共同研究報告書
整理番号第３３５号

交差点立体化の路上工事短縮技術の開発に関する共同研究

－下路式トラス桁を用いた交差点立体化施工技術の開発－

共同研究成果報告書

平成１７年３月

独立行政法人 土木研究所
株式会社 錢高組
松尾橋梁 株式会社

共同研究報告書
第 335 号　2005 年 3 月

交差点立体化の路上工事短縮技術の開発に関する共同研究
－下路式トラス桁を用いた交差点立体化施工技術の開発－
共同研究成果報告書

独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術チーム）	主席研究員　大下　武志
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎チーム）	上席研究員　福井　次郎
株式会社錢高組	土木事業本部土木本部技術部	部　　長　山花　　豊
松尾橋梁株式会社	技術グループ	執 行 役 員　明田　啓史

（いずれも代表者のみ）

要　旨

都市内の交差点立体化工事において、工事中の道路交通や周辺環境への影響の少なく、急速施工が可能な交差点立体化工法の開発を目的に、独立行政法人土木研究所と㈱錢高組、松尾橋梁㈱は、平成 14 年度から約 3 年間にわたり、「交差点立体化の路上工事短縮技術の開発（下路式トラス桁を用いた交差点立体化施工技術の開発）」に関する共同研究を実施してきた。

本報告書は、下路式上部構造と合成フーチングを用いて急速施工が可能な交差点立体化工法の開発に向けて実施してきた共同研究成果を取りまとめたものである。

キーワード：　交差点立体化、急速施工、路上工事、下路式、合成フーチング、鋼コンクリート複合桁

ま　え　が　き

都市内の主要な平面交差点では、慢性的な交通渋滞が発生しており、都市の経済活動を阻害しているだけでなく、騒音や大気汚染等により周辺環境や地球環境へも悪影響を及ぼしている。このため、小規模な対策としては、交通容量を増やすための交差点部の拡幅、右折レーンの設置、信号現示の改良・系統化等の交差点対策が、さらに大規模な対策としては交差点の立体化等の改良工事が順次進められており、都市内の交通円滑化に効果を発揮している。

しかしながら、交差点の立体化工事は、交通量の多い既設道路上での工事であり、施工ヤード等の制約条件の厳しい場所での施工となることから、施工期間が長期間に及び、工事に伴い新たな交通渋滞を誘発することになる。さらに、既に市街化の進んだ都市内の工事となると、工事に伴う渋滞・騒音・振動・大気汚染等の影響により、周辺住民の生活環境に大きな影響を与えることになる。

これらの問題に対して、交差点の立体化工事に伴う道路交通や周辺環境への影響を極力低減できる新技術・新工法の開発が早急に望まれていた。

そこで、独立行政法人土木研究所は、民間会社６グループと交差点立体化工事の急速施工が可能な工法の開発を目指し、平成 **14** 年度から **16** 年度まで「交差点立体化の路上工事短縮技術の開発」に関する共同研究を以下の６課題に対して実施してきた。

・上下同時作業による交差点立体化工法の開発
・コンクリート・鋼複合構造による都市内交差点立体化技術の開発
・二次渋滞緩和を目指した急速交差点立体化工法の開発
・直接基礎形式等橋梁による急速交差点立体化工法の開発
・上下部一体化橋梁による急速交差点立体化工法の開発
・下路式トラス桁を用いた交差点立体化施工技術の開発

その内、土木研究所と㈱錢高組、松尾橋梁㈱のグループは、下路式桁の活用より橋梁延長を短縮し交差点立体化工事の急速施工が可能となる工法の開発を目指し、**「下路式トラス桁を用いた交差点立体化施工技術の開発」**に関して共同研究を実施した。

本共同研究報告書は、共同研究内で実施してきた、主要な要素技術の性能確認実験や施工法の検討結果など、一連の研究成果を取りまとめたものである。

共同研究担当者

所　属		役　職	氏　名
独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術）	主席研究員	大下　武志
		主任研究員	波田　光敬
		主任研究員	小野寺誠一
	構造物研究グループ（基礎）	上席研究員	福井　次郎
		主任研究員	竹口　昌弘
		研　究　員	梅原　　剛
株式会社錢高組	土木事業本部土木本部技術部	部　　長	山花　　豊
		課長補佐	橋本　　崇
	技術本部	副本部長	井田　隆久
	技術本部技術研究所	主任研究員	原田　尚幸
		研　究　員	田　　福勝
松尾橋梁株式会社	技術グループ	執行役員	明田　啓史
	設計部構造課	課　　長	大畑　和夫
		課長代理	西村　　晃
	工事部	課　　長	上甲　　宏

目　　次

第１章　共同研究概要 …… 1
1.1　研究目的 …… 1
1.2　研究体制 …… 1
1.3　研究計画 …… 1

第２章　研究対象の新工法の概要 …… 2
2.1　新工法の概要 …… 2
2.2　新工法の構造上の特長 …… 3
2.3　新工法の急速施工法 …… 4
2.4　新工法の課題と研究項目 …… 6

第３章　研究対象とした新工法の研究成果 …… 7
3.1　上部工に対する検討 …… 7
3.1.1　下路式箱桁から上路式箱桁への応力伝達に関する検討 …… 7
3.1.2　下路式箱桁部の横倒れ座屈に関する検討 …… 11
3.1.3　温度軸力に対する鋼床版部の解析上の取り扱いに関する検討 …… 18
3.2　下部工に対する検討 …… 19
3.2.1　合成フーチングの応力伝達に関する検討 …… 19
3.2.2　合成フーチングのせん断耐力に関する検討 …… 23
3.2.3　合成フーチングの曲げ耐力に関する検討 …… 69

第４章　施工シミュレーション …… 141
4.1　現場条件と試設計条件 …… 141
4.1.1　現場条件 …… 141
4.1.2　試設計条件 …… 144
4.2　検討結果 …… 148
4.3　周辺への影響低減ケース …… 150
4.4　工費最小ケース …… 168
4.5　工期最短ケース …… 181

第５章　設計、施工および維持管理上の留意点 …… 197

参考資料 …… 199
接合部の疲労安全性に関する検討 …… 199

第１章　共同研究概要

1.1　共同研究の目的

都市内の交通の円滑化を目的として行われる交差点立体化工事では、工事に伴う交通規制により新たな交通渋滞が発生し、また、施工ヤード等の制約条件の厳しい場所での施工となることから、施工期間が長期に及び、工事に伴う道路交通の影響も長期間にわたることになる。更に、工事に伴う騒音・振動等により、周辺住民の生活環境に影響を及ぼすことになる。

このため、都市内の交差点立体化の工事において、道路交通や周辺環境への影響の少ない、大幅な工期短縮に資する技術の開発が必要であり、下路式桁の利用による橋梁部延長の縮小とともに合成フーチングの活用により交差点立体化工事の急速施工が可能となる工法の開発を目指し、本共同研究を実施した。

1.2　共同研究体制

本共同研究は、独立行政法人土木研究所（施工技術チーム、基礎チーム）と㈱錢高組、松尾橋梁㈱との間で実施した。共同研究の体制は、以下の通りである。

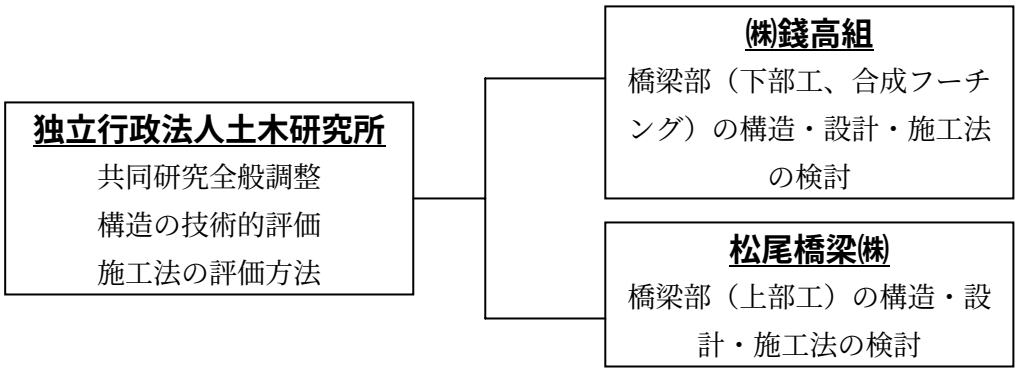


図-1.1　共同研究体制

1.3　共同研究計画

共同研究は、平成 14 年度～16 年度の３年間実施した。

共同研究の全体計画は、以下のとおりである。

表-1.1　共同研究計画

研究項目	14 年度	15 年度	16 年度	備考
全体構造・施工法の検討	――	――	――	
合成フーチングの構造・設計法の実験		――	――	
上部工の詳細構造検討			――	
試設計		――	――	
施工計画の検討		――	――	
道路交通への影響評価			――	

第２章　研究対象の新工法の概要

2.1　新工法の概要

新工法（以下、ZEM 工法と称す）は、下路式構造の採用による立体交差橋の延長短縮効果と、合成フーチングなどのプレファブ部材・複合部材の採用により、工期短縮、工費低減、周辺環境・隣接交差点への影響低減を図るものである。ZEM 工法のイメージ図を図-2.1 に示す。

交差点上の中央径間には、積極的に下路式を採用し、路面高さを低く抑えることにより立体交差橋の延長を短縮する。この延長を短くする効果により、工期短縮、工費低減、周辺環境・隣接交差点への影響低減を図ることができる。また、フーチングは、鋼・コンクリートの複合部材である合成フーチングを採用することにより、フーチングの型枠・配筋作業を省略する他、架設時の温度によるけたの伸縮や製作・架設誤差を吸収し架設を容易にすることにより、工期短縮を図る。さらに、鋼げた、鋼床版、鋼製橋脚、コンクリートセグメントなどのプレファブ部材を積極的に採用することにより工期短縮を図る。ZEM 工法の構造概要図を図-2.2 に示す。



図-2.1　新工法（ZEM 工法）のイメージ図

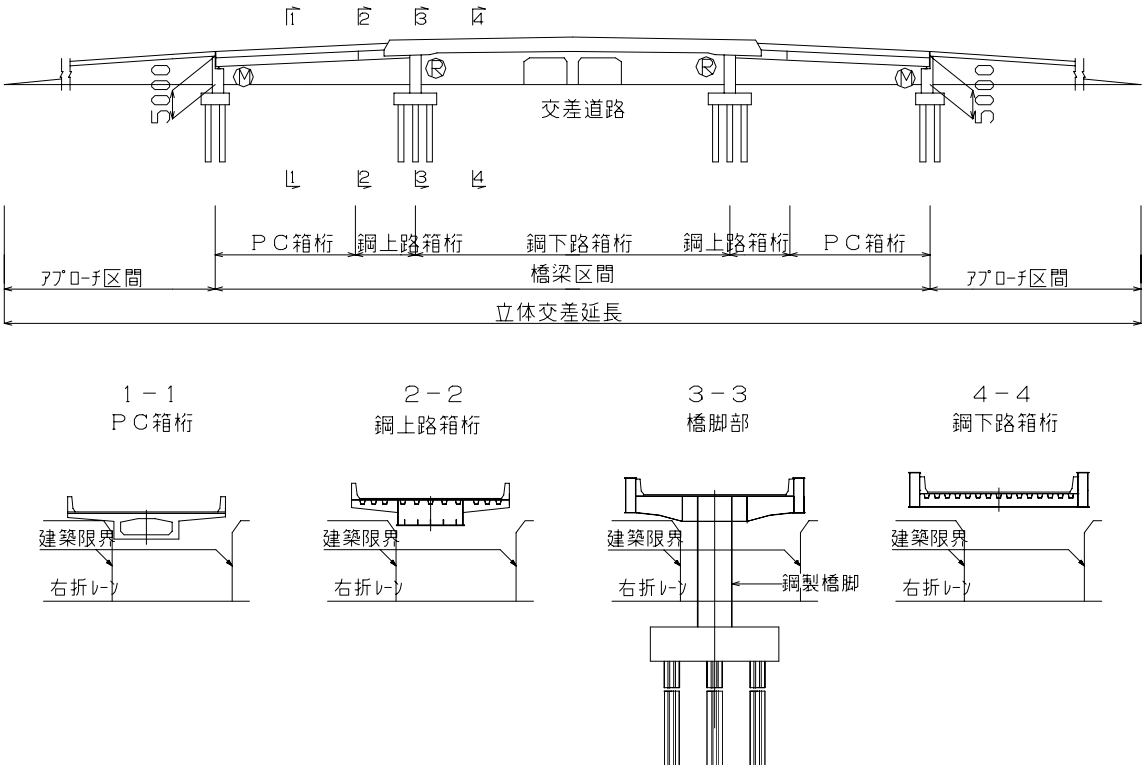


図-2.2　ZEM 工法の構造概要図

2.2　新工法の構造上の特長

(1)橋脚と剛結された下路式鋼げたの採用

交差点上の中央径間に下路式を採用した場合、上路式に比べ路面高さを低く抑え、縦断線形を全体的に下げることにより、立体交差橋の総延長を短くすることができる。試算では、上路式を用いた場合に比べ、10～15%延長が短くできる。これにより、周辺環境や隣接する交差点への影響を低減することができる他、工事総延長、特に橋梁区間の短縮により、工期の短縮や工費の低減に繋がる。上路式と下路式の比較を図-2.3 に示す。

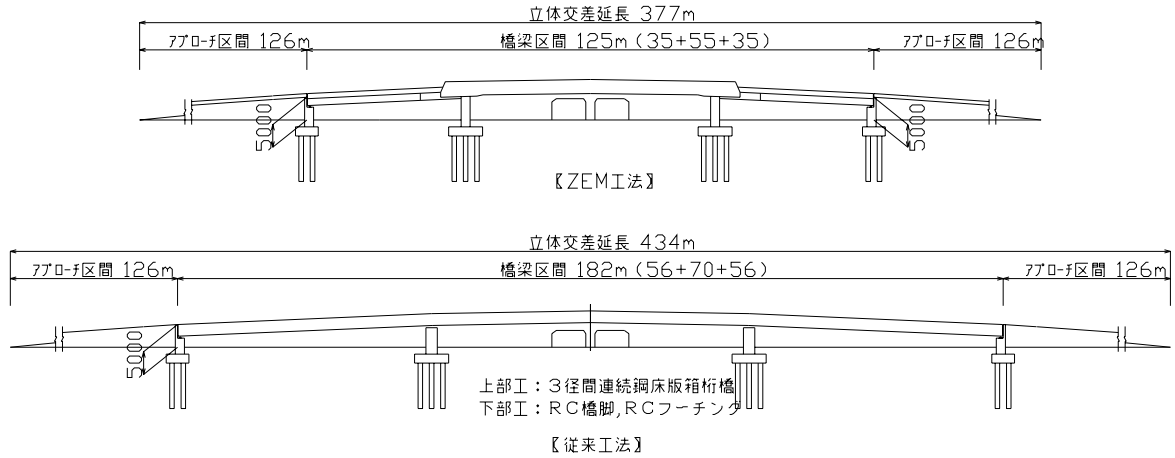


図-2.3　上路式(従来工法)と下路式(ＺＥＭ工法)の比較例

橋脚の梁と側道の建築限界との干渉を避けること、さらにラーメン構造とすることにより耐震性能の向上を図るため、上部工と下部工は剛結構造とする。

主径間の下路式を側径間にも採用した場合、防護柵外側に位置する主げた幅分だけ総幅員が増加するため、側径間には上路式を採用しその影響を回避する。

一般的に、アプローチ区間(盛土区間)は橋梁区間と比べて工費が安価となる。このため、許容される最大限の盛土高さを用いてアプローチ区間を設置した場合、下路げたの立体交差橋延長短縮効果により、中央径間長と側径間長とでアンバランスな支間割となることがある。その場合には、鋼げたに比べ死荷重の大きいＰＣげたを側径間に採用した鋼・ＰＣ複合連続げたとする。

(2)合成フーチングの採用

現場での作業を軽減し、工期を短縮するため、鋼げた、鋼床版、鋼製橋脚、プレキャストセグメント、合成フーチングなどのプレファブ部材、鋼とコンクリートの複合構造を採用する。

合成フーチングは、図-2.4 に示すように鋼製橋脚柱基部とフーチングを鋼板で一体化させた鋼・コンクリートの合成構造によるフーチングであり、基礎形式を直接基礎、杭基礎とした場合に適用を考える。

合成フーチングは、沈埋函などに適用されている鋼・コンクリートサンドイッチ構造をフーチングに応用したもので、鋼とコンクリートで外力に抵抗する合成構造である。

鋼部材は、分割して搬入・据付けを行い、ボルト接合により一体化した後にコンクリートを充填する。従来のコンクリートフーチングに比べ、現地での型枠組立作業や鉄筋組立作業の省略が可能となり工期の短縮を図ることができるほか、上下部剛結構造の橋梁において、温度変化による橋脚間隔の変位や製作・施工誤差を吸収することができる。

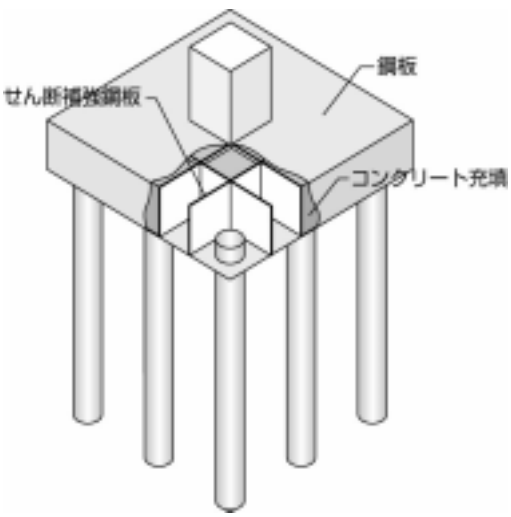


図-2.4　合成フーチング概念図

2.3　新方法による急速施工法

施工概要を図-2.5 に、施工順序の一例を図-2.6 に示す。

施工は、プレファブ化部材の組立作業を中心とし作業日数を短縮する。また、上・下部工あるいは盛土工を並行作業とする。

中央径間の鋼桁架設は、スーパーキャリアを用いて一括架設を行う。これにより、交差道路上の交通規制を最小限にすることができる。

作業ヤードは立体交差橋の車線分で施工可能であるため、作業ヤードの両側に車線を確保することにより、車線規制を最小限に抑え工事に伴う２次渋滞を緩和することができる。また、工事期間中においては確保できる車線数が減少することから、側道の交通渋滞を緩和するため、右折レーンの確保を積極的に行う。

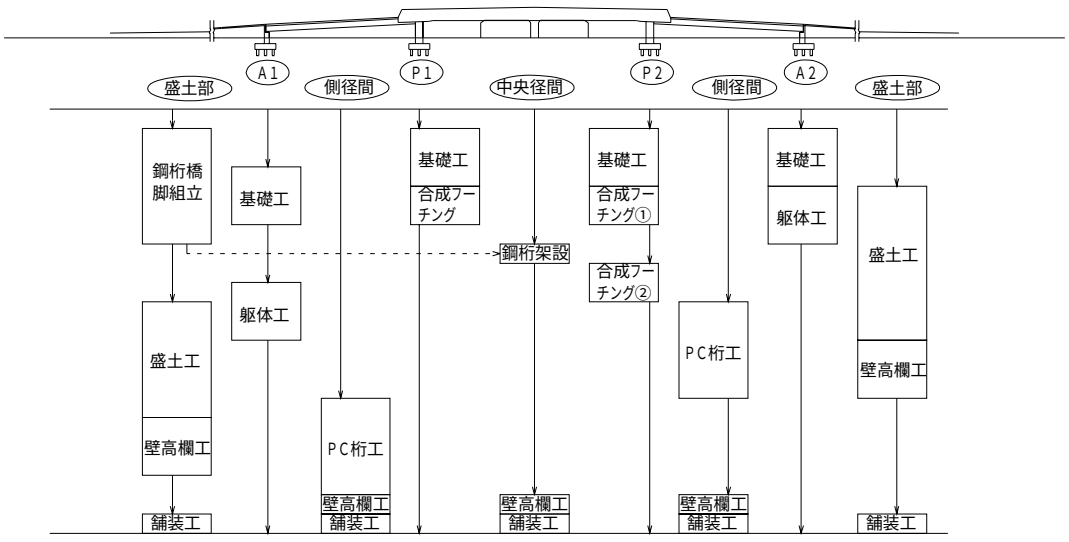


図-2.6　施工順序の一例

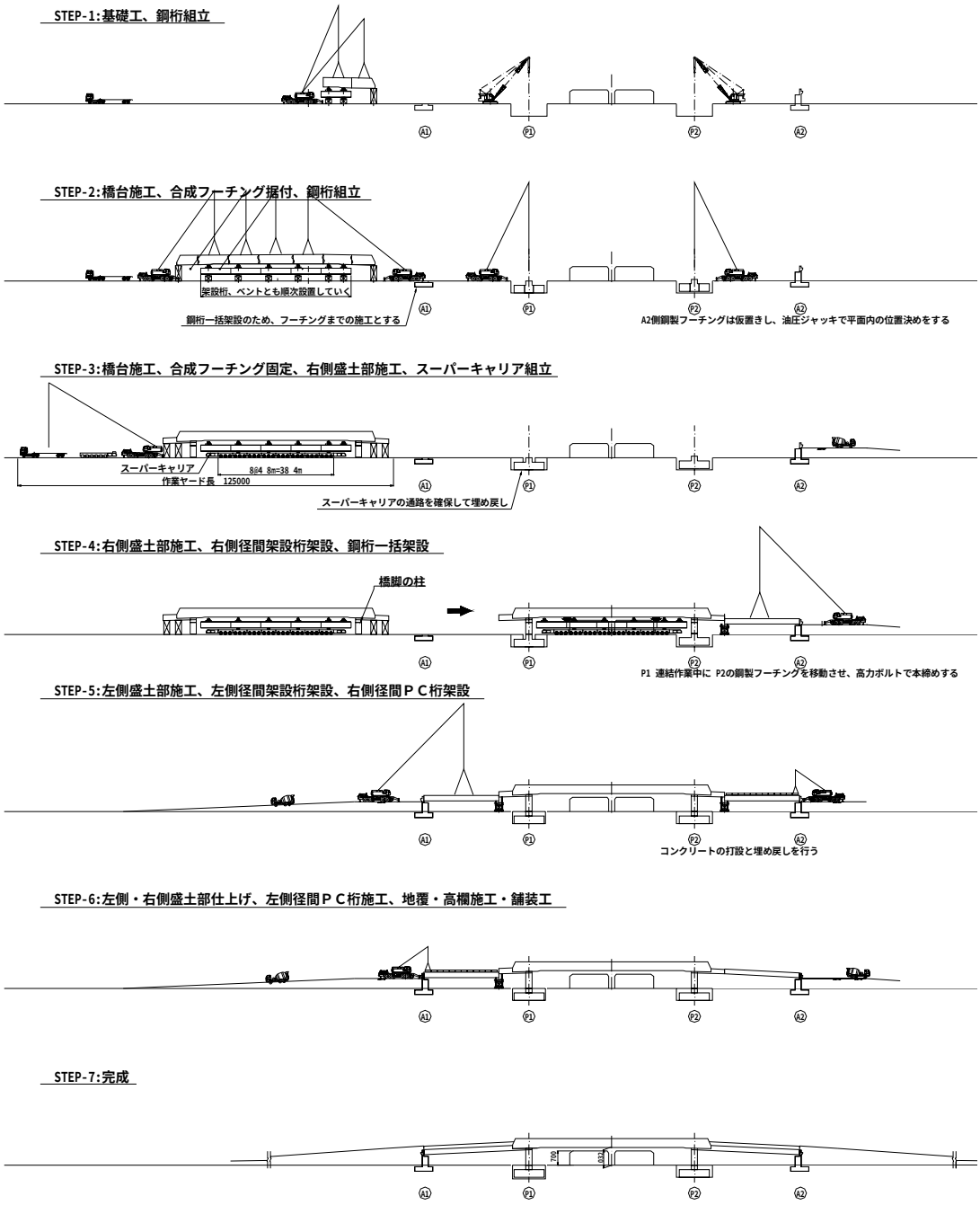

STEP-1:基礎工、鋼桁組立
A1
P1
P2
A2
STEP-2:橋台施工、合成フーチング据付、鋼桁組立
架設桁、ベントとも順次設置していく
鋼桁一括架設のため、フーチングまでの施工とする
A2側鋼製フーチングは仮置きし、油圧ジャッキで平面内の位置決めをする
STEP-3:橋台施工、合成フーチング固定、右側盛土部施工、スーパーキャリア組立
スーパーキャリア
作業ヤード長 125000
8@4 8m=38 4m
スーパーキャリアの通路を確保して埋め戻し
STEP-4:右側盛土部施工、右側径間架設桁架設、鋼桁一括架設
橋脚の柱
P1 連結作業中に P2の鋼製フーチングを移動させ、高力ボルトで本締めする
STEP-5:左側盛土部施工、左側径間架設桁架設、右側径間ＰＣ桁架設
コンクリートの打設と埋め戻しを行う
STEP-6:左側・右側盛土部仕上げ、左側径間ＰＣ桁施工、地覆・高欄施工・舗装工
STEP-7:完成

図-2.5　施工概要

2.4　新工法の課題と研究項目

新工法の課題と研究項目・成果を表-2.1 に示す。共同研究では、主径間への下路式構造の適用性について検討し、高架延長の短縮を図るものとした。さらに、鋼コンクリートサンドイッチ構造の合成フーチングを開発し、部材のプレファブ化を進めた。

表-2.1　新工法の課題と研究項目・成果

着目した現状技術の課題		新工法の課題と研究成果				
現状技術	課題	研究方針	研究項目	研究課題	研究内容	結果
上路形式の高架構造	高架延長が長くなるため、工期、工費ともかかる	高架延長の短縮を可能とする上部構造の提案	主径間を下路式とした鋼・PC複合連続桁の適用性検討	下路から上路への変化部における応力伝達	弾性FEM解析により、応力伝達の妥当性と局部応力に対する安全性を確認する	本四ガイドラインの許容値を満足し、構造上問題ないことを確認した
				下路式箱桁部の横倒れ座屈	弾塑性FEM解析により、横倒れ座屈発生の有無を確認する	全体座屈現象が生じないことを確認した
				接合部の疲労安全性※	「鋼道路橋の疲労設計指針」により、接合部の疲労安全性を確認する	各部位別に「第2段階」、「第3段階」の照査を行った結果、安全性が確認された
RCフーチング	現場作業が主なため工期がかかる	フーチング部材のプレファブ化	合成フーチングの開発	合成フーチングの荷重伝達	弾性FEM解析により、荷重伝達状況の確認する（RCフーチングとの比較）	合成フーチングの荷重伝達機構は、RCフーチングとほぼ同様であることを確認した
				曲げ耐力の算定法	橋脚－フーチング一体構造モデルの載荷試験により、曲げ耐力を確認する	合成フーチングの曲げ耐力を確認し、耐力算定のために必要な有効幅を提案した
				せん断耐力の算定法	サンドイッチはりの載荷試験により、せん断耐力を確認する	せん断耐荷機構として、タイドアーチモデルが適切であることを確認し、設計せん断耐力をコンクリートの負担分とせん断補強鋼板の負担分の和で表した

※参考資料「接合部の疲労安全性に関する検討」参照のこと

第３章　研究対象とした新工法の研究成果

3.1　上部工に関する検討

3.1.1 下路式箱桁から上路式箱桁への応力伝達に関する検討

ZEM 工法は、主径間に鋼下路式箱桁、側径間に鋼上路式箱桁を有する構造であり、下路式箱桁と上路式箱桁間の応力は、橋脚の横梁と下路式箱桁終点部に設けた横梁により行われると想定される。模型による推移区間のモデル図を図-3.1.1.1 に示す。

この区間は、応力の流れが複雑で、一般的な梁理論のみでは忠実に検証できないため、図-3.1.1.1 に示す着目点に適切なフィレットを設けるなど細部構造の配慮を行い、弾性 FEM 解析による局部応力の検証を行った。

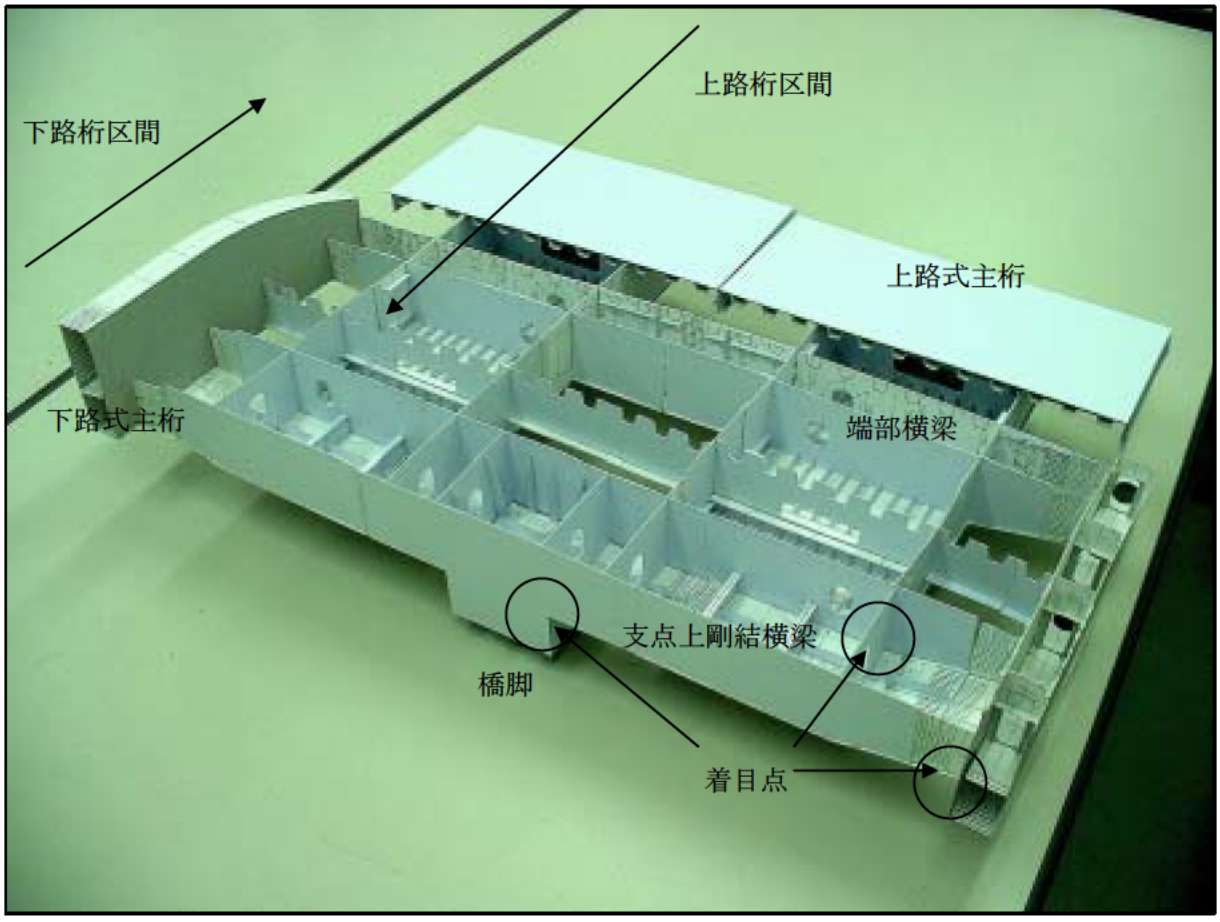


図-3.1.1.1　推移区間モデル図

FEM 解析における条件を以下に示す。

①構造モデル

第４章 施工シミュレーションにおける“周辺への影響低減ケース”で適用した３径間連続鋼ＰＣ複合ラーメン橋（総幅員 15.92m、４車線、支間長 35m＋55m＋35m）を使用した。

中央径間の下路式桁部分の荷重載荷図、推移区間付近の骨組み解析モデル図を図-3.1.1.2、図-3.1.1.3 に示す。

②荷重条件

図-3.1.1.1 に示す下路式主桁が支点上剛結横梁と交差部する部分（図-3.1.1.3 における○印部）において、面内曲げモーメントが最小（負の曲げモーメントの最大値）となる活荷重状態の釣り合い断面力を使用した。

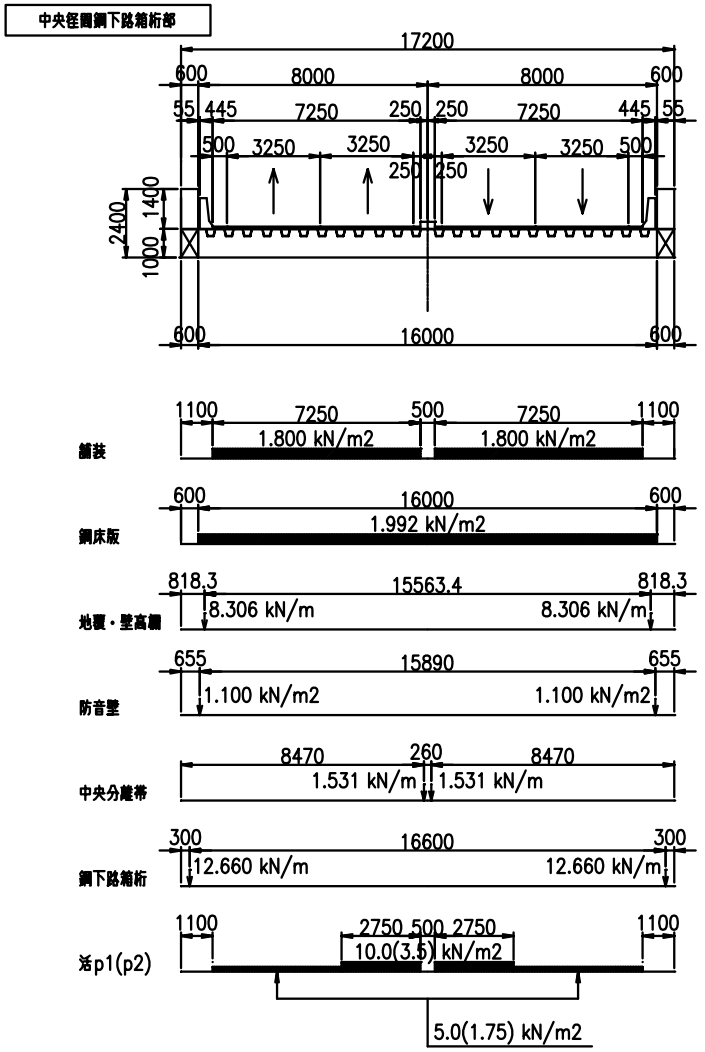


図-3.1.1.2　荷重載荷図

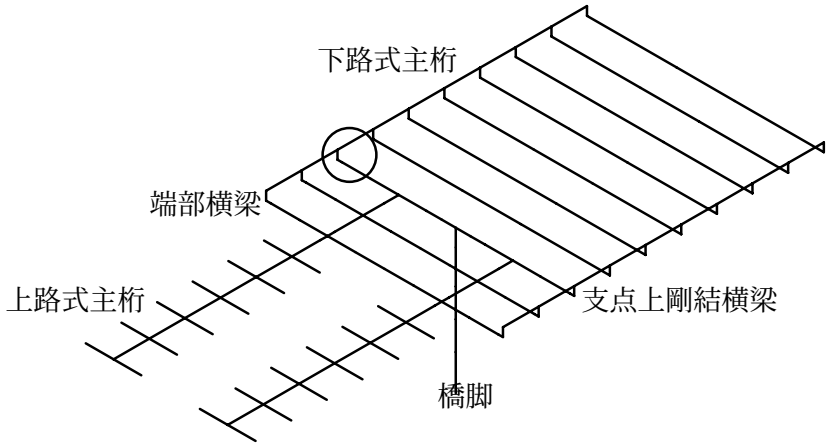


図-3.1.1.3　推移区間解析モデル

図-3.1.1.4～図-3.1.1.7 に下路式箱桁から上路式箱桁へ推移する区間の Mises 応力図を示す。

FEM 解析の結果、下路式箱桁と支点上剛結横梁位置付近（図-3.1.1.4～7 における①部）、上路式箱桁と支点上剛結横梁位置付近（図-3.1.1.4～7 における②部）にて局部的に応力集中が見られるが、一般に鋼橋における FEM 解析の許容値を設定する場合に適用している「鋼上部構造の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン：1993.4：本州四国連絡橋公団」における許容値 "Von-Mises 応力度 σ ≦1.1× σ a 但し、局部的な場合には 1.1×1.1× σ a" を満足しており、構造上の問題はないと考えられる。

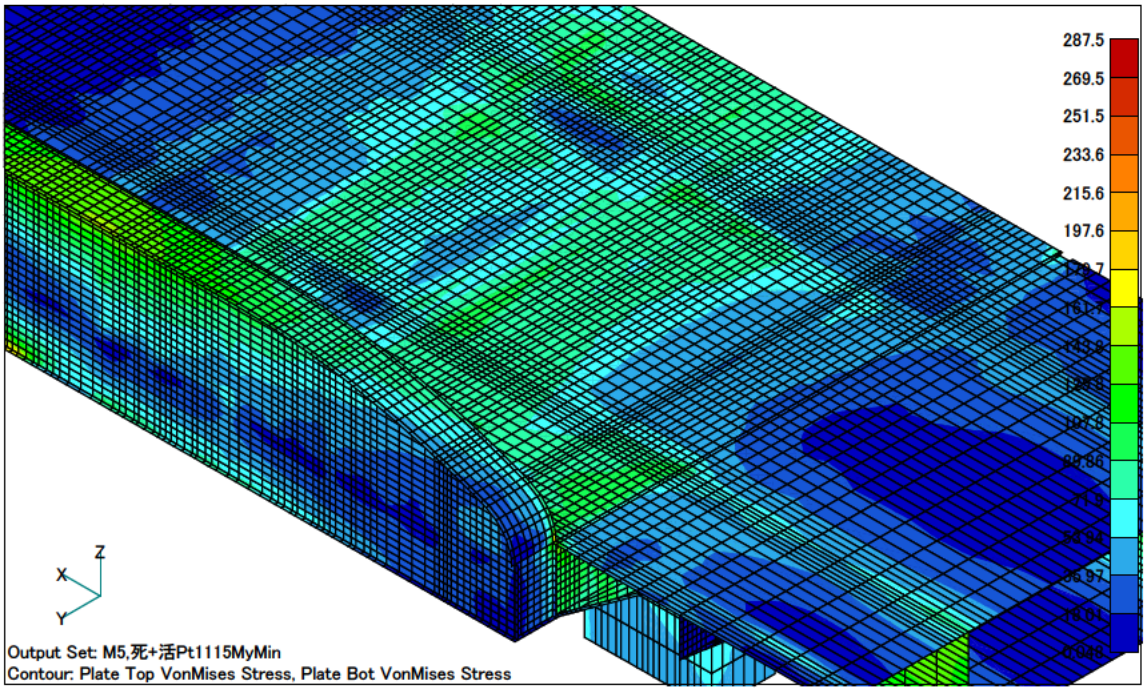


図-3.1.1.4　Mises 応力図（鋼床版上面）

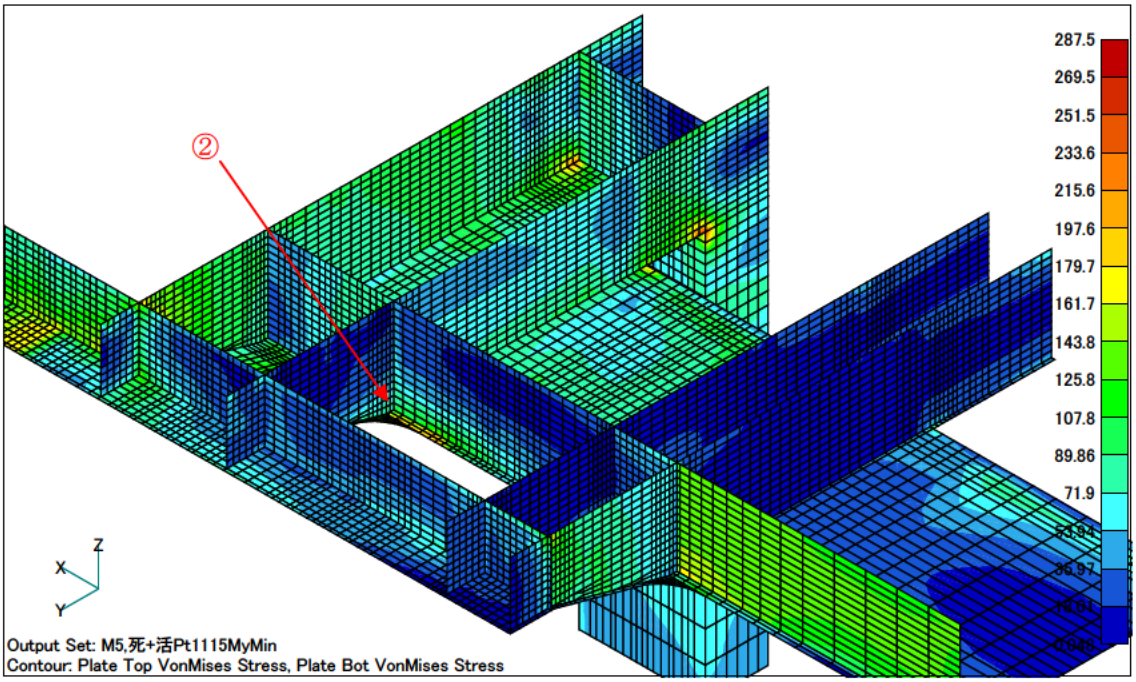
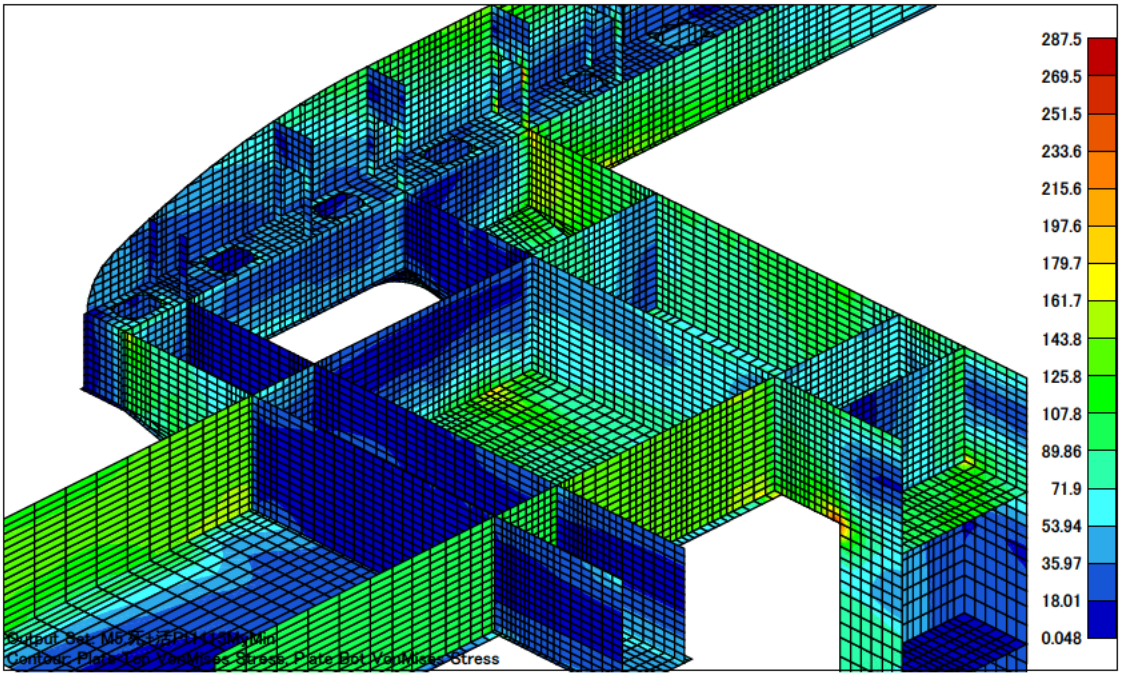
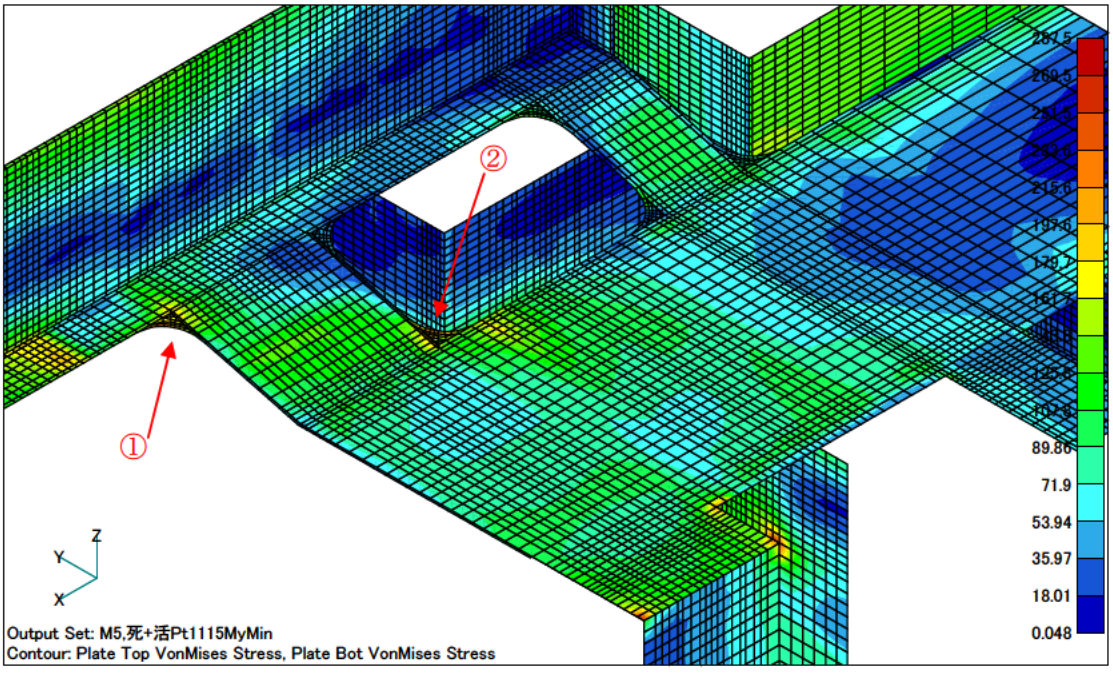


図-3.1.1.5　Mises 応力図（鋼床版をはがした状態-1）



図－3.1.1.6　Mises 応力図（鋼床版をはがした状態-2）



図－3.1.1.7　Mises 応力図（主桁、横梁下面）

3.1.2 下路式箱桁部の横倒れ座屈に関する検討

本橋は広幅員の下路式箱桁であり、活荷重載荷による床組のたわみに伴う箱桁のねじれ変形が発生するため、下路式箱桁の横倒れ座屈が懸念された。この現象に対する安全性を確認するため、弾塑性 FEM 解析による横倒れ座屈に対する検討を行った。

解析は、図-3.1.2.1 に示すとおり、支間長 55m，有効幅員 16m の単純桁の 1/4 をモデル化して実施した。このモデルに対し、設計死荷重(D)＋活荷重(L)=1.0 として、この荷重を基準とした荷重倍率αと、図中の各着目点(A～C)における鉛直変位，水平変位の関係を確認する方針とした。電算入力した解析モデルを図-3.1.2.2～3 に、荷重の載荷要領を図-3.1.2.4 に示す。

解析の結果得られた荷重-変位曲線を図-3.1.2.5 に示す。この図に示されているとおり、荷重倍率と変位の関係は、一般に道路橋示方書で定められている安全率に相当するα=1.7 以下の範囲では、Z-方向，Y-方向，および主桁のねじれ角のいずれに対してもほぼ線形性が保たれており、部材の応力度が許容応力度に達する以前に過大な変形・全体座屈現象は生じないと判断される。

上記の各荷重倍率(α=1.0,1.7,2.0)に対応する Mises 応力コンターを図-3.1.2.6 に示す。α=1.0 で生じている最大応力は 257(N/㎜²)で、使用材質 SM570 材の許容応力度σa=255(N/㎜²)とほぼ同じ応力が生じており、設計荷重に相当する載荷状態が再現されているものと判断できる。α=1.7 の時の最大応力は 469(N/㎜²)であり、使用材質 SM570 材の基準降伏点σy=450(N/㎜²)を超える応力が各部位で生じ始める段階と考えられ、荷重-変位曲線はほぼこのあたりまで直線を保っていることが確認できる。この後、部材の降伏領域が徐々に増えて行くに従って、荷重-変位曲線も非線形性を示すようになり、α=2.0 では最大応力は 573(N/㎜²)となり、ほぼ適用材質の引張強度に達する結果となった。

なお、今回は演算時間の関係上、終局状態（崩壊）に至るまでの追跡解析は出来ていないが、この傾向から判断して、通常の供用状態においても、懸念されるような全体座屈現象は生じないものと思われる。

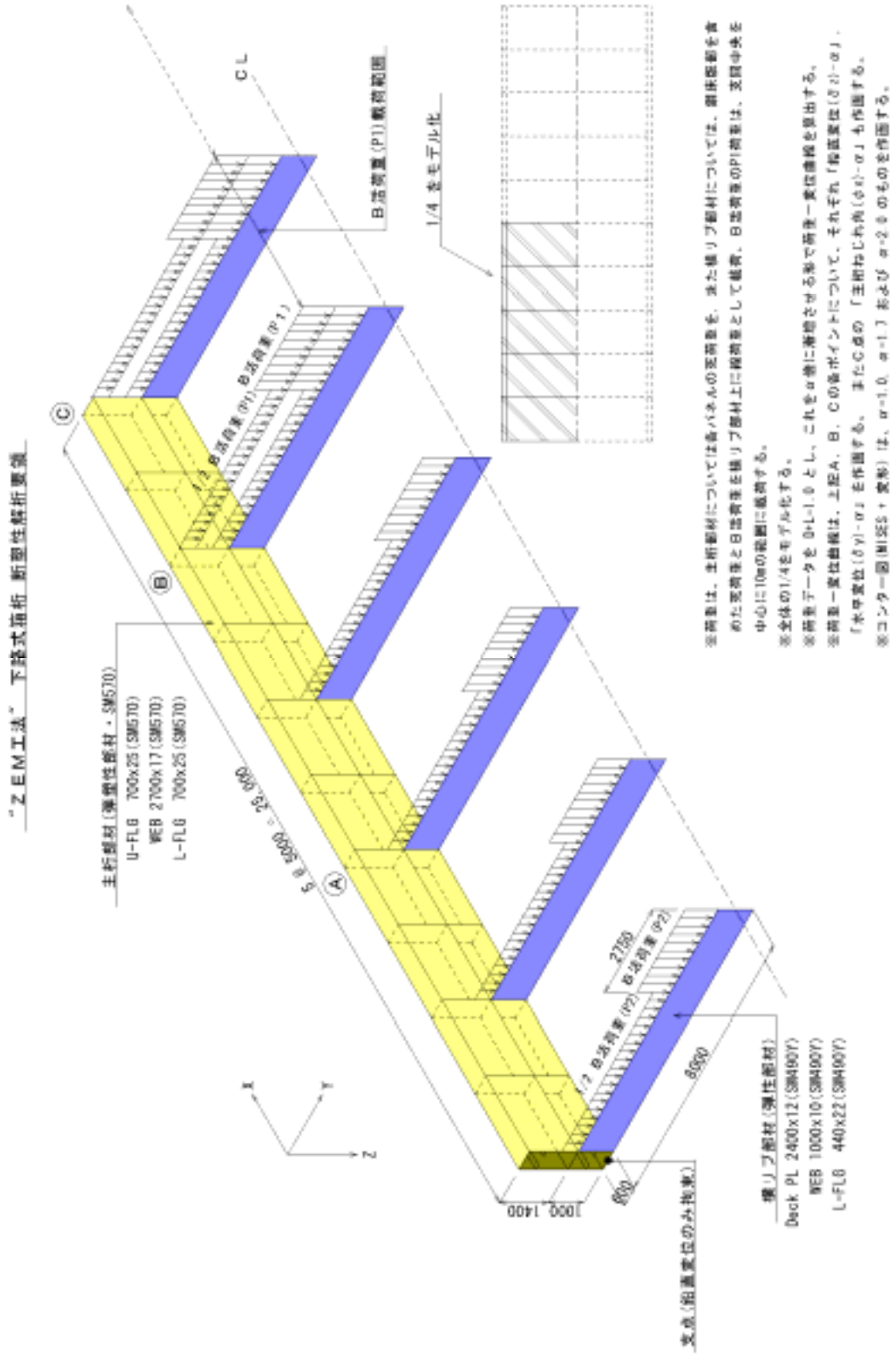

"ＺＥＭ工法" 下路式箱桁 断面性能解析要領
主桁部材（弾性部材・SM570）
U-FLG 700x25（SM570）
WEB 2700x17（SM570）
L-FLG 700x25（SM570）
支点（鉛直変位のみ拘束）
横リブ部材（弾性部材）
Deck PL 2400x12（SM490Y）
WEB 1000x10（SM490Y）
L-FLG 440x22（SM490Y）
B活荷重（P1）載荷範囲
1/4 全モデル化
C L
2750
600
1400
1000
600
6000
5 @ 6000 = 30000

図-3.1.2.1　解析要領図

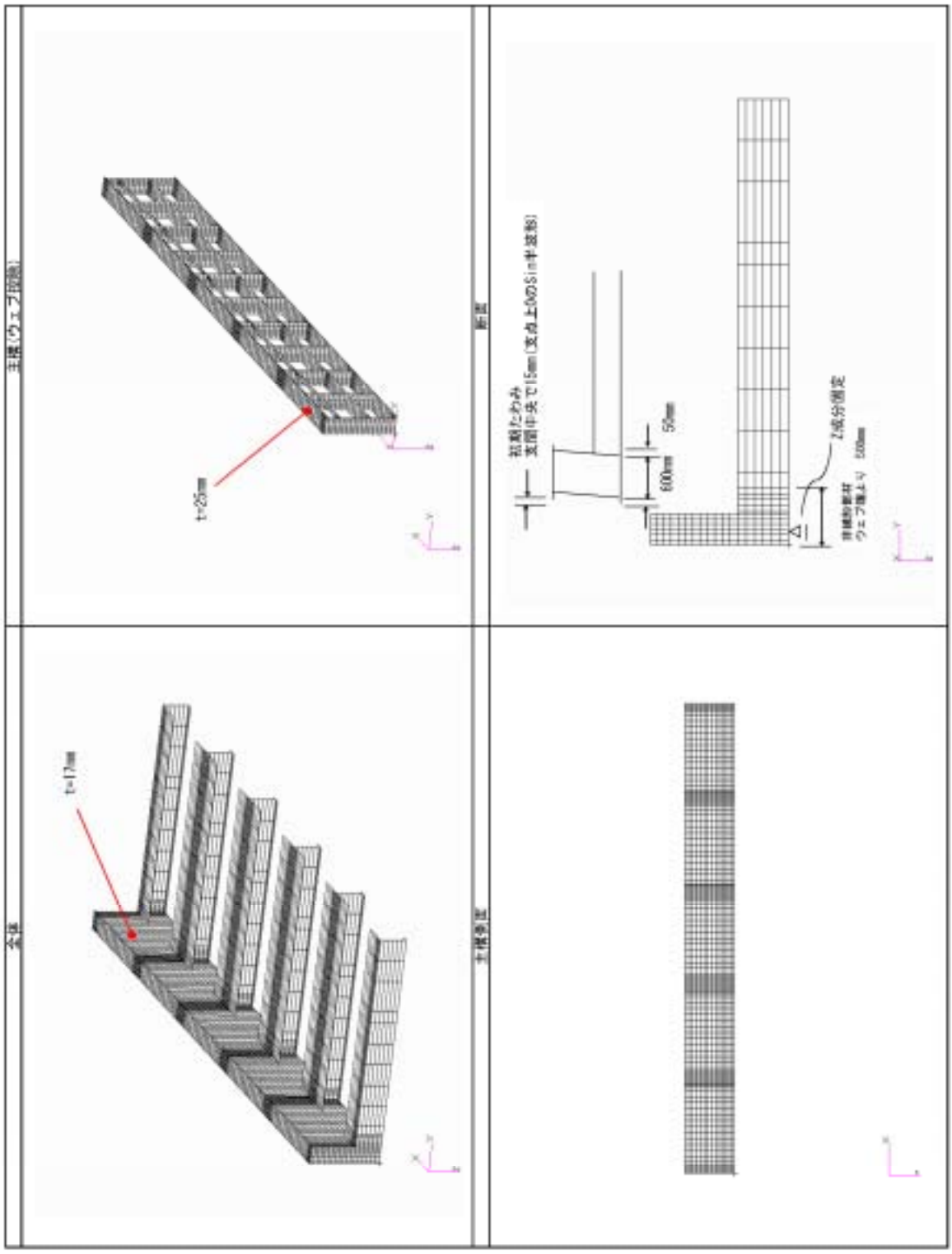


図-3.1.2.2　解析モデル図(1/2)

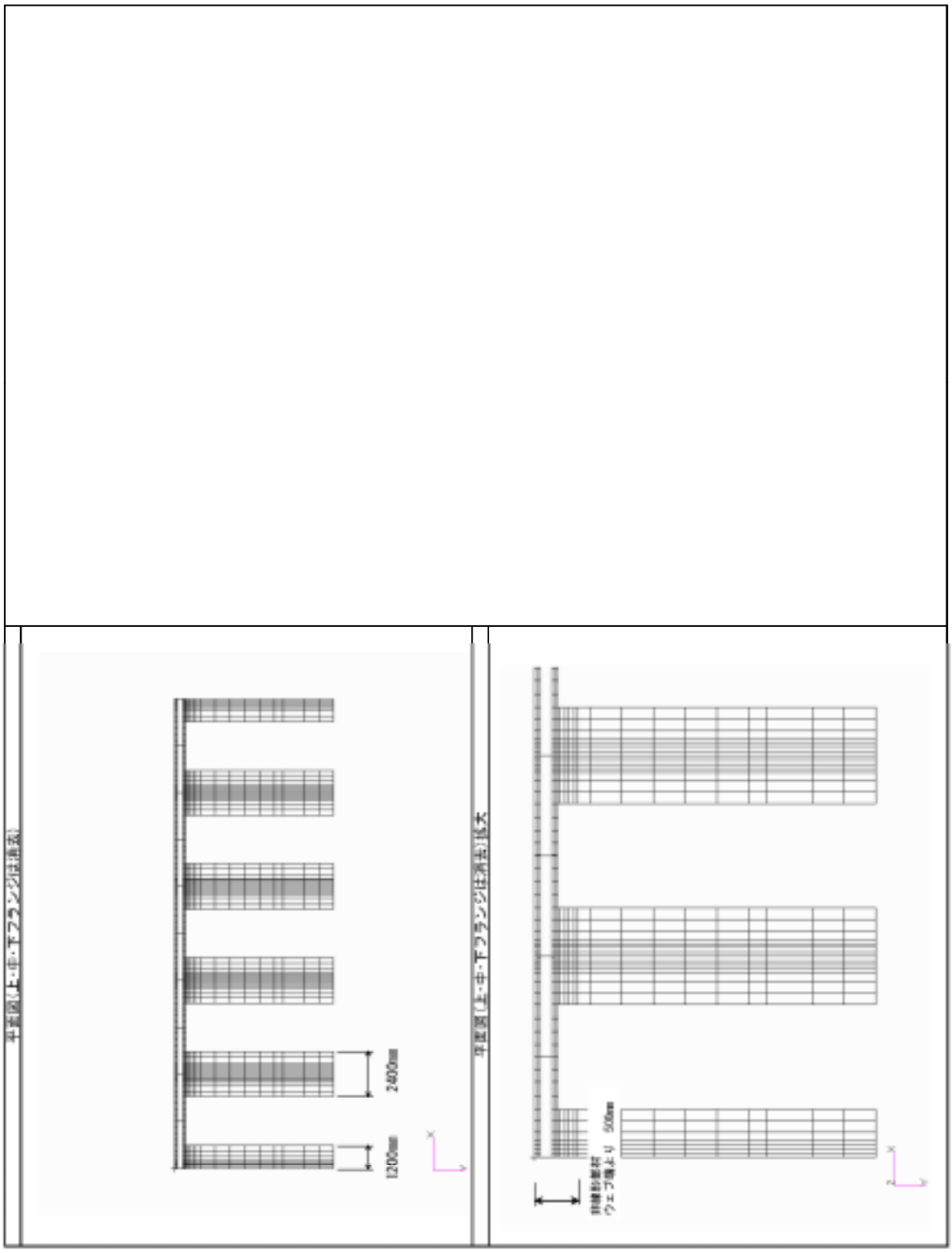
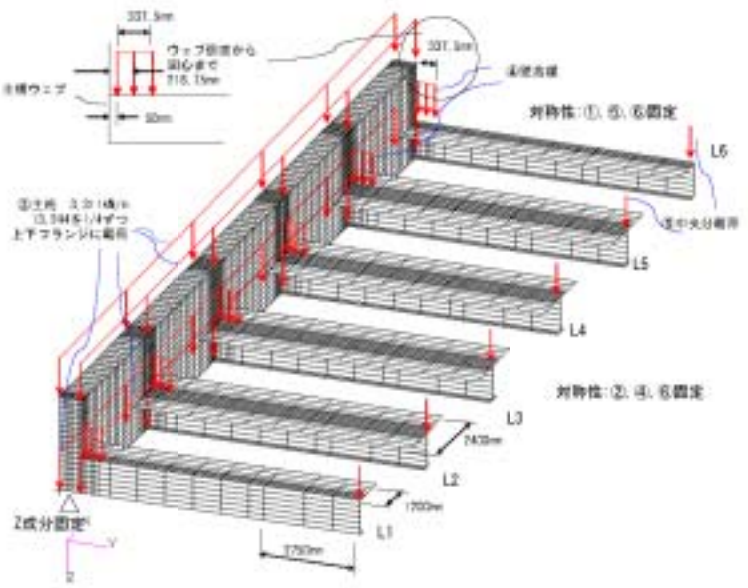
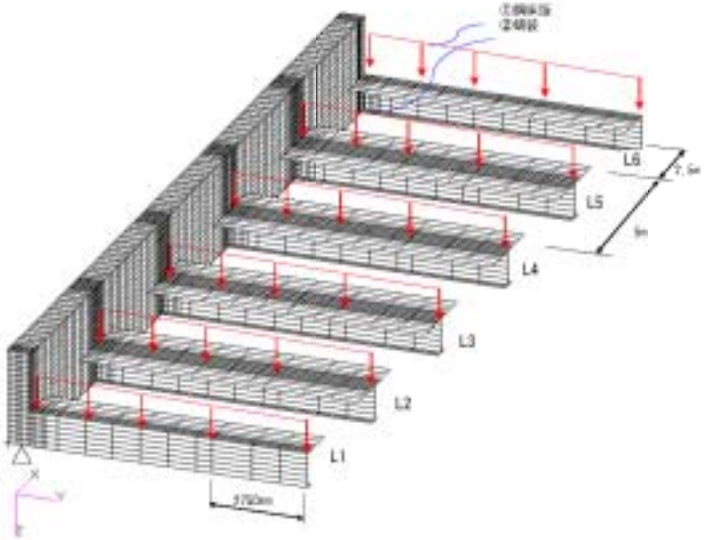
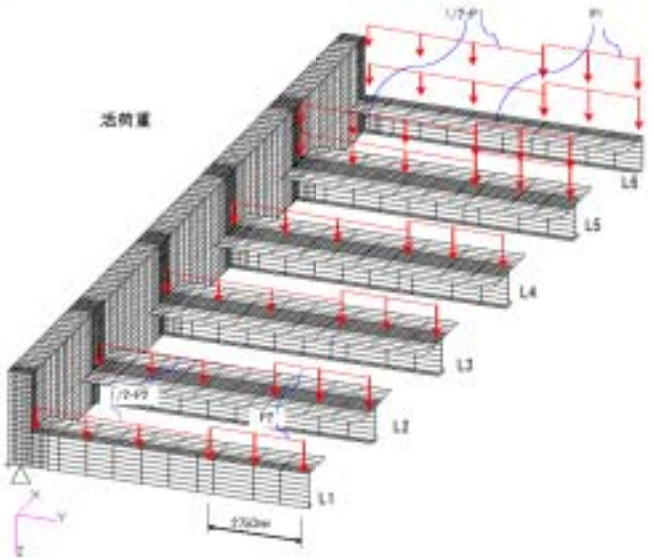


図-3.1.2.3　解析モデル図(2/2)





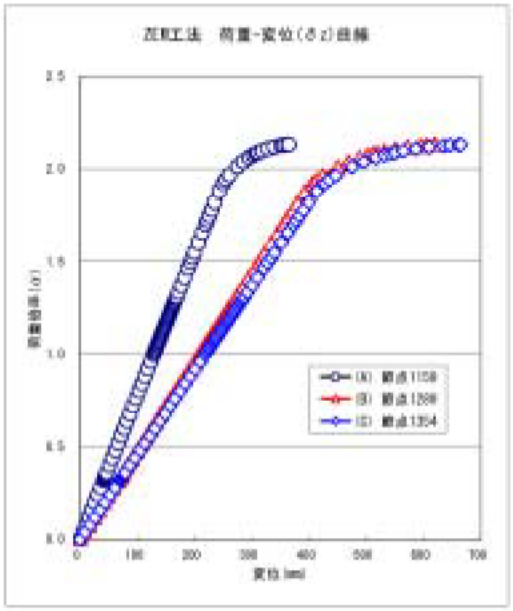


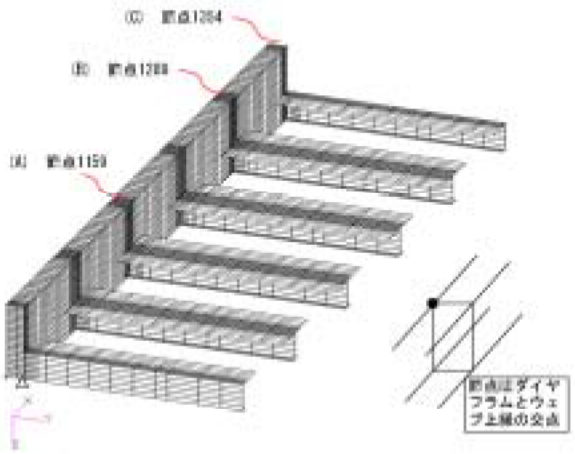
荷重強度

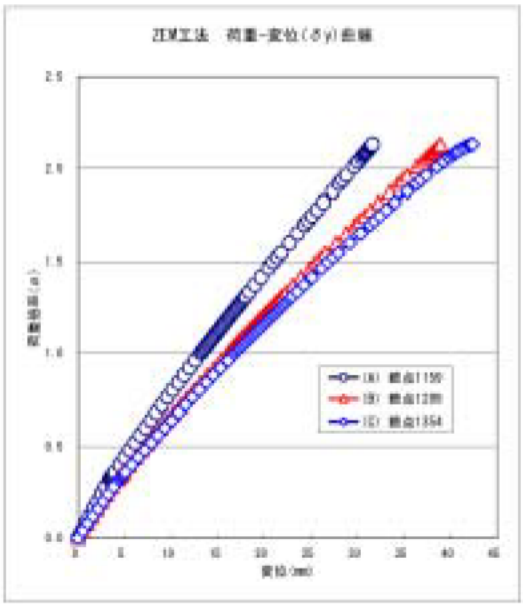
名称			荷重強度		単位	荷重 L1(橋形勾配)	L2	L3	L4	L5	支間平均 L6
死荷重	主鋼桁自		3.321	kN/m²	kN/m	6.393	12.650	12.650	12.650	12.650	6.393
	活荷重		1.3	kN/m²	kN/m	4.1	8.1	8.1	8.0	8.3	4.1
		強軸係数									
活荷重	P1(3.0kN/m²)	1.7	17	kN/m²	kN/m					30.3	30.3
	L/2-P1	1.7	6	kN/m²	kN/m					10.2	10.2
	P2(3.9kN/m²)	1.7	6.7	kN/m²	kN/m	40.80	71.00	71.00	71.00	71.00	40.80
	L/2-P2	1.7	2.4	kN/m²	kN/m	5.25	10.00	10.00	10.00	10.50	5.25
死荷重	主主桁		11.294	kN/m	kN/m						
	支間荷重		8.5	kN/m	kN/m	72.4	145.2	145.2	144.2	145.2	72.4
	活荷重		7.0	kN/m	N	7350	14700	14700	14700	15300	7350

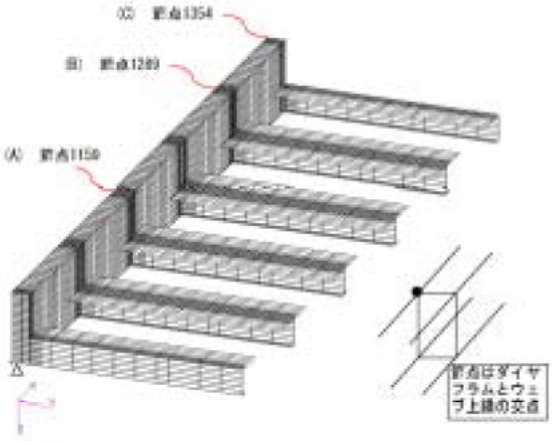
※荷重載荷位置は桁リブ方向に主桁ウェブより50mm離れた位置から7重満載(幅331.5mm)の範囲に等分布させる。

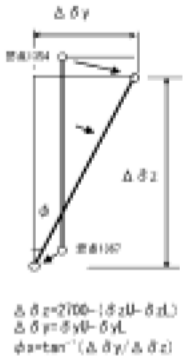
図-3.1.2.4　荷重載荷要領図











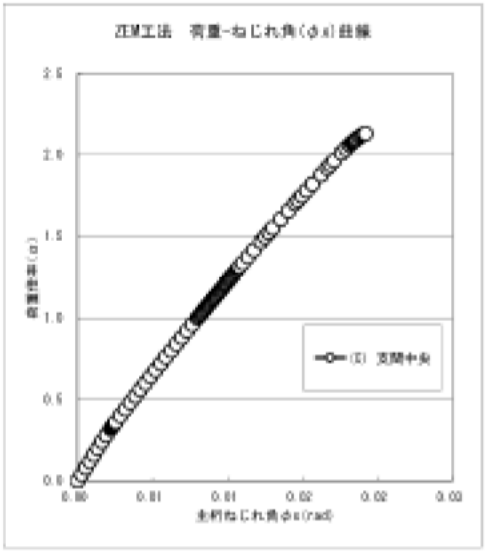


図-3.1.2.5　荷重-変位曲線

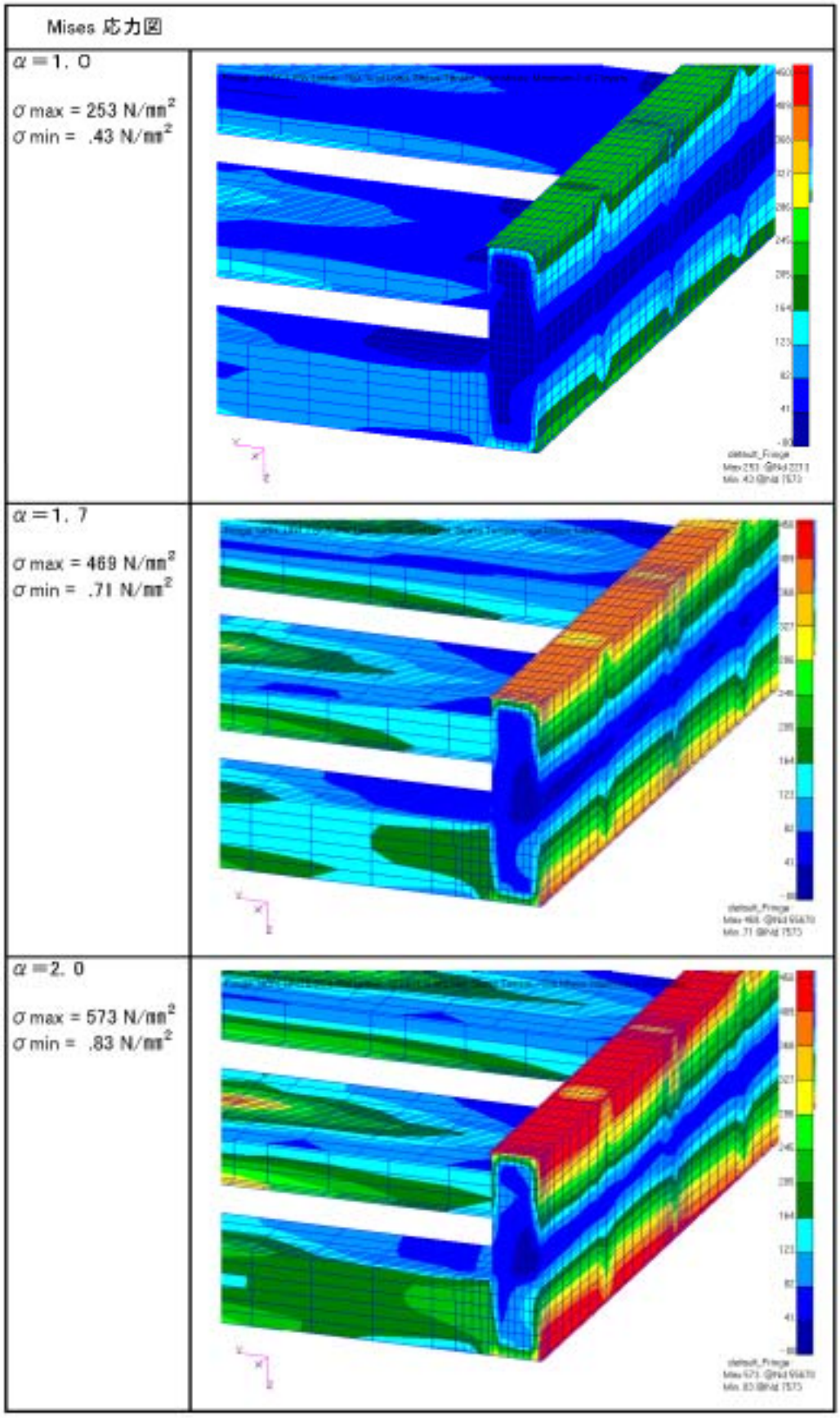


図-3.1.2.6　Mises 応力図

3.1.3 温度軸力に対する鋼床版部の解析上の取り扱いに関する検討

本工法では上部工と下部工が剛結された構造が採用されており、部材の温度変化時に２つの橋脚にはさまれた主径間部分に変形の拘束に伴う軸力が発生するため、この区間の解析モデルには、主桁本体に加えて鋼床版の断面積の影響も考慮する必要があり、その手法について検討を行った。

主径間の鋼床版部に生じる軸方向応力は最終的には橋脚に伝達されるが、この軸方向応力の鋼床版上での分布性状を、別途 FEM 解析によって検証した結果、図-3.1.3.1 に示すとおり、橋脚近傍からほぼ一様なレベルで分布幅が広がっている事が確認された。

本来はできるだけ実構造に忠実なモデル化を行う必要があるが、解析上の鋼床版断面積の取り扱いとしては、その全幅分を考慮することとし、以下の a)、b) いずれかの方法によって、鋼床版部に生じる軸方向断面力の影響が評価できるようなモデル化を行うこととした。

a) 鋼床版部の断面積を 1/2 ずつ両主桁部材に加算する

b) 別途鋼床版部の断面積を有するダミー部材を橋脚間に設定する

上記 ”a)” の方法の場合、鋼床版部の温度軸力は主桁部材位置に作用し、そのまますべて支点上横梁の端部に伝達されるため、結果として横梁の面外曲げが過大に評価されることとなるが、モデルが煩雑となるのを避ける意味からも、温度軸力が主桁の断面決定に支配的なケースとならない場合にはこの方法を採用して良いものと判断される。ただし、主桁の中立軸の位置と鋼床版の軸力力作用位置が大きく偏心している場合や、温度軸力の設計断面力に占める割合が大きい場合, あるいは ”a)” の方法では横梁があまりに不経済となる場合などでは、”b)”の方法等により適切なモデル化を行う必要がある。

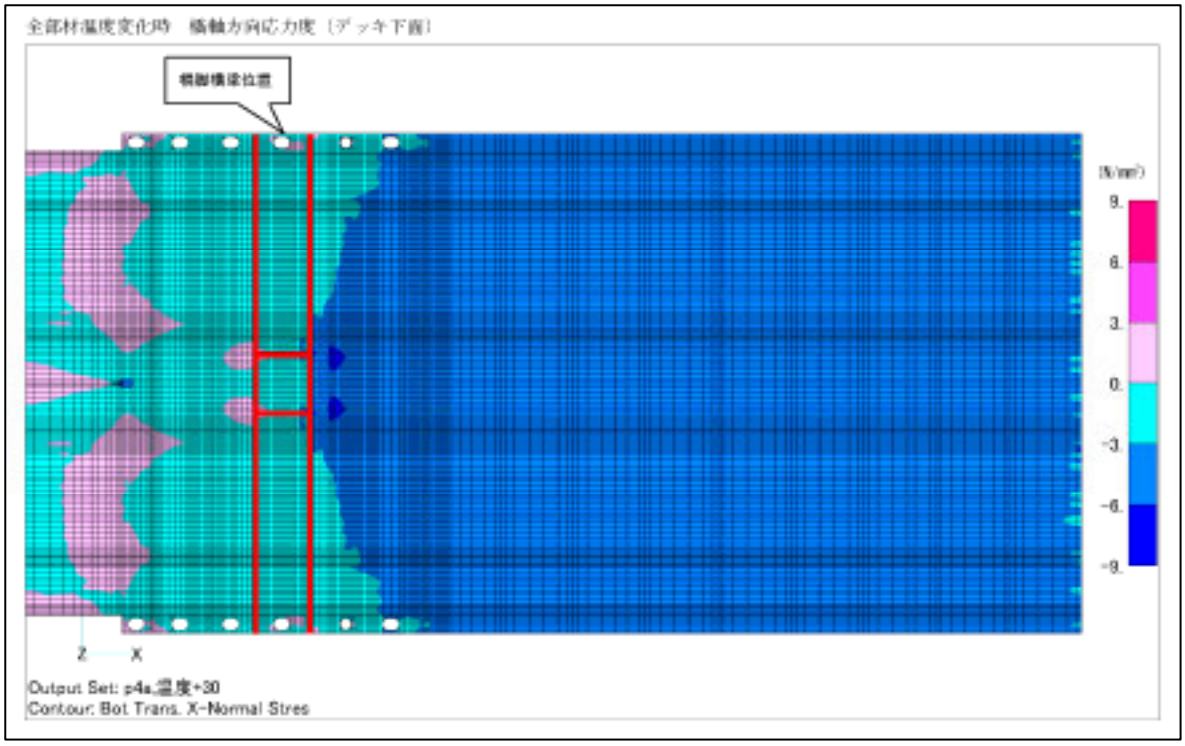


図-3.1.3.1　全部材温度変化時の軸方向応力度分布性状（鋼床版下面位置）

3.2　下部工に対する検討

3.2.1 合成フーチングの応力伝達に関する検討

合成フーチングの応力伝達を概算把握するため、簡易的な３次元ＦＥＭモデルにより解析を行った。ここでは、鋼板要素とコンクリート要素は完全に一体化している（付着が切れることはない）と仮定した。このため、実構造物および曲げ耐力・せん断耐力算定式の提案に用いた解析モデルとは異なる。また、橋脚はＲＣ橋脚とし、フーチング天端では鉛直荷重は均等に面分布しているものとする。

（１）解析条件

解析モデルを図-3.2.1.1 に、載荷条件を図-3.2.1.2 に示す。

・解 析 モ デ ル：半断面モデル
・拘　束　条　件：杭先端地盤バネ、水平バネ
・コンクリート：フーチングσ_{ck}=30N/㎟、杭σ_{ck}=100N/㎟
・鋼　　板：SM490
・載　荷　荷　重：レベル２地震 水平力=3335kN(半断面)、フーチング天端より 8.05m
　　鉛直力=4458kN(半断面)

（２）解析結果

解析結果を表-3.2.1.1、2 および図-3.2.1.3～6 に示す。

①合成フーチングにおける杭の鉛直荷重分担率は、RC フーチングの場合と同様に橋脚直下で 13.4%、フーチングコーナー部で 11.8%であり、鉛直荷重は概ね均等に分担されていると考えられる。

②橋脚と合成フーチングの接合部（上面鋼板）には、曲げによる高い引張応力が発生すると予想される。

③レベル２地震時に合成フーチングのコンクリート部に発生するせん断応力は、RC フーチングの場合と同程度であると考えられる。

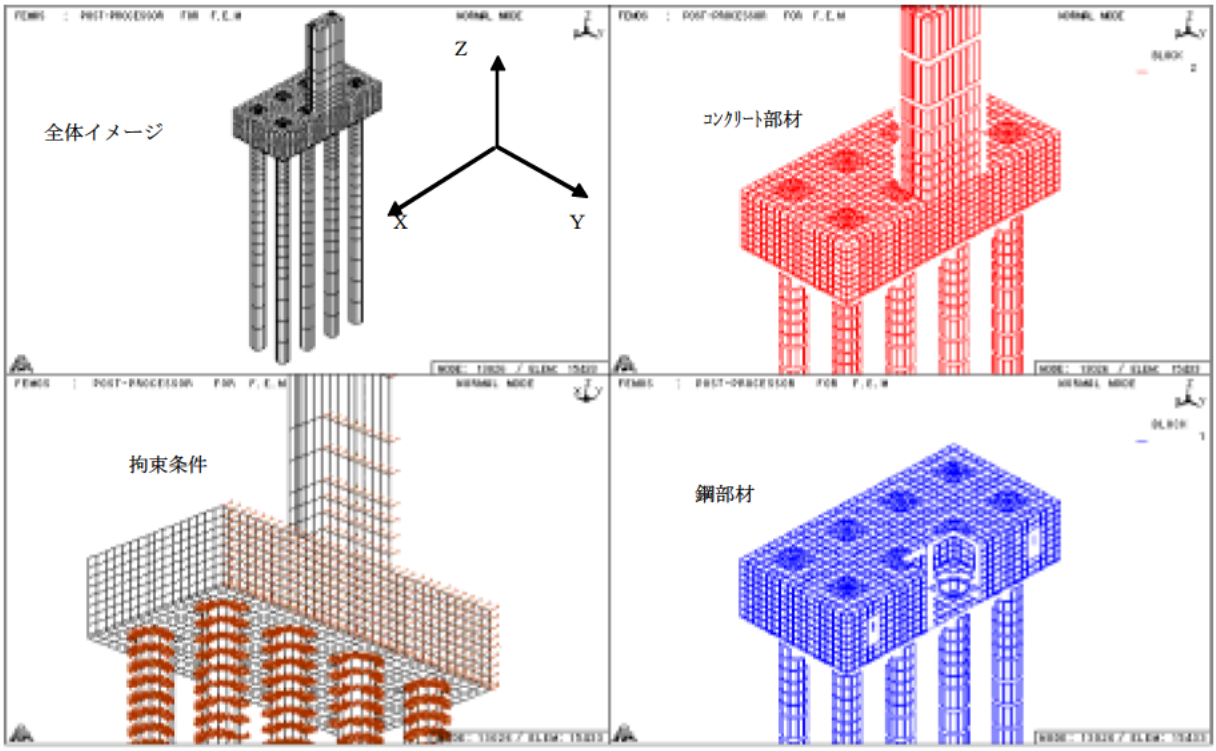


図-3.2.1.1　解析モデル概要

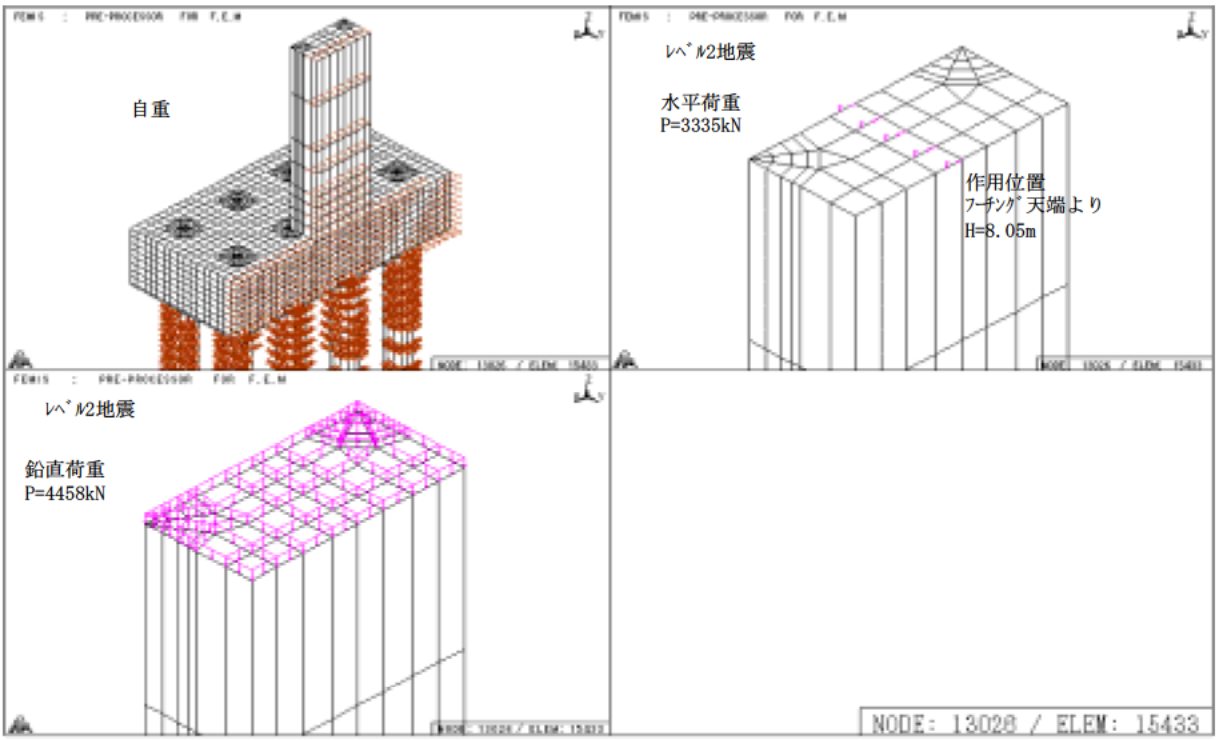


図-3.2.1.2　荷重条件

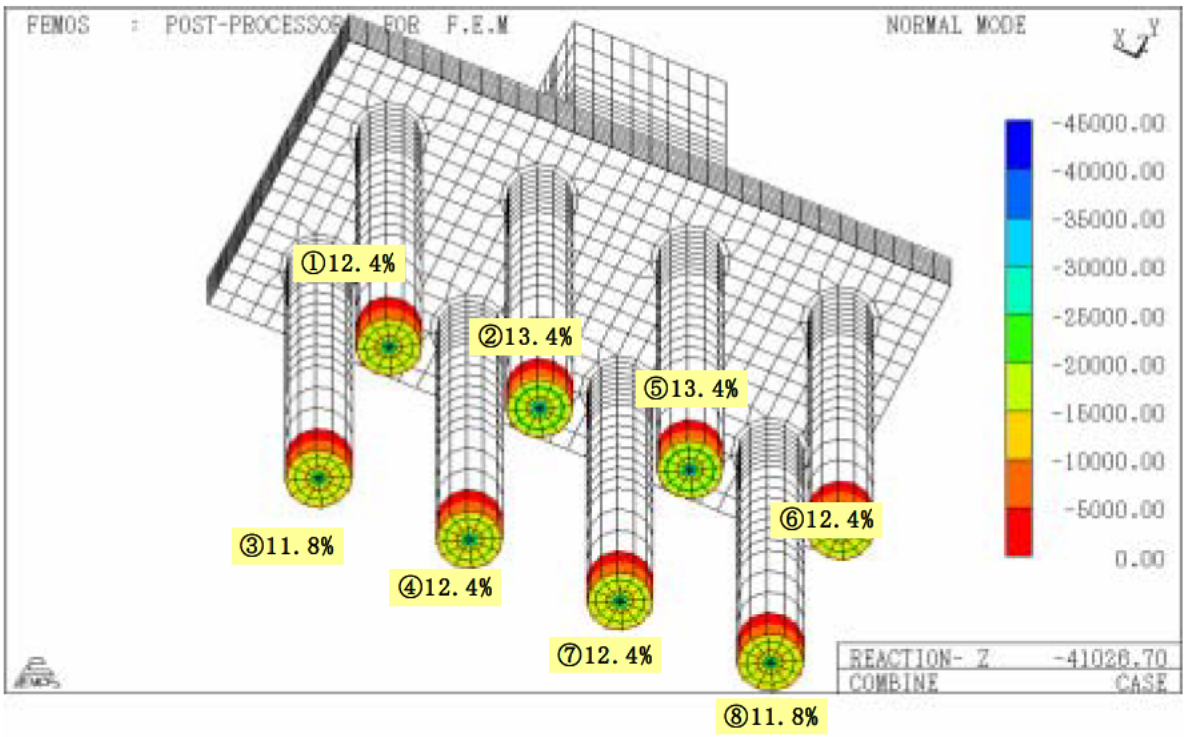


図-3.2.1.3　鉛直荷重分担率（合成フーチング）

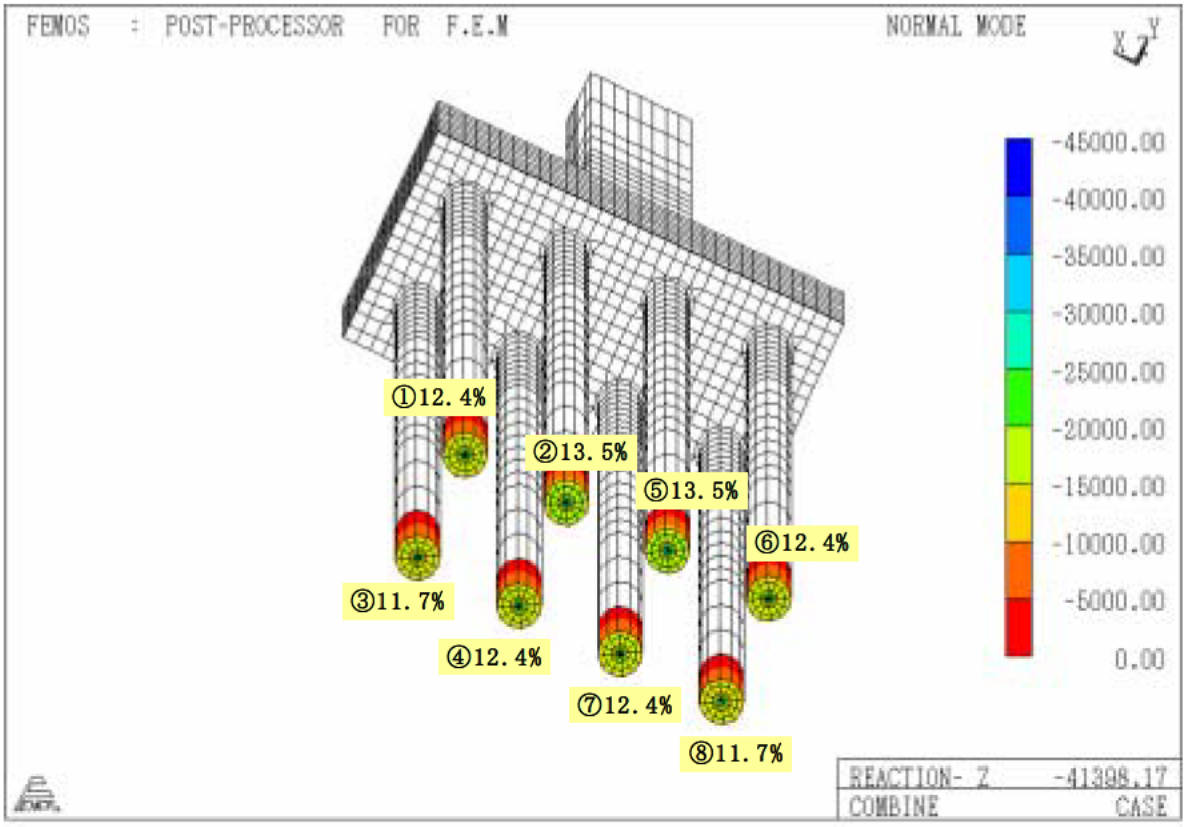


図-3.2.1.4　鉛直荷重分担率（RC フーチング）

表-3.2.1.1　鉛直荷重の応力伝達（RC フーチングとの比較）

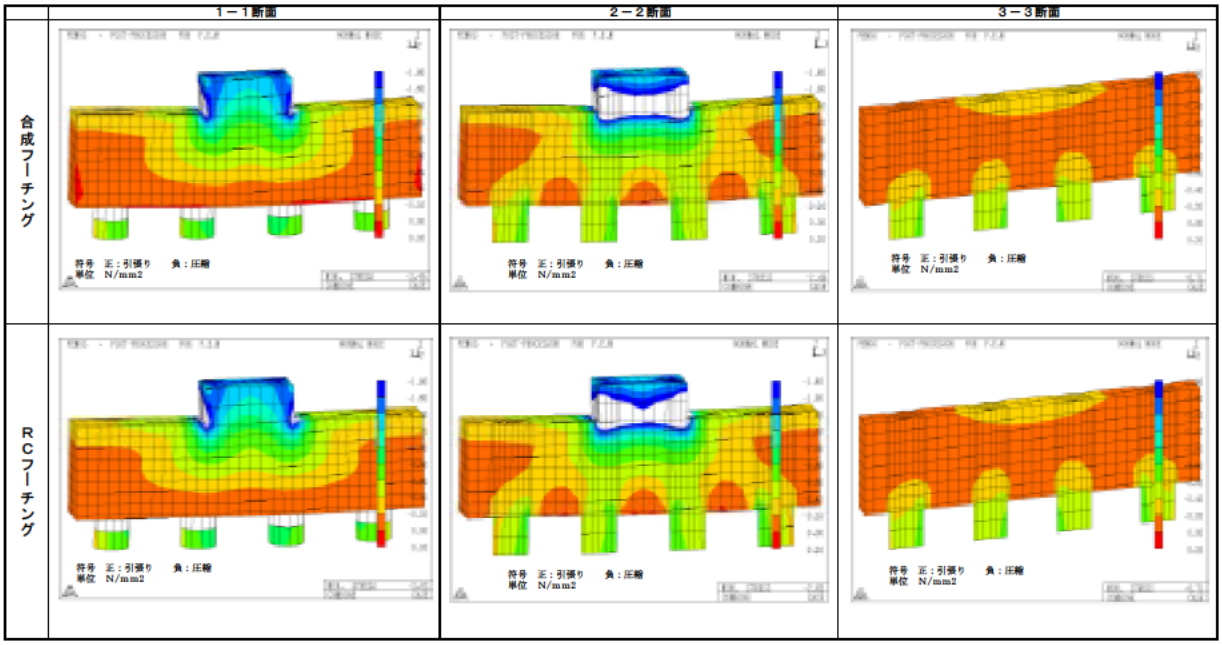
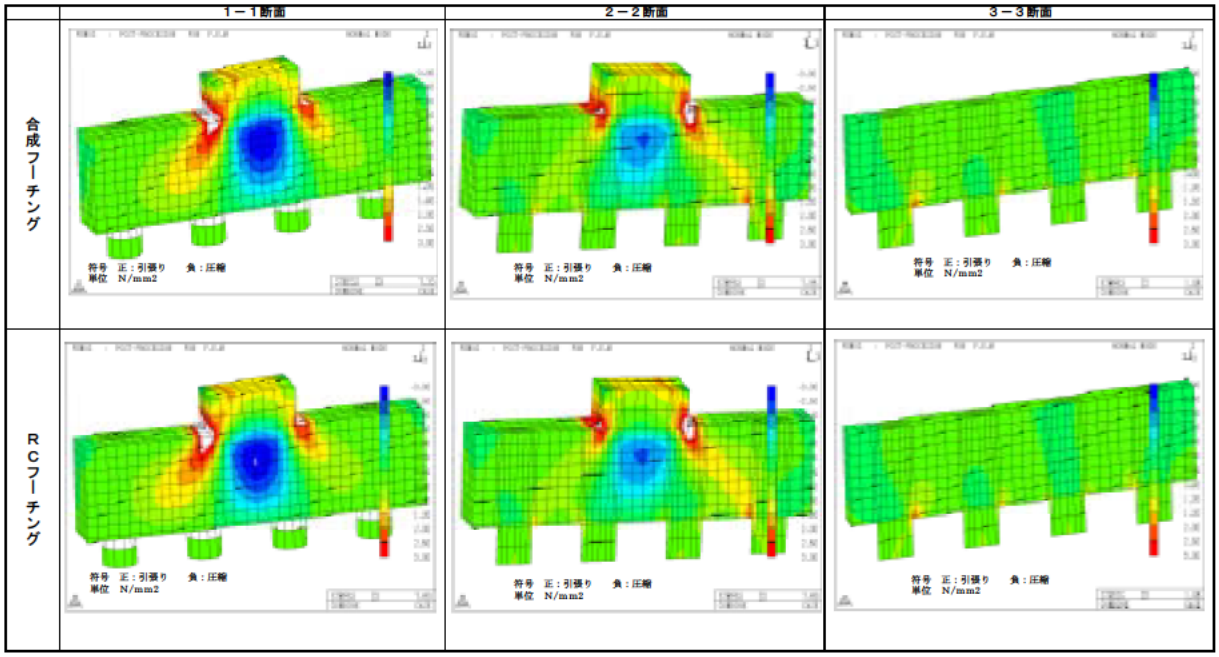


表-3.2.1.2　レベル 2 地震時のせん断応力度（RC フーチングとの比較）



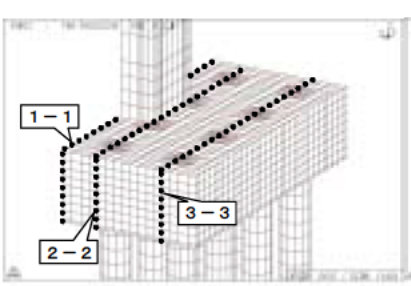


図-3.2.1.5　着目断面

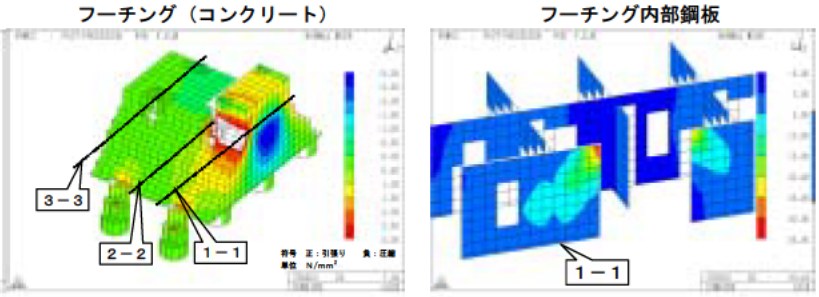


図-3.2.1.6　合成フーチングのせん断応力分布状況

3.2.2 合成フーチングのせん断耐力に関する検討

（１）はじめに

ZEM 工法では、交差点立体化の急速施工を図るため、フーチング部材に鋼コンクリートサンドイッチ構造を適用するものとしている。サンドイッチ構造は、配筋、型枠・支保工を削減できることや、工場製作により構造物のプレファブ化が容易になるなど、施工の省力化に寄与できる構造である。

一般にＲＣフーチングの設計において、せん断耐力が不足する場合、断面を増加するかせん断補強鉄筋を配置することで対応している。しかし、断面の増加は工事費の増大につながり、せん断補強鉄筋の配置はせん断補強効果が小さいためより高い補強効果が求められている。一方、鋼コンクリートサンドイッチ構造のフーチング（以下、合成フーチングと称す）は、断面を増加することなく、せん断補強鋼板により高い補強効果が期待できると考えられるが、フーチングのようなせん断スパン比の小さい部材の研究事例は少なく、補強効果が明らかにされていない。

そこで、せん断補強鋼板を部材軸方向と部材軸直角方向に混在して配置したせん断スパン比の小さいサンドイッチはりを対象に載荷実験と FEM 解析を行い、せん断補強鋼板の補強効果を明らかにするとともに、せん断耐力算定式の構築を行った。

せん断補強鋼板は、サンドイッチ構造のせん断補強用の鋼板であり、合成フーチングにおいては、橋軸方向および橋軸直角方向の 2 方向に配置される。ここでは、記述上の煩雑さを避けるため 2 方向に配置されたせん断補強鋼板を次のように区別して名称づけた。

①ウエブ　　：部材軸方向（橋軸方向）に配置するせん断補強鋼板

②タイアフラム：部材軸直角方向（橋軸直角方向）に配置するせん断補強鋼板

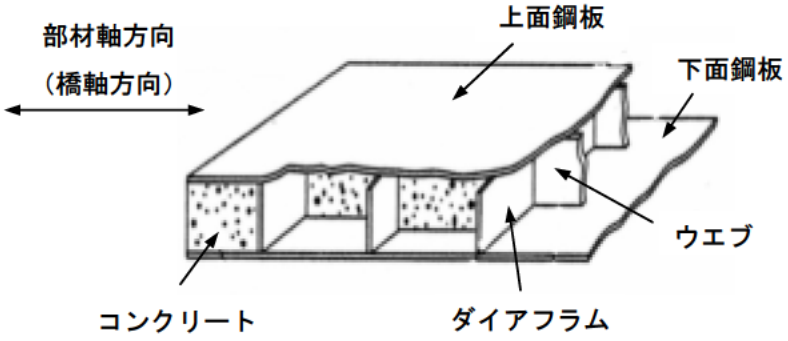


図-参１　せん断補強鋼板の名称

（2）耐荷メカニズムの検討

1）載荷実験による評価

a）実験概要

実験は、単純梁を用いた載荷実験とした。実験ケースを表-3.2.2.1 に示す。実験では、せん断補強鋼板の配置、せん断スパン比およびコンクリート強度がせん断耐力におよぼす影響について検討した。

表-3.2.2.1　実験ケース

実験№	せん断補強鋼板の配置	せん断スパン比 a/d	コンクリート強度 f_c'(N/㎜^{2})	試験体名
1	ダイアフラムのみ	0.76	30	B-1
2	ウエブ、ダイアフラム混在	0.76	20	B-2a
3	ウエブ、ダイアフラム混在	0.76	30	B-2b
4	ウエブ、ダイアフラム混在	1.52	30	B-3

i）試験体形状および諸元

試験体諸元および概要を表-3.2.2.2、図-3.2.2.1～3 に示す。いずれの試験体も引張・圧縮補強鋼板は、曲げ破壊を先行させないように厚さ 9.0mm の鋼板を用いた。せん断補強鋼板は、ウエブ、ダイアフラムとも厚さ 3.2 ㎜の鋼板を用い、ウエブは試験体断面の中央に部材軸方向に沿って連続に配置した。また、せん断補強鋼板は、全て引張・圧縮補強鋼板に溶接にて接合した。

表-3.2.2.2　試験体諸元

試験体名	a/d	a (㎜)	h (㎜)	d (㎜)	B (㎜)	f_c' (N/㎜^{2})	t (㎜)	t' (㎜)	f_y (N/㎜^{2})	t_w (㎜)	f_{wy} (N/㎜^{2})
B-1	0.76	300	400	395.5	400	30.0	9	9	285.6	0	―
B-2a	0.76	300	400	395.5	400	20.0	9	9	285.6	3.2	375.0
B-2b	0.76	300	400	395.5	400	30.0	9	9	285.6	3.2	375.0
B-3	1.52	600	400	395.5	400	30.0	9	9	285.6	3.2	375.0

ここに、a/d：せん断スパン比、a：せん断スパン、h：試験体高さ、d：有効高さ、B：断面幅、f_c'：コンクリート圧縮強度、t：引張補強鋼板厚、t'：圧縮補強鋼板厚、f_y：引張･圧縮補強鋼板の引張強度、t_w：せん断補強鋼板厚、f_{wy}：せん断補強鋼板の降伏強度

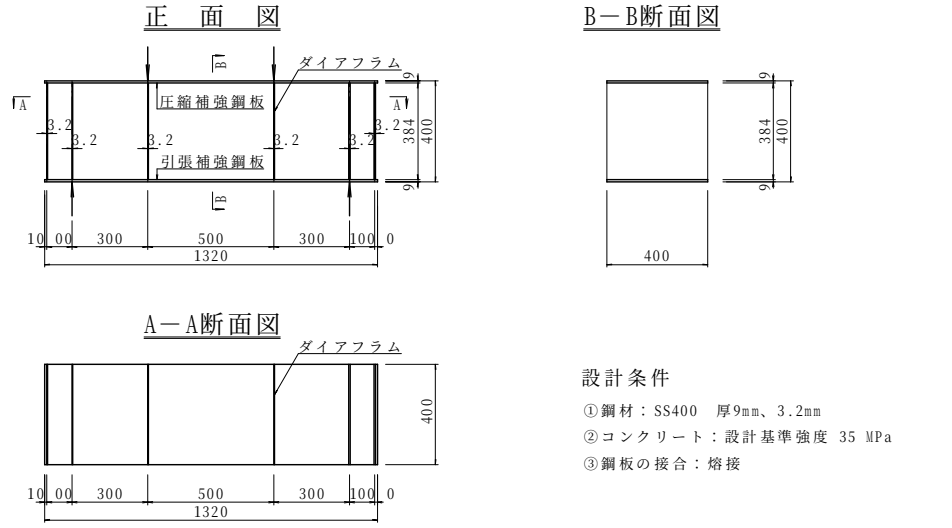


図-3.2.2.1　Ｂ－1試験体概要

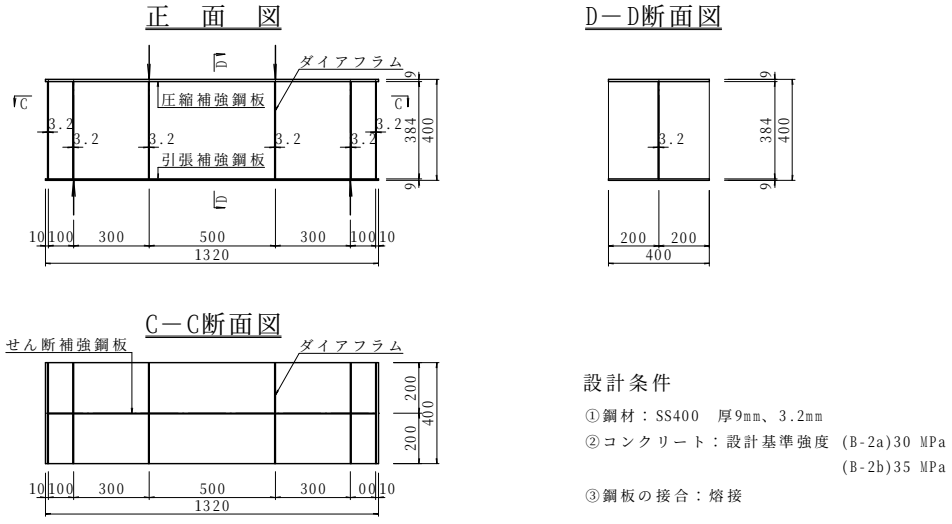


図-3.2.2.2　Ｂ－２試験体概要

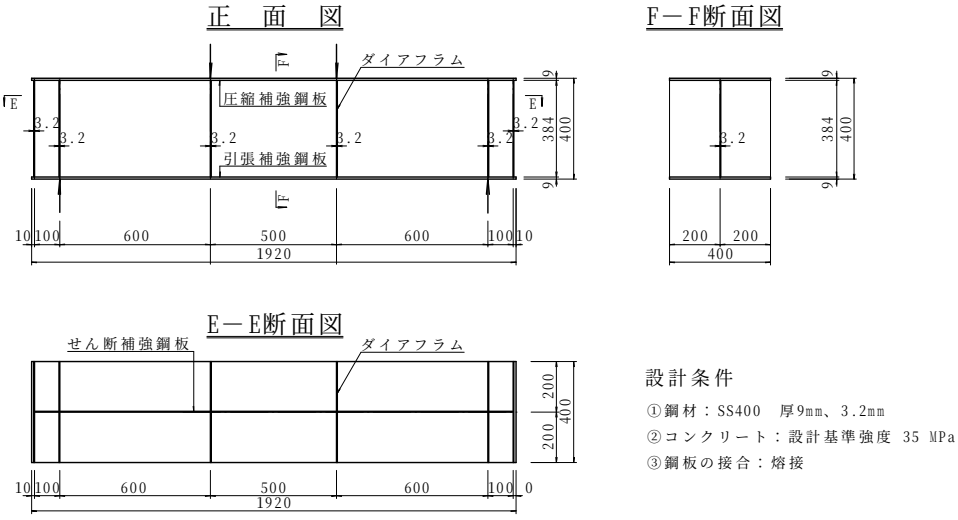


図-3.2.2.3　Ｂ－３試験体概要

ii）使用材料

コンクリートは、早強ポルトランドセメントを用いた増粘剤系高流動コンクリートとした。コンクリート配合およびフレッシュ性状を表-3.2.2.3 に、硬化特性を表-3.2.2.4 に示す。

表-3.2.2.3　コンクリート配合およびフレッシュ性状

試験体名	水ｾﾒﾝﾄ比 (%)	単位量（kg/m³）					スランプフロー値 (mm)	空気量 (%)
		水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤		
B-2a	55	175	318	898	891	7.98	530	4.9
B- 1 B-2b B- 3	50	175	350	867	896	8.35	550	4.3

表-3.2.2.4　コンクリートの硬化特性

試験体名	材齢	圧縮強度 (MPa)		引張強度 (MPa)		弾性係数 (×10⁴MPa)		ポアソン比		単位体積重量 (t/m³)	
B-2a	7 日	22.54 21.62 22.65	22.3	2.10 1.56 1.74	1.8	1.651 1.644 1.716	1.67	0.163 0.172 0.132	0.16	— — —	—
B-1	7 日	30.51 30.34 —	30.4	2.81 2.51 2.48	2.5	2.064 1.982 —	2.02	0.169 0.151 —	0.16	2.29 2.29 2.30	2.29
B-2b	8 日	31.20 30.01 30.91	30.7	2.65 2.67 2.67	2.7	2.035 2.084 2.204	2.11	0.180 0.169 0.168	0.17	2.31 2.32 2.30	2.31
B-3	9 日	34.05 33.58 34.24	34.0	2.49 2.27 2.81	2.5	2.054 2.069 2.073	2.07	0.168 0.173 0.198	0.18	2.30 2.31 2.31	2.31
検討時に用いる値	B-2a	22.3		1.8		1.67		0.16		—	
	B-1 B-2b B-3	31.7		2.6		2.07		0.17		2.30	

鋼板の材料試験結果を表-3.2.2.5 に示す。

表-3.2.2.5　鋼板の材料試験結果

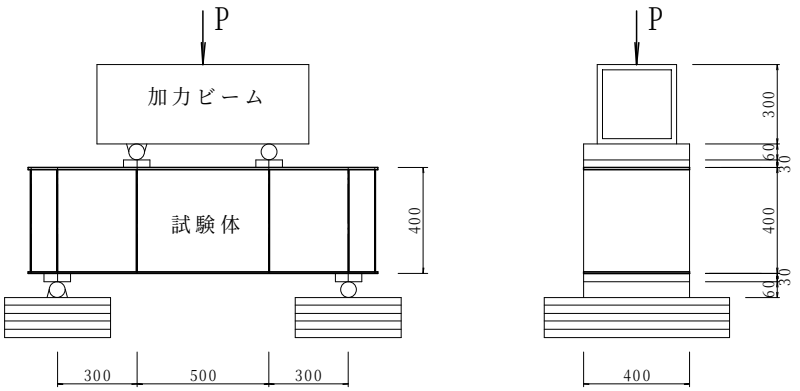
鋼板規格	SS400　t=3.2mm			SS400　t=9.0mm		
記　　号	W-1	W－2	平均値	F-1	F-2	平均値
断面積　(mm^2)	80.16	78.13	79.15	345.57	344.14	344.86
σ_y　　(MPa)	365.0	385.0	375.0	281.1	290.1	285.6
σ_u　　(MPa)	478.8	497.8	488.3	433.37	435.96	434.7
E　($\times 10^5$MPa)	2.0821	2.1476	2.115	2.0642	2.0748	2.070
伸び率　　(%)	23.6	25.6	24.6	23.1	23.7	23.4
絞り　　(%)	52.2	51.0	51.6	52.9	55.5	54.2

iii）載荷方法

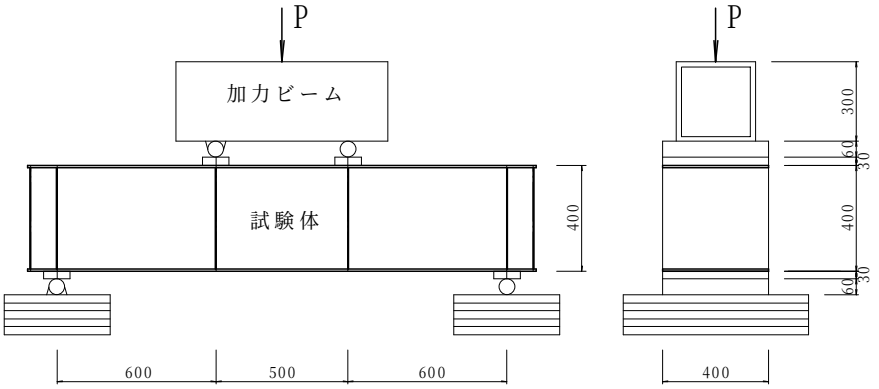
載荷方法は、5,000kN 万能試験機を用いた２点対称の静的単調載荷とした。実験概要を写真-3.2.2.1 および図-3.2.2.4 に示す。載荷速度は、スパン中央変位で 0.3mm/min を標準とした。また、集中荷重によるコンクリートの局部破壊を防ぐため、載荷版および支承版には厚さ 30mm、幅 100 ㎜の鋼板を用いた。



写真-3.2.2.1　5,000ｋＮ万能試験機（土木研究所　岩石力学実験棟）を用いた載荷実験



（試験体 B-1、B-2a、B-2b）



（試験体 B-3）

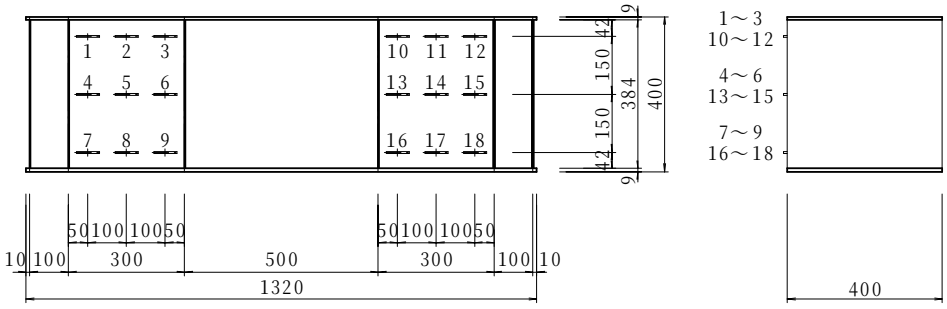
図-3.2.2.4　載荷実験概要

iv）測定項目

計測数量を表-3.2.2.6 に、計測個所を図-3.2.2.5(a)、(b)、(c)、(d)に示す。主な計測項目は、載荷荷重、試験体変位、鋼板ひずみ（引張・圧縮補強鋼板、ウエブ）、コンクリート表面ひずみおよびひび割れ進展状況とした。コンクリートおよびウエブに生じる最大・最小主ひずみは、各々の表面に３軸塑性ゲージを貼付け計測するものとした。また、圧縮補強鋼板、引張補強鋼板の降伏状況は、載荷版から 50mm 離れた箇所にひずみゲージを貼付け把握した。ひび割れの進展状況は、各載荷ステップ毎に観察し、試験体表面に発生時荷重と長さ等を記録するとともに、ビデオカメラおよびデジタルカメラにより撮影するものとした。

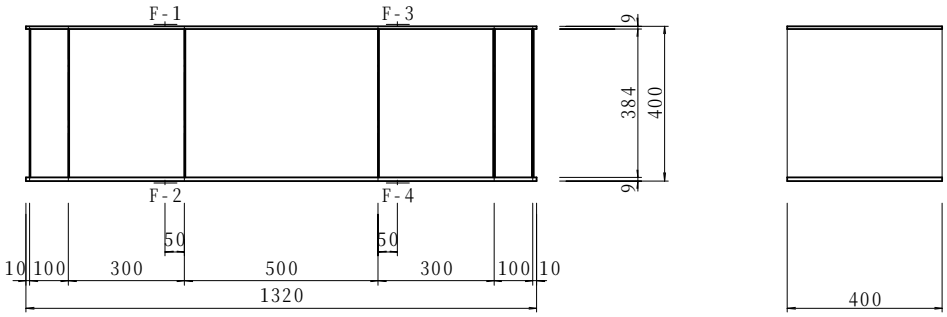
表-3.2.2.6 計測数量

試験体名	載荷荷重	試験体変位	ひずみ				計
			圧縮鋼板	引張鋼板	せん断鋼板	コンクリート表面	
B- 1	1	10	2	2	—	18	34
B-2a	1	10	1	1	5	5	24
B-2b	1	10	2	2	18	18	52
B- 3	1	10	2	2	18	18	52



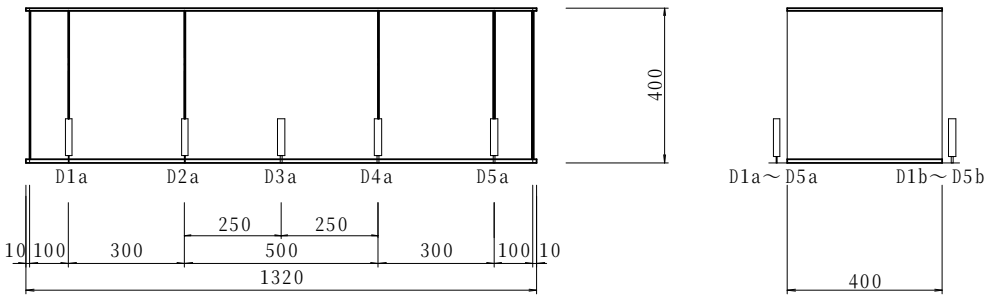
1～18：弾性3軸ゲージ

コンクリート表面ゲージ位置図



F-1～F-4：塑性単軸ゲージ

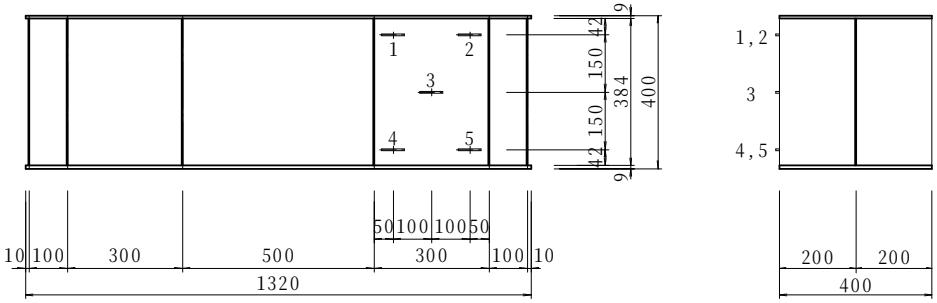
鋼板表面ゲージ位置図



D1a～D5a、D1b～D5b：変位計

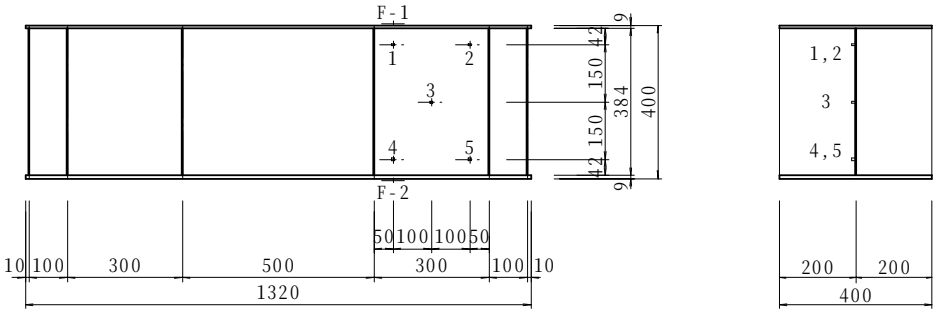
変位計位置図

図-3.2.2.5(ａ)　Ｂ－１試験体の計測装置



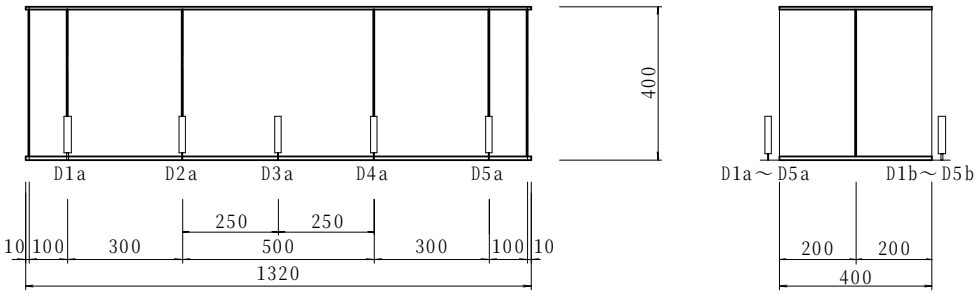
1～18：弾性3軸ゲージ

コンクリート表面ゲージ位置図



1～18：塑性3軸ゲージ
F-1～F-4：塑性単軸ゲージ

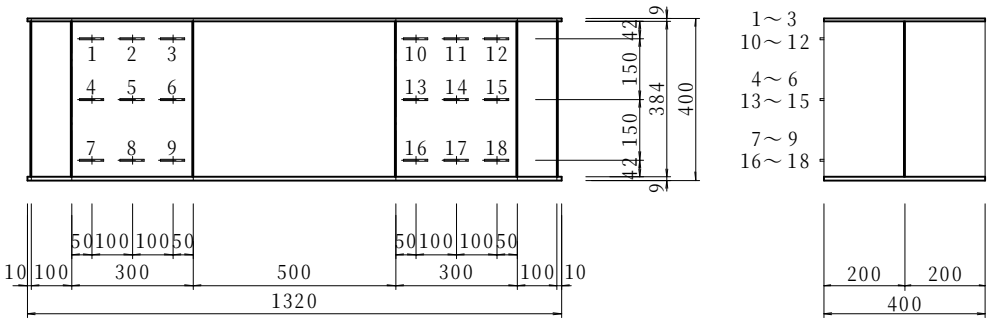
鋼板表面ゲージ位置図



D1a～D5a、D1b～D5b：変位計

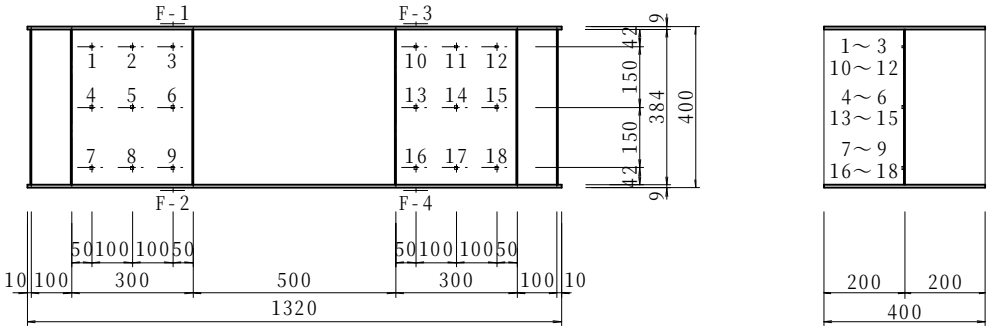
変位計位置図

図-3.2.2.5(ｂ)　Ｂ－２ａ試験体の計測装置



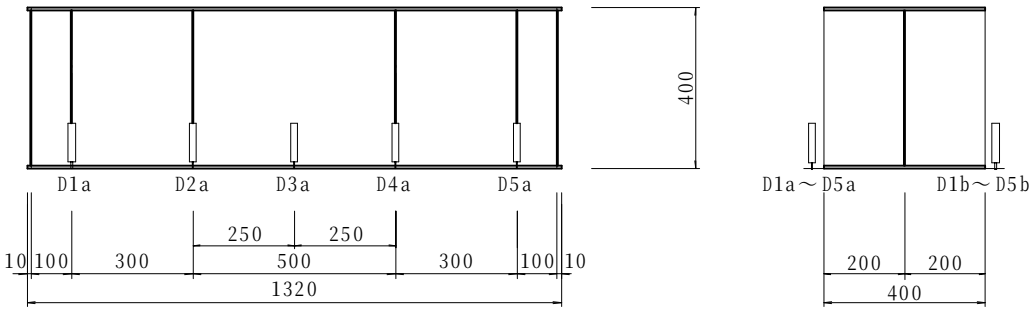
1～18：弾性3軸ゲージ

コンクリート表面ゲージ位置図



1～18：塑性3軸ゲージ
F-1～F-4：塑性単軸ゲージ

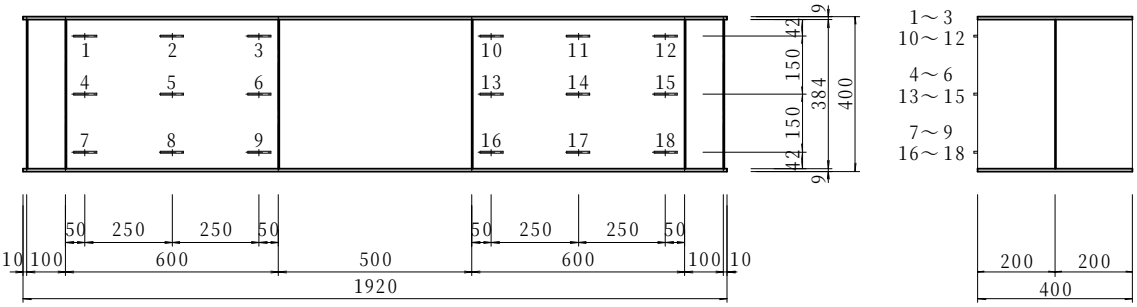
鋼板表面ゲージ位置図



D1a～D5a、D1b～D5b：変位計

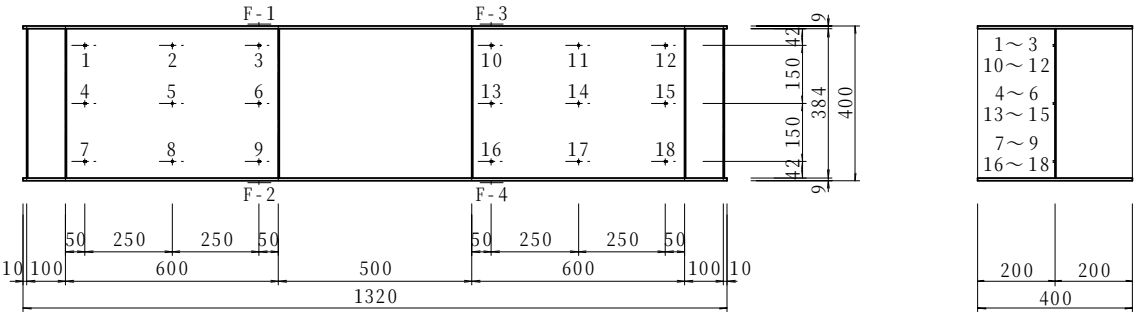
変位計位置図

図-3.2.2.5(ｃ)　Ｂ－２ｂ試験体の計測装置



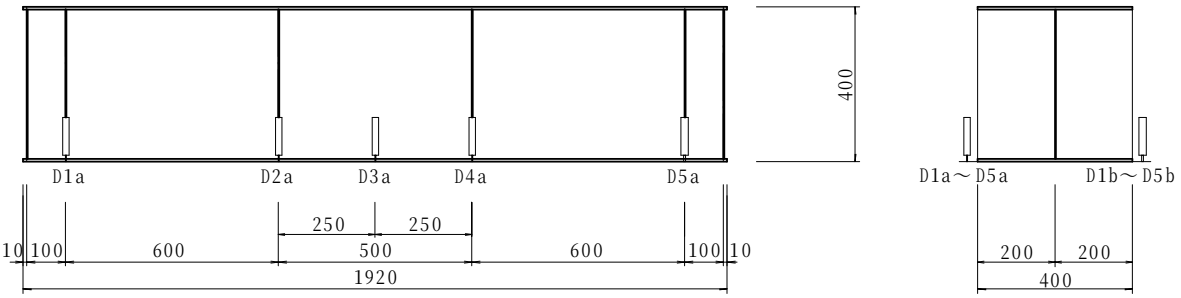
1～18：弾性3軸ゲージ

コンクリート表面ゲージ位置図



1～18：塑性3軸ゲージ
F-1～F-4：塑性単軸ゲージ

鋼板表面ゲージ位置図



D1a～D5a、D1b～D5b：変位計

変位計位置図

図-3.2.2.5(ｄ)　Ｂ－３試験体の計測装置

ｂ）実験結果

ｉ）荷重－変位関係

各試験体の荷重－変位関係を図-3.2.2.6 に示す。

鋼板とコンクリート間の付着切れは、いずれの試験体においても最大荷重の 15%～20%時に生じているが、荷重－変位関係にほとんど変化がみられない。これは、ダイアフラムの存在により上下面鋼板とコンクリート間に大きなすべりが発生しなかったためと考えられる。

せん断ひび割れは、B-1、B-2a、B-2b 試験体の場合（せん断スパン比=0.76）、最大耐力の 50%前後で発生したが、B-3 試験体の場合（せん断スパン比=1.52）、まず、最大荷重の 45%時点で純曲げ区間中央付近にひび割れが発生し、その後最大荷重の約 80%に達した時にせん断ひび割れが発生した。これは、試験体 B-3 の曲げに対する影響が他の試験体に比べ大きいため生じた現象である。また、いずれの試験体も、ひび割れ発生により荷重－変位関係に変化が生じることはなかった。

せん断ひび割れ発生から最大荷重到達までの試験体ごとの特徴は、以下に示すとおりである。

・B-1 試験体は、せん断ひび割れ発生後も耐力は向上し終局に至った。

・B-2a、B-2b 試験体は、せん断ひび割れ発生後にウエブが降伏したが、鋼板降伏後も耐力は向上し終局を迎えた。

・B-3 試験体は、ウエブの降伏後すぐに下面鋼板が曲げ降伏し、せん断ひび割れが発生した直後に終局に至った。

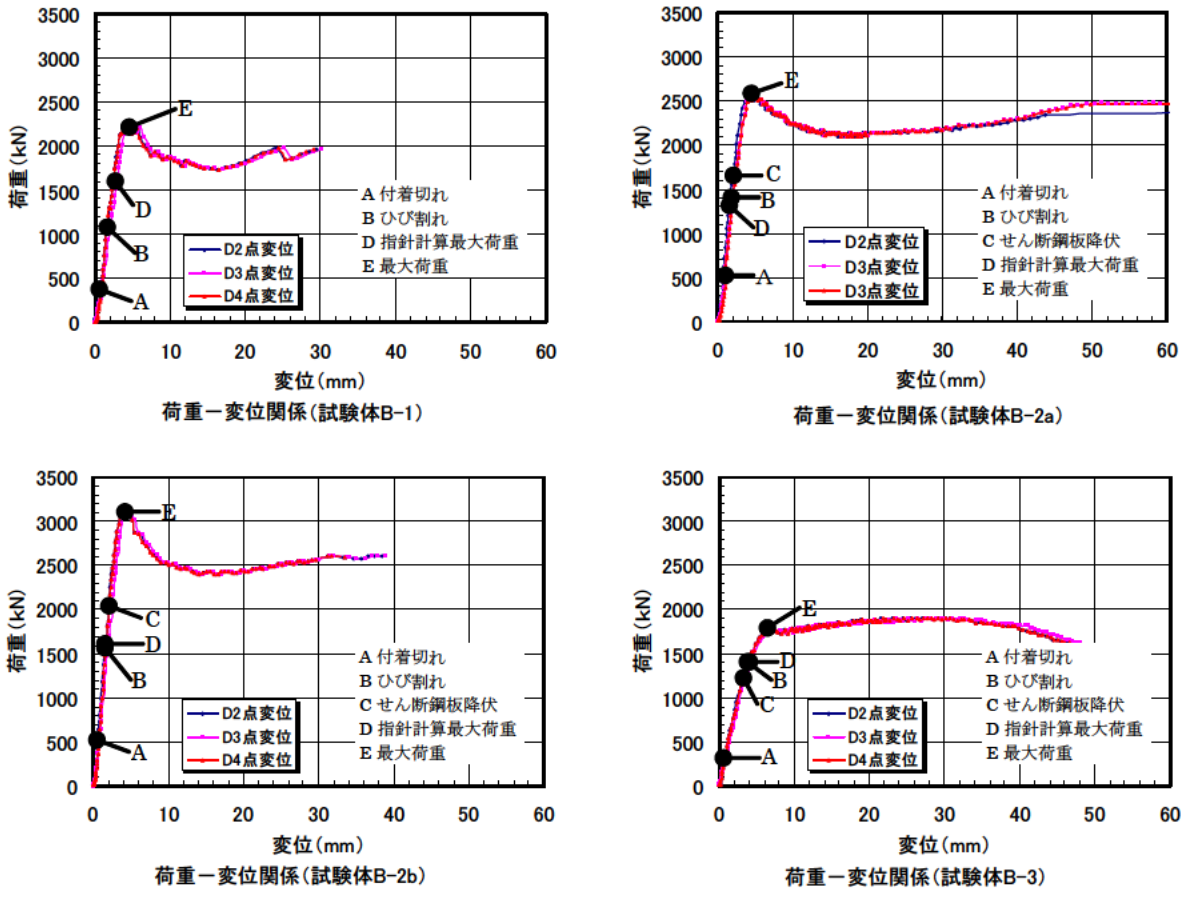


図-3.2.2.6　荷重－変位関係

各載荷段階（鋼板とコンクリートとの付着切れ時、せん断ひび割れ発生時、最大荷重時）におけるせん断荷重と変位量を表-3.2.2.7 に示す。いずれの載荷段階においてもせん断耐力は、B-2b＞B-2a＞B-1 の順で大きくなっている。このことより、ウエブはせん断力を分担し、せん断耐力の向上に寄与していることがわかる。

表-3.2.2.7　各載荷段階の断面せん断力

		B-1	B-2a	B-2b	B-3
付着切れ時	せん断荷重（kN）	156	250	264	135
	変位　　（mm）	0.7	0.9	0.7	0.6
ひび割れ発生時	せん断荷重（kN）	537	708	779	688
	変位　　（mm）	1.6	1.9	1.6	3.8
最大荷重時	せん断耐力（kN）	1106	1279	1562	879
	変位　　（mm）	4.3	4.8	4.6	7.5

実験値と土木学会「鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針（案）」（以下、サンドイッチ指針と称す）の算定式にしたがい求めたせん断耐力の比較を表-3.2.2.8 に示す。せん断スパン比の短い場合、サンドイッチ指針による計算耐力は、実験値を過小評価する傾向にあることがわかる。これは、サンドイッチ指針ではウエブの負担せん断力が考慮されず、コンクリートのみで全せん断力に抵抗すると仮定しているためである。

表-3.2.2.8　サンドイッチ指針による計算せん断耐力との比較

	B-1	B-2a	B-2b	B-3
実験値　　（kN）	1106	1279	1562	879
サンドイッチ指針による計算値（kN）	797	669	797	716
実験値／計算値	1.39	1.91	1.96	1.23

せん断スパン比の短いサンドイッチ構造のせん断耐力は、ウエブの有無、コンクリート強度、せん断スパン比の影響により、図-3.2.2.7～3.2.2.9 に示すような特徴がみられた。

①ウエブの影響（B-1、B-2b の比較）

・ウエブを有する B-2b のせん断耐力は、ダイアフラムのみを配置した B-1 よりも大きく、ウエブによる補強効果が認められた。

・B-2b 試験体の剛性およびひび割れ発生強度は、ウエブが作用せん断力を分担することにより B-1 よりも高くなっている。

・B-2b におけるひび割れ発生～ウエブ降伏間の耐力は、ウエブの純せん断降伏強度とほぼ等しい。

・B-1 のひび割れ発生～最大耐力間の耐力は、B-2b のせん断鋼板降伏～最大耐力間の耐力とほぼ等しい。

②コンクリート強度の影響（B-2a、B-2b の比較）

・コンクリート強度による試験体の剛性への影響はみられなかった。

・コンクリート強度の低い B-2a のひび割れ発生～ウエブ降伏間の耐力は、B-2b に比べ小さな値を示した。これはコンクリート強度が低いとひび割れ発生後のウエブへの分担力が大きくなるためと考えられる。

・ウエブ降伏後の両者の耐力に大差はみられない。

③せん断スパン比の影響（B-2b、B-3 の比較）

・せん断スパン比が大きくなると曲げの影響が大きくなるため、明確なピーク値がみられずせん断耐力は低下した。

・損傷順序は、B-2b のひび割れ発生→ウエブ降伏→ピーク値が、B-3 ではウエブ降伏→ひび割れ発生→ピーク値と変化し、ひび割れ後の耐力上昇が小さい。これは、せん断スパンが大きくなるとともに、ダイアフラムによるコンクリートの拘束効果が小さくなったためと考えられる。

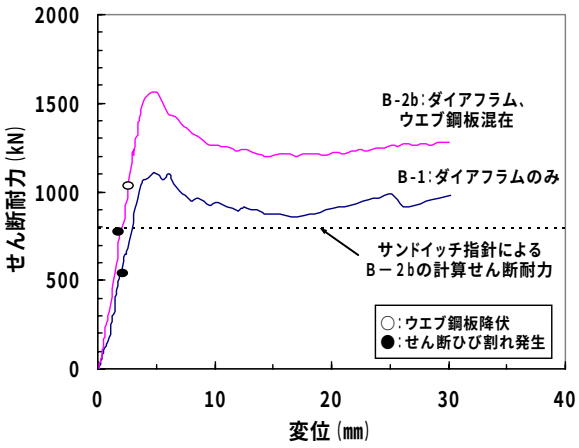


図-3.2.2.7　せん断耐力－変位関係（B-1、B-2b）

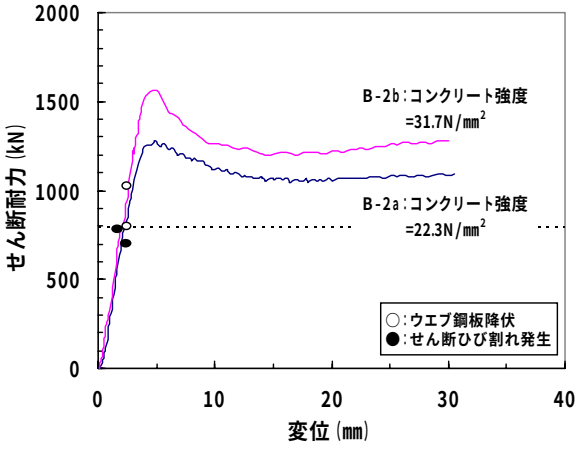


図-3.2.2.8　せん断耐力－変位関係（B-2a、B-2b）

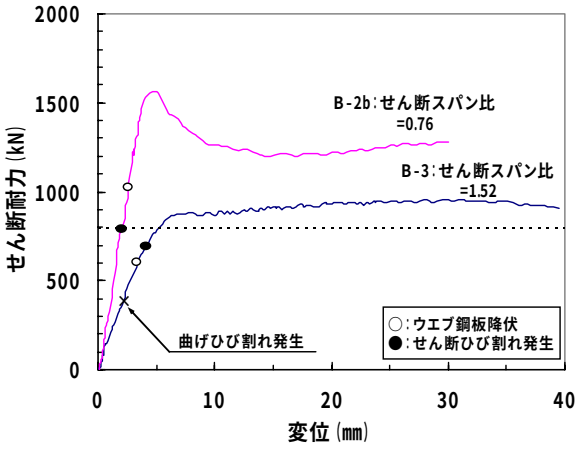


図-3.2.2.9　せん断耐力－変位関係（B-3、B-2b）

ii）ひび割れ性状

最大荷重時のひび割れ発生図を図-3.2.2.10～13 に示す。いずれの試験体においても、ひび割れは支承版幅の斜め圧縮方向を射影長さとしたストラット幅内に発生している。また、このせん断スパン内に発生したひび割れは、表-3.2.2.9 に示すように載荷版中心と支承版中心を結んだ角度とほぼ等しい角度で発生していた。

最大荷重時の平均的なひび割れ幅は、B-1 試験体（ウエブなし）では 1.4mm 程度であったが、B-2b、B-3 試験体（ウエブあり）では 0.7mm、0.6mm と小さくなっている。これはウエブの拘束効果により、ひび割れ幅の拡大が抑制されたためと考えられる。

表-3.2.2.9　試験体に生じたひび割れ角度、ひび割れ幅

	せん断スパン比 a/d	載荷版中心と支承版中心を結んだ角（°）	ひび割れ角度（°）	最大荷重時の平均的なひび割れ幅（㎜）
B-1	0.76	37	34.3	1.4
B-2a			38.5	―
B-2b			36.5	0.7
B-3	1.52	57	56.3	0.6

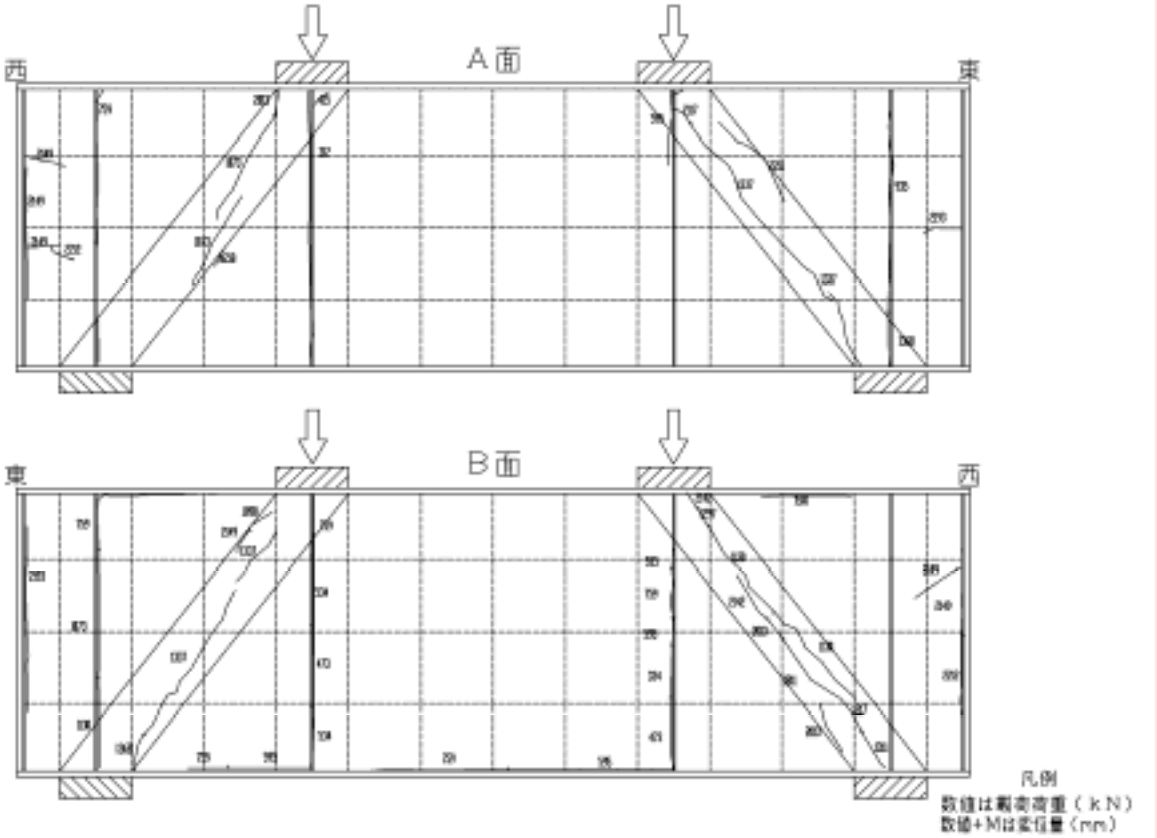


図-3.2.2.10　最大荷重時のひび割れ発生状況（B-1 試験体）

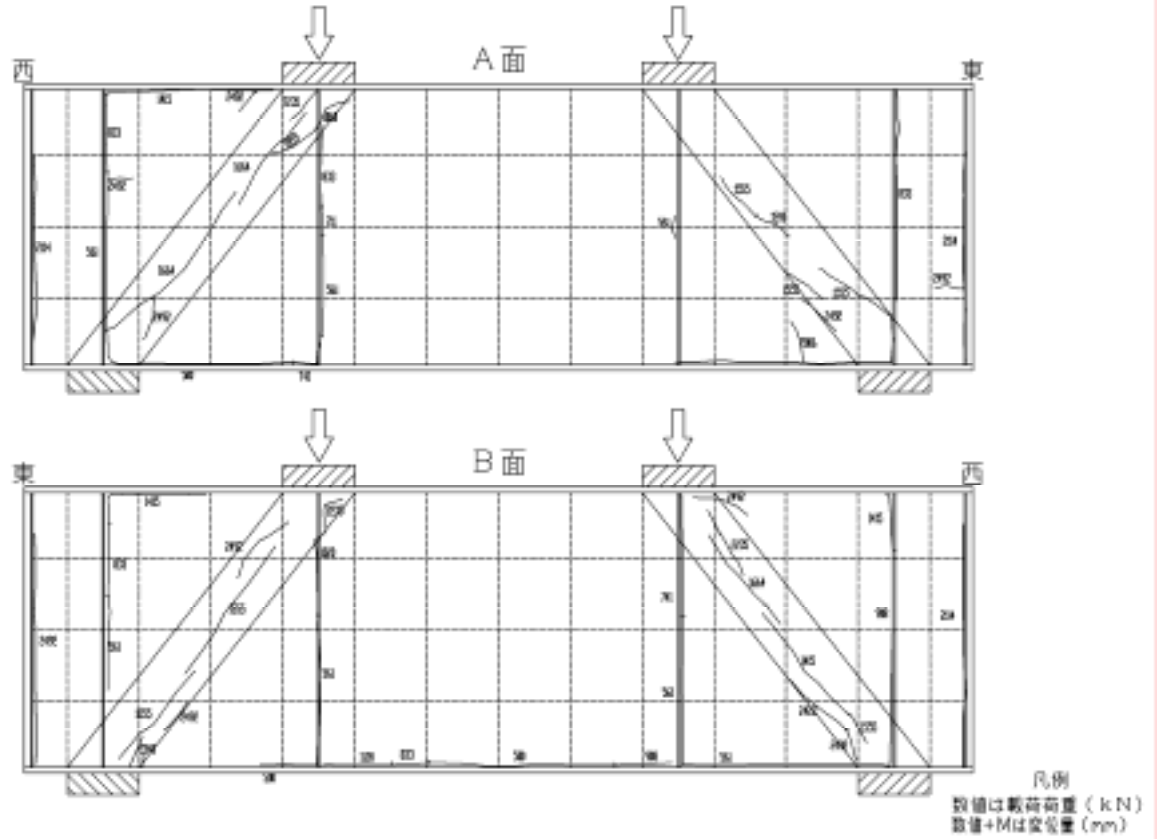


図-3.2.2.11　最大荷重時のひび割れ発生状況（B-2a 試験体）

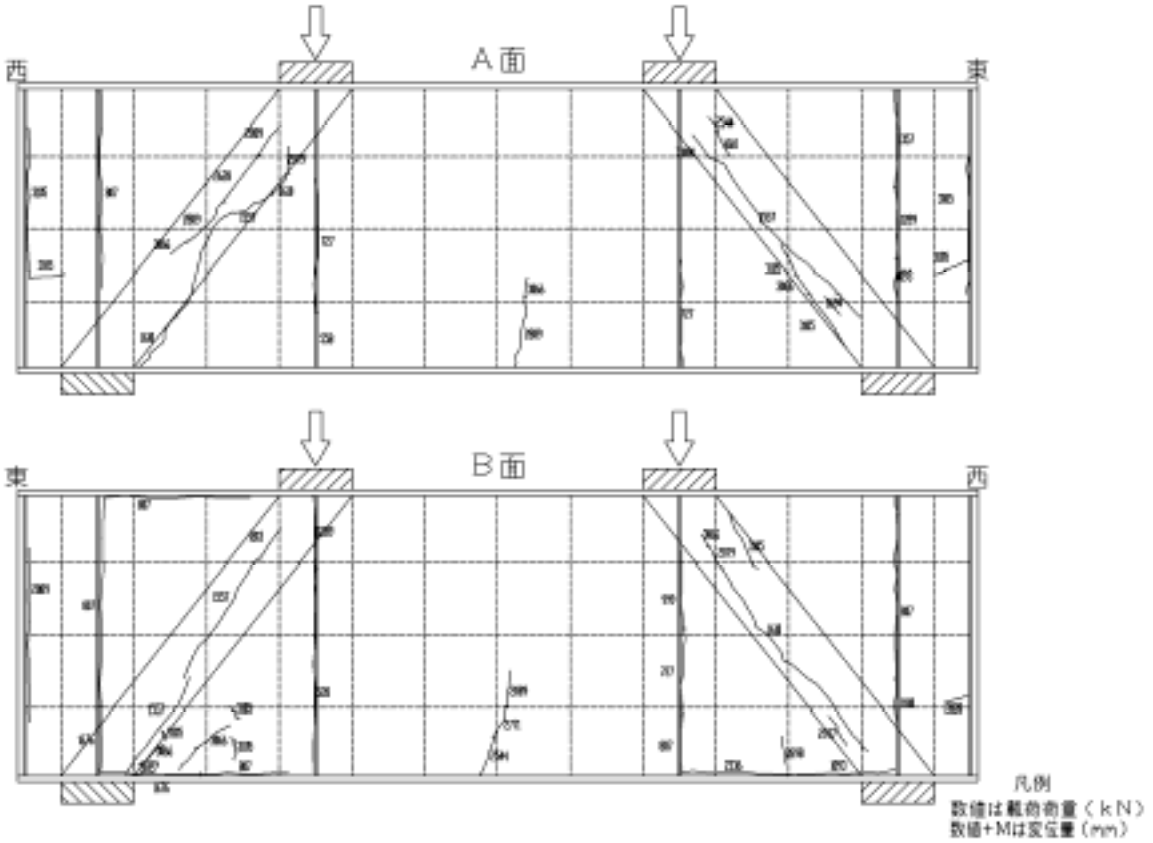


図-3.2.2.12　最大荷重時のひび割れ発生状況（B-2b 試験体）

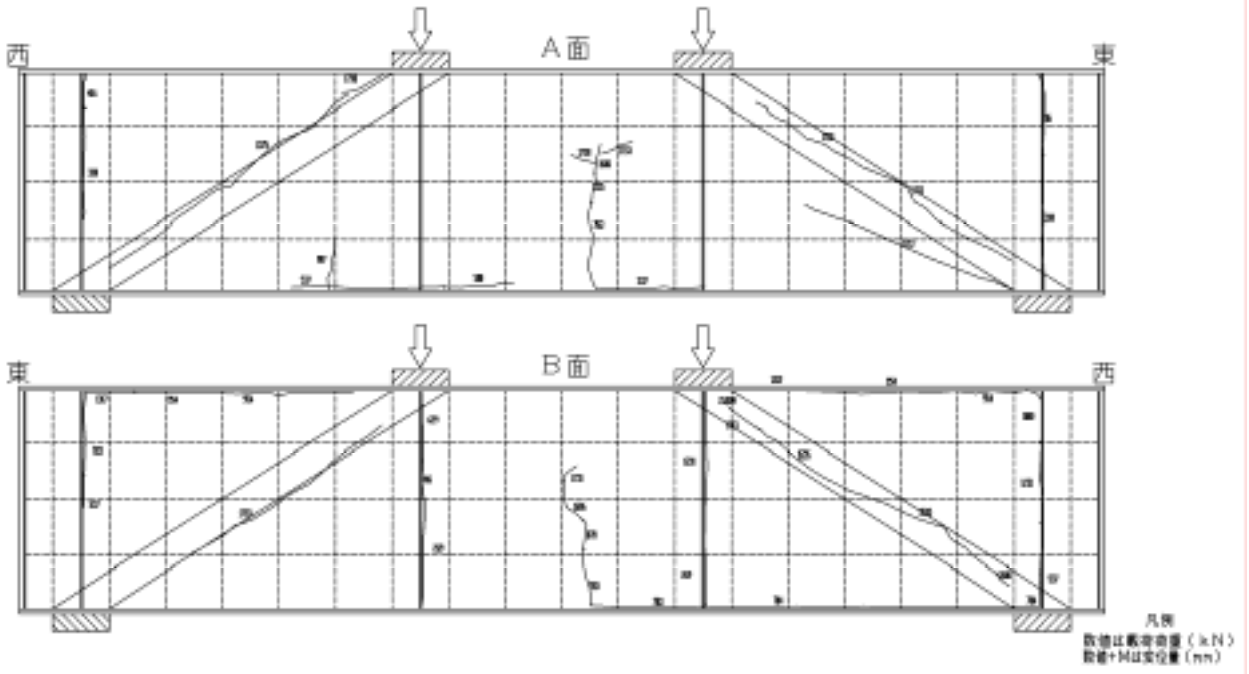


図-3.2.2.13　最大荷重時のひび割れ発生状況（B-3 試験体）

iii）主ひずみ分布

コンクリート表面およびウエブの主ひずみ分布を図-3.2.2.14～18 に示す。いずれの試験体においても、ひび割れ発生以前はコンクリート、ウエブとも純せん断に近い応力状態であったが、最大荷重時にはコンクリート内の応力は極めて局所的に分布している。この応力状態の変化は、ひび割れたコンクリートとウエブが共同して作用荷重に抵抗するためである。ひび割れが発生したコンクリートは、ひび割れ直交方向の引張力を消失し、ひび割れ方向の斜め圧縮力のみ負担した単軸圧縮状態（圧縮ストラット）となり、ひび割れによって開放された引張応力は、ウエブが引張力として負担していると考えられる。

したがって、ウエブを有するせん断スパン比の短いサンドイッチはりは、せん断スパン内に圧縮ストラットを形成したタイドアーチ的な耐荷機構により、耐力を保持しているものと考えられる。

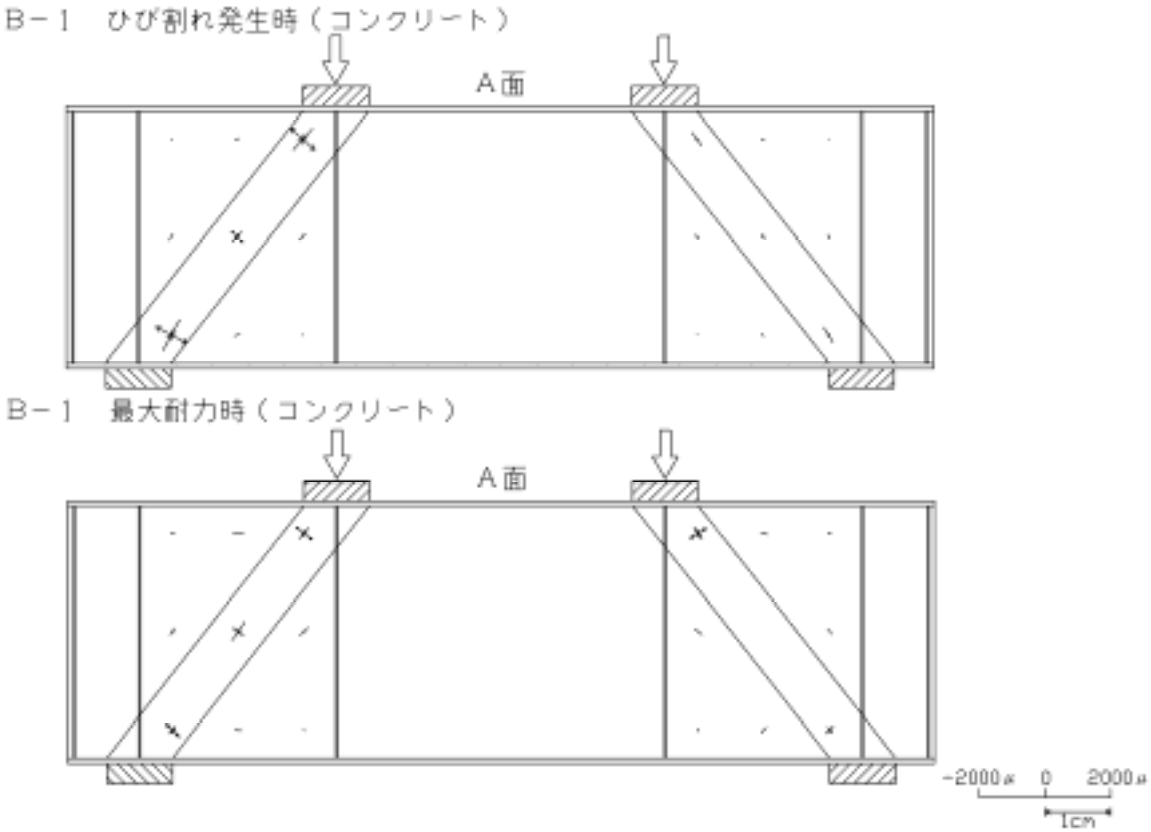


図-3.2.2.14　コンクリート表面の主ひずみ分布（B-1 試験体）

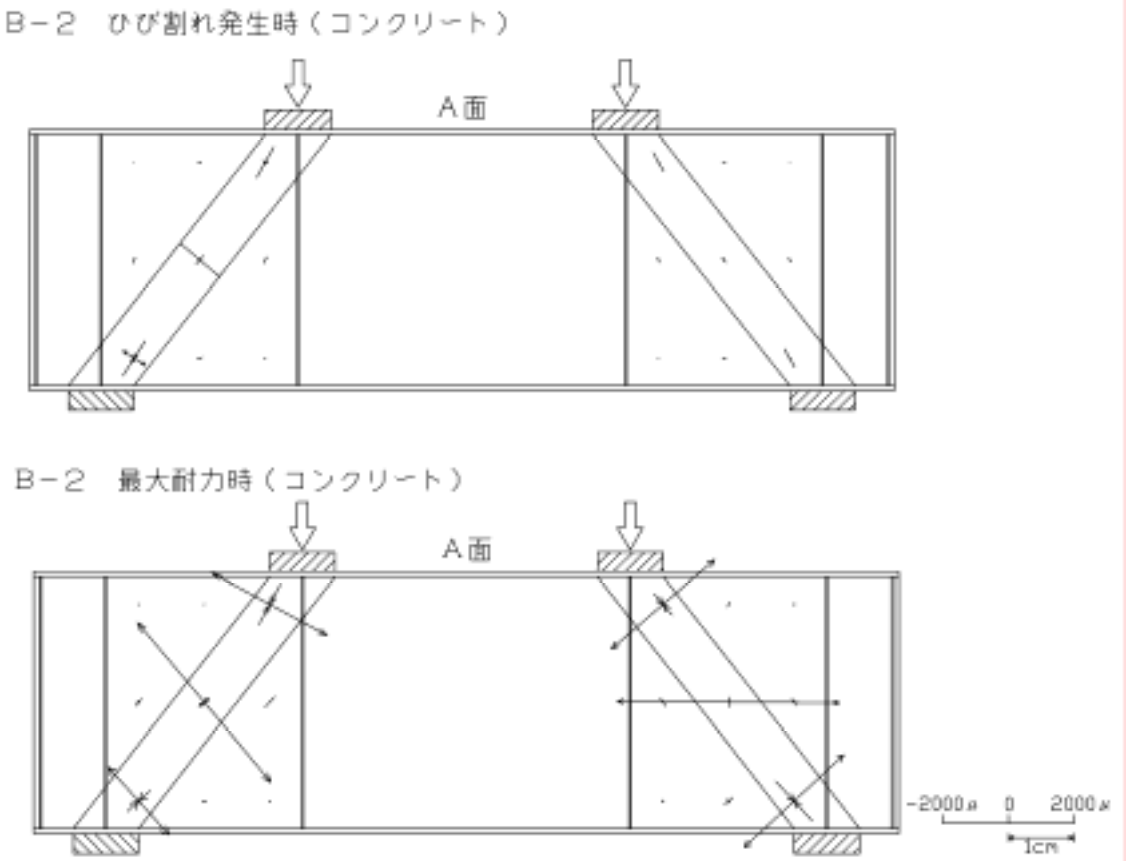


図-3.2.2.15　コンクリート表面の主ひずみ分布（B-2b 試験体）

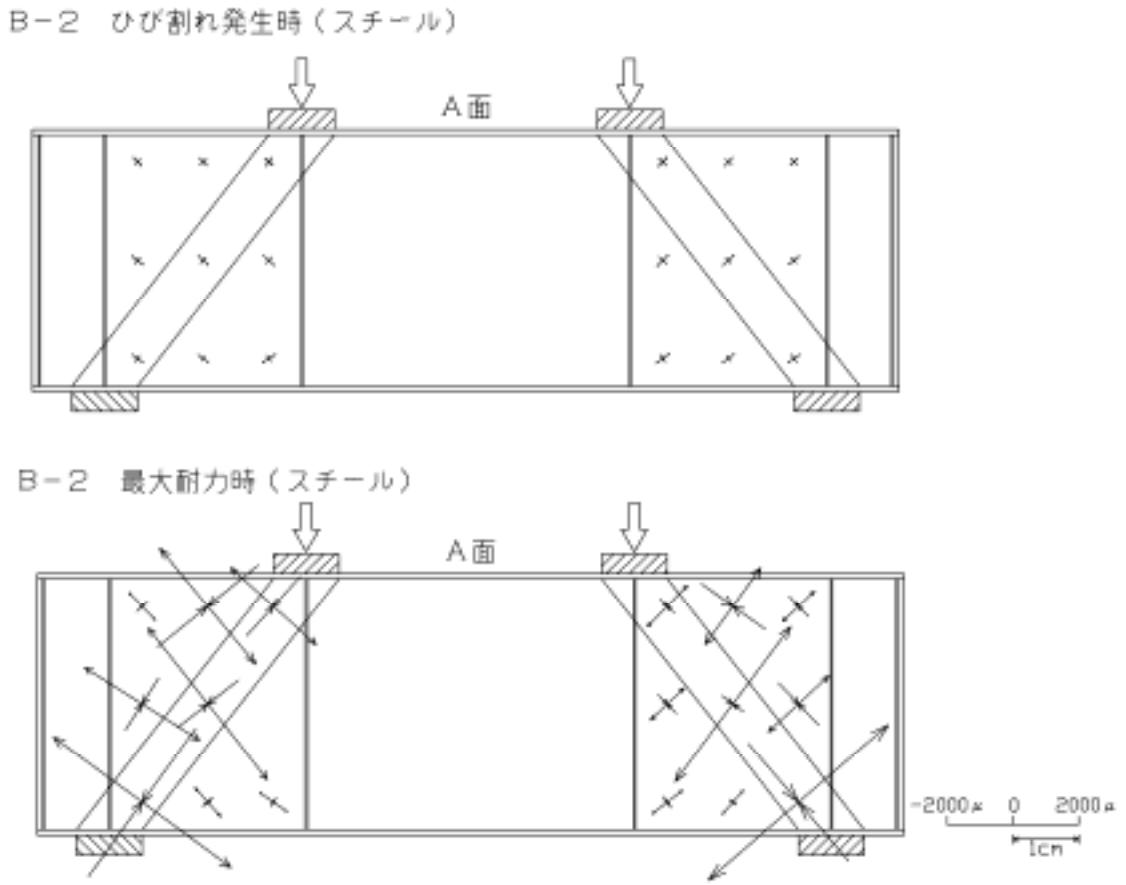


図-3.2.2.16　ウエブの主ひずみ分布（B-2b 試験体）

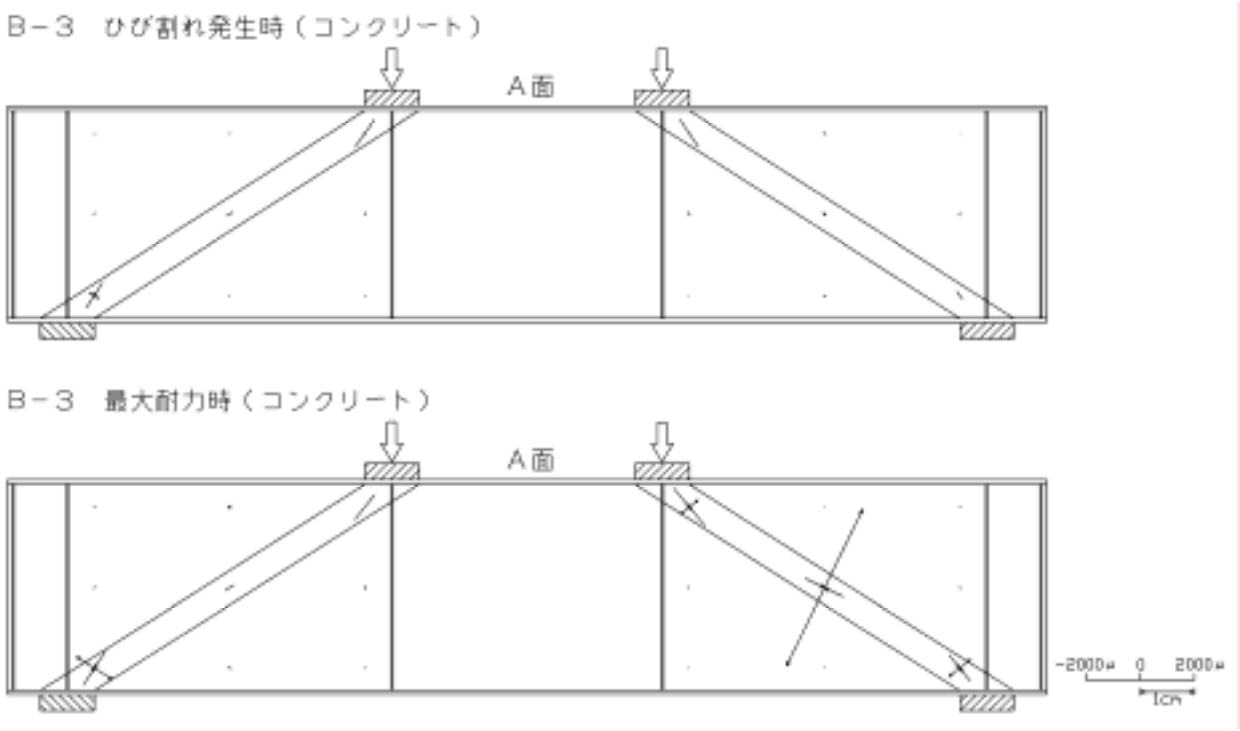


図-3.2.2.17　コンクリート表面の主ひずみ分布（B-3 試験体）

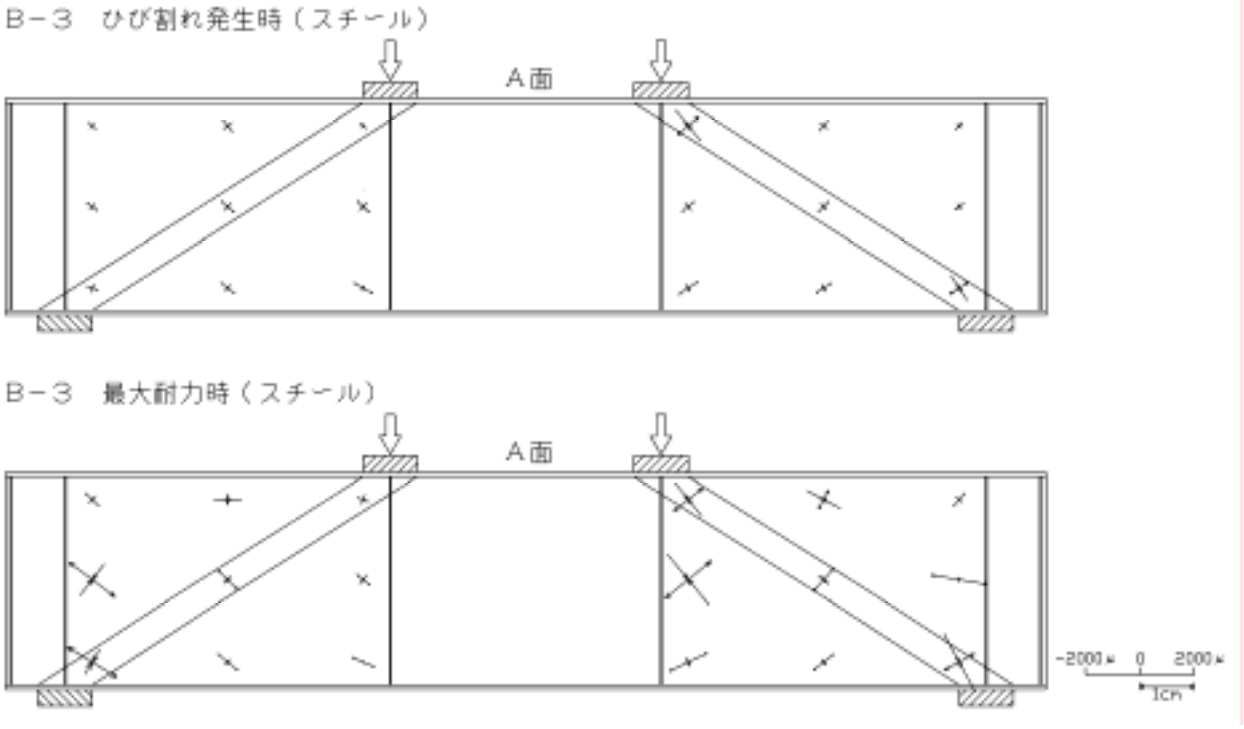


図-3.2.2.18　ウエブの主ひずみ分布（B-3 試験体）

ⅳ）コンクリート、ウエブの分担力

一般に、コンクリートとウエブとのせん断力の分担は次式で表される。

せん断力Vを受けるサンドイッチ構造の微小要素は、図-3.2.2.19に示すように正方形A B C Dが、ひし形A B C′ D′に変形する。このとき、コンクリートとウエブとは一体となって変形すると仮定すれば、せん断ひずみγは、

$$\left.\begin{array}{ll} \text{コンクリート} & \gamma_{con}=\dfrac{\tau_{con}}{G_{con}} \\ \text{ウエブ} & \gamma_{steel}=\dfrac{\tau_{steel}}{G_{steel}} \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.2.2.1)$$

ここで、τ：せん断応力、G：せん断弾性係数

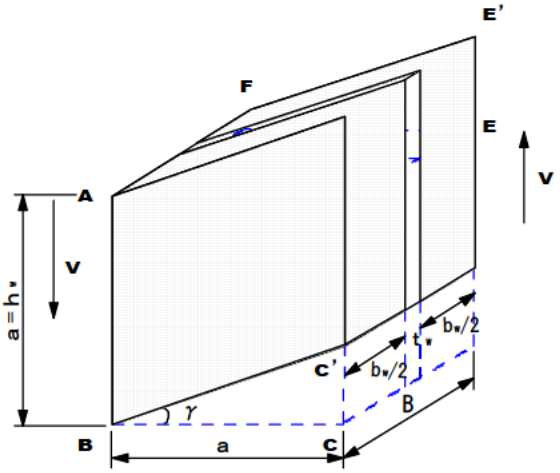


図-3.2.2.19　せん断力を受ける微小要素

となる。また、はじめ平面であった厚さ方向の断面AD′E′Fを保つために、せん断ひずみは、

$$\gamma_{con}=\gamma_{steel} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.2.2.2)$$

を満足しなければならない。そこで、式（3.2.2.1）に式（3.2.2.2）を代入して、両応力の比を求めると、

$$\frac{\tau_{con}}{\tau_{steel}}=\frac{G_{con}}{G_{steel}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.2.2.3)$$

となり、コンクリートとウエブとの応力比はせん断弾性係数の比に等しくなる。したがって、コンクリートとウエブのせん断力を分担する面積をA_{con}、 A_{steel}として、せん断力の分担 V_{con}、V_{steel}を求めると、せん断応力τの一様分布の仮定から、

$$\left.\begin{array}{l} \tau_{con}=\dfrac{V_{con}}{A_{con}}=\dfrac{V_{con}}{b_w h_w} \\ \tau_{steel}=\dfrac{V_{steel}}{A_{steel}}=\dfrac{V_{steel}}{t_w h_w} \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.2.2.4)$$

$$\therefore \frac{\tau_{con}}{\tau_{steel}} = \frac{V_{steel} t_w}{V_{con} b_w} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.2.2.5)$$

となり、せん断力の分担比は式（3.2.2.3）と式（3.2.2..5）から式（3.2.2..6）で示される。

$$V = V_{con} + V_{steel} = V_{con}\left\{1 + \frac{t_w}{b_w}\left(\frac{G_{steel}}{G_{con}}\right)\right\} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.2.2.6)$$

いま、試験体の諸元であるb_w=396.8mm、t_w=3.2mm、$G_{con}=0.89\times10^4$N/mm²、$G_{steel}=0.81\times10^5$N/mm²を式（3.2.2.6）に従って求めると、

$$V = V_{con}\left\{1 + \frac{3.2}{396.8}\left(\frac{0.81\times10^5}{0.89\times10^4}\right)\right\} = 1.0734 V_{con}$$

$$\therefore V_{con} = 0.932V, V_{steel} = 0.068V$$

となり、ウエブは全荷重の6.8%しか分担していないこととなる。
しかし、実験においてウエブは、図-3.2.2.20～21 および表-3.2.2.10 に示すように B-2b では、ひび割れ発生時で 20%程度、最大荷重時に 15%程度のせん断力を分担し、B-3 ではひび割れ発生時で 30%程度、最大荷重時で 25%程度を分担していることがわかった。ここで、分担率はせん断スパン内の断面にかかるせん断力（V=P/2）とウエブが負担するせん断力との比とした。コンクリートおよびウエブの負担せん断力は、３軸塑性ゲージより得られたせん断ひずみを応力換算し、高さ方向に台形積分することにより算出した値とした。また、最大荷重時でのウエブの分担率は、負担せん断力を鋼板のせん断降伏強度とした場合と同様であるとも考えられる。

したがって、せん断耐力算定式を構築するにあたっては、ウエブのせん断降伏強度に基づいた負担せん断力を考慮する必要があると考えられる。

表－3.2.2.10　せん断力の分担率　(%)

	ひび割れ発生時		最大荷重時	
	コンクリート	ウエブ	コンクリート	ウエブ
B- 1	100	0	100	0
B-2a	―	―	―	―
B-2b	80	20	85	15
B- 3	79	29	75	25

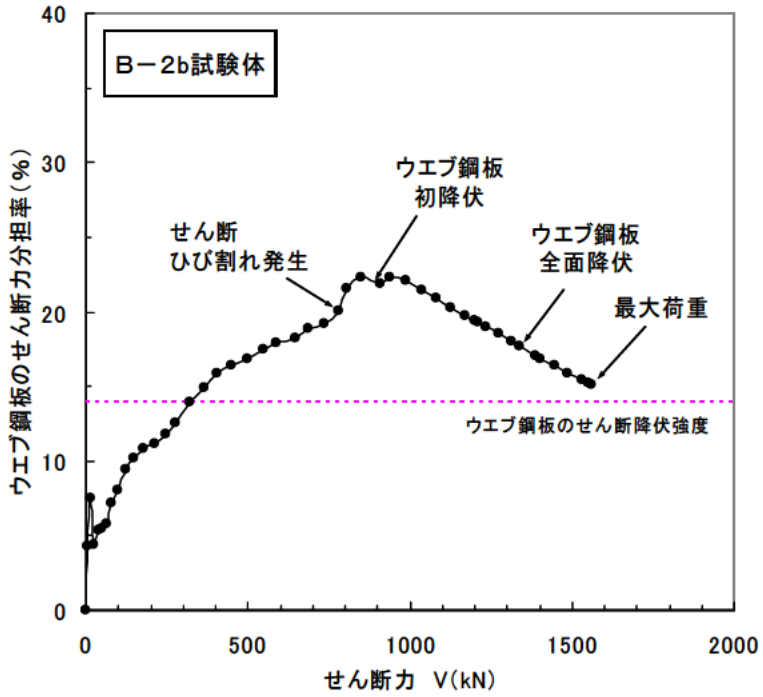


図-3.2.2.20　ウエブのせん断力分担率（B-2b）

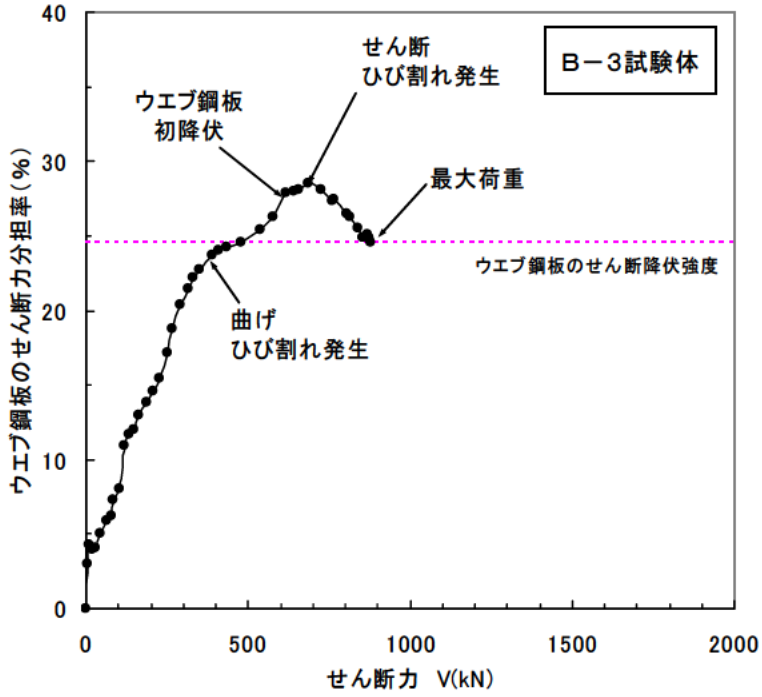


図-3.2.2.21　ウエブのせん断力分担率（B-3）

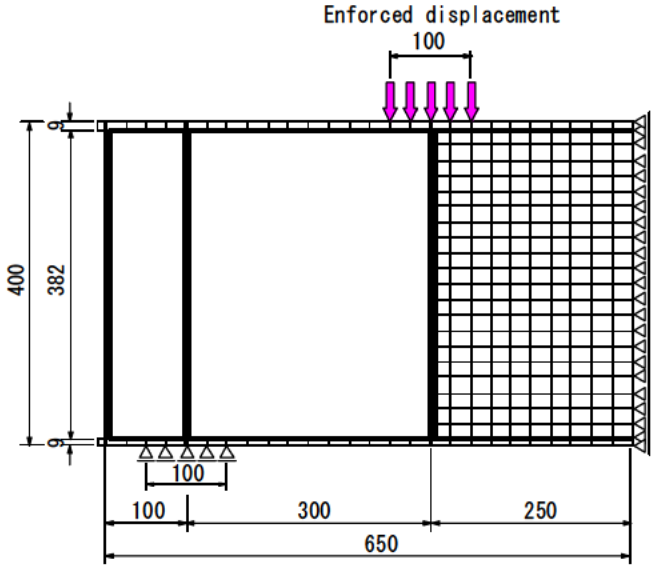
２）FEM 解析による評価

ａ）実験結果のシミュレート

ｉ）解析手法

解析は２次元弾塑性解析（平面応力解析）とし、有限要素解析プログラムとして DIANA を使用した。解析に用いた要素分割の一例を図-3.2.2.22 に示す。試験体のモデル化は、図-3.2.2.1、2、3 に示す正面図と同じ形状に、実験と同じ長さの奥行き b_w を設定した。要素特性は、鋼板、コンクリートともに平面応力要素とし、鋼板とコンクリートの境界はインターフェイス要素を設定した。境界条件は、実験における支承版設置位置を鉛直方向で固定し、左右対称の試験体であるため中央線の位置を水平方向固定とした。また、解析上の載荷は、実験における載荷版設置部分に等分布荷重を載荷することとし、試験体に直接強制変位を与えることにより行った。

なお、せん断スパン比が小さい鉄筋コンクリートはりの場合、載荷版幅の影響が大きいことが既往の研究により指摘されている。しかし、サンドイッチはりではコンクリートを挟むように補強鋼板が存在するため、荷重を分配する効果があり、載荷版幅の影響は小さいと考えられる。したがって、ここでは載荷版幅の影響は検討しないことにした。



図－3.2.2.22　解析モデル（B-2 試験体）

非線形計算方法の詳細を表-2.2.3.11に示す。

表3.2.2.11　非線形計算方法の詳細

収束計算法	Newton Regular 法	
収束判定法	歪みエネルギー・ノルムを用いる 最高収束誤差 1.0×10^{-4}以下 計算繰返しは荷重載荷ステップごとで最高 20 回	
残差誤差力	次の荷重載荷ステップに持ち越す	
荷重漸増	自重	考慮する
	外力 P	漸増する

ⅱ）材料特性

①コンクリート要素

コンクリートの応力－ひずみモデルを図-3.2.2.23[1)]、24 に示す。このモデルではコンクリートの圧縮域、引張域とも応力軟化を考慮した。コンクリートの二軸圧縮状態における降伏および破壊基準としては、等二軸圧縮強度を 1.16fc’（fc’：一軸圧縮強度）、粘着力を c =0.42 fc’と設定した Drucker-Prager の条件を用いた。

また、引張-圧縮状態および二軸引張状態では、最大主応力が引張強度を超えるとひび割れが発生すると仮定し、ひび割れ発生後はせん断剛性を低下させた。ひび割れ発生後におけるせん断伝達係数βとひずみの関係を図-3.2.2.25 に示す。このモデルでは、最大主ひずみに直角方向のせん断弾性係数 G を、せん断伝達係数βを乗じることにより低減させている。

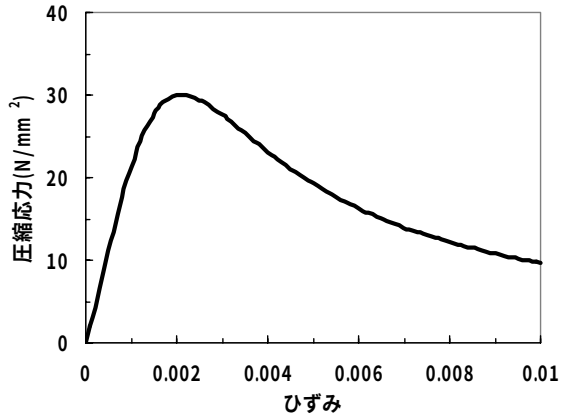


図-3.2.2.23　応力－ひずみ関係（圧縮側）

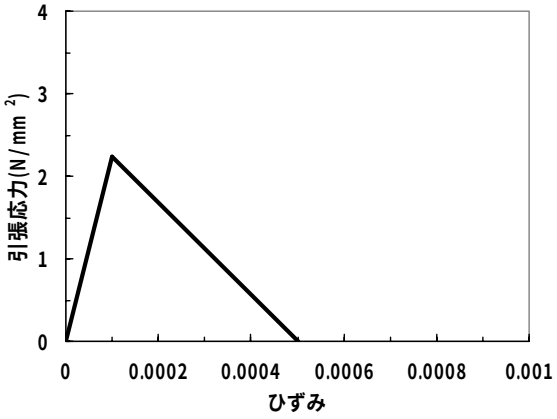


図-3.2.2.24　応力－ひずみ関係（引張側）

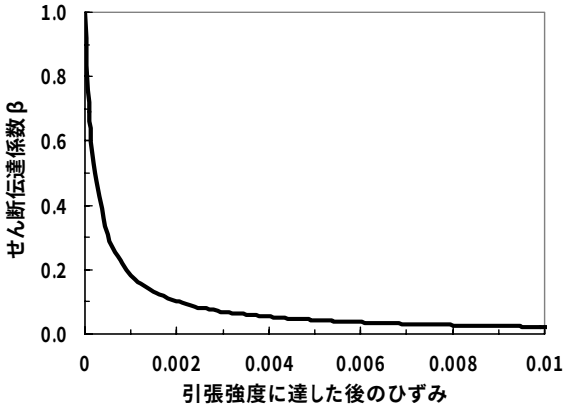


図-3.2.2.25　せん断伝達係数

圧縮強度	：30.0 N/mm^2
引張強度	：2.24 N/mm^2
弾性係数	：2.1×10^{4}N/mm^2
ポアソン比	：0.2
摩擦角	：10 °
膨張角	：10 °

②鋼板要素

鋼板の応力－ひずみモデルは、鋼板の降伏強度に達した後、引張試験結果に基づいた降伏棚領域を設け、その後はひずみ硬化を考慮したモデルとした。鋼板厚 9.0mm の応力－ひずみ曲線を図-3.2.2.26 に、鋼板厚 3.2mm の応力-ひずみ曲線を図-3.2.2.27 に示す。また、鋼板の降伏基準には Von Mises の降伏条件を用いた。

鋼板厚	:9.0mm
降伏強度	:287.6 N/mm^2
引張強度	:400.0 N/mm^2
弾性係数	:2.1×10^{5}N/mm^2
降伏ひずみ	:0.0014
ポアソン比	:0.3

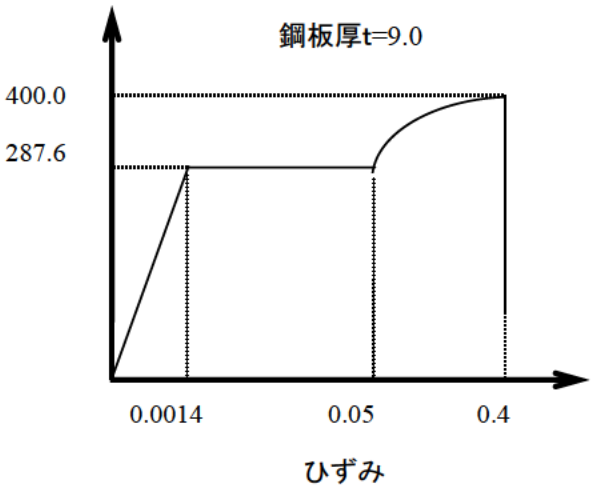


図-3.2.2.26　応力-ひずみ関係

鋼板厚	:3.2mm
降伏強度	:375.0 N/mm^2
引張強度	:400.0 N/mm^2
弾性係数	:2.1×10^{5}N/mm^2
降伏ひずみ	:0.0018
ポアソン比	:0.3

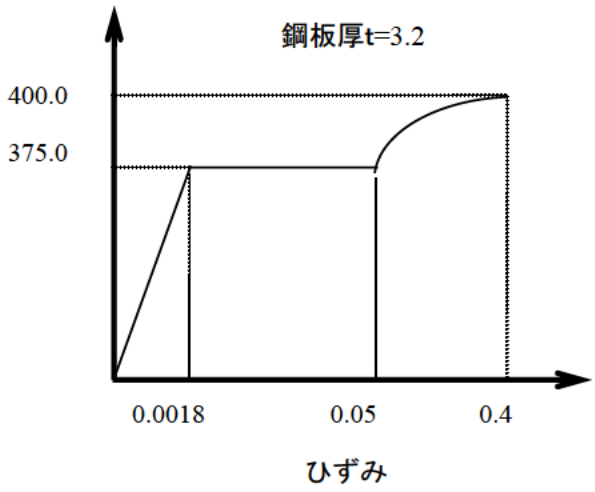
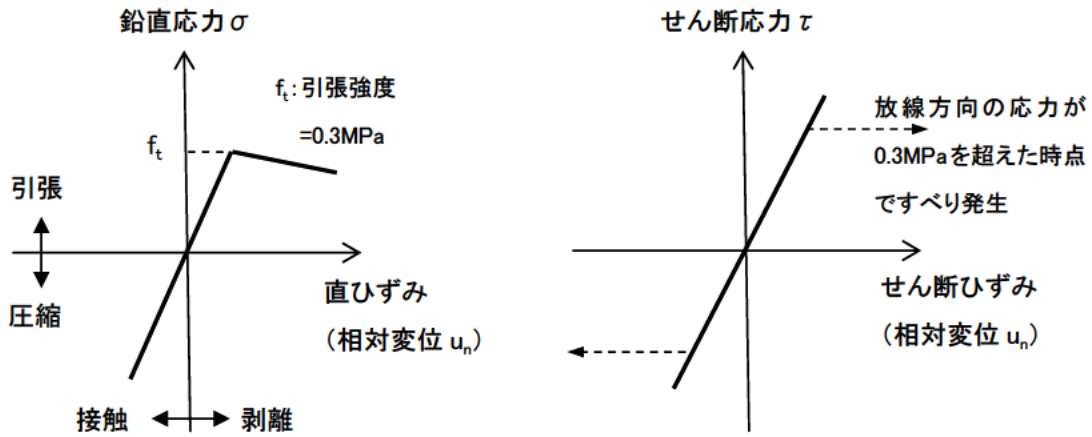


図-3.2.2.27　応力-ひずみ関係

③接合要素

鋼板－コンクリート間では、載荷重強度、鋼板およびコンクリートの剛性の大小関係などにより、境界面において剥離・相対変位などの幾何学的な非線形現象が生じる場合がある。そこで、解析においては、インターフェイス要素（Discrete-cracking モデル）を適用し、鋼板－コンクリート間の剥離・すべり挙動の影響を簡便に評価した。インターフェイス要素の設定範囲は、図-3.2.2.22 に示す太線部分とした。

鋼板－コンクリート間の剥離･すべり挙動として､剥離は 0.3Mpa で生じるもの(図-3.2.2.28(a))とし、せん断力は 0.3Mpa で剥離した時点でせん断力を伝達しないもの（図-3.2.2.28(b)）と設定した。なお、せん断方向の初期剛性は 100N/mm^2 としている。



（a）境界面法線方向　　（b）境界面接線方向

図-3.2.2.28　インターフェイス要素の設定条件

ⅲ）解析結果

解析手法の妥当性は、実験結果と比較を行い確認した。

最大荷重時の実験値と解析結果との比較を図-3.2.2.29 に示す。解析値は実験値をやや安全側に評価しているもののおおむね一致していると考えられる。

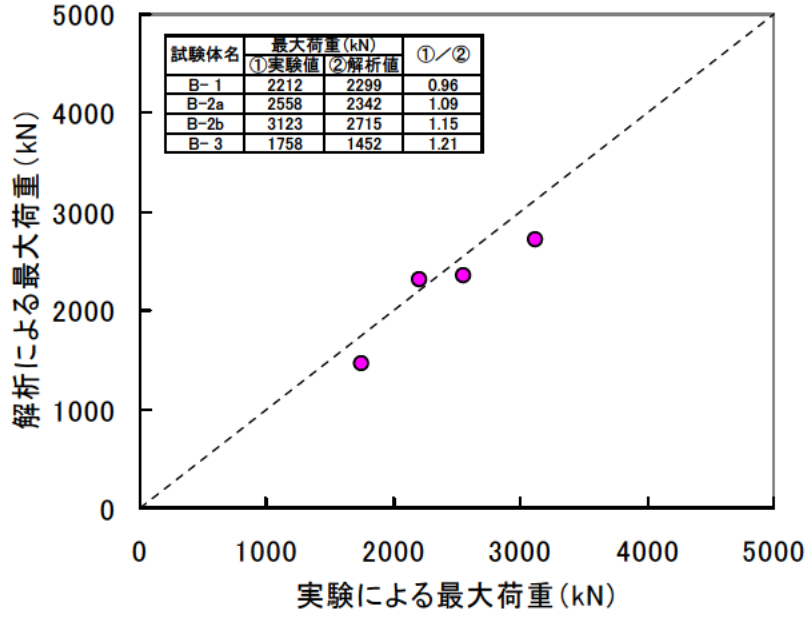
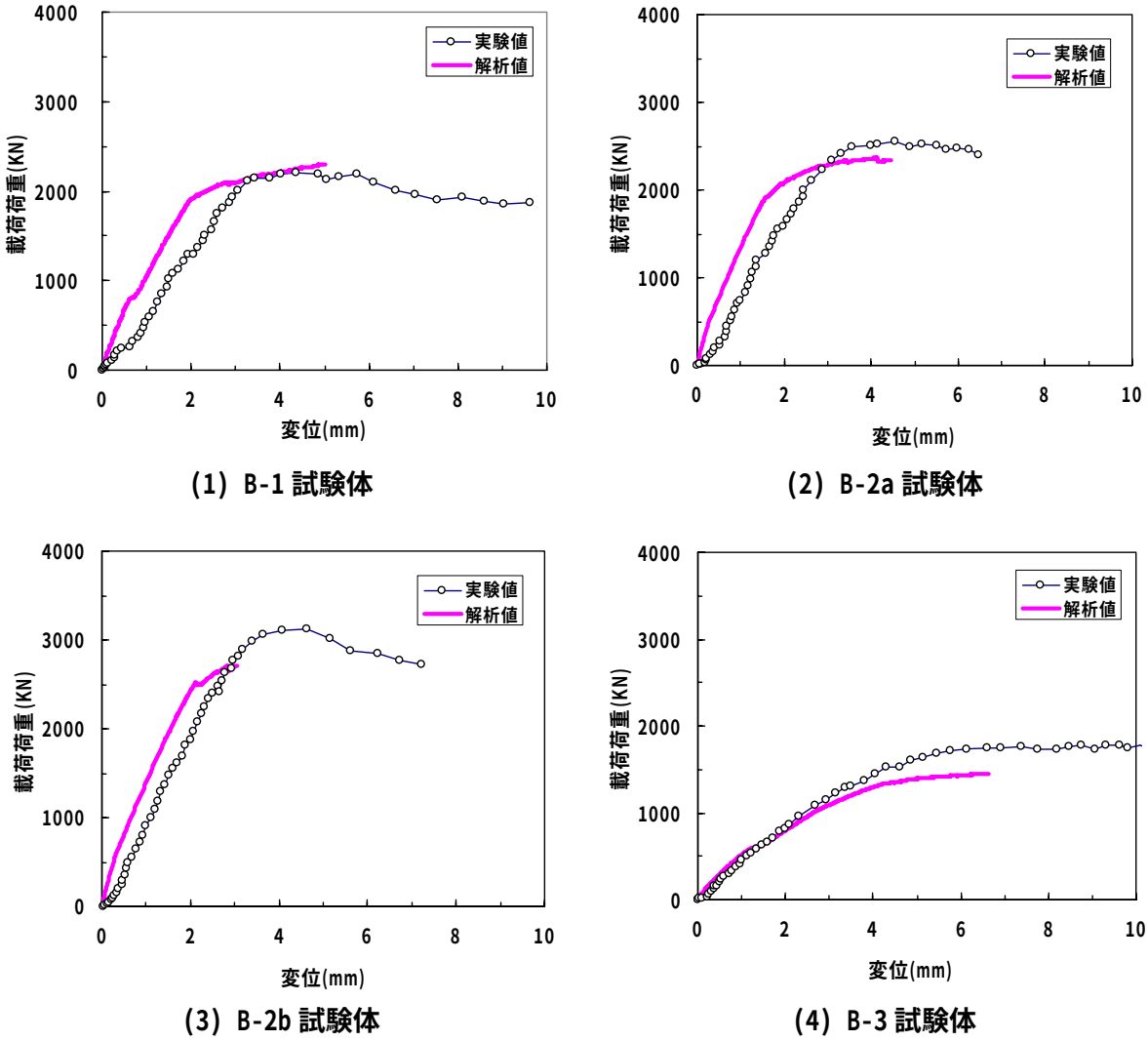


図-3.2.2.29　最大荷重時の実験値と解析値の比較

作用せん断力と支間中央点における変位との関係を図-3.2.2.30 に示す。いずれの試験体においても、解析結果は最大荷重時までの実験値とよく一致しており、試験体の変形性状をおおむね捉えていると考えられる。



(1) B-1 試験体　　(2) B-2a 試験体

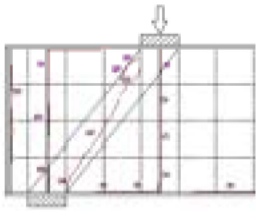
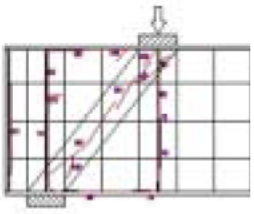
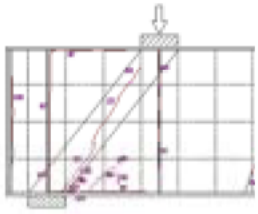
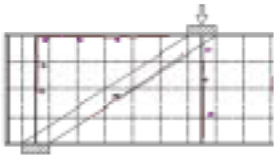
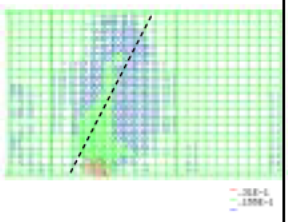
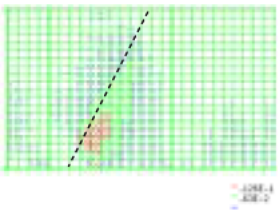
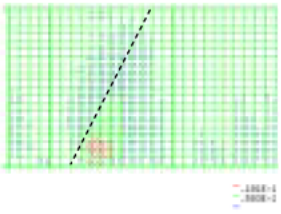
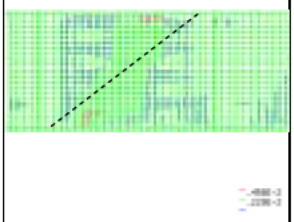
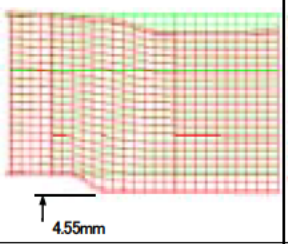
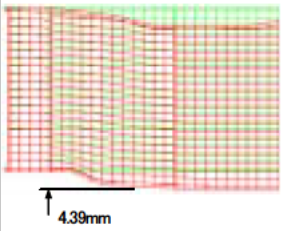
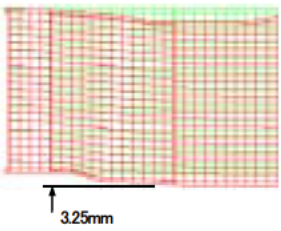
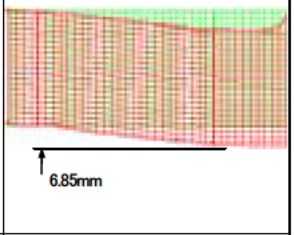
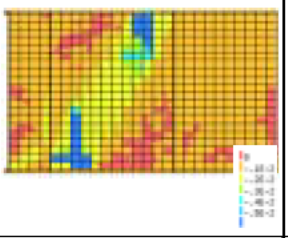
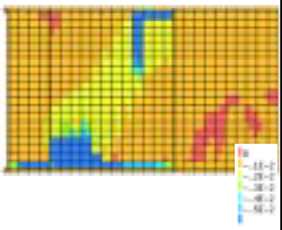
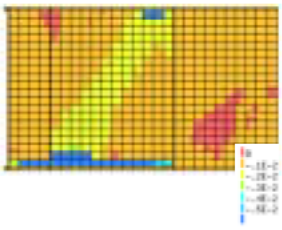
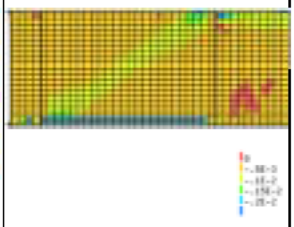
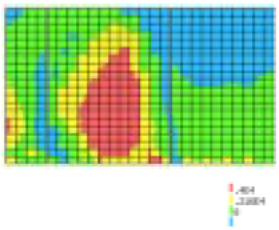
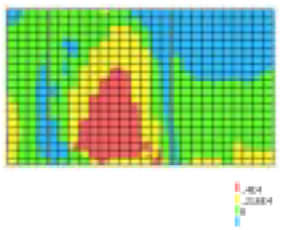
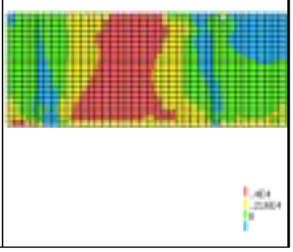
(3) B-2b 試験体　　(4) B-3 試験体

図-3.2.2.30　荷重－変位関係（実験結果との比較）

シミュレーション解析の結果一覧（コンクリート要素のひび割れベクトル図、変形図、コンクリート要素の最小主ひずみコンター図、ウエブ要素のミーゼス応力コンター図）を表-3.2.2.12 に示す。解析は、試験体のせん断耐力、変形性状、応力・ひずみ分布および破壊モードを評価できていると考えられる。

したがって、ここで用いた非線形 FEM 解析手法は、せん断補強鋼板を有するサンドイッチはりの変形および耐力算定に有効であると考えられる。

表-3.2.2.12　シミュレーション解析の結果一覧

実験ケース	Ｂ－１試験体	Ｂ－２ａ試験体	Ｂ－２ｂ試験体	Ｂ－３試験体
実験における最大荷重時のひび割れ図				
解析における最大荷重時のひび割れベクトル図				
解析における最大荷重時の変形図				
解析における最大荷重時のコンクリート要素の最小主ひずみ（圧縮ひずみ）				
解析における最大荷重時のウエブ鋼板のミーゼス応力				

b）パラメータ解析

本解析手法は、上述のとおり試験体のせん断耐力および変形性状をおおむね評価できると考えられる。そこで、パラメータ解析を行い、各要因がコンクリートおよびウエブの負担せん断耐力におよぼす影響について検討を行った。

ⅰ）解析条件

鉄筋コンクリートはりの場合、せん断耐力は、コンクリート強度、せん断補強筋の降伏強度、せん断補強筋比、引張鉄筋比、せん断スパン比の影響を受けることがわかっている。そこで、サンドイッチはりにおいてもこれら要因の影響が大きいと考え、パラメータ解析を行った。設定した解析条件を表-3.2.2.13 に示す。

表-3.2.2.13　パラメータ解析の条件

№	解析変数	コンクリート圧縮強度 Fc(N/mm^2)	せん断補強鋼板の降伏強度 fwy (N/mm^2)	せん断補強鋼材比(%)	引張補強鋼材比(%)	せん断スパン比
1	コンクリートの圧縮強度	20	375	0.8	2.25	0.76
2		30				
3		40				
4	せん断補強鋼板の降伏強度	30	200	0.8	2.25	0.76
5			300			
6			375			
7	せん断補強鋼材比	30	375	0	2.25	0.76
8				0.8		
9				1.5		
10	引張補強鋼材比	30	375	0.8	0.81	0.76
11					2.25	
12					3.03	
13	せん断スパン比	30	375	0.8	2.25	0.50
14						0.76
15						1.00
16						1.52

ⅱ）解析結果

サンドイッチはりの断面内に分布するせん断応力の模式図を図-3.2.2.31 に示す。コンクリートおよびウエブの各負担せん断耐力は、せん断スパン中央断面の要素内のせん断応力 τ_c、τ_w を積分しこれに断面積を乗じて求めた。せん断スパン中央断面に着目した理由は、ウエブの負担せん断応力が最も大きい傾向にあるためである。

解析結果を図-3.2.2.32～36 に示す。解析の結果、サンドイッチはりのせん断耐力は、せん断スパン比、コンクリート強度、引張補強鋼材比、せん断補強鋼材比の影響を受けるが、せん断補強鋼板の降伏強度の影響は小さいことがわかった。これら要因の影響は、主としてコンクリート負担分に現れており、ウエブはいずれの場合も全せん断耐力の 10～30%程度を分担している。このことから、せん断耐力算定式を構築する際には、コンクリートの負担せん断耐力を精度よく推定することが重要であることがわかる。

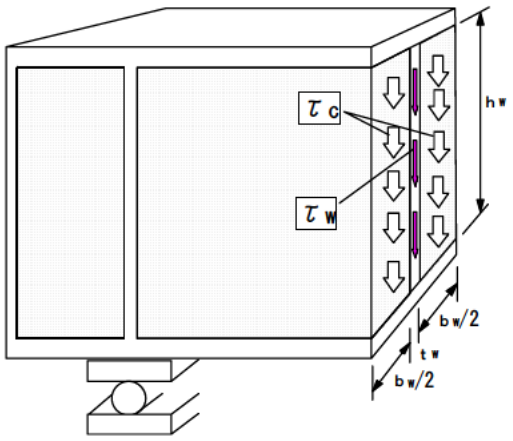


図-3.2.2.31　はり断面内のせん断応力

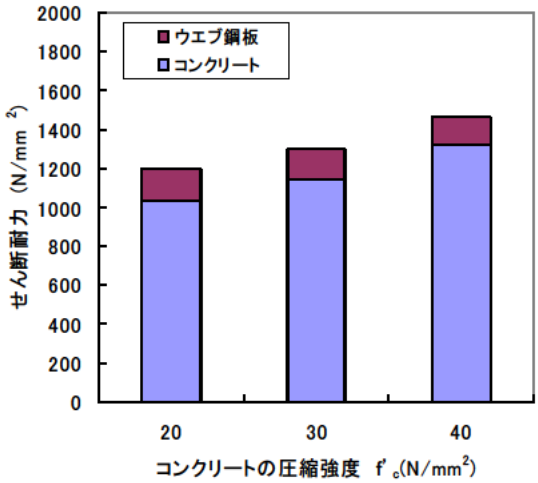


図-3.2.2.32　せん断耐力と fc’ の関係

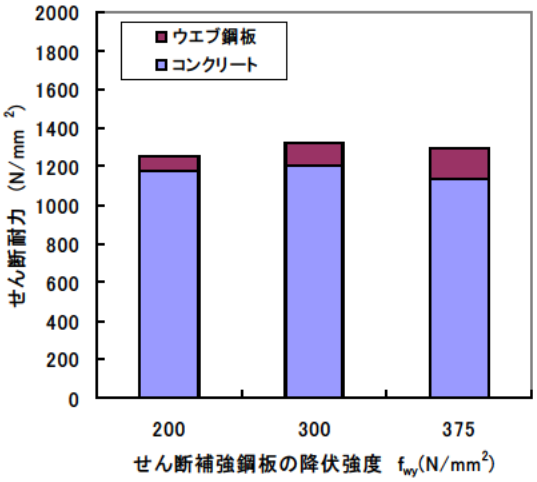


図-3.2.2.33　せん断耐力と fwy の関係

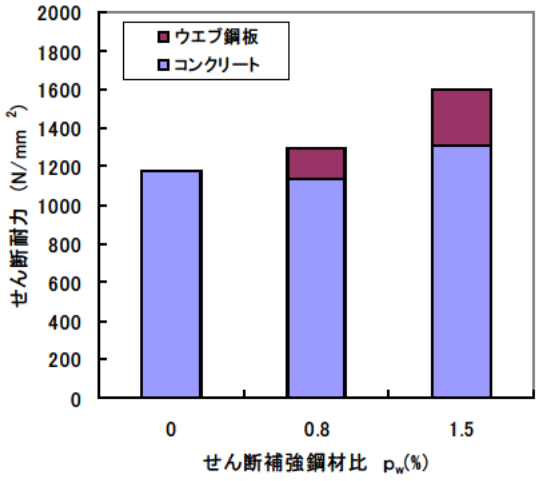


図-3.2.2.34　せん断耐力と p_w の関係

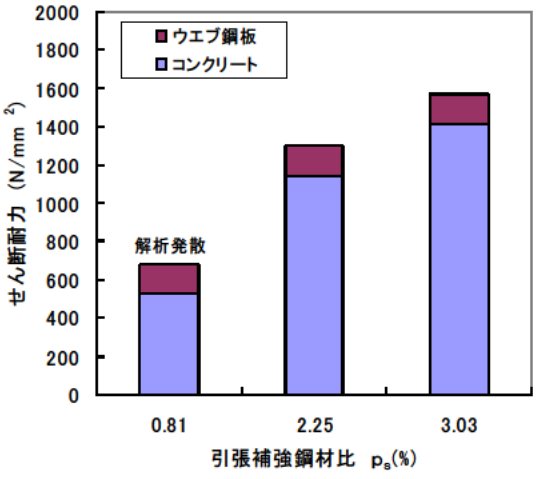


図-3.2.2.35　せん断耐力と p_t の関係

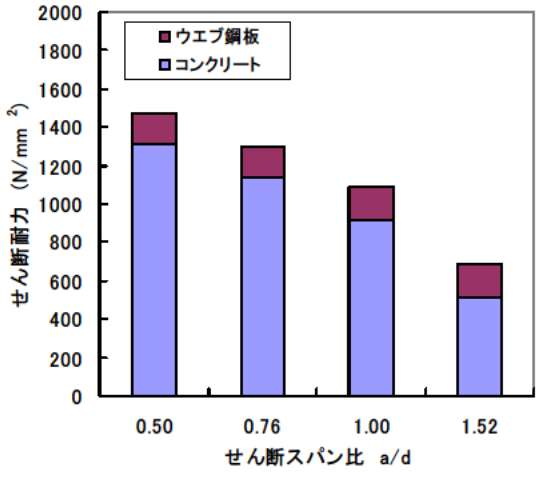


図-3.2.2.36　せん断耐力と a/d の関係

iii）負担平均せん断応力とパラメータとの関係

コンクリートおよびウエブの負担平均せん断応力とパラメータの関係を図-3.2.2.37～46に示す。図中 ⊙ 印はシミュレーション結果である。

最大荷重時にコンクリートに生じるせん断応力の平均値τ_cは、せん断スパン比の影響を大きく受け、せん断スパン比が大きくなると減少する。また、コンクリートの圧縮強度および引張補強鋼材比の増加によりτ_cは、各々の３乗根に比例して大きくなる。しかし、せん断補強鋼板の降伏強度、せん断補強鋼材比の影響は小さい。ここで、τ_cを道路橋示方書に基づく補正係数を考慮したコンクリートが負担できる平均せん断応力度とし、実験値、解析値比較した結果、道示による平均せん断応力度は両者を概ね捉えていると考えられる。

一方、最大荷重時にウエブに生じるせん断応力の平均値τ_wは、せん断補強鋼板の降伏強度の影響を大きく受け、降伏強度が大きくなるとτ_wは増加する。しかし、コンクリートの圧縮強度、せん断スパン比、せん断補強鋼材比、引張補強鋼材比の影響は小さいことがわかった。

以上より、サンドイッチはりのせん断耐力のコンクリート負担分は、道路橋示方書に基づく補正係数を考慮したコンクリートが負担できる平均せん断応力度を用いることで評価できるものと考えられる。

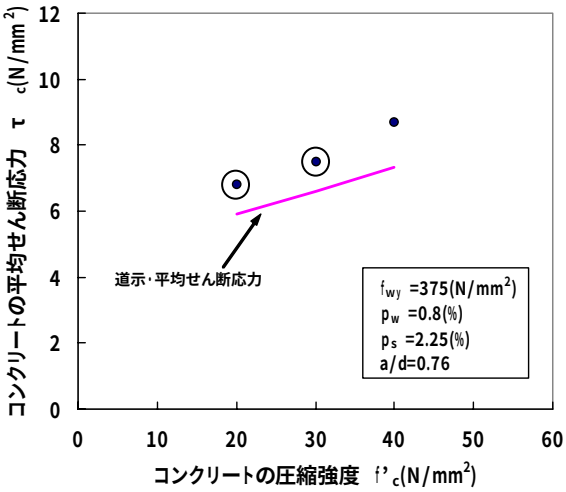


図-3.2.2.37　τ_c と f_c ’ の関係

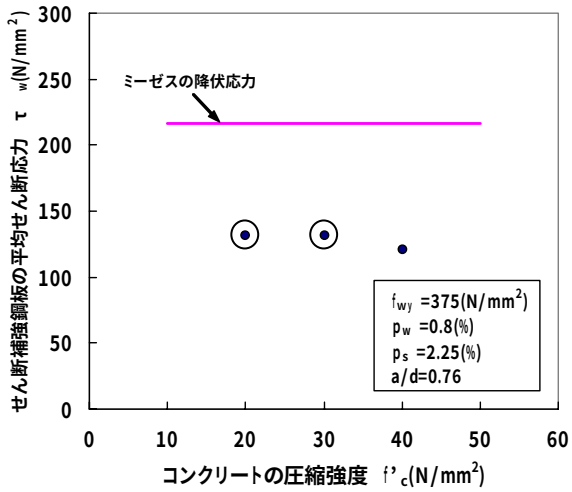


図-3.2.2.38　τ_w と f_c ’ の関係

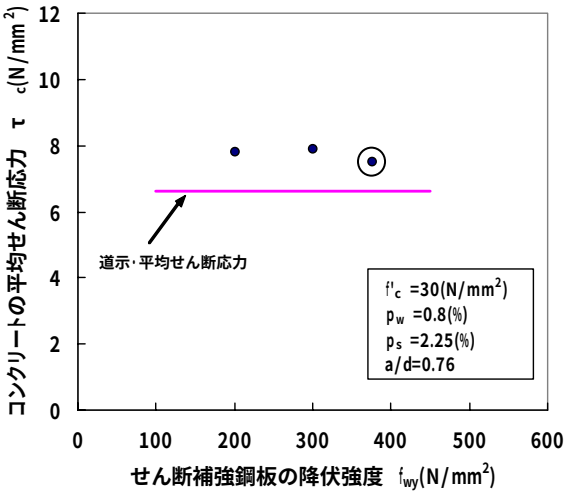


図-3.2.2.39　τ_c と f_{wy} の関係

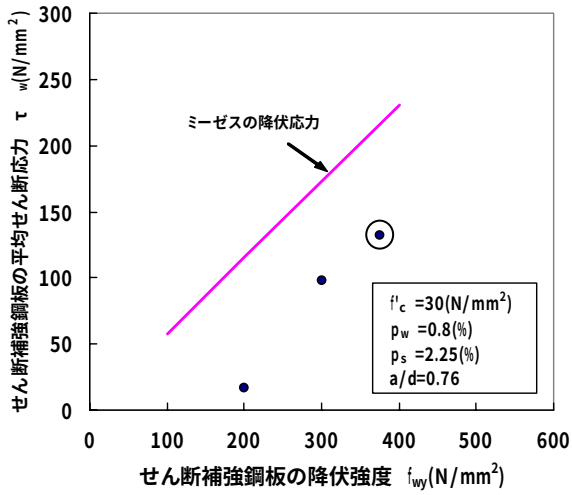


図-3.2.2.40　τ_w と f_{wy} の関係

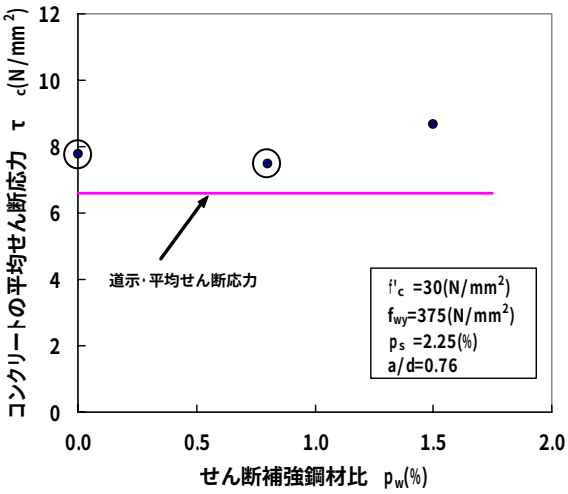


図-3.2.2.41　τ_c と p_w の関係

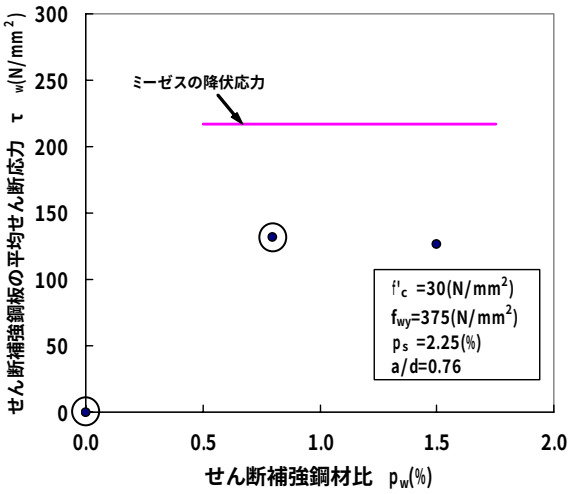


図-3.2.2.42　τ_w と p_w の関係

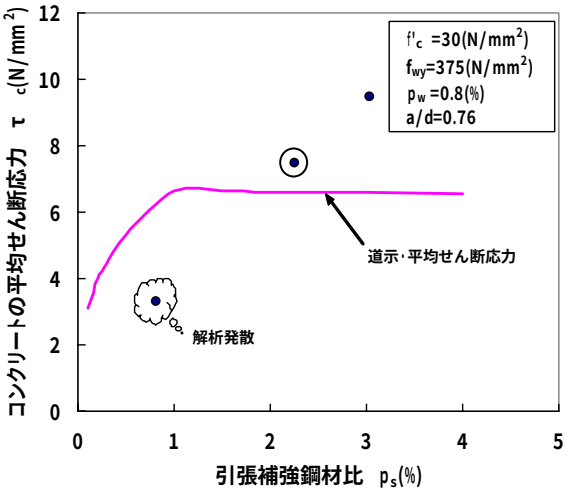


図-3.2.2.4.3　τ_c と p_t の関係

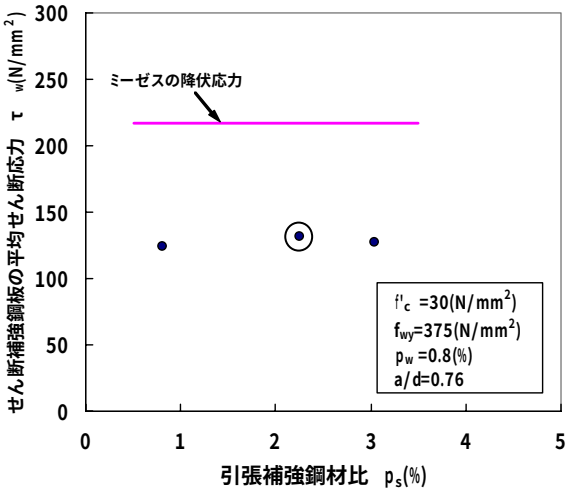


図-3.2.2.44　τ_w と p_t の関係

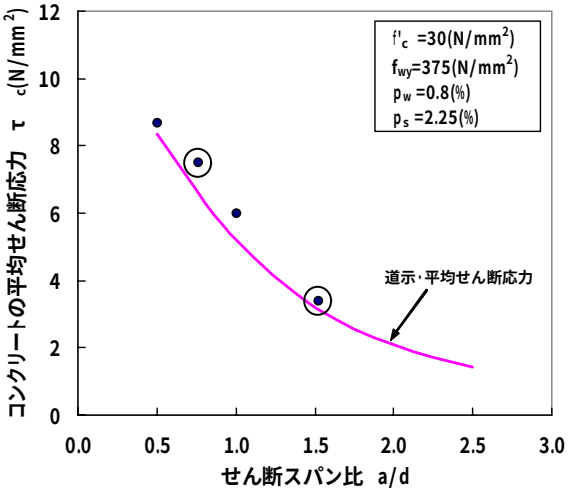


図-3.2.2.45　τ_c と a/d の関係

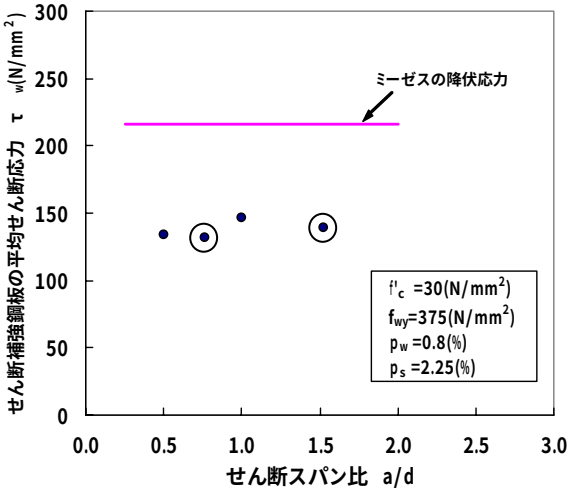


図-3.2.2.46　τ_w と a/d の関係

（3）せん断耐力算定式の構築

サンドイッチ指針におけるせん断補強鋼板のある場合の耐力評価は、コンクリートとせん断補強鋼板がトラス機構を形成するという仮定のもとコンクリートの圧縮斜材が破壊するか、もしくはせん断補強鋼板の引張斜材が降伏するかによって、トラス機構が崩壊することによりせん断耐力が決定されるとしている。

しかし、B-1,B-2a,B-2b（せん断スパン比 0.76）の実験結果では、コンクリートにせん断ひび割れ発生しウエブが降伏した後にもせん断耐力は向上しており、トラス機構以外の耐力が認められた。また、サンドイッチはりのせん断耐力は、主としてコンクリートが負担し、ウエブは全せん断耐力の 20～30%程度を分担できることがわかった。したがって、サンドイッチはりのせん断耐力は、鉄筋コンクリートはりの場合と同様にコンクリート負担分 V_{con} とウエブ負担分 V_{steel} の和で推定できると考えられる。

そこで、コンクリートの負担せん断力を道路橋示方書に基づく平均せん断応力度で評価し、ウエブの負担せん断力を鋼板の純せん断耐力として評価したせん断耐力算定式を構築した。提案式を式（3.2.2.7）に示す。

$$V = V_{con} + V_{steel}$$
$$= c_{dc} \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d + \tau_{wy} \cdot A_w \quad \cdots\cdots\cdots\

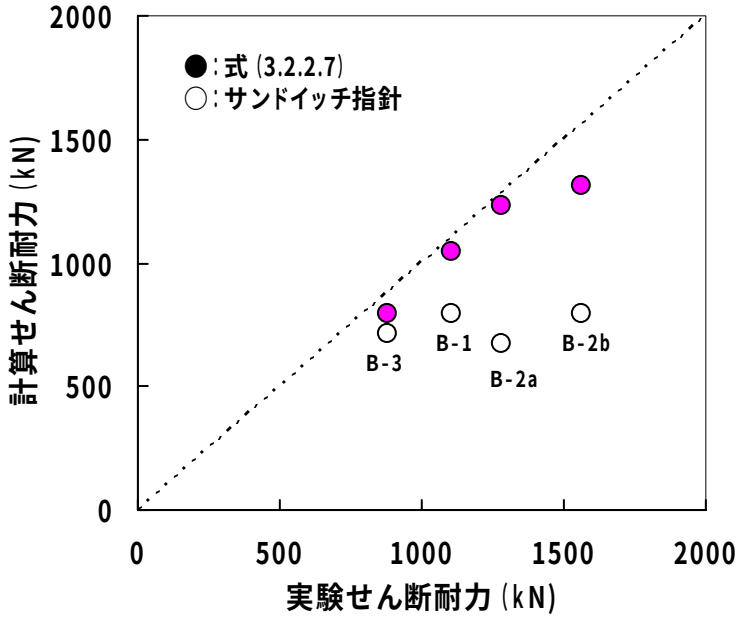


図-3.2.2.47　計算せん断耐力と実験せん断耐力の比較

表-3.2.2.14　せん断耐力算定式の評価

		B-1	B-2a	B-2b	B-3	備　考
①	実験せん断耐力 (kN)	1106	1279	1562	879	
②	計算せん断耐力 (kN)	797	669	797	716	サンドイッチ指針の算定式
③	計算せん断耐力 (kN)	1047	1227	1312	792	式(3.2.2.7)
実験値／計算値	①／②	1.39	1.91	1.96	1.23	平均値 x=1.62、変動係数 V=22.6%
	①／③	1.06	1.04	1.19	1.11	平均値 x=1.10、変動係数 V=6.1%

表-3.2.2.15　最大荷重時のせん断力の分担率　(%)

	実験結果		解析結果		式(3.2.2.7)による計算結果	
	コンクリート	ウエブ	コンクリート	ウエブ	コンクリート	ウエブ
B-1	100	0	100	0	100	0
B-2a	—	—	87	13	78	22
B-2b	85	15	88	12	80	20
B-3	75	25	75	25	67	33

（4）せん断耐力算定式の評価

1）既往の実験結果への適用性

式（3.2.2.7）の適用性について、これまでに公開されている実験結果[2)～6)]を用いて検証した。検証データ数は、既往実験に用いられたウエブを配置した 29 体の試験体とした。このうち、せん断スパン比が小さい試験体は少なく、ほとんどが論文［1］[2)]の実験結果（以下、文献データと称す）である。

検証結果を表-3.2.2.16 および図-3.2.2.48 に示す。式（3.2.2.7）による計算せん断耐力は、ばらつきが小さく実験結果を安全側に評価しており、サンドイッチ指針と同程度の推定精度を確保できていると考えられる。

表-3.2.2.16　既往実験値と計算値との比較

№	せん断スパン比 a/d	コンクリート強度(N/mm^2)	引張補強鋼材比 p_t(%)	実験値 (kN)	実験／サンドイッチ指針	実験／式 (3.2.2.7)	備　考
1	0.76	22.3	2.25	1279	1.91	1.04	本研究
2	0.76	31.7	2.25	1562	1.96	1.19	
3	1.52	31.7	2.25	879	1.23	1.11	
4	1.00	25.5	1.07	556	1.01	0.85	論文［1］[2)]
5	1.00	25.9	1.07	621	1.14	0.95	
6	1.50	25.9	1.07	594	1.06	1.26	
7	2.00	25.9	1.07	561	1.00	1.51	
8	1.00	25.9	1.07	477	1.25	0.96	
9	1.00	25.9	1.07	850	1.52	0.75	
10	1.00	25.9	1.07	1235	1.47	0.77	
11	3.19	27.3	1.64	665	1.70	1.42	サンドイッチ指針のキャリブレーションデータ[3)]
12	3.19	27.5	1.64	605	1.50	1.29	
13	3.19	34.6	1.46	540	1.00	1.01	
14	3.19	29.9	1.46	665	0.80	1.05	
15	1.00	59.1	3.25	1314	2.80	1.84	
16	3.50	39.4	4.00	3032	1.30	2.14	
17	3.50	26.9	4.40	1258	1.00	1.83	
18	3.20	12.2	8.00	742	2.90	2.30	
19	3.20	15.3	8.00	589	2.10	1.04	
20	2.00	26.0	6.54	603	1.30	2.07	論文［2］[4)]
21	2.00	24.7	6.54	722	1.60	1.99	
22	2.00	24.4	6.54	796	1.80	1.76	
23	2.50	30.6	6.54	562	1.10	2.02	
24	2.50	25.9	6.54	675	1.40	1.46	論文［3］[5)]
25	2.50	30.6	6.54	467	0.90	1.71	
26	2.30	24.0	6.33	460	1.02	1.26	論文［4］[6)]
27	2.30	24.0	6.33	447	1.03	1.26	
28	2.30	24.0	6.33	391	0.97	1.16	
29	2.30	24.0	6.33	360	1.00	1.13	
平均値					1.41	1.38	
標準偏差					0.53	0.45	
変動係数					0.38	0.32	

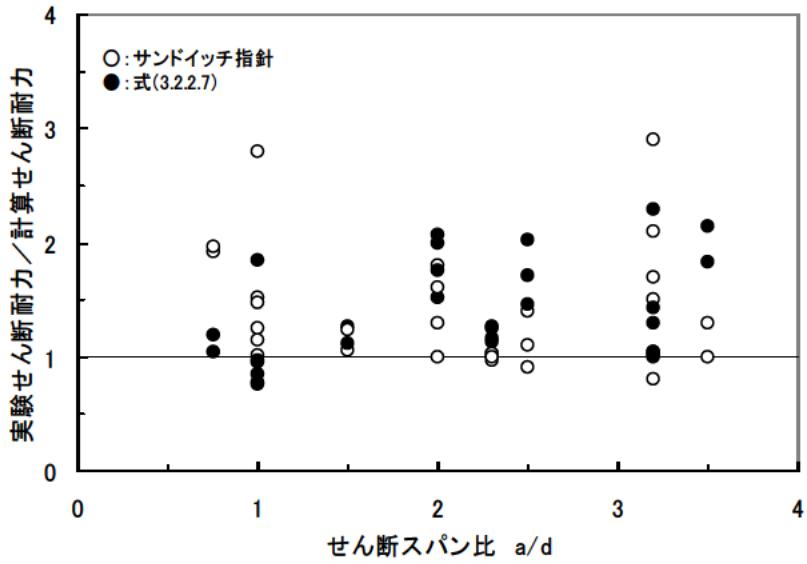


図-3.2.2.48　既往実験値と計算値との比較

ここで、せん断スパン比=1.0 前後の文献データ[2)]に着目すると、式（3.2.2.7）は表-3.2.2.17に示すようにせん断スパン比の影響を安全側に評価し、部材幅の影響を危険側に評価する傾向にあることがわかる。特に、部材幅の広い試験体№9、10 を過大に評価している。したがって、提案式の適用にあたっては、部材幅の影響を考慮する必要があると考えられる。

なお、文献データ[2)]の実験における W につづく試験体名の数字は、最初の２文字がダイアフラム間隔(cm)を、最後の２文字が奥行き幅(cm)を表している。また、№4、5 は実験の再現性を、№5、6、7 はダイアフラム間隔（せん断スパン比）の影響を、№8、9、10 は部材奥行き幅の影響を確認するための実験である。

表-3.2.2.17　式（3.2.2.7）の適用性

			№1	№2	№3	№4	№5	№6	№7	№8	№9	№10
			B-2a	B-2b	B-3	W3030-1	W3030-2	W4530	W6030	W3020	W3060	W3090
実験結果	せん断スパン比	M/Qd	0.76	0.76	1.52	0.833	0.833	1.08	1.33	0.833	0.833	0.833
	① 実験せん断耐力	Vu (kN)	1279	1562	879	556	621	594	561	477	850	1235
	Diagonal crack	Vcr (kN)	708	779	688	477	490	582	561	399	748	1111
	Diaphragm yield	Vsyd (kN)	–	–	–	non	non	non	non	non	non	non
	Skin plate yeiled	Vsys (kN)	1057	847	616	non	non	475	408	457	non	non
	Web yield	Vsyw (kN)	796	907	644	non	613	534	348	475	784	1189
サンドイッチ指針	せん断補強鋼板ない場合の耐力	Vuod (kN)	669	797	347	144	145	94	66	97	290	435
	ダイアフラムに囲まれたコンクリートの耐力	Vu1d (kN)	669	797	347	277	280	169	108	187	561	841
	ダイアフラムの降伏による耐力	Vu2d (kN)	480	480	48	328	323	323	323	216	647	970
	ウエブ鋼板のある場合のコンクリートの耐力	V'u1d (kN)	945	1126	982	566	571	570	571	381	863	1135
	ウエブ鋼板の降伏による耐力	V'u2d (kN)	449	449	716	552	544	560	560	544	544	544
	指針で想定するせん断耐力		せん断補強鋼板のないコンクリート耐力		ウエブ鋼板の降伏耐力					ウエブ鋼板のある場合のコンクリート耐力	ダイアフラムに囲まれたコンクリート耐力	
	② 計算せん断耐力	dVu (kN)	669	797	716	552	544	560	560	381	561	841
提案式	③ 計算せん断耐力	eVu (kN)	1227	1312	792	657	654	472	371	497	1126	1597
実験結果との比較	①／②	Vu／dVu	1.91	1.96	1.23	1.01	1.14	1.06	1.00	1.25	1.52	1.47
	①／③	Vu／eVu	1.04	1.19	1.11	0.85	0.95	1.26	1.51	0.96	0.75	0.77

今回の実験結果と文献データ[2)]の最大耐力に至るまでのイベント発生荷重の比較を図-3.2.2.49に示す。実験結果では、せん断ひび割れ発生後、ウエブおよび下面鋼板降伏後にも大きな耐力の存在が認められる。しかし、文献データ[2)]はせん断ひび割れ発生直後に最大耐力に達しており、トラス機構以外の耐力の存在がほとんど見られない。これは引張補強鋼材比が 1.07%と小さく、せん断ひび割れ発生後にセル形状を保持できなかった（ウエブ、外殻鋼板がコンクリート負担分のせん断力を分担できなかった）ためと考えられる。したがって、引張補強鋼材比はせん断耐荷機構に大きな影響を与えるものと考えられる。

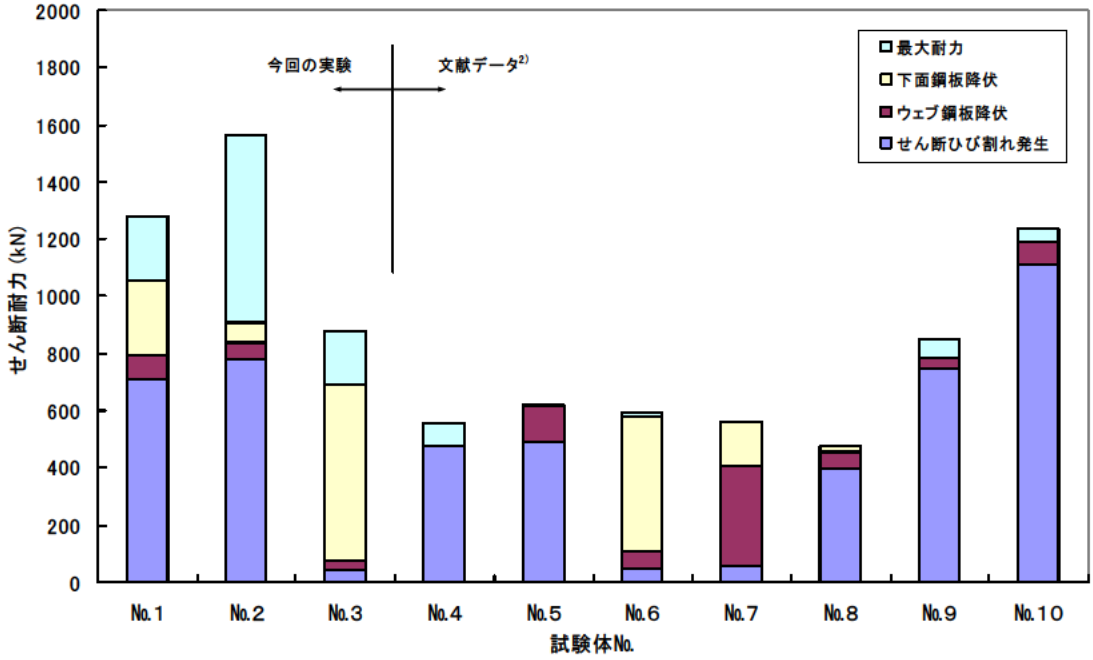


図-3.2.2.49 せん断耐力に至るまでのイベント発生状況

図-3.2.2.50 は、式（3.2.2.7）に対する引張補強鋼材比の影響を示したものである。図より、式（3.2.2.7）は引張補強鋼材比が 3%程度以上の場合、せん断スパン比によらず実験値を過小評価する傾向にあることがわかる。

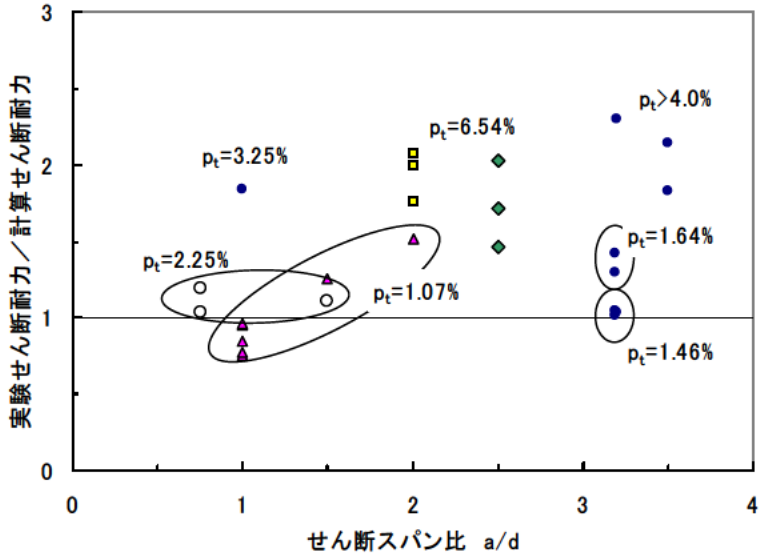


図-3.2.2.50 引張補強鋼材比の影響

２）部材幅の影響

せん断耐力におよぼす部材奥行き幅の影響について、サンドイッチ指針では、単位幅あたりのせん断耐力をせん断補強鋼板の間隔との関係で表現しており、耐力は部材幅と有効高さの比の平方根に反比例して低下するものとしている（図-3.2.2.51 参照）。これは、ウエブ間隔が広くなるに従ってせん断補強鋼板によるコンクリートの拘束効果が小さくなり、最終的にはウエブのないはり部材の耐力に至ることを意味している。

この関係は、図-3.2.2.52 に示すようにせん断スパン比が 1.0 の文献データ[2)]に対しても成立しており、せん断スパン比に関わらず適用可能なものと考えられる。

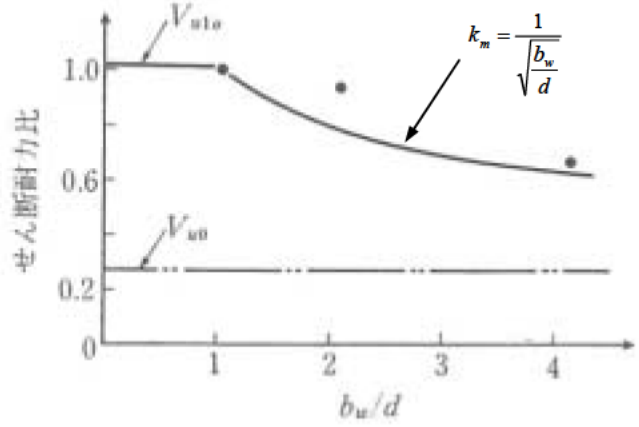


図-3.2.2.51　部材幅のせん断耐力に与える影響[3)]

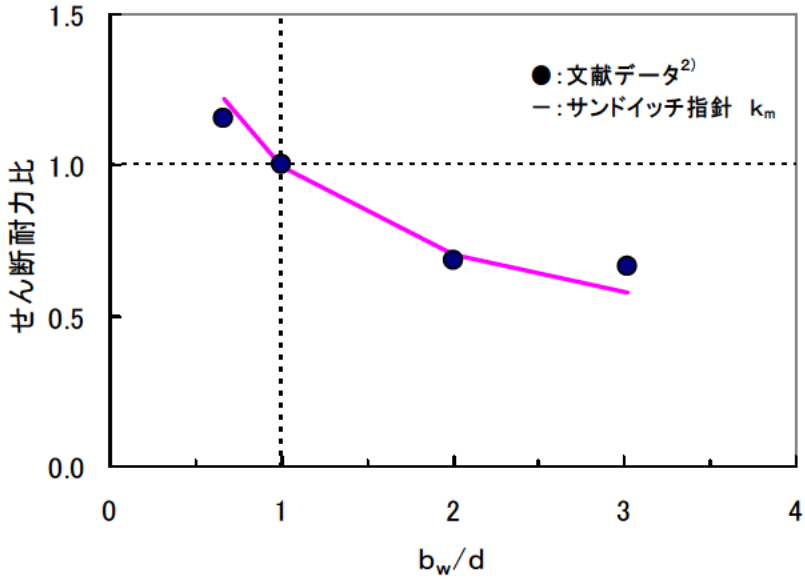


図-3.2.2.52　せん断スパン比 1.0 における部材幅の影響

一方、式（3.2.2.7）は、部材幅の低減を考慮しておらず b_w/d（部材幅と有効高さの比）が１以上の領域において文献データ[2)]を危険側に評価している。そこで、式（3.2.2.7）においても部材幅によるせん断耐力の低減係数 k_m を考慮するものとした。低減係数を考慮した場合、図-3.2.2.53 に示すようにサンドイッチ指針と同様に安全側評価を与えることがわかる。

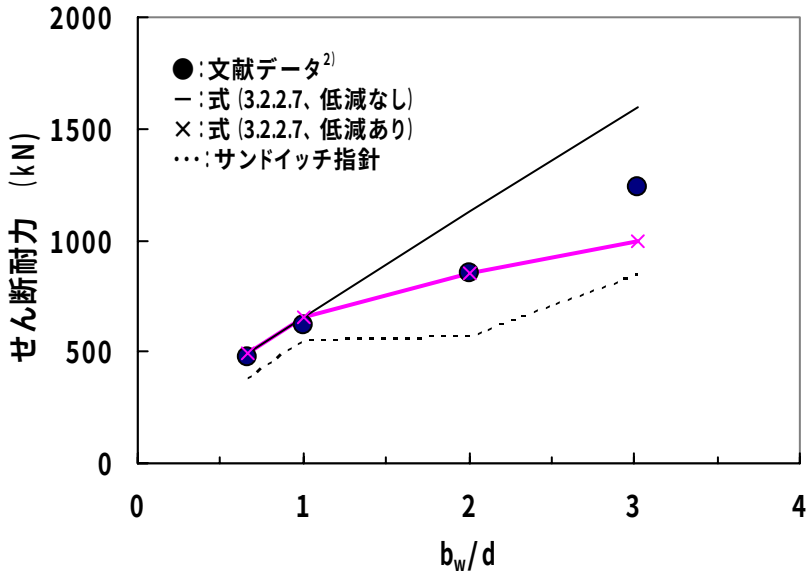


図-3.2.2.53　部材幅の低減係数 k_m の適用性

３）部材軸直角方向に配置したせん断補強鋼板（ダイアフラム）間隔の影響

ダイアフラム間隔がせん断スパン一と致している場合、せん断耐力とせん断スパン比の関係は図-3.2.2.54 に示すとおりである。サンドイッチ指針は文献データ[2)]を適正に評価できているが、今回の実験結果に対してはかなり安全側評価となっている。一方、式（3.2.2.7）は文献データ[2)]、実験結果ともに良好かつ安全側に評価できることがわかる。

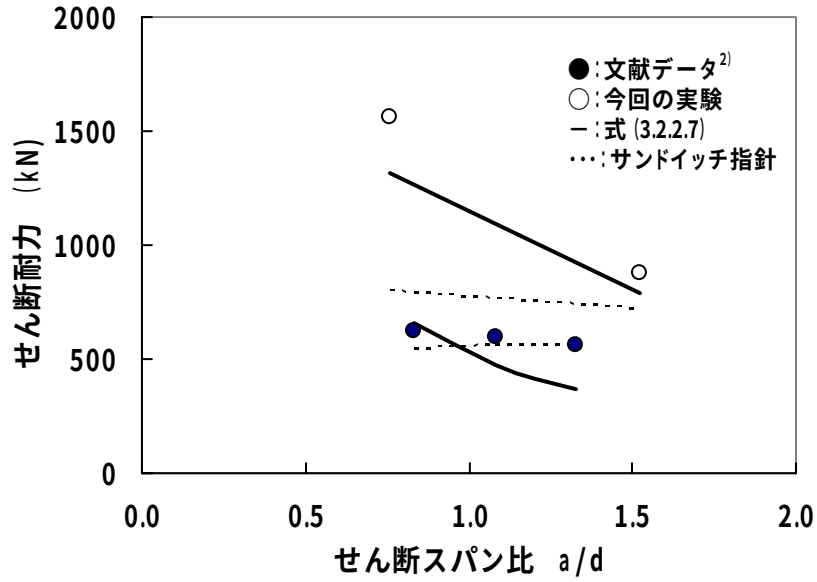


図-3.2.2.54　ダイアフラム間隔に対する適用性

一方、ダイアフラム間隔がせん断スパンと一致していない場合、サンドイッチ指針では「部材軸直角方向のせん断補強鋼板の間隔と部材高さとの比が小さい場合、部材軸方向のせん断補強鋼板によるトラス機構の耐力は、部材軸直角方向のせん断補強鋼板の間隔をせん断スパンとした場合の耐力と考えてよい」と記述されているが、せん断スパン比が短い場合の適用性については不明である。そこで、図-3.2.2.55、56 に示すモデルを対象に FEM 解析を行いダイアフラム間隔の影響について検討した。解析ケースを表-3.2.2.18 に示す。解析パラメータはダイアフラム間隔と鋼板とコンクリートの付着状態とした。

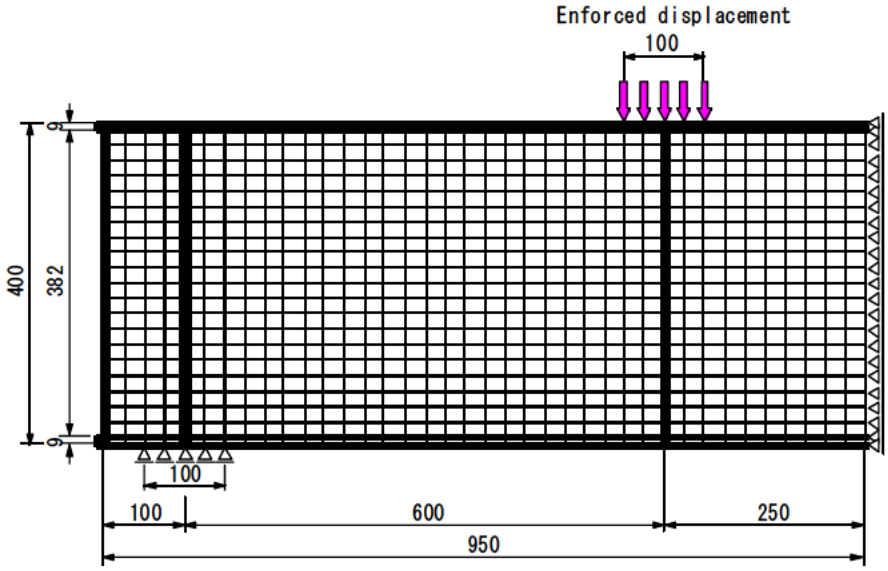


図-3.2.2.55　ダイアフラム間隔 600mm の解析モデル（１セルモデル）

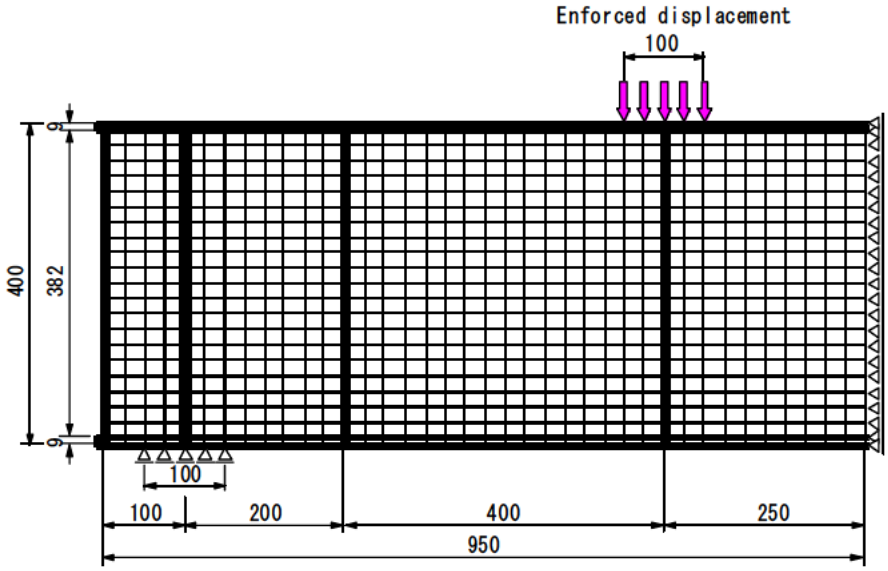


図-3.2.2.56　ダイアフラム間隔 200,400mm の解析モデル（２セルモデル）

表-3.2.2.18　解析ケース

№	せん断スパン内のセル（隔室）数	ダイアフラム間隔（mm）	付着状態	備　考
1	1	600	完全付着	実験値あり（B-3）
2			ずれ考慮	
3	2	200,400	完全付着	実験値なし
4			ずれ考慮	

解析結果（荷重～変位関係）を図-3.2.2.57、58 に示す。実験値は、鋼板とコンクリートのずれを考慮しない（完全付着）case1 と考慮する case2 の中間にあり、耐荷挙動として鋼板とコンクリートは連続的でないことがわかった。また、2 セルでずれを考慮した case4 の場合、図-3.2.2.59 に示すように中間のダイアフラム位置で応力集中と剥離がみられ、解析上の最大値はかなり低いものとなった。そこで、case4 のせん断耐力を case1～3 の結果より推定した。鋼板はコンクリートと連続的な挙動を示すと仮定した case1 と case3 の比較より、中間に配置したダイアフラムはせん断耐力を 10%程度低下させること（図-60）、ずれを考慮した case2 との比較より、ここで設定したインターフェイス要素はせん断耐力を 30%程度低下させること(図-3.2.2.61)がわかった。したがって、ずれを考慮した 2 セル時のせん断耐力を推定すると、1 セル完全付着時の 63%程度となると考えられる。また、このダイアフラム間隔と付着の影響は、図-3.2.2.62、63 に示すように主として τ_c に現れることが解析的に示された。この考え方にしたがって計算される τ_c の値は 3.3N/mm^2 となり、case2 とほとんど変わらない結果となった。

以上より、ダイアフラム間隔とせん断スパンが一致していない場合、せん断スパンはダイアフラム間隔の影響を考慮せず載荷点～支承点間の距離と設定することで、安全側評価となると考えられる。しかしながら、本計算値は対応する実験値がないため、妥当性の確認ができていない。今後、さらなる検討が必要であると思われる。

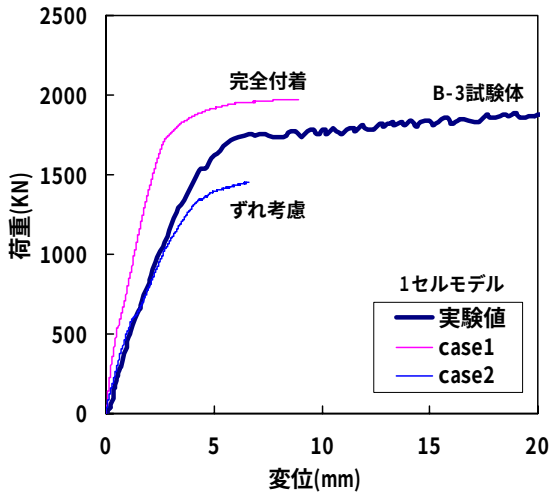


図-3.2.2.57　荷重－変位関係（１セルモデル）

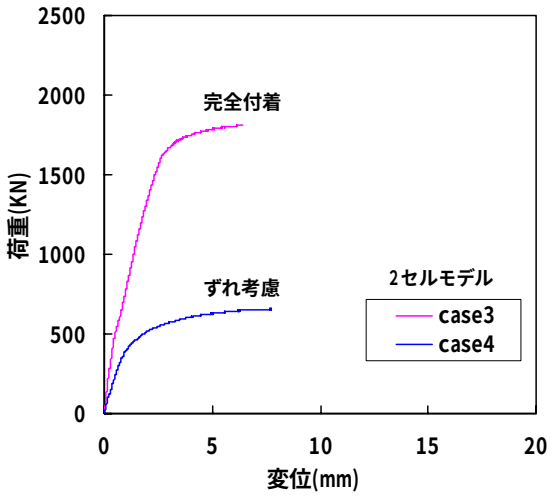


図-3.2.2.58　荷重－変位関係（２セルモデル）

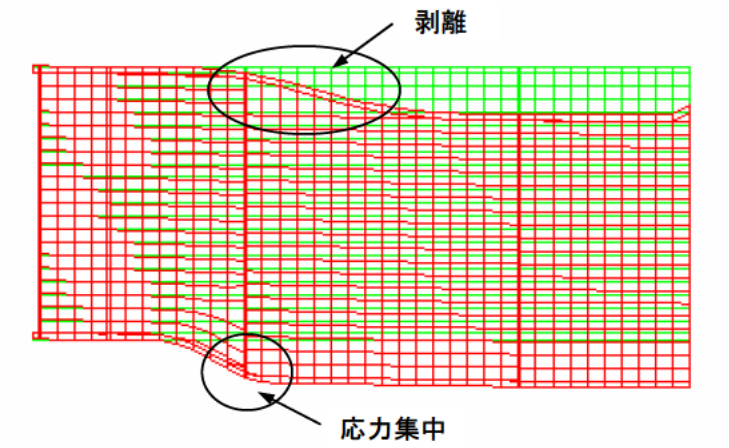


図-3.2.2.59　最大荷重時の変形状態（case4）

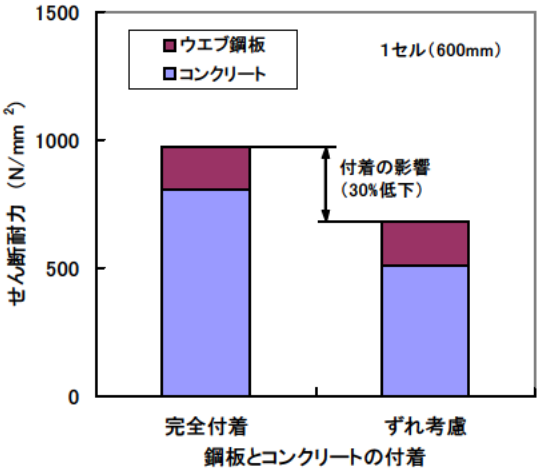


図-3.2.2.60　鋼板とコンクリートの付着の影響

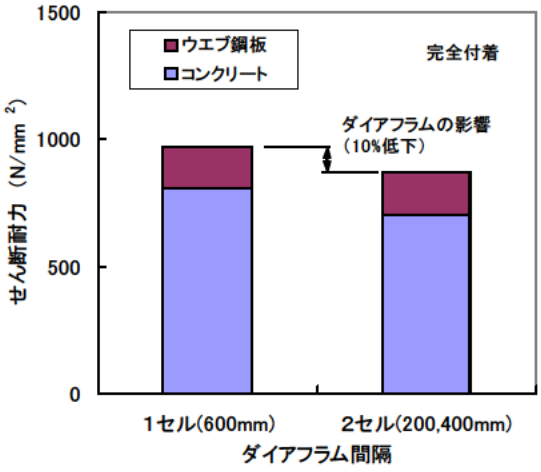


図-3.2.2.61　ダイアフラム間隔の影響

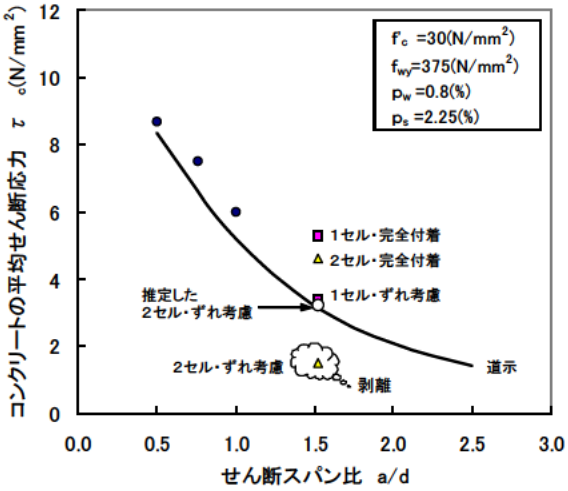


図-3.2.2.62　τ_c と a/d の関係

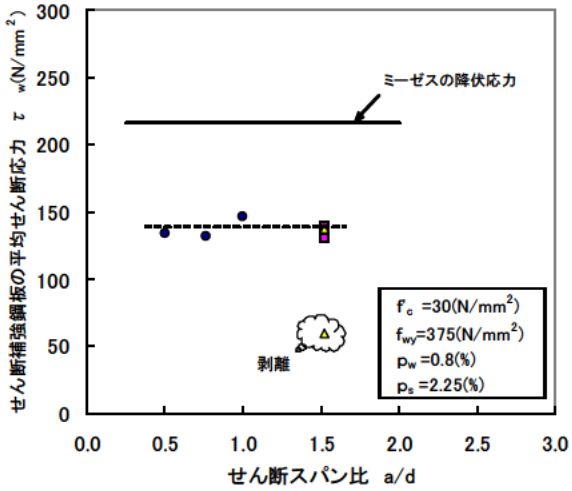


図-3.2.2.63　τ_w と a/d の関係

（5）せん断耐力に対する照査法

1）照査方法の提案

これまでの検討結果に基づき合成フーチングの設計に用いる照査法を提案する。

①常時、暴風時およびレベル１地震時における照査

・コンクリートのみでせん断力を負担する場合、平均せん断応力度τ$_m$は道示Ⅳ下部構造編 8.7.4 の規定により割増した許容せん断応力度τ$_{a1}$を超えてはならないものとする。

・せん断補強鋼板と共同してせん断力を負担する場合、平均せん断応力度τ$_m$は道示Ⅳ下部構造編 4.2 に規定する許容せん断応力度τ$_{a2}$を超えてはならないものとする。

合成フーチング断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度は、式（3.2.2.8）により算出するものとする。

$$\tau_m = \frac{S}{b_w d} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.2.2.8)$$

ここに、

τ$_m$：フーチング断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm^2）

S　：フーチング断面に作用するせん断力（N）

b$_w$：フーチングの断面幅（mm）

d　：フーチングの有効高（mm）

コンクリートの平均せん断力が道示Ⅳ下部構造編 8.7.4 の規定により割増した許容せん断応力度τ$_{a1}$を超える場合には、式（3.2.2.9）により算出される板厚t$_w$以上のせん断補強鋼板を配置するものとする。

$$t_w = \frac{s - s_{ca}}{h_w \tau_{sa}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.2.2.9)$$

ここに、

S　：フーチング断面に作用するせん断力（N）

S$_{ca}$：コンクリートが負担するせん断力　=τ$_{a1}$b$_w$d（N）

τ$_{a1}$：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（N/mm^2）

b$_w$：フーチングの断面幅（mm）

d　：フーチングの有効高（mm）

h$_w$：せん断補強鋼板の高さ（mm）

τ$_{sa}$：せん断補強鋼板の許容せん断耐力　　=σ$_{sa}$／√3（N/mm^2）

σ$_{sa}$：せん断補強鋼板の許容引張応力度（N/mm^2）

②レベル２地震時における照査

合成フーチング断面に生じるせん断力が、式（3.2.2.10）により算出するせん断耐力P$_s$以下であることを照査するものとする。

$$P_s = k_m \cdot S_c + S_s \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.2.2.10)$$

ここに、

P_s：せん断耐力（N）

k_m：せん断補強鋼板の検討対象軸直角方向の配置間隔がせん断耐力に与える影響を考慮するための係数

$$k_m = \frac{1}{\sqrt{\frac{b_w}{d}}}$$　　ただし、k_m＞1.0 となる場合は 1.0 とする。

S_c：コンクリートの負担するせん断耐力（N）

$S_c = c_{dc} \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d$

ここに、

c_{dc}：せん断スパン比に応じた割増し係数

c_e：フーチングの有効高 d に関する補正係数

c_{pt}：軸方向引張鋼板比 p_t に関する補正係数

τ_c：コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）

b_w：フーチングの断面幅（mm）

d：フーチングの有効高（mm）

S_s：せん断補強鋼板の負担するせん断耐力（N）

$S_s = \tau_{wy} \cdot A_w$

ここに、

τ_{wy}：せん断補強鋼板のせん断降伏強度　$=f_{wy}/\sqrt{3}$（N/mm²）

f_{wy}：せん断補強鋼板の降伏強度（N/mm²）

A_w：せん断補強鋼板の断面積（mm²）

2）実験との比較

提案式の適用性について、これまでに公開されている既往の実験データ [2)～6)] を用いて検討した。収集した実験データはウエブを有するサンドイッチはりの載荷実験である。検討に用いた実験データの範囲は今回の実験も含め、せん断スパン比 a/d=0.76～3.50、コンクリートの圧縮強度 f_c'=12.4～60.2N/mm²、引張鋼板比 p_t=1.07～8.00%、せん断補強鋼板の降伏強度 f_{wy}=285～425N/mm² である。この中には、ウエブが降伏せずコンクリートの圧縮破壊により終局に至った結果も含まれている。

検討結果を図-3.2.2.64、表-3.2.2.19 に示す。ここで、計算耐力は式（3.2.2.7）で、設計耐力は式（3.2.2.10）で求めたせん断耐力である。実験データ数は 29 体であり必ずしも十分ではないが、実験値と設計耐力の比の平均は 1.85 で、標準偏差は 0.51 である。正規分布を仮定した場合、実験値と設計耐力の比が 1.0 以下となる確率は 5%程度（(1.85-1.0) /0.51=1.67→4.7%）であることから、式（3.2.2.10）より求めた設計せん断耐力は、実用上、十分安全な評価であると考えられる。ただし、今後ともデータを蓄積し、信頼性を高める必要がある。

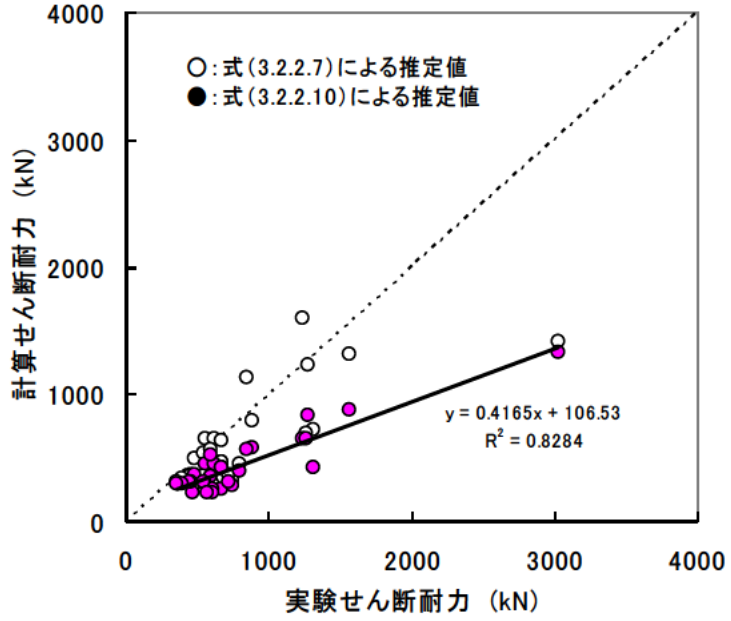


図-3.2.2.64　計算せん断耐力と実験せん断耐力の比較

表-3.2.2.19　設計せん断耐力の適用性

№	a/d	実験値 (kN)	計算耐力 (kN)	設計耐力 (kN)	実験値／計算耐力	実験値／設計耐力	備　考
1	0.76	2558	2454	1656	1.04	1.54	本研究
2	0.76	3123	2624	1755	1.19	1.78	
3	1.52	1758	1583	1151	1.11	1.53	
4	1.00	556	657	456	0.85	1.22	論文[1][2]
5	1.00	621	654	454	0.95	1.37	
6	1.50	594	472	352	1.26	1.69	
7	2.00	561	371	291	1.51	1.93	
8	1.00	477	497	363	0.96	1.31	
9	1.00	850	1126	566	0.75	1.50	
10	1.00	1235	1597	652	0.77	1.89	
11	3.19	665	468	257	1.42	2.59	サンドイッチ指針のキャリブレーションデータ[3]
12	3.19	605	468	257	1.29	2.35	
13	3.19	540	535	307	1.01	1.76	
14	3.19	665	634	418	1.05	1.59	
15	1.00	1314	715	428	1.84	3.07	
16	3.50	3032	1413	1325	2.14	2.29	
17	3.50	1258	686	647	1.83	1.94	
18	3.20	742	323	277	2.30	2.68	
19	3.20	589	569	522	1.04	1.13	
20	2.00	603	291	233	2.07	2.59	論文[2][4]
21	2.00	722	362	306	1.99	2.36	
22	2.00	796	452	396	1.76	2.01	
23	2.50	562	278	231	2.02	2.43	
24	2.50	675	462	417	1.46	1.62	論文[3][5]
25	2.50	467	273	227	1.71	2.06	
26	2.30	460	365	309	1.26	1.49	論文[4][6]
27	2.30	447	356	307	1.26	1.45	
28	2.30	391	337	303	1.16	1.29	
29	2.30	360	317	298	1.13	1.21	
平均値					1.38	1.85	
標準偏差					0.44	0.51	
変動係数					0.32	0.28	

（6）まとめ

せん断補強鋼板を有するせん断スパン比の小さいサンドイッチはりの耐荷挙動について、実験および解析により得られた知見を以下にまとめる。

1）せん断スパン比が 0.76、1.52 の全ての試験体は、載荷点から支点に向かってせん断ひび割れが生じて終局状態に至った。特に、せん断スパン比 0.76 の試験体では、ウエブの存在によらずひび割れ発生以降にも大きな耐力上昇が認められた。

2）ウエブは、せん断スパン比が小さい場合においてもせん断力を分担し、せん断耐力の向上に寄与できることがわかった。

3）サンドイッチ指針での算定値と試験体の最大耐荷力の実験値の比較から、せん断スパン比が小さい場合、算定値は過度に安全側に評価を与えることがわかった。これは、指針での想定している破壊形式と実験によるものとが異なったためであると考えられる。

4）せん断補強鋼板が配置されたせん断スパン比が小さいサンドイッチはりのせん断耐力は、ウエブによる補強効果を適切に考慮することで合理的に評価できると考えられる。

【参考文献】

1) 田　福勝：拘束鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状および安定限界軸力比に関する研究、博士論文、九州大学、1998.1.

2) 鬼頭宏明：鋼板・コンクリートサンドイッチ部材の曲げ及びせん断特性に関する研究、博士論文、大阪市立大学、1998.10.

3) 土木学会：鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針（案)、pp.51-59、1992.7.

4) 浅沼芳雄、中井勝彦、古内仁、上田多聞、角田與史雄：鋼コンクリートサンドイッチ梁のせん断耐力、構造工学論文集 A、Vol.42、No.3、pp.1139-1146、1996.3.

5) 葛拓造、木下雅敬：鋼・コンクリートサンドイッチ合成構造の曲げせん断挙動について、土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集、共通セッション、pp.162-163、1994.9.

6) 清宮理、木村秀雄、渡辺英夫：未充填部を有するサンドイッチ部材の基本的な力学性状、第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp.61-66、1995.11.

3.2.3　合成フーチングの曲げ耐力に関する検討

（1）はじめに

一般に RC フーチングの設計では、フーチングを梁に置き換えた有効幅の概念を用いて断面の曲げおよびせん断に対し照査が行われている。しかし、鋼コンクリートサンドイッチ構造のフーチング部材（せん断スパン比が小さく橋脚柱からの集中荷重を受ける部材）を対象とした耐力確認実験等の研究事例がないため有効幅に対する提案がなく、また道示Ⅳ下部構造編 [1)]等で用いられている RC フーチングの有効幅の適用性についても明らかにされていない。

そこで、実規模の 1/5 程度に縮尺した合成フーチングの模型を対象に載荷実験と FEM 解析を行い、終局耐力、破壊形態を確認するとともに、曲げ設計に用いる有効幅について検討した。

（2）耐荷メカニズムの検討

1）載荷実験による評価

a）実験概要

実験は、より実際（地震時）に近い荷重状態で評価するため、縮尺模型を用いた正負交番繰り返し載荷実験とした。実験状況を写真-3.2.3.1 に、実験装置概要を図-3.2.3.1 に示す。載荷重は、橋脚頭部に引・押両動型油圧ジャッキを２台用い水平方向に作用させた。試験体は緊張力（約 950kN／本）を導入した６本の PC 鋼棒により反力壁と反力床に固定し、架台を介して反力を負担させた。



写真-3.2.3.1　正負交番繰返し載荷実験状況

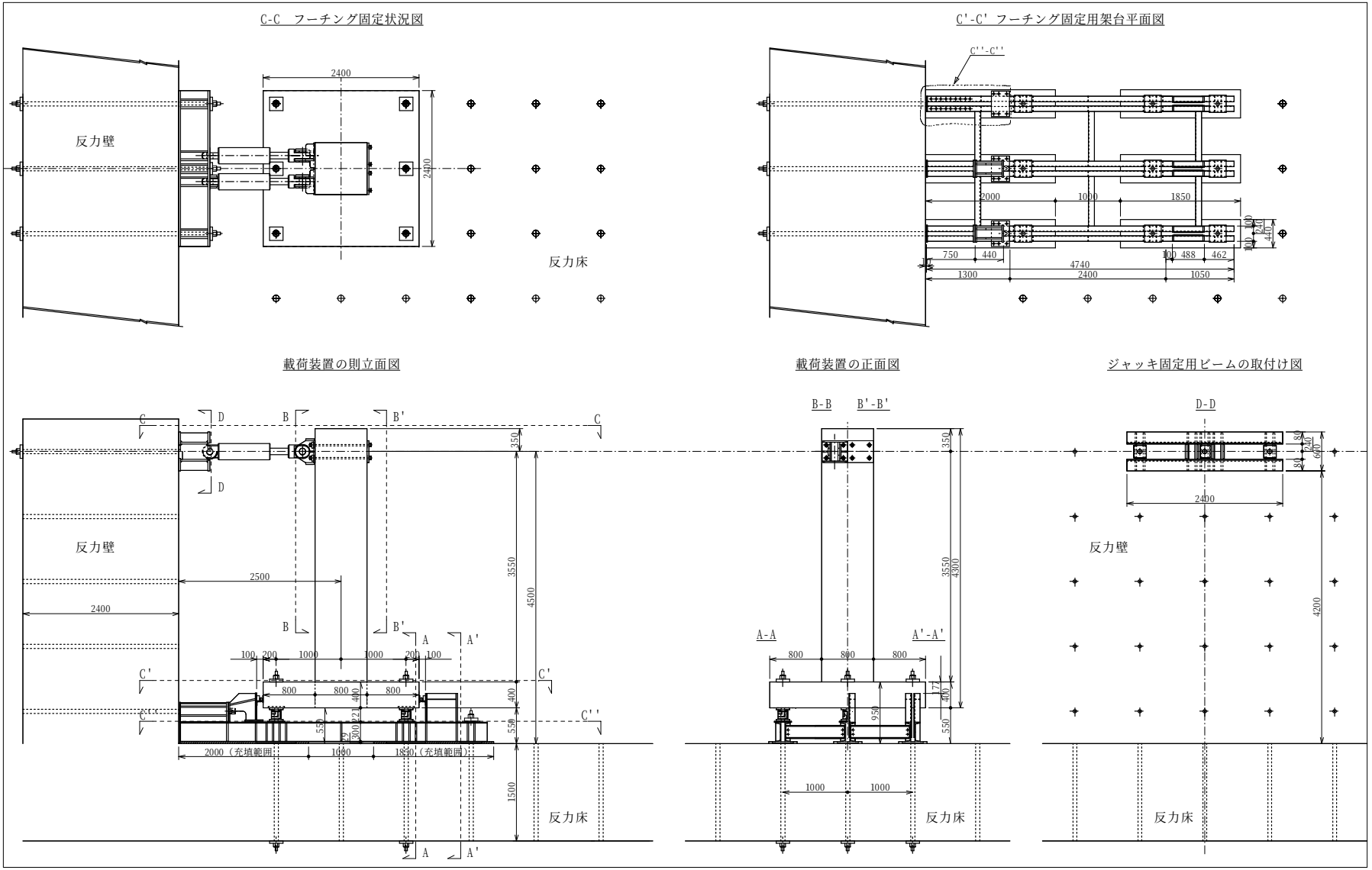


図-3.2.3.1　実験装置概要

実験ケースを表-3.2.3.1 に示す。実験では、せん断補強鋼板の配置間隔をパラメータとした２体の試験体を計画した。

表－3.2.3.1　実験ケース

試験体名	せん断補強鋼板比(%)	せん断補強鋼板間隔と部材高との比(s/d)	せん断スパン比(a/d)
F-1	0.80	1.0	1.5
F-2	0.53	2.0	1.5

ｉ）試験体形状および諸元

試験体概要を図-3.2.3.2 に、諸元を表-3.2.3.2 に示す。試験体はせん断スパン比を 1.5 とし、橋脚部で破壊させないよう設計したため、図に示すような太い橋脚、薄いフーチングの形となっているが、破壊形状はせん断スパン比に依存するため実構造物の挙動と大きく異ならないと考えられる。また、試験体は計算上、せん断補強鋼板間隔が狭い F-1 試験体（せん断補強鋼板間隔と部材高さの比 s/d=1.0）で曲げ破壊が、広い F-2 試験体（s/d=2.0）でせん断破壊が先行する結果となっている。

試験体の寸法詳細を図-3.2.3.3、4 に示す。フーチング部は厚さ 3.2mm の SS400 鋼板を用い製作した。橋脚部は厚さ 19mm の SM570 鋼板を用い製作し、フーチングの下面鋼板まで差し込んでせん断補強鋼板および下面鋼板と溶接により接合した。また、フーチング部と橋脚部のコンクリートは同一とし、フーチングに充填した後、橋脚に充填した。鋼板の引張試験結果およびコンクリートの配合・強度試験結果を表-3.2.3.3～5 に示す。コンクリートは、早強ポルトランドセメントを用いた増粘剤系高流動コンクリートである。

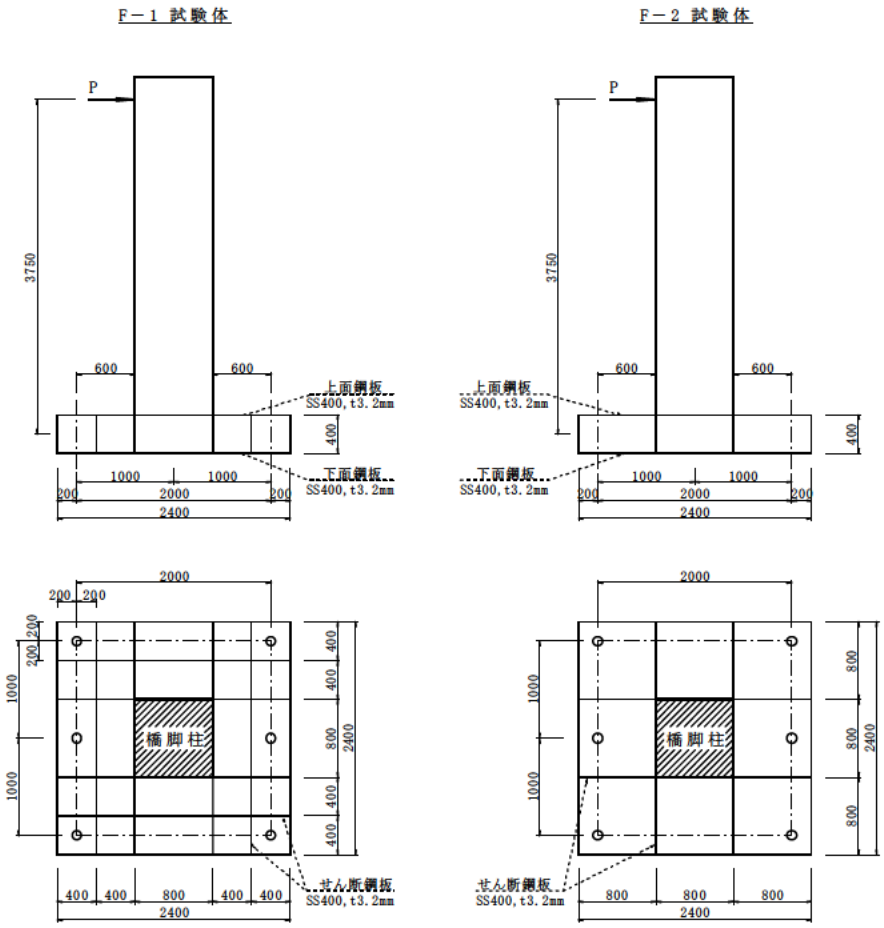


図-3.2.3.2　試験体概要

表-3.2.3.2　試験体諸元

試験体名		F-1	F-2
せん断スパン(橋脚前面から支点までの距離)　a	mm	600	600
フーチング断面高　d	mm	398.5	398.5
せん断スパン比　a / d		1.5	1.5
せん断補強鋼板の間隔　s	mm	400	600
せん断補強鋼板の鋼材比	%	0.75	0.50
せん断補強鋼板の引張降伏強度	MPa	349.7	349.7
上面鋼板（下面鋼板）の鋼材比	%	0.75(0.75)	0.75(0.75)
上下面鋼板の引張降伏強度	MPa	349.7	349.7
コンクリートの圧縮強度	MPa	32.86	29.03
橋脚曲げ降伏時の作用水平荷重	kN	1733.3	1733.3
橋脚せん断破壊時の作用水平荷重	kN	11233.8	11233.8
合成フーチング曲げ破壊時の作用水平荷重	kN	1382.8	1250.1
合成フーチングせん断破壊時の作用水平荷重※	kN	1524.8	1076.3

※：合成フーチングのせん断耐力はサンドイッチ指針により算出した。

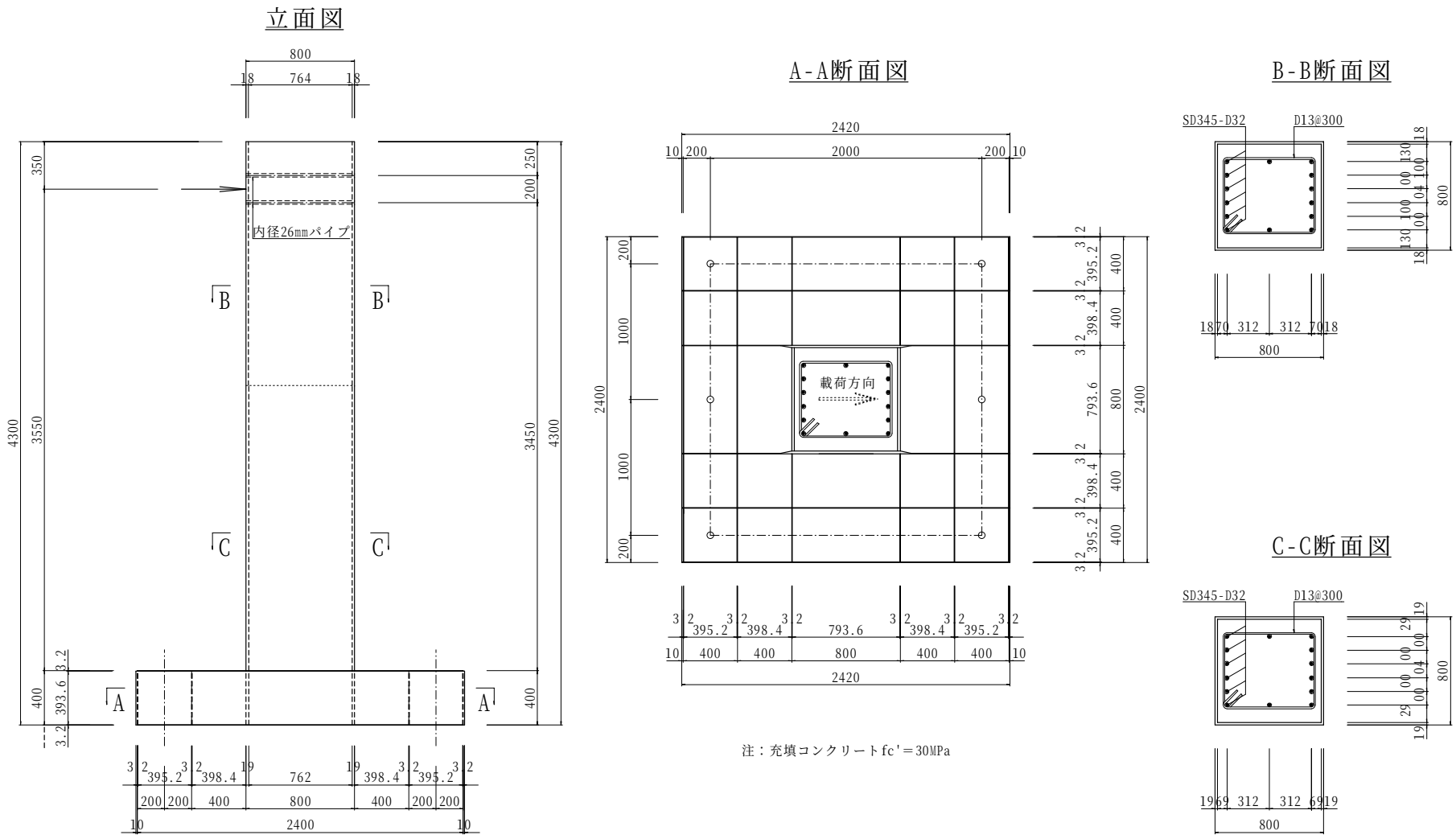
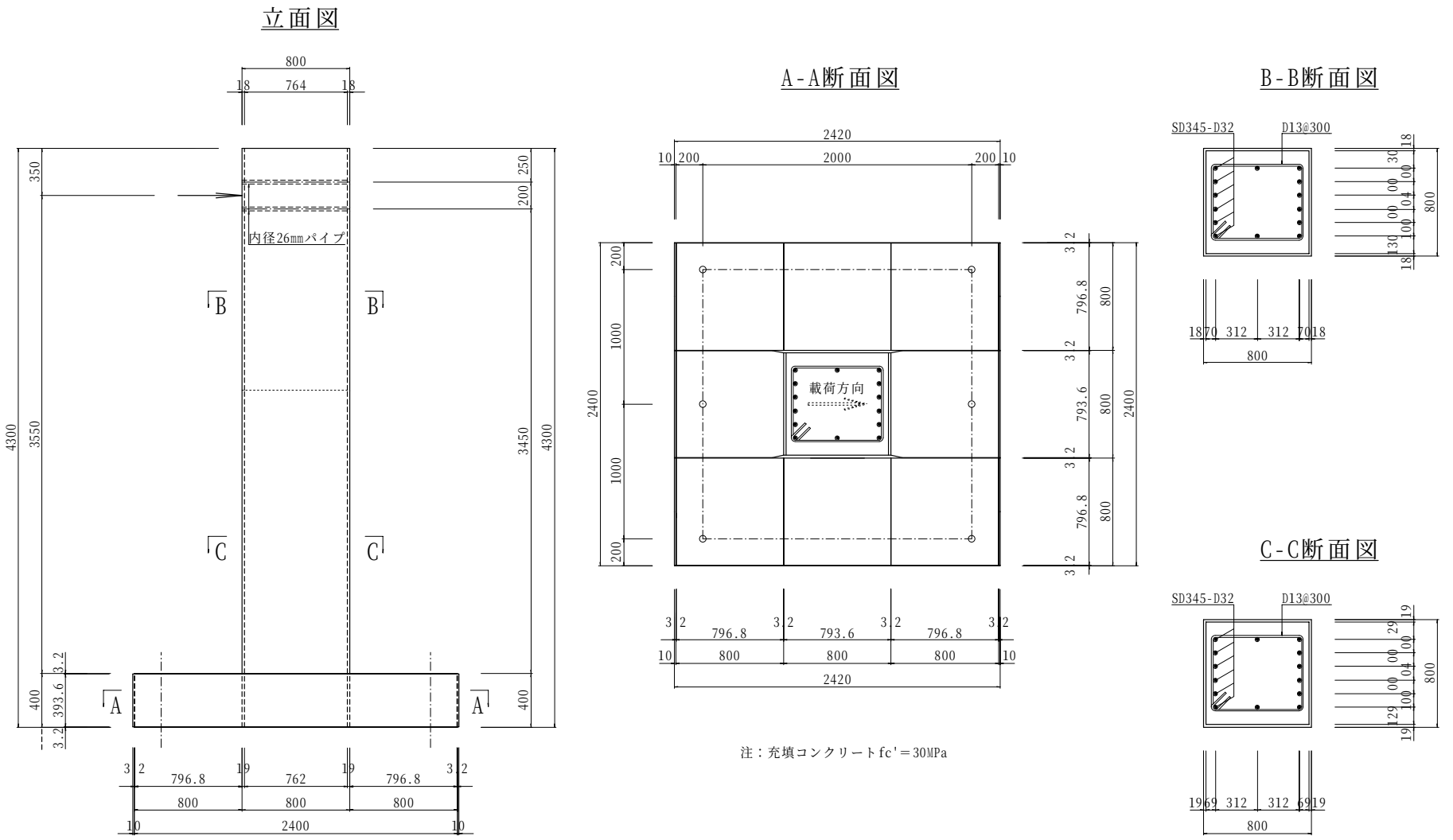


図-3.2.3.3　F-1 試験体の詳細寸法



注：充填コンクリートfc'＝30MPa

図-3.2.3.4　F-2 試験体の詳細寸法

表－3.2.3.3　鋼板の引張試験結果

材質	板厚 （mm）	引張強さ （MPa）	降伏応力 （MPa）	ヤング係数 （×10^{5}MPa）	伸び率 （%）
SM570	19.0	615.4	525.9	2.21	43.3
SS400	3.2	439.6	349.7	2.14	34.7

表-3.2.3.4　コンクリート配合およびフレッシュ性状

試験体名	水ｾﾒﾝﾄ比 (%)	単位量（kg/m^3）					スランプフロー値 (mm)	空気量 (%)
		水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤		
F-1	55	180	328	960	815	7.58	630	4.3
F-2	55	180	328	960	815	7.58	620	4.9

表－3.2.3.5　コンクリートの硬化特性

試験体	材齢	圧縮強度 （MPa）	引張強度 （MPa）	ヤング係数 （×10^{4}MPa）	ポアソン比
F-1	8 日	32.86	2.23	1.864	0.180
F-2	10 日	29.03	1.89	1.711	0.167

ii）載荷方法

載荷方法は、変位制御による正負漸増繰返し載荷とした。載荷プログラムを図-3.2.3.5 に示す。

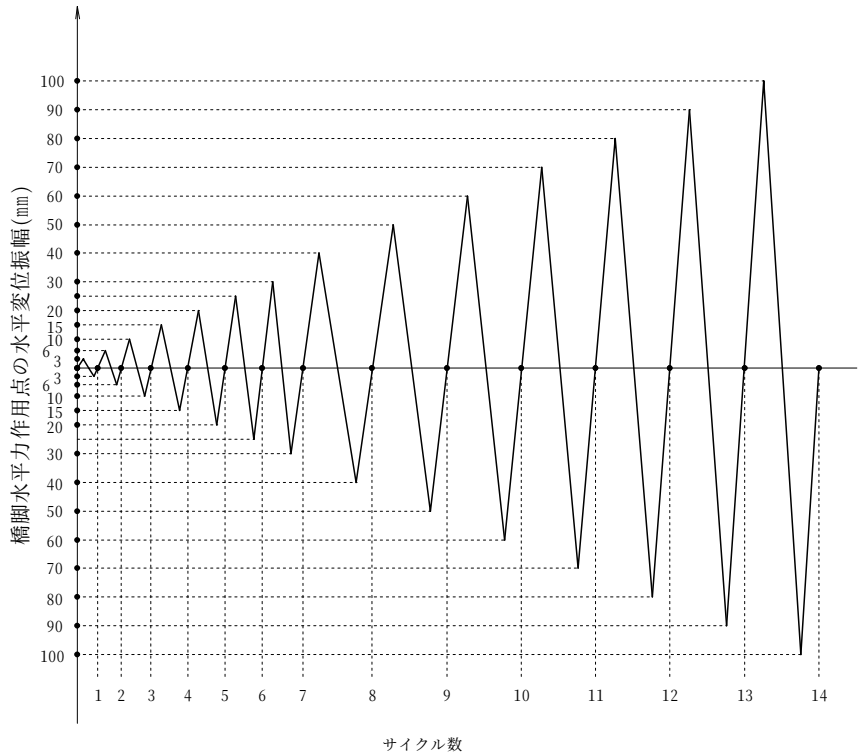


図-3.2.3.5　載荷プログラム

iii）測定項目

主な測定項目を以下に示す。

① 載荷荷重

② 変位

(a) 橋脚頭部載荷点の水平変位

(b) 橋脚柱 1/2 高さ位置の水平変位

(c) 合成フーチング上面の鉛直変位

(d) 合成フーチングの水平変位

③ 鋼板ひずみ

(a) 合成フーチング上下面鋼板のひずみ（3 軸ひずみ、単軸ひずみ）

(b) せん断補強鋼板のひずみ（3 軸ひずみ）

④ 支点反力

合成フーチングの鉛直方向の支点反力

⑤ コンクリートのひび割れ状況

実験終了後、合成フーチングを切断し、充填したコンクリートのひび割れ状況を確認する

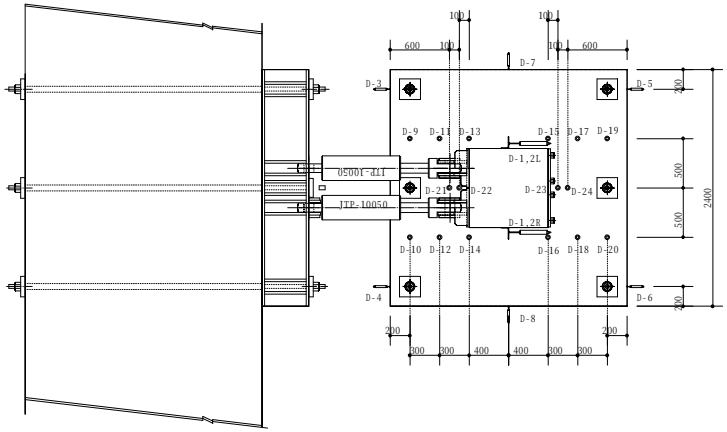
⑥ 鋼板の座屈

実験中、合成フーチングの上下面鋼板の座屈を観察する

計測位置図を図-3.2.3.6～12 に、計測点数を表-3.2.3.6 に示す。

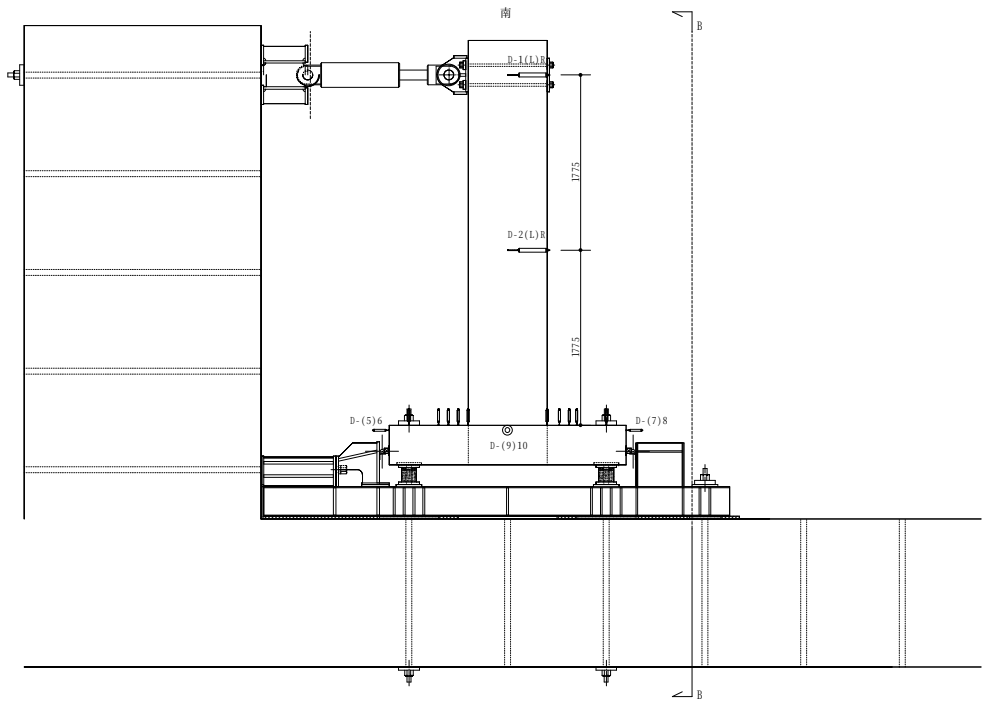
表-3.2.3.6　計測点数

試験体名	荷重	変位計	塑性 3 軸ひずみゲージ（YEFRA-2-3LT）			弾性単軸ひずみゲージ（FLA-3-11-5LT）			合計
			上面鋼板	下面鋼板	せん断鋼板	上面鋼板	支点球座	PC 鋼棒	
F-1	4	26	45	45	16	4	24	18	182
F-2	4	26	45	45	12	4	24	18	178



変位計設置位置図

	部位	方向	数量	記号
柱	載荷点	水平（載荷方向）	2	D１L、D１R
	１/２　高	水平（載荷方向）	2	D２L、R
ﾌｰﾁﾝｸﾞ	すべり	水平（載荷方向）	4	D３～D６
	水平回転	水平（載荷直角）	2	D７、D８
	浮き上り	鉛直	１２	D９～D２０
	鋼板浮き上り	鉛直	4	D２１～D２４
計			２６	



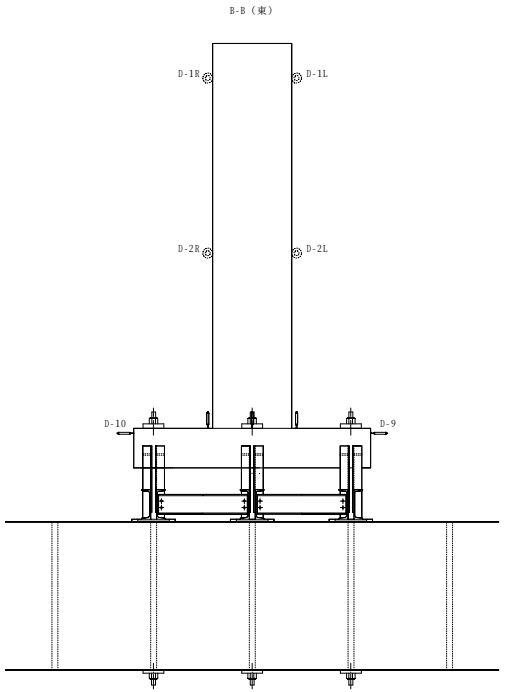


図-3.2.3.6　変位計配置図

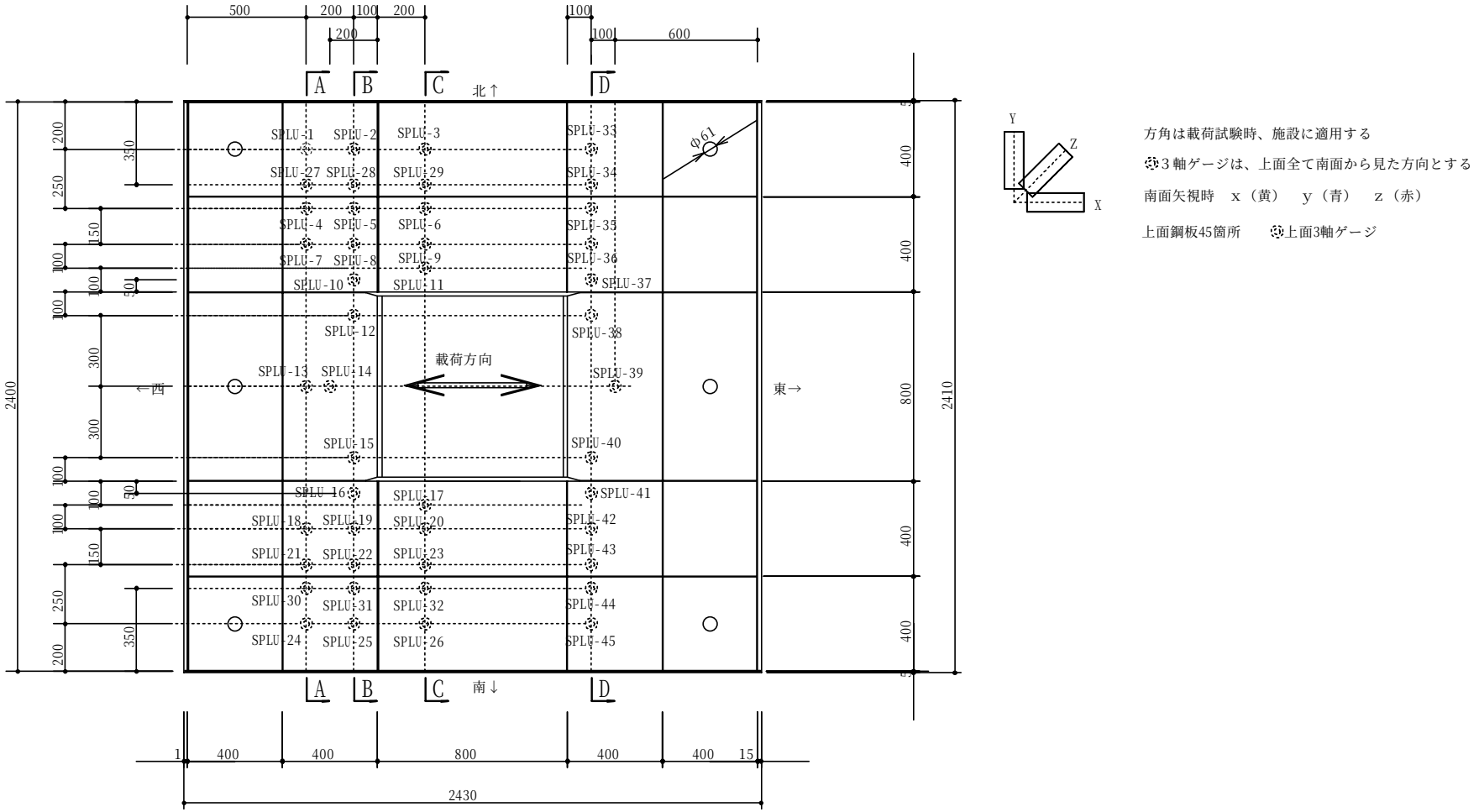
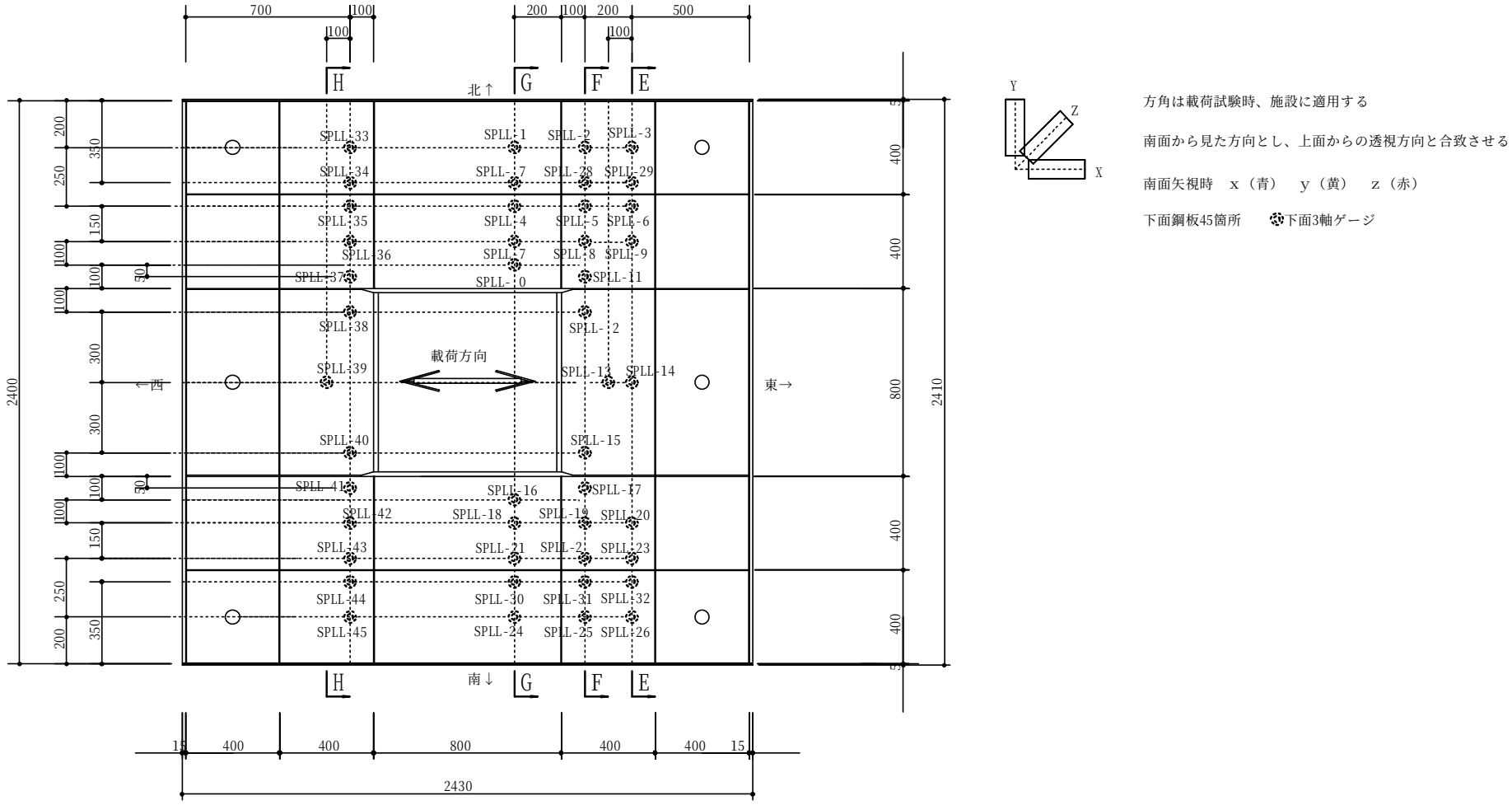


図-3.2.3.7　上面鋼板ひずみ計配置図（F-1 試験体）



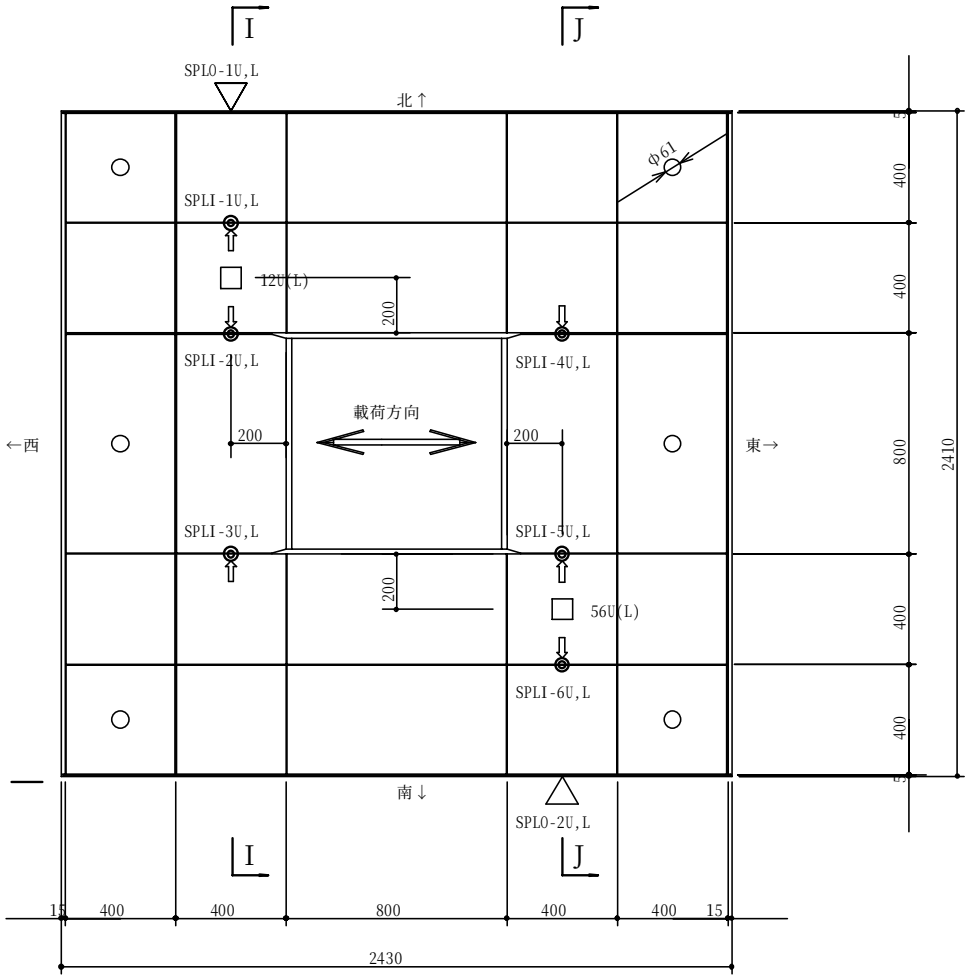
方角は載荷試験時、施設に適用する

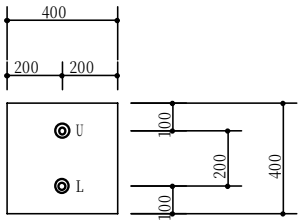
南面から見た方向とし、上面からの透視方向と合致させる

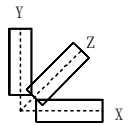
南面矢視時　x（青）　y（黄）　z（赤）

下面鋼板45箇所　　下面3軸ゲージ

図-3.2.3.8　下面鋼板ひずみ計配置図（F-1 試験体）







方角は載荷試験時、施設に適用する

◎３軸ゲージは、内面、外面全て南面から見た方向とする

南面矢視時　ｘ（黄）　ｙ（青）　ｚ（赤）

３軸　８箇所×２点＝１６点（内１２点内面）

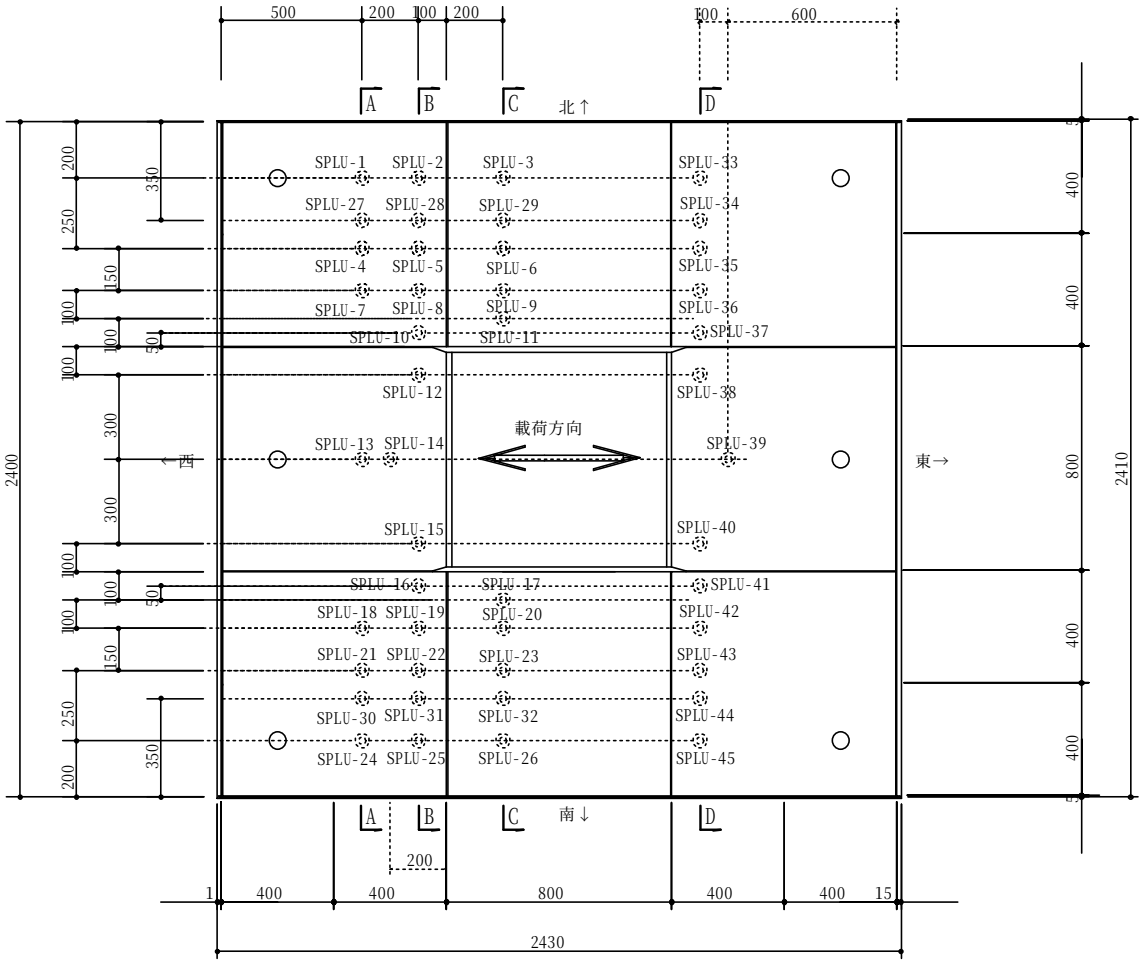
３軸　◎　内面貼付　△　外面貼付

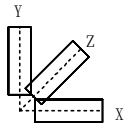
３軸ゲージ貼付面

単軸ゲージ　貼付向きは載荷方向とする

単軸　２箇所×２点＝４点（内２点内面）

図-3.2.3.9　せん断補強鋼板ひずみ計配置図（F-1 試験体）





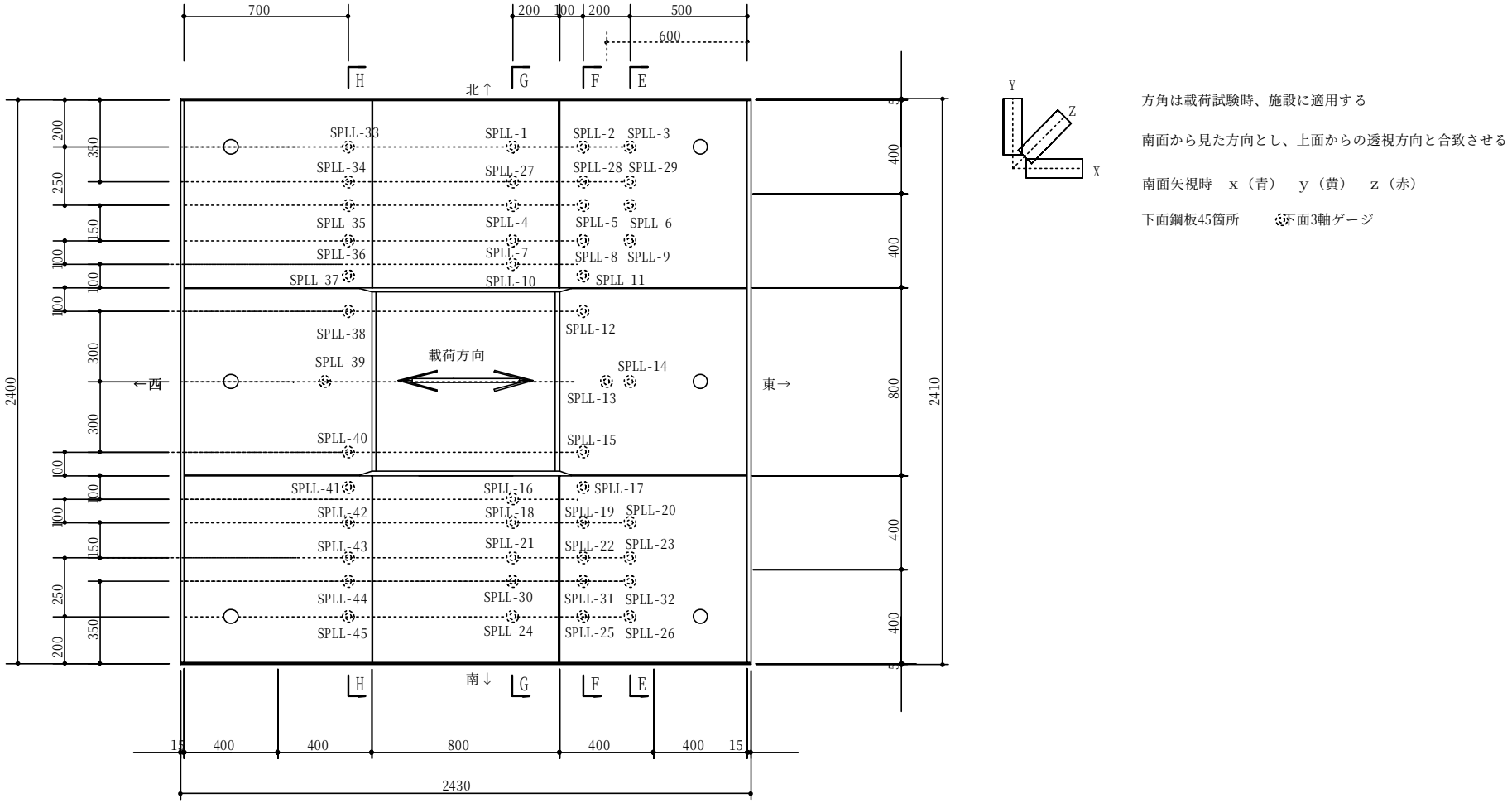
方角は載荷試験時、施設に適用する

３軸ゲージは、上面全て南面から見た方向とする

南面矢視時　ｘ（黄）　ｙ（青）　ｚ（赤）

上面鋼板45箇所　　上面3軸ゲージ

図-3.2.3.10　上面鋼板ひずみ計配置図（F-2 試験体）



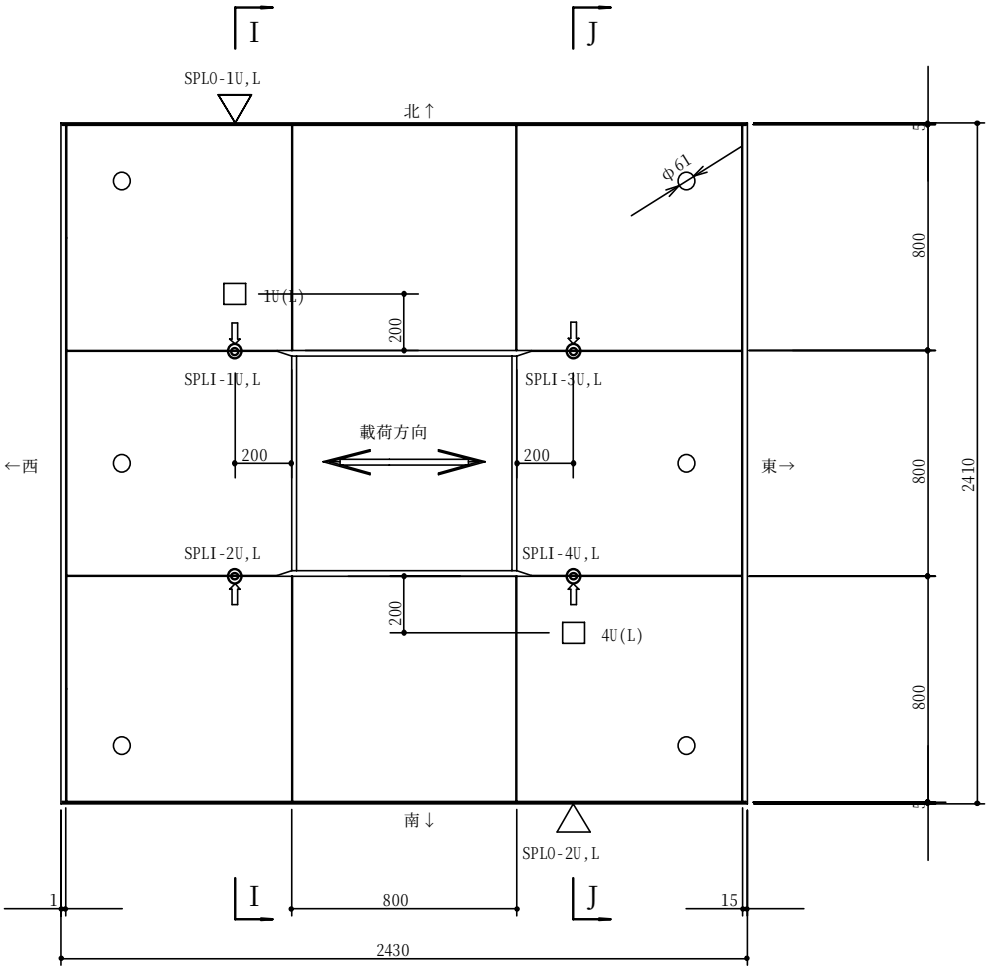
方角は載荷試験時、施設に適用する

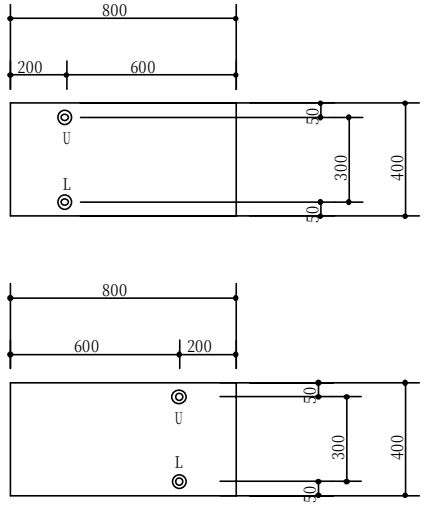
南面から見た方向とし、上面からの透視方向と合致させる

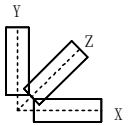
南面矢視時　x（青）　y（黄）　z（赤）

下面鋼板45箇所　　下面3軸ゲージ

図-3.2.3.11　下面鋼板ひずみ計配置図（F-2 試験体）







方角は載荷試験時、施設に適用する

◎３軸ゲージは、内面、外面全て南面から見た方向とする

南面矢視時　ｘ（黄）　ｙ（青）　ｚ（赤）

３軸　６箇所×２点＝１２点（内８点内面）

３軸　◎ 内面貼付　△　外面貼付

３軸ゲージ貼付面

単軸ゲージ　貼付向きは載荷方向とする

単軸　２箇所×２点＝４点（内２点内面）

図-3.2.3.12　せん断補強鋼板ひずみ計配置図（F-2 試験体）

ｂ）実験結果

ｉ）荷重－変位関係

橋脚柱頭部の載荷点における荷重－変位履歴曲線を図-3.2.3.13（F-1 試験体）、図-3.2.3.15（F-2 試験体）に示す。ここで、水平変位はフーチング支点部の浮き上がりおよびフーチング水平すべりによる剛体変位の影響を補正したものを用いた。正方向に載荷した場合の荷重－変位関係の包絡線を図-3.2.3.14、16 に示す。F-1 試験体の非線形性は、最大荷重の８割程度までは顕著ではないが、その後変位が急速に増加し強い非線形性を示した。最大荷重時（1140kN）の水平変位は 65mm に達した。F-2 試験体の非線形性は、最大荷重の９割程度までは顕著ではないが、その後変位が急速に増加し強い非線形性を示した。最大荷重時（1065kN）の水平変位は 56mm に達した。いずれの場合も荷重－変位関係は安定しており、最大荷重以降においても急激な荷重低下はみられなくじん性的な挙動を示した。なお、実験は載荷点における変位計の測定限界に達した時点で終了した。

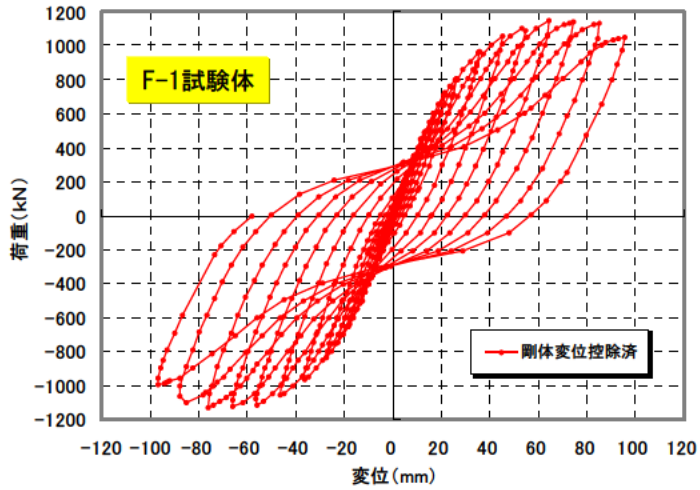


図-3.2.3.13　荷重-変位履歴曲線（F-1 試験体）

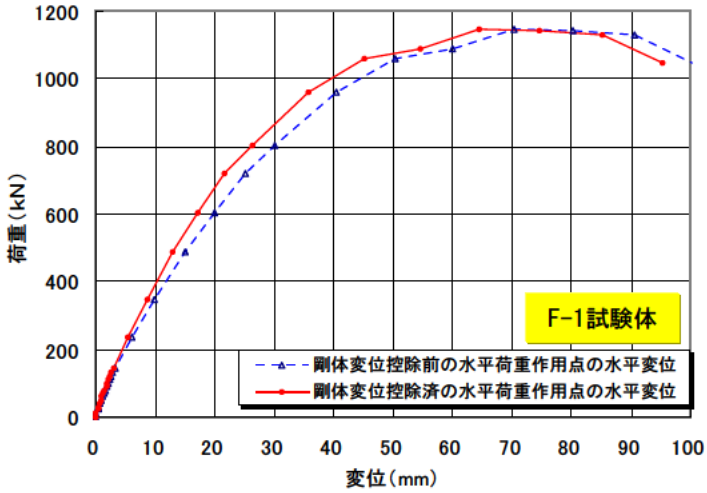


図-3.2.3.14　荷重-変位関係の包絡線（F-1 試験体）

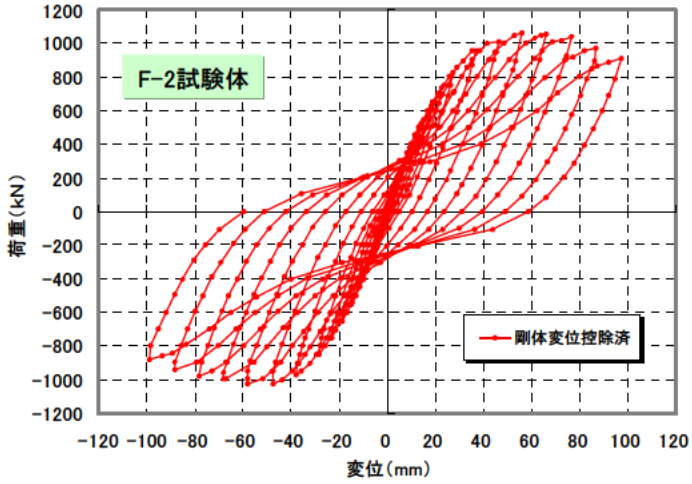


図-3.2.3.15　荷重-変位履歴曲線（F-2 試験体）

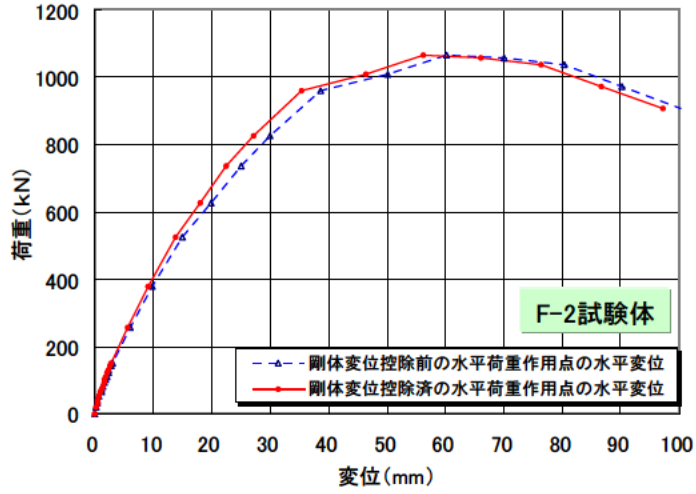
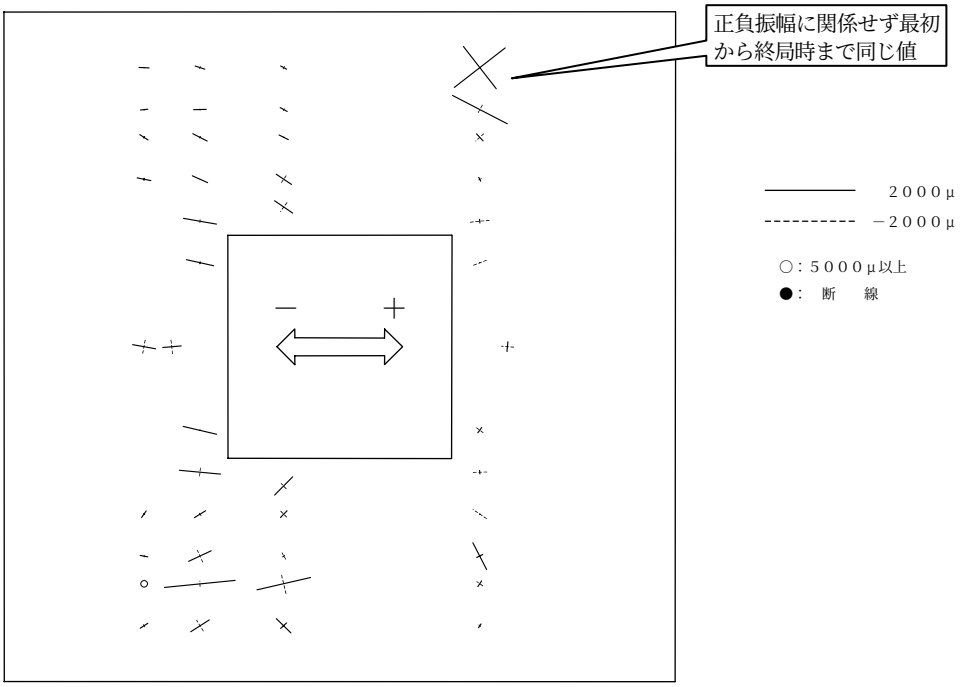


図-3.2.3.16　荷重-変位関係の包絡線（F-2 試験体）

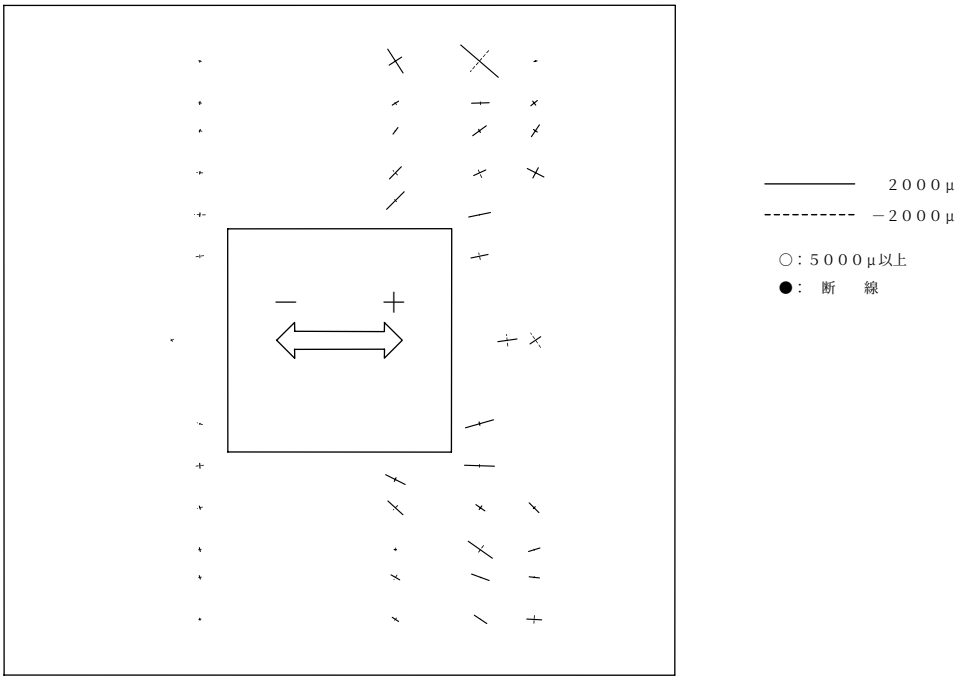
ⅱ)上下面鋼板の主ひずみ分布

フーチング上下面鋼板の主ひずみ分布を図-3.2.3.17（F-1 試験体）、図-3.2.3.18（F-2 試験体）に示す。図から、橋脚柱の前面付近においてひずみの発展が大きく、引張主ひずみの方向が載荷方向と概ね同じであることがわかる。

フーチング上下面鋼板初降伏時の主ひずみ分布を図-3.2.3.19（F-1 試験体）、図-3.2.3.20（F-2 試験体）に示す。図から、最初に降伏に達したのが橋脚柱の前面付近であり、道示Ⅳ下部構造編に明記されている曲げに対する照査断面位置と一致している。したがって、合成フーチングの曲げに対する有効幅の検討は、道示と同様橋脚柱の前面の断面に対して行うことが適切であると考えられる。

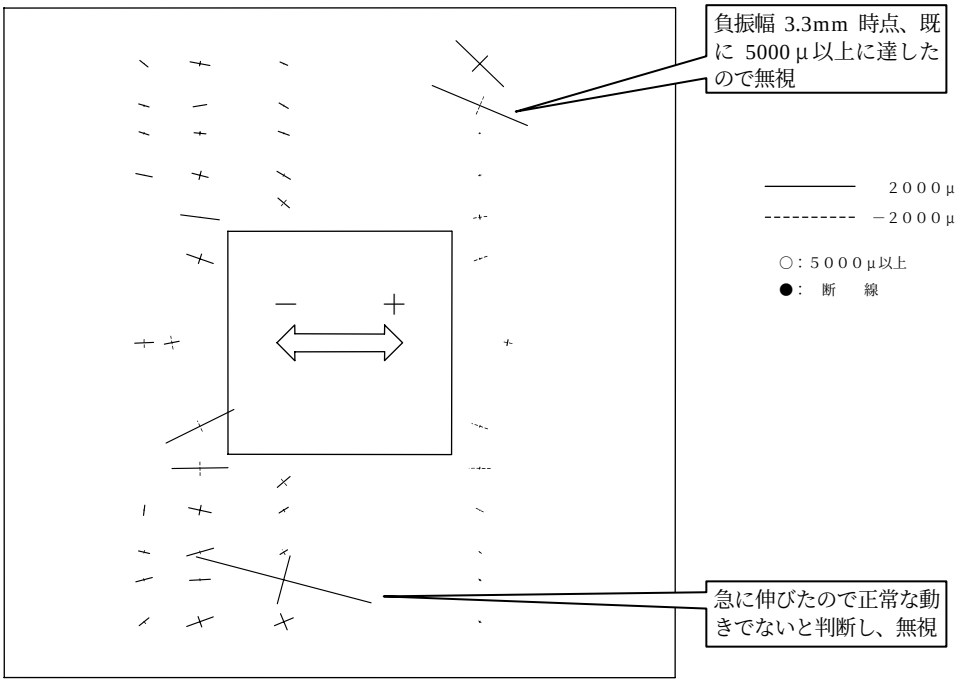


Ｆ－１供試体：上面主ひずみ分布図［＋３サイクル（１０．０mm）］

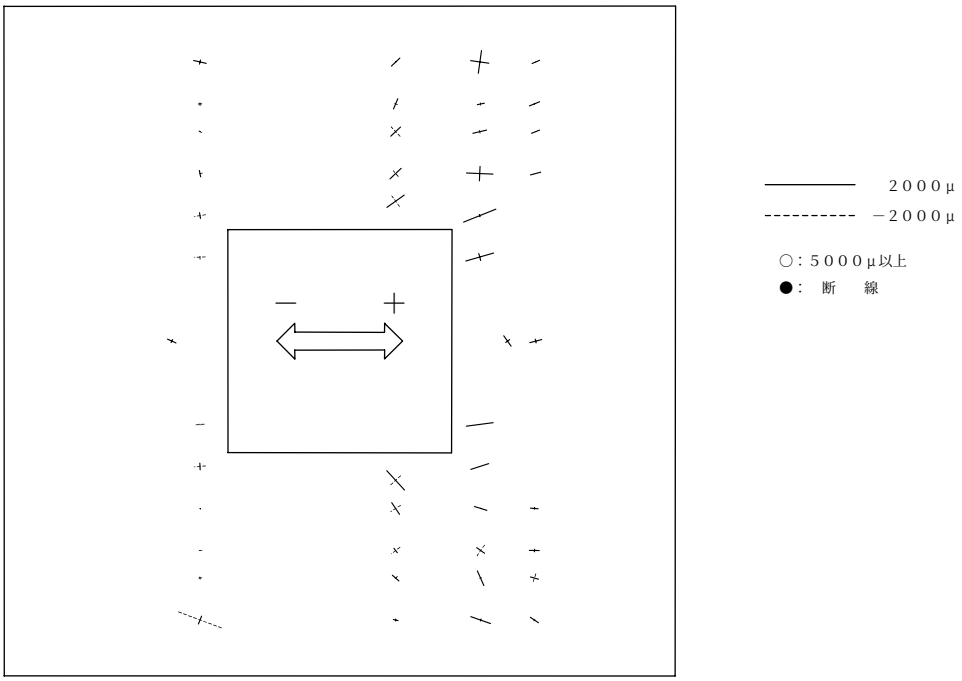


Ｆ－１供試体：下面主ひずみ分布図［＋３サイクル（１０．０mm）］

図-3.2.3.17　正方向載荷 10㎜ 時の上下面鋼板の主ひずみ分布（F-1 試験体）

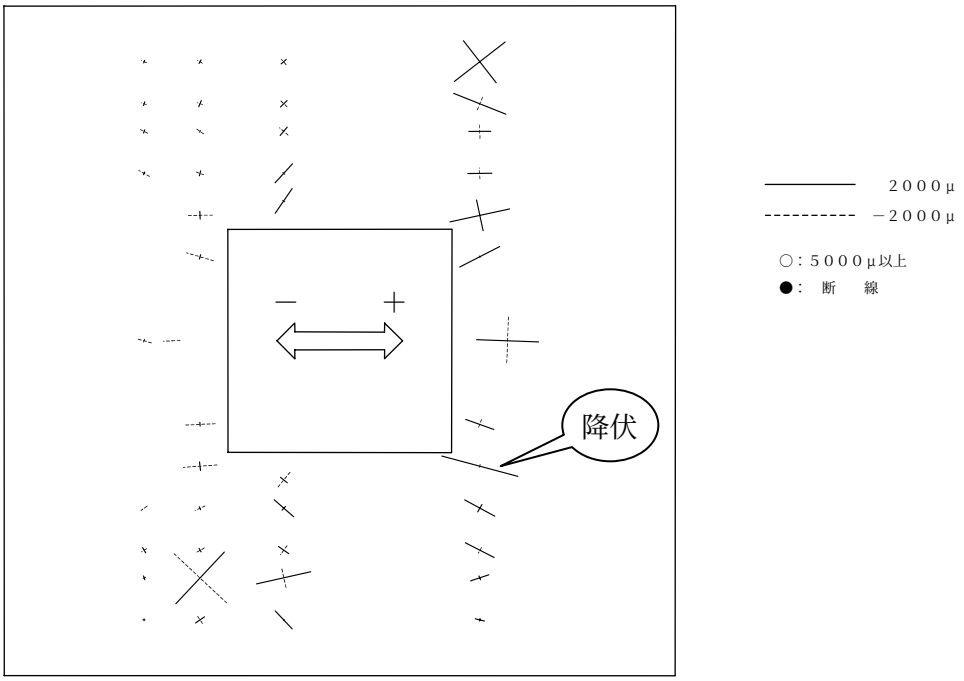


F－2供試体：上面主ひずみ分布図［＋3サイクル（10．0mm）］

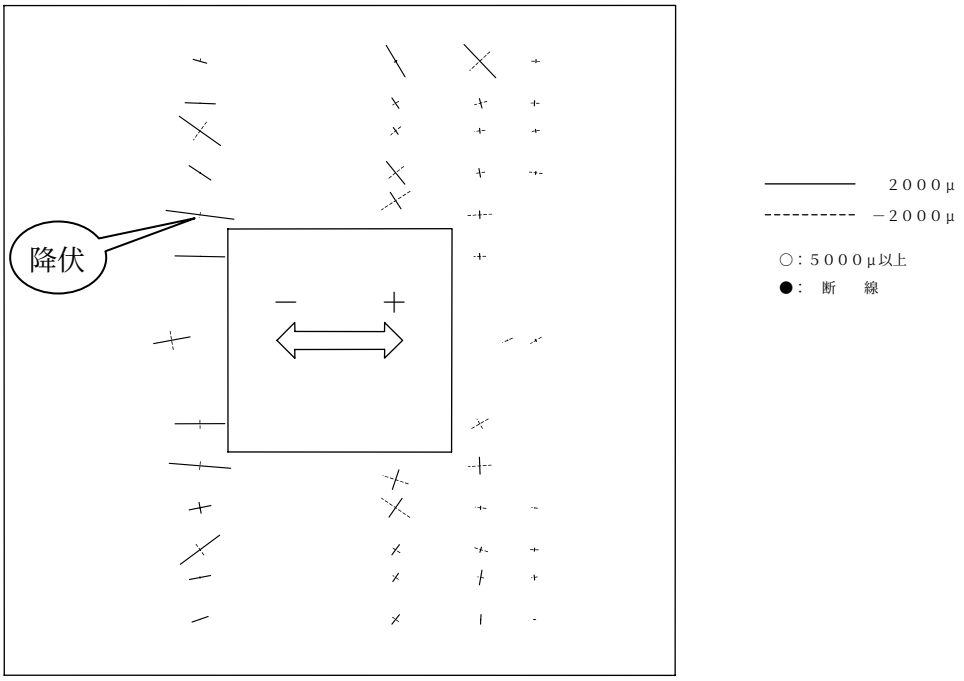


F－2供試体：下面主ひずみ分布図［＋3サイクル（10．0mm）］

図-3.2.3.18　正方向載荷 10㎜ 時の上下面鋼板の主ひずみ分布（F-2 試験体）

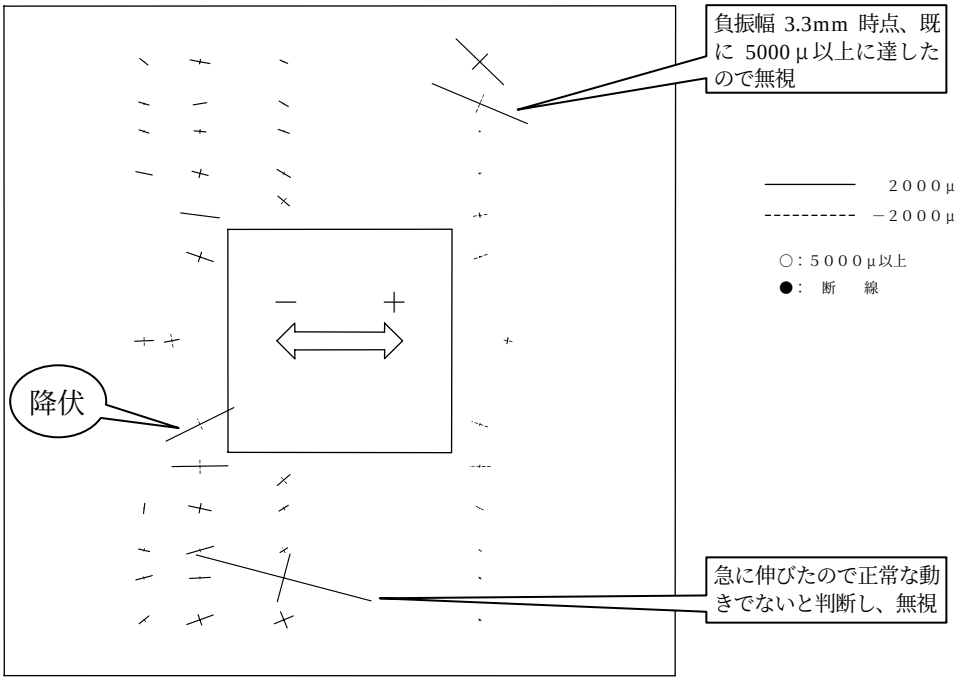


Ｆ－１供試体：上面主ひずみ分布図［－４サイクル（－１５．１mm）］

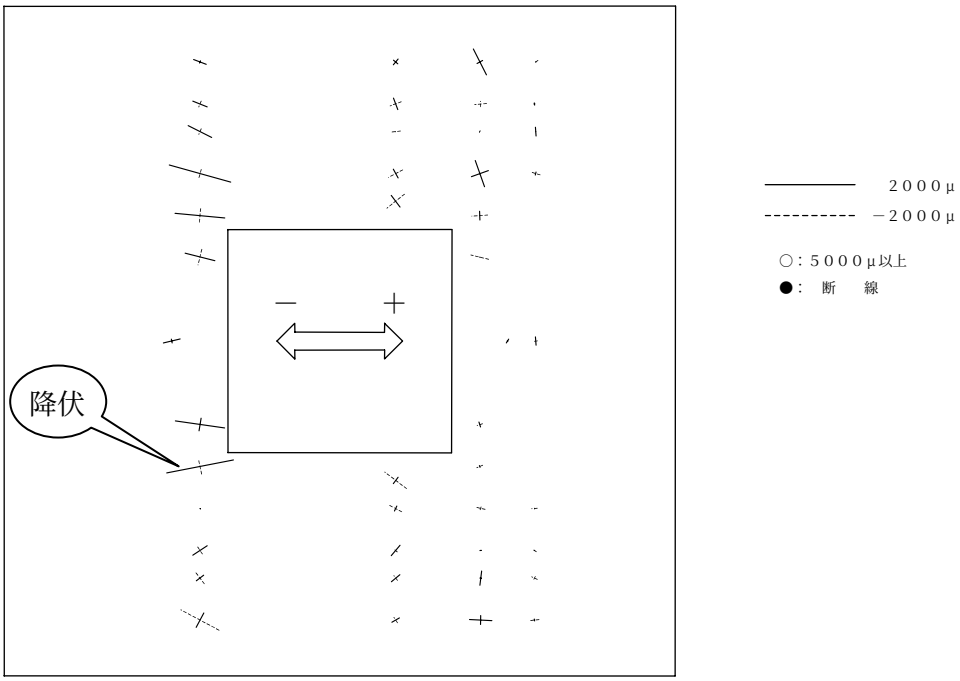


Ｆ－１供試体：下面主ひずみ分布図［－５サイクル（－２０．０mm）］

図-3.2.3.19　初降伏時の上下面鋼板の主ひずみ分布（F-1 試験体）



F－2供試体：上面主ひずみ分布図［＋3サイクル（１０．０mm）］



F－2供試体：下面主ひずみ分布図［－4サイクル（－１５．０mm）］

図-3.2.3.20　初降伏時の上下面鋼板の主ひずみ分布（F-2 試験体）

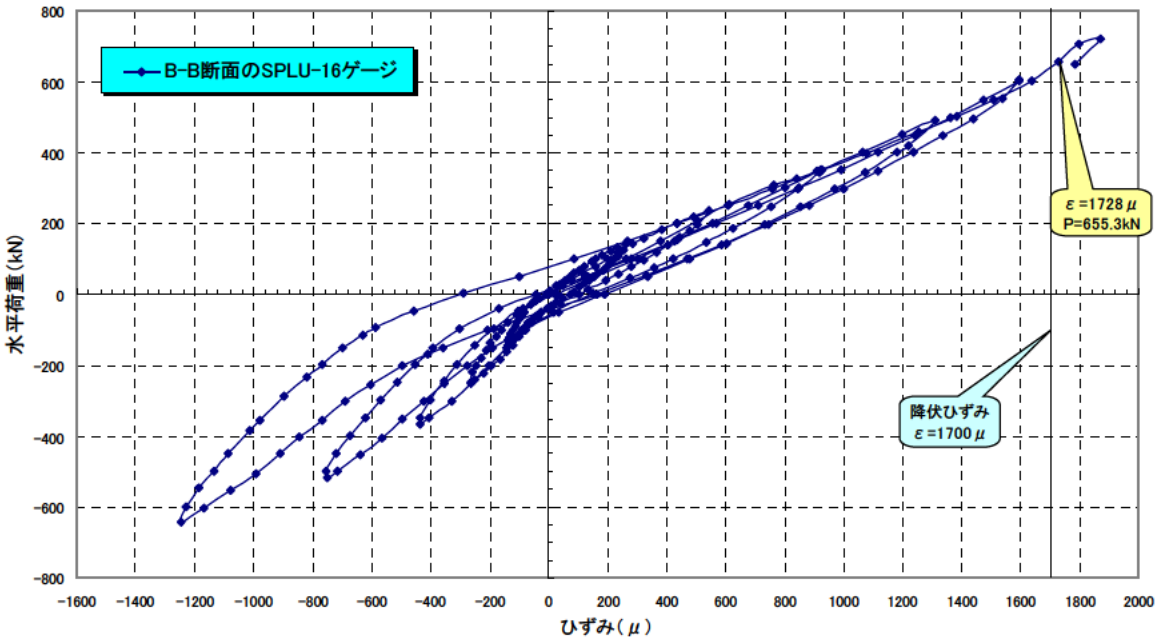
iii）上下面鋼板の初降伏荷重

前節より、合成フーチングの照査断面が橋脚柱の前面であり、照査断面における主ひずみは載荷方向のひずみ成分（ε_x）と概ね同じであることがわかった。したがって、初降伏荷重の検討は載荷方向のひずみを用いて行った。ここで、初降伏荷重はひずみε_xが降伏ひずみ（1700μ）に達した載荷ステップの載荷荷重とした。

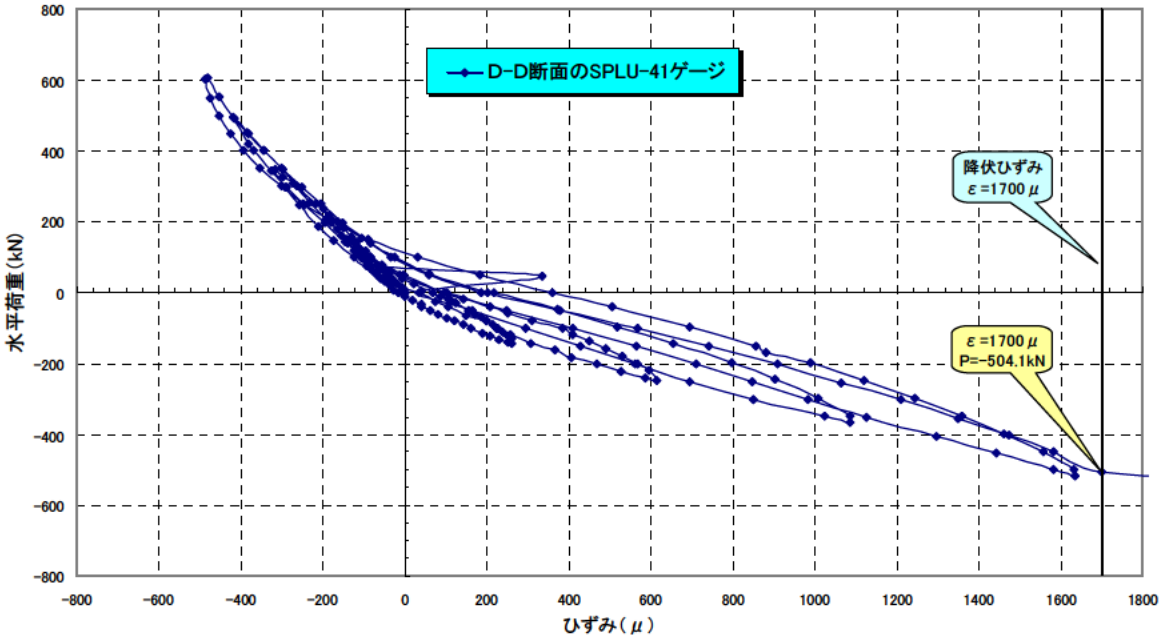
上下面鋼板の初降伏荷重時の荷重－ひずみε_x履歴の詳細を正負方向区別して図-3.2.3.21～24に、初降伏荷重、初降伏変位、降伏位置を表-3.2.3.7 に示す。また、荷重－変位履歴図に正負の区別なく最も早く降伏に達したステップを図-3.2.3.25 に示す。これらより、本試験体においては上面鋼板が下面鋼板に先行して降伏し、せん断補強鋼板間隔が広い F-2 試験体の初降伏荷重が小さいことがわかった。

表-3.2.3.7　上下面鋼板初降伏時の水平荷重および水平変位

試験体名	載荷方向	フーチング上面鋼板			フーチング下面鋼板		
		初降伏荷重	初降伏変位	降伏位置	初降伏荷重	初降伏変位	降伏位置
F-1	正	655.3 kN	18.92mm	B-B 断面	707.3 kN	21.05 m	F-F 断面
	負	-504.1 kN	-12.82mm	D-D 断面	-702.4 kN	-20.13 m	H-H 断面
F-2	正	399.2 kN	9.80mm	B-B 断面	717.8 kN	21.71mm	F-F 断面
	負	-450.1 kN	-11.37mm	D-D 断面	-580.0 kN	-16.05mm	H-H 断面

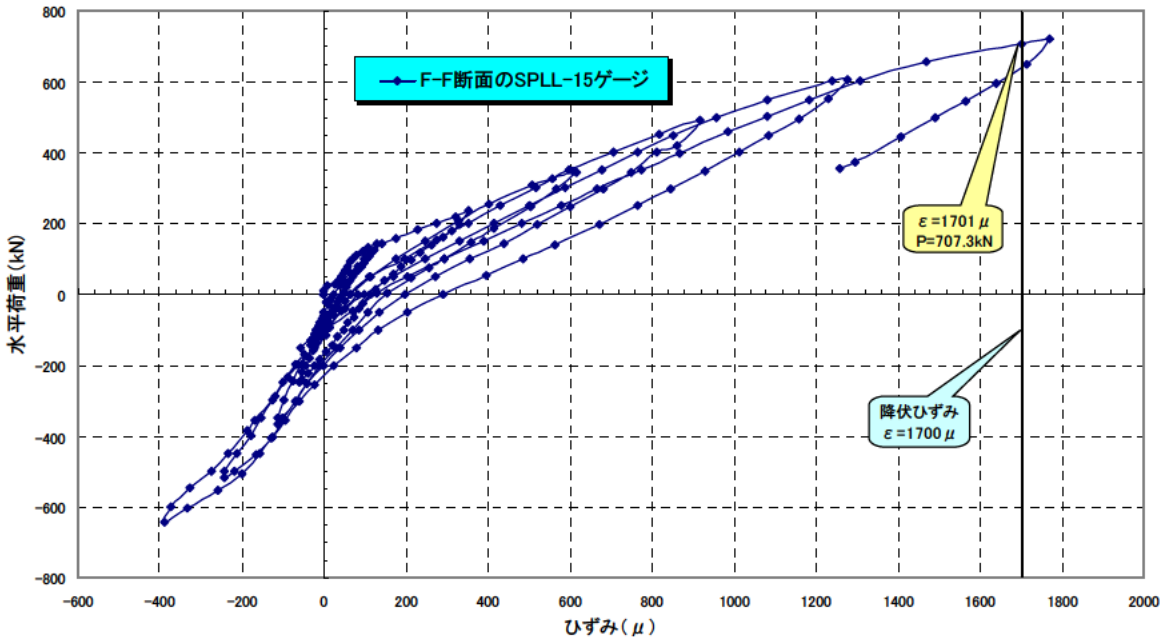


(a) 正方向載荷時

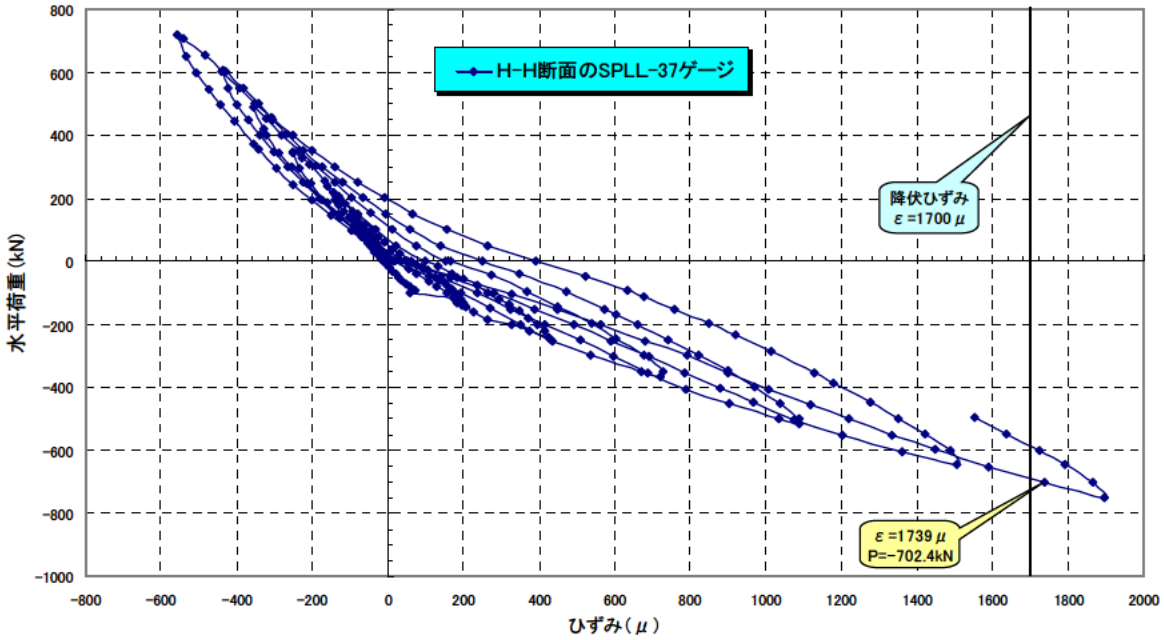


(b) 負方向載荷時

図-3.2.3.21　上面鋼板の初降伏荷重、初降伏変位、降伏位置（F-1 試験体）

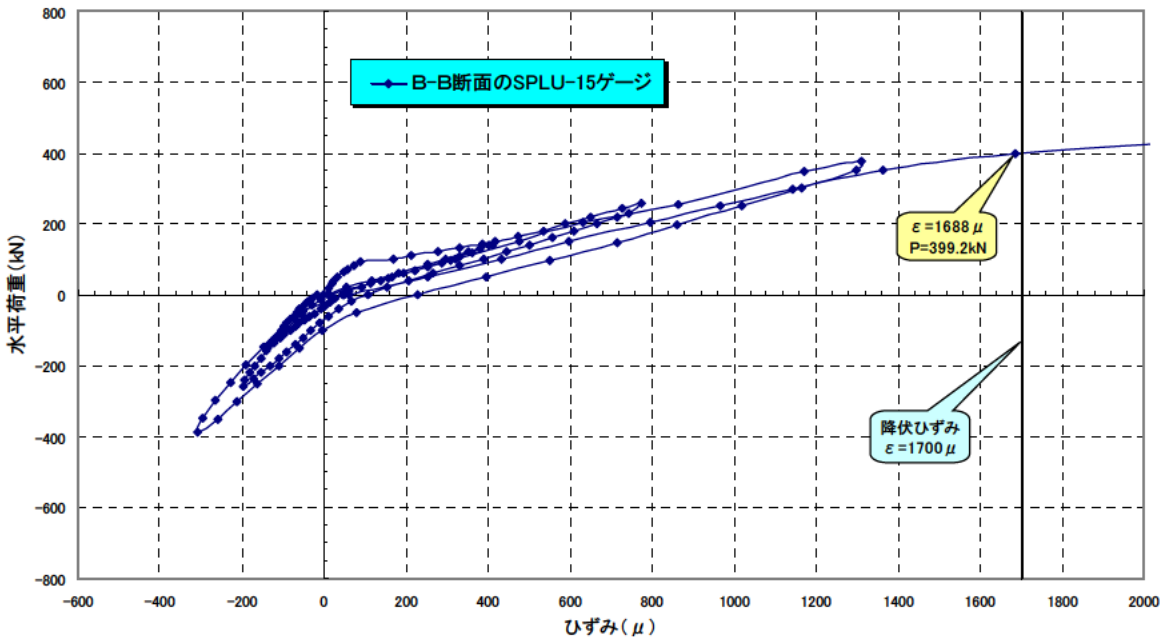


(a)正方向載荷時

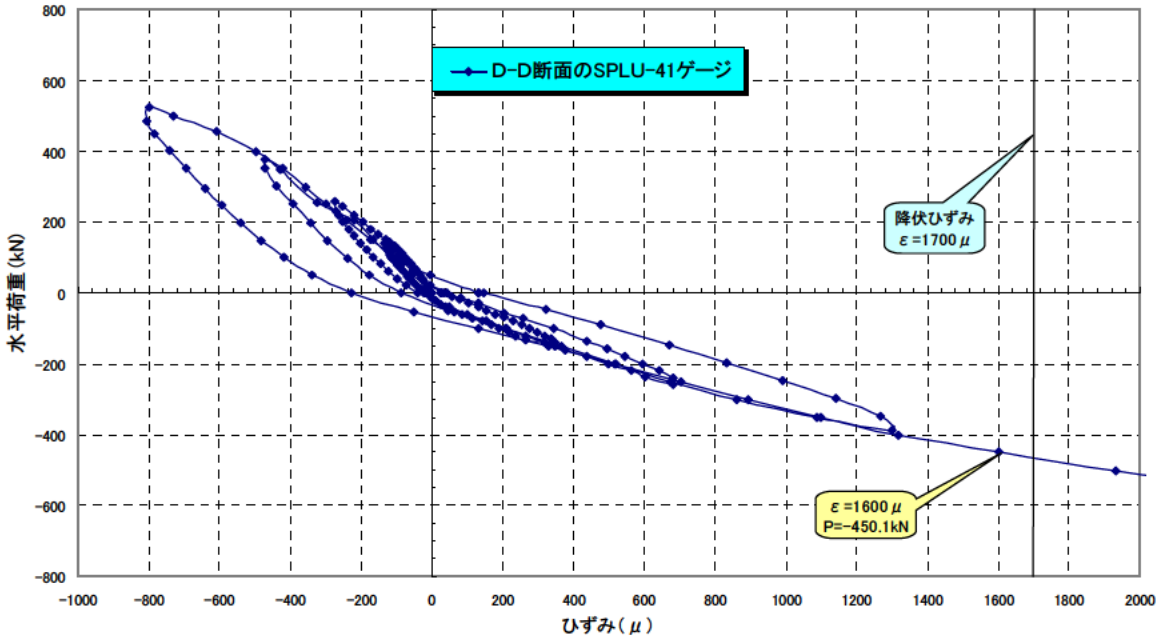


(b)負方向載荷時

図-3.2.3.22　下面鋼板の初降伏荷重、初降伏変位、降伏位置（F-1 試験体）

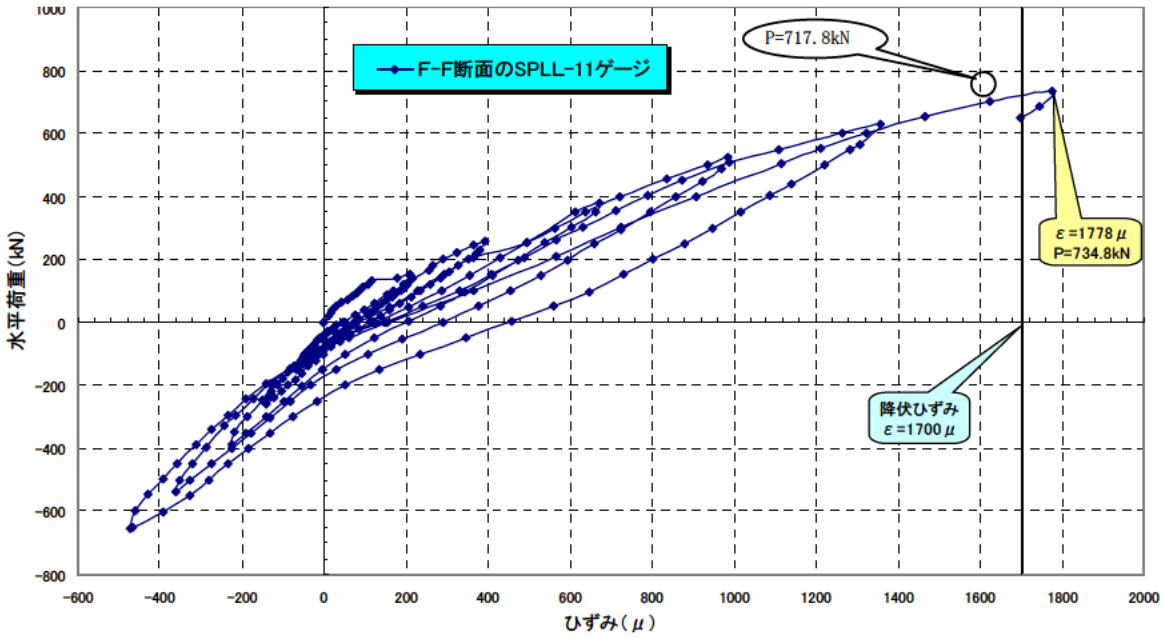


(a)正方向載荷時

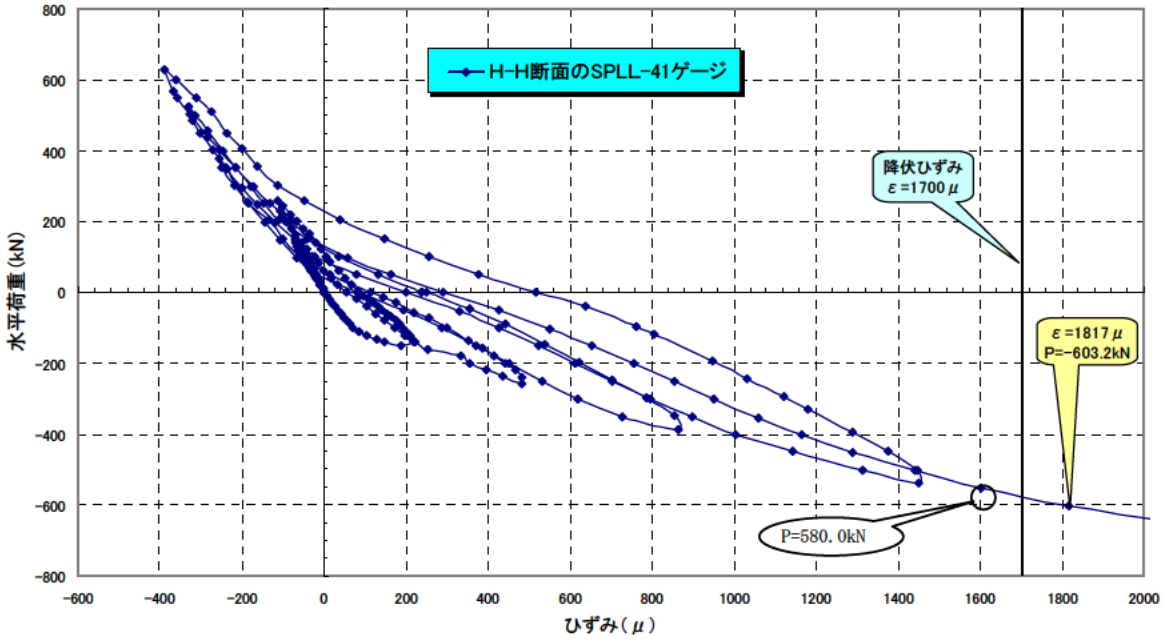


(b)負方向載荷時

図-3.2.3.23　上面鋼板の初降伏荷重、初降伏変位、降伏位置（F-2 試験体）

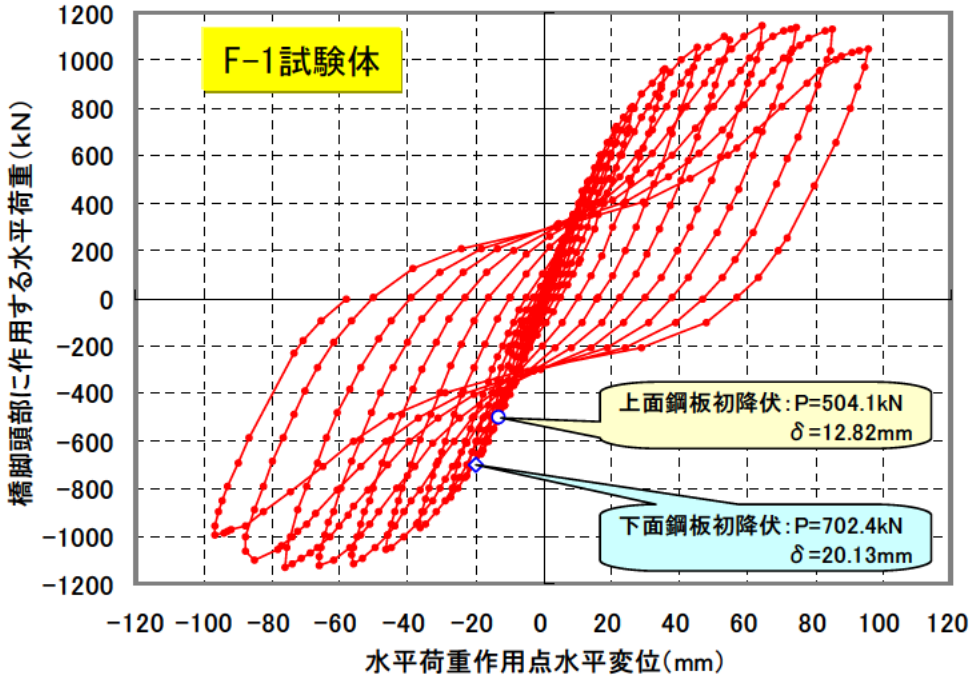


(a)正方向載荷時

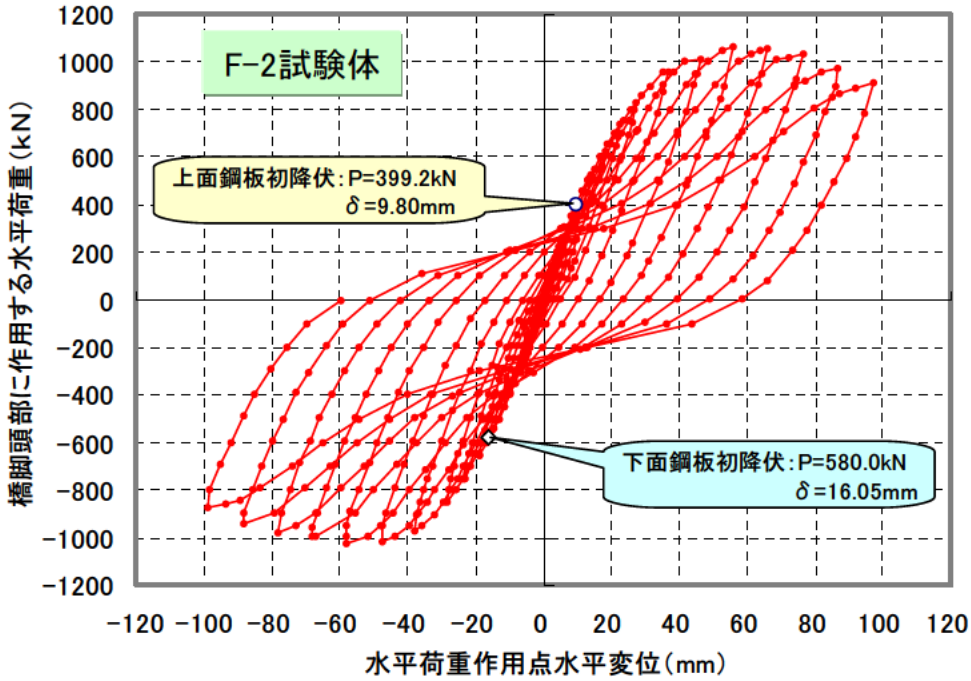


(b)負方向載荷時

図-3.2.3.24　下面鋼板の初降伏荷重、初降伏変位、降伏位置（F-2 試験体）



(a)F-1 試験体



(b)F-2 試験体

図-3.2.3.25　荷重-変位履歴曲線における上下面鋼板の初降伏荷重と初降伏変位

ⅳ)せん断補強鋼板のひずみ分布

正方向載荷時の F-1 試験体せん断補強鋼板（I-I 断面）のひずみ分布を図-3.2.3.26 に、F-2 試験体のひずみ分布を図-3.2.3.27 に示す。ここで、図中の上段ひずみ、下段ひずみの上段下段とは、図-3.2.3.9 のひずみゲージの貼付け位置 U と L を示す。

F-1 試験体の載荷方向ひずみは、上段下段いずれの位置においても引張ひずみが生じており、最大主ひずみと概ね同じであった。これは、せん断補強鋼板の断面に作用するせん断力が小さく大部分が載荷方向に引張力を受けたためと考えられる。一方、F-2 試験体では上段に引張ひずみが下段に圧縮ひずみが生じており、せん断よる応力が F-1 試験体に較べて大きく作用していると考えられる。これはせん断補強鋼板間隔の影響であると考えられるが、今後詳細な検討が必要である。また、せん断補強鋼板に発生する最大主ひずみは、橋脚柱に直接溶接した２枚のせん断補強鋼板の発展が早く最大荷重時には降伏に達しているが、それ以外のせん断補強鋼板では（測定位置 400、0ｍｍ）ひずみ量は小さく降伏に至らなかった。なお、いずれの場合も負方向載荷時のひずみ分布（I-I 断面）は正方向載荷時とほぼ同様であった。

これらより、合成フーチングにおけるせん断補強鋼板は、トラス機構の引張上弦（下弦）材としての機能が期待されると考えられる。

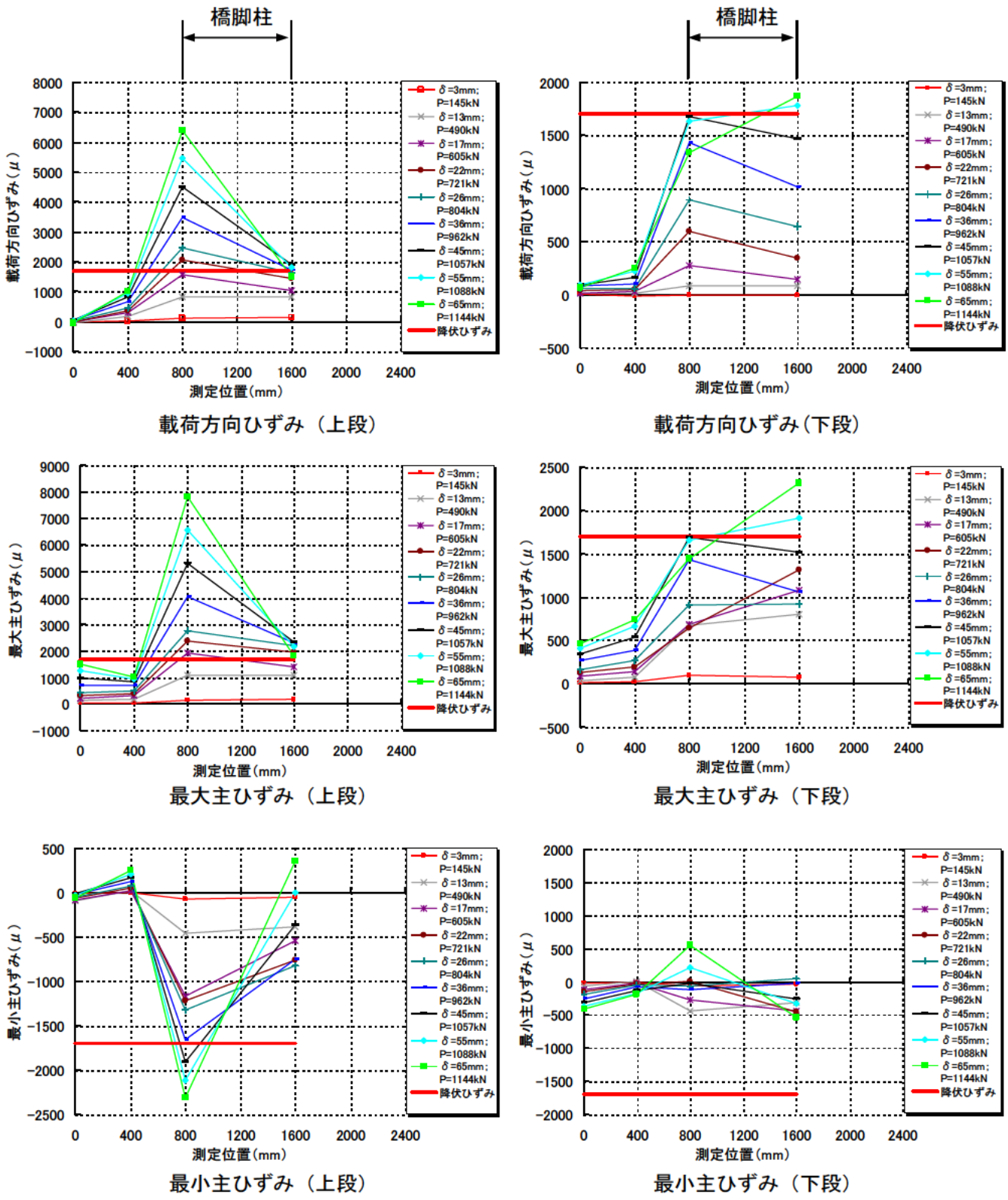


図-3.2.3.26　正方向載荷時におけるせん断補強鋼板のひずみ分布（F-1 試験体、I-I 断面）

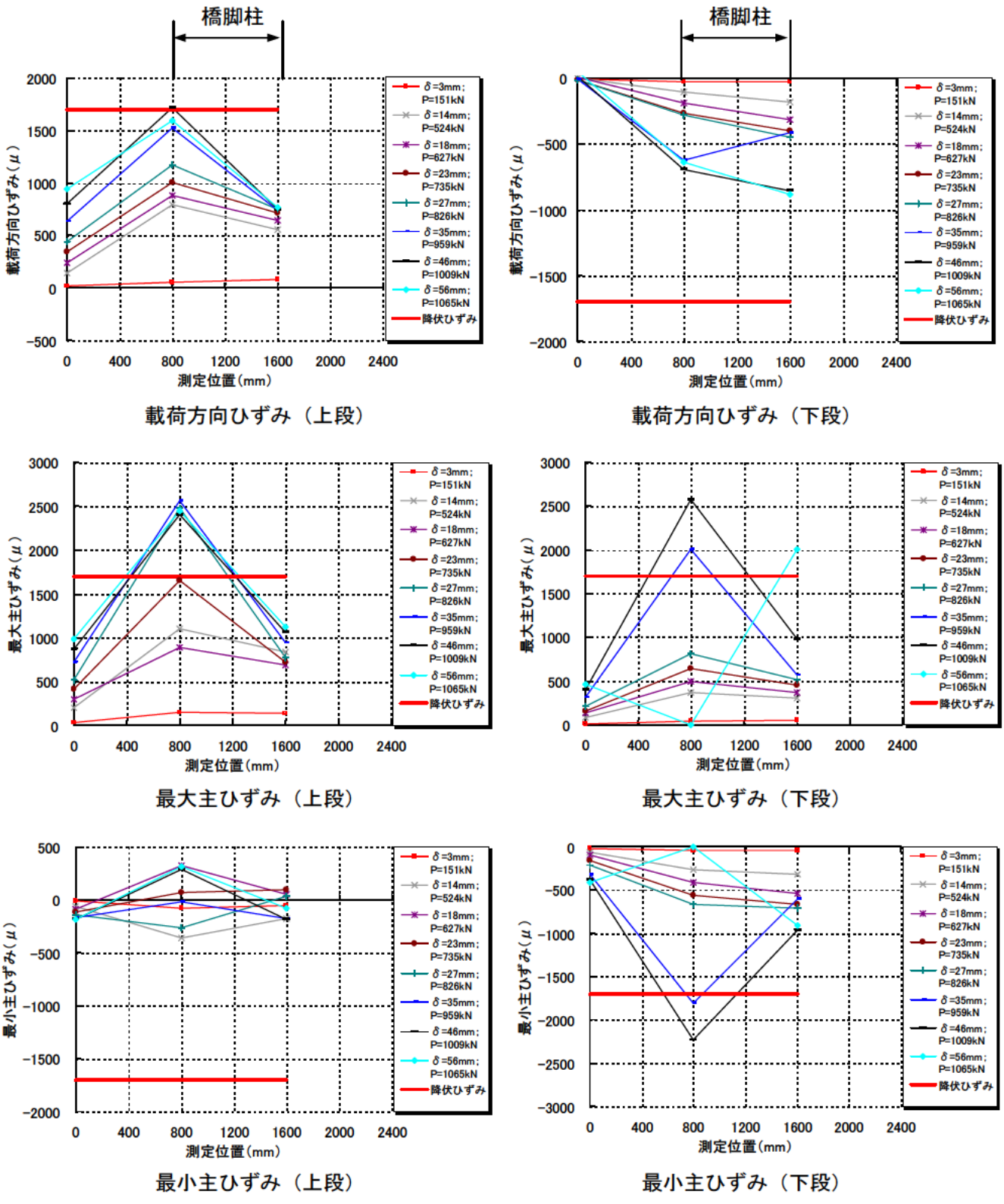


図-3.2.3.27　正方向載荷時におけるせん断補強鋼板のひずみ分布（F-2 試験体、I-I 断面）

２）FEM 解析による評価

ａ）解析概要

FEM 解析は、フーチング内部の応力状態を推定し、合成フーチングの耐荷メカニズムの検討を行うために実施した。解析は材料非線形性を考慮した３次元 FEM 解析とし、解析コード DIANA を用いて行った。解析モデルの全体図を図-3.2.3.28 に示す。解析モデルは試験体が対称であるため 1/2 モデルとした。フーチング内部のせん断補強鋼板の配置を図-3.2.3.29 に示す。

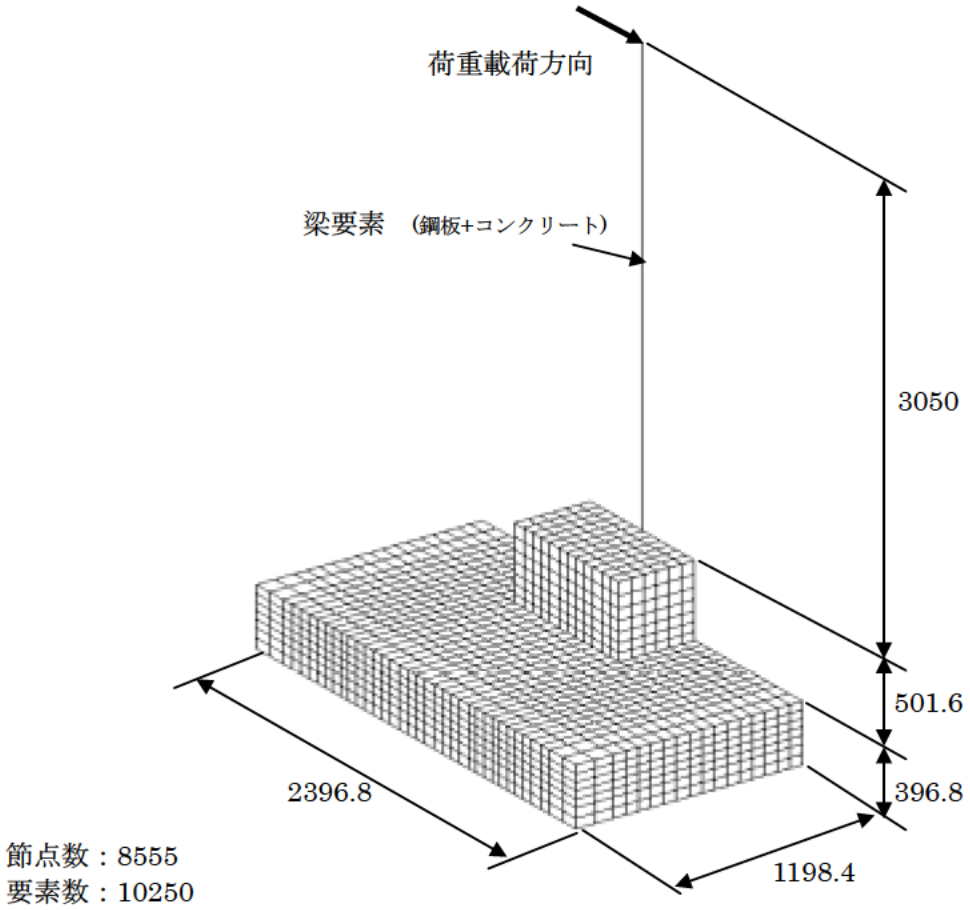
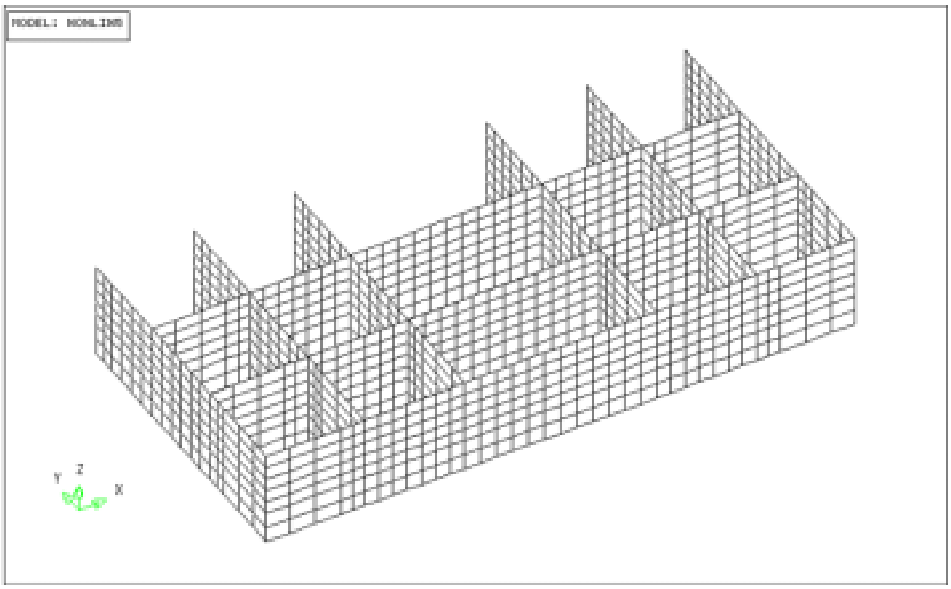
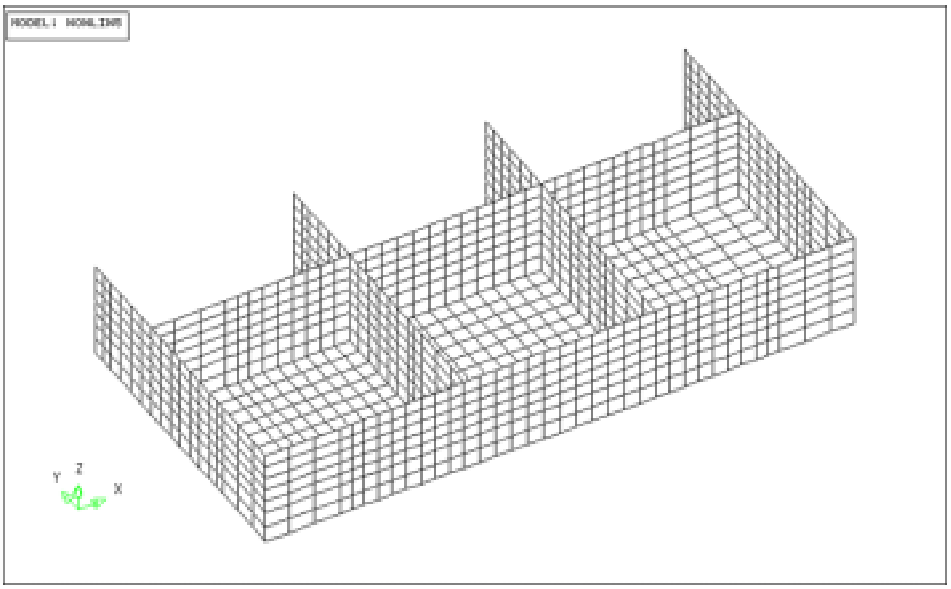


図-3.2.3.28　解析モデル全体図



(a)　F-1 試験体



(b)　F-2 試験体

図-3.2.3.29　フーチング内部のせん断補強鋼板の配置

ⅰ)要素モデル

解析に使用した要素モデルを表-3.2.3.8 に示す。フーチングは、鋼板をシェル要素、コンクリートをソリッド要素、鋼板とコンクリート間の剥離およびすべり挙動をインターフェイス要素でモデル化した。橋脚はフーチング上面から 500mm までの部分をシェル要素（鋼板）とソリッド要素（コンクリート）でモデル化し、それ以上の部分ははり要素を用いるものとした。

表-3.2.3.8 使用要素の設定

部　　材	材料特性	要素モデル
コンクリート	非線形	ソリッド要素
鋼板	非線形	シェル要素
鋼板とコンクリート間の剥離、すべり挙動	非線形	インターフェイス要素
橋脚（フーチング上面から 500㎜ 以上部分）	非線形	はり要素
橋脚内に配置された鉄筋	非線形	埋め込み鉄筋棒要素

ⅱ)材料特性

①コンクリート部材（ソリッド要素）

コンクリート部材の破壊基準は Drucker-Prager の破壊規準を適用し、圧縮側コンクリートの非線形特性として応力軟化を考慮した図-3.2.3.30 に示す応力－ひずみ関係を用いた。また、引張側には図-3.2.3.31 に示す引張軟化曲線を用いた。

コンクリートのひび割れ挙動は、分布ひび割れモデル（Smeared crack model）で表現するものとした。このモデルは、ひび割れ現象を要素の応力－ひずみ関係で表す手法で、計算点（積分点）の主応力がひび割れ強度を超えれば「ひび割れが発生した」とし、その後はひび割れと直角方向の剛性を徐々に減少させ、直行異方性材料として扱う方法である。ここで、剛性低下率は、引張軟化曲線を定義することでモデル化した。

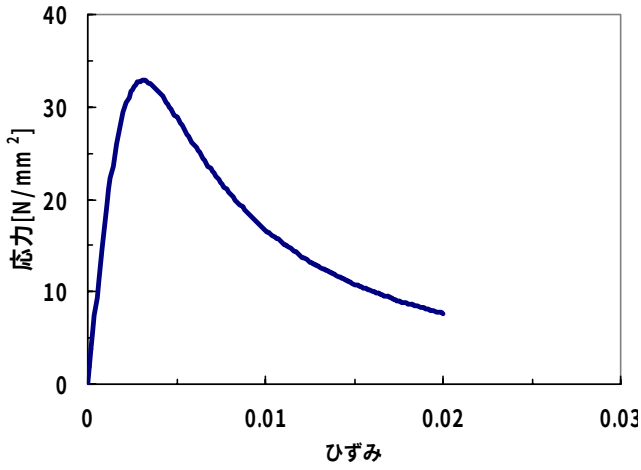


図-3.2.3.30 コンクリートの応力－ひずみ関係（圧縮側）

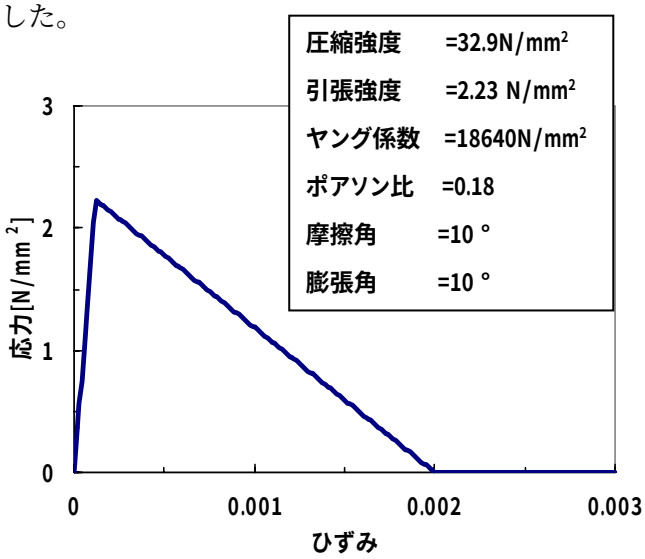


図-3.2.3.31 コンクリートの応力－ひずみ関係（引張側）

②鋼板（シェル要素）

鋼板の非線形性は、引張実験から得られる降伏棚を有する非線形特性を用いることとした。橋脚に用いた鋼板（SM570，板厚 19.0mm,降伏強度 530N/mm²）の応力－ひずみ曲線を図-3.2.3.32 に、フーチングに用いた鋼板（SS400，板厚 3.0mm,降伏強度 350N/mm²）の応力－ひずみ曲線を図-3.2.3.33 に示す。また、鋼板の降伏基準は Von Mises の降伏条件とした。

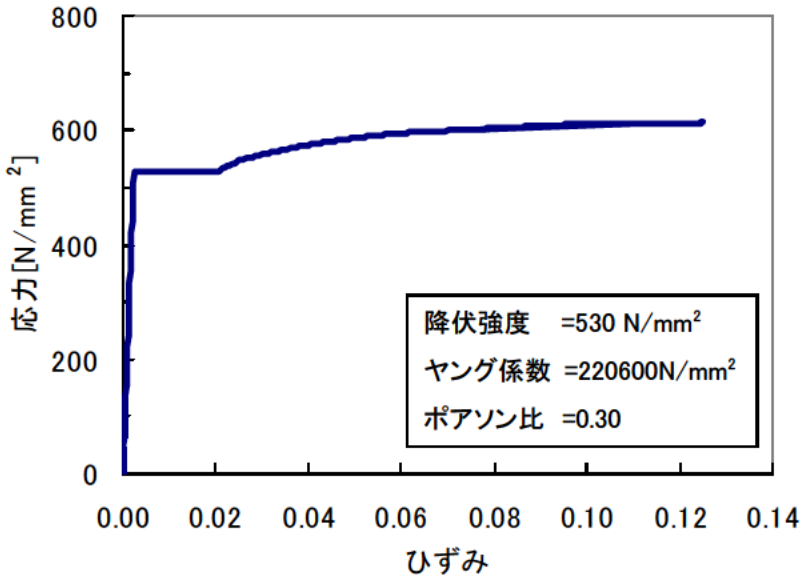


図-3.2.3.32　橋脚鋼板（t=19.0mm）の応力－ひずみ関係

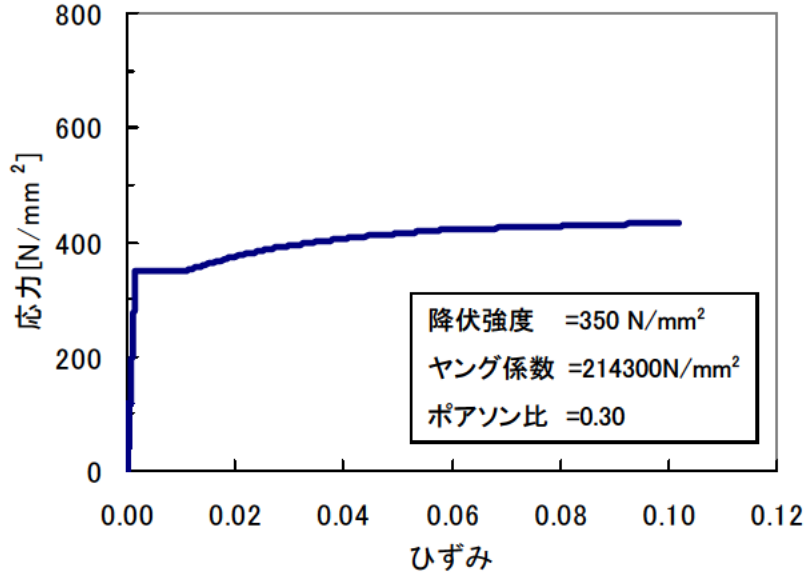


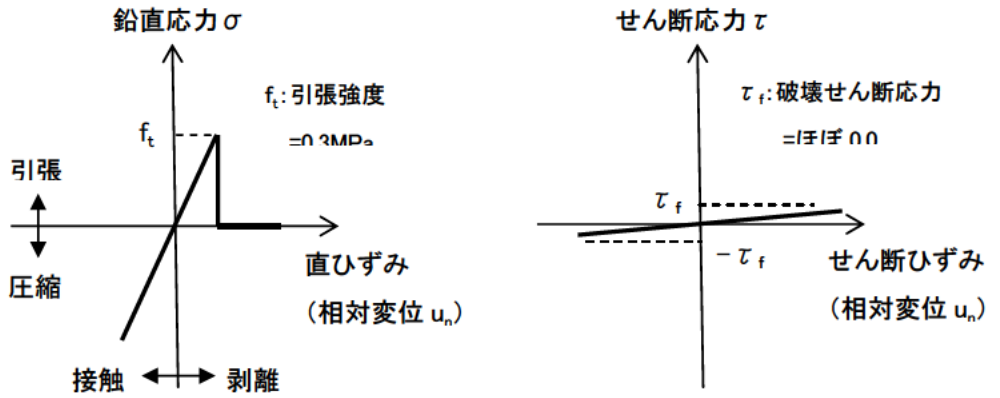
図-3.2.3.33　フーチング鋼板（t=3.0mm）の応力－ひずみ関係

③鋼板とコンクリート間の剥離、すべり挙動（インターフェイス要素）

鋼板－コンクリート間では、載荷重強度、鋼板およびコンクリートの剛性の大小関係などにより、境界面において剥離・相対変位などの幾何学的な非線形現象が生じる場合がある。そこ

で、解析においては Coulomb の摩擦則に従うインターフェイス要素（Nonlinear-elasticity モデル）を適用し、鋼板－コンクリート間の剥離・すべり挙動の影響を簡便に評価した。インターフェイス要素の設定範囲は、後述の図-3.2.3.36(b)に示す斜線部分とし、この中に含まれる各隔室面の 6 面すべてに設定した。斜線部分以外に対しては、完全に付着していると考えインターフェイス要素を配置しないものとした。

鋼板－コンクリート間の剥離、すべり挙動として、剥離は 0.3Mpa で生じ（図-3.2.3.34(a)）、せん断力の伝達はないもの（図-3.2.3.34(b)）と設定した。なお、法線方向の初期剛性は、解析上の安定性確保のため 1,000N/mm³ としている。



（a）境界面法線方向　　（b）境界面接線方向

図-3.2.3.34　インターフェイス要素の設定条件

④鉄筋（埋め込み鉄筋棒要素）

橋脚内部に配置された鉄筋を図-3.2.3.35 に示す。鉄筋はすべて橋脚頂部からフーチング底面まで配置されている。鉄筋は埋め込み鉄筋棒要素としてモデル化し、コンクリートのソリッド要素およびはり要素とは完全付着しているものとする。

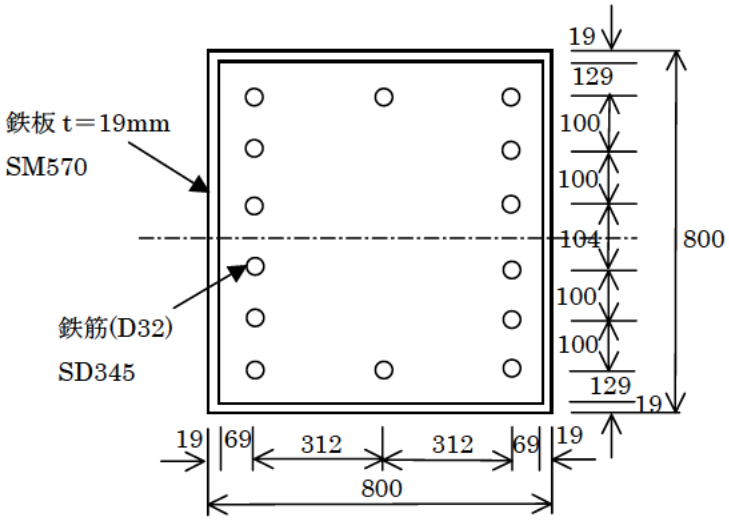
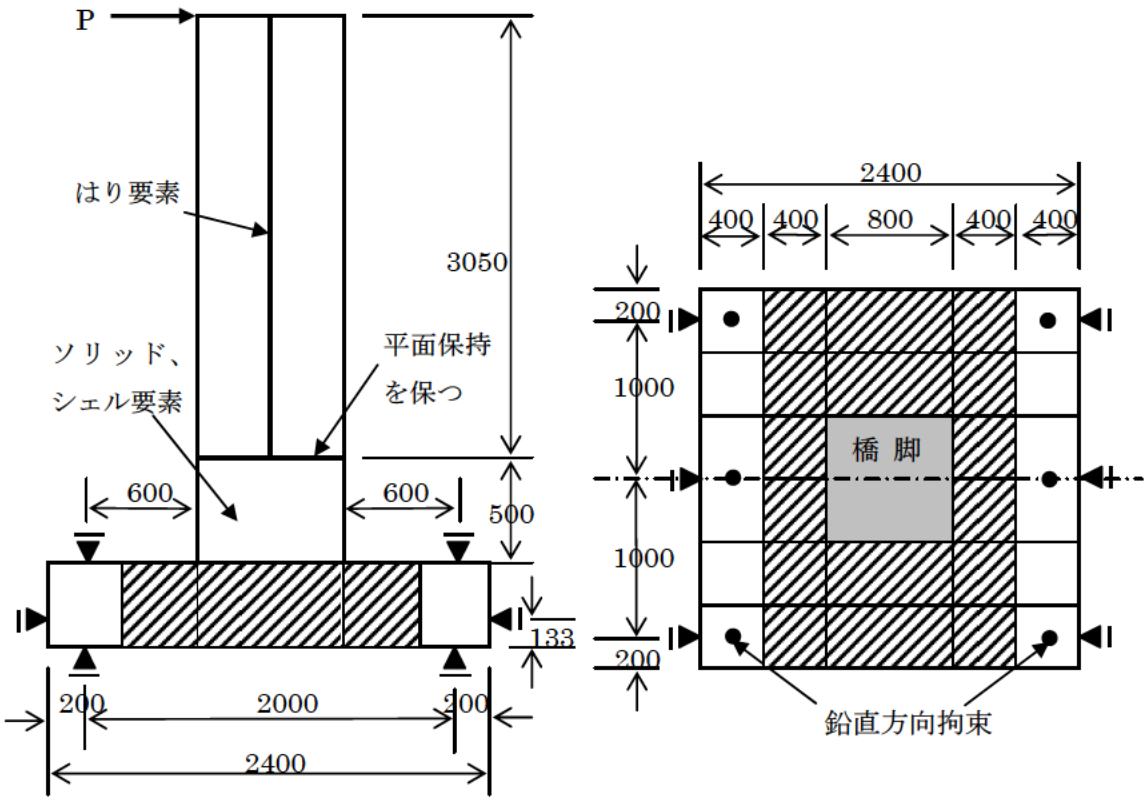


図-3.2.3.35　橋脚内の鉄筋配置図

iii）境界条件

境界条件の設定を図-3.2.3.36 に示す。フーチング上下面は、それぞれ 6 箇所の鉛直方向自由度を拘束するが、局所変形を避けるため図-3.2.3.37 に示すように実験支承板（210×210mm）と同寸法の面拘束とする。また、自重載荷時にはフーチング上面に押さえつけの面分布荷重 5.0N/mm² を載荷した。



(a) 側面図　　(b) 平面図

図-3.2.3.36　境界条件

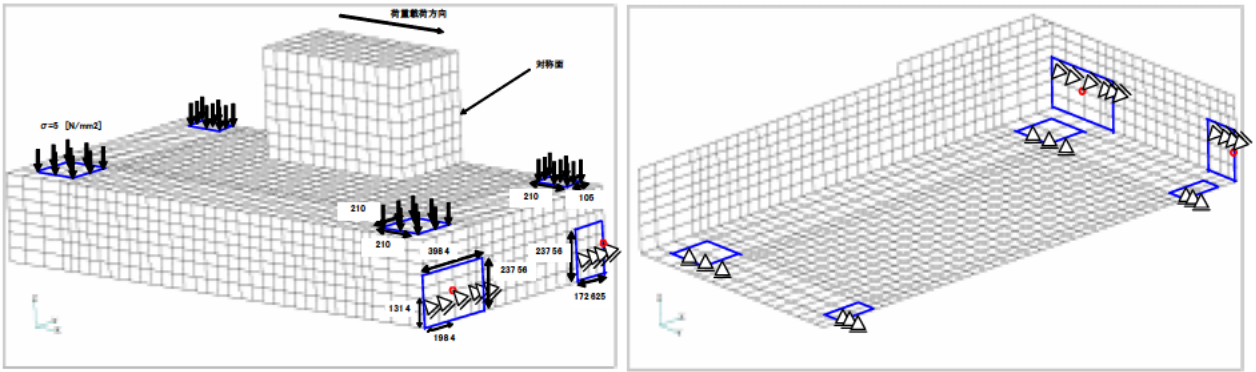


図-3.2.3.37　解析モデルの拘束条件

ⅳ)荷重条件

解析に用いる荷重条件は、以下のとおりとする。

①自重 （質量密度として入力する）

コンクリート： 2.30 t/m^3

鋼板 ： 7.85 t/m^3

鉄筋 ： 0.0 t/m^3

②外力荷重Ｐ： 橋脚頂部の水平方向に強制変位を漸増載荷する。

ⅴ)非線形解析手法

解析では、まず自重を作用させて非線形解析を行う。次に、橋脚頂部の水平方向に強制変位を単調漸増載荷し、載荷点の水平荷重と水平変位の関係を求める。

Load step1: 自重

Load step2: 荷重漸増載荷 P

非線形計算方法の詳細を表-3.2.3.9示す。

表-3.2.3.9 非線形計算方法の詳細

収束計算法	Newton Regular 法	
収束判定法	歪みエネルギー・ノルムを用いる 最高収束誤差 1.0×10^{-3} 以下 計算繰返しは各荷重載荷ステップごとで最高 20 回	
残差誤差力	次の荷重載荷ステップに持ち越す	
荷重漸増	自重	漸増しない
	外力 P	漸増する(変位増分 0.5mm)

b）解析結果

ⅰ）試験体の耐力評価

水平荷重載荷位置における荷重－変位関係を図-3.2.3.38、39 に示す。解析上の降伏荷重は鋼板の引張ひずみが降伏ひずみ 1700μを超えた荷重とし、最大荷重は柱前面コンクリートの圧縮ひずみが 2)a)ⅱ)で設定した最終ひずみ 20,000μとなる荷重とした。解析結果は、上面鋼板の降伏に続き下面鋼板が降伏し、水平変位が増加する実験結果と同様の傾向を示した。また、解析は単調載荷であり、初期勾配（実験における単調載荷部分の第１サイクル目まで）は実験結果とほぼ一致している。しかし、第２サイクル目以降は、正負交番載荷の影響によるコンクリートの劣化進展を評価できないため実験結果と比較して小さな値と水平変位なった。

解析による上面、下面鋼板の降伏荷重および最大荷重と実験結果の比較を表-3.2.3.10 に示す。各荷重段階において解析値は実験値とほぼ等しく、損傷状況をおおむね評価できていると考えられる。また、せん断補強鋼板の増加により、鋼板降伏荷重が 2 割程度、最大荷重が 1 割程度増加している。これは、せん断補強鋼板が作用荷重を分担することにより、損傷位置である柱前面コンクリートの負担が軽減されたためと考えられる。

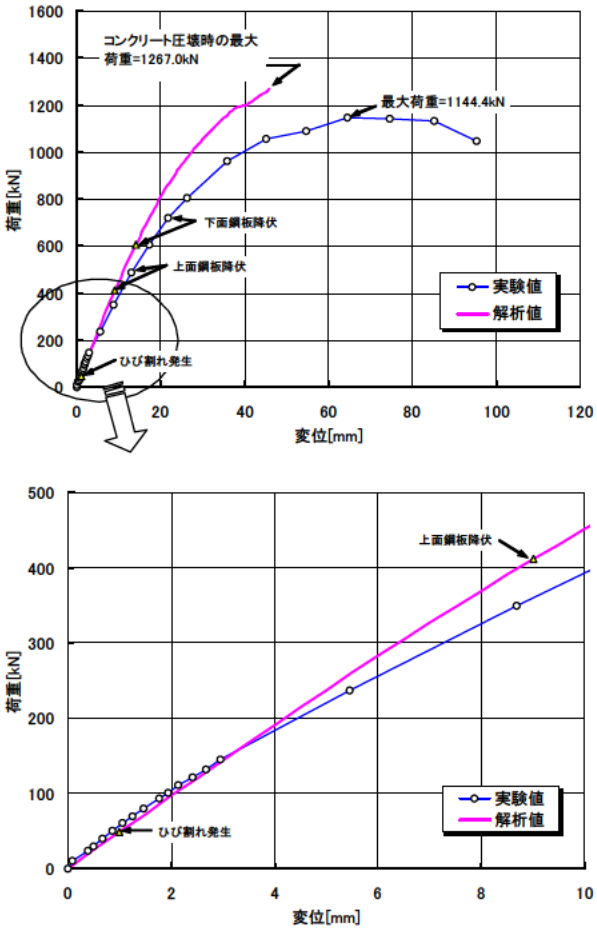


図-3.2.3.38　荷重－変位関係（F-1 試験体）

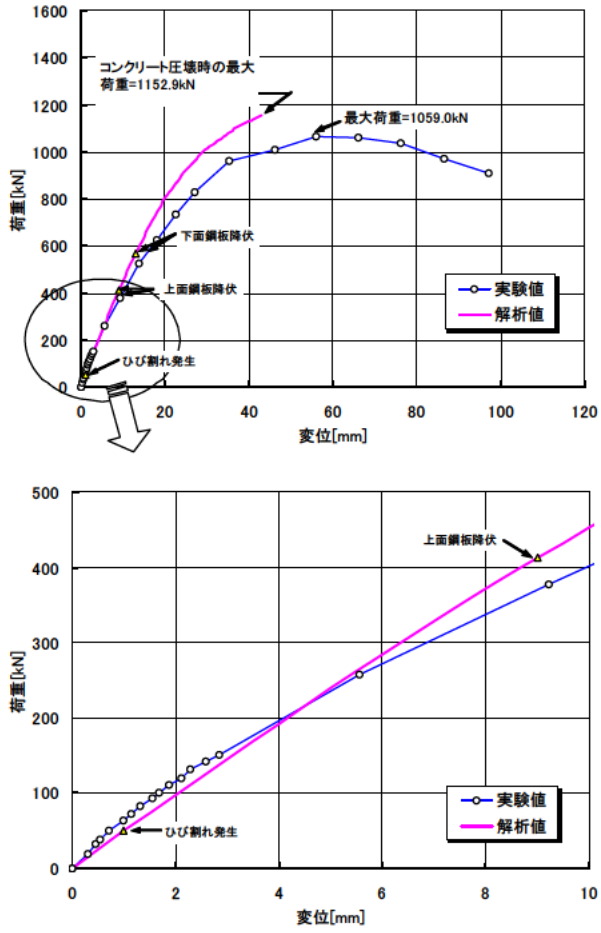


図-3.2.3.39　荷重－変位関係（F-2 試験体）

表-3.2.3.10　実験結果と解析結果の比較

	F-1 試験体			F-2 試験体		
	①実験値	②解析値	②／①	①実験値	②解析値	②／①
上面鋼板の降伏荷重 (kN)	504.1	410.6	0.81	399.2	412.4	1.03
下面鋼板の降伏荷重 (kN)	702.4	604.2	0.86	580.0	568.2	0.98
最大荷重 (kN)	1144.4	1267.0	1.11	1064.9	1152.9	1.08

ⅱ）合成フーチングの耐荷メカニズム

合成フーチングの耐荷機構は、RC フーチングと同様にタイドアーチ機構であると考えられる。しかし、RC フーチングの損傷がフーチング上面引張側の接合部[2),3)]でみられるのに対し、合成フーチングはフーチング上面圧縮側の接合部であり、柱前面コンクリートの圧壊で耐力が決定されると考えられる。これは、合成フーチングの柱接合部が RC フーチングのように一体構造ではなく、図-3.2.3.42 でみられるように剥離する可能性があるためである。

解析における柱前面コンクリート圧壊時の状況を図-3.2.3.40、41 に示す。ここで、コンクリートの圧壊は圧縮ひずみが道路橋示方書による圧縮側の終局ひずみ-3500μを超えた時点と定義した。解析結果、実験結果ともに柱前面コンクリートが圧壊していた。また、柱前面コンクリートが圧壊するまでの間に上面、下面鋼板は降伏に至っているが、荷重－変位関係に影響はみられなく両試験体の挙動は一致している。

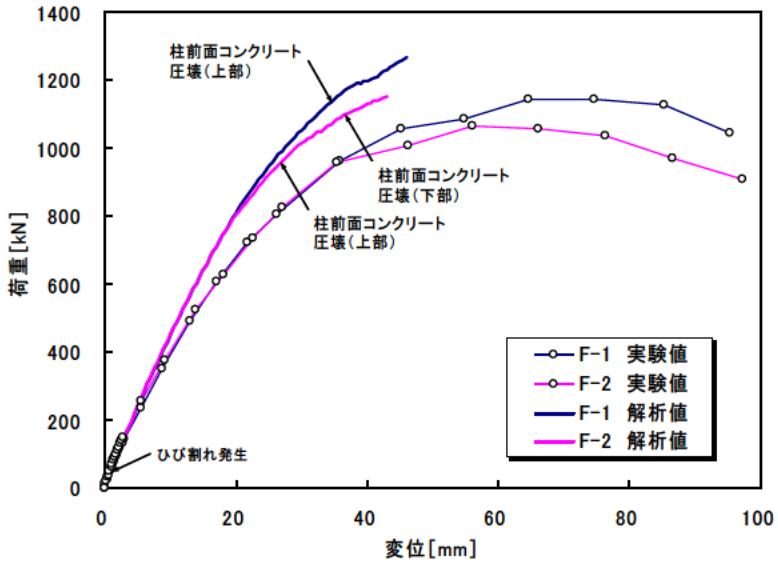
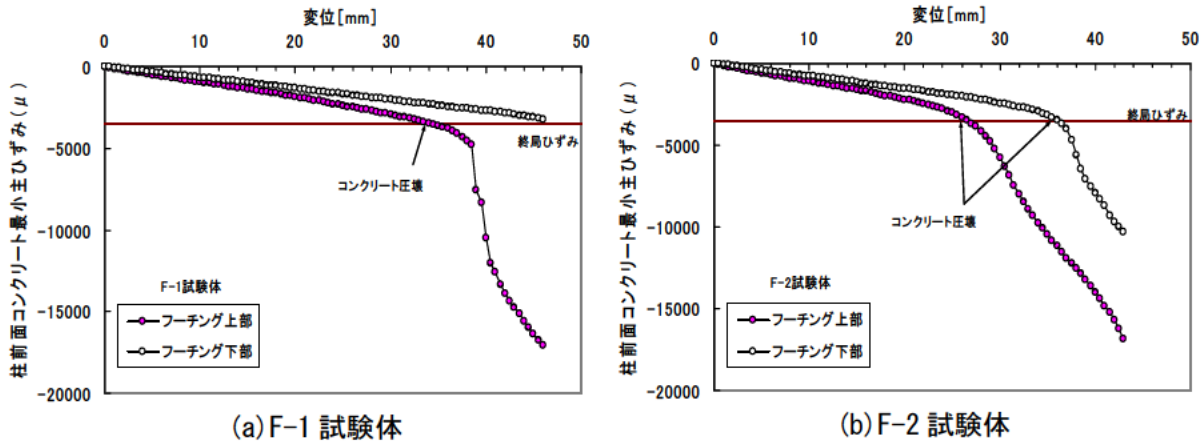


図-3.2.3.40　荷重－変位関係の比較



(a)F-1 試験体　　(b)F-2 試験体

図-3.2.3.41　柱前面コンクリートの最小主ひずみ挙動

iii）フーチングの変形状況

最大荷重時のフーチングの変形状態を図-3.2.3.42 に示す。フーチングは載荷方向に傾くとともに、柱接合部の押し込み側が沈み込み、引き抜き側が浮き上がる現象がみられた。また、柱前面部においては図-3.2.3.43 に示すように上面鋼板が剥離して浮き上がる現象が再現できている。特に、F-2 試験体では下面鋼板においても鋼板の浮き上がりが生じていていることがわかる。上面、下面鋼板が浮き上がった箇所ではコンクリートが圧壊しており、実験においてもこれらの現象は生じている。したがって、解析によりフーチングの損傷状況が再現できていると考えられる。

図-3.2.3.42　最大荷重時のフーチング変形状態

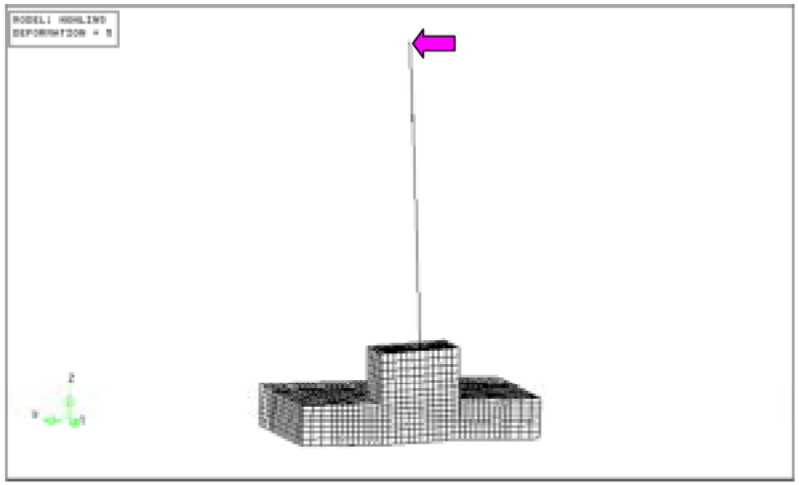
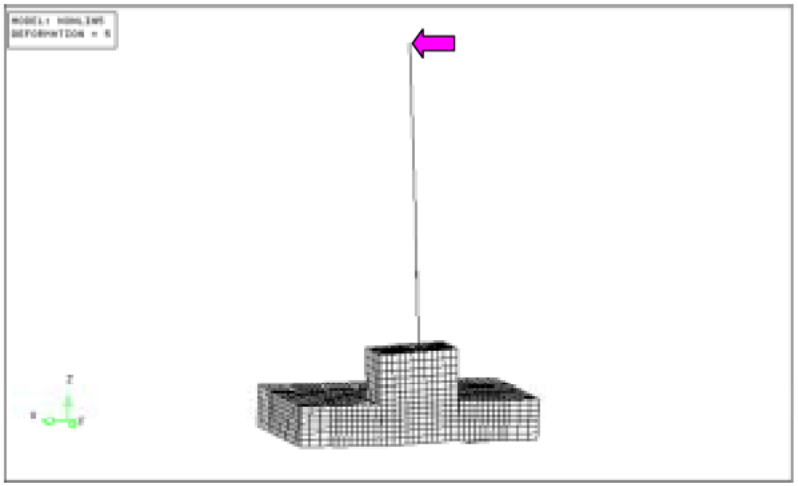
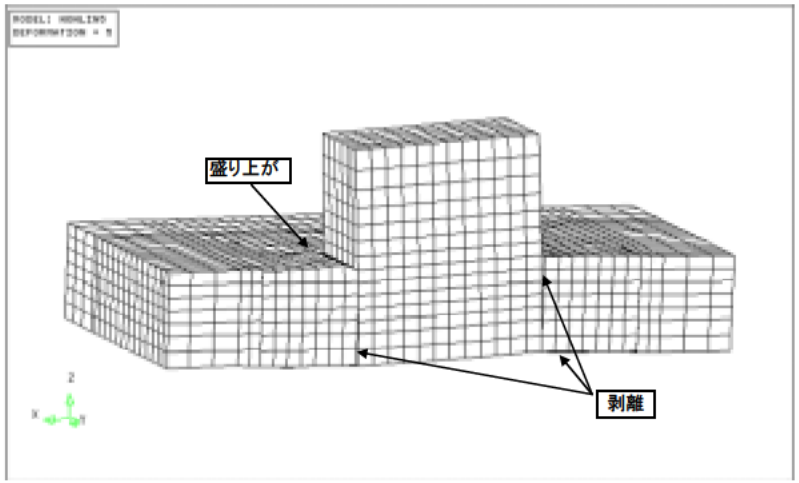
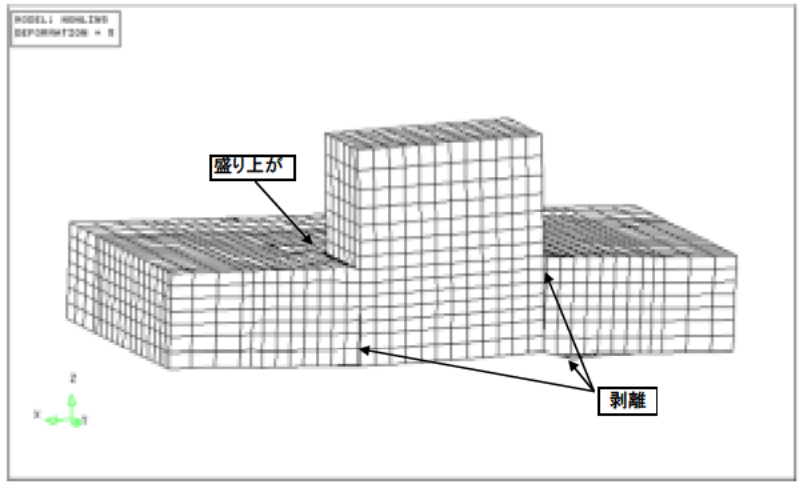
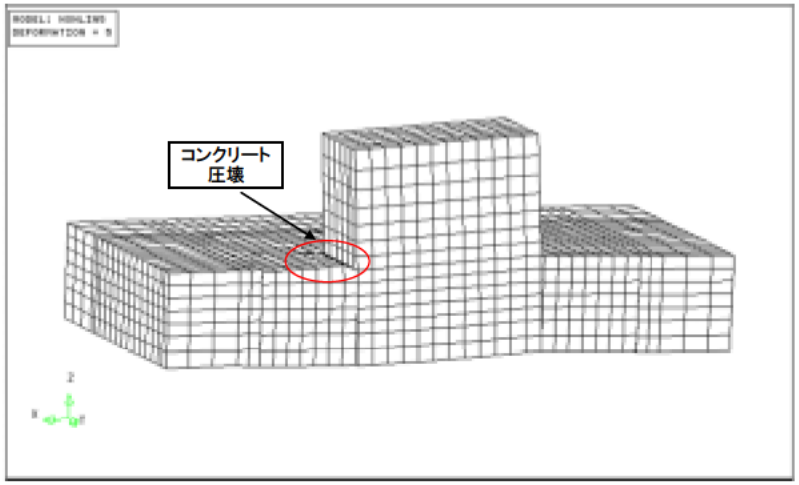
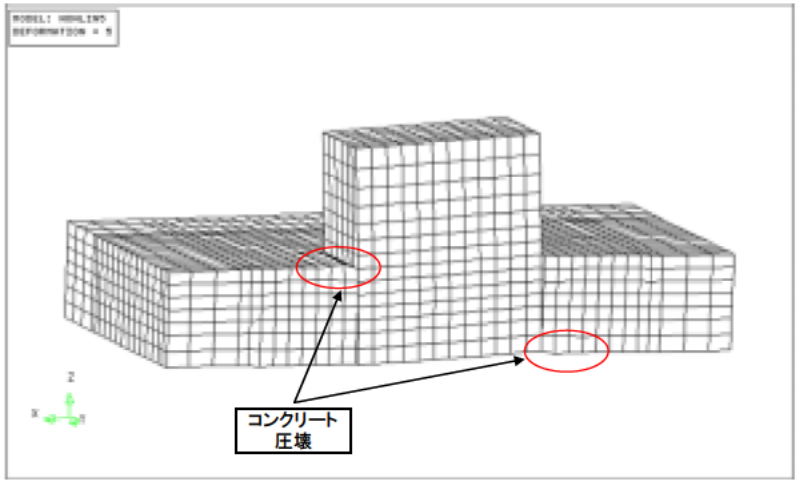
変形図(F1, 全体)	変形図(F2, 全体)
	
変形図(F1, コンクリートと鋼板)	変形図(F2, コンクリートと鋼板)
	

図-3.2.3.43　最大荷重時のコンクリート部分および鋼板部分の変形状態

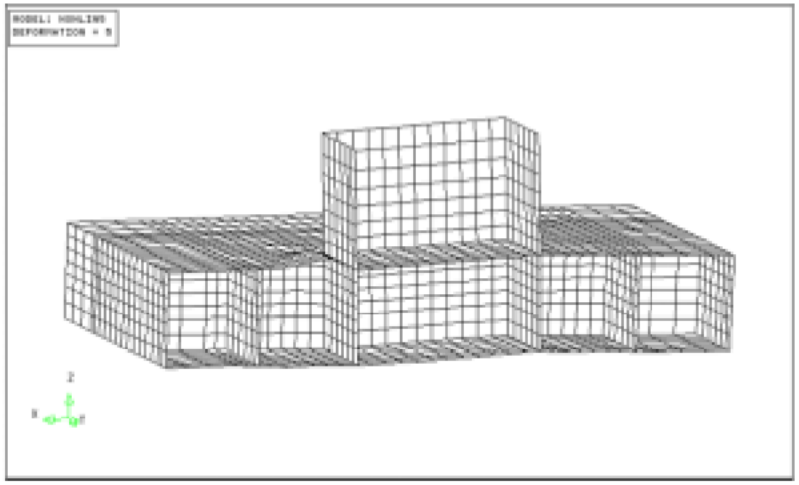
変形図(F1, コンクリートのみ)



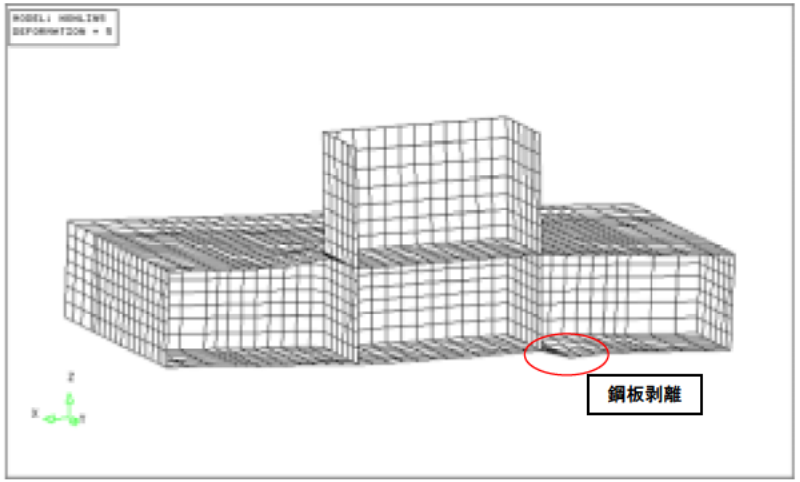
変形図(F2, コンクリートのみ)



変形図(F1, 鋼板のみ)



変形図(F2, 鋼板のみ)



iv）コンクリートのひび割れ性状

フーチング上面、側面のひび割れ状況を図-3.2.3.44（上段）に示す。いずれの場合もひび割れは、柱隅角部から側面方向に向かって発生しているが、載荷軸方向やフーチング隅角部に向かうひび割れはほとんど発生していない。一方、柱接合部においては RC フーチングではみられないような 35～60mm 幅の圧壊帯が形成されていた。ひび割れ発生量は、せん断補強鋼板を多く配置している F-1 試験体の方が少なく、ひび割れ幅も小さいことが確認された。

フーチング内部のひび割れ状況を図-3.2.3.44（下段）に示す。切断面は柱側面の載荷軸方向（a-a 断面）、柱前面の載荷軸直角方向（b-b 断面）、柱前面の載荷軸方向（c-c 断面）の３断面とした。F-1 試験体では、柱前面コンクリート上部に圧壊がみられ（b-b 断面）、このひび割れの一部は支承下端に向かって進展していた（c-c 断面）。F-2 試験体では柱前面コンクリート上部および下部に圧壊がみられ（b-b 断面）、支承下端と支承上端に向かって進展しクロス状のひび割れを呈した（c-c 断面）。これらのことより、柱接合部と支承部間で圧縮領域（ストラット）を形成し載荷荷重に抵抗していたことがわかる。また、フーチング内部においても F-1 試験体は F-2 試験体と比較し、損傷が少ないことが確認できる。これらのことより、せん断補強鋼板の増加は、ひび割れ発生量を抑制でき、ひび割れに対しても有利であることがわかる。

各切断面および部材中央断面のひび割れベクトルを図-3.2.3.45～47 に示す。いずれの場合も解析結果は実験のひび割れ状況をよく捉えていると考えられる。

図-3.2.3.44　試験体のひび割れ状況

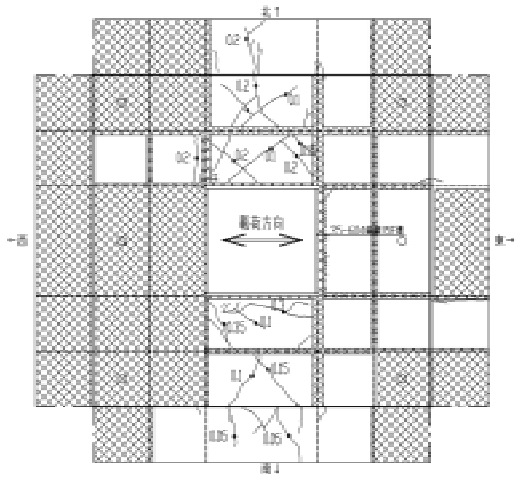
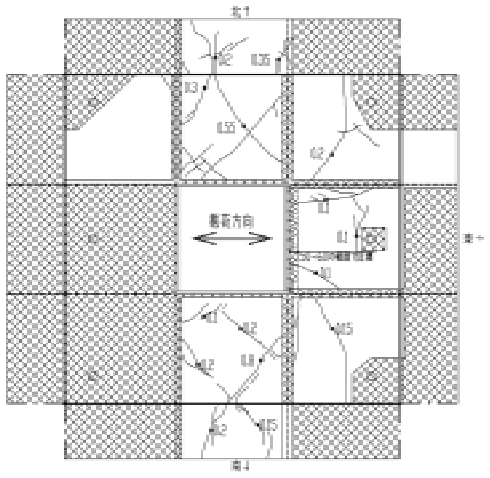
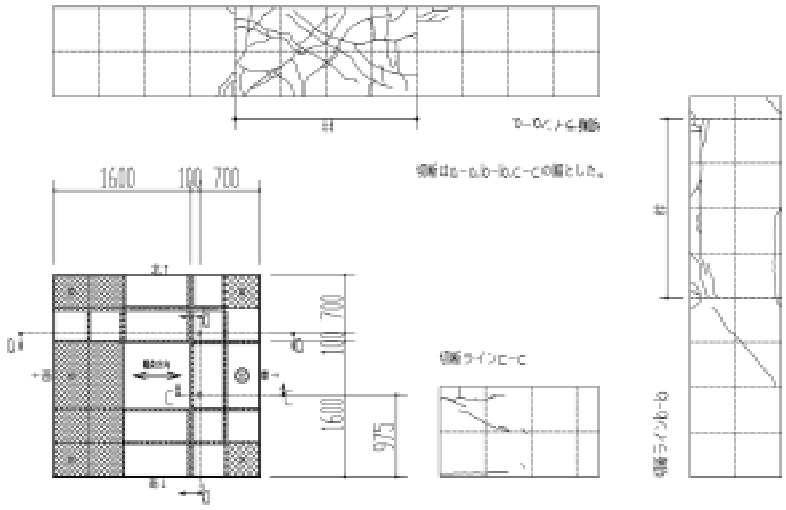
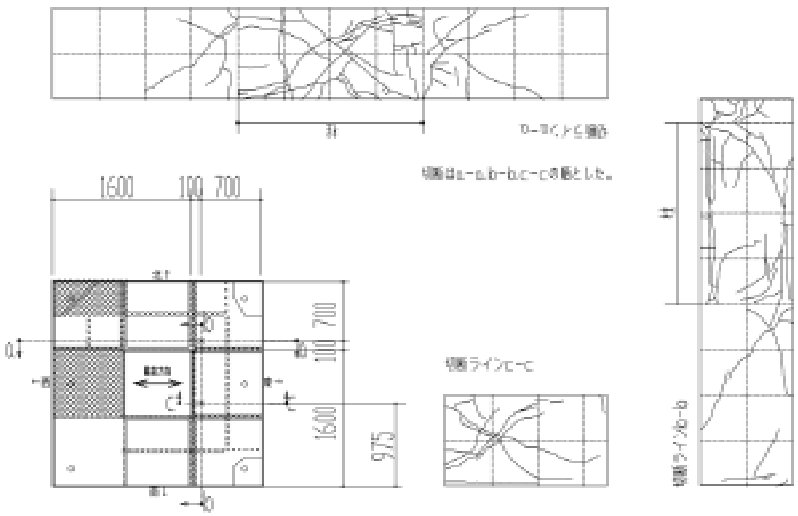
表面･側面のひび割れ (F1, 最大荷重時)	表面･側面ひび割れ (F2, 最大荷重時)
	
フーチング内部ひび割れ (F1, 最大荷重時)	**フーチング内部ひび割れ (F2, 最大荷重時)**
	

図-3.2.3.45　コンクリートのひび割れベクトル（a-a 断面）

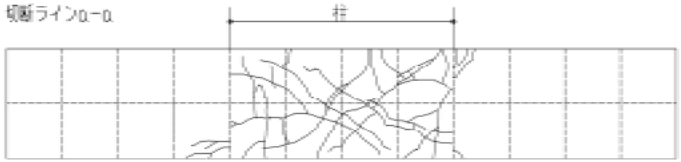
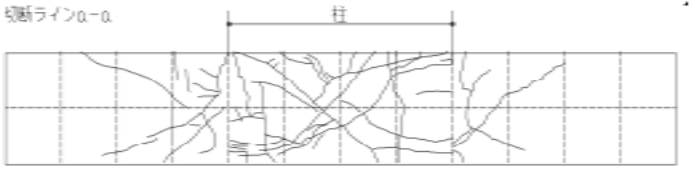
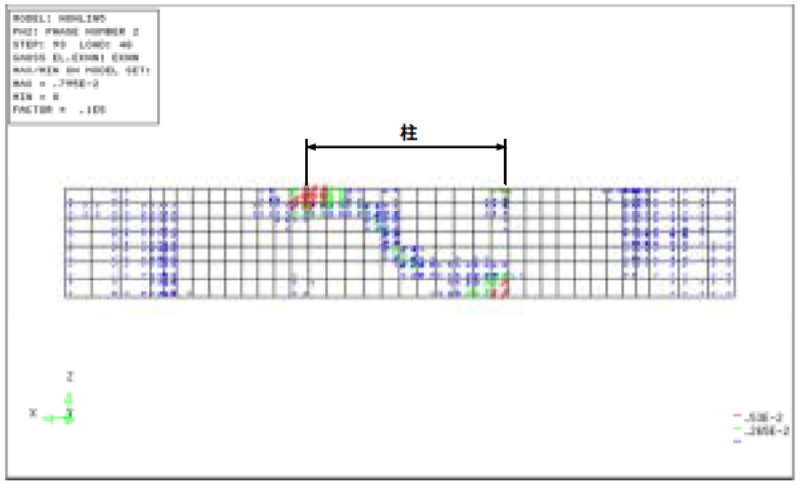
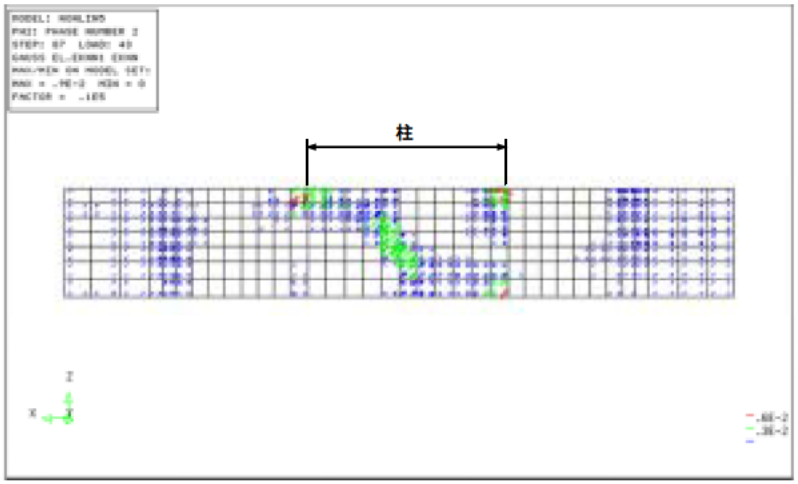
ひび割れ図（F1，コンクリート，a_a断面）	ひび割れ図（F2，コンクリート，a_a断面）
 	 
ひび割れベクトル図（F1，コンクリート，a_a断面）	**ひび割れベクトル図（F2，コンクリート，a_a断面）**
	

図-3.2.3.46　コンクリートのひび割れベクトル（b-b 断面）

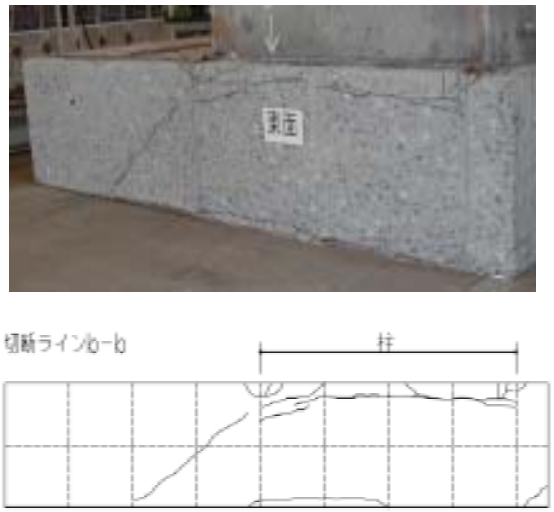
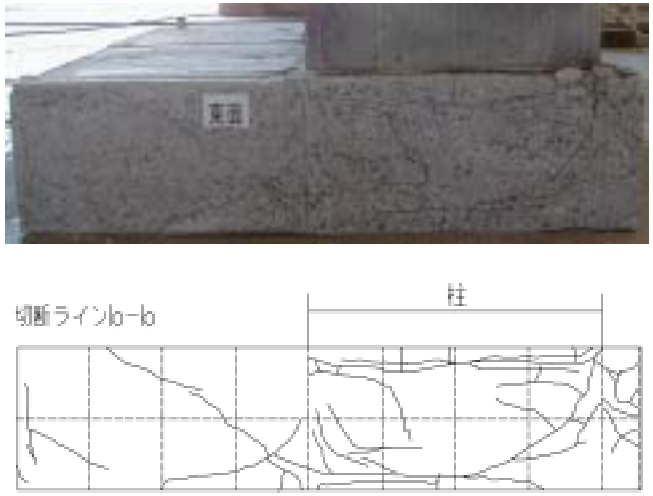
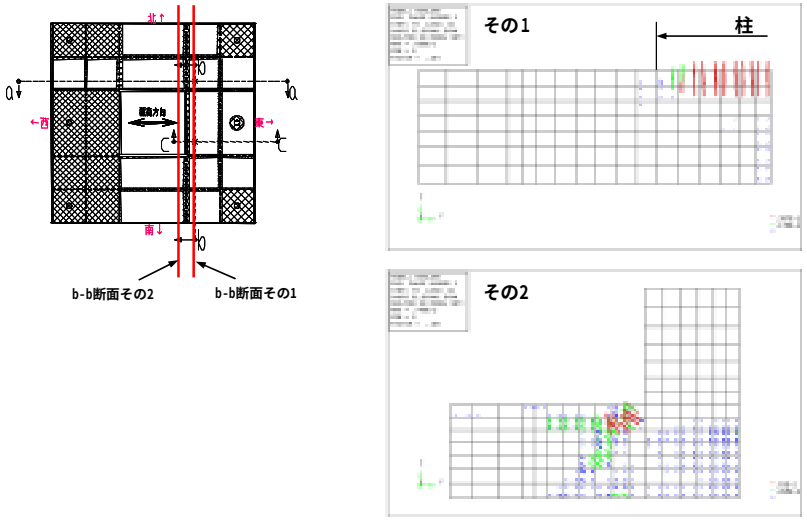
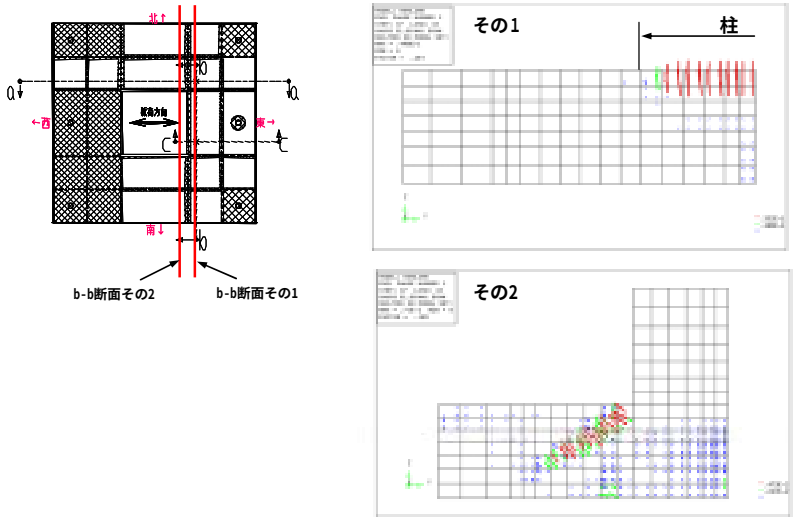
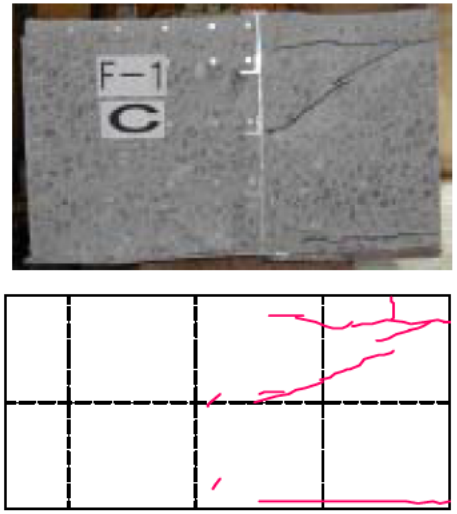
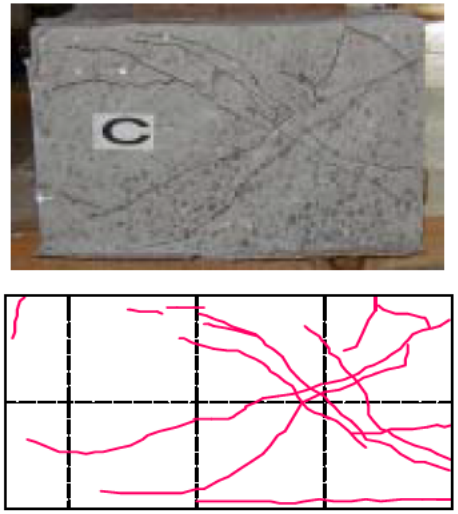
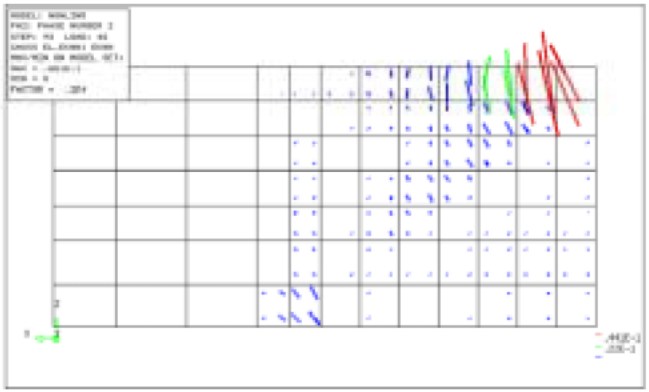
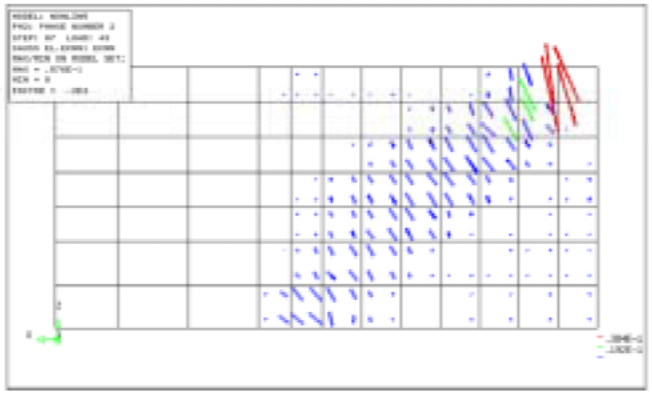
ひび割れ図（F1，コンクリート，b_b断面）	ひび割れ図（F2，コンクリート，b_b断面）
	
ひび割れベクトル図（F1，コンクリート，b_b断面）	**ひび割れベクトル図（F2，コンクリート，b_b断面）**
	

図-3.2.3.47　コンクリートのひび割れベクトル（c-c 断面）

ひび割れ図（F1，コンクリート，c_c断面）	ひび割れ図（F2，コンクリート，c_c断面）
	
ひび割れベクトル図（F1，コンクリート，c_c断面）	ひび割れベクトル図（F2，コンクリート，c_c断面）
	

v）鋼板のひずみ分布

①上面鋼板のひずみ分布

上面鋼板のひずみ分布を図-3.2.3.48 に示す。上面鋼板に発生したひずみは、実験結果と同様に載荷軸方向の直ひずみ ε_x が卓越している。また、最大荷重時に発生するひずみの分布は F-1 試験体の方が大きい。これは柱縁端から 400mm の位置にせん断補強鋼板が配置されているために生じた現象であると考えられる。

②せん断補強鋼板のひずみ分布

最大荷重時にせん断補強鋼板に生じたせん断ひずみ分布を図-3.2.3.49 に示す。着目位置は、柱縁端から 200mm 離れた位置の高さ方向とした。解析結果は実験結果と同様に、柱に接合されているせん断補強鋼板のみが降伏に至り、それ例外のせん断補強鋼板は最大でも 1000μ程度のひずみであり弾性域内にあることが示された。したがって、せん断補強鋼板のうち柱に接合されているせん断補強鋼板が、主として載荷荷重に抵抗していることがわかる。

図-3.2.3.48　最大荷重時の上面鋼板のひずみ分布

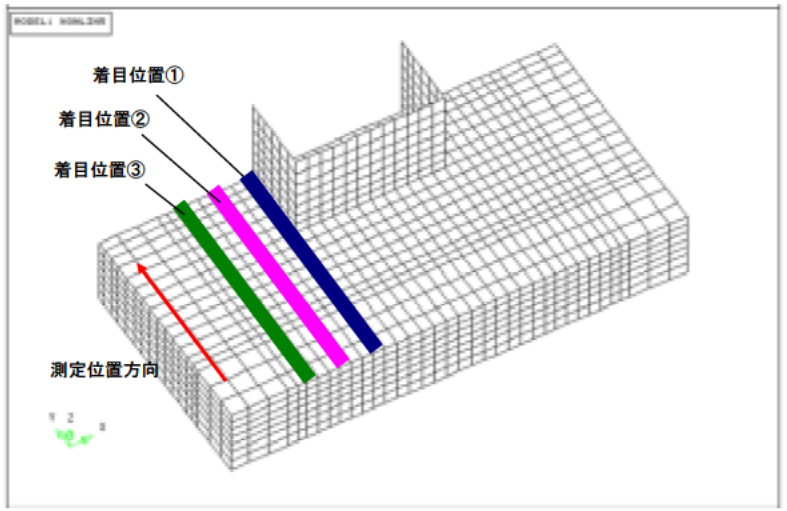
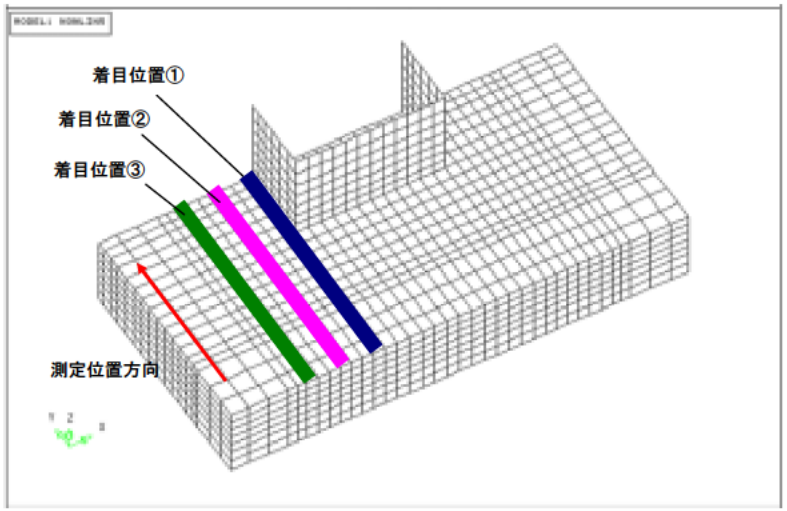
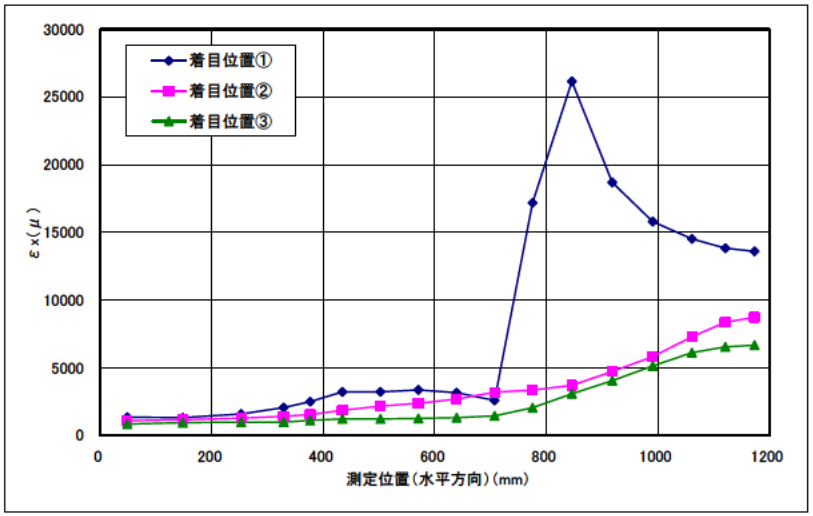
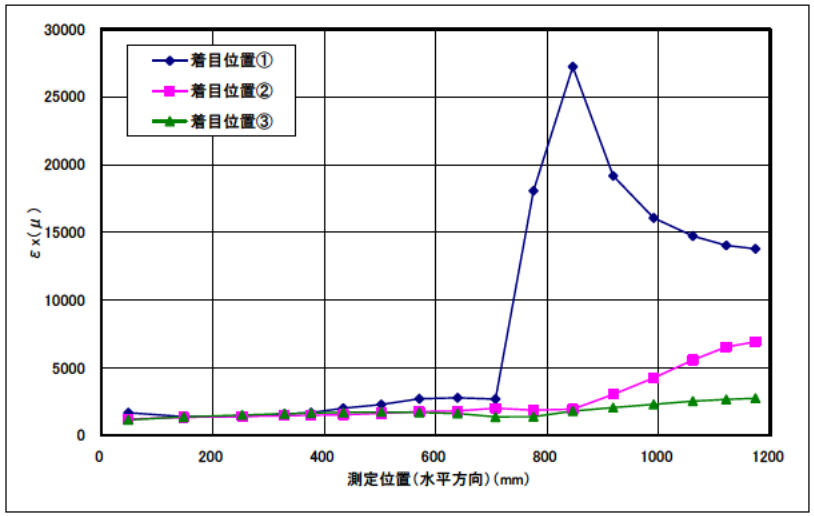
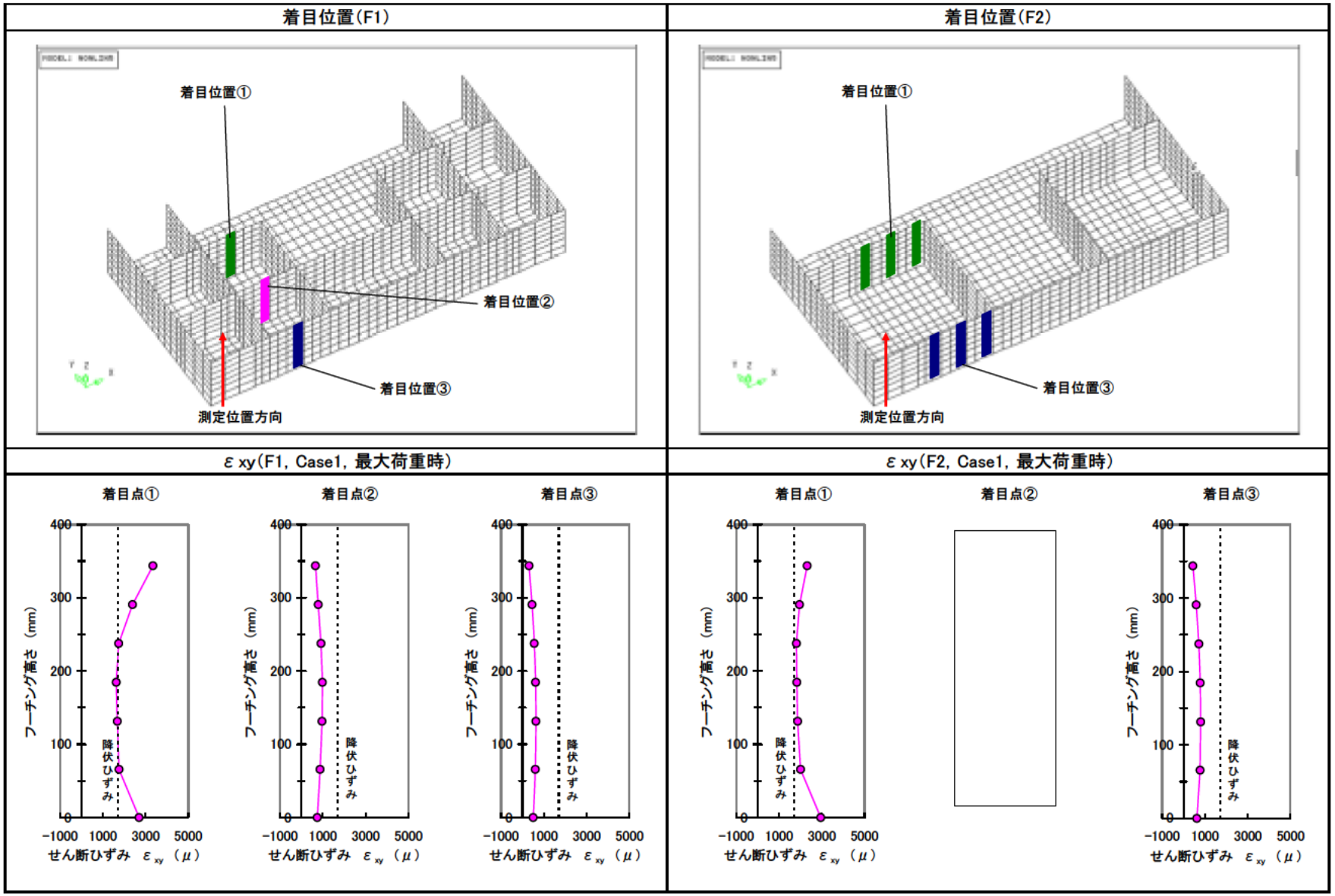
<table>
<tr><th>着目位置(F1)</th><th>着目位置(F2)</th></tr>
<tr><td> 
</td><td> 
</td></tr>
<tr><th>εx(F1, Case1, 最大荷重時)</th><th>εx(F2, Case1, 最大荷重時)</th></tr>
<tr><td> 
</td><td> 
</td></tr>
</table>

図-3.2.3.49　最大荷重時のせん断補強鋼板のひずみ分布



③上下面鋼板の降伏領域

鋼板全体のミーゼス応力分布を図-3.2.3.50 に示す。いずれの試験体においても載荷側の上面鋼板接合部に大きな応力が集中している。

フーチング上面および下面鋼板のミーゼス応力分布状況を図-3.2.3.51 に示す。鋼板は載荷側の柱縁端で降伏に達した後、荷重の増加とともに広がり実験結果と同様、柱前面位置で最大となっている。柱前面位置における降伏幅と(5)1)ⅱ)、(5)2)ⅱ)実験結果（B-B 断面、F-F 断面）の比較を図-3.2.3.52、表-3.2.3.11 に示す。解析によるひずみの分布傾向は、実験結果と比較し若干小さいものの定性的には表現できていることがわかる。ここで、鋼板の降伏ひずみは材料試験結果より 1700μとした。

表-3.2.3.11　柱前面位置における降伏幅の比較

	F-1 試験体		F-2 試験体	
	実験結果(mm)	解析結果(mm)	実験結果(mm)	解析結果(mm)
上面鋼板降伏幅	1850	1800	2000	1700
下面鋼板降伏幅	1600	1200	1200	920

図-3.2.3.50　最大荷重時のミーゼス応力コンター図

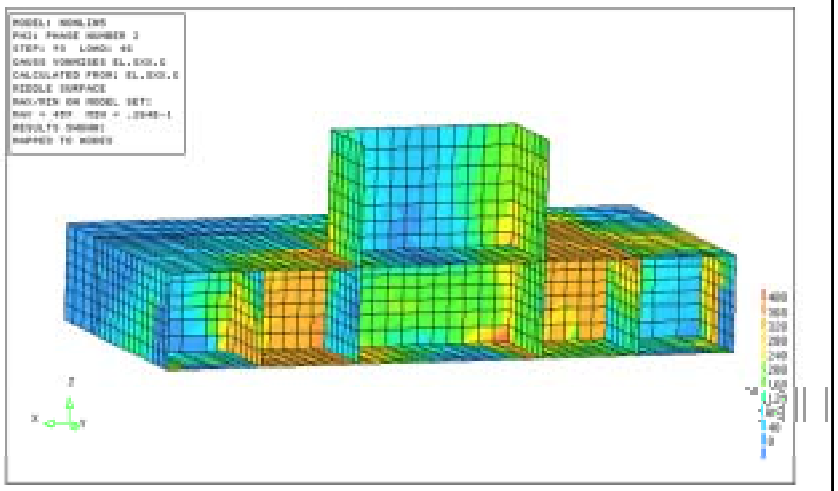
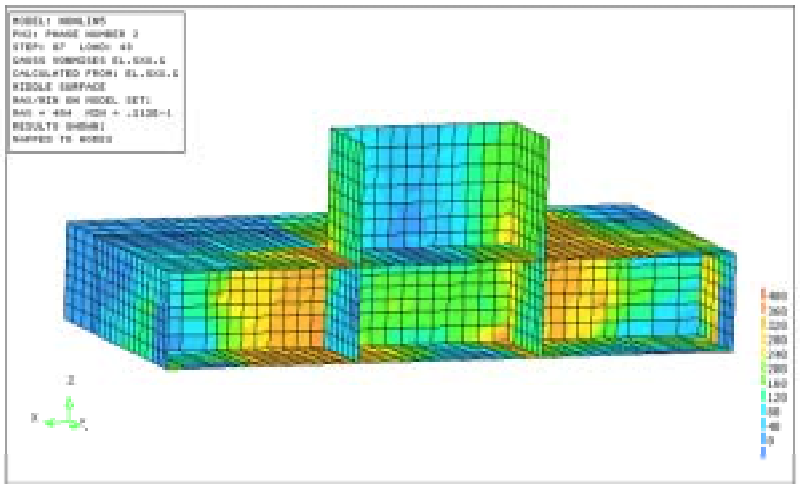
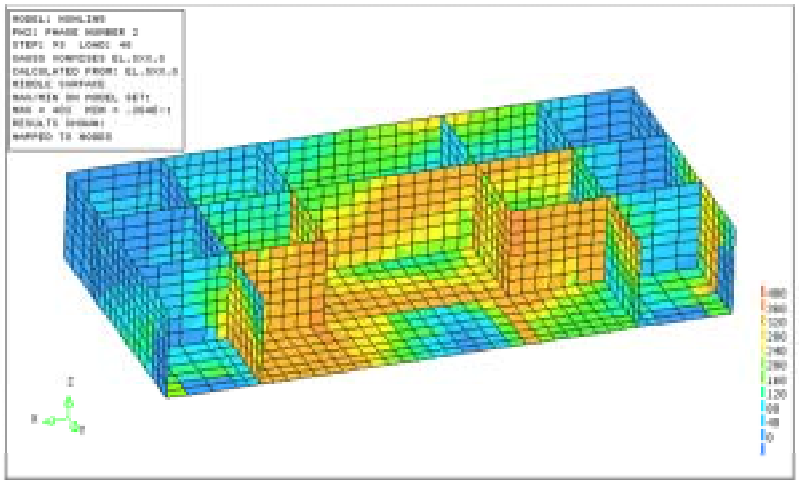
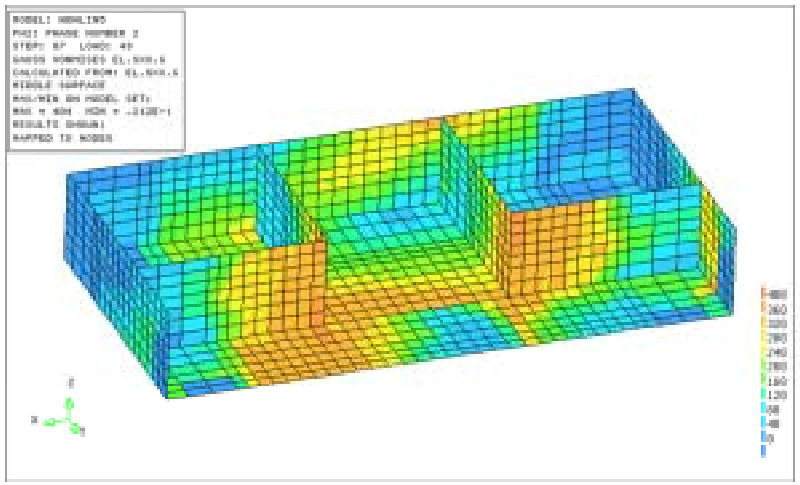
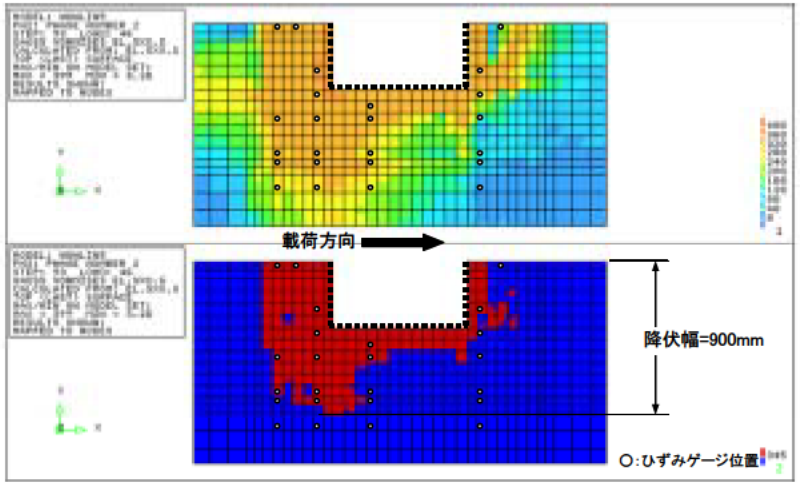
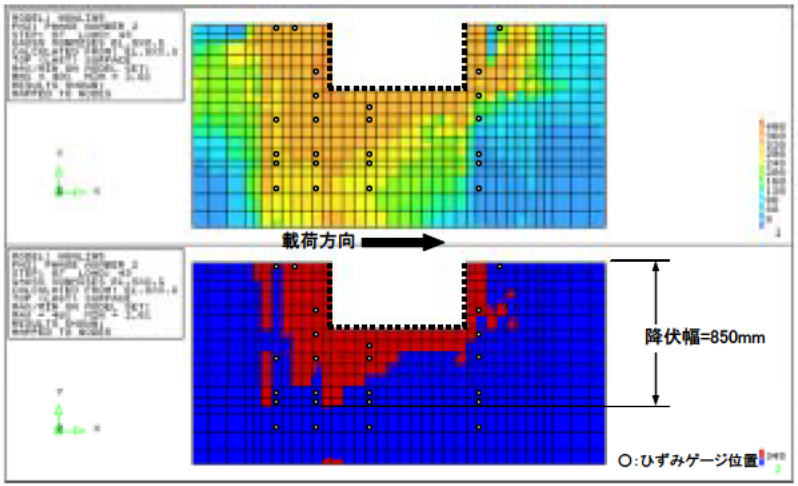
ミーゼス応力コンター図（F1，鋼板，全体）	ミーゼス応力コンター図（F2，鋼板，全体）
	
ミーゼス応力コンター図（F1，鋼板，柱部・上面除く）	**ミーゼス応力コンター図（F2，鋼板，柱部・上面除く）**
	

図-3.2.3.51　最大荷重時の上面、下面鋼板のミーゼス応力分布および降伏領域

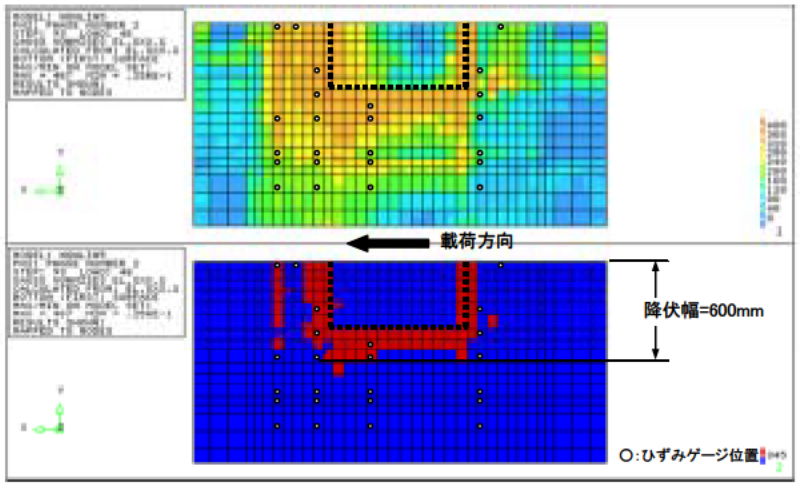
ミーゼス応力コンター図(F1，鋼板，上面)



ミーゼス応力コンター図(F2，鋼板，上面)



ミーゼス応力コンター図(F1，鋼板，下面)



ミーゼス応力コンター図(F2，鋼板，下面)

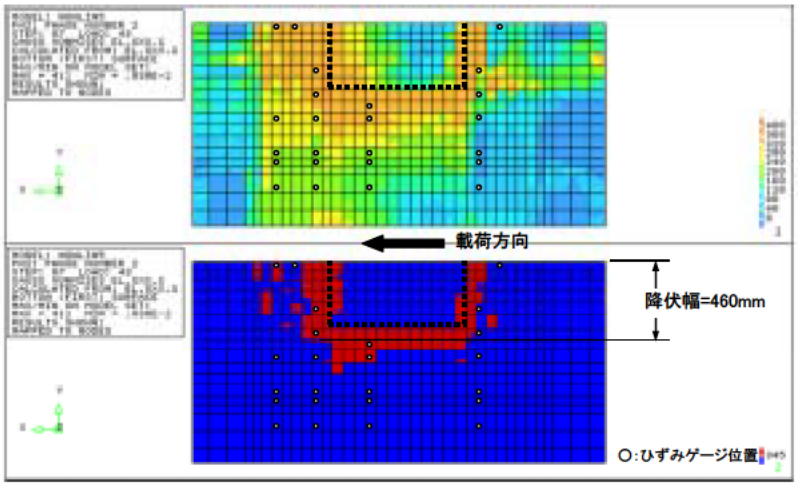
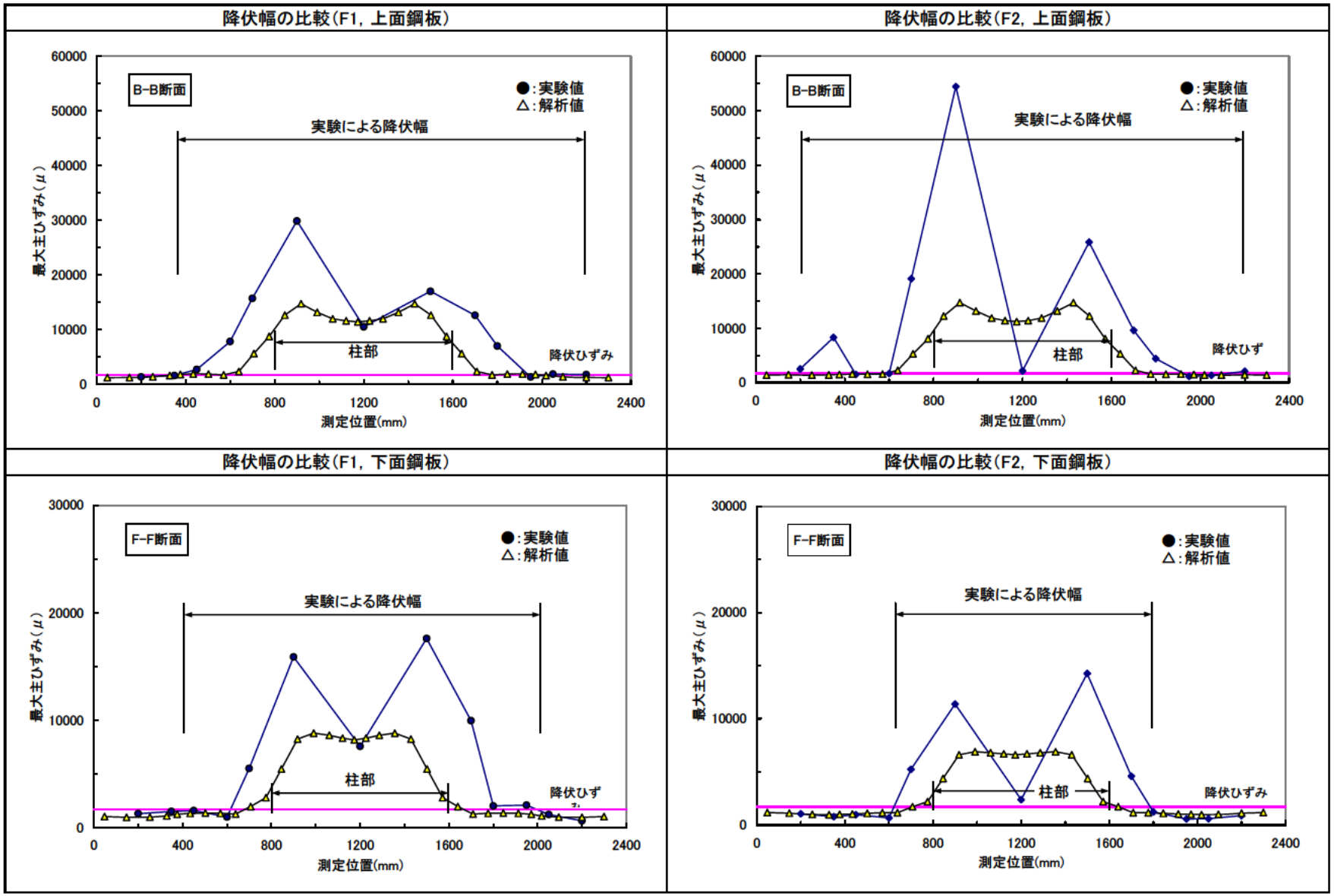


図-3.2.3.52　実験による降伏幅との比較



⑤合成フーチングの最大主ひずみ分布

最大荷重時における最大主ひずみ分布およびベクトルを図-3.2.3.53 に示す。実験においてフーチングの損傷は、柱前面コンクリートの圧壊と柱接合部から支承に向かったひび割れであることが確認された。一方、解析においても実験結果を再現するように圧縮ストラットに直交する方向で最大主ひずみが卓越していることがわかる。

⑥合成フーチングの最小主ひずみ分布

最大荷重時における最小主ひずみ分布およびベクトルを図-3.2.3.54 に示す。実験において柱接合部にはコンクリートの圧壊がみられたが、解析においても柱接合部の押し込み側の上端要素および引き抜き側の下端要素に大きな圧縮ひずみが集中して発生していることがわかり、実験の損傷状態を再現できていると考えられる。

これまでの検討により、非線形 FEM 解析を用いた解析手法は、合成フーチングの耐力算定に有効であり、その挙動をおおむね予測できることがわかった。

図-3.2.3.53　最大主ひずみコンターおよびベクトル図

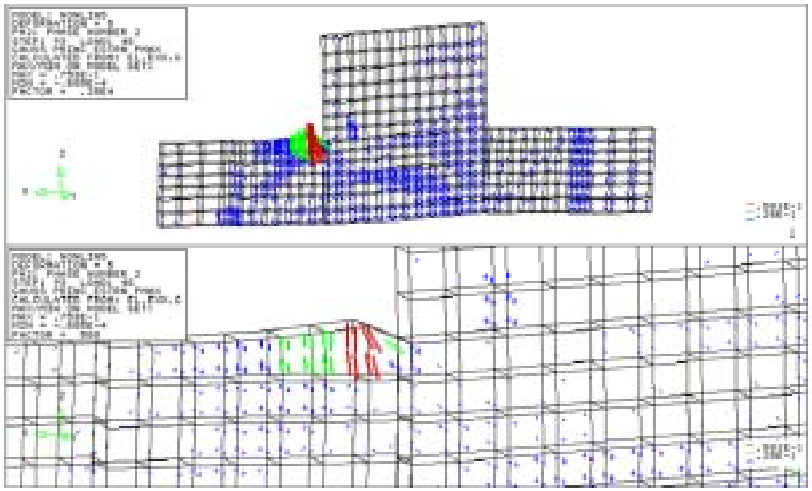
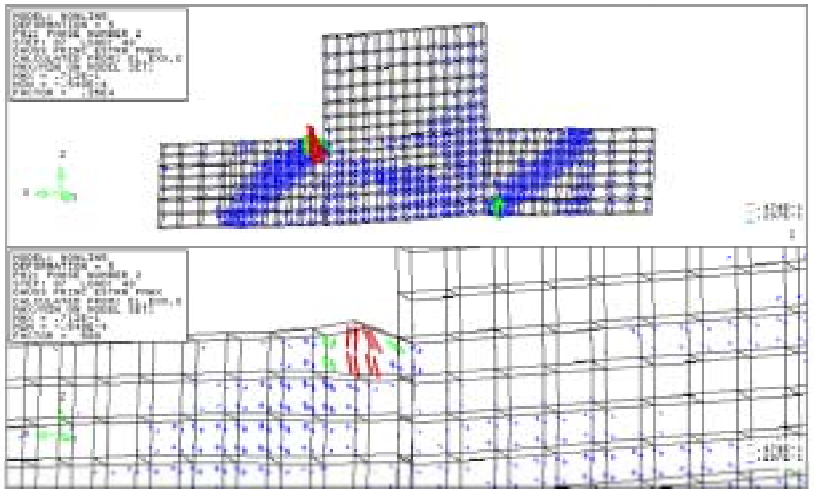
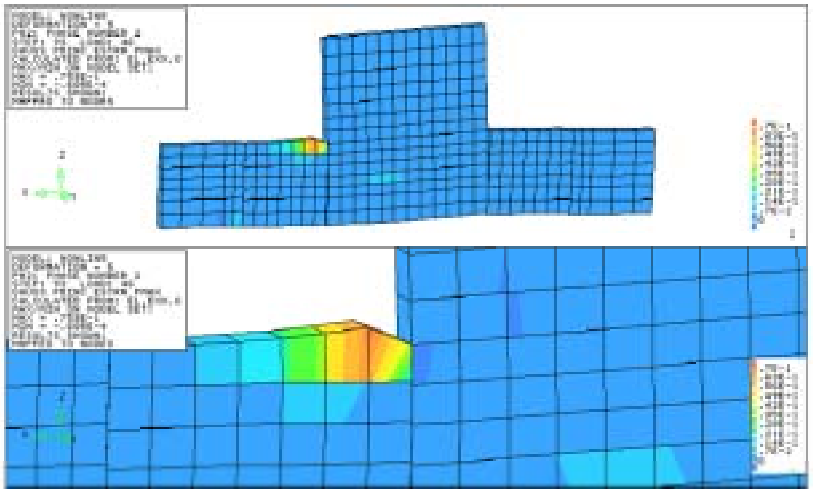
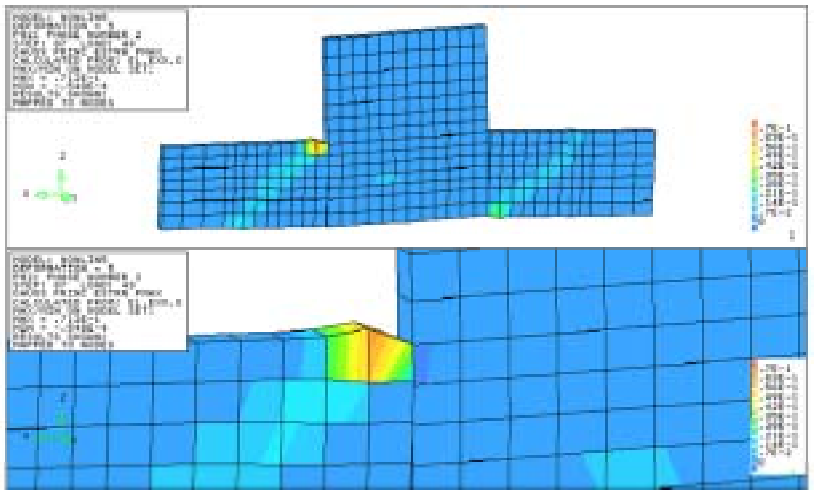
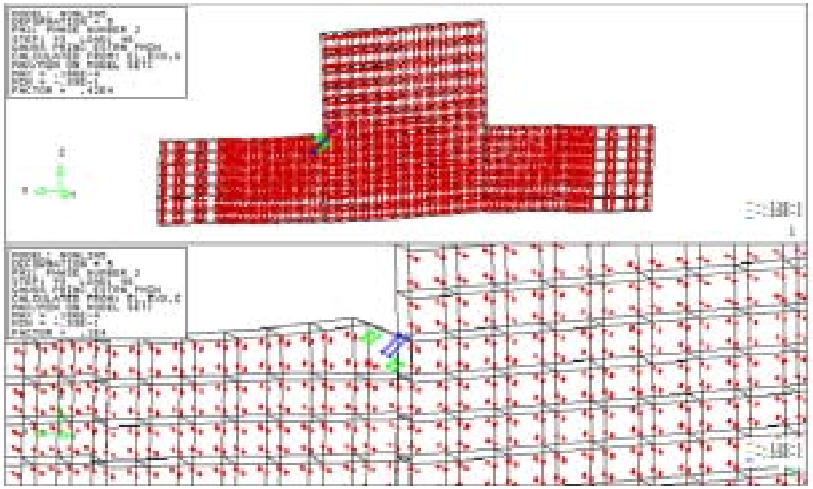
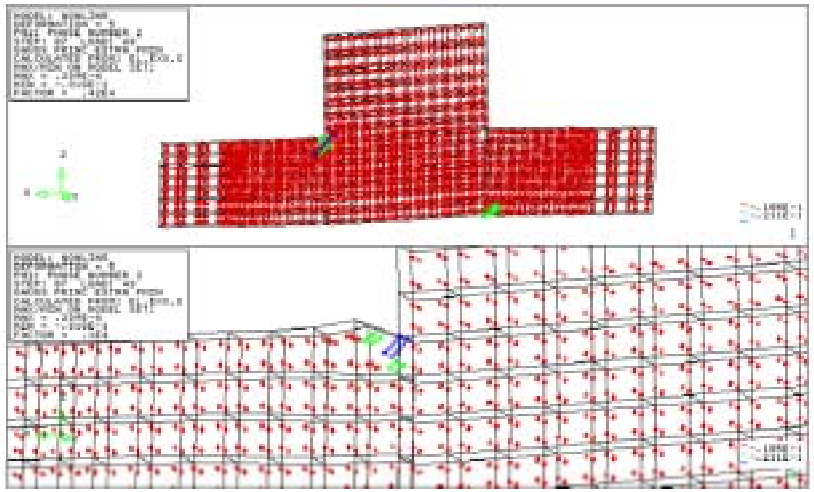
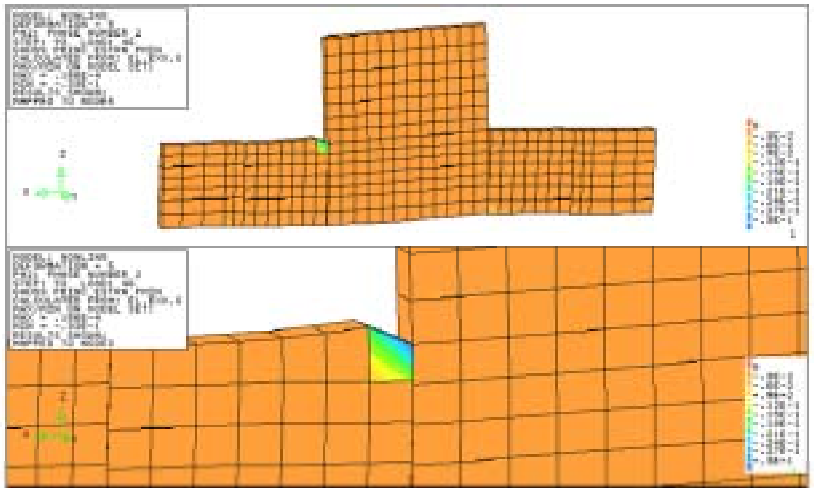
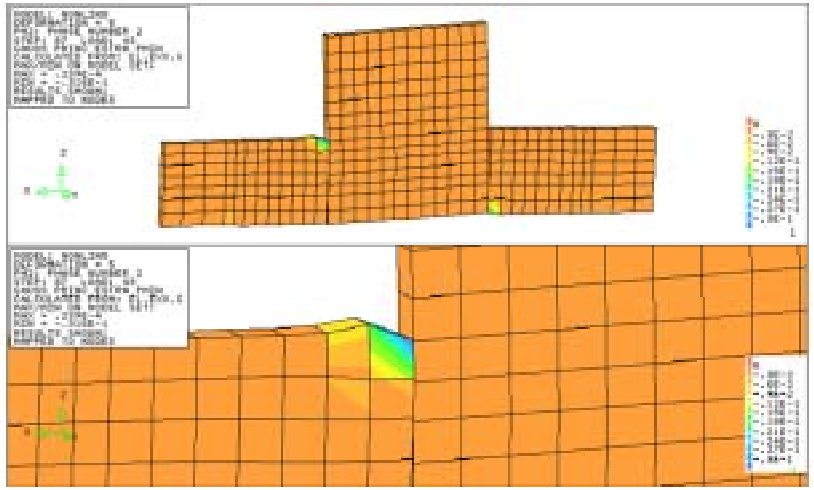
最大主ひずみベクトル図 (F1, コンクリート, 手前1ラインのメッシュのみ表示)	最大主ひずみベクトル図 (F2, コンクリート, 手前1ラインのメッシュのみ表示)
	
最大主ひずみコンター図 (F1, コンクリート, 手前1ラインのメッシュのみ表示)	**最大主ひずみコンター図 (F2, コンクリート, 手前1ラインのメッシュのみ表示)**
	

図-3.2.3.54　最小主ひずみコンターおよびベクトル図

最小主ひずみベクトル図（F1，コンクリート，手前1ラインのメッシュのみ表示）	最小主ひずみベクトル図（F2，コンクリート，手前1ラインのメッシュのみ表示）
	
最小主ひずみコンター図（F1，コンクリート，手前1ラインのメッシュのみ表示）	**最小主ひずみコンター図（F2，コンクリート，手前1ラインのメッシュのみ表示）**
	

（３)曲げに対する有効幅の提案

フーチング耐力計算をはりに置き換えて行うための有効幅は、道示Ⅳ下部構造編や Priestley らにより提案されているが、ここでは有効幅を $b=t_c+0.5d$ からフーチング全幅まで 0.5d 刻みで変化させ、それぞれ耐力を計算し実験値との比較を行い検討するものとした。ここで、b：有効幅、t_c：橋脚の駆体幅、d：フーチングの有効高である。

１）載荷実験による有効幅

ａ）フーチング断面の作用曲げモーメント

道示Ⅳ下部構造編によりフーチングを設計する場合、断面の曲げモーメントは有効幅を考慮し①常時、暴風時およびレベル 1 地震時に対しては許容応力度以下であることを、②レベル 2 地震時に対してはフーチング断面に生じる曲げモーメントが降伏曲げモーメント以下であることを照査することが規定されている。したがって、実験結果に基づき有効幅を検討するには、まず常時、暴風時およびレベル 1 地震時とレベル 2 地震時に相当するフーチング断面に作用する曲げモーメントを実験時の水平力から求める必要がある。ここでは、レベル 1 地震時の有効幅を検討するための作用曲げモーメントはフーチングが健全な状態を保持できる状態（耐震性能 1）を想定し、上下面鋼板が初降伏に達する初降伏時で求めるものとした。また、レベル 2 地震時の有効幅を検討するための作用曲げモーメントは、力学的特性が弾性域を超えない状態、すなわち塑性化を考慮しない部材（耐震性能 2）を想定し最大耐力時で求めるものとした。

作用曲げモーメントの計算式を式（3.2.3.1)、式（3.2.3.2）に示す。計算モデルを図-3.2.3.55 に示す。ここで、フーチングに発生するすべり止めによる軸力は考慮するものとし、載荷荷重と同じ大きさが常に反対方向に作用すると仮定した。これはフーチングの両端部に設置された水平すべり止めが圧縮力しか負担しないためであり、上面鋼板が引張を受ける側では軸力を負担せず、下面鋼板が引張を受ける側のみが軸力を負担するものである。照査断面は RC フーチングと同様、橋脚柱の前面断面とした。

①上面鋼板が引張を受ける場合

$$M_1 = \frac{H+h+e}{2a+c}aP \qquad (3.2.3.1)$$

②下面鋼板が引張を受ける場合

$$M_2 = \frac{H+h+e}{2a+c}aP - eP \qquad (3.2.3.2)$$

ここに、M_1：上面鋼板が引張を受ける場合の作用曲げモーメント

M_2：下面鋼板が引張を受ける場合の作用曲げモーメント

H：水平荷重の作用位置からフーチング上面までの距離

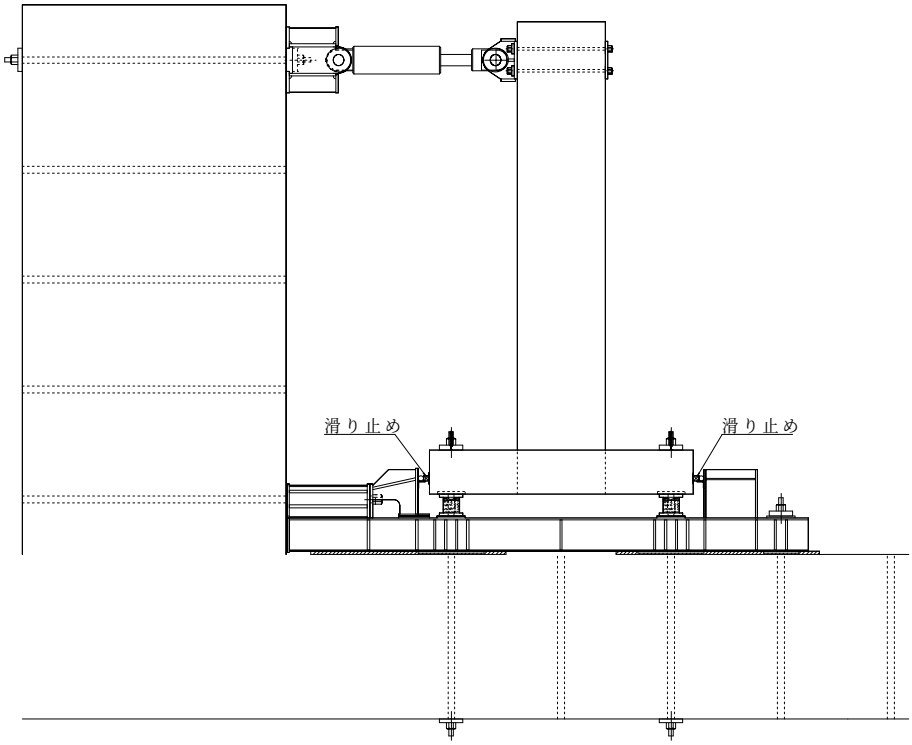
ｈ：フーチング重心位置から上面までの距離

ａ：フーチング支点反力作用位置から曲げ照査断面までの距離

ｃ：橋脚柱の載荷方向の幅

ｅ：すべり止めによる水平反力作用位置からフーチング重心位置までの距離

P：橋脚頭部に作用する水平力



実験に用いた載荷装置

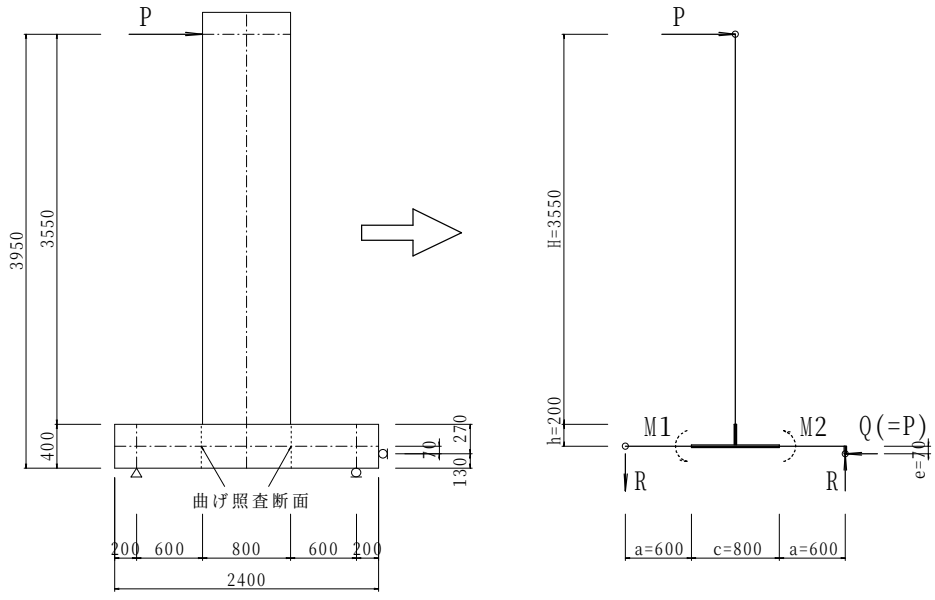


図-3.2.3.55　フーチング断面の作用曲げモーメント計算モデル

初降伏時の作用曲げモーメント M_{ey} を表-3.2.3.12 に示す。ここで、作用曲げモーメントは載荷方向によらず上面、下面とも絶対値の小さい方を用いて算出した。最大耐力時の作用曲げモーメント M_u を表-3.2.3.13 に示す。

表-3.2.3.12　初降伏時の作用曲げモーメント Mey

試験体名	上面鋼板		下面鋼板	
	初降伏荷重	作用曲げモーメント	初降伏荷重	作用曲げモーメント
F-1	504.1 kN	577.7 kN･m	702.4 kN	755.8 kN･m
F-2	399.2 kN	457.5 kN･m	580.0 kN	624.1 kN･m

表-3.2.3.13　最大耐力時の作用曲げモーメント Mu

試験体名	上面鋼板		下面鋼板	
	終局荷重	作用曲げモーメント	終局荷重	作用曲げモーメント
F-1	1144.0 kN	1284.7 kN･m	1121.0 kN	1206.2 kN･m
F-2	1065.0 kN	1179.2 kN･m	1029.0 kN	1107.2 kN･m

b）フーチング断面の降伏曲げモーメント

合成フーチングの降伏曲げモーメントは、以下の仮定に基づき算出した。

①上下面鋼板は載荷方向に配置する同断面積の鉄筋に等価換算し、単軸応力のみを負担する

②せん断補強鋼板の曲げに対する抵抗は無視する

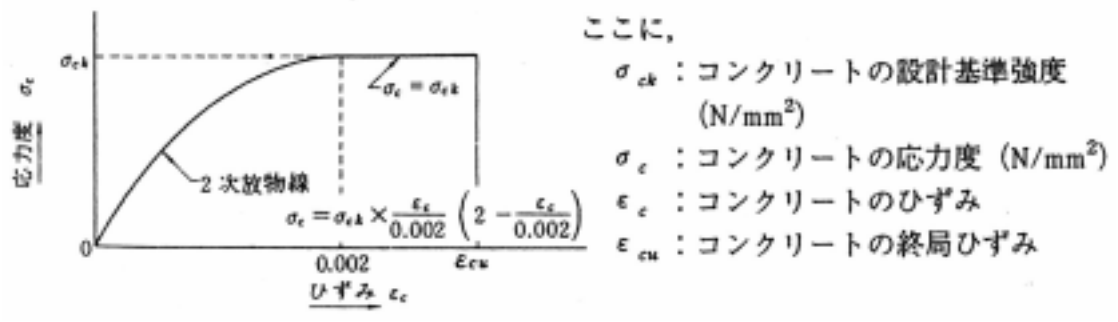
③維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例する

④コンクリートの引張強度は無視する

⑤引張鋼板（等価鉄筋）の載荷方向のひずみは単軸降伏ひずみとする

⑥軸力は断面の幾何中心に作用する

⑦コンクリートの応力－ひずみ曲線は下図に従う



コンクリートの応力－ひずみ曲線

また、計算に必要な材料強度等の力学特性値は表-3.2.3.14 示す材料試験値を用いることとし、鋼板厚は t=3.0mm とした。計算結果を表-3.2.3.15 に示す。

表-3.2.3.14　材料の力学特性値

試験体名	コンクリート		鋼板（SS400）	
	圧縮強度(MPa)	ヤング係数(MPa)	降伏強度(MPa)	ヤング係数(MPa)
F-1	32.9	1.86×10^4	350.0	2.14×10^5
F-2	29.0	1.71×10^4	350.0	2.14×10^5

表-3.2.3.15　降伏曲げモーメント M_{cy}（断面幅１m 当り）

試験体名	上面鋼板			下面鋼板		
	圧縮鋼板無視	圧縮鋼板考慮	軸力	圧縮鋼板無視	圧縮鋼板考慮	軸力
F-1	380.6 kN･m	396.8 kN･m	0	422.0 kN･m	443.7 kN･m	293 kN/m
F-2	378.2 kN･m	396.3 kN･m	0	411.6 kN･m	434.9 kN･m	242 kN/m

ｃ）曲げモーメントに対する有効幅

上面側鋼板が引張を受ける場合の計算値と実験値との比較結果を表-3.2.3.16 および図-3.2.3.56 に示す。下面側鋼板が引張を受ける場合の計算値と実験値との比較結果を表-3.2.3.17 および図-3.2.3.57 に示す。道示Ⅳ下部構造編の有効幅を用いた場合、F-1 試験体において計算された降伏曲げモーメント M_{cy} は、初降伏時（常時、暴風時及びレベル 1 地震時）および最大耐力時（レベル 2 地震時）の作用曲げモーメント M_{ey}、M_u の 90%程度となり安全側の評価ができているが、F-2 試験体に対しては若干上回り危険側に評価している。また、いずれの場合も上面鋼板が引張を受ける場合の最大耐力時（レベル 2 地震時）では、計算された降伏曲げモーメント M_{cy} が実験値の 1/2 以下となり過大に安全側評価する結果となった。以上より、少ない実験データ数からではあるが合成フーチングの曲げ耐力算定に RC フーチングを対象とした道示Ⅳ下部構造編の有効幅を用いることは困難であることがわかった。

そこで、合成フーチングの曲げに対する有効幅を①常時、暴風時及びレベル 1 地震時（使用限界状態）に対しては計算値／実験値が 1.0 以下、②レベル 2 地震時（終局限界状態）に対しては計算値／実験値が 0.80 以下とした上、過大な変形を生じさせないことも考慮に入れ設定した。本実験より提案した有効幅を以下に示す。

①上面鋼板が引張を受ける場合

常時、暴風時、レベル 1 地震時：有効幅 $b=t_c+0.5d$

レベル 2 地震時　　：有効幅 $b=t_c+3.0d$

②下面鋼板が引張を受ける場合

常時、暴風時、レベル 1 地震時：有効幅 $b=t_c+1.5d$

レベル 2 地震時　　：有効幅 $b=t_c+3.0d$

表-3.2.3.16　上面鋼板が引張を受ける場合の計算値と実験値との比較

有効幅（mm）		tc+0.5d	tc+1.0d	tc+1.5d	tc+2d	tc+2.5d	tc+3.0d	tc+3.5d	tc+4.0d
		1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400
F-1 試験体	Mcy	396.8	476.2	555.5	634.9	714.2	793.6	873.0	952.3
	Mey	577.7							
	Mu	1284.7							
	Mcy／Mey	**0.69**	0.82	0.96	1.10	1.24	1.37	1.51	1.65
	Mcy／Mu	0.31	0.37	0.43	0.49	0.56	**0.62**	0.68	0.74
F-2 試験体	Mcy	396.3	475.6	554.8	634.1	713.3	792.6	871.9	951.1
	Mey	457.5							
	Mu	1179.2							
	Mcy／Mey	**0.87**	1.04	1.21	1.39	1.56	1.73	1.91	2.08
	Mcy／Mu	0.34	0.40	0.47	0.54	0.60	**0.67**	0.74	0.81

注：網掛けをしたセルは道示Ⅳ下部構造編に示す有効幅で計算した結果である。

太字は本実験より提案した有効幅で計算した結果である。

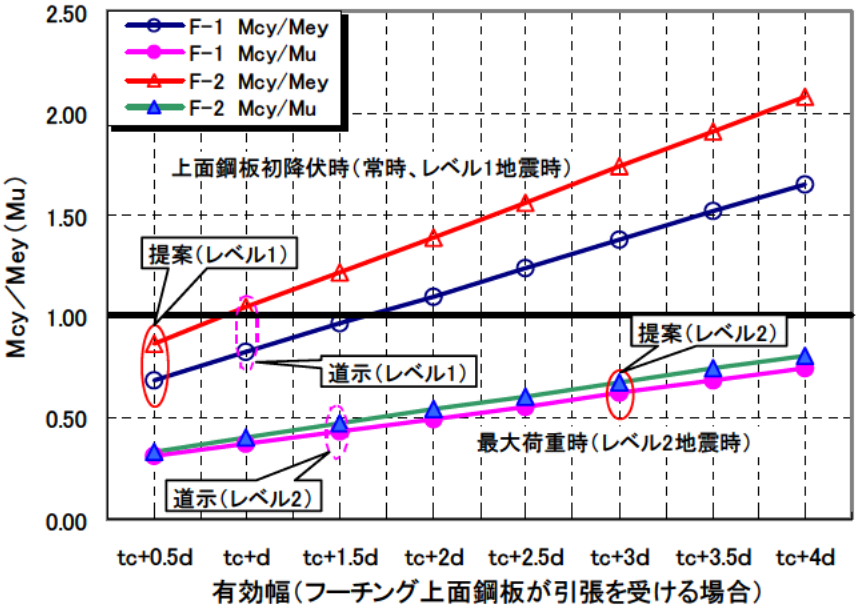


図-3.2.3.56　上面鋼板が引張を受ける場合の計算値と実験値との比較

表-3.2.3.17　下面鋼板が引張を受ける場合の計算値と実験値との比較

有効幅（mm）		tc+0.5d	tc+1.0d	tc+1.5d	tc+2.0d	tc+2.5d	tc+3.0d	tc+3.5d	tc+4.0d
		1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400
F-1 試験体	Mcy	443.7	532.4	621.2	709.9	798.7	887.4	976.1	1064.9
	Mey	755.8							
	Mu	1206.2							
	Mcy／Mey	0.59	0.70	**0.82**	0.94	1.06	1.17	1.29	1.41
	Mcy／Mu	0.37	0.44	0.51	0.59	0.66	**0.74**	0.81	0.88
F-2 試験体	Mcy	434.9	521.9	608.9	695.8	782.8	869.8	956.8	1043.8
	Mey	624.1							
	Mu	1107.2							
	Mcy／Mey	0.70	0.84	**0.98**	1.11	1.25	1.39	1.53	1.67
	Mcy／Mu	0.39	0.47	0.55	0.63	0.71	**0.79**	0.86	0.94

注：網掛けをしたセルは道示Ⅳ下部構造編に示す有効幅で計算結果である。

太字は本実験より提案した有効幅で計算した結果である。

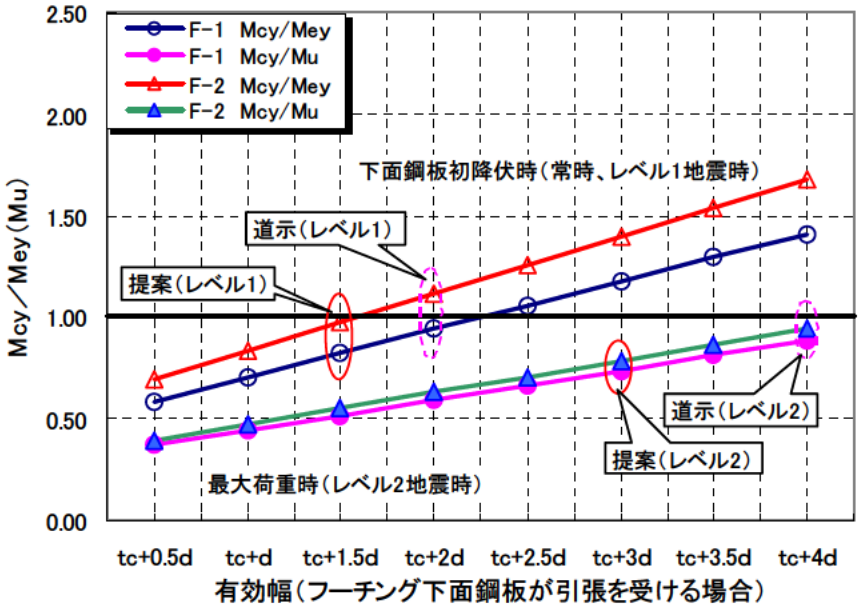


図-3.2.3.57　下面鋼板が引張を受ける場合の計算値と実験値との比較

２）FEM 解析による有効幅

ａ）解析概要

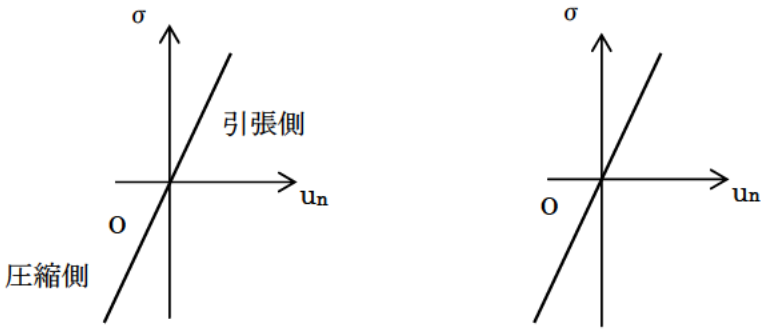
シミュレート解析の結果、実験に用いた試験体はシアコネクタ等を設置していないためずれせん断力を伝達していないことがわかった。しかし、実構造物ではシアコネクタ、補剛材等が設置されるため、ずれせん断力が伝達されると考えられる。

そこで、表-3.2.3.18 に示すパラメータ解析を行い、ずれせん断力の伝達（インターフェイス要素の設定）が上面、下面鋼板の降伏領域すなわち有効幅へ与える影響について検討した。

表-3.2.3.18　パラメータ解析の解析ケース

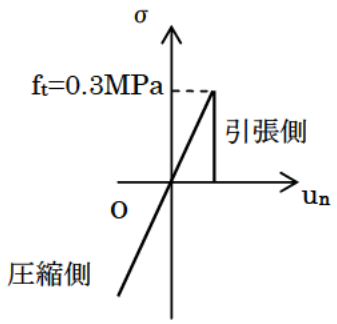
解析ケース	F-1 試験体	F-2 試験体	検討項目	インターフェイス要素の設定条件	
				上面・下面鋼板	せん断補強鋼板
1	○	－	実験結果のシミュレーション	剥離・ずれせん断モデル１	剥離・ずれせん断モデル１
	－	○			
2	○	－	せん断補強鋼板の付着せん断力の影響	剥離・ずれせん断モデル１	剥離・ずれせん断モデル２
	－	○			
3	○	－	シアコネクタの効果	弾性モデル（剛とする）	剥離・ずれせん断モデル１
	－	○			

インターフェイス要素の設定条件を図-3.2.3.58～60 に示す。

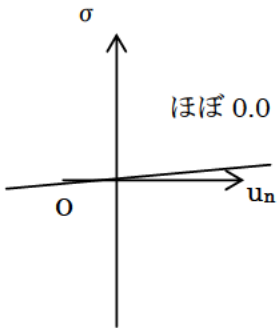


(a) 法線方向　　(b) せん断方向

図-3.2.3.58　弾性モデル

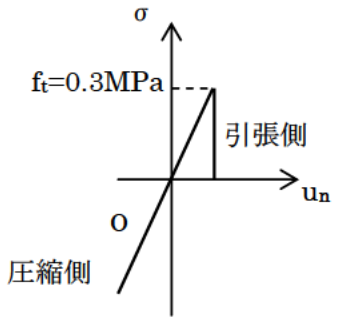


(a)法線方向

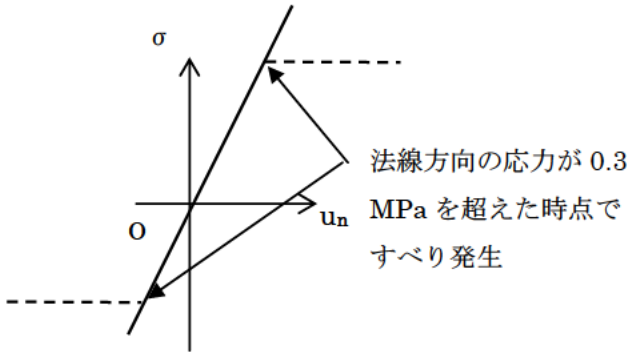


(b)せん断方向

図-3.2.3.59　剥離・ずれせん断モデル１



(a)法線方向



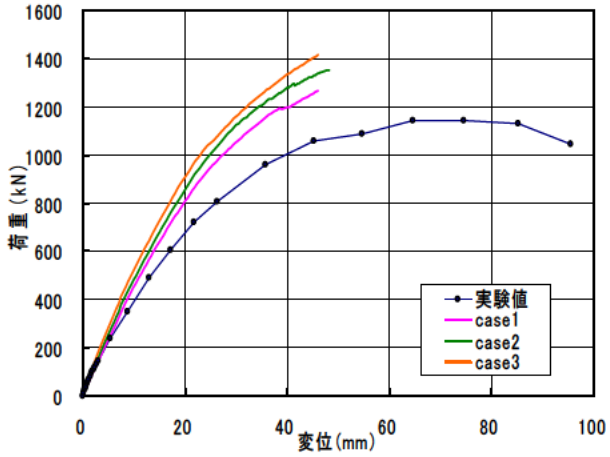
(b)せん断方向

図-3.2.3.60　剥離・ずれせん断モデル２

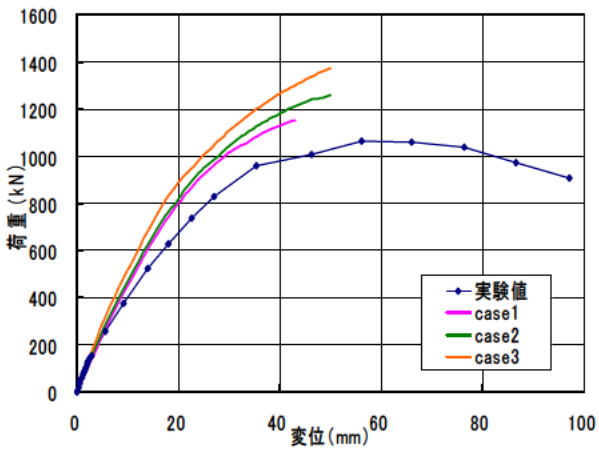
b）解析結果

i ） フーチングの耐力評価

荷重－変位関係を図-3.2.3.61 および表-3.2.3.19 に示す。フーチングの耐力は、鋼コンクリートが一体化するほど、すなわちずれせん断力が伝達されるほど上昇している。また、ずれせん断力が伝達されるほど試験体間の耐力差は小さくなっている。



(a)F-1 試験体



(b)F-2 試験体

図-3.2.3.61　荷重－変位関係の比較

表-3.2.3.19　パラメータ解析の結果

	F-1 試験体			F-2 試験体		
	Case1	Case2	Case3	Case1	Case2	Case3
上面鋼板の降伏荷重 (kN)	410.6	460.0	431.4	412.4	409.8	496.4
下面鋼板の降伏荷重 (kN)	604.2	698.4	746.0	568.2	605.8	721.4
最大荷重 (kN)	1267.0	1353.2	1415.2	1152.9	1260.2	1372.2

ii）鋼板の降伏領域

最大荷重時における上面・下面鋼板の降伏領域を図-3.2.3.62、63 に示す。また、柱前面位置での降伏幅を表-3.2.3.20 に示す。いずれの試験体においても鋼板とコンクリートの一体化が強まるほど、降伏領域も拡がっている。したがって、上面および下面鋼板にシアコネクタを適切に配置することが重要であることわかる。

表-3.2.3.20　解析面における鋼板の降伏領域

	F-1 試験体			F-2 試験体		
	Case1	Case2	Case3	Case1	Case2	Case3
上面鋼板の降伏領域 (mm)	900	1000	1200	850	1200	1200
下面鋼板の降伏領域 (mm)	600	600	730	460	560	800

図-3.2.3.62　解析面における鋼板の降伏領域（F-1 試験体）

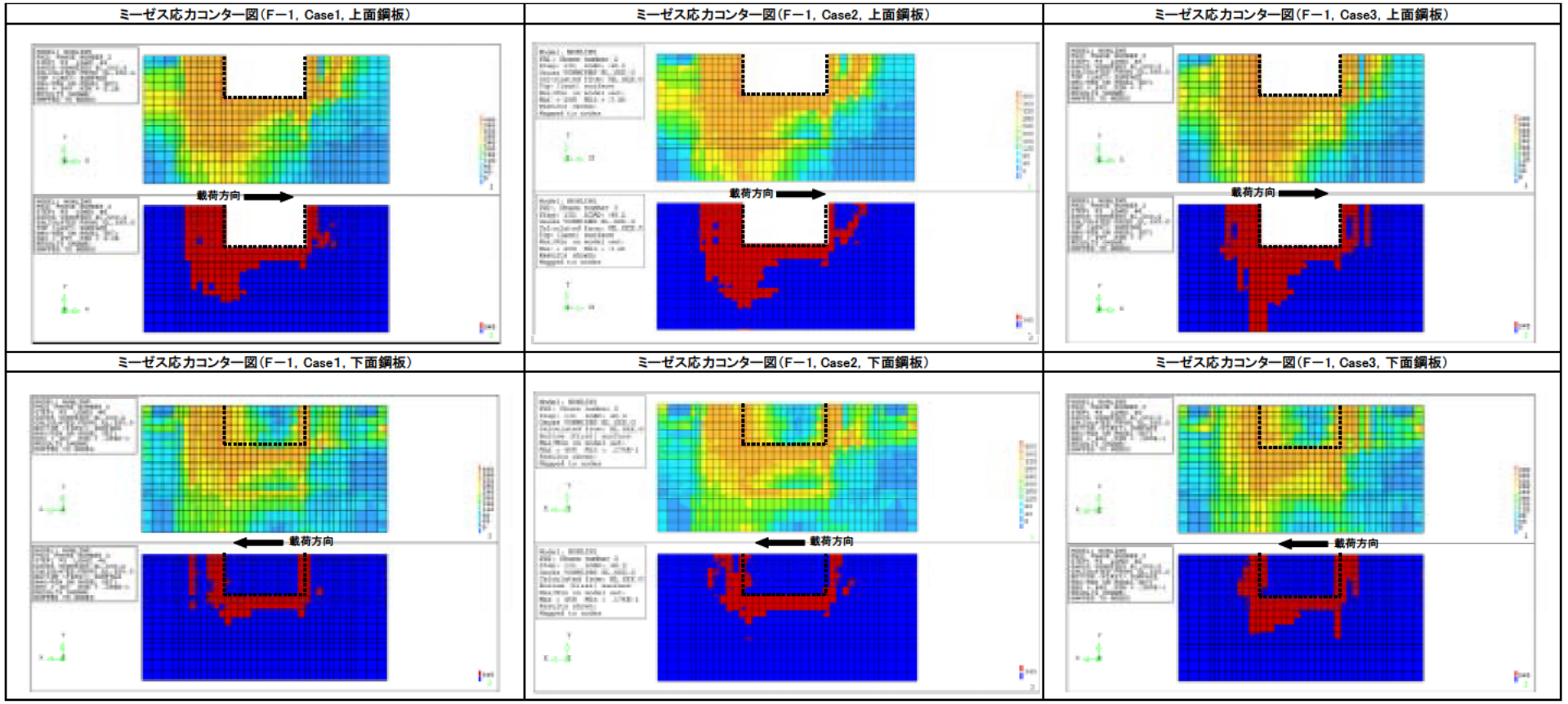
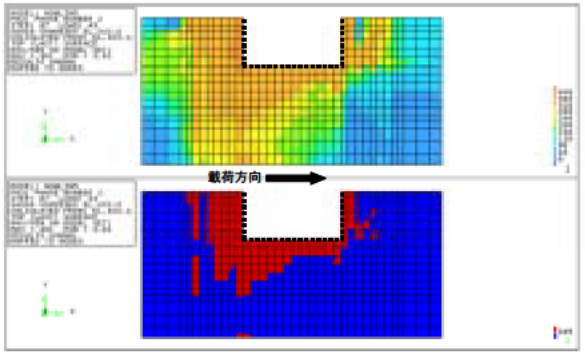
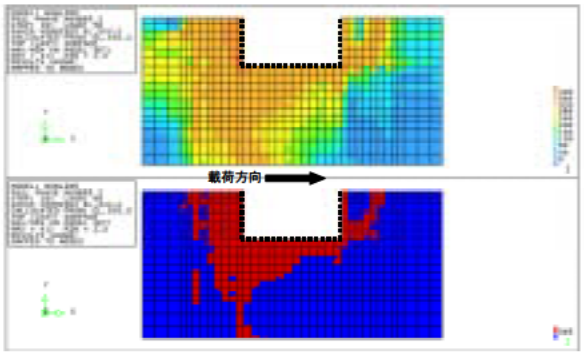
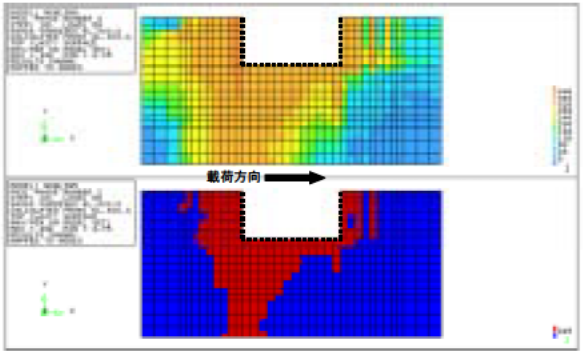
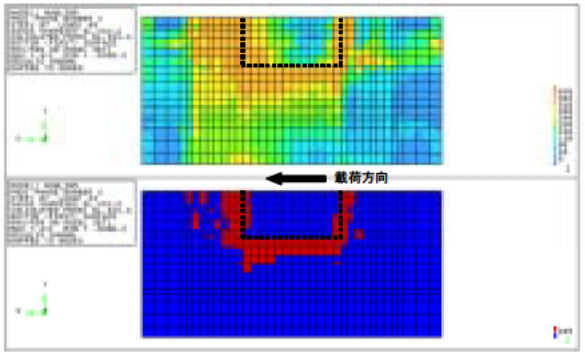
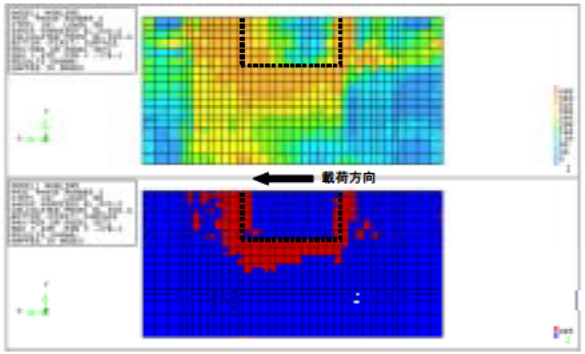
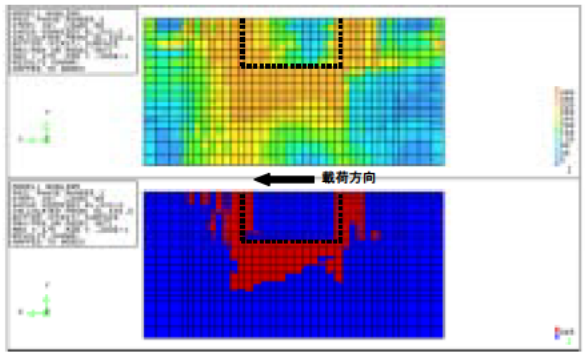


図-3.2.3.63　解析面における鋼板の降伏領域（F-2 試験体）

ミーゼス応力コンター図（F－2，Case1,上面鋼板）	ミーゼス応力コンター図（F－2，Case2,上面鋼板）	ミーゼス応力コンター図（F－2，Case3,上面鋼板）
		
ミーゼス応力コンター図（F－2，Case1，下面鋼板）	ミーゼス応力コンター図（F－2，Case2，下面鋼板）	ミーゼス応力コンター図（F－2，Case3，下面鋼板）
		

iii）曲げモーメントに対する有効幅

解析結果より求めた作用曲げモーメントと実験結果より求めた作用曲げモーメントの比較を図-3.2.3.64 に示す。作用曲げモーメントの算出方法は、(3)1)a)の計算手順にしたがった。いずれの試験体においても初降伏時、最大耐力時の解析値は実験値とほぼ等しい結果となった。したがって、解析結果を用いても有効幅の評価が可能であると考えられる。

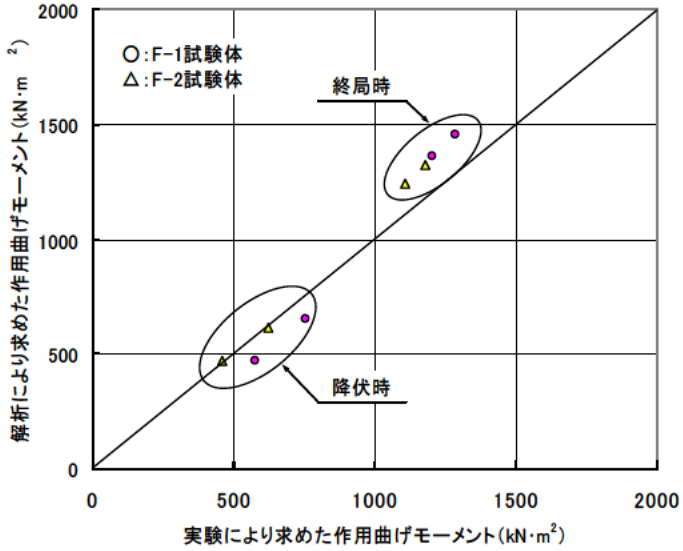


図-3.2.3.64　解析結果と実験結果による作用曲げモーメントの比較

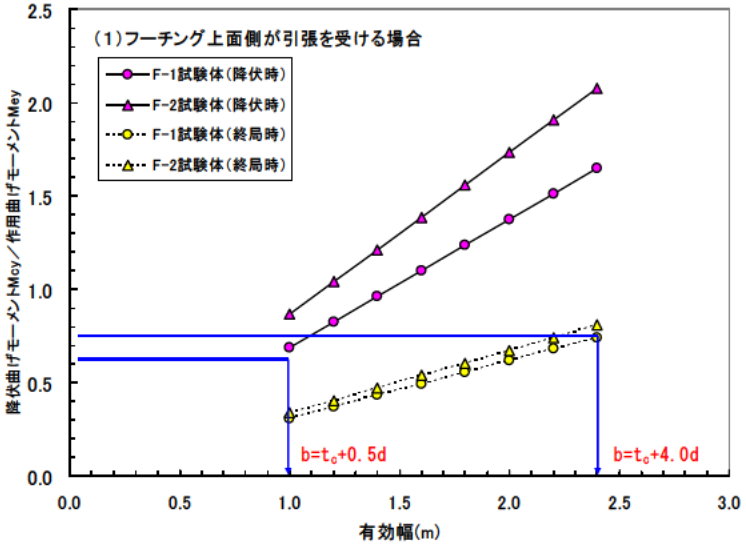
case1 の Mcy／Mey～有効幅関係を図-3.2.3.66 に示す。シミュレート解析の結果は、フーチング上面側、下面側とも実験結果より求めた有効幅（図-3.2.3.65）と等しいことがわかる。

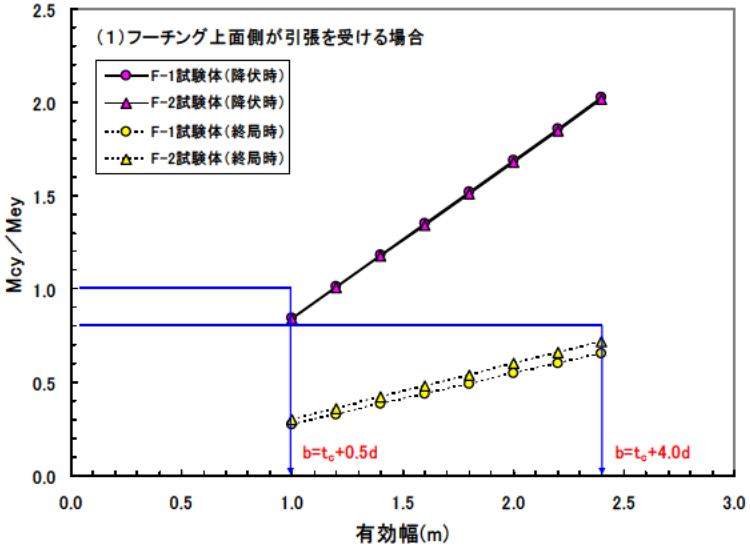
case2 の Mcy／Mey～有効幅関係を図-3.2.3.67 に、case3 の結果を図-3.2.3.68 に示す。case2 の結果より、せん断補強鋼板のせん断力伝達を考慮すると降伏荷重、最大荷重とも増加するが、有効幅におよぼす影響は小さいことがわかった。case3 の結果より、シアコネクタを設置し鋼板とコンクリートが一体化すると仮定した場合、降伏荷重、最大荷重とも増加し RC フーチングの有効幅程度に拡がることが確認できた。

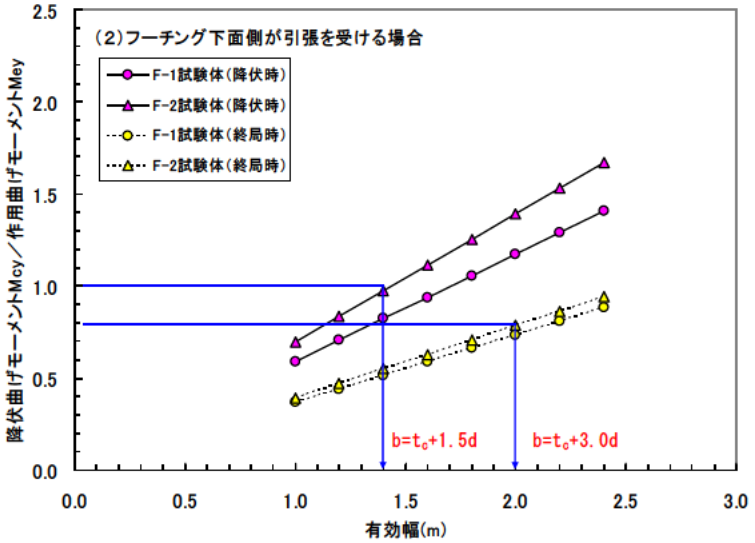
検討結果のまとめを表-3.2.3.21 に示す。検討の結果、鋼コンクリートの一体化を確実にすることでフーチングの耐力、有効幅とも増加することが定量的に示された。しかし、設計にあたっては実験データが少ないことを勘案し、安全側評価としてずれせん断力の伝達を考慮しない実験により求まった有効幅を提案するものとする。

表-3.2.3.21　合成フーチングの有効幅

	実験による有効幅		解析 case3 による有効幅		道示（RC）による有効幅	
	上面鋼板	下面鋼板	上面鋼板	下面鋼板	上面鋼板	下面鋼板
レベル 1 地震時	t_c+0.5d	t_c+1.5d	t_c+1.0d	t_c+2.0d	t_c+1.0d	t_c+2.0d
レベル 2 地震時	t_c+3.0d	t_c+3.0d	t_c+4.0d	t_c+4.0d	t_c+1.5d	t_c+4.0d







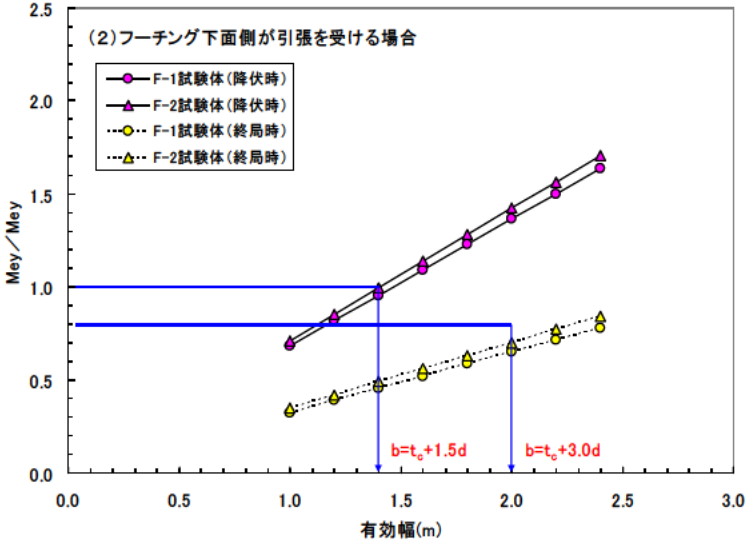
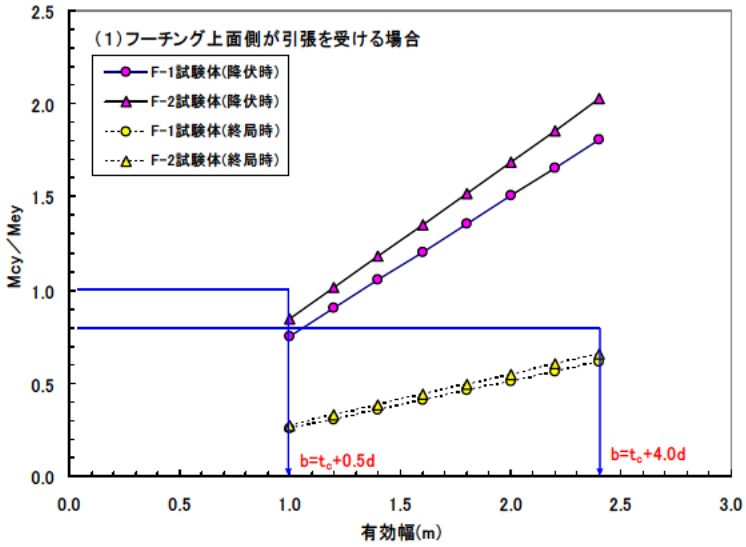
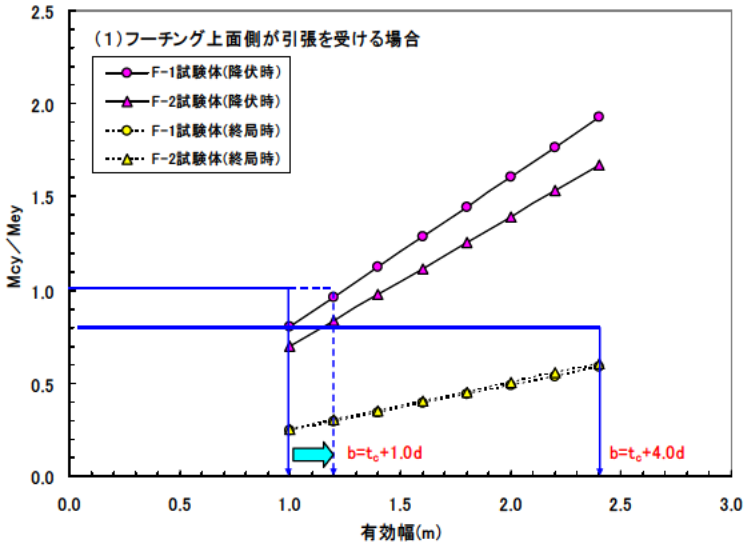


図-3.2.3.65　Mcy／Mey－有効幅の関係（実験結果）

図-3.2.3.66　Mcy／Mey－有効幅の関係（解析 case1）





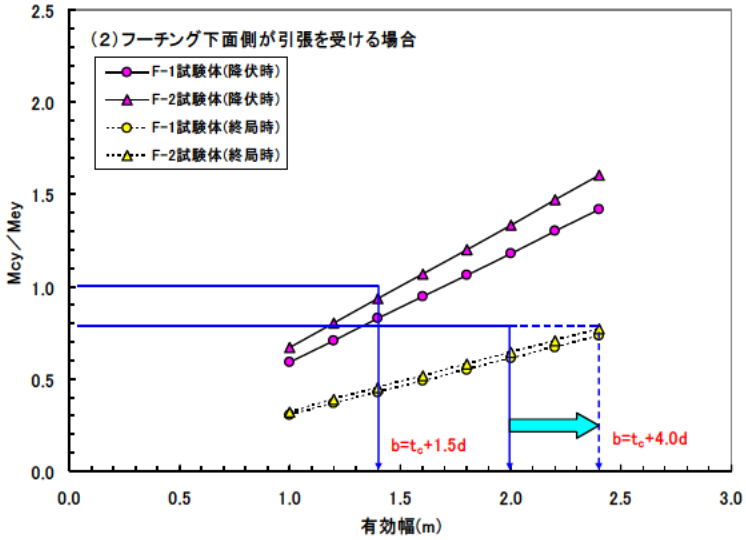


図-3.2.3.67　Mcy／Mey－有効幅の関係（解析 case2）

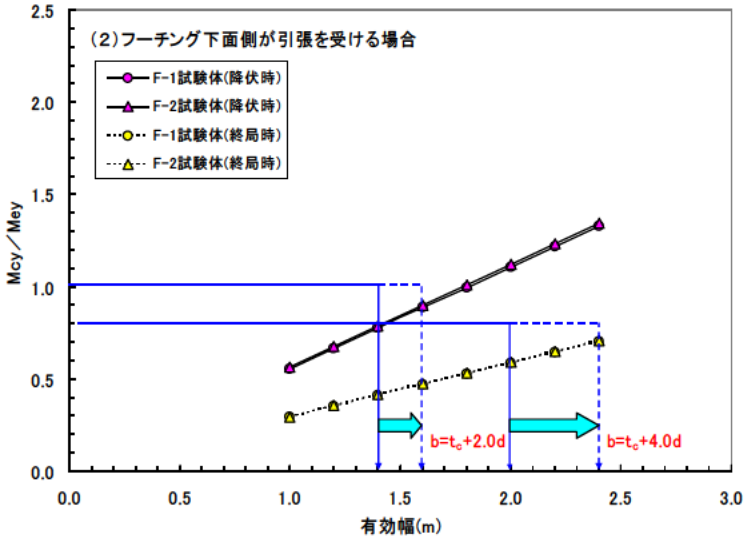


図-3.2.3.68　Mcy／Mey－有効幅の関係（解析 case3）

（4）まとめ

合成フーチングの耐荷挙動について、実験および解析により得られた知見を以下にまとめる。

1）合成フーチングの損傷は、曲げモーメントに対して柱前面の鋼板の降伏以降、柱接合部コンクリートの圧壊へと移行する。しかし、急激に耐力が低下することはなくじん性的な挙動を示すことがわかった。

2）合成フーチングの耐荷機構は、RC フーチングと同様にタイドアーチ的であると考えられ、せん断補強鋼板は引張部材として機能していることがわかった。

3）合成フーチングの曲げ耐力におよぼすせん断補強鋼板の配置間隔の影響は小さく、有効幅の検討を行う際には無視できると考えられる。

4）合成フーチングの曲げ設計に用いる有効幅は、道示Ⅳ下部構造編等で適用されている RC フーチングの有効幅と異なることがわかった。

5）合成フーチングの曲げ設計に用いる有効幅を今回の実験結果に基づき提案した。

① 常時、暴風時およびレベル 1 地震時に対する照査に用いる有効幅ｂは、次式より算出してよい。

フーチング上面側が引張を受ける場合　$b=t_c+0.5d \leqq B$

フーチング下面側が引張を受ける場合　$b=t_c+1.5d \leqq B$

② レベル 2 地震時に対する照査に用いる有効幅ｂは、次式より算出してよい。

フーチング上面側が引張を受ける場合　$b=t_c+3.0d \leqq B$

フーチング下面側が引張を受ける場合　$b=t_c+3.0d \leqq B$

ここに、

b：有効幅（mm）、t_c：橋脚の躯体幅（mm）、d：フーチングの有効高（mm）、

B：フーチング全幅（mm）

【参考文献】

1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編、2002.3.

2) 幸左賢二、安藤高士、水田和之：地震時における柱・フーチング接合部の損傷メカニズムに関する研究、土木学会論文集、No.746／V-61、pp.41-55、2003.11.

3) 白戸真大、古荘伸一郎、福井次郎、加藤秀章：引張力による曲げ・せん断を受けるフーチングの限界状態に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.47A、pp.1327-1338、2001.3.

第４章　施工シミュレーション

4.1　現場条件と試設計条件

交差点立体化工事における道路交通への影響の評価方法を検討するために、あるモデル現場条件を対象に ZEM 工法を適用した場合の試設計を行い、施工計画、交通規制計画を作成した。試設計を行った現場条件と試設計を行う上での検討条件を以下に示す。

4.1.1　現場条件

試設計を行う平面交差点の現場条件は、以下のとおりである。

①　周辺条件

・所　在　地：　都市内の幹線道路の交差点（設計地震動の地域区分はＡ地域と仮定）
・周辺土地利用：　商業施設と住宅が混在（沿道の用途：近隣商業地域）
・用 地 買 収：　既に都市計画幅で買収済み（新たな用地買収は無い）

②　立体交差の条件

・都 市 計 画：　立体交差（オーバーパス）で都市計画済み
・立体交差車線数：　片側２車線（計４車線）
・道 路 規 格：　４種１級（設計速度　60km/h）
・平面線形条件：　直線
・隣 接 交 差 点：　十分な距離が離れている（隣接する交差点の影響は考慮しない）
・桁 下 空 間：　4.7m を確保（交差道路及び右折レーンの区間で建築限界 4.7m を確保）
・側道の車線構成：　直進・左折１車線、右折１車線

③　立体化道路の条件

・道 路 幅 員：　35m（広い中央分離帯（幅 8m）有り）
・車　線　数：　片側３車線（計６車線）
・歩　　道：　幅員 3.0m（車道側に植栽有り）
・右 折 車 線：　一方向２車線、一方向１車線（中央分離帯の幅を利用）
・交　通　量：　約 5.5 万台／日

④　交差道路の条件

・道 路 幅 員：　25m
・車　線　数：　片側２車線（計４車線）
・歩　　道：　幅員 5.0m
・右 折 車 線：　両方向とも１車線
・交　通　量：　約 3.2 万台／日

⑤　地盤条件

・地 質 条 件：　約 18m下に支持層有り
・地 下 水 位：　約-6.0m
・起伏・勾配：　ほとんど無し
・地下埋設物：　立体化工事範囲には支障となるものは無い

⑥　その他

・交差点の歩行者：　比較的多い

立体交差化を行う交差点の基本形状を図-4.1.1 に、道路の交通量条件を表-4.1.1 に、基礎地盤の地盤条件を図-4.1.2 に示す。

表-4.1.1　道路の交通量

立体化道路　交通量データ

		7～8	8～9	9～10	10～11	11～12	12～13	13～14	14～15	15～16	16～17	17～18	18～19	昼間12時間計	
合計	大型車	560	580	850	750	950	780	680	840	760	740	850	560	8900	
	その他	2290	1990	1770	1710	1760	1880	1760	1960	2340	2020	2800	2540	24820	
	計	2850	2570	2620	2460	2710	2660	2440	2800	3100	2760	3650	3100	33720	
		19～20	20～21	21～22	22～23	23～24	0～1	1～2	2～3	3～4	4～5	5～6	6～7	夜間12時間計	24時間合計
合計	大型車	340	290	250	260	270	250	300	390	400	710	790	1100	5350	14250
	その他	2180	1960	1850	1490	1240	1020	900	800	710	630	760	1790	15330	40150
	計	2520	2250	2100	1750	1510	1270	1200	1190	1110	1340	1550	2890	20680	54400

交差道路　交通量データ

		7～8	8～9	9～10	10～11	11～12	12～13	13～14	14～15	15～16	16～17	17～18	18～19	昼間12時間計	
合計	大型車	280	330	350	440	420	370	390	340	320	330	310	350	4230	
	その他	1500	1440	1270	1240	1250	1170	1210	1220	1440	1370	1460	1390	15960	
	計	1780	1770	1620	1680	1670	1540	1600	1560	1760	1700	1770	1740	20190	
		19～20	20～21	21～22	22～23	23～24	0～1	1～2	2～3	3～4	4～5	5～6	6～7	夜間12時間計	24時間合計
合計	大型車	130	100	80	100	80	40	80	90	100	170	230	300	1500	5730
	その他	1390	1260	1130	1010	910	880	620	560	410	390	450	900	9910	25870
	計	1520	1360	1210	1110	990	920	700	650	510	560	680	1200	11410	31600

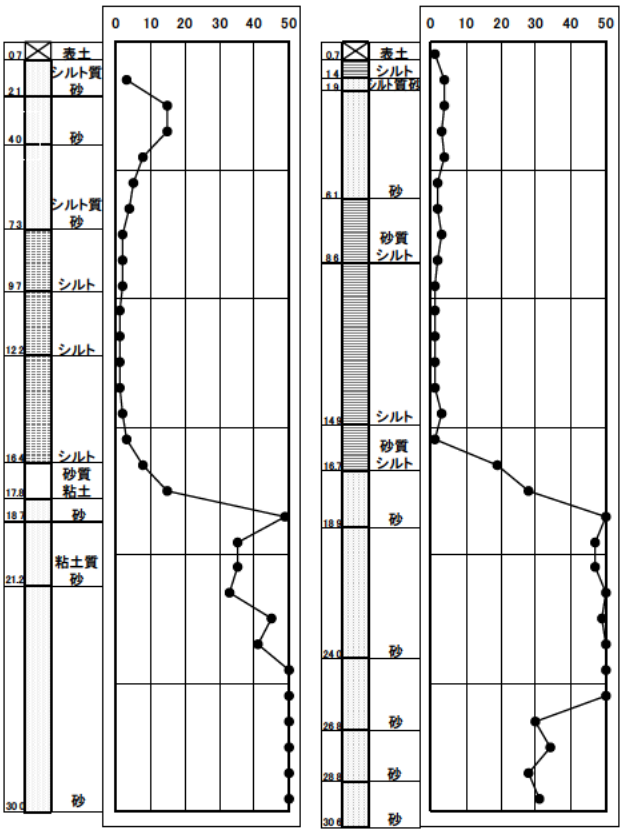


図-4.1.2　ボーリング柱状図

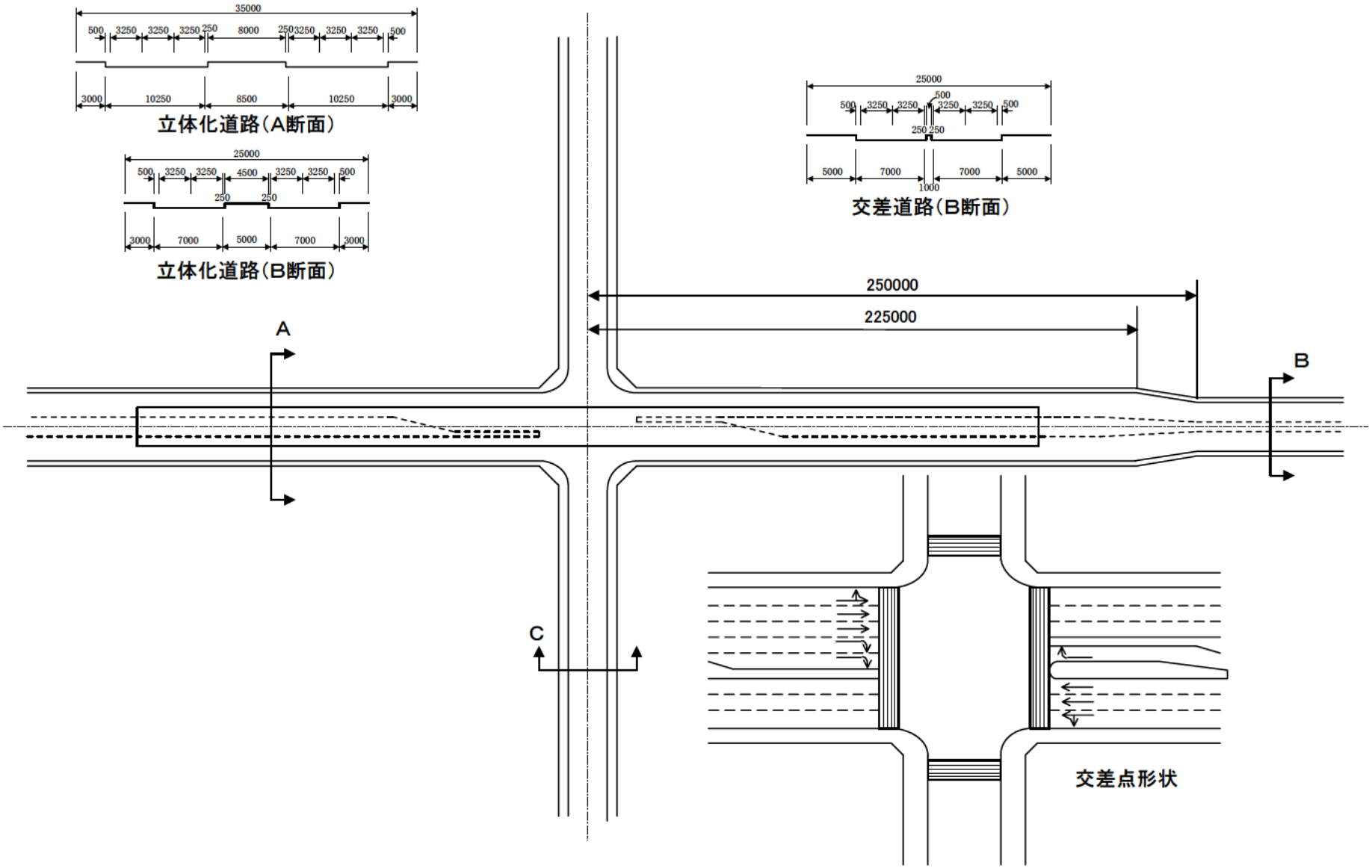


図-4.1.1　交差点の基本形状

4.1.2 試設計条件

（1）検討条件

試設計の検討条件として、基本的に以下の３ケースから選択して検討を行った。

① 工期最短ケース：　工期の短縮を最優先

〇前提条件：　現場作業期間が最短となる構造・施工法を検討

・コストは従来工法の１割増まで許容可

・道路交通への影響はある程度考慮

② コスト最小ケース：　工事費を最優先

〇前提条件：　工事費が出来るだけ最小となる構造・施工法を検討

・工期は現場作業１年以内

・道路交通への影響はある程度考慮

③ 周辺への影響低減ケース：　道路交通への影響低減を最優先

〇前提条件：　道路交通等、周辺環境への影響が最小となる構造・施工法を検討

・工期は現場作業１年以内

・コストは従来工法の１割増まで許容可

（2）設計条件

① 立体交差全体

・線 形 条 件：　道路構造令の規定に従う

・立 体 交 差 長：　高架橋の桁高に応じて自由に設定可能

・立体交差道路幅員：　道路構造令の規定に従い設定

中央帯を広く取る等により各工法で異なる値を取ることも可

中央帯にはガードレールを設置する必要は無い

・ゼブラゾーン：　幅の変更は可能

② 立体交差橋

・中 央 支 間 長：　最低 55m

（側道の交差点停車車両からの視距が確保される様に、停止線から約 2m セットバックさせて位置に橋脚を計画し、最低支間長を 55m に設定）

この様な条件を満足できる場合には、支間長を大きく取ることも可

・門 形 橋 脚：　右折レーンを脚柱間に設置可能

・土 被 り 厚：　フーチング天端の土被り厚は、歩車道部は最低 1.5m とする。

それ以外は、適宜判断可能。ただし、土被り厚を考慮しない場合には、設計条件にその旨を明記

・付 加 荷 重：　舗装、防音壁、車両用防護柵を以下の様に考慮し、雪荷重、照明・標識・信号等の死荷重は微小なため、設計上は考慮しない。

また、防音壁・防護柵については、相当する風荷重を考慮する。なお、防音壁は橋梁部のみ設置可能な構造として設計する。

・舗装：　1.8kN/m²（舗装厚 8cm）

・防音壁：　1.1kN/m（路面より 3m、防護柵天端から 2.2m）を想定

・車両用防護柵：　各工法により設定

・外　装　版：　各工法により判断

③　アプローチ部

・擁 壁 部 高 さ：　基本条件としてアプローチ部の高さ（地表面から路面まで）の上限を 5m に設定

・盛土部の沈下量：　残留沈下量は 10cm 以内を目安とする。
不同沈下による橋梁部との段差を、20mm 以内を目安とする。
（「道路土工－軟弱地盤対策工指針」から）

・支持地盤の安定：　円弧すべり安全率$F_S \geqq 1.2$（常時）、1.0（地震時）とする。

④　地盤条件

・土 質 定 数：　図-4.1.3 を参照
左右同一条件の条件として設計可能

No.	柱状図（交差点右側）	地層	層厚 (m)	平均N値	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	c (kN/m²)	φ (°)	αEo（常時） (kN/m²)	αEo（地震時） (kN/m²)
1		表土（粘性土）	1.4	3	14	5.2	18	-	8400	16800
2		砂質土	4.7	3	17	8.2	-	21	8400	16800
3		粘性土	2.5	2	14	5.2	6	-	5600	11200
4		粘性土	8.1	1	14	5.2	6	-	2800	5600
5		砂質土	13.9	50	20	11.2	-	42	140000	280000

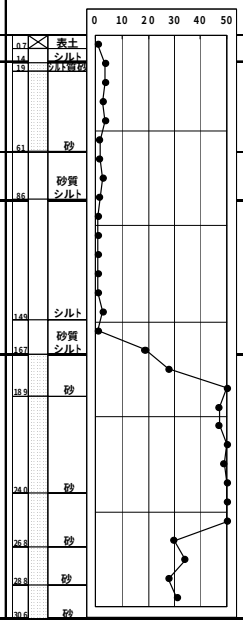


図-4.1.3　基礎地盤の設計定数

・液　状　化：　地下水位が-6.0mのことから、液状化はしないものとする。
（ただし、オプションとして液状化する場合も検討可能。この際には、次の設計条件を参照のこと
地下水位－2.0m、細粒分含有率F_c＝15%、平均粒径D_{50}＝0.2mm）

・圧 密 沈 下：　圧密沈下の検討の際の土質定数は以下のとおり
上部粘性土：　圧縮指数 C_c＝0.6、圧密降伏応力 p_c＝150kN/m²
初期間隙比 e_0＝1.6
下部粘性土：　圧縮指数 C_c＝0.8、圧密降伏応力 p_c＝230kN/m²
初期間隙比 e_0＝2.0

・側 方 移 動：　橋台杭基礎への側方移動を考慮

（3）施工条件

① 施工計画条件

・施 工 ヤ ー ド： 近隣に施工ヤードを確保することは困難
中央分離帯は利用可
（中央分離帯を施工ヤードとして利用する場合には、道路延長方向の制限はないものと考える）

・施工時の建築限界： 4.5mの高さを確保する。
（交差道路だけではなく、直進・右折車に対しても適用）
ただし、桁下に足場を設置する場合で、「周辺への影響低減ケース」の右折車線に対しては、施工時の建築限界を 4.0m としてよい。

・桁下足場の余裕： 現場溶接等の桁下の作業を行う場合には 600mm を確保するのが望ましい。ただし、条件によっては 500mm まで縮小可能とする。

・暫 定 供 用： 基本条件としては立体交差部往復４車線同時供用を想定
（オプションとして、暫定２車線供用も検討可）

・上 空 障 害： 上空障害（架線等）は無いものと考える

・矢 板 撤 去： 矢板上部を撤去後、埋め殺し可能

・掘 削 余 裕 幅： 表-4.1.2 を参考に考慮する。

表-4.1.2 掘削時の余裕幅

種　　別	足場工の有無	余裕幅
オープン掘削	足場工なし	50cm
	足場工あり （フーチング高さ 2m 未満でフーチング上に足場を設置する場合）	170cm （50cm）
土留掘削	足場工なし （プレキャスト構造物で自立型土留めの場合）	100cm （70cm）
	足場工あり （フーチング高さ 2m 未満でフーチング上に足場を設置する場合）	220cm （100cm）

・準　備　工： 歩道縮小、道路切り回し等の作業を見込むものとする。
日数は、日当たりの作業量をもとに工事規模を考慮し算定する

・桁移動時の障害： 信号機・電柱等の障害は無いものとして考える

・環 境 規 制 値： 特定建設作業の場合には、「特定建設作業に伴って発生する騒音の規制に関する基準」の基準値(85dB)や「振動規制法施行規則」の基準値(75dB)に従う

・現地工事日数： 不稼働日も考慮して現地工事日数を算出する。
稼働率は、全てのケースで 70%を用いる。

・夜 間 作 業： 原則として昼間作業とする。
ただし、道路交通への影響や安全等を考慮して夜間に行わざるを得ない作業に限り、夜間作業も可とする。
・昼間作業時間： 8 時～17 時の 9 時間を想定
・夜間作業時間： 22 時～6 時の 8 時間を想定

② 交通規制条件

・車 線 規 制：

	工期最短ケース	コスト最小ケース	周辺影響低減ケース
立体道路側	片側２車線確保（内１車線は右折を確保）	片側２車線確保（内１車線は右折を確保）	片側２車線＋右折レーンを確保
交差道路側	夜間閉鎖可（数日間）	夜間閉鎖可（数日間）	一晩だけ夜間閉鎖可

ただし、桁架設などの短期間の右折レーンの規制等は可

・車 線 幅 員：

	工期最短ケース	コスト最小ケース	周辺影響低減ケース
直進車線	3.0m	3.0m	3.25m（3.0m）
右折車線	3.0m（2.75m）	3.0m（2.75m）	3.0m（2.75m）
路 肩	場合によっては無くても可		
歩 道	最小 1.5m	最小 1.5m	最小 2.5m

・夜間閉鎖（立体道路）： 原則として長期間の夜間閉鎖は行わない
ただし、台車の移動等の短期間の閉鎖は可とする
・俯 角 75°： 「建設工事公衆災害防止対策要綱」（平成 5 年 1 月 21 日建設事務次官通達）第 101 条に従い、俯角 75°以上のところに交通がある場合には、落下物による危害を防止する施設を設けるものとする。
この場合、落下防止施設への所定の建築限界は確保するものとする。
・工事車両の出入： 工事車両の出入り口は、昼間は両側共に橋梁部盛土部各１箇所とし、道路交通への影響の少ない箇所に設置する。
・右 折 レ ー ン： 滞留長は最低 30m を確保する。
テーパー長は 30m が望ましいが、場合によっては縮小も可

4.2　検討結果

検討結果一覧を表-4.2.1 に示す。

検討３ケースともに、作業ヤードをラップさせず一度に着手する工種を多くできるよう作業ヤードを割り振り、上下部工の同時施工を行う。

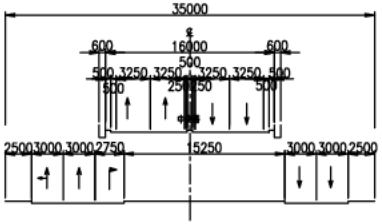
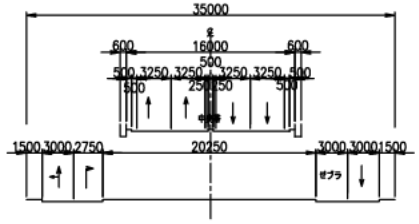
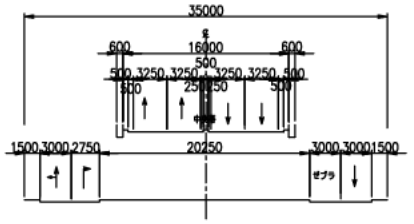
鋼桁、ＰＣ桁、鋼製橋脚の各部材は、プレファブ化により現地での組立て作業を中心とする。

周辺への影響低減ケースでは、鋼桁部分は基礎工・下部工施工時にアプローチ部で組立て、スーパーキャリアを用いて一括架設する。これにより、交差道路の通行止めは一晩で済み、交通規制を最小限に抑えることができる。工費最小ケース、工期最短ケースでの鋼桁部分はクレーンベント工法で架設する。

周辺への影響低減ケース、工費最小ケースでの PC 桁部分は、プレキャストセグメント工法による架設とし、セグメント製作と架設の分業化により架設工期を短縮する。

限られた工期内で工費を最小に抑えることを目的として、橋脚に RC 構造を採用する工費最小ケース以外の２ケースでは鋼製橋脚ならびに合成フーチング構造を適用する。

表-4.2.1 検討結果一覧

			① 周辺への影響低減ケース	② 工費最小ケース	③ 工期最短ケース
施行時幅員構成					
			直進２車 ＋ 右折１車	直進１車 ＋ 右折１車	直進１車 ＋ 右折１車
構造	橋梁形式		３径間連続鋼コンクリート複合桁	３径間連続鋼コンクリート複合桁	３径間連続鋼桁
	上部工	中央径間	鋼下路桁	鋼下路桁	鋼下路桁
		側径間	鋼上路桁+PC箱桁	鋼上路桁+PC箱桁	鋼上路桁
	下部工	橋脚	鋼製橋脚+合成フーチング+PHC杭	鋼製橋脚+RCフーチング+PHC杭	鋼製橋脚+合成フーチング+PHC杭
		橋台	RC橋台+PHC杭	RC橋台+PHC杭	RC橋台+PHC杭
	盛土部	2m≦H≦5m	補強土擁壁+深層改良(DJM)	補強土擁壁+深層改良(DJM)	補強土擁壁+深層改良(DJM)
		H≦2m	重力式擁壁+表層改良	重力式擁壁+表層改良	重力式擁壁+表層改良
施工延長	施工延長		377m	377m	377m
	橋梁区間	橋長	125m	125m	145m
		支間長	35m+55m+35m	35m+55m+35m	45m+55m+45m
	盛土区間		126m+126m	126m+126m	116m+116m
前提条件	基本条件		道路交通,周辺環境への影響が最小	工事費が最小	現場作業期間が最短
	工期		現場作業１年以内	現場作業１年以内	現場作業１年以内
	道路交通への影響		道路交通,周辺環境への影響を考慮	ある程度考慮	ある程度考慮
施工条件	車道	左折･直進	片側２車線確保	片側２車線確保	片側２車線確保
			3.25m → 3.00m	3.25m → 3.00m	3.25m → 3.00m
		右折	２車線の他に１車線を確保	２車線のうち１車線を使用	２車線のうち１車線を使用
			3.25m → 3.00m → 2.75m	3.25m → 3.00m → 2.75m	3.25m → 3.00m → 2.75m
	歩道		3.00m → 2.50m	3.00m → 1.50m	3.00m → 1.50m
	交差道路	路肩	0.50m	0.50m	0.50m
			場合によっては確保しなくてよい	場合によっては確保しなくてよい	場合によっては確保しなくてよい
		閉鎖	短時間は可能	短時間は可能	短時間は可能
		閉鎖	夜間閉鎖１晩のみ可	夜間閉鎖可	夜間閉鎖可
検討結果	工期比較		約９ヶ月	約９ヶ月	約７ヶ月
	工費比較*		1.21	1.00	1.17
橋梁区間架設方法			鋼桁部分はスーパーキャリアによる一括架設,PC桁部分はプレキャストセグメント架設	鋼桁部分はクレーンベント架設,PC桁部分はプレキャストセグメント架設	クレーンベント架設

＊：工費比較は、工費最小ケースの工費を1とした場合の比較を示す

4.3　周辺への影響低減ケース

(1) 全体構造

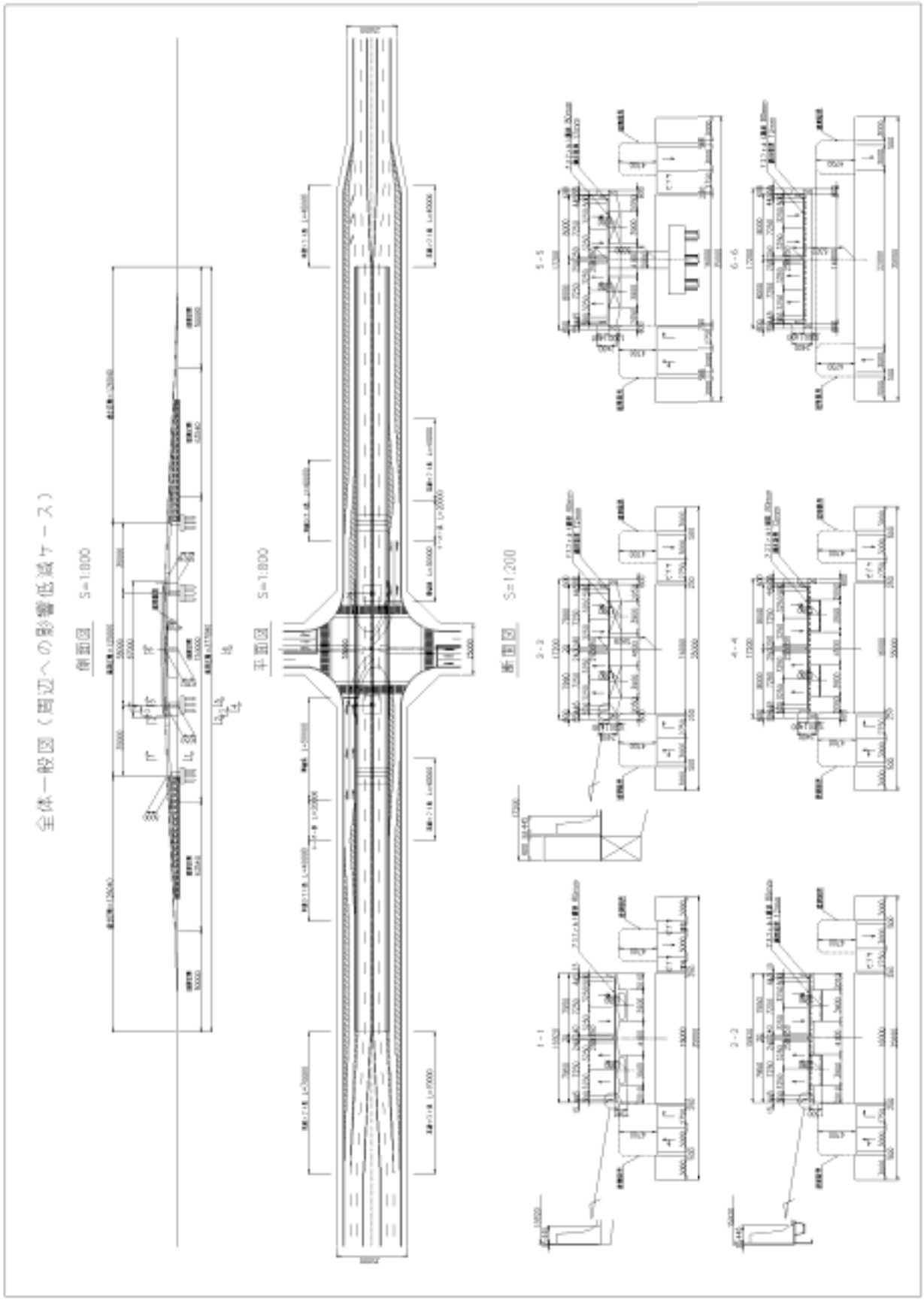
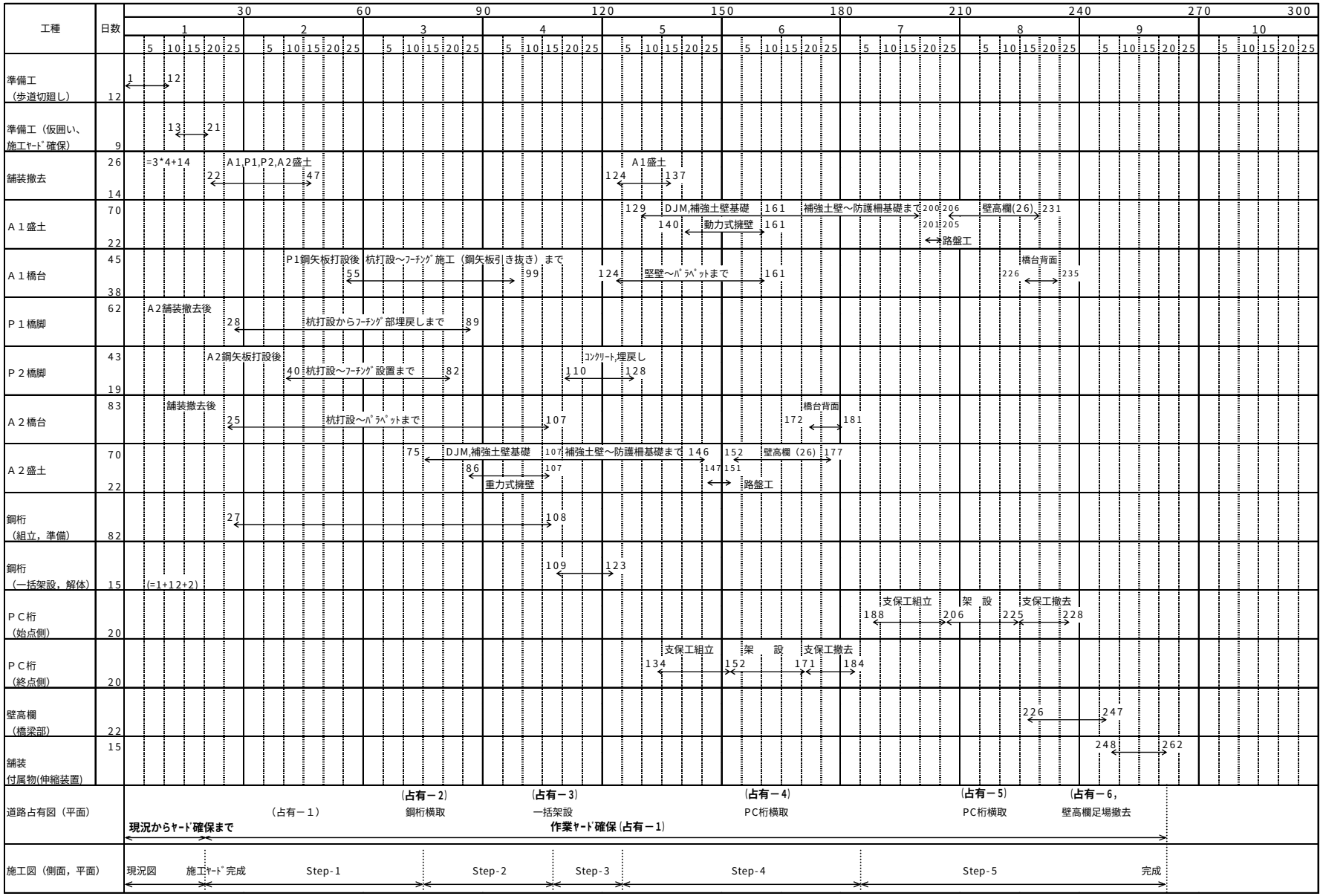


図-4.3.1　全体一般図

表-4.3.1 工事工程表


工種
日数
準備工（歩道切廻し）
準備工（仮囲い、施工ﾔｰﾄﾞ確保）
舗装撤去
A１盛土
A１橋台
P１橋脚
P２橋脚
A２橋台
A２盛土
鋼桁（組立，準備）
鋼桁（一括架設，解体）
PC桁（始点側）
PC桁（終点側）
壁高欄（橋梁部）
舗装付属物(伸縮装置)
=3*4+14
A1,P1,P2,A2盛土
A1盛土
DJM,補強土壁基礎
補強土壁～防護柵基礎まで
壁高欄(26)
動力式擁壁
路盤工
P1鋼矢板打設後 杭打設～ﾌｰﾁﾝｸﾞ施工（鋼矢板引き抜き）まで
堅壁～ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄまで
橋台背面
A2舗装撤去後
杭打設からﾌｰﾁﾝｸﾞ部埋戻しまで
A2鋼矢板打設後
杭打設～ﾌｰﾁﾝｸﾞ設置まで
ｺﾝｸﾘｰﾄ,埋戻し
杭打設～ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄまで
重力式擁壁
(=1+12+2)
支保工組立
架 設
支保工撤去
道路占有図（平面）
(占有－1)
(占有－2) 鋼桁横取
(占有－3) 一括架設
(占有－4) PC桁横取
(占有－5) PC桁横取
(占有－6, 壁高欄足場撤去
現況からﾔｰﾄﾞ確保まで
作業ﾔｰﾄﾞ確保(占有－1)
施工図（側面，平面）
現況図
施工ﾔｰﾄﾞ完成
Step-1
Step-2
Step-3
Step-4
Step-5
完成

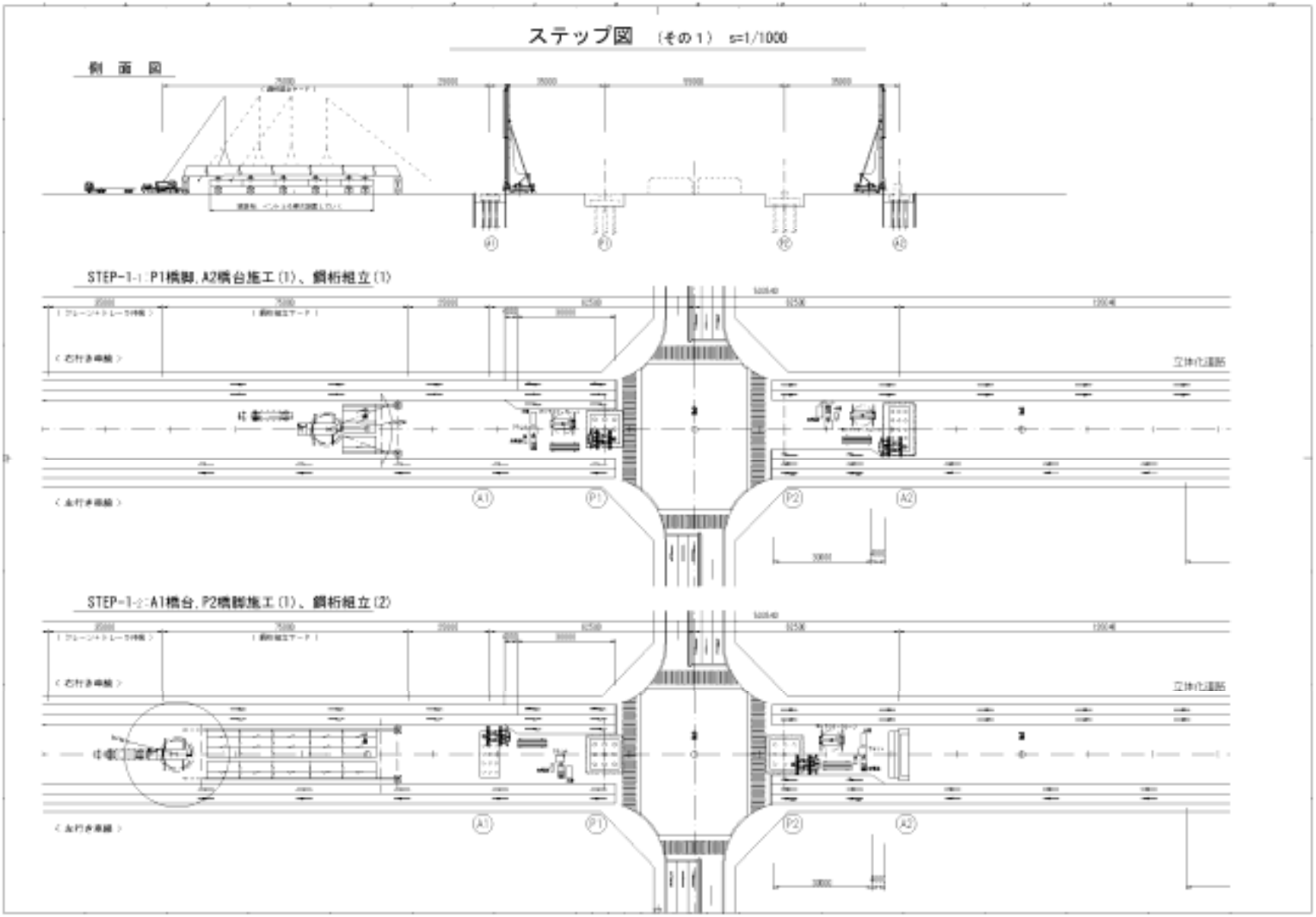


図-4.3.2　施工順序図(その 1)

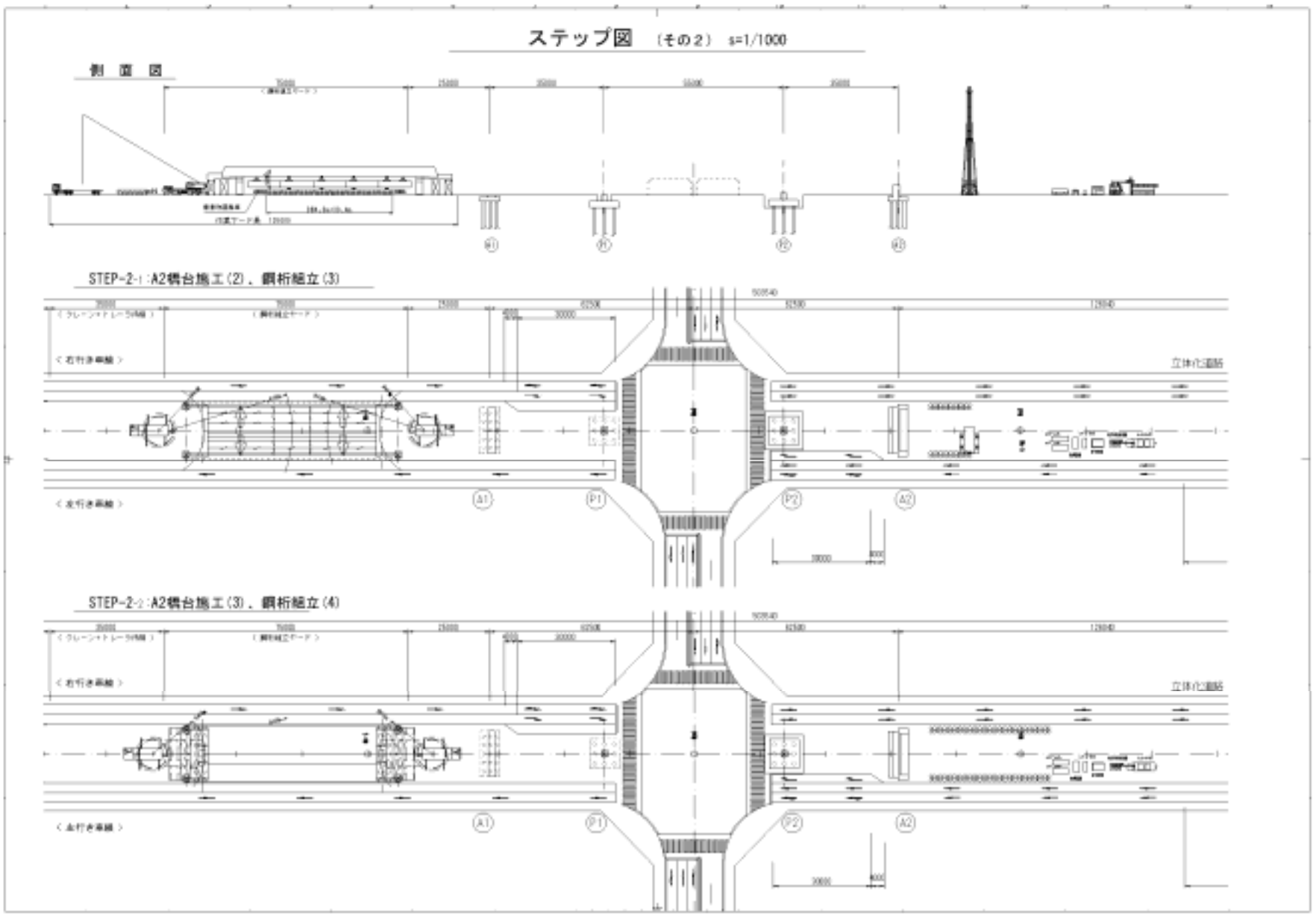


図-4.3.3　施工順序図(その 2)

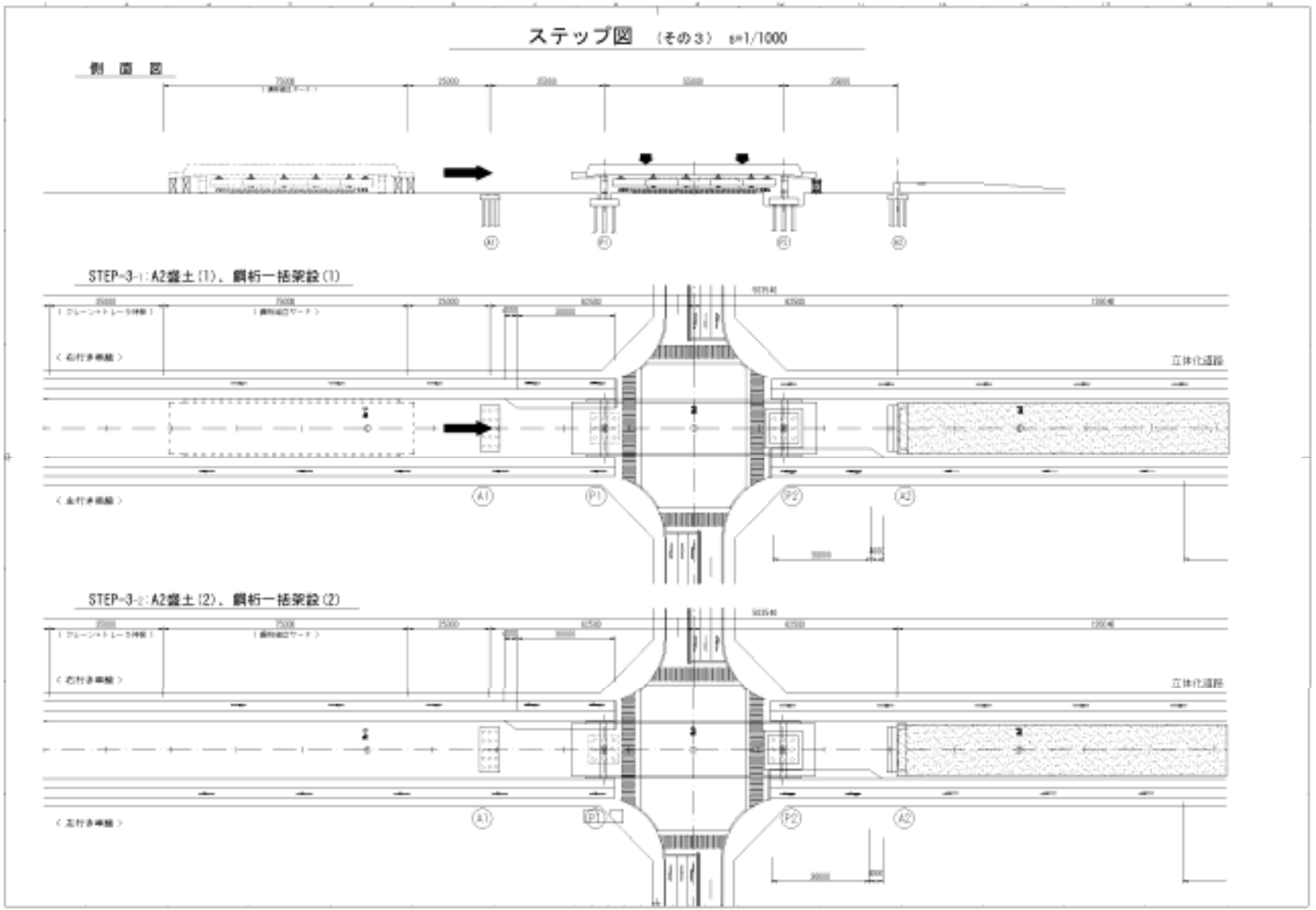


図-4.3.4　施工順序図(その 3)

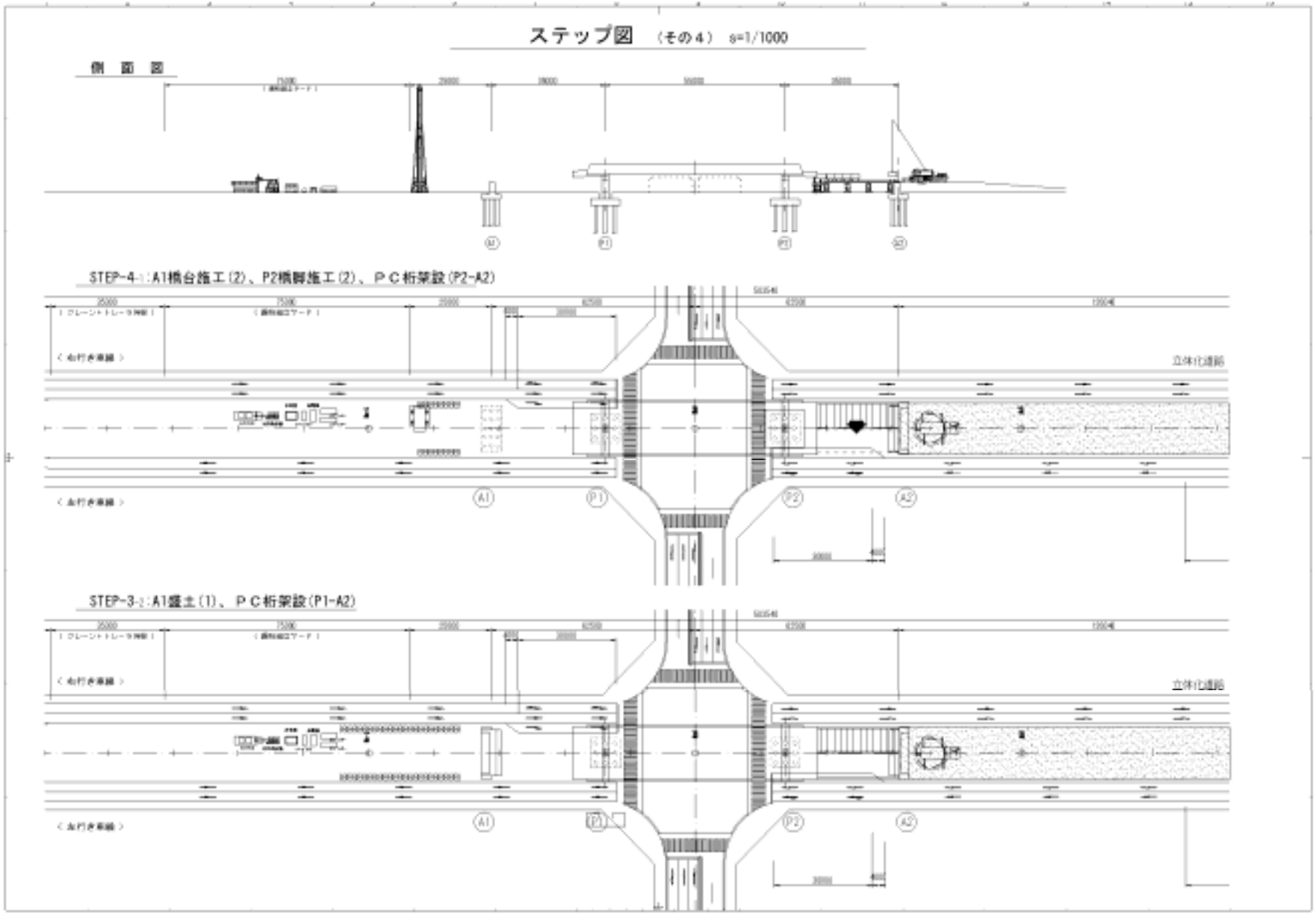


図-4.3.5　施工順序図(その 4)

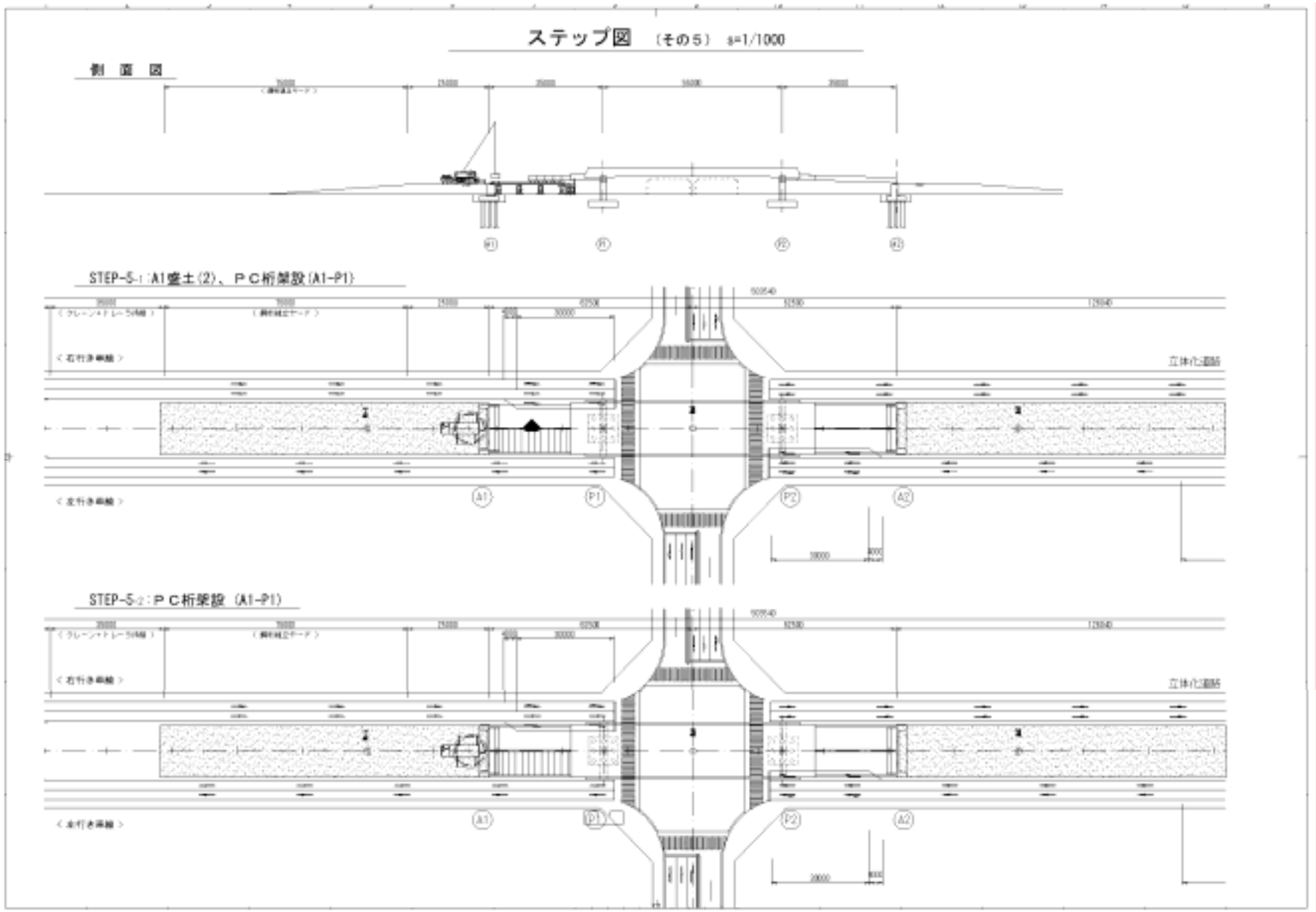


図-4.3.6　施工順序図(その 5)

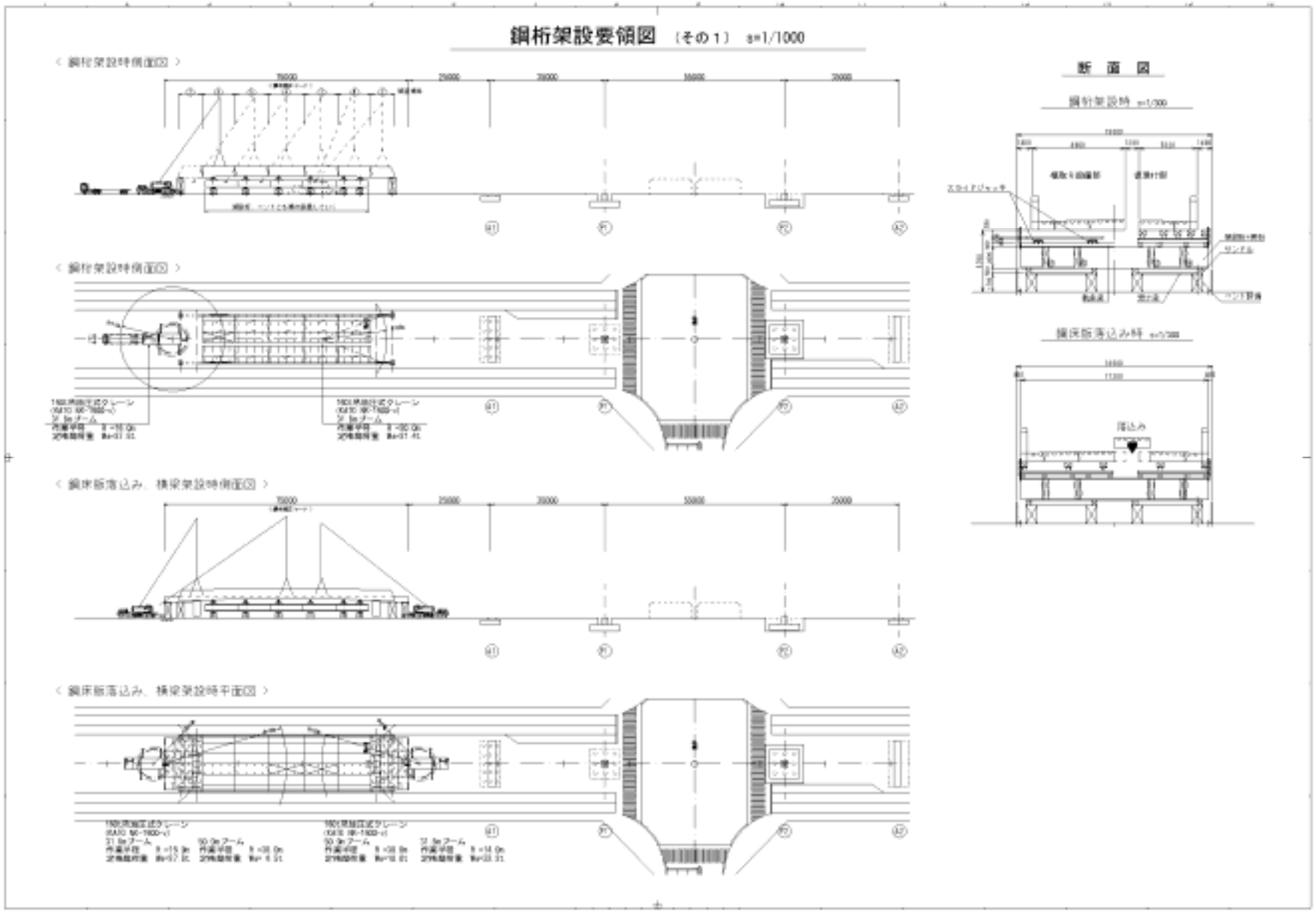


図-4.3.7　鋼桁架設要領図(その 1)

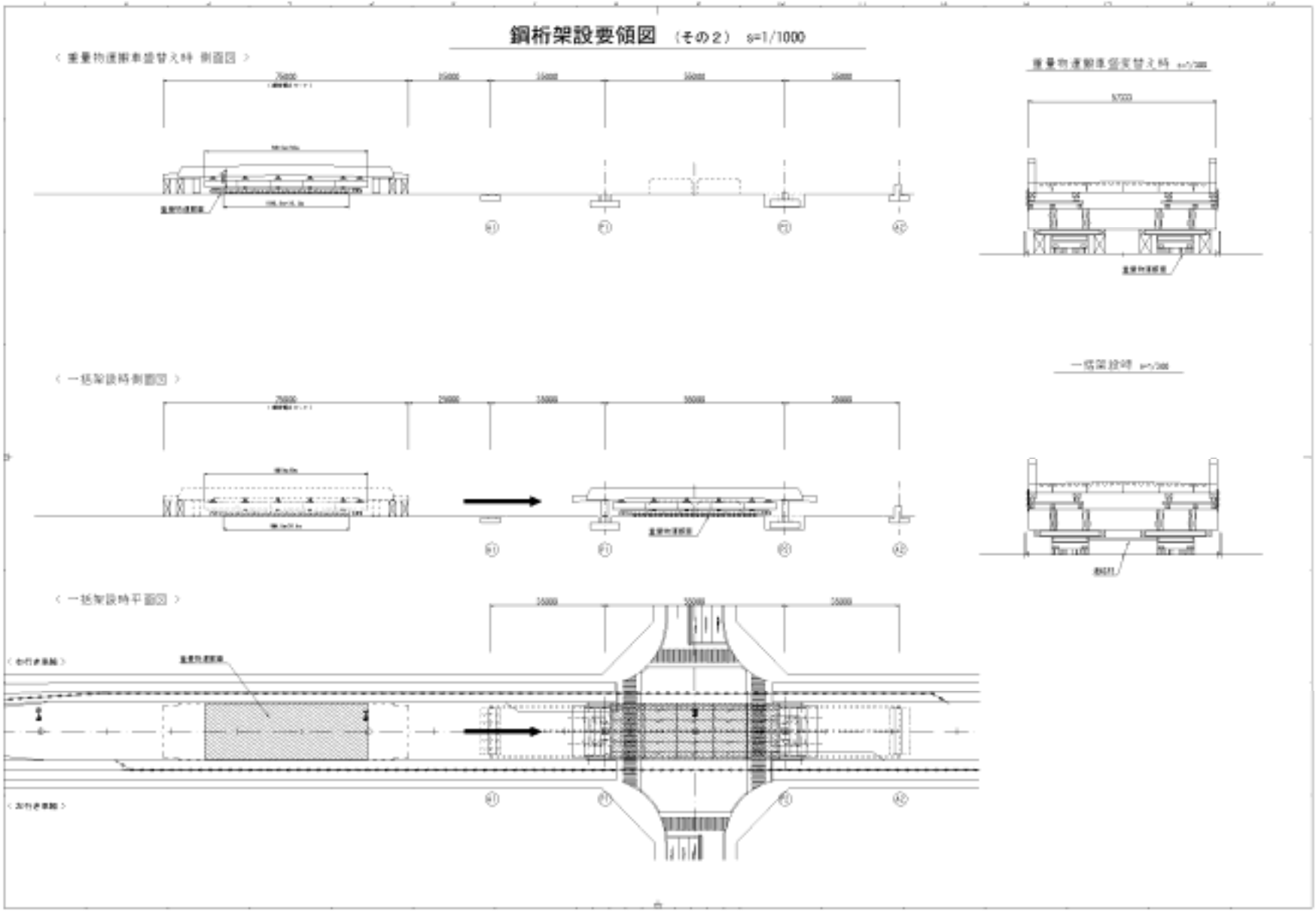


図-4.3.8　鋼桁架設要領図(その 2)

表-4.3.2　交通規制一覧

シミュレーション用				占有－１	占有－２	占有－３	占有－４	占有－５	占有－６	占有－７
				作業ヤード確保	鋼桁横取り	鋼桁一括架設	PC桁横取り（A2側）	PC桁横取り（A1側）	壁高欄足場撤去（右行き車線）	壁高欄足場撤去（左行き車線）
施工期間（日）				２４１日	１日	１日	１日	１日	１日	１日
施工ﾔｰﾄﾞ	総延長（交差道路も含む）			503.540	503.540	503.540	503.540	503.540	503.540	503.540
	A1側	基本長さ(m)	停止線より	221.500	221.500	221.500	221.500	221.500	221.500	221.500
			幅員	18.000	24.000	24.000	18.000	21.000	18.000	21.000
	A2側	基本長さ(m)	停止線より	235.040	235.040	235.040	235.040	235.040	235.040	235.040
			幅員	18.000	18.000	24.000	21.000	18.000	21.000	18.000
立体道路	A1側	右行き	規制車線	－	１車線規制	１車線規制	－	１車線規制	１車線規制	－
			規制区間	－	284m	284m	－	104m	104m	－
			規制期間	－	１晩	１晩	－	１晩	１晩	－
			規制時間	－	22:00～ 0:00	22:00～ 6:00	－	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	－
			車道幅員	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m
			路肩幅員	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m
			歩道幅員	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m
		左行き	規制車線	－	１車線規制	１車線規制	－	－	－	１車線規制
			規制区間	－	189m	189m	－	－	－	54m
			規制期間	－	１晩	１晩	－	－	－	１晩
			規制時間	－	22:00～ 0:00	22:00～ 6:00	－	－	－	22:00～ 6:00
			車道幅員	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m
			路肩幅員	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m
			歩道幅員	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m
	A2側	右行き	規制車線	－	－	１車線規制	－	－	１車線規制	－
			規制区間	－	－	65m	－	－	54m	－
			規制期間	－	－	１晩	－	－	１晩	－
			規制時間	－	－	22:00～ 6:00	－	－	22:00～ 6:00	－
			車道幅員	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m
			路肩幅員	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m
			歩道幅員	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m
		左行き	規制車線	－	－	１車線規制	１車線規制	－	－	１車線規制
			規制区間	－	－	115m	104m	－		104m
			規制期間	－	－	１晩	１晩	－	－	１晩
			規制時間	－	－	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	－	－	22:00～ 6:00
			車道幅員	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m
			路肩幅員	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m
			歩道幅員	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m	2.5m
交差道路	交差道路部は,鋼桁一括架設時以外は規制なし		規制車線	－	－	直進・右折通行止め	－	－	－	－
			規制期間	－	－	１晩	－	－	－	－
			規制時間	－	－	22:00～ 6:00	－	－	－	－
			車道幅員	－	－	－	－	－	－	－
			路肩幅員	－	－	－	－	－	－	－
			歩道幅員	－	－	－	－	－	－	－
右折車線滞留長			Ａ１側	30m	0m	0m	30m	0m	0m	30m
			Ａ２側	30m	30m	0m	0m	30m	30m	0m
作業時に短期間で規制を必要とするもの				－	－	－	－	－	－	－

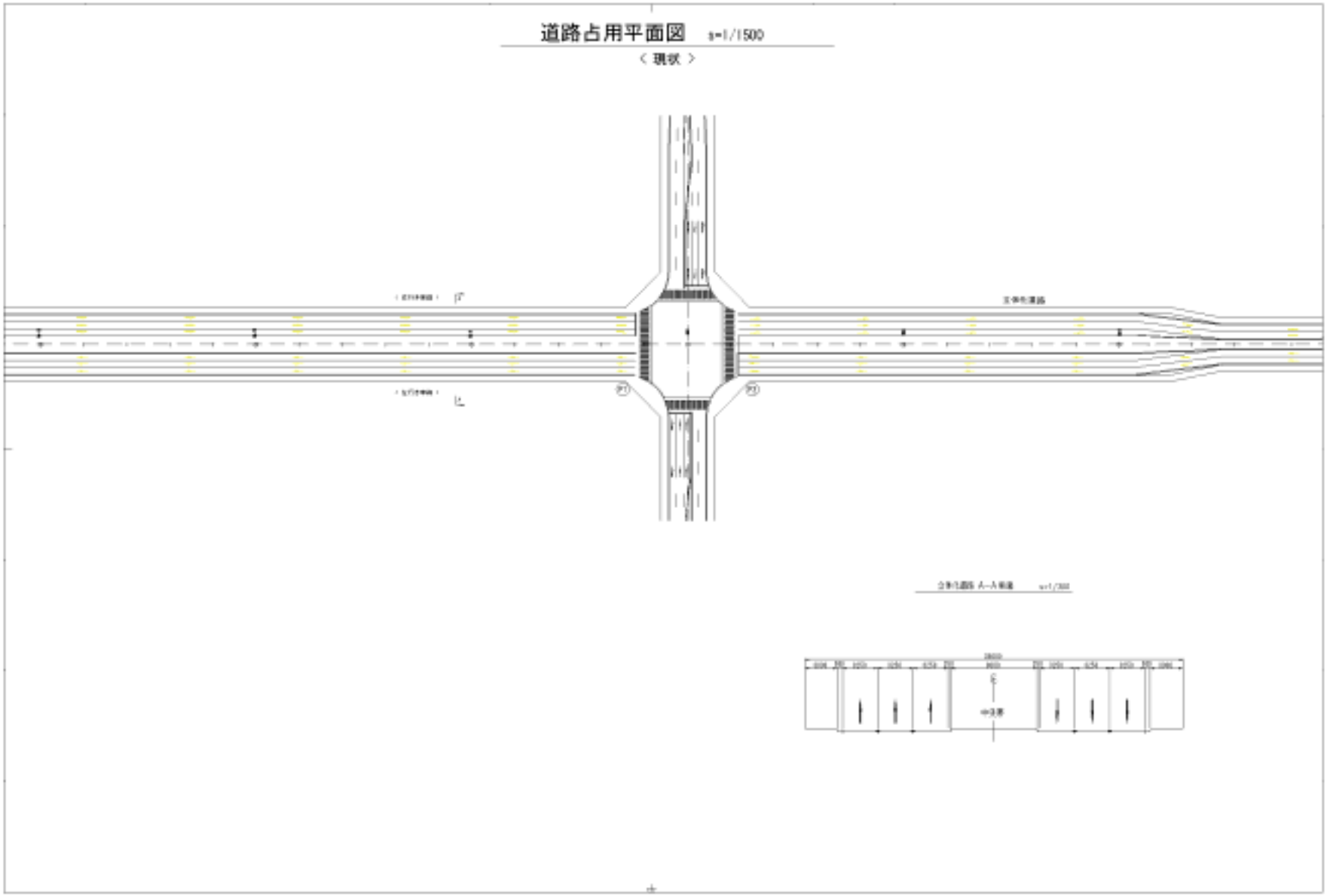


図-4.3.9　交通規制計画図(その 1)

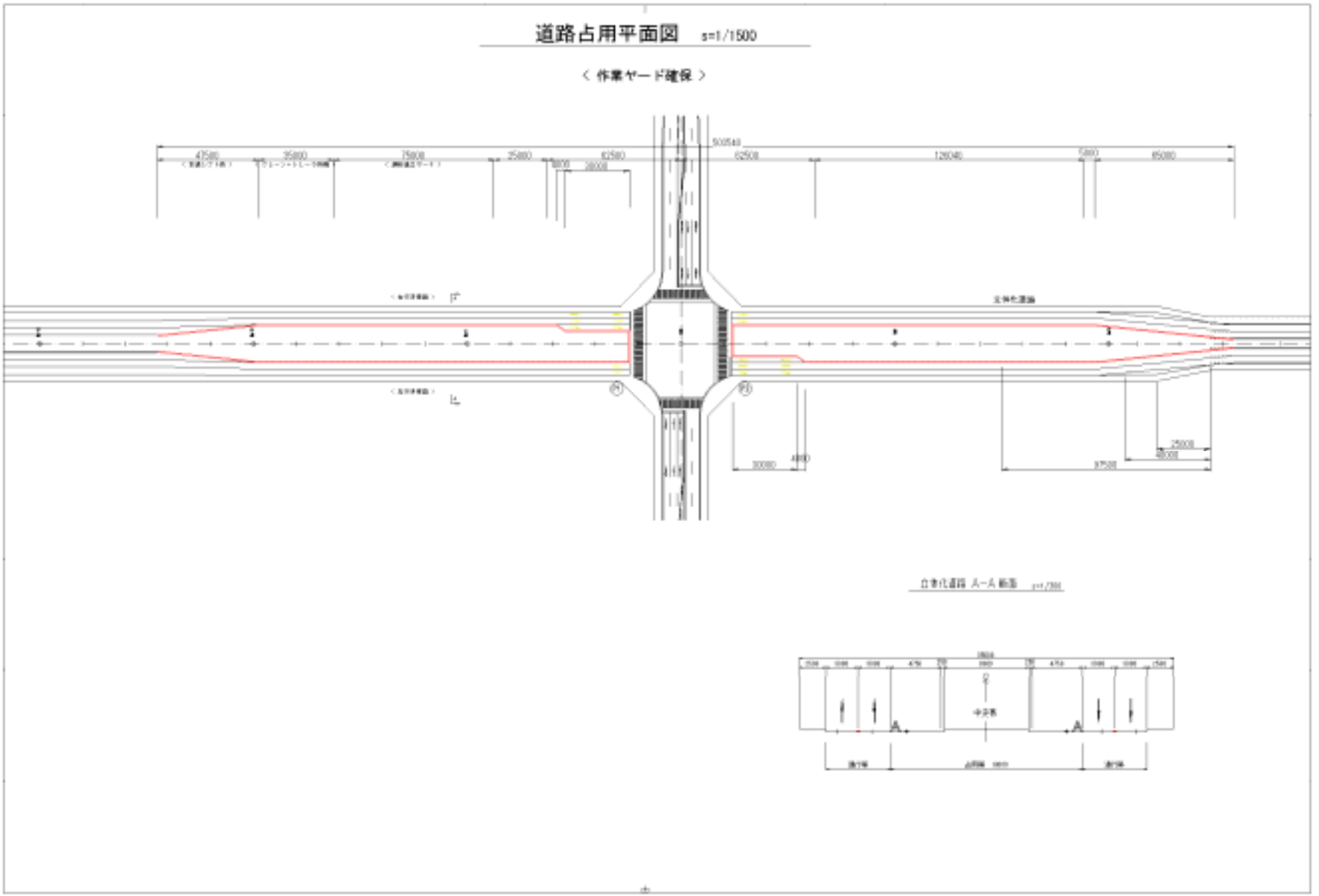


図-4.3.10　交通規制計画図(その 2)

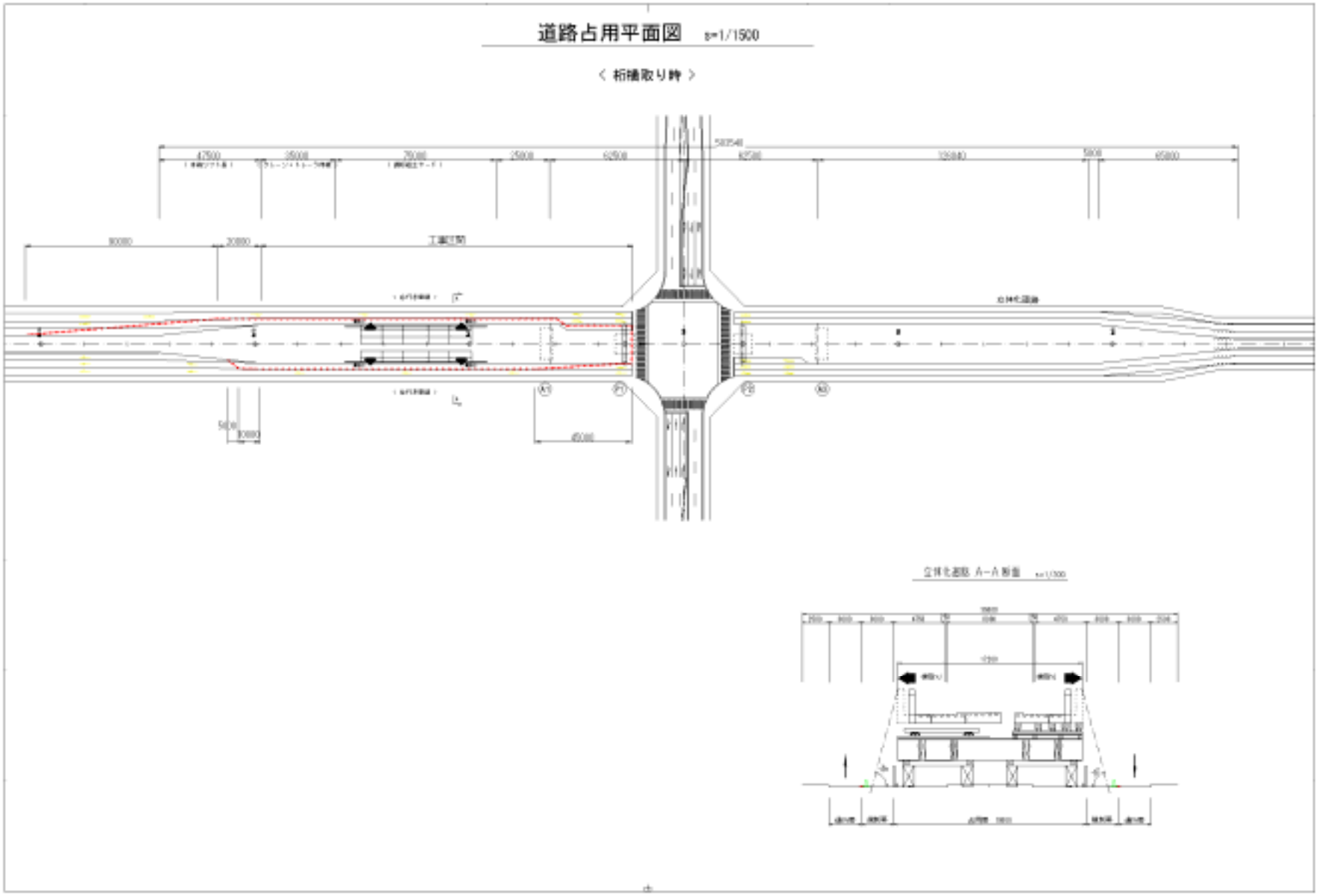


図-4.3.11 交通規制計画図(その 3)

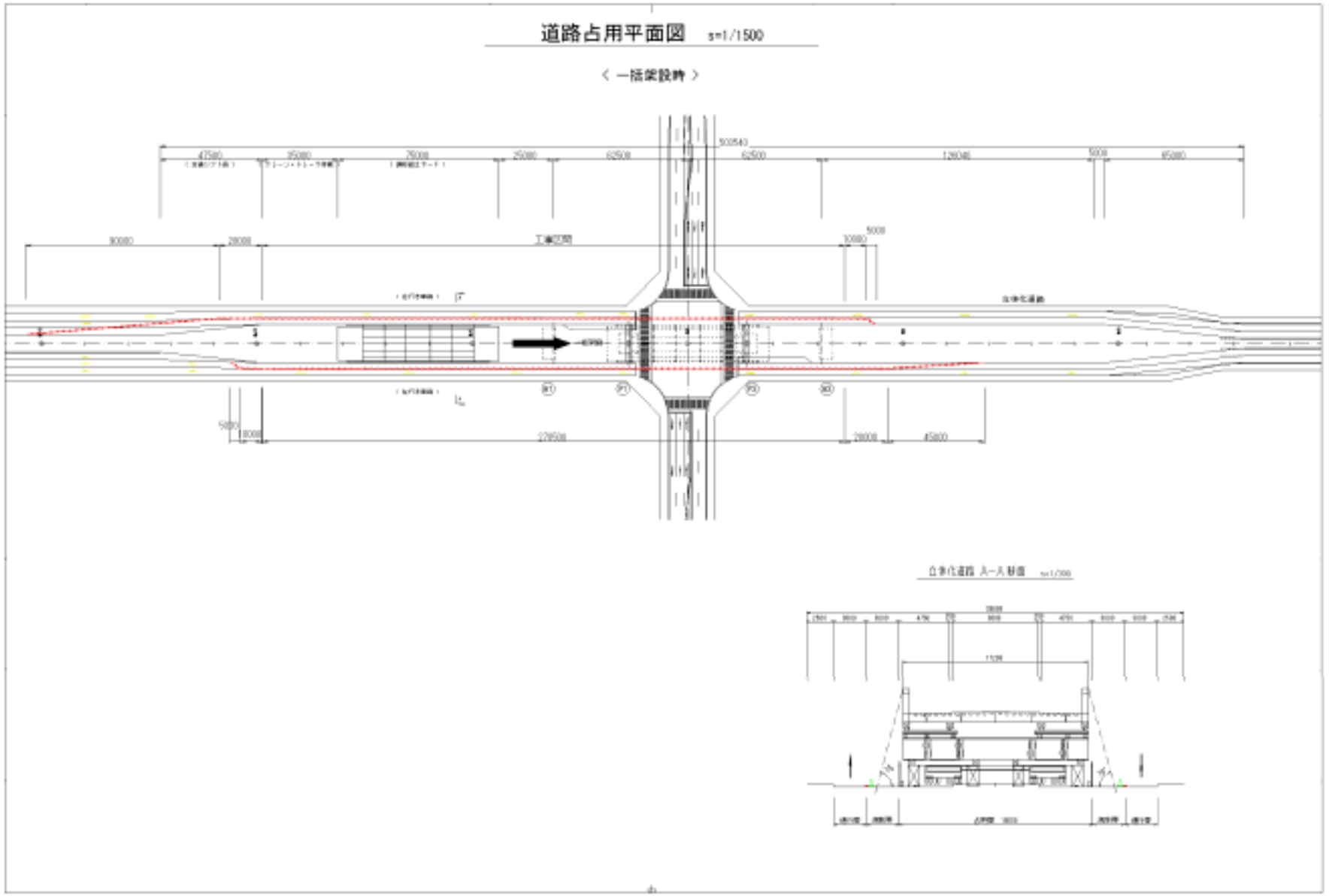


図-4.3.12 交通規制計画図(その 4)

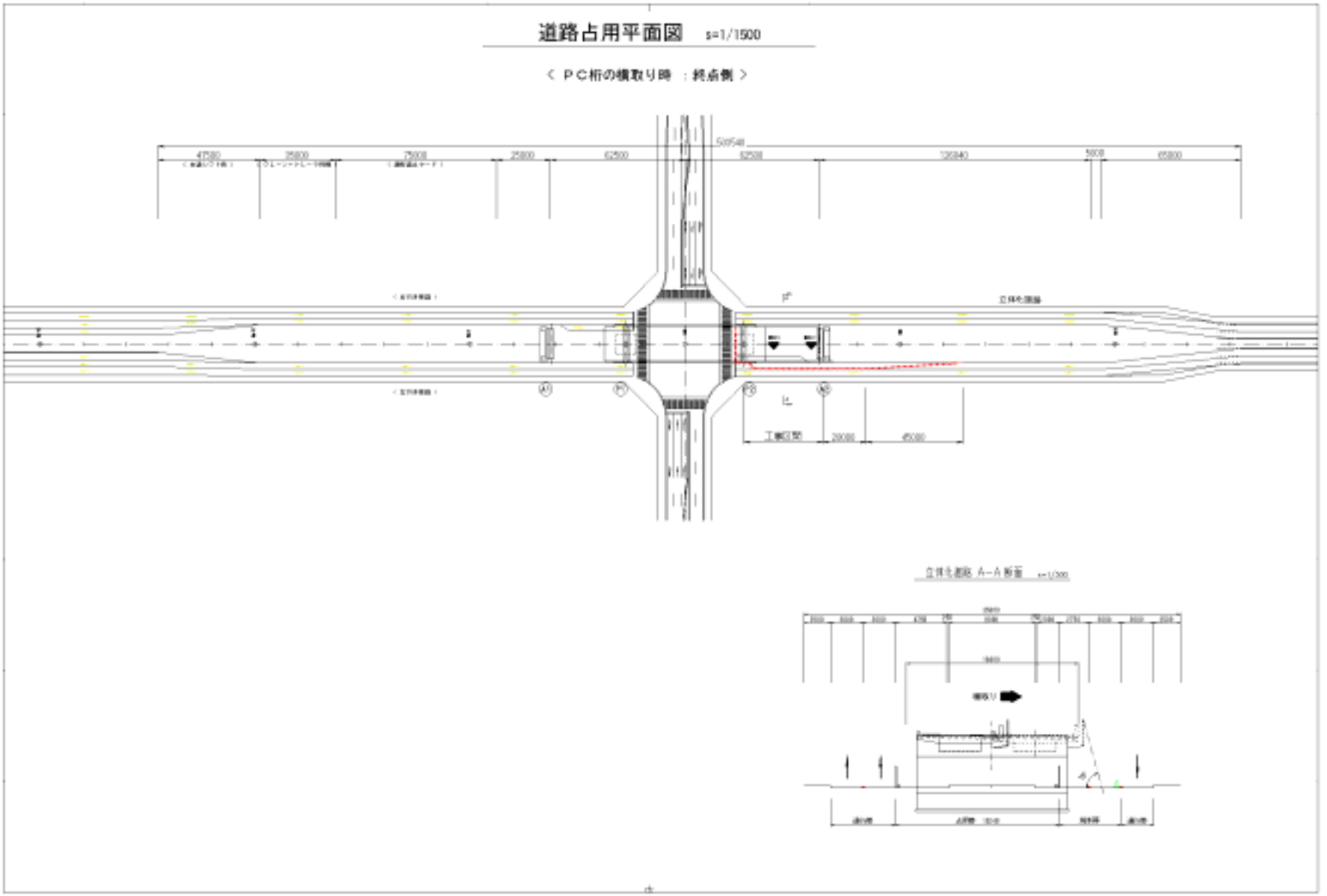


図-4.3.13 交通規制計画図(その 5)

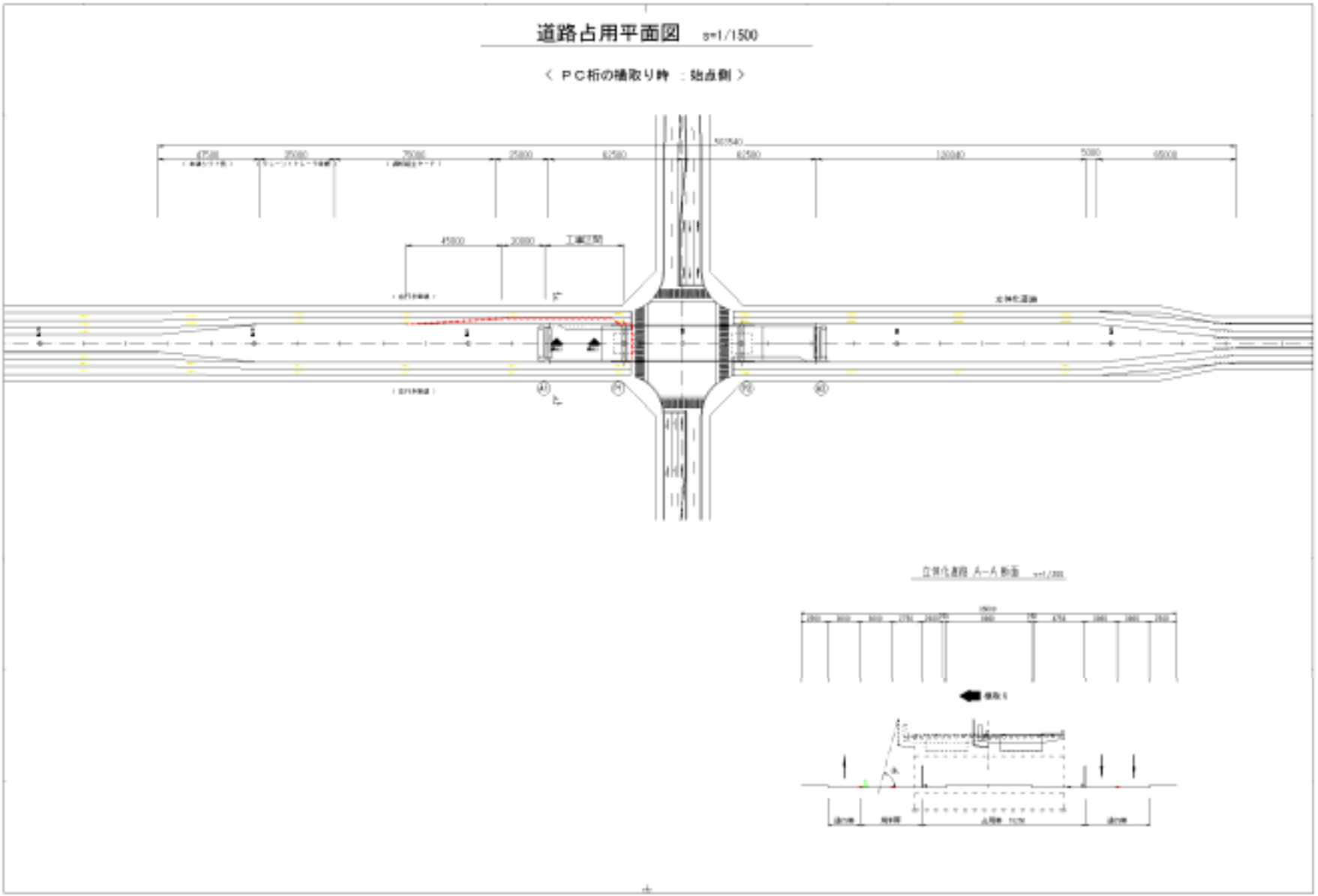


図-4.3.14 交通規制計画図(その 6)

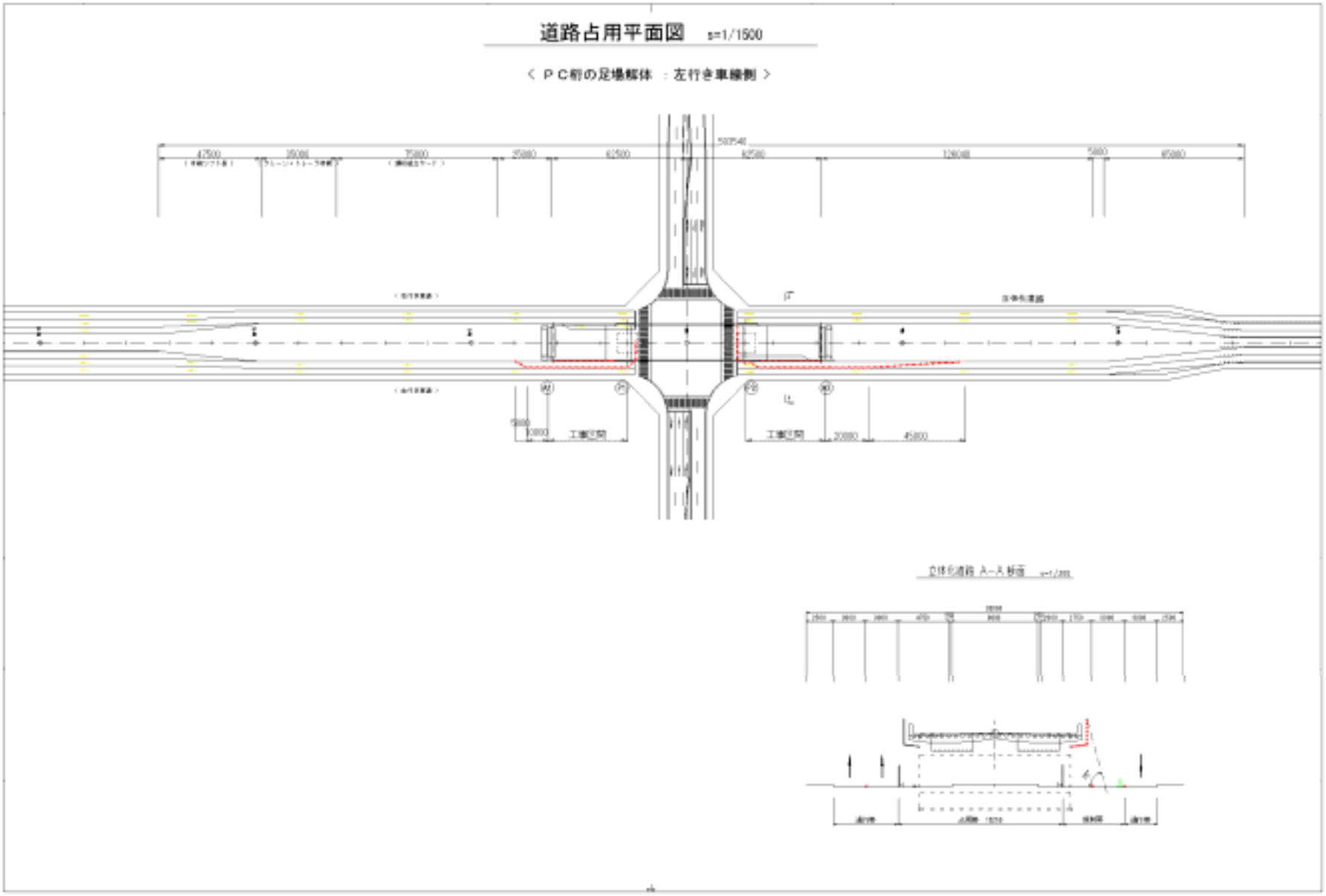


図-4.3.15 交通規制計画図(その 7)

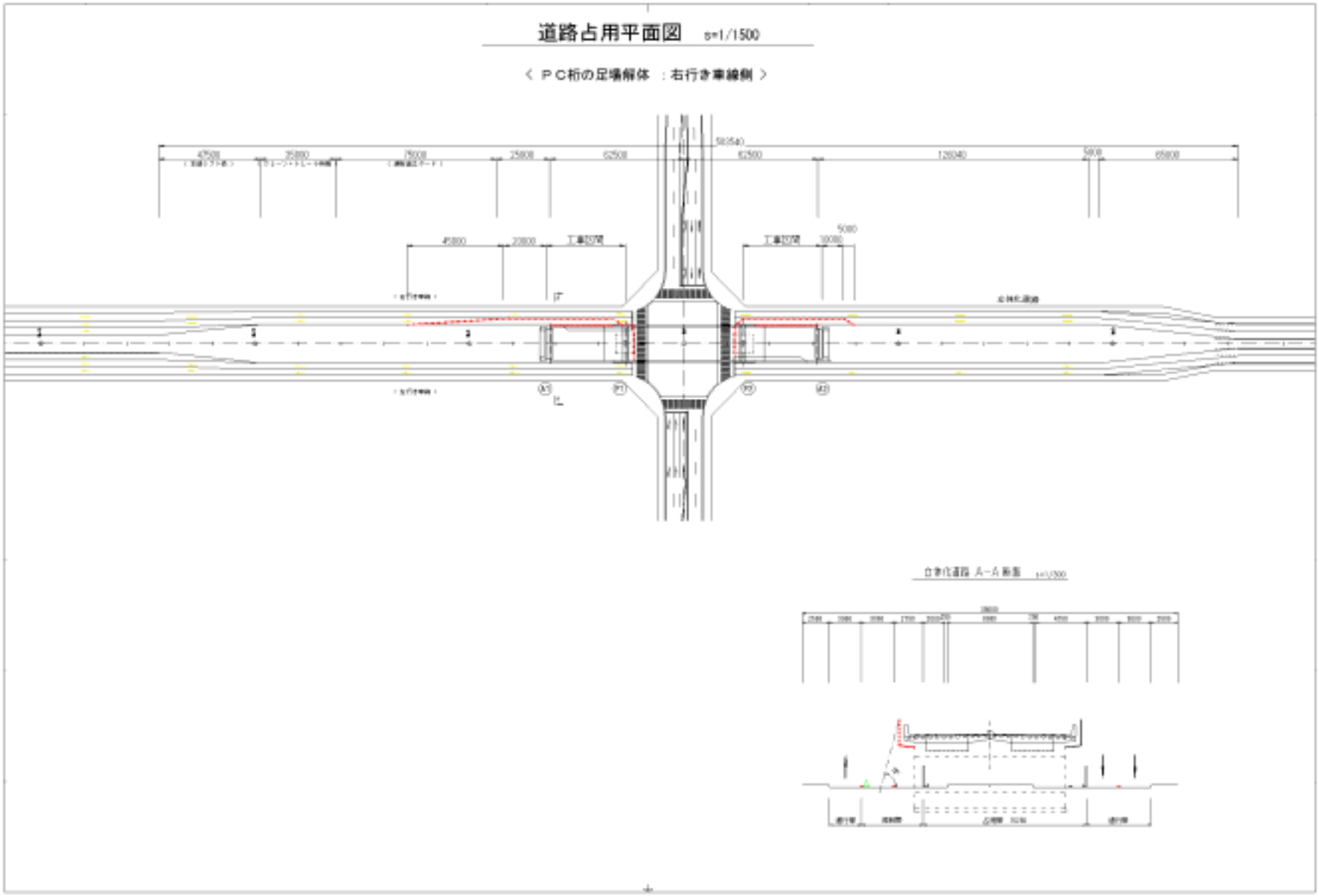


図-4.3.16 交通規制計画図(その 8)

4.4　工費最小ケース

(1)全体構造

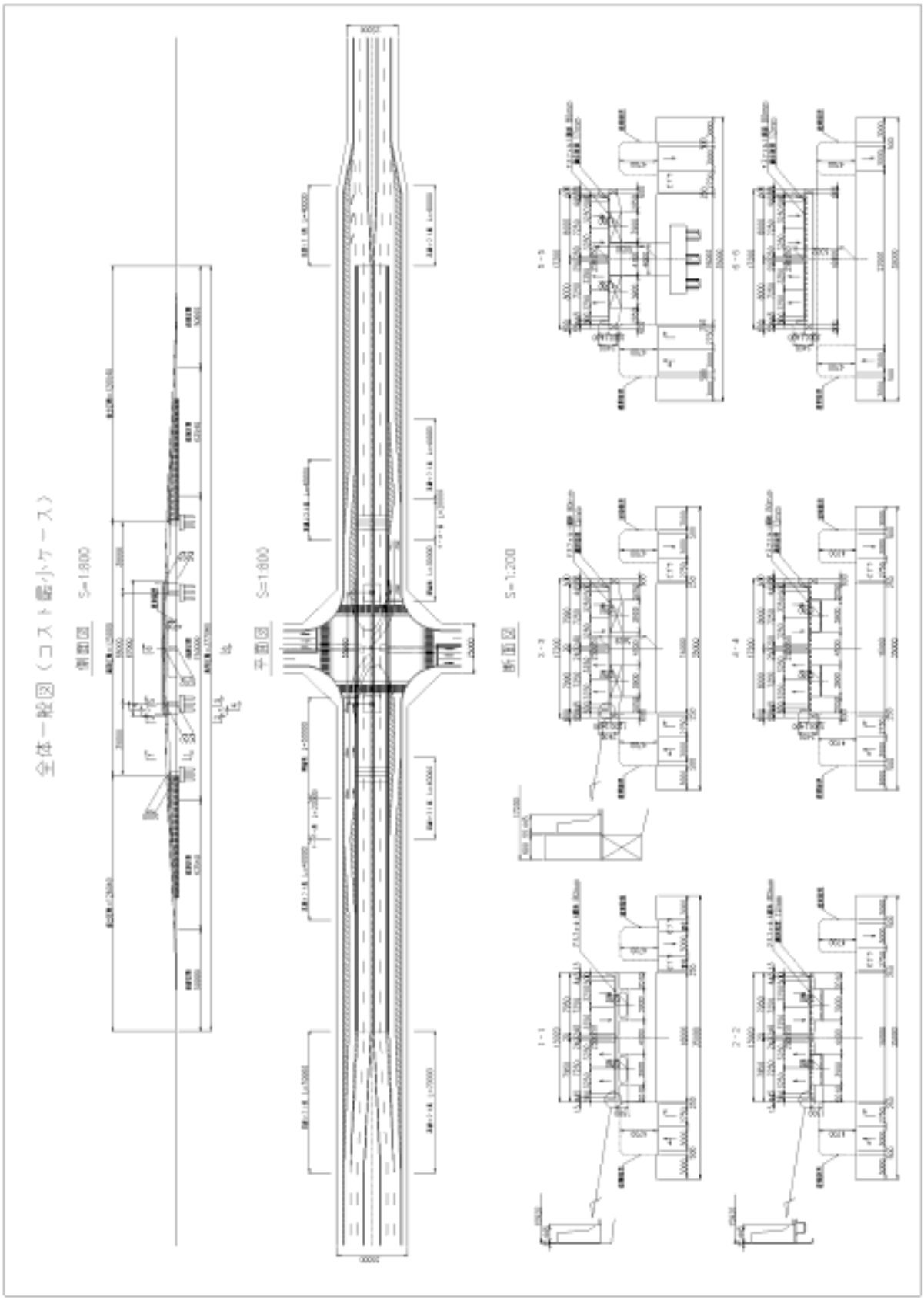
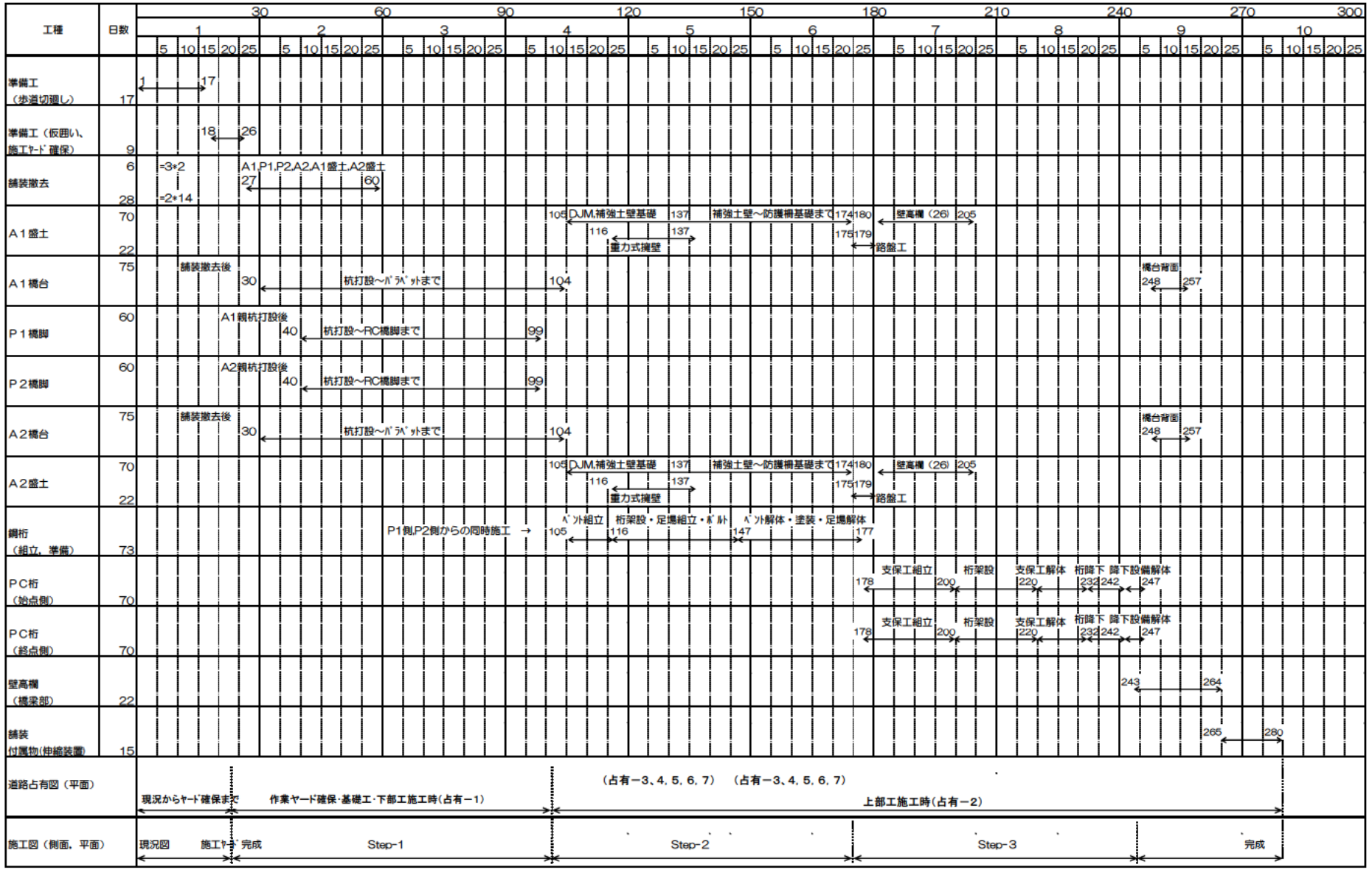


図-4.4.1　全体一般図

表-4.4.1　工事工程表


工種
日数
準備工（歩道切廻し） 17
準備工（仮囲い、施工ﾔｰﾄﾞ確保） 9
舗装撤去 6 28
A1盛土 70 22
A1橋台 75
P1橋脚 60
P2橋脚 60
A2橋台 75
A2盛土 70 22
鋼桁（組立，準備） 73
PC桁（始点側） 70
PC桁（終点側） 70
壁高欄（橋梁部） 22
舗装付属物(伸縮装置) 15
道路占有図（平面）
施工図（側面，平面）
=3*2
=2*14
A1,P1,P2,A2,A1盛土,A2盛土
A1親杭打設後
A2親杭打設後
杭打設～ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄまで
杭打設～RC橋脚まで
DJM,補強土壁基礎
補強土壁～防護柵基礎まで
壁高欄（26）
重力式擁壁
路盤工
橋台背面
P1側,P2側からの同時施工 →
ﾍﾞﾝﾄ組立
桁架設・足場組立・ﾎﾞﾙﾄ
ﾍﾞﾝﾄ解体・塗装・足場解体
支保工組立
桁架設
支保工解体
桁降下
降下設備解体
現況からﾔｰﾄﾞ確保まで
作業ヤード確保・基礎工・下部工施工時（占有－1）
（占有－3、4，5，6，7）
上部工施工時（占有－2）
現況図
施工ﾔｰﾄﾞ完成
Step-1
Step-2
Step-3
完成

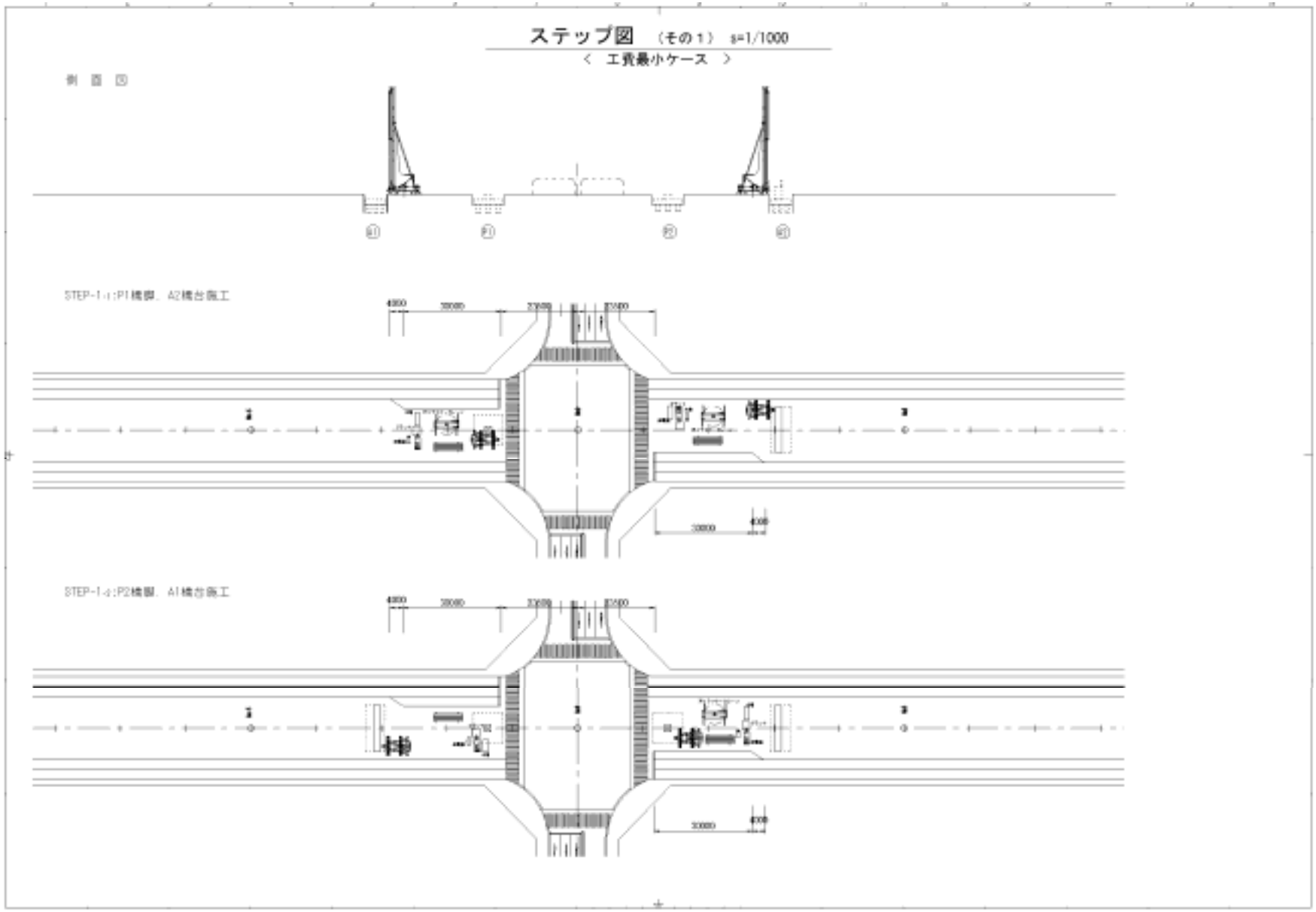


図-4.4.2　施工順序図(その 1)

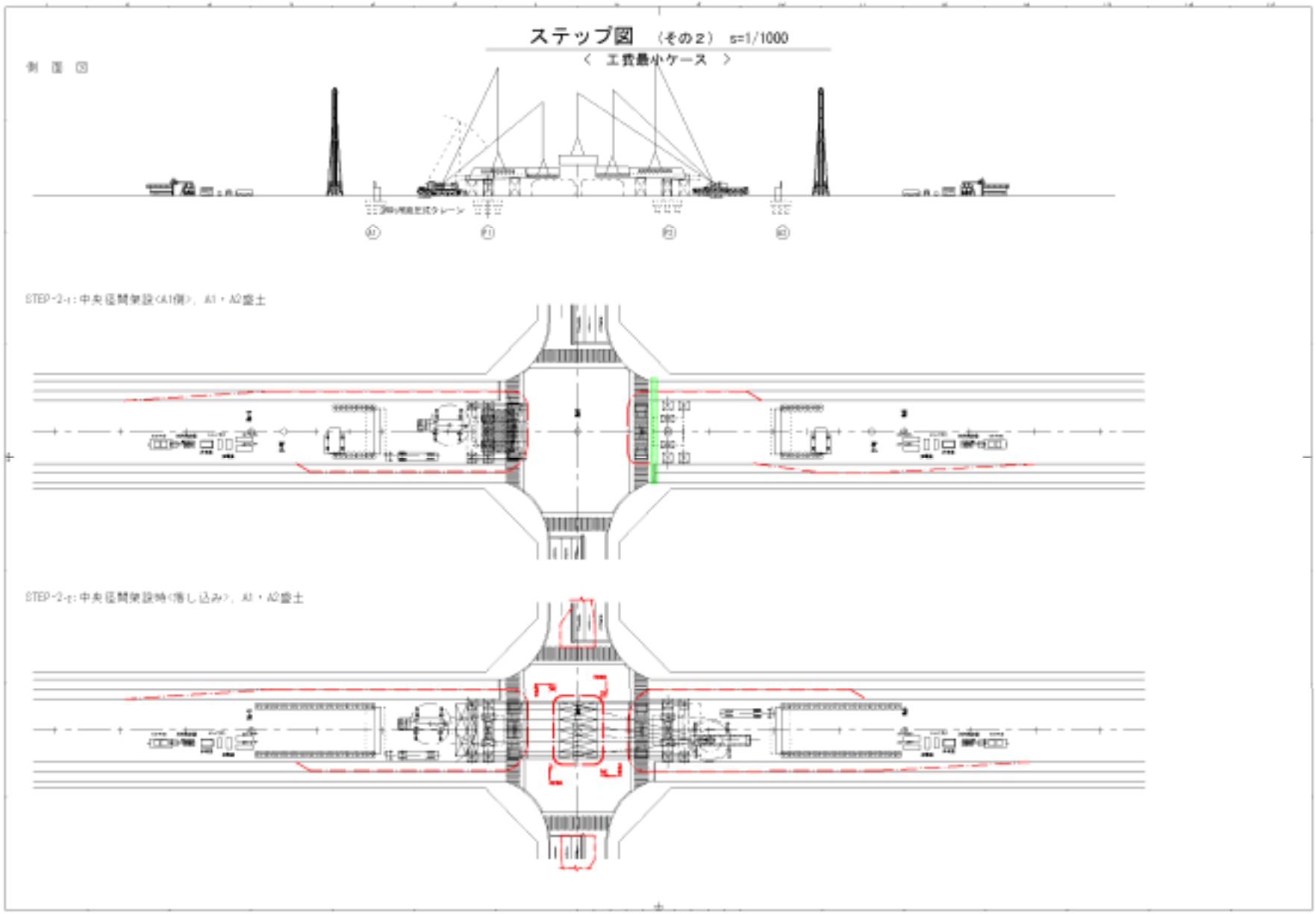


図-4.4.3　施工順序図(その 2)

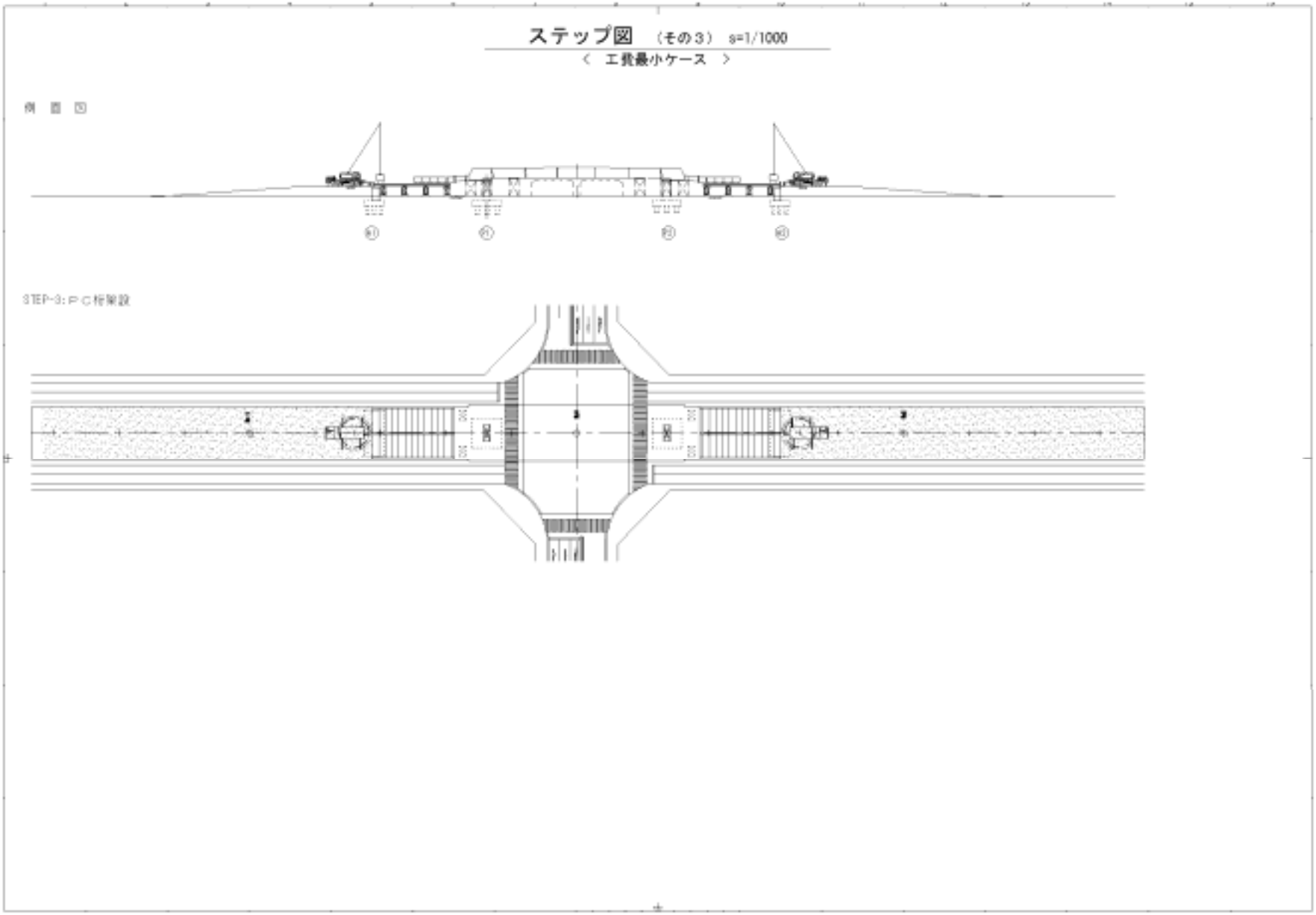


図-4.4.4　施工順序図(その 3)

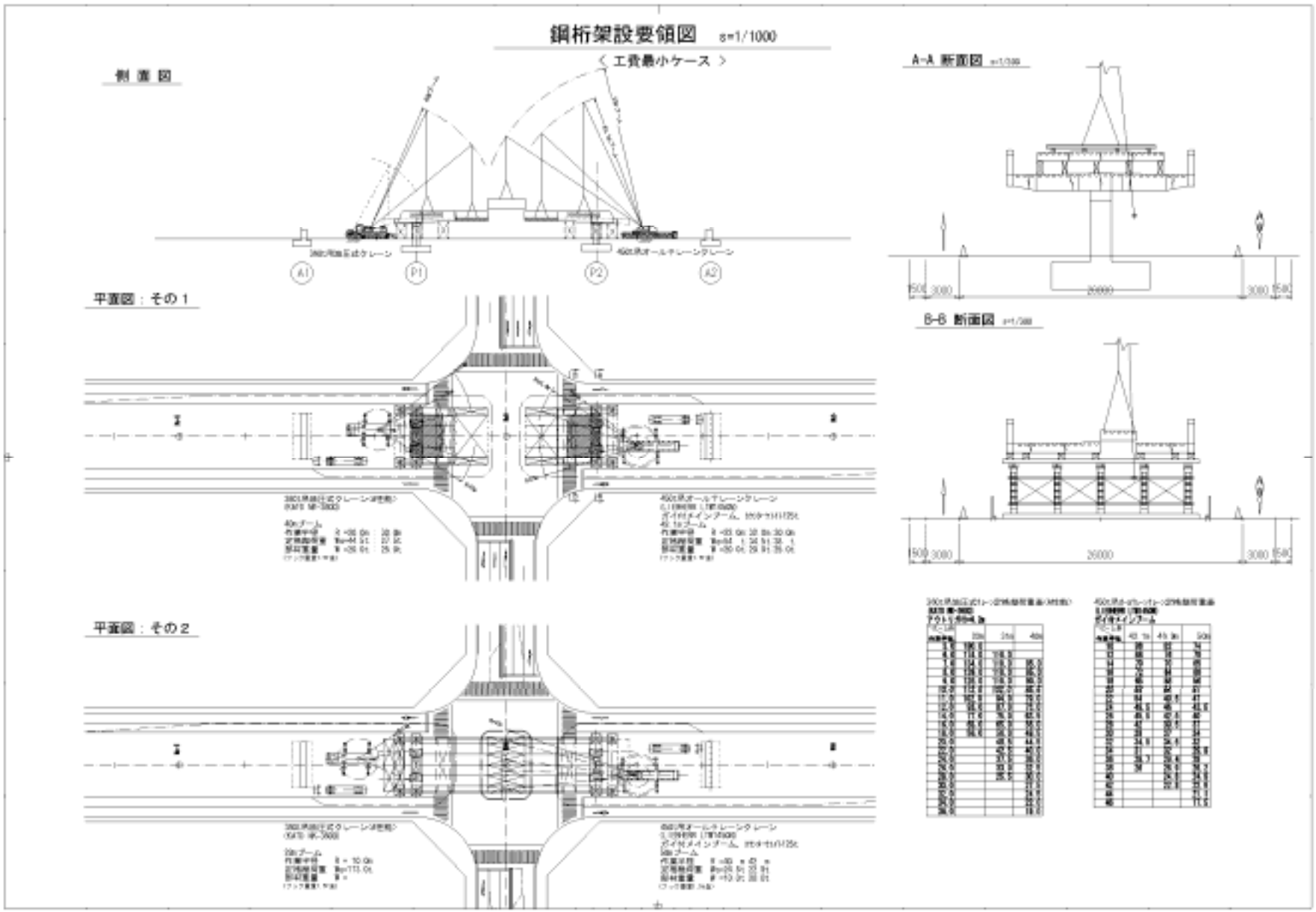


図-4.4.5　鋼桁架設要領図(その 1)

表-4.4.2　交通規制一覧

シミュレーション用				占用－１ 作業ヤード確保 基礎工･下部工施工時	占用－２ 上部工･盛土工施工時	占用－3 中央径間 鋼桁架設の①（A1側） 足場組立・解体	占用－4 中央径間 鋼桁架設の②（A2側） 足場組立・解体	占用－5 中央径間 鋼桁架設の③（A1側） 足場組立・解体	占用－6 中央径間 鋼桁架設の④（A2側） 足場組立・解体	占用－7 中央径間 鋼桁架設の⑤ 足場組立・解体
施工期間（日）				７８日	１７６日	６日	６日	６日	６日	６日
施工ﾔｰﾄﾞ	総延長（交差道路も含む）			495.080	495.080	495.080	495.080	495.080	495.080	495.080
	A1側	基本長さ(m)	停止線より	209.040	209.040	209.040	209.040	209.040	209.040	209.040
			幅員	20.000	20.000	26.000	23.000	26.000	23.000	26.000
	A2側	基本長さ(m)	停止線より	239.040	239.040	239.040	239.040	239.040	239.040	239.040
			幅員	20.000	20.000	23.000	26.000	23.000	26.000	26.000
立体道路	A1側	右行き	規制車線	－	－	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制
			規制区間	－	－	115m	85m	115m	85m	115m
			規制期間	－	－	６晩	６晩	６晩	６晩	６晩
			規制時間	－	－	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00
			車道幅員	2×3.0m	1×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m
			路肩幅員	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m
			歩道幅員	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m
		左行き	規制車線	－	－	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制
			規制区間	－	－	65m	35m	65m	35m	35m
			規制期間	－	－	６晩	６晩	６晩	６晩	６晩
			規制時間	－	－	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00
			車道幅員	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m
			路肩幅員	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m
			歩道幅員	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m
	A2側	右行き	規制車線	－	－	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制	１車線規制
			規制区間	－	－	35m	65m	35m	65m	65m
			規制期間	－	－	６晩	６晩	６晩	６晩	６晩
			規制時間	－	－	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00
			車道幅員	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m
			路肩幅員	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m
			歩道幅員	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	2.5m
		左行き	規制車線	－	－	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制	１車線規制
			規制区間	－	－	85m	115m	85m	115m	115m
			規制期間	－	－	６晩	６晩	６晩	６晩	６晩
			規制時間	－	－	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00
			車道幅員	2×3.0m	1×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m
			路肩幅員	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m
			歩道幅員	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m
交差道路	交差道路部は､鋼桁一括架設時以外は規制なし		規制車線	－	－	－	－	直進各１車線規制	直進各１車線規制	直進各1車線･右折車線規制
			規制期間	－	－	－	－	６晩	６晩	６晩
			規制時間	－	－	－	－	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00
			車道幅員	－	－	－	－	－	－	－
			路肩幅員	－	－	－	－	－	－	－
			歩道幅員	－	－	－	－	－	－	－
右折車線滞留長			Ａ１側	32m	0m	0m	40m	0m	40m	0m
			Ａ２側	32m	0m	40m	0m	40m	0m	0m
作業時に短期間で規制を必要とするもの				－	－	－	－	－	－	－

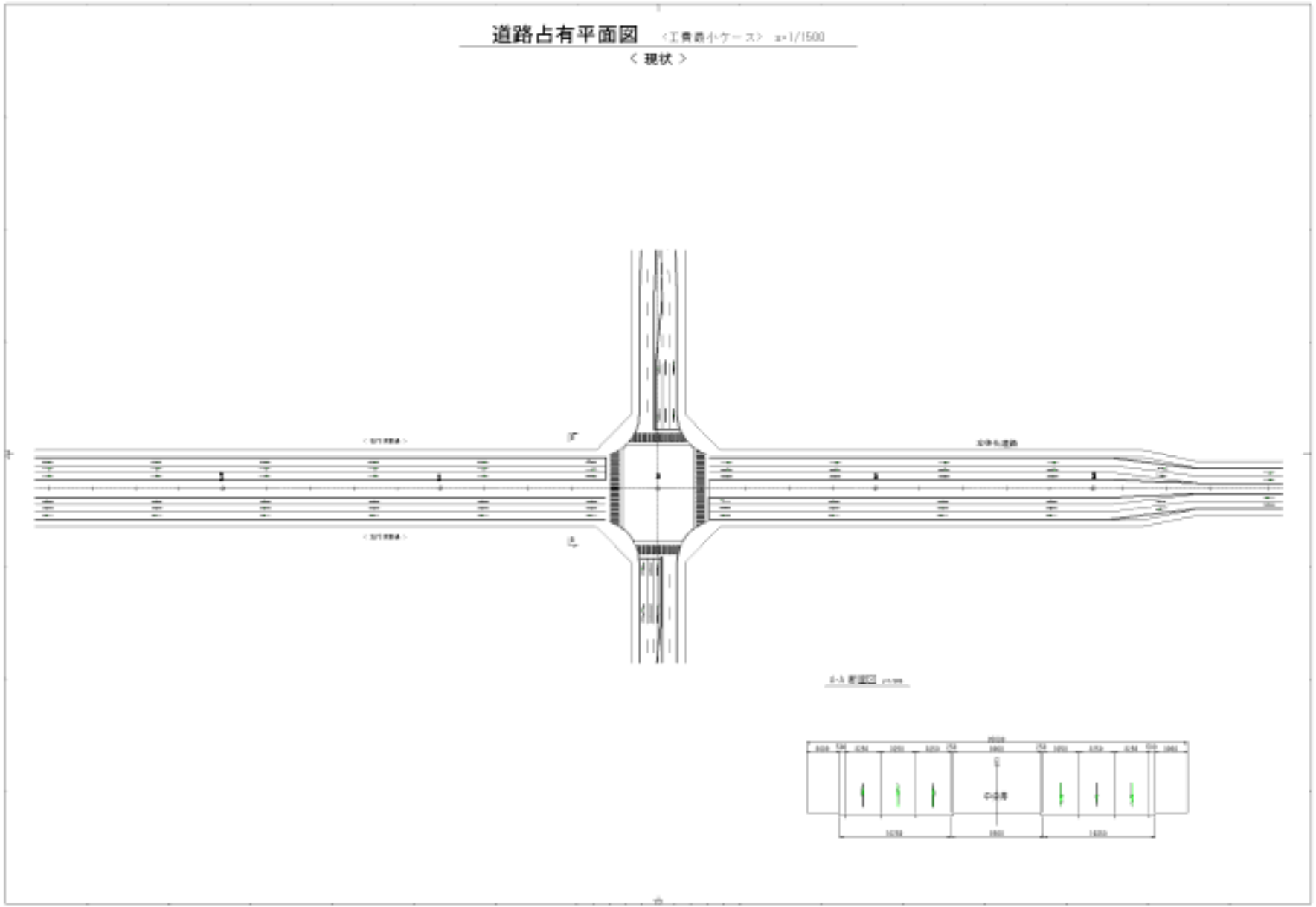


図-4.4.6　交通規制計画図(その 1)

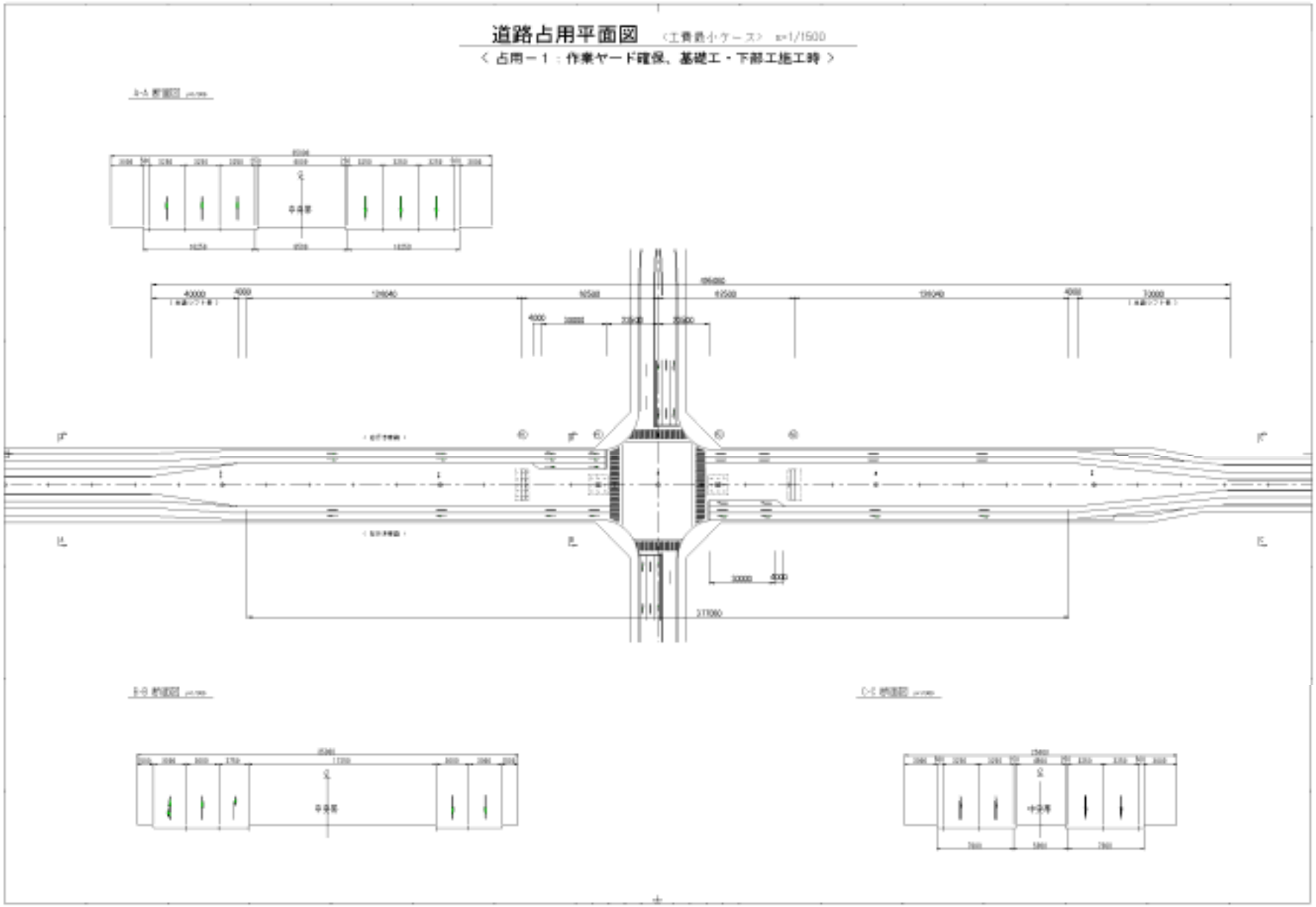


図-4.4.7　交通規制計画図(その 2)

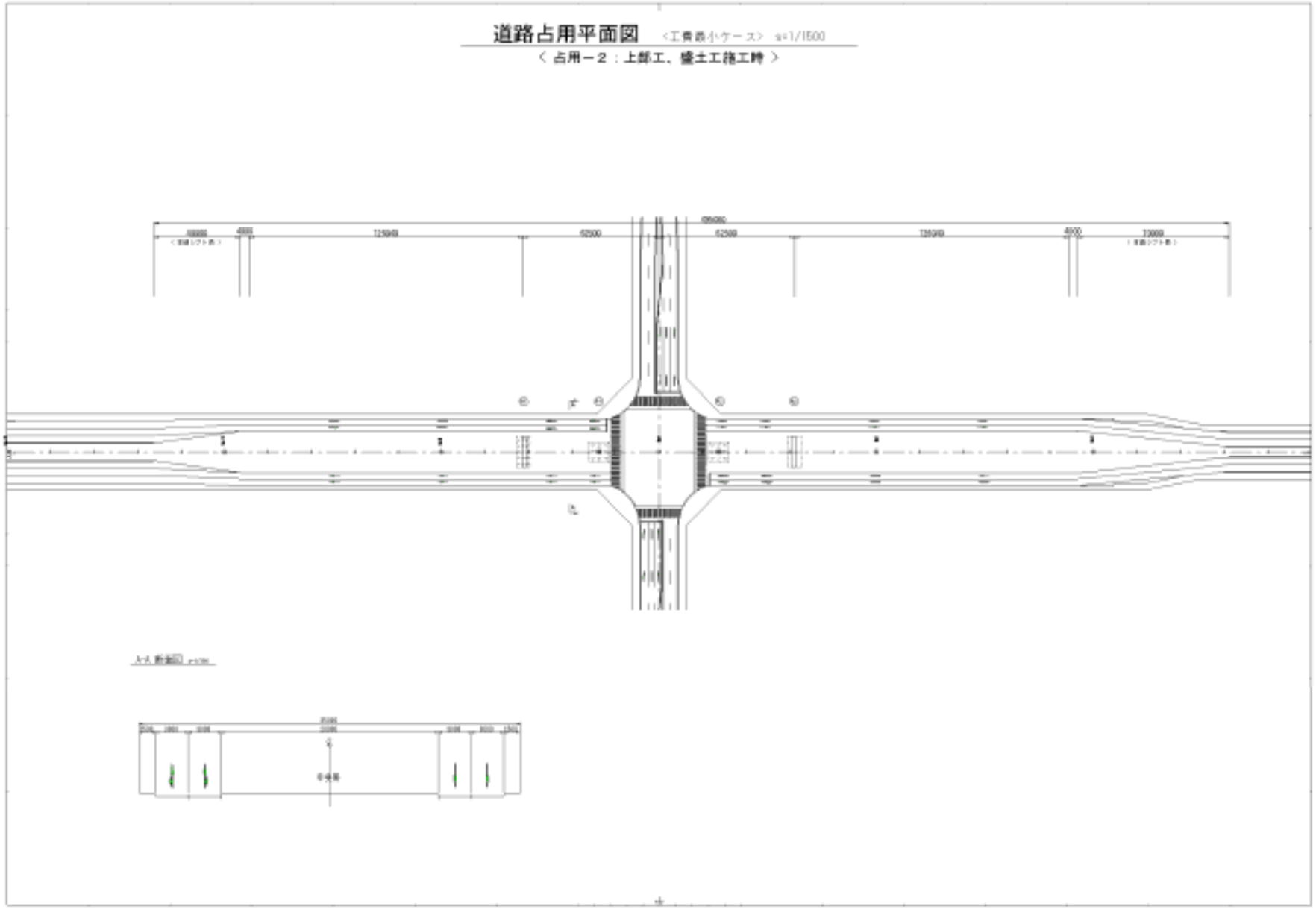


図-4.4.8　交通規制計画図(その 3)

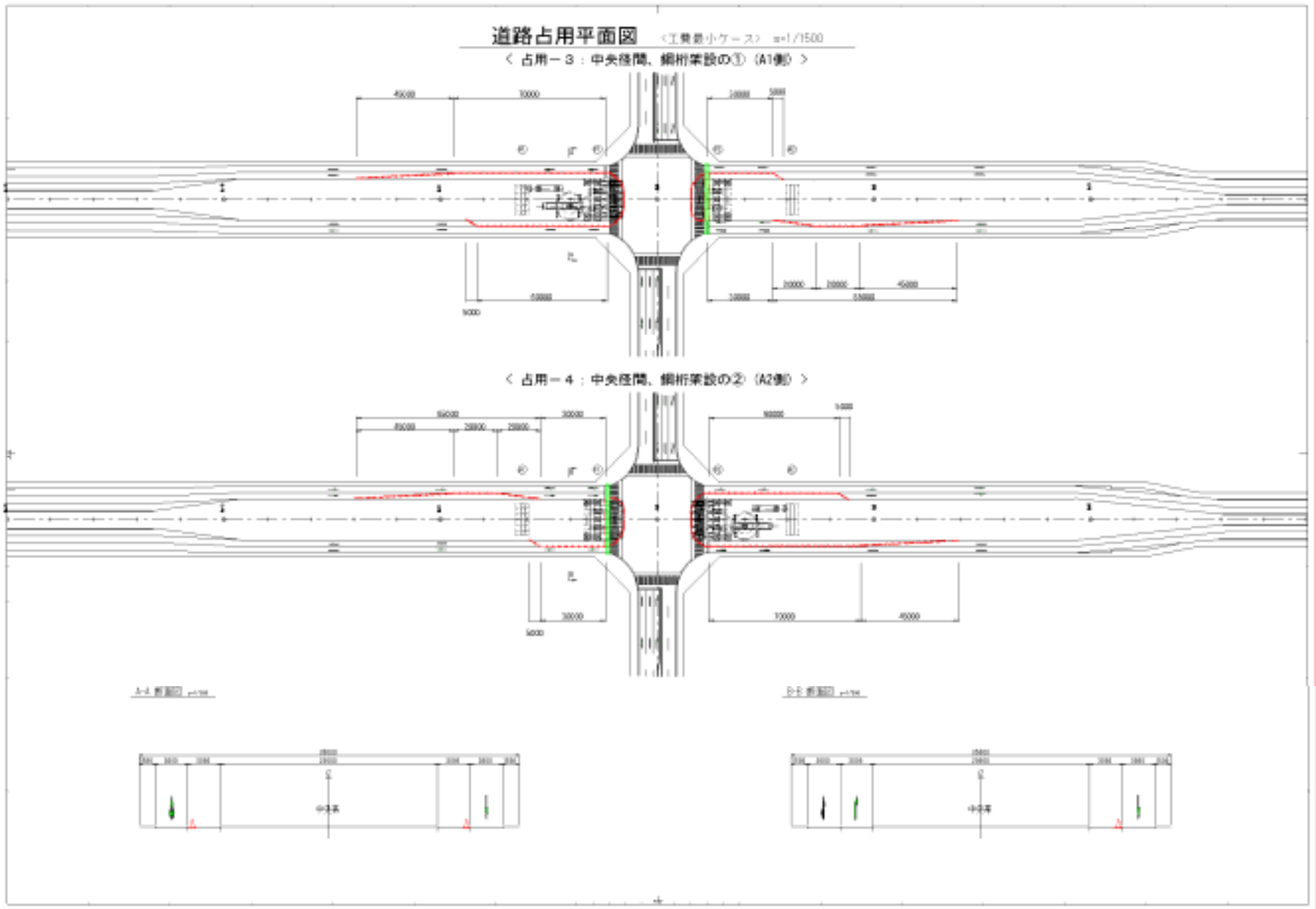


図-4.4.9　交通規制計画図(その 4)

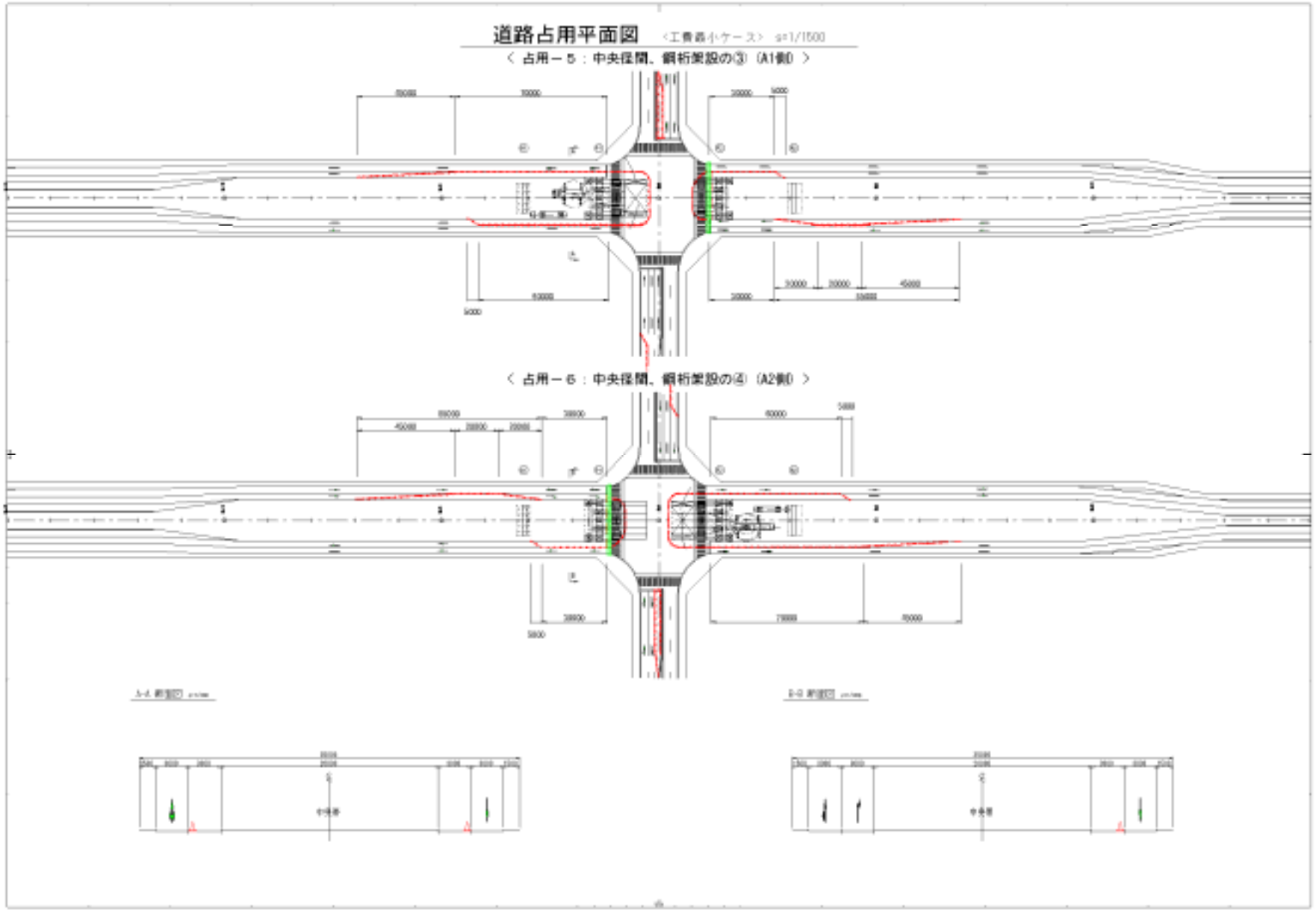


図-4.4.10　交通規制計画図(その 5)

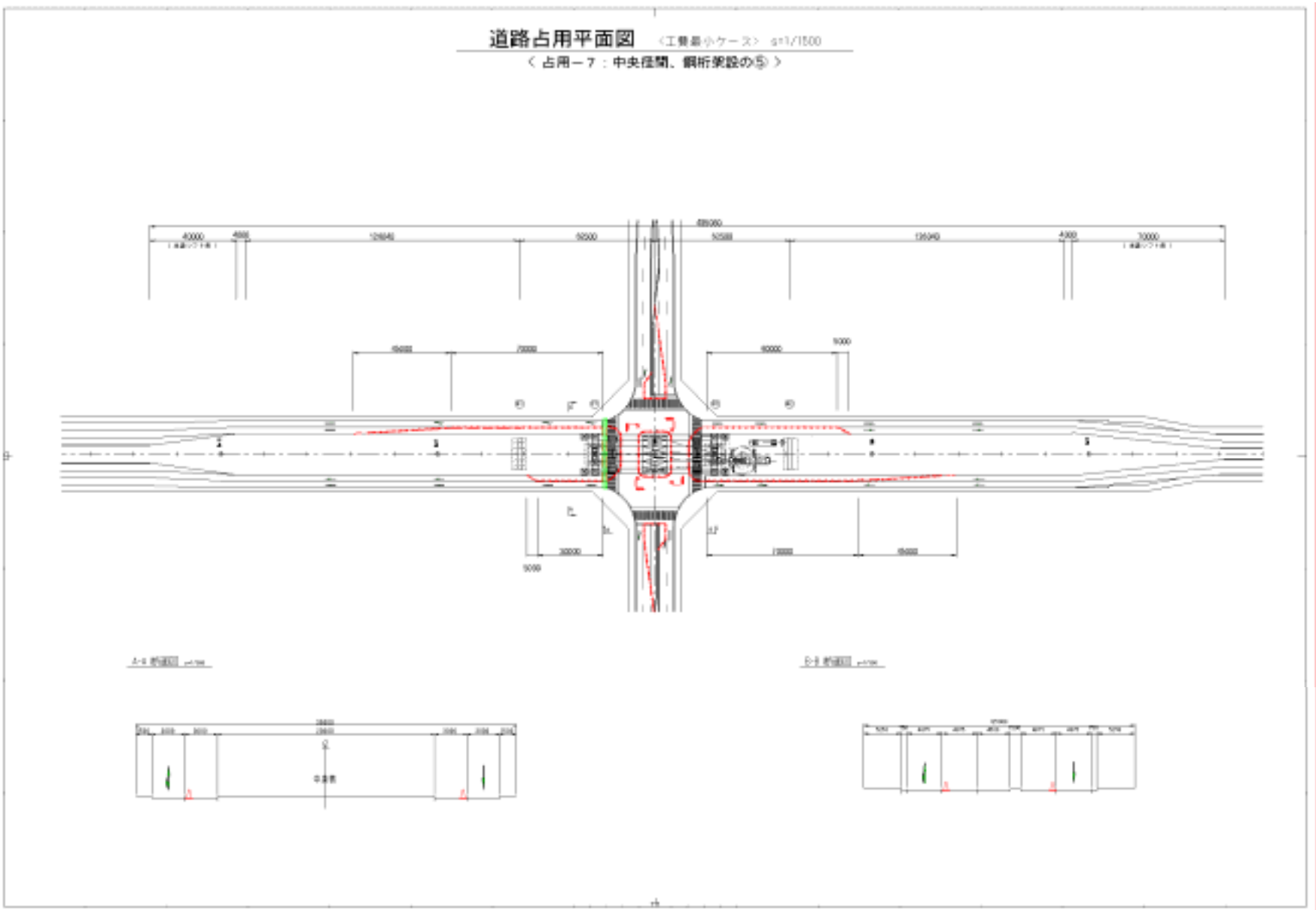


図-4.4.11　交通規制計画図(その 6)

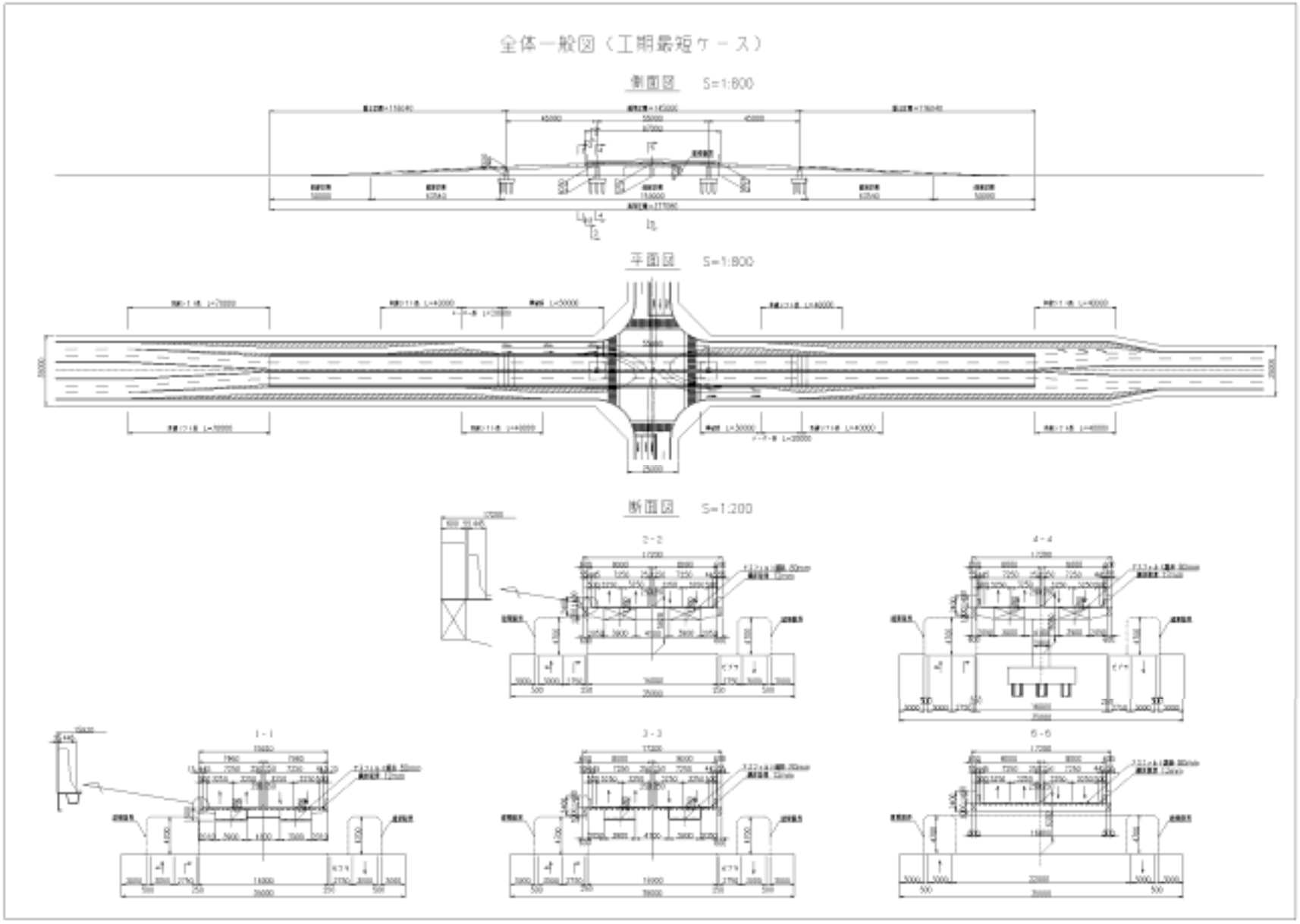
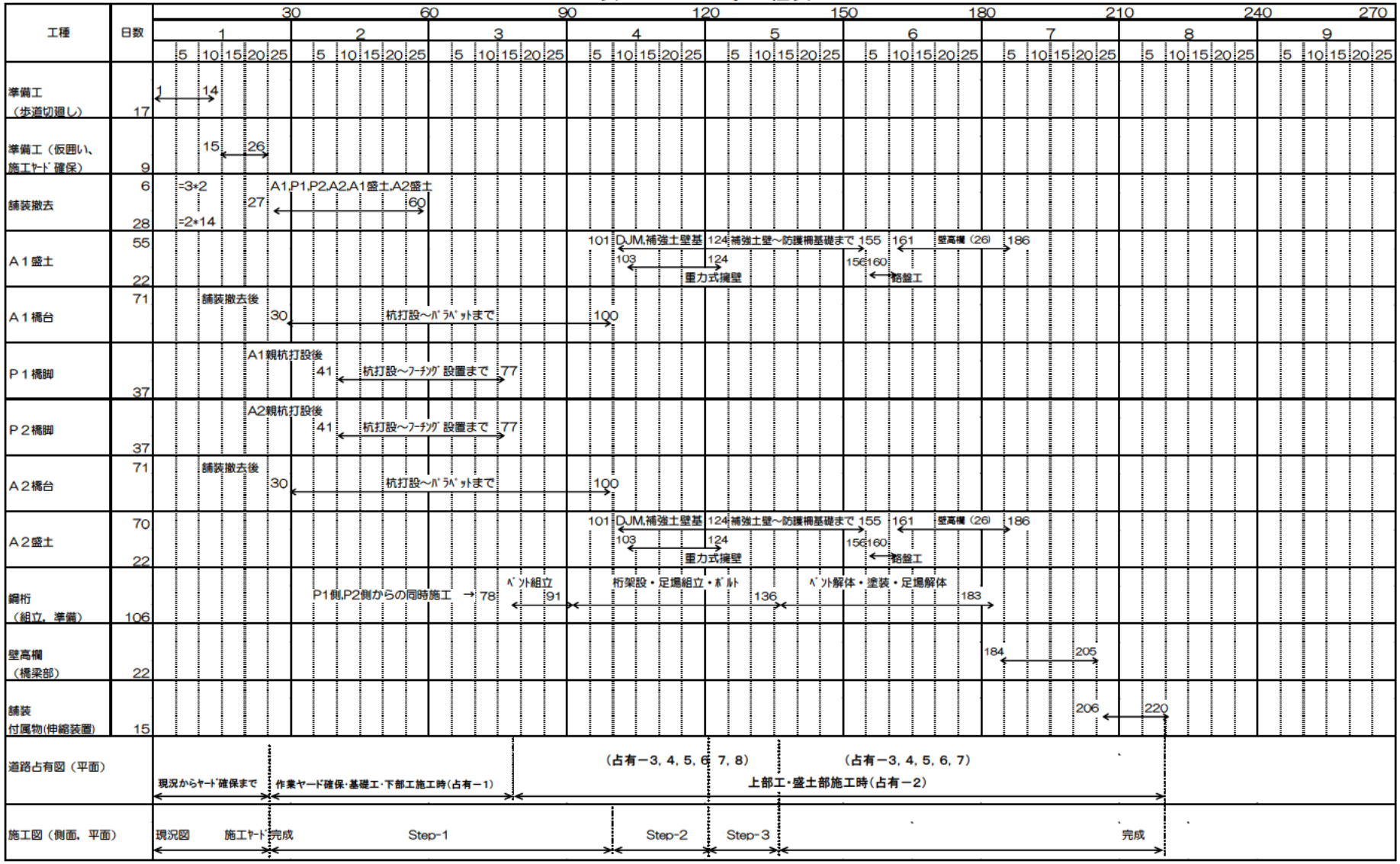


図-4.5.1 全体一般図

表-4.5.1　工事工程表


工種
日数
30
60
90
120
150
180
210
240
270
1
2
3
4
5
6
7
8
9
準備工
（歩道切廻し）
17
1
14
準備工（仮囲い、
施工ﾔｰﾄﾞ確保）
9
15
26
舗装撤去
6
28
=3+2
=2+14
27
A1,P1,P2,A2,A1盛土,A2盛土
60
A１盛土
55
22
101
DJM,補強土壁基
103
124
補強土壁～防護柵基礎まで
重力式擁壁
155
156
160
161
壁高欄（26）
186
格盤工
A１橋台
71
舗装撤去後
30
杭打設～ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄまで
100
P１橋脚
37
A1親杭打設後
41
杭打設～ﾌｰﾁﾝｸﾞ設置まで
77
P２橋脚
37
A2親杭打設後
41
杭打設～ﾌｰﾁﾝｸﾞ設置まで
77
A２橋台
71
舗装撤去後
30
杭打設～ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄまで
100
A２盛土
70
22
101
DJM,補強土壁基
103
124
補強土壁～防護柵基礎まで
重力式擁壁
155
156
160
161
壁高欄（26）
186
格盤工
鋼桁
（組立，準備）
106
P1側,P2側からの同時施工
→
78
ﾍﾞﾝﾄ組立
91
桁架設・足場組立・ﾎﾞﾙﾄ
136
ﾍﾞﾝﾄ解体・塗装・足場解体
183
壁高欄
（橋梁部）
22
184
205
舗装
付属物(伸縮装置)
15
206
220
道路占有図（平面）
現況からﾔｰﾄﾞ確保まで
作業ﾔｰﾄﾞ確保・基礎工・下部工施工時（占有－1）
（占有－3，4，5，6，7，8）
（占有－3，4，5，6，7）
上部工・盛土部施工時（占有－2）
施工図（側面，平面）
現況図
施工ﾔｰﾄﾞ
完成
Step-1
Step-2
Step-3
完成

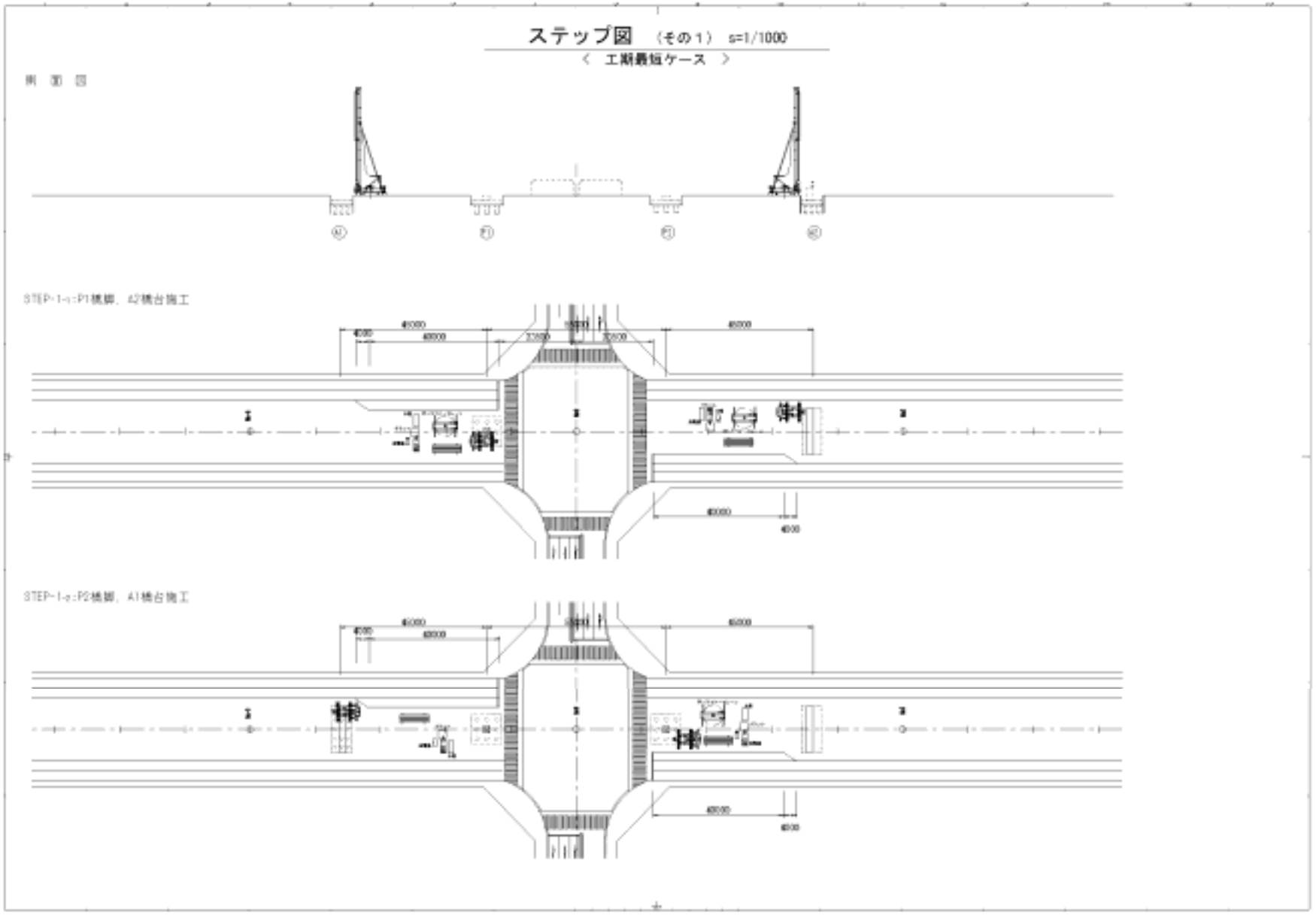


図-4.5.2　施工順序図(その 1)

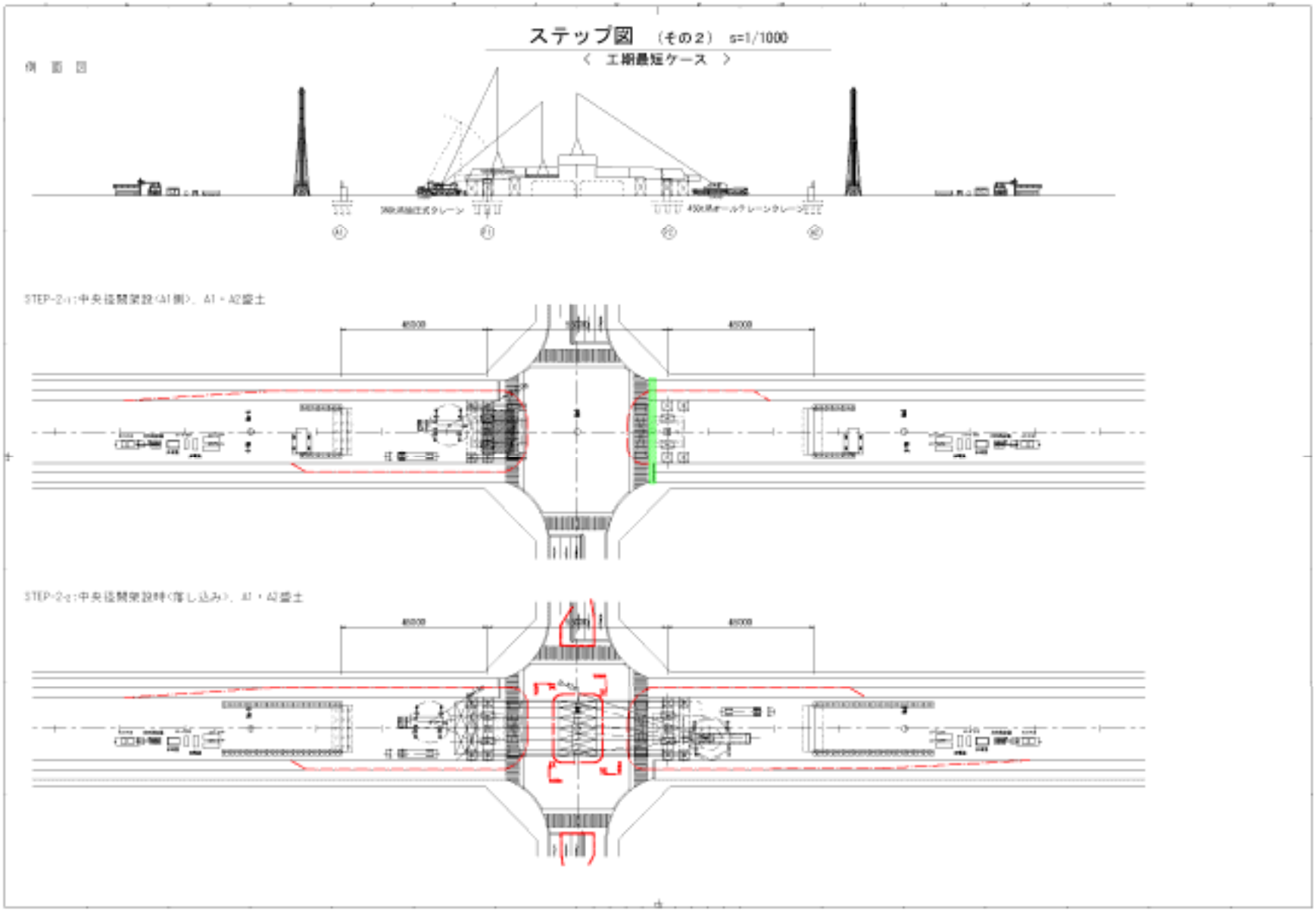


図-4.5.3　施工順序図(その 2)

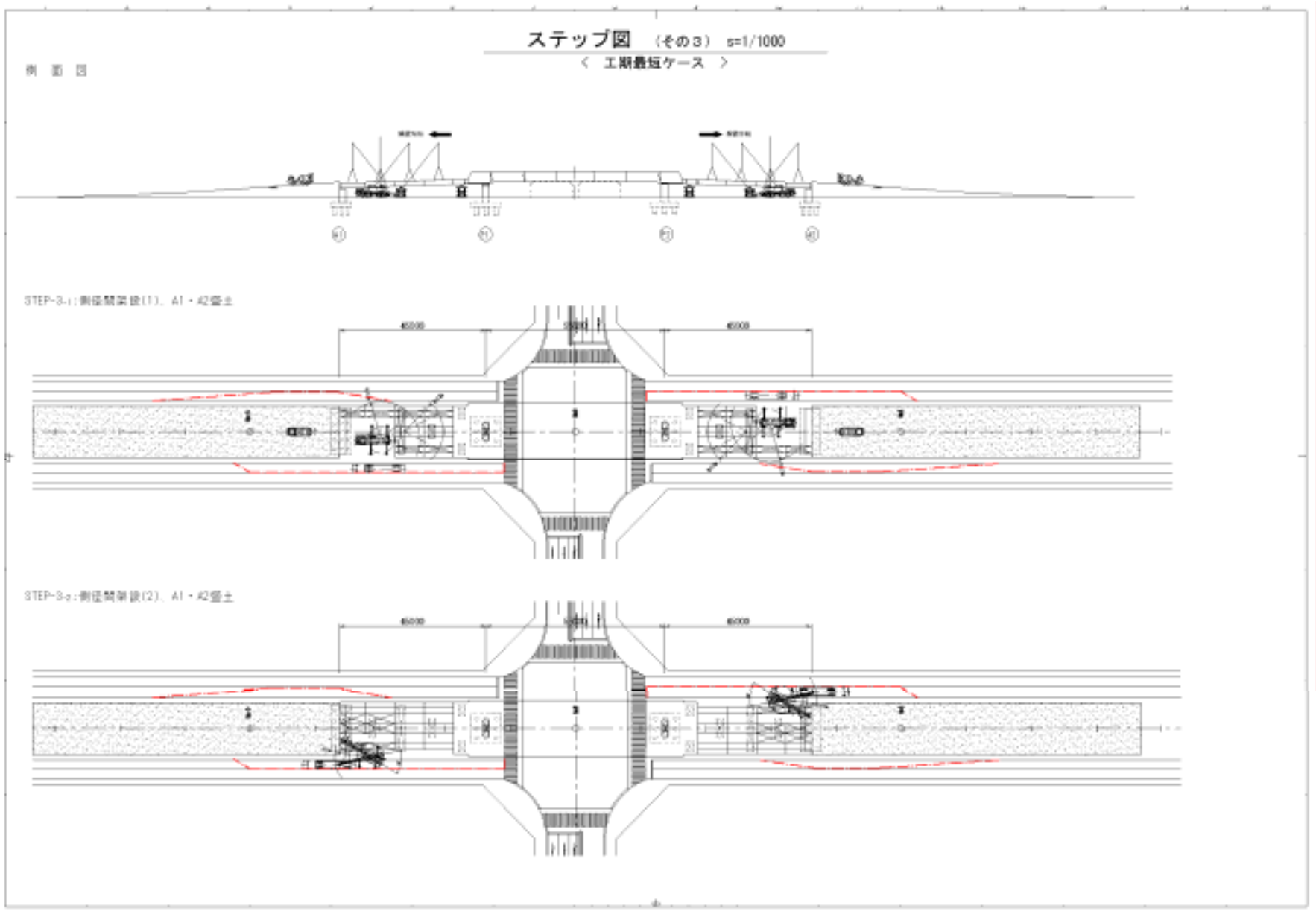


図-4.5.4　施工順序図(その 3)

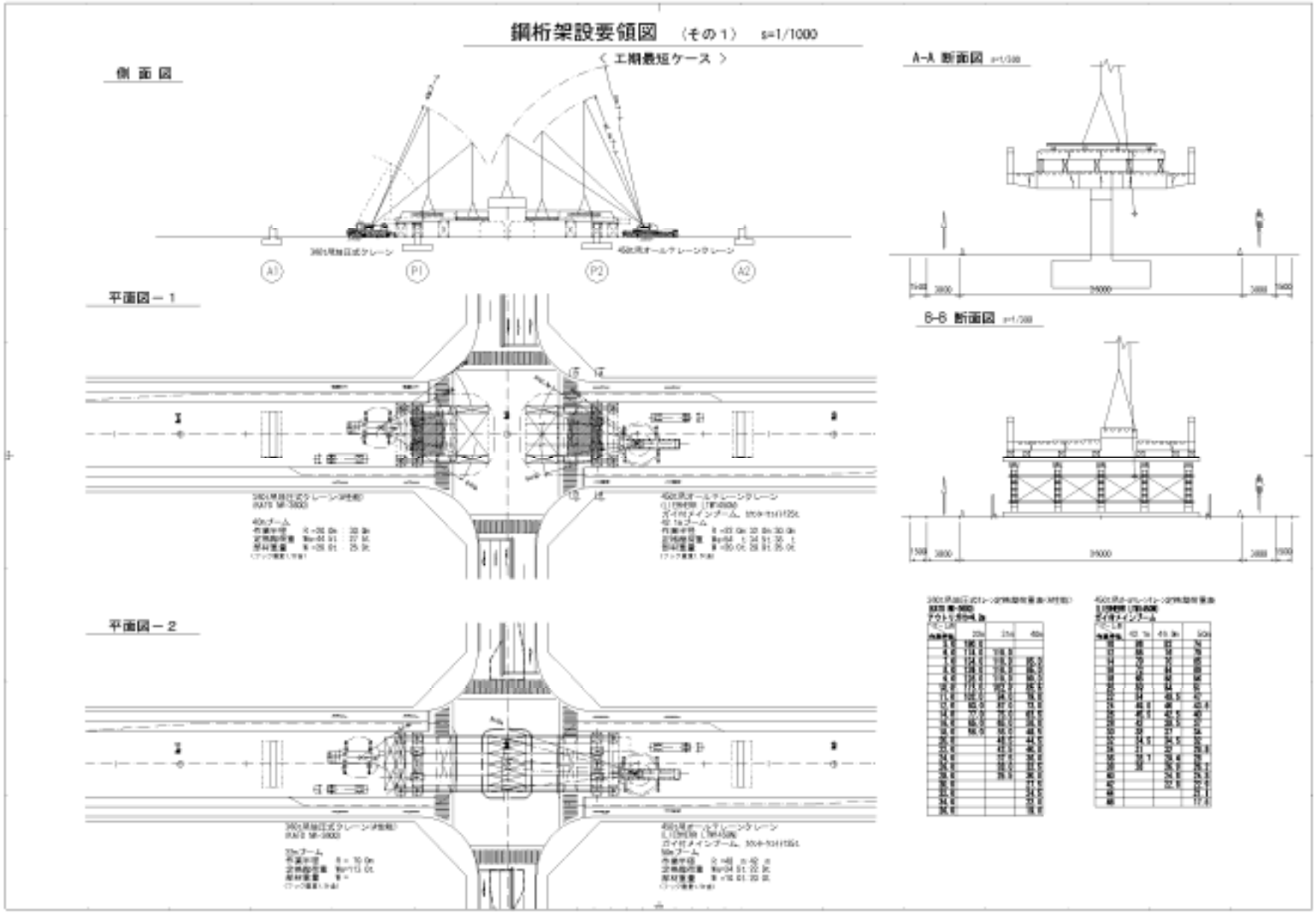


図-4.5.5　鋼桁架設要領図(その 1)

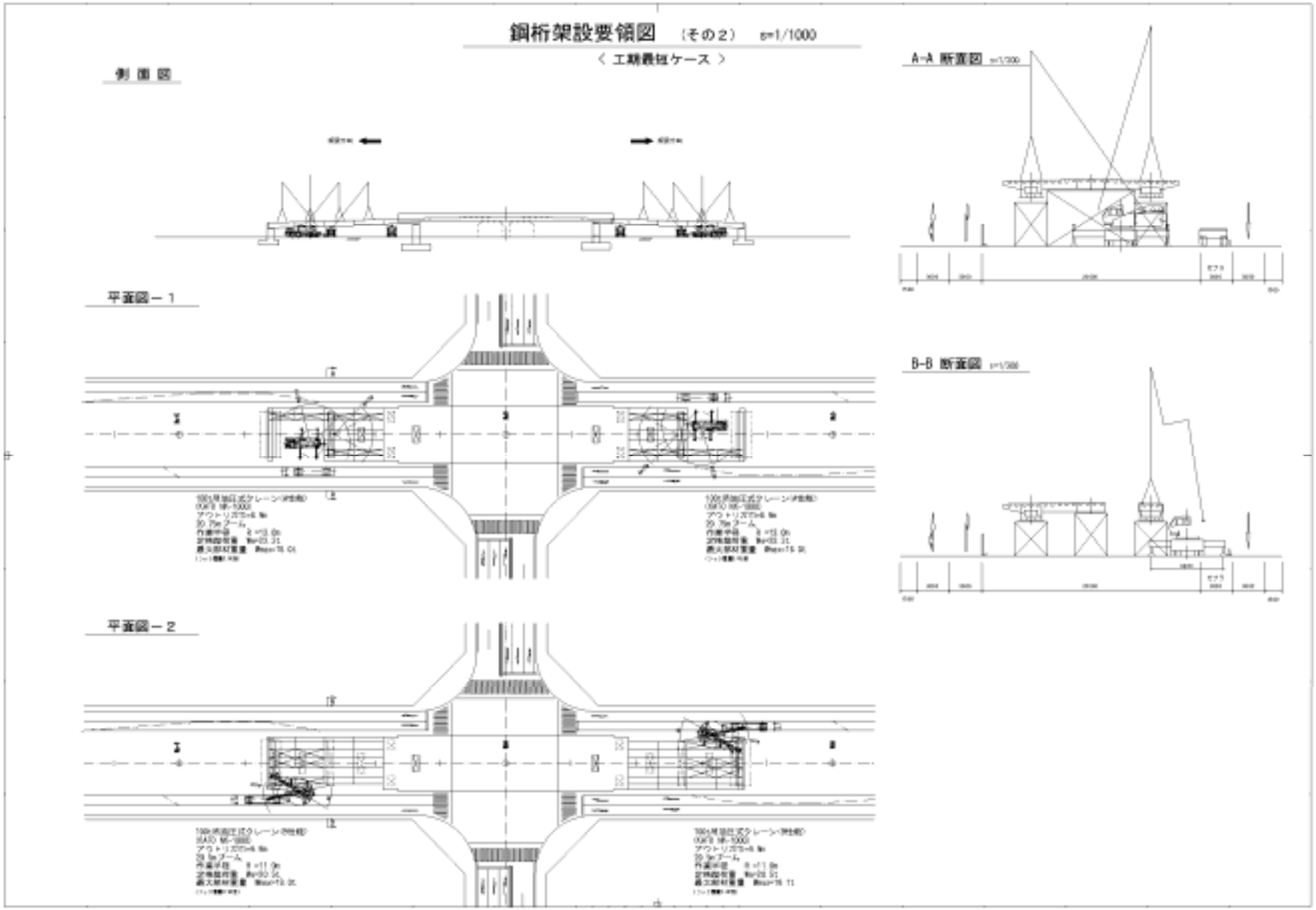


図-4.5.6　鋼桁架設要領図(その 2)

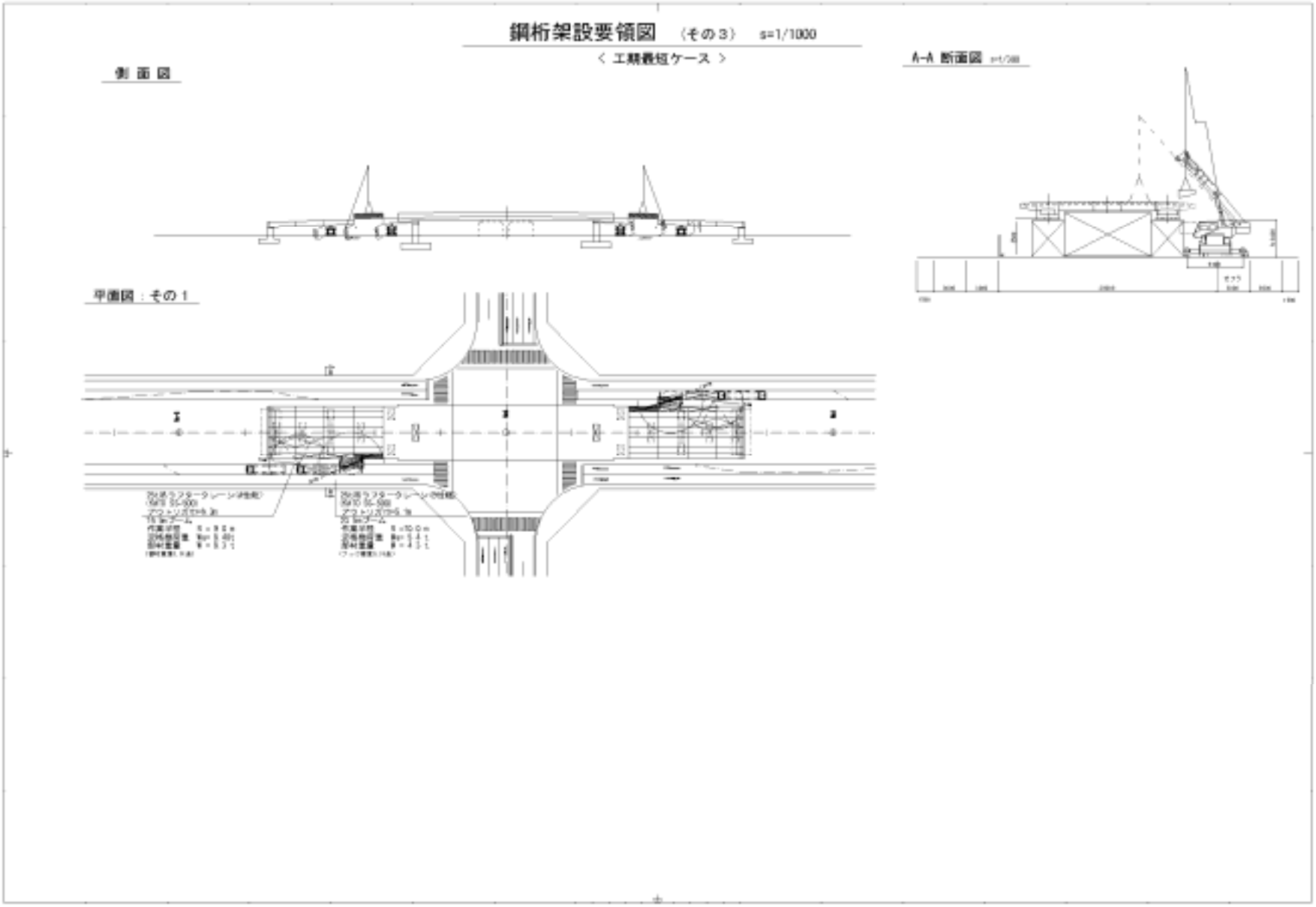


図-4.5.7　鋼桁架設要領図(その 3)

表-4.5.2　交通規制一覧

シミュレーション用				占用－１ 作業ヤード確保 基礎工･下部工施工時	占用－２ 上部工･盛土工施工時	占用－3 中央径間 鋼桁架設の①（A1側） 足場組立・解体	占用－4 中央径間 鋼桁架設の②（A2側） 足場組立・解体	占用－5 中央径間 鋼桁架設の③（A1側） 足場組立・解体	占用－6 中央径間 鋼桁架設の④（A2側） 足場組立・解体	占用－7 中央径間 鋼桁架設の⑤ 足場組立・解体	占用－8 側径間 鋼桁架設（A1側）
施工期間（日）				５１日	１４３日	６日	６日	６日	６日	６日	５日
施工ﾔｰﾄﾞ	総延長（交差道路も含む）			495.080	495.080	495.080	495.080	495.080	495.080	495.080	495.080
	A1側	基本長さ(m)	停止線より	209.040	209.040	209.040	209.040	209.040	209.040	209.040	209.040
			幅員	20.000	20.000	26.000	23.000	26.000	23.000	26.000	26.000
	A2側	基本長さ(m)	停止線より	239.040	239.040	239.040	239.040	239.040	239.040	239.040	239.040
			幅員	20.000	20.000	23.000	26.000	23.000	26.000	26.000	26.000
立体道路	A1側	右行き	規制車線	－	－	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制	右折レーン規制
			規制区間	－	－	115m	85m	115m	85m	115m	115m
			規制期間	－	－	６晩	６晩	６晩	６晩	６晩	６晩
			規制時間	－	－	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00
			車道幅員	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m
			路肩幅員	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m
			歩道幅員	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m
		左行き	規制車線	－	－	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制
			規制区間	－	－	65m	35m	65m	35m	35m	75m
			規制期間	－	－	６晩	６晩	６晩	６晩	６晩	５晩
			規制時間	－	－	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00
			車道幅員	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m
			路肩幅員	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m
			歩道幅員	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m
	A2側	右行き	規制車線	－	－	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制	１車線規制	1車線規制
			規制区間	－	－	35m	65m	35m	65m	65m	75m
			規制期間	－	－	６晩	６晩	６晩	６晩	６晩	５晩
			規制時間	－	－	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00
			車道幅員	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m
			路肩幅員	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m
			歩道幅員	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	2.5m	1.5m
		左行き	規制車線	－	－	1車線規制	1車線規制	1車線規制	1車線規制	１車線規制	１車線規制
			規制区間	－	－	85m	115m	85m	115m	115m	115m
			規制期間	－	－	６晩	６晩	６晩	６晩	６晩	６晩
			規制時間	－	－	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00
			車道幅員	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m	2×3.0m
			路肩幅員	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m	0.0m
			歩道幅員	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m
交差道路	交差道路部は､鋼桁一括架設時以外は規制なし		規制車線	－	－	－	－	直進各１車線規制	直進各１車線規制	直進各1車線･右折車線規制	－
			規制期間	－	－	－	－	６晩	６晩	６晩	－
			規制時間	－	－	－	－	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	22:00～ 6:00	－
			車道幅員	－	－	－	－	－	－	－	－
			路肩幅員	－	－	－	－	－	－	－	－
			歩道幅員	－	－	－	－	－	－	－	－
右折車線滞留長			Ａ１側	42m	0m	0m	40m	0m	40m	0m	40m
			Ａ２側	42m	0m	40m	0m	40m	0m	0m	40m
作業時に短期間で規制を必要とするもの				－	－	－	－	－	－	－	－

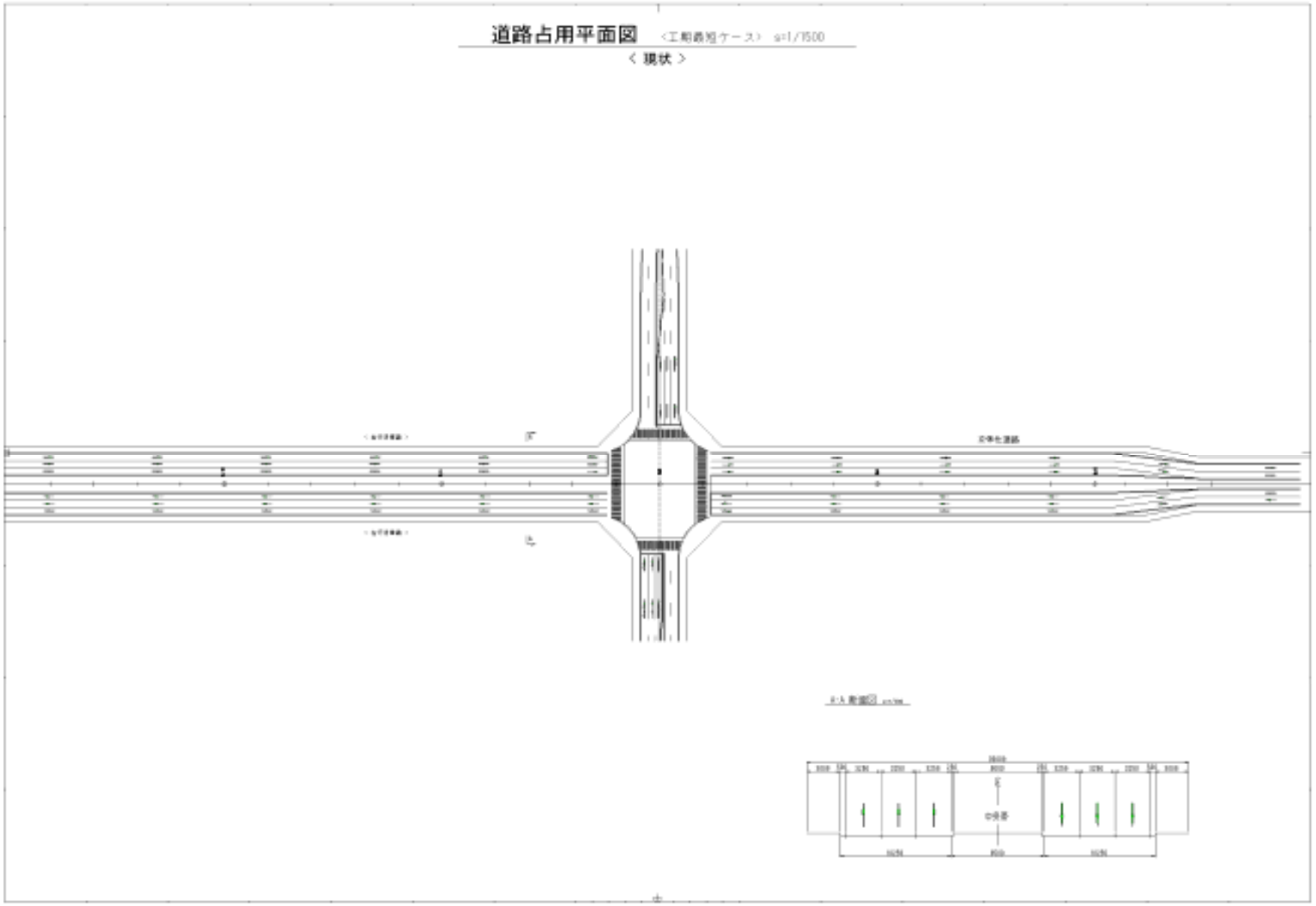


図-4.5.8　交通規制計画図(その 1)

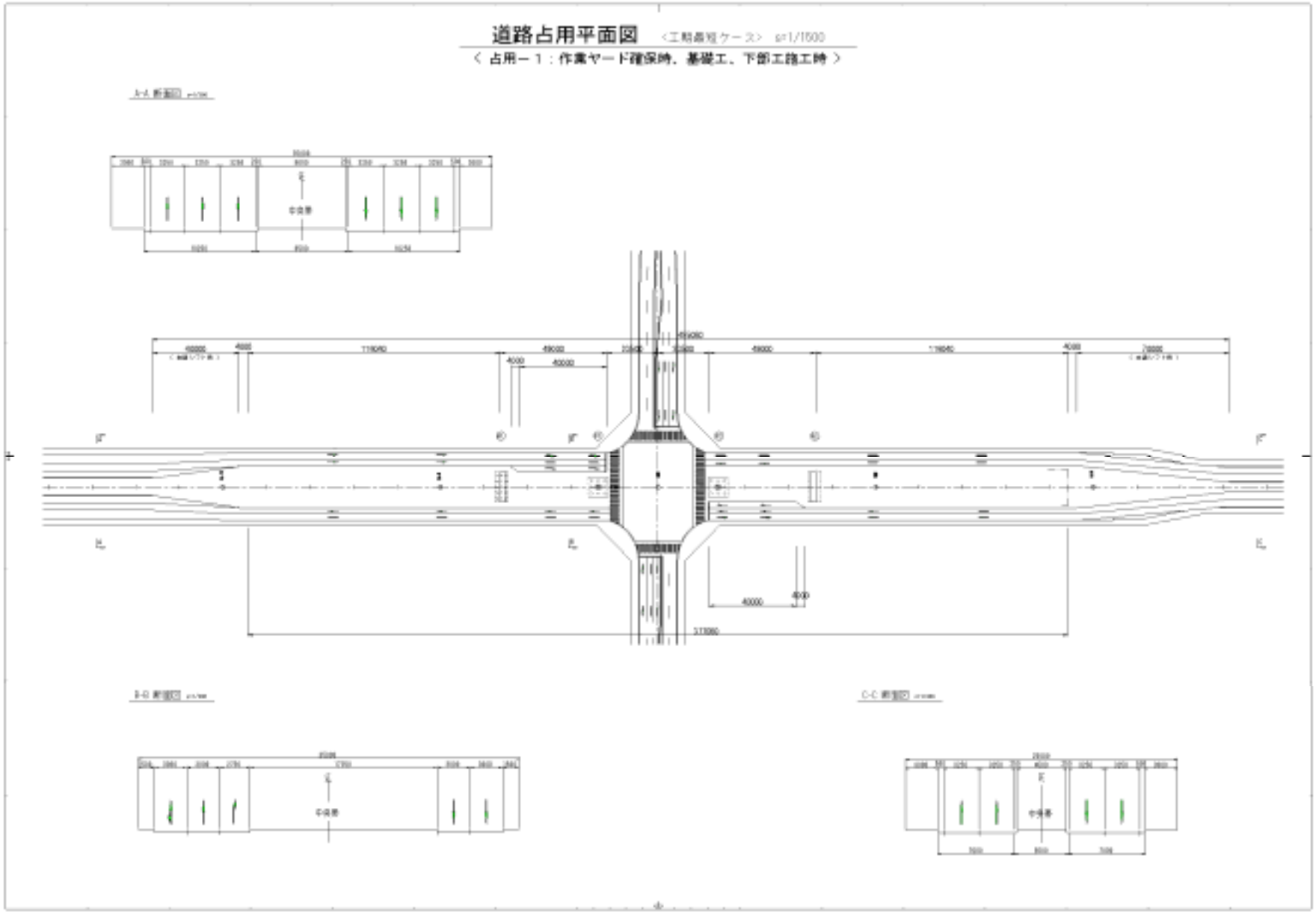


図-4.5.9　交通規制計画図(その 2)

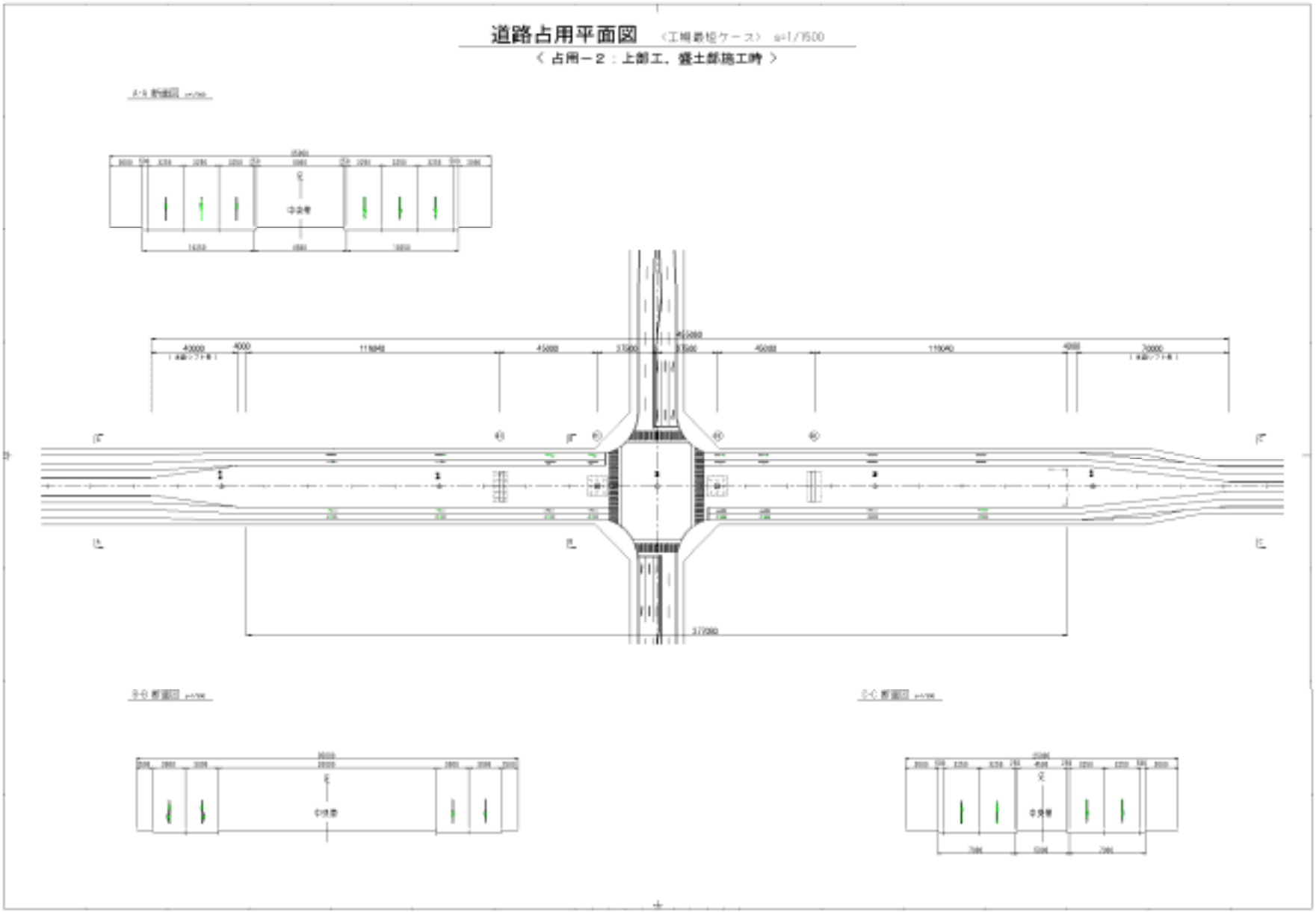


図-4.5.10　交通規制計画図(その 3)

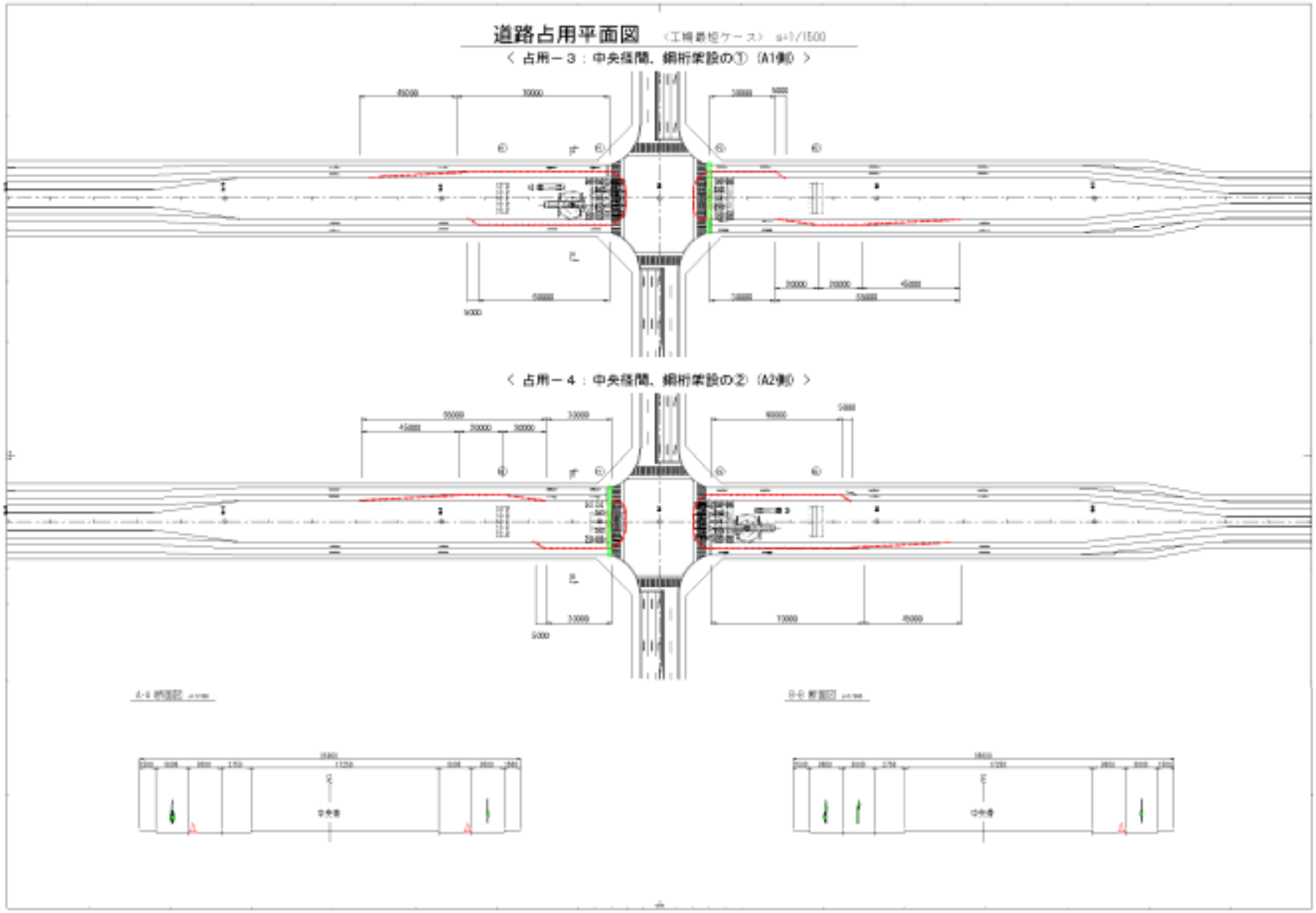


図-4.5.11　交通規制計画図(その 4)

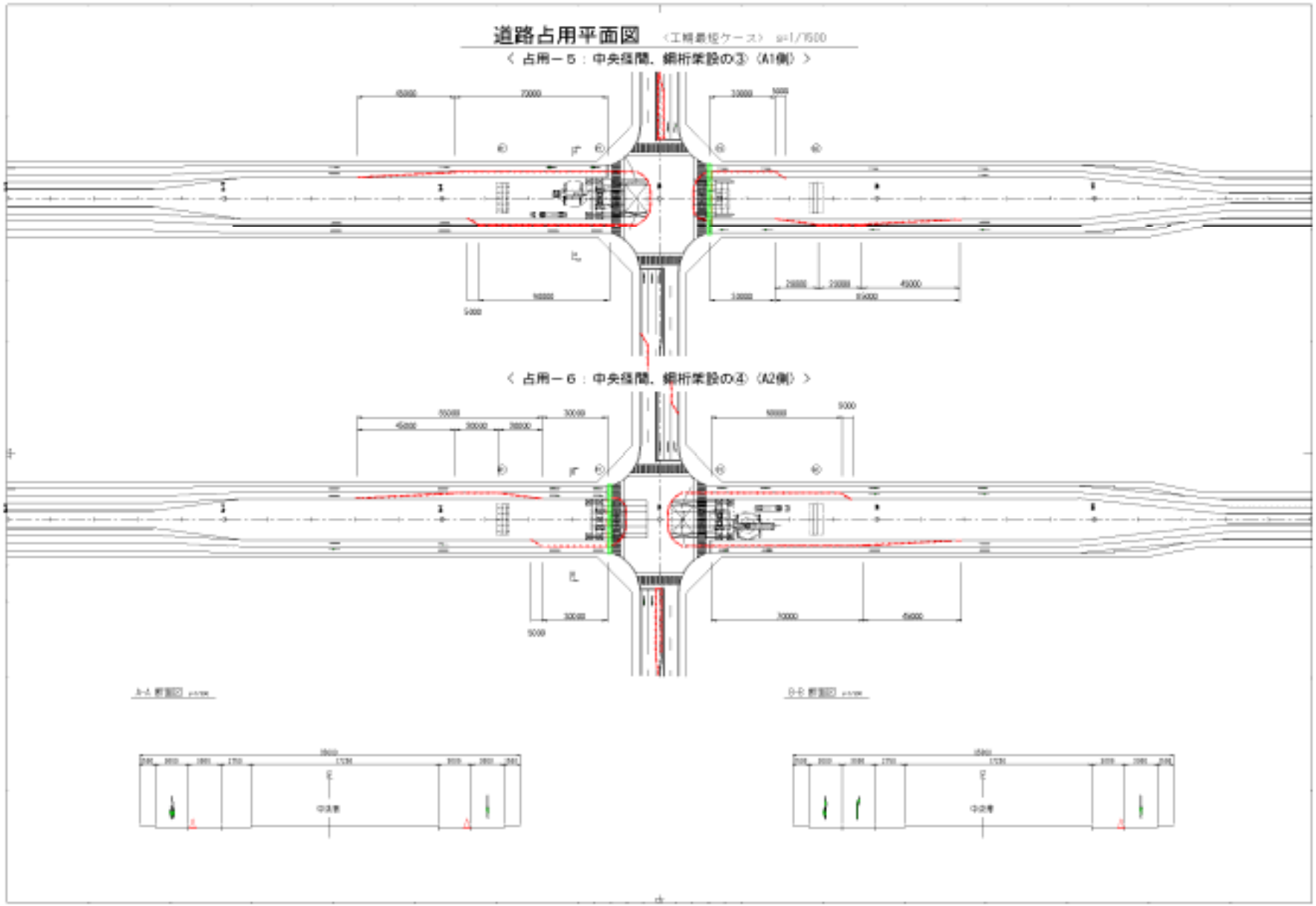


図-4.5.12　交通規制計画図(その 5)

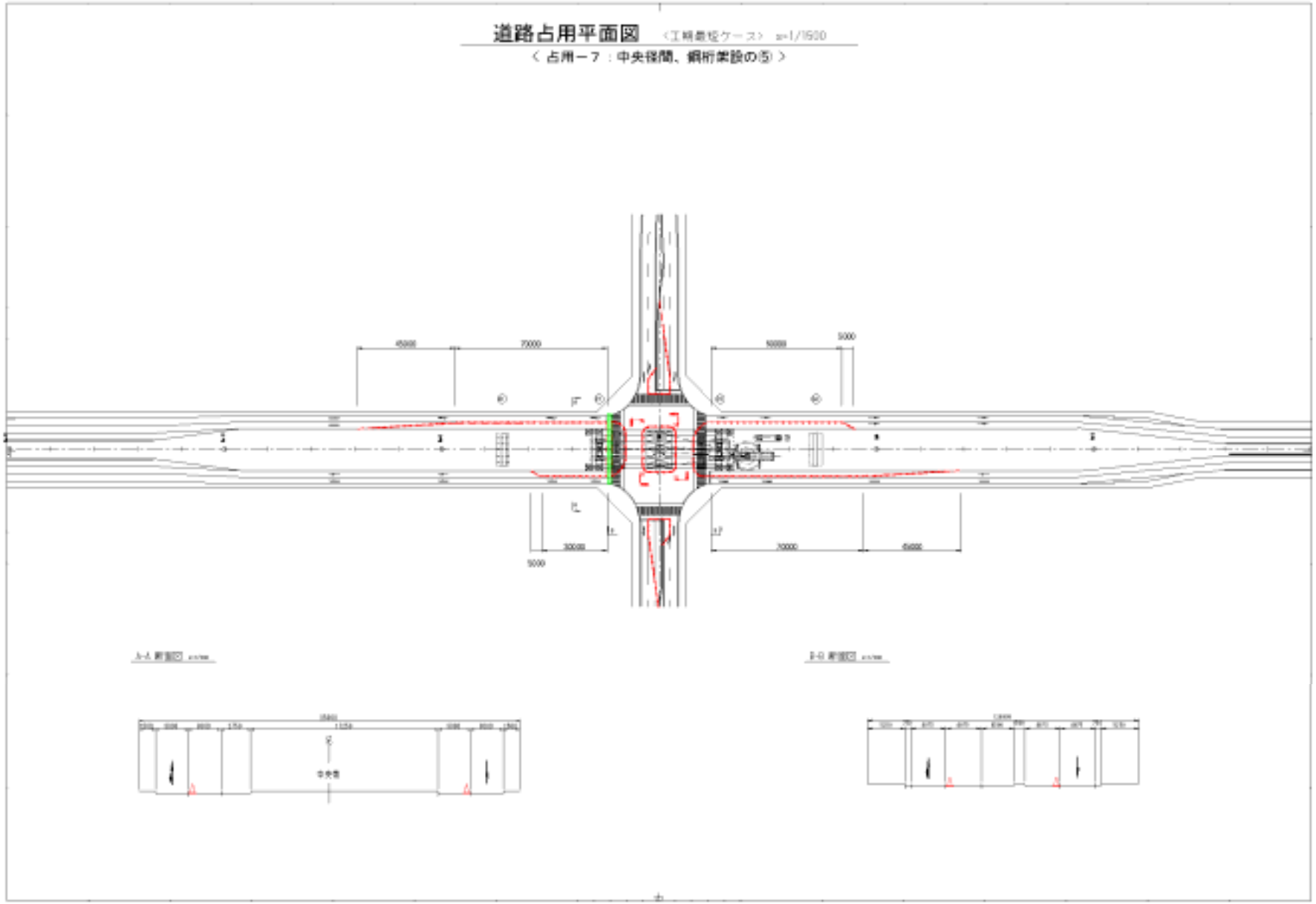


図-4.5.13　交通規制計画図(その 6)

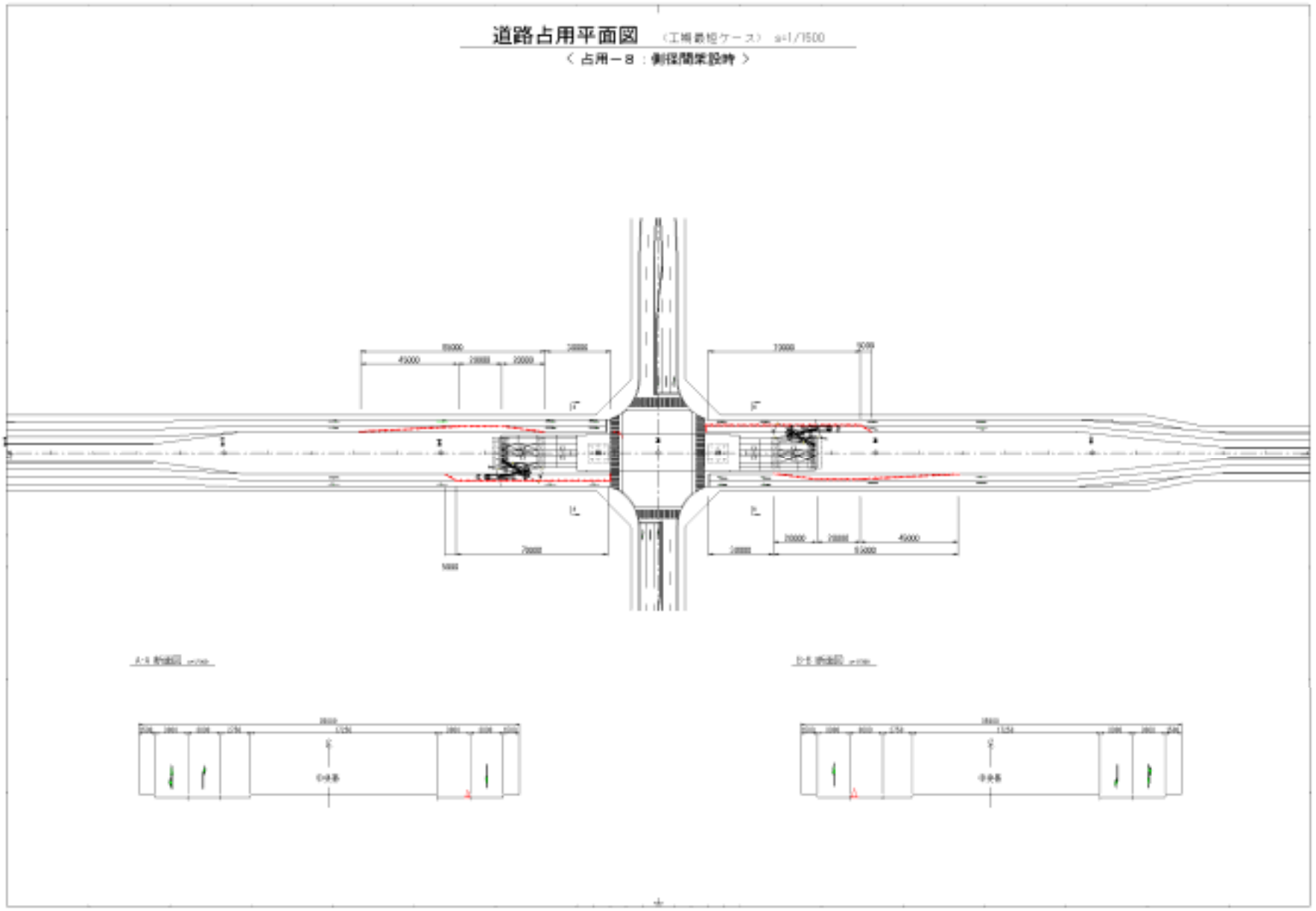


図-4.5.14　交通規制計画図(その 7)

第５章　設計、施工および維持管理上の留意点

5.1　設計上の留意点

①下路式桁

・下路式桁から上路式桁へ推移する区間の応力伝達は、橋脚位置における支点上剛結横梁と下路式箱桁終点部に設けた端部横梁により行われると想定されるが、この区間は応力の流れが複雑で一般的な梁理論のみでは忠実に検証できない。そこで、試設計ではフィレットを適切な位置に設け、弾性 FEM 解析による局部応力の検証を行うなど細部構造に配慮した。今後も推移区間の設計あたっては、弾性 FEM 解析による局部応力の検証を行う必要がある。

・本研究では、直線橋を対象に検討を行ったが、交差点の立体化においては曲線橋への適用も不可欠となる。ZEM 工法では、主桁にねじり剛性を有する箱断面桁を採用しているため、曲線桁への適用も可能であるが、耐荷力の面から限界となる曲率半径を見出す必要がある。

②鋼桁・PC 桁接合げた

・接合部の設計は、各構造部材に作用する断面力が円滑に伝達されるよう細部構造に対して十分な配慮を行い、局部応力に対して適切な手法を用いてその安全性を照査する必要がある。

・鋼けた部とコンクリートけた部の剛性には大きな差がある。そのため、接合部近傍には、接合部の前後でたわみ角差が生じないよう剛性の低い鋼けた部からコンクリートけた部までの剛性変化区間を設け、なるべく剛性が急変しない構造とする必要がある。さらに、局部応力の発生を抑えるとともに、プレストレスによる補強、疲労防止のための溶接品質・溶接施工性の確保などが必要である。また、接合部は剛性の変化により応力集中や角折れなど構造上の弱点にならないよう、断面力が小さくかつ交番しない位置に設けるのが望ましい。

③合成フーチング

・今回の実験結果から、合成フーチングの曲げ耐力算定用の有効幅について有用なデータが得られたと考えているが、今後とも信頼性がある実験データを蓄積し検討する必要がある。

・基礎形式を杭基礎とする場合、合成フーチングと杭との結合は道示Ａ法を適用することを原則とするが、細部構造には十分な配慮を行うことが望ましい。

5.2　施工上の留意点

①鋼桁と PC 桁連結部の施工

・右折帯を設けて作業ヤードを計画する場合は、連結部の一部が右折帯上空に位置するため、右折帯を有する期間を短縮する手順を整理する。

・施工にあたっては、密閉構造となる接合げた鋼殻内へのコンクリートの充填には流動性を有する材料を使用するとともに、配合・打設方法等を十分検討することが望ましい。

②PC 桁施工用機材の解体方法

・PC 桁の架台を解体するとき、高さ制限があり撤去し難いため、機材撤去を短縮できる方法・手順を整理する。

③施工時の合成フーチングにおよぼす温度伸縮の影響検討

・立体交差の橋梁は、橋梁の計画高さが低いため温度伸縮による影響が大きくなる。このため、橋脚接合後の合成フーチング（コンクリート硬化前）におよぼす温度伸縮の影響について検

討する必要がある。

④車線確保を目的とした簡易防護設備の開発

・交通量の多い道路で車線規制したすぐ隣で作業するため、防護設備の高さと位置を容易に変えることができる簡易防護柵を考案し、より多くの車線数確保の実現を検討する。

5.3 維持管理上の留意点

・立体交差橋延長を短くするために路面高さを低く抑えていることから、横桁、横リブの高さが最大でも 1m 程度であり、鋼床版下面へ点検用検査路の設置が行えない。このため、鋼床版下面の点検は、夜間に高所作業車等を用いて行う必要がある。

・防護柵が下路式主桁腹板前面に位置するため、主桁腹板と鋼床版の溶接部を覆ってしまう。鋼床版は主桁の中立軸付近に位置しており、主桁作用による応力度も小さく、疲労上厳しい位置にはないが、溜水による腐食にも留意が必要となるため、図-5.3.1 のような点検開口部を設ける必要がある。

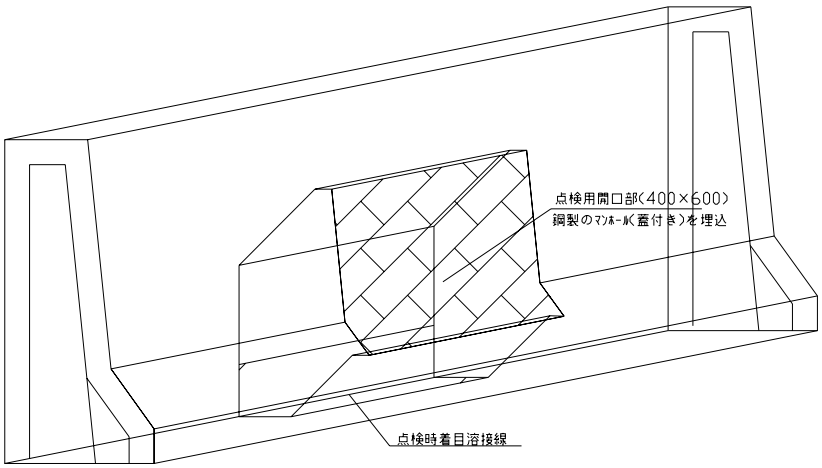


図-5.3.1 点検開口部の概要

参考資料

鋼桁の疲労安全性に関する検討

鋼桁部の疲労については、「日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針、2002.3」による照査を行った。

指針に示されている照査手順に従って、各部位別に「第２段階」「第３段階」の照査を行った結果、下路式箱桁部の主桁下フランジと横桁下フランジの接合部以外は、その発生応力度が一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界以下であり、「第２段階」の照査で安全性が確認された。

主桁下フランジと横桁下フランジの接合部については、その発生応力度が一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を超過したため、「第３段階」の累積損傷を考慮した疲労照査を行った。

この照査は、200 万回の頻度に対して、各疲労継手等級別に設定されている基本許容応力範囲△σ_fと実際の応力度照査で算出された応力範囲△σより、疲労限界状態に至るまでの応力の繰り返し回数（＝疲労寿命）Ｎを算出し、その安全性を照査するものである。なお、今回のこの部位の疲労継ぎ手等級はＧ等級であった。

Ｇ等級に対応する 200 万回基本許容応力範囲△σ_f（＝50 N/mm²）と、実際に算出された最大変動応力△σ（＝142.3－92.2=50.04 N/mm²）を用いて、疲労寿命算定の基本式

$$\triangle\sigma^m \cdot N = 2\times10^6 \cdot \triangle\sigma_f^m \quad (\text{直応力の場合、} m=3)$$

より疲労寿命を算定すると、

$$N=(2\times10^6 \cdot 50)/(50.04)^3 \text{ より } N=1.9949\times10^6$$

となった。

今回の橋梁の供用年数を 100 年とした場合、指針に従って頻度補正係数(=1.0)・交通量の偏りによる係数(=0.03)を考慮して供用期間中に考慮すべき載荷回数を算出すると、一方向あたりの日大型車交通量 ADTT＝2000 台（1 車線あたり 1000 台）として、

$$n\,t_i = 1000\times0.03\times365\times100 = 1.095\times10^6$$

であり、算出された寿命との比率からなる損傷度

$$D=0.807<1.0$$

より、疲労に対する安全性が確認された。

一般的な疲労照査の流れ、および中央径間の下路箱桁支間部における疲労照査例を以下に示す。

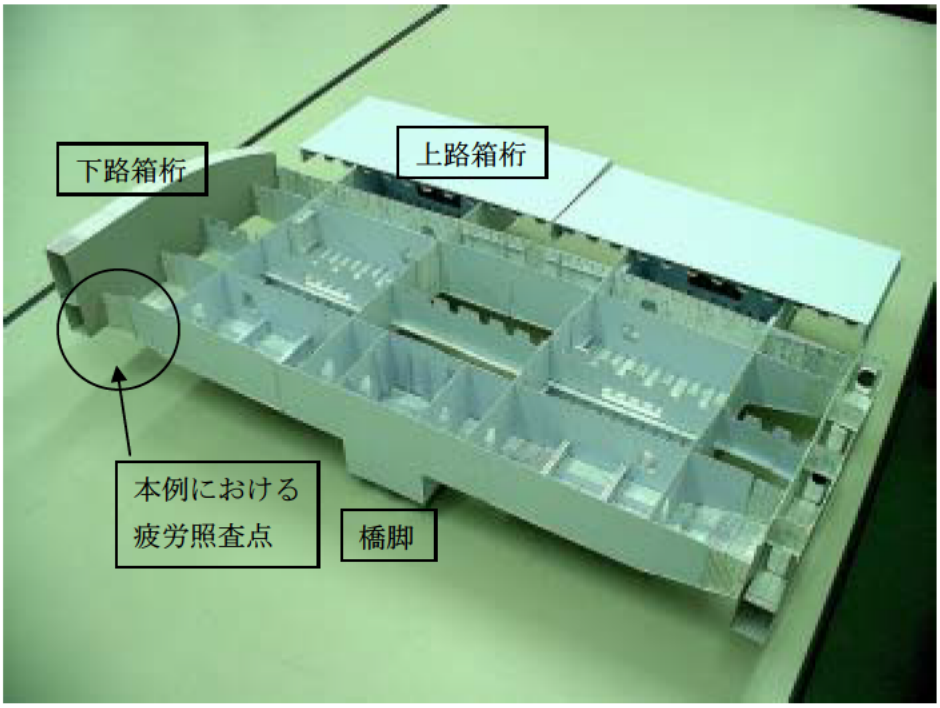


図-参２　鋼桁の疲労照査点

参考資料　鋼桁の疲労に関する検討

鋼桁部の疲労については、「日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針、2002.3」による照査を行った。

指針に示されている照査手順に従って、各部位別に「第２段階」「第３段階」の照査を行った結果、下路式箱桁部の主桁下フランジと横桁下フランジの接合部以外は、その発生応力度が一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界以下であり、「第２段階」の照査で安全性が確認された。

主桁下フランジと横桁下フランジの接合部については、その発生応力度が一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を超過したため、「第３段階」の累積損傷を考慮した疲労照査を行った。

この照査は、200 万回の頻度に対して、各疲労継手等級別に設定されている基本許容応力範囲△σ_fと実際の応力度照査で算出された応力範囲△σより、疲労限界状態に至るまでの応力の繰り返し回数(＝疲労寿命)Ｎを算出し、その安全性を照査するものである。なお、今回のこの部位の疲労継ぎ手等級はＧ等級であった。

Ｇ等級に対応する 200 万回基本許容応力範囲△σ_f(＝50 N/mm2)と、実際に算出された最大変動応力△σ(＝142.3－92.2=50.04 N/mm2)を用いて、疲労寿命算定の基本式

$\triangle\sigma^m \cdot N = 2\times10^6 \cdot \triangle\sigma_f^m$(直応力の場合、ｍ＝３)

より疲労寿命を算定すると、

$N = (2\times10^6 \cdot 50)/(50.04)^3$ より $N = 1.9949 \times 10^6$ となった。

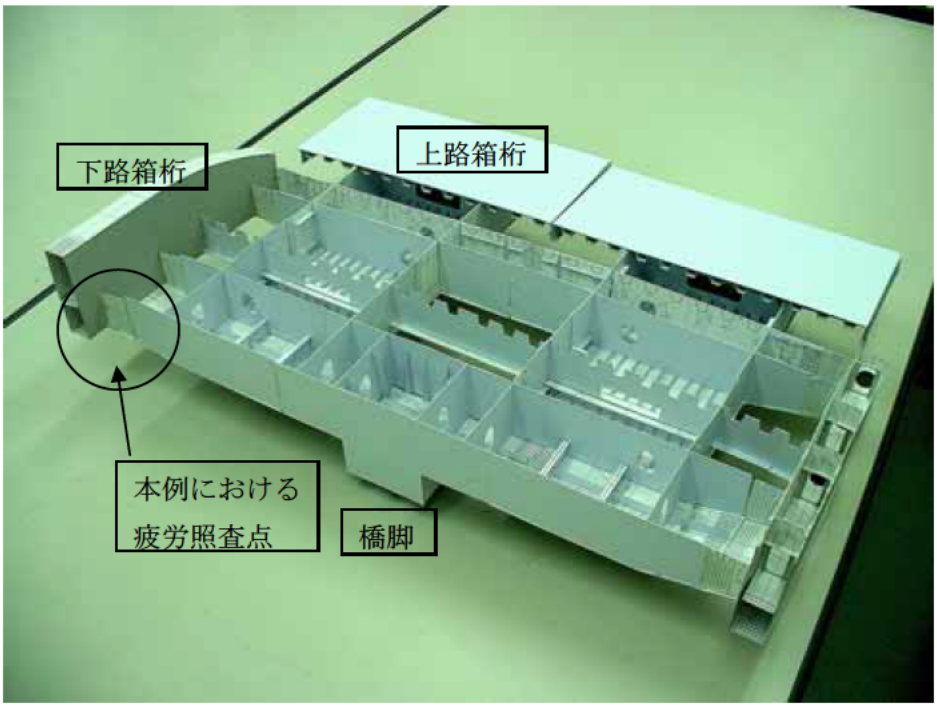
今回の橋梁の供用年数を 100 年とした場合、指針に従って頻度補正係数(=1.0)・交通量の偏りによる係数(=0.03)を考慮して供用期間中に考慮すべき載荷回数を算出すると、一方向あたりの日大型車交通量 ADTT＝2000 台(1 車線あたり 1000 台)として、

$n t_i = 1000\times0.03\times365\times100 = 1.095\times10^6$

であり、算出された寿命との比率からなる損傷度

D＝0.807＜1.0 より、疲労に対する安全性が確認された。

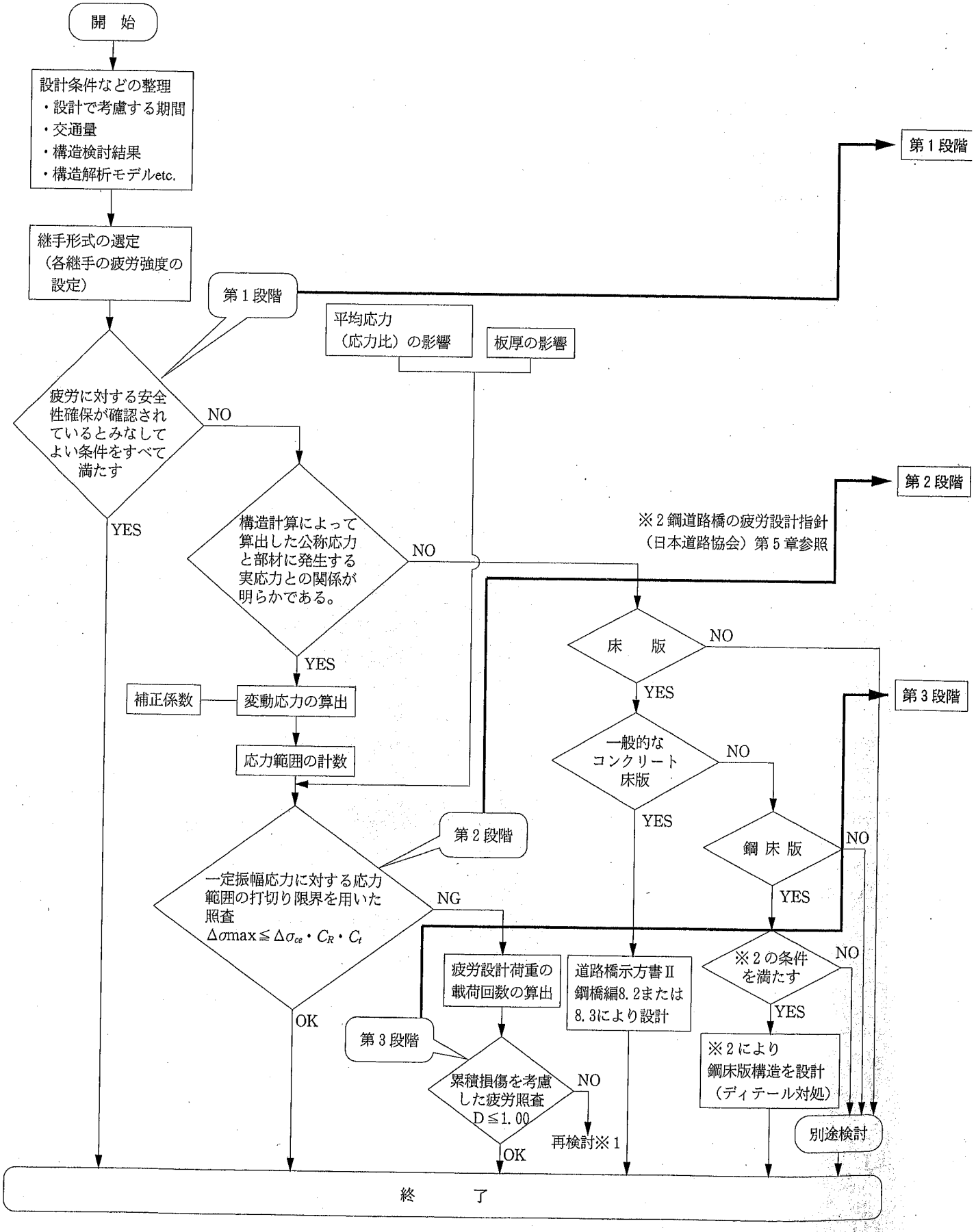
以下より、一般的な疲労照査の流れ、及び中央径間の下路箱桁支間部における疲労照査例を示す。



応力度による疲労照査

1．疲労設計の流れ

下図に示す流れにより照査を行う。3段階での照査の流れとなっている。



※1
累積損傷度を考慮した疲労照査において照査条件を満たさなかった場合の対処法
対処の方法として以下のものが挙げられる。
・継手の変更
当該継手を疲労等級の高い継手に変更する。
・継手位置の変更 → p.82
発生応力の低い位置に継手位置を変更する。
・構造の変更 → p.78
板厚を変更して応力発生を低減する。形式を変更するなど。
上記の対処を行った後は、適切なところからフローに従い再度検討を行う。

疲労照査

第1段階

下表の条件をすべて満たす場合、疲労に対する安全性が確保されているとみなしてよい。

橋梁形式	コンクリート床版を有する鋼げた橋
使用継手	疲労強度等級A～F等級に分類される継手
使用鋼種	SS400，SM400，SM490，SM490Y，SM520，SMA400，SMA490　（※3）
支間長	最小支間長が50m以上
$ADTT_{SLi}$	1000台/（日・車線）以下

※3 疲労指針では正誤表にて9種類より7種類に変更されている。

第2段階

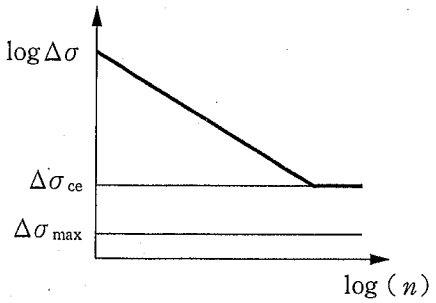
簡便な疲労照査　　－寿命無限－

$\Delta\sigma\max \leqq \Delta\sigma_{ce} \cdot C_R \cdot C_t$

$\Delta\sigma_{ce}$：一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界

C_R　：平均応力の影響

C_t　：板厚の影響



第3段階

詳細な疲労照査　　－寿命有限－

載荷回数（車線ごと）

$nt_i = ADTT_{SLi} \cdot \gamma_n \cdot 365 \cdot Y$

nt_i　：設計で考慮する期間に考慮する疲労設計荷重の載荷回数

$ADTT_{SLi}$：一方向一車線（車線i）当たりの日大型車交通量

$ADTT_{SLi} = ADTT / n_L \times \gamma_L$

γ_n：頻度補正係数（標準的には0.03としてよい）

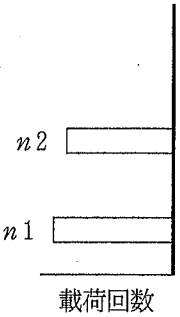
n_L　：車線数

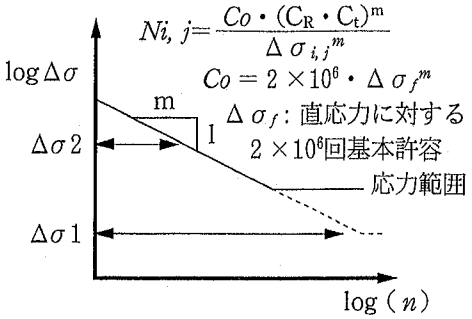
γ_L：車線交通量の偏りを考慮するための係数

Y　：設計で考慮する期間（年）

累積損傷度

$$D_i = \sum_j \frac{nt_i}{N_{i,j}} \leqq 1.0$$





平均応力（応力比）の影響

直応力に対する基本許容応力範囲及び打切り限界に対する平均応力の影響を考慮する場合には，基本許容応力範囲及び打切り限界に，式（3.3.1）で与える補正係数を乗じて補正してよい。

$$\left.\begin{array}{ll} C_R=1.00 & (-1.00<R<1.00) \\ C_R=1.30(1.00-R)/(1.60-R) & (R\leqq -1.00) \\ C_R=1.30 & (R>1.00) \end{array}\right\} \cdots (3.3.1)$$

ここに，

C_R：平均応力に関する補正係数

R：応力比　$R=\sigma_{min}/\sigma_{max}$

σ_{min}：最小応力度

σ_{max}：最大応力度

一般に，溶接部の近傍では鋼材の降伏点に達するような高い引張の残留応力が存在している。そのため通常の場合，変動応力は降伏点に近いところでの引張側の繰返し応力となっており，応力比が疲労強度に与える影響は小さいことから本指針では，表-解 3.3.1 に示すように引張応力が卓越する，応力比が$-1.00<R<1.00$の範囲では平均応力の影響を無視することとし，平均応力に関する補正係数 $C_R=1.00$ とした。一方，圧縮応力が卓越する応力比 $R\leqq -1.00$ 及び $R>1.00$ の範囲では，疲労き裂の進展にともなって残留応力が解放され，き裂の進

表-解 3.3.1　平均応力に対する補正係数

最大応力 σ_{max}	平均応力 $\frac{\sigma_{max}+\sigma_{min}}{2}$	最小応力 σ_{min}	応力比 $R=\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$	状態	補正係数 C_R
＋	＋	＋	$0<R<1$	部分片振り引張	1.00
		0	$R=0$	完全片振り引張	
		－	$-1<R<0$	部分両振り	
	0		$R=-1$	完全両振り	$1.30(1.00-R)/(1.60-R)$
	－		$R<-1$	部分両振り	
0			$R=-\infty$	完全片振り圧縮	1.30
－			$1<R$	部分片振り圧縮	

展が遅くなるとともに，ぜい性的な破壊を生じるき裂の寸法にも応力比の影響が現れることから[1]，これらを考慮した平均応力に関する補正を行ってもよいこととした。

なお，応力比の算出に用いる最大及び最小応力度は，死荷重状態の応力に疲労設計で考慮する応力変動の影響を足しあわせた合計の応力度の最大及び最小値である。

板厚の影響

板厚が25 mmをこえかつ非仕上げの溶接継手のうち，横突合せ溶接継手，荷重非伝達型十字溶接継手，荷重伝達型十字溶接継手，面外ガセット溶接継手，重ねガセット溶接継手，カバープレートをすみ肉溶接で取付けた継手及び重ね溶接継手においては，直応力に対する基本許容応力範囲及び打切り限界に対して，式（3.4.1）で求まる値を乗じて補正しなければならない。

ただし，荷重非伝達型十字溶接継手及び完全溶込みの荷重伝達型十字溶接継手において付加板の厚さが12 mm以下の場合には，補正しなくてもよいものとする。

$$C_t=\sqrt[4]{25/t} \quad \cdots\cdots (3.4.1)$$

ここに，

t：板厚（mm）

溶接継手部の応力分布や応力集中には，板厚の違いによる影響があると考えられており，文献1）では，既往の実験結果で板厚効果が認められている板厚25 mmをこえる非仕上げの十字溶接継手（荷重非伝達型，荷重伝達型）とカバープレートをすみ肉溶接で取付けた溶接継手にのみ板厚による補正を行うこととしている。一方，最近の研究によると横突合せ溶接継手と面外ガセット溶接継手の両方ともに疲労試験の結果からは板厚効果が認められている[8]。本指針ではこれらを考慮して規定のように定めた。

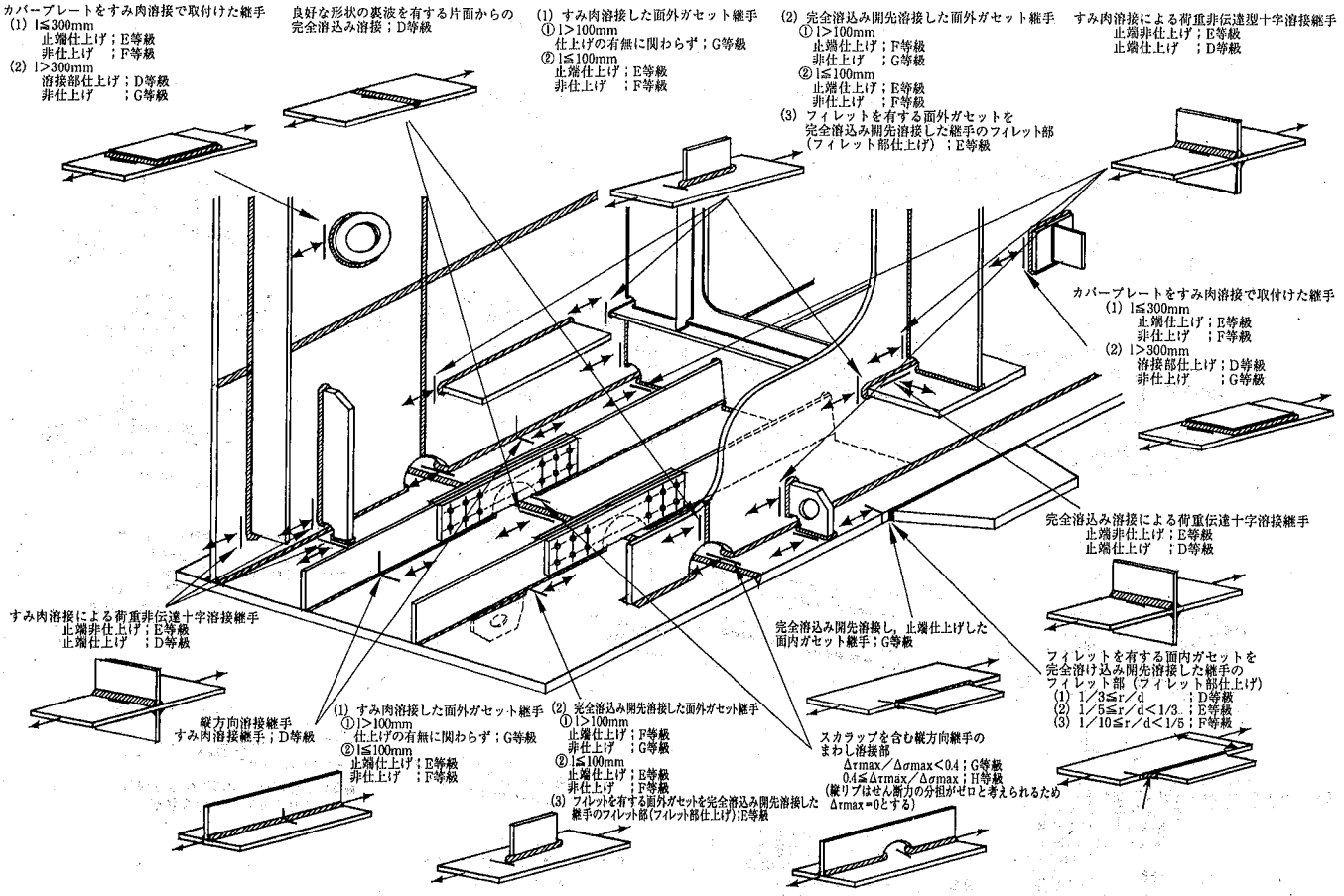


図-付 1.2.2　鋼箱げた橋に用いられる継手の例

表-3.1.1　直応力を受ける継手の強度等級
($m=3$)

区分	2×10^6 回基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f$ (N/mm²)
A	190
B	155
C	125
D	100
E	80
F	65
G	50
H	40
H'	30

表-3.1.4　直応力を受ける継手の打切り限界 ($m=3$)

区分	一定振幅応力 $\Delta\sigma_{ce}$ (N/mm²)	変動振幅応力 $\Delta\sigma_{ve}$ (N/mm²)
A	190	88
B	155	72
C	115	53
D	84	39
E	62	29
F	46	21
G	32	15
H	23	11
H'	16	7

§．　疲労設計

－１　設計方針

”「鋼道路橋の疲労設計指針　平成14年3月」(財)日本道路協会”に基づき照査する。

(１)疲労設計用断面力の算出

着目箇所の変動応力は、一組の疲労設計荷重を車線中央に載荷し、進行方向に移動載荷させて算出するものとする。車線が複数ある場合は、それぞれの車線毎に算出するものとする。

疲労設計荷重はＴ荷重とし、これに実際の車輌形状、重量の違い、及び複数の車輌が同時に載荷されることを考慮した活荷重補正係数(γ_T)を乗じたものを設計荷重とする。

(２)設計条件

構造解析係数	γａ = 1.00
設計で考慮する期間	100 年
頻度補正係数	γｎ = 0.03
大型車設計交通量（１方向）	2000 台／日
１方向当たりの車線数	2 車線
車線交通量の偏りを考慮する係数	γＬ = 1.00

(３)電算アウトプット断面力について

MAX1 ： 最大値	MIN1 ： 最小値
MAX2 ： ２番目に大きい値	MIN2 ： ２番目に小さい値

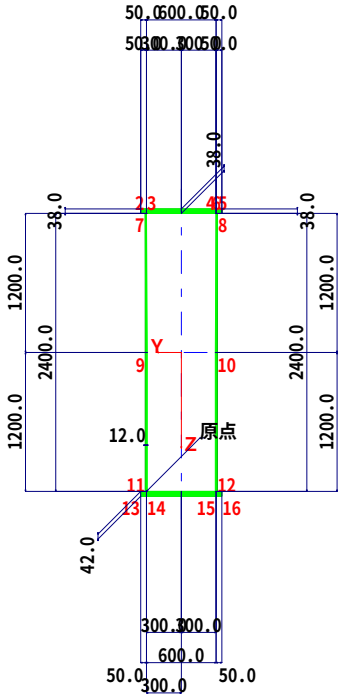
尚、上記の値は電算内で活荷重補正係数(γ_T)・衝撃係数(ｉ)・構造解析係数を考慮したものである。

＊疲労設計用断面力のまとめ＊

				車線－１				車線－２			
			死荷重	MAX1	MAX2	MIN	MIN2	MAX1	MAX2	MIN	MIN2
	SECT	POINT	Md	5011		5011		5021		5021	
	1	1115(L)	-8245.4	344.0	195.1	-1870.8	-533.4	84.2	82.6	-1473.9	-466.7
		1115(R)	-11962.9	263.5	160.6	-2972.1	-464.2	169.5	82.2	-2318.7	-445.1
主	2L	+1.9	-9207.7	550.5	149.2	-2342.4	-437.0	433.1	128.9	-1832.6	-418.7
		1116	-8337.7	641.2	145.7	-2143.6	-428.5	516.3	143.7	-1679.1	-410.4
径		1117	-5102.8	1101.5	131.2	-1435.4	-395.2	875.8	117.9	-1126.1	-377.8
		1118	-2232.1	1642.3	117.4	-851.1	-363.4	1287.1	92.0	-666.5	-346.6
間		1119	300.9	2234.4	104.3	-419.0	-332.7	1732.4	66.1	-324.9	-316.3
	2R 3L	1120	2496.2	2834.0	91.7	-302.7	-160.0	2163.8	40.1	-286.8	-117.8
主		1121	4353.7	3298.0	79.7	-273.4	-48.6	2530.4	21.7	-257.8	-29.6
		1122	5873.5	3696.3	68.1	-244.5	-30.5	2846.1	18.2	-229.2	-12.2
桁		1123	7055.6	4018.0	56.9	-216.0	-52.7	3101.7	14.9	-201.1	-38.6
	3R	1124	7899.9	4254.9	46.0	-187.9	-78.6	3290.1	11.6	-173.4	-65.1
		1125	8406.5	4400.0	35.3	-160.1	-105.5	3405.7	8.5	-145.9	-91.8
	4	1126	8575.4	4448.7	37.2	-132.7	-132.7	3444.5	8.0	-118.7	-118.7
側	B.G.	311	3030.2	2303.3	221.4	-703.7	-133.3	2261.1	51.4	-638.4	-106.3
	B.G.	312	-1242.5	1497.6	162.2	-797.7	-425.4	1338.5	56.5	-702.3	-487.0
径	B.G.	3312	-4893.9	886.7	175.9	-1111.3	-855.8	708.6	60.6	-1194.0	-753.3
	B.G.	313(L)	-5806.8	880.8	178.9	-1303.9	-870.3	701.4	61.7	-1389.3	-766.1
間	B.G.	313(R)	-3256.8	964.5	172.8	-924.5	-510.8	798.2	84.1	-1000.5	-436.4
	B.G.	3313	-3598.3	750.6	161.8	-973.8	-360.3	621.9	86.2	-1034.1	-324.4
主	B.G.	314	-4964.3	390.7	247.0	-1221.8	-152.1	427.9	154.4	-1214.7	-156.1
	B.G.	3314	-6732.9	609.4	48.0	-1554.4	-170.6	409.7	44.8	-1464.6	-178.9
桁	B.G.	315	-7911.9	851.1	62.6	-1810.0	-182.9	590.4	53.3	-1647.3	-194.2
端	E.B.	3213	-1059.6	10.8	0.0	-226.6	-39.6	0.0	0.0	-167.6	-46.5
横	E.B.	213	1661.5	400.1	223.0	-148.2	-101.3	329.4	161.2	-101.5	-18.3
梁	E.B.	413	289.4	303.0	253.0	-149.0	-68.2	765.2	216.3	-184.4	-17.4
	E.B.	513	317.8	191.9	4.0	-240.8	-181.0	276.2	191.9	-197.4	-15.6
	P.B.	3215	1430.8	261.6	78.3	-9.2	0.0	228.6	43.2	-10.4	0.0
橋	J-2L		-877.2	211.2	55.8	-435.9	-65.0	150.0	38.3	-331.5	-48.1
	J-2R		-510.0	219.2	59.4	-368.0	-54.6	162.5	39.0	-280.4	-40.4
脚	P.B.	215	-3945.9	144.2	26.0	-1003.3	-151.3	45.5	31.6	-758.5	-112.0
	P.B.	315(L)	-9122.0	59.4	0.0	-2206.4	-380.3	80.1	71.5	-1697.1	-253.6
梁	P.B.	315(R)	-6835.4	41.5	0.0	-1601.3	-671.3	376.5	223.0	-1289.1	-377.2
	J-1		-12240.8	47.7	0.0	-2239.3	-946.6	158.1	107.7	-1787.4	-728.7
	P.B.	415	-14585.7	50.4	0.0	-2516.0	-1066.0	63.4	57.7	-2003.5	-881.2

＜設計条件＞

タイトル	SECT-4(1126)		
断面形状	箱桁	ウェブ厚の検討	12.0 > 11.49 [mm]
平面形状	直線桁	下横リブ間隔	2500.0 [mm]
設計断面力	６断面力	単位系	SI単位系
使用鋼材	-H仕様材	断面相乗モーメントを考慮しない	
鋼種の仕様	道路橋示方書	偏心曲げモーメントを考慮しない	
耐候性鋼材	使用しない	有効座屈長	Ly = 2500.0[mm]
水平補剛材段数	1 段		Lz = 2500.0[mm]
引張フランジ孔引き	考慮しない	ウェブの最小板厚の検討で係数の割り増しを考慮しない	



＜断面定数＞

(a)曲げモーメントＭｙ及び、せん断応力度に対する断面定数

材質		総断面（有効断面）	総断面積（有効断面積）[cm²]
[SM490YB]	1-DECK PL	700.0 (700.0) x 38	266.00 (266.00)
[SM490YA]	1-WEB PL	2400.0 x 12	288.00 (288.00)
[SM490YA]	1-WEB PL	2400.0 x 12	288.00 (288.00)
[SM520C-H]	1-LFLG PL	700.0 (700.0) x 42	294.00 (294.00)
			1136.00 (1136.00)

重心位置(原点より)　Yo= 30.00(30.00)[cm]　Zo=116.94(116.94)[cm]

断面２次モーメント、ねじり定数

Ｉy= 11090669(11090669)[cm⁴]

Ｉz= 768079(768079)[cm⁴]　　Ｊ= 2042768[cm⁴]

細長比

Ry = 98.8[cm]　　Rz = 26.0[cm]

Ly/Ry = 2.5 < 200　　Lz/Rz = 9.6 < 200

(b)曲げモーメントＭｚに対する断面定数

材質		有効断面	有効断面積[cm²]
[SM490YB]	1-DECK PL	700.0 x 38	266.00
[SM490YA]	1-WEB PL	2400.0 x 12	288.00
[SM490YA]	1-WEB PL	2400.0 x 12	288.00
[SM520C-H]	1-LFLG PL	700.0 x 42	294.00
			1136.00

重心位置(原点より)　Yo= 30.00[cm]　Zo=116.94[cm]

断面２次モーメント、ねじり定数

Ｉy= 11090669[cm⁴]

Ｉz= 768079[cm⁴]　　Ｊ= 2042768[cm⁴]

1.設計条件(疲労)

・タイトル　主径間主桁　SECT-4(1126)
・方向　1方向
・構造解析係数　γ_a = 1.00
・設計で考慮する期間　100 [年]

・頻度補正係数,1方向当りの日大型車設計交通量,1方向当りの車線数

頻度補正係数 γn	0.03
1方向当りの日大型車設計交通量[台]	2000
1方向当りの車線数	2

・車線交通量の偏りを考慮するための係数 γL

車線	γL
1	1.0
2	1.0

・活荷重断面力内容　衝撃，活荷重補正係数を含む
・径間数　３径間以上
・死荷重 断面力

死荷重 曲げﾓｰﾒﾝﾄ	Myd [kN･m]	8575.4

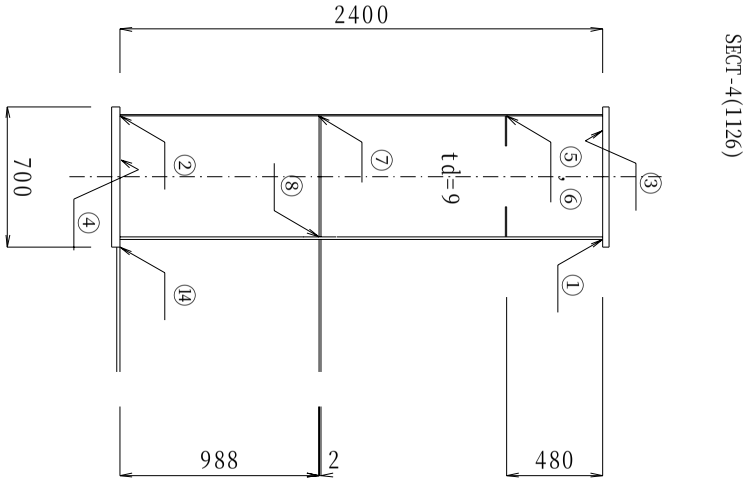
・極値点数

車線	曲げ
1	6
2	6

・活荷重曲げモーメント MyL [kN･m] (衝撃，活荷重補正係数を含む)

極値点	車線	
	1	2
1	0.0	0.0
2	4448.7	3444.5
3	-132.7	-118.7
4	37.2	8.0
5	-132.7	-118.7
6	0.0	0.0

・強度等級及び照査位置



照査位置	強度等級	取付位置[mm]	付加板厚[mm]
①縦方向溶接継手	D すみ肉溶接継手	------	------
②縦方向溶接継手	D すみ肉溶接継手	------	------
③荷重非伝達型十字溶接継手	E 非仕上げのすみ肉溶接継手	------	9
④荷重非伝達型十字溶接継手	E 非仕上げのすみ肉溶接継手	------	9
⑤ガセット溶接継手(面外)	G ｶﾞｾｯﾄを完全溶込み開先溶接した継手(非仕上げ)	480	------
⑥ガセット溶接継手(面外)	G ｶﾞｾｯﾄを完全溶込み開先溶接した継手(非仕上げ)	480	------
⑦ガセット溶接継手(面外)	G ｶﾞｾｯﾄを完全溶込み開先溶接した継手(非仕上げ)	988	------
⑧荷重伝達型十字溶接継手	E 完全溶込み溶接非仕上げの継手	988	12
⑭ガセット溶接継手(面内)	G ｶﾞｾｯﾄを完全溶込み開先溶接した継手(止端仕上げ)	------	------

2.応力度(疲労)

曲げ応力度

$$\sigma_{i,j,k} = \frac{Myh_{i,j}}{Iy} \times z_k \times \gamma_a \times 10^3$$

$Iy = 11090669\ [cm^4]$, $\gamma_a = 1.0$

・車線1

照査位置	y_k [cm]	z_k [cm]	各極値の応力度 [N/mm²]						応力範囲[N/mm²]	
			[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	波形1	波形2
①	30.60	-123.06	-0.0	-49.4	1.5	-0.4	1.5	-0.0	1.9	50.8
②	30.60	116.94	0.0	46.9	-1.4	0.4	-1.4	0.0	1.8	48.3
③	30.60	-123.06	-0.0	-49.4	1.5	-0.4	1.5	-0.0	1.9	50.8
④	30.60	116.94	0.0	46.9	-1.4	0.4	-1.4	0.0	1.8	48.3
⑤	30.60	-75.06	-0.0	-30.1	0.9	-0.3	0.9	-0.0	1.1	31.0
⑥	-30.60	-75.06	-0.0	-30.1	0.9	-0.3	0.9	-0.0	1.1	31.0
⑦	30.60	18.14	0.0	7.3	-0.2	0.1	-0.2	0.0	0.3	7.5
⑧	-30.60	18.14	0.0	7.3	-0.2	0.1	-0.2	0.0	0.3	7.5
⑭	-35.00	121.14	0.0	48.6	-1.4	0.4	-1.4	0.0	1.9	50.0

・車線2

照査位置	y_k [cm]	z_k [cm]	各極値の応力度 [N/mm²]						応力範囲[N/mm²]	
			[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	波形1	波形2
①	30.60	-123.06	-0.0	-38.2	1.3	-0.1	1.3	-0.0	1.4	39.5
②	30.60	116.94	0.0	36.3	-1.3	0.1	-1.3	0.0	1.3	37.6
③	30.60	-123.06	-0.0	-38.2	1.3	-0.1	1.3	-0.0	1.4	39.5
④	30.60	116.94	0.0	36.3	-1.3	0.1	-1.3	0.0	1.3	37.6
⑤	30.60	-75.06	-0.0	-23.3	0.8	-0.1	0.8	-0.0	0.9	24.1
⑥	-30.60	-75.06	-0.0	-23.3	0.8	-0.1	0.8	-0.0	0.9	24.1
⑦	30.60	18.14	0.0	5.6	-0.2	0.0	-0.2	0.0	0.2	5.8
⑧	-30.60	18.14	0.0	5.6	-0.2	0.0	-0.2	0.0	0.2	5.8
⑭	-35.00	121.14	0.0	37.6	-1.3	0.1	-1.3	0.0	1.4	38.9

3.照査(疲労)

(1) 平均応力（応力比）及び板厚の影響

照査位置	σd [N/mm²]	σTmax [N/mm²]	σTmin [N/mm²]	Σσmax [N/mm²]	Σσmin [N/mm²]	R	C_R	C_t
①	-95.1	1.5	-49.4	-93.7	-144.5	1.543	1.300	1.000
②	90.4	46.9	-1.4	137.3	89.0	0.648	1.000	1.000
③	-95.1	1.5	-49.4	-93.7	-144.5	1.543	1.300	1.000
④	90.4	46.9	-1.4	137.3	89.0	0.648	1.000	1.000
⑤	-58.0	0.9	-30.1	-57.1	-88.1	1.543	1.300	1.000
⑥	-58.0	0.9	-30.1	-57.1	-88.1	1.543	1.300	1.000
⑦	14.0	7.3	-0.2	21.3	13.8	0.648	1.000	1.000
⑧	14.0	7.3	-0.2	21.3	13.8	0.648	1.000	1.000
⑭	93.7	48.6	-1.4	142.3	92.2	0.648	1.000	1.000

(2) 最大応力範囲と一定幅振幅応力に対する応力の打切り限界を用いた照査

照査位置	強度等級	$\Delta\sigma_{ce}$ [N/mm²]	最大応力範囲 $\Delta\sigma_{max}$ [N/mm²]	$\Delta\sigma_{ce}\cdot C_R\cdot C_t$ [N/mm²]	判定
①	D	84.0	50.8	109.2	OK
②	D	84.0	48.3	84.0	OK
③	E	62.0	50.8	80.6	OK
④	E	62.0	48.3	62.0	OK
⑤	G	32.0	31.0	41.6	OK
⑥	G	32.0	31.0	41.6	OK
⑦	G	32.0	7.5	32.0	OK
⑧	E	62.0	7.5	62.0	OK
⑭	G	32.0	**50.0**	**32.0**	**OUT**

(3) 変動振幅応力を考慮した疲労照査

<応力範囲$\Delta\sigma_{i,j}$が設計で考慮する期間に発生する頻度$nt_{i,j}$>

車線	大型交通量[台/1車線] $ADTT_{SL}$	頻度補正係数 γn	期間[年] Y	$nt_{i,j}$
1	1000.0	0.03	100	1.0950×10^6
2	1000.0	0.03	100	1.0950×10^6

<打切り限界及び疲労設計曲線>

照査位置	$\Delta\sigma_{ve}$ [N/mm²]	補正係数 C_R	補正係数 C_t	$\Delta\sigma_{ve}\cdot C_R\cdot C_t$ [N/mm²]	$\Delta\sigma_f$ [N/mm²]	m
⑭	15.0	1.000	1.000	15.0	50.0	3

<損傷度の評価>

$$N_{i,j} = \frac{C_o \times (C_R \times C_t)^m}{\Delta\sigma_{i,j}{}^m}$$

$$D = \Sigma_i\{\Sigma_j(\frac{nt_{i,j}}{N_{i,j}})\}$$

ここに、C_o ： 疲労設計曲線を表すための定数

$C_o = 2 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_f{}^m$

照査位置	応力範囲$\Delta\sigma_{i,j}$[N/mm²](上段),頻度 $N_{i,j}$(下段) 車線1 波形1	車線1 波形2	車線2 波形1	車線2 波形2	損傷度 D	判定 D≦1.0
⑭	1.9 ≦打切り限界	50.0 1.9949×10^6	1.4 ≦打切り限界	38.9 4.2402×10^6	0.807	OK