

波形鋼板ウェブPC橋の面外方向に対する耐震性の検討

武村浩志¹・森 拓也¹・水口和之²

1 正会員 （株）ピー・エス 土木技術部（〒170-0004 東京都豊島区北大塚1-13-17）

2 正会員 日本道路公団名古屋建設局 建設第二部（〒460 愛知県名古屋市中区栄4-1-1）

1. はじめに

現在、第2東名神高速道をはじめ、コンクリート構造と鋼構造とを一体化させた複合橋梁の計画・設計・施工が数多く行われている。特に、図-1に示すようなウェブに波形鋼板を用いた波形鋼板ウェブPC橋は国内で既に3橋の施工実績があり、現在施工中のものも含めると9橋にも及ぶ。この構造の特徴として、主桁自重軽減によるスパンの長大化・コストの低減、コンクリートウェブ不要に伴う施工の合理化・工期短縮、波形鋼板のアコーディオン効果による効率の良いプレストレスの導入、など多くが挙げられる。一方、その耐震性能に目を向けてみると、新しい構造形式ということもあり不明な点が多いのが現状である。特に面外方向に関しては、ウェブに配置する鉄筋がないことから耐力が小さいこと、上下床版間を剛性の小さい波形鋼板で接合しているため各床版が独立して挙動する恐れがあることなどが考えられる。この様な観点から、波形鋼板ウェブ橋として我が国で3番目となる本谷橋を対象に、面外方向の耐震性の検討を行ったのでここに報告する。

2. 本谷橋概要

東海北陸自動車道に架かる本谷橋は、波形鋼板ウェブ橋としては日本で初めて張出し架設工法で施工されたPC3径間連続ラーメン橋である。図-2に示すように、本橋梁の概要は以下の通りである。

形 式：PC3径間連続ラーメン橋
橋 長：198.0m
支 間：43.9+97.0+55.9m
有効幅員：10.5m
荷 重：B活荷重
地盤種別：Ⅰ種地盤
地域区分：A地域

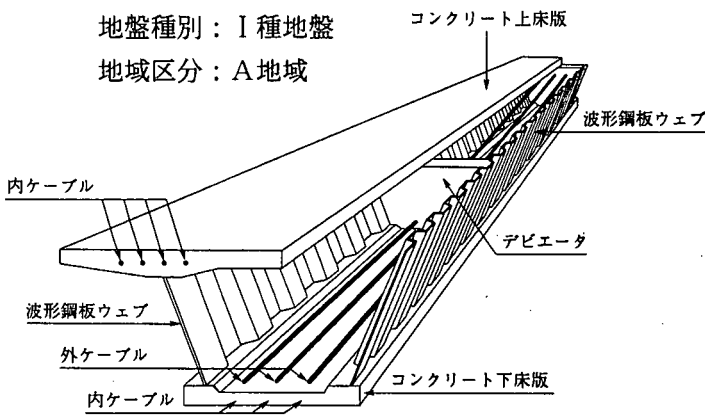


図-1 波形鋼板ウェブPC橋の概念図

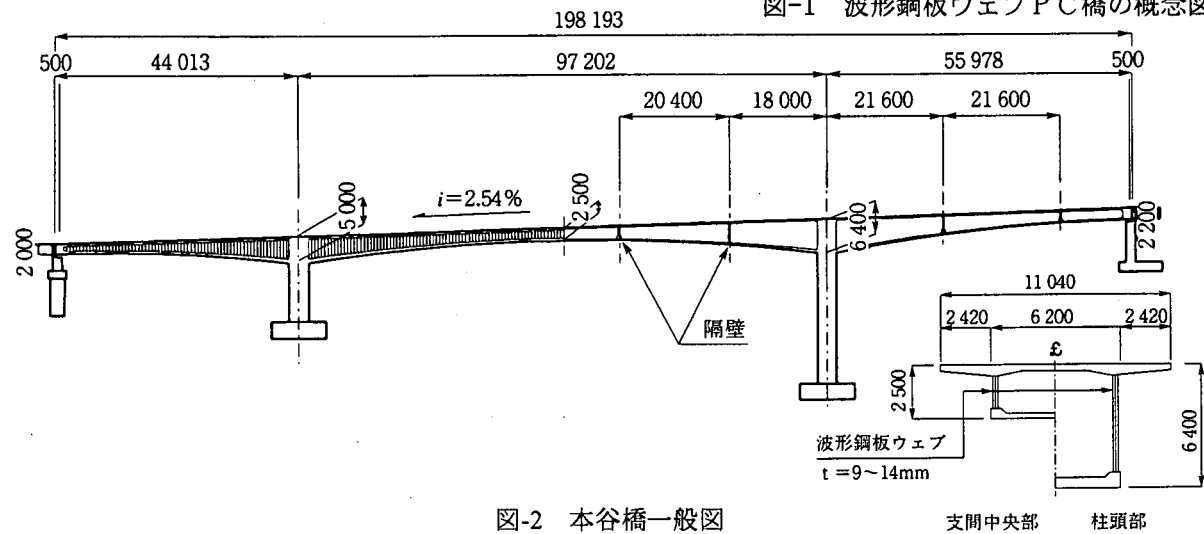


図-2 本谷橋一般図

なお、本谷橋をはじめ波形鋼板ウェブ橋の設計においては、ウェブの軸方向剛性が上下床版に比べて非常に小さく、軸力や曲げモーメントに対してはウェブを計算上無視することができることから、上下床版のみの断面諸元によって検討することになっている。一方、せん断に対してはその逆で、ウェブにせん断剛性の高い鋼板を使用していることから、せん断力の大部分はこの鋼板で抵抗するため、波形鋼板のみの断面諸元によって検討すればよい。

3. コンクリートウェブ不在に伴う耐力低下の影響

波形鋼板ウェブ橋は通常のコンクリート箱桁橋に比べ、面外方向地震に弱いのではないかと意見がある。この理由の一つに、コンクリートウェブがないため面外方向地震に抵抗する引張鉄筋を配置できないことが挙げられる。ここでは、この指摘の妥当性について検討する。

本谷橋の中央径間スパンセンター部とP1柱頭部を検討断面とし、これらのM～φ関係と本谷橋のウェブをコンクリートに置き換えたコンクリート箱桁

橋のM～φ関係とを比較する。この際、コンクリート箱桁のウェブには軸方向鉄筋をD16ctc150mmで配置し、その他の鉄筋やP C鋼材配置は本谷橋と同様とした。また、耐力の計算においてはいずれの橋の場合も外ケーブルの緊張力は軸力扱いとし、その増加張力は考慮していない。

図-3 にこれらの計算結果を示す。波形鋼板ウェブ橋、コンクリート箱桁橋ともに、スパン中央断面では曲げモーメントの増加に伴って①最外縁鉄筋降伏②ウェブ位置鉄筋降伏③最外縁P C鋼材降伏の順に損傷が進むが、柱頭部断面では②ウェブ位置鉄筋降伏と③最外縁P C鋼材降伏が逆になっている。これは、柱頭部には上床版の張出し部に最外縁のP C鋼材が配置されているためである。両者間の値を比較してみると、ウェブがない分、波形鋼板ウェブ橋の方がいずれの耐力も小さく求まっている。しかし、その差は図-4 に示すように約5 %程しかない。また、コンクリート箱桁橋の各耐力は多少大きいものの、主桁自重が増大することによる応答曲げモーメントの増加を考えれば、波形鋼板ウェブ橋に比べて特に有利であるとは言えない。以上より、この様な観点から見た波形鋼板ウェブ橋の面外方向地震時に

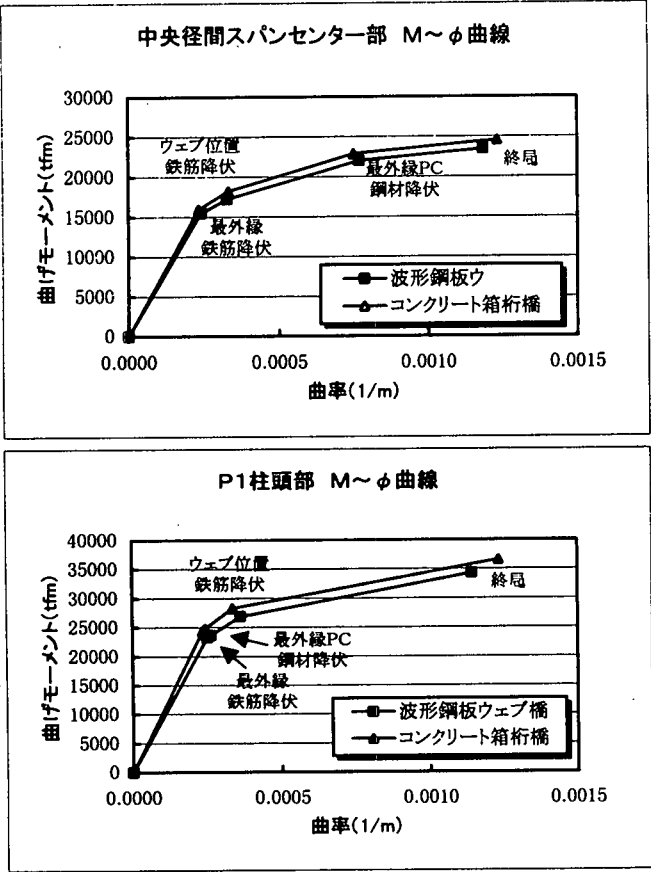


図-3 波形鋼板ウェブ橋とP C箱桁橋のM-φ関係

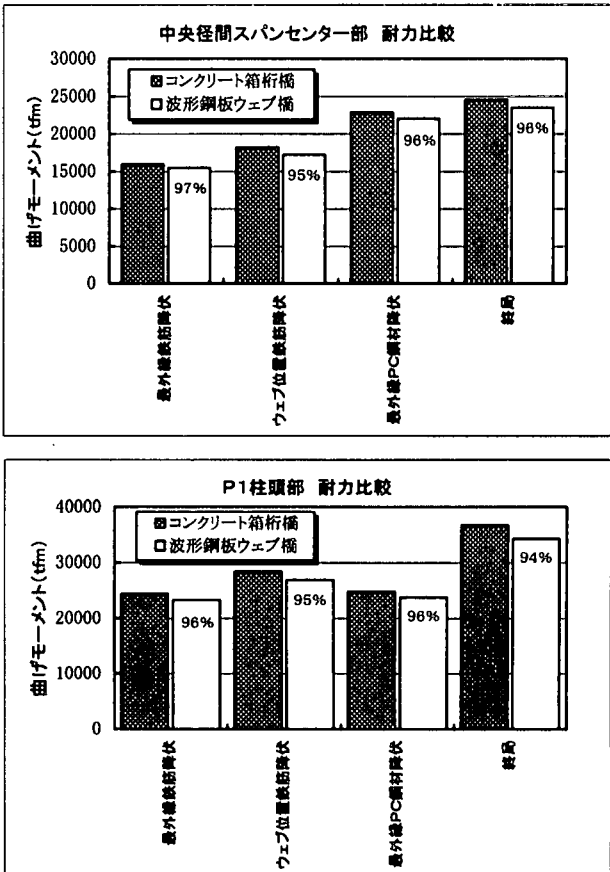


図-4 波形鋼板ウェブ橋とP C箱桁橋の耐力比較

対する耐震性は、従来のコンクリート箱桁橋とほぼ同等と考えてよいと思われる。

4. 上下床版の挙動を考慮した検討

(1) モデル化の相違の影響

a) 上下床版のモデル化

波形鋼板ウェブ橋が面外方向に地震を受けた場合、上下床版は剛性の小さい波形鋼板で接合されているため、各床版がそれぞれ独立して挙動する可能性が考えられる。通常のPC箱桁と同様のモデル化では図-5.1 に示すように上下床版からなる主桁断面を1つの梁部材とする方法が考えられるが、この場合は上下床版それぞれの挙動を評価することはできない。そこで、ここでは図-5.2 に示すように上下床版を別々にモデル化し、上下床版がそれぞれ独立して挙動する可能性を非線形動的解析により検討した。

b) 解析条件

以下に、今回行った動的解析の解析条件を示す。

解析手法：非線形時刻歴応答解析

外力：TYPE II-I-1

作用方向：橋軸直角方向

積分間隔：0.001 秒

減衰：レーリー減衰

履歴特性：橋脚は非線形部材（トリニア型武田モデル）

上部工は線形部材（全断面有効剛性）

c) 解析結果

中央径間スパンセンター部に着目して、その上下床版の応答変位を比較した。その結果を図-6 に示す。図より、両床版間の応答に位相差はまったく生じておらず、また振幅もほとんど同じであることがわかる。つまり上下床版はほぼ一体となって挙動していることになる。したがって、両床版を接続する波形鋼板にはそれほど大きな断面力は生じず、応力レベルで最大約 400kgf/cm^2 であった。

上下床版が一体となって挙動しているということは、これら上下床版を別々にモデル化しなくても、従来の方式である1断面1要素としたモデル化で、その地震時の挙動を表現することができると考えられる。図-7 は、上下床版を一体化させて1断面1要素とした場合と、これらを別々にモデル化した場合との桁に生じる最大応答曲げモーメントを比較したものである。なお、上下床版を別々にモデル化した場合の最大応答曲げモーメントとは、上床版に生じる最大値と下床版に生じる最大値とを足し合わせ

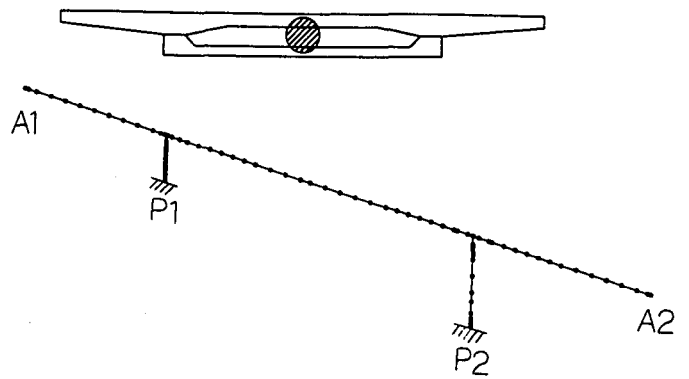


図-5.1 上下床版一体モデル

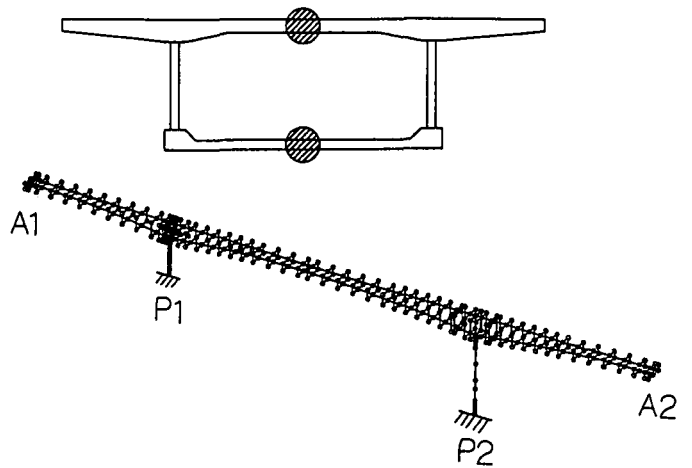


図-5.2 上下床版分離モデル

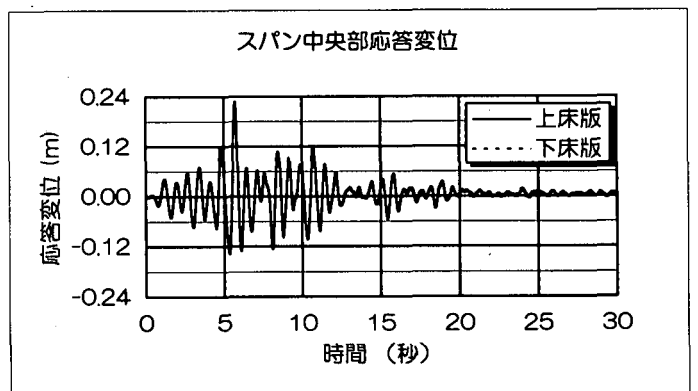


図-6 時刻歴応答変位比較図

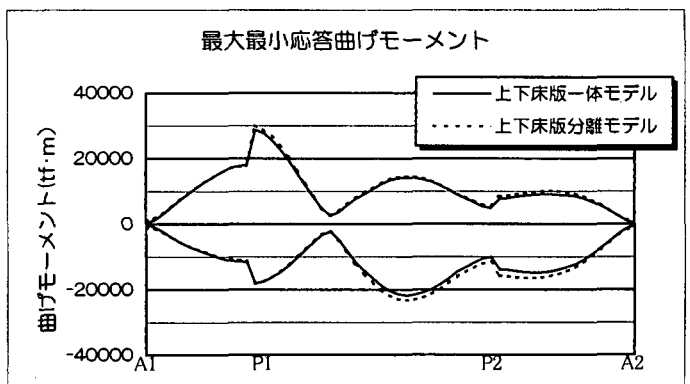


図-7 最大最小応答曲げモーメント比較図

たものである。両モデル間の応答値に大きな差は生じておらず、モデル化の相違の影響はほとんどないと考えられる。

d) 考察

以上より、本谷橋のようなラーメン構造の場合、上下床版を別々にモデル化する必要はなく、1断面1要素としたモデルで面外方向地震時の検討を行うことができると考えられる。これは、面外方向に地震を受けた場合、上下床版はほぼ一体となって挙動しており、それぞれが独立して挙動するようなことがないからである。本谷橋の場合、図-8 に示すようにP2橋脚の面外振動モードが全振動モードに対する有効質量比で62%にも及んでいるように、ラーメン橋の面外方向卓越振動モードは橋脚の振動モードであり、各床版独自の振動モードはほとんど存在しないことがこの原因の1つとして考えられる。

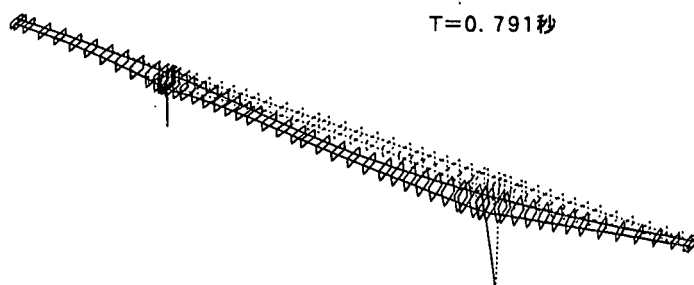


図-8 面外方向卓越振動モード

(2) 上下床版の挙動を考慮した耐震設計

a) 安全性の照査方法

上述してきたように、波形鋼板ウェブ橋の面外方向地震時の曲げの検討は、波形鋼板を無視した上下床版のみの1断面1要素としたモデルで行うことができると考えられる。しかし、各床版ごとの独立した挙動がほとんど生じないと言うものの、より正確な耐震設計を行うためにはこれら上下床版を別々にモデル化し、それぞれの床版に対して安全性の照査を行うことが望ましい。そこで、ここではこの方法による検討を行うこととした。

b) 解析条件

ここで行った動的解析の解析条件は、基本的には前述した解析のものと同様である。ただし、上部工すなわち上下床版のモデル化に際しては、以下の3パターンを採用した。

- ①全断面有効剛性とした線形部材 (図-9.1)
- ②降伏剛性とした線形部材 (図-9.2)
- ③ひび割れ、最外縁鉄筋降伏、終局を結ぶトリリニア型非線形部材 (図-9.3) その履歴特性はR/C部材の場合は武田モデルを、P/C部材の場合は原点指向型モデルを採用した。

c) 解析結果

3パターンそれぞれの動的解析結果を表-1 および図-10 に示す。これらから以下のことがわかる。

- ①全断面有効剛性を用いた場合、大部分の上下床版に降伏および終局モーメントを大きく上回る応答曲げモーメントが生じる。

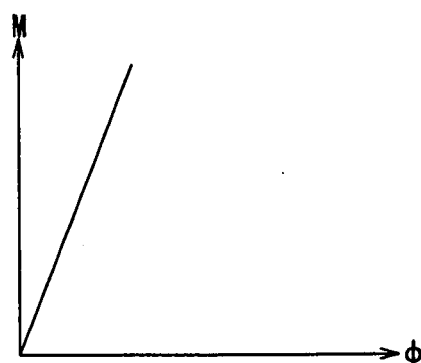


図-9.1 全断面有効剛性

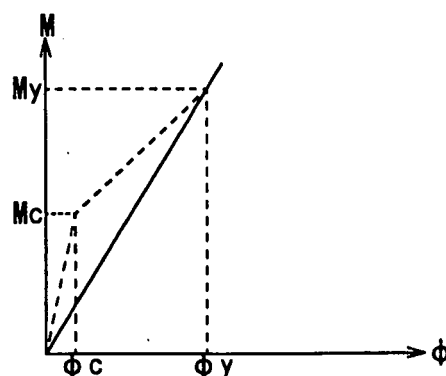


図-9.2 降伏剛性

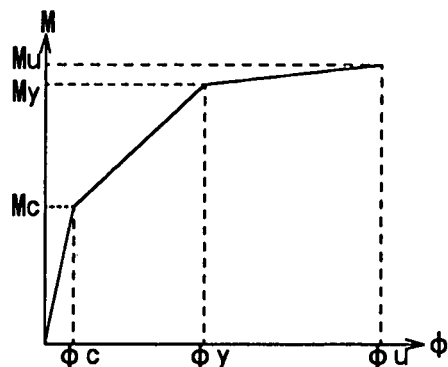
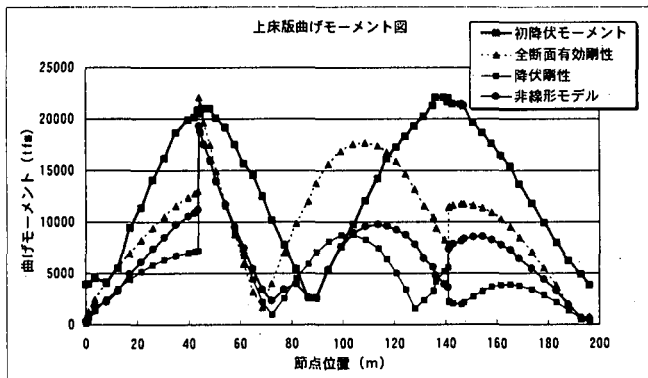
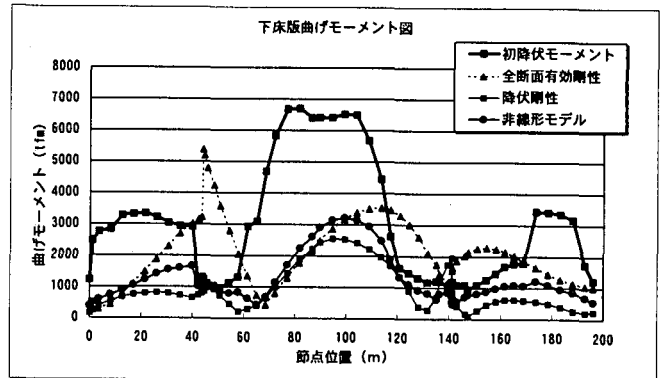


図-9.3 トリリニア型非線形部材



(1) 上床版



(2) 下床版

図-10 最大応答曲げモーメントと耐力との比較図

表-1 非線形動的解析結果と耐力との比較

		上床版					下床版				
		耐力		応答値			耐力		応答値		
節点		終局	降伏	全断面有効剛性	降伏剛性	非線形モデル	終局	降伏	全断面有効剛性	降伏剛性	非線形モデル
(A1) 1		6316	3945	677	118	367	1972	1222	470	163	385
2		6316	3945	1289	460	762	3992	2484	349	245	492
3		6584	4526	2515	1360	1810	4269	2759	291	393	600
4		6141	4139	4062	2469	2248	4216	2830	441	555	736
5		8722	5498	5552	3498	3294	4609	3285	740	675	883
6		14448	9447	6957	4419	4956	4640	3323	1107	757	1048
7		17060	11393	8252	5200	6106	4659	3347	1491	805	1226
8		20326	14085	9436	5832	7360	4458	3221	1890	820	1412
9		22666	16155	10527	6333	8501	4391	3039	2297	800	1550
10		25201	18641	11578	6733	9735	4329	2938	2706	731	1604
11		26298	19874	12383	6996	10554	4451	2916	3016	653	1664
12		26770	20158	12800	7115	10889	1596	1185	3156	740	1023
13		27077	20869	12997	7168	11209	1637	1222	3231	803	1002
(P1) 14		26924	20505	22111	19264	19321	1246	872	5389	1346	873
15		26924	20505	21324	18699	18750	1246	872	5194	1282	864
16		27127	20993	19651	17482	17555	1426	1033	4794	1138	977
17		27127	20993	17511	15896	15984	1426	1033	4249	952	935
18		26267	20083	14921	13925	14009	1238	956	3584	724	853
19		25489	19178	11840	11518	11745	1426	1123	2800	459	802
20		23971	17495	8830	9104	9522	1634	1308	2054	219	834
21		22017	15674	5929	6723	7464	4462	2929	1363	307	638
22		20712	14512	3238	4419	5462	4573	3090	744	405	435
23		18378	12488	1703	2234	3417	6234	4686	429	650	691
24		15319	10161	4004	979	2353	6708	5834	803	1001	1158
25		12163	7770	7020	2582	3426	7108	6672	1287	1450	1709
26		8705	5436	9887	4549	3960	7088	6703	1771	1899	2235
(C.L) 27		4419	2632	12012	5936	2645	6665	6401	2144	2221	2619
28		4376	2595	13789	7047	2633	6662	6405	2483	2428	2907
29		8550	5295	15595	8116	5386	6661	6405	2861	2549	3142
30		11989	7555	16866	8718	7594	6835	6516	3166	2531	3218
31		14957	9747	17569	8774	8941	6853	6489	3385	2412	3144
32		17891	12064	17707	8281	9588	6457	5680	3515	2216	2950
33		20399	14204	17408	7446	9765	5669	4446	3537	1971	2493
34		22589	16144	16804	6398	9621	3714	2625	3468	1695	1898
35		23806	17245	15886	5054	9234	1992	1626	3299	1347	1332
36		24932	18304	14675	3431	8766	1803	1459	3012	910	1100
37		25892	19303	13221	1574	7807	1628	1304	2612	386	915
38		26738	20238	11573	2401	6465	1468	1162	2098	292	825
39		27843	21281	10473	3312	5601	1610	1197	1747	698	622
40		27843	22082	9413	4185	4789	1610	1197	1435	1172	799
41		28476	22082	8265	5188	3934	1460	1065	1169	1742	850
42		28338	21675	7854	5561	3633	1190	822	1098	1955	742
(P2) 43		28457	22017	11405	2286	7338	1598	1189	1559	824	550
44		28456	22016	11485	2225	7494	1598	1189	1648	709	479
45		28264	21488	11647	2080	7863	1484	1087	1873	414	560
46		28149	21450	11750	1983	8150	1484	1087	2035	179	712
47		27822	21258	11752	2167	8354	1216	937	2144	96	770
48		26398	19650	11642	2754	8557	1381	1084	2253	280	816
49		25486	18662	11363	3275	8590	1573	1255	2279	457	890
50		24391	17595	10922	3648	8239	1795	1452	2242	570	978
51		23144	16446	10315	3861	7784	2049	1676	2151	622	1066
52		21955	15417	9550	3915	7290	2153	1769	2032	630	1094
53		19874	13653	8478	3785	6480	2163	1778	1868	609	1078
54		17582	11797	7095	3436	5489	4731	3437	1659	565	1217
55		15107	9907	5550	2895	4411	4713	3413	1451	499	1092
56		12374	7988	3849	2199	3343	4669	3355	1272	399	958
57		9601	6251	2050	1381	1935	4529	3170	1141	257	849
58		7101	4893	592	631	667	2555	1743	1059	223	696
59		6316	3845	554	329	455	1972	1222	1028	232	564
(A2) 60		6316	3845	1009	247	769	1972	1222	1009	248	540

は降伏耐力以上の応答値

②降伏剛性を用いると応答曲げモーメントは大幅に減少する。ただし、中央径間スパンセンター部の上床版および柱頭部の下床版には、降伏および終局モーメントを上回る応答曲げモーメントが生じている。これは、ラーメン橋の場合これらの部分にはP C鋼材が配置されておらず、耐力が小さいためである。

③非線形部材とした場合はさらに応答曲げモーメントは減少する。降伏モーメントを上回ったのは中央径間スパンセンター部の上床版とP 1柱頭部の下床版のみである。ただし、上床版の降伏モーメントは張出し部の最外縁鉄筋が降伏する時のものであり、ウェブ位置の鉄筋が降伏するにはまだ余裕があること、また実際の柱頭部断面は支点横桁となっており、上下床版が一体化されていることを考慮すれば、これらの部分も十分に安全性が保たれていると考えられる。

d) 考察

本谷橋のようなラーメン構造の場合、各床版の独立した挙動はほとんど生じず、1断面1要素としたモデルで面外方向耐震性能の検討を行うことができると考えられるが、より正確な照査をするためには各床版を別々にモデル化する方法も考えられる。この場合、上述してきたように、各床版の剛性を全断面有効剛性とすることは過大な設計方法であり、降伏剛性または非線形部材とすることがふさわしい。特に、非線形部材とすることでほとんどの応答曲げモーメントは降伏モーメント以下となり、これによって安全性の確保が確認できると考えられる。

5. 結論

(1) まとめ

波形鋼板ウェブP C橋の面外方向に対する耐震性能を検討するために、本谷橋を対象に各種耐力の計

算、および非線形動的解析を行った。これらの結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 波形鋼板ウェブ橋の耐力は通常のコンクリート箱桁橋に比べて小さくなるものの、その差は5 %程度しかなく、耐力から判断した両者の耐震性能はほぼ同じであると考えられる。
- 2) 面外方向地震時に上下床版はほぼ一体となって挙動しており、またこれらの応答値の合計は上下床版を一体とした場合の応答値と等しいことから、特にこれらを別々にモデル化する必要はないと思われる。
- 3) より正確な検討を行うために上下床版を別々にモデル化する場合、これらを非線形部材とすることで安全性の確保が確認できると考えられる。

(2) 課題

今回の検討は本谷橋を対象に行ったものである。したがって、すべての波形鋼板ウェブ橋に対して今回の検討結果が当てはまるかどうかはまだわからない。例えば、耐力の計算では張出し床版長や桁高に依存しているし、対象橋梁が橋脚の振動モードが卓越するラーメン橋であったことなど、本谷橋およびラーメン橋特有の結果が含まれているかもしれない。今後さらに波形鋼板ウェブP C橋の採用が増加していくと思われる中で、多くの橋梁に対して同様な検討を行っていき、より一般的な波形鋼板ウェブP C橋の面外方向に対する耐震性能を明らかにしていく必要があると思われる。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編、日本道路協会、平成8年12月
- 2) 道路橋の耐震設計に関する資料、日本道路協会、平成10年1月
- 3) 波形鋼板ウェブP C橋計画マニュアル(案)、波形鋼板ウェブ合成構造研究会、平成10年12月