

第3章 合成桁設計の合理化

WG3

目 次

第 3 章 合成桁設計の合理化

3.1	はじめに	3-1
3.2	ずれ止めの局所的な検討	3-4
3.2.1	はじめに.....	3-4
3.2.2	現状と問題点.....	3-4
3.2.3	ずれ止め周辺の局所応力解析.....	3-4
3.2.4	結果および考察.....	3-8
3.2.5	簡易モデルの提案.....	3-16
3.2.6	まとめ.....	3-18
3.3	合成桁におけるずれ止めモデル化に関する検討.....	3-20
3.3.1	はじめに.....	3-20
3.3.2	現状と問題点.....	3-20
3.3.3	解析モデル.....	3-21
3.3.4	結果および考察.....	3-29
3.4	合成桁の中間支点部近傍の設計法に関する検討.....	3-34
3.4.1	はじめに.....	3-34
3.4.2	Eurocode による設計法	3-34
3.4.3	提案する設計法の概要と検討方法.....	3-36
3.4.4	3次元 FEM モデルによる弾性固有値解析.....	3-36
3.4.5	負曲げ最大時における曲げモーメント分布.....	3-39
3.4.6	弾性床上の柱モデルの検討.....	3-43
3.4.7	荷重載荷の方法.....	3-45
3.4.8	パラメトリックスタディ	3-46
3.4.9	簡易モデルと 3D FEM モデルの弾性固有値の比較.....	3-47
3.4.10	まとめ.....	3-48
3.5	新形式形鋼橋梁の斜角に対する検討.....	3-56
3.5.1	はじめに.....	3-56
3.5.2	検討方法.....	3-57
3.5.3	FEM 解析方針	3-58
3.5.4	FEM 解析結果	3-60
3.5.5	まとめ.....	3-63
3.5.6	解析インプット, アウトプット.....	3-64

第3章 合成桁設計の合理化

3.1 はじめに

高速道路での鋼連続合成桁橋は、昭和 30 年代後半から供用したが、昭和 50 年代頃から鋼橋の RC 床版に損傷事故が多発し、補修が困難で施工も非合成に比べ煩雑であるという理由から建設が控えられた。RC 床版の損傷は、経済性追求から床版支間の増大や床版厚が低減されたことや、床版設計法の耐久性に対する配慮不足（配力鉄筋量の不足、支持桁の不等沈下など）、過積載車輛の通行などが原因といわれている。そういった中、各種の実験や解析等により、既設 RC 床版の損傷メカニズムも解明され、近年になって橋軸直角方向にプレストレスを導入した PC 床版などの開発や床版防水工の設置などにより、床版の耐久性は飛躍的に向上している。このような背景のもと、高速道路において鋼橋のさらなる合理化を目的として、PC 床版鋼少主桁橋において床版の一部を主桁として考える連続合成桁が検討されるようになった。

旧日本道路公団（以下、旧 JH という）で最初に PC 床版鋼 2 主桁橋で連続合成桁を採用したのは、道東自動車道の千鳥の沢川橋である。その後、旧 JH 試験研究所の研究を含め、近畿自動車道（敦賀線）大津呂川橋などの建設にあわせ本格的に検討され、現在の鋼橋の一般的な形式として採用されるようになった（図 3.1.1）。図 3.1.2 は、各橋梁形式の最大支間長と単位面積当りの工事費の近年の実績を示し

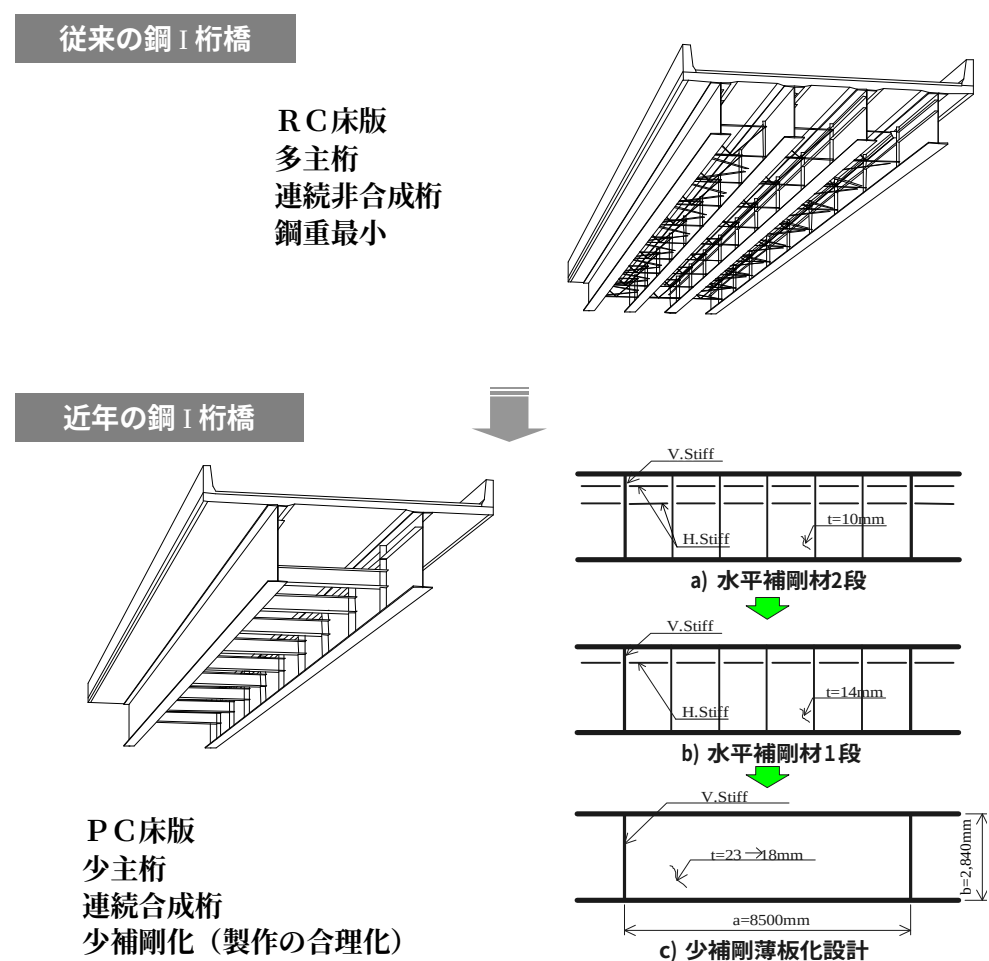


図 3.1.1 高速道路の鋼 I 桁橋の変遷

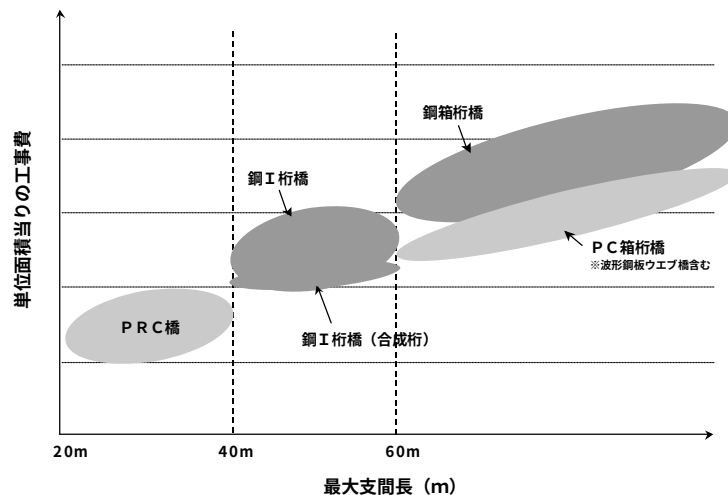


図 3.1.2 近年の各橋梁形式の最大支間長と単位面積当りの工事比の関係概念図

た概念図である。最大支間長 40~60mにおいて鋼 I 桁橋の形式の採用が多いことが判る。その中でも鋼合成桁の費用のばらつきが下方に集中しており、前述する P C床版鋼連続合成桁の検討成果により鋼橋の合理化の推進、そしてコスト縮減効果があったことが判る。

上記の合成桁に関する研究・検討においては、3次元 F E M解析が多岐にわたり使用され、技術開発においてその有効性が示された。これは、これまでの格子解析を前提とした設計法から FEM 解析を積極的に用いた設計法に移行することにより、設計手順にとらわれない合理的な断面設計ができる可能性を示唆している。今後、限界状態設計の導入や更なる性能設計の推進から、鋼橋の新たな構造、施工方法の技術開発に3次元 F E M解析は必須のアイテムであり、現在の適用スパンを超え、支間長 40m未満の小規模な橋梁や支間長 100m以上の長大スパンの橋梁において、更に活用の機会が増大することが期待される。

しかし、FEM 解析による設計を現実のものにするには、床版、鋼桁の補剛、ずれ止め及び支承部などの各設計条件を考慮した FEM のモデル化を明確にした最適断面設計プログラムの開発が急務である。現在、合成桁の鋼構造とコンクリートの接合部において、ずれ止めは相互の結合を目的としており、周辺の局所的な挙動や終局耐力を把握するためには異種材料接合における付着特性、床版コンクリートと鋼桁の相互作用条件、さらには鋼とコンクリートの材料特性を考慮する必要がある。しかし、それらの条件がどの程度スタッドの変形挙動に影響するのかが不明である。そこで、3.2 では、鋼部材とコンクリート部材の結合条件、材料条件をパラメータとして、実験と整合する解析手法を検討している。

また、橋梁全体を従来の格子モデルではなく、この解析能力向上を生かし、丸ごと FEM モデルで解析しようという動きも出てきている。しかしながら、橋梁全体をモデル化する場合、前述した鋼とコンクリートの合成部のような詳細なモデル化は、いたずらに解析を複雑化するだけであり現実的ではない。3.3 では、合成桁のずれ止めに着目し、床版コンクリートと鋼桁部との接合条件を変化させた場合、全体の変位および応力度に与える影響を検証し、どの程度のモデル化をすれば適切な解が得られるかを検討している。

さらに、合成桁橋の新たな構造の技術開発に上述の旧 JH と同様に3次元 F E M解析を積極的に適用する動きがある。連続合成桁橋の中間支点部近傍の負曲げに対する設計では、現在コンクリート床版の

拘束効果は無視され、鋼桁単体の横ねじれ座屈に基づき設計されている。最近の合理化橋梁では横構、対傾構のない構造が設計されていることから、3.4 では、中間支点部を対象にして横倒れ座屈に対する合理的設計法の確立にむけて 3 次元 FEM 解析による検討をしている。また、新形式橋梁として H 形鋼主桁と合成床版を組み合わせた連続合成多主桁橋の開発を目的に、3.5 では、分配横構、中間対傾構を省略した構造において主桁の斜角の影響について 3 次元 FEM 解析による検討をしている

3.2 ずれ止め部の局所的な検討

3.2.1 はじめに

ずれ止めは、主に鋼とコンクリートの接合部において、相互の結合を目的とされており、周辺の局所的な挙動を把握するためには異種材料接合における付着特性として、床版コンクリートと鋼桁の相互作用条件を考慮する必要がある。また、鋼とコンクリートの材料特性挙動の相違があるため、終局耐力の検討をする場合、鋼およびコンクリートの材料挙動の影響を考慮する必要がある。しかし、それらの条件がどの程度スタッドの変形挙動に影響するのかが不明である。ここでは、鋼部材とコンクリート部材の結合条件、材料条件をパラメータとして、実験と整合する解析手法を検討し、最終的には、代表的なスタッドジベルのバネ定数を求める。

3.2.2 現状と問題点

現状の合成桁のずれ止めの設計は、鋼桁とコンクリート床版が一体として挙動することを前提として、ずれ止めが鋼とコンクリートに先行して破壊しないように照査を行っているのが一般的である。そのため、ずれ止めの設計上許容される耐力はかなり安全側に評価されている。今後ずれ止めのより合理的な設計を行うにあたっては最大耐力に近い耐力を用いて設計するのが望ましいが、この時点においては多少のずれが生じており、その際にはずれ変形を考慮したモデルにより解析を行うことが必要となってくる。

ずれ止めを用いた載荷実験は数多く実施されており、主としてずれ耐力やずれ変位に着目した検討が行われている。ずれ止めおよびその周辺の局所的な挙動については実験結果のみでは十分に把握できず、数値解析による検討が必要となる。数値解析で終局状態まで評価するためには、ずれ止めの非線形性、コンクリートにひび割れや圧壊が生じるためにこれを考慮できる構成則、ずれ止めや鋼板とコンクリートの接触条件を考慮したモデルなどを用いる必要があり、今のところまだ十分に検討されていないのが実状である。

このようなことから、今後のずれ止めのより合理的な設計を行うためには、ずれ止めおよびその周辺の局所的な挙動を数値解析により確認し、ずれ止めの変形挙動について検討することが必要不可欠である。

3.2.3 ずれ止め周辺の局所応力解析

(1) 解析モデル

本検討における解析対象は、合成桁で一般的に多用されている頭付きスタッドジベルである。解析モデルは文献[1]に試験結果が示されている押し抜き試験体を対象とした。ずれ止め諸元は軸径： $d_s=19[\text{mm}]$ 、高さ $H_s=100[\text{mm}]$ 、間隔： $50[\text{mm}]$ 3本の1列配置である。押し抜き試験方法および試験体は、「頭付きスタッドの押し抜き試験方法（案）とスタッドに関する研究の現状」[2]に基づいている。解析モデルは、図 3.2.1 に示すように、スタッド中心より $1/2$ モデルで、溶接部については、 $R=3[\text{mm}]$ の $1/4$ 円によりモデル化を行った。また、一般的に使用されているスタッドとして、軸径： $d_s=19[\text{mm}]$ 、高さ $H_s=150[\text{mm}]$ 、間隔： $53[\text{mm}]$ 3本の1列配置としたモデルおよび、軸径： $d_s=22[\text{mm}]$ 、高さ $H_s=150[\text{mm}]$ 、間隔： $53[\text{mm}]$ 3本の1列配置としたモデルについても解析を実施する。

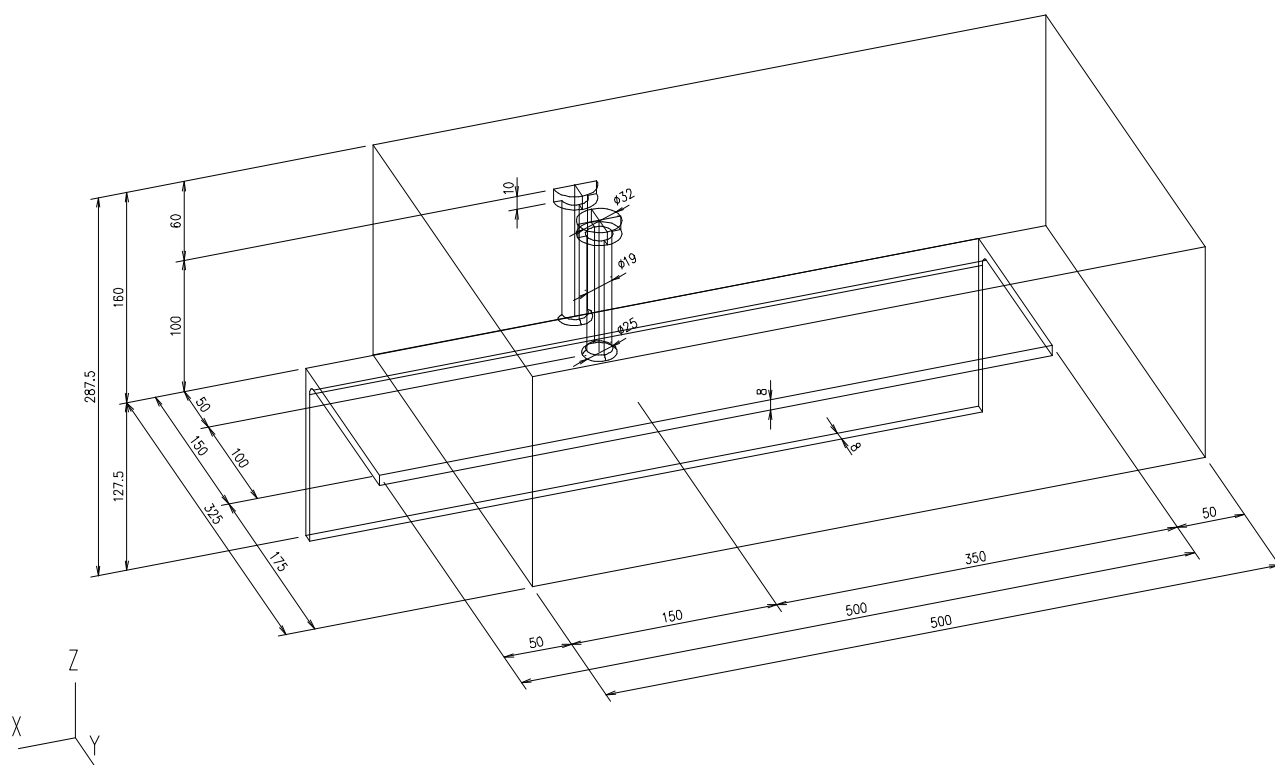


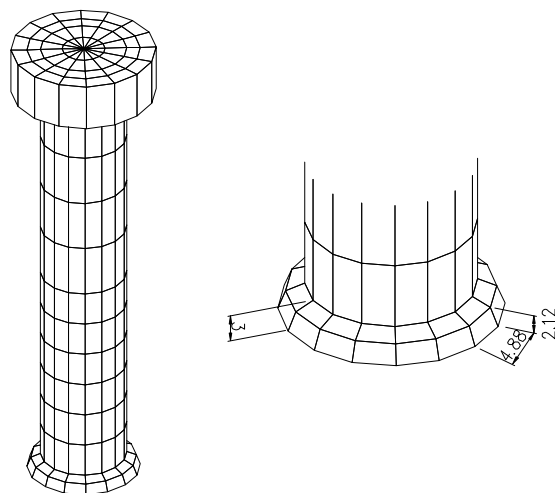
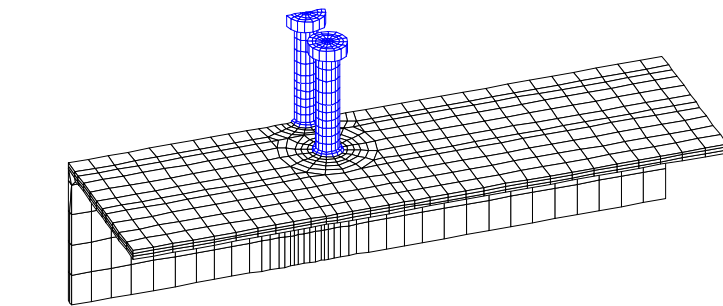
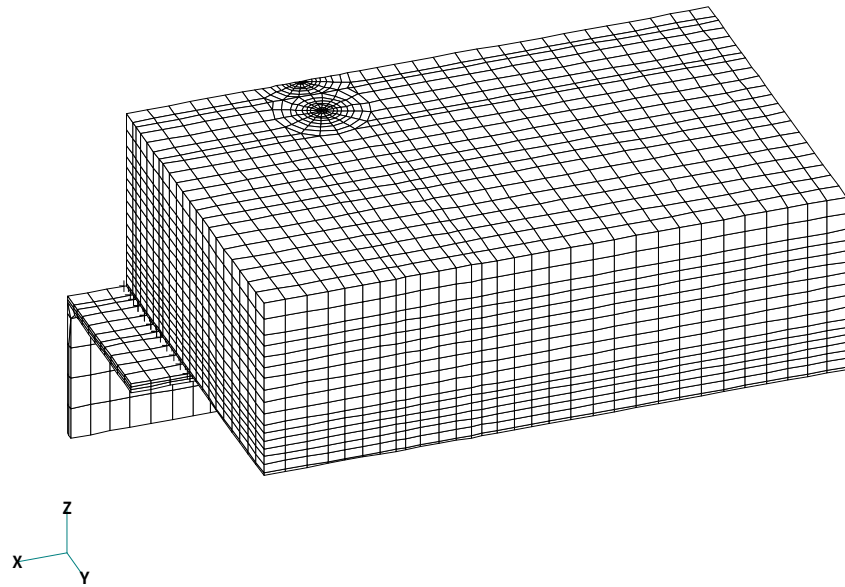
図 3.2.1 解析モデル

(2)有限要素モデル

本解析では、ずれ止め周辺の局所応力を把握するため、スタッドを含む解析モデル化範囲の構造について3次元モデルにてモデル化を行った。解析に使用した要素を表 3.2.1 にメッシュ分割図を図 3.2.2 に示す。スタッドとフランジの接合部は同一節点でモデル化し、剛結合とした。スタッドとコンクリート間および、フランジとコンクリート間については剛体要素による完全付着のケースと、剥離を考慮できる接触要素の2パターンについて検討を実施した。また、剥離を考慮した接触要素でモデル化を行う場合は、摩擦によるせん断方向の力の伝達は無いものとした。

表 3.2.1 使用要素

部位	要素種類	備考
スタッド	ソリッド要素	
フランジ	ソリッド要素	
コンクリート	ソリッド要素	
スタッドとコンクリート間	剛体要素	完全付着
	接触要素	剥離を考慮 (圧縮側は剛結合)
フランジとコンクリート間	剛体要素	完全付着
	接触要素	剥離を考慮 (圧縮側は剛結合)



34737 節点 40431 要素

図 3.2.2 有限要素モデル

境界条件，荷重条件は，押し抜き試験を模擬するために，図 3.2.3 に示す境界条件および荷重条件を設定した．1 / 2 対称面において対称条件（Y 方向拘束）を，載荷位置は Y 方向および Z 方向を拘束し，載荷の反対側の面については完全拘束とした．

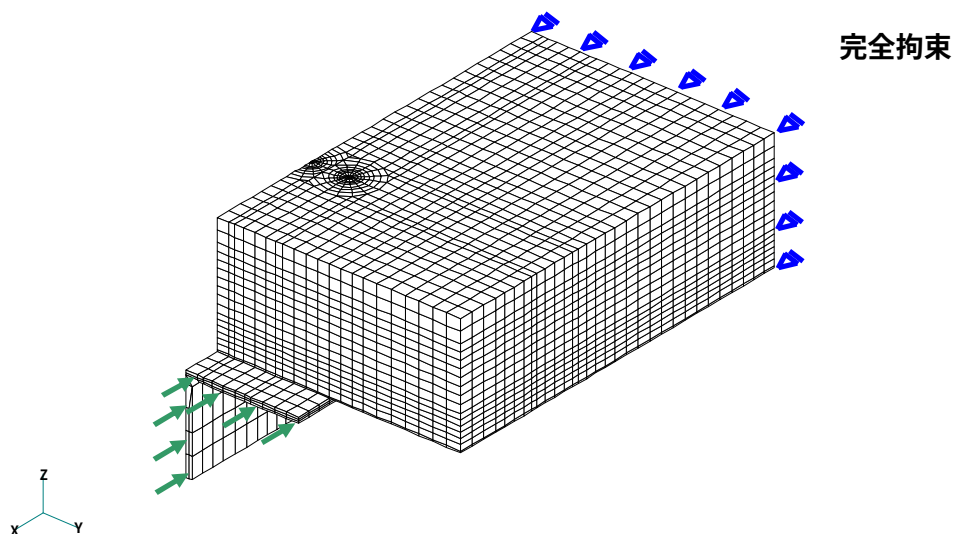


図 3.2.3 メッシュ分割図境界条件および荷重条件

(3) 材料条件

材料条件は，検討ケースにより非線形特性を考慮した条件を使用する．材料特性については，コンクリートについては事前の実測強度を使用し，コンクリート標準示方書[3]の応力-ひずみ曲線を参考とした．スタッド，フランジ，ウェブ，溶着部については，代表的な値を用いた[4]．

◆スタッド，フランジ，ウェブ，溶着部

弾性係数(E)	降伏応力(σ_y)	ポアソン比(ν)
200000[N/mm ²]	406[N/mm ²]	0.3

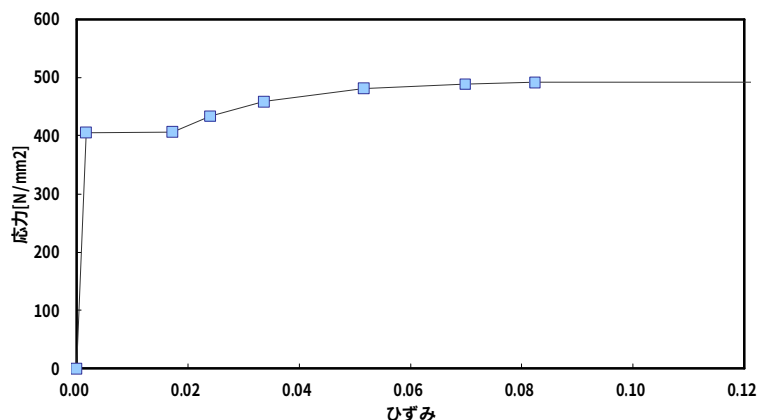


図 3.2.4 鋼部材の材料特性

◆コンクリート

弾性係数(E)	圧縮強度(f'_{cd})	引張強度(f_{cd})	引張軟化係数
30000[N/mm ²]	46.2[N/mm ²]	4.7[N/mm ²]	3000

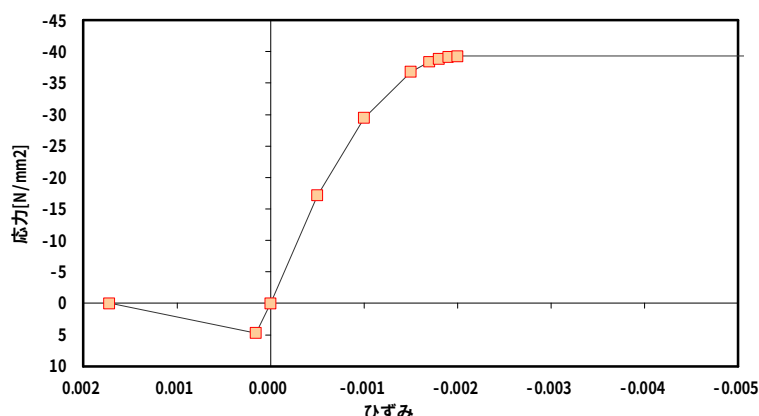


図 3.2.5 コンクリートの材料特性

(4)解析ケース

既存の実験結果をモデル化し、スタッド鋼材や床版コンクリートの非線形性考慮の有無など、表 3.2.2 に示す 7 ケースについて行い傾向を把握する。

表 3.2.2 実験検証解析ケース

検討ケース	スタッドとコンクリート間	コンクリートとフランジ間	材料構成則		スタッド形状		備考
			スタッド	コンクリート	径:ds[mm]	高さ:Hs[mm]	
1	接触	接触	弾性	弾性	19	100	基本
2	剛結合	接触	弾性	弾性	19	100	付着検討
3	剛結合	剛結合	弾性	弾性	19	100	付着検討
4	接触	接触	弾塑性	弾性	19	100	材料構成則検討
5	接触	接触	弾塑性	非線形	19	100	材料構成則検討
6	剛結合	剛結合	弾塑性	非線形	19	100	材料構成則検討
7	剛結合	接触	弾塑性	非線形	19	100	材料構成則検討
7-a	剛結合	接触	弾塑性	非線形	19	150	実物モデル
7-b	剛結合	接触	弾塑性	非線形	22	150	実物モデル

上記実験検証解析において、実験結果に近い結果となるケースの条件について、代表的なスタッドの寸法である、スタッド軸径： $ds=19$ [mm]、スタッド高さ： $hs=150$ [mm]のモデル、およびスタッド軸径： $ds=22$ [mm]、スタッド高さ： $hs=150$ [mm]のモデルについても検討を実施する。尚、ケース 7 b モデルについては、スタッド間隔は $ds+30$ [mm]以上を基本としていることより、53[mm]としている。

3.2.4 結果および考察

載荷位置における荷重 変位関係を図 3.2.6, 3.2.7 に示す。また、道路橋示方書・同解説[5]において許容応力度設計によるずれ止め許容せん断力となる、スタッド 1 本当たりのせん断力 22.21[kN/本]時について、各ケースのスタッド変形および Von Mises コンター図を図 3.2.8 に示す。また、実験結果とよく一致したケース 7 について、複合構造物の性能照査例[7]のスタッドの設計せん断耐力 V_{sud} に対して、終局耐力の 1/3 ($V_{sud}/3$) となる荷重 47.25[kN/本]時と、終局耐力の 1/2 ($0.5V_{sud}$) となる 70.88[kN/本]時におけるスタッドの変形および Von Mises コンター図を図 3.2.9 にスタッドの応力分布を図 3.2.10, 3.2.11 に示す。さらに、周辺コンクリートの塑性域分布図を図 3.2.12, 3.2.13 に示す。ここで、終局耐力の 1/3 は、押し抜きせん断試験では一般に最大耐力の 1/3 の時点の割線剛性をずれ剛性として算出していること、終局耐力の 1/2 はずれ限界として算定される耐力であることから設定したものであ

る。道路橋示方書，鉄道構造物等設計標準，複合構造物の性能照査例について，スタッドの設計せん断耐力を算定した結果を以下に示す。

道路橋示方書・同解説（許容応力度設計）[5]

$$Qa = 9.4ds^2 \sqrt{f'_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Qa = 1.72dsHs \sqrt{f'_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

(Hs=150mm程度)

$$Qa(1) = 23.07 \text{ (kN/本)}$$

$$Qa(2) = 22.21 \text{ (kN/本)}$$

$$Qa = 22.21 \text{ (kN/本)} \quad \cdots Hs/ds < 5.5$$

$$66.64 \text{ (kN/3本)}$$

ds : スタッドの軸径[mm]
 Hs : スタッドの全高[mm]
 f'_{ck} : 設計基準強度[N/mm²]

鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）（限界状態設計）[6]

$$Qud = \frac{18.2ds^2 \sqrt{f'_{ck} / \gamma_c}}{1 - 0.7(\tau_{\min} / \tau_{\max})} / \gamma_b \quad (Hs/ds \geq 5.5)$$

$$Qud = \frac{3.40dsHs \sqrt{f'_{ck} / \gamma_c}}{1 - 0.7(\tau_{\min} / \tau_{\max})} / \gamma_b \quad (Hs/ds < 5.5)$$

$$Qud(1) = 44.66 \text{ (kN/本)} \quad \gamma_c, \gamma_b = 1.0 \text{ とする}$$

$$Qud(2) = 43.91 \text{ (kN/本)} \quad \gamma_c, \gamma_b = 1.0 \text{ とする}$$

$$Qud = 43.91 \text{ (kN/本)} \quad \cdots H/d < 5.5$$

$$131.73 \text{ (kN/3本)}$$

※応力範囲は0と仮定(分母1.0)

安全係数(設計標準での推奨値)
 $\gamma_c = 1.3$
 $\gamma_b = 1.3$

$\tau_{\min}$: スタッドに作用する最小せん断
 応力度[N/mm²]
 $\tau_{\min}$: スタッドに作用する最小せん断
 応力度[N/mm²]

複合構造物の性能照査例（限界状態設計）[7]

○ 終局耐力

$$Vsud = (31 As \sqrt{(Hs / ds) f'_{ck} / \gamma_c} + 100000) / \gamma_b$$

$$Vsud = As(f_{su} / \gamma_s) / \gamma_b$$

$$Vsud(1) = 237.06 \text{ (kN/本)} \quad \gamma_c, \gamma_b = 1.0 \text{ とする}$$

$$Vsud(2) = 141.76 \text{ (kN/本)} \quad \gamma_c, \gamma_b = 1.0 \text{ とする}$$

$$Vsud = 141.76 \text{ (kN/本)} \quad \cdots \min \{Vsud(1), Vsud(2)\}$$

$$425.29 \text{ (kN/3本)}$$

安全係数(指針での推奨値)
 $\gamma_s = 1.0$
 $\gamma_c = 1.3$
 $\gamma_b = 1.3$

○ ずれ限界耐力

$$Vscd = 0.5Vsud$$

$$= 70.88 \text{ (kN/本)}$$

$$212.65 \text{ (kN/3本)}$$

A_s : スタッド断面積[mm²]
 f_{su} : スタッド引張強度[N/mm²]

(1) 実験結果との整合性確認

図 3.2.6 および 3.2.7 の荷重—変位関係については，終局荷重状態付近までケース 7 が比較的に実験結果と一致した。ケース 7 は鋼，コンクリートとも材料非線形を考慮し，コンクリートとフランジ間の接触を考慮したケースであり，スタッドとコンクリート間は剛結合としている。スタッドとコンクリート間を接触としたケース 5 については，実験と比較して解析結果のほうが同じ荷重における変形が大きくなった。また，コンクリートとフランジ間を剛結合としたケース 3 および 6 については，初期剛性から実験と一致していない。これは試験体では鋼フランジ面にグリースを塗布してコンクリートブロックとの付着を切っていることが主な理由と考えられる。Vsud/3 までの剛性については，コンクリートとフ

ランジ間の接触を考慮することが実験結果と一致する重要な条件となる。ただしコンクリートを非線形材料特性とする場合は、スタッドとコンクリート間は剛結合とすることが、より実験結果と整合する結果となる。

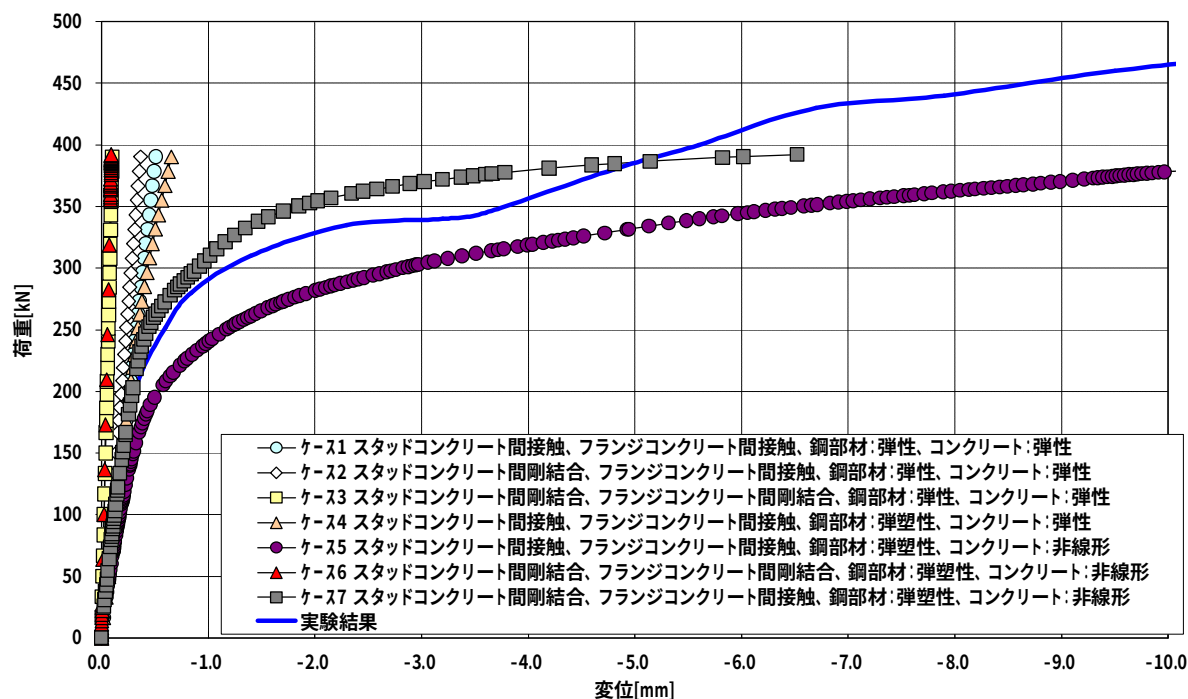


図 3.2.6 荷重位置における荷重 変位関係

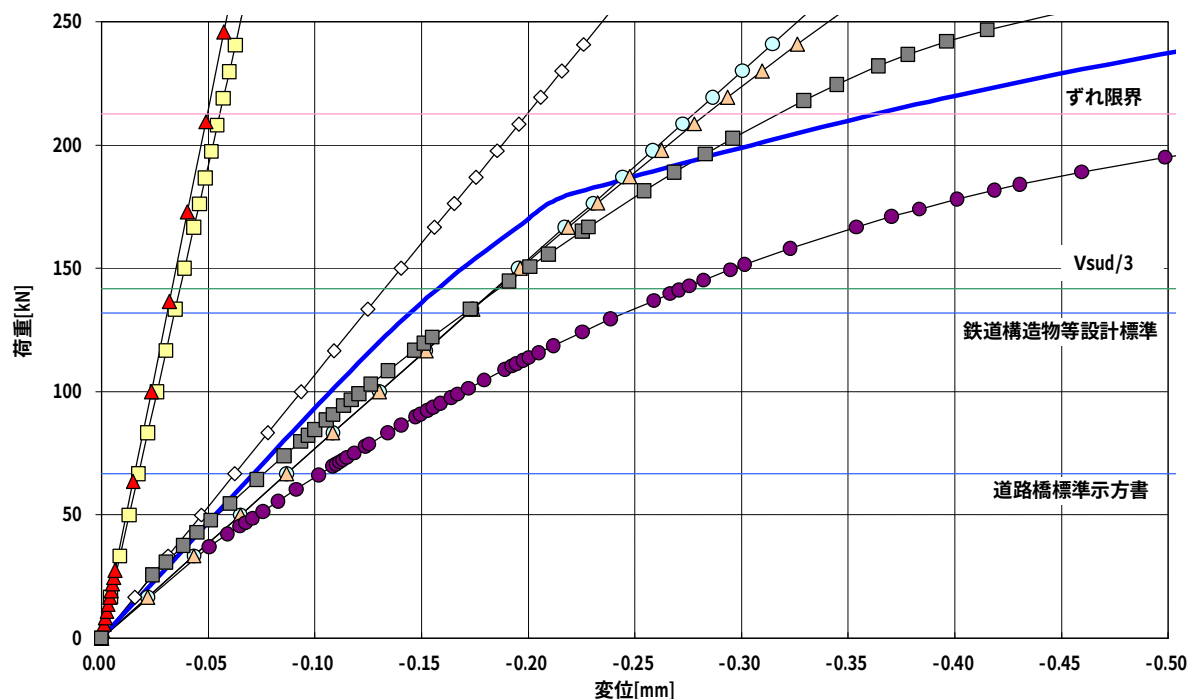


図 3.2.7 荷重位置における荷重 変位関係（拡大図）

(2)スタッドおよびコンクリートの応力状態

図 3.2.8 よりコンクリートとフランジ間を剛結合としているケース 3 およびケース 6 については、スタッドにほとんど応力が発生していない。また、スタッドとコンクリート間およびフランジコンクリート間の接触を考慮しているケース 5 については、スタッド基部に他のケースと比較して大きな応力が発

生している。図 3.2.9 よりずれ剛性 $V_{sud}/3$ 時、ずれ限界時ともにスタッド基部に応力分布が集中している。また、図 3.2.10 よりスタッドの応力分布については、スタッドの基部より 25mm 程度まで応力が大きくなっているが、それより上部については $100[\text{N}/\text{mm}^2]$ 以下の応力分布となっている。またケース 1,4,5 のスタッドとコンクリート間およびフランジとコンクリート間に接触を考慮したケースについては、他のケースと比較して応力分布が大きくなり、ケース 3,6 のフランジとコンクリート間を剛結合としたケースについては、スタッドの応力は他のケースと比較して非常に小さな値となった。このことより、スタッドの応力分布を検討する場合についても、フランジとコンクリート間の接触は考慮する必要があると考えられる。

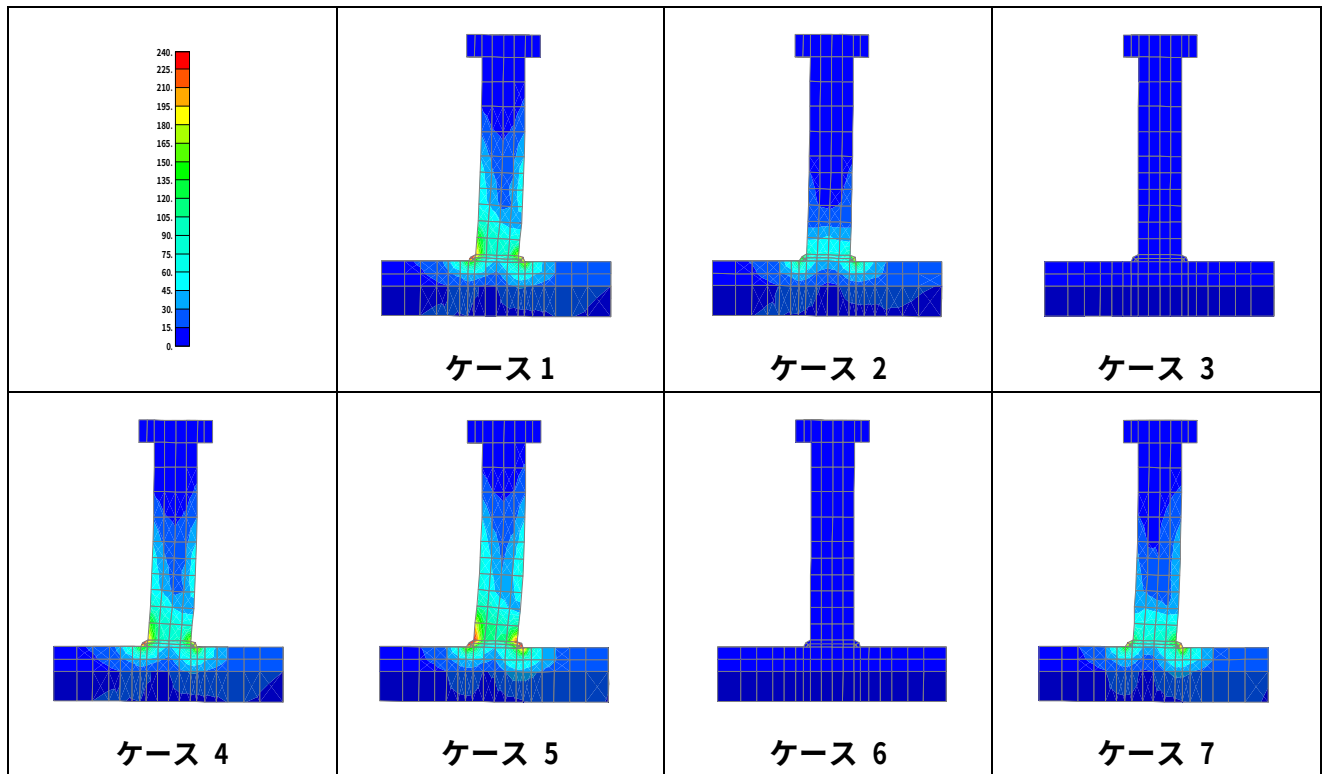


図 3.2.8 22.21[kN/本]時のスタッド変形（倍率 50 倍）および Von Mises コンター図

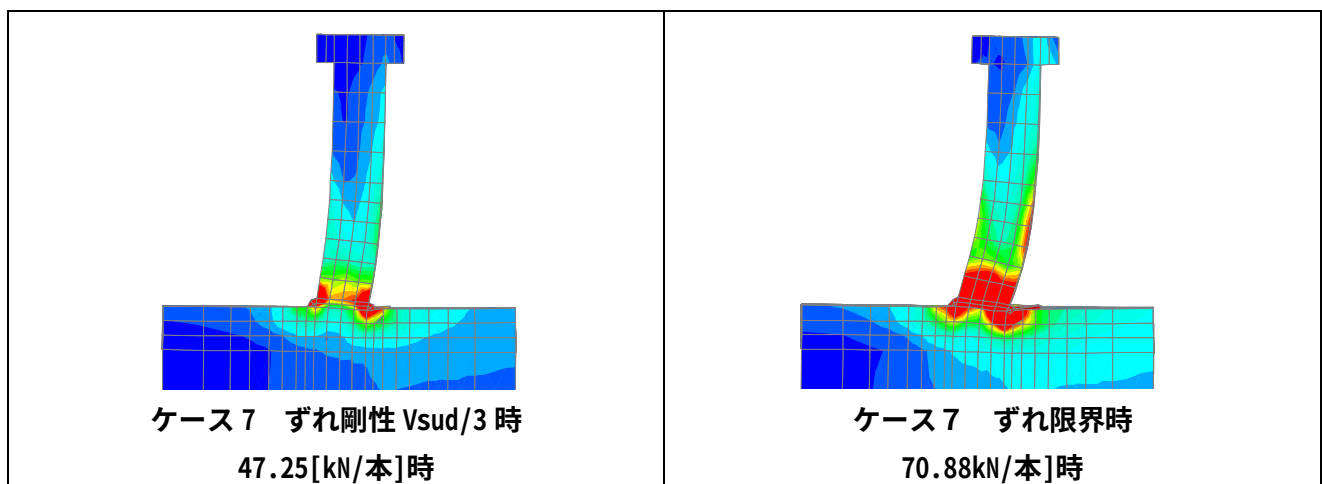


図 3.2.9 ケース 7 スタッド変形（倍率 50 倍）および Von Mises コンター図

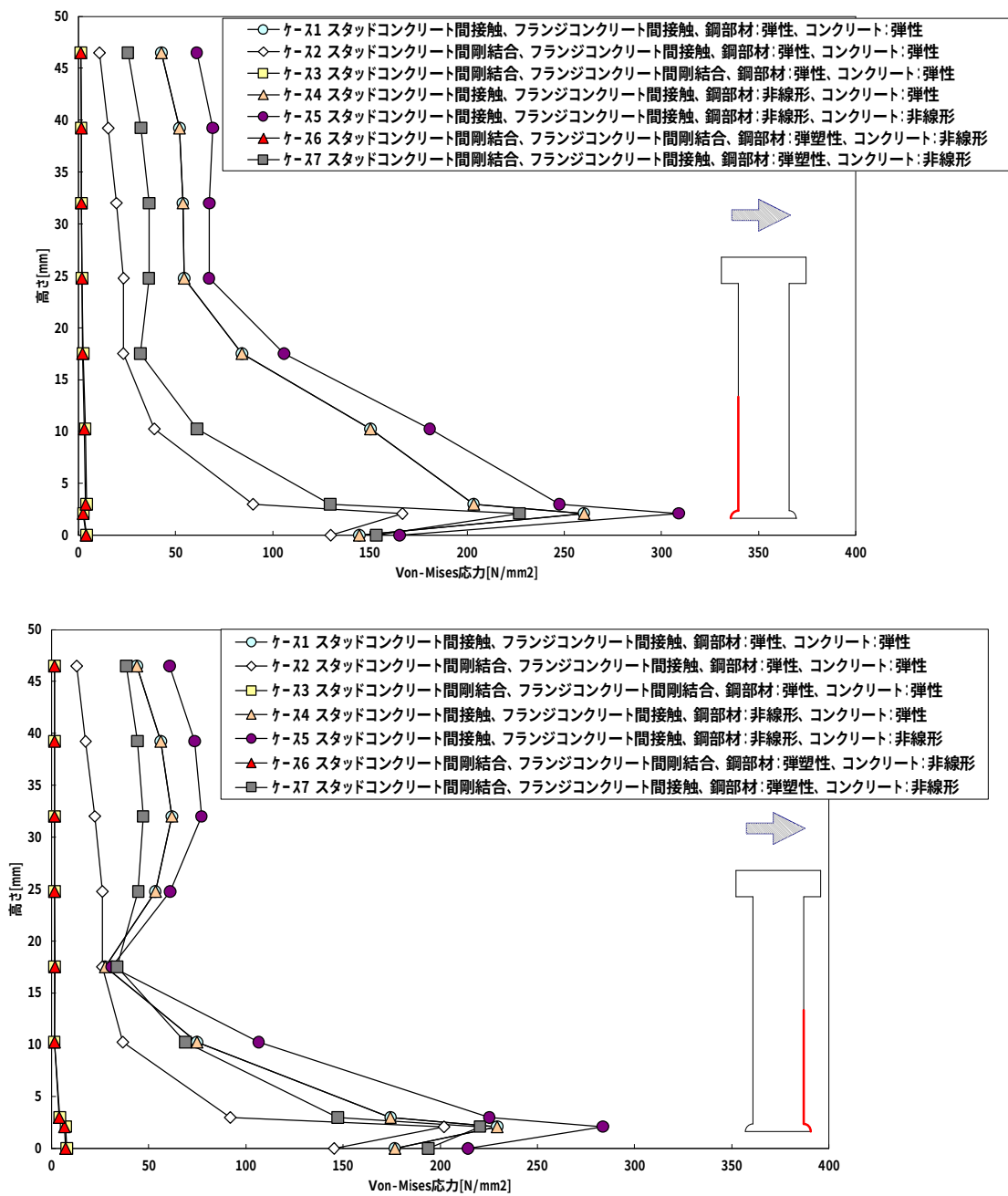


図 3.2.10 22.21[kN/本]時における各ケースのスタッド応力分布

図 3.2.11 より、ケース 7 における、道路橋示方書によるずれ止め許容せん断力 (22.21[kN/本])，ずれ剛性($V_{sud}/3=47.25$ [kN/本])，ずれ限界時 (70.88[kN/本]) におけるスタッドの応力分布は、22.21[kN/本]時の応力分布は基部で 250 [N/mm²]程度の応力となっているが、47.25[kN/本]時、70.88[kN/本]時は、 400 [N/mm²]以上の値となった。

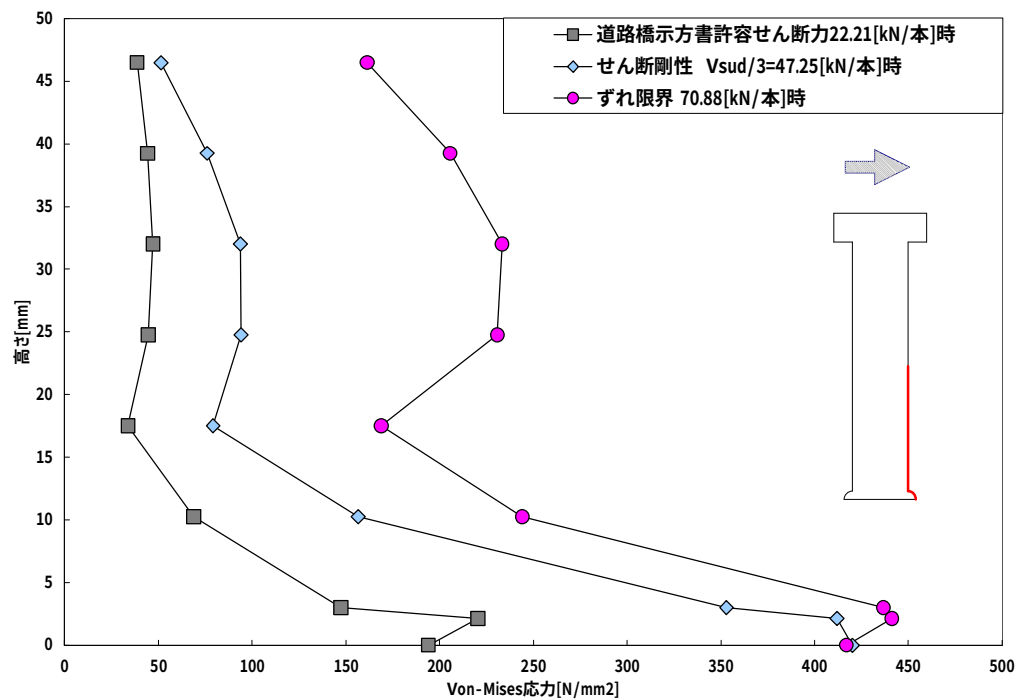
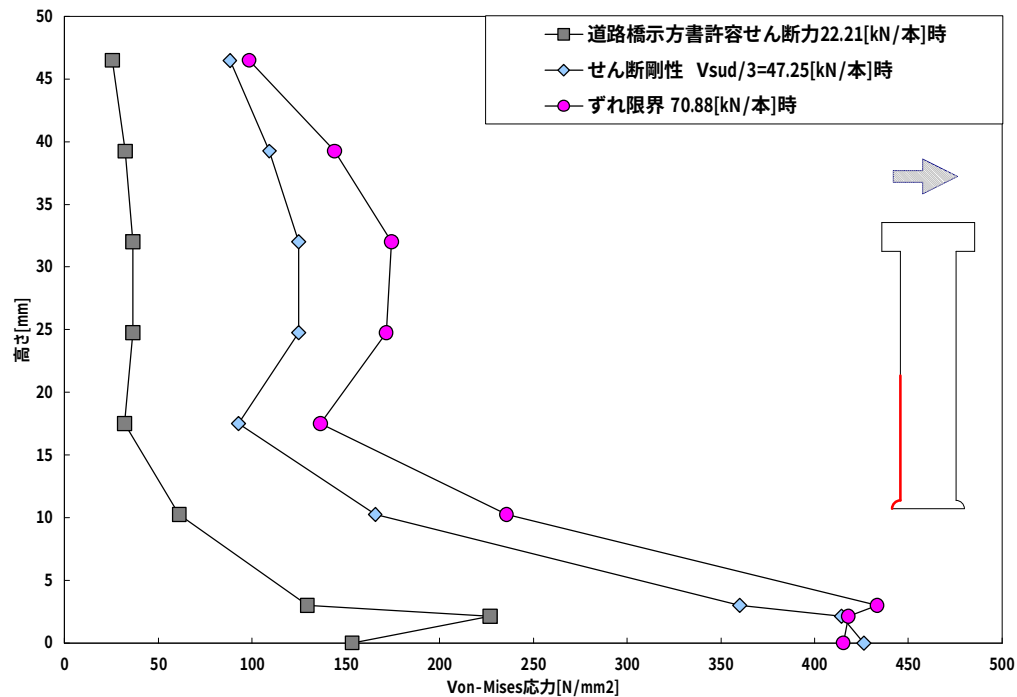


図 3.2.11 ケース 7 各せん断力レベルにおける応力分布

図 3.2.12 および図 3.2.13 より $V_{sud}/3 = 47.25$ [kN/本] 時のコンクリート塑性域分布は、コンクリート下面に広く発生している。スタッドによるコンクリートの支圧面側（右側）の塑性域はスタッドの近傍のみに発生しているが、背面側は 47.25 [kN/本] 時でスタッドの下側にコンクリートの塑性域が広く発生しており、ずれ限界の 70.88 [kN/本] 時でスタッド下側だけでなく広く塑性域が発生している。

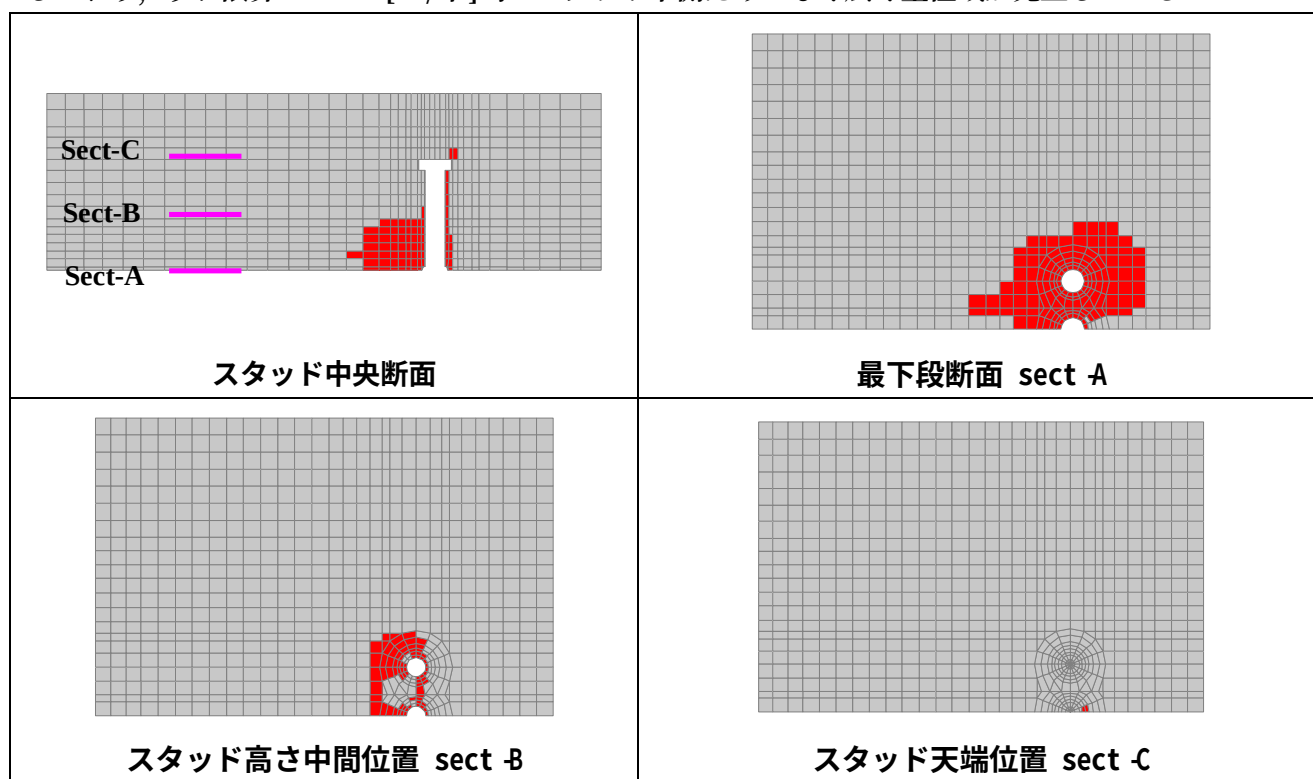


図 3.2.12 ケース 7 ずれ剛性 $V_{sud}/3 = 47.25$ [kN/本] 時コンクリート塑性域分布図

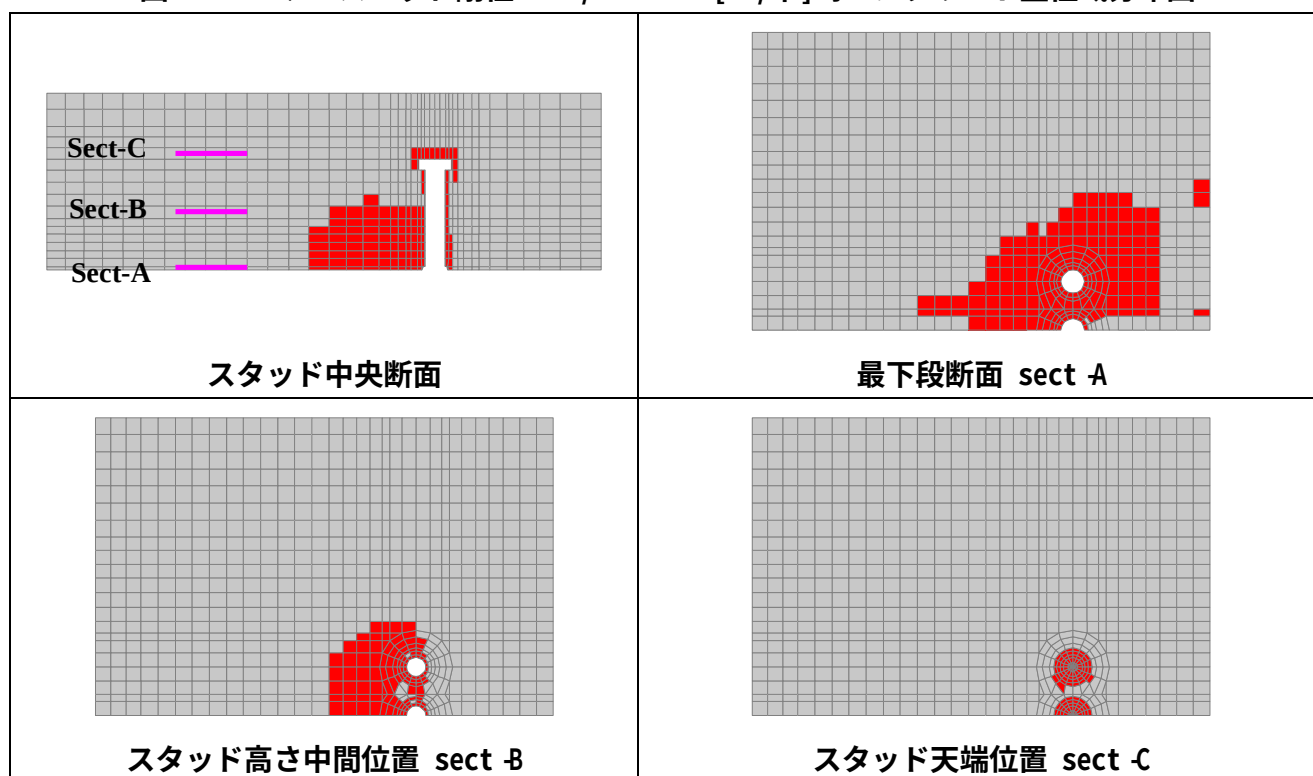


図 3.2.13 ケース 7 ずれ限界 70.88 [kN/本] 時コンクリート塑性域分布図

(3)スタッド形状が異なるモデルによる結果の比較

図 3.2.14, 3.2.15 にケース 7, 7 a, 7 b の載荷位置における荷重－変位関係を示す。図 3.2.14 よりケース 7 とケース 7 a は、ケース 7 a と 7 b と比較してそれほど差が無く、荷重－変位関係はスタッドの高さよりスタッド径の影響が大きいことが確認できる。

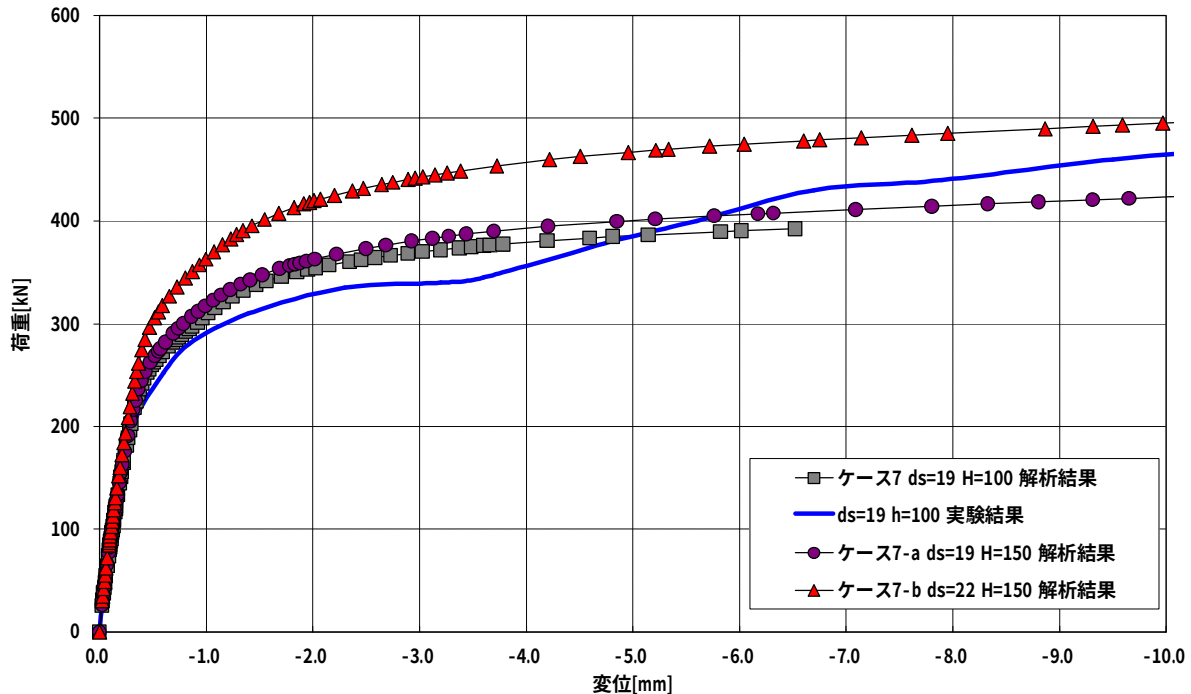


図 3.2.14 載荷位置における荷重－変位関係

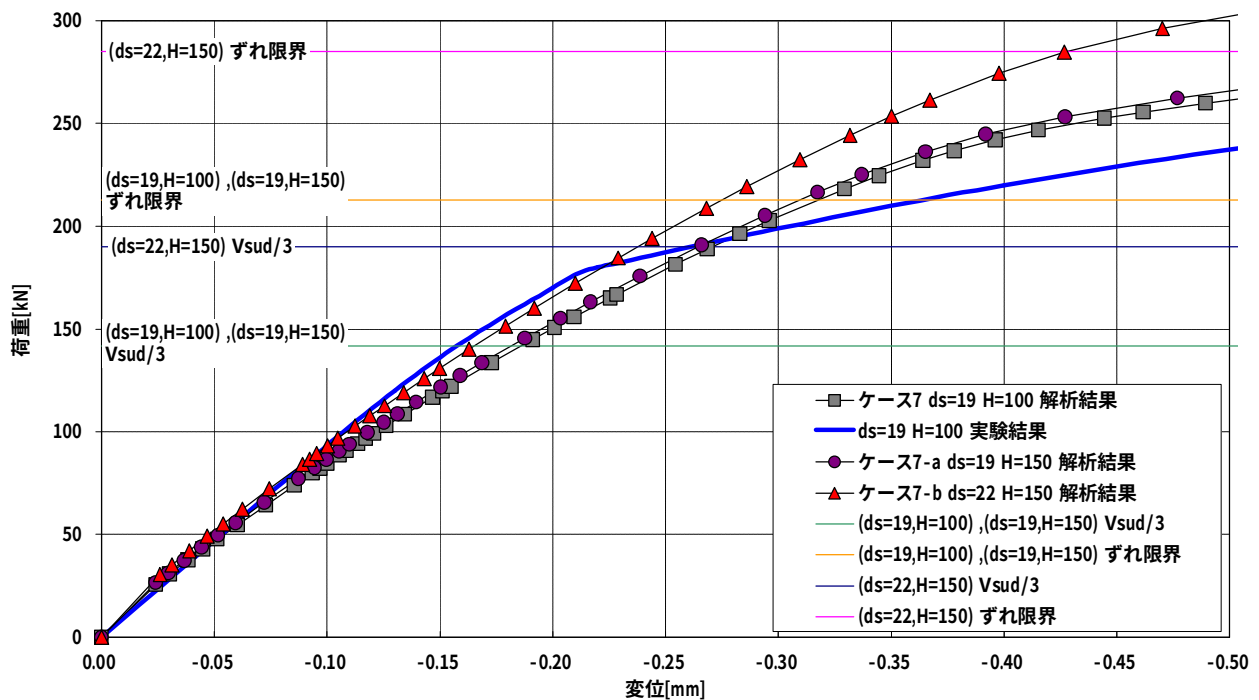


図 3.2.15 載荷位置における荷重－変位関係（拡大図）

3.2.5 簡易モデルの提案

次節「3.3 合成桁におけるずれ止めモデル化に関する検討」では、スタッドを線形せん断ばね要素を用いてモデル化している。道路橋示方書や鉄道設計標準で想定しているスタッドの耐力までであれば線形挙動を示すと考えられるため、合成桁のスタッドの挙動をみるには線形せん断ばね要素でモデル化するのが一般的と考えられる。この場合には線形ばね要素のせん断剛性をどのように設定するかが重要となる。そこで、本FEM解析結果より、設計レベルの弾性域におけるせん断ばね定数を検討する。

本モデルにおいて、道路橋示方書の設計許容せん断力 $Qa = 22.21$ [kN/本]におけるスタッド中央位置の変位グラフを図3.2.16に、表3.2.3に各ケースのバネ定数を示す。ばね定数は下記の式より求めた。

(スタッド上端の変位－スタッド下端の変位) / せん断力

ケース1～7の解析ではスタッド全高は100[mm]であり、道路橋示方書の150[mm]程度を基本とするという定義の範囲外であるが、図3.2.14の解析結果よりスタッド長100[mm]と150[mm]の結果であり結果が変わらなかったため、そのまま使用した。またケース7a(スタッド径 $d_s=19$ [mm],スタッド高さ $H_s=150$ [mm]), 7b(スタッド径 $d_s=22$ [mm],スタッド高さ $H_s=150$ [mm])について、それぞれ道路橋示方書[5], 鉄道構造物等設計標準[6], 複合照査例[7]にある終局耐力の1/3および参考としてずれ限界耐力時におけるバネ定数を表3.2.4～7に示す。

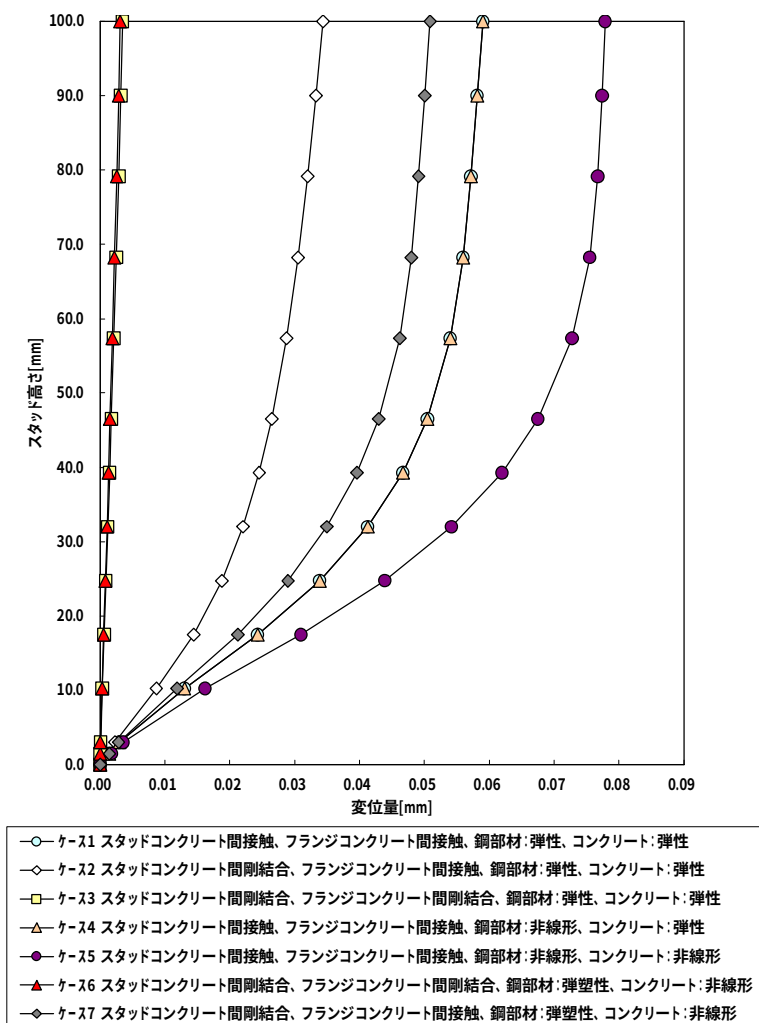


図 3.2.16 道路橋示方書・同解説によるスタッド許容せん断力時のスタッド中心変形量

表 3.2.3 道路橋示方書[5] スタッド許容せん断力時の換算ばね定数

スタッドの換算ばね定数[kN/mm]						
case-1	case-2	case-3	case-4	case-5	case-6	case-7
376	647	6470	376	285	7308	436

ケース7の結果より局部モデルより求められたスタッドのバネ定数は436[kN/mm]となった。

表 3.2.4 道路橋示方書[5] スタッド許容せん断力時の換算ばね定数

スタッドの換算ばね定数[kN/mm]		
case-7	case-7(a)	case-7(b)
436	421	433

表 3.2.5 鉄道構造物等設計標準[6] スタッドせん断耐力時の換算ばね定数

スタッドの換算ばね定数[kN/mm]		
case-7	case-7(a)	case-7(b)
363	356	335

表 3.2.6 複合構造物の性能照査例 [7]による終局耐力の 1/3 における換算ばね定数

スタッドの換算ばね定数[kN/mm]		
case-7	case-7(a)	case-7(b)
310	301	282

表 3.2.7 複合構造物の性能照査例 [7]によるずれ限界時の換算ばね定数（参考）

スタッドの換算ばね定数[kN/mm]	
case-7(a)	case-7(b)
17	77

例えば、今回の解析結果では、道路橋示方書の許容せん断力レベルにおけるせん断ばね定数は以下のようになる。

スタッド軸径：ds=19[mm] スタッドの全高：Hs=100[mm] コンクリート圧縮強度 $f'_{ck}=46.2[N/mm^2]$
 $K = 436 [kN/mm]$

スタッド軸径：ds=19[mm] スタッドの全高：Hs=150[mm] コンクリート圧縮強度 $f'_{ck}=46.2[N/mm^2]$
 $K = 421 [kN/mm]$

スタッド軸径：ds=22[mm] スタッドの全高：Hs=150[mm] コンクリート圧縮強度 $f'_{ck}=46.2[N/mm^2]$
 $K = 433 [kN/mm]$

スタッドのせん断ばね定数と押し抜きせん断試験のずれ剛性とは必ずしも一致するものではないが、過去の押し抜きせん断試験結果のずれ剛性は 100～500kN/mm が多く、この程度のせん断ばね定数を設定するのがよいと考えられる。

3.2.6 まとめ

(1)スタッドの押し抜きせん断試験のFEM解析結果

スタッドの押し抜きせん断試験体を対象に、鋼部材とコンクリート部材の結合条件、材料条件等の解析条件をパラメータとしてFEM解析を行った。その結果、

- ・ 終局荷重付近まで実験結果と比較的一致したのは、鋼、コンクリートとも材料非線形を考慮し、コンクリートとフランジ間の接触を考慮し、スタッドとコンクリート間は剛結合としたケースである。
- ・ 材料非線形を考慮し、スタッドとコンクリート間の接触を考慮した場合には、実験と比較して初期剛性および最大荷重が低下している。
- ・ 材料の線形・非線形を問わず、コンクリートとフランジ間を剛結合とした場合には初期剛性から実験と一致していない。
- ・ 材料非線形を考慮すると初期剛性や荷重が低下する傾向があるが、特にコンクリートの材料非線形を考慮するとこの傾向が顕著である。スタッドの基部付近では終局耐力の $1/3 (=V_{sud}/3)$ の時点でもコンクリートが圧縮もしくは引張強度に達している領域があり、コンクリートの非線形性は考慮する必要がある。

さらに、スタッド径や高さを変えてFEM解析を行ったところ、スタッド高さ 100mm と 150mm とでは荷重－変位関係はほとんど変わらなかったが、スタッド径 19mm と 22mm とでは、22mm の方が荷重が 1 割以上大きくなっていた。

(2)スタッドのモデル化の方法

有限要素モデルにおいて、せん断力を受けるスタッドをモデル化する方法として、主として以下の(a)～(d)の4つの方法が考えられる。

- (a) 剛結合（モデル化なし）…ずれ止めをモデル化せずに、鋼板とコンクリート床版を剛結したモデル。スタッドに作用するせん断力や変形を算定することはできない。
- (b) 線形せん断ばね要素…線形のせん断ばね要素で鋼板とコンクリート床版を結合するモデル。モデル化は(c),(d)と比べて簡便であり、スタッドに作用する力や変形を求めることが可能である。
- (c) 非線形せん断ばね要素…非線形のせん断ばね要素で鋼板とコンクリート床版を結合するモデル。非線形特性の設定方法として現状では統一されたものはないが、例えば「頭付きスタッドの押し抜きせん断試験方法（案）とスタッドに関する研究の現状」[2]の付録にはトリリニア型の非線形特性が用いられている。
- (d) 非線形（線形）ソリッド要素&接触考慮…本解析で用いたモデルのように、スタッドを形状・寸法に合うように 3 次元ソリッド要素などにモデル化し、コンクリート床版との間に必要により接触要素を用いたモデル。

(a),(b)は荷重レベルが低い場合に適用可能であり、(c),(d)はスタッドが塑性変形する程度の荷重レベルまで適用することが可能である。また、(a)～(d)の順にモデル化が精緻なものになっている。

ここで、(b)線形せん断ばね要素が、合成桁のFEM解析でスタッドをモデル化する場合の一般的なモデル化と考えられる。この場合のスタッドのせん断ばね定数としては、今回の解析結果では、道路橋示方書の許容せん断力レベルにおけるばね定数は 420～440[kN/mm]程度であった。

また、詳細な解析モデルである(d)の場合には、目標とする荷重レベルや着目箇所を考慮して、各要素の材料特性や接触条件を適切に設定する必要がある。例えば、本解析結果では、「3.2.4 結果および考察」に述べたように、

- ・初期剛性を合わせるにはコンクリートとフランジ間の接触を考慮する
 - ・終局荷重程度までを解析する場合には、スタッドおよびコンクリートの非線形特性を設定する
 - ・コンクリートの非線形性を考慮する場合にはスタッドとコンクリートを剛結合する
- のが実験結果と整合がとれる結果となっている。

参考文献

- [1] 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,1988
- [2] 日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押し抜き試験方法（案）とスタッドに関する研究の現状，JSSCテクニカルレポート，No.35，1996
- [3] 土木学会：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，2002
- [4] 安達弘展：FEM による鋼・コンクリート接合部の非線形挙動に関する研究，東京都立大学修士論文,2005
- [5] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・共通編，2002
- [6] 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），2000
- [7] 土木学会：複合構造物の性能照査例，複合構造シリーズ 01，2006

3.3 合成桁におけるずれ止めモデル化に関する検討

3.3.1 はじめに

近年、FEM 解析は汎用ソフトの機能向上やコンピュータ処理能力の急速な高速化により、10 万節点を超える大規模なモデルや非線形・接触問題も比較的容易に扱えるようになってきた。これにより、詳細なモデル化が可能になり、より実現象に近いモデル化を行うようになってきている。特に、鋼構造とコンクリートの合成部については、スタッドジベルのような小さな部材をモデル化するだけではなく、鋼材とコンクリートの付着や接触問題も取り入れた解析も行われている。一方で、この解析能力向上を生かし、橋梁全体系を従来の格子モデルではなく、まるごと FEM モデルで解析しようという動きも出てきている。しかしながら、橋梁全体をモデル化する場合、前述した鋼構造とコンクリートの合成部のような詳細なモデル化は、いたずらに解析を複雑化するだけであり現実的ではない。ただし、どこまで簡略化が可能であるか不明な点が多い。

この章では合成桁のずれ止めに着目し、床版コンクリートと鋼桁部との接合条件を変化させた場合、全体の変位および応力度に与える影響を検証し、どの程度のモデル化をすれば適切な解が得られるか確認を行う。

3.3.2 現状と問題点

合成桁全体系を解析する上でのモデル化に対する問題点を以下に示す。

- ・ 合成桁の全体モデルを FEM でモデル化する際、床版と鋼桁の接合条件をどの程度までモデル化する必要があるのか定義されておらず、スタッドジベルをモデル化しない場合やスタッドジベル・付着要素さらには接触要素まで詳細にモデル化する場合等、解析者によりモデルが異なっている。
- ・ これらのモデルの違いが全体系の解析結果にどの程度影響を与えるか確認されていないため、正確な解を求める為には付着・接触などもモデル化する必要があると判断されがちで、より複雑化したモデルが良いと考えられる傾向にある。
- ・ このようなモデル化はモデルの規模（節点数や要素数）が大きくなり、モデル化の手間や解析時間も格段に増えるため現実的ではない。

以上のことから、合成桁全体系を解析する際のモデル化の必要範囲を確認する必要がある。よって、様々な解析モデルを比較し、それらが与える影響を確認する。

3.3.3 解析モデル

(1) 解析対象

(a)対象橋梁

解析対象は図 3.3.1 に示す標準的な 3 径間連続合成 2 主鈑桁橋を対象とする。

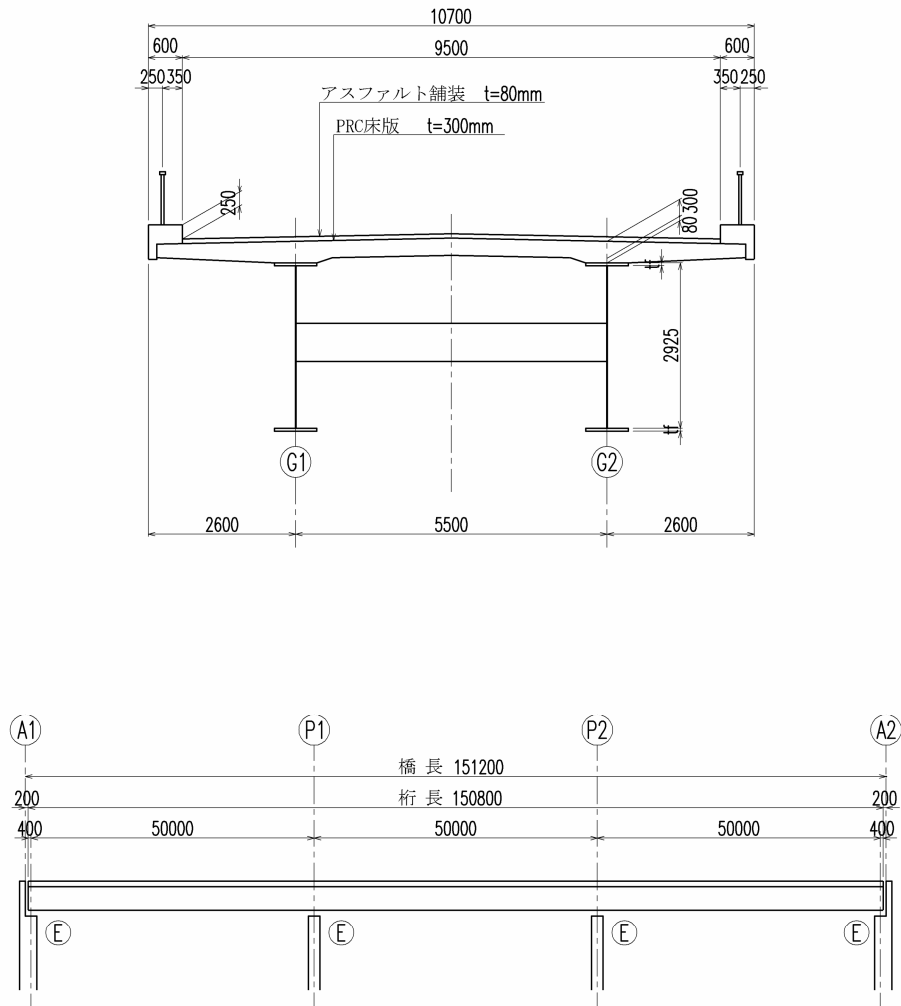


図 3.3.1 対象橋梁構造一般図

(b) FEM モデル

FEM モデルを図 3.3.2 および図 3.3.3 に示す。なお、要素は以下とした。

鋼材：SHELL 要素

床版：SOLID 要素

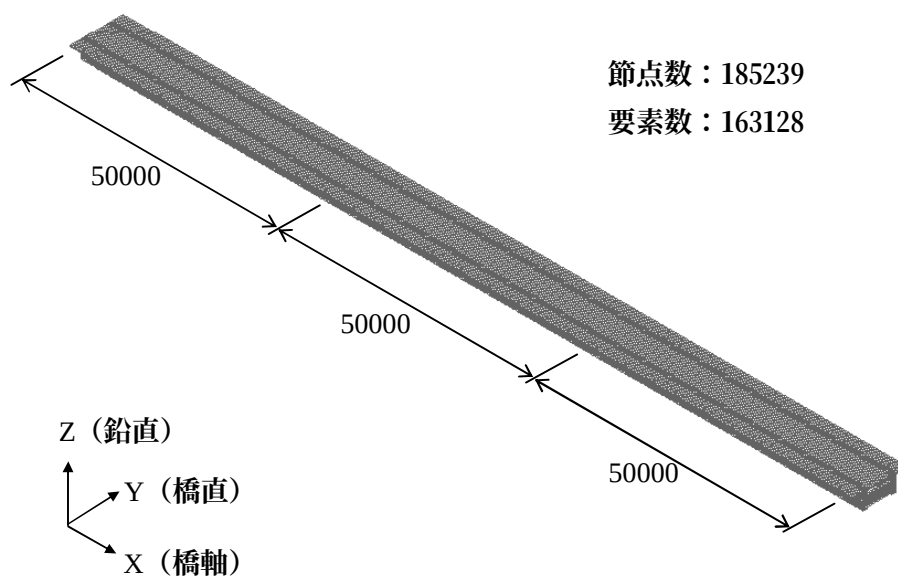


図 3.3.2 FEM モデル：全体（鳥瞰図）

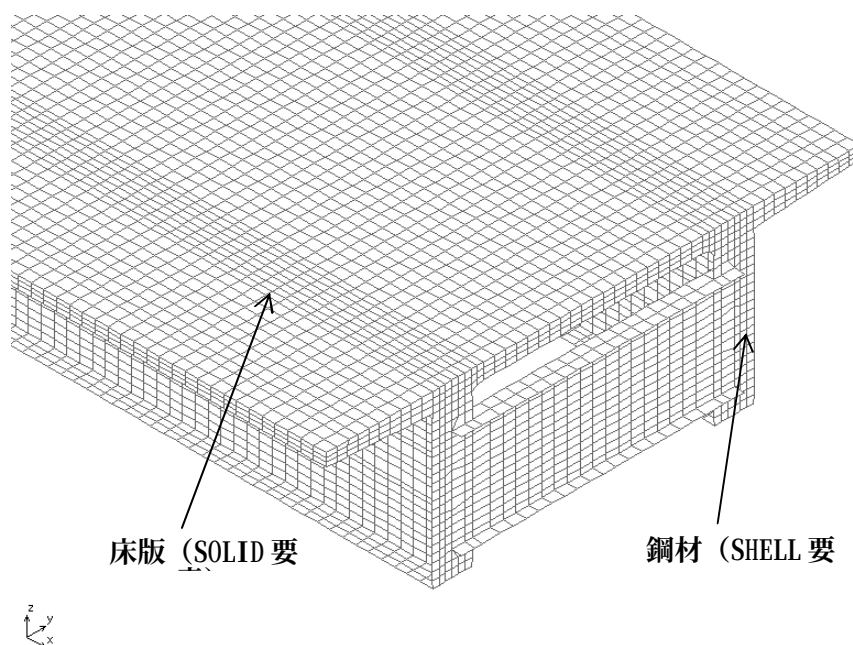


図 3.3.3 FEM モデル：拡大（鳥瞰図）

(c) 格子モデル

格子モデルを図 3.3.4 に示す。

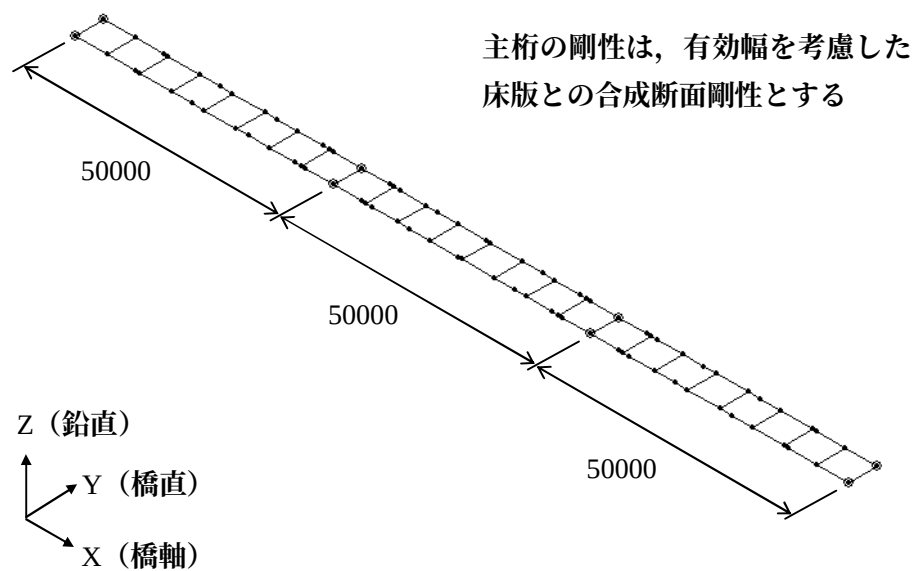


図 3.3.4 格子モデル：全体（鳥瞰図）

(d) 荷重

荷重は図 3.3.5 に示す死荷重を考慮する。活荷重は解析結果の比較が複雑になるため考慮しないこととする。なお、合成桁のであるため、死荷重は架設状態を考慮して前死荷重と後死荷重を分けて載荷する必要があるが、解析を単純化するために、完成系に全死荷重を同時に載荷することとする。FEM モデルでの載荷方法を図 3.3.6 に示す。

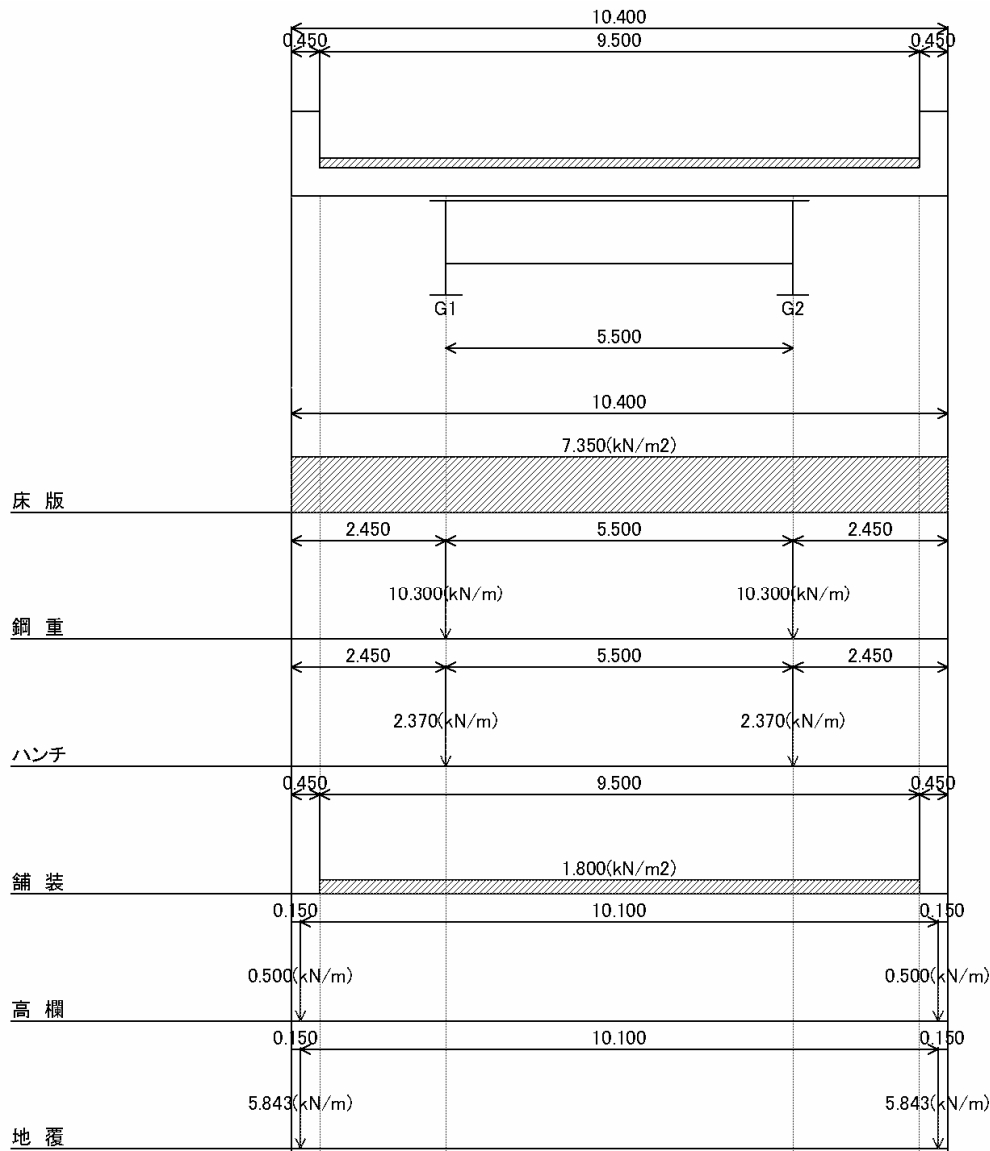
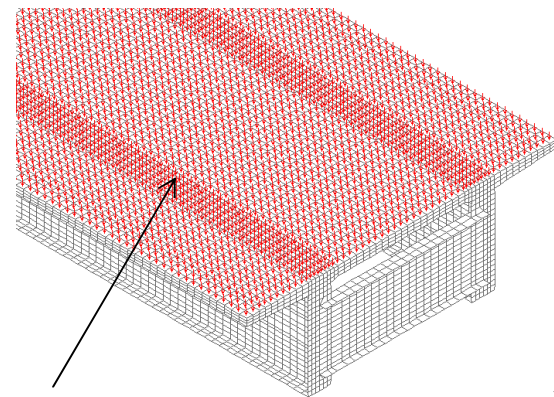
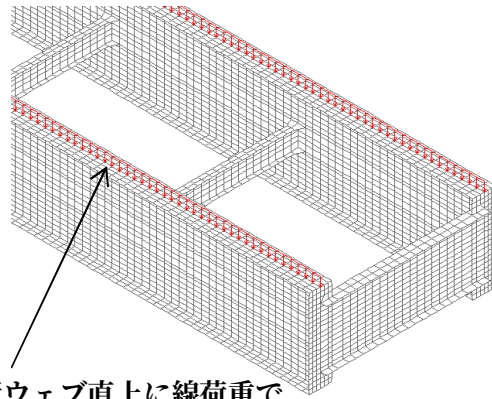


図 3.3.5 死荷重 荷重強度図



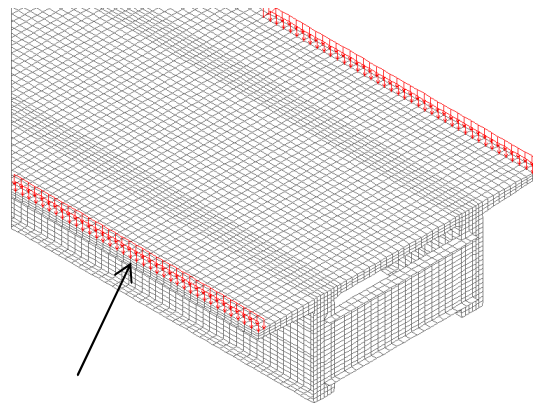
床版上面に面分布荷重で載

a) 床版・舗装荷重



主桁ウェブ直上に線荷重で

b) ハンチ・鋼重



床版端部に線荷重で載荷

c) 高欄・地覆荷重

図 3.3.6 FEM モデルでの載荷方法

(2) 解析ケース

(a)解析ケース

床版コンクリートと鋼桁部の接合部のモデル化は、下記の 3 種類をパラメータとし、表 3.3.1 に示すモデルケースを解析し、その影響を確認する。

① スタッドと床版コンクリートの接合位置

スタッドの部材長を考慮

② スタッドジベルの部材要素の剛度

鉛 直 方 向：スタッドの引抜きに対する影響を考慮(5.7×10^5 N/mm/本)

せん断方向：スタッドのせん断力に対する影響を考慮(4.36×10^5 N/mm/本)

(※せん断方向バネは、表 3.2.3 の case 7 スタッドの換算バネ定数を引用する)

③ 主桁上フランジと床版コンクリートの付着要素の剛性

鉛 直 方 向：主桁上フランジと床版コンクリートの剥離を考慮

せん断方向：主桁上フランジと床版コンクリートの付着を考慮(15 N/mm³) [1]

表 3.3.1 解析ケース

モデル ケース	①スタッド のモデル化	②スタッド部材要素の剛性		③主桁と床版の付着要素の剛性	
		せん断方向の剛 性	鉛直方向の剛性	せん断方向の剛 性	鉛直方向の剛性
1-1	スタッド長を考慮	スタッドの 曲 げ 剛 性	スタッドの 引張り剛性	15 N/mm ³	引張 = 0 圧縮 = ∞
1-2		スタッドの 曲 げ 剛 性	スタッドの 引張り剛性	15 N/mm ³	引張 = 0 圧縮 = 0
1-3		スタッドの 曲 げ 剛 性	スタッドの 引張り剛性	弱な剛性	引張 = 0 圧縮 = 0
1-4		スタッドの 曲 げ 剛 性	弱 な 剛 性	15 N/mm ³	引張 = ∞ 圧縮 = ∞
1-5		スタッドの 曲 げ 剛 性	弱 な 剛 性	弱な剛性	引張 = ∞ 圧縮 = ∞
1-6		弱 な 剛 性	弱 な 剛 性	剛な剛性	引張 = ∞ 圧縮 = ∞

2-1	スタッド長を考慮しない	スタッドの 曲 げ 剛 性	スタッドの 引張り剛性	15 N/mm ³	引張 = 0 圧縮 = ∞
2-2		スタッドの 曲 げ 剛 性	スタッドの 引張り剛性	15 N/mm ³	引張 = 0 圧縮 = 0
2-3		スタッドの 曲 げ 剛 性	スタッドの 引張り剛性	弱な剛性	引張 = 0 圧縮 = 0
2-4		スタッドの 曲 げ 剛 性	弱 な 剛 性	15 N/mm ³	引張 = ∞ 圧縮 = ∞
2-5		スタッドの 曲 げ 剛 性	弱 な 剛 性	弱な剛性	引張 = ∞ 圧縮 = ∞
2-6		弱 な 剛 性	弱 な 剛 性	剛な剛性	引張 = ∞ 圧縮 = ∞
3-1	スタッド部材要素なし（主桁上フランジと床版は節点を共有し完全結合したモデル）				

(b)各ケースのモデル化

各ケースのモデル化の方法は以下に示すとおり。

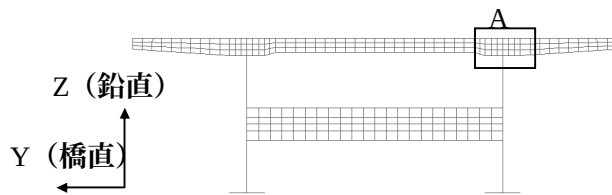
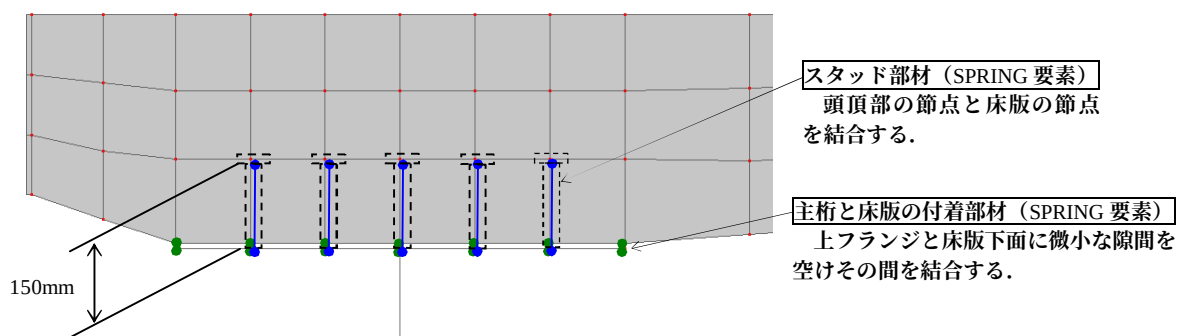
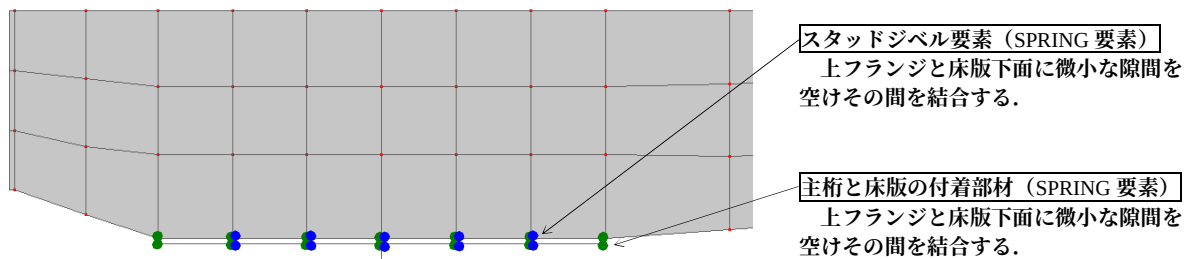


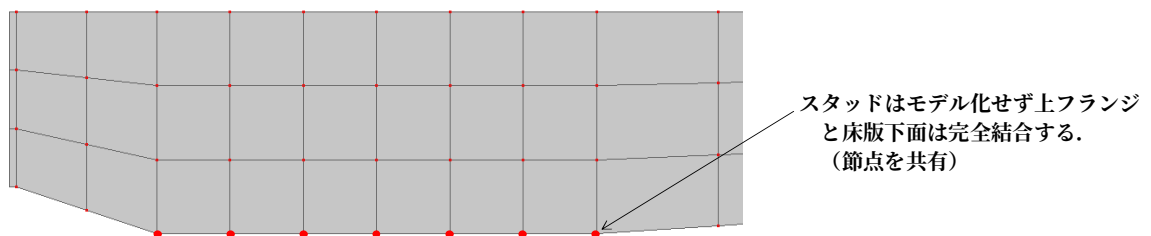
図 3.2.7 FEM モデル断面図



a)スタッド長を考慮したモデル [モデル 1-1～モデル 1-6]



b)スタッド長を考慮しないモデル [モデル 2-1～モデル 2-6]



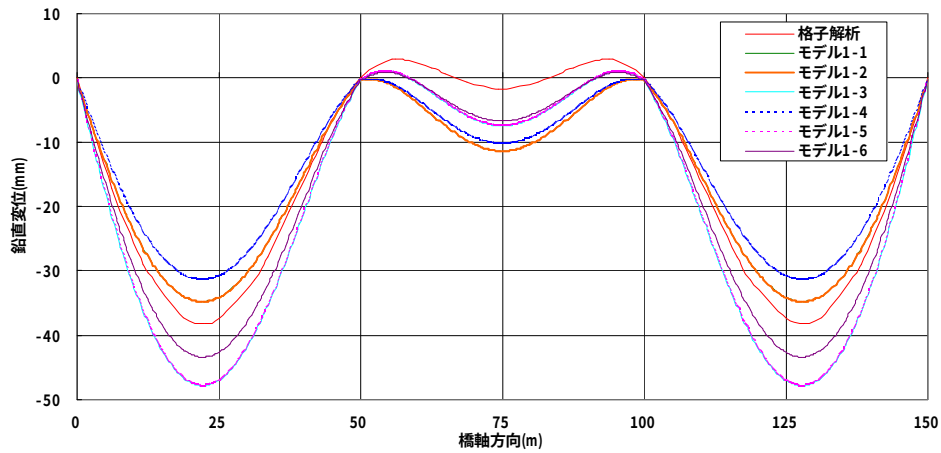
c)スタッドをモデル化しないモデル [モデル 3]

図 3.3.8 各ケースの A 部拡大図

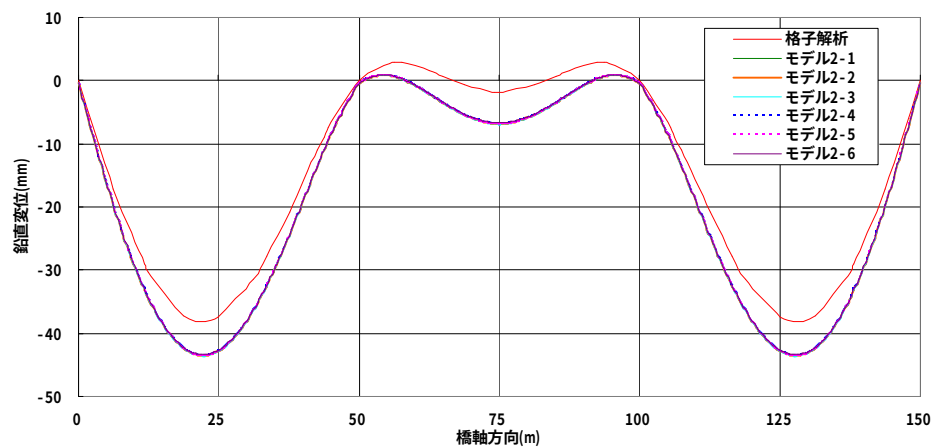
3.3.4 結果および考察

(1)解析結果

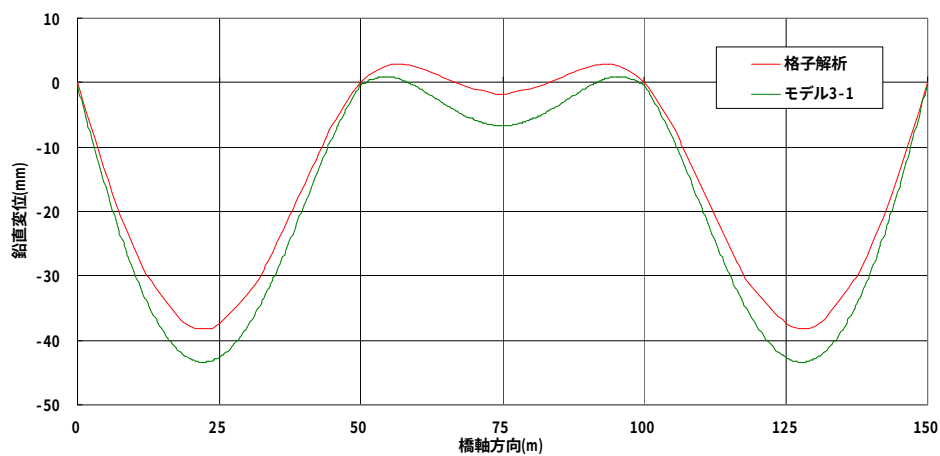
解析結果を以下に示す。



a)スタッド長を考慮したモデル [モデル 1 -1～モデル 1 -6]

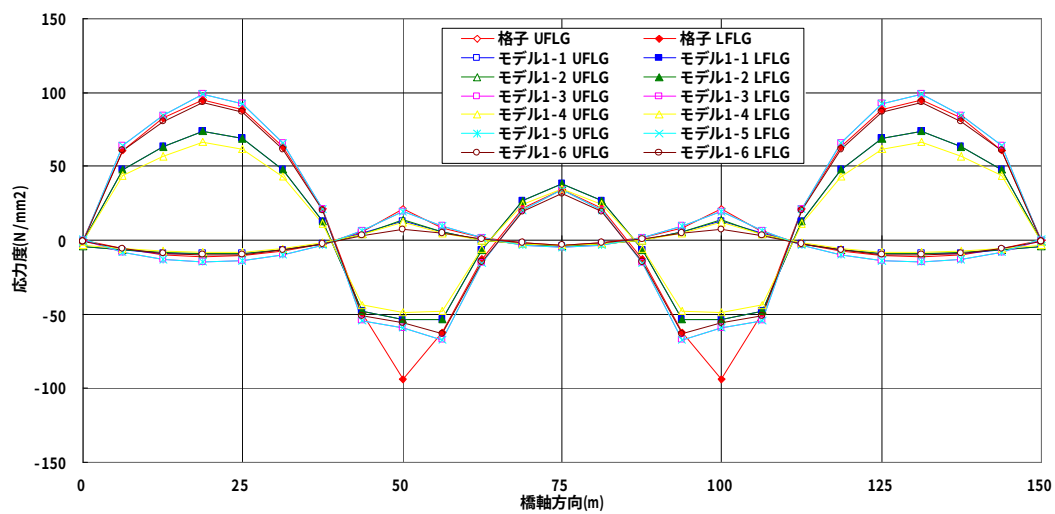


b)スタッド長を考慮しないモデル [モデル 2 -1～モデル 2 -6]

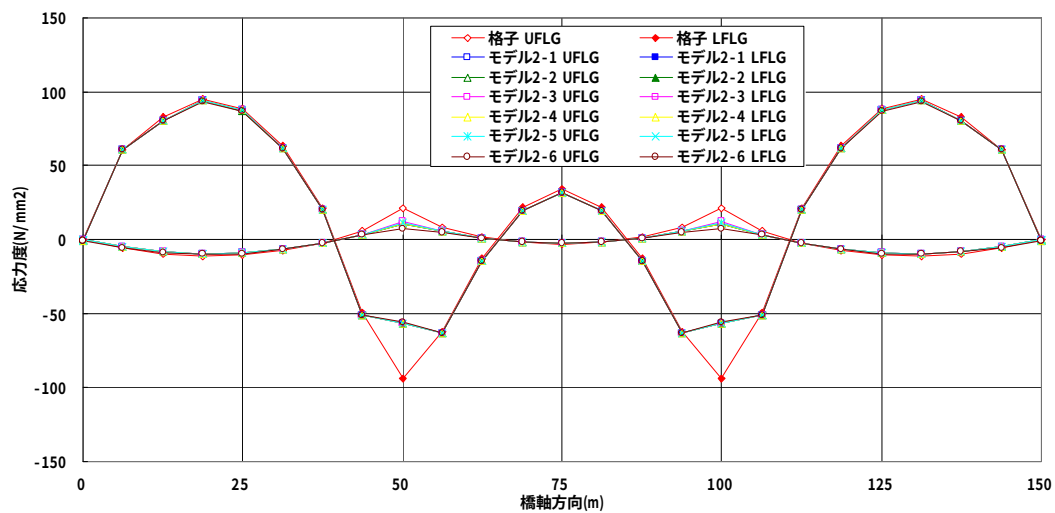


c)スタッドをモデル化しないモデル [モデル 3]

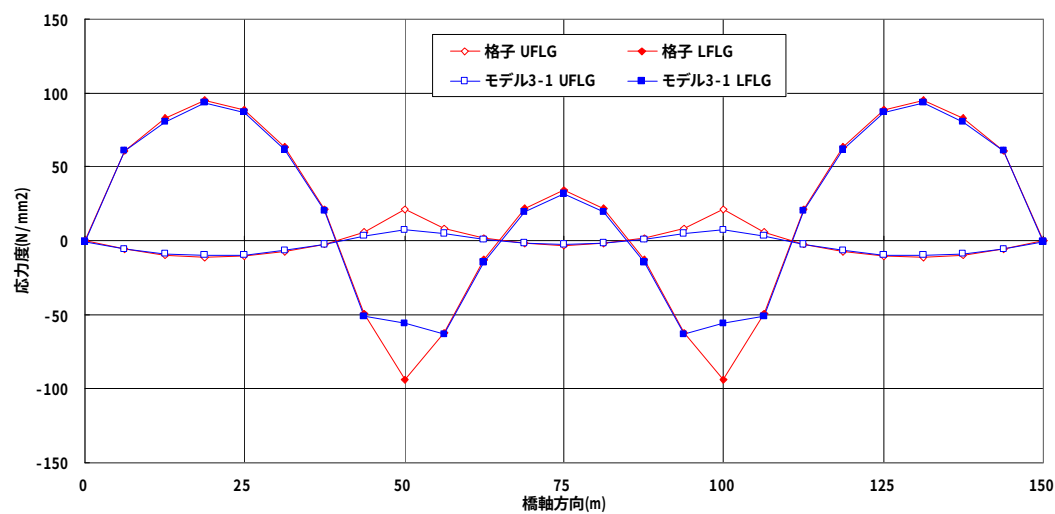
図 3.3.9 各ケースの鉛直変位分布（主桁の変位）



a)スタッド長を考慮したモデル [モデル 1 -1～モデル 1 -6]

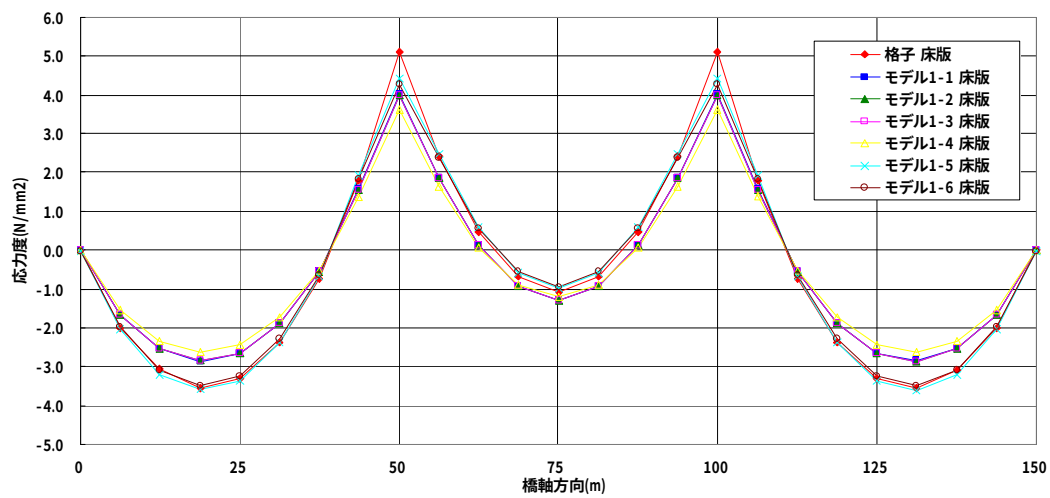


b)スタッド長を考慮しないモデル [モデル 2 -1～モデル 2 -6]

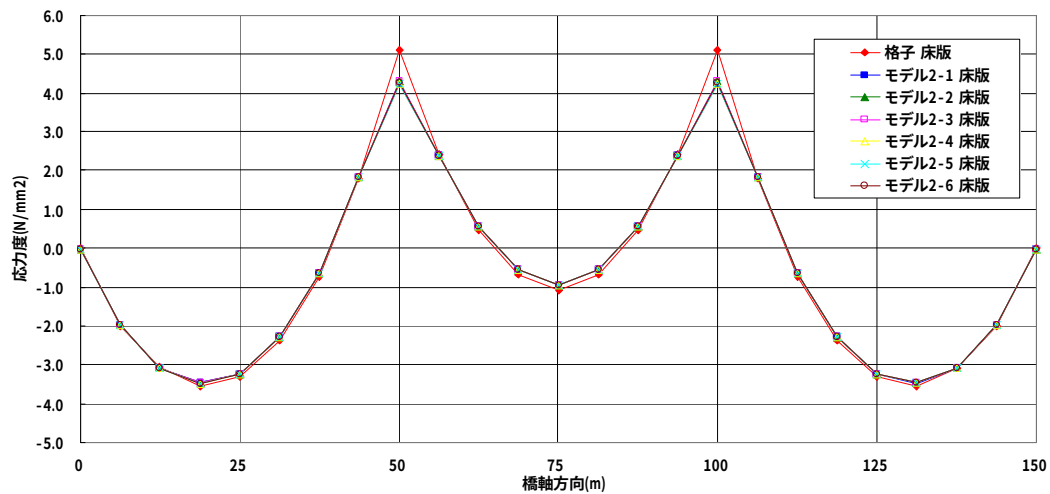


c)スタッドをモデル化しないモデル [モデル 3]

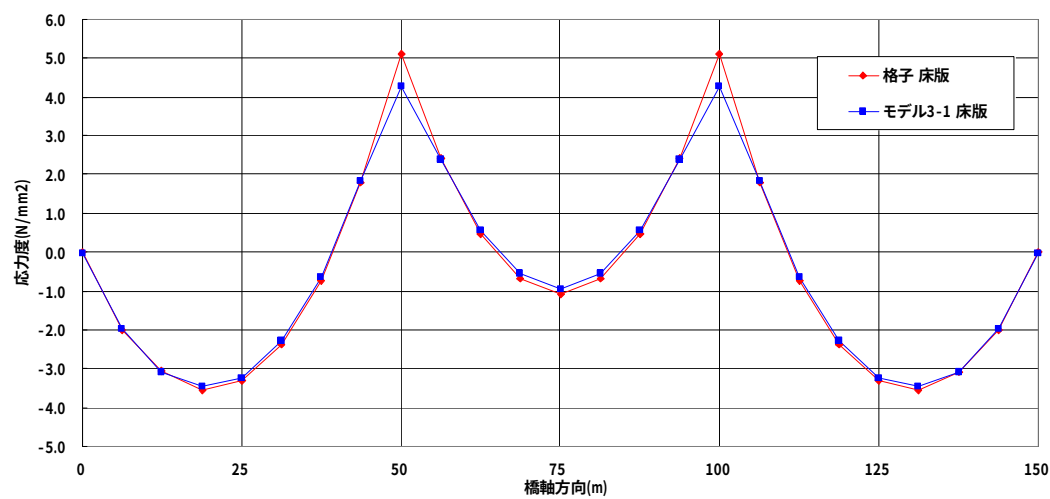
図 3.3.10 各ケースの応力度分布 (主桁フランジ)



a)スタッド長を考慮したモデル [モデル1-1～モデル1-6]



b)スタッド長を考慮しないモデル [モデル2-1～モデル2-6]



c)スタッドをモデル化しないモデル [モデル3]

図 3.3.11 各ケースの応力度分布 (床版上面)

表 3.3.2 各ケースの鉛直変位 (mm)

	第1径間						支点上		第2径間			
	1/4支間		1/2支間		3/4支間				1/4支間		1/2支間	
格子解析	-30.3	100%	-37.5	100%	-20.8	100%	0.0	100%	1.6	100%	-1.9	100%
モデル1-1	-27.8	92%	-34.2	91%	-19.4	94%	0.0	100%	-5.7	-353%	-11.4	614%
モデル1-2	-27.8	92%	-34.2	91%	-19.4	94%	0.0	100%	-5.7	-353%	-11.4	614%
モデル1-3	-38.0	125%	-47.1	126%	-27.1	130%	0.0	100%	-2.3	-144%	-7.5	404%
モデル1-4	-25.1	83%	-30.9	82%	-17.6	85%	0.0	100%	-5.1	-319%	-10.3	555%
モデル1-5	-38.0	125%	-47.1	126%	-27.1	130%	0.0	100%	-2.3	-144%	-7.5	404%
モデル1-6	-34.5	114%	-42.7	114%	-24.6	118%	0.0	100%	-2.1	-129%	-6.7	362%
モデル2-1	-34.6	114%	-42.8	114%	-24.7	119%	0.0	100%	-2.2	-134%	-6.8	368%
モデル2-2	-34.6	114%	-42.8	114%	-24.7	119%	0.0	100%	-2.2	-134%	-6.8	368%
モデル2-3	-34.6	114%	-42.9	114%	-24.7	119%	0.0	100%	-2.2	-138%	-6.9	374%
モデル2-4	-34.6	114%	-42.8	114%	-24.7	119%	0.0	100%	-2.2	-134%	-6.8	368%
モデル2-5	-34.6	114%	-42.9	114%	-24.7	119%	0.0	100%	-2.2	-138%	-6.9	374%
モデル2-6	-34.5	114%	-42.7	114%	-24.6	118%	0.0	100%	-2.1	-129%	-6.7	362%
モデル3-1	-34.5	114%	-42.7	114%	-24.6	118%	0.0	100%	-2.1	-129%	-6.7	362%

表 3.3.3 各ケースの上フランジ応力度 (N/mm²)

	第1径間						支点上		第2径間			
	1/4支間		1/2支間		3/4支間				1/4支間		1/2支間	
格子解析	-9.8	100%	-10.5	100%	-2.2	100%	21.1	100%	1.5	100%	-2.9	100%
モデル1-1	-8.5	87%	-8.6	82%	-2.0	92%	13.2	62%	0.1	8%	-3.8	131%
モデル1-2	-8.5	87%	-8.6	82%	-2.0	92%	13.6	64%	0.1	7%	-3.8	131%
モデル1-3	-12.7	130%	-14.0	133%	-3.5	158%	19.6	93%	1.3	86%	-4.5	159%
モデル1-4	-7.7	78%	-7.7	73%	-1.8	81%	11.9	56%	0.2	10%	-3.3	117%
モデル1-5	-12.7	130%	-14.0	133%	-3.5	158%	19.2	91%	1.3	87%	-4.5	158%
モデル1-6	-8.7	89%	-9.4	89%	-2.5	113%	7.0	33%	0.6	39%	-2.9	102%
モデル2-1	-8.2	84%	-9.1	87%	-2.3	104%	10.2	48%	0.8	51%	-2.6	92%
モデル2-2	-8.2	84%	-9.1	87%	-2.3	104%	10.9	52%	0.8	50%	-2.6	91%
モデル2-3	-8.0	82%	-9.2	87%	-2.3	103%	12.4	59%	0.8	51%	-2.7	94%
モデル2-4	-8.3	84%	-9.1	87%	-2.3	104%	10.2	48%	0.8	51%	-2.6	92%
モデル2-5	-8.1	83%	-9.2	87%	-2.3	103%	11.7	56%	0.8	52%	-2.7	95%
モデル2-6	-8.6	88%	-9.4	89%	-2.5	112%	7.0	33%	0.6	39%	-2.8	98%
モデル3-1	-8.6	88%	-9.4	89%	-2.5	113%	7.0	33%	0.6	39%	-2.8	99%

表 3.3.4 各ケースの下フランジ応力度 (N/mm²)

	第1径間						支点上		第2径間			
	1/4支間		1/2支間		3/4支間				1/4支間		1/2支間	
格子解析	82.3	100%	88.7	100%	21.3	100%	-94.1	100%	-12.9	100%	34.2	100%
モデル1-1	63.0	77%	68.5	77%	12.8	60%	-53.7	57%	-6.2	48%	38.4	112%
モデル1-2	63.0	77%	68.5	77%	12.8	60%	-53.7	57%	-6.2	48%	38.4	112%
モデル1-3	84.7	103%	92.3	104%	21.1	99%	-58.9	63%	-15.3	118%	33.9	99%
モデル1-4	56.9	69%	61.9	70%	11.6	54%	-48.5	52%	-5.6	43%	34.7	101%
モデル1-5	84.7	103%	92.3	104%	21.1	99%	-58.8	63%	-15.2	118%	33.8	99%
モデル1-6	79.9	97%	87.1	98%	19.9	93%	-56.3	60%	-14.4	112%	31.7	93%
モデル2-1	79.9	97%	87.2	98%	19.9	93%	-56.4	60%	-14.4	112%	31.8	93%
モデル2-2	79.9	97%	87.2	98%	19.9	93%	-56.5	60%	-14.4	112%	31.8	93%
モデル2-3	79.9	97%	87.2	98%	19.9	94%	-56.6	60%	-14.4	111%	31.9	93%
モデル2-4	79.9	97%	87.2	98%	19.9	93%	-56.4	60%	-14.4	112%	31.8	93%
モデル2-5	79.9	97%	87.2	98%	19.9	94%	-56.5	60%	-14.4	112%	31.9	93%
モデル2-6	79.9	97%	87.1	98%	19.9	93%	-56.3	60%	-14.4	112%	31.7	93%
モデル3-1	79.9	97%	87.1	98%	19.9	93%	-56.3	60%	-14.4	112%	31.7	93%

表 3.3.5 各ケースの床版の応力度 (N/mm²)

	第1径間						支点上		第2径間			
	1/4支間		1/2支間		3/4支間				1/4支間		1/2支間	
格子解析	-3.1	100%	-3.3	100%	-0.7	100%	5.1	100%	0.5	100%	-1.1	100%
モデル1-1	-2.5	82%	-2.7	80%	-0.6	74%	4.0	79%	0.1	25%	-1.3	119%
モデル1-2	-2.5	82%	-2.7	80%	-0.6	74%	4.0	79%	0.1	26%	-1.3	119%
モデル1-3	-3.2	104%	-3.4	101%	-0.7	92%	4.5	89%	0.6	124%	-1.0	91%
モデル1-4	-2.3	76%	-2.4	74%	-0.5	72%	3.6	71%	0.1	15%	-1.2	111%
モデル1-5	-3.2	104%	-3.4	101%	-0.7	91%	4.4	87%	0.6	124%	-1.0	91%
モデル1-6	-3.1	100%	-3.2	98%	-0.7	88%	4.3	84%	0.6	119%	-0.9	88%
モデル2-1	-3.1	100%	-3.2	98%	-0.7	88%	4.2	83%	0.6	119%	-0.9	87%
モデル2-2	-3.1	100%	-3.2	98%	-0.7	88%	4.3	85%	0.6	119%	-0.9	87%
モデル2-3	-3.1	100%	-3.2	98%	-0.7	88%	4.3	84%	0.6	119%	-0.9	87%
モデル2-4	-3.1	100%	-3.2	98%	-0.7	88%	4.2	83%	0.6	118%	-1.0	88%
モデル2-5	-3.1	100%	-3.2	98%	-0.7	88%	4.2	83%	0.6	118%	-0.9	87%
モデル2-6	-3.1	100%	-3.2	98%	-0.7	88%	4.3	84%	0.6	119%	-0.9	87%
モデル3-1	-3.1	100%	-3.2	98%	-0.7	88%	4.3	84%	0.6	120%	-0.9	87%

(2)考察

全体の挙動を確認するため、スタッドや付着部材など、床版と鋼桁間の接合条件をパラメータとしてFEM解析を行った。その結果、

- ・スタッド部材長を考慮した場合（モデル1-1～モデル1-6）は、パラメータを変化させることで、変位・応力ともに結果が変わる。
- ・スタッド部材長を考慮しない場合（モデル2-1～モデル2-6）は、パラメータに関係なく、変位・応力ともほぼ同じ結果となる。
- ・スタッド部材をモデル化しない場合（モデル3-1）は、スタッド部材長を考慮しないモデル（モデル2-1～モデル2-6）と、ほぼ同じ結果となる。
- ・スタッドジベルは、前章の図3.2.9で示すようにスタッド基部付近に応力が集中しており、スタッド長を考慮しないモデル（モデル2-1～モデル2-6）の方が実物に近いモデルである。
- ・FEM解析と格子解析の結果は、スタッド長を考慮しないモデル（モデル2-1～モデル2-6）およびモデル3において、主桁応力分布・床版応力分布ともに良好に一致する。
- ・しかし、変位分布はFEM解析の方がやや大きくなる。これはFEM解析のせん断変形の影響と支点部のモデル化の違いによるところであると推測される。

以上の結果より、FEM解析により全体挙動を確認する場合、床版と鋼桁接合部のモデル化は、スタッドジベルや付着部材などを詳細にモデル化する必要はないと判断でき、モデル化を簡略化しても全体挙動への影響がないことが確認された。

参考文献

- [1].岡田 淳, 依田照彦: グループ配列したスタッドのFEM解析、土木学会第58回年次学術講演会 I-490,2003

3.4 合成桁の中間支点部近傍の設計法に関する検討

3.4.1 はじめに

現在の道路橋示方書にもとづく連続合成桁中間支点部近傍の負曲げに対する設計では、合成桁であってもコンクリート床版の影響は無視され、鋼桁単体の横ねじれ座屈に基づき設計を行っている。さらに横構または対傾構などによる下フランジの拘束を前提とし、座屈モードの固定点を仮定している。しかし最近の合理化橋梁では横構・対傾構などは無く、現実の構造とは乖離したモデルに基づく設計を行っている。床版の拘束効果を考慮した新しい設計法を開発することで、形鋼等を利用した小スパンの橋梁では横構、対傾構が全くない構造の合理的な設計法や、中スパンの少数主桁合理会橋梁では、現在の設計法による許容応力度の低減を緩和でき、より経済的な設計が可能となるものと思われる。そこで本研究では、連続合成桁の中間支点部を対象として、横倒れ座屈に対する合理的かつ簡便な設計法を開発することを目的として、3次元要素法による有限要素解析を行った。

3.4.2 Eurocode による設計法

Eurocode では I 形鋼を用いた小スパンの連続合成桁を想定して stocky で同一断面の合成桁中間支点部の横倒れ座屈に対する設計法が規定されている。この章での検討内容は、これとほぼ同様な設計法を近年の合理化合成 2 主桁橋にも適用できるように拡張することが目的であり、そのため、まずこの節では Eurocode による設計法の概要を紹介する。

Eurocode 4, 6.4 節によれば、横倒れ座屈 (ここでは Lateral distortional buckling をこのように呼ぶ) は次式で照査される。

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (3.4.1)$$

ここで、 M_{Ed} は設計曲げモーメント、 $M_{b,Rd}$ は設計座屈抵抗モーメントを表し、次式で与えられる。

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.4.2)$$

ただし、 W_y は断面係数を表し、断面のクラスに応じて次のように定められている。

$$W_y = W_{pl,y} \quad \text{for class 1,2} \quad (3.4.3)$$

$$W_y = W_{el,y} \quad \text{for class 3} \quad (3.4.4)$$

$$W_y = W_{eff,y} \quad \text{for class 4} \quad (3.4.5)$$

ここで、 $W_{pl,y}$ は全塑性モーメントに関する断面係数、 $W_{el,y}$ は降伏モーメントに関する断面係数、 $W_{eff,y}$ は局部座屈の影響を考慮した有効断面に関する断面係数を表す。

さらに、式 (3.4.2) における χ_{LT} は圧縮部材の耐荷力曲線より定まる低減係数であり、次式で与えられる (図 3.4.1 参照)。

$$\chi_{LT} = 1.0 \quad \lambda_{LT} \leq 0.2 \quad (3.4.6)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad \lambda_{LT} > 0.2 \quad (3.4.7)$$

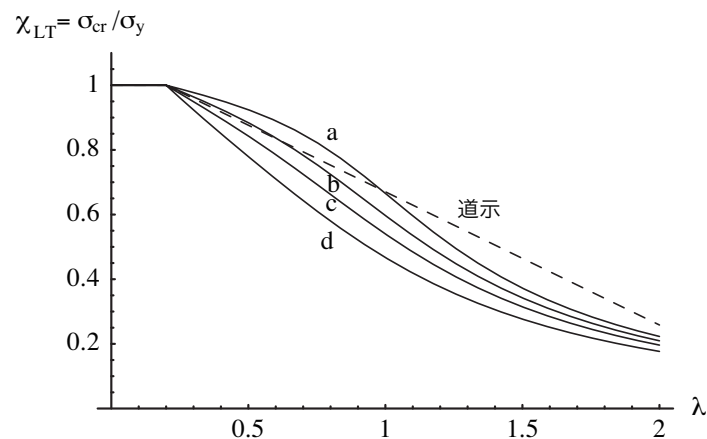


図 3.4.1 道路橋示方書と Eurocode の基準耐力曲線の比較

ここで、 $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$ であり、 α は初期不整を表すパラメータであり、柱の種類によって表 3.4.2 のように定められている。さらに、どの座屈曲線を用いるかは表 3.4.2 に示されている。

表 3.4.1 耐力曲線における α の値

曲線	a	b	c	d
α	0.21	0.34	0.49	0.76

表 3.4.2 横倒れ座屈における座屈曲線

断面	適用	座屈曲線
形鋼 I 断面	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
溶接 I 断面	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
その他		d

注： h = 鋼桁の高さ

b = 圧縮フランジの幅

一方、細長比パラメータ λ_{LT} は次式から求める。

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (3.4.8)$$

ここで、 M_{cr} は弾性座屈モーメントを表す。

結局、横倒れ座屈の照査には弾性座屈モーメント M_{cr} の算定が必要となるが、Eurocode では次の 2 つの条件が満足される場合、continuous inverted-U frame method (連続逆 U フレーム法) を用いてよいとされている。

2つの条件とは

1. 鋼桁上フランジがRC床版にEurocodeに規定に準拠したずれ止めに取り付けられていること.
2. 中間支点部において、鋼桁下フランジは橋軸直角方向に固定され、かつその点で腹板に補剛材に取り付けられていること. また、その他の部分では鋼桁腹板は無補剛であること.

上記の条件より分かるように、Eurocodeの横倒れ座屈の設計において想定している連続合成桁は、I形鋼等を利用した合成桁で、腹板は無補剛で横桁が無い単に鋼桁を並べただけの構造を考えている. 次節ではこの設計法を垂直補剛材や横桁を有する中スパンの合理化少数主桁橋梁対象としたものへ拡張する方法検討する.

3.4.3 提案する設計法の概要と検討方法

Eurocodeに規定されている無補剛の stocky な桁を対象とした設計法と同様なスキームを合理化少数主桁橋梁に適用出来るように修正することを考える. そのためには、断面変化、垂直補剛材、横桁を有する少数主桁橋梁の弾性座屈モーメントをどのように算定するかというのが一番の問題となる.

ここでは、弾性座屈モーメントの算定のために、連続逆Uフレーム法を用いる代わりに、弾性床上の柱モデルを用いることを検討した. この場合の、設計法の概要を図3.4.2に示す.

- まず、連続合成桁の下フランジの横剛性を評価する. このとき、コンクリート床版の上フランジの拘束効果、垂直補剛材の剛性、横桁の影響を考慮してバネ定数を算定する.
- 次に (b) のモデルにおいては下フランジを横方向に弾性支持された柱としてモデル化し、弾性座屈荷重を算出するが、この結果をFEMによる弾性座屈固有値解析の結果と比較することで検証する. 具体的には弾性床上の柱モデルでは等価な軸力の設定や、断面積の設定が問題となり、それを検討することとなる.
- (c) では得られた弾性座屈軸力 N より弾性座屈モーメント $M_{e,cr}$ をもとめ、これより細長比パラメータを求める.
- (d) では得られた細長比パラメータから、柱の耐荷力曲線を用いて弾塑性時の極限強度 M_{cr} を求める.

3.4.4 3次元FEMモデルによる弾性座屈固有値

解析モデル

検証に用いた解析モデルは、最近の2主桁橋の実績を参照して、表3.4.3に示す設計条件を設定した. なお、断面形状、桁配置および断面変化位置については日本橋梁建設協会から発行されている計算例[1]を参考にしている. 図3.4.3および図3.4.4にはモデル橋の断面図および断面変化位置を示している. このように設定された設計条件および桁高を用いて、新日本製鐵(株)から公開された「連続合成鋼桁橋概略設計ソフト」ver.4.00を用いて概略設計を行いモデル橋の諸元を決定した.

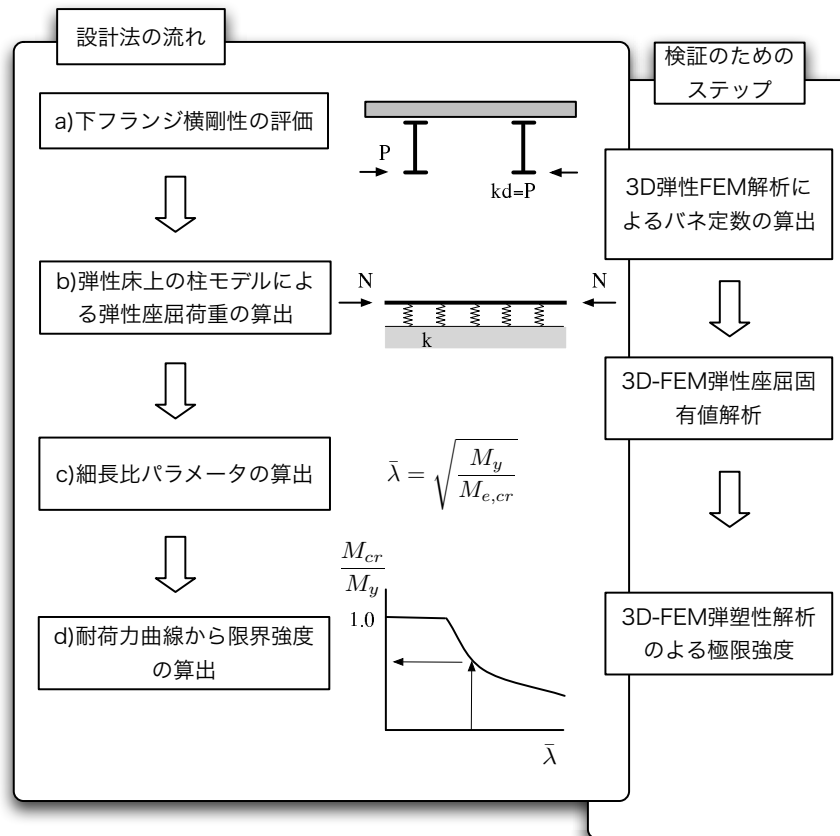


図 3.4.2 LDB 検討フロー

表 3.4.4 には、概略設計によって求められた鋼桁の断面構成を示している。垂直補剛材は、中間支点から両側に 12.5 m 区間に関しては PL190×19、他の区間に関しては PL160×13 である。また、水平補剛材は全区間で PL170×14 とした。なお、中間横桁は H750×250×9×16 で、その間隔は 6.25 m である。

コンクリート床版は、鉄筋径を $\phi = 19 \text{ mm}$ 、鉄筋配置を $c_s = 100 \text{ mm}$ とした複鉄筋断面である。なお、通常設計において中間支点近傍の支間長の 15 % 区間はひび割れが生じるものと仮定されて

表 3.4.3 設計条件

橋格	B 活加重
構造形式	3 径間連続合成 2 主 I 桁橋
有効幅員	9.5 m
支間割	50 m + 50 m + 50 m (1:1:1)
舗装	アスファルト舗装 80 mm
鋼材	SM490Y
コンクリート	設計基準強度 40 MPa
鉄筋	SD345

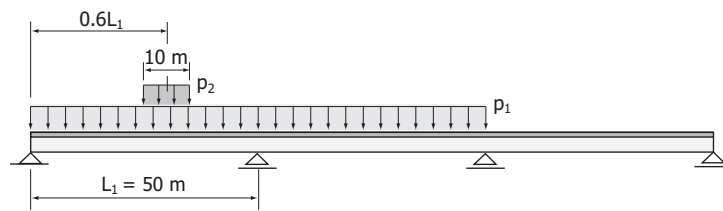


図 3.4.5 活荷重の載荷位置

3.4.5 負曲げ最大時における曲げモーメント分布

負曲げ最大時における曲げモーメント分布を図 3.4.8 から図 3.4.10 に示す. これらの図から分かるように, オリジナル断面, 下フランジを 800×58 とした場合, 下フランジを 700×66 とした場合ともほぼ同一の曲げモーメントが作用している.

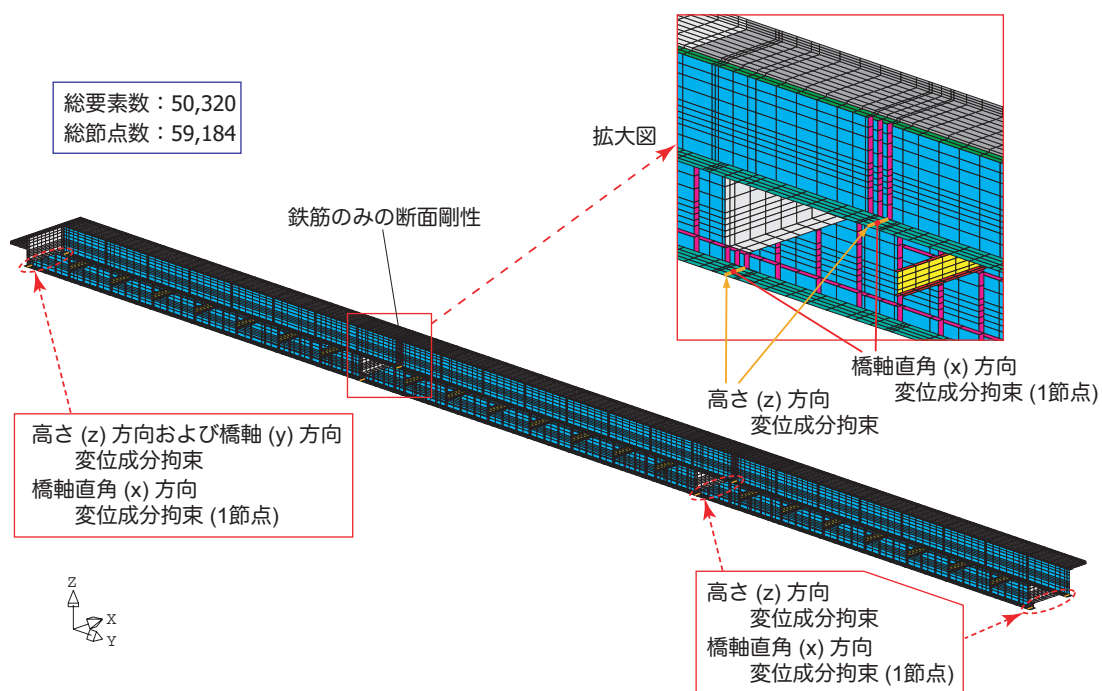
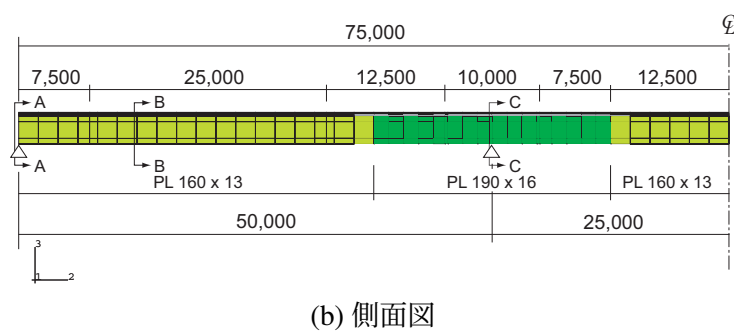
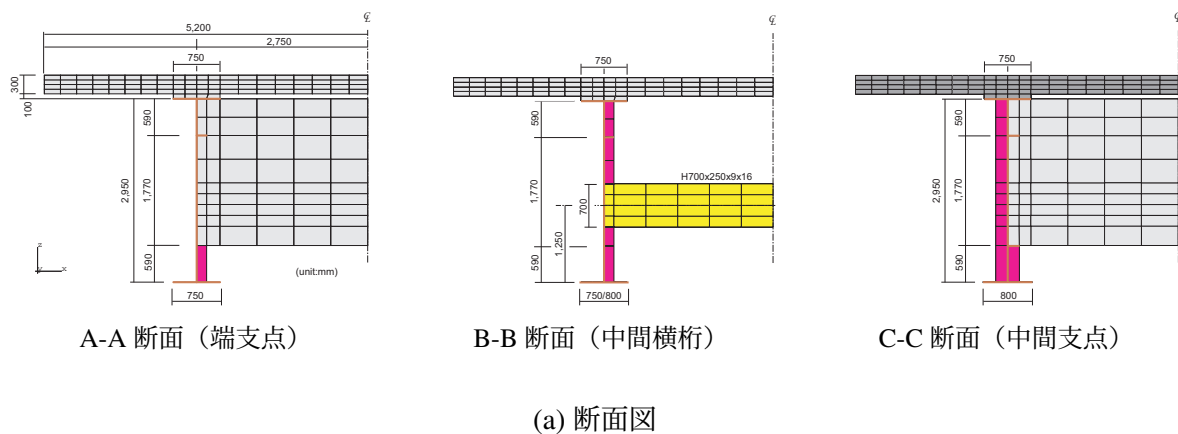


図 3.4.6 要素分割状況と境界条件

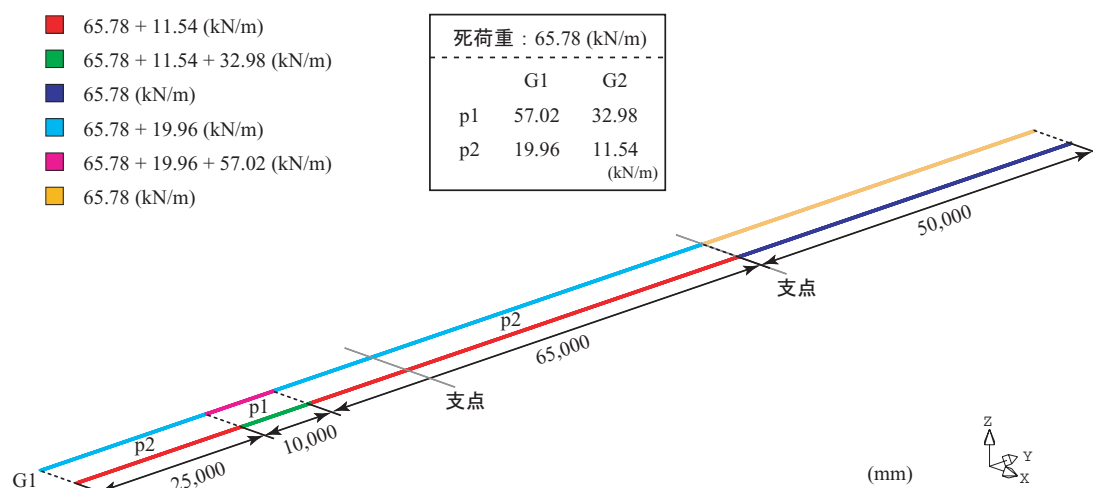


図 3.4.7 荷重条件

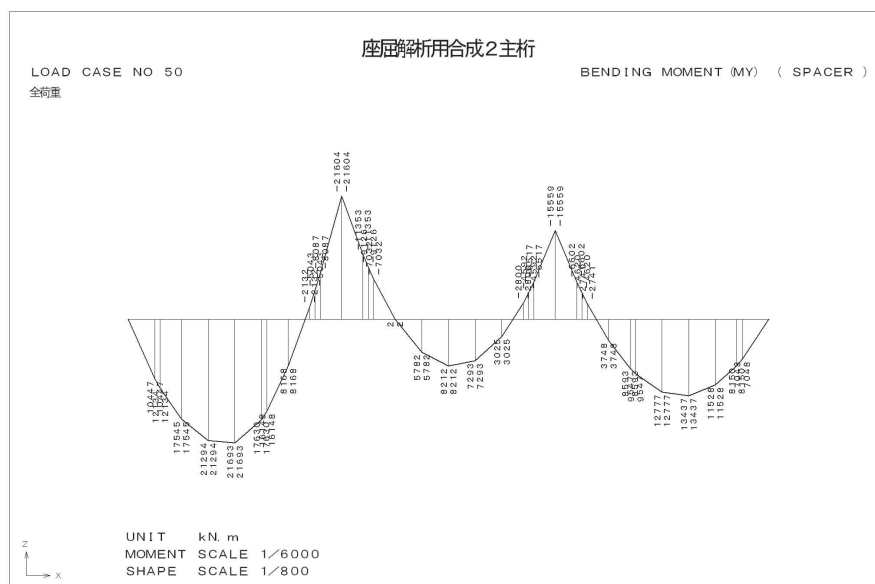


図 3.4.8 曲げモーメント図 (オリジナル断面)

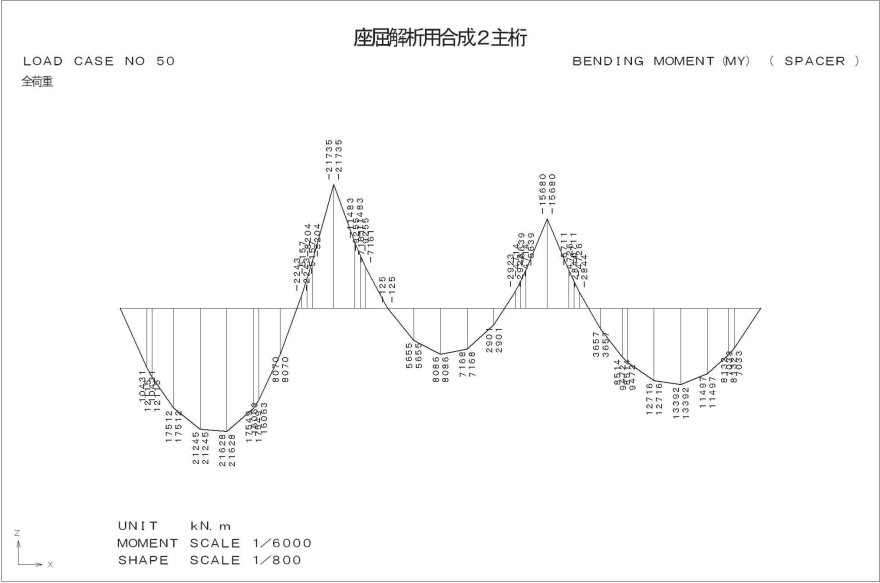


図 3.4.9 曲げモーメント図 (下フランジ 800 × 58)

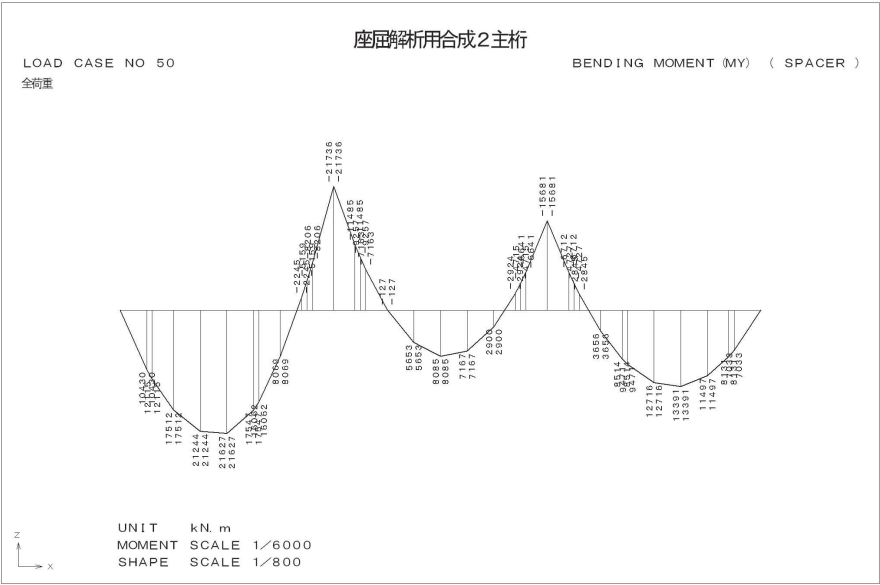


図 3.4.10 曲げモーメント図 (下フランジ 700 × 66)

3.4.6 弾性床上の柱モデルの検討

弾性床上の柱モデルは図 3.4.11 に示すように，下フランジと腹板の圧縮領域の 1/3 を断面とした柱である．すなわち，柱の断面積 A_e および断面 2 次モーメント I_e は次式を用いる．

$$A_e = b_f t_f + h_c t_w / 3 \quad (3.4.9)$$

$$I_e = t_f b_f^3 / 12 \quad (3.4.10)$$

ここで， b_f ， t_f は下フランの幅と板厚， t_w は腹板厚， h_c は図 3.4.11 に示すように腹板の圧縮領域の大きさを表す．柱の有効断面として腹板の圧縮領域の 1/3 を採る理由は，単純支持された 2 軸対称 I 断面の横ねじれ座屈の基礎式と，このように有効断面をとった柱の座屈式のアナロジーによる．今回の問題では，2 軸対称断面でもなく，また座屈モードも横ねじれ座屈ではなく，横倒れ座屈であることから，必ずしも有効断面として腹板の圧縮領域の 1/3 を採る必然性はないが，他に有効な方法もないので，このように有効断面を定めることとした．

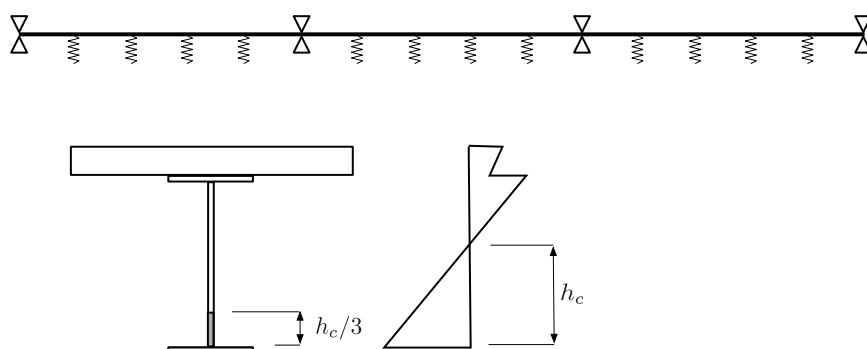


図 3.4.11 弾性床上の柱モデル

バネ定数の算定

弾性床上の柱モデルにおいては，横桁設置位置および垂直補剛材設置位置で，下フランジの横方向の拘束効果を表すために，バネを設置している．以下ではバネ定数を算定方法について説明する．

横桁 横桁設置位置におけるバネ定数を算出するために図 3.4.12 を考える．

横座屈時の座屈モードに依存するが，バネ定数を算出するための载荷状態として次の 3 つが考えられる．

- (a) $P_1 = P_2 = P$ 逆対称
- (b) $P_1 = P, P_2 = -P$ 対称
- (c) $P_1 = P, P_2 = 0$ 片方の桁のみが主に座屈

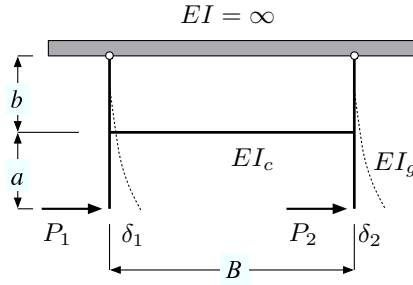


図 3.4.12 横桁位置のバネ定数算出のための U-frame モデル

(a) 逆対称と (b) 対称の場合に対して，バネ定数を $K = P_1/\delta_1$ より算出すると次式となる．

$$K_a = \frac{6EI_g}{2(a^3 + b^3) + \kappa(a + b)^2 B} \quad (3.4.11)$$

$$K_b = \frac{3EI_g(2b + 3B\kappa)}{a^2(2ab + 3aB\kappa + 3bB\kappa)} \quad (3.4.12)$$

ここで， $\kappa = EI_g/EI_c$ である．

さらに，対称な 2 主桁橋の場合，

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k & k' \\ k' & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} \quad (3.4.13)$$

であるから，

$$K_a = k + k' \quad (3.4.14)$$

$$K_b = k - k' \quad (3.4.15)$$

$$K_c = k - (k')^2/k \quad (3.4.16)$$

となり K_a と K_b の結果から K_c も計算出来る．

$k' < 0$ であるからバネ定数間には

$$K_b > K_c > K_a$$

の大小関係がある．

以下の解析では，簡易モデルにおいて逆対称のバネ定数を用いることにする．理由は，3次元 FEM モデルの座屈モードも逆対象となっており，しかもバネ定数が最小となり安全側の仮定となるからである．

計算例 具体的にどの程度バネ定数間に差があるか，図 3.4.13 の断面を用いて例題として計算してみる．

腹板の板厚 15mm, 垂直補剛材 160 × 13, 中間横桁 H750 × 250 × 9 × 16 と仮定する．なお，腹板の有効幅としては腹板厚さの 24 倍として，計算を行った．

$$K_a = 1337 \text{ N/mm}$$

$$K_b = 4539 \text{ N/mm}$$

$$K_c = 2065 \text{ N/mm}$$

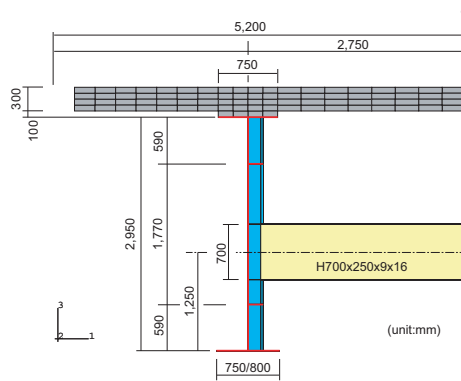


図 3.4.13 中間横桁位置の断面図

計算方法によってバネ定数の値が大きく異なることが分かる．

垂直補剛材

床版で支持された片持ちばりとしてバネ定数を計算する．したがってバネ定数 K は

$$K = \frac{3EI_g}{h^3} \quad (3.4.17)$$

ここで、 h は鋼主桁の桁高を表す．なお I_g の計算において腹板の有効幅は腹板の板厚 t_w をとして $24t_w$ を用いた．

3.4.7 荷重載荷の方法

弾性床上の柱モデルでは、骨組み解析より得られた曲げモーメントから、断面内の応力を求め、以下の3つの方法で弾性床上の柱モデルにおける軸力 N として載荷した．

方法 1 柱の有効面積 A_e に鋼桁下縁での応力 σ_{fu} を乗じて求めた場合

$$N = A_e \sigma_{fu} \quad (3.4.18)$$

方法 2 柱の有効断面内の応力を面積積分して軸力を求めた場合

$$N = \int_{A_e} \sigma dA \quad (3.4.19)$$

方法 3 下フランジの面積 A_{fu} に鋼桁下縁での応力 σ_{fu} を乗じて求めた場合

$$N = A_{fu} \sigma_{fu} \quad (3.4.20)$$

以上3つの方法で軸力を作用させた弾性床上の柱モデルで弾性座屈解析を実施し、3D FEM モデルの結果と比較を行った．なお、弾性床上の柱モデルでは、骨組み解析で得られた各節点における曲げモーメントを直線分布で近似するように、分布軸力を作用させている．

座屈固有値の比較を表 3.4.5 に示す．この結果から方法 3 が最も 3D FEM の結果に近く、以下では方法 3 を用いることとする．

表 3.4.5 座屈固有値の比較：軸力の載荷方法の検討結果

3D FEM	弾性床上の柱モデル		
	方法 1	方法 2	方法 3
22.56	16.05	17.46	24.75

3.4.8 パラメトリックスタディ

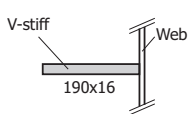
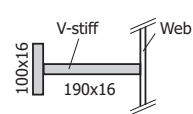
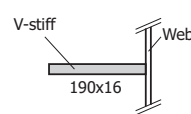
前節に示した解析モデルを対象に予備的な弾性座屈固有値解析を実施したところ、座屈モードの途中で断面変化位置が存在することが明らかになった。そこで、問題を簡略化する目的で、表 3.4.6(a) に示す original モデル支点部断面を延長したモデルとして表 3.4.6(b) に示すような断面構成とするモデルと、さらに表 3.4.6(b) の下フランジの断面積をほぼ等しくして、横方向の剛性を小さくするためにフランジ幅を 700 mm に絞ったモデルについて検討することとした。

また、original モデルに加えて、L-flg 800×58 および L-flg 700×66 のモデルにおいて、下フランジの横方向の剛性に及ぼす垂直補剛材の間隔と剛性の影響を検討するために、表 3.4.7 に示すような 6 ケースの解析を行うこととした。表 3.4.7 において、 α は垂直補剛材で囲まれている腹板のアスペクト比を表している。また、case2 および case5 は、欧米の 2 主桁橋に多く見られるように垂直補剛材にフランジ（PL100×16）がついているものを想定した。

表 3.4.6 パラメトリックスタディにおける断面構成

	Sec 1	Sec 2	Sec 3	Sec 4	Sec 5	Sec 6
(a) オリジナル						
上フランジ	750×23	750×40	750×24	750×45	750×23	750×23
腹板	2,950×15			2,950×16	2,950×15	
下フランジ	750×26	750×58	750×36	800×58	750×37	750×32
(b) 中間支点近傍の下フランジを L-flg 800×58 とする場合						
上フランジ	750×23	750×40	750×45			750×23
腹板	2,950×15		2,950×16			2,950×15
下フランジ	750×26	750×58	800×58			750×32
(c) 中間支点近傍の下フランジを L-flg 700×66 とする場合						
上フランジ	750×23	750×40	750×45			750×23
腹板	2,950×15		2,950×16			2,950×15
下フランジ	750×26	750×58	700×66			750×32

表 3.4.7 解析ケース

垂直補剛材間隔 垂直補剛材	$\alpha \simeq 0.5$ 190×16 		$\alpha \simeq 0.5$ 190×16 + 100×16 		$\alpha \simeq 1.0$ 190×16 	
	case1		case2		case3	
L-flg 800×58	case1		case2		case3	
L-flg 700×66	case4		case5		case6	

3.4.9 簡易モデルと 3D FEM モデルの弾性固有値の比較

簡易モデルと 3D モデルの座屈固有値の比較を表 3.4.9 と図 3.4.14 に示す。図 3.4.14 より、固有値が 25–35 の比較的高い領域では簡易モデル (2D model) は固有値を過大評価して、逆に固有値が 17–25 の小さい領域では過小評価する傾向にあるようである。しかし、最大の誤差は 15%に程度であることが分かった。細長比パラメータの算定では平方根できいてくるため、細長比の算定において、 $\sqrt{15} = 3.9\%$ 程度の誤差が含まれることになる。

表 3.4.8 座屈固有値の比較

Model case	3D model	簡易 model	error (3D-簡易)/3D
original $3t_w$	22.56	22.48	-0.35 %
case 1 $3t_w$	23.64	23.72	0.33 %
case 2 $3t_w$	30.24	31.73	-4.93 %
case 3 $3t_w$	21.50	20.25	-5.81 %
case 4 $3t_w$	22.40	20.19	-9.87 %
case 5 $3t_w$	25.17	26.89	6.83 %
case 6 $3t_w$	20.08	17.23	-14.49 %

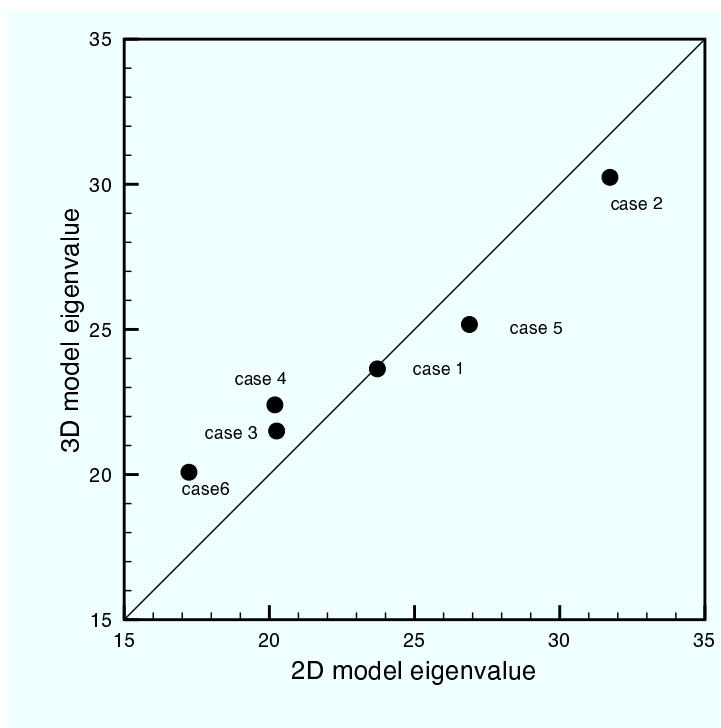


図 3.4.14 2D モデルと 3D モデルの固有値解析結果の比較（全ケース）

図 3.4.15 に弾性座屈固有値に対する下フランジ幅の影響を示す。図中、白抜きのシンボルは簡易モデル，黒塗りのシンボルは 3D model の結果を示す。この図において、シンボルとシンボルが結ばれているケース (例えば case1 と 4) は他のパラメータ (アスペクト比や垂直補剛材剛度) は同

一であり、下フランジの断面積はほぼ一定に保ち、下フランジ幅を変化させた結果である。簡易モデルと 3D model はほぼ同様な傾向を示すが、やはり固有値が 20 以下になると両者の差異は大きくなる傾向にある。

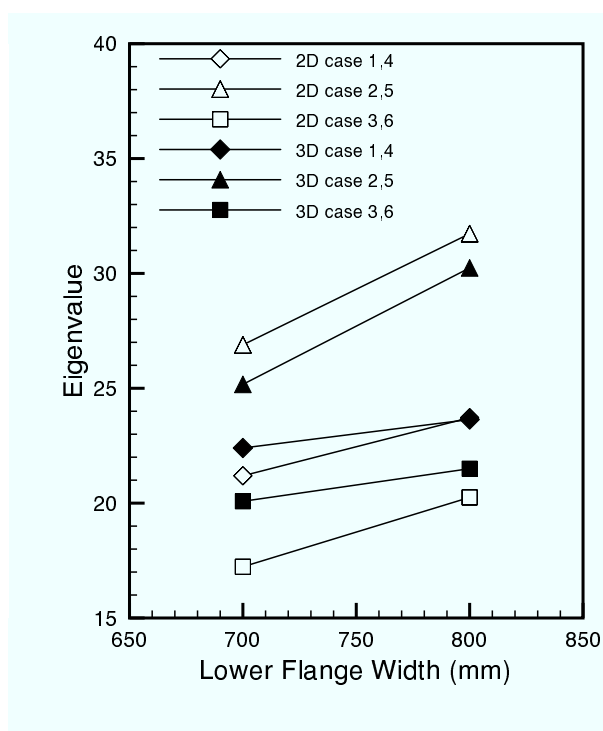


図 3.4.15 2D モデルと 3D モデルの固有値解析結果の比較（フランジ幅の影響）

図 3.4.16 から 3.4.22 に 3D モデルと簡易モデルの座屈モードの比較を示す。3D モデルでは実際にはコンクリート床版がついているが、鋼桁部の座屈モードを見やすくする目的でコンクリート床版は描画していない。

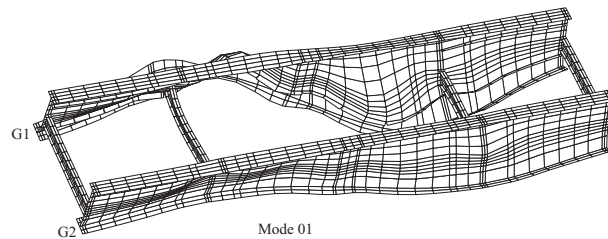
3.4.10 まとめ

合成桁中間支点近傍の横倒れ座屈に対する設計法を開発するため、簡易的に弾性座屈固有値を算定するための弾性床上の柱モデルを提案した。この簡易モデルの妥当性を検証するため、最近の合理化 2 主桁橋梁を精緻にモデル化した 3 次元 FEM モデルを用いた弾性座屈固有値解析を実施した。その結果、簡易モデルを用いた場合、今回の解析例の範囲では最大で、横倒れ座屈に対応する細長比パラメータの推定に 4% 程度の誤差が含まれることが分かった。

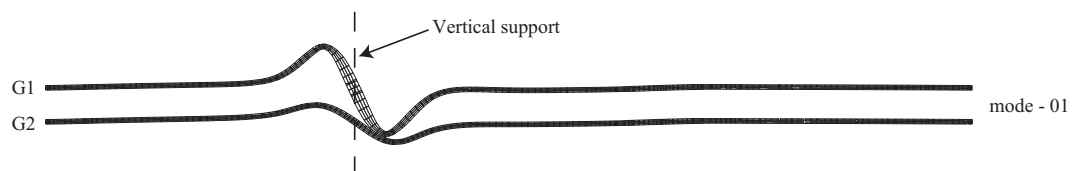
今後の課題としては、簡易モデルの結果は座屈固有値が増加するのに伴い過小評価から過大評価に変化する原因の同定や、4% の誤差が設計上危険側の判定となることから、これへの対処法が必要と考える。さらに、今回行ったパラメトリック解析では、腹板の座屈と横倒れ座屈を明確に分離するため腹板を通常の 3 倍程度の厚さに設定している。この事の結果に対する影響も検討する必要があるものと考えている。

参考文献

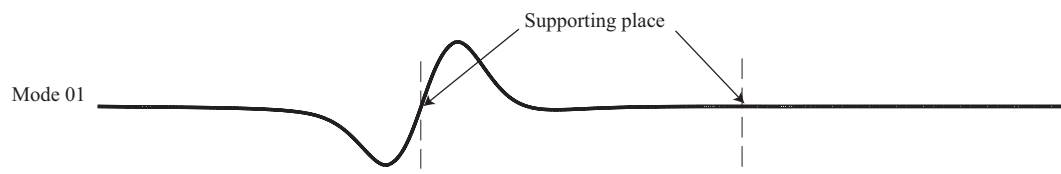
- [1] (社) 日本橋梁建設協会：PC 床版を有するプレストレスしない連続合成桁の設計例と解説, 2001.
- [2] 藤原 稔編：新しい鋼橋の設計, 山海堂, 2003.
- [3] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 1996.



(a) 3D モデルによる座屈モード (支点上近傍のクローズアップ図, 鋼桁のみを描画)

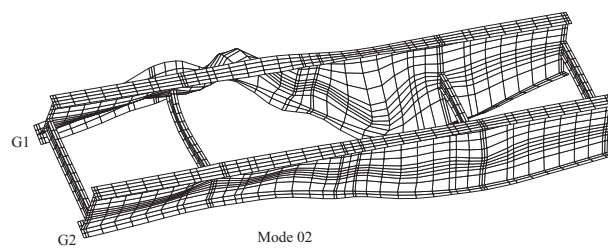


(b) 3D モデルによる座屈モード (下フランジのみを上方より見た図)

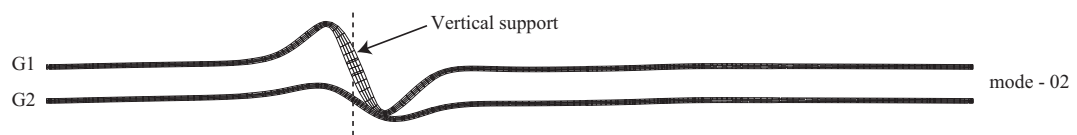


(c) 2D モデルによる座屈モード

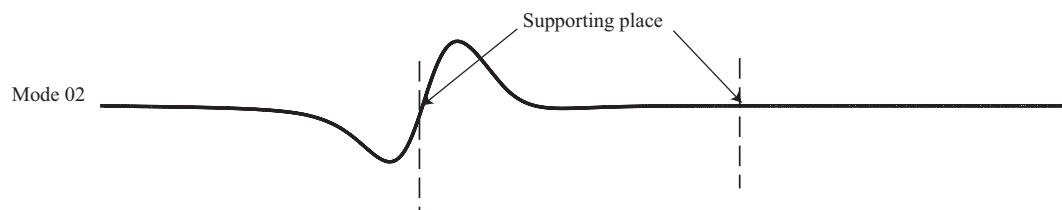
図 3.4.16 3D モデルと弾性床上の柱モデルの座屈モードの比較：original $3t_w$ モデル



(a) 3D モデルによる座屈モード (支点上近傍のクローズアップ図, 鋼桁のみを描画)



(b) 3D モデルによる座屈モード (下フランジのみを上方より見た図)



(c) 2D モデルによる座屈モード

図 3.4.17 3D モデルと弾性床上的柱モデルの座屈モードの比較：case 1 $3t_w$ モデル

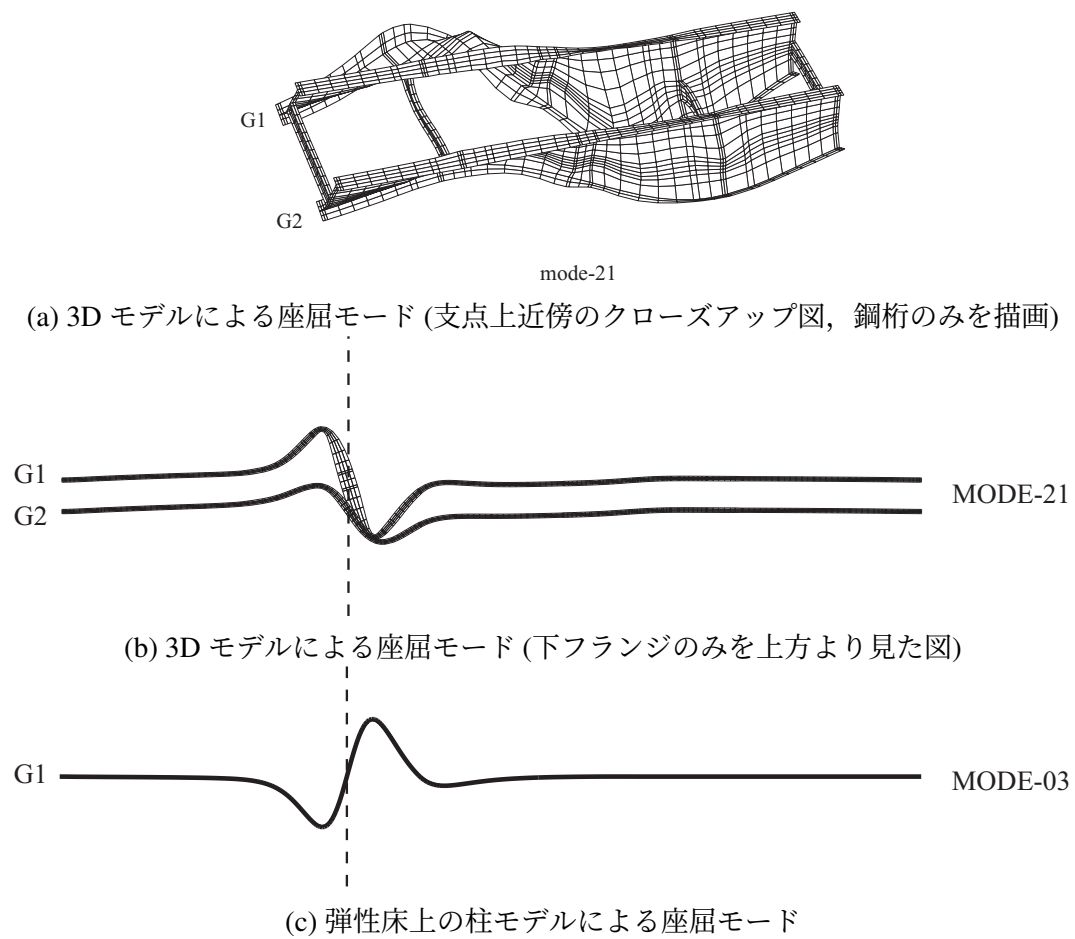
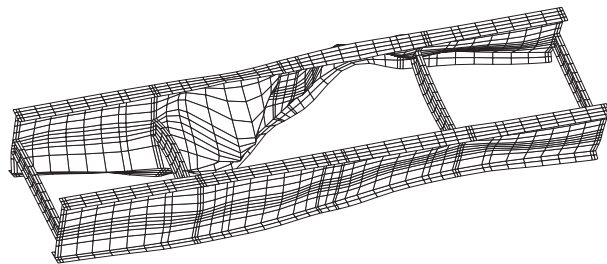


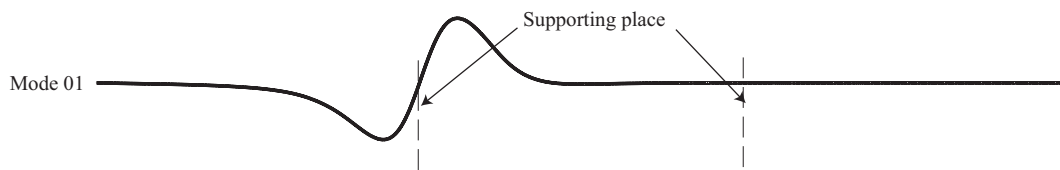
図 3.4.18 3D モデルと 弾性床上の柱モデルの座屈モードの比較： case2 $3t_w$ モデル



(a) 3D モデルによる座屈モード (支点上近傍のクローズアップ図, 鋼桁のみを描画)

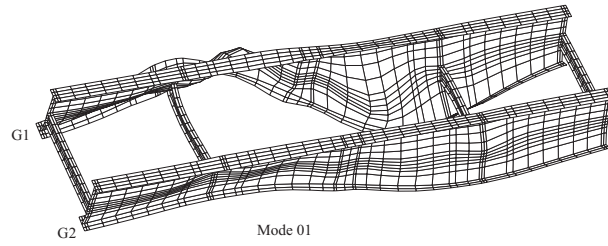


(b) 3D モデルによる座屈モード (下フランジのみを上方より見た図)

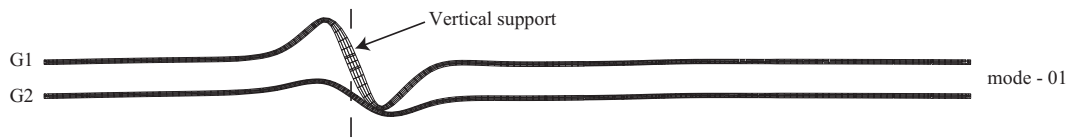


(c) 2D モデルによる座屈モード

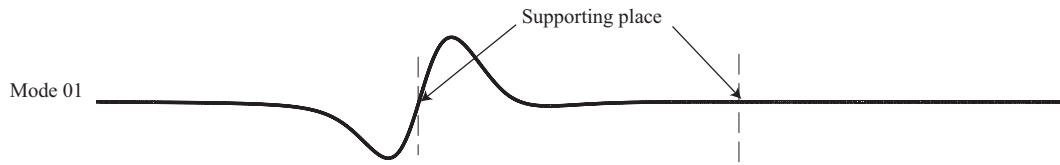
図 3.4.19 3D モデルと弾性床上の柱モデルの座屈モードの比較：case 3 $3t_w$ モデル



(a) 3D モデルによる座屈モード (支点上近傍のクローズアップ図, 鋼桁のみを描画)

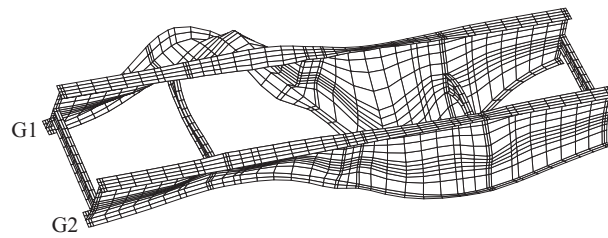


(b) 3D モデルによる座屈モード (下フランジのみを上方より見た図)



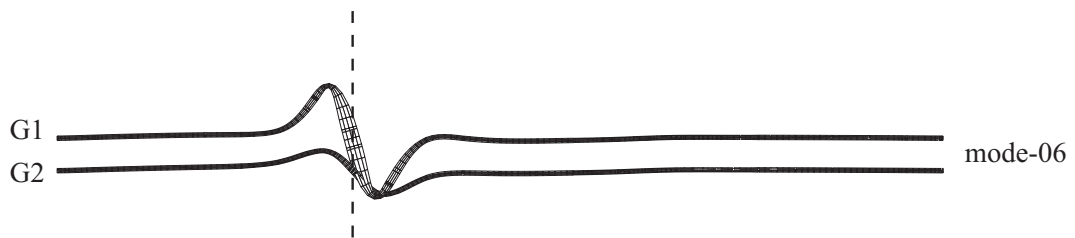
(c) 2D モデルによる座屈モード

図 3.4.20 3D モデルと弾性床上の柱モデルの座屈モードの比較：case 4 $3t_w$ モデル

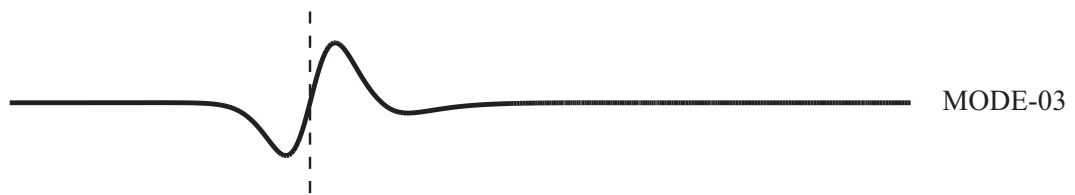


mode-06

(a) 3D モデルによる座屈モード (支点上近傍のクローズアップ図, 鋼桁のみを描画)

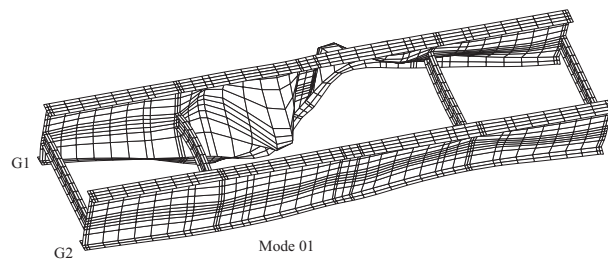


(b) 3D モデルによる座屈モード (下フランジのみを上方より見た図)

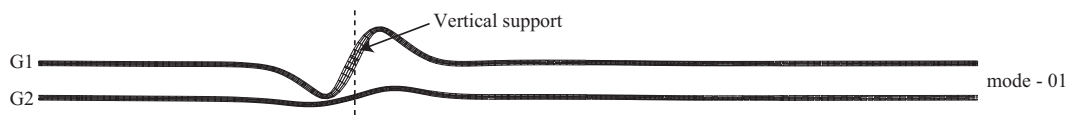


(c) 2D モデルによる座屈モード

図 3.4.21 3D モデルと弾性床上の柱モデルの座屈モードの比較：case 5 $3t_w$ モデル



(a) 3D モデルによる座屈モード (支点上近傍のクローズアップ図, 鋼桁のみを描画)



(b) 3D モデルによる座屈モード (下フランジのみを上方より見た図)



(c) 2D モデルによる座屈モード

図 3.4.22 3D モデルと弾性床上的柱モデルの座屈モードの比較：case 6 $3t_w$ モデル

3.5 新形式形鋼橋梁の斜角に対する検討

3.5.1 はじめに

検討対象は H 形鋼主桁と合成床版を組合せた連続合成多主桁橋である。本橋では分配横桁、中間対傾構を省略し、合成床版で横荷重への抵抗、主桁の荷重分配をおこなう構造を採用している。

上部工構造一般図を図 3.5.1 に示す。本橋は斜角が端支点 70° 、中間支点 50° 程度と小さいことから、以下の懸案事項が考えられる。

(1) 設計法の妥当性

新形式形鋼橋梁では、合成床版を仮想横梁としてモデル化し格子計算を行うが、斜角が小さい場合でもその設計法が妥当であるか？

(2) 斜角による合成床版への影響

斜角が小さいことにより、床版にねじりや付加曲げが作用し、過度な応力が発生しないか？

上記事項に対して、以降の検討を行うことで要求性能を満たしていることを確認する。

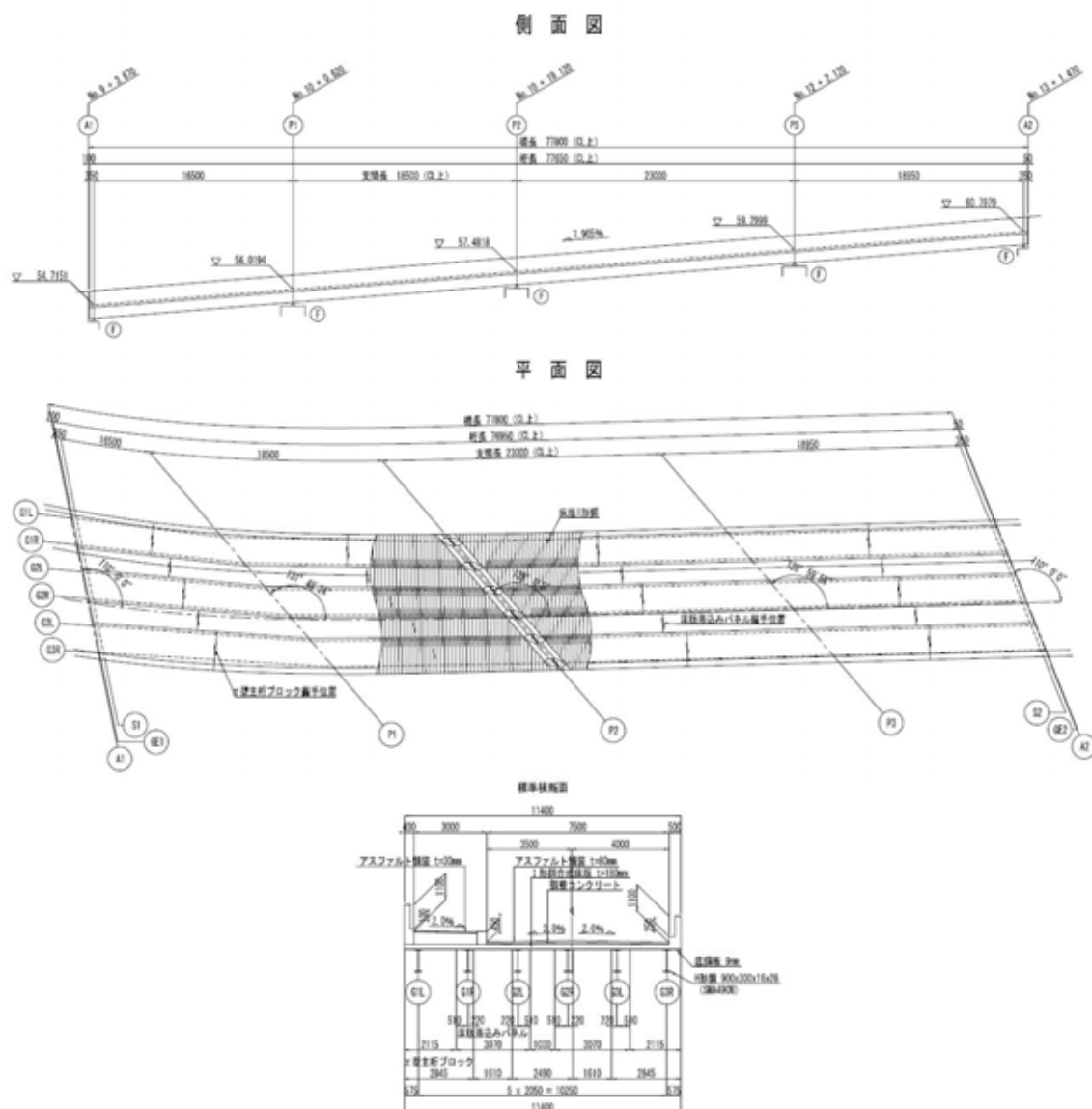


図 3.5.1 上部工構造一般図

3.5.2 検討方法

(1) 設計法の妥当性

新形式形鋼橋梁では床版を仮想横梁として格子モデルに組み込むことで、床版による荷重分配効果、横組み省略による床版への負荷曲げモーメントを評価し、設計に反映させている。上記設計法の妥当性については、文献[1]にて代表的な橋梁（斜角 90° ）を対象に、全体 FEM モデルと格子モデルの解析結果（たわみ）を比較することで確認されている。

同様の方法にて今回の橋梁を対象とした検討を行い、斜角が小さい場合の設計法の妥当性を確認する。

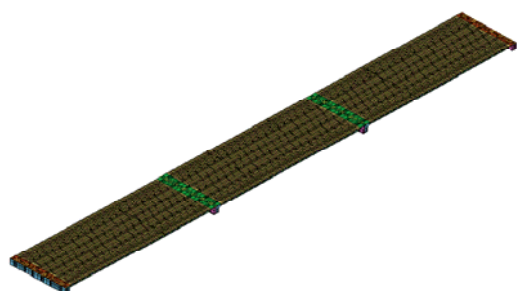


図 3.5.2 全体 FEM モデル（代表橋梁）

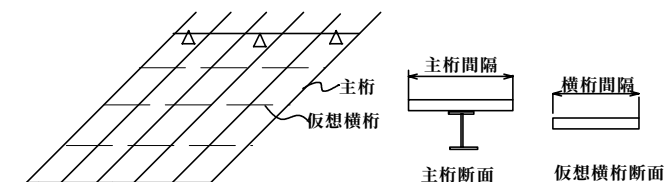


図 3.5.3 格子モデル概念図

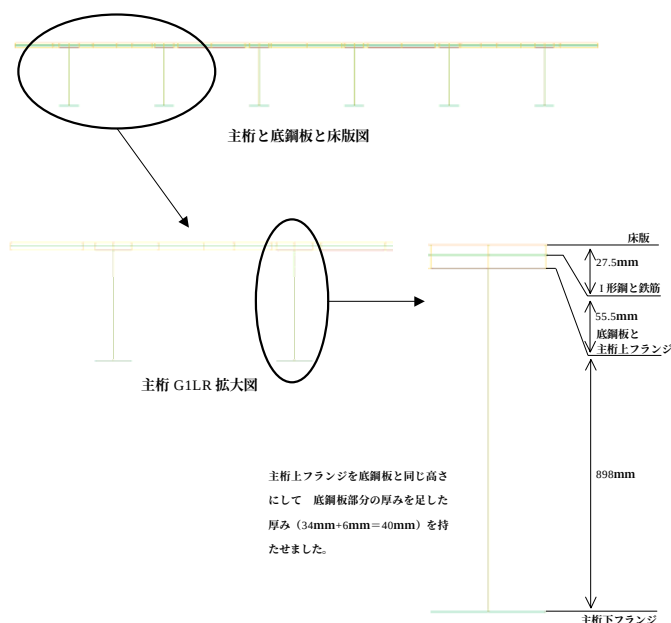


図 3.5.4 FEM モデル概念図

(2) 斜角による床版への影響

斜角が厳しい場合、支点での回転軸と主桁方向がずれるため、支点付近の床版に骨組み解析では考慮できない負荷曲げやねじり力が作用することが考えられる。したがって、FEM 解析により床版に作用する応力レベルを確認する。

FEM モデルは(1)で作成したモデルを使用する。また同条件で斜角が 90° のモデルについて別途解析をおこない、支点付近での床版応力を比較することで、斜角による床版構造への影響および対策を考察する。

3.5.3 FEM 解析方針

前述(1)、(2)の検討を行うため、橋梁全体を対象とした FEM 解析を行う。

(1) モデルケース

P9～13 に対象となる橋梁の諸元を示す。これをもとに FEM モデルを作成する。諸元は斜角がある場合を示しているが、斜角を 90° とした（その他、支間割、主桁配置、IB 配置等は同様）“斜角なし”のモデルも作成することとし、モデルケースは以下の 2 ケースとする。

(a) 斜角ありのモデル

(b) 斜角なしのモデル

なお、床版コンクリート厚は斜角が小さい場合は、端部補強筋を追加する関係上 $t=180\text{mm}$ とし、斜角がない場合は標準の $t=160\text{mm}$ とする。

(2) モデル化方法

主桁フランジ、ウェブ、床版コンクリート、床版底鋼板をシェル要素、床版 IB および補強鉄筋を梁要素、支点横桁コンクリートをソリッド要素でモデル化する。床版 IB と補強鉄筋は合成断面としての断面積、合成を持つ梁要素とする。床版コンクリート、底鋼板、IB および鉄筋は各々の中立軸位置に配置し、一体として挙動させるため各部材間を剛部材で結合させる。

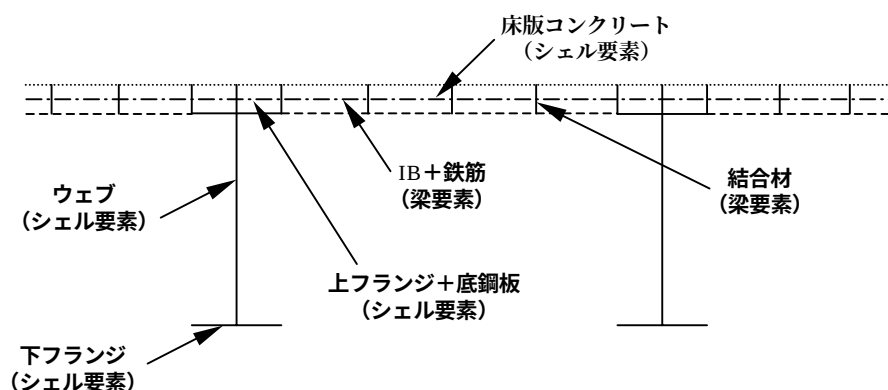


図 3.5.5 FEM モデルの構成

(3) 材料特性値

材料は完全弾性体として扱い、各定数は以下とする。

表 3.5.1 材料特性値 (単位: N/mm^2)

	ヤング率	ポアソン比
鋼	200000	0.3
コンクリート	30000	0.1667

(4) 支持条件

支点は各主桁パネルにつき1箇所とし、1支承線上で3箇所とする。支持形式はピン支持とするが、橋軸方向変位を固定することで桁の回転を阻害しないよう、水平、鉛直方向ともに固定するのはA1支点のみとし、残りは鉛直方向変位のみ固定のピン支持とする。

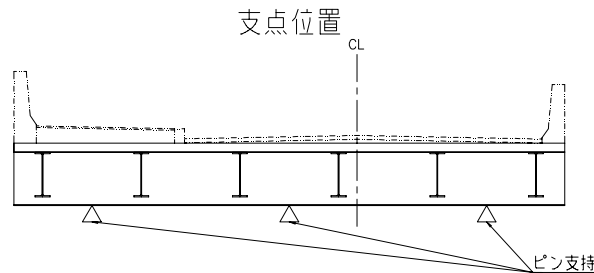


図 3.5.6 支持条件

(5) 荷重ケース

P14～20 に荷重載荷図を示す。載荷荷重としては以下を考慮する。

1) 死荷重（後死荷重）

死荷重は全ての荷重ケースに考慮する。

2) 活荷重

活荷重は B 活荷重および歩道部の群集荷重を考慮し、B 活荷重は桁の変形が大きくなる L 荷重を考慮する。活荷重の荷重ケースは以下とする。

a) 斜角ありのモデル

荷重ケース 1-1 端支点着目 活荷重全載（群集荷重あり）

荷重ケース 1-2 端支点着目 活荷重偏載（群集荷重なし）

荷重ケース 1-3 中間支点着目 活荷重全載（群集荷重あり）

荷重ケース 1-4 中間支点着目 活荷重偏載（群集荷重なし）

b) 斜角なしのモデル

荷重ケース 2-1 端支点着目 活荷重偏載（群集荷重なし）

荷重ケース 2-2 中間支点着目 活荷重偏載（群集荷重なし）

活荷重は以下の値とする。

$p1=10\text{kN/m}^2$

$p2=3.5\text{kN/m}^2$

群集荷重 $=3.5\text{kN/m}^2$

} $p1, p2$ には衝撃の影響を考慮するものとして、
左記荷重に係数 1.274 を乗じる。

3.5.4 FEM 解析結果

P21～27 に解析モデルを示す。

(1) 設計法の妥当性確認

P28～31 に荷重ケース 1-1～1-4（斜角あり）の各支間、主桁の FEM 解析での鉛直変位量を示す。また、下表に同橋梁を対象とした格子解析結果との鉛直変位量の比較を示す。p1 荷重が載荷する径間に着目し、荷重ケース 1-1、1-2 は第 4 径間、荷重ケース 1-3、1-4 は第 3 径間で比較を行った。格子解析では、仮想横桁の本数を 1～19 本に変化させ、仮想横桁本数の違いによる影響を確認した。

表 3.5.2 主桁の鉛直変位量 (単位：mm)

荷重ケース1:端支点着目 活荷重全載(群集荷重あり) 第4支間鉛直変位量							
	FEM解析	横桁19本	横桁9本	横桁4本	横桁1本	横桁3本	横桁なし
G1	39.1	43.3	43.3	43.3	43.7	43.4	45.7
G2	35.7	38.8	38.8	38.8	39.1	38.8	34.7
G3	33.4	35.1	35.1	35.1	35.2	35.1	35.1
G4	31.3	31.7	31.7	31.7	31.7	31.7	37.4
G5	28.6	27.9	27.9	27.9	27.9	27.9	31.4
G6	26.3	23.9	23.9	24.0	23.6	23.9	18.2
荷重ケース2:端支点着目 活荷重偏載(群集荷重なし) 第4支間鉛直変位量							
	FEM解析	横桁19本	横桁9本	横桁4本	横桁1本	横桁3本	横桁なし
G1	28.1	27.9	27.8	27.9	27.7	27.9	35.2
G2	25.6	25.5	25.4	25.5	25.4	25.5	18.1
G3	25.1	24.8	24.8	24.8	24.8	24.8	14.4
G4	26.1	25.8	25.9	25.9	25.8	25.9	35.7
G5	26.9	26.8	26.8	26.8	27.0	26.8	32.4
G6	27.4	27.4	27.4	27.4	27.6	27.4	23.0
荷重ケース3:中間支点着目 活荷重全載(群集荷重あり) 第3支間鉛直変位量							
	FEM解析	横桁19本	横桁9本	横桁4本	横桁1本	横桁3本	横桁なし
G1	13.4	11.5	11.5	11.5	10.9	11.4	7.9
G2	13.2	12.5	12.5	12.5	12.3	12.5	9.0
G3	14.2	14.4	14.3	14.4	14.4	14.4	17.5
G4	15.6	16.4	16.4	16.4	16.6	16.4	22.3
G5	16.4	17.7	17.8	17.8	18.4	17.8	22.1
G6	17.0	18.8	18.8	18.8	19.2	18.9	14.6
荷重ケース4:中間支点着目 活荷重偏載(群集荷重なし) 第3支間鉛直変位量							
	FEM解析	横桁19本	横桁9本	横桁4本	横桁1本	横桁3本	横桁なし
G1	9.4	6.7	6.6	6.7	6.2	6.6	5.7
G2	9.0	7.6	7.5	7.5	7.2	7.5	3.9
G3	10.5	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	6.4
G4	13.6	14.0	14.0	14.0	14.1	14.1	21.4
G5	16.5	17.9	17.9	17.9	18.5	18.0	22.9
G6	19.1	21.4	21.4	21.4	22.0	21.5	18.7

※グレー部は格子解析値が FEM 解析値を下回った箇所、
太字部は FEM 解析値に最も近い値を示す。

- ・ FEM 解析と格子解析との比較では、格子解析のほうが変位が小さい箇所も一部見られるが、変位がそれほど大きくない箇所であり、最大変位発生箇所付近ではほぼ同等か格子解析の方が若干大きな値を示している。
- ・ 格子解析の仮想横桁本数に着目してみると、横桁本数の違いによる差はほとんど見られない。これは、斜角なしの場合の検討結果と同様である。横桁 1 本の場合のみ若干値に差が生じるのは、横桁が中央に 1 本だと斜角の影響により最大変位発生位置と横桁位置にずれが生じることによる影響と考えられる。
- ・ 以上より、格子解析において仮想横桁を 3 本以上配置することで、FEM 解析と近似した設計を行うことが出来ると考えられる。

(2) 斜角による床版への影響

P32～39 に端支点着目の荷重ケース 1-2, 2-1 の A2 付近の床版応力コンター図, 中間支点着目の荷重ケース 1-4, 2-2 の P3 付近の床版応力コンター図を示す。

1) 端支点の床版応力度 (荷重ケース 1-2, 2-1)

斜角ありの荷重ケース 1-2 では橋軸方向応力 0.76N/mm^2 , 橋軸直角方向応力 0.71N/mm^2 に対し, 斜角なしの荷重ケース 2-1 では橋軸方向応力 3.31N/mm^2 , 橋軸直角方向応力 0.86N/mm^2 となった。

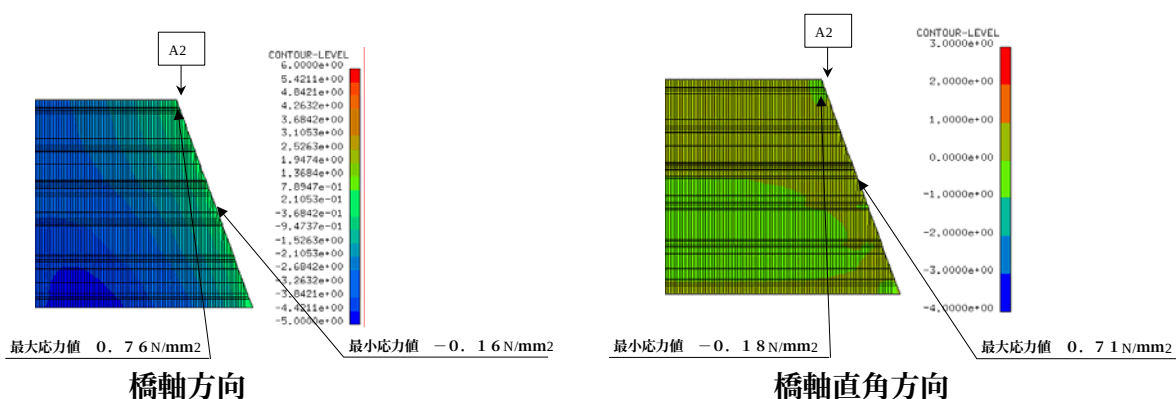


図 3.5.7 荷重ケース 1-2 床版上面応力コンター図

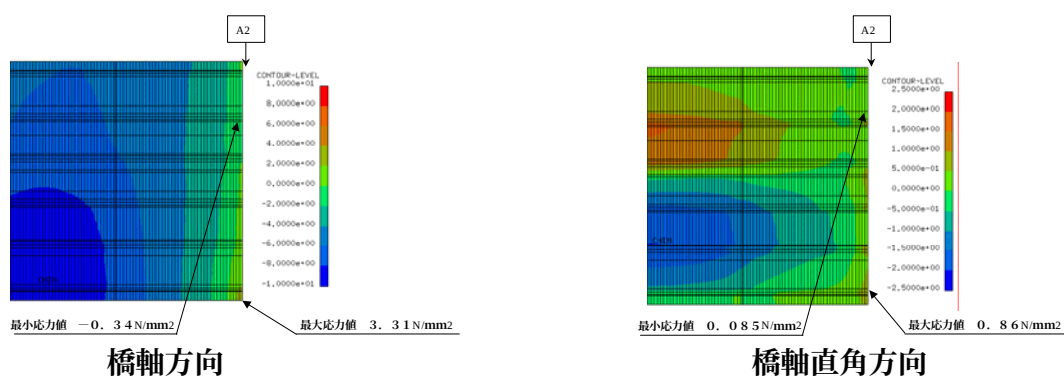


図 3.5.8 荷重ケース 2-1 床版上面応力コンター図

橋軸, 橋直方向ともに斜角ありの場合の方が発生応力が低いという結果になった。これは, 中間支点と端支点の斜角の差から, 第 4 支間の車道側は支間長が斜角なしの場合よりも短くなっていること, また斜角ありの場合は補強鉄筋のかぶりの関係から床版厚を増していることで床版に発生する応力が緩和されるためと考えられる。

2) 中間支点の床版応力度（荷重ケース 1-4, 2-2）

斜角ありの荷重ケース 1-4 では橋軸方向応力 5.31N/mm^2 、橋軸直角方向応力 4.41N/mm^2 に対し、斜角なしの荷重ケース 2-2 では橋軸方向応力 8.97N/mm^2 、橋軸直角方向応力 2.31N/mm^2 となった。

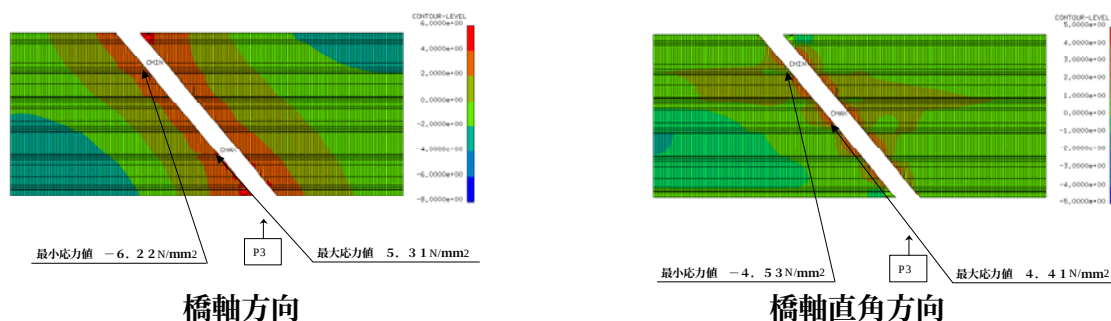


図 3.5.9 荷重ケース 1-4 床版上面応力コンター図

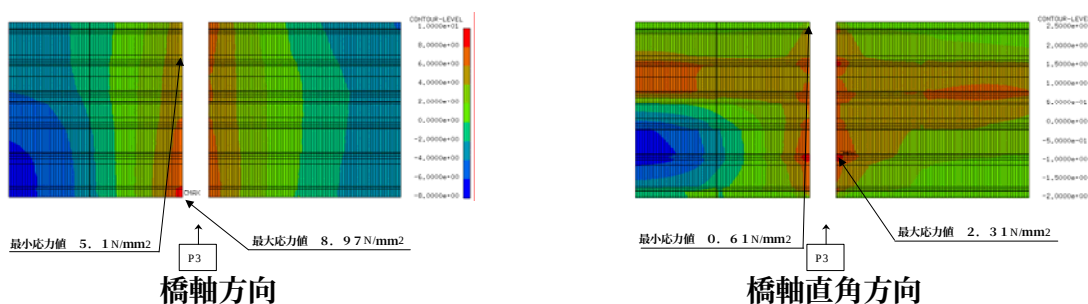


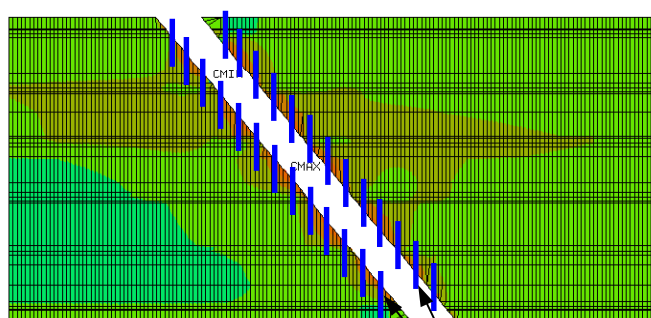
図 3.5.10 荷重ケース 2-2 床版上面応力コンター図

斜角ありの場合は斜角なしの場合に比べ、橋軸方向応力は発生応力が小さく、橋直方向応力は発生応力が大きくなる結果となった。斜角ありの場合で局部的に大きな圧縮応力が発生している箇所があるが、周辺の応力分布を考慮すると、極端なメッシュ分割により生じた誤差と考えられる。

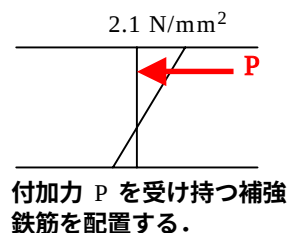
上記の要因としては、荷重载荷により桁が変形する際に、支点の斜角の影響から力が橋軸方向と橋直方向に分解されたためと考えられる。

3.5.5 まとめ

- ・本橋のように斜角が小さい場合においても、床版を仮想横梁としてモデル化した格子解析モデルによる設計法が妥当であることが確認できた。
- ・仮想横桁の本数の違いによる計算結果の差は少なく、仮想横桁を 3 本以上配置した格子モデルであれば、FEM 解析とほぼ近似した結果を得ることができた。
- ・端支点付近の床版応力は、斜角ありのケースの方が斜角なしのケースより発生応力が低い結果となった。これは、斜角ありのケースでは端支点と中間支点の斜角の差から、着目点の支間長が短くなっていること、補強筋追加による床版厚の増加により応力が緩和されていることが原因と考えられる。
- ・中間支点付近の床版応力は、橋軸直角方向応力で斜角ありのケースの方が斜角なしのケースより発生応力が高い結果となった。これは、支点部の斜角により床版の橋軸方向断面力が橋軸方向と橋軸直角方向に分解され、橋軸直角方向応力が増加したためと考えられる。
なお、斜角なしの場合に比べ発生応力が大きくなる橋軸直角方向については、応力差分 ($4.41-2.31=2.1\text{N/mm}^2$) が斜角があることで発生する付加的応力と考え、その差分を分担する補強鉄筋等を橋直方向に配置するなどの対処が考えらる。



橋軸直角方向補強鉄筋



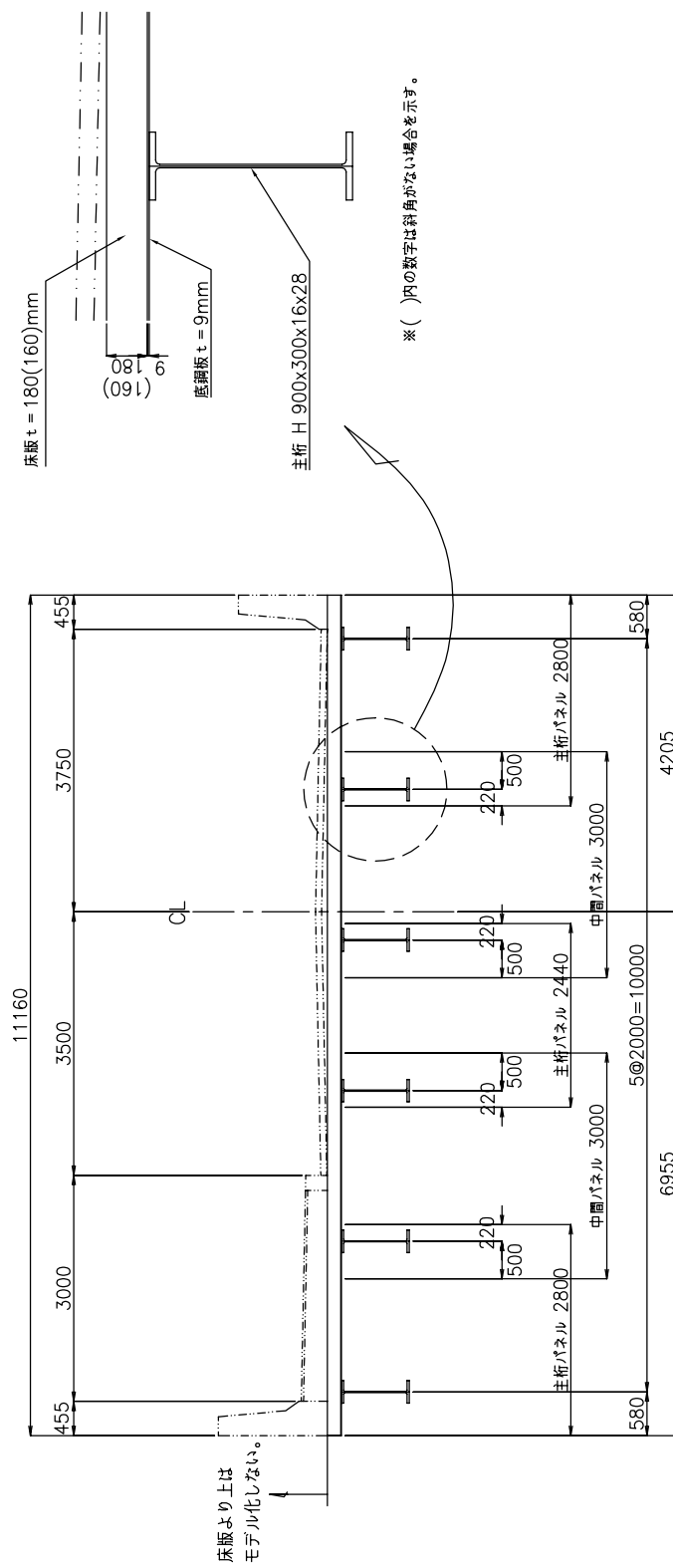
参考文献

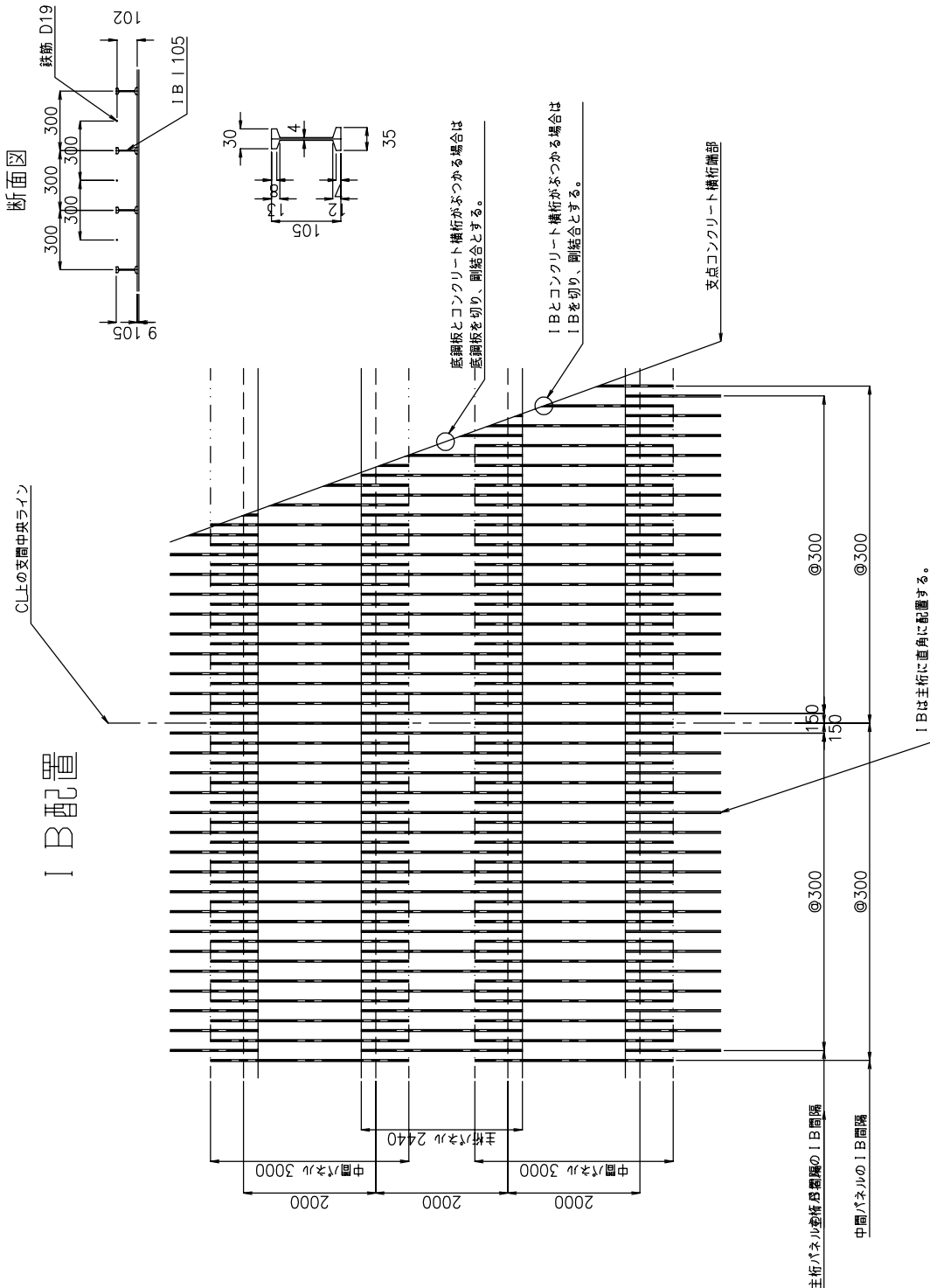
- [1] 櫻井信彰, 藤川敬人, 水上繁樹, 松井繁之, 長井正嗣: 形鋼橋梁の構造合理化に関する研究, 土木学会論文集, No.794/ I -72,67-86,2005.7

(1) 橋梁諸元

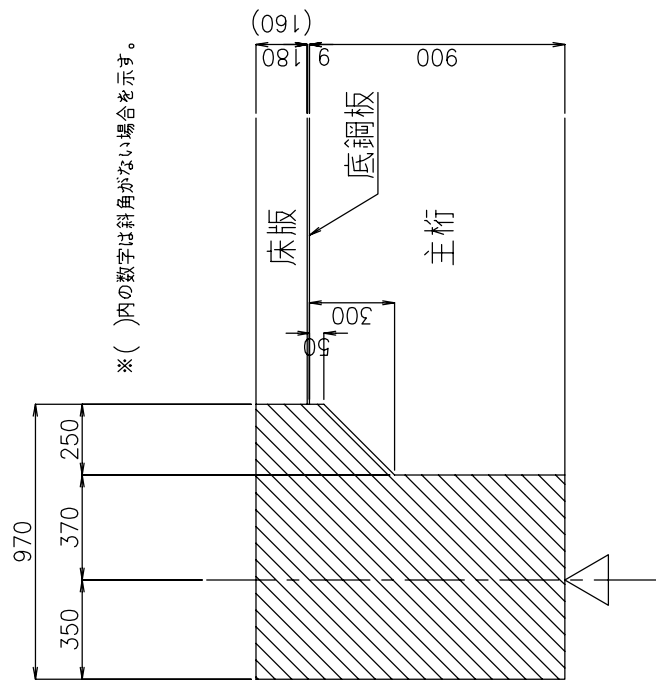
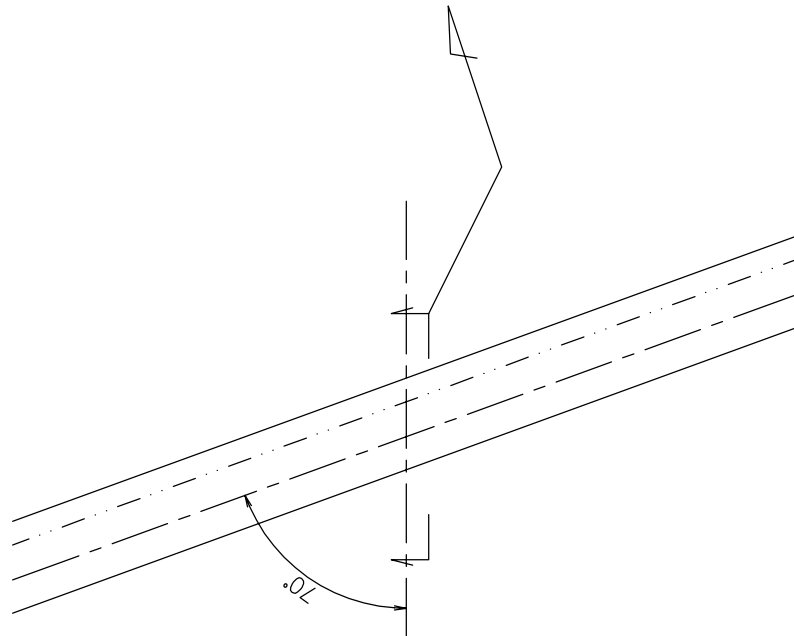


断面図

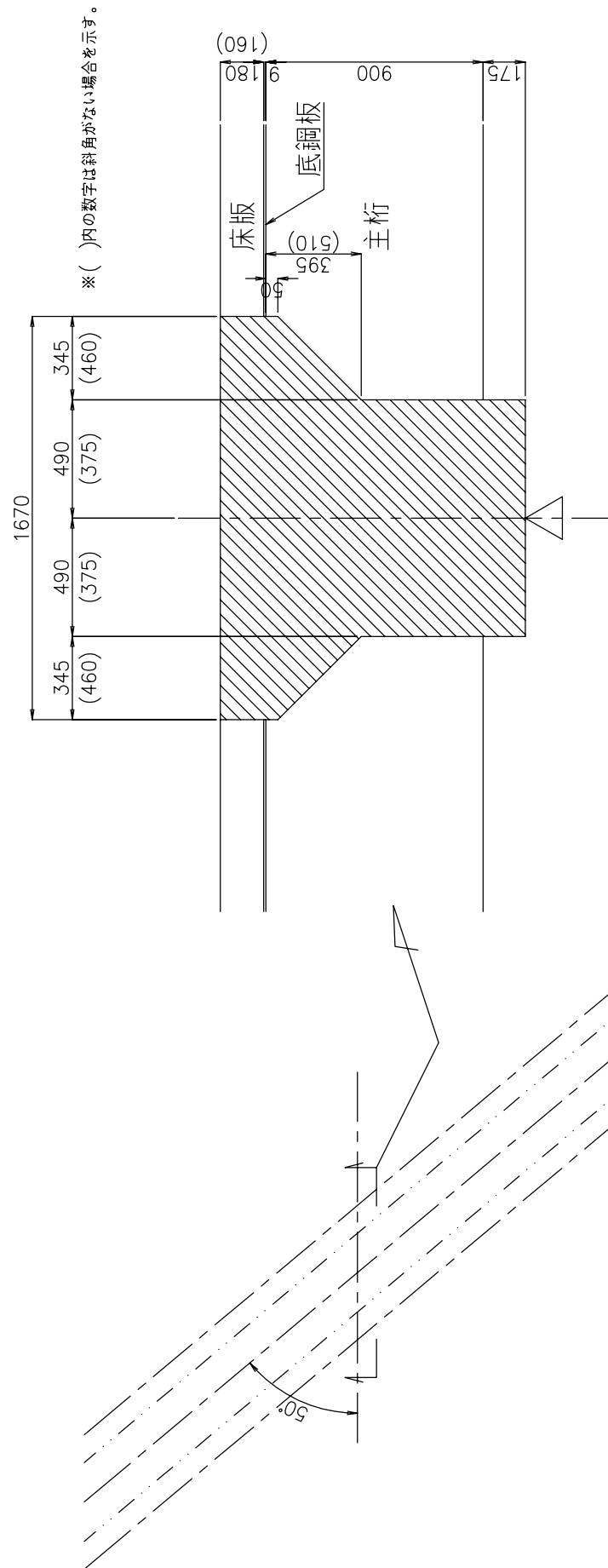




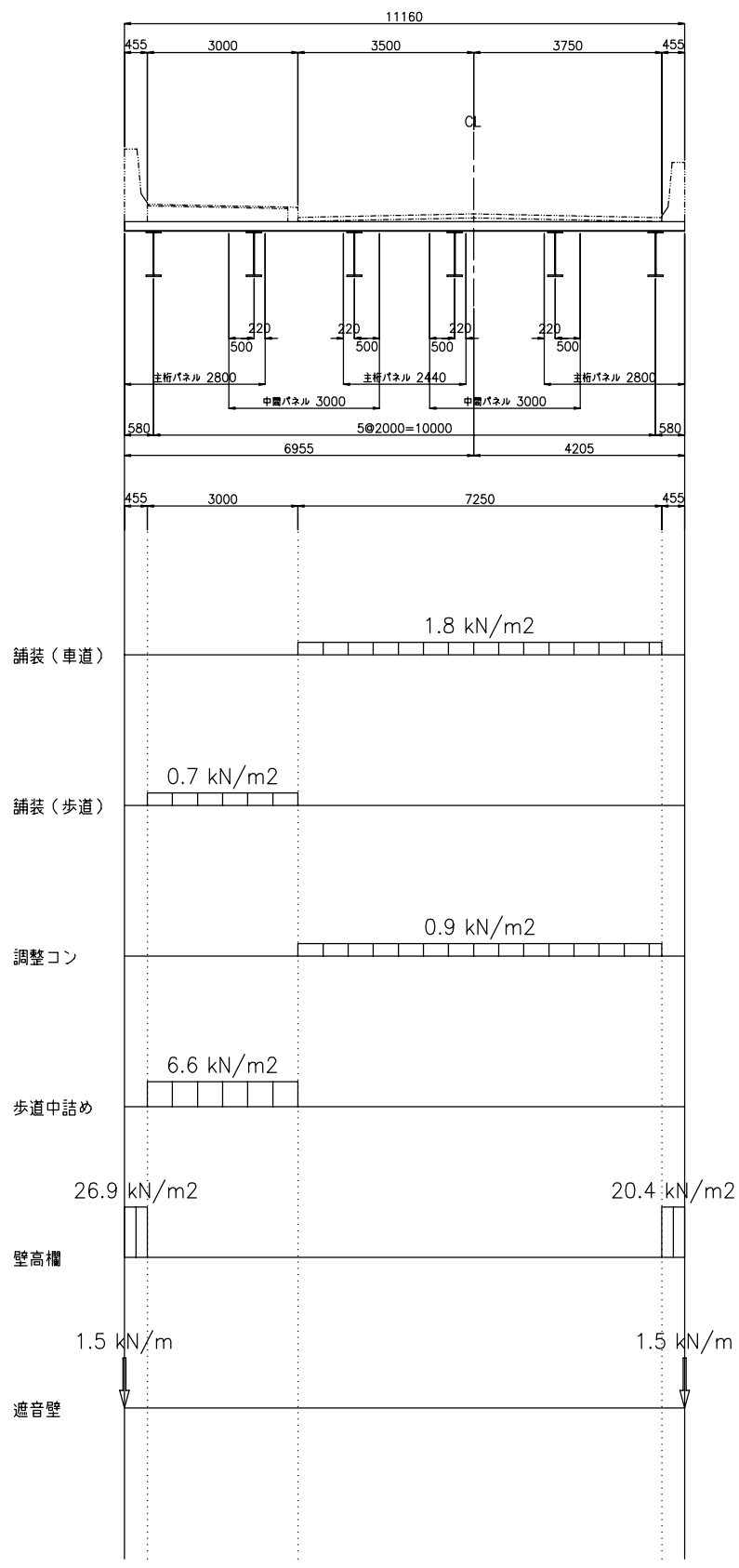
横桁形状（端支点）



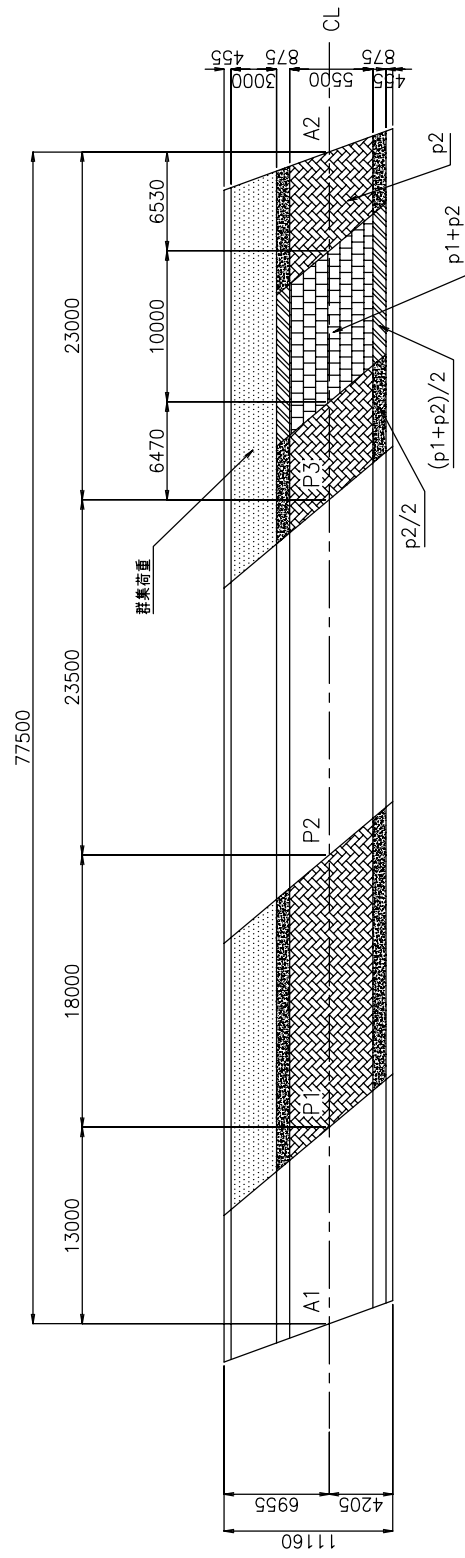
横桁形状（中間支点）



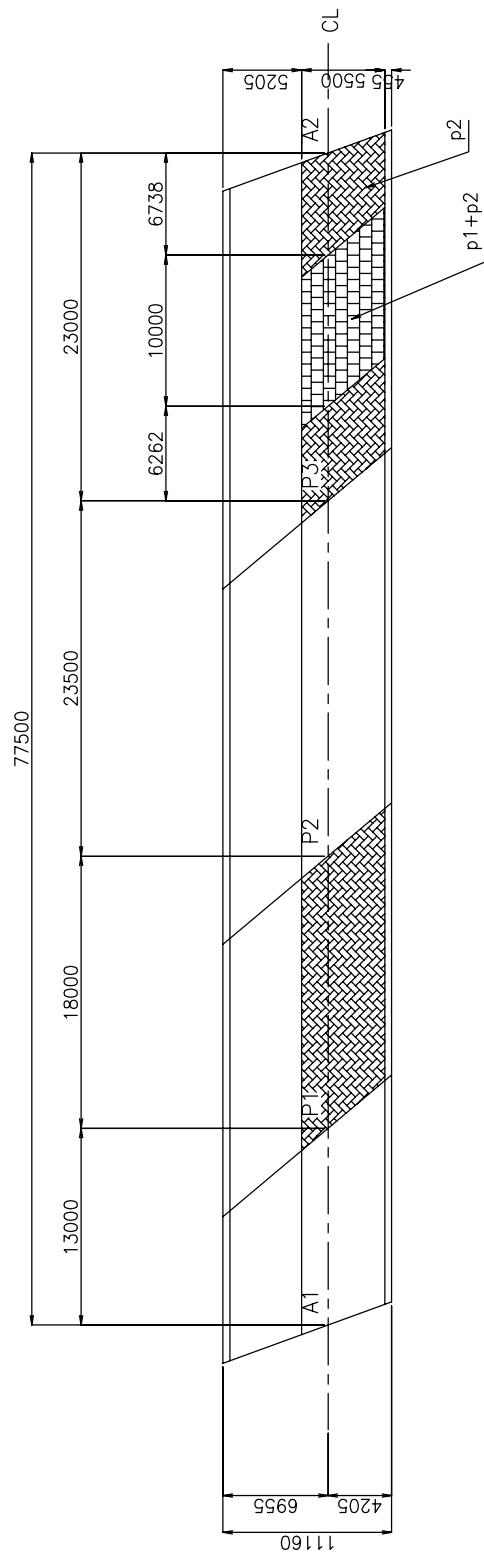
死荷重



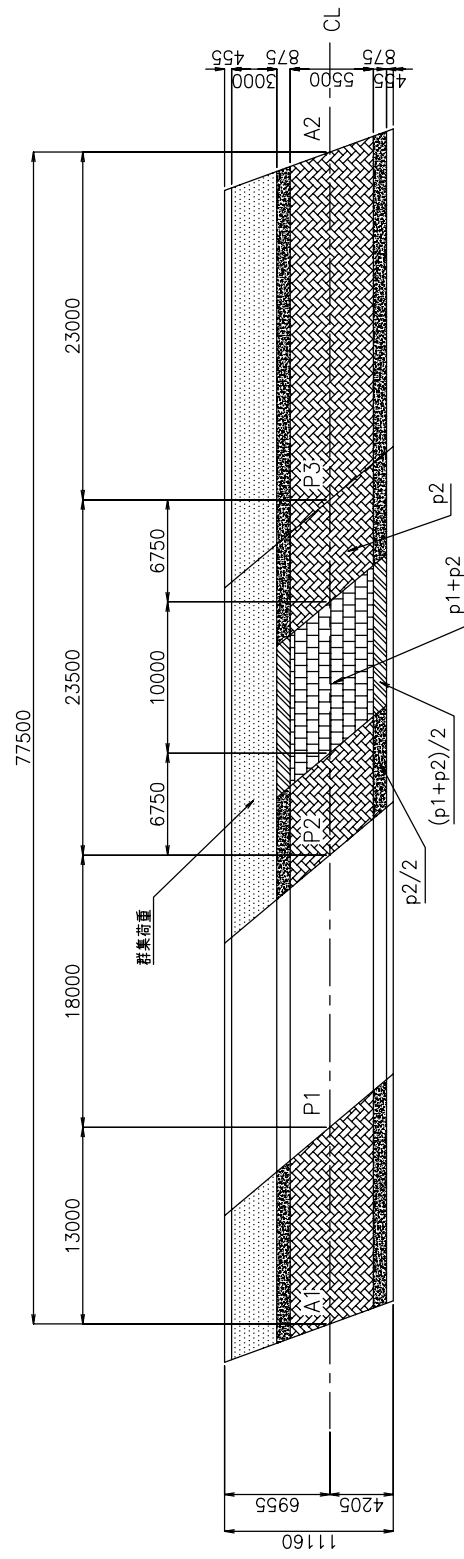
荷重ケース 1-1 端支点着目 活荷重全載（群集荷重あり）



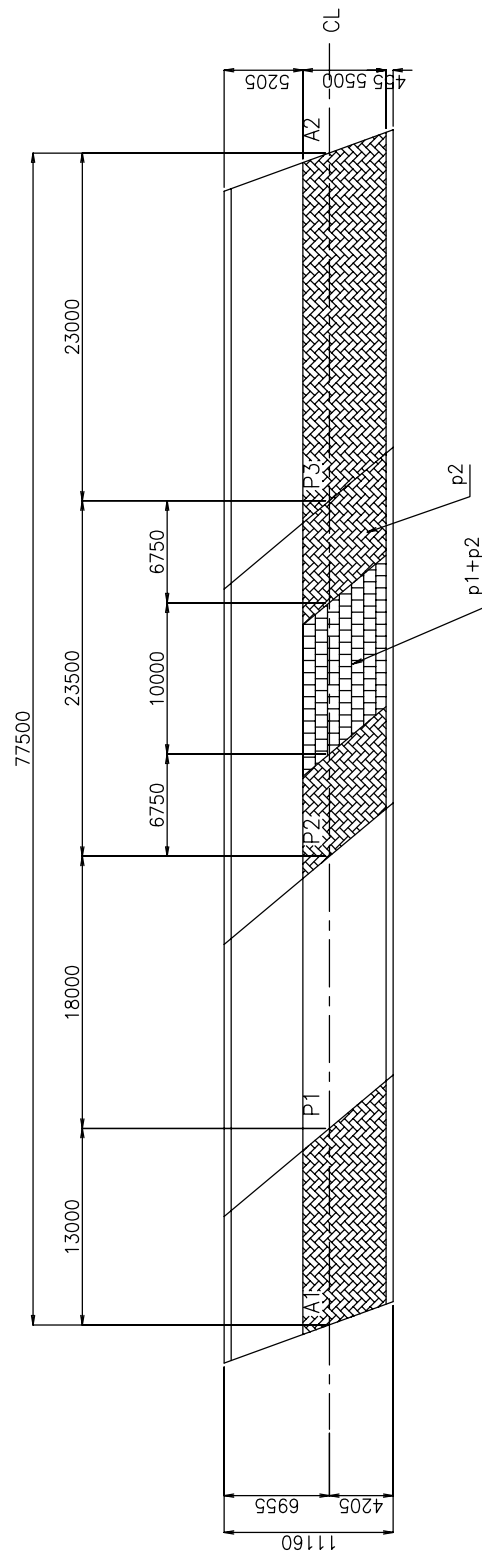
荷重ケース 1-2 端支点着目 活荷重偏載（群集荷重なし）



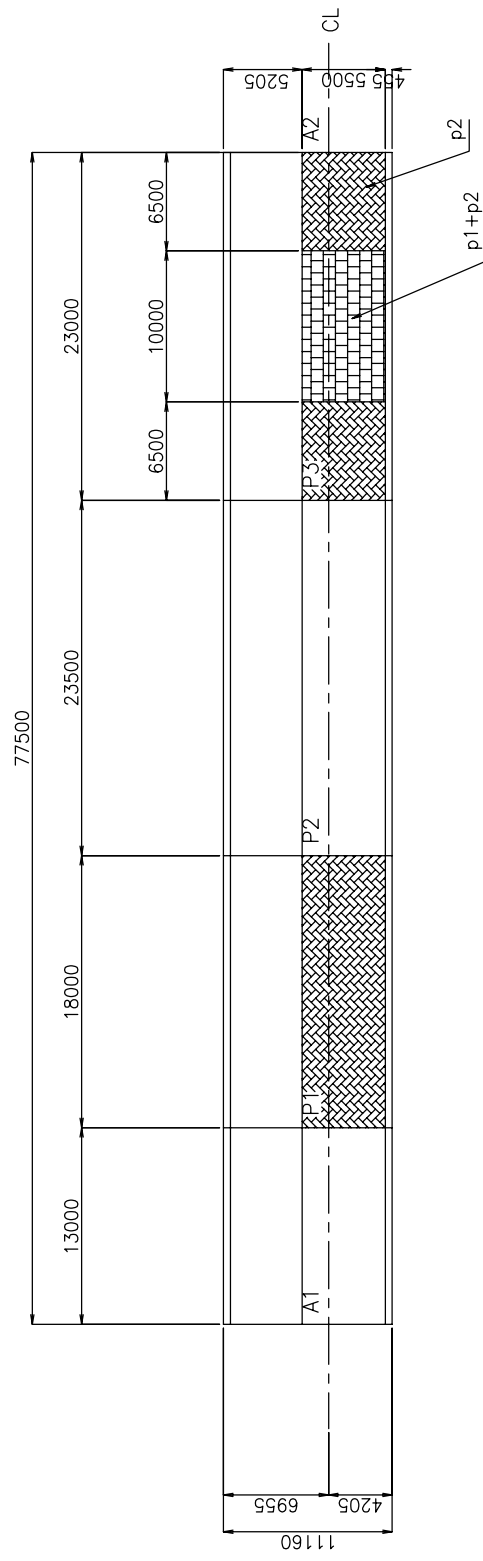
荷重ケース 1-3 中間支点着目 活荷重全載（群集荷重あり）



荷重ケース 1-4 中間支点着目 活荷重偏載（群集荷重なし）



荷重ケース2-1 端支点着目 活荷重偏載（群集荷重なし）

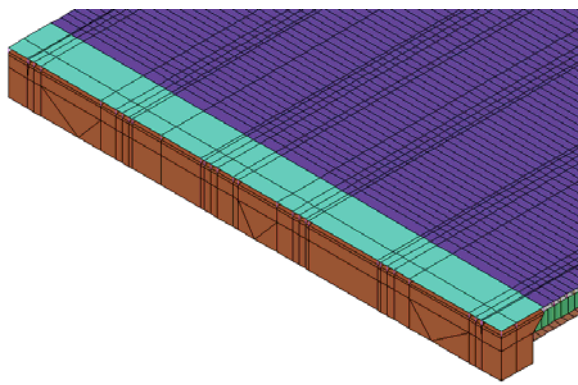
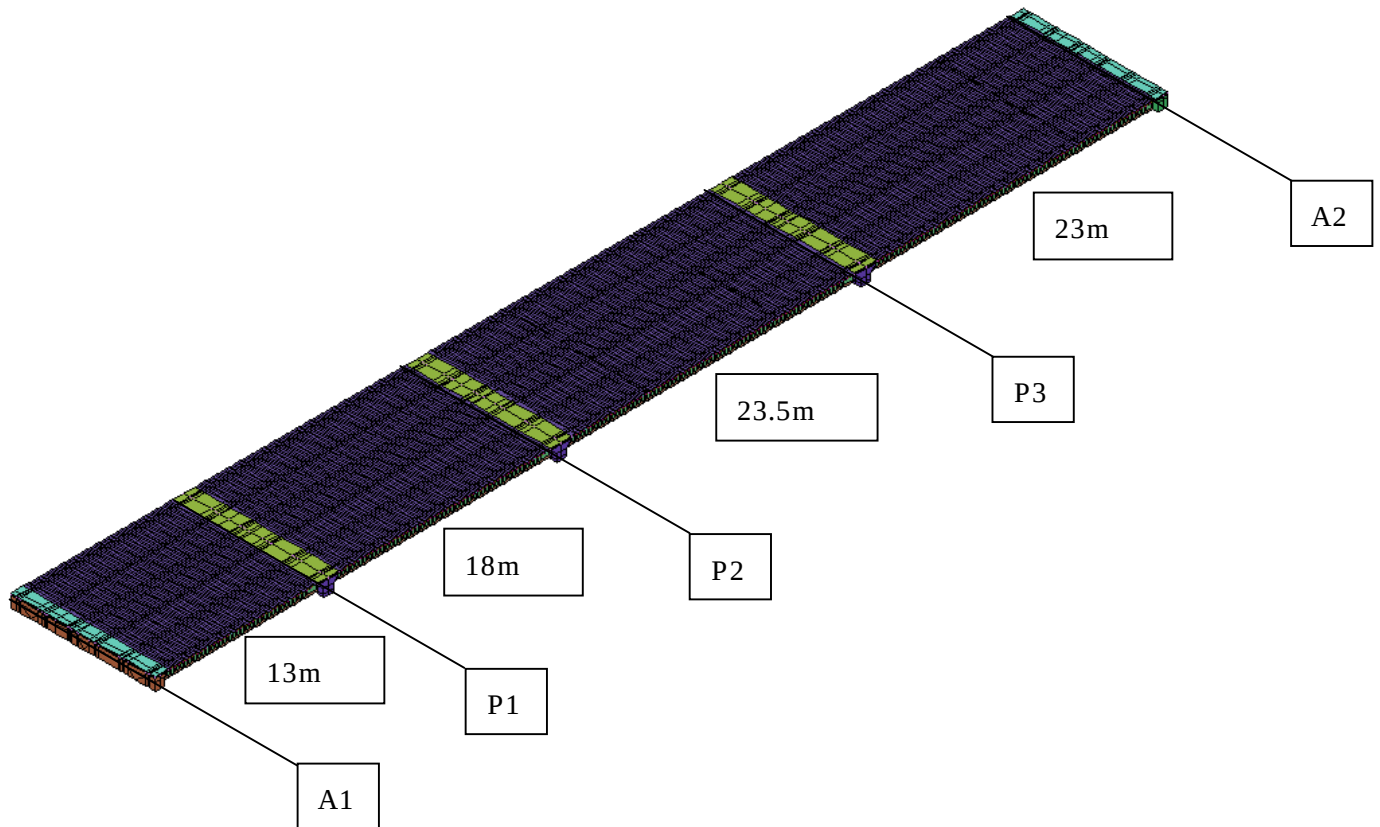


(2) 解析モデル

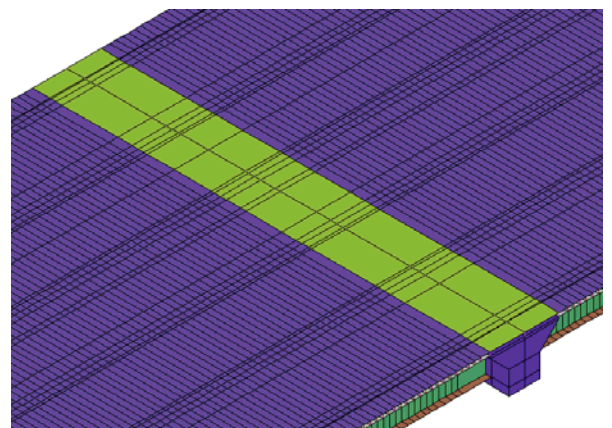
解析条件

解析モデル説明（全長 77.5m 全巾 11.16m）

解析荷重ケース 2-1,2 モデル（斜角無し）

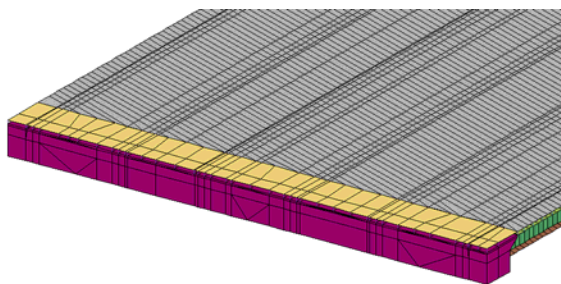
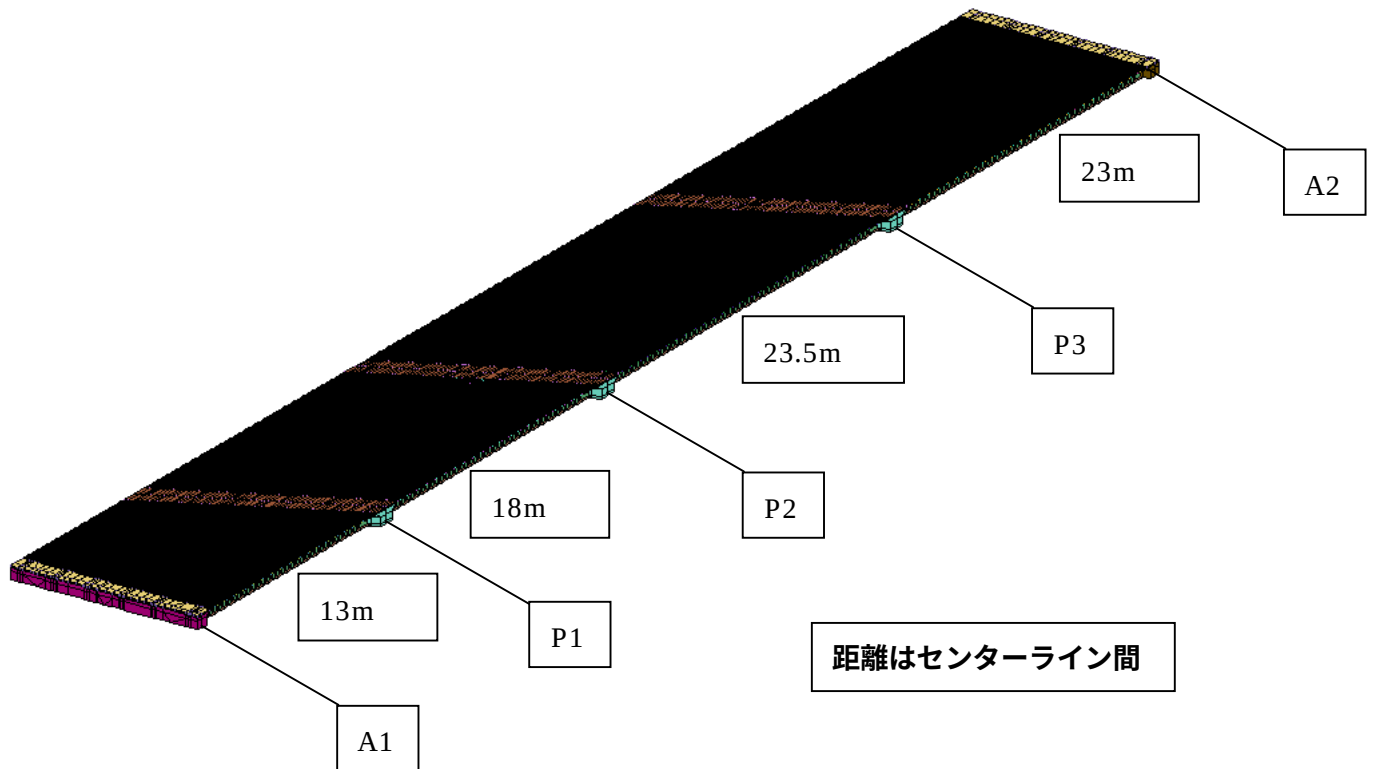


A1 付近拡大

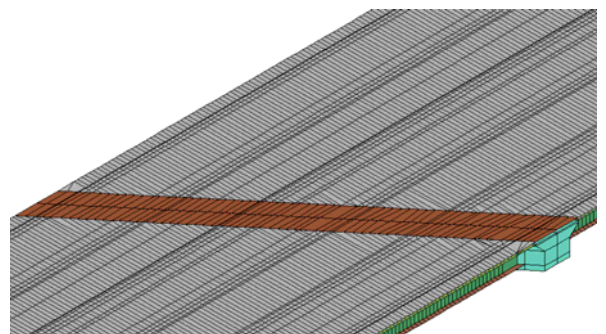


P1 付近拡大

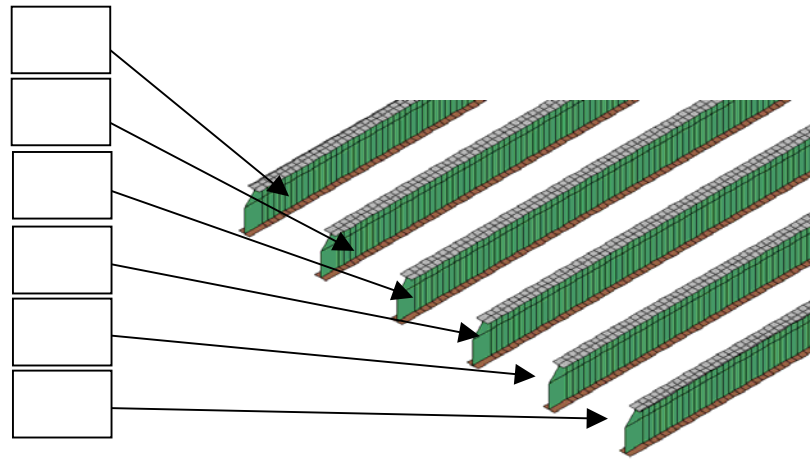
解析荷重ケース 1-1,2,3,4 モデル（斜角有り）



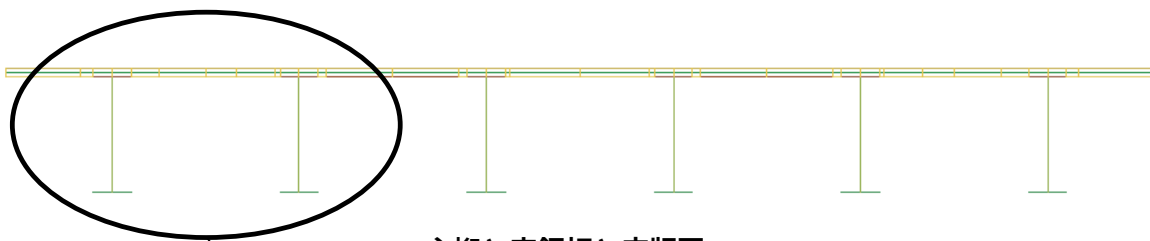
A1 付近拡大



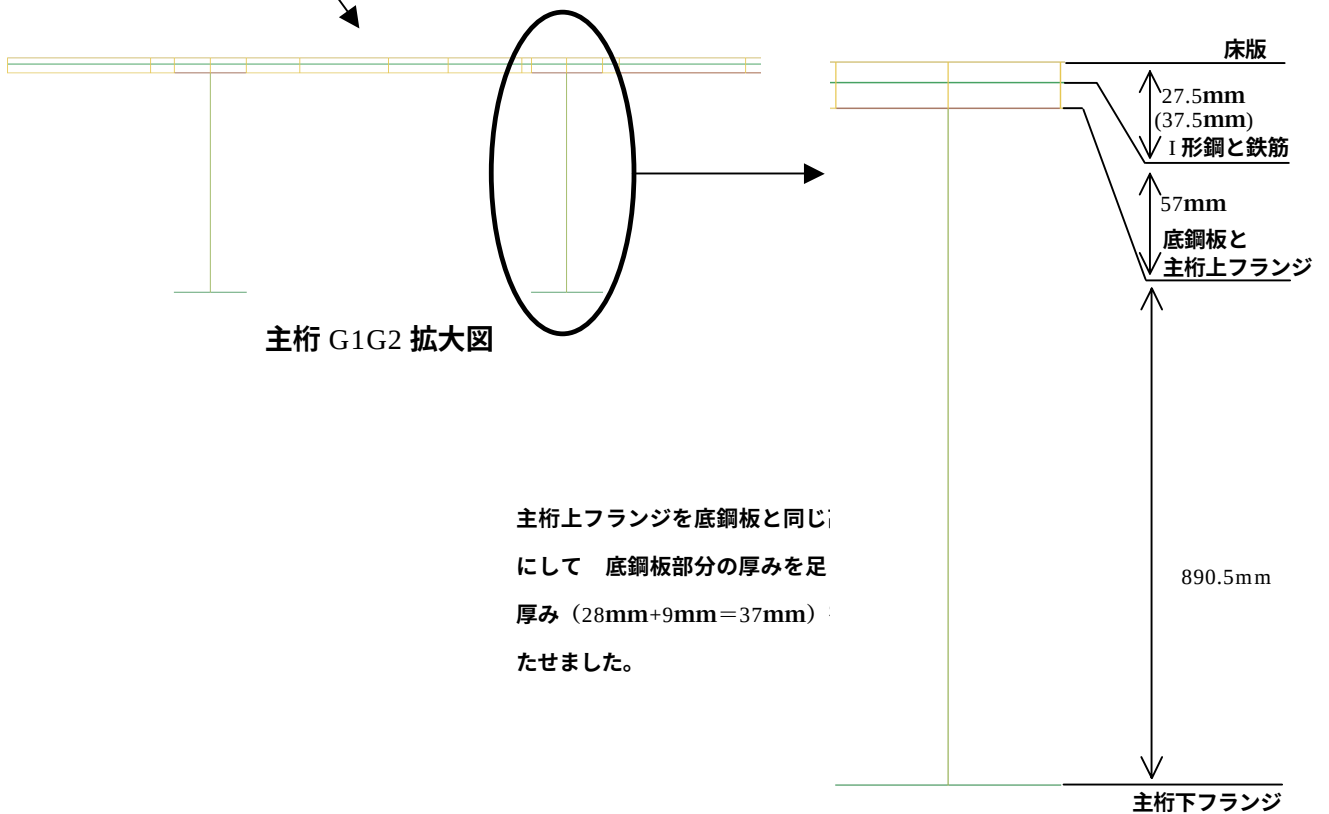
P1 付近拡大



主桁 拡大図



主桁と底鋼板と床版図



材料

各材料定数

(単位: N/mm^2)

	ヤング率	ポアソン比
鋼	200000	0.3
コンクリート	30000	0.1667

拘束条件

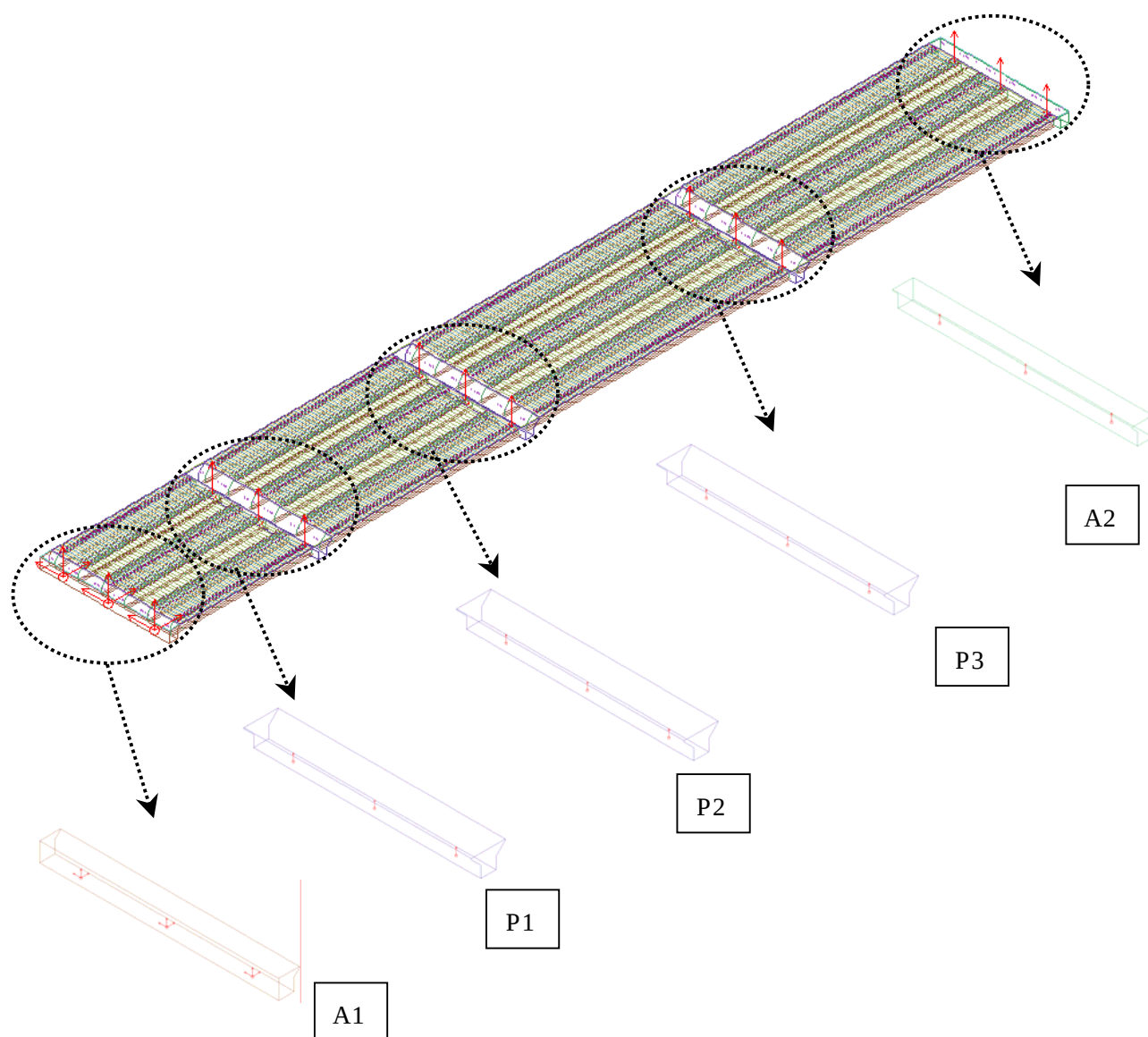
A1～A2

G1G2 間 G3G4 間 G5G6 間の各中心の 1 節点

合計 15 節点を拘束 (回転はフリー)

A1 X,Y,Z 拘束 (橋軸、橋直、鉛直)

P1～A2 Z 拘束 (鉛直)



荷重条件

死荷重 ケース 1-1～1-4 と 2-1～2-2

舗装（車道） 1.8 kN/m^2

舗装（歩道） 0.7 kN/m^2

調整コン 0.9 kN/m^2

歩道中詰め 6.6 kN/m^2

壁高覧 車道側 20.4 kN/m^2 歩道側 26.9 kN/m^2

以上の荷重を床版上に面分布荷重として載荷する

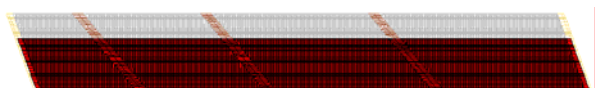
遮音壁 1.5 kN/m

以上の荷重を床版上に線荷重として載荷する

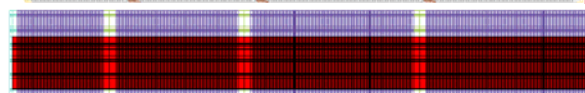
（赤い部分が載荷位置）

ケース 1-1～1-4 と 2-1～2-2

舗装（車道）と調整コン

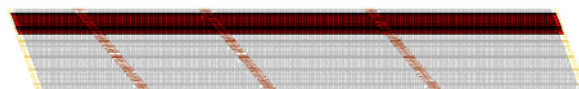


ケース 1-1～1-4

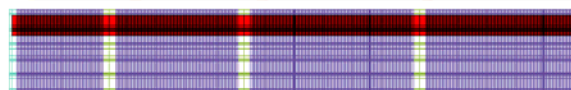


ケース 2-1～2-2

舗装（歩道）と歩道中詰め



ケース 1-1～1-4

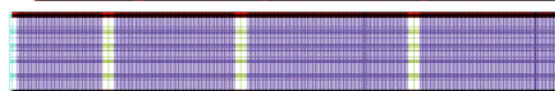


ケース 2-1～2-2

壁高覧（車道側と歩道側）

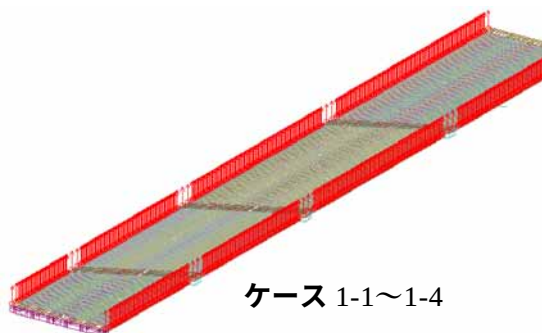


ケース 1-1～1-4

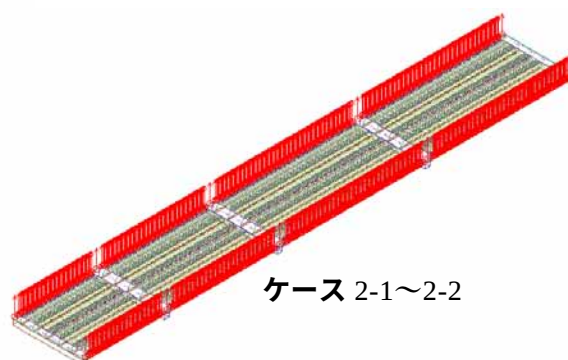


ケース 2-1～2-2

遮音壁



ケース 1-1～1-4



ケース 2-1～2-2

活荷重 ケース 1-1～1-4

P1 荷重 $10 \times 1.274 = 12.74 \text{ kN/m}^2$

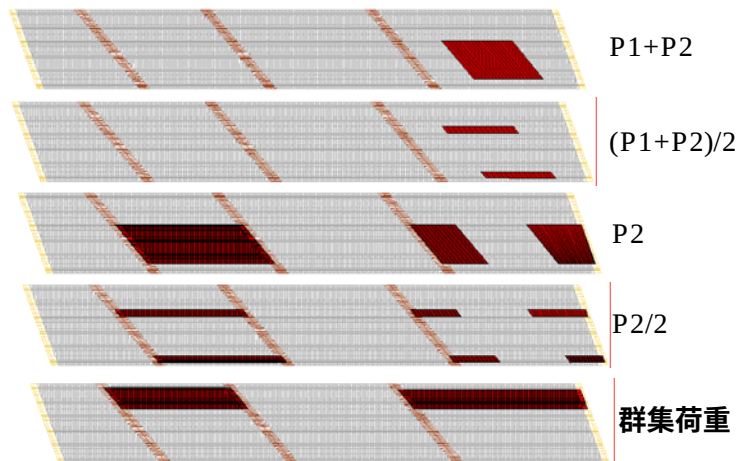
P2 荷重 $3.5 \times 1.274 = 4.459 \text{ kN/m}^2$

群集荷重 3.5 kN/m^2

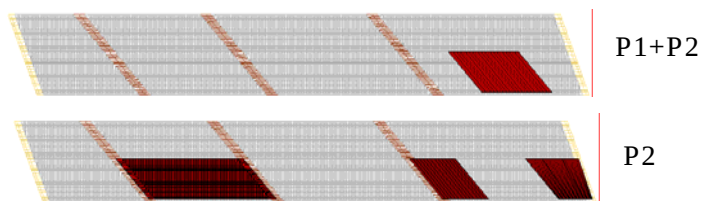
P1 と P2 荷重には衝撃の影響を
考慮し、係数 1.274 を乗じる

以上の荷重を床版上に面分布荷重として載荷する

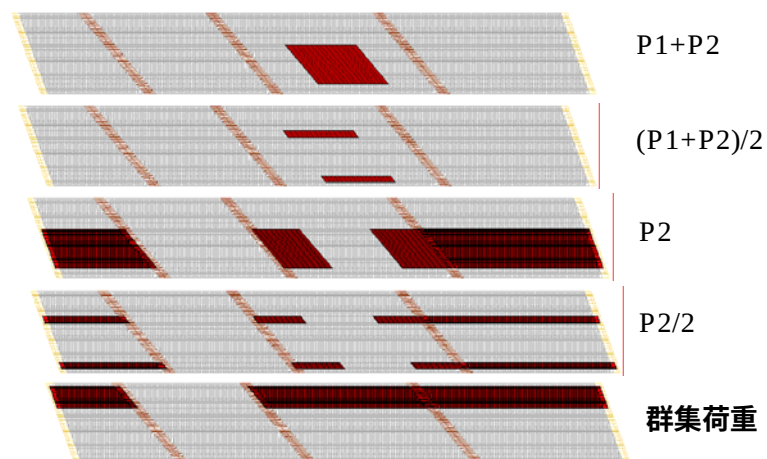
ケース 1-1



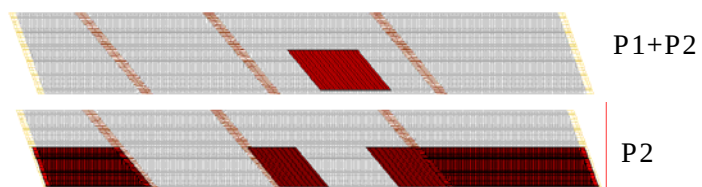
ケース 1-2



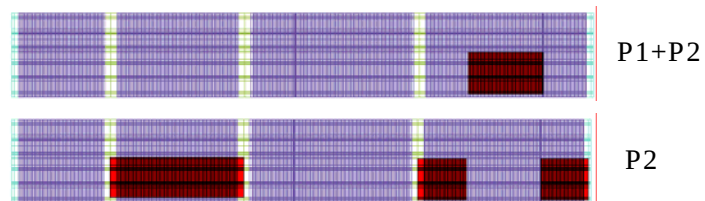
ケース 1-3



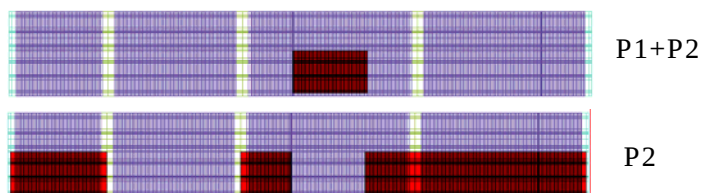
ケース 1-4



ケース 2-1



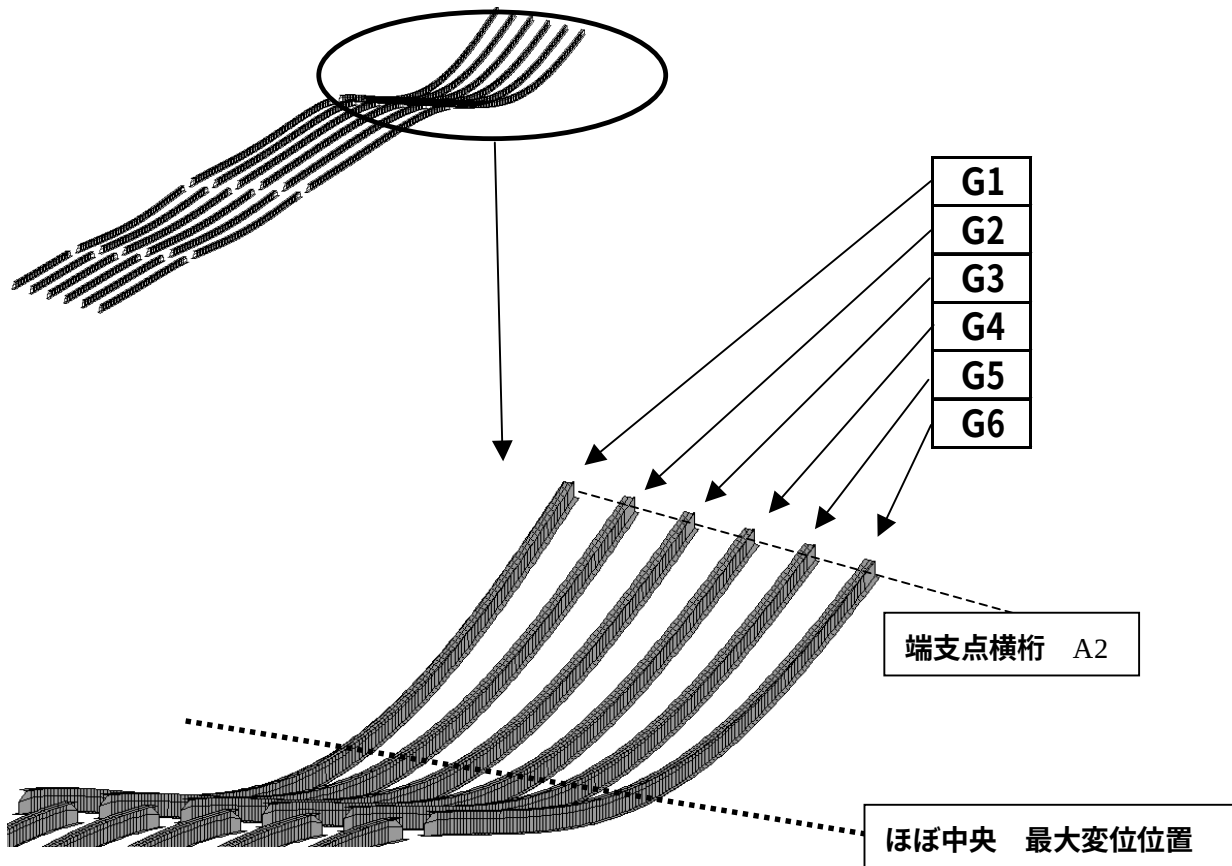
ケース 2-2



(3) 解析結果（鉛直変位）

ケース 1-1 端支点着目 活荷重全載（群集荷重あり）

第 4 支間 主桁変形図（変形倍率 150 倍）



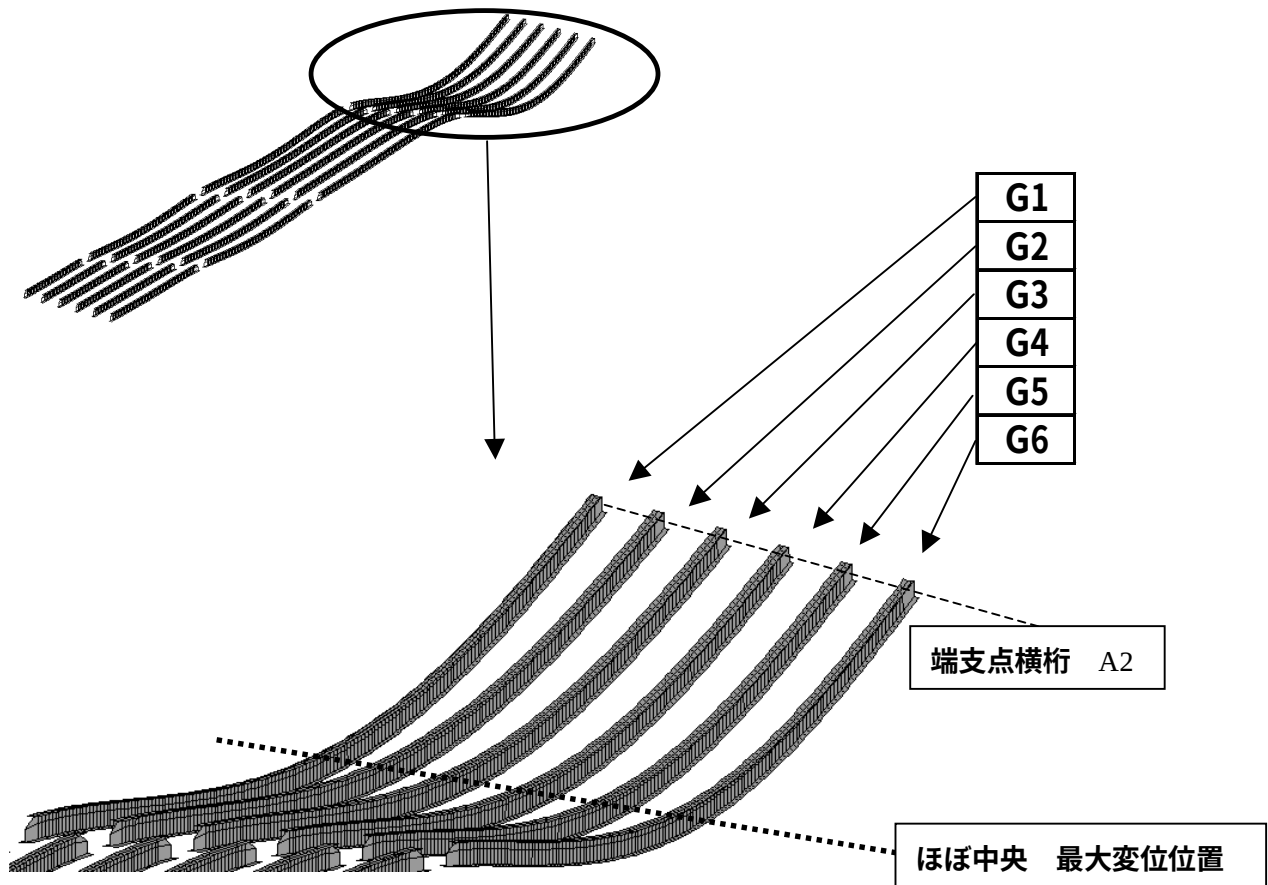
各主桁変位量

G1 桁	-39.1mm
G2 桁	-35.7mm
G3 桁	-33.4mm
G4 桁	-31.3mm
G5 桁	-28.6mm
G6 桁	-26.3mm

(+ : 鉛直上方向変位
- : 鉛直下方向変位)

ケース 1-2 端支点着目 活荷重偏載（群集荷重なし）

第 4 支間 主桁変形図（変形倍率 150 倍）



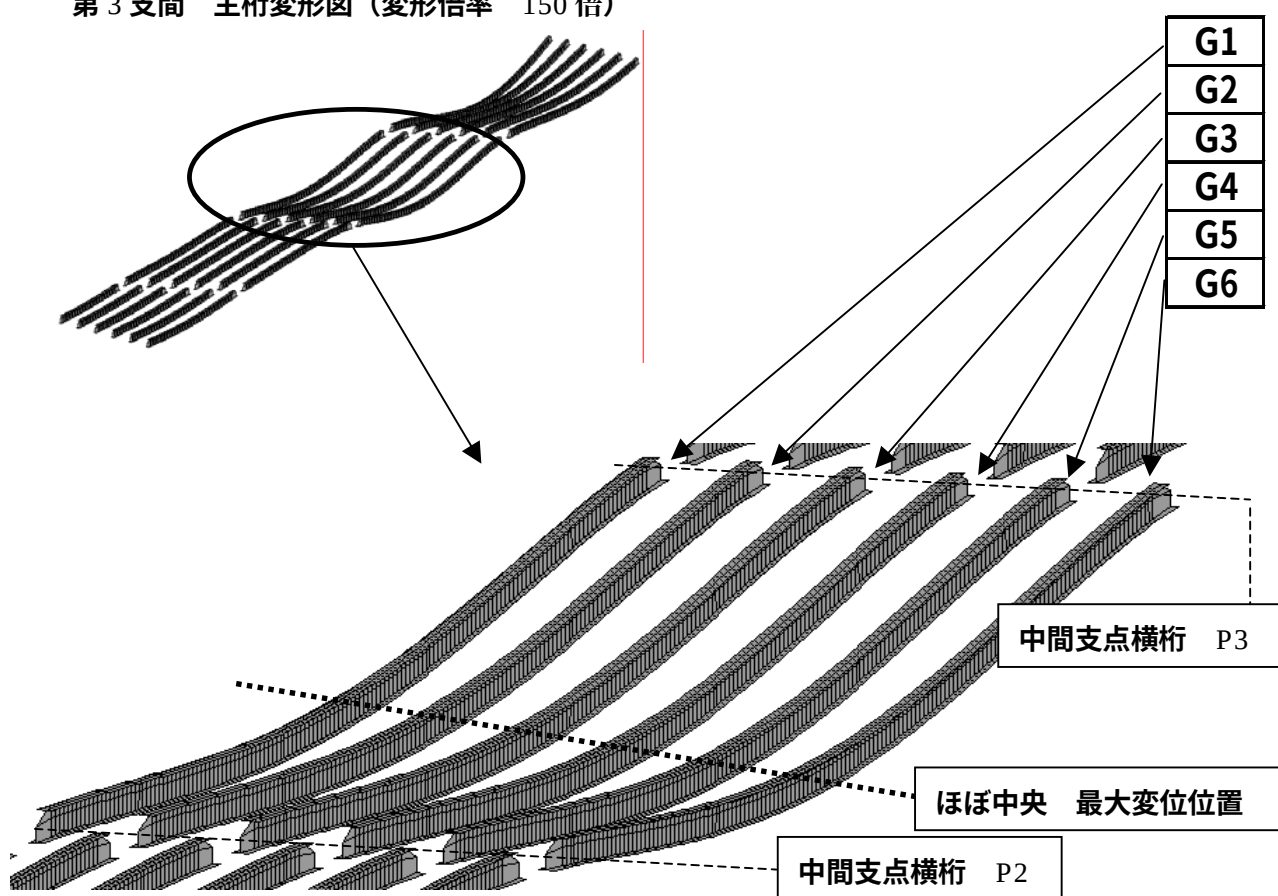
各主桁変位量

G1 桁	-28.1mm
G2 桁	-25.6mm
G3 桁	-25.1mm
G4 桁	-26.1mm
G5 桁	-26.9mm
G6 桁	-27.4mm

(+ : 鉛直上方向変位
- : 鉛直下方向変位)

ケース 1-3 中間支点着目 活荷重全載（群集荷重あり）

第 3 支間 主桁変形図（変形倍率 150 倍）



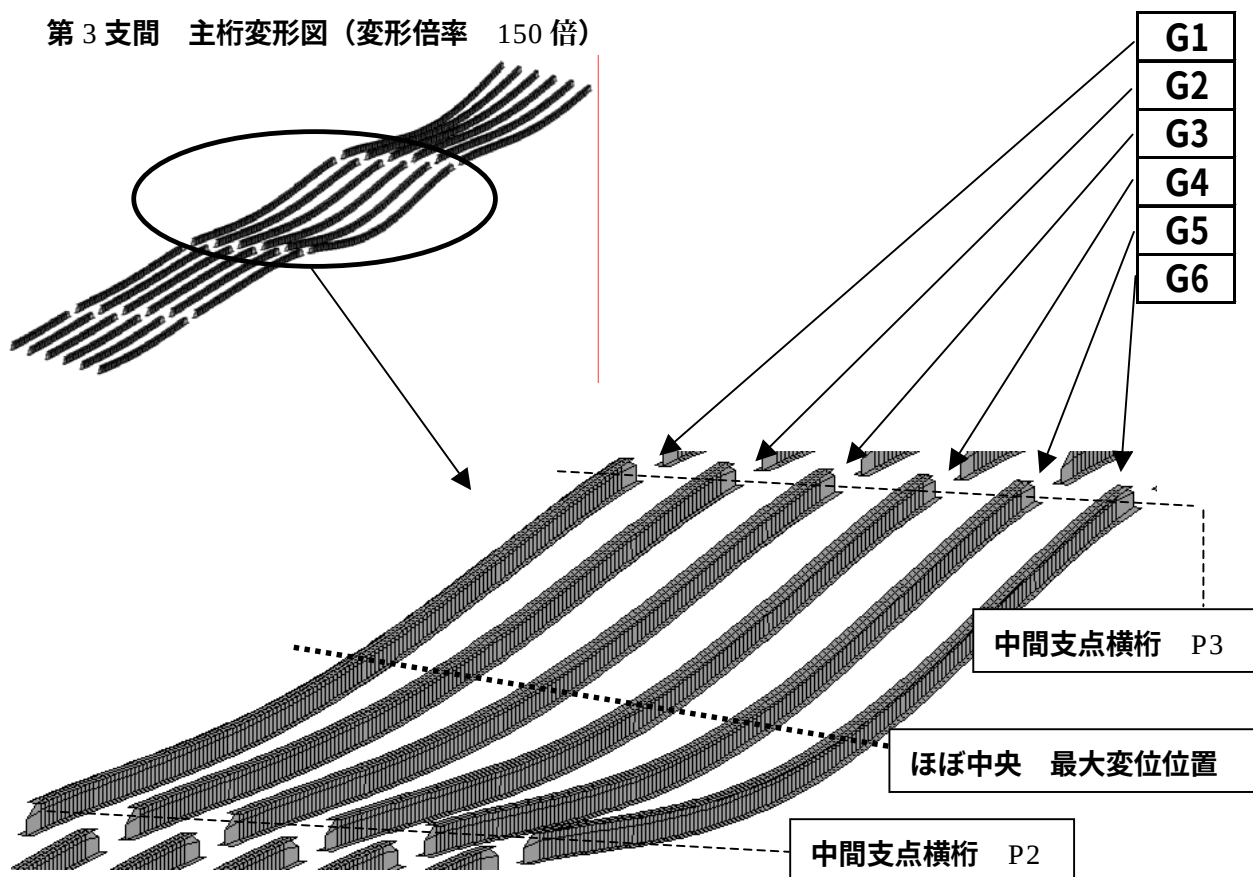
各主桁変位量

G1 桁	-13.4mm
G2 桁	-13.2mm
G3 桁	-14.2mm
G4 桁	-15.6mm
G5 桁	-16.4mm
G6 桁	-17.0mm

(+：鉛直上方向変位
-：鉛直下方向変位)

ケース 1-4 中間支点着目 活荷重偏載（群集荷重なし）

第 3 支間 主桁変形図（変形倍率 150 倍）



各主桁変位量

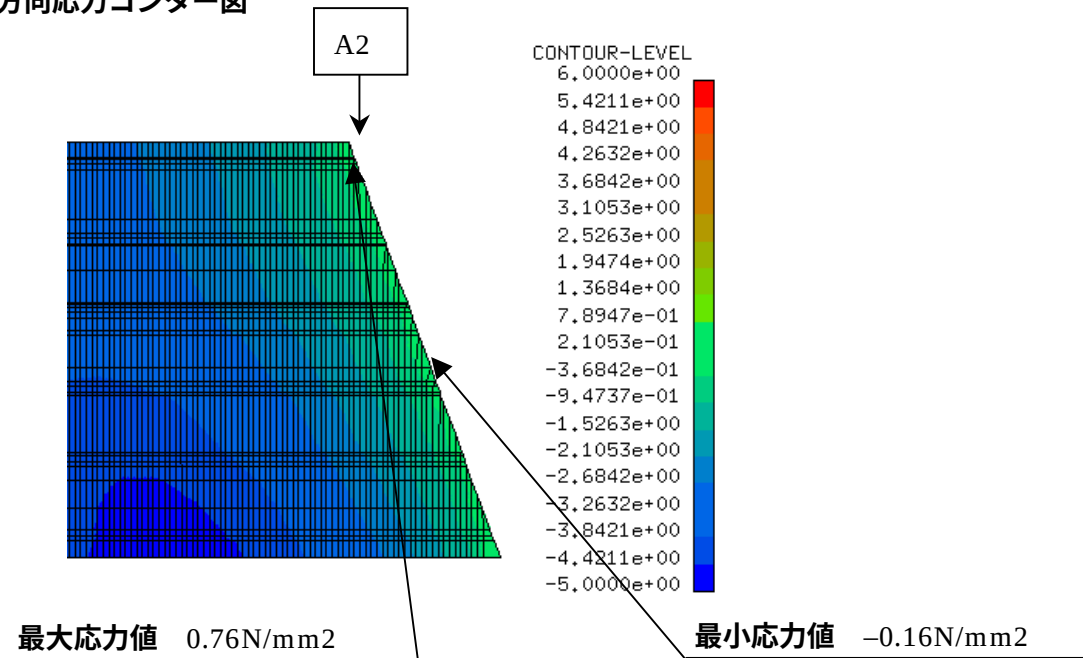
G1 桁	-9.4mm
G2 桁	-9.0mm
G3 桁	-10.5mm
G4 桁	-13.6mm
G5 桁	-16.5mm
G6 桁	-19.1mm

(+ : 鉛直上方向変位
- : 鉛直下方向変位)

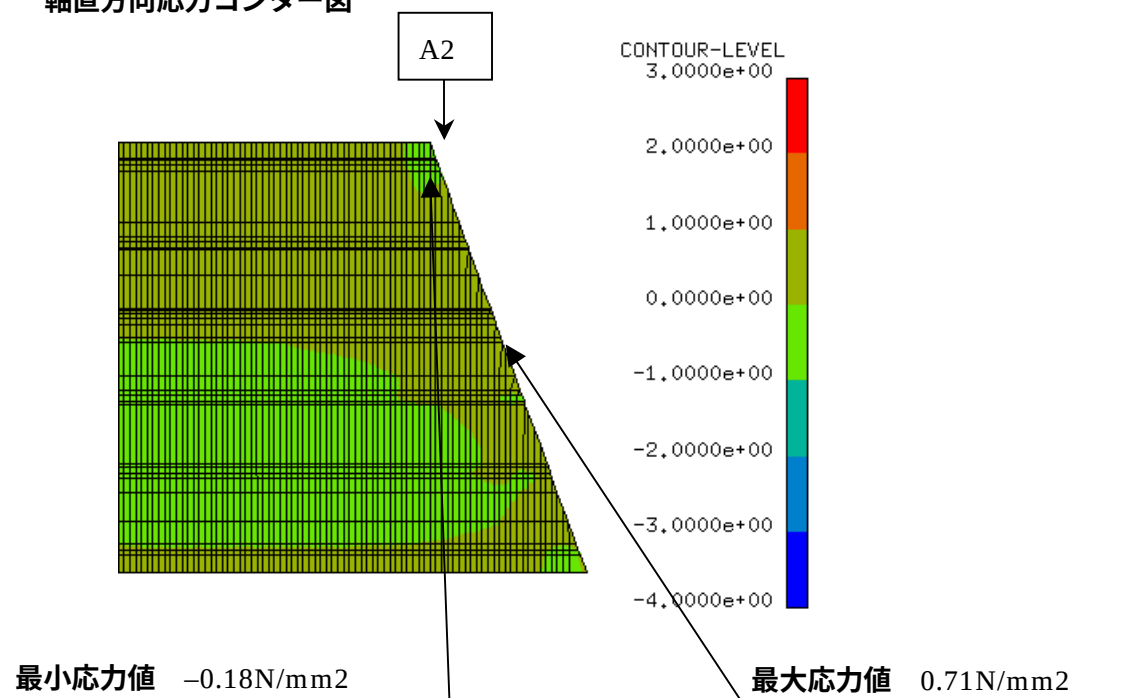
(4) 解析結果（床版応力）

ケース 1-2 端支点（A2）付近の床版上面応力

軸方向応力コンター図

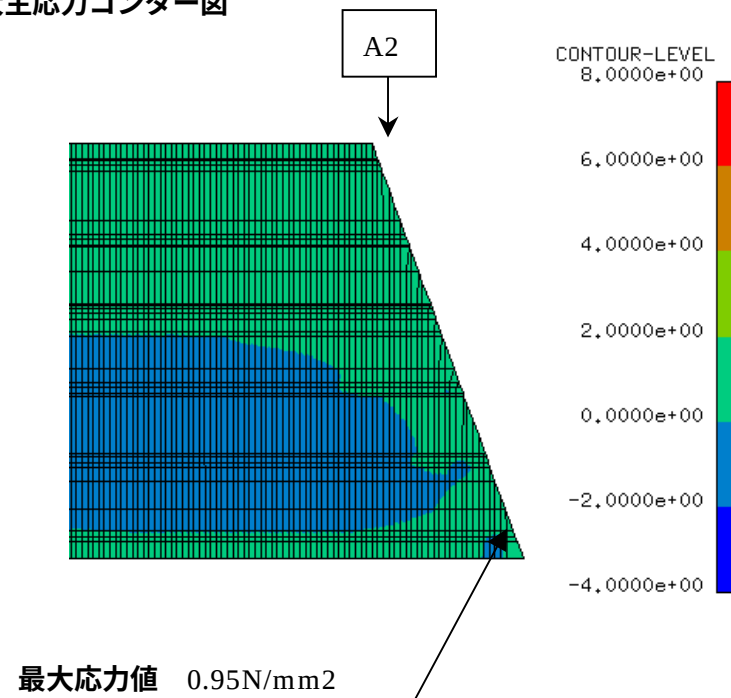


軸直方向応力コンター図

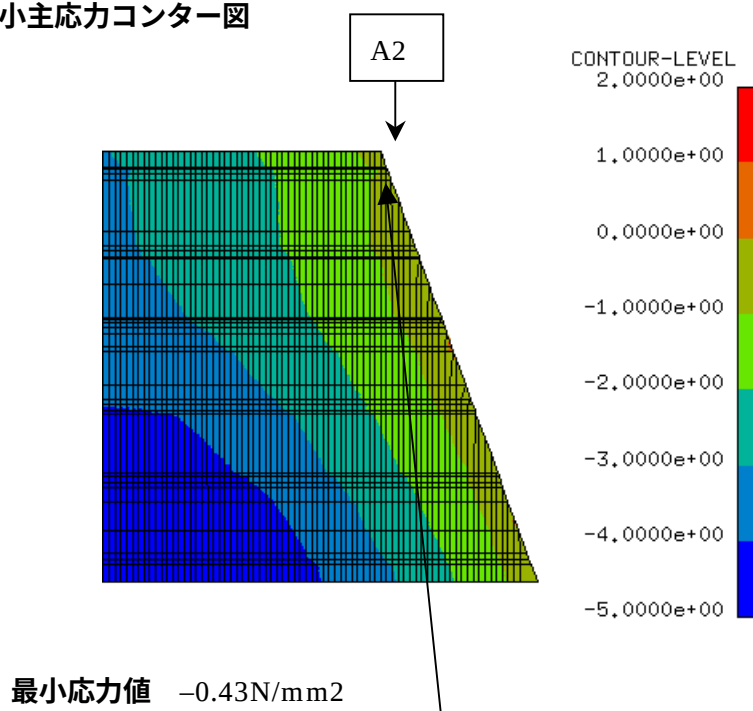


ケース 1-2 端支点 (A2) 付近の床版上面応力

最大主応力コンター図

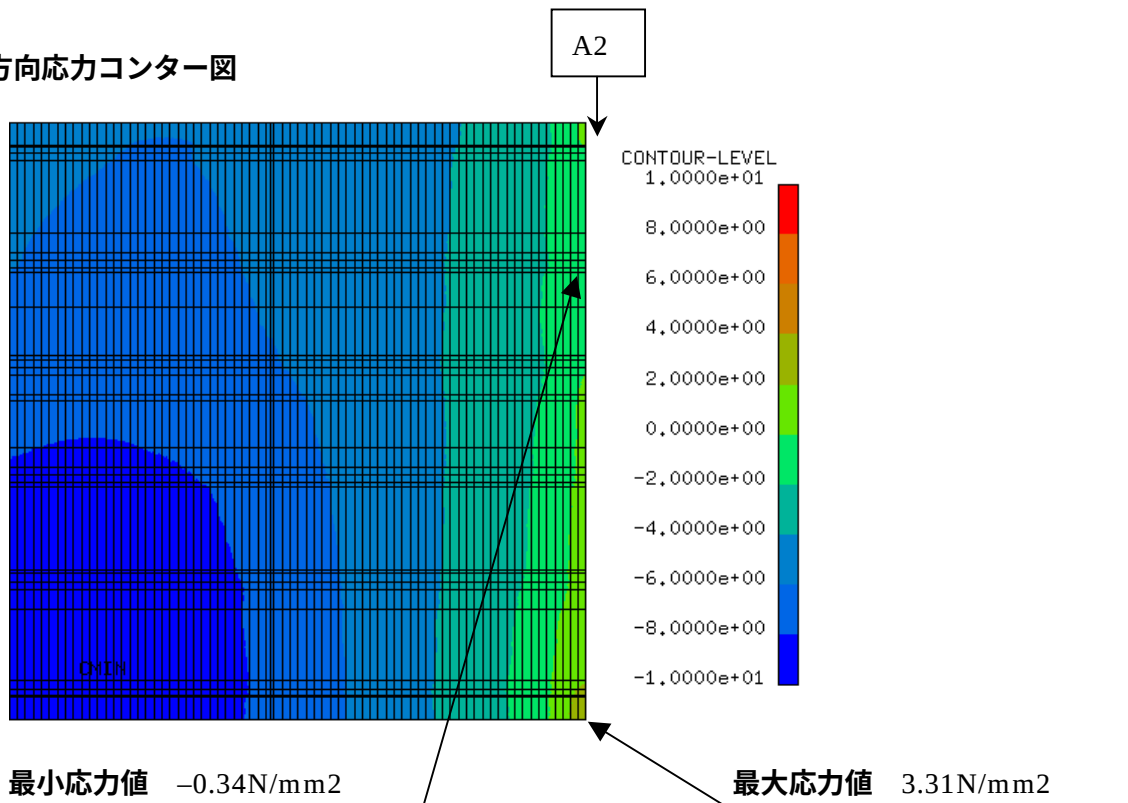


最小主応力コンター図

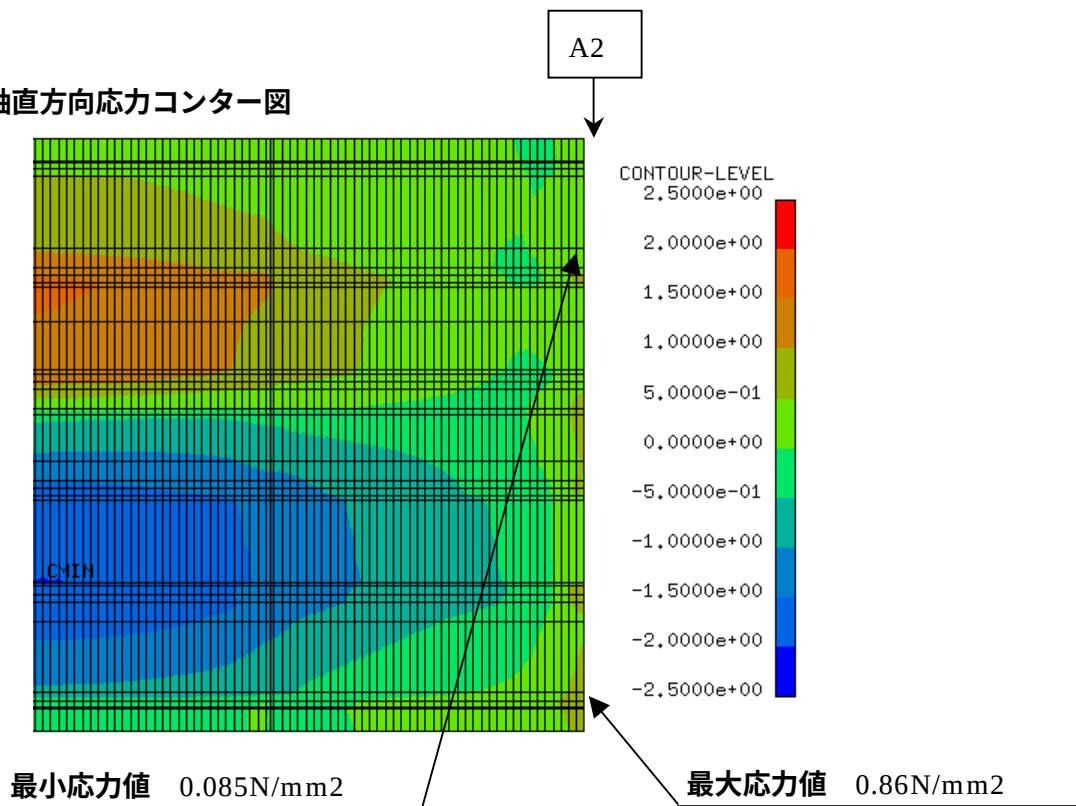


ケース 2-1 端支点 (A2) 付近の床版上面応力

軸方向応力コンター図

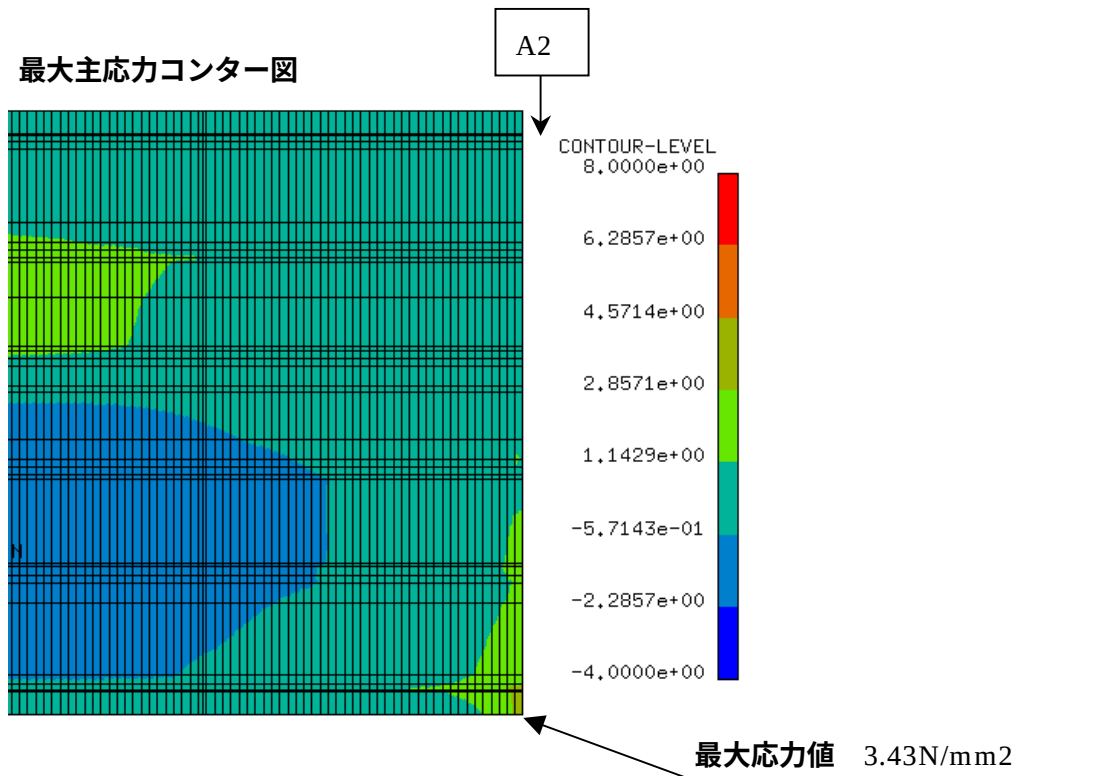


軸直方向応力コンター図

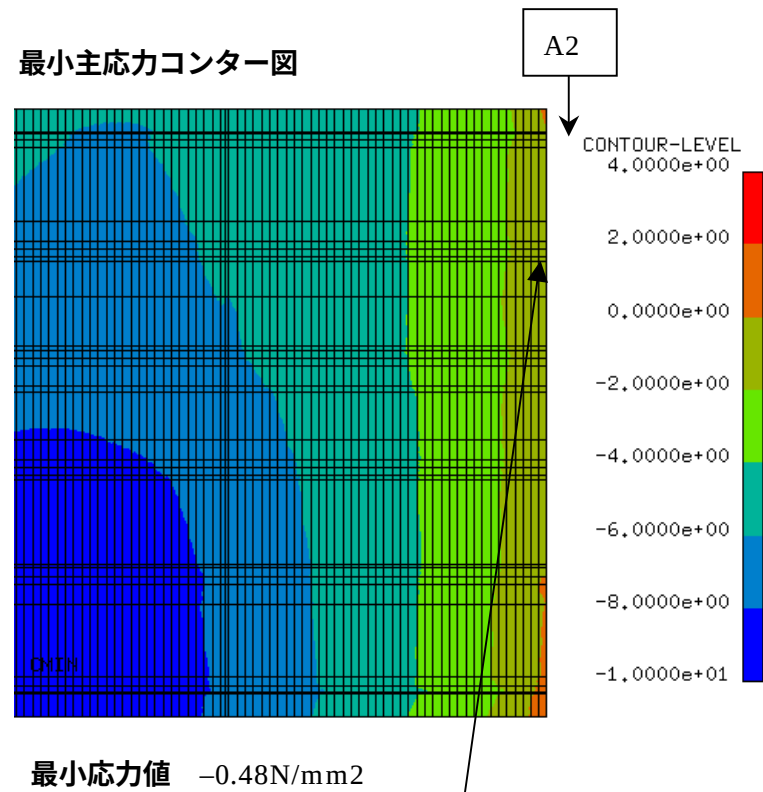


ケース 2-1 端支点 (A2) 付近の床版上面応力

最大主応力コンター図

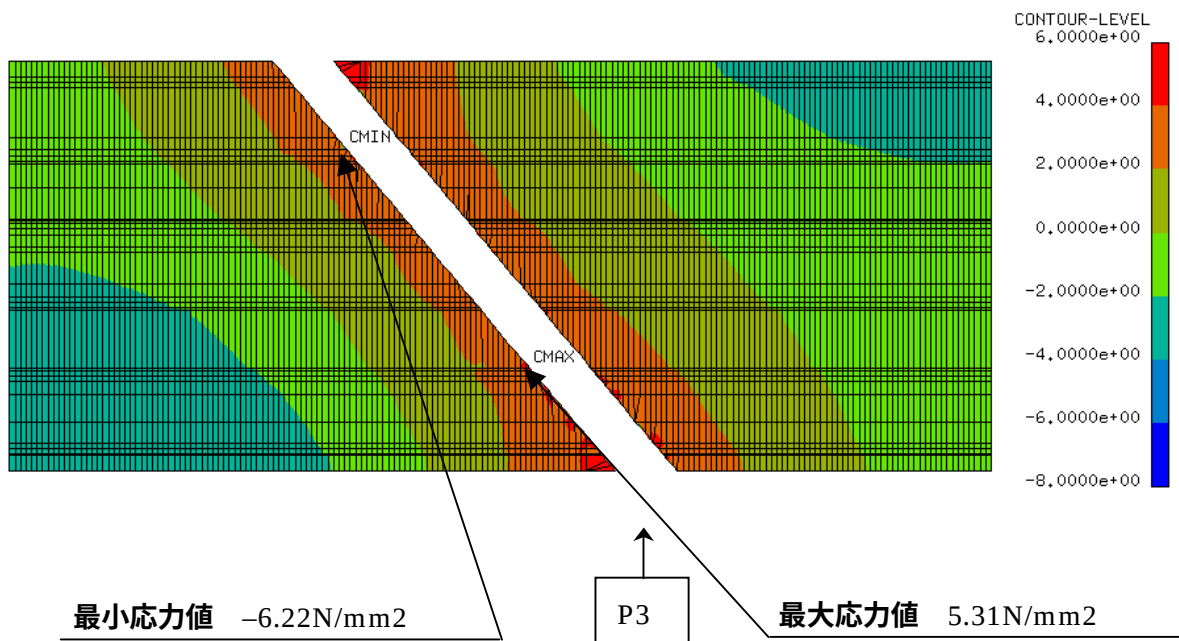


最小主応力コンター図

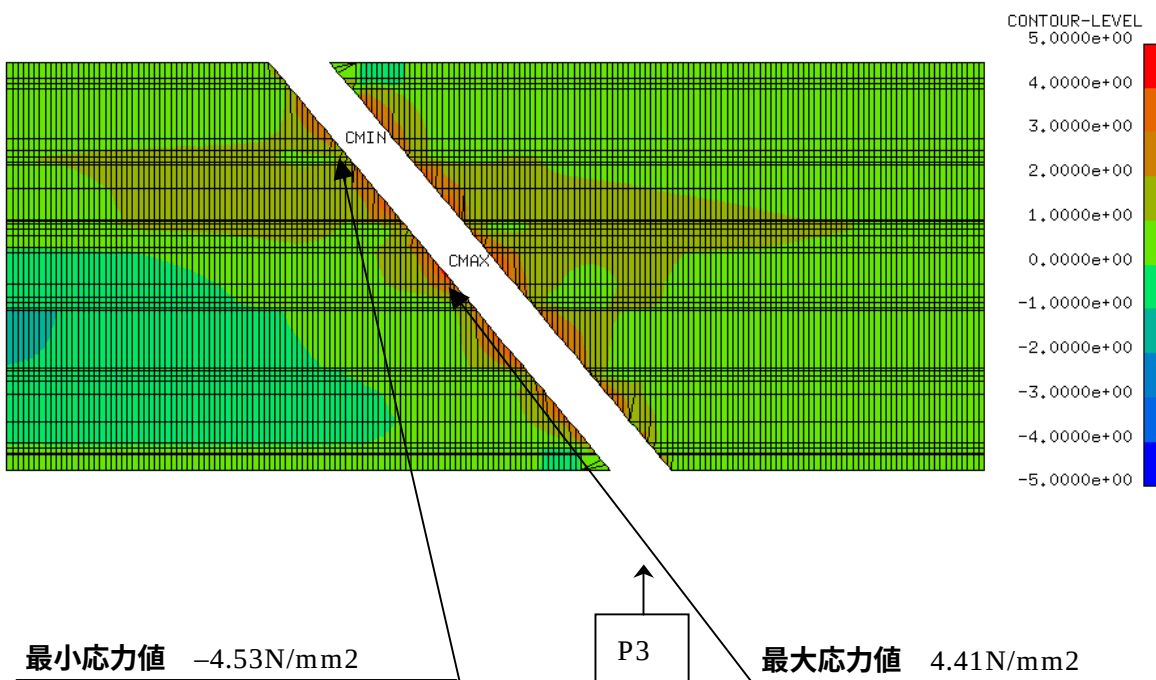


ケース 1-4 中間支点 (P3) 付近の床版上面応力

軸方向応力コンター図

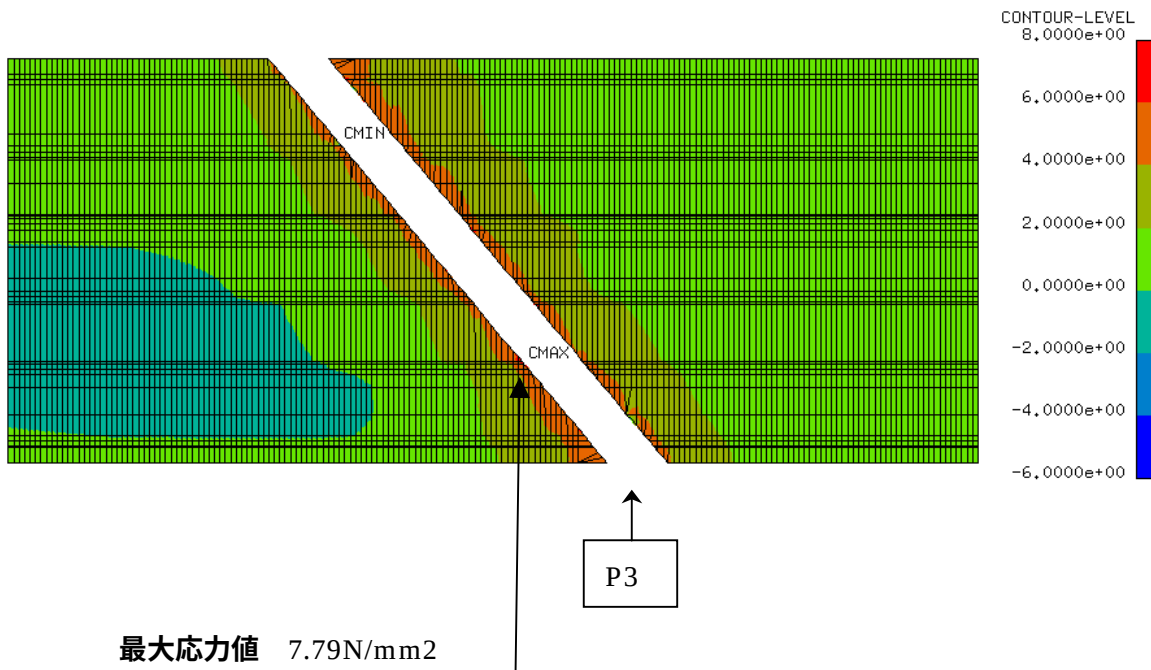


軸直方向応力コンター図

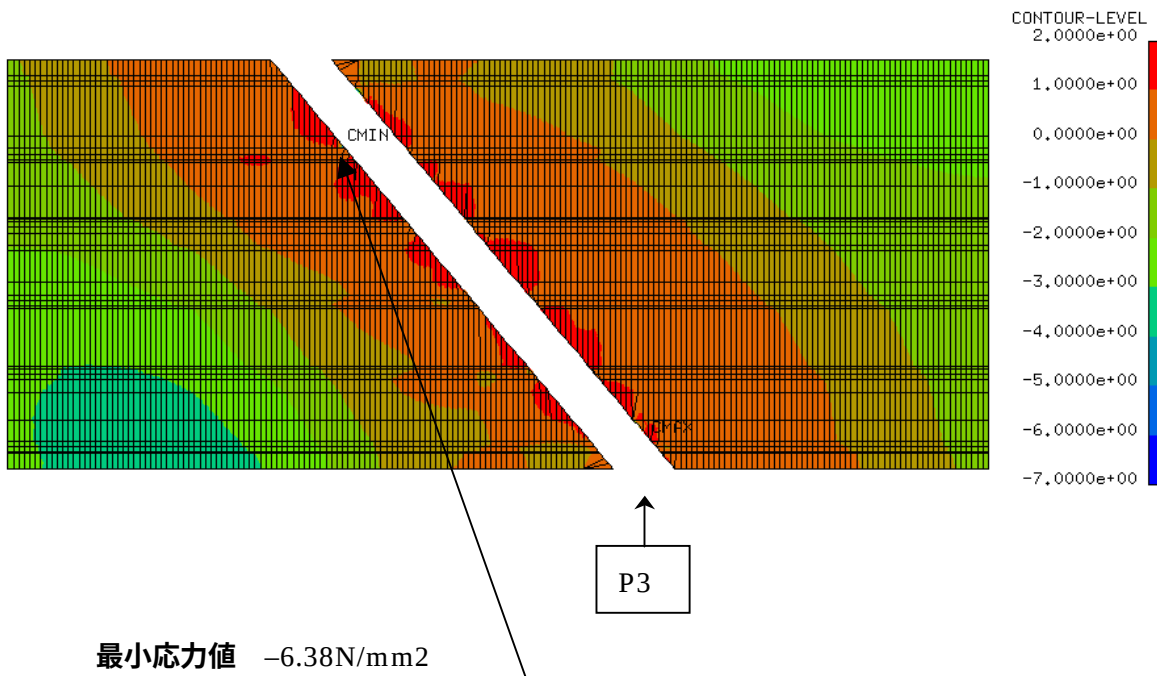


ケース 1-4 中間支点 (P3) 付近の床版上面応力

最大主応力コンター図

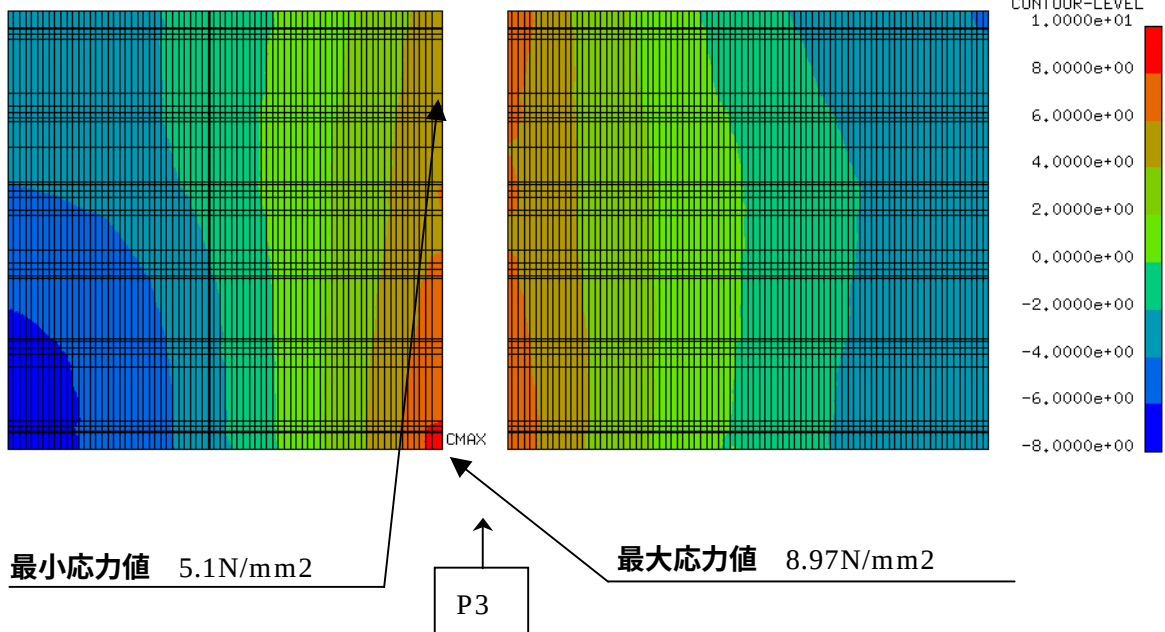


最小主応力コンター図

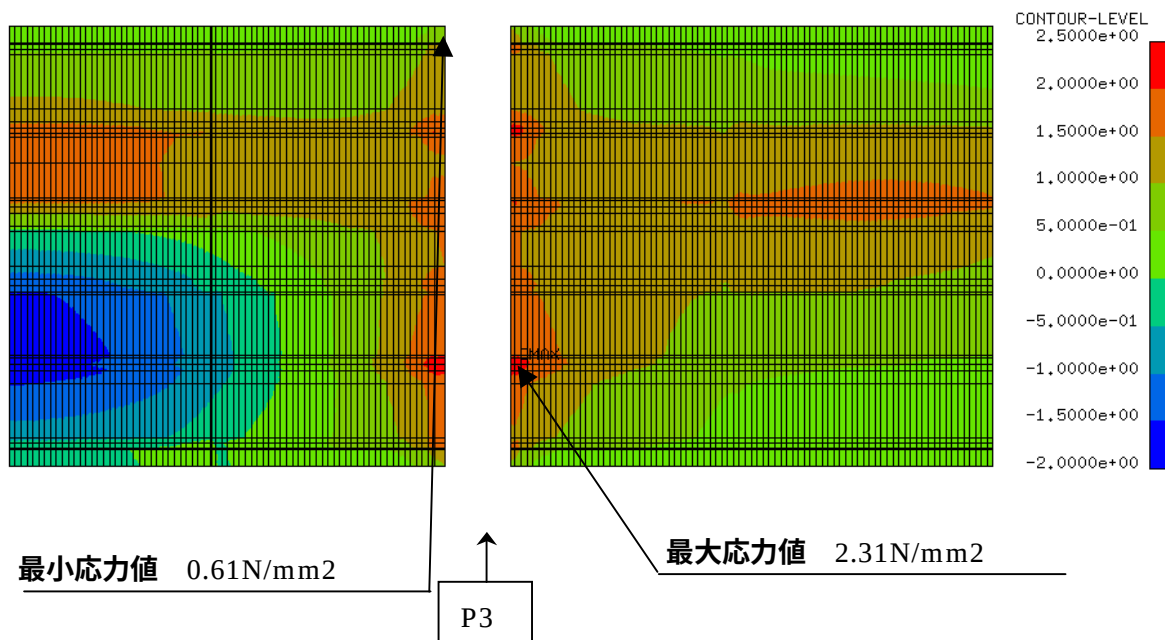


ケース 2-2 中間支点 (P3) 付近の床版上面応力

軸方向応力コンター図

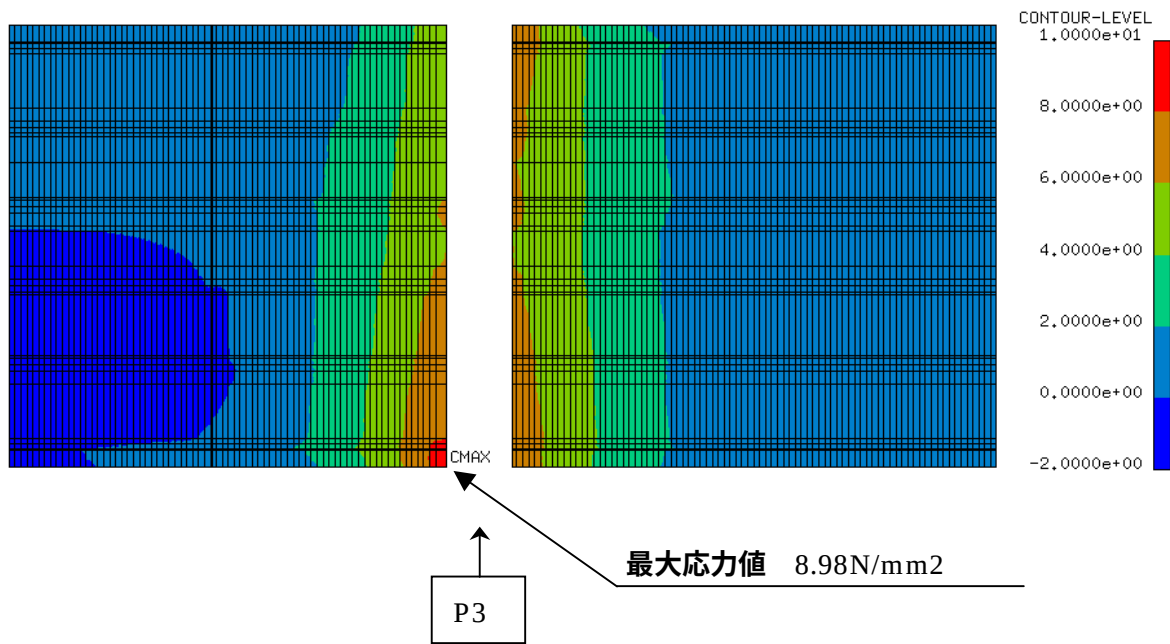


軸直方向応力コンター図



ケース 2-2 中間支点 (P3) 付近の床版上面応力

最大主応力コンター図



最小主応力コンター図

