

V-37

多径間PC連続桁の拡幅について

J R 東日本 東北工事事務所 ○正会員 山田正人

J R 東日本 東北工事事務所 正会員 興石逸樹

J R 東日本 東北工事事務所 初貝隆一

1. はじめに

東北新幹線夕顔瀬B i の上部構造は、1室箱桁断面の7径間連続桁（押出し工法による）であり、主方向、横方向にともPC構造として設計されている。本橋梁は、田沢湖線新在直通運転計画において新幹線車両を田沢湖線に乗り入れるため現PC橋を拡幅する橋梁で、拡幅部は夕顔瀬B i のP3橋脚からP6橋脚までの範囲である。本橋架設付近は、在来線が隣接、交差している狭隘な立地条件下にあり種々の制約条件を伴っている。

本報告は、多径間PC連続桁の拡幅における新設、既設桁の結合方法及び時期について検討したものである。

2. 荷重条件および解析モデル

新設主桁の検討用荷重としては、現橋から撤去される荷重と拡幅に伴う新設部荷重を考慮し、既設主桁については現橋の応力状態からの変動により照査を行った。

解析方法としては、格子構造解析モデルとし、1室箱桁である既設桁、新設桁をウェブ位置に主桁を有する2主桁に置き換えた。拡幅橋としては、4主桁構造モデルとした。

3. 設計上の検討

(1) 構造系についての検討

I) 主桁の検討

既設桁と新設桁との一体化については、拘束度の違う以下の4ケースについて比較検討を行った。なお、クリープ・乾燥収縮による影響を少なくするため主桁はPRC構造として設計することとした。

ケース1…支点、中間横桁及び床版一体構造（完全一体構造）

ケース2…支点・中間横桁一体、床版分離構造（横桁剛性大）

ケース3…
（横桁剛性小）

ケース4…支点横桁一体、中間横桁、床版分離構造

断面力の計算結果を表-1に示す。全死荷重時の断面力の相違は、その大部分がクリープ・乾燥収縮による不静定力であり、本検討はこれに着目して比較する。

①完全一体構造のケース1と床版分離構造のケース2の比較では、主桁応力はほとんど変わらない。従って、横桁の剛性が卓越し、床版結合の影響は小さい。

②ケース1と中間横桁の無いケース4を比較すると軸成分はあまり変化が無いものの、横桁が無いことによる曲げ成分への影響が顕著である。従って、不静定力による曲げ成分に対して中間横桁の影響は大きい。

③ケース1と横桁剛性の小さいケース3を比較すると、軸成分の改善が顕著であるものの、曲げ成分には不利に作用している。しかしながら、ケース3は応力改善が最も大きい。

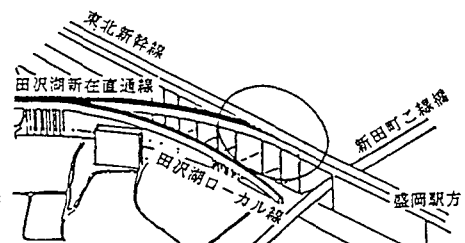


図-1 拡幅部概要図

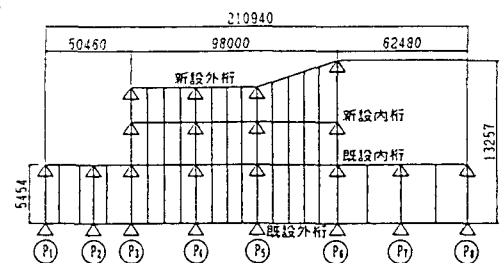


図-2 解析モデル

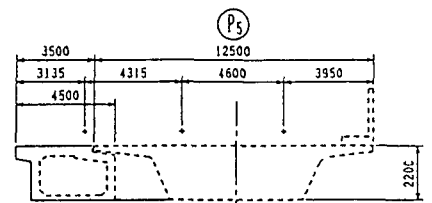


図-3 断面図

II) 床版の結合方法の検討

既設床版と新設床版の結合方法について剛結とピン結合を考えた。横桁間の新設床版のたわみが既設床版に及ぼす影響は強制変位として与え検討した。以下に検討結果を示す。

①新設桁に支点を設けることにより、設計荷重載荷時に既設張り出し床版が負のモーメント

表-1

		ケース1 (完全一体化)					ケース2 (床版分離構造(1))					ケース3 (床版分離構造(2))					ケース4 (中設部・床版分離構造)					
		中設部左端部	端部	中設部右端部	端部	中設部左端部	端部	中設部右端部	端部	中設部左端部	端部	中設部右端部	端部	中設部左端部	端部	中設部右端部	端部	中設部左端部	端部	中設部右端部	端部	
設計断面	ケース1	P3-P4	P4-変位	P4-P5	P5-変位	P5-P6	P3-P4	P4-変位	P4-P5	P5-変位	P5-P6	P3-P4	P4-変位	P4-P5	P5-変位	P5-P6	P3-P4	P4-変位	P4-P5	P5-変位	P5-P6	
	断面	-88	-185	130	424	190																
	変位	N	994	995	947	976	934	863	934	954	944	838	301	597	616	598	294	813	934	942	933	849
	力	M	13	273	25	420	-239	-39	275	39	417	-161	-16	142	48	307	-255	-22	45	119	200	-203
		変位	-29	-12	-27	-5	-6	-21	-11	-28	-5	-8	-7	-9	-20	-1	6	-21	-24	-34	-14	-6
		変位	1099	-1316	620	-1633	2569	634	-1260	675	-1621	2580	625	-1386	576	-1570	2314	1033	-1694	814	-2114	2833

から正のモーメントに移行することが問題となるが、剛結に強制変位(0.31mm)を与えたものとピン結合の断面力はほぼ等しく、いずれの場合もRC計算で $\sigma_s=1000\text{kgf/cm}^2$ 程度の応力であった(P4~P5)。

②床版をピン構造としケース3のような横桁を採用した場合でも新設桁と既設桁のたわみ差は1mm程度と小さい。

①、②より、床版を完全一体化しなくても横桁のみを連結する構造であれば対応は可能である。

(2) 結合時期の検討

既設桁と新設桁を一体化させる場合、クリープ・乾燥収縮が終了している既設桁が新設桁のクリープ・乾燥収縮による変形を拘束するため、その影響が既設桁・新設桁に生じる。このクリープ・乾燥収縮の影響を少なくするため、新設主桁を一定期間放置しクリープ・乾燥収縮を進行させるのが望ましい。従って、その放置期間について検討を行った。なお、比較検討モデルはケース1の完全一体化構造とし、放置期間は3ヶ月、6ヶ月とした。

①3ヶ月の材令差による乾燥収縮度とクリープ係数の差分は、最終値に対して10%程度となる。

②連結までの材令差による応力緩和は支間中央で 9kgf/cm^2 、支点部で 4kgf/cm^2 程度でありその効果は小さい。

表-2

従って、放置期間は3ヶ月以上とした。

(3) 地震時に対する検討

既設桁上にはダンパー式ストッパーとゴムシューが設置されているが、P6のみストッパーがなく軸方向・直角方向ともに可動となっている。従って、地震時において新設桁のP6上にストッパーを設置した場合としない場合についての既設部橋脚やストッパー本体に及ぼす影響を検討した。結果を表-2に示す。これより、新設P6橋脚上にストッパーを配置しない場合では地震時に既設部のP5、P7橋脚のストッパーが設計反力を上回るため、新設P6橋脚には、直角方向ストッパーを設置することとした。なお、比較検討モデルはケース1の完全一体化構造とした。

4. おわりに

今回、7径間連続桁の拡幅に伴う設計検討について報告したが、今後は施工方法について詳細検討を加え最終的には構造を決定する予定である。

		新設P6橋脚に直角方向ストッパー設置		新設P6橋脚に直角方向ストッパー設置せず		設計反力
		既設部	新設部	既設部	新設部	
直角方向 水平力	P1	94(94)	—	94	—	125
	P2	206(206)	—	202	—	193
	P3	188(200)	16(6)	229	16	219
	P4	253(264)	34(18)	150	24	244
	P5	299(130)	71(36)	513	111	389
	P6	—	102(308)	—	—	—
	P7	258(251)	—	458	—	385
	P8	92(93)	—	34	—	143
橋脚方向 水平力	P1	170(172)	—	—	—	244
	P2	162(164)	—	—	—	244
	P3	164(168)	146(137)	—	—	244
	P4	174(183)	171(167)	—	—	244
	P5	205(209)	201(193)	—	—	244
	P6	—	—	—	—	—
	P7	228(230)	—	—	—	244
	P8	206(208)	—	—	—	244

() 数値はケース1の場合の水平反力である。単位はkN