鋼箱桁と RC 柱の剛結部に用いるアンカービーム定着構造の耐荷性能に関する解析的研究

Analytical study on load capacity performance of the conection using anchor-beam structure between steel-box-girder and RC pier

藤原良憲\*,保坂鐵矢\*\*,林川俊郎\*\*\*,八巻康博\*\*\*\*,水野 浩\*\*\*\*\* Yoshinori Fujiwara, Tetsuya Hosaka, Toshiro Hayashikawa, Yasuhiro Yamaki, Hiroshi Mizuno

\*鉄道・運輸機構 設計技術部 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町 6-50-1)
\*\*工博 SCOPE (前;鉄道・運輸機構)(〒136-0082 東京都江東区新木場 1-6-10)
\*\*\*工博 北海道大学大学院教授(〒136-0082 北海道札幌市北区北13条西8丁目)
\*\*\*\*パシフィックコンサルタンツ(株)(〒163-0730 東京都新宿区西新宿2-7-1 第一生命ビル)
\*\*\*\*\*川田工業株式会社(〒550-0014 大阪市西区北堀江1-22-19(シルバービル))

In recent years, hybrid rigid frame bridges have been researched for rationalization and improvement of seismic resistance of the middle support section, and constructed increasing in number. The hybrid rigid structure for railway bridges is demanded an early recovery of performance compared with the highway bridges in case of appearing any damages by a large-scale earthquake, because it is considerable difficult to install the detour. In this study, we target the hybrid rigid frame for railway bridges that has comparatively long span about 100m. The purpose is to examine the load capacity performance of anchor-beam structure to use for the rigid connection of steel-box-girder and RC pier. Elasto-plastic FE analysis is carried out. As a result, some characteristics of stress distribution, and stress transmission of the middle supporting connection is confirmed.

*Key Words*: hybrid rigid frame bridge, anchor-beam, elasto-plastic FE analysis, large-scale earthquake キーワード:上下部一体複合橋梁,アンカービーム,弾塑性FEM 解析,大規模地震

#### 1. まえがき

近年,中間支点部構造の合理化,耐震性の向上を目的として, 鋼上部工とRC橋脚を剛に結合した,上下部一体剛結構造の研 究が盛んに行われ,多くの橋梁が建設されている.上下部一体 構造は,支承構造に比べ,① 耐震性の向上(高い不静定次数に よる大変位発生時の安定性,落橋に対する安全性の向上),② 中 間支点部の支承不要の効果(初期建設費の縮減,維持管理費の 節減),③ 橋脚高が比較的大きい曲げ卓越のケースで橋脚基部 の作用断面力が減少(合理的な設計が可能)などの利点を有す る.

これまでに建設されてきた上下部一体構造は、道路橋では、 日本高速道路株式会社などで多数の実績があり、上部工主桁形 式に対応して、以下に示すような結合方式が比較的多く採用さ れている. ①少数 I 桁橋 : 中間支点部の横桁コンクリートに RC 柱の主鉄筋を定着. ②鋼 Box 桁橋 : 鋼箱桁支点部に設けた アンカービームを RC 柱に埋込定着、あるいは、支点隅角部の 鋼箱桁内充填コンクリートに RC 柱の主鉄筋を定着.

一方,鉄道橋においては、現在のところその採用実績は少な く、北陸新幹線の境川橋梁(少数1桁橋、中間支点部箱断面) の1橋が施工済みであり、この境川橋梁の中間支点剛結構造に おいては、結合方式として図-1に示すようなアンカービーム 方式が採用されている.鉄道橋は道路橋に比べ迂回路の設置が 困難なことから、通行止めによる社会的損失が比較的大きいと いえる.従って、大規模地震などにより損傷を受けた場合、速 やかに補修可能な構造が望まれる.そのため境川橋梁では、塑 性ヒンジを比較的補修が容易なRC脚(アンカービーム先端付 近)に設け、鋼上部桁に大規模地震時の損傷を与えない設計が 行われている.また、鉄筋の定着長を十分確保することを目的 として、RC柱の外側主鉄筋の半数程度を、鋼箱桁隅角部内の 充填コンクリートに定着する構造としている.

鋼桁(梁)とRC柱の結合部における,アンカービーム定着 構造についての既往の研究として,境川橋梁の開発として研究 された文献1),2)では,支間長が20m程度の中小スパンの鉄道



図-1 アンカービーム結合方式の概念



図-3 対象橋梁一般形状

橋を対象として、上部工(I桁)に、アンカービーム(I断面) の結合構造で載荷実験と FEM 解析が行われており、アンカー ビーム長を 1.0D、1.5D(D: 主桁高さ)とした縮小供試体で の実験の結果、両者に有意な差は認められず、十分な耐荷性能 を有しているという結果が得られている.また、文献 3)では、 道路橋の鋼箱桁と RC 柱の剛結部を対象とした、箱断面アンカ ービーム形式の載荷実験結果と FEM 解析との対比検討が行わ れている.その他、文献4)、5)では、鋼殻セルと鋼管杭の複合 橋台を対象として、載荷実験と FEM 解析により、鋼とコンク リートの摩擦抵抗を考慮した接合に関する研究が行われている.

以上の知見を踏まえ、本研究では、支間長が 100m程度と比 較的長いスパンを有する上下部一体剛結構造形式の鉄道橋を対 象に、鋼箱桁とRC柱の剛結部に用いるアンカービーム定着構 造の耐荷性能を検討する目的で、結合部近傍を取り出した部分 モデル(以下ズームアップモデルと略す)弾塑性FEM解析に よるパラメータスタディを行った.その結果、中間支点結合部 の応力分布特性や応力伝達性状に及ぼす、RC柱主鉄筋の隅角 部充填コンクリート内定着の影響、アンカービーム充填長さの 影響、隅角部内充填コンクリートに軽量コンクリートを用いた 場合の結合部の応力性状など、実務設計で参考になると思われ る幾つかの特性が確認されたことから、ここにその結果を報告 する.

#### 2. 解析モデル概要

#### 試設計の概要

試設計は支間を80~100mの複合ラーメン橋梁とし、径間数は2,

3 径間連続構造を対象として行った.桁構造は適合支間では合 理的な複線1箱桁橋(図-2参照)を対象に,経済性・耐震性, 施工性を含めた剛結構造を開発することを目的とした.

橋脚高,地盤の種別を変えた試設計を14ケース行った.経済 性等の把握においては、通常の連続合成桁を比較対象としてお り、その内容を表-1 に示す.鋼桁とRC橋脚の結合方法は北 陸新幹線・境川橋梁で実績のある、アンカービーム(鋼製柱) 方式が採用可能なものと仮定し、その断面の取り扱いはSRC 方式としている.

試設計の結果,長大鉄道橋においても複合ラーメン橋形式が可能であり,連続桁形式よりも鋼材重量は増加するが,沓の省略(中間橋脚部)により,経済効果が発揮されることが総ての検討形式において確認できた. 図-3に,最大の設計震度 ( $\rho e=0.561$ )が生じる,3径間連続 (80m+100m+80m)・橋脚高25.0m,G4地盤を想定した一般図を示す.

14 ケースの試設計を行ったが、アンカービームの断面は総て地 震時で決定された. 主桁中間支点部の断面は、本ケース(3径 間複合ラーメン橋、橋脚高25m, G4地盤)のみ地震で決定さ れ、他のケースは常時状態で決定された. 従って、本ケースを 解析検討の対象とした. また、このケースにおいては、更なる 経済性を追求し、RC橋脚直上の桁内に軽量骨材コンクリート を充填した場合も検討し、充填材の質量・剛性の違いにより、 普通コンクリートを充填した場合と比較して、主桁中間支点部、 橋脚天端部の発生曲げモーメントが減少する効果があることを 確認している.

#### 2) FEMモデルの概要

試設計(14ケース)の中で、図−3に示す、3径間連続複 合ラーメン橋(橋脚高25m,G4地盤)を対象として、中間支 点結合部近をモデル化し、FEM解析を行った.本研究で用い たFEM解析のモデルメッシュを図−4に示す.また、表−2 にFEM解析の概要、使用要素をまとめる.

モデル化の範囲について、鋼主桁は負曲げモーメントによる 床版鉄筋の応力分布に着目するため、一般的に負曲げ範囲と考 えられる 0.15L(L:支間長)の範囲をモデル化した.またR C脚において、主鉄筋の応力分布に着目するため、ある程度広 い範囲(橋脚高さの 1/2 である 12.5m)をモデル化した.

本橋は合成桁であるため、床版コンクリート及び鉄筋は、前 死荷重状態では抵抗せず、後死荷重から抵抗するように設定可 能な要素(ACTIVETE – DEACTIVETE 要素)とした.床版鉄 筋は、ソリッドの中に補強線材を設定可能な、8 節点立体リバ ー要素でモデル化した.

橋脚主鉄筋については、トラス要素でモデル化を行い、橋脚 コンクリートのソリッド要素と節点共有を行った.また、境川 橋梁を参考として、主鉄筋を半数程度主桁内まで伸ばし、充填 コンクリートに定着させるものとした.



図-4 解析モデルメッシュ分割(基本モデル)

圭 ?	船桁椰西	佔田亜素	****[建元-	N
1 4	<b>所刊机女,</b>	()()()()()()()()()()()()()()()()()()()	们不怕了し	見

	解析モラ	デル概要	]			
解析種類	弹塑性有限	艮要素解析				
使用ソフト	MSC	Marc				
節点数	54420 (基:	本モデル)				
要素数	51848	( ")				
	要素	種類	径,配置			
鋼主桁, アンカービーム	シェル要素	弹塑性材料	-			
床版コンクリート	ソリッド要素	弹性材料	-			
RC橋脚,充填コンクリート	ソリッド要素	弹塑性材料	-			
鉄筋(床版)	リバー要素	弹塑性材料	D22ctc125(配力筋)			
主鉄筋(脚)	トラス要素	弹塑性材料	D51(配置は図-3参照)			
せん断補強筋(脚)	リバー要素	弹塑性材料	D25ctc150			
スタッド	バネ	要素	φ 22 h=150			

材料諸元	強度	ヤング 係数E (N/mm2)	ポアソン比	
鋼主桁, アンカービーム	SM570	200000	0.3	
床版コンクリート	$\sigma$ ck=30N/mm <sup>2</sup>	28000	0.17	
R C橋脚, 充填コンクリート	$\sigma$ ck=27N/mm <sup>2</sup>	26500	0.17	
鉄筋(床版)	SD345	200000	0.3	
鉄筋(脚)	SD390	200000	0.3	
スタッド	Kh=224.0[tf/cm/本]=220000[N/mm/本]※			
※ スタッドバネ値は, 文献11)を参考とした.				

中間支点剛結部におけるアンカービーム結合部のモデル化の 概要を図-5に示す.予備解析の結果、大規模地震時の荷重ケ ースにおいて、アンカービームフランジが降伏応力を大きく超 過する結果となった.そのため、大規模地震時のケースでは、 アンカービームフランジが降伏応力以内となるフランジ厚 (=72mm)を設定した.また、図-6に示すように、アンカー ビームフランジ、ウェブにはスタッドをモデル化したバネ要素 を設け、橋脚及び充填コンクリートのソリッド要素と結合を行 った.また、アンカービーム内部及び、主桁フランジとコンク リート要素の結合は、接触要素を設け、支圧を受ける方向には 力を伝達するが、離れる方向には力を伝達させない条件とした.

橋脚及び充填コンクリートの材料構成則を図-7に示す.図 -7は常時(死+活)における材料構成則である.文献7)より, 圧縮域では、0.85 f'ck まではヤング係数 E の弾性部材として挙 動し、それを超えると E/100 となる弾塑性材料として設定を行 った.また引張域では許容引張応力を超えると、軟化しながら 応力の再分配を行う、材料軟化係数(ソフトニング係数)<sup>7</sup>を 設定した.



図-7 脚および充填コンクリートの材料構成則(常時)



大規模地震時の荷重ケースに、常時と同様の材料構成則を用 いた場合、計算が収束しない結果となった.これは、引張域の ソフトニングが、結合部に接触・バネ要素を用いた構造モデル との組み合わせにより解析の収束を非常に難しくしているもの と推察された.そこで、図-8に示すように、アンカービーム 先端部における RC 断面計算により中立軸(大規模地震時の荷 重状態で RC 断面計算し設定)を仮定し、その中立軸を境界と して、圧縮側、引張側の材料構成則を各々設定した.引張側に ついては、許容引張応力を超えると塑性化しヤング係数がE/100 となる材料構成則とした.

3) 荷重ケース

荷重載荷方法を図-9に、荷重ケース毎の断面力を表-3に 示す. なお、表に示す荷重値は、1橋あたりの断面力であり、 FEM モデルにはその 1/2 を載荷している. FEM モデルの主桁 端部の中立軸位置に、試設計より得られた境界部の断面力を、 節点荷重として載荷を行っている.また、モデル内に載荷され る荷重については、等分布荷重として載荷を行っている.

大規模地震時の荷重ケースは、慣性力(大規模地震時の設計 水平震度×死荷重)を骨組モデルに載荷し、得られた境界断面 力を、FEM モデルに静的に載荷を行っている.

		表	-3 荷	重	アース		
					(kN∙m,	kΝ,,	kN∕m)
			側径間	モデル内		中央径間	
	step-(1)	$M_1$	-82,131		床版. 鋼桁荷	M <sub>2</sub>	-61,800
	(合成前	<b>S</b> <sub>1</sub>	-7,318	р	重は, tr ル要 素の休晴 x 察	<b>S</b> <sub>2</sub>	6,290
	死荷重)	$N_1$	0		度で載荷	N <sub>2</sub>	208
常	step-②	$M_1$	-45,715	р	99.52	M <sub>2</sub>	-34,959
時	(合成後	<b>S</b> <sub>1</sub>	-4,259	h <sub>1</sub>	-	S <sub>2</sub>	3,693
÷	死荷重)	$N_1$	0	h <sub>2</sub>	_	N <sub>2</sub>	74
9°C	step-③	$M_1$	-46,619	р	98.10	M <sub>2</sub>	-94,817
活	(活荷重	<b>S</b> <sub>1</sub>	-4,021	h <sub>1</sub>	← 20.00	S <sub>2</sub>	4,451
0	他)	$N_1$	1,360	h <sub>2</sub>	_	N <sub>2</sub>	-2,870
	合計	ΣM	-174,464			$\Sigma M_2$	-191,575
		ΣS1	-15,599			$\Sigma S_2$	14,433
		ΣN1	1,360			$\Sigma N_2$	-2,589
	step-①	M <sub>1</sub>	-76,861		床版. 鋼桁荷	M <sub>2</sub>	-57,838
	(合成前	<b>S</b> <sub>1</sub>	-6,849	р	重は, tr ル要 素の休晴 x 察	<b>S</b> <sub>2</sub>	5,887
	死荷重)	N <sub>1</sub>	0		度で載荷	N <sub>2</sub>	194
	step-②	$M_1$	-45,715	р	99.52	M <sub>2</sub>	-34,959
大	(合成後	<b>S</b> <sub>1</sub>	-4,259	h <sub>1</sub>	-	<b>S</b> <sub>2</sub>	3,693
規	死荷重)	$N_1$	0	h <sub>2</sub>	-	N <sub>2</sub>	74
快抽	step-③	$M_1$	-141,058	р	32.00	M <sub>2</sub>	154,824
地震時	(地震時	$S_1$	-3,162	h <sub>1-1</sub> h <sub>1-2</sub>	→ 162.64 → 563.71	S <sub>2</sub>	-4,030
	慣性力他)	$N_1$	-10,866	h <sub>2</sub>	→ 311.37	N <sub>2</sub>	5,755
	合計	ΣM	-263,634			$\Sigma M_2$	62,027
		ΣS1	-14,270			$\Sigma S_2$	5,550
		ΣN1	-10.866		-	$\Sigma N_2$	6.023





### 3. 解析ケースと検討の着目点

#### 1) 解析ケース

本研究で検討を行った解析ケースを図-10に示す.アンカー ビーム長さLの設定について、これまでの研究成果である主桁 高の10倍をそのまま長大スパンに適用した場合、主桁高が高 くなるのに伴って、アンカービーム長が長くなり不経済となる. そのため、長大スパン橋における経済性に着目し、基本モデル のアンカービーム長は、主桁高さの1/2となる2.5mと設定し ている.

アンカービーム長に関するこれまでの研究成果として、文献 1)では、比較的小規模な鉄道橋(I桁)を対象とし、L=1.0D、 1.5D(D;主桁高さ)を比較し、縮小モデル供試体による実験 が行われており、両者には大きな耐荷性能の違いがなかったと いう結果が得られている.また文献2)では、塑性ヒンジの範囲 を鋼桁から避ける位置として、0.75×B(B;橋脚幅)でアンカ ービーム長さを設定し実験が行われており、良好な結果が得ら れている.また、両研究の実験供試体は、脚の主鉄筋が主桁下 フランジを貫通し、上フランジ付近まで伸びている試験体であ る.

今回の検討モデルで1.0Dを適用した場合,アンカービーム長 は約5.0mとなる.この長さは、鉄筋貫通させないケースを想定 した場合、塑性ヒンジ区間を避けた位置で、鉄筋が定着可能な 長さと考えることができる.(図-11参照)

従って、比較ケース(モデル3-1,モデル3-2)として、 0.75B 相当,1.0D 相当の2ケースを解析し基本ケースと比較検 討を行うものとする. 充填コンクリート範囲について、基本モ デルでは、橋脚幅と同幅となる 4.5m としている. これに対し て、充填コンクリート範囲を広げることで、主桁とアンカービ ーム隅角部のシアラグによる応力の極大化を低減する効果を確 認するため、モデル-2 ではその前後 1.0m ずつ伸ばし 6.5m と している.

#### 2) 検討の着目点

本研究における,解析検討上の着目点について,以下に示す. ① RC柱の主鉄筋を隅角部内の充填コンクリートに定着す

## る影響

境川橋の中間支点剛結部では、上述したようにアンカービー ムの埋込定着に加えて、RC 柱の主鉄筋の一部を鋼箱桁隅角部 内の充填コンクリートに定着する構造を採用している. この構 造では、RC 柱の主鉄筋が貫通するための孔を鋼桁下フランジ に設けておき、現場で数多くの鉄筋を精度良く孔に通していく 施工が必要となる.ここで、孔引きの断面欠損による下フランジ 板厚増加の必要性や施工性の観点から、その下フランジを貫通 する鉄筋の数を極力減少(できれば全く省略)とする構造が望 ましいと考えられ、その可能性について、基本モデルにて貫通 鉄筋の有無に着目し比較解析を行った結果より考察する.

#### ② アンカービーム定着長さの影響

大規模地震時に RC 脚の塑性ヒンジ化が考えられる部分におい て, RC 脚主鉄筋の定着が不完全となることにより, アンカー ビームの結合部位に於いて著しい耐力低下が生じる可能性が懸 念される.そこで,基本モデルよりもアンカービーム定着長を 大きくしたケースについても解析を行い, RC 脚の主鉄筋応力 と主鉄筋周りのコンクリート応力,アンカービームの応力分布 性状などから,アンカービーム定着長の影響について考察を行 う.



図-11 塑性ヒンジ範囲とアンカービーム長の関係

③ 鋼箱桁隅角部内の充填コンクリートに軽量骨材コンクリ

#### ートを用いた場合の特性

鋼箱桁隅角部内の充填コンクリート部に、軽量骨材コンクリ ートを用いた場合、地震時慣性力の減少に伴いアンカービーム 結合部に働く断面力を減少させ、合理的な断面設計を行うこと が可能となる.また骨組解析において、剛結部の主桁剛度を、 鋼主桁と充填コンクリートで構成された合成断面で算出した主 桁剛度とした場合、中間支点上断面力の減少に伴い、主桁断面 を低減することが可能となるため、更なる経済性を見込むこと が可能と考えられる.したがって、充填コンクリート部に、軽 量骨材コンクリートを用いることの妥当性を確認するため、大 規模地震時におけるアンカービーム付根部断面の応力分布、RC 脚主鉄筋の応力分布、およびアンカービーム表面のずれ作用力 分布に着目し、普通コンクリートを用いた基本モデル結果と対 比する.

#### ④ 隅角部の充填コンクリートを主桁軸方向に延長する効果

大規模地震時におけるアンカービーム根元部断面の応力分布, RC 脚主鉄筋の応力分布,及びアンカービーム表面のずれ作用 力分布に及ぼす隅角部充填コンクリート延長(主桁軸方向に前 後 lmと設定)する効果について,基本モデルの解析結果との 比較により考察する.また,主桁フランジのシアラグ応力分布 性状に及ぼす隅角部充填コンクリート延長の影響についても考 察を行う.

#### 4. 解析結果と考察

- (1) 基本モデル
- 常時(死+活)結果について

アンカービーム前面位置近傍(アンカービームフランジより 1メッシュ(150mm 程度)離れた位置)と、脚躯体前面位置近 傍(着目位置を図-12 に示す)において、常時に対する上フラ ンジ垂直応力分布の解析結果を図-13, 14 に示す.また、図 中には、先に骨組解析を行い、断面計算を行った結果(以下, 試設計値と略す)を付記している.

アンカービーム近傍と躯体前面において、図-13 ,14 に示 すように、FEM解析結果の平均値と試設計値が、おおむねー 致していることがわかる.



図-12 上フランジの垂直応力分布着目位置



図-13 上フランジの垂直応力分布(アンカービーム前面)





なお、図-13に示したアンカービーム近傍(①-① '断面) の結果において、応力値が極大化している位置と、アンカービ ームウェブの控え材位置が一致している.一方、脚躯体前面近 傍(図-14に示す、②-②'断面)では応力分布が均一化して いることから、①-① '断面に見られた上フランジ応力の極大 化は、アンカービームのウェブから伝達された力がせん断遅れ

(Shear-Lag 現象) となって現れたものと考えられる.

また、脚躯体前面近傍の応力分布(図-14)について、外側 (主桁ウェブ側)がCL側に比べて応力が若干高く、その最大 値は試設計値(フランジ幅を全幅有効と考えた断面計算)に比 べて大きい値を示している.この分布性状はせん断遅れの影響 も幾分含まれているものと考えられる.結果の詳細は省略する が、下フランジ側は圧縮応力となるが、上述した上フランジの 応力分布性状と同様の傾向が顕れている.

同じく,常時における床版鉄筋応力の分布を,図-15に示す. 試設計値との比較結果は表-4 に示す通りであり,床版鉄筋応力の最大値は,試設計値とよく一致していることがわかる.

以上より,常時の荷重に対する主桁の応力分布性状について, 基本モデルの FEM 解析結果と試設計値は良い一致を示してい るといえる.

#### ② 大規模地震時の結果について

アンカービーム定着部の耐荷性能は、大規模地震時で決まる ケースがほとんどであると考えられる.そこで、前述した大規 模地震時の荷重ケースに対し、アンカービーム定着部の応力分 布特性や応力伝達性状について、解析結果と試設計値を対比し つつ、以下に考察を行うこととする.

図-16に示す着目位置において、アンカービームフランジ垂



図-15 床版上側鉄筋応力分布性状

表-4 床版上面鉄筋応力の試設計との比較

			(N/mm2)
	FEM(最大値)	試設計	差
床版上側鉄筋	187.0	187.3	0.3
床版下側鉄筋	167.8	177.6	9.8



図-16 アンカービームフランジの垂直応力着目位置



図-17 アンカービームフランジの垂直応力分布(引張側)

直応力分布の解析結果を, 試設計値と比較して図-17, 18 に示 す. アンカービーム根元部におけるフランジ応力の平均値が,

圧縮側フランジでは、 試設計値<FEM (平均値)

引張側フランジでは 試設計値>FEM (平均値)

となる性状が図-17, 18 に現れており、その要因について 考察するべく、以下の検討を行った. 試設計値は、平面保持の 仮定に基づき、鋼部材と圧縮側コンクリートが完全に一体と考 えたSRC断面計算にて算出した応力値である.一方、中立軸 を圧縮側外縁から 1.4mと仮定した今回のFEM解析モデルで



は、アンカービームとコンクリートは、ずれ止め(スタッドを 想定)のバネを介して力が伝達される構造であり、また橋脚の 材料非線形性の影響(特に引張側)も FEM 解析結果に現れて いることも考えられる.

FEM解析値から想定される中立軸は、試設計の位置と比べ て引張側に移行しており、これは不完全合成断面としての挙動 を示している可能性も考えられた.そのため、ずれ止めのバネ 剛性をパラメータに検討を行った.

アンカービームとコンクリートのずれ剛性の影響に着目し、 ずれ止めのバネ剛性を×10倍、∞(実際は完全に一体とした) に変化させ、元の応力性状と比較した. 図-19 に示すように、 ずれ止めのバネ剛性を変化させても、アンカービームフランジ 応力は大きく変わらない結果となった.

橋脚引張主鉄筋の応力分布について, CL付近の外側鉄筋(貫



通鉄筋) と、内側鉄筋 (貫通していない鉄筋) を図-20 に示す. 主桁下フランジを貫通している外側鉄筋について、その最大値 は 396.9N/mm<sup>2</sup> であり、主桁下フランジ貫通位置付近で発生し ている.また、主桁下フランジを貫通していない内側鉄筋につ いては、その最大値が、アンカービーム先端付近に現れている ものの、応力値は 300N/mm<sup>2</sup>程度であり、試設計で想定した応 力 ( $\sigma$  =547 N/mm<sup>2</sup>) と比べると小さい値となっている.

ずれ止めの作用力の分布については、設計計算で通常用いられている三角形分布<sup>の</sup>とは大きく異なった性状を呈しており、 その詳細は、以下の検討ケースと対比しながら後述する.

# (2) RC柱の主鉄筋を隅角部内の充填コンクリートに定着する影響

主桁下フランジを貫通し、充填コンクリートに定着されてい る鉄筋(以下,貫通鉄筋と略記)による影響を検討するため、 貫通鉄筋無しのモデルで解析を行い、基本モデルと比較した. ① アンカービームフランジの垂直応力について

図-21 に示すように、アンカービームの引張フランジの垂直 応力が基本モデルと比べて増大、また、圧縮フランジの垂直応 力は基本モデルと比べて減少し、ともに試設計値に近づく特性 が認められた.また、図-22 に示すように、アンカービームフ ランジ垂直応力から想定したアンカービームの中立軸が、SR C方式で断面計算した場合の中立軸に近づく結果となった.

② 脚コンクリート垂直応力について

脚上端断面の脚中心線上におけるコンクリートの垂直応力分 布を図-23 に、脚コンクリートの垂直応力コンターを図-24 に示す.このコンター図の応力値は、要素の平均応力を示して いる.貫通鉄筋のある基本モデルでは、アンカービームの圧縮 フランジを境界に、アンカービーム内部のコンクリートで応力 がほとんど生じていない結果であったのに対して、貫通鉄筋を 無くした場合、アンカービーム内部のコンクリートにも試設計 値に近い圧縮応力が顕れる特性が認められた.この特性は、前 述したアンカービームの応力性状(貫通鉄筋無しの場合にアン カービームの圧縮フランジ垂直応力が大きく減少)に関連して いるものと考察される.



図-23 橋脚垂直応力分布図(脚上端)

③ スタッドのずれせん断力分布について

垂直応力(N/mm2)

圧縮側スタッドずれせん断力分布について図-25 に示す. 貫 通鉄筋がある基本ケースでは、アンカービーム根元、先端で大



きく、中間付近が小さくなる分布性状を示しており、その最大 値は先端付近となっていた. 貫通鉄筋を無くした場合、アンカ ービームフランジ応力の減少に伴い、全体的にスタッド力は減 少し、先端より、根元側のほうが大きい分布性状を示している. これは、文献6の設計例に示されている、アンカービーム根元 を最大とした三角形分布に近づく傾向を示していると考えられ る.

引張側スタッドずれせん断力分布について図-26 に示す. 基本ケースでは、アンカー下端側に集中して発生していたスタッドせん断力が、貫通鉄筋を無くした場合、先端の突出したせん断力が減少し、根元側にも発生する結果となったが、その分布 性状は三角形分布とはいえない. これは、コンクリートの材料 非線形性などが影響しているものと考えられる.

④ 脚主鉄筋の応力分布について

CL近傍の外側引張鉄筋と内側引張鉄筋の応力分布について, 図-28に基本モデルと比較して示す.

元々主桁下フランジを貫通していない内側鉄筋の応力性状に ついては、基本モデルと大きく変わらない結果となった.また、 外側鉄筋の応力分布性状について、主桁を貫通している基本モ デルでは、主桁下フランジ貫通部近傍に応力のピーク(σ = 396.9N/mm<sup>2</sup>)があったのに対して、貫通鉄筋を無くした場合、 応力のピークがアンカービーム下縁より若干下方の位置に移行 している.しかしその最大値はσ = 242.4N/mm<sup>2</sup>と小さく塑性 化していない.アンカービーム下縁より下方の応力分布に着目 すると、基本モデルとは大きな差がないことがわかる.この結





図-26 スタッド鉛直方向ずれせん断力分布(引張側)









果より,鉄筋を主桁内の充填コンクリートに定着させない方が, 鉄筋の応力分布は設計思想(アンカービーム先端に引張鉄筋応 力の最大値を発生させ,塑性ヒンジをアンカービーム先端に設 ける)に近い分布性状となるが,その応力の最大値は,試設計 値(アンカービーム先端位置で,鉄筋のみ有効と考えRC断面



計算した鉄筋応力)より低く塑性化に至っていない.また、脚 コンクリート外縁の圧縮応力が局部的に極大化する現象から、 貫通鉄筋が負担していた応力が、圧縮側コンクリート外縁に集 中しているものと推察されるため、貫通鉄筋の省略の是非につ いては、載荷実験の実施など、今後より慎重な検討が必要と考 えられる.

#### (3) アンカービーム定着長の適切性

アンカービーム定着長を変化させた3種類の解析結果から, RC 脚の主鉄筋応力,主鉄筋周りのコンクリート応力,アンカ ービームの応力分布性状,変形や相対ずれ性状などを対比し, アンカービーム定着長の適切性を検討した結果について述べる. なお検討は,貫通鉄筋がある条件で比較を行った.

① アンカービームフランジの垂直応力について

アンカービーム根元部(図-16参照)のフランジ垂直応力 分布について、図-29に基本ケースとモデル3-1、(0.75B相 当)、モデル3-2 (1.0D相当)を比較し示す.

基本モデル (アンカービーム長2.5m) に比べると, モデル3 -1, 3-2とも, 引張側, 圧縮側で, ほぼ同様の分布性状と なり, その最大値もほとんど変わっていない. すなわち, アン カービームの長さは, アンカービーム断面に対して有意な影響 を及ぼさないものと考えられる.

② スタッドずれせん断力分布について

モデル3-1, 3-2のスタッドずれせん断力分布について 図-30, 31に示す.(基本モデルの分布は前頁を参照,また表 示位置は図-27参照)

スタッドずれせん断力分布について,圧縮側の分布が,基本 モデルでは根元より先端が大きい分布であったのに対して,モ





デル3-1では根元側のほうが大きくなっている.また、この 傾向はモデル3-2でより顕著に現れている.引張側について は、両案とも先端に集中して発生する傾向は変わっていない. ③ 脚主鉄筋の応力分布について

CL近傍の外側引張鉄筋と内側引張鉄筋の応力分布について、

図-32に基本モデルとモデル3-1, 3-2を比較し示す.

内側鉄筋応力が最大となる位置は、両ケースとも、アンカー ビーム先端位置に移行している.また、その最大値は基本モデ ルと大きく変わっておらず(約 300N/mm<sup>2</sup>)であり降伏には至 っていない.下フランジを貫通している外側鉄筋では、最大値 は若干減少するものの、その分布性状において基本モデルから 大きな差異は見られない.

 ④ 橋脚コンクリートの垂直応力分布性状について 脚コンクリートの平均垂直応力コンターを、図-33 に示す。
 (基本モデルの垂直応力コンター図は、図-24 参照)

基本モデルの圧縮側垂直応力分布に着目したとき、アンカー ビーム先端部分の範囲で塑性化しており、RC柱主鉄筋の必要 定着長(2.5m)を十分に確保出来ていないことが考えられる. それに対して、モデル3-1、3-2については、先端部で塑 性化する性状は変わっていないが、その上部で、RC主鉄筋の



図-33 橋脚コンクリートの垂直応力コンター図

必要定着長を十分に確保できていると考えられる. 地震時,正 負交番する荷重により圧縮側部分にも引張り応力が発生する. その時,脚の引張主鉄筋からアンカービームへは、コンクリー トを介して応力伝達されることを考えると,塑性ヒンジを外れ た部分の鉄筋定着部では、コンクリートは塑性化していないこ とが理想的と考えられる.従ってアンカービーム長が2.5mであ る基本モデルでは、正負交番の繰り返し荷重が載荷される途中 で、必要定着長が確保されないことによる耐力低下が生じる可 能性も考えられる.

一方,引張側について,基本モデルに比べると,モデル3-1では,アンカービーム先端部にくさび形の許容引張応力(σ <sup>2</sup>=2.07N/mm<sup>2</sup>)を超える領域が発生しており,その上部では必要 定着長が確保可能な健全域が残存している.このモデル3-1 の応力性状は、破壊時における、理想的な塑性ヒンジの形成を 示唆するものと考えられる.一方、モデル3-2では、アンカ ービーム先端部にくさび形の応力性状を示すものの、アンカー ビームフランジ面に沿って、許容引張応力を超過する領域が発 生している.これらの結果より、本ケースのアンカービーム長 は、0.75B相当である3.4m程度が妥当と推察される.

#### (4) 鋼箱桁隅角部内の充填コンクリートに軽量骨材コンク リートを用いた場合の特性

主桁内の充填コンクリートを軽量骨材コンクリートとした場 合の特性を,普通コンクリートの場合(基本モデル)と比較を 行い考察する.このモデルは,基本モデルの充填コンクリート 要素を,軽量骨材コンクリートのヤング係数(E=15000N/mm<sup>2</sup>) の弾塑性材料とした.また,比較は大規模地震時の荷重ケース で行ったが,軽量骨材コンクリート使用による死荷重減少(全 上部工死荷重に対して2.5%の減)を反映した.軽量骨材コンク リートを用いた場合,スタッドのバネ剛性は普通コンクリート の場合とほとんど変わらないという既往の研究結果<sup>9</sup>より,充 填部分に設置したスタッドのバネ剛性は基本モデルと同様とし た.

図-34に、基本モデルと、軽量骨材コンクリートを用いた場合の、アンカービーム部分の von Mises 降伏条件でのコンター 図を示す. 応力分布性状および応力の最大値は、普通コンクリ ートの場合と比べて大きな違いが無いことがわかる. 詳細な結 果は省略するが、アンカービームの応力分布、想定される中立 軸位置について、基本モデルと大きく変わらない結果となった. また、スタッドの鉛直方向ずれせん断力分布、引張側の鉄筋応 力は、基本モデルに比べると若干増加傾向にあるが、その分布 は基本モデルと大きく変わっていない.

これらの結果から、充填部に軽量骨材コンクリートを用いた 場合、普通コンクリートを充填した場合との応力伝達特性の差 異は少なく、軽量骨材コンクリートを用いるのは、構造的に問 題ないものと考えられる.

#### (5) 隅角部の充填コンクリートを主桁軸方向に延長する効果

充填コンクリート区間を広げたモデル-2について,基本モ デルと比較し検討を行った.充填コンクリート区間を広げた場 合,慣性力増大により地震に対して不利になると考え,モデル



図-34 von Mises 応力コンター

-2は、軽量コンクリートを用いる条件とした.

図-35, 36 に, 常時(死+活)における, 主桁上フランジ の垂直応力分布を基本モデルと比較し示す.着目位置は,4.(1). ①に示した結果と同位置にて比較を行う.

図-35の結果より、基本ケースと大きく変わらない結果となった.これは、アンカービームウェブから伝達された力による せん断遅れ現象による応力の極大化に対しては、充填コンクリ ートを軸方向に延長することによる応力低減効果はほとんど無 いといえる.従って、このせん断遅れによる応力の極大化に対 しては、主桁内の補強など、別の対策を施す必要があると考え られる.しかし.図-36の脚躯体前面位置では、基本モデルで 見られた傾向(外側がCL側に比べて応力が高い傾向にあり、 その最大値は試設計値に比べて大きい値を示している.)が解消 され、応力の分布が均一化する傾向にあり、その最大値も試設 計値より小さくなっている.

#### 5.まとめ

中間支点結合部の応力分布特性や応力伝達性状に着目し、弾 塑性FEM解析を行った結果を以下にまとめる.

- (1) 常時の荷重に対する主桁の応力分布性状について、基本モデルのFEM解析結果と骨組解析による試設計値は良い一致を示すことがわかった.一方、大規模地震時の荷重ケースに対して、アンカービームの垂直応力、想定される中立軸位置は、SRC方式にて断面計算を行った試設計値とは一致しない傾向が認められた.
- (2) R C柱の主鉄筋を隅角部内の充填コンクリートに定着する影響について、F E M解析結果より考察を行った.その結果、主桁下フランジを貫通し、隅角部内の充填コンクリートに定着されている鉄筋(以下、貫通鉄筋)を無くした



場合、アンカービームフランジの垂直応力の解析値及びその応力分布より想定される中立軸位置が、SRC方式として断面計算を行った試設計値に近づく傾向が認められた. また、RC脚の引張主鉄筋応力についても、貫通鉄筋が無い方が、より設計思想に近い応力分布(アンカービーム先端に引張鉄筋応力の最大値を発生させる)に近づく結果となったが降伏応力は超過していない.なお、鋼主桁直下において、脚コンクリート要素に、設計基準強度(σck=27N/m²)を超過する圧縮側の垂直応力が発生しており、貫通鉄筋を充填コンクリートに定着しないことにより、局部的とはいえ、コンクリートの応力増加が生じている.そこで、貫通鉄筋の有無がアンカービーム定着部の終局耐力や破壊性状に影響を及ぼす可能性の有無については、今後、模型載荷実験により慎重に検討する必要があると考えている.

- (3) アンカービーム定着長の適切性について、大規模地震時に 対するFEM解析結果より考察を行った。その結果、アン カービーム定着長を2.5m(橋脚幅Bの0.55倍)基本モデ ルに比べると、モデル3-1、3-2とも、アンカービー ム根元部の垂直応力性状、およびその最大値はほとんど変 わらない結果となった。また、アンカービーム長を3.4m (橋脚幅 B の 0.75倍)としたモデル3-1では、アンカ ービーム先端部にくさび形の許容引張応力(σ<sub>u</sub>=2.07N/mm<sup>2</sup>) を超える領域が発生し、その上部では必要定着長が確保可 能な健全域が残存している。この応力分布性状から、モデ ル3-1の破壊時における、理想的な塑性ヒンジの形成を 示唆するものと考えられる。従ってアンカービーム長は、 橋脚幅 B の 0.75倍程度確保するのが妥当と考えられる。
- (4) 鋼箱桁隅角部内の充填コンクリートに軽量骨材コンクリ ートを用いた場合の特性として、アンカービームなどの鋼 断面などの応力分布性状は、普通コンクリートの場合と比 べて大きな差異が無いことがわかった.これらの結果から、 充填部に軽量骨材コンクリートを用いるのは、構造的に問 題ないものと考えられる.
- (5) 隅角部の充填コンクリートを主桁軸方向に延長する効果 について、常時の荷重状態において、アンカービームウェ ブからのせん断遅れ現象による応力の極大化に対しては、 ほとんど効果が無いことがわかった.しかし、それを少し 離れた位置では、応力の分布が均一化する傾向にあり、充 填コンクリート延長の効果が顕れていることがわかった.

#### 6. あとがき

本研究では、長大スパンを有し複線箱桁となる鉄道橋に、上 下部一体構造を適用するため、アンカービーム結合方式を対象 にズームアップ弾塑性FEM解析を行い、貫通鉄筋の有無、ア ンカービーム長、充填コンクリートの種類、充填コンクリート の範囲などを変化させ、中立軸など仮定した一定の条件下でパ ラメータスタディを行った.これらの結果は、道路橋や、中規 模スパンの鉄道橋梁であっても、鋼箱桁にアンカービーム定着 構造を適用する場合には参考となると考えている.

今後,縮小モデルによる,地震荷重を想定した正負交番繰り 返し載荷試験を行い,結合部近傍の応力性状,スタッドのずれ せん断力分布などを確認することで,本研究で得られた結果の 妥当性の確認,設計方法の提案などを行っていく予定である.

#### 参考文献

- 保坂鐵矢,依田照彦,岩崎初美,岡田誠司:アンカービー ムを用いた上下部一体構造の地震時を想定した静的交番 繰返し載荷試験,構造工学論文集,Vol.47A pp.1391-1400, 2001年3月.
- 2) 鈴木喜弥,保坂鐵矢,依田照彦,八巻康博,久保田善明: アンカービームを有する上下部一体構造の繰返し交番荷 重による破壊性状,土木学会年次講演論文集,pp.433-434, 2002年9月.
- 4) 長山秀昭,中西克佳,半浦 剛,勝俣政也,長坂秀一,江本賢治,佐藤靖彦,上田多門:複合ラーメン橋のコンクリート充填鋼殻剛結部における水平交番載荷試験,複合構造の活用に関するシンポジウム,2004年.
- 5) 江本賢治,古内 仁,佐藤靖彦,上田多門,半浦 剛,宮 川 隆雄,桐本 祐二:複合ラーメン橋のコンクリート充 填鋼読鋼)結部における3次元有限要素解析,複合構造の活 用に関するシンポジウム,2004年.
- 鋼・コンクリート複合橋梁の最近の進歩、土木学会鋼構造 委員会、2001年11月.
- 7) コンクリート標準示方書, 土木学会, 2002年3月.
- 8) 鉄道構造物等標準設計·同解説,鉄道総合技術研究所,2002 年12月.
- 鈴木喜弥、安部久善、平城弘一,児島哲朗,橘吉弘:軽 量骨材コンクリートを用いたずれ止めのせん断特性に関 する実験的研究,構造工学論文集,Vol.50A pp.1165-11172, 2004年3月.
- 10) 鈴木喜弥,藤原良憲,平城弘一,児島哲朗,辻角 学,橘 吉弘:軽量骨材コンクリートを用いたずれ止めのせん断疲 労特性に関する実験的研究,構造工学論文集,Vol.51A pp.1493-1500,2005年3月.
- 保坂鐵矢,平城弘一,小枝芳樹:鉄道用連続合成桁に用いるずれ止め構造のせん断特性に関する実験的研究,構造工学論文集,1998年3月

(2007年9月18日受付)