共同研究報告書

整 理 番 号 第 ４ ９ ０ 号

橋台部ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その2）

平成２９年８月

国立研究開発法人土木研究所
大　阪　工　業　大　学
一般社団法人 日本橋梁建設協会

共 同 研 究 報 告 書
第490号　2017年8月

橋台部ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その2）

(国研) 土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ 橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ　上席研究員　七澤　利明
(国研) 土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ 橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ　元主任研究員　和田　圭仙*
(国研) 土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ 橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ　研究員　藤井　雄介
(国研) 土木研究所 構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究ｾﾝﾀｰ 橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ　交流研究員　河村　淳
(国研) 土木研究所 招聘研究員（早稲田大学社会環境工学科教授）　小野　潔
大阪工業大学 八幡工学実験場 特任教授　栗田　章光
大阪工業大学 工学部都市デザイン工学科 教授　井上　晋
大阪工業大学 工学部都市デザイン工学科 教授　大山　理
(一社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会 設計部会会員　三宅　隆文
(一社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会 設計部会会員　橘　肇
(一社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会 設計部会会員　大柳　英之
(一社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会 設計部会会員　楠田　広和
(一社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会 設計部会会員　小山　知之
(一社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会 設計部会会員　田村　修一
(一社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会 設計部会会員　岑山　友紀
(一社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 架設小委員会　和氣　弘幸
(一社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 架設小委員会　岡村　敬
(一社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 架設小委員会　木原　亨

*在職期間（平成22年4月～平成25年5月）

要　旨：

本研究は，橋台部ジョイントレス構造のうち，鋼－コンクリート接合部の抵抗特性を考慮した照査方法や構造細目，施工方法等を提案することを目的とする。さらに，文献調査，既設橋の実態調査により新たに得られた知見を，既往の「インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）平成24年3月」に補足することにより，橋台部ジョイントレス構造の普及の一助となることを目的とする。

平成27年度は，過年度に文献調査や現地調査を行い整理された設計・施工に関する課題に対して，鋼－コンクリート接合部の破壊機構やスタッドの疲労に着目した実験，接合部の抵抗機構や斜角の影響等に関する解析を行い，鋼－コンクリート接合部の抵抗機構，適用範囲を明らかにし，スタッドを用いた接合部の設計・施工手法等を提案した。

キーワード：**橋台部ジョイントレス構造，鋼－コンクリート接合部，設計・施工手法**

目　次

1. 研究概要 1

1.1 研究の背景と目的 1
1.2 研究内容と体制 2
1.2.1 研究内容 2
1.2.2 平成 18～21 年度の検討内容 3
1.2.3 平成 25～26 年度の検討内容 5
1.2.4 研究体制 9
1.3 用語の定義 9
1.4 報告書の構成 10

2. 橋台部ジョイントレス構造の設計・施工に関する課題の整理 12

2.1 整理内容 12
2.2 設計に関する課題と整理状況 13
2.2.1 設計に関する課題一覧表 13
2.2.2 接合部の設計 21
2.2.3 斜角の影響 41
2.2.4 大規模地震動の影響 42
2.2.5 鋼桁埋込み部フランジに対する局部座屈の設計 45
2.3 施工に関する課題と整理状況 46
2.3.1 施工に関する課題一覧表 46
2.3.2 接合部の品質・出来形・出来映えについての要求事項 48
2.3.3 地覆・壁高欄目地及び床版打継ぎ目 50
2.3.4 橋台部の排水処理 50
2.3.5 踏掛版及び橋台背面アプローチ部の構造 50

3. 設計の課題に対する解析的検討 51

3.1 スタッドと支圧の抵抗機構に関する実験供試体有限要素解析の再解析 51
3.1.1 再解析の経緯 51
3.1.2 再解析結果 52
3.1.3 まとめ 96
3.2 接合部抵抗機構把握のための有限要素解析（実橋モデル） 98
3.2.1 解析の目的 98

3.2.2 解析方法 98
3.2.3 解析結果および考察 110
3.2.4 まとめ 130
3.3 斜角の影響把握に関する解析的検討 132
3.3.1 解析の目的 132
3.3.2 解析方法 132
3.3.3 解析結果および考察 139
3.3.4 まとめ 160
3.4 大規模地震動の影響評価のためのプッシュオーバー解析 161
3.4.1 解析の目的 161
3.4.2 解析方法 161
3.4.3 解析結果および考察 165
3.4.4 まとめ 166
3.5 接合部耐力階層化における信頼性解析 167
3.5.1 検討概要 167
3.5.2 接合部の耐力評価手法 168
3.5.3 信頼性指標の解析方法（モンテカルロシミュレーション） 173
3.5.4 解析で考慮した確率変数と統計量 175
3.5.5 信頼性指標の解析結果と考察 179
3.5.6 まとめ 186

4. 設計の課題に対する実験的検討 188

4.1 床版付き供試体の正負交番載荷実験 188
4.1.1 実験の目的 188
4.1.2 実験方法 188
4.1.3 実験結果 202
4.1.4 破壊に対する接合部の耐力照査項目についての検討 224
4.1.5 まとめ 225
4.2 鋼－コンクリート接合部の疲労実験 227
4.2.1 実験の目的 227
4.2.2 実験方法 227
4.2.3 実験結果 240
4.2.4 模型供試体の切断 257
4.2.5 接合部スタッドに対する疲労影響評価 259
4.2.6 まとめ 263

5. 設計の課題への対応 265

5.1 接合部設計の課題への対応 265

5.1.1 支圧抵抗の評価 266
5.1.2 スタッドの有効範囲 268
5.1.3 スタッドせん断力の制限値 270
5.1.4 鋼桁埋込み深さの下限値の設定 285
5.1.5 スタッドに対する疲労影響評価 286
5.2 破壊に対する照査項目への対応 287
5.3 接合部設計法 292
5.3.1 接合部設計法の提案 292
5.3.2 まとめ 296

6. 施工の課題への対応 300

6.1 鋼－コンクリート接合部の品質・出来形・出来映えについての要求事項 300
6.1.1 上・下部工事の施工境界の留意事項 300
6.1.2 接合部・埋込み境界部の排水処理・防食 303
6.1.3 コンクリートの配合及び留意事項 308
6.1.4 下フランジ近傍のひび割れ対策 313
6.1.5 施工順序における留意事項 316
6.1.6 鋼桁架設時の仮設備構造 320
6.2 地覆・壁高欄目地 324
6.3 橋台背面アプローチ部における留意事項 325

7. まとめ 331

橋台ジョイントレス構造の設計・施工ガイドライン（案）

参 考 資 料

1. 鋼－コンクリート接合部要素の疲労実験 データ集 ..... CD−ROM に収録
2. 床版付き供試体の正負交番実験 データ集 ..... CD−ROM に収録
3. 有限要素解析（実橋モデル）データ集 ..... CD−ROM に収録
4. 有限要素解析（実験再現解析の再解析）データ集 ..... CD−ROM に収録
5. プッシュオーバー解析（大規模 2 地震動の影響）データ集 ..... CD−ROM に収録
6. 信頼性解析（モンテカルロシミュレーション）データ集 ..... CD−ROM に収録

1. 研究概要

1.1　研究の背景と目的

道路橋に関して、初期建設コストだけでなく、維持管理コストの低減が謳われて久しい。橋梁の橋台部の損傷は、支承や伸縮装置付近において多く発生しており、これらが維持管理上の課題となっている[1)]。また、中小規模の橋梁では、橋梁全体コストに占める支承や伸縮装置の割合は相対的に高く、これらの省略、すなわち橋台部のジョイントレス化は建設および維持管理コストの低減と維持管理作業の軽減に対しても有効である。一方、伸縮装置や支承を省略することにより、温度変化による桁の伸縮に追随する機能が失われるため、なんらかの方法でその機能を代替する必要がある。

欧米では､桁の伸縮に追随する機能を橋台杭基礎が柔軟に変形することにより確保し、橋台部をジョイントレス構造としたインテグラルアバット橋（Integral Abutment Bridge）が普及している。特に、米国では 1930 年頃に開発され、現在までに約 2 万橋の実績がある[2)]。例えば、**表 1.1.1** に鋼桁を用いた橋台部ジョイントレス構造の概要を示す。

日本では、設計法が体系的に整備されておらず、橋台背面舗装の損傷といった維持管理上の課題が生じた等の理由により、現在まで広く普及するに至っていない。

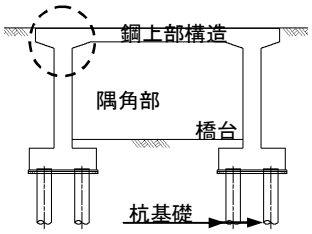
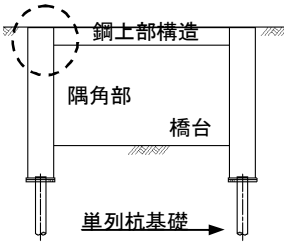
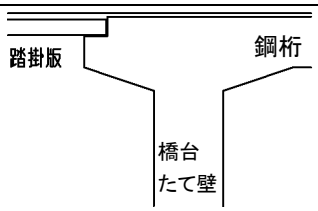
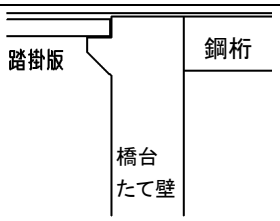
上記を背景とし、平成 18～平成 21 年度に実施された橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究[1)~3)]では、橋台部ジョイントレス構造や橋台背面アプローチ部に対する要求性能や性能照査の基本的な考え方を示し､また､それらの参考資料として「インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）」[3)]（以下、「設計・施工ガイドライン（案）」）を作成している。これらの知見は、平成 24 年に改定された道路橋示方書Ⅳ下部構造編[4)]（以降、「H24 道示」という。）において、当該構造に係る規定として新たに導入されているところである。

これを受けて本研究では、橋台部ジョイントレス構造のうち、鋼－コンクリート接合部の抵抗特性を考慮した照査方法や構造細目､施工方法等を提案することを目的とする。さらに、文献調査、既設橋の実態調査により新たに得られた知見を、既往の「設計・施工ガイドライン（案）平成 24 年 3 月」に補足することにより、橋台部ジョイントレス構造の普及の一助となることを目的とする。

本研究では、平成 25～26 年度において、文献調査や現地調査を行い、設計・施工に関する課題を整理し、鋼－コンクリート接合部の地震時挙動や頭付きスタッド（以下，スタッドと称す）と支圧の抵抗機構に着目した実験、接合部の断面特性把握のための全体系平面骨組解析、接合部の抵抗機構に関する有限要素解析を行っている。そして、接合部の抵抗機構等について得られた知見を「橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その 1）」[3)]としてまとめている。

平成 27 年度は、平成 25～26 年度に整理された設計・施工に関する課題に対して、鋼－コンクリート接合部の破壊機構やスタッドの疲労に着目した実験、接合部の抵抗機構や斜角の影響等に関する解析を行い、鋼－コンクリート接合部の抵抗機構や解析方法の適用性等を明らかにし、スタッドを用いた接合部の設計・施工手法等を提案する。

表 1.1.1　鋼桁を用いた橋台部ジョイントレス構造の概要

構造形式	橋台部ジョイントレス構造（鋼上部構造）	
	門型ラーメン構造	インテグラルアバット構造
概略図		
接続部概略図		
支承条件	無（剛結）	無（剛結）
伸縮装置	無	無
温度変化による桁伸縮への対応	橋台たて壁及び基礎の剛性により対応	橋台杭基礎の変位により追随

1.2　研究内容と体制

1.2.1　研究内容

研究内容は以下のとおりである（**表 1.2.1** 参照）。

(1)　設計法や耐久性向上対応策に関する文献調査
(2)　既設橋台部ジョイントレス構造の実態調査
(3)　上下部接合部の耐力特性・挙動を評価するための模型実験の実施
(4)　上下部接合部の耐力特性・挙動を評価するための解析の実施
(5)　上下部接合部の耐荷性能評価法および設計法の検討
(6)　鋼－コンクリート接合構造の設計に関するガイドラインの作成
(7)　鋼－コンクリート接合構造の施工に関するガイドラインの作成
(8)　設計に関する参考資料作成（設計計算例、コスト比較、選定フロー等）
(9)　斜橋の設計手法に関する検討

このうち、平成 25～26 年度の期間において、一定の成果が得られたものに関しては、報告書（その１）[3)]としてまとめられている。本報告書（その２）では、平成 27 年度の成果をまとめると共に、平成 25～26 年度を含めて得られた知見をもとに鋼－コンクリート接合部の設計・施工手法についての提案等を行っている。

表 1.2.1　研究の全体計画

研究細目	研究分担			研究工程		
	土　研	大工大	橋建協	平成 25 年度	平成 26 年度	平成 27 年度
設計法や耐久性向上対応策に関する文献調査	○	◎	○	←		
既設橋台部ジョイントレス構造の実態調査	○	○	◎	←	→	
上下部接合部の耐力特性・挙動を評価するための模型実験の実施	◎	○	○	←	→	
上下部接合部の耐力特性・挙動を評価するための解析の実施	◎	○	◎	←	→	
上下部接合部の耐荷性能評価法および設計法の検討	◎	◎	○		← →	
鋼－コンクリート接合構造の設計に関するガイドラインの作成	◎	◎	○		← →	
鋼－コンクリート接合構造の施工に関するガイドラインの作成	○	○	◎		← →	
設計に関する参考資料作成（設計計算例、コスト比較、選定フロー等）	○	○	◎		← →	
斜橋の設計手法に関する検討	◎	○	◎		← →	

※黒線太枠（平成 25～26 年度）は、報告書（その１）の対象範囲

※赤線太枠（平成 27 年度）は、本報告書（その２）の対象範囲

1.2.2　平成 18～21 年度の検討内容

平成 18～21 年度の研究成果は「橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書」（その１）～（その３）としてとりまとめられている。以下、**表 1.2.2** に平成 18～21 年度の検討内容を示す。

(1) 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その１）

インテグラルアバット橋が普及している米国の設計規準を調査し、さらに実橋調査及び州交通局の技術者との意見交換を行った。その結果を基に、インテグラルアバット橋の設計の基本について整理し、設計法を確立するための課題を整理した。

(2) 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その２）

インテグラルアバット橋の要求性能や限界状態を整理し、その成立性の要となる橋台背面土を橋梁アプローチ構造と定義して設計上のモデル化を行った。次に適用範囲（橋長、斜角）や大規模地震時の耐震性に関して解析的な検討を実施した。最後に、盛りこぼし橋台の設計に関する留意点について整理した。

(3) 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その３）

インテグラルアバット橋の水平支持を分担する橋梁アプローチ構造のレベル 2 地震時に対する応答を検討し、液状化が生じる恐れがある場合の適用条件を検討した。次に、液状化に起因する流動化が生じる場合の作用モデルを提案し、その適用性の検証を行った。最後に、これまでの成果を設計・施工ガイドライン（案）としてまとめた。

表 1.2.2　平成 18～21 年度の研究内容

検討項目	内容	実施年度			
		H18	H19	H20	H21
現状把握	実績の調査、整理 ・国内設計実績：93 橋（うち鋼橋 9 橋） →代表的な設計法の事例収集（モデル、荷重、抵抗部材、照査項目） →代表的な損傷状況の整理（橋台背面舗装の損傷、桁とたて壁接合部の不具合、ウイングとたて壁接合部の不具合） ・米国調査（地震リスクの高い 9 州） →構造形式や適用範囲の調査、地震影響（橋台背面の受働抵抗扱い）、踏掛版構造、排水構造、損傷状況調査、設計手順（活荷重、橋軸方向の挙動、杭の設計、橋台たて壁の設計）	○			
基本的な考え方および課題の整理	適用の範囲 →橋台たて壁の背面盛土、橋軸方向の対称性、杭基礎の杭頭から支持層までの根入深さ、橋台天端の許容水平変位量、設計上の地盤面、接続部の設計（上部工と橋台たて壁、橋台たて壁と杭基礎）などの基本的検討事項を項目出し →単純桁、連続桁における要求性能と作用荷重、照査項目表を整理	○			
橋台部ジョイントレス構造の定義	要求性能と各構造・部材の限界状態整理 →L2 地震時に橋台たて壁と中間橋脚躯体は「損傷の修復を容易に行える限界の状態」とする。 →上部構造と隅角部は、「力学的特性が弾性域を超えない限界の状態」とする。		○		
設計上の留意事項の整理	橋台背面土の抵抗モデル整理 橋梁アプローチ構造の要求性能整理 橋全体系の試設計（棒部材：常時、L1）：背面盛土バネや杭長 →単径間モデル（PC・鋼各 3 ケース：橋長 30、40、50m）×橋台高 3～12m →3 径間モデル（4 ケース：橋長 75、90、105、120m）×橋台高 3～12m 橋全体系の試設計（L2）：動的解析 →橋台背面土を有する場合は、橋長 100m 程度まで静的照査法を適用してよい。 斜角に関する適用範囲の検討（立体格子解析） →直橋、斜橋（斜角 60、75°）のモデル化 杭頭結合部の検討（棒部材） →杭種、杭頭結合方法、橋台規模の実績整理、および試設計 上下部接合部の検討（PC 桁）→3 橋の事例調査 〃　（鋼桁）→3 橋の事例調査 盛こぼし橋台の設計・施工に関する Q&A		○		
設計上の留意事項の整理	L2 単列杭の許容塑性率 液状化に起因する流動化に対する提案モデル検証 →盛土高や盛土物性確認 被災事例からのアプローチ構造沈下量整理 漸増解析による解析モデルと照査（動的解析） →4 ケース（現地盤が不安定とならない、液状化が生じる、流動化が生じる（片側・両側））			○	

	インテグラル構造の諸元一般や配筋確認のため全体系の平面骨組解析（棒解析）（H23） （鋼桁、橋長 10m、40m、橋台高 10m、5m、杭基礎、壁厚変化） 杭頭結合部の有効幅に着目した 3 次元弾塑性 FEM（H23） （壁厚 1.0、1.6、2.0m、杭径 1000、800、500mm） 耐久性を考慮した鋼・コンクリート接合部の構造細目の思想整理 →打継目の防水処理、接合部鉄筋の防錆、埋込み部鋼部材の防錆 踏掛版と橋台たて壁との接続方法一覧表整理				
インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）	適用支間長→単径間を対象（鋼桁：30～40m、PC 桁：20～30m） 適用橋台高→10m 程度まで 直橋を標準 橋台天端位置での許容水平変位（±15mm） 背面土→良質土を標準（軽量土は用いない）、材料仕様、締固め管理値 軟弱地盤や液状化層を有する場合の留意事項 荷重組合せと荷重係数→活荷重、常時、地震時（1、1/2）、温度時 各部材の限界状態整理 主な照査項目と基準値（上下部接合部は作用応力度＜許容応力度） 解析モデル→棒部材を用いた線形解析 橋台たて壁の設計→杭接合部の有効幅を考慮 杭頭接合方法→H24 道示に示されている従来の方法Ｂを標準 たて壁配筋の構造細目			○	
設計例	設計マニュアルを適用した設計例の作成				○

1.2.3　平成 25～26 年度の検討内容

平成 25～26 年度の研究成果は「橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１）」としてとりまとめた。以下、平成 25～26 年度の検討内容を示す。

平成 25～26 年度は、文献調査や現地調査を行い、(1) 設計・施工に関する課題を整理した。また、(2) 鋼－コンクリート接合部の地震時挙動やスタッドと支圧の抵抗機構に着目した実験、(3) 接合部の断面特性把握のための全体系平面骨組解析および接合部の抵抗機構に関する有限要素解析を行った。

(1) 設計・施工に関する課題の整理

設計・施工に関する課題整理では、設計・施工ガイドライン（案）の内容や、設計・施工に関する国内外の文献調査、現地調査、設計・施工事例調査を基に、上部構造に鋼桁を用いる場合の橋台部ジョイントレス構造について、設計・施工に関する課題の抽出を行った。**表 1.2.3** に設計に関する課題、**表 1.2.4** に施工に関する課題の整理結果を示す。

表 1.2.3　鋼-コンクリート接合構造の設計に関する課題

No	課題	内容	本研究での検討事項	報告書（その1）	報告書（その2）
1	鋼-コンクリート接合部の設計手法の確立	ずれ止めとして一般的に用いられているスタッドを用いた鋼-コンクリート接合部は，曲げモーメントを受ける剛域部材としての耐力特性が明らかにされておらず，作用力に対するスタッドなど各種部材における抵抗比率は不明である。現状，接合部の設計では，曲げモーメントの伝達方法は，スタッドによる場合がほとんどであり、鉛直せん断力の伝達ではスタッドに加えて鋼桁下フランジ下面とコンクリートとの支圧力に分担させる事例が多い。また，スタッドの許容せん断力は，道示Ⅱ12.5.5を用いて算出していることもあり，橋台たて壁への鋼桁定着が困難な事例も見られ，フランジの拡幅や腹板スタッドを有効本数に見込む等の個別の対策を必要としている。	実験と実験供試体および実橋をモデル化した有限要素解析により，作用力に対する各種部材における抵抗比率を明らかにした鋼-コンクリート接合部の合理的な設計手法について検討する。	○	○
2	鋼-コンクリート接合部の鋼桁埋込み深さが浅いことによる影響への対応	スタッドを用いた鋼-コンクリート接合部に関しては，橋台たて壁厚が薄く鋼桁埋込み深さが相対的に浅い場合のスタッド，支圧の抵抗比率への影響が不明であり，この検討に際して埋込み厚さが浅いことによる影響を明らかにし，必要に応じて最小埋込み深さの設定などが必要となる。	埋込み深さが相対的に浅い供試体に対する実験と，実験供試体をモデル化した有限要素解析により，鋼桁埋込み深さが浅いことによる影響への対応について検討する。	○	
3	鋼桁埋込み部の支圧抵抗の有無	現状の設計では，安全性の照査として曲げモーメントを下フランジ下面の支圧力や上フランジ上面の押抜きせん断力に換算して照査を行う事例があるものの，鋼桁埋込み部の上フランジに生じる上向きの力に対する押し抜きせん断照査に対する発生応力分布が明確でないことから，鋼-コンクリート接合部に作用する支圧力に抵抗させる補強鉄筋量について確立された設計方法はなく，その確立が課題である。また、下フランジ下面の支圧力について、施工誤差の影響もあり計算上は支圧抵抗は考慮されていないことが多いが、押し抜き力同様に発生応力分布は明確ではない。	実験供試体および実橋モデルに対する有限要素解析により鋼桁に作用する支圧力分布を明らかにし，支圧力に対する補強鉄筋配置の要否を検討する。	○	○
4	鋼-コンクリート接合部スタッドの有効範囲の明確化	作用力に対し，フランジやウェブに配置したスタッドの分担割合が明確でなく，実橋においても，軸力および曲げモーメントに対して，上下フランジおよびウェブ高の1/4まで配置したスタッドで抵抗する事例，あるいは上下フランジおよびウェブ全面のスタッドで抵抗する事例など様々であり，確立された設計手法がない	試設計した実橋モデルに対して行う有限要素解析等により，スタッドの有効範囲を検証する。	○	○
5	鋼-コンクリート接合に対する斜角の影響評価	門型ラーメン構造について，斜角を有する場合，上部構造及び下部構造にねじれの影響等が生じる。しかし，斜角を有する門型ラーメン構造に対する設計上の留意点が明確でない。	どの範囲を超えるとそりねじりを考慮して設計しないといけないか（格子解析の限界），どの範囲を超えると門型ラーメン構造を採用できなくなるか（構造的限界）について着目し，立体格子解析および有限要素解析を用いて検証する。		○
6	大地震時の挙動の評価	一般に，単径間のインテグラルアバット構造，門型ラーメン構造については，レベル1地震動で断面決定すればよいとされており，実橋でもレベル2地震動に対して照査したケースは少ない。また，鋼-コンクリート接合部の大地震時挙動や耐力特性を踏まえた具体的な照査方法については明らかにされておらず，ジョイントレス構造を対象とした大地震時の挙動に対する評価方法について明確にする必要がある。	レベル1地震動や常時組合せ最大ケースで断面決定された鋼桁，橋台たて壁であれば，レベル2地震動に対してじん性を確保できるか，供試体実験により検証する。また，試算した実橋想定ケースのうち，最も地震力の影響を受けやすいケースに対するプッシュオーバー解析により，橋台たて壁（接合部，橋台たて壁基部），鋼桁，鋼-コンクリート接合部の損傷順序について検証する。		○
7	鋼桁埋込み部フランジに対する局部座屈の設計	鋼桁埋込み部フランジの局部座屈に関する設計法が明確でない。	試設計した実橋モデルに対して行う有限要素解析および実験により鋼桁埋込み部フランジに対する設計の考え方について検討する。		○
8	鋼-コンクリート接合部，鋼桁，橋台たて壁の耐力階層化	想定を超える地震動の影響により，鋼-コンクリート接合部が万が一損傷する場合，損傷部位は鋼桁，接合部，橋台たて壁が考えられるが，脆性的な破壊を避け，じん性の高い構造物とするとともに点検の容易さや橋の使用性等を考慮した場合，損傷は橋台たて壁側に確実に誘導することが望ましい。	橋台たて壁において確実に塑性化が生じる設計となるかを検証するため，試設計ケースごとに接合部に生じる断面力を比較するとともに材料強度や部材寸法のばらつきを考慮した信頼性解析を行い，橋台たて壁での損傷誘導に関する信頼性を評価する。		○
9	鋼-コンクリート接合部スタッドに対する疲労影響評価	道示におけるスタッドの設計方法は，許容せん断力のみが規定されており，疲労の照査に関する記述はみられない。また，既往の研究における疲労に対する検討内容としては，押し抜き供試体によるスタッド疲労試験結果もしくはコンクリート床版と鋼桁のずれ止めとしてスタッドを用いる場合を想定したものであり，今回着目する鋼-コンクリート接合部に対しての確認が行われているものではなく，スタッドに対する疲労の影響について明確にされていない。	実験により鋼-コンクリート接合部スタッドに対する疲労の影響について検討する。		○

表 1.2.4　鋼-コンクリート接合構造の施工に関する課題

No	課題（施工のポイント）	内容	対策案	報告書（その1）	報告書（その2）
1	上・下部構造の施工境界	接合部の後打ちコンクリートの高さを大きくとった施工事例では，ほかの事例に比べ仮支承構造が大規模となっており，架設時の安定性や経済性を考えた場合，剛結部の鉄筋組立等の支障とならない範囲で小さくする方が良い。 下部工の施工高さの誤差吸収では，通常の支承と同様にモルタル調整代を設けることが一般的であるが，これが設けられていない事例では仮支承高さを施工段階で変更し，モルタル調整代を確保していた。後打ちコンクリートの高さ及び仮支承の設計においては，モルタル調整代を考慮しておく必要がある。 上下部コンクリートの打継ぎ部では，先埋め鉄筋の著しい発せいとそれに起因した橋台表面のさび汁跡，及び打継ぎ目処理の不足が見られた。特に鉄筋の発せいに対しては，鋼－コンクリート接合構造における下部工は一般の橋台と異なり，下部工施工後から接合部コンクリート打設までの期間が長期に渡ることを理解し，先埋め鉄筋に防せい対策を施しておくなどの対策が必要である。	下部工の打ち止め高さの標準を示す。 実例を踏まえ仮支承構造と仮支承高さの関係を整理する。 下部工出来形誤差の吸収方法の標準を示す。 先埋め鉄筋の防せい対策を検討する。	○	○
2	接合部・埋込み境界部の防食	接合部・埋込み境界部の塗装仕様は，発注者や施工者により異なっており，一定の品質と耐久性を確保するためには，塗装仕様の標準化が必要である。 現地調査では，降雨状況では無いにも関わらず，埋込み境界部が湿潤状態にあった道路橋が確認されている。特に，縦断勾配の低い側は滞水しやすい環境であるため，何らかの対応が必要である。	鋼桁の埋込み部および埋込み境界部の排水処理について，事例を収集し有効と思われる対策を紹介する。	○	○
3	接合部のひび割れ	接合部におけるひび割れの発生状況調査の結果，下フランジを起点としたひび割れが多く見られた。このことから，ひび割れ発生の確率が高い下フランジ近傍に着目した対策を講ずることが効果的と言える。	接合部における下フランジを起点としたひび割れ対策事例を収集し，その効果を確認する。	○	○
4	経過観察の必要性・留意事項	接合部は鋼－コンクリート接合構造においては構造上の最重要部位であり，経年的な変状に対し近接目視による計画的な観察が欠かせない。そのため，検査路の設置を含めた具体的な点検方法を明確にしておくことが必要である。	下部工検査路の必要性を確認し，設置例を紹介する。	○	○
5	施工順序の遵守と周知	設計段階で考慮した施工順序を守ることの必要性を整理するとともに，設計者（詳細設計を行う者）から施工者（照査設計及び現場施工を行う者）に対し，それを周知させるための枠組みが必要である。	施工順序の違いによる長短を整理し,標準的な施工順序を示す。現場条件,環境条件によって標準的な施工順序で施工を行う事が困難な場合の留意事項・検討事項を整理する。		○
6	鋼桁架設時の仮設備構造	鋼－コンクリート構造に特有の仮設備には，完成系では構造部材として不要となる仮支承と端部形状保持材がある。 仮支承は仮設構造物ではあるが，接合部施工までの死荷重や水平力を支持する重要な設備であることを認識し，設計する必要がある。ただし，本設構造物と同等に設計することは不経済となり得るため，架設中の安全性と機能性が確保できるレベルで合理的に設計する必要がある。 端部形状保持材は，対傾構やH形鋼による横桁が採用されている事例が多い。また，後者の場合，架設時の出来形を確保するために横桁のほかに架設用治具を追加した例もあり，架設の観点から必要な構造を示す必要がある。	仮支承に必要な設計荷重と安全率を整理する。 端部形状保持材の標準構造を検討する。 施コ　　てまとめる。		○
7	コンクリートの仕様および留意事項	コンクリートの配合は，施工段階で構造条件と現場条件を踏まえ必要に応じて見直す必要がある。特にスランプの設定は充填性を確保するためには重要な要素である。 施工においては，十分な充填が得られるように，鋼桁に空気抜き孔を設けたり，締固め振動機を隅々まで挿入できるような施工計画の立案が大切である。しかし，その対応は施工者により異なっている。 接合部は一般にマスコンクリートに該当するため，有害なひび割れを防止するための対策が必要である。	コンクリート配合について，スランプの設定方法や混和剤（材）の種類と使用上の留意点について整理する。 施工において，打設時・締固め時の対策事例を収集し充填性を確保するうえでの留意点を整理する。 マスコンクリート対策や硬化途中の桁伸縮によるひび割れ防止事例を紹介する。		○
8	地覆・壁高欄目地および床版打継ぎ目	壁高欄の目地を橋台の埋込み境界部及び床版の打継ぎ目と同じ位置に設けるとひび割れが発生し易いため留意が必要である。前者は剛性急変部であること，後者は床版の打継ぎ目処理の不良が原因と考えられ，目地はこのようなひび割れを誘発しやすい位置を避けて設置する必要がある。	事例を収集し有効と思われる対策を紹介する。	○	○
9	橋台背面アプローチ部	現地調査や道路管理者の点検記録では，橋台背面や踏掛版の境界部において段差や舗装にひび割れが生じている事例が多数確認されている。	橋台背面の排水処理，踏掛版の構造について文献や海外事例を調査し，有効と思われる対策を紹介する。		○

(2) 鋼－コンクリート接合部の地震時挙動やスタッドと支圧の抵抗機構に着目した実験

表 1.2.3 に示す設計に関する課題に対する実験的検討として、接合部の耐力特性や抵抗メカニズムを明らかにするため、接合部供試体の正負交番載荷実験（床版を有する 1/3 スケール供試体 1 ケース（水平載荷）および床版を有さない 1/3 スケール供試体 12 ケース（鉛直載荷））を行い、以下の知見を得た。

- 1 本あたりのスタッドの許容せん断力を H24 道示Ⅱ12.5.5 に示されている値の 2 倍として設計した構造条件において、レベル 2 地震時では限定的な損傷に留まり、修復性は満足しているという結果を得た。
- 接合部の曲げモーメントに対する支配的な抵抗要素として、スタッドのせん断抵抗及びフランジの支圧抵抗の 2 つを計測データから確認した。
- スタッドのひずみレベルで $2\delta_y$ 相当の点が、接合部構造全体としての降伏点（弾性限界点）であることを確認した。
- 上フランジ上面のコンクリートの脆性的な破壊を防ぐために U 字筋の配置が必要なこと、また概ね鉄筋量に応じて補強効果が得られることを確認した。

(3) 接合部の断面特性把握のための全体系平面骨組解析および接合部の抵抗機構に関する有限要素解析

表 1.2.3 に示す設計に関する課題に対する解析的検討として、接合部の性能照査を行う上での耐力特性や挙動評価を目的として、全体系平面骨組解析および有限要素解析を実施し、以下の知見を得た。

- 1 本あたりのスタッドの許容せん断力を H24 道示Ⅱ12.5.5 に示されている値の 2 倍として鋼－コンクリート接合部の断面耐力を算出した結果、試算した全ケース（8 ケース）において、鋼－コンクリート接合部＞ 鋼桁断面＞ RC 壁断面となり、いずれのケースにおいても供用性等への影響が小さい橋台たて壁で先行して塑性化が生じることが分かった。
- 実験供試体を対象とした有限要素解析を行った結果、接合部の曲げモーメントに対する抵抗として、フランジ付スタッドの水平せん断力、フランジの支圧力およびフランジコバ面の接触力の 3 つが支配的であることを確認した。
- 1 本あたりのスタッドの許容せん断力を H24 道示Ⅱ12.5.5 に示されている値の 2 倍として必要本数を配置した解析モデルにおいて、接合部の曲げモーメントに対してフランジ付スタッドの水平せん断力が 50%～60%程度を負担していることが確認できた。
- フランジ下面の空隙の有無により、フランジ付スタッドの抵抗比率に差はないが、フランジの支圧抵抗比率は支圧有より支圧無の方が低下し、支圧無ではフランジ付スタッドの鉛直抵抗力での負担が大きくなることを確認した。
- 鋼桁埋込深さが相対的に浅い場合、深い場合に比べてフランジ付スタッドの抵抗比率は 10%程度低下し 50%程度を負担していることが確認できた。さらに、フランジ支圧力抵抗比率は深い場合に比べて 5%程度低下し 20%～25%程度を負担していることが確認できた。その分、ウェブスタッドやフランジコバ面の接触力の負担が大きくなることを確認した。

1.2.4　研究体制

本共同研究の研究体制を**表 1.2.5** に示す。

表 1.2.5　共同研究体制

所　属　名	氏　名	役　職　名
国立研究開発法人	七澤　利明	橋梁構造研究グループ　上席研究員
土木研究所	和田　圭仙	橋梁構造研究グループ　主任研究員
構造物ﾒﾝﾃﾅﾝｽ研究	藤井　雄介	橋梁構造研究グループ　研究員
ｾﾝﾀｰ	河村　淳	橋梁構造研究グループ　交流研究員
	小野　潔	土木研究所　招聘研究員（早稲田大学教授）
大阪工業大学	栗田　章光	特任教授
	井上　晋	教授
	大山　理	教授
(一社)日本橋梁建	三宅　隆文	協会　技術委員会　設計小委員会　設計部会副部会長
設協会	橘　肇	協会　技術委員会　設計小委員会　設計部会会員
	大柳　英之	〃
	楠田　広和	〃
	小山　知之	〃
	田村　修一	
	岑山　友紀	〃
	和氣　弘幸	協会　技術委員会　架設小委員会
	岡村　敬	〃
	木原　亨	〃

1.3　用語の定義

1) 橋台部ジョイントレス構造　　上部構造と橋台の接続部においてジョイント（伸縮装置および支承）を設けない構造

2) インテグラルアバット構造　　橋台部ジョイントレス構造の 1 形式で、主に温度変化に伴う上部構造の水平移動に対して橋台基礎が柔軟に変形することにより許容する構造（**図 1.3.1**参照）

3) セミインテグラルアバット構造　　橋台部ジョイントレス構造の類似構造の 1 形式で、インテグラルアバット橋の特徴である柔軟な橋台基礎が適用できない場合に、その機能を支承により代替させる構造（**図 1.3.2** 参照）。なお、パラペットは落橋防止構造を兼ねるものである。

4) 門型ラーメン構造　　橋台部ジョイントレス構造の 1 形式で、主に温度変化に伴う上部構造の水平移動に対して橋台たて壁および基礎の剛性により抵抗する構造

図 1.3.1にインテグラルアバット構造の各部の名称について整理する。
図 1.3.2 にセミインテグラルアバット構造の各部の名称について整理する。

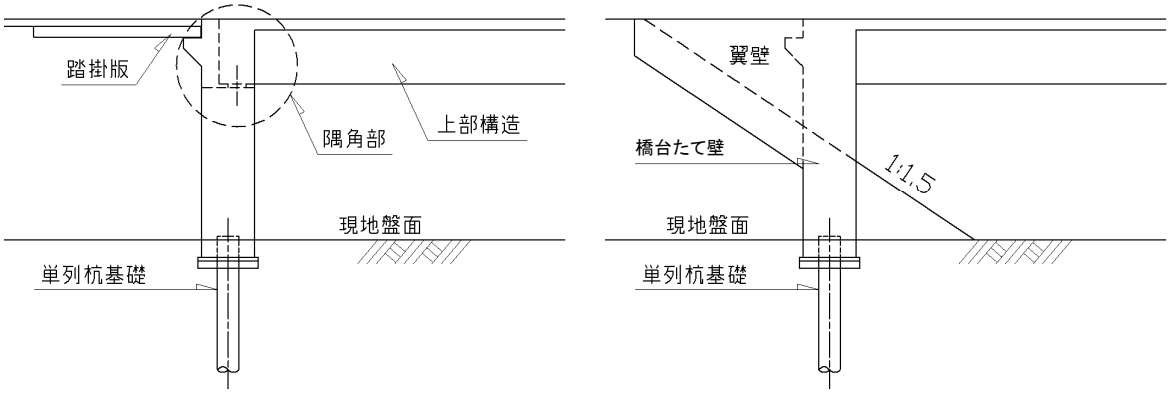


図 1.3.1　インテグラルアバット構造の各部の名称

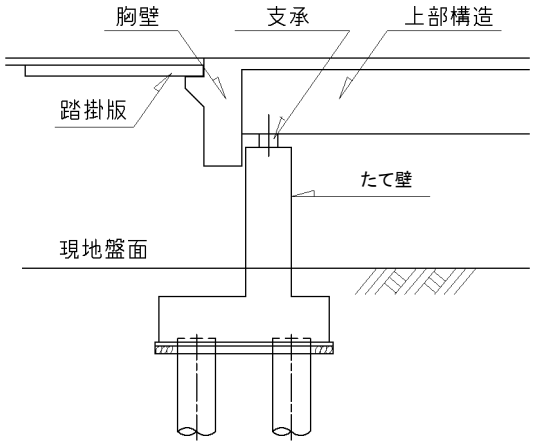


図 1.3.2　セミインテグラルアバット構造の各部の名称

1.4　報告書の構成

本報告書の構成を以下に示す。

1. 研究概要
2. 橋台部ジョイントレス構造の設計・施工に関する課題の整理
3. 設計の課題に対する解析的検討
4. 設計の課題に対する実験的検討
5. 接合部設計の課題への対応
6. 施工の課題への対応
7. まとめ

参考資料

・実験結果詳細

鋼－コンクリート接合部の疲労実験(H27.7_1 体)データ集

鋼－コンクリート接合部床版を有する供試体の正負交番実験(H27.11_1 体)データ集

・解析結果詳細

有限要素解析（実橋モデル）データ集

プッシュオーバー解析（レベル 2 地震動の影響）データ集
接合部耐力ばらつき試算データ集
・設計・施工ガイドライン

参考文献

1) （独）土木研究所 : 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その１），共同研究報告書　第 369 号，2007.4.
2) （独）土木研究所 : 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その２），共同研究報告書　第 388 号，2008.12.
3) （独）土木研究所 : 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その３），共同研究報告書　第 404 号，2012.3.
4) （社）日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説Ⅰ～Ⅴ編，2012.3
5) （独）土木研究所 : 橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計･施工手法に関する共同研究報告書（その１），共同研究報告書　第 463 号，2015.3

2. 橋台部ジョイントレス構造の設計・施工に関する課題の整理

2.1 整理内容

本章では、本共同研究において平成25～26年度に行った調査、実験や解析による検討より得られた課題および知見について整理を行ったものである。

平成25～26年度において、設計・施工に関する国内外の文献調査、現地調査、設計・施工事例調査を行い、上部構造に鋼桁を用いる場合の橋台部ジョイントレス構造についての設計・施工に関する課題の抽出をした。さらに、抽出した課題に対して、鋼－コンクリート接合部の地震時挙動やスタッドと支圧の抵抗機構に着目した実験、接合部の断面特性把握のための全体系平面骨組解析および接合部の抵抗機構に関する有限要素解析を行った。

以下に本章における過年度検討の整理概要を示す。

1) **2.2 設計に関する課題と整理状況**では、2.2.1において設計に関する国内外の文献調査、設計事例調査の概要および調査結果を基に、上部構造に鋼桁を用いる場合の橋台部ジョイントレス構造の設計に関する課題について一覧表にまとめている。2.2.2～2.2.5では、抽出した設計に関する課題に対して、それぞれ**2.2.2　接合部の設計**、**2.2.3　斜角の影響**、**2.2.4　大規模地震動の影響**、**2.2.5　鋼桁埋込み部フランジに対する局部座屈の設計**について、平成25～26年度において行った検討概要およびその結果得られた知見の概要について整理した。

2) **2.3　施工に関する課題と整理状況**では、2.3.1において施工に関する国内外の文献調査、現地調査、施工事例調査の概要および調査結果を基に、上部構造に鋼桁を用いる場合の橋台部ジョイントレス構造の施工に関する課題について一覧表にまとめている。2.3.2～2.3.5では、抽出した施工に関する課題に対して、それぞれ**2.3.2 接合部の品質・出来形・出来映えへの要求事項**、**2.3.3　地覆・壁高欄目地および床版打継ぎ目地**、**2.3.4　橋台部の排水処理**、**2.3.5　橋台背面アプローチ部における構造**について整理を行っている。

2.2　設計に関する課題と整理状況

2.2.1　設計に関する課題一覧表

平成 25～26 年度において実施した設計に関する国内外の文献調査､設計事例調査の結果を基に抽出した「上部構造に鋼桁を用いる場合の橋台部ジョイントレス構造についての設計に関する課題」を**表 2.2.1** に示す。また、実施した調査のうち課題を抽出した根拠となる内容の概要ついて、**表 2.2.1** 以下に(1) 文献調査の概要および(2) 設計事例調査の概要として記述する。

表 2.2.1　設計に関する課題一覧表

No	課題	内容
1	鋼－コンクリート接合部の設計手法の確立	ずれ止めとして一般的に用いられているスタッドを用いた鋼－コンクリート接合部は、曲げモーメントを受ける剛域部材としての耐力特性が明らかにされておらず、作用力に対するスタッドなど各種部材における抵抗比率は不明である。現状、接合部の設計では、曲げモーメントの伝達方法は、スタッドによる場合がほとんどであり、鉛直せん断力の伝達ではスタッドに加えて鋼桁下フランジ下面とコンクリートとの支圧力に分担させる事例が多い。また、スタッドの許容せん断力は、H24 道示Ⅱ 12.5.5 を用いて算出していることもあり、橋台たて壁への鋼桁定着が困難な事例も見られ、フランジの拡幅や腹板スタッドを有効本数に見込む等の個別の対策を必要としている。
2	鋼－コンクリート接合部の鋼桁埋込み深さが浅いことによる影響への対応	スタッドを用いた鋼－コンクリート接合部に関しては、橋台たて壁厚が薄く鋼桁埋込み深さが相対的に浅い場合のスタッド、支圧の抵抗比率への影響が不明であり、この検討に際して埋込み厚さが浅いことによる影響を明らかにし、必要に応じて最長埋込み深さの設定などが必要となる。
3	鋼桁埋込み部の支圧抵抗の有無	現状の設計では、安全性の照査として曲げモーメントを下フランジ下面の支圧力や上フランジ上面の押抜きせん断力に換算して照査を行う事例があるものの、鋼桁埋込み部の上フランジに生じる上向きの力に対する押し抜きせん断照査に対する発生応力分布が明確でないことから、鋼－コンクリート接合部に作用する支圧力に抵抗させる補強鉄筋量について確立された設計方法はなく、その確立が課題である。また、下フランジ下面の支圧力について、施工誤差の影響もあり計算上は支圧抵抗は考慮されていないことが多いが、押し抜き力同様に発生応力分布は明確ではない。
4	鋼－コンクリート接合部スタッドの有効範囲の明確化	作用力に対し、フランジやウェブに配置したスタッドの分担割合が明確でなく、実橋においても、軸力および曲げモーメントに対して、上下フランジおよびウェブ高の 1/4 まで配置したスタッドで抵抗する事例、あるいは上下フランジおよびウェブ全面のスタッドで抵抗する事例など様々であり、確立された設計手法がない
5	鋼－コンクリート接合に対する斜角の影響評価	門型ラーメン構造について、斜角を有する場合、上部構造及び下部構造にねじれの影響等が生じる。しかし、斜角を有する門型ラーメン構造に対する設計上の留意点が明確でない。
6	大地震時の挙動の評価	一般に、単径間のインテグラルアバット構造、門型ラーメン構造については、レベル 1 地震動で断面決定すればよいとされており、実橋でもレベル 2 地震動に対して照査したケースは少ない。また、鋼－コンクリート接合部の大地震時挙動や耐力特性を踏まえた具体的な照査方法については明らかにされておらず、ジョイントレス構造を対象とした大地震時の挙動に対する評価方法について明確にする必要がある。
7	鋼桁埋込み部フランジに対する局部座屈の設計	鋼桁埋込み部フランジの局部座屈に関する設計法が明確でない。
8	鋼－コンクリート接合部、鋼桁、橋台たて壁の耐力階層化	想定を超える地震動の影響により、鋼－コンクリート接合部が万が一損傷する場合、損傷部位は鋼桁、接合部、橋台たて壁が考えられるが、脆性的な破壊を避け、じん性の高い構造物とするとともに点検の容易さや橋の使用性等を考慮した場合、損傷は橋台たて壁に確実に誘導することが望ましい。
9	鋼－コンクリート接合部スタッドに対する疲労影響評価	H24 道示におけるスタッドの設計方法は、許容せん断力のみが規定されており、疲労の照査に関する記述はみられない。また、既往の研究における疲労に対する検討内容としては、押し抜き供試体によるスタッド疲労試験結果もしくはコンクリート床版と鋼桁のずれ止めとしてスタッドを用いる場合を想定したものであり、今回着目する鋼－コンクリート接合部に対しての確認が行われているものではなく、スタッドに対する疲労の影響について明確にされていない。

(1) 文献調査の概要

文献調査では、国内外における 1) 鋼－コンクリート接合構造の照査内容や 2) 斜橋に対するモデル化及び解析方法、3) スタッド疲労の検討に関する文献調査を実施している。

1) 鋼－コンクリート接合構造の照査内容における文献調査概要（課題 No. 1、3、4、7 に対する文献調査概要）

鋼－コンクリート接合構造の照査内容について、国内（H24 道示IV[1]および設計・施工ガイドライン[2]）や海外（欧州および米国）の規準類[3, 4]について文献調査を実施した。その結果、各規準類によって、 照査状態（荷重･状況）や必要としている照査項目（接合部におけるコンクリートの圧壊（支圧）、押抜きせん断および鋼部材の局部座屈の照査の有無）が異なることがわかった。鋼－コンクリート接合部の抵抗機構を明らかにし、照査内容（設計手法）を明確にする必要がある。

以下に調査した規準類毎の概要を記述する。

・H24 道示IV[1]および設計・施工ガイドラインでは、常時、暴風時およびレベル 1 地震時の部材設計において、作用応力度が許容応力度以下であることを照査することが示されている。また、H24 道示IV[1]・同解説において、上・下部構造接合部は、応力の方向が急変し、応力の伝達機構が複雑になることから、上・下部構造接合部の境界部に生じる断面力が適切に伝達されることが求められている。

・欧州の規準類に関して、インテグラルアバット構造を有する複合橋梁のガイドラインである INTAB Design Guide(2010)[3]では、照査の基本として、使用限界状態、終局限界状態、疲労限界状態の照査（道路橋では、使用限界状態の照査において許容応力度レベルの照査を求めている。）を定めており、鋼合成桁断面としての終局限界状態の照査は、鋼とコンクリートの双方を満足する必要があることが示されている。また、隅角部の照査内容として、コンクリートの圧壊、押抜きせん断、ならびに鋼板の局所的な曲げに対して照査が必要なことが示されている。

・米国の規準に関して、インテグラルアバット構造の施工実績の多いオレゴン州の規準である Oregon DOT Chapter 8 Jointless Bridges(2012)[4]では、性能照査の基本的事項について AASHTO LRFD により鋼部材で局部座屈の照査を行う必要性が示されている。また、使用限界状態レベルと終局限界状態レベルの荷重の組合せや照査が規定されている。ただし、接合方法や支圧、押抜きせん断に関する照査内容は規定されていない。

2) 斜橋に対するモデル化および解析方法における文献調査概要（課題 No. 5 に対する調査概要）

斜角を有する場合、上部構造および下部構造にねじれの影響等が生じるため、これらを適切に考慮して設計を行う必要がある。また、インテグラルアバット構造については、斜角を有する場合に橋台背面の地盤抵抗が設計上期待したとおりに発揮されるのかが不明であることから、斜角が橋台部ジョイントレス構造の全体挙動に及ぼす要因、モデル化および解析方法について文献調査を実施した。その結果、斜角が橋台部ジョイントレス構造の全体挙動に及ぼす要因として、主桁や横桁のねじり剛性により

主桁、横桁、床版へ付加曲げモーメントが伝搬され、特に鈍角部で顕著である。さらに、橋台たて壁の剛性が低い場合、橋台たて壁自体への付加曲げモーメントや、インテグラル構造の場合、直角方向の杭の鉛直力分布への影響が考えられることを本共同研究報告書（その１）[5] においてまとめている。また、斜角が大きい場合、ねじり剛性を無視した解析、もしくは従来の一本棒によりモデル化したはり理論による解析が適用できる可能性があること、調査文献毎に斜角の適用範囲、モデル化および解析方法が異なっていること、さらに、門型ラーメン構造とインテグラルアバット構造で抵抗機構や斜角の影響が異なることもまとめている。これら文献調査の結果、斜角の程度に応じた解析モデルの適用性や、ねじれの影響が著しく標準的な設計法の適用が困難となる限界角度について明らかにすることが設計上の課題として考えられる。

以下に調査した文献・事例毎の概要を記述する。

- H24 道示IV[1]では、適用範囲について単径間の構造を前提として、「門型ラーメン構造については、径間長 50m 程度、橋台高 15m 程度」「インテグラルアバット構造については、径間長 40m 程度、橋台高 10m 程度」と解説に示されている。
- 鋼道路橋設計便覧 [6]では、鋼桁の設計において斜橋の計算法や仮組立、架設工法との関係、構造細目が示されており、斜角が小さくなると主桁端部付近の床版の応力分布が複雑なため破損を生じやすく、支承反力にも大きな影響を与えることから、桁端部の床版が重要な役割を果たす合成桁の斜角は、60°より小さくならないことが望ましいことが示されている。
- コンクリート道路橋設計便覧 [7]では、床版橋及び T 桁橋において斜角に関する記述があり、T 桁橋の斜橋への対応として、主桁及び横桁の断面力算出上の留意点として、格子構造理論が斜橋を含む T 桁橋について適用される中で、格子構造理論による解析では､コンクリートを完全弾性体･全断面有効とみなしているため、ねじりモーメントが生じる。ねじりモーメントの大きさは、コンクリートのひび割れの有無により変化すること、さらに斜角 70°以上の場合、ねじり剛性を考慮して得られるねじりモーメントは小さいことから、一般に各桁のねじり剛性を無視した解析が用いられることが多いことが示されている。
- 日本橋梁建設協会の Q&A 集 [8]では、PC 床版及び合成床版の斜橋に対する留意事項が紹介されており、適用範囲として PC 床版で 75°、合成床版で 65°と示されている。なお、PC 床版については、斜角 60°程度の施工例はあるが実績も少なく、問題点等も十分に解明されていないため、小さな斜角は極力避けることが示されている。
- INTAB Design Guide 2010（欧州）[3] では、斜角の適用範囲は示されていない。しかしながら合成構造は主桁、横桁、床版を含む格子モデルで解析を行うことが推奨され、斜角が小さい場合には、コンクリート床版を版モデルでモデル化する必要があることが示されている。
- インテグラル構造の全米調査 [9](2004)では、調査を実施した米国 9 州のうち、斜角によりインテグラルアバット橋の適用範囲を制限していることが確認できた州は、3 州であり､適用範囲として最も厳しい下限値は 45°であったことが示されている。

一方、全米調査による実績調査では、20°～75°の適用事例があったことも示されている。また、設計上考慮している外力調査の結果、回答のあった全体の 7 割のうち､約 4 割は斜角による付加応力を計算上考慮していることが報告されている。

・斜橋における直角方向のモーメントの感度分析（FHWA からの受託研究）[10]では、斜角 70°を下限とすると直角方向の付加応力を考慮しなくてよいことを結論付け、その成果は、オハイオ州 DOT やテネシー州 DOT の規準にて斜角制限 70°として採用されている。

・イギリスにおける事例[11]では道路橋の設計規準である BD57 において、インテグラルアバット構造の橋長制限 60m と併せて斜角の制限を 60°までとしている。一方、実績調査で、セミインテルグラル橋は 70°より小さく施工している事例は見られない。また、インテグラルアバット橋で斜角を有する場合、背面土の影響により平面的な回転変形が生じることが留意事項として示されている。

3) スタッドの疲労に対する検討に関する文献調査概要（課題 No. 9 に対する調査概要）

H24 道示Ⅱ[12]では、継手の疲労照査において、せん断応力を受ける継手の種類と強度等級については示されているが、スタッドの設計法については、許容せん断力のみが規定されており、疲労の照査に関する記述はみられない[13]。一方で、限界状態設計法の検討にあたり、松井らは国内外のスタッドの疲労実験結果を再整理し、H 形鋼の両側もしくは片側にコンクリートを設置し、スタッドにより一体化させた押抜き供試体（1 点載荷法）の疲労試験結果に基づき、実用的な疲労強度評価式を提案している[14]。しかしながら、上記のとおり疲労に対する検討は、押抜き供試体によるスタッド疲労試験結果によるものである。鋼－コンクリート接合部に対して疲労の影響を確認した文献等は見られなかった。このため、鋼－コンクリート接合部における疲労の影響に関して、実験等による検証が必要と考えられる。

(2) 設計事例調査の概要

設計事例調査では、国内における橋台部ジョイントレス橋梁（鋼上部構造）の設計実績（平成 26 年度時点で 50 橋）を対象として、1) 鋼－コンクリートの接合方法や設計上の対応、2) 斜橋や曲線橋への対応、3) レベル 2 地震に対する動的照査等について、設計事例の調査を実施している。

1) 鋼－コンクリートの接合方法や設計上の対応（課題 No. 1、2、3、4 に対する調査概要）

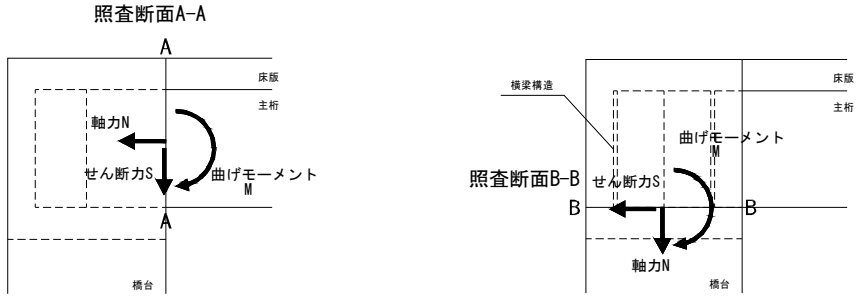
鋼－コンクリート接合部の設計では、1).1 断面力の伝達方法、1).2 軸力と曲げモーメントの照査、1).3 上フランジ上面の押抜きせん断照査、1).4 鉛直せん断力の照査、1).5 隅角部補強鉄筋の照査に着目し、設計事例調査を行った。調査の結果、上下部接合部の断面力伝達方法、断面照査位置、照査項目（上フランジ上面の押抜きせん断力照査や下フランジ下面のコンクリートとの支圧力照査の実施有無など）、照査断面力の算出方法等が調査設計事例毎に異なり、設計担当者の判断に委ねられている状況であることがわかった。鋼－コンクリート接合部の抵抗機構を明らかにし、破壊に対す

る必要な照査項目を明確にする等、設計手法を確立することが設計上の課題として考えられる。

1).1 断面力の伝達方式

接合部における上下部構造の断面力の伝達方式としては、孔あき鋼板ジベル（PBL）、スタッド、SRC 形式などが用いられていた。軸力の伝達では PBL が 3/4 を占め、スタッドが 1/4 であった。曲げモーメントの伝達方法は、PBL またはスタッドによる場合が 9 割以上を占めている結果であった。また鉛直せん断力の伝達では、PBL やスタッドに加えて、鋼桁の下フランジ下面とコンクリートとの支圧力に分担させる事例が多く見られた。さらに、安全性の照査として、曲げモーメントを下フランジ下面の支圧力や上フランジ上面の押抜きせん断力に換算して照査を行う事例があった。接合構造（スタッドや PBL）の配置例は大別して 2 種類の配置例があり、その割合は①主桁に配置する構造（約 7 割）、②端部を横梁構造として横梁に配置する構造（約 3 割）であった。断面照査位置の違いは、曲げモーメントを偶力換算してフランジに分担するか、横梁ウェブに分担するかの違いによる使い分けと推測され、断面照査の位置は、①の場合は、橋台前面（**図 2.2.1 A-A 断面**）の断面力に対して設計し、②の場合は上部構造下面（**図 2.2.1 B-B 断面**）に対して設計されていた。軸力および曲げモーメントの偶力換算値に対しては、上下フランジおよびウェブ高の 1/4 までに配置したずれ止めに負担させている事例もあった。

調査設計事例毎に、破壊に対する照査項目（上フランジ上面の押抜きせん断力照査や下フランジ下面のコンクリートとの支圧力照査の実施有無）、断面照査位置、接合部に配置したずれ止めの有効範囲が異なっていた。



(a)照査断面 A-A　　(b)照査断面 B-B

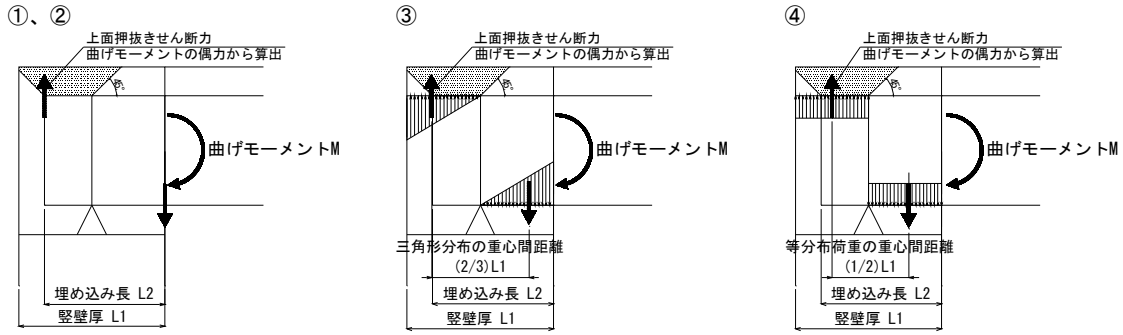
図 2.2.1　断面照査位置

1).2 軸力と曲げモーメントの照査

接合部の設計では、軸力と曲げモーメントに対して主桁のフランジに配置したずれ止めによって抵抗するものとして照査している事例が大部分を占めていた。主桁の断面設計で決まっているフランジ幅にずれ止めが配置しきれないことから、主桁端部の埋込み部で接合構造の配置のためにフランジを拡幅した事例もあったが、フランジのみの配置が困難な場合は、ウェブへの配置を検討する必要があるということがわかった。

1).3 上フランジ上面の押抜きせん断照査

接合部の曲げモーメントにより、埋込み部桁端部には上向きの力が生じると考えられるが、上フランジ上側のコンクリート厚は比較的薄いため、安全性の照査として上フランジ上面の押抜きせん断の照査（H24 道示Ⅲ[15]4.6）が実施されている事例があった。押抜きせん断力の分布が明らかとなっていないことから、押抜きせん断力の算出は、調査事例毎に断面曲げモーメントからの偶力換算方法に違いがあり（**図 2.2.2**）、その照査方法は設計担当者の判断に委ねられている状況であることがわかった。



①M/L：曲げモーメント M を L※で偶力換算。

②(M/2)/L：曲げモーメントの 1/2 が作用すると仮定し、L※で偶力換算。

③M/(Lx2/3)：上面支圧応力分布を三角形分布と仮定し、曲げモーメントを L※の 2/3 で偶力換算。

④(M/2)/(L/2)：曲げモーメントの 1/2 が作用すると仮定し、L※の 1/2 で偶力換算。

※L は橋台たて壁厚 L1 または埋込み長 L2

なお、上記換算値から鉛直せん断力 S 分を控除する事例もある。

図 2.2.2　押抜きせん断力の算出例

1).4 鉛直せん断力の照査

鉛直せん断力に対しては､主桁ウェブ上に配置した接合構造で均等に分担させるか、下フランジ下面のコンクリートの支圧力で分担させる事例が多かった。下フランジ下面に生じる支圧力の算出については、鉛直せん断力のみを考慮する場合と、安全性の照査として上フランジ上面の押抜きせん断力と同様に曲げモーメントの偶力を考慮する算出事例があり、調査設計事例毎に様々であった。

また、鋼－コンクリート接合部の下フランジ下面に生じる支圧力に関しては、橋台たて壁厚が薄く鋼桁埋込み深さが浅い場合と深い場合では、支圧の抵抗比率が異なってくると考えられる。埋込み厚さが浅いことによる影響を明らかにし、必要に応じて最長埋込み深さの設定等を検討する必要があると考えられる。

1).5 隅角部補強鉄筋の照査

H24 道示Ⅲ[15]16.3 により、節点部には作用断面力に対して有効な鉄筋を配置することが規定されている。隅角部節点には外側引張の曲げモーメントが作用するため、対角線方向の断面に引張応力度について照査を実施する必要があるが、照査方法としては、引張応力度に対して、H24 道示Ⅲ[15] 式（解 16.3.1）により引張応力の最大値を算出し、コンクリートの許容引張応力を照査するものである。照査の結果、コンクリー

トの許容引張応力度のみで満足しない場合は、H24 道示Ⅲ[15] 式（解 16.3.2）により補強鉄筋量を算出し配置する必要がある。

2) 斜橋や曲線橋への対応（課題 No. 5 に対する調査概要）

斜橋の設計事例調査（全 48 橋）の結果、既設橋では 90°の斜角（直橋）が最も多く 34 件、次いで 80°≦θ<90°の斜角が 13 件、30°が 1 件であった。しかし、これら斜角を有する設計事例のうち、斜角の影響について特筆されたものはなかった。

曲線橋の設計事例調査（全 48 橋）の結果、既設橋では平面曲線半径:R が無限大（直橋）が最も多く 22 件、次いで 2000<R<無限大が 12 件、1000<R<2000 が 11 件、500<R<1000 が 2 件、R<100 が 1 件であった。平面曲線半径の最も小さい事例（2 径間連続門型ラーメン構造、平面曲線半径 R=50）では、立体モデルによる解析を実施しており、主桁の断面計算にねじれによるせん断応力も見込んでいた。また、接合部には鉛直軸まわりの回転を伝達するため、横梁下フランジにせん断キーを設置しており、中間支点が剛結構造ということも考慮して、レベル 2 地震動による動的解析を実施したうえで橋台・橋脚及び隅角部の照査が行われていた。

斜角や曲線を有する場合、上部構造及び下部構造にねじれの影響等が生じるため、これらを適切に考慮できる解析モデルを用いて設計を行う必要があるが、その影響の検討の有無、評価方法については設計担当者の判断に委ねられている状況であることがわかった。

斜角の程度に応じた解析モデルの適用性や、ねじれの影響が著しく標準的な設計法の適用が困難となる限界角度について明らかにする必要がある。

3) レベル 2 地震に対する動的照査事例（課題 No. 6、8 に対する調査概要）

設計事例調査の結果、レベル 2 地震に対する照査を行っている事例は少なく、7 橋で照査が行われ、全て動的照査のみであった。7 橋とも門型ラーメン構造であり、内 5 橋が単径間、2 橋が 2 径間連続であった。設計・施工ガイドライン[2]においては、単径間のインテグラルアバット構造では一般にレベル 2 地震に対する動的照査は行わず、レベル 1 地震に対する静的照査法によって耐震性能の照査を行えばよいことが記述されている。門型ラーメン構造においても単径間であれば、地震時に複雑な挙動を示すことはないと推測されるが、レベル 1 地震に対する静的照査法による照査のみでよいか明確に示す必要がある。

また、想定を超える地震動の影響により、鋼－コンクリート接合部が万が一損傷する場合、損傷部位は鋼桁、接合部、橋台たて壁が考えられる。脆性的な破壊を避け、じん性の高い構造物とするとともに点検の容易さや橋の使用性等を考慮した場合、損傷は橋台たて壁に誘導することが望ましいと考えられるため、橋台たて壁、鋼桁、接合部の耐力の階層化を検討する必要があると考えられる。

2.2.2　接合部の設計

平成 25～26 年度において、本研究では 2.2.1 に抽出した課題に対して、鋼－コンクリート接合部の地震時挙動やスタッドと支圧の抵抗機構に着目した実験、接合部の断面特性把握のための全体系平面骨組解析および接合部の抵抗機構に関する有限要素解析を行っている。これら課題に対する検討により得られた知見について**表 2.2.2** に示す。また、得られた知見の根拠となった検討（実験および解析）について、**表 2.2.2** 以下に(1) 鋼－コンクリート接合部の地震時挙動やスタッドと支圧の抵抗機構に着目した実験概要および(2) 接合部の断面特性把握のための全体系平面骨組解析および接合部の抵抗機構に関する有限要素解析概要として記述する。

表 2.2.2　設計に関する課題の一覧表

No	課題	内容	H25～26 年度検討により得られた知見
1	鋼－コンクリート接合部の設計手法の確立	ずれ止めとして一般的に用いられているスタッドを用いた鋼－コンクリート接合部は、曲げモーメントを受ける剛域部材としての耐力特性が明らかにされておらず、作用力に対するスタッドなど各種部材における抵抗比率は不明である。現状、接合部の設計では、曲げモーメントの伝達方法は、スタッドによる場合がほとんどであり、鉛直せん断力の伝達ではスタッドに加えて鋼桁下フランジ下面とコンクリートとの支圧力に分担させる事例が多い。また、スタッドの許容せん断力は、H24 道示Ⅱ 12.5.5 を用いて算出していることもあり、橋台たて壁への鋼桁定着が困難な事例も見られ、フランジの拡幅や腹板スタッドを有効本数に見込む等の個別の対策を必要としている。	・1 本あたりのスタッドの許容せん断力を H24 道示Ⅱ12.5.5 に示されている値の 2 倍として設計した構造条件において、レベル 2 地震時に限定的な損傷に留まり、修復性は耐震性能 2 を満足しているという結果を得た。【実験(1).1)】 ・接合部の曲げモーメントに対する支配的な抵抗要素として、スタッドのせん断抵抗及びフランジの支圧抵抗の 2 つを計測データから確認した。【実験(1).2)】 ・スタッドのひずみレベルで 2δｙ相当の点が、接合部構造全体としての降伏点（弾性限界点）であることを確認した。【実験(1).2)】 ・上フランジ上面のコンクリートの脆性的な破壊を防ぐために U 字筋の配置が必要なこと、また概ね鉄筋量に応じて補強効果が得られることを確認した。【実験(1).2)】 ・実験供試体を対象とした有限要素解析を行った結果、接合部の曲げモーメントに対する抵抗として、フランジ付スタッドの水平せん断力、フランジの支圧力およびフランジコバ面の接触力の 3 つが支配的であることを確認した。【解析(2).3)】 ・1 本あたりのスタッドの許容せん断力を H24 道示Ⅱ12.5.5 に示されている値の 2 倍として必要本数を配置した解析モデルにおいて、接合部の曲げモーメントに対してフランジ付スタッドの水平せん断力で 50%～60%程度を負担し

			ていることが確認できた。【解析(2).3)】
2	鋼－コンクリート接合部の鋼桁埋込み深さが浅いことによる影響への対応	スタッドを用いた鋼－コンクリート接合部に関しては、橋台たて壁厚が薄く鋼桁埋込み深さが相対的に浅い場合のスタッド、支圧の抵抗比率への影響が不明であり、この検討に際して埋込み厚さが浅いことによる影響を明らかにし、必要に応じて最小埋込み深さの設定などが必要となる。	・鋼桁埋込み深さが浅い場合、深い場合に比べてフランジ付スタッドの抵抗比率は10%程度低下し50%程度を負担していることが確認できた。さらに、フランジ支圧力抵抗比率は深い場合に比べて5%程度低下し20%～25%程度を負担していることが確認できた。その分、ウェブスタッドやフランジコバ面の接触力の負担が大きくなることを確認した。【解析(2).3)】
3	鋼桁埋込み部の支圧抵抗の有無	現状の設計では、安全性の照査として曲げモーメントを下フランジ下面の支圧力や上フランジ上面の押抜きせん断力に換算して照査を行う事例があるものの、鋼桁埋込み部の上フランジに生じる上向きの力に対する押し抜きせん断照査に対する発生応力分布が明確でないことから、鋼－コンクリート接合部に作用する支圧力に抵抗させる補強鉄筋量について確立された設計方法はなく、その確立が課題である。また、下フランジ下面の支圧力について、施工誤差の影響もあり計算上は支圧抵抗は考慮されていないことが多いが、押し抜き力同様に発生応力分布は明確ではない。	・接合部の曲げモーメントに対する支配的な抵抗要素として、スタッドのせん断抵抗及びフランジの支圧抵抗の2つを計測データから確認した。【実験(1).2)】 ・実験供試体を対象とした有限要素解析を行った結果、接合部の曲げモーメントに対する抵抗として、フランジ付スタッドの水平せん断力、フランジの支圧力およびフランジコバ面の接触力の3つが支配的であることを確認した。【解析(2).3)】 ・フランジ下面の空隙の有無により、フランジ付スタッドの抵抗比率に差はないが、フランジの支圧抵抗比率は支圧有より支圧無の方が低下し、支圧無ではフランジ付スタッドの鉛直抵抗力での負担が大きくなることを確認した。【解析(2).3)】
8	鋼－コンクリート接合部、鋼桁、橋台たて壁の耐力階層化	想定を超える地震動の影響により、鋼－コンクリート接合部が万が一損傷する場合、損傷部位は鋼桁、接合部、橋台たて壁が考えられるが、脆性的な破壊を避け、じん性の高い構造物とするとともに点検の容易さや橋の使用性等を考慮した場合、損傷は橋台たて壁に確実に誘導することが望ましい。	・1本あたりのスタッドの許容せん断力をH24道示Ⅱ12.5.5に示されている値の2倍として鋼－コンクリート接合部の断面耐力を算出した結果、試算した全ケース（8ケース）において、鋼－コンクリート接合部＞ 鋼桁断面＞ 橋台たて壁断面となり、いずれのケースにおいても供用性等への影響が小さい橋台たて壁で先行して塑性化が生じることが分かった。【解析(2).1)】

(1) 鋼－コンクリート接合部の地震時挙動やスタッドと支圧の抵抗機構に着目した実験概要

実験的検討として、接合部の耐力特性や抵抗メカニズムを明らかにするため、1)接合部供試体の水平方向正負交番載荷実験（床版を有する 1/3 スケール供試体 1 ケース）および 2)接合部供試体の鉛直方向正負交番載荷実験（床版を有さない 1/3 スケール供試体 12 ケース）を行っている。

以下に実施した実験の概要を記述する。

1) 接合部供試体の水平方向正負交番載荷実験（床版を有する 1/3 スケール供試体 1 ケース）

1).1 実験の目的、実験方法

当該実験は、鋼－コンクリート接合部の耐力特性や抵抗メカニズムについて実験的に検討することを目的として、モデル橋梁の約 1/3 に縮尺とした実験供試体に対して、載荷方向を水平方向として正負交番載荷を実施した実験である。モデル橋梁は、インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン[2)]に示されているインテグラルアバット構造の適用範囲のうち、接合部における断面力が厳しくなる橋長 40m、橋台高 10m のケースを選定して設計（平面骨組解析により算定した設計断面力に対して必要なスタッド本数を配置）している。**表 2.2.3** にモデル橋梁と供試体の諸元、**図 2.2.3** にモデル橋梁の概要図、**図 2.2.4** に供試体と実験装置の諸元、**写真 2.2.1** に供試体配置図を示す。

表 2.2.3　モデル橋梁と供試体の諸元

モデル橋梁	橋種	鋼単純鈑桁（5 主鈑桁）
	形式	インテグラルアバット構造
	橋長、桁高	橋長 40m、桁高 2,150mm
	橋台高	橋台高 10m
	壁厚、埋込長	壁厚 2m、埋込長 1,650mm
	基礎構造	鋼管杭 φ1000-5 本、杭長 14.9m
	設計断面力（剛域部 1 主桁あたり）	曲げモーメント M=5,300kN・m せん断力 S= 800kN 軸力 N=1,100kN
供試体	縮尺	約 1/3（ただしスタッドと床版厚は実寸）
	鋼桁長、桁高	鋼桁長 4,735mm、桁高 715mm
	壁厚、埋込長	壁厚 700mm、埋込長 585mm
	設計断面力（断面力換算）	曲げモーメント M=260kN・m せん断力 S=270kN 軸力 N=190kN

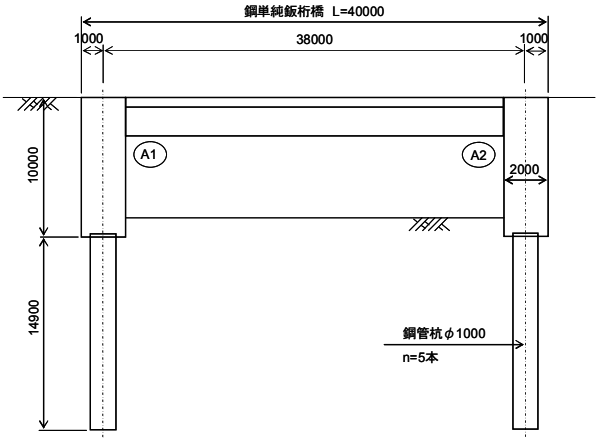


図 2.2.3　モデル橋梁の概要図(単位 mm)

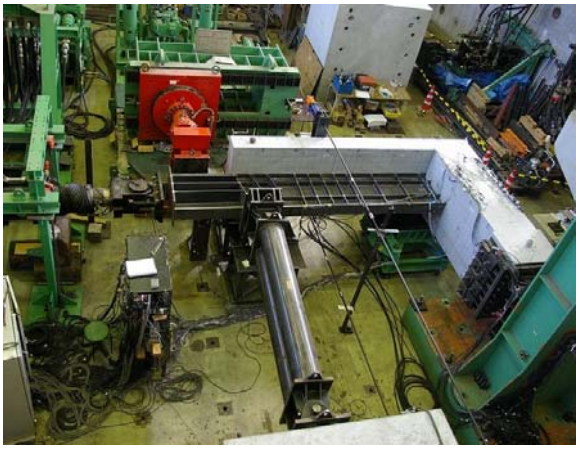


写真 2.2.1　供試体配置図

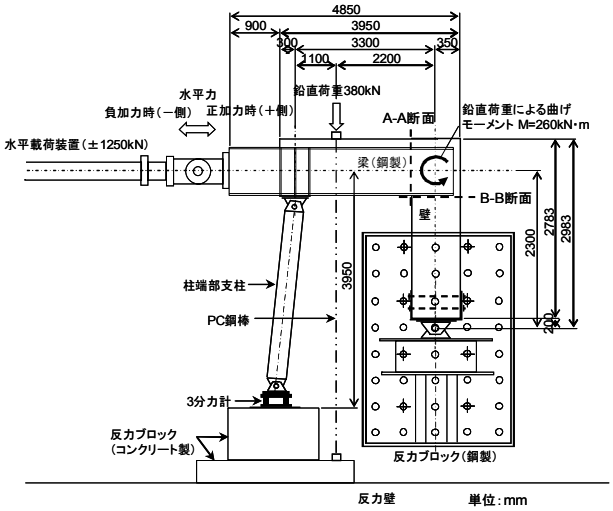


図 2.2.4　供試体と実験装置の諸元

スタッド本数については、H24 道示Ⅱ[12] 12.5.5 に示されている許容せん断力の算定式により算出する事例が設計実績では多い。この算定式の根拠となる実験[3]では、スタッドせん断破壊に対して安全率 6 以上、降伏に対して安全率 3 以上を有するとされている。しかし、当該算定式は、合成桁のコンクリート床版と鋼桁のずれ止めに対する安全率を想定したものであり、鋼－コンクリート接合部のような剛域におけるずれ止めを想定しているものではない。このため、鋼材の引張強度に対する安全率(2.2)、コンクリートの圧縮強度に対する安全率(3.0)等を参考に、1 本あたりのスタッドの許容せん断力を H24 道示Ⅱ[12] 12.5.5 の算定式の 2 倍として安全率を半分に低減させた上で必要本数を配置し、安全率を低減可能であるか実験的に検証することも本実験の目的の一つとしている。

載荷方法については、死荷重に相当する鉛直力を接合部に鉛直載荷した状態で、降伏前載荷として水平変位±4mm を 1 サイクルとし、±4mm ずつ変位を増加させて正負交番載荷を行った。載荷基本変位 $1\delta_y$ は、鋼桁下フランジ断面の橋台たて壁軸方向鉄筋が降伏した時点の水平変位 27mm とし、その後、整数倍で変位制御により正負交番繰返し載荷を行った。なお、各サイクルで 3 回繰返し載荷を行っている。

1).2 実験の結果および結果より得られた知見

図 2.2.5 に載荷点位置における水平荷重 P－水平変位 δ_y 関係の履歴曲線、**図 2.2.6** に代表的なサイクルにおけるひび割れ損傷図を示す。

・1 本あたりのスタッドの許容せん断力を H24 道示Ⅱ[12)]12.5.5 に示されている値の 2 倍として設計した構造条件（本実験供試体）において、レベル 1 地震時（降伏前載荷 2 相当以下）は使用性で耐震性能 1 を満足し、レベル 2 地震時（降伏前載荷 4 相当）にも限定的な損傷に留まり、修復性は耐震性能 2 を満足しているという結果を得た。

ただし、当該実験では、2δ において上フランジ上面の床版に上フランジ中心線に沿って橋軸方向ひび割れが生じて最大耐力に達した。上フランジやスタッド頭部に作用した支圧力による押抜きせん断力に起因する破壊と考えられ、接合部の剛性が確保されなくなることから構造上致命的な損傷である。そのため、床版の押抜きせん断破壊防止のため補強鉄筋の配置等の対策が必要であり、課題といえる。また、1 ケースのみでの実験結果であり、鋼桁の埋込み深さ、スタッド本数や補強鉄筋量等の接合部の構造細目の違いが及ぼす影響について検討する必要があるといえる。

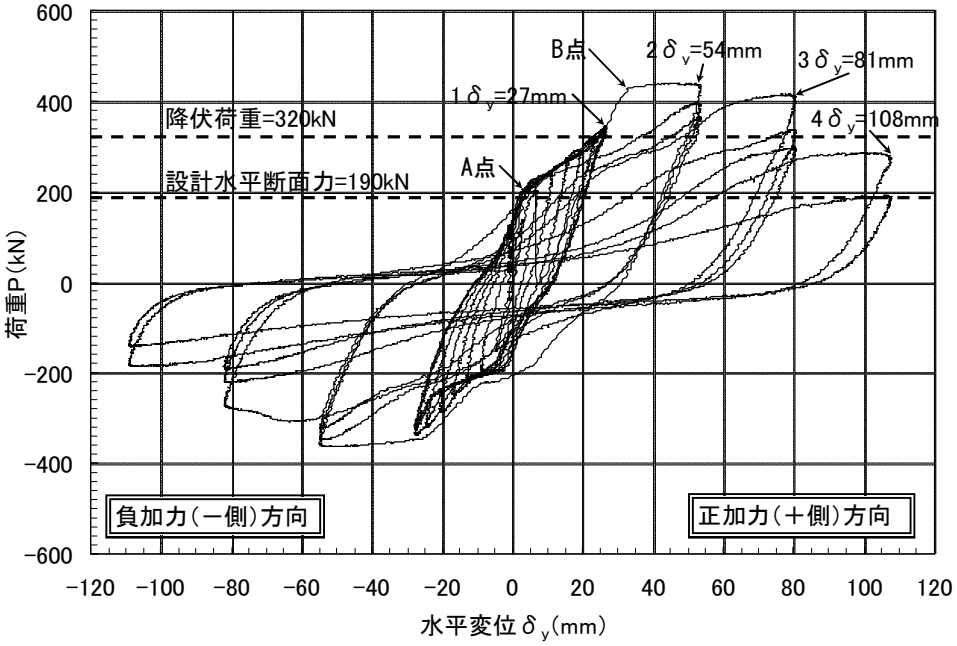
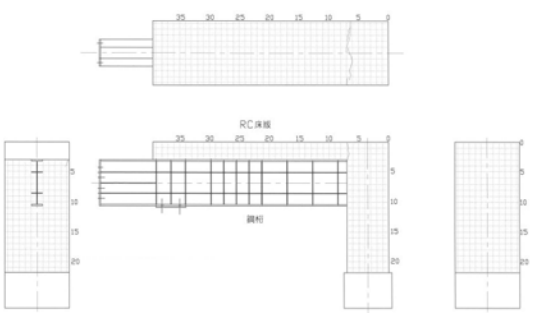
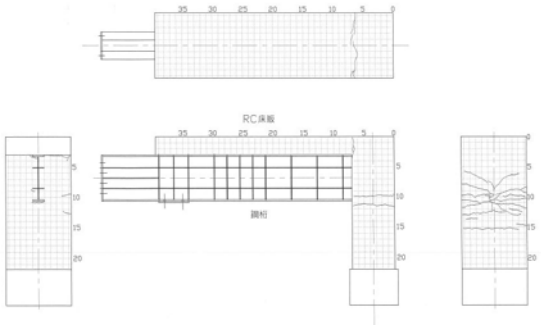


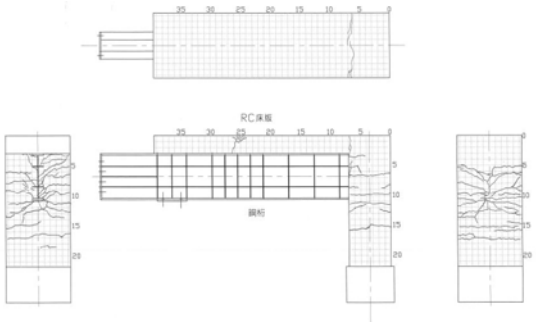
図 2.2.5　水平荷重 P－水平変位 δ 関係の履歴曲線



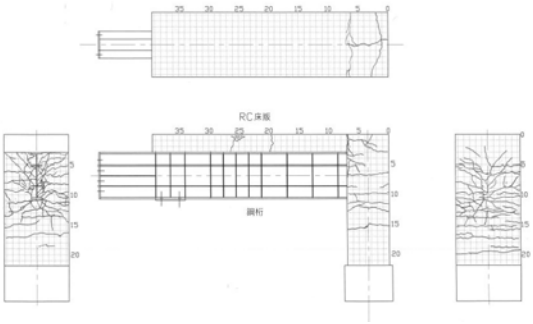
（a）降伏前載荷 2（水平変位±8mm）



（b）降伏前載荷 4（水平変位±16mm）



（c）1δ_y（水平変位±27mm）



（d）2δ_y（水平変位±54mm）

図 2.2.6　ひび割れ損傷図

2) 接合部供試体の鉛直方向正負交番載荷実験（床版を有さない 1/3 スケール供試体 12 ケース）

2).1 実験の目的、実験方法

当該実験は、1) の実験を踏まえて、スタッド安全率（本数）の違い、鋼桁の埋込み深さの違い、上下フランジとコンクリートの空隙の有無、補強鉄筋量（床版面の押抜きせん断破壊対する上フランジ上面のU型補強鉄筋や下フランジ前面側の引張り破壊に対する下フランジ下面の中間帯鉄筋）の違いが鋼－コンクリート接合部の抵抗分担率や抵抗機構に及ぼす影響について明らかにすることを目的に実施した。そのため、スタッド本数、埋込み深さ、上下フランジの下面における空隙の有無、補強鉄筋量を変数とした実験供試体 12 体（縮尺はモデル橋梁の約 1/3)を対象に、載荷方向を鉛直方向として正負交番載荷を実施している。**表 2.2.4** に供試体（12 ケース）の諸元、**図 2.2.7** に供試体と実験装置の諸元を示す。

表 2.2.4　供試体（12 ケース）の諸元

№	実験ケース	供試体名	圧縮強度 f_c' (N/mm^2)	弾性係数 E_c (kN/m^2)	スタッド本数(フランジ 1 面当たり)	上下フランジ下面の支圧	埋込長 (mm)	補強鉄筋量(カッコ内は面積比率) 上フランジ上面 (U 字筋)	補強鉄筋量(カッコ内は面積比率) 下フランジ下面 (中間帯鉄筋)
1	基本ケース	12-Cb	31.9	24.2	12 本	Cb(あり)	585	D25×12 本(1.00)	D13×12 本(1.00)
2		12-N	34.3	26.9		N(なし)			
3		6-Cb	31.2	24.9	6 本	Cb(あり)			
4		6-N	40.9	27.8		N(なし)			
5		0-Cb	32.4	24.7	なし	Cb(あり)			
6		0-N	39.0	26.9		N(なし)			
7	埋込み浅いケース	6-Cb-浅	35.1	25.9	6 本	Cb(あり)	400	D22×8 本 (浅 1.00)	D13×6 本 (浅 1.00)
8		4-Cb-浅	37.0	25.3	4 本				
9	補強鉄筋ケース	12-Cb (0.4,3.3)	22.2	24.9	12 本	Cb(あり)	585	D16×12 本(0.40)	D22×14 本(3.34)
10		12-Cb (－,3.3)	30.2	24.2				なし	D22×14 本(3.34)
11		12-Cb (0.4,2.8)	33.1	24.9				D16×12 本(0.40)	D19×16 本(2.81)
12		6-Cb-浅 (0.5,3.8)	28.4	24.1	6 本		400	D16×8 本(浅 0.52)	D22×8 本(浅 3.81)

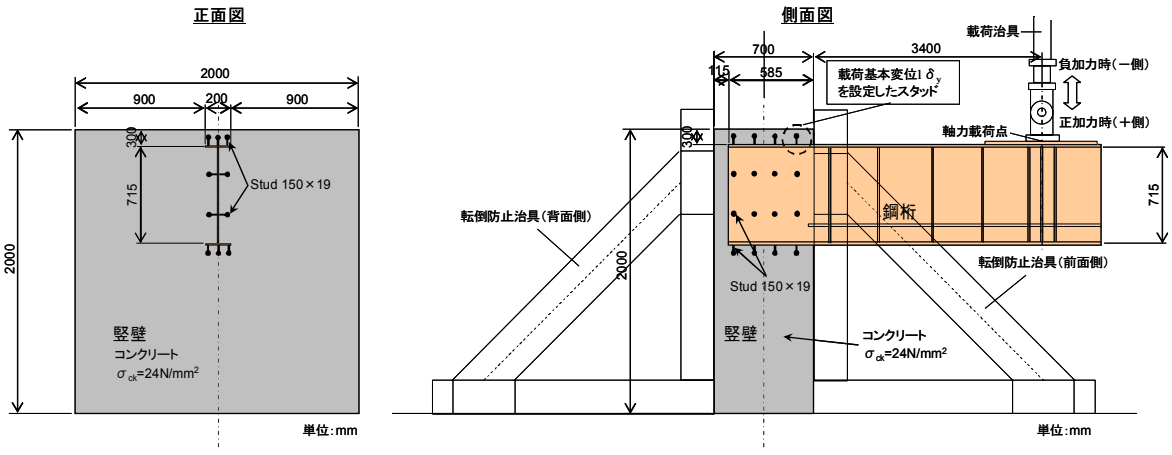


図 2.2.7　供試体と実験装置の諸元

載荷方法については、載荷基本変位 1δ_y を橋台たて壁前面側スタッド基部が、せん断降伏に達したと想定されるときの載荷点鉛直変位として設定し、変位制御により鉛直変位をδ_yの整数倍で増加させた正負交番載荷を 1 サイクル載荷で行っている。供試体 No.1～No.6 および No.9～No.11 の 9 ケースでの載荷基本変位 1 δ_yは、No.1 供試体

(12-Cb)より算出した鉛直変位δ_y＝7.1mm としており、No.7、No.8、No.12 供試体については、No.7 供試体（6-Cb-浅）より算出した鉛直変位δ_y＝4.6mm としている。なお、スタッドのせん断降伏の算出にあたっては、スタッド 1 本当たりの許容せん断力を 1)の実験と同様に H24 道示Ⅱ[12)] 12.5.5 に示されている算定式の 2 倍として算出している。

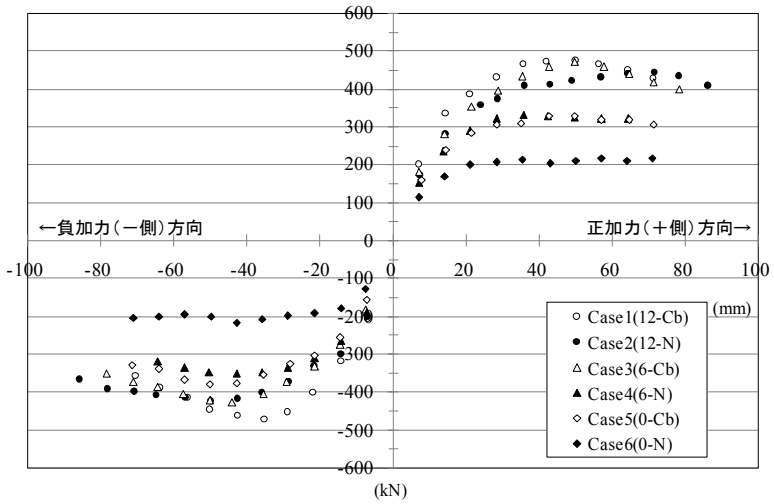
2).2 実験の結果および結果より得られた知見

図 2.2.8 に鉛直荷重-鉛直変位関係の各載荷ステップにおける包絡線図を示す。全ての供試体において変形量の増加とともに荷重が増加し、正加力は 5～11 δ_y、負加力は-5～-11 δ_yで最大荷重を示した後、変形量の増加に従い徐々に荷重が低下した。最大耐力以降の急激な耐力低下がなく、安定した挙動を示しているといえる。

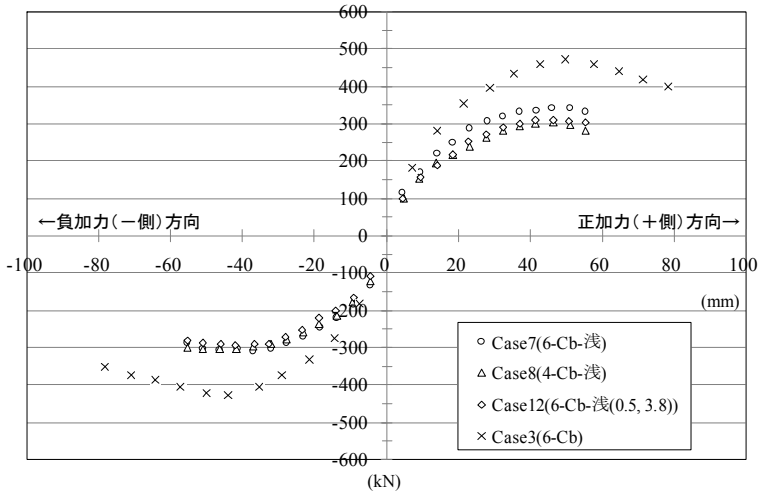
スタッド本数の影響については、本数が多いほど最大耐力が増加しており、その増加割合は支圧無しの方が支圧有りの場合より大きい。（スタッド本数が多いほど支圧の有無による最大耐力差が小さい。）

埋込み浅いケースの場合、その最大耐力は埋込み深さが標準である場合の約 0.7 倍（No.7 供試体(6-Cb-浅)と No.3 供試体(6-Cb)の比較）であった。埋込み浅いケースにおけるスタッド本数の影響については、接合部の耐力はスタッド本数の増加に伴い増加しているものの、最大耐力での差異はほとんどなく、基本ケースよりも小さい結果であった。

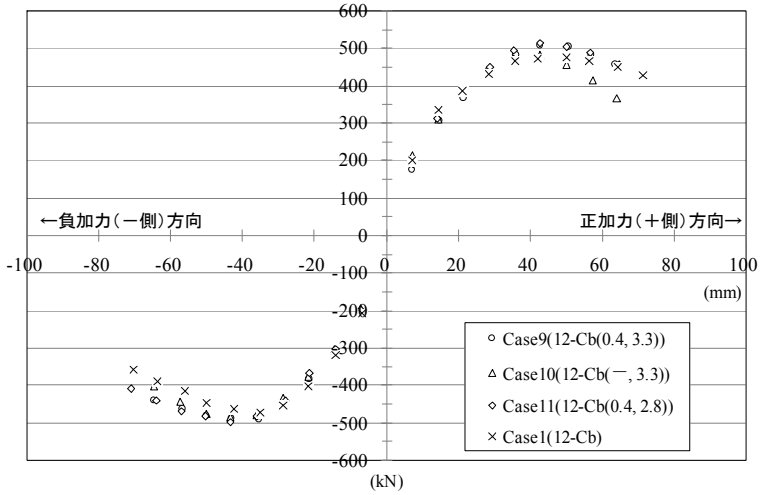
補強鉄筋ケースにおける U 字筋及び中間帯鉄筋の影響に関して、埋込み深さ 585mm である、No.1 供試体(12-Cb)および No.9～No.11 供試体の計 4 体で比較すると、正加力の場合、最大耐力までは 4 ケースに明確な差異は見られない。しかし最大耐力以降、上フランジ上面の押抜きせん断に対し、計算上コンクリートのみで負担できるとして U 字筋を配置していない No.10 供試体(12-Cb(－，3.3))の低下の割合が他より大きくなっている。また、負加力時の下フランジの抜出しに対して効果があると考えられる中間帯鉄筋が他の 3 体よりも少ない No.1 供試体(12-Cb)について、負加力時において最大耐力以降の荷重が、他より低い結果となった。



（a）基本ケース



（b）埋込み浅いケース



（c）補強鉄筋ケース

図 2.2.8　鉛直荷重-鉛直変位関係の各載荷ステップにおける包絡線図

・**図 2.2.8** より、上フランジ上面のコンクリートの脆性的な破壊を防ぐためにU字筋の配置が必要なこと、概ね鉄筋量に応じて補強効果が得られることを確認した。また、フランジ下面の空隙の有無やスタッド本数の違いにより、各抵抗力の発現の仕方に差があること、下フランジの引抜きに対して中間帯鉄筋の配置が必要であり、概ね鉄筋量に応じて補強効果が得られることが確認できた。

図 2.2.9 に、No.1 供試体(12-Cb)及び No.3 供試体(6-Cb)の主に接合部の作用力に対して抵抗すると考えられるスタッドせん断力と上下フランジの支圧力（押込みまたは引抜き）について、以下 a)、b)の仮定により算出した各抵抗力の推移を示す。なお、図中には作用モーメントを併記している。

a) 実験結果より得られた鋼桁の橋台たて壁前面からの抜出し量（=上下フランジのずれ量）をもとに、文献「頭付きスタッドのせん断力-ずれ関係の定式化」[16] に示されている実験結果から導かれた評価式を使って算出したスタッド1本当たりのせん断力に対して、桁高の半分を偶力の脚長として乗じたものを隅角部のスタッドせん断による抵抗モーメントとして仮定する。

b) 上下フランジに設置していたモールドゲージにより計測された支圧抵抗力をもとに、**図 2.2.10** に示す三角形の支圧力分布を想定し、埋込み部鋼桁ウェブの図心位置を回転中心とした脚長に支圧面積を乗じることで隅角部の上下フランジ支圧力による抵抗モーメントを仮定する。

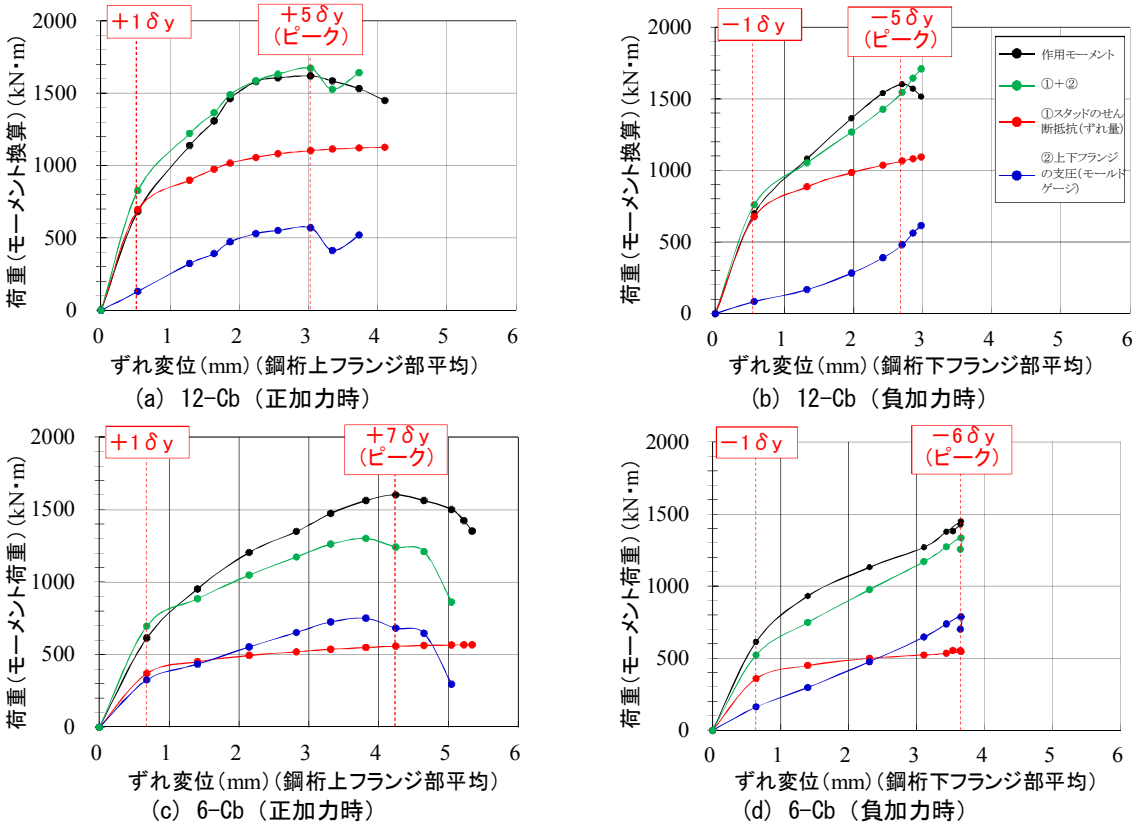


図 2.2.9　各抵抗力の推移

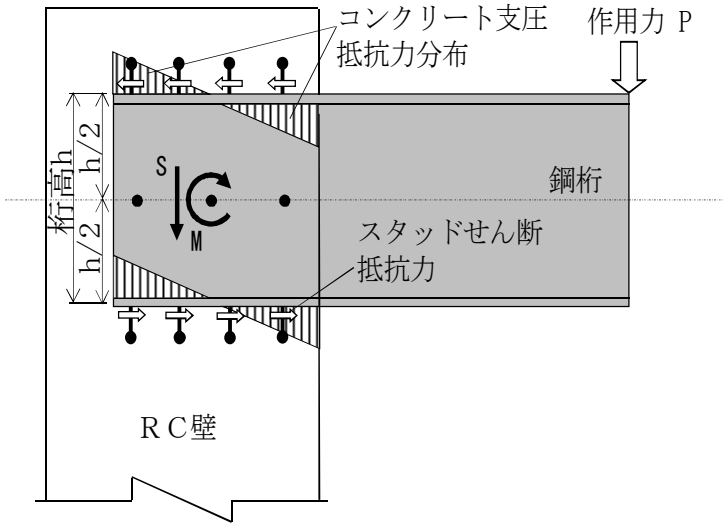


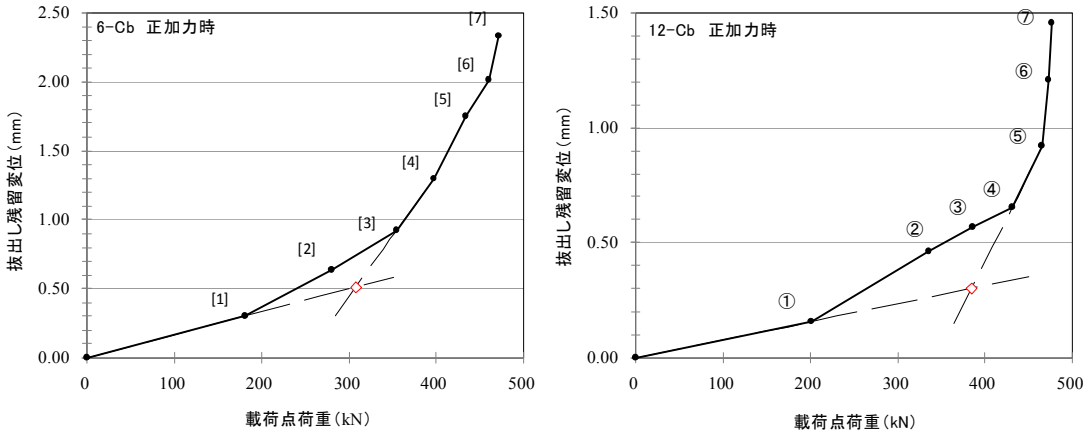
図 2.2.10　接合部の抵抗概念図

（正加力時の場合）

・**図 2.2.9** より、抵抗の計算で対象とした 2 成分（①スタッドせん断抵抗＋②支圧抵抗）と作用モーメントが概ね一致することから、接合部の曲げモーメントに対する支配的な抵抗要素として、スタッドのせん断抵抗及びフランジの支圧抵抗の 2 つであることを計測データから確認した。

図 2.2.11 に No.1 供試体(12-Cb)及び No.3 供試体(6-Cb)の正加力時における鋼桁の抜出し残留変位と載荷点荷重の関係を示す。図中の数字は載荷ステップを示すが、両ケースともに載荷ステップの増加に伴い非線形的に抜出し残留変位が急増する傾向がある。ここで、抜出し残留変位は、各載荷ステップにおいて正加力後に除荷した時の残留変位である。文献 17)では、荷重変位曲線の初期勾配から二次勾配へ移行する点（変位の急増点）を試験で得られた荷重変位曲線やそれを数学的にフィッティングする方法から算出し、降伏点（弾性限界点）を定義している。同様の方法で荷重変位曲線から算出した変化点（降伏点）を**図 2.2.11** 中に赤い記号でプロットした。いずれのケースとも載荷サイクル $2\delta_y$ をやや超えたところに位置する結果となった。また、**図 2.2.12** に、No.1 供試体(12-Cb)及び No.3 供試体(6-Cb)におけるひび割れ密度と載荷荷重の関係を示す。ここで、ひび割れ密度は、各載荷ステップにおける橋台たて壁のひび割れ損傷スケッチを基に橋台たて壁の 3 面（正面と背面及び上面）に生じたひび割れをこの 3 面の面積で除したものである。図中の記号（○、●、△、▲）は載荷ステップを示している。いずれも $1\delta_y$ 時点（載荷荷重 200kN 程度）では、ほとんどひび割れは生じていないが、$2\delta_y$ 時点（載荷荷重 300kN 程度）を超えたあたりから急増する傾向が見られる。

・図 2.2.11 および図 2.2.12 の結果から、スタッドのひずみレベルで $2\delta_y$ 相当の点が、接合部構造全体としての降伏点（弾性限界点）であることを確認した。



（a）Case1（12-Cb）（正加力時）　　（b）Case3（6-Cb）（正加力時）

図 2.2.11　鋼桁の抜出し残留変位と載荷点荷重の関係

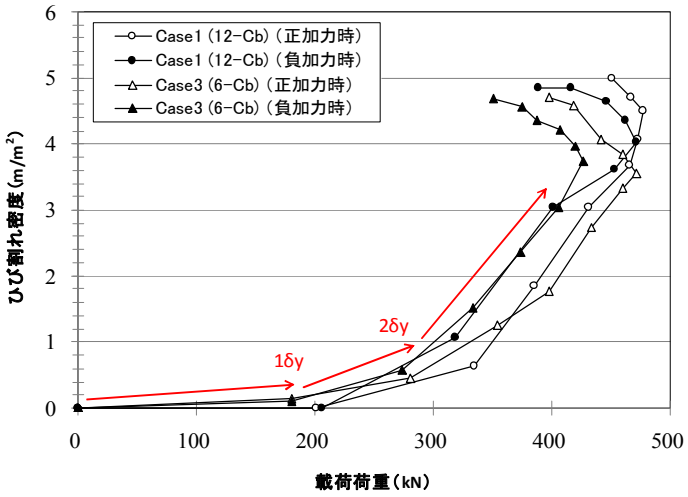


図 2.2.12　ひび割れ密度と載荷荷重の関係

(2) 接合部の断面特性把握のための全体系平面骨組解析および接合部の抵抗機構に関する有限要素解析概要

解析的検討として、橋台部ジョイントレス構造の適用が想定される構造諸元や地盤条件における構造成立性の確認を目的に、ずれ止めにスタッドを用いた鋼－コンクリート接合部の 1) 断面特性を把握するための全体系平面骨組解析を行った。

また、実験では確認できない作用力に対するスタッドせん断抵抗力とコンクリート支圧抵抗力の分担割合を明らかにするため、(1) で前述した実験を対象とした有限要素解析を実施した。実施した有限要素解析は 2) 接合部供試体の水平方向正負交番載荷実験（床版を有する 1/3 スケール供試体 1 ケース）を対象とした有限要素解析および、3) 接合部供試体の鉛直方向正負交番載荷実験（床版を有さない 1/3 スケール供試体 12 ケース）を対象とした有限要素解析である。

以下に実施した解析の概要を記述する。

1) 断面特性を把握するための全体系平面骨組解析

1).1 解析の目的、解析モデル

本研究では、ずれ止めにスタッドを用いた鋼－コンクリート接合部の断面特性を把握することを目的として、インテグラルアバット構造と門型ラーメン構造を対象とし、実橋で考え得る範囲で接合部断面力が最大・最小となる条件を網羅するように試設計（全体系平面骨組解析）を実施している。試設計は、過去の研究や施工実績等を踏まえて橋長、橋台高、橋梁形式（多主桁橋・少数主桁橋、合成桁・非合成桁）、地盤条件等をパラメータとした**表 2.2.5** に示す合計 32 ケースを対象に実施した。**表 2.2.6** に試設計の一般条件を示す。解析モデルは、一本棒の平面骨組フレームを用いた線形解析とし、上部工及び橋台たて壁、杭基礎を含めて全体系をモデル化した。橋台下端は、弾性固定として地盤バネ及び杭剛性を考慮し、バネ定数は常時及び地震時で各々設定している。**図 2.2.13** に解析モデル概要図を示す。なお、荷重条件については、H24 道示 [1), 12)] および「インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）」[2)] に基づき荷重及び組合せを設定している。

表 2.2.5　試設計対象ケース

インテグラルアバット構造					ｹｰｽ名	門型ラーメン構造					ｹｰｽ名
橋長(m)	橋台高(m)	地盤種別	橋梁形式	接合部断面力着目		橋長(m)	橋台高(m)	地盤種別	橋梁形式	接合部断面力着目	
20	5	Ⅲ種	多主桁･合成	最大	case1	20	5	Ⅲ種（液状化有）	多主･合成	最大	case17
			少数･合成	最大	case2				少数･合成	最大	case18
		Ⅱ種	多主･非合成	最小	case3			Ⅰ種	多主･非合成	最小	case19
			少数･非合成	最小	case4				少数･非合成	最小	case20
	10	Ⅲ種	多主･合成	最大	case5		15	Ⅲ種（液状化有）	多主･合成	最大	case21
			少数･合成	最大	case6				少数･合成	最大	case22
		Ⅱ種	多主･非合成	最小	case7			Ⅰ種	多主･非合成	最小	case23
			少数･非合成	最小	case8				少数･非合成	最小	case24
40	5	Ⅲ種	多主･合成	最大	case9	60	5	Ⅲ種（液状化有）	多主･合成	最大	case25
			少数･合成	最大	case10				少数･合成	最大	case26
		Ⅱ種	多主･非合成	最小	case11			Ⅰ種	多主･非合成	最小	case27
			少数･非合成	最小	case12				少数･非合成	最小	case28
	10	Ⅲ種	多主･合成	最大	case13		15	Ⅲ種（液状化有）	多主･合成	最大	case29
			少数･合成	最大	case14				少数･合成	最大	case30
		Ⅱ種	多主･非合成	最小	case15			Ⅰ種	多主･非合成	最小	case31
			少数･非合成	最小	case16				少数･非合成	最小	case32
平面骨組解析ケース数			16ケース			平面骨組解析ケース数			16ケース		

表 2.2.6　一般条件

項目 No.	項目	内容	備考
1	上部構造	非合成桁、合成桁	自治体での採用実績の多い多主桁橋を基本とし、少数主桁橋の試設計結果と比較
2	幅員	全幅員 12.0m 有効幅員 10.8m	「橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その３）」[1]と同様
3	平面線形	R＝∞	曲線の影響は考慮しない
4	斜角	90°	斜角の影響は別途検討
5	基礎構造	鋼管杭	採用実績が多いため
6	橋台背面アプローチ部	【インテグラルアバット構造】 単位体積重量γ＝18kN/m^3 変形係数 E_0＝10MN/m^2 せん断抵抗角ϕ＝40° 【門型ラーメン構造】 単位体積重量γ＝19kN/m^3 せん断抵抗角ϕ＝30°	【インテグラルアバット構造】 「インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）」[2]P20 【門型ラーメン構造】 砂質土として一般に適用されている条件

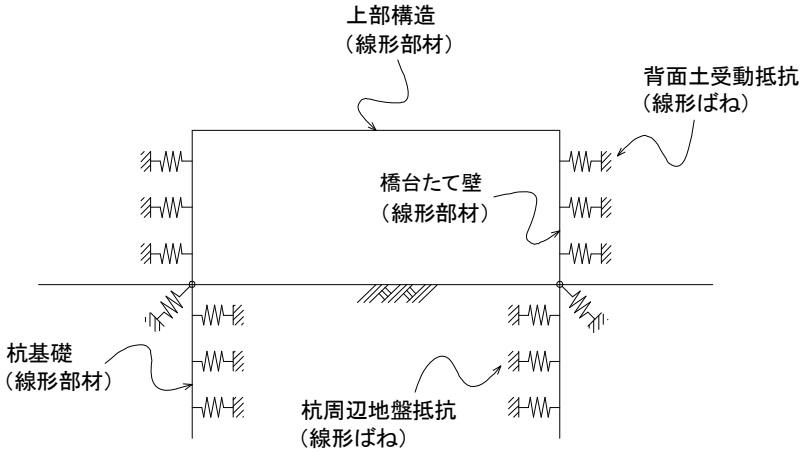
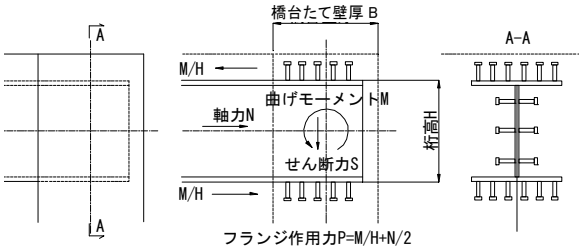


図 2.2.13　全体系平面骨組解析モデル

1).2 解析の結果および結果より得られた知見

図 2.2.14 に試設計による全 32 ケースのフランジ作用力の比較結果を示す。ここで、フランジ作用力は、解析結果より得られた接合部断面力（軸力 N、曲げモーメント M、せん断力 S）を用いて算出したフランジ作用力 $P=M/H+N/2$ として算出している。

なお、試設計における必要スタッド本数は、上記フランジ作用力 P に対してフランジ面に配置したスタッドのみで抵抗すると仮定し、スタッド 1 本当たりの許容せん断力を 1) の実験と同様に H24 道示Ⅱ[12] 12.5.5 に示されている算定式の 2 倍として算出した。



スタッド作用力の算出イメージ

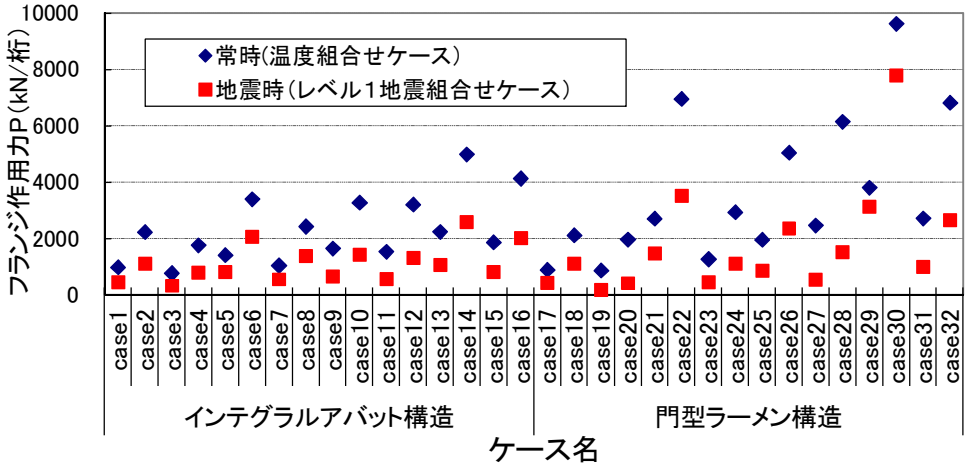


図 2.2.14　全体系平面骨組解析結果（門型ラーメン構造）

・**図 2.2.14** より、試設計の結果、全 32 ケースで、レベル 1 地震動の荷重組合せケース（許容応力度割増係数：1.5）よりも、常時と温度荷重の荷重組合せケース（許容応力度割増係数：1.15）でのフランジ作用力が大きく、鋼－コンクリート接合部の必要スタッド本数は常時と温度荷重の荷重組合せケースで決定する結果となった。また、フランジ作用力のうち、レベル 1 地震動ケース／常時組合せケースの比率を比較した結果、インテグラルアバット構造は、case6（レベル 1／常時比率＝0.61）が、門型ラーメン構造は、case29（レベル 1／常時比率＝0.82）の比率が大きく最も地震の影響を受けやすいケースなった。また、鋼桁埋込み長が浅くなるケースは、case13 であった。さらに、いずれのケースもフランジを拡幅することなくスタッド配置が可能という結果を得た。

また､試設計結果より決定した鋼－コンクリート接合部における橋台たて壁､鋼桁､接合部の耐力の階層化の検証を行った。自治体で採用機会の多い多主桁橋の非合成桁・合成桁を対象とし、接合部の断面力が各橋長で最大・最小となるような 8 ケース（インテグラルアバット構造で 4 ケース､門型ラーメン構造で 4 ケース）を全 32 ケースの中から選定して、橋台たて壁、鋼桁、接合部の終局曲げ耐力を算出している。結果を**表 2.2.7** に示す。なお、曲げモーメントとせん断力が作用する場合の終局曲げ耐力は、両端固定単純梁に分布荷重が作用した場合を想定し、曲げモーメントとせん断力の関係は 4 乗相関則を仮定して算出している。

表 2.2.7　試設計対象ケース

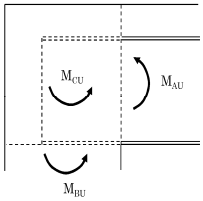
【合成桁】　　単位: kN･m

	ケース名	M_{AU}	$M_{AU'}$ ($M_{AU'}/M_{AU}$)	M_{BU}	M_{CU}
インテグラルアバット構造 橋長20m、橋台高5m 多主桁橋合成桁	case1	4.040×10^3	3.021×10^3 (0.75)	1.687×10^3	3.807×10^3
インテグラルアバット構造 橋長40m、橋台高10m 多主桁橋合成桁	case13	11.271×10^3	9.329×10^3 (0.83)	4.528×10^3	13.400×10^3
門型ラーメン構造 橋長20m、橋台高5m 多主桁橋合成桁	case17	4.032×10^3	3.030×10^3 (0.75)	1.582×10^3	3.442×10^3
門型ラーメン構造 橋長60m、橋台高15m 多主桁橋合成桁	case29	23.753×10^3	20.255×10^3 (0.85)	10.841×10^3	33.081×10^3

【非合成桁】　　単位: kN･m

	ケース名	M_{AU}	$M_{AU'}$ ($M_{AU'}/M_{AU}$)	M_{BU}	M_{CU}
インテグラルアバット構造 橋長20m、橋台高5m 多主桁橋非合成桁	case3	3.810×10^3	3.043×10^3 (0.80)	1.250×10^3	3.450×10^3
インテグラルアバット構造 橋長40m、橋台高10m 多主桁橋非合成桁	case15	11.343×10^3	10.182×10^3 (0.90)	4.554×10^3	11.739×10^3
門型ラーメン構造 橋長20m、橋台高5m 多主桁橋非合成桁	case19	3.804×10^3	3.051×10^3 (0.80)	1.588×10^3	3.892×10^3
門型ラーメン構造 橋長60m、橋台高15m 多主桁橋非合成桁	case31	23.445×10^3	20.114×10^3 (0.86)	8.879×10^3	23.540×10^3

注)　M_{AU} ： 曲げのみが作用した場合の鋼桁の曲げ耐力
　　$M_{AU'}$ ： 曲げとせん断が作用した場合の鋼桁の曲げ耐力
　　M_{BU} ： 橋台たて壁の曲げ耐力
　　M_{CU} ： 接合部の曲げ耐力



・**表 2.2.7** より H24 道示Ⅱ[12)]12.5.5 に示されている値の 1 本あたりのスタッドの許容せん断力を 2 倍として鋼－コンクリート接合部の断面耐力を算出した結果、試算した全ケース（8 ケース）において、鋼－コンクリート接合部＞ 鋼桁断面＞ 橋台たて壁断面となり、いずれのケースにおいても供用性等への影響が小さい橋台たて壁の終局曲げ耐力が最小となる結果となった。

2) 接合部供試体の鉛直方向正負交番載荷実験を対象とした有限要素解析

2).1 解析の目的、解析モデル

実験では確認できない作用力に対するスタッドせん断抵抗力とコンクリート支圧抵抗力の分担割合を求めるために、(1)1)にて記述した接合部供試体の水平方向正負交番載荷実験（床版を有する 1/3 スケール供試体 1 ケース）を対象とした 3 次元線形有限要素解析を実施した。鋼桁はシェル要素、コンクリートはソリッド要素、スタッドはばね要素でモデル化し、構造の対称性を考慮して、ハーフモデルで解析を行っている。鋼－コンクリートの界面の設定は、スタッド位置にはスタッドに対するばね要素を設定し、スタッド以外の鋼とコンクリートの付着を考慮しない、すなわち、鋼とコンクリートとの接触を考慮しないモデルとしている。境界条件は橋台たて壁基部を完全固定とし、鋼桁端部床版上面に鉛直 1 点集中荷重（Y 方向:P＝120kN）を与えることで接合部に死荷重相当の設計曲げモーメントを作用させている。解析モデルの概要を**図 2.2.15**、材料特性を**表 2.2.8**、スタッドに用いたばね定数を**表 2.2.9** に示す。解析コードは、汎用有限要素解析プログラム NX Nastran[18] を用いている。

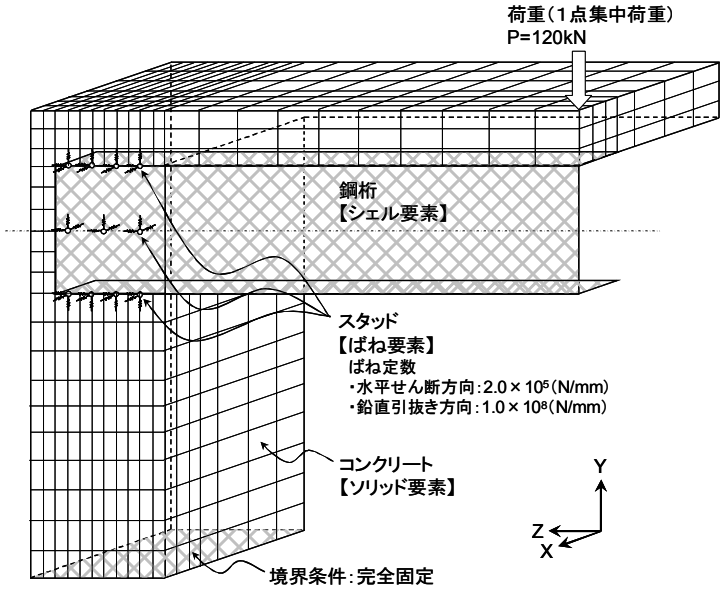


表 2.2.8　材料特性

	ヤング係数 (N/mm²)	ポアソン比
鋼	2.0×10^5	0.30
コンクリート	2.5×10^4	0.20

表 2.2.9　スタッドに用いたばね定数 (N/mm)

水平方向	2.0×10^5
鉛直方向	1.0×10^8

図 2.2.15　解析モデル概要図

2).2 解析の結果および結果より得られた知見

解析の結果を基に作用力に対するスタッドせん断抵抗力と支圧抵抗力の分担割合を算出した。まず、鋼桁上フランジ上面及び下フランジ下面のソリッドに作用する鉛直方向（Y 方向）の応力を合計して、これをフランジ支圧抵抗力とし、スタッドをモデル化した鉛直ばね要素に作用する力をスタッド支圧抵抗力とし、この 2 つを合計したものを接合部の支圧抵抗力とした。次に接合部の全抵抗力はスタッドせん断抵抗力と支圧抵抗力に分割できると考えられることから、全抵抗力から支圧抵抗

力を引くことによりスタッドせん断抵抗力を算出した。**図 2.2.10** に接合部の抵抗メカニズム概念図を示す。

・作用力に対するスタッドせん断抵抗力とコンクリート支圧抵抗力の分担割合を算出したところ、スタッドせん断抵抗力の全抵抗力に対する分担率が約 7 割、支圧抵抗力の全抵抗力に対する分担率が約 3 割という結果を得た。供試体（解析モデル）の構造細目が変われば得られる結果は異なると考えられるが、本解析が弾性解析であることから、降伏に達しないような荷重状態においては、結合部の作用力に対して 7 割程度はスタッドせん断抵抗力で抵抗し、3 割程度は支圧抵抗力で抵抗していると考えられる。

ただし、当該解析は(1)1) の供試体実験の再現解析であるが、実験では、レベル 2 地震時においてその履歴（**図 2.2.5**）は、非線形領域に入っており、大規模地震動の影響等を把握するためには塑性化後の抵抗分担率等の評価をする必要があるため、非線形解析を実施し検討する必要がある。

3) 接合部供試体の鉛直方向正負交番載荷実験を対象とした有限要素解析

3).1 解析の目的、再解析の実施

過年度において、実験では確認できない作用力に対するスタッドせん断抵抗力とコンクリート支圧抵抗力の分担割合を求めるために、(1)2)にて記述した接合部供試体の鉛直方向正負交番載荷実験（床版を有さない 1/3 スケール供試体 12 ケース）のうち、3 ケース（No.1 供試体を基本ケース、No.2 供試体をフランジ下面の空隙を考慮したケース、No.7 が埋込長の浅いケース）を対象とした 3 次元非線形有限要素解析を実施し、その内容は共同研究報告書（その 1）[5]にまとめた。

しかし、報告書（その 1）を発刊後、当該解析において、収束性が低下する場合に作用する解析プログラムにおける自動安定化機能が影響し、力学的には生じない減衰が生じていることがわかった。そのため、再解析を実施し、その内容を本共同研究報告書 **3 章**に記述した。解析結果より得られた主な知見を下記に示すが、詳細については本報告書 3.1 を参照されたい。

3).2 解析結果より得られた知見

・接合部の抵抗力は、①フランジ付スタッドの水平せん断力、②ウェブ付スタッドの水平せん断力、③フランジとコンクリート間の摩擦力、④橋台たて壁背面側ウェブコバ面の接触力、⑤橋台たて壁背面側フランジコバ面の接触力の 5 成分、鉛直方向抵抗力として、①フランジ付スタッド頭上面支圧力、②フランジ付スタッド頭下面支圧力、③フランジ上面支圧力、④フランジ下面支圧力、⑤ウェブ付スタッド鉛直せん断力の 5 成分に分割できることがわかった。

・接合部の曲げモーメントに対する抵抗として、フランジ付スタッドの水平せん断力、フランジの支圧力およびフランジコバ面の接触力の 3 つが支配的であることがわかった。

・1 本あたりのスタッドの許容せん断力を H24 道示Ⅱ[12)]12.5.5 に示されている値の 2 倍として必要本数を配置した解析モデルにおいて、接合部の曲げモーメントに対してフランジ付スタッドの水平せん断力で 50%～60%程度を負担していることが確認した。

・フランジ下面の空隙の有無により、フランジ付スタッドの抵抗比率に差はないが、フランジの支圧抵抗比率は支圧有より支圧無の方が低下し、支圧無ではフランジ付スタッドの鉛直抵抗力での負担が大きくなることを確認した。

・鋼桁埋込深さが相対的に浅い場合、深い場合に比べてフランジ付スタッドの抵抗比率は 10%程度低下し 50%程度を負担していることが確認できた。さらに、フランジ支圧力抵抗比率は深い場合に比べて 5%程度低下し 20%～25%程度を負担していることが確認できた。その分、ウェブスタッドやフランジコバ面の接触力の負担が大きくなることを確認した。

参考文献

1) （社）日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編，2012.3
2) （独）土木研究所 : 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その３），土木研究所共同研究報告書，第 404 号，2012.3
3) INTAB Design Guide 2010: Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments， Markus Feldmann， et.al.， RWTH Aachen University， 2010.3
4) Design Guide for Bridges for service Life， Chapter 8- Jointless Bridges， Oregon Department of Transportation， 2012
5) （独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１），土木研究所共同研究報告書，第 463 号，2015.3
6) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，昭和 54 年 2 月
7) 日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，平成 6 年 2 月
8) （一社）日本橋梁建設協会ホームページ:鋼橋 Q&A, Q6-107(No.119)， Q6-68(No.80)， Q6-31(No.45)，Q6-12(No.26)，http://www.jasbc.or.jp/faq/faq.php
9) Maruri， R. F.， Petro， S. H.: Integral Abutments and Jointless Bridges (IAJB)2004 Survey Summary， Integral Abutment and Jointless Bridges (IAJB 2005)， The 2005 – FHWA Conference， pp.12-29， 2005.3.
10) Ralph G. Oesterle， and Hamid R. Lotfi: Transverse Movement in Skewed Integral Abutment Bridges， Integral Abutment and Jointless Bridges (IAJB 2005) ， The 2005 – FHWA Conference， pp.312-321， 2005.3.
11) David C Iles: INTEGRAL BRIDGES IN THE UK， International Workshop on the Bridges with Integral Abutments， Topics of relevance for the INTAB project， pp13-24， 2006.4
12) （社）日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編，2012.3
13) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編，1980
14) 松井繁之，平城弘一，福本唀士：頭付きスタッドの強度評価式の誘導―疲労強度評価式―，構造工学論文集 Vol.35A，pp.1233-1244，1989.3
15) （社）日本道路協会：道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編，2012.3
16) 島弘，渡部誠二 ：頭付きスタッドのせん断力 - ずれ関係の定式化，土木学会論文集 A，Vol.64 No.4，pp935-947，2008.11
17) （独）土木研究所 ：杭の水平抵抗における限界状態に関する研究，土木研究所資料第 4151 号，2009.8
18) SIEMENS：NX Nastran 操作マニュアル，2013

2.2.3　斜角の影響

H24 道示Ⅳ[1)]より､橋台部ジョイントレス構造の設計について新たに記載が追加された。その中で、斜角を有する場合、門型ラーメン構造ではねじれの影響が著しく大きい場合の耐力等については必ずしも明らかでないため、これを避けるのがよいと記載されており、これまでの実績では 75°以上の斜角を有する場合で適用されているとの記載がある。またインテグラルアバット構造では、斜角による影響に関する知見が十分でないため直橋のみ適用とするのがよいと記載されている。このように、斜角の影響に関する知見が明らかでないため、橋台部ジョイントレス構造の斜橋への適用については明確に示されていない。

また、過年度の報告書[2)]においては、インテグラルアバット構造を対象として、斜角の大きさがインテグラルアバット構造の構造特性に及ぼす影響を把握することを目的として、有限要素解析が実施されており、斜角 60°、75°、90°のケースにおいて、斜角を有する場合の各抵抗部材の応答に及ぼす影響が検討されている。検討の結果、基礎の応答値（杭頭鉛直反力、杭頭水平変位、杭体の曲げモーメント）に斜角の影響が大きく生じたことが示されている。

しかしながら斜角を有する場合、斜角の影響により上部構造および下部構造にねじれの影響等が生じるが、これらの影響は明らかにされておらず斜角の適用について明確に示されていない。そこで本研究では、門型ラーメン構造を対象に、斜角をパラメータとした有限要素解析を行うことにより斜角による影響を検討する。

なお橋台背面の土圧を考慮して設計を行うインテグラルアバット構造では、斜角を有する場合に、橋台背面の地盤抵抗が設計上期待したとおりに発揮されるか不明であるため、直橋のみを対象とする。

参考文献

1)（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，2012.3.
2)（独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その２），土木研究所共同研究報告書，第 388 号，2008.12.

2.2.4　大規模地震動の影響

(1) 橋台ジョイントレス構造に対する大規模地震動の影響

一般に、単径間のインテグラルアバット構造、門型ラーメン構造については、レベル 1 地震動で断面決定すれば、レベル 2 地震動の影響は省略してよいとされている。ずれ止めに頭付スタッドを用いた鋼－コンクリート接合部を対象とした過年度の供試体実験および FEM 解析結果より、レベル 1 地震動や常時荷重の組合せ最大ケースで断面決定された鋼桁および橋台たて壁であれば、レベル 2 地震動に対しても十分なじん性を発揮することが検証されている [1)]。

ここでは、ジョイントレス構造全体系における大規模地震動に対する影響評価を目的として、共同研究報告書（その１）の **4.2.3** で述べた常時ケース（死活荷重＋温度＋土圧の組合せ）に対し、地震力の影響を受けやすいケース（**表 2.2.10**）を対象としたプッシュオーバー解析により、橋台たて壁（接合部、橋台たて壁基部）、鋼桁および鋼-コンクリート接合部の大規模地震動に対する影響を検証する。

表 2.2.10　全体系平面骨組解析結果

橋梁形式	橋長	橋台高	上部工形式	上下部接合部の断面力(1横断線当り) 常時 軸力N kN	常時 曲げﾓｰﾒﾝﾄM kN･m	常時 桁高H m	常時 作用力P M/H+N/2 kN	L1 地震時 軸力N kN	L1 地震時 曲げﾓｰﾒﾝﾄM kN･m	L1 地震時 桁高H m	L1 地震時 作用力Peq M/H+N/2 kN	比率 Peq/P (L1地震/常時)	ｹｰｽ名	
インテグラルアバット構造	20m	5m	多主桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-2295	-4861	1.300	-4887	-1054	-2149	1.300	-2180	0.45	case1	
			少数鈑桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-2293	-4940	1.500	-4440	-1138	-2459	1.500	-2208	0.50	case2	
			多主桁橋非合成桁 (Ⅱ種地盤)	-2087	-4201	1.500	-3844	-915	-1704	1.500	-1594	0.41	case3	
			少数鈑桁橋非合成桁 (Ⅱ種地盤)	-2037	-4258	1.700	-3523	-963	-1877	1.700	-1586	0.45	case4	
		10m	多主桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-3942	-6594	1.300	-7043	-2656	-3476	1.300	-4002	0.57	case5	
			少数鈑桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-3966	-7182	1.500	**-6771**	-2744	-4105	1.500	**-4108**	**0.61**	case6	★
			多主桁橋非合成桁 (Ⅱ種地盤)	-3352	-5274	1.500	-5192	-2304	-2409	1.500	-2758	0.53	case7	
			少数鈑桁橋非合成桁 (Ⅱ種地盤)	-3312	-5403	1.700	-4834	-2346	-2657	1.700	-2736	0.57	case8	
	40m	5m	多主桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-4285	-12118	2.000	-8202	-1699	-4801	2.000	-3250	0.40	case9	
			少数鈑桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-4229	-11915	2.700	-6527	-1788	-5251	2.700	-2839	0.43	case10	
			多主桁橋非合成桁 (Ⅱ種地盤)	-4049	-11885	2.100	-7684	-1547	-4304	2.100	-2823	0.37	case11	
			少数鈑桁橋非合成桁 (Ⅱ種地盤)	-3980	-11924	2.700	-6406	-1601	-4855	2.700	-2599	0.41	case12	
		10m	多主桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-5775	-16542	2.000	-11158	-3232	-7337	2.000	-5284	0.47	case13	
			少数鈑桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-5959	-18866	2.700	-9967	-3363	-9390	2.700	-5159	0.52	case14	
			多主桁橋非合成桁 (Ⅱ種地盤)	-5317	-13973	2.100	-9312	-2848	-5505	2.100	-4045	0.43	case15	
			少数鈑桁橋非合成桁 (Ⅱ種地盤)	-5298	-15108	2.700	-8245	-2902	-6988	2.700	-4039	0.49	case16	
門型ラーメン構造	20m	5m	多主桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-2586	-4043	1.300	-4403	-2280	-1266	1.300	-2114	0.48	case17	
			少数鈑桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-2545	-4438	1.500	-4231	-2371	-1541	1.500	-2213	0.52	case18	
			多主桁橋非合成桁 (Ⅰ種地盤)	-2984	-4234	1.500	-4314	-503	-856	1.500	-822	0.19	case19	
			少数鈑桁橋非合成桁 (Ⅰ種地盤)	-2736	-4353	1.700	-3928	-502	-973	1.700	-823	0.21	case20	
		15m	多主桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-7445	-12735	1.300	-13519	-4330	-6685	1.300	-7307	0.54	case21	
			少数鈑桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-7584	-15154	1.500	-13895	-4358	-7267	1.500	-7024	0.51	case22	
			多主桁橋非合成桁 (Ⅰ種地盤)	-4557	-6056	1.500	-6316	-2105	-1789	1.500	-2245	0.36	case23	
			少数鈑桁橋非合成桁 (Ⅰ種地盤)	-4492	-6153	1.700	-5865	-2102	-1963	1.700	-2206	0.38	case24	
	60m	5m	多主桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-5512	-20320	2.900	-9763	-3644	-7107	2.900	-4273	0.44	case25	
			少数鈑桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-5504	-21253	2.900	-10080	-3905	-8008	2.900	-4714	0.47	case26	
			多主桁橋非合成桁 (Ⅰ種地盤)	-8784	-22925	2.900	-12297	-1359	-5823	2.900	-2687	0.22	case27	
			少数鈑桁橋非合成桁 (Ⅰ種地盤)	-8273	-23599	2.900	-12274	-1456	-6659	2.900	-3024	0.25	case28	
		15m	多主桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-11860	-37907	2.900	**-19001**	-9219	-32021	2.900	**-15652**	**0.82**	case29	★
			少数鈑桁橋合成桁 (Ⅲ種地盤)	-11921	-38433	2.900	-19213	-9243	-31762	2.900	-15574	0.81	case30	
			多主桁橋非合成桁 (Ⅰ種地盤)	-8711	-26614	2.900	-13533	-3364	-9692	2.900	-5024	0.37	case31	
			少数鈑桁橋非合成桁 (Ⅰ種地盤)	-8540	-27117	2.900	-13621	-3462	-10405	2.900	-5319	0.39	case32	

★：選定したケースを示す。

(2) 大規模地震動に対する過年度の検討結果について

1) インテグラルアバット構造に対する大規模地震動の影響

インテグラルアバット構造の水平支持は、橋台背面土の受働抵抗に依存していることから、レベル 2 地震動作用時における橋台背面土の剛性低下がインテグラルアバット構造全体系の耐震性に及ぼす影響を把握することが重要である。この影響の把握を目的として、過年度の共同研究報告書（その２）[2)]では、インテグラルアバット構造を対象として、基礎工、背面土まで含めた橋梁全体系での動的解析が実施されている。

上記報告書の固有値解析結果および動的解析結果より、インテグラルアバット構造では 1 次振動モードが卓越することが確認されており、橋台背面土を考慮した橋長 100m までの構造に対しては、1 次振動モードに相当する静的な地震力を作用させたプッシュオーバー解析により非線形挙動を解析し、エネルギー一定則等を組み合わせた静的照査法による耐震性能の照査が可能であることが報告されている [2)]。

また、インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）[3)]の適用範囲（単径間で橋長 40m 程度）の構造に対しては、レベル 1 地震動に対して耐震性能 1 の照査を行えば、レベル 2 地震動に対して照査は省略してよいとしている。一方、液状化が生じると判定される地盤への適用時や多径間等、ガイドラインの適用範囲を超える構造に対しては、レベル 2 地震動に対する設計の必要性も含め、個別に検討する必要があることがわかっている。

上記の知見より、本研究では、インテグラルアバット構造に対するプッシュオーバー解析は実施しないこととする。

2) 門型ラーメン構造に対する大規模地震動の影響

門型ラーメン構造は、設計時に橋台背面土の受働抵抗を期待しないことから、過年度の共同研究でも動的解析等の検討は実施されていない。**図 2.2.16** は、共同研究報告書（その１）[1)]の地震力の影響を受けやすいケースに対する固有値解析結果（橋台背面土を無視）であり、1 次振動モードが卓越することが確認できた。

そこで､本研究では､常時およびレベル 1 地震動に対して断面決定したケースのうち、最も地震動の影響を受けやすいケースを対象としたプッシュオーバー解析を実施し、1 次振動モードに相当する静的な地震力に対し、耐震性能 2 を満足することを確認する。プッシュオーバー解析の詳細および結果については、後述の **3.4** で詳述する。

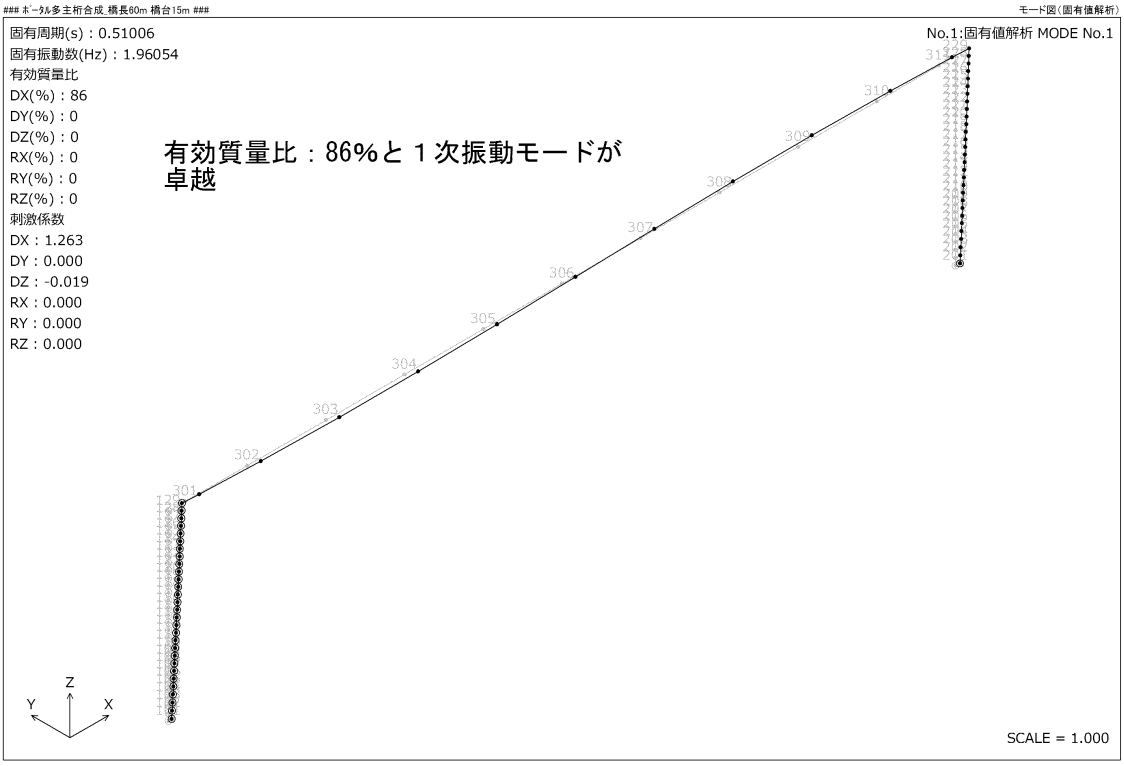


図 2.2.16　門型ラーメン構造固有値解析結果

参考文献

1)（独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１），土木研究所共同研究報告書，第 463 号，2015.3

2)（独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その２），土木研究所共同研究報告書，第 388 号，2008.12

3)（独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その３），土木研究所共同研究報告書，第 404 号，2012.3

2.2.5　鋼桁埋込み部フランジに対する局部座屈の影響

単径間のインテグラルアバット構造、門型ラーメン構造は、常時荷重および大規模地震動作用時において、鋼－コンクリート接合部に負曲げモーメントが発生し、鋼桁下フランジには大きな圧縮力が作用する。

現状、橋台ジョイントレス構造の設計時に鋼桁下フランジの局部座屈の影響に関する明確な規定は無い[1)]ものの、下フランジが降伏する前に局部座屈が発生すると、想定外の大規模地震動作用時等に鋼桁側で所定の終局耐力が発揮できず、3.4 で後述するプッシュオーバー解析結果に示す橋台たて壁上部の塑性ヒンジから降伏に至る設計の想定とならない可能性がある。

一方、H24 道示Ⅱ編[2)]では、鋼製橋脚基部のように、耐震設計上変形能の確保が要求される部位の両縁支持板又は自由突出板については、変形能を確保するための必要条件として、局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲（幅厚比以下の範囲）で部材寸法を設計するものとしている。

本研究では、鋼桁下フランジを耐震設計上変形能が要求される部位と位置付け、局部座屈を生じない限界幅厚比以下の範囲で設計する方針として試設計を行うこととした。

参考文献

1)（独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１）、土木研究所共同研究報告書、第 463 号、2015.3

2)（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、2012.3

2.3　施工に関する課題と整理状況

2.3.1　施工に関する課題一覧表

共同研究報告書（その１）[1)]で明らかとなった課題を**表 2.3.1** に整理する。

表 2.3.1　鋼-コンクリート接合構造の施工に関する課題

No.	確認事項	対応	確認方法
1-1	上下部工事の施工境界の考え方（決め方）・申し送り	下部構造の打止め高さ、施工境界における申し送り事項を整理する	【実績調査】 実績調査から、施工境界における課題を確認する ・上下部工事の施工境界における不具合の有無 ・下部構造の打止め高さの標準を示す ・実例を踏まえ仮支承構造と仮支承高さの関係を整理 ・下部工出来形誤差の吸収方法の標準を示す ・先埋め鉄筋の防せい対策を検討する
1-2	接合部、埋込み境界部の排水処理、防食について	鋼桁の埋込み部および埋込み境界部の塗装仕様、埋込み境界部の排水処理について事例を収集する	【実績調査】 埋込み部の塗装仕様 埋込み境界部の塗装仕様とシール処理の有無
1-3	コンクリートの配合仕様および留意事項について	・型枠施工時の留意事項 ・コンクリートの配合 ・コンクリート打設時および締固め時の留意事項 ・空気孔、バイブ孔の設置 ・充填性の確認方法 ・コンクリート硬化途中の桁伸縮によるひび割れ抑制方法	【実績調査】 コンクリート配合実績の収集 コンクリート投入、締固めに必要な処置 マスコンクリートの実例と対策を示す
1-4	下フランジ近傍のひび割れへの対応	接合部における下フランジを起点としたひび割れの対策事例を収集し、その効果を確認する	【実績調査】【現地調査】 ひび割れ点検調書、現地調査からひび割れの傾向（発生状況と幅）および補強鉄筋の効果を検証する
1-5	施工全般の留意事項、施工順序について	標準的な施工順序についてまとめる。 現場条件、環境条件によって標準的な施工順序が困難な場合の留意事項・検討事項を整理する	【留意事項】 現地調査および事例調査、海外事例の調査、経験者へのヒアリング等から、施工全般に亘っての留意事項を整理する。 施工順序の違い(前死・後死)の長短を整理するとともに、設計・施工上の重要なポイントであることを明記する
1-6	鋼桁架設時の仮設備構造	仮設計画についてまとめる。 ・仮支持構造 ・形状保持材 ・施工時に必要な仮設構造を明確にする ・仮支承の固定時期	【実績調査】 仮支持架台、形状保持材の実施図面の収集 仮支承の下部構造への固定方法 仮支承の固定時期と固定方法
1-7	供用後の点検を踏まえた留意事項	下部工検査路の必要性を確認する	【実績調査】 下部工検査路の設置状況を確認する 架橋地点の地形等を考慮した点検方法を整理する
2	地覆・高欄目地	橋台部での縁切り	【実績調査】【現地調査】 埋込み境界部に地覆・壁高欄目地を設置した場合のひび割れ発生状況を確認 目地の設置位置の留意点を整理する
3-1	踏掛版の構造	鋼-コンクリート接合構造に適した踏掛版の構造をまとめる	【実績調査】 従来型以外の構造を採用した事例が無いかを調査 文献等の調査 文献や海外事例を参考に踏掛版の構造を提案
3-2	橋台排水	橋台打継ぎ目への雨水流入対策 橋台背面アプローチへの雨水流入対策	【実績調査】 橋台接合部および背面アプローチへの雨水流入に対し配慮した事例は無いかを調査　文献等の調査 文献や海外事例を参考に橋台排水方法を提案
3-3	橋台背面裏込め部の施工上の留意事項	・背面盛土の沈下対策 ・舗装のひび割れ対策	【留意事項】 標準的な施工手順の調査 橋台背面の裏込めの沈下対策としての施工上の留意点を整理する

2.3.2　接合部の品質・出来形・出来映えについての要求事項

1) 上・下部構造の施工境界における課題

接合部の後打ちコンクリートの高さを大きくとった施工事例では、ほかの事例に比べ仮支承構造が大規模となっていた。架設時の安定性や経済性を考えた場合、剛結部の鉄筋組立等の支障とならない範囲で小さくする方が良く、標準的な高さを示す必要がある。

下部構造の施工高さの誤差吸収では、通常の支承と同様にモルタル調整代を設けることが一般的であるが、これが設けられていない事例では仮支承高さを施工段階で変更し、モルタル調整代を確保していた。後打ちコンクリートの高さ及び仮支承の設計においては、モルタル調整代を考慮しておく必要がある。

上下部コンクリートの打継ぎ部では、先埋め鉄筋の著しい発せいとそれに起因した橋台表面のさび汁跡、及び打継ぎ目処理の不足が見られた。特に鉄筋の発せいに対しては、鋼－コンクリート接合構造における下部工は一般の橋台と異なり、下部工施工後から接合部コンクリート打設までの期間が長期に渡ることを理解し、先埋め鉄筋に防せい対策を施しておくなどの対策が必要である。また、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いたケースでは、塗装面の傷から発せいが生じていた事例があったが、エポキシ樹脂塗装が備える本来の防食性能が発揮されない場合がある。

2) 接合部・埋込み境界部の防食

鋼桁の埋込み部の塗装仕様は無機ジンクリッチペイントを塗布した事例が最も多かったが、無機ジンクリッチプライマーや無塗装といった事例も見られた。また、埋込み境界部の塗装では、一般外面と同じ仕様又は下塗りを増塗りすることで防食性を高めた事例が多かった。これら、接合部・埋込み境界部の塗装仕様は、発注者や施工者により異なっており、一定の品質と耐久性を確保するためには、塗装仕様の標準化が必要である。

現地調査では、降雨状況では無いにも関わらず、埋込み境界部が湿潤状態にあった道路橋が確認されている。一方、この対策として境界部にシールを施した事例や水みちとなり得る下フランジに止水板を設けた事例があった。特に、縦断勾配の低い側は滞水しやすい環境であるため、何らかの対応が必要である。

3) 接合部のひび割れ

接合部におけるひび割れの発生状況について調査したところ、下フランジを起点としたひび割れが多く見られた。このことから、ひび割れ発生の確率が高い下フランジ近傍に着目した対策を講ずることが効果的と言える。施工事例調査でも対策を施したケースでは相対的にひび割れ幅が抑制されていることが分かった。

4) 経過観察の必要性

接合部は鋼－コンクリート接合構造においては構造上の最重要部位であり、経年的な変状に対し近接目視による計画的な観察が欠かせない。そのため、検査路の設置を含めた具体的な点検方法を明確にしておくことが必要である。

今回の現地調査でも橋台の検査路が橋台幅の半分程度までしか設置されておらず、全主桁の埋込み境界部の状況が確認できなかった事例もあったため、特に橋台高の高い場合は埋込み境界部が全箇所点検可能な検査路の設置が望まれる。

5) 施工順序の遵守と周知

設計段階で考慮した施工順序を守ることの必要性を整理するとともに、設計者（詳細設計を行う者）から施工者（照査設計及び現場施工を行う者）に対し、それを周知させるための枠組みが必要である。

6) 鋼桁架設時の仮設備構造

鋼－コンクリート構造に特有の仮設備には、完成系では構造部材として不要となる仮支承と端部形状保持材があり、その他については一般の桁橋と同じである。

仮支承は仮設構造物ではあるが、接合部施工までの死荷重や水平力を支持する重要な設備であることを認識し、設計する必要がある。

端部形状保持材は、対傾構やH形鋼による横桁が採用されている事例が多い。また、後者の場合、架設時の出来形を確保するために横桁のほかに架設用治具を追加した例もあり、架設の観点から必要な構造を示す必要がある。

7) コンクリートの施工における課題

コンクリートは発注時に基本の配合が示される場合が多いが、施工段階で構造条件と現場条件を踏まえ必要に応じて見直すことで、良好な施工が得られる。特にスランプの設定は充填性を確保するためには重要な要素である。また、近年は高性能AE減水剤や膨張材といった化学混和剤（材）が積極的に使用されるようになっており、初期ひび割れ抑制に繋がっている。

施工の面では、十分な充填が得られるように、鋼桁に空気抜き孔を設けたり、締固め振動機を隅々まで挿入できるような施工計画の立案が大切である。しかし、その対応は施工者により異なっているため、充填性を確保するうえでの留意点を整理する。

また、接合部は一般にマスコンクリートに該当するが、今回の事例調査でも温度応力解析により打設ステップを決定し、ひび割れ幅を抑制できた事例があった。しかし、温度応力解析を実施しているケースは非常に稀で、一般には過去の実績や工程、現場条件に基づき打設ステップを決定しているのが実情と思われるが、完成年度が新しい橋梁ほどひび割れ幅が小さくなる傾向があることからも、コンクリートの配合上の工夫やひび割れ防止鉄筋の追加など、ひび割れ防止に対する知見が普及してきたことで有害なひび割れが防止できているものと考えられる。

2.3.3　地覆・壁高欄目地及び床版打継ぎ目

壁高欄の目地を橋台の埋込み境界部及び床版の打継ぎ目に一致させた事例では、壁高欄の目地を起点に、地覆から床版にかけてエフロレッセンスを伴ったひび割れが発生していた。前者は剛性急変部であること、後者は床版の打継ぎ目処理の不良が原因と考えられ、目地はこのようなひび割れを誘発しやすい位置を避けて設置する必要がある。

2.3.4　橋台部の排水処理

路面や橋台背面アプローチ部からの雨水が橋台背面に流入した場合、接合部に設けた打継ぎ目から接合部内部に雨水が浸入することで鉄筋が腐食したり、橋台背面の盛土が流出し橋台背面の沈下の原因となる。したがって橋台背面に対する雨水の流入防止対策が必要である。

2.3.5　踏掛版及び橋台背面アプローチ部の構造

現地調査や道路管理者の点検記録では、橋台背面や踏掛版の境界部において段差や舗装にひび割れが生じている事例が多数確認された。この原因として地震の影響のほか、下記の 3 点が考えられる。

・橋台背面に雨水が浸透したことによる背面土の流出
・交通荷重による背面土の沈下
・鋼桁の温度伸縮による橋台背面の空隙

これらの問題に対しては、多くの文献で様々な提案がされているが、国内での実施工に反映された例は確認されていない。一方、海外ではこの問題に対して具体的対策がガイドライン等で示され、実施工に反映されていることから、海外事例等を参考にしながら、鋼ーコンクリート接合構造に適した対策を検討する必要がある。

参考文献

1) （独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１），土木研究所共同研究報告書，第 463 号，2015.3

3. 設計の課題に対する解析的検討

3.1　スタッドと支圧の抵抗機構に関する実験供試体有限要素解析の再解析

3.1.1　再解析の経緯

橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１）[1)]（以下、報告書（その１）と略記）の 4.3 に記した実験供試体有限要素解析について、Case2、+1δ_yの解析ケースにおいて、作用力と鉛直抵抗力合計で差違が生じており、その要因について明確となっていないことを報告した。報告書（その１）を発刊した後に、収束性が低下する場合に作用する解析プログラムにおける自動安定化機能が影響し、力学的には生じない減衰が生じていることが分かった。自動安定化機能とは、非線形の静的解析で解が収束せず不安定になる場合、体積比例減衰をモデルに追加して不安定な問題を安定化させるために使用する機能である。有限要素解析で対象とした載荷実験では、±10 δ_y程度まで荷重を載荷している。解析当初、実験と同様に高い荷重レベルまでを対象とし、自動安定化機能を設定して解析を進めていた。しかし本解析の目的は、鋼－コンクリート接合構造におけるスタッドせん断抵抗力と支圧抵抗力の分担割合を明らかにすることであり、工学的に議論できるレベルで実験結果と解析結果との整合性を図ることとし±2 δ_yまでを対象とした。報告書（その１）では、自動安定化機能を設定した結果を示していたが、±2δ_yまでの載荷範囲であれば、自動安定化機能を設定しない場合でも解が収束することが確認できた。

自動安定化機能を設定した場合と自動安定化機能を設定していない場合の鉛直方向抵抗力の集計を、**表 3.1.1** に示す。**表 3.1.1** に示す通り、自動安定化機能を設定した場合、Case2、+1 δ_yで、作用力と鉛直抵抗力の合計に 29.0%の差違があったが、自動安定化機能を用いず再解析を実施した結果、全ケースで、作用力と鉛直抵抗力の合計が概ね一致することが分かった。そのため、報告書（その１）の 4.3 に記した実験供試体有限要素解析で自動安定化機能をなくして再解析した結果を、3.1.2 以降に示す。

表 3.1.1　鉛直方向抵抗力の集計

(a) Case1

	自動安定化あり				自動安定化なし			
	+1δy	−1δy	+2δy	−2δy	+1δy	−1δy	+2δy	−2δy
抵抗力合計P'(kN)	155.8	−157.1	274.3	−274.4	156.9	−158.0	276.7	−278.6
載荷荷重P(kN)	156.4	−159.6	275.2	−279.1	155.6	−157.0	274.4	−276.6
ΔP=P−P'(kN)	0.6	−2.5	0.9	−4.7	−1.3	1.0	−2.3	2.0
誤差(ΔP/P×100)(%)	0.4	1.6	0.3	1.7	−0.8	−0.6	−0.8	−0.7

(b) Case2

	自動安定化あり				自動安定化なし			
	+1δy	−1δy	+2δy	−2δy	+1δy	−1δy	+2δy	−2δy
抵抗力合計P'(kN)	107.9	−158.9	224.2	−261.7	131.5	−157.7	226.8	−265.9
載荷荷重P(kN)	151.9	−154.3	229.1	−260.7	139.6	−153.9	228.3	−259.0
ΔP=P−P'(kN)	44.0	4.6	4.9	1.0	8.1	3.8	1.5	6.9
誤差(ΔP/P×100)(%)	29.0	−3.0	2.1	−0.4	5.8	−2.5	0.7	−2.7

(c) Case7

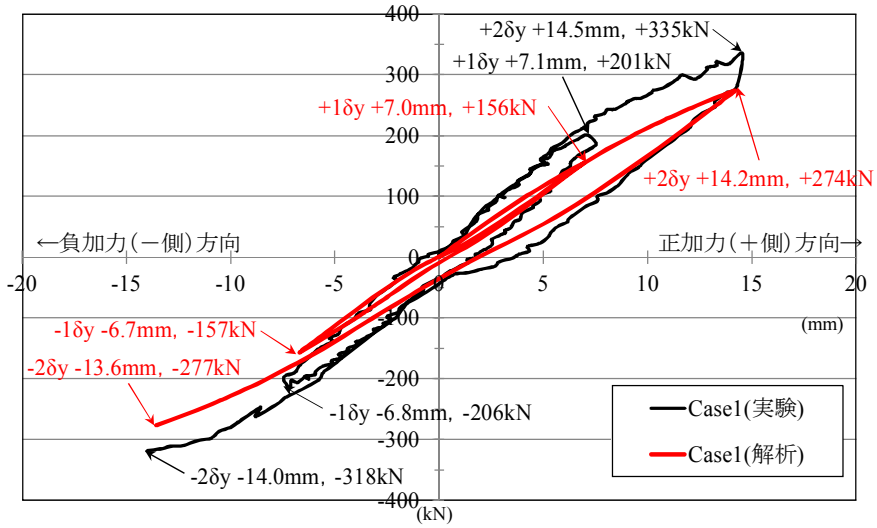
	自動安定化あり				自動安定化なし			
	+1δy	−1δy	+2δy	−2δy	+1δy	−1δy	+2δy	−2δy
抵抗力合計P'(kN)	102.5	−100.0	172.0	−168.5	102.3	−102.6	174.3	−174.2
載荷荷重P(kN)	101.5	−106.8	177.6	−183.7	101.4	−101.6	170.8	−172.0
ΔP=P−P'(kN)	−1.0	−6.8	5.6	−15.2	−0.9	1.0	−3.5	2.2
誤差(ΔP/P×100)(%)	−1.0	6.4	3.2	8.3	−0.9	−1.0	−2.0	−1.3

3.1.2　再解析結果

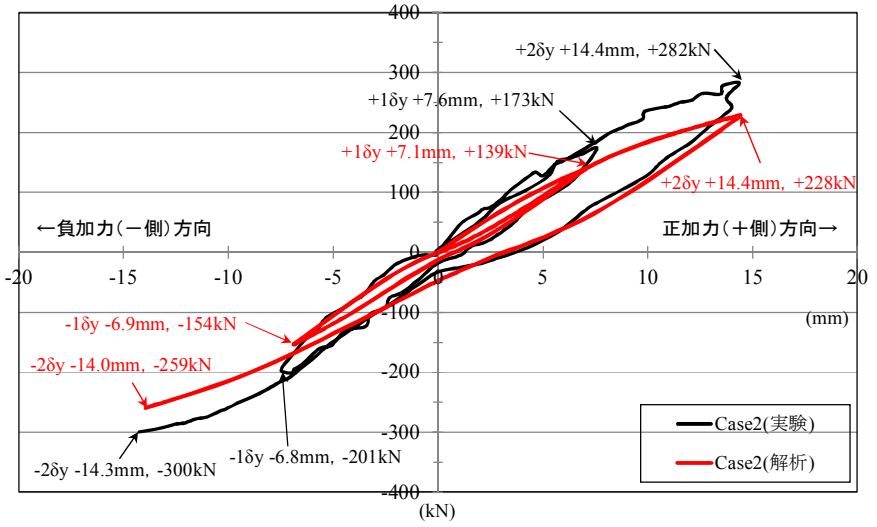
(1) 載荷荷重－載荷点の鉛直変位関係

図 3.1.1 に鋼桁先端部の載荷点位置における載荷荷重－鉛直変位関係の履歴曲線を示す。図中には比較のため、載荷実験より得られた載荷荷重－載荷点の鉛直変位関係を併せて示す。図中の変位量は、橋台たて壁の回転や浮上りに起因する変位量を控除するための補正を行い、橋台たて壁に対する載荷点部の相対的な変位量を示している。また、図中には載荷ステップごとの最大荷重・最大変位および最小荷重・最小変位を示している。

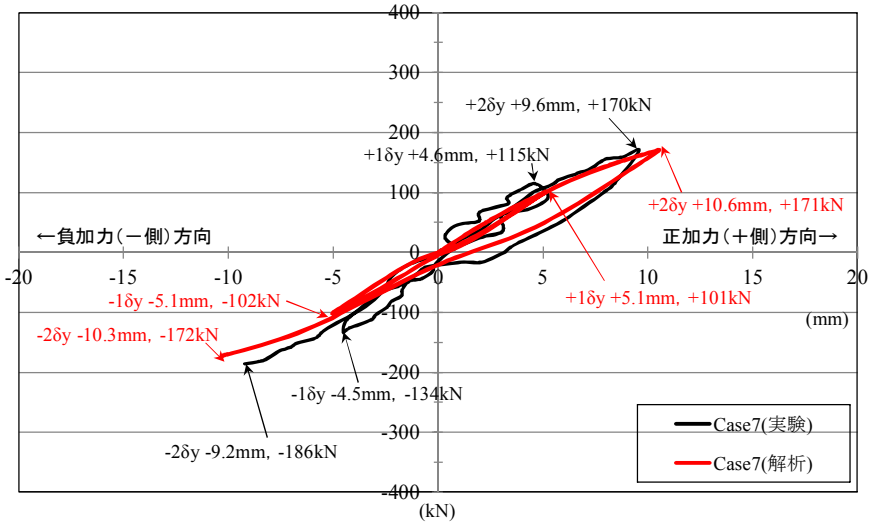
図 3.1.1 より、両者の比較において、初期勾配は概ね一致する結果となった。さらに実験と同様に、正加力と負加力で履歴曲線は概ね対称的な挙動を示していた。初期勾配以降の差違の要因としては、今回の実験供試体のように柱軸方向を取り囲む帯鉄筋が配置されており拘束度の高いコンクリート構造物においては、報告書（その１）の**図 4.3.6** に示す構成則の適用に限界があることなどが考えられる。



(a) Case1



(b) Case2



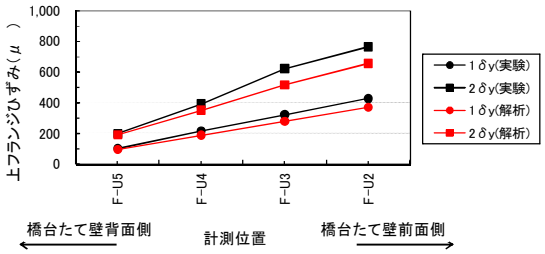
(c) Case7

図 3.1.1　載荷荷重－載荷点の鉛直変位関係

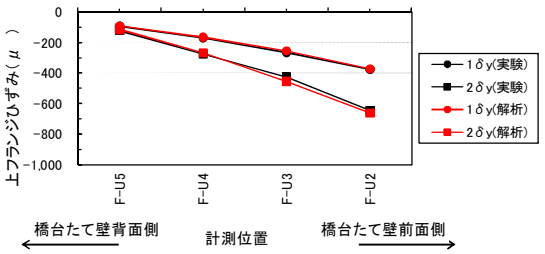
(2) 鋼桁フランジの橋軸方向ひずみ

鋼桁フランジの橋軸方向ひずみ分布を**図 3.1.2～図 3.1.4** に示す。図中には比較のため、載荷実験より得られた鋼桁フランジの橋軸方向ひずみ分布を併せて示す。ここで、実験値はフランジ上下面の平均値である。なお、載荷実験での鋼桁フランジ橋軸方向ひずみゲージ設置位置については報告書（その１）の**図 3.2.16** に示している。

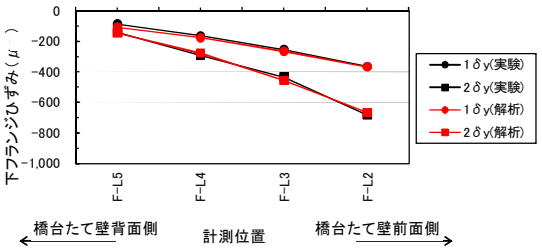
図 3.1.2～図 3.1.4 より、正加力時および負加力時ともに橋台たて壁前面に近いほどひずみ量が大きい傾向を示しており、Case1 および Case2 では、解析結果および実験結果において、概ね一致する結果となった。Case7 では、実験結果にばらつきがあり、解析結果とは一致していない箇所があるが、解析結果では Case1 および Case2 と同様に、正加力時および負加力時ともに橋台たて壁前面に近いほどひずみ量が大きい傾向を示していた。



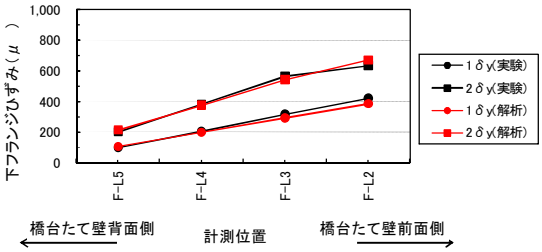
(a) 上フランジ(正加力時)



(b)上フランジ(負加力時)

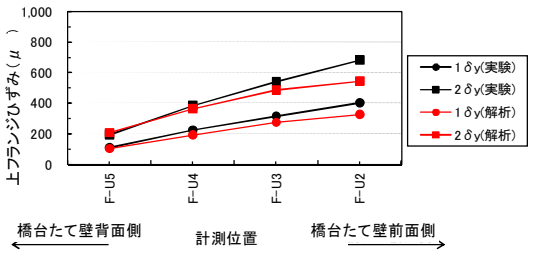


(c) 下フランジ(正加力時)

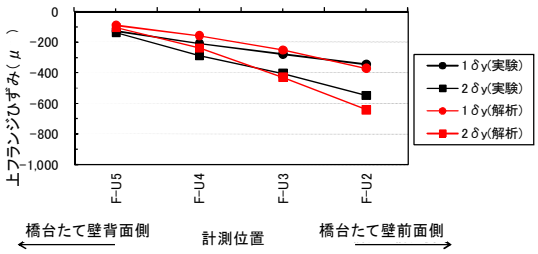


(d)下フランジ(負加力時)

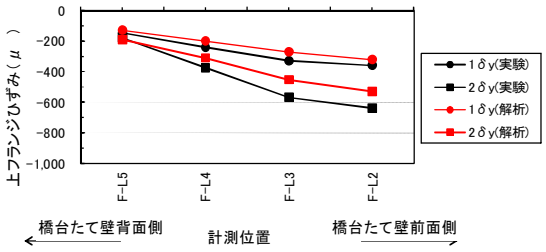
図 3.1.2　鋼桁フランジの橋軸方向ひずみ(Case1)



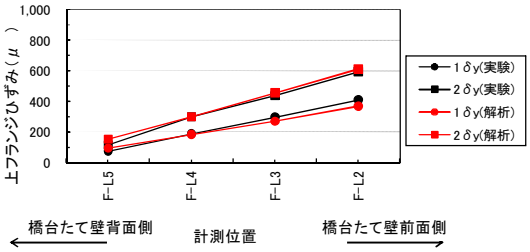
(a) 上フランジ(正加力時)



(b)上フランジ(負加力時)

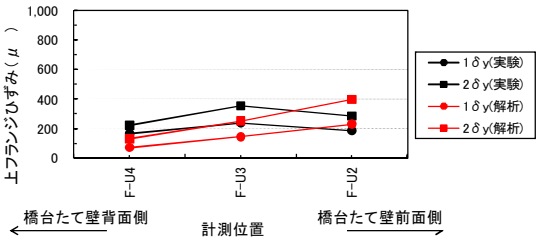


(c) 下フランジ(正加力時)

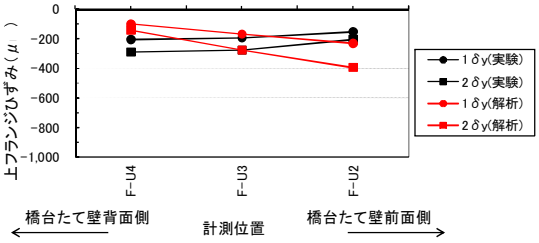


(d)下フランジ(負加力時)

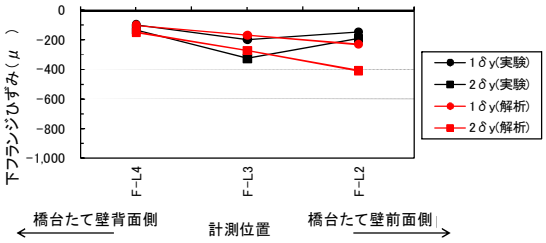
図 3.1.3 鋼桁フランジの橋軸方向ひずみ(Case2)



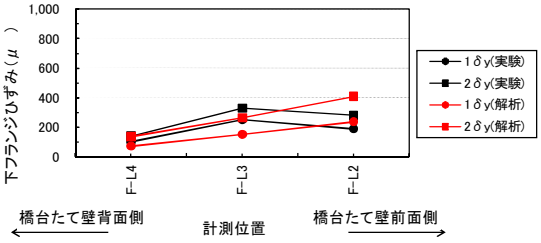
(a) 上フランジ(正加力時)



(b)上フランジ(負加力時)



(c) 下フランジ(正加力時)



(d)下フランジ(負加力時)

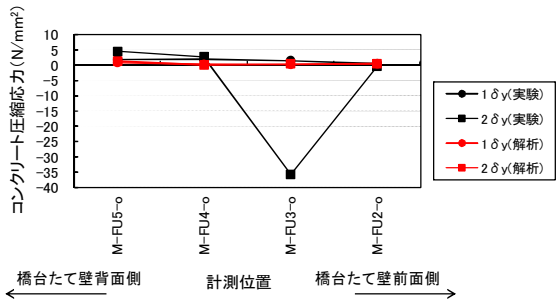
図 3.1.4 鋼桁フランジの橋軸方向ひずみ(Case7)

(3) コンクリート圧縮応力

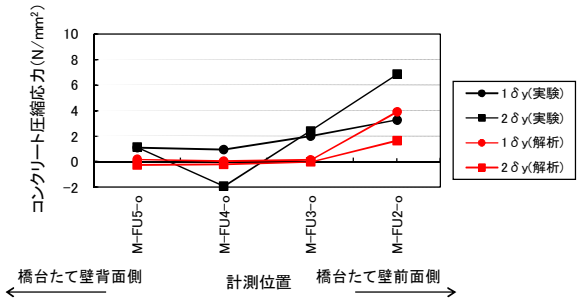
コンクリート圧縮応力分布を**図 3.1.5～図 3.1.7** に示す。図中には比較のため、載荷実験より得られたコンクリート圧縮ひずみ（モールドゲージ）をコンクリート圧縮応力に換算した値を併せて示す。なお、載荷実験でのモールドゲージ設置位置については報告書（その１）の**図 3.2.17** に示している。

解析結果では、上フランジ下面は、正加力時は橋台たて壁前面側の値が大きく、負加力時は橋台たて壁背面側の値が大きい傾向を示していた。下フランジ上面は、上フランジ下面と逆方向の傾向を示し、正加力時は橋台たて壁背面側の値が大きく、負加力時は橋台たて壁前面側の値が大きい傾向を示していた。これは Case1 および Case7 で同様の傾向であった。上下フランジ下面に空隙を設け、支圧力なしを再現している Case2 では、フランジ下面にはほとんどコンクリート圧縮応力が生じていなかった。

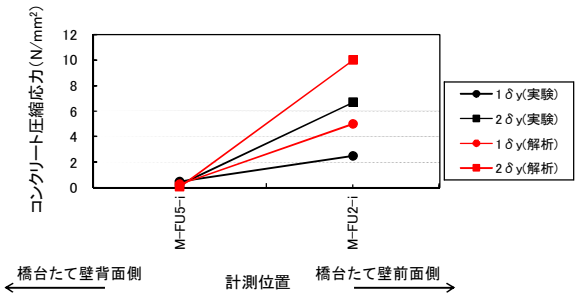
実験値との比較では、値のオーダーとしては概ね近いものの、傾向は必ずしも一致しなかった。これは実験ではコンクリートに埋め込んだモールドゲージで計測した値で、ある長さを有するデータである。一方、解析値はある要素での値であり前条件が異なることなどが考えられる。



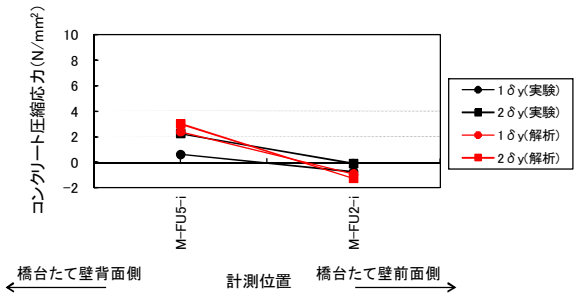
(a) 上フランジ上面(正加力時)



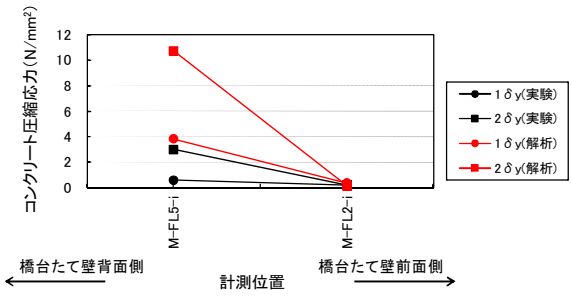
(b) 上フランジ上面(負加力時)



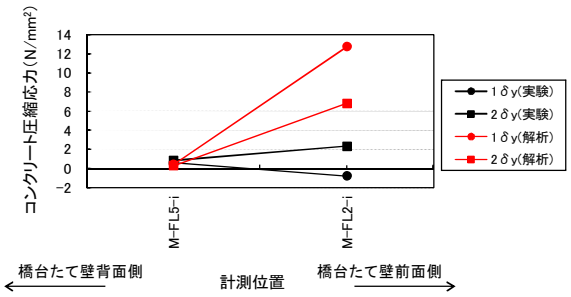
(c) 上フランジ下面(正加力時)



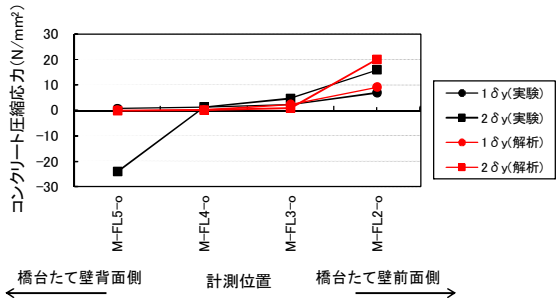
(d) 上フランジ下面(負加力時)



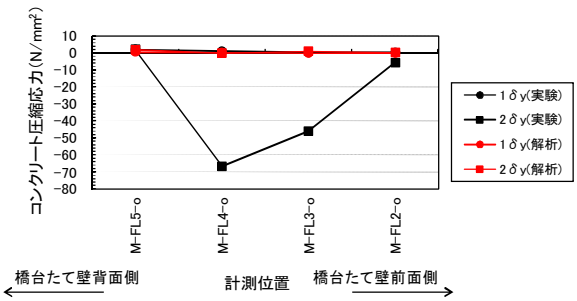
(e) 下フランジ上面(正加力時)



(f) 下フランジ上面(負加力時)

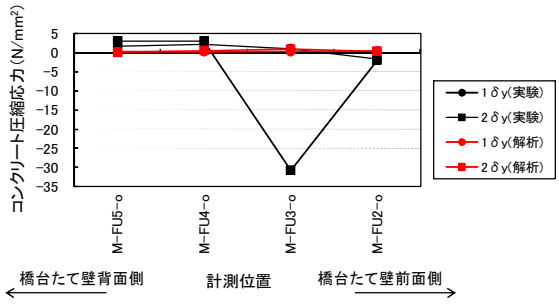


(g) 下フランジ下面(正加力時)

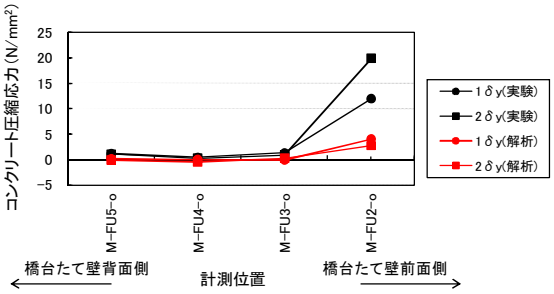


(h) 下フランジ下面(負加力時)

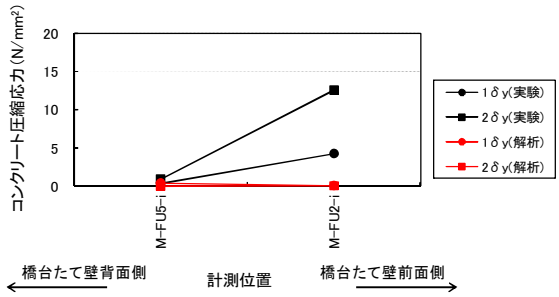
図 3.1.5 コンクリート圧縮応力の橋軸方向分布(Case1)



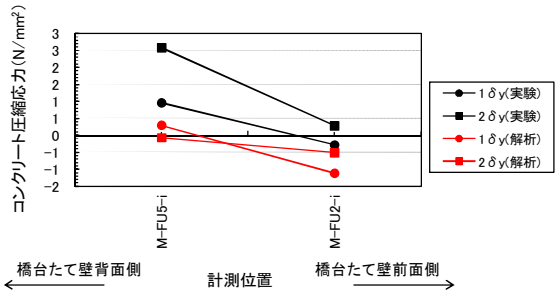
(a) 上フランジ上面(正加力時)



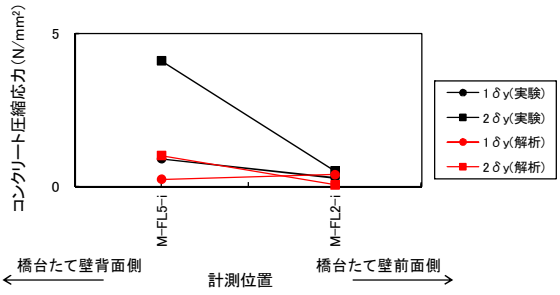
(b) 上フランジ上面(負加力時)



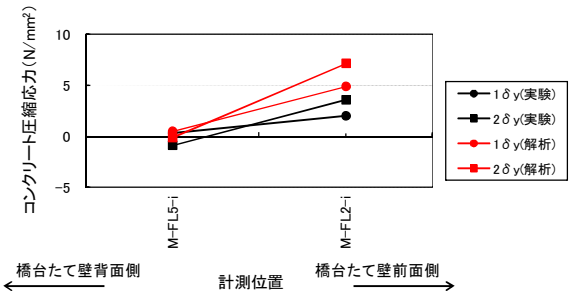
(c) 上フランジ下面(正加力時)



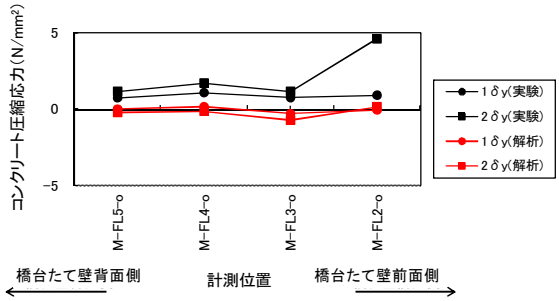
(d) 上フランジ下面(負加力時)



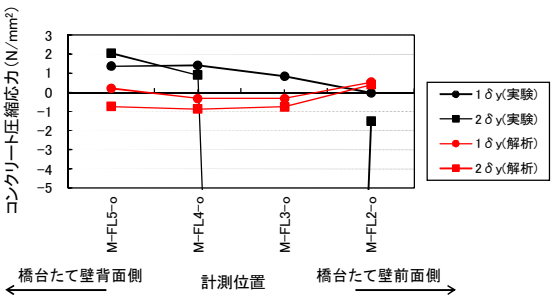
(e) 下フランジ上面(正加力時)



(f) 下フランジ上面(負加力時)

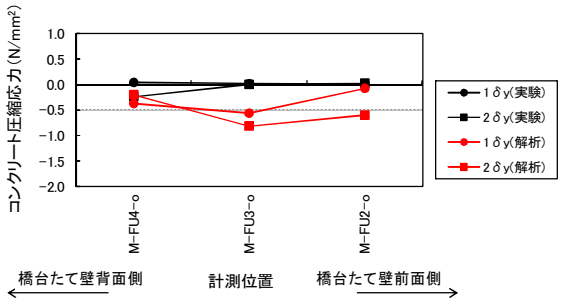


(g) 下フランジ下面(正加力時)

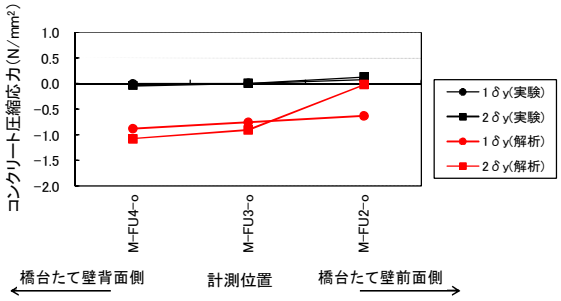


(h) 下フランジ下面(負加力時)

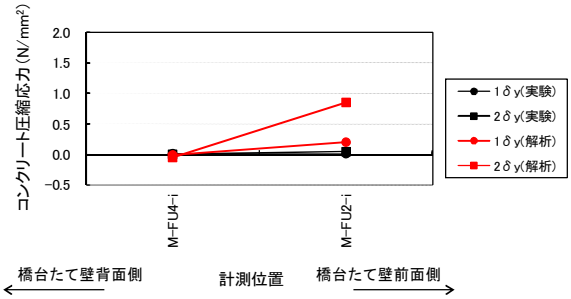
図 3.1.6 コンクリート圧縮応力の橋軸方向分布(Case2)



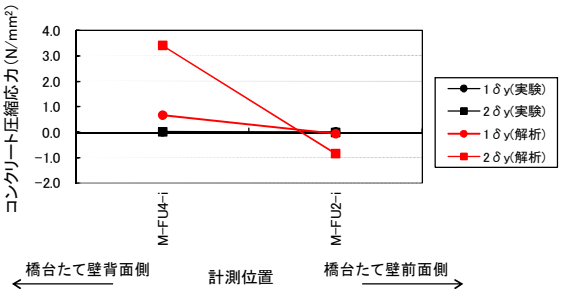
(a) 上フランジ上面(正加力時)



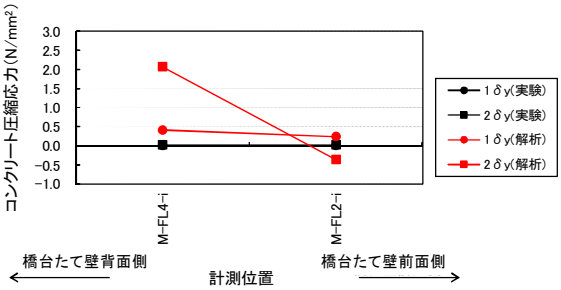
(b) 上フランジ上面(負加力時)



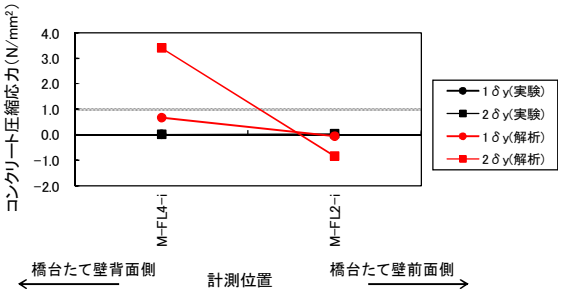
(c) 上フランジ下面(正加力時)



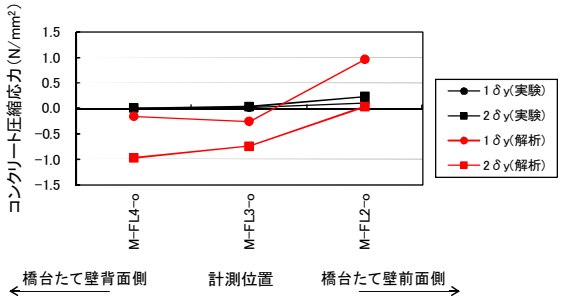
(d) 上フランジ下面(負加力時)



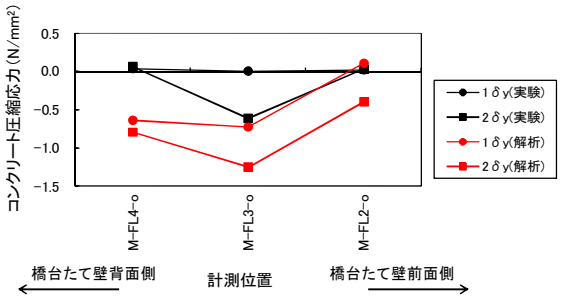
(e) 下フランジ上面(正加力時)



(f) 下フランジ上面(負加力時)



(g) 下フランジ下面(正加力時)



(h) 下フランジ下面(負加力時)

図 3.1.7 コンクリート圧縮応力の橋軸方向分布(Case7)

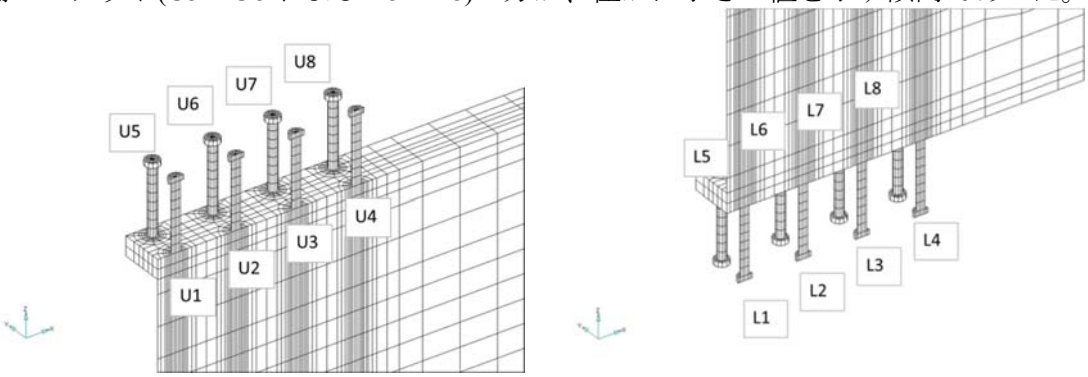
(4) フランジ付スタッドの水平せん断力分布

フランジ付スタッドに作用する水平方向の接触力から算出したスタッド水平せん断力分布を**図 3.1.9～図 3.1.11** に示す。フランジ付スタッドの配置図を**図 3.1.8** に示す。上フランジのスタッドは、正加力時は橋台たて壁背面側の値が大きく、負加力時は橋台たて壁前面側の値が大きい傾向であった。下フランジのスタッドは、上フランジと逆方向の傾向を示し、正加力時は橋台たて壁前面側の値が大きく、負加力時は橋台たて壁背面側の値が大きい傾向であった。Case1、Case2 および Case7 の 3 ケースとも同様の傾向を示していた。また±1 δ_y 時より±2 δ_y 時の方が顕著にその傾向が現れていた。

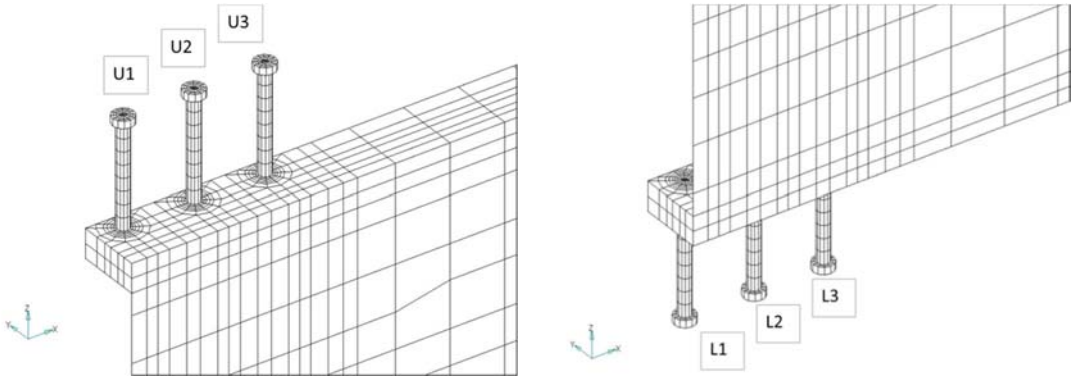
正加力時は上フランジに比べ下フランジのスタッド水平せん断力合計が小さく、負加力時は Case2 の-2 δ_y 時を除いて、下フランジに比べ上フランジのスタッド水平せん断力合計が小さい値を示す傾向であった。これは、正加力時は橋台たて壁背面側の下フランジコバ面で、負加力時は橋台たて壁背面側の上フランジコバ面で水平力を分担するためと考える。

Case1 および Case2 の-2 δ_y 時に橋台たて壁前面側のスタッドで一部スタッドせん断耐力 99.6kN（H24 道示式より算出したスタッド許容せん断力に 6 を乗じた値）を超過したものがあったが、それ以外はせん断耐力以下に収まっていた。また各ケースともに+1δ_y 時に上フランジは橋台たて壁背面側スタッド、下フランジは橋台たて壁前面側スタッドで、-1δ_y 時に上フランジ橋台たて壁前面側スタッド、下フランジは橋台たて壁背面側スタッドで概ねスタッド降伏せん断力 49.8kN(スタッドせん断耐力を 2 で除した値)に近い値を示していた。

Case1 および Case2 ともに、概ねウェブ直上のスタッド(U1～U4 および L1～L4)より外側のスタッド(U5～U8 および L5～L8)の方が、僅かに小さい値を示す傾向であった。

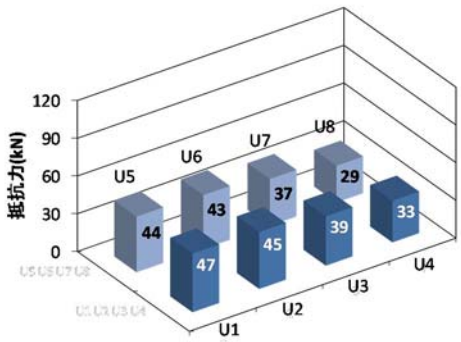


(a) Case1,2

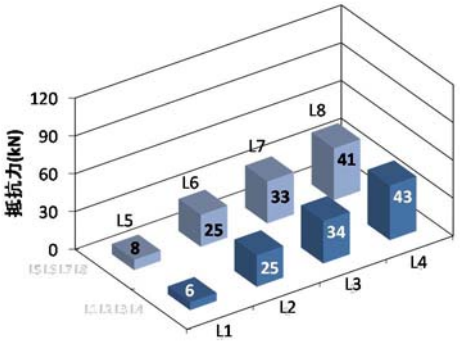


(b) Case3

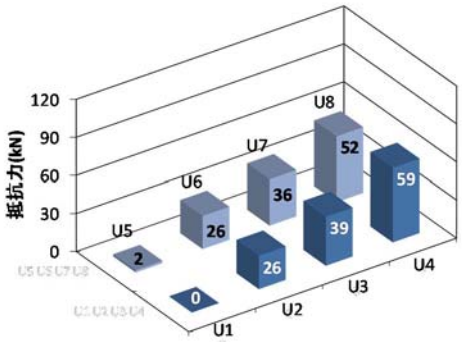
図 3.1.8　フランジ付きスタッド配置図



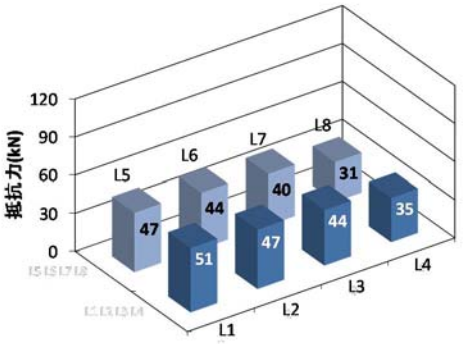
(a) 上フランジ(+1 δ_y)



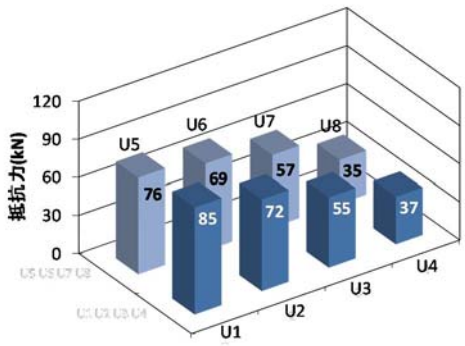
(b) 下フランジ(+1 δ_y)



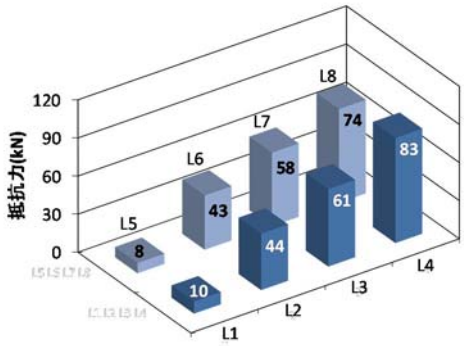
(c) 上フランジ(-1 δ_y)



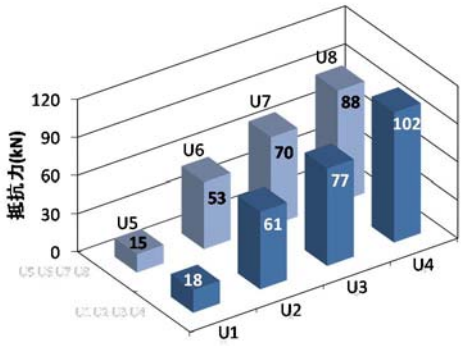
(d) 下フランジ(-1 δ_y)



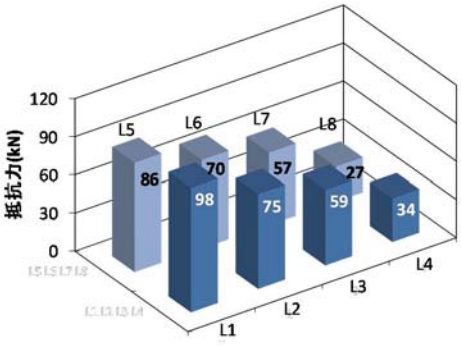
(e) 上フランジ(+2 δ_y)



(f) 下フランジ(+2 δ_y)

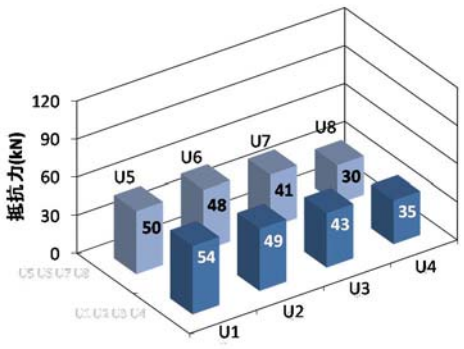


(g) 上フランジ(-2 δ_y)

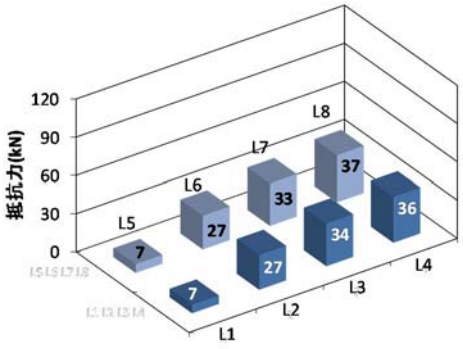


(h) 下フランジ(-2 δ_y)

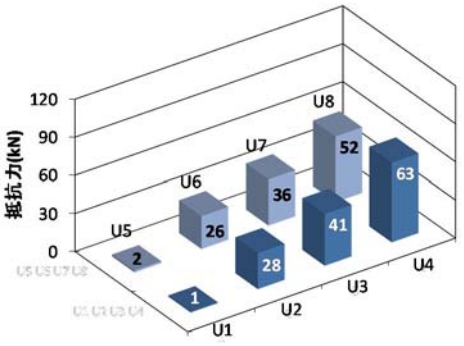
図 3.1.9 フランジ付スタッド水平せん断力分布(Case1)



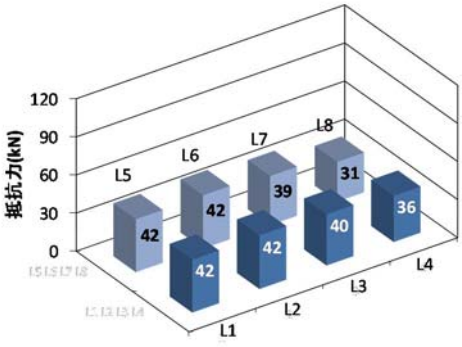
(a) 上フランジ(+1 δ_y)



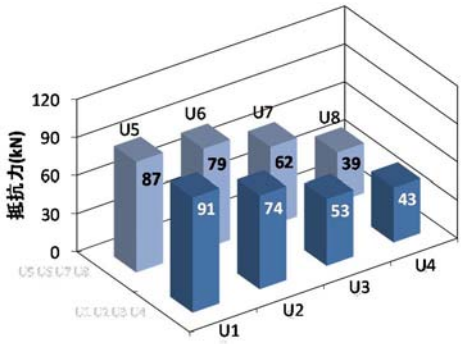
(b) 下フランジ(+1 δ_y)



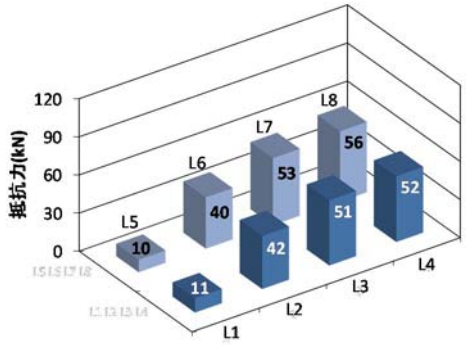
(c) 上フランジ(-1 δ_y)



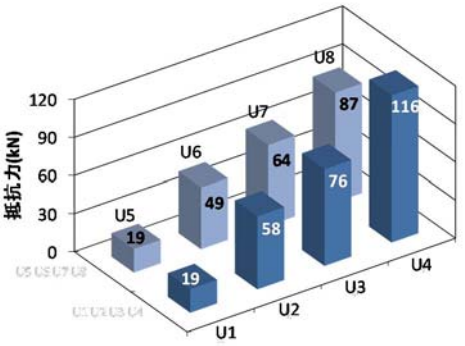
(d) 下フランジ(-1 δ_y)



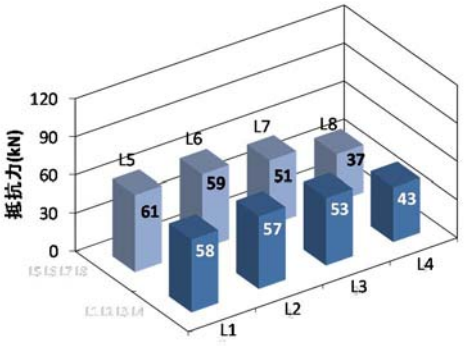
(e) 上フランジ(+2 δ_y)



(f) 下フランジ(+2 δ_y)

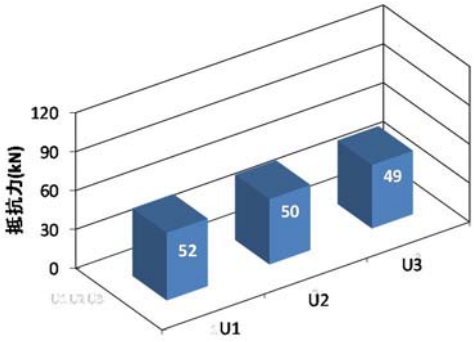


(g) 上フランジ(-2 δ_y)

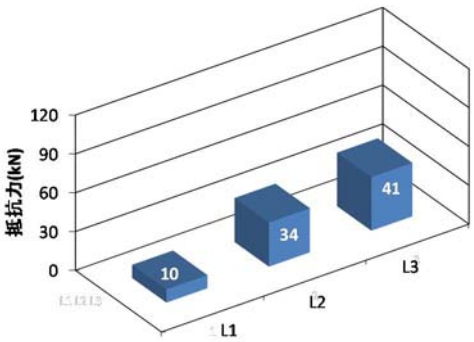


(h) 下フランジ(-2 δ_y)

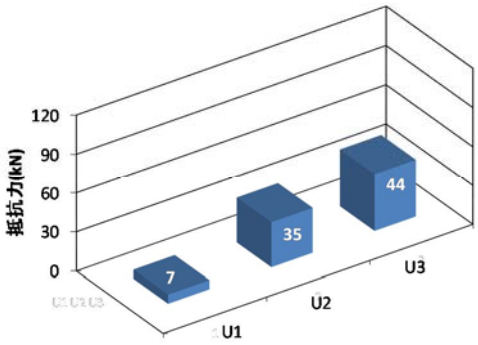
図 3.1.10　フランジ付スタッド水平せん断力分布(Case2)



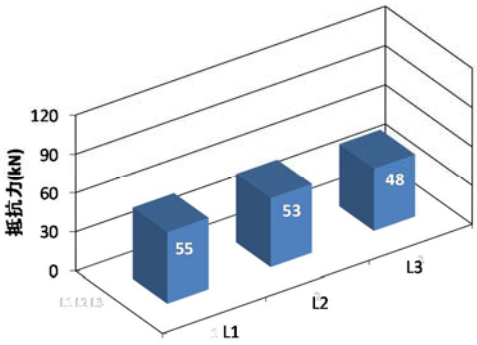
(a) 上フランジ(+1 δ_y)



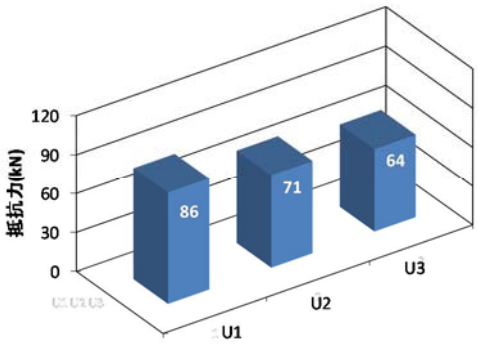
(b) 下フランジ(+1 δ_y)



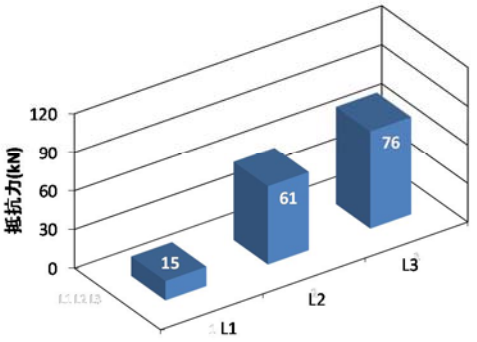
(c) 上フランジ(-1 δ_y)



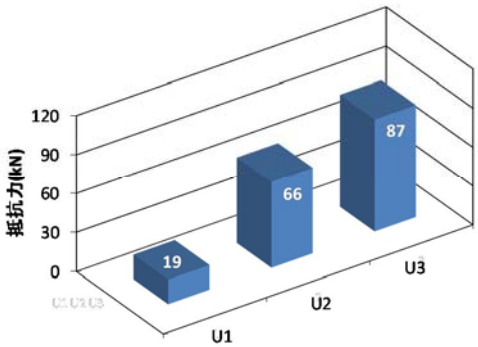
(d) 下フランジ(-1 δ_y)



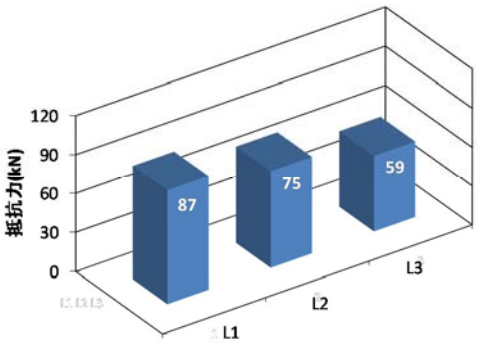
(e) 上フランジ(+2 δ_y)



(f) 下フランジ(+2 δ_y)



(g) 上フランジ(-2 δ_y)



(h) 下フランジ(-2 δ_y)

図 3.1.11 フランジ付スタッド水平せん断力分布(Case7)

(5) ウェブ付きスタッドの水平せん断力

ウェブ付きスタッドに作用する水平せん断力を**図 3.1.13～図 3.1.14** および**図 3.1.16** に示す。青丸でウェブ付きスタッドに作用する水平せん断力を示しており、塗りつぶした青丸がプラス値、白抜きの青丸がマイナス値を示している。ウェブ付きスタッドの配置図を**図 3.1.12** および**図 3.1.15** に示す。

正加力時は、下フランジ側スタッドがプラス値、上フランジ側スタッドがマイナス値を示していた。負加力時は正加力時と逆の傾向であり、下フランジ側スタッドがマイナス値、上フランジ側スタッドがプラス値を示していた。絶対値で比較すると、プラス側よりマイナス側の方が大きな値を示していた。これより押し込み方向より引き抜き方向の方がスタッドの抵抗力が大きいことが確認できた。鋼桁先端コバ面の支圧抵抗が影響しているためと考えられる。

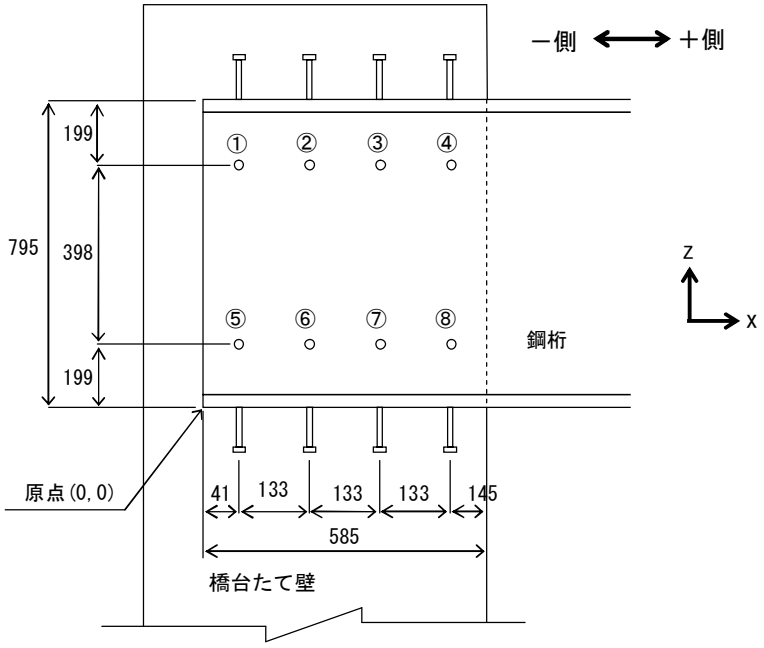
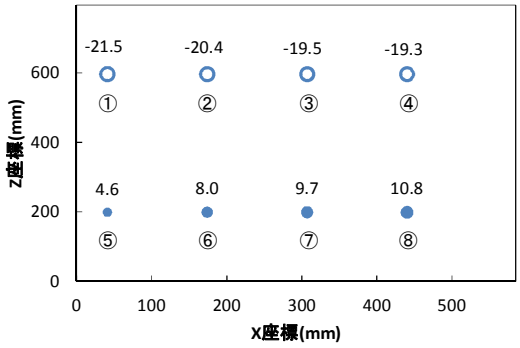
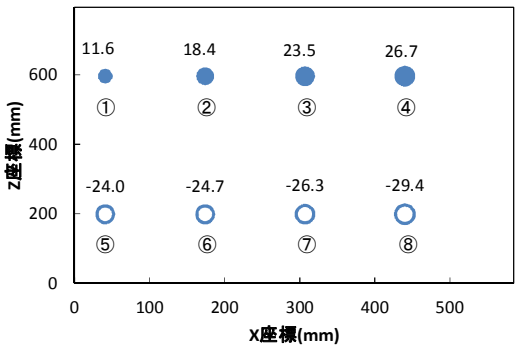


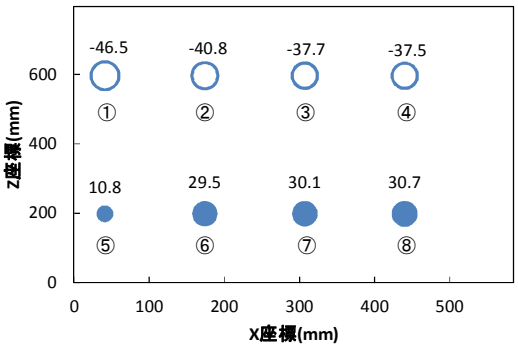
図 3.1.12　ウェブ付きスタッド配置図(Case1,2)



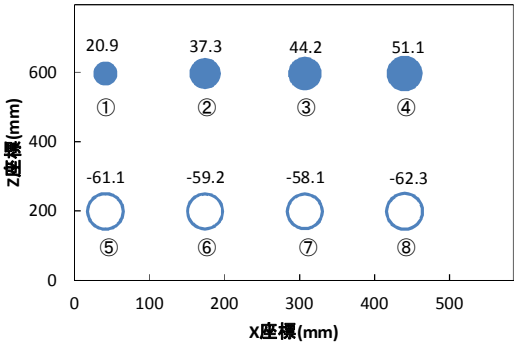
(a) +1 δ_y



(b) -1 δ_y



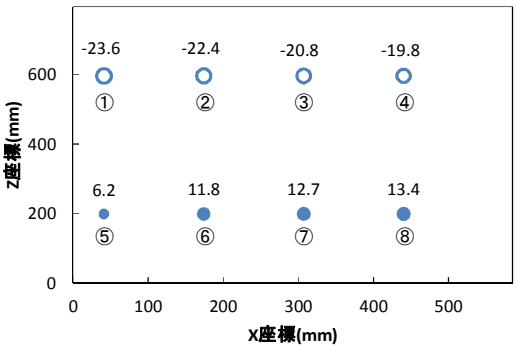
(c) +2 δ_y



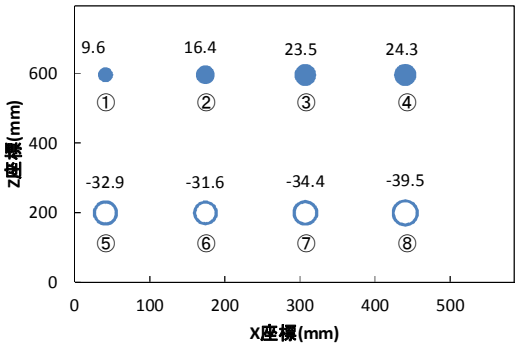
(d) -2 δ_y

※青丸がプラス値，白抜きの青丸がマイナス値を示す。

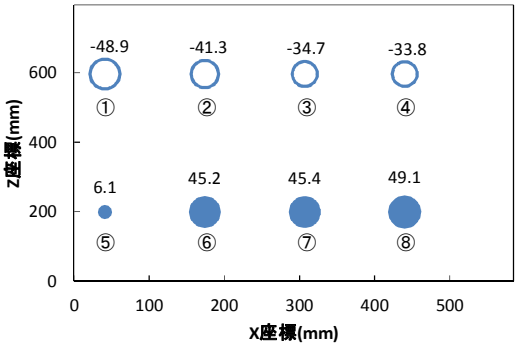
図 3.1.13 ウェブ付きスタッドの水平せん断力(Case1)(単位:kN)



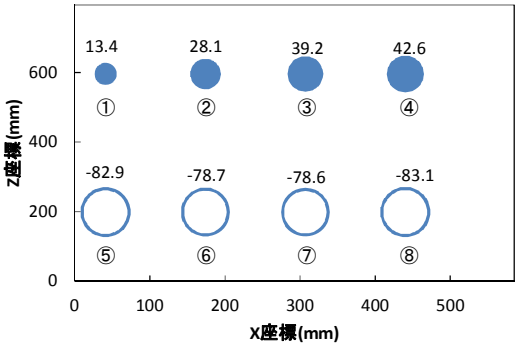
(a) +1 δ_y



(b) -1 δ_y



(c) +2 δ_y



(d) -2 δ_y

※青丸がプラス値，白抜きの青丸がマイナス値を示す。

図 3.1.14 ウェブ付きスタッドの水平せん断力(Case2)（単位:kN)

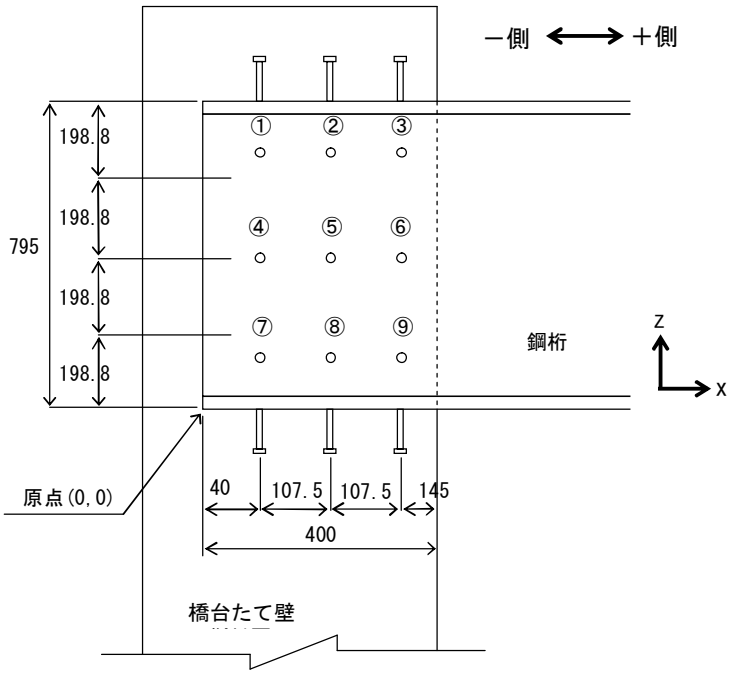
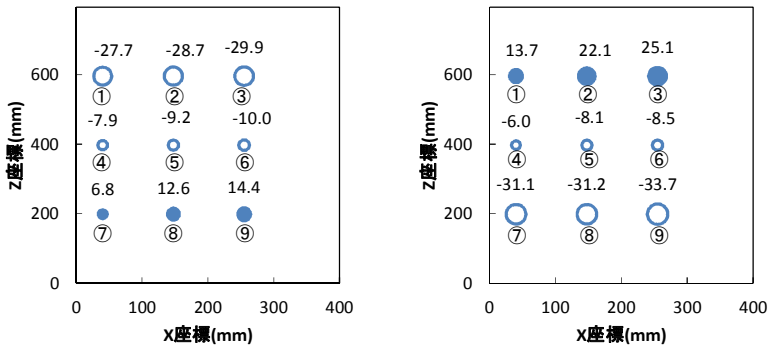
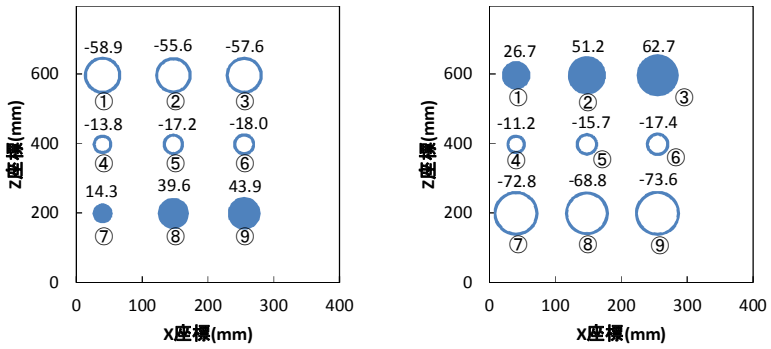


図 3.1.15　ウェブ付きスタッド配置図(Case7)



(a)　+1 δ_y　　(b)　-1 δ_y



(c)　+2 δ_y　　(d)　-2 δ_y

※青丸がプラス値，白抜きの青丸がマイナス値を示す。

図 3.1.16　ウェブ付きスタッドの水平せん断力(Case7)（単位:kN)

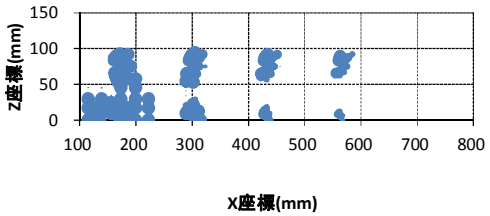
(6) フランジとコンクリート間の摩擦力

フランジとコンクリート間の摩擦力を、**表 3.1.2** に示す。**図 3.1.17** および**図 3.1.18** に Case1、$\pm 1\delta_y$時のフランジとコンクリート間の摩擦力分布を示す。

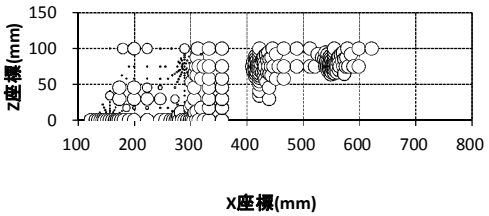
解析と実験で差違が生じる要因として、フランジとコンクリート間の摩擦力が考えられた。そのため、解析ではフランジとコンクリート間の摩擦を考慮することとした。しかし**表 3.1.2** に示す通り、3 ケースともフランジとコンクリート間の摩擦力は、-0.1～0.2kN であり、僅かな抵抗力であった。これは、例として**図 3.1.19** に示した Case1、$\pm 2\delta_y$の変形図の通り、スタッドによりスタッド周辺のコンクリートが拘束されており、摩擦力よりもスタッドの拘束力が大きいためと考える。なお、Case1、$\pm 2\delta_y$以外の変形図は、**参考資料 4** に示す。

表 3.1.2　フランジとコンクリート間の摩擦力(kN)

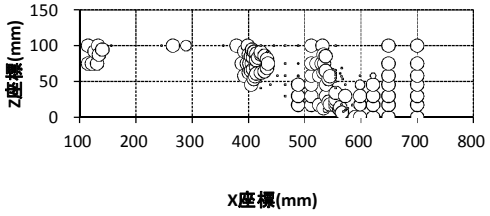
		+1δy	−1δy	+2δy	−2δy
Case1	上フランジ側	−0.1	0.2	−0.1	0.2
	下フランジ側	0.1	−0.1	0.1	−0.1
Case2	上フランジ側	0.0	0.0	0.0	0.0
	下フランジ側	0.0	0.0	0.0	0.0
Case7	上フランジ側	−0.1	0.0	−0.1	0.0
	下フランジ側	0.1	0.0	0.1	−0.1



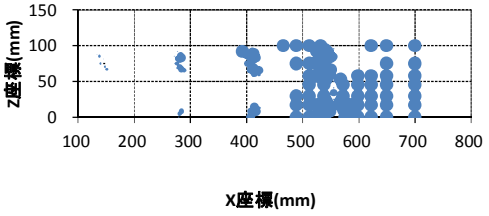
(a) 上フランジ上面



(b) 下フランジ上面

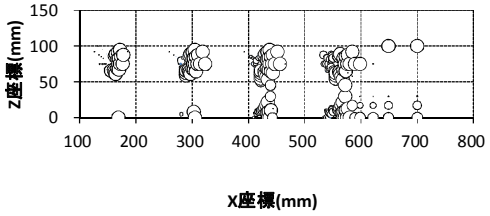


(c) 上フランジ下面

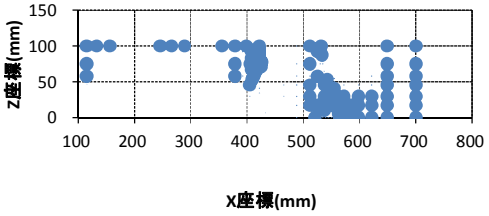


(d) 下フランジ下面

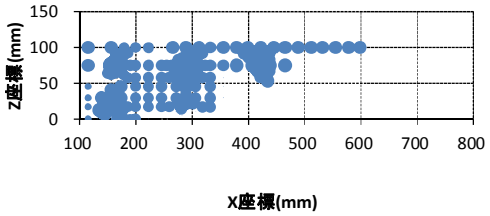
図 3.1.17　フランジとコンクリート間の摩擦力分布図(Case1, +1δy)



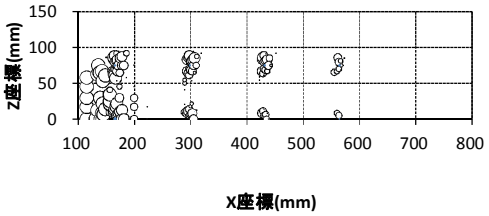
(a) 上フランジ上面



(b) 下フランジ上面

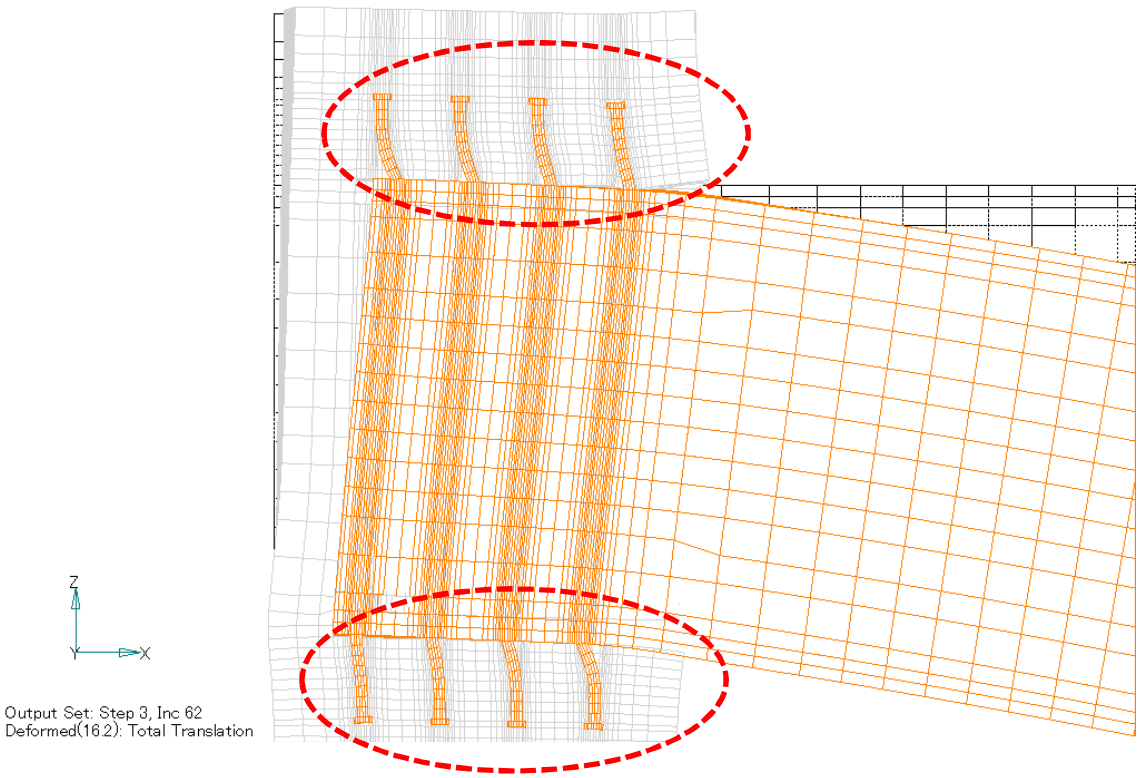


(c) 上フランジ下面

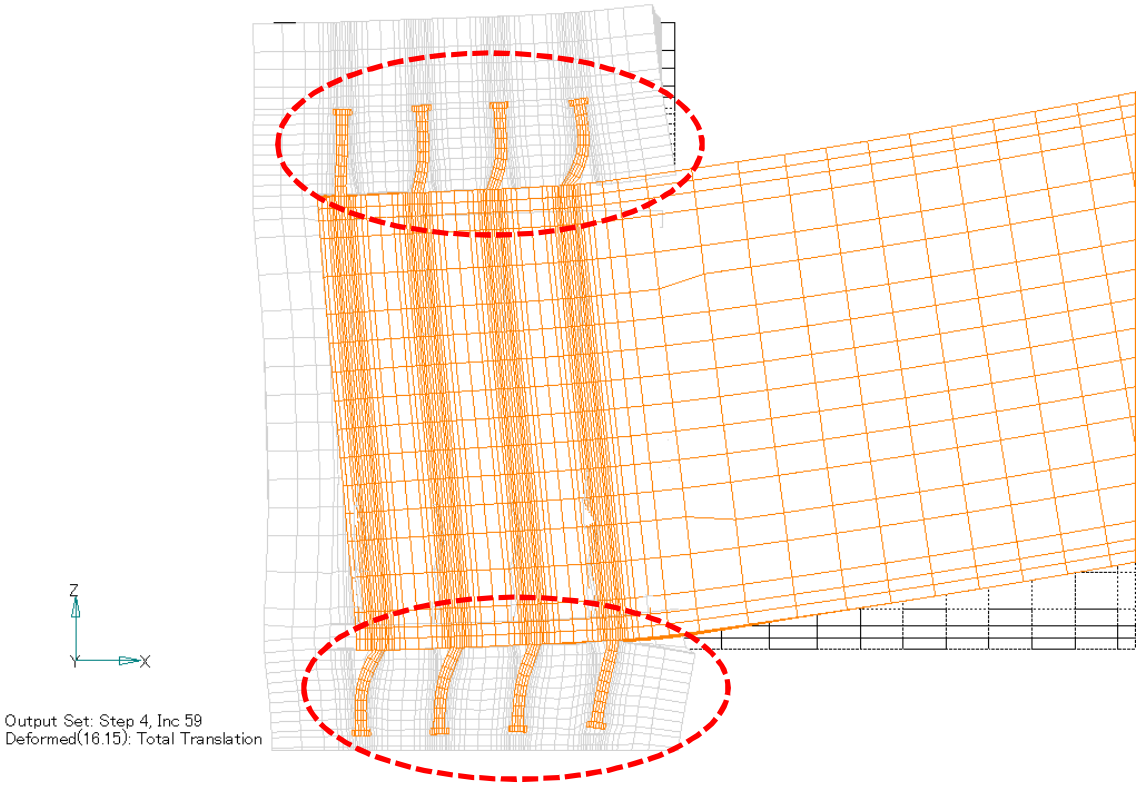


(d) 下フランジ下面

図 3.1.18　フランジとコンクリート間の摩擦力分布図(Case1, -1δy)



(a) $+2\delta_y$



(b) $-2\delta_y$

図 3.1.19　変形図(Case1)　【変形倍率 50 倍】

(7) 橋台たて壁背面側ウェブおよびフランジコバ面の接触力

橋台たて壁背面側ウェブコバ面の接触力を**図 3.1.21** に示す。橋台たて壁背面側フランジコバ面の接触力を**図 3.1.22** に示す。橋台たて壁背面側ウェブおよびフランジコバ面の接触力概要図を**図 3.1.20** に示す。

橋台たて壁背面側ウェブおよびフランジコバ面の接触力は、正加力時は下フランジ側、負加力時は上フランジ側に生じており、その接触力の合計値を示している。正加力時は3ケースとも+1δ_yより+2 δ_yの方が大きな値を示していた。負加力時はCase7では-1 δ_yと-2 δ_yで同等もしくは大きな値を示していた。Case1およびCase2では、-1 δ_yより-2 δ_yの方が小さな値を示していた。鋼桁埋込部では下側より上側のコンクリート厚が薄く、負加力時の-2 δ_y時ではコンクリート部に変形が生じて中立軸位置が移動しフランジ付きスタッドおよびウェブ付きスタッドの水平せん断抵抗比率が変わったことが影響していることなどが考えられる。

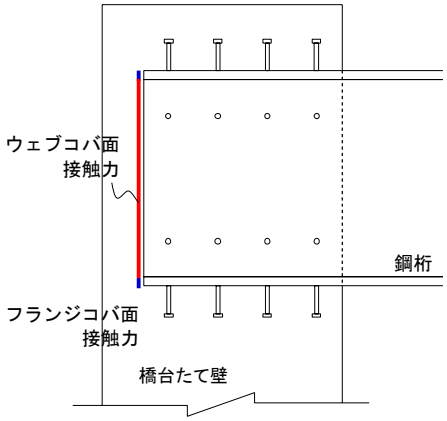
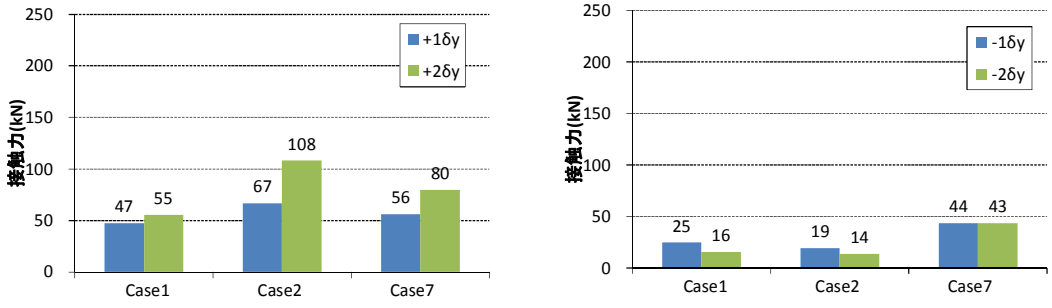
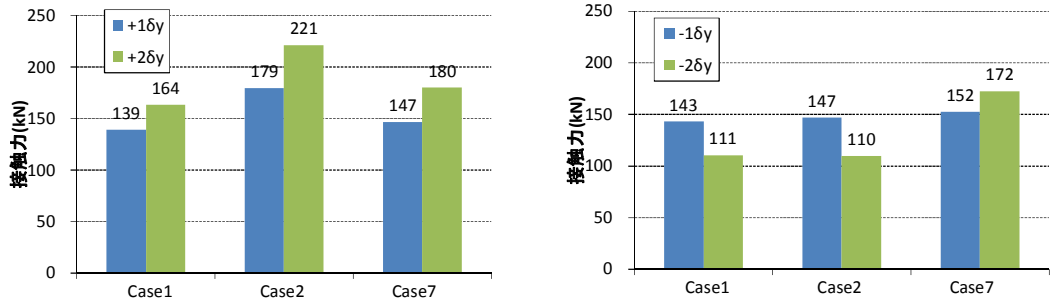


図 3.1.20　橋台たて壁背面側ウェブおよびフランジコバ面の接触力概要図



(a) 正加力　　(b) 負加力

図 3.1.21　橋台たて壁背面側ウェブコバ面の接触力



(a) 正加力　　(b) 負加力

図 3.1.22　橋台たて壁背面側フランジコバ面の接触力

(8) フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力

フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力の概念図を**図 3.1.23** に示す。フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力を**図 3.1.24**～**図 3.1.35** に示す。なお、スタッドの配置図は**図 3.1.8** に示している。

正加力時は、上フランジ側スタッド頭上面および下フランジ側スタッド頭下面の支圧力は、橋台たて壁背面側のスタッドの方が橋台たて壁前面側のスタッドより大きな値を示していた。さらに、上フランジ側スタッド頭下面および下フランジ側スタッド頭上面の支圧力は、橋台たて壁前面側のスタッドの方が橋台たて壁背面側のスタッドより大きな値を示していた。

負加力時は、上フランジ側スタッド頭下面の支圧力は、Case1 ではばらつきがあったが、概ね橋台たて壁背面側スタッドの方が橋台たて壁前面側のスタッドより大きな値を示していた。さらに、下フランジ側スタッド頭下面の支圧力は、橋台たて壁背面側のスタッドの方が橋台たて壁前面側のスタッドより大きな値を示していた。Case1 および Case7 では、上フランジ側スタッド頭上面および下フランジ側スタッド頭上面の支圧力は概ね 0 を示していた。Case2 では上フランジ側スタッド頭上面の支圧力は概ね 0 を示しており、下フランジ側スタッド頭上面は橋台たて壁背面側の方が橋台たて壁前面のスタッドより大きな値を示していた。

支圧力が発生しているケースでは、外側のスタッド(U5～U8 および L5～L8)よりウェブ直上のスタッド(U1～U4 および L1～L4)の方が概ね大きな値を示していた。

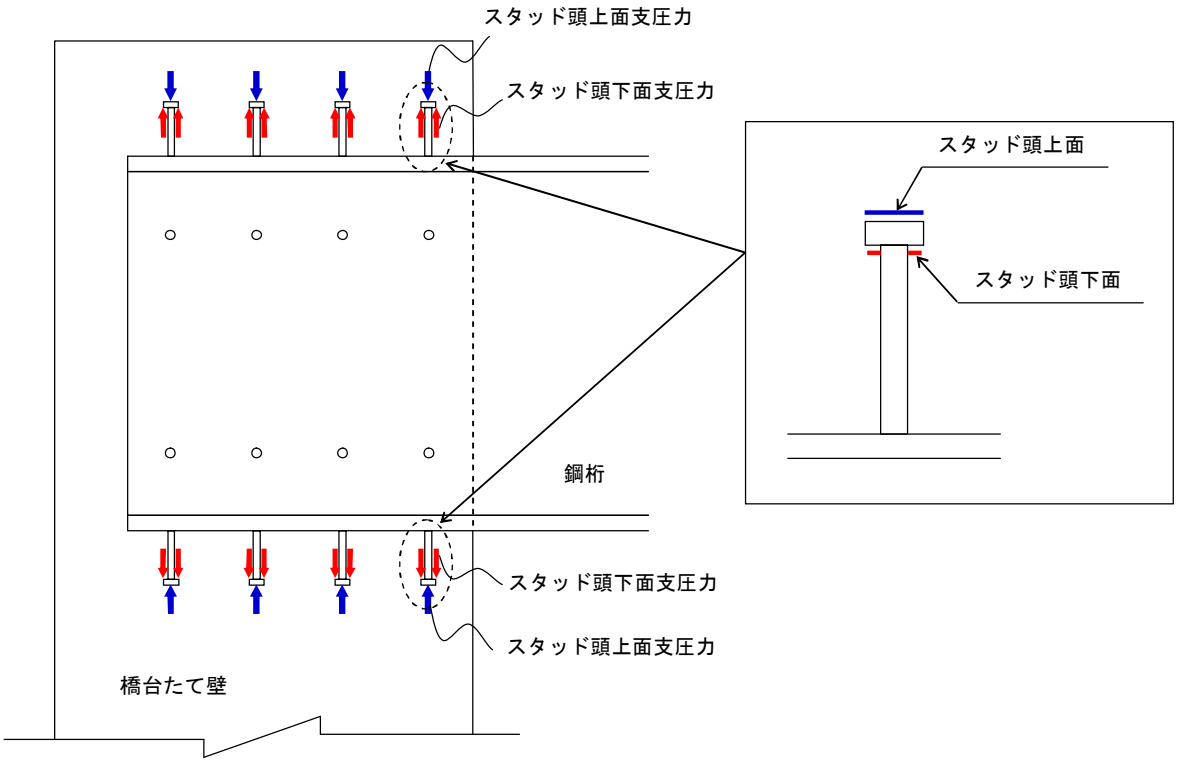
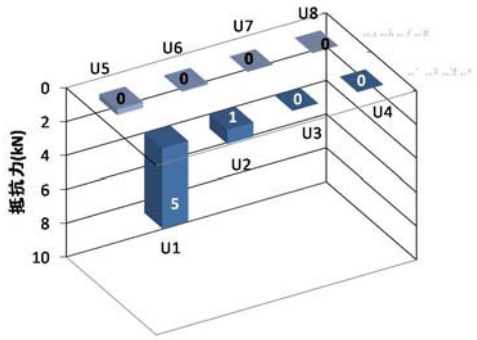
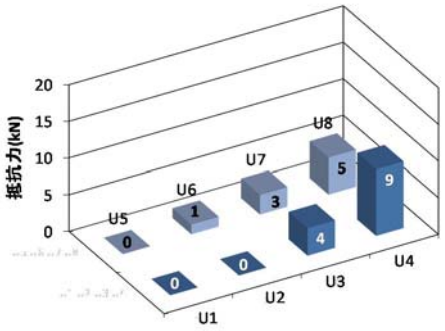


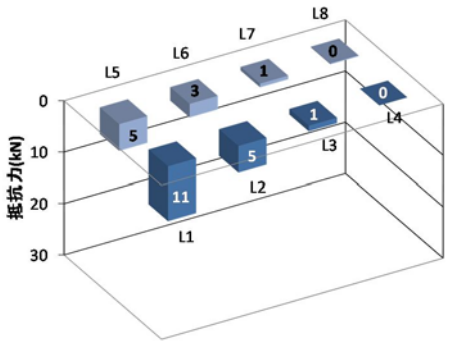
図 3.1.23　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力概念図



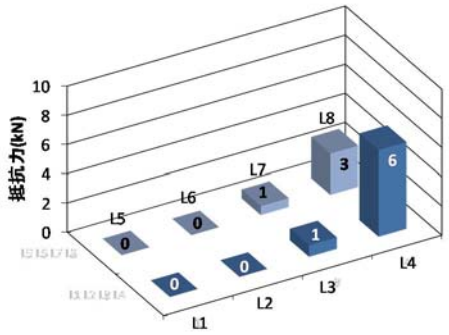
(a) 上フランジ側スタッド頭上面



(b) 上フランジ側スタッド頭下面

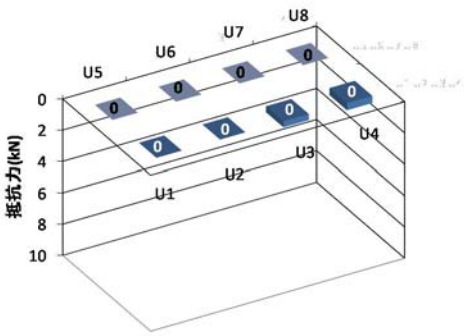


(c) 下フランジ側スタッド頭下面

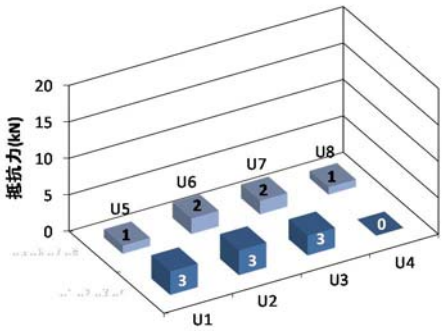


(d) 下フランジ側スタッド頭上面

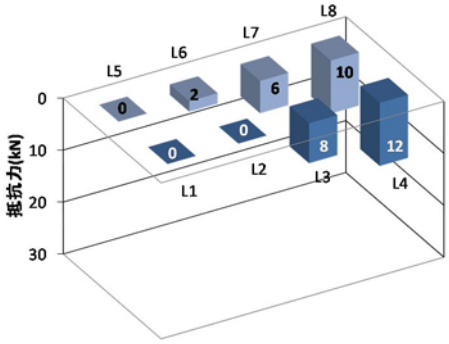
図 3.1.24　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力(Case1, +1δy)



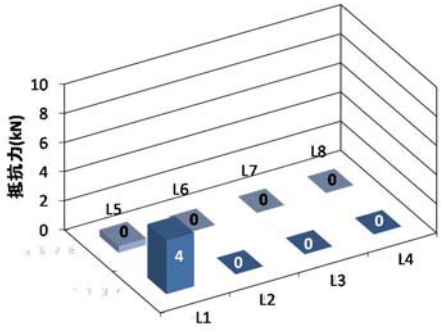
(a) 上フランジ側スタッド頭上面



(b) 上フランジ側スタッド頭下面

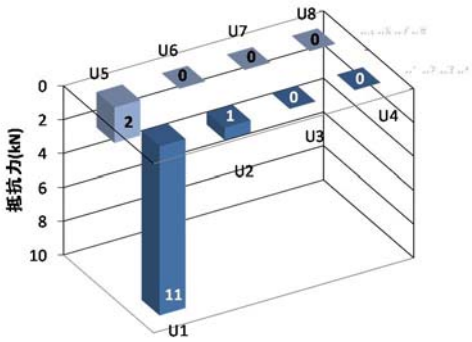


(c) 下フランジ側スタッド頭下面

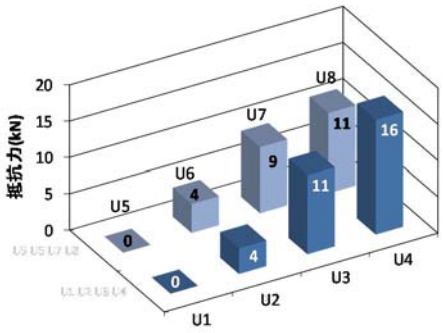


(d) 下フランジ側スタッド頭上面

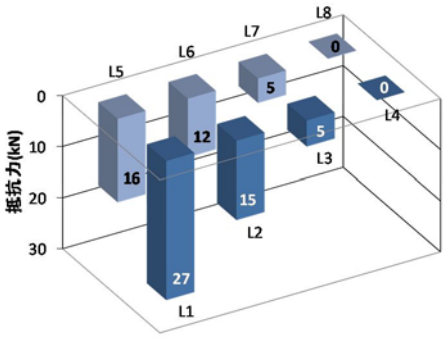
図 3.1.25　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力(Case1, -1δy)



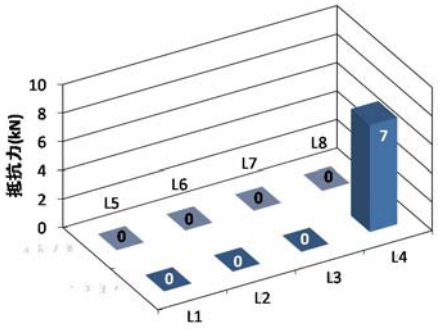
(a) 上フランジ側スタッド頭上面



(b) 上フランジ側スタッド頭下面

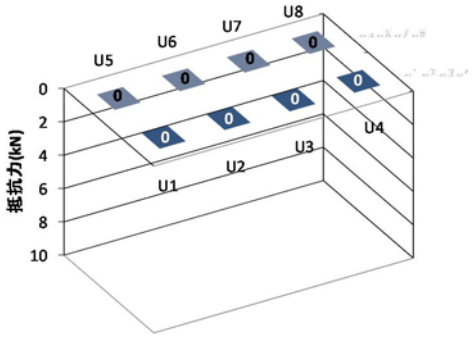


(c) 下フランジ側スタッド頭下面

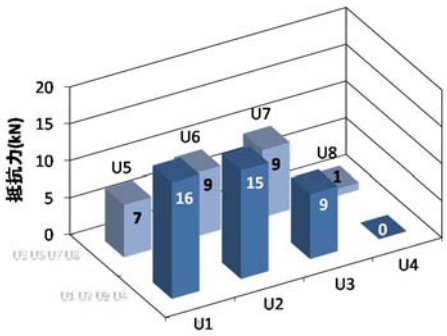


(d) 下フランジ側スタッド頭上面

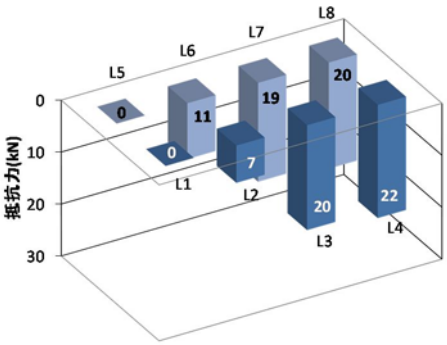
図 3.1.26　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力(Case1, +2δy)



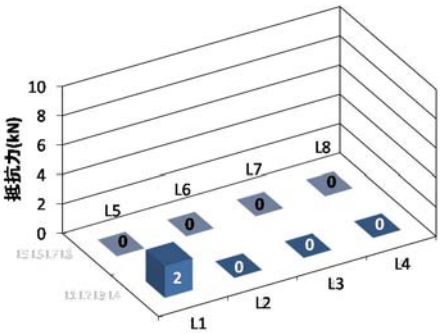
(a) 上フランジ側スタッド頭上面



(b) 上フランジ側スタッド頭下面

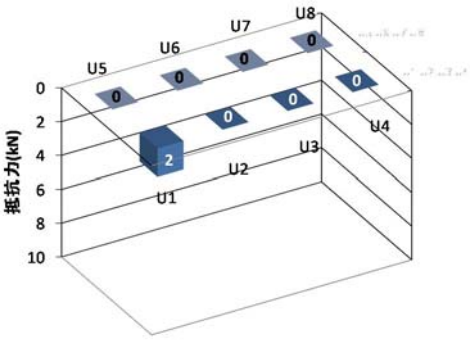


(c) 下フランジ側スタッド頭下面

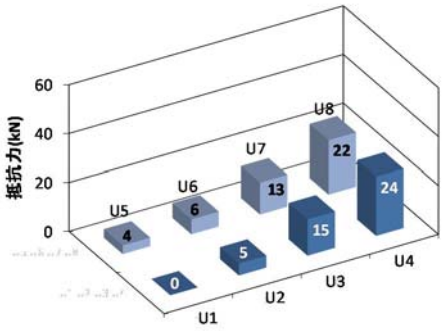


(d) 下フランジ側スタッド頭上面

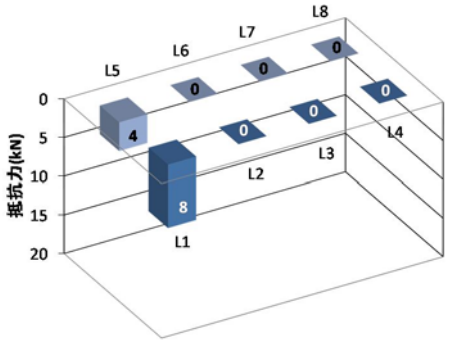
図 3.1.27　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力(Case1, -2δy)



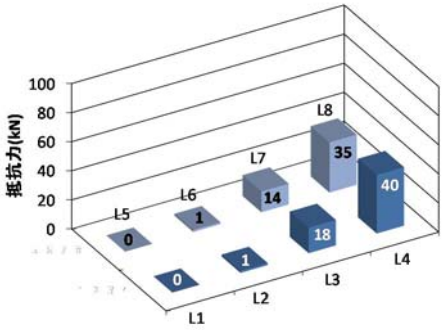
(a) 上フランジ側スタッド頭上面



(b) 上フランジ側スタッド頭下面

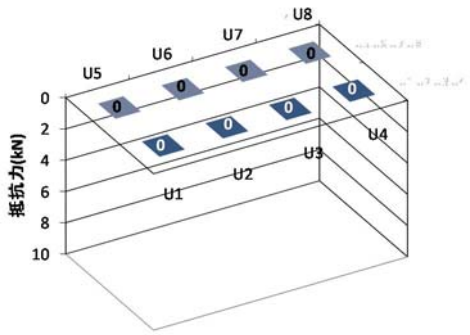


(c) 下フランジ側スタッド頭下面

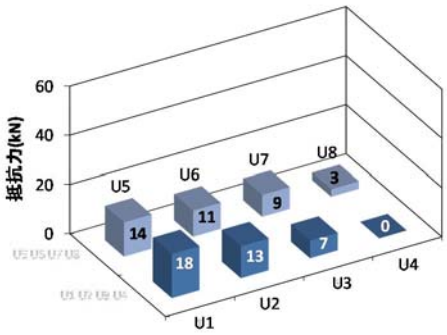


(d) 下フランジ側スタッド頭上面

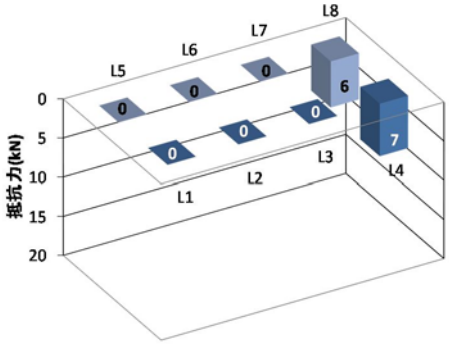
図 3.1.28　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力(Case2, +1δy)



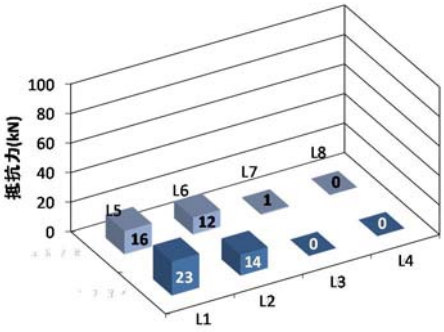
(a) 上フランジ側スタッド頭上面



(b) 上フランジ側スタッド頭下面

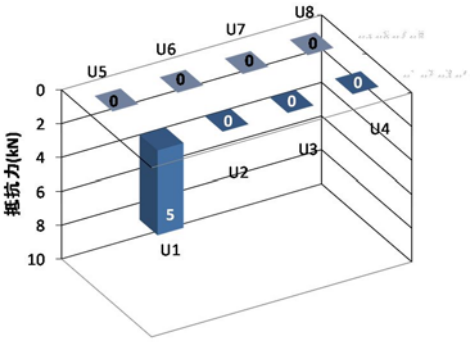


(c) 下フランジ側スタッド頭下面

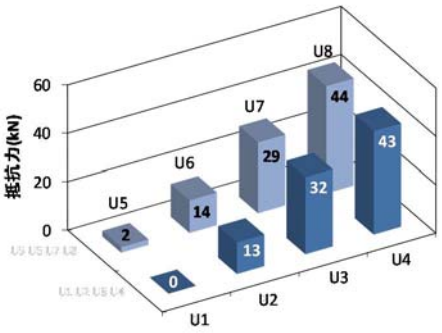


(d) 下フランジ側スタッド頭上面

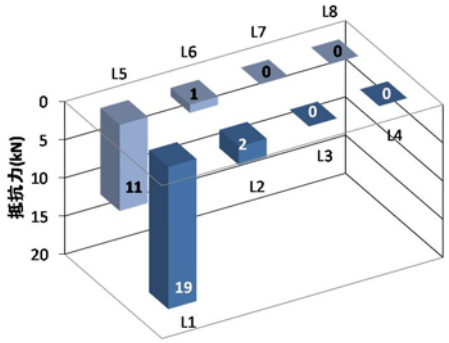
図 3.1.29　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力(Case2, -1δy)



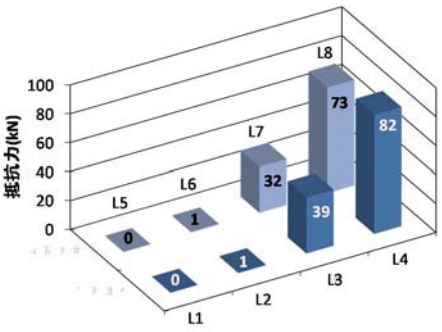
(a) 上フランジ側スタッド頭上面



(b) 上フランジ側スタッド頭下面

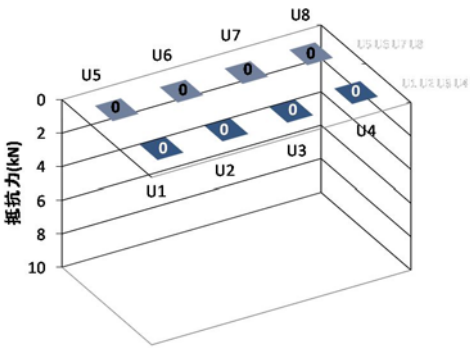


(c) 下フランジ側スタッド頭下面

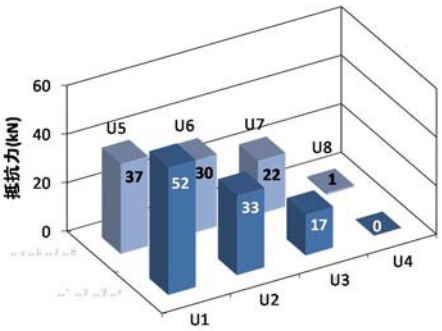


(d) 下フランジ側スタッド頭上面

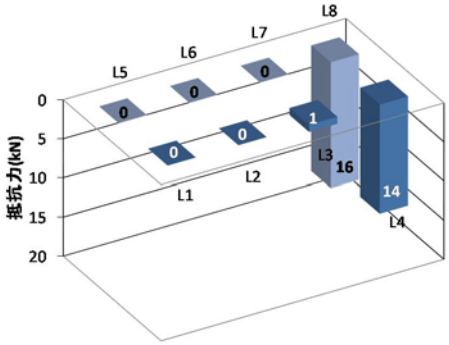
図 3.1.30　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力(Case2, +2δy)



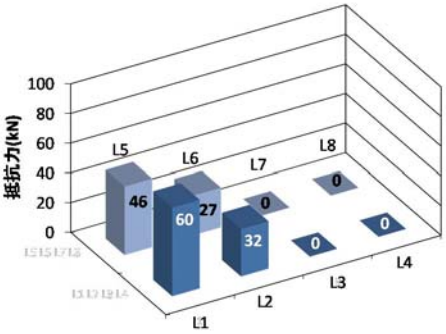
(a) 上フランジ側スタッド頭上面



(b) 上フランジ側スタッド頭下面

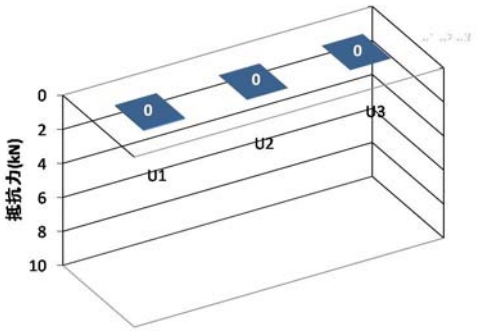


(c) 下フランジ側スタッド頭下面

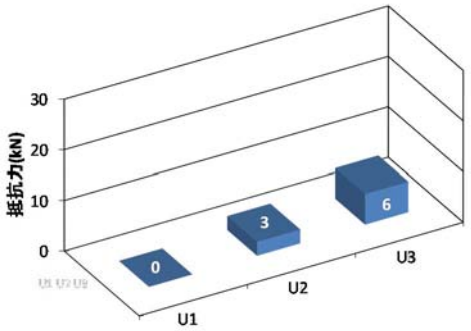


(d) 下フランジ側スタッド頭上面

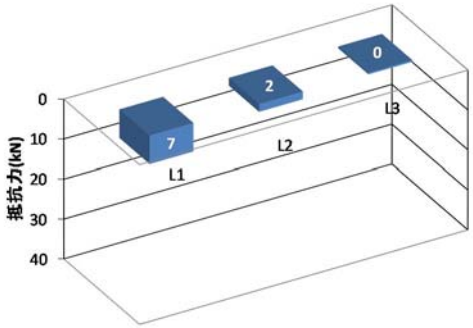
図 3.1.31　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力(Case2, −2δy)



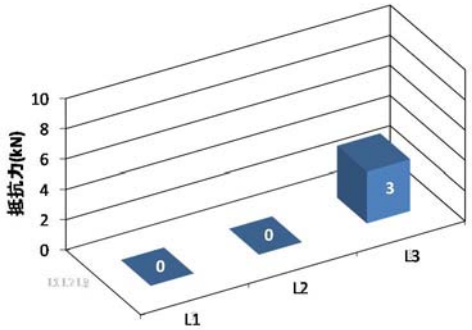
(a) 上フランジ側スタッド頭上面



(b) 上フランジ側スタッド頭下面

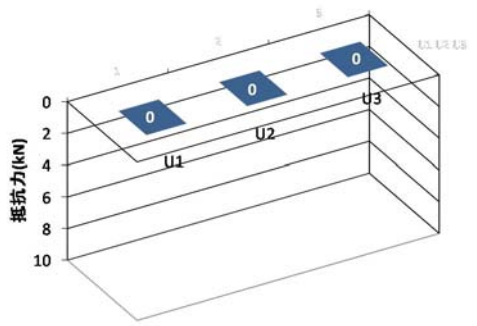


(c) 下フランジ側スタッド頭下面

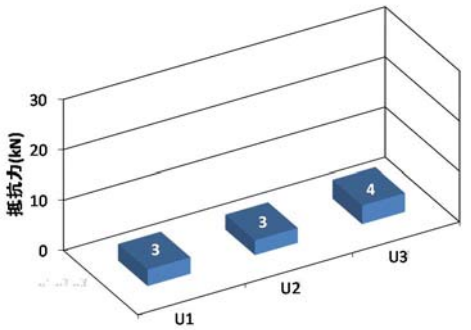


(d) 下フランジ側スタッド頭上面

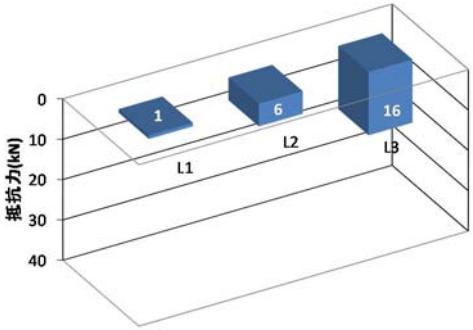
図 3.1.32　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力(Case7, +1δy)



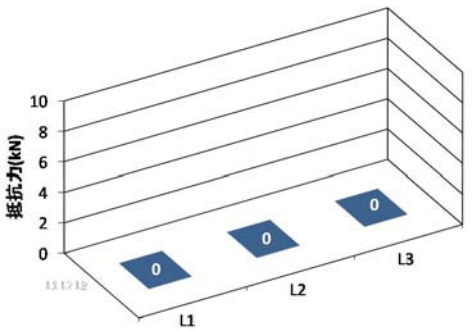
(a) 上フランジ側スタッド頭上面



(b) 上フランジ側スタッド頭下面

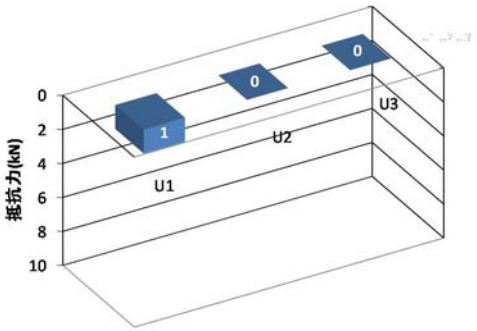


(c) 下フランジ側スタッド頭下面

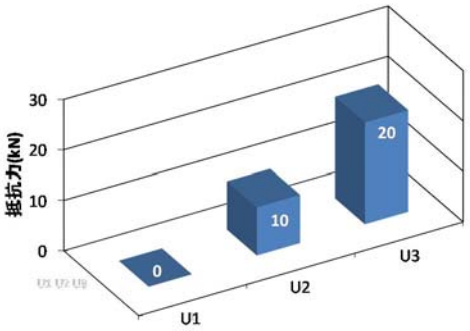


(d) 下フランジ側スタッド頭上面

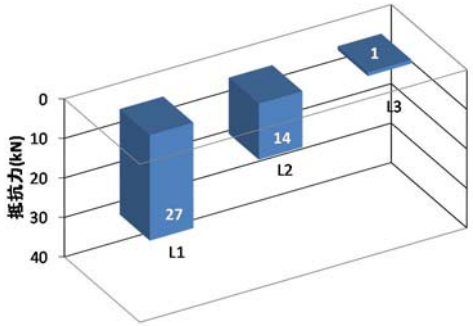
図 3.1.33　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力(Case7, -1δy)



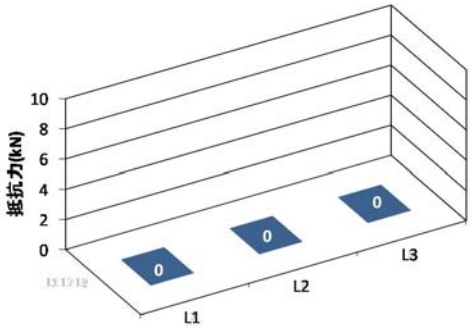
(a) 上フランジ側スタッド頭上面



(b) 上フランジ側スタッド頭下面

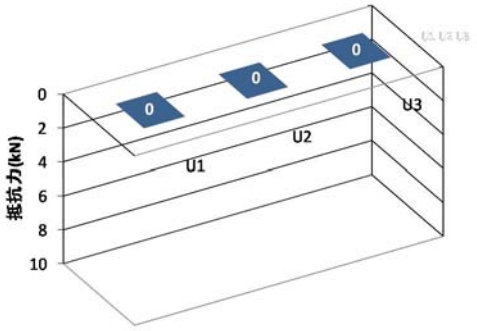


(c) 下フランジ側スタッド頭下面

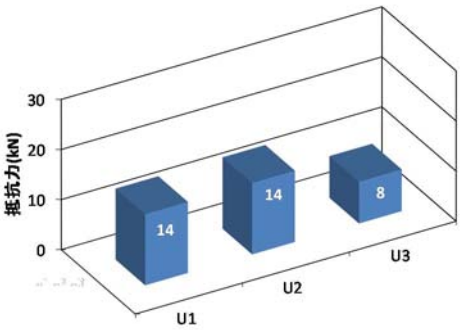


(d) 下フランジ側スタッド頭上面

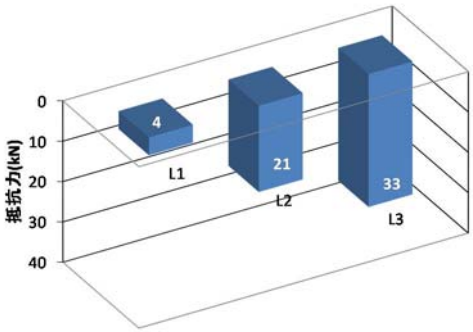
図 3.1.34　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力(Case7,+2δy)



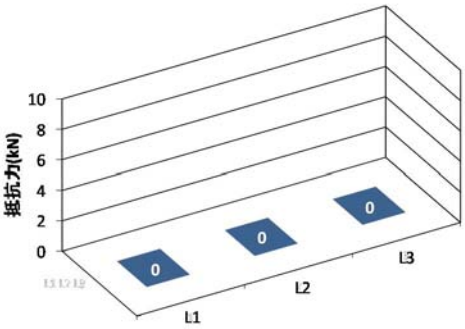
(a) 上フランジ側スタッド頭上面



(b) 上フランジ側スタッド頭下面



(c) 下フランジ側スタッド頭下面



(d) 下フランジ側スタッド頭上面

図 3.1.35　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力(Case7,-2δy)

(9) フランジ支圧力分布

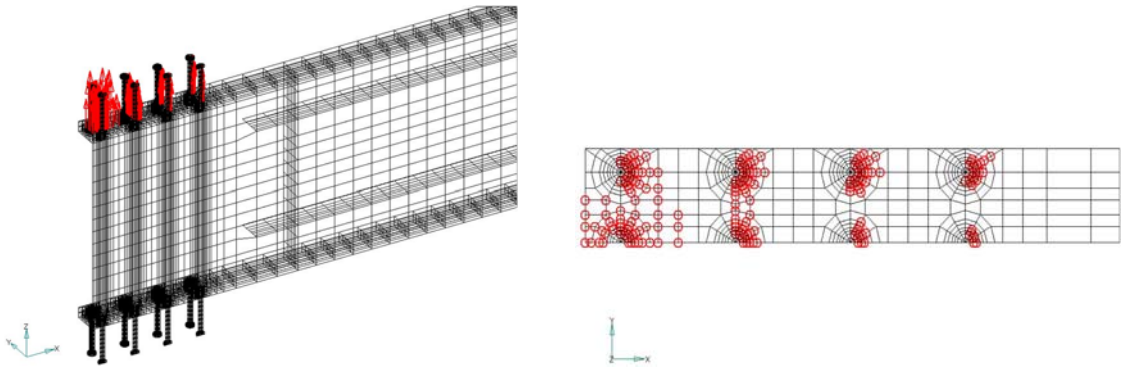
各ケース+1δ_y時のフランジ支圧力分布を**図 3.1.36～図 3.1.38** に示す。各ケース+1δ_y時以外のフランジ支圧力分布を、**参考資料 4** に示す。平面図に示す赤丸箇所に支圧力が発生している。側面図に示す矢印は支圧力の大きさを示す。なお側面図に示す支圧力の大きさは、各図の最大支圧力からの比率で各節点の支圧力の大きさを表示しているため、各図で矢印の長さと支圧力の大きさの関係が異なる。

Case1 および Case7 ではスタッド近傍に支圧力が集中する傾向であった。下フランジ下面と上フランジ下面に空隙を設けて支圧力なしを再現している Case2 では、+2δ_y時でも下フランジ下面と上フランジ下面には支圧力は生じていなかった。

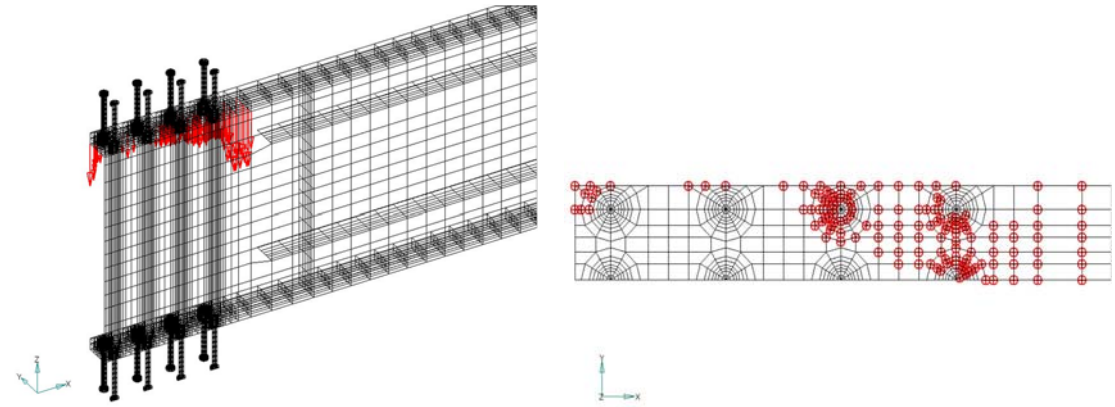
いずれのケースも主な支圧抵抗面と想定される面（正加力時は橋台たて壁前面側フランジ下面および橋台たて壁背面側フランジ上面、負加力時は橋台たて壁前面側フランジ上面および橋台たて壁背面側フランジ下面）以外の支圧力が作用しないと考えられる面にも、支圧力が生じていた。**図 3.1.19** に示す Case1、±2δ_y時の変形図の通り、スタッドによりスタッド周辺のコンクリートの変形を拘束していることが理由として考えられる。

各ケースのフランジ支圧力を**表 3.1.3～表 3.1.5** に示す。**表 3.1.3～表 3.1.5** より、上フランジ上面の支圧力は、正加力時は橋台背面側の方が大きな値を示しており、負加力時は橋台前面側の方が大きな値を示していた。下フランジ下面の支圧力は、正加力時は橋台前面側の方が大きな値を示しており、負加力時は橋台背面側の方が大きな値を示していた。

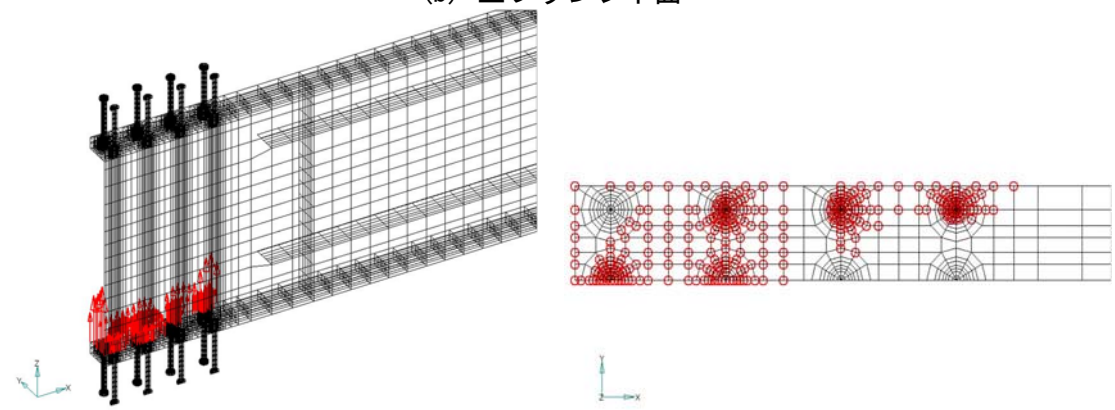
図 3.1.24～図 3.1.35 に示すフランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力と比較すると、上フランジ上面の支圧力は上フランジスタッド頭上面の支圧力と、下フランジ下面の支圧力は下フランジスタッド頭上面の支圧力と概ね同様の傾向を示していた。



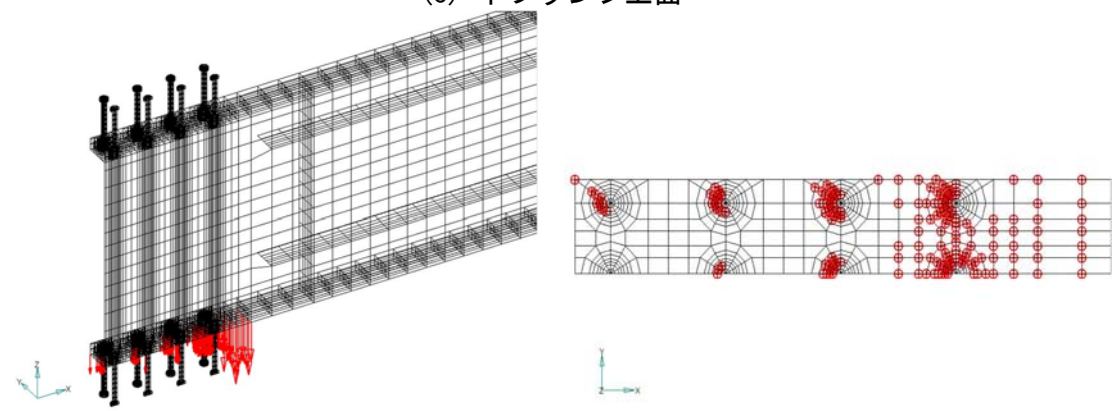
(a) 上フランジ上面



(b) 上フランジ下面

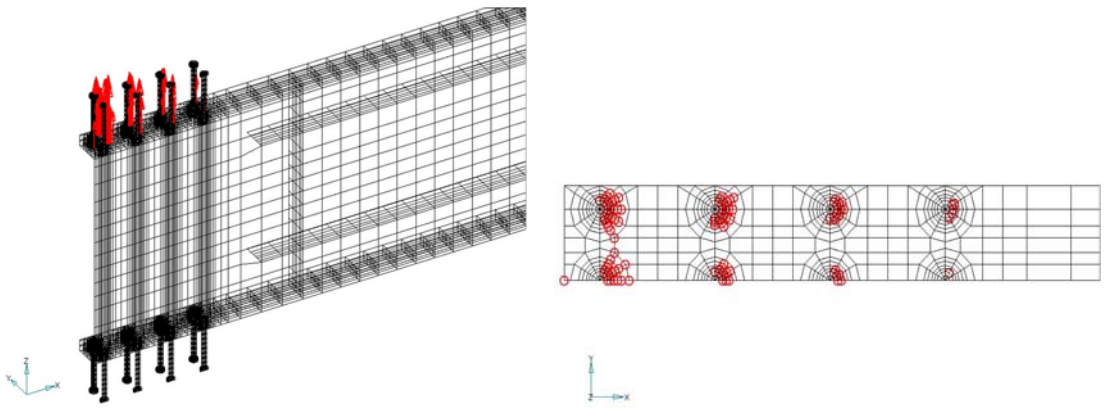


(c) 下フランジ上面

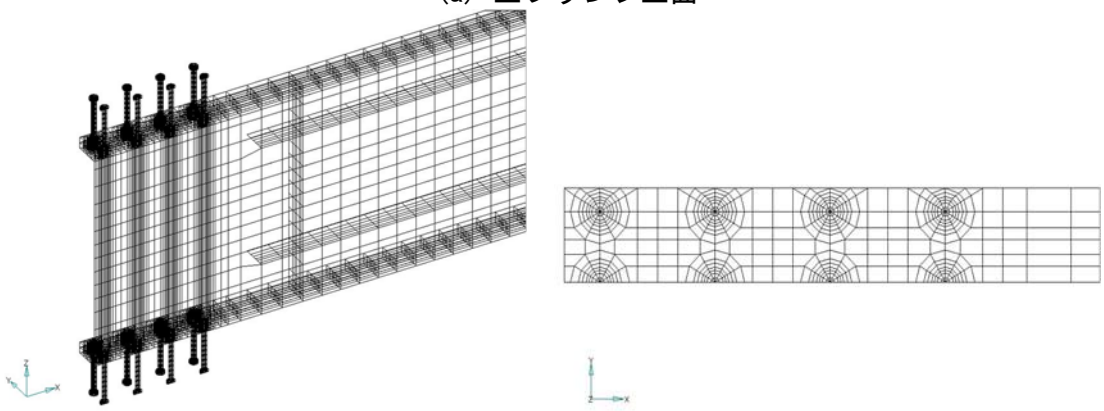


(d) 下フランジ下面

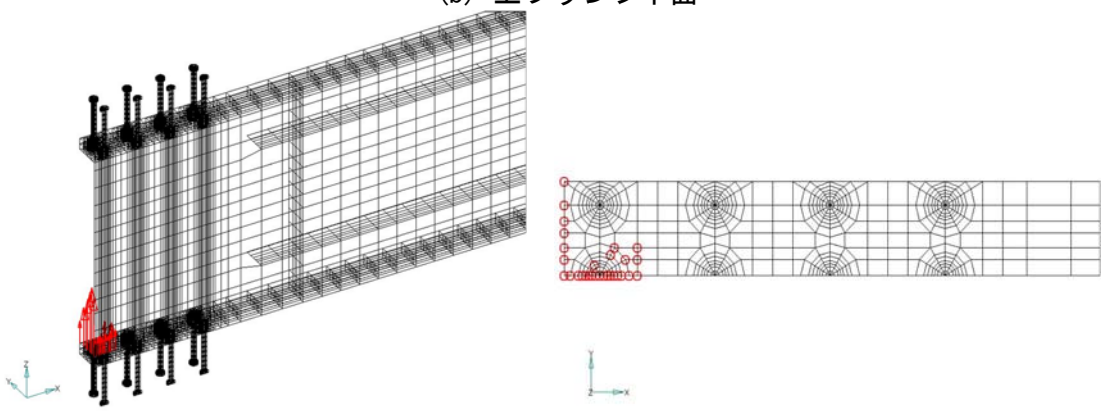
図 3.1.36　フランジ支圧力分布(Case1, +1 δ_y)



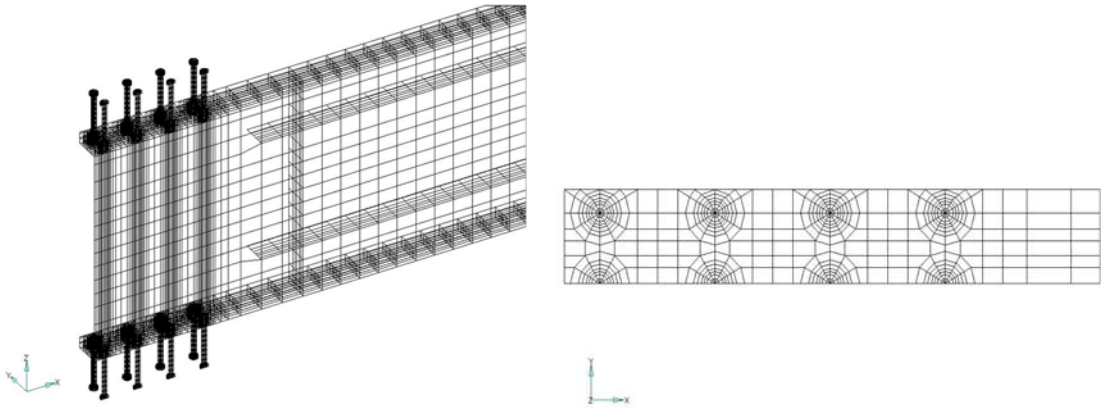
(a) 上フランジ上面



(b) 上フランジ下面

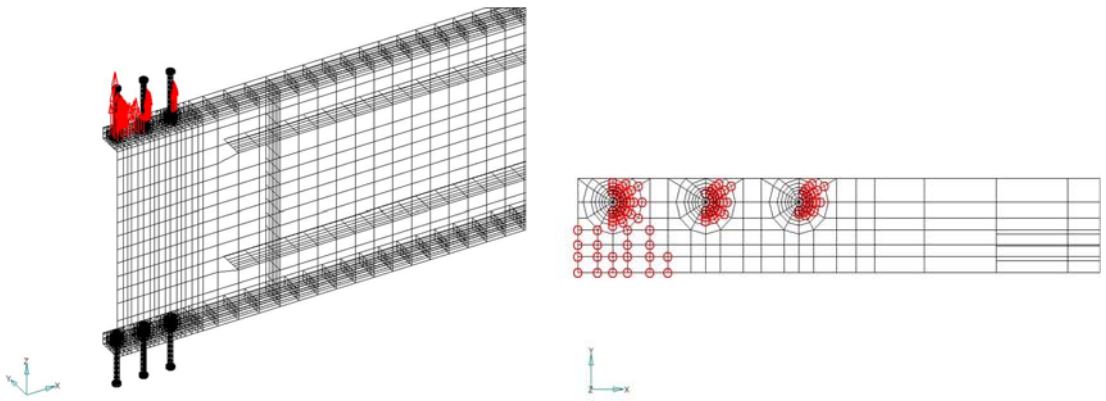


(c) 下フランジ上面

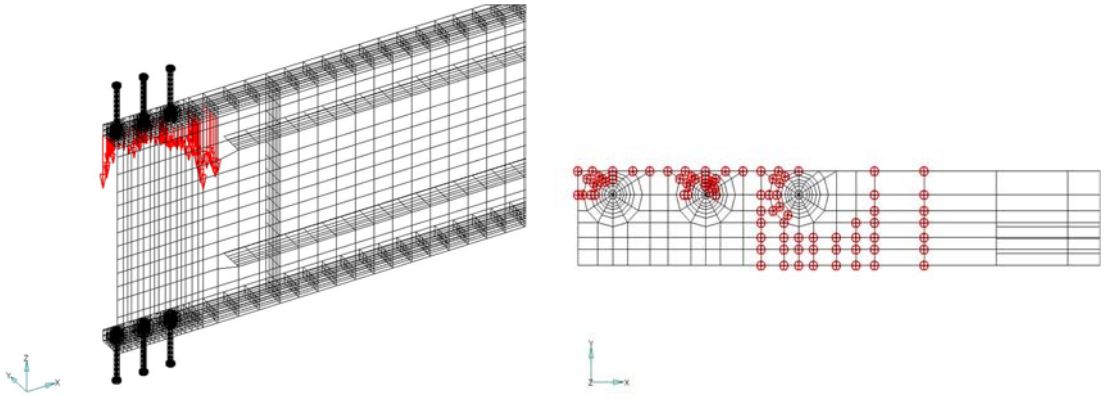


(d) 下フランジ下面

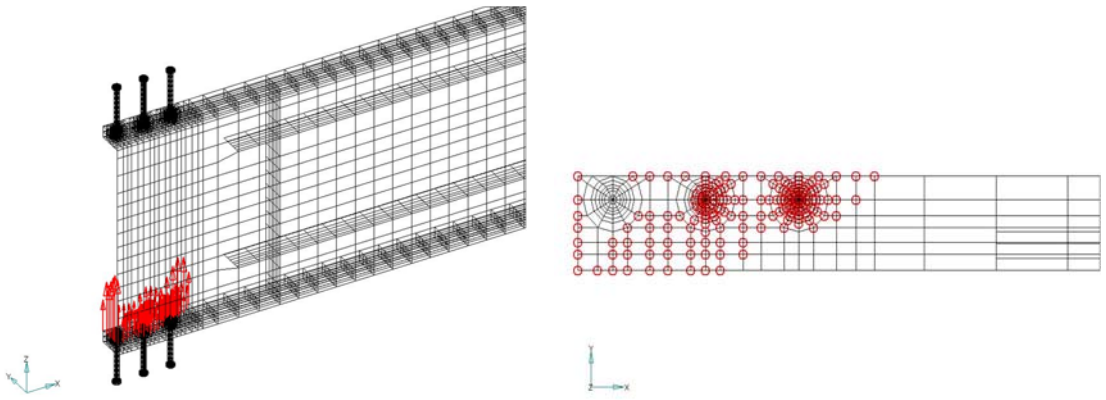
図 3.1.37　フランジ支圧力分布(Case2, +1 δ_y)



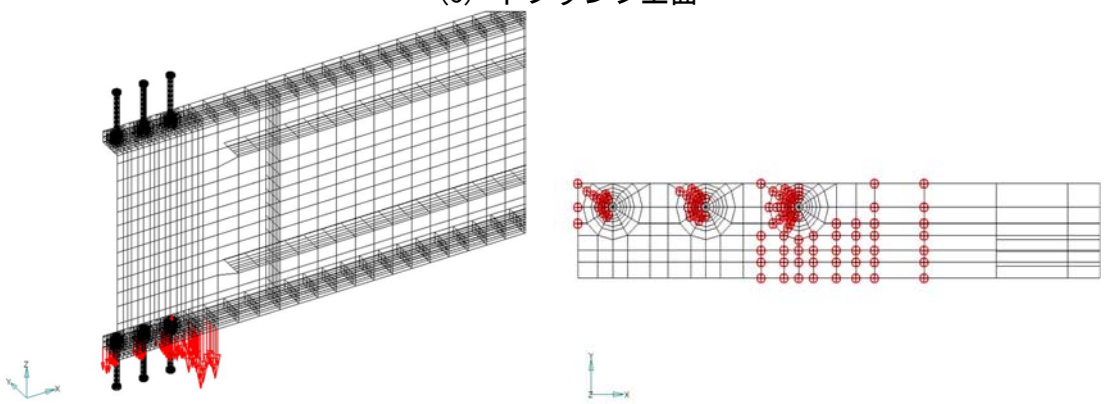
(a) 上フランジ上面



(b) 上フランジ下面



(c) 下フランジ上面



(d) 下フランジ下面

図 3.1.38　フランジ支圧力分布(Case7, +1 δ_y)

表 3.1.3　フランジ支圧力(Case1)

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
+1δy	上フランジ上面支圧力	**-151.2**	-59.1
	下フランジ下面支圧力	26.0	**318.5**
-1δy	上フランジ上面支圧力	-49.0	**-229.3**
	下フランジ下面支圧力	**159.8**	46.4
+2δy	上フランジ上面支圧力	**-328.4**	-69.4
	下フランジ下面支圧力	37.4	**631.5**
-2δy	上フランジ上面支圧力	-79.7	**-459.0**
	下フランジ下面支圧力	**348.5**	52.4

表 3.1.4　フランジ支圧力(Case2)

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
+1δy	上フランジ上面支圧力	**-100.6**	-20.3
	下フランジ下面支圧力	0.0	0.0
-1δy	上フランジ上面支圧力	-1.6	**-225.5**
	下フランジ下面支圧力	0.0	0.0
+2δy	上フランジ上面支圧力	**-242.0**	-21.9
	下フランジ下面支圧力	0.0	0.0
-2δy	上フランジ上面支圧力	-7.7	**-507.5**
	下フランジ下面支圧力	0.0	0.0

表 3.1.5　フランジ支圧力(Case7)

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
+1δy	上フランジ上面支圧力	**-114.2**	-25.6
	下フランジ下面支圧力	27.4	**233.1**
-1δy	上フランジ上面支圧力	-52.3	**-147.2**
	下フランジ下面支圧力	**116.3**	18.5
+2δy	上フランジ上面支圧力	**-244.0**	-37.4
	下フランジ下面支圧力	45.4	**441.2**
-2δy	上フランジ上面支圧力	-70.6	**-312.7**
	下フランジ下面支圧力	**254.5**	28.6

(10) ウェブ付きスタッドの鉛直せん断力

ウェブ付きスタッドに作用する鉛直せん断力を**図 3.1.40～図 3.1.41** および**図 3.1.43** に示す。丸でウェブ付きスタッドに作用する鉛直せん断力を示しており、塗りつぶした青丸がプラス値、白抜きの青丸がマイナス値を示している。なお、ウェブ付きスタッドの配置図は**図 3.1.39** および**図 3.1.42** に示している。

正加力時には、橋台たて壁背面側がマイナス値、橋台たて壁前面側がプラス値を示していた。負加力時には、正加力時と逆の傾向を示し、橋台背面側がプラス値、橋台前面側がマイナス値を示していた。さらに、Case1 および Case2 に比べて、Case7 の方が大きな値を示していた。

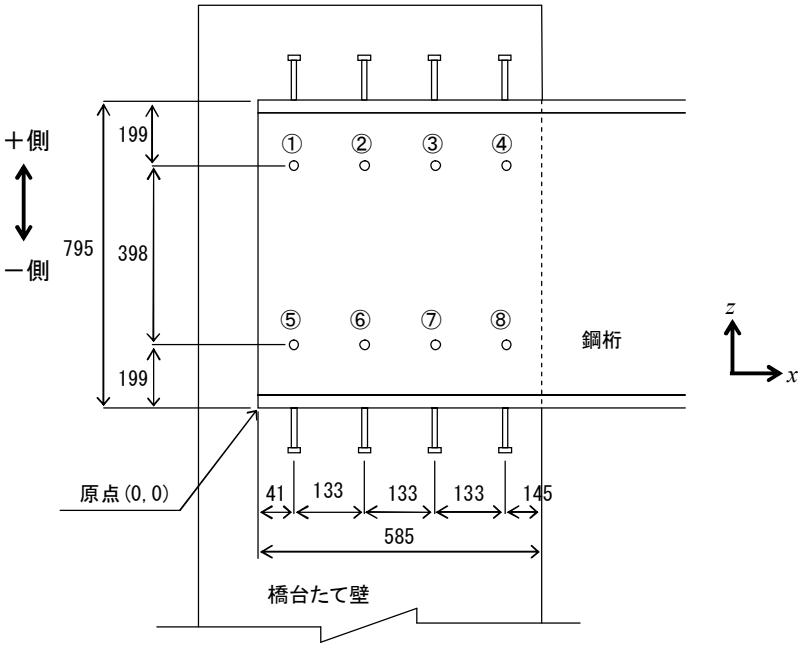
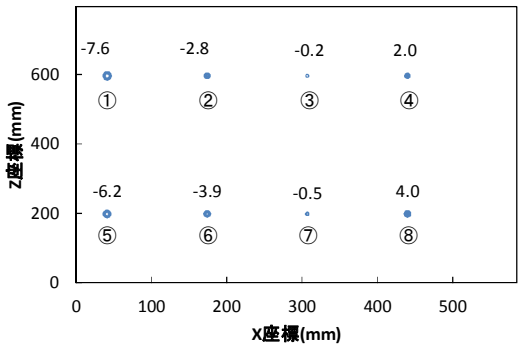
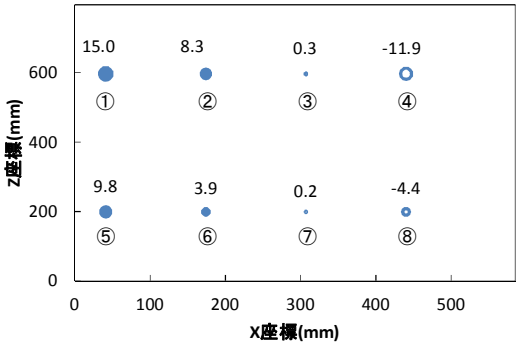


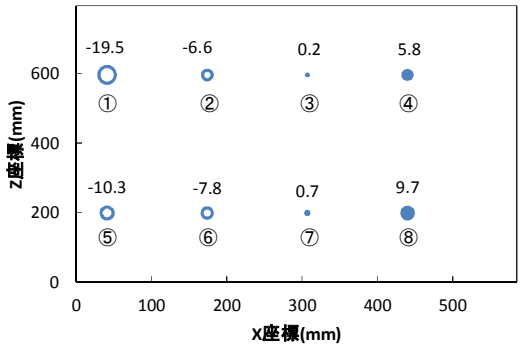
図 3.1.39　ウェブ付きスタッド配置図(Case1,2)



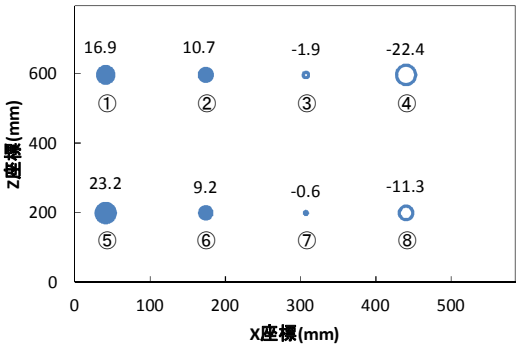
(a) $+1\,\delta_y$



(b) $-1\,\delta_y$



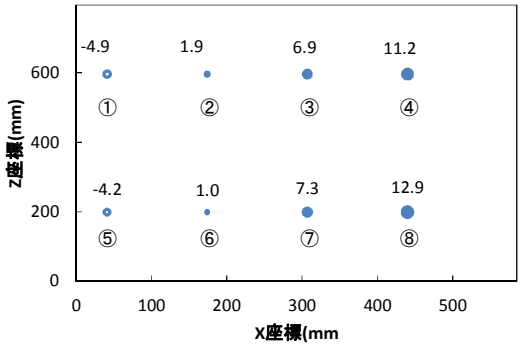
(c) $+2\,\delta_y$



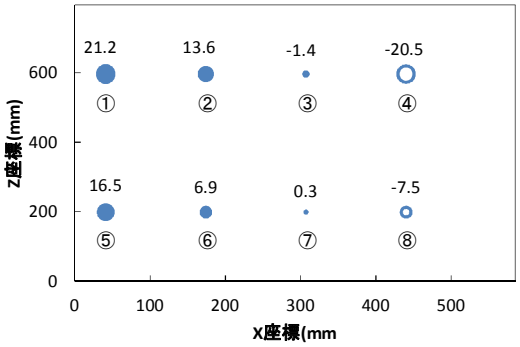
(d) $-2\,\delta_y$

※青丸がプラス値，白抜きの青丸がマイナス値を示す。

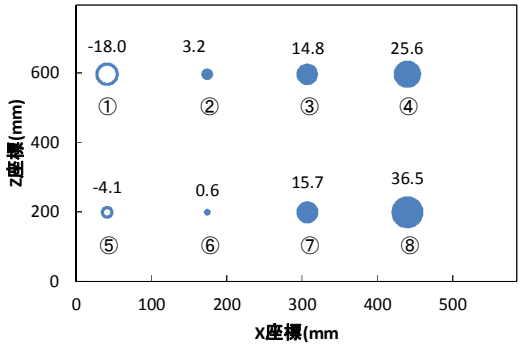
図 3.1.40　ウェブ付スタッドの鉛直せん断力(Case1)（単位:kN)



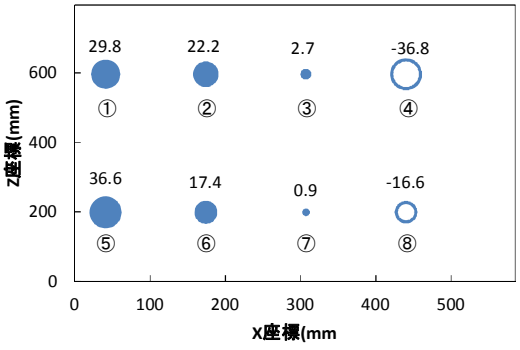
(a) $+1\,\delta_y$



(b) $-1\,\delta_y$



(c) $+2\,\delta_y$



(d) $-2\,\delta_y$

※青丸がプラス値，白抜きの青丸がマイナス値を示す。

図 3.1.41　ウェブ付スタッドの鉛直せん断力(Case2)（単位:kN)

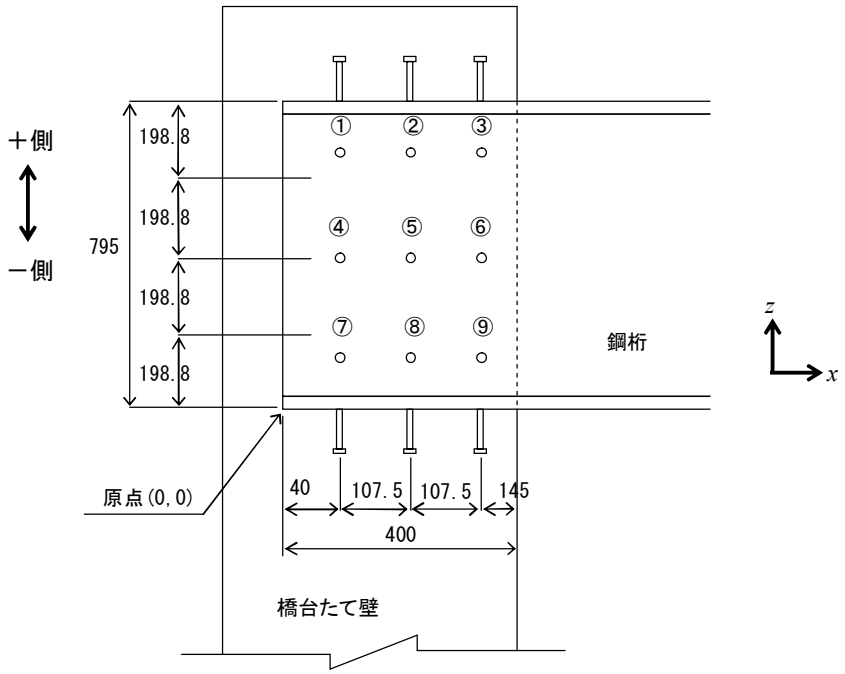
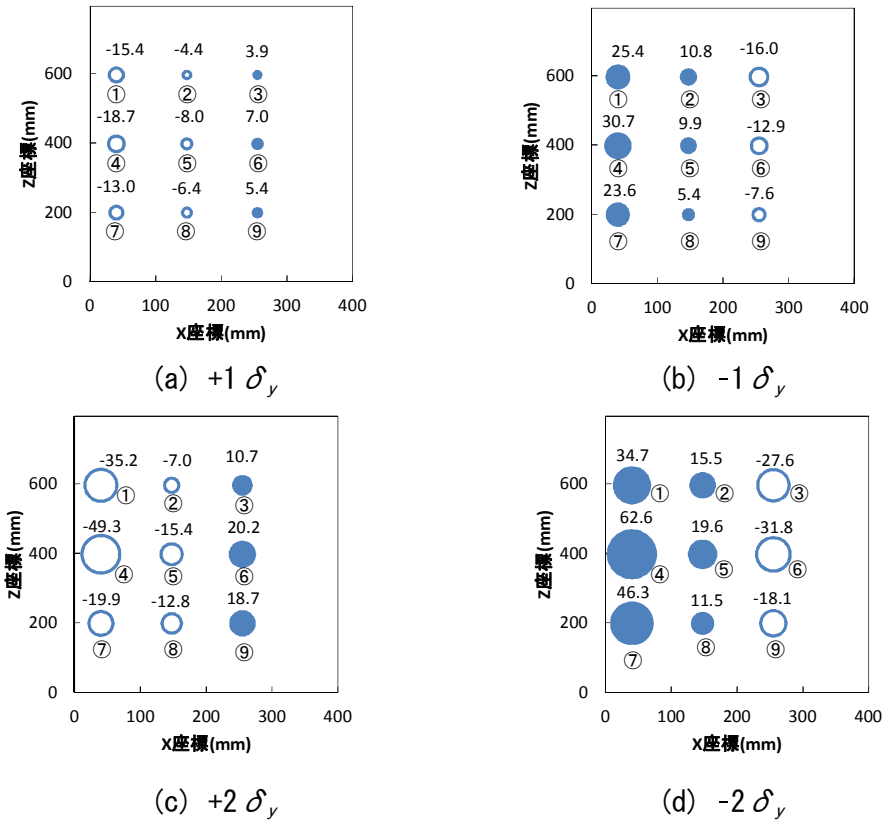


図 3.1.42　ウェブ付きスタッド配置図(Case7)



※青丸がプラス値，白抜きの青丸がマイナス値を示す。

図 3.1.43　ウェブ付スタッドの鉛直せん断力(Case7)（単位:kN）

(11) 水平方向抵抗力

接合部の水平方向抵抗力として、下記に示す 5 成分が考えられる。水平方向の抵抗力の概要図を**図 3.1.44** に示す。

①フランジ付スタッドの水平せん断力

②ウェブ付スタッドの水平せん断力

③フランジとコンクリートの間の摩擦力

④橋台たて壁背面側ウェブコバ面の接触力

⑤橋台たて壁背面側フランジコバ面の接触力

有限要素解析により算出した 5 成分の集計表を**表 3.1.6**～**表 3.1.8** に示す。**表 3.1.6**～**表 3.1.8** より、5 成分の合計は-23.3kN～9.4kN であった。解析収束計算の誤差によりプラス側の抵抗とマイナス側の抵抗で完全には一致していないが、その差違は大きいものでプラス側又はマイナス側の合計の 2.5%であった。これより、接合部の水平方向抵抗力は上記の 5 成分で概ね説明できることが確認できた。ただし、フランジとコンクリート間の摩擦力は-0.1kN～0.2kN であり他の 4 成分に比較して抵抗比率が小さく、無視しうるレベルにあることが確認できた。

さらに、Case1、$+1\delta_y$時は、ウェブコバ面接触力 47.5kN と下フランジ側ウェブスタッド水平せん断力 33.0kN の合計 80.5kN と、上フランジ側ウェブスタッド水平せん断力-80.7kN が概ね釣り合いの関係にあり、フランジコバ面の接触力 139.0kN と下フランジ側フランジスタッド水平せん断力 319.8kN の合計 458.8kN と、上フランジ側フランジスタッド水平せん断力-470.9kN が概ね釣り合いの関係にあった。

$-1\delta_y$時は、ウェブコバ面接触力 25.0kN と上フランジ側ウェブスタッド水平せん断力 80.2kN の合計 105.2kN と、下フランジ側ウェブスタッド水平せん断力-104.4kN が概ね釣

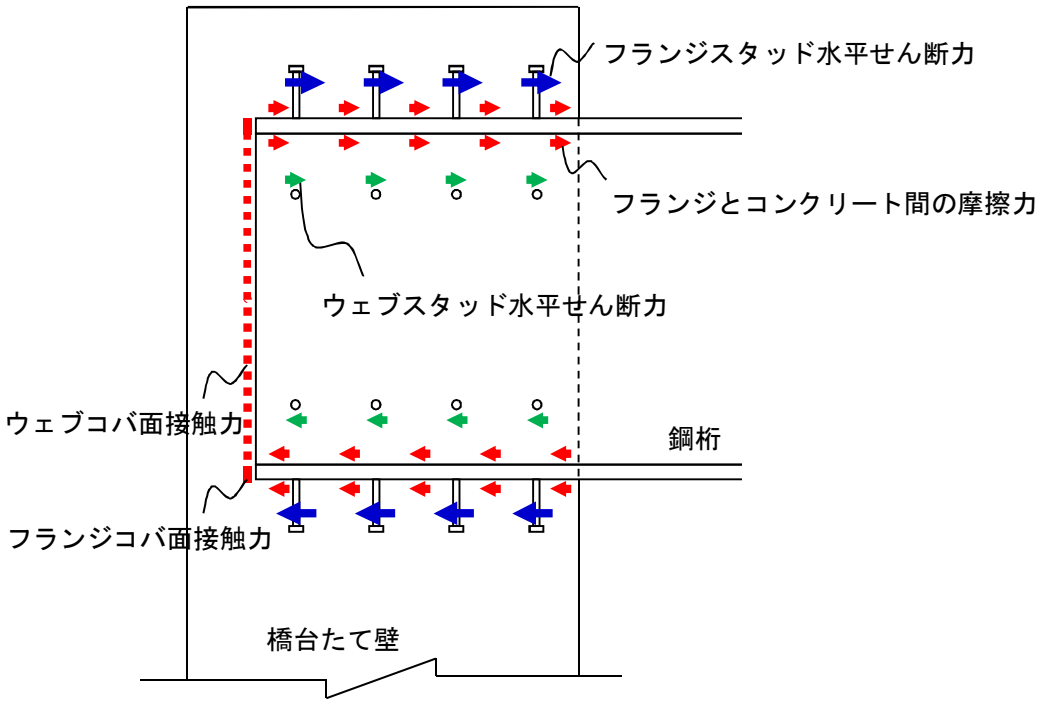


図 3.1.44　水平方向の抵抗力概要図

り合いの関係にあった。さらに、フランジコバ面接触力 143.5kN と上フランジ側フランジスタッド水平せん断力 365.0kN の合計 508.5kN と、下フランジ側フランジスタッド水平せん断力-507.5kN が概ね釣り合いの関係にあった。Case1、$\pm 1\delta_y$時以外も同様であり、報告書（その１）との傾向に差違はなかった。

表 3.1.6　水平方向抵抗力(Case1)

(a) $+1\delta_y$

		抵抗力 (kN)
フランジスタッド水平せん断力	上フランジ側	−470.9
	下フランジ側	319.8
ウェブスタッド水平せん断力	上フランジ側	−80.7
	下フランジ側	33.0
フランジとコンクリート間の摩擦力	上フランジ側	−0.1
	下フランジ側	0.1
ウェブコバ面接触力		47.5
フランジコバ面接触力		139.0
合計		−12.2

(b) $-1\delta_y$

		抵抗力 (kN)
フランジスタッド水平せん断力	上フランジ側	365.0
	下フランジ側	−507.5
ウェブスタッド水平せん断力	上フランジ側	80.2
	下フランジ側	−104.4
フランジとコンクリート間の摩擦力	上フランジ側	0.2
	下フランジ側	−0.1
ウェブコバ面接触力		25.0
フランジコバ面接触力		143.5
合計		1.8

(c) $+2\delta_y$

		抵抗力 (kN)
フランジスタッド水平せん断力	上フランジ側	−728.9
	下フランジ側	568.1
ウェブスタッド水平せん断力	上フランジ側	−162.5
	下フランジ側	101.1
フランジとコンクリート間の摩擦力	上フランジ側	−0.1
	下フランジ側	0.1
ウェブコバ面接触力		55.5
フランジコバ面接触力		163.7
合計		−2.9

(d) $-2\delta_y$

		抵抗力 (kN)
フランジスタッド水平せん断力	上フランジ側	715.8
	下フランジ側	−747.6
ウェブスタッド水平せん断力	上フランジ側	153.5
	下フランジ側	−240.8
フランジとコンクリート間の摩擦力	上フランジ側	0.2
	下フランジ側	−0.1
ウェブコバ面接触力		15.7
フランジコバ面接触力		110.5
合計		7.2

表 3.1.7　水平方向抵抗力(Case2)

(a) $+1\delta_y$

		抵抗力 (kN)
フランジスタッド水平せん断力	上フランジ側	−518.1
	下フランジ側	306.8
ウェブスタッド水平せん断力	上フランジ側	−86.6
	下フランジ側	44.1
フランジとコンクリート間の摩擦力	上フランジ側	0.0
	下フランジ側	0.0
ウェブコバ面接触力		67.0
フランジコバ面接触力		179.5
合計		−7.3

(b) $-1\delta_y$

		抵抗力 (kN)
フランジスタッド水平せん断力	上フランジ側	370.5
	下フランジ側	−472.7
ウェブスタッド水平せん断力	上フランジ側	73.8
	下フランジ側	−138.4
フランジとコンクリート間の摩擦力	上フランジ側	0.0
	下フランジ側	0.0
ウェブコバ面接触力		19.3
フランジコバ面接触力		147.0
合計		−0.5

(c) $+2\delta_y$

		抵抗力 (kN)
フランジスタッド水平せん断力	上フランジ側	−799.9
	下フランジ側	492.6
ウェブスタッド水平せん断力	上フランジ側	−158.7
	下フランジ側	145.8
フランジとコンクリート間の摩擦力	上フランジ側	0.0
	下フランジ側	0.0
ウェブコバ面接触力		108.2
フランジコバ面接触力		221.4
合計		9.4

(d) $-2\delta_y$

		抵抗力 (kN)
フランジスタッド水平せん断力	上フランジ側	710.9
	下フランジ側	−657.6
ウェブスタッド水平せん断力	上フランジ側	123.3
	下フランジ側	−323.4
フランジとコンクリート間の摩擦力	上フランジ側	0.0
	下フランジ側	0.0
ウェブコバ面接触力		13.8
フランジコバ面接触力		109.7
合計		−23.3

表 3.1.8　水平方向抵抗力(Case7)

(a) +1 δ_y

		抵抗力 (kN)
フランジスタッド水平せん断力	上フランジ側	−302.5
	下フランジ側	169.2
ウェブスタッド水平せん断力	上フランジ側	−86.2
	中間部	−27.0
	下フランジ側	33.8
フランジとコンクリート間の摩擦力	上フランジ側	−0.1
	下フランジ側	0.1
ウェブコバ面接触力		56.1
フランジコバ面接触力		146.6
合計		−10.1

(b) −1 δ_y

		抵抗力 (kN)
フランジスタッド水平せん断力	上フランジ側	173.7
	下フランジ側	−314.8
ウェブスタッド水平せん断力	上フランジ側	60.9
	中間部	−22.6
	下フランジ側	−96.0
フランジとコンクリート間の摩擦力	上フランジ側	0.0
	下フランジ側	0.0
ウェブコバ面接触力		43.5
フランジコバ面接触力		152.3
合計		−2.8

(c) +2 δ_y

		抵抗力 (kN)
フランジスタッド水平せん断力	上フランジ側	−444.6
	下フランジ側	305.5
ウェブスタッド水平せん断力	上フランジ側	−172.1
	中間部	−49.0
	下フランジ側	97.7
フランジとコンクリート間の摩擦力	上フランジ側	−0.1
	下フランジ側	0.1
ウェブコバ面接触力		79.8
フランジコバ面接触力		180.3
合計		−2.4

(d) −2 δ_y

		抵抗力 (kN)
フランジスタッド水平せん断力	上フランジ側	346.2
	下フランジ側	−440.3
ウェブスタッド水平せん断力	上フランジ側	140.6
	中間部	−44.3
	下フランジ側	−215.2
フランジとコンクリート間の摩擦力	上フランジ側	0.0
	下フランジ側	−0.1
ウェブコバ面接触力		43.4
フランジコバ面接触力		172.3
合計		2.7

(12) 鉛直方向抵抗力

接合部の鉛直抵抗力として、下記に示す 5 成分が考えられる。鉛直方向の抵抗力概要図を**図 3.1.45** に示す。

①フランジ付スタッド頭上面支圧力

②フランジ付スタッド頭下面支圧力

③フランジ上面支圧力

④フランジ下面支圧力

⑤ウェブ付スタッド鉛直せん断力

図 3.1.46 に接合部の抵抗メカニズム概要図を示す。**図 3.1.46** に示すように、鋼桁先端に荷重が載荷されることにより、橋台たて壁には載荷荷重と同じ大きさの軸力が発生する。接合部ではこの軸力と釣り合う鉛直荷重が発生する。

有限要素解析により、接合部の鉛直方向抵抗力として算出した上記の 5 成分の集計表を**表 3.1.9**～**表 3.1.11** に示す。なおマイナス値は下向きの力、プラス値は上向きの力を示す。**表 3.1.9**～**表 3.1.11** より、5 成分の合計と載荷荷重との誤差は大きいもので 5.8%であり、よく一致していた。これより接合部の鉛直方向抵抗力は上記の 5 成分で概ね説明できることが確認できた。

表 3.1.9～**表 3.1.11** に示す通り、鉛直力のほとんどはフランジ支圧力で占めていた。さらに、正加力時は橋台たて壁前面側の下フランジ下面に大きな支圧力が発生しており、負加力時は橋台たて壁前面側の上フランジ上面および下フランジ上面に大きな支圧力が発生していた。

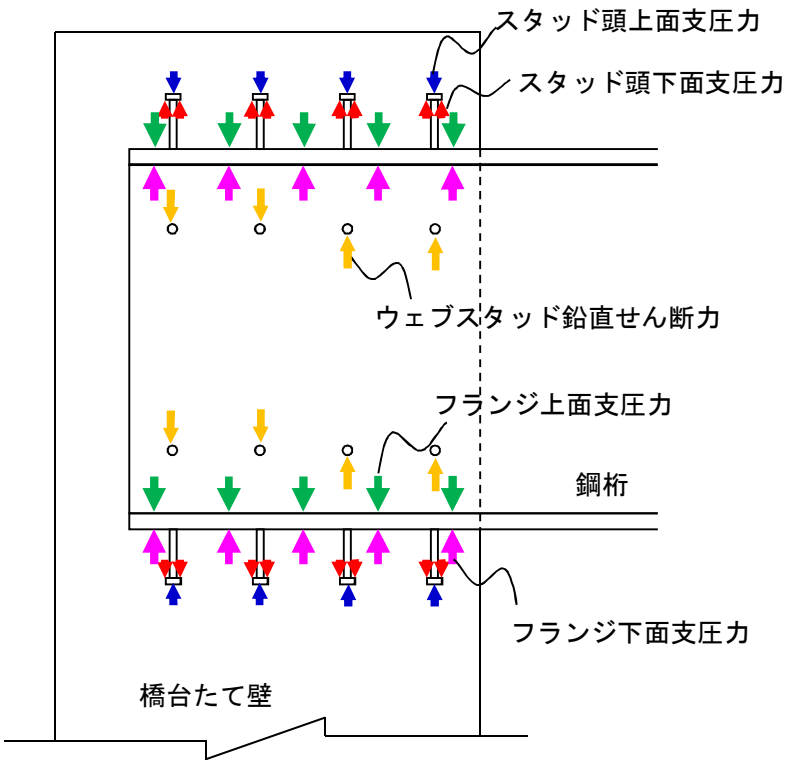


図 3.1.45　鉛直方向の抵抗力概要図

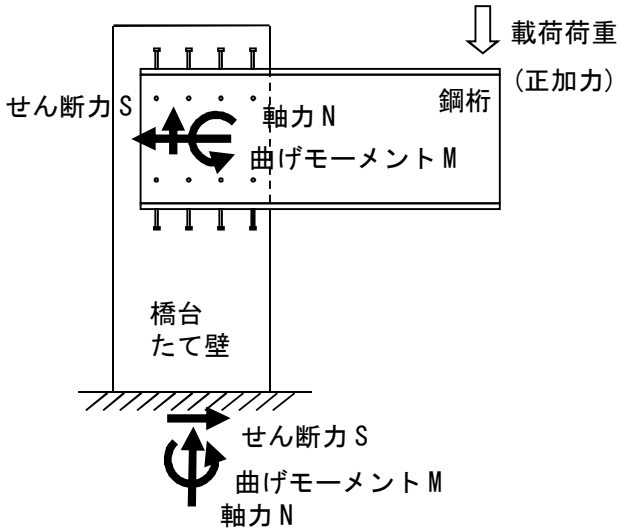


図 3.1.46　接合部の抵抗メカニズム概要図

表 3.1.9　鉛直方向抵抗力(Case1)

(a) $+1\,\delta_y$

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
上フランジ側	スタッド頭上面支圧力	−6.4	0.0
	スタッド頭下面支圧力	2.7	28.3
	フランジ上面支圧力	−151.2	−59.1
	フランジ下面支圧力	33.8	190.3
	ウェブスタッド鉛直せん断力	−10.4	1.8
下フランジ側	ウェブスタッド鉛直せん断力	−10.1	3.5
	フランジ上面支圧力	−132.7	−57.3
	フランジ下面支圧力	26.0	318.5
	スタッド頭下面支圧力	−31.6	−2.9
	スタッド頭上面支圧力	0.0	13.6
合計①		156.9	
載荷荷重②		155.6	
載荷荷重との誤差((②-①)/②×100)		−0.8%	

(b) $-1\,\delta_y$

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
上フランジ側	スタッド頭上面支圧力	0.0	−0.8
	スタッド頭下面支圧力	13.2	8.5
	フランジ上面支圧力	−49.0	−229.3
	フランジ下面支圧力	130.9	42.0
	ウェブスタッド鉛直せん断力	23.3	−11.6
下フランジ側	ウェブスタッド鉛直せん断力	13.8	−4.2
	フランジ上面支圧力	−53.1	−195.6
	フランジ下面支圧力	159.8	46.4
	スタッド頭下面支圧力	−4.0	−52.8
	スタッド頭上面支圧力	4.6	0.0
合計①		−158.0	
載荷荷重②		−157.0	
載荷荷重との誤差((②-①)/②×100)		−0.6%	

(c) $+2\,\delta_y$

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
上フランジ側	スタッド頭上面支圧力	−17.0	0.0
	スタッド頭下面支圧力	11.6	67.1
	フランジ上面支圧力	−328.4	−69.4
	フランジ下面支圧力	22.9	396.6
	ウェブスタッド鉛直せん断力	−26.1	6.0
下フランジ側	ウェブスタッド鉛直せん断力	−18.1	10.4
	フランジ上面支圧力	−286.8	−55.1
	フランジ下面支圧力	37.4	631.5
	スタッド頭下面支圧力	−98.4	−15.0
	スタッド頭上面支圧力	0.0	7.5
合計①		276.7	
載荷荷重②		274.4	
載荷荷重との誤差((②-①)/②×100)		−0.8%	

(d) $-2\,\delta_y$

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
上フランジ側	スタッド頭上面支圧力	0.0	0.0
	スタッド頭下面支圧力	62.8	29.3
	フランジ上面支圧力	−79.7	−459.0
	フランジ下面支圧力	271.9	55.3
	ウェブスタッド鉛直せん断力	27.6	−24.4
下フランジ側	ウェブスタッド鉛直せん断力	32.4	−11.9
	フランジ上面支圧力	−28.6	−407.8
	フランジ下面支圧力	348.5	52.4
	スタッド頭下面支圧力	−28.7	−120.9
	スタッド頭上面支圧力	2.0	0.0
合計①		−278.6	
載荷荷重②		−276.6	
載荷荷重との誤差((②-①)/②×100)		−0.7%	

※マイナス値は下向きの力，プラス値は上向きの力を示す。

表 3.1.10　鉛直方向抵抗力(Case2)

(a) $+1\,\delta_y$

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
上フランジ側	スタッド頭上面支圧力	−1.6	0.0
	スタッド頭下面支圧力	24.4	109.8
	フランジ上面支圧力	−100.6	−20.3
	フランジ下面支圧力	0.0	0.0
	ウェブスタッド鉛直せん断力	−3.0	18.0
下フランジ側	ウェブスタッド鉛直せん断力	−3.2	20.2
	フランジ上面支圧力	−56.2	0.0
	フランジ下面支圧力	0.0	0.0
	スタッド頭下面支圧力	−15.9	0.0
	スタッド頭上面支圧力	4.1	155.8
合計①		131.5	
載荷荷重②		139.6	
載荷荷重との誤差((②-①)/②×100)		5.8%	

(b) $-1\,\delta_y$

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
上フランジ側	スタッド頭上面支圧力	0.0	0.0
	スタッド頭下面支圧力	80.4	31.6
	フランジ上面支圧力	−1.6	−225.5
	フランジ下面支圧力	0.0	0.0
	ウェブスタッド鉛直せん断力	34.8	−21.8
下フランジ側	ウェブスタッド鉛直せん断力	23.4	−7.2
	フランジ上面支圧力	0.0	−147.1
	フランジ下面支圧力	0.0	0.0
	スタッド頭下面支圧力	0.0	−18.5
	スタッド頭上面支圧力	92.0	1.8
合計①		−157.7	
載荷荷重②		−153.9	
載荷荷重との誤差((②-①)/②×100)		−2.4%	

(c) $+2\,\delta_y$

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
上フランジ側	スタッド頭上面支圧力	−5.4	0.0
	スタッド頭下面支圧力	44.9	222.0
	フランジ上面支圧力	−242.0	−21.9
	フランジ下面支圧力	0.0	0.0
	ウェブスタッド鉛直せん断力	−14.9	40.3
下フランジ側	ウェブスタッド鉛直せん断力	−3.5	52.2
	フランジ上面支圧力	−131.8	0.0
	フランジ下面支圧力	0.0	0.0
	スタッド頭下面支圧力	−45.8	0.0
	スタッド頭上面支圧力	2.0	330.7
合計①		226.8	
載荷荷重②		228.3	
載荷荷重との誤差((②-①)/②×100)		0.7%	

(d) $-2\,\delta_y$

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
上フランジ側	スタッド頭上面支圧力	0.0	0.0
	スタッド頭下面支圧力	218.8	62.9
	フランジ上面支圧力	−7.7	−507.5
	フランジ下面支圧力	0.0	0.0
	ウェブスタッド鉛直せん断力	52.0	−34.1
下フランジ側	ウェブスタッド鉛直せん断力	54.0	−15.8
	フランジ上面支圧力	0.0	−278.7
	フランジ下面支圧力	0.0	0.0
	スタッド頭下面支圧力	0.0	−47.1
	スタッド頭上面支圧力	237.5	0.0
合計①		−265.9	
載荷荷重②		−259.0	
載荷荷重との誤差((②-①)/②×100)		−2.7%	

※マイナス値は下向きの力，プラス値は上向きの力を示す。

表 3.1.11　鉛直方向抵抗力(Case7)

(a) $+1\delta_y$

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
上フランジ側	スタッド頭上面支圧力	−0.1	
	スタッド頭下面支圧力	8.9	
	フランジ上面支圧力	−114.2	−25.6
	フランジ下面支圧力	39.0	138.1
	ウェブスタッド鉛直せん断力	−14.0	
中間部	ウェブスタッド鉛直せん断力	−19.6	
下フランジ側	ウェブスタッド鉛直せん断力	−15.8	
	フランジ上面支圧力	−100.0	−48.7
	フランジ下面支圧力	27.4	233.1
	スタッド頭下面支圧力	−9.6	
	スタッド頭上面支圧力	3.4	
合計①		102.3	
載荷荷重②		101.4	
載荷荷重との誤差(②−①)/②×100)		−0.9%	

(b) $-1\delta_y$

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
上フランジ側	スタッド頭上面支圧力	0.0	
	スタッド頭下面支圧力	10.0	
	フランジ上面支圧力	−52.3	−147.2
	フランジ下面支圧力	87.1	21.6
	ウェブスタッド鉛直せん断力	21.4	
中間部	ウェブスタッド鉛直せん断力	27.6	
下フランジ側	ウェブスタッド鉛直せん断力	20.2	
	フランジ上面支圧力	−50.8	−152.8
	フランジ下面支圧力	116.3	18.5
	スタッド頭下面支圧力	−22.3	
	スタッド頭上面支圧力	0.0	
合計①		−102.6	
載荷荷重②		−101.6	
載荷荷重との誤差(②−①)/②×100)		−1.0%	

(c) $+2\delta_y$

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
上フランジ側	スタッド頭上面支圧力	−1.4	
	スタッド頭下面支圧力	30.3	
	フランジ上面支圧力	−244.0	−37.4
	フランジ下面支圧力	44.0	288.5
	ウェブスタッド鉛直せん断力	−13.9	
中間部	ウェブスタッド鉛直せん断力	−44.6	
下フランジ側	ウェブスタッド鉛直せん断力	−31.5	
	フランジ上面支圧力	−207.7	−54.5
	フランジ下面支圧力	45.4	441.2
	スタッド頭下面支圧力	−41.5	
	スタッド頭上面支圧力	0.0	
合計①		174.3	
載荷荷重②		170.8	
載荷荷重との誤差(②−①)/②×100)		−2.0%	

(d) $-2\delta_y$

		橋台たて壁背面側 (kN)	橋台たて壁前面側 (kN)
上フランジ側	スタッド頭上面支圧力	0.0	
	スタッド頭下面支圧力	36.8	
	フランジ上面支圧力	−70.6	−312.7
	フランジ下面支圧力	184.7	31.8
	ウェブスタッド鉛直せん断力	39.7	
中間部	ウェブスタッド鉛直せん断力	50.4	
下フランジ側	ウェブスタッド鉛直せん断力	22.6	
	フランジ上面支圧力	−54.1	−327.0
	フランジ下面支圧力	254.5	28.6
	スタッド頭下面支圧力	−58.8	
	スタッド頭上面支圧力	0.0	
合計①		−174.2	
載荷荷重②		−172.0	
載荷荷重との誤差(②−①)/②×100)		−1.3%	

※マイナス値は下向きの力，プラス値は上向きの力を示す。

(13) 作用曲げモーメントに対する各抵抗要素の評価

解析結果に基づき、載荷荷重から計算される作用曲げモーメントに対する各抵抗要素の抵抗比率を算出した。鉛直力は埋込桁長の半分の位置を X 方向中立軸とし、水平力は桁高中心を Z 方向中立軸として仮定し、各抵抗力に中立軸からの距離を乗じて曲げ換算して抵抗比率を比較した。作用曲げモーメントは、載荷荷重に X 方向中立軸から載荷点までの距離を乗じて算出した。**図 3.1.47** に接合部の各抵抗力（曲げ換算）の概念図を示す。**図 3.1.48** に各抵抗要素の抵抗比率を示す。**図 3.1.49** に各要素の抵抗曲げモーメントを示す。**図 3.1.48～図 3.1.49** に示す（）付きの数値は抵抗比率の合計値を示している。

積み上げた抵抗曲げモーメントの合計は、96%～103%であり良く一致していた。Case2 の荷重が小さい+1δ_y時は、フランジ下面に支圧が無いためフランジ支圧での抵抗比率が Case1 の+1δ_y時では 29%であったのに対して 7%と小さく、フランジスタッド頭、フランジスタッド水平せん断力やフランジコバ面での抵抗が増加していた。

鋼桁フランジとコンクリートの摩擦力(Q2)およびウェブコバ面(Q4)の抵抗比率は、ほぼ 0%であり、鋼桁フランジとコンクリートの摩擦およびウェブコバ面での抵抗力は微少であることが分かった。

フランジスタッド水平せん断力(Q1)の抵抗比率は、Case1 では 51%～60%、Case2 では 57%～64%、Case7 では 48%～53%であった。正加力時では、フランジ下面に支圧を無くした

Case2 は Case1 に比べて 10%程度高い抵抗比率であった。負加力時は支圧の有無によって変わらず、Case1 と Case2 では概ね差違がなかった。また埋込長が浅い Case7 では、埋込長が深い Case1 に比べて 3%～7%低い抵抗比率であった。

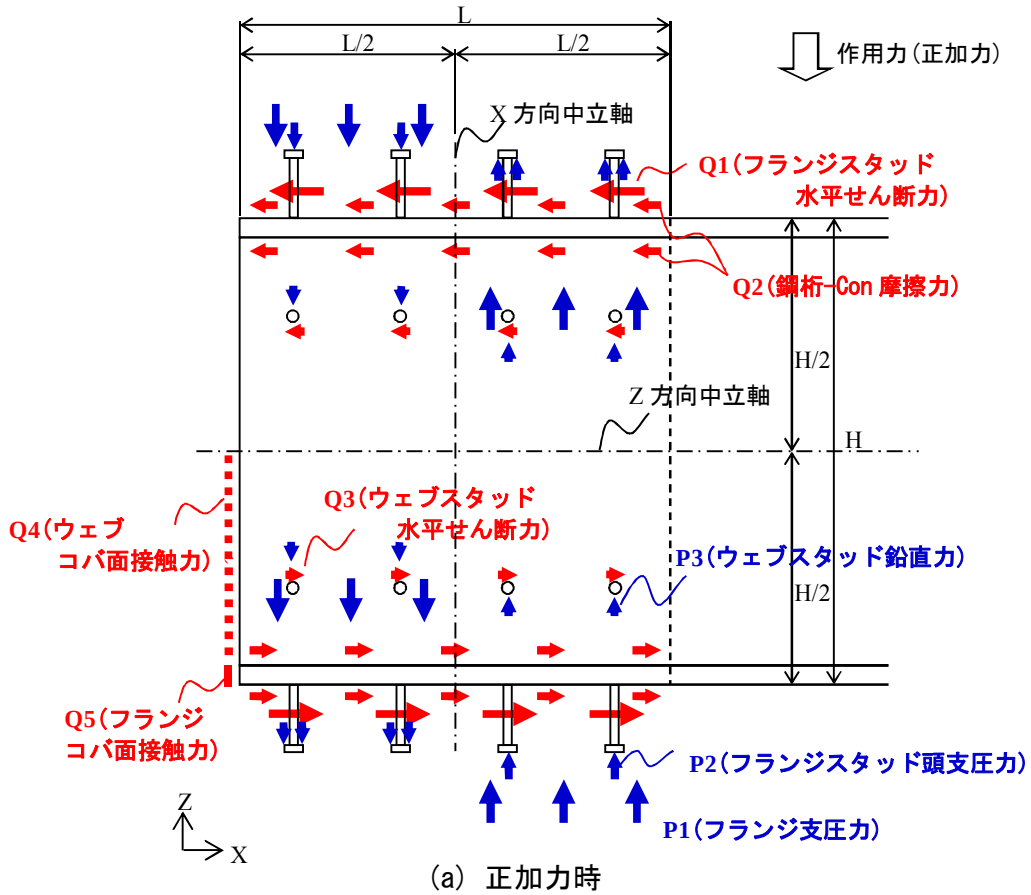
フランジ支圧力(P1)の抵抗比率は、Case1 では 25%～34%であり、Case2 では正加力時は 7%～10%、負加力時は 13%～16%であり、支圧の有無による影響が現れていた。Case2 では、フランジ下面での支圧抵抗がなくなるだけではなく、フランジ上面に発生する支圧抵抗力も Case1 に比べて正加力の場合、上フランジ上面は 57%～66%に、下フランジ上面は 29%～38%に低下する傾向であった。Case7 では 19%～27%であり、埋込長が深い Case1 に比べて 7%程度低い値であった。

フランジスタッド頭(P2)での抵抗率は、Case1 では 1%～3%、Case7 では 0%～1%と微少であった。しかしフランジ下面の支圧抵抗が無い Case2 では正加力時は 6%～8%、負加力時は 6%～10%であり、他のケースに比べて高い抵抗比率を示していた。Case2 ではフランジ下面の支圧が無いためスタッド頭で抵抗しているものと考える。

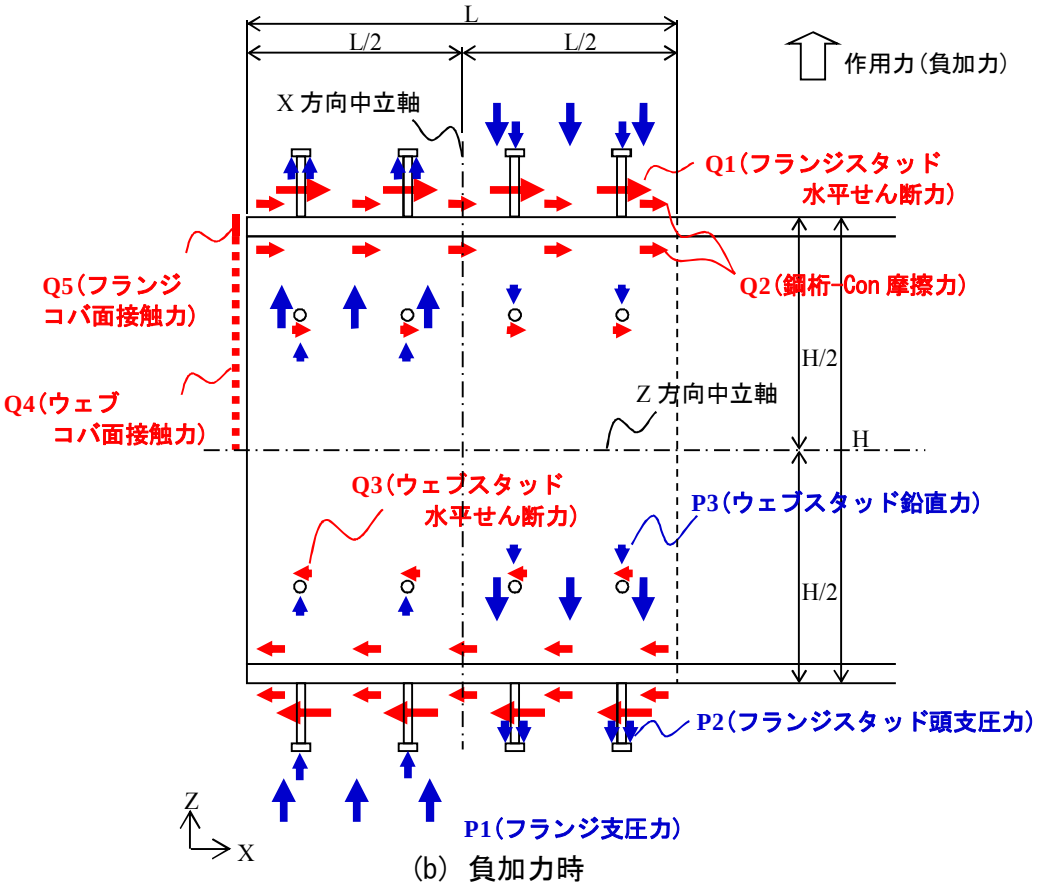
ウェブスタッド水平せん断力(Q3)の抵抗比率は、Case1 では 4～8%、Case2 では 5%～9%、Case7 では 7%～11%であった。荷重倍率が増加するにつれ抵抗比率が上昇する傾向であった。

フランジコバ面接触力(Q5)の抵抗率は、Case1 では 4%～9%、Case2 では 4%～13%、Case7 では 11%～16%であり、荷重倍率が増加するにつれ抵抗比率が低下するする傾向であった。

実験供試体（床版なし、鉛直荷重載荷）を対象とした今回の解析では、フランジ付きスタッドの水平せん断抵抗率は、作用力の 60%程度であるため、スタッドの抵抗力に加え鋼桁フランジ面の支圧力やフランジコバ面の接触力等の他の抵抗力が期待できることが確認できた。今後、こうしたスタッド以外の抵抗要素が実橋の条件でも同様の影響を及ぼすのか検討していくことが考えられる。

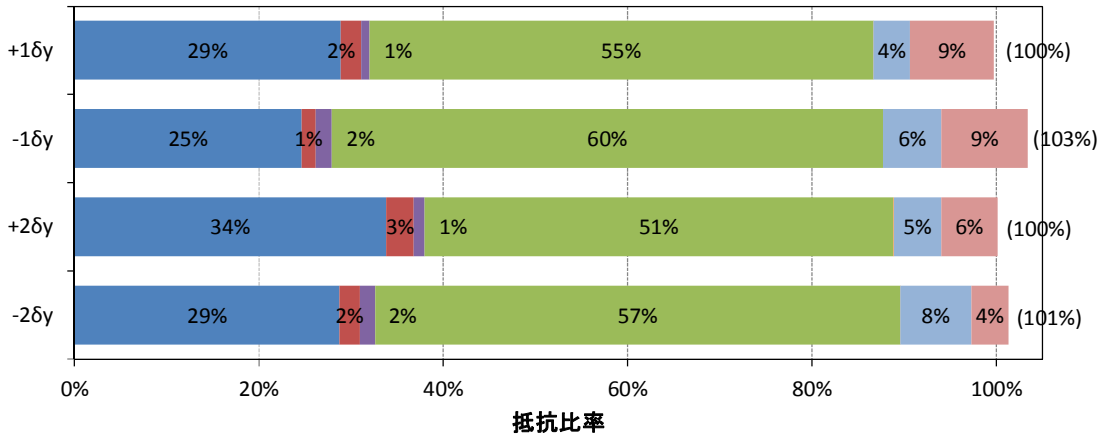


(a) 正加力時

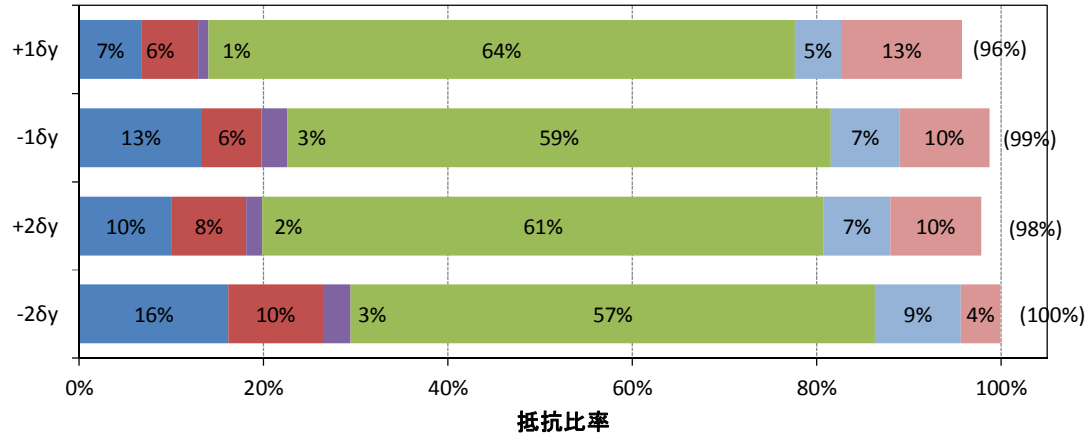


(b) 負加力時

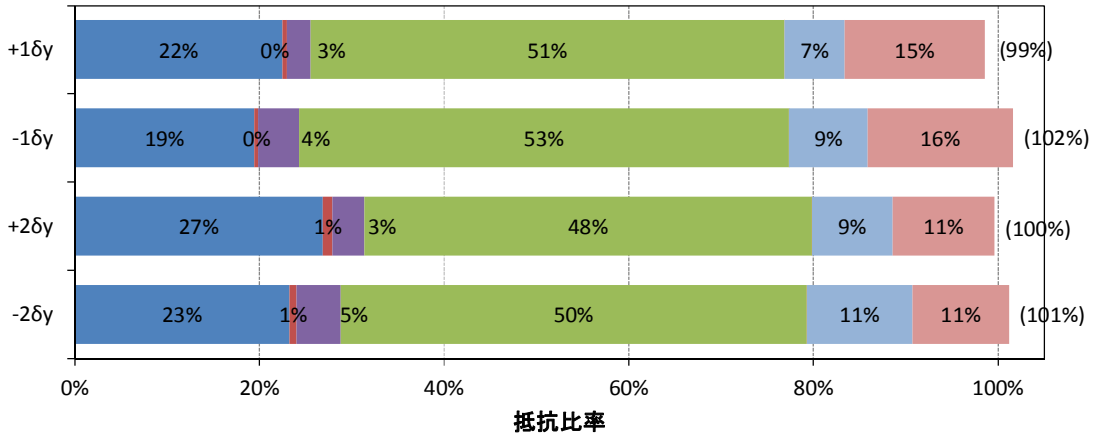
図 3.1.47 接合部各抵抗力(曲げ換算)概念図



(a) Case1(埋込長：深，フランジ下面支圧力：有)



(b) Case2(埋込長：深，フランジ下面支圧力：無)



(c) Case7(埋込長：浅，フランジ下面支圧力：有)

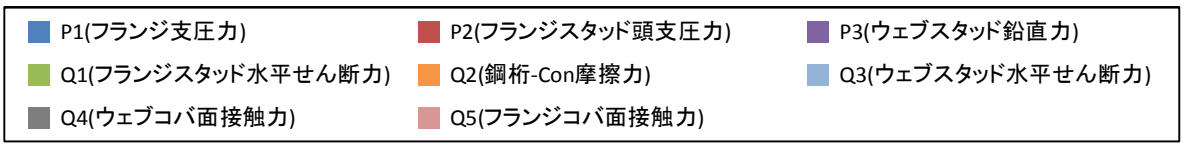
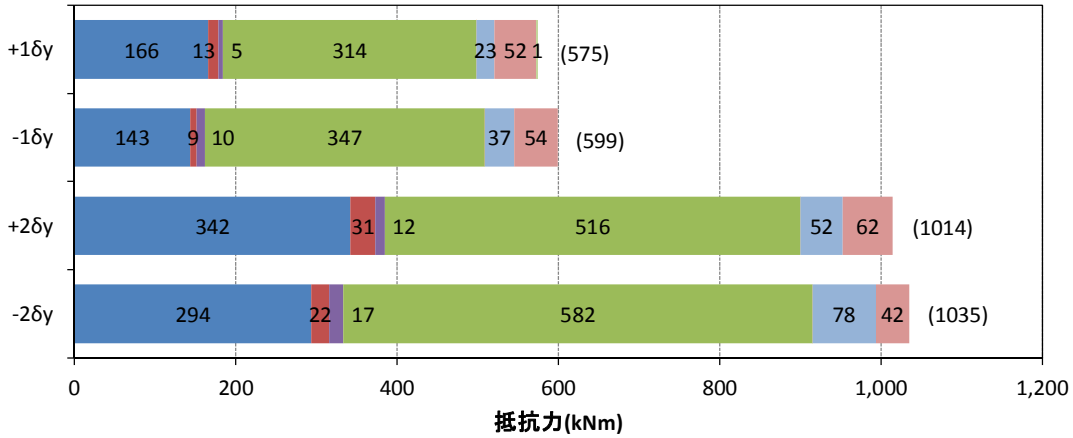
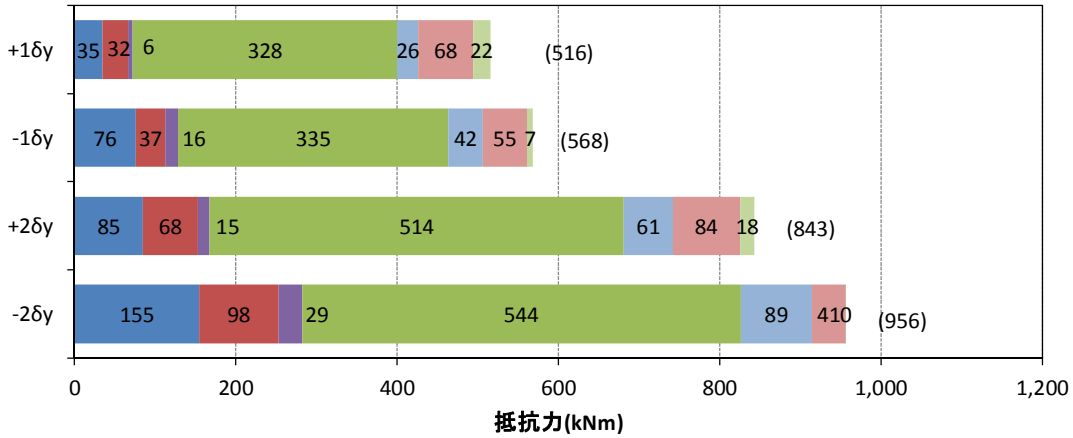


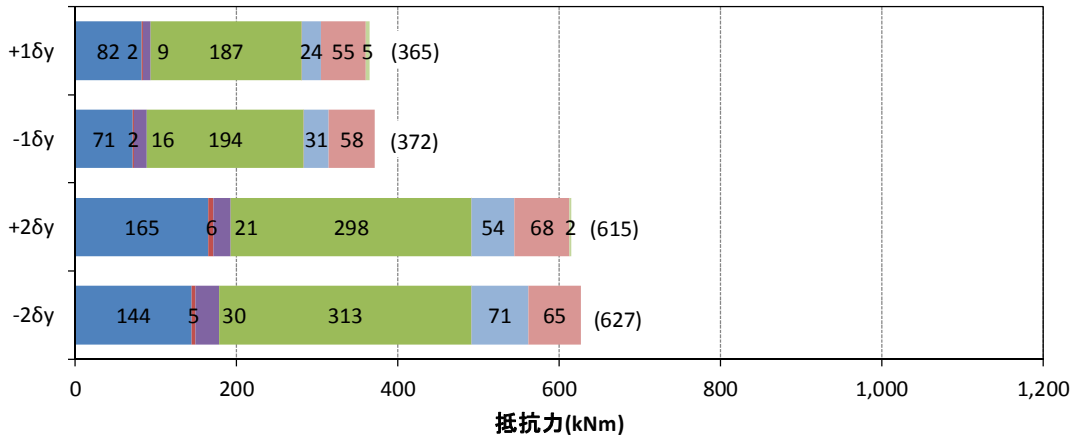
図 3.1.48　接合部各抵抗比率



(a) Case1(埋込長：深，フランジ下面支圧力：有)



(b) Case2(埋込長：深，フランジ下面支圧力：無)



(c) Case7(埋込長：浅，フランジ下面支圧力：有)

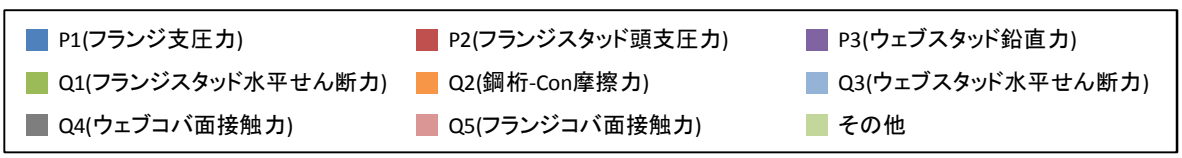


図 3.1.49　接合部各抵抗力

3.1.3 まとめ

本検討では鋼桁の埋込深さおよびフランジ下面の空隙の有無を変数とし、実験供試体をモデル化した有限要素解析により接合部の抵抗機構について検討した。得られた主な結果を以下にまとめる。

1) 解析結果と実験結果を比較して、荷重－変位関係の初期勾配は概ね一致する結果となった。鋼桁フランジの橋軸方向ひずみおよびコンクリート圧縮応力分布についても、実験結果にはばらつきがあり一致していない箇所もあるが、オーダーとしては概ね近い値を示していた。
2) 接合部の曲げモーメントに対する抵抗として、フランジ付スタッドの水平せん断力、フランジの支圧力およびフランジコバ面の接触力の 3 つが支配的であることを確認できた。
3) 1 本あたりのスタッドの許容せん断力を H24 道示[2)]の評価式で算定される値の 2 倍として安全率を半分に低減させた上で必要本数を配置した解析モデルにおいて、接合部の曲げモーメントに対してフランジ付スタッドの水平せん断力で 50%～60%程度を負担していることが確認できた。
4) フランジ下面の空隙の有無により、フランジ付スタッドの抵抗比率に差はないが、フランジの支圧抵抗比率は支圧有より支圧無の方が低下し、支圧無ではフランジ付スタッドの鉛直力での負担が大きくなることが確認できた。
5) 鋼桁埋込深さが相対的に浅い場合、深い場合に比べてフランジ付スタッドの抵抗比率は 10%程度低下し 50%程度を負担していることが確認できた。さらに、フランジ支圧力抵抗比率は深い場合に比べて 5%程度低下し 20%～25%程度を負担していることが確認できた。その分、ウェブスタッドやフランジコバ面の接触力の負担が大きくなることが確認できた。
6) フランジの支圧抵抗は埋込深さに関係なく、スタッド近傍に集中して発生することが確認できた。さらに、正加力時は橋台たて壁前面側の下フランジ下面に大きな支圧力が発生しており、負加力時は橋台たて壁前面側の上フランジ上面および下フランジ上面に大きな支圧力が発生していることが確認できた。
7) フランジコバ面の接触力が 10%程度と大きいことが確認できた。
8) 今後は、スタッド以外の抵抗要素が実橋の条件でも同様の影響を及ぼすのか検討していくことが課題として考えられる。

参考文献

1) （独）土木研究所，大阪工業大学，（一社）日本橋梁建設協会：橋台部ジョイントレス構造における鋼ーコンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１），共同研究報告書，整理番号第 463 号，2015.3.
2) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2012.3

3.2　接合部抵抗機構把握のための有限要素解析（実橋モデル）

3.2.1　解析の目的

平成 25～26 年度において、本研究では、スタッドと支圧の抵抗機構に着目した実験に対して、実験では直接計測できない作用力に対するスタッドせん断抵抗力と支圧抵抗力の分担割合を明らかにするために、実験を再現した有限要素解析を行っている。その詳細については、報告書（その１）[1] にまとめられているが、解析対象とした実験供試体は、実橋に対して基本縮尺を約 1/3 スケールとしたものであるものの、スタッドと床版厚は、スケールダウンせずに実寸としている。

本解析は、平成 25～26 年度において実施した有限要素解析において、実験結果との比較により妥当性が確認された解析モデルと同様のモデル化方法により、実橋を対象とした 3 次元有限要素解析を実施することで、実橋の橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合部の抵抗機構について確認することを目的として実施した。

3.2.2　解析方法

解析対象とする実橋は、平成 25～26 年度において、実橋で考え得る範囲で接合部断面力が最大・最小となる条件を網羅するように実施した試設計[1]32 ケースの中で、接合部断面力が大きく、必要スタッド本数が最も多いケース(Case29)とした。鋼桁諸元（断面形状、桁高）や橋台たて壁諸元（橋台たて壁厚、鉄筋量）、必要スタッド本数は、全体系平面骨組解析結果より求めた断面力に対して決定し、鋼－コンクリート接合部を想定し設計しているものである。**表 3.2.1** に解析ケース概要を、**図 3.2.1** に、鋼－コンクリート接合部のスタッド配列を示す。

載荷方法は、初期荷重を載荷した状態で、橋軸方向に単調な水平荷重を作用させる。コンクリート、鉄筋およびスタッドは非線形性を考慮し、着目部位である上下部結合部のモデル化については、鋼桁はシェル要素、コンクリート、スタッドはソリッド要素、鉄筋はバー要素でモデル化し、コンクリートと鋼材の境界は、インターフェース要素でモデル化を行っている。なお、着目部位である上下部結合部以外の上部構造や杭については、はり要素でモデル化を行っている。また、背面地盤の抵抗および杭前面の地盤抵抗はバネでモデル化し、水平抵抗を考慮した。

解析に用いたソフトウェアは ABQUS V.6.14（仏国ダッソー・システムズ社製）[2] である。

表 3.2.1　解析ケース概要

解析ケース	上部構造			接合部			橋台部		
	橋長 [m]	鋼桁高 [m]	床版厚 [cm]	埋込長 [m]	スタッド量 フランジ	スタッド量 ウェブ	壁厚 [m]	鉄筋量 鉛直方向	鉄筋量 水平方向
C1	60	2.9	30	2.15	φ22-131 本	φ22-84 本	2.5	D29-125	D22-250

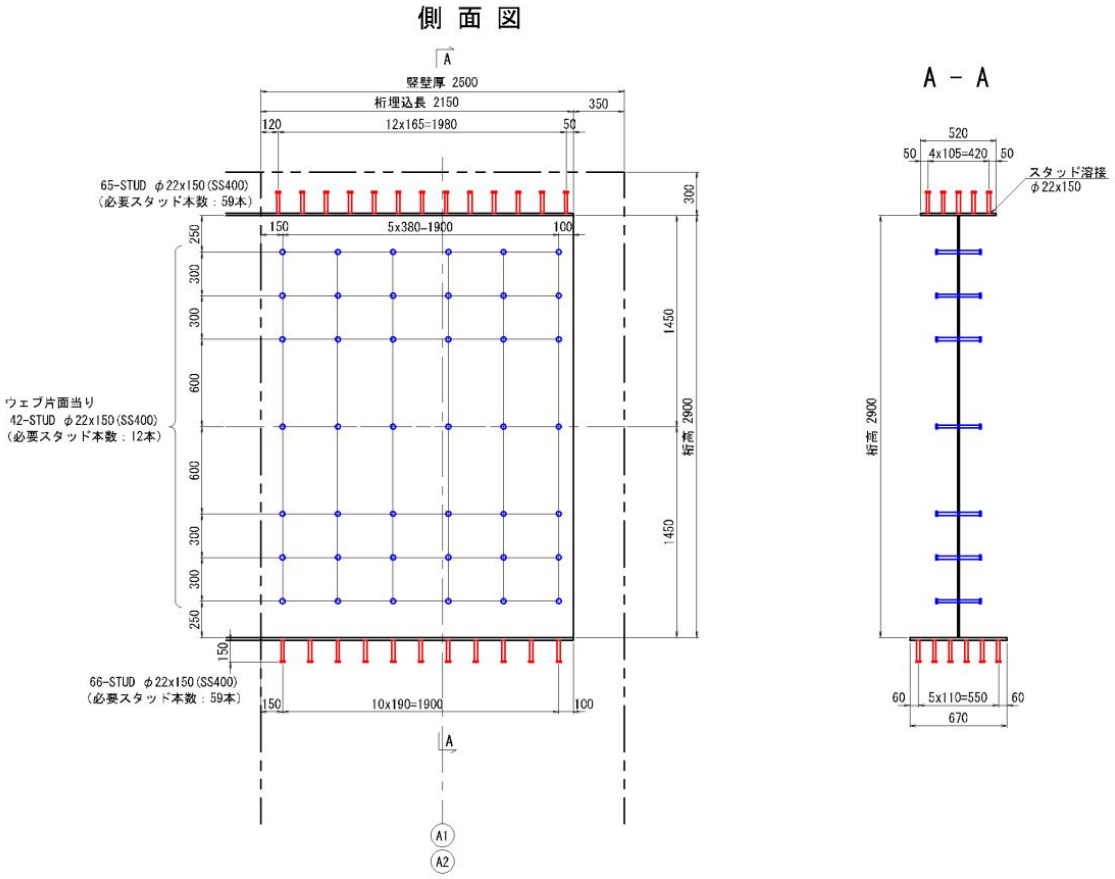
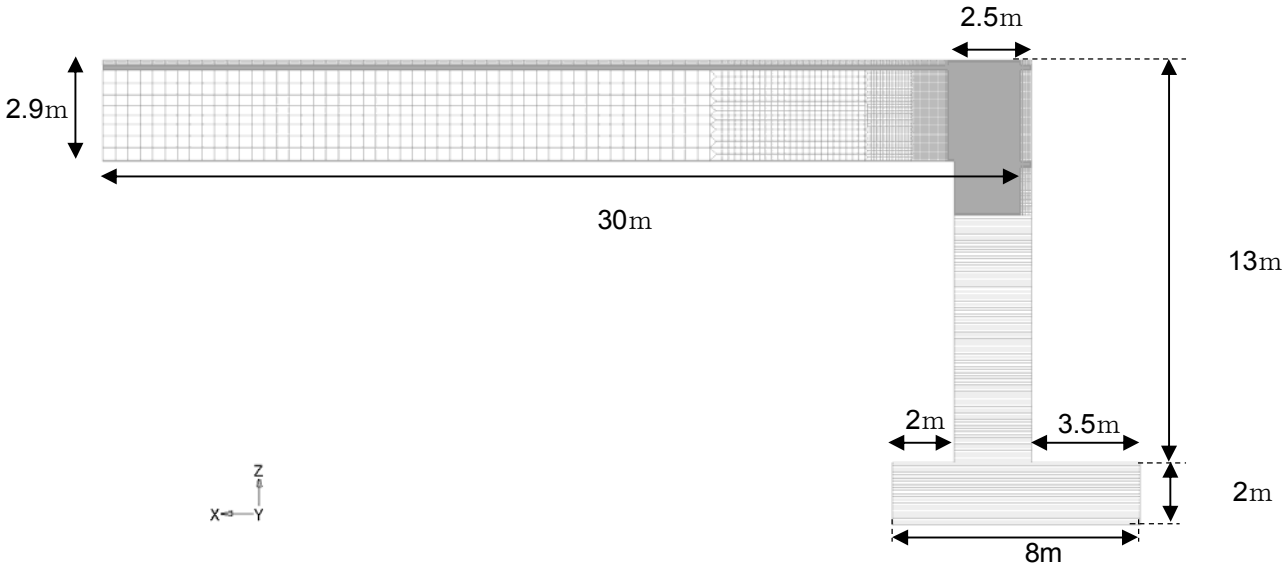


図 3.2.1　スタッド配置図（門型ラーメン構造　橋長 60m 多主桁橋合成桁）

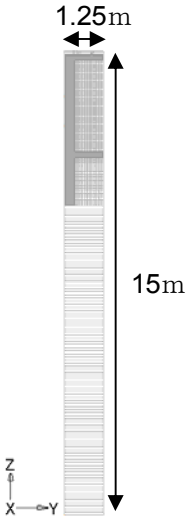
(1) 解析モデル

解析モデルは、構造の対称性を考慮してハーフモデルとした。**図 3.2.2** にモデル全体図、**図 3.2.3** に解析モデルの要素区分図を示す。

境界条件は、橋台たて壁基部を X 軸方向、Y 軸方向および Z 軸方向変位固定、橋台たて壁側面を Y 軸方向変位固定とした。**図 3.2.4** に適用した境界条件を示す。載荷方法は、鉛直方向に死荷重に相当する一定荷重を載荷した状態で、鋼桁端部に水平方向（X 軸方向）に単調な強制変位を与える。また、載荷点および橋台たて壁ソリッド要素とはり要素の結合は、載荷点においては、載荷する 1 節点と橋軸方向スパン中央断面の節点間に、橋台たて壁においては、はり要素上端部の 1 節点と接続断面の節点間に対して**図 3.2.5** に示すように、剛体要素を設けている。なお、メッシュ分割図を**図 3.2.6** に示す。スタッドとフランジ間の接合部に応力集中が想定されるため、鋼桁上下フランジはソリッド要素として厳密なモデル化を行った。スタッドの要素分割は、円周方向に 30°ピッチ、鉛直方向に 7 分割とした。



(a) 側面



(b) 断面

(c) 上面

図 3.2.2　モデル全体図

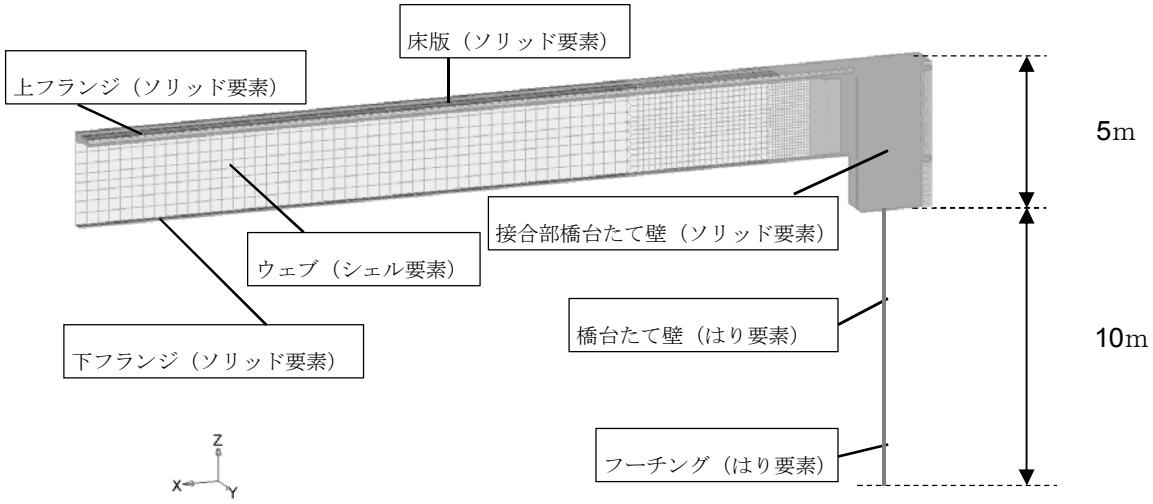


図 3.2.3　要素区分図

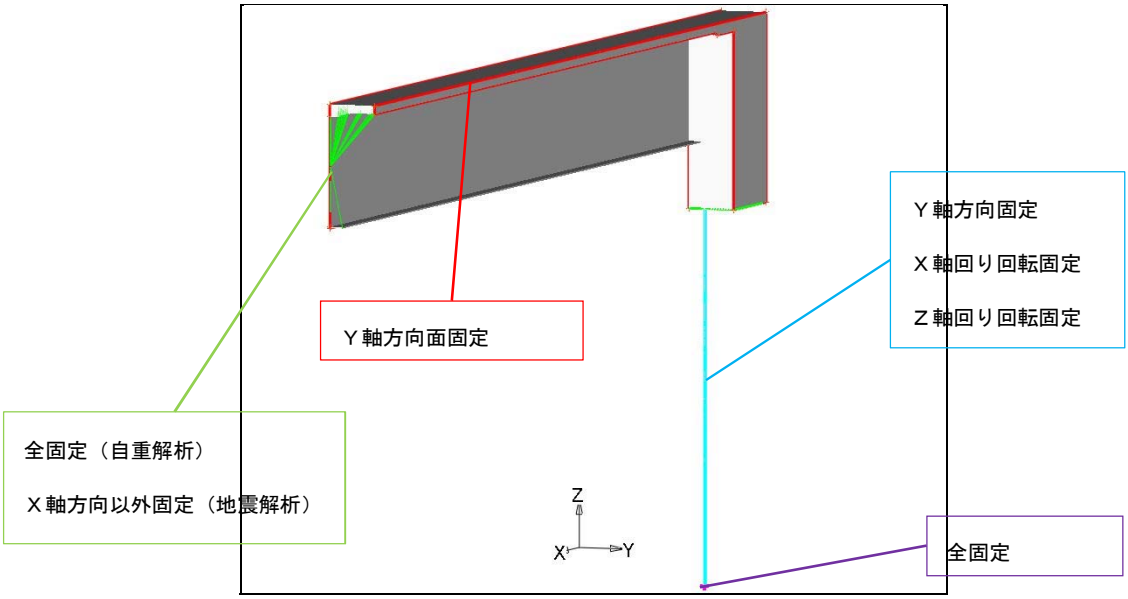
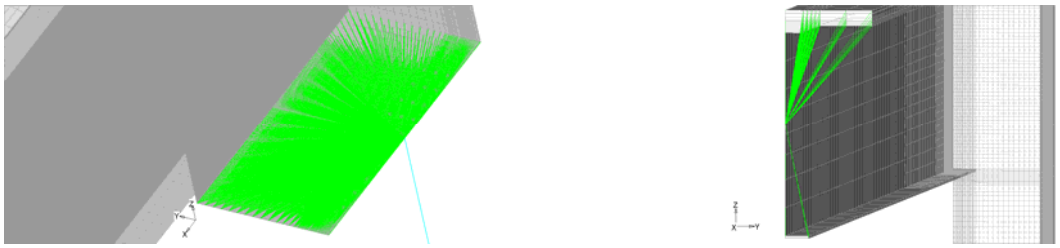
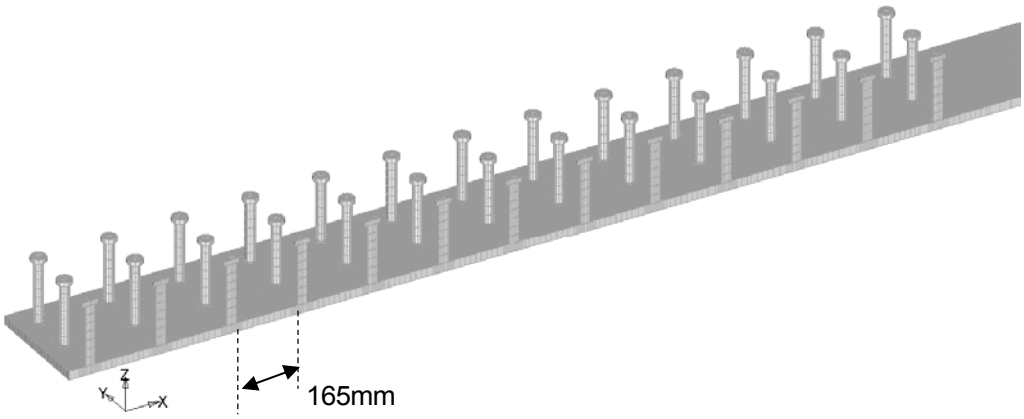


図 3.2.4　境界条件図

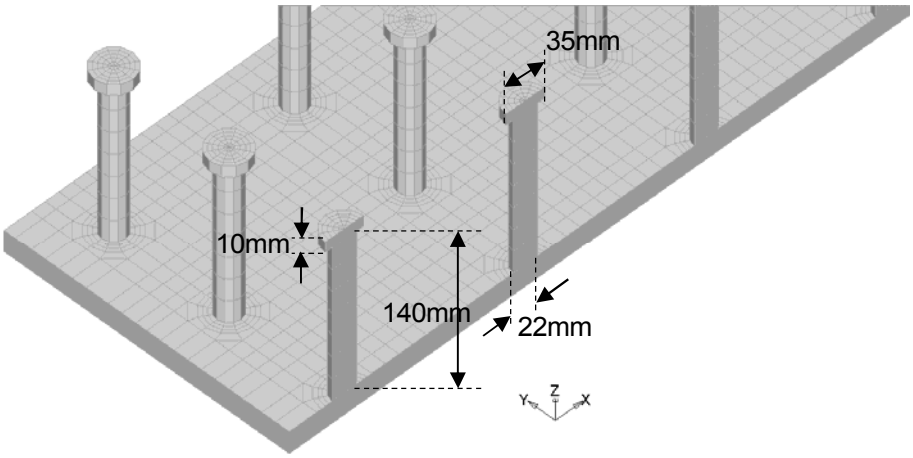


(a) 橋台たて壁　ソリッド―はり要素接続部　　(b) 載荷点　橋軸方向スパン中央部断面

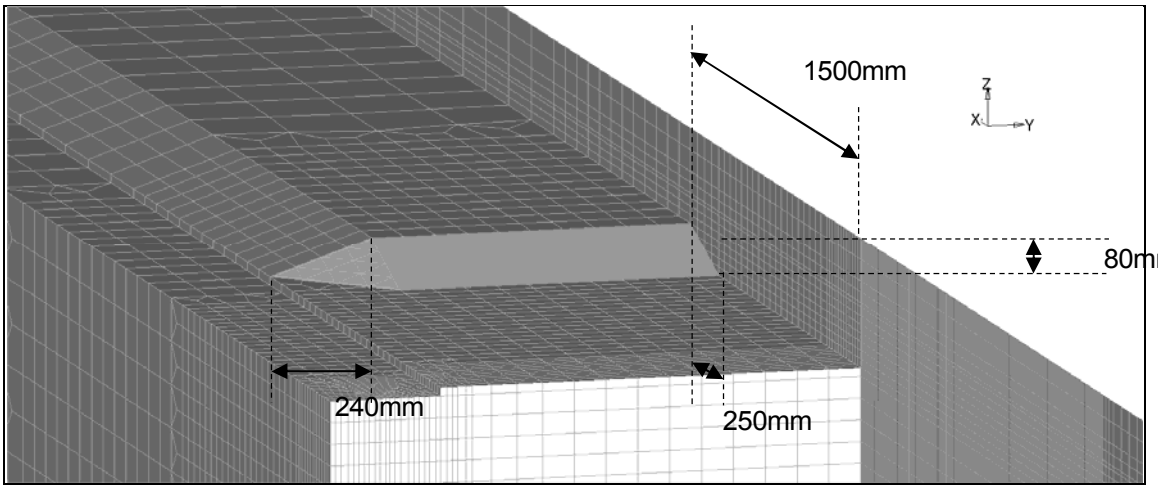
図 3.2.5　剛体要素による結合



(a) 上フランジスタッド　（下フランジスタッドも同様の分割）



(b) 上フランジスタッド詳細



(c) ハンチ近傍

図 3.2.6　メッシュ分割図

(2) 使用要素

表 3.2.2 に、解析モデルの各部材における適用要素、適用材料、非線形性を示し、対応する部材を**図 3.2.7** に示す。接合部におけるコンクリートはソリッド要素、鋼桁ウェブはシェル要素、鋼桁上下フランジはソリッド要素、フランジ付きスタッドはソリッド要素、ウェブ付きスタッドはばね要素にてモデル化を行った。さらに、鉄筋は、解析計算の収束性を考え、シェル要素にてモデル化を行っている。

コンクリートと鋼材の接触については、コンクリートと鋼材の境界にインターフェース要素を用いることでモデル化を行っている。

表 3.2.2　適用要素

番号	部材	要素	適用材料
1	床版	ソリッド	コンクリート（線形）
2	ハンチ	ソリッド	コンクリート（線形）
3	上フランジ	ソリッド	鉄（線形）
4	下フランジ	ソリッド	鉄（線形）
5	ウェブ	シェル	鉄（線形）
6	フランジスタッド	ソリッド	鉄（非線形）
7	ウェブスタッド	ばね	鉄（線形）
8	鉄筋	シェル	鉄（線形）
9	橋台たて壁	ソリッド	コンクリート（非線形）
10		はり	コンクリート（線形）
11	フーチング	はり	コンクリート（線形）

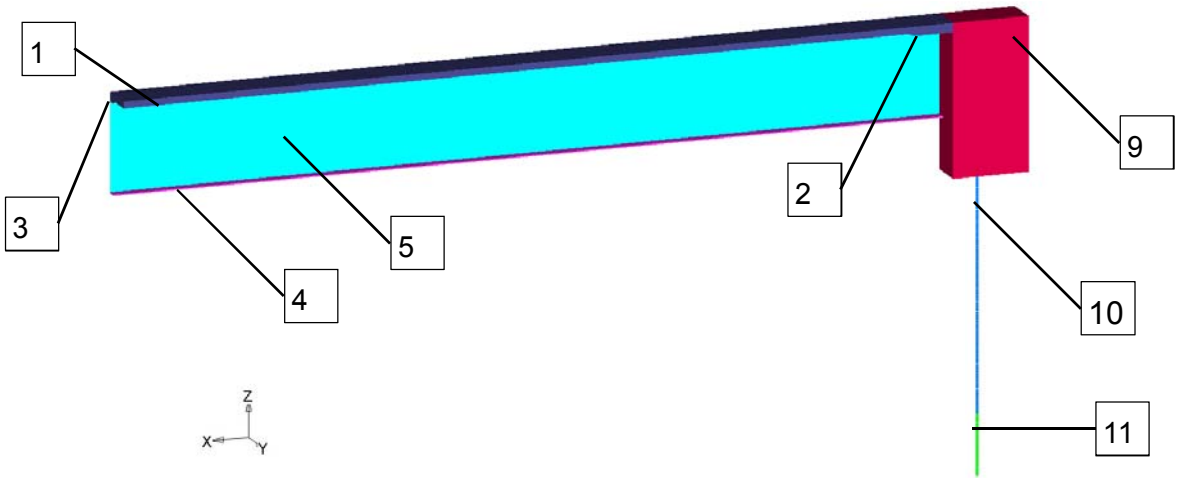
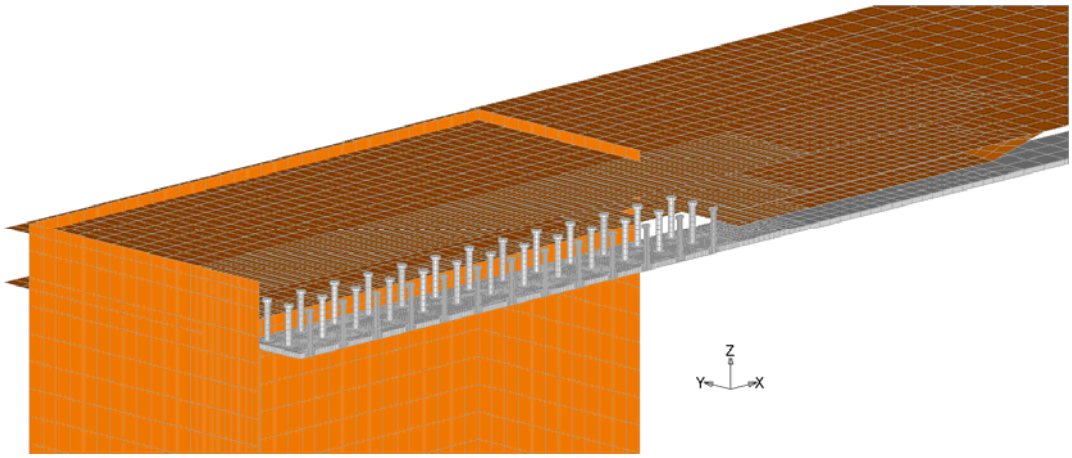


図 3.2.7 適用要素位置図

1) 鉄筋モデル

図 3.2.8 に、鉄筋をモデル化するために設けたシェル要素を示す。鉄筋はシェル要素内に断面積、ピッチを設定し、モデル化を行う。**表 3.2.3** に設定した鉄筋の径、およびピッチを示す。

(a)　分布図(全体)



(b)　上フランジ近傍　鉄筋モデルメッシュ図

図 3.2.8　鉄筋モデル図

表 3.2.3 鉄筋径および配筋間隔

配筋位置		鉄筋軸方向	鉄筋径 [mm]	断面積 [mm2]	配筋間隔 [mm]
橋台たて壁		*XY*平面上	22	380.13	250
		*Z*軸	29	660.52	125
床版	上面(フランジ上)	*X*軸	19	283.53	100
		*Y*軸	19	283.53	250
	上面(フランジ外)	*X*軸	19	283.53	125
		*Y*軸	19	283.53	250
	下面(フランジ上)	*X*軸	19	283.53	100
		*Y*軸	19	283.53	125
	下面(フランジ外)	*X*軸	19	283.53	125
		*Y*軸	19	283.53	125
	テーパー部	*YZ*平面上	16	201.06	125

2) はり要素

計算効率向上のため、**図 3.2.3** に示したように、橋台たて壁コンクリート及びフーチング部に対して、等価なはり要素を用いてモデル化している。はり要素でモデル化する橋台たて壁コンクリート及びフーチング部は、スタッド挙動に影響を及ぼさないよう接合部から十分な距離をとった位置からモデル化した。また、中立軸位置はハーフモデルとしていることから中央にオフセットしている。**表 3.2.4** に橋台たて壁コンクリート及び基礎部に設けたはり要素断面諸元を示す。

表 3.2.4 はり要素断面諸元

部材	長さ [mm]		断面積 [mm²]	断面 2 次モーメント [mm⁴]		中立軸オフセット距離 [mm]	
	X軸	Y軸		I_{yy}	I_{zz}	X軸	Y軸
橋台たて壁	2500	1250	3.13E+06	1.63E+12	1.12E+12	0	625
フーチング	8000	1250	1.00E+07	5.33E+13	4.71E+12	750	625

3) ばね要素

ウェブスタッドは**図 3.2.9** に示す位置に、バネ要素で定義することで考慮している。**表 3.2.5** に適用したウェブスタッドの材料特性値を示す。材料特性値は、文献 3)を参考に定めた。

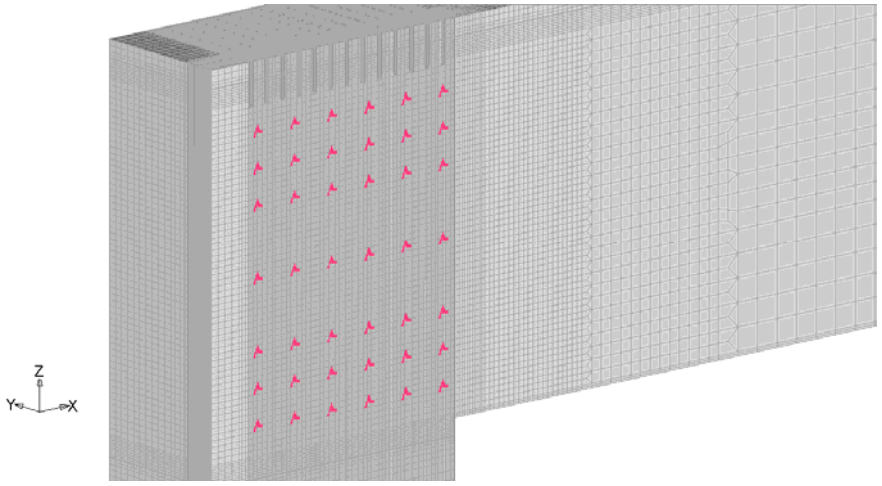


図 3.2.9　ウェブスタッド配置図

表 3.2.5 ウェブスタッド等価ばね剛性値

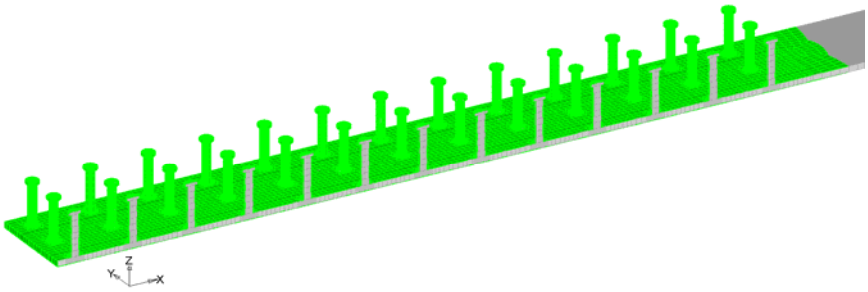
ウェブスタッド等価ばね剛性[N/mm²]		
X軸方向	Y軸方向	Z軸方向
200000		200000

4) 接触の定義

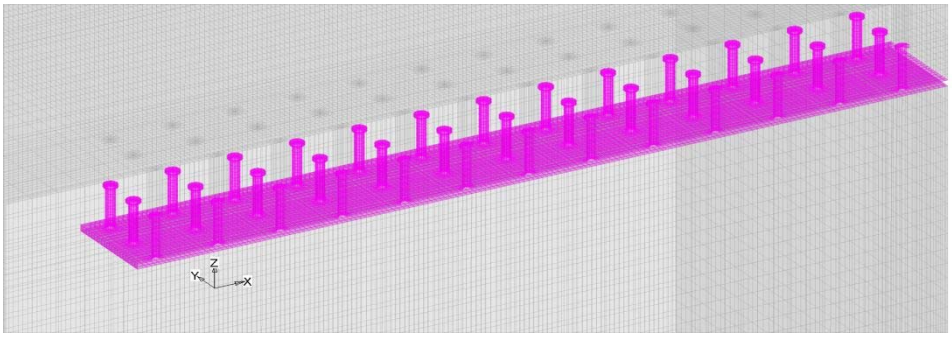
本解析では、**図 3.2.10** に示す鋼桁とコンクリート間に接触を定義する。**表 3.2.6** に定義した接触の組合せ、接触手法及び接触定義範囲を示す図番号を示す。**図 3.2.11** に示す橋台たて壁コンクリート端部節点とフランジの面-点接触は、コンクリート端部のフランジ面への貫入の低減を目的として定義している。

表 3.2.6 接触の組合せと接触の種類

接触の組合せ		接触の種類	接触定義範囲図番号
鋼桁	コンクリート		
フランジとスタッド	橋台たて壁コンクリート	面-面	3.2.10
フランジ	橋台たて壁コンクリート	面-点	3.2.11
ウェブ	橋台たて壁コンクリート	点-点	-



(a)　上フランジ・スタッド　接触要素定義範囲（下フランジ側も同様）



(b)　上フランジ側　コンクリート接触要素定義範囲（下フランジ側も同様）

図 3.2.10　フランジ・スタッドとコンクリートの接触モデル図

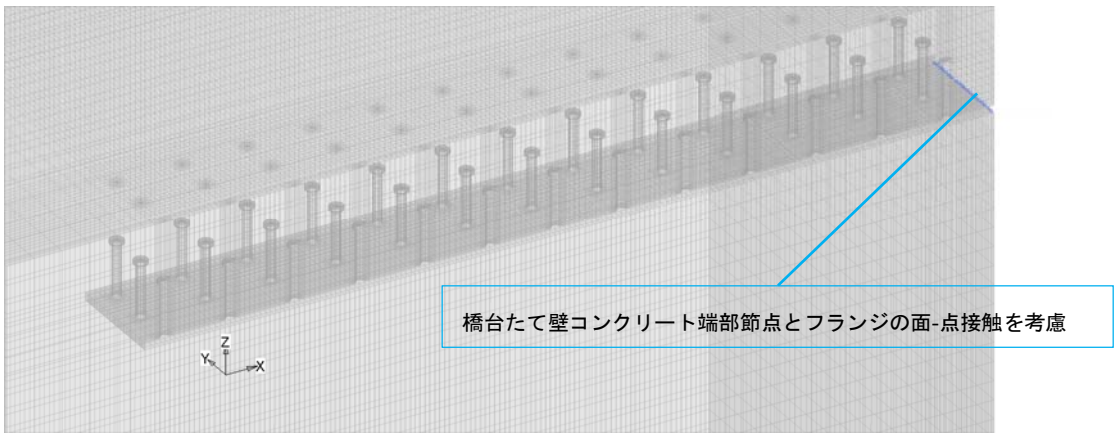


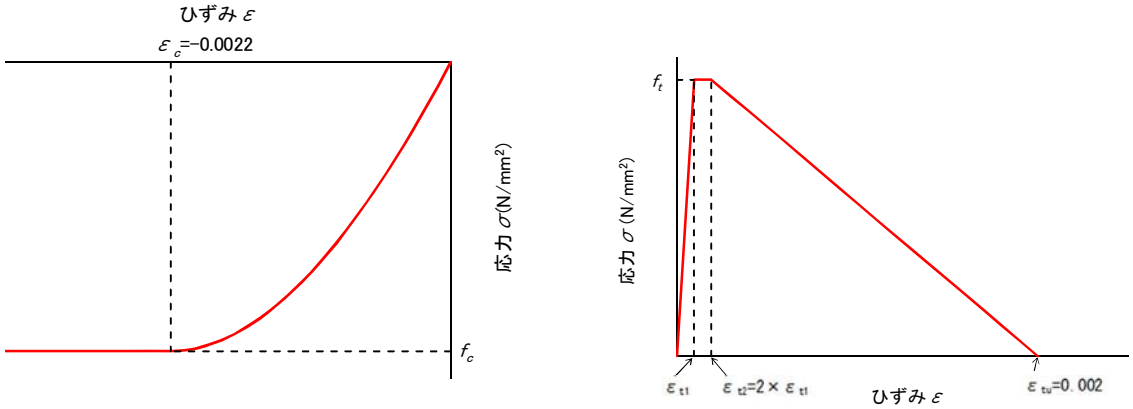
図 3.2.11　橋台たて壁コンクリート端部とフランジの接触考慮位置

(3) 材料条件

1) コンクリート

コンクリートの応力－ひずみ関係を**図 3.2.12** に示す。複合構造について検討した文献 4)を参考に、Eurocode2[5]に示された応力－ひずみ関係式(3.2.1)～(3.2.3)を適用（ただし劣化勾配および終局ひずみε_{cu}は考慮せず）した。引張側の構成則は、応力が初期剛性E_{cm}で引張強度f_tまで線形としf_t到達後はひび割れの発生を考慮した。ただし解析上安定させるため、f_t到達後平らな部分を設けた。引張強度f_tについては、材料引張試験を実施していないため、コンクリート標準示方書[6]に示されている式(3.2.4)を用いて算出した。

解析で用いたコンクリートの材料物性値を**表 3.2.7** に示す。



(a) 圧縮側　　(b) 引張側

図 3.2.12　コンクリート構成則

ε_{t1}　$\varepsilon_{t2}=2\times\varepsilon_{t1}$　$\varepsilon_{tu}=0.002$

$$\frac{\sigma_c}{f_c}=\frac{k\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)-\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)}{1+(k-2)\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)} \qquad (3.2.1)$$

$$\varepsilon_{c1}=-0.0022 \qquad (3.2.2)$$

$$k=(1.1E_{cm})\left(\frac{\varepsilon_{c1}}{f_c}\right) \qquad (3.2.3)$$

$$f_t=0.23\cdot f_c{}^{2/3} \qquad (3.2.4)$$

ここに、　ε_c　：コンクリートのひずみ

σ_c　：コンクリートの応力（N/mm^2）

f_c　：コンクリートの圧縮強度（N/mm^2）

ε_{cl}　：ピーク時のコンクリートひずみ

E_{cm}　：コンクリートのヤング係数（N/mm^2）

f_t　：コンクリートの引張強度（N/mm^2）

表 3.2.7　材料物性値

材料	非線形性	ヤング率 [N/mm²]	ポアソン比	密度 [N/mm³]	圧縮強度 [N/mm²]	引張強度 [N/mm²]
コンクリート	線形	25000	0.2	2.30E-06		
	非線形	25000	0.2	2.30E-06	24	1.914

2) 鋼材

スタッド、フランジ、ウェブおよび鉄筋の応力ーひずみ関係を**図 3.2.13** に示す。解析で用いた材料物性値を基にバイリニアでモデル化した。解析で用いたスタッド、鋼材および鉄筋の材料物性値を**表 3.2.8** に示す。

鋼桁とコンクリート間の摩擦は、平成 25～26 年度において実験供試体(縮尺:約 1/3)を対象に実施した有限要素解析 [1)] において、影響が少ないことが確認されたことからから、本解析では考慮していない。

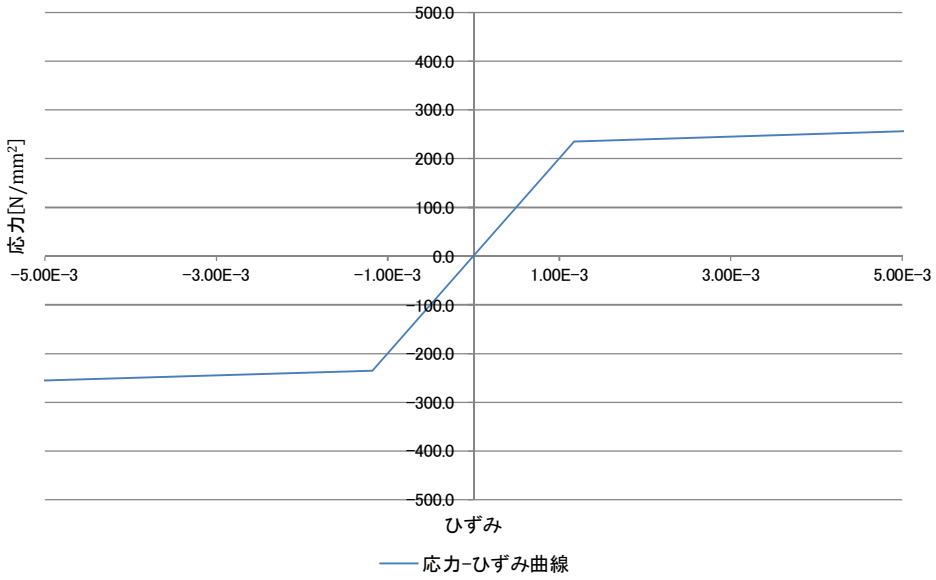


図 3.2.13　鋼材の構成則

表 3.2.8　材料物性値

材料	非線形性	ヤング率 [N/mm²]	ポアソン比	密度 [N/mm³]	引張強度 [N/mm²]	引張降伏応力度 [N/mm²]
鋼材および鉄筋	線形	200000	0.3	7.70E-06		
	非線形	200000	0.3	7.70E-06	400	235

(4) 荷重条件

載荷方法は、まず自重解析として、初期荷重に相当する荷重を載荷する。その後、地震解析として、鋼桁端部に水平方向(*X*軸方向)に単調な強制変位を与える。**表 3.2.9** に、解析で実施した解析ケースと対応する荷重条件を示す。ここで、初期荷重には、上部構造の死荷重のほか、地覆・防護柵・背面土圧の荷重を含む。

表 3.2.10 および**表 3.2.11** に解析で適用した荷重条件を示す。地覆・防護柵等の床版上面荷重に対しては、断面方向の長さで除した単位面積荷重を床版要素面に載荷している。背面土圧は、静水圧分布土圧に側圧を加えた荷重を、橋台たて壁のソリッド要素面及びはり要素面に対して、単位面積荷重として載荷している。**図 3.2.14** に荷重値を示す。

表 3.2.9　荷重ケースと荷重条件

解析ケース	荷重条件
自重解析	初期荷重
地震解析	初期荷重 支間中央の断面に軸方向強制変位

表 3.2.10　床版上面荷重

床版上面荷重[N/mm²]			
舗装	地覆	防護柵	合計
1.80E-03	8.08E-04	1.00E-04	2.71E-03

表 3.2.11　背面土圧

橋台たて壁高さ[m]	橋台たて壁背面土圧荷重[N/mm²]		
	静水圧分布土圧	側圧	合計
15	0.00E+00	5.00E-03	5.00E-03
0	1.48E-01	5.00E-03	1.53E-01

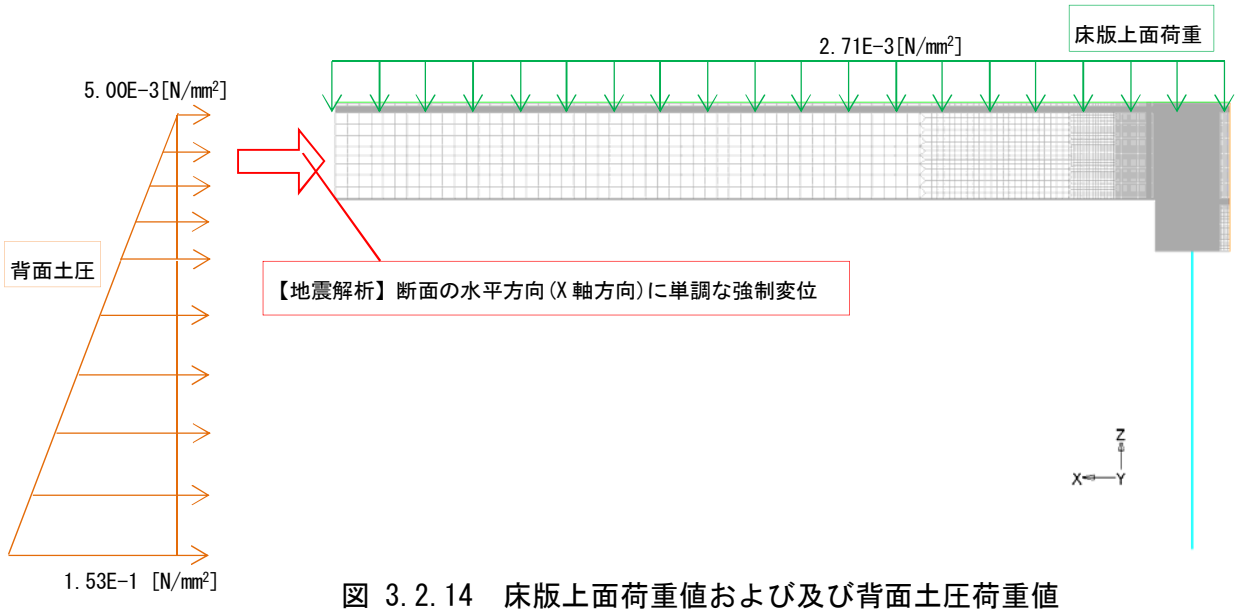


図 3.2.14　床版上面荷重値および及び背面土圧荷重値

3.2.3　解析結果および考察

(1) 載荷荷重－載荷点の水平変位関係

図 3.2.15 に鋼桁先端部の載荷点位置における載荷荷重－水平変位関係の履歴曲線を示す。ここで、横軸の水平変位は、橋台たて壁下端（基部）と載荷点の相対変位であり、縦軸の荷重は、自重解析の作用荷重(240kN)も加えた全荷重である。レベル 1、レベル 2 地震動荷重に相当する水平荷重は、それぞれ 260kN、1270kN である（**図 3.2.15** の縦軸は、自重解析時に作用させた作用荷重（土圧含む）との和となるため、荷重 500kN（=240+260）がレベル 1 地震動に相当する全荷重、荷重 1510kN（=240+1270）がレベル 2 地震動に相当する全荷重）。

また、その時の水平変位は、3.8mm、18.4mm となった。図中の破線（黒）は、橋台たて壁前面側スタッド基部が、計算上のせん断降伏（H24 道示[7]の評価式より算出したスタッド許容せん断力に安全率 6 を乗じた値）に達したときの載荷基本水平変位($1\delta_x$ = 30.3mm)を示す。

平成 25～26 年度において実施した実験から、スタッドのひずみレベルで 2δ 相当の点が、接合部構造全体としての降伏点（弾性限界点）であることを確認している[1]が、**図 3.2.15** より本解析でも $1.8\delta_x$(54.5mm)まで、水平変位に対して荷重がほぼ比例して増えており、弾性的な挙動をしていることがわかる。

なお、本解析は $1.8\delta_x$ で発散（解が収束せず強制的に中止）した。発散した原因は不明であるが、$1.8\delta_x$ が接合部構造全体の降伏点（2δ 相当の点）に近いと考えられることから、$1.8\delta_x$ において接合部構造全体として弾性域から非弾性域に入り、著しく不安定になったことが原因のひとつとして推察される。

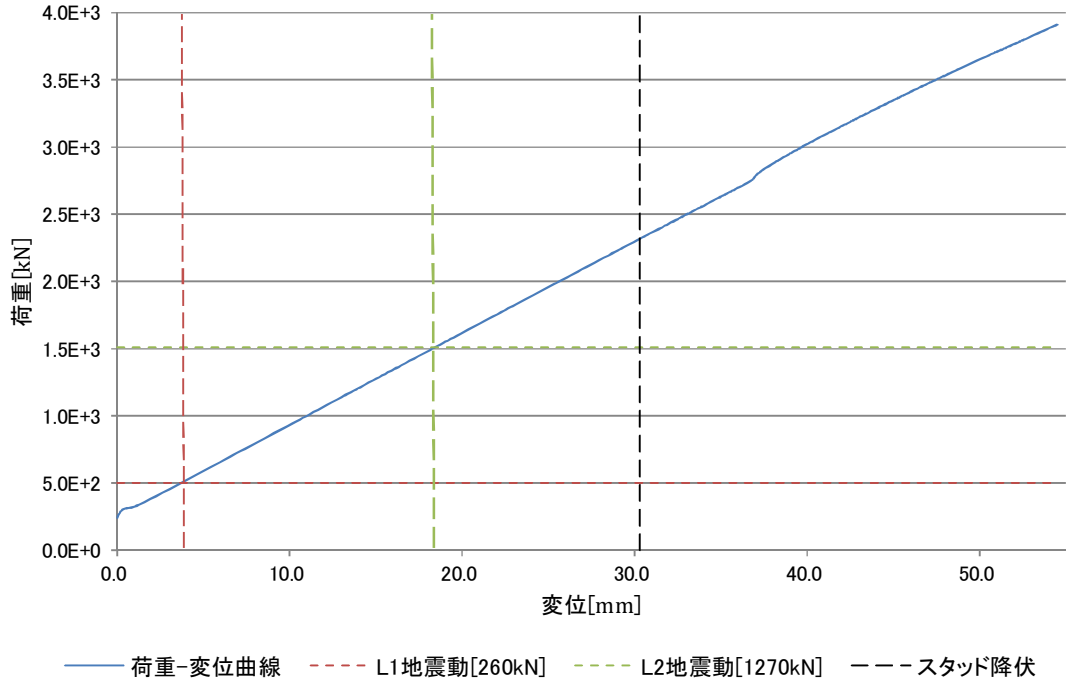


図 3.2.15　載荷点位置における水平荷重-水平変位曲線

(2) 鋼桁フランジの橋軸方向ひずみ

図 3.2.16 に、上下フランジのフランジ幅中央近傍スタッド間に位置する要素群での、フランジ埋込み深さ（X軸方向位置）と橋軸（X軸）方向ひずみ分布を示す。初期荷重を載荷させた時点（自重）、レベル 1、レベル 2 地震動荷重を載荷させた時点（レベル 1 荷重時およびレベル 2 荷重時）、$1\delta_x$および$1.8\delta_x$に相当する荷重を載荷点に載荷した時点に着目しデータを抽出している。

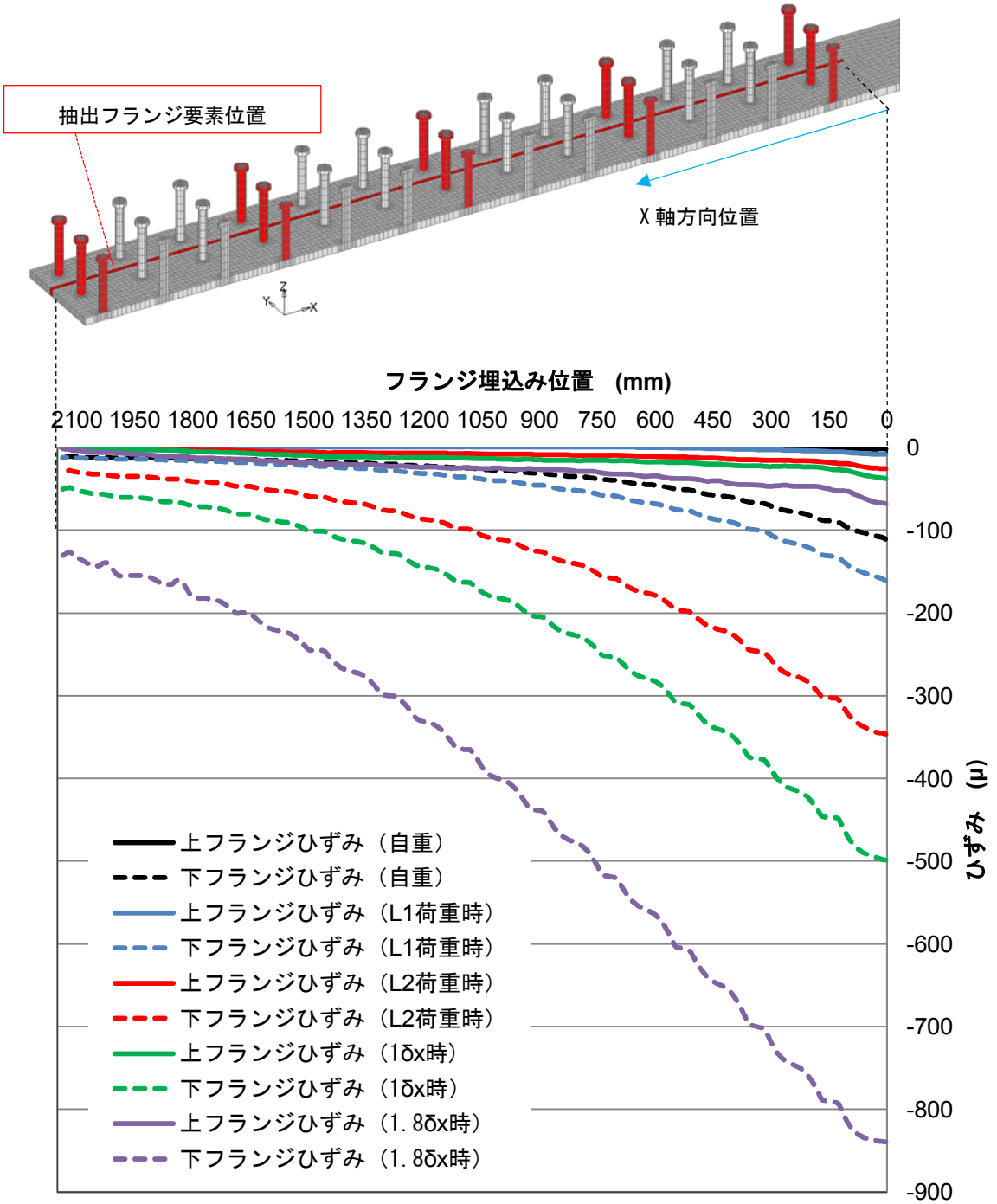


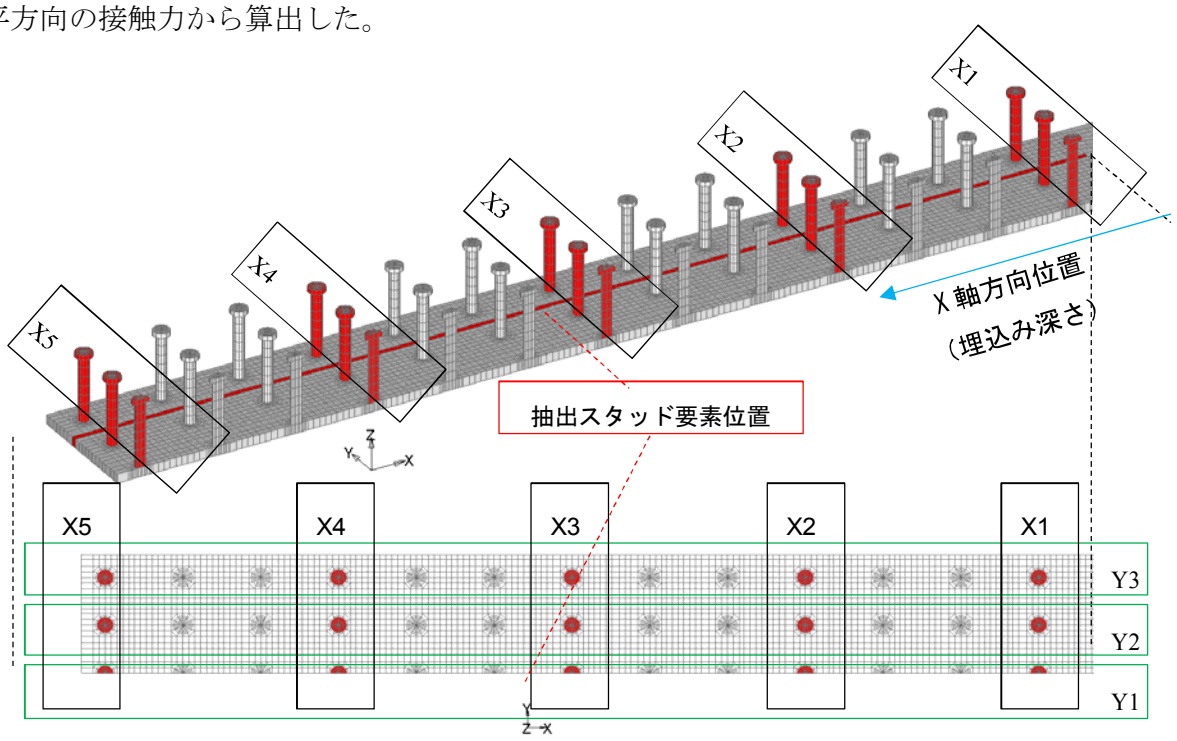
図 3.2.16　上下フランジの橋軸方向ひずみ分布

図 3.2.16 より、橋台たて壁前面に近いほどひずみ量が大きいこと、上フランジに比べて下フランジのひずみが大きいことがわかる。橋台たて壁前面に近いほどひずみ量が大きいことについては、平成 25～26 年度において実施した実験および解析[1)]と同様の傾向である。一方、上フランジに比べて下フランジのひずみが大きいことについては、過年度の実験・解析が上下フランジでほぼ同程度であった結果とは異なる傾向となっている。

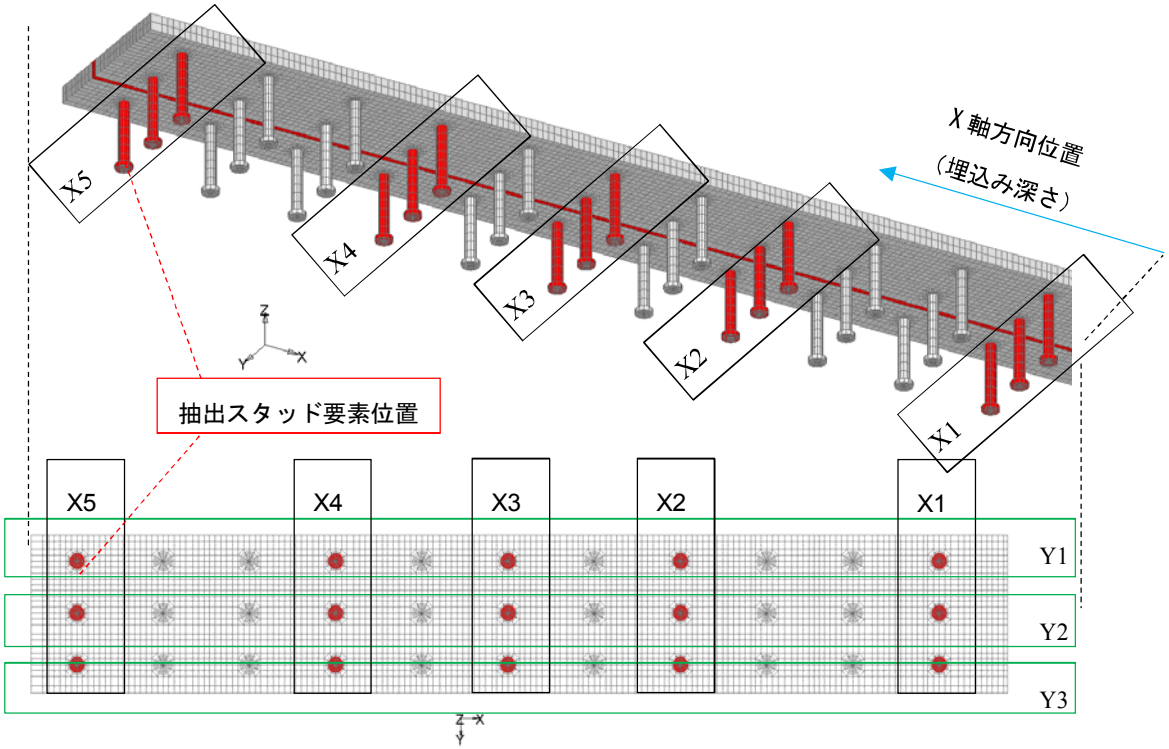
これは、本解析は鋼桁上の床版もモデル化し解析を行っているが、過年度の実験・解析は、床版の無い供試体を対象に実施したものであった。床版を有する場合は、床版コンクリートおよび床版鉄筋が、作用力に対して発生する接合部の力を伝達するため、上フランジ付きスタッドとコンクリートとの間にせん断ずれがほとんど生じないことが理由として推察される。

(4) フランジ付スタッドの水平せん断力分布

図 3.2.17 に上下フランジ付きスタッド配置図および水平せん断分布を確認するために着目しデータ抽出を行ったスタッド要素の位置を示す。**図 3.2.18** に上下フランジ付スタッドの水平せん断力分布を示す。なお、水平せん断力は、フランジ付きスタッドに作用する水平方向の接触力から算出した。

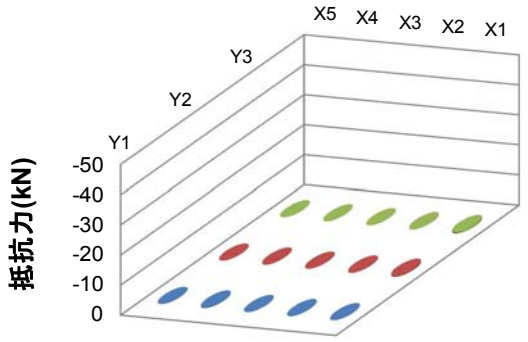


(a) 上フランジ



(b) 下フランジ

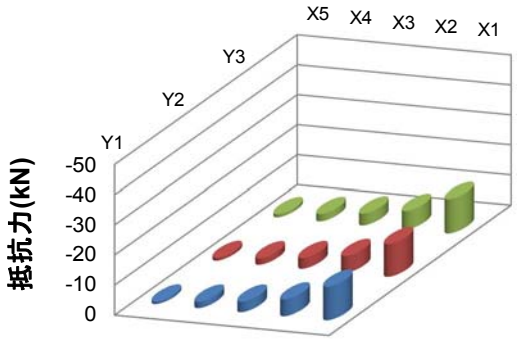
図 3.2.17　上フランジ付きスタッド配置図および抽出スタッド位置



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	2.44E+00	-1.71E+02	2.59E+01	1.04E+02	1.55E+02
Y2	-4.99E+00	-1.07E+01	-1.90E+00	-6.01E+01	-3.41E+02
Y3	-1.55E+01	1.12E+01	7.29E-01	-7.69E+01	-4.89E+02

※表の抵抗力単位：N

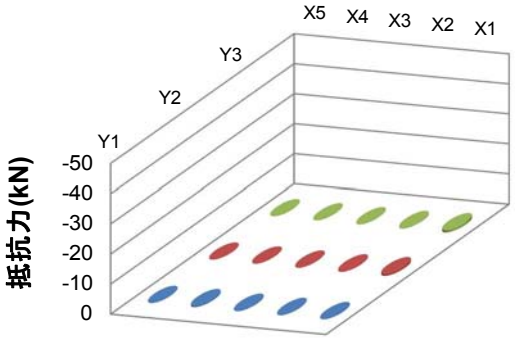
(a)上フランジ（自重）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	-8.27E+02	-2.13E+03	-3.51E+03	-5.61E+03	-1.12E+04
Y2	-9.33E+02	-2.17E+03	-3.56E+03	-5.63E+03	-1.09E+04
Y3	-1.04E+03	-2.44E+03	-3.94E+03	-6.13E+03	-1.14E+04

※表の抵抗力単位：N

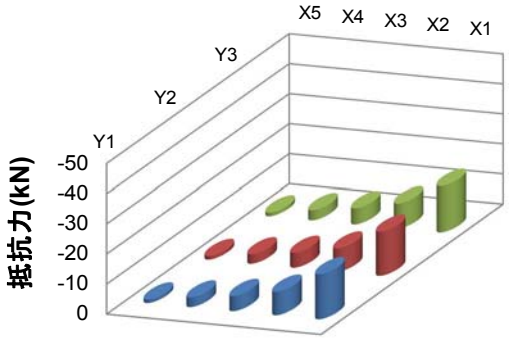
(b)下フランジ（自重）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	-2.30E+01	-3.07E+02	-1.23E+02	-6.06E+01	-5.01E+01
Y2	-2.01E+00	-3.83E+01	-4.52E+01	-1.37E+02	-5.37E+02
Y3	-1.42E+01	4.72E+00	-4.52E+01	-1.52E+02	-7.75E+02

※表の抵抗力単位：N

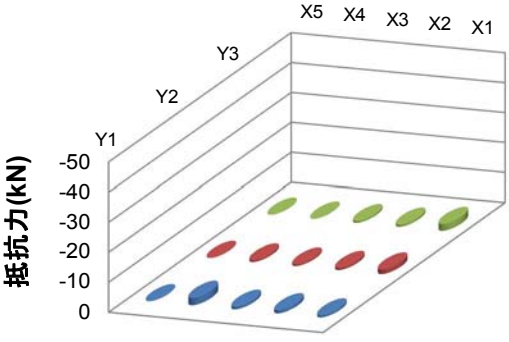
(c)上フランジ（レベル 1 荷重時）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	-1.20E+03	-3.20E+03	-5.05E+03	-7.84E+03	-1.50E+04
Y2	-1.22E+03	-3.15E+03	-5.00E+03	-7.77E+03	-1.47E+04
Y3	-1.26E+03	-3.34E+03	-5.34E+03	-8.27E+03	-1.54E+04

※表の抵抗力単位：N

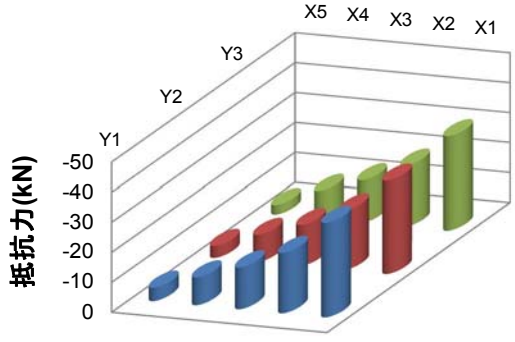
(d)下フランジ（レベル 1 荷重時）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	-1.01E+00	-2.49E+03	-8.33E+02	-1.02E+03	-6.57E+02
Y2	-1.28E+01	-5.24E+02	-4.88E+02	-7.09E+02	-1.54E+03
Y3	-3.06E+01	-5.84E+01	-5.55E+02	-7.12E+02	-2.32E+03

※表の抵抗力単位：N

(e)上フランジ（レベル 2 荷重時）

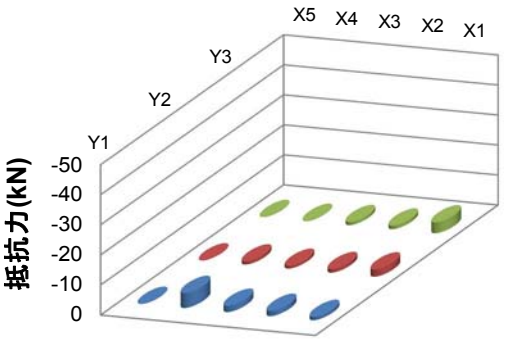


	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	-4.51E+03	-9.32E+03	-1.40E+04	-2.02E+04	-3.16E+04
Y2	-4.05E+03	-9.06E+03	-1.37E+04	-1.99E+04	-3.11E+04
Y3	-3.18E+03	-9.16E+03	-1.41E+04	-2.03E+04	-3.15E+04

※表の抵抗力単位：N

(f)下フランジ（レベル 2 荷重時）

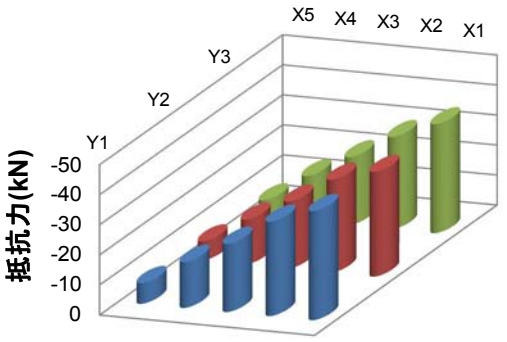
図 3.2.18　フランジ付きスタッド水平せん断力分布（その 1）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	-5.83E+01	-5.02E+03	-2.08E+03	-1.76E+03	-1.10E+03
Y2	-3.03E+01	-1.04E+03	-9.29E+02	-1.21E+03	-2.43E+03
Y3	-4.33E+01	-1.14E+02	-1.05E+03	-1.22E+03	-3.66E+03

※表の抵抗力単位：N

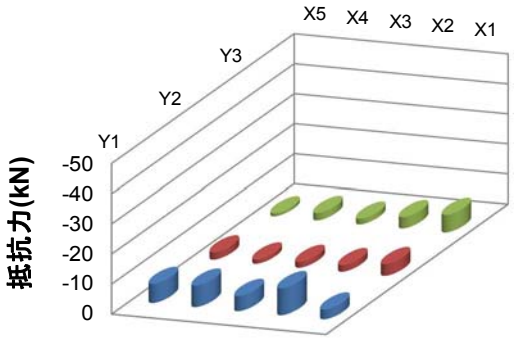
(g) 上フランジ（1δx 時）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	-6.94E+03	-1.53E+04	-2.27E+04	-3.14E+04	-3.63E+04
Y2	-6.36E+03	-1.49E+04	-2.23E+04	-3.09E+04	-3.49E+04
Y3	-5.58E+03	-1.50E+04	-2.26E+04	-3.07E+04	-3.63E+04

※表の抵抗力単位：N

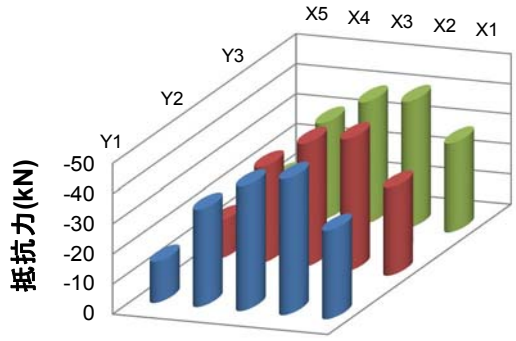
(h) 下フランジ（1δx 時）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	-6.37E+03	-7.17E+03	-5.04E+03	-9.02E+03	-3.25E+03
Y2	-2.42E+03	-1.40E+03	-1.95E+03	-2.21E+03	-3.92E+03
Y3	-9.77E+02	-2.45E+03	-1.90E+03	-3.79E+03	-5.86E+03

※表の抵抗力単位：N

(i) 上フランジ（1.8δx 時）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	-1.38E+04	-3.24E+04	-4.14E+04	-4.52E+04	-2.95E+04
Y2	-1.26E+04	-3.19E+04	-4.11E+04	-4.40E+04	-2.92E+04
Y3	-1.24E+04	-3.21E+04	-4.05E+04	-4.20E+04	-2.95E+04

※表の抵抗力単位：N

(j) 下フランジ（1.8δx 時）

図 3.2.18　フランジ付きスタッド水平せん断力分布（その 2）

図 3.2.18 より、全ての解析ケース（死荷重相当の鉛直荷重を載荷させた時点（自重）、レベル 1、レベル 2 地震動荷重を載荷させた時点（レベル 1 荷重時およびレベル 2 荷重時）、$1\delta_x$ および $1.8\delta_x$ に相当する荷重を載荷点に載荷した時点）において、下フランジ付きスタッドに生じた水平せん断力の方が、上フランジ付きスタッドに比べ大きくなっていることがわかる。そのオーダーは、$1\delta_x$ 時において約 10 倍程度の差がある。また、この結果は図 3.2.16 において示したフランジひずみ分布において、下フランジのひずみが上フランジのひずみに比べて大きかったことと整合し、その要因も上下フランジひずみの差と同様に、床版コンクリートおよび床版鉄筋が、作用力に対して発生する接合部の力を伝達するためと考えられる。

なお、解析を行った $1.8\delta_x$ までにおいて、全てのスタッドに発生したせん断力が、99.6kN（H24 道示[7] の評価式より算出したスタッド許容せん断力に安全率 6 を乗じた値）以下になっていた。

図 3.2.18 から、橋台たて壁への埋込み深さ（X 軸方向）に対するフランジ付きスタッドの水平せん断力分布について、下フランジ付きスタッドは、橋台たて壁前面側（埋込み深さが浅い側）の値が大きい傾向であることがわかる。ただし、$1.8\delta_x$ においては、最前面側のスタッドよりも、次に埋込み深さが浅い箇所のスタッドが大きな値を示している。これは、$1.8\delta_x$ においては、最前面側のスタッドが塑性化しているため、隣のスタッドへと抵抗の再分配が行われたことが理由と考えられる。なお、上フランジ付きスタッドについても、いずれも値は小さいものの橋台たて壁前面側の値が大きい傾向は、下フランジ付きスタッドと同様の傾向であった。

また、フランジ幅方向（Y 軸方向）に対するフランジ付きスタッドの水平せん断力分布については、同じ埋込み深さに配置したスタッドに発生したせん断力は同程度であり、概ね均等に分布していると言える。

(5) ウェブ付きスタッド鉛直方向のせん断力

図 3.2.19 にウェブ付きスタッド配置図および鉛直方向（*Z* 軸方向）のせん断力分布を確認するために着目しデータ抽出を行ったスタッド要素の位置を示す。**図 3.2.20** にウェブ付きスタッドの鉛直方向のせん断力分布を示す。また、**図 3.2.21** にウェブ付きスタッドの鉛直方向のせん断ひずみ分布を示す。

図 3.2.20 より、*Z* 軸方向の分布は、下フランジ側がどちらかというとプラス値（鉛直上向き）、上フランジ側がマイナス値（鉛直下向き）となる傾向がみられる。

また、**図 3.2.21** より、*Z* 軸方向の分布については、埋込み深さの浅い橋台たて壁側ではプラス値、埋込み深さ深い側でマイナス値となっていることがわかる。このことから、接合部に発生する断面力について、鋼桁埋込み長のいずれかの位置に中立軸（*X* 方向中立軸）に相当する回転中心があると考えられる。

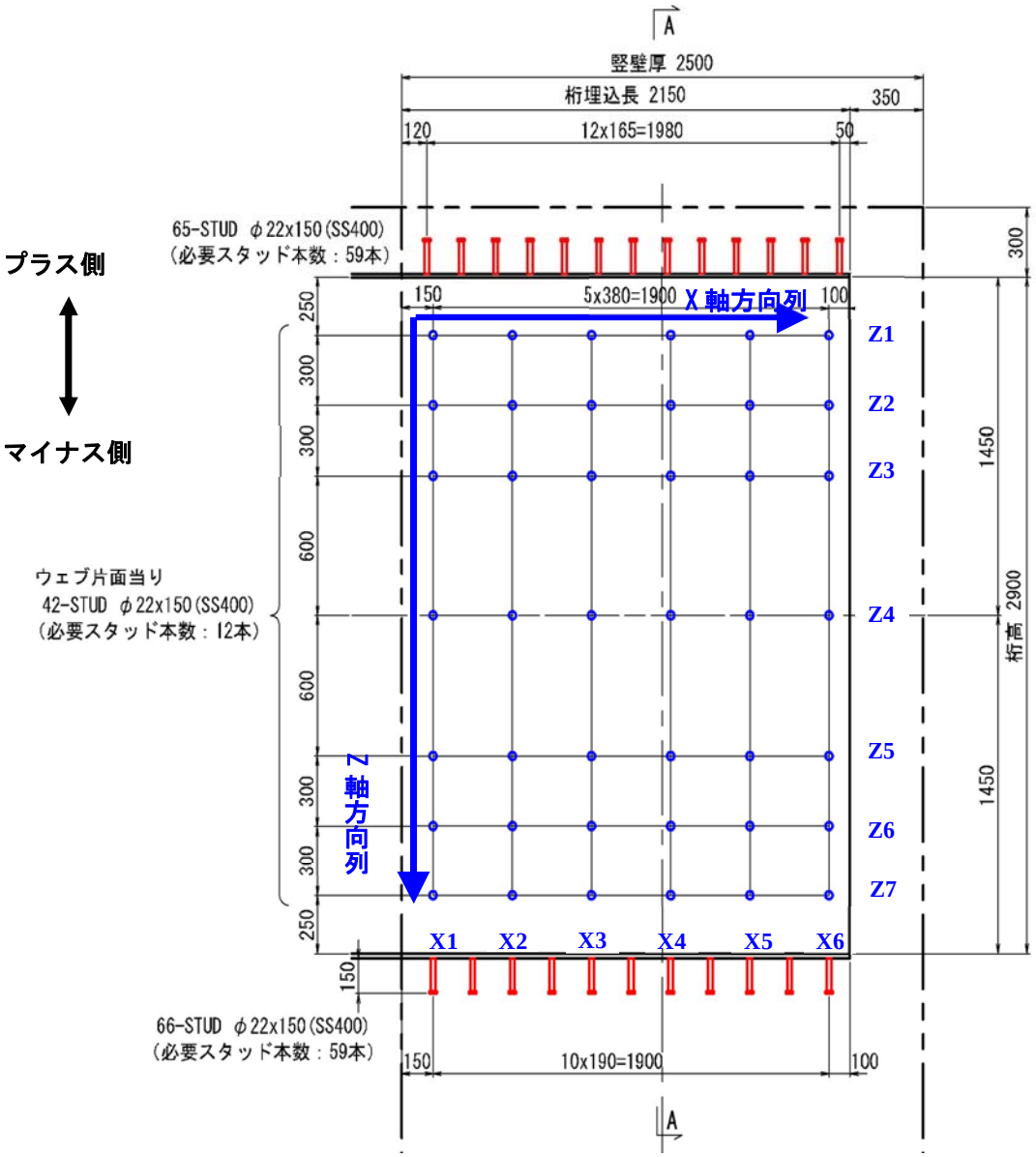
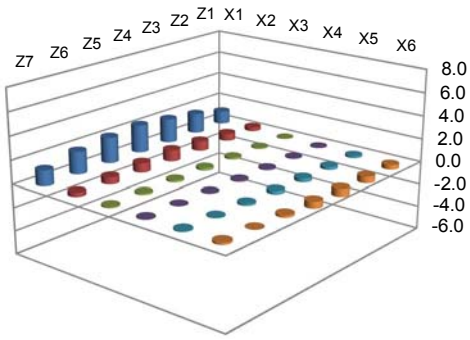


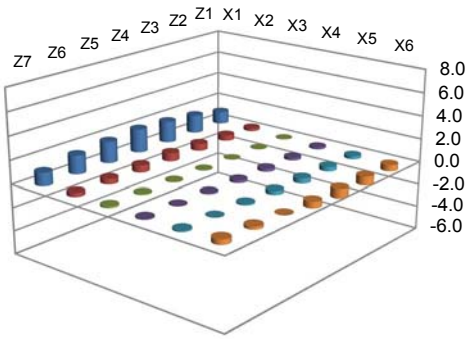
図 3.2.19　ウェブ付きスタッド配置図および抽出スタッド位置



	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7
X1	1.14E+03	1.73E+03	2.09E+03	2.41E+03	2.22E+03	1.91E+03	1.31E+03
X2	3.54E+02	6.35E+02	8.37E+02	9.72E+02	7.91E+02	5.83E+02	3.52E+02
X3	7.03E+01	1.19E+02	1.68E+02	2.10E+02	1.66E+02	1.31E+02	1.18E+02
X4	-7.33E+01	-1.03E+02	-1.30E+02	-1.27E+02	-7.05E+01	-1.70E+01	6.43E+01
X5	-1.87E+02	-2.62E+02	-3.21E+02	-3.06E+02	-1.61E+02	-5.47E+01	9.22E+01
X6	-3.90E+02	-5.63E+02	-6.76E+02	-5.67E+02	-1.91E+02	-3.69E+00	1.70E+02

※表の抵抗力単位：N

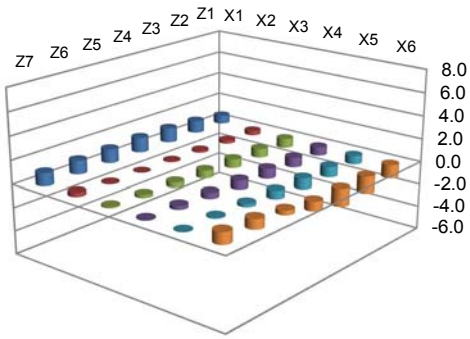
(a) 自重



	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7
X1	1.10E+03	1.60E+03	1.88E+03	2.06E+03	1.86E+03	1.61E+03	1.13E+03
X2	2.70E+02	4.84E+02	6.07E+02	7.05E+02	5.93E+02	4.60E+02	3.32E+02
X3	-4.33E+01	-3.04E+01	-7.64E+00	3.69E+01	6.51E+01	8.61E+01	1.41E+02
X4	-1.82E+02	-2.39E+02	-2.63E+02	-2.25E+02	-1.10E+02	-2.47E+01	8.42E+01
X5	-2.80E+02	-3.87E+02	-4.29E+02	-3.40E+02	-1.26E+02	-4.99E+00	1.17E+02
X6	-5.39E+02	-7.54E+02	-8.23E+02	-5.49E+02	3.75E+00	2.40E+02	4.16E+02

※表の抵抗力単位：N

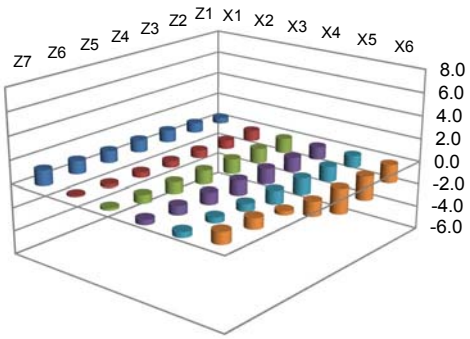
(b) レベル１荷重時



	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7
X1	7.37E+02	1.08E+03	1.26E+03	1.30E+03	1.19E+03	1.16E+03	1.09E+03
X2	-3.97E+02	-2.77E+02	-1.85E+02	-8.79E+01	-2.36E+01	6.13E+01	3.45E+02
X3	-8.15E+02	-7.80E+02	-7.51E+02	-6.63E+02	-4.61E+02	-2.63E+02	1.03E+02
X4	-7.56E+02	-8.47E+02	-8.72E+02	-7.77E+02	-5.09E+02	-3.15E+02	-7.01E+01
X5	-7.33E+02	-8.96E+02	-9.33E+02	-7.09E+02	-2.80E+02	-9.58E+01	-7.52E+00
X6	-1.16E+03	-1.47E+03	-1.51E+03	-8.02E+02	3.86E+02	8.25E+02	9.74E+02

※表の抵抗力単位：N

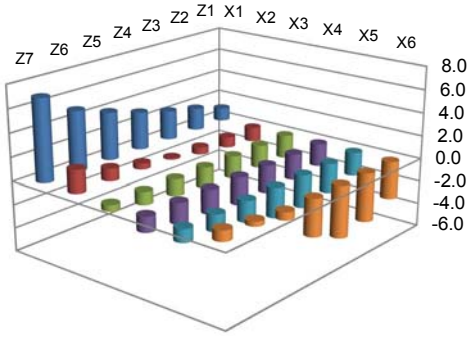
(c) レベル２荷重時



	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7
X1	5.26E+02	8.67E+02	1.05E+03	1.08E+03	1.03E+03	1.13E+03	1.32E+03
X2	-9.32E+02	-7.76E+02	-6.72E+02	-5.75E+02	-4.66E+02	-3.05E+02	1.31E+02
X3	-1.30E+03	-1.29E+03	-1.29E+03	-1.22E+03	-9.83E+02	-7.16E+02	-1.93E+02
X4	-1.13E+03	-1.29E+03	-1.37E+03	-1.30E+03	-1.00E+03	-7.65E+02	-4.17E+02
X5	-1.05E+03	-1.31E+03	-1.40E+03	-1.16E+03	-6.46E+02	-4.61E+02	-4.56E+02
X6	-1.60E+03	-2.07E+03	-2.16E+03	-1.25E+03	3.31E+02	8.89E+02	9.85E+02

※表の抵抗力単位：N

(d) 1δx 時

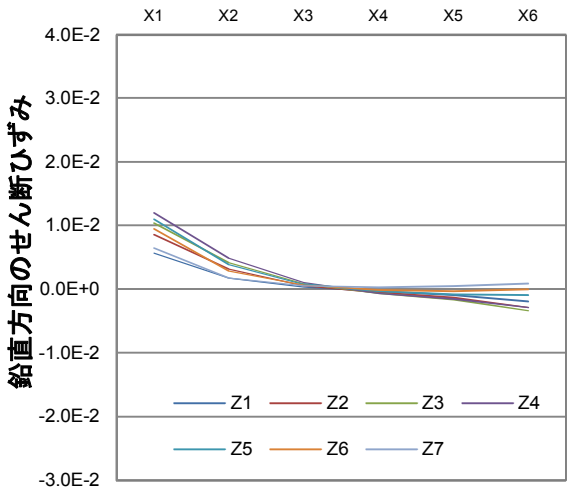


	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7
X1	1.14E+03	1.95E+03	2.54E+03	3.26E+03	4.12E+03	5.12E+03	7.02E+03
X2	-1.25E+03	-9.14E+02	-6.20E+02	-1.30E+02	4.91E+02	1.06E+03	1.96E+03
X3	-2.03E+03	-1.98E+03	-1.94E+03	-1.78E+03	-1.43E+03	-1.10E+03	-5.10E+02
X4	-1.99E+03	-2.24E+03	-2.39E+03	-2.38E+03	-2.07E+03	-1.78E+03	-1.28E+03
X5	-2.05E+03	-2.56E+03	-2.79E+03	-2.56E+03	-1.80E+03	-1.43E+03	-1.09E+03
X6	-3.27E+03	-4.21E+03	-4.50E+03	-3.22E+03	-6.67E+02	3.94E+02	8.57E+02

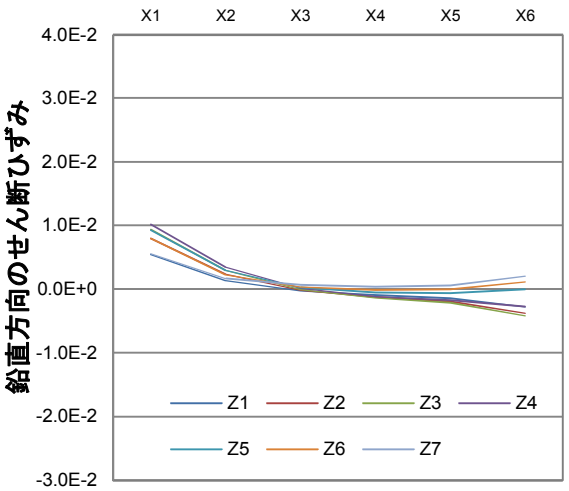
※表の抵抗力単位：N

(e) 1.8δx 時

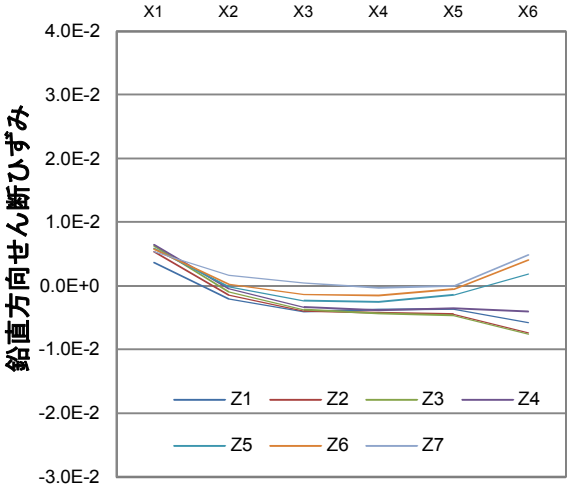
図 3.2.20　ウェブ付きスタッド鉛直方向のせん断力分布



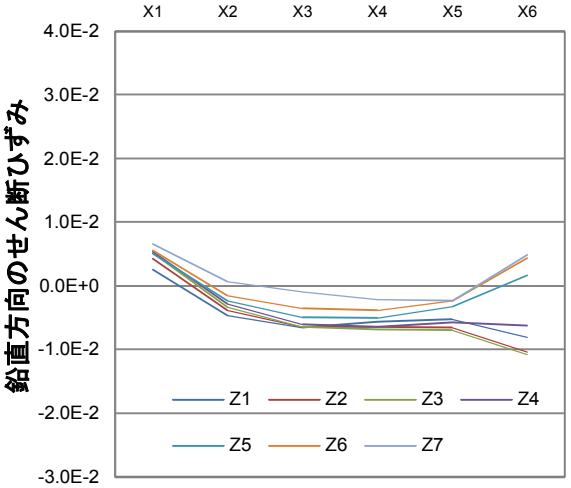
(a) 自重



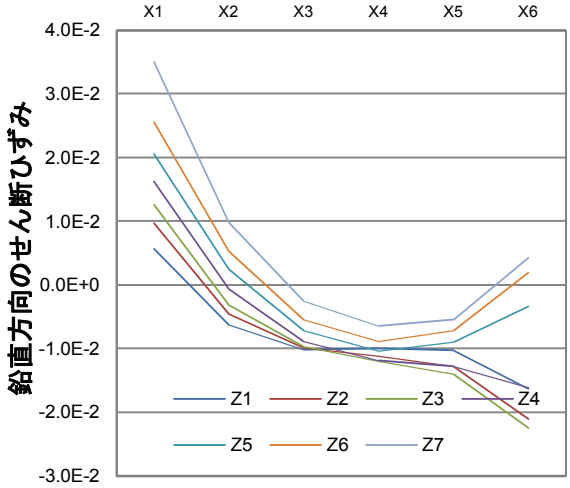
(b) レベル１荷重時



(c) レベル２荷重時



(d) 1δx 時



(e) 1.8δx 時

図 3.2.21　ウェブ付きスタッド鉛直方向のせんひずみ分布

(6) フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力

フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力の概念図を**図 3.2.22** に示す。フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力分布を**図 3.2.23** に示す。また、**表 3.2.12** に各解析ケースにおけるスタッド支圧力分布より最小二乗法を用いて算出した上下フランジ付きスタッドのひずみが 0 となる位置を示す。なお、スタッドの配置図は**図 3.2.17** に示している。

図 3.2.23 より、フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力についても、下フランジ側が上フランジ側よりも大きな値を示していることがわかる。

また、フランジ幅（*Y* 軸方向）の分布では、どちらかというとフランジ中央付近（ウェブ近傍）に配置したスタッドの方が、フランジ端部に配置したスタッドよりも大きな値を示す傾向がみられる。この傾向については、平成 25～26 年度において実施した実験および解析[1)]と同様である。

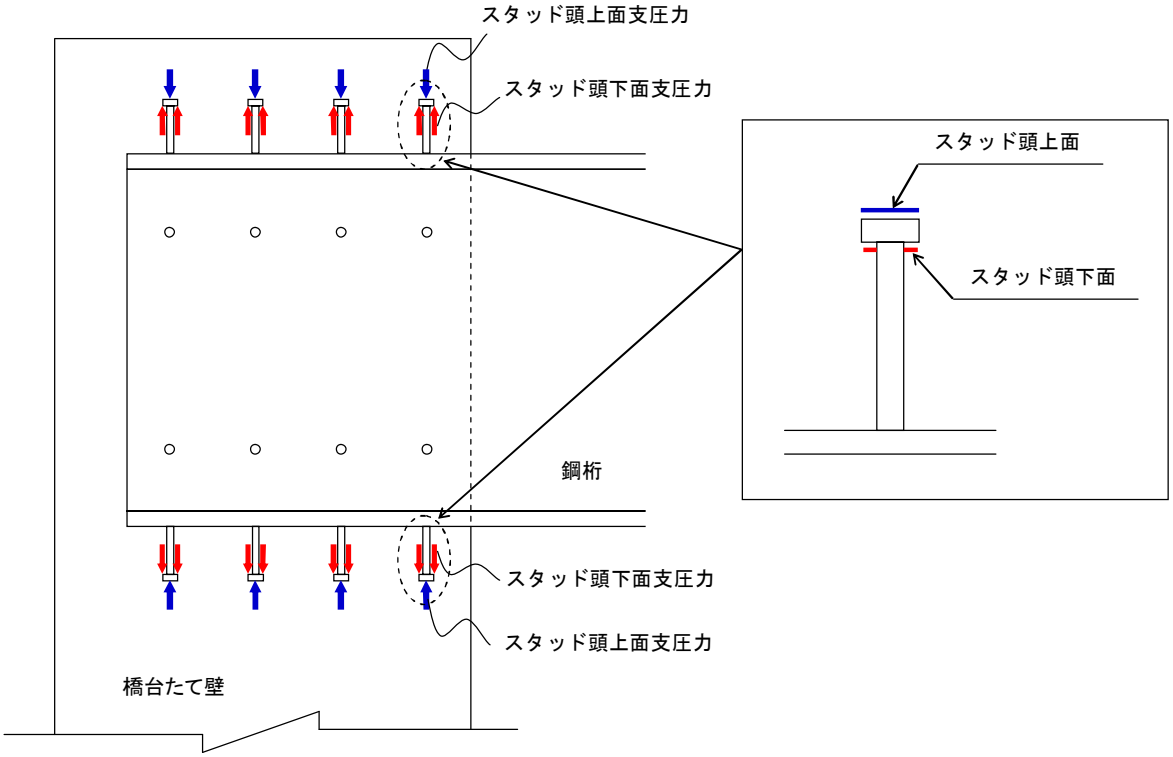
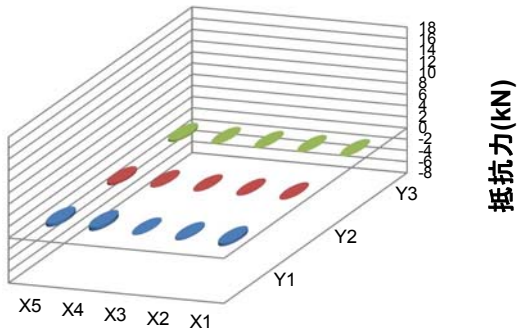


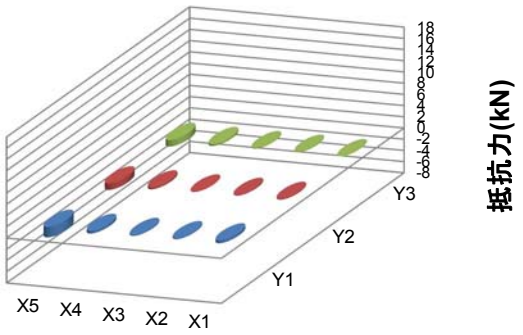
図 3.2.22　フランジ付きスタッド頭部に作用する支圧力概念図



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	5.76E+02	6.67E+02	6.64E+01	-1.94E+02	-5.46E+02
Y2	-3.11E+02	6.46E+01	1.96E+00	-9.53E+00	2.03E+01
Y3	-3.46E+02	-1.09E+01	-2.85E+00	1.27E+00	4.89E+00

※表の抵抗力単位：N

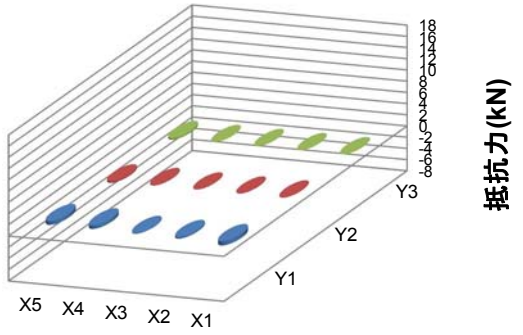
(a) 上フランジ（自重）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	-1.86E+03	-4.50E+02	-1.42E+02	1.50E+02	4.68E+02
Y2	-1.16E+03	-3.02E+02	-6.44E+01	1.10E+02	1.19E+02
Y3	-1.17E+03	-3.34E+02	-9.22E+01	6.59E+01	2.23E-01

※表の抵抗力単位：N

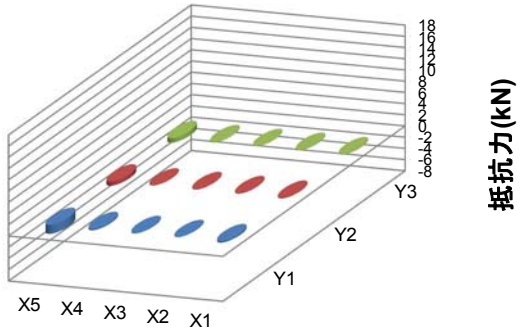
(b) 下フランジ（自重）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	6.73E+02	6.17E+02	-1.27E+02	-2.80E+02	-7.81E+02
Y2	-2.50E+02	8.10E+01	-2.98E+00	3.69E+00	2.86E+01
Y3	-2.87E+02	8.63E+00	1.45E+01	1.16E+01	9.05E+00

※表の抵抗力単位：N

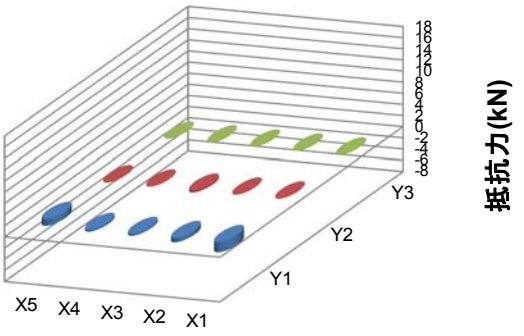
(c) 上フランジ（レベル 1 荷重時）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	-1.59E+03	-2.20E+02	-6.65E+01	9.63E+00	-2.58E+02
Y2	-7.78E+02	9.06E+00	7.94E+01	8.31E+01	-1.22E+02
Y3	-8.40E+02	-5.86E+01	2.38E+01	7.73E+01	-5.91E+01

※表の抵抗力単位：N

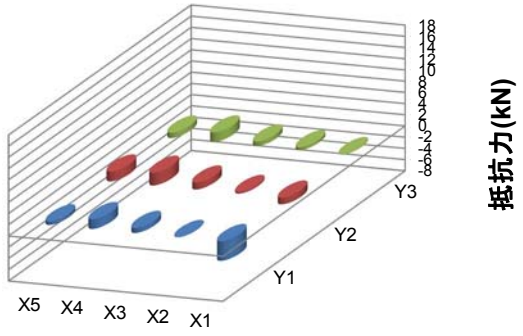
(d) 下フランジ（レベル 1 荷重時）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	1.22E+03	-3.13E+02	-3.26E+02	-7.72E+02	-1.83E+03
Y2	4.90E+01	-1.27E+01	-3.11E+02	7.56E+00	3.44E+01
Y3	-7.23E+00	5.67E+01	1.39E+01	3.75E+01	5.70E+01

※表の抵抗力単位：N

(e) 上フランジ（レベル 2 荷重時）

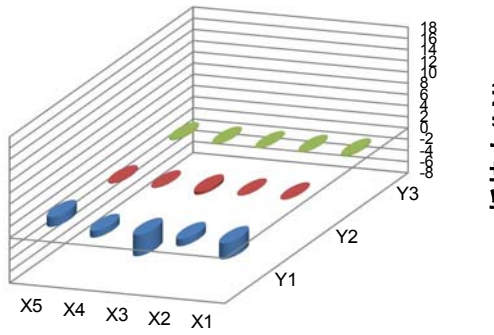


	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	6.21E+02	1.74E+03	9.01E+02	-2.47E+01	-3.50E+03
Y2	1.76E+03	2.27E+03	1.24E+03	2.75E+02	-1.19E+03
Y3	9.62E+02	1.71E+03	8.38E+02	5.25E+02	-5.58E+01

※表の抵抗力単位：N

(f) 下フランジ（レベル 2 荷重時）

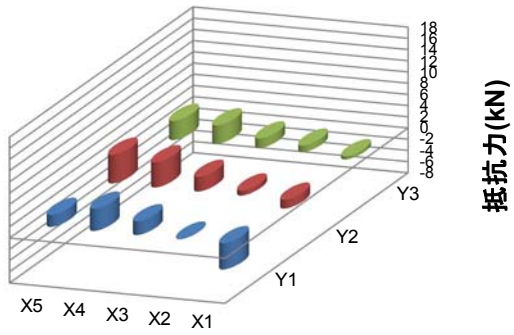
図 3.2.23　フランジ付きスタッド支圧力分布（その 1）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	1.75E+03	-1.19E+03	-3.78E+03	-1.28E+03	-2.89E+03
Y2	1.82E+02	-7.31E+01	-5.72E+02	-1.47E+01	2.95E+01
Y3	1.25E+02	7.64E+01	-1.56E+01	6.40E+01	1.39E+02

※表の抵抗力単位：N

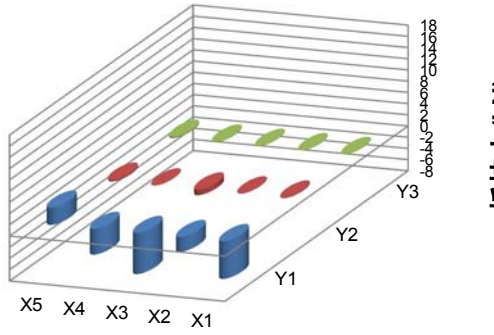
(g) 上フランジ（1δx 時）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	2.14E+03	3.96E+03	2.44E+03	7.82E+01	-4.68E+03
Y2	5.11E+03	4.50E+03	2.62E+03	9.02E+02	-1.59E+03
Y3	3.42E+03	3.34E+03	1.74E+03	1.18E+03	-5.86E+02

※表の抵抗力単位：N

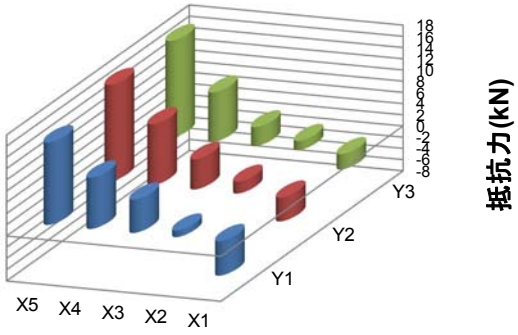
(h) 下フランジ（1δx 時）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	3.08E+03	-4.57E+03	-7.31E+03	-2.64E+03	-6.72E+03
Y2	3.10E+02	4.61E-01	-1.01E+03	2.75E+01	-8.12E+01
Y3	2.27E+02	1.08E+02	4.88E+01	-3.94E+01	4.33E+01

※表の抵抗力単位：N

(i) 上フランジ（1.8δx 時）



	X5	X4	X3	X2	X1
Y1	1.47E+04	9.15E+03	5.94E+03	1.15E+03	-6.15E+03
Y2	1.72E+04	1.09E+04	5.41E+03	2.11E+03	-4.24E+03
Y3	1.73E+04	8.85E+03	3.35E+03	1.64E+03	-2.73E+03

※表の抵抗力単位：N

(j) 下フランジ（1.8δx 時）

図 3.2.23　フランジ付きスタッド支圧力分布（その 2）

表 3.2.12　上下スタッドひずみ 0 位置（※橋台たて壁からの埋込み深さ）

解析ケース	ひずみ 0 位置(mm)	
	上スタッド	下スタッド
自重解析	1119.4	715.4
レベル 1 地震動相当 3.8mm	1211.9	544.7
レベル 2 地震動相当 18.4mm	1430.5	745.8
スタッド降伏δx 30.3mm	1877.1	593.5
1.8δx 54.5mm	2078.3	581.6

(7) 水平方向抵抗力

接合部の水平方向抵抗力として、下記に示す 5 成分が考えられる。水平方向の抵抗力概要図を**図 3.2.24** に示す。

①フランジ付スタッドの水平せん断力

②ウェブ付スタッドの水平せん断力

③橋台たて壁背面側フランジコバ面の接触力

④橋台たて壁（コンクリートおよび鉄筋）の抵抗力

⑤フランジとコンクリートの界面での接触（摩擦）

なお、過年度に実施した有限要素解析[1)]では、床版をモデル化していない実験供試体の再現解析を行ったものであったため、載荷点に作用させた作用力の全てが鋼桁を介して、鋼－コンクリート接合部に伝達される解析モデルおよび載荷方法であった。本解析モデルは床版をモデル化しているため、載荷点に作用させた作用力の鋼桁と床版（コンクリートおよび鉄筋）を介して、鋼－コンクリート接合部に伝達されると考えられるため、上記④橋台たて壁（コンクリートおよび鉄筋）の抵抗力を抵抗要素として抽出した。

有限要素解析により算出した 5 成分の集計表を**表 3.2.13** に示す。**表 3.2.13** より接合部に生じる 5 成分の抵抗合力と作用力の差違は、解析ケースのうち大きいケースでも 10%程度であった。差異の生じた理由としては、解析収束計算の誤差やウェブコバ面の水平抵抗等の抽出しなかった抵抗によるものと考えられるが、5 成分抵抗合力と作用力は概ね一致しているといえる。このことから、水平作用力に対する、接合部の水平方向抵抗力は上記の 5 成分で概ね説明できると言える。

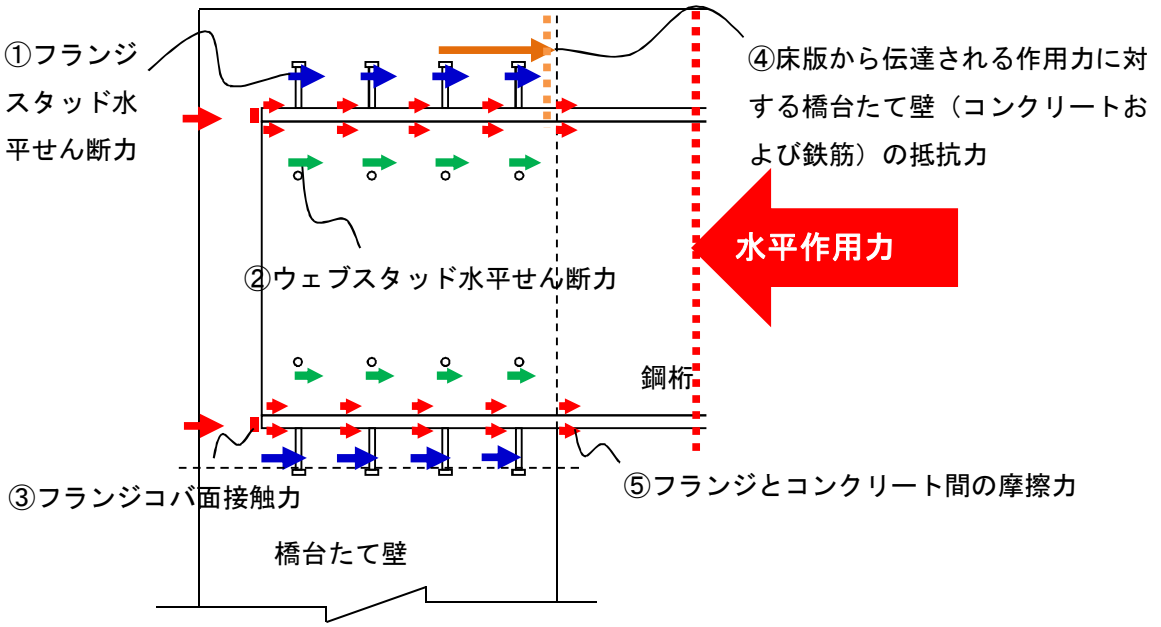


図 3.2.24　水平方向の抵抗力概要図

表 3.2.13　水平方向抵抗力

(a) 自重

橋台たて壁位置	部材	位置	抵抗力(N)
上部	フランジ	上フランジ	−635.7
		上フランジコバ面	0.0
	スタッド	上スタッド頭部	0.0
		上スタッド側面	−6274.0
下部	フランジ	下フランジ	−91519.0
		下フランジコバ面	−28651.0
	スタッド	下スタッド頭部	−0.4
		下スタッド側面	−210440.0
ウェブスタッド		橋台たて壁側面	−77631.5
床版			142602.1
床版(床版鉄筋)			23956.7
①抵抗力合計			−248592.8
②作用力(載荷荷重)			240494.6

※抵抗合力と作用力の差異　(②−①)/②=　−3.37%

(b) レベル 1 荷重時

橋台たて壁位置	部材	位置	抵抗力(N)
上部	フランジ	上フランジ	−1503.2
		上フランジコバ面	0.0
	スタッド	上スタッド頭部	0.2
		上スタッド側面	−8409.0
下部	フランジ	下フランジ	−83587.2
		下フランジコバ面	−31880.9
	スタッド	下スタッド頭部	2.1
		下スタッド側面	−294230.0
ウェブスタッド		橋台たて壁側面	−122054.0
床版			93564.6
床版(床版鉄筋)			17397.5
①抵抗力合計			−430699.9
②作用力(載荷荷重)			510050.3

※抵抗合力と作用力の差異　(②−①)/②=　15.56%

(c) レベル 2 荷重時

橋台たて壁位置	部材	位置	抵抗力(N)
上部	フランジ	上フランジ	−7097.5
		上フランジコバ面	0.0
	スタッド	上スタッド頭部	−0.7
		上スタッド側面	−35503.0
下部	フランジ	下フランジ	−65133.3
		下フランジコバ面	−80570.4
	スタッド	下スタッド頭部	−48.1
		下スタッド側面	−799890.0
ウェブスタッド		橋台たて壁側面	−311055.0
床版			−112762.1
床版(床版鉄筋)			−9824.9
①抵抗力合計			−1421885.0
②作用力(載荷荷重)			1510429.0

※抵抗合力と作用力の差異　(②−①)/②=　5.86%

(d) 1δx 時

橋台たて壁位置	部材	位置	抵抗力(N)
上部	フランジ	上フランジ	−12659.7
		上フランジコバ面	0.0
	スタッド	上スタッド頭部	−16.9
		上スタッド側面	−60783.0
下部	フランジ	下フランジ	−62229.2
		下フランジコバ面	−135239.0
	スタッド	下スタッド頭部	−205.0
		下スタッド側面	−1154500.0
ウェブスタッド		橋台たて壁側面	−450568.0
床版			−277422.1
床版(床版鉄筋)			−31169.5
①抵抗力合計			−2184792.3
②作用力(載荷荷重)			2315985.0

※抵抗合力と作用力の差異　(②−①)/②=　5.66%

(e) 1.8δx 時

橋台たて壁位置	部材	位置	抵抗力(N)
上部	フランジ	上フランジ	−21423.1
		上フランジコバ面	0.0
	スタッド	上スタッド頭部	−82.2
		上スタッド側面	−171840.0
下部	フランジ	下フランジ	−45408.0
		下フランジコバ面	−347339.4
	スタッド	下スタッド頭部	−1151.0
		下スタッド側面	−1876700.0
ウェブスタッド		橋台たて壁側面	−791728.0
床版			−476686.3
床版(床版鉄筋)			−53837.2
①抵抗力合計			−3786195.2
②作用力(載荷荷重)			3912165.0

※抵抗合力と作用力の差異　(②−①)/②=　3.22%

表 3.2.14 に水平方向抵抗力の合計を 100%とした時の抵抗力の寄与率を示す。各ケースにおいて最も抵抗寄与率の大きなものは、下フランジ付きスタッドであり、その寄与率は 36%～56%であった。また、橋台たて壁上部側の抵抗要素（上フランジ付きスタッド、上フランジとコンクリートの界面での接触、上フランジコバ面）の抵抗寄与率は、5%以下であり、橋台たて壁下部側の抵抗寄与率(55%～65%)に比べて極端に小さいことがわかる。

表 3.2.14　水平方向抵抗力の寄与率

解析ケース			自重	レベル 1 荷重時	レベル 2 荷重時	1δx 時	1.8δx 時
橋台たて壁位置	部材	位置	寄与率(%)				
上部	フランジ	上フランジ	0.11	0.23	0.50	0.58	0.57
		上フランジコバ面	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	スタッド	上スタッド頭部	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		上スタッド側面	1.08	1.29	2.50	2.78	4.54
下部	フランジ	下フランジ	15.73	12.81	4.58	2.85	1.20
		下フランジコバ面	4.93	4.89	5.67	6.19	9.17
	スタッド	下スタッド頭部	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03
		下スタッド側面	36.18	45.08	56.26	52.84	49.57
ウェブスタッド		橋台たて壁側面	13.35	18.70	21.88	20.62	20.91
床版（コンクリート）			24.51	14.34	7.93	12.70	12.59
床版(鉄筋)			4.12	2.67	0.69	1.43	1.42

(8) 支圧力、せん断力及び寄与率

表 3.2.15 と**表 3.2.16** に、それぞれの解析ケース（自重、レベル 1 荷重時、レベル 2 荷重時、スタッド降伏 δ_x、$1.8\delta_x$）における、橋台たて壁と鋼桁間で伝達される支圧力（鉛直方向抵抗力）、水平せん断力（水平方向抵抗力）及び寄与率を示す。

ここでの寄与率の算出においては、床版から伝達される作用力に対する橋台たて壁（コンクリートおよび鉄筋）の抵抗力を除いた抵抗力の合計値（各々の絶対値を合計）を 100%とした値に対するフランジ付きスタッド、フランジ、フランジコバ面、ウェブ付きスタッド抵抗値（絶対値）の抵抗寄与率を求めたものである（鋼桁の接合部に着目し寄与率を算出したもの）。

表 3.2.15 より、支圧力に対して寄与率が大きいのは、下フランジで、その寄与率は 50%～75%であった。また、**表 3.2.16** より、水平せん断力に対して寄与率が大きいのは、下フランジ付きスタッドで、その寄与率は 50～60%程度であった。橋台たて壁上部側の抵抗要素（上フランジ付きスタッド、上フランジとコンクリートの界面での接触、上フランジコバ面）の抵抗寄与率は、支圧力、水平せん断力ともに橋台たて壁下部側の抵抗寄与率に比べて小さい結果となった。

表 3.2.15　支圧力（鉛直方向）および支圧力寄与率

(a)　支圧力

			自重	レベル 1 荷重時	レベル 2 荷重時	1δx 時	1.8δx 時
橋台たて壁位置	部材	位置	抵抗力(N)				
上部	フランジ	上フランジ	-13229	-9233	7854	20583	53331
		上フランジコバ面	0	0	0	0	0
	スタッド	上スタッド頭部	-68	-441	366	5503	14175
		上スタッド側面	1	-2	-60	-165	-917
下部	フランジ	下フランジ	-56423	-67014	-139698	-212500	-347350
		下フランジコバ面	-125	-238	-466	-740	-2061
	スタッド	下スタッド頭部	-9257	-5816	27925	74741	211630
		下スタッド側面	-92	-302	-3074	-6966	-22181
ウェブスタッド			-14436	-10520	6926	22199	28076

(b)　支圧力寄与率

			自重	レベル 1 荷重時	レベル 2 荷重時	1δx 時	1.8δx 時
橋台たて壁位置	部材	位置	寄与率(%)				
上部	フランジ	上フランジ	14.10	9.90	4.20	6.00	7.80
		上フランジコバ面	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	スタッド	上スタッド頭部	0.10	0.50	0.20	1.60	2.10
		上スタッド側面	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10
下部	フランジ	下フランジ	60.30	71.60	75.00	61.90	51.10
		下フランジコバ面	0.10	0.30	0.20	0.20	0.30
	スタッド	下スタッド頭部	9.90	6.20	15.00	21.80	31.10
		下スタッド側面	0.10	0.30	1.60	2.00	3.30
ウェブスタッド			15.40	11.20	3.70	6.50	4.10

表 3.2.16　水平せん断力（水平方向）およびせん断力寄与率

(a)　水平せん断力

			自重	レベル 1 荷重時	レベル 2 荷重時	1δx 時	1.8δx 時
橋台たて壁位置	部材	位置	抵抗力(N)				
上部	フランジ	上フランジ	-636	-1503	-7097	-12660	-21423
		上フランジコバ面	0	0	0	0	0
	スタッド	上スタッド頭部	0	0	-1	-17	-82
		上スタッド側面	-6274	-8409	-35503	-60783	-171840
下部	フランジ	下フランジ	-91519	-83587	-65133	-62229	-45408
		下フランジコバ面	-28651	-31881	-80570	-135239	-347339
	スタッド	下スタッド頭部	0	2	-48	-205	-1151
		下スタッド側面	-210440	-294230	-799890	-1154500	-1876700
ウェブスタッド			-77631	-122054	-311055	-450568	-791728

(b)　水平せん断力寄与率

			自重	レベル 1 荷重時	レベル 2 荷重時	1δx 時	1.8δx 時
橋台たて壁位置	部材	位置	寄与率(%)				
上部	フランジ	上フランジ	0.2	0.3	0.5	0.7	0.7
		上フランジコバ面	0	0	0	0	0
	スタッド	上スタッド頭部	0	0	0	0	0
		上スタッド側面	1.5	1.6	2.7	3.2	5.3
下部	フランジ	下フランジ	22	15.4	5	3.3	1.4
		下フランジコバ面	6.9	5.9	6.2	7.2	10.7
	スタッド	下スタッド頭部	0	0	0	0	0
		下スタッド側面	50.7	54.3	61.6	61.5	57.6
ウェブスタッド		橋台たて壁側面	18.7	22.5	23.9	24	24.3

(9) 作用曲げモーメントに対する各抵抗要素の評価

解析結果に基づき、鋼－コンクリート接合部に作用する曲げモーメントに対する各抵抗要素の抵抗比率を算出した。作用曲げモーメントは、下記①、②の仮定により算出している。**図 3.2.25** に接合部の各抵抗力(曲げ換算)の概念図を示す。

①桁中立軸位置を鋼桁高さ及び埋込み長中心と仮定する（鉛直力は埋込桁長の半分の位置を X 方向中立軸とし、水平力は桁高中心を Z 方向中立軸として仮定し、各抵抗力に中立軸からの距離を乗じて曲げ換算している）。

②接触力合計を接触力分布に変換するため、**表 3.2.12** に示したフランジ付きスタッドの支圧分布より算出したひずみが 0 と推定される位置から接触力の三角形分布を想定する。

表 3.2.17、**図 3.2.26** に、それぞれの解析ケース（自重、レベル 1 荷重時、レベル 2 荷重時、スタッド降伏 δ_x、$1.8\delta_x$）における、鋼－コンクリート接合部に作用する曲げモーメントに対する各抵抗要素の分担率を示す。

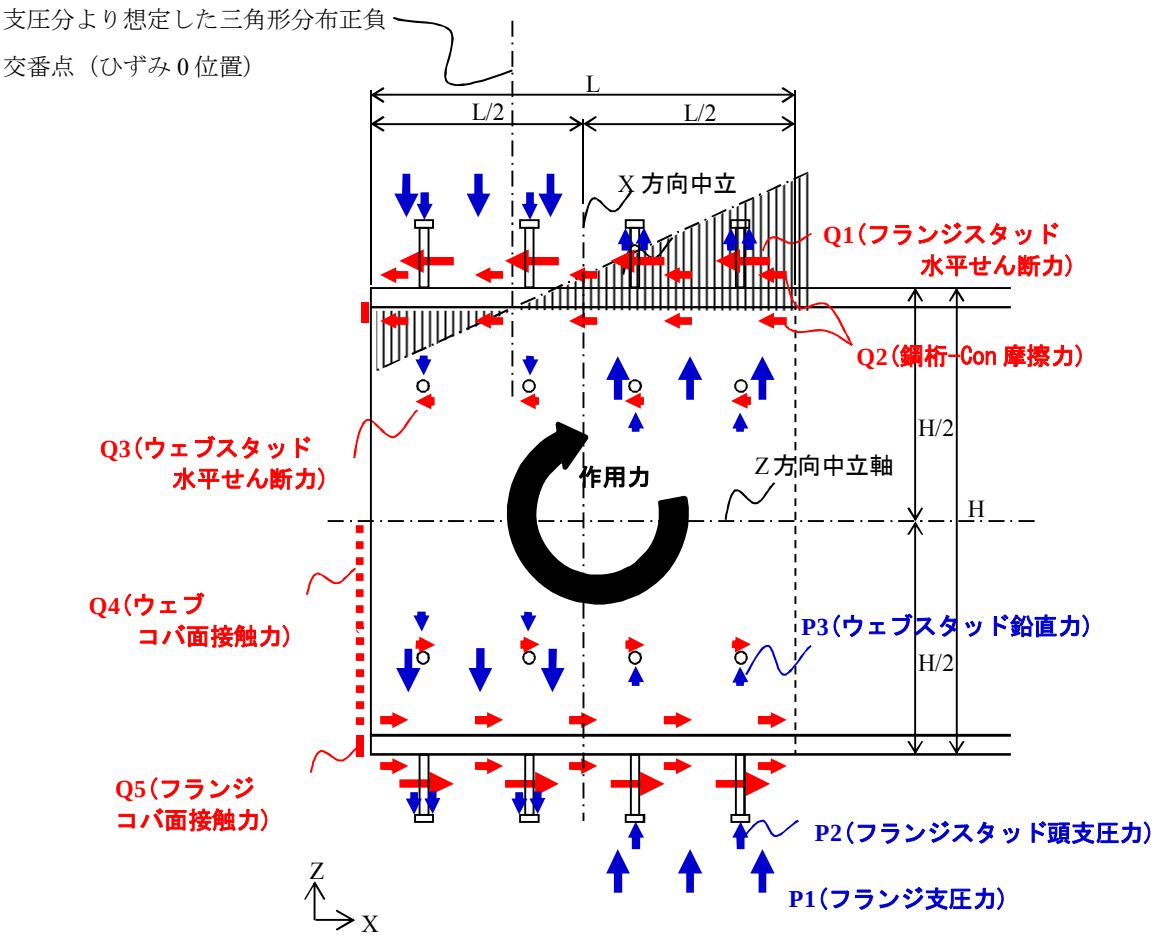


図 3.2.25　接合部各抵抗力(曲げ換算)概念図

表 3.2.17　曲げモーメント分担率

			自重	レベル 1 荷重時	レベル 2 荷重時	1δx 時	1.8δx 時
橋台たて壁位置	部材	位置	分担率[%]				
上部	フランジ	上フランジ	19.79	3.84	1.32	1.36	1.33
		上フランジコバ面	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	スタッド	上スタッド頭部	0.10	0.20	0.03	0.12	0.13
		上スタッド側面	1.83	2.31	3.97	4.65	7.11
下部	フランジ	下フランジ	9.97	9.60	5.51	4.33	5.48
		下フランジコバ面	6.48	6.78	6.98	8.03	11.15
	スタッド	下スタッド頭部	1.77	0.72	2.24	2.84	4.27
		下スタッド側面	50.66	66.78	73.67	72.84	63.81
ウェブスタッド			9.40	9.78	6.29	5.82	6.73

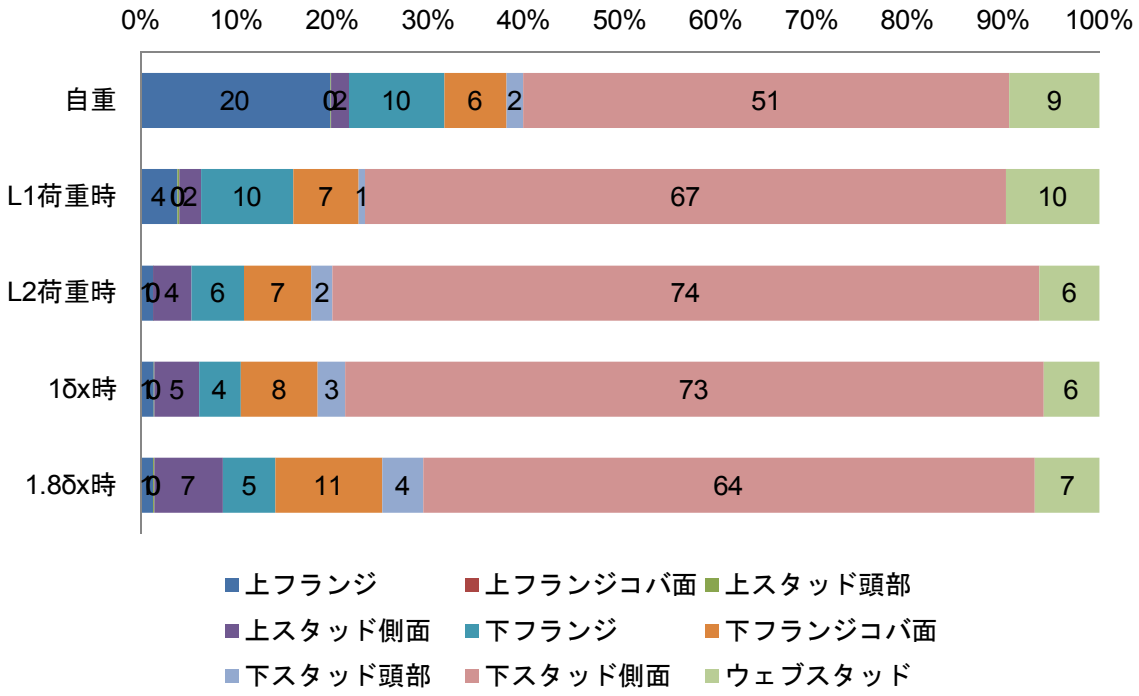


図 3.2.26　曲げモーメント分担率

表 3.2.15、図 3.2.26 より、曲げモーメントの支配的な抵抗要素なっているのが下フランジ付きスタッド側面（水平せん断力）であることがわかる。

3.2.4 まとめ

実橋を対象としてモデル化した有限要素解析により、水平力が作用した際（地震時の水平力を想定）の、実橋の橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合部の抵抗機構について検討した。得られた主な結果を以下にまとめる。

1) 1 本あたりのスタッドの許容せん断力を H24 道示[7]の評価式で算定される値の 2 倍として安全率を半分に低減させた上で必要本数を配置した解析モデルにおいて、橋台たて壁前面側スタッドの降伏変位を水平基本変位 $1\delta_x$ として、$1.8\delta_x$ までにおいて接合部構造全体として線形的な履歴を示すことが確認できた。

2) 水平方向の作用力に対する接合部の抵抗要素は①フランジ付スタッドの水平せん断力、②ウェブ付スタッドの水平せん断力、③橋台たて壁背面側フランジコバ面の接触力、④床版から伝達される力に対する橋台たて壁（コンクリートおよび鉄筋）の抵抗力、⑤フランジ支圧力の 5 要素で概ね説明できることを確認した。

3) 水平方向の作用力に対しては、鋼桁下側の抵抗要素が、上側の抵抗要素に比べてその抵抗分担率が卓越することが確認できた。特に下フランジ付きスタッドの水平せん断力の抵抗割合が 50%～70%と大きく、支配的であることを確認した。また、接合部の曲げモーメントに対してもフランジ付きスタッドの水平せん断力が支配的（50%～80%程度を負担）であることを確認した。

4) 水平方向の作用力に対して、支配的な抵抗要素である下フランジ付きスタッドの水平せん断力のスタッド位置による分布について、フランジ幅方向の分布は概ね均等であることを確認した。また、載荷方向が鋼桁を押込む場合には、鋼桁埋込み深さ方向の分布は、橋台前面側（埋込み深さが浅い側）の値が大きい傾向であることを確認した。

5) 床版付きのモデルでは、載荷点から床版を通して伝達された水平方向の作用力に対して橋台たて壁（コンクリートおよび鉄筋）の抵抗力が 10%～30%程度あることを確認した。

参考文献

1) （独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１），土木研究所共同研究報告書，第 463 号，2015.3

2) Dassult Systemes Simulia： ABAQUS 6.14 Abaqus/CAE User's Guide，2014

3) 保坂鐵矢・平城弘一・小枝芳樹・橘吉宏・渡辺滉：鉄道用連続合成桁に用いるずれ止め構造のせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1497-1504,1998

4) （社）土木学会：複合構造標準示方書 2009 年制定，2009.12.

5) European Committee for Standardization : Eurocode 2, Design of concrete structures, 1992

6) （公社）土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]2012 年制定，2013.3.

7) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2012.3.

3.3　斜角の影響把握に関する解析的検討

3.3.1　解析の目的

斜角を有する門型ラーメン構造に対する設計上の留意点を明確にするため、門型ラーメン構造を対象として、格子解析および有限要素解析を実施し、格子解析の限界および構造的限界について検証する。

格子解析の限界では、斜角が何度まで小さくなるとそりねじりを考慮して設計する必要があるかを検証するため、格子解析と有限要素解析の結果を比較して、鋼桁のそりねじり応力の影響に着目し、鋼桁の応力性状を確認する。

構造的限界では、斜角が何度まで小さくなると門型ラーメン構造を採用できなくなるかを検証するため、床版の引張応力の影響に着目し、直橋と斜橋を比較して、発生応力（フランジ近傍の橋台たて壁に発生する局部応力など）の差違を確認する。さらに、剛結部の影響に着目し、直橋モデルと斜橋モデルを比較して、斜角による影響（応力集中など）発生応力の差違を確認する。

3.3.2　解析方法

格子解析の限界では、単純非合成多主鈑桁橋を対象とする。鋼桁のそりねじり応力に着目するため、格子解析と有限要素解析を比較した場合、床版の影響で応力レベルに差違が生じることが考えられるため床版はモデル化しない。

構造的限界では、単純合成多主鈑桁橋を対象とする。床版の引張応力の影響および接合部（フランジ定着部）の応力集中などに着目しており、床版をモデル化する。ただし、床版の鉄筋はモデル化しない。

載荷荷重は、死荷重、活荷重、土圧、温度を考慮する。活荷重は、格子解析では影響線載荷とL荷重を最も不利な位置に載荷する2ケースを行い、有限要素解析ではL荷重を最も不利な位置に載荷する。斜角を60°、75°、90°として、格子解析の限界、構造的限界で各3ケース解析を行う。解析ケース一覧を**表 3.3.1**に示す。解析では、全橋をモデル化することとし、斜角の影響のみを確認するため、弾性解析とする。解析に用いたソフトウェアは汎用有限要素解析プログラムABAQUS V.6.13-1[1)]である。

本検討では、門型ラーメン構造のみを対象とする。門型ラーメン構造は、インテグラルアバット構造と比較して橋台駆体自体の剛性が高く、駆体および杭への斜角の影響は限定的と考えられる。よって、本検討では下部工の照査は対象外とする。

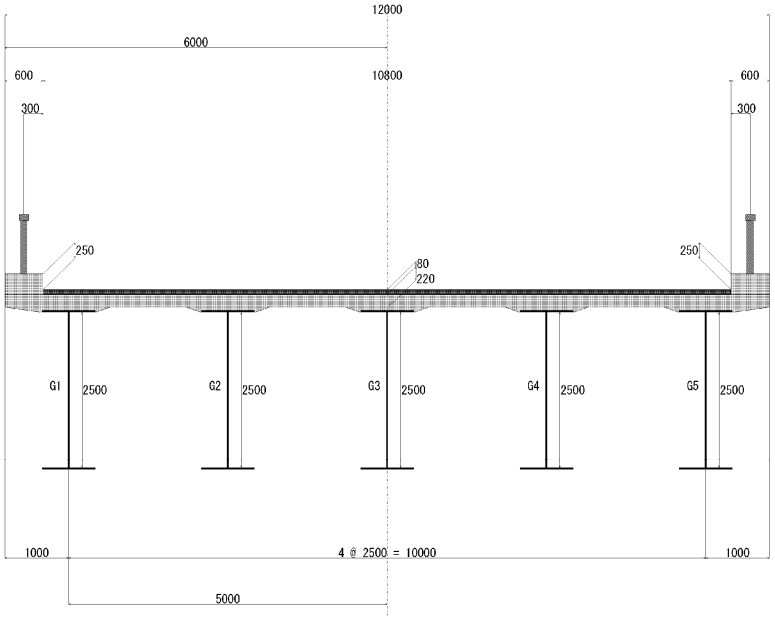
解析で対象とした橋梁の基本条件を**表 3.3.2**に示す。また上部工の断面図および平面図を**図 3.3.1**および**図 3.3.2**に示す。

表 3.3.1　解析ケース

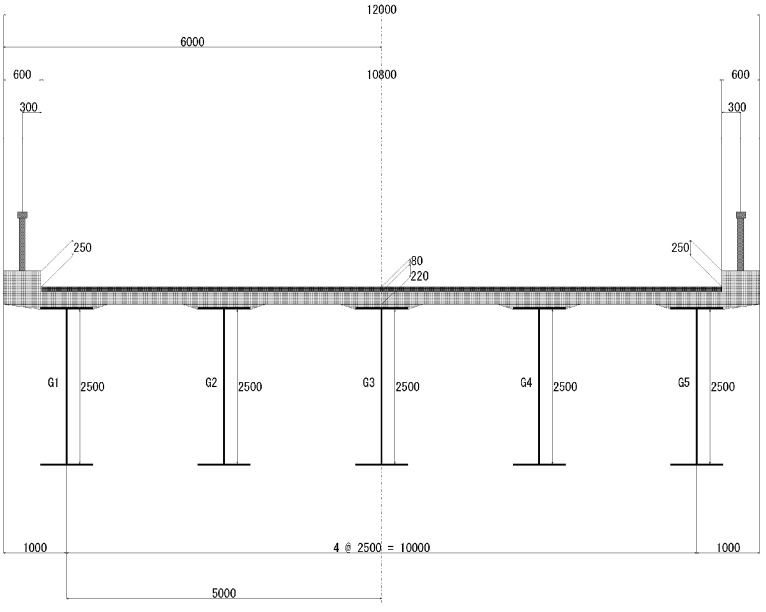
解析ケース	斜角	
	格子解析の限界	構造的限界
Case1	60°	60°
Case2	75°	75°
Case3	90°	90°

表 3.3.2　解析モデルの基本条件

目的	(1)格子解析の限界	(2)構造的限界
上部工形式	単純非合成多主鈑桁橋	単純合成多主鈑桁橋
橋長	60m	60m
全幅	12m	12m
橋台高	15m	15m
平面線形	R=∞	R=∞
床版形式	RC 床版 （モデル化無）	RC 床版 （モデル化有）



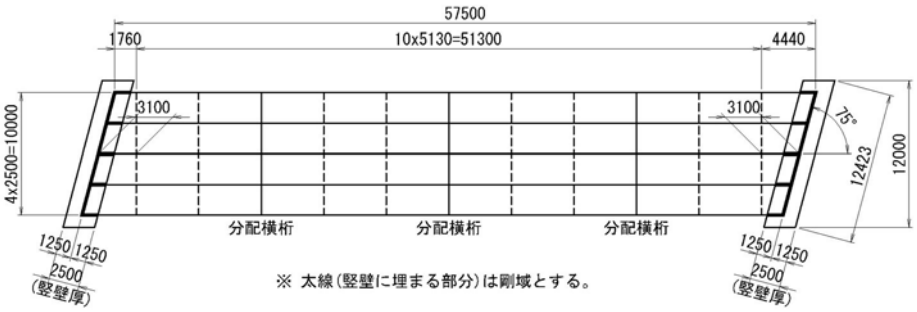
(a) 非合成桁（格子解析の限界）



(b) 合成桁（構造的限界）

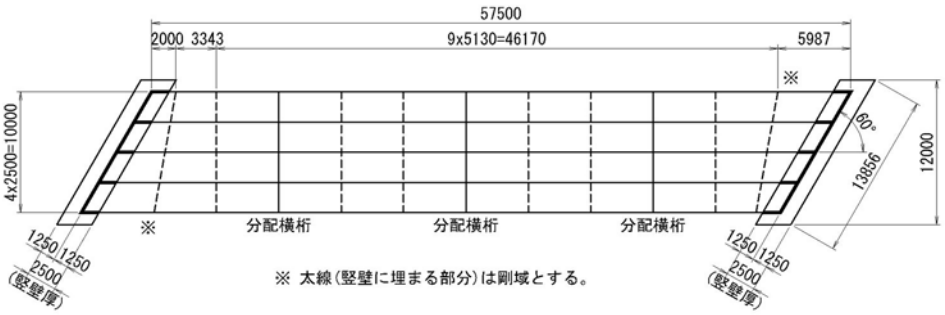
図 3.3.1　上部工断面図

(a)斜角 90°



(b)斜角 75°

※ 設置角度を緩和した横桁を設置



(c)斜角 60°

図 3.3.2　平面図

(1) 格子解析の解析モデル

例として、斜角 60°の場合の解析モデルを**図 3.3.3** に示す。

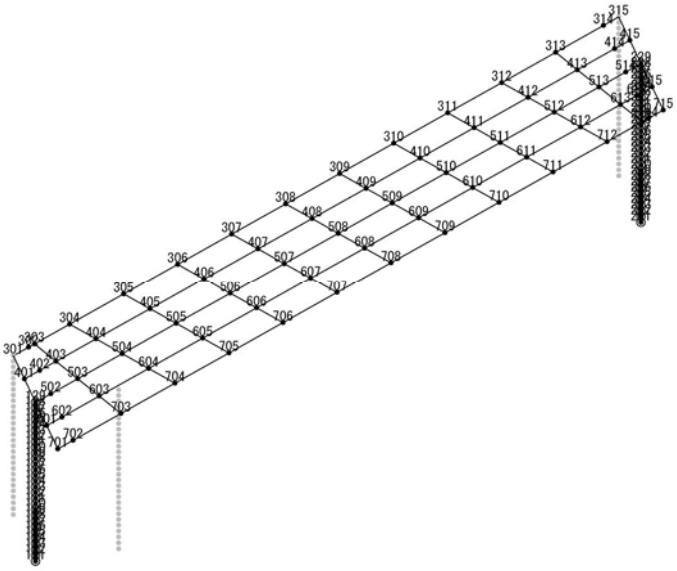
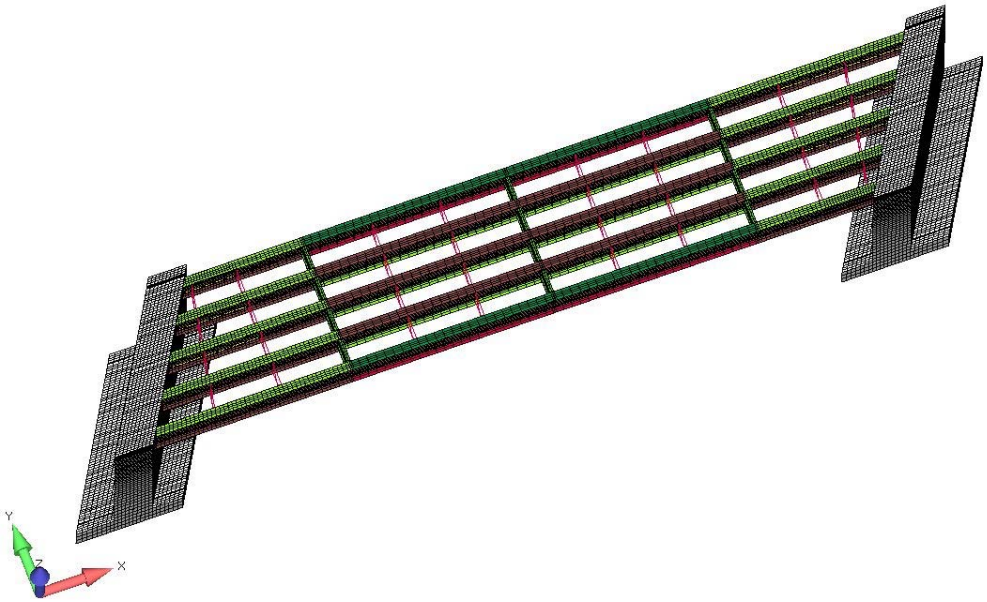


図 3.3.3　格子解析の解析モデル概要図（斜角 60 度の例）

(2) 有限要素解析の解析モデル

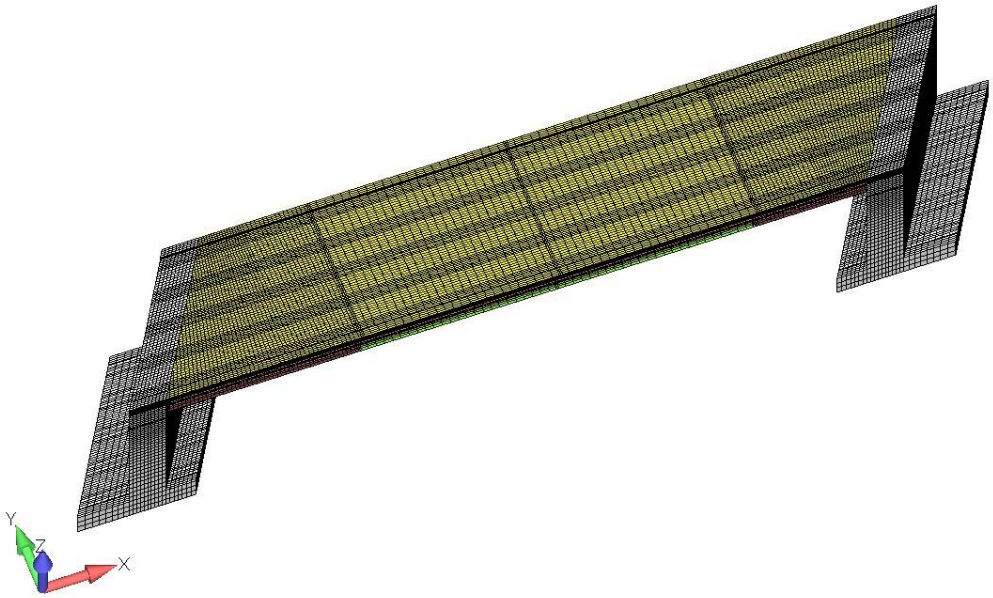
1) 解析モデル

例として、斜角 60° の場合の解析モデルを**図 3.3.4** に示す。

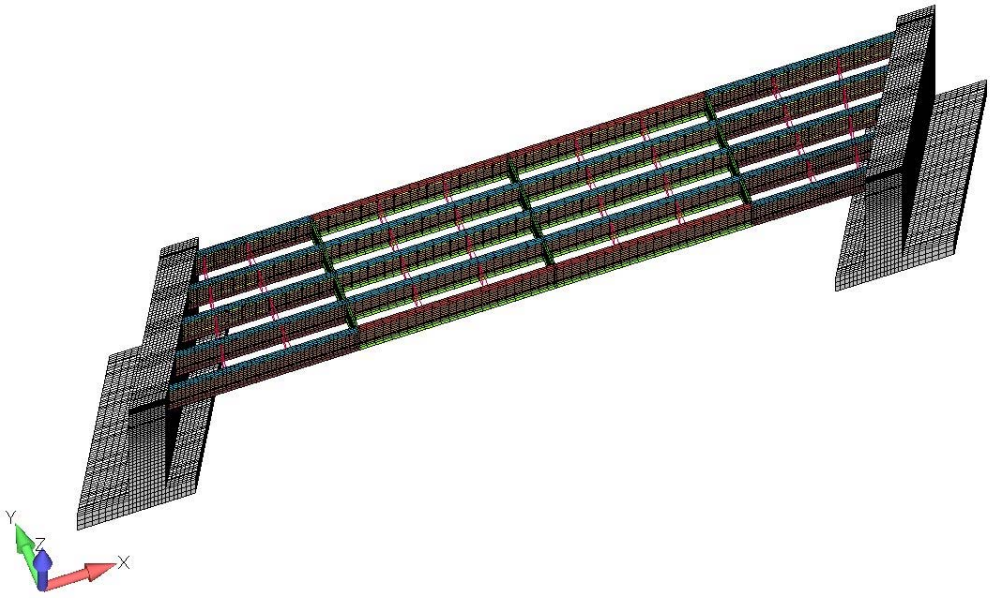


(a) 斜角 60°（非合成桁）

図 3.3.4　有限要素解析の解析モデル概要図（その１）



(b) 斜角 60°（合成桁）…床版表示



(c) 斜角 60°（合成桁）…床版非表示

図 3.3.4　有限要素解析の解析モデル概要図（その２）

2) 使用要素

使用要素の一覧を**表 3.3.3** に示す。橋台および床版はソリッド要素、対傾構以外の鋼桁はシェル要素、対傾構はバー要素にてモデル化する。鋼－コンクリート接合部のスタッドはモデル化せず、接合部は剛部材としてモデル化する。

格子解析の限界では、格子解析と有限要素解析を比較した場合、床版などの影響で応力レベルに差違が生じることが考えられるため、床版はモデル化しない。ただし、活荷重（L 荷重）を載荷するため、床版はダミー要素としてソリッド要素を用いてモデル化を行い、ヤング率 $E=1.0\times10^{-6}N/mm^2$ として解析を行う。

表 3.3.3　使用要素

番号	部材	要素		適用材料
		格子解析の限界	構造的限界	
1	橋台	ソリッド要素	ソリッド要素	コンクリート
2	鋼桁(対傾構以外)	シェル要素	シェル要素	鋼材
3	対傾構	バー要素	バー要素	鋼材
4	床版	ソリッド要素（ダミー要素）	ソリッド要素	コンクリート

3) 材料条件

鋼およびコンクリートの材料特性を、**表 3.3.4** に示す。鋼桁とコンクリート間の摩擦は考慮せず、接合部は剛部材としてモデル化を行う。

表 3.3.4　材料物性値

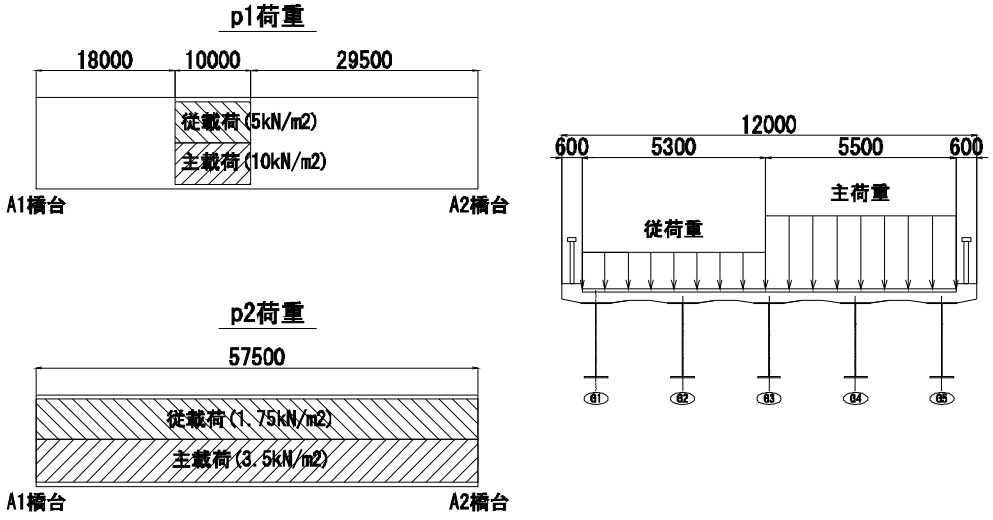
		ヤング率 (N/mm^2)	ポアソン比	線膨張係数 (1/K)	備考
鋼		2.0×10^5	0.3	12×10^{-6}	
コンクリート	橋台	2.5×10^4	0.2	10×10^{-6}	$\sigma_{ck}=24N/mm^2$
	床版	2.65×10^4 ※1.0×10^{-6}	0.2	12×10^{-6} ※0.0	$\sigma_{ck}=27N/mm^2$

※付きの数値は、格子解析の限界の場合を示す。

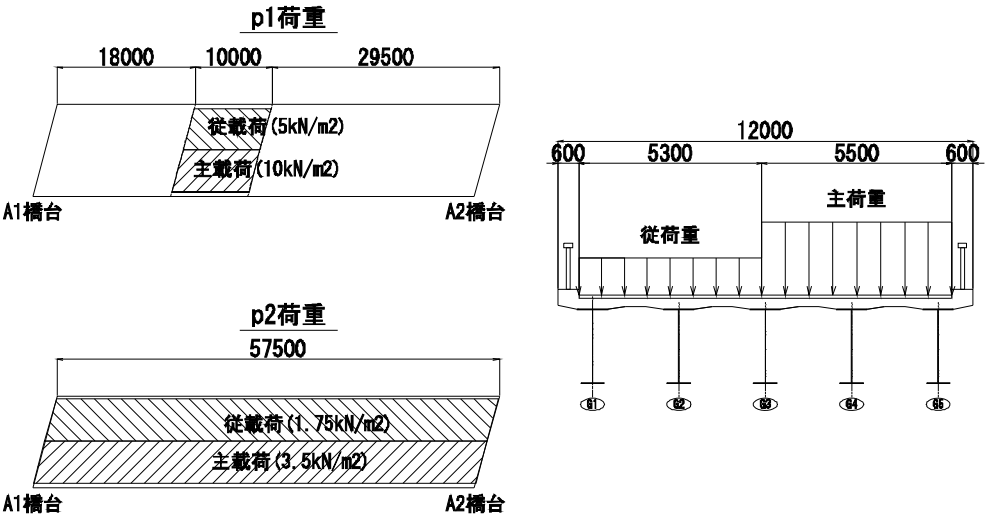
4) 荷重条件

載荷荷重として、死荷重、活荷重、土圧および温度を考慮する。活荷重は、A1 橋台側 G1 桁に着目し、L 荷重を最も不利な位置に載荷する。活荷重の載荷位置を**図 3.3.5** に示す。

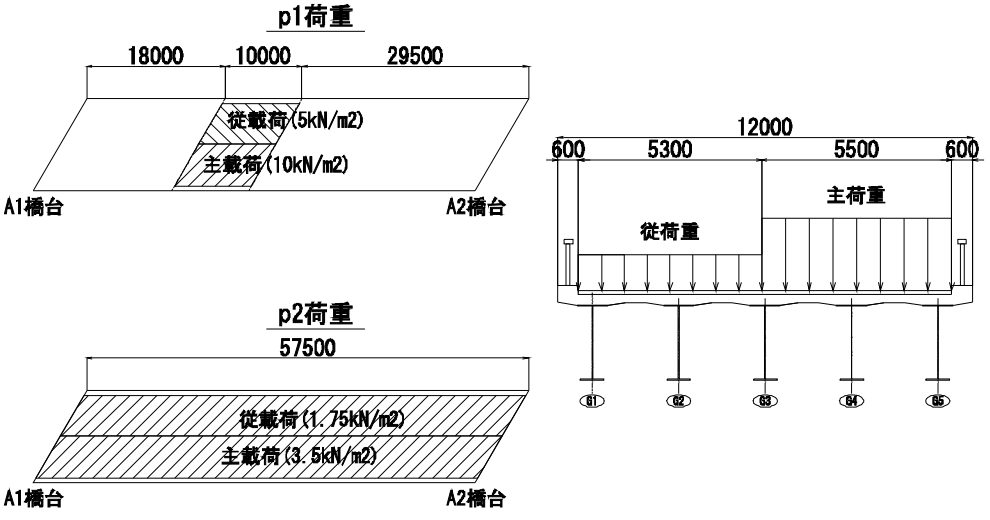
有限要素解析では、架設系を反映することが困難である。また格子解析の結果を見ると接合部断面は、全て荷重ケース「前死荷重＋後死荷重＋活荷重＋土圧＋温度(＋)」で断面が決定している。よって、有限要素解析では、架設系を含まず「後死荷重＋活荷重＋土圧＋温度(＋)」の荷重ケースで解析を行う。



(a)斜角 90°



(b)斜角 75°



(c)斜角 60°

図 3.3.5　活荷重載荷位置

3.3.3 解析結果および考察

(1) 格子解析の限界

1) 格子解析

格子解析を行った結果、断面決定ケースは、いずれも「死荷重＋活荷重＋土圧＋温度」の組合せとなった。解析結果として、**表 3.3.5** に接合部の断面および発生応力を、**表 3.3.6** に分配横桁の断面を示す。なお、ここで示す結果は、活荷重を影響線載荷した結果である。**表 3.3.5** に示す通り、接合部の発生応力度は、斜角が小さくなるにつれ、外桁（G1 桁）で大きくなる結果となった。これらの傾向は、横桁荷重分配によるものであり、格子解析では算出できないそりねじりによる応力度は含んでいない。また分配横桁は、**表 3.3.6** に示す通り、斜角が小さくなるにつれ、必要断面が大きくなる傾向であった。

なお、**表 3.3.5** に示す発生応力度は、架設系を考慮した結果である。有限要素解析では、架設系の反映が困難である。そのため、有限要素解析結果との比較では、別途、架設系を含まず「後死荷重＋活荷重＋土圧＋温度(＋)」の荷重ケースで格子解析を行い、応力を算出する。

表 3.3.5 斜角による主桁応力度への影響（非合成桁）

外桁(A1 橋台側 G1 桁)	斜角 90°	斜角 75°	斜角 60°
断面　上フランジ	670×22	670×22	670×22
断面　ウェブ	2500×12	2500×12	2500×12
断面　下フランジ	670×32	670×32	670×32
材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y
決定ケース	死＋活＋土圧＋温度(＋)	死＋活＋土圧＋温度(＋)	死＋活＋土圧＋温度(＋)
組合せケース割増係数	1.15	1.15	1.15
上フランジ応力度(N/mm^2)	55.5＜241.5	74.7＜241.5	87.5＜241.5
下フランジ応力度(N/mm^2)	-99.9＜241.5	-115.7＜219.5	-128.5＜219.5

表 3.3.6 斜角による分配横桁断面への影響（非合成桁）

分配横桁	斜角 90°	斜角 75°	斜角 60°
断面 上フランジ	250×12	250×14	260×16
断面 ウェブ	2000×9	2000×10	2000×12
断面 下フランジ	250×12	250×14	260×16
材質	SM400	SM400	SM490Y

2）有限要素解析

①下フランジそりねじり応力

鋼－コンクリート接合部の鋼桁と橋台の境界部における下フランジのそりねじり応力として、下フランジ幅方向両端位置の橋軸方向直応力を算出し、両者の応力差として算出した。算出概要を**図 3.3.6** に示す。算出結果を、**表 3.3.7** に示す。下フランジに発生する応力に対するそり応力の比率を**表 3.3.8** に示す。**表 3.3.7** および**表 3.3.8** より、斜角が小さくなるほどフランジ左右の応力差(そりねじり応力)が大きくなる傾向であった。**表 3.3.8** に示す通り、斜角 90°の場合、そりねじり応力の比率は大きいもので 15%であったが、斜角 75°の場合 29%、斜角 60°の場合 31%であった。

設計上、ねじりモーメントを考慮する範囲の目安として、S48 道示[2)]にて、ねじり定数比 κ の大きさの変化による純ねじりモーメントとそりねじりモーメントの分担率の状態が示されている。ただし示されている純ねじりとそりねじりモーメントの分担率の状態は、一般的なプレートガーダーの場合が示されており、橋台と上部工が一体化した橋台部ジョイントレス構造を対象としたものではない。参考に、式(3.3.1)によりねじり定数比 κ を求めたところ 0.13 であり、そりねじりだけの範囲に該当する結果であった。また対象としている門型ラーメン構造では、鋼桁は橋台に剛結されており、斜角が小さくなるにしたがい下フランジに大きなそりねじり応力が発生するものと考える。

$$\kappa = l\sqrt{\frac{G \cdot K}{E \cdot I_\omega}} \qquad (3.3.1)$$

ここに、

κ：ねじり定数比

l：ねじりに対する支間長(mm)

G：せん断弾性係数(N/mm^2)

K：純ねじり定数(mm^4)

E：ヤング係数(N/mm^2)

I_ω：そりねじり定数(mm^6)

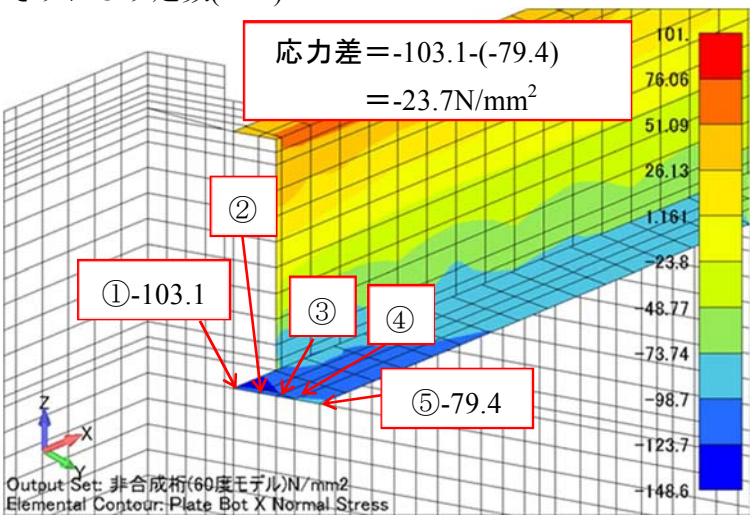


図 3.3.6　フランジそりねじり応力の算出概要(斜角 60°、A1 橋台、G5 桁)

表 3.3.7　下フランジそりねじり応力(単位：N/mm^2)

(a) 斜角 90°

	A1橋台					A2橋台				
	G1	G2	G3	G4	G5	G1	G2	G3	G4	G5
①	-67.2	-76.7	-87.1	-95.3	-100.9	-67.0	-75.1	-84.4	-91.9	-97.1
②	-54.0	-61.2	-68.6	-74.9	-79.1	-53.7	-59.7	-66.2	-71.8	-75.7
③	-62.2	-69.3	-76.0	-81.9	-85.9	-61.7	-67.4	-73.1	-78.4	-81.9
④	-57.9	-64.1	-69.3	-74.1	-77.3	-57.5	-62.5	-66.7	-70.8	-73.6
⑤	-78.0	-84.5	-88.8	-93.2	-95.9	-77.4	-82.5	-85.7	-89.4	-91.5
応力差(①-②)	10.7	7.8	1.7	-2.0	-5.0	10.4	7.4	1.3	-2.5	-5.6

(b) 斜角 75°

	A1橋台					A2橋台				
	G1	G2	G3	G4	G5	G1	G2	G3	G4	G5
①	-75.5	-86.1	-96.4	-104.3	-108.1	-59.6	-66.8	-77.4	-88.2	-96.4
②	-57.6	-65.8	-72.9	-78.5	-81.7	-49.7	-55.2	-61.9	-68.9	-75.1
③	-60.9	-68.1	-74.6	-80.1	-82.8	-59.3	-64.7	-70.2	-76.4	-83.9
④	-54.9	-62.1	-66.9	-70.8	-73.0	-59.7	-64.8	-70.1	-75.3	-80.7
⑤	-75.1	-82.7	-85.4	-87.8	-89.2	-83.3	-89.3	-93.2	-98.3	-104.3
応力差(①-②)	-0.4	-3.4	-11.0	-16.5	-18.9	23.6	22.5	15.8	10.1	7.9

(c) 斜角 60°

	A1橋台					A2橋台				
	G1	G2	G3	G4	G5	G1	G2	G3	G4	G5
①	-73.2	-81.8	-88.4	-100.7	-103.1	-54.2	-60.7	-79.9	-87.2	-99.7
②	-61.2	-68.0	-74.2	-79.2	-82.2	-56.9	-60.7	-59.8	-71.5	-81.6
③	-63.0	-69.7	-74.3	-78.4	-80.4	-59.7	-63.1	-68.0	-75.7	-86.1
④	-60.6	-66.9	-66.4	-78.1	-79.8	-62.2	-65.1	-68.7	-75.1	-85.3
⑤	-76.6	-83.4	-89.9	-81.4	-79.4	-81.3	-85.5	-83.0	-90.0	-100.0
応力差(①-②)	3.4	1.6	1.5	-19.4	-23.7	27.1	24.8	3.1	2.9	0.3

表 3.3.8　下フランジそりねじり応力比率

(a) A1 橋台

		G1	G2	G3	G4	G5
斜角90°	橋軸方向直応力σ_1	62.2	69.3	76.0	81.9	85.9
	そりねじり応力σ_2	10.7	7.8	1.7	2.0	5.0
	そりねじり応力比率 $\sigma_2/(\sigma_1+\sigma_2)\times100$	15%	10%	2%	2%	6%
斜角75°	橋軸方向直応力σ_1	60.9	68.1	74.6	80.1	82.8
	そりねじり応力σ_2	0.4	3.4	11.0	16.5	18.9
	そりねじり応力比率 $\sigma_2/(\sigma_1+\sigma_2)\times100$	1%	5%	13%	17%	19%
斜角60°	橋軸方向直応力σ_1	63.0	69.7	74.3	78.4	80.4
	そりねじり応力σ_2	3.4	1.6	1.5	19.4	23.7
	そりねじり応力比率 $\sigma_2/(\sigma_1+\sigma_2)\times100$	5%	2%	2%	20%	23%

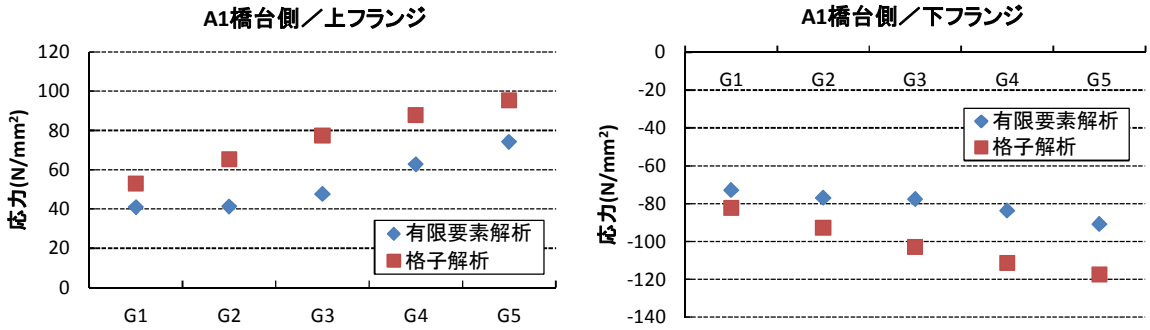
(b) A2 橋台

		G1	G2	G3	G4	G5
斜角90°	橋軸方向直応力σ_1	61.7	67.4	73.1	78.4	81.9
	そりねじり応力σ_2	10.4	7.4	1.3	2.5	5.6
	そりねじり応力比率 $\sigma_2/(\sigma_1+\sigma_2)\times100$	14%	10%	2%	3%	6%
斜角75°	橋軸方向直応力σ_1	59.3	64.7	70.2	76.4	83.9
	そりねじり応力σ_2	23.6	22.5	15.8	10.1	7.9
	そりねじり応力比率 $\sigma_2/(\sigma_1+\sigma_2)\times100$	29%	26%	18%	12%	9%
斜角60°	橋軸方向直応力σ_1	59.7	63.1	68.0	75.7	86.1
	そりねじり応力σ_2	27.1	24.8	3.1	2.9	0.3
	そりねじり応力比率 $\sigma_2/(\sigma_1+\sigma_2)\times100$	31%	28%	4%	4%	0%

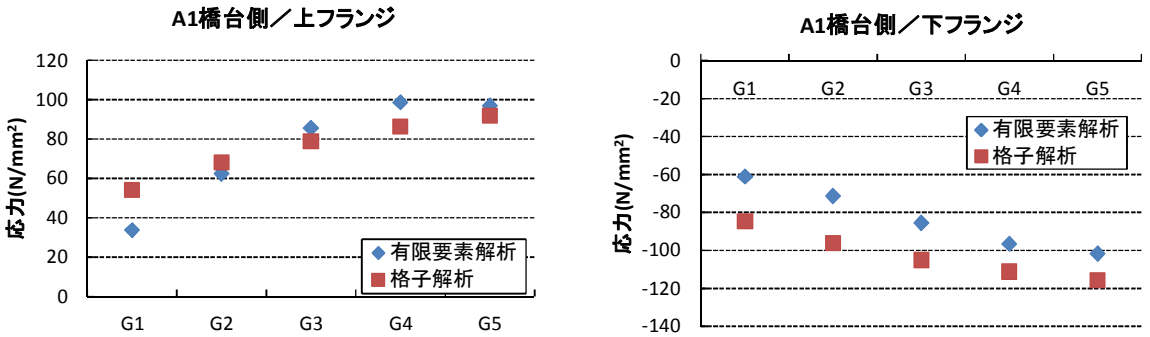
②フランジ橋軸方向直応力

A1 橋台側のフランジ橋軸方向直応力について、有限要素解析と格子解析の結果を**図 3.3.7** に示す。格子解析の結果は、有限要素解析の解析条件と同様に、前死荷重を除き、活荷重を有限要素解析と同様の位置に固定載荷した「後死荷重＋活荷重＋土圧＋温度(＋)」の値を示す。有限要素解析の結果は、鋼桁と橋台境界部主桁ウェブ位置の値に①に示す下フランジそりねじり応力を足し合わせた値を示す。

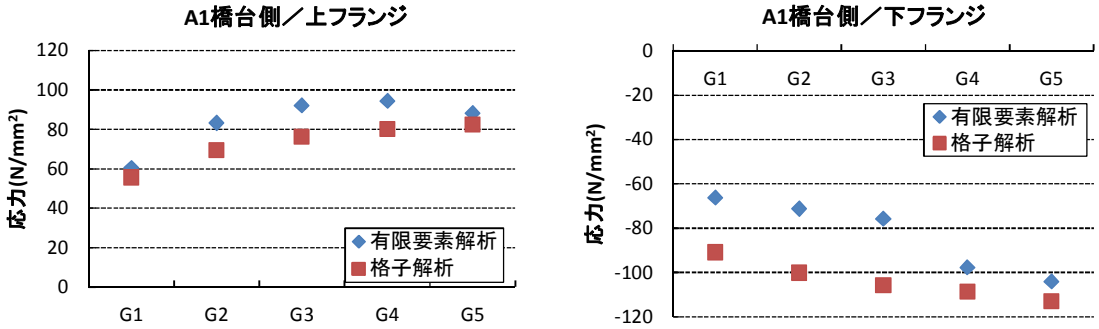
有限要素解析と格子解析の値を比較すると、斜角 60° と斜角 75° の場合、上フランジの一部で格子解析より有限要素解析の値の方が大きくなる箇所があった。格子解析より有限要素解析の値が大きくなった箇所の値を比較すると、斜角 60° では G3 桁が最も差違が大きく 16N/mm^2、斜角 75° では G4 桁が最も差違が大きく 12N/mm^2 であった。下フランジでは、いずれのケースでも格子解析より有限要素解析の値の方が小さな値を示していた。



(a) 斜角 90°



(b) 斜角 75°

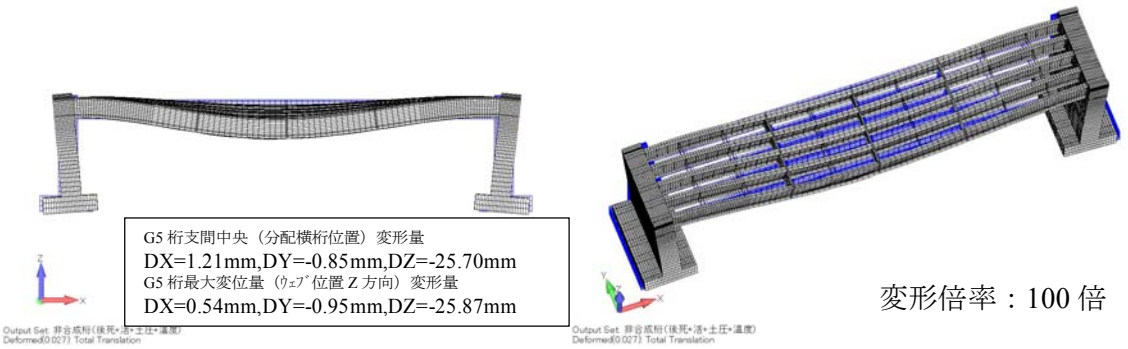


(c) 斜角 60°

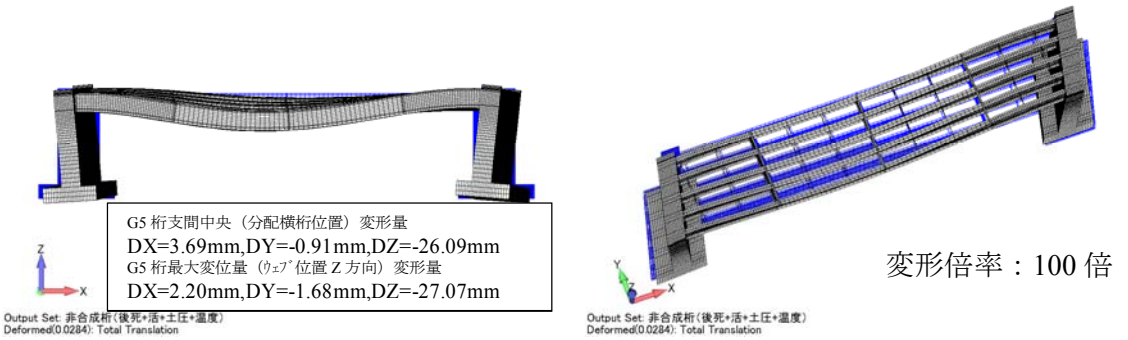
図 3.3.7　フランジ橋軸方向直応力

③変形図

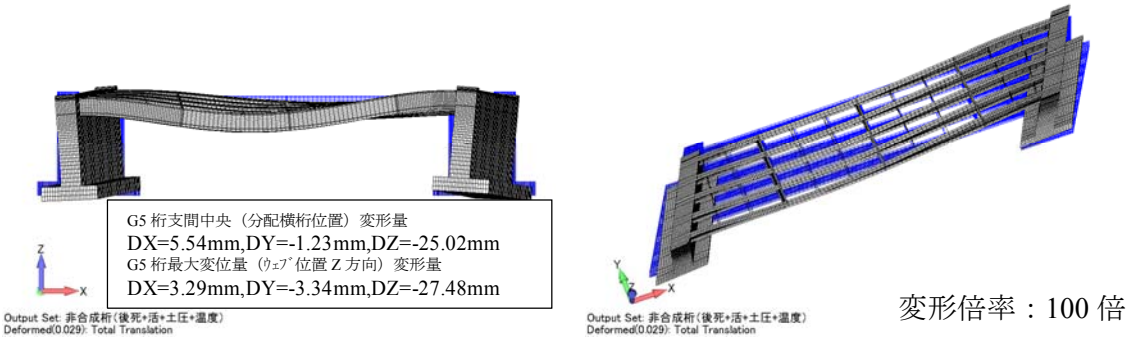
変形図を、**図 3.3.8** に示す。斜角 90°では *x* 軸回りに回転するようなねじれ変形は生じていないが、斜角 75°と斜角 60°では *x* 軸回りに回転するようなねじれ変形が生じていた。斜角 75°より斜角 60°の方が大きなねじれ変形が生じていた。



(a) 斜角 90°



(b) 斜角 75°



(c) 斜角 60°

図 3.3.8　変形図

3) まとめ

非合成桁の多主鈑桁を対象として、有限要素解析よりそりねじり応力を算出した結果、斜角が小さくなるとフランジに発生する応力に対してそりねじり応力の比率は大きくなる傾向であった。最も厳しい荷重条件において、斜角 60°の場合で、そりねじり応力は発生応力度の 31%程度であり、そりねじりによる発生応力度は無視できないことが分かった。また、格子解析とそりねじりを考慮した有限要素解析を比較した結果、下フランジではいずれのケースでも有限要素解析より格子解析の方が大きな値を示していたが、斜角 60°と斜角 75°の場合、上フランジの一部で、格子解析より有限要素解析の方が大きな値を示していた。しかし、その差違は、斜角 60°の最も差違が大きい箇所で、16N/mm^2 であり、今回の解析では、鋼－コンクリート接合部の鋼桁圧縮フランジの板厚を、限界幅厚比以下として応力度に余裕を持たせた断面として設定しているため、16N/mm^2 程度であれば問題ないものと考える。さらに、今回の解析は、最も厳しい荷重条件において検討しており、今回の解析でも上記の程度の値であり、斜角 60°までであれば、断面に余裕を持たせて設計する場合、そりねじりを考慮せず、格子解析により設計を行っても問題ないものと考える。

一方で、フランジ断面の経済性を追求した設計を行う場合や床版の張出しが大きい場合は、斜角による影響は大きくなるものと考えられるため、有限要素解析を採用するのが望ましい。

(2) 構造的限界

1) 格子解析

格子解析を行った結果、断面決定ケースは、いずれも「死荷重＋活荷重＋土圧＋温度」の組合せとなった。解析結果として、**表 3.3.9** に接合部の断面および発生応力を、**表 3.3.10** に分配横桁の断面を示す。なお、ここで示す結果は、活荷重を影響線載荷した結果である。**表 3.3.9** に示す通り、接合部の発生応力度は、斜角が小さくなるにつれ、外桁（G1 桁）で大きくなる結果となった。また分配横桁は、斜角が小さくなるにつれ、必要断面が大きくなる傾向は、(1)に示す格子解析の限界と同様であった。

なお、(1)に示す格子解析の限界と同様に、**表 3.3.9** に示す発生応力度は、架設系を考慮した結果である。

表 3.3.9　斜角による主桁応力度への影響（合成桁）

外桁（A1 橋台側 G1 桁）	斜角 90°	斜角 75°	斜角 60°
断面　上フランジ	520×25	520×25	520×25
断面　ウェブ	2500×12	2500×12	2500×12
断面　下フランジ	670×32	670×32	670×32
材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y
決定ケース	死＋活＋土圧＋温度(＋)	死＋活＋土圧＋温度(＋)	死＋活＋土圧＋温度(＋)
組合せケース割増係数	1.15	1.15	1.15
上フランジ応力度(N/mm^2)	95.0 < 241.5	126.9< 241.5	156.1 < 241.5
下フランジ応力度(N/mm^2)	-145.2 < 241.5	-169.8 < 219.5	-192.3 < 219.5

表 3.3.10　斜角による横桁断面への影響（合成桁）

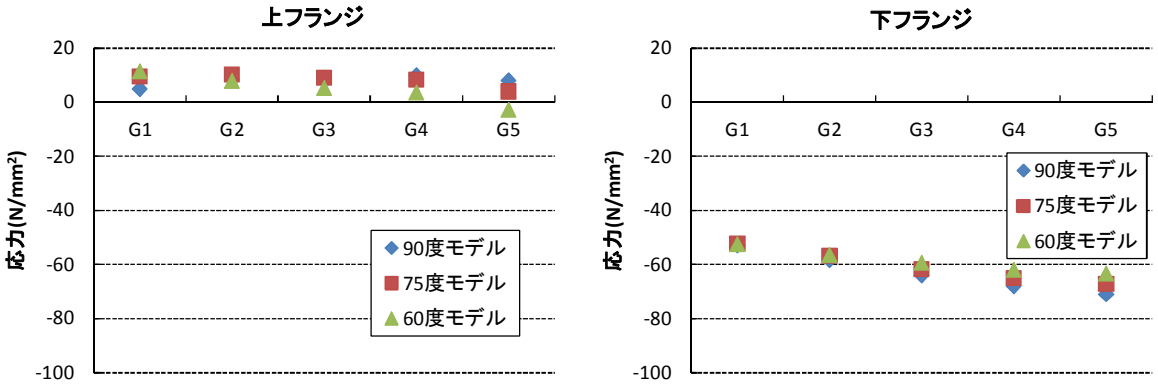
分配横桁	斜角 90°	斜角 75°	斜角 60°
断面 上フランジ	250×12	250×14	260×16
断面 ウェブ	2000×9	2000×10	2000×12
断面 下フランジ	250×12	250×14	260×16
材質	SM400	SM400	SM490Y

2) 有限要素解析

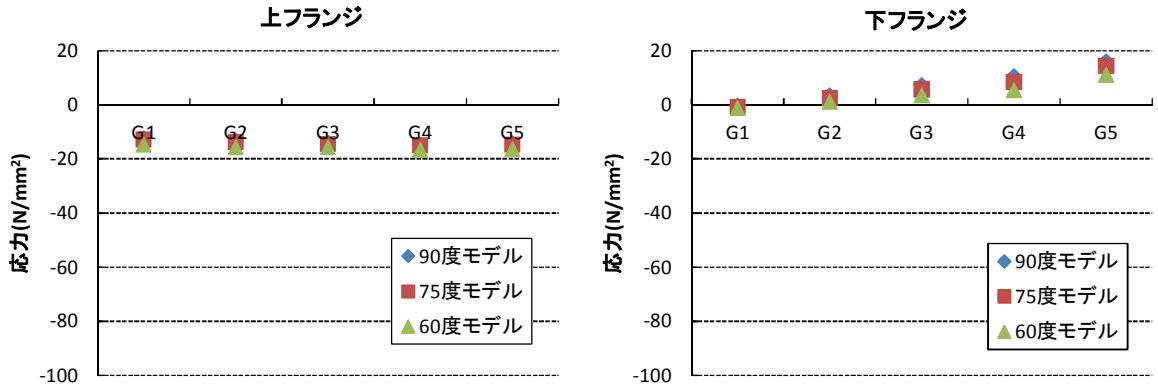
①フランジ橋軸方向直応力

フランジ橋軸方向直応力の結果を**図 3.3.9** に示す。主桁ウェブ位置の値を示す。

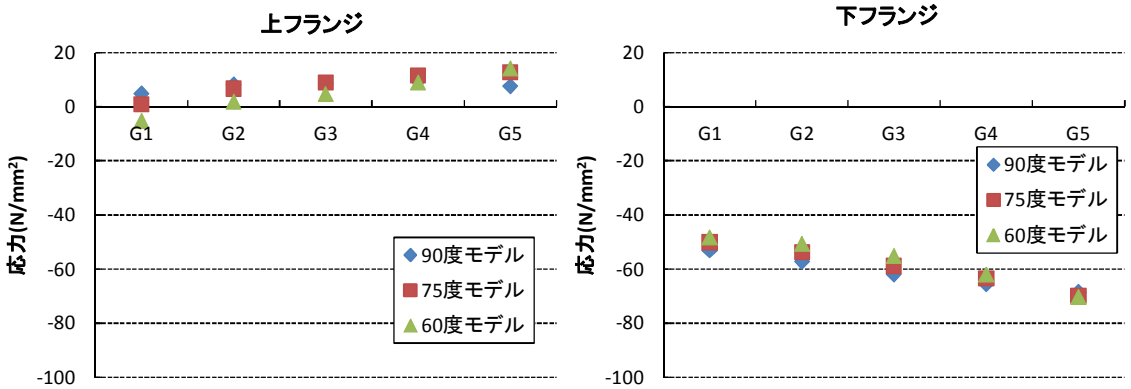
下フランジを見ると斜角による応力の大差はないものの、上フランジを見ると斜角60°の場合は、上フランジはねじりの影響により鈍角側と鋭角側で圧縮応力と引張応力が反転する結果となっていた。



(a) A1 橋台側



(b) 支間中央

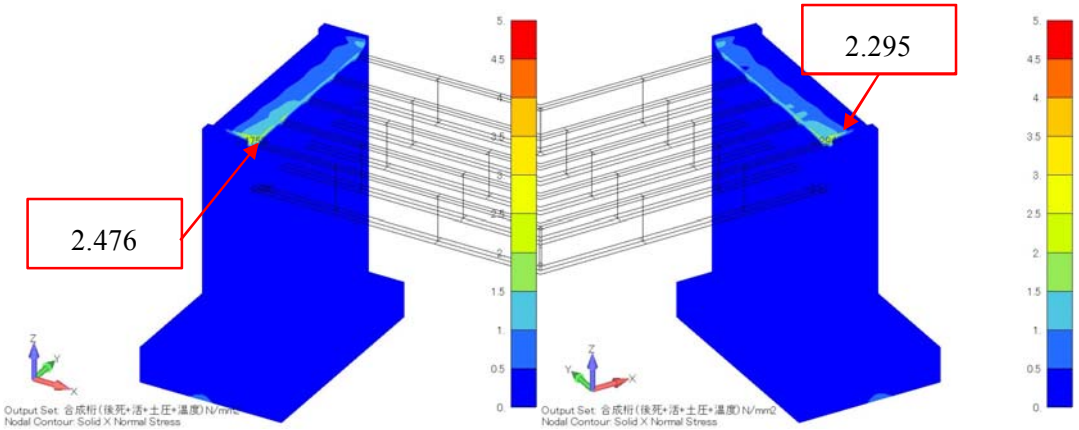


(c) A2 橋台側

図 3.3.9　フランジ橋軸方向直応力（プラスが引張、マイナスが圧縮）

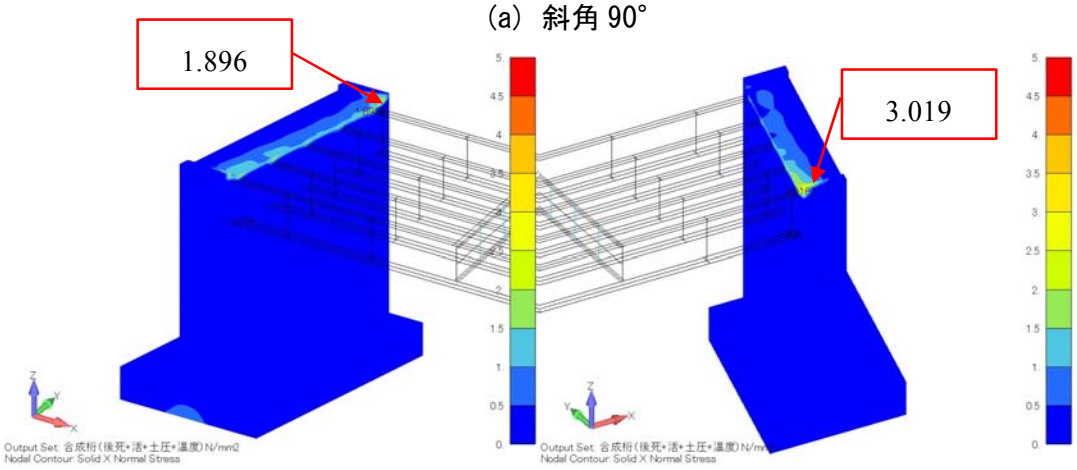
②橋台部橋軸方向応力

橋台部橋軸方向応力 σ_x のコンター図を、**図 3.3.10** に示す。プラスが引張側、マイナスが圧縮側である。コンター図に示す数値は、応力の最大値を記載している。斜角が小さくなるにしたがい、鈍角側に大きな引張応力が生じていた。



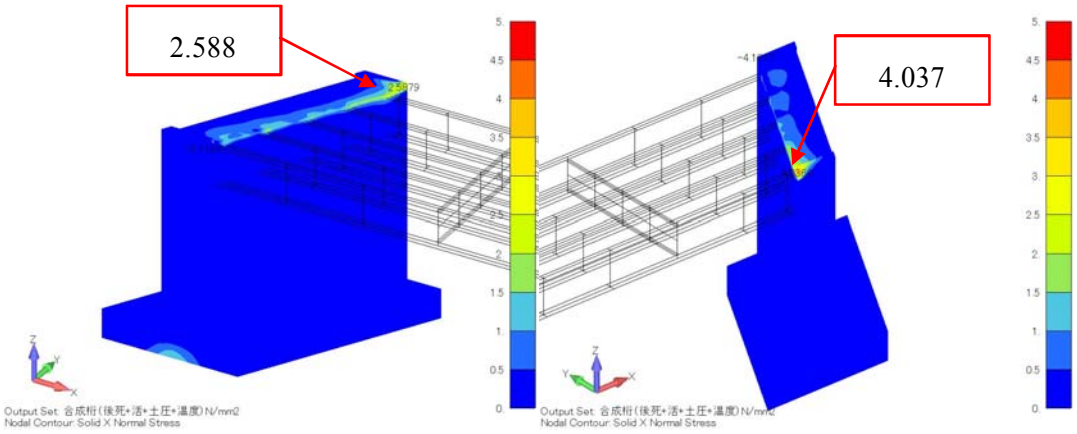
A1 橋台　　A2 橋台

(a) 斜角 90°



A1 橋台　　A2 橋台

(b) 斜角 75°



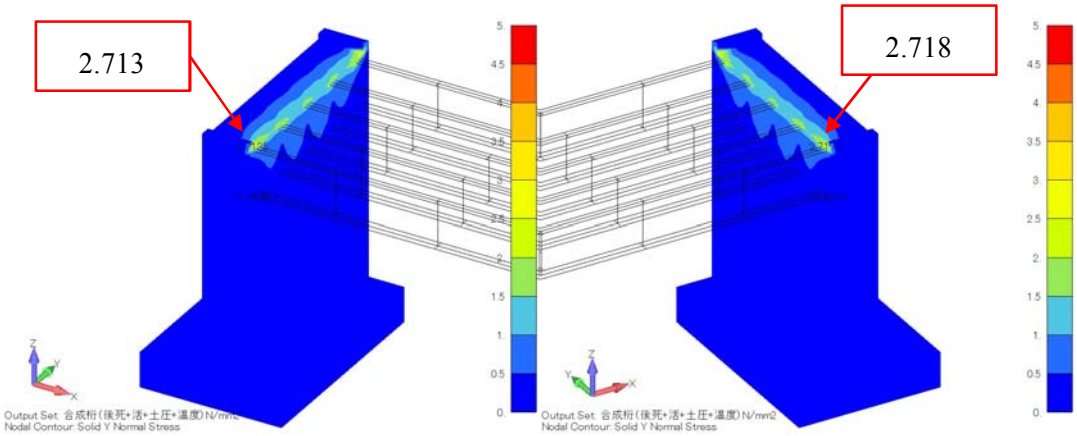
A1 橋台　　A2 橋台

(c) 斜角 60°

図 3.3.10　橋台部橋軸方向応力 σ_x コンター図

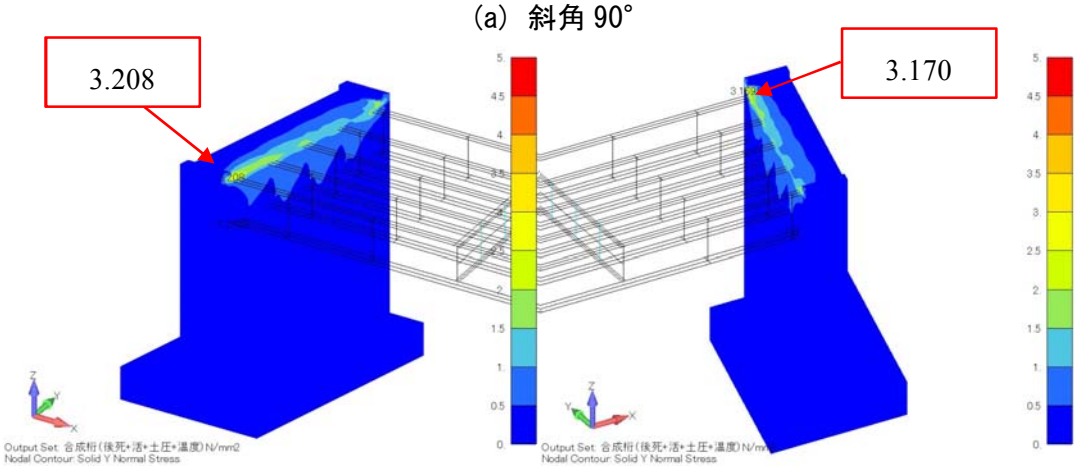
③橋台部橋軸直角方向応力

橋台部橋軸直角方向応力 σ_y のコンター図を、**図 3.3.11** に示す。プラスが引張側、マイナスが圧縮側である。コンター図に示す数値は、応力の最大値を記載している。鋭角側に斜角が小さくなるにしたがい、鋭角側に応力が集中する傾向であったが、斜角 75° と斜角 60° では応力の最大値はほぼ同様の値であった。



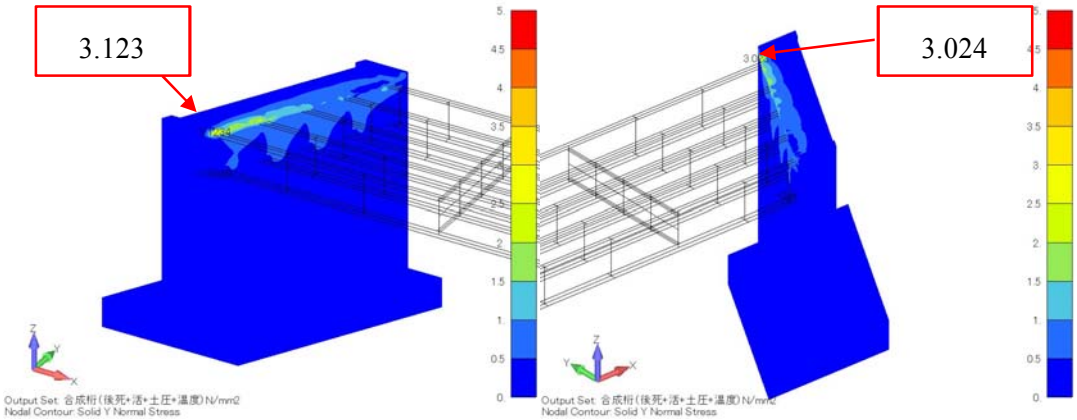
A1 橋台　　A2 橋台

(a) 斜角 90°



A1 橋台　　A2 橋台

(b) 斜角 75°



A1 橋台　　A2 橋台

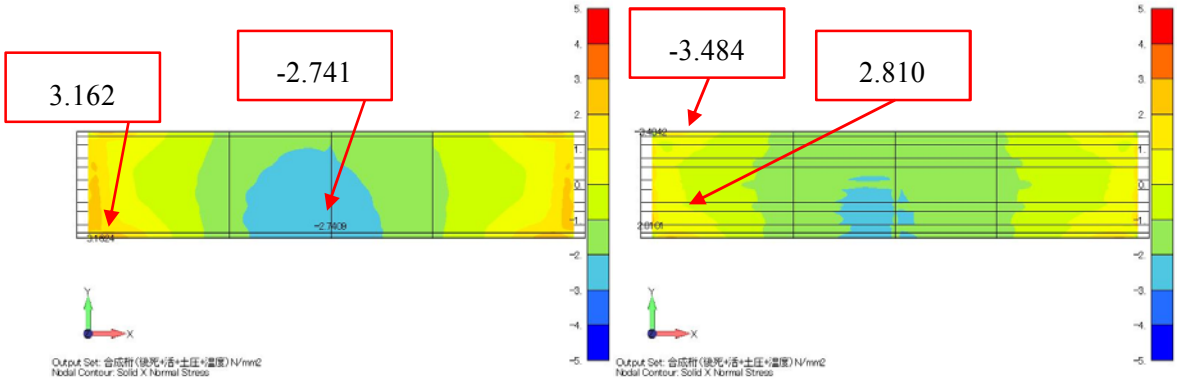
(c) 斜角 60°

図 3.3.11　橋台部橋軸直角方向応力 σ_y コンター図

④床版橋軸方向応力

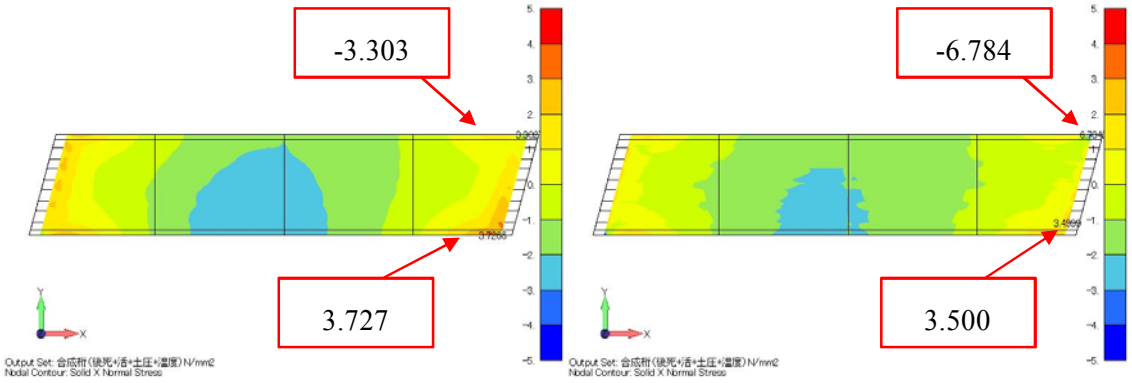
床版橋軸方向応力 σ_x のコンター図を、**図 3.3.12** および**図 3.3.13** に示す。

活荷重を偏載させて載荷しているため、斜角 90° の場合でも床版端部に発生している引張応力は偏載している側に集中して発生しているが、斜角 75° および斜角 60° の場合は、鈍角側に集中して引張応力が発生しており、斜角 60° の場合の方がより鈍角側に集中して発生している。



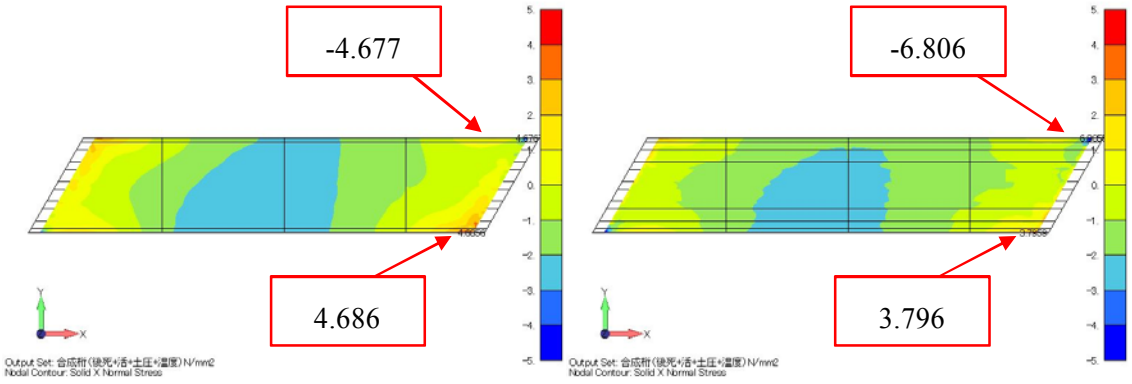
（上面）　（下面）

(a) 斜角 90°



（上面）　（下面）

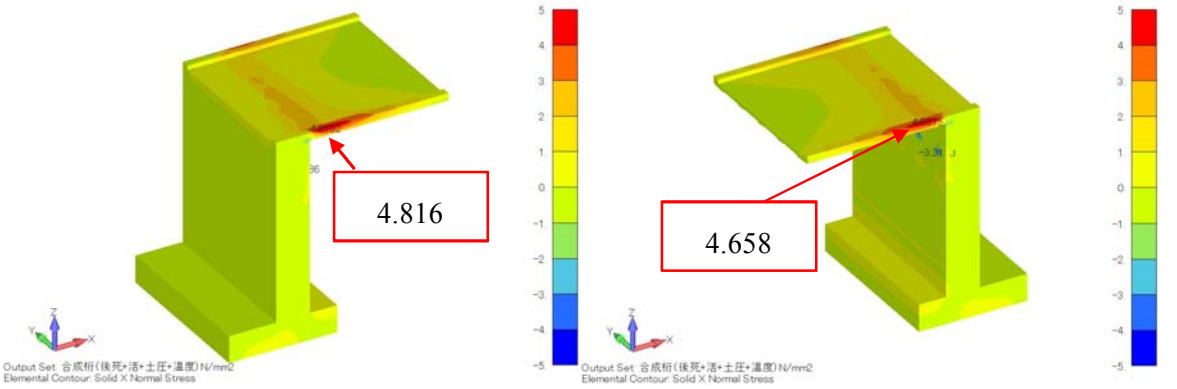
(b) 斜角 75°



（上面）　（下面）

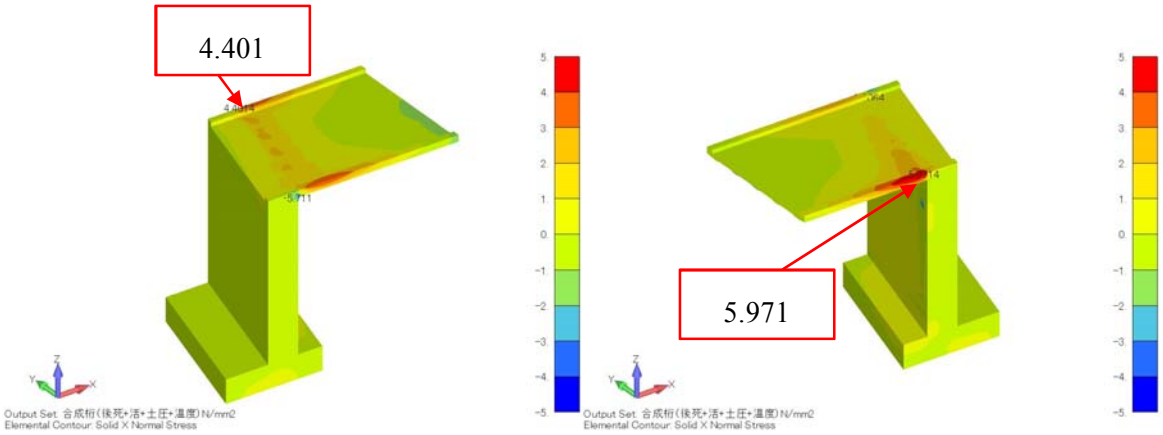
(c) 斜角 60°

図 3.3.12　床版橋軸方向応力 σ_x コンター図



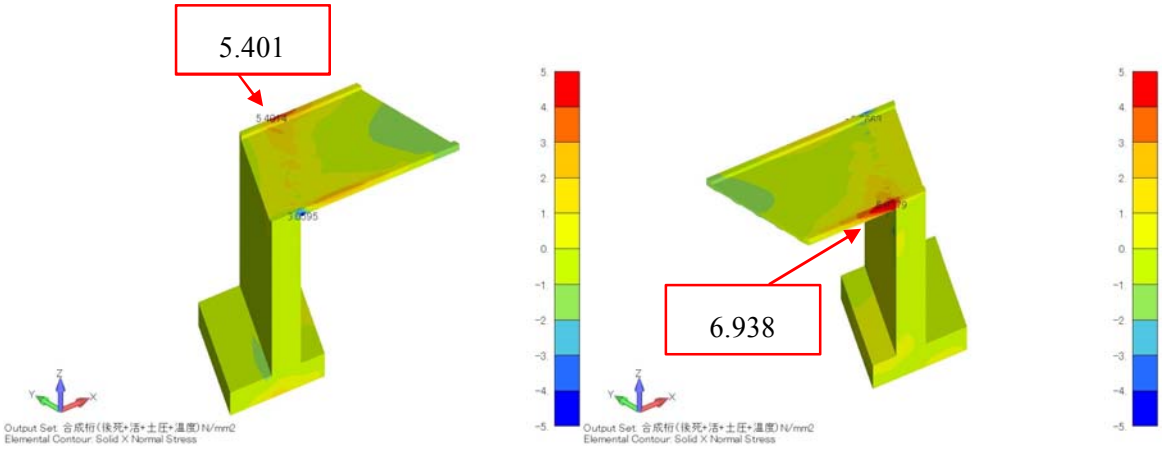
(A1 橋台)　　(A2 橋台)

(a) 斜角 90°



(A1 橋台)　　(A2 橋台)

(b) 斜角 75°



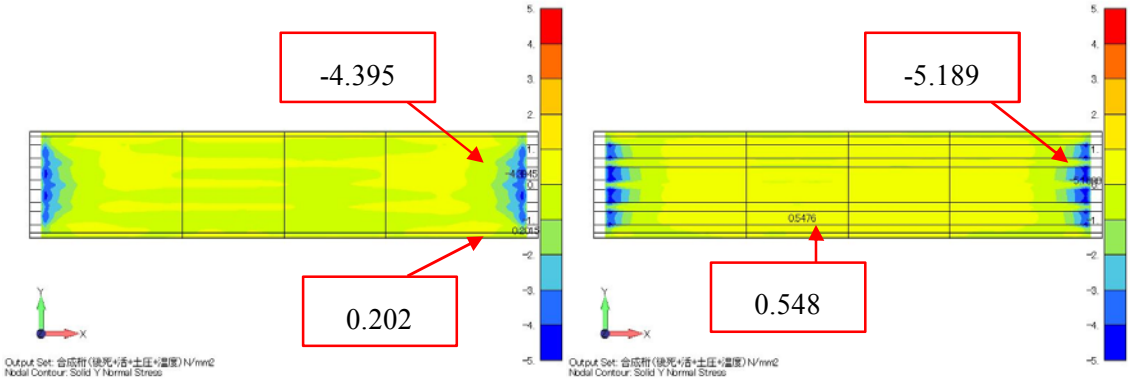
(A1 橋台)　　(A2 橋台)

(c) 斜角 60°

図 3.3.13　床版橋軸方向応力 σ_x コンター図(地覆部含む)

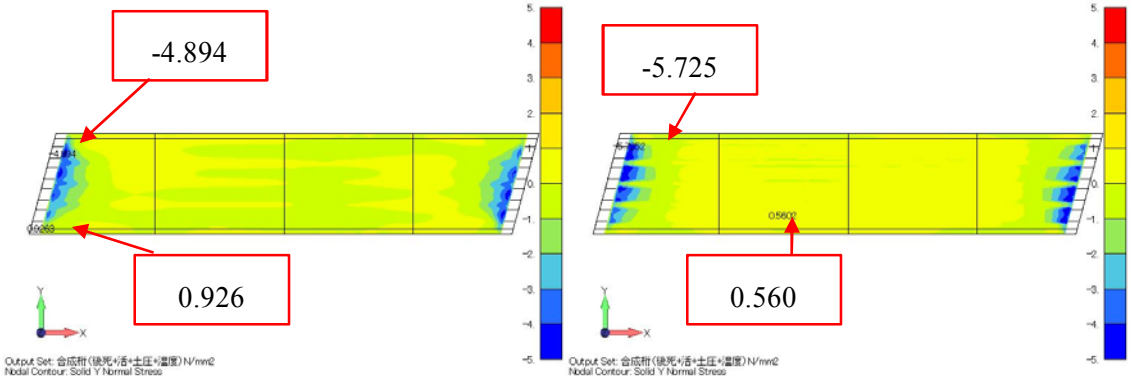
⑤床版橋軸直角方向応力

床版橋軸直角方向応力 σ_y のコンター図を、**図 3.3.14** および**図 3.3.15** に示す。



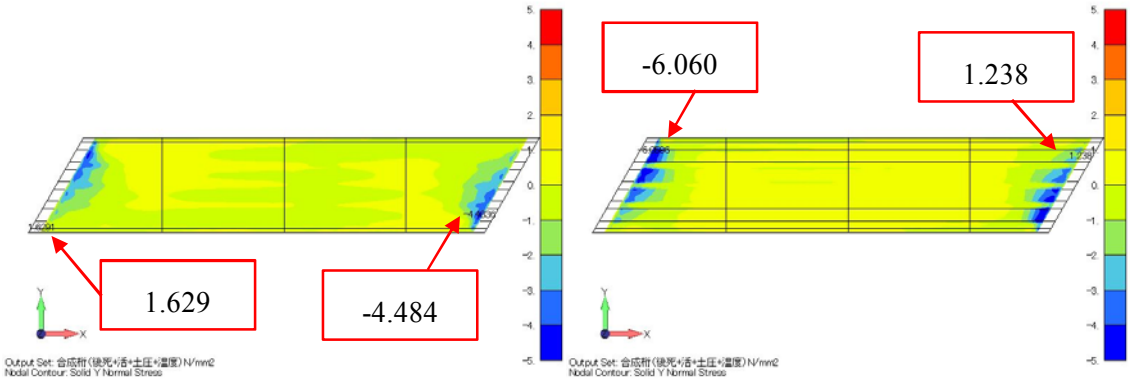
（上面）　（下面）

(a) 斜角 90°



（上面）　（下面）

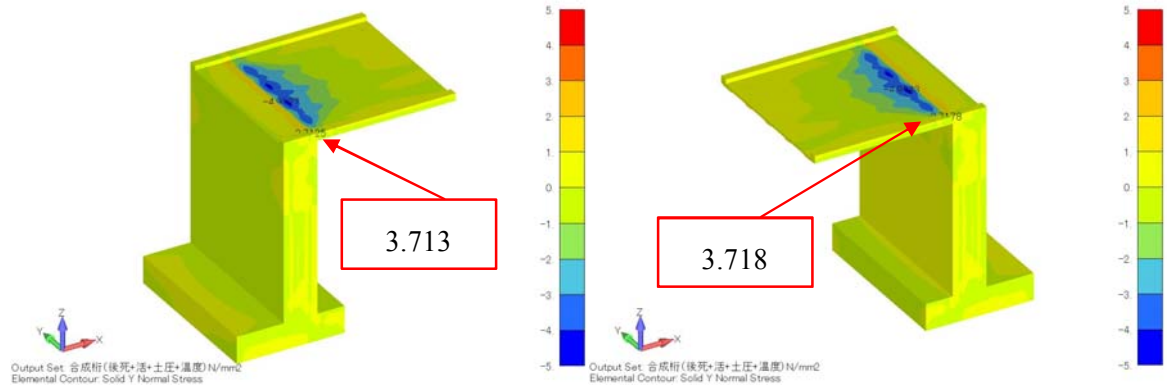
(b) 斜角 75°



（上面）　（下面）

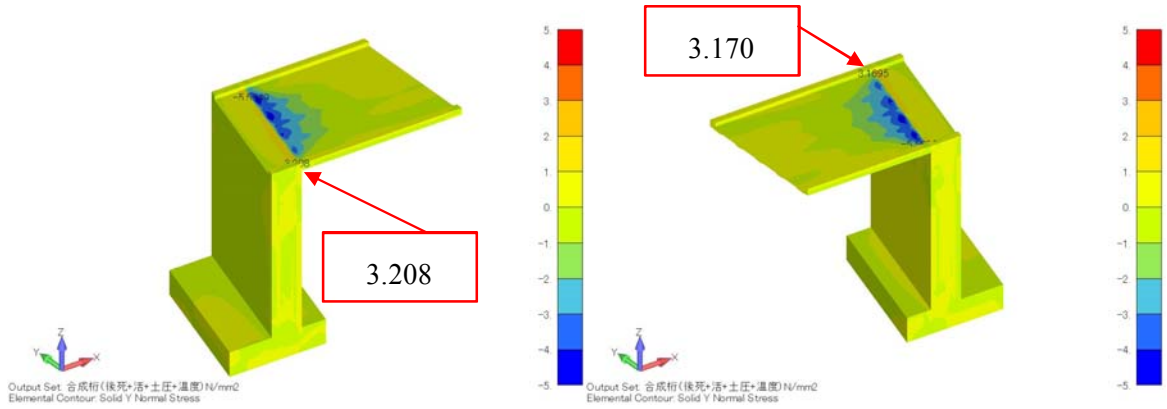
(c) 斜角 60°

図 3.3.14　床版橋軸直角方向応力 σ_y コンター図



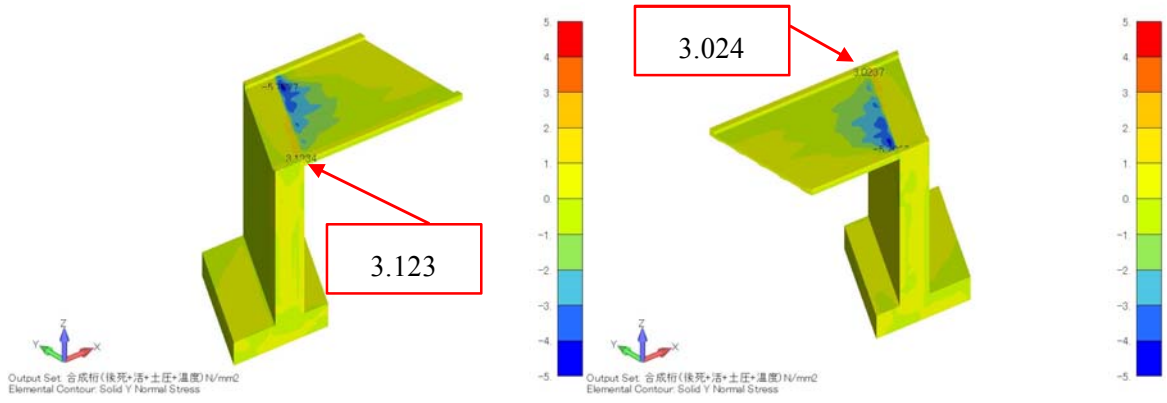
(A1 橋台)　　(A2 橋台)

(a) 斜角 90°



(A1 橋台)　　(A2 橋台)

(b) 斜角 75°



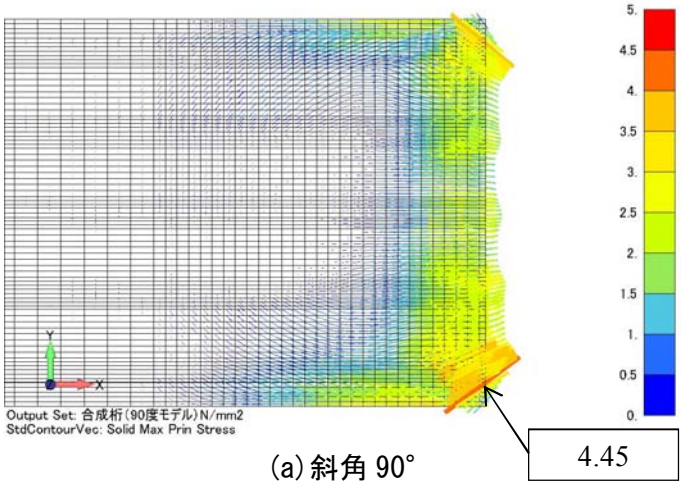
(A1 橋台)　　(A2 橋台)

(c) 斜角 60°

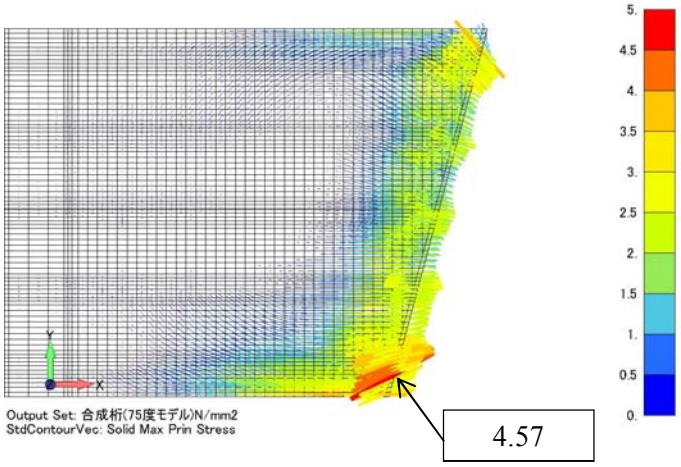
図 3.3.15　床版橋軸直角方向応力 σ_y コンター図(地覆部含む)

⑥床版最大主応力ベクトル図

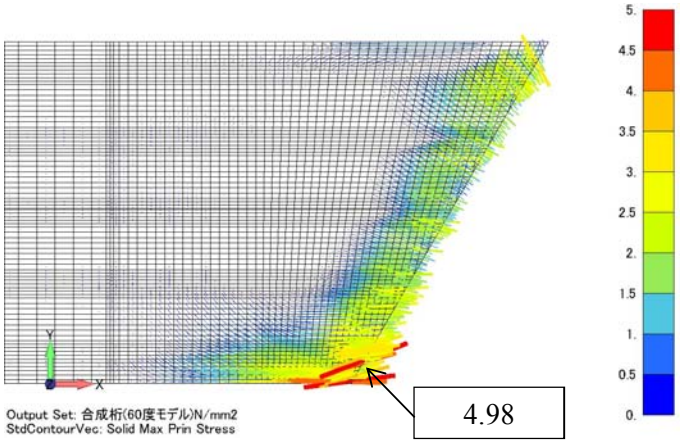
A2 橋台側の床版上面の最大主応力ベクトル図を、**図 3.3.16** および**図 3.3.17** に示す。斜め床版橋では、鈍角部において、鈍角の 2 等分線に直行する方向に負の主曲げモーメントが発生することが知られている[3)]。斜角 75° および 60° の場合の床版最大主応力ベクトル図を見ると、斜め床版橋の場合と同様に、鈍角の 2 等分線に直交する方向に負の主応力が生じていた。



(a)斜角 90°

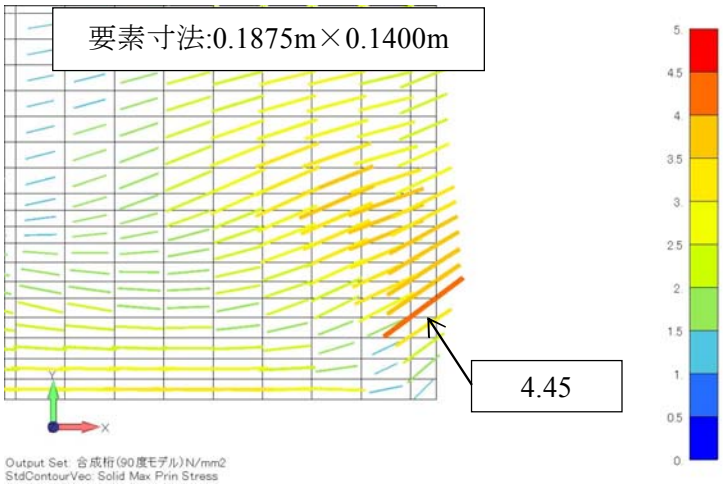


(b)斜角 75°

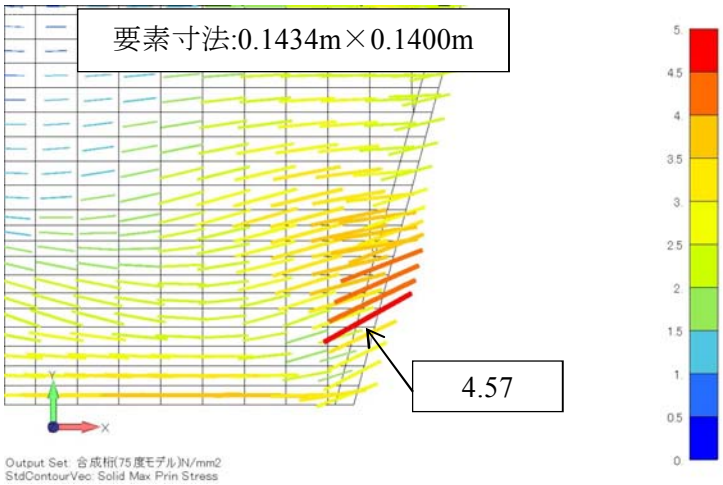


(c)斜角 60°

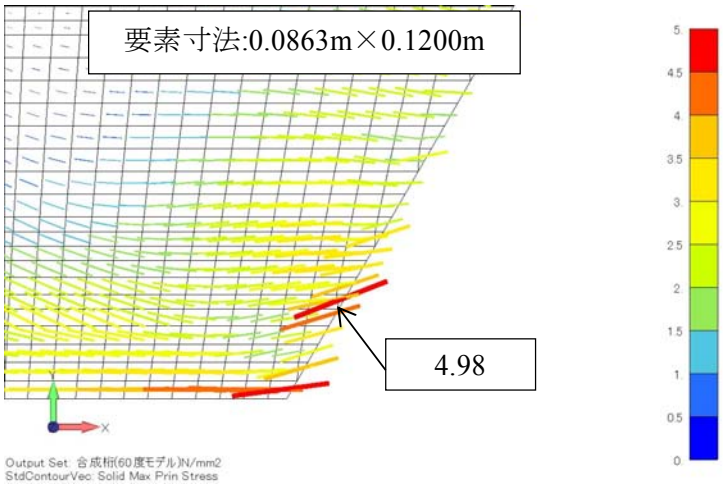
図 3.3.16　床版最大主応力ベクトル図(A2 橋台側床版上面)



(a)斜角 90°



(b)斜角 75°

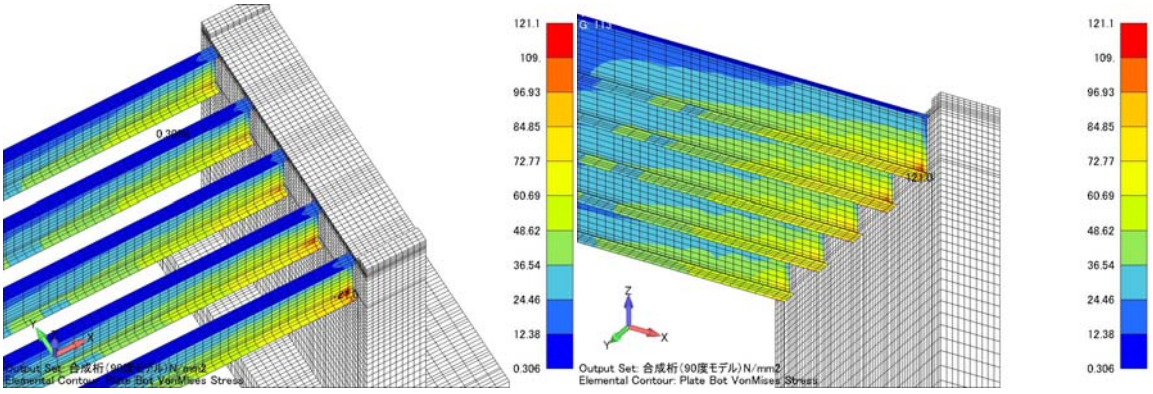


(c)斜角 60°

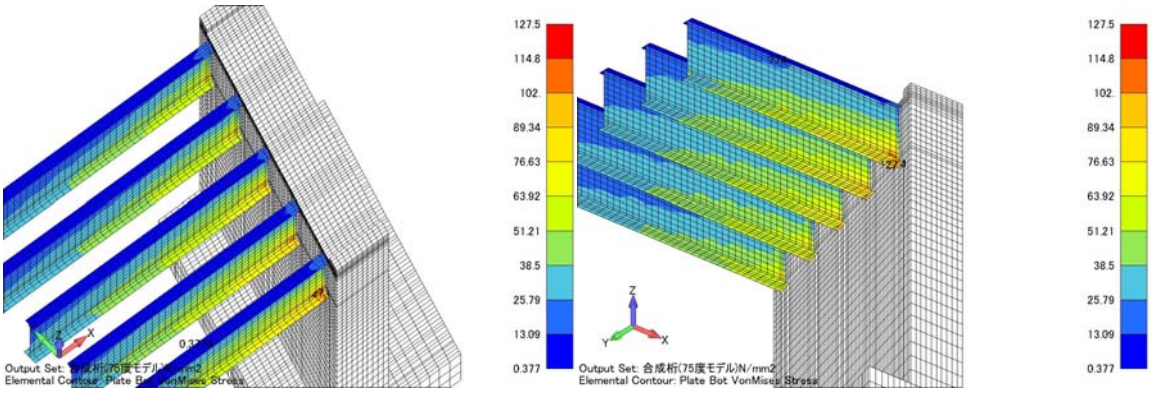
図 3.3.17　床版最大主応力ベクトル図(A2 橋台鈍角側床版上面(拡大))

⑦鋼桁ミーゼス応力

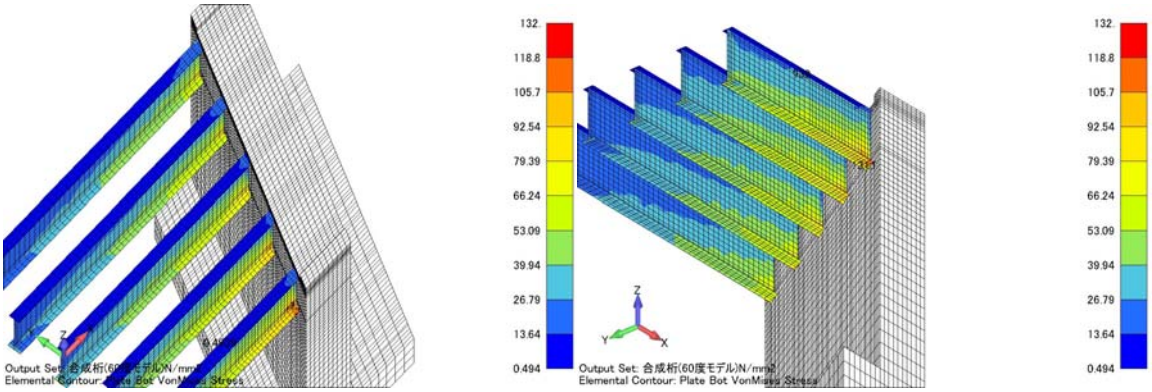
A2 橋台側桁端部鋼桁のミーゼス応力コンター図を、**図 3.3.18** および**図 3.3.19** に示す。



(a)斜角 90°



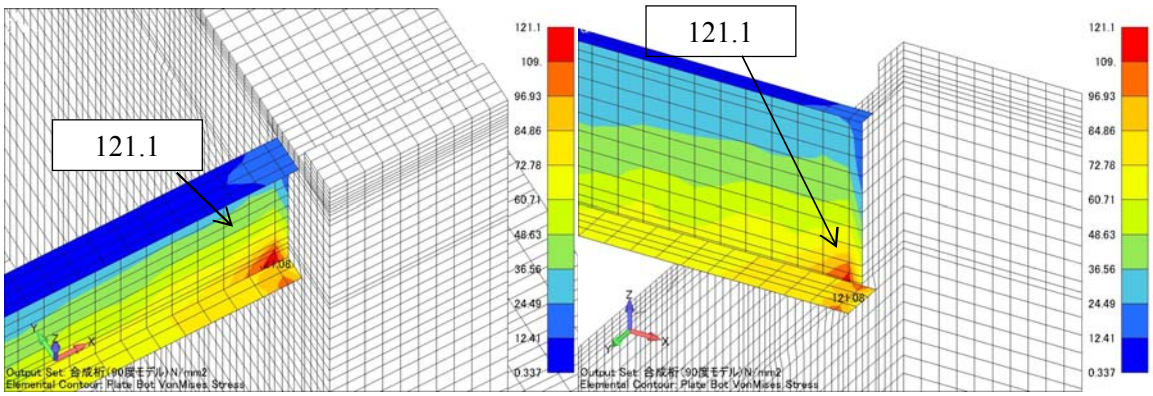
(b)斜角 75°



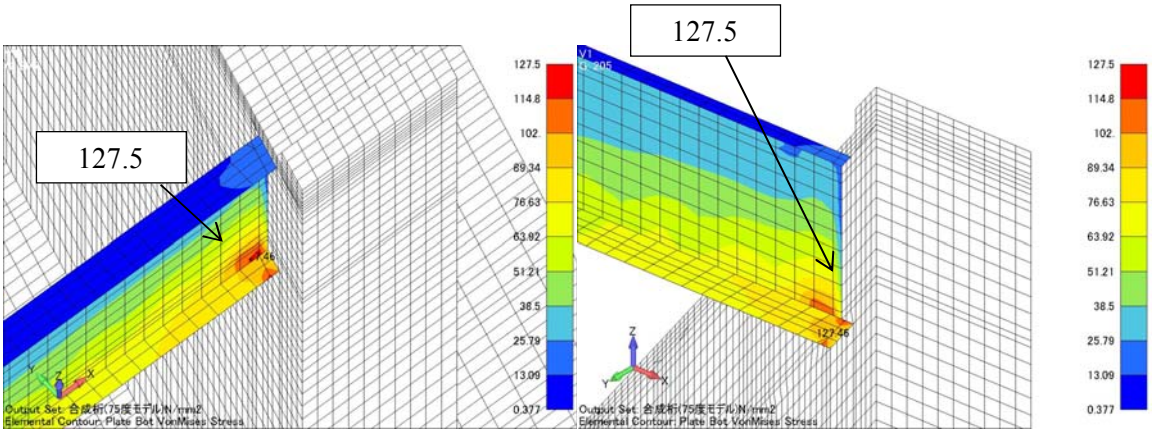
(c)斜角 60°

図 3.3.18　A2 橋台側桁端部鋼桁のミーゼス応力コンター図

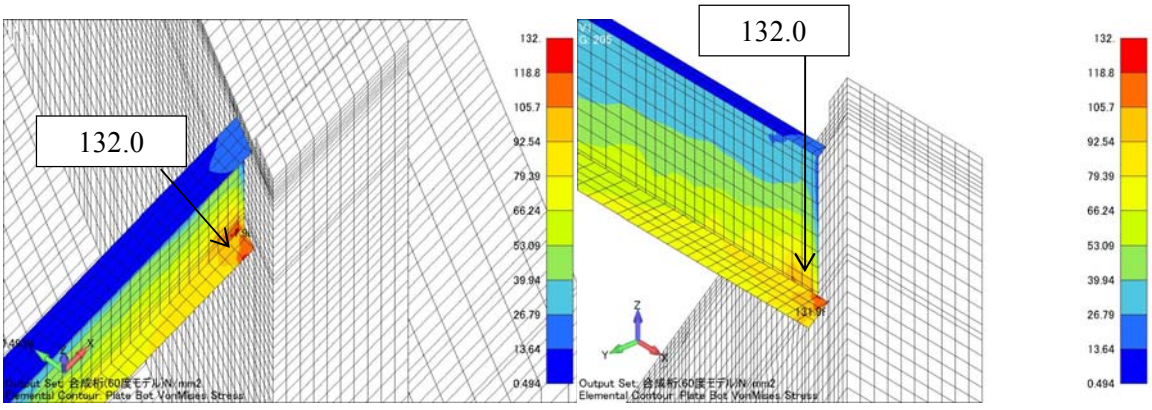
（プラスが引張、マイナスが圧縮）



(a) 斜角 90° (G5 桁拡大)



(b) 斜角 75° (G1 桁拡大)



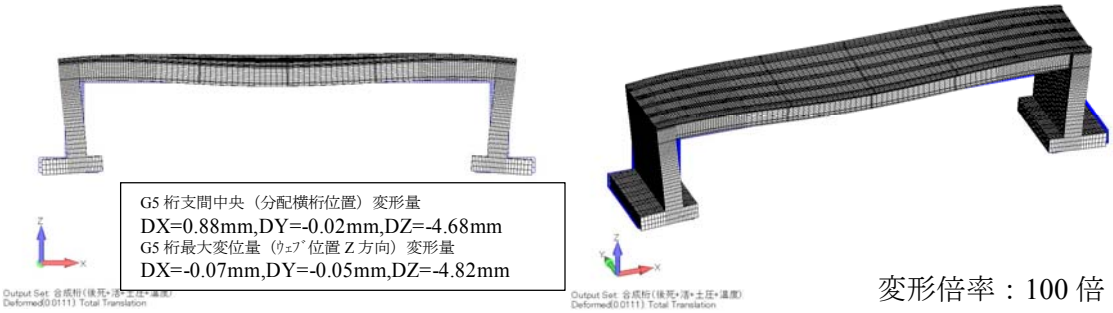
(c) 斜角 60° (G5 桁拡大)

図 3.3.19　A2 橋台側桁端部鋼桁のミーゼス応力コンター図 (拡大)

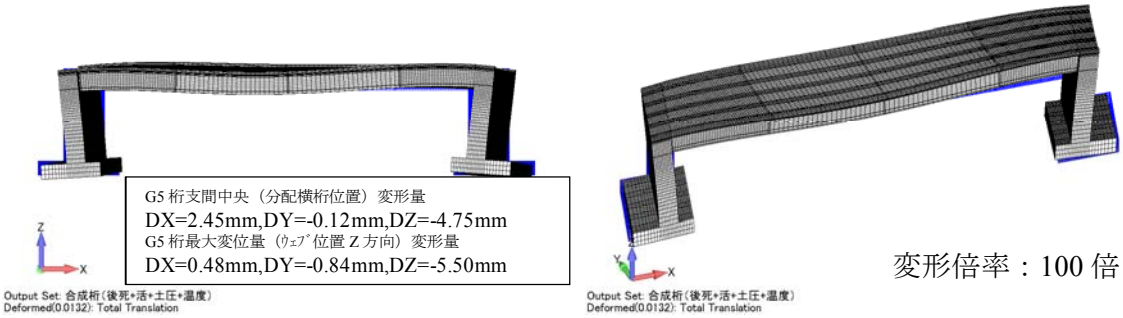
(プラスが引張、マイナスが圧縮)

⑧変形図

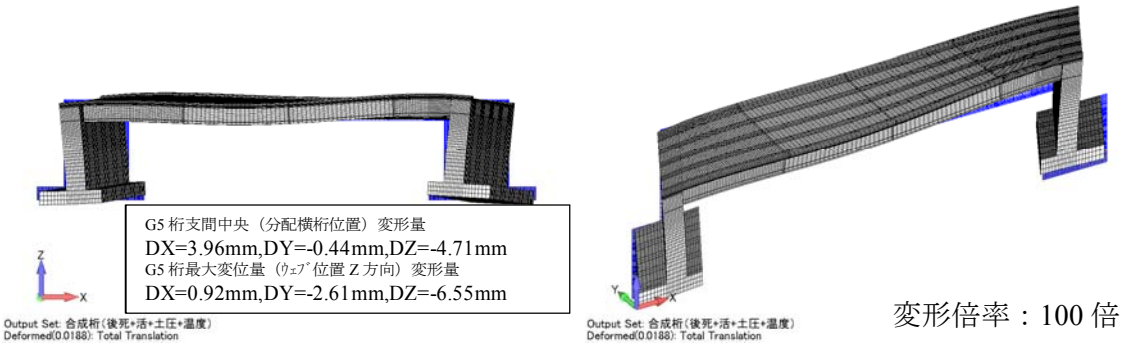
変形図を、**図 3.3.20** に示す。斜角 90°では x 軸回りに回転するようなねじれ変形は生じていないが、斜角 75°と斜角 60°では x 軸回りに回転するようなねじれ変形が生じていた。斜角 75°より斜角 60°の方が大きなねじれ変形が生じていた。



(a) 斜角 90°



(b) 斜角 75°



(c) 斜角 60°

図 3.3.20　変形図

3) まとめ

斜角が小さくなるにつれ、床版の鈍角側の引張応力度は大きくなり、局部的に応力が集中する結果となった。一方、**図 3.3.12** に示す床版橋軸方向応力をみると、斜角 75°では 3.7N/mm^2、斜角 60°では 4.7N/mm^2 と鈍角側で局部的に大きな引張応力度が生じていた。なお、本解析では、床版の鉄筋をモデル化していない。床版に発生している引張応力度のうちコンクリートの許容引張応力度 σ_{tk} を控除した応力度を床版鉄筋で負担すると仮定すると、必要鉄筋量 A_s は式(3.3.2)で算出できる。算出結果を**表 3.3.11** に示す。

$$A_s = P / \sigma_{ta} \qquad (3.3.2)$$

ここに、

P：床版鉄筋で負担する単位幅当たりの作用力

（$=\sigma_t'$×単位幅 1000mm×床版厚 220mm）

σ_{ta}：鉄筋の許容引張応力度(＝140N/mm^2)

σ_{tk}：コンクリート許容引張応力度（$=0.23\times\sigma_{ck}^{2/3}$＝2.0N/mm^2）

σ_{ck}：コンクリート設計基準強度（＝27N/mm^2）

σ_t：床版橋軸方向発生応力度

σ_t'：鉄筋のみで負担する応力度（$=\sigma_t-\sigma_{tk}$）

表 3.3.11　必要鉄筋量

	斜角 75°	斜角 60°
床版橋軸方向発生応力度 σ_t (N/mm^2)	3.7	4.7
鉄筋のみで負担する応力度 σ_t' (N/mm^2)	1.7	2.7
単位幅当たりの作用力 P (N)	374000	594000
必要鉄筋量 A_s (mm^2)	2672	4243

桁端部の床版においては、配筋が困難な場合には最大径 22mm、鉄筋中心間隔は 100mm とする。D22 を 100mm 間隔で配筋した場合、鉄筋の単位面積は 3871mm^2 である。**表 3.3.11** に示す通り、斜角 75°の必要鉄筋量は 3871mm^2 以下であり D22 を 100mm 間隔で配筋することで対応できるが、斜角 60°の必要鉄筋量は 3871mm^2 以上となり、D22、100mm 間隔よりさらに密な鉄筋が必要となる。よって今回対象とした解析ケースにおいては、斜角 75°までであれば局所的に床版の引張応力は大きくなるが、床版配筋や部分的な補強鉄筋の追加で対応できるレベルと考えられる。よって斜角は 75°程度に抑えた設計とするのが望ましいと考える。

一方、床版の張出しが大きい場合は、斜角による影響は大きくなるものと考えられるため、桁のそりねじり応力度の発生や、橋台部のひび割れ防止のために過密配筋となる懸念があることから、別途検討が必要である。

3.3.4 まとめ

門型ラーメン構造において、斜角が何度まで小さくなるとそりねじりを考慮して設計する必要があるかを検証するため、非合成桁の多主鈑桁を対象として、斜角を変化させ、有限要素解析と格子解析を行った。鋼桁のそりねじり応力の影響に着目するため、床版をモデル化すると床版の影響で、鋼桁の応力性状に差違が生じることが考えられるため、本解析では非合成桁を対象とした。その結果、有限要素解析により斜角が小さくなると鋼桁に発生するそりねじり応力度が大きくなりその影響は無視できないことが分かった。有限要素解析と格子解析で算出した鋼桁フランジに発生する応力度を比較したところ、斜角が小さくなると上フランジの一部で格子解析より有限要素解析の方が大きな値を示しており、斜角 60°の場合で、その差違は 16N/mm^2 であった。しかし今回の解析では、鋼ーコンクリート接合部の鋼桁圧縮フランジの板厚を限界幅厚比以下として応力度に余裕を持たせた断面として設定しているため、上記程度の差違であれば問題ないものと考える。さらに、最も厳しい荷重条件において検討した今回の解析でも上記程度の差違であり、斜角 60°までであれば、断面に余裕を持たせて設計する場合、そりねじりを考慮せず、格子解析により設計を行っても問題ないものと考える。

また、斜角が何度まで小さくなると門型ラーメン構造を採用できなくなるかを検証するため、床版の引張応力の影響および剛結部の影響に着目し、合成桁の多主鈑桁を対象として、斜角を変化させ、有限要素解析を行った。床版の引張応力の影響および剛結部の影響に着目するため、合成桁を対象とし床版もモデル化した。その結果、床版の発生応力度を見ると、斜角が小さくなるにつれ、床版の鈍角側の引張応力度は大きくなり、局部的に応力が集中していた。解析結果から、斜角 75°の場合、床版配筋や部分的な補強鉄筋を追加することで対応できるが、斜角 60°の場合、S48 道示Ⅱ[2)]9.2.6 に記載されている最小限度を下回る中心間隔での鉄筋配置が必要な結果となった。よって斜角は、床版配筋や部分的な補強鉄筋の追加で対応できると考えられる 75°程度に抑えた設計とするのが望ましいと考える。

以上より、門型ラーメン構造は、斜角は 75°以上で適用可能と考える。

一方で、フランジ断面の経済性を追求した設計を行う場合や床版の張出しが大きい場合は、桁のそりねじり応力度の発生や、橋台部のひび割れ防止のために過密配筋となる懸念があることから、有限要素解析を用いて検討を行うなど別途検討が必要である。

参考文献

1) Dassult Systems Simulia:：ABAQUS 6.13 Abaqus/CAE User's Guide,2013.
2) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，1973.2.
3) （社）日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，1994.2.

3.4　大規模地震動の影響評価のためのプッシュオーバー解析

3.4.1　解析の目的

常時およびレベル 1 地震動に対して断面決定したケースのうち、最も地震動の影響を受けやすいケースを対象としたプッシュオーバー解析を橋軸方向に対して実施し、1 次振動モードに相当する静的な地震力に対し、耐震性能 2 を満足することを確認する。

なお、橋軸直角方向加震時に対する照査は、門型ラーメン構造に限らず、一般的な単純桁構造についても個別対応となる場合が多いことから、本研究では対象外とした。

3.4.2　解析方法

(1) 解析対象橋梁の諸元

プッシュオーバー解析対象とした門型ラーメン構造の諸元を**図 3.4.1** に示す。上部構造形式は多主桁橋合成桁であり、地盤条件はⅢ種地盤のケースを対象とした。

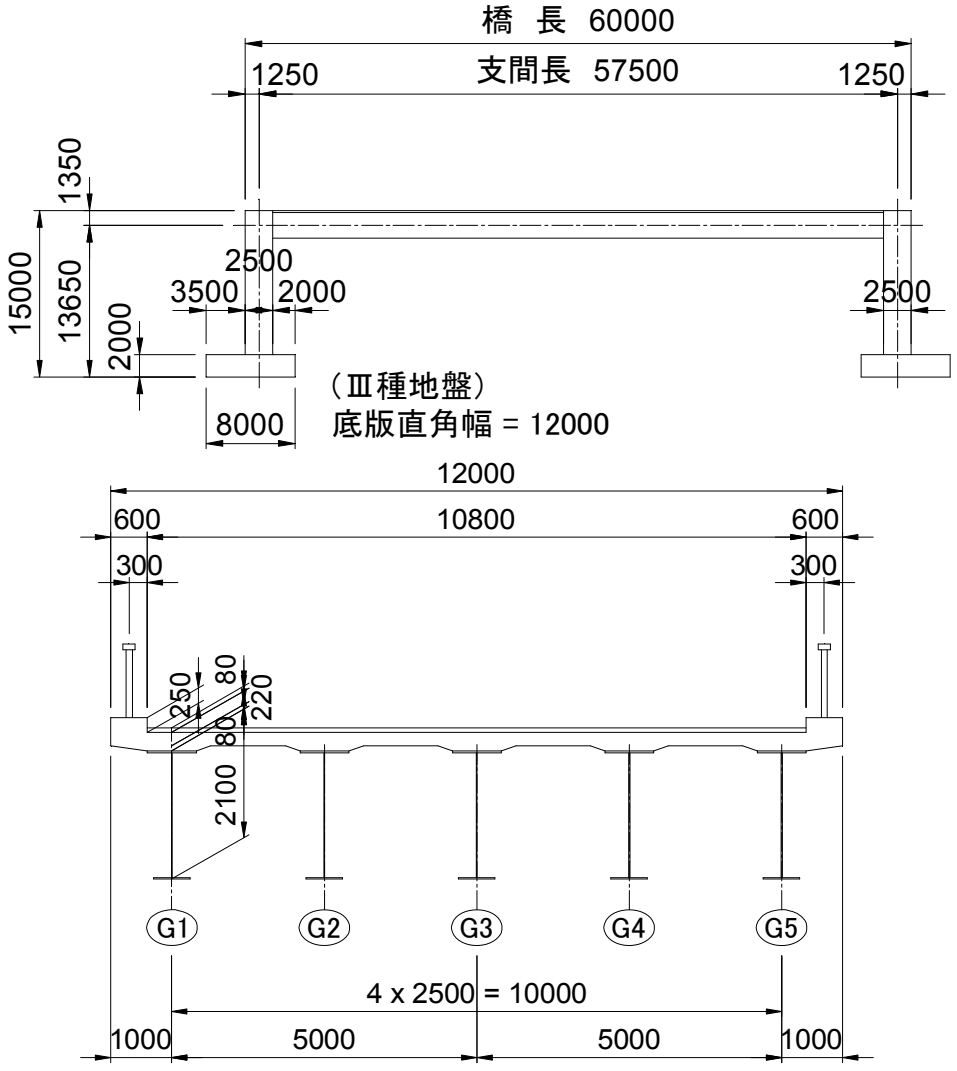


図 3.4.1　門型ラーメン構造諸元

(2) 解析概要

門型ラーメン構造は、設計時の思想と整合を取り、背面土のばね値は考慮しない。基礎のばね値を考慮し、現地盤が不安定とならないと仮定したモデルとする。**図 3.4.2** は、解析モデル概要である。

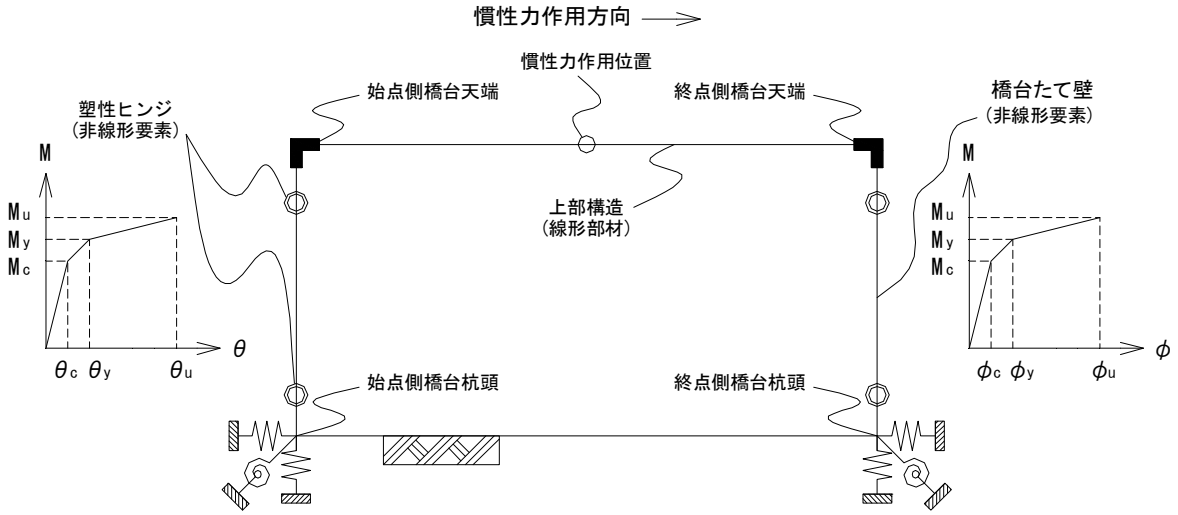


図 3.4.2　プッシュオーバー解析モデル概要

(3) 基本条件

・適用基準　　：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編（平成 24 年 3 月）[1)]
・解析モデル　：平面骨組みモデル
・初期断面力　：死荷重
・解析ソフト　：TDAPⅢ Ver3.02 アーク情報システム

(4) 載荷方向

載荷方向は、ラーメン構造の橋軸方向（始点側橋台から終点側橋台に向かう方向）とする。本構造は対称な構造であるため、加震は 1 方向のみ実施する。

(5) 解析モデル

図 3.4.3 は、解析モデルである。橋台たて壁の上下に塑性ヒンジを設定し、非線形回転ばね要素（M-θ）でモデル化する。塑性ヒンジ区間外の一般部は、非線形梁要素（M-ϕ）とする。本来、鋼桁や接合部は、想定以上の大規模地震動に対して非線形性を考慮して解析すべきであるが、後述の **3.5 接合部耐力階層化における信頼性解析**結果より、鋼桁や接合部より前に橋台たて壁が終局に至ることが確認できており、上部構造は線形梁要素でモデル化することとした。基礎バネは、塑性化が生じないよう設計しているため、線形とした。

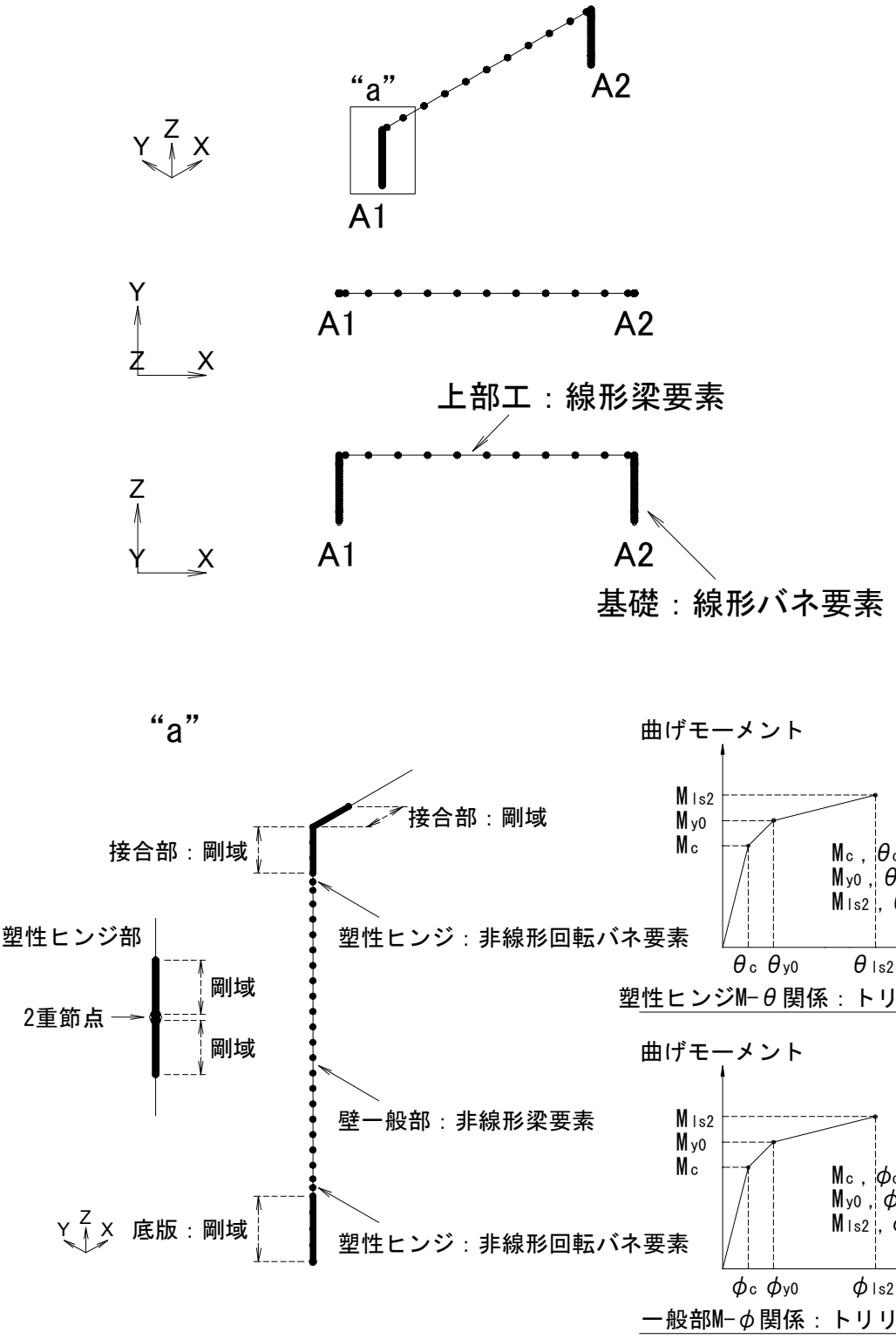


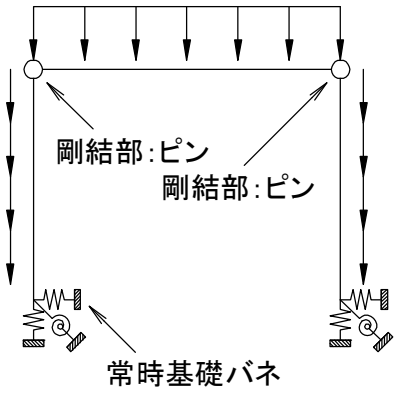
図 3.4.3　プッシュオーバー解析モデル

(6) 初期状態

初期状態は、架設ステップを考慮した死荷重時とする。**図 3.4.4** は、解析ステップごとの断面力図である。

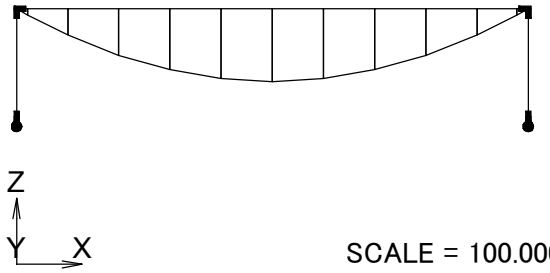
● STEP1

・上部工前死荷重+下部工自重



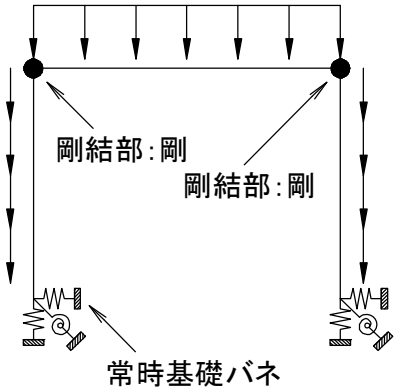
曲げモーメント図

初期状態(自重) step1



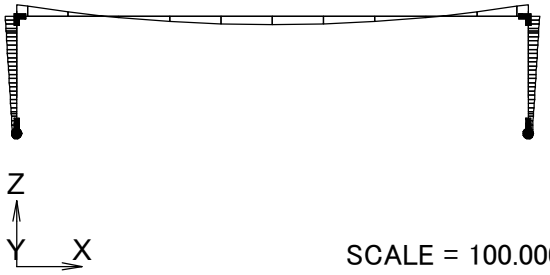
● STEP2

・上部工後死荷重



曲げモーメント図

初期状態(自重) step2



● 初期状態 = STEP1+STEP2

曲げモーメント図

初期状態(自重) 合計

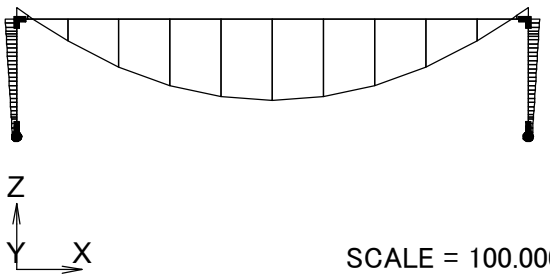


図 3.4.4　初期断面力の算出

(7) 作用

初期荷重を載荷後に漸増荷重を設計水平震度 K_h＝0 から漸増載荷させる。過年度報告書を参考に、レベル 2 地震動に対する耐震性能は、地盤面設計水平震度 K_{hg}＝0.60 で照査する。K_{hg}＝0.60 は、H24 道示Ⅴ6.4.3[1)]に示されるⅢ種地盤のレベル 2 地震動（タイプⅡ）の地盤面における設計水平震度の標準値である。

3.4.3 解析結果および考察

上部構造慣性力作用位置における応答を**図 3.4.5**、**表 3.4.1** に示す。**図 3.4.5** 中の番号は、**表 3.4.1** 中の部材状態を示す。

レベル 2 地震動に対する耐震性能を照査する水平震度は K_{hg}＝0.60 であることから、いずれの塑性ヒンジも降伏していない結果となった。参考までに、短周期での設計水平震度が最大となるⅠ種地盤を想定して K_{hg}＝0.80 とした場合でも、A2 橋台上部の塑性ヒンジが降伏に至る程度の状態となり、耐震性能を十分に満足すると考えられる。損傷は、A2 上側→A1 上側→A1 下側→A2 下側の順番で塑性ヒンジが降伏し、A2 上側塑性ヒンジが最初に終局状態に至って、門型ラーメン構造全体系としての終局状態となる。この際の設計水平震度は K_h＝1.25 である。

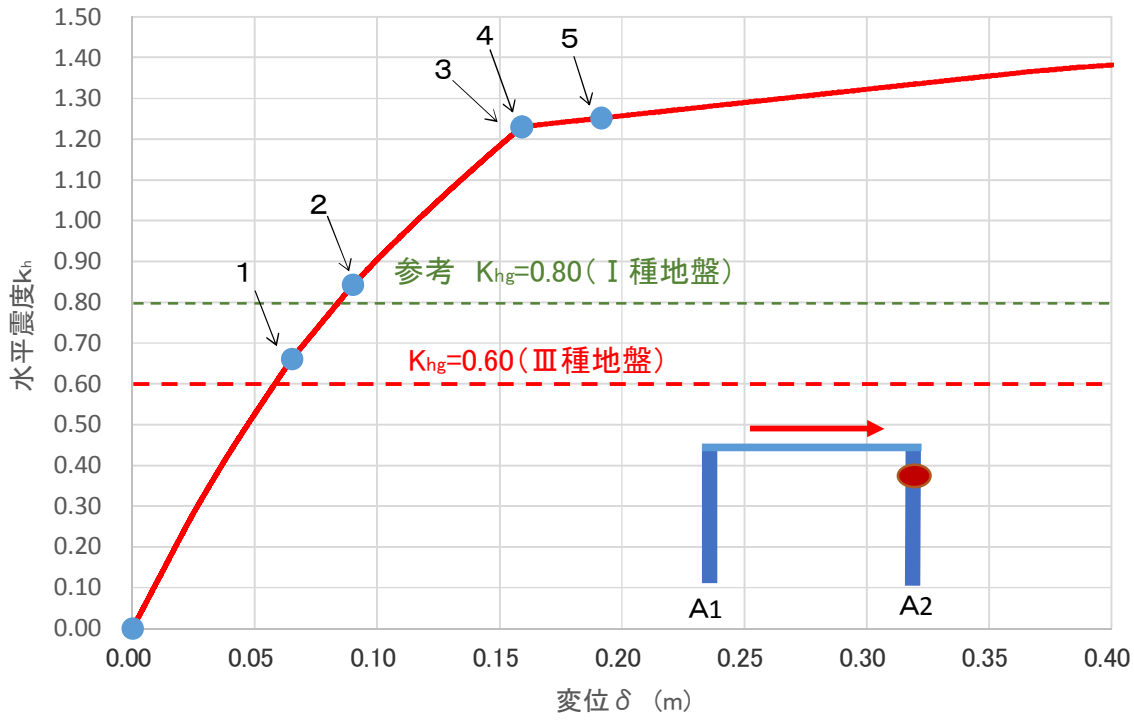


図 3.4.5　設計水平震度と上部構造慣性力作用位置の水平変位の関係

表 3.4.1　部材の状態と応答値

	変位 m	Kh	イベント	
1	0.07	0.66	A2上側塑性ヒンジ	降伏
2	0.09	0.84	A1上側塑性ヒンジ	降伏
3	0.16	1.23	A1下側塑性ヒンジ	降伏
4	0.16	1.23	A2下側塑性ヒンジ	降伏
5	0.19	1.25	A2上側塑性ヒンジ	終局

図 3.4.6 は、終局時の曲げモーメント分布図である。橋台たて壁が終局となる際の鋼桁側発生曲げモーメント 53,594kN・m＜鋼桁終局曲げモーメント 101,275kN・m（曲げとせん断が作用した場合の終局耐力）となった。同様に、接合部も同様に発生曲げモーメント 61,089kN・m＜鋼−コンクリート接合部の終局曲げモーメント 165,405kN・m となった。これより、門型ラーメン構造は、地震動の影響を最も受けやすい条件において、橋台上側の塑性ヒンジ（接合部橋台たて壁側）が最初に終局状態を迎えることが確認できた。

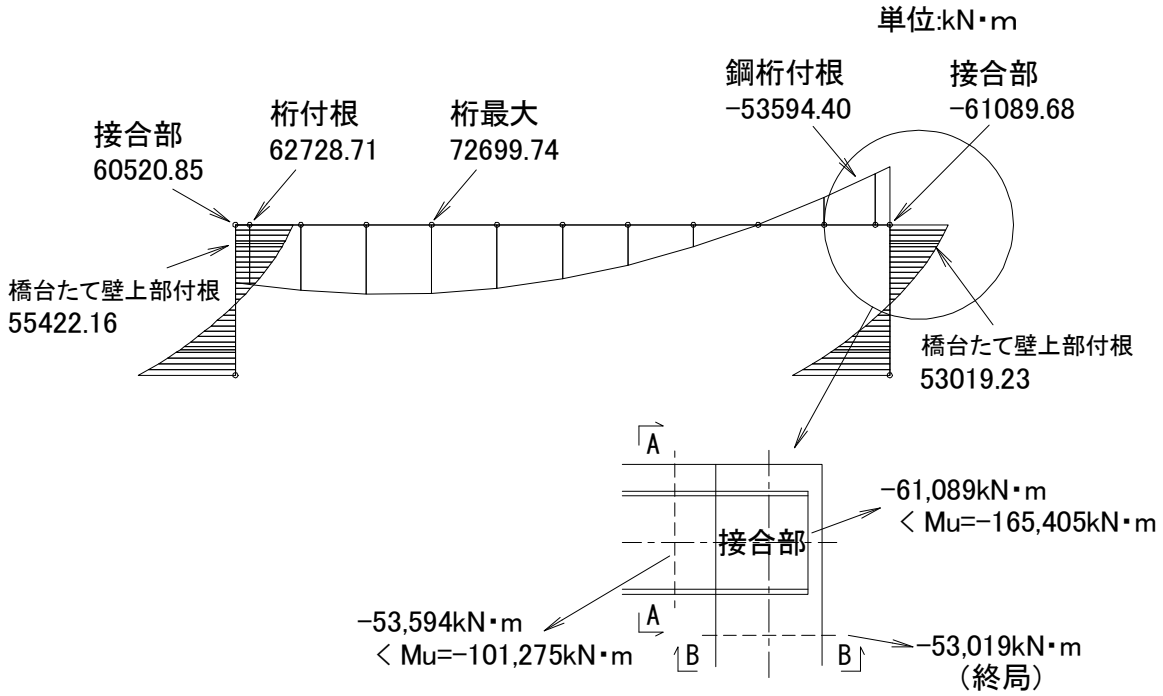


図 3.4.6　プッシュオーバー解析　曲げモーメント分布図（終局時 K_h=1.25）

3.4.4　まとめ

本検討では、橋軸方向加震時を対象として検討してプッシュオーバー解析を実施し、門型ラーメン構造の大規模地震時の影響について検討し、高い耐震性を有することを確認した。

参考文献

1) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2012.3
2) （独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その２），土木研究所共同研究報告書，第 388 号，2008.12

3.5　接合部耐力階層化における信頼性解析

3.5.1　検討概要

橋台部ジョイントレス構造の照査において、H24 道示Ⅳ[1)]では、「常時、暴風時及びレベル 1 地震時には力学的特性が弾性域を超えない限界の状態に留めることを前提」と示されており、レベル 2 地震動に対する照査を省略している。これは、インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）[2)]に示されているとおり、「既往の被災事例よりレベル 1 地震動に対して耐震性能 1 の照査を行えば、一般にレベル 2 地震動に対する耐震性能 2 又は耐震性能 3 を有することが明らかになっている。」ことによる。しかし、これらの被災事例は上部構造がコンクリート桁であり、接合部はコンクリート桁と橋台たて壁や橋脚柱の軸方向鉄筋や帯鉄筋が交差する密な配筋により、隣接する一般部より大きな耐力を有していると考えられる場合に対するものであり、鋼上部構造を有する鋼門型ラーメン構造や鋼インテグラルアバット構造について、大規模地震における接合部近傍の損傷程度が必ずしも確認されているものではなかった。

本共同研究では、供試体実験および有限要素解析結果より、鋼上部構造を有する鋼門型ラーメン構造について、レベル 1 地震動に対する照査が行われていれば、レベル 2 地震動に対しても十分なじん性があることを確認している。また、実橋を想定し、接合部の断面力が最大・最小となる条件を網羅するように全体骨組解析による試設計を行い、自治体で採用実績の多い多主桁橋の合成桁・非合成桁を対象にして、鋼－コンクリートの接合部において、接合部、鋼桁断面、橋台たて壁断面の終局曲げ耐力を算出し、先行して塑性化する部位の検討を行っている。その結果、検討した全ケース（8 ケース）で供用性の影響が少ない橋台たて壁断面の終局曲げ耐力が最も小さいことを確認している。なお、検討の詳細については、共同研究報告書（その１）[3)]に記載されている。

さらに、本共同研究報告書 3.4 においては、大規模地震動の影響について、全体骨組モデルのプッシュオーバー解析を実施し、そこでも橋台たて壁側が先行して塑性化することを確認している。これらの結果から、接合部よりも橋台たて壁側が先行して塑性化することから、大規模地震動の照査は、レベル 1 地震動に対する照査が行われていれば省略が可能であると判断した。

しかし、実構造物の耐力は、使用される鋼材、コンクリート等の材料強度のばらつきや、施工誤差による寸法のばらつきなどによる影響をうける。これらのばらつきを考慮した場合においても、橋台たて壁側が先行して塑性化し、想定した接合部における耐力階層化がなされているか確認し、想定外の部位が先行して塑性化する場合は、損傷部位をコントロールする必要がある。

そこで本節では、鋼－コンクリート接合部における耐力のばらつきを考慮し、損傷をコントロールした接合部の耐力階層化設計を行うための検討を行う。

3.5.2　接合部の耐力評価手法

鋼－コンクリート接合部は、想定される破壊形態に対し、曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントの基本的な照査項目に加え、押抜きせん断力や支圧力など特有の照査項目に対して、使用限界状態もしくは終局限界状態に対する照査を行うことによって耐力を評価することが必要になる。これらは、橋台たて壁断面、鋼桁断面など着目部位における断面力(S)と断面耐力(R)との関係により照査することとなる。

一方、前述のとおり各断面耐力をコントロールすることで、損傷部位を明確にさせるための耐力階層化設計が考えられ、その検討例としては以下がある。

1) 橋脚と基礎の耐力階層化検討
（橋脚に塑性化を誘導するため、基礎の耐力を 1.1 倍程度上げる検討）
2) 橋脚曲げ耐力と橋脚せん断耐力の耐力階層化検討
（曲げ破壊型に誘導するため、せん断耐力を上げる検討）

破壊部位を誘導（損傷コントロール）させるため、鋼－コンクリート接合構造の接合部においては、①鋼－コンクリート接合部と、②隣接する一般部（鋼桁：**A-A 断面**、橋台たて壁：**B-B 断面**）に分けて考え、耐力階層化検討を行う。**図 3.5.1** に検討断面位置とその位置での断面耐力（曲げモーメント）イメージを示す。

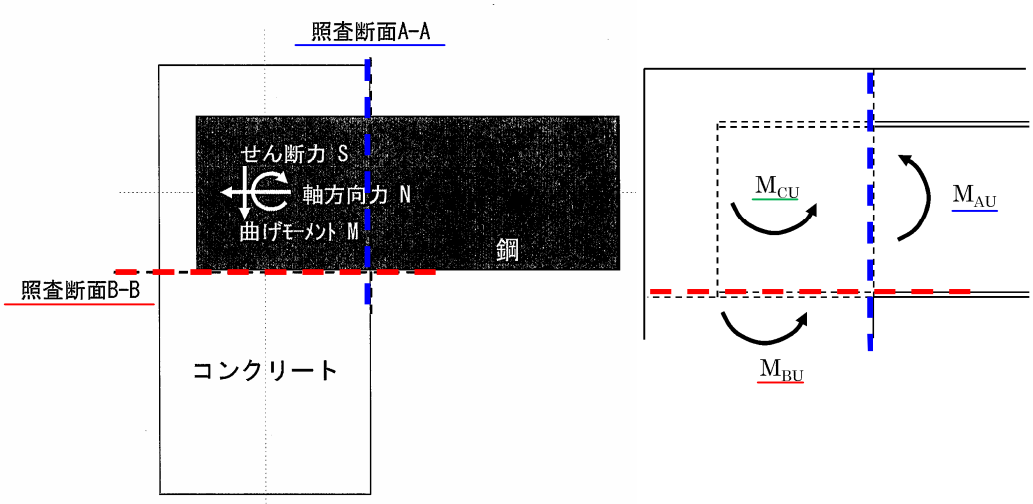


図 3.5.1　検討断面位置とその位置での断面耐力イメージ

①鋼－コンクリート接合部

鋼－コンクリート接合部は、断面力を確実に伝達するとともに、耐久性を考慮する必要がある（H24 道示Ⅳ[1)] 橋台部ジョイントレス構造、インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）、以下「ガイドライン（案）」）。

したがって、耐荷性能の照査において、隣接する一般部より先に使用限界や終局限界に至らせないため、断面耐力を確保するとともに、耐久性能の照査において、隣接する一般部と同等以上の耐久性を確保する必要がある。

したがって、曲げ耐力に関して、下記関係が成り立つ必要がある。

$$M_{\text{隣接する一般部}} < \gamma_1 \cdot M_{\text{接合部}}$$

γ_1：耐力分布を考慮した係数

②隣接する一般部（鋼桁：Ａ－Ａ断面、橋台たて壁：Ｂ－Ｂ断面）

ガイドライン（案）によると、隣接する一般部は、常時・暴風時及びレベル 1 地震時において、力学的特性が弾性域を超えない限界の状態に抑えるよう設計する必要がある。一方で大規模地震時の緊急輸送路確保の観点から、鋼桁断面と橋台たて壁の耐力を差別化し、橋台たて壁に損傷を誘導させる方が望ましいと考えられる。したがって、使用限界状態の照査において弾性設計を行うとともに、終局限界状態の照査において、耐力の差別化を図ることが考えられる。

したがって、曲げ耐力に関して下記関係が成り立つ必要がある。

$$M_{\text{橋台たて壁}} < \gamma_2 \cdot M_{\text{鋼桁}}$$

γ_2：耐力分布を考慮した係数

以上①②より、鋼－コンクリート接合部の耐力階層化は下記となるように検討する方針とする。

$$M_{\text{橋台たて壁}} < \gamma_2 \cdot M_{\text{鋼桁}} < \gamma_1 \cdot M_{\text{接合部}} \qquad (3.5.1)$$

（確実に橋台たて壁（B-B 断面）が他の部位より先に塑性化するように誘導）

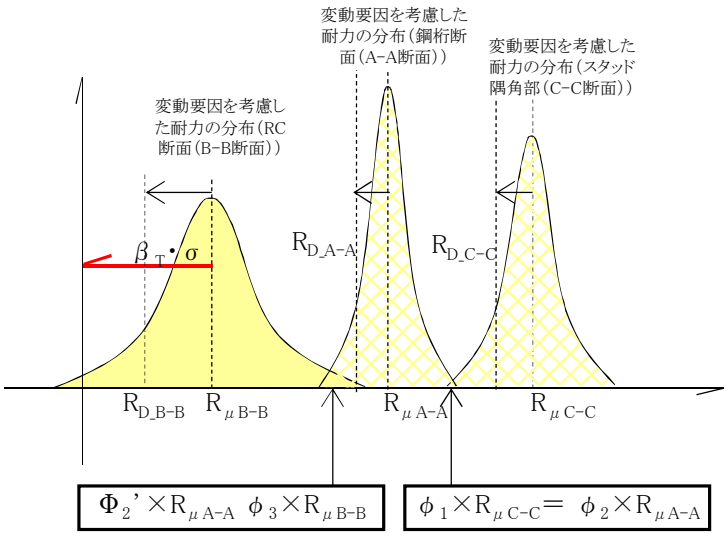
また、各検討断面の耐力階層化の検討にあたっては、以下に留意する必要があると考えられる。**図 3.5.2** に耐力階層化のイメージを示す。

・余剰耐力の適切な評価

→照査断面（B-B）に曲げと軸力、せん断力の 3 成分が付加されることから “B-B 断面での曲げ破壊（最外縁鉄筋の降伏）”を確実に誘導するため実験結果等に基づき支圧力などの接合部の余剰耐力評価が必要である。

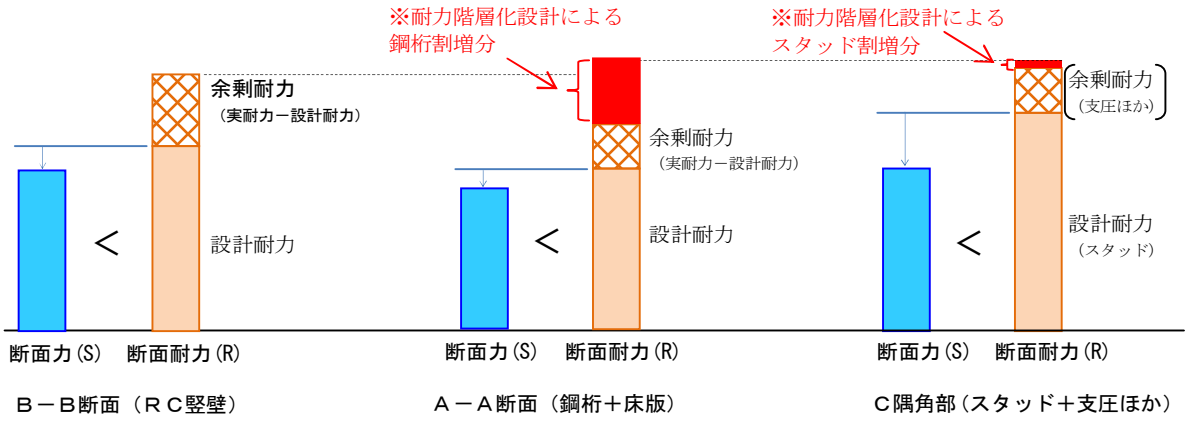
・安全余裕（β）の適切な評価

→H24 道示Ⅳ[1)]に規定されている橋脚に塑性化を誘導するため、基礎の耐力を 1.1 倍程度上げる検討では、1.1 倍することで基礎が橋脚より先に塑性化する確率は概ね 20%程度以下となっていることから、当該検討における非超過確率も 20%以下となるように設定する必要があると考えられる。



R_{μ_A-A}:鋼桁耐力の平均値	R_{D_A-A}:鋼桁耐力の設計値
R_{μ_B-B}:RC壁耐力の平均値	R_{D_B-B}:RC壁耐力の設計値
R_{μ_C-C}:スタッドせん断耐力の平均値	R_{D_C-C}:スタッドせん断耐力の設計値
ϕ_1, ϕ_2, ϕ_2', ϕ_3:各耐力のばらつきを考慮した抵抗係数, 補正係数	

(a)



(b)

図 3.5.2　各断面での耐力階層化イメージ

(1) 試算対象

ばらつきを考慮した断面耐力の試算対象は、**表 3.5.1**、**表 3.5.2** に示す 8 橋である。これらは接合部の発生断面力に着目し、共同研究報告書（その１）[3]にて試設計した 32 ケースのうちから選定した非合成桁 4 橋(Case3、Case15、Case19、Case31)及び合成桁 4 橋(Case1、Case13、Case17、Case29）である。なお、表中に示す曲げ耐力は、ばらつきを考慮せずに算出した場合の設計値である。

表 3.5.1　非合成桁の試算対象ケース

【非合成桁】　　単位：kN･m

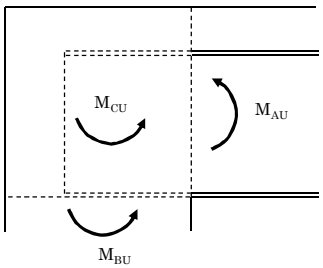
	ケース名	M_{AU}	$M_{AU'}$ ($M_{AU'}/M_{AU}$)	M_{BU}	M_{CU}
インテグラルアバット構造 橋長20m 、橋台高5m 多主桁橋非合成桁	case3	3.810×10^3	3.043×10^3 (0.80)	1.250×10^3	3.450×10^3
インテグラルアバット構造 橋長40m 、橋台高10m 多主桁橋非合成桁	case15	11.343×10^3	10.182×10^3 (0.90)	4.554×10^3	11.739×10^3
門型ラーメン構造 橋長20m 、橋台高5m 多主桁橋非合成桁	case19	3.804×10^3	3.051×10^3 (0.80)	1.588×10^3	3.892×10^3
門型ラーメン構造 橋長60m 、橋台高15m 多主桁橋非合成桁	case31	23.445×10^3	20.114×10^3 (0.86)	8.879×10^3	23.540×10^3

表 3.5.2　合成桁の試算対象ケース

【合成桁】　　単位：kN･m

	ケース名	M_{AU}	$M_{AU'}$ ($M_{AU'}/M_{AU}$)	M_{BU}	M_{CU}
インテグラルアバット構造 橋長20m 、橋台高5m 多主桁橋合成桁	case1	4.040×10^3	3.021×10^3 (0.75)	1.687×10^3	3.807×10^3
インテグラルアバット構造 橋長40m 、橋台高10m 多主桁橋合成桁	case13	11.271×10^3	9.329×10^3 (0.83)	4.528×10^3	13.400×10^3
門型ラーメン構造 橋長20m 、橋台高5m 多主桁橋合成桁	case17	4.032×10^3	3.030×10^3 (0.75)	1.582×10^3	3.442×10^3
門型ラーメン構造 橋長60m 、橋台高15m 多主桁橋合成桁	case29	23.753×10^3	20.255×10^3 (0.85)	10.841×10^3	33.081×10^3

注）　M_{AU} ： 曲げのみが作用した場合の鋼桁の曲げ耐力
　　$M_{AU'}$ ： 曲げとせん断が作用した場合の鋼桁の曲げ耐力
　　M_{BU} ： 橋台たて壁の曲げ耐力
　　M_{CU} ： 接合部の曲げ耐力



鋼桁の断面耐力算出において、曲げとせん断が作用する場合の耐力（M_{AU}’）は、両端固定単純梁に分布荷重が作用した場合を想定し、曲げモーメントとせん断力の関係を仮定して 4 乗相関則により算出している。算定は H24 道示式または土木学会の提案式による。なお、各照査断面の耐力算出方法（設計方法）の詳細（算出例）については、本共同研究報告書の巻末に付する**参考資料 6「信頼性解析（モンテカルロシミュレーション）データ集」**に記載している。

表 3.5.1、表 3.5.2 より、材料や寸法のばらつきを考慮しない設計上の断面耐力は、全ての算定ケースにて、M_{CU} ＞ M_{AU}’ ＞ M_{BU} となっていることがわかる。

(2) 検討手順

検討手順は、以下のとおりである。

1) 対象橋梁は、(1)に示す 8 橋
2) 鋼部材、コンクリート部材、スタッドの材料統計データや断面諸元のばらつきに基づき、各断面の曲げ耐力分布を試算→各断面間の破壊確率を算出・評価
3) 目標信頼性指標（許容する非超過確率）の設定（接合部や鋼桁断面の耐力が橋台たて壁断面耐力より小さくなることを許容する非超過確率を設定）
4) 抵抗係数Φ、耐力階層化係数Φの試算

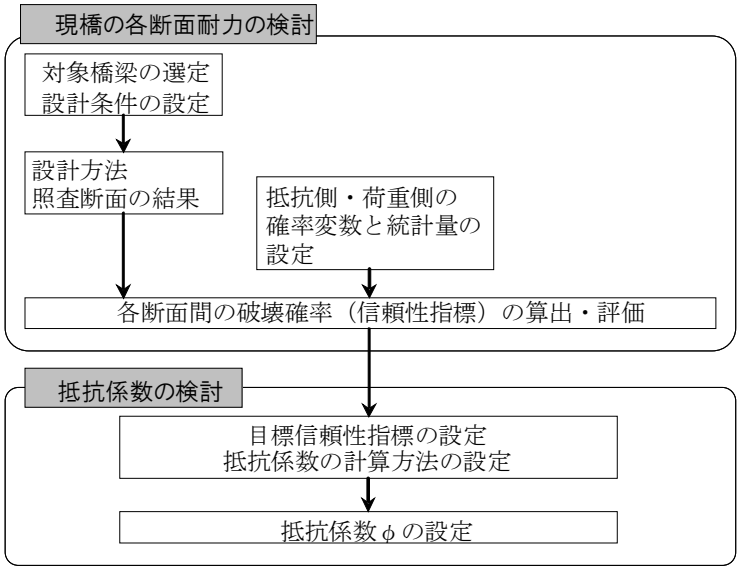


図 3.5.3　検討フロー

3.5.3 信頼性指標の解析方法（モンテカルロシミュレーション）

モンテカルロシミュレーションについては、以下のとおり適用した。

まず、確率変数 $X_1, X_2, ..., X_n$ の関数で表される性能関数 Z に対して、確率変数 X_j の分布を設定し、確率分布に従った乱数を発生させ性能関数 Z の値を求める。これを N 回繰返して性能関数 Z の確率分布を求め、この平均値 $\bar{Z}_i$ と標準偏差 σ_{Zi} により式(3.5.2)で示される信頼性指標 β_i を求める。

$$\beta_i = \frac{\bar{Z}_i}{\sigma_{Zi}} \tag{3.5.2}$$

モンテカルロシミュレーションとは、本来乱数により確率分布を満足するサンプルを算出し、これら多数のサンプルから破壊確率 P_f を直接求める数値実験手法であり、信頼性指標 β を算出する際には、破壊確率 P_f より標準正規分布の逆関数を用いて信頼性指標 β を算出するのが一般的であると考えられる。ただし、破壊確率 P_f を算出するのに十分信頼性のある統計データがそろっているわけではないこと、照査式の性能関数の確率分布形が結果的にいずれの検討ケースの照査方法においても正規分布に近い分布形状になったことから、試算では式(3.5.2)で信頼性指標 β を評価することとした。

ここで、乱数の発生方法について各確率変数が互いに独立で正規確率変数にしたがう場合を例に述べる。平均値 $\bar{x}$、標準偏差 σ_x を有する正規確率変数 X_i の乱数は以下の手順で発生させることができる。

① 0 から 1 までの一様乱数 a_1 を抽出する。

② 次に正規確率密度関数を用いるとその分布関数は、式(3.5.3)となる。

$$F_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x}\int_{-\infty}^{x} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\bar{x}}{\sigma_x}\right)^2\right\}dx \tag{3.5.3}$$

したがって、①で抽出した a_1 を用いて

$$a_1 = F_x(x)$$

これにより $x_1 = F_x^{-1}(a_1)$ としてサンプル $x = x_1$ を抽出する。

③ ①、②の操作を試行回数 N 回繰り返して行えば、正規確率分布にしたがう確率変数 $X_i = (x_1, x_2, \cdots, x_n)$ を作り出すことができる。これを性能関数に用いられている全ての確率変数について行う。

計算フローを**図 3.5.4** に示す。

なお、各断面耐力のモンテカルロシミュレーションは、既往の文献等を参考にして、確実に収束が得られると思われる 100,000 回とした。

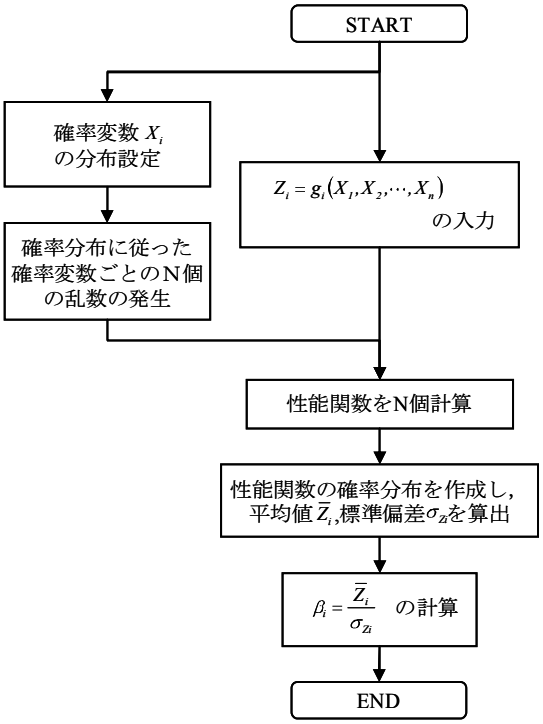


図 3.5.4　モンテカルロシミュレーションのフロー

3.5.4　解析で考慮した確率変数と統計量

材料の品質や施工誤差による各断面耐力への影響を検討するため、それぞれの耐力において、影響を与えると思われる変動要因を**表 3.5.3**～**表 3.5.6** に示すように設定した。なお、各変動要因の平均値および変動係数、またはばらつきの上下限値は、既往の調査結果等に基づき設定したものである。各変動要因の中には、コンクリート強度、ヤング係数など、本来は関連性が高いと考えられる特性もあるが、本検討では独立なものとして取り扱い試算することとした。

表 3.5.3　鋼桁耐力に影響を与えると思われる変動要因（非合成桁）

M_{AU}＿非合成桁	項目	計算例	単位	バイアス（平均値／基準値）	変動係数	誤差範囲	備考
寸法ばらつき	上フランジ幅	370	mm	0.9997	0.0012	±2mm	H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：フランジ幅=0～500mm）
		520	mm	0.9999	0.0006		H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：フランジ幅=500～1000mm）
	上フランジ厚	22	mm	1.002	0.011	－	土研資料 4090 号[6]、SM490Y 材
	ウェブ高	1500	mm	0.9995	0.0006	±4mm	H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：ウェブ高=1000～2000mm）
		2100	mm	1	0.0004		H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：ウェブ高=2000mm～）
	ウェブ厚	9	mm	1.002	0.011	－	土研資料 4090 号[6]、SM490Y 材
	下フランジ幅	370	mm	0.9997	0.0012	±2mm	H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：フランジ幅=0～500mm）
		520	mm	0.9999	0.0006		H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：フランジ幅=500～1000mm）
	下フランジ厚	22	mm	1.002	0.011	－	土研資料 4090 号[6]、SM490Y 材
	全長	18500	mm	0.9999	0	±(20+L/5)mm	H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：全長=0～2000mm）
		38000	mm	1	0		H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：全長=2001～4000mm）
		57500	mm	1.0001	0.0004		H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：全長=4001～6000mm）
材料強度等ばらつき	上フランジ降伏強度	355	N/mm^2	1.20	0.06	－	土研資料 4090 号[6]、SM490Y（16＜t≦25）
	ウェブ降伏強度	365	N/mm^2	1.20	0.08	－	土研資料 4090 号[6]、SM490Y（6＜t≦12）
	下フランジ降伏強度	355	N/mm^2	1.20	0.06	－	土研資料 4090 号[6]、SM490Y（16＜t≦25）
	ヤング係数（鋼部材）	2.00E+05	N/mm^2	0.999	0.045	－	土研資料 4090 号[6]
	ポアソン比（鋼部材）	0.30		0.937	0.091	－	土研資料 4090 号[6]

表 3.5.4　鋼桁耐力に影響を与えると思われる変動要因（合成桁）

M_{AU} 合成桁	項目	計算例	単位	バイアス（平均値／基準値）	変動係数	誤差範囲	備考
寸法ばらつき	全幅	12000	mm	1.0012	0.0004	0～+30mm	関東地整　施工管理基準 [7] 調査結果より
	上側配力鉄筋の配置間隔	125	mm	1.0016	0.0368	±20mm	H24 道示Ⅱ[5]配筋　調査結果より
	下側　〃	125	mm	0.9956	0.0483	±20mm	H24 道示Ⅱ[5]配筋　調査結果より
	床版厚	220	mm	1.0143	0.0107	+20mm～−10mm	H24 道示Ⅱ[5]床版厚さの精度　調査結果より
	配力筋かぶり	62	mm	1.1022	0.048	±10mm	H24 道示Ⅱ[5]鉄筋の有効高　調査結果より
	上フランジ幅	370	mm	0.9997	0.0012	±2mm	H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：フランジ幅=0～500mm）
		520	mm	0.9999	0.0006		H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：フランジ幅=500～1000mm）
	上フランジ厚	10	mm	1.002	0.011	—	土研資料 4090 号 [6]、SM490Y 材
	ウェブ高	1500	mm	0.9995	0.0006	±4mm	H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：ウェブ高=1000～2000mm）
		2100	mm	1	0.0004		H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：ウェブ高=2000mm～）
	ウェブ厚	9	mm	1.002	0.011	—	土研資料 4090 号 [6]、SM490Y 材
	下フランジ幅	370	mm	0.9997	0.0012	±2mm	H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：フランジ幅=0～500mm）
		520	mm	0.9999	0.0006		H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：フランジ幅=500～1000mm）
	下フランジ厚	19	mm	1.002	0.011	—	土研資料 4090 号 [6]、SM490Y 材
	全長	18500	mm	0.9999	0	±(20+L/5)mm	H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：全長=0～2000mm）
		38000	mm	1	0		H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：全長=2001～4000mm）
		57500	mm	1.0001	0.0004		H24 道示Ⅱ[5]部材精度　調査結果より（調査範囲：全長=4001～6000mm）
材料強度等ばらつき	上フランジ降伏強度	365	N/mm^2	1.20	0.08	—	土研資料 4090 号 [6]、SM490Y（6＜t≦12）
	ウェブ降伏強度	365	N/mm^2	1.20	0.08	—	土研資料 4090 号 [6]、SM490Y（6＜t≦12）
	下フランジ降伏強度	355	N/mm^2	1.20	0.06	—	土研資料 4090 号 [6]、SM490Y（16＜t≦25）
	鉄筋降伏強度	345	N/mm^2	1.14	0.04	—	調査結果より、SD345
	ヤング係数（鋼部材）	2.00E+05	N/mm^2	0.999	0.045	—	土研資料 4090 号 [6]
	ポアソン比（鋼部材）	0.30		0.937	0.091	—	土研資料 4090 号 [6]

表 3.5.5　橋台たて壁の耐力に影響を与えると思われる変動要因

M_{BU}__RC 断面（軸力考慮） 項目		計算例	単位	バイアス（平均値／基準値）	変動係数	誤差範囲	備考
寸法ばらつき	橋台幅	12000	mm	1	0.0017	±20mm	H24 道示Ⅲ[8]柱の施工精度（COV=誤差範囲/設計値）
	壁厚	1500	mm	1	0.0133	±20mm	H24 道示Ⅱ[5]柱の施工精度（COV=誤差範囲/設計値）
	かぶり d	150	mm	1	0.0667	±10mm	H24 道示Ⅱ[5]鉄筋の有効高（COV=誤差範囲/設計値）
材料強度等ばらつき	コンクリート圧縮強度	24	N/mm^2	1.2	0.15	—	調査結果より
	鉄筋降伏強度	345	N/mm^2	1.14	0.04	—	調査結果より、SD345

表 3.5.6　接合部の耐力に影響を与えると思われる変動要因

M_{CU} 項目		計算例	単位	バイアス（平均値／基準値）	変動係数	誤差範囲	備考
スタッド寸法ばらつき	スタッド軸径 dss	22	mm	1	0	—	バイアスと変動係数は設計値とする。
	スタッド全高 hss	150	mm	1	0	—	バイアスと変動係数は設計値とする。
スタッド材料強度等ばらつき	コンクリート圧縮強度	24	N/mm^2	1.2	0.15	—	調査結果より（スタッドの許容せん断強度はコンクリート圧縮強度による）
支圧材料強度等ばらつき	コンクリート圧縮強度	24	N/mm^2	1.2	0.15	—	調査結果より

3.5.5　信頼性指標の解析結果と考察

表 3.5.7 に示す平均値および標準偏差より、ばらつきを考慮した場合に各断面耐力を比較し、想定部位以外が破壊する確率を求めた結果（非超過確率）を**表 3.5.8** に示す。ここにおいて、**表 3.5.8** 中の橋台たて壁（B-B 断面）より鋼桁（A-A 断面）の断面耐力を比較するために算出した信頼性指標：$\beta_{b\text{-}a}$ および $M_{bu}>M_{au}$ となる確率：$P_{b>a}$ は、以下により算出している。

$$\beta_{b-a}=\frac{\overline{Z}_b-\overline{Z}_a}{\sqrt{{\sigma_b}^2-{\sigma_a}^2}} \tag{3.5.4}$$

$$P_{b>a}=1-\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\exp\left\{\frac{1}{2}{\beta_{\text{b-a}}}^2\right\} \tag{3.5.5}$$

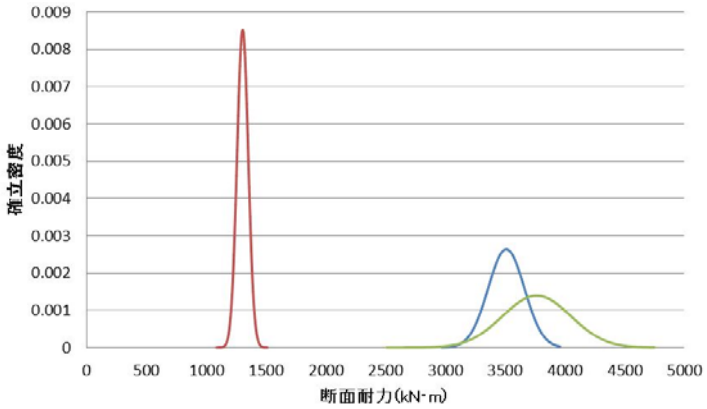
図 3.5.5、**図 3.5.6** および、**表 3.5.8** より、材料強度および寸法（施工精度）のばらつきを考慮した場合においても、試算した全てのケース（8 ケース）で橋台たて壁（B-B 断面）が他の部位よりも断面耐力（終局曲げモーメント）が小さくなっており、想定外の部位で破壊する確率は、0%という結果となった。これにより、想定されるばらつきを考慮しても、橋台たて壁（B-B 断面）が先行して塑性化するといえ、式(3.5.1)に示す耐力階層化のための係数: γ は設定しなくてもよい（γ=1.0 とすればよい）と判断できる。

表 3.5.7　各断面の終局曲げ耐力の平均値と標準偏差

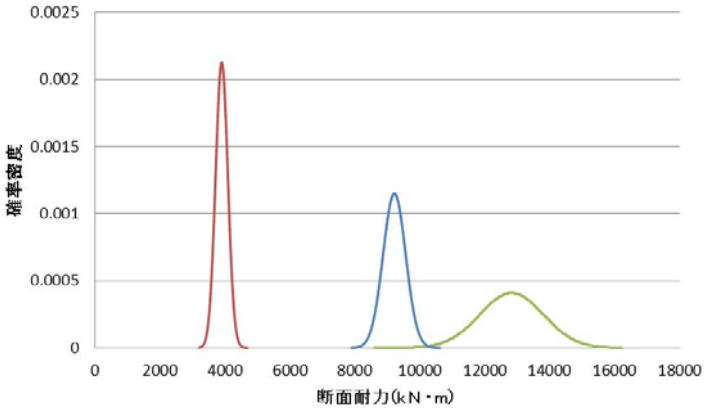
		Mua' 平均値 (kN・m)	Mua' 標準偏差 σ	Mub 平均値 (kN・m)	Mub 標準偏差 σ	Muc 平均値 (kN・m)	Muc 標準偏差 σ
非合成桁	Case 3	3512	151.11	1307	46.85	3767	286.06
	Case15	9212	347.21	3895	187.90	12822	974.82
	Case19	3512	150.99	1783	66.63	4248	322.84
	Case31	16544	618.07	5818	253.69	25718	1954.22
合成桁	Case 1	3429	154.72	1773	66.40	4159	315.90
	Case13	8780	399.19	3875	187.37	14625	1113.56
	Case17	3438	154.62	1777	66.48	3757	285.58
	Case29	16363	695.81	7015	295.32	36141	2747.88

表 3.5.8　各断面耐力比較による想定部位以外が破壊する確率

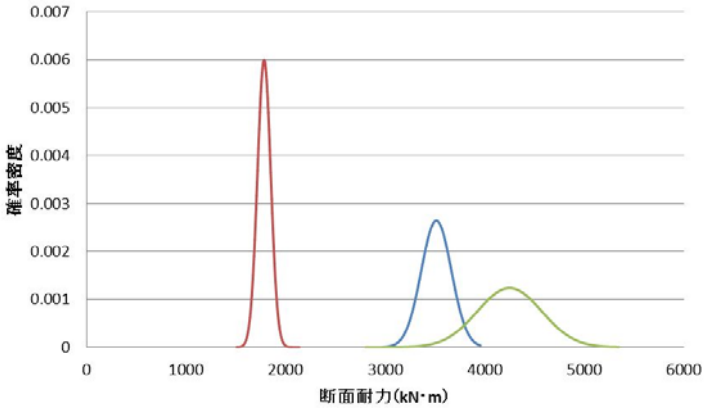
		破壊確率					
		βb-a	$P_{b>a}$ (Mbu＞Mau)	βa-c	$P_{a>c}$ (Mau＞Mcu)	βb-c	$P_{b>c}$ (Mbu＞Mcu)
非合成桁	Case 3	13.9	0.00%	0.8	21.57%	8.5	0.00%
	Case15	13.5	0.00%	3.5	0.02%	9.0	0.00%
	Case19	10.5	0.00%	2.1	1.95%	7.5	0.00%
	Case31	16.1	0.00%	4.5	0.00%	10.1	0.00%
合成桁	Case 1	9.8	0.00%	2.1	1.89%	7.4	0.00%
	Case13	11.1	0.00%	4.9	0.00%	9.5	0.00%
	Case17	9.9	0.00%	1.0	16.27%	6.8	0.00%
	Case29	12.4	0.00%	7.0	0.00%	10.5	0.00%



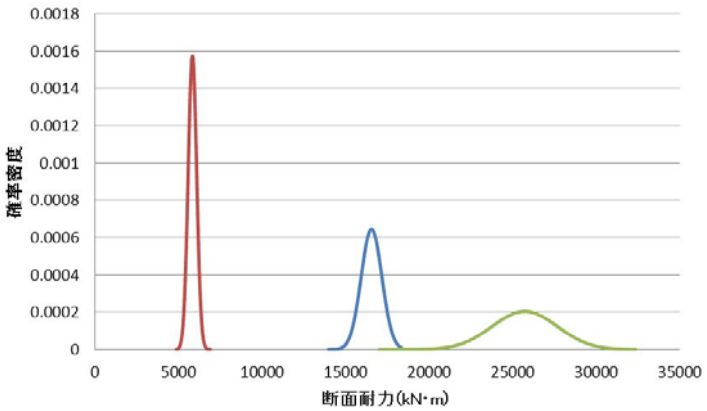
(a) Case 3



(b) Case15

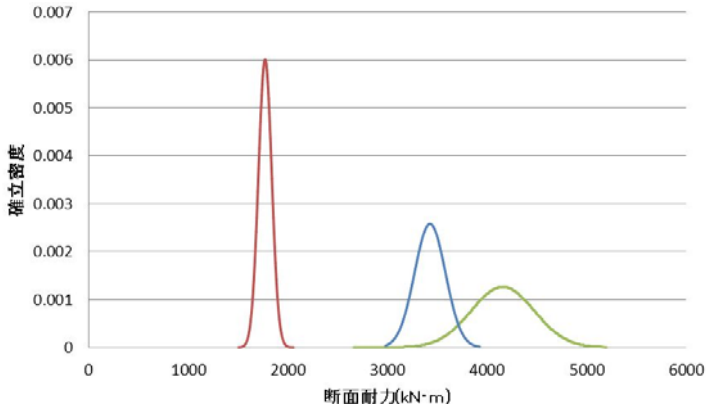


(c) Case19

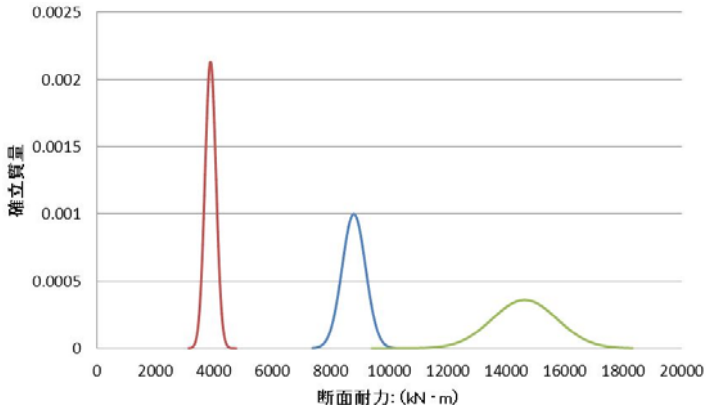


(d) Case31

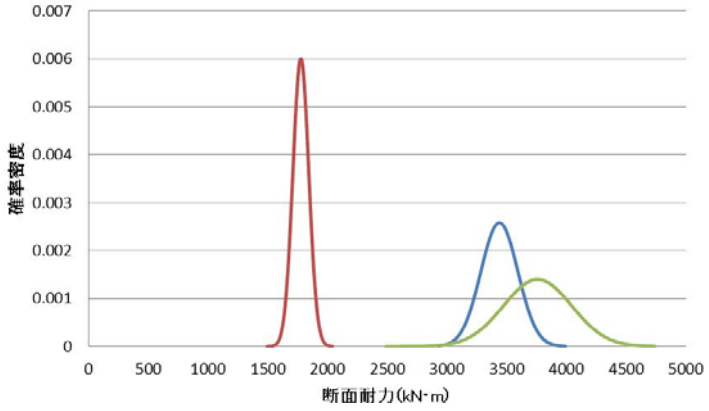
図 3.5.5　各断面の終局曲げ耐力の確率密度分布（非合成桁）



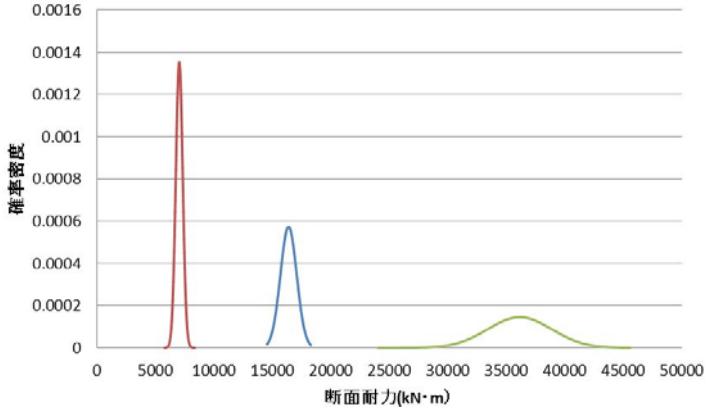
(a) Case1



(b) Case13



(c) Case17



(d) Case29

図 3.5.6　各断面の終局曲げ耐力の確率密度分布（合成桁）

しかし、ここで前述した橋台たて壁断面耐力の算出において、ウイングの剛性については考慮をしていない。実構造物では、橋台にはウイングがつくためウイングの剛性により橋台たて壁の断面耐力が増加し、橋台たて壁が先行して塑性化しない可能性がある。そのため、ウイングの剛性を考慮した場合の簡易な試算的検討を行う。

門型ラーメン構造の施工実績より、ウイング長が 4.5m の事例（**図 3.5.7**）を参考に橋台たて壁の終局耐力を以下の 3 ケースについて試算した。

①ウイングの無い場合

②ウイング長 4.5m のウイングを考慮する場合（施工事例）

③ウイング長 8.0m のウイングを考慮する場合

ここで、③については近畿地勢整備局の設計便覧（案）[4)]で示される最大ウイング長程度である 8.0mの場合を想定し、②のウイングをそのまま伸ばした鉄筋コンクリート断面としている。3 ケースの終局断面耐力計算結果を**表 3.5.9** に示す。**表 3.5.9** より、ウイングが無い場合に比べて最大で 1.8 倍程度、橋台たて壁の剛性が増加する可能性があるといえる。

橋台の無い場合のモンテカルロシミュレーション結果である**表 3.5.7** で示した橋台たて壁の断面耐力を単純に 1.8 倍して非超過確率を試算した結果を**表 3.5.10** に示す。ウイングを考慮した場合、**表 3.5.10** より、橋台たて壁よりも鋼桁が先行して塑性化する確率が最大で 8%程度あることがわかる。これは現行検討されている橋脚と基礎の耐力階層化における非超過確率(20%)と比べて十分小さい。さらに、接合部が橋台たて壁に先行して塑性化する確率は最大でも 3%弱である。本検討ではウイングを考慮した耐力の統計量を直接計算はしていないものの、確率が十分小さいことから、ウイング剛性を考慮した場合も、耐力階層化のための係数γを個別に設定する必要はないものと考えられる。

表 3.5.9　ウイング剛性による橋台たて壁の終局曲げ耐力の比較

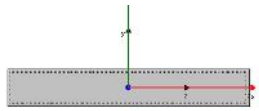
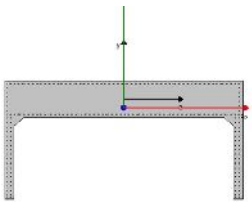
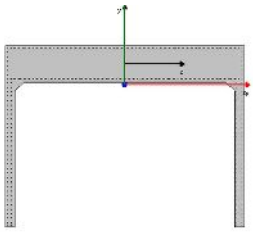
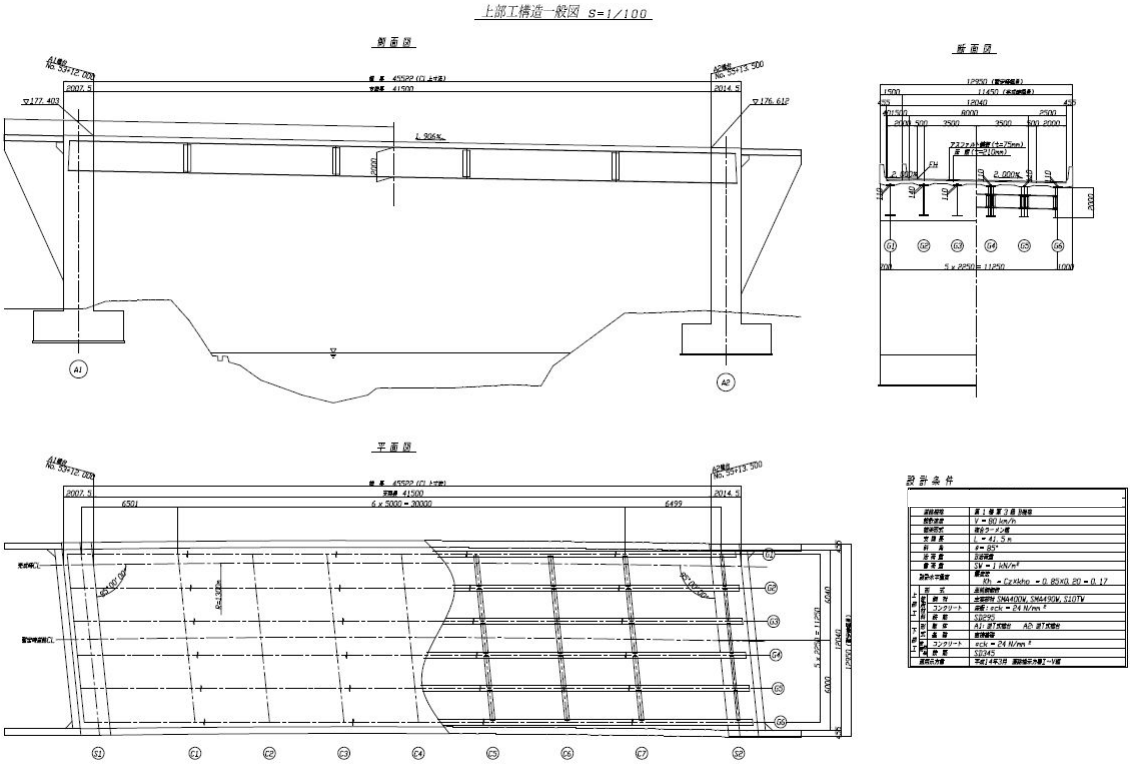
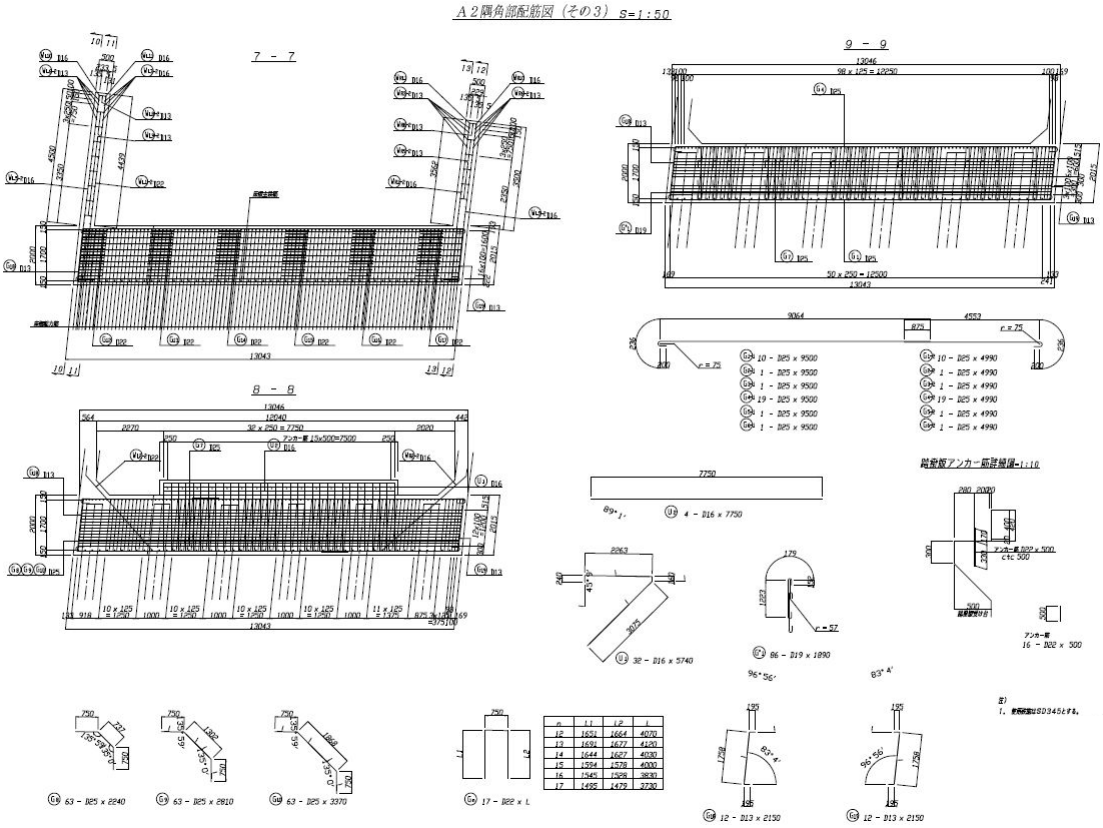
①ウイング長=0.0m	②ウイング長=4.5m	③ウイング長=8.0m
		
【終局曲げ耐力】 Mu①=56620　kN・m （Mu①/Mu①=1.0　）	【終局曲げ耐力】 Mu②=75377　kN・m （Mu②/Mu①=1.33　）	【終局曲げ耐力】 Mu③=102976　kN・m （Mu③/Mu①=1.82　）

表 3.5.10　各断面耐力比較による想定部位以外が破壊する確率

		破壊確率					
		βb-a	Mbu＞Mau	βa-c	Mau＞Mcu	βb-c	Mbu＞Mcu
非合成桁	Case 3	7.3	0.00%	0.8	21.57%	4.9	0.00%
	Case15	5.6	0.00%	3.5	0.02%	5.9	0.00%
	Case19	1.8	3.36%	2.1	1.95%	3.1	0.08%
	Case31	9.1	0.00%	4.5	0.00%	7.7	0.00%
合成桁	Case 1	1.4	7.99%	2.1	1.89%	3.0	0.14%
	Case13	4.1	0.00%	4.9	0.00%	6.8	0.00%
	Case17	1.4	7.75%	1.0	16.27%	1.9	2.84%
	Case29	4.9	0.00%	7.0	0.00%	8.5	0.00%

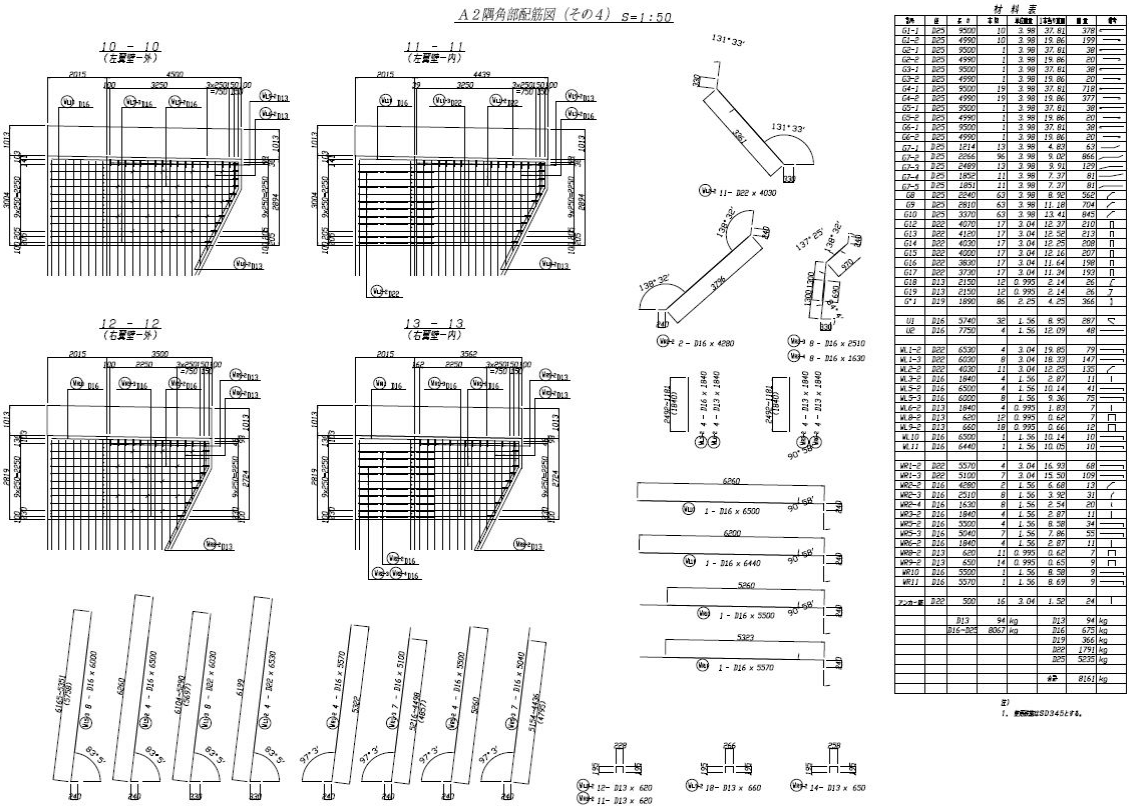


(a)構造一般図



(b)接合部配筋図(その 1)

図 3.5.7　参考にしたウイング長 4.5m 程度の橋梁図面



(c) 接合部配筋図（その 2）

図 3.5.7　参考にしたウイング長 4.5m 程度の橋梁図面

3.5.6　まとめ

ここでは、鋼－コンクリート接合部における耐力のばらつき（材料特性値のばらつき、出来形のばらつき）を考慮し、接合部と接合部に近接する一般部（鋼桁：A-A 断面、橋台たて壁：B-B 断面）についての耐力階層化設計を行うための検討を行った。

検討の結果、耐力のばらつきを考慮しても、接合部が近接する一般部よりも大きな耐力を有していることを確認した。また、ウイングの剛性を考慮した場合においても、橋台たて壁の耐力が、接合部耐力を上回る確率は相当に小さいことを確認した。したがって、当該構造の接合部については、ばらつきを考慮した場合においても、接合部に近接する一般部が先行して塑性化する耐力階層化がなされていることが確認されたことから、それぞれの断面耐力に対して、損傷部位をコントロールするための係数等の設定は必要ないものと考えられる。

参考文献

1) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，2012.3
2) （独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その３），土木研究所共同研究報告書，第 404 号，2012.3
3) （独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その 1），土木研究所共同研究報告書，第 463 号，2015.3
4) 近畿地方整備局：設計便覧（案）平成 24 年 4 月
5) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2012.3
6) （独）土木研究所：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査，土木研究所資料，第 4090 号，2008.3
7) 関東地方整備局：施工管理基準，2013.4
8) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，2012.3

4. 設計の課題に対する実験的検討

4.1　床版付き供試体の正負交番載荷実験

4.1.1　実験の目的

(1) 頭付きスタッドを用いた鋼－コンクリート接合部供試体（床版付き）を対象として正負交番載荷実験を実施し、鋼－コンクリート接合部の耐力特性や抵抗メカニズムについて実験及び実験結果より検討する。

(2) 鋼－コンクリート接合部における破壊メカニズムの検証結果から破壊を防止するための対応策を講じた供試体によりその効果を確認する。

(3) 橋台部において確実に橋台たて壁部（**図 4.1.1** 中の B-B 断面）で塑性化が生じる設計となっているか確認する。

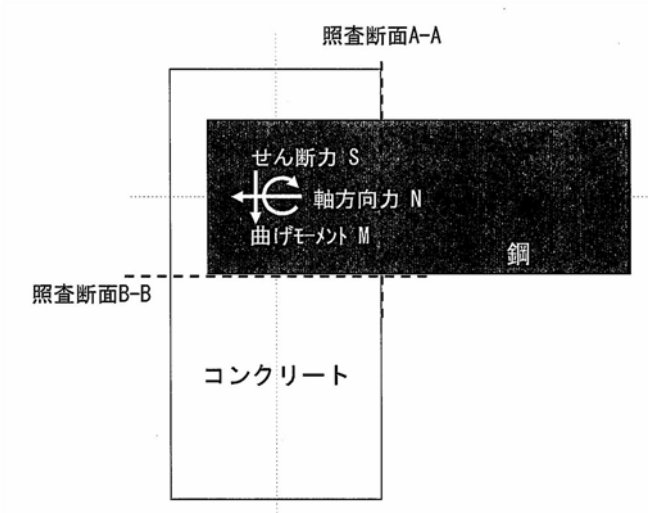


図 4.1.1 鋼－コンクリート接合部概略図

4.1.2　実験方法

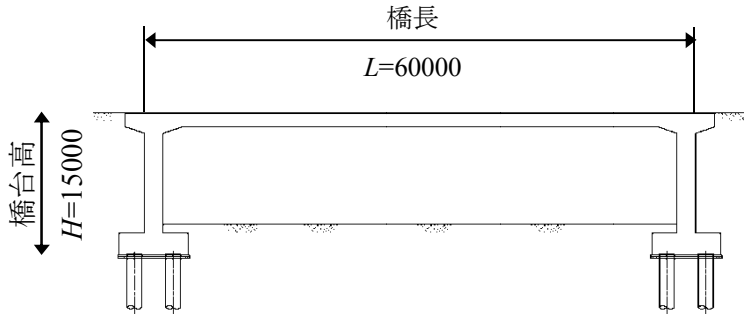
(1) 実験概要

図 4.1.2 にモデル橋梁の概要図、**表 4.1.1** にモデル橋梁と供試体の諸元を示す。モデル橋梁は、設計・施工ガイドライン（案）[1] に示されている実績等を踏まえて設定された門型ラーメン構造の適用範囲のうち、接合部における断面力が厳しくなる橋長 60m、橋台高 15m のケースである。このケースに対し、ガイドラインに示される荷重の組合せに対する設計断面力を平面骨組み解析により算定した。設計断面力は、レベル 1 地震時よりも厳しくなる「温度上昇時、側圧両載」の荷重ケースの接合部の発生断面力とし、その断面力に対して必要なスタッド本数を配置して、正負交番載荷実験により接合部の耐力特性や抵抗メカニズムを検証した。

実験に用いる供試体の縮尺は、実験装置の制約からモデル橋梁の約 1/4 とした。ただし、スタッドと床版厚は、本実験が実橋梁における作用力に対するスタッド抵抗力と支圧抵抗力の相互作用を把握することによる耐力特性や抵抗メカニズムの解明を目的とすること、及び想定される破壊形態の一つである鋼桁上フランジ面に作用した支圧力による押抜きせん断破壊は実寸床版厚の方がより実挙動を再現可能であると考えられることから実寸

とした。このことにより、実橋梁に比べて相対的に上部工側の中立軸位置が上側にシフトすることになるが、本実験においては**図 4.1.3** に示すように、上部工中立軸位置に水平載荷装置をセットして正負交番載荷を実施しているため、縮尺の違いによる影響は床版厚の違いによる荷重抵抗側の違いに限定され、荷重側への影響はないものと考えられる。スタッド寸法は採用事例の多い、スタッド軸径 d：19mm、スタッド全高 H：150mm を採用した。鋼桁の埋込深さは、橋台たて壁の 2 段鉄筋配置を考慮し、最大埋込み可能な深さとした。すなわち、実寸のモデル橋梁において、かぶり 150mm＋軸方向鉄筋同士のあき 100mm＋鋼桁の埋込み端部からの余裕量 100mm＝350mm を残した埋込み深さとし、供試体においては、縮尺約 1/4 としたことから、87.5mm 以上を残した埋込み深さとした。

図 4.1.3 に供試体と実験装置の諸元、**写真 4.1.1** に供試体配置図を示す。

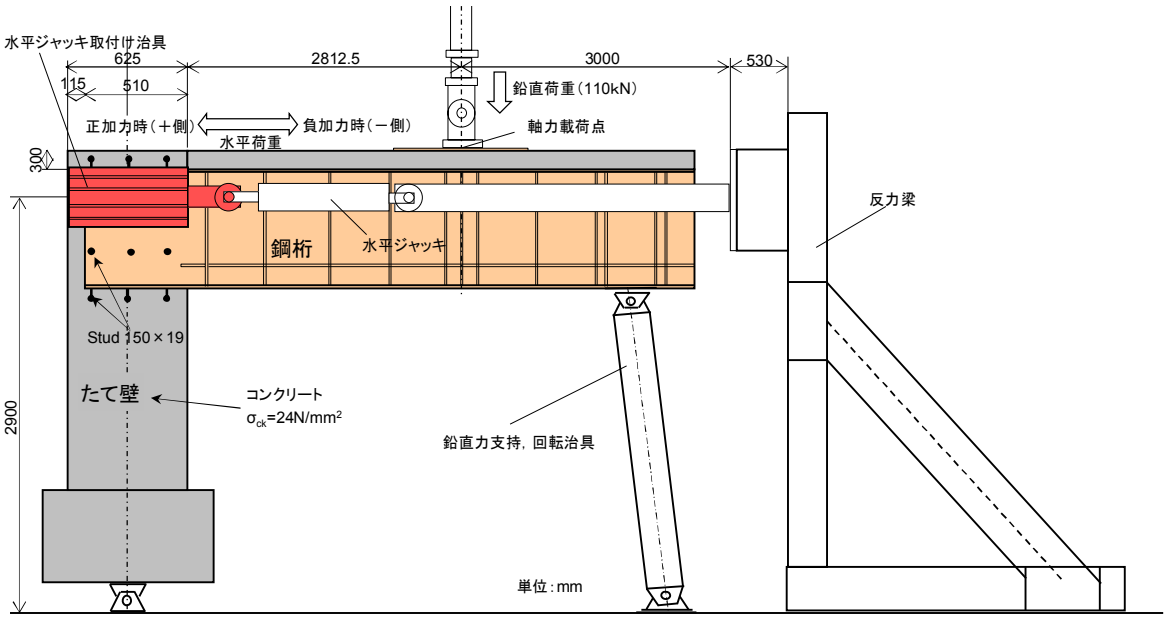


単位：mm

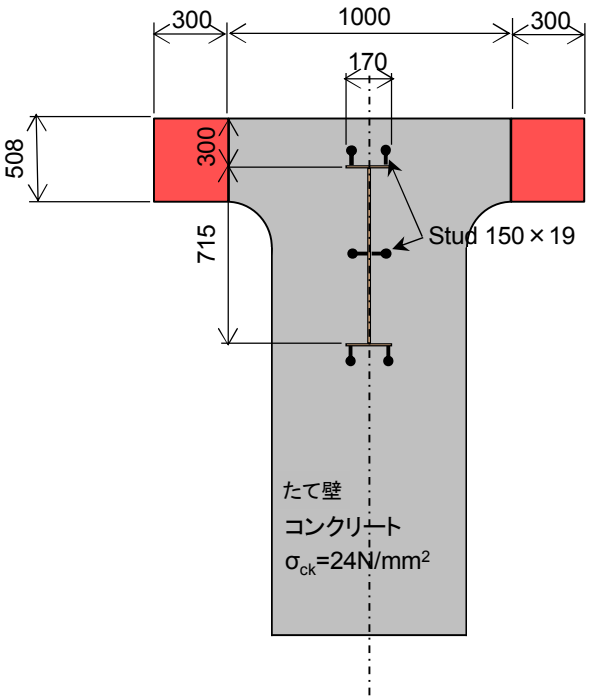
図 4.1.2　モデル橋梁の概要図

表 4.1.1　モデル橋梁と供試体の諸元

モデル橋梁	橋種	鋼単純鈑桁（5 主鈑桁）
	形式	門型ラーメン構造
	橋長、桁高	橋長 60m、桁高 2900mm
	橋台高	橋台高 15m
	たて壁厚、埋込長	たて壁厚 2.5m、埋込長 2250mm
	基礎構造	鋼管杭 φ1000-5 本、杭長 14.9m
	設計断面力 （剛域部 1 主桁あたり）	曲げモーメント M=5323kN・m せん断力　S= 1238kN 軸力　N=1742kN
供試体	縮尺	約 1/4（ただしスタッドと床版厚は実寸）
	鋼桁長、桁高	鋼桁長 5552mm、桁高 715mm
	たて壁厚、埋込長	たて壁厚 625mm、埋込長 510mm
	設計断面力 （断面力換算）	曲げモーメント M=130kN・m せん断力　S=280kN 軸力　N=230kN



正面図



単位：mm

鋼桁フランジ平面図

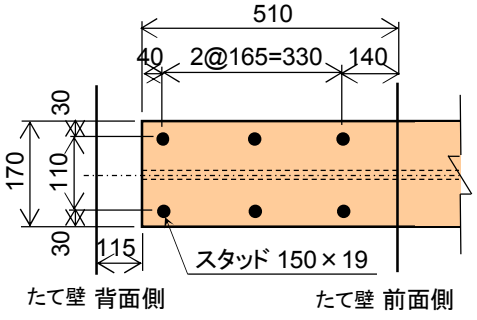


図 4.1.3　供試体と実験装置の諸元

写真 4.1.1　供試体配置状況

(2) 使用材料

使用材料を**表 4.1.2**～**表 4.1.4** に示す。コンクリート及び鋼材の材料試験結果を**表 4.1.5** 及び**表 4.1.6** に示す。

表 4.1.2　コンクリートの配合表

セメントの種類		呼び強度（N/mm^2）		スランプ（cm）		粗骨材寸法（mm）	
普通		24.0		12		10	
水セメント比 W/C（%）	細骨材率 s/a（%）	単位重量（kg/m^3）					
		セメント	水	細骨材	粗骨材	混和材	混和材
49.3	47.0	349	172	818	925	3.490	—

表 4.1.3　鋼材の材料定数：SM400A

使用部位	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm^2)	降伏ひずみ (μ)	引張強さ (N/mm^2)	伸び（%）
上下フランジ	9	302	1,510 μ	442	32
Web	9	325	1,625 μ	436	30

表 4.1.4　鉄筋の規格

部　位	規　格
橋台柱部　軸方向鉄筋	SD345　D10
橋台柱部　帯鉄筋	SD345　D6
床版　軸方向鉄筋	SD345　D10
床版　帯鉄筋	SD345　D6

表 4.1.5　コンクリート圧縮試験結果

供試体	部位・養生	圧縮強度	弾性係数	ポアソン比
ϕ 10×20cm	現場封緘養生	25.8N/mm^2	26.7×10^3 N/mm^2	0.157
		25.8N/mm^2	26.7×10^3 N/mm^2	0.189
		25.3N/mm^2	26.1×10^3 N/mm^2	0.167
	平均値	25.6N/mm^2	26.5×10^3 N/mm^2	0.171

表 4.1.6　鋼材引張試験結果

種類	降伏点		引張強度		見かけの弾性係数	
D6(SD345)	404.6	N/mm^2	577.2	N/mm^2	21.14	$\times 10^4 N/mm^2$
	410.9	N/mm^2	575.9	N/mm^2	20.15	$\times 10^4 N/mm^2$
	437.4	N/mm^2	599.9	N/mm^2	19.69	$\times 10^4 N/mm^2$
平均値	417.6	N/mm^2	584.4	N/mm^2	20.33	$\times 10^4 N/mm^2$

※降伏ひずみ　2088 μ

種類	降伏点		引張強度		見かけの弾性係数	
D10(SD345)	371.5	N/mm^2	532.5	N/mm^2	19.16	$\times 10^4 N/mm^2$
	379.9	N/mm^2	542.8	N/mm^2	19.60	$\times 10^4 N/mm^2$
	374.6	N/mm^2	542.8	N/mm^2	20.47	$\times 10^4 N/mm^2$
平均値	375.3	N/mm^2	539.37	N/mm^2	19.74	$\times 10^4 N/mm^2$

※降伏ひずみ　1877 μ

種類	降伏点		引張強度		見かけの弾性係数	
D16(SD345)	360.5	N/mm^2	536.8	N/mm^2	18.76	$\times 10^4 N/mm^2$
	360.5	N/mm^2	536.3	N/mm^2	19.29	$\times 10^4 N/mm^2$
	359.5	N/mm^2	538.8	N/mm^2	19.11	$\times 10^4 N/mm^2$
平均値	360.2	N/mm^2	537.3	N/mm^2	19.05	$\times 10^4 N/mm^2$

※降伏ひずみ　1801 μ

(3) 実験供試体の設計

スタッド本数は H24 道示[2]に示された、コンクリート床版と鋼桁のずれ止めに用いるスタッドの許容せん断力の算定式(4.1.1)より算出し、断面力換算した設計断面力に対して必要本数を配置した。ここで、H24 道示及びその根拠とされる実験[3]では、降伏に対して 3 以上、破壊に対して 6 以上の安全率を有するとされているが、本構造のような剛域におけるずれ性状を確認するため、1 本あたりのスタッドの許容せん断力を 2 倍として安全率を半分に低減させた上で必要本数を配置した。**図 4.1.4** にスタッド配置図を示す。

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geqq 5.5) \qquad (4.1.1)$$

ここに、

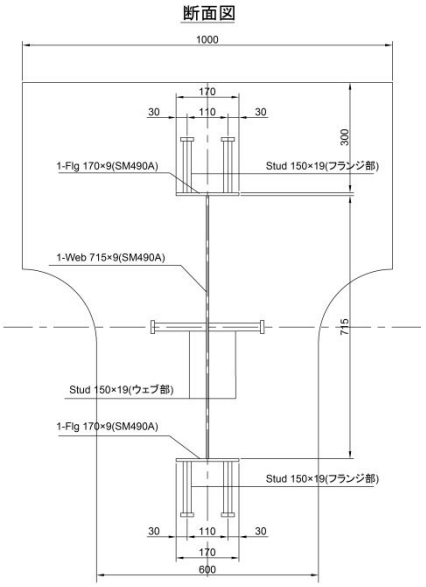
Q_a：スタッドの許容せん断力（N/本）

d：スタッドの軸径(mm)

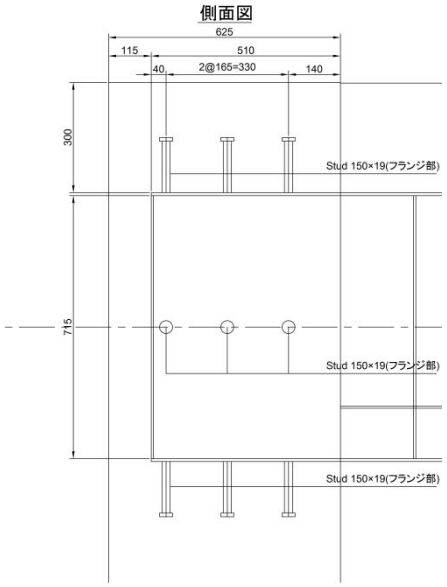
H：スタッドの全高(mm)

σ_{ck}：コンクリート設計基準強度（N/mm^2）

断面図



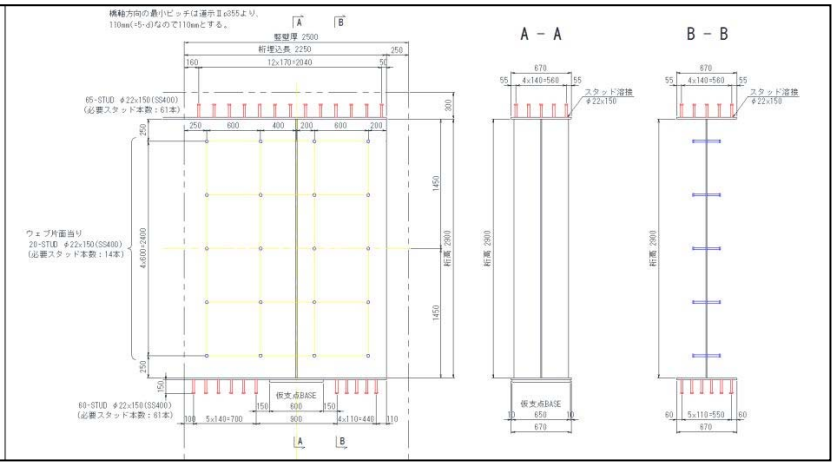
側面図



単位:mm

図 4.1.4　スタッド配置図

実験供試体に用いる鋼桁の断面及び橋台たて壁の鉄筋量は橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１）[4]にて試設計された下記の Case31 をモデル橋梁として設定した。共同研究報告書(その１）による試算の結果、鋼－コンクリート接合部の耐力 M_{CU} ＞鋼桁側の耐力 M_{AU}’ ＞橋台側の耐力 M_{BU} となっており、これらの断面力差を用いて実験供試体を設計し、実験による確認を行う。モデル橋梁とした門型ラーメン構造の鋼－コンクリートの終局曲げ耐力を以下に抜粋して示す。なお、M_{AU} （鋼桁）は幅厚比パラメータの低減がかからない下限値として断面を設定したものであり、M_{BU}（RC 壁）は、上部構造自重分の軸力を考慮したものである。

case31	橋長 60m, 橋台高 15m	

【非合成桁】　　単位：kN･m

	ケース名	M_{AU}	M_{AU}’ (M_{AU}’/M_{AU})	M_{BU}	M_{CU}
インテグラルアバット構造 橋長20m 、橋台高5m 多主桁橋非合成桁	case3	3.810×10^3	3.043×10^3 (0.80)	1.250×10^3	3.450×10^3
インテグラルアバット構造 橋長40m 、橋台高10m 多主桁橋非合成桁	case15	11.343×10^3	10.182×10^3 (0.90)	4.554×10^3	11.739×10^3
門型ラーメン構造 橋長20m 、橋台高5m 多主桁橋非合成桁	case19	3.804×10^3	3.051×10^3 (0.80)	1.588×10^3	3.892×10^3
門型ラーメン構造 橋長60m 、橋台高15m 多主桁橋非合成桁	case31	23.445×10^3	20.114×10^3 (0.86)	8.879×10^3	23.540×10^3

「橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１）平成 27 年 3 月」[4]より抜粋

実験供試体の設計においては実橋の A-A 断面と B-B 断面についてはそれぞれ 1/4 スケールダウンした。A-A 断面はスケールダウンに際して幅厚比パラメータを実橋と合わせることとした。ただし、実験供試体用鋼板の市場性から材質は SM490A、最小板厚 9mm を適用した。B-B 断面については鉄筋比を実橋と合わせた。

実験供試体の各断面部位の設計結果については**図 4.1.5** に示すとおり、耐力比を実橋と 1/4 供試体で概ね同様となるように設計を行った。

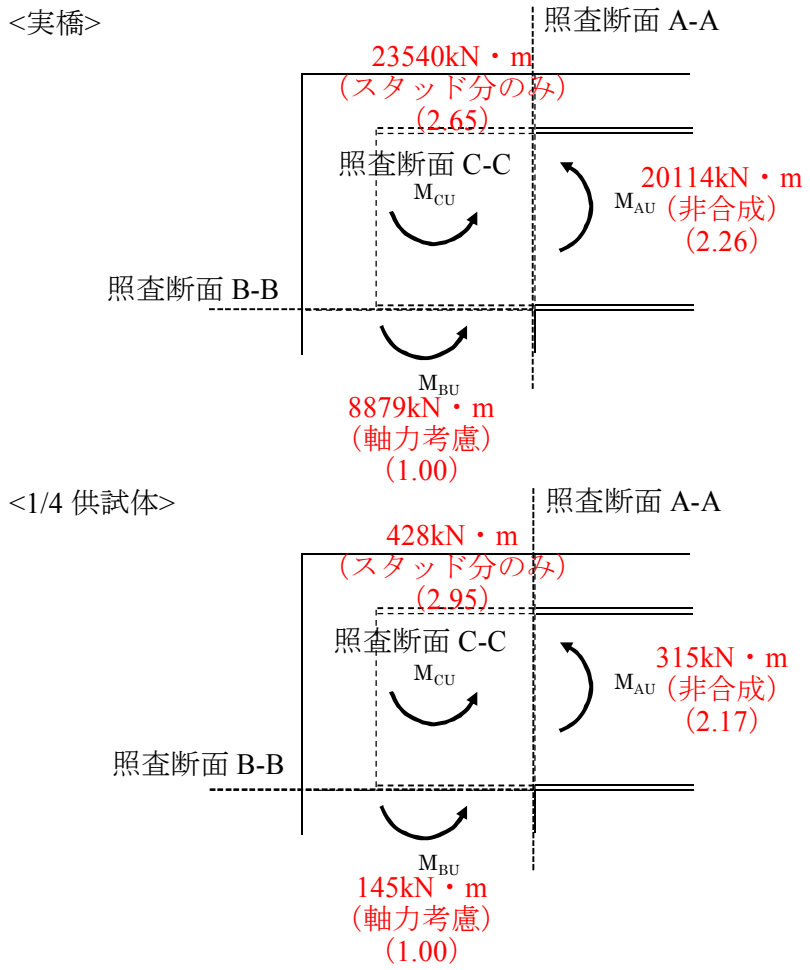


図 4.1.5　実橋モデルと実験供試体の断面間の耐力差（耐力階層化設計）

A-A 断面の設計について**図 4.1.6** に示す。

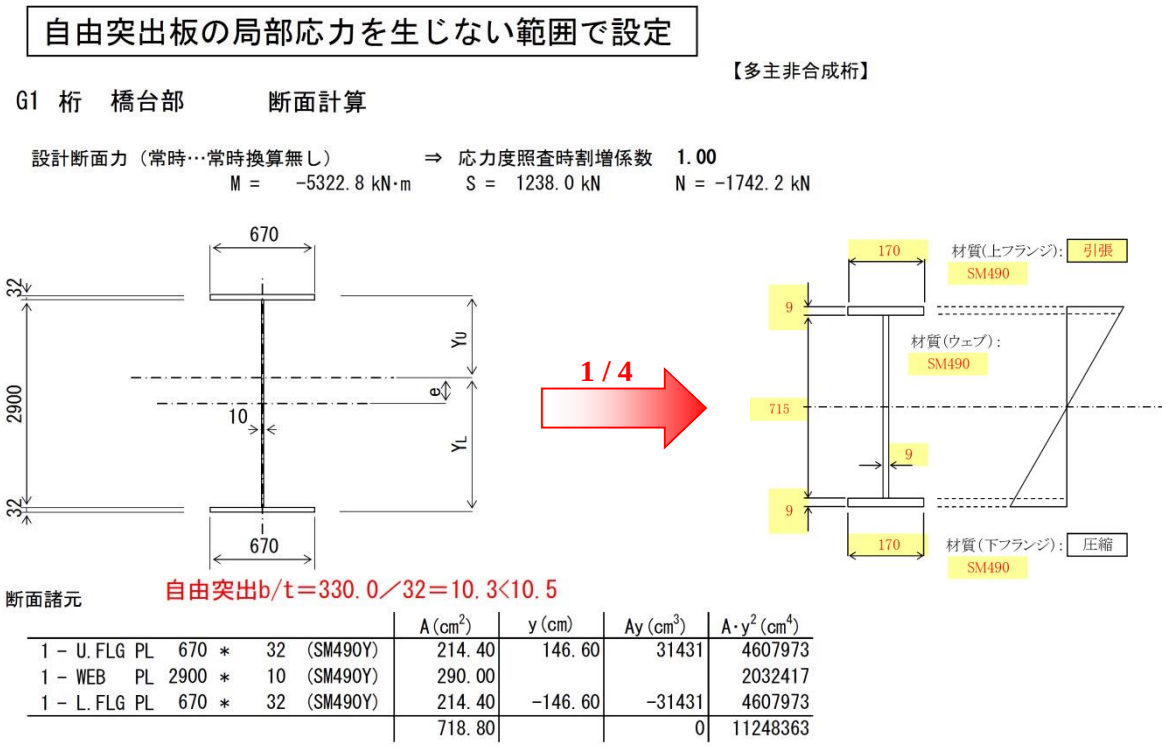


図 4.1.6 A-A 断面の設定方法

B-B 断面については、スケールダウンに際して鉄筋比を実橋と合わせることとした。配力筋は H24 道示[5] に準拠して主鉄筋の 1/3 を目安として設定した。中間帯鉄筋についても H24 道示に準拠し、鉄筋径及び配置間隔を設定した。

■実橋

1 / 4

橋台たて壁厚：2500mm
橋台たて壁幅：2000mm
主鉄筋量：D25@125（506.7mm^2×32 本＝16214.4mm^2）
鉄筋比 ：16214.4 mm^2÷（2500mm×2000 mm）＝0.324%

■1/4 供試体

橋台たて壁厚：625mm
橋台たて壁幅：600mm
主鉄筋量：D10@60（71.33mm^2×18 本＝1283.94mm^2）
鉄筋比 ：1283.94 mm^2÷（625mm×600 mm）＝0.342%

U 字筋については 3 章に示す実橋 FEM 解析結果より接合部における支圧分担率が 6.6%との結果を得ており、この結果より設定した。ここで、接合部の終局耐力は過小評価とならないようにするため、式(4.1.1)にて求められるスタッド 1 本当たりの終局せん断耐力か

ら求まるスタッドのせん断耐力と下記に示す建築学会式(4.1.2)による支圧耐力の合計と仮定して計算した。

$$M_{CU支圧} = F_{CU} \cdot B_C \cdot l \cdot \left\{ \sqrt{(2l+d)^2 + d^2} - (2l+d) \right\} \qquad (4.1.2)$$

ここに、

F_{CU}：コンクリートの設計基準強度（N/mm^2）

B_C：フランジ幅（mm）

l ：コンクリート表面から反曲点までの長さ（mm）

d ：埋め込み深さ（mm）

計算の結果、接合部の終局耐力は下記のとおりとなる。

$M_{cu\,スタッド}$＝428kN・m（6 本）

$M_{cu\,支圧}$ ＝249kN・m（d=510mm、B_C=170mm、l=3900mm）

$M_{cu\,接合部計}$ ＝677kN・m

接合部の終局耐力の 6.6%を支圧抵抗と考え、U 字筋の配筋を行った。その結果、実験供試体においては U 字筋 D13 を橋軸方向に 4 組（正加力用に 2 組、負加力用に 2 組）配置した。

(4) 載荷方法

実験は、実橋における死荷重時の軸力が接合部に作用した状況にて正負交番載荷実験を実施した。実橋における死荷重時の軸力は過年度の解析結果を参照し、モデル橋梁の死荷重時軸力に相当する軸力を 1/4 供試体に作用させた。

表 4.1.7　全体系平面骨組解析結果（門型ラーメン構造）

橋長	橋台高	上部工形式	接合部橋台たて壁側軸力(1 横断線当り)		
			合成前死荷重 軸力(kN)	合成後死荷重 軸力(kN)	死荷重 軸力合計(kN)
60m	15m	多主桁橋非合成	-3646.7	-862.5	-4,509.2

＜1 主桁あたり＞

N=-4,509.2(kN) / 5(主桁)=-901.84(kN)

＜実橋の単位面積当り＞

-901.84(kN)×1000 / (2,500×2,400)＝-0.15(N/mm^2)

＜1/4 供試体の軸力合計値＞

-0.15(N/mm^2)×(625×600)＝-56,250(N)＝-56.25(kN)

下記に示す梁の公式を用いて、鉛直荷重 P を算出した。

$$R_B = \frac{P}{2}\left(\frac{3a}{l} - \frac{a^3}{l^3}\right) \qquad (4.1.3)$$

ここで、R_Bは-56.25kN であり、**図 4.1.7** より a=1.725m、b=3.068m、l=4.793m とすると鉛直荷重 P は 109kN となる。よって鉛直力載荷装置で常に鉛直荷重 110kN を加えることにより、鋼－コンクリート接合部に死荷重時の軸力に相当する N＝56kN を作用させながら、水平加振機を用いて変位制御により正負交番載荷実験を実施した。

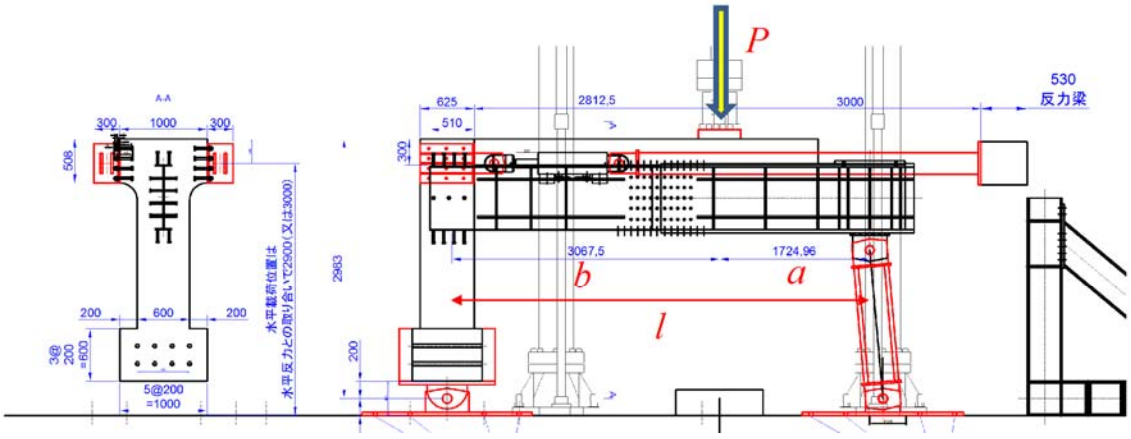


図 4.1.7　供試体と鉛直力載荷装置の寸法

設計断面力は、死荷重・活荷重（衝撃含む）・常時土圧（静止土圧）・橋台背面土の地表面載荷荷重・温度変化（上昇時）の各荷重を組み合わせた場合のものである。

上下部接合部の断面力に対するスタッドずれ抵抗の考え方は、既往の研究[6]を参考に、曲げモーメントに対して上下フランジのスタッドがそれぞれ偶力による抵抗モーメントとして働くこととし、せん断力に対してはウェブに配置されたスタッド、また、軸力に対しては上下フランジ及びウェブに配置された全てのスタッドが働くことと想定した。

図 4.1.8、**図 4.1.9** にそれぞれ供試体の概要図、並びに鋼桁の概要図を示す。なお、それぞれの図にはひずみゲージ計測位置も示している。着目部位は鋼－コンクリート接合部、並びに接合部近傍で最大断面力の生じる鋼桁埋込部、鋼桁下フランジ部の橋台断面である。

載荷方向は桁を押込む方向を正加力時（＋側）、桁を引抜く方向を負加力時（－側）とし水平力を載荷した。

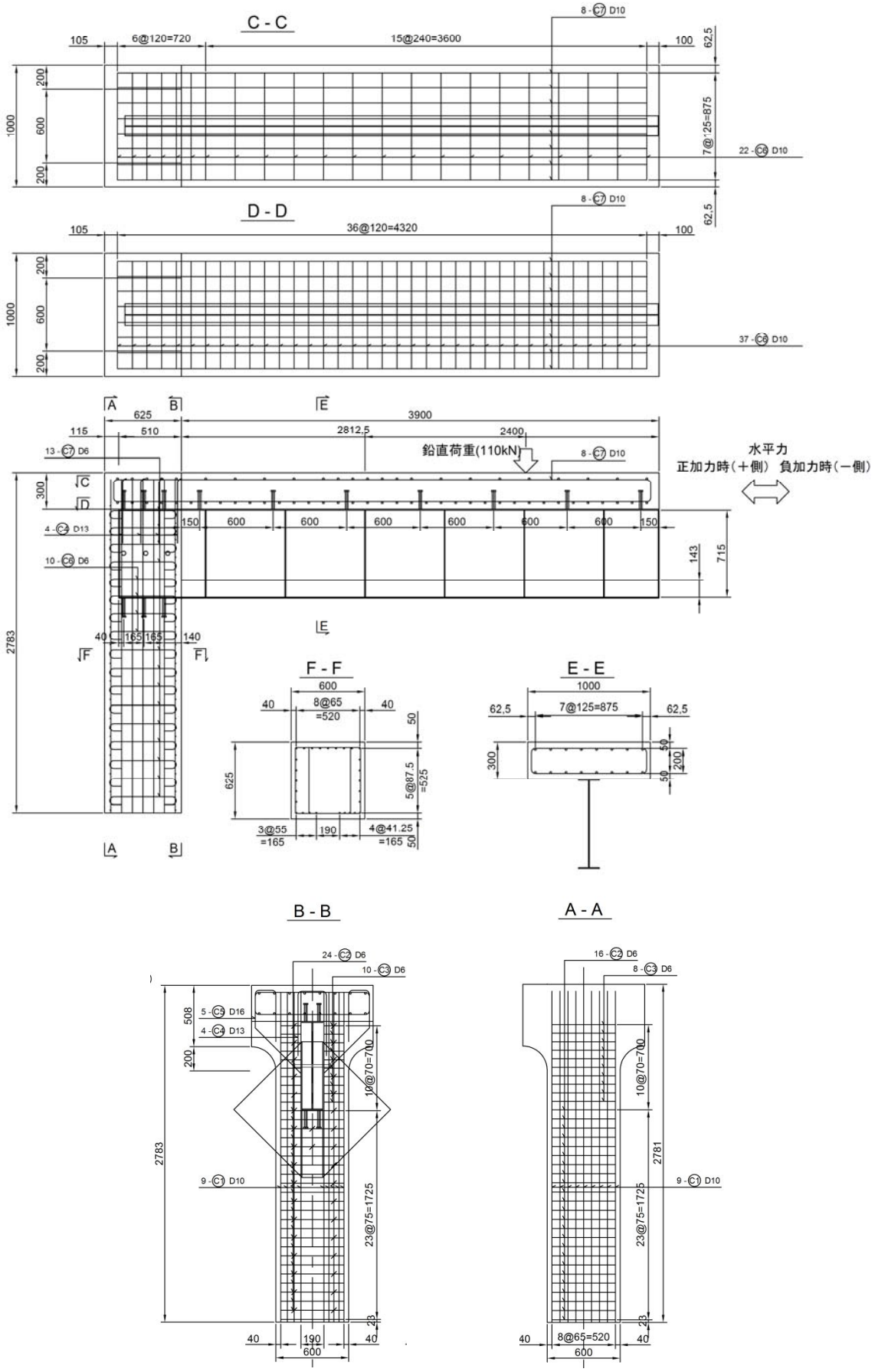


図 4.1.8　供試体の概要図

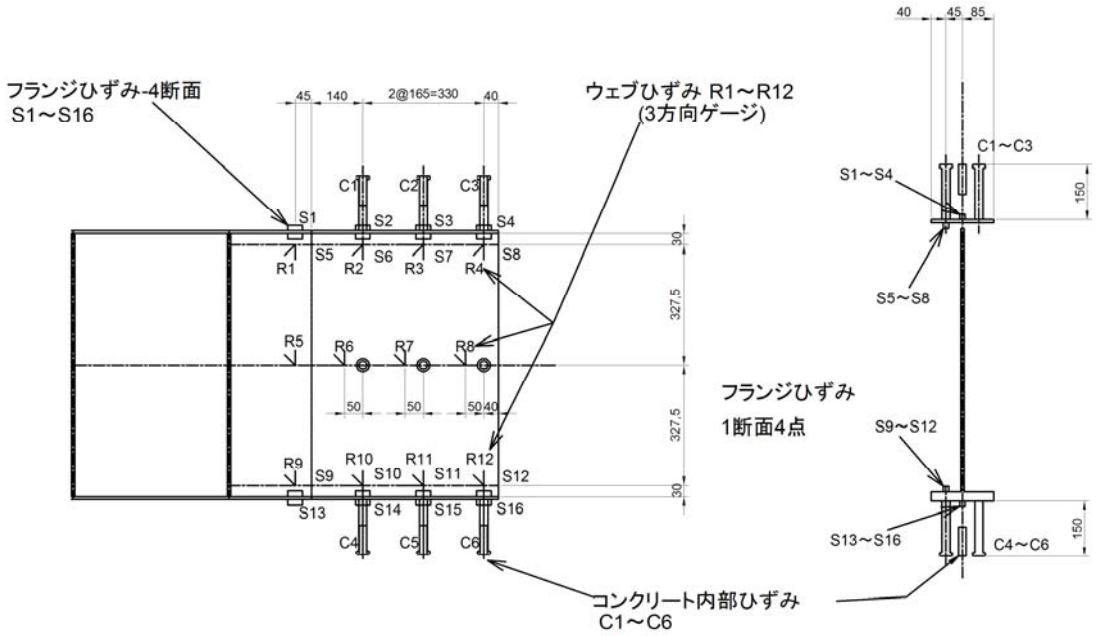


図 4.1.9　鋼桁の概要図

載荷試験は、±1mm ずつ変位を増加させて正負交番載荷を行った。載荷基本変位 $1\delta_y$ は、鋼桁下フランジ断面の橋台たて壁主鉄筋が降伏した時点の水平変位 7.8mm とし、その後、整数倍で変位制御により正負交番繰返し載荷を行った。

4.1.3　実験結果

(1) 水平荷重 P－水平変位 δ_y 関係の履歴曲線

図 4.1.10 に載荷点位置における水平荷重 P－水平変位 δ_y 関係の履歴曲線を示す。設計断面力に相当する水平荷重は 100kN であり、載荷基本変位 $1\delta_y$ に相当する荷重は 132kN である。正加力時では $8\delta_y$ まで $1\delta_y$ に相当する水平荷重 132kN を上回り、それ以降は段階的に載荷基本変位 $1\delta_y$ に相当する水平荷重 132kN を下回った。負加力時では $5\delta_y$ まで $1\delta_y$ に相当する水平荷重 132kN を上回り、それ以降は段階的に載荷基本変位 $1\delta_y$ に相当する水平荷重 132kN を下回った。

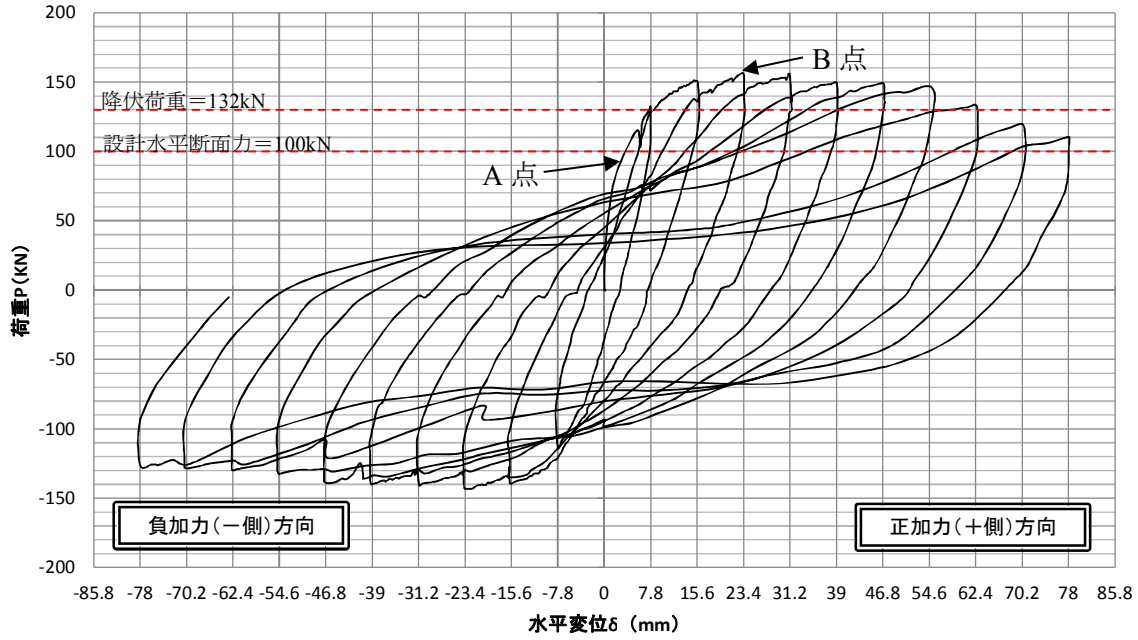
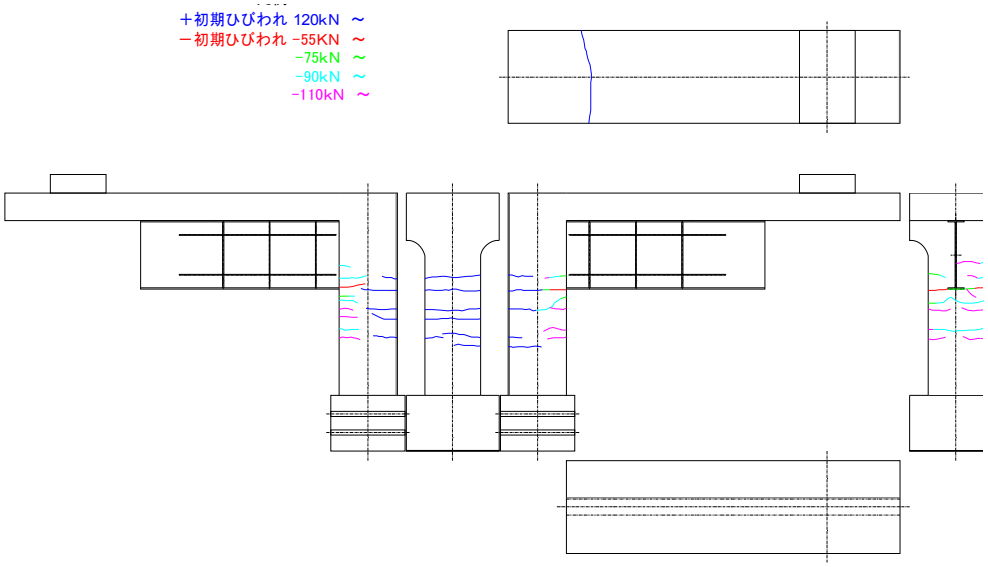


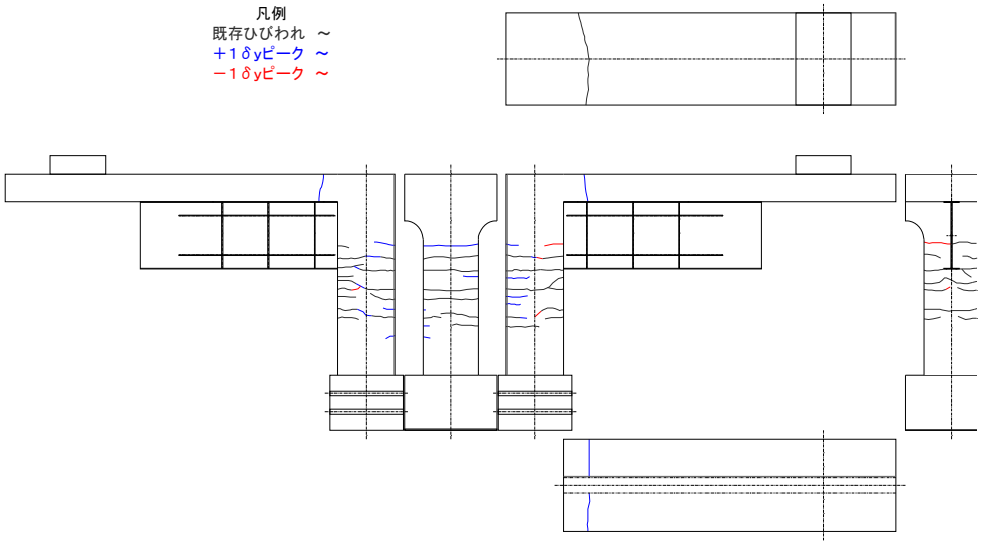
図 4.1.10　水平荷重 P－水平変位 δ 関係の履歴曲線

(2) ひび割れ損傷状況

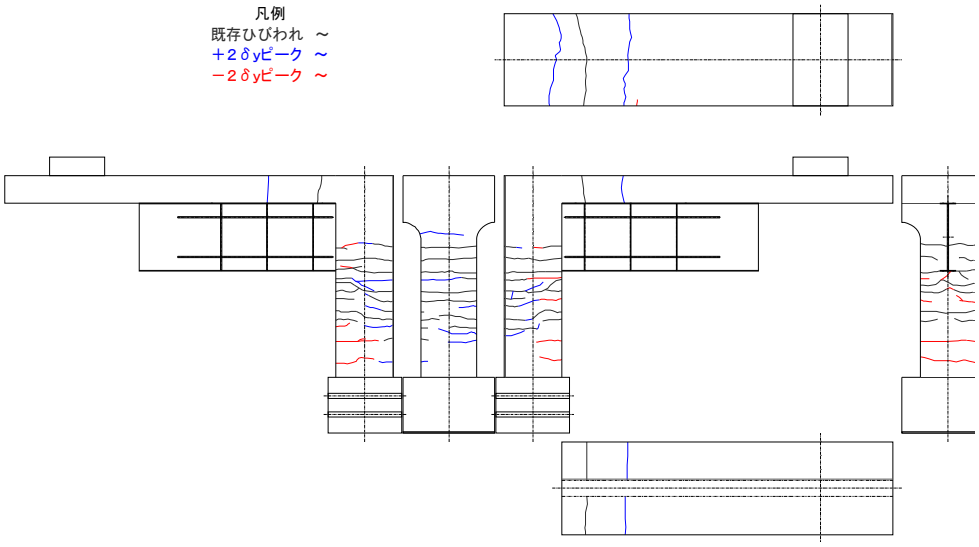
図 4.1.11 に各サイクルにおけるひび割れ損傷図を示す。また、**写真 4.1.2** に実験終了後のひび割れ状況写真を示す。**図 4.1.10** の A 点（降伏前載荷 5、水平変位 3.3mm）において、**図 4.1.11**（a）に示すように、下フランジ下面付近に初期ひび割れが生じた。さらに、**図 4.1.10** の B 点（$3\delta_y$、水平変位±23.4mm）において、コンクリート断面の終局耐力に達し、その後徐々に水平剛性の低下が見られた。最終的に、過年度実験で見られた床版と橋台の接合部コンクリート及び橋台上面の上フランジ中心線に沿った橋軸方向のひび割れ、鋼桁の引抜きに伴う接合部前面コンクリートのコーン状破壊は見られず、下フランジ下面付近を中心とした橋台のひび割れの進展に終始した。



（a）初期ひび割れ

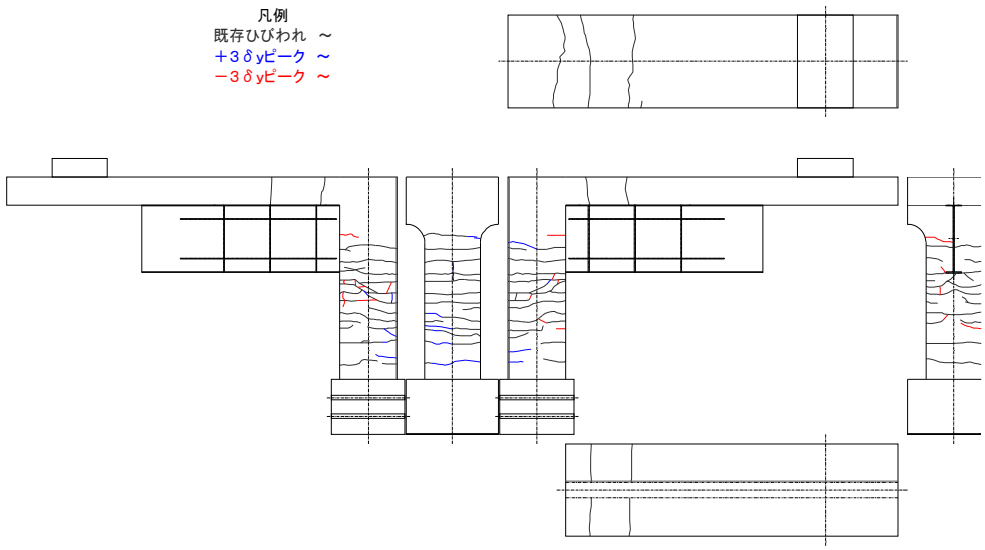


（b）1δ_y（水平変位±7.8mm）

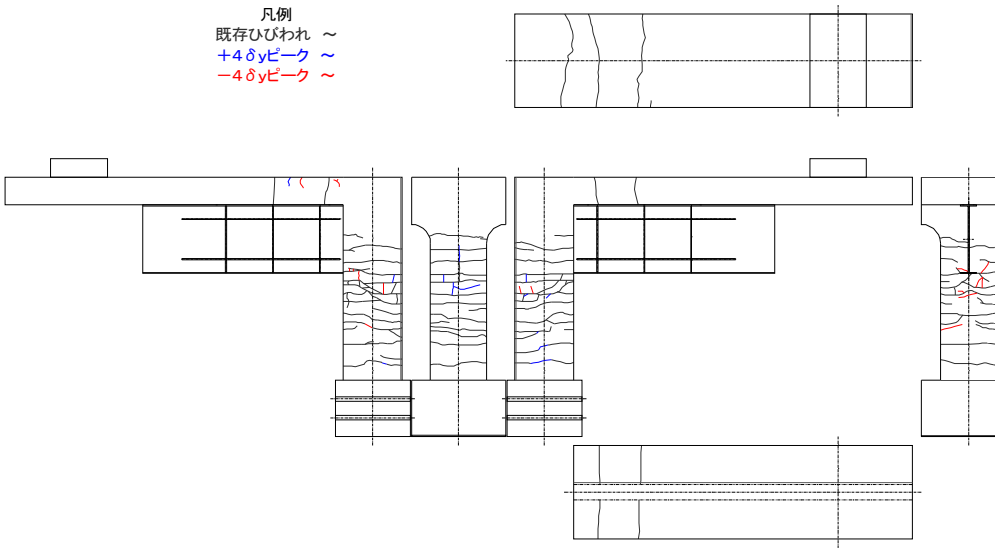


（c）2δ_y（水平変位±15.6mm）

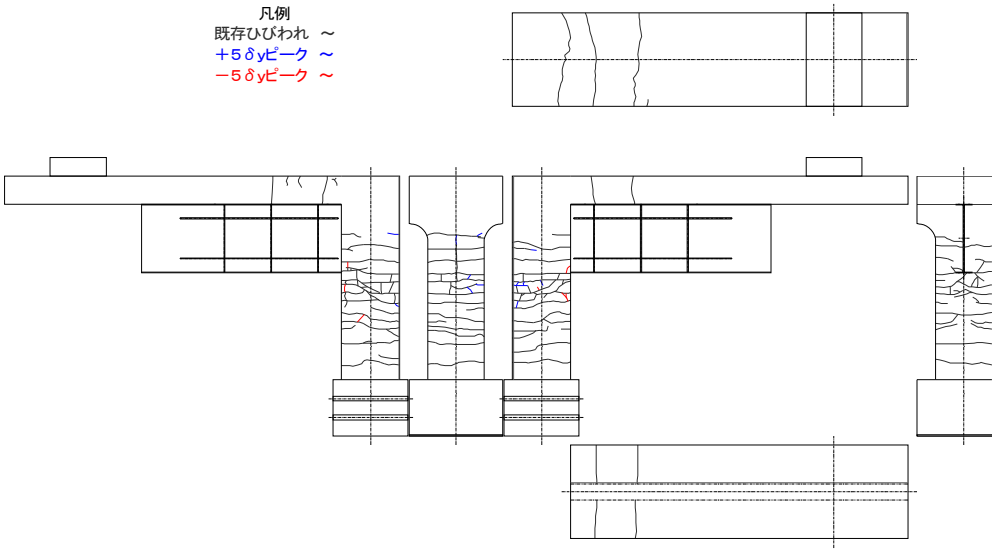
図 4.1.11　ひび割れ損傷図（その 1）



（d）3δ_y（水平変位±23.4mm）

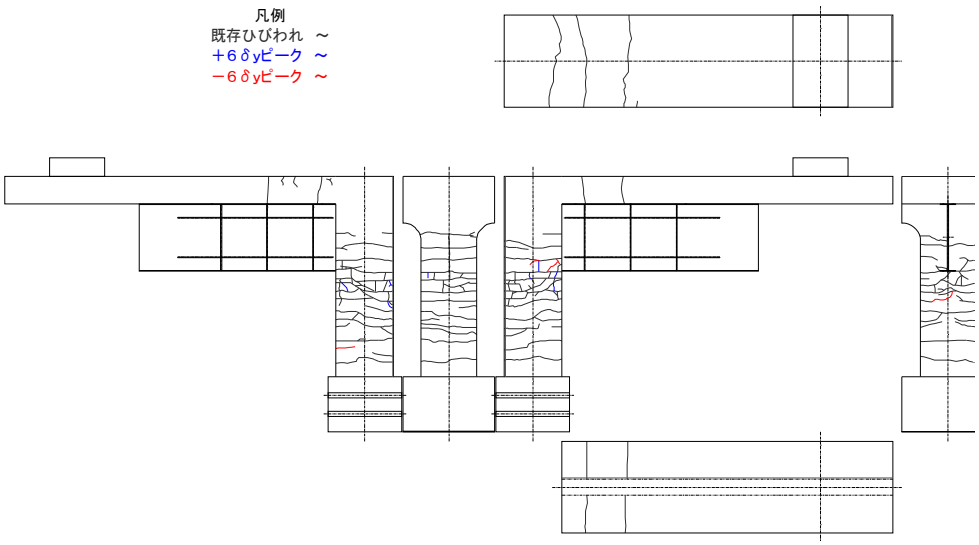


（e）4δ_y（水平変位±31.2mm）

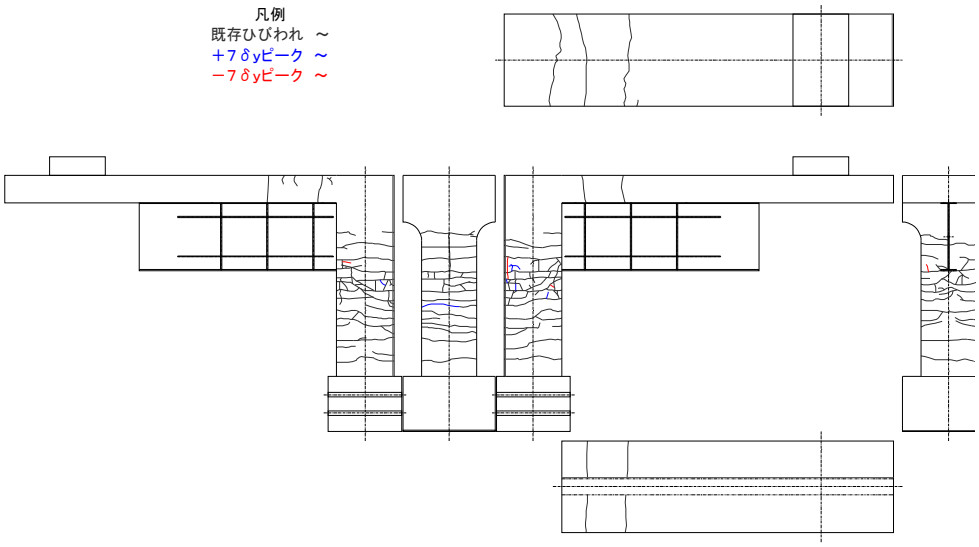


（f）5δ_y（水平変位±39.0mm）

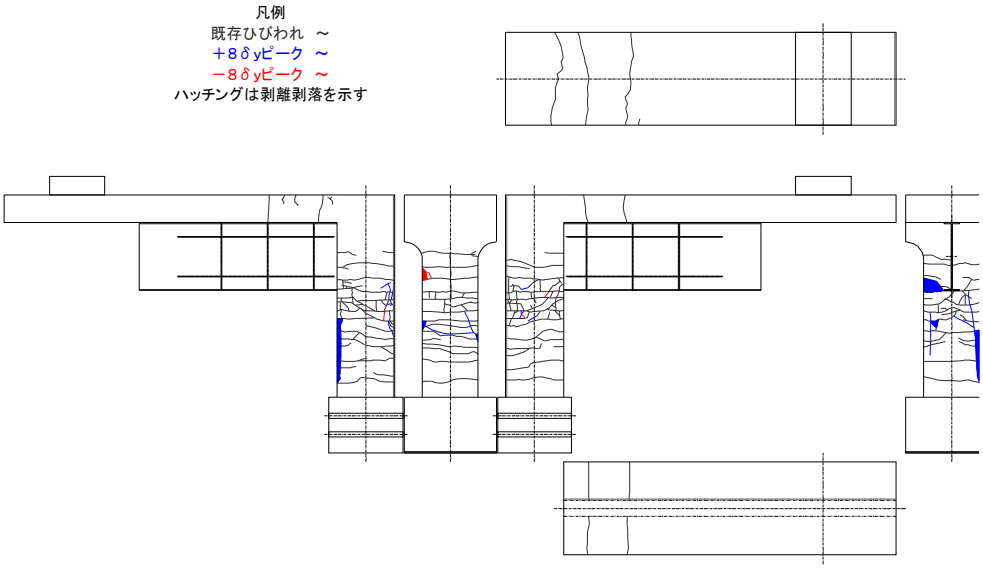
図 4.1.11　ひび割れ損傷図（その 2）



（g）6δ$_y$（水平変位±46.8mm）

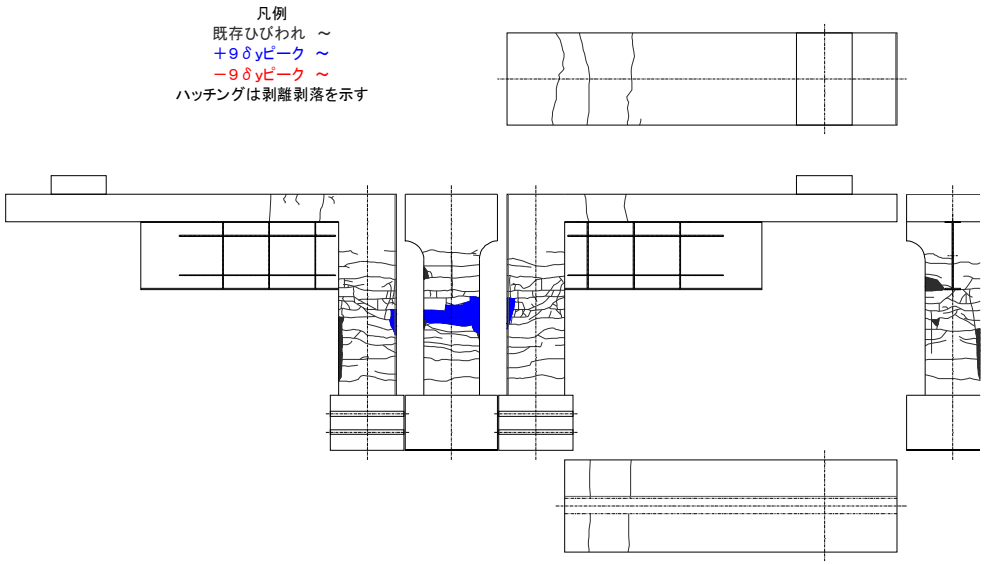


（h）7δ$_y$（水平変位±54.6mm）

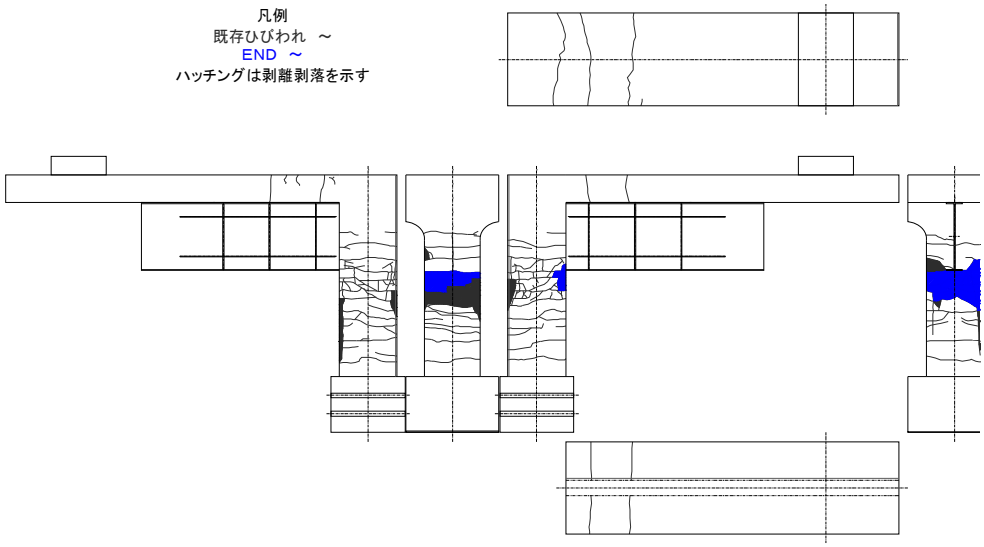


（i）8δ$_y$（水平変位±62.4mm）

図 4.1.11　ひび割れ損傷図（その 3）



（j）9δ_y（水平変位±70.2mm）



（k）10δ_y（水平変位±78.0mm）

図 4.1.11　ひび割れ損傷図（その 4）

（a）接続部前面全体

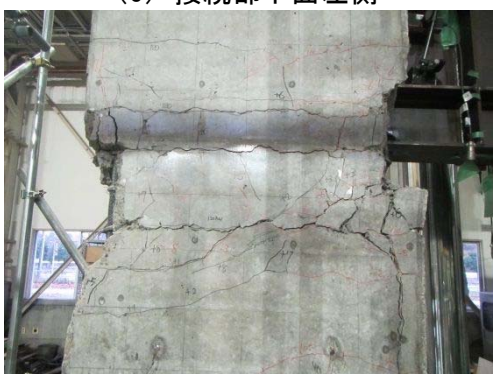
（b）接続部背面全体

（c）接続部上面左側

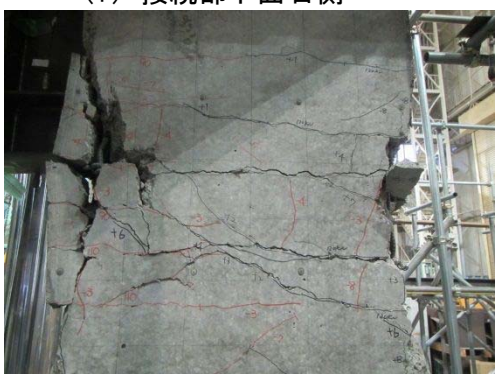
（d）接続部上面右側

（e）接続部下面左側

（f）接続部下面右側



（g）接続部側面



（h）接続部側面

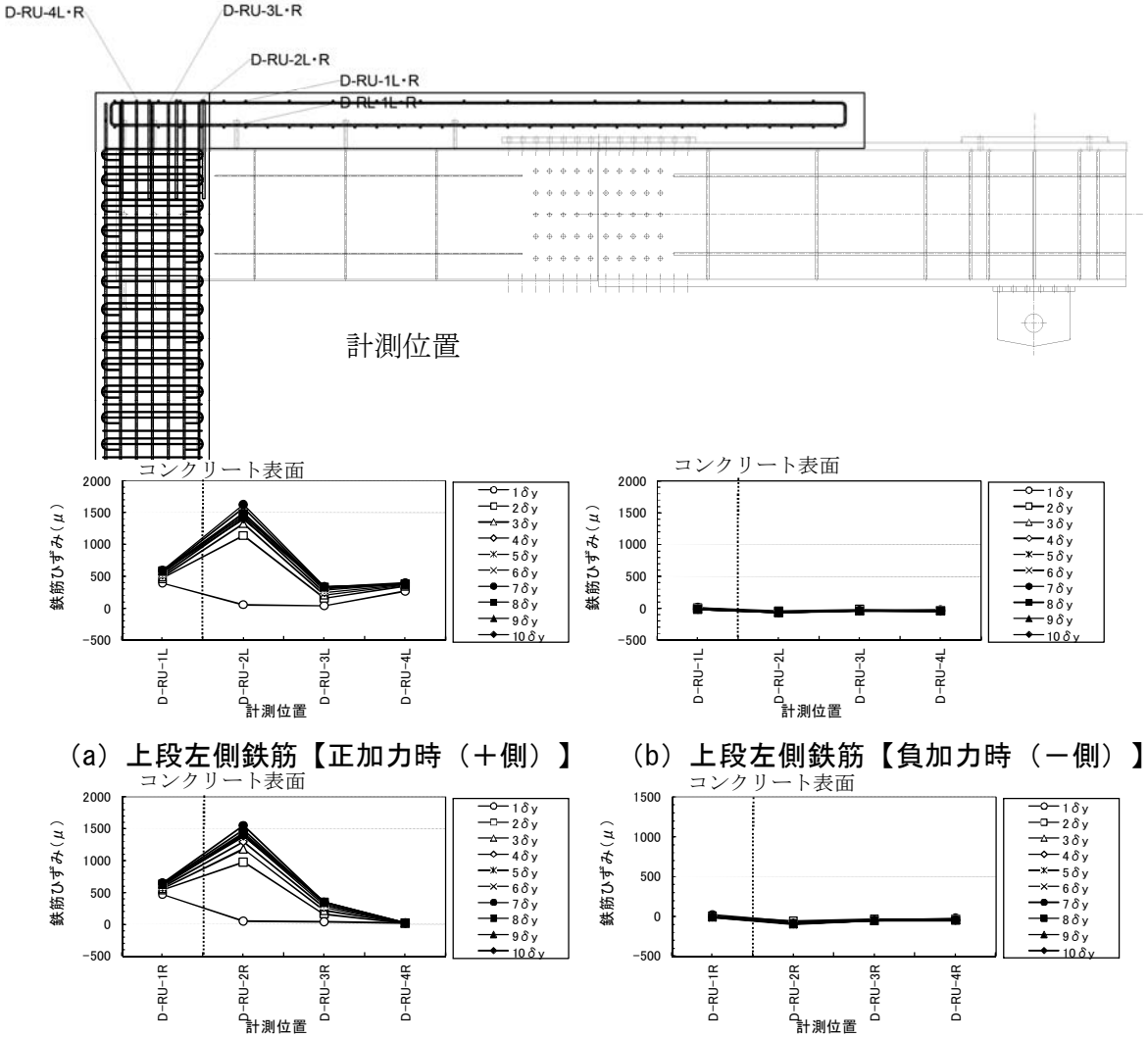
写真 4.1.2　実験終了後のひび割れ状況写真

(3) 計測したひずみ分析

1) 床版の軸方向鉄筋ひずみ

図 4.1.12 に各サイクルにおける床版の軸方向鉄筋ひずみの橋軸方向分布を示す。ここで、(a)、(c)は正加力時（＋側）、(b)、(d)は負加力時（－側）である。正加力時（＋側）である(a)、(c)ではともに鉄筋引張（ひずみ＋）が確認でき、橋台たて壁前面に近いほど、ひずみが大きくなる傾向が確認できる。一方、負加力時においては、(b)、(d)ともにひずみが生じていない。この原因は、荷重載荷方法によるものと考えられる。過年度の正負交番実験においては鋼桁先端に水平載荷装置を設置し正負交番載荷を実施したが、本実験ではより実際の地震時の挙動を再現するため、橋台たて壁の側面にて正負交番載荷を実施した。その結果、負加力時に床版鉄筋は橋台たて壁と同時に変位し、ひずみが生じなかったものと考えられる。

このように、床版には正加力時（＋側）において引張力が作用することから、**図 4.1.11** に示す床版のひび割れは正加力時に発生したことがデータから裏付けられた。



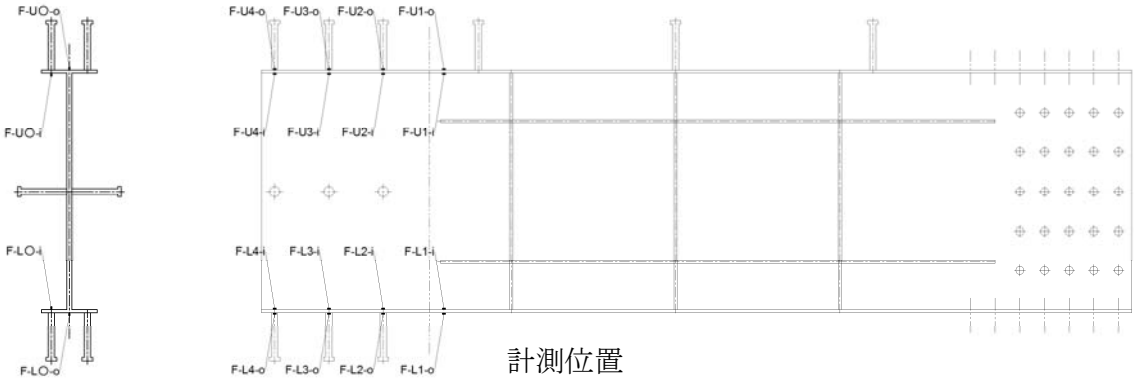
(a) 上段左側鉄筋【正加力時（＋側）】　**(b) 上段左側鉄筋【負加力時（－側）】**

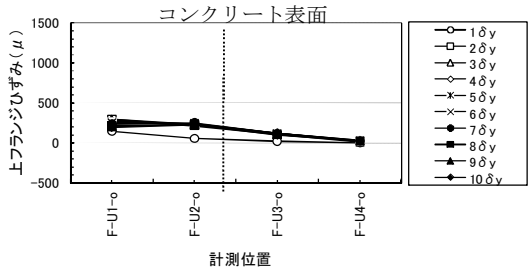
(c) 上段右側鉄筋【正加力時（＋側）】　**(d) 上段右側鉄筋【負加力時（－側）】**

図 4.1.12　床版の軸方向鉄筋ひずみの軸方向分布

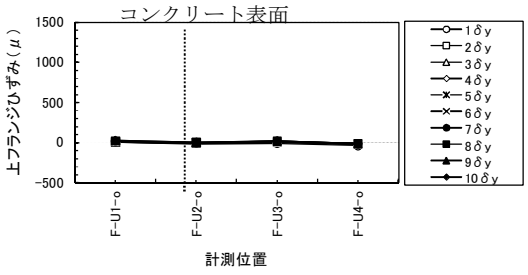
2) 鋼桁フランジの軸方向ひずみ

図 4.1.13 に各サイクルにおける鋼桁フランジの軸方向ひずみの橋軸方向分布を示す。ここで、(a)、(c)、(e)、(g)は正加力時（＋側）、(b)、(d)、(f)、(h)は負加力時（－側）である。**図 4.1.13** より、上フランジでは正加力時（＋側）、負加力時（－側）ともにひずみは生じていない。下フランジでは正加力時（＋側）、負加力時（－側）ともに圧縮ひずみが生じている。

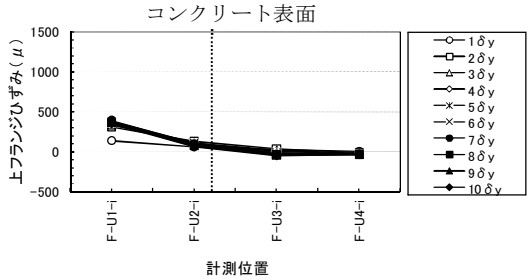




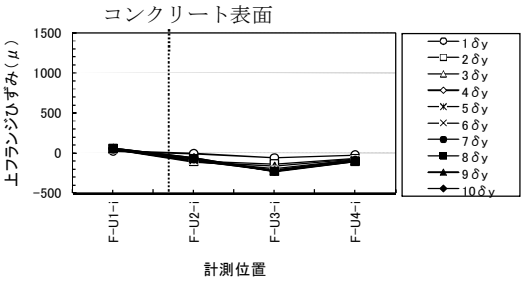
(a) 鋼桁上フランジ上側ひずみ
【正加力時（＋側）】



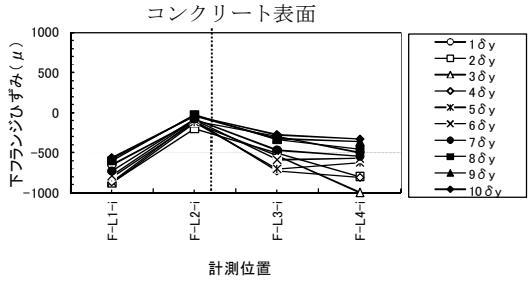
(b) 鋼桁上フランジ上側ひずみ
【負加力時（－側）】



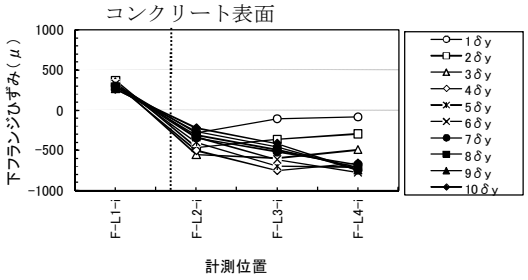
(c) 鋼桁上フランジ下側ひずみ
【正加力時（＋側）】



(d) 鋼桁上フランジ下側ひずみ
【負加力時（－側）】

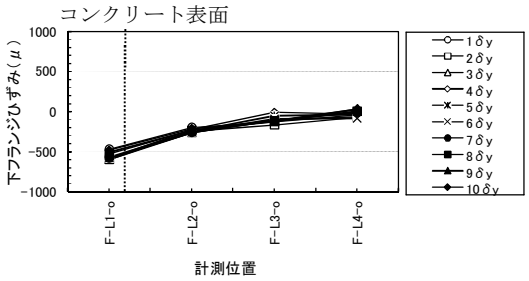


(e) 鋼桁下フランジ上側ひずみ
【正加力時（＋側）】

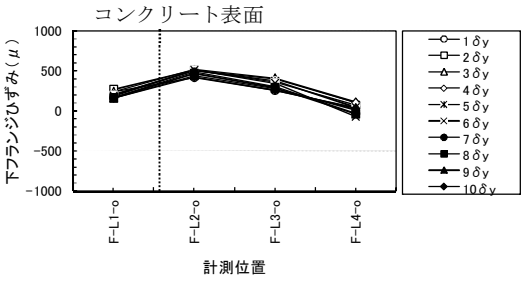


(f) 鋼桁下フランジ上側ひずみ
【負加力時（－側）】

図 4.1.13　鋼桁フランジの軸方向ひずみの橋軸方向分布(その 1)



（g）鋼桁下フランジ下側ひずみ
【正加力時（＋側）】

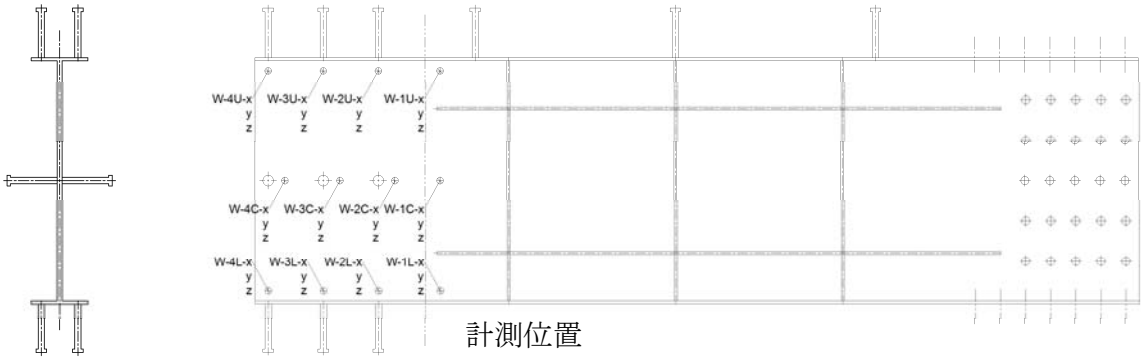


（h）鋼桁下フランジ下側ひずみ
【負加力時（－側）】

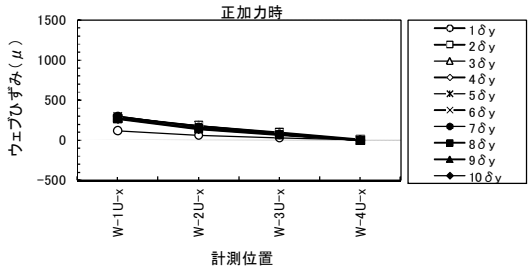
図 4.1.13　鋼桁フランジの軸方向ひずみの橋軸方向分布(その 2)

3) 鋼桁ウェブひずみ

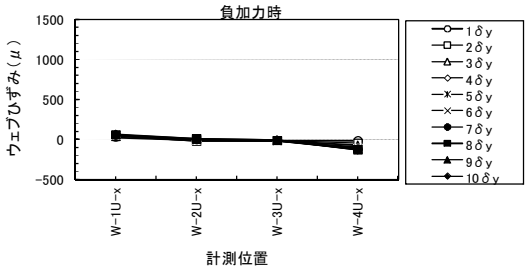
図 4.1.14 に各サイクルにおける鋼桁ウェブひずみの水平方向分布及び鉛直方向分布を示す。



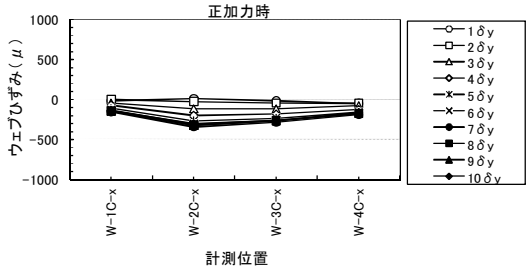
＜水平 X 方向＞



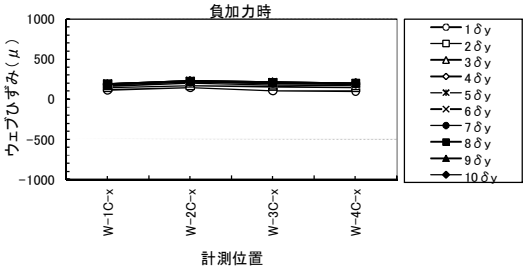
（a）鋼桁ウェブ上段ひずみ
【正加力時（＋側）】



（b）鋼桁ウェブ上段ひずみ
【負加力時（－側）】

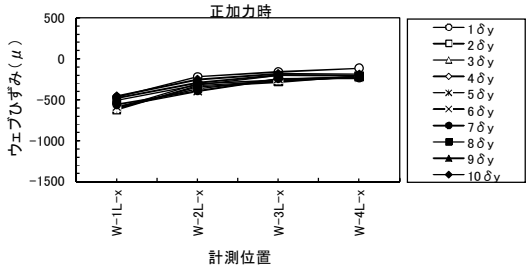


（c）鋼桁ウェブ中段ひずみ
【正加力時（＋側）】



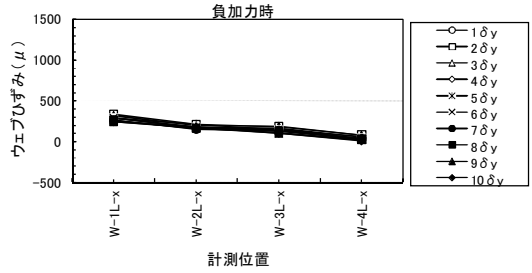
（d）鋼桁ウェブ中段ひずみ
【負加力時（－側）】

図 4.1.14　鋼桁ウェブのひずみ分布(その 1)



（e）鋼桁ウェブ下段ひずみ

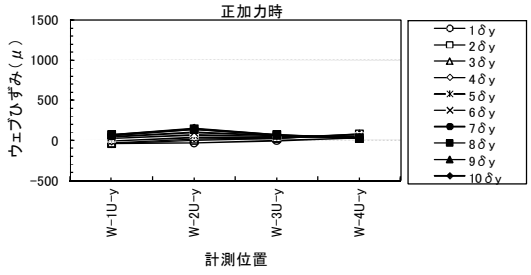
【正加力時（＋側）】



（f）鋼桁ウェブ下段ひずみ

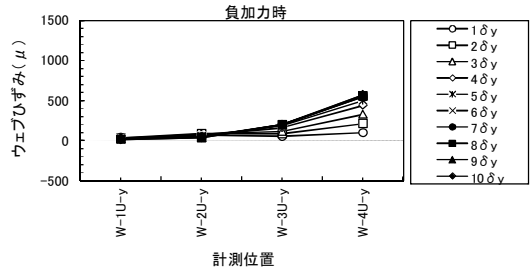
【負加力時（－側）】

＜水平Ｙ方向＞



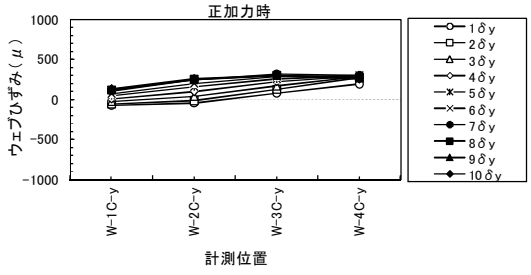
（a）鋼桁ウェブ上段ひずみ

【正加力時（＋側）】



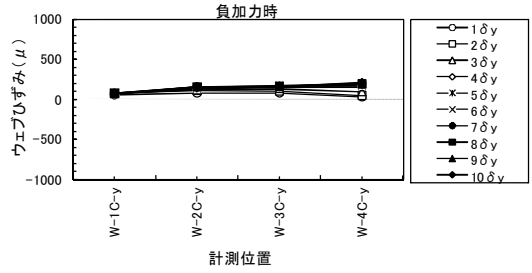
（b）鋼桁ウェブ上段ひずみ

【負加力時（－側）】



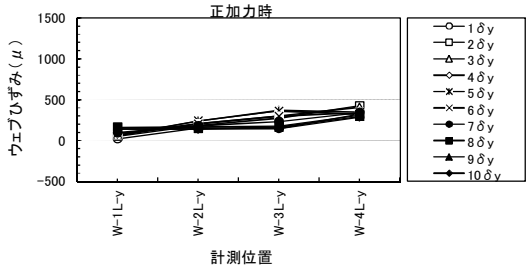
（c）鋼桁ウェブ中段ひずみ

【正加力時（＋側）】



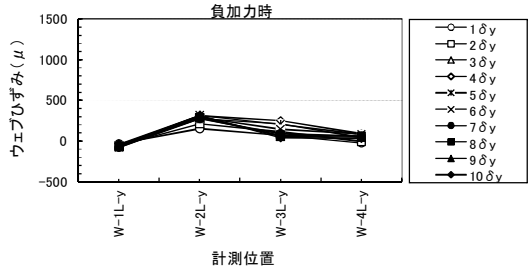
（d）鋼桁ウェブ中段ひずみ

【負加力時（－側）】



（e）鋼桁ウェブ下段ひずみ

【正加力時（＋側）】

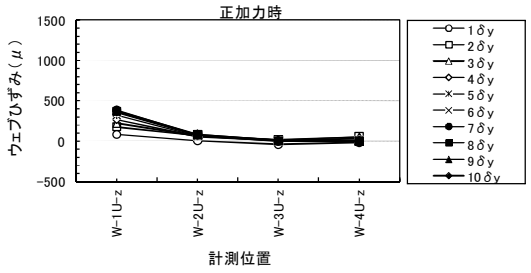


（f）鋼桁ウェブ下段ひずみ

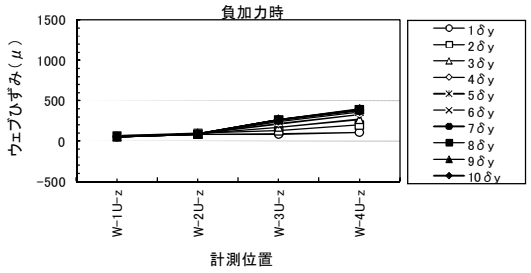
【負加力時（－側）】

図 4.1.14　鋼桁ウェブのひずみ分布(その 2)

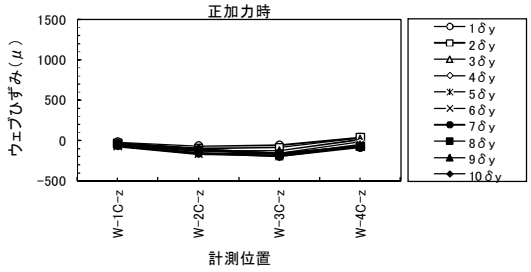
＜水平 Z 方向＞



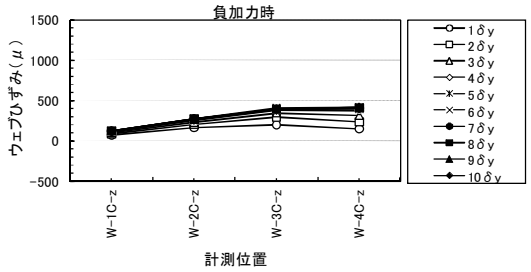
（a）鋼桁ウェブ上段ひずみ
【正加力時（＋側）】



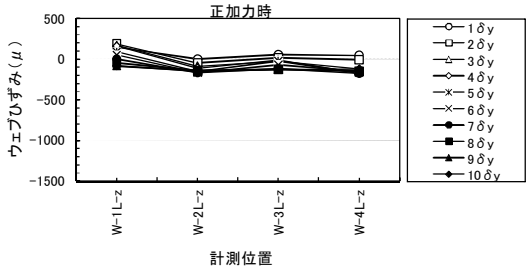
（b）鋼桁ウェブ上段ひずみ
【負加力時（－側）】



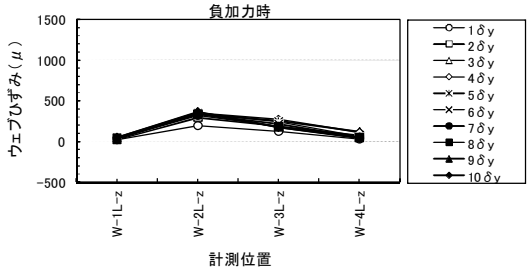
（c）鋼桁ウェブ中段ひずみ
【正加力時（＋側）】



（d）鋼桁ウェブ中段ひずみ
【負加力時（－側）】



（e）鋼桁ウェブ下段ひずみ
【正加力時（＋側）】

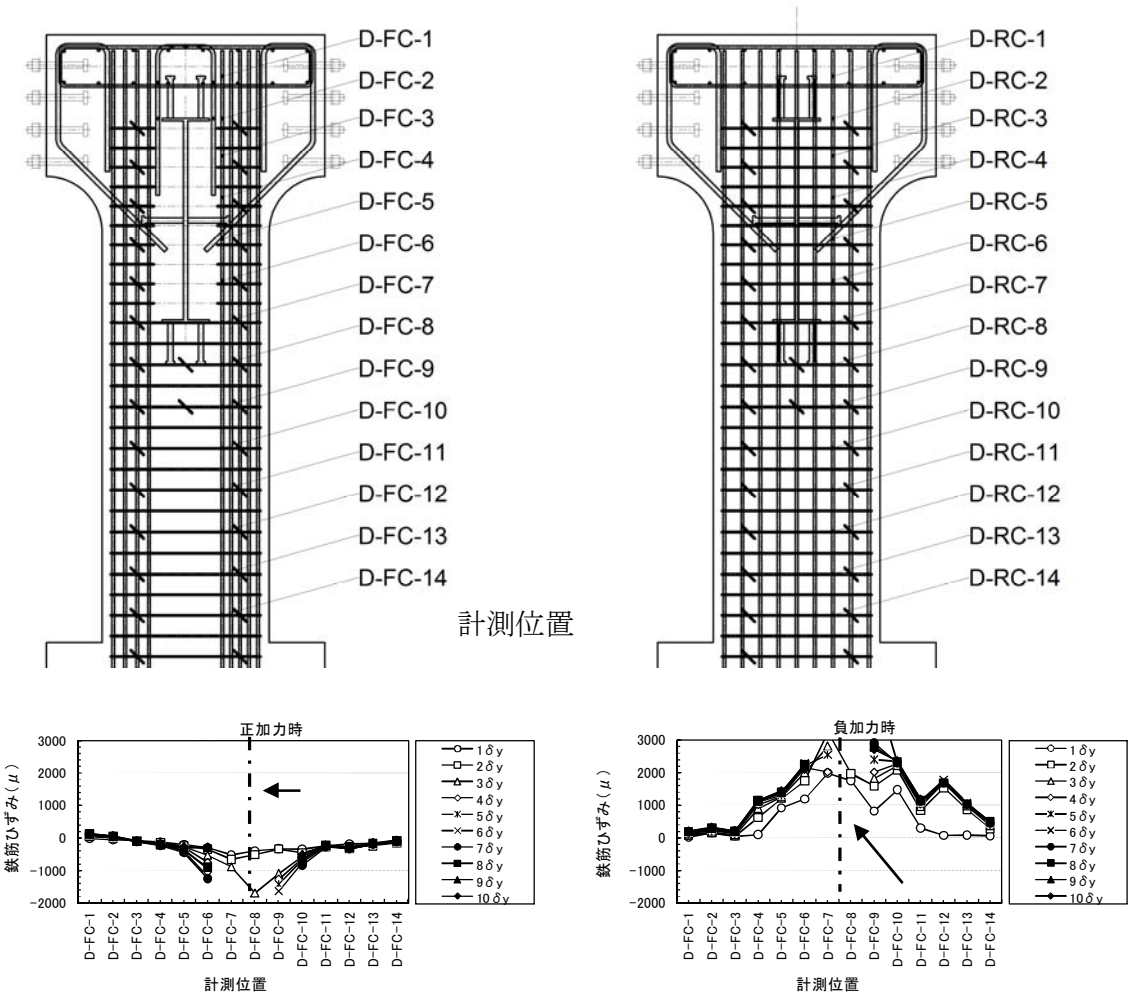


（f）鋼桁ウェブ下段ひずみ
【負加力時（－側）】

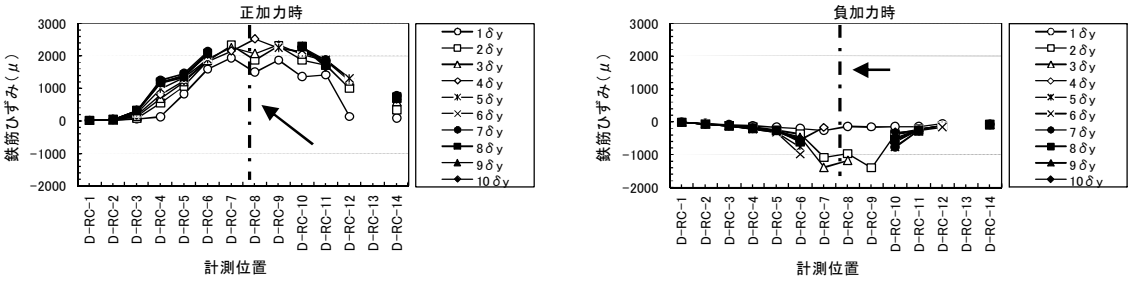
図 4.1.14　鋼桁ウェブのひずみ分布(その 3)

4) 橋台たて壁主鉄筋ひずみ

図 4.1.15 に各サイクルにおける橋台たて壁主鉄筋ひずみの鉛直方向分布を示す。**図 4.1.15** より、正加力時（＋側）は橋台たて壁背面側に、負加力時（－側）は橋台たて壁前面側に引張ひずみが生じ、加力方向によって対称的な挙動を示す。また、ひずみ量は鋼桁下フランジ位置(D-FC-8、D-RC-8)を中心に凸状のひずみ分布を示すことから、B-B 断面で先行して降伏するような構造となっていることが確認できた。



(a) 橋台たて壁前面側【正加力時（＋側）】　(b) 橋台たて壁前面側【負加力時（－側）】

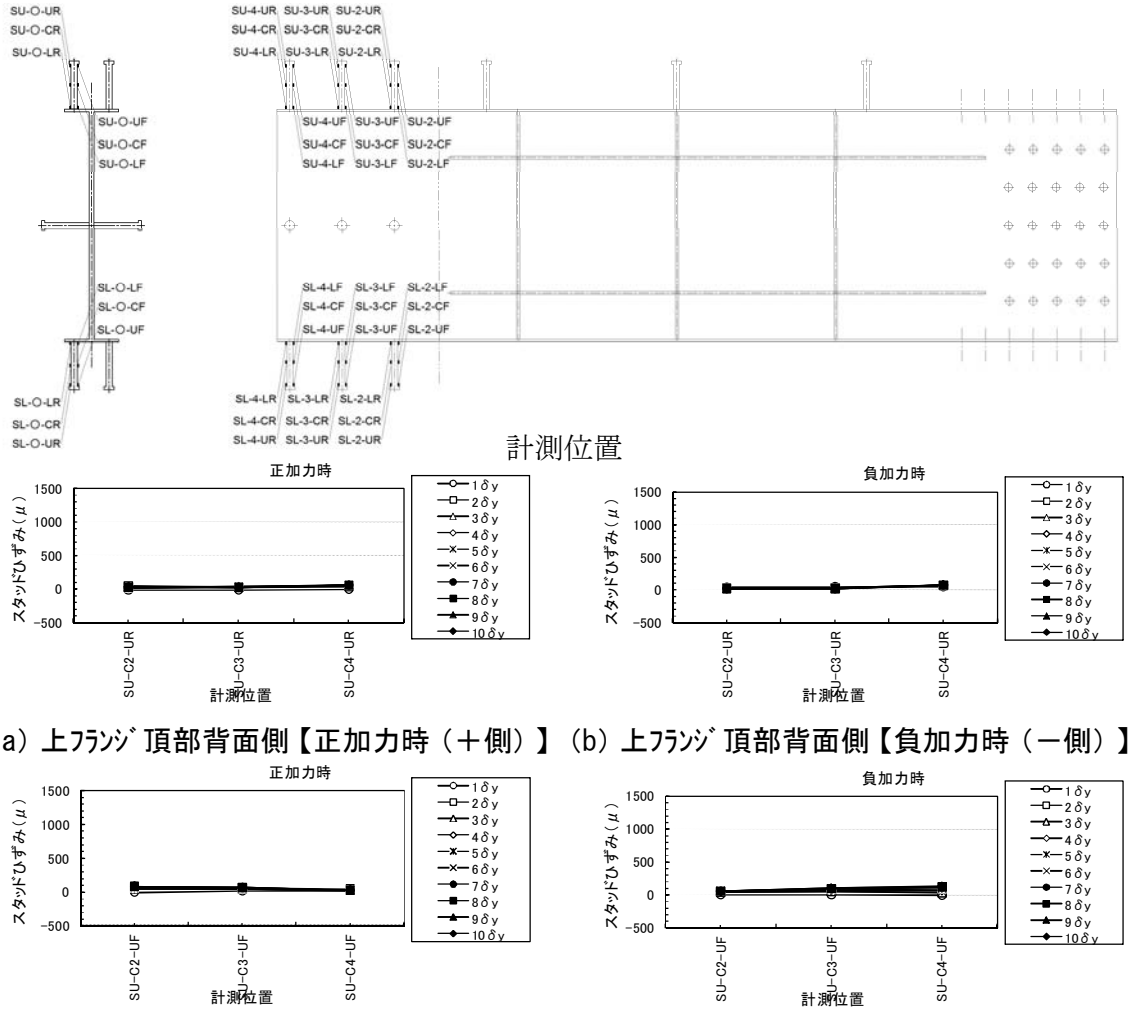


(c) 橋台たて壁背面側【正加力時（＋側）】　(d) 橋台たて壁背面側【負加力時（－側）】

図 4.1.15　橋台たて壁主鉄筋ひずみの橋軸方向分布

5) 上下フランジスタッドひずみ

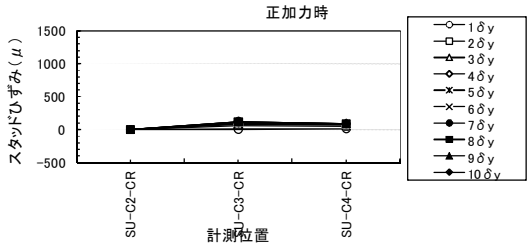
図 4.1.16 に各サイクルにおける上フランジ上側、**図 4.1.17** に下フランジ下側におけるスタッドひずみの橋軸方向分布を示す。**図 4.1.16** より上フランジスタッドにおいては正加力、負加力時ともに水平荷重の増加によるひずみ量の増減は見られず、ひずみ量も最大で 500μ 程度しか発生していない。**図 4.1.17** より下フランジスタッドについては水平荷重の増加によるひずみ量の増加が見られる。**図 4.1.18** に正加力時及び負加力時における軸ひずみに換算したスタッドひずみの橋軸方向分布を示す。上フランジスタッドについては各サイクルにおいてもひずみは生じておらず、下フランジスタッドについては載荷サイクルの進行に従ってひずみの増減が見られる。下フランジ下部については、正加力 $1\delta_y$ 時においては埋め込みの深いスタッド（SU-C4-L）で大きなひずみが生じており、載荷サイクルの進行によりそのひずみ量は増加する。一方で埋め込みの浅いスタッド（SU-C2-L）は、正加力 $1\delta_y$ 時にはほとんどひずみが生じていなかったものの、最大載荷荷重となった $3\delta_y$ 時にはピークとなるひずみ量が生じたのち、ひずみ量は減少している。負加力時については載荷サイクルの初期では正加力時と逆の傾向を示し、埋め込みの浅いスタッドで大きなひずみを生じ、埋め込みの深いスタッドについてはひずみが生じていない。



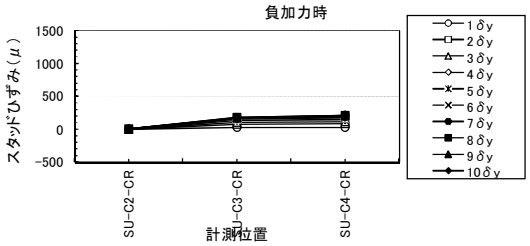
(a) 上ﾌﾗﾝｼﾞ頂部背面側【正加力時（＋側）】 (b) 上ﾌﾗﾝｼﾞ頂部背面側【負加力時（－側）】

(c) 上ﾌﾗﾝｼﾞ頂部前面側【正加力時（＋側）】 (d) 上ﾌﾗﾝｼﾞ頂部前面側【負加力時（－側）】

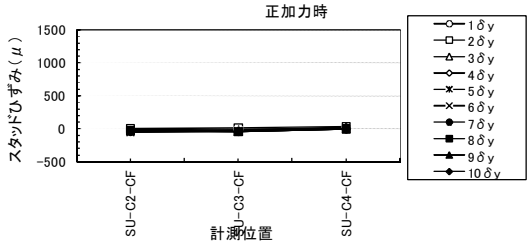
図 4.1.16　上フランジひずみの橋軸方向分布(その 1)



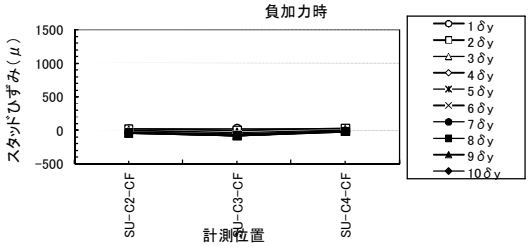
(e) 上ﾌﾗﾝｼﾞ中部背面側【正加力時（＋側）】



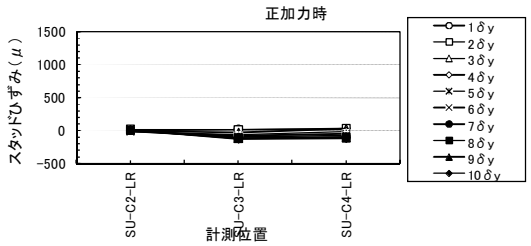
(f) 上ﾌﾗﾝｼﾞ中部背面側【負加力時（－側）】



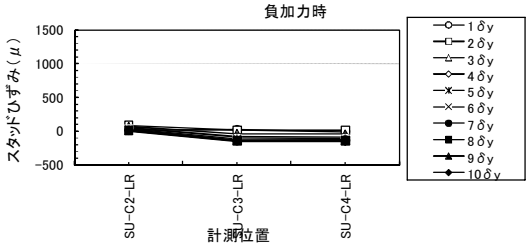
(g) 上ﾌﾗﾝｼﾞ中部前面側【正加力時（＋側）】



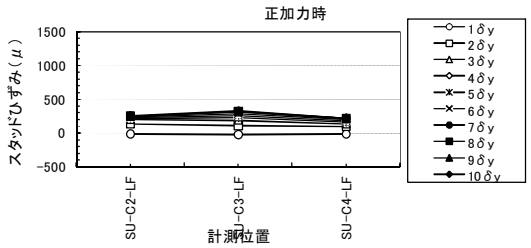
(h) 上ﾌﾗﾝｼﾞ中部前面側【負加力時（－側）】



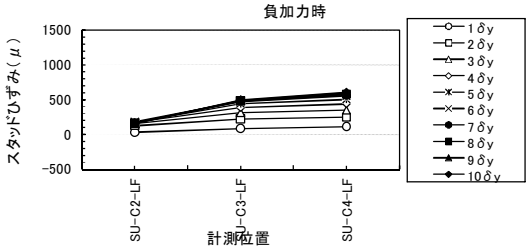
(i) 上ﾌﾗﾝｼﾞ下部背面側【正加力時（＋側）】



(j) 上ﾌﾗﾝｼﾞ下部背面側【負加力時（－側）】

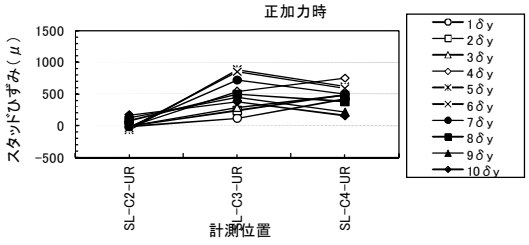


(k) 上ﾌﾗﾝｼﾞ下部前面側【正加力時（＋側）】

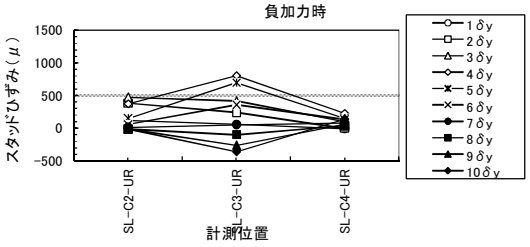


(l) 上ﾌﾗﾝｼﾞ下部前面側【負加力時（－側）】

図 4.1.15　上フランジひずみの橋軸方向分布(その 2)

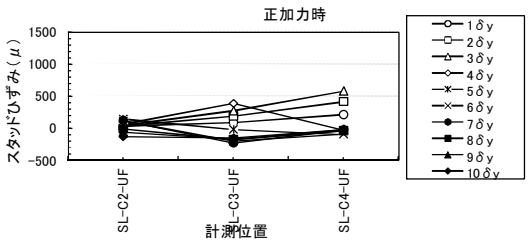


(a) 下ﾌﾗﾝｼﾞ頂部背面側【正加力時（＋側）】

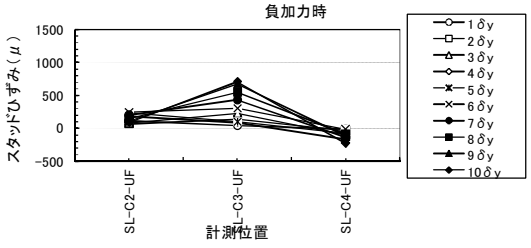


(b) 下ﾌﾗﾝｼﾞ頂部背面側【負加力時（－側）】

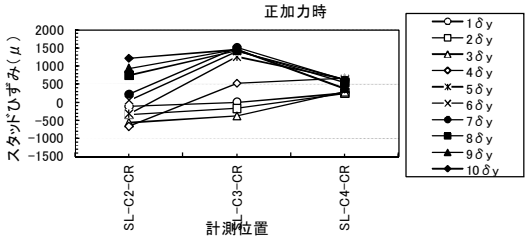
図 4.1.17　下フランジひずみの橋軸方向分布(その 1)



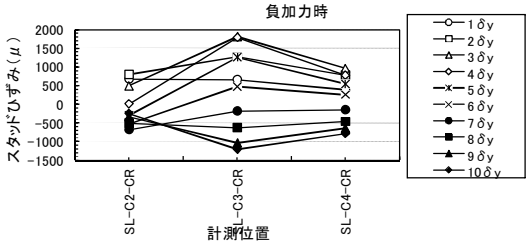
(c) 下ﾌﾗﾝｼﾞ頂部前面側【正加力時（＋側）】



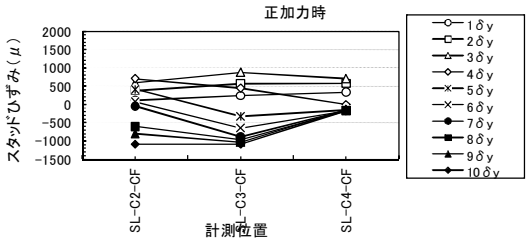
(d) 下ﾌﾗﾝｼﾞ頂部前面側【負加力時（－側）】



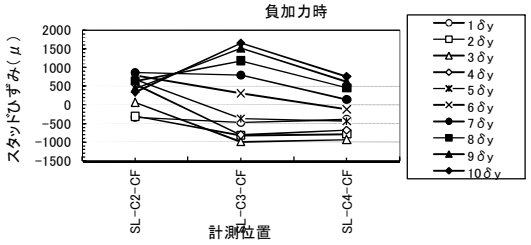
(e) 下ﾌﾗﾝｼﾞ中部背面側【正加力時（＋側）】



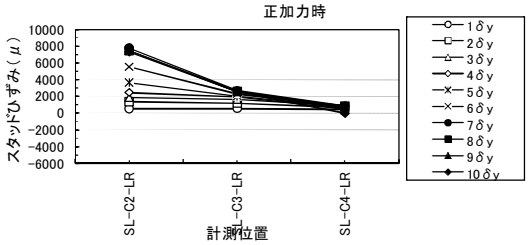
(f) 下ﾌﾗﾝｼﾞ中部背面側【負加力時（－側）】



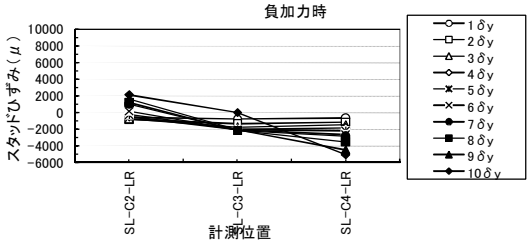
(g) 下ﾌﾗﾝｼﾞ中部前面側【正加力時（＋側）】



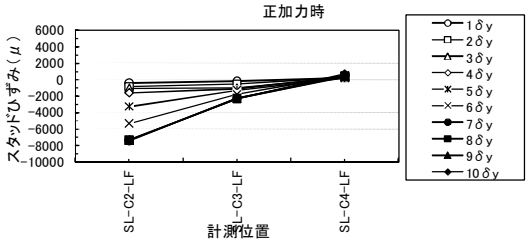
(h) 下ﾌﾗﾝｼﾞ中部前面側【負加力時（－側）】



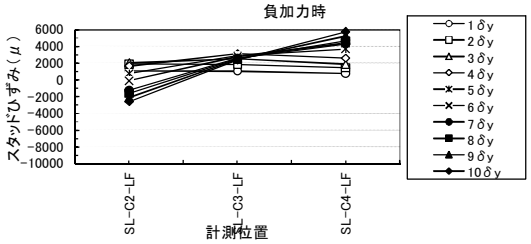
(i) 下ﾌﾗﾝｼﾞ下部背面側【正加力時（＋側）】



(j) 下ﾌﾗﾝｼﾞ下部背面側【負加力時（－側）】

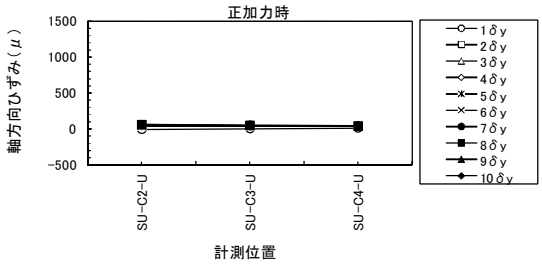


(k) 下ﾌﾗﾝｼﾞ下部前面側【正加力時（＋側）】

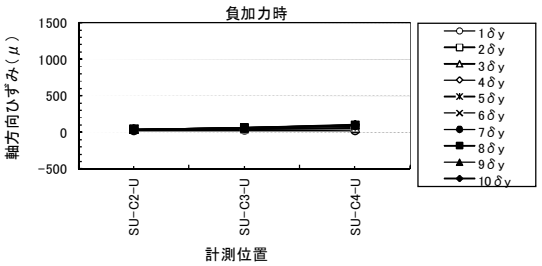


(l) 下ﾌﾗﾝｼﾞ下部前面側【負加力時（－側）】

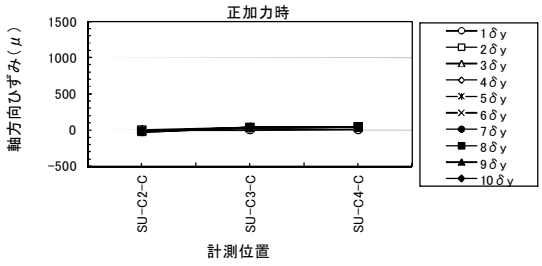
図 4.1.17　下フランジひずみの橋軸方向分布(その 2)



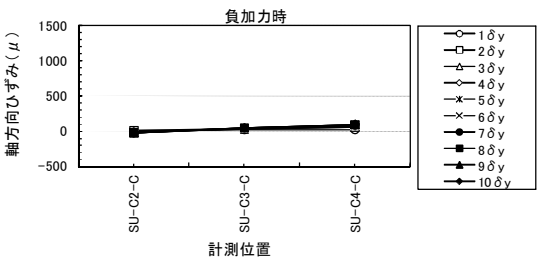
(a) 上ﾌﾗﾝｼﾞ上部【正加力時（＋側）】



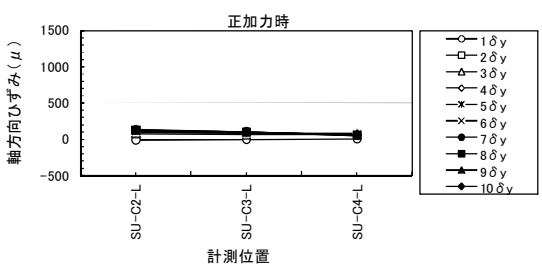
(b) 上ﾌﾗﾝｼﾞ上部【負加力時（－側）】



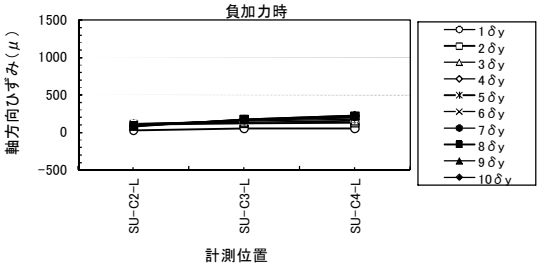
(c) 上ﾌﾗﾝｼﾞ中間部【正加力時（＋側）】



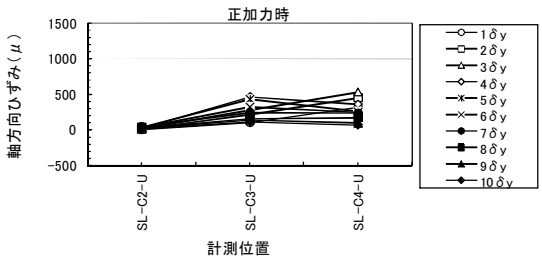
(d) 上ﾌﾗﾝｼﾞ中間部【負加力時（－側）】



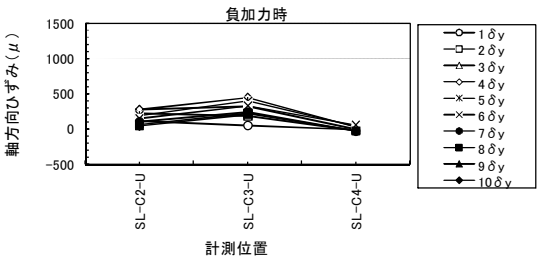
(e) 上ﾌﾗﾝｼﾞ下部【正加力時（＋側）】



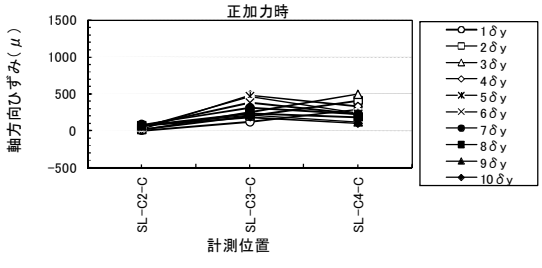
(f) 上ﾌﾗﾝｼﾞ下部【負加力時（－側）】



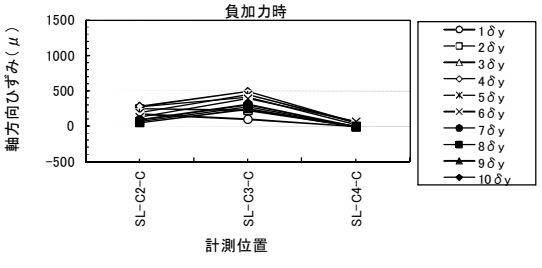
(g) 下ﾌﾗﾝｼﾞ上部【正加力時（＋側）】



(h) 下ﾌﾗﾝｼﾞ上部【負加力時（－側）】

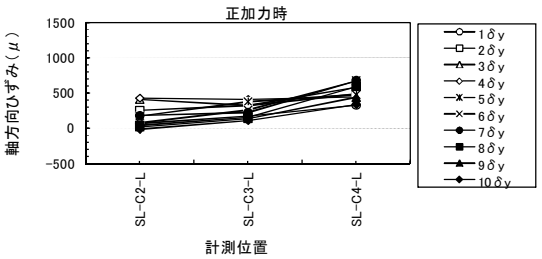


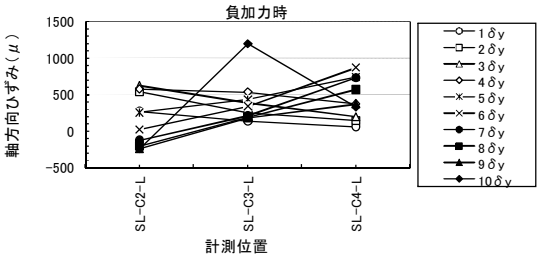
(i) 下ﾌﾗﾝｼﾞ中間部【正加力時（＋側）】



(j) 下ﾌﾗﾝｼﾞ中間部【負加力時（－側）】

図 4.1.18　上下フランジ軸ひずみの橋軸方向分布（その１）



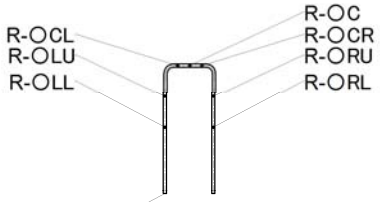


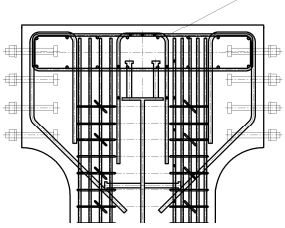
(k) 下ﾌﾗﾝｼﾞ下部【正加力時（＋側）】　(l) 下ﾌﾗﾝｼﾞ下部【負加力時（－側）】

図 4.1.18　上下フランジ軸ひずみの橋軸方向分布（その２）

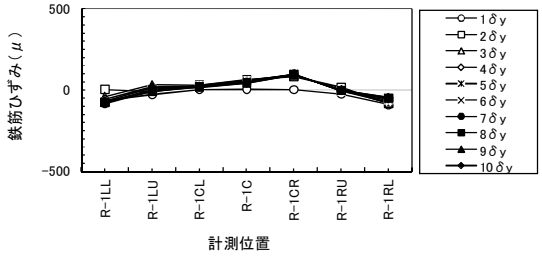
6) U 字筋ひずみ

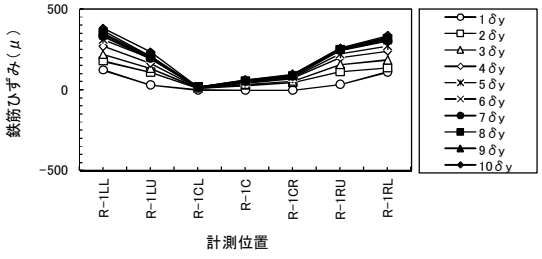
図 4.1.19 に、載荷ステップにおける U 字筋の鉄筋ひずみ分布を示す。正加力時においてはいずれの位置の U 字筋においてもひずみは発生していない。負加力時においては前面側の 2 列の U 字筋の鉛直部にてひずみが発生しており、U 字筋の頂部においてはひずみが生じていない。



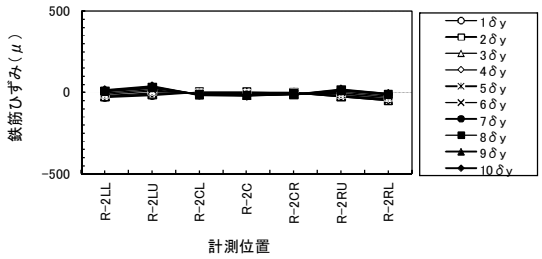


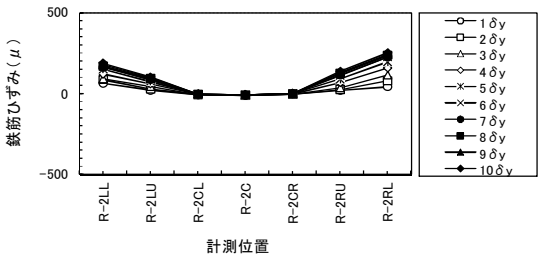
計測位置





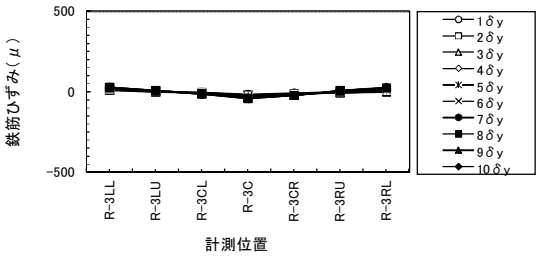
(a) 橋台たて壁最前列【正加力時（＋側）】　(b) 橋台たて壁最前列【負加力時（－側）】



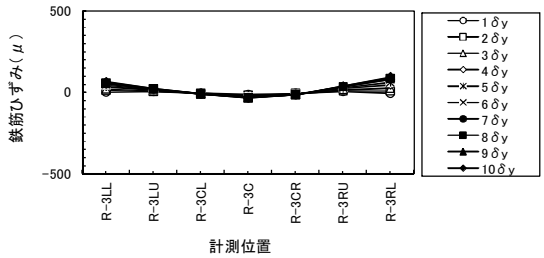


(c) 橋台たて壁前 2 列目【正加力時(＋側)】　(d) 橋台たて壁前 2 列目【負加力時(－側)】

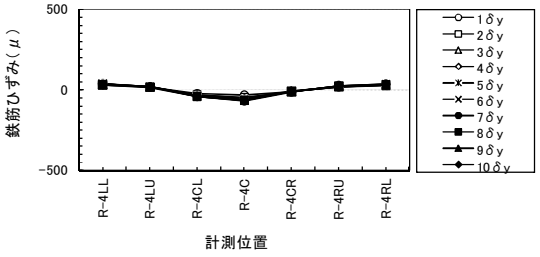
図 4.1.19　U 字筋の鉄筋ひずみ分布（その 1）



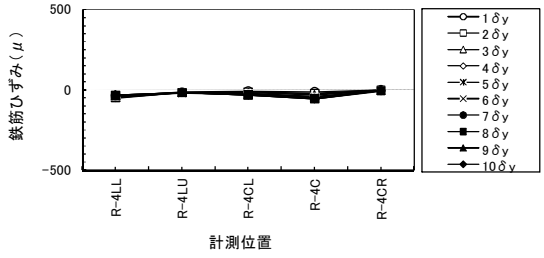
(e) 橋台たて壁前 3 列目【正加力時(＋側)】



(f) 橋台たて壁前 3 列目【負加力時(－側)】



(g) 橋台たて壁最背列【正加力時(＋側)】

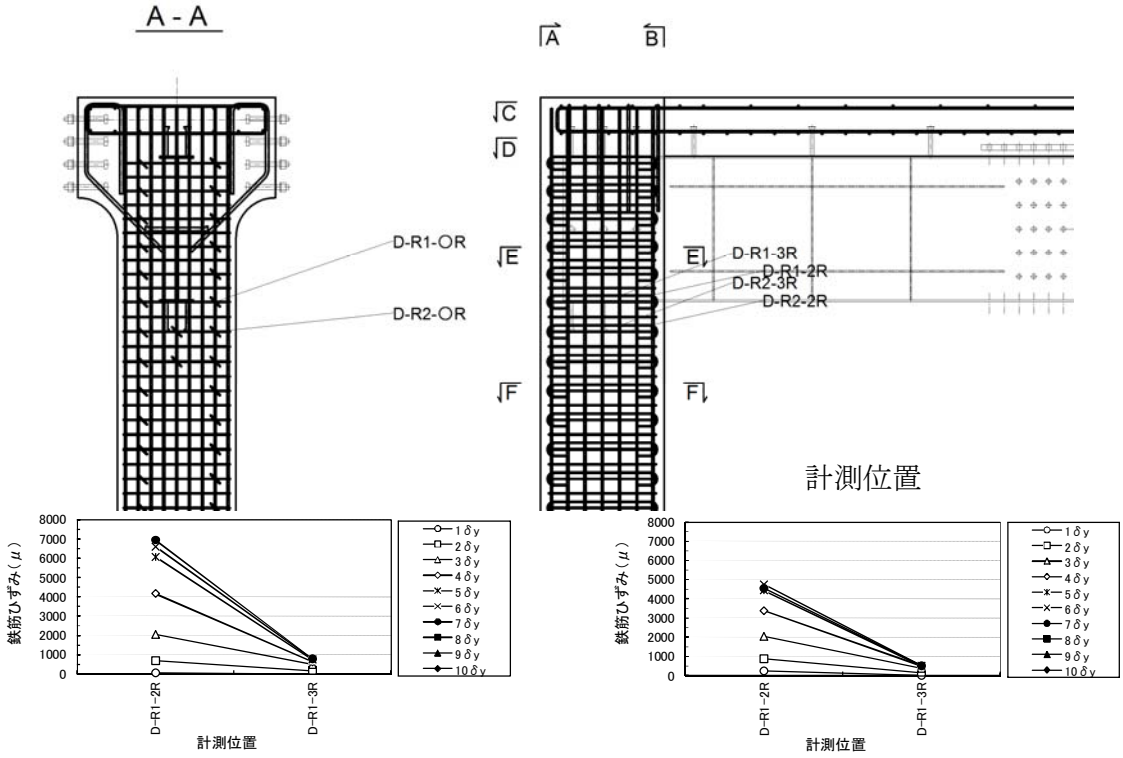


(h) 橋台たて壁最背列【負加力時(－側)】

図 4.1.19 U 字筋の鉄筋ひずみ分布（その 2）

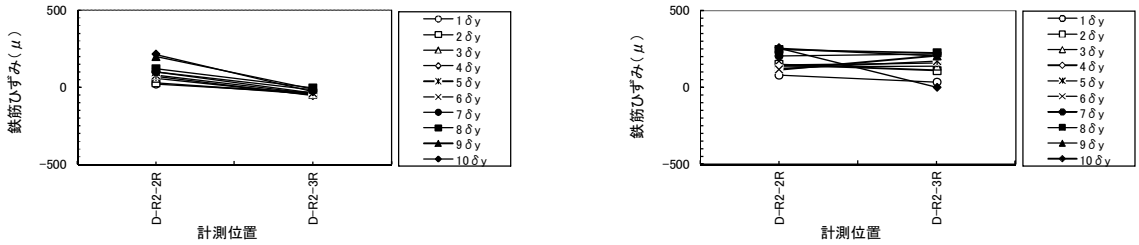
7) 中間帯鉄筋

図 4.1.20 に、載荷ステップにおける中間帯鉄筋の鉄筋ひずみ分布を示す。主桁位置上面の中間帯鉄筋については正加力時、負加力時ともに引張ひずみが生じており、その値は埋め込みの深い方が大きくなる。概ね $3\delta_y$ 時にて降伏ひずみに達している。主桁位置より下面の中間帯鉄筋については引張ひずみの絶対値は小さく、埋め込みの位置による違いはほとんど見られない。



(a) 主桁位置上面【正加力時（＋側）】　(b) 主桁位置上面【負加力時（－側）】

図 4.1.20 中間帯鉄筋の鉄筋ひずみ分布（その１）



（c）主桁位置下面【正加力時（＋側）】　（d）主桁位置下面【負加力時（－側）】

図 4.1.20　中間帯鉄筋の鉄筋ひずみ分布（その２）

(5) 実験結果の評価

表 4.1.8、表 4.1.9 に各載荷ステップにおける最大水平荷重(kN)と水平変位(mm)及び接合部、B-B 断面における作用曲げモーメント(kN・m)を示す。作用曲げモーメントはラーメン構造に水平力が作用する状態を想定して算出したものである。降伏前載荷 5 の作用曲げモーメントは設計断面力 M＝130kN・m とほぼ等しい。これは「温度上昇時、側圧両載」の荷重ケースであり、接合部の発生断面力がこの荷重ケースよりも小さくなるレベル 1 地震時は降伏前載荷 5 よりも小さい水平荷重が作用した状態であると考えられる。このときには、**図 4.1.11（a）**に見られる接合部における初期ひびわれを生じる前の載荷状態であるため、ひび割れが生じていない状態であることから、十分に使用性を満足していると考えられる。

文献 7）では、鋼桁を有するインテグラルアバット構造のレベル 2 地震時の応答を動的解析（時刻歴応答解析）により検討しており、背面土考慮の有無や地盤特性により多少の相違はあるものの、鋼単径間モデルにおける隅角部の最大応答回転角は、2.979～6.001×10^{-3} (rad)と報告されている。対象とする橋長や橋台高等に相違はあるが、本実験の橋台高 2.783m より、最大応答回転角に相当する供試体の水平変位は約 8～17mm となる。これは、おおよそ載荷基本変位 $1\delta_y$～$2\delta_y$に相当する程度と判断できる。このときには、**図 4.1.10(b)**に見られるように橋台たて壁の鋼桁下フランジ位置を中心に複数のひび割れが見られるが、限定的な損傷に留まっており、レベル 2 地震による損傷に対しても修復は可能であると考えられる。

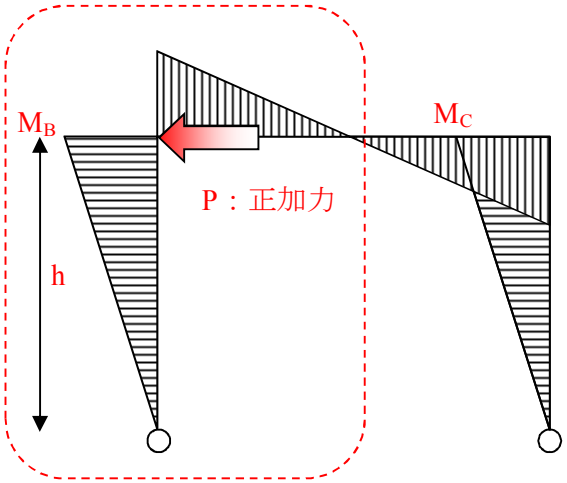
なお、RC 断面計算により求められる B-B 断面の終局耐力 145 kN・m 相当が作用するのは正加力時で $2\delta_y$、負加力時で $3\delta_y$に相当する程度と判断できる。

表 4.1.8　最大水平荷重（kN）と水平変位（mm）及び発生曲げモーメント（kN・m）

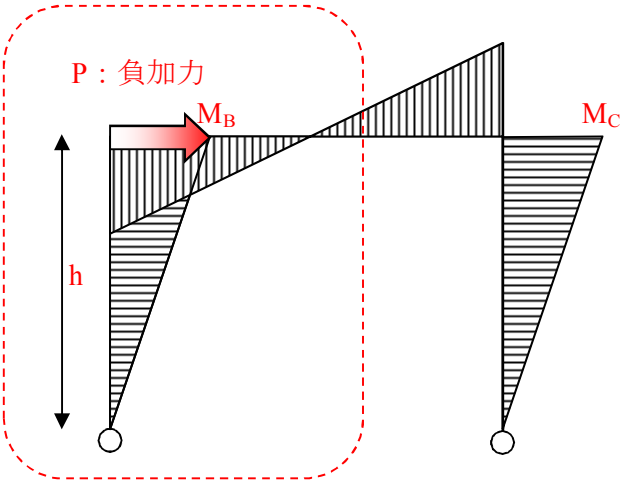
	正加力時（＋側）				備考
	水平荷重（kN）	水平変位（mm）	接合部発生曲げモーメント（kN・m）	B-B 断面発生曲げモーメント（kN・m）	
降伏前載荷 1	19.9	0.050	26.865	19.253	
降伏前載荷 2	39.6	0.325	53.460	38.313	
降伏前載荷 3	59.8	0.925	80.730	57.857	
降伏前載荷 4	79.9	1.700	107.865	77.303	
降伏前載荷 5	97.5	3.275	131.625	94.331	≒設計曲げモーメント 130kN・m
初期ひびわれ	115.4	5.550	155.790	111.650	
$1\delta_y$	132.3	7.775	178.605	128.000	≒レベル 2 地震時の水平変位 8～17mm
$2\delta_y$	150.6	15.675	203.310	145.706	≒B-B 断面終局耐力(計算値)相当
$3\delta_y$	156.6	23.250	211.410	151.511	
$4\delta_y$	155.7	31.125	210.195	150.640	
$5\delta_y$	149.2	39.100	201.420	144.351	
$6\delta_y$	148.6	46.950	200.610	143.771	
$7\delta_y$	146.7	54.825	198.045	141.932	
$8\delta_y$	132.7	62.525	179.145	128.387	
$9\delta_y$	119.7	70.200	161.595	115.810	
$10\delta_y$	110.6	78.075	149.310	107.006	

表 4.1.9　最大水平荷重（kN）と水平変位（mm）及び発生曲げモーメント（kN・m）

	負加力時（－側）				備考
	水平荷重（kN）	水平変位（mm）	接合部発生曲げモーメント（kN・m）	B-B 断面発生曲げモーメント（kN・m）	
$1\delta_y$	-114.2	-7.775	-154.170	-110.489	≒レベル 2 地震時の水平変位 8～17mm
$2\delta_y$	-138.8	-15.900	-187.380	-134.289	
$3\delta_y$	-142.7	-23.500	-192.645	-138.062	≒B-B 断面終局耐力(計算値)相当
$4\delta_y$	-140.5	-31.150	-189.675	-135.934	
$5\delta_y$	-139.7	-39.225	-188.595	-135.160	
$6\delta_y$	-131.8	-47.075	-185.760	-133.128	
$7\delta_y$	-129.5	-54.800	-177.930	-127.517	
$8\delta_y$	-128.5	-62.575	-174.825	-125.291	
$9\delta_y$	-128.2	-70.500	-173.070	-124.034	
$10\delta_y$	-126.7	-77.950	-171.045	-122.582	



実験供試体モデル化



実験供試体モデル化

水平力を曲げモーメントに換算：$M_B = 1/2 \cdot P \cdot h$

ここに、

P：水平荷重（kN）

h：柱高さ（m）

(6) 実験終了後のスタッド接合部状況の確認

実験終了後に供試体の切断を行い、スタッド周辺のコンクリートをはつり取ることにより、スタッド及びその周辺部のコンクリートの状況の確認を行った。**写真 4.1.3** に実験終了後のスタッド接合部状況写真を示す。**写真 4.1.3(d)** より、下フランジスタッド周辺部のコンクリートは多数のひび割れが生じている。スタッド頭部付近から大きなせん断ひび割れが生じている。スタッド接合部の破壊形態としては、①スタッドの破断、②コンクリートの破壊の 2 種類があるが、実験供試体の設計においてはスタッドの耐力より B-B 断面の耐力を小さくすることで②コンクリートの破壊となる設計を行っており、実験の結果からその妥当性が確認できた。**写真 4.1.3(c), (d), (e)** より、スタッドには破断等の損傷は生じておらず、スタッド自体に変形は見られなかった。

（a）接合部中央付近上側の切断面

（b）接合部中央付近下側の切断面

（c）鋼桁上フランジ部スタッド

（d）鋼桁下フランジ部スタッド

（e）鋼桁ウェブ部スタッド

（f）はつり状況全体図

写真 4.1.3　実験終了後のスタッド接合部状況写真

4.1.4　破壊に対する接合部の耐力照査項目についての検討

(1) 上側コンクリート押抜きせん断破壊

過年度実験より、上側コンクリートにおいては上フランジ上面の押抜きせん断破壊による損傷が生じた。床版の損傷は舗装が敷設されており、損傷の発見が難しく、また、損傷の修復が容易でないことから、損傷を防止するために補強が必要である。床版と接合部の橋軸直角方向ひび割れについては、接合部の剛性は確保されており、水平剛性の低下は小さいと考えられるが、鋼桁が埋込まれている橋台上面の上フランジ中心線に沿った橋軸方向のひび割れについては、上フランジ上面のコンクリートが浮き上がる損傷が生じた場合、接合部の剛性は確保されず、構造上致命的な損傷となる。過年度実験より、上フランジ上面コンクリートの脆性的な破壊を防ぐためにU字筋の配置が必要であり、概ね鉄筋量に応じて補強効果が得られることが確認できているが、その設定方法について確立されていないのが実情である。

本実験においては、過年度実験及び解析により既知となった下記の条件によりU字筋の設計を行い、正負交番実験にてその効果の検証を行った。

- 接合部の曲げモーメントに対する抵抗としては、スタッドのせん断抵抗及びフランジ支圧抵抗の2つが支配的であり、これら2成分を抵抗要素として考慮すると、作用と抵抗が一致する。
- **3章**に示す実橋有限要素解析により支圧抵抗分担率は、抵抗モーメント合計の6.6%程度

4.1.3　実験結果に示したとおり、U字筋には負加力時において鋼桁の支圧力による押抜きせん断に抵抗したことが分かる。橋台上面の上フランジ中心線に沿った橋軸方向ひび割れの生じた過年度の正負交番載荷実験[4)]と比べて、床版主鉄筋のひずみは同等(1500μ)であるが、本実験においては同様のひび割れは生じなかったため、破壊防止に寄与したと考えられる。このことから、上側コンクリート押抜きせん断破壊に対しては抵抗モーメントのおよそ10%程度を受け持つU字筋を配筋すればよいことが分かった。

(2) 橋台たて壁前面（下フランジ下側）のコンクリート押抜き（引抜き）せん断破壊

過年度の正負交番載荷実験では鋼桁の引抜きに伴う接合部前面コンクリートのコーン状破壊が見られた。この破壊を防止するために、本実験においては中間帯鉄筋の配置による供試体設計を行い、正負交番実験にてその効果の検証を行った。中間帯鉄筋の配置方針については以下に示すとおりH24道示に準拠することとし、接合部の破壊に対する照査としては構造細目を規定する方針とし、その効果を検証した。なお、載荷方法についても

- H24道示に準拠する（構造細目として規定）

＜本実験における配置＞

中間帯鉄筋は配力鉄筋と同じ径とする。

配置間隔は1000/4＝250mm以内・・・水平方向

600/4＝150mm以内・・・鉛直方向

中間帯鉄筋を配置した結果、本実験においてはコンクリート押抜き（引抜き）せん断破壊は生じなかった。中間帯鉄筋のひずみ分布からも $3\delta_y$ 帯相当までは降伏しておらず、破壊防止に寄与したと考えられる。

(3) 橋台たて壁背面のコンクリートの押抜きせん断破壊

橋台たて壁背面のコンクリートの押抜きせん断破壊については、本実験においても破壊は生じなかったため、橋台たて壁の設計に際して配筋された背面側軸方向鉄筋及び配力鉄筋の配筋、並びに鋼桁との縁端距離の確保があれば破壊は生じないものと考えられる。

4.1.5 まとめ

本検討では、スタッドを用いた鋼－コンクリート接合構造を対象として、正負交番載荷実験を実施し、鋼－コンクリート接合部における破壊メカニズムの検証結果から破壊を防止するための対応策を講じた供試体によりその効果を実験的に検討した。得られた知見を下記にまとめる。

(1) 本実験の供試体のスタッドの必要本数は H24 道示に示されるコンクリート床版と鋼桁のずれ止めに用いるスタッドの許容せん断力の算定式によるが、1 本あたりのスタッドの許容せん断力を 2 倍として安全率を半分に低減させた上で必要本数を配置している。こうした条件においても、レベル 1 地震時（予備載荷 5 相当以下）には十分に使用性を満足し、レベル 2 地震時（2 震時程度）においても脆性的な破壊を防ぐことが出来ることを確認した。

(2) 実験終了後のスタッド接合部状況を確認したところ、下フランジ付きスタッド周辺においてはコンクリートのせん断ひび割れが生じてはいるものの、スタッド自体の損傷・変形は確認できなかった。スタッドの破壊形態としては、スタッドの破壊とコンクリートの破壊の 2 種類があるが、U 字筋の配置を行うことで上フランジ上面コンクリートの脆性的な破壊を防ぐことが出来、最終的な接合部の損傷は B-B 断面での損傷に留まり、塑性化部位の制御が可能であることを確認した。

(3) 上フランジ上面コンクリートの脆性的な破壊を防ぐために U 字筋の配置を行うことで破壊防止に寄与することが確認できた。その鉄筋量についてはスタッドのせん断抵抗及びフランジ支圧抵抗の合力に対し、その約 10%程度を U 字筋で抵抗するものとして設計することで破壊防止に寄与することが確認できた。

(4) 橋台たて壁前面（下フランジ下側）のコンクリート押抜き（引抜き）せん断破壊及び橋台たて壁背面のコンクリートの押抜きせん断破壊については、本実験においては破壊が生じなかったため、H24 道示に基づき配筋された中間帯鉄筋があれば、破壊は生じないものと考えられる。

(5) 橋台たて壁背面のコンクリートの押抜きせん断破壊については、過年度実験と同様に本実験においても破壊は生じなかったため、橋台たて壁の設計に際して配筋された背面側軸方向鉄筋及び配力鉄筋、並びに鋼桁との縁端距離の確保があれば破壊は生じないものと考えられる。

4.2　鋼－コンクリート接合部の疲労実験

4.2.1　実験の目的

鋼－コンクリート接合部における疲労の影響を確認するため、鋼－コンクリート接合部供試体に対する疲労実験を実施する。

4.2.2　実験方法

(1) 実験供試体

実験に用いた鋼－コンクリート接合部供試体は、過年度実験にて載荷実験を実施したケース 3 供試体と設計条件は同様であり、その縮尺は実橋の約 1/3 である。**図 4.2.1** に供試体と実験装置の諸元を示す。供試体は、橋台を模した橋台たて壁に鋼桁を埋込み、鋼桁の片持ち先端部に鉛直上下方向の載荷力を加えることで、鋼－コンクリート接合部に正・負の曲げモーメント及びせん断力を付与するようにした。なお、本実験は、鋼－コンクリート接合部とコンクリート支圧抵抗に着目しているため、鋼桁及び橋台たて壁は、接合部以上の耐力を有するように設計した。また、スタッド及び鋼桁上フランジ上部のコンクリート床版厚は文献 8)と同様に実寸とした。

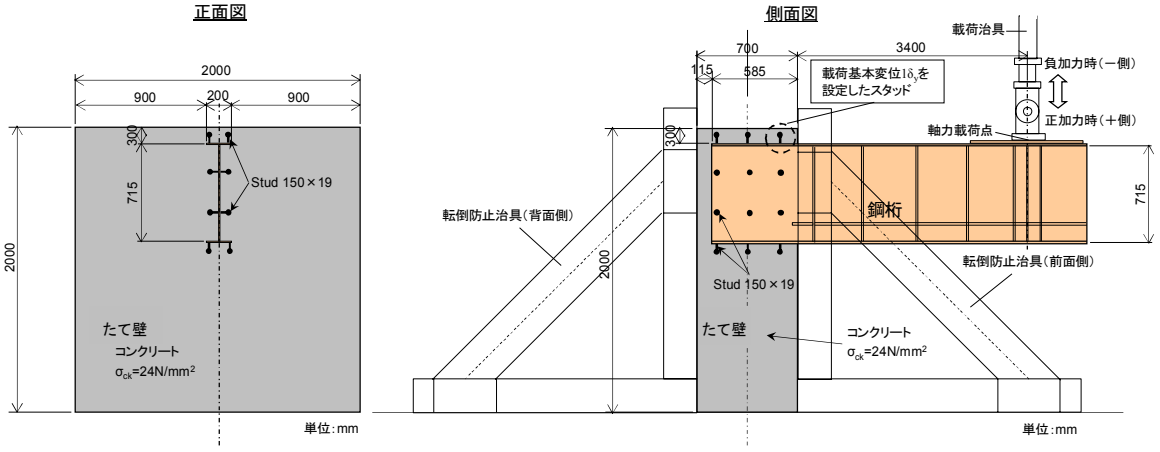


図 4.2.1　供試体と実験装置の諸元

表 4.2.1 に実験供試体の設計条件一覧表及び**図 4.2.2** にフランジ面のスタッド配置図を示す。供試体は橋台たて壁と鋼桁から構成される。鋼桁の埋込み長及び壁厚は文献 8）と同様に埋込み長を 585mm、壁厚を 700mm とした。なお、供試体のスタッド本数は 6 本とした。これは、本構造のような剛域におけるずれ性状を確認するため、1 本当たりのスタッドの許容せん断力を H24 道示 [2] の評価式で算定される値の 4 倍とし、安全率を 4 分の 1 に低減させた上で必要本数を配置したものである。ちなみに H24 道示 [2] 及びその根拠実験 [3] では、破壊に対して安全率を 6 以上としている。また、既往実験で生じた上フランジ上面の押抜きせん断破壊を防止するため、上フランジの上面に、文献 8）に示した U 字状のかぶせ筋（以下、U 字筋と称す）を配置することとした。その際、U 字筋の必要定着長を確保するため、下フランジ下端より下側まで鉄筋長を確保する必要が生じたが、下フラ

ンジ下端の橋台たて壁の耐力増加の要因となり実験結果に影響を及ぼすことが考えられたことから、下フランジ上端付近で半円フック加工を行い設置した。

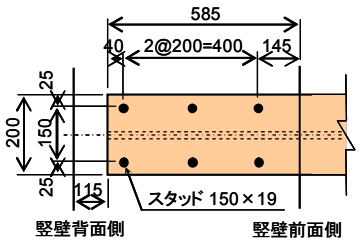
表 4.2.1　実験ケース一覧表

№	実験ケース	供試体名	圧縮強度 f_c' (N/mm^2)	弾性係数 E_c (kN/m^2)	スタッド本数(フランジ 1 面当たり)	上下フランジ下面の支圧	埋込長 (mm)	補強鉄筋量(カッコ内は面積比率)	
								上フランジ上面 (U 字筋)	下フランジ下面 (中間帯鉄筋)
3	基本ケース	6-Cb	31.2	24.9	6 本	Cb(あり)	585	D25×12 本(1.00)	D13×12 本(1.00)

注）記号の説明　6－Cb－浅（0.5，3.8）

スタッド本数　埋込長　補強鉄筋量（U 字かぶせ筋，中間帯鉄筋）

上下フランジ下面の支圧

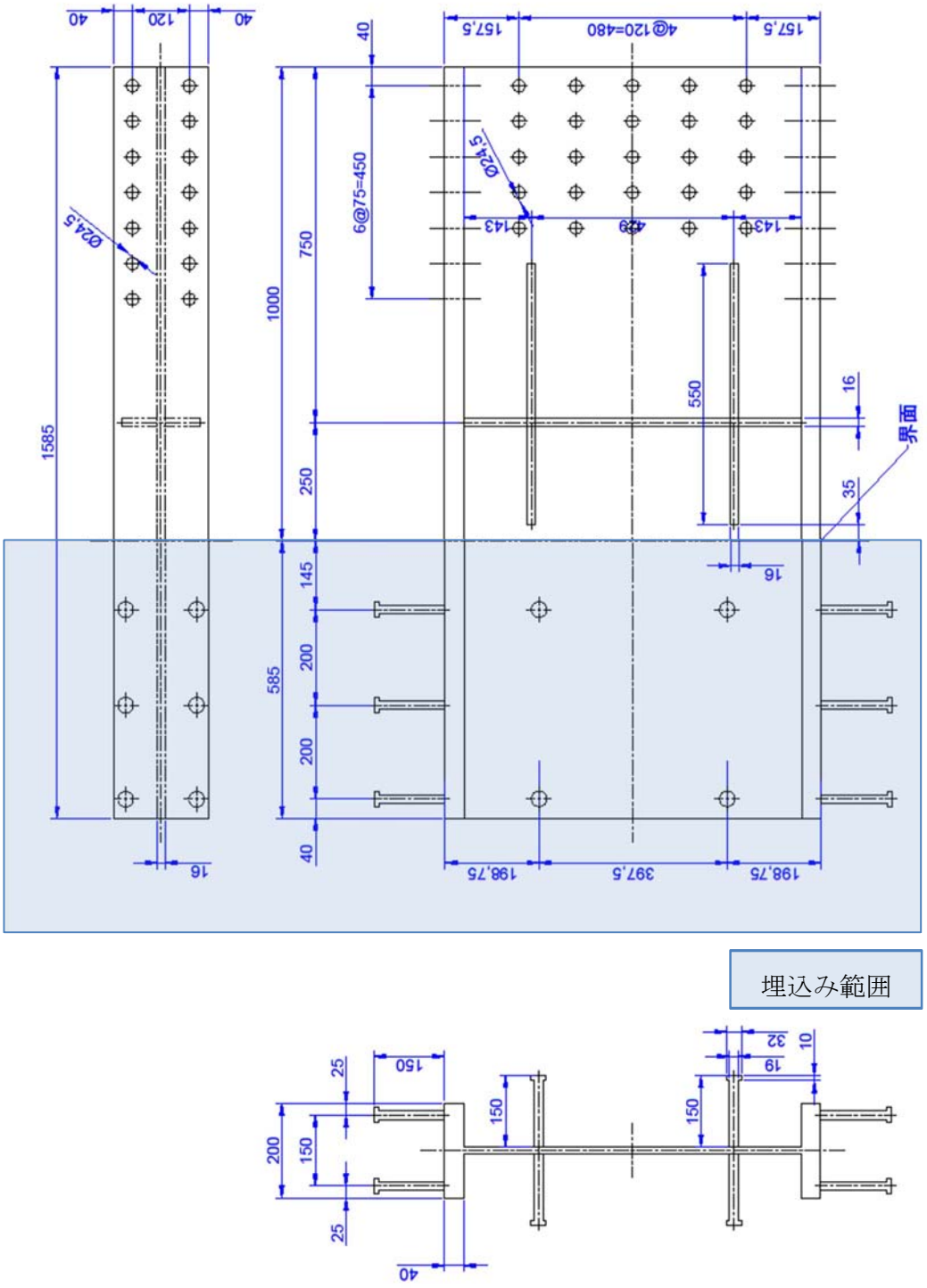


(a) 実験ケース

図 4.2.2　フランジ面のスタッド配置図

なお、中間帯鉄筋量は、H24 道示 [5] における軸方向鉄筋に対して構造細目上必要な鉄筋量を配置したものである。

次頁より、埋込み鋼桁図、供試体配筋図を図 4.2.3～図 4.2.4 に示す。



※材質 フランジ：SM490A、ウェブ：SS400

図 4.2.3　埋込み鋼桁図（埋込み深さ：深、上下フランジスタッド 6 本）

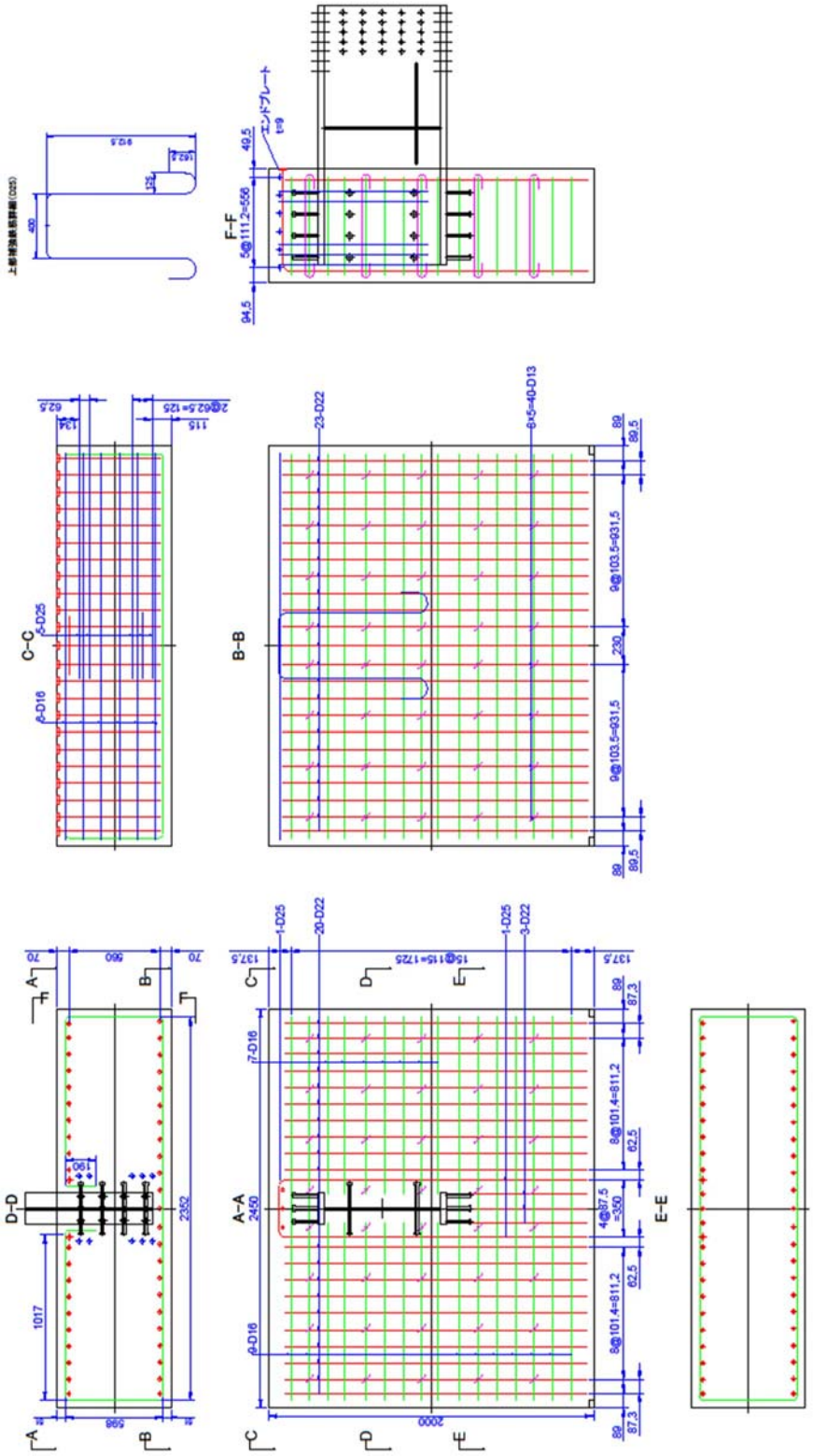

F-F
エンドプレート
t=9
5@111.2=556
40.5
94.5
C-C
6-D25
6-D16
62.5
125
B-B
23-D22
6x5=40-D13
89
89.5
9@103.5=931.5
230
A-A
1-D25
20-D22
3-D22
7-D16
6-D16
137.5
87.3
8@101.4=811.2
62.5
4@87.5
=350
2450
2000
D-D
E-E
560
70
190
2352
1017
598

図 4.2.4　供試体配筋図

(2) センサ設置

疲労実験を実施するに当たり、鉄筋、埋込み鋼桁にセンサを設置した。センサは適切な養生（防湿、防水処理）を行い設置した。全センサ設置数量表を**表 4.2.2** に、ひずみゲージ貼付け養生状況を**写真 4.2.1** に、標準的な供試体におけるセンサ名称及び設置位置図を**参考資料 2** に示す。

表 4.2.2　全センサ設置数量表

		上下フランジスタッド本数	6
		支圧	有
		鋼桁埋込み長	深
種別	内容	備考	
荷重	鉛直載荷力		1
変位	鉛直載荷点変位		1
変位	上フランジの抜出し		2
変位	下フランジの抜出し		2
ひずみ	鋼桁上下フランジの軸方向ひずみ		18
ひずみ	鋼桁ウェブの 3 方向ひずみ	鋼桁露出部	3
ひずみ	鋼桁ウェブの 3 方向ひずみ	鋼桁埋め込み部	12
ひずみ	スタッドひずみ	上フランジ	18
ひずみ	スタッドひずみ	下フランジ	18
ひずみ	スタッドひずみ	ウェブ	24
ひずみ	鉄筋ひずみ		55
ひずみ	鉄筋ひずみ	幅止め筋	0
ひずみ	コンクリート内鉛直ひずみ	モールドゲージ	12
荷重	コンクリート内支圧力	小型ロードセル	6
ひずみ	コンクリート表面ひずみ		30
		合計	202

写真 4.2.1　ひずみゲージ貼付け養生状況

(3) 供試体打設

センサを設置した鋼桁、鉄筋を用い、前述した**図 4.2.4** に従い配筋し、コンクリート打設を行った。状況写真を**写真 4.2.2** に示す。

写真 4.2.2　配筋検査及び打設状況

(4) 材料試験

実験供試体製作に使用した鉄筋、コンクリートについて引張強度試験及び圧縮強度試験を実施した。鉄筋引張強度試験状況写真を**写真 4.2.3** に、コンクリート圧縮強度試験状況写真を**写真 4.2.4** に示す。使用材料を**表 4.2.3** から**表 4.2.6** に示す。スタッドの軸径、頭部径および頭部厚は、JIS B1198 に適合するものである。スタッドは採用事例の多い軸径 d = 19mm、全高 H = 150mm を採用した。スタッドの全高 / 軸径比は 7.89 である。**表 4.2.6** 中の降伏強度は 0.2%残留ひずみ時のものである。

写真 4.2.3　鉄筋引張強度試験状況

写真 4.2.4　コンクリート圧縮強度試験状況

表 4.2.3　コンクリートの配合表

セメントの種類		呼び強度 (N/mm^2)		スランプ (cm)		粗骨材寸法 (mm)
普通		24.0		8		10
水セメント比	細骨材率	単位重量 (kg/m^3)				
W / C (%)	s / a (%)	ｾﾒﾝﾄ	水	細骨材	粗骨材	混和剤（AE 減水剤）
49.3	46.2	333	164	821	956	3.33

表 4.2.4　鋼板の特性

使用部位 （材質）	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm^2)	降伏ひずみ (μ)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)
上下フランジ （SM490A）	40	356	1,780μ	532	32
ウェブ （SS400）	16	292	1,460 μ	434	30

表 4.2.5　鉄筋の特性及び引張試験結果

使用部位 （材質）	種別	降伏点 (N/mm^2)	降伏ひずみ (μ)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)
橋台たて壁主鉄筋 (SD345)	D22	395	1,982	581	23
U 字筋 (SD345)	D25	378	1,983	572	27

表 4.2.6　スタッドの特性

軸径 (mm)	高さ (mm)	頭部径 (mm)	頭部厚 (mm)	引張強度 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)
19	150	32	10	470	394

(5) 疲労実験

1) 転倒防止治具の組立設置

製作した転倒防止治具を前述した**図 4.2.5** 及び**図 4.2.6** に示した位置に設置した。転倒防止治具は PC 鋼棒（φ40mm）を油圧ジャッキを用いて床面と強固（1 本当たり軸力 100t×14 本）に固定した。

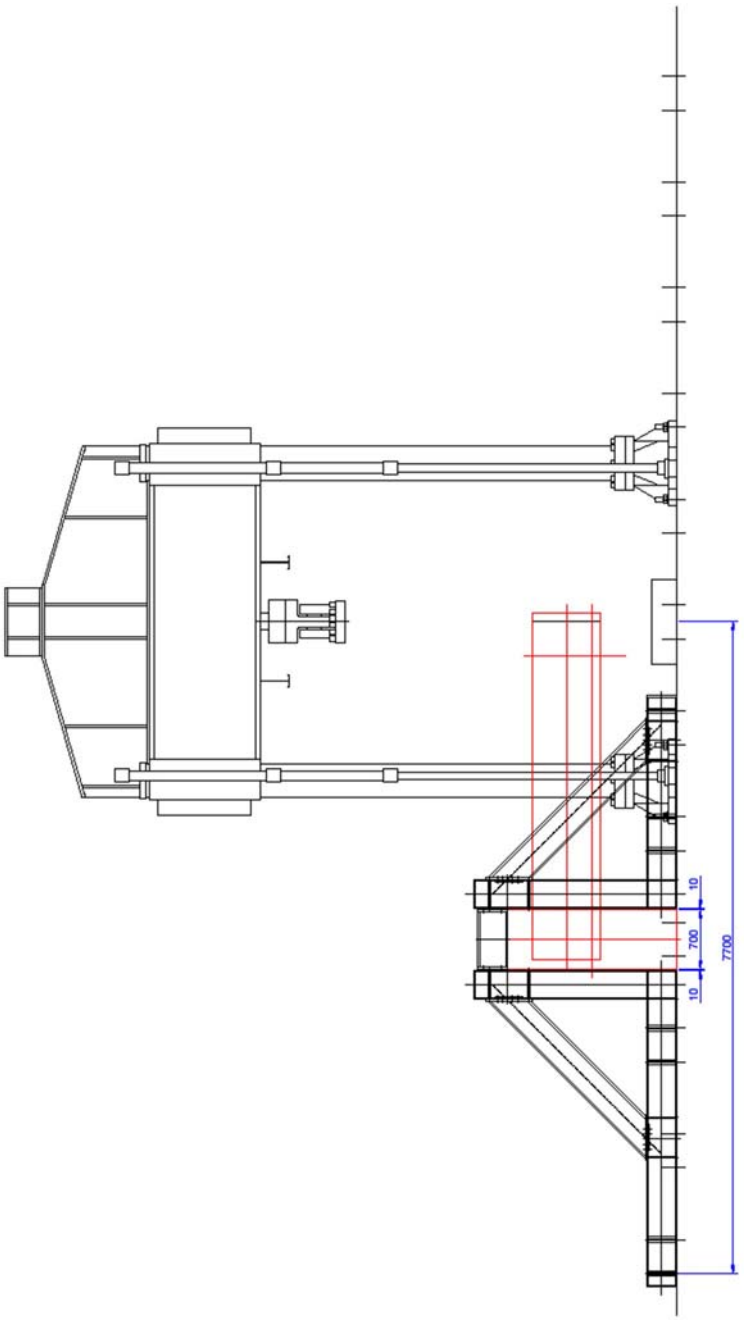


図 4.2.5　転倒防止治具組立図（側面）

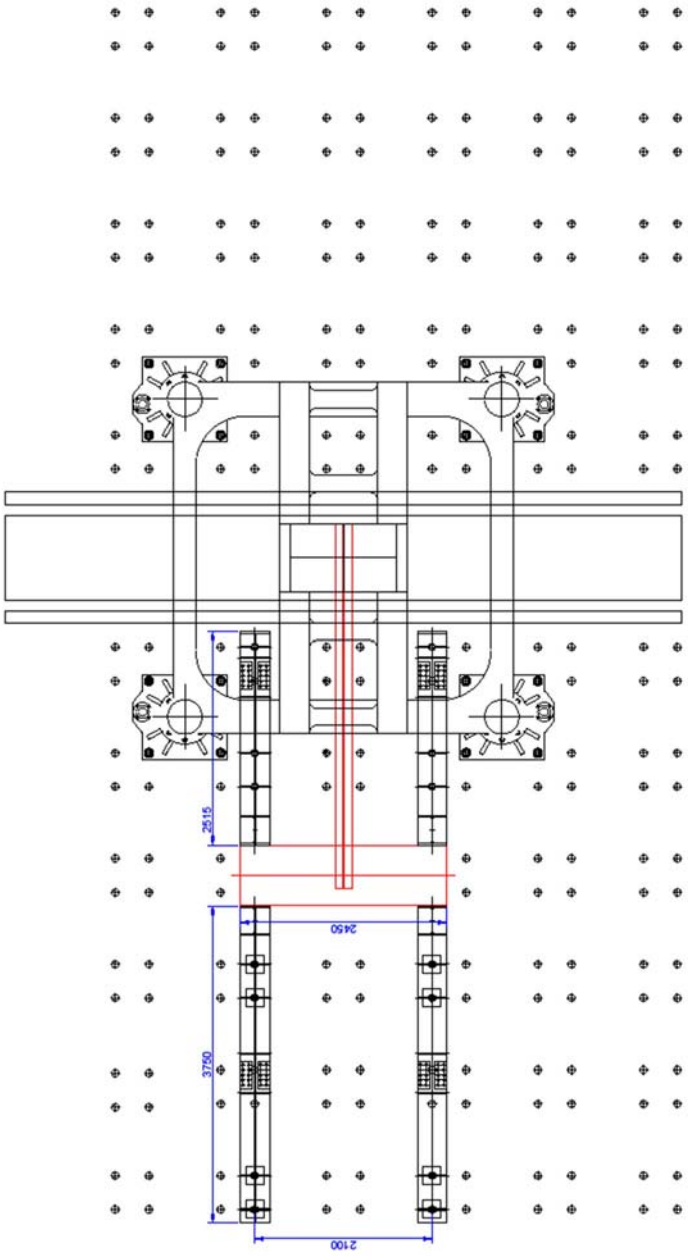


図 4.2.6　転倒防止治具組立図（平面）

2) 実験供試体の設置

1)で製作した転倒防止治具の間に、製作した模型供試体を設置した。転倒防止治具と供試体にできた隙間にグラウト材を充填し、転倒防止治具と一体化させた。また、供試体浮上り防止のため、天端にH形鋼を設置し固定した。

3) センサの設置

設置したセンサを**表 4.2.2** に示す。センサの設置は全てのセンサを計測機器に結線し、正常な計測値が得られるか、ノイズの重畳がないか確認した。使用した計測機器一覧表を**表 4.2.7** に示す。また、計測は**図 4.2.7** に示す計測システムで行った。

表 4.2.7　計測機器一覧表

内容	規格・機種等	数量	製作者	備考
データロガー	TDS-530	1	(株)東京測器研究所	10ch
スイッチボックス	ASW-50C	3		50ch×3台=150ch
変位計	CDP-25	4		25mm用
	SDP-200	1		200mm用
ロードセル	LMR-S-2KNSA2	6	(株)共和電業	容量 2kN
ひずみゲージ	FLA-3-11	10	(株)東京測器研究所	単軸
	FRA-3-11	78		三軸
	PMFL-50	6		モールド

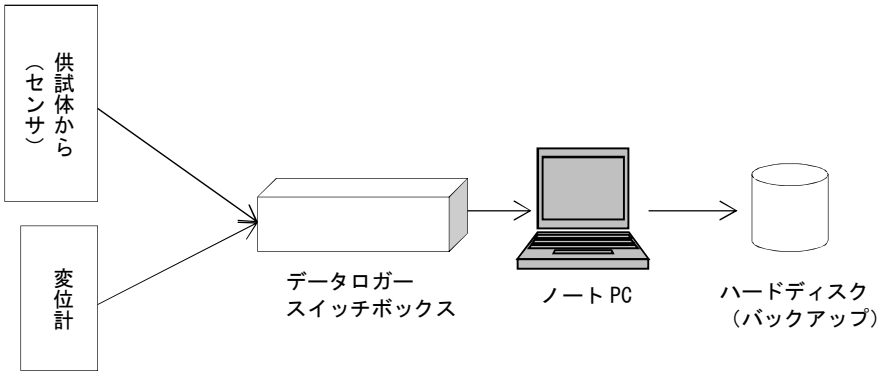


図 4.2.7　計測システム

4) 載荷方法

実験は、載荷能力±1500kN の繰返し載荷試験機を用いて載荷を行った。橋台たて壁の 4 隅には作用モーメントに対して十分に剛な鋼製の転倒防止治具を設け、橋台たて壁とこの治具の間をモルタルで充てんすることにより両者を一体化させ、正負交番載荷に伴う回転を拘束した。

載荷方法は、実橋の死荷重及び活荷重最大相当を振幅の上下限とした。荷重は片振幅とし、**図 4.2.8** に示す過年度実験[4]にて載荷実験を実施したケース 3 供試体の荷重変位関係から設定し、実橋の死荷重＋活荷重相当 77kN と死荷重相当 50kN の 2 点間荷重の荷重制御で 200 万回の繰返し載荷を行った。

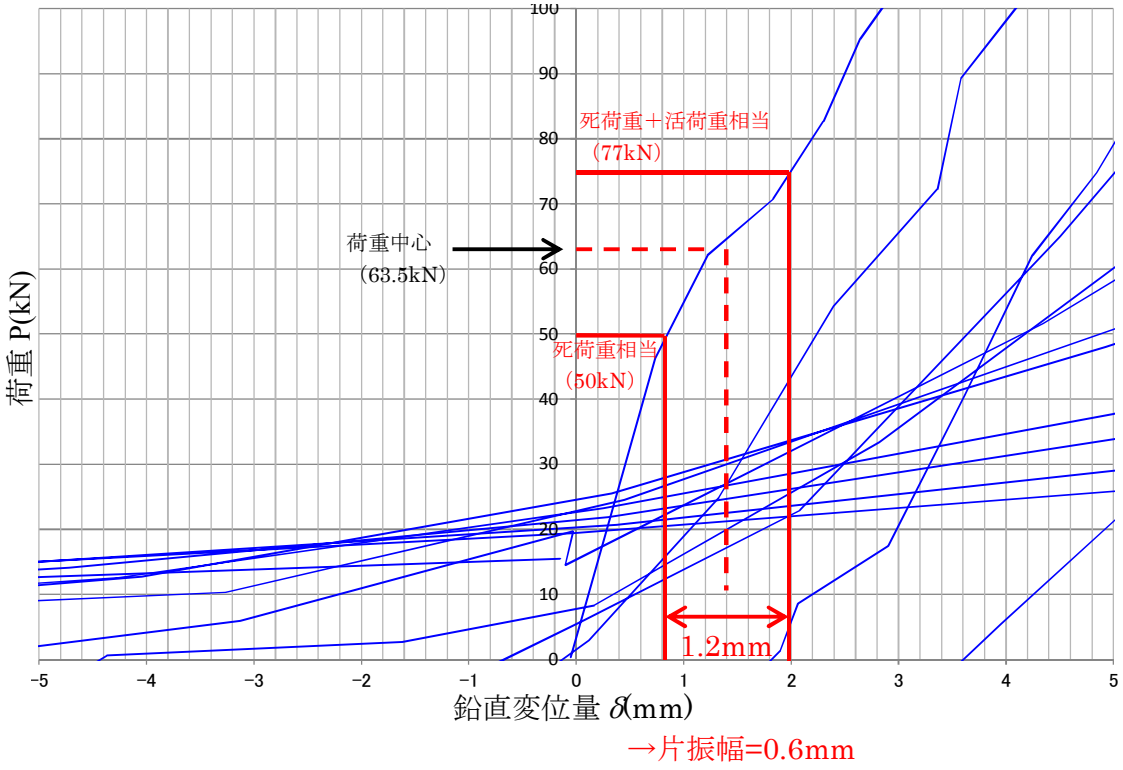


図 4.2.8　既往実験結果による載荷荷重の設定

4.2.3　実験結果

(1) 試験状況写真

初期ひび割れ時、各経時調査時、試験終了時の状況写真を**参考資料 2** に示す。

(2) ひび割れ損傷状況

図 4.2.9～図 4.2.10 に供試体の載荷サイクルにおける代表的な橋台たて壁の損傷状況図を示す。

a) 初期ひび割れ発生時（46,000 回）

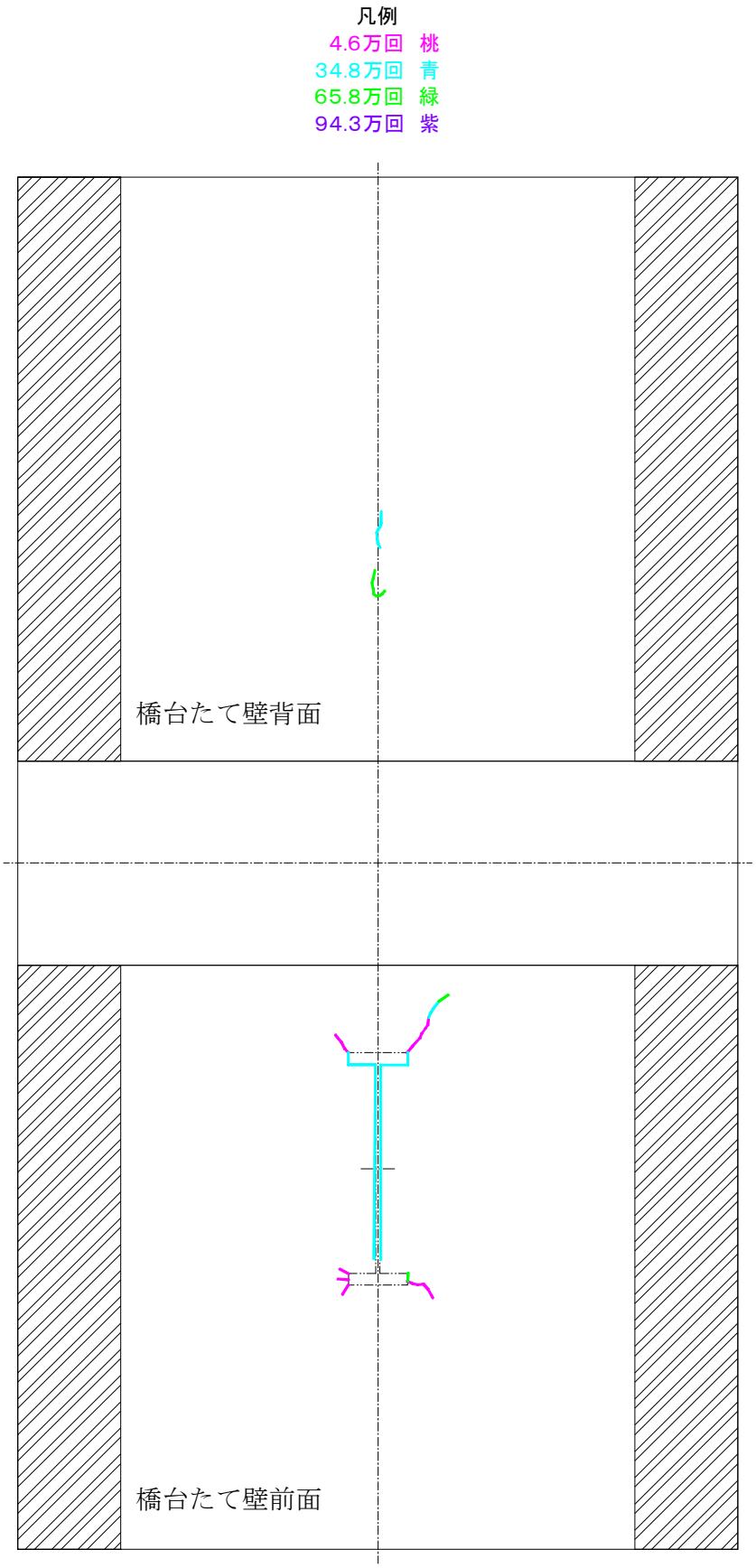
上フランジの両端部から、斜め 45 度上方に向かってひび割れ幅 0.05mm 程度のひび割れが各 10cm 程度発生した。また、下フランジの両端部から、斜め 45 度下方に向かってひび割れ幅 0.05mm 程度のひび割れが各 7cm 程度発生した。

b) ひび割れ進展時（348,000 回,658,000 回）

上フランジの左端部ひび割れの進展が見られた。また、橋台たて壁背面のウェブ中央付近に鉛直方向のひび割れが確認された。

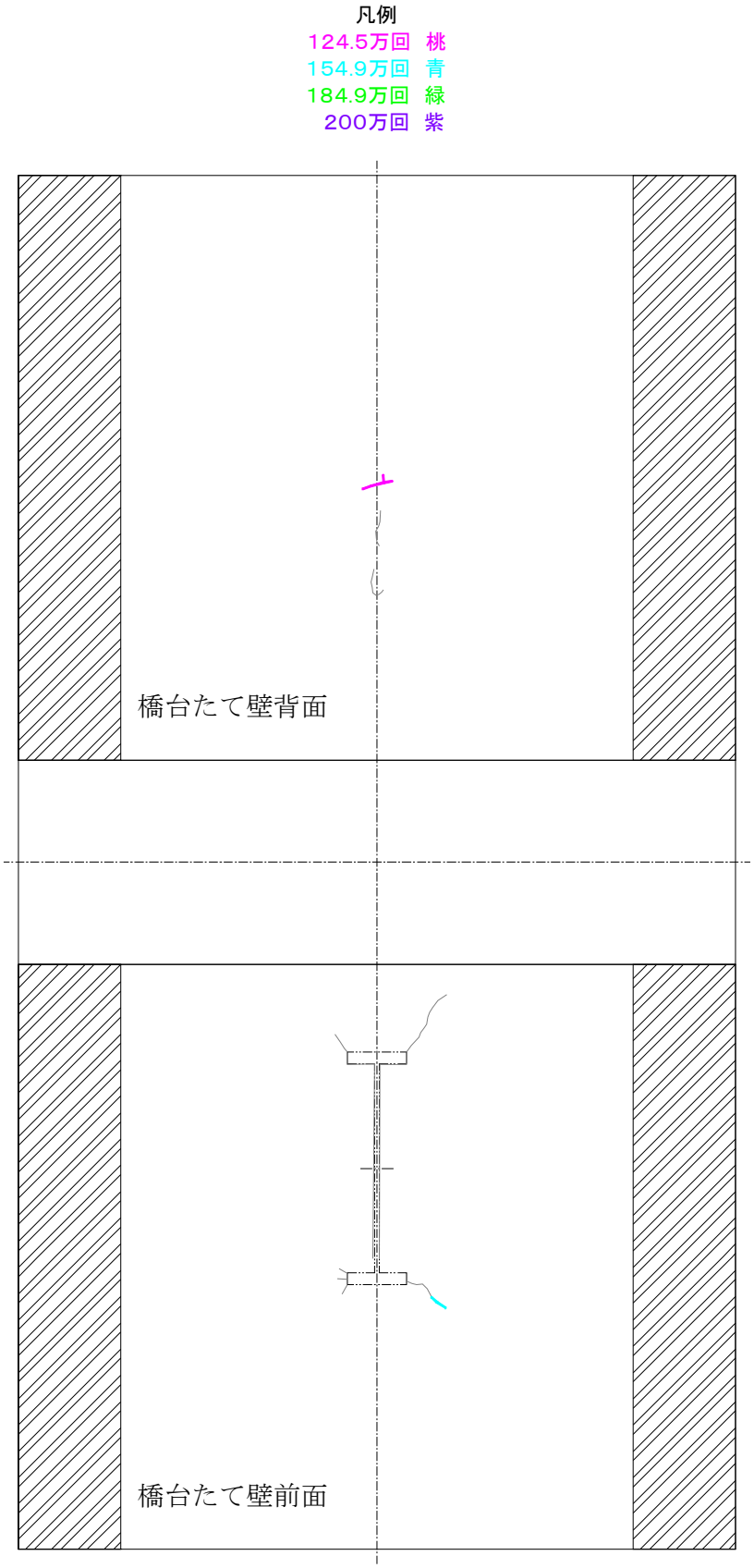
c) 実験終了後の損傷（2,000,000 回）

実験終了に至る過程において 1,245,000 回経過時に橋台たて壁背面の上フランジ下付近に水平方向のひび割れが生じた。その後、1,549,000 回経過時に、下フランジにおいて若干の進展が見られたものの 2,000,000 回に到達するまでにひび割れの進展は見られなかった。



※94.3 万回ひび割れ進展無し

図 4.2.9　橋台たて壁の損傷状況図（その 1）



※184.9 万回、200 万回ひび割れ進展無し

図 4.2.10　橋台たて壁の損傷状況図（その 2）

(3) 上下フランジの抜け出し量の経時変化

図 4.2.11、**図 4.2.12** に同一荷重載荷時における鋼桁上フランジ上部及び下フランジ下部の橋台たて壁前面と鋼桁の相対変位量の経時変化を示す。ここで、変位の－側は鋼桁の抜出し側、＋側は鋼桁の押込み側である。

繰返し回数の増加に従って、抜出し変位の増大が確認できる。その傾向と変位量については死荷重時と死荷重＋活荷重時（以下「死活荷重時」と称す）で大きな差は見られない。

なお、**図 4.2.13** に示す、過年度実験結果[4)]より、供試体の設計諸元が同様なケース 3 における抜出し量と比較したところ、疲労試験の初期載荷段階における抜出し量は死荷重時、死活荷重時で同等であることが確認でき、最終的な抜出し量は、過年度実験[4)]における結果（$+1\delta_y$：0.68mm）よりも小さな値となっている。ここで、過年度実験[4)]における $1\delta_y$ とは、スタッド本数 12 本の供試体にてスタッドが、計算上のせん断降伏に最初に達すると想定される橋台たて壁前面側のスタッド基部のせん断力を、スタッドを橋軸方向に挟んで設置した上フランジの軸方向ひずみの差分から応力度換算することで推定し、スタッド基部がこのせん断力に達したときの軸力載荷点位置の鉛直変位から設定したものである。よって、200 万回の繰返し載荷により抜出し量は増加するものの、スタッドのせん断降伏に相当する抜出し量までは進展せず、スタッドのせん断降伏レベルにに達していないことが分かる。

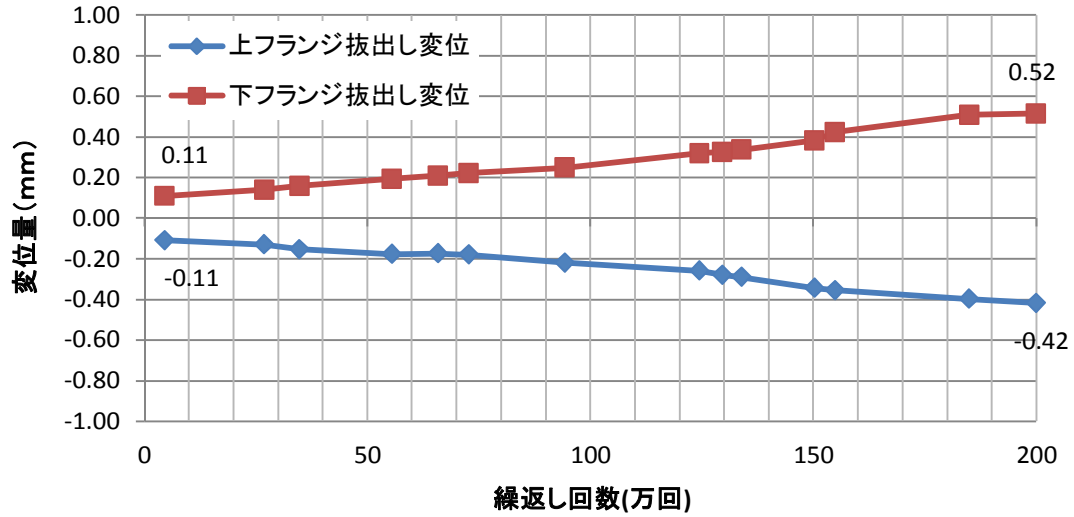


図 4.2.11　死荷重時（50kN）フランジ抜出し変位量の経時変化

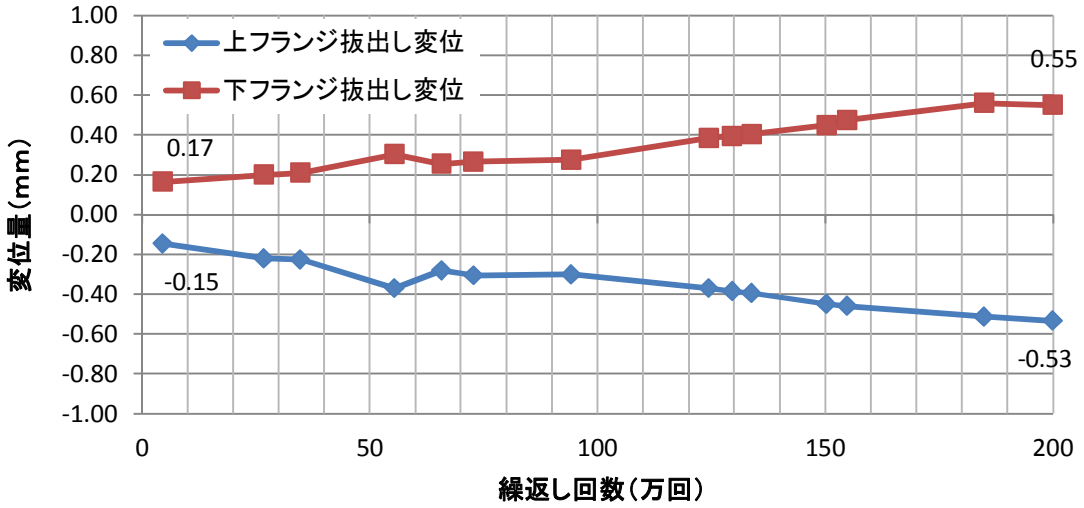


図 4.2.12　死活荷重時（77kN）フランジ抜出し変位量の経時変化

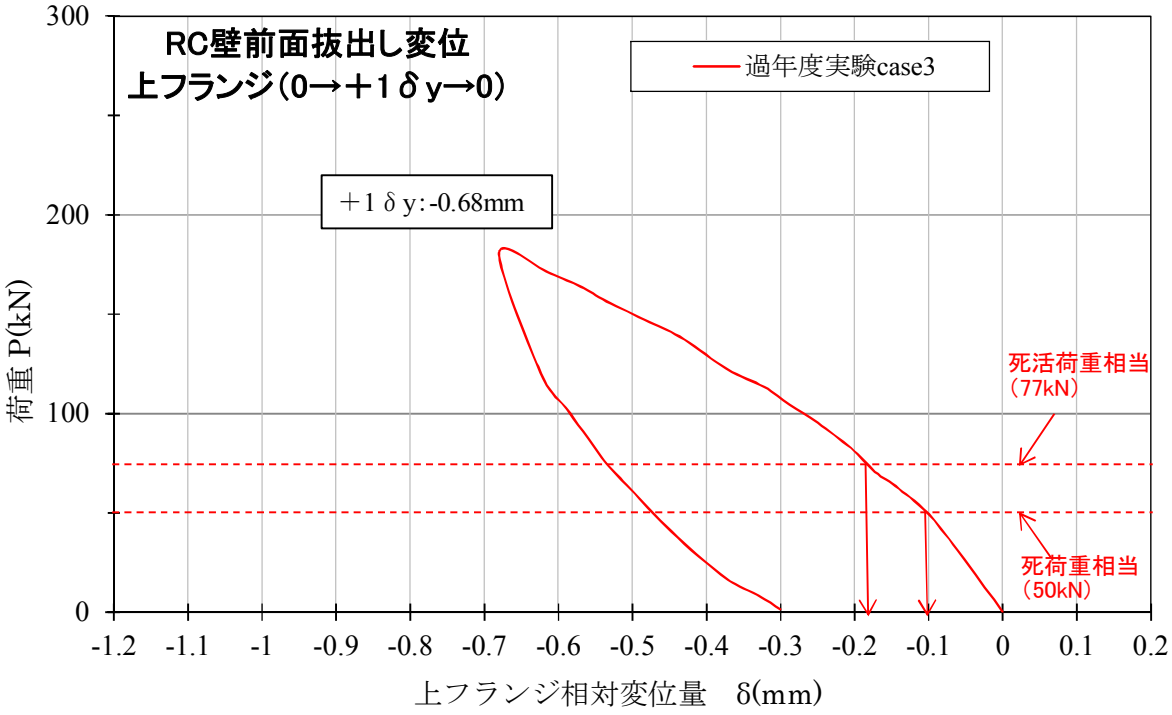
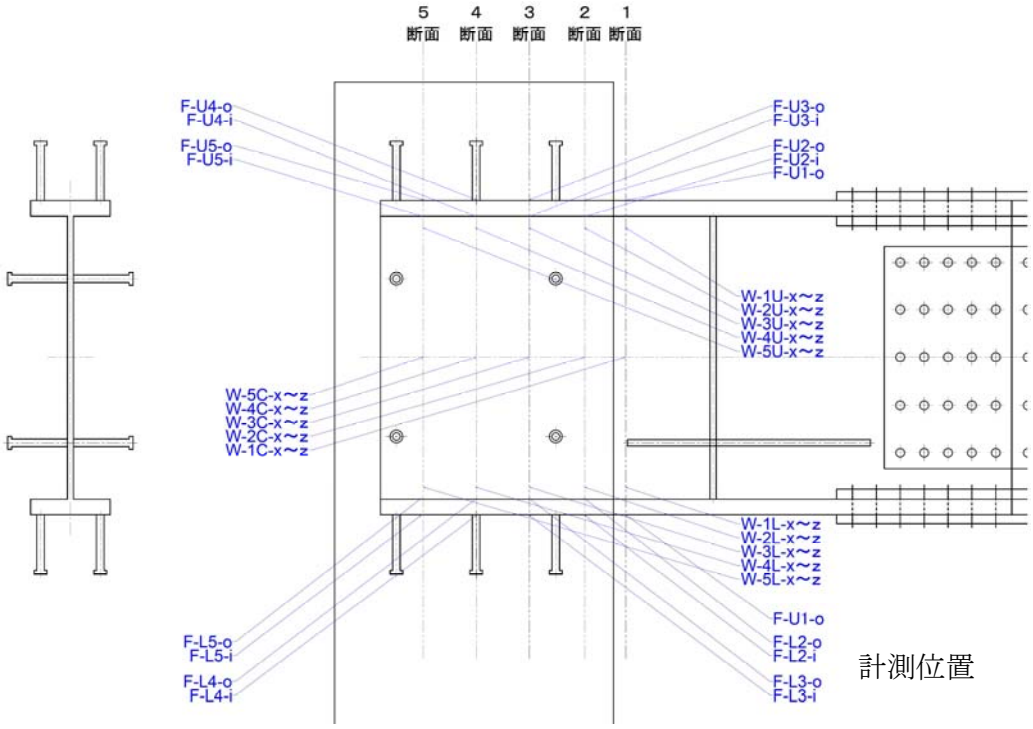
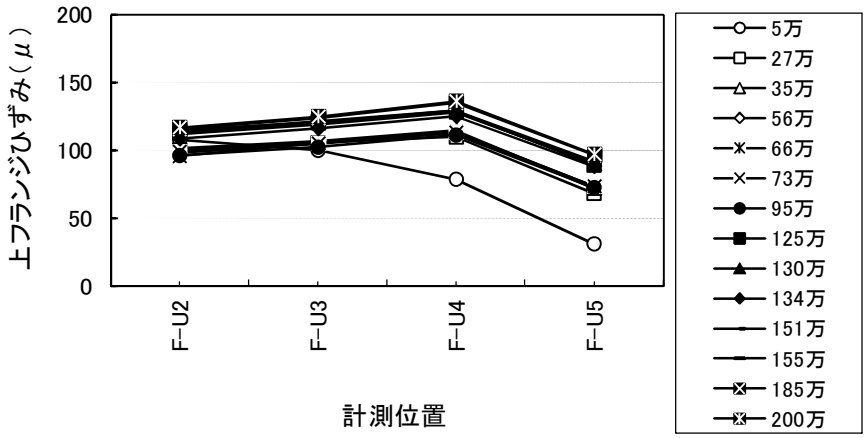


図 4.2.13　過年度実験結果 [4)]の抜粋

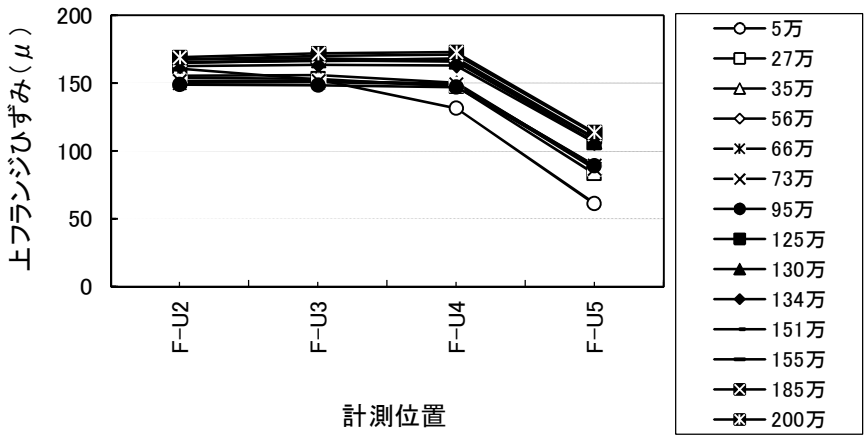
(4) 鋼桁フランジの橋軸方向ひずみ

図 4.2.14 に鋼桁フランジの軸方向ひずみの橋軸方向分布の経時変化を示す。ここで、(a)は死荷重時における上フランジの橋軸方向ひずみ、(b)は死活荷重時における上フランジの橋軸方向ひずみを示す。図より、死荷重時および死活荷重時ともに橋台たて壁前面(F-U2)に近いほどひずみ量が大きい傾向を示した。また、繰返し回数が増えるにつれて埋め込みの深い側(F-U5)のひずみ量が大きくなった。





（a）上フランジ（死荷重時）

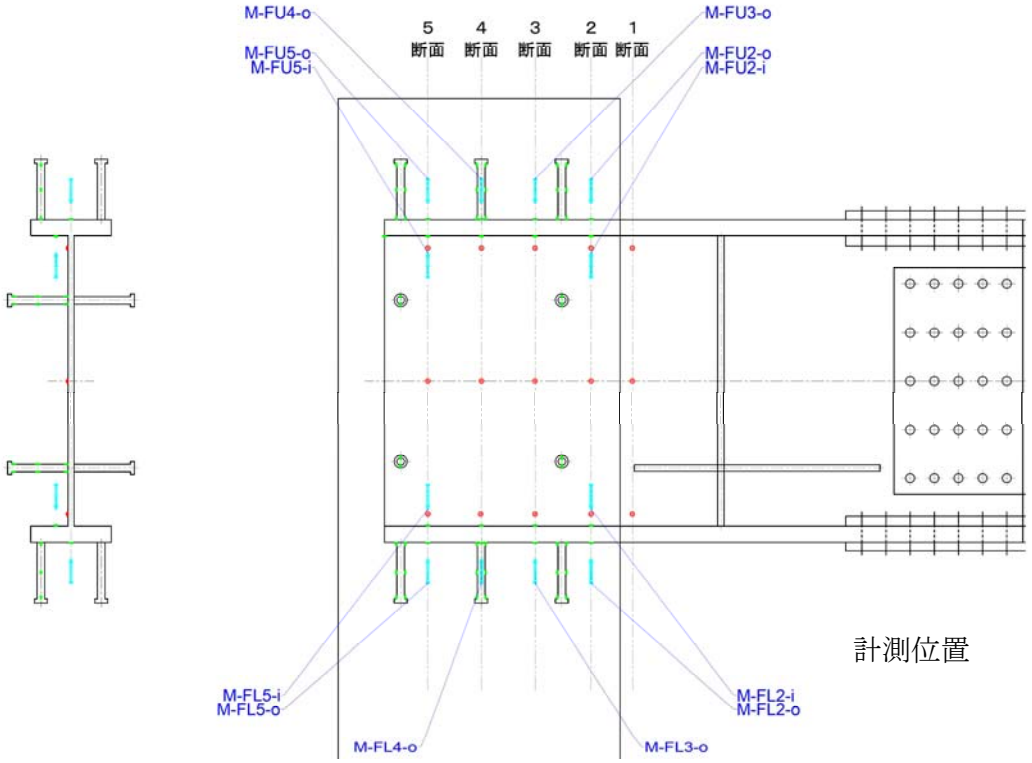


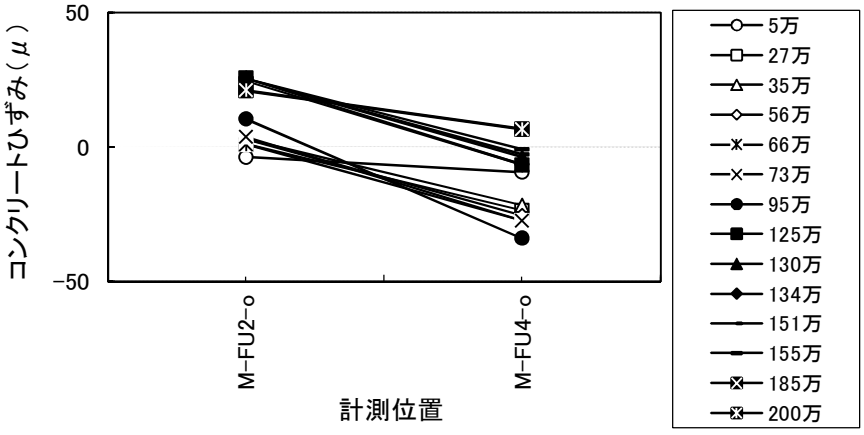
（b）上フランジ（死活荷重時）

図 4.2.14　鋼桁上フランジの橋軸方向ひずみ分布

(5) 支圧応力

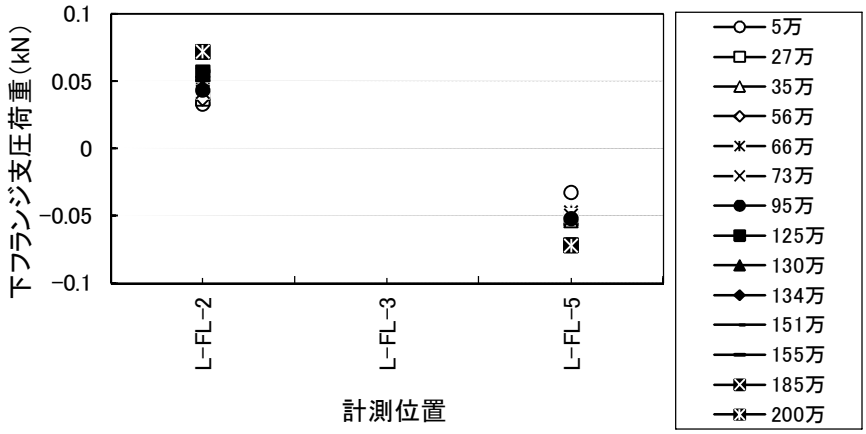
図 4.2.15 に、経時変化とともにコンクリート支圧応力が最も卓越した橋台たて壁前面側における鉛直方向のコンクリート圧縮ひずみ（モールドゲージ）および支圧応力（ロードセル計測値）の比較を示す。**図 4.2.15**(a)及び(b)は、死荷重時における上フランジ上面の支圧応力分布を示しており、**図 4.2.15**(c)及び(d)は、死活荷重時における下フランジ下面のそれを示している。**図 4.2.15**(a)及び(c)より、死荷重時、死活荷重時で支圧応力の分布は同様であり、その値は極めて小さいことが確認できる。また**図 4.2.15**(b)及び(d)でも概ね同様の傾向が見られた。



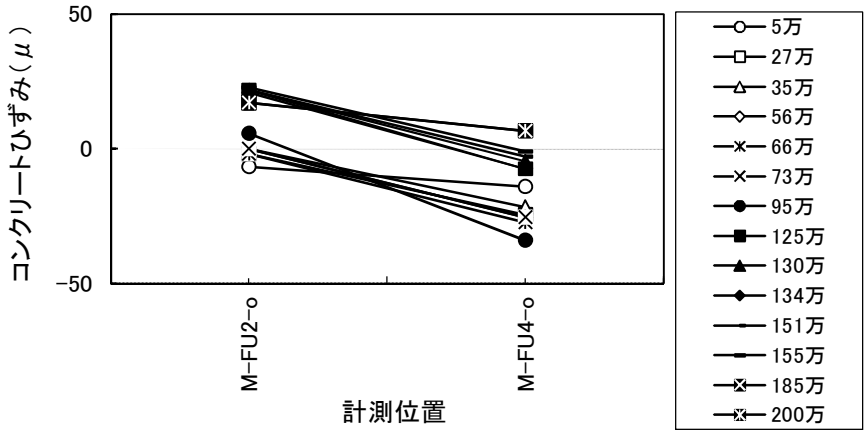


(a)死荷重時の上フランジ上面（モールドゲージ）

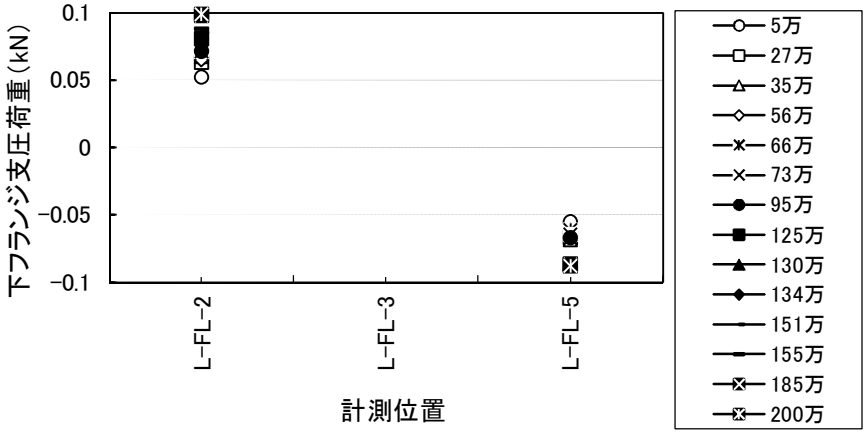
図 4.2.15　橋台たて壁前面側の鉛直方向支圧応力（その 1）



(b)死荷重時の下フランジ下面（ロードセル）



(c)死活荷重時の上フランジ上面（モールドゲージ）



(d)死活荷重時の下フランジ下面（ロードセル）

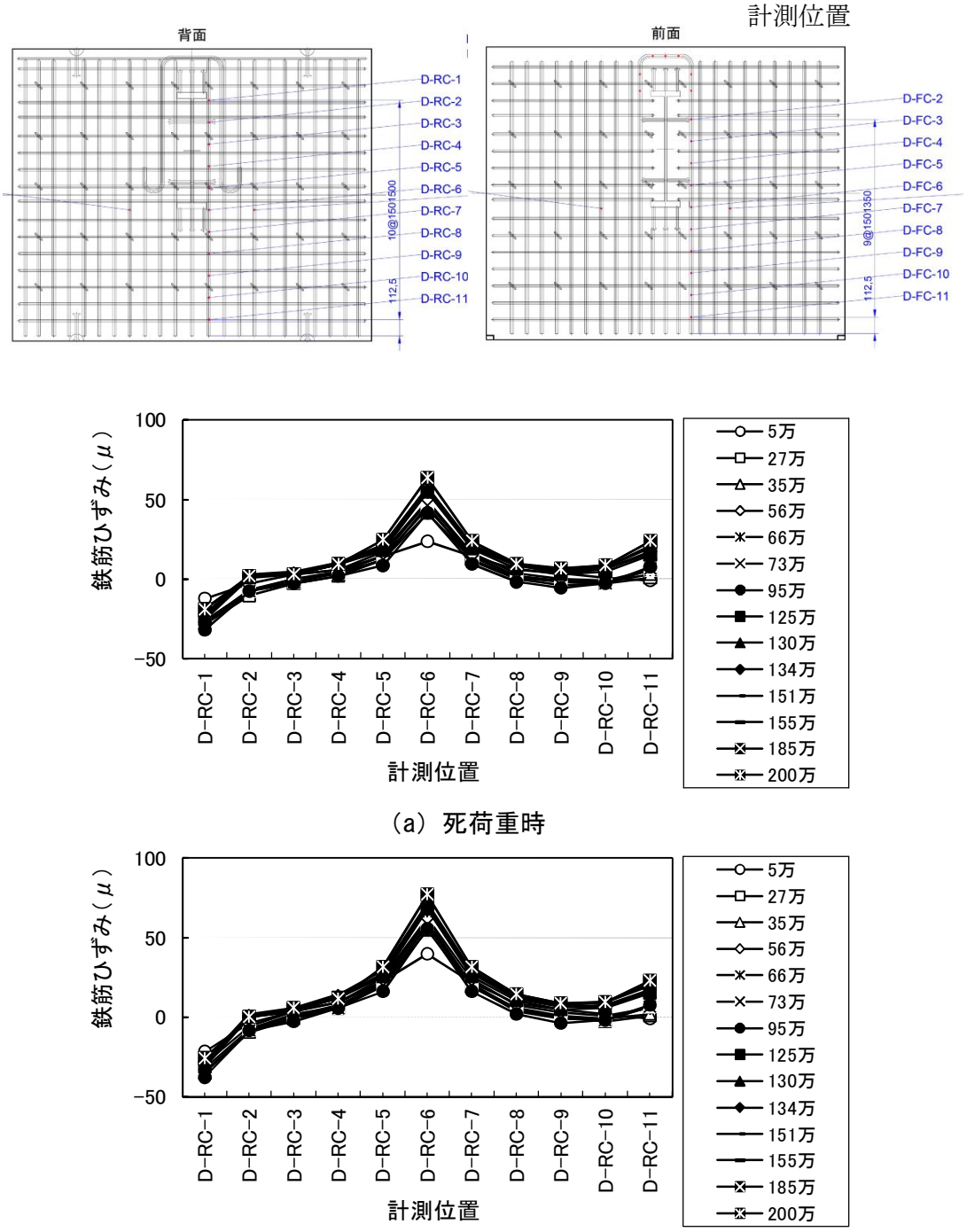
図 4.2.15　橋台たて壁前面側の鉛直方向支圧応力（その 2）

(6) 鉄筋ひずみの分布

1) 橋台たて壁軸方向鉄筋ひずみ

図 4.2.16 に各載荷ステップにおける橋台たて壁橋軸方向鉄筋ひずみの鉛直方向ひずみ分布を示す。死荷重時、活荷重時ともに橋台たて壁背面側に、引張ひずみが生じ、同様な挙動を示す。いずれも鋼桁端部の繰返し荷重による押込みに対して橋台たて壁背面側の軸方向鉄筋が抵抗していることが分かる。

また、ひずみ量は、既往の実験[4]同様、鋼桁下フランジ付近を中心に凸状のひずみ分布を示しており、そのひずみは降伏ひずみ2000μに対し、極めて小さい。なお、載荷ステップとともにわずかではあるが鉄筋ひずみは増加している。



（a）死荷重時

（b）死活荷重時

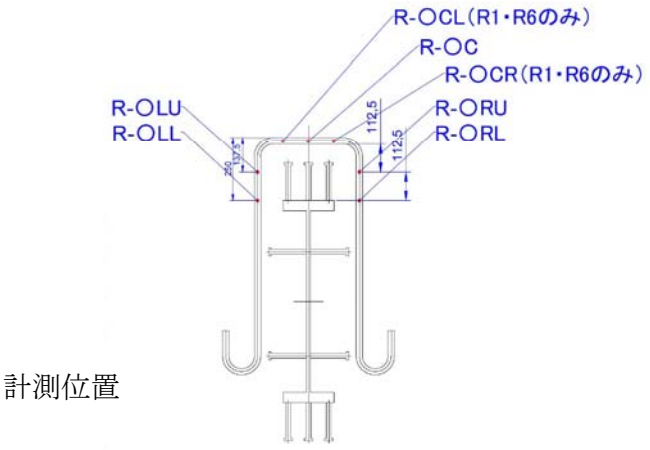
図 4.2.16　橋台たて壁主鉄筋の鉛直方向ひずみ分布

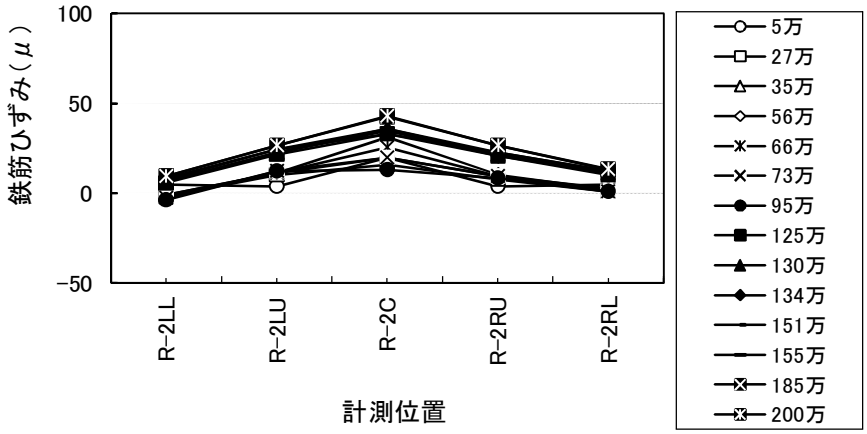
2) U 字筋ひずみ

図 4.2.17 に、載荷ステップにおける最前列 U 字筋の鉄筋ひずみ分布、**図 4.2.18** に、最後列 U 字筋の鉄筋ひずみ分布を示す。死荷重時、活荷重時ともに正加力時であるが引

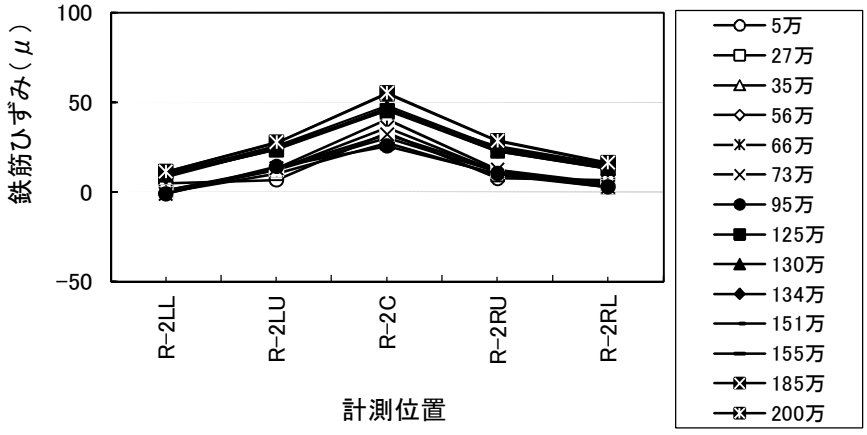
張ひずみが生じており、鋼桁の鉛直下方への変形による上下方向の引張や、上フランジ上部のコンクリート塊の抜出しによる橋軸方向の影響と推察される。

なお、鉄筋ひずみは載荷ステップが進むにつれて増加するものの、その値は最大50μ程度と僅かである。



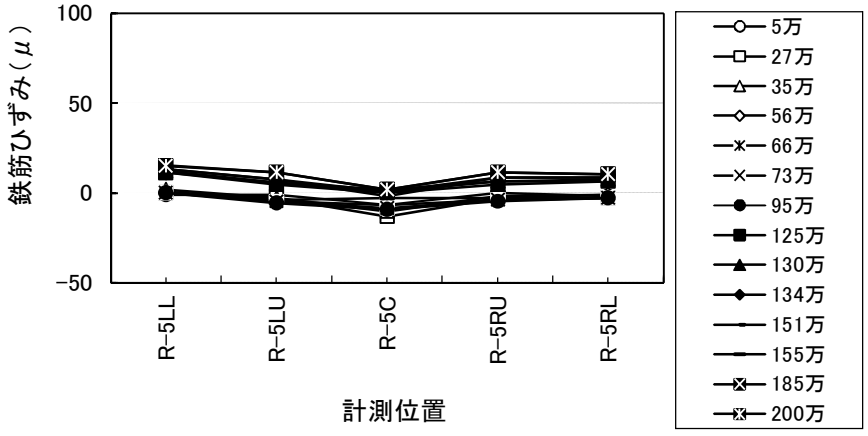


(a)死荷重時

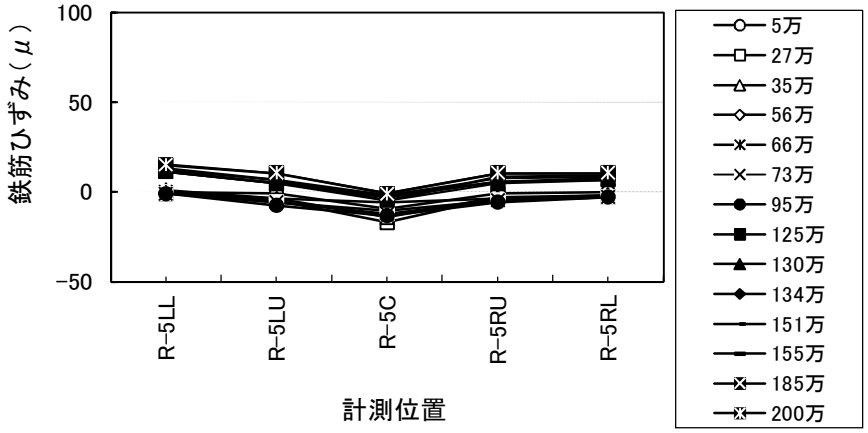


(b)死活荷重時

図 4.2.17　最前列U字筋の鉄筋ひずみ分布



(a)死荷重時



(b)死活荷重時

図 4.2.18　最後列U字筋の鉄筋ひずみ分布

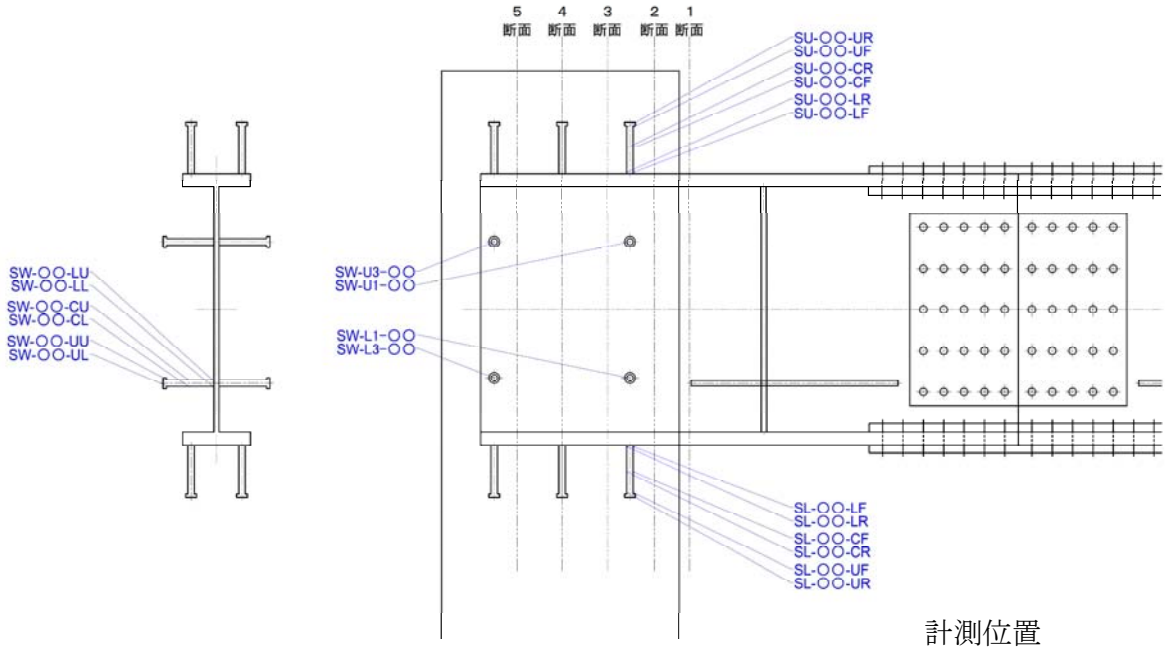
(7) スタッドひずみ

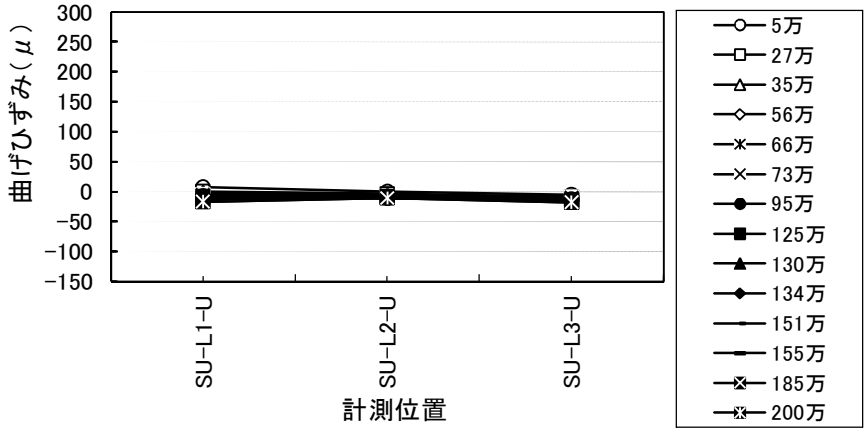
1) スタッド曲げひずみ

図 4.2.19 に死荷重時における上下フランジのスタッド曲げひずみ分布、**図 4.2.20** に死活荷重時における上下フランジのスタッド曲げひずみ分布を示す。スタッドひずみは、各スタッドにつき頭部、中間部、基部の橋軸方向両面計 6 箇所計測しており、スタッド曲げひずみは橋軸方向の前面から背面のひずみを減じたあと 2 で除したものである。

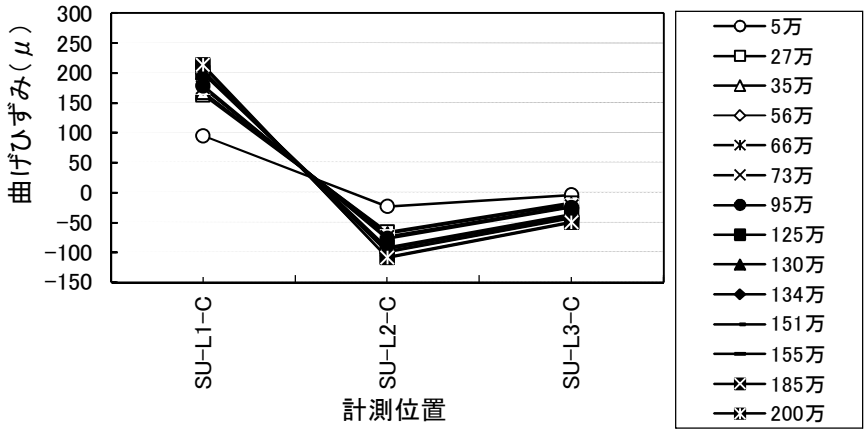
載荷繰返し回数の増加に伴い、各スタッド曲げひずみの絶対量は増加する傾向にある。なお、上部の曲げひずみは、下部や中間部に比べて小さい。スタッドの設置位置では、曲げひずみに明確な違いが見られ、埋め込みの浅い側で大きな曲げひずみが発生している。

なお、いずれの位置においてもスタッドに作用する曲げひずみはスタッドの降伏ひずみに対して極めて小さい。これは、死荷重時及び死活荷重時に作用する軸力及びせん断力が設計荷重に比べて小さいことによると考えられる。



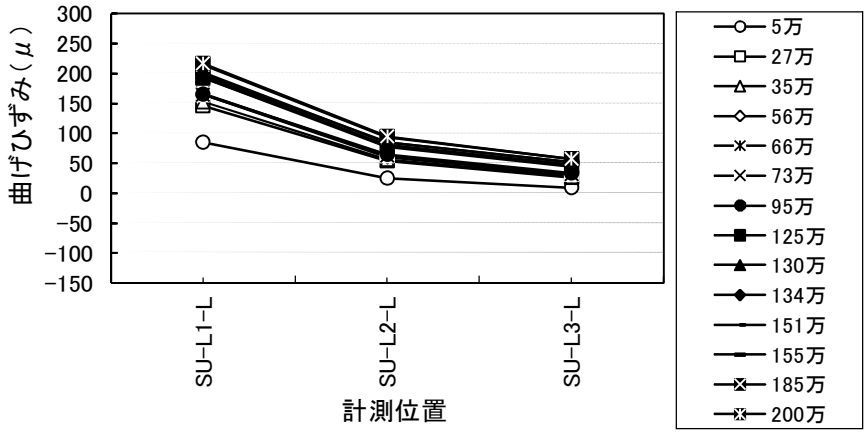


（a）スタッド上部



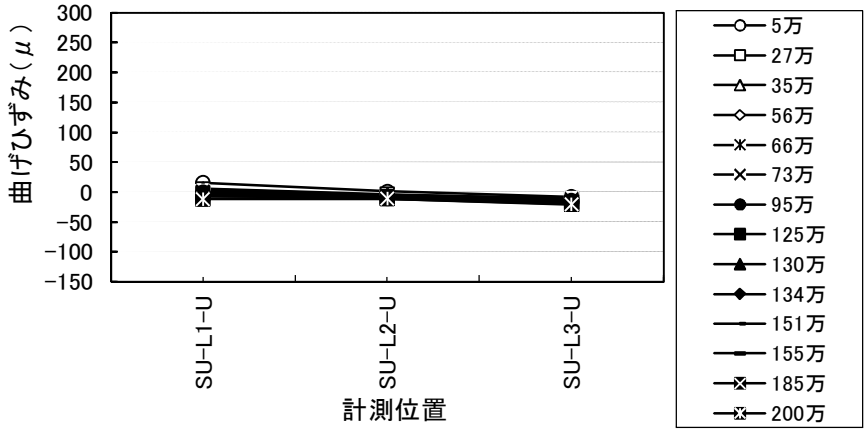
（b）スタッド中間部

図 4.2.19　スタッド曲げひずみの分布（死荷重時）（その 1）

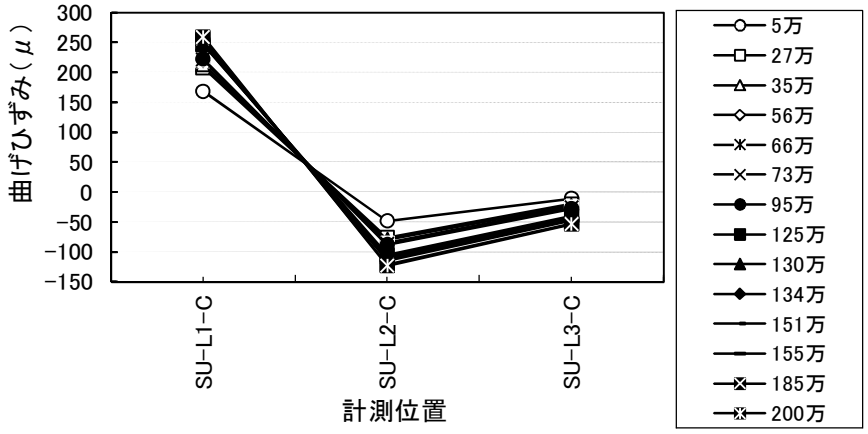


（c）スタッド下部

図 4.2.19　スタッド曲げひずみの分布（死荷重時）（その 2）

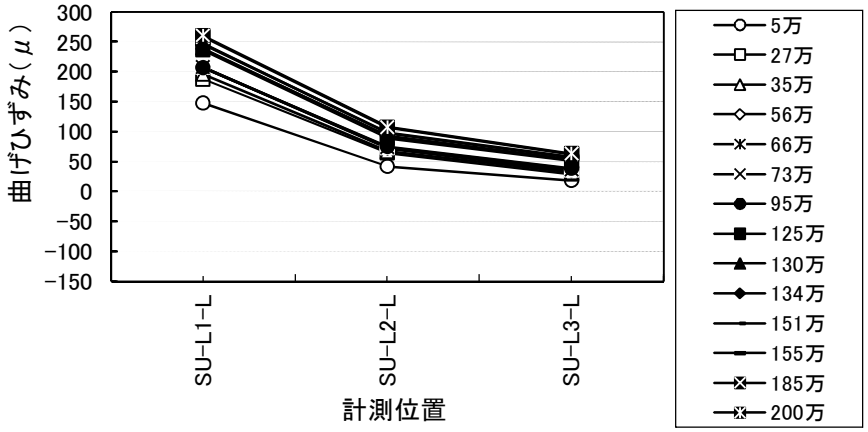


（a）スタッド上部



（b）スタッド中間部

図 4.2.20　スタッド曲げひずみの分布（死活荷重時）（その 1）



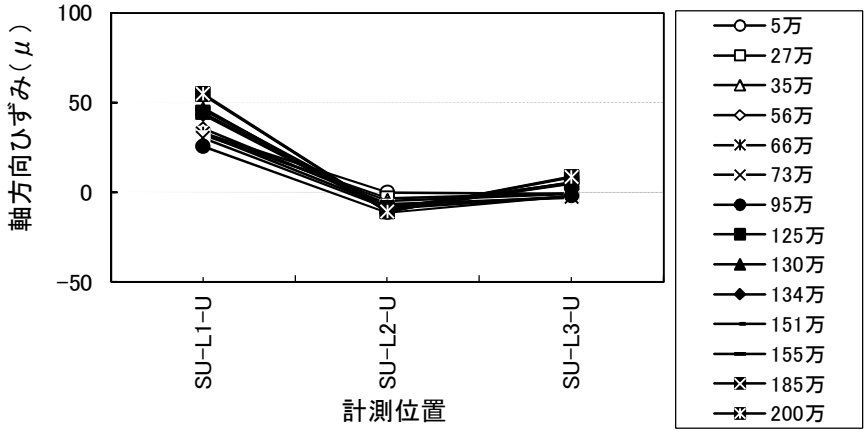
(c) スタッド下部

図 4.2.20　スタッド曲げひずみの分布（死活荷重時）（その 2）

2) スタッド軸ひずみ

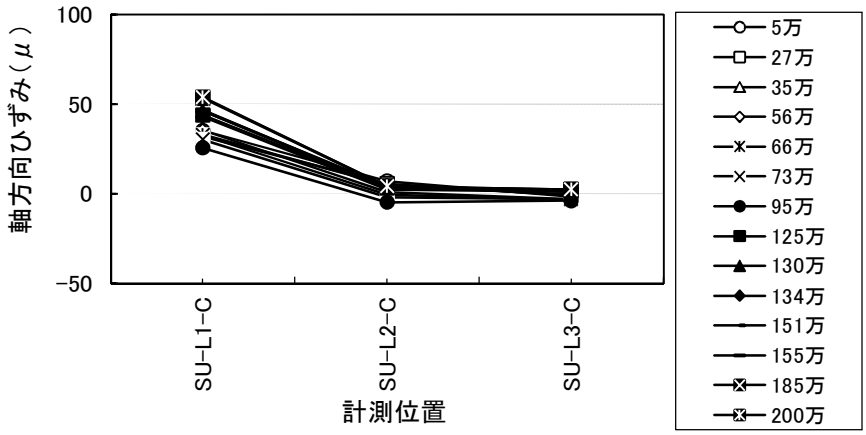
図 4.2.21、図 4.2.22 に同じくスタッド軸ひずみ分布を示す。スタッド軸ひずみは、橋軸方向の前面と背面のひずみ平均値である。

スタッド曲げひずみ同様、載荷繰返し回数の増加に伴い、各スタッド軸ひずみの絶対量は増加する傾向にある。スタッドの設置位置では、埋込み浅い側と埋込み深い側では、軸ひずみの値が異なり、その差は両端部の方が顕著である。つまり、フランジ面に沿った埋込み方向のスタッド軸力（鉛直支圧）は、埋込み浅い側と深い側で鉛直方向に分布しており、いずれかの埋込み深さ位置に中立軸に相当する回転中心があると考えられる。

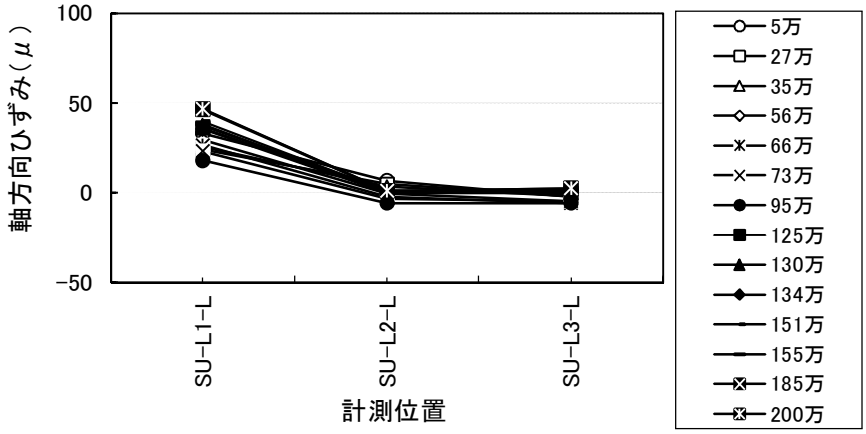


(a) スタッド上部

図 4.2.21　スタッド軸ひずみの分布（死荷重時）（その 1）

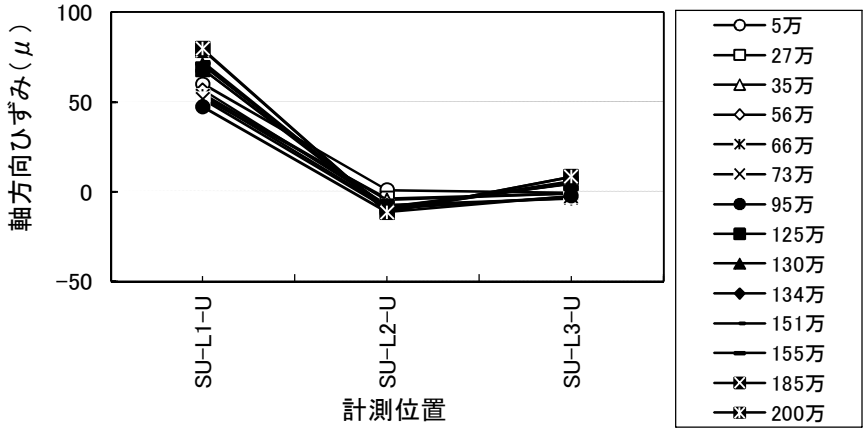


(b)スタッド中間部



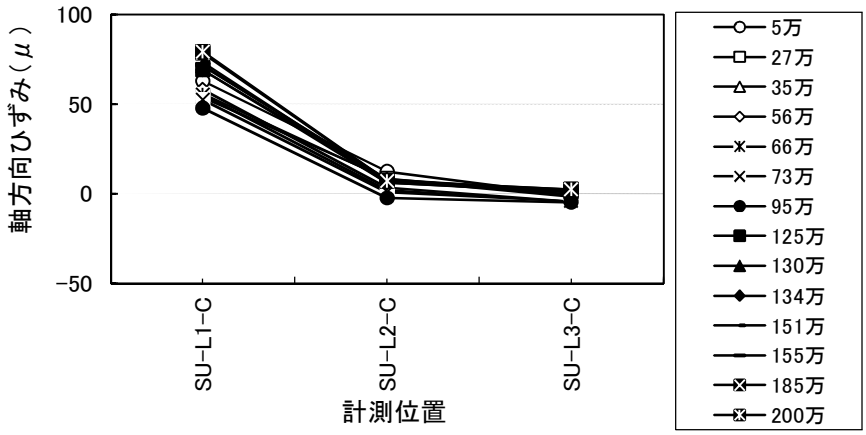
(c)スタッド下部

図 4.2.21　スタッド軸ひずみの分布（死荷重時）（その 2）

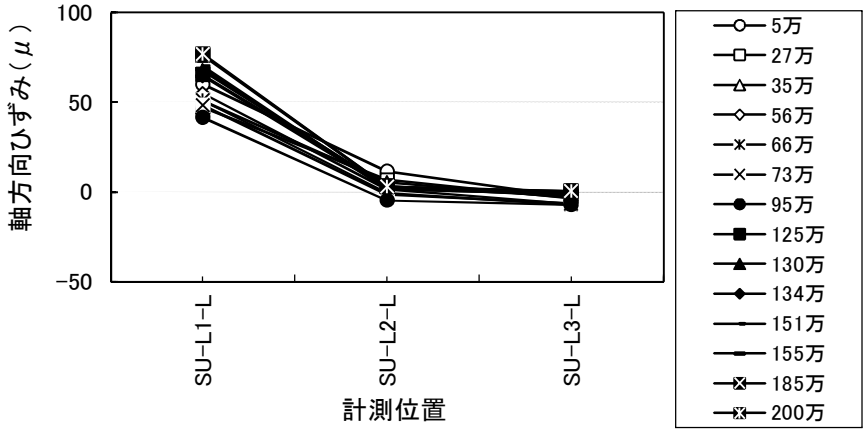


(a)スタッド上部

図 4.2.22　スタッド軸ひずみの分布（死活荷重時）（その 1）



（b）スタッド中間部



（c）スタッド下部

図 4.2.22　スタッド軸ひずみの分布（死活荷重時）（その２）

4.2.4　模型供試体の切断

疲労実験を実施した模型供試体について、**図 4.2.23** に示す位置をワイヤーソーで切断した。鋼桁側切断面のひび割れ状況をスケッチした後、上下フランジスタッドが確認できるまでコンクリートをはつり出し、スタッドの変形量を測定した。切断面スタッド状況写真を**写真 4.2.5** に示す。

上下フランジスタッドともに変状は生じていない。また、スタッド周辺コンクリートにおいてもひび割れ等の変状が生じていない。

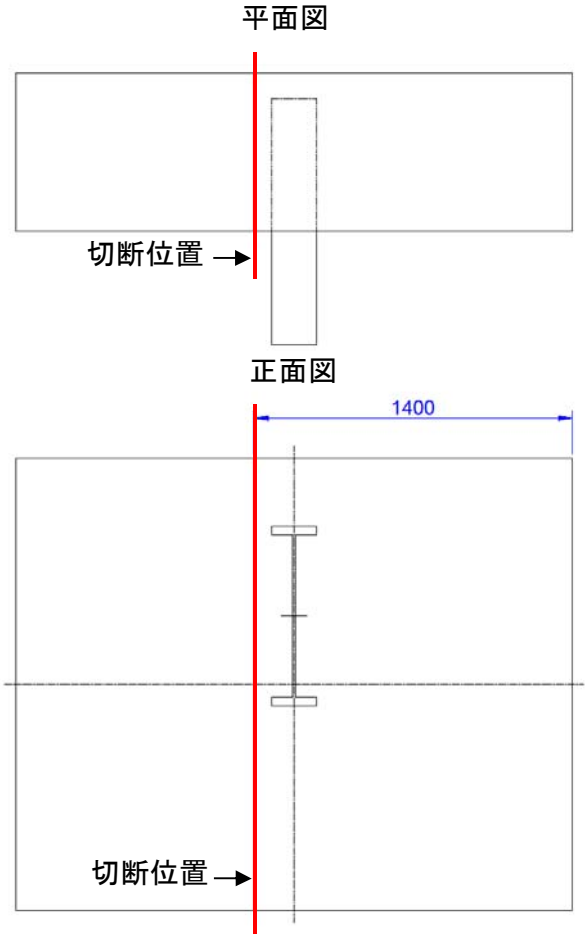


図 4.2.23　模型供試体切断位置図

（a）はつり状況全体図

（b）鋼桁上フランジ部スタッド

（c）鋼桁下フランジ部スタッド

写真 4.2.5　実験終了後のスタッド接合部状況写真

4.2.5　接合部スタッドに対する疲労影響評価

H24 道示ではスタッドに関して許容せん断力のみが規定されており、疲労の照査に関する記述は見られない。また、既往の研究における疲労に対する検討内容としては、押し抜き供試体によるスタッド疲労試験結果もしくはコンクリート床版と鋼桁のずれ止めとしてスタッドを用いる場合を想定したものであり、今回着目する鋼－コンクリート接合部に対しての確認が行われているものではなく、スタッドに対する疲労の影響について明確にされていない。よって、本実験結果に基づき鋼－コンクリート接合部スタッドに対する疲労の影響について検討する。疲労影響評価については死活荷重が作用する時のフランジ力差分をスタッドせん断力と仮定し、せん断応力範囲を推定し、以下に示す 3 種類の方法により評価を行った。

・H24 道示Ⅱ[2] に示される疲労強度の強度等級による評価
・松井らによる疲労強度推定式[9] による評価
・模型供試体の切断によるスタッドはつり出しによる評価

(1) スタッド終局せん断力 Q_U の算出

H24 道示Ⅱ[2] 12.5.5 より、以下の式にて算出する。ここでスタッド軸径 d＝19mm、スタッド全高 H＝150mm である。安全率を 6 とすると Q_u＝6 Q_a となり、Q_u＝99.7kN となる。

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geqq 5.5) \qquad (4.2.1)$$

ここに、
Q_a ：スタッドの許容せん断力（N/本）
d ：スタッドの軸径（mm）
H ：スタッドの全高（mm）
σ_{ck} ：コンクリート設計基準強度（N/mm^2）

(2) スタッドに作用するせん断力の範囲 R および R/Q_U の算出

死荷重、死活荷重が繰返し作用する時の「フランジ力差分＝スタッドせん断力」と仮定し、スタッドに作用するせん断力の範囲 R（kN）を橋台たて壁前面側から前面スタッド、中間スタッド、背面スタッドと称し、それぞれ推定した。また、疲労強度評価式による評価を行うため(1)にて算出したスタッド終局せん断力 Q_U にて、算出したせん断応力範囲 R を除して比率 R/Q_U を算出した。各スタッド位置におけるせん断力の範囲 R 及び比率を**表 4.2.8～表 4.2.10** に示す。

表 4.2.8　前面スタッド　せん断力の範囲 R および比率 R/Q_u

計測ｽﾃｯﾌﾟ	繰返回数 (N)	スタッドの終局せん断力Qu (kN)	ｽﾀｯﾄﾞに作用するせん断力の範囲R (kN)	せん断応力範囲Δτ (N/mm^2)	比率 (R/Qu)	比率 (%)
2	0	99.744	0.35	1.234	0.004	0.351
3						
6	269205	99.744	4.9	17.282	0.049	4.913
7						
10	348369	99.744	3.75	13.226	0.038	3.760
11						
14	555291	99.744	4.55	16.048	0.046	4.562
15						
18	658537	99.744	7.15	25.218	0.072	7.168
19						
22	728651	99.744	4.9	17.282	0.049	4.913
23						
26	943766	99.744	5.3	18.693	0.053	5.314
27						
30	1245098	99.744	5.65	19.927	0.057	5.665
31						
34	1296505	99.744	4.5	15.871	0.045	4.512
35						
38	1339875	99.744	5.3	18.693	0.053	5.314
39						
42	1503378	99.744	4.9	17.282	0.049	4.913
43						
46	1549200	99.744	2.65	9.346	0.027	2.657
47						
50	1849421	99.744	4.15	14.637	0.042	4.161
51						
54	2000000	99.744	4.2	14.813	0.042	4.211
55						

表 4.2.9　中間スタッド　せん断力の範囲 R および比率 R/Q_u

計測ｽﾃｯﾌﾟ	繰返回数 (N)	スタッドの終局せん断力Qu (kN)	ｽﾀｯﾄﾞに作用するせん断力の範囲R (kN)	せん断応力範囲Δτ (N/mm^2)	比率 (R/Qu)	比率 (%)
2	0	99.744	0	0.000	0.000	0.000
3						
6	269205	99.744	7.95	28.039	0.080	7.970
7						
10	348369	99.744	10.95	38.620	0.110	10.978
11						
14	555291	99.744	8.3	29.274	0.083	8.321
15						
18	658537	99.744	8.3	29.274	0.083	8.321
19						
22	728651	99.744	8.3	29.274	0.083	8.321
23						
26	943766	99.744	8.3	29.274	0.083	8.321
27						
30	1245098	99.744	7.55	26.629	0.076	7.569
31						
34	1296505	99.744	7.15	25.218	0.072	7.168
35						
38	1339875	99.744	7.55	26.629	0.076	7.569
39						
42	1503378	99.744	6.75	23.807	0.068	6.767
43						
46	1549200	99.744	6	21.162	0.060	6.015
47						
50	1849421	99.744	8.3	29.274	0.083	8.321
51						
54	2000000	99.744	8.4	29.627	0.084	8.422
55						

表 4.2.10　背面スタッド　せん断力の範囲 R および比率 R/Q_U

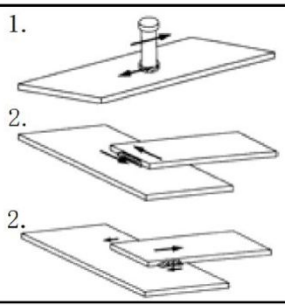
計測ｽﾃｯﾌﾟ	繰返回数 (N)	スタッドの終局せん断力Qu (kN)	ｽﾀｯﾄﾞに作用するせん断力の範囲R (kN)	せん断応力範囲Δτ (N/mm^2)	比率 (R/Qu)	比率 (%)
2 3	0	99.744	24.15	85.177	0.242	24.212
6 7	269205	99.744	12.1	42.676	0.121	12.131
10 11	348369	99.744	12.8	45.145	0.128	12.833
14 15	555291	99.744	13.2	46.556	0.132	13.234
18 19	658537	99.744	12.85	45.322	0.129	12.883
22 23	728651	99.744	10.95	38.620	0.110	10.978
26 27	943766	99.744	13.2	46.556	0.132	13.234
30 31	1245098	99.744	13.6	47.967	0.136	13.635
34 35	1296505	99.744	13.55	47.791	0.136	13.585
38 39	1339875	99.744	14.35	50.612	0.144	14.387
42 43	1503378	99.744	14.7	51.847	0.147	14.738
46 47	1549200	99.744	14.3	50.436	0.143	14.337
50 51	1849421	99.744	13.2	46.556	0.132	13.234
54 55	2000000	99.744	13.35	47.085	0.134	13.384

(3) 疲労強度の強度等級による評価

表 4.2.8～表 4.2.10 に示すとおり、スタッドに作用するせん断応力の範囲 R は橋台たて壁前面が最も小さく、背面スタッドが大きな値となる。**図 4.2.24** に各スタッドの繰返し回数に応じた応力振幅を示す。本図により背面スタッドの応力振幅は繰返し回数とともにその値に変化が見られないことが分かる。

表 4.2.11 に H24 道示に示される、せん断応力を受ける継手の種類と強度等級を抜粋して示す。本表より、せん断力を受けるスタッドの強度等級は、S 等級（基本許容応力振幅　$\Delta\tau = 80N/mm^2$）である。

表 4.2.11　せん断応力を受ける継手の種類と強度等級

継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm^2))	備　考
1. スタッドを溶接した継手のスタッド断面	S（80）	
2. 重ね継手の側面すみ肉溶接のど断面	S（80）	
3. 鋼管の割込み継手の側面すみ肉溶接のど断面	S（80）	
4. 上記以外	S（80）	

また、**表 4.2.12** に H24 道示に示される、強度等級 S 等級の場合のせん断応力を受ける継手の打切り限界としての応力範囲を抜粋して示す。本表より、一定振幅応力に対する打切り限界としての直応力範囲 $\Delta\tau_f$=67N/mm^2 であるので打切り限界としての応力振幅以下であることも確認できる。

表 4.2.12　せん断応力を受ける継手の打切り限界としての応力範囲

強度等級 区分	一定振幅応力の場合 $\Delta\tau_{ce}$ (N/mm^2)	変動振幅応力の場合 $\Delta\tau_{ve}$ (N/mm^2)
S	67	42

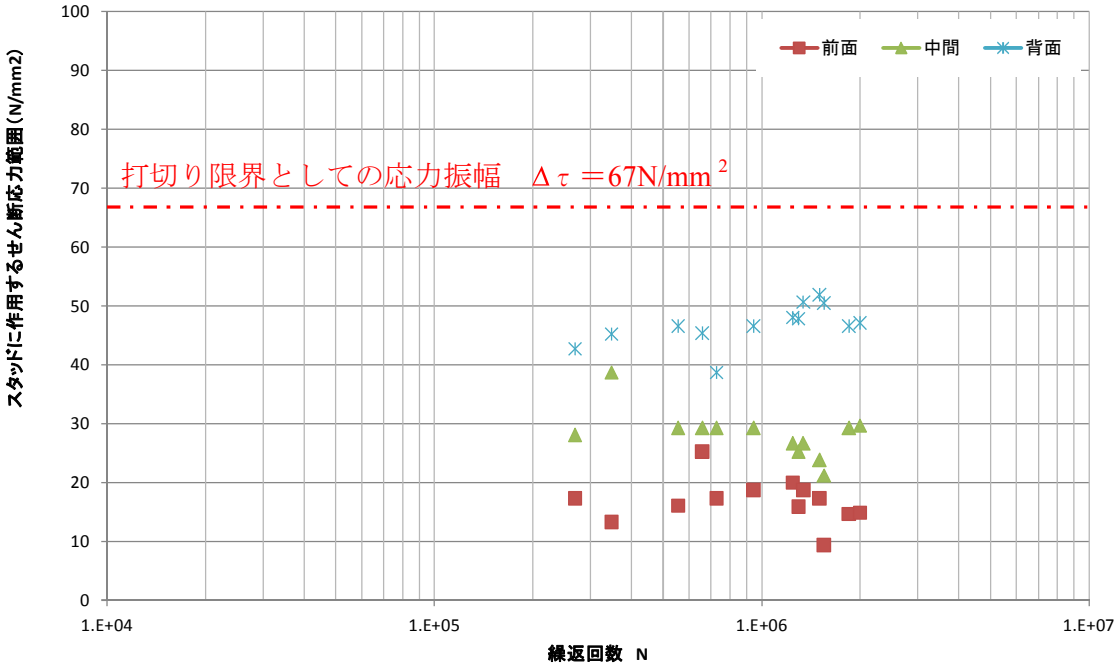


図 4.2.24　上フランジ断面　応力振幅－N 関係

(4) 松井らによる疲労強度推定式 [9] による評価

松井らによる疲労強度推定式 [9] は国内外より実施された疲労試験を収集・整理し、重回帰分析によってスタッドの疲労強度を求める合理的な疲労強度評価式を導き出したものであり、以下の式にて評価できる。本評価式はコンクリートの拘束効果も考慮されており本実験の評価に適していると判断した。

$$R/Q_U = 0.99 \cdot N^{-0.105} \qquad (4.2.2)$$

ここに、

R：スタッドに作用するせん断力の範囲（kN）

Q_U：スタッドの終局せん断力（kN）

N：繰返し回数（回）

式(4.2.2)により本実験結果を評価した。**図 4.2.25** に示すとおり 200 万回繰返し実験において、疲労強度推定式を超過しておらず、式(4.2.2)に基づく直線を大きく下回り、疲労に関して問題のない応力レベルにとどまっていることが分かる。

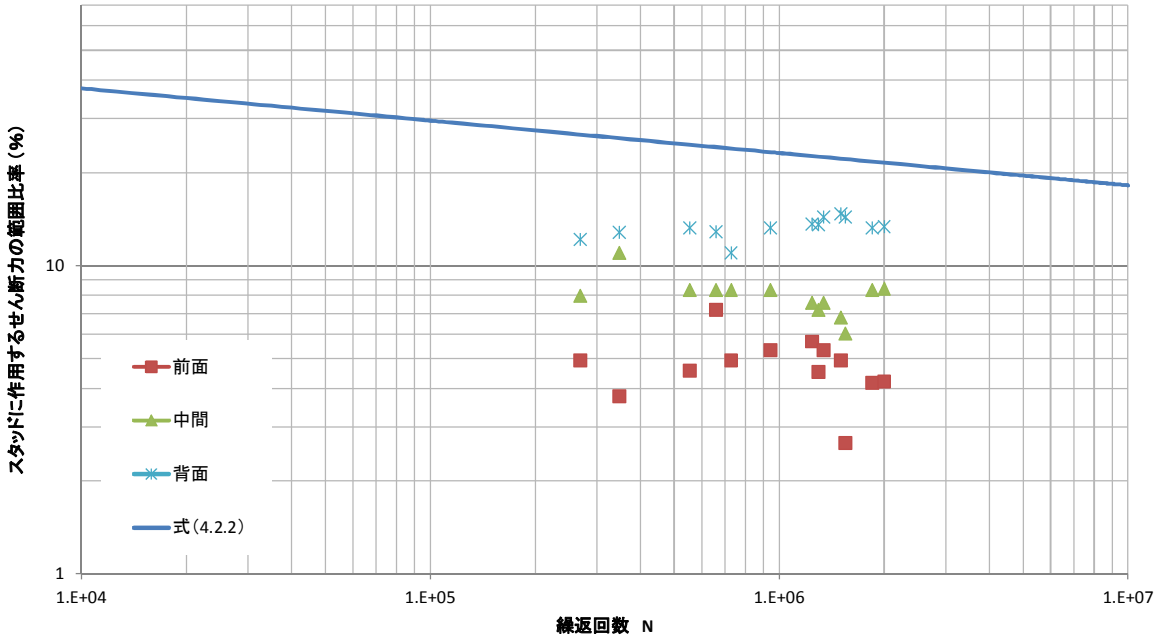


図 4.2.25　上フランジ断面　R/Qu－N 関係

(5) スタッドはつり出しによる評価

4.2.4 に示すように実験終了後にスタッド及びその周辺部のコンクリートの状況確認を行ったところ、スタッド周辺のコンクリートに変状は見られず、スタッド自体の変形も見られなかった。よって、繰返し載荷に対する健全性が確認できたといえる。

4.2.6　まとめ

本検討では鋼－コンクリート接合部における疲労の影響を確認するため、スタッド本数を安全率 1.5 とした場合について、200 万回疲労実験を実施するとともに疲労の影響に対する評価を行った。得られた主な結果を下記にまとめる。

(1) H24 道示に示される、せん断応力を受ける継手の強度等級を参照して、鋼－コンクリート接合部の疲労の影響を検討したところ、*S* 等級で一定振幅応力に対する打切り限界としての直応力範囲$\Delta\tau_f$=67N/mm^2 に対して最大で 50 N/mm^2 程度であり、疲労限界を下回る応力レベルであることを確認した。

(2) 既往の研究により導かれた、コンクリートの拘束効果も考慮したスタッドの疲労強度を求める合理的な疲労強度評価式による疲労影響評価でも疲労に関して問題のない応力レベルにとどまっていることを確認した

(3) 実験終了後にスタッド及びその周辺部のコンクリートの状況確認を行ったところ、スタッド周辺のコンクリートに変状は見られず、また、スタッド自体の変形も見られず、疲労による損傷の兆候は確認されなかった。

参考文献

1) 独立行政法人土木研究所:橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その３），土木研究所共同研究報告書，第 404 号，2012.3
2) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編，2012.3
3) 山本稔,中村正平：「Studd Shear Connector の試験報告」，土木研究所報告，第 109 号，pp.67-90，1961.11
4) 独立行政法人土木研究所:橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合部の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１），土木研究所共同研究報告書，第 463 号，2015.3
5) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編，2012.3
6) 芦塚憲一郎,宮田弘和,坂手道明,木曽収一郎,栗田章光:直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計と剛結部構造の合理化，構造工学論文集，Vol.53A，pp.936-945，2007.3
7) （独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その２），土木研究所共同研究報告書，第 388 号，2008.12
8) 遠藤繁人，和田圭仙，七澤利明，星隈順一：鋼－コンクリート接合部の耐力評価に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.60A，pp872-886，2014.3
9) 松井繁之，平城弘一，福本唀士：頭付きスタッドの強度評価式の誘導－疲労強度評価式－，構造工学論文集，Vol.35A，pp1233-1244，1989.3

5.設計の課題への対応

5.1　接合部設計の課題への対応

本節では、ずれ止めとして一般的に用いられている頭付きスタッドを用いた橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合部の設計における課題に対して、実験や解析による検討より本共同研究で得られた知見を整理し、当該接合構造の設計法を提案する。

本共同研究において実施した設計に関する国内外の文献調査および設計事例調査より抽出した当該接合構造の課題を**表 5.1.1** に示す。なお、**表 5.1.1** 中に、抽出した課題に対して本節で検討を行う項番号を記載する。また、文献および設計事例調査の詳細については共同研究報告書（その１）[1)]に記載している。

表 5.1.1　設計に関する課題の一覧表

No	課題	内容	本節検討項番号
1	鋼-コンクリート接合部の設計手法の確立	ずれ止めとして一般的に用いられている頭付きスタッド（以下、スタッドと称す）を用いた鋼-コンクリート接合部は、曲げモーメントを受ける剛域部材としての耐力特性が明らかにされておらず、作用力に対するスタッドなど各種部材における抵抗比率は不明である。現状、接合部の設計では、曲げモーメントの伝達方法は、スタッドによる場合がほとんどであり、鉛直せん断力の伝達ではスタッドに加えて鋼桁下フランジ下面とコンクリートとの支圧力に分担させる事例が多い。また、スタッドの許容せん断力は、H24 道示Ⅱ12.5.5 を用いて算出していることもあり、鋼桁定着部へのスタッド配置が困難な事例も見られ、フランジの拡幅や腹板スタッドを有効本数に見込む等の個別の対策を必要としている。 さらに、上ウランジ上面の押抜きせん断破壊、鋼桁コバ面の押込みによる押抜きせん断破壊、鋼桁付け根の引抜き破壊等の伝達された作用力に対する接合部の破壊照査項目についても確立されていない。	5.1.3 5.1.6 5.2
2	鋼-コンクリート接合部の鋼桁埋込み深さが浅いことによる影響への対応	スタッドを用いた鋼-コンクリート接合部に関しては、橋台たて壁厚が薄く鋼桁埋込み深さが相対的に浅い場合のスタッド、支圧の抵抗比率への影響が不明であり、この検討に際して埋込み深さが浅いことによる影響を明らかにし、必要に応じて最長埋込み深さの設定などが必要となる。	5.1.4
3	鋼桁埋込み部の支圧抵抗の有無	現状の設計では、安全性の照査として曲げモーメントを下フランジ下面の支圧力や上フランジ上面の押抜きせん断力に換算して照査を行う事例があるものの、鋼桁埋込み部の上フランジに生じる上向きの力に対する押し抜きせん断照査に対する発生応力分布が明確でないことから、鋼-コンクリート接合部に作用する支圧力に抵抗させる補強鉄筋量について確立された設計方法はなく、その確立が課題である。また、下フランジ下面の支圧力について、施工時にフランジ下面にコンクリートが十分に充てんされない場合もあり、計算上は支圧抵抗を考慮しないことが多いが、押抜き力同様に発生応力分布は明確ではない。	5.1.1 5.1.6
4	鋼-コンクリート接合部スタッドの有効範囲の明確化	作用力に対し、フランジやウェブに配置したスタッドの分担割合が明確でなく、実橋においても、軸力および曲げモーメントに対して、上下フランジおよびウェブ高の 1/4 まで配置したスタッドで抵抗する事例、あるいは上下フランジおよびウェブ全面のスタッドで抵抗する事例など様々であり、確立された設計手法がない。	5.1.2
5	鋼-コンクリート接合部スタッドに対する疲労影響評価	H24 道示におけるスタッドの設計方法は、許容せん断力のみが規定されており、疲労の照査に関する記述はみられない。また、既往の研究における疲労に対する検討内容としては、押し抜き供試体によるスタッド疲労試験結果もしくはコンクリート床版と鋼桁のずれ止めとしてスタッドを用いる場合を想定したものであり、今回着目する鋼-コンクリート接合部に対しての確認が行われているものではなく、スタッドに対する疲労の影響について明確にされていない。	5.1.5

5.1.1　支圧抵抗の評価

スタッドを用いた鋼－コンクリート接合部において、作用力に対する接合部抵抗要素の一つとして考えられるフランジ支圧力については、フランジとコンクリートの間に施工時に隙間が生じる可能性が考えられるが、隙間の有無による抵抗比率等への影響については不明であった。その影響を明らかにし、作用力の伝達要素としてフランジ支圧抵抗を見込めるかの判断が接合部設計手法の確立には必要である。また、現行の設計事例では、安全性の照査として曲げモーメントを下フランジ下面の支圧力や上フランジ上面の押抜きせん断力に換算して照査を行う事例があったが、曲げモーメントに占める支圧抵抗比率が不明であることから、鋼－コンクリート接合部に作用する支圧力に抵抗させる補強鉄筋量について確立された算出方法がなく、その確立が課題であった。

本共同研究では、フランジ下側の隙間の有無をモデル化した実験供試体の載荷実験および当該実験を再現した有限要素解析により、隙間の有無によるフランジ支圧力の抵抗比率へ与える影響の検討および下フランジ下面、上フランジ上面へ配置する補強鉄筋量を変数とした実験供試体の載荷実験を行い、以下の知見を得た。

①実験供試体を対象とした有限要素解析を行った結果、接合部の曲げモーメントに対する抵抗として、フランジ付スタッドの水平せん断力（5～6 割程度）、フランジの支圧力（2～3 割程度）が支配的であり、ついでフランジコバ面の接触力（1 割程度）が大きいことを確認した。

②フランジ下面の空隙の有無により、フランジ付スタッドの抵抗比率に差はないが、フランジの支圧抵抗比率は支圧有より支圧無の方が低下（曲げモーメントに対する抵抗比率 3 割程度から 1 割程度に低下）し、支圧無ではフランジ付スタッドの鉛直抵抗力での負担が大きくなることを確認した。

③下フランジ下面の支圧による破壊は、全ての実験ケースで確認されなかった。

④上フランジ上面のコンクリートの脆性的な破壊を防ぐためには、上フランジの押抜きせん断破壊に対して、U 字筋の配置による補強が必要なことを確認した。また、その効果は概ね配置鉄筋量に応じて補強効果が得られるが、接合部に生じる曲げモーメントの 1～3 割程度を補強筋が抵抗するものとして設計すれば、破壊防止に寄与することを確認した。

なお、検討の概要については本報告書の **2 章**に、詳細については共同研究報告書（その１）[1)]および本報告書の **4 章**に記載している。

接合部の抗抵要素として、全体の抵抗比率の 2～3 割程度を占める支圧力は、支配的な抵抗要素であるが、フランジとコンクリートの間に隙間が生じた場合には、その抵抗比率は大きく低下する。接合部の設計法においては、スタッドせん断抵抗のみでなく、支圧抵抗も考慮すれば、より合理的な設計が行える可能はあるが、実橋の施工時にフランジとコンクリートの間には、フランジ下面に空気がたまりやすく隙間が生じ易い箇所であることを考慮して、接合部の設計において支圧抵抗は考慮しないのがよいと考えられる。

また、支圧力に対する破壊の照査として、下フランジ下面のコンクリートの支圧破壊や上フランジ上面の押抜きせん断破壊が考えられるが、下フランジ下面の支圧破壊に対しては、実験においても有意な変状が見られなかったことから照査は不要とすることが可能と考えられる。上フランジ上面の押抜きせん断破壊に対しては、U 字筋（補強鉄筋）を配置して補強しなかった場合に脆性的な破壊が生じたことから、照査あるいは、構造細目により所定の補強鉄筋を配置することが必要である。従って、上フランジ上面からの作用に対して照査を行い、所要の補強鉄筋を配置する手法を提案する必要がある。

5.1.2　スタッドの有効範囲

これまで、スタッドを用いた鋼－コンクリート接合部は、曲げモーメントを受ける剛域部材としての耐力特性が明らかにされておらず、作用力に対するスタッドなど各種部材における抵抗比率は不明であった。そのため、作用力に対しフランジやウェブに配置したスタッドの分担割合が明確でなく、当然、フランジやウェブに配置したスタッドの有効範囲についても明らかにされていなかった。そのため、実橋実績においては、水平力および曲げモーメントに対して、上下フランジおよびウェブ高の 1/4 まで配置したスタッドで抵抗する事例、あるいは上下フランジおよびウェブ全面のスタッドで抵抗する事例などがあり、設計において考慮しているスタッドの有効範囲は様々であった。設計法の確立には、接合部スタッドの有効範囲を検討することが必要であった。

本共同研究では、鋼-コンクリート接合部をモデル化した実験供試体に対する載荷実験、実施した実験を再現した有限要素解析、および実橋を想定した有限要素解析により、スタッド有効範囲の検討を行い、以下の知見を得た。

①接合部の抵抗要素として、支配的な要素は、鉛直力に対してはフランジ支圧力、ウェブ付きスタッドの水平せん断力、水平力に対してはフランジ付きスタッドの水平せん断力、ウェブ付きスタッドの水平せん断力、曲げモーメントに対しては、フランジ付きスタッドの水平せん断力であることを確認した。

②フランジ付きスタッドの水平せん断力分布について、橋軸方向の分布では、作用力に対して抵抗するスタッドの水平せん断力は、作用力の載荷方向により鋼桁が押し込まれる場合は、橋台前面側スタッドが大きく、鋼桁が引き抜かれる場合は、橋台背面側のスタッドが大きくなる傾向があることを確認した。また、橋軸直角方向の分布では概ね一様であった。

③フランジ付きスタッドの水平方向の水平せん断力については、床版剛性の影響により、下フランジ付きのスタッドの方が上フランジ付きスタッドよりも大きいことを確認した。

④フランジ付きスタッドの橋軸方向の水平せん断力分布では、作用力の載荷方向が鋼桁を押し込む方向の場合に、最も大きな値を示していた橋台前面スタッドが降伏すると、次にその隣のスタッドが最も大きな値を示し、抵抗の再分配が行われていることを確認した。

⑤ウェブ付きスタッドの水平せん断力分布についても、載荷方向の反転に伴い、橋軸方向・鉛直方向に配置したスタッドの水平せん断力の大小（正負）が反転することを確認した。

なお、検討の概要については共同研究報告書（その１）[1)]および本報告書の **3 章**および **4 章**に記載している。

抵抗要素として支配的であるスタッドの水平せん断力の分布が、橋軸方向、鉛直方向には載荷方向によりその大きさが反転すること、スタッドが降伏するとその隣のスタッドへと抵抗の再分配が行われること、橋軸直角方向には概ね一様であることから、各場所に配置するスタッド全てを有効として設計してよいものと考えられる。（ただし、③により水

平方向作用力に対しては、上フランジ付きスタッドを抵抗要素としては見込まない方がよいと考えられる。）

5.1.3　スタッドせん断力の制限値

スタッドを用いた鋼－コンクリート接合部の設計事例調査では、曲げモーメントの伝達方法は、スタッドによる場合が多く、スタッドのせん断力の制限値（許容せん断力）については、鋼橋床版のずれ止めの規定を準用し、H24 道示[6)]Ⅱ 12.5.5 を用いて算出されていた。H24 道示[6)]Ⅱ 12.5.5 を用いて算出されたスタッドのせん断力の制限値を用いた場合、その安全率は、スタッドせん断破壊に対して 6 以上、降伏に対して 3 以上となっている。このため、鋼桁を定着するために必要スタッド本数が多くなり、必要本数をフランジに配置することが困難な事例も見られ、フランジを拡幅したうえでスタッドを配置した例や、ウェブに配置したスタッドを有効本数に見込む等の対応をしている事例があった。

接合部の設計において準用されている鋼橋床版のずれ止めの規定は、9 体の 2 面せん断プッシュオフ試験結果と Viest の試験結果[3)]から山本らにより提案されたスタッドのせん断耐力式[4)]等の検討に基づき、1965 年の鋼合成桁の指針改定[5)]に示されたスタッドの許容せん断力評価式が、H24 道示[6)]に踏襲されたものである。この評価式は、1 方向の押抜きせん断試験に基づき、一定の安全余裕を考慮して提案されたものであり、鋼－コンクリート接合部のような曲げを受け、かつコンクリート内に完全に埋込まれた部材への適用について確認されているものではない。このため、本構造におけるスタッドの安全率については、個別に検討が必要である。

本共同研究では、鋼材の引張強度に対する安全率が 2.2 であること等を参考に、1 本あたりのスタッドのせん断力の制限値（許容せん断力）を H24 道示Ⅱ[6)]12.5.5 の評価式で算定される値の 2 倍としてスタッドの必要本数を算出した実験供試体の載荷実験および実橋を対象とした全体系平面骨組解析を行い、以下の知見を得た。

①１本あたりのスタッドのせん断力の制限値（許容せん断力）を H24 道示Ⅱ[6)]12.5.5 の評価式で算定される値の 2 倍として設計した構造条件において実施した供試体実験より、レベル 2 地震時に限定的な損傷に留まり、修復性を満足していることを確認した。

②1 本あたりのスタッドのせん断力の制限値（許容せん断力）を H24 道示Ⅱ[6)]12.5.5 の評価式で算定される値の 2 倍として鋼－コンクリート接合部および隣接する一般部（鋼桁断面および橋台たて壁断面）の断面耐力を算出した結果、試算した全てのケース（8 ケース）において、*Mcu*（接合部）＞*Mau*（鋼桁断面）＞*Mbu*（橋台たて壁断面）となり、橋台側で先行して塑性化が生じることを確認した。

③１本あたりのスタッドのせん断力の制限値（許容せん断力）を H24 道示Ⅱ6)12.5.5 の評価式で算定される値の 2 倍として設計した構造条件において実施した供試体実験から、最大耐力以降の急激な耐力低下はなく、安定した挙動を示すこと、また、終局時においても鋼－コンクリート接合部よりも隣接する一般部である橋台たて壁断面が先行して破壊にいたることを確認した。

④１本あたりのスタッドのせん断力の制限値（許容せん断力）を H24 道示Ⅱ6)12.5.5 の評価式で算定される値の 2 倍として設計した構造条件において、材料特性値のばらつきや施工による出来形等（寸法）のばらつきを考慮して断面耐力を算出した場合においても、鋼－コンクリート接合部よりも隣接する一般部である橋台たて壁断面が先行して破壊にいたる確率が相当に高いことを確認した。

⑤接合部の曲げモーメントに対する抵抗として、フランジ付きスタッドの水平せん断力（5～6 割程度）とフランジの支圧力(2～3 割程度)が支配的であることを確認した。

⑥１本あたりのスタッドのせん断力の制限値（許容せん断力）を H24 道示Ⅱ[6]12.5.5 の評価式で算定される値の 4 倍として設計した構造条件との比較において、支圧力が無い場合は、接合部の最大耐力は概ねスタッド本数に比例することを確認した。

なお、検討の概要については本報告書の **2 章**に、詳細については共同研究報告書（その１）[1]および本報告書の **3 章**および **4 章**に記載している。

以下(1)～(5)において、これらの得られた知見にもとづく、鋼－コンクリート接合部の終局曲げ設計耐力の推定式についての検証、並びに、その信頼性も考慮したスタッドのせん断力の制限値について検討を行う。

(1) 鋼－コンクリート接合部の終局曲げ耐力の推定式

3.5 の接合部耐力階層化における信頼性解析では、鋼－コンクリート接合部の断面耐力（終局曲げモーメント）を、以下の式(5.1.1)で示す耐力推定式により評価している。

$$M_{CUS} = Q_a' \times N \times h \qquad (5.1.1)$$

ここに、 M_{CUS} ：鋼－コンクリート接合部の終局曲げ耐力(N・mm)

N ：片側のフランジ外側に配置するスタッド本数(本)

h ：鋼桁高さ(mm)

Q_a' ：スタッド最大せん断抵抗力（H24 道示Ⅱ12.5.5 の 6 倍）(N/本)

$$Q_a' = 6 \times 9.4 \times d^2 \times \sigma_{ck}^{1/2} \quad (H/d \geqq 5.5) \qquad (5.1.2)$$

ここに、H ：スタッドの全高(mm)

d ：スタッドの軸径(mm)

σ_{ck}：設計基準強度(N/mm^2)

式(5.1.1)では、片側のフランジ外側に配置したスタッドの水平せん断力の合力（スタッド 1 本の許容せん断力×スタッド本数）を偶力とし、桁高を乗じてモーメントを算出している。これは、上述の得られた知見⑤より、当該構造における接合部の終局曲げ耐力がフランジ付きスタッドの水平せん断力とフランジ支圧抵抗の和として考えられるものの、**5.1.2** で記述したように、フランジ支圧抵抗はフランジとコンクリートの間に隙間が生じた場合には、その抵抗比率が大きく低下するためフランジ支圧抵抗を見込まない方がよいと考えられることより、スタッドの水平せん断力に発生断面力の抵抗（伝達）を期待し、知見⑥より終局曲げ耐力がスタッド本数に比例すると考えられることを踏まえた推定式としたものである。

なお、式(5.1.2)において、H24 道示Ⅱ[6]12.5.5 の評価式で算定される値の 6 倍としているのは、H24 道示Ⅱ[6]12.5.5 の評価式がスタッドせん断破壊に対して 6 以上の安全率を確保していることによる。

(2) 耐力推定式の検証（ばらつきの評価）

3.5 の接合部耐力階層化における信頼性解析（モンテカルロシミュレーションにより、材料強度、寸法ばらつきを考慮して断面耐力を算出）では、接合部に近接する一般部が先行して破壊することが確認されているものの、ここでは、(1)の式(5.1.1)で仮定した耐力推定式より求めた接合部自体の終局曲げ設計耐力（特性値）M_{CUS}と接合部が先行して破壊するように製作された供試体の実験結果[1] M_{CUE}との比較から、耐力推定式の検証（ばらつきの評価）を行う。

ここで用いる実験結果は、本報告書の 2.2.2（1）2）に示す供試験実験 12 ケースの結果のうち、式(5.1.1)と同様に、スタッドのせん断力の制限値（許容せん断力）を H24 道示Ⅱ[6]12.5.5 の評価式で算定される値の 2 倍として必要本数を算出した供試体 7 ケースの実験結果である。実験での終局曲げ耐力は、載荷点での最大荷重計測時とし、計測結果より得られた**図 2.2.8** に示した鉛直荷重 P－鉛直変位 δ 関係において最大鉛直荷重を計測した鉛直荷重に橋台たて壁前面から載荷点までの距離(3.4m)を乗じることにより算出している。**表 5.1.2** に実験結果と推定式から算出した終局曲げ耐力を、**図 5.1.1** に実験結果と推定式から算出した終局曲げ耐力の関係を示す。

また、**表 5.1.3** に実験結果 M_{CUE} を推定式により求めた設計耐力（特性値）M_{CUS} で除した値を確率変数 X とし、この確率変数が正規分布に従うと仮定した場合の平均値μ_X、標準偏差σ_X、変動係数 COV_X を示す。つまり、**表 5.1.3** の値は、設定した確率変数が正規分布に従うことを前提とした式(5.1.3)より算出している。

表 5.1.2　実験結果と推定式から算出した終局曲げ耐力

(a) 正加力時

正加力時		実験結果		推定式からの特性値		
No.	供試体名	載荷点での計測時最大鉛直荷重:P（kN）	終局曲げ耐力:M_{cu}（kN・m）【P×載荷点距離(3.4m)】	圧縮強度:σ_{ck}（N/mm^2）	スタッド本数:N（上フランジ一面当たり）	終局曲げ耐力:M_{cu}（kN・m）
1	12-Cb	477	1622	31.9	12	987
2	12-N	433	1472	34.3	12	1023
7	12-Cb (0.4 , 3.3)	340	1156	35.1	6	517
8	12-Cb (－ , 3.3)	302	1027	37	4	354
9	12-Cb (0.4 , 3.3)	507	1724	22.2	12	823
10	12-Cb (－ , 3.3)	311	1057	30.2	12	960
11	12-Cb (0.4 , 2.8)	482	1639	33.1	12	1005

(b) 負加力時

負加力時		実験結果		推定式からの特性値		
No.	供試体名	載荷点での計測時最大鉛直荷重:P（kN）	終局曲げ耐力:M_{cu}（kN・m）【P×載荷点距離(3.4m)】	圧縮強度:σ_{ck}（N/mm^2）	スタッド本数(本)（上フランジ一面当たり）	終局曲げ耐力:M_{cu}（kN・m）
1	12-Cb	471	1601	31.9	12	987
2	12-N	423	1438	34.3	12	1023
7	12-Cb (0.4 , 3.3)	306	1040	35.1	6	517
8	12-Cb (－ , 3.3)	303	1030	37	4	354
9	12-Cb (0.4 , 3.3)	490	1666	22.2	12	823
10	12-Cb (－ , 3.3)	295	1003	30.2	12	960
11	12-Cb (0.4 , 2.8)	486	1652	33.1	12	1005

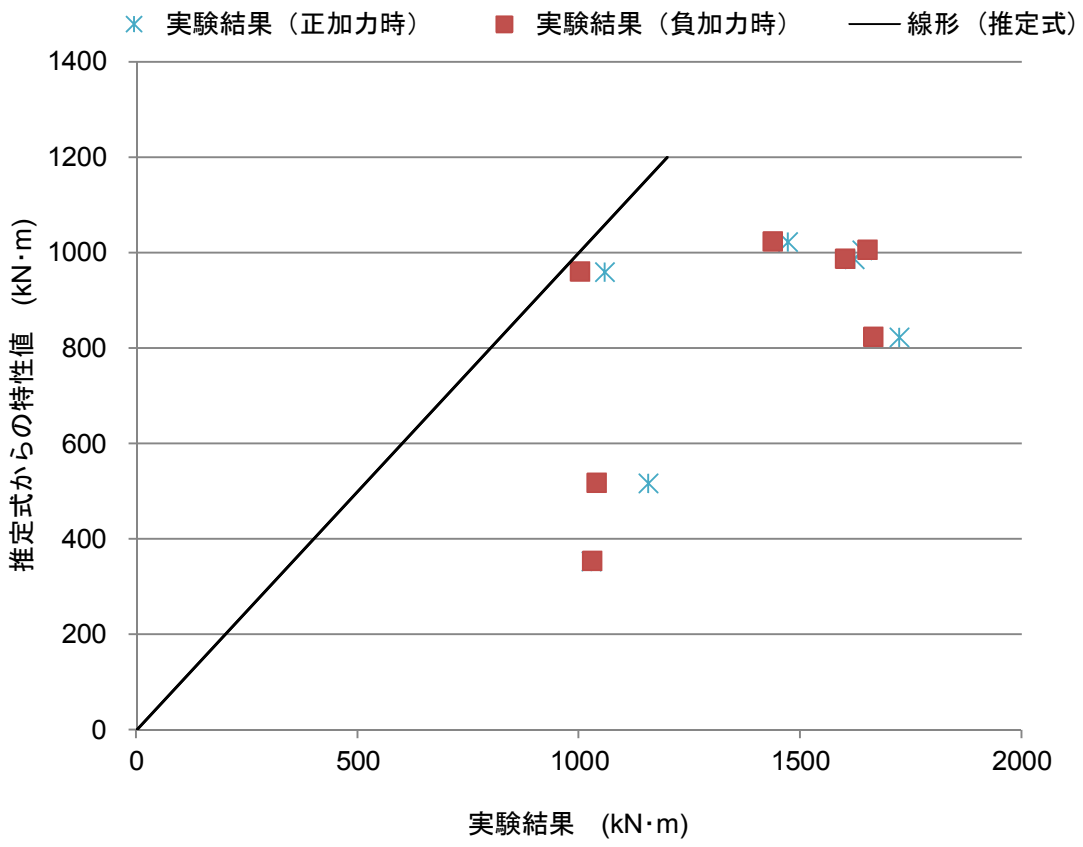


図 5.1.1　実験結果と推定式から算出した終局曲げ耐力の関係

表 5.1.3　実験結果と推定式から算出した終局曲げ耐力のばらつき

平均値 ： $\overline{\frac{M_{CUE}}{M_{CUS}}} = \mu_X$	1.84
標準偏差 ： σ_X	0.571
変動係数 ： COV_X	31.0%

確立変数　：　$X = M_{CUE} / M_{CUS}$

確立密度関数　：　$F(X) = \dfrac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}\int_{-\infty}^{x} \exp\left\{-\dfrac{1}{2}\left(\dfrac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right\}dx$

平均値　：　$E(X) = \mu_X$ $(=\overline{X})$　※正規分布であるため標本平均に等しい）

分散　：　$V(X) = E(X^2) - \mu_X{}^2$

標準偏差　：　$\sigma_X = \sqrt{V(X)}$

変動係数　：　$COV_X = \sigma_X / \mu_X$　　(5.1.3)

(3) 信頼性を考慮した調整係数の設定

ここでは、スタッドのせん断抵抗力のばらつきとは別に、式(5.1.1)の耐力推定式そのもののばらつきを考慮するための調整係数 k_1 について検討を行う。

ここで、推定式により算出した設計耐力（特性値）R_N と発生断面力 S（ばらつきのない確定値と仮定）の関係のイメージは**図 5.1.2** のようになる。ここにおいて、**図 5.1.2** では、記述を一般化し、断面耐力を抵抗側 R とし、発生断面力を作用側 S として標記する。

抵抗側の確率変数 R が正規分布に従うと仮定すると、推定式から算出される設計耐力 $M_{CUS}(=R_N)$ と実際の耐力（実験結果の平均値）$M_{CUE}(=\overline{R})$ との乖離は、以下の式（5.1.4）で表現される。

$$\overline{R} = \mu_X \times R_N \quad (5.1.4)$$

$\overline{R}$ ：抵抗（実耐力）の平均値

R_N ：抵抗の特性値（設計耐力）

μ_X ：バイアス（平均値/特性値）であり、(2)で求めた $\overline{\frac{M_{CUE}}{M_{CUS}}} = 1.84$ に等しい

なお、(2)では、実験結果 M_{CUE} を推定式により求めた特性値 M_{CUS} で除した値を確率変数 X としているが、ここでは、確率変数は実際の耐力 R としている。正規分布に従う確率変数を一律に a 倍するとその平均値は a 倍されるが、変動係数は変わらない。そのため、(2)で求めた平均値 $\overline{\frac{M_{CUE}}{M_{CUS}}} = \mu_X$、変動係数 COV_X と、ここでの平均値 μ_R、変動係数 COV_R の関係は、式(5.1.5)となる。

$$\left.\begin{aligned} \mu_R &= \mu_X \times R_N = \overline{R} \\ COV_R &= \frac{\sigma_R}{\mu_R} = \frac{\sigma_X}{\mu_X} = COV_X \end{aligned}\right\} \quad (5.1.5)$$

ここで、式(5.1.4)と式(5.1.5)から、（２）で求めた標準偏差 σ_X と、ここでの標準偏差 σ_R の関係は式(5.1.6)と表せる。

$$\sigma_R = \overline{R} \times \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (5.1.6)$$

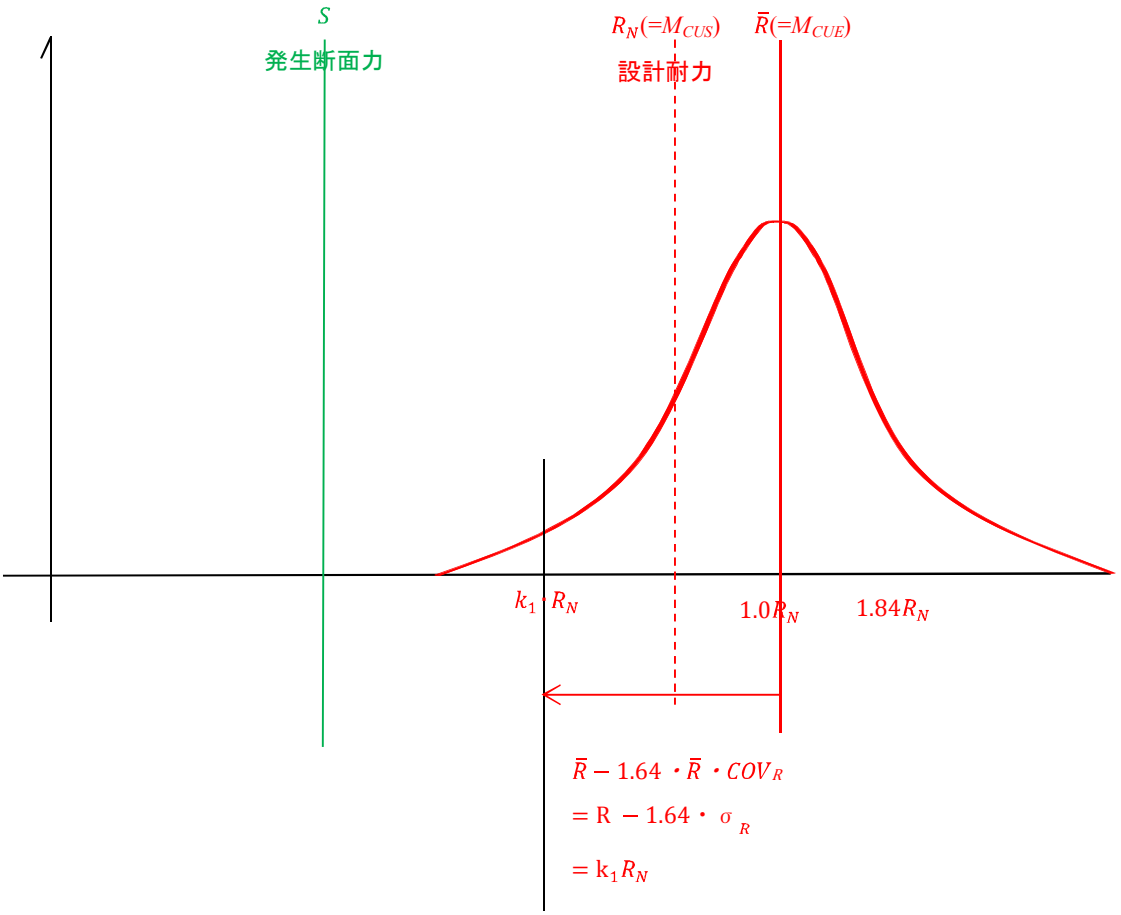


図 5.1.2 断面耐力 R と推定式から断面力 S の関係イメージ

ここで、抵抗側の断面耐力 R が、作用側の発生断面力 S を下回る確率が 5%（非超過確率）となる値を評価式のばらつきを考慮した値と仮定したとする。すると、抵抗側の実際の耐力 R が、作用側の断面力 S を下回る確率が 5%（非超過確率）となる値 $R_{5\%}$（5%フラクタイル値）は、平均値 $\overline{R}$ と標準偏差 σ_R による以下の式(5.1.7)で与えられる（※平均値より標準偏差の 1.64 倍離れた値が 5%フラクタイル値）。

$$R_{5\%} = \overline{R} - 1.64 \times \sigma_R \qquad (5.1.7)$$

また、同様の値 $R_{5\%}$（（抵抗側の断面耐力 R が、作用側の発生断面力 S を下回る確率が 5%（非超過確率）となる値を評価式のばらつきを考慮した上で安全側に調整した値）を、

推定式に算出した特性値（設計耐力）に調整係数 k_1 を乗じた値と定義すると式(5.1.8)で表現できる。

$$R_{5\%} = k_1 \times R_N \qquad (5.1.8)$$

式(5.1.7)と式(5.1.8)は同じ値 $R_{5\%}$ であるため、以下の式(5.1.9)となる。

$$R_{5\%} = \overline{R} - 1.64 \times \sigma_R = k_1 \times R_N \qquad (5.1.9)$$

従って、調整係数 k_1 は、以下の式(5.1.10)で表現される。

$$k_1 = \frac{\overline{R} - 1.64 \times \sigma_R}{R_N} = \frac{\overline{R}}{R_N}\left(1 - 1.64 \times \frac{\sigma_R}{\overline{R}}\right) \qquad (5.1.10)$$

式(5.1.10)の標準偏差 σ_R を式(5.1.6)に置き換えると、式(5.1.11)となる。

$$\left.\begin{aligned} k_1 &= \frac{\overline{R}}{R_N}\left(1 - 1.64 \times \frac{\sigma_R}{\overline{R}}\right) \\ &= \frac{\overline{R}}{R_N} \times \left(1 - 1.64 \times \frac{\overline{R}}{\overline{R} \times \mu_X} \times \sigma_X\right) \\ &= \frac{\overline{R}}{R_N} \times \left(1 - 1.64 \times \frac{\sigma_X}{\mu_X}\right) \\ &= \mu_X \times (1 - 1.64 \times COV_X) \end{aligned}\right\} \qquad (5.1.11)$$

式(5.1.11)より、(2)で求めた平均値 μ_X 変動係数 COV_X により、調整係数 k_1 を求めることができる。式(5.1.11)に**表 5.1.3** の平均値 μ_X 変動係数 COV_X を代入することにより、推定式により算出した特性値（設計耐力）が、設計断面力を下回る確率が 5%以下とするための調整係数 $k_1 = 0.90$ となる。

(4) H29 道示の設計荷重による発生断面力のキャリブレーション

H24 道示から H29 道示への改定では、これまでの許容応力度設計法に代わり、部分係数設計法が導入される。H29 道示改定で導入される部分係数設計法では、構造部材に要求される性能を明確化するとともに、H24 道示で確保されていた安全率は、荷重のばらつき、強度評価のばらつき、調査・構造解析の信頼性、部材重要性等その他安全余裕を考慮するための 4 種類の部分係数に分離される。

この改定により、橋の目標供用年数が 100 年として規定され、上述した荷重のばらつき（作用側）について、100 年間に発生する応力を過小評価しないように荷重自体と荷重の組合せのばらつきを考慮した係数（荷重係数及び荷重組合せ係数）が規定される。H29 道示での設計断面力は、荷重の特性値は H24 道示と同じであるものの、荷重自体と荷重の組合せのばらつきを考慮した係数（荷重係数及び荷重組合せ係数）を乗じた作用状況を考慮して断面力が算出されるため、H24 道示から変化する。したがって、H29 道示の設計体系を用いた場合に H24 道示までと同等の安全余裕を確保するためには、抵抗側の調整が必要になる。

ここでは、当該構造接合部における H24 道示の荷重及び荷重組合せによる発生断面力と、H29 道示での荷重及び荷重組合せよる発生断面力を比較することにより、H29 道示の設計体系を用いた場合に H24 道示と同程度の安全余裕を与えるための抵抗側の調整についての検討を行う。

H29 道示の荷重及び荷重組合せよる発生断面力の試設計（算出）は、インテグラルアバット構造と門型ラーメン構造において実橋で考え得る範囲で接合部断面力が最大・最小となる条件を網羅するように実施した H24 道示による荷重での試設計と同じ、**表 2.2.5** に示す 32 ケースを対象に実施し、H24 道示による荷重での試設計結果との断面力比較を行う。したがって、荷重条件についても本報告書 2.2.2 (2) 1）にて実施した検討と同様に、「インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）」[12)]に基づき荷重組合せを設定（**表 5.1.4** 及び**図 5.1.3**）し、新たに考慮する荷重のばらき（荷重係数×荷重組合せ係数）は**表 5.1.5** に示す係数を荷重の特性値に乗じて、発生断面力を算出した。

なお、H24 道示による荷重での試設計の概要は、本報告書の **2 章**に、詳細については報告書（その１）[1)]に記載している。

表 5.1.4　荷重組合せ

荷重組合せケース		
(1)	前死荷重＋後死荷重＋活荷重＋土圧(両側)	図 5.1.3 の①＋②＋③＋④
(2)	前死荷重＋後死荷重＋活荷重＋土圧(両側)＋温度	図 5.1.3 の①＋②＋③＋④＋⑦
(3)	前死荷重＋後死荷重＋活荷重＋土圧(両側)－温度	図 5.1.3 の①＋②＋③＋④＋⑧
(4)	前死荷重＋後死荷重＋地震時土圧(A1 のみ)＋L1 地震	図 5.1.3 の①＋②＋⑤＋⑨
(5)	前死荷重＋後死荷重＋地震時土圧(A1 のみ)－L1 地震	図 5.1.3 の①＋②＋⑥＋⑩

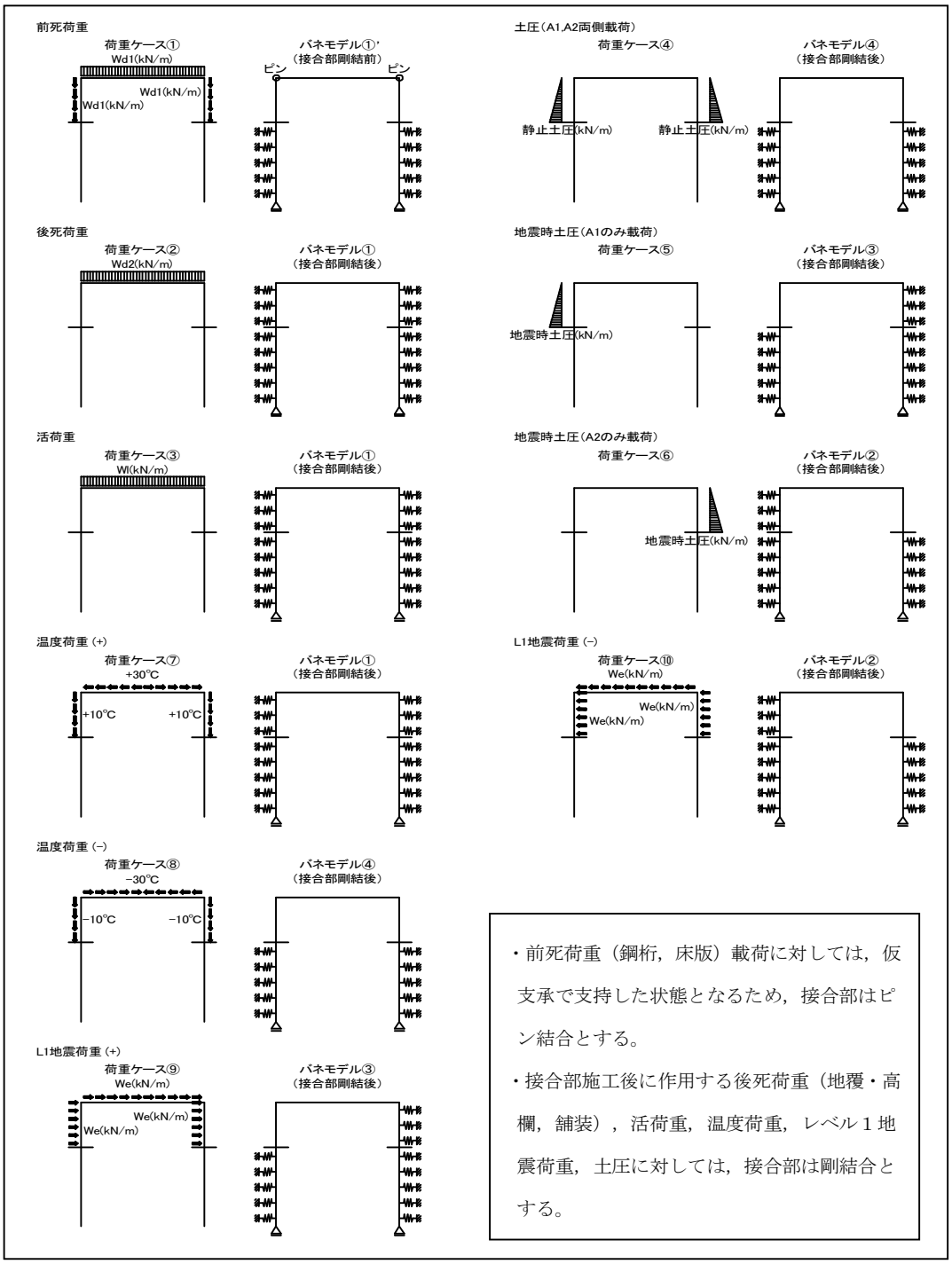


図 5.1.3 荷重載荷ケースと解析モデル

表 5.1.5　荷重のばらつき（荷重係数×荷重組合せ係数）

荷重	γ_p：荷重係数	γ_q：荷重組合せ係数
死荷重：D	1.00	1.05
活荷重：L	1.00	1.25
温度：T	0.75	1.00

H29 道示での荷重及び荷重組合せよる試設計について、インテグラルアバット構造の試算結果を**表 5.1.6** に、門型ラーメン構造の試算結果を**表 5.1.7** に示す。**表 5.1.6** 及び**表 5.1.7** では、接合部作用断面力（軸力 N、せん断力 S、曲げモーメント M）から算出した下フランジ作用力 $P=M/H+N$ を表記している。これは、下フランジに、偶力換算した曲げモーメントと全軸力が作用すると仮定したものである。当該接合部の鋼桁（上フランジ、ウェブ、下フランジ）のうち、最も大きな作用力が発生すると考えられる部位を下フランジと考え、全軸力が下フランジに作用するとしたのは、下フランジ付きスタッドが軸力に対して主に抵抗するという本報告書 3.2 の解析結果による。

表 5.1.6 及び**表 5.1.7** をみると、下フランジ作用力が最も大きくなる荷重組合せは、H24 道示の荷重においては、32 ケース全てが、常時荷重の温度組合せケースであった[1)]が、H29 道示の荷重では 1 ケースがレベル 1 地震動を含む荷重組合せにおいて最大断面力となった。これは、温度に対して荷重係数 0.75 を考慮したことが影響したものと考えられる。

また、**表 5.1.8** に H24 道示の荷重による発生断面力と、H29 道示の荷重による発生断面力の比較を示す。**表 5.1.8** をみると、H24 道示の荷重による発生断面力に対して、H29 道示の荷重による発生断面力のうち、軸力 N は 1～1.2 倍（32 ケースの平均で 1.1 倍）、せん断力 S は 0.5～0.8 倍（32 ケースの平均で 0.65 倍）、曲げモーメント M は 1.1～1.3 倍（32 ケースの平均で 1.25 倍）となった。発生断面力のうち、せん断力のみ H24 道示よりも小さい値になっているが、これは、せん断力に最も影響すると考えられる温度に対して荷重係数 0.75 を考慮したことと整合している。

また、**表 5.1.8** から下フランジの作用力は概ね 2 割程度増加する結果（1.1～1.2 倍，32 ケースの平均では 1.18 倍）となった。この結果から、H29 道示において H24 道示までの安全率と同程度の安全余裕度を付与するためには、最も大きな作用力が発生すると考えられる下フランジ作用断面力が概ね 2 割大きくなったことに伴い、抵抗側の制限値も 2 割程度大きくする、すなわち調整係数 $k_2=1.2$ を乗じることが考えられる。

表 5.1.6　全体系平面骨組解析による試設計結果（インテグラルアバット構造）

インテグラルアバット構造

橋長	橋台高	上部工形式	桁本数 n 本	桁高 H m	組合せケース（荷重係数：荷重1.05、B活荷重1.25、温度0.75）		上下部接合部の断面力（1橋断線当り）割増なし 軸力N kN	せん断力S kN	曲げﾓｰﾒﾝﾄM kN・m	作用力P kN	
20m	5m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	1.300	死+活+土圧（両側）	最大	−1132.8	2696.1	−1660.0	2410	
					〃	最小	−1786.5	1110.9	−4965.7	5606	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−1876.7	2696.1	−2652.8	3917	
					〃	最小	−2530.4	1110.9	−5958.5	7114	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−972.8	2696.1	−932.2	1690	
					〃	最小	−1626.5	1110.9	−4238.0	4886	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−959.6	904.3	537.2	1373	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−1588.8	1317.5	−3263.9	4100	
		少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	1.500	死+活+土圧（両側）	最大	−1137.4	2950.4	−1792.4	2332	
					〃	最小	−1748.6	1420.0	−4824.9	4965	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−1902.2	2950.4	−2920.9	3849	
					〃	最小	−2513.4	1420.0	−5953.3	6482	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−955.9	2950.4	−964.1	1599	
					〃	最小	−1567.1	1420.0	−3996.6	4231	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−905.6	1178.6	710.0	1379	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−1715.2	1661.4	−3732.0	4203	
		多主桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	5	1.500	死+活+土圧（両側）	最大	−1051.4	2689.1	−1313.6	1927	
					〃	最小	−1704.0	1159.2	−4852.0	4939	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−1677.2	2689.1	−1861.7	2918	
					〃	最小	−2329.8	1159.2	−5400.2	5930	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−930.2	2689.1	−865.1	1507	
					〃	最小	−1582.8	1159.2	−4403.6	4519	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−830.7	998.9	349.2	1063	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−1380.9	1319.5	−2600.3	3114	
		少数鈑桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	2	1.700	死+活+土圧（両側）	最大	−1037.5	2978.3	−1394.1	1858	
					〃	最小	−1688.0	1420.0	−4959.2	4605	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−1632.9	2978.3	−1919.9	2762	
					〃	最小	−2283.5	1420.0	−5485.0	5510	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−912.3	2978.3	−948.3	1470	
					〃	最小	−1562.9	1420.0	−4513.4	4218	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−779.2	1241.1	425.7	1030	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−1454.4	1598.9	−2866.0	3140	
	10m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	1.300	死+活+土圧（両側）	最大	−3220.0	2601.0	−3748.5	6103	
					〃	最小	−3647.7	1096.2	−7413.6	9351	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−3952.1	2601.0	−4458.6	7382	
					〃	最小	−4379.8	1096.2	−8123.7	10629	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−3154.6	2601.0	−3260.1	5662	
					〃	最小	−3582.3	1096.2	−6925.2	8909	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−3359.9	783.1	376.1	3649	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−3989.9	1409.3	−5259.0	8035	
		少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	1.500	死+活+土圧（両側）	最大	−3233.4	2945.2	−4271.8	6081	
					〃	最小	−3666.5	1417.5	−7936.5	8957	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−3973.9	2945.2	−5101.6	7375	
					〃	最小	−4406.9	1417.5	−8766.3	10251	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−3159.7	2945.2	−3701.5	5627	
					〃	最小	−3592.7	1417.5	−7366.2	8504	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−3311.6	1041.7	554.2	3681	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−4121.6	1793.3	−6209.5	8261	
		多主桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	5	1.500	死+活+土圧（両側）	最大	−3026.0	2690.1	−2199.8	4493	
					〃	最小	−3439.7	1152.9	−6101.0	7507	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−3687.5	2690.1	−2560.5	5395	
					〃	最小	−4101.2	1152.9	−6461.8	8409	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−2976.7	2690.1	−1922.7	4258	
					〃	最小	−3390.4	1152.9	−5823.9	7273	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−2910.1	917.4	578.3	3296	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−3460.9	1388.4	−3660.9	5902	
		少数鈑桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	2	1.700	死+活+土圧（両側）	最大	−2989.8	2984.0	−2285.0	4334	
					〃	最小	−3399.8	1417.5	−6252.3	7078	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−3620.7	2984.0	−2629.0	5167	
					〃	最小	−4030.7	1417.5	−6596.3	7911	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−2939.5	2984.0	−2010.0	4122	
					〃	最小	−3349.6	1417.5	−5977.3	6866	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−2849.6	1151.8	741.8	3286	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−3524.6	1683.2	−4041.4	5902	

橋長	橋台高	上部工形式	桁本数 n 本	桁高 H m	組合せケース（荷重係数：荷重1.05、B活荷重1.25、温度0.75）		上下部接合部の断面力（1橋断線当り）割増なし 軸力N kN	せん断力S kN	曲げﾓｰﾒﾝﾄM kN・m	作用力P kN	
40m	5m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	2.000	死+活+土圧（両側）	最大	−1512.9	4624.3	−3865.5	3446	
					〃	最小	−2990.7	2473.8	−11700.9	8841	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−3207.2	4624.3	−6819.2	6617	
					〃	最小	−4685.0	2473.8	−14654.6	12012	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−1052.4	4624.3	−1660.1	1882	
					〃	最小	−2530.2	2473.8	−9495.5	7278	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−1164.7	2280.4	10.4	1170	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−2574.5	2667.2	−7338.1	6244	
		少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	2.700	死+活+土圧（両側）	最大	−1444.0	5235.4	−3722.9	2823	
					〃	最小	−2698.2	3052.4	−10091.1	6436	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−3274.8	5235.4	−7481.1	6046	
					〃	最小	−4529.0	3052.4	−13849.3	9658	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−845.7	5235.4	−892.3	1176	
					〃	最小	−2099.9	3052.4	−7260.5	4789	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−966.3	2822.3	740.0	1240	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−2706.7	3282.4	−8002.9	5671	
		多主桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	5	2.100	死+活+土圧（両側）	最大	−1488.1	4806.4	−3927.9	3359	
					〃	最小	−3171.4	2633.4	−13519.6	9609	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−2876.8	4806.4	−5601.8	5544	
					〃	最小	−4560.1	2633.4	−15193.5	11795	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−1136.1	4806.4	−2519.1	2336	
					〃	最小	−2819.4	2633.4	−12110.8	8586	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−1100.6	2481.8	−862.4	1511	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−2350.8	2785.0	−6621.9	5504	
		少数鈑桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	2	2.700	死+活+土圧（両側）	最大	−1464.1	5354.7	−4065.8	2970	
					〃	最小	−3021.2	3152.1	−12715.2	7731	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−2887.9	5354.7	−6238.7	5199	
					〃	最小	−4445.1	3152.1	−14888.1	9959	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−1007.7	5354.7	−2183.8	1817	
					〃	最小	−2564.9	3152.1	−10833.2	6577	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−931.2	2963.3	−277.0	1034	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−2432.2	3340.9	−7453.0	5193	
	10m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	2.000	死+活+土圧（両側）	最大	−3585.2	4648.7	−7840.3	7505	
					〃	最小	−4770.1	2473.8	−18091.1	13816	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−5181.8	4648.7	−10208.7	10286	
					〃	最小	−6366.7	2473.8	−20459.5	16596	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−3388.1	4648.7	−6193.7	6485	
					〃	最小	−4573.1	2473.8	−16444.5	12795	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−3459.7	2201.3	−825.5	3872	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−4869.5	2746.3	−11180.8	10460	
		少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	2.700	死+活+土圧（両側）	最大	−3671.2	5254.4	−9528.7	7200	
					〃	最小	−4828.2	3052.3	−19196.9	11938	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−5380.5	5254.4	−12995.6	10194	
					〃	最小	−6537.5	3052.3	−22663.9	14932	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−3398.7	5254.4	−7147.2	6046	
					〃	最小	−4555.6	3052.3	−16815.5	10784	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−3327.3	2682.2	−210.5	3405	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−5067.7	3422.5	−14274.7	10355	
		多主桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	5	2.100	死+活+土圧（両側）	最大	−3331.1	4837.8	−5715.0	6053	
					〃	最小	−4508.7	2633.4	−16940.6	12576	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−4727.5	4837.8	−6886.1	8007	
					〃	最小	−5905.2	2633.4	−18111.7	14530	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−3193.5	4837.8	−4796.0	5477	
					〃	最小	−4371.1	2633.4	−16021.6	12000	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−3042.7	2440.1	−1098.7	3566	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−4292.9	2826.7	−8445.7	8315	
		少数鈑桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	2	2.700	死+活+土圧（両側）	最大	−3337.9	5386.6	−6668.1	5808	
					〃	最小	−4494.9	3152.1	−17623.4	11022	
					死+活+土圧（両側）+温度	最大	−4727.3	5386.6	−8282.6	7795	
					〃	最小	−5884.2	3152.1	−19237.9	13009	Pmax
					死+活+土圧（両側）−温度	最大	−3159.0	5386.6	−5364.5	5146	
					〃	最小	−4316.0	3152.1	−16319.8	10360	
					死+土圧（A1のみ）+L1地震	最大	−2875.2	2875.3	−175.6	2940	
					死+土圧（A2のみ）−L1地震	最小	−4376.2	3428.9	−10692.7	8336	

表 5.1.7　全体系平面骨組解析による試設計結果（門型ラーメン構造）

門型ラーメン構造

橋長	橋台高	上部工形式	桁本数 n 本	桁高 H m	組合せケース（荷重係数 ： 荷重1.05、B活荷重1.25、温度0.75）		上下部接合部の断面力（1橋断線当り） 割増なし 軸力N kN	せん断力S kN	曲げﾓｰﾒﾝﾄM kN･m	作用力P kN	
20m	5m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	1.300	死+活+土圧(両側)	最大	-1302.7	2587.3	-1303.3	2305	
					〃	最小	-1586.2	1097.5	-4765.1	5252	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-2389.0	2587.3	-1768.3	3749	
					〃	最小	-2672.5	1097.5	-5230.1	6696	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	-1042.6	2587.3	-1027.3	1833	
					〃	最小	-1326.1	1097.5	-4489.1	4779	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-2793.2	1084.3	-1698.6	4100	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-3424.0	1110.7	-1942.8	4918	
		少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	1.500	死+活+土圧(両側)	最大	-1268.2	3067.1	-1468.6	2247	
					〃	最小	-1564.9	1418.0	-5215.4	5042	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-2336.9	3067.1	-1984.4	3660	
					〃	最小	-2633.6	1418.0	-5731.2	6454	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	-1002.0	3067.1	-1155.7	1772	
					〃	最小	-1298.7	1418.0	-4902.5	4567	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-2750.4	1385.4	-1757.5	3922	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-3560.7	1450.7	-2361.5	5135	
		多主桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	5	1.500	死+活+土圧(両側)	最大	-965.3	2787.3	-1084.4	1688	
					〃	最小	-1483.6	1146.1	-5189.5	4943	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-2508.4	2787.3	-1494.3	3505	
					〃	最小	-3026.6	1146.1	-5599.4	6760	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	150.5	2787.3	-700.4	617	
					〃	最小	-367.8	1146.1	-4805.4	3571	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-320.1	1109.7	-657.3	758	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-760.4	1182.5	-1330.6	1647	
		少数鈑桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	2	1.700	死+活+土圧(両側)	最大	-857.0	3091.0	-1237.9	1585	
					〃	最小	-1332.5	1418.0	-5412.7	4516	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-2293.4	3091.0	-1599.8	3234	
					〃	最小	-2768.9	1418.0	-5774.5	6166	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	228.4	3091.0	-890.5	752	
					〃	最小	-247.1	1418.0	-5065.3	3227	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-219.7	1380.1	-812.1	697	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-759.9	1455.9	-1513.6	1650	
	15m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	1.300	死+活+土圧(両側)	最大	-7159.3	2714.8	-10737.6	15419	
					〃	最小	-7603.5	1097.4	-14562.2	18805	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-7948.7	2714.8	-11406.5	16723	
					〃	最小	-8392.9	1097.4	-15231.1	20109	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	-7066.2	2714.8	-10422.4	15083	
					〃	最小	-7510.4	1097.4	-14247.0	18470	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-6500.0	1480.5	-10072.0	14248	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-7130.8	714.6	-2987.2	9429	
		少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	1.500	死+活+土圧(両側)	最大	-7234.7	3061.5	-12155.7	15338	
					〃	最小	-7679.4	1418.0	-15967.2	18324	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-8037.0	3061.5	-12928.8	16656	
					〃	最小	-8481.7	1418.0	-16740.2	19642	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	-7138.0	3061.5	-11795.2	15001	
					〃	最小	-7582.7	1418.0	-15606.7	17987	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-6543.8	1794.2	-10951.9	13845	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-7354.1	1041.8	-3992.1	10015	
		多主桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	5	1.500	死+活+土圧(両側)	最大	-4216.4	2784.5	-2815.6	6093	
					〃	最小	-4648.4	1146.1	-6923.9	9264	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-4924.1	2784.5	-3157.3	7029	
					〃	最小	-5356.1	1146.1	-7265.6	10200	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	-4076.4	2784.5	-2554.2	5779	
					〃	最小	-4508.5	1146.1	-6662.5	8950	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-2722.5	1029.3	-570.2	3103	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-3162.8	1262.8	-2730.0	4983	
		少数鈑桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	2	1.700	死+活+土圧(両側)	最大	-4158.6	3088.0	-2860.9	5842	
					〃	最小	-4582.3	1418.0	-7045.3	8727	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-4836.4	3088.0	-3183.3	6709	
					〃	最小	-5260.1	1418.0	-7367.6	9594	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	-4016.3	3088.0	-2604.0	5548	
					〃	最小	-4439.9	1418.0	-6788.4	8433	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-2619.3	1283.3	-507.9	2918	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-3159.5	1552.7	-2999.9	4924	

橋長	橋台高	上部工形式	桁本数 n 本	桁高 H m	組合せケース（荷重係数 ： 荷重1.05、B活荷重1.25、温度0.75）		上下部接合部の断面力（1橋断線当り） 割増なし 軸力N kN	せん断力S kN	曲げﾓｰﾒﾝﾄM kN･m	作用力P kN	
60m	5m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	2.900	死+活+土圧(両側)	最大	-1454.0	6738.8	-7210.1	3940	
					〃	最小	-2463.3	4165.9	-22987.5	10390	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-4527.7	6738.8	-10098.8	8010	
					〃	最小	-5537.0	4165.9	-25876.1	14460	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	-544.3	6738.8	-5225.0	2346	
					〃	最小	-1553.6	4165.9	-21002.4	8796	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-3117.4	4086.0	-6381.0	5318	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-5486.4	4245.8	-10975.9	9271	
		少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	2.900	死+活+土圧(両側)	最大	-1502.8	7389.5	-8344.6	4380	
					〃	最小	-2514.5	4769.6	-24335.0	10906	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-4533.7	7389.5	-11101.4	8362	
					〃	最小	-5545.4	4769.6	-27091.8	14887	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	-590.3	7389.5	-6435.1	2809	
					〃	最小	-1602.1	4769.6	-22425.5	9335	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-3150.5	4680.7	-7268.8	5657	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-5881.8	4858.6	-12384.1	10152	
		多主桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	5	2.900	死+活+土圧(両側)	最大	-1552.2	6902.9	-7831.2	4253	
					〃	最小	-3548.5	4316.8	-26140.2	12562	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-6797.1	6902.9	-11017.5	10596	
					〃	最小	-8793.4	4316.8	-29326.5	18906	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	2584.6	6902.9	-4792.7	4237	
					〃	最小	588.2	4316.8	-23101.6	8554	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-440.7	4266.6	-6209.9	2582	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-2079.5	4367.0	-9096.7	5216	
		少数鈑桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	2	2.900	死+活+土圧(両側)	最大	-1577.6	7524.9	-9168.1	4739	
					〃	最小	-3456.7	4890.4	-27832.0	13054	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-6436.4	7524.9	-11769.8	10495	
					〃	最小	-8315.5	4890.4	-30433.7	18810	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	2339.9	7524.9	-6648.6	4632	
					〃	最小	460.8	4890.4	-25312.5	9189	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-372.3	4842.0	-7638.4	3006	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-2229.6	4938.7	-10417.2	5822	
	15m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	2.900	死+活+土圧(両側)	最大	-8454.7	6746.3	-23011.9	16390	
					〃	最小	-10003.2	4165.9	-41821.8	24425	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-11437.8	6746.3	-27443.6	20901	
					〃	最小	-12986.3	4165.9	-46253.5	28936	
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	-8044.9	6746.3	-20662.2	15170	
					〃	最小	-9593.4	4165.9	-39472.1	23204	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-13861.0	4724.9	-48407.6	30553	Pmax
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-16230.0	3606.9	-16266.1	21839	
		少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	2.900	死+活+土圧(両側)	最大	-8523.0	7396.6	-23747.3	16712	
					〃	最小	-10092.7	4769.6	-42731.7	24828	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-11499.0	7396.6	-28024.7	21163	
					〃	最小	-13068.8	4769.6	-47009.1	29279	
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	-8114.4	7396.6	-21476.5	15520	
					〃	最小	-9684.2	4769.6	-40460.9	23636	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-13902.7	5295.6	-48082.7	30483	Pmax
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-16634.0	4243.6	-17839.0	22785	
		多主桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	5	2.900	死+活+土圧(両側)	最大	-5273.6	6915.4	-11136.1	9114	
					〃	最小	-6853.4	4316.8	-31778.4	17811	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-7908.4	6915.4	-13657.5	12618	
					〃	最小	-9488.2	4316.8	-34299.9	21316	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	-4568.6	6915.4	-8844.2	7618	
					〃	最小	-6148.3	4316.8	-29486.6	16316	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-3440.2	4118.7	-3551.7	4665	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-5078.9	4514.9	-14944.0	10232	
		少数鈑桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	2	2.900	死+活+土圧(両側)	最大	-5275.2	7415.6	-12135.1	9460	
					〃	最小	-6819.0	4769.6	-32978.3	18191	
					死+活+土圧(両側)+温度	最大	-7786.3	7415.6	-14272.6	12708	
					〃	最小	-9330.1	4769.6	-35115.8	21439	Pmax
					死+活+土圧(両側)-温度	最大	-4590.0	7415.6	-10133.0	8084	
					〃	最小	-6133.8	4769.6	-30976.2	16815	
					死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-3373.2	4575.7	-4932.4	5074	
					死+土圧(A2のみ)-L1地震	最小	-5230.4	4963.6	-16083.2	10776	

表 5.1.8　H24 道示の荷重と H29 道示の荷重による発生断面力

橋梁形式	橋長	橋台高	上部工形式	桁本数 n 本	桁高 H m	新荷重組合せ 組合せケース（荷重係数 ： 荷重1.05、B活荷重1.30、温度0.75）		新荷重組合せ 上下部接合部の断面力(1橋断線当り) 軸力N kN	せん断力S kN	曲げﾓｰﾒﾝﾄM kN･m	①作用力P M/H+N kN	H24道示(現行) 上下部接合部の断面力(1橋断線当り) 軸力N kN	せん断力S kN	曲げﾓｰﾒﾝﾄM kN･m	②作用力P M/H+N kN	Pの増加割合 (①/②)
インテグラルアバット構造	20m	5m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	1.300	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-2530.4	1110.9	-5958.5	7114	-2295.0	2023.0	-4861.0	6034	17.9%
			少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	1.500	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-2513.4	1420.0	-5953.3	6482	-2293.0	2241.0	-4940.0	5586	16.0%
			多主桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	5	1.500	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-2329.8	1159.2	-5400.2	5930	-2087.0	2024.0	-4201.0	4888	21.3%
			少数鈑桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	2	1.700	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-2283.5	1420.0	-5485.0	5510	-2037.0	2260.0	-4258.0	4542	21.3%
		10m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	1.300	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-4379.8	1096.2	-8123.7	10629	-3942.0	2248.0	-6594.0	9014	17.9%
			少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	1.500	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-4406.9	1417.5	-8766.3	10251	-3966.0	2237.0	-7182.0	8754	17.1%
			多主桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	5	1.500	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-4101.2	1152.9	-6461.8	8409	-3352.0	2328.0	-5274.0	6868	22.4%
			少数鈑桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	2	1.700	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-4030.7	1417.5	-6596.3	7911	-3312.0	2603.0	-5403.0	6490	21.9%
	40m	5m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	2.000	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-4685.0	2473.8	-14654.6	12012	-4285.0	3545.0	-12118.0	10344	16.1%
			少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	2.700	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-4529.0	3052.4	-13849.3	9658	-4229.0	4046.0	-11915.0	8642	11.8%
			多主桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	5	2.100	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-4560.1	2633.4	-15193.5	11795	-4049.0	3693.0	-11885.0	9709	21.5%
			少数鈑桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	2	2.700	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-4445.1	3152.1	-14888.1	9959	-3980.0	4143.0	-11924.0	8396	18.6%
		10m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	2.000	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-6366.7	2473.8	-20459.5	16596	-5775.0	3562.0	-16542.0	14046	18.2%
			少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	2.700	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-6537.5	3052.3	-22663.9	14932	-5959.0	4060.0	-18866.0	12946	15.3%
			多主桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	5	2.100	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-5905.2	2633.4	-18111.7	14530	-5317.0	4272.0	-13973.0	11971	21.4%
			少数鈑桁橋非合成桁（Ⅱ種地盤）	2	2.700	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-5884.2	3152.1	-19237.9	13009	-5298.0	4790.0	-15108.0	10894	19.4%
門型ラーメン構造	20m	5m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	1.300	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-2672.5	1097.5	-5230.1	6696	-2586.0	1945.0	-4043.0	5696	17.5%
			少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	1.500	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-2633.6	1418.0	-5731.2	6454	-2545.0	2322.0	-4438.0	5504	17.3%
			多主桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	5	1.500	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-3026.6	1146.1	-5599.4	6760	-2984.0	2404.0	-4234.0	5807	16.4%
			少数鈑桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	2	1.700	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-2768.9	1418.0	-5774.5	6166	-2736.0	2689.0	-4353.0	5297	16.4%
		15m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	1.300	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-8392.9	1097.4	-15231.1	20109	-7445.0	2034.0	-12735.0	17241	16.6%
			少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	1.500	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-8481.7	1418.0	-16740.2	19642	-7584.0	2665.0	-15154.0	17687	11.1%
			多主桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	5	1.500	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-5356.1	1146.1	-7265.6	10200	-4557.0	2402.0	-6056.0	8594	18.7%
			少数鈑桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	2	1.700	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-5260.1	1418.0	-7367.6	9594	-4492.0	2686.0	-6153.0	8111	18.3%
	60m	5m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	2.900	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-5537.0	4165.9	-25876.1	14460	-5512.0	5240.0	-20320.0	12519	15.5%
			少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	2.900	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-5545.4	4769.6	-27091.8	14887	-5504.0	5773.0	-21253.0	12833	16.0%
			多主桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	5	2.900	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-8793.4	4316.8	-29326.5	18906	-8784.0	5374.0	-22925.0	16689	13.3%
			少数鈑桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	2	2.900	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-8315.5	4890.4	-30433.7	18810	-8273.0	6765.0	-23599.0	16411	14.6%
		15m	多主桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	5	2.900	死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-13861.0	4724.9	-48407.6	30553	-11860.0	5245.0	-37907.0	24931	22.5%
			少数鈑桁橋合成桁（Ⅲ種地盤）	2	2.900	死+土圧(A1のみ)+L1地震	最大	-13902.7	5295.6	-48082.7	30483	-11921.0	6644.0	-38433.0	25174	21.1%
			多主桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	5	2.900	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-9488.2	4316.8	-34299.9	21316	-8711.0	6190.0	-26614.0	17888	19.2%
			少数鈑桁橋非合成桁（Ⅰ種地盤）	2	2.900	死+活+土圧(両側)+温度	最小	-9330.1	4769.6	-35115.8	21439	-8540.0	6659.0	-27117.0	17891	19.8%

(5) スタッドのせん断力の制限値の提案

本節の冒頭でも示したように、これまでの検討より、鋼材の引張強度に対する安全率(2.2)等を参考に、スタッドのせん断力の制限値（許容せん断力）を安全率 3.0 として接合部を設計した実験及び解析結果が、レベル 2 地震時に限定的な損傷に留まり修復性を満足していること、レベル 2 地震時以降の挙動においても最大耐力以降急激な耐力低下はなく安定した挙動を示し破壊にいたること、材料特性値や施工誤差のばらつきを考慮した場合においても接合部よりも隣接する一般部が先に塑性化することから、接合部の終局曲げ耐力を 3.0 で除した値（安全率として 3.0 に相当）が設計限界点の基本となると考えられる。

また、上述に合わせ、(1)～(4)までの検討結果を踏まえると、鋼－コンクリート接合部の終局曲げ耐力の制限値として式(5.1.12)が提案できる。ここで、この接合部の終局曲げ耐力の制限値に対応するスタッドせん断力の制限値は式(5.1.13)のように提案される。

$$M_{CU} = Q_a' \times N \times h \qquad (5.1.12)$$

ここに、

M_{CU} ：鋼－コンクリート接合部の設計曲げ耐力の制限値(N・mm)

N ：片側のフランジ外側に配置するスタッド本数（本）

h ：鋼桁高さ(mm)

Q_a' ：スタッドせん断力の制限値（N/本）

ここで、

$$\left.\begin{aligned} Q_a' &= 6 \times 9.4 \times d^2 \times {\sigma_{ck}}^{1/2} \times k_1 \times k_2 \times \frac{1}{3} \\ &= 20.3 \times d^2 \times {\sigma_{ck}}^{1/2} \end{aligned}\right\} (H/d \geq 5.5) \qquad (5.1.13)$$

$k_1 = 0.9$ ：接合部の耐力推定式のばらつきに関する調整係数((3)より）

$k_2 = 1.2$ ：H29 道示の荷重に対応するための調整係数((4)より）

H ：スタッドの全高(mm)

d ：スタッドの軸径(mm)

σ_{ck} ：設計基準強度(N/mm^2)

なお、本共同研究報告書（その１）では、実験的検討より、当該構造の接合部の弾性限界点が概ねスタッドのひずみが 2 σ_y に達する点以上であることを明らかにしている（2. 2. 2(1)2 参照）。また、このスタッドのひずみが 2 δ_y に対応するスタッドのせん断抵抗力は，式(5.1.2)で表されるスタッド最大せん断抵抗力の概ね 8 割程度となっている [13)]。したがって、接合部の弾性限界点は概ね、式(5.1.1)により求まる値に 0.8 を乗じたものになると考えられる。したがって、スタッドせん断力を前記の式(5.1.13)による値に制限した場合には、

弾性限界点から概ね 2.5（0.9×1.2×1/3÷0.8≒0.45, 1 ÷0.45≒2.22）程度の安全余裕度を確保していることになる。

つまり、スタッドせん断力の制限値を上述の式(5.1.13)による値とすれば、弾性限界点からも十分な安全余裕を確保した点となっているといえる。

5.1.4　鋼桁埋込み深さの下限値の設定

スタッドを用いた鋼－コンクリート接合部において、鋼桁の埋込み深さについての明確な規定はなく、橋台たて壁厚が薄く鋼桁埋込み深さが相対的に浅い場合のスタッド、支圧の抵抗比率への影響については不明であった。埋込み深さが浅いことによる影響を明らかにし、その影響度が大きい場合には、その対応として例えば埋込み深さの制限値を設定することが必要と考えられる。

本共同研究では、実橋で想定しうる範囲での試設計結果を基に、埋込み深さが浅く、かつ相対的に橋台たて壁厚が薄い場合をモデルとした実験供試体に対する実験および当該実験を再現した有限要素解析により、埋込み深さが浅いことによる影響への検討を行い以下の知見を得た。

①鋼桁埋込深さが相対的に浅い場合、深い場合に比べてフランジ付スタッドの抵抗比率は 10%程度低下し 50%程度を負担していることを確認した。

②フランジ支圧力抵抗比率は深い場合に比べて 5%程度低下し 20%～25%程度を負担していることを確認した。

③フランジ付きスタッドおよびフランジ支圧力の抵抗比率の低下に伴い、ウェブスタッドやフランジコバ面の接触力の負担が大きくなることを確認した。

④橋台たて壁背面厚が薄い場合（橋台たて壁の主鉄筋およびそのかぶり厚程度を確保）をモデルとした実験供試体の水平載荷実験においても、H24 道示[2)] に規定される鉄筋量を満たしていれば、橋台たて壁背面が押し抜きせん断破壊することはなかった。

なお、検討の概要については本報告書の **2 章**に、詳細については共同研究報告所（その１）[1)]および本報告書の **4 章**に記載している。

実橋で想定しうる極端に埋込み深さが浅い場合においても、鋼－コンクリート接合部の抵抗要素（フランジ付きスタッド水平せん断力、フランジ支圧力、フランジコバ面の接触力、ウェブスタッド等）のうち、フランジ付きスタッド水平せん断力とフランジ支圧力の抵抗比率が 70%程度（フランジ付きスタッドせん断力 50%程度＋フランジ支圧力 20%程度）を占めており、埋込み深さが深い場合と比べて低下はしているものの、この 2 つの抵抗要素が支配的であることは変わりがない。従って、鋼材埋込み深さの下限値を個別に設定する必要はないと考えられる。

5.1.5　スタッドに対する疲労影響評価

H24 道示Ⅱ[6]におけるスタッドの設計法は、許容せん断力のみが規定されており、疲労の照査に関する記述はみられない。つまり、許容せん断力程度のせん断応力振幅範囲（片振り載荷時）は、200 万回時間強度のほぼ下限値とみることができ、疲労に関しても安全側の評価をしていると評価されてきた[7]。また、既往の研究における疲労に対する検討内容については、押抜き供試体によるスタッド疲労試験結果[8]もしくはコンクリート床版と鋼桁のずれ止めとしてスタッドを用いる場合を想定したもの[9)10)11)]であり、今回着目する鋼－コンクリート接合部に対しての確認が行われているものではない。そのため、当該構造におけるスタッドに対する疲労の影響について明らかにする必要があった。

そこで、本共同研究では、鋼－コンクリート接合部をモデル化した実験供試体に対する疲労試験を実施し、以下の知見を得た。

①H24 道示Ⅱ[6]に示されている、せん断応力を受ける継手の強度等級を参照して、鋼－コンクリート接合部の疲労影響を検討したところ、*S* 等級での一定振幅応力の打切り限界$\Delta\tau$=67N/mm に対して、鋼－コンクリート接合部のスタッドでは最大で 50 N/mm^2 程度であり、疲労に対する影響がないことを確認した。

②既往の研究[3)]により導かれた、コンクリートの拘束効果も考慮したスタッドの疲労強度を求める合理的な疲労強度評価式による疲労影響評価においても疲労に対する影響がないことを確認した。

③試験終了後のはつり出しによるスタッドの状況確認においてもコンクリートひび割れや、スタッドの変形がないことを確認した。

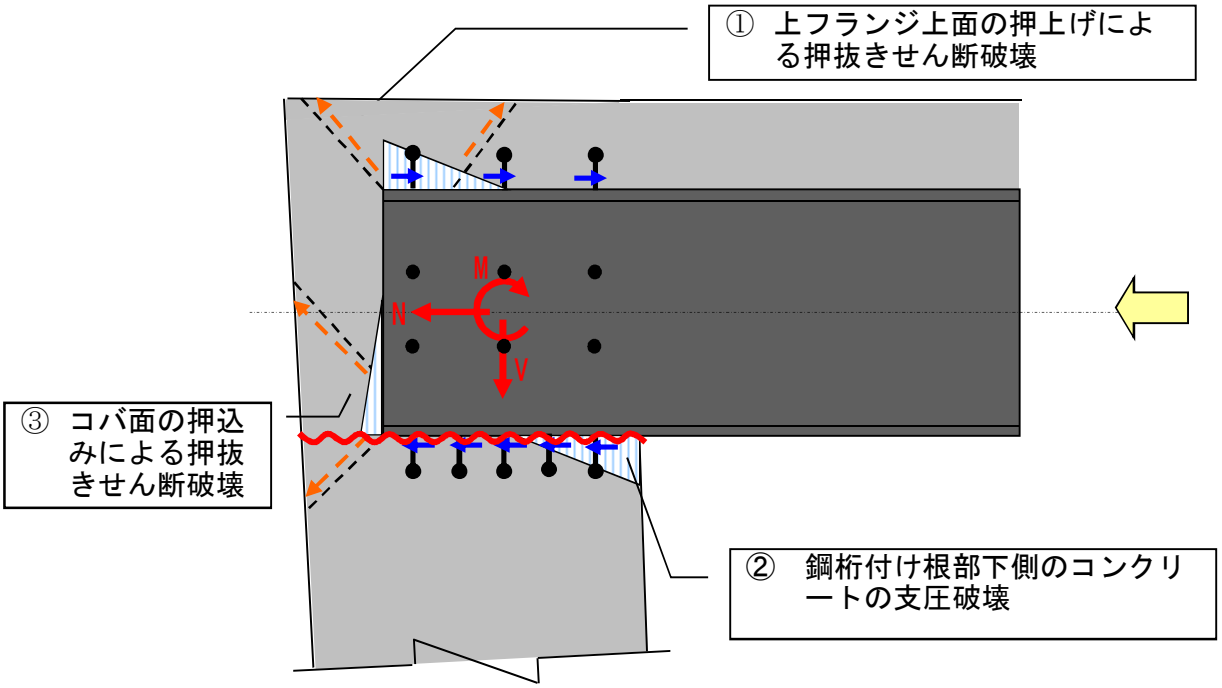
なお、検討の詳細については本報告書の **4 章**に記載している。

これらの結果から、鋼－コンクリート接合部において、所要の耐荷力が確保されるようにスタッドを配置した場合には、スタッド疲労の影響が問題にはならないと考えられる。

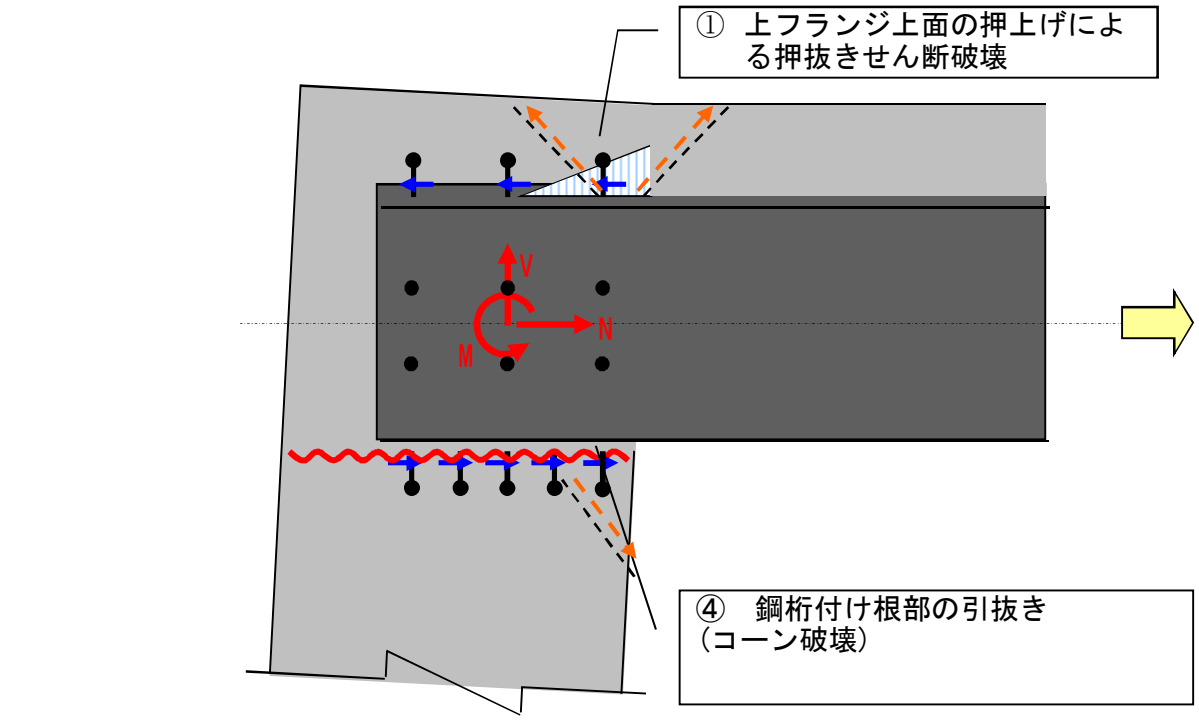
5.2　破壊に対する照査項目への対応

(1) 破壊に対する照査項目

これまで実施した実験や解析結果から、水平方向力が作用する場合の鋼－コンクリート接合部の想定される破壊形態を**図 5.2.1** に示す。ここで、作用力の載荷方向が鋼桁を押し込む方向を正加力時、作用力の載荷方向が鋼桁を引き抜く方向を負加力時としている。



(a) 正加力時



(b) 負加力時

図 5.2.1　想定される破壊形態図（正加力時、負加力時）

想定される接合部の破壊形態より、鋼桁とコンクリートの接合部における鋼桁周辺部の破壊に対する照査項目として必要と思われる項目を**表 5.2.1** に示す。

表 5.2.1　破壊に対する耐力照査項目

破壊に対する照査が必要と考えられる項目	①上フランジ上側コンクリートの押抜きせん断破壊
	②鋼桁付け根部下側（下フランジ下面）のコンクリートの支圧破壊
	③橋台たて壁背面のコンクリートの押抜きせん断破壊
	④橋台たて壁前面（下フランジ下側）のコンクリートの引抜き（コーン）せん断破壊

本共同研究では、**表 5.2.1** に示す照査項目に対して、鋼－コンクリート接合部の実験および解析結果より、以下の知見を得ている。

①上フランジ上側コンクリートの押抜きせん断破壊について

・上フランジ上面のコンクリートの脆性的な破壊を防ぐためには、上フランジの押抜きせん断破壊に対して、U 字筋の配置による補強が必要なことを確認した。また、その効果は概ね配置鉄筋量に応じて補強効果が得られるが、接合部に生じる曲げモーメントの 1～3 割程度を補強筋が抵抗するものとして設計すれば、破壊防止に寄与することを確認した。

②鋼桁付け根部下側（下フランジ下面）のコンクリートの支圧破壊について

・下フランジ下面の支圧破壊による有意な変状は、実験結果より、全ての実験ケースで確認されなかった。

③橋台たて壁背面のコンクリートの押抜きせん断破壊について

・橋台たて壁背面のコンクリートの押抜きせん断破壊は、橋台たて壁背面の厚さが、最低かぶり、最低軸方向鉄筋間隔等から想定される極端に薄い実験供試体での載荷実験でも破壊が生じないことを確認した。

④橋台たて壁前面（下フランジ下側）のコンクリートの押抜き（引抜き）せん断破壊について

・下フランジの引抜きに対して中間帯鉄筋の配置が必要なことを確認した。その効果は概ね配置鉄筋量に応じて補強効果が得られるが、主鉄筋量に対して構造細目上必要な量を配置すれば、破壊が生じないことを確認した（接合構造が弾性限界（スタッドのひずみレベルで 2δ 相当）を超える前に急激な耐荷力低下を伴う変形（引抜き）が生じないことを確認した）。

接合部の破壊に対する耐力照査項目への対応については、これらの結果より、①上フランジ上側コンクリートの押抜きせん断破壊については、脆性的な破壊を防止するために補強筋の配置が必要であるが、②鋼桁付け根部下側（下フランジ下面）のコンクリートの支圧破壊、③橋台たて壁背面のコンクリートの押抜きせん断破壊、④橋台たて壁前面（下フランジ下側）のコンクリートの押抜き（引抜き）せん断破壊については、構造細目上必要

な量を配置する等の H24 道示の規定を満たしていれば、接合構造が弾性限界（スタッドのひずみレベルで 2δ 相当）を超える前に急激な耐荷力低下を伴う破壊が生じないことから、補強鉄筋を追加する必要はないと考えられる。

(2) 破壊に対する設計上の対応について
（上フランジ上側コンクリートの押抜きせん断破壊への補強方法について）

ここでは、(1)において検討した破壊に対する照査項目のうち、対応が必要と考えられた上フランジ上側コンクリートの押抜きせん断破壊への対応について実験、解析より得られた結果より提案を行う。

上フランジ上面の床版の損傷が生じると、接合部の剛性が確保されなくなり、脆性的な破壊を生じる原因となる。また、舗装が敷設されているため、損傷の早期発見が難しく、また、損傷の修復が容易ではないことからも、損傷を防止するための補強が必要である。

この破壊は鋼桁からの支圧力による押抜きせん断破壊であるため、破壊を防止するためには、U 型補強鉄筋で鋼桁を囲むように配置する方法が有効であると考え、本共同研究において、U 型補強鉄筋を配置した実験供試体の載荷実験を行った。その結果、U 型補強鉄筋の配置による補強により上フランジ上面コンクリートの押抜きせん断破壊に対して効果があることを確認している。

実験において配置した補強鉄筋量は、作用する鋼桁からの支圧力を全て補強鉄筋で負担させると考え、支圧力を鉄筋の降伏点強度で除して必要鉄筋量を算出したものである。従って、実橋における上フランジ上側コンクリートの押抜きせん断破壊への対応としても同様の方法を提案する。つまり、接合部に作用する曲げモーメントに対して、コンクリートの押抜きせん断破壊の要因となる鋼桁からの支圧力を算出し、その支圧力に対して、鉄筋を配置することを提案する。

支圧力の算出については、接合部曲げモーメントより、支圧抵抗曲げモーメントを求め、鋼桁埋込み長：L で除すことで偶力(押抜きせん断力)換算する方法とする。換算概要を**図 5.2.2** に示す。

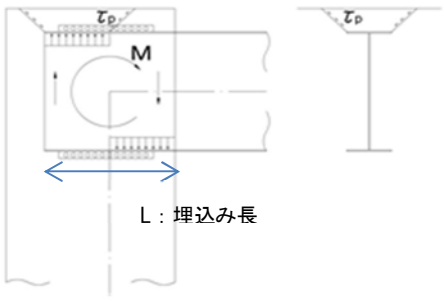


図 5.2.2　接合部曲げモーメントから支圧力の換算概要図

本共同研究でのこれまでの実験、解析より得られた結果より、支圧力の抵抗比率としては、1～3 割程度である。従って、補強鉄筋量の算出にあたって考慮する支圧抵抗曲げモーメントは、安全側の設定となるよう接合部曲げモーメントの 3 割とすることを提案する。

これは、本共同研究では、鋼－コンクリート接合部をモデル化した実験、解析に対して、鋼桁先端を水平方向、または鉛直方向に載荷する 2 つの載荷方法に対する検討を行っている。実験、解析による検討より得られた結果から、鉛直方向に載荷した場合は、支圧力の抵抗比率は接合曲げモーメントの 3 割程度、水平方向に載荷した場合は、1 割程度であった。水平方向載荷の場合、水平変位の増加に伴い橋台たて壁基部の水平変位も相応に増加するため、鋼桁と橋台たて壁の相対角が 90°からあまり変化がなく、支圧力が生じにくい載荷方法であったため支圧力の抵抗比率が小さくなったものと考えられる。水平方向の載荷は、地震時において水平方向作用力が卓越すると考え、地震時を想定し載荷方向を水平方向としたものである。実橋においては、接合部が終局限界状態を向かえる際の荷重としては、地震時等の水平方向作用力が卓越するものと考えられるが、本共同研究において実施した 32 ケースの試設計結果では、設計曲げモーメントが、全てのケースにおいて地震時（レベル 1 地震組合せケース）でなく、活荷重や温度荷重等を組み合わせた常時の荷重組合せケースとなったことを勘案して、補強鉄筋量の算出に際して、接合部曲げモーメントの 3 割を支圧抵抗比率として提案したものである。

また、U 型補強鉄筋の定着長についても実験供試体において確保した定着長を参考にするとともに、上フランジからの押抜き力に対する補強であることを考慮し、上フランジ下面から H24 道示で規定されている所定の長さを確保すればよいと考えられる。

以上をまとめ、上フランジ上側コンクリートの押抜きせん断破壊への補強方法を以下のとおり提案する。

$$N_s = P/(A_s \times \sigma_{sy}) \times 1/2 \qquad (5.2.1)$$

ここに、*Ns*：鋼桁 1 本当たりに配置する U 型補強鉄筋の個数

（U型補強鉄筋としているため 1/2 を乗じている）

P：接合部曲げモーメントより算出した支圧力(N)

$$P = 0.3M_u \div L/2 \qquad (5.2.2)$$

ここに、M_u：接合部曲げモーメント(N・mm)

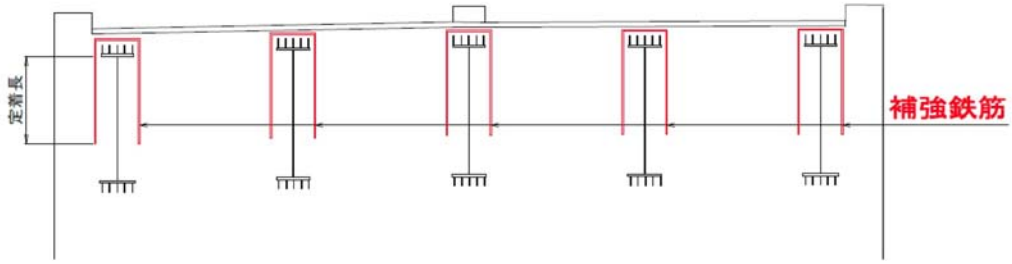
（支圧抵抗曲げモーメントを M_u の 3 割とすることから 0.3 を乗じている）

L：鋼桁埋込み長さ(mm)

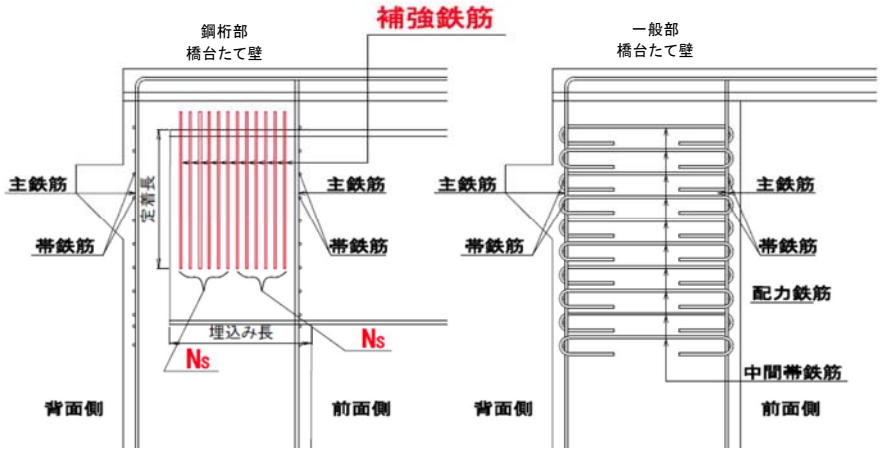
（支圧抵抗曲げモーメントを脚長：L として偶力換算することから 1/2 を除する。）

A_s：補強鉄筋の断面積(mm^2)

σ_{sy}：補強鉄筋の引張降伏応力(N/mm^2)



(a) 断面図



(b) 側面図

図 5.2.3　補強鉄筋の配置イメージ

5.3　接合部設計法

5.3.1　接合部設計法の提案

ここでは、5.1、5.2 で整理した知見をもとに接合部設計法の提案を行う。

図 5.3.1 に接合部の抵抗メカニズムを示す。**図 5.3.1** に示すように作用力に対して、接合部には、曲げモーメント、軸力、せん断力の断面力が生じる。その発生断面力を鋼桁付きのスタッド、フランジ支圧力等の接合部抵抗要素が橋台たて壁へと伝達することになるため、接合部においては確実に発生断面力を伝達できる構造とすることが求められる。これまで本共同研究で実施した実験および解析結果より得た接合部抵抗要素の抵抗比率に関する知見は以下である。

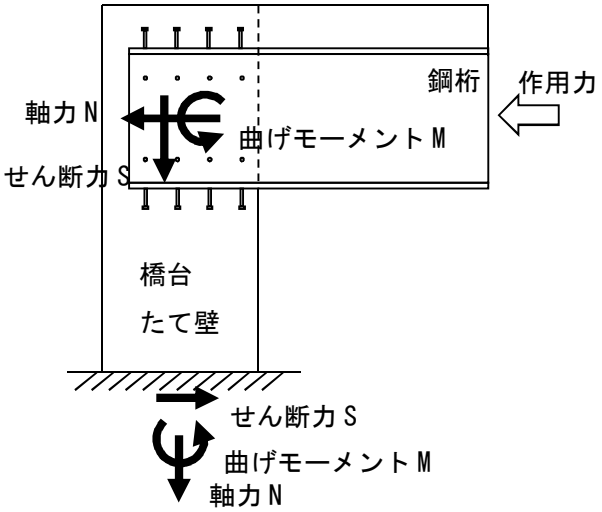


図 5.3.1　接合部の抵抗メカニズム

①接合部の曲げモーメントに対する抵抗として、フランジ付きスタッドの水平せん断力（5～6 割程度）とフランジの支圧力(2～3 割程度)が支配的であることを確認している。

②接合部軸力に対する抵抗として、フランジ付きスタッド（5 割程度）とウェブ付きスタッド（2 割程度）が支配的である。

③せん断力に対する抵抗としては、フランジ支圧力とウェブ付きスタッドが支配的である。

④ただし、抵抗要素として支配的であるフランジ支圧力は、フランジ下面に空隙があるとその抵抗比率が大きく低下する。

⑤抵抗要素として支配的であるフランジ付きスタッドは、床版の無い実験供試体の接合部に作用力を鉛直方向に載荷した場合には、上下のフランジ付きスタッドが概ね均等に抵抗している。

⑥抵抗要素として支配的であるフランジ付きスタッドは、床版の有る実験供試体の接合部に作用力を水平方向に載荷した場合には、床版剛性の影響により、下フランジ側の接合部ひずみが上フランジ側よりも卓越するため、下フランジ付きスタッドの抵抗比

率が大きくなる。（下フランジ付スタッドの水平せん断力の抵抗比率は、曲げモーメントに対して 7 割程度、軸力に対して 6 割程度であった。上フランジ付きスタッドの抗比率は 1 割以下となった。）

以上より、接合部の抵抗要素としては、接合部に生じる曲げモーメントおよび軸力に対してはフランジ付きスタッドとフランジ支圧力が支配的であり、せん断力に対してはフランジ支圧力とウェブ付きスタッドが支配的であるが、フランジ支圧力については、施工時にフランジ下面にコンクリートが十分に充てんされなかった場合等により、フランジ下面に空隙が生じた場合はその抵抗比率が大きく低下することが確認されている。このため、接合部設計を行う上で抵抗要素としては見込まず、鋼桁（フランジおよびウェブ）付きスタッドの水平せん断力に作用力に対する抵抗を期待した設計法とするのがよいと考えられる。

また、本共同研究で実施した実験および解析結果より得た鋼桁付きスタッドの抵抗力分布に関する知見は 5.1.2 に記載したとおりであり、作用力に抵抗するスタッドの水平せん断力の分布が載荷方向によりその大きさが反転すること、スタッドが降伏するとその隣のスタッドへと抵抗の再分配が行われること等から、配置するスタッド全てを有効として設計することが可能であると考えられる。

さらに、接合部の設計において考慮するスタッドのせん断力の制限値は、5.1.3 に記載したとおり、鋼材の引張強度に対する安全率（2.2）等を参考に 3.0 を想定して必要本数を算出した場合においても、レベル 2 地震時に限定的な損傷に留まり修復性を満足していること、また、接合部よりも隣接する一般部が先に塑性化することから、従来の設計における安全率 3.0 に相当する安全余裕度の確保を基本とする方針とする。また、その上で、耐力推定式のばらつきや H29 道示の荷重への対応を図ったものとして、スタッドのせん断力の制限値を式(5.1.13)で与えることを提案する。ただし、本共同研究において得られた上記の知見は、$H/d \geq 5.5$（スタッド全高：H、スタッド軸径：d）のスタッドを対象として実施した実験および解析から得られたものであるため、$H/d \geq 5.5$ のスタッドを配置することが、適用条件となる。

これらのことから、スタッドを用いた鋼-コンクリート接合部の設計手法について、接合部に発生する断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）に対する抵抗要素を鋼桁付きのスタッドとして必要本数を以下のとおり提案する。

(1) 曲げモーメントに対して

曲げモーメントに対して、フランジ付きスタッドの抵抗が支配的であり、上下フランジ付きスタッドが概ね均等に抵抗していることから、曲げモーメント：M を鋼桁高：h で偶力換算してフランジ付きスタッドに作用するせん断力に求め、スタッドのせん断力の制限値から算出される必要本数以上を上下フランジに同本数を配置する。

$$N_{L1} = N_{U1} = (M / h) / Q_a' \qquad (5.3.1)$$

ここに、 N_{L1} ：曲げモーメント対して下フランジに配置するスタッド本数（本）

N_{u1} ：曲げモーメント対して上フランジに配置するスタッド本数（本）

M ：接合部に生じる曲げモーメント(N・mm^2)

h ：鋼桁高さ(mm)

Q_a’ ：スタッドせん断力の制限値（N/本）

ここに、$Q_a' = 20.3 \times d^2 \times \sigma_{ck}^{1/2}$ (5.3.2)

（ただし、$H / d \geq 5.5$ のスタッドを配置すること。）

(2) 軸力に対して

軸力に対してもフランジ付きスタッドの抵抗が支配的である。床版を有する場合の実験および解析結果から、床版を有する場合には、床版剛性の影響により下フランジ付きスタッドの抵抗比率が支配的となる。

このことから、軸力：N に対しては、下フランジ付きスタッドのみで抵抗すると考え、下フランジ付きスタッドに作用するせん断力を求め、スタッドのせん断力の制限値から算出される必要本数を下フランジに配置する。

$$N_{L2} = N / Q_a' \qquad (5.3.3)$$

ここに、N_{L2}：軸力に対して下フランジに配置するスタッド本数（本）

N：接合部に生じる軸力（N）

Q_a’：スタッドせん断力の制限値（N/本）

ここに、$Q_a' = 20.3 \times d^2 \times \sigma_{ck}^{1/2}$ (5.3.4)

（ただし、$H / d \geq 5.5$ のスタッドを配置すること。）

(3) せん断力に対して

せん断力に対しては、ウェブ付きスタッドとフランジ支圧力の抵抗が支配的であるが、フランジ支圧力については空隙の有無の影響が大きいことを考慮し、ウェブ付きスタッドのみで抵抗すると考え、せん断力：S からウェブ付きスタッドに作用するせん断力を求め、スタッドのせん断力の制限値から算出される必要本数をウェブに配置する。なお、ウェブとコンクリートの一体性確保のため、H29 道示Ⅱ[6] で規定されているずれ止めの最大間隔をとった配置本数を、最小本数とする。

$$N_{w1} = S / Q_a' \qquad (5.3.5)$$

ここに、N_{w1}：せん断力に対してウェブに配置するスタッド本数（本）

S　：接合部に生じるせん断力（N）

Q_a'：スタッドせん断力の制限値（N/本）

ここに、$Q_a' = 20.3 \times d^2 \times \sigma_{ck}^{1/2}$　　(5.3.6)

（ただし、$H/d \geq 5.5$ のスタッドを配置すること。）

5.3.2 まとめ

ここでは、5.1～5.2 の検討を踏まえ、I 型断面の鋼桁と鉄筋コンクリート構造の橋台との接合部について、鋼桁に設置するスタッドにより断面力の伝達を行う場合の設計法について提案を行った。

接合部の設計において、上述した 5.3.1(1)～(3)による、鋼桁に配置するスタッドの必要本数を**表 5.3.1** にまとめる。また、鋼桁周辺部の破壊に対する照査項目や疲労に対する照査等の本章 5.1 における検討結果をまとめたスタッドを用いた鋼－コンクリート接合部の設計フロー（案）を**図 5.3.2** に示す。

表 5.3.1　スタッドを用いた鋼－コンクリート接合部におけるスタッド配置本数

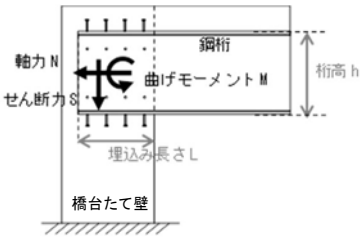
配置箇所	算出方法	配置本数
上フランジ	・曲げモーメントに対する必要本数 $N_{U1}=(M/h)/Q_a'$	$N_u=N_{u1}$ (曲げモーメントに対する必要本数を配置する)
ウェブ	・せん断力に対する必要本数 $N_{w1}=S/Q_a'$ ・ずれ止めとして規定される最低必要本数 N_{w2} ：H29 道示Ⅱの規定により 最大間隔:600mm から算出される本数	$N_w=MAX(N_{w1}\cdot N_{w2})$ (せん断力に対する必要本数とずれ止めとして規定される最低必要本の大きな方の本数を配置する)
下フランジ	・曲げモーメントに対する必要本数 $N_{L1}=(M/h)/Q_a'$ ・軸力に対する必要本数 $N_{L2}=N/Q_a'$	$N_L=N_{L1}+N_{L2}$ (曲げモーメントに対する必要本数と、軸力に対する必要本数の和を配置する)

※ここで、　$Q_a'=20.3\times d^2\times\sigma_{ck}^{1/2}$ （ただし、$H/d\geq 5.5$ のスタッドを用いること。）

ここで提案した設計法は、鋼桁からの荷重を橋台鉄筋コンクリート部材に伝達する機構として、スタッドのほか桁フランジ面とコンクリートとの支圧による伝達等が考えられるが、実験及び解析的検討の結果や実施工での状況を考慮して、スタッドのみで曲げモーメント、軸力及びせん断力を伝達するものとなっている。また、損傷が生じた場合の落橋に対する懸念や点検・修復のしやすさなどを考慮した場合、接合部は曲げ損傷が先行するのが望ましく、また、接合部よりも橋台たて壁での曲げ損傷が先行するのが望ましいことから、実験及び解析的検討を踏まえて曲げ損傷が先行するとともに、橋台たて壁部よりも大きな安全余裕を有するように考慮されたものとなっている。さらに、ここで提案した設計式に従いスタッドを配置した場合には、5.1.5 にも記述しているように、設計供用期間中に繰り返し作用する温度荷重や活荷重に対して十分な疲労耐久性を有することも確認されている。

また、鋼桁上フランジ上側のコンクリートを補強しない場合、上フランジ上面からの支圧によるぜい性的な破壊が生じることが確認されたことから、これを防ぐための必要補強鉄筋量の計算方法を 5.2 において実験及び解析結果に基づき提案している。下フランジ周辺の橋台たて壁前面についても、下フランジ側の引抜きに伴うコンクリートのぜい性的な破壊が懸念されるが、H24 道示に規定される中間帯鉄筋等を橋台たて壁に配置することにより、ぜい性的な破壊が生じないことが確認されたことから、ここでは別途補強鉄筋を配置する必要がないと判断した。

なお、ここで提案した設計式の根拠となった実験及び解析的検討は、門型ラーメン構造では径間長 60m 以下かつ橋台高さ 15m 以下、インテグラルアバット構造では径間長 40m 以下かつ橋台高さ 10m 以下の条件に対して行ったものであるため、この範囲を明らかに超える構造条件で適用しようとする場合には，設計式の適用性について個別に検討を行う必要があるといえる。



START

構造系の決定（桁断面、床版等の諸元）

接合部の設計（必要スタッド本数の算出）

●上フランジ付きスタッド

・曲げモーメントに対する必要本数： $N_{U1}=(M/h)/Q_a'$　⇒必要本数： $N_u=N_{u1}$　（本）

●下フランジ付きスタッド

・曲げに対する必要スタッド本数： $N_{L1}=(M/h)/Q_a'$

・軸力に対する必要スタッド本数： $N_{L2}=N/Q_a'$　⇒必要本数： $N_L=N_{L1}+N_{L2}$　（本）

●ウェブ付きスタッド

・せん断力に対する必要スタッド本数： $N_{w1}=S/Q_a'$

・構造細目として規定： N_{w2}（道示Ⅱの規定により最大間隔:600㎜から算出される本数）

⇒必要本数： $N_w=MAX(N_{w1}\cdot N_{w2})$　（本）

※ここで、$Q_a'=20.3\times d^2\times\sigma_{ck}^{1/2}$（ただし、$H/d\geq 5.5$のスタッドを用いること。）

接合部周辺コンクリートの破壊に対する対応

●上フランジ上側コンクリートの押抜きせん断破壊に対する補強鉄筋の配置

鋼桁１本当たりに配置するＵ型補強鉄筋の必要本数： $N_s=P/(A_s\times\sigma_{sy})\times 1/2$　（本）

※ここで、接合強曲げモーメントより算出される支圧力： $P=0.3M_u\div L/2$

※U 型補強鉄筋は上フランジ下面から規定されている必要定着長を確保

END

図 5.3.2　スタッドを用いた鋼－コンクリート接合部の設計フロー（案）

参考文献

1) （独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１），土木研究所共同研究報告書，第463 号，2015.3
2) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，2012.3
3) Viest, I. M. : Test of Stud Shear Connectors, Part Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ, and Ⅳ “Engineering Test Data”, Nelson Stud Welding, Lorain, Ohio, 1956.
4) 山本稔，中村正平：Stud Shear Connector の試験報告，建設省土木研究所報告，第 109 号の 4，pp.67-90，1961.1.
5) （社）日本道路協会：鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針，1965.
6) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2012.3
7) 阿部英彦 : 鉄道用合成桁のずれ止めに関する実験的研究，鉄道技術研究報告，No961，p.1～191，1975
8) 松井繁之，平城弘一，福本唀士：頭付きスタッドの強度評価式の誘導―疲労強度評価式―，構造工学論文集 Vol.35A，p.1233～1244，1989.3
9) 松井繁之，文兌景，福本唀士：鋼板・コンクリート合成床版中のスタッドの疲労破壊性状について，構造工学論文集 Vol.39A，p.1303～1311，1993.3
10) 梶川，前田：組合せ荷重下におけるスタッド溶接フランジの疲労強度の評価，土木学会論文集，第 362 号／Ⅰ-4，p.285～292，1985 年 10 月
11) 松井繁之，佐々木洋，福本唀士，梶川靖治：走行荷重下における鋼板・コンクリート合成床版の疲労特性に関する研究，構造工学論文集，Vol.34A，pp.409-420，1988.3
12) （独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その３），土木研究所共同研究報告書，第 404 号，2012.3
13) 和田圭仙，七澤利明，遠藤繁人，小野潔，栗田章光：橋台部ジョイントレス構造の鋼-コンクリート接合部におけるスタッドと支圧の抵抗機構に関する実験的研究

6. 施工の課題への対応

6.1　鋼-コンクリート接合部の品質・出来形・出来映えについての要求事項

橋台部ジョイントレス構造は橋台と鋼桁をコンクリートで剛結し、ラーメン構造とすることが他橋梁形式と大きく異なる点であり、下部工と上部工のシームレスな施工が特徴である。

鋼－コンクリート接合部は、本構造形式で最も重要な部位であり、施工品質は完成した橋梁の機能性と耐久性に大きな影響を与えることとなる。ここでは、施工事例調査結果を踏まえ、接合部の良好な品質、出来形の確保、および供用後の維持管理性に対し講ずべき対応を整理した。

6.1.1　上・下部工事の施工境界の留意事項

(1) 下部工の打止め高さ

下部工事の打止め高さが高い（桁下の空間が狭い）と、仮支承への桁の据付けや鉄筋組立ての作業性が悪くなり、低い（桁下の空間が広い）と仮支承の大型化や架設中の安定性などが問題となる。

施工事例調査では、桁下 400～800mm 程度で打止めている例が多く、施工上の不具合等が生じていないこと、および仮支承高さを低くでき経済的であることから、桁下 400～800mm 程度で打止めることを標準とし、鉄筋の継手を考慮のうえ決定するのが良い。

(2) 下部工の施工高さの誤差吸収

下部工天端と仮支承との境界部には、下部工施工高さの誤差を吸収できるように、モルタル調整代を設け、その厚さは下部工の高さの出来形規格値等を参考に決定する。また、支承下面のモルタル厚さは確実な充填を得られるように 30mm 以上とするのが良い。

充填するモルタルは無収縮モルタルとし、接合部のコンクリート基準強度を上回る強度と確実な充填性が求められる。

(3) 上下部コンクリート境界部の打継ぎ目処理

打継ぎ目の処理としては、ワイヤブラシやチッピングによりコンクリート表面を目粗しする方法と、打設直後に遅延剤を散布し、翌日に高圧水でレイタンスや緩んだ骨材を取り除く方法が一般的である。しかし、ワイヤブラシやチッピング処理は鉄筋を傷付けたり、鉄筋周囲の施工が不確実となる恐れがある他、チッピング処理は騒音を伴うため、現場周辺環境によって適用できないことがある。そのため、遅延剤と高圧水の併用により処理する必要がある。

(4) 鉄筋の防せい処理

一般に下部工施工完了から接合部コンクリート打設までの期間は数か月から数年に渡るため、上下部施工境界の橋台に先に埋め込まれる鉄筋が発せいし、さび汁による橋台の汚れの原因となる（**写真 6.1.1**）。また、本来コンクリート内部における鉄筋はこのよう

な発せいを前提としておらず、最悪の場合、安全性にも影響する可能性があるため、十分な対策が求められる。

この対策として、塗布型防せい剤を使用する場合も多いが、不均一な塗膜により所定の効果が得られない恐れがある（**写真 6.1.2**）。

十分な対策の例としては、エポキシ樹脂塗装鉄筋の使用が考えられるが、エポキシ樹脂塗装の塗膜は紫外線で劣化し、直射日光に 3 ヶ月程度以上曝された場合は塗膜曲げ加工性や耐衝撃性が低下することが知られている。H24 道示の塩害対策区分 S に該当するなど、恒久的な防せいが求められる場合には、上部工施工時に曲げ加工を伴わない設計が必要であるが、剛結部コンクリート打設までの一時的な防せいを期待する場合は問題とはならない。

なお、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる場合は、施工時に与えた塗膜損傷（**写真 6.1.3**）から腐食が生じて本来期待される性能を発揮できない可能性もあるため、加工、運搬、貯蔵、組立、継手等において十分な配慮が求められる。特に恒久的な防せいが求められる場合には、塗膜に損傷等が生じた場合は、コンクリート打設前に適切に補修しなければならない。

写真 6.1.1　さび汁による橋台の汚れ

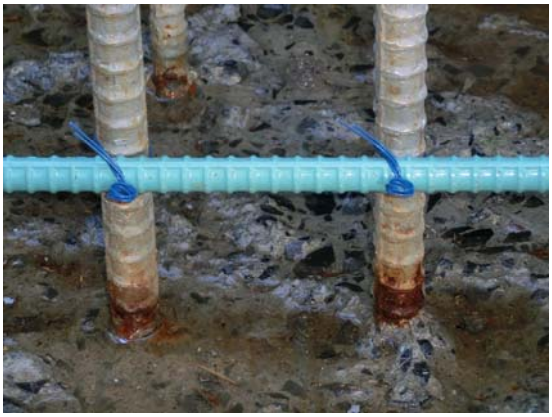


写真 6.1.2　簡易な防せい処理による発せい

写真 6.1.3　エポキシ樹脂塗装鉄筋の傷と発せい

参考文献

1) （社）日本道路協会：道路橋支承便覧（改訂版），2004.4
2) （独）土木研究所，大阪工業大学，（一社）日本橋梁建設協会：橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合部の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１），共同研究報告書 第 463 号，2015.4

6.1.2　接合部・埋込み境界部の排水処理・防食

(1) 埋込み境界部の防食対策

1) 類似構造の防食仕様

鋼構造物の一部がコンクリート内に埋込まれる構造の類似例として、鋼製橋脚の根巻コンクリート部や波形鋼板ウェブ PC 橋などがある。**図 6.1.1** は、鋼製橋脚の根巻コンクリート埋込み部の塗装仕様の事例である。根巻コンクリート天端には雨水や結露水が滞水しやすいことから水勾配を設けている。境界部の塗装として、境界部の 200mm 幅では一般外面塗装の下塗りを一層増し塗りした塗装（**表 6.1.1**）を施工し、そのうち 100mm 分をコンクリート埋込み部に塗り込んでいる。塗り込み部よりさらに深い箇所は、無塗装である。

また、根巻コンクリート天端のシール材はこの事例では、ポリサルファイド系を用いている。

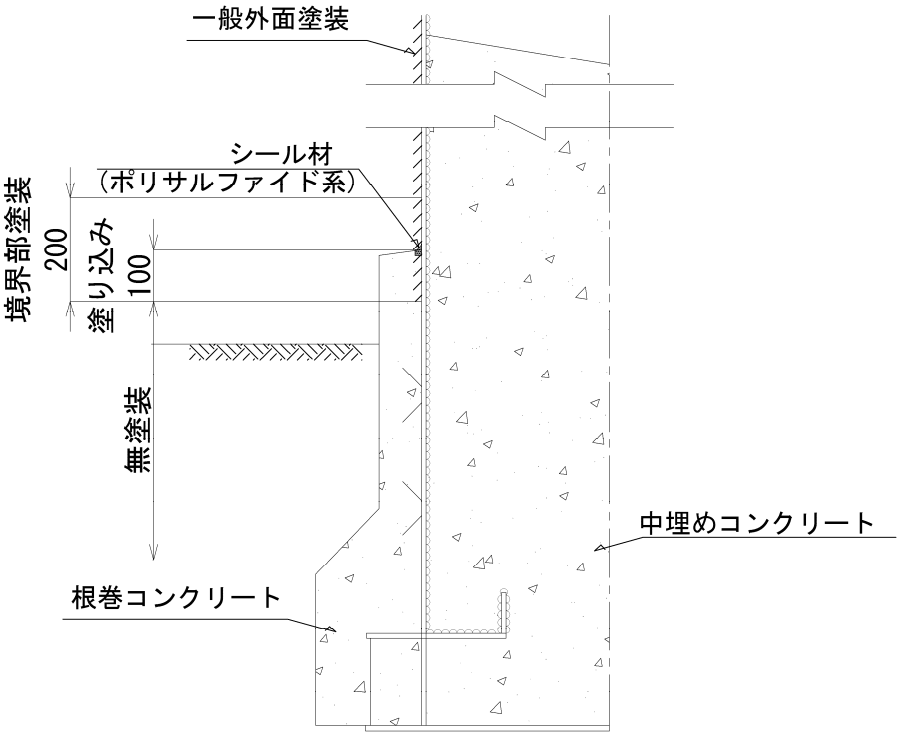


図 6.1.1　鋼製橋脚の根巻コンクリート部（首都高速道路株式会社）の塗装仕様 [1)]

表 6.1.1　外面塗装に下塗りを１層増やした塗装仕様の例 [1)]

塗装工程		塗　料　名	塗料規格	使用量 g/㎡回	回数	塗装方法	目標膜厚 μm	塗装間隔
前処理	素地調整	原板ブラスト	ISO SPSS	Sa2　1/2 Sd2，Sh2				
	プライマー	無機ジンクリッチプライマー	SDK P-401	160	1	スプレー	15	ブラスト後直ちに ６ヶ月以内が望ましい
工場	素地調整	製品ブラスト	ISO SPSS	Sa2　1/2 Sd2，Sh2				ブラスト後直ちに
	下塗り第１層	無機ジンクリッチペイント	SDK P-411	600	1	スプレー	75	２日～１０日
	ミストコート	エポキシ樹脂塗料下塗	SDK P-413	130	1		－	１日～１０日
	下塗り第２層	エポキシ樹脂塗料下塗	SDK P-413	300	1		60	１日～１０日
	下塗り第３層	厚膜型エポキシ樹脂塗料下塗	SDK P-417	540	1		120	１日～１０日
	中塗り	ふっ素樹脂塗料川中塗	SDK P-423	170	1		30	１日～１０日
	上塗り	低汚染型ふっ素樹脂塗料上塗	SDK P-434	140	1		25	

2) 類似構造の止水処理

図 6.1.2 に示す波形鋼板ウェブ PC 橋のウェブ下端コンクリート埋込み境界部における止水処理に関して、NEXCO では使用するシール材の仕様について詳細に規定している [2)]。

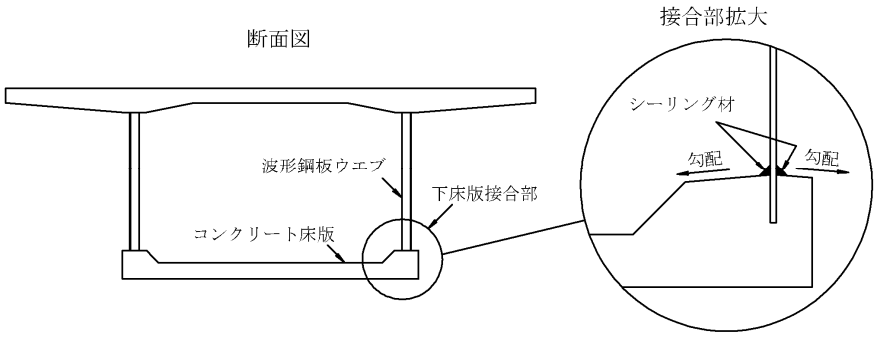


図 6.1.2　波形鋼板ウェブ下端とコンクリート床版取り合い部 [3)]

3) 橋台部ジョイントレス構造における接合部、埋込み境界部の防食の考え方

①塗装仕様

・埋込み部

橋台部ジョイントレス構造での埋込み部は、桁上部に床版があることから、鋼製橋脚の根巻コンクリート部ほど滞水しやすい構造ではないと考えられる。よって、架設完了までのさび止めも勘案して埋込み部の塗装仕様は無機ジンクリッチペイント75μmとするのが良い。なお、従来鋼桁とコンクリートが接触する箇所については、無機ジンクリッチペイントを30μm塗布することが多いが、埋込み部の塗装面積は小さく、膜厚30μmと75μmの経済比較による差はわずかである。

耐候性鋼材橋梁についても施工中のさび汁対策として塗装橋梁と同様の処理とするのが良い。

・埋込み境界部

埋込み境界部の塗装仕様は、文献4)を参考にし、C5塗装系の下塗り一層増し塗り塗装とするのが良い。増し塗り範囲は、塗装橋梁の場合コンクリート内部に100mm塗り込み、露出側は1500mm程度とするのが良い。これは橋台前面に下部工検査路、及び後述する止水板が設置されることを想定している。

耐候性鋼材橋梁において特に無塗装仕様の場合は、境界部では埋込み側と露出側で酸素供給量の差が大きくなり、腐食電池を形成して局部的に腐食してしまうことが考えられる。よって、境界部においては塗装橋梁と同様C5塗装系の下塗り一層増し塗り塗装を実施するのが良い。

なお耐候性鋼材橋梁において、桁端部の結露の影響で保護性さびとは異なるさびが発生している事例が現地調査にて確認されている（**写真 6.1.4**）。そのため、露出側の増し塗り範囲は塗装橋梁と同様に1500mm程度設けるのが良い。さらなる防食性の向上が必要な場合は、防食下地として金属溶射の採用などを検討する必要がある。

写真 6.1.4　耐候性無塗装橋梁における桁端部の発せい状況

②下フランジの滞水対策

埋込み境界部の下フランジ周辺の滞水を低減するため、縦断勾配の低い側の境界前面付近に止水板を設置するのが良い。なお、止水板を設置する場合、鋼道路橋防食便覧 5)では下部工検査路への水かかりを避けるため下部工検査路の 25cm 程度前方の位置としている。また、止水板設置位置での疲労設計を行ない、耐久性を確保する必要がある。

③埋込み境界部の止水処理

埋込み境界部への水分の浸透を防止するため、境界部にはシール材を施工するのが良い。シール材は文献 1)2)を参考として、ポリサルファイド系またはシリコーン系を使用するのが良い。

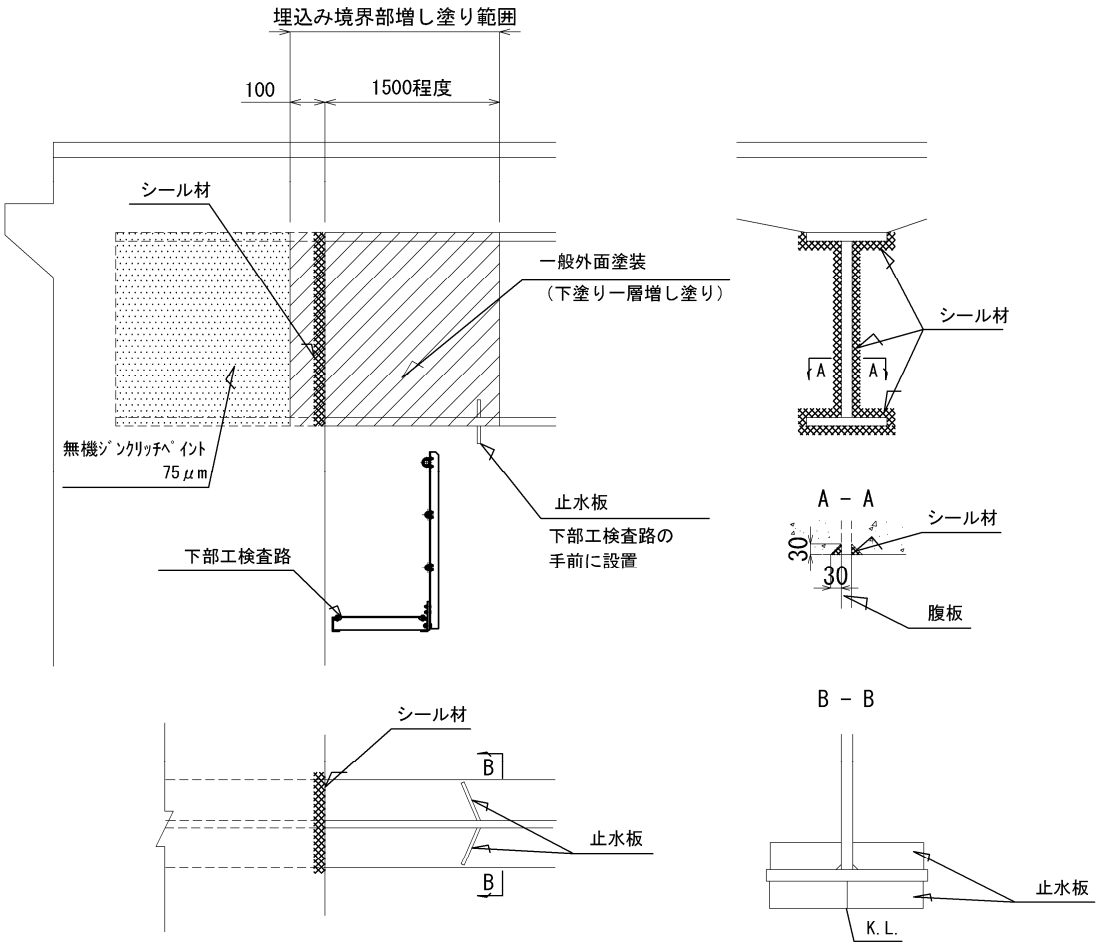


図 6.1.3　接合部の防食案

参考文献

1) 首都高速道路株式会社：橋梁構造物標準図集（鋼構造物編），2007.7
2) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：構造物施工管理要領，2014.7
3) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：設計要領第二集橋梁建設編，2014.7
4) 中部地方整備局道路部：橋梁の長寿命化に向けた設計の手引き（案）（第 2 版），2013.3
5) （公社）日本道路協会：鋼道路橋防食便覧，2014.3

6.1.3　コンクリートの配合及び留意事項

(1) スランプ

橋台部ジョイントレス構造は、鋼桁の断面力を主に頭付きスタッドやPBLのせん断抵抗で下部構造に伝達させる設計としており、機能性と耐久性の面から、スタッドやPBL周辺へのコンクリートの確実な充てん性が得られるように適切なスランプの選定が必要である。

従来、土木分野に用いられるコンクリートのスランプは8cmが標準とされてきたが、近年は高性能AE減水剤等の化学混和剤が積極的に利用されるようになり、構造条件や現場の施工条件に応じて単位水量を増加することなくスランプを大きくすることが容易になっている。

接合部に用いたコンクリートスランプの実績調査においても、12cmが最も多く、次いで8cmであった（**図 6.1.4**）。また、施工年度で比較した場合、比較的古いケースではスランプ8cmを採用した事例が散見されるが、近年は採用された事例は無いことからも、施工者が諸条件に応じて適切なスランプを選定していることが伺われる。上述の実績調査では高流動コンクリートを採用した事例を1件確認した。これは、接合部に埋め込まれる横桁が箱桁構造で、通常の締固めができないという特殊な事例であるが、施工性や経済性の面から、接合部に埋め込まれる部位はこのような複雑な構造を避け、できるだけ簡素化するべきである。

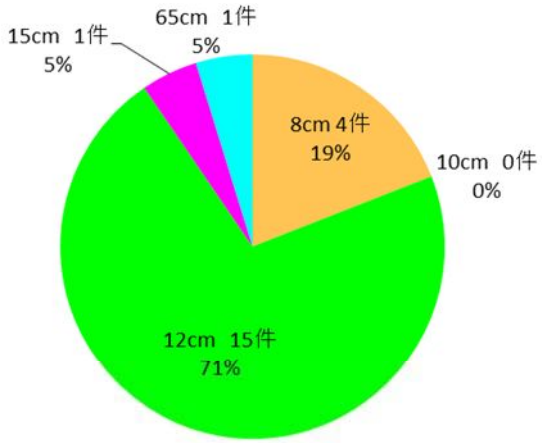


図 6.1.4　接合部コンクリートのスランプ値（フロー値）選定割合 [1)]

(1) 混和材

混和材の使用実績とひび割れ幅の関係[1)]では、近年、高性能AE減水剤と膨張材を使用する例が増加する傾向にあり、ひび割れ幅は完成年度が新しいものほど小さくなる傾向が分かっている。また、高性能AE減水剤と膨張材の併用が判明した橋梁では初期ひび割れ幅は0.2mm以下であったことからも、これらの化学混和剤を使用することで初期ひび割れの抑制に一定の効果があると考えられる。

(2) 締固め

橋台ジョイントレス構造では、先述の通り頭付きスタッドやPBLを介して力を伝達する構造ゆえ、特にコンクリートが充てんされにくい下フランジ下面や仮支承周りに配慮が必要であり、その近傍に振動機を差し込み十分な締固めを得ることが重要である。施工事例調査では、型枠に開口窓を設置した例（**写真 6.1.5**）や、鉄筋の継手位置および継手方法を変えて剛結部内部へのアプローチを確保した例（**図 6.1.5、写真 6.1.6**）など、実施工において様々な工夫がされている。締固め方法については施工計画段階で十分に検討し、施工計画書にその方法を明記することが必要である。

写真 6.1.5　打設用開口窓からの締固め状況 [1)]

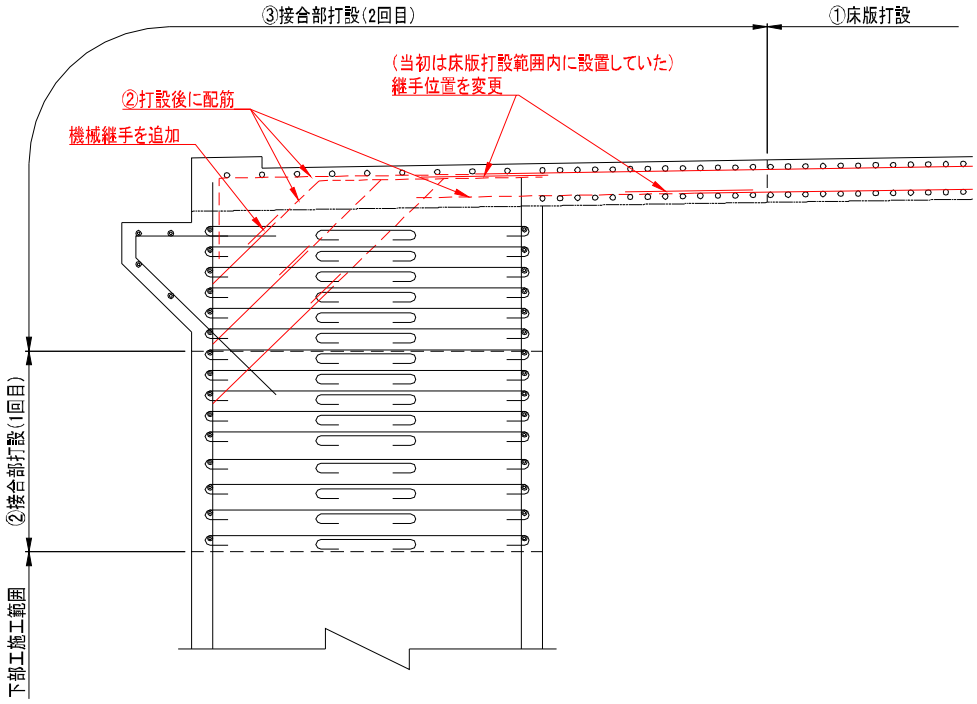


図 6.1.5　鉄筋継手変更によるアプローチの確保 [1)]

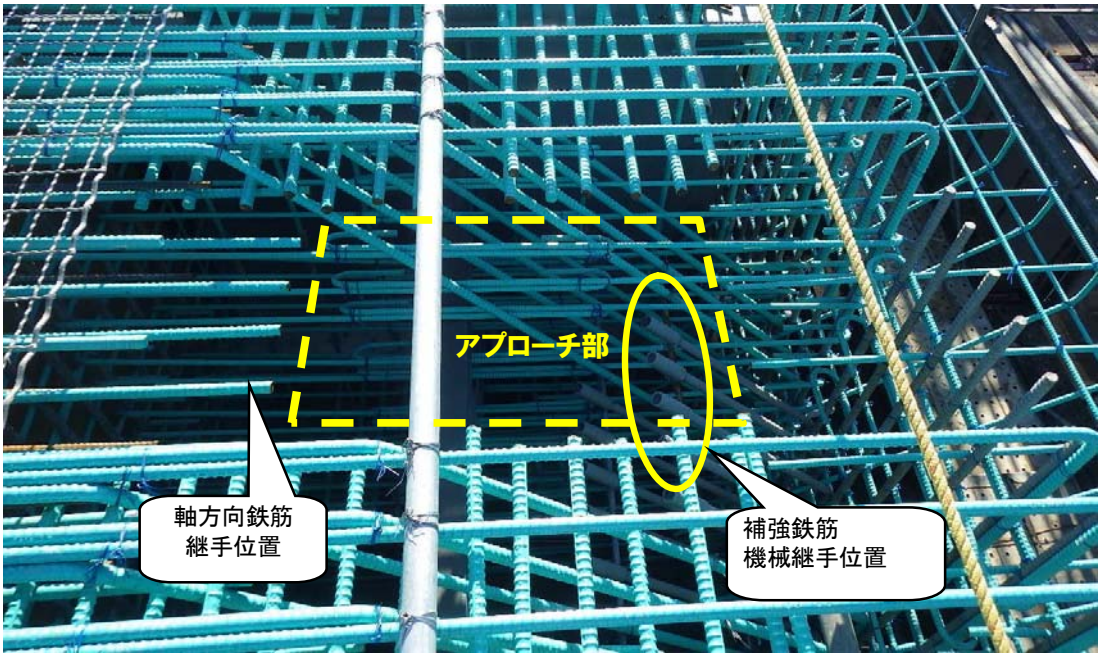


写真 6.1.6　アプローチの設置状況 [1)]

(3) 接合部の充てん性の確保

接合部における鋼桁の下フランジ近傍は頭付きスタッドや鉄筋など鋼材密度が高く、また仮支承などが配置されるため、コンクリートの充てんが不確実になりやすい部位である。

施工事例調査では、鋼桁の下フランジに空気孔（PBL 孔を含む）（**図 6.1.6、図 6.1.7**）などを設け、何らかの空気の抜け道を確保している事例が全体の 6 割を占めており（**表 6.1.4**）、施工年度が新しいほどその割合は高くなる傾向にある（**図 6.1.8**）。これは近年、橋台ジョイントレス構造など鋼・コンクリート複合構造の採用が増加傾向にあり、コンクリートの充てん性に対しての知見が普及してきたためと考えられる。

空気抜き孔は、孔からセメントミルクが浮き出ることを目視で確認でき、締固め程度が把握できる利点があるので、これを適切に配置することで、充てん性が向上する。また、空気抜き孔の配置計画にあたっては、振動機の有効範囲等を考慮する必要がある。

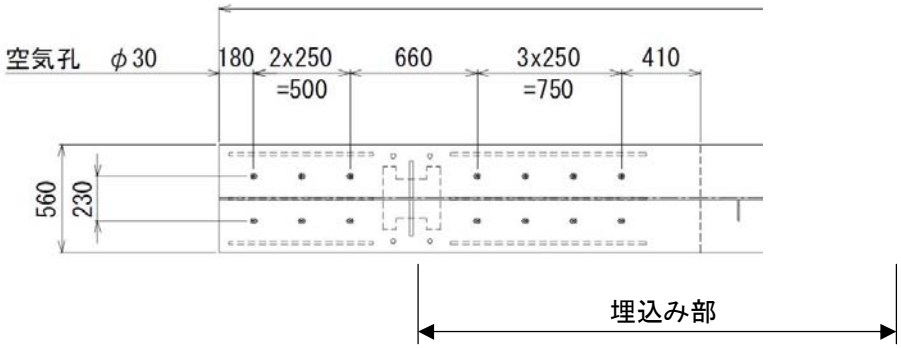


図 6.1.6　埋込み部の下フランジに空気孔（φ30）を設けた例 [1)]

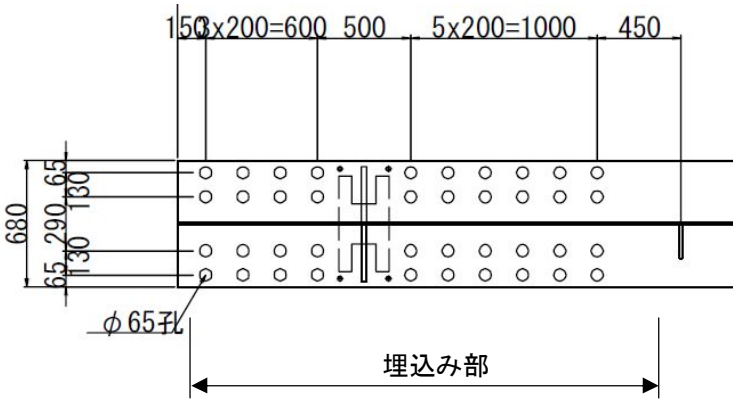


図 6.1.7　PBL 孔の例 [1)]

表 6.1.2　空気抜き孔の設置件数 [1)]

空気抜き孔の有無	全体の件数 （割合）	PBL を除いた件数 （割合）
有り	28 （61%）	19 （58%）
無し	18 （39%）	14 （42%）
合計	46 （100%）	33 （100%）

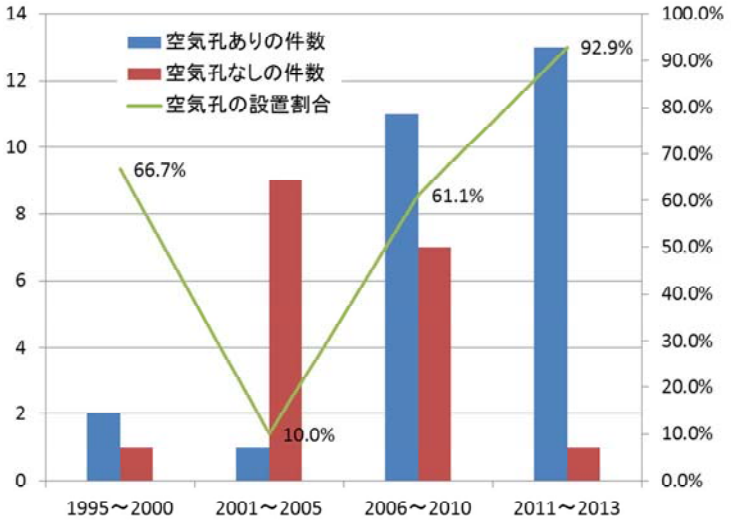


図 6.1.8　完成年度別にみた空気孔等の設置件数 [1)]

(4) マスコンクリート対策

橋台部ジョイントレス構造における接合部は、一般にマスコンクリートに該当するが、施工事例調査では、マスコンクリート対策として温度ひび割れに関する照査を温度応力解析により実施した事例が 1 件あったのみで、解析的な検討はあまり実施されていない。しかし、接合部のひび割れ及び混和剤の使用実績調査では、比較的新しい橋梁では膨張材や高性能 AE 減水剤の使用が一般的になっており、またひび割れ幅が 0.2mm 以下に抑制されていることなどから、接合部に対してはこれら混和剤を使用することでマスコンクリートに対して一定の効果が得られていると考えられる。

参考文献

1) （独）土木研究所，大阪工業大学，（一社）日本橋梁建設協会：橋台部ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合部の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１），共同研究報告書 第 463 号，2015.3

6.1.4　下フランジ近傍のひび割れ対策

(1) 鋼－コンクリート接合部のひび割れ発生状況

各道路管理者による点検調査結果、及び施工事例調査結果より、橋台たて壁部に生じるひび割れについて、**図 6.1.9** に示すようなパターンに分類でき、特に鋼桁をコンクリート橋台たて壁へと埋込む本構造形式特有のひび割れであるパターン(A)、(B)のひび割れ（**写真 6.1.7**）は事例が多く、調査橋梁中のうち半数近い橋梁においてこのパターンのひび割れが確認された。

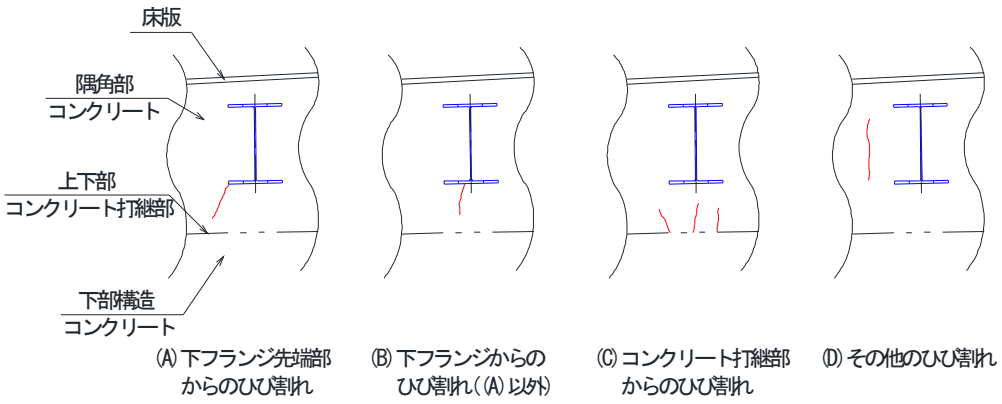


図 6.1.9　橋台たて壁部のひび割れパターン

(A) 下フランジ先端部からのひび割れ　(B) 下フランジからのひび割れ（(A) 以外）

写真 6.1.7　橋台たて壁部のひび割れパターン(A), (B)の事例

(2) 下フランジ近傍ひび割れ対策工

現場調査や点検調書を確認した結果、橋台部のひび割れは初期点検時に発見されたケースがほとんどであり、そのひび割れが最新の点検結果においても初期点検時より進展がみられなかった。また、最大ひび割れ幅は 0.2～0.3mm 程度のものが数多くあり、完成年度が新しいものほどひび割れ幅が小さくなる傾向があることも確認できた。

以上のことより、近年の施工実積に着目し実際の施工において実施されたひび割れ対策工と、前述のひび割れの調査結果で特に事例として多く発見された下フランジ近傍から発生しているひび割れとの相関性について分析を行う。

1) 膨張剤・高性能 AE 減水剤

橋台たて壁部はマスコンクリートとなることもあり、コンクリートに膨張剤や高性能 AE 減水剤を使用している事例などが確認された。膨張剤、高性能 AE 減水剤の使用の有無とひび割れ幅との関係を**図 6.1.10** に示す。

膨張材と高性能 AE 減水剤の両方とも使用していない場合でも、ひび割れが発生しなかった事例もあるが、全体的にみると膨張材・高性能 AE 減水材を使用することで、ひび割れ幅が抑制されている結果が出ている。1 橋だけ高性能 AE 減水剤を使用しているにも関わらずひび割れ幅が 0.4mm という結果があるが、これは東北地方太平洋沖地震で強い地震動（震度 5 弱以上）を受けた橋梁であり、地震前の点検結果が不明であるためそのひび割れの要因として断定はできないものの、何らかの影響を与えていることが推察される。

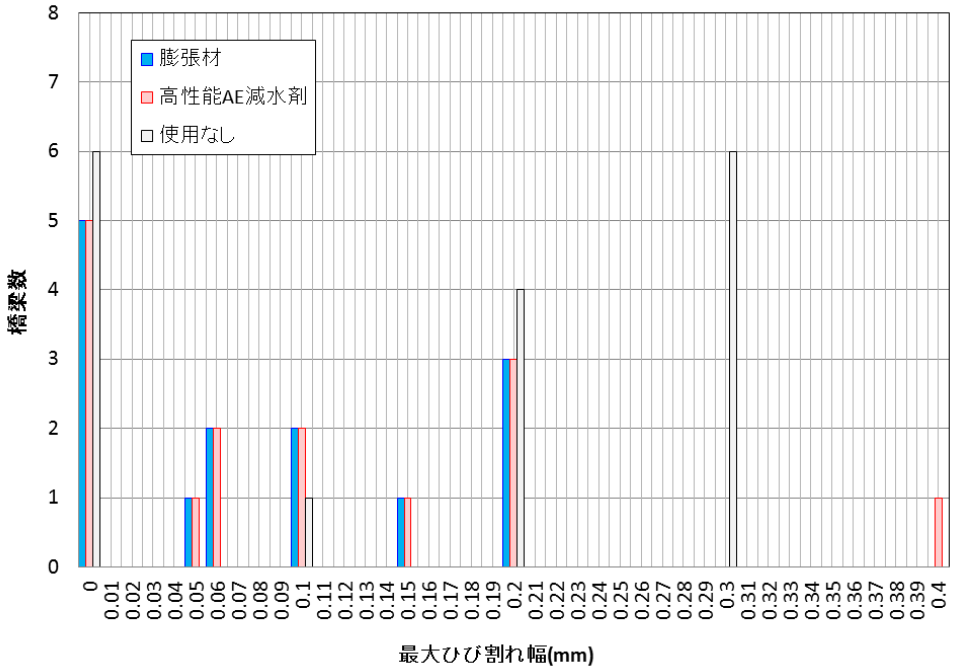


図 6.1.10　ひび割れ幅と各混和剤との関係

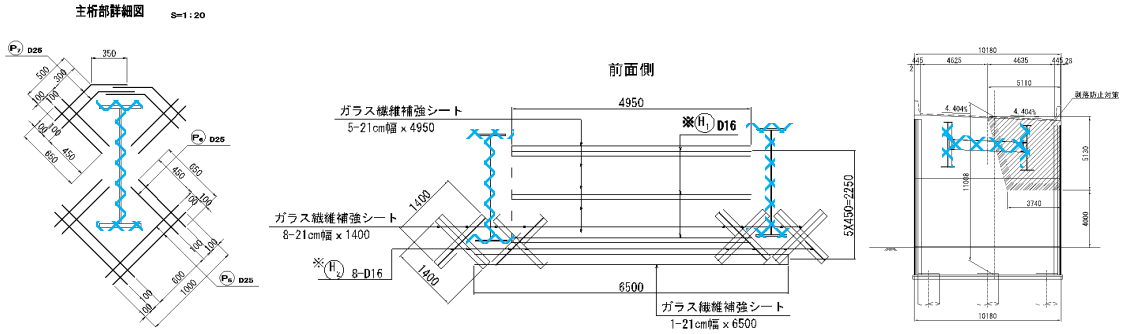
2) 補強鉄筋・繊維シート

本構造形式において懸念される鋼桁埋込み部下フランジからのひび割れに対し何らかの対策を行った事例として、下記の 3 つの対策方法が調査の結果より得られた。その概要を**図 6.1.11** に示す。

①補強鉄筋

②ガラス繊維補強ネット

③はく落防止繊維シート



①補強鉄筋　　②ガラス繊維補強ネット　　③はく落防止繊維シート

図 6.1.11　橋台たて壁部のひび割れ対策方法

鋼桁の埋込み部の各ひび割れ対策工と最大ひび割れ幅との関係を頻度分布にまとめたものを**図 6.1.12** に示す。ひび割れ対策をしていないケースに対して、各ひび割れ対策により全体的にひび割れが抑制される傾向が見られる。このことからいずれの対策工もひび割れの抑制に一定の効果があることが確認できる。1 橋だけ補強鉄筋を設置しているにも関わらずひび割れ幅が 0.4mm という結果があるが、これは前項でも述べた東北地方太平洋沖地震で強い地震動を受けた橋梁である。

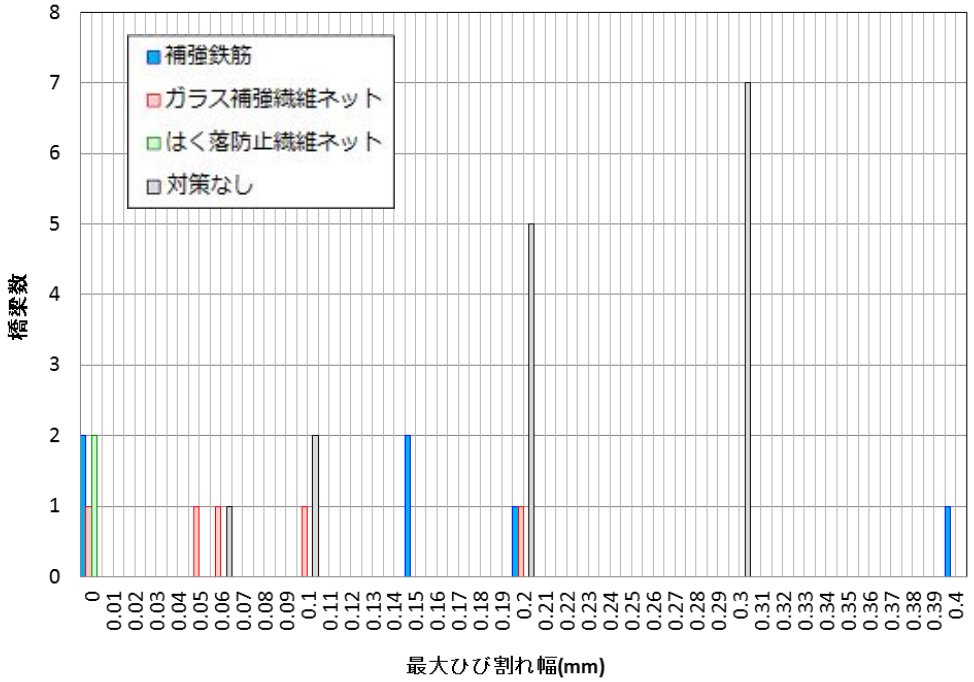


図 6.1.12　ひび割れ幅と各ひび割れ対策工との関係

上記の結果より、下フランジ近傍に発生するひび割れに対する対策として、補強鉄筋・繊維シートなどを使用することでひび割れの抑制に一定の効果が得られるものと考えられる。また、施工条件にあわせて、膨張材や AE 減水剤の使用についても考慮することが重要である。

6.1.5　施工順序における留意事項

橋台部ジョイントレス構造は上部構造と下部構造の接合部をコンクリートで一体化した剛結構造であり、剛結前・後では構造系が異なるため、施工順序を考慮した設計が行われている。特に設計上の制約を受けるのは「橋台背面アプローチ部（橋台背面盛土）の施工時期」「接合部コンクリートの打設時期」であり、前者は一体化前に背面土圧を受けた場合、橋台の転倒や残留変形が懸念され、後者は剛結時期により各部材の断面力が異なるためである。代表的な施工順序を**図 6.1.13** に示す。

架設順序(a)では､接合部に仮支承を設置して床版施工完了まで上部構造をピン支持している。これにより鋼重と床版自重分の曲げモーメントが接合部に伝達しないため、接合部の頭付きスタッドや鉄筋などの鋼材量が減り、接合部の施工としては有利となる。

一方、架設順序(b)～(d)のように接合部の施工後に床版を施工する場合は、床版荷重による変形や荷重が橋台部に伝達するため、接合部の断面力が大きくなる。

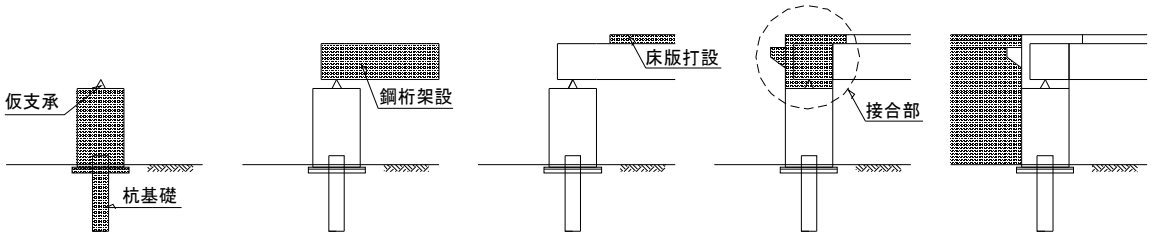
また、接合部を早い段階に施工した方が、主桁に対しては支間部の曲げモーメントを小さくできるなど有利な設計となる｡架設順序(d)は道路上や鉄道上など支間部にベントを設置できない場合に採用される場合がある。この順序による場合、端部ブロック間に支間部鋼桁を落とし込む架設となるが、端部ブロックの据付誤差や支間部鋼桁の製作誤差により、最悪の場合、支間部の鋼桁が端部ブロック間に入らないケースや連結できないケースが想定される。この誤差の吸収に対し、支承を有する通常の桁橋では、端部ブロックを後方または前方へずらすことで誤差を吸収して架設することができるが、接合部を先に剛結した場合はこのような対応ができないため、やむを得ない場合を除いて避けるべき架設順序である。この架設順序による場合は、上記の誤差への対策を十分に検討する必要があり、その例を以下に示す。

・鋼桁には余長を設けた調整部材を設計し、端ブロック間の計測結果を製作に反映する
・実仮組立を行い、仕口部の製作誤差を確認する
・端部ブロック間の計測は、架設時の気温に近い条件で実施する
・支間部鋼桁にセッティングビームを設け、架設後に仕口形状を実測して連結板を製作する

いずれの架設順序も**表 6.1.3** に示すような長所・短所を有するため、架設条件と構造条件及び品質・安全性の確保を十分検討し、総合的に選択する必要があるが、一般的には(a)→(d)の順で優先するものと考えられる。

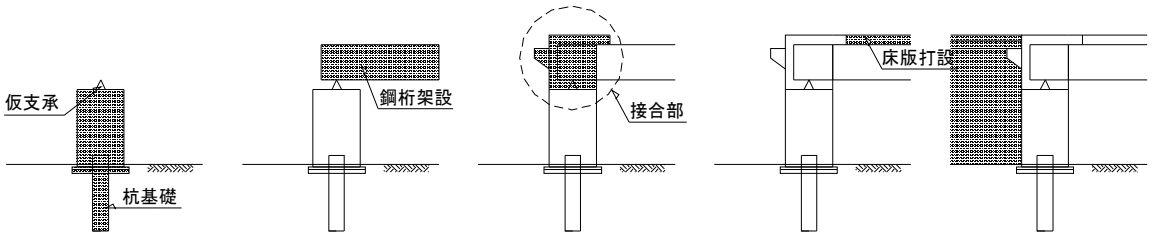
現場施工においては設計段階で考慮した施工手順に従うことを原則とし、異なる手順で施工する場合は、設計段階に立ち戻り、応力と変形について再度検討する必要がある。

また、設計通りの順序で施工を行うためには、設計者から施工者に対し設計条件や施工順序を申し送ることが重要で、設計図面に施工順序を明記することが必要である。設計図面に明記した事例を**図 6.1.14** に示す。



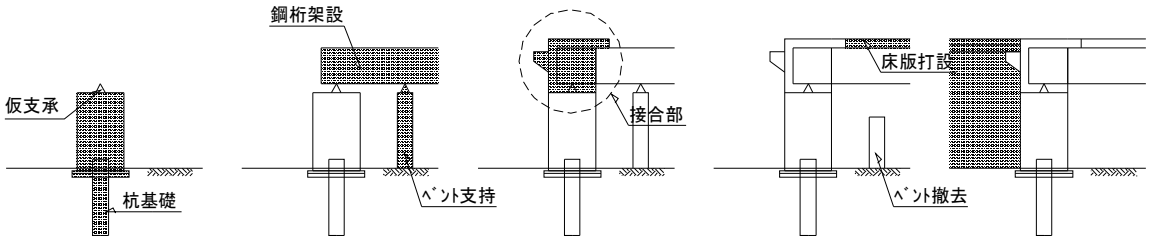
(1)杭・橋台竪壁施工　(2)桁架設　(3)床版打設　(4)接合部施工　(5)橋台背面ｱﾌﾟﾛｰﾁ部施工

(a)床版打設後に接合部を施工



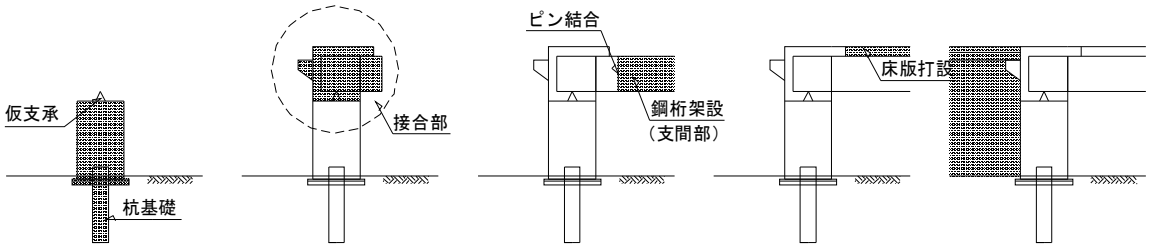
(1)杭・橋台竪壁施工　(2)桁架設　(3)接合部施工　(4)床版打設　(5)橋台背面ｱﾌﾟﾛｰﾁ部施工

(b)接合部施工後に床版打設（床版自重による断面力が接合部に生じる）



(1)杭・橋台竪壁施工　(2)桁架設　(3)接合部施工　(4)ﾍﾞﾝﾄ撤去し床版打設　(5)橋台背面ｱﾌﾟﾛｰﾁ部施工

(c)接合部施工後に床版打設（鋼重と床版自重による断面力が接合部に生じる）



(1)杭・橋台竪壁施工　(2)端部ブロック架設し剛結　(3)支間部桁架設　(4)床版打設　(5)橋台背面ｱﾌﾟﾛｰﾁ部施工

(d)接合部を先行して施工後、桁支間部を架設

図 6.1.13　代表的な施工順序

表 6.1.3　架設順序の違いによる長所・短所

架設ステップ	長所	短所	備考
(a)	鋼重と床版自重分の曲げモーメントが接合部に伝わらないため、接合用の頭付きスタッド等の配置に有利となる。 架設難度は比較的低い。	支間部の曲げモーメントが大きいため、桁断面が比較的大きくなる。 接合部施工までの期間が長く、仮支承が負担する反力も大きいため、仮支承の検討が重要となる。	採用実績は最も多い
(b)	床版分の支間部曲げモーメントは小さくなるため、桁断面を小さくできる。 接合部施工までが早く、構造系が安定する。架設難度は比較的低い。 (a)と(c)の中間的な状態となる。	床版自重分の曲げモーメントが接合部に伝わるため、接合用の頭付きスタッド等が(a)よりも密となり、コンクリート打設時の充填性に注意が必要となる。	採用実績は比較的多い
(c)	多点支持状態で接合部を施工するため、桁の架設精度は比較的高い。 支間部の正曲げが抑えられるため、長支間な橋梁や桁高が制限される場合に有効である。	鋼重と床版自重分の曲げモーメントが接合部に伝わるため、接合用の頭付きスタッド等が(a)(b)よりも密となり、コンクリート打設時の充填性に十分な注意が必要となる。	採用実績は少ない
(d)	特殊な事例であり、地形条件等の制約により、ベントを設置できない場合に有効である。桁継手部は仕口角度調整が出来ないため、ヒンジ連結となる。	接合部に鋼重・床版重量による曲げモーメントが生じるため、接合用の頭付きスタッド等が最も密になり、またコンクリート打設時の充填性に特に注意が必要となる。 また、ヒンジ連結位置によっては、支間部の正曲げも比較的大きくなるため、桁断面が大きくなる。 施工面では、支間中央部の主桁を落し込む必要があり架設難度は高い。一般に主桁には調整ジョイントを設け、接合部施工後の現地計測結果を製作に反映する必要があり、工程的に不利となるケースがある。	採用実績は少ない

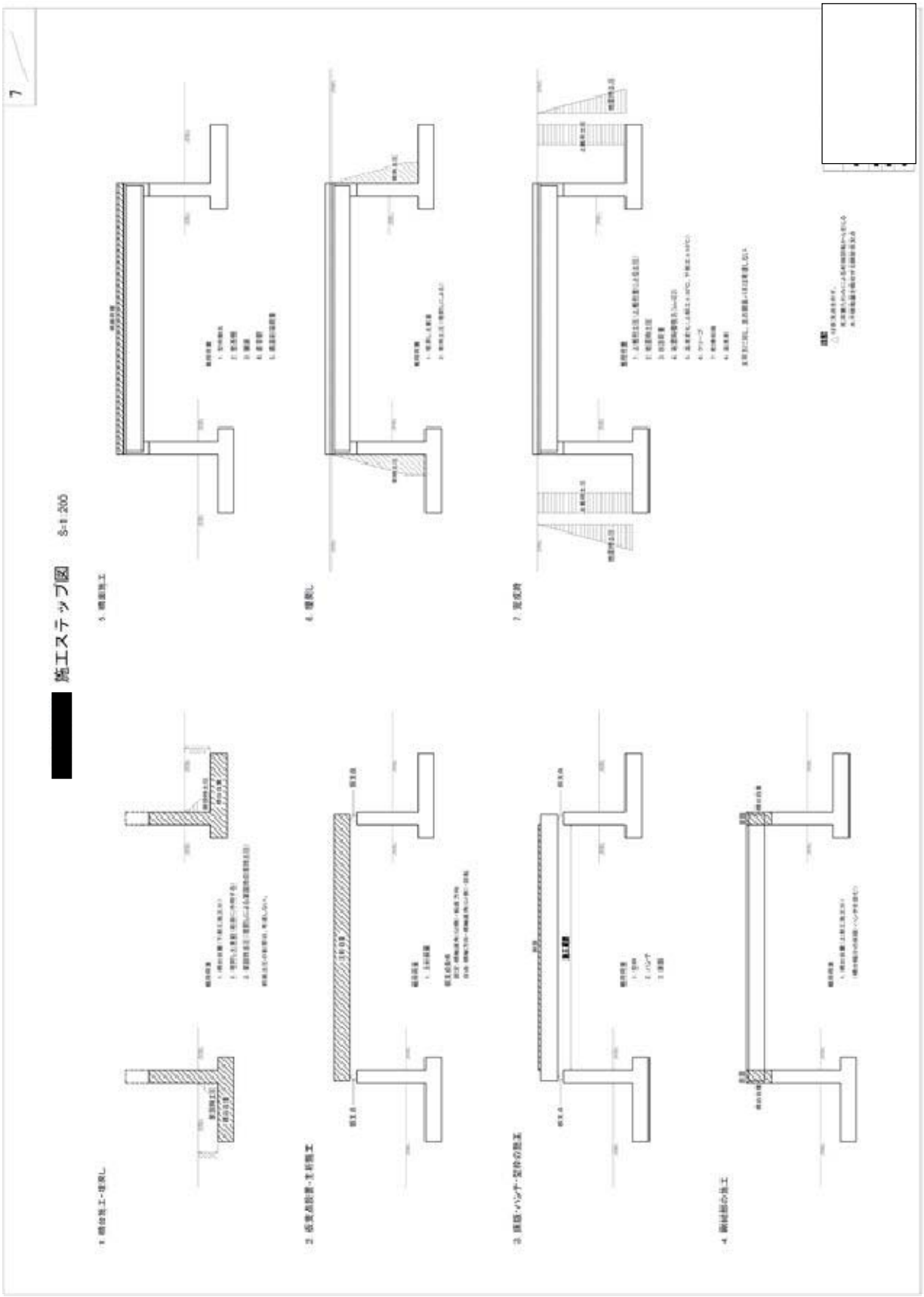


図 6.1.14　施工ステップの明記例

6.1.6　鋼桁架設時の仮設備構造

橋台部ジョイントレス構造は、鋼－コンクリート接合部をコンクリートで一体化させるまでは一般の桁橋と同じ構造形式である。そのため、鋼桁架設時は仮支承で鋼桁を支持し、支点上形状保持材で形状を保持する必要がある。

一体化後には構造部材として不要となる仮支承と支点上形状保持材構造上の留意点を整理した。

(1) 仮支承の構造

仮支承は鋼－コンクリート接合部が一体化するまでの死荷重や水平力を支持する設備であり、桁下高さにより H 形鋼架台もしくは製作架台で構成されるのが一般的である。死荷重および水平力は架設時から接合部コンクリートが硬化するまでに想定される荷重を考慮する必要がある。構造例を**図 6.1.15、図 6.1.16、写真 6.1.8** に示す。

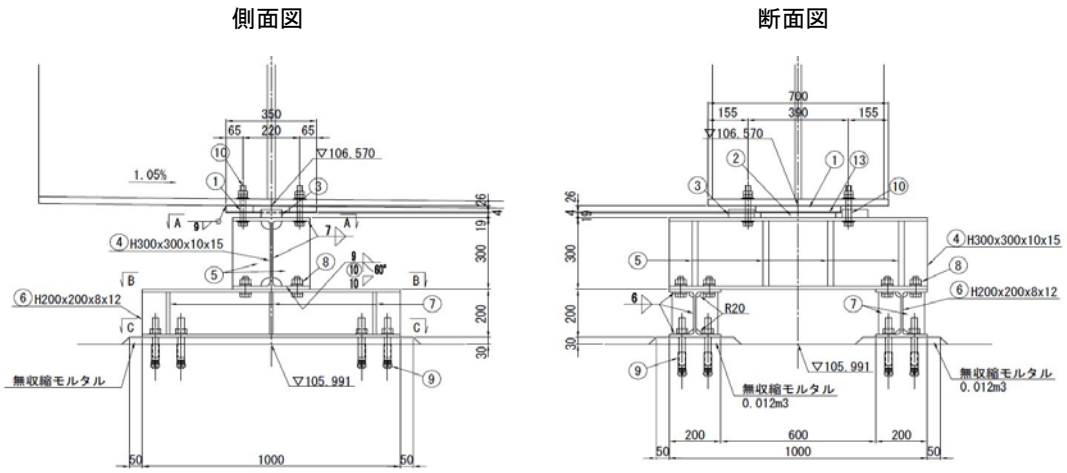


図 6.1.15　仮支承構造例（H 形鋼タイプ）

写真 6.1.8　　H 形鋼タイプ仮支承

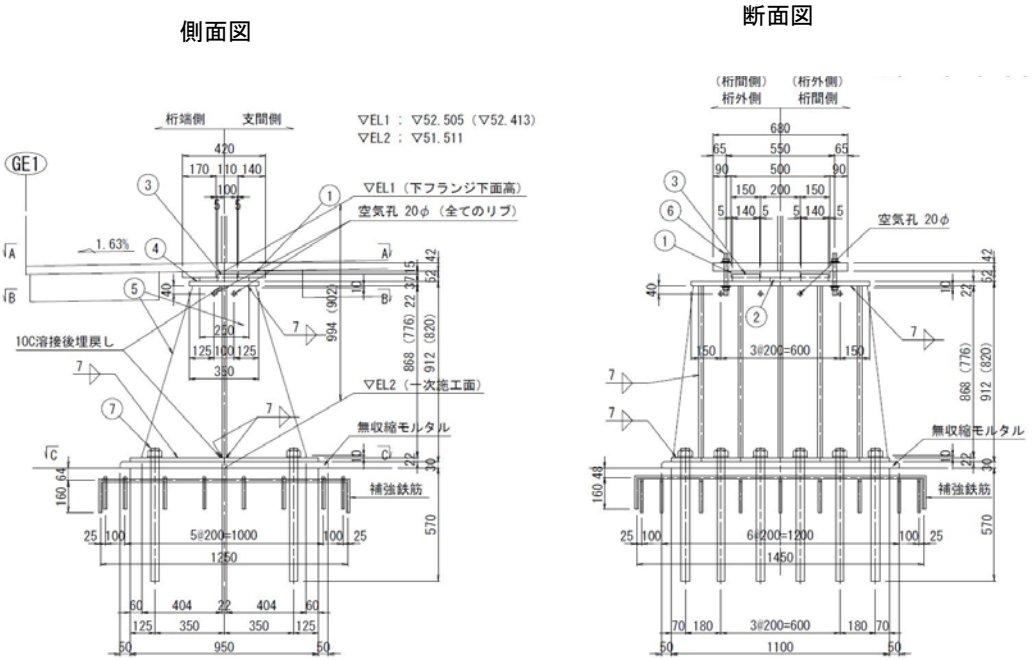


図 6.1.16　仮支承構造例（製作架台タイプ）

下部工との定着にはアンカーボルトを用いる方法が一般的で、その設計には水平力に対し最も不利となる荷重を考慮する必要がある。定着方法は上部工工事において下部工天端に穿孔してアンカーボルトで定着させる場合と、下部工工事にてアンカーボルトを先埋めして定着させる場合がある。前者は下部工出来形を計測した後に誤差を考慮しアンカーボルト位置を決定するので、概ね設計どおりの仮支承形状となるが下部工鉄筋との干渉により施工が不確実となる可能性がある。後者は施工済みのアンカーボルト位置の実測により架台を製作する。穿孔作業が無いため施工が簡便ではあるが下部工出来形次第では大幅な形状の変更が必要となる可能性がある。

仮支承は架設中の温度やキャンバー変化による主桁の伸縮を拘束しないように、両端可動もしくは可動＋固定とすることが望ましい。可動させる構造としては架台と架台または架台と桁の接触面に摩擦抵抗を減らす材料を使用し、接合ボルト部を長孔にする等の方法が採用されている。

この可動部分は接合部コンクリート打設直後に鋼桁の伸縮によるひび割れを生じさせないために、打設前にはなんらかの方法で拘束する必要がある。拘束方法の例としてソールプレートと上沓の隙間にくさびを打ち込み拘束する方法や架台すべり面を溶接により拘束する方法などがある。いずれの方法も桁架設後の狭隘部での施工となるため、作業性を考慮して選定することが望ましい。拘束方法の事例を**写真 6.1.9、写真 6.1.10** に示す。

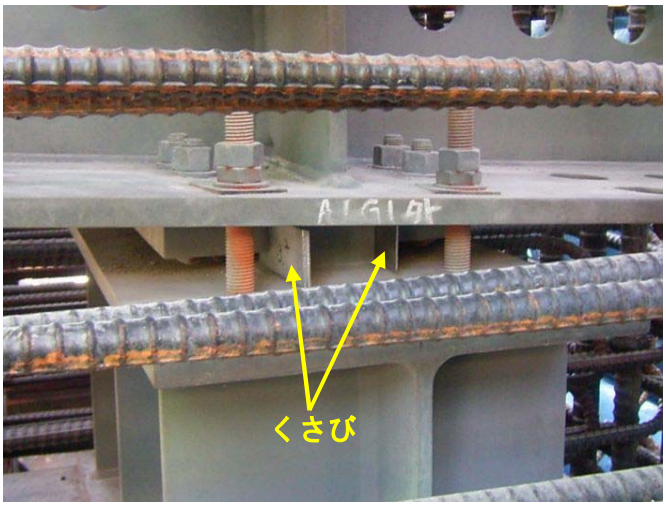


写真 6.1.9　くさび打ち込みによる固定

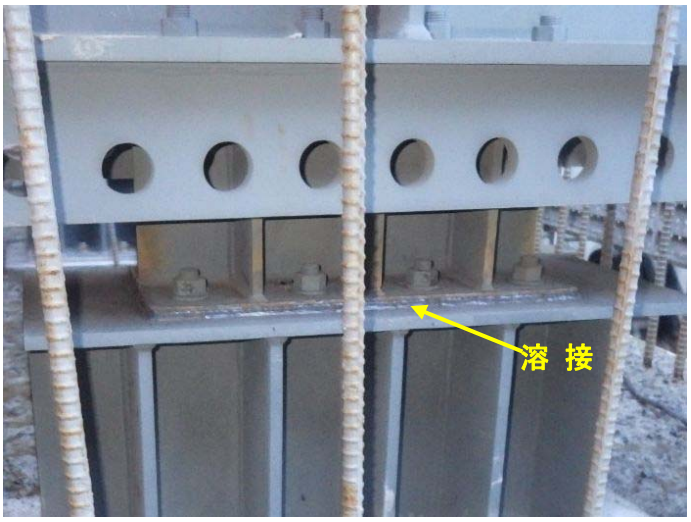


写真 6.1.10　溶接による固定

また、多点支持状態で接合部コンクリートを施工したケースでは、架設時は長孔を有する仮連結板をベント上の主桁のジョイントに用い、接合部コンクリート打設までの間、温度変化による桁の伸縮量を吸収し、仮連結板を接合部施工後に本連結板に取り替える固定方法も施工されている。(図 6.1.18)

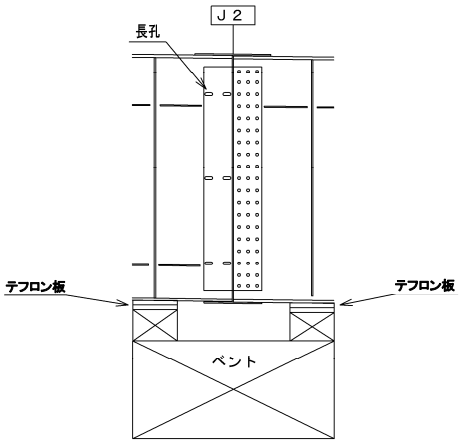


図 6.1.17　長孔を有する仮連結板の例

(2) 支点上形状保持材の構造

支点上形状保持材も接合部コンクリートの硬化までに作用する荷重に対して形状保持ができるような構造とする必要がある。仮支承と同様に狭隘な部分での施工部材であり、後の橋台鉄筋配筋作業に支障とならないような配慮が必要である。L 形鋼や溝形鋼を単材で現場で組み立てる形状の支点上対傾構の例を**図 6.1.18**、**写真 6.1.11** に示す。

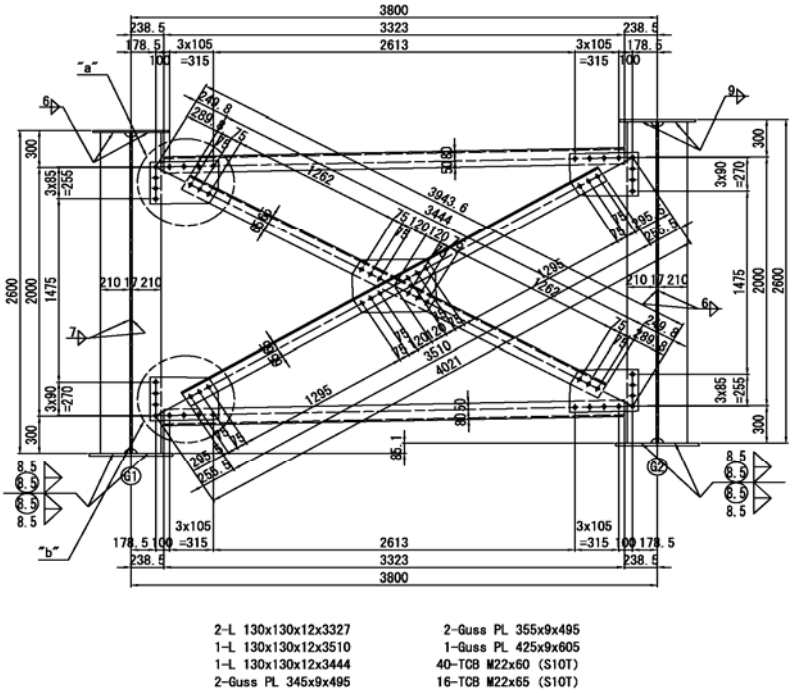


図 6.1.18　支点上対傾構図

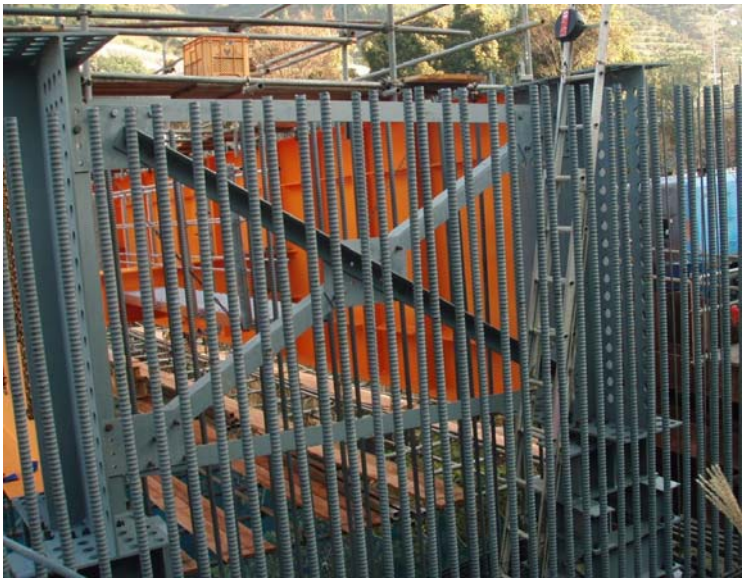
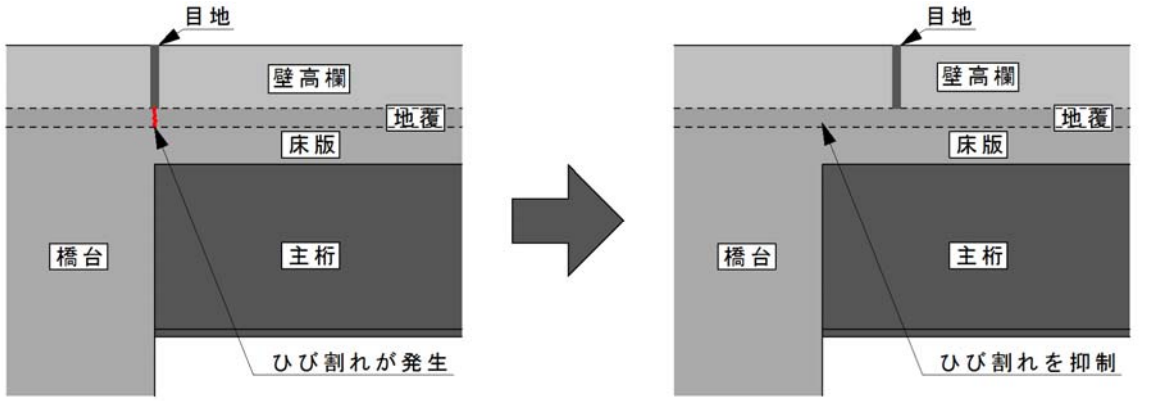


写真 6.1.11　支点上対傾構

6.2　地覆・壁高欄目地

壁高欄の目地の設置位置については過年度に実施した施工実績調査[1)]から，**図 6.2.1(a)** に示すとおり主桁と橋台の埋込み境界部に目地を設けている割合が非常に多いことが判明している。原因として他の橋梁形式の場合で伸縮装置位置を境に床版や壁高欄を断続させることが起因と考えられるが，埋込み境界部直上に目地を設けた場合、剛性の変化から直下の地覆部に大きなひび割れが発生しやすい。このような損傷は、実績調査により**図 6.2.1(b)** に示すように、目地位置を境界部及び打継部からずらして設置すると、ある程度ひび割れが抑制されるため、左記を考慮して**写真 6.2.1** のように目地のピッチ割を決定することが望ましい。



(a)高欄目地と主桁と竪壁の境界部の位置が一致　　(b)高欄目地位置を境界部とずらして設置

図 6.2.1　壁高欄目地位置の実情と改善例

写真 6.2.1　壁高欄目地位置を埋込み境界部からずらした例

6.3　橋台背面アプローチ部における留意事項

橋台背面アプローチ部とは橋台部と背面の一般盛土部の間にあって路面の連続性を確保するために設置するものである。道示ではインテグラルアバット構造における橋台背面アプローチ部は、設計上の地盤抵抗を考慮する観点から**図 6.3.1** に示すように一般橋梁より広い範囲としている。

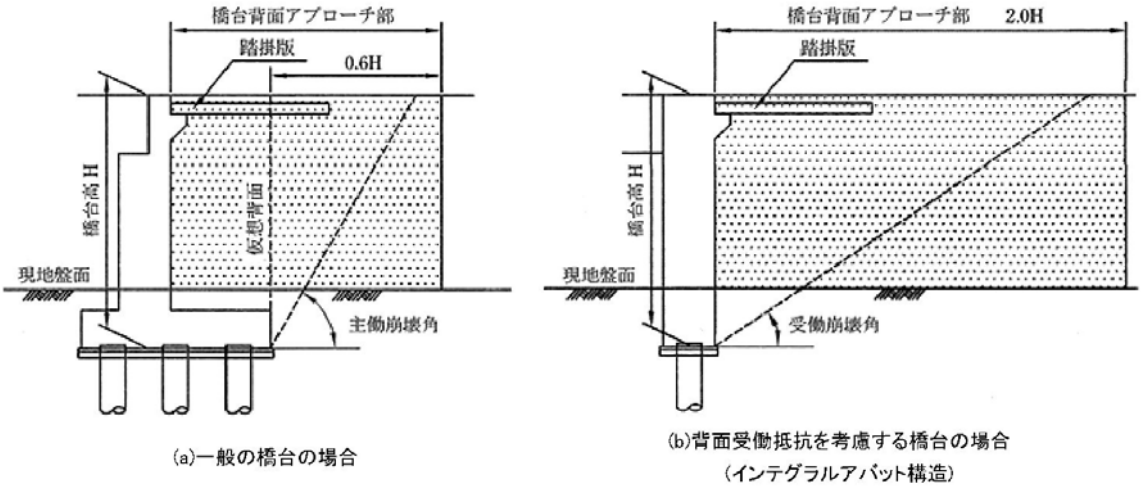


図 6.3.1　橋台背面アプローチ部の範囲 [2)]

一般に橋台背面アプローチ部の構造は、踏掛版と背面排水を含む裏込め工に大別される。

1) 踏掛版

踏掛版の形状は過年度に実施した施工実績調査 [1)]から、一般橋梁と同様に長さ 5m 程度の矩形形状がほとんどの橋梁で採用されている。しかしながら現地調査から一部橋梁において**表 6.3.1** 及び**写真 6.3.1** に示すような踏掛版の付け根部や先端部上の舗装面の大きなひび割れが発見されている。ひび割れの要因としては地震等の被災の他、温度変化による上部工の伸縮による橋台背面の空隙や雨水の浸透などによる背面土の沈下も考えられる。

表 6.3.1　現地調査による踏掛版位置の舗装ひび割れ発生率

項　　目	付け根部	先端部
調査橋梁数	18	18
ひび割れ・段差発生数	9	5
発生率	50.0%	27.8%

写真 6.3.1　踏掛版境界上の舗装ひび割れ状況

インテグラルアバット構造は設計において橋台背面の地盤抵抗を期待していることなどから、背面土の劣化が起こりにくい踏掛版形状を採用することが望ましく、例えば文献3)では**図 6.3.2** に示す踏掛版上面に緩和区間を有する段差のある形状が国内の例として紹介されている。この形状は文献4)より踏掛版の先端部では土被りが橋台の水平変位に伴う舗装の引張応力を低減させ、反対に付け根部では土被りを減らすことで輪荷重沈下による段差を生じさせにくくする効果を期待したものである。さらに本橋では**図 6.3.3** に示すように、踏掛版上面に設けた防水シートを地覆内面で立ち上げることで橋台背面への雨水等の浸入を極力抑える配慮も行っている。

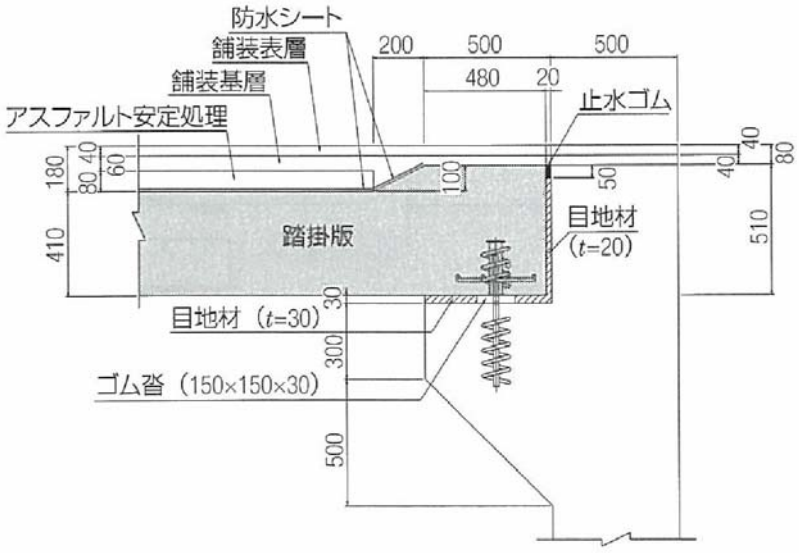


図 6.3.2　ジョイントレス構造を考慮した踏掛版の１例 [3)]

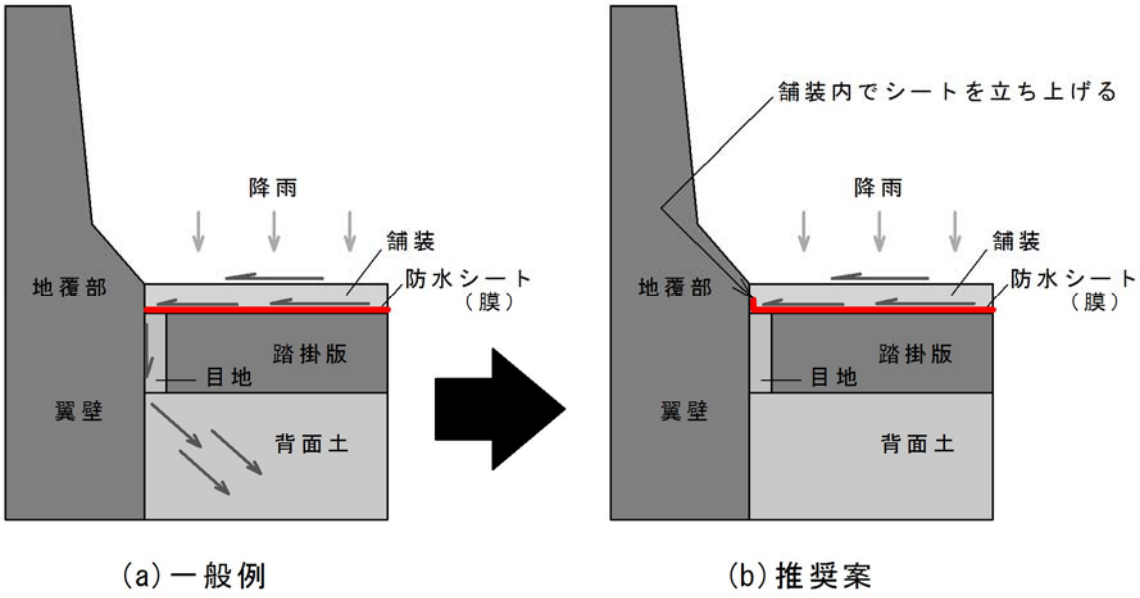


図 6.3.3　踏掛版部の防水シート設置の推奨例（ 文献 3）をもとに作図）

また、東北地方整備局では**図 6.3.4** に示す踏掛版の先端に勾配を有する摺付け版を接続した長さ 10m 超の形式を採用している。この形状も前述の構造と同様に先端部のひび割れを低減するとともに、その延長から路面から浸入する雨水を橋台背面部から遠ざける効果も期待できる。

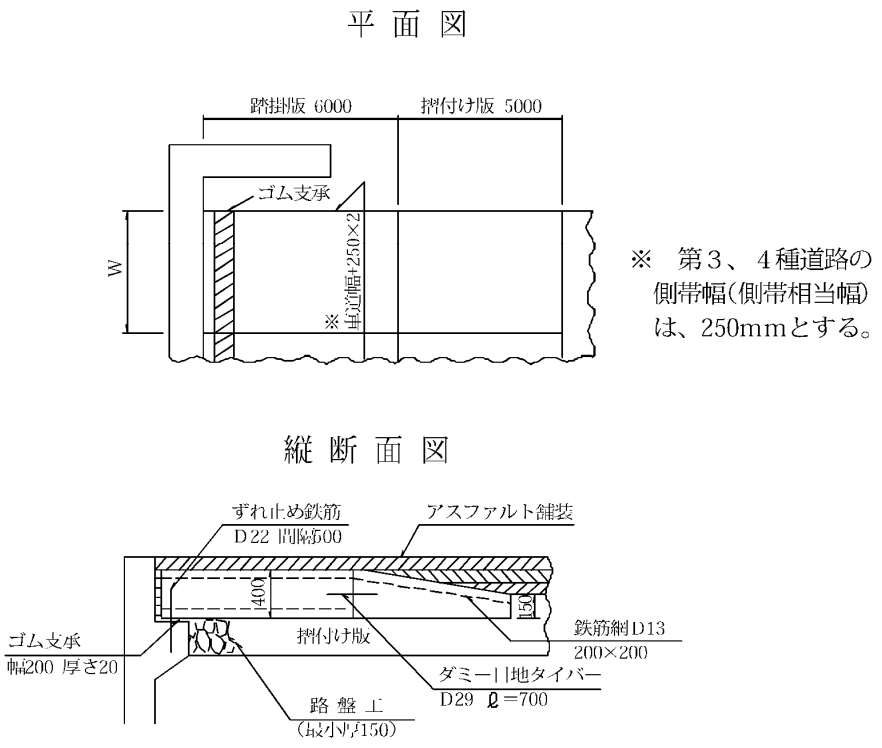


図 6.3.4 東北地方整備局での踏掛版形状（平成 15 年度土木工事標準設計図集より）

次に、欧州では舗装ひび割れの起こりやすい踏掛版の付け根部には、対策として**写真 6.3.2** に示すような舗装に予め目地が設置されている場合がある。但し、目地は環境条件や摩耗等によって劣化するため、定期的な点検や補修を行うことが必要である。

写真 6.3.2　ドイツでの踏掛版付け根部の目地設置例

2) 裏込め工

橋台背面部には雨水や湧水等の滞水による背面土の浸食や強度低下による沈下及び崩壊防止のため様々な排水システムが用いられており、道示では表面排水工、裏込め排水工及び地下排水工の 3 種類の背面排水工の設置が示されている [2)]。

また、H24 道示に基づいた国内の裏込め排水工の事例として、文献 3)では**図 6.3.5** に示す橋台背面ドレーンと平面フィルターで浸透水を集水管に集めて盛土外へ排出する手法が紹介されている。

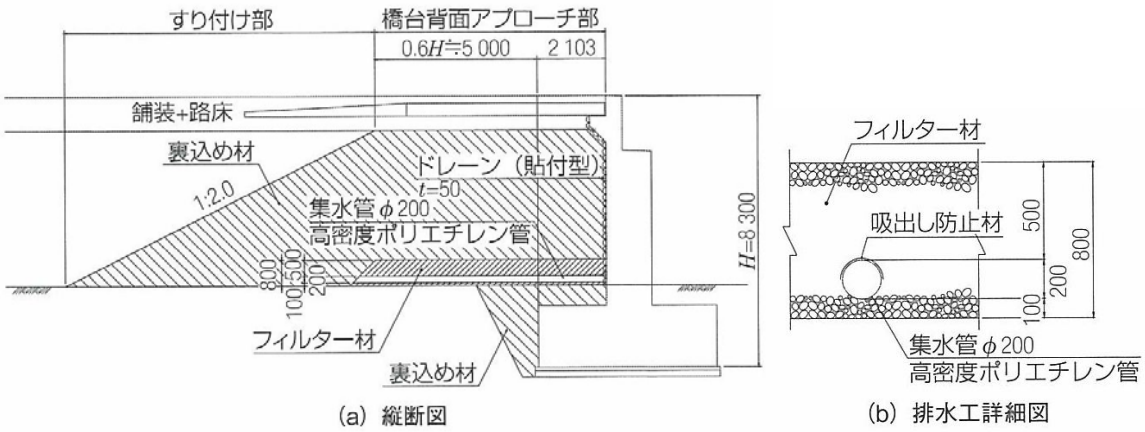


図 6.3.5　橋台背面排水の対策事例 [3)]

次に裏込め工を構成する背面土が施工時の転圧不足や車両の繰り返し荷重および軟弱地盤の圧密が要因となって沈下すると、**図 6.3.6** に示すように踏掛版を傾斜させ、舗装ひび割れの発生や車両走行性の低下を引き起こす場合がある。

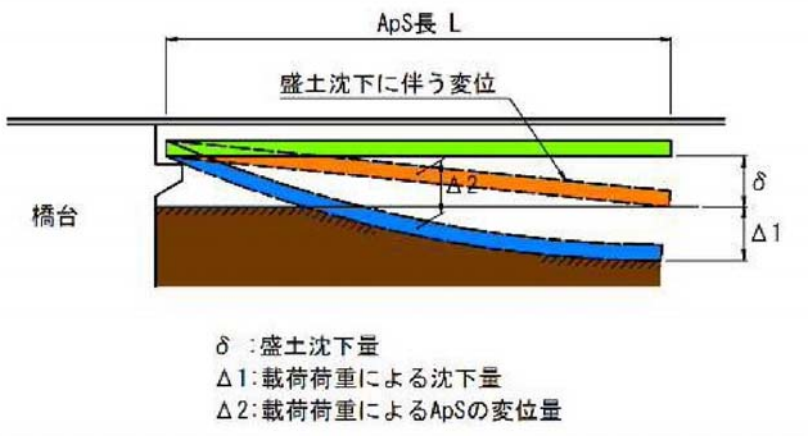


図 6.3.6　橋台背面部の損傷図 [4)]

そのため、背面土は**表 6.3.2** に示すような締固めが容易で非圧縮性、透水性があり、かつ水の浸入によって強度の低下が少ない安定した材料を用いることが望ましく、内部摩擦角が大きく粘着力の小さい砂質土などが適している。また、施工については大型締固め機械だけでなく小型の締固め機械を併用して**表 6.3.3** に示す管理値を満足するように入念な締固めを行う必要がある。

表 6.3.2　背面土に用いることが適切な材料の使用例 [2)]

項　目	範　囲
最大粒径	100mm
4750μm ふるい通過百分率	25～100%
75μm ふるい通過百分率	0～100%
塑性指数 I_p（425μm ふるい通過分について）	10 以下

※：有機質土、火山灰質の細粒度を含む材料を除く。

表 6.3.3　背面土の締固め管理値の例 [2)]

締固め度 $D_c^{※1,2}$	D_c＞平均 97%、最小 95%
仕上り厚	200mm 以下

※1：土砂区分が砂質土の場合に適用。締固め度は、施工管理高ごとに測定し、その平均値及び最小値で照査する。測定点数は、施工面積に応じて設定する。

※2：締固め方法が C、D、E 法の場合の管理基準値を示す。

参考文献（6.2～6.3）

1) （独）土木研究所他：橋台部ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１），共同研究報告書第 463 号，2015.3
2) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編，2012.3
3) 津田佳明，新平信幸，竹原和夫，岩崎信正，栗田章光：橋台背面アプローチ部の裏込め排水工に関する調査・研究－事例紹介と橋台背面アプローチ部の浸透流解析－，橋梁と基礎，Vol.49，No.5，pp.27-32，2015.5
4) 岩崎信正，新平信幸，竹原和夫，大山理，栗田章光：インテグラルアバット橋に適したアプローチスラブの研究，構造工学論文集，Vol.59A，pp.252-260，2013.3

7. まとめ

本共同研究は、橋台部ジョイントレス構造のうち鋼－コンクリート接合部の抵抗特性を考慮した照査方法や構造細目、施工方法等の提案、並びに文献調査や既設橋の実態調査をもとに、「インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）平成 24 年 3 月」に補足することにより、橋台部ジョイントレス構造の普及の一助となることを目的としている。

平成 27 年度は、平成 25～26 年度に整理された設計・施工に関する課題に対して、鋼－コンクリート接合部の破壊機構やスタッドの疲労に着目した実験、接合部の抵抗機構や斜角の影響等に関する解析を行い、鋼－コンクリート接合部の抵抗機構や解析方法の適用性等を明らかにし、スタッドを用いた接合部の設計法、施工方法等を提案した。**2～6 章**をまとめると以下のとおりである。

1) **2. 課題の整理**では、平成 25～26 年度において、設計・施工に関する国内外の文献調査、現地調査、設計・施工事例調査を行い、上部構造に鋼桁を用いる場合の橋台部ジョイントレス構造についての設計・施工に関する課題に対して、鋼－コンクリート接合部の地震時挙動やスタッドと支圧の抵抗機構に着目した実験、接合部の断面特性把握のための全体系平面骨組解析および接合部の抵抗機構に関する有限要素解析を行い、以下等の知見を得た。

・設計に関する課題については、接合部設計、斜角の影響、レベル 2 地震動の影響、鋼桁埋込み部に対する局部座屈について得られた知見を整理した。
・施工に関する課題については、施工に関する国内外の文献調査、現地調査、施工事例調査の概要および調査結果を基に、接合部の品質・出来形・出来映えへの要求事項、地覆・壁高欄目地および打継ぎ目地、橋台背面アプローチ部における課題を整理した。

2) **3. 設計の課題に対する解析的検討**では、接合部の性能照査を行う上での耐力特性や挙動評価を目的として、実験供試体有限要素解析の再解析、有限要素解析(実橋モデル)、斜橋の影響把握に関する解析、大規模地震動の影響評価のためのプッシュオーバー解析、接合部耐力階層化における信頼性解析を実施し、以下等の知見を得た。

・実験供試体有限要素解析の再解析により、「橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１）」に示される作用力と鉛直抵抗力合計の差異の要因を明確にし、全ケースで、作用力と鉛直抵抗力の合計が概ね一致することが分かった。
・実橋を対象としてモデル化した有限要素解析の結果、水平方向の作用力に対する接合部の抵抗機構が明らかとなり、作用力に対しては鋼桁下側の抵抗要素が、上側の抵抗要素に比べてその抵抗分担率が卓越することが確認できた。また、水平方向の作用力に対して、支配的な抵抗要素である下フランジ付きスタッドの水平せん断力

のスタッド位置による分布について、フランジ幅方向の分布は概ね均等であることを確認した。さらに、床版付きのモデルでは、載荷点から床版を通して伝達された水平方向の作用力に対して橋台たて壁（コンクリートおよび鉄筋）の抵抗力が 10%～30%程度あることを確認した。

・斜橋の影響把握に関する解析として有限要素解析と格子解析を行った結果、有限要素解析により斜角が小さくなると鋼桁に発生するそりねじり応力度が大きくなりその影響は無視できないことが分かった。また、斜角 60°までであれば、断面に余裕を持たせて設計する場合、そりねじりを考慮せず、格子解析により設計を行っても問題ないものと考えられる。また、斜角が何度まで小さくなると門型ラーメン構造を採用できなくなるかを検証するため、床版の引張応力の影響および剛結部の影響に着目し、合成桁の多主鈑桁を対象として、斜角を変化させ、有限要素解析を行った結果、斜角は、床版配筋や部分的な補強鉄筋の追加で対応できると考えられる 75°程度に抑えた設計とするのが望ましいと考える。

・大規模地震動の影響評価のためのプッシュオーバー解析の結果、橋軸方向加震時を対象としたところ、門型ラーメン構造の大規模地震時の影響について検討し、高い耐震性を有することを確認した。

・接合部の耐力階層化における信頼性解析の結果、耐力のばらつきを考慮しても、接合部が近接する一般部よりも大きな耐力を有していることを確認した。また、ウイングの剛性を考慮した場合においても、橋台たて壁の耐力が、接合部耐力を上回る確率は相当に小さいことを確認した。

3) **4. 設計の課題に対する実験的検討**では、鋼－コンクリート接合部における破壊メカニズムの検証結果から破壊を防止するための対策を講じた鋼－コンクリート接合部供試体（床版付き）の正負交番載荷実験、及び疲労の影響を確認するための疲労実験を行い、以下等の知見を得た。

・1 本あたりのスタッドの許容せん断力を 2 倍として設計した構造条件において、レベル 1 地震時（予備載荷 5 相当以下）には十分に使用性を満足し、レベル 2 地震時（1δy 時）においても破壊防止対策（U 字筋の配置）を講じることで上フランジ上面コンクリートの脆性的な破壊を防ぐことが可能であるという結果を得た。

・橋台たて壁前面のコンクリート押抜き（引抜き）せん断破壊及び橋台たて壁背面のコンクリートの押抜きせん断破壊については、H24 道示に準拠した構造細目として軸方向鉄筋、配力鉄筋及び、中間帯鉄筋の配置を行うことで破壊は生じないことが確認できた。

・1 本あたりのスタッドの許容せん断力を 4 倍として設計した構造条件において、200 万回疲労実験を実施し、鋼－コンクリート接合部の疲労の影響を検討したところ、H24 道示及び既往研究により導かれた疲労強度評価式による疲労影響評価を行った結果、疲労限界を下回る応力レベルであることが確認できた。また、実験終了後にスタッド及びその周辺部のコンクリートの状況確認を行ったところ、スタッド周辺

のコンクリートに変状は見られず、スタッド自体の変形も見られず、繰返し載荷に対する健全性が確認できた。

4) 5. **接合部設計の課題への対応**では、ずれ止めとして一般的に用いられている頭付きスタッドを用いた橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合部の設計における課題に対して、実験や解析による検討より本共同研究で得られた知見を整理し、当該接合構造の設計の考え方を提案した。

5) 6. **施工の課題への対応**では、施工事例調査結果を踏まえて、以下の対応方針を示した。

・鋼－コンクリート接合部の品質・出来高・出来映えについての要求性能として、上・下部工事の施工境界の留意点、接合部・埋込み境界部の排水処理や防食対策の詳細、コンクリートの配合における留意事項、下フランジ近傍のひびわれ対策、施工順序における留意事項、鋼桁架設時の仮設構造について示した。

・壁高欄の目地の設置位置は、埋込み境界部直上に目地を設けた場合、剛性の変化から直下の地覆部に大きなひび割れが発生しやすい。このような損傷は、目地位置を境界部及び打継部からずらして設置すると、ある程度ひび割れが抑制されるため、目地位置が境界部及び打継部と重ならないように目地のピッチ割を決定することが望ましい。

・橋台背面アプローチ部との構造とは踏掛版と背面排水を含む裏込め工に大別される。踏掛版形状については踏掛版上面に緩和区間を有する段差のある形状や、踏掛版の先端に勾配を有する摺付け版を接続した形状のように、背面土の劣化が起こりにくい踏掛版形状を採用することが望ましい。裏込め工については背面土の浸食や強度低下による沈下及び崩壊防止のため様々な排水システムの採用、締固めが容易で非圧縮性、透水性があり、かつ水の浸入によって強度の低下が少ない安定した材料を用いることが望ましい。

橋台部ジョイントレス構造の設計・施工ガイドライン（案）

国 立 研 究 開 発 法 人　土 木 研 究 所

目　次

まえがき
用語の定義

第 1 編 総則 1
第 1 章 基本構造と適用範囲 1
1.1 基本構造 1
1.2 適用範囲 3
第 2 章 主な構造上の特徴と留意事項 10
第 2 編 設計 13
第 1 章 設計に関する一般事項 13
1.1 設計一般 13
1.2 設計状況 13
1.3 照査の基本 15
第 2 章 構造解析 18
2.1 構造解析の基本 18
2.2 解析モデル 18
第 3 章 部材の設計 21
3.1 上部構造及び上・下部構造接合部 21
3.1.1 設計の基本 21
3.1.2 上・下部構造接合部の設計 22
3.1.3 構造細目 27
3.2 下部構造の設計 33
3.2.1 設計の基本 33
3.2.2 橋台たて壁の設計 33
3.2.3 橋台たて壁・基礎接合部の設計 34
3.2.4 構造細目 35
第 4 章 橋台背面アプローチ部 38

第 3 編 施工 47
第 1 章 施工に関する一般事項 47
1.1 施工一般 47
1.2 施工上の主な留意事項 47
第 2 章 上部構造の施工 49
第 3 章 下部構造の施工 51
第 4 章 上・下部構造接合部の施工 52
4.1 施工の基本 52
4.2 施工順序に関する留意事項 56
4.3 上・下部工事の施工境界に関する留意事項 60
4.4 コンクリートの配合及び打設に関する留意事項 62
4.5 供用後の点検を踏まえた留意事項 64
第 5 章 地覆・壁高欄の施工 65
第 6 章 橋台背面アプローチ部の施工 66

ま え が き

道路橋では，公共事業の縮小に伴い初期建設コストの低減だけでなく，橋の設計供用期間に発生する維持管理コストの低減が謳われて久しい。国土交通省では，平成 15，16 年度に取得された国土交通省の 8 地方整備局が直轄管理する道路の定期点検結果を用いて，損傷のデータ数が多く，かつ損傷頻度の高い部位を統計的に分析し，道路橋の劣化傾向を報告している[1)]。これによると，鋼桁の腐食，RC 床版のひび割れ等については，橋台付近の桁端部における発生頻度が高い傾向にあり，支承の腐食についても，端支点でのみ発生していることが報告されている。この原因としては，伸縮装置の存在による衝撃的荷重の載荷による損傷や，漏水に起因する橋座部の滞水による腐食等が想定される。また，橋台付近の桁端部は，上部構造と橋台橋座，パラペットに囲まれた狭隘な場所にあるため，保守点検・維持修繕作業が非常に困難となることが多い。すなわち，橋梁の損傷は，橋台部の支承や伸縮装置，それら近傍の部材において多く発生しており，これらが維持管理上の課題となっている。このような背景から，橋台部での支承と伸縮装置の省略，すなわち橋台部のジョイントレス化は建設及び維持管理コストの低減と維持管理の軽減に対しても有効であると考えられる。このように，近年の厳しい財政事情や道路橋の損傷実態を背景とし，平成 24 年道路橋示方書・同解説[2)]では，橋台部ジョイントレス構造の設計について新たに規定された。また，平成 29 年 7 月には国土交通省から通達される「橋，高架の道路等の技術基準（道路橋示方書）」[3)]（以下，H29 道示）が改定され，後述の研究成果を踏まえて鋼－コンクリート接合構造の設計法等が新たに規定された。今後，技術基準の改定に合わせた道路橋示方書・同解説の改定も予定されている。

一方，（国研）土木研究所では，平成 18 年度～平成 21 年度において「コスト縮減に資する道路橋下部構造の合理化に関する研究」が実施され，その中の研究課題の一つとして橋台部ジョイントレス構造の設計が掲げられた。この研究課題への取り組みに当たっては，（国研）土木研究所と橋台部ジョイントレス構造の設計・施工に関係する民間企業からなる 4 公益法人との間で土研提案型共同研究「橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する研究」を締結し，研究が実施された。この共同研究の成果として，橋台部ジョイントレス構造を採用した一橋梁形式であるインテグラルアバット橋の設計・施工にかかる基本的な事項をガイドラインの形式で取りまとめた「インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）平成 24 年 3 月」[3)]が作成されている。

さらに，平成 25 年度～平成 27 年度において，（国研）土木研究所，（一社）日本橋梁建設協会，大阪工業大学の 3 者で，橋台部ジョイントレス構造のうち，鋼－コンクリート接合部の抵抗特性を考慮した照査方法や構造細目、施工方法等を提案することを目的として，「橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究」を締結し，研究を推進してきた。本書は，橋台部ジョイントレス構造の普及の一助となることを目的に，この共同研究にから新たに得られた知見を，既往の「インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）平成 24 年 3 月」に補足し，「橋台部ジョイントレス構造の設計・施工ガイドライン（案）平成 29 年 3 月」として取りまとめたものである。

なお，本ガイドラインを利用する際には，以下の点に注意する必要がある。

①道路橋における橋台部ジョイントレス構造の設計・施工は，H29 道示の規定を満足するように行うこと

となる。本ガイドラインはその参考資料という位置付けである。

②本ガイドラインで示す内容は，主としてこれまでに得られた知見に基づき示しており，今後の研究成果その他の知見の蓄積等により見直しが必要となる可能性があることに注意する。

③本ガイドラインで示す既往の事例については，あくまで各節に示す観点で配慮された例として掲載したものであり，事例として示した方法を標準とする意図ではないことや，事例に対して道示の規定との関係を網羅的に検証しているわけではないことに注意する。

参考文献

1) 国土交通省国土技術政策総合研究所:道路橋の健全度に関する基礎的調査に関する研究－道路橋に関する基礎データ収集要領（案）－，国土技術政策総合研究所資料 第 381 号，2007.4.
2) （社）日本道路協会：道路橋示方書，2012
3) 国土交通省：橋，高架の道路等の技術基準（道路橋示方書），2017.7.
4) （独）土木研究所：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その３），共同研究報告書　第 404 号，2012.3.

用 語 の 定 義

本文に用いる主な用語について，その定義と解説を以下に示す。

(1) 橋台部ジョイントレス構造 ……上部構造と下部構造を直接剛結合し，両者の接続部において伸縮装置および支承を設けない構造。

(2) インテグラルアバット構造 ……橋台部ジョイントレス構造のうち，温度変化等に伴い上部構造に生じる変形に対して，橋台基礎の変形により追随する構造。

(3) 門型ラーメン構造 ……橋台部ジョイントレス構造のうち，温度変化等に伴い上部構造に生じる変形に対して，橋台躯体及び基礎の剛性により上部構造に生じる変形を拘束する構造。

(4) 橋台背面アプローチ部 ……橋台と背面側の盛土等との間に位置する構造部分。

(5) 上・下部構造接合部 ……上部構造からの荷重を橋台たて壁に伝える構造部分。

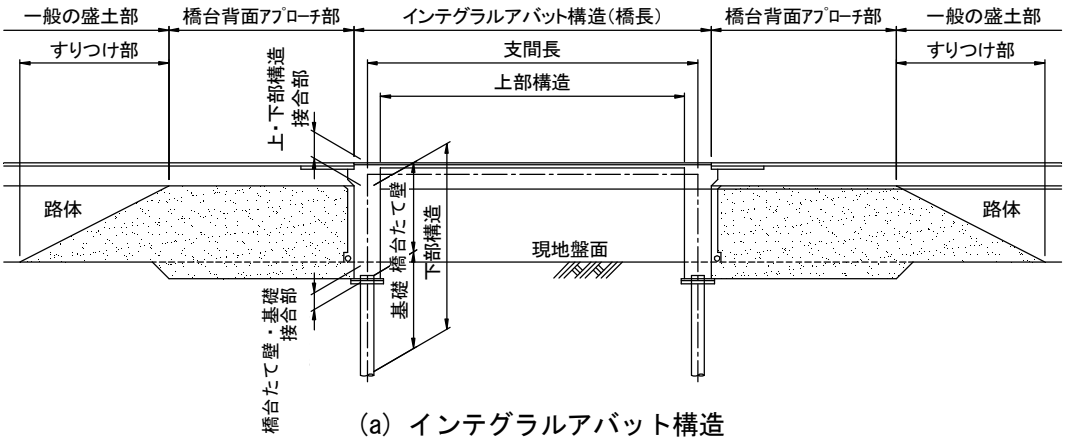
(6) 橋台たて壁・基礎接合部 ……橋台たて壁からの荷重を基礎に伝える構造部分。

第1編 総則

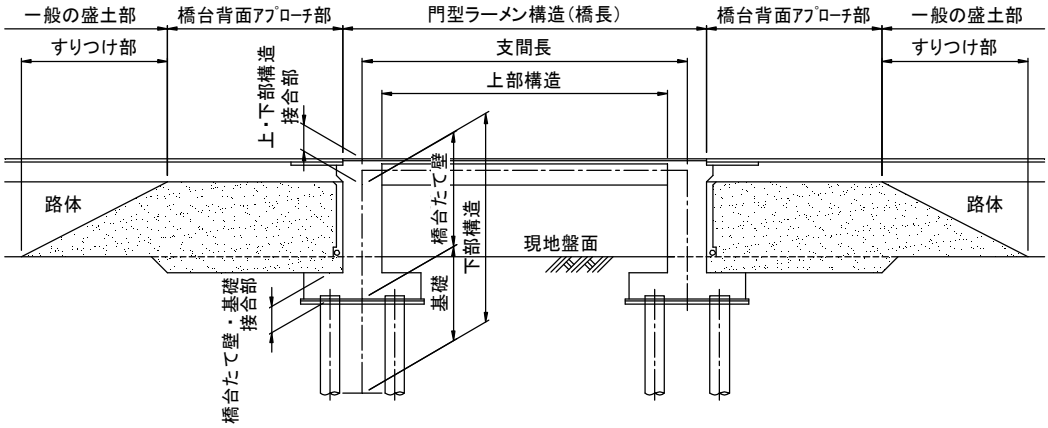
第1章 基本構造と適用範囲

1.1 基本構造

橋台部ジョイントレス構造は，上部構造と背面から土圧を受ける下部構造を剛結した構造である。上部構造の変形に対して，変形に追随する構造をインテグラルアバット構造，変形を拘束する構造を門型ラーメン構造と呼ぶ。**図 1.1.1** に橋台部ジョイントレス構造の基本構造を示す。



(a) インテグラルアバット構造



(b) 門型ラーメン構造の基本構造

図 1.1.1 橋台部ジョイントレス構造の基本構造

インテグラルアバット構造は，上部構造と背面から土圧を受ける下部構造を剛結し，主に温度変化に伴う上部構造の水平移動に対して橋台基礎が柔軟に変形できるよう単列の杭基礎とした構造である。橋台部における水平方向の支持機構は，単列の杭基礎を支持する地盤抵抗だけでなく，橋台背面の地盤抵抗を考慮することが合理的となることから，橋台背面の地盤抵抗が設計供用期間中に確実に機能するように，橋台背面アプローチ部における使用材料の選定，施工品質の確保，排水装置などの構造細目等を定める必要がある。

一方，門型ラーメン構造は，上部構造と背面から土圧を受ける下部構造を剛結し，主に温度変化に伴う上部構造の水平移動に対して橋台躯体及び基礎の剛性により，上部構造の変形を拘束する構造である。従って、

門型ラーメン構造は，インテグラルアバット構造と異なり，通常の橋台と同様の基礎構造を有することになる。

橋台部ジョイントレス構造は，上部構造と下部構造を剛結することから支承及び伸縮装置が不要となる。支承及び伸縮装置の機能や付随事項を整理すると次の通りである。

a)支承の機能（道路橋支承便覧[1] 2.2 より）

a -1) 荷重伝達機能（鉛直力・水平力支持機能）

a -2) 変位追随機能（水平移動機能・回転機能）

a -3) 振動に対する付加的な機能（減衰機能・アイソレート機能・振動制御機能）

b)伸縮装置の設計において要求される事項（H29 道示Ⅰ　共通編 10.3 より）

b-1) 路面の平坦性，連続性

b-2) 車両の通行に対する耐久性

b-3) 雨水等の浸入に対する水密性

b-4) 車両の通行による騒音・振動が極力発生しない

b-5) 路面として求められる水準以上のすべり抵抗

上記について，伸縮装置を省略し，上部構造と橋台を剛結合とした橋台部ジョイントレス構造では，上記 a) b)について a-3) [振動に対する付加的な機能]を除いた全ての機能が確保されることが期待される。なお，a-2) [変位追随機能]については，次の 2 つの何れかにより確保される。

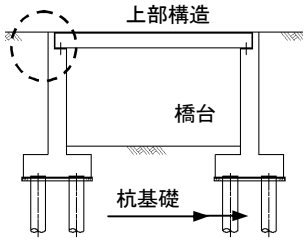
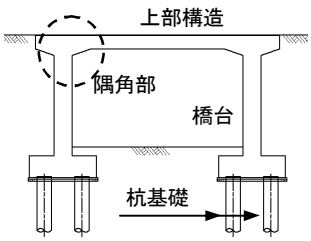
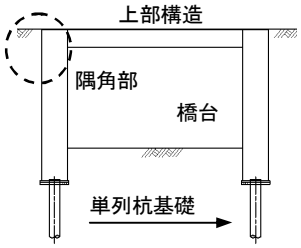
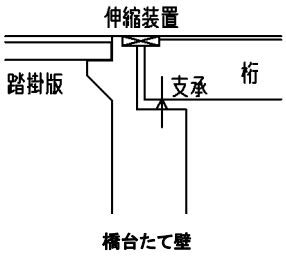
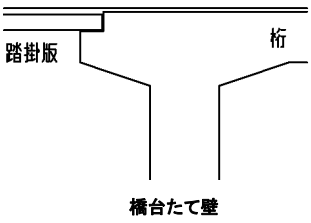
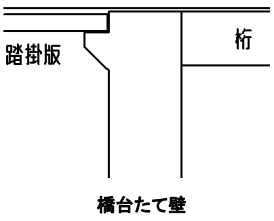
（ア）橋台たて壁及び基礎の剛性により，上部構造に生じる変形を拘束

（イ）橋台基礎の変形により，上部構造に生じる変形に追随

前述したように，主に（ア）により変位追随機能を確保する橋台部ジョイントレス構造の形式が門型ラーメン構造，主に（イ）により同機能を確保するのがインテグラルアバット構造である。

また，b) については，橋台背面アプローチ部の盛土材料の選定や排水対策，踏掛版の設置等で配慮されることとなる。

表 1.1.1　従来構造と橋台部ジョイントレス構造の比較

構造形式	従来構造	橋台部ジョイントレス構造	
		門型ラーメン構造	インテグラルアバット構造
概略図			
接続部 概略図			
支承条件	有（可動/固定/弾性等）	無（剛結）	無（剛結）
伸縮装置	有	無	無
温度変化による桁伸縮への対応	遊間を確保し，支承の変位やせん断変形により対応	橋台たて壁及び基礎の剛性により対応	橋台杭基礎の変位により追随

1.2 適用範囲

橋台部ジョイントレス構造は，構造条件及び地盤条件による影響を適切に考慮して適用性の検討を行う。

橋台部ジョイントレス構造は不静定構造物となることから，内的及び外的な作用による不静定力が著しい場合においては適用が困難となる。したがって，次に示す影響を適切に考慮して適用性の検討を行う。

1) 標準的な橋長

インテグラルアバット構造は，上部構造と下部構造が一体化され，桁の伸縮は橋台たて壁の前後移動により吸収される構造形式である。このため，本ガイドラインでは橋台背面の土圧変化の影響や舗装のひび割れに配慮して，**第 2 編 1.3** に示す橋台天端位置での許容水平変位（±15mm）を設けており，これに対応するように橋長の適用限界が設定される。

温度変化に伴う桁の伸縮量は，伸縮桁長（＝橋長/2 とする）と線膨張係数，温度変化幅の積で算出される。橋梁種別及び環境条件に関する温度変化幅を H29 道示 I 8.10 に従って設定し，橋長と温度伸縮量の関係を計算した結果を**図 1.1.2** に図化した。あわせて，**図 1.1.2** には国内及び採用事例が多い米国の設計事例で想定された温度伸縮量と橋長の関係もプロットしている。橋台天端の許容変位を満足するためには，温度伸縮量が最も大きい寒冷な地方に架設される鋼橋の場合でも 80m 程度が適用可能となる。しかし，上部構造の桁伸縮には温度伸縮以外にも桁のたわみ，クリープあるいは乾燥収縮の影響を考慮する必要があ

ることから，適用橋長として安全側の配慮が必要である。国内では橋台部ジョイントレス構造を用いた橋梁で 150m までの実績があるが，橋長が長く複数の径間を必要とする場合には，不静定力や変位が著しく大きくなることで舗装のひび割れなど維持管理上問題となるような損傷が生じた事例（**写真 1.1.1** 参照）が多く確認されている。このため，本ガイドラインで示す橋台部ジョイントレス構造は，単径間の中小橋梁に適用することを想定する。また，橋長の設定にあたっては，インテグラルアバット構造では橋台基礎形式が単列の杭基礎であり，配置できる杭本数が制限されることから，杭基礎の許容鉛直支持力により橋台が支持できる上部構造反力も目安となる。杭の配置本数が異なる 2 ケースについて，杭 1 本当りの概算鉛直力を算出し，鉛直支持を満足する支間長を検討した。**表 1.1.2** に各杭径の配置本数，文献 2)で調査された打込み工法及び中掘り工法で打設された鋼管杭の設計実績による杭 1 本当たりの許容鉛直支持力の平均値を示す。なお，杭の中心間隔は，道示Ⅳに規定される最小中心間隔を確保するものとした。荷重の概略値を設定し，支間長及び上部構造形式に応じて，死荷重及び活荷重が作用した場合の鉛直支持力の照査を行った結果を**表 1.1.3** に示す。鋼桁では 30～40m，プレストレストコンクリート(PC)桁では 20～30m までの支間長であれば許容鉛直支持力を概ね満足するものと推定される。以上の観点から，本ガイドラインは橋長 40m 程度以下の橋梁が対象となる。

一方，門型ラーメン構造は，橋長に明確な制限は無いものの，断面決定ケースとなる温度変化時の荷重組み合わせにより決定されることに加え，架設系で単径間の単純桁の系となることに留意して橋長を計画する必要がある。実績では，橋長 60m 程度までのものが多く，本ガイドラインでの門型ラーメン構造は，橋長 60m 程度までを想定する。

したがって，これらの範囲を明らかに超える橋長の橋梁に適用しようとする場合には，適用性等について個別に検討を行う必要がある。

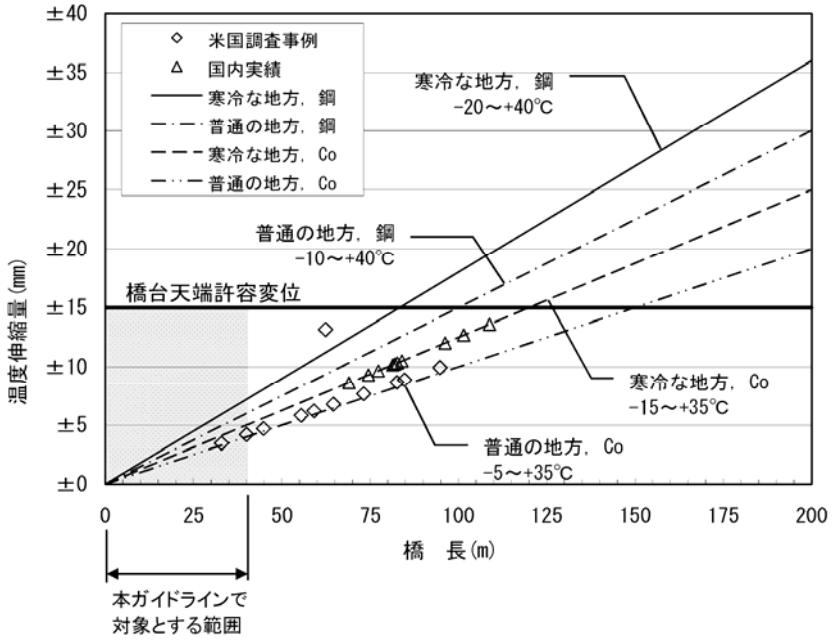


図 1.1.2　橋長と温度伸縮量の関係（インテグラルアバット構造）

写真 1.1.1　橋台背面の舗装のひび割れ状況

表 1.1.2　検討ケース及び杭 1 本当りの鉛直支持力

ケース	橋台幅	φ600		φ800		φ1000	
CASE 1	9.25m	6 本		4 本		3 本	
CASE 2	10.50m	7 本		5 本		4 本	
杭 1 本当り		打込み工法	中掘り工法	打込み工法	中掘り工法	打込み工法	中掘り工法
鉛直支持力(kN)[2)]		1182	1376	2181	2746	－	2923

表 1.1.3　鉛直支持の照査結果

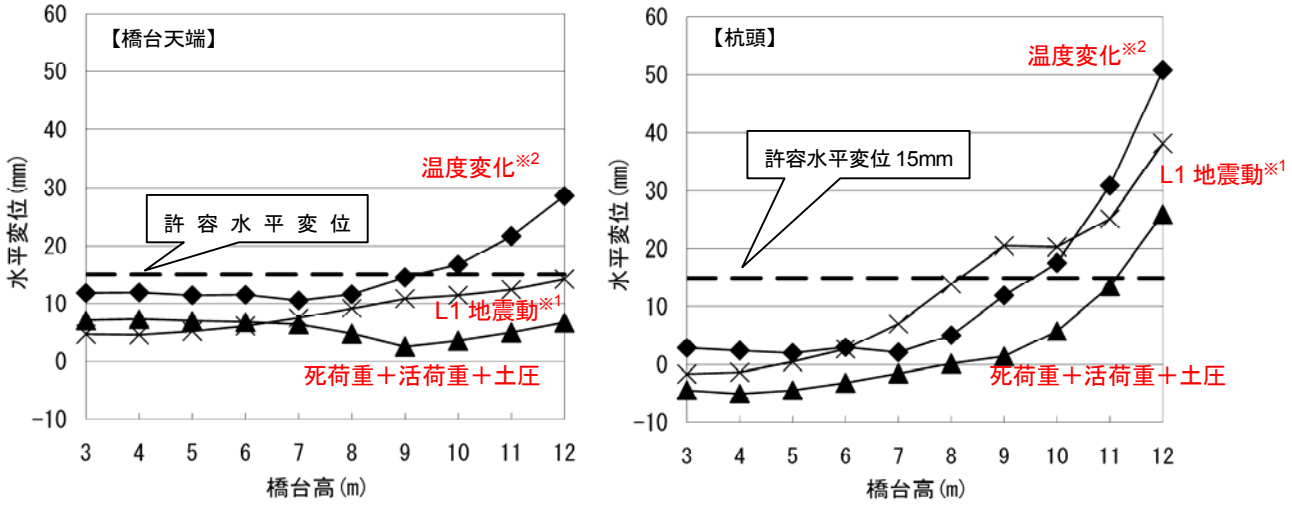
上部構造形式		鋼鈑桁			鋼箱桁		PC 床版橋	PC 箱桁
ケース	杭径	30m	40m	50m	60m	70m	30m	50m
CASE 1	φ600	○	×	×	×	×	×	×
	φ800	◎	◎	○	○	×	○	×
	φ1000	○	×	×	×	×	×	×
CASE 2	φ600	○	○	×	×	×	○	×
	φ800	◎	◎	◎	○	○	◎	×
	φ1000	○	○	×	×	×	○	×

※◎：打込み，中掘り両工法で鉛直支持が OK，○：中掘り工法で鉛直支持が OK，×：鉛直支持が OUT

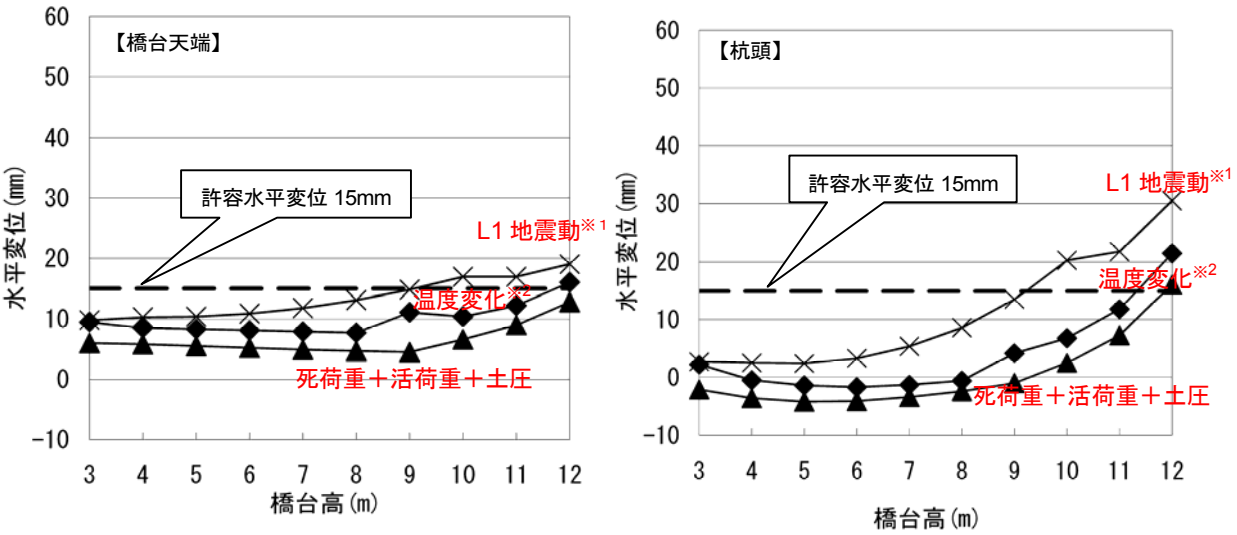
※CASE1 及び CASE2 の橋台幅，支間長は国内実績を参考に設定

2) 標準的な橋台高

橋台高の増加に伴い橋台背面から作用する土圧が増加するため，橋台天端及び杭頭部の水平変位はともに増大することが想定される。橋台高を指標として試算を行った結果，橋台高が 10m 程度を超えると杭頭部の水平変位が急増する傾向があることが明らかになっている。この傾向は橋長や上部構造形式の違いによらず同様の傾向を示しており，橋台背面の土圧による影響が支配的となっていると考えられる（**図 1.1.3** 参照）。橋台基礎の杭頭部の水平変位を抑えるためには橋台基礎の剛性を上げる必要があるが，インテグラルアバット構造の特徴である柔軟な基礎構造と相反する影響を与える点も考慮し，ここでは橋台高 10m 程度までを想定している。また，門型ラーメン構造については，橋台高 15m 程度までの実績が多いことから、本ガイドラインでは，橋台高 15m 程度までを想定している。



(a) 上部構造：鋼桁の場合（橋長 40m，橋台厚 2m，杭径 φ600）



(b) 上部構造：PC 桁の場合（橋長 40m，橋台厚 2m，杭径 φ600）

※1：L1 地震動＝死荷重＋活荷重＋土圧＋慣性力　※2：温度変化＝死荷重＋活荷重＋土圧＋温度変化

図 1.1.3　橋台高と水平変位の関係

3) 斜橋及び曲線橋への適用性

インテグラルアバット構造では，水平方向支持を橋台背面の受働抵抗に分担させる構造であり，斜角等により上部構造の慣性力作用方向と橋台背面の受働抵抗の作用方向が異なることによる橋梁全体への影響に関する知見が十分ではない。これまで斜角や曲線を有する橋梁において，上部構造のねじり変形に伴う橋台たて壁や桁端のひび割れ，橋台たて壁のかぶりコンクリートの剥落が発生した事例（**写真 1.1.2** 参照）も報告されており，斜角や曲線を有さない左右対象の直橋として計画することが標準となる。なお，やむを得ず斜角及び曲率が生じる場合にも，上部構造のねじりや回転の影響も加味した 3 次元的な挙動の解析を行うなど，上・下部構造相互に及ぼす影響を十分に考慮して設計を行うとともに，背面の受働抵抗の確実性を考慮して 90°から大きく下回らないようにするのがよい。また，左右の橋台幅や高低差が大きく土圧バランスが対称にない場合についても，インテグラルアバット構造の抵抗機構上は好ましくないため避けるのがよい。橋台のウィングは，橋台たて壁の移動を妨げないように，移動方向と同方向にウィングを計画する。

門型ラーメン構造は，水平方向支持を橋台たて壁の剛性および基礎で抵抗する構造である。門型ラーメン構造においては，斜角の影響により上部構造および下部構造に生じるねじれの影響を明らかにするために，非合成桁の多主鈑桁を対象として，斜角を変化させた，有限要素解析と格子解析による検討 [3)]が行われている。検討の結果，斜角が小さくなると桁に発生するそりねじり応力度が大きくなるものの，斜角 75°程度までであれば問題がないことが確認されている。また，床版の引張応力の影響に着目した，合成桁の多主鈑桁を対象とした斜角を変化させた有限要素解析による検討 [3)] からも，斜角が小さくなるにつれ，床版の鈍角側の引張応力度は大きくなり，局部的な応力集中が生じるものの，斜角 75°程度までであれば，床版配筋や部分的な補強鉄筋を追加することで対応できることが確認されている。これらのことから，斜角は、床版配筋や部分的な補強鉄筋の追加で対応できると考えられる 75°程度に抑えた設計とするのが望ましく，門型ラーメン構造については，斜角 75°以上が適用可能と考えられる。

ただし，フランジ断面の経済性を追求した設計を行う場合や床版の張出しが大きい場合等，桁のそりねじり応力度の発生や橋台部のひび割れ防止のために過密配筋となる懸念がある場合には，有限要素解析を用いて応力度を確認する等の検討を個別に行う必要がある。

写真 1.1.2　斜角を有する橋梁での損傷事例

4) 橋台背面の構造

橋台背面の盛土は，特に良質で十分締め固められる砂・砂礫を用いることを原則とする。

インテグラルアバット構造については，軽量人工材料である EPS や気泡混合モルタルを裏込めに用いることは，現時点では材料の挙動等に関する信頼性や適用性が確認されていないため適用外とする。

5) 基礎に求められる変形性能

橋台部ジョイントレス構造のうちインテグラルアバット構造は，主に橋台の杭基礎が柔軟に変位することにより上部構造の伸縮等の変形を吸収する構造であるため，橋台たて壁下面から支持層までの杭長がある程度必要である。米国オレゴン州の橋梁設計マニュアル[4)]では，インテグラルアバット構造の適用条件として，橋台たて壁下面から支持層までの長さを最小 3.7m（12ft ）としている。橋梁基礎形式の調査[2)]によると杭基礎全体で，$0.2 < \beta \leqq 0.4$（$2.5 \leqq 1/\beta < 5.0$）となるケースが多く，既製杭に限定すると平均で$\beta = 0.270\ \mathrm{m}^{-1}$（$1/\beta = 3.70\mathrm{m}$ ）となっており，国内においても橋台たて壁下面から支持層までの最小深さとしては概ね 4m 程度を目安とできる。

6) 軟弱地盤等での適用時の留意点

a) 軟弱地盤での適用上の留意点

軟弱地盤上では，圧密による橋台背面土の長期的な沈下や常に偏荷重が作用することによる基礎の側方移動が懸念される地盤の変状に伴い下部構造に不均等な変位が生じる場合には，不静定力が生じるため，地盤変状に伴う不静定力の影響について慎重に検討する必要がある。このような場合，圧密沈下対策や側方移動対策[5)6)]を施すことが考えられる。

しかし，インテグラルアバット構造においては，従来構造と異なり，橋台たて壁の移動に対して単列の杭基礎が変形して追随する構造であることから，圧密沈下や側方移動に対し杭基礎自体の剛性により抵抗する基礎体抵抗法や軽量盛土材料を用いた荷重軽減法，基礎の変形を拘束するような地盤改良法を採用することは望ましくない。また，他の対策としては，プレロード工法による圧密沈下対策が考えられるが，プレロード不足により供用後に橋台周辺の地盤が圧密沈下した事例[7)]も報告されており，十分なプレロードが行われ施工時や供用中に変状が生じないようにしなければ適用は難しい。

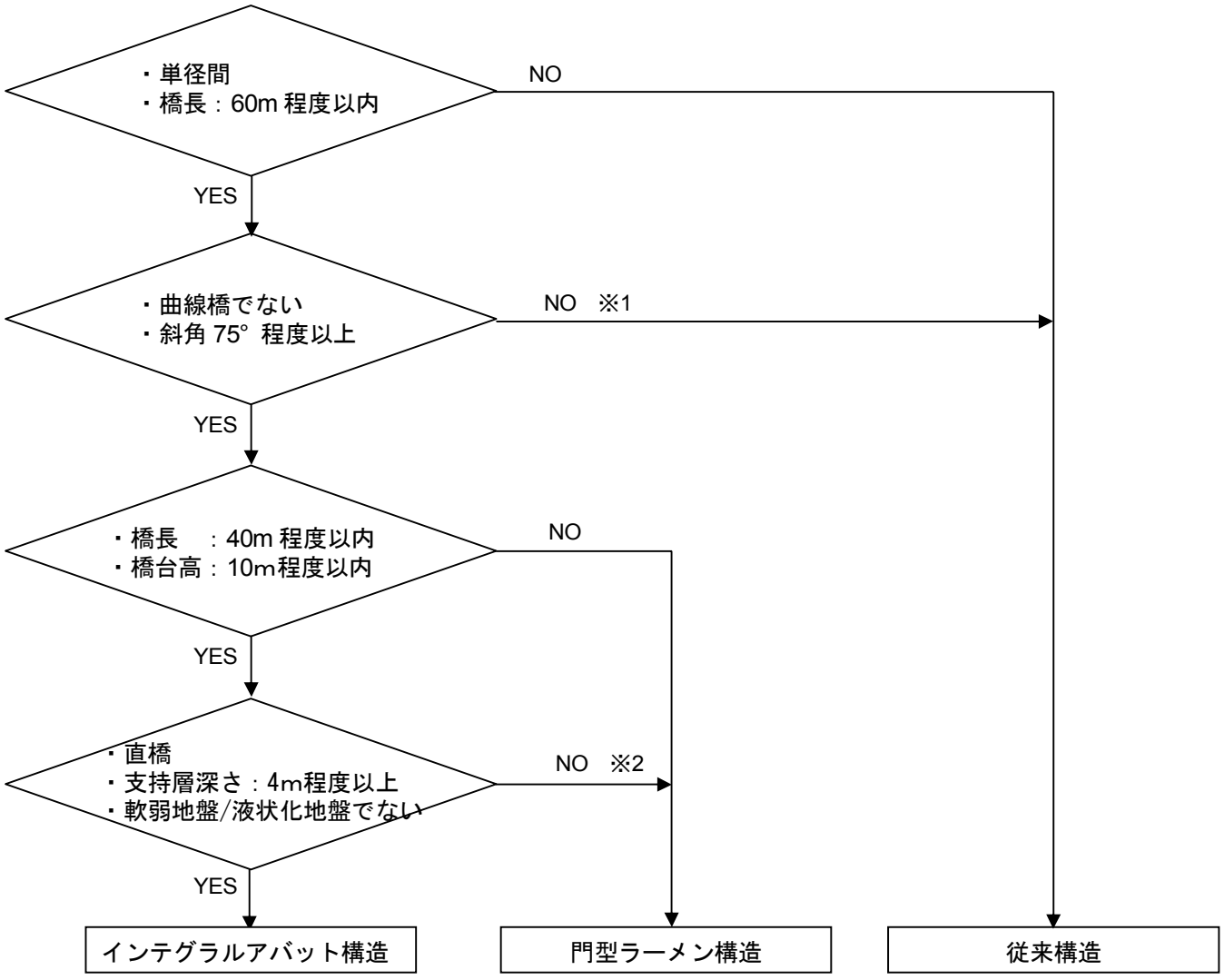
b) 地震時に液状化が生じる恐れがある砂質土層での適用上の留意点

軟弱地盤と同様に，地盤の変状に伴い下部構造に不均等な変位が生じる場合には，不静定力が生じるため，液状化が生じるおそれのある条件では，地盤変状に伴う不静定力の影響について慎重に検討する必要がある。従来構造において，橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合には，H29 道示Ⅴの規定により土質定数を低減させて耐震性能の照査が行われる。

一方，インテグラルアバット構造は，橋台背面の地盤が確実に抵抗することが適用の前提条件となるため，液状化が生じる場合においても橋台背面アプローチ部が安定して地盤抵抗を期待できる状態にあることが求められる。例えば，液状化による沈下を考慮して橋台背面の地盤抵抗も低減する等，液状化の影響を考慮した設計を行うことも考えられるが，液状化が生じた場合のインテグラルアバット構造の

挙動については，未解明な部分も多いことから一般に適用は難しい。

図 1.1.6 に橋台部ジョイントレス構造の標準的な選定の考え方についてフロー（案）として示す。



※1：門型ラーメン構造を適用しようとする場合には，条件に応じた個別の検討が必要。

※2：インテグラルアバット構造を適用しようとする場合には，条件に応じた個別の検討が必要。

図 1.1.4　橋台部ジョイントレス構造の標準選定フロー（案）

第2章 主な構造上の特徴と留意事項

橋台ジョイントレス構造は，上部構造と下部構造が一体とする構造であり，各々の挙動が相互に影響を与えることを踏まえ，次に示す事項を考慮して設計・施工を行う必要がある。

(1) 上部構造の温度変化・乾燥収縮・クリープ・プレストレス力に伴う変形が下部構造に及ぼす影響が大きいため，橋梁全体の施工手順も十分に踏まえて適切に設計を行う。

(2) 地震の影響を受ける場合以外において，橋台部ジョイントレス構造は始終点側の橋台が背面土圧を受け，前面側に移動することを妨げるように上部構造が抵抗するため，背面土圧の大小・橋台たて壁の剛性や変形状態に応じて，上部構造に作用する軸方向力・プレストレス力が変動することに留意する。

(3) インテグラルアバット構造は，温度変化に伴う上部構造の桁伸縮等に対して橋台杭基礎が変形に追随する構造であるため，橋台たて壁天端の変位により橋台背面付近の舗装にひび割れや段差の発生が懸念されることから，走行性を著しく損なう不具合が生じないように留意する。

(4) 上部構造と下部構造が一体となる接合部においては，施工順序によって各部材に生じる断面力が異なるため，施工順序を考慮した設計を行うとともに，施工段階においても設計で考慮した施工順序に従い確実に施工を行うことに留意する。

以下に詳細を示す。

(1) 上部構造の変形が及ぼす下部構造への影響

インテグラルアバット構造の橋台基礎は単列の杭基礎であり，橋軸方向に変形しやすく，温度変化・乾燥収縮・クリープ・プレストレス力等の作用による上部構造の変形の影響を適切に考慮した設計を行う必要がある。上部構造の死荷重やプレストレス導入による変形により橋台基礎に生じる初期水平変位を可能な限り小さくするように，上部構造構築時には仮支承を設け，上・下部構造を剛結する前にできる限り変形を収束させておくなどの対策を講じるのが望ましい。一方，門型ラーメン構造は，基礎の剛性の高い構造であり，上部構造の変形の影響は限定的であるものの，打設順序や仮支承を用いる等の配慮を行い剛結部に過度な分担をさせないよう設計することが望ましい。

(2) 背面土圧を受ける下部構造の変形が上部構造に及ぼす影響

地震の影響を受ける場合以外には，一般に橋台部ジョイントレス構造は始終点側の橋台背面から土圧が作用することにより，上部構造に軸方向力が作用するため，特に PC 橋では導入したプレストレス力が変動することが想定される。土圧が作用するラーメン橋の設計では，全設計土圧が作用する場合と全設計土圧の 1/2 が作用する場合のうち，不利な場合の断面力に対して設計する。作用土圧は，固定壁として静止土圧を載荷し，背面土に良質な砂・砂礫を用いることとして，静止土圧係数は 0.5 としてよい。なお，橋台天端での水平変位が著しい場合，繰返し作用により背面の土圧が増加することが既往の実験的研究[4)]で示されている。このため，静止土圧係数を 0.5 として設計土圧を求めることは，橋台天端において著しい水平変位が生じないように設計することが前提であり，大きな水平変位を許容する設計を行う場合には，土圧の影響について

個別に検討する必要がある。ここで大きな水平変位とは，インテグラルアバット構造においては，既往の事例等を参考に橋台天端で 15mm 程度を超える変位とする。

(3) 上部構造の変形が及ぼす橋台背面への影響

インテグラルアバット構造は，温度変化に伴う上部構造の桁伸縮等に対して橋台の杭基礎が変形に追随する構造であるため，橋台たて壁と背面盛土に隙間が生じ橋台背面付近の舗装にひび割れや段差等の不具合（**写真 1.2.1** 参照）が生じることが懸念される。橋台背面における不具合対策としては，次の方法が考えられる。

- 橋台背面土の沈下量を低減する
- 橋梁部と盛土部に生じた段差が走行性を損なわない程度になだらかにすりつける

写真 1.2.1　橋台背面の舗装の損傷例

1) 橋台背面土の沈下量の低減

橋台背面土自体の沈下量を低減させるには，橋台背面土に良質な材料を使用し，所要の締固め品質を満足する施工を行う必要がある。また，橋台背面の排水機能が不十分だと浸透した雨水により背面土が流出するなど，背面土の沈下の原因となることから，表面水や橋台背面への浸透水を効果的に排水するための機能を設けることやウィングを配置することで背面土の流出を防止する等の対策が必要である。

2) 橋梁部と盛土部に生じる段差のすりつけ（踏掛版の設置）

橋梁部と盛土部に生じる段差をなだらかにすりつけるように，従来構造と同様に踏掛版を設置することがよい。

(4) 施工順序の影響

橋台ジョイントレス構造の構造特性をよく理解し，バランスのとれた施工計画を立案するとともに，設計で考慮した施工順序に従い構築することが重要である。もし，施工条件の変更等により設計で想定したものと異なる手順となる場合には，構造物の安全性及び耐久性が確保されるように，設計段階に戻って検討を行うことが必要である。

参考文献

1) （社）日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.4.
2) （独）土木研究所：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料 4037 号，2007.2.
3) （国研）土木研究所，大阪工業大学，（一社）日本橋梁建設協会：橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その２），第 490 号，2017.3
4) Daiki HIRAKAWA, Minehiro NOJIRI, Hiroyuki AIZAWA, Fumio TATSUOKA, Takashi SUMIYOSHI and Taro UCHIMURA：Residual Earth Pressure on a Retaining Wall with Sand Backfill Subjected to Forced Cyclic Lateral Displacements, Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis, Geotechnical Symposium in Roma, March 16 & 17, 2006, pp865-874
5) Oregon Department of Transportation：Bridge Design and Drafting Manual 2004，2008.4.
6) （独）土木研究所 : 橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討，土木研究所資料 4124 号，2009.1.
7) （独）土木研究所 : 橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討（その２），土木研究所資料 4174 号，2010.6.
8) （独）土木研究所，鋼管杭協会，（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会，（社）日本橋梁建設協会，（社）建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その１），第 369 号，2007.4.

第2編 設計

第1章 設計に関する一般事項

1.1 設計一般

設計にあたっては，H29 道示に基づき，橋台ジョイントレス構造の特性を考慮して照査を行う。使用目的との適合性を確保するには，供用性を損なうような過大な変形が生じないこと及び通行者に不快感を与えるような振動が生じないことが要求される。構造物の安全性を確保するには，断面の破壊や部材あるいは部材全体の不安定化によって性能が損なわれないことが要求される。設計では，こうした要求を満足するために，橋台ジョイントレス構造の特性を適切に考慮し，1.2 に示す設計状況を踏まえて，2.1 及び 2.2 に示す解析理論及び解析モデルを用いて応答値の計算を行い，1.3 により照査する。

1.2 設計状況

(1) 橋台ジョイントレス構造は，施工時に生じる構造系の変化並びに供用中に生じる不静定力及び変位を適切に考慮して設計する。

橋台部ジョイントレス構造は，施工時と完成時で構造系が変化するため，この影響を適切に考慮して設計する。上部構造と下部構造を剛結する時期により，上部構造の変形が下部構造に及ぼす影響が異なることから，設計で想定した手順に従い施工を行う。また，温度の影響，クリープ，乾燥収縮，プレストレストコンクリート橋におけるプレストレス力など，上部構造への作用により不静定力が発生するため，H29 道示Ⅲの関連する規定に従いこれを考慮して設計する。

(2) 橋台ジョイントレス構造は，施工時及び供用中に生じうる土圧のうち，最も不利となる条件を考慮して設計する。

1) 土圧の取扱い

橋台部ジョイントレス構造では，上部構造と土圧を受ける下部構造を剛結させているため，地震の影響を受ける場合以外において，橋台の移動が拘束される。このため，橋台たて壁には静止土圧を載荷することが一般的である。上部構造の温度変化に伴う桁伸縮による橋台たて壁の移動が，背面に生じる土圧を変化させることが想定され，この土圧の大小が上部構造に作用する軸方向力，上部構造への導入プレストレス力の設計に影響を及ぼす。そこで，土圧が作用する橋台部ジョイントレス構造は，土圧は種々の要因により設計どおりに作用しないことがあることを想定して，全設計土圧が作用する場合及び全設計土圧の 1/2 が作用する場合のうち，不利となる場合の断面力に対し設計する。ただし，地震の影響を受ける場合では慣性力作用方向に土圧が作用する場合が不利となるため，全設計土圧の 1/2 が作用する場合については照査を省略してよい。

2) 橋台背面の地表載荷荷重による側圧の取扱い

地震の影響を受ける場合以外における橋台背面の地表載荷荷重は，橋台背面に作用する活荷重の影響を

考慮したものであるため，各部材断面に不利となるよう a）**片側載荷**，b）**両側載荷**，c）**側圧無**のケースを検討することとする（**図 2.1.1** 参照）。また，(2) 1)と同様に，側圧についても全設計土圧の 1/2 の場合を考慮する。

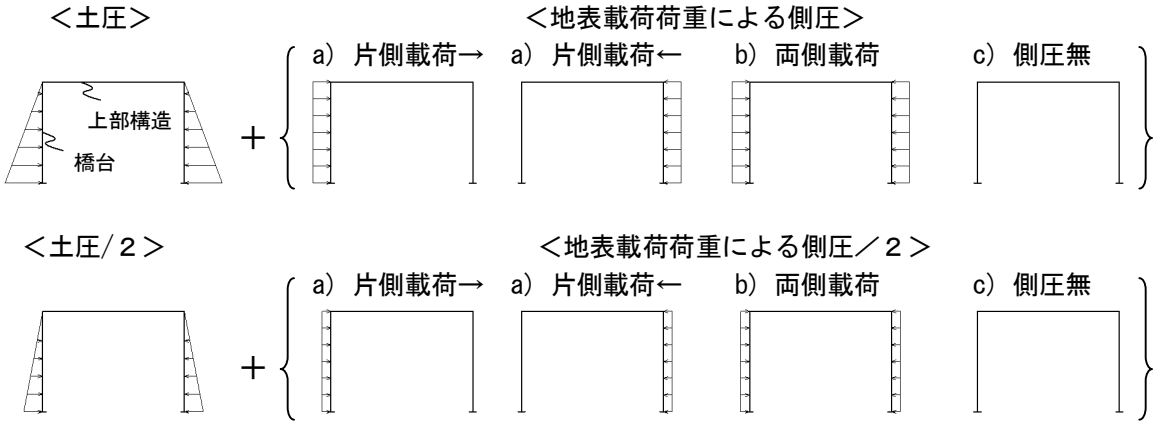


図 2.1.1　地震の影響を受ける場合以外の土圧と地表載荷荷重による側圧の組合せ

3) 作用の組合せ

ここでは，橋台ジョイントレス構造特有の組合せについて示す。H29 道示Ⅰで規定される永続作用支配状況，変動作用支配状況及び偶発作用支配状況（①~⑫の作用の組合せ）に対して 1)，2)の土圧及び地表載荷荷重による側圧を考慮する必要がある。作用の種類を**表 2.1.1** に，また作用の組合せを**表 2.1.2** に整理した。従来構造に比べて橋台背面からの土圧の違いが構造系に大きく影響することから，土圧の作用ケースが多い。なお，表 2.1.2 の示す作用の組合せに対して，H29 道示Ⅰで規定される荷重組合せ係数，荷重係数を考慮する必要がある。

表 2.1.1　作用の種類と記号

荷重	記　号	荷重	記　号
1) 死荷重	D	12) 雪荷重	SW
2) 活荷重	L	13) 地盤変動の影響	GD
3) 衝撃の影響	I	14) 支点移動の影響	SD
4) プレストレス力	PS	15) 遠心荷重	CF
5) コンクリートのクリープの影響	CR	16) 制動荷重	BK
6) コンクリートの乾燥収縮の影響	SH	17) 風荷重	WS，WL
7) 土圧	E	18) 波圧	WP
7)-1 地表載荷荷重による側圧 （始点橋台側，終点橋台側）	E_{LL}，E_{LR}	19) 地震の影響	EQ
8) 水圧	HP	19)-1　地震時主働土圧 （始点橋台側，終点橋台側）	E_{EQL}，E_{EQR}
9) 浮力又揚圧力	U	20)　衝突	CO
10) 温度変化の影響	TH	21) 施工時荷重	ER
11) 温度差の影響	TF	22) その他	-

1.3 照査の基本

橋台ジョイントレス構造は，H29 道示に基づき永続作用支配状況，変動作用支配状況及び偶発作用支配状況に対して，各部材が限界状態を超えないことを照査する。以下では，既往の研究成果として得られた橋全体系の要求性能と対応する各部材の限界状態，さらには各限界状態に対応した照査（強度，変形及び安定に関する照査）の考え方を示す。

1）橋の要求性能と各部材・部位の限界状態

永続作用支配状況，変動作用支配状況に対しては，部分的にも損傷が生じておらず橋としての荷重を支持する能力が損なわれない状態であること及び落橋等の致命的な状態に至らないだけの十分な終局強さを有していることを満足させる。

本ガイドラインで示す適用範囲でインテグラルアバット構造を用いる場合には，従来構造と同様に，変動作用支配状況のうちレベル 1 地震動（設計供用期間中にしばしば発生する地震動）の影響を含む設計状況に対して照査を行えば，偶発作用支配状況のうちレベル 2 地震動（供用期間期間中に発生することは極めてまれであるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大である地震）の影響を含む設計状況に対する照査は一般に省略してよい。既往の研究[26]より，本ガイドラインで想定している適用の範囲であれば，インテグラルアバット構造は従来構造の地震時挙動と同様の傾向を示すことが確認されている。単径間の支承構造では，既往の被災事例よりレベル 1 地震動に対する照査を行えば一般にレベル 2 地震動に対して要求される性能を有することが明らかになっている。このため，橋台及び橋台基礎は，液状化が生じると判定される地盤上にある場合を除いてレベル 2 地震動に対する照査が省略されている。

また，門型ラーメン構造においても，既往の研究[1)]で実施された門型ラーメン構造を対象としたプッシュオーバー解析結果より，永続作用支配状況，変動作用支配状況に対しての照査を行うことで，レベル 2 地震動に対する要求性能を有することから，門型ラーメン構造に対しても，一般に偶発作用支配状況のうちレベル 2 地震動の影響を含む設計状況に対する照査は省略できる。なお, 門型ラーメン構造については，レベル 2 地震に相当する大きな地震動を受けた場合にも，橋梁本体には損傷が生じていないことが既往の被災事例で確認されている。インテグラルアバット構造については，国内での適用実績が少なく，レベル 2 地震に相当するような大きな地震動を受けたものが確認されていない。しかし，米国では 1994 年ノースリッジ地震の際に，橋脚の損傷を低減し，上部構造を落橋させなかったとしてインテグラルアバット構造の耐震性が確認されている。また，インテグラルアバット構造の地震時挙動は背面土の振動により支配され，従来構造や門型ラーメン構造と同様に，地震荷重により構造物の応答値の増加が少ないことが FEM 解析により明らかになっている。ただし，液状化が生じると判定される地盤や多径間等，本ガイドラインの適用範囲を超えて採用する場合には，橋台や上部構造についてもレベル 2 地震動に対する設計の必要性も含め個別に検討する必要がある。一般に，液状化が生じる地盤条件においては，インテグラルアバット構造ではなく，門型ラーメン構造を採用するのがよい。

表 2.1.2 に道路橋に要求される性能に照らしたインテグラルアバット構造としての各構造部材・部位の

限界状態を示す[1)2)]。なお，門型ラーメン橋の各構造部材・部位の限界状態は，杭以外はインテグラルアバット構造と同様であり，杭については，H29 道示Ⅳ10 章に従うことになる。

表 2.1.2　要求性能とインテグラルアバット構造の部材・部位の限界状態（永続作用支配状況，変動作用支配状況）

橋に求められる性能	橋の限界状態	インテグラルアバット構造の各部材・部位の限界状態		
		上部構造，上・下部構造接合部，橋台たて壁，橋台たて壁・基礎接合部	杭基礎	橋台背面アプローチ部
部分的にも損傷は生じておらず，橋としての機能が損なわれない性能。	橋全体系としての力学的特性が弾性挙動範囲を超えず，かつ使用目的との適合性や構造物安全性に有意な影響を与える変位や変形が生じないとみなせる限界の状態。	・力学的特性が弾性域を超えない限界の状態。 ・発生する変形が供用性を害さない限界の状態。	・力学的特性が弾性域を超えない限界の状態。 ・変位が可逆性を有する限界の状態。	通常の維持管理で対処できる程度の変形にとどまる限界の状態。

なお，橋の耐震設計にあたっては，H29 道示Ⅴ5.1 では，慣性力による応答値の算出は動的解析を用いることが標準とされている。ただし，構造系が単純で 1 次振動モードが卓越し，また主たる塑性化が生じる部位が明確になっており，エネルギー一定則が適用できる場合には，静的解析を用いてもよいことが規定されている。100m 程度以下のインテグラルアバット構造では，一般に橋台背面土の挙動の影響が大きく 1 次振動モードが卓越することが確認されており[2)]，本ガイドラインの条件では一般に静的解析によって応答値を算出し，橋及び各部材の限界状態に対して照査を行えばよい。

2) 照査項目と基準値

H29 道示に従い，構造系としての安定性及び構造物各部材の安全性の照査を行う。各部材・部位に対して設定した限界状態を越えないことを照査する主な項目について，**表 2.1.3** に整理した。

照査項目及び基準値については，基本的に H29 道示によるが，インテグラルアバット構造については，特有の項目として橋台天端の許容水平変位を設けている。

近年の研究成果[3)]によると，上下部一体となった構造では，桁の伸び縮みに伴う橋台たて壁の繰り返し作用により大きな変形が生じる場合には橋台背面の土圧が変化することがわかっている。このため，橋台の変位を抑えて安定した地盤抵抗を期待するためには，橋台天端に生じる水平変位を制限する必要がある。また，インテグラルアバット構造の実績では，桁の伸び縮みに伴い橋台背面の舗装に損傷が生じた事例が多く報告されており，供用性の観点からも変位を抑えるのがよい。例えば，米国では舗装の過度なひびわれによって供用性が損なわれないように橋台天端位置での許容水平変位を±1in（±25mm）としている事例がある[4)5)]。橋台たて壁天端に生じる水平変位と橋台背面の土圧の変化や舗装の損傷との関係性について十分な知見が得られていない状況であるが，杭基礎の許容水平変位や損傷事例等を参考に当面の目安として橋台たて壁天端における水平変位 δ_a を δ_a＝±15mm 以下に抑えるのがよいと考えられる。

表 2.1.3　主な照査項目と基準値(永続作用支配状況，変動作用支配状況)

部材 部位	主な照査指標と基準値	
	安定照査	部材設計
上部構造	—	・応答値＜制限値 (発生断面力，発生応力度等＜抵抗耐力，応力度制限値等) ・活荷重たわみ＜たわみの制限値等 (H29 道示Ⅱ編，Ⅲ編に従う)
上・下部構造 接合部	—	・応答値＜制限値 (発生断面力，発生応力度等＜抵抗耐力，応力度制限値等)
橋台たて壁	・橋台天端の応答変位＜許容水平変位（±15㎜）※	・応答値＜制限値 (発生断面力，発生応力度等＜抵抗耐力，応力度制限値等)
橋台たて壁・ 基礎 接合部	—	・応答値＜制限値 (発生断面力，発生応力度等＜抵抗耐力，応力度制限値等)
橋台杭基礎	・応答値＜制限値(発生鉛直力，発生水平力＜抵抗地盤支持力) ・応答値（応答変位）＜制限値（変位の制限値）	・応答値＜制限値 (発生断面力，発生応力度等＜抵抗耐力，応力度制限値等)
橋台背面 アプローチ部	・4 章により設計を行うことにより性能が確保されるものとみなす。	—

※門型ラーメン構造は，背面土の抵抗を期待しない構造であるため，照査は不要

第2章 構造解析

2.1 構造解析の基本

構造解析は，不静定構造であることによる影響を適切に評価できる解析モデルを用いて行う。

1) 解析モデル

本ガイドラインでは，インテグラルアバット構造は直橋で，門型ラーメン構造は斜角 75°以上で計画されることを基本としており，この場合には，上・下部構造を平面骨組構造としてモデル化して解析を行えばよい。ただし，斜角や曲率を有する場合には，その影響を適切に考慮したモデル化を行う必要がある。

2) 施工順序を考慮した解析

上・下部構造の剛結時期や橋台背面アプローチ部の施工時期によって，橋全体系に生じる断面力が異なることから，施工順序を考慮した構造解析を行う。例えば，上部構造が PC 桁の場合，プレストレス力導入前に橋台と剛結すると，プレストレス力による弾性変形やクリープ変形により，基礎や橋台たて壁にも影響が出る。そこで，橋台天端で仮支承により上部構造を可動支持し，プレストレス力導入による影響が基礎や橋台たて壁に可能なかぎり少なくなるように施工するなどの工夫が必要となるが，解析時にも施工を想定した必要な荷重条件で解析する。

3) 部材の曲げ剛性及び剛域の影響

構造解析にあたっては，部材断面の曲げ剛度の変化及び剛域の影響を考慮する。剛域の影響は，H29 道示Ⅲ15.3 に従い考慮する。

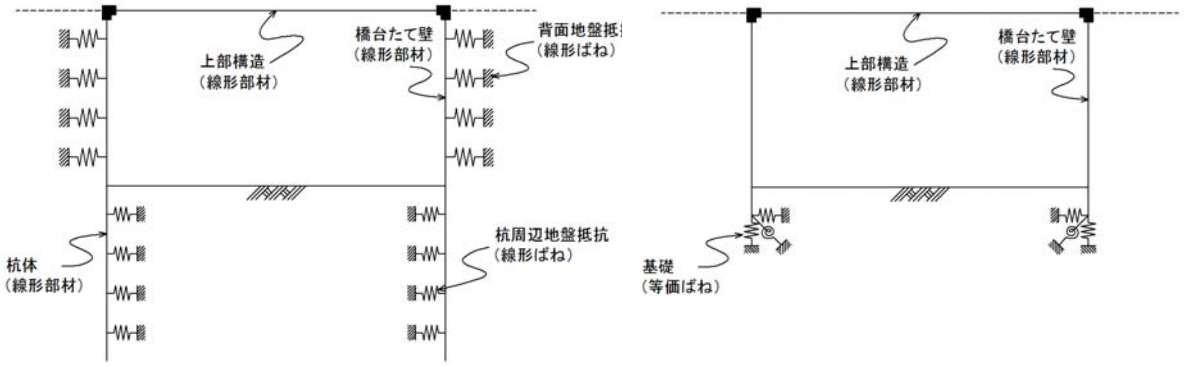
上下部一体構造では，下部構造の曲げ剛性が上部構造の挙動に影響を及ぼすため，ウィングがある場合にはその剛度を考慮する。特に，上部構造が PC 桁の場合には，桁の断面力に対して必要プレストレスを決定するため，下部構造の剛性の評価においてウィングの影響を適切に考慮する。

2.2 解析モデル

(1) 永続作用支配状況，変動作用支配状況における，構造部材の照査に用いる断面力の算定は，棒部材を用いた線形解析とする。橋台天端及び，設計地盤面位置での基礎の水平変位の算定にあたっては，地盤水平抵抗は地盤反力係数によりモデル化してよい。

1) 永続作用支配状況

インテグラルアバット構造を構成する各部材・部位及びこれを支持する地盤抵抗はすべて，力学的特性が弾性域を越えない状態にとどめることから，部材に生じる断面力，変位は基本的に弾性理論により算出することとなる。解析モデルの例を**図 2.2.1** に示す。



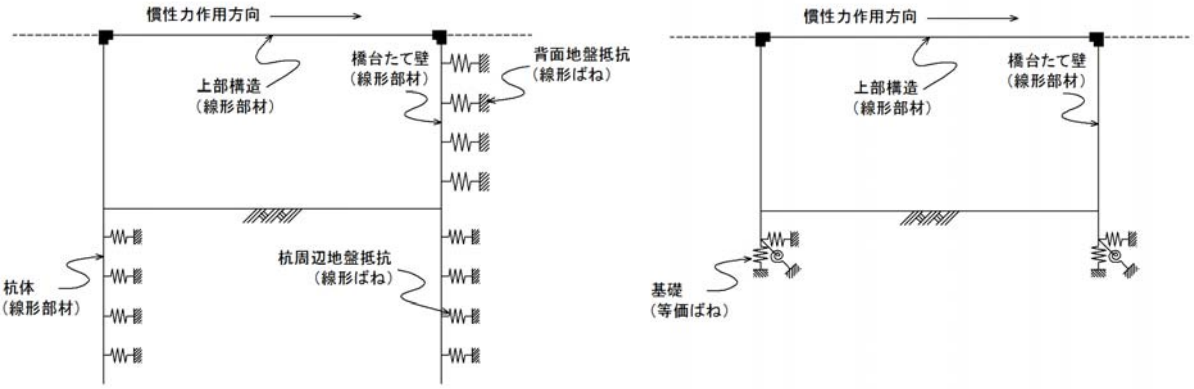
（インテグラルアバット構造）　　（門型ラーメン構造）

※地盤抵抗については，水平方向についてのみ示す。

図 2.2.1　永続作用支配状況に対する解析モデルの例

2) 変動作用支配状況

変動作用支配状況(風の影響及びレベル 1 地震動の影響を考慮した作用組合せを含む)の限界状態は，永続作用支配状況と同じであり，解析モデルについても同様となる。なお，橋台背面アプローチ部は良質な材料を用い，良好な施工を行うことから，すべり土塊の滑動や盛土自体の揺すり込みによる段差は軽微であると考えられ，橋台背面土のすべり崩壊や揺すり込みによる段差が生じないものとして設計してよい。解析モデルの例を図 2.2.2 に示す。



（インテグラルアバット構造）　　（門型ラーメン構造）

※地盤抵抗については，水平方向についてのみ示す。

図 2.2.2　変動作用支配状況に対する解析モデルの例

(2) 橋台背面地盤の受働抵抗モデルは，永続作用支配状況，変動作用支配状況に対する照査における橋台背面土の限界状態を力学的特性が弾性域を超えない状態にとどめるため，線形ばねとして地盤反力係数によりモデル化してよい。設計に用いる地盤定数は，構築した盛土に対して土質調査を行い設定することが望まし

いが，設計段階において盛土の土質調査を実施できない場合には，**第 2 編第 4 章**及び**第 3 編第 6 章**に従い橋台背面アプローチ部の設計・施工が行われることを前提として，**表 2.2.1** に示す地盤定数により地盤反力係数を求める方法がある。第二東名高速道路の盛りこぼし橋台の盛土の建設において，品質管理記録や原位置の強度試験結果より，**第 2 編第 4 章**及び**第 3 編第 6 章**に従い設計・施工した盛土は N 値≧15，変形係数 E_0 ≧10MN/m^2 となることが確認されている [6)]。

表 2.2.1　橋台背面土の地盤定数の例

単位体積重量 γ	変形係数 E_0	せん断抵抗角 ϕ
18kN/m^3	10MN/m^2	40°

第3章 部材の設計

3.1 上部構造及び上・下部構造接合部

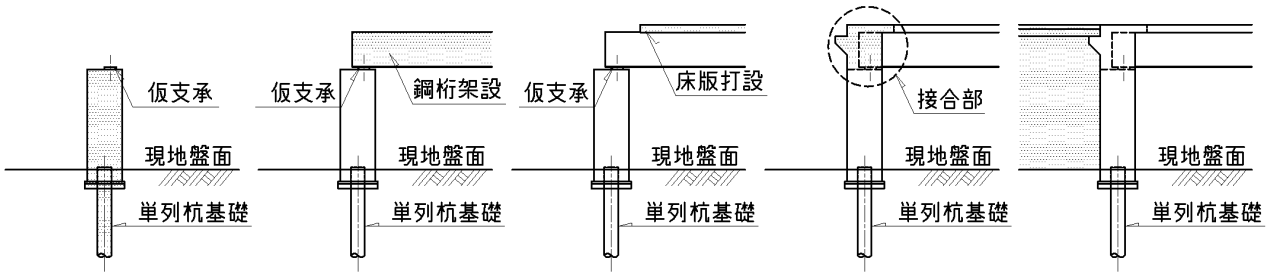
3.1.1 設計の基本

上部構造及び上・下部構造接合部は，施工順序，構造系の変化等を適切に考慮して設計する。

上部構造の部材設計は，H29 道示に基づいて行うが，橋台ジョイントレス構造は，上部構造の桁端部と橋台たて壁を剛結合させることが従来構造と異なるため，上・下部構造の接合部の設計に関する留意事項について 3.1.2 及び 3.1.3 に整理する。

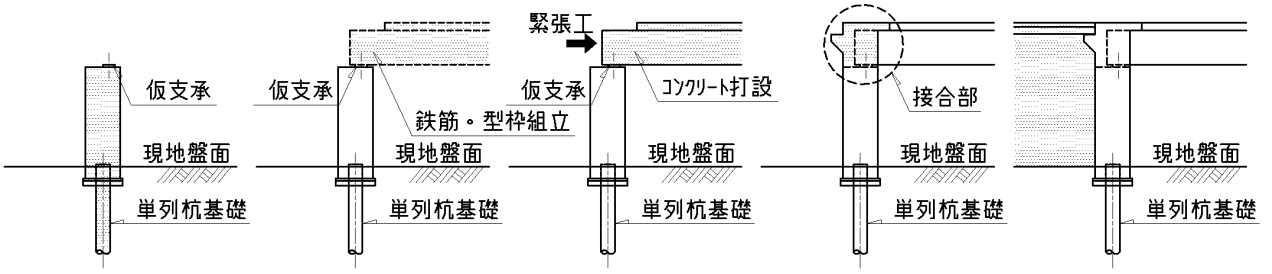
鋼上部構造の場合，非合成桁であってもスタッド等により隅角部の上面に引張り力が生じ合成効果が発揮される可能性がある。このため，上部構造の部材の設計にあたっては，合成作用を考慮した場合についても検討を行い，安全側となるよう諸元決定をするなど配慮する。

図 2.3.1 に橋台ジョイントレス構造の施工順序の例を示す。施工時の上部構造の死荷重による変形の影響が，橋台たて壁及び基礎構造にできるだけ伝達しないように，橋台たて壁に仮支承を設置し，桁架設時及び床版施工時にはピン支持として，上・下部構造の接合部の施工はその後に行うのがよい。特に PC 上部構造では，緊張力による弾性変位の影響が大きいため，橋台たて壁及び基礎構造にその影響を伝達させない構造とするよう留意する。また，上・下部構造接合部の一体化施工においては，上・下部構造接合部を除く上部構造のコンクリートのクリープや乾燥収縮による軸方向短縮の影響を低減させるために，上部構造のコンクリート打設後から可能な範囲で放置期間を確保するのがよい。



1)杭・橋台たて壁施工　2)桁架設　3)床版打設　4)接合部施工　5)橋台背面アプローチ部構築

(a) 鋼橋



1)杭・橋台たて壁施工　2)上部構造配筋工　3)コンクリート打設・緊張工　4)接合部施工　5)橋台背面アプローチ部構築

(b) コンクリート橋

図 2.3.1　施工順序の例

3.1.2 上・下部構造接合部の設計

上・下部構造接合部は，上部構造と下部構造相互に断面力が確実に伝達されるとともに，耐久性を適切に考慮して設計する。

1) 上・下部構造接合部の構造

上・下部構造接合部は，上部構造と下部構造が相互に接続する部位で，**図 2.3.2** の網掛け部を指す。応力の方向が急変し，応力の伝達機構が複雑となることから，上・下部構造接合部の付根に生じる断面力が適切に伝達されることが求められる。接合部に接続する上部構造及び橋台たて壁の部材設計は，それぞれ点 A，B に生じる断面力に対して照査を行えばよい。また接合構造は，実験等により安全性及び設計手法の妥当性が確認された構造を用い，その設計手法に従って設計するものとする。これまで実験等により検証されている接合部の構造として，例えば鋼上部構造では，主桁孔あき鋼板ジベル [7]・孔あき鋼板ジベル [8)9)]・スタッドジベル [10]・SRC 形式 [11] 等が挙げられる。これらはいずれも純せん断を想定した実験により検証されたものであることから，基本的には直橋で用いることを前提としている。したがって，斜角が小さい斜橋等で面外方向に荷重が作用する条件下で適用する際には個別に検討を行う必要がある。

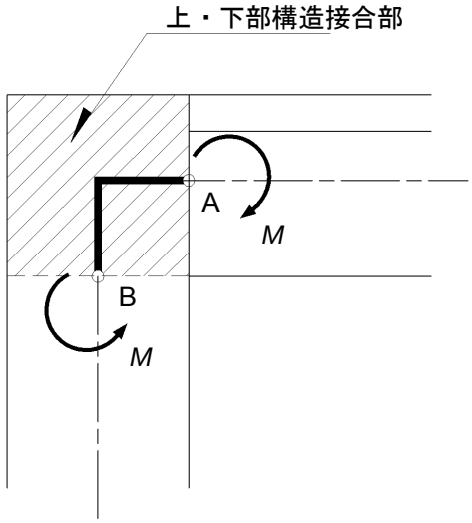


図 2.3.2　上・下部構造接合部の定義

2) 設計の基本

上・下部構造接合部の限界状態と要求性能に対する主な照査指標と基準値については，**表 2.1.3** 及び**表 2.1.4** に整理している。H29 道示Ⅲ7 章や 15 章に従い，上・下部構造接合部に生じる引張応力度により耐荷力・耐久性に影響を及ぼすひび割れを発生させないこととし，必要に応じて隅角部に補強鉄筋を配置するのがよい。

施工時に生じる打継目等の耐久性に対して潜在的に弱点となりうる箇所は適切な防水処理等を施す。なお，防水処理等に用いる材料の経年的な劣化の可能性があるため，長期的な修復性としては，材料の選定を慎重に行う。また，上・下部構造接合部は，ひび割れが生じやすい部位であり，ひび割れからの雨水等

の浸入により鋼材の腐食が懸念されることから，塗装鉄筋を用いる等，接合部に用いる鋼材には防食対策を施すのがよい。一方で対策を講じても上・下部構造接合部や打継目はひび割れや漏水，遊離石灰といった損傷が生じている事例も多く報告されていることから，点検時には特に注意して損傷の有無を確認する必要がある。このため，橋梁建設後の供用前や初回点検時に打継目等の漏水の有無を確認することを設計図書に申し送り事項として記載する等，配慮することが望ましい。異常が確認された場合には，その損傷状況を把握の上，防水施設の改善実施について検討するのがよい。

3) スタッドによる鋼桁と橋台たて壁の接合

接合部の設計は，実験等により安全性及び設計手法の妥当性が確認された接合方法を用いて設計する必要がある。スタッドによりI型断面の鋼桁を橋台と接合する場合については，**表 2.3.1** に示すスタッド本数を鋼桁に配置し，上フランジ上側コンクリートの押抜きせん断破壊への補強として**図 2.3.3** に示すU型の補強鉄筋を**式**（2.3.1）で求めた必要本数を配置すれば断面力の伝達及び耐久性について問題がないことが確認[12)]されている。

この設計手法は，スタッドのみで曲げモーメント，軸力及びせん断力を伝達することとしている。ここで，軸力及びせん断力とは，**図 2.3.4** に示すように鋼桁軸方向を基準としているため，橋台に対してはそれぞれ水平力及び鉛直力として作用することとなる。また，この設計手法は，橋台部ジョイントレス構造の接合部を対象とした実験及び解析的検討[12)]から，曲げ損傷が先行するとともに，橋台たて壁よりも接合部が大きな安全余裕を有するように考慮されたものとなっている。設計供用期間中に繰り返し作用する温度荷重や活荷重に対して十分な疲労耐久性を有することも確認されている。

また，鋼桁上フランジ上側のコンクリートを補強しない場合，上フランジ上面からの押抜き力によるぜい性的な破壊が生じることが確認されたことから，これを防ぐために補強鉄筋を配置することとしている。なお，下フランジ周辺の橋台たて壁前面についても、下フランジ側の引抜きに伴うコンクリートのぜい性的な破壊が懸念されるが，H29 道示に規定される中間帯鉄筋等を橋台たて壁に配置することにより，ぜい性的な破壊が生じないことが確認されている。

ただし，この設計手法の根拠となった実験及び解析的検討は，インテグラルアバット構造では径間長 40m 以下かつ橋台高さ 10m 以下，門型ラーメン構造では径間長 60m 以下かつ橋台高さ 15m 以下の条件に対して行われたものであるため、この範囲を明らかに超える構造条件で適用しようとする場合には，適用性について個別に検討を行う必要がある。

表 2.3.1　スタッドを用いた鋼−コンクリート接合部におけるスタッド配置本数

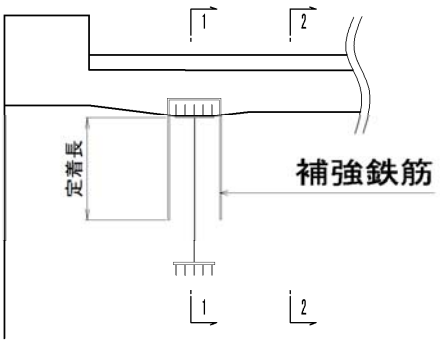
スタッド配置箇所	スタッド配置本数	算出方法
上フランジ	●上フランジに配置する本数：N_u $N_u = N_{u1}$ （曲げモーメントに対する必本数を配置する）	●N_{u1}：曲げモーメントに対する必要本数 $N_{u1} = (M / H) / Q_a'$ ここに， M：接合部の主桁 1 本当たりの曲げモーメント（N・mm） h：鋼桁の高さ（mm） Q_a'：スタッドせん断力の制限値（N/本）
ウェブ	●ウェブに配置する本数：N_w $N_w = MAX(N_{w1} \cdot N_{w2})$ （せん断力に対する必要本数とずれ止めとして規定される最低必要本の大きな方の本数を配置する）	●N_{w1}：せん断力に対する必要本数 $N_{w1} = S / Q_a'$ ここに， S：接合部の主桁 1 本当たりのせん断力（N） Q_a'：スタッドせん断力の制限値（N/本） ●N_{w2}：ずれ止めとして規定される最低必要本数（本） （H29 道示Ⅱ 14.5.3 の規定による最大間隔:600㎜から算出される本数）
下フランジ	●下フランジに配置する本数：N_L $N_L = N_{L1} + N_{L2}$ （曲げモーメントに対する必要本数と、軸力に対する必要本数の和を配置する）	●N_{L1}：曲げモーメントに対する必要本数 $N_{L1} = (M / h) / Q_a'$ ここに， M：接合部の主桁 1 本当たりの曲げモーメント（N・mm） h：鋼桁の高さ（mm） Q_a'：スタッドせん断力の制限値）（N/本） ●軸力に対する必要本数：N_{L2} $N_{L2} = N / Q_a'$ ここに， N：接合部の主桁 1 本当たりの軸力（N） Q_a'：スタッドせん断力の制限値（N/本）

※上表において、$Q_a' = 20.3 \times d^2 \times \sigma_{ck}^{1/2}$　とする。（ただし、$H/d \geqq 5.5$ のスタッドを用いること）

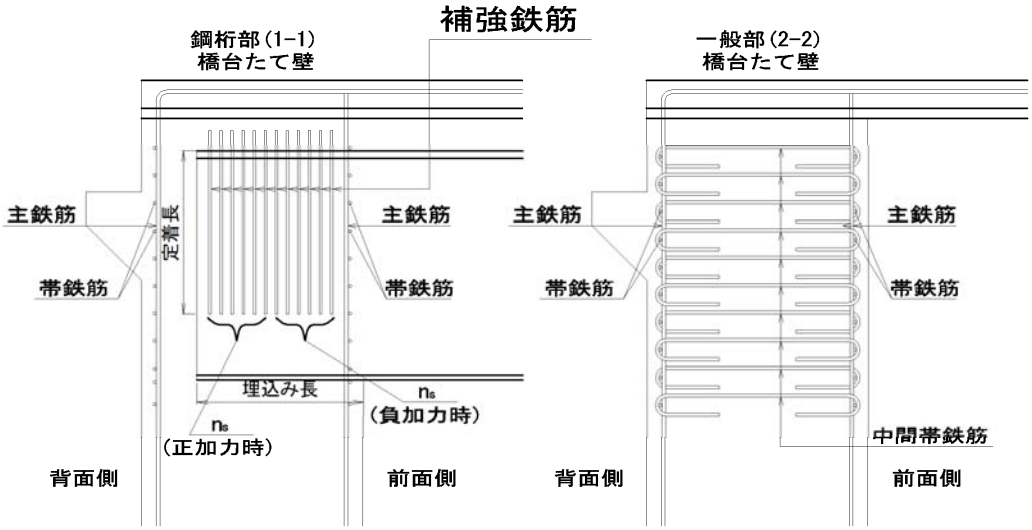
ここに，σ_{ck}　：設計基準強度　（N/mm^2）

H　：スタッドの全高（mm）

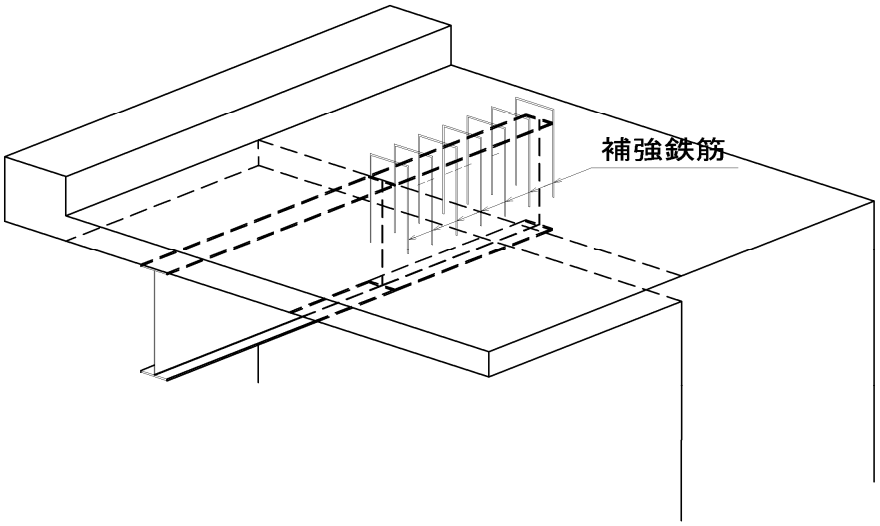
d　：スタッドの軸径（mm）



(a) 断面図



(b) 側面図



(c) 概要図

図 2.3.3　上フランジ上側コンクリートの押抜きせん断破壊に対する補強鉄筋配置

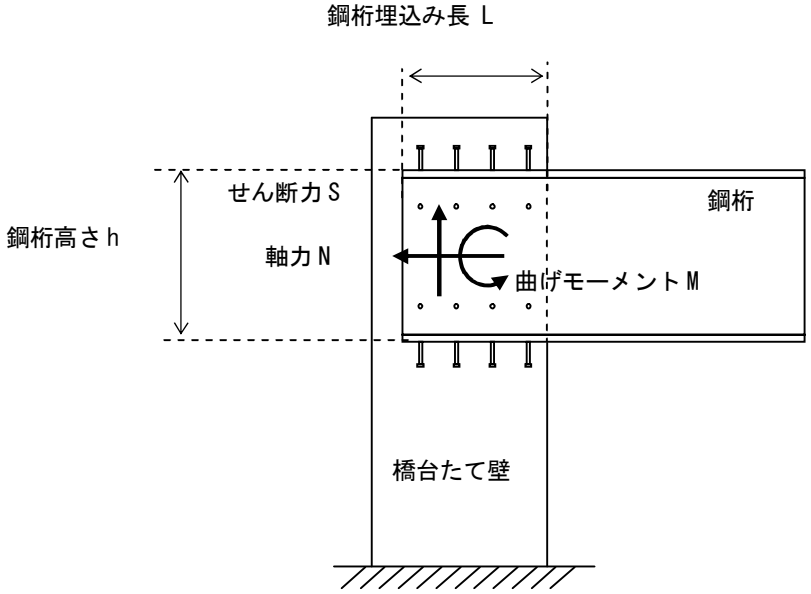


図 2.3.4　接合部の断面力

・上フランジ上側コンクリートの押抜き力に対する補強鉄筋量

上フランジ上側コンクリートの押抜き力による破壊を防止するための U 型補強鉄筋の必要量は，**式**（2.3.1）により求める。**式**（2.3.1）では，押抜き力を，接合部曲げモーメントより支圧作用曲げモーメントを求め，鋼桁埋込み長さの 1/2 で除すことで偶力換算して算出している。このため，**式**（2.3.1）で算出した U 型鉄筋量を，鋼桁埋込み長さの前半分と後半分に配置する必要があることに注意する。

$$N_S = P/(A_s \times \sigma_{sy}) \times 1/2 \qquad (2.3.1)$$

ここに，N_S　：鋼桁 1 本当たりに配置する U 型補強鉄筋の必要本数（本）

P　：接合部曲げモーメントより算出した押抜き力（N）

A_s　：補強鉄筋の断面積（mm^2）

σ_{sy}　：補強鉄筋の引張降伏強度（N/mm^2）

$$P = 0.3M_u \div L/2 \qquad (2.3.2)$$

ここに，M_u　：接合部曲げモーメント（N・mm）

L　：鋼桁埋込み長さ（mm）

3.1.3 構造細目

(1) 上・下部構造接合部の鉄筋コンクリートの構造細目

上・下部構造接合部付近は，一般的に永続作用支配状況，変動作用支配状況には負曲げ状態の引張領域となりひび割れが生じやすい部位である。**写真 2.3.1** は，上部構造と橋台たて壁の境界面（接合部付近）において生じたひび割れによる損傷事例である。これは，橋桁の温度変化に伴う伸縮により，上部構造と下部構造の境界面においてせん断抵抗力が不足したことによるものと推測される。ひび割れが生じた場合には，路面や橋台背面アプローチ部からの水の供給による鉄筋の腐食を防ぐために補修や防水処理を施す必要があるが，橋台背面部においては定期点検等により損傷を確認することは困難である。このため，上・下部構造接合部では塗装鉄筋を使用することを標準とする。

また，上・下部構造接合部の鋼部材と鉄筋コンクリートの境界部では，活荷重の載荷や温度変化による桁の伸縮に伴う鋼部材の変形によりかぶりコンクリートのひび割れや欠け落ちの恐れがあることから，境界部に緩衝材を配置する等の対策を施すのがよい（**図 2.3.5** 参照）。

写真 2.3.1　上部構造と橋台たて壁の接合部付近の損傷

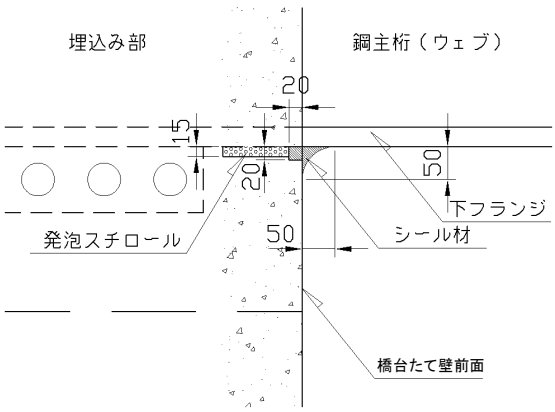


図 2.3.5　鋼部材と橋台たて壁境界部の緩衝材設置例（鋼上部構造の例）

1) ハンチの配置

H29 道示Ⅲ15.3 ではラーメン部材接点部の隅角部には応力伝達を円滑にする効果をもたせるため，ハンチを設けることを原則としているが，特に接合部の安全性について確認した場合にはハンチを設けなくてよい。橋台ジョイントレス構造においても H29 道示に従うものとするが，上部構造を仮支持して主ケーブルの緊張後に上・下部構造接合部の施工を行うため，ハンチに沿う鉄筋をあらかじめ配筋しておくことが困難である。このため，接合部にハンチを設けなくても十分な荷重伝達がなされる構造を適用するなど工夫する。

(2) 橋台たて壁に埋め込まれる鋼桁下フランジの構造細目

鋼桁下フランジが降伏する前に局部座屈が発生すると，想定を上回る大規模な地震の際などに鋼桁側で所定の耐力が発揮できず，橋台たて壁上部の塑性ヒンジから降伏に至る設計の想定とならない可能性がある。したがって，橋台たて壁に埋め込まれる鋼桁下フランジは，局部座屈を生じない限界幅厚比以下の範囲で設計するのがよい。

(3) 橋台たて壁に埋め込まれる鋼部材の防せい防食処理

1) 埋込み部の防食

橋台たて壁に埋込まれる鋼部材は，供用時には直接外気に触れるわけではないが，鋼桁架設後から上・下部構造接合部のコンクリート打設までの期間が長期に渡る場合や橋台たて壁コンクリートにひび割れが生じ，埋込み鋼部材に水と酸素の供給がなされた場合の防食対策，さらに埋込み部の維持管理は困難であることを考慮して，埋込み部については防食処理を施すことを標準とする。この場合，上・下部構造接合部の設計において，防食処理を行った鋼桁とコンクリートの付着については考慮せずに設計されていることが前提となる。防食対策に関する例を**図 2.3.6** に示す。これは文献 13)を参考に既往の知見を整理したものである。なお，鋼材として耐候性鋼材を使用した場合についても，埋込み部については防食処理を施すのがよい。従来，鋼部材とコンクリートが接触する箇所については無機ジンクリッチペイント 30μm とすることが多いが，埋込み部の塗装面積は小さく，膜厚 30μm と 75μm の経済比較による差はわずかであることを考慮すると，埋込み部の塗装仕様は無機ジンクリッチペイント 75μm とするのが望ましい。

2) 埋込み境界部の防食

埋込み境界部の塗装仕様は, 文献 17)を参考にし, C5 塗装系の下塗り一層増し塗り塗装とするのがよい。増し塗り範囲は**図 2.3.6** に示すとおり，塗装橋梁の場合コンクリート内部に 100mm 塗り込み，露出側は 1500mm 程度とするのがよい。これは橋台前面に後述する下部構造検査路及び止水板が設置されることを想定している。

耐候性鋼材橋梁において特に無塗装仕様の場合は，境界部では埋込み側と露出側で酸素供給量の差が大きくなり，腐食電池を形成して局部的に腐食してしまうことが考えられる。よって，境界部においては塗装橋梁と同様 C5 塗装系の下塗り一層増し塗り塗装を実施するのがよい（**写真 2.3.2** 参照)。

なお，耐候性鋼材橋梁において，桁端部の結露の影響で保護性さびとは異なるさびが発生している事例が現地調査にて確認されている。そのため，露出側の増し塗り範囲は塗装橋梁と同様に 1500mm 程度設けるのがよい。さらなる防食性の向上が必要な場合は，防食下地として金属溶射の採用についてなどを検討

する必要がある。

3) 埋込み境界部のシール材施工

埋込み境界部への水分の浸透を防止するため，境界部にはシール材を施工するのがよい。シール材は文献 14)15)16)を参考として，ポリサルファイド系またはシリコーン系を使用するのがよい。

4) 埋込み境界前面への止水板の設置

埋込み境界部の下フランジ周辺の滞水を低減するため，縦断勾配の低い側の境界前面付近に止水板を設置するのがよい。なお，止水板を設置する場合，鋼道路橋防食便覧[18)]では下部構造検査路への水かかりを避けるため下部構造検査路の 25cm 程度前方の位置としている。また，止水板設置位置での疲労設計を行い，耐久性を確保する必要がある。

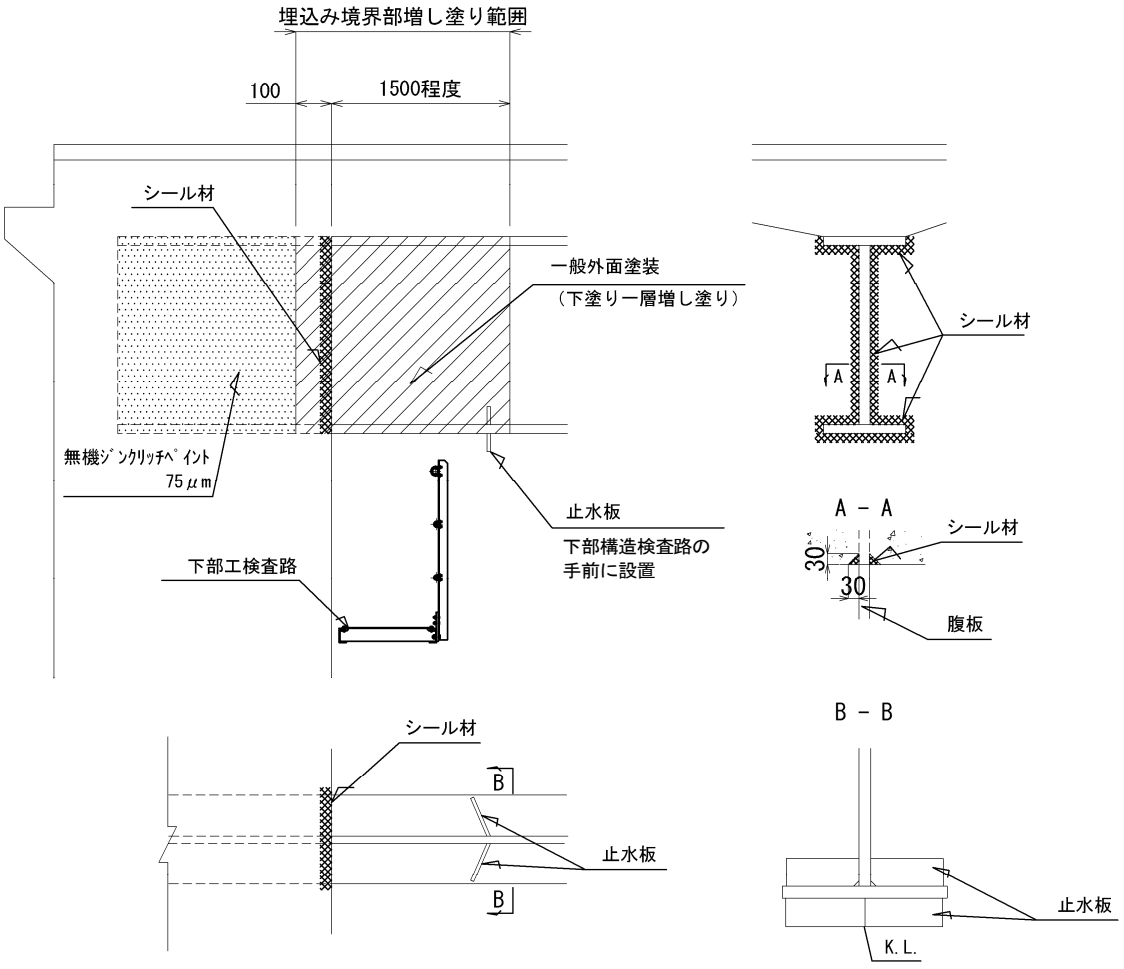


図 2.3.6　橋台への鋼上部構造の埋込み部の防せい区分例

写真 2.3.2　耐候性鋼材の桁端部塗装例

(4) 防水処理

橋台たて壁に設けた仮支承上に上部構造を架設した後，上・下部構造接合部のコンクリート打設を行うことから，仮支承を設けた位置において，橋台たて壁の打継目が生じる。橋台ジョイントレス構造の国内実績における主な損傷として，上・下部構造接合部からの遊離石灰やさび汁の析出が確認されている（**写真 2.3.3**, **写真 2.3.4** 参照）。これらの損傷は，橋台背面に浸透した雨水が打継目等より浸入して生じたと想定される。よって，橋台背面アプローチ部には橋台背面に浸透する水を排水するために排水層を設けることを標準とするが，それに加え橋台たて壁の背面打継目位置において塗布防水等の防水対策を実施するのがよい（**図 2.3.7** 参照）。

橋台天端の路面排水については，道路橋床版防水便覧[19]に従い，天端に床版と同様の防水層を施し，水抜き孔を設けて路面排水管に接続させることとする。路面排水処理の例を**図 2.3.8** に示す。本事例では，橋台背面側からの路面排水の浸透を防止するために橋台天端のコンクリートを一部路面位置まで嵩上げする構造としている。

また，**図 2.3.9** の実績例に示すように上・下部構造接合部のコンクリート打設による打継目の位置と踏掛版の端部を揃える構造とした場合には，路面排水が踏掛版端部から浸入する恐れがあり，PC 上部構造の場合は定着具位置でもあることから，揃えないようにするのがよい。よって，打継目位置と踏掛版端部位置との離れを確保する構造とするのが望ましい。

写真 2.3.3 上・下部構造接合部の主桁下面の損傷　写真 2.3.4　主桁下面からの遊離石灰，さび汁の析出

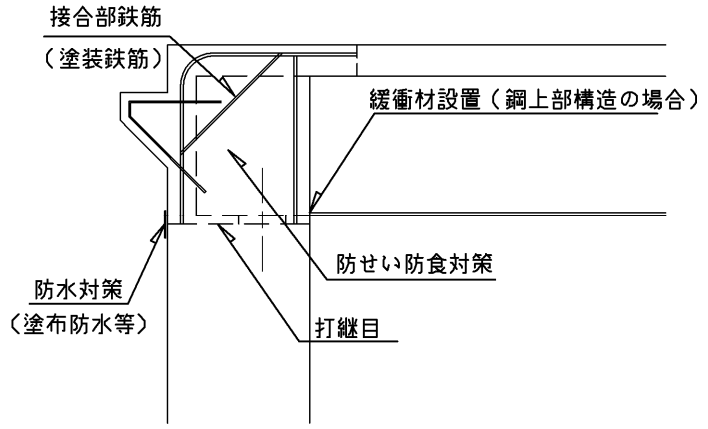


図 2.3.7　上・下部構造接合部の防水対策の例

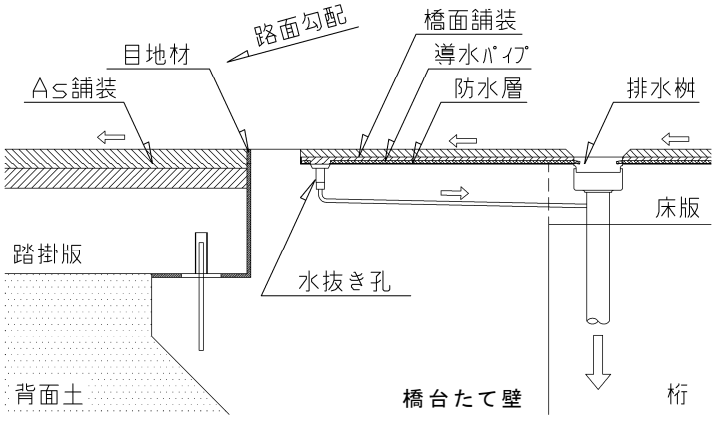
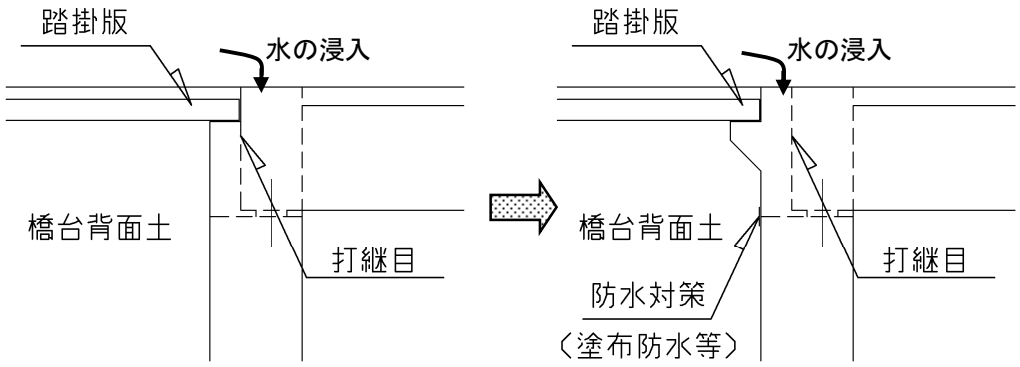


図 2.3.8　橋台天端の路面排水処理の例



＜構造例＞　　＜改善例＞

図 2.3.9　踏掛版受台の形状

3.2 下部構造の設計

門型ラーメン構造は，橋台躯体及び基礎の剛性により上部構造の変形を拘束する構造であるため，一般に通常の橋台基礎と同様の構造を有する。一方，インテグラルアバット構造は，橋台基礎が柔軟に変形することで上部構造の変形に追随する構造であるため，この構造特性を考慮した設計が必要である。したがって，以下では，通常の橋台基礎と異なる構造的特徴を考慮して設計する必要があるインテグラルアバット構造における下部構造の設計を主な対象とする。

3.2.1 設計の基本

インテグラルアバット構造の橋台及び基礎は，橋台たて壁と単列の杭基礎を直接接合した構造であり，剛体として設計されるフーチングを介して基礎へ荷重を伝達する従来の構造とは異なる。このため，橋台たて壁や橋台たて壁・基礎接合部は，上部構造や橋台背面から作用する荷重を基礎に確実に伝達される構造となるよう設計することが求められる。

ここでは，インテグラルアバット構造特有の事項として，橋台たて壁及び橋台たて壁・基礎接合部の設計について示すが，杭基礎については，H29 道示Ⅳに従い，**第 2 章**に示した解析モデルを用いて算定した断面力（鉛直力，水平力及び曲げモーメント）に対して安全であることを照査することとなる。

3.2.2 橋台たて壁の設計

1) 設計の基本

橋台部ジョイントレス構造の橋台たて壁は，**第 2 章 2.2** に示した解析モデルにより求めた断面力を用いて照査を行う。

インテグラルアバット構造は，橋台たて壁と単列の杭基礎を直接接合した構造であることが従来構造と異なる。このため，橋台たて壁と杭基礎との接合部付近は応力の分布状況を踏まえて橋台たて壁の設計を行う必要がある。応力の分布を考慮した設計について，例えば，剛性差のある部材同士が接合されるフーチングや床版では，有効幅を設定したうえで部材の設計を行っている。インテグラルアバット構造の橋台たて壁においてもこれらの部材と同様に，応力の分布状況を考慮するため，有効幅を設定し設計を行うこととする。なお，有効幅は曲げモーメントに対する設計で考慮し，せん断力に対する設計では，せん断力による橋台たて壁の破壊形態やフーチングの設計を踏まえて全幅を有効とする。ここで示す有効幅の考え方は，文献 26)の参考資料 4 に示す 3 次元 FEM 解析結果に基づくものである。

2) 有効幅

有効幅は，**図 2.3.10** に示すように，橋台たて壁下面から杭径の 2 倍の範囲の応力分布を考慮して設定する。橋台たて壁下端位置で照査を行う場合には，杭径に杭本数を乗じた値が有効幅となる。なお，隣接する杭基礎の応力分布線が交差する杭径の 2 倍の範囲より上方の橋台たて壁は，全幅有効として部材設計を行ってもよい。

3) 照査断面

橋台たて壁高さにより，断面力が最大となる位置（**図 2.3.11** の M_1）よりも，有効幅の影響で橋台た

て壁下端位置（**図 2.3.11** の M_2）のほうが設計上厳しくなる可能性があるため，断面力が最大となる位置に加えて橋台たて壁下端位置においても照査を行う。

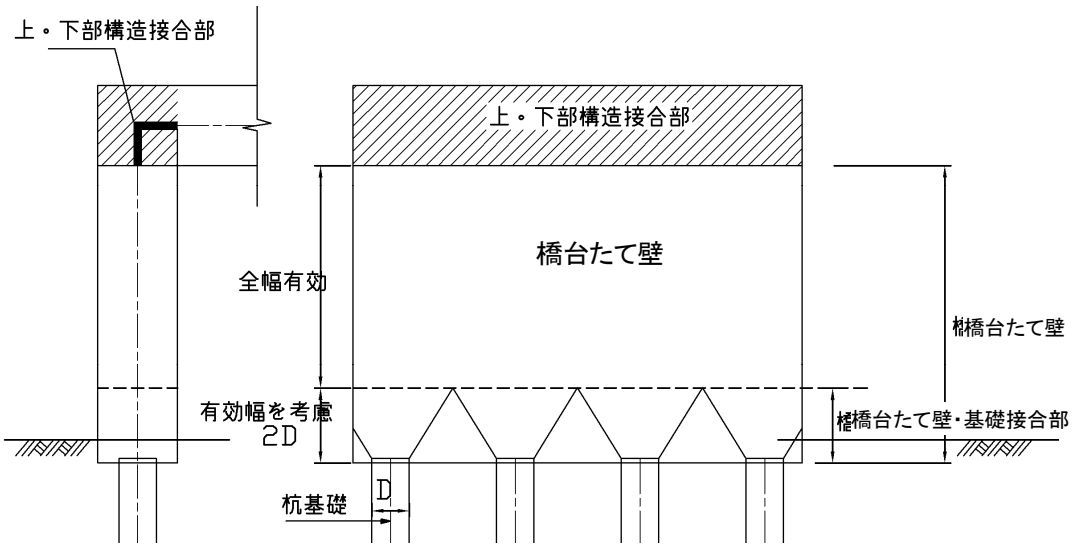


図 2.3.10　橋台たて壁の照査位置の例

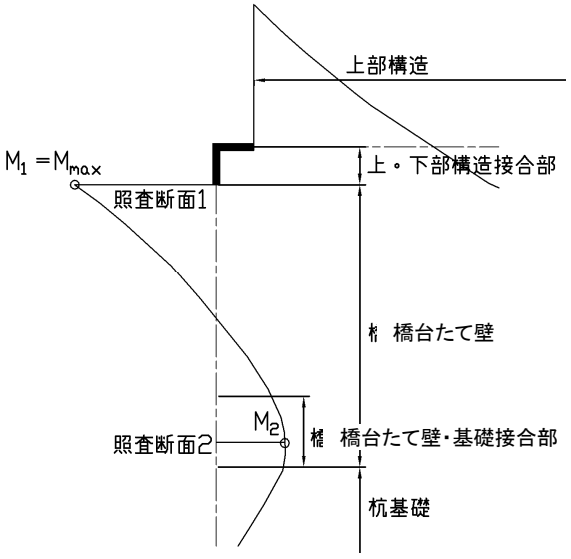


図 2.3.11　橋台たて壁の照査位置の例

3.2.3 橋台たて壁・基礎接合部の設計

橋台たて壁・基礎接合部は，橋台たて壁と基礎の部材相互に断面力が確実に伝達できる構造とする。

1) 設計の基本

H29 道示Ⅳに従い，杭頭部に作用する断面力（鉛直力，水平力及びモーメント）に対して安全であることを照査する。ただし，インテグラルアバット構造は，橋台たて壁に単列の杭基礎が直接接合された構造であることから，基礎と橋台たて壁が一体となって挙動し，従来構造に比べると杭頭に大きなせん断力が生じない。また，**3.2.4** に示す構造細目により橋台たて壁下面の鉄筋を配筋した場合には，従来の

橋台フーチングと同程度以上の鉄筋が配筋され所要の耐力を有することが 3 次元 FEM 解析により確認されている（文献 26）の参考資料 4)。このため，H29 道示Ⅳに示される標準的な杭の縁端距離を確保した場合には，従来構造の杭頭接合部と同様に押抜きせん断等の照査は省略できる。

2) 接合方法

杭と橋台たて壁の接合部は剛結合を原則とする。

杭基礎と橋台たて壁の接合方法や接合部の構造細目は H29 道示Ⅳに従う。

杭基礎とフーチングの接合方法としては，フーチング内への杭の埋込み長さは最小限度にとどめ，主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法（従来の方法 B）がある。従来構造では主に従来の方法 B の実績が多く [20]，実験や解析等により多くの研究が行われ，接合部の耐力評価や地震時の挙動について明らかにされている [21]。また，インテグラルアバット構造のように橋台たて壁に直接杭基礎を接合した構造では，解析的な検証により耐力の評価が行われている（文献 26）の参考資料 4)。

インテグラルアバット構造では，従来の方法 A が採用された事例もあるが，前述の実験や解析等は接合方法が従来の方法 B であることを前提として検証した結果であり，従来の方法 A を適用する場合には，接合部の耐力や鉄筋の配置等について個別に検討する必要がある。

3.2.4 構造細目

(1) 橋台たて壁の鉄筋

1) 橋台たて壁の鉛直方向鉄筋

橋台たて壁前背面の鉛直方向鉄筋は，同径，同間隔とし，橋台たて壁下面に沿って前背面側にコの字型に配置する。

従来構造では，背面側からの土圧が支配的となり，橋台たて壁背面側が引張鉄筋となることから，橋台たて壁の前面側の鉛直方向鉄筋は，断面計算により求めた背面側の鉄筋量に対してその 1/2 以上の鉄筋を配筋するものとされている。一方，橋台部ジョイントレス構造は，ラーメン構造であることから荷重の組合せや構造条件によって，橋台背面側と前面側とそれぞれが引張鉄筋となる場合がある。このため，橋台たて壁の鉛直方向鉄筋は，3.2.2 の規定により設計上最も不利となる状態を考慮して背面側と前面側で求めた必要鉄筋量をそれぞれ配置することが考えられる。しかし，土圧は，種々の要因により設計どおりに作用しないこともあるので，安全側となるように 3.2.2 の規定に従って計算で求めた背面側と前面側の鉄筋量のうち鉄筋量の多いほうに合わせて前背面側の鉛直方向鉄筋を同径，同間隔で配置する。

また，インテグラルアバット構造においては，橋台たて壁に直接杭基礎を接合していることから，杭頭に生じる水平力に対して橋台たて壁下面にも鉄筋を配置することで橋台たて壁・基礎接合部に所要の耐力を確保する必要がある。インテグラルアバット構造は，橋台たて壁天端の曲げモーメントが大きくなることや，橋台たて壁下端の有効幅を考慮した設計を行うことにより，従来構造よりも多くの鉛直方

向鉄筋が配置される。これと同程度の鉄筋を橋台たて壁下面にも配筋することで，杭に生じる押抜きせん断応力に対して所要の耐力を確保する。

図 2.3.12 に橋台たて壁の配筋例を示す。

2) 橋台たて壁の配力鉄筋

橋台部ジョイントレス構造の橋台たて壁の配力鉄筋は，従来構造と同様に，鉛直方向鉄筋の 1/3 以上の鉄筋を鉛直方向鉄筋の外側に 300mm 以下の間隔で水平方向に配置する。

3) 橋台たて壁の下面鉄筋

橋台部ジョイントレス構造の橋台たて壁下面の各方向の鉄筋は，従来構造のフーチングと同様に，直行する鉄筋の 1/3 以上配置する。

4) 橋台たて壁の中間帯鉄筋

橋台部ジョイントレス構造の中間帯鉄筋は，従来構造と同様に，配力鉄筋と同径の鉄筋とする。配置間隔においても同様に鉛直方向 600mm 以内，水平方向 1m 以内とするのがよい。

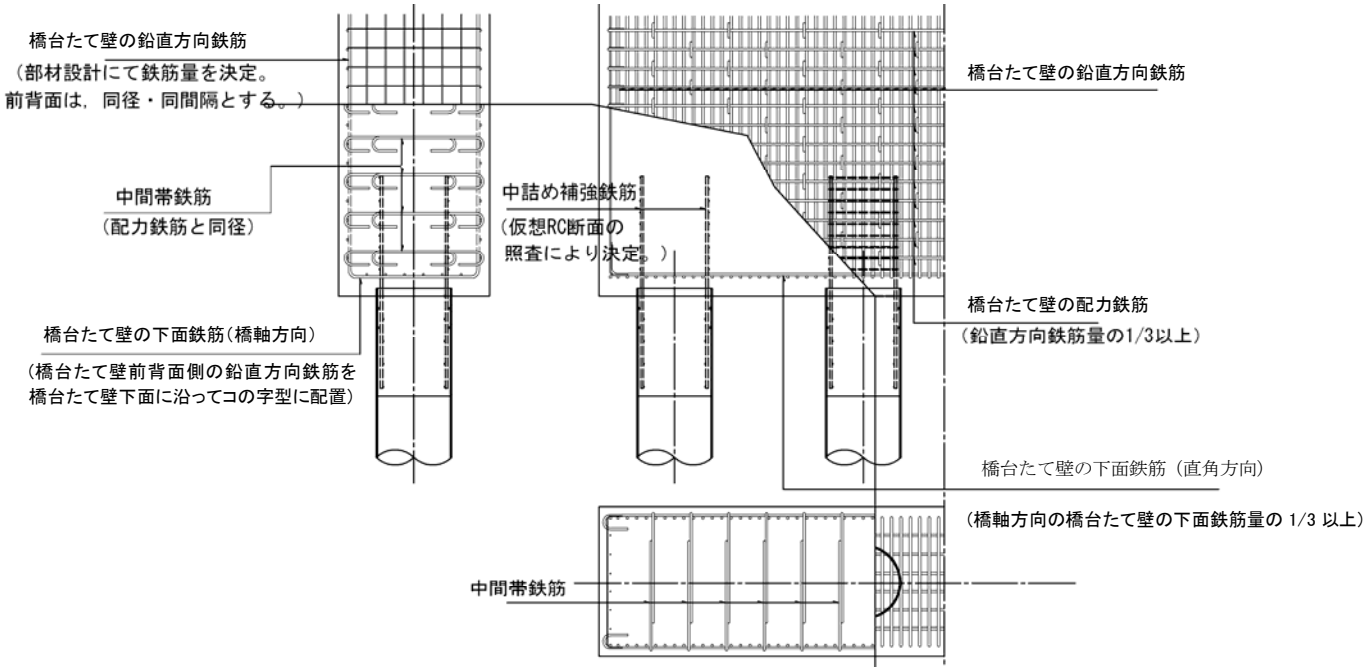


図 2.3.12　橋台たて壁の配筋例

(2) 橋台たて壁とウィング

橋台たて壁とウィングは一体構造とし，橋台背面土を取り囲むように設置する。

ウィングを配置する主な目的は，次のとおりであり，盛土へのウィングの根入れは 1m 程度を確保するのがよい（**図 2.3.13** 参照）。

- 雨水等の浸食によって橋台背面土が流出し，橋台背面土が沈下するのを抑制する。
- 設計で期待している背面土の性能が常に発揮される。

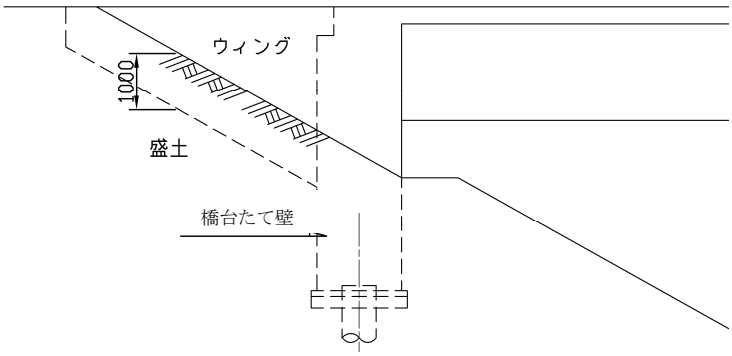


図 2.3.13　ウィングの盛土への根入れ

第4章 橋台背面アプローチ部

H29 道示 7.9 では，橋台背面アプローチ部について次のように規定されている。

(1) 橋台背面アプローチ部は，以下の 1)から 3)を満足する構造としなければならない。
1) 設計において考慮する各状況における橋台背面アプローチ部から橋台への作用等が明らかであること。
2) 経年的な変化への対処方法が明らかであること。
3) 1)及び 2)を満足するための設計，施工及び維持管理の方法が明らかであること。

(2) 橋台背面アプローチ部の範囲は，橋台の構造条件，地形及び地質条件等を考慮して設定しなければならない。

(3) 橋台背面アプローチ部の設計にあたっては，良質な材料を用いるとともに， 以下の 1)から 3)を考慮しなければならない。
1) 基礎地盤の安定性
2) 橋台背面アプローチ部の安定性
3) 降雨等に対する排水性

(4) 地盤変位や地震の影響等の原因により橋台背面に著しい沈下が生じる場合においても通行機能の確保が必要な橋においては，沈下が生じた際に直ちに通行機能が大きく低下することがないようにするため，踏掛版の設置等適切な対策を講じることを標準とする。

以下では，各規定に関連して，橋台部ジョイントレス構造特有の事項等について示す。

(1) 橋台は橋台背面アプローチ部と接しているため，橋台背面アプローチ部からの影響を受ける。橋に求める性能を確保するためには，設計で考慮する各状況において，橋台背面アプローチ部からどのような作用等が橋台に及ぶと考えられるのか明らかにする必要がある。インテグラルアバット構造のように橋台からの作用に対して橋台背面アプローチ部が抵抗することを前提とした場合には，どの程度の抵抗を設計上期待できるかを明らかにする必要がある。

(2) インテグラルアバット構造の場合，橋台背面アプローチ部の範囲は，一般の盛土部と区別するため，橋台の挙動による影響が及ぶ範囲により設定することとし橋台背面から橋台高の 2 倍の範囲とする（**図 2.4.1** 参照)。この範囲は，受働崩壊角から概ね決定したものである。ただし，踏掛版を設置する場合で，前述のとおりに設定した橋台背面アプローチ部が踏掛版の長さよりも短い場合には,踏掛版の長さ以上の範囲とする。また，切土における埋戻し等の場合で，橋台背面から地山までの距離が前述のとおりに設定した橋台背面アプローチ部の範囲より短いときは，橋台背面から地山までの範囲とする。橋軸直角方向に関しては，ウィングも含めた橋本体への影響や，その範囲の土の安定等を考慮して適切に設定する。

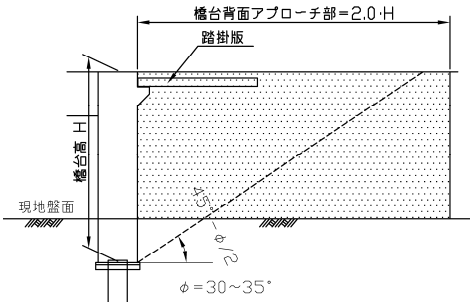


図 2.4.1　橋梁アプローチ構造の適用範囲

(3) 路面の連続性を確保するためには，橋台背面アプローチ部は，一般の盛土等以上に材料の選定や基礎地盤の安定性，橋台背面アプローチ部の安定性，排水対策等に配慮して設計及び施工を行う必要がある。橋台背面アプローチ部に用いる材料は，締固めが容易で，非圧縮性，透水性があり，かつ，水の浸入によっても強度の低下が少ない安定したものを用いる。使用材料や施工品質に関しては，**表 2.4.1** 及び**表 2.4.2** を参考にするのがよい。これらは，盛りこぼし橋台の盛土や盛土路床における施工・品質管理を参考にしている[6),22)-25)]。

表 2.4.1　橋台背面アプローチ部に用いることが適切な材料の仕様

最大粒径	100mm
4750μm ふるい通過百分率	25～100%
75μm ふるい通過百分率	0～25%
塑性指数 Ip (425μm ふるい通過分について)	10 以下

表 2.4.2　橋台背面アプローチ部の締固め管理値

締固め管理基準※	D_c＞平均 97%，最小 95%
仕上り厚	200mm 以下

※1：土砂区分が砂質土の場合に適用。締固め度は，施工管理高ごとに測定し，その平均値及び最小値で照査する。測定点数は，施工面積に応じて設定する。
※2：突固め方法が C，D，E 法の場合の管理基準値を示す。

橋軸方向におけるすりつけの範囲の例を**図 2.4.2** 及び**図 2.4.3** に示す。橋台背面アプローチ部と一般の盛土部等との施工の順序は，確実な締固め施工ができる施工空間を確保でき，かつ施工時の排水処理が行いやすいことから，**図 2.4.2** のように橋台背面アプローチ部を一般の盛土部より先に施工することが望ましい。施工の順序が変わると橋台に作用する土圧等が変わり橋の耐荷性能に影響を及ぼす場合があることから，設計にあたってはどのような施工を行うことを前提としているかを明確しておくことが必要であるが，橋台部ジョイントレス構造の場合には各施工段階での構造状態により発生断面力が大きく変わるため，特に注意が必要である。

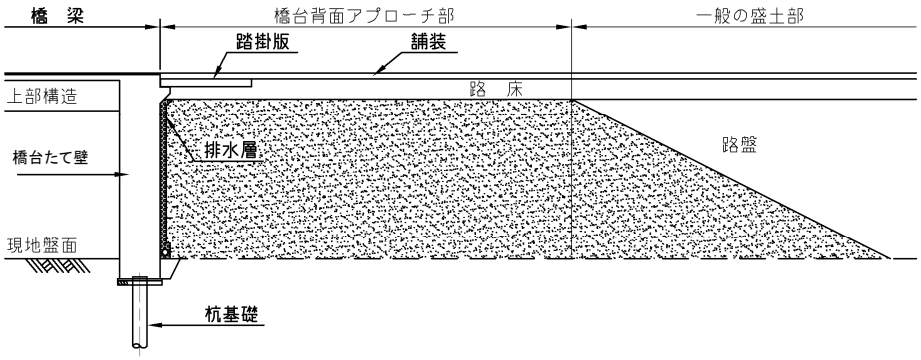


図 2.4.2　橋台背面アプローチ部と一般の盛土部とのすりつけ（盛土部後施工の場合）

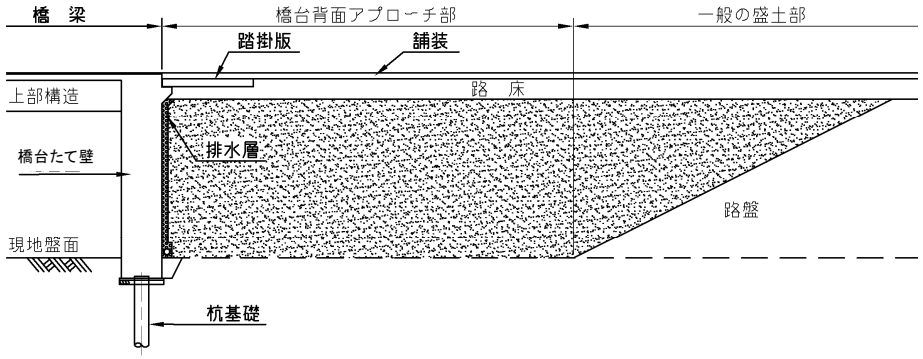


図 2.4.3　橋台背面アプローチ部と一般の盛土部とのすりつけ（盛土部先施工の場合）

2) 橋台背面アプローチ部自体に不安定化や損傷・変状が生じると，橋としての性能の確保に影響を及ぼすことから，このようなことを避けるようにする必要がある。修復性に関しては，地震後に盛土等の変状の程度が点検で容易に確認でき，早期に供用の可否の判断が可能であることや，速やかな機能の回復が可能な程度の損傷に留めることが要求される。補強土は，山岳部や用地制約の厳しい条件において適用事例が多く一般的な盛土よりも高い耐震性を有する構造物であるが，橋台とは地震時の挙動が異なるため，路面の連続性に影響を及ぼす場合がある。したがって，橋台背面アプローチ部の変状が速やかな機能の回復が可能となる範囲に留まることだけでなく，変状が生じた場合の修復の判断の方法や修復の方法についても十分に検討を行う。また，補強土壁は沈下による変形が生じた場合に一般に修復が困難であるため，安定した背面地盤抵抗を期待するインテグラルアバット構造と組み合わせて用いるのは望ましくない。

3) 橋台背面アプローチ部は，降雨や湧水などにより水が集まりやすく，これに伴う浸食，背面土の強度低下や抜出しにより，沈下や崩壊に至る例も少なくない。したがって，橋台背面土中に水が浸入及び滞水しないように，施工中の排水勾配の確保，路面やのり面の表面排水工及び地下排水工等の排水対策，のり面保護工等を実施する。橋台背面に設置する排水装置としては，次の 3 種類を設置する。

a) 表面排水

雨水等の表面水が橋台背面アプローチ部内部に浸透することを防ぐために設ける。一般の盛土部と同様に，路面の縦横断勾配により路側の側溝へ集水し，流末施設に導水させる。

b) 裏込め排水

橋台背面アプローチ部内部に浸入した水を速やかに排除するために設ける。橋台たて壁に沿って裏込排水工を設け，これに水抜き孔を接続し，集水したものを盛土外に導く。

c) 地下排水工

湧水量が多い場所や地下水位が浅い場所の場合は，橋台背面アプローチ部内部に水が滞らないように地下排水工（基盤排水層，水平排水層，地下排水溝）を設け，集水したものを盛土外に導く。

排水工の構造例を**図 2.4.4** に示す。

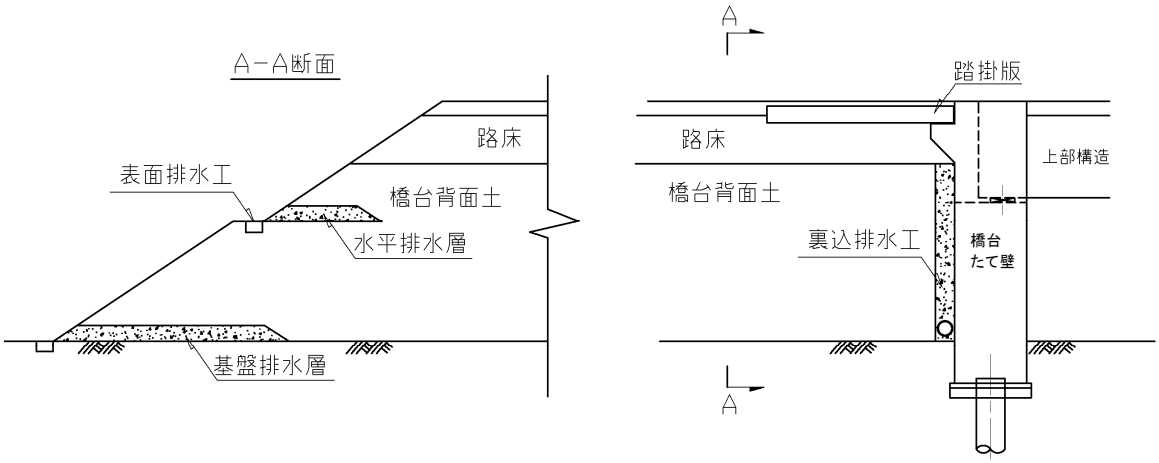


図 2.4.4　排水工の構造例

(4) 橋台背面アプローチ部は，基礎地盤や橋台背面アプローチ部の盛土等が，軟弱地盤における側方移動や地震動による盛土のゆすり込み等により沈下し，路面にある程度の段差が生じる可能性がある。このような場合でも，地震後における避難路や救助・救急・医療・消火活動及び被災地への緊急物資の輸送路としての役割が大きい耐震設計上の橋の重要度が B 種の橋や，地域経済や社会的影響が大きい路線上にある橋などでは，直ちに通行機能が確保できる構造とすることが望ましい。こうした役割が求められる橋においては，橋の通行機能の確保を確保できるようにするための配慮として，これらの沈下に追随しつつ橋台との間の路面の連続性を保つことが可能となるよう踏掛版の設置等の対策を行うことが標準とされている。ただし，上記の路線上以外で設置されるインテグラルアバット構造の場合には，水平抵抗に大きく寄与する橋台背面アプローチ部について，供用時や地震後に生じる地盤抵抗低下のリスク（踏掛版下の盛土の沈下による空洞等）を速やかに確認でき，補修が容易となるように，踏掛版等を設置しないことも考えられる。

橋台と踏掛版の接続部は，橋台と背面土の沈下性状の違いによる段差により回転変形が生じることが想定される。さらに，インテグラルアバット構造においては，**図 2.4.5** に示すような温度変化に伴う桁の伸縮による橋台たて壁の移動による橋台背面部の舗装の損傷を軽減させるために，踏掛版は橋台たて壁の移動に追

随させる構造にする。

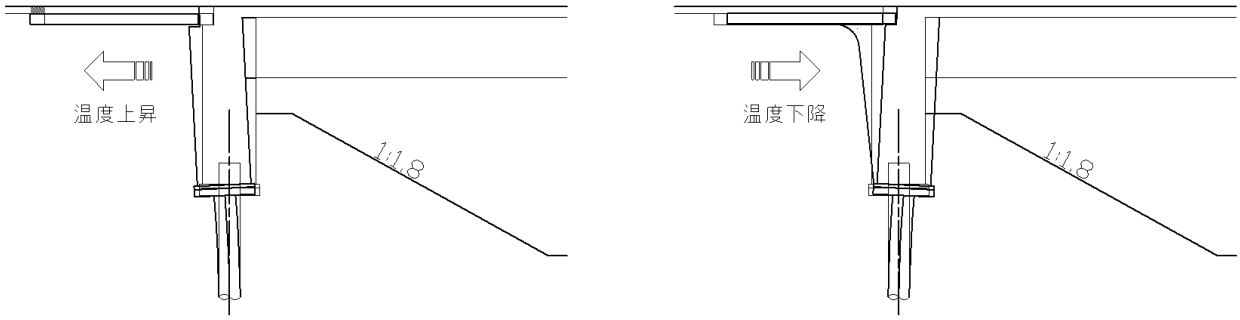


図 2.4.5　温度変化に伴う踏掛版の水平移動

踏掛版の形状は施工実績調査[1)]では，一般橋梁と同様に長さ 5m 程度の矩形形状がほとんどの橋梁で採用されているが，一部橋梁において**写真 2.4.1** に示すような踏掛版の付け根部や先端部上の舗装面の大きなひび割れが生じている事例が報告されている。ひび割れの要因としては地震等の被災の他，温度変化による上部工の伸縮による橋台背面の空隙や雨水の浸透などによる背面土の沈下が考えられる。

写真 2.4.1　踏掛版境界上の舗装ひび割れ状況

インテグラルアバット構造については，設計において橋台背面の地盤抵抗を期待していることなどから，特に背面土の劣化が起こりにくい踏掛版形状を採用することが望ましく，例えば文献 27)では**図 2.4.6** に示す踏掛版上面に緩和区間を有する段差のある形状が国内の例として紹介されている。この形状は文献 28)より踏掛版の先端部では土被りが橋台の水平変位に伴う舗装の引張応力を低減させ，反対に付け根部では土被りを減らすことで輪荷重沈下による段差を生じさせにくくする効果を期待したものである。さらに当該事例

では**図 2.4.7** に示すように、踏掛版上面に設けた防水シートを地覆内面で立ち上げることで橋台背面への雨水等の浸入を極力抑える配慮も行われている。

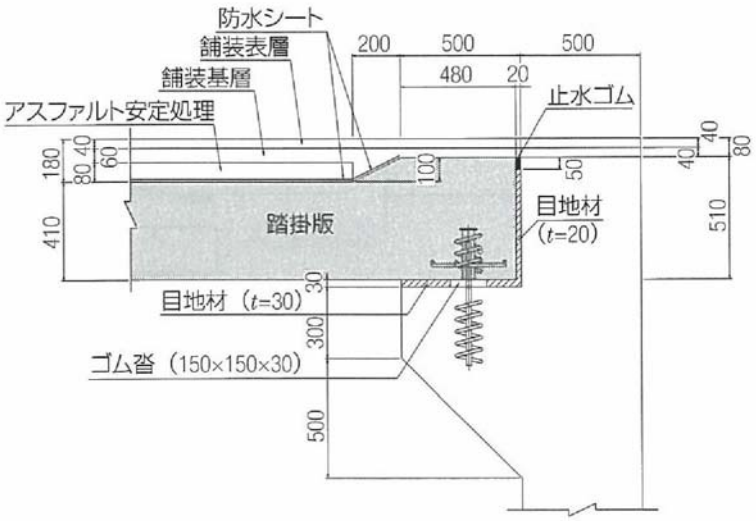


図 2.4.6　ジョイントレス構造を考慮した踏掛版の 1 例 [27)]

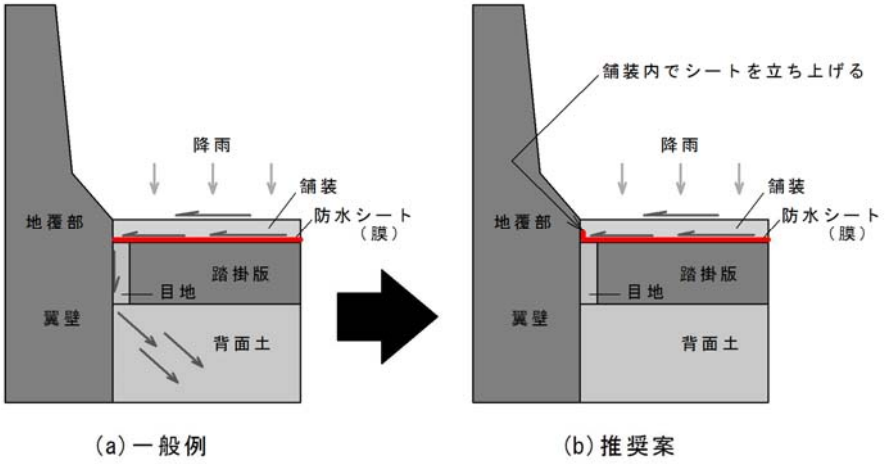
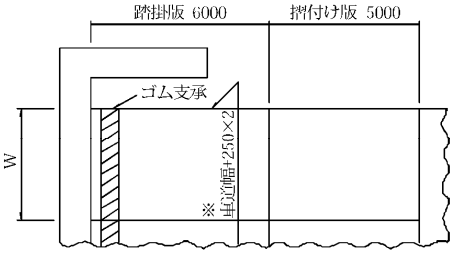


図 2.4.7　踏掛版部の防水シート設置の推奨例

また, 東北地方整備局では**図 2.4.8** に示す踏掛版の先端に勾配を有する摺付け版を接続した長さ 10m超の形式を採用している。この形状も前述の構造と同様に先端部のひび割れを低減するとともに, その延長から路面から浸入する雨水を橋台背面部から遠ざける効果についても期待できるものである。

平 面 図



※ 第３、４種道路の側帯幅(側帯相当幅)は、250mmとする。

縦 断 面 図

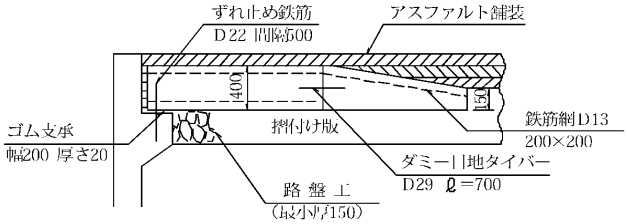


図 2.4.8 東北地方整備局での踏掛版形状（平成 15 年度土木工事標準設計図集より）

欧州では舗装ひび割れの起こりやすい踏掛版の付け根部には，対策として**写真 2.4.2** に示すような舗装に予め目地が設置されている事例もある。国内で本対策を採用する場合は，環境条件や摩耗等による目地の劣化を考慮して定期的な点検や補修等の維持管理計画についても検討しておく必要がある。

写真 2.4.2　ドイツでの踏掛版付け根部の目地設置例

参考文献

1) （独）土木研究所，大阪工業大学，（一社）日本橋梁建設協会：橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１），第 463 号，2015.3.
2) （独）土木研究所，（一社）鋼管杭･鋼矢板技術協会，（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会，（社）日本橋梁建設協会，（社）建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その２），第 388 号，2008.12.
3) Daiki HIRAKAWA, Minehiro NOJIRI, Hiroyuki AIZAWA, Fumio TATSUOKA, Takashi SUMIYOSHI and Taro UCHIMURA：Residual Earth Pressure on a Retaining Wall with Sand Backfill Subjected to Forced Cyclic Lateral Displacements,soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis Geotechnical Symposium in Roma, March 16 & 17, 2006, pp865-874
4) California Department of Transportation：Seismic Design Criteria，2004.2.ver13
5) （独）土木研究所，（一社）鋼管杭･鋼矢板技術協会，（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会，（社）日本橋梁建設協会，（社）建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その１），第 369 号，2007.4.
6) 鈴木昭彦，瓦川善三，江口和義：盛りこぼし橋台盛土における品質と強度特性の検証，土木学会第 59 回年次学術講演会概要集，3-023，pp.45-46，2004.9.
7) 芦塚憲一郎，宮田弘和，坂手道明，木曽収一郎，栗田章光：直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計と剛結部構造の合理化，構造工学論文集，Vol.53A，pp.936-945，2007.3.
8) 道下恭博，本間宏二，平田尚，櫻井信彰，渡部弘明，藤川敬人：インテグラル複合ラーメン橋（西浜陸橋）の設計と施工，橋梁と基礎，Vol.35，No.2，pp.11-18，2001.2.
9) 本間宏二，平田尚：孔あき鋼板ジベルを用いた鋼桁－RC 橋台接合構造の実験的研究，鋼構造論文集，Vol.8，No.30，pp.23-30，2001.6.
10) 野村謙二，土橋徹，長田大作，中嶋浩之：鋼コンクリート複合ポータルラーメン橋の設計・施工－北関東自動車道江川橋－，第 6 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.7-1-7-6，2005.
11) 塩永亮介，河野豊，川辺篤宣，上田和哉：鋼ポータルラーメン橋「色太第三橋」の実験と施工，石川島播磨技報，Vol.44，No.2，pp.58-65，2004.3.
12) （国研）土木研究所，大阪工業大学，（一社）日本橋梁建設協会：橋台部ジョイントレス構造における鋼－コンクリート接合構造の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その２），第 490 号，2017.3.
13) （社）日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧，2005.12.
14) 首都高速道路株式会社：橋梁構造物標準図集(鋼構造物編)，2007.7
15) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：構造物施工管理要領，2014.7
16) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：設計要領第二集橋梁建設編，2014.7
17) 中部地方整備局道路部：橋梁の長寿命化に向けた設計の手引き（案）（第２版），2013.3
18) （公社）日本道路協会：鋼道路橋防食便覧，2014.3
19) （社）日本道路協会：道路橋床版防水便覧，2007.3.

20) （独）土木研究所：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料 第 4037 号，2007.2.
21) （独）土木研究所，（社）コンクリートパイル建設技術協会，（一社）鋼管杭･鋼矢板技術協会：杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する共同研究報告書（杭頭結合部に関する研究），第 433 号，2012.3.
22) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：設計要領 第 1 集 土工編，2006.4.
23) （財）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，2007.1.
24) （財）高速道路調査会：平成 14 年度　土構造物の耐震設計に関する検討報告書（日本道路公団委託），2003.3.
25) （財）高速道路調査会：平成 15 年度　土構造物の耐震設計に関する検討報告書（日本道路公団委託），2004.3.
26) （独）土木研究所，（一社）鋼管杭･鋼矢板技術協会，（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会，（社）日本橋梁建設協会，（社）建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その３），第 404 号，2012.3.
27) 津田佳明，新平信幸，竹原和夫，岩崎信正，栗田章光：橋台背面アプローチ部の裏込め排水工に関する調査・研究－事例紹介と橋台背面アプローチ部の浸透流解析－，橋梁と基礎，Vol.49，No.5，pp.27-32，2015.5
28) 岩崎信正，新平信幸，竹原和夫，大山理，栗田章光：インテグラルアバット橋に適したアプローチスラブの研究，構造工学論文集，Vol.59A，pp.252-260，2013.3
29) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編，2012.3

第3編 施工

第1章 施工に関する一般事項

1.1 施工一般

(1) 使用材料の品質を確保し，適切な施工を行うことが，構造物の安全性や耐久性の確保に不可欠である。このため，ジョイントレス構造の施工は，設計で考慮した諸条件等を満足するように行う。したがって，施工段階において，設計で考慮した諸条件等の変更が生じた場合には，構造物の安全性や耐久性が確保されるように，設計段階に立ち戻り検討を行う。

上部構造及び下部構造の各部材の施工に関しては，H29 道示に従うこととなるが，本ガイドラインでは，橋台部ジョイントレス構造に関して特有の項目や特に留意すべき事項について整理している。

(2) 確実な施工の実施を確認するために，品質管理及び検査を適切に行う。所定の構造物を施工するためには，適切な品質管理及び検査を行えるように事前にこれらを含めた施工計画を立案することが必要である。なお，施工条件等の変更により，所定の品質及び性能等が満足できないことが予想される場合は，施工前，施工中に関わらず施工計画を見直すことが必要である。

1.2 施工上の主な留意事項

橋台部ジョイントレス構造は，上部構造と下部構造を剛結させた構造であるため，施工時には次の点に留意する。

(1) 上部構造と下部構造の一体化時期によって，上部構造の変形の影響が下部構造に影響を及ぼすことから，設計で考慮している施工手順を踏まえた施工を行うことに留意する。

(2) 橋全体系の水平支持を橋台背面土の地盤抵抗に分担させる特徴を有するインテグラルアバット構造の橋台基礎構造は，温度変化に伴う桁伸縮による水平移動に対して追随するよう単列の杭基礎を配置することになるが，桁伸縮方向に対して直交方向に杭心ずれができるだけ生じないように打設することに留意する。

(3) インテグラルアバット構造においては，水平支持を橋台背面の地盤抵抗に分担させる構造であるため，橋台背面アプローチ部の施工品質を確保すること，橋梁本体との施工時期との関係で橋梁に生じる断面力が変化することに留意する。

以下に留意点等を示す。

(1) 上部構造と橋台たて壁の剛結部の施工

上部構造の桁形式，床版形式，プレストレスの導入の有無等によって，上部構造の施工段階の変形量が橋台に及ぼす影響程度が異なるが，一般的には，上部構造の架設時の変形を橋台にできるだけ伝達させないように，上部構造の施工時には主桁下面において仮支承を配置して，橋台上の支承条件を可動とするのがよい。

(2) 橋台単列杭基礎の施工

インテグラルアバット構造においては，上部構造の桁伸縮による移動に対して，単列の杭基礎が変形することにより追随させることから，単列の杭基礎は上部構造の移動方向に対して直交するように配置する必要がある。また，インテグラルアバット構造の橋台は，従来構造と異なり，杭基礎と杭頭部で剛結するフーチ

ングがないため，杭心のずれが橋台たて壁寸法に影響を及ぼすことから，杭基礎の施工には，形鋼を用いた定規工を施すといった杭心ずれ対策を行うのがよい。

(3) 橋台背面アプローチ部の施工

第２編第４章に示すように設計段階において設定された使用材料及び施工品質（締固め度等）が確実に得られるように施工することが求められる。また，上部構造と橋台との剛結部の施工と同様に，橋台背面の橋台背面アプローチ部の施工時期によって，橋全体あるいは橋台に生じる断面力が変化することから，設計段階で想定していた施工手順に従い施工することが原則である。ただし，土量配分計画等の施工条件の変更によって，設計段階で想定していた施工手順と異なる場合には，設計段階に立ち戻り，構造物の安全性及び耐久性を検討することが必要である。

上部構造は,設計において前提とされた施工順序,存置期間等の諸条件を満足するように行う必要がある。以下に留意点等を示す。

(1) 設計時に想定している施工手順を考慮した施工

完成系では上部構造と下部構造が一体構造となるが，施工順序によって各部材に生じる断面力が変化するため，施工順序を考慮した設計を行うとともに，施工段階においても設計で想定した施工順序に従い確実に施工を行う。例えば PC 上部構造の場合は，プレストレス力導入前に橋台と剛結すると，プレストレス力による弾性変形やクリープ変形により，基礎や橋台たて壁に大きな変位が生じることが想定される。基礎や橋台たて壁に及ぼす影響が可能なかぎり少なくなるように上・下部構造接合部を一体化する前にプレストレスを導入することや養生期間を十分に設ける等，施工にあたっての工夫が必要となる。設計時に考慮した施工手順と異なる方法により施工する場合には，架設時及び完成後の応力と変形等について再度検討する。

(2) 上・下部構造接合部への施工時の留意事項

上・下部構造接合部がセメントの水和熱に起因する温度応力によるひび割れが懸念されるマスコンクリートに該当する場合や，施工時期によって，暑中，寒中コンクリートとなる場合には，耐久性に影響を及ぼすひび割れが発生しないよう対策を施す。

ひび割れ抑制対策を実施した例として，コンクリート打設が暑中施工となった場合に日よけ屋根を設置した例を**写真 3.2.1** に，接合部のコンクリート打設順序を検討して，橋台背面に生じる曲げモーメントを低減させた事例の施工手順を**図 3.2.1** に示す。

写真 3.2.1 日よけ屋根設置例

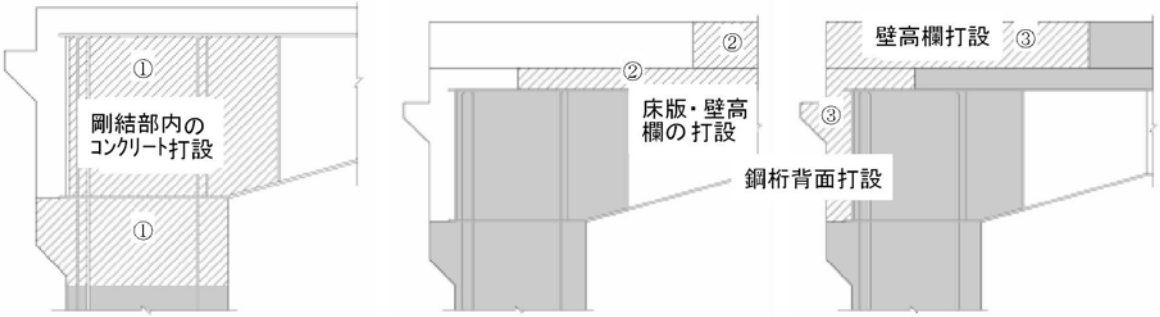


図 3.2.1　上・下部構造接合部の分割施工例

(3) 上・下部構造接合部の打継目処理

上・下部構造接合部は分割施工となるため，適切な打継目処理を行う。特に，仮支承の周辺は接合部の後打ちコンクリートとの一体化が図れる構造細目とし，充填性にも配慮が求められる。また，PC 上部構造の場合は，PC 鋼材の定着具の後埋め部と近接するため留意する。橋台たて壁背面の防水処理の事例を**図 3.2.2**, **図 3.2.3** に示す。**図 3.2.2** は橋台全幅に幅 300mm×厚さ 3mm のネオプレンゴム板を接着させ，コンクリート釘（長さ 25mm，300mm 間隔）で固定した事例であり，**図 3.2.3** は橋台全幅に幅 610mm（2ft）の防水シート（アスファルト系）を貼り付けた事例である。

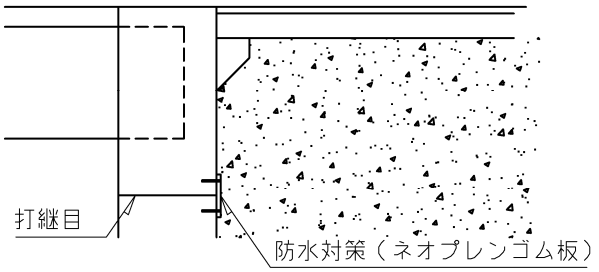


図 3.2.2　橋台たて壁背面の防水処理例１（米国イリノイ州）[1)]

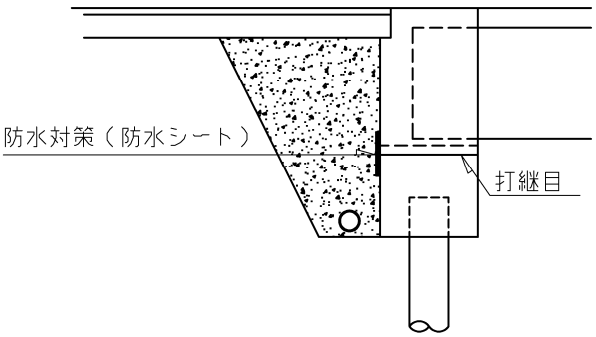


図 3.2.3　橋台たて壁背面の防水処理例２(米国サウスカロライナ州)[2)]

第3章 下部構造の施工

門型ラーメン構造は，橋台躯体及び基礎の剛性により上部構造の変形を拘束する構造であるため，一般に通常の橋台基礎と同様の構造を有する。一方，インテグラルアバット構造は，上部構造の変形に対して，橋台基礎が柔軟に変形できるように単列の杭基礎とした構造であり，この点が通常の橋台基礎と異なる。したがって，以下では，通常の橋台基礎と異なる構造的特徴を考慮して施工する必要があるインテグラルアバット構造における下部構造の施工を主な対象とする。

(1) 単列の杭基礎の施工

インテグラルアバット構造の橋台は，杭基礎が上部構造の桁伸縮方向に対してその変形を妨げないよう桁方向に対して直交するように単列配置を前提としている。したがって，一般的な組杭基礎では，杭基礎と下部構造躯体との間に剛なフーチングを設けるため，各杭の杭心のずれが多少生じてもフーチングの平面寸法内で調整がある程度可能であるが，インテグラルアバット構造では，フーチングを設けず橋台躯体と単列の杭基礎を直接接続するため，フーチングを有する従来構造と比較して，各杭の杭心のずれが少ない精度の高い施工が求められる。

杭の施工管理値として杭心のずれは，各地方整備局で規定されている土木工事施工管理基準（案）の RC 橋脚及び橋台の出来形管理基準及び規格値によると 100mm 以内と規定されているが，インテグラルアバット構造においては，杭心のずれに伴う性能低下の影響が従来構造よりも大きいと考えられるため半分程度までに抑えるのがよい。施工精度を確保するためには，形鋼等による定規工を用いて杭の施工を行うのがよい。

(2) 施工時における橋台の安定

インテグラルアバット構造は，上部構造との一体化及び橋台背面土の構築により完成系では水平方向の作用に対して安全な構造となるが，施工時には，単列の杭基礎に支持される壁構造となるため，水平方向の作用に対して，転倒など安定に問題が生じないよう，必要に応じて仮支保工や押さえ盛土等の対策を施すのがよい。また，上部構造と一体化する前に橋台背面アプローチ部を構築した場合には，橋台たて壁が背面土圧により片持ち梁のように挙動することから，単列の杭基礎に残留変形が生じる恐れがある。したがって，上部構造と一体化前に橋台背面アプローチ部を構築する場合には，橋台たて壁が片持ち梁として挙動することによる影響を考慮した施工とする必要がある。

第4章 上・下部構造接合部の施工

4.1 施工の基本

上部構造との一体化にあたっては，接合部の耐久性に配慮する。また、仮設備構造については上部工架設時から接合部コンクリートが硬化するまでに想定される荷重を考慮し、狭隘部での作業性も考慮した構造とする。以下では，上部構造との接続部の耐久性・施工性に対する配慮について示す。

上部構造の桁架設に伴う仮支承等の治具寸法を考慮して，橋台の打設高さを設定し，その際，橋台たて壁主鉄筋は所要の継手長を確保した位置まで伸ばす。仮支承等は，隅角部のコンクリート打設の際に橋台たて壁内に埋め込まれることとなり，橋台たて壁の打継目部における弱点部とならないようコンクリートを確実に充填する必要がある。また，鋼上部構造の場合には，コンクリート部材に埋め込まれる部位については，防せい防食処理を施すこととする。

a) 鋼上部構造の仮支承の例

仮支承は鋼－コンクリート接合部が一体化するまでの死荷重や水平力を支持する設備であり、桁下高さにより H 形鋼架台もしくは製作架台で構成されるのが一般的である。構造例を**図 3.4.1** に示す。また，仮支承の配置, 防水処理が十分でなく , ひび割れや遊離石灰の析出が確認された事例を**写真 3.4.1**, **写真 3.4.2** に示す。

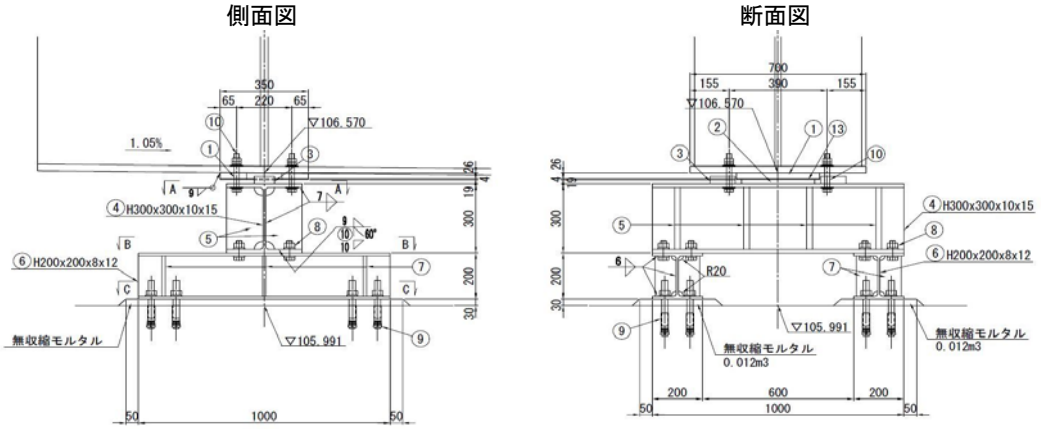


図 3.4.1 鋼上部構造の仮支承の例

写真 3.4.1　鋼鈑桁下面に生じたひび割れ

写真 3.4.2　ｺﾝｸﾘｰﾄ桁打継目の遊離石灰の析出

仮支承は架設中の温度やキャンバー変化による主桁の伸縮を拘束しないように、両端可動もしくは可動＋固定とすることが望ましい。可動させる構造としては架台と架台または架台と桁の接触面に摩擦抵抗を減らす材料を使用し、接合ボルト部を長孔にする等の方法が採用されている。

この可動部分は接合部コンクリート打設直後に桁の伸縮によるひび割れを生じさせないために、打設前には拘束する必要がある。拘束方法の例としてソールプレートと上沓の隙間にくさびを打ち込み拘束する方法や架台すべり面を溶接により拘束する方法などがある。いずれの方法も桁架設後の狭隘部での施工となるため、作業性を考慮して選定する必要がある。拘束方法の事例を**写真 3.4.2**, **写真 3.4.3** に示す。

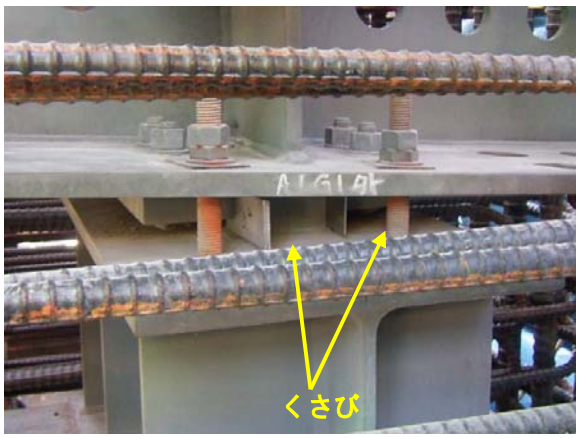


写真 3.4.2　くさび打ち込みによる固定

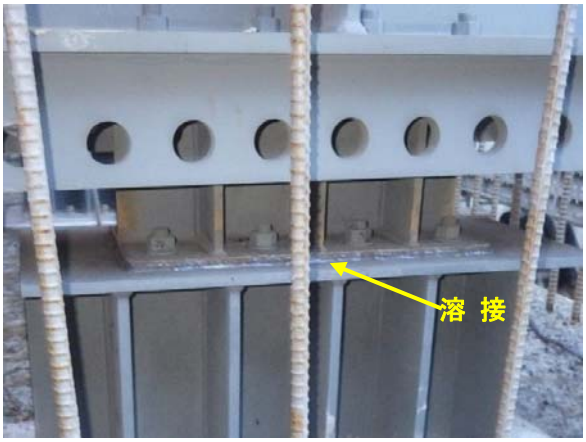


写真 3.4.3　溶接による固定

b) PC 上部構造の仮支承の例

緊張力による弾性短縮等の影響を緩和した事例として，場所打ち PC2 主箱桁の例を示す[3)]。仮支承は緊張力による弾性短縮による影響を吸収するように，界面に潤滑油を塗布した塩ビ板を 2 枚重ねて配置し（**図 3.4.2** 参照），上部構造は**図 3.4.3** に示すように橋台上では主桁ウェブのみを構築して主ケーブルの緊張を行った後，接合部を一体で構築している。この例では，想定されていた弾性変形に伴う収縮量が，施工時に概ね生じており，良好な縁切りの確保が確認されている。

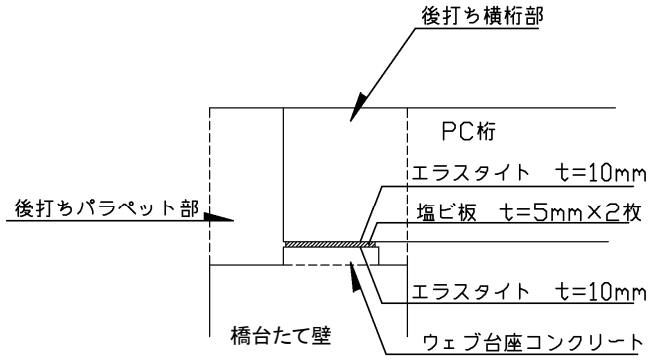


図 3.4.2　仮支承の設置例

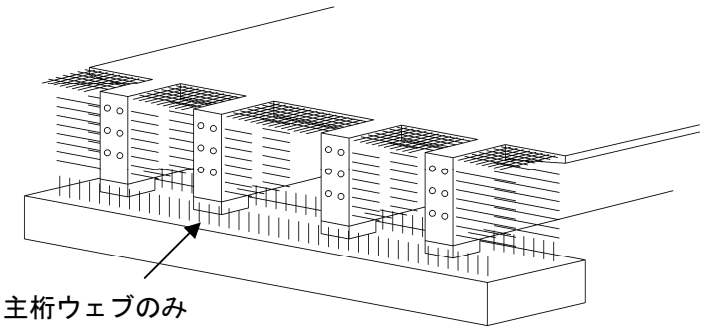


図 3.4.3　上下部接合部の施工例（場所打ち PC2 主箱桁の例）[3)]

c) 鋼上部構造支点上形状保持材の例

支点上形状保持材も接合部コンクリートの硬化までに作用する荷重に対して形状保持ができるような構造とする必要がある。仮支承と同様に狭隘な部分での施工部材であり、後の橋台鉄筋配筋作業に支障とならないような配慮が必要である。L 形鋼や溝形鋼等の単材を用いて，現場で組み立てる形状の支点上対傾構の事例を**図 3.4.4** に示す。

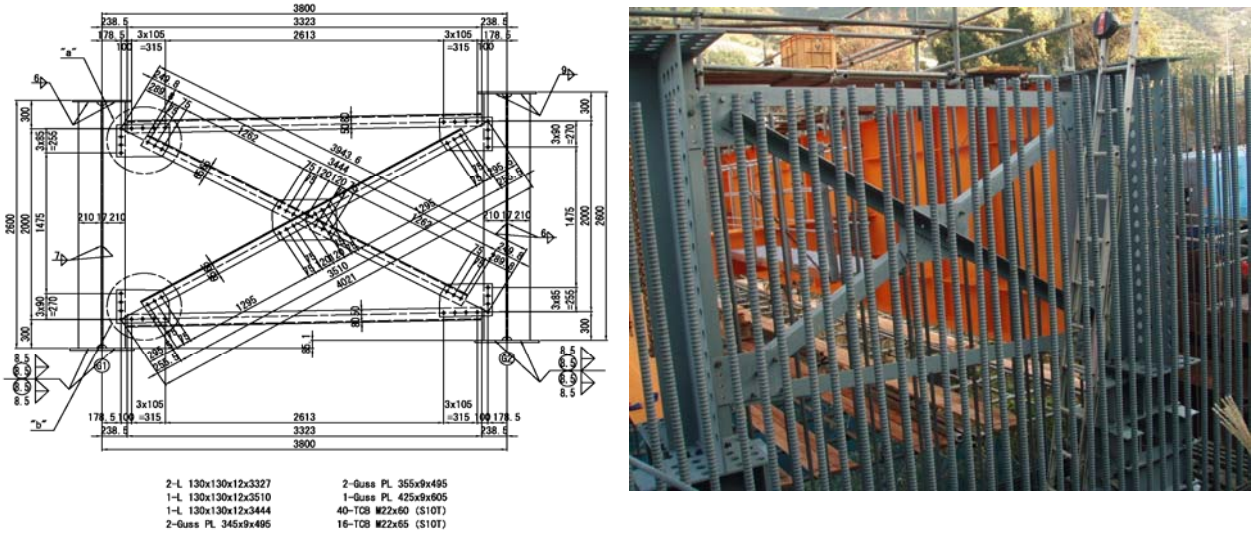


図 3.4.4　支点上形状保持材の例

4.2 施工順序に関する留意事項

橋台部ジョイントレス構造は上部構造と下部構造の接合部をコンクリートで一体化した剛結構造であり，剛結前・後では構造系が異なるため，施工順序を考慮して設計が行われる。特に設計上の制約を受けるのは「橋台背面アプローチ部（橋台背面盛土）の施工時期」「接合部コンクリートの打設時期」であり，前者は一体化前に背面土圧を受けた場合，橋台の転倒や残留変形が懸念され，後者は剛結時期により各部材の断面力が異なるためである。鋼上部構造における代表的な施工順序を**図 3.4.5** に示す。

架設順序(a)では，接合部に仮支承を設置して床版施工完了まで上部構造をピン支持している。これにより鋼重と床版自重分の曲げモーメントが接合部に伝達しないため，接合部の頭付きスタッドや鉄筋などの鋼材量が減り，接合部の施工としては有利となる。

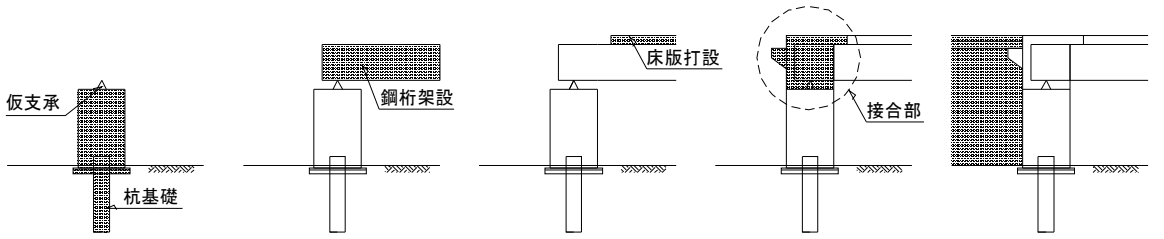
一方，架設順序(b)～(d)のように接合部の施工後に床版を施工する場合は，床版荷重による変形や荷重が橋台部に伝達するため，接合部の断面力が大きくなる。しかし，接合部を早い段階に施工した方が主桁に対しては，支間部の曲げモーメントを小さくできるなど有利な設計となる。架設順序(d)は道路上や鉄道上など支間部にベントを設置できない場合に採用される場合がある。この順序による場合，端部ブロック間に支間部鋼桁を落とし込む架設となるが，端部ブロックの据付誤差や支間部鋼桁の製作誤差により，最悪の場合，支間部の鋼桁が端部ブロック間に入らないケースや連結添接できないケースが想定される。この誤差の吸収に対し，支承を有する通常の桁橋では，端部ブロックを後方または前方へずらすことで誤差を吸収して架設することができるが，接合部を先に剛結した場合はこのような対応ができないため，やむを得ない場合を除いて避けるべき架設順序である。この架設順序による場合は，上記の誤差への対策を十分に検討する必要があり，その例を以下に示す。

・鋼桁には余長を設けた調整部材を設計し，端ブロック間の計測結果を製作に反映する
・実仮組立を行い，仕口部の製作誤差を確認する
・端部ブロック間の計測は，架設時の気温に近い条件で実施する
・支間部鋼桁にセッティングビームを設け，架設後に仕口形状を実測して連結板を製作する

いずれの架設順序も**表 3.4.1** に示すような長所・短所を有するため，架設条件と構造条件及び品質・安全性の確保を十分検討し，総合的に選択する必要があるが，一般的には(a)→(d)の順で優先するのがよい。

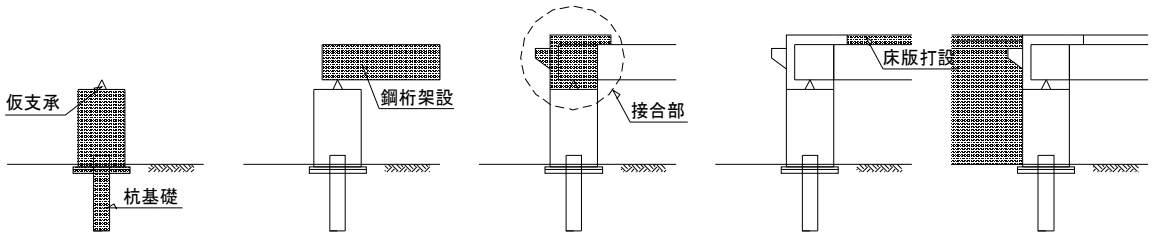
現場施工においては設計段階で考慮した施工手順に従うことを原則とし，異なる手順で施工する場合は，設計段階に立ち戻り，応力と変形について再度検討する必要がある。

また，設計通りの順序で施工を行うためには，設計者から施工者に対し設計条件や施工順序を申し送ることが重要で，設計図面に施工順序を明記することが必要である。設計図面に施工順序が明記された事例について**図 3.4.6** に示す。



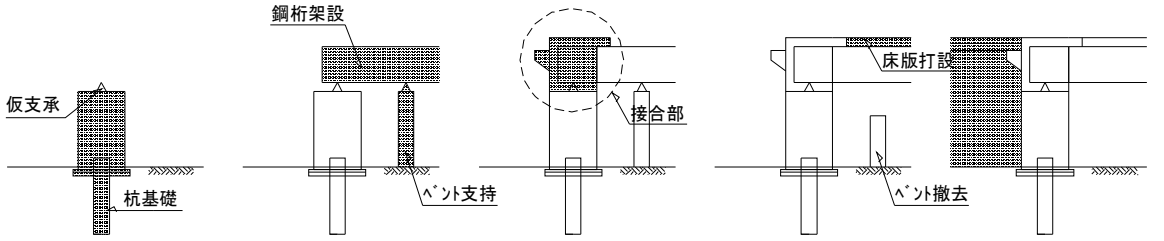
(1)杭・ 橋台たて壁施工　(2)桁架設　(3)床版打設　(4)接合部施工　(5)橋台背面ｱﾌﾟﾛｰﾁ部施工

(a)床版打設後に接合部を施工



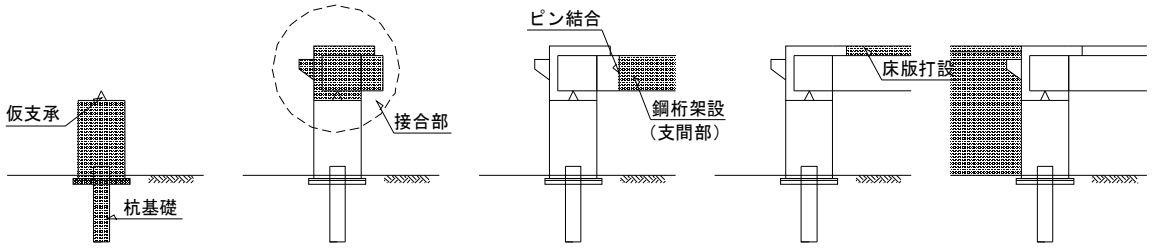
(1)杭・ 橋台たて壁施工　(2)桁架設　(3)接合部施工　(4)床版打設　(5)橋台背面ｱﾌﾟﾛｰﾁ部施工

(b)接合部施工後に床版打設（床版自重による断面力が接合部に生じる）



(1)杭・ 橋台たて壁施工　(2)桁架設　(3)接合部施工　(4)ﾍﾞﾝﾄ撤去し床版打設　(5)橋台背面ｱﾌﾟﾛｰﾁ部施工

(c)接合部施工後に床版打設（鋼重と床版自重による断面力が接合部に生じる）



(1)杭・ 橋台たて壁施工　(2)端部ブロック架設し剛結　(3)支間部桁架設　(4)床版打設　(5)橋台背面ｱﾌﾟﾛｰﾁ部施工

(d)接合部を先行して施工後、桁支間部を架設

図 3.4.5　代表的な施工順序

表 3.4.1　架設順序の違いによる長所・短所

架設ステップ	長所	短所	備考
(a)	鋼重と床版自重分の曲げモーメントが接合部に伝わらないため，接合用の頭付きスタッド等の配置に有利となる。 架設難度は比較的低い。	支間部の曲げモーメントが大きいため，桁断面が比較的大きくなる。 接合部施工までの期間が長く，仮支承が負担する反力も大きいため，仮支承の検討が重要となる。	採用実績は最も多い
(b)	床版分の支間部曲げモーメントは小さくなるため，桁断面を小さくできる。 接合部施工までが早く，構造系が安定する。 架設難度は比較的低い。 (a)と(c)の中間的な状態となる。	床版自重分の曲げモーメントが接合部に伝わるため，接合用の頭付きスタッド等が(a)よりも密となり，コンクリート打設時の充填性に注意が必要となる。	採用実績は比較的多い
(c)	多点支持状態で接合部を施工するため，桁の架設精度は比較的高い。 支間部の正曲げが抑えられるため，長支間な橋梁や桁高が制限される場合に有効である。	鋼重と床版自重分の曲げモーメントが接合部に伝わるため，接合用の頭付きスタッド等が(a)(b)よりも密となり，コンクリート打設時の充填性に十分な注意が必要となる。	採用実績は少ない
(d)	特殊な事例であり，地形条件等の制約により，ベントを設置できない場合に有効である。桁継手部は仕口角度調整が出来ないため，ヒンジ連結となる。	接合部に鋼重・床版重量による曲げモーメントが生じるため，接合用の頭付きスタッド等が最も密になり，またコンクリート打設時の充填性に特に注意が必要となる。 また，ヒンジ連結位置によっては，支間部の正曲げも比較的大きくなるため，桁断面が大きくなる。 施工面では，支間中央部の主桁を落し込む必要があり架設難度は高い。一般に主桁には調整ジョイントを設け，接合部施工後の現地計測結果を製作に反映する必要があり，工程的に不利となるケースがある。	採用実績は少ない

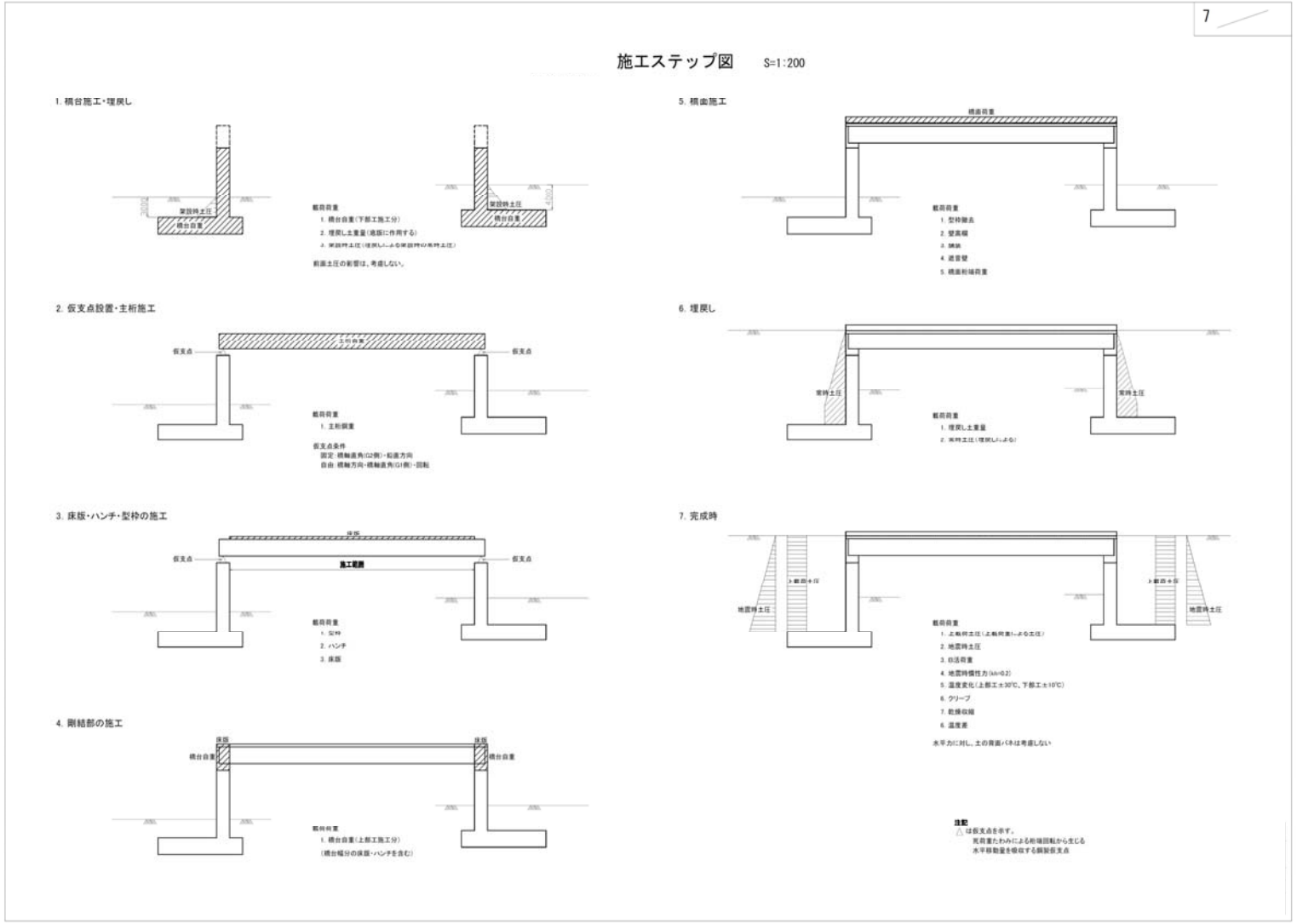


図 3.4.6　設計図面における施工順序の記載例

4.3 上・下部工事の施工境界に関する留意事項

上・下部工事の施工境界に関する留意事項について次に示す。

(1) 下部構造の打止め高さは，上部構造の施工性および鉄筋の継手を考慮のうえ決定する。

(2) 下部構造天端と仮支承との境界部には，下部工施工高さの誤差を吸収できるように，モルタル調整代を設ける。

(3) 上下部境界の打継ぎ目処理の方法は，品質と周辺環境を十分に考慮して選定する。

(4) 上下部施工境界の橋台に先に埋め込まれる鉄筋は，発せいに対して十分な対策を行う。

以下に詳細を示す。

(1) 一般的には桁下 400～800mm 程度で打止めている例が多く [4]，施工上の不具合等が生じていないこと，および仮支承高さを低くでき経済的であることから，桁下 400～800mm 程度で打止めることを標準とし，鉄筋の継手を考慮のうえ決定するのがよい。

(2) 下部構造天端と仮支承との境界部には，下部工施工高さの誤差を吸収できるように，モルタル調整代を設けることとし，その厚さは下部工の高さの出来形規格値等を参考に決定するのがよい。また，支承下面のモルタル厚さは確実な充填を得られるように 30mm 以上とするのがよい。

充填するモルタルは無収縮モルタルを標準とし，接合部のコンクリート基準強度を上回る強度と確実な充填性が求められる。

(3) 打継ぎ目の処理としては，ワイヤブラシやチッピングによりコンクリート表面を目粗しする方法と，打設直後に遅延剤を散布し，翌日に高圧水でレイタンスや緩んだ骨材を取り除く方法が一般的である。前者の場合，ワイヤブラシやチッピング処理は鉄筋を傷付けたり，鉄筋周囲の施工が不確実となる恐れがある他，チッピング処理は騒音を伴うため，現場周辺環境によって適用できないことがあることに注意が必要である。

従って，打継ぎ目処理の方法は，品質が確実に得られるように，施工前に十分に検討しておくことが重要である。

(4) 一般に下部工施工完了から接合部コンクリート打設までの期間は数か月から数年に渡るため，上下部施工境界の橋台に先に埋め込まれる鉄筋が発せいし，さび汁による橋台の汚れの原因となる（**写真 3.4.5**）。また，本来コンクリート内部における鉄筋はこのような発せいを前提としておらず，最悪の場合，安全性にも影響する可能性があるため，十分な対策が求められる。

この対策として，塗布型防せい剤を使用する場合も多いが，不均一な塗膜により所定の効果が得られない恐れがある（**写真 3.4.6**）。

十分な対策の例としては，エポキシ樹脂塗装鉄筋の使用が考えられるが，エポキシ樹脂塗装の塗膜は紫外線で劣化し，直射日光に 3 ヶ月程度以上曝された場合は塗膜曲げ加工性や耐衝撃性が低下することが知られている。H29 道示の塩害対策区分 S に該当するなど，恒久的な防せいが求められる場合には，上部工施工時に曲げ加工を伴わない設計が必要であるが，剛結部コンクリート打設までの一時的な防せいを期待する場合は問題とはならないと考えられる。

なお，エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる場合は，施工時に与えた塗膜損傷（**写真 3.4.7**）から腐食が生じて

本来期待される性能を発揮できない可能性もあるため，加工，運搬，貯蔵，組立，継手等において十分な配慮が求められる。特に恒久的な防せいが求められる場合には，塗膜に損傷等が生じた場合は，コンクリート打設前に適切に補修しなければならない。

写真 3.4.5　さび汁による橋台の汚れ

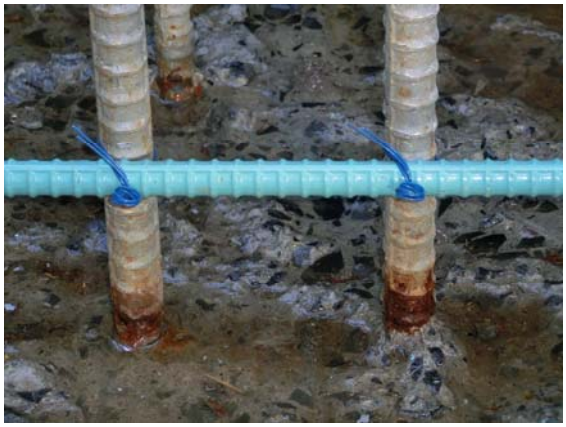


写真 3.4.6　簡易な防せい処理による発せい

写真 3.4.7　エポキシ樹脂塗装鉄筋の傷と発せい

4.4 コンクリートの配合及び打設に関する留意事項

コンクリートの配合及び打設に関する留意事項について次に示す。

(1) 接合部はスタッドや PBL，鉄筋が高い密度で配置されるため，接合部に用いられるコンクリートは確実な充てんが得られるように配慮する。

(2) コンクリート配合の選定は，構造物の長期耐久性に影響する初期ひび割れの抑制に留意する。

(3) コンクリートの確実な充てんが得られるように，締固め方法を十分に検討し，施工計画書に明記する。

(4) 接合部に埋め込まれる鋼桁のフランジには，コンクリート打設時の空気の抜け道として，空気孔等を設けることが望ましい。

以下に詳細を示す。

(1) 橋台部ジョイントレス構造は，鋼桁の断面力を主に頭付きスタッドや PBL のせん断抵抗で下部構造に伝達させる設計としており，機能性と耐久性の面から，スタッドや PBL 周辺へのコンクリートの確実な充てん性が得られるようにする必要がある。

従来，土木分野に用いられるコンクリートのスランプは 8cm が標準とされてきたが，近年は高性能 AE 減水剤等の化学混和材が積極的に利用されるようになり，構造条件や現場の施工条件に応じて単位水量を増加することなくスランプを大きくすることが容易になっている。

また，構造面では，接合部に埋め込まれる部位は複雑な構造を避け，できるだけ簡素化することも，充てん性を確保するうえで重要である。

(2) 混和材の使用実績とひび割れ幅の関係（文献 4)）では，近年，高性能 AE 減水剤と膨張材を使用する例が増加する傾向にあり，ひび割れ幅は完成年度が新しいものほど小さくなる傾向が分かっている。また，高性能 AE 減水剤と膨張材の併用が判明した橋梁では初期ひび割れ幅は 0.2mm 以下であったことからも，初期ひび割れの抑制には，これらの化学混和材を使用することも考えられる。

(3) 橋台ジョイントレス構造では，先述の通り頭付きスタッドや PBL を介して力を伝達する構造ゆえ，特にコンクリートが充てんされにくい鋼桁の下フランジ下面や仮支承周りに配慮が必要であり，その近傍に振動機を差し込み十分な締固めを得ることが重要である。締固め方法については施工計画段階で十分に検討し，施工計画書にその方法を明記することも考えられる。

(4) 接合部における鋼桁の下フランジ近傍は頭付きスタッドや鉄筋など鋼材密度が高く，また仮支承などが配置されるため，コンクリートの充てんが不確実になりやすい部位である。

施工事例調査 [5)]では，鋼桁の下フランジに空気孔（PBL 孔を含む）（**図 3.4.7**，**図 3.4.8**）などを設け，何らかの空気の抜け道を確保することが一般的となっている。

これら空気孔等を適切に設けることは，孔からセメントミルクが浮き出ることを目視で確認でき，締固め程度が把握できる利点があるので，充てん性が向上すると考えられる。なお，空気抜き孔の配置計画にあたっては，振動機の有効範囲等を考慮する必要がある。

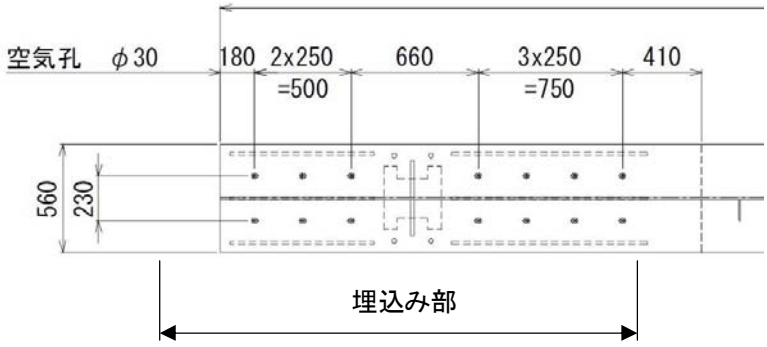


図 3.4.7　埋込み部の下フランジに空気孔（φ30）を設けた例

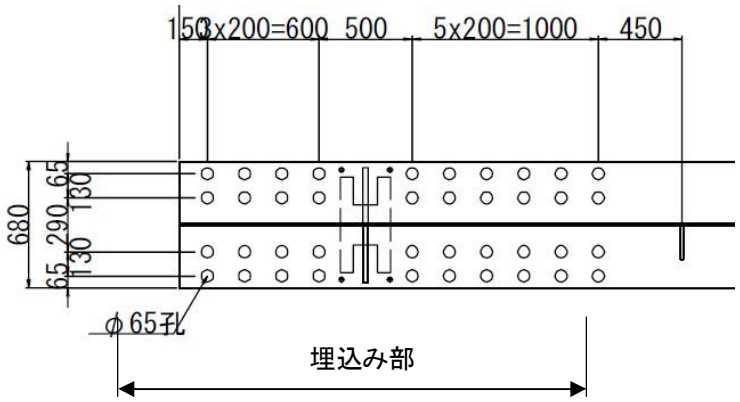


図 3.4.8　PBL 孔の例

4.5 供用後の点検を踏まえた留意事項

供用後の点検は，経過観察時や震災時などにできるだけ足場を設けることなく，速やかに行えるようにするのが望ましい。このため，現地の状況を考慮してアクセス方法を明確化したうえで，検査路など必要な点検設備を配置することとなる。特に，橋台埋込み部は重要な部位のため，あらかじめ近接目視が容易な構造としておくのがよい。

橋台埋込み部に対する検査路の設置については，橋梁架設地点の地形に応じて，概ね橋台たて壁の低い場合と高い場合に分けられる。検査路の理想的な配置例を**図 3.4.9** に示す。

橋台たて壁が低い場合で検査路を設置する場合は，検査路歩廊面から下フランジまで 1.5m 程度の高さが必要となるほか，第 3 者の立ち入りも考慮すると，地盤面より検査路まで 2.5m 程度の高さが必要となる。こうしたことなどから，地盤面から下フランジまで 4m 程度以下の場合には検査路を設置しないことが多い。

橋台たて壁が高い場合は，検査路を橋台たて壁の全幅及び側面に設置する等，橋台たて壁コンクリート側面の点検も行えるよう配慮する。近接目視による点検が容易に行えるように，主桁間に常設の梯子を配置する等の配慮をしておくのが望ましい。

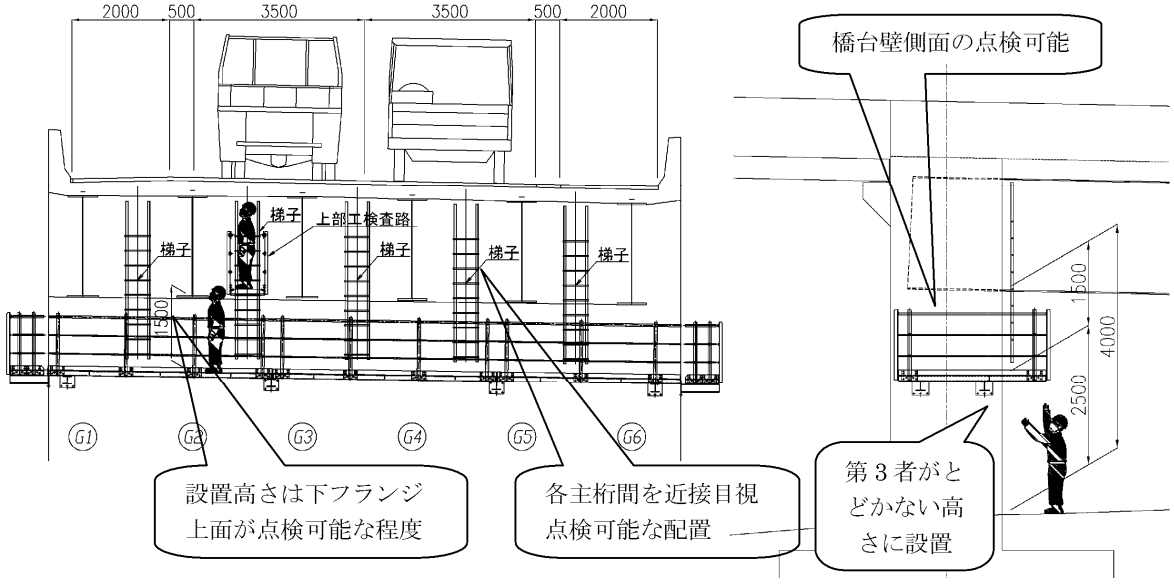


図 3.4.9　検査路の理想的な配置例

壁高欄の目地の設置位置については施工実績調査[4]から，**図 3.5.1（a）**に示すとおり主桁と橋台の埋込み境界部に目地を設けている割合が非常に多いことが明らかとなっている。原因として他の橋梁形式の場合で伸縮装置位置を境に床版や壁高欄を断続させることが起因と考えられるが，埋込み境界部直上に目地を設けた場合，剛性の変化から直下の地覆部に大きなひび割れが発生しやすいため，**図 3.5.1（b）**に示すように目地位置を境界部及び打継部からずらして設置することで，ひび割れが抑制される。

また，**図 3.5.2** に示すように壁高欄目地の直下に床版の打ち継ぎ目がある場合，ひび割れだけでなく水分供給によるエフロレッセンスの発生事例もあるため，目地配置はこれらも考慮して決定することが望ましい。

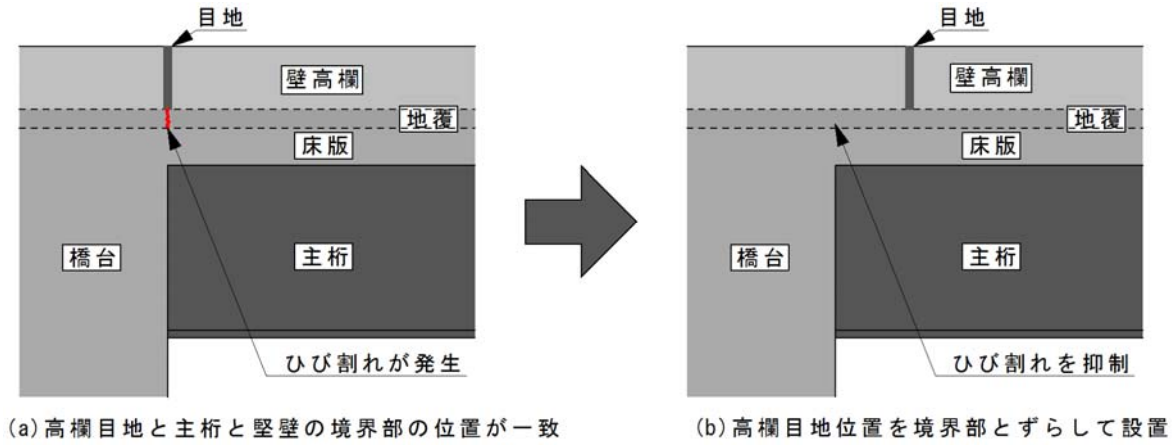


図 3.5.1　壁高欄目地位置の改善例

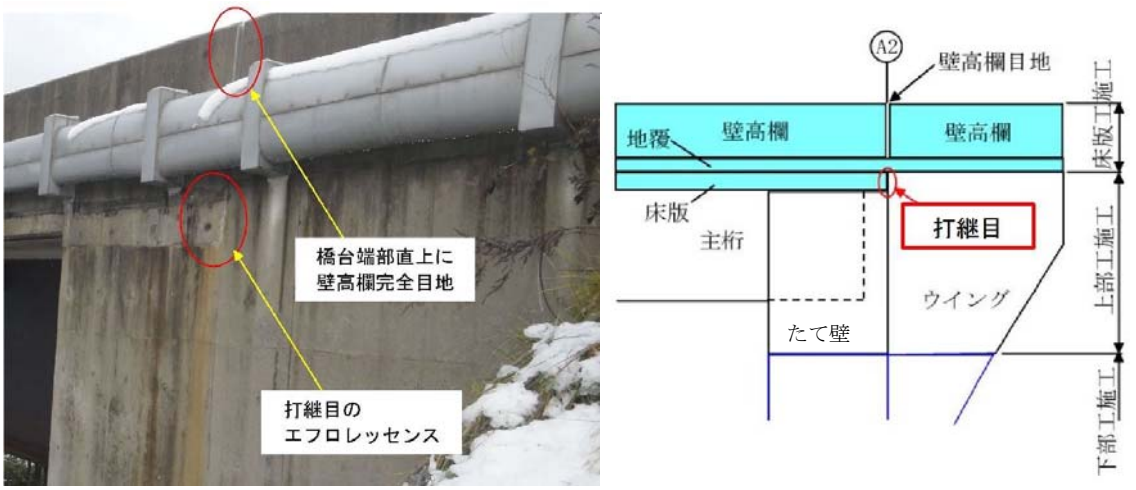
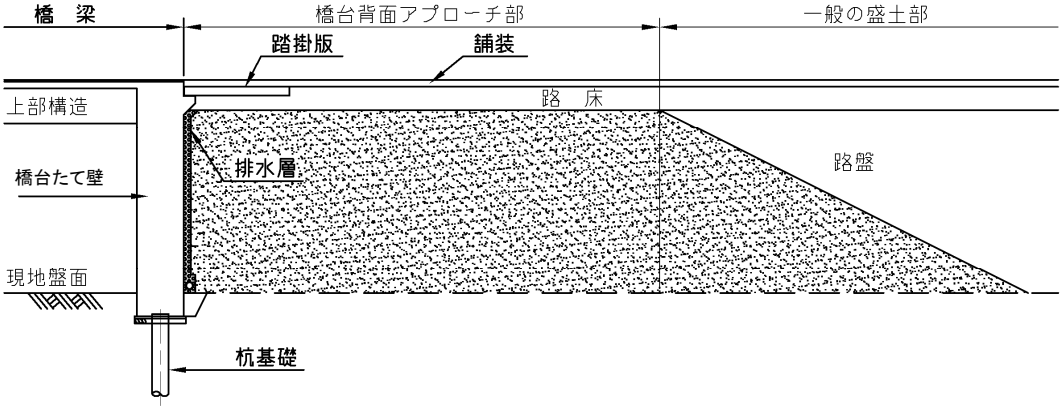


図 3.5.2　床版打ち継ぎ目のエフロレッセンス

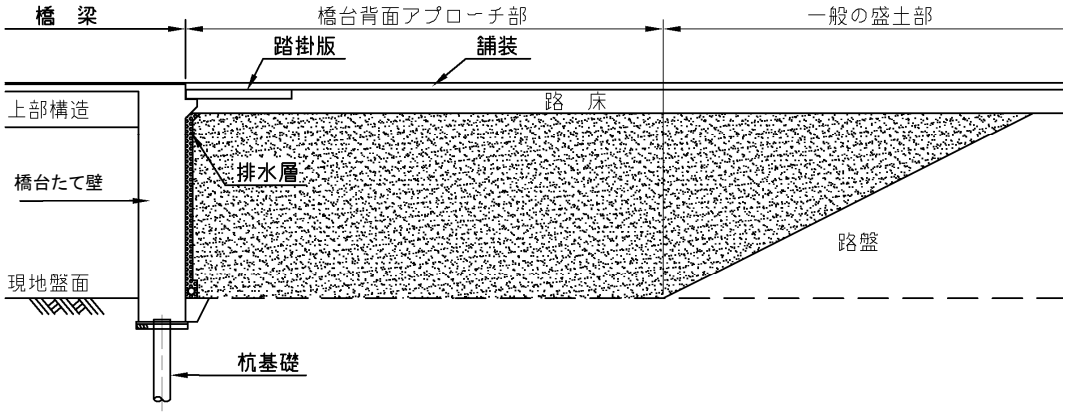
橋台背面アプローチ部については，設計段階に想定した所要の性能が確保されるように盛土材料の選定，入念な締固め等を行う。

橋台背面の施工を重視することから，軟弱地盤で架橋する場合に現地盤の軟弱地盤対策工を先行して実施する場合等を除き，橋台背面アプローチ部を道路盛土部より先行して築造するのが望ましい。

橋台背面アプローチ部の材料仕様や締固め管理値は，**表 2.4.1** 及び**表 2.4.2** に示したとおりである。橋台背面アプローチ部は，橋台ウィングに囲まれた箇所を締固め施工する必要があり，大型の締固め機械だけでなく小型の締固め機械を併用して，十分な締固め施工を行う。締固め管理値は，転圧仕上り面ごとに RI 計器により測定した締固め度の平均値，及び密度比 D_C による場合は最小値（空気間隙率 V_a による場合は最大値）により行う。測定点数や測定位置等は，文献 4)を参考に施工面積に応じて適切に定める。



(1) 正台形（橋台背面アプローチ部先施工）



(2) 逆台形（橋台背面アプローチ部後施工）

図 3.6.1 橋台背面アプローチ部の形状

参考文献

1) Illinois Department of Transportation：Bridge Manual 2003

2) South Carolina Department of Transportation：Bridge Design Manual 2006

3) 宮越雅久，高木隆一，奥谷祐介：インテグラルアバットを有する PC 橋の設計・施工，(株)ピー･エス技術資料，Vol.14，pp57-64，1997.3.

4) （独）土木研究所，大阪工業大学,（一社）日本橋梁建設協会：橋台部ジョイントレス構造における鋼ーコンクリート接合部の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その１），2015.3

5) （国研）土木研究所，大阪工業大学,（一社）日本橋梁建設協会：橋台部ジョイントレス構造における鋼ーコンクリート接合部の設計・施工手法に関する共同研究報告書（その２），2016.3

6) 建設省：RI 計器を用いた盛土の締固め管理要領（案），1996.8