

全体構造系における鋼床版高力ボルト継手部の耐荷力の解析的検討

Analytical Study of the Loading Capacity of Bolted Joints in an Orthotropic Steel Deck

能登 宥 愿^{*1} 増田 高 志^{*2} 金原 慎 一^{*3}
Hiroyoshi NOTO Takashi MASUDA Shin-ichi KIMBARA

Summary

This paper compares the results of a static load test of a nearly full-scale specimen with the results of an analytical study on the same topic. Attention was focused on the strength of high strength bolted joints in the longitudinal ribs of an orthotropic steel deck. A high strength bolted joint in a longitudinal rib is structured such that the increased thickness of the base metal compensates for the loss in the strength of the joint caused by boring an indispensable hand hole. A butt welded joint in a longitudinal rib has very low fatigue strength, making such joints a structural defect of orthotropic steel decks. Analysis comparing a joint of a longitudinal rib with thicker base metal to a joint with thinner base metal indicates that there is little difference in static loading capacity between the two. The static load test almost confirmed this.

1. まえがき

鋼床版は、1960年代から道路橋の床版および床組として採用され始めた構造であり、主桁の上フランジとしての役目も果たすことにより、合理的な断面を構成することができる。しかしながら、輪荷重が舗装を通して直接載荷されることや、それ自身が補剛薄板であるため走行車両による振動の影響を受けることから、疲労に対する検討が必要な部材である。このことから、鋼床版の疲労に関する報告が多く、その中でも縦リブの継手に関係している報告が多い。縦リブの継手については突き合わせ溶接継手が着目され、各種継手構造の疲労強度が比較されている。その結果、縦リブ同士の継手には、縦リブ内面に取り付けるフラット・バー（以後F、Bという）、またはダイアフラムを裏当て金に用いる突き合わせ溶接構造の疲労強度が他の形式より高いとして推奨されており、この2種類が現在採用されている継手形式の主流になっている。しかしながら、縦リブの裏当て金付きの突き合わせ溶接の疲労強度はきわめて低い。また実橋サイズの鋼床版モデル（横リブ間隔：3.0m）の疲労試験の結果、縦リブの突き合わせ溶接を省略した構造の方が、高力ボルト接合部を突き合わせ溶接によって増厚した構造より、疲労強度が高いことが確認されている。

しかし、鋼床版の高力ボルト継手部に増厚を省略する構造を採用するにあたっては、疲労強度の検討と同時に、

静的な耐荷力を確認する必要がある。しかしながら、このことに着目した研究は少なく、実用に供せられるデータの蓄積も充分とは言えない。そこで大型供試体を用いた、縦リブ継手の静的耐荷力に着目した実験を行っている¹⁾。

本報告は、上述の実験を解析的に照査するとともに継手部の詳細構造のパラメータを増やし、実用への拡張を目指すものである。

2. 解析概要

(1) 構造モデル

構造モデルは、実験を考慮した2径間連続形状とし、概要を図-1に示す。

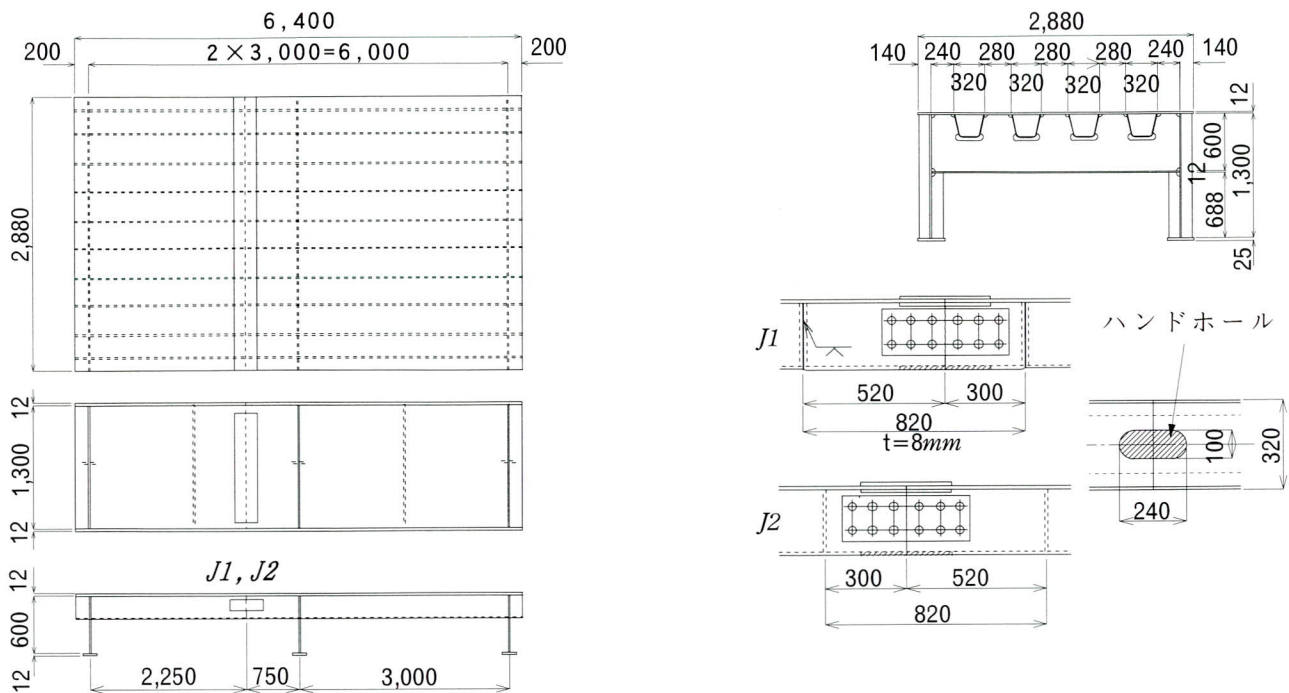
使用した縦リブは、実橋において閉断面リブで使用頻度の高いU形鋼（U-320×240×6-40）とし、横リブ間隔は採用頻度の高い3.0m、縦リブ間隔は0.6mとし、主桁間隔2.6mの間に4本配置した。

縦リブの継手は、ハンドホールの欠損の補強を主な目的としてリブ板厚を6mmから8mmに増厚したJ1と6mmのままとしたJ2の2種類とし、添接板は板幅および板厚をそれぞれ180mm、12mmとした。また実験とは別に、耐荷力の面から添接板の最適板厚を知るために、板厚9mmについても解析を行った。

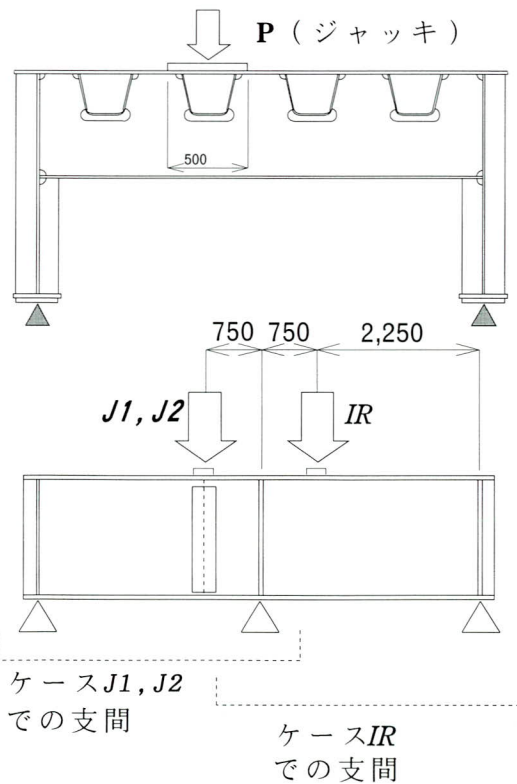
*1技術本部先行技術研究室長

*2技術本部先行技術研究室

*3松本工場生産設計部生産設計課課長代理



図一 I 構造形状



図二 載荷要領

(2) 設計条件

- ① 縦リブは横リブ 3 箇所所で支持される 2 径間とする。
- ② 縦リブの現場ボルト継手は中間横リブから支間の $1/4$ 点とする。
- ③ 縦リブの継手はハンドホールの欠損の補強のため 8 mm に増厚した J 1 と 6 mm のままの J 2 の 2 種類とし、J 1 の裏当て金は板厚 16 mm のダイヤフラムとした。
- ④ 添接板の板厚は縦リブの母材厚 6 mm、8 mm に対して 12 mm とし、添接板の最適板厚を知るために母材厚 6 mm に対して 9 mm とした。
- ⑤ 縦リブの一般部 (IR) を現場継手と比較するために継手のない支間にも載荷した。
- ⑥ 荷重は基準を 20 tonf とし、載荷位置は着目側の支間の $1/4$ 点で、載荷範囲は各々縦リブ、横リブ方向に 200, 500 mm の面載荷とする。

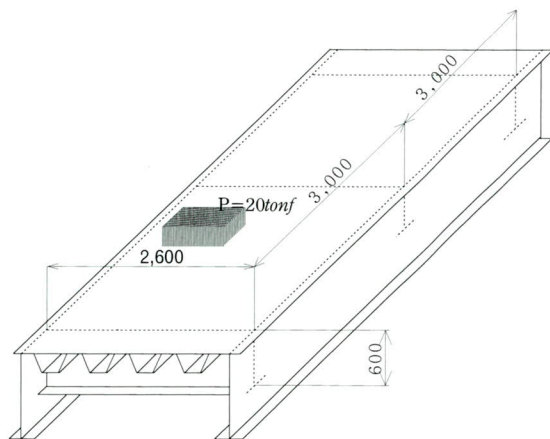
(3) 解析条件

解析は 4 節点シェル要素による有限要素法解析とし、応力、変形、ひずみの着目点は図一 4 の通りとする。その解析条件は次の通りである。

- ①弾塑性、大変形解析
- ②フォン・ミーゼスの降伏条件
- ③降伏応力はひずみ速度依存性を考慮しない。
- ④加工硬化係数=0.0
- ⑤等方硬化則：単調荷重载荷とするのでこの硬化則とする。

表一 I 鋼板の使用部位と材質および降伏点

部位	板厚 (mm)	材質	降伏点 (kgf/mm ²)
縦リブ	6	SS400	38.6
	8	SS400	37.3
デッキ	12	SS400	28.3



図一 3 F E M解析モデル

3. 解析結果

(1) 縦リブの橋軸方向応力

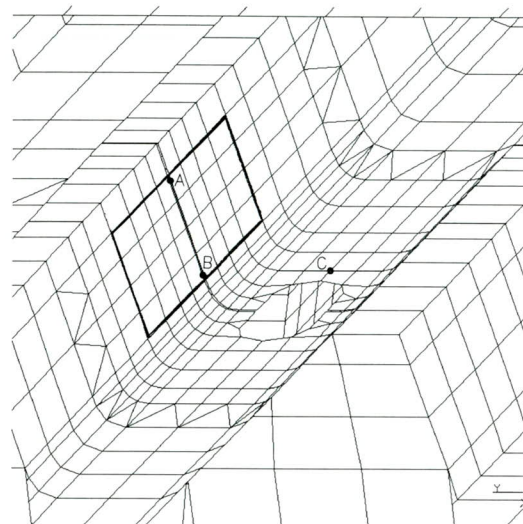
図一 5 は、20tonfの荷重を载荷したときの縦リブ下面の橋軸方向応力度を計測値と解析値と比較したものである。解析値は本解析法である有限要素法(FEM)、と通常の設計に用いられている鋼床版を直交異方性板と考える有限帯板法(以下FSM)を用いて求めた。

図より、縦リブ一般部(IR)では、FEMとそれより多少大きいFSMの間に実験値が有り、3者とも良く一致している。一方高力ボルト継手部の応力度は、縦リブを補強したJ1、補強していないJ2ともFEMは実験値と良く一致している。

この継手部の荷重直下近傍の応力度がかなり小さいの

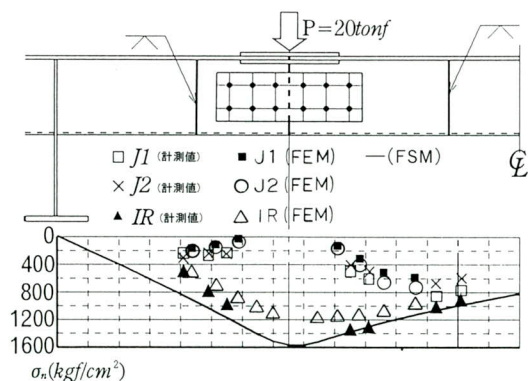
は、ハンドホールが有ることによって縦リブ母材の負担する応力比率が小さく、一方で添接板の剛性が高く、添接板の応力分担率が高くなっているためと思われる。

また添接板が12mmの場合、J1、J2の応力度にほとんど差がないことから、縦リブ母材の補強効果はほとんどなく、添接板が9mmの場合でも同様に縦リブ母材の補強効果に有意な差はないと推定できる。



A:添接板上側 B:添接板下側 C:鉛直変位計測位置

図一 4 応力、変形、ひずみの着目点



図一 5 縦リブ下面の橋軸方向応力度の比較

(2) 荷重変位曲線

解析結果(図一 6 参照)によるとJ1、J2、IRとも実験と同じく、荷重強度60tonf強(弾性限界荷重)あたりから非線形挙動を示し、その後20mmの変位に対して3ケースとも解析における荷重値は、実験値の20%増となる。変位20mmまでの荷重でみると、耐荷力としては解析、

実験とも大きい方から J I, J 2, I R の順であるが、J I, J 2 の差すなわち母材厚の差の影響は少ない。また I R は図-8 より弾性限界以降荷重強度 120tonf 付近 (実験で 90tonf) でクリッピング (局部座屈) が生じ、荷重勾配が変化した後、もう一度荷重勾配が上昇する。以上荷重-変位曲線の傾向から、130tonf 位までの範囲では高力ボルト継手部 (大きな局部変形が起これないうちは、高力ボルトは滑らないと考える) のほうが、縦リブ一般部に比べて、耐荷力が大きいことが推察される。

また J 2 (縦リブ母材厚 6mm) で添接板 12mm から 9mm に低減した場合の荷重-鉛直変位の関係を図-7 に示すが、添接板の板厚差に対する有意な差は見られないことがわかる。

載荷点付近の変形形状に着目すると、縦リブ一般部 I R では、荷重直下の縦リブにクリッピング (解析は図-9, 実験は写真-1 参照) が生じている。これに対して、高力ボルト継手部 J I, J 2 は図-8 より明らかなように、荷重増加に対して面外変位はほとんど増加せず、添接板面内の塑性変形が生じているのみである。

(3) 荷重ひずみ曲線

解析で得られた荷重-ひずみ曲線を図-10~図-13 に示す。

J 2 については添接板上下辺付近、I R については J 2 と同じ位置の縦リブ母材の橋軸方向ひずみの履歴を図-10 に示す。

J 2 では、添接板の下縁部分がまず降伏域に達した後、添接板全体が降伏に至るまでほぼ直線的に荷重が増加していくものと考えられる。I R ではクリッピングが生じているため、載荷点直下の縦リブは面外変形がかなり大きくなる 100tonf (実験で 80~95tonf) 位から橋軸方向のひずみが急激に減少する傾向にある。

なお、J 1 における添接板の荷重-ひずみの関係 (図-11 参照) から言えることは、J 2 と同様な傾向を示しているが、当然 J 1 の方が大きなひずみを示している。

(4) 縦リブの荷重分配

J 2, I R において、載荷縦リブ、隣接縦リブの下面 (図-4 に着目位置を示す) の橋軸方向ひずみと荷重との関係を図-12, 図-13 に示す。高力ボルト継手部 J 2 では実験の荷重 80tonf 付近から添接板の塑性変形が支配的になるため、着目点では降伏応力に達していないものの、これ以降荷重が増加しても応力は増えない。解析ではこ

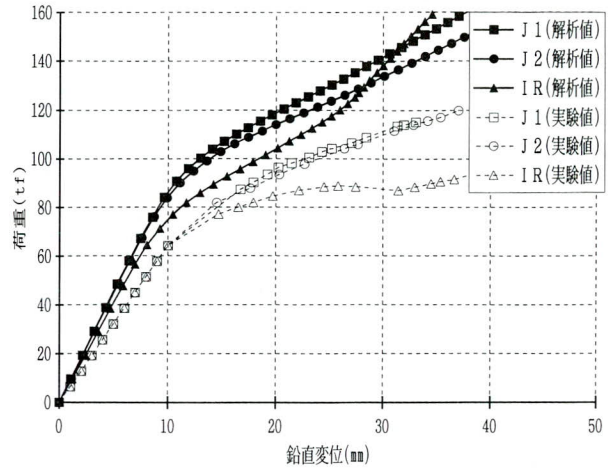


図-6 荷重-変位曲線

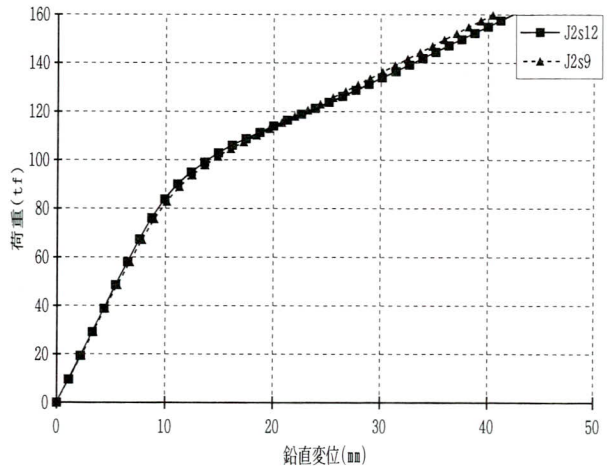


図-7 荷重-変位曲線 (J 2)

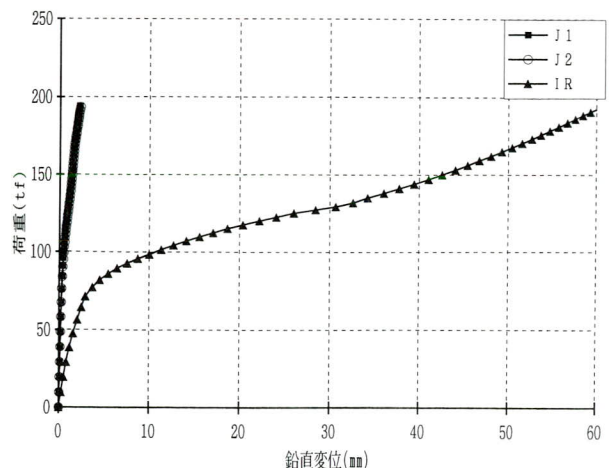


図-8 荷重-変位曲線 (クリッピング)

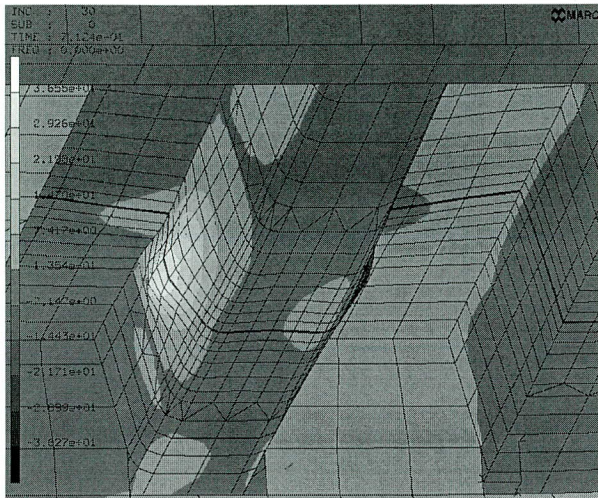


図-9 縦リブの変形形状 (I R)

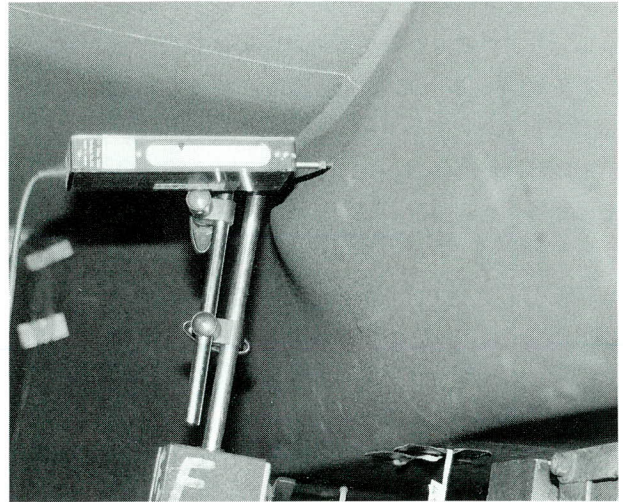


写真-1 縦リブの変形形状 (I R)

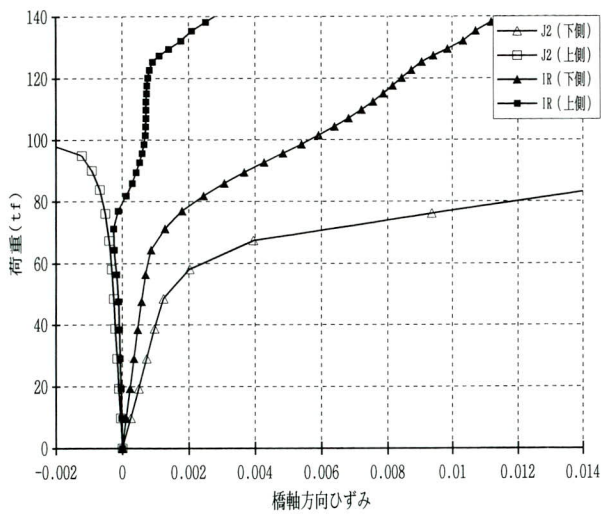


図-10 添接板上下辺付近でのひずみ推移

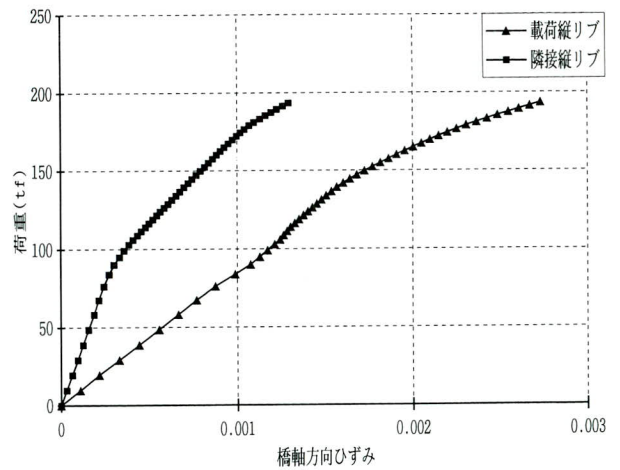


図-12 盾リブ下面のひずみの推移 (J 2)

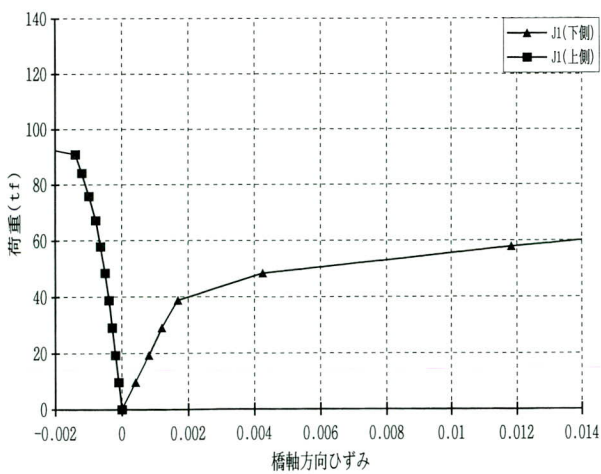


図-11 添接板上下辺付近でのひずみの推移

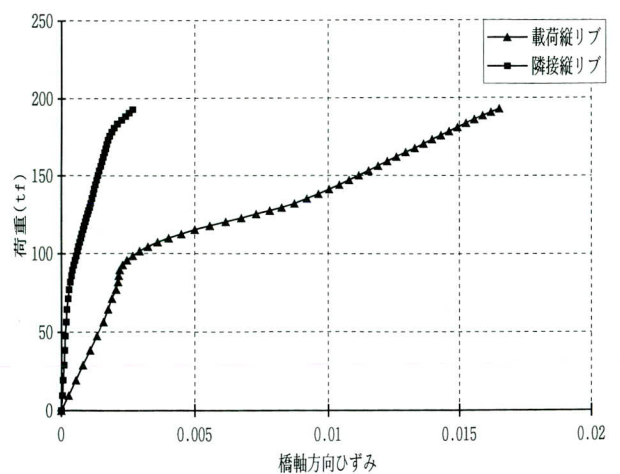


図-13 縦リブ下面のひずみの推移 (I R)

の変曲点が90tonf位である。すなわち荷点直下の縦リブの継手位置に塑性ヒンジが発生することにより、それ以上の応力は伝達されない。そして添接板の塑性変形が大きくなるにしたがって、隣接する縦リブの剛性が相対的に大きくなり、応力の増加する割合も大きくなることから、応力が再分配されていることがわかる。

縦リブ一般部 I R では、荷点直下の縦リブ側面の面外変形が顕著に現れ出す80tonf (実験では60tonf) 付近から、応力の再分配がみられる。また、縦リブ着目点のひずみは、クリッピングによる著しい断面変形が生ずるまでほぼ一様に増加する。

5. まとめ

鋼床版の床組作用としての耐荷力実験を解析的に照査および拡張することによって次の知見が得られた。

- ①縦リブの添接板厚を変化させた場合(母材厚6mmに対して添接板厚9または12mm)、荷重-鉛直変位の関係に有意な差は認められない。
- ②鋼床版の設計に用いられている F S M 解析と F E M 解析での縦リブ応力度は計測値を挟む格好になっており、前者が計測値より多少大きく、後者は多少小さい。故に F S M は安全側の値と言える。
- ③高力ボルト継手部に発生するひずみの大きさとその分布性状は、J 1, J 2 は荷重90tonf位まではほぼ同

じであり、その後もあまり差はない。縦リブ母材厚を増厚することによる補強効果は認められない。

- ④高力ボルト継手部 J 1, J 2 と縦リブ一般部 I R では崩壊形状が異なる。一般部は縦リブ側面が傾斜していること、面外剛性が継手部に比べて低いことから荷重の増加に伴って面外変形も大きくなり、最終的にクリッピングが生じて崩壊する。高力ボルト継手部は、添接板により面外剛性が高くなることにより、一般部のように局部座屈の一種であるクリッピングという現象を生ずることなく、添接板面内の塑性変形が進行し、塑性ヒンジが生ずる。
- ⑤ここで扱った荷重状態では、鋼床版の静的耐荷力は90tonf (実験で80tonf) 以上あり、T 荷重の輪荷重14tonf (衝撃含む) と比べて十分大きいと言える。

6. あとがき

今回の解析において検討できなかったこと、設計で有用と考えられるパラメータを選定し、今後検討を続ける予定である。

＜参考文献＞

- 1) 金原慎一, 能登宥愿: 土木学会論文集No.537/ I -35, pp321-326, 1996.4

1996, 10, 31受付

グラビア写真説明

三軒茶屋・太子堂四丁目市街地再開発

“キャロットタワー”建物の外観色からこの名称がつけられた本物件は、オフィス、金融、店舗、区民施設、劇場、東急世田谷線三軒茶屋駅等で構成されている。他には類をみない程の多彩な複合施設である。当社施工の中層棟には、東急ストア、オフィス、劇場で構成されて、東急新玉川線三軒茶屋駅より地下道を通って行けるアクセスの良い建物でもある。又、地下道の中間には、サンクン広場があり、その中のシースルー E L V, 広場底の意匠的な鉄骨も当社の施工である。

(宮関)