

(13) SRC構造の鉄道用駅高架構造

国鉄 構造物設計事務所 阿部 英彦

同 上

中野 昭郎○

1. SRC構造を用いた鉄道の駅高架構造物

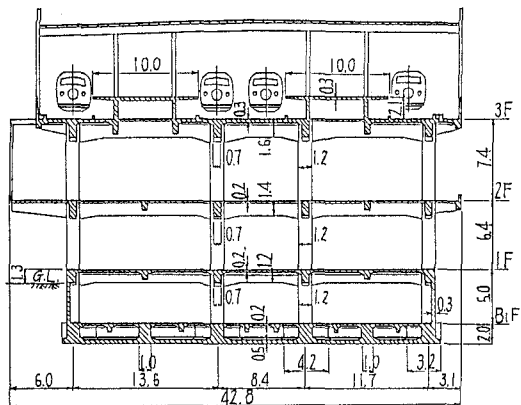
SRC構造（鉄骨鉄筋コンクリート構造）は、RC構造に比べて部材断面を小さくできる、スパンを大きくできる、活線上などでも吊り支保工でコンクリートの施工ができる、工期の短縮をはかれるなどの長所がある。また、S構造に比べて列車走行に伴う振動・騒音が小さく、耐火性が優れている塗装が不要であるなどの長所があるため鉄道高架を兼ねた駅構造物として博多駅他5箇所で行われている。それらの概要を表-1に、また、例として仙台駅と盛岡駅の横断面図を図-1に示す。

仙台駅は、東北地方の表玄関にふさわしい駅施設のレイアウトを考慮し、比較的細い柱で間隔を広げ、空間を大きくとるためにSRC構造を採用した。この高架構造の線路方向は連続で12.5m×25径間=312.5mの長さであり、この種のSRC構造のブロック長では最も大きい。

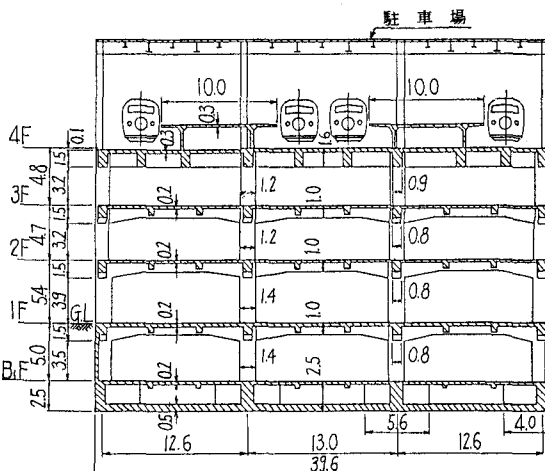
盛岡駅は、在来駅舎に沿って新設する部分は駅のレイアウトの関係で柱間隔を2倍としてSRC構造とした。また、東京寄りの貨物設備の移設跡地を利用する部分は工期が制約されたためにSRC構造としたが、終りの4ブロックは最上階のコンクリートを先に施工する逆巻き工法を採用して、開業に間に合わせた。

表-1 SRC構造の駅高架構造物の寸法諸元

駅 名		山 陽 新 幹 線		上 越 新 幹 線		東 北 新 幹 線		
		博 多 駅	小倉駅東部	長岡 駅	仙台 駅	盛岡 駅	赤羽 駅	
構造大要		昭和48年		49	54	52	56	施 工 中
高 さ	しゅん功年	地上	3層 18.4	3層 13.5	2層 13.2	4層 23.2	2層 13.7	2層 16.5
		地下	2層 12.5	なし 2.0	なし 2.0	1層 7.5	1層 7.0	なし 2.0
		計	30.9	15.5	15.2	30.7	20.7	18.5
線路 方向	全 長 m	97.0	133.0	658.0	312.5	490.5	950.0	
	最大スパン m	11.0	11.5	12.5	12.5	12.0	15.0	
	ブロック分割数	1	3	10	1	7	22	
	全 ス パ ン 数	9	12	57	25	42	77	
横断 方向	最大幅(軌道階)m	37.1	35.5	42.7	39.6	40.2	33.9	
	最大スパン m	11.0 (上層 14.3)	10.7	12.9	13.0	13.6	18.2	
	全 ス パ ン 数	4	3	4 (将来5)	3	3 (1部1)	1~5	
	線 路 数	4	6	5 (将来6)	4	4	2F 3~6 3F 2	
基 礎 種 別		深 礎	ベノト杭	深 礎	直接基礎	直接基礎	リバース杭	
使用鋼材重量(t)		3,100	2,100	9,200	9,000	8,000	10,600	
記 事		高層ビルの 建設計画あり	逆巻工法	一部活線上 施工	屋上駐車場	急造施工 在来駅舎上 は鋼構造	線間および 活線上施工 急造施工	



盛岡駅



仙台駅

図-1 横断面図

2. 赤羽駅のSRC構造

赤羽駅の高架構造は、東北本線などとの立体交差部分、鉄道の2重高架部分および駅部分からなっており、線路やホームの見通しや駅部のレイアウトのためスパンを大きくし、はり高や柱断面寸法を小さくする必要があった。また、この区間は多くの線路を切替えながら構造物を作るため横断方向には段階的に継足して施工すること、列車が1日上下約1570本と非常に運行頻繁な線路の中間（一部は線路上）で施工することなどのため、安全に施工ができ、工期の短縮と継足しが容易であることが必要であることからSRC構造を用いた。

図-2に立体交差部の横断面図を示す。高架構造はおおむね2層で、3階に新幹線、2階に赤羽線（東北本線、貨物線も2階となる計画）が載り、その高さは地中より上端から約17mである。

高架構造の形式はゲルバー式ラーメン構造で、基礎はRCDで1柱に1本を標準とし、構造解析は基礎くい一体のラーメンとした。床版はRC構造を標準としたが、活線直上および特に急速施工を必要とするブロックはSRC構造とした。

高架構造のブロック割りは、線路方向では架道橋および柱列の変更箇所でゲルバー桁部とし、その間は2～4径間（標準スパンは12.5m）を単位として分割した。横断方向は全体を1ブロックとし最大径間数は5径間（標準タイプの最大スパンは11.5m）である。横断方向は施工時期を変えて3または4段階に分割して施工するため各段階毎に応力計算を行い、不同沈下を考慮して場所打ちくいのパネ係数を変化させて設計した。

はりと柱の標準断面を図-3に示す。はりの鉄骨はI形断面で、その結合を考慮して柱の鉄骨は十字形とした。

図-2の斜線部のように活線直上で施工しなければならない箇所および特に急速施工を必要とするブロックは図-4に示すような特殊な構造とした。すなわち、はりの下面は主ばりの場合は鉄骨からの吊り型枠、小ばりの場合は下フランジを露出させて底型枠兼用とし側面の型枠は鉄骨の腹板で支持した。また、スラブはH形鋼埋込けたと同じ構造とし、H形鋼に底型枠を取付けた。コンクリートの施工後も型枠を撤去しない構造である。

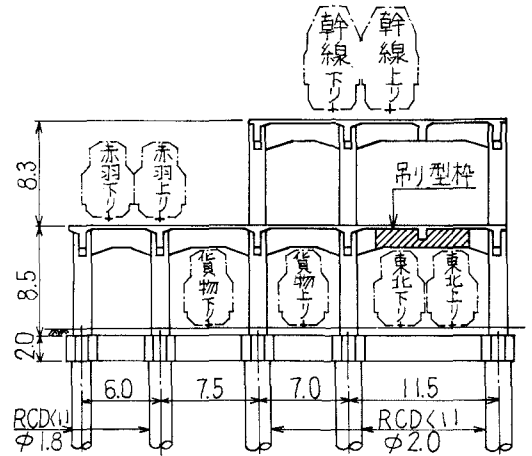


図-2 立体交差部断面

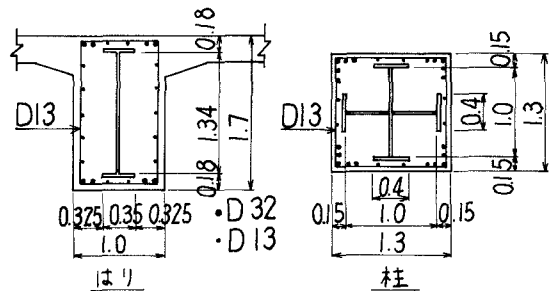


図-3 標準断面

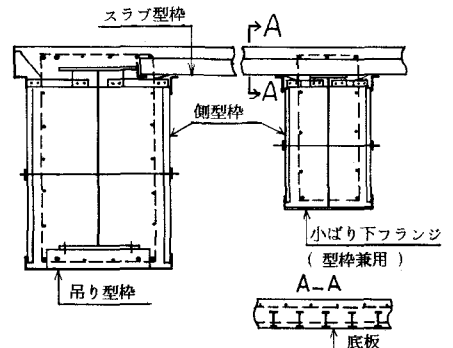


図-4 活線直上施工部等の型枠

はりとはりとの結合部は図-5に示すように柱の上下端部にトッププレートとベースプレートを取付け、その柱にはりを取付ける構造とした。すなわちトッププレートとベースプレートを除いた箇所では、断面B-Bのように、柱のフランジの表裏にはりのフランジ・腹板を溶接した。また、はりとはりとの結合部にはシヤラグによる応力集中が生じるので腹板厚を大きくした。

使用鋼材の材質は、原則として主要部材にSM50、小はりおよび2次部材にSM41を用いた。

ゲルバーけたは図-6に示すように柱につけたブラケットを支点とし、そのスパンは柱中心間隔が12.5mの場合10.0mを標準とした。ゲルバーけたの線路方向の主げたはラーメンのはりと同じ高さとし、ラーメンのハンチ下端とブラケットの下端をそろえ、ゲルバーけたの端部を切り欠いて載せる構造とした。ゲルバーけたの端部では横断方向にラーメンとのたわみ差が小さい程よいので、けた

た端の横断方向のはりは大きめとし、支点部は図-6の断面C-Cのように切り欠いた。けたの沓はゴム沓で、鋼棒ストッパーを用いた。なお、横断方向については、支点付近でけたの一部を切り欠いているので、両者のかみ合せが横方向のずれ止めの役をしている。

ブラケットはけた高制限がきつく、図-7に示すように鉄骨は3枚の腹板を有するが、柱の鉄骨が十字形をしているため中央の腹板を最も重視した。この中央腹板と柱の腹板とは溶接継手のない一枚の板とし、ブラケットの上フランジはスリットを設けて柱内部に貫通させ、柱のフランジを溶接で継ぐ構造とした。

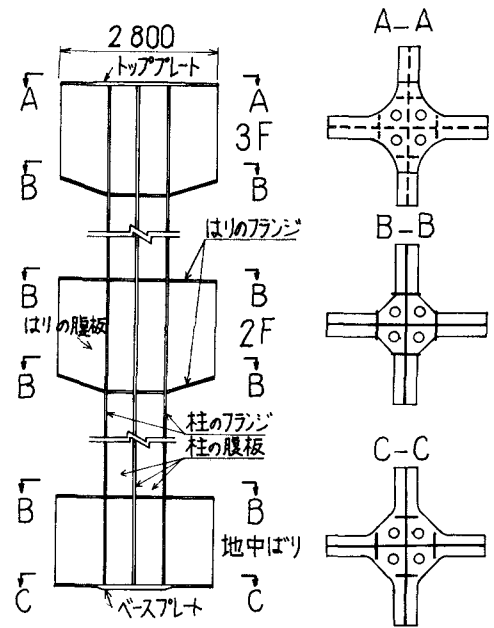


図-5 はりとはりとの結合部例

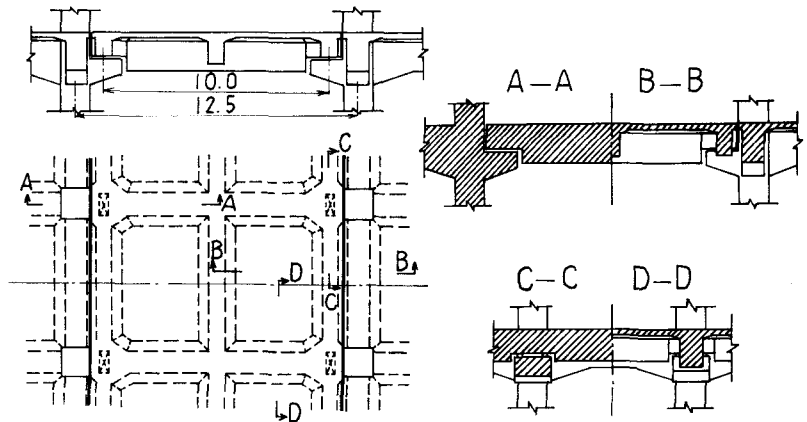


図-6 ゲルバーけた部

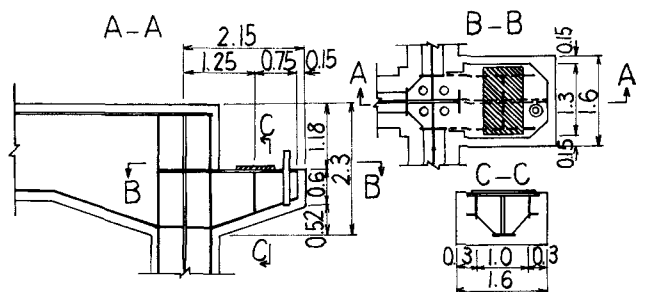


図-7 ブラケット部

3. S R C ラーメン隅角部の試験

3-1 実験目的

S R C 構造のラーメン隅角部の応力状態は、鉄骨と鉄筋コンクリートの複合部材であることもあって複雑であり、まだ十分に解明されていない。設計する際には単純化して、鉄骨が負担する応力と鉄筋コンクリートが負担する応力を分離し、それぞれの応力に対してそれぞれの断面を算定している。実際には S R C 構造の鉄骨はコンクリートに包まれているので、コンクリートとの協働効果を考慮すれば合理的・経済的な設計が期待できる。このような観点から、S R C ラーメン隅角部の性状を調べ、設計に必要な資料を得るために模型実験を行なったのでその概要を報告する。

3-2 実験概要

本試験に用いた供試体は 9 体で、その形状を図-8・図-9 および表-2 に示す。このうち L 1 は鉄骨のみの供試体であり、その他のものは S R C 供試体である。L 2 は L 1 と同一の鉄骨を用いて S R C 供試体としたものであり、L 4 と L 8 では鉄骨の隅角部腹板厚を大きくして補強した。試験は図-9 の矢印の方向に載荷して、柱・梁のたわみの測定、鉄骨の歪の測定、コンクリートのひび割れ状況の観察などを行なった。なお、使用した材料は鋼材は S M 5 0 A、主鉄筋は S D 3 0 であり、コンクリート強度は 270 kg/cm^2 であった。

3-3 実験結果と考察

〔最大荷重〕 各供試体の鉄骨の降伏荷重と最大荷重を表-3 に示す。鉄骨のみの供試体 L 1 を S R C 供試体 L 2 (鉄骨部は L 1 と同一) と比較すると、いずれも隅角部腹板が降伏しているが、L 2 の荷重は L 1 の 1.6 倍となっており、明らかに隅角部コンクリートの協働効果が認められる。また、隅角部腹板厚を大きくした L 4 と L 8 の隅角部は降伏しなかった。

〔載荷点のたわみ〕 供試体の荷重方向のたわみと荷重の関係を図-10 に示す。L 1 と L 2 の差は明りょうであり、S 構造に比べて S R C 構造の方が剛性と耐力が増大することがわかる。

〔隅角部腹板の歪〕 L 2 供試体の隅角部腹板のせん断歪を図-11 に示す。荷重が 22 t をこえると 2 箇所の測点で降伏が始まり、41 t では 9 測点のすべてが降伏した。この間に荷重は約 2 倍となっており、腹板の一部が降伏し始めても腹板全体が降伏するまでにはかなりの余裕があること、および腹板内の応力分布が一様でなく複雑な挙動をしていることを示している。

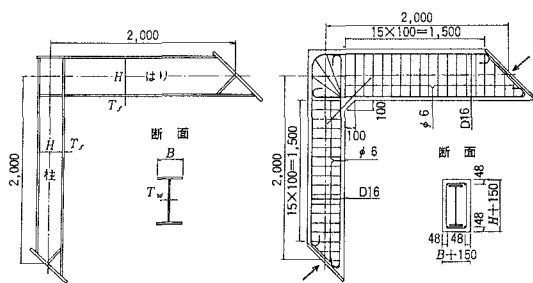


図-8 鉄骨図

図-9 供試体配筋図

表-2 鉄骨断面寸法 (mm)

No.	柱・隅角部				はり			
	H	Tw	B	Tf	H	Tw	B	Tf
L1	250	8	150	22	400	6	150	15
L2	250	8	150	22	400	6	150	15
L3	250	8	150	22	400	8	150	15
L4	250	15	150	22	400	15	150	15
L5	250	8	280	12	400	6	280	8
L6	250	8	150	22	500	6	150	15
L7	400	6	150	15	400	6	150	15
L8	400	12	150	15	400	12	150	15
L9	400	6	280	8	400	6	280	8

表-3 実験結果

No.	隅角部腹板厚 mm	柱または梁降伏荷重 tf	隅角部腹板降伏荷重 tf	最大荷重 tf
L1	8	—	17	26.0
L2	8	—	41	41.4
L3	8	—	42	42.1
L4	15	49	—	49.0
L5	8	46	46	46.9
L6	8	48	—	48.3
L7	6	54	54	55.2
L8	12	60	—	62.0
L9	6	58	—	61.0

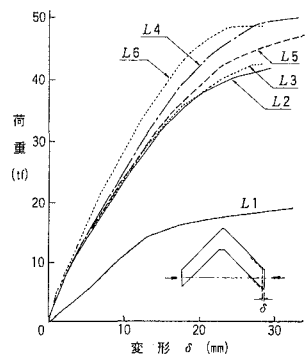


図-10 載荷点のたわみと荷重の関係

図一12に各供試体の隅角部中央点のせん断歪を示す。弾性範囲ではSRC構造の歪は供試体による差が比較的小さく、S構造の歪に比べて明らかに小さい。L1とL2の比較では、SRC構造の耐力はS構造の約2倍となっている。

隅角部腹板の主歪を図一13および図一14に示す。S構造のL1とSRC構造のL2を比較すると、L1の主歪は引張歪と圧縮歪が同程度であるが、L2の主歪はL1より小さく、さらに圧縮歪は引張歪より著しく小さくなっている。このことに着目して、各供試体の隅角部

中央の測点について、弾性領域における主歪の比 ϵ_2/ϵ_1 を調べてみると表一4のとおりである。SRCラーメン隅角部の腹板の主歪は引張方向を1とすると圧縮方向は0.34～0.71であり、コンクリートが隅角部腹板の圧縮方向の変形を十分拘束していることが推察される。このことはS構造とSRC構造の著しい相違点であり、この効果を設計にとりいれることが好ましい。

3-4 計算式の提案 今回の実験によってSRCラーメン隅角部の腹板に対してコンクリートの協働効果が十分期待できることがわかったが、その効果を因子別に定量的に求めるには本実験だけではデータが十分でない。したがって、ここでは実験結果の最も安全側の値を基に、次の計算式を提案する。

$$t_1 = \frac{A_1 \cdot \sigma_{sa}}{D_2 \cdot \tau_a}, \quad t_2 = \frac{A_2 \cdot \sigma_{sa}}{D_1 \cdot \tau_a} \quad (\text{図一15参照})$$

t_1, t_2 : 梁および柱より算定した隅角部腹板厚さ
(この場合 t_1, t_2 のうち小さい方を用いてよい)

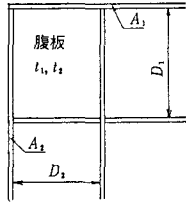
A_1, A_2 : 梁および柱の引張フランジの断面積

σ_{sa} : 鉄骨フランジの許容引張応力度

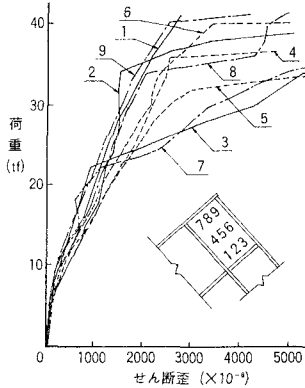
D_1, D_2 : 梁および柱の腹板高さ

τ_a : 隅角部腹板の許容せん断応力度 $=0.6 \sigma_{sa}$
(従来は $0.45 \sigma_{sa}$ を用いていた)

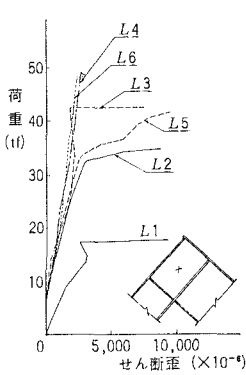
今後の研究によってSRCラーメン隅角部の性状の解明が進み、さらに効率的な計算方法が見出されるまでの暫定的な計算法として、本式を提案する。



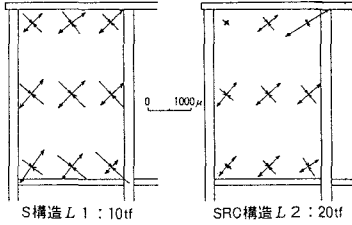
図一15 計算に用いる記号



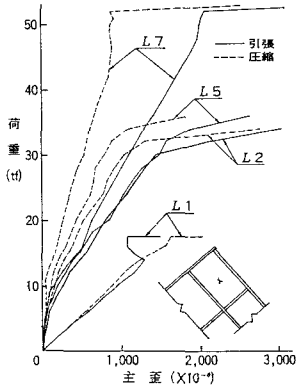
図一11 せん断歪と荷重の関係 (L2)



図一12 隅角部腹板中央のせん断歪と荷重の関係



図一13 隅角部腹板の主歪



図一14 隅角部腹板の主歪と荷重の関係

表一4 腹板の主歪比 ϵ_2/ϵ_1

No.	引張主歪 ϵ_1 ($\times 10^{-4}$)		
	1,000	1,200	1,400
L1	0.94	0.89	—
L2	0.68	0.70	0.71
L3	0.68	0.63	0.56
L4	0.60	0.58	0.52
L5	0.60	0.55	0.51
L6	0.42	0.42	0.46
L7	0.42	0.45	0.45
L8	0.56	0.55	0.54
L9	0.34	0.37	0.40
L2～9の平均	0.54	0.53	0.52

注) ϵ_1, ϵ_2 は引張と圧縮の主歪

4. 駅高架構造の温度伸縮の測定

仙台駅、盛岡駅中央部分は連続ラーメン高架橋で、ともに長い構造物であり、このような多径間構造物はきわめて少ないので、今後の参考のために温度変化と変位とを測定した。

4-1 温度測定 仙台駅開業前の外気温および部材温度の経時変化を図-16(a)に示す。この期間の最高気温の差は 28°C 、最低気温の差は 24°C であり、気温の夏冬の差は 32°C である。部材温度の夏冬の差をみると、1、2、3、4階でそれぞれ 16 、 23 、 20 、 20°C であり、2階から4階まではほぼ等しく、1階はそれらよりも小さい。最下層に対する温度差は把握できなかったが、少なくとも設計時に考慮した上層と下層の温度差の $\pm 10^{\circ}\text{C}$ はほぼ妥当であったと考えられる。なお、駅開業後の夏冬の温度差は、外気温が 18°C 、部材温度の2階から4階までが 18°C 、1階が 10°C であった。これらの値が駅開業前にくらべて小さくなっている主な原因としては空調の影響が考えられる。

同様に盛岡駅開業後の外気温および部材温度の経時変化を図-16(b)に示す。この期間の気温の夏冬の差は 28°C である。部材温度の夏冬の差をみると、3、2、1、地下階でそれぞれ 16 、 33 、 27 、 18°C であった。このように各階によりそれぞれ異なるのは、主に空調の影響によるものと思われる。

4-2 変位測定 下端に重りのついたステンレスワイヤーをたらしした下げ振り式変位計により測定した。仙台駅開業後の測定で変位の夏冬の差は図-17(a)のようになる。いずれの柱でも4階で最大値を示したが、A-24柱では 8 mm 変位しているのに、A-1柱では 3 mm しか変位しておらず、非対称となった。盛岡駅開業後の測定で変位の夏冬の差は図-17(b)のようになる。どちらの柱も3階で最大値を示すが、3階の変位はA-11柱とA-1柱では、仙台駅ほど大きな差はみられない。

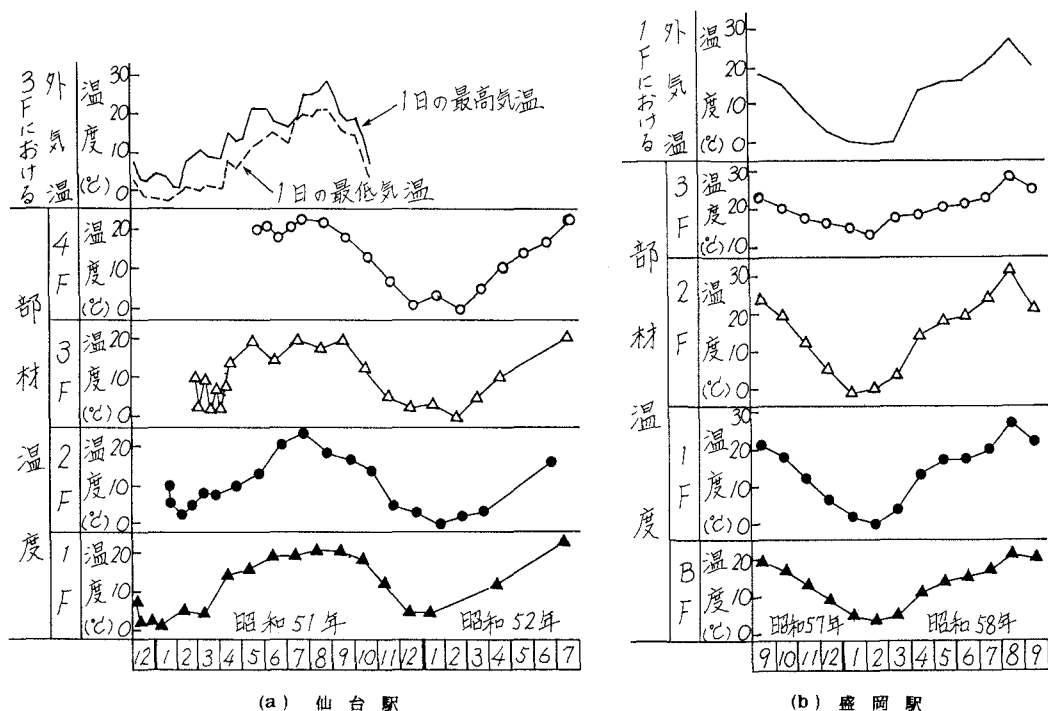


図-16 外気温と部材温度

4-3 温度変化と変位の関係 仙台駅の温度変化と柱変位の測定結果の関係を調べるため、次の3種類のモデルを想定して計算を行った。

モデル1：壁を無視したはり・柱の骨組構造で、設計計算に用いたモデル

モデル2：モデル1に地下の一体打ち壁を考慮

モデル3：モデル2に地上階の後打ち壁も考慮

温度差は開業後の値を用いて上記のモデルについて変位を計算したので、その温度分布、計算値、実測変位を図-18に示す。モデル1とモデル2は左右対称であり、非対称な実測値と異なる傾向を示したが、モデル3は後打ち壁がA-1柱側に片寄っているため、A-1柱の計算値が小さくなって実測値に近づき、A-24柱でも比較的よく合っている。すなわち、実測値は壁を無視した計算値よりも小さくなっており、一体壁や後打ち壁を考慮したモデル3の計算値がもっともよく近似した。

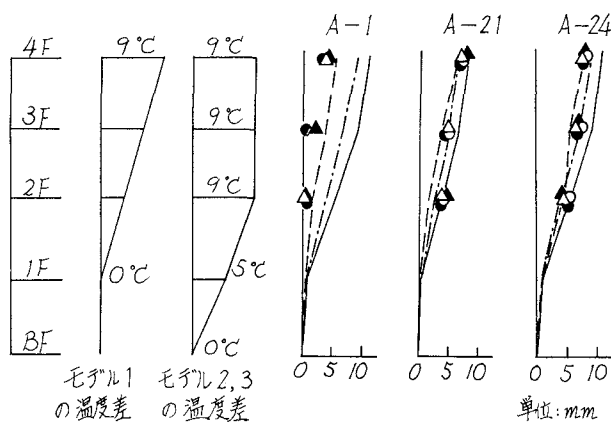


図-18 変位実測値と計算値の比較

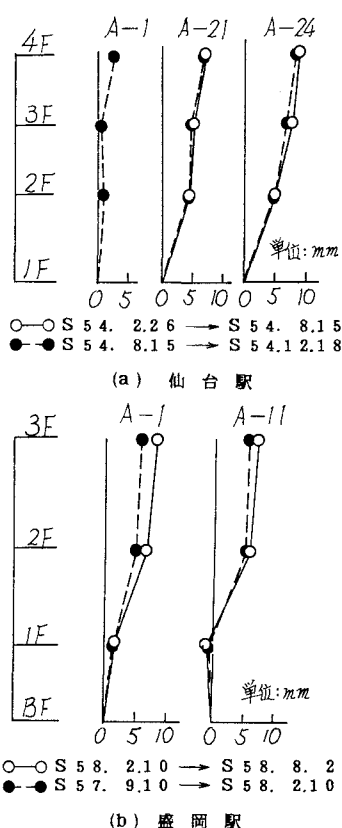


図-17 柱変位実測値の夏の冬の差の $\frac{1}{2}$

測定値
 ○ S 54. 2.26 → S 54. 8.15
 ● S 54. 8.15 → S 54.1 2.18
 △ S 55. 2.20 → S 55. 6.20
 ▲ S 54.1 0.16 → S 55. 2.20

計算値
 --- モデル1
 ——— モデル2
 - - - - - モデル3

5. あとがき

以上、新幹線の駅高架構造に用いたSRC構造について述べた。通常はRC構造であるが、所要空間、施工中の安全、工事期間の短縮などの理由でSRC構造が経済的となる場合がある。駅高架構造の他に橋脚や橋梁にもSRC構造は採用されている。ここに示すラーメン隅角部の実験の他にこれまでSRC梁の振りの実験なども行って来た。SRC構造は国鉄以外でも種々、実施、研究され、将来の発展が期待されるが、設計法や施工法について未だ説明すべき点が多く残されている。

参考文献 (1)中野他；赤羽駅高架橋の設計の考え方、鉄道土木22-11、12 (2)中野他；SRCラーメン隅角部の試験、構造物設計資料、№74、1983.6 (3)庄野；25径間連続SRC高架橋（仙台駅）の温度伸縮、構造物設計技術資料、昭和57年(4)吉岡他；ねじりを受けるI形鉄骨SRC部材の設計、構造物設計資料、№73、1983.3

SRC ELEVATED STRUCTURES FOR RAILWAY STATIONS

Hidehiko ABE* and Teruo NAKANO**

The SRC structure (steel frame reinforced concrete structure) has been uniquely developed in the construction of buildings in Japan, since Kanto Earthquake, 1923, for the reason of its much greater capacity of deformation than an ordinary reinforced concrete structure, which is useful against the seismic force. Recently this kind of construction has been extensively applied to the civil engineering structures also, such as high piers of bridges, elevated track structures for railways and anchor frames for suspension bridges.

It was also utilized to some of the station buildings with elevated tracks for Shinkansen lines for reasons of 1) securing a larger space with longer and shallower beams and slender columns, 2) fire proofing, 3) reduction of noise and vibration caused by train operation on the top floor, 4) shortening of the constructional period, 5) greater safety during construction conducted directly over the existing rail tracks in operation and so on.

This report presents 1) outlines of dimensions of all the six station buildings of the SRC structure in Shinkansen, 2) representative structural details of them, 3) results of an experiment on SRC rigid frames and proposition of a practical design formula and 4) temperature of the station buildings and deformation due to its change.

Table 1 shows the dimensions of the station buildings. It is noticed that both the longitudinal and transverse spacings (about 12m) between columns are considerably larger than an ordinary station building constructed of reinforced concrete.

Experiments on the torsional behavior of SRC beams were formerly conducted, but here the result of a series of experiment on SRC rigid frames and steel frames, which was recently conducted, is shown. A considerable effect of concrete on strengthening the steel frame at least in the compressive portion was observed and a simplified design formula for the SRC rigid frame was proposed for determination of the steel thicknesses of the flanges.

Figures 1 and 2 show the representative sectional views of Sendai St., Morioka St. and Akabane St. In construction of Akabane Station the longitudinal frame structures had to be built, shifting many busy rail tracks in operation transversely and vertically without the least interruption of the traffic. Figure 3 to 7 show some structural details peculiar to the SRC station building.

It was found in a long-term observation of temperature of the structural members and the ambient atmospheric temperature in Sendai St. and Morioka St. that the temperature of the structural members was more constant, owing to the air-conditioning inside the building. The calculated deformation due to the temperature change well agrees with the observed one, if the rigidity of the aseismic walls, which are installed irregularly, is taken into account.

The SRC structure is often economical under special restrictive conditions and a further development is expected on the basis of analytical and constructional investigations.

*Director and **Senior Engineer, Structure Design Office,
JAPANESE NATIONAL RAILWAYS