

下部工断面力の改善と上部工の合理化施工を図った波形鋼板ウェブ

PC 橋の設計・施工 — 磐越自動車道 西田橋 (Ⅱ期線) —

東北支店	土木部	梶谷孝志
東日本支社	設計センター	渡辺浩良
東日本支社	土木部	遠藤靖
東日本支社	設計センター	古村豊

概要: 西田橋は磐越自動車道の4車線化拡幅工事の一環として建設されたPC波形鋼板ウェブ箱桁橋である。本橋は上部工不静定力による橋脚断面力と地盤反力度の改善を目的として、2枚壁式橋脚の採用と水平反力調整を行った。PC波形鋼板ウェブ橋において2枚壁式橋脚と水平反力調整の2つを併用した事例はなく、本橋が初の試みとなった。柱頭部と張出し施工部では、合理化施工より大幅な工程短縮を図った。また、品質および維持管理性の向上を目的として、新しい波形箱桁断面を採用した。本報告は、西田橋の設計と施工について報告する。

Key Words: 2枚壁式橋脚, 水平反力調整, 合理化施工, 品質向上, 維持管理性

1. はじめに

1.1 緒言

西田橋は磐越自動車道の4車線化拡幅工事の一環として、郡山東I.C～船引三春I.C間に建設されたPC4径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋である。本橋は、従来構造と異なる合理的なラーメン構造を採用することで構造性能の向上を図るとともに、波形鋼板部材に施工時荷重を負担させることで施工性能を向上させ大幅な工程短縮を実現したPC橋梁である。

近年の橋梁建設分野の動向は、低コスト化、高品質化、合理化および省力化などが求められている。このなかでラーメン構造による多径間連続化は、支承や伸縮継手の使用を低減することが可能であることから、コスト面、維持管理面において優位性の高い構造形式として従来から広く採用されてきた。また、波形鋼板ウェブ橋は、近年、工費縮減と合理的な施工を目的として多く採用されている。同形式は、旧日本道路公団が初めて採用した東海北陸自動車道の本谷橋¹⁾をはじめ、現在、国内実績で100橋を超えている。

一般にラーメン橋は、経済性、維持管理性および耐震性などのメリットがある構造形式であるが、橋脚高さに対して両側の固定橋脚間の長さ（以下、固定支間長）が大きくなりすぎると、上部工のクリープ、乾燥収縮などの不静定力によって両側の橋脚に作用する断面力が厳しくなる。このためラーメン橋には、この関係から推定限界線があるとされている²⁾。本橋はこの限界線に近接する長さ比であるため、ラーメン構造としては比較的不利な形状バランスである。

一方で波形鋼板ウェブ橋は、波形ウェブ材による自重の軽減、アコーディオン効果によるプレストレスの効率的な導入が可能となることなどからコストメリットがある構造である。これまでの波形鋼板ウェブ橋は、完成系におけるコストメリットに着目されてきた。しかし、最近では波形ウェブとコンクリート



梶谷孝志



渡辺浩良



遠藤靖



古村豊

床版との接合部の鋼フランジ材に施工時荷重を負担させ、合理的な施工を行った報告がある。その代表としては、第二名神高速道路の栗東橋³⁾、杉谷川橋（下り線）⁴⁾、信楽七号橋（上り線）⁵⁾などがある。

本橋では、ラーメン橋脚および基礎部の断面力の改善を図ることを目的に 2 枚壁式橋脚と水平反力調整工法を採用して連続ラーメン構造化を図った。また、波形鋼板ウェブに施工時荷重を負担させて合理的な施工を行うことで大幅に施工工程を短縮した。さらに品質と維持管理性の向上を目的として、波形鋼板ウェブ橋としての新しい箱桁断面を採用した。本稿は本橋の設計・施工について報告する。



写真－1 施工写真

1.2 橋梁計画

本橋は国道 288 号線、JR 磐越東線および一級河川桜川を跨ぐ橋梁である。Ⅱ期線となる本橋の当初計画は、現在供用中のⅠ期線と同様の鋼製アーチ橋であった。しかし、現設計では、Ⅱ期線工事に伴うⅠ期線や国道 288 号線および JR 磐越東線などの交通規制を回避する目的から当初計画を見直して、張出し架設による PC 波形鋼板ウェブ箱桁橋が採用された。本橋は、固定支間長に対する橋脚高さの比が通常の橋梁に比べて比較的小さいラーメン構造となり、上部工の不静定力による橋脚の負担が大きい構造となった。さらに、コスト縮減のために既存のⅠ期Ⅱ期線一体フーチングを転用することから、地盤反力度の改善が課題となった。

本橋の設計では、これらの下部工に対する課題を解消するために 2 枚壁式橋脚の採用と水平反力調整を行った。PC 波形鋼板ウェブ橋において 2 枚壁式橋脚と水平反力調整工法の 2 つを併用した事例はなく、本橋が初の試みとなった。

2. 工事概要

2.1 橋梁概要

本橋の橋梁概要を以下に示す。また、橋梁一般図を図－1に、使用材料を表－1に、施工ステップ図を図－2に示す。水平反力調整は、P2～P3 径間中央閉合前に行った。

工 事 名：磐越自動車道 西田橋（PC 上部工）工事

施 主：東日本高速道路（株）東北支社

工事場所：福島県郡山市西田町地内

工 期：平成 18 年 8 月 23 日～平成 21 年 1 月 8 日

構造形式：（上部工）PC4 径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋

（下部工）A1,A2 橋台：逆 T 式橋台（組杭深礎杭）

P1 橋脚：RC 柱式橋脚（組杭深礎杭）

P2,P3 橋脚：RC ラーメン橋脚（直接基礎）※

橋 長：263.2m

支 間 長：34.4+66.75+114.5+45.15m

有効幅員：8.75m

平面線形：R=1000m

施工方法：張出し施工（P1～A2 径間），固定支保工施工（A1～P1 径間）

※Ⅰ期Ⅱ期線一体基礎を示す。

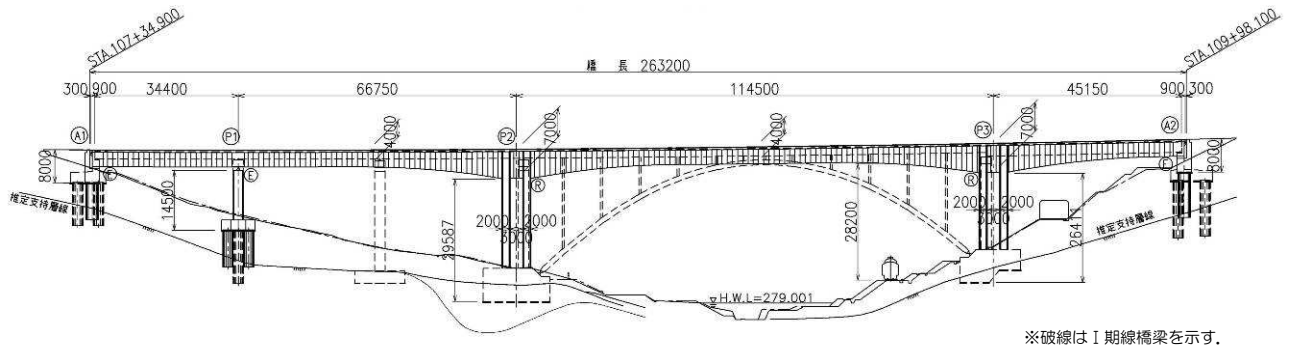


図-1 橋梁一般図 (側面図)

表-1 主要材料表

		単位	数量	備考
コンクリート		m ³	2093.5	ock=40N/mm ²
型 枠		m ²	4734.8	
鉄 筋	D13	t	61.814	SD345
	D16~D25	t	225.178	SD345
	D25~D32	t	6.554	SD345
	合計	t	293.546	SD345
PC鋼材	PC鋼より線(SWPR7BL 12S15.2)	t	41.408	内ケーブル
	PC鋼より線(SWPR7BN 19S15.2)	t	30.928	外ケーブル(エポキシ樹脂被覆)
	PC鋼より線(SWPR19L 1S21.8)	t	12.238	横締めケーブル(プレグラウト)
波形鋼板	t	264.9	SM490Y, SM400	
PC板	PC板枚数	枚	40	t=165mm, ock=40N/mm ²
	敷設面積	m ²	151.4	

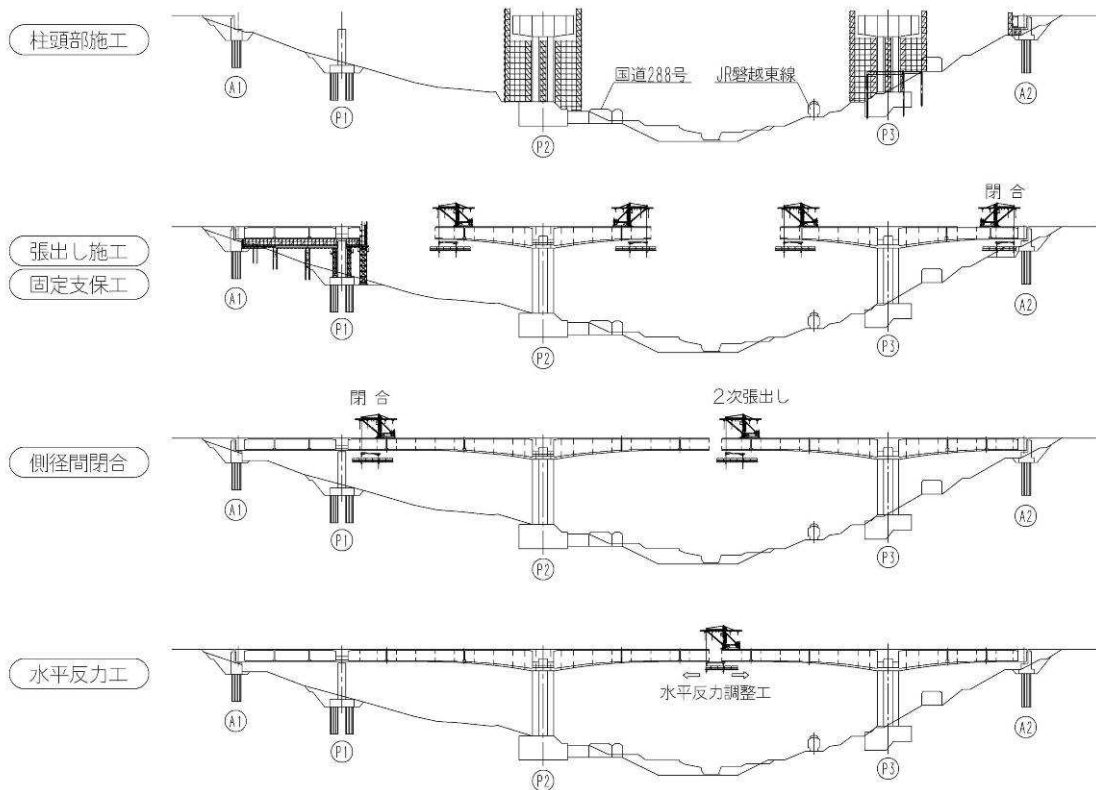


図-2 施工ステップ図

2.2 構造概要

2.2.1 新しい箱桁断面

従来の波形鋼板ウェブ橋の断面は、波形鋼板下フランジの下側に下床版コンクリートを接合する構造である。これに対して本橋では、波形鋼板下フランジの上に下床版コンクリートを施工する構造とした。このため、従来の接合方法では、下床版の鋼フランジ下面とコンクリートとの境界面のエアードマリーやブリーディング水の滞留による付着不良が懸念されてきた。一方、本構造は、このリスクを回避することができ、**図-3**に示すように耐久性の留意点となるトリプルコンタクトポイント（鉄とコンクリートと水分が存在する部分）が外側に露出せず、維持管理性、耐久性に優れた桁断面形状である。この桁断面形状は、ドイツの Altwifergrund 橋、国内では杉谷川橋（下り線）において実績がある。この桁断面形状は、開発中に大型試験体による接合構造の構造性能確認試験が行われており、接合構造の安全性が確認されている⁶⁾。本橋で採用した下床版の接合方法は、鋼下フランジの隅角部にパーフォボンドリブ（以下、PBL）プレートを配置したプレートジベル接合とスタッドジベル接合である。前者は杉谷川橋（**写真-3**参照）で、後者は Altwifergrund 橋（**写真-2**参照）で実績がある接合構造である。本橋では、柱頭部にプレートジベル接合を、張出し施工部および固定支保工施工部にスタッドジベル接合を採用した。

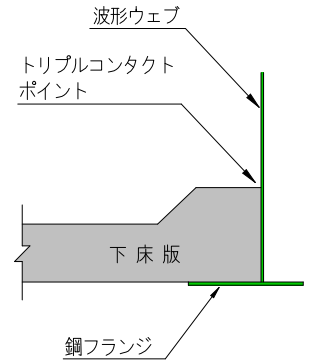


図-3 下床版接合部



写真-2 Altwifergrund 橋



写真-3 杉谷川橋（下り線）

2.2.2 本橋の張出し施工方法の特徴

従来の張出し施工は、コンクリート打設荷重を移動作業車で支持する構造である。本橋の張出し施工では、**図-4**に示すように波形鋼板上下フランジを添接板で連続化させることにより、上床版コンクリート打設荷重を移動作業車で、下床版コンクリート打設荷重を波形鋼板フランジで分割支持する構造とした。これにより、移動作業車に大規模な改造を加えることなく、張出しブロック長を4.8mから6.4mにまで延長して張出ブロック数を11ブロックから7ブロックに低減した。

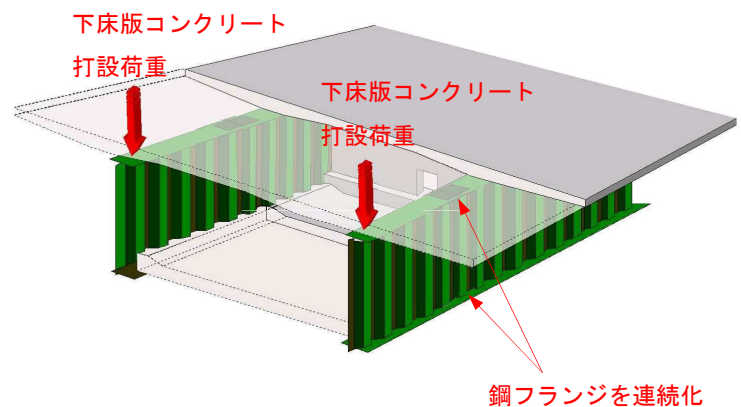


図-4 波形鋼板上下フランジの架設時模式図

3. 設 計

3.1 本橋の総合評価落札方式における要求要件

本工事は総合評価落札方式による入札時 VE 提案であった。総合評価落札方式における要件は、以下の通りであった。

- ① 舗装業者への引渡時期を早める
- ② コンクリート構造物の品質の向上
- ③ 橋体施工時における JR 磐越東線および国道 288 号線に対する安全対策

3.2 設計方針

本橋の総合評価落札方式の要件は、工程短縮とコンクリート構造物の品質向上および安全対策であった。詳細設計では、工程短縮と品質向上に着目して設計を行うこととした。さらに、I 期 II 期線一体フーチングの転用とアンバランスな橋脚長—固定支間長の関係からラーメン橋脚および基礎部の断面力の改善が課題となった。このため、詳細設計における設計方針を以下の通りとした。

- ① 柱頭部および張出し施工部での工程短縮
- ② 2 枚壁式橋脚と水平反力調整工法による下部工の断面力の改善
- ③ 新しい箱桁断面の採用と柱頭部コンクリートのマスコン対策などによる品質向上

3.3 工程短縮に対する設計

3.3.1 柱頭部構造の設計

(1) 柱頭部の設計概要

従来の柱頭部の施工は、大型の鋼製ブラケットを支保工材として用いた施工が一般的であった。このため、従来工法は鋼製ブラケットの組み解体に対する工程が必要であった。本橋では柱頭部の合理化施工を目的として、波形鋼板上下フランジに施工時荷重を負担させることにより、鋼製ブラケット材を不要とした。これまで柱頭部の合理化施工を目的とした施工方法は、第二東名高速道路の伊佐部 2 号高架橋（下り線）⁶⁾や杉谷川橋（下り線）⁴⁾などで報告がある。両者ともコンクリート打設荷重は波形鋼板上下フランジで負担するが、前者は型枠保持および足場保持材として移動作業車を必要とし、後者は足場材として鋼製ブラケットを必要とする施工方法であった。

本橋の柱頭部施工は、写真-4 および図-5 に示すように柱頭部直上を連続する波形鋼板を脚頭部上に先行架設し、次いで波形鋼板下フランジの上にプレキャスト PC 板を配置する。これにより波形鋼板と PC 板を型枠支保工とすることで、従来の鋼製ブラケット材を不要とした。下床版コンクリート打設時は、打設荷重を波形鋼板上下フランジで負担し、PC 板が型枠となる。足場設備は、脚頭部施工用の枠組み足場設備を転用する。これにより鋼製ブラケットと下床版型枠の組み解体に要する日数分を短縮できた。従来工法での柱頭部施工延長は、鋼製ブラケットの能力によって決定されており一般に 12m 程度であった。本工法での柱頭



写真-4 波形ウェブ先行架設

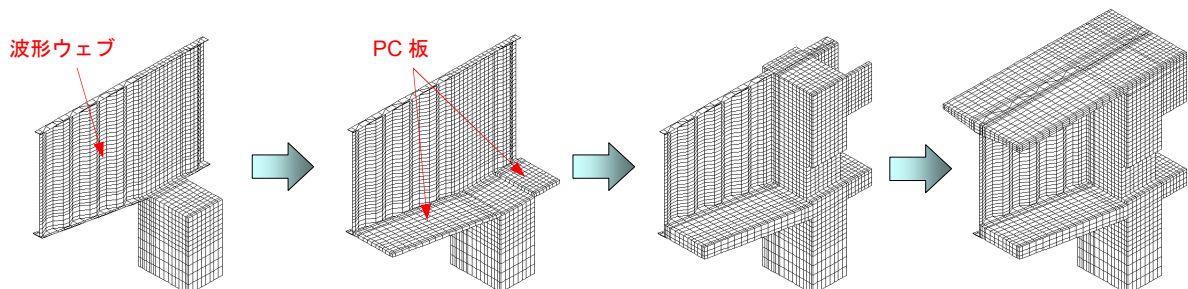


図-5 柱頭部の施工模式図

部の施工延長は、鋼板部材の断面性能によって決定されるため従来工法に比べて自由度が高い。本橋では柱頭部の施工延長を20mとすることで、張出し施工1ブロック分の施工工程を短縮した。

(2) プレキャスト PC 板を用いた下床版の設計

下床版コンクリート打設時に型枠材として使用した PC 板は、設計荷重時において抵抗断面として見なす合成床版構造とした。この同種構造は、杉谷川橋（下り線）⁴⁾において実績がある。同橋では、PC 板を用いた下床版コンクリートの合成床版の合成効果を確認するため確認試験を行った。

PC 板は柱頭部の下床版のみに配置するため、施工時および設計荷重時には常に圧縮応力が作用する。このため主方向に合成構造を期待することは、下床版厚の低減に寄与でき経済効果が期待できる。一方、横方向に合成構造とすることは、横方向の作用断面力が小さく主方向に比べて経済効果が小さい。このことから主方向にのみ PC 板の剛性を見込むものとした。ただし、**図-7**に示すように PC 板と PC 板の間は、PC 板下面から 30mm の部分が不連続となっている。このため、床版下 30mm を除く断面を抵抗断面とした。また合成効果は圧縮応力作用時のみ期待するものとし、引張応力作用時には PC 板を除いた下床版を抵抗断面とするものとした。本橋では PC 板を柱頭部のみに使用したため、常時および L1 地震時を合成構造、レベル 2 地震時を非合成構造とした。

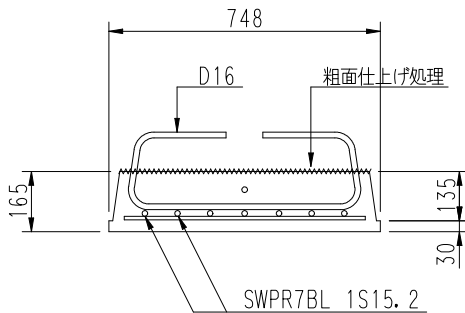


図-6 PC 板形状図

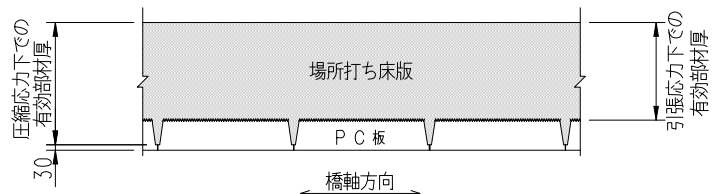


図-7 下床版の有効厚さ

(3) PC 板の合成構造

PC 板の合成構造は、道路橋示方書⁸⁾に示される結合面の 0.2%以上のずれ止め鉄筋量を配置し、打継ぎ目処理を行うものとした（**図-6**参照）。合成効果については、前述の試験により確認した。

(4) 下床版コンクリートとの接合構造の選定

PC 板は**図-8**に示すように鋼下フランジにより支持される構造である。このため鋼下フランジには、施工時荷重により面外曲げモーメントが作用する。鋼下フランジにはある程度の曲げ剛性が必要となるが、経済設計を図るためには鋼下フランジの厚さの増大を極力抑える必要がある。よって、柱頭部の鋼下フランジの接合構造には、プレートジベル接合を採用した。これは、プレートジベル接合とすることで、施工時には下フランジの補剛材として機能させ、設計荷重時には接合部材として機能させることができ、合理的かつ経済的な設計が可能となるためである。

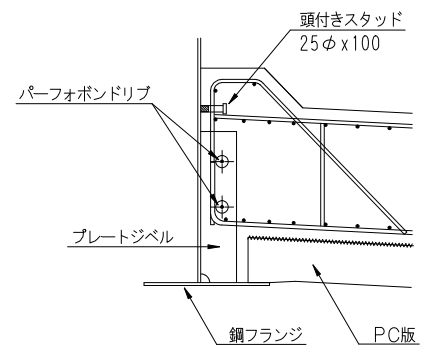


図-8 PC 板と下フランジ接合部

(5) 波形鋼板の施工時の照査

柱頭部の下床版コンクリート施工時における波形鋼板上下フランジには、施工時荷重を上下フランジで負担することによって作用する面内応力と、前述した下フランジが橋軸直角方向に変形することによって作用する面外応力が同時に作用する。このため、この 2 軸曲げの影響を照査するため立体 FEM 解析により応力照査を行った。**図-9**は最大主応力図を示しており、上下フランジの引張応力はそれぞれ 85N/mm²程度と

なった。また、圧縮応力を受ける鋼下フランジは局部座屈の発生が懸念された。このため同解析モデルを用いて静弾性座屈解析を行い、施工時の安全性を照査した。道示Ⅱ⁹⁾では圧縮応力を受ける突出板部材について局部座屈を防止する仕様規定を設けている。この仕様規定に従う場合、フランジ厚は本規定で決定されるため不経済な設計となる。このため、施工時の実荷重に対して静弾性座屈解析を行うことで道示Ⅱに規定される仕様規定を準用しないものとした。解析の結果、図-10に示すように橋脚直上のウェブ材が先行して座屈する結果となり、施工時荷重に対して3.4倍の座屈安全率を得た。

一方、上下フランジ厚は、波形ウェブ板厚以上、かつ最低板厚を16mmとしているのが一般的¹⁰⁾である。これまでの波形鋼板ウェブ橋における鋼フランジは、コンクリート床版との接合構造の改良により耐久性向上を目的として設けられた部材であり、構造部材ではない。また、フランジの最低板厚の設定は、ジベルの溶接によってフランジのそり変形対策に着目したものであると推察される。過去にはアングルジベルなどの溶接長が多く溶接熱が卓越する接合方式が多く採用されたが、近年では溶接長の少ないツインパーフォボンドリブ（以下、Twin-PBL）接合が主流となった。本橋では、これらを考慮した上で経済設計を目的として前述の施工時の応力照査、座屈照査およびウェブ部材などとの溶接のど厚を確保できる範囲内で鋼フランジ厚を薄くした。その結果、鋼上フランジ厚は、波形ウェブ板厚以上を確保するものとして11mmとした。また、鋼下フランジは、下床版施工時の面外曲げの照査により板厚を20mmとした。

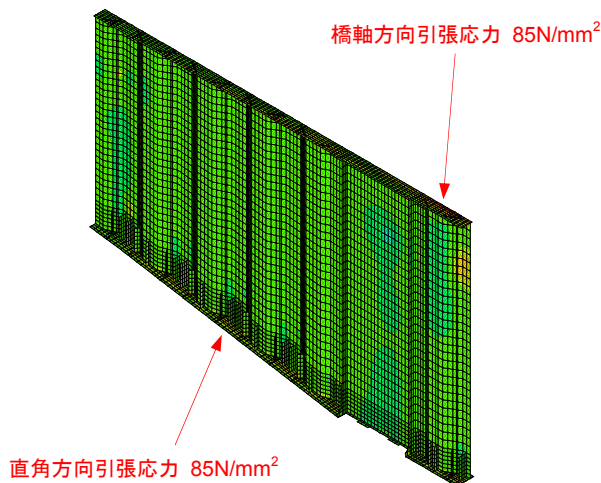


図-9 施工時の曲げ応力度照査

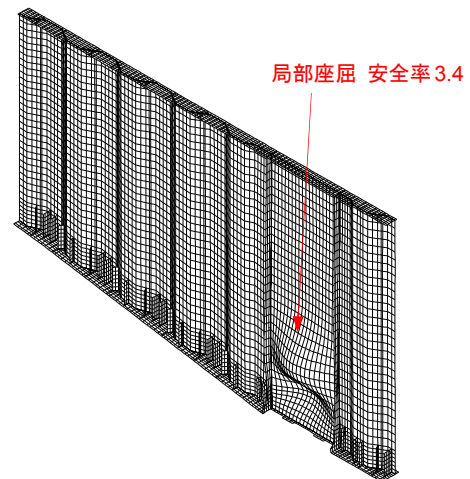


図-10 施工時の座屈照査

3.3.2 張出し施工部の設計

(1) 張出し施工部の設計概要

本橋の張出し施工では、波形鋼板上下フランジを添接板で連続化させることにより、上床版コンクリート打設荷重を移動作業車で、下床版コンクリート打設荷重を波形鋼板フランジで分割して支持する構造とした。これにより、移動作業車に大規模な改造を加えることなく、張出しブロック長を4.8mから6.4mにまで延長して張出しブロック数を11ブロックから7ブロックに低減することで工程短縮を図った。



写真-5 下床版コンクリート荷重支持梁

(2) 移動作業車の構造

移動作業車の構造図を図-12に示す。移動作業車には、張出しブロック長の延長に対応するため、トラス材の上部に梁材を追加したほか、下床版コンクリート荷重を波形鋼板に負担させるため、鋼上フランジ上に横梁材（写真-5参照）を設けた。本張出し施工方法では、他方法と異なり移動作業車の大規模な改造や構造そのものの見直しをすることなく、張出しブロック長の延長を図ることができた。

(3) 下床版コンクリートとの接合構造の選定

柱頭部以外の張出し施工部および固定支保工施工部の下床版接合構造には、スタッドジベル接合を採用した。張出し施工部等は、柱頭部と異なり下床版に PC 板を用いないことから施工に伴う面外方向の曲げモーメントが小さいため、施工時における面外方向の曲げ剛性を高くする必要がない。このため、プレートジベル接合に比べて低コストとなるスタッドジベル接合を採用した (図-11 参照)。

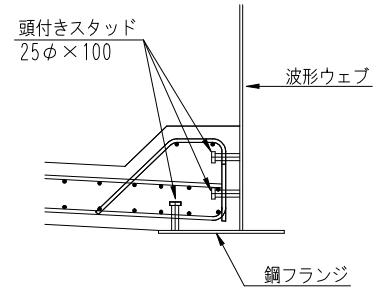


図-11 スタッドジベル接合

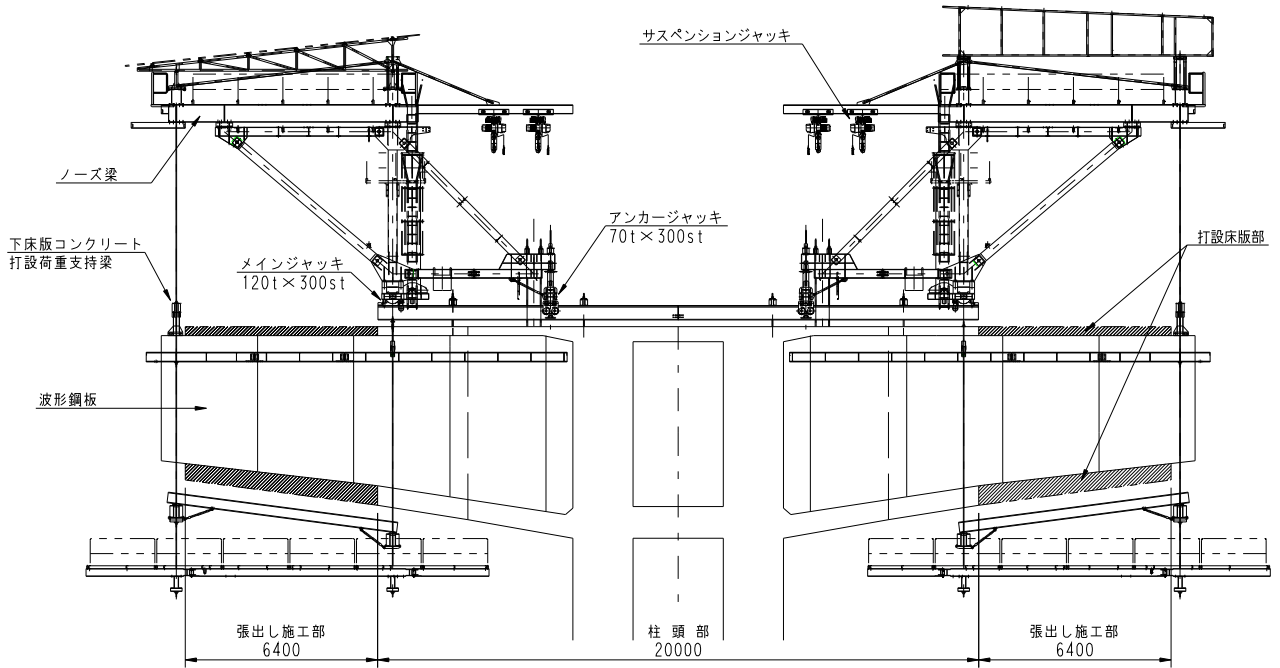


図-12 移動作業車

(4) 波形鋼板の施工時の照査

張出し施工における波形鋼板上下フランジは、下床版コンクリート打設荷重を負担させる。このため柱頭

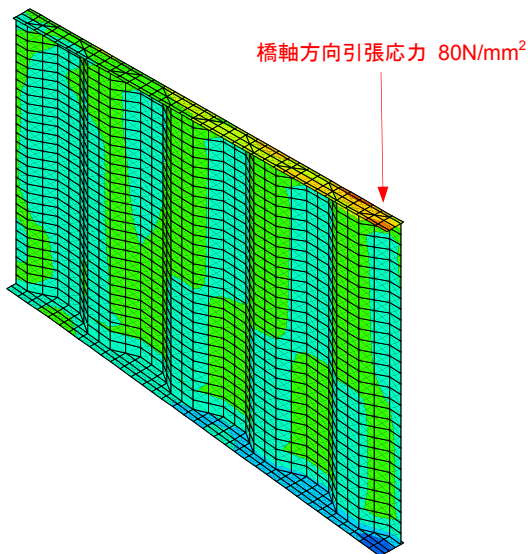


図-13 施工時の曲げ応力度照査

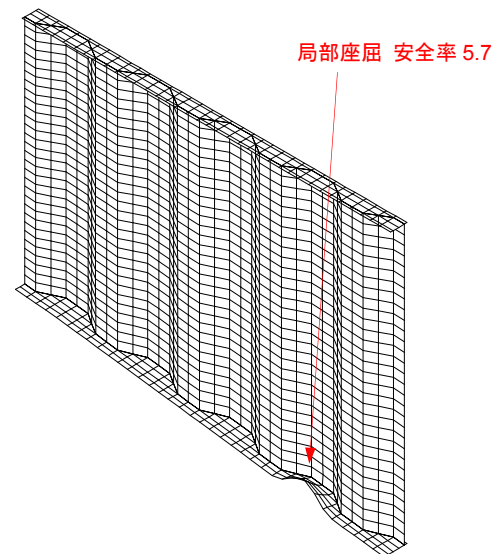


図-14 施工時の座屈照査

部施工と同様の観点から立体 FEM 解析による応力照査 (図-13 参照) と座屈解析を行った。座屈解析の結果、図-14 に示すように施工時荷重に対して 5.7 倍の座屈安全度を得た。照査の結果、上下フランジ厚は、波形ウェブ板厚以上を確保するものとして 11mm とした。

3.3.3 プレキャスト地覆

橋面施工の工程短縮を図るため、地覆部をプレキャスト化した。プレキャスト地覆の構造図を図-15 に示す。上床版との接合は、鉄筋アンカー方式とした。プレキャスト部材 1 ブロックの長さを 2m として、一部に場所打ち施工部を設けることで施工誤差の吸収を図った。コンクリート配合を表-2 に示す。水セメント比は、本路線が凍結防止剤を散布することから耐久性に配慮して道路橋示方書¹⁵⁾の塩害対策を参考として 43%以下とした。かぶりは設計要領第2集¹¹⁾に準じて最小かぶりを 30mm とした。

表-2 プレキャスト地覆の配合

Sl (cm)	Air (%)	W/C (%)	S/A (%)	単位重量(kg/m ³)					
				W	C	S	G	減水剤	AE剤
12.0	4.5	36.6	42.0	153	418	747	1152	2.299	1.254

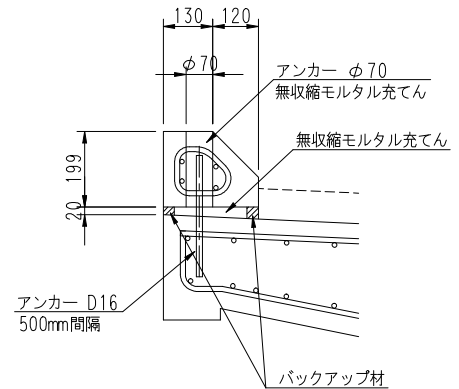


図-15 プレキャスト地覆

3.4 下部工断面力改善に対する設計

3.4.1.2 枚壁式橋脚

2枚壁式橋脚は、橋軸方向の曲げ剛性を低下させることで、クリープ乾燥収縮などによって橋脚頭部に作用する水平力を低減させることが可能である。水平力が作用した場合の橋脚の変形は、従来の橋脚と異なり図-16 に示すような変形となる。2本の柱は、水平力に対して主に軸力変動を起こすことによって抵抗する構造である。2枚壁式橋脚は、東海北陸自動車道の中西高架橋^{12),13)}で採用実績がある。表-3 は、1本柱式ラーメン橋脚と2枚壁式ラーメン橋脚の主桁隅角部と橋脚基部の断面力の比較結果である。2枚壁式橋脚は、橋脚の軸力変動により主桁および橋脚や基礎の断面力を低減する効果がある。

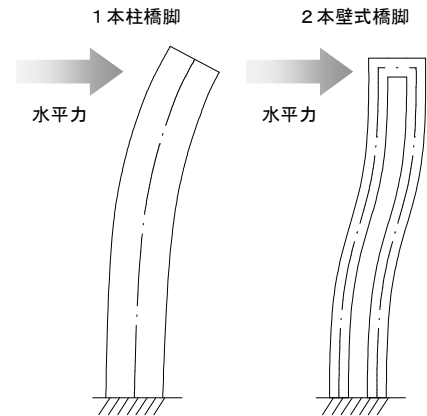


図-16 橋脚の変形模式図

表-3 レベル1地震荷重の断面力比較 (単荷重時)

	主桁のラーメン隅角部 (曲げ照査断面)		橋脚(基部)		
	単柱式橋脚	2枚壁式橋脚	単柱式橋脚	2枚壁式橋脚	
				左側壁体	右側壁体
M(kNm)	-19200	-8500	109500	38900	39100
N(kN)	4900	5200	400	-12300	12100

3.4.2 耐震設計方法

2枚壁式橋脚は、地震時に2本の柱間において軸力変動が作用する。図-17 は、本橋にタイプII波形を橋軸方向に加震した場合のP3橋脚上端部の軸力の履歴を示したものであり、橋脚の軸力は加震によって大きく変動する。この軸力変動が作用する部材の耐震設計方法には、図-18 に示すような軸力変動を考慮し

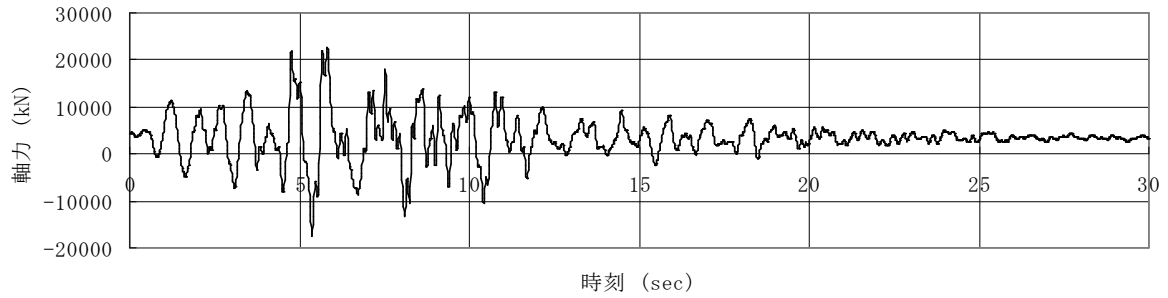


図-17 橋軸方向タイプII波形入力時のP3橋脚の軸力変動履歴

た履歴特性 (M-N 相関) を用いた M-φ モデルによる解析とファイバーモデルによる解析がある。また、土木研究センターでは、軸力変動の影響を簡易に評価する照査方法も提案している¹⁴⁾。本橋ではファイバーモデルに対して比較的汎用性の高い M-N 相関を考慮した M-φ モデルを用いた時刻歴応答解析法による動的解析を行った。2 枚壁式橋脚は、前述した変形特性によって上部工の地震時応答値を低減する効果がある。上部構造の照査の結果、橋軸方向の初降伏曲げモーメントを地震時応答値以上とするために必要となる耐震補強鉄筋は、ある程度の太径鉄筋となることが一般的であるが、本橋では、常時の設計で決定された鉄筋量で耐震性能を満足する結果が得られた。

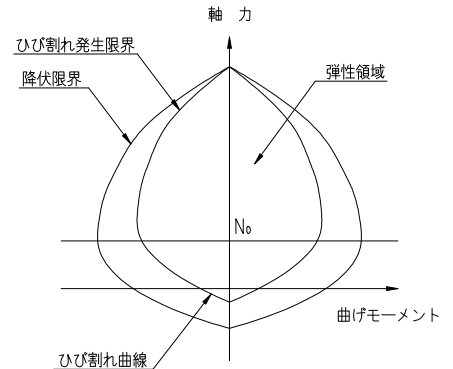


図-18 M-N 相関曲線イメージ

3.4.3 水平反力調整工法

上部工のクリープ、乾燥収縮変形によって下部工に発生する断面力を低減することを目的として水平反力調整を行った。本工法は、中央閉合後の上部工の収縮変形によって下部工に作用する断面力相当分を、中央閉合前に強制的に逆載荷することで、完成系における下部工断面力を改善するものである。構造上、必要となる水平反力値の決定は、①水平反力とフーチングの地盤反力度の関係、②水平反力と橋脚軸鉄筋応力の関係に着目して決定した。検討の結果、照査②がクリティカルとなった。図-19、図-20は、照査②の関係図である。検討の結果、常時および L1 地震時において必要となる水平反力は、4056kN 以上となった。また、水平反力載荷時における橋脚軸鉄筋の許容応力度を満足するための水平反力は、6133kN 以下となった。この結果から詳細設計における水平反力を 6000kN とした。

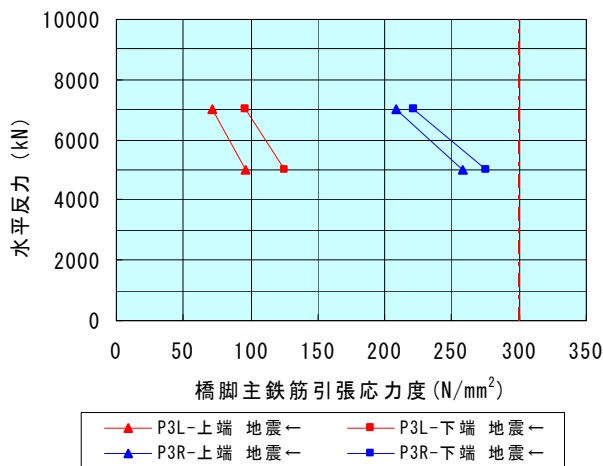


図-19 水平反力と橋脚軸鉄筋の関係 (完成時)

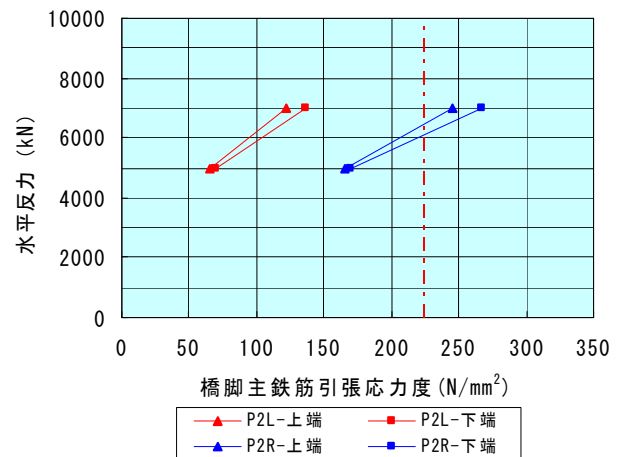


図-20 水平反力と橋脚軸鉄筋の関係 (施工時)

3.5 品質向上に対する設計

3.5.1 新しい箱桁断面の設計方法

(1) 新しい箱桁断面の設計方法と留意点

本橋の桁断面形状は、従来の下床版と波形鋼板との接合方法が出来ないため、新たな接合構造を採用した。また、この断面形状における波形鋼板ウェブのせん断応力分布や座屈長は、波形鋼板ウェブの側面と下床版が接合される構造であるため不明確であった。このため、波形鋼板ウェブのせん断応力の負担領域と座屈長の確認を行った。

(2) スタッドジベル接合の設計

柱頭部以外の張出し施工部および固定支保工施工部の下床版接合構造には、スタッドジベル接合を採用した。スタッドジベル接合の設計方針は、水平せん断力と面外曲げモーメントに対して抵抗するものとした。終局荷重時は、土木学会の複合構造物の性能照査指針(案)¹⁵⁾に示す照査方法とした。設計荷重時の水平せん断耐力は、終局荷重時に対して2倍の安全率を考慮した。また、設計荷重時の曲げ耐力は、終局荷重時に対して1.7倍の安全率を考慮した。以下にスタッドジベル接合の照査式を示す。

次にスタッドジベル1本あたりの水平せん断耐力を示す。

$$\text{終局時} : V_{sud} = \inf(V_{sud1}, V_{sud2})$$

$$V_{sud1} = (31Ass\sqrt{\{(h_{ss}/d_{ss}) \cdot \sigma_{cd}\} + 10000}) / \gamma_b$$

$$V_{sud2} = Ass \cdot f_{sud} / \gamma_b$$

$$\text{設計時} : V_{scd} = 0.5V_{sud}$$

ここに、 V_{sud} : スタッドジベル1本あたりの終局水平せん断耐力

V_{scd} : スタッドジベル1本あたりの設計水平せん断耐力

Ass : スタッドジベルの断面積

d_{ss} : スタッドジベルの軸径

h_{ss} : スタッドジベルの高さ

σ_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 ($\sigma_{cd} = \sigma_{ck} / \gamma_c$)

γ_b : コンクリートの部材係数 (=1.3)

γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)

f_{sud} : スタッドジベルの設計引張強度

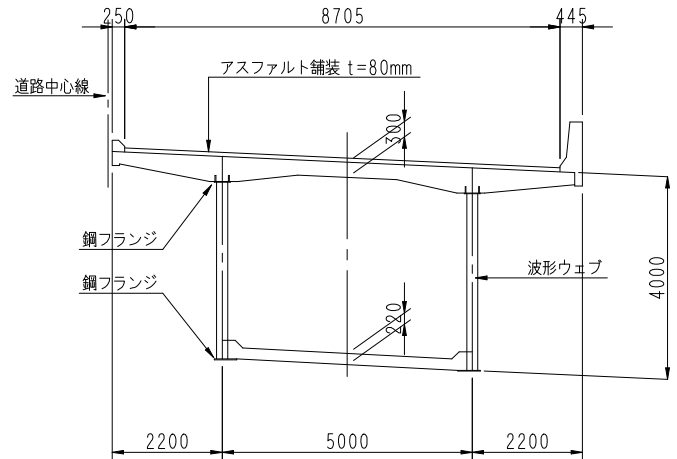


図-2.1 桁断面形状

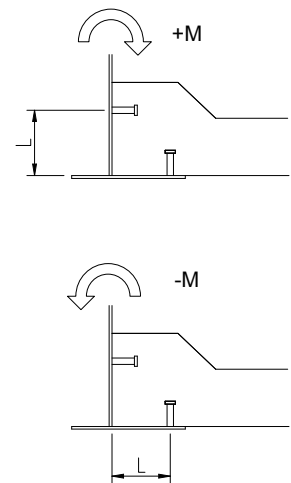


図-2.2 抵抗モーメントの算出

次にスタッドジベル1本あたりの抵抗曲げモーメントを示す。

$$\text{終局時} : M_u = L \cdot T_u$$

$$T_u = \inf(T_{u1}, T_{u2})$$

$$T_{u1} = 11.3 \cdot \sqrt{L_e \cdot (L_e + d_h)} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$T_{u2} = Ass \cdot f_{sy}$$

$$\text{設計時} : M_a = L \cdot T_a$$

$$T_a = T_u / 1.7$$

ここに、 M_u : スタッドジベル1本あたりの終局抵抗曲げモーメント

M_a : スタッドジベル1本あたりの設計抵抗曲げモーメント

T_u : スタッドジベル 1 本あたりの終局引張耐力
 T_a : スタッドジベル 1 本あたりの設計引張耐力
 L : 波形ウェブおよび鋼下フランジからスタッドジベルまでの距離
 L_e : スタッドジベルの埋込み長さ
 d_h : スタッドジベルの頭部直径
 f_{ck} : コンクリートの設計基準強度
 f_{sy} : スタッドジベルの引張強度

(3) プレートジベル接合の設計

柱頭部の下床版接合構造には、プレートジベル接合を採用した。プレートジベル接合の設計方針は、橋軸方向の水平せん断力に対して下フランジと波形鋼板に溶接したプレートで負担する^{6),17)}。面外曲げモーメントに対してはプレートに配置した PBL のせん断抵抗で負担する。終局荷重時は、プレストレストコンクリート技術協会の複合橋設計施工基準(案)¹⁶⁾に示す照査方法とした。設計荷重時は、終局荷重時に対して 1.7 倍の安全率を考慮した。以下にプレートジベル接合の照査式を示す。

次にジベル 1 枚あたりの水平せん断耐力式を示す。

終局時 : $R_d = \inf.(R_{d1}, R_{d2})$

$$R_{d1} = A \cdot \sigma_{ck} / 1.5, \quad R_{d2} = a \cdot \Sigma L \cdot (\sigma_{sy} / \sqrt{3})$$

設計時 : $R_a = R_d / 1.7$

ここに、 R_d : プレートジベル 1 枚あたりの終局水平せん断耐力

R_{d1} : コンクリート強度に基づく水平せん断耐力

R_{d2} : プレートの溶接強度に基づく水平せん断耐力

A : プレートの抵抗面積 ($A = b \cdot H / 2$)

波形鋼板の斜パネルに設置した場合は斜比を考慮

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度

a : 溶接の理論のど厚

L : 溶接長

σ_{sy} : プレートジベルの降伏点応力度

b : プレートの幅

H : プレートの高さ

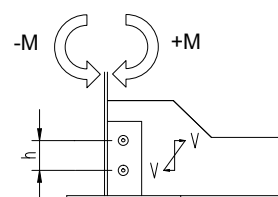


図-23 抵抗モーメントの算出

次にジベル 1 枚あたりの抵抗曲げモーメントを示す。

終局時 : $M_{ud} = V_{sud} \cdot h$

$$V_{sud} = [1.45 \{ (d^2 - \phi_{st}^2) \cdot \sigma_{ck} + \phi_{st}^2 \cdot \sigma_{st} \} - 106.1] / \gamma_b$$

設計時 : $M_{ad} = V_{scd} \cdot h$

$$V_{scd} = V_{sud} / 1.7$$

ここに、 M_{ud} : プレートジベル 1 枚あたりの終局抵抗曲げモーメント

M_{ad} : プレートジベル 1 枚あたりの設計抵抗曲げモーメント

V_{sud} : PBL の終局せん断耐力

V_{scd} : PBL の設計せん断耐力

h : 孔の間隔

d : 孔径

ϕ_{st} : 貫通鉄筋径

σ_{st} : 鉄筋の引張強度

γ_b : 部材係数 (=1.3)

(4) 波形鋼板ウェブのせん断力負担領域と座屈長

本橋の波形鋼板ウェブは、従来構造と異なり、波形鋼板ウェブが下床版の下端まで配置される構造であるため、波形鋼板ウェブのせん断応力の負担領域と座屈長さを検討する必要があった。

座屈長の設定は、下床版内の波形ウェブの拘束点に着目して行った。スタッドジベル接合およびプレートジベル接合は、終局荷重時における耐力照査を行っており、座屈時におけるウェブ材は、下床版内部に配置されるジベル材で拘束される。ただし、下床版内のジベル材の配置は各断面で一定とはならないため、便宜上、波形鋼板ウェブの座屈長を下床版天端面までとした。なお、安全のため下床版ハンチ部内にスタッドを配置した。

一方、波形鋼板ウェブのせん断応力の負担領域を検討するため、**図-24**に示す立体 FEM 解析を行った。解析モデルにおける下床版コンクリートと鋼フランジおよびウェブの接合点は非合成とし、スタッドと下床版コンクリートのみ剛結とした。解析の結果、**図-25(a)**に示すように下床版内と接するウェブ材のせん断応力分布は比較的小さいことがわかった。なお、床版コンクリートは10~15%程度せん断力を負担するが、設計要領第2集¹¹⁾に準じてこの影響を無視した。このため、**図-26(b)**に示すようにせん断力は波形ウェブのみで負担するものとし、その負担範囲は下床版ハンチ部の天端面までとした。

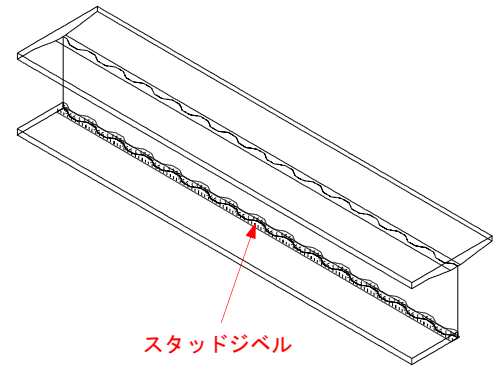
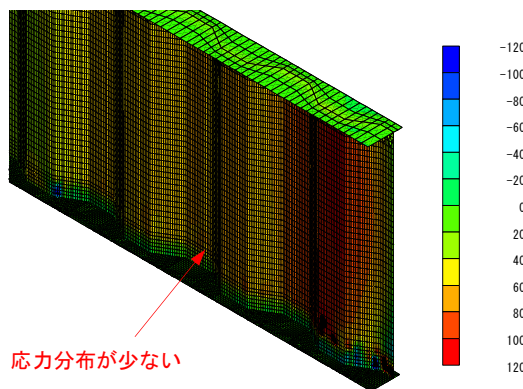
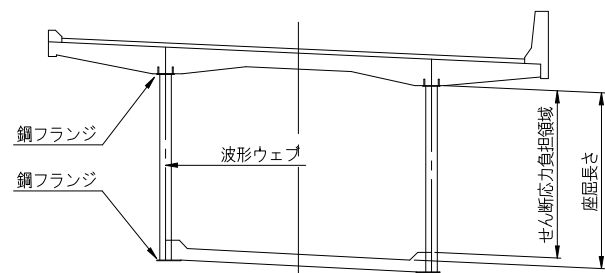


図-24 せん断応力分布の検討
(FEM 解析モデル)



(a) FEM 解析によるせん断応力分布図



(b) 負担領域の設定

図-25 波形ウェブのせん断力負担領域と座屈長の設定

3.5.2 柱頭部のマスコンクリート対策

(1) マスコンクリート対策概要

外ケーブルを採用する連続箱桁の柱頭部は、外ケーブルを定着するため充実断面としていることが一般的である。特に長支間化を図った箱桁橋では柱頭部の桁高も高くなり、充実部も大きくなる。このためコンクリート打設、養生時はマスコンクリート対策が重要課題となる。本橋の柱頭部断面は桁高7mと比較的高く、外ケーブル定着により広範囲が充実断面であった。このため、以下のマスコンクリート対策を計画した。

- ① 柱頭部コンクリート部材のスリム化
- ② 打設ロットとコンクリート配合の検討

(2) 柱頭部コンクリートの空洞化

本橋ではマスコンクリート対策を図ることを目的として、**図-26**に示すように外ケーブルプレストレスを伝達するリブ補剛部材を設けることで定着性能を確保しつつ柱頭部横桁の空洞化を行った。外ケーブルを

定着する隔壁部には空洞化することで、外ケーブル定着荷重に伴う引張応力が増加するが、リブ部材を設けることでその引張応力を低減できた。図-27は、外ケーブル定着力により隔壁部に発生する応力を照査したFEM解析結果である。リブ部材なしで空洞化した場合に隔壁部に発生する引張応力は 3.5N/mm^2 となり、リブ部材を設置することで引張応力を 2.6N/mm^2 に低減でき、隔壁を空洞化することができた。図-28, 29, 30は、柱頭部コンクリートのマスコン対策として、空洞化と配合検討による温度応力解析の比較結果である。空洞化対策は、内部拘束による引張主応力の低減とひび割れ発生確率の低減に効果が得られた。

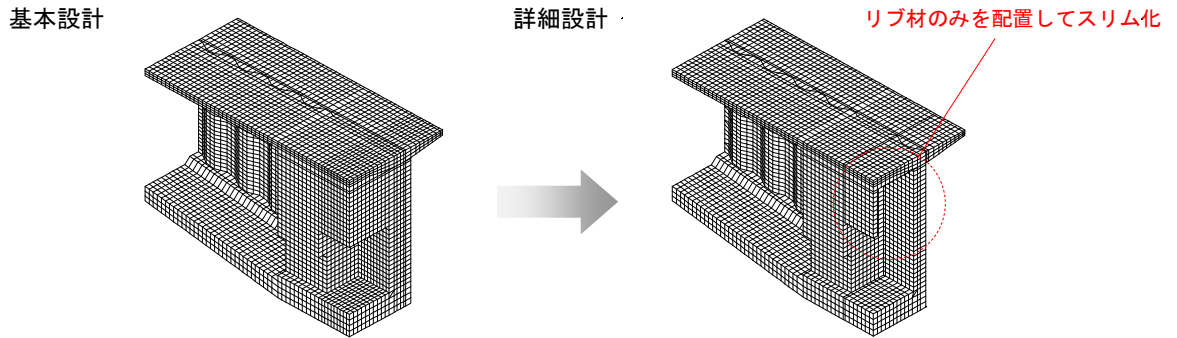


図-26 柱頭部断面の空洞化

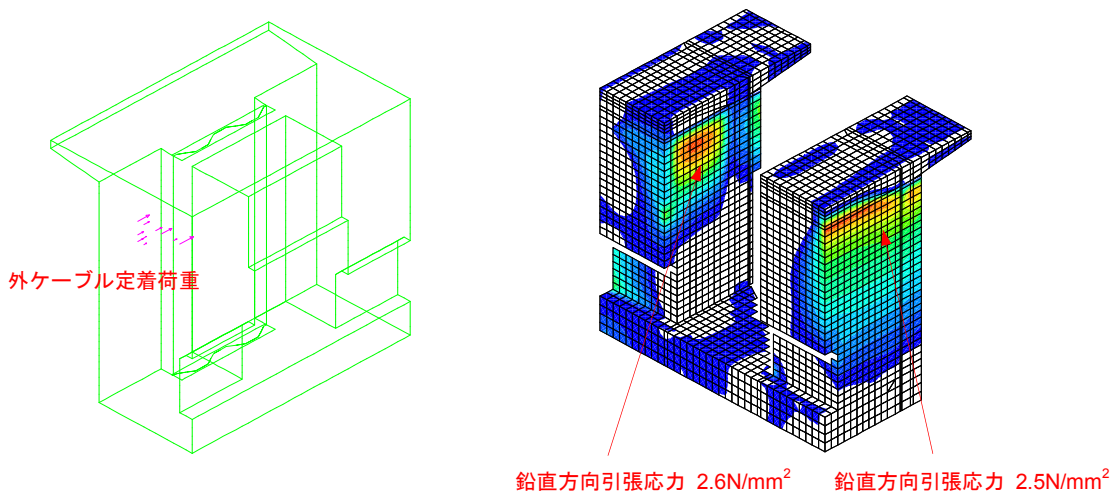


図-27 外ケーブル定着荷重による柱頭部のFEM解析結果

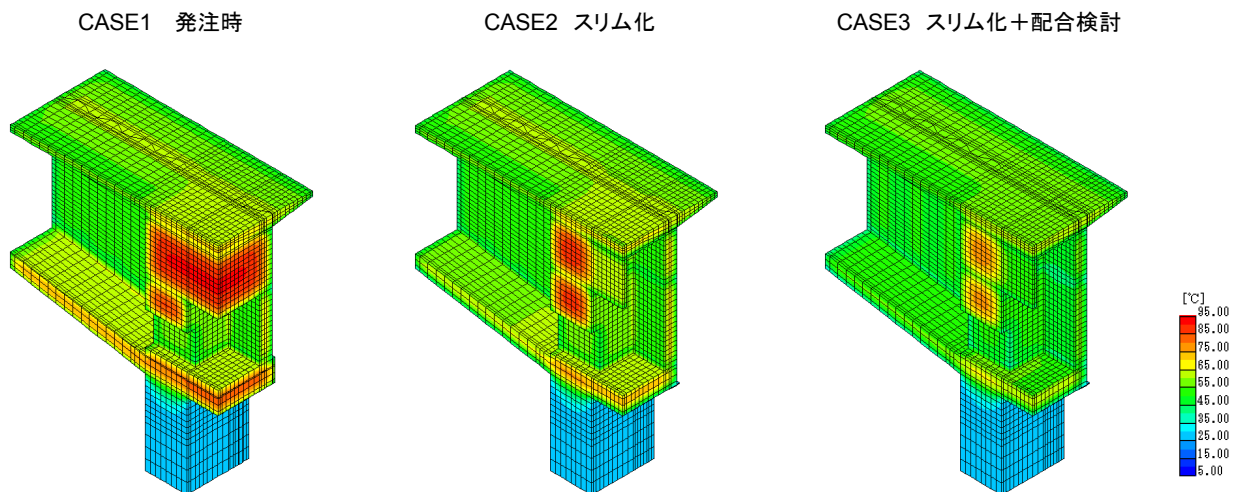


図-28 温度応力解析結果 (水和熱温度)

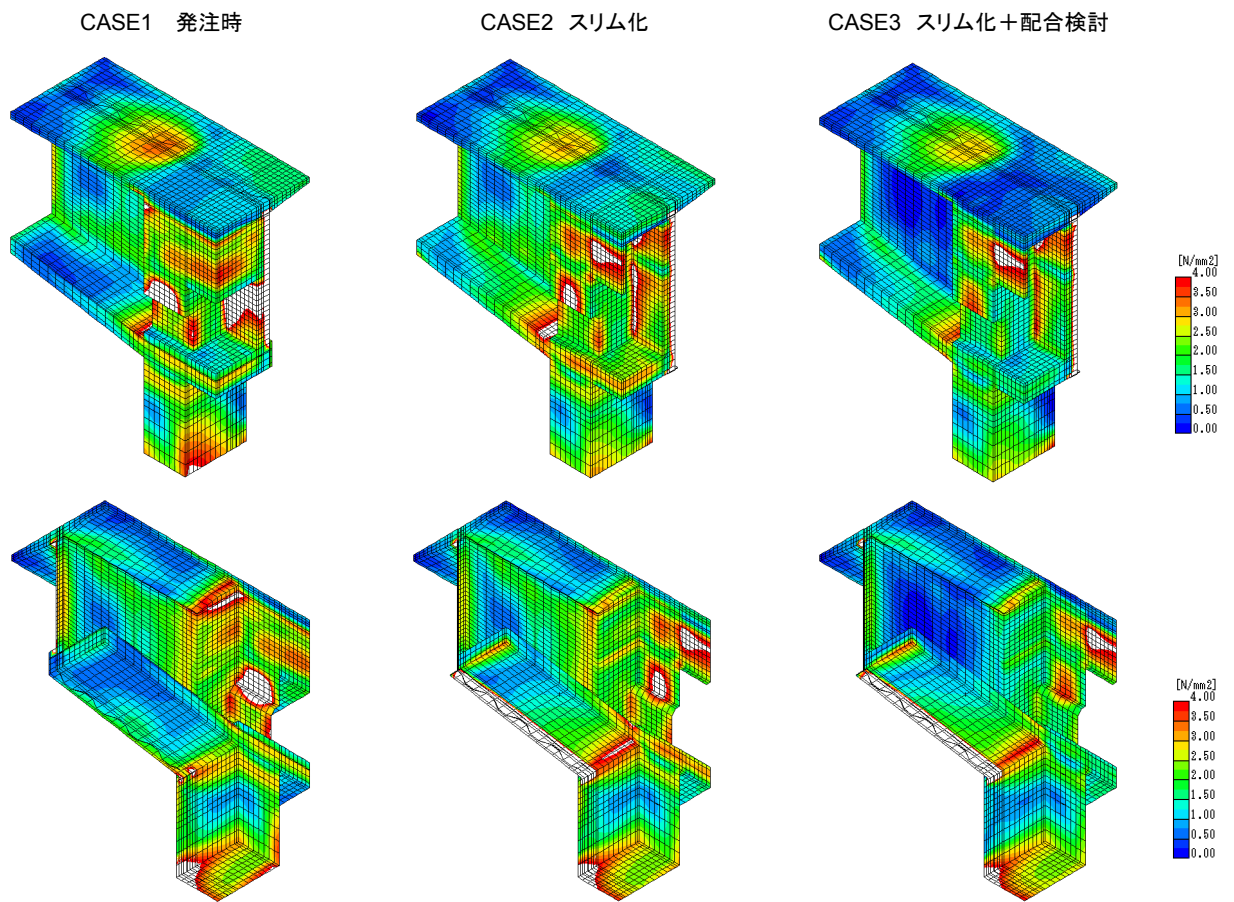


図-29 温度応力解析結果 (主応力)

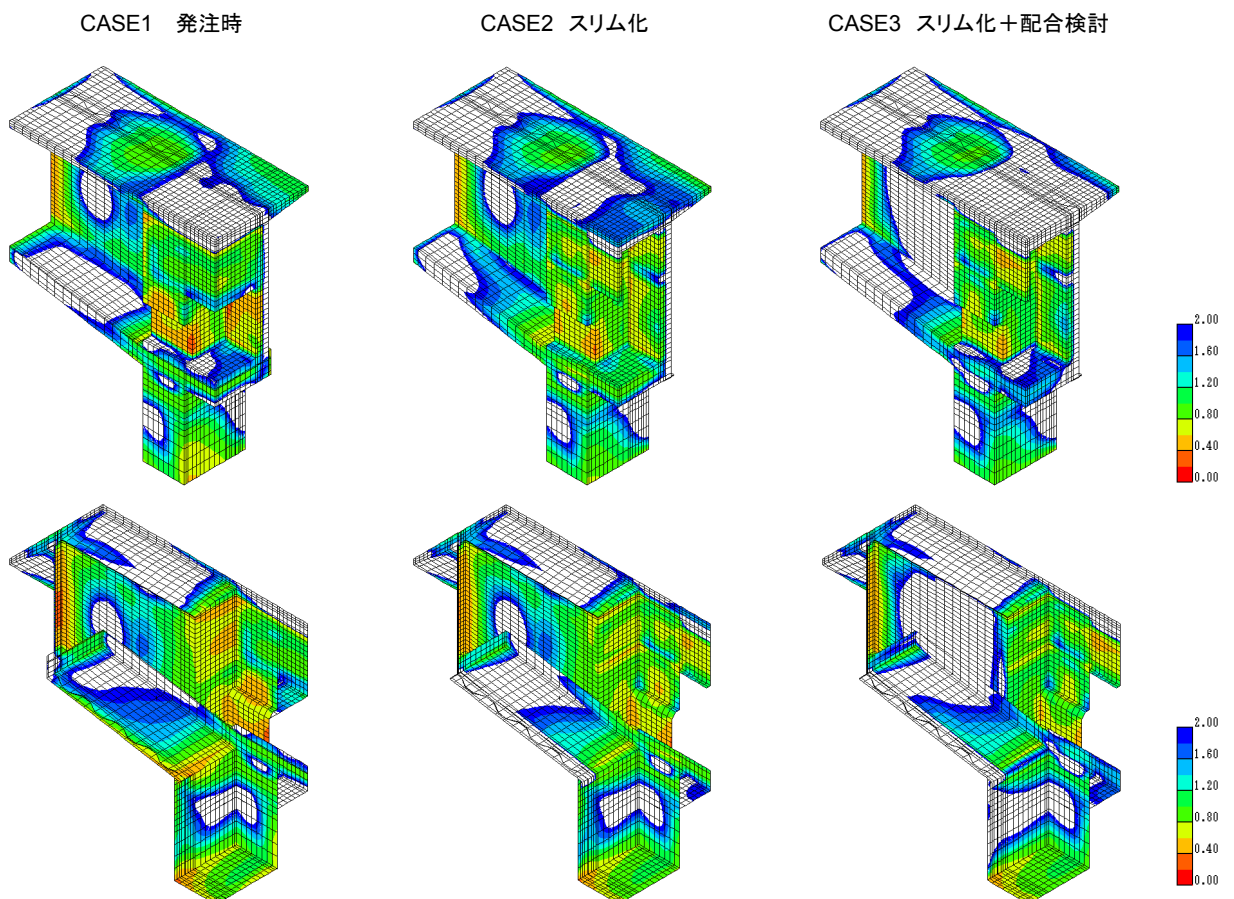


図-30 温度応力解析結果 (ひび割れ指数)

(3) 打設ロットとコンクリート配合計画

空洞化した解析モデルを対象として配合の比較検討を行った。柱頭部の打設ロットは、水和熱低減を図るため図-31に示す4ロットとした。下床版は、版部材であるが版厚が850mmと比較的厚い。このため水和熱低減を図る必要がある対象部材を下床版と隔壁と定めて表-4に示すように発注条件の早強セメントから普通セメントに変更し、高性能AE減水剤によってセメント量を低減した。一方、上床版は薄肉部材であること、コンクリート施工後の円滑な施工工程の確保などから早強セメントを使用した。上床版には収縮補償のため膨張材を使用した。また、下床版は波形ウェブで閉塞された断面であることから、上床版と同様に収縮補償のため膨張材を使用した。セメント種類の変更と膨張材の使用による品質改善効果は表-5に示す通りである。なお、コンクリート標準示方書¹⁸⁾における鉄筋比、ひび割れ指数とひび割れ幅の関係から、補強鉄筋量の算定を行い、鉄筋による補強を行った。

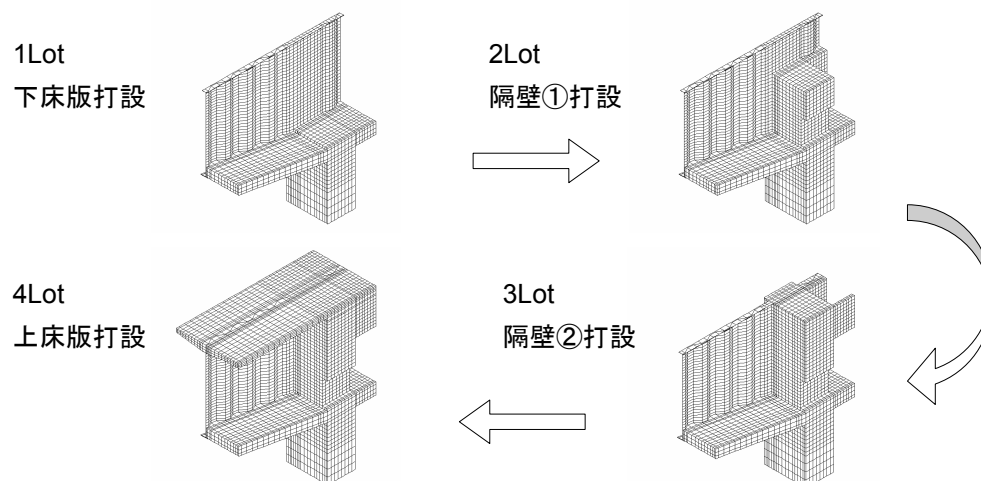


図-31 打設ロット

表-4 各打設ロットのセメント種類

	部 位	セメント種類	膨張材混入
4Lot	上床版	早強	有り
3Lot	隔壁上	普通	無し
2Lot	隔壁下	普通	無し
1Lot	下床版	普通	有り

表-5 品質改善効果

		発注配合	スリム化	詳細設計
セメント種類		早強	普通	普通
高性能AE減水剤		未使用	未使用	使用
膨張材		未使用	未使用	使用
配合 (kg/m ³)	単位水量	173	173	158
	単位セメント量	417	417	385
解析値-最大温度(°C)		91	89	79
隔壁部の引張応力(N/mm ²)		3.5	2.5	2.0

3.5.3 水平反力の荷重構造

国内外の水平反力調整を行った PC 橋の施工報告の多くは、コンクリートウェブ形式によるものである¹⁹⁾²⁰⁾。しかし、波形鋼板ウェブ PC 橋において水平反力調整を行った事例は少なく、2 枚壁式橋脚と水平反力調整工法の 2 つを併用した事例は本橋が初となる。過去の実績における水平反力の荷重方法は、①上床版に仮設鋼材突起より荷重する方法、②ウェブ突起を荷重する方法などが報告されている。基本設計では、前述した実績①のように上床版に仮設鋼材突起を設けて上床版のみから反力を導入する方式としていた。しかし、波形ウェブ橋ではコンクリートウェブ橋と異なりウェブ剛性が低いことから、上床版や波形鋼板に局部応力が発生することが懸念された。このため VE 提案では水平反力を上下床版に分散させて荷重することにより、床版やウェブに発生する局部応力の緩和を図った。

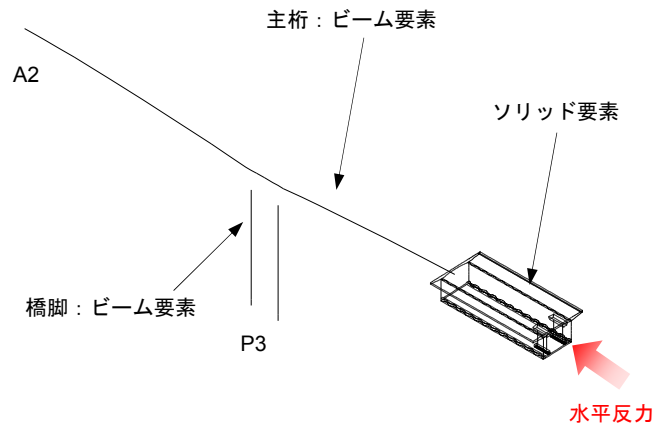


図-32 FEM 解析モデル図

水平反力の荷重部の構造を図-32に示す立体 FEM 解析により検討した。また、荷重部の構造を検討するために図-33に示す 4 ケースを対象として FEM 解析により比較検討を行った。4 ケースの構造的特徴は以下の通りである。

- Case1：上床版のみに突起を設けて、上床版から荷重する（基本設計条件）
- Case2：上床版と下床版それぞれに突起を設けて、上下床版から荷重する
- Case3：Case2 に床版の曲げを拘束するための縦梁を突起の荷重面側に設ける
- Case4：Case2 に床版の曲げを拘束するための縦梁を突起の荷重面と背面側に設ける

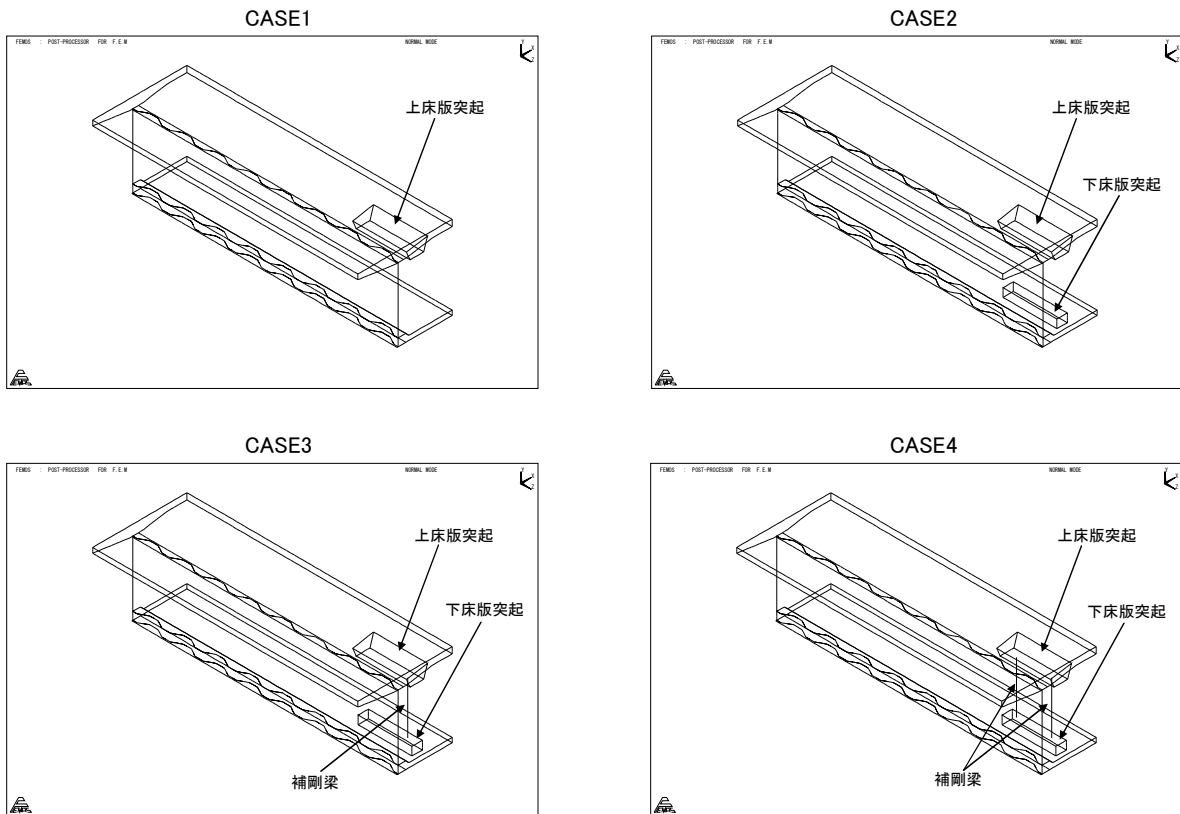


図-33 比較解析モデル図

それぞれの解析モデルの検討結果を図-34に示す。検討の結果、上下の突起を突起前後の鉛直補剛梁で連結させるケース4が最も付加曲げの緩和に寄与できることを確認したため、ケース4を採用した。

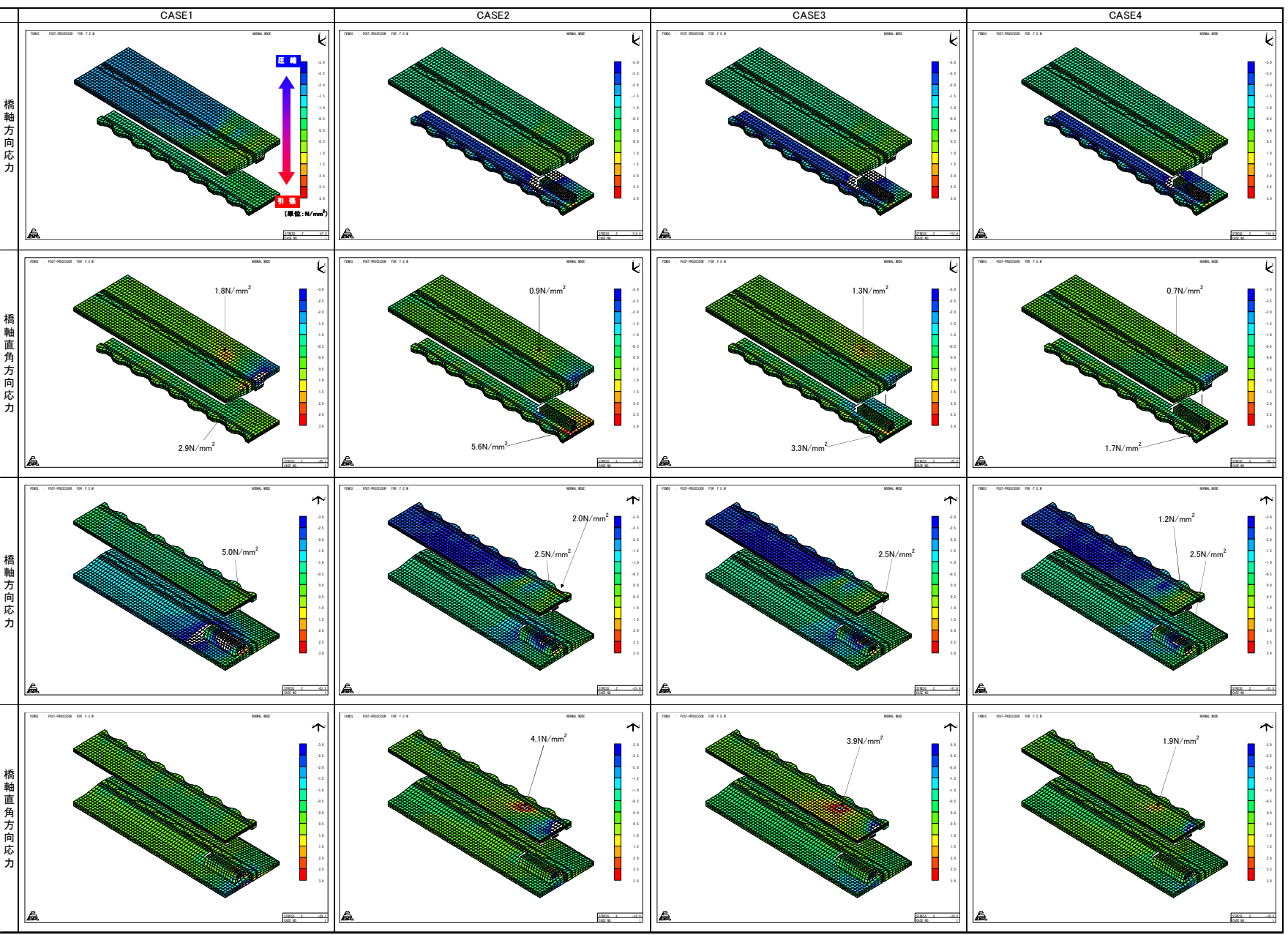


図-34 解析結果

4. 施 工

4.1 施工概要

4.1.1 概要

本橋は跨道部および跨線部において張出し施工を行うため特に厳重な安全管理が必要となる。また、大幅な工程短縮を図るため柱頭部や張出し施工部の施工方法を合理化した。さらに2枚壁式橋脚を用いたPC波形鋼板ウェブ箱桁橋では初となる水平反力調整工を行った。以下に、本橋の施工における安全管理、施工管理および品質管理などについて報告する。

4.1.2 施工工程

本橋では、柱頭部施工と張出し施工の合理化およびプレキャスト地覆の採用などにより従来工法による計画工程から60日程度短縮した。表-6に実施工程表を示す。

表-6 実施工程表

工 種	平成18年度								平成19年度								平成20年度								
	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
準備工	■																								
(詳細設計)	■																								
橋体工									■																
波形鋼板製作工									■																
脚頭部工									■																
柱頭部工									■																
P2張出し工									■																
P3張出し工									■																
A1-P1側径間工									■																
A2側径間工									■																
中央閉合工									■																
橋面工																	■								
壁高欄工																	■								
下部工																	■								
A1																	■								
A2																	■								
付属物工																	■								
仮橋撤去工																	■								
片付け工																	■								

4.2 安全管理

4.2.1 JR 自動監視システム

本橋の張出し施工の一部は、JR 磐越東線の路線上空で行う。このため計測監視システムを用いた安全管理を、移動作業車が路線上空を通過する時点から中央閉合までの期間において実施した。監視は、監視カメラと傾斜計を用いた24時間体制とした。軌道上および移動作業車の監視は、屋外用赤外線カメラ1基、屋外用ズーム機能付きカメラ(赤外線機能付き)1基によりそれぞれ行った。傾斜計は移動作業車本体に設置した。万一、移動作業車が管理基準の傾きに達した場合には各管理者の携帯電話へ自動通信される。また、LED式列車停止装置を設置して異常時における列車の防護システムを構築した。



写真-6 監視カメラ画像



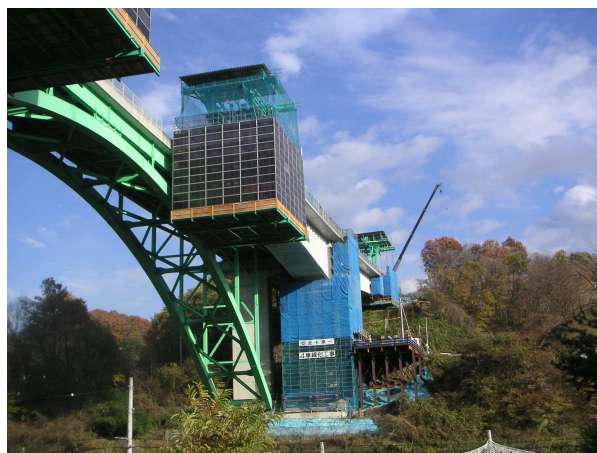
写真-7 LED式列車停止装置

4.2.2 移動作業車の防護

移動作業車からの落下物や洗い水などの防護方法は、移動作業車の下段作業台全面をシート、板張り養生、吸水マットを敷設することで行った。また、移動作業車の側面防護は、JR 磐越東線および国道 288 号線を跨ぐ P2～P3 径間の移動作業車のみ採光パネルを使用した。

4.2.3 風速管理

風速管理は、橋面上に設置した自動風速計を用いた。風速計は、計器に連動した回転灯が風速レベルに応じて緑（平常）、黄（注意）、赤（作業中止）の3色に点灯する。これにより工事関係者全員が視覚的に危険レベルを容易に認識できるようにした。



写真－8 移動作業車の防護

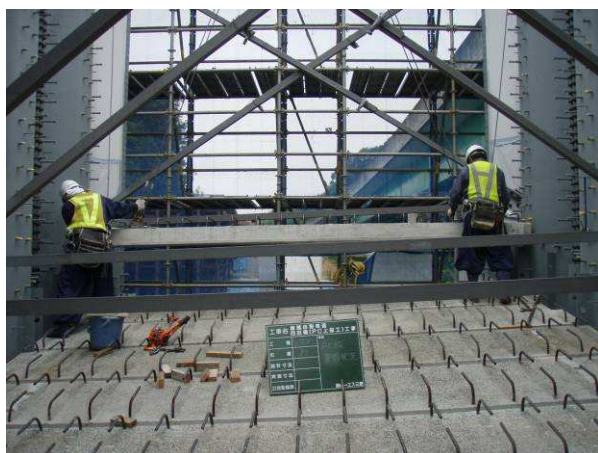
4.3 施工管理

4.3.1 柱頭部施工

柱頭部の施工方法は、20m の波形鋼板を先行架設し、波形鋼板下フランジの上にプレキャスト PC 板を配置して、波形鋼板と PC 板を型枠支保工として施工の合理化を図った。これにより鋼製ブラケットと下床版型枠の組み解体に要していた日数を削減することができた。さらに柱頭部施工延長を 12m から 20m に延長することで張出し施工ブロック数の低減分の施工工程を短縮した。柱頭部におけるたわみ管理計算は梁解析と、FEM 解析によるコンクリート打設荷重による波形鋼板の変形を考慮して算出した。実測たわみは、計算値に近似する値となった。本工法による施工工程の短縮は、従来工法に比べて約 30 日短縮する計画とした。しかし、実施工の工程短縮は、柱頭部横桁の空洞化や波形ウェブが横桁を貫通する構造などで、複雑かつ密な配筋となり鉄筋組立作業に時間を要し、約 20 日の工程短縮に止まった。今後、さらなる柱頭部施工工程の短縮を図るためには、柱頭部鉄筋量の低減、鉄筋組立方法の合理化などが必要と考えられる。



写真－9 波形鋼板先行架設



写真－10 PC 板架設状況



写真－11 柱頭部鉄筋組立

4.3.2 張出し施工

張出し施工は、波形鋼板上下フランジを添接板で連続化させることにより、上床版コンクリート打設荷重を移動作業車で、下床版コンクリート打設荷重を波形鋼板フランジで分割支持する構造とした。これにより、張出しブロック長を4.8mから6.4mにまで延長することで張出しブロック数を11ブロックから7ブロックに低減した。張出し施工のサイクル日数を表-7に示す。張出し施工全体の工程は、従来工法と同程度のサイクル日数での施工が可能であるため、ブロック数の低減分の工程が短縮できた。ただし、1ブロックあたりの施工範囲が広がるため、緊張作業以外の作業に対しては、従来工法に比べて若干の作業時間の増加が発生した。

本工法では、1ブロックあたりの施工範囲が広がるため、ワーゲンアンカーの負担が大きくなること、上床版型枠の縦梁のたわみに留意する必要がある。また、移動作業車の移動距離が大きくなるため平面曲率半径の小さい場合には移動作業に制約が生じる可能性があることなどに留意する必要がある。



写真-12 張出し架設状況



写真-13 波形ウェブ架設



写真-14 張出し架設中の桁断面

表-7 サイクル日数 (実働)

	1日	2日	3日	4日	5日	6日	7日	8日	9日	10日
緊張・ワーゲン移動	■	■								
下床版型枠			■				■			
波形鋼板取付		■								
上床版型枠			■	■	■					
鉄筋・PCケーブル			■	■	■	■	■			
塗装		■	■	■	■	■				
コンクリート打設								■		
養生・脱枠									■	■

4.3.3 水平反力調整工

(1) 概要

水平反力調整工は、中央閉合後の上部工の収縮変形によって下部工に作用する断面力相当分を、中央閉合前に強制的に逆載荷することで、完成系における下部工断面力を改善するものである。このため橋脚は水平

反力荷によって高い断面力が作用し、橋脚基部にはひび割れが発生することが事前解析により確認された。

一方、本橋の設計方法は、部材全断面を有効とした線形解析としている。常時レベルに非線形解析を適用することは、コンクリートの材料特性のばらつきなどを定量的に評価する必要があることから、このため一般に安全側となる線形解析を用いている。このため本橋の詳細設計においても線形解析を用いた。実施工では水平反力の荷重途中に橋脚にひび割れが発生するため、ひび割れ発生後の荷重荷重と橋脚の変形の関係が、橋脚の曲げ剛性の低下によって非線形的な挙動となる（図-35参照）。このため、ひび割れ発生後の変形の推定を行うため橋脚の非線形性を考慮した解析を行った。

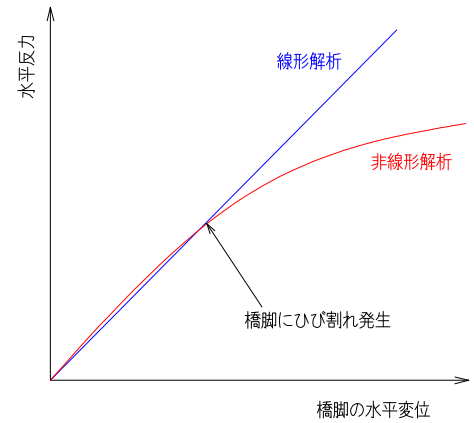


図-35 荷重-変位概念図

(2) 荷重構造

水平反力の荷重装置は、図-33 (3.5.3 水平反力の荷重構造) における比較検討結果を考慮して図-36に示す構造とした。水平反力の荷重は、断面内の4台の300t油圧ジャッキにより行った。水平反力荷重による主桁の変形は、本橋が平面線形1000mの曲線橋であることと、桁高変化があることなどから、橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向に変形する。図-37は弾性FEM解析（解析モデルは平面線形を考慮）による水

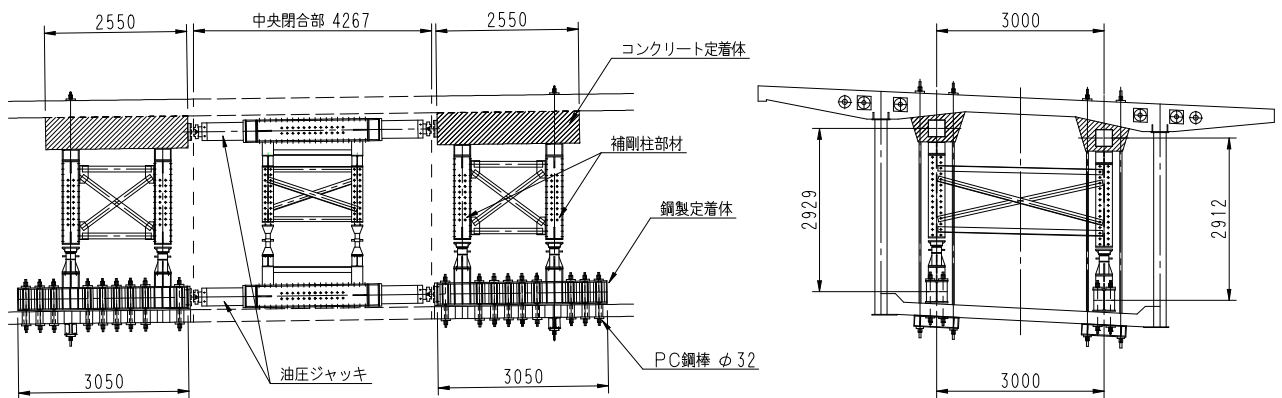


図-36 荷重構造図

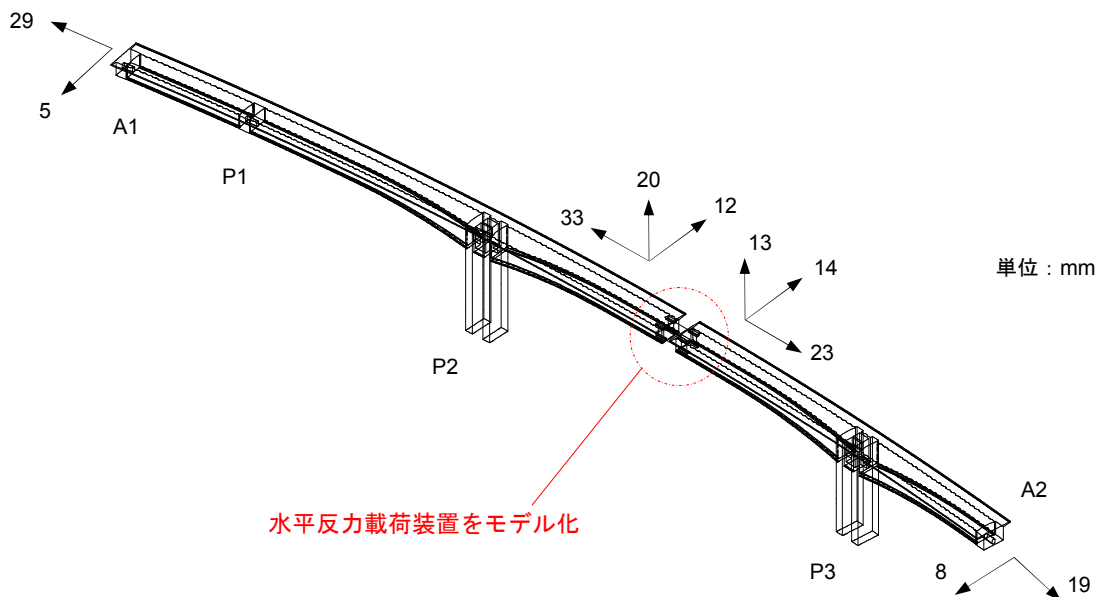


図-37 弾性 FEM 解析による水平反力载荷による変位

水平反力载荷後の上部工の変位結果である。载荷位置である双方の主桁張出し先端部の変位は、構造系および剛性の相違により異なる変位結果となった。油圧ジャッキの反力は、主桁張出し先端部に作用させており、4台のジャッキのストロークが一定とならない。このため、ジャッキストロークを一定とせず、圧力を一定とする圧力管理とした。圧力管理は、上床版側のジャッキ2台と下床版側のジャッキ2台に対して、それぞれ1台の油圧ポンプを設置することで左右のジャッキの圧力を一定となる構造とした。

(3) 計測計画

水平反力载荷に伴う主桁、橋脚、支承などの変形を把握するため、各支承部、P2、P3 柱頭部および水平反力载荷位置における橋軸方向変位、直角方向変位を変位計により計測した。鉛直変位の測定は、変形が卓越する载荷位置の変位をレベルにより測定した。本橋では、水平反力载荷によって橋脚に高い断面力が作用することに着目して、橋脚施工時より予め橋脚軸鉄筋に鉄筋ひずみゲージを設置した。変位計および鉄筋ひずみゲージの計測値は、ひずみ測定器（スイッチボックスおよびデータロガ）を用いて管理した。また、P2、P3 橋脚のひび割れ発生確認は、各载荷ステップ毎に目視により行った。

(4) 施工管理方法

詳細設計における水平反力は 6000kN とした。この水平反力の設定は、橋脚の全断面を有効とした場合において構造上必要となる水平反力値である。施工管理では詳細設計における水平反力値に対して、管理限界を設けるものとした。水平反力値の管理限界は、前述した①フーチングの地盤反力度の改善、②橋脚軸鉄筋応力の低減から必要となる水平反力値を算定し、4100～6000kN の管理幅とした。また、この水平反力の管理限界内で施工した場合を想定して非線形動的解析を行い、L2 地震時の耐震性能を満足することを確認した。

図-38は、水平反力载荷による载荷断面の荷重-変位図である。図は線形と非線形の両解析結果を示している。非線形解析のモデルは、上部工、支承バネを線形モデルとし、ラーメン橋脚部材を M-φモデルとして非線形性を考慮した。

水平反力調整管理方法の制約条件は以下の通りである。

- ① 水平反力载荷荷重の管理限界は、4100～6000kN とする。
- ② 水平反力载荷後の支承の変形は、ゴム支承の常時変位（ゴム厚の 70%以下）の制限値以下とする。このため水平反力载荷前の支承の変形を考慮する。さらに水平反力载荷後の支承は、寒冷地 50℃分の温度変化の変形が可能となるように水平反力による変位を制限するものとし、標準温度 10℃と施工時の外気温との温度差を補正して管理するものとする。なお、支承の設計には、標準温度 10℃において水平反力を载荷した場合の解析変形量を考慮して設計した。

$$\delta a = \delta' a + \delta \phi - \delta t$$

ここに、 δa ：水平反力による橋軸方向の許容変位

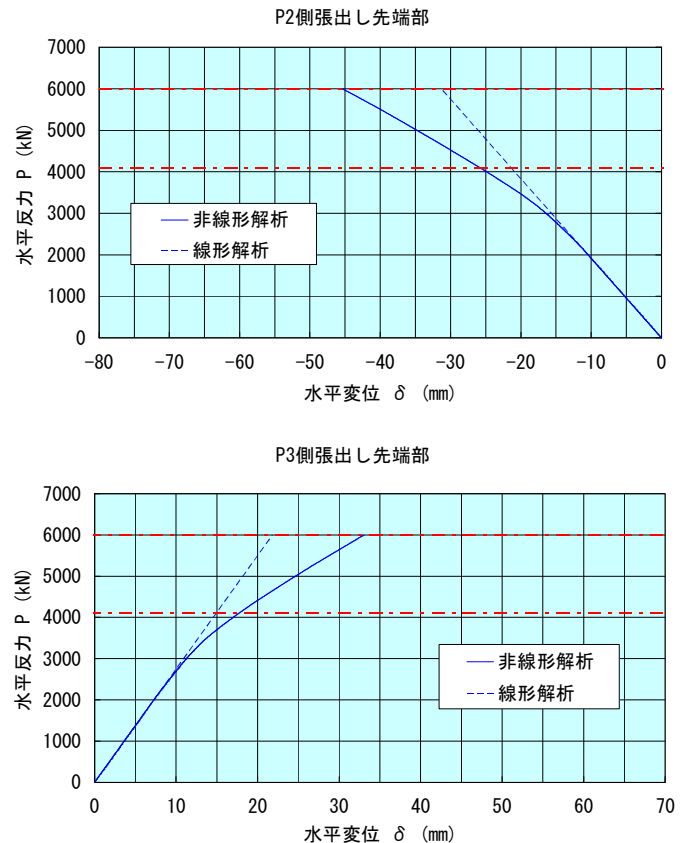


図-38 水平反力の荷重-変位図（解析値）

$\delta a'$: 支承の常時の許容せん断ひずみ

$\delta \phi$: 水平反力荷重前までの支承の変位

δt : 温度補正值 (標準温度以下の場合において管理値をマイナス補正する)

③ 水平反力調整荷重の上限は、荷重中に計測する橋脚鉄筋応力が 225N/mm^2 を超過しない値以下とする。

なお、支承変位の管理値は、温度の影響を考慮したが、荷重荷重の設定には温度変化の影響を無視した。

これは、本橋における水平反力値の決定要因が地震時であり、道路橋示方書において地震時に温度変化の影響を考慮していないことから、この影響を無視したものである。

(5) 荷重－変位結果

図-39に水平反力荷重による荷重断面の荷重－変位結果を示す。実測変位は、解析値に比べてやや小さい値を示した。これは解析上の橋脚の弾性係数を設計基準強度から設定していたため、実強度と設計値との差によるものと推察される。非線形解析結果では 2500kN 程度でひび割れ発生曲げモーメントに到達している。実施工では目視可能なひび割れの発生が 3000kN 荷重時点で発生しており、解析値と概ね一致した。実測の最終変位は、線形解析値と非線形解析値の中間程度の値となった。また、解析上のラーメン橋脚基礎部の拘束条件は完全固定としており、実測値が解析値にほぼ近似していることから、地盤バネの影響が小さいことが確認された。なお、最終荷重を 5500kN とした経緯は、荷重途中において、主桁の鉛直変位が出来形管理制限値に近いたわみとなったためである。

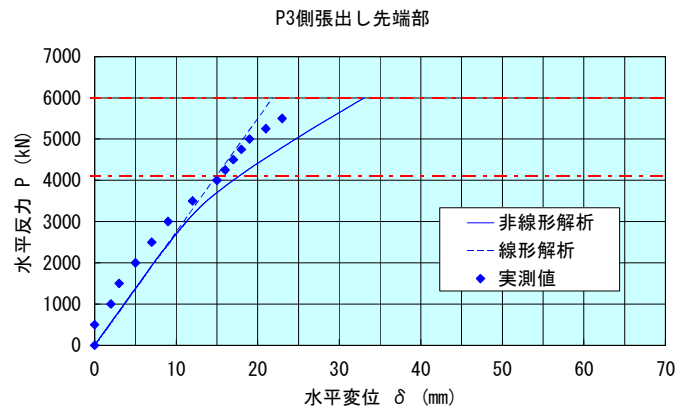
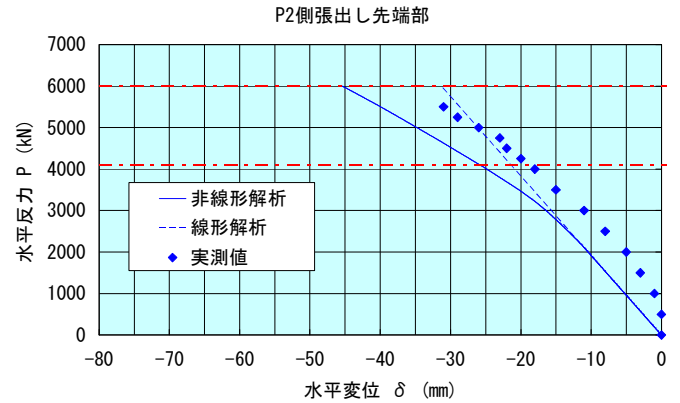


図-39 水平反力の荷重－変位図 (実測値)



写真-15 水平反力荷重装置



写真-16 油圧ジャッキ

(6) 橋脚軸鉄筋ひずみ結果

水平反力荷重時における P3 橋脚の上端および下端の鉄筋ひずみの測定結果を図-40に示す。ここで軸鉄筋応力の制限値 225N/mm^2 は、ひずみ換算で 2700μ である。測定結果から P3 上端の軸鉄筋は、平均で約 800μ 程度の引張ひずみが、応力換算で 70N/mm^2 程度の引張応力が作用した。全断面を有効とした線形解析

による RC 計算によれば、P3 橋脚上端の軸鉄筋の引張応力は、P3 橋脚 L 側で 140N/mm²、P3 橋脚 R 側で 180N/mm² 程度となり、実測値は設計値の約 50%程度以下となった。これは、RC 計算の仮定条件がコンクリートの引張強度を無視していることに起因しており、中西高架橋 7)においても類似の結果報告がされている。

また、鉄筋ひずみの測定は施工初期から断続的に測定した。図-41は、P3 橋脚上端の軸鉄筋応力の履歴における設計値と実測値の比較結果である。設計値の履歴は、クリープ終了まで表示しており、ステップ 39 は水平反力調整工を示している。比較結果から前述した実測値と設計値の相関性を考慮すれば、実測値は概ね設計値と近似した。

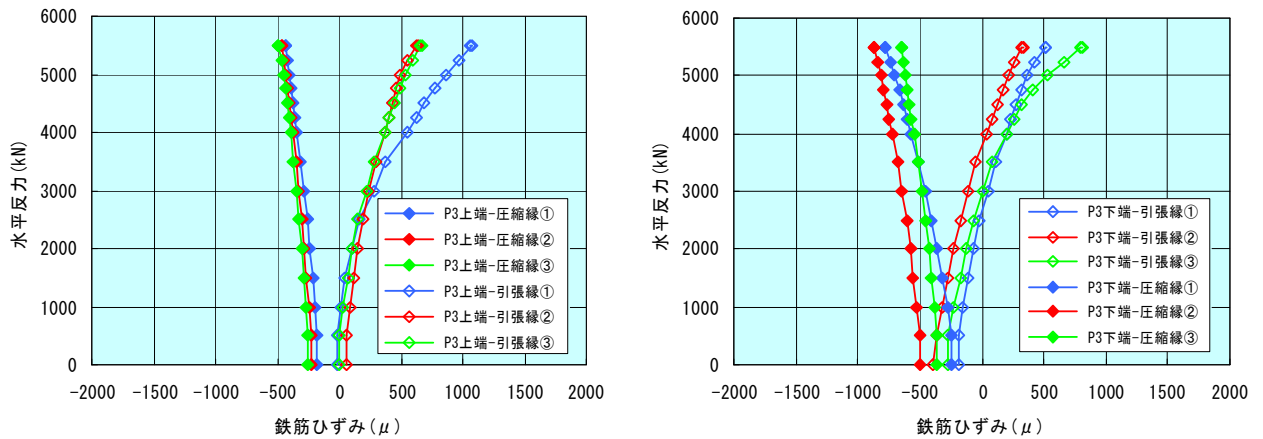


図-40 水平反力載荷時における鉄筋ひずみ測定結果 (P3 橋脚)

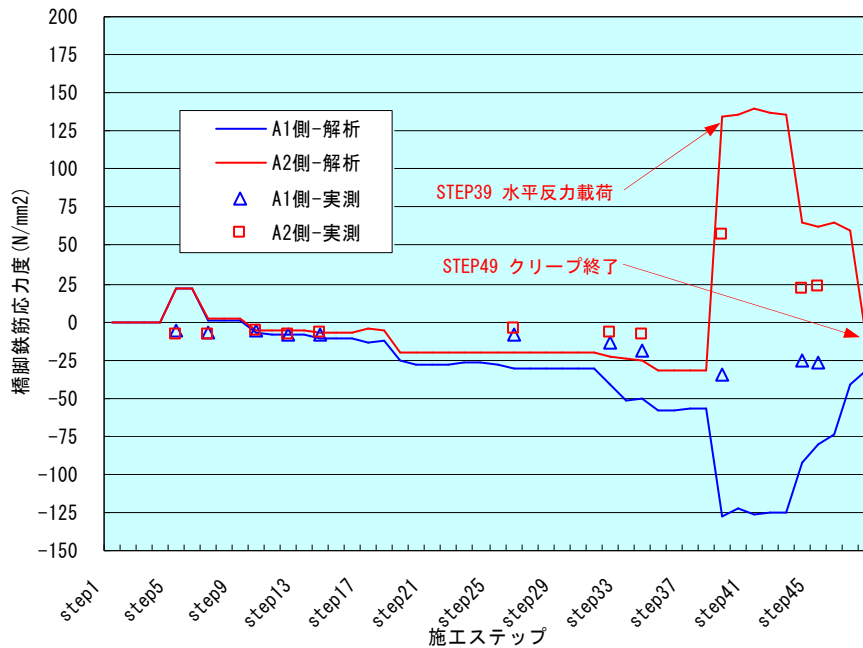


図-41 鉄筋応力履歴 (P3 橋脚上端)

(7) 橋脚ひび割れ

橋脚のひび割れの発生は、3000kN 載荷時点で発生した。ひび割れは、P2, P3 橋脚の上下端の全ての付け根部において発生し、載荷完了時点でのひび割れ幅のほとんどは 0.2mm、最大で 0.3mm であった。ひび割れの発生順序は P3 橋脚の上端が先行した。これは P3 橋脚が A2 側径間閉合後に P2 側のみに 2 次張出し施工を行ったことによって橋脚にアンバランスモーメントと軸力変動が作用したためである。発生したひび割れ幅は、外ケーブル緊張によって 0.1~0.25mm となり、0.05~0.1mm 程度閉じた。図-42は、P2, P3

橋脚上端における軸力と曲げモーメントの履歴である。ひび割れ幅は、橋脚の鉄筋応力が上部工コンクリートのクリープ終了時において概ね収束することから小さくなると推察される。コンクリートのひび割れ調査、補修・補強指針²⁾による判定では、耐久性上、「補修を必要としないひび割れ」と判断されたが、防水性に配慮して浸透系防水材料により防水処理を施した。

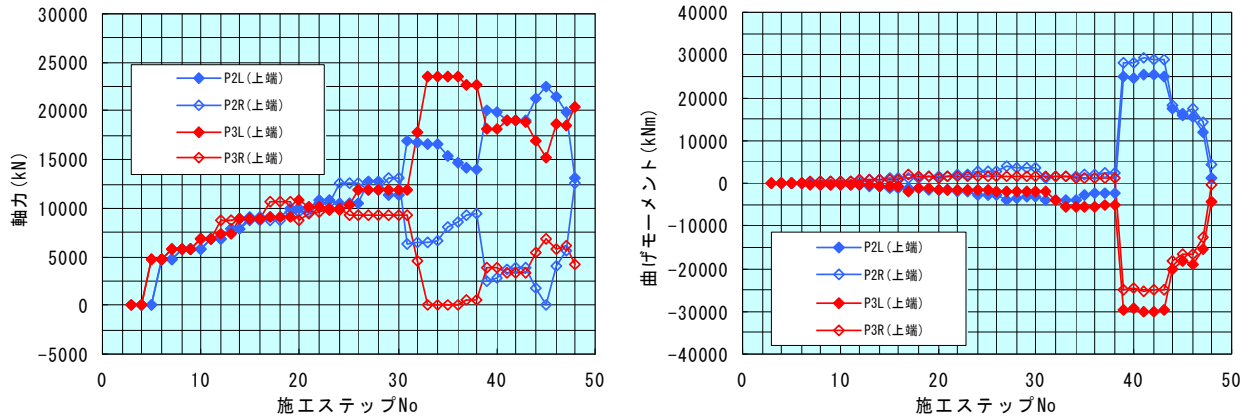


図-4.2 橋脚の軸力および曲げモーメント履歴（解析値）

4.3.4 プレキャスト地覆

(1) プレキャスト地覆の製作

プレキャスト地覆は、PC板と同様に（株）ピー・エスコンクリート北上工場において製造した。コンクリート配合はプレキャストPC板のコンクリートと同配合とした。プレキャスト地覆の製作は、路面露出側の品質の向上を図ることと、打設作業性を考慮してコンクリート打設を逆打ちとした。

(2) プレキャスト地覆の施工

プレキャスト地覆は1ブロックが2.0m、重量が約0.2tである。部材の敷設作業は、橋面上に止水性に優れたバックアップ材（ポリウレタンフォーム）を接着して部材を敷設する。敷設高さの調整は、写真-18に示す高さ調整ボルトにより行った。敷設完了後、部材上面の注入孔より部材下面に無収縮モルタルを充てんする。高さ調整ボルトは、無収縮モルタル硬化後に撤去し、後埋め処理を行った。本橋では、プレキャスト地覆の施工を他工種の合間で行ったため明確な工程は不明であるが、連続的に施工を行えば、養生を含めて10~15m/日程度の施工工程が可能となる。



写真-17 プレキャスト地覆敷設



写真-18 無収縮モルタル充てん

4.4 品質向上

4.4.1 外ケーブル

本橋における外ケーブル施工は冬期間の施工と予想された。このためグラウト作業を行う場合には、寒中グラウト養生を行う必要があり、高い品質管理精度が要求される。本橋では、品質管理上のリスクを伴う寒中グラウトを回避するため、エポキシ樹脂被覆 PC 鋼材を採用した。

4.4.2 壁高欄コンクリート

JR 磐越東線および国道 288 号線から俯角 75 度の範囲の壁高欄コンクリートには、剥落防止対策として繊維補強コンクリートを採用することでリスク低減を図った。繊維補強材にはポリプロピレン繊維材を使用して、 455g/m^3 を現場で混入した。また、型枠には、壁高欄ハンチ部のあばたの発生抑制を図るため透水性シートを使用した。壁高欄コンクリートには、ひび割れ対策を目的として膨張材を使用した。コンクリート配合は以下の通りである。

表-8 壁高欄コンクリートの配合

Sl (cm)	Air (%)	W/C (%)	S/A (%)	単位重量(kg/m^3)						
				W	C	S	G	膨張材	AE 減水剤	繊維材
11.0	4.5	49.0	42.9	169	315	763	1089	30	4.485	0.455



写真-19 ポリプロピレン繊維材

5. まとめ

本路線のⅡ期線となる本橋では、Ⅰ期線橋梁と同構造の鋼製アーチ橋からコスト縮減と施工時の交通規制の回避を目的として、構造形式を PC 波形ウェブ橋に変更した。本橋は、上部工不静定力によってラーメン橋脚および基礎部に発生する断面力の改善が課題となった。これらの下部工に対する構造的課題を 2 枚壁式橋脚と水平反力調整工を採用することで解消できた。柱頭部施工と張出し施工では、波形鋼板ウェブに施工時荷重を負担させて施工方法を工夫することで、従来工法に比べて大幅に施工工程を短縮した。さらに品質と維持管理性の向上を目的として、波形鋼板ウェブ橋として新しい箱桁断面を採用した。2 枚壁式橋脚構造は、上部工、橋脚や基礎の断面力を低減する効果がある。多径間連続桁においては、固定支間長に対する橋脚長が短く、通常では支承構造となるような場合でも 2 枚壁式橋脚を用いることでラーメン構造化が図れる。本橋脚構造は優れた変形特性²²⁾が期待できることから、耐震性向上効果およびコスト縮減など今後の発展に期待される。

近年、施工方法の合理化によって工程短縮を図った事例が多く報告されている。本橋で用いた技術は、建設コスト低減、環境負荷低減効果に対して有効であるため、さらなる発展が望まれるところである。最後に本報告が同種の橋梁の建設に対して一助となれば幸いである。



写真-20 完成写真

謝辞

本橋の設計・施工では、東日本高速道路(株)東北支社建設グループならびに郡山工事事務所の方々の多大なご支援をいただいている。この場を借りて、これら関係各位に心より感謝の意を表す次第である。

参考文献

- 1) 加藤, 芦塚, 加藤, 日高: 本谷橋 (波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋) の設計について, 第7回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 1999.10
- 2) (社) プレストレストコンクリート建設業協会: PC 道路橋計画マニュアル, 1995.10
- 3) 宮内, 安川, 森, 張: 第二名神高速道路 栗東橋の計画と設計, 橋梁と基礎, 2003.12
- 4) 芦塚, 高橋, 当真, 小林: 第二名神高速道路 杉谷川橋 (下り線) の設計・施工, プレストレストコンクリート, Vol.49, No3, 2007
- 5) 村尾, 田中, 宮内, 佐川, 毛利, 西村: 信楽七号橋, 津久見川橋の設計と施工, 橋梁と基礎, 2004.2
- 6) 森, 大山, 志道: 波形鋼板ウェブを用いた新しい押し出し工法の開発, プレストレストコンクリート, Vol.49, No2, 2007
- 7) 武村, 青木, 三井, 川除: 柱頭部合理化施工を採用した波形鋼板ウェブ橋の設計, 第15回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2006.10
- 8) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編, 2002.3
- 9) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II鋼橋編, 2002.3
- 10) (財) 高速道路技術センター: 波形鋼板ウェブを用いた PC 橋設計施工ガイドライン (案), 2005.3
- 11) 日本高速道路 (株): 設計要領第2集, 2006.4
- 12) 芦塚, 辻, 玉置, 真継: 中西高架橋の設計・施工, プレストレストコンクリート, Vol.41, No5, 1999
- 13) 水口, 芦塚, 春日, 玉置: 2枚壁式橋脚を有する多径間連続ラーメン橋の耐震設計に関する一考察, プレストレストコンクリート, Vol.39, No5, 1999
- 14) (財) 土木研究センター: 橋の動的耐震設計法マニュアル, 2006.5
- 15) (社) 土木学会: 複合構造物の性能照査指針 (案), 2002.10
- 16) (社) プレストレストコンクリート技術協会: 複合橋設計施工基準 (案), 1999.12
- 17) 志道, 森, 大山, ピヤマハント: プレートジベル接合の押抜きせん断耐力確認実験, (株) ピーエス三菱 技報第5号, 2006
- 18) (社) 土木学会: コンクリート標準示方書 [施工編], 2002.3
- 19) 高橋, 後藤, 中島, 松尾: 反力調整工法を採用した第二東名高速道路の朝比奈川橋の設計・施工, 第14回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2005.11
- 20) 向市, 奥村, 本田, 榊原: PC6 径間連続ラーメン橋の水平加圧による橋脚発生断面力の低減, プレストレストコンクリート, Vol.49, No1, 2007
- 21) (社) 日本コンクリート工学協会: コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針, 2002.6
- 22) 池田尚治: コンクリート橋の技術開発, 橋梁と基礎, 1997.8