

鋼コンクリート 複合構造研究部会 報告書

複合ラーメン橋の剛結部の実例に基づいた設計資料

Japan Steel Bridge Engineering Association

TECHNICAL REPORT /No.071

平成21年7月



鋼橋技術研究会

鋼橋技術研究会 鋼コンクリート複合構造部会 会員名簿

部会長	中島 章典	宇都宮大学
旧部会長	町田 篤彦	埼玉大学
幹事	皆田 龍一	三井造船 株式会社
〃	中村 之信	開発虎ノ門コンサルタント 株式会社
旧幹事	真坂 直路	川田工業 株式会社
部会員	小松 恵一	片山ストラテック 株式会社
〃	佐々木秀智	川田工業 株式会社
〃	山崎 努	川田テクノシステム 株式会社
〃	井上 雅仁	JFE エンジニアリング 株式会社
〃	津久井 友	JIP テクノサイエンス 株式会社
〃	長瀬 嘉理	株式会社 総合技術コンサルタント
〃	高畑 智考	株式会社 長大
〃	平山 繁幸	株式会社 東京鐵骨橋梁
〃	安藤 攻	トピー鉄構 株式会社
〃	王谷 栄子	株式会社 ハルテック
〃	中西 文雄	日立造船鉄構 株式会社
〃	内田 智文	株式会社 宮地鐵工所
旧部会員	庭山 孝史	川田工業 株式会社
〃	谷山 健二	川鉄橋梁鉄構 株式会社
〃	小坂田陽平	JFE エンジニアリング 株式会社
〃	日高 誠	JFE エンジニアリング 株式会社
〃	橋本 保則	瀧上工業 株式会社
〃	鈴木 孝洋	株式会社 東京鐵骨橋梁
〃	井上 靖	株式会社 日本構造橋梁研究所
〃	佐藤 彩秋	日立造船鉄構 株式会社
〃	相沢 太志	株式会社 宮地鐵工所
〃	能地 宏行	株式会社 宮地鐵工所

目 次

1. はじめに
2. 複合ラーメン橋の設計・施工
2-1. 複合ラーメン橋の概要
2-2. 複合ラーメン橋の特徴
2-3. 鋼鈹桁と RC 橋脚の剛構造の変遷
2-4. 剛結部の設計
2-5. 構造ディテールに配慮する事項
2-6. 複合ラーメン橋の施工
3. 複合ラーメン橋の事例集
3-1. 事例一覧表
3-2. 工事別事例紹介
3-3. 参考写真
4. 複合ラーメン橋の文献リスト
5. 剛結部の設計計算例
6. 複合ラーメン橋と免震橋の耐震性の比較検討
6-1. はじめに
6-2. 検討対象構造
6-3. 橋脚の耐震設計方法
6-4. 複合ラーメン橋と免震橋の RC 橋脚の設計結果および考察
6-5. 複合ラーメン橋のコンクリート床版の引張ひずみ
6-6. 複合ラーメン橋における温度変化の影響
6-7. まとめ
付録資料. 上部構造断面の設定（上部工概略設計計算書）
7. 今後の課題と展望
7-1. 複合ラーメン橋の課題
7-2. 複合ラーメン橋の展望

1. はじめに

鋼橋技術研究会鋼コンクリート複合構造研究部会では、鋼主桁と鉄筋コンクリート橋脚（以下 RC 橋脚）を剛結した複合ラーメン橋に関して調査・研究活動を行ってきた。複合ラーメン橋とは、鋼主桁と RC 橋脚を直角に接合した橋梁形式であり、RC 橋脚柱頭部を鋼主桁と横桁で囲み、横桁間にはダイヤフラムを配置することで、接合部内コンクリートの拘束度を高めた接合構造を有している。複合ラーメン橋では、不静定次数を高めることによる橋梁全体系の耐震性の向上、支承を省略することによるメンテナンス経費の軽減などを図れることから近年その適用例が増えてきている。しかし、現状では複合ラーメン橋の設計手法は必ずしも一般化されておらず、その設計手法には不明の点も多い。

そこで、鋼コンクリート複合構造研究部会は、平成 18 年 2 月より、埼玉大学の町田篤彦先生を部会長として活動を開始し、町田先生からの情報提供や文献調査などを通して複合ラーメン橋剛結部の基本的な力学性状の把握に努めてきた。平成 19 年度より部会長が中島に代わったが、引き続き、複合ラーメン橋の接合部の設計法などを主な調査・研究対象として活動を続けてきた。この度、部会活動を閉じるに当たってその活動の成果を「複合ラーメン橋の剛結部の事例に基づいた設計資料」の報告書として取りまとめることになった。

本報告書では、鋼 2 主桁と RC 橋脚の剛結部を有する複合ラーメン橋について、設計事例や施工事例に着目した調査検討を踏まえ、複合ラーメン橋の設計・施工に関する基本的事項や留意事項をまとめるとともに、これまでの主な適用事例を統一的な視点から調査した結果をまとめている。また、複合ラーメン橋の剛結部の一般的な設計計算例も示している。さらに、RC 橋脚の耐震性に着目して、複合ラーメン橋と免震支承を有する連続桁橋の比較検討した結果も示している。

本報告書を取りまとめるにあたりご尽力いただきました、旧幹事の真坂直路氏（川田工業）、幹事の中村之信氏（開発虎ノ門コンサルタント）、皆田龍一氏（三井造船）の各位に感謝の意を表します。また、本部会開始時の部会長であります町田篤彦先生には、活動のテーマ設定およびその基礎的内容の理解に際しましてお世話になりました。ここに記して謝意を表します。さらに、本報告書の取りまとめに協力いただきました鋼コンクリート複合構造研究部会委員各位および鋼橋技術研究会の関係各位に感謝いたします。

2. 複合ラーメン橋の設計・施工

2-1. 複合ラーメン橋の概要

本資料における「複合ラーメン橋」とは、鋼上部構造と RC 下部構造（RC 橋脚もしくは橋台）を剛結した複合構造の橋梁である（写真 2-1-1・2-1-2，図 2-1-1）。



写真 2-1-1 複合ラーメン橋（全景写真）

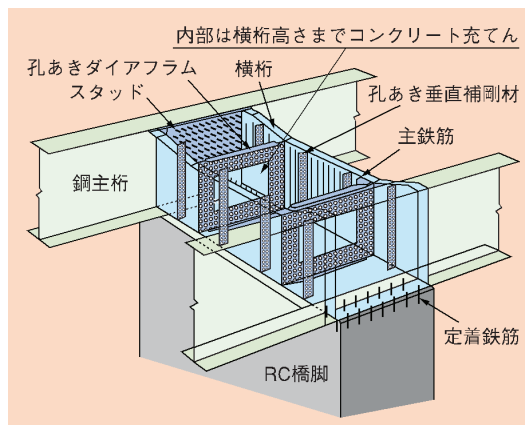


図 2-1-1 剛結構造概念図

複合ラーメン橋を採用することにより、支承を有する従来構造の橋に比べて以下の利点を有する。

- ①剛結支点部において支承を省略できるため、将来におけるメンテナンスの軽減が図れること。
- ②上・下部構造が一体となって地震力に抵抗するため、耐震性の向上が図れること。
- ③鈹桁橋の様な開断面構造であっても上部構造のねじり剛性が向上するため、長支間化が図れること。
- ④主桁たわみの抑制や騒音・振動の低減が図れること。

なお、最近では高速道路等の少数鈹桁橋においてある程度、標準的な形式が採用されつつあるものの、剛結部の設計手法・構造細目や架設方法等について必ずしも十分に確立されているとは言えず、計画橋梁毎に解析や実験による各種検証が行われているのが現状である。



写真 2-1-2 剛結部構造

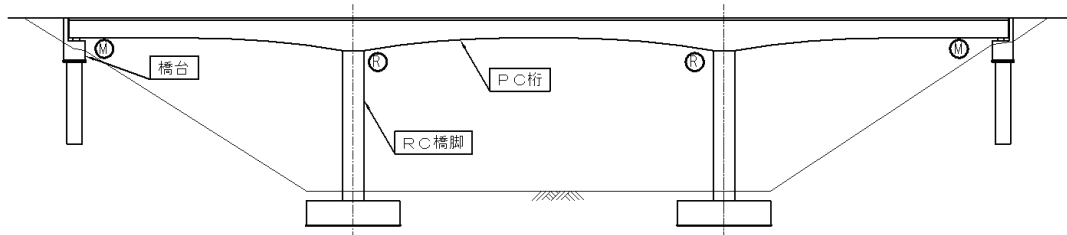
2-2. 複合ラーメン橋の特徴

2-2-1. 複合ラーメン橋の適用が有利となる事例

従来構造の橋と複合ラーメン橋の比較例を図 2-2-1～図 2-2-4 に示す。

図 2-2-1 は、山岳部等において比較的橋脚高が大きい場合の例である。当該条件においては、従来、移動作業車(ワーゲン)による張出し架設を用いた PC ラーメン箱桁橋が多く採用されてきた。この上部構造を鋼少数桁橋等の構造に置き換えることで、上部構造死荷重の軽量化を図り、下部工及び基礎工への負担を軽減するものである。実例としては、今別府川橋等が挙げられる。

◆PC ラーメン箱桁橋 (張出し架設)



上部構造軽量化による下部構造の負担軽減

◆複合ラーメン橋 (張出し架設)

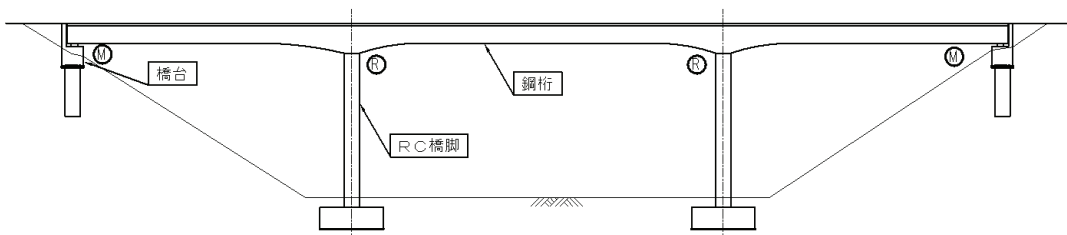
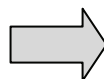
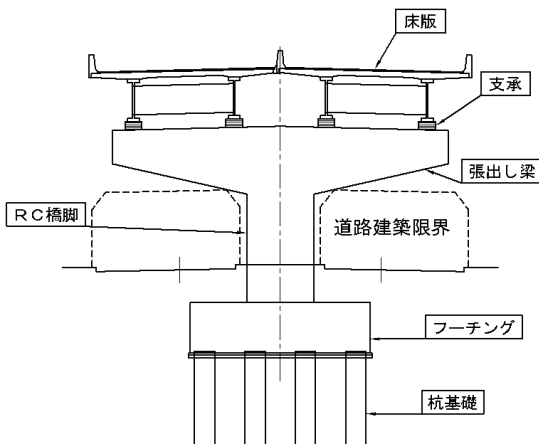


図 2-2-1 山岳部の橋梁における事例

図 2-2-2 は、都市部等の連続高架橋における例である。従来構造の橋では、支承を介して主桁を支持する橋脚の張出し梁が設置される。これに対し、複合ラーメン橋では、上部構造(支点上の鋼製横梁)と RC 橋脚柱を直接剛結することによって橋脚の張出し梁が省略され、高架下クリアランスに制約を受ける場合に有利となる。実例としては、東京外環自動車道の三郷東高架橋、谷口高架橋等が挙げられる。

◆支承を有する連続桁橋



桁下クリアランス確保

◆横梁で剛結された複合ラーメン橋

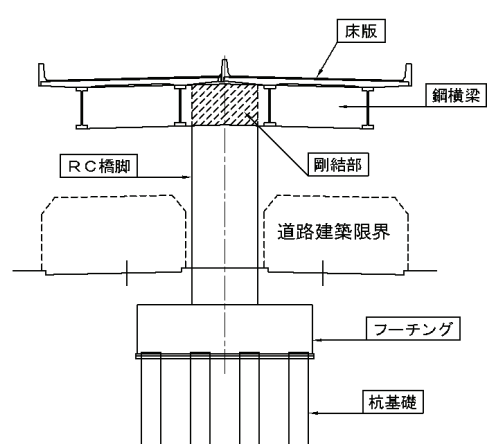


図 2-2-2 都市部の連続高架橋における事例

図 2-2-3 は、比較的軟弱な地盤上に設置される連続桁橋の例である。橋梁基礎周辺の地盤が軟らかい場所では、積層ゴム支承を用いて橋を長周期化すると、地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある。また、橋梁基礎の周辺地盤が地震時に不安定となる場所では、基礎～地盤系に変形が集中し、免震支承が有効に機能しないことが考えられる。このように積層ゴム支承の適用が困難な条件下において、複合ラーメン橋は、有効な代替案の一つであるといえる。連続高架形式の複合ラーメン橋の実例としては、首都圏連絡中央自動車道の阿見高架橋、牛久高架橋等が挙げられる。

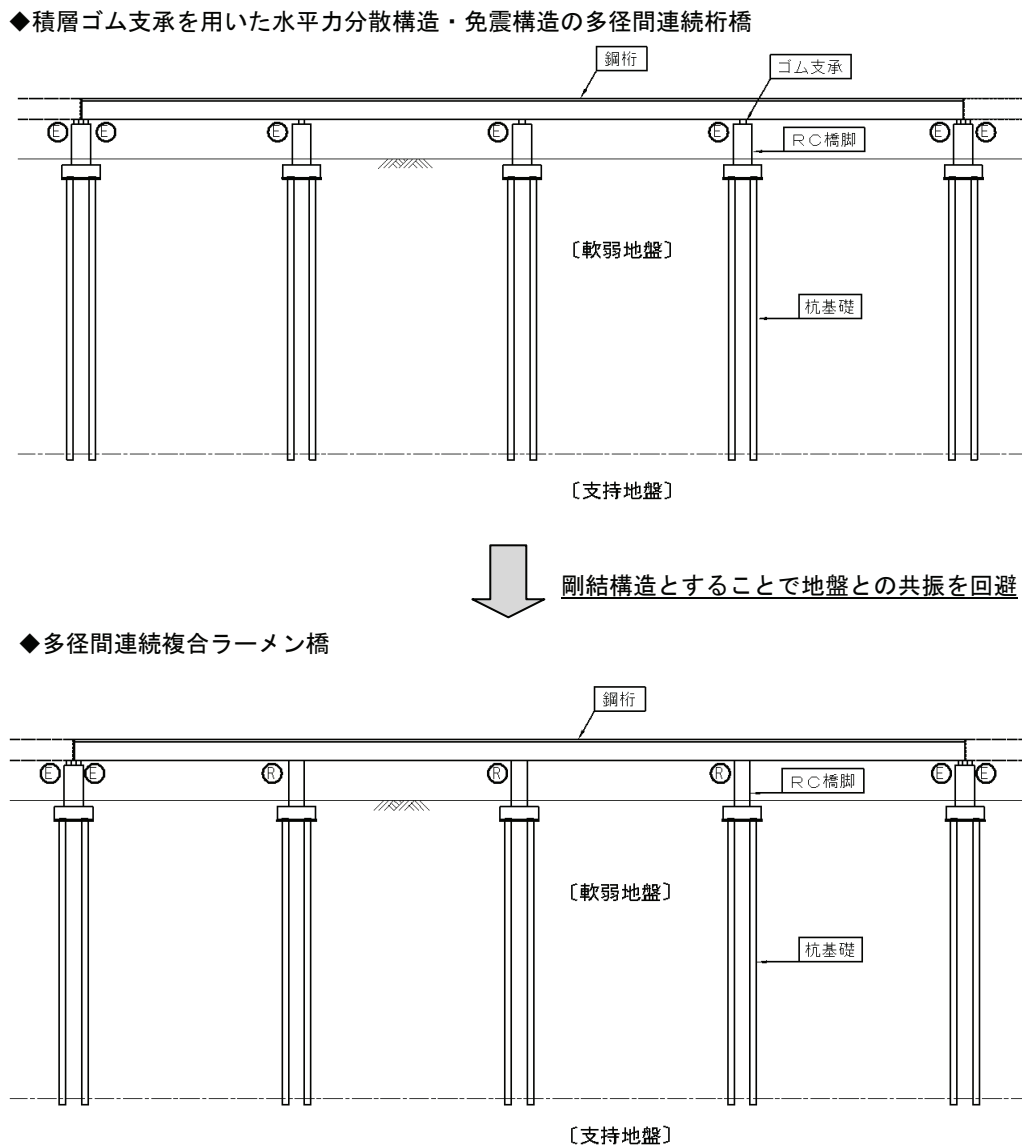


図 2-2-3 軟弱地盤に設けられる橋梁の事例

図 2-2-4 は、両端に橋台を有する中小支間の単径間橋梁の例である。鋼上部構造と両端橋台を剛結することにより、従来の単純桁橋において必要であった支承、伸縮装置、落橋防止構造を省略することができ、メンテナンスの軽減、耐震性の向上等が期待できる。単径間ポータルラーメン橋(インテグラルアバット)の実例としては、小銚岸川橋や色太第三橋等が挙げられる。また、連続桁橋において端支点の橋台部を剛結構造とした実例として観音沢川橋や上倉橋等が挙げられる。

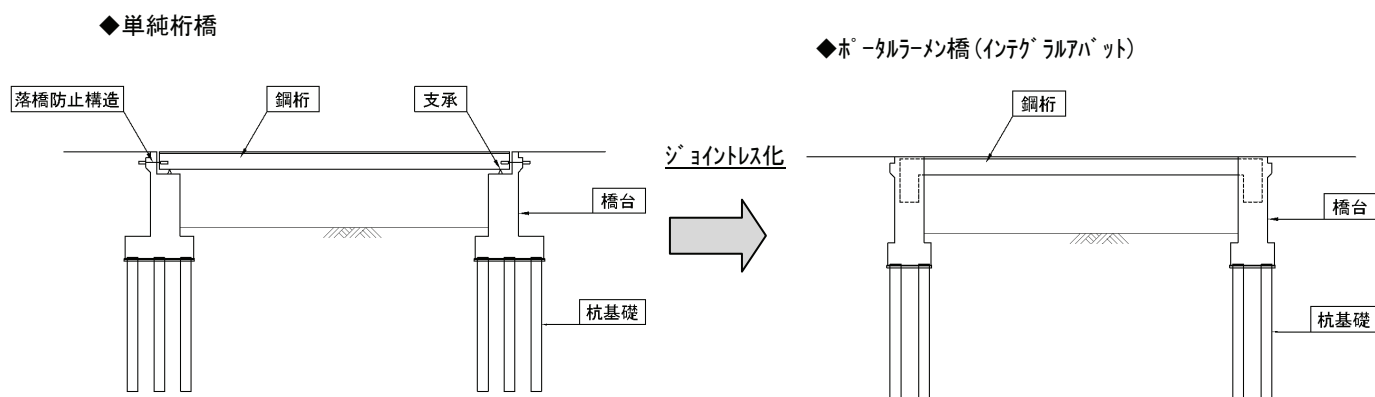


図 2-2-4 中小支間の単径間橋梁における事例

2-2-2. 複合ラーメン橋の適用が不利となる事例

前項 2-2-1 では、複合ラーメン橋が有利となる事例を挙げたが、一方で、以下に示す事例のとおり剛結構造の適用が構造上困難であったり、経済効果を期待できないケースも考えられるため、採用にあたっては十分な検討が必要である。

複合ラーメン橋の適用が不利となるものと考えられる事例を以下に示す。

- ①上部構造の支間長に対して橋脚高さが低く、かつ堅固な地盤に支持されている比較的剛な下部構造を有する橋梁において剛結構造を採用した場合、上部構造の温度変化の影響や地震時水平力によって、下部構造に卓越した断面力が発生することがある。

このような条件下の橋梁では、積層ゴム支承や免震支承等を用いて上部構造を軟らかく支持し、上部構造から下部構造に伝達される断面力を低減させることが考えられる。

なお、耐震設計の観点からできるだけ多径間連続桁構造とするのが望ましい。しかし、連続径間長が増大すれば、温度伸縮量や温度拘束力も大きくなり、上・下部構造部材への負荷が増えることから、構造上不合理とならないよう適切な径間位置で上部構造を分割し、桁端部には伸縮装置を設置する。

- ②地盤の圧密沈下等のために長期にわたり不等沈下の可能性がある橋梁において剛結構造を用いた場合、支点移動の影響によって大きな断面力が発生することがある。また、剛結構造では、上下部構造に損傷が生じた場合の補修措置も困難であることが予想される。

このような条件下の橋梁では、支点移動に対する補修措置（支承部のジャッキアップ等）が可能である支承を有する構造形式を選択することが考えられる。

また、鋼上部構造と RC 橋脚の剛結部では、主桁、横桁、ダイヤフラムと橋脚躯体の軸方向鉄筋が交錯することから、相互の鋼材が干渉しないこと及び、コンクリート充填作業を配慮して各部材の配置計画を行うことが重要である。

2-3. 鋼鈑桁と RC 橋脚の剛結構造の変遷

2-3-1. 概要

複合ラーメン橋の剛結部の設計は、各研究機関等により研究が進められ、NEXCO 各社（旧日本道路公団）の設計要領第二集等において設計方法が示されている状況にある。

鋼鈑桁と橋脚の剛結構造は、「阿古耶橋」に採用された PC 鋼材を用いて剛結を図る PC 定着形式に始まり、「伊予高架橋」、「岡豊橋」、「観音沢川橋」等に採用されたスタッドジベルを用いた鉄筋定着形式（RC 連結形式）を経て、「今別府川橋」、「虻木橋」、「鯉川高架橋」等の少数鈑桁で実積が増えつつある孔あき鋼板ジベル（PBL：Perfobond Leisten）を用いた鉄筋定着形式（RC 連結形式）が主流となっている。また、その他に SRC 構造を用いた「新神宮橋」等の事例がある。

2-3-2. PC 鋼材を用いた定着形式

本形式は、PC 鋼材を用いてプレストレスを導入することにより、鋼桁と橋脚が剛結されている構造である。特徴としては、橋脚剛結部において箱状の横桁を有し、横桁内に充填されたコンクリートに PC 鋼材が定着されている点にある。鋼桁と橋脚天端の間には、無収縮モルタルが打設され、接触面に開口が生じないように配慮がされている。

曲げモーメントによる引張力は、横桁ウェブのスタッドジベルから PC 鋼棒へ伝達され、橋脚コンクリートへ伝わる。一方、圧縮力と軸力は、主桁と横桁の下フランジ支圧により橋脚コンクリートへ伝わる。また、せん断力は、主桁と横桁ウェブのスタッドジベルにより橋脚コンクリートに伝達される構造である。

本形式は、構造の信頼性が高いものの、施工手順が複雑となることやコストが比較的高価となったことから、実橋に採用された例が少ない構造である。

2-3-3. スタッドジベルを用いた鉄筋定着形式

前述の PC 鋼材を用いた定着形式の施工面、コスト面に関する問題点を解決するために提案された定着形式である。本形式の特徴としては、主鉄筋を延長した RC 橋脚を主桁の上フランジ付近まで施工し、主桁と横桁に設置したスタッドジベルによりコンクリート橋脚と定着させ、剛結構造としている点にある。

曲げモーメントによる引張力は、横桁ウェブのスタッドジベルから橋脚主鉄筋へ伝わる。圧縮力と軸力は、主桁と横桁の下フランジのスタッドジベルにより橋脚コンクリートへ伝わる。また、せん断力は、主桁と横桁下フランジのスタッドジベルにより、橋脚へ伝達される構造である。

本形式は、従来の多主鈑桁および箱桁の剛結構造に比較的多く採用されている。しかし、主桁に配置されたスタッドジベルと橋脚主鉄筋の干渉により、若干施工性に劣る場合がある。

2-3-4. PBL を用いた鉄筋定着形式

孔あき鋼板ジベルは、鋼板にあけた円孔部内のコンクリートのせん断抵抗を耐荷力機構とする定着形式である。従来より鋼とコンクリートの力の伝達に多く用いられているスタッドジベルに比べ、施工性（下部工主鉄筋との干渉防止等）に優れ、疲労強度が高い特徴がある。また、本形式は、近年採用が増えている少数鈑桁に多く採用されている。応力の伝達機構は、前述のスタッドジベルを用いた構造と同様である。

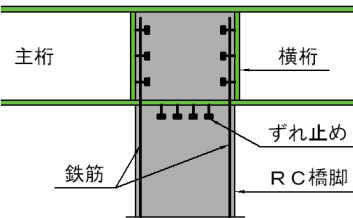
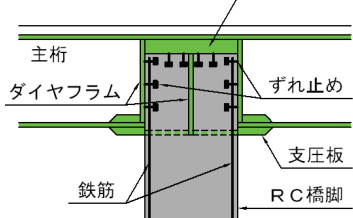
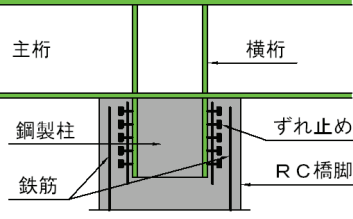
表 2-3-1 に鈑桁橋における剛結構造の種類を示す。

また、本資料は、鈑桁橋を中心に記述しているが、参考として表 2-3-2 に箱桁橋における剛結構造の種類を示す。

表 2-3-1 鈑桁橋における剛結構造の種類

連結形式		剛結部構造	応力伝達機構
P C 連 結	PC 鋼材を用いた剛結 (1991 年)		<p>鋼桁の中間支点部に箱桁状の鋼製横桁を設け、この横桁内にコンクリートを充填し、PC 鋼材で RC 橋脚と充填コンクリートを緊結することで剛結する。</p> <p>実例) 阿古耶橋</p>
	スタッドジベルを用いた剛結 (1995 年以降)		<p>RC 橋脚の柱部を主桁フランジ付近まで延長し、主桁及び鋼箱断面の横桁を RC 橋脚内に埋め込み、この部分の鋼部材に溶植したスタッドジベルにより剛結する。</p> <p>実例) 伊予高架橋，岡豊橋，観音沢川橋</p>
R C 連 結	孔あき鋼板ジベルを用いた剛結 (2002 年以降)		<p>RC 橋脚を鋼主桁ウェブと横桁で囲む構造とし、横桁間に孔あきダイヤフラムと孔あき垂直補剛材を配置し、孔あき鋼板ジベルによって RC 橋脚と剛結する。</p> <p>実例) 今別府川橋，虻木橋，鯉川高架橋</p>

表 2-3-2 箱桁橋における剛結構造の種類

連結形式	剛結部構造	応力伝達機構
鉄筋定着形式		<p>コンクリート橋脚の鉄筋をそのまま鋼桁内部まで貫通させ、鋼桁内にコンクリートを充填し、鉄筋を定着させて剛結する。</p> <p>実例) 横浜青葉 I C Dランプ橋</p>
R C 連結 下フランジ支圧板形式		<p>コンクリート橋脚をそのまま鋼桁内部まで貫通させ、鋼桁内部をコンクリートで充填し、ずれ止め(スタッドジベルまたはPBL等)により剛結する。</p> <p>実例) 北千曲川橋(1期施工)</p>
鋼製柱形式		<p>鋼箱桁隅角部内部にコンクリートを充填し、鋼桁より下方に延ばした鋼製柱をRC橋脚内に埋め込み、鋼製柱外面に溶植したずれ止め(スタッドジベルまたはPBL等)により剛結する。</p> <p>実例) 川之江東 J C T Cランプ橋</p>

2-4. 剛結部の設計

2-4-1. 設計概要

複合ラーメン橋の剛結部は、鋼主桁、横桁及び横桁間に設置したダイヤフラムにより RC 橋脚を拘束し、応力を伝達する構造である。

複合ラーメン橋の設計は、支承を有する連続桁形式の橋と同様に骨組み構造解析により断面力を算出し、各部材に作用する断面力に対して安全性を照査する。橋梁全体の設計手順を図 2-4-1 に示す。

なお、本資料は、幅員 10m 程度の鋼桁形式と RC 橋脚との剛結構造形式を対象とする。

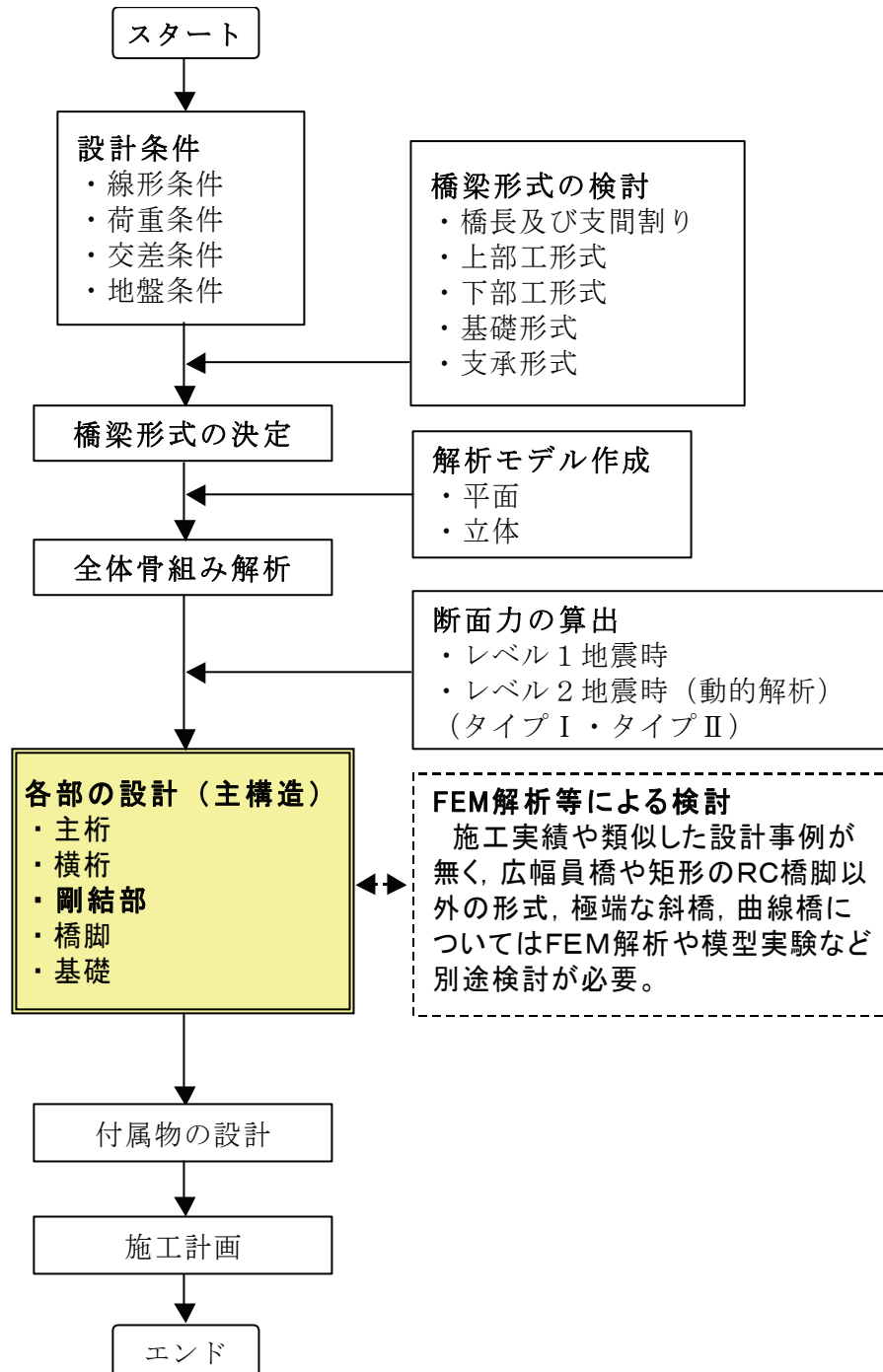


図 2-4-1 橋梁設計順序フロー

2-4-2. 剛結部の設計

(1) 設計に関する基本方針

複合ラーメン橋の耐震設計にあたっては、橋全体として十分な耐震性能を有することとする。

橋の耐震性能は、道路橋示方書・同解説（以下、道示という）に準拠し、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動に対して健全性を損なうことなく、また、供用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動に対して限定された損傷に留めることとする。

また、複合ラーメン橋の設計は、一般に以下の項目を満たす設計が行われている。

- ・鋼上部工は、部材に発生する応力度が降伏点に達することのないようにする。
- ・RC 橋脚の柱上下端付近における塑性化は、橋としての機能回復性や車両走行性が確保される範囲内で許容するものとする。
- ・剛結部は、断面力を鋼上部工から RC 橋脚に伝達させる重要な部材であり、挙動が明確となっていない点もあるため、塑性化させないことを原則とする。

一般には、各荷重検討ケース（常時、L1・L2 地震時等）に応じた許容応力度の割増し係数（道示 II 3.1）を用いて設計が行われている。

(2) 設計に用いる断面力

構造解析は、支間割や橋脚高さ、地盤バネ等により断面力が大きく異なることから、上部工、下部工、基礎工を考慮した立体骨組み解析により行うのがよい。

構造解析上の剛結部は、図 2-4-2、図 2-4-3 のように下フランジ面より上を剛域とする。また、RC 橋脚の剛度はコンクリート全断面を有効としたものとし、コンクリートの圧縮強度によりヤング係数比は異なるが、断面力に与える影響は小さいことから、一定値（ $n=7$ ）が用いられている。

剛結部の設計に用いる断面力は、全体骨組み解析により求められた各部の値を用いる。

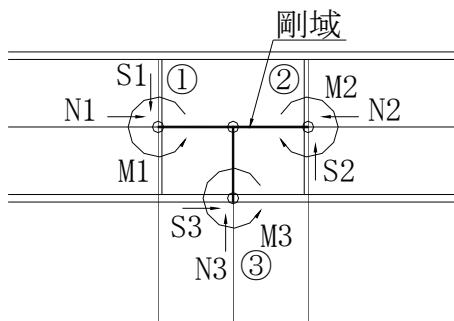


図 2-4-2 主桁の設計に用いる断面力

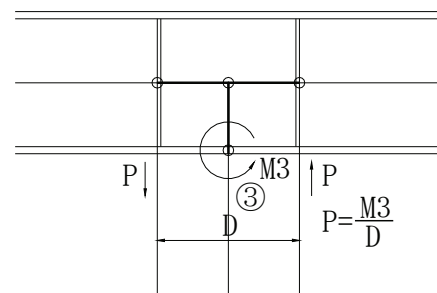


図 2-4-3 横桁に作用する断面力

(3) 各部材の設計

1) 主桁の設計

① 主桁の設計は、剛結部境界面（鋼桁仕口部及び RC 橋脚仕口部）に作用する断面力を用いて行う。異種部材の剛結部は接合方法により断面力の伝達機構が異なり、伝達機構が明確に解明されていないことから安全側の設計を行うことを基本とする。したがって、剛結部はコンクリートが充填されており合成効果が望めるが、鋼部材、コンクリート部材それぞれの単独断面として設計を行う。

② 剛結部の応力度は許容値以下とし、終局時の断面力も耐力以下とする。また、RC 橋脚仕口部の曲げモーメントによる付加せん断力も適切に考慮する。RC 橋脚仕口部の曲げモーメントによる付加せん断力について、以下の照査を行う。

$$\sigma \leq \sigma_a \quad \dots \dots \dots \quad \text{(式 2-4-1)}$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 \leq \tau_a \quad \dots \dots \dots \quad \text{(式 2-4-2)}$$

ここに、

σ : N1, M1 及び N2, M2 によって作用する鋼主桁の垂直応力度

σ_a : 許容引張、曲げ圧縮応力度

τ_1 : S1 及び S2 によって作用する鋼主桁のせん断応力度 (=S1/Aw, S2/Aw)

τ_2 : M3 によって作用する付加せん断応力度 (=Q/Aw)

τ_a : 許容せん断応力度

Aw : 主桁ウェブの断面積

③ 剛結部における合成応力度の許容安全率は、コンクリートが充填されていることから道示に準拠して 1.2 とし、また、鋼材の局部座屈については考慮しない。

$$(\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots \quad \text{(式 2-4-3)}$$

ここに、

σ : 曲げモーメントによる垂直応力度 (N/mm²)

τ : 曲げに伴うせん断応力度 (N/mm²)

σ_a : 許容引張応力度 (N/mm²)

τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

④ 剛結部材内にコンクリートを充填した場合のせん断遅れ現象は、FEM解析や実験等により特に問題ない大きさであることが解っている。ただし、実績のない剛結部構造を採用する場合は、せん断遅れの影響を適切な方法で検証し、影響の有無を確認して設計を行うものとする。

⑤ 実験によりスタッドジベルに生じる、乾燥収縮・クリープの応力値が少ないことが確認されており、設計計算に考慮しないこととしている。

2) 横桁の設計

- ① 横桁の剛結部の荷重伝達に寄与する割合や、力の流れが明確ではない部分が多いため、安全側に配慮した設計を行うことが望ましい。また、剛結部の横桁は、鋼-コンクリート間の荷重伝達を行うだけでなく、終局荷重時には RC 橋脚の帯鉄筋として、横桁間のダイヤフラムは中間帯鉄筋の役割を果たし、剛結部コンクリートの塑性化を防ぐものであることから、十分な剛性を必要とする。

横桁下フランジの配置は、剛結部の施工性を考慮し、剛結部の外側に配置するのが望ましい。下フランジを剛結部の内側に配置した場合には、下部工施行時の配筋精度に配慮し、貫通孔の大きさや配置にも配慮する必要がある。また、横桁面外の剛度（特に下フランジ近傍）を高める、剛結部内のコンクリートが圧壊し、外に膨らむのを抑える効果があることから、横桁下フランジは主桁ウェブに接合するのがよい。

横桁部の断面力算出時の支点条件として、設計計算値（主桁間隔を支間とした固定梁）、模型実験、FEM解析による比較が行われている。その結果、弾性範囲内では、設計計算値に対して実験から得られた発生応力度の方が小さく、降伏時では設計計算値、実験値及びFEM解析値はほぼ一致することが確認されている。

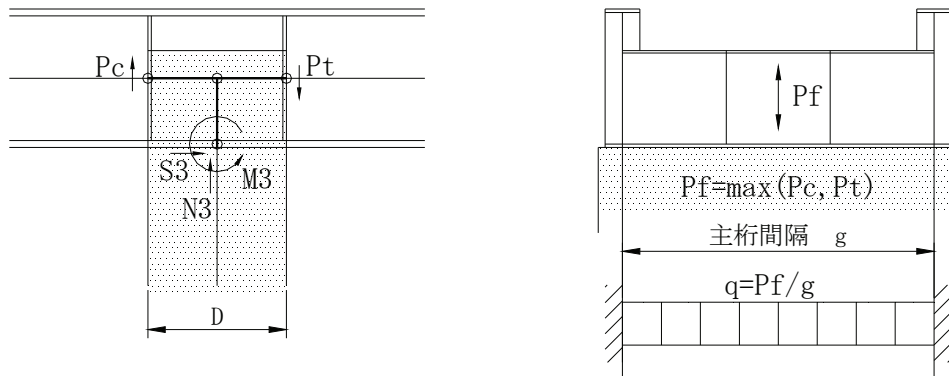


図 2-4-4 横桁への作用力

$$q = Pf/g \quad \dots \dots \dots \quad \text{(式 2-4-4)}$$

ここに、横桁の設計断面力 Pf

$$Pf = \max (Pc, Pt)$$

圧縮側の横桁に作用する断面力 Pc

$$Pc = (N3/2 + M3/D) / 2$$

引張側の横桁に作用する断面力 Pt

$$Pt = N3/2 - M3/D$$

- ② 横桁は、主桁ウェブと同様に、剛結部コンクリート打設時における側圧に対して照査しなければならない。コンクリート打設に対して作用する応力は小さいが、鋼製型枠として形状保持できるよう照査を行うこととする。

3) 橋脚の設計

- ① 剛結部近傍の橋脚の設計は、剛結仕口部に作用する断面力を用い、RC断面としての平面保持に基づいた断面計算により行う。また、曲げモーメントに対しては鉄筋で抵抗し、鉄筋の曲げ引張応力度にて照査し、コンクリートの支圧はコンクリートの圧縮応力度にて照査を行う。
- ② 橋脚の軸方向鉄筋は剛結部に十分な定着長をとり、確実に一体化させることを原則とする。道示に準じて、下式の定着長を確保する。

$$Lo1 = (\sigma_{sa} / 4 \tau_c) \cdot \phi \quad \dots \dots \dots \quad \text{(式 2-4-5)}$$

ここに、 σ_{sa} : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)

ϕ : 鉄筋の直径

上記 $Lo1$ が確保できない場合には、鉄筋フックを設けることにより、 $Lo1$ の 2/3 以上としてもよい。(道示Ⅲ4.4.4) ただし、やむを得ず、桁高内に定着長を確保できない場合には、許容引張応力度に変えて、鉄筋の降伏応力度を用いた定着長としてもよい。

鋼2主鈹桁の剛結部構造は、RC橋脚を主桁・横桁で囲む構造としていることから、剛結部内では、基本的に帯鉄筋は不要として良い。また、横桁間に設けたダイヤフラムは、中間帯鉄筋の役割を果たしており、終局時においても十分な拘束効果を発揮すると考え、施工性を損なう剛結部内の帯鉄筋や中間拘束筋配置は行わなくても良い。

RC断面の初期降伏時や終局時に、主桁直下の応力集中部においては、必要に応じて支圧に対する補強筋の配置を検討するのがよい。また、防錆上の配慮から、主桁近傍の天端位置にひび割れ防止筋を配置するのがよい。

4) ずれ止めの種類・設計

- ① 剛結部内のずれ止めは、鋼-コンクリート間の付着や各々の力の伝達を適切に行うものでなければならない。鋼-コンクリート間の接合材としてその種類や配置を考えることが基本であり、孔あき鋼板ジベルまたはスタッドジベルを標準とする。また、下部工の施工精度に与える影響や、剛結部における配筋の合理化なども考慮することが必要である。設計の仮定において力の伝達を期待しないが、鋼とコンクリート間の付着を確保するために、必要に応じてずれ止めや溶接鉄筋を配置する場合がある。このようなずれ止めを配置することにより、剛結部の余剰耐力を高める効果も期待できる。しかし、この種のずれ止めは、鉄筋との取合いなどに配慮して、種類や配置を適切に決めることが必要である。
- ② 同一方向の力に抵抗させるずれ止めは、一種類とするのがよい。スタッドジベルと孔あき鋼板の特徴を表 2-4-1 に示す。力学的な違いは、スタッドジベルは柔なジベルであることに対して、孔あき鋼板は剛なジベルであり、剛性の異なる部材を一部材に配置した場合、鋼-コンクリート間の伝達力や最大耐力の予測が非常に困難となる。したがって、異種のずれ止めをやむを得ず混在させる場合には、各々の許容せん断力を足し合わせて算出してはならない。

表 2-4-1 スタッドと孔あき鋼板の比較

	スタッド	孔あき鋼板
破壊機構	スタッドの引張破断，またはスタッド周辺コンクリートの圧壊のいずれかで，破壊に至る。	孔内コンクリートのせん断破壊（せん断破壊で強度が決定されるように，鋼板厚，横方向鉄筋量を制限）
ずれ剛性	柔なジベル（約 200kN/mm）	剛なジベル（約 2000kN/mm）
ダクティリティ	スタッドの破断により決定され，約 15mm 程度の変形能は期待できる（○）	孔内コンクリートのせん断破壊面がコンクリートと接している限り（摩擦力）高いダクティリティを有する（○）
疲労強度	ビード形状が均一でないため，応力集中発生箇所となりやすく，疲労強度はやや劣る（△）	連続したすみ肉溶接部の疲労強度に依存するため，比較的疲労強度は高い（○）
工場製作性	特に問題なし。ただし，下向き溶接が必須条件（○）	補剛材と同様な製作方法であり，特に問題なし。ただし，NC加工の場合，最大板厚は 22mm 程度（○）
現場施工性	すべてのスタッドの間に主鉄筋が配置される場合，施工性に劣る。剛結部内帯鉄筋の配置は困難（△）	主鉄筋間に配置する孔あき鋼板は数カ所のみであることから，スタッドに比べてルーズとなる（○）

- ③ 剛結部のずれ止めの設計に用いる作用力は，各部材ごとに設定するものとする。
- ④ 一つの部材に配置された複数のずれ止めに発生するせん断力は，均等に分配されるものとしてよい。
- ⑤ 一つのずれ止めに作用するせん断力は，一つのずれ止めの許容せん断耐力以下でなければならない。一つの部材に配置された複数のずれ止めに作用するせん断力から，下記式より必要本数を算出してよい。

$$P \leq N_{req} \times Q_a \dots\dots\dots (式 2-4-6)$$

ここに， P：一部材が伝達するせん断力

Q_a：ずれ止めの許容せん断力

a. 孔あき鋼板ジベルの許容せん断力

下式は，孔径 70mm 程度の孔あき鋼板で，鋼板面に垂直方向の鉄筋（横方向拘束筋）を配置せず，かつ，コンクリートの打設方向を考慮した要素試験結果から導いたものであり，既往の研究結果からその安全性が確認されている。

$$Q_d = 0.3 \cdot d^2 \cdot \sigma_{ck} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{式 2-4-7})$$

ここに、 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度

d : 孔径

また、上式で示した許容せん断耐力 Q_d を得るための条件として、次式を満足するものとする。

鋼板のせん断破壊の照査

$$A_s \geq 0.63 \cdot d^2 \cdot \sigma_{ck} / \sigma_y \quad \dots \dots \dots \quad (\text{式 2-4-8})$$

孔内コンクリートの支圧破壊の照査

$$d / t \leq 8.0 \quad \dots \dots \dots \quad (\text{式 2-4-9})$$

ここに、 A_s : 孔間の鋼板断面積 ($= (d \cdot e) \cdot t$)

σ_y : 鋼板の降伏点

t : 鋼板厚

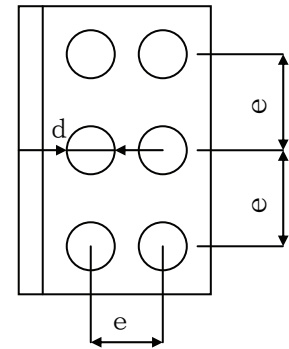


図 2-4-5 孔あき鋼板

b. スタッドジベルの許容せん断力

道示Ⅱ11.5.5 に従い、スタッドの許容せん断力、必要本数、ずれ止め間隔を決定することとする。

$$Q_a = 9.4 d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5) \quad \dots \dots \dots \quad (\text{式 2-4-10})$$

$$Q_a = 1.72 d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5) \quad \dots \dots \dots \quad (\text{式 2-4-11})$$

ここに、 Q_a : スタッドの許容せん断力 (N/本)

d : スタッドの軸径 (mm)

H : スタッドの全高 (mm)

σ_{ck} : 設計基準強度 (N/mm²)

2-4-3. 剛結部の応力伝達機構と設計方法の概要

剛結構造の構造形式の差異により応力の伝達方法が異なることから、鋼板桁及び箱桁形式と RC 橋脚との剛結構造の構造形式例と応力の伝達方法について、表 2-4-2、表 2-4-3 に示す。

剛結部の定着方式は、桁形式についてはスタッドジベル及び孔あき鋼板ジベルについて、箱桁形式についてはスタッド形式について示す。

表 2-4-2 鋼鈹桁の剛結部の応力伝達機構

連結形式	P C 定着形式	鉄筋定着形式
伝達機構図		
伝達部材	P C 鋼棒	横 桁
伝達機構	<pre> graph TD A[鋼鈹桁] --> B[横 桁] B --> C[スタッド] C --> D[コンクリート] D --> E[PC鋼棒] E --> F[橋 脚] </pre>	<pre> graph TD A[鋼鈹桁] --> B[横 桁] B --> C[スタッド] C --> D[コンクリート] D --> E[鉄 筋] E --> F[橋 脚] </pre>
曲げモーメント (M)	①引張力 横桁腹板のスタッドから接合部コンクリートへ定着されたP C 鋼棒へ伝達 ②圧縮力 P C 鋼棒の緊張力による主桁と横桁の下フランジからの支圧力とした橋脚コンクリートへ伝達	①引張力 横桁に配置されたスタッドから剛結部コンクリートへ定着された主鉄筋へ伝達 ②圧縮力 主桁下フランジ、主桁及び横桁のスタッドから橋脚コンクリートへ伝達
軸力 (N)	曲げモーメント圧縮力と同様	主桁下フランジ、主桁及び横桁のスタッドから橋脚コンクリートに伝達
せん断力 (S)	主桁及び横桁腹板のスタッドから橋脚コンクリートへ伝達	主桁、横桁などのスタッドから橋脚橋脚コンクリートへ伝達

	軸力 (N)	曲げモーメント (M)	せん断力 (S)
伝達機構図			
伝達経路	経路 1	経路 2	橋脚 ↓ 孔あきダアラム ↓ 横桁 ↓ 主桁
	橋脚 ↓ 下フランジ ↓ 鋼桁	橋脚 ↓ コンクリート ↓ 孔あきダアラム ↓ 横桁 ↓ 主桁	
	・軸力と同様		

表 2-4-3 鋼箱桁の剛結部の応力伝達機構

連結形式	鉄筋定着形式	下フランジ支圧形式	鋼製柱形式
伝達機構図			
伝達部材	横桁	主桁+ダイヤフラム	橋脚柱頭部
伝達機構			
曲げモーメント (M)	<p>①引張力 横桁から横桁内コンクリートに定着されたコンクリートに定着された主鉄筋へ伝達</p> <p>②圧縮力 主桁下フランジから橋脚コンクリートに支圧として伝達</p>	<p>①引張力 ダイヤフラム、横桁に設置されたスタッドから充填コンクリートに定着された主鉄筋へ伝達</p> <p>②圧縮力 主桁下フランジの支圧板から橋脚コンクリートに支圧として伝達</p>	<p>①引張力 鋼製柱部のスタッドから接合部コンクリートに定着された接合部コンクリートに主鉄筋へ伝達</p> <p>②圧縮力 鋼製柱部のスタッドからコンクリートへせん断力として伝達</p>
軸力 (N)	横桁下フランジから、直接コンクリートへ圧縮力として伝達	鋼製隔壁内のダイヤフラムのスタッドから橋脚コンクリートにせん断力として伝達	鋼製柱部のスタッドからコンクリートへせん断力として伝達
せん断力 (S)	下フランジ下面に設置されたスタッドから橋脚コンクリートにせん断力として伝達	支圧板及び縦桁のスタッドから橋脚コンクリートに伝達	鋼製柱部のスタッドからコンクリートへせん断力として伝達

2-5. 構造ディテールに配慮する事項

2-5-1. 剛結部の構造細目

複合ラーメン橋の剛結部の構造細目は、現地状況や計画橋梁毎の構造特性を踏まえ、施工性や維持管理性を配慮して設定する必要がある。ここでは、施工性、維持管理性を配慮した構造細目の例を挙げる。

- (1) 箱桁断面主桁等で剛結部が密閉される構造を用いた場合には、コンクリート打設孔・空気孔が設置される。その場合、断面欠損を考慮した設計となるので注意が必要である。

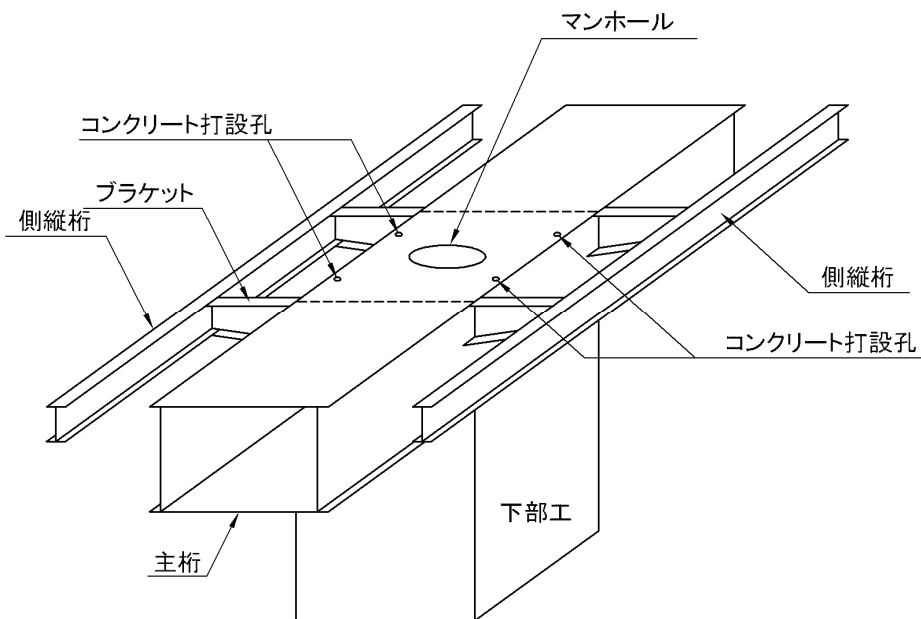


図 2-5-1 剛結部マンホールとコンクリート打設孔例

- (2) 鉄筋貫通孔の大きさは、剛結部に配置される鉄筋径に 20mm 程度余裕を見込んだ径を目安としている。また、鉄筋貫通孔を設置する場合には、打設孔・空気孔と同様に断面欠損を考慮した設計を行う必要がある。

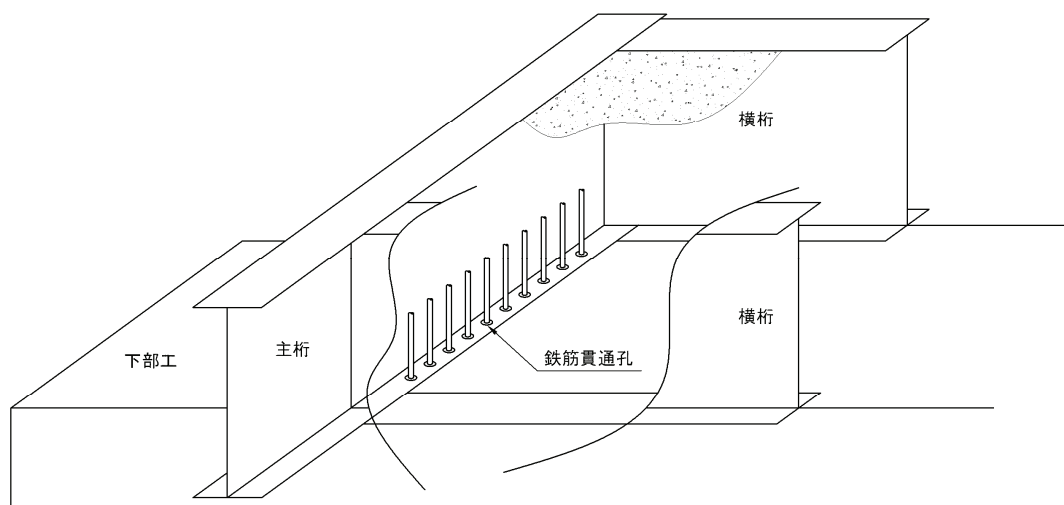


図 2-5-2 鉄筋貫通孔例

(3) 検査路等の設置例

検査路は剛結部で寸断されることなく、連続性が確保できる通路等を確保することが望まれる。

図 2-5-3 は、剛結部内に検査通路を確保している構造事例である。図 2-5-4 は、横桁高さを断面変化させることで、検査通路や床版移動型枠の施工性を確保した事例である。

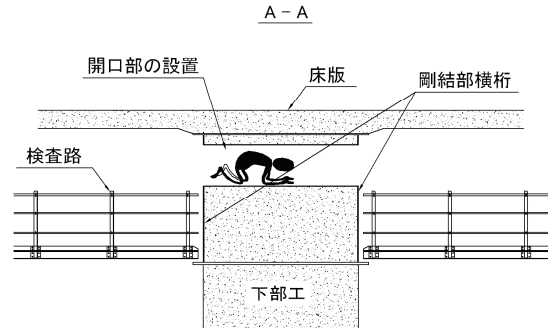
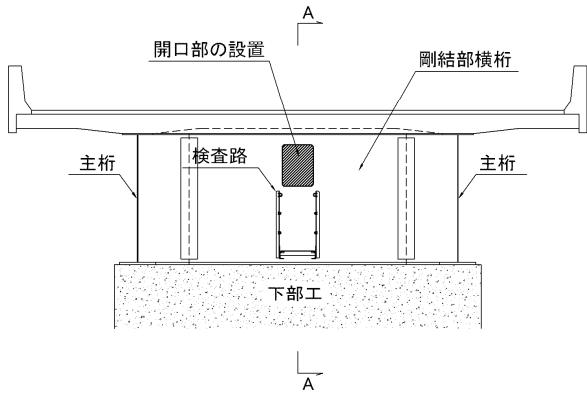


図 2-5-3 検査路事例（剛結部内に検査路を確保した事例）

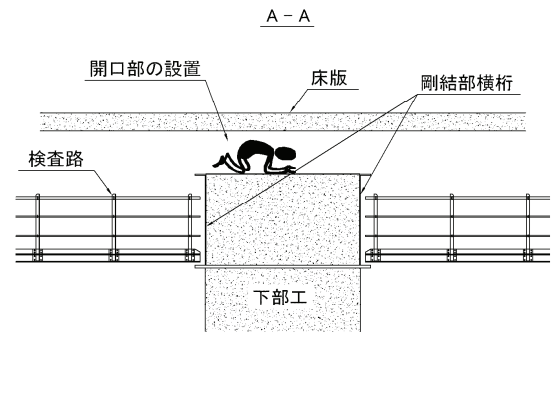
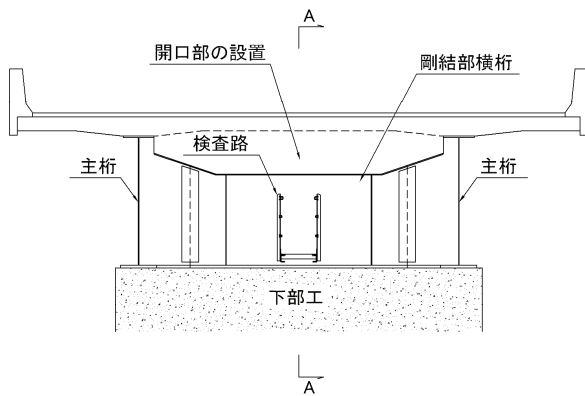
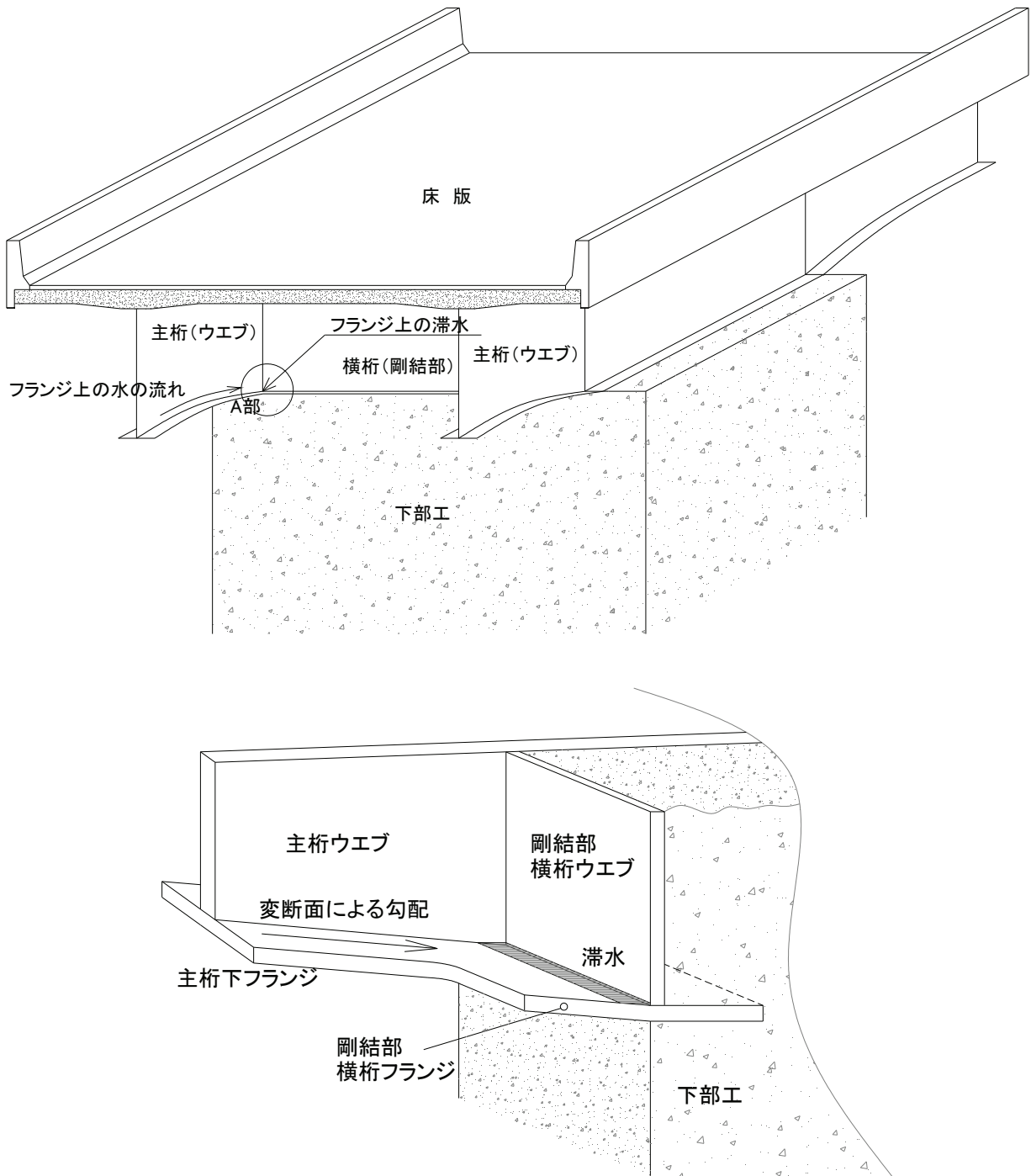


図 2-5-4 検査路事例（横桁を変断面として検査路・移動型枠のスペースを確保した事例）

2-5-2. 構造ディテールに配慮が望まれる事項

剛結部付近の滞水は、部材の損傷を誘発し、橋の耐久性低下の要因となることから、施工時及び供用後における適切な処置が望まれる。剛結部が耐用期間中、その機能を十分に発揮するためには、各部材のコーナー部分や鋼部材とコンクリートの境界面等の滞水を防ぐ構造とすることが重要である。

図 2-5-5 に変断面主桁を採用した場合の横桁フランジ上の滞水事例を示す。このような箇所では、施工中（特に床版打設前）の滞水処置が望まれる。



A 部イメージ図

図 2-5-5 剛結部の滞水事例

2-6. 複合ラーメン橋の施工

2-6-1. 上部工架設方法の選定

上部工の架設方法は、現場条件や架設する桁の種類および支間長などの橋梁規模を十分考慮し、桁と橋脚剛結部の施工を含め選定する必要がある。

複合ラーメン橋の架設工法は、現場条件に合わせて様々な架設工法が採用できる。架設工法の例として、一般的なトラッククレーンベント工法、桁下空間のクリアランスに制約を受ける場合に用いられる張出し架設工法（トラッククレーン、トラベラークレーン、トラベリングエレクションガントリー[TEG]クレーンなど）、一括架設工法、送り出し架設工法などがある。

トラッククレーンベント工法の場合は、剛結部の施工時期に関する自由度が大きく、剛結部のコンクリート打設時期が橋梁架設前後でも可能なため、架設精度管理が比較的容易である。ただし、ラーメン構造であるため、鋼桁の温度変化による伸縮に留意する必要がある。

張出し架設工法は、剛結部のコンクリート打設後に主桁を張出架設するのが一般的で、剛結部の設置精度が橋梁全体の施工精度に及ぼす影響が非常に大きい。張り出し架設が進捗するごとに誤差が蓄積されることから、最終併合ブロックの架設誤差吸収方法の検討が必要となる。従って、上部工製作前に下部工が完成している場合は、支間・橋長等の測量結果を部材製作に反映させることや、最終併合ブロックの両側ジョイント部の隙間を確保しておき、添接板をオーバーサイズもしくは、測量結果を反映した孔明けを行うなどで対応するなどの対策を予め講じておく必要がある。また、鋼桁閉合直前などの片持ち梁の状態では、たわみ量が大きくなる傾向にあり、たわみを調整および吸収するための対処が必要な場合がある。解析時の鋼桁剛性は実剛度を採用し、各ステップで載荷される、鋼重や仮設機材(トラベラークレーン、軌条、足場等)は、可能な限り詳細な数値を算出し計算に用いる。特に、トラベラークレーン荷重による影響は多大なことが予想されることから、計算時に想定した位置が現場施工時に正確に反映される様、クレーン位置が明記された架設ステップ図を用意しておくことが望ましい。

ここでは、トラッククレーン工法と TEG クレーン工法の架設状況写真を写真 2-6-1・2-6-2 に示すとともに、図 2-6-1 にトラベラークレーン工法による剛結部の架設ステップの一例を示す。



写真 2-6-1 トラッククレーン工法架設状況



写真 2-6-2 TEG クレーン工法架設状況

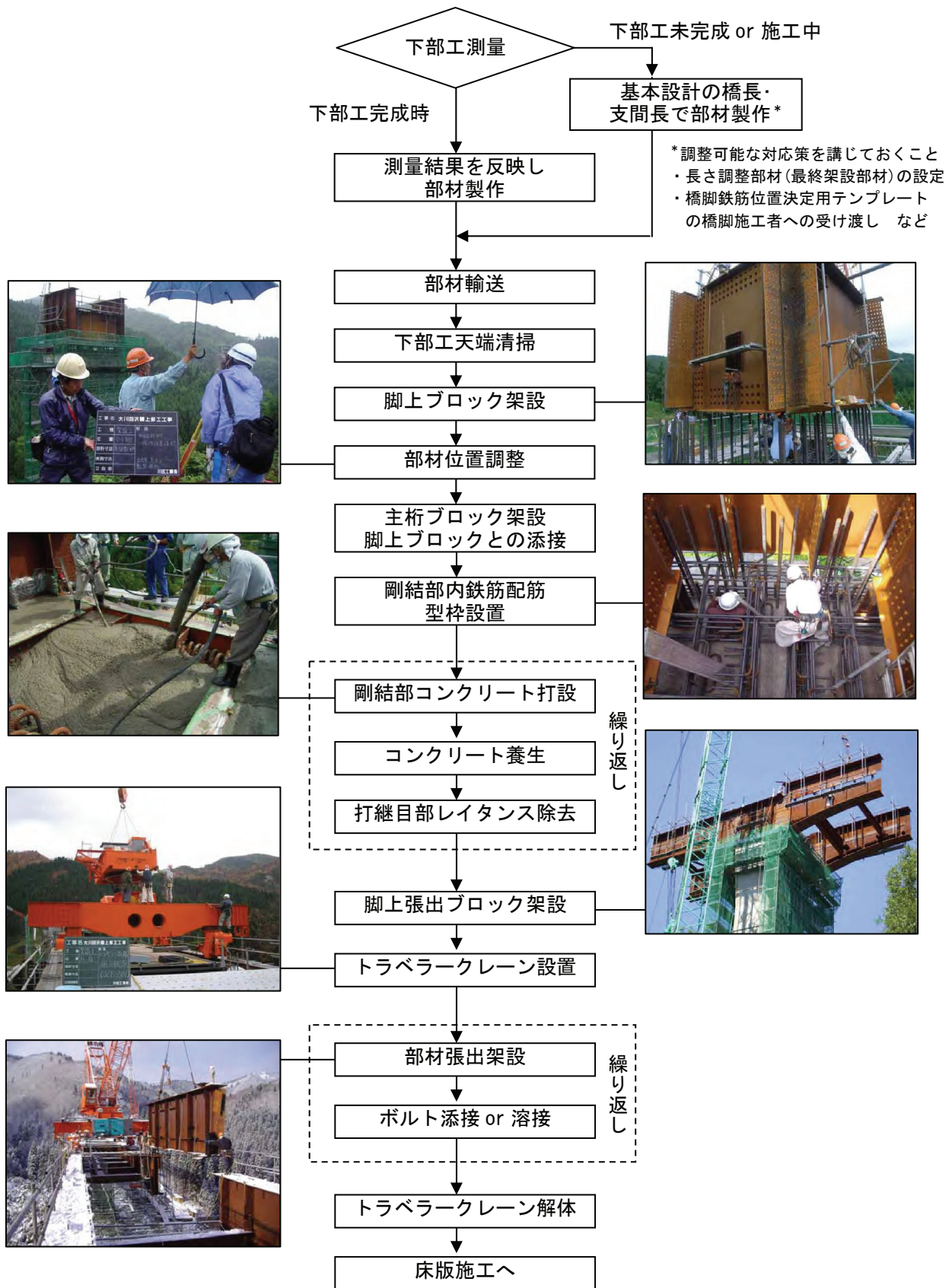


図 2-6-1 トラベラークレーン工法における剛結部架設ステップの一例

2-6-2. 仮受け設備

剛結部の桁架設にともない、接合部の桁を仮固定する仮受け設備については、架設順序や架設方法に合わせた荷重を考慮した計画を行うものとする。

ここでは、剛結部仮受け設備について幾つかの事例を挙げる。

(1) 鋼製架台

橋脚上に鋼製架台（ベント）を設置し、桁を仮固定する方法である。橋脚鉄筋と架台が干渉する可能性があるため、架台の位置決めにはそれらに留意する必要がある。

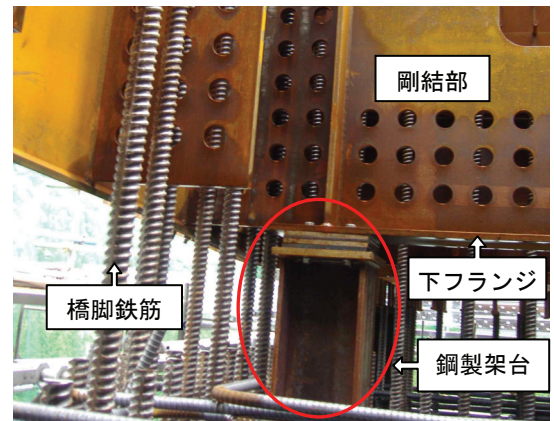


写真 2-6-3 架台事例

(2) 仮支承

支承構造の橋梁架設と同様に桁を架設して、桁架設完了後に剛結部コンクリート打設を行う架設工法が可能な場合に採用される。一般的な架設工法を採用できるが、支承は仮設用とし脚内部に埋殺しとなることが多く、剛結構造としてのイニシャルコストの優位性が損なわれる可能性がある。



写真 2-6-4 仮支承事例

(3) 脚横のベントまたは橋脚ブラケット(斜ベント)

主に剛結部が横梁構造で架設時に不安定になる場合や、張出し架設で主桁断面が架設時の照査で決定する場合に用いられる。また、仮受け架台が脚内に残置できない場合にも用いられるが、ベントやブラケットなどの設備が必要となるため、架設工費が高くなる可能性がある。

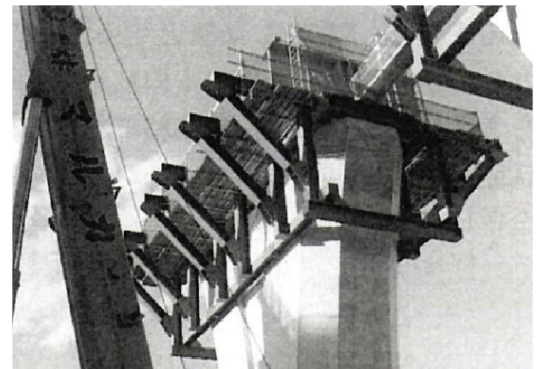


写真 2-6-5 斜ベント事例

(4) アンカーボルトによる固定

鋼製柱を用いた剛結部構造を採用した場合に用いられる仮受け設備で、架設用アンカーボルトにより桁を仮固定する方法である。

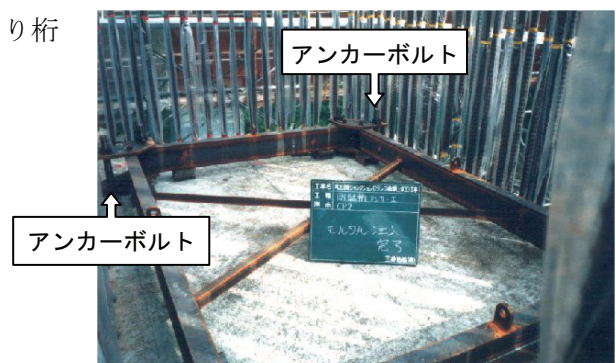


写真 2-6-6 アンカーボルトによる固定事例

2-6-3. 剛結部の橋脚鉄筋の配置

(1) 橋脚鉄筋の配置と精度

剛結部における鉄筋の配置と精度は、構造物全体の品質を左右する最も重要な項目であることから、鉄筋組立段階から位置や間隔の計測を行い、精度の高い配置に留意する。貫通鉄筋を有する剛結部の場合、下部工の許容施工誤差や鉄筋配置の許容誤差が大きいことから、RC橋脚施工時において、テンプレートを用いて配筋するなどの工夫が必要である。特に、鉄筋の重ね継手長の確保が難しく圧接や機械継手を採用する場合は、より鉄筋の施工精度に留意しなければならない。

また、現場での施工性を重視して、主桁と干渉する橋脚鉄筋を下フランジに貫通させない事例もある。この場合は、RC橋脚の上端部は鉄筋の欠損を考慮して設計を行うなど構造上の安全性を確認する必要がある。

(2) 橋脚鉄筋の現地計測

橋脚鉄筋については、上部工への鉄筋貫通構造の有無にかかわらず、剛結部の主桁・横桁に近接して鉄筋が配置されることから、現地での部材干渉問題を事前に回避するため現地計測を行った方がよい。特に剛結部ブロック内の鉄筋はD51と太径の採用が殆どであり、現場での鉄筋曲げ加工が困難であることから計測結果による剛結部構造への対応が必要となる。

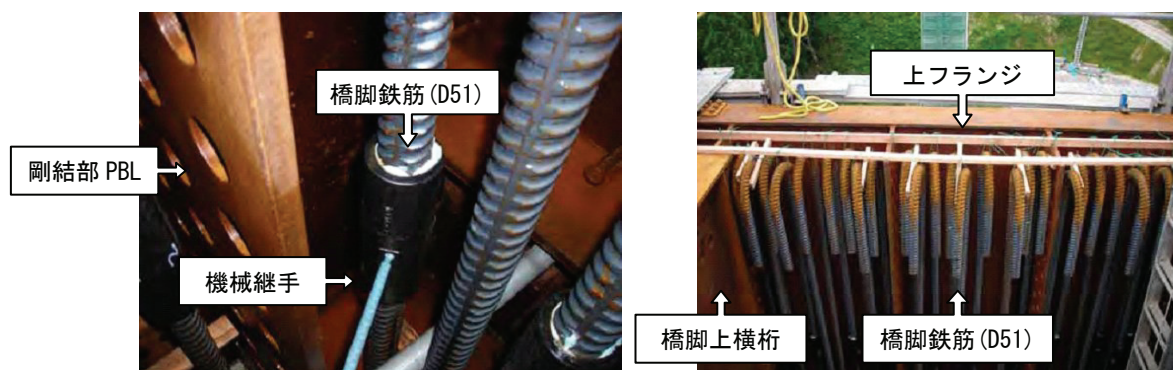


写真 2-6-7 剛結部鉄筋施工状況

2-6-4. 剛結部コンクリートの打設

剛結部は構造が複雑であることから、コンクリートの充填が十分に行われず、複合構造としての機能が果たされない懸念がある。従って、剛結部のコンクリート打設は、剛結部の構造や現場条件に見合った打設計画を行い、十分品質が確保できる打設方法を計画する必要がある。

ここでは、剛結部のコンクリート打設に関する主な留意点を挙げる。

(1) コンクリートの仕様

- ・剛結部のコンクリートの施工性を考慮して、バイブレーターの挿入が可能な場合でも、必要に応じて高性能AE減水剤等を使用するのが望ましい。
- ・バイブレーターの挿入が困難な場合は、自己充填性がありノンブリージングである高流動コンクリートの使用についても十分検討を行うものとする。なお、高流動コンクリートを採用した場合は、セメント量の多い富配合なコンクリートとなり、かつ剛結部はマスコンクリートのた

め、水和反応による発熱量が大きくひび割れの検討が必要となる。コンクリートのひび割れ防止検討としては、温度応力解析によるひび割れ指数⁷⁾により、適切な施工方法および養生方法を選定しておく。

- ・乾燥収縮によるひび割れやコンクリートと鋼桁等との空隙をなくすため、膨張材の使用も有効である。

(2) コンクリートの打設

- ・剛結部のコンクリート打設は、高所からの打設となることが多いため骨材分離や気泡の発生に留意するとともに、型枠に急速に圧力がかからないように時間当たりの打設量を調整するなどの注意を要する。
- ・下フランジ下面においては、ブリージング水による空隙が生じやすいため、下フランジ下面に沿って薄板の抜き差しによるスペーシングが有効である。
- ・密閉構造となるような剛結部構造におけるコンクリート打設作業では、コンクリートの締め固めが可能となるコンクリート打設孔、作業用孔および空気孔を設けるなどの構造的な配慮が必要である。
- ・狭隘部構造へのコンクリート充填確認のために、模型によるコンクリート充填性試験を行うことも有効である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I～V，2002. 3.
- 2) 東・中・西日本高速道路株式会社(NEXCO 東・中・西日本)：設計要領第二集橋梁建設編，2006. 4.
- 3) 日本橋梁建設協会：複合橋梁の概要，2007. 4.
- 4) 日本橋梁建設協会：複合ラーメン橋の今後の展望，平成 17 年度橋梁技術講習会，2006. 1.
- 5) 鋼橋技術研究会：設計部会報告書(複合構造 WG 報告書)，2006. 5.
- 6) 高速道路技術センター：鋼 2 主桁橋の剛結部に関する設計・施工指針(案)，2001. 3.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，2007. 3.
- 8) 日本橋梁建設協会：橋梁年鑑データベース「<http://www.jasbc.or.jp/>」

3. 複合ラーメン橋の事例集

調査時（2007年6月時点）までに施工された複合ラーメン橋の実績を調査し、部会構成会社が設計または施工した工事を中心に、剛構造を対象として設計資料を収集した。そして、その中から上部工形式や接合構造、接合方法などから代表的なものとして下記の9橋を選び、事例集としてまとめた。

- | | |
|------------------------|--------|
| ① 河内橋（こうちばし） | ：少数鉸桁 |
| ② 高月橋（こうづきばし） | ：少数鉸桁 |
| ③ 鷹野南高架橋（たかのみなみこうかきょう） | ：少数鉸桁 |
| ④ 浅見川橋（あさみがわばし） | ：多主鉸桁 |
| ⑤ 谷口高架橋（やぐちこうかきょう） | ：少数鉸桁 |
| ⑥ 高檜大橋（たかならおおはし） | ：箱桁 |
| ⑦ 上倉橋（あげくらばし） | ：開断面箱桁 |
| ⑧ 釈迦橋（しゃかばし） | ：少数鉸桁 |
| ⑨ 宇土木橋（うどきばし） | ：箱桁 |

また、本章の構成として、“3-1. 事例一覧表”，“3-2. 工事別事例紹介”，“3-3. 参考写真”の3項目に分けてあり、各項目の概要は下記の通りである。

“3-1. 事例一覧表”は，“3-2. 工事別事例紹介”の図を除いた記載事項を一覧表として取りまとめたものである。

“3-2. 工事別事例紹介”には橋梁毎の事例を1橋梁で2ページ構成として、それぞれのページでは以下の通りにまとめた。

1 ページ目：橋梁概要の紹介として、橋梁一般図、上部工形式および上部構造諸元（橋長、支間長、径間数、幅員、桁本数、桁高など）、線形条件、下部工形式、最大の橋脚の高さ（上部工下端～フーチング天端）および断面寸法、上下部の接合方法、主桁と橋脚の位置関係、竣工年月、適用基準など

2 ページ目：接合構造の詳細の紹介として、接合部概要図、応力伝達機構、剛結部の検証手法、構造的な特徴、参考文献など。なお、接合部概要図には、接合方法がわかるように接合構造（材料）を□で囲んだ。

“3-3. 参考写真”では、剛構造のイメージをつかみやすくするため、事例であげた橋梁の中で、剛結部全体構造（鷹野南高架橋）と剛結部構造（高月橋）の写真を添付した。

3-1. 事例一覧表

No	1	2	3
橋 梁 名	河内橋	高月橋	鷹野南高架橋
所 在 地	三重県鳥羽市	愛媛県	埼玉県三郷市
道 路 規 格	第1種第3級	第1種 第3級 A規格	第1種 第3級 A規格
上 部 工 形 式	連続非合成少数鈹桁	連続非合成少数鈹桁	連続非合成少数鈹桁
橋 長	413.0m	124.8m	255.0m
支 間	65.1m+2@75.0m+85.0m+65.0m+46.1m	38.000m + 47.500m + 38.000m	7@36.000m
径 間 数	6径間連続	3径間連続	7径間連続
全 幅 員	9.6m～13.6m	10.45m	11.275m～18.531m (B-ライン) 11.755m～19.199m (A-ライン)
有 効 幅 員	8.5m～12.5m	9.56m	10.520m～17.776m (B-ライン) 10.590m～18.034m (A-ライン)
平 面 線 形	R=3000m	A=700m	A=1065.400m
設 計 活 荷 重	B活荷重	B活荷重	B活荷重
主 桁 本 数	2本	2本	2, 3(3, 4)本
主 桁 高	2.95m	2.68m	2.5m
主 桁 間 隔	6.0m	5.5m	3.0～6.722m
使 用 鋼 材	SMA400W, SMA490W, SMA570W	SS400, SM400, SM490Y, SM520C	SS400, SM400, SM490Y, SM520, SM570
柱頭部コンクリート強度	30N/mm ²	24N/mm ²	30N/mm ²
床 版 形 式	プレキャストPC床版	場所打ちPC床版	場所打ちPC床版
架 設 工 法	トラス-Cパッシング,一部送り出し	TCベント	TCベント
下 部 工 形 式	鋼管コンクリート複合橋脚	RC橋脚	RC橋脚
脚 形 状	矩形	矩形	矩形
最大橋脚高さ	41.3m	30.0m	12.5m
橋 脚 断 面	5.0m X 3.0m	5.0m X 3.0m	3.0m X 3.0m
接 合 方 法	スタッドジベル	スタッドジベル	スタッドジベル
桁 と 脚 の 位置 関 係	主桁設置位置と橋脚幅が同じ	主桁設置位置に比べ橋脚幅が広い	主桁設置位置に比べ橋脚幅が広い
適 用 基 準	道路橋示方書(平成8年12月), 鋼道路橋設計便覧(昭和54年2月), 道路橋設計計画要領(三重県土木部)(平成10年3月)	道路橋示方書(平成8年12月), 日本道路公団設計要領第二集(平成9年11月)	道路橋示方書(平成8年12月), 日本道路公団設計要領第二集(平成10年7月)
応 力 伝 達 機 構	①概要 鋼桁・横桁→スタッドジベル→ コンクリート→鉄筋→橋脚 ②応力別の詳細 ・圧縮力:横桁腹板のスタッドと 主桁下フランジ下面コンクリートの 支圧抵抗でコンクリートに伝達 ・引張力:横桁腹板のスタッドに よりコンクリートに伝達 ・軸力:横桁腹板のスタッドと主 桁下フランジ下面コンクリートの 支圧抵抗でコンクリートに伝達 ・せん断力:主桁下フランジ下面 のスタッドでコンクリートへ伝達	①概要 鋼桁・横桁→スタッドジベル→ コンクリート→鉄筋→橋脚 ②応力別の詳細 ・圧縮力:横桁腹板のスタッドと 主桁下フランジ下面コンクリートの 支圧抵抗でコンクリートに伝達 ・引張力:横桁腹板のスタッドに よりコンクリートに伝達 ・軸力:横桁腹板のスタッドと主 桁下フランジ下面コンクリートの 支圧抵抗でコンクリートに伝達 ・せん断力:主桁下フランジ下面 のスタッドでコンクリートへ伝達	①概要 鋼板→横桁→スタッドジベル→ コンクリート→鉄筋→橋脚 ②応力別の詳細 ・圧縮力:鋼板とコンクリートの 面圧により伝達 ・引張力:主鉄筋の付着力により 伝達 ・ねじれ:H型断面の鋼製せん断 キーにより伝達 ・軸力・せん断力:剛結部付け根 で鋼→コンクリートへ伝達
剛 結 部 検 証 手 法 と 内 容	FEM解析:せん断力発生状況の 確認	FEM解析:コンクリート支圧応 力度の発生状況の確認,スタッド の配列の決定 支圧実験:支圧部分に設置したゴ ム板による支圧力低減効果の検証	立体骨組解析、動的解析:最大断 面力にて必要板厚を算出。橋脚角 部の圧縮応力に対する照査
構 造 的 な 特 徴	・RC橋脚の柱部を主桁上フラン ジまで延長することによって,主 桁及び箱断面の横桁をRC脚内に埋 め込み,スタッドにより鋼桁をR C橋脚に直接剛結する構造を採用 している。	・2主鈹桁がRC橋脚の最上部で 剛結され,主桁ウェブ,主桁下フ ランジ,および横桁ウェブに設置 されたスタッドにより桁から橋脚 に力を伝達する。	・並列する少数主桁2橋が箱桁鋼 箱型横梁を介して,横梁とRC橋 脚が剛結された複合ラーメン構 造。 ・RC柱と鋼製横梁の剛結は,ス タッドを用いない鉄筋定着方式。
参 考 文 献		中西ら:少主桁-RC橋脚剛結構 造に関する研究と高月橋への適 用,土木学会構造工学論文集, Vol.49A,2003.3	
竣 工 年 月 ※ 備 考	2005年12月	2002年6月 松山自動車道	2005年3月 東京外環自動車道

※. 竣工年月は上部工(鋼桁)工事の竣工年月を示す。

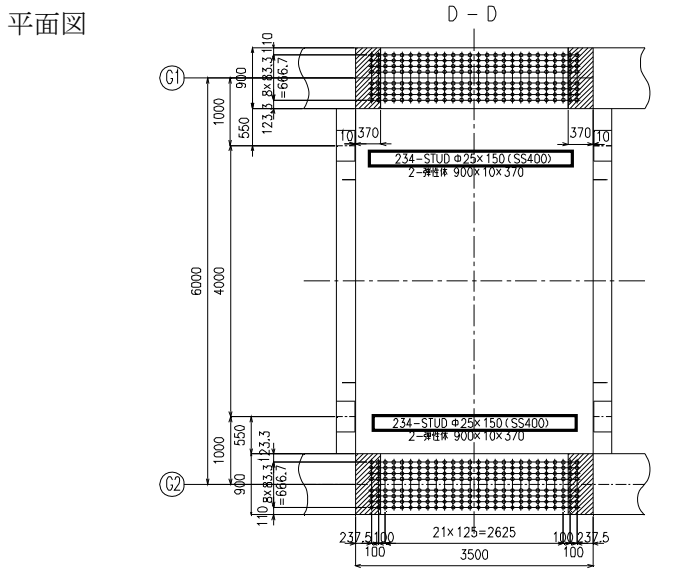
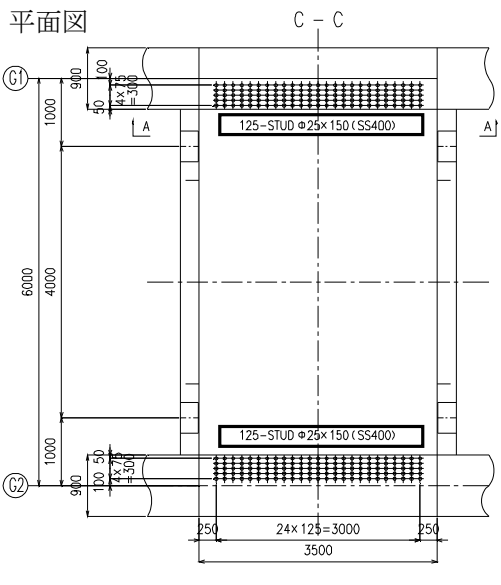
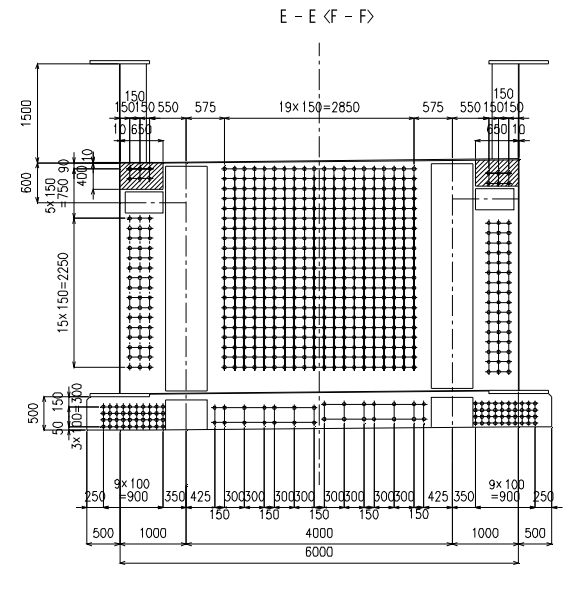
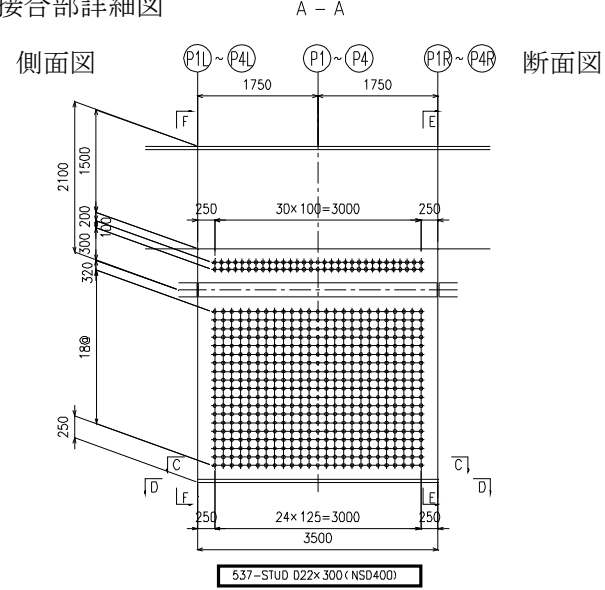
No	4	5	6
橋梁名	浅見川橋	谷口高架橋	高檜大橋
所在地	福島県双葉郡広野町	埼玉県三郷市	群馬県桐生市
道路規格	第1種 第2級 B規格	第1種 第3級	第3種 第3級
上部工形式	連続非合成鉄桁	連続非合成少数鉄桁	連続非合成曲線2箱桁
橋長	302.0m	195.0m	165m
支間	42.9m+5@43.5m+40.4m	2@38.0m+38.5m+43.5m+36.0m	54.3+55m+54.3m
径間数	7径間連続	5径間連続	3径間連続
全幅員	10.8m	23.05m	9.39m
有効幅員	9.77m	10.52m+10.59m	8.5m
平面線形	R=4,000m〜クロソイド曲線区間	R=2,500m	R=100m
設計活荷重	B活荷重	B活荷重	B活荷重
主桁本数	4本	2本	2本
主桁高	2.25m	2.5m	2.0m
主桁間隔	2.8m	6.0m	5.0m
使用鋼材	SM400, SM490Y, SM570	SM400, SM490Y, SM520, SM570	SMA400W, SMA490W
柱頭部コンクリート強度	30N/mm ²	36N/mm ²	-
床版形式	RC床版	場所打ちPC床版	RC床版
架設工法	TCベント	TCベント	TCベント
下部工形式	RC橋脚	RC橋脚	RC橋脚
脚形状	矩形	矩形	小判型
最大橋脚高さ	31.0m	-	-
橋脚断面	8.4m X 3.0m	4.0m x 4.0m	7.5m X 3.1m
接合方法	スタッドジベル	スタッドジベル	リブ付鋼管
桁と脚の位置関係	主桁設置位置と橋脚幅が同じ	主桁設置位置に比べ橋脚幅が狭い	主桁設置位置と橋脚幅が同じ
適用基準	道路橋示方書(平成8年12月), 日本道路公団設計要領第二集(平成10年7月) 鋼道路橋設計ガイドライン(案) (平成7年10月)	道路橋示方書(平成8年12月), 日本道路公団設計要領第二集(平成10年7月) 東京外環自動車道(外環三郷西IC 〜三郷南IC(仮称)間)詳細設計 指針	道路橋示方書(平成8年12月), 道路橋計画・設計要領(群馬県土木部) (平成7年10月) 鋼道路橋設計便覧(昭和55年9月)
応力伝達機構	①概要 主桁→接合コンクリート→主鉄筋 →橋脚 ②応力別の詳細 ・圧縮力:主桁からの支圧により, コンクリートの圧縮力として伝達 ・引張力:主鉄筋により伝達 ・せん断力:スカートプレートの 支圧抵抗により伝達	①概要 鋼桁→横梁→コンクリート→ 主鉄筋→橋脚 ②応力別の詳細 ・圧縮力:鋼板とコンクリートの 面圧により伝達 ・引張力:主鉄筋の付着力により 伝達 ・ねじれ:H型断面の鋼製せん断 キーにより伝達 ・軸力、せん断力:剛結部付け根 で鋼→コンクリートへ伝達	①概要 鋼桁→横梁→鋼管→鋼管に設けた リブ→コンクリート→橋脚 ②応力別詳細 ・圧縮力:主桁内鋼管、充填コン クリート、下フランジから橋脚コ ンクリートに支圧力として伝達 ・引張力:主桁内鋼管から橋脚内 鋼管へ伝達 ・軸力:上フランジ、桁内鋼管, 充填コンクリートから橋脚コン クリートへ伝達 ・せん断:桁内鋼管、下フランジ から橋脚内鋼管へ伝達
剛結部検証 手法と内容	FEM解析,実験:主桁近傍のコン クリートと横桁の作用応力の確 認	立体骨組解析:柱頭部と隅角部の 照査 (照査内容は,設計指針および先 行工区のFEM解析による検討結 果を準拠)	立体骨組解析:柱頭部と隅角部の 照査
構造的な 特徴	・鋼桁によって内部コンクリートの 変形を拘束することで応力の伝 達を行う。 ・応力伝達にスタッド類を介す必 要がないため,剛結構造がシンプ ルとなるが,桁の拘束を利用する ため,多主桁向きの構造と言え る。	・分離した上下線を横梁を介して 連結し,横梁とRC橋脚を鉄筋定 着方式により剛結した複合ラー メン構造。 ・剛結部に高流動コンクリートを 使用 ・せん断キーとして下フランジに 鋼板をH型に溶接。	・リブを設けた鋼管により箱桁と RC橋脚を一体とする構造を採 用。 ・主桁内では鋼管の内側に,橋脚 内では鋼管の外側にリブを設置。
参考文献	佐藤ら:複合ラーメン橋の接合部 設計法に関する一提案,土木学会 構造工学論文集,Vol.45,1999.3 長谷ら:鋼桁-RC橋脚剛結部の 応力伝達と耐荷機構に関する実験 的研究,土木学会構造工学論文集 Vol.46A,2000.3	「谷口高架橋(鋼上部工)南工 事」工事報告,クリモト技報NO.54	
竣工年月 ※考	2001年1月 常磐自動車道	2005年3月 東京外環自動車道	2003年5月

No	7	8	9
橋 梁 名	上倉橋(下り線)	釈迦橋	宇土木橋(川之江東JCT Cランプ)
所 在 地	静岡県静岡市(旧清水市)	秋田県大館市	愛媛県川之江市
道 路 規 格	第1種1級	第1種 第3級 B規格	A規格ランプ
上 部 工 形 式	連続非合成開断面箱桁	連続非合成少数鉸桁	連続非合成箱桁
橋 長	132.0m	296.0m	512.0m
支 間	53.65+77.5m	58.500+3@59.200+58.500m	44.4m+2@48.0m+3@54.0m+55.0m+2@54.0m+45.4m
径 間 数	2径間連続	5径間連続	10径間連続
全 幅 員	21.550m	11.150m	7.9m~9.64m
有 効 幅 員	20.0m	10.260m	6.5m~8.24m
平 面 線 形	A=1,250~R=3,000m	R=3,000m	R=300m~A=130m~R=150m~ A=108.406m~R=3500m
設 計 活 荷 重	B活荷重	B活荷重	B活荷重
主 桁 本 数	2本	2本	1本
主 桁 高	2.900m	2.9m	2.6m
主 桁 間 隔	11.0m	5.9m	—
使 用 鋼 材	SS400, SM400, SM490Y, SM570	SS400, SM400, SM490Y, SM570	SS400, SM490Y
柱頭部コンクリート強度	30 N/mm ²	30 N/mm ²	24N/mm ²
床 版 形 式	合成床版	場所打ちPC床版	RC床版
架 設 工 法	送出し架設+TCベント	TCベント	TCベント
下 部 工 形 式	RC橋台	RC橋脚	RC橋脚
脚 形 状	矩形	矩形	矩形
最 大 橋 脚 高 さ	5.5m	30.1m	51.5m
橋 脚 断 面	21.2m X 3.9m	7.5m X 3.0m	5.0m X 3.8m
接 合 方 法	孔あき鋼板ジベル	孔あき鋼板ジベル	スタッドジベル
桁 と 脚 の 位置 関 係	主桁設置位置に比べ橋台幅が広い	主桁設置位置に比べ橋脚幅が少し広い	主桁幅に比べ橋脚幅が広い
適 用 基 準	道路橋示方書(平成8年12月), 日本道路公団設計要領第二集(平成10年7月)	道路橋示方書(平成14年3月), 日本道路公団設計要領第二集(平成12年1月)	道路橋示方書(平成6年2月), 日本道路公団設計要領第二集(平成2年7月)
応 力 伝 達 機 構	①概要 鋼桁→横桁→鋼板ジベル→ コンクリート→鉄筋→橋脚 ②応力別の詳細 ・圧縮力:下フランジとコンクリートの支圧により伝達 ・引張力:孔あき鋼板ジベル,主桁・横梁内の鉄筋により伝達 ・軸力:孔あき鋼板ジベルにより伝達	①概要 鋼桁→横桁→スタッドジベル→ コンクリート→鉄筋→橋脚 ②応力別の詳細 ・圧縮力:主桁下フランジ,孔あき鋼板ジベル→RC橋脚 ・引張力:孔あき鋼板ジベル,垂直補剛材)→RC橋脚 ・軸力:主桁下フランジ,孔あき鋼板ジベル→RC橋脚 ・せん断力:主桁下フランジ付きスタッド→RC橋脚	①概要 鋼桁→鋼製柱→スタッド→ コンクリート→鉄筋→橋脚 ②応力別の詳細 ・圧縮力:主桁下フランジ,スタッド及び鋼製柱下面→RC橋脚 ・引張力:スタッド→主鉄筋 ・軸力:主桁下フランジ,スタッド及び鋼製柱下面→RC橋脚 ・せん断力:スタッド→RC橋脚
剛 結 部 検 証 手 法 と 内 容	FEM解析:力の伝達機構の確認,コンクリート支圧応力の確認	FEM解析:レベル2地震時の剛結部横桁断面の照査	FEM解析,実験:力の伝達機構およびせん断遅れの影響の確認
構 造 的 な 特 徴	・橋台主鉄筋に上部工断面力を一様に伝えるため,主桁間に横梁を設ける。 ・孔あき鋼板ジベルで負担できない引張り力は,主桁・横梁内に鉄筋を追加して負担させる。 ・端支点部の結合。	・標準的な日本道路公団の2主鉸桁剛結構造となっている。 ・床版下面は空間を設けており,横桁高さを漸減させる構造。	・埋め込み柱方式 ・RC方式と比べて,下フランジに鉄筋を貫通させる必要が無いため,施工上有利である。 ・鋼柱部を架設架台に兼用できる。(架設用アンカーボルトで仮固定)
参 考 文 献	明橋ら:コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究,鋼構造論文集,Vol.8, No.31		曾我明,釜井英行:川之江東ジャンクションCランプ橋の鋼桁とRC橋脚剛結部の設計,三井造船技報No.166
竣 工 年 月 ※ 備 考	2003年7月 第二東名高速道路	2007年2月 日本海沿岸東北自動車道	1998年10月

3-2. 工事別事例紹介

橋 梁 名 河内橋 <こうちばし>			
側面図			
平面図			
断面図			
中間部		中間支点上	
所在地	三重県鳥羽市	上部工形式	連続非合成少数鉸桁
道路規格	第1種第3級	主桁本数	2本
橋長	413.0m	主桁高	2.95m
支間	65.1m+2@75.0m+85.0m+65.0m+46.1m	主桁間隔	6.0m
径間数	6径間連続	使用鋼材	SMA400W, SMA490W, SMA570W
全幅員	9.6m~13.6m	柱頭部コンクリート強度	30N/mm ²
有効幅員	8.5m~12.5m	床版形式	プレキャストPC床版
平面線形	R=3000m	架設工法	トラベラーCバラツシング, 一部送り出し
設計活荷重	B活荷重	下部工形式, 脚形状	鋼管コンクリート複合橋脚、矩形
接合方法	スタッドジベル	竣工年月	2005年12月
桁と脚の位置関係	主桁設置位置と橋脚幅が同じ	最大橋脚高さ	41.3m
		橋脚断面	5.0m X 3.5m
適用基準	道路橋示方書 (平成8年12月), 鋼道路橋設計便覧 (昭和54年2月), 道路橋設計計画要領 (三重県土木部) (平成10年3月)		
備考			

接合部詳細図



応力伝達機構

剛結部の検証手法と内容

構造的な特徴

参考文献

備考

①概要
鋼桁・横桁→スタッドジベル→コンクリート→鉄筋→橋脚

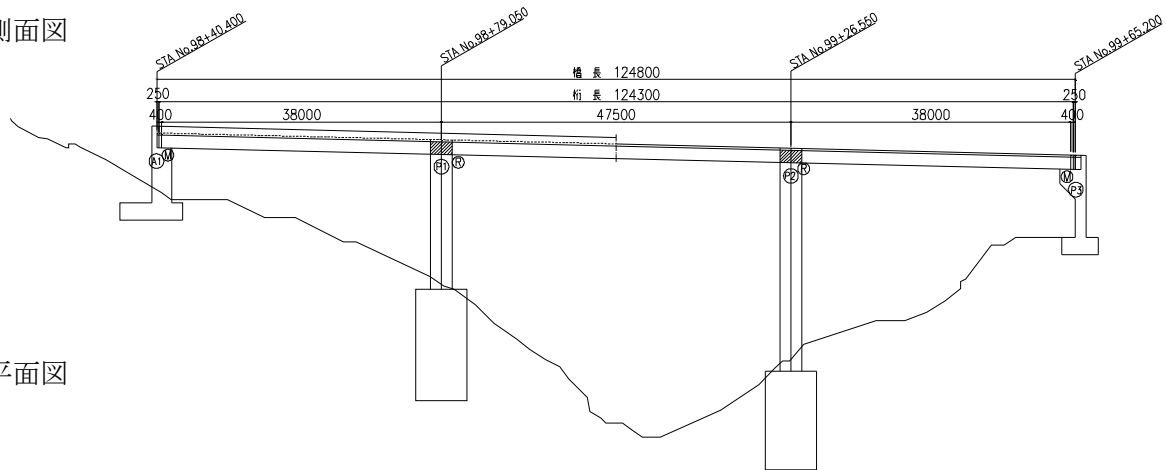
②応力別の詳細
圧縮力：横桁腹板のスタッドと主桁下フランジ下面コンクリートの支圧抵抗でコンクリートに伝達。
引張力：横桁腹板のスタッドによりコンクリートに伝達。
軸力：横桁腹板のスタッドと主桁下フランジ下面コンクリートの支圧抵抗でコンクリートに伝達。
せん断力：主桁下フランジ下面のスタッドでコンクリートへ伝達。

FEM解析：せん断力発生状況の確認

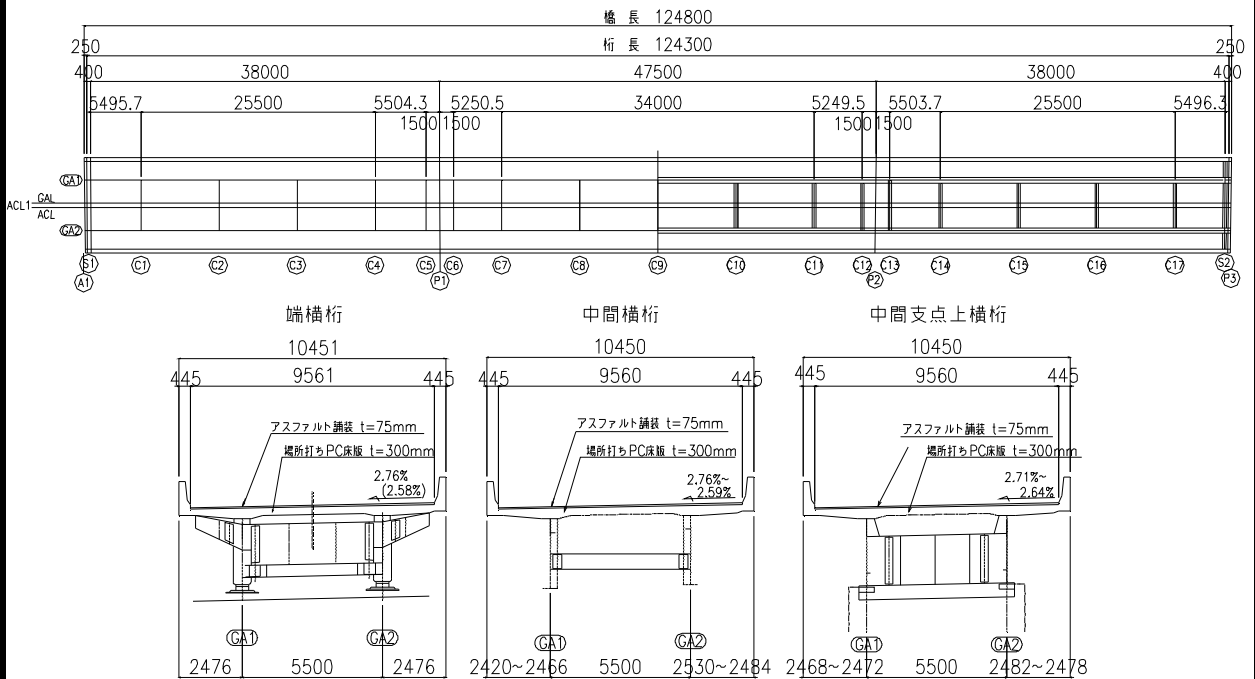
・RC橋脚の柱部を主桁上フランジまで延長することによって、主桁及び箱断面の横桁をRC脚内に埋め込み、スタッドにより鋼桁をRC橋脚に直接剛結する構造を採用している。

橋 梁 名 高月橋 <こうづきばし>

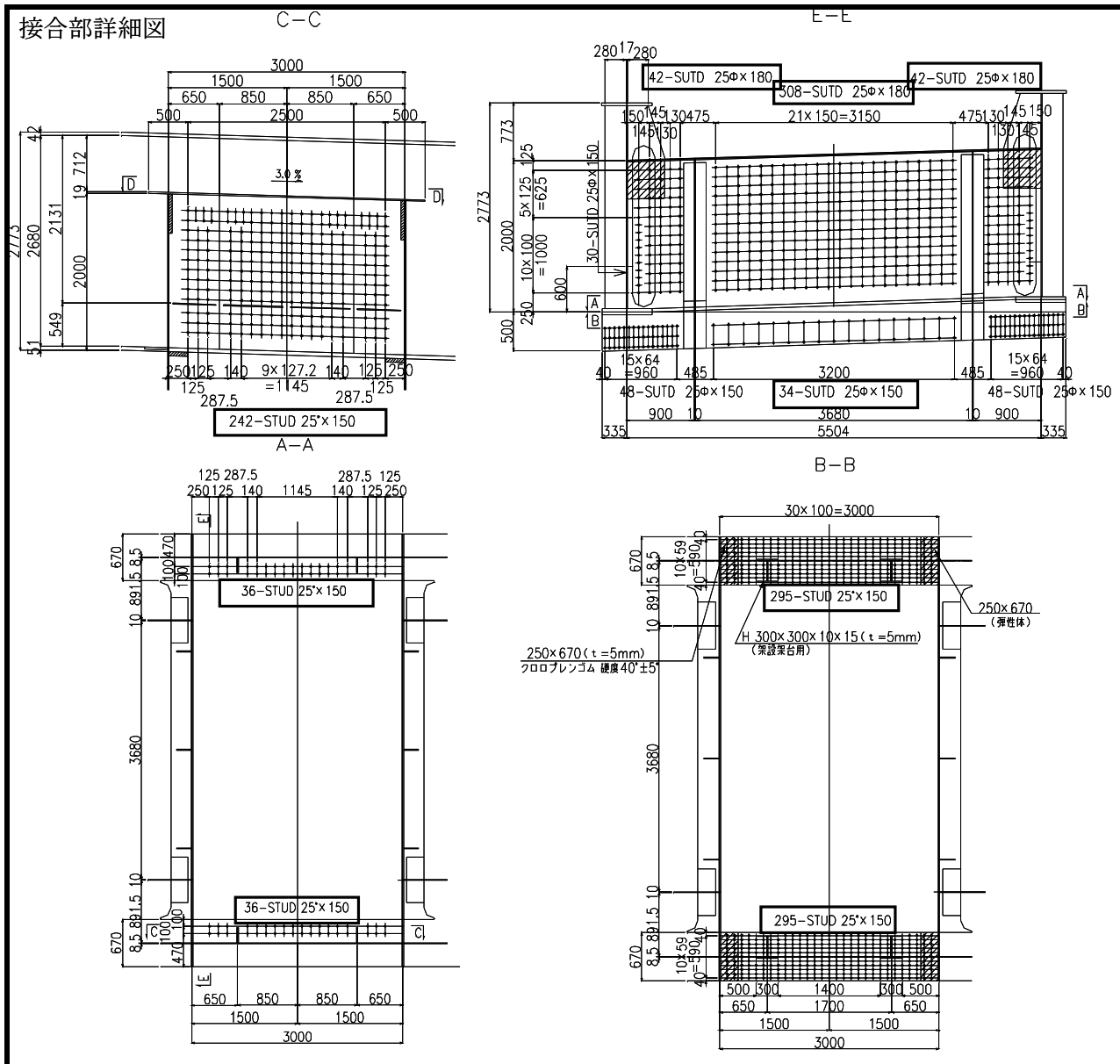
側面図



平面図



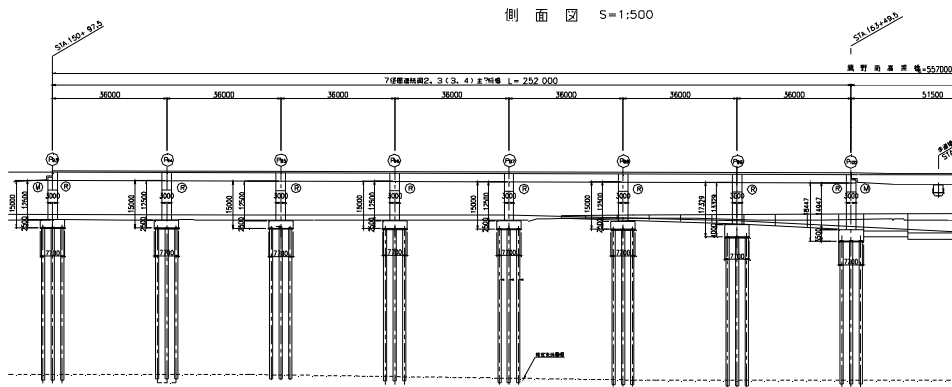
所在地	愛媛県	上部工形式	連続非合成少数钣桁
道路規格	第1種 第3級 A規格	主桁本数	2本
橋長	124.8m	主桁高	2.68m
支間	38.000m + 47.500m + 38.000m	主桁間隔	5.5m
径間数	3径間連続	使用鋼材	SS400, SM400, SM490Y, SM520C
全幅員	10.45m	柱頭部コンクリート強度	24N/mm ²
有効幅員	9.56m	床版形式	場所打ちPC床版
平面線形	A=700m	架設工法	TCベント
設計活荷重	B活荷重	下部工形式, 脚形状	RC橋脚、矩形
接合方法	スタッドジベル	竣工年月	2002年6月
桁と脚の位置関係	主桁設置位置に比べ橋脚幅が広い	最大橋脚高さ	30.0m
適用基準	道路橋示方書(平成8年 12月), 日本道路公団設計要領第二集(平成9年11月)	橋脚断面	5.0m X 3.0m
備考	松山自動車道		



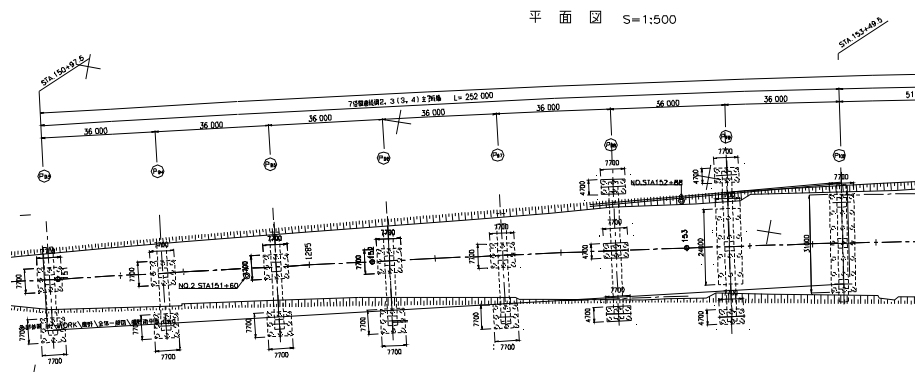
<p>応力伝達機構</p>	<p>①概要 鋼桁・横桁→スタッドジベル→コンクリート→鉄筋→橋脚</p> <p>②応力別の詳細 圧縮力：横桁腹板のスタッドと主桁下フランジ下面コンクリートの支圧抵抗でコンクリートに伝達。 引張力：横桁腹板のスタッドによりコンクリートに伝達。 軸力：横桁腹板のスタッドと主桁下フランジ下面コンクリートの支圧抵抗でコンクリートに伝達。 せん断力：主桁下フランジ下面のスタッドでコンクリートへ伝達。</p>
<p>剛結部の検証手法と内容</p>	<p>FEM解析：コンクリート支圧応力度の発生状況の確認，スタッドの配列の決定 支圧実験：支圧部分に設置したゴム板による支圧力低減効果の検証</p>
<p>構造的な特徴</p>	<p>・2主鋼桁がRC橋脚の最上部で剛結され，主桁ウェブ、主桁下フランジ，および横桁ウェブに設置されたスタッドにより桁から橋脚に力を伝達する。</p>
<p>参考文献</p>	<p>中西ら：少主桁-RC橋脚剛結構造に関する研究と高月橋への適用，土木学会構造工学論文集，Vol. 49A, 2003. 3</p>
<p>備考</p>	

橋 梁 名 鷹野南高架橋 <たかのみなみこうかきょう>

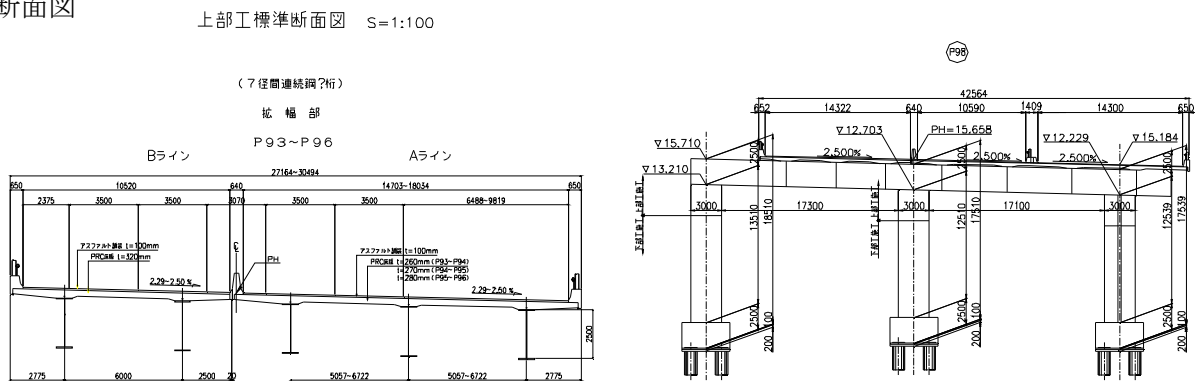
側面図



平面図

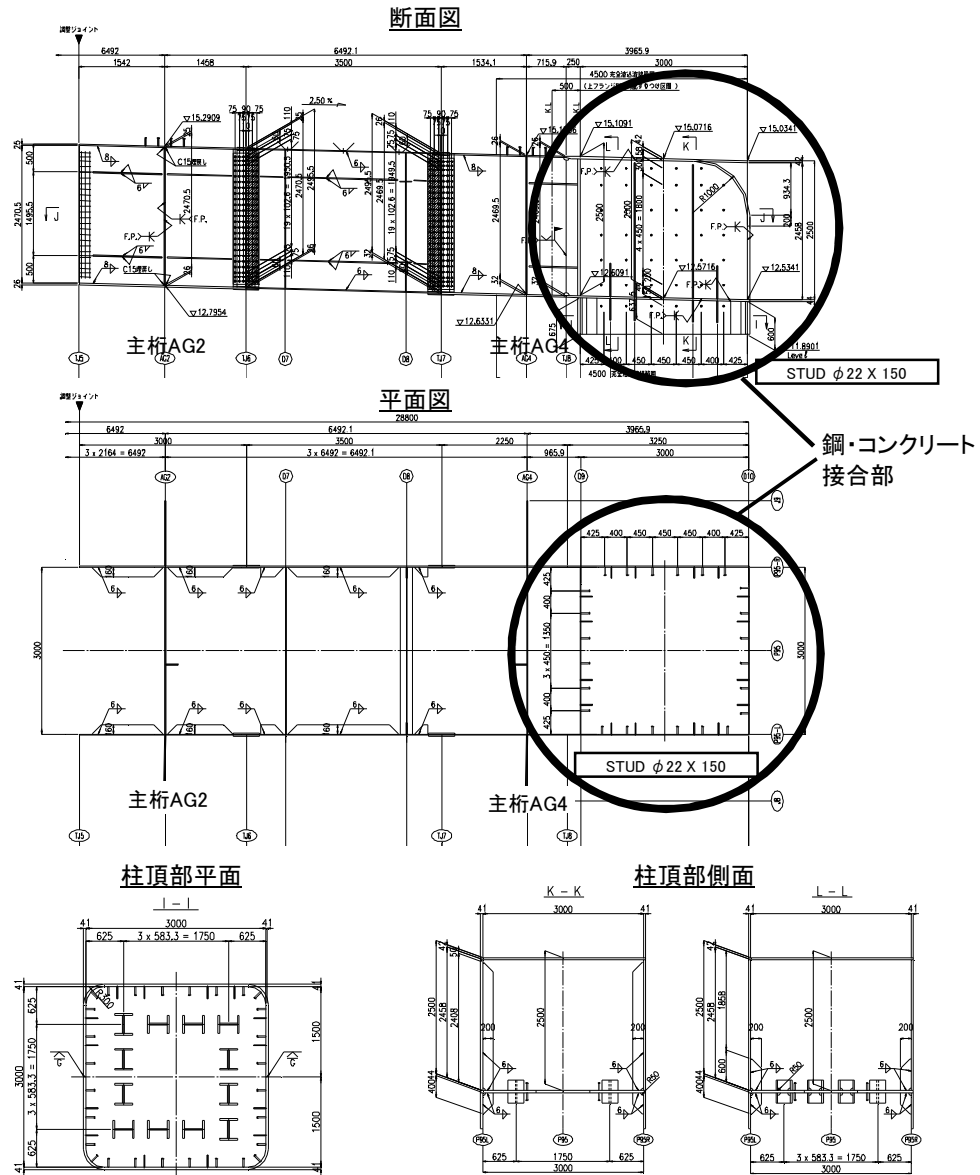


断面図



所在地	埼玉県三郷市	上部工形式	連続非合成2, 3(3, 4)主桁桁
道路規格	第1種 第3級 A規格	主桁本数	2, 3(3, 4)本
橋長	255.0m	主桁高	2.5m
支間	75@36.000m	主桁間隔	3.0m~6.722m
径間数	7径間連続	使用鋼材	SS400, SM400A, SM490Y, SM520, SM570
全幅員	11.275m~18.531m(B-ライン) 11.755m~19.199m(A-ライン)	柱頭部コンクリート強度	30N/mm ²
有効幅員	10.520m~17.776m(B-ライン) 10.590m~18.034m(A-ライン)	床版形式	場所打ちPC床版
平面線形	A=1065.400m	架設工法	TCベント
設計活荷重	B活荷重	下部工形式, 脚形状	RC橋脚, 矩形
接合方法	スタッドジベル	竣工年月	2005年3月
桁と脚の位置関係	主桁設置位置に比べ橋脚幅が広い	最大橋脚高さ 橋脚断面	12.5m 3.0 X 3.0m
適用基準	道路橋示方書(平成8年 12月), 日本道路公団設計要領第二集(平成10年 7月)		
備考	東京外環自動車道		

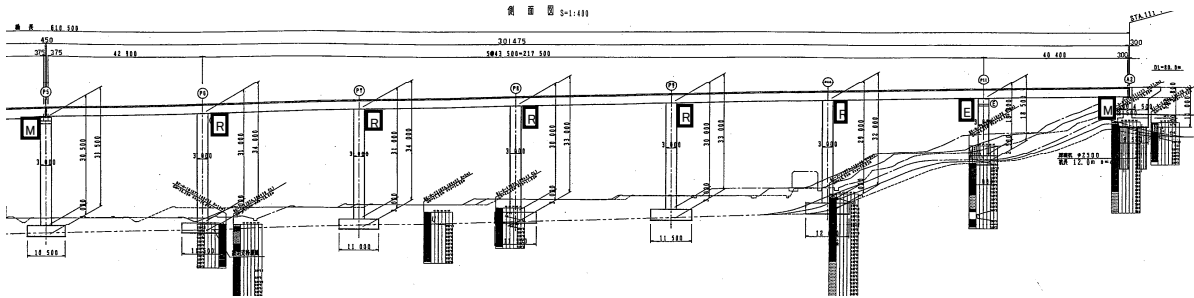
接合部詳細図



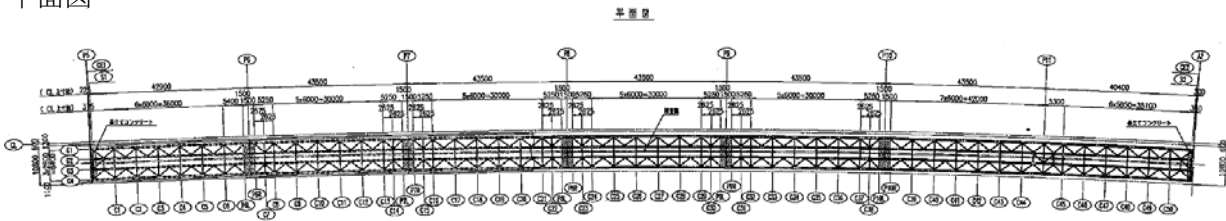
<p>応力伝達機構</p>	<p>①概要 鋼板→横桁→スタッドジベル→コンクリート→鉄筋→橋脚</p> <p>②応力別の詳細 圧縮力：鋼板とコンクリートの面圧により伝達。 引張力：主鉄筋の付着力により伝達。 ねじれ：H型断面の鋼製せん断キーにより伝達。 軸力・せん断力：剛結部付け根で鋼→コンクリートへ伝達。</p>
<p>剛結部の検証手法と内容</p>	<p>立体骨組解析，動的解析：最大断面力にて必要板厚を算出。橋脚角部の圧縮応力に対する照査。</p>
<p>構造的な特徴</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・並列する少数主桁2橋が鋼箱型横梁を介して，RC橋脚と剛結された立体ラーメン構造 ・RC柱と鋼製横梁の剛結は，スタッドを用いない鉄筋定着方式
<p>参考文献</p>	
<p>備考</p>	

橋 梁 名 浅見川橋 <あさみがわばし>

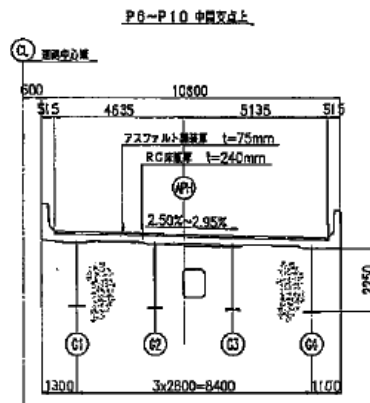
側面図



平面図



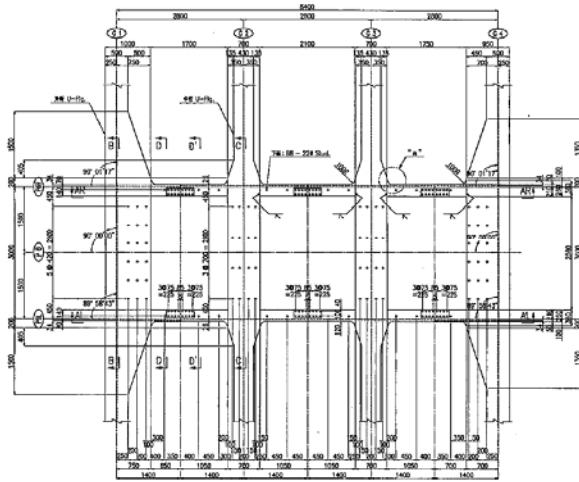
断面図



所 在 地	福島県双葉郡広野町	上 部 工 形 式	連続非合成鉄桁
道 路 規 格	第1種 第2級 B規格	主 桁 本 数	4本
橋 長	302.0m	主 桁 高	2.25m
支 間	42.9m+5@43.5m+40.4m	主 桁 間 隔	2.8m
径 間 数	7径間連続	使 用 鋼 材	SM400, SM490Y, SM570
全 幅 員	10.8m	柱頭部コンクリート強度	$\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$
有 効 幅 員	9.77m	床 版 形 式	RC床版
平 面 線 形	R=4000m~クロソイド曲線区間	架 設 工 法	TCベント
設 計 活 荷 重	B活荷重	下 部 工 形 式, 脚 形 状	RC橋脚、矩形
接 合 方 法	スタッドジベル	竣 工 年 月	2001年1月
桁 と 脚 の 位置 関 係	主桁設置位置と橋脚幅が同じ	最 大 橋 脚 高 さ	31.0m
適 用 基 準	道路橋示方書 (平成8年12月), 日本道路公団設計要領第二集 (平成10年7月) 鋼道路橋設計ガイドライン(案) (平成7年10月)	橋 脚 断 面	8.4m X 3.0m
備 考	常磐自動車道		

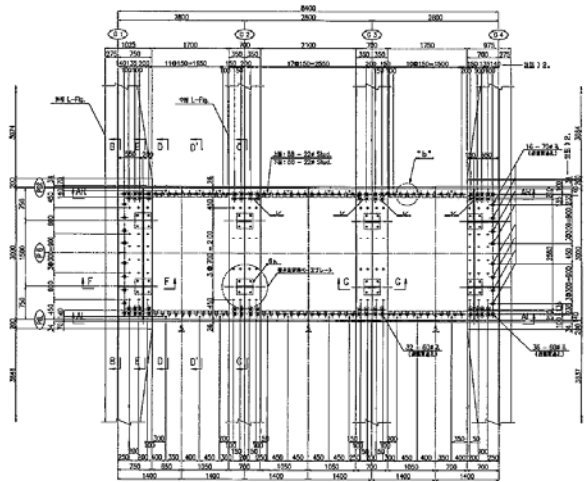
接合部詳細図

平面図 上フランジ



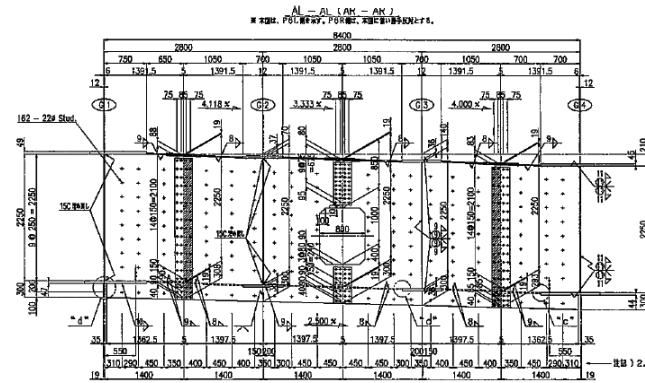
Stud 22φ x 150 (SS400)

平面図 下フランジ



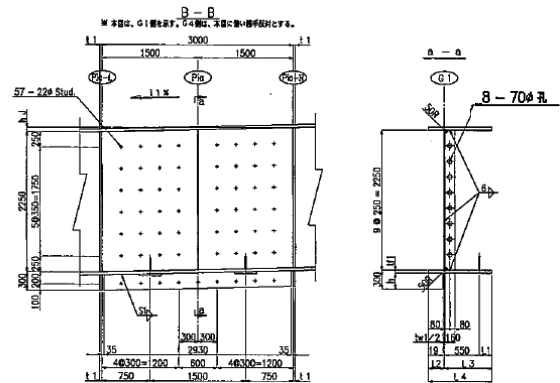
Stud 22φ x 150 (SS400)

断面図



Stud 22φ x 150 (SS400)

側面図



応力伝達機構

- ①概要
主桁→接合コンクリート→主鉄筋→RC橋脚
- ②応力別の詳細
圧縮力 : 主桁からの支圧により、コンクリートの圧縮力として伝達。
引張力 : 主鉄筋により伝達。
せん断力 : スカートプレートの支圧抵抗により伝達。

剛結部の検証手法と内容

FEM解析, 実験 : 主桁近傍のコンクリートと横桁の作用応力の確認

構造的な特徴

鋼桁によって内部コンクリートの変形を拘束することで応力の伝達を行う。具体的には、主桁からの支圧抵抗により接合コンクリートに圧縮ストラットが形成され、コンクリートの圧縮応力としてRC橋脚へ伝達する。応力伝達にスタッド類を介す必要がないため、剛結構造がシンプルとなるが、桁の拘束を利用するため、多主桁向きの構造と言える。

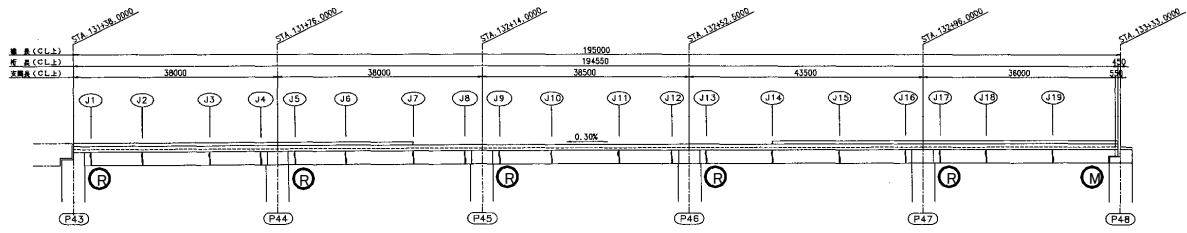
参考文献

佐藤, 清水, 太田, 町田 : 複合ラーメン橋の接合部設計法に関する一提案, 土木学会構造工学論文集, Vol. 45, pp. 1431~1438, 1999. 3
長谷, 井ヶ瀬, 柴桃, 清水, 佐藤 : 鋼桁-R C橋脚剛結部の応力伝達と耐荷機構に関する実験的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 1491~1500, 2000. 3

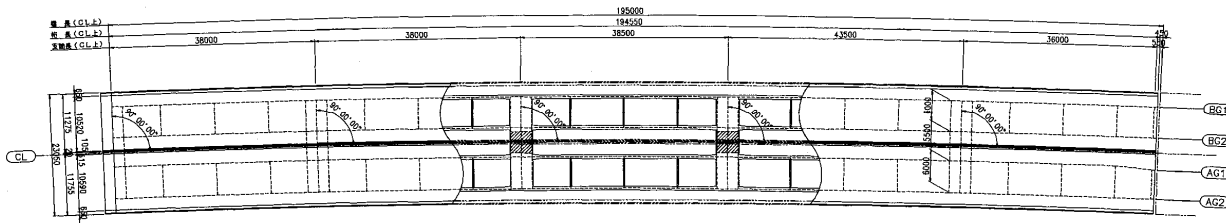
備考

橋 梁 名 谷口高架橋 <やぐちこうかきょう>

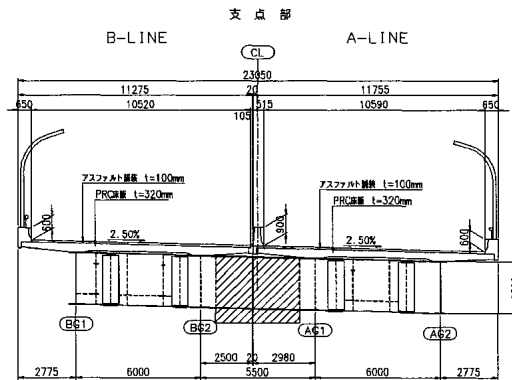
側面図



平面図

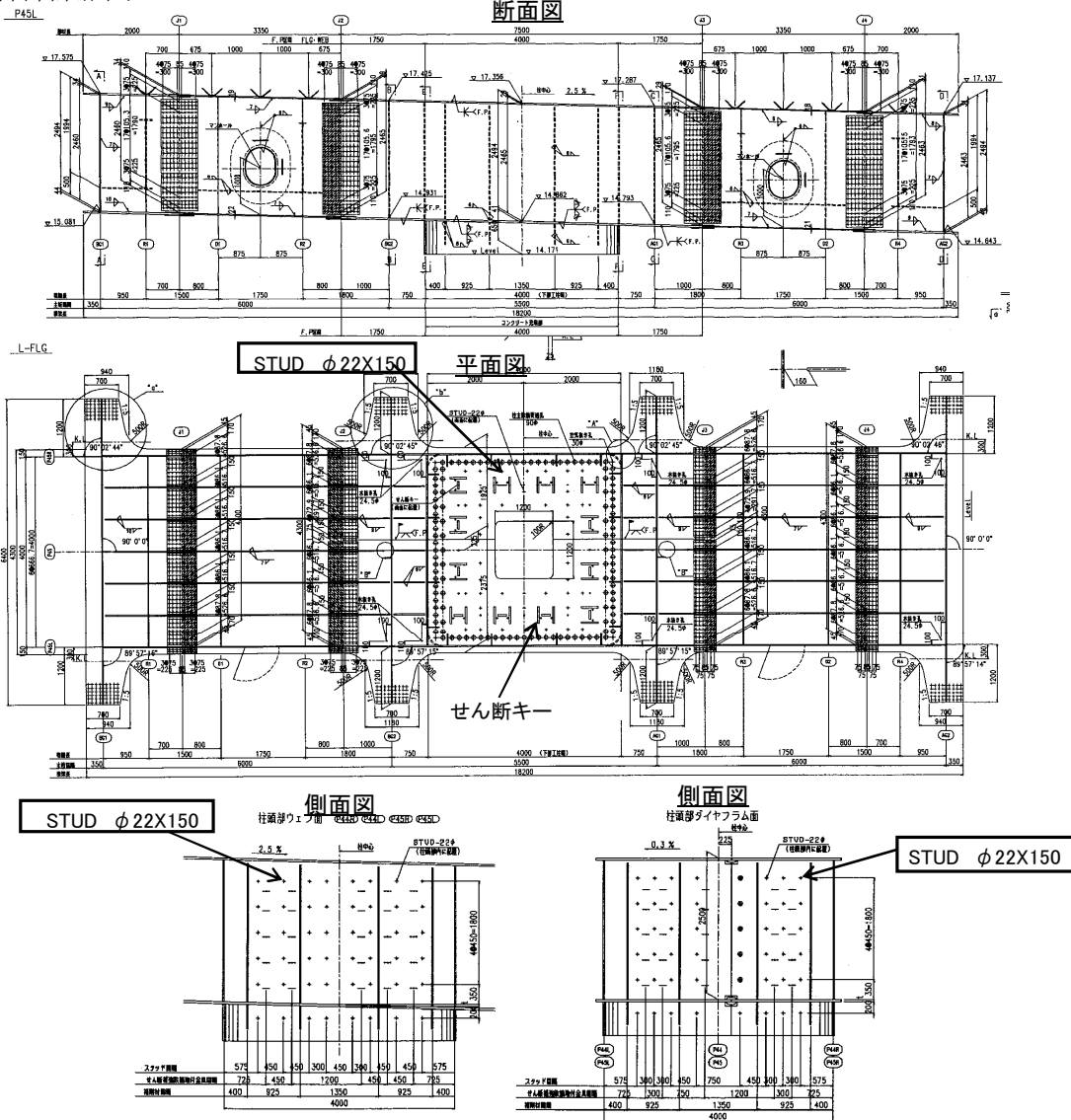


断面図



所在地	埼玉県三郷市	上部工形式	連続非合成少数鈹桁
道路規格	第1種 第3級	主桁本数	2本
橋長	195.0m	主桁高	2.5m
支間	2@38.0m+38.5m+43.5m+36.0m	主桁間隔	6.0m
径間数	5径間連続	使用鋼材	SM400, SM490Y, SM520, SM570
全幅員	23.05m	柱頭部コンクリート強度	36N/mm ²
有効幅員	10.52m+10.59m	床版形式	場所打ちPC床版
平面線形	R=2500m	架設工法	TCベント
設計活荷重	B活荷重	下部工形式, 脚形状	RC橋脚、矩形
接合方法	スタッドジベル	竣工年月	2005年3月
桁と脚の位置関係	主桁設置位置に比べ橋脚幅が狭い	最大橋脚高さ	—
適用基準	道路橋示方書 (平成8年12月), 日本道路公団設計要領第二集 (平成10年7月), 東京外環自動車道 (外環三郷西IC~三郷南IC (仮称) 間) 詳細設計指針		
備考	東京外環自動車道		

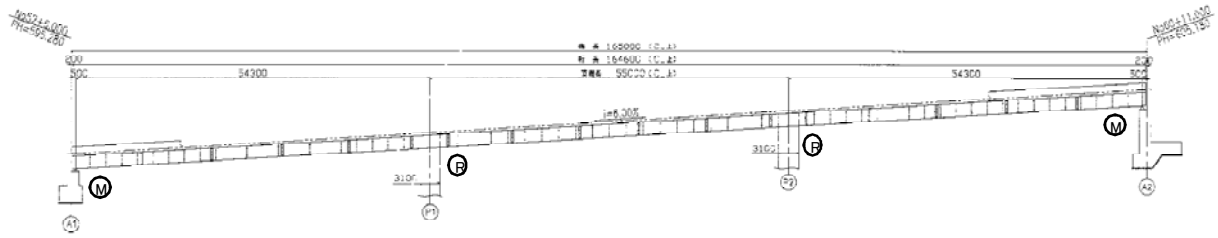
接合部詳細図



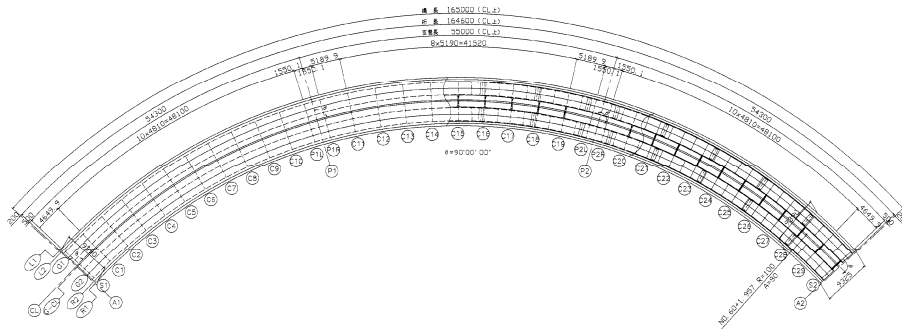
<p>応力伝達機構</p>	<p>①概要 鋼桁→横梁→コンクリート→鉄筋→橋脚</p> <p>②応力別の詳細 圧縮力：鋼板とコンクリートの面圧により伝達。 引張力：主鉄筋の付着力により伝達。 ねじれ：H型断面の鋼製せん断キーにより伝達。 軸力・せん断力：剛結部付け根で鋼→コンクリートへ伝達。</p>
<p>剛結部の検証手法と内容</p>	<p>立体骨組解析：柱頭部と隅角部の照査 (照査内容は、設計指針および先行工区のFEM解析による検討結果を準拠)</p>
<p>構造的な特徴</p>	<p>分離した上下線を支点上の横梁を介して連結し、横梁とRC橋脚を鉄筋定着方式により剛結した複合ラーメン構造である。剛結部には高流動コンクリートを使用しており、せん断キーとして下フランジに鋼板をH型に溶接してある。</p>
<p>参考文献</p>	<p>「谷口高架橋（鋼上部工）南工事」工事報告、クリモト技報NO.54</p>
<p>備考</p>	<p></p>

橋 梁 名 高橋大橋 <たかならおおはし>

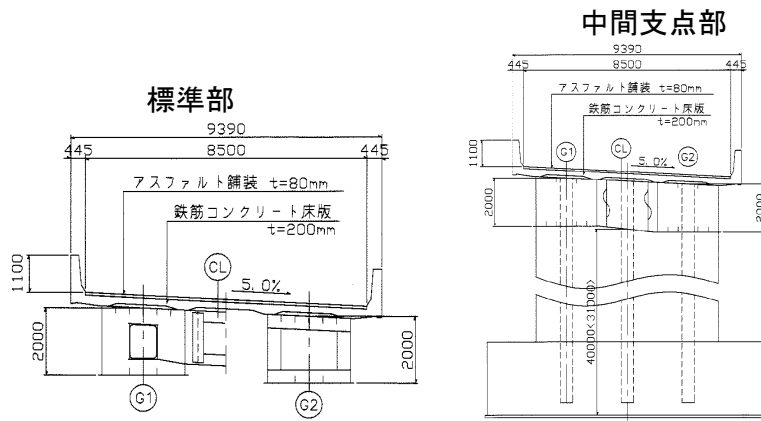
側面図



平面図

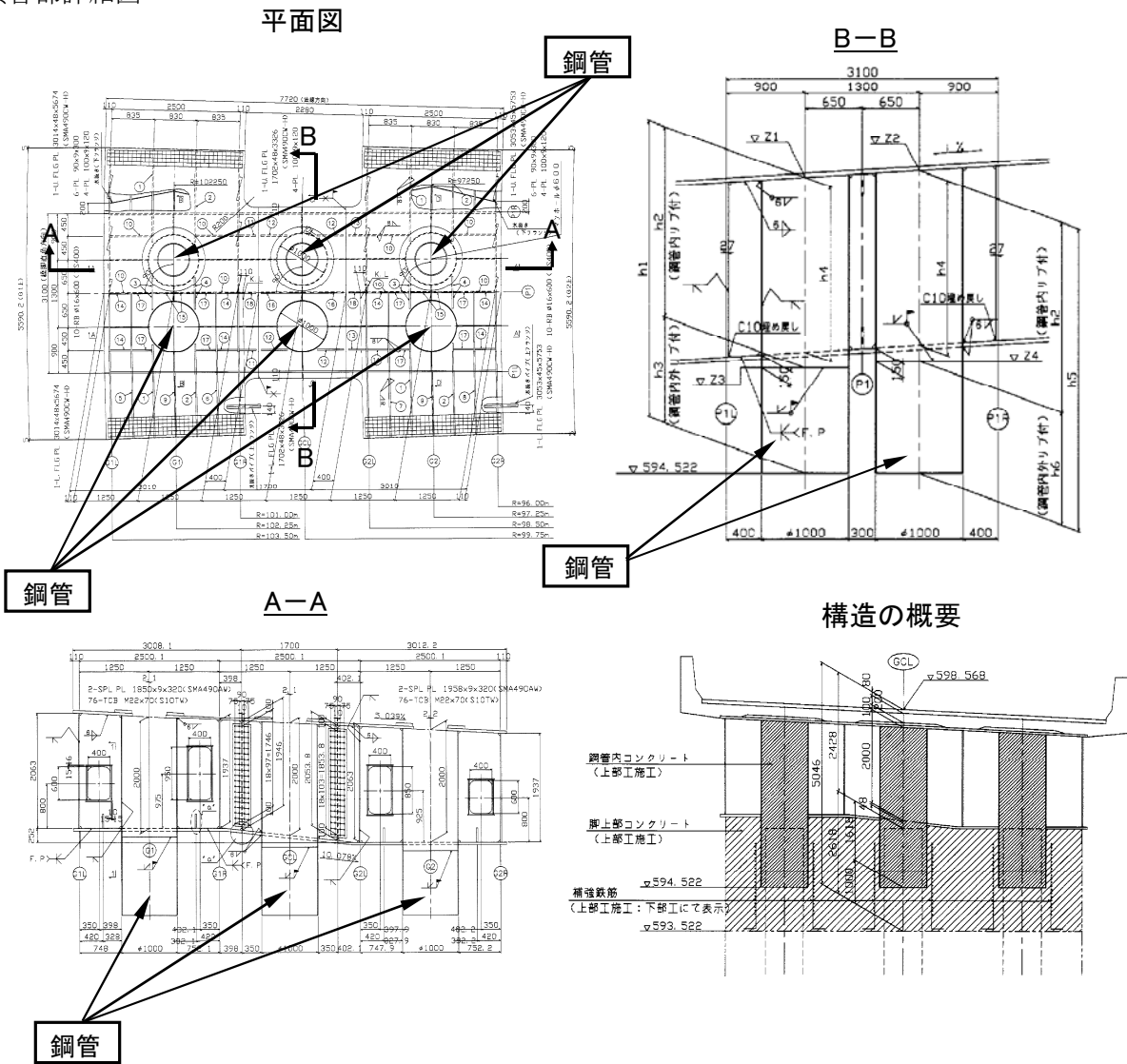


断面図



所在地	群馬県桐生市	上部工形式	連続非合成曲線2箱桁
道路規格	第3種 第3級	主桁本数	2本
橋長	165m	主桁高	2.0m
支間	54.3m+55.0m+54.3m	主桁間隔	5.0m
径間数	3径間連続	使用鋼材	SMA400W, SMA490W
全幅員	9.39m	柱頭部コンクリート強度	
有効幅員	8.5m	床版形式	RC床版
平面線形	R=100m	架設工法	TCベント
設計活荷重	B活荷重	下部工形式, 脚形状	RC橋脚、小判型
接合方法	リブ付鋼管	竣工年月	2003年5月
桁と脚の位置関係	主桁設置位置と橋脚幅が同じ	最大橋脚高さ	-
適用基準	道路橋示方書（平成8年12月）, 道路橋計画・設計要領（群馬県土木部）（平成7年10月） 鋼道路橋設計便覧（昭和55年9月）		
備考			

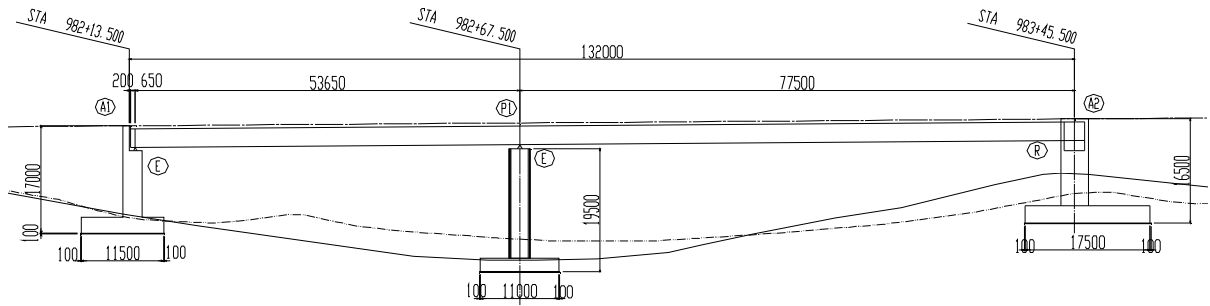
接合部詳細図



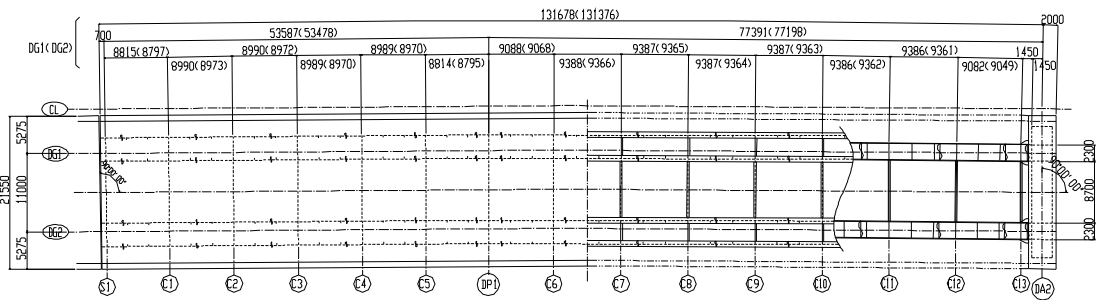
<p>応力伝達機構</p>	<p>①概要 鋼桁→横梁→鋼管→鋼管に設けたリブ→コンクリート→橋脚</p> <p>②応力別の詳細 圧縮力：主桁内鋼管，充填コンクリート，下フランジから橋脚コンクリートに支圧力として伝達。 引張力：主桁内鋼管から橋脚内鋼管に伝達。 軸力：上フランジ，桁内鋼管，充填コンクリートから橋脚コンクリートに圧縮応力として伝達。 せん断力：桁内鋼管，下フランジから橋脚内鋼管にせん断応力として伝達。このとき，下フランジとコンクリートの付着は無視。</p>
<p>剛結部の検証手法と内容</p>	<p>立体骨組解析：柱頭部および隅角部の応力照査</p>
<p>構造的な特徴</p>	<ul style="list-style-type: none"> リブを設けた鋼管により箱桁とRC橋脚を一体とする構造を採用している。 主桁内では鋼管の内側に，橋脚内では鋼管の内外にリブを設けている。
<p>参考文献備考</p>	

橋 梁 名 上倉橋 (下り線) <あげくらはし>

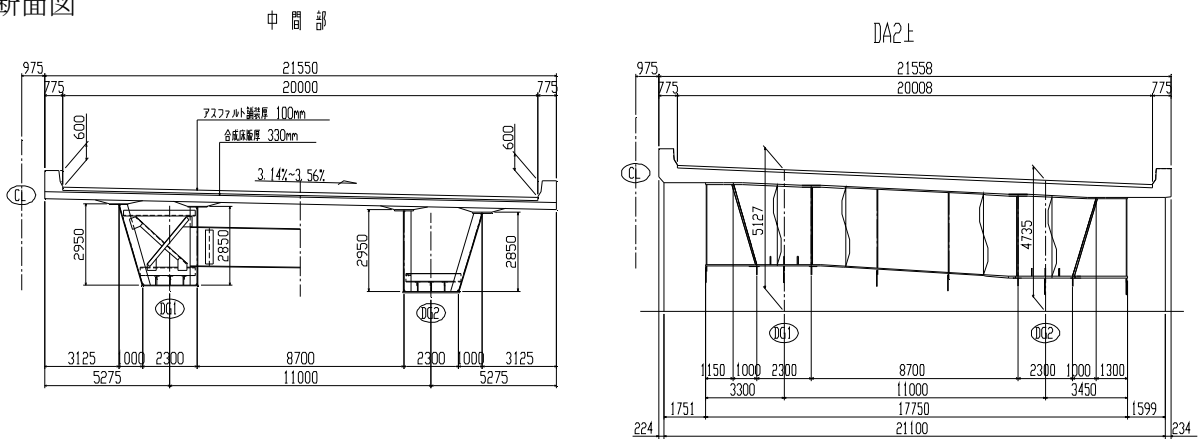
側面図



平面図

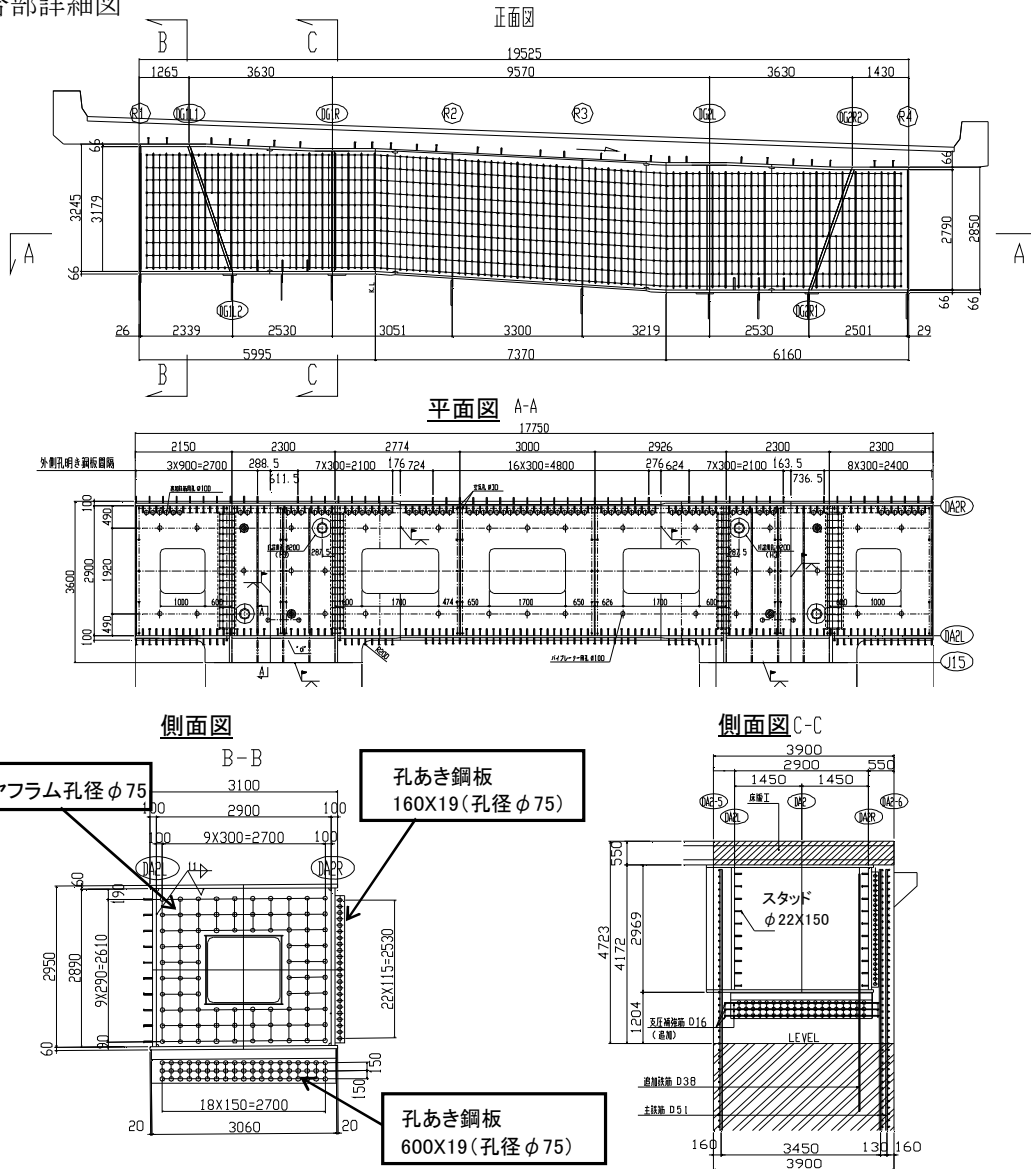


断面図



所在地	静岡県静岡市 (旧清水市)	上部工形式	連続非合成開断面箱桁
道路規格	第1種1級	主桁本数	2本
橋長	132.0m	主桁高	2.900m
支間	53.65+77.5m	主桁間隔	11.0m
径間数	2径間連続	使用鋼材	SS400, SM400, SM490Y, SM570
全幅員	21.550m	柱頭部コンクリート強度	30 N/mm ²
有効幅員	20.0m	床版形式	合成床版
平面線形	A=1,250~R=3,000m	架設工法	送出し架設+TCベント
設計活荷重	B活荷重	下部工形式,脚形状	RC橋台、矩形
接合方法	孔あき鋼板ジベル	竣工年月	2003年7月
桁と脚の位置関係	主桁設置位置に比べ橋台幅が広い	最大橋脚高さ	5.5m
適用基準	道路橋示方書 (平成8年12月), 日本道路公団設計要領第二集 (平成10年7月)	橋脚断面	21.2m X 3.9m
備考	第二東名高速道路		

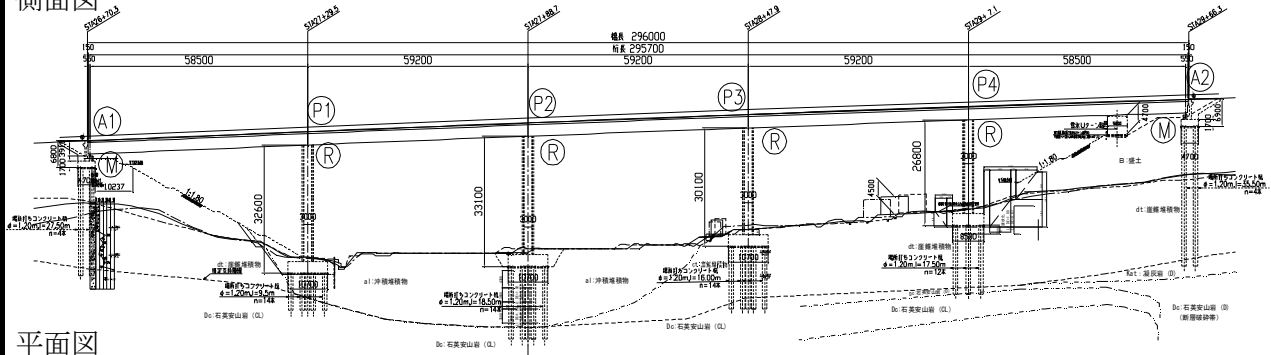
接合部詳細図



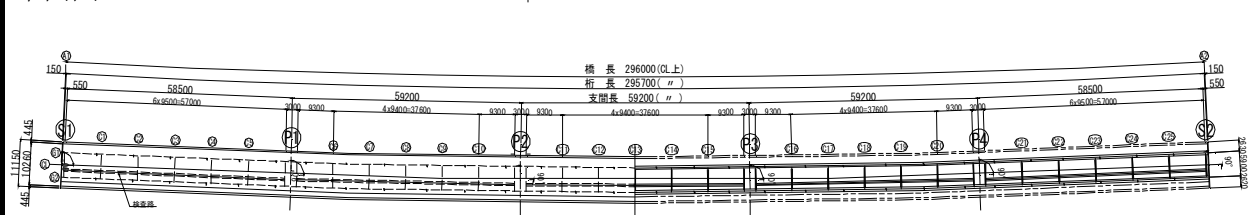
<p>応力伝達機構</p>	<p>①概要 鋼桁→横桁→鋼板ジベル→コンクリート→鉄筋→橋脚</p> <p>②応力別の詳細 圧縮力：下フランジとコンクリートの支圧により伝達 引張力：孔あき鋼板ジベル，主桁・横梁内の鉄筋により伝達 軸力：孔あき鋼板ジベルにより伝達</p>
<p>剛結部の検証手法と内容</p>	<p>FEM解析：力の伝達機構の確認、コンクリート支圧応力の確認</p>
<p>構造的な特徴</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・橋台主鉄筋に上部工断面力を一様に伝えるため，主桁間に横梁を設ける。 ・孔あき鋼板ジベルで負担できない引張り力は，主桁・横梁内に鉄筋を追加して負担させる。 ・端支点部の結合
<p>参考文献</p>	<p>明橋克良, 永田淳, 木水隆夫, 西川孝一：コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究，鋼構造論文集，Vol. 8，No31</p>
<p>備考</p>	

橋 梁 名 积迦橋 <しやかばし>

側面図

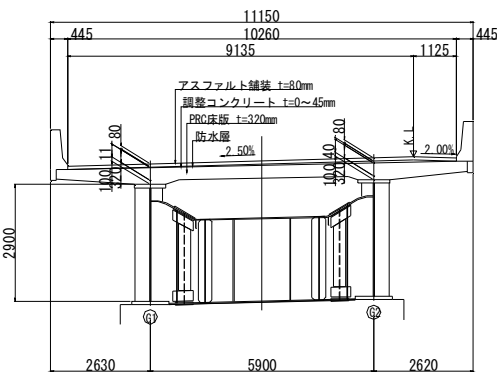


平面図

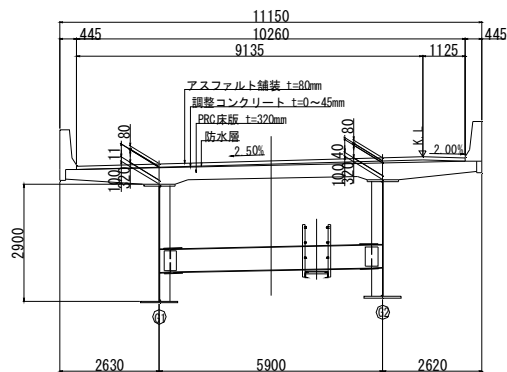


断面図

中間支点部断面 P1~P4

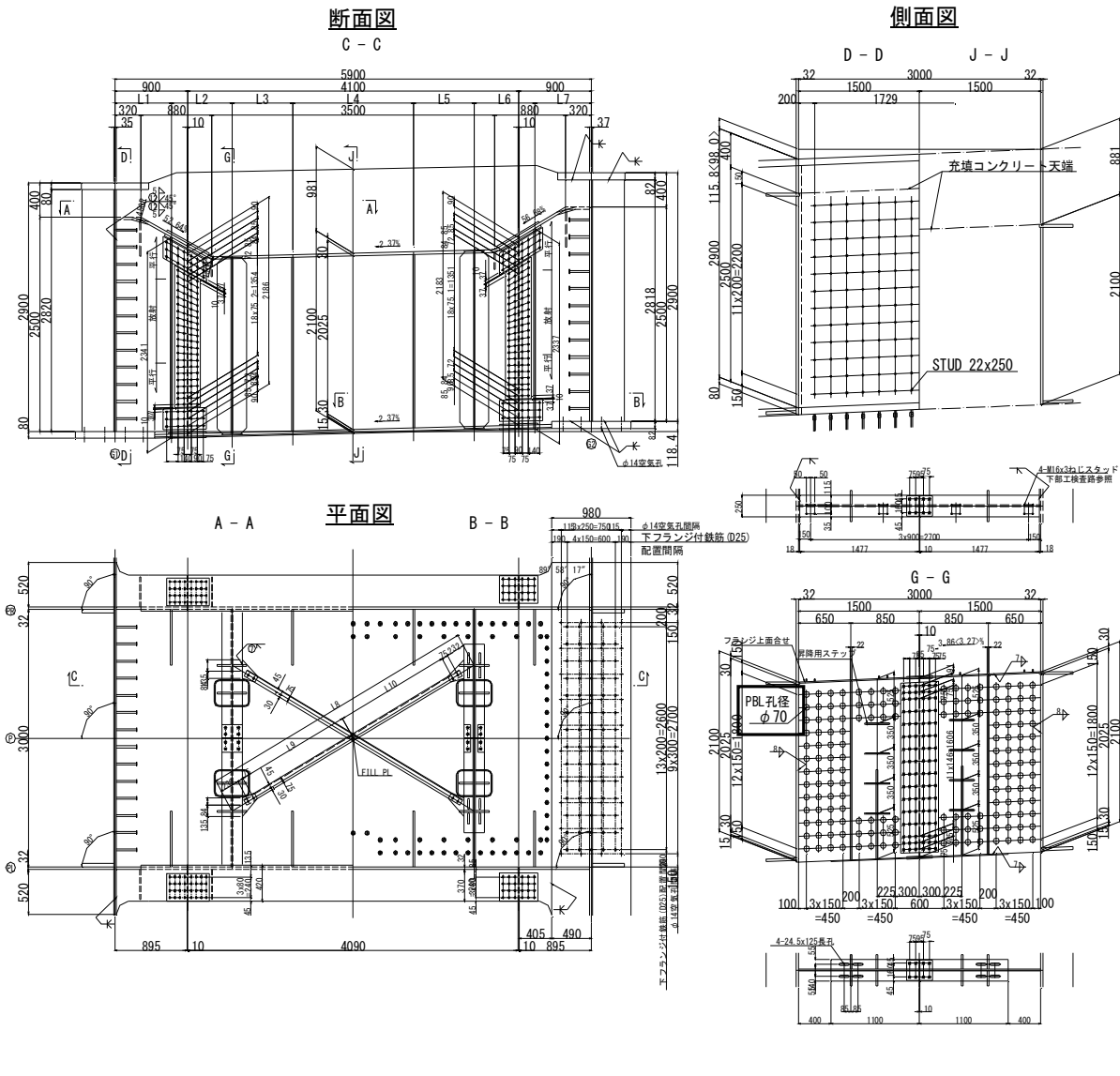


中間部断面



所在地	秋田県大館市	上部工形式	連続非合成少数鈹桁
道路規格	第1種 第3級 B規格	主桁本数	2本
橋長	296.0m	主桁高	2.9m
支間	58.500+3@59.200+58.500m	主桁間隔	5.9m
径間数	5径間連続	使用鋼材	SS400, SM400, SM490Y, SM570, S10T
全幅員	11.150m	柱頭部コンクリート強度	30 N/mm ²
有効幅員	10.260m	床版形式	場所打ちPC床版
平面線形	R=3000m	架設工法	TCベント
設計活荷重	B活荷重	下部工形式, 脚形状	RC橋脚、矩形
接合方法	孔あき鋼板ジベル	竣工年月	2007年2月
桁と脚の位置関係	主桁設置位置に比べ橋脚幅が少し広い	最大橋脚高さ	30.1m
適用基準	道路橋示方書 (平成14年3月), 日本道路公団設計要領第二集 (平成12年1月)		
備考	日本海沿岸東北自動車道		

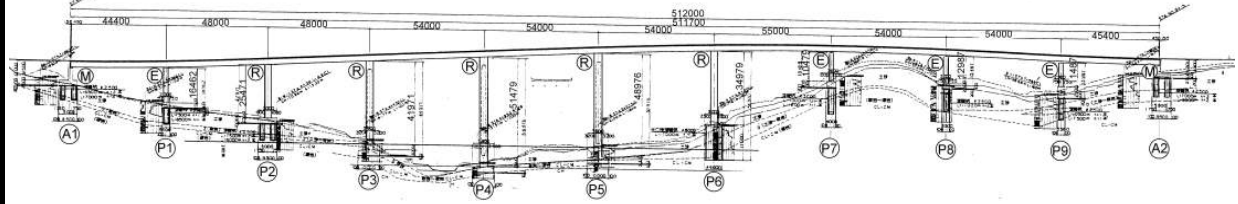
接合部詳細図



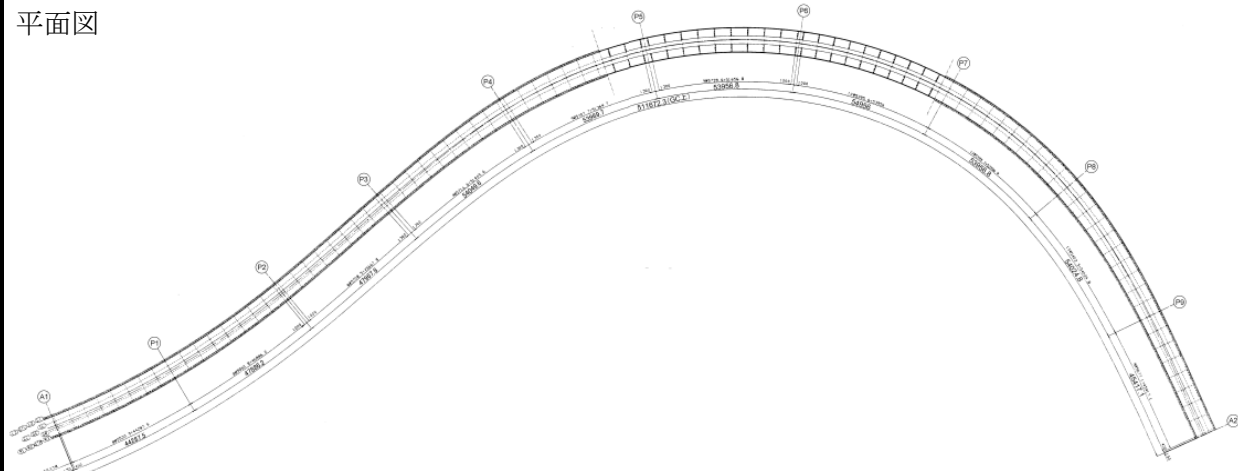
<p>応力伝達機構</p>	<p>①概要 鋼桁→横桁→スタッドジベル→コンクリート→鉄筋→橋脚</p> <p>②応力別の詳細 圧縮力：主桁下フランジ，孔あき鋼板ジベル（ダイヤフラム，垂直補剛材）→RC橋脚 引張力：孔あき鋼板ジベル（ダイヤフラム，垂直補剛材）→RC橋脚 軸力：主桁下フランジ，孔あき鋼板ジベル（ダイヤフラム，垂直補剛材）→RC橋脚 せん断力：主桁下フランジ付きスタッド→RC橋脚</p>
<p>剛結部の検証手法と内容</p>	<p>3次元FEM解析：レベル2地震時の剛結部横桁断面の照査</p>
<p>構造的な特徴</p>	<ul style="list-style-type: none"> 標準的な日本道路公団の2主鋼桁剛結構造となっている。 床版下面是空間を設けており，横桁高さを漸減させる構造。
<p>参考文献</p>	
<p>備考</p>	

橋 梁 名 宇土木橋(川之江東JCT Cランプ橋) <うどきばし>

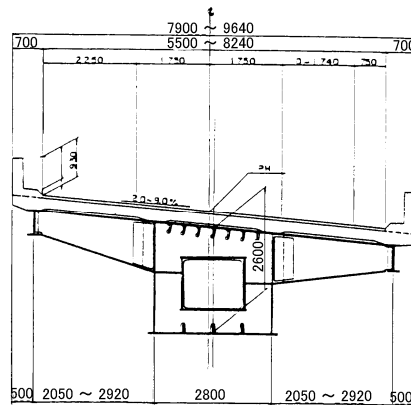
側面図



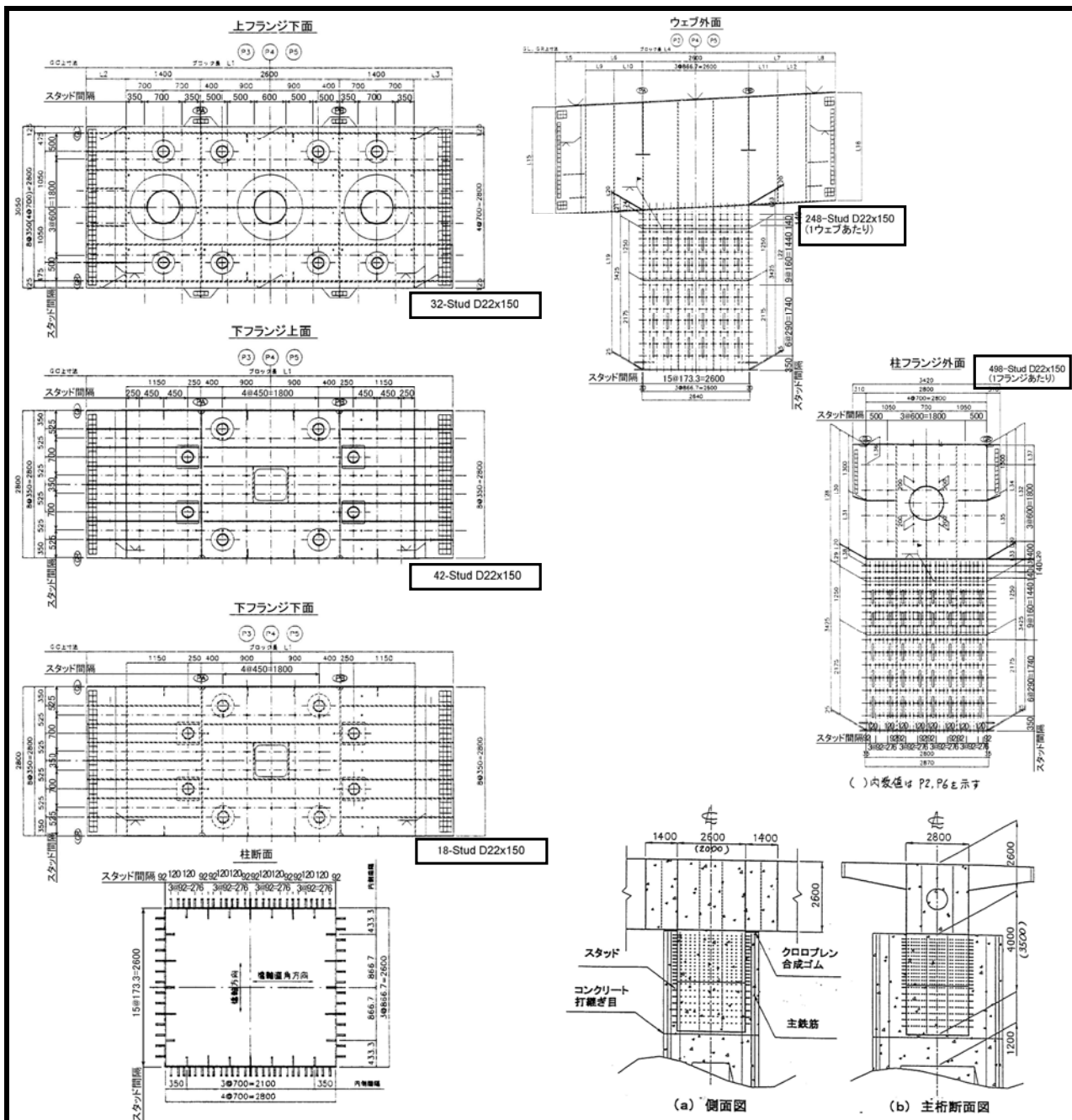
平面図



断面図



所在地	愛媛県川之江市	上部工形式	連続非合成箱桁
道路規格	A規格ランプ	主桁本数	1本
橋長	512.0m	主桁高	2.6m
支間	44.4m+2@48.0m+3@54.0m+ 55.0m+2@54.0m+45.4m	主桁間隔	—
径間数	10径間連続	使用鋼材	SS400, SM490Y
全幅員	7.9m~9.64m	柱頭部コンクリート強度	24N/mm ²
有効幅員	6.5m~8.24m	床版形式	RC床版
平面線形	R=300m~A=130m~R=150m ~A=108.406m~R=3500m	架設工法	TCベント
設計活荷重	B活荷重	下部工形式,脚形状	RC橋脚、矩形
接合方法	スタッドジベル	竣工年月	1998年10月
桁と脚の位置関係	主桁幅に比べ橋脚幅が広い	最大橋脚高さ	51.5m
適用基準	道路橋示方書(平成6年2月), 日本道路公団設計要領第二集(平成2年7月)	橋脚断面	5.0m X 3.8m
備考	P1~P6:剛構造, P7~P9:支承構造		



<p>応力伝達機構</p>	<p>①概要 鋼桁→鋼製柱→スタッド→コンクリート→鉄筋→橋脚</p> <p>②応力別の詳細 圧縮力：主桁下フランジ，スタッド及び鋼製柱下面→RC橋脚 引張力：スタッド→主鉄筋 軸力：主桁下フランジ，スタッド及び鋼製柱下面→RC橋脚 せん断力：スタッド→RC橋脚</p>
<p>剛結部の検証手法と内容</p>	<p>FEM解析，実験：力の伝達機構およびせん断遅れの影響の確認</p>
<p>構造的な特徴</p>	<p>埋め込み柱方式</p> <ul style="list-style-type: none"> ・RC方式と比べて，下フランジに鉄筋を貫通させる必要が無いため，施工上有利である。 ・鋼柱部を架設架台に兼用できる（架設用アンカーボルトで仮固定）。
<p>参考文献</p>	<p>曾我明，釜井英行：川之江東ジャンクションCランプ橋の鋼桁とRC橋脚剛結部の設計，三井造船技報No. 166</p>
<p>備考</p>	

3-3. 参考写真



写真 3-1 剛結部全体構造（鷹野南高架橋）

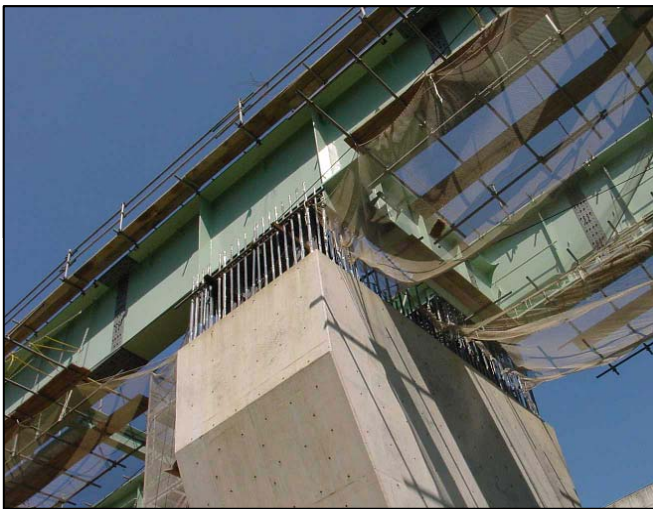


写真 3-2 剛結部鋼桁部構造(1)（高月橋）



写真 3-3 剛結部鋼桁部構造(2)（高月橋）

4. 複合ラーメン橋の文献リスト

No.	文献名	著者名	雑誌名	巻号数	発行年月	発行所
1	鋼RC複合多径間ラーメン橋梁の提案	鳥越他	宮地技報	No.5	1989	宮地鐵工所
2	鋼桁とRC橋脚の剛結構造に関する研究 (第1報)	清水他	宮地技報	No.10	1994	宮地鐵工所
3	鋼・コンクリート複合ラーメン橋—山形自動車道 阿古耶橋—	佐久間他	プレストレストコンクリート	Vol37 No.2	1995	(社)プレストレスト 工学協会
4	鋼桁とRC橋脚の剛結構造に関する研究 (第2報)	清水他	宮地技報	No.11	1995	宮地鐵工所
5	柱RC梁Sとする混合構造の外柱・梁接合部の3次元有限要素解析	金他	第3回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集	-	1995.11	土木学会 構造工学委員会
6	小鉢岸川橋の設計と施工	大久保他	片山技報	No.16	1996	片山ストラテック
7	鋼桁とRC橋脚の剛結構造に関する研究 (第3報)	佐藤他	宮地技報	No.13	1997	宮地鐵工所
8	鋼-RC複合ラーメン橋の設計・施工(横浜緑IC・Dランプ橋)	渋谷他	宮地技報	No.13	1997	宮地鐵工所
9	鋼-RC複合ラーメン構造の結合部に関する2・3の考察	渋谷他	宮地技報	No.13	1997	宮地鐵工所
10	川之江東JCT・Cランプ橋の鋼桁-RC橋脚剛結部の設計について	飯束他	土木学会年次学術講演会	No.52	1997.9	土木学会
11	川之江東JCT・Cランプ橋の鋼桁-RC橋脚剛結部の載荷実験	望月他	土木学会年次学術講演会	No.52	1997.9	土木学会
12	鋼・コンクリート複合ラーメン橋の剛結部に関する実験的研究	佐々木他	構造工学論文集	Vol.44A	1998	土木学会
13	複合ラーメン橋剛結部の一構造と模型実験	鈴木他	構造工学論文集	Vol.44A	1998	土木学会
14	複合2主桁ラーメン橋の耐震性に関する比較検討	白水他	横河ブリッジグループ技報	No.27	1998	横河ブリッジ
15	張り出し架設工法を適用した鋼・コンクリート複合ラーメン橋の提案	佐々木他	横河ブリッジグループ技報	No.27	1998.1	横河ブリッジ
16	複合ラーメン橋における剛結メカニズムの挙動	AFIFUDDIN他	構造工学論文集	Vol.44A No.3	1998.3	土木学会
17	スペインにおけるユニークな鋼コンクリート混合形式橋梁	栗田他	橋梁と基礎	-	1998.9	建設図書
18	鋼桁とRC橋脚の剛結構造に関する研究 (第5報)	清水他	宮地技報	No.15	1999	宮地鐵工所
19	複合ラーメン橋接合部の応力伝達機構と設計法への展開	佐藤他	宮地技報	No.15	1999	宮地鐵工所
20	岡豊橋の設計と施工	望月他	橋梁と基礎	99-3	1999.3	建設図書
21	ジャッキアップ回転架設工法による宿茂高架橋の設計, 製作, 架設について	雨森他	巴コーポレーション技報	No.13	2000	巴 コーポレーション
22	鋼桁-RC橋脚剛結部の応力伝達と耐荷機構に関する実験的研究	長谷他	構造工学論文集	Vol.46A No.3	2000.3	土木学会
23	宿毛高架橋の計画・設計	望月他	橋梁と基礎	Vol.34 No.4	2000.4	建設図書
24	今別府川橋の設計・施工 張出し架設工法を用いた鋼2主桁複合ラーメン橋	中村他	橋梁と基礎	Vol.34 No.12	2000.12	建設図書
25	今別府川橋の設計・施工	中村他	橋梁と基礎	Vol.34 No.12	2000.12	建設図書

No.	文献名	著者名	雑誌名	巻号数	発行年月	発行所
26	コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究	明橋他	鋼構造論文集	第8巻 第31号	2001	日本鋼構造協会
27	希望大橋(複合ラーメン橋)の施工	岩崎他	石川島播磨技報	—	2001	IHI
28	鋼桁・コンクリート脚剛構造施工実績調査報告書	—	日本橋梁建設協会	—	2001	日本橋梁建設協会
29	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実験	保坂他	構造工学論文集	Vol.47A No.3	2001	土木学会
30	鋼2主げた複合ラーメン橋の剛構造	木水他	コンクリート工学 年次論文集	VOL. 39 NO. 8	2001	(社)日本コンクリート工学協会
31	コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究	明橋他	鋼構造論文集	第8巻 第31号	2001	日本鋼構造協会
32	鋼桁-RC橋脚剛結部の拘束効果と材料劣化の三次元解析	内海他	応用力学論文集	VOL. 4	2001	日本鋼構造協会
33	合成梁結合方式を用いた複合ラーメン橋の提案	杉山他	橋梁と基礎	Vol.35 No.2	2001.2	建設図書
34	インテグラル複合ラーメン橋(西浜陸橋)の設計と施工	道下他	橋梁と基礎	Vol.35 No.2	2001.2	建設図書
35	鋼2主桁橋の剛結部に関する設計・施工方針(案)	(財)高速道路技術センター	—	—	2001.3	(財)高速道路技術センター
36	孔あき鋼板ジベル設計マニュアル	土木学会 鋼構造委員会他	—	—	2001.11	土木学会
37	複合構造の鉄道ラーメン高架橋差込み接合の設計法	高山他	土木学会論文集	703巻 1-59号	2002	土木学会
38	今別府川橋における上下部剛構造の設計と架設時応力測定	明橋他	横河ブリッジグループ 技報	No.31	2002	横河ブリッジ
39	複合構造の鉄道ラーメン高架橋の耐震照査例	村田他	土木学会論文集	No.696	2002.1	土木学会
40	鋼2主桁複合ラーメン橋剛結部における設計法の提案と実挙動確認	前田他	構造工学論文集	Vol.48A	2002.3	土木学会
41	鋼2主桁複合ラーメン橋剛結部の構造特性に関する研究	山田他	構造工学論文集	Vol.48A No.3	2002.3	土木学会
42	剛構造 -鋼上部構造とコンクリート橋脚の剛結-	岩立他	橋梁と基礎	Vo.36 No.8	2002.8	建設図書
43	鋼桁・コンクリート橋脚の剛構造に関する一提案と繰返し載荷実験	吉伯海他	コンクリート工学論文集	Vol.13 No.3	2002.9	日本コンクリート工学協会
44	鋼2主桁複合ラーメン橋の設計・施工 ～日沿道 鯉川高架橋	黒田他	ハイウェイ技術	No.23	2002.10	日本道路公団
45	鋼2主桁とRC橋脚の剛構造の設計および施工-東京外環自動車道(三郷JCT～三郷IC)-	築山他	ハイウェイ技術	No.23	2002.10	日本道路公団
46	2主桁ラーメン橋(鯉側橋)の設計と施工	木水他	橋梁と基礎	Vol.36 No.10	2002.10	建設図書
47	新しい鋼橋の設計(5章:複合ラーメン橋の設計)	佐々木他	新しい鋼橋の設計	—	2002.12	山海堂
48	孔明き鋼板ジベルを用いた複合ラーメン橋剛結部の水平耐荷力	下菌他	コンクリート工学 年次論文集	VOL. 25 NO. 2	2003	(社)日本コンクリート工学協会
49	孔明鋼板を剛結部に用いた上下部一体構造の力学的特性	岩崎他	鋼構造論文集	第10巻 第38号	2003	日本鋼構造協会
50	名古屋南高架橋の架設-コンクリート橋脚と鋼桁の複合構造の施工-	沢本他	松尾技報	VOL.45	2003	松尾橋梁

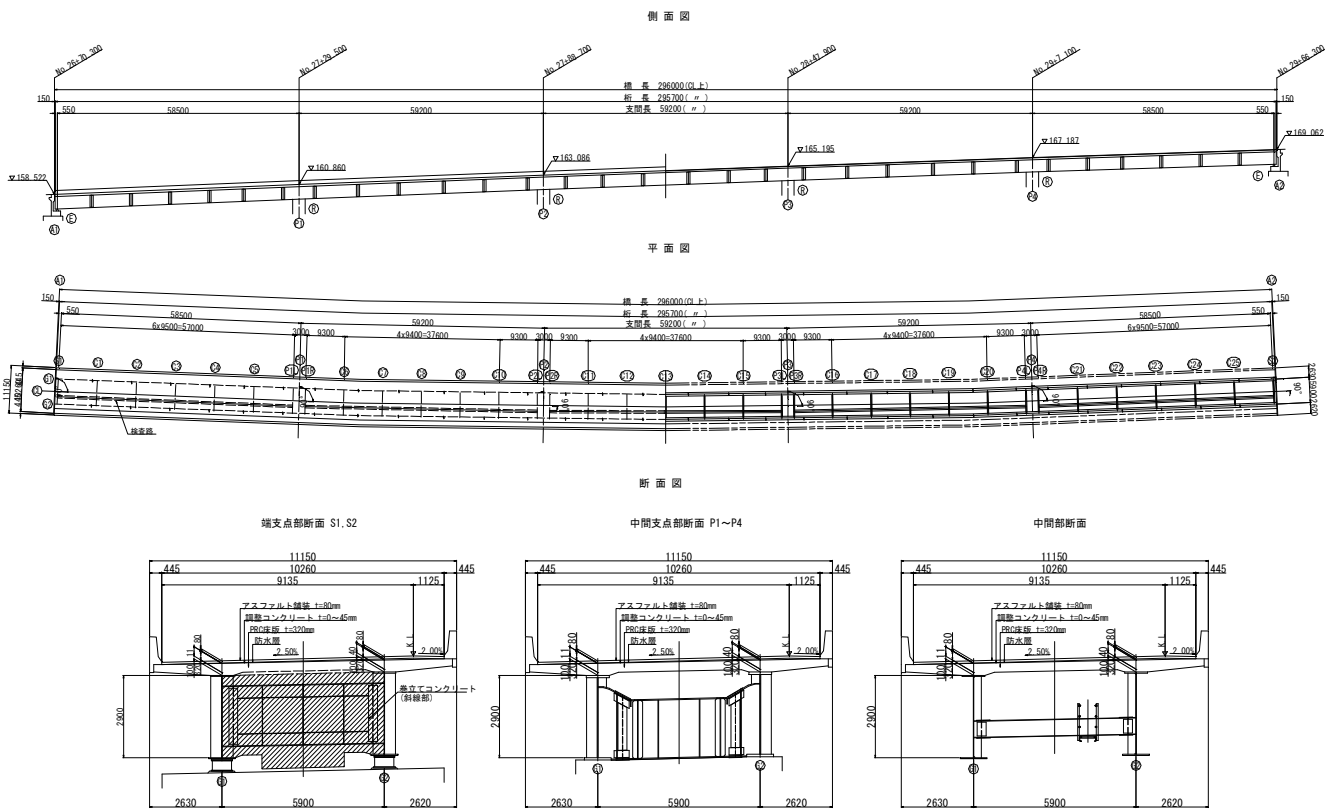
No.	文献名	著者名	雑誌名	巻号数	発行年月	発行所
51	鋼・コンクリート複合構造部における高流動コンクリートの冬期施工(北千曲川橋)	桑山他	宮地技報	No.19	2003	宮地鐵工所
52	鋼桁とダブルRC床版による複合橋梁の開発研究(その1)	内田他	宮地技報	No.19	2003	宮地鐵工所
53	上信越自動車動Ⅱ期線 北千曲川橋の施工報告(剛結構造, 合成床版)	佐藤他	宮地技報	No.20	2003	宮地鐵工所
54	鋼橋への新しいニーズに対する挑戦	藤本他	住友重機械技報	No.153	2003	住友重機械
55	鋼開断面箱桁複合ラーメン橋剛結部の力学性状に関する実験的研究	高嶋他	構造工学論文集	Vol.49A No.3	2003.3	土木学会
56	PBLを用いた複合ラーメン橋隅角部に関する実験的研究	高木他	構造工学論文集	Vol.49A No.3	2003.3	土木学会
57	少主桁-RC橋脚剛結構造に関する研究と高月橋への適用	中西他	構造工学論文集	Vol.49A	2003.3	土木学会
58	鋼2主桁とRC橋脚とを剛結合したラーメン橋	山田他	神戸製鋼技報	Vol.53 No.1	2003.4	神戸製鋼
59	鋼連続ラメントラス橋(太郎谷橋)の設計と施工	佐久間他	橋梁と基礎	Vol.37 No.5	2003.5	建設図書
60	ラーメン形式の鋼・コンクリート二重合成I桁橋の提案	大山他	第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集	—	2003.11	土木学会 鋼構造委員会
61	開断面箱桁複合ラーメン橋の隅角部の力学特性に関する基礎的研究	森他	第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集	—	2003.11	土木学会 構造工学委員会
62	孔あき鋼板ジベルを用いた鋼開断面箱桁複合ラーメン橋剛結部に関する実験的研究	高嶋他	第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集	—	2003.11	土木学会 構造工学委員会
63	鋼2主桁複合ラーメン橋の設計と施工 -四国横断自動車道 北只高架橋-	端本他	片山技報	No.23	2004	片山ストラテック
64	鋼桁と鋼管・コンクリート合成構造橋脚の剛結接合に関する単調載荷実験	小林他	コンクリート工学年次論文集	VOL. 26 NO. 2	2004	(社)日本コンクリート工学協会
65	鋼管埋め込み式鋼・コンクリート複合ラーメン橋接合部の地震時挙動に関する実験的研究	三田他	コンクリート工学年次論文集	VOL. 26 NO. 2	2004	(社)日本コンクリート工学協会
66	東京外環自動車道栄高架橋(鋼上部工)北工事	市川他	巴コーポレーション技報	No.17	2004	巴 コーポレーション
67	笠ノ川橋の設計とPC床版の応力計測	佐久間他	橋梁と基礎	Vol.38 No.2	2004.2	建設図書
68	下浜鮎川橋の設計と施工	原田他	橋梁と基礎	Vol.38 No.3	2004.3	建設図書
69	鋼桁と突起付きH形鋼を用いたSC柱脚との剛結構造の提案	小原他	構造工学論文集	Vol.50A	2004.3	土木学会
70	ハイブリッド構造における接合部の技術開発に関する調査研究報告	日本鋼構造協会	JSSCテクニカルレポート	No.63	2004.11	日本鋼構造協会
71	3-3号橋の設計・製作・架設	森田他	日本橋梁技報	No.18	2005	日本橋梁
72	第二東名高速道路猿田川橋・巴川橋の設計・施工-世界初のPC複合トラスラーメン橋-	青木他	橋梁と基礎	Vol.39 No.5	2005.5	建設図書
73	主要幹線道を跨ぐランプ橋の施工-東名阪自動車道 清洲ジャンクションCランプ橋-	所他	技報たきがみ	Vol.23	2005.11	瀧上工業株式会社
74	鋼コンクリート複合ポータルラーメン橋の設計・施工 - 北関東自動車道江川橋 -	野村他	第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集	—	2005.11	土木学会 構造工学委員会
75	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3次元有限要素解析	江本他	第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集	—	2005.11	土木学会 構造工学委員会

No.	文献名	著者名	雑誌名	巻号数	発行年月	発行所
76	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実験	長山他	第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集	-	2005.11	土木学会 構造工学委員会
77	複合ラーメン橋脚のSRC 横ばりおよび隅角部の耐荷機構に関する研究	友田他	第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集	-	2005.11	土木学会 構造工学委員会
78	鋼板を介したRC部材の応力伝達に及ぼす異形スタッドの効果	藤本他	第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集	-	2005.11	土木学会 構造工学委員会
79	長支間複合ラーメン橋の検討	藤井他	トピー鉄構技報	No.22	2006	トピー工業
80	二重合成複合ラーメン桁橋の耐風安定性に関する検討	奥村他	土木学会第61回 年次学術講演会	-	2006	土木学会
81	突起付き形鋼を用いた開断面箱桁複合ラーメン橋の剛結部の正負交番載荷実験	上村他	土木学会第61回 年次学術講演会	-	2006	土木学会
82	フローティングクレーン架設に対応した上下部剛結構造橋梁の設計	四戸他	土木学会第61回 年次学術講演会	-	2006	土木学会
83	高野口IC Cランプ橋上部工事工事報告	斉藤他	クリモト技報	No.55	2006	栗本鐵工所
84	これからの設計を考える インテグラル複合ラーメン橋	青木他	橋梁と基礎	Vol.40 No.8	2006	建設図書
85	谷口高架橋(鋼上部工)南工事工事報告	松下他	クリモト技報	No.54	2006.3	栗本鐵工所
86	複合構造内のRC部材を遮断する鋼板がその力学性状に及ぼす影響	井上他	構造工学論文集	Vol.51A No.3	2006.3	土木学会
87	PC複合トラスラーメン橋の振動特性-第二東名高速道路猿田川橋の実橋振動実験-	青木他	橋梁と基礎	Vol.40 No.6	2006.6	建設図書
88	上信越自動車道北千曲川橋の施工-鋼・コンクリート複合橋梁-	笹井他	橋梁と基礎	Vol.40 No.9	2006.9	建設図書
89	複合橋梁の概要	日本橋梁建設協会	-	-	2007.4	日本橋梁建設協会
90	CFT方杖部材を有する複合ラーメン橋の開発	亀川他	橋梁と基礎	Vol.41 No.9	2007.9	建設図書
91	鋼ポータルラーメン橋の施工と実橋載荷実験	望月他	第7回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集	-	2007.11	土木学会 構造工学委員会
92	合成桁のインテグラル橋への適用に関する基礎的研究	京野他	第7回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集	-	2007.11	土木学会 構造工学委員会
93	コンクリートに埋設された突起付きH形鋼の引抜耐力に関する検討	熊野他	第7回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集	-	2007.11	土木学会 構造工学委員会
94	設計要領第二集 橋梁建設編	東日本高速道路株式会社他	-	-	2008.8	(株)高速道路総合技術研究所
95	二重合成複合ラーメン桁橋の耐風安定性に関する実験的研究	奥村他	第20回風工学シンポジウム	-	2008.12	(社)電気学会

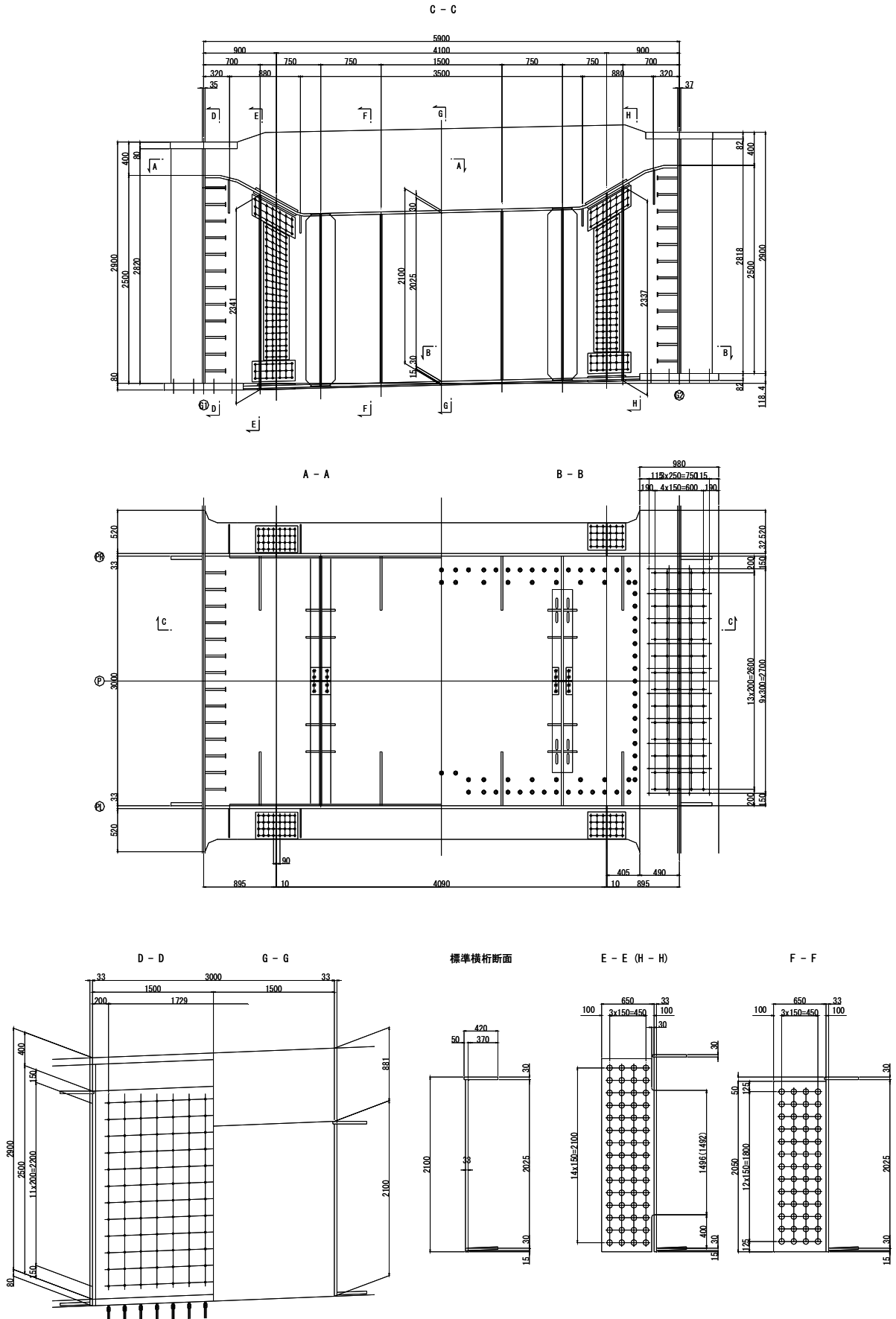
5. 剛結部の設計計算例

設計条件

橋梁形式	: 鋼5径間連続ラーメン2主桁桁橋
支間長	: 58.5m + 3@59.2m + 58.5m
全幅員	: 11.150 (m)
主桁高	: 2900 (mm)
横桁高	: 2500 (mm) 【主桁付根位置】
	: 2100 (mm) 【床版支間中央位置】
橋脚幅	: 3000 (mm)
コンクリートの設計基準強度	: 30 (N/mm ²)
剛結部使用鋼材	: SM400

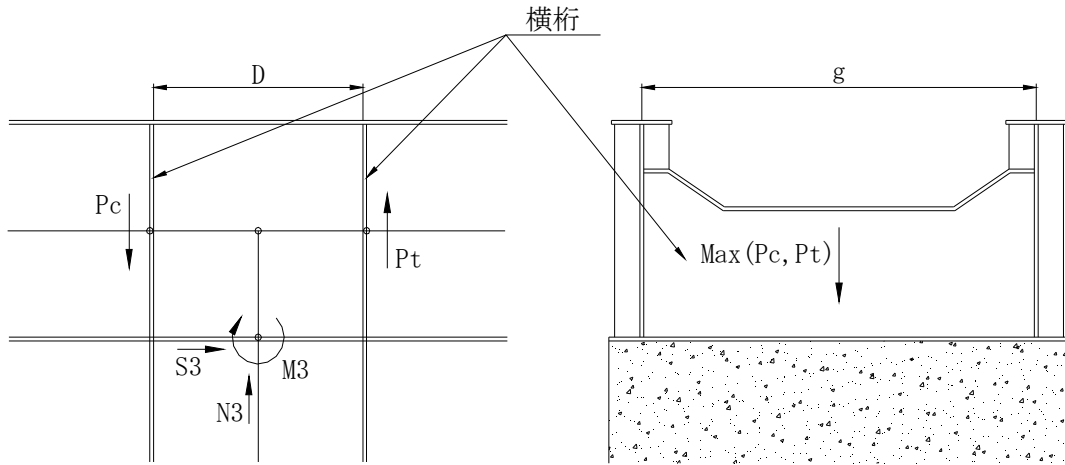


剛結部概要



(1) 設計断面力の算出

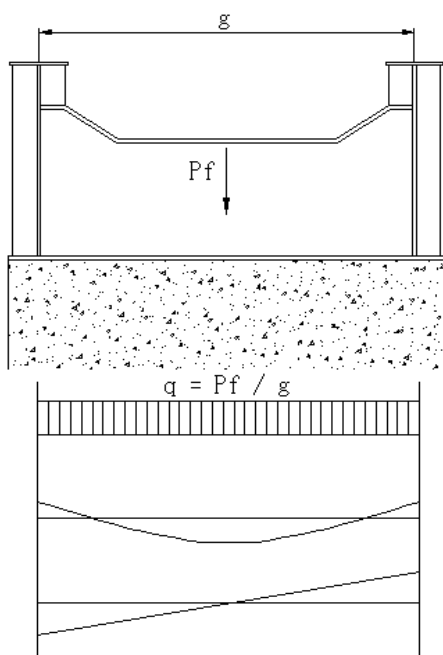
1) 橋脚から横桁への作用力



g= 5900.0 (mm)
 D= 3000.0 (mm)
 M3= 49226.0 (kN・m)
 S3= 5637.0 (kN)
 N3= 12279.0 (kN)

$P_c = (N_3 / 2 + M_3 / D) / 2 = 11274.1 \text{ (kN)}$
 $P_t = (N_3 / 2 - M_3 / D) = -10269.2 \text{ (kN)}$
 $P_f = 11274.1 \text{ (kN)} \text{ ---Max}(P_c, P_t)$

2) 横桁設計断面力



$q = P_f / g$
 $= 11274.1 / 5.900 = 1910.9 \text{ (kN/m)}$

※床版支間中央部※

$M = q * g^2 / 24$
 $= 1911 * 5.900^2 / 24 = 2771.5 \text{ (kN・m)}$
 $S = 0.0 \text{ (kN)}$

※主桁付根部※

$M = q * g^2 / 12$
 $= 1911 * 5.900^2 / 12 = 5543.1 \text{ (kN・m)}$
 $S = q * g / 2$
 $= 1911 * 5.900 / 2 = 5637.0 \text{ (kN)}$

(2) 横桁断面計算

断面名称：床版支間中央部

有効座屈長 (Lx)	590.0 cm	フランジ固定点間距離 (L)	590.0 cm
有効座屈長 (Ly)	590.0 cm	WEB上縁からの偏心量 (Hu)	0.0 cm

断面形状

	断面 (mm)			断面積 (cm ²)	材質	道示4.2.3
1-U. Flg PL	420	×	30	126.00	(SM400)	140.0 N/mm ²
1- Web PL	2070	×	33	683.10	(SM400)	
1-L. Flg PL	390	×	30	117.00	(SM400)	140.0 N/mm ²

断面積	A	=	926.10	cm ²		
断面二次モーメント	Ix	=	5117472	cm ⁴	Iy	= 33972 cm ⁴
縁端距離	Yu	=	105.48	cm	Yl	= 107.52 cm
重心位置と偏心位置の差	eyu	=	0.00	cm		
断面二次半径	Rx	=	74.34	cm	Ry	= 6.06 cm
細長比	Lx/Rx	=	7.94	(強軸)	Ly/Ry	= 97.41 (弱軸)
	σ_{cagx}	=	140.0	N/mm ²	σ_{cagy}	= 74.1 N/mm ²

許容応力度	σ_{ta}	=	140.0	N/mm ²	σ_{cao}	=	140.0	N/mm ²	σ_{bao}	=	140.0	N/mm ²
	σ_{cag}	=	74.1	N/mm ²	σ_{eay}	=	19049.1	N/mm ²	σ_{eaz}	=	126.5	N/mm ²

荷重ケース	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN.m)	偏心曲げ モーメント (kN.m)	合計曲げ モーメント (kN.m)	せん断力 (kN)
P1	0.0	2771.5	0.0	2771.5	0.0

荷重ケース	作用応力度および許容応力度 (N/mm ²)						合成応力度 (≤ 1.2)	
	$\sigma_{t,c}$	σ_{byu}	σ_{byl}	τ	$\Sigma \sigma_u$	$\Sigma \sigma_l$	σ_{bwu}	σ_{bwl}
P1	0.0	-57.1	58.2	0.0	-57.1	58.2	-55.5	56.6
	140.0	140.0	140.0	80.0	140.0	140.0	0.16	0.16

上段：発生応力度(合成応力度はWEB上下端の応力度)
下段：許容応力度(合成応力度は安全率)

断面名称：主桁付根部

有効座屈長 (Lx)	590.0 cm	フランジ固定点間距離 (L)	590.0 cm
有効座屈長 (Ly)	590.0 cm	WEB上縁からの偏心量 (Hu)	0.0 cm

断面形状

	断面 (mm)			断面積 (cm ²)	材質	道示4.2.3
1-U. Flg PL	420	×	30	126.00	(SM400)	140.0 N/mm ²
1- Web PL	2470	×	33	815.10	(SM400)	
1-L. Flg PL	390	×	30	117.00	(SM400)	140.0 N/mm ²

断面積	A	=	1058.10	cm ²		
断面二次モーメント	Ix	=	7939897	cm ⁴	Iy	= 34091 cm ⁴
縁端距離	Yu	=	125.44	cm	Yl	= 127.56 cm
重心位置と偏心位置の差	eyu	=	0.00	cm		
断面二次半径	Rx	=	86.63	cm	Ry	= 5.68 cm
細長比	Lx/Rx	=	6.81	(強軸)	Ly/Ry	= 103.94 (弱軸)
	σ_{cagx}	=	140.0	N/mm ²	σ_{cagy}	= 68.6 N/mm ²

許容応力度	σ_{ta}	=	140.0	N/mm ²	σ_{cao}	=	140.0	N/mm ²	σ_{bao}	=	140.0	N/mm ²
	σ_{cag}	=	68.6	N/mm ²	σ_{eay}	=	25868.2	N/mm ²	σ_{eaz}	=	111.1	N/mm ²

荷重ケース	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN.m)	偏心曲げ モーメント (kN.m)	合計曲げ モーメント (kN.m)	せん断力 (kN)
P1	0.0	5543.1	0.0	5543.1	5637.0

荷重ケース	作用応力度および許容応力度 (N/mm ²)						合成応力度 (≤ 1.2)	
	$\sigma_{t,c}$	σ_{byu}	σ_{byl}	τ	$\Sigma \sigma_u$	$\Sigma \sigma_l$	σ_{bwu}	σ_{bwl}
P1	0.0	-87.6	89.1	69.2	-87.6	89.1	-85.5	87.0
	140.0	140.0	140.0	80.0	140.0	140.0	1.12	1.13

上段：発生応力度(合成応力度はWEB上下端の応力度)
下段：許容応力度(合成応力度は安全率)

(3) 孔あき鋼板ジベルの設計

1) 設計方針

孔あき鋼板ジベルの1孔当りの許容せん断力は以下の式にて算出する。

$$\text{常時： } Q_a = 0.3 * d^2 * \sigma_{ck}$$

Q_a : 1孔当りの許容せん断力 (N)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 d : 孔径 (mm)

ただし、上式の Q_a を得るための条件として、次式を満足するものとする。

※引用文献：『設計要領 第二集 橋梁建設編』 東・中・西日本高速道路株式会社

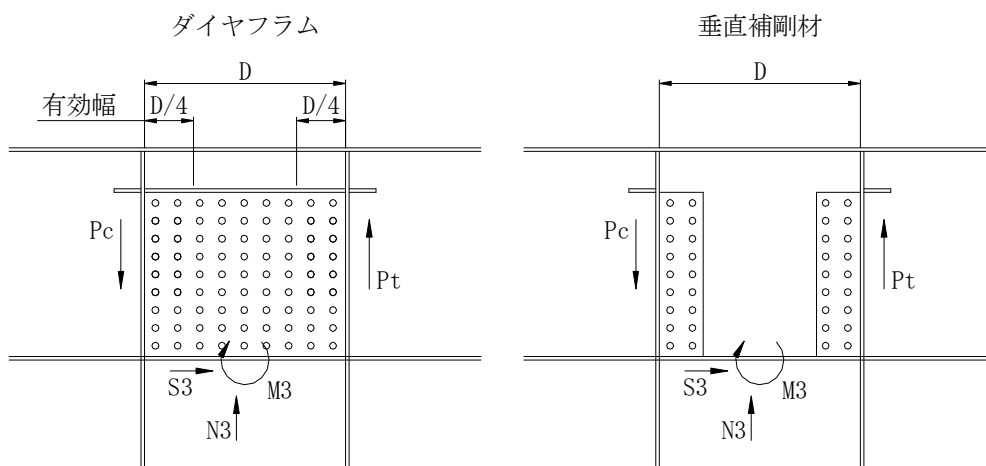
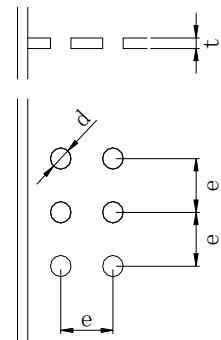
① 鋼板のせん断破壊の照査

$$A_s \geq 0.63 * d^2 * \sigma_{ck} / \sigma_y$$

② 孔内コンクリートの支圧破壊の照査

$$d / t \leq 8.0$$

A_s : 孔間の鋼板断面積 (N/mm²) = $(e - d) * t$
 σ_y : 鋼板の降伏点 (N/mm²)
 t : 孔あき鋼板厚 (mm)
 d : 孔径 (mm)
 e : 孔間隔 (mm)



2) 孔あき鋼板断面およびコンクリート強度

・ 鋼板孔径	d :	70 (mm)
・ 鋼板孔間隔	e :	150 (mm)
・ 鋼板幅	w :	650 (mm)
・ 鋼板厚	t :	22 (mm)
・ 鋼板の降伏点(材質)	σ_y :	235 (N/mm ²) (SM400)
・ コンクリートの設計基準強度	σ_{ck} :	30 (N/mm ²)

3) 孔あき鋼板のせん断耐力(1孔当り)

$$\text{常時: } Q_a = 0.3 * d^2 * \sigma_{ck} = 44100 \text{ (N)}$$

4) 鋼板のせん断破壊の照査

$$\begin{aligned} 0.63 * d^2 * \sigma_{ck} / \sigma_y &= 394.1 \text{ (mm}^2\text{)} \\ A_s = (e - d) * t &= 1760.0 \text{ (mm}^2\text{)} \geq 394.1 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

5) 孔内コンクリートの支圧破壊の照査

$$d / t = 3.2 \leq 8.0$$

6) 孔あき鋼板ジベルの必要孔数照査

$$\begin{aligned} N &= N_{dia} + N_{stf} = 312 \text{ (個)} \\ N_{dia} &= 2 \text{ 枚} \times 4 \text{ 行} \times 13 \text{ 列} = 104 \text{ (個)} \text{ ---有効幅を考慮} \\ N_{stf} &= 4 \text{ 枚} \times 4 \text{ 行} \times 13 \text{ 列} = 208 \text{ (個)} \end{aligned}$$

$$N_{req} = P_f / Q_a = 11274.1 / 44100 * 10^3 = 256 \text{ (個)} < 312 \text{ (個)}$$

7) 孔あきダイヤフラムおよび孔あき垂直補剛材の照査

$$\begin{aligned} P_d &= N_{dia} / N * P_f = 3758 \text{ (kN)} \\ P_s &= N_{stf} / N * P_f = 7516 \text{ (kN)} \\ \tau_d &= P_d / (n_d * (L_d - n_{nd} * d) * t) = 71.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \tau_s &= P_s / (n_s * (L_s - n_{ns} * d) * t) = 76.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

P_d :	ダイヤフラムへの作用力	n_d :	ダイヤフラム設置枚数
P_s :	垂直補剛材高への作用力	n_s :	垂直補剛材設置枚数
L_d :	ダイヤフラム高 (2100 mm)	n_{nd} :	ダイヤフラムの孔数(列)
L_s :	垂直補剛材高 (2025 mm)	n_{ns} :	垂直補剛材の孔数(列)

(4) スタッドジベルの設計

1) 設計方針

主桁下フランジ、および腹板には剥離防止のためスタッドジベルを設置する。
尚、スタッドジベルの必要本数は以下の式にて算出する。

$$N_{sreq} = A_{cg} * \tau_{ca} / Q_a$$

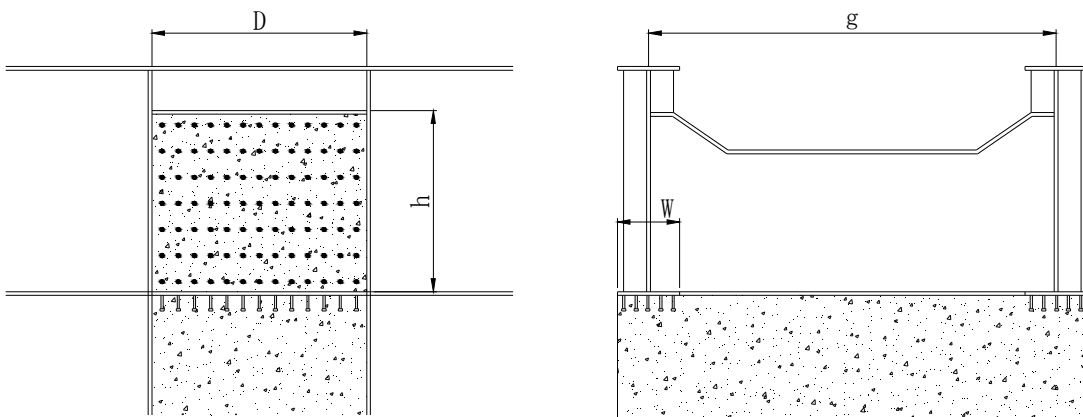
N_{sreq} : スタッドジベル必要本数(本)

A_{cg} : コンクリートの接触面積(mm²)

τ_{ca} : コンクリートが負担できる平均せん断力(N/mm²) = 0.45 (N/mm²)

Q_a : スタッドジベルの許容せん断力

2) 必要本数の算出



$$Q_a = 9.4 * d^2 * \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H / d \geq 5.5)$$

$$1.72 * d * H * \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H / d < 5.5)$$

※引用文献: 『H14道示, II 11.5.5』

$$H / d = 250 / 22 = 11.4 \quad \geq \quad 5.5$$

$$Q_a = 9.4 * d^2 * \sqrt{\sigma_{ck}} = 24919 \text{ (N/本)}$$

$$H : \text{スタッドジベルの全高(mm)} = 250 \text{ (mm)}$$

$$d : \text{スタッドジベルの軸径(mm)} = 22 \text{ (mm)}$$

$$\sigma_{ck} : \text{コンクリートの設計基準強度} = 30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$A_{cg}(\text{flg}) = W * D = 980 * 3000 = 2940000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

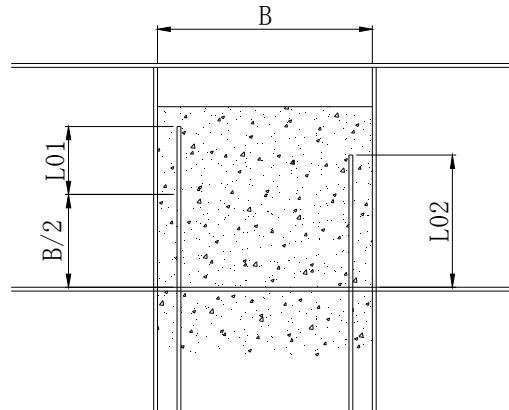
$$A_{cg}(\text{web}) = D * h = 3000 * 2470 = 7410000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$N_{sreq}(\text{flg}) = 2940000 * 0.45 / 24919 = 53 \text{ (本以上)}$$

$$N_{sreq}(\text{web}) = 7410000 * 0.45 / 24919 = 134 \text{ (本以上)}$$

(5) 鉄筋必要定着長の算出

※引用文献：『設計要領 第二集 橋梁建設編』 東・中・西日本高速道路株式会社



$$L01 = \sigma_{sa} / (4 * \tau_c) * \phi$$

$$= 180 / (4 * 1.8) * 51.0 = 1275.0 \text{ (mm)}$$

$$L01+B/2 = 1275.0 + 1500 = 2775.0 \text{ (mm)}$$

ただし、上記値を確保できない場合は下記により算出された定着長を確保する.

$$L02 = \sigma_{si} / (4 * \tau_c) * \phi$$

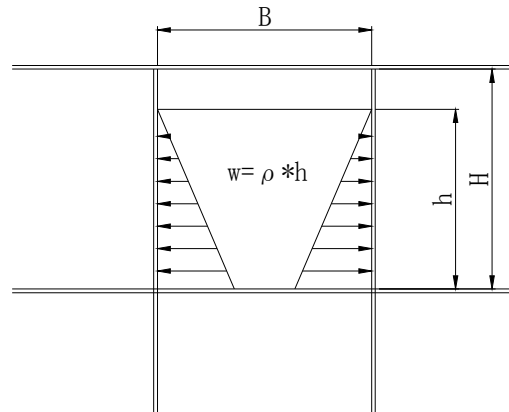
$$= 345 / (4 * 1.8) * 51.0 = 2443.8 \text{ (mm)}$$

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度	=	180 (N/mm ²)
σ_{si} : 鉄筋の許容降伏応力度	=	345 (N/mm ²)
τ_c : コンクリートの許容付着応力度	=	1.8 (N/mm ²)
ϕ : 鉄筋径	=	51 (mm)
B : 橋脚幅	=	3000 (mm)

(6) 剛結部側圧の照査

1) 設計方針

横桁腹板は、剛結部コンクリート打設時に鋼製型枠としての役割を果たす。
したがって、コンクリートによる側圧荷重に対して照査をする。



2) 側圧荷重の算出

$$w = \rho * h / 10^3 = 48.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

w : 側圧荷重

ρ : コンクリート単位重量 = 23 (kN/m³)

h : 打設高 = 2100 (mm)

3) 補剛材剛度の照査

$$I_v = t_s * b_s^3 / 3 / 10^4 = 2013916667 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$I_{vreq} = H * t_w^3 / 11 * \gamma_{req} = 24393600 \text{ (mm}^4\text{)} < I_v$$

b_s : 補剛材幅 = 650 (mm) < b_{min} = 120.0 (mm)>

t_s : 補剛材厚 = 22 (mm)

t_w : 横桁WEB厚 = 33 (mm)

H : 横桁高 = 2100 (mm)

h : 打設高 = 2100 (mm)

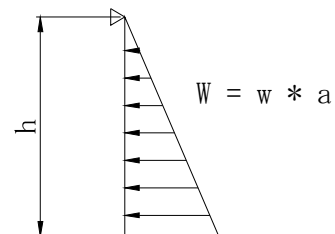
a : 最大補剛材間隔 = 1650 (mm)

γ_{req} : = 3.56 (a / H = 1.5 とする)

4) 断面照査

発生断面力は上端ピン、下端固定の単純梁として算出する。

$$W = w * a = 48.3 * 1.650 = 79.7 \text{ (kN/m)}$$



(SM400)				A	y	Ay	Ay ²	I'
1	-	STIFF	650 * 22	14300	341.5	4883450	1667698175	503479167
1	-	WEB	792 * 33	26136	0	0	0	2371842
				40436		4883450	1667698175	505851009

$$I = 1583775618 \text{ mm}^4$$

$$Z = 2902122 \text{ mm}^3$$

$$e = 120.77 \text{ mm}$$

・応力照査

$$M = 0.02981 * W * h^2 = 10.5 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$S = W * h * 4 / 10 = 66.9 \text{ (kN)}$$

$$\sigma = M / Z = 3.6 \text{ (N/mm}^2) \leq 140.0 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\tau = S / A_{\text{stiff}} = 4.7 \text{ (N/mm}^2) \leq 80.0 \text{ (N/mm}^2)$$

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I・II，2002. 3.
- 2) 東・中・西日本高速道路株式会社 (NEXCO 東・中・西日本)：設計要領第二集橋梁建設編，2006. 4.
- 3) 山海堂：新しい鋼橋の設計，2002. 12.

6. 複合ラーメン橋と免震橋の耐震性の比較検討

6-1. はじめに

連続高架橋の設計に際しては、耐震性の観点から、長周期化とエネルギー吸収による地震力の低減を期待できる免震支承を採用するのが一般的である。これに対して最近では、1. で述べたように、高い耐震性や将来的な維持管理の軽減などを期待して、鋼上部構造と鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚と呼ぶ）を剛結し、支承を省略した鋼コンクリート複合ラーメン橋が採用される例も増えてきている。しかし、RC 橋脚などの諸元に着目した場合、両橋梁形式のどちらがより有利であるかはあまり明確にされていない。

そこで、同じ上部構造諸元をもつ免震支承を有する連続桁橋（以下、免震橋と呼ぶ）と複合ラーメン橋を対象とし、特に RC 橋脚の基本的な耐震性能の限界状態に対してどちらの橋梁形式がより有利となるかについて基礎的検討を行った。

6-2. 検討対象構造

ここでは、図 6-2-1 に示すような同じ上部構造諸元を有する複合ラーメン橋と免震橋を対象とする。上部構造は、PC 床板を有する 3 径間連続非合成の鋼 2 主桁橋で、B 活荷重に対して許容応力度法によって設計を行い、幅員 10450mm、床版厚 300mm、鋼桁断面の鋼種は SM490Y および SM570 で、上フランジが 650×31mm、ウェブが 2700×13mm、下フランジが 650×37mm としている。また、上部構造のスパン構成は 40m、50m、40m としている。付録に、ここで用いた上部構造の設計計算書を添付する。

免震橋の全体図を図 6-2-2 に、複合ラーメン橋の全体図を図 6-2-3 に示す。複合ラーメン橋の場合には上部構造と橋脚の結合部が剛結構造であり、免震橋の場合には免震支承を設置している。同じ諸元の上部構造を有する両橋梁形式において、1 つの主要な比較項目は、整合性の取れた思想で耐震設計を行った場合の RC 橋脚の断面諸元になると考えられる。なお、上部構造の両端は可動支承とし、橋脚基部は固定とした。また、橋脚高さとして、20、30、40、50m の場合を考える。

ここでは、上述のような観点から、免震橋と複合ラーメン橋の RC 橋脚の断面諸元を比較することを目的としている。そこで、耐震設計に際して用いるすべての部分係数はどちらの橋梁形式においても 1.0 とし、比較を行っている。

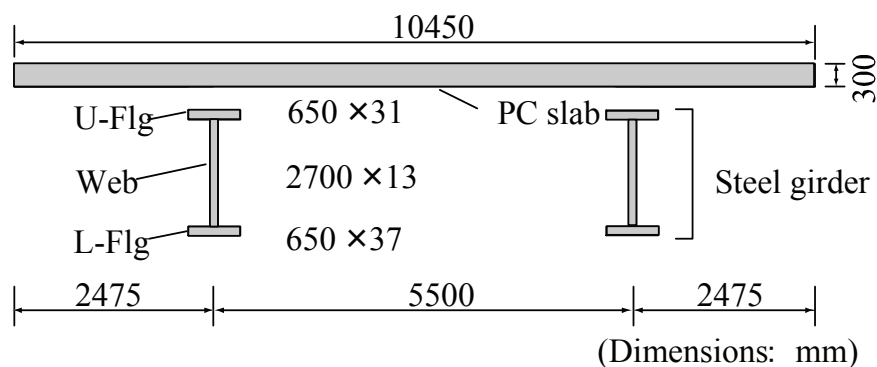


図 6-2-1 上部構造の諸元

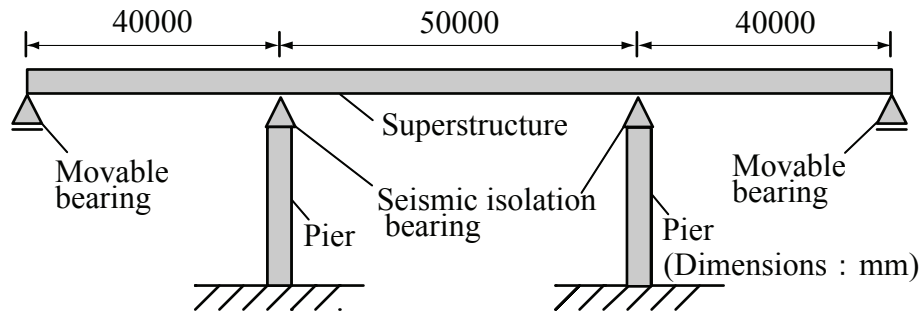


図 6-2-2 免震橋の全体図

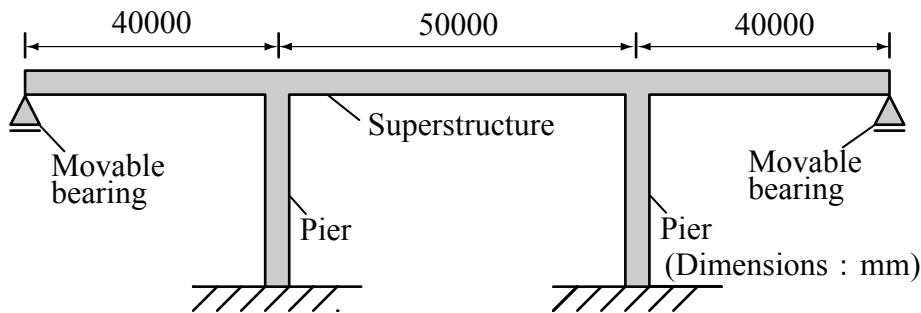


図 6-2-3 複合ラーメン橋の全体図

6-3. 橋脚の耐震設計方法

6-3-1. 設計概要

複合ラーメン橋と免震橋の両橋梁形式の RC 橋脚は図 6-3-1 に示すような、圧縮鉄筋と引張鉄筋をそれぞれ 1 段有する長方形断面とし、橋軸方向の寸法を断面高さ H 、橋軸直角方向の寸法を断面幅 B と定義する。なお、橋梁の設計を想定する地域区分は A とし、地盤は I 種地盤として、対応する設計地震動を設定し震度の算出を行う。

両橋梁形式において、最適な橋脚断面の設計を試み、その橋脚断面の諸元を比較することでどちらの橋梁形式が有利であるかを判断する。ここでの最適な橋脚断面とは、考慮する地震動に対して以下に定義する限界状態に至らない中で、できるだけ断面高さ H が小さい橋脚断面とする。

次に限界状態の定義を行う。レベル 1 地震動に対しては、橋脚基部断面の引張鉄筋が降伏する時をレベル 1 地震動の限界状態と定義する。また、レベル 2 地震動に対しては、橋脚基部断面の圧縮側コンクリートの最外縁が終局ひずみ (0.0035) に達するときをレベル 2 地震動の限界状態と定義する。この 2 つの限界状態に対応する限界値は、後述するプッシュオーバー解析において、橋脚基部のひずみがレベル 1 地震動の限界状態、あるいは、レベル 2 地震動の限界状態に達するときの水平力に対応する震度として求めている。プッシュオーバー解析の例を図 6-3-2 に示す。図中の実線がプッシュオーバー解析で求められた水平力と変位の関係を表しており、線上の○および●がそれぞれレベル 1 限界状態およびレベル 2 限界状態の位置を表し、このときの右縦軸がその震度を表している。

最適な橋脚断面を決定するために、対象構造系の固有周期によって決まる応答値としての震度よりも大きい限界値としての震度を有する橋脚断面をプッシュオーバー解析によって求める必要がある。そのため、鉄筋本数あるいは橋脚断面高さ H などの橋脚のパラメーターを変化させ繰り返し計算を実施する。

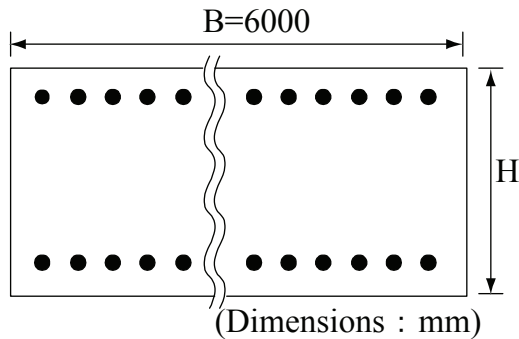


図 6-3-1 RC 橋脚の断面形状

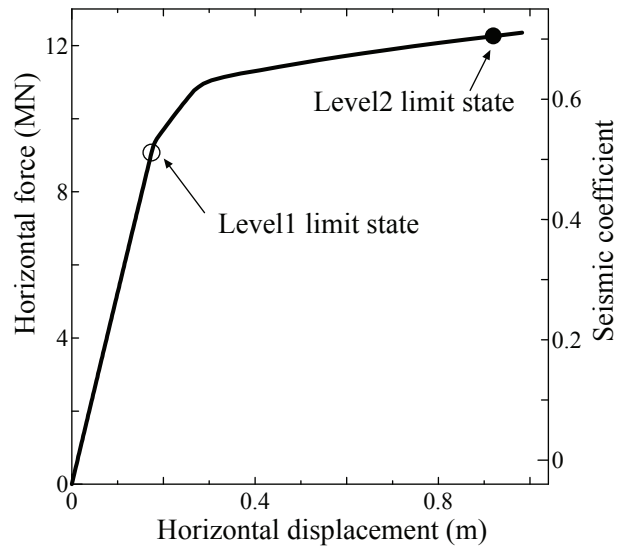


図 6-3-2 プッシュオーバー解析の例

ここでは、変化させるパラメーターとして断面高さ H 、鉄筋径、鉄筋量を考慮している。橋脚断面の幅 B は上部構造の鋼主桁の間隔に合わせて 6m に固定した。橋脚の鉄筋には SD490 を用い、その降伏強度は 490N/mm^2 、ヤング係数は 200kN/mm^2 とし、鉄筋径が D32、D35、D38 のものを用いて、圧縮鉄筋および引張鉄筋を同量配置する。また、必要とされる鉄筋のあき（40mm 以上）を考慮し、D32 を用いる場合には最大 82 本、D35 を用いる場合には最大 78 本、D38 を用いる場合には最大 75 本までとした。さらに、鉄筋量は鉄筋比が 0.008~0.06 に収まる範囲内で決定した。コンクリートの圧縮強度は 40N/mm^2 で、そのヤング係数は 31kN/mm^2 とした。これらのパラメーターの範囲を前提条件として最適な橋脚断面の設計を行う。

6-3-2. プッシュオーバー解析

以上のような条件の下、橋脚の限界状態を確認するためには、対応する地震動を対象構造系に作用させた時刻歴応答解析を行うことが望ましい。しかし、ここでは、複合ラーメン橋と免震橋の RC 橋脚の断面諸元を相対的に比較することが目的であるので、そのための解析方法として、プッシュオーバー解析を用いた。

対象構造系に対して地震による慣性力に対応した静的な水平力を漸増载荷して、橋脚基部の位置のひずみを求め、限界状態に達する水平力を算出した。ここでは、RC 橋脚のコンクリートと鉄筋あるいは上部構造のコンクリートと鋼桁の間に平面保持が成り立つと仮定し、RC 橋脚および上部構造に平面ファイバー要素を適用した解析モデルを用いている。なお、RC 橋脚のコンクリート断面を断面高さ方向に 60 分割し、圧縮鉄筋および引張鉄筋をそれぞれ 4 分割している。また、複合ラーメン橋の解析では、上部構造のコンクリート床版部分を高さ方向に 60 分割し、鋼桁部分は上下フランジをそれぞれ 2 分割、ウェブを 6 分割している。そして、コンクリートの応力ひずみ関係には図 6-3-3 のような 2 次放物線と直線からなる関係を、鉄筋および鋼桁には図 6-3-4 に示すようなバイリニア型の応力ひずみ関係を用いている。

免震橋のプッシュオーバー解析では、RC 橋脚を 10 要素に分割してモデル化している。一方、複合ラーメン橋の場合、RC 橋脚は免震橋と同様 10 要素に分割し、上部構造は 24 要素（基本的に要素長さ 5m）

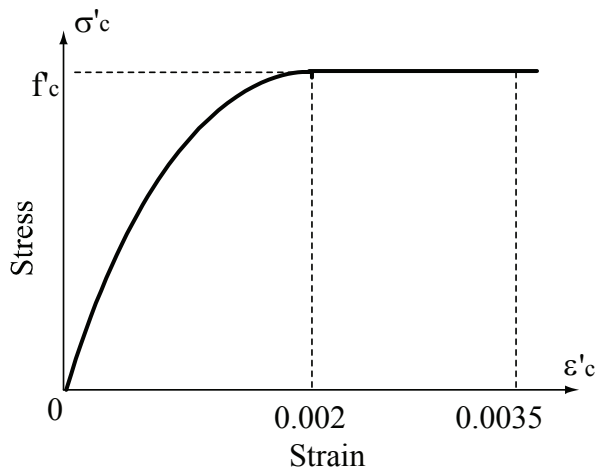


図 6-3-3 コンクリートの応力ひずみ関係

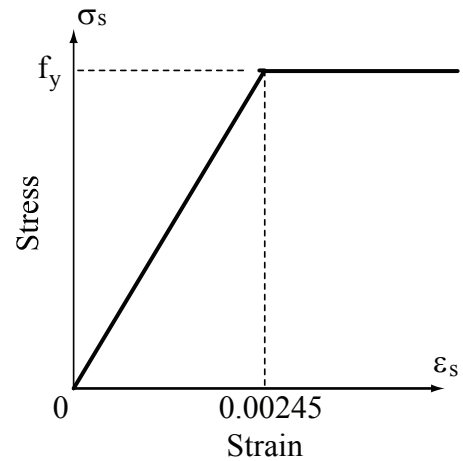


図 6-3-4 鋼材および鉄筋の応力ひずみ関係

に分割している。ただし、上部構造と RC 橋脚の剛結部の範囲（上部構造と RC 橋脚が重なる範囲）には剛域を設けるために、非常に剛な要素を配置し、剛域を表す要素に隣接する要素の長さは、剛域を表す要素の長さ（橋脚の断面高さ）に合わせて要素長さを調節して解析モデルを構成している。

6-3-3 免震橋の RC 橋脚の設計

前述のように設計された RC 橋脚の断面諸元を比較する免震橋と複合ラーメン橋では、応答値の算定方法が異なるので個別に説明する。まず、免震橋の RC 橋脚の設計方法を説明する。

1. 免震支承の形状の仮定

免震支承は、図 6-3-5 に示すような鉛プラグ入り積層ゴム支承で、1 支承の中の鉛プラグの個数は 4 個とした。ここで、 D_p は鉛プラグの直径、 $\sum t_e$ は総ゴム厚を表している。積層ゴム支承は一辺が長さ a の正方形とし、形状を仮定する際、以下の条件を満足するものとする。

- (a) ゴム支承 1 個の鉛直反力による最大許容圧縮応力度 $\leq 7.84\text{N/mm}^2$
- (b) $1.25 < \sum t_e / D_p < 5.0$
- (c) $a / \sum t_e \geq 4$

これらの条件を満足することを確認し、免震支承の面積などを求める。

$$A_r = a^2 \quad (6.3.1)$$

$$A_p = 4 \times \pi \left(\frac{D_p}{2} \right)^2 \quad (6.3.2)$$

ここで A_r は免震支承 1 個の総断面積、 A_p は免震支承 1 個の鉛プラグの総断面積である。式(6.3.1)、式(6.3.2) から導かれた A_r 、 A_p を用いて免震支承 1 個の純断面積 A_R を求める。

$$A_R = A_r - A_p \quad (6.3.3)$$

これによって、免震支承の基本形状が決定される。

2. 免震支承の設計変位および等価剛性の仮定

免震支承の設計変位 u_B を仮定する。レベル 1 地震動に対しては、総ゴム厚 $\sum t_e$ の 20% 程度に設計変位を設定する。この値に基づいて、以下の手順により、免震支承の有効設計変位 u_{Be} および鉛、ゴ

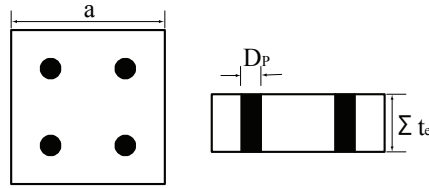


図 6-3-5 免震支承の寸法

ム支承のせん断ひずみ γ を求め、さらに、免震支承の最大せん断力 F を算定する。

$$u_{Be} = 0.7u_B \quad (6.3.4)$$

$$\gamma = u_{Be} / \sum t_e \quad (6.3.5)$$

$$F = A_R G \gamma + A_p q \quad (6.3.6)$$

ここに、 G はゴムのせん断弾性係数で 98N/mm^2 で、 q は鉛プラグの最大せん断応力 (N/mm^2) であり、せん断ひずみ γ の大きさに応じて次式により決定される。

$$q = -27.79\gamma^2 + 18.01\gamma + 8.33 \quad (0 \leq \gamma \leq 0.5) \quad (6.3.7)$$

$$q = 2.77\gamma^2 - 12.55\gamma + 15.97 \quad (0.5 \leq \gamma \leq 2.0) \quad (6.3.8)$$

以上より、レベル 1 地震動に対する免震支承の等価剛性 K_B 、免震支承をバイリニア型にモデル化した場合の 1 次剛性 K_1 および 2 次剛性 K_2 、降伏せん断力 Q_d が以下の式を用いて求められる。

$$K_B = F / u_{Be} \quad (6.3.9)$$

$$Q_d = A_p q_0 \quad (6.3.10)$$

$$K_1 = 6.5K_2 \quad (6.3.11)$$

$$K_2 = (F - Q_d) / u_{Be} \quad (6.3.12)$$

ここに、 q_0 は免震支承の降伏せん断力時における鉛プラグの降伏せん断応力 8.33N/mm^2 である。

3. 固有周期の算出

免震支承の等価剛性 K_B が求まったので、1 橋脚上の免震支承の個数 $n_p = 2 \times K_B$ をゴム支承のばね定数 k_{bi} とする。これより、橋脚のばね定数 k_{pi} 、橋脚と免震支承の合成ばね定数 k_{gi} 、橋梁の固有周期 T を以下の式を用いて求める。

$$k_{pi} = \frac{3EI_i}{L_i^3} \quad (6.3.13)$$

$$k_{gi} = 1 / \left(\frac{1}{k_{pi}} + \frac{1}{k_{bi}} \right) \quad (6.3.14)$$

$$T = 2.01 \sqrt{W / \sum k_{gi}} \quad (6.3.15)$$

橋脚と免震支承の合成ばね定数 k_{gi} は、2 つのばねが直列につながれている時の合成ばね定数算出式を用いている。ここで、 W は上部構造の全重量と橋脚重量の 80% を足し合わせたもので、RC 橋脚の重量も考慮している。

4. レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値の算出

固有周期 T を用いて、道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)¹⁾ に定められている設計水平震度 k_{h0} が

表 6-3-1 レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値 k_{h0}

地盤種別 I 種	固有周期 T (s) に対する k_{h0} の値		
固有周期	$T < 0.1$	$0.1 \leq T \leq 1.1$	$1.1 < T$
設計水平震度	$k_{h0} = 0.431T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.16$	$k_{h0} = 0.2$	$k_{h0} = 0.213T^{-2/3}$

表 6-3-1 より求められる。同じ諸元の橋脚 2 本が水平力を受けるので、1 本の橋脚に作用する水平力 H_i とその時の各免震支承の水平変位 u は以下の式で求められる。

$$H_i = k_{h0}W / 2 \quad (6.3.16)$$

$$u = H_i / k_{bi} \quad (6.3.17)$$

得られた変位 u が仮定した免震支承の設計変位 u_B の $\pm 10\%$ 以内で一致しない場合には、免震支承の設計変位を変更し、両者が許容できる範囲で一致するまで繰り返し計算を実施する。仮定した設計変位が満足された時点で、レベル 1 地震動に対する応答値としての震度 k_{h0} が決定される。

5. レベル 2 地震動の設計水平震度の算出

ここまでの手順において、既に、免震支承の形状、寸法は決定しているので。まず、レベル 2 地震動に対する免震支承の設計変位 u_B を仮定する。この時、設計変位は総ゴム厚 $\sum t_e$ の 200%程度とする。免震支承の設計変位が仮定されれば、レベル 1 地震動の場合と同様の手順により、橋梁の固有周期と免震支承の等価剛性が求まる。また、各免震支承の減衰定数を以下の式より算定する。

$$h_B = \frac{2Q_d \{u_{Be} + Q_d(K_2 - K_1)\}}{\pi u_{Be}(D_d + u_{Be}K_2)} \quad (6.3.18)$$

さらに、ここに求めた各免震支承の減衰定数に基づいて、橋梁の減衰定数を次式より算定する。

$$h = \frac{\sum K_{Bi} u_{Bi}^2 \left(h_{Bi} + \frac{h_{pi} K_{Bi}}{K_{pi}} + \frac{h_{Fui} K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{h_{F\theta i} K_{Bi} L_i^2}{K_{F\theta i}} \right)}{\sum K_{Bi} u_{Bi}^2 \left(1 + \frac{K_{Bi}}{K_{pi}} + \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{Bi} L_i^2}{K_{F\theta i}} \right)} \quad (6.3.19)$$

ここに、 h_{Bi} は i 番目の免震支承の等価減衰定数、 h_{pi} は i 番目の下部構造の減衰定数、 h_{Fui} は i 番目の基礎の水平振動の減衰定数、 $h_{F\theta i}$ は i 番目の基礎の回転振動の減衰定数、 K_{Bi} は i 番目の免震支承の等価剛性、 K_{pi} は i 番目の下部構造の等価剛性、 K_{Fui} は i 番目の基礎の水平ばね定数、 $K_{F\theta i}$ は i 番目の基礎の回転ばね定数、 u_{Bi} は i 番目の免震支承の設計変位、 L_i はフーチング上面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m) である。本研究では、 $h_{pi} = 0.03$ とし、地盤を固定としているので、 i 番目の基礎の水平振動の減衰定数、基礎の回転振動の減衰定数はゼロ、基礎の水平ばね定数、基礎の回転ばね定数は無限大としている。参考のために、ここで対象とした免震橋に対して算定された免震支承の減衰定数 h_B および免震橋の減衰定数 h を表 6-3-2 に示す。

表 6-3-2 免震橋の減衰定数と免震支承の減衰定数

橋脚高さ (m)	20	30	40	50
橋梁の減衰定数 h	0.261	0.243	0.248	0.233
免震支承の減衰定数 h_B	0.274	0.263	0.275	0.266

表 6-3-3 レベル 2 地震動（タイプ I）の設計水平震度の標準値 k_{hc0}

地盤種別 I 種	固有周期 T (s) に対する k_{hc0} の値	
固有周期	$T \leq 1.4$	$1.4 < T$
設計水平震度	$k_{hc0} = 0.7$	$k_{hc0} = 0.876T^{-2/3}$

表 6-3-4 レベル 2 地震動（タイプ II）の設計水平震度の標準値 k_{hc0}

地盤種別 I 種	固有周期 T (s) に対する k_{hc0} の値		
固有周期	$T < 0.1$	$0.1 \leq T \leq 1.1$	$1.1 < T$
設計水平震度	$k_{hc0} = 4.46T^{2/3}$	$k_{hc0} = 2.0$	$k_{hc0} = 1.24T^{-4/3}$

表 6-3-5 免震橋の減衰定数 h に基づく補正係数 c_E

橋の減衰定数 h	補正係数 c_E
$h < 0.1$	1.0
$0.1 \leq h < 0.12$	0.9
$0.12 \leq h < 0.15$	0.8
$h \geq 0.15$	0.7

以上から、橋梁の固有周期に加えて減衰定数が求められたので、固有周期に基づいて道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編)¹⁾に定められているレベル 2 地震動タイプ I の設計水平震度の標準値が表 6-3-3 から、タイプ II の設計水平震度の標準値が表 6-3-4 から求められる。そして以下の関係によって、免震支承の等価水平震度 k_{hem} が求まる。

$$k_{hem} = c_S k_{hc0} \quad (6.3.20)$$

$$c_S = c_E \frac{1}{\sqrt{2\mu_m - 1}} \quad (6.3.21)$$

ここに、 c_S は式(6.3.21)で与えられる構造物補正係数であり、 c_E は免震橋の減衰定数に基づく補正係数で、橋梁の減衰定数に基づいて表 6-3-5 から算出される。なお、 μ_m は免震設計に用いる場合の橋脚の許容塑性率であり、以下の式より導いた。

$$\mu_m = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha_m \delta_y} \quad (6.3.22)$$

ここで、 δ_y 、 δ_u は橋脚の降伏変位ならびに終局変位である。降伏変位ならびに終局変位は、単柱式橋脚にモデル化した橋脚に水平力を作用させるプッシュオーバー解析によって求めている。降伏変位は橋脚基部の引張鉄筋が降伏する時の橋脚頂部の変位、終局変位は橋脚基部の圧縮縁コンクリートのひずみが終局ひずみに達する時の橋脚頂部の変位である。また、 α_m は免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出するための安全係数で以下の式で与えられる。

$$\alpha_m = 2\alpha \quad (6.3.23)$$

ここで、上式中の α は表 6-3-6 より定められる。なお、ここでは照査する耐震性能を耐震性能 2 としている。

表 6-3-6 安全係数 α

照査する耐震性能	タイプ I 地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α	タイプ II 地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α
耐震性能 2	3.0	1.5
耐震性能 3	2.4	1.2

6. 限界値の算定法

プッシュオーバー解析において、単柱式橋脚にモデル化した橋脚頂部に水平力を作用させ、橋脚基部断面の引張鉄筋が降伏する時の水平力に対応する震度をレベル 1 限界値とする。また、橋脚基部断面の圧縮側コンクリートの最外縁が終局ひずみに達する時の水平力に対応する震度をレベル 2 限界値とする。この限界値が、前述の応答値を下回らない範囲で、できるだけ限界値に近づくような最適な橋脚断面を繰り返し計算によって決定する。

6-3-4. 複合ラーメン橋の RC 橋脚の設計

複合ラーメン橋の場合には、RC 橋脚と上部構造の全体系を平面骨組要素によりモデル化した解析モデルを用い、線形解析あるいはプッシュオーバー解析を行って、固有周期の算定あるいは応答値、限界値を算定している。以下にその手順を説明する。

1. 固有周期の算出

複合ラーメン橋の固有周期は以下の式を用いて算出する。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \quad (6.3.24)$$

$$\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s) ds} \quad (6.3.25)$$

ここで、 T は固有周期、 $w(s)$ は上部構造および下部構造の位置 s における対応する要素長さの重量 (kN/m)、 $u(s)$ は上述の線形解析モデルを用いて、上部構造重量と橋脚重量に相当する水平力をそれぞれの慣性力の作用位置（解析モデルの節点）に作用させた場合にその方向に生じる位置 s の変位 (m)（節点の変位）である。これによって、橋脚高さを変えたそれぞれの解析モデルの固有周期が算定される。

2. レベル 1 地震動の設計水平震度の算出

上述においてそれぞれの対象構造系の固有周期が算定されるので、設計水平震度の標準値 k_{h0} は免震橋と同様に表 6-3-1 から求められる。ここでは、地域別補正係数 c_z を 1.0 としているので、設計水平震度の標準値 k_{h0} に等しい震度 k_h がレベル 1 地震動に対する応答値となる。

$$k_h = c_z k_{h0} \quad (6.3.26)$$

3. レベル 2 地震動の設計水平震度の算出

レベル 2 地震動に対する応答値は、RC 橋脚の塑性変形による震度の低減を行う必要がある。まず、レベル 1 地震動の場合と同様に対象構造系の固有周期が算定されているので、表 6-3-3、表 6-3-4

に基づいて、設計水平震度の標準値 k_{hc0} を求める。そして、次式により地域別補正係数 c_z 、構造物特性補正係数 c_s による震度の低減を行う。ただし、ここでも地域別補正係数 $c_z = 1.0$ である。

$$k_{hc} = c_s c_z k_{hc0} \quad (6.3.27)$$

構造物特性補正係数は塑性変形による震度の低減を考慮するための係数であり、対応する構造系の塑性率を求める必要がある。ここでは、対象構造系のプッシュオーバー解析において求めた RC 橋脚の鉄筋降伏時の降伏変位 δ_y および圧縮縁コンクリートが終局ひずみに達するときの終局変位 δ_u を用いて、以下の式より塑性率 μ_m を算定する。

$$\mu_m = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (6.3.28)$$

ここに、 α は許容塑性率の算出に用いる安全係数であり、表 6-3-6 を参考にして定めるが、ここでは、耐震性能 2 を満足する安全係数を採用している。以上の式により塑性率 μ_m が算定されるので、構造物特性補正係数 c_s は以下の式より求められる。

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_m - 1}} \quad (6.3.29)$$

ここで求められた構造物特性補正係数 c_s を式(6-3-27)に代入することによりレベル 2 地震動に対する応答値としての震度が求まる。

4. 限界値の算定法

レベル 1、レベル 2 地震動に対して設定した RC 橋脚の限界状態は免震橋の場合と同じである。つまり、複合ラーメン橋を平面骨組要素にモデル化した解析モデルに対して、プッシュオーバー解析を行い、RC 橋脚基部の引張鉄筋が降伏する状態および圧縮縁コンクリートが終局ひずみに達する状態を求め、上述で設定された応答値をわずかに上回る限界値をもつ RC 橋脚を設計する。

6-4. 複合ラーメン橋と免震橋の RC 橋脚の設計結果および考察

以上のような手順で設計した橋脚高さ 20, 30, 40, 50m に対応する複合ラーメン橋および免震橋の RC 橋脚断面の諸元、鉄筋径、鉄筋本数、鉄筋比および応答値と限界値に対応する震度を表 6-4-1 に示している。なお、レベル 2 ではタイプ I とタイプ II を比べてより応答値が大きくなる方の値を採用して RC 橋脚を設計している。

以上の結果をみると、複合ラーメン橋および免震橋とも、RC 橋脚断面はレベル 2 地震動において、応答値が限界値よりもわずかに小さくなるように設計されており、レベル 1 地震動に対する応答値は、その限界値よりもかなり小さい値となっていることがわかる。また、免震橋では、すべての橋脚高さにおいてその固有周期が 2.8 秒以上と長周期であるため、算定される応答値としての震度が 0.4 を下回る。そのため、レベル 2 地震動に対する応答値は道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)¹⁾ で規定される下限値の 0.4 に設定されている。一方、複合ラーメン橋においても、橋脚高さが 50m になると、結果的に算定される応答値としての震度が 0.4 を下回るために、レベル 2 地震動の応答値は下限値の 0.4 となっている。

免震橋と複合ラーメン橋の橋脚断面の比較を行うために、橋脚高さごとに、免震橋と複合ラーメン橋の RC 橋脚の断面高さ H と橋脚高さの関係を図 6-4-1 に示す。図の縦軸は断面高さ H を丸印で示してい

表 6-4-1 複合ラーメン橋と免震橋の RC 橋脚の設計結果

	複合ラーメン橋				免震橋			
橋脚高さ (m)	20	30	40	50	20	30	40	50
橋脚断面高さ H(m)	1.8	2.4	2.0	2.2	2.1	2.7	3.4	3.7
鉄筋径 (mm)	D32	D32	D35	D38	D32	D35	D35	D38
鉄筋本数 (本)	82	82	78	78	82	78	78	73
鉄筋比	0.012	0.009	0.012	0.011	0.010	0.009	0.008	0.008
固有周期 (s)	0.555	0.721	1.350	1.720	2.839	3.309	3.798	4.283
レベル 1 応答値	0.200	0.200	0.174	0.148	0.172	0.145	0.152	0.114
レベル 1 限界値	0.524	0.475	0.354	0.327	0.336	0.333	0.326	0.303
レベル 2 応答値	0.682	0.662	0.433	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
レベル 2 限界値	0.707	0.668	0.455	0.411	0.402	0.402	0.409	0.402

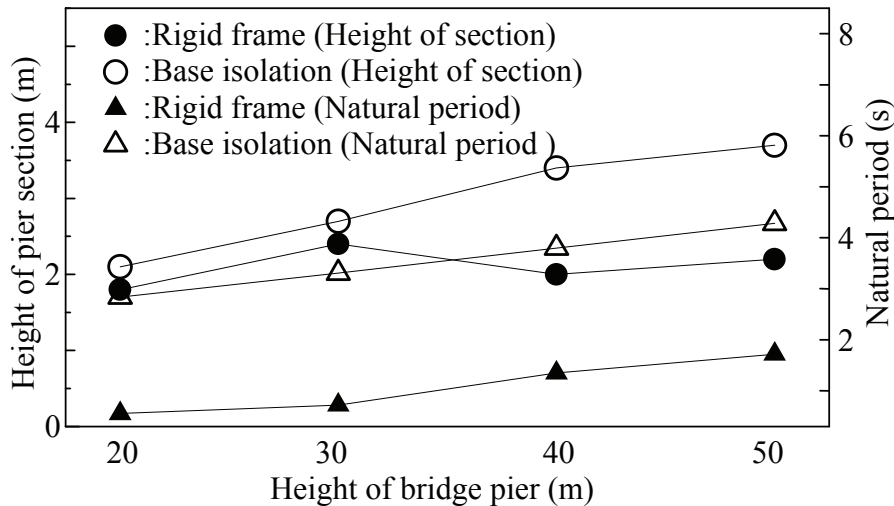


図 6-4-1 橋脚断面高さおよび固有周期と橋脚高さの関係

る。この図から、免震橋の RC 橋脚断面高さに比較して複合ラーメン橋の RC 橋脚の断面高さの方が小さく、特に、橋脚高さが大きくなるほどその差は大きいことがわかる。

なお、同図には固有周期と断面高さの関係を三角マークで表しているが、免震橋では上述してるように、固有周期が 1.5 秒を超える長周期となるために、応答値としての震度が下限値を下回っているため、表 6-4-1 に示すように応答値は 0.4 となっている。そのため、作用する地震動が大きく、RC 橋脚基部が受ける曲げモーメントも大きくなり、結果的に断面高さが大きくなっている。

一方、橋脚高さが 40, 50m において複合ラーメン橋も長周期となるために、設計水平震度の標準値が、橋脚高さ 20, 30m の場合よりも低減される。そのために、橋脚高さ 40, 50m の場合の橋脚断面高さが、橋脚高さ 30m の場合の橋脚断面高さよりも小さくなっている。

6-5. 複合ラーメン橋のコンクリート床版の引張ひずみ

レベル 2 の限界状態に対応する地震動が作用する複合ラーメン橋では、すべての橋脚高さにおいて上

表 6-5-1 コンクリート床版の最大引張ひずみ

橋脚高さ(m)	20	30	40	50
最大引張ひずみ(×10 ⁻⁶)	1324	1550	1324	1397

部構造の剛結部付近の負の曲げモーメントによりコンクリート床版には引張ひずみが生じ、ひび割れが発生する可能性がある。そこで、レベル 2 の限界状態における上部構造コンクリート床版の引張ひずみを調べた。

表 6-5-1 には、複合ラーメン橋のレベル 2 限界状態において、解析モデルの剛結部（剛域とした要素）に接する上部構造端部のコンクリート床版上縁の最大引張ひずみをまとめている。この表から、橋脚高さによらず最大引張ひずみは 1300~1500×10⁻⁶ 程度となっていることがわかる。このような引張ひずみが生じることに對しては、鉄筋による補強を施すなど復旧性の観点から別途対策を考慮する必要があると考えられるが、この点については今後の課題としたい。

6-6. 複合ラーメン橋における温度変化の影響

複合ラーメン橋では、2 本の RC 橋脚が上部構造に剛結されているが、温度変化による上部構造の伸縮を RC 橋脚が拘束するために、RC 橋脚には温度応力が生じる。同じ温度変化の大きさが生じる場合には、上部構造の伸縮の大きさは同じであるため橋脚高さが小さい場合ほど温度変化によって橋脚に生じる温度応力は大きくなると考えられる。

そこで、橋脚高さが 20m の複合ラーメン橋を対象として、永続作用、温度変化の影響を含む変動作用の組合せが作用することによって RC 橋脚基部に生じる温度応力を調べる。ここで、考慮する作用の組合せと項目およびその作用係数は表 6-6-1 に示すように設定している。なお、B 活荷重は道路橋示方書・同解説(I 共通編)²⁾の考え方に基づき、中央径間のセンター10m 部分には、幅員方向 5.5m まで 10kN/m²、それを越える範囲は 5kN/m²として単位長さあたり分布荷重 q_1 を算定している。また、それ以外の部分では、幅員方向 5.5m まで 3.5kN/m²、それを越える範囲 1.75kN/m²として、単位長さあたり分布荷重 q_2 を算定している。

一方、衝撃係数についても、道路橋示方書・同解説(I 共通編)²⁾の考え方に基づき、側径間の衝撃係数 $i_1 = 20/(50+40)$ 、中央径間の衝撃係数 $i_2 = 20/(50+50)$ として算定し、作用修正係数 1.65 を考慮して、側径間に載荷する分布荷重、中央径間に載荷する分布荷重をそれぞれ算定している。

さらに、試算例として、温度変化の影響は、温度変化 40°C³⁾、線膨張係数 10×10^{-6} とし、中央径間のみ 400×10^{-6} のひずみを与えることによって考慮している。

温度変化の影響を調べる解析モデルには、プッシュオーバー解析に用いたものをそのまま用いる。そ

表 6-6-1 温度変化の影響を調べる荷重の組合せ

作用の種類	項目		作用係数(作用修正係数)
永続作用	死荷重	上部構造の自重	1.0
変動作用	活荷重	B 活荷重	1.65
	衝撃	B 活荷重	1.65
	温度変化の影響	±40°C	1.0

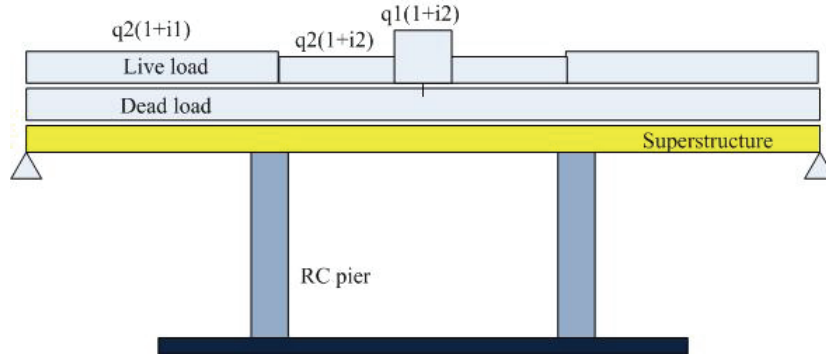


図 6-6-1 温度変化の影響を調べるための死荷重および活荷重の載荷状況

して、表 6-6-1 に示すように死荷重および活荷重に相当する静的荷重を与えた後に、上部構造の中央径間部分に 40°C の温度変化に対応した 400×10^{-6} のひずみを与え。それによって生じる RC 橋脚基部の応力、ひずみを求めた。

その結果、得られた RC 橋脚基部の圧縮縁コンクリートの最大ひずみは 135×10^{-6} であり、引張鉄筋位置のひずみは 172×10^{-6} であり、コンクリートの終局ひずみ 3500×10^{-6} および鉄筋の降伏ひずみ 2450×10^{-6} よりもかなり小さいことが確認された。

6-7. まとめ

本報告では、同じ上部構造諸元をもつ免震橋と複合ラーメン橋を対象とし、RC 橋脚の基本的な耐震性能の限界状態に対して、どちらの橋梁形式が有利であるのかについて基礎的検討を行った。その結果、ここで検討した範囲では、橋脚高さが高くなる程、免震橋よりも複合ラーメン橋の方が、RC 橋脚の断面諸元の観点からは有利な結果となった。また、複合ラーメン橋に対する温度の影響は地震の影響よりも小さいことを確認した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編)，2002. 3.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(I 共通編)，2002. 3.
- 3) 土木学会：複合構造物の性能照査例，複合構造シリーズ 01，2006. 1.

付録資料. 上部工構造断面の設定 (上部工概略設計計算書)

付録-1. 基本条件

道路規格	第1種 第3級 B規格
形式	鋼3径間連続非合成鋼桁橋
橋長	130.000 m
支間長	40.000 + 50.000 + 40.000 m
幅員構成	全幅員 10.450 m 有効幅員 9.560 m
平面線形	$R=\infty$
舗装	アスファルト舗装 80mm
床版	PC床版 300mm
設計荷重	B活荷重
設計震度	$K_h = 0.20$
使用鋼材	SM400 SM490Y SM570 S10T
適用基準	道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編

付録-2. 主構断面力の計算

1) 死荷重

アスファルト舗装	0.080	x	22.5 kN/m ³	=	1.80 kN/m ²
P C 床版	0.300	x	24.5 kN/m ³	=	7.35 kN/m ²
ハンチ重量				=	4.59 kN/m
鋼重	(1主桁あたり)			=	7.40 kN/m
添架物	無し			=	— kN/m
左側壁高欄	後頁参照			=	8.6 kN/m
右側壁高欄	後頁参照			=	8.6 kN/m
検査路				=	1.00 kN/m

2) 活荷重

B 活荷重					
p1活荷重	10.0 kN/m ²	=	10.0 m		(曲げモーメント, たわみ算出時)
	12.0 kN/m ²				(せん断力, ねじりモーメント, 軸力, 反力算出時)
p2活荷重	3.5 kN/m ²				(L ≤ 80m)

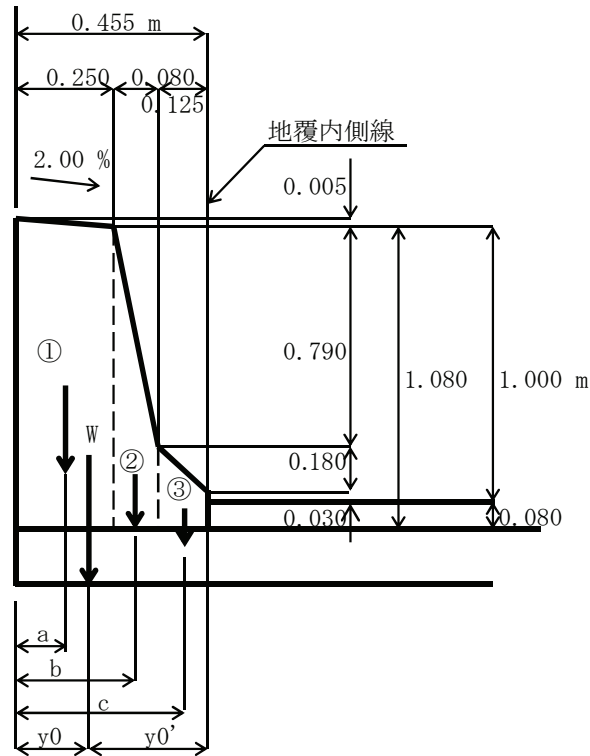
衝撃係数

$$\text{径間部 } i = \frac{20}{50 + L}$$

$$\text{中間支点部 } i = \frac{20}{50 + (L1 + L2)/2}$$

** 壁高欄の荷重 (左右共通) **

1.450



死荷重

壁高欄

$$\begin{aligned} \textcircled{1} & \quad (1.080 + 1.085) * 0.250 / 2 * 24.5 = 6.630 \\ \textcircled{2} & \quad (0.290 + 1.080) * 0.080 / 2 * 24.5 = 1.343 \\ \textcircled{3} & \quad (0.110 + 0.290) * 0.125 / 2 * 24.5 = 0.613 \end{aligned}$$

荷重 W = 8.585 kN

遮音壁

荷重 W = 1.450 kN/m

重心位置

壁高欄

$$a = (2 * 1.080 + 1.085) / (1.080 + 1.085) * 0.250 / 3 = 0.125 \text{ m}$$

$$b = (2 * 0.290 + 1.080) / (0.290 + 1.080) * 0.080 / 3 + 0.250 = 0.282 \text{ m}$$

$$c = (2 * 0.110 + 0.290) / (0.110 + 0.290) * 0.125 / 3 + 0.250 + 0.080 = 0.383 \text{ m}$$

$$y_0 = (6.630 * 0.125 + 1.343 * 0.282 + 0.613 * 0.383) / 8.585 = 0.168 \text{ m}$$

$$y_0' = 0.455 - 0.168 = 0.287 \text{ m}$$

遮音壁

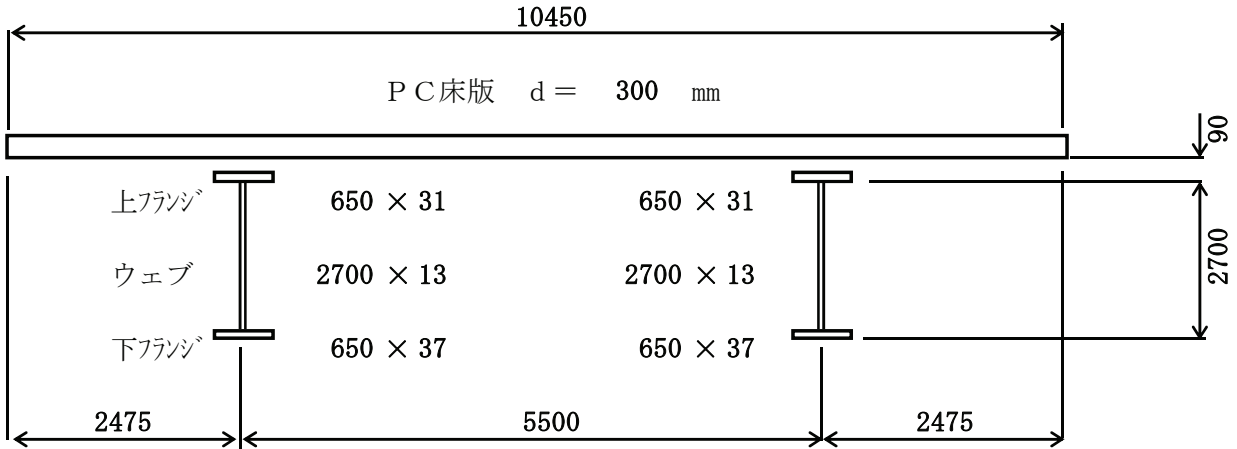
上図より = 0.455 m

◎ 壁高欄荷重は高欄荷重として載荷する。

付録-3. 上部工断面定数

■ 上部構造（一般部）

B活荷重に対して許容応力度法による概略設計を実施して主桁断面を決定した。
動的解析用の断面定数としては、床版と鋼桁の合成断面とした下記の値を用いる。



ヤング係数 PC床版: $E_c = 3.1E+04 \text{ N/mm}^2$ ($\because \sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$)
 鋼桁: $E_s = 2.0E+05 \text{ N/mm}^2$
 ヤング係数比 $n = E_s/E_c = 6.452 \rightarrow n = 6$ として設計する。

□ 中立軸回りの鋼換算断面2次モーメント

橋軸方向

		A (m ²)	y (m)	A·y (m ²)	A·y ² (m ⁴)	I _o (m ⁴)
1/ 6	-床版: 10.450 × 0.300	0.523				0.004
外桁	2-U. Flg: 0.650 × 0.031	0.040	1.366	0.055	0.075	0.000
	2- Web: 0.013 × 2.700	0.070	-	-	-	0.043
	2-L. Flg: 0.650 × 0.037	0.048	-1.369	-0.066	0.090	0.000
	Σ =	0.681	-0.016	-0.011	0.165	0.047

$$I_{G(y)} = \sum A \cdot y^2 + \sum I_o - A \cdot y^2$$

$$= 0.165 + 0.047 - 0.681 \times (-0.016)^2 = \mathbf{0.212 \text{ m}^4}$$

橋軸直角方向

		A (m ²)	y (m)	A·y (m ²)	A·y ² (m ⁴)	I _o (m ⁴)
1/ 6	-床版: 10.450 × 0.300	0.523	-	-	-	4.755
外桁	2-U. Flg: 0.650 × 0.031	0.040	2.8	-	0.305	0.001
	2- Web: 0.013 × 2.700	0.070	2.8	-	0.531	0.000
	2-L. Flg: 0.650 × 0.037	0.048	2.8	-	0.364	0.002
	Σ =	0.681	0.000	0.000	1.199	4.758

$$I_{G(z)} = \sum A \cdot y^2 + \sum I_o - A \cdot y^2$$

$$= 1.199 + 4.758 - 0.681 \times 0.000^2 = \mathbf{5.957 \text{ m}^4}$$

□ ねじり定数

床版部の鋼換算ねじり定数 $J_{sc} = 1/3 \times 10.450 \times 0.300^3 \times 1/6 = 1.568E-02 \text{ m}^4$
 主桁部のねじり定数 $J_G = (0.650 \times 0.031^3 + 2.700 \times 0.013^3 + 0.650 \times 0.037^3) \times 1/3 \times 2 = 3.881E-05 \text{ m}^4$
 $J = J_{sc} + J_G = \mathbf{0.0157 \text{ m}^4}$

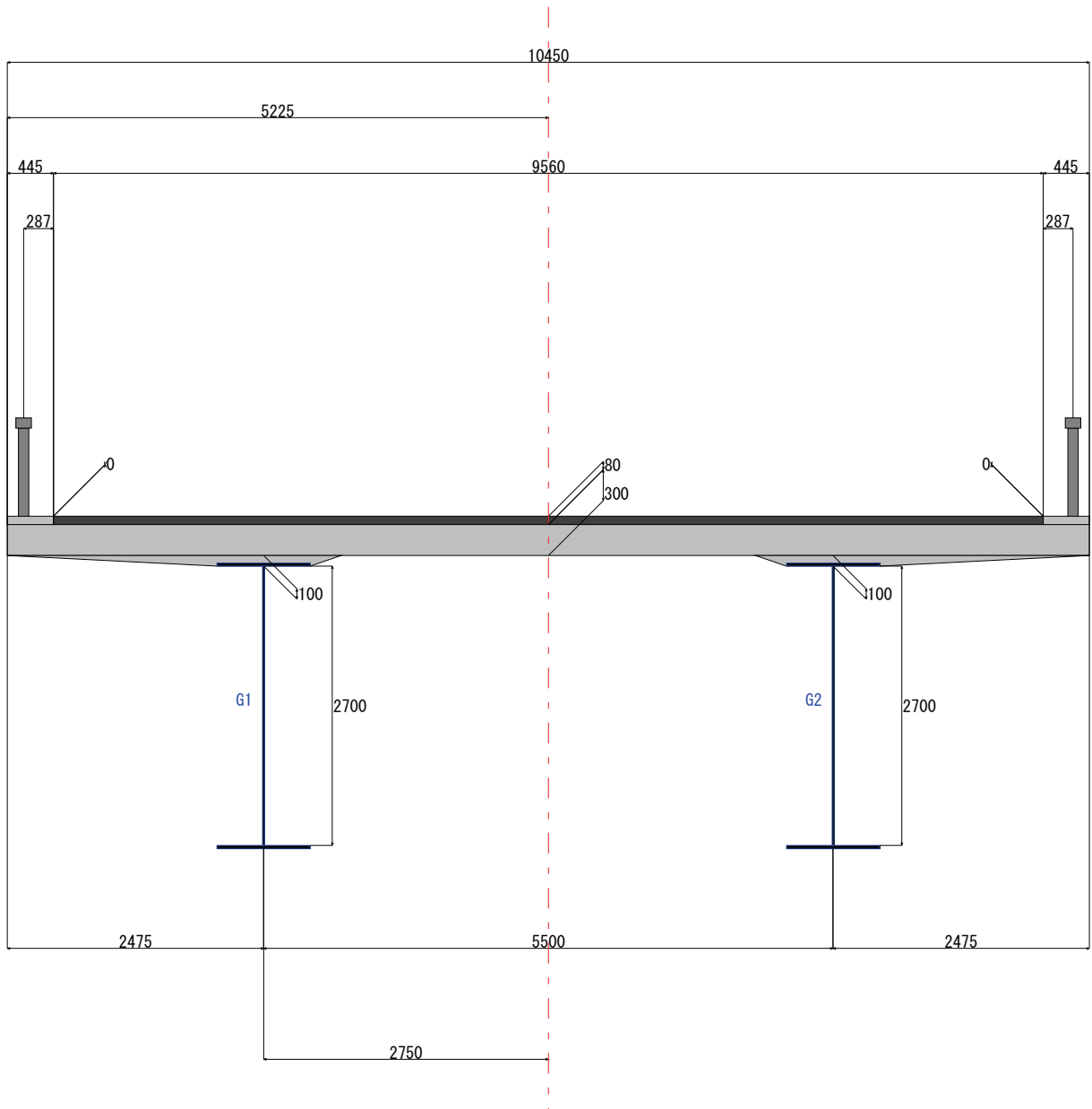
付録-4. 上部工概略設計計算

§ 1. 設計条件

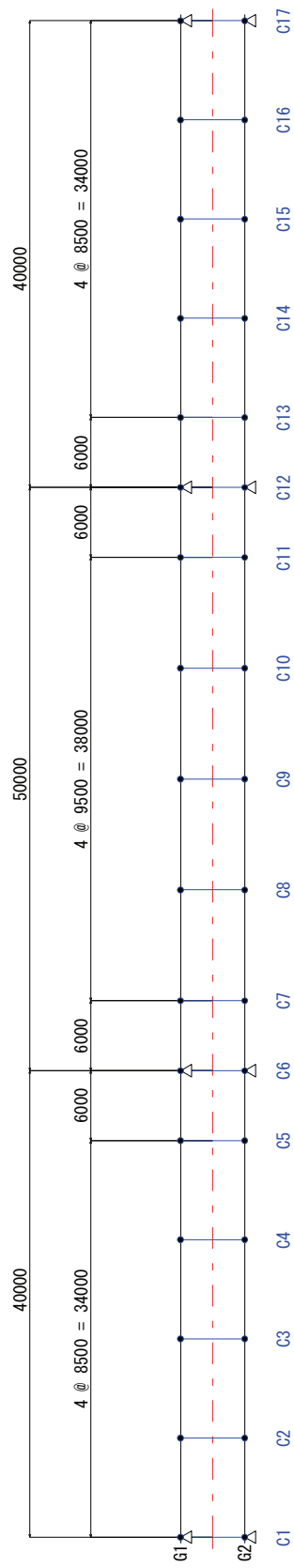
1-1 基本条件

タイトル	モデル橋梁 (支承形式)
形式	3径間連続非合成钣桁
主桁本数	2 本
支間長合計	130[m] (構造基本線)
桁 高	2700[mm]
床版形式	鉄筋コンクリート床版 t=300[mm]
舗 装	アスファルト舗装 t=80[mm]
平面線形	R=∞
横桁斜角	90° 0' 0.0"
活荷重	B活荷重-L
添架物	あり
使用鋼材	-H仕様材
鋼種の仕様	道路橋示方書
耐候性鋼材	使用しない

1-2 横断面図

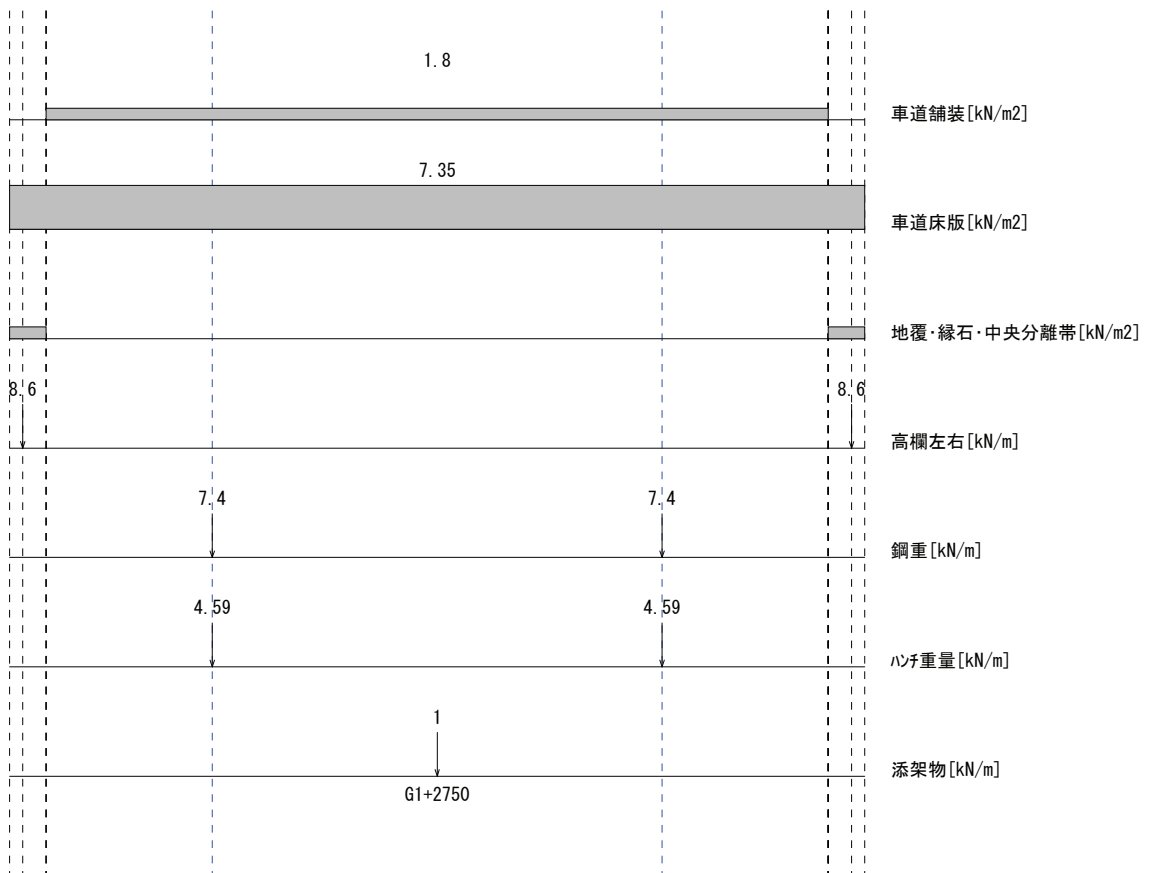
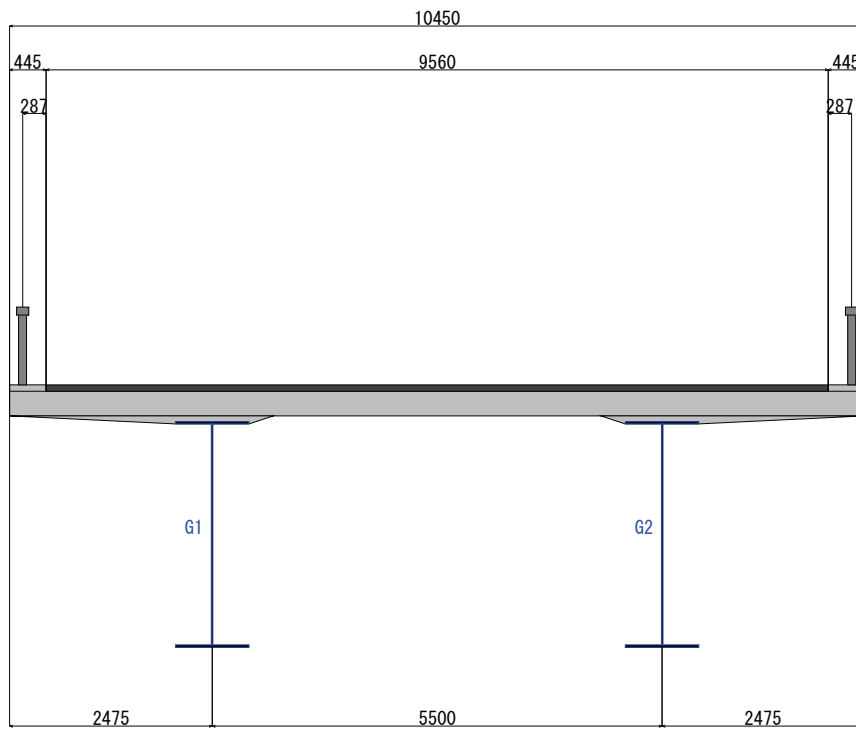


<平面格子図> ※寸法値は構造基本線上の長さ[mm]



§ 2. 荷重

2-1 死荷重



2-2 活荷重

活荷重種類 : B活荷重-L

(1) L 荷重

(a) P1活荷重-曲げ着目時主載荷強度	10 [kN/m ²]
(b) P1活荷重-曲げ着目時従載荷強度	5 [kN/m ²]
(c) P1活荷重-せん断着目時主載荷強度	12 [kN/m ²]
(d) P1活荷重-せん断着目時従載荷強度	6 [kN/m ²]
(e) 橋軸方向載荷長	10 [m]
(f) 橋軸直角方向載荷幅	5.5 [m]
(g) 橋軸方向移動量	1 [m]
<支間-1>	
(h) P2活荷重-主載荷分布活荷重強度	3.5 [kN/m ²]
(i) P2活荷重-従載荷分布活荷重強度	1.75 [kN/m ²]
<支間-2>	
(h) P2活荷重-主載荷分布活荷重強度	3.5 [kN/m ²]
(i) P2活荷重-従載荷分布活荷重強度	1.75 [kN/m ²]
<支間-3>	
(h) P2活荷重-主載荷分布活荷重強度	3.5 [kN/m ²]
(i) P2活荷重-従載荷分布活荷重強度	1.75 [kN/m ²]

§ 3. 断面力

<主桁 G1>

<部材1 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	0.00	1018.26	0.00	1018.26
活荷重	0.00	1011.20	-0.00	-177.16
死+活荷重	0.00	2029.46	-0.00	787.95

<部材1 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	6195.20	439.43	6195.20	439.43
活荷重	5834.18	661.09	-1338.79	-201.77
死+活荷重	12029.38	1100.53	4454.78	177.13

<部材2 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	6195.20	439.43	6195.20	439.43
活荷重	5834.18	661.10	-1338.78	-201.77
死+活荷重	12029.38	1100.53	4454.78	177.13

<部材2 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	7470.34	-139.40	7470.34	-139.40
活荷重	7987.18	397.52	-2561.81	-438.30
死+活荷重	15457.52	377.38	4139.99	-577.70

<部材3 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	7470.34	-139.40	7470.34	-139.40
活荷重	7987.18	397.52	-2561.81	-438.30
死+活荷重	15457.52	377.38	4139.98	-577.70

<部材3 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	3825.42	-718.23	3825.42	-718.23
活荷重	6715.30	194.67	-3669.08	-707.31
死+活荷重	10540.72	-465.15	-944.38	-1425.54

<部材4 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	3825.42	-718.23	3825.42	-718.23
活荷重	6715.30	194.67	-3669.08	-707.31
死+活荷重	10540.72	-465.15	-944.39	-1425.54

<主桁 G1>

<部材4 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	-4739.57	-1297.06	-4739.57	-1297.06
活荷重	2615.71	99.80	-4780.25	-1009.51
死+活荷重	-1339.14	-1167.32	-9519.81	-2306.57

<部材5 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	-4739.56	-1297.06	-4739.56	-1297.06
活荷重	2615.71	99.80	-4780.25	-1009.51
死+活荷重	-1339.14	-1167.32	-9519.81	-2306.57

<部材5 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	-13747.69	-1705.65	-13747.69	-1705.65
活荷重	1564.71	105.99	-7427.96	-1215.17
死+活荷重	-11713.56	-1567.85	-21175.65	-2920.81

<部材6 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	-13747.69	1702.25	-13747.69	1702.25
活荷重	1564.71	1237.69	-7427.96	-162.93
死+活荷重	-11713.56	2939.94	-21175.65	1490.45

<部材6 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	-4759.95	1293.66	-4759.95	1293.66
活荷重	2057.13	1039.96	-4079.69	-159.36
死+活荷重	-2085.68	2333.63	-8839.63	1086.49

<部材7 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	-4759.95	1293.66	-4759.95	1293.66
活荷重	2057.13	1039.96	-4079.69	-159.36
死+活荷重	-2085.68	2333.63	-8839.63	1086.49

<部材7 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	4456.95	646.74	4456.95	646.74
活荷重	6316.81	724.27	-2926.24	-240.92
死+活荷重	10773.76	1371.01	652.84	333.54

<主桁 G1>

<部材8 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	4456.95	646.74	4456.95	646.74
活荷重	6316.81	724.27	-2926.23	-240.92
死+活荷重	10773.76	1371.01	652.85	333.54

<部材8 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	7528.02	-0.19	7528.02	-0.19
活荷重	8146.24	457.64	-2498.22	-456.16
死+活荷重	15674.26	457.64	4280.34	-456.35

<部材9 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	7528.02	-0.19	7528.02	-0.19
活荷重	8146.24	457.65	-2498.22	-456.16
死+活荷重	15674.26	457.65	4280.34	-456.35

<部材9 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	4453.27	-647.12	4453.27	-647.12
活荷重	6359.72	241.64	-2972.18	-722.33
死+活荷重	10812.99	-332.99	589.44	-1369.45

<部材10 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	4453.27	-647.12	4453.27	-647.12
活荷重	6359.72	241.64	-2972.18	-722.33
死+活荷重	10812.99	-332.99	589.44	-1369.45

<部材10 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	-4767.30	-1294.05	-4767.30	-1294.05
活荷重	2089.68	157.17	-4131.27	-1037.84
死+活荷重	-2050.71	-1089.73	-8898.57	-2331.89

<部材11 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	-4767.30	-1294.05	-4767.30	-1294.05
活荷重	2089.68	157.17	-4131.27	-1037.84
死+活荷重	-2050.71	-1089.73	-8898.57	-2331.89

<主桁 G1>

<部材11 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	-13757.36	-1702.64	-13757.36	-1702.64
活荷重	1545.04	160.63	-7380.09	-1236.02
死+活荷重	-11748.81	-1493.81	-21137.45	-2938.66

<部材12 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	-13757.36	1705.89	-13757.36	1705.89
活荷重	1545.04	1215.80	-7380.08	-105.81
死+活荷重	-11748.81	2921.69	-21137.45	1568.33

<部材12 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	-4747.79	1297.30	-4747.79	1297.30
活荷重	2557.85	1010.55	-4718.49	-99.36
死+活荷重	-1422.59	2307.85	-9466.28	1168.13

<部材13 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	-4747.79	1297.30	-4747.79	1297.30
活荷重	2557.85	1010.55	-4718.49	-99.36
死+活荷重	-1422.59	2307.85	-9466.28	1168.13

<部材13 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	3819.25	718.47	3819.25	718.47
活荷重	6654.04	707.90	-3611.71	-192.83
死+活荷重	10473.29	1426.38	-875.98	467.80

<部材14 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	3819.25	718.47	3819.25	718.47
活荷重	6654.03	707.90	-3611.71	-192.83
死+活荷重	10473.29	1426.38	-875.97	467.80

<部材14 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	7466.23	139.64	7466.23	139.64
活荷重	7950.66	438.12	-2523.57	-395.23
死+活荷重	15416.89	577.76	4185.60	-374.16

<主桁 G1>

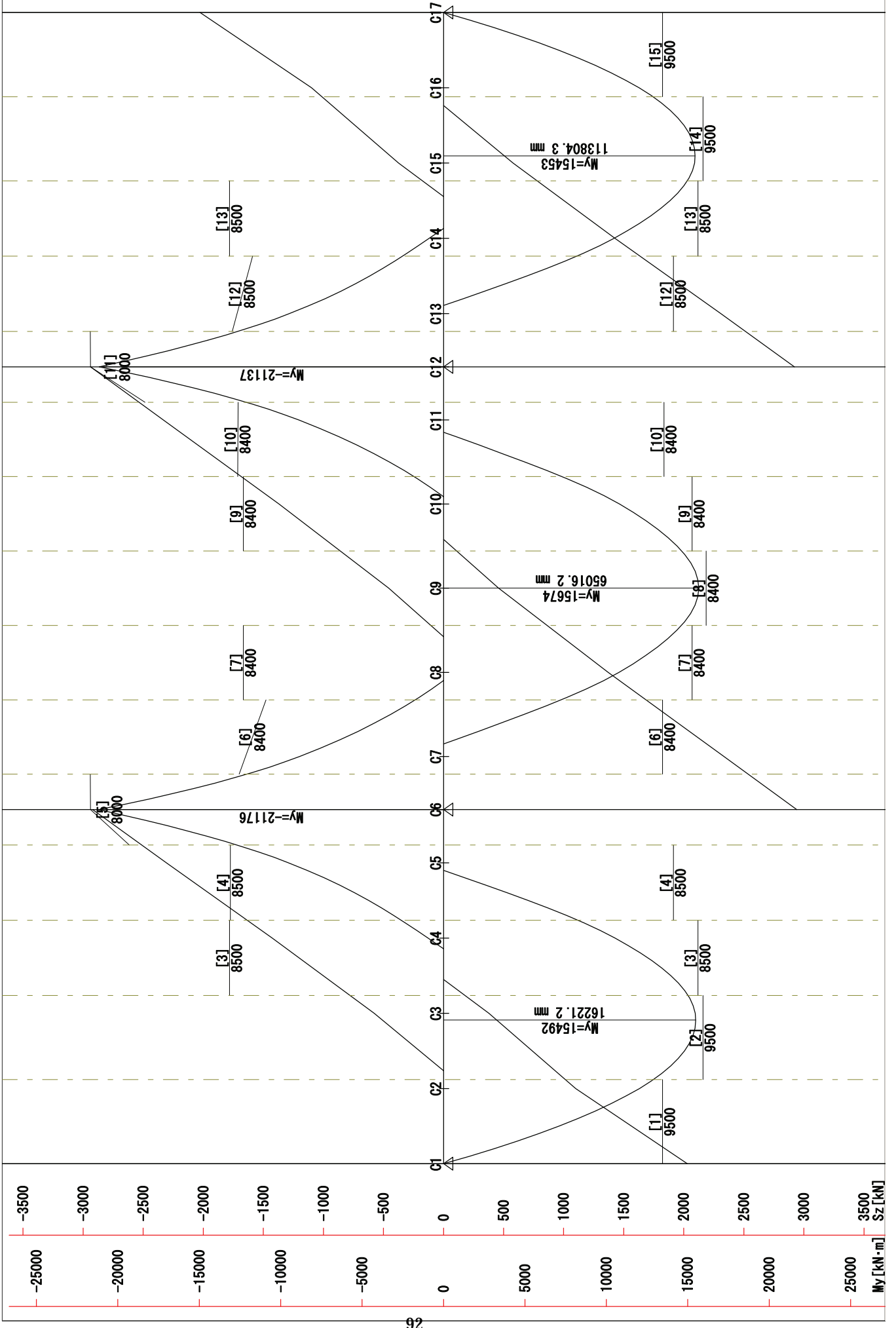
<部材15 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	7466.23	139.64	7466.23	139.64
活荷重	7950.66	438.12	-2523.57	-395.23
死+活荷重	15416.89	577.76	4185.59	-374.16

<部材15 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	6193.15	-439.19	6193.15	-439.19
活荷重	5818.35	200.84	-1319.66	-659.02
死+活荷重	12011.50	-178.10	4477.59	-1098.21

<部材16 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	6193.15	-439.19	6193.15	-439.19
活荷重	5818.36	200.84	-1319.66	-659.02
死+活荷重	12011.50	-178.10	4477.58	-1098.21

<部材16 (J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	0.00	-1018.02	0.00	-1018.02
活荷重	0.00	174.71	-0.00	-1009.59
死+活荷重	0.00	-790.90	-0.00	-2027.61

曲げモーメント・せん断力 <主桁 G1>



§ 4. 反力

$$R_u = 2 R_{L+i(\min)} + R_D$$

以下の反力には桁尻載荷分は含まない。

< 支点横断1 -G1 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	1018.26	1011.20	2029.46
Rz(min) [kN]	1018.26	-177.17	841.10
Ru[kN]			663.93

< 支点横断1 -G2 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	1018.26	1011.20	2029.46
Rz(min) [kN]	1018.26	-177.17	841.10
Ru[kN]			663.93

< 支点横断2 -G1 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	3407.90	1837.32	5245.21
Rz(min) [kN]	3407.90	-237.21	3170.69
Ru[kN]			2933.47

< 支点横断2 -G2 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	3407.90	1837.32	5245.21
Rz(min) [kN]	3407.90	-237.21	3170.69
Ru[kN]			2933.47

< 支点横断3 -G1 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	3408.53	1836.64	5245.16
Rz(min) [kN]	3408.53	-234.38	3174.15
Ru[kN]			2939.77

< 支点横断3 -G2 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	3408.53	1836.64	5245.16
Rz(min) [kN]	3408.53	-234.38	3174.15
Ru[kN]			2939.77

< 支点横断4 -G1 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	1018.02	1009.59	2027.61
Rz(min) [kN]	1018.02	-174.71	843.31
Ru[kN]			668.61

< 支点横断4 -G2 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	1018.02	1009.59	2027.61
Rz(min) [kN]	1018.02	-174.71	843.31
Ru[kN]			668.61

§ 5. 活荷重たわみの検討

◆ 仮定剛度の活荷重たわみ照査

- 支間長 $L \leq 10$ [m] : たわみ $\delta a = L / 2000$
10[m] < 支間長 $L \leq 40$ [m] : たわみ $\delta a = L / (2000/L)$
支間長 $L > 40$ [m] : たわみ $\delta a = L / 500$

<主桁G1>

支間	支間長L[m]	δd [mm]	$\delta L, \delta a$ [mm]
1	40.0000	41.145	42.962 < 80.000
2	50.0000	52.409	61.824 < 100.000
3	40.0000	41.073	42.872 < 80.000

<主桁G2>

支間	支間長L[m]	δd [mm]	$\delta L, \delta a$ [mm]
1	40.0000	41.145	42.962 < 80.000
2	50.0000	52.409	61.824 < 100.000
3	40.0000	41.073	42.872 < 80.000

S 7. 断面計算結果

<主桁グループ1 (G1, G2) >

断面位置	断面1-L	断面1-R	断面2-L	断面2-R	断面2-C	断面3-L
断面長 [mm]	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0	8500.0
材質	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB
断面力						
My(max) [kN・m]	0	12878	12878	15022	15492	15022
My(min) [kN・m]	0	4665	4665	3346	4367	3346
Sz [kN]	2029	1015	1015	777	509	777
固定間距離 [mm]	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0
断面						
上フランジ	650 x 27	650 x 27	650 x 34	650 x 34	650 x 34	650 x 33
ウェブ	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13
下フランジ	650 x 31	650 x 31	650 x 37	650 x 37	650 x 37	650 x 37
断面諸量						
δ [cm]	4.92	4.92	3.33	3.33	3.33	4.47
Yu [cm]	-142.63	-142.63	-141.73	-141.73	-141.73	-142.77
Yl [cm]	133.18	133.18	135.37	135.37	135.37	134.23
Ag [cm ²]	728.00	728.00	812.50	812.50	812.50	806.00
Iy [cm ⁴]	9134861	9134861	10757697	10757697	10757697	10626177
応力度						
σu(max) [N/mm ²]	0.0 < 210.0	-201.1 < -210.0	-169.7 < -210.0	-197.9 < -210.0	-204.1 < -210.0	-201.8 < -210.0
σL(〃) [N/mm ²]	0.0 < 210.0	201.7 < 210.0	174.1 < 210.0	203.1 < 210.0	194.9 < 210.0	203.9 < 210.0
σu(min) [N/mm ²]	0.0 < 210.0	-72.8 < -210.0	-61.5 < -210.0	-44.1 < -210.0	-57.5 < -210.0	-45.0 < -210.0
σL(〃) [N/mm ²]	0.0 < 210.0	73.1 < 210.0	63.1 < 210.0	45.2 < 210.0	55.0 < 210.0	45.4 < 210.0
τ [N/mm ²]	57.8 < 120.0	28.9 < 120.0	28.9 < 120.0	22.1 < 120.0	14.5 < 120.0	22.1 < 120.0
合成応力度 Wu	0.232 < 1.2	0.940 < 1.2	0.680 < 1.2	0.880 < 1.2	0.914 < 1.2	0.916 < 1.2
WL	0.232 < 1.2	0.821 < 1.2	0.621 < 1.2	0.801 < 1.2	0.830 < 1.2	0.806 < 1.2
抵抗曲げモーメント						
Mru(max) [kN・m]	13450	13450	15940	15940	15940	15630
Mrl(〃) [kN・m]	14405	14405	16688	16688	16688	16624
Mru(min) [kN・m]	13450	13450	15940	15940	15940	15630
Mrl(〃) [kN・m]	14405	14405	16688	16688	16688	16624
引張ボルト数 (上・下)		4	4	4	4	4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面3-R	断面4-L	断面4-R	断面5-L	断面5-R	断面5-C
断面長 [mm]	8500.0	8500.0	8500.0	8000.0	8000.0	8000.0
材質	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM570 SM570 SM570-H	SM570 SM570 SM570-H	SM570 SM570 SM570-H
断面力	8274 -2583 1633	8274 -2583 1633	-4538 -12675 2511	-4538 -12675 2511	-5090 -12088 2536	-11714 -21176 2940
My (max) [kN・m]						
My (min) [kN・m]						
Sz [kN]						
固定間距離 [mm]	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0	6000.0	6000.0
断面	650 x 33 2700 x 13 650 x 37	650 x 28 2700 x 13 650 x 38	650 x 28 2700 x 13 650 x 38	650 x 37 2700 x 15 650 x 46	650 x 37 2700 x 15 650 x 46	650 x 37 2700 x 15 650 x 46
断面諸量	4.47 -142.77 134.23 806.00 10626177	11.52 -149.33 127.28 780.00 10044418	11.52 -149.33 127.28 780.00 10044418	8.62 -147.32 130.98 944.50 12531620	8.62 -147.32 130.98 944.50 12531620	8.62 -147.32 130.98 944.50 12531620
δ [cm]						
Yu [cm]						
YL [cm]						
Ag [cm ²]						
Iy [cm ⁴]						
応力度	-111.2 < -210.0 112.3 < 210.0 37.3 < 210.0 -32.6 < -165.9 46.5 < 120.0 0.418 < 1.2 0.385 < 1.2	-123.0 < -210.0 112.6 < 210.0 41.3 < 210.0 -32.7 < -165.9 46.5 < 120.0 0.481 < 1.2 0.385 < 1.2	72.5 < 210.0 -57.5 < -165.9 202.5 < 210.0 -160.6 < -165.9 71.5 < 120.0 1.131 < 1.2 0.906 < 1.2	57.3 < 255.0 -47.4 < -201.7 160.1 < 255.0 -132.5 < -201.7 62.0 < 145.0 0.507 < 1.2 0.434 < 1.2	64.3 < 255.0 -53.2 < -227.1 152.7 < 255.0 -126.3 < -227.1 62.6 < 145.0 0.482 < 1.2 0.415 < 1.2	137.7 < 255.0 -122.4 < -227.1 248.9 < 255.0 -221.3 < -227.1 72.6 < 145.0 1.156 < 1.2 0.952 < 1.2
σu (max) [N/mm ²]						
σL (〃) [N/mm ²]						
σu (min) [N/mm ²]						
σL (〃) [N/mm ²]						
τ						
合成応力度						
Wu						
WL						
抵抗曲げモーメント	15630 16624 -15630 -13137	14126 16573 -14126 -13096	-13229 -13096 -13229 -13096	-21692 -19297 -21692 -19297	-21692 -21726 -21692 -21726	-21680 -21726 -21680 -21726
Mru (max) [kN・m]						
Mrl (〃) [kN・m]						
Mru (min) [kN・m]						
Mrl (〃) [kN・m]						
引張ボルト数 (上・下)	4	4	4	4	4	4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面6-L	断面6-R	断面7-L	断面7-R	断面8-L	断面8-R
断面長 [mm]	8400.0	8400.0	8400.0	8400.0	8400.0	8400.0
材質	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB
断面力 My(max) [kN・m]	-5090	7233	7233	14613	14613	14633
My(min) [kN・m]	-12088	-1732	-1732	3500	3500	3468
Sz [kN]	2536	1685	1685	861	861	860
固定間距離 [mm]	6000.0	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0
断面 上フランジ [mm]	650 x 27	650 x 27	650 x 32	650 x 32	650 x 35	650 x 35
ウェブ [mm]	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13
下フランジ [mm]	650 x 31	650 x 31	650 x 36	650 x 36	650 x 35	650 x 35
断面諸量 δ [cm]	4.92	4.92	4.54	4.54	0.00	0.00
Yu [cm]	-142.63	-142.63	-142.74	-142.74	-138.50	-138.50
YL [cm]	133.18	133.18	134.06	134.06	138.50	138.50
Ag [cm ²]	728.00	728.00	793.00	793.00	806.00	806.00
Iy [cm ⁴]	9134861	9134861	10376747	10376747	10641545	10641545
応力度 σu(max) [N/mm ²]	85.4 < 210.0	-112.9 < -210.0	-99.5 < -210.0	-201.0 < -210.0	-190.2 < -210.0	-190.4 < -210.0
σL (〃) [N/mm ²]	-74.2 < -183.6	113.3 < 210.0	100.4 < 210.0	202.8 < 210.0	204.3 < 210.0	204.6 < 210.0
σu(min) [N/mm ²]	202.8 < 210.0	29.0 < 210.0	25.6 < 210.0	-48.1 < -210.0	-45.6 < -210.0	-45.1 < -210.0
σL (〃) [N/mm ²]	-176.2 < -183.6	-25.2 < -158.9	-22.4 < -158.9	48.6 < 210.0	48.9 < 210.0	48.5 < 210.0
τ [N/mm ²]	72.2 < 120.0	48.0 < 120.0	48.0 < 120.0	24.5 < 120.0	24.5 < 120.0	24.5 < 120.0
合成応力度 Wu	1.140 < 1.2	0.438 < 1.2	0.375 < 1.2	0.917 < 1.2	0.821 < 1.2	0.823 < 1.2
WL	1.034 < 1.2	0.401 < 1.2	0.348 < 1.2	0.807 < 1.2	0.821 < 1.2	0.823 < 1.2
抵抗曲げモーメント Mru(max) [kN・m]	-12547	13450	15267	15267	16135	16135
Mrl (〃) [kN・m]	-12596	14405	16255	16255	16135	16135
Mru(min) [kN・m]	-12547	-13450	-15267	15267	16135	16135
Mrl (〃) [kN・m]	-12596	-10897	-12297	16255	16135	16135
引張ボルト数 (上・下)	4	4	4	4	4	4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面8-C	断面9-L	断面9-R	断面10-L	断面10-R	断面11-L
断面長	8400.0	8400.0	8400.0	8400.0	8400.0	8000.0
材質	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM570 SM570 SM570-H
断面力	15674 4280 458	14633 3468 860	7277 -1803 1684	7277 -1803 1684	-5069 -12127 2534	-5069 -12127 2534
固定間距離	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0
断面	650 x 35 2700 x 13 650 x 35	650 x 32 2700 x 13 650 x 36	650 x 32 2700 x 13 650 x 36	650 x 26 2700 x 13 650 x 39	650 x 26 2700 x 13 650 x 39	650 x 37 2700 x 15 650 x 46
断面諸量	0.00 -138.50 138.50 806.00 10641545	4.54 -142.74 134.06 793.00 10376747	4.54 -142.74 134.06 793.00 10376747	15.10 -152.70 123.80 773.50 9850406	15.10 -152.70 123.80 773.50 9850406	8.62 -147.32 130.98 944.50 12531620
応力度	-204.0 < -210.0 204.0 < 210.0 -55.7 < -210.0 55.7 < 210.0 13.0 < 120.0 0.908 < 1.2 0.908 < 1.2	-201.3 < -210.0 203.1 < 210.0 -47.7 < -210.0 48.1 < 210.0 24.5 < 120.0 0.920 < 1.2 0.809 < 1.2	-100.1 < -210.0 101.0 < 210.0 26.6 < 210.0 -23.3 < -158.9 48.0 < 120.0 0.377 < 1.2 0.350 < 1.2	-112.8 < -210.0 98.3 < 210.0 30.0 < 210.0 -22.7 < -158.9 48.0 < 120.0 0.439 < 1.2 0.338 < 1.2	84.4 < 210.0 -63.7 < -158.9 202.0 < 210.0 -152.4 < -158.9 72.2 < 120.0 1.136 < 1.2 0.856 < 1.2	64.0 < 255.0 -53.0 < -191.5 153.2 < 255.0 -126.8 < -191.5 62.6 < 145.0 0.483 < 1.2 0.416 < 1.2
合成応力度	Wu WL					
抵抗曲げモーメント	16135 16135 16135 16135	15267 16255 15267 16255	15267 16255 -15267 -12297	13546 16709 -13546 -12641	-12616 -12641 -12616 -12641	-21692 -18325 -21692 -18325
引張ボルト数 (上・下)		4 4	4 4	4 4	4 4	4 4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面11-R	断面11-C	断面12-L	断面12-R	断面13-L	断面13-R
断面長 [mm]	8000.0	8000.0	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0
材質	SM570	SM570	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
上フランジ ウェブ	SM570	SM570	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA
下フランジ	SM570-H	SM570-H	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
断面力 My (max) [kN・m]	-4613	-11749	-4613	8200	8200	14975
My (min) [kN・m]	-12626	-21137	-12626	-2515	-2515	3397
Sz [kN]	2512	2939	2512	1634	1634	777
固定間距離 [mm]	6000.0	6000.0	6000.0	8500.0	8500.0	8500.0
断面 上フランジ	650 x 37	650 x 37	650 x 29	650 x 29	650 x 33	650 x 33
ウェーブ	2700 x 15	2700 x 15	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13
下フランジ	650 x 46	650 x 46	650 x 32	650 x 32	650 x 37	650 x 37
断面諸量 δ [cm]	8.62	8.62	3.60	3.60	4.47	4.47
Yu [cm]	-147.32	-147.32	-141.50	-141.50	-142.77	-142.77
YL [cm]	130.98	130.98	134.60	134.60	134.23	134.23
Ag [cm ²]	944.50	944.50	747.50	747.50	806.00	806.00
Iy [cm ⁴]	12531620	12531620	9513735	9513735	10626177	10626177
応力度 σu (max) [N/mm ²]	58.3 < 255.0	138.1 < 255.0	73.7 < 210.0	-122.0 < -210.0	-110.2 < -210.0	-201.2 < -210.0
σL (〃) [N/mm ²]	-48.2 < -227.1	-122.8 < -227.1	-65.3 < -183.6	124.6 < 210.0	111.3 < 210.0	203.2 < 210.0
σu (min) [N/mm ²]	159.5 < 255.0	248.5 < 255.0	201.8 < 210.0	40.2 < 210.0	36.3 < 210.0	-45.6 < -210.0
σL (〃) [N/mm ²]	-132.0 < -227.1	-220.9 < -227.1	-178.6 < -183.6	-35.6 < -165.9	-31.8 < -165.9	46.1 < 210.0
τ [N/mm ²]	62.0 < 145.0	72.6 < 145.0	71.6 < 120.0	46.5 < 120.0	46.5 < 120.0	22.1 < 120.0
合成応力度 Wu	0.505 < 1.2	1.153 < 1.2	1.123 < 1.2	0.474 < 1.2	0.413 < 1.2	0.910 < 1.2
WL	0.432 < 1.2	0.949 < 1.2	1.045 < 1.2	0.441 < 1.2	0.381 < 1.2	0.801 < 1.2
抵抗曲げモーメント Mru (max) [kN・m]	-21692	-21682	-13244	14119	15630	15630
Mrl (〃) [kN・m]	-21726	-21726	-12980	14843	16624	16624
Mru (min) [kN・m]	-21692	-21682	-13244	-14119	-15630	15630
Mrl (〃) [kN・m]	-21726	-21726	-12980	-11729	-13137	16624
引張ボルト数 (上・下)	4	4	4	4	4	4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面14-L	断面14-R	断面14-C	断面15-L	断面15-R
断面長 [mm]	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0
材質	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB
断面力 My(max) [kN・m]	14975	12857	15453	12857	0
My(min) [kN・m]	3397	4691	4418	4691	0
Sz [kN]	777	1013	506	1013	2028
固定間距離 [mm]	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0
断面 上フランジ [mm]	650 x 34	650 x 34	650 x 34	650 x 27	650 x 27
ウェブ [mm]	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13
下フランジ [mm]	650 x 37	650 x 37	650 x 37	650 x 31	650 x 31
断面諸量 δ [cm]	3.33	3.33	3.33	4.92	4.92
Yu [cm]	-141.73	-141.73	-141.73	-142.63	-142.63
Yl [cm]	135.37	135.37	135.37	133.18	133.18
Ag [cm ²]	812.50	812.50	812.50	728.00	728.00
Iy [cm ⁴]	10757697	10757697	10757697	9134861	9134861
応力度 σu(max) [N/mm ²]	-197.3 < -210.0	-169.4 < -210.0	-203.6 < -210.0	-200.7 < -210.0	0.0 < 210.0
σL (〃) [N/mm ²]	202.5 < 210.0	173.8 < 210.0	194.5 < 210.0	201.4 < 210.0	0.0 < 210.0
σu(min) [N/mm ²]	-44.8 < -210.0	-61.8 < -210.0	-58.2 < -210.0	-73.2 < -210.0	0.0 < 210.0
σL (〃) [N/mm ²]	45.9 < 210.0	63.4 < 210.0	55.6 < 210.0	73.5 < 210.0	0.0 < 210.0
τ [N/mm ²]	22.1 < 120.0	28.9 < 120.0	14.4 < 120.0	28.9 < 120.0	57.8 < 120.0
合成応力度 Wu	0.875 < 1.2	0.678 < 1.2	0.910 < 1.2	0.937 < 1.2	0.232 < 1.2
Wl	0.796 < 1.2	0.619 < 1.2	0.826 < 1.2	0.818 < 1.2	0.232 < 1.2
抵抗曲げモーメント Mru(max) [kN・m]	15940	15940	15940	13450	13450
MrL (〃) [kN・m]	16688	16688	16688	14405	14405
Mru(min) [kN・m]	15940	15940	15940	13450	13450
MrL (〃) [kN・m]	16688	16688	16688	14405	14405
引張ボルト数 (上・下)	4	4	4	4	4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1

7. 今後の課題と展望

7-1. 複合ラーメン橋の課題

複合ラーメン橋を設計する場合には、現在の道路橋示方書では複合橋梁としての耐荷力などに関する要求性能規定が明確でないため、鋼部材、コンクリート部材および、その合成部材などの各部材が個々の基準や規定を用いて設計されているのが実状である。最近では、採用実績の増加にともない多くの実験や解析が実施されており、複合ラーメン橋の設計法は整備されつつあるが、今後、複合ラーメン橋がより優位性を発揮するには、①複合橋梁としての性能を明確にした性能照査型設計法の適用、②合理的な設計手法の確立などが課題として挙げられる。

また、長期的に耐久性を確保するためには、確実な設計・施工を実施するとともに、継続的に適切な維持管理を行う必要がある。複合ラーメン橋特有の維持管理上の課題としては、①接合部など重点箇所やコンクリート内部の点検方法、②損傷が発生した場合の対応方法などが挙げられる。これらの課題を検討するとともに、点検体制の整備を行うことでさらに長寿命化を図ることが望まれる。

7-2. 複合ラーメン橋の展望

複合ラーメン橋は、初期コストや維持管理費の低減、耐震性の向上など多くの優位性を有しており採用実績は増えている。最近では、経済性の向上や長支間化を目指した二重合成複合ラーメン橋¹⁾(図 7-1)や方杖部材を有した複合ラーメン橋²⁾(図 7-2)などの研究が報告され、さらなる技術開発が行われている。また、ヨーロッパでは箱桁橋としてこれらの橋梁形式の施工事例も報告されている^{3) 4)}。複合ラーメン橋では、構造的な優位性のほかに、張出し架設工法が可能であることから、特に山岳部等において、地形条件に左右されない自由度の高い架設工法を採用することができる。さらに新しい剛結部の詳細構造の開発およびその設計手法の確立や今後の架設工法の発展により、複合ラーメン橋は幅広い範囲で今後も採用が増えていくものと思われる。

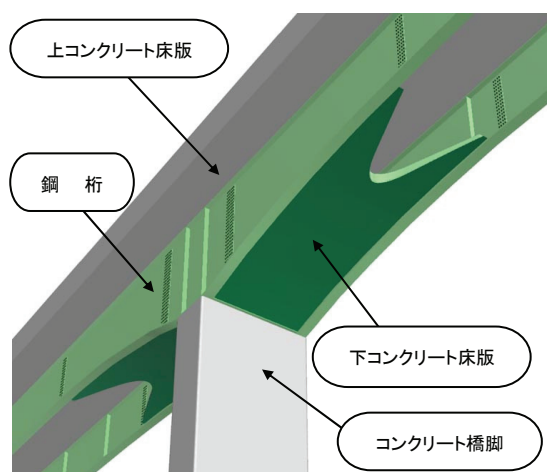


図 7-1 二重合成複合ラーメンI桁橋

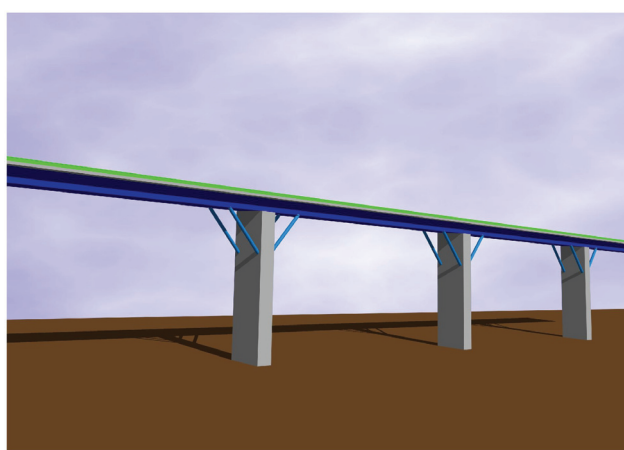


図 7-2 方杖部材を有した複合ラーメン橋

参考文献

- 1) 奥村, 大久保, 小林: 二重合成複合ラーメン I 桁橋の耐風安定性に関する実験的研究, 第 20 回風工学シンポジウム, pp301-306, 2008. 12.
- 2) 亀川, 小池, 鳥部: CFT 方杖部材を有する複合ラーメン橋の開発, 橋梁と基礎, vol. 41 No. 9, pp25-30, 2007. 9.
- 3) 大久保, 梁, 大山, 夏秋, 栗田: 鋼・コンクリート二重合成桁の実績調査と考察, 第 5 回複合構造活用に関するシンポジウム講演論文集, pp19-22, 2003. 11.
- 4) <http://www.haseltalbruecke.de/> (ハセルタル橋の紹介ホームページ)
- 5) 日本橋梁建設協会: 複合ラーメン橋の今後の展望, 平成 17 年度橋梁技術講習会, 2006. 1.

鋼コンクリート複合構造研究部会 報告書 (No.071)

編 集 鋼橋技術研究会 鋼コンクリート複合構造研究部会
発 行 平成21年7月
発 行 所 鋼橋技術研究会
〒103-0012 東京都中央区日本橋堀留町1-11-5 吉泉ビル5F
TEL.03-3249-0163

※当該資料の内容を複製したり他の出版物へ転載するような場合は、
必ず鋼橋技術研究会の許可を得てください。

印刷・製本 有限会社 アズ・クリエイト