	1550	3.42	
2	圧縮側	1900	400	500	750	-	-	D10ctc300	6-D23	D10ctc125	1550	3.42	
3	引張側		400	500							110	1550	3.36
4	圧縮側		400	500							105	1550	3.42
5	引張側		400	500							110	1550	3.36

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験装置や試験体寸法の制限を考慮し、図-3 に示すように、ラーメン高架橋から十字形状の梁部材にスラブが固定されている、図中に赤で示した範囲を模擬して梁試験体を設計した。

表-1 に試験体諸元を、図-4,5 に No.4,5 試験体の概要図を示す。試験体は、十字形状の梁部材のみからなる基準試験体 (No.1) と圧縮側または引張側にスラブを設置した試験体 (No.2~5) の計5体を製作した。せん断スパンは荷点中心から支点中心までの距離として1550mm に設定し、全ての試験体で同じ値とした。試験体は、既設ラーメン高架橋の中層階を約1/2に縮小して、梁寸法、スラブ厚及び梁とスラブの鉄筋比を設定した。十字形状の梁部材は、部材寸法や鉄筋量ともに全ての試験体で同じ諸元とした。梁スラブ構造をせん断破壊させるため、荷点を行う長手方向の梁の引張鋼材としてD23の異形PC鋼棒を6本配置して、曲げ耐力がせん断耐力よりも十分に大きくなるようにした。

No.1 試験体は、梁部材単独のせん断耐力を確認するために製作した、スラブ無し基準試験体である。No.2 試験体は、圧縮側に厚さ105mmのスラブを設置して、スラブ鉄筋を橋軸方向及び橋軸直角方向にD10を300mm間隔で2段配置した。No.3 試験体は、引張側に厚さ110mmのスラブを設置して、スラブ鉄筋量はNo.2と同じ量を配置した。No.4,5 試験体はそれぞれNo.2,3 試験体と試験体寸法は同一として、スラブ鉄筋量をNo.2,3の2倍となるように、D10を150mm間隔で2段配置した。

表-2 に材料試験結果を示す。コンクリート圧縮強度は、ラーメン高架橋で一般に設計基準強度に設定されている27N/mm²を目標強度とした。鋼材は、橋軸方向の引張鋼材に異形PC鋼棒を使用した以外は、異形鉄筋(SD295, SD345)を使用した。

2.2 実験方法

荷点スパンと直交する梁 (以下、直交梁という) をスパン中央に設置し、直交梁の幅500mmに幅100mmの荷板が収まるように、荷点間隔400mmで2点集中荷点を行った。支点は、図-4(c)の試験体側面図において、左

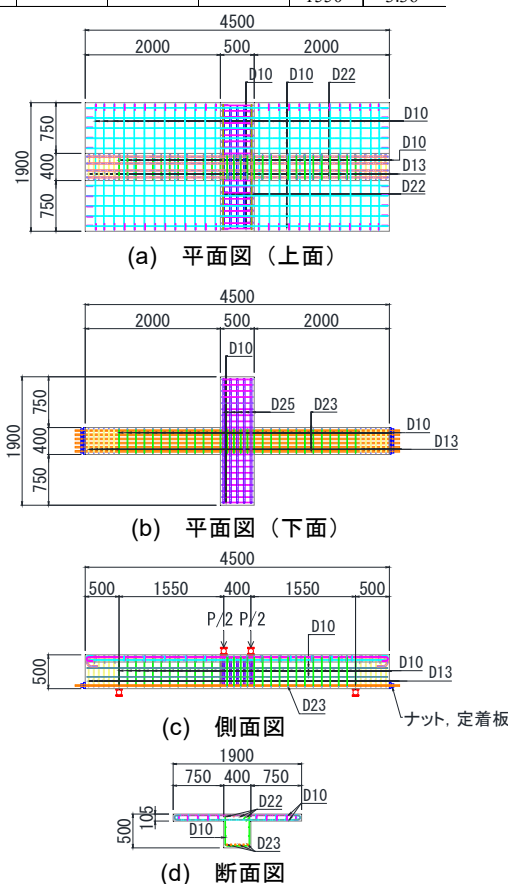


図-4 No.4 試験体概要

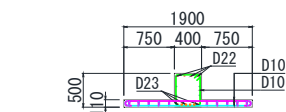


図-5 No.5 試験体概要 (断面図)

表-2 材料試験結果

試験体 No.	引張鋼材 (異形PC鋼棒D23)		スラブ鉄筋、梁スターラップ(D10(SD295))		コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)
	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	
1	1014	151	369	179	35.5
2	1023	152	339	173	29.3
3	1014	151	369	179	32.3
4	1023	152	339	173	42.1
5					30.6

を固定支点、右を可動支点の単純支持とした。

荷点は、荷点荷重2点の合計値である鉛直荷重を100kNずつ増大させてひび割れ計測と試験体の損傷状況

の確認を行い、最大荷重以降は、損傷状況に変化が見られた段階で荷重を中断し、損傷状況の確認を行った。試験体がせん断破壊して荷重が低下した後も可能な限り荷重を継続し、最大荷重以降の変形状を確認した。

計測は、鉛直荷重を計測するとともに、鉛直変位を糸式ゲージで計測した。鋼材には塑性ひずみゲージを貼り付けて、荷重中計測を行った。

3. 実験結果

3.1 各試験体の荷重－変位関係と破壊性状

(1) No.1 試験体

No.1 試験体の鉛直荷重－載荷点変位の関係を図-6に、主な荷重段階や実験終了後における試験体の損傷状況を図-7に示す。No.1 試験体は、荷重が増加するにつれて、曲げひび割れから進展した斜めひび割れが可動支点側で大きく開いて、鉛直荷重 P の値が 874kN で最大荷重となった。最大荷重以降の荷重の低下は比較的緩やかであったが、斜めひび割れが顕著となった箇所のスターラップが順次破断した時点で、荷重が大きく低下した。

実験終了後の試験体の破壊面を確認したところ、載荷板の端部となる直交梁端部から可動支点側に 300mm の位置となる梁上面から同 1200mm 位置の梁下面にかけて斜め方向の破壊面が形成されていることを確認した。

(2) No.2 試験体

No.2 試験体の鉛直荷重－載荷点変位の関係を図-8に、試験体の損傷状況を図-9に示す。No.2 試験体は、荷重が増加するにつれて、曲げひび割れから進展した斜めひび割れが固定支点側で大きく開いて鉛直荷重 P の値が 965kN で最大荷重となった。最大荷重から荷重が低下した段階 ($P=806\text{kN}$ 程度) では、スラブ下面に載荷直角方向にコンクリートにき裂が発生している状況が確認された。一方、スラブ上面には梁に沿ったひび割れが発生しており、載荷板脇の梁上面コンクリートに損傷が観察された。その後、梁の斜めひび割れが大きく開くとともに、スラブがせん断破壊して荷重が低下した。荷重が低下した途中で載荷板が外れたため、再度載荷板を設置して荷重を行った。

載荷終了後の試験体の破壊面を確認したところ、載荷板端部となる直交梁端部から固定支点側に 200mm 離れた範囲において、スラブにせん断破壊面が形成されており、梁は載荷板から固定支点側に 200mm 離れたスラブ下面から同 600mm 位置の梁下面にかけて斜め破壊面が形成されていることを確認した。

(3) No.3 試験体

No.3 試験体の鉛直荷重－載荷点変位の関係を図-10に、試験体の損傷状況を図-11に示す。No.3 試験体は、梁とスラブ上下面に曲げひび割れが発生した後、荷重が

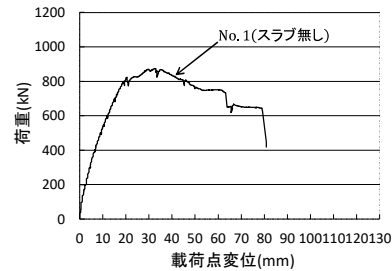
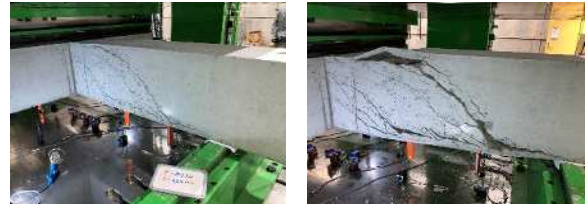


図-6 荷重－変位関係 (No.1 試験体)



(a)最大荷重付近($P=859\text{kN}$) (b)荷重低下後($P=654\text{kN}$)



(c)実験終了後

図-7 No.1 試験体の損傷状況

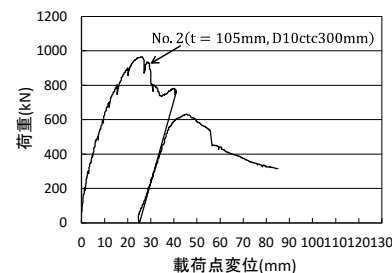


図-8 荷重－変位関係 (No.2 試験体)



(a) 最大荷重後($P=806\text{kN}$) (b) 最大荷重後($P=806\text{kN}$)



(c)実験終了後

図-9 No.2 試験体の損傷状況

増加するにつれて、ひび割れが進展した。梁の斜めひび割れが直交梁付近に到達し、最大荷重 ($P=1000\text{kN}$) 付近で圧縮縁コンクリートの損傷が観察された。最大荷重に達した後、固定支点側の直交梁の載荷板付近の圧縮縁コンクリートの損傷が大きくなり、荷重が低下した

($P=944\text{kN}$ 程度)。その後、鉛直荷重がさらに低下した段階 ($P=736\text{kN}$ 程度) において、スラブ下面が押し抜かれる損傷が観察された。それ以降は荷重の低下が緩やかとなり、鉛直変位の進行とともに、スターラップが破断して順次荷重が低下した。

実験終了後に試験体の破壊面を確認したところ、荷重板端部となる直交梁端部の梁上面から固定支点側に 400mm 移動した位置にかけて斜め破壊面が形成されていることを確認した。試験体の底面を観察したところ、荷重点付近から橋軸直角方向に幅 1000mm 程度、橋軸方向に幅 $300\sim 400\text{mm}$ の範囲において、スラブが押し抜かれて破壊している状況を確認できた。

(4) No.4 試験体

No.4 試験体の鉛直荷重—荷重点変位の関係を図-12 に、試験体の損傷状況を図-13 に示す。No.4 試験体は、荷重が増加するにつれて、曲げひび割れから進展した斜めひび割れが可動支点側で開き、鉛直荷重 P の値が 1046kN で最大荷重となった。最大荷重から荷重が低下した段階 ($P=932\text{kN}$ 程度) において、梁の斜めひび割れが顕著となるとともに、スラブ上面が押し抜かれる損傷が発生した。その後、スラブがせん断破壊して荷重が大きく低下した。さらに荷重を進めると、スターラップが破断して荷重が大きく低下した。

実験終了後に試験体の破壊面を確認したところ、スラブ上面が梁を中心に橋軸直角方向の幅 $900\sim 1000\text{mm}$ 程度の範囲で押し抜かれて破壊しているとともに、スラブがせん断破壊している状況が観察された。梁はスラブ下面位置の荷重板から水平に 200mm 移動した位置から同 1100mm 位置の梁下面にかけて斜め破壊面が複数本形成されていることを確認した。No.4 試験体は、梁の斜めひび割れが開いた後、スラブが押抜き破壊したと考えられる。

(5) No.5 試験体

No.5 試験体の鉛直荷重—荷重点変位の関係を図-14 に、試験体の損傷状況を図-15 に示す。No.5 試験体の損傷順序は、No.3 試験体と同様であった。No.5 試験体は、荷重が増加するにつれて、梁とスラブ上下面に曲げひび割れが進展するとともに、梁の斜めひび割れが直交梁付近に到達して最大荷重 ($P=1170\text{kN}$) となった。最大荷重に達して以降、可動支点側の直交梁に斜めひび割れが到達した箇所の圧縮縁コンクリートが損傷して荷重が低下した ($P=1082\text{kN}$)。その後、鉛直荷重がさらに低下した段階 ($P=920\text{kN}$ 程度) において、可動支点側の支点近傍のスラブ下面が押し抜かれる損傷が顕著となった。それ以降は荷重の低下が緩やかとなった。実験終了時点でもまだ荷重を続けられる状況であったが、可動支点側の荷重板付近の梁の圧縮縁コンクリートの損傷と圧縮鉄筋

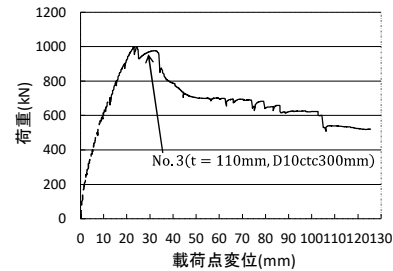


図-10 荷重—変位関係 (No.3 試験体)



(a)最大荷重後 ($P=944\text{kN}$) (b)荷重低下後 ($P=736\text{kN}$)



(c)実験終了後 (d)実験終了後 (試験体底面)

図-11 No.3 試験体の損傷状況

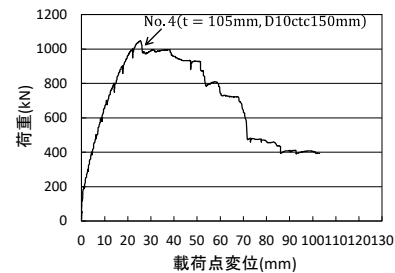


図-12 荷重—変位関係 (No.4 試験体)



(a)最大荷重後 ($P=932\text{kN}$) (b)最大荷重後 ($P=932\text{kN}$)



(c)実験終了後 (d)実験終了後

図-13 No.4 試験体の損傷状況

のはらみ出しが大きくなり、荷重板が試験体から浮いた状態となったため、実験を終了した。

実験終了後に試験体の破壊面を確認したところ、荷重板端部となる直交梁端部の梁上面から可動支点側に約 600mm 移動した位置にかけて斜め破壊面が形成されて

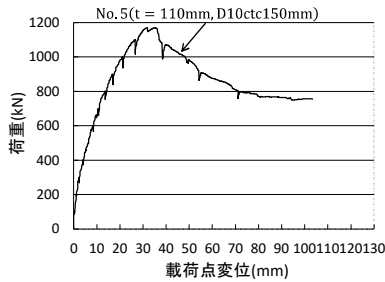


図-14 荷重-変位関係 (No.5 試験体)

いることを確認した。試験体の底面を観察したところ、荷重点付近から 200mm 程度支点側に寄った箇所から橋軸直角方向の幅 900~1100mm 程度、橋軸方向の幅 700mm 程度の広い範囲において、スラブが押し抜かれて破壊している状況が確認できた。

3.2 スターラップの歪み分布

図-16 に No.1,4,5 試験体の最大荷重時において、損傷が顕著となった可動支点側で計測されたスターラップの歪み分布を示す。横軸は、直交梁側面から各スターラップ位置までの水平距離を表している。各試験体の損傷状況で述べたように、最終的に梁の斜めひび割れが卓越したのは、No.1 試験体は直交梁側面から 300~1200mm の範囲、No.4 試験体は同 200~1100mm の範囲、No.5 試験体は同 0~600mm の範囲であった。スターラップの歪みに進展が見られたのは、No.1 試験体は直交梁側面から 625,925mm の計測位置、No.4 試験体は同 375,625,875mm の位置、No.5 試験体は同 125,375,625,875mm の位置となっており、斜め破壊面の位置と概ね一致していることを確認した。

4. 梁スラブ構造のせん断耐力の計算値と実験値

4.1 荷重-変位関係と最大荷重の比較

図-17 に No.1,2,4 試験体の鉛直荷重-荷重点変位関係を示す。圧縮側にスラブを設置した No.2,4 試験体は、スラブを設置していない No.1 試験体の 1.10~1.20 倍程度の最大荷重を示した。No.4 試験体は No.2 試験体とスラブの寸法は同じでスラブの鉄筋量を 2 倍にした試験体であるが、No.2 試験体に比べて最大荷重は 1.08 倍程度大きくなった。

図-18 に No.1,3,5 試験体の荷重-変位関係を示す。引張側にスラブを設置した No.3,5 試験体は、スラブを設置していない No.1 試験体の 1.14~1.34 倍程度の最大荷重を示した。No.5 試験体は、スラブの鉄筋量を No.3 試験体の 2 倍にした試験体であるが、最大荷重は No.3 試験体の 1.17 倍程度と大きくなった。これは、スラブの鉄筋量を 2 倍とすることにより、スラブのせん断耐力が大きくなったためと考えられる。

スラブを圧縮側と引張側に設置した場合のせん断耐力への影響については、スラブの諸元が同じ試験体同士を

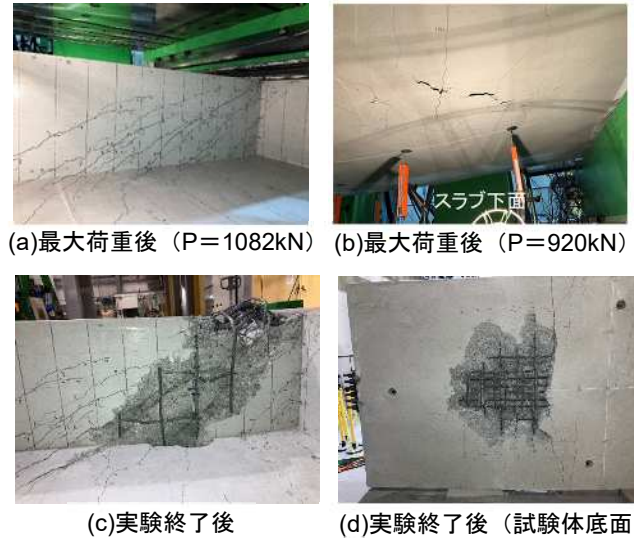


図-15 No.5 試験体の損傷状況

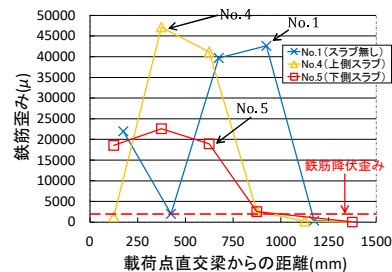


図-16 スターラップの歪み分布 (No.1,4,5 試験体)

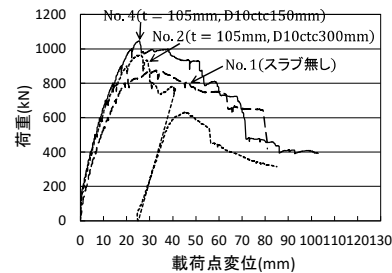


図-17 荷重-変位関係の比較 (No.1,2,4 試験体)

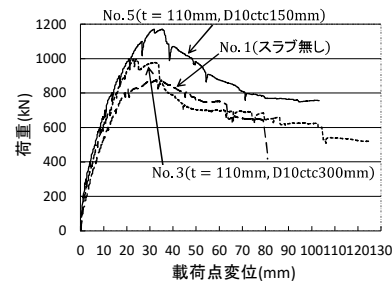


図-18 荷重-変位関係の比較 (No.1,3,5 試験体)

比べたところ、No.2 試験体 (圧縮側スラブ) の最大荷重 P_{max} は 966kN となったのに対して、No.3 試験体 (引張側スラブ) の最大荷重 P_{max} は 1000kN と 1.04 倍程度大きくなった。スラブ鉄筋量を No.2,3 試験体の 2 倍とした No.4,5 試験体を比べると、No.4 試験体 (圧縮側スラブ) の最大荷重 P_{max} は 1046kN となったのに対して、No.5 試験体 (引張側スラブ) の最大荷重 P_{max} は 1170kN と 1.12 倍程度大きくなった。これらの結果から、梁の引張側に

表-3 セン断耐力の計算値と実験値

試験体 No.	梁のせん断耐力 V_{beam} (kN)		スラブのせん断耐力 V_{slab} (kN)	梁・スラブせん断耐力 V_{ucal} (kN)	最大荷重 P_{ucal} (計算値)	最大荷重 P_{uexp} (実験値)	P_{ucal}/P_{uexp} (実験値/計算値)	No.1 (スラブ無し) に対する最大荷重 (実験値) の比率
	コンクリートによるせん断耐力 V_c	せん断補強鉄筋によるせん断耐力 V_s						
1	191.3	166.0	-	357.4	714.7	874.3	1.22	-
2	179.5	152.5	48.5	332.0	664.0	965.5	1.45	1.10
3	186.4	169.0	53.7	409.1	818.1	1000.2	1.22	1.14
4	202.5	152.5	69.0	424.0	848.0	1046.0	1.23	1.20
5	183.1	155.2	66.4	404.7	809.4	1169.8	1.45	1.34

スラブを設置した試験体が圧縮側にスラブを設置した試験体と比べて若干せん断耐力が大きくなる事が確認された。これは、引張側にスラブを設置した場合、スラブの軸方向鉄筋が引張応力を負担したため、最大荷重が若干大きくなったものと考えられる。

4.2 セン断耐力の計算値と実験値の比較

表-3 にせん断耐力の各計算値と実験値を示し、図-19 に最大荷重の計算値と実験値を比べたものを示す。せん断耐力の計算値は、木野ら¹⁾が用いた計算方法を参考に算定した。

梁のせん断耐力については、せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力 V_c は、せん断スパン比の値に応じてその影響を考慮した式²⁾により、せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材のせん断耐力 V_s は、鉄道構造物等設計標準(コンクリート構造物)⁴⁾により算定した。スラブのせん断耐力は、押抜きせん断耐力とせん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力のうち小さい方の値を求め、梁のせん断耐力に加えることで、梁スラブ構造のせん断耐力を算定した¹⁾。

図-19 より、スラブを設置していない No.1 試験体の実験値は計算値の 1.22 倍程度となっているが、スラブを設置した No.2~5 試験体の実験値は計算値の 1.32~1.33 倍程度とさらに大きくなる結果となった。図-19 には、木野ら¹⁾の実験結果のうち、T 型断面梁の実験結果も載せている。今回の実験結果は、既往の実験結果よりも、せん断耐力の計算値に対する実験値の比率が大きくなっている。これは、今回の実験の範囲内においては、直交梁の拘束の影響によりスラブのせん断耐力が向上したことが理由として考えられる。

5. まとめ

ビームスラブ式ラーメン高架橋の梁とスラブを単純梁で模擬して、十字形状の梁部材に圧縮側または引張側にスラブを設置した試験体を用いた曲げ載荷実験を行った。本実験の範囲において、以下のことが確認された。

- (1) 梁スラブ構造は、梁の斜めひび割れが顕著になった後、スラブの押抜き破壊またはスラブのせん断破壊

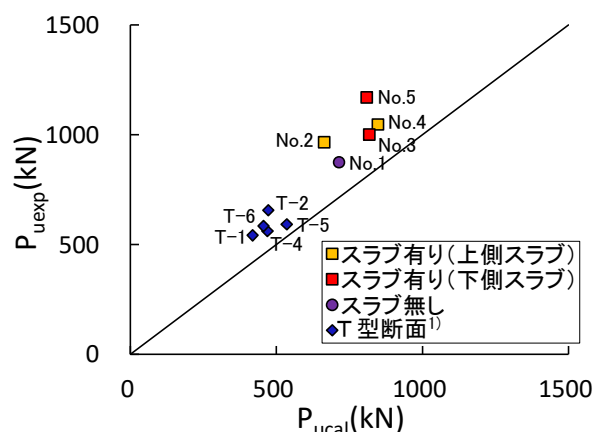


図-19 最大荷重の計算値と実験値

の 2 通りの破壊性状を示した。

- (2) スラブが無い十字形状の梁単独の基準試験体に対して、スラブを設置した試験体のせん断耐力は 1.10 ~ 1.34 倍程度と大きくなった。
- (3) 既往の知見¹⁾を参考にせん断耐力の計算値を算定して実験値と比べた結果、最大荷重の実験値は、梁とスラブのせん断耐力の計算値を合計した値を 2 倍にした破壊荷重の計算値の 1.22~1.45 倍程度と大きくなった。直交梁によるスラブへの拘束の影響を考慮して、梁スラブ構造のせん断耐力を精度よく評価できるようにすることが今後の課題である。

参考文献

- 1) 木野淳一, 山田章史, 築嶋大輔, 石橋忠良: T 型断面および矩形中空断面 RC 梁のせん断耐力に関する実験的研究, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.70, No.1, pp.44-55, 2014
- 2) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和夫, 岡村甫: セン断補強鉄筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第 372 号/V-5, pp.167-176, 1986.8
- 3) 石橋忠良, 松田好史, 斉藤啓一: 少数本のくいを用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集, No.337, pp.197-204, 1983.9
- 4) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004