

多径間連続複合床版橋の構造特性と設計

STRUCTURAL PROPERTIES AND DESIGN OF HYBRID SLAB BRIDGE

藤森好孝*, 岡田 亨**

Yoshitaka HUJIMORI and Toru OKADA

*建設省 横浜国道工事事務所 (〒221 神奈川県横浜市神奈川区三ツ沢西町13番地)

**アジア航測株式会社 道路・橋梁部 (〒160 東京都新宿区新宿4丁目)

In this paper, We introduce structural properties and design of new hybrid bridge. This bridge type is invented to construct high value viaduct, concerning about environment and esthetics of infrastructure.

We designed 9 spans continuous hybrid viaduct as standard type of HIRATUKA VIADUCT on National Route1 named SHIN-SHONAN-BYPASS II.

This hybrid bridge has characteristics as follows.

- ① Center span of girder between shoe and shoe is made of concrete slab, and top part on shoes is made of steel.
- ② Cross beam of pier pass through web plate of steel girder.

There are not any bridge like this viaduct in the world.

key words : continuous viaduct, hybrid girder

1. まえがき

新湘南バイパスⅡ期の平塚地区高架橋には、鋼床版桁とプレストレストコンクリート中空床版桁を混用した多径間連続複合床版橋が標準構造として採用されている。この特殊な形式は、環境・景観に配慮し、総合的に質の高い高架橋を実現するために採用されたものであるが、さまざまな検討を経て、ようやく標準橋梁である9径間連続複合床版橋1連の詳細設計を完了した。ここでは、本橋梁の構造概要や構造特性、および検討の中で得られた知見について述べる。具体的な内容は下記のとおりである。

- ①橋脚横梁を主桁内に埋め込んだ多径間連続複合床版橋の構造概要と構造特性
- ②開口部を有する鋼桁の構造特性と解析手法
- ③プレストレストコンクリート桁と鋼桁の接合部の構造解析手法

なお、平塚地区高架橋は図-1に示すように支間37.0～39.5mの多径間連続の桁橋数連からなる橋梁である。検討では、支間39.5mの5径間連続桁を代表モデルとしている。

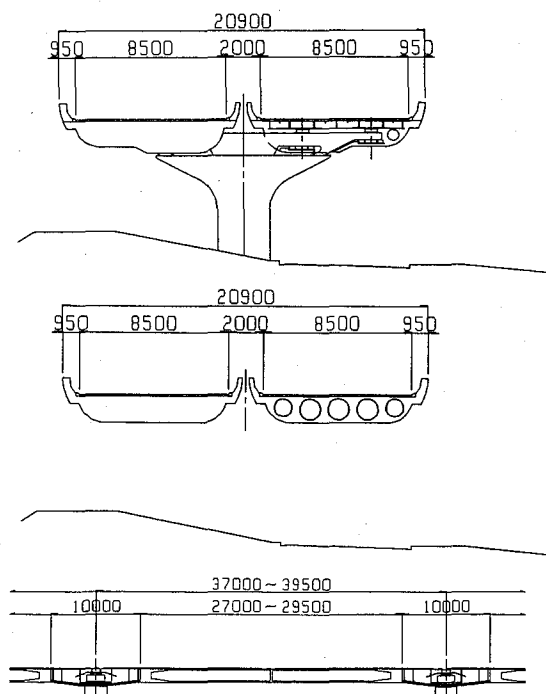


図-1 一般図

2. 構造概要

多径間連続複合床版橋の構造概要は次のとおりである。

①主桁の構成

図-1に示すように連続桁の支間部をPC桁（PC中空床版桁）、支点部を鋼桁（鋼床版箱桁）としている。全体的な発生断面力の傾向は連続PC桁橋に近いが、支間部のPC桁のみがクリープ変形することによる2次力が発生する。

②鋼桁部の構造

図-2に示すように橋脚の横梁が主桁に貫入されるため、鋼桁のウェブに開口が設けられ支点部の主桁が上梁と下梁に別れる。全体系の断面力は通常の連続桁と変わらないが、支点部の曲げモーメントが軸力に変換される。

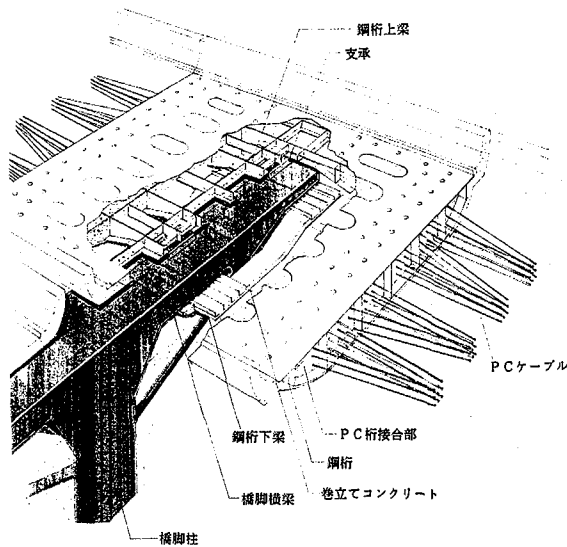


図-2 鋼桁部立体図

③接合部の構造

図-3に示すようにPC桁に配置される主ケーブルを鋼桁内に引き込んで定着し、これにより接合面にプレストレスを与える。鋼桁-PC桁の応力は、境界面に設けた端板と定着部コンクリートにより支圧力で伝達される。また、定着部コンクリート区間の長さは、鋼板-コンクリート間の応力の伝達とのずれ止め（スタッド）の配置から1.0mとする。

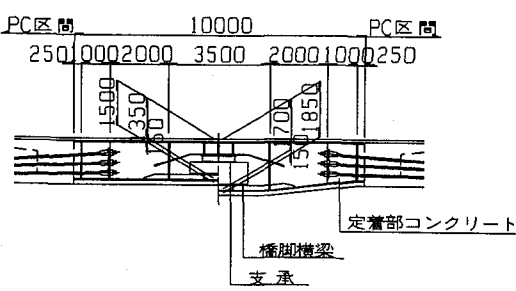
④架 設

主桁の架設は、支点部の鋼桁を架設した後、PC桁を1径間ごと段階的に施工する。

3. 構造特性

全体構造系における断面力の算出は平面骨組み解析によるが、支点部鋼桁のウェブに開口があり、主桁が上梁と下梁に別れる構造を適切にモデル化する必要がある。

側 面 図



平 面 図

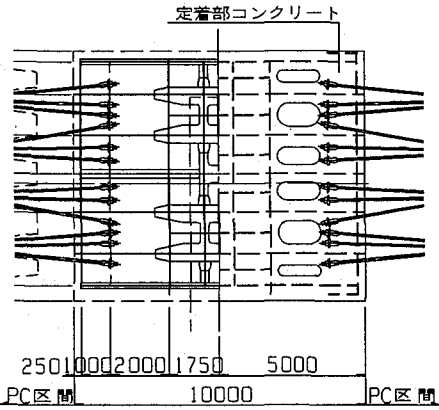


図-3 鋼桁-接合部構造図

(1) 開口部のモデル

基本事項の確認のために図-4のような想定断面により、解析の手法とその結果について比較検討する。解析方法は図-5のように①骨組み解析（梁モデル）、②骨組み解析（格子モデル）、③FEM解析（部材の断面2次モーメントが同じになる板厚で構成した2次元モデルを用いる）とする。

各モデルによる解析結果を表-1に示す。

①-1の骨組み解析（梁モデル）による方法では、②の骨組み解析（格子モデル）および③のFEM解析による方法と比較して、軸力が大きく、曲げモーメントは小さくなっている。これは、①-1の骨組み解析（梁モデル）による方法では上梁の付け根をフルウェブ断面との境界に設定しているが、実際には変形がフルウェブ断面部分にまで及び、上梁の見かけ上の支間が長くなるためと考えられる。なお、①-2の骨組み解析（梁モデル）は、②、③の結果に近い値が得られるように骨組みを構成したものである。

表-1 開口部解析モデルの比較

部点	断面力	モデル①-1	モデル①-2	モデル②	モデル③	摘 要
A	M tf・m	-152	-176	-177	-177	A B
	N tf	294	271	265	272	
	S tf	146	146	146	146	
B	M tf・m	-4	-4	-2	-2	
	N tf	-294	-271	-265	-272	
	S tf	—	—	—	—	

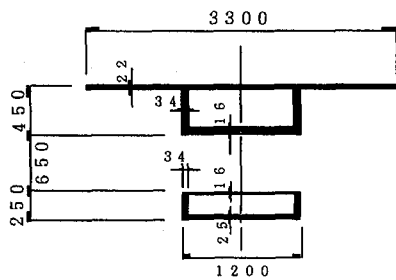
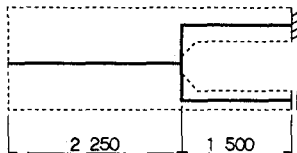
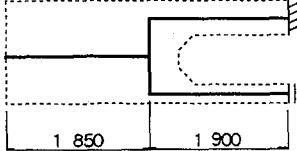


図-4 開口部想定断面

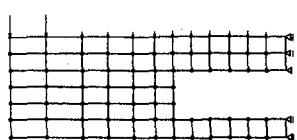
モデル①-1



モデル①-2



モデル②



モデル③

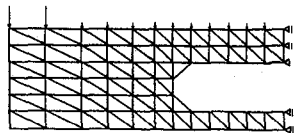


図-5 開口部解析モデル

この比較検討結果から、解析手法およびモデルにより多少の差は生じるものの、開口部の断面力の算出は簡易な骨組み解析（梁モデル）を用いても十分な結果が得られると考えられる。

なお、開口がない場合（通常の梁）の支点位置の曲げモーメント（ M_0 ）との関係は、 $M_0 = N \cdot h + M_u + M_l$ である（図-6）。

h : 上梁と下梁の図心間距離

N : 上梁、下梁の軸力

M_u : 上梁の曲げモーメント

M_l : 下梁の曲げモーメント

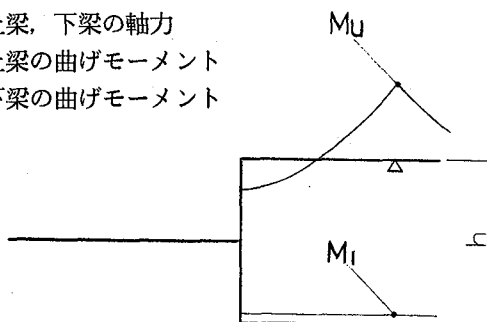


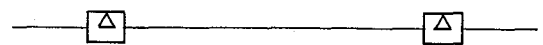
図-6 支点位置の曲げモーメント

(2) 全体系のモデル

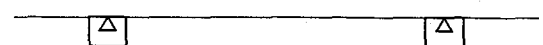
全体系について、図-7に示すように支点部の開口を骨組みにしたモデル①-1、①-2と、支点部も一様の梁としたモデル②の比較検討を行う。ここで、支点部断面におけるモデル①-1、①-2とモデル②の関係は、 $I = I_u + A_u \cdot h_u^2 + I_l + A_l \cdot h_l^2$ である（図-8）。

主桁自重を荷重モデルとした場合の曲げモーメント図を図-9に、断面力を表-2に示す。モデルの違いによる断面力の差はないが、変形には僅かな差が出ている。これは、図-10に示すようにモデル①-1、①-2の場合には上梁が変形するのに対し、モデル②ではその影響が考慮されないことによる。断面力に差がないのは、この変形の影響が釣り合い計算にはほとんど出ないためである。

モデル①-1



モデル①-2



モデル②

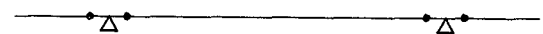


図-7 全体系の解析に用いる支点部モデル

I : 総断面の断面2次モーメント

I_u, I_l : 上梁、下梁の断面2次モーメント

A : 総断面の断面積

A_u, A_l : 上梁、下梁の断面積

G : 総断面の図心

G_u, G_l : 上梁、下梁の図心

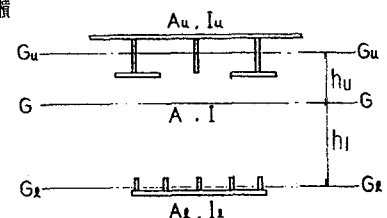


図-8 支点部断面

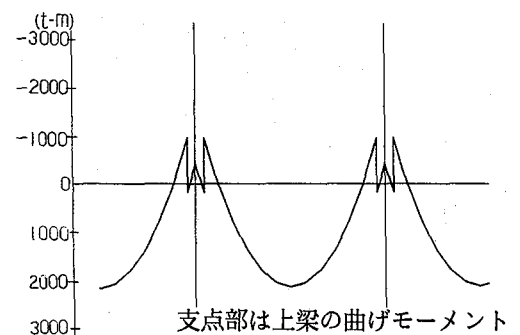


図-9 主桁自重による曲げモーメント

表-2 主桁自重による断面力

着目点	断面力	モデル1	モデル2	モデル3
A：支点位置	M tf・m	- 527	- 527	- 1 564
	S tf	488	488	488
	N tf	810	810	—
B：開口位置	M tf・m	- 747	- 747	- 745
	S tf	448	448	448
	δ mm	1.3	1.3	0.9
C：支間中央	M tf・m	2 874	2 874	2 875
	S tf	2	2	2
	δ mm	35.9	35.9	35.2

モデル①-1とモデル①-2の違いについて、モデル①-1は開口部全体の図心に骨組を合わせたものであり、モデル①-2はそれを無視したものである。断面力、鉛直変位に変わりはないが、図-11のようにモデル①-2の場合には1支点につき $\delta_H = (L \cdot N) / (E \cdot A)$ の水平変位が生じる。

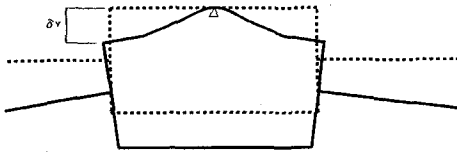


図-10 モデル①，上梁の変形

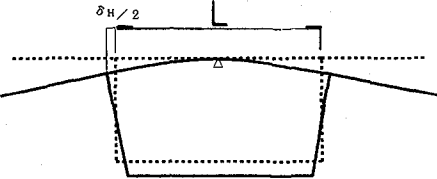


図-11 モデル①-2，上梁の水平変位

この比較結果から、解析にはどの骨組みモデルを用いても実用上の問題はないことが分かる。

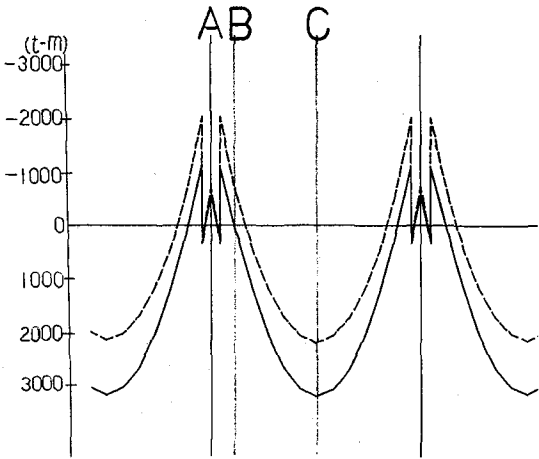
なお、詳細設計では着目点の表示、移動荷重の載荷などの扱いが便利であることからモデル①-2を用いている。

(3) 断面力性状

今回モデル①-2の手法で行った支間39.5mの9径間連続桁の、実際の架設段階を追った主要点の断面力を図-12、表-3に示す。

中間支間の曲げモーメントの反曲点は概ね $L/6 \sim L/7$ にあり、反曲点が $L/5 \sim L/6$ にある鋼桁などの通常の連続桁の場合と比べると正の曲げモーメントが大きくなる。このような傾向になるのは、①PC桁が1径間毎に施工されること、②支間部のみに導入されるプレストレによる2次力が大きいこと、③支点部の鋼桁と支間部のPC桁の剛比 $E_s \cdot I_s : E_c \cdot I_c$ が概ね $0.8 : 1.0$ であり、若干支点部の剛性が小さいことによる。

鋼桁とPC桁の接合は、当然曲げモーメントの小さい位置とするのがよい。図-12で分かるように実際の接合位置は死荷重モーメントがほぼ0に近く、活荷重によって曲げモーメントが交番する状態である。



支点部は上梁の曲げモーメント

図-12 設計荷重時の曲げモーメント

表-3 主要点の断面力

荷 重		A: 支点位置		B: 接合位置	C: 支間中央
		M tf・m	N tf	M tf・m	M tf・m
弾性 荷重	主桁自重	- 414	865	96	2 192
	プレストレス2次	46	- 366	562	649
	鋼桁コンクリート	- 81	82	16	18
	橋面工	- 105	288	- 144	273
	弾性荷重合計	- 556	870	530	3 132
ク リ ー ブ	主桁自重	- 103	794	- 1 161	- 1 159
	プレストレス	51	- 417	631	699
	鋼桁コンクリート	- 1	8	- 11	- 11
	橋面工	- 4	42	- 72	- 105
	クリップ2次合計	- 58	426	- 613	- 575
死 荷 重 合 計		- 614	1 296	- 83	2 482
活荷重(M-MAX)		28	- 115	248	847
活荷重(M-MIN)		- 140	417	- 430	- 298
死 + 活(M-MAX)		- 586	1 181	165	3 329
死 + 活(M-MIN)		- 754	1 713	- 513	2 183

4. 鋼桁の解析

中間支点部の鋼床版箱桁は、短い区間で部材の断面形状が大きく変化しているため、応力性状が明確でない点がある。部材断面の形状、寸法の検証のために立体モデルによる解析検討を行う。

(1) 解析モデル

①解析範囲

図-13に示すとおり、PC鋼材定着部の背面から支点位置までを解析範囲とし、解析モデルは対称条件を用いて鋼桁全体の4分の1（橋軸方向に2分の1、橋軸直角方向に2分の1）とする。

②要素・構成

主構造は全て板要素にモデル化する。但し、支承部はソリッド要素で構成し、鉛直方向のみの弾性体として扱う。

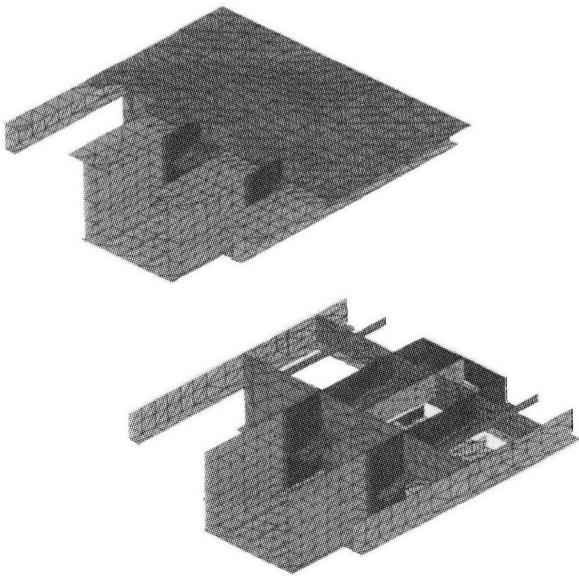


図-13 鋼桁の解析モデル

③荷重条件

鋼床版は主桁と縦桁で支持されているが、支点部から接合位置における縦桁の荷重（断面力）負担の度合いが明確ではないので、荷重載荷方法は次の2通りを想定する。

モデル1：主桁と縦桁の両方に負担させる。

モデル2：主桁のみに負担させる。

また、荷重種類は次の2ケースとし、全体系の検討結果から活荷重作用時の断面力をモデル化し、解析モデルの支点位置の曲げモーメントが $1200\text{tf}\cdot\text{m}$ 、せん断力が 300tf となるように設定する（図-14）。

ケース1：曲げモーメントのみが作用する場合。

ケース2：曲げモーメントとせん断力が作用する場合。

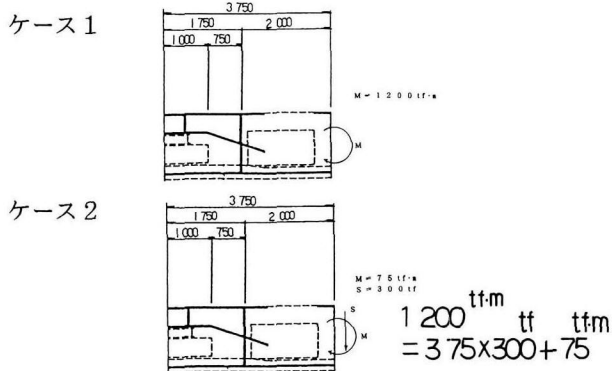


図-14 荷重モデル

(2) ウェブの応力性状

図-15にウェブの応力分布を示す。

ウェブの応力分布を見ると、短い区間で平面保持されたフルウェブの応力状態から上下に分岐した梁の応力状態に移行しており、この移行区間の長さはウェブの高さ程度になっている。

全体的な応力の流れはスムーズであるが、上梁と下梁が分岐する隅角部には応力集中が見られる。この応力集中は鋼材が降伏するほどではなく、分岐部に設けたダイヤフラムが解析上ウェブの応力低下に寄与していることもあるが、ウェブの板厚が厚いことによる効果が高いと考えられる。

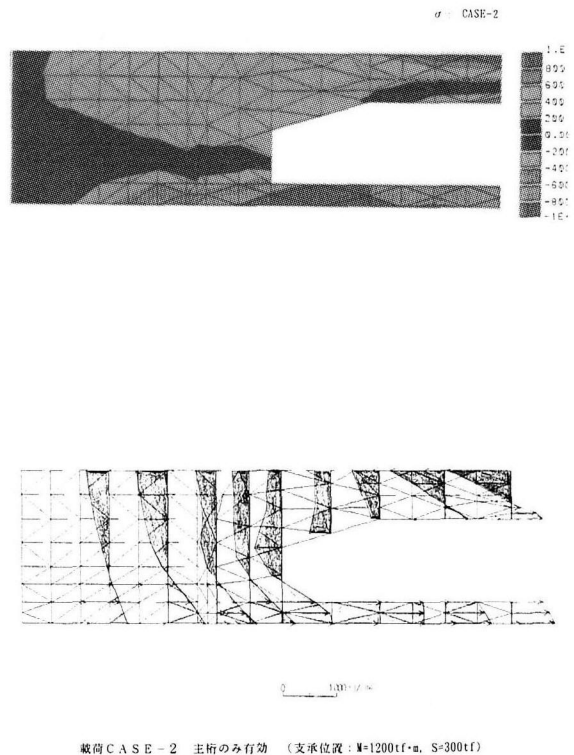


図-15 ウェブの応力分布図

(3) 鋼床版の応力性状

図-16に鋼床版の応力分布を示す。

P C鋼材緊張用の開口部では、サークル部に応力集中が見られる。主桁と縦桁の両方に荷重を負担させたモデル1では無視できる程度のものであり、主桁のみに荷重を負担させたモデル2ではモデル1より顕著であるものの、応力レベルはそれほど高くはない。これはウェブと同様に板厚を厚く設定した効果であると考えられる。この結果から、サークル部の板厚は支点位置のものと同程度としておくのが望ましいと言える。

支点上の鋼床版全体の応力分布を見ると、主桁のウェブ位置の応力が大きくなってはいるものの全体に応力が分散しており、P C鋼材緊張用の開口の影響は小さいと考えられる。また、ウェブ間の中央部における応力低下が小さいが、これは、中央に設けたリブ（支点上補剛材）が主桁分岐部ダイヤフラムと支点上ダイヤフラムで拘束されているので、せん断力の伝達効果が高いためと考えられる。

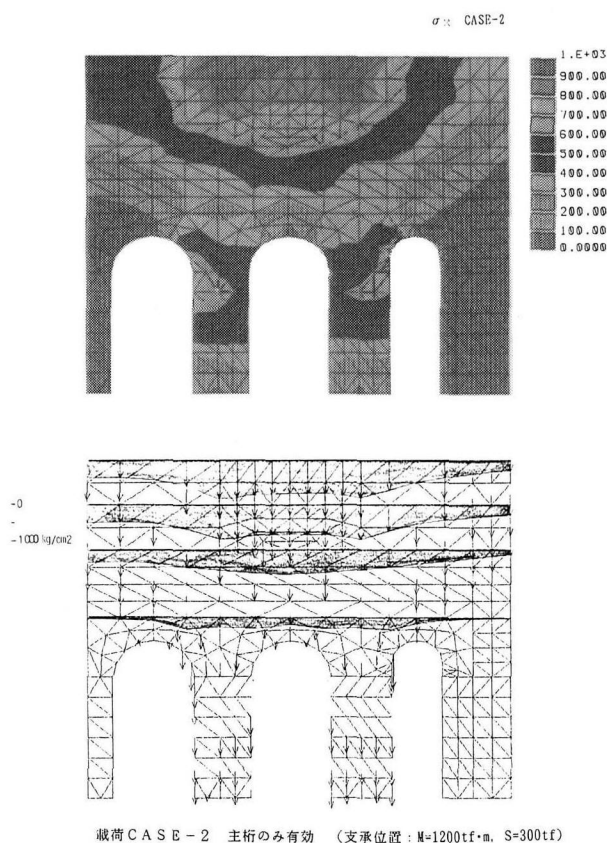


図-16 鋼床版の応力分布図

5. 接合部の解析

鋼床版箱桁とP C中空床版桁の接合が成り立つためには、下記の条件が必要となる。

- ①接合面に局部的な応力増加がないこと (図-17)
 - ②定着部のコンクリートが抜け出さないこと
 - ③鋼箱断面からコンクリート断面への応力の伝達がスムーズに行われること
 - ④接合面にせん断によるずれが生じないこと
- ここで、まだ明確になっていない応力性状などに関して解析検討を行う。

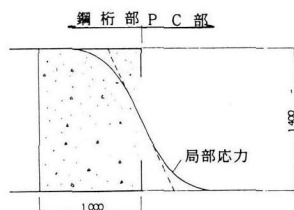


図-17 接合面の局部応力(概念)

(1) 接合部の構成

接合部は次のような構成とする。

- ①接合面に支圧応力を与えるプレストレスおよび定着部コンクリート。
- ②定着部コンクリートの抜け出しと接合面の局部変形を拘束する端板。
- ③定着部コンクリートと鋼板を合成するスタッド。

これを3次元FEM解析用にモデル化し、応力の伝達効果、部材応力を確認する。

解析モデルでは鋼板を板要素、コンクリートをソリッド要素で構成し、鋼板とコンクリートを繋ぐスタッド部材に微小 ($l=1.0\text{cm}$) な棒要素を用いる。なお、スタッド部材の棒要素にはせん断バネ定数に相当する曲げ剛性を与える。

(2) スタッド部材の定数

スタッドで繋がれた鋼板とコンクリートには荷重作用により微小なずれが生じるため、スタッド部分をせん断バネとして評価する。

せん断バネ定数は、既往の押し抜き試験結果から推定する。ここでは『生口橋主桁複合構造に関する調査研究』の中で実施された押し抜き試験結果を用い、バネ定数は $K=1.5 \times 10^5 \text{kgf/cm/本}$ とする (荷重 7500kgf/本 ; 変位量 0.05cm)。このバネを解析モデルに与えるが、解析ではバネの変形とコンクリートの局部変形の合成が上記のバネ定数に相当する必要がある。

ここで、解析上コンクリートに生じる局部変形の影響を、図-18に示すFEM解析モデルで確認する。スタッドに作用する荷重は押し抜き試験と同じ 7500kgf/本 とする。

解析結果は表-4のとおりであり、コンクリートの要素分割が小さいほど局部変形量は大きくなるが、接合部の解析に用いるコンクリート要素の分割に近いモデル1の結果を用いる (7500kgf/本 によるコンクリートの局部変形 $\delta_c = 0.01\text{cm}$)。

したがって、バネ (棒部材) には 7500kgf/本 で $\delta_s = 0.04\text{cm}$ の変形が生じるような定数を与える。

棒部材長 $L=1.00\text{cm}$

断面積 $A=1 \times 10^{10} \text{cm}^2$ (軸方向変形、せん断変形を拘束する)

断面2次モーメント $I=0.02976\text{cm}^4$

振り定数 $J=1 \times 10^{-10} \text{cm}^4$ (振り剛性を無視する)

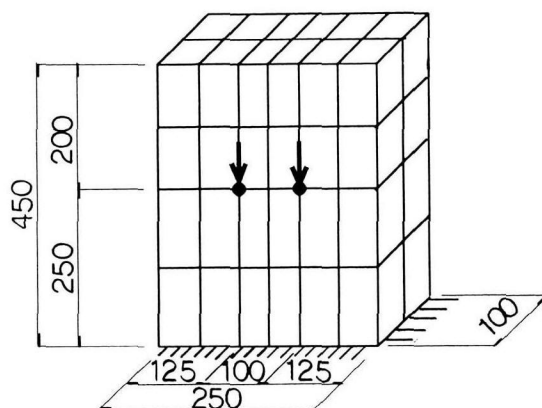


図-18 FEM解析モデル(モデル1)

表-4 スタッド位置コンクリートの局部変形

検討モデル	モデル1	モデル2	モデル3
スタッド間の要素分割数	2	4	8
変形量 (cm)	0.01	0.02	0.03

(3) スタッド・端板の効果

図-19に示す矩形モデルで、スタッドおよび端板の効果を検討する。

①解析モデル

接合部鋼桁の上下フランジとウェブに囲まれた1セル分を想定し、モデルは対称条件を用いてその2分の1とする。また、スタッド・端板の構成に関する検討種類を次のとおりとする。なお、定着部コンクリートと鋼板との付着力は考慮しない。

スタッド間隔 : 10cm, 20cm
 端板の厚さ : 10cm, 2.5cm,
 端板の幅 : なし, 10cm, 30cm

②荷重条件

接合部の作用力をモデル化し、次のとおりとする。

ケース1 : 曲げモーメント $M=250\text{tf}\cdot\text{m}$
 ケース2 : プレストレス $P=160\text{tf}$

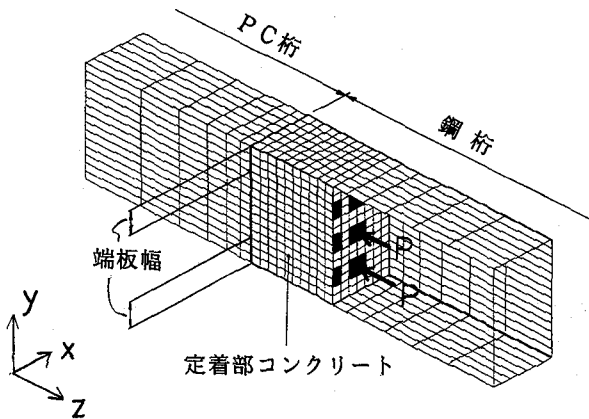


図-19 接合構造解析モデル

③解析結果

a. 曲げモーメントによるスタッドのせん断力

図-20, 図-21に示すように、スタッドに働くせん断力は概ね配置間隔に比例し、ずれ量が多いコンクリートの自由縁部で最大になる。また、端板のないモデルではほぼ一様にせん断力が作用しているのに対し、端板を設けたモデルでは端板付近でのせん断力が非常に小さくなっていることから、端板によるずれ止め効果が高いことが分かる。

b. プレストレスによるスタッドのせん断力

図-20, 図-21に示すように、スタッドに働くせん断力は配置間隔による差が小さく、プレストレスによるコンクリートの歪みのみの影響が大きいと考えられる。

c. 接合面の応力度

図-22に示すように、端板のないモデルでは局部的な応力の増加は見られず、平面が保持されている。また、端板が厚いほど、端板の幅が広いほど局部応力は小さくなるが、厚さ2.5cm, 幅10cmの場合にはその効果がほとんど見られない。

この検討結果から、鋼板とコンクリートのずれに対する拘束を確実にし、且つスタッドの負担を小さくすること、また、接合面の局部応力を小さくすることを考えて端板の幅を30cmとする。

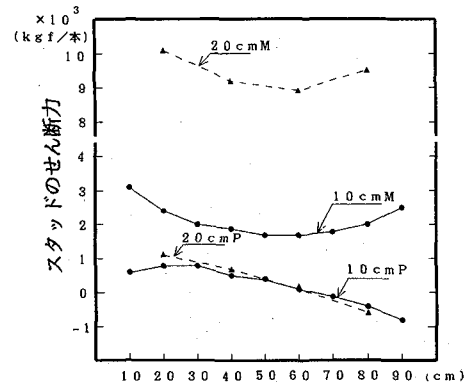


図-20 スタッドのせん断力（端板がない場合）

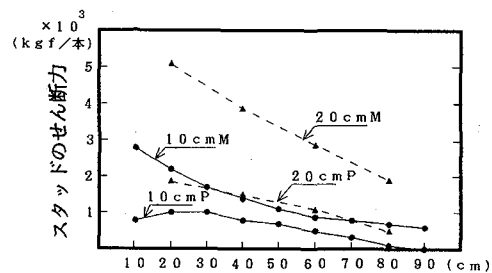
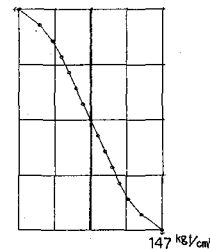


図-21 スタッドのせん断力（端板がある場合）



端板厚 2.5cm, 端板幅 30cm, $M=250\text{tf}\cdot\text{m}$, スタッド間隔 10cm

図-22 接合面の応力度

(4) 全体モデルによる検討

上の検討でスタッドおよび端板の効果を確認したが、実橋の接合部では鋼床版箱桁とPC桁の断面寸法が急変しており、特に平面的な応力の伝達状態が明確ではないので、ここで全体モデルによる解析検討を行う。

①解析モデル

接合部全体とするが、モデルは対称条件を用いてその2分の1とする。また、スタッド間隔について10cmと20cm, 端板の厚さについて10cmと2.5cmのモデルを構成する。

なお、PC桁の側面部は曲面であるが、ここでは便宜上矩形断面としてモデル化する。

②荷重条件

接合部の作用力をモデル化し、次ぎのとおりとする。

ケース 1 : 曲げモーメント $M=500\text{tf}\cdot\text{m}$

ケース 2 : 曲げモーメント $M=500\text{tf}\cdot\text{m}$

せん断力 $S=250\text{tf}$

ケース 3 : プレストレス $P=160\text{tf}$

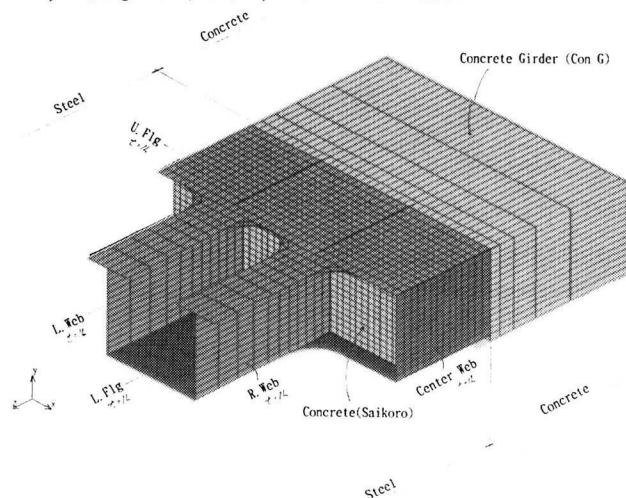
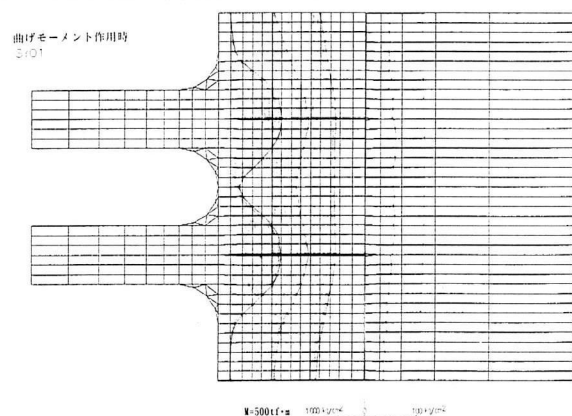


図-23 主桁接合部 F E M解析モデル

(スタッド間隔20cm)鋼桁上フランジ、コンクリート上面応力度(σ_z)



(スタッド間隔20cm)主桁中央部コンクリート応力度(σ_z)

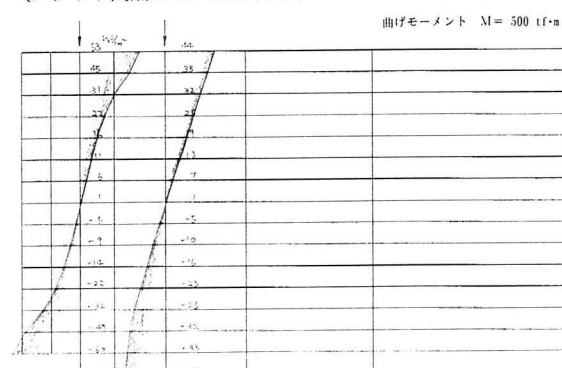


図-25 接合部解析結果

③解析結果

解析結果を図-24に示す。

どのモデルもコンクリート桁から鋼桁部への応力伝達はスムーズで、接合部の応力は広く分布しており、鋼床版箱桁の主桁位置に応力が集中する状態は避けられている。これは、鋼桁内に充填されたコンクリートと鋼板のずれが小さいためと判断されるが、ずれ止め効果はスタッドよりも端板の方が大きいと考えられる。

スタッド配置について見ると、20cm間隔の配置でも鋼板からコンクリートへの応力伝達は行われるが、その効果は10cm間隔の場合の2分の1程度となっている。

端板の厚さに着目すると、厚さが2.5cmの場合のスタッドのせん断力は、厚さが10cmの場合よりも若干大きくなるもののその差は小さく、端板の厚さの応力分散・伝達効果への影響は小さいことがわかる。また、端板の厚さが2.5cm、スタッド間隔20cmの場合のせん断応力度は300 kgf/cm²程度であり、溶接性なども勘案するとこの2.5cmの厚さが妥当と判断される。

6. おわりに

本文では、新湘南バイパスⅡ期の平塚地区高架橋に採用された特異な形状・構造を持つ多径間連続複合床版橋の構造特性と設計法の検討について報告した。

部材寸法などに制約が多く、応力的に理想的な構造の選択はできないまでも、主桁支点部の開口構造や鋼箱桁とP C中空床版接合部の構造などの課題を解決し、その設計手法を提案することができた。この検討成果を基に約4kmの平塚地区高架橋の最初の設計を終わった段階ではある。この報告をきっかけとして、今後さらに合理的な構造と設計法の提案をいただければ幸いである。

最後に、本検討を進め構造細部を決定するにあたり、部材製作試験を実施され、設計に多くのアドバイスを頂いた(財)先端建設技術センター、(社)日本橋梁建設協会、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会はじめ、関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) (財) 海洋架橋調査会：生口橋主桁複合構造に関する調査研究報告書，1987年3月。
- 2) 土木学会編：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，1989年3月
- 3) 多田和夫，山岸和彦，西本聡，矢野保広：生口橋上部工の設計(下)，橋梁と基礎，Vol. 24, No. 9, pp 33-40, 1990年9月
- 4) 宮下力，藤原亨：複合斜張橋「生口橋」の設計と施工，コンクリート工学，Vol. 30, No. 2, pp. 31-45, 1992年2月
- 5) 野村國勝，梶川靖治：複合構造橋梁，技報堂出版，pp33-72, 1994年9月