

終局強度に注目した有孔補剛板の孔補強

REINFORCEMENT OF STIFFENED PLATE WITH A HOLE FOR DEVOTING ULTIMATE STRENGTH

中村 雅樹*、藤井 堅**、上野谷 実***、松田 誠治****

Masaki NAKAMURA, Katashi FUJII, Minoru UENOYA and Seiji MATUDA

* 福山大学助手 工学部土木工学科 (〒729-02 福山市学園町1番地三蔵)

** 工博 広島大学助教授 工学部第四類 (〒724 東広島市鏡山1丁目4-1)

*** 工博 福山大学教授 工学部土木工学科 (〒729-02 福山市学園町1番地三蔵)

**** 工修 (株)大林組 田代八重ダムJV (〒886-01 西諸県郡須木村大字下田934-1)

For the ultimate limit state design, reinforcement with doubling plate is analytically investigated for perforated stiffened plate compressed by a uniform edge displacement. Elasto-plastic FEM analyses with geometrical nonlinearity were performed for the stiffened plate with oval hole, varying the parameter of the thickness, width and shape of doubling plates. From the results, the followings are concluded; (1) thicker doubling plate is more effective for strengthening the ultimate strength, because it can reduce the stress concentration around the hole, though the yielding occurs in the region without doubling, (2) it is very difficult to increase the ultimate strength of perforated stiffened plate by doubling which would be able to arise at most 90% for the stiffened plate without a hole.

Key words : stiffened plate, ultimate strength, perforated plate, doubling plate

1. まえがき

鋼構造物の超大化, 軽量化にともない, 補剛板の終局強度に関する研究が数多く行われてきた^{1~11)}。

箱型断面の橋梁や橋脚に用いられる補剛板には, 架設あるいは保守点検のために孔を設けることが多い。このような孔を有する補剛板 (以下, 有孔補剛板と呼ぶ) では, 開孔にともなう断面欠損により剛性低下および孔縁の応力集中により耐荷力が低下する。したがって, 何らかの方法で有孔補剛板を補強し, 孔のない補剛板 (以下, 無孔補剛板と呼ぶ) の耐荷力と同程度の耐荷力を確保する必要がある。

鋼構造設計法は, 現在, 限界状態設計法へ移行しつつある。そして圧縮を受ける補剛板に関しても限界状態設計の確立を目的とした研究が数多くある^{12~14)}。ところが, これらはすべて無孔補剛板に関するもので, 有孔補剛板についてはわずかしかな^{2, 4, 6)}。なお, 補剛材のない有孔板単一パネルに関する研究は, 船舶, 機械分野で精力的に行われている^{15~17)}。

先の阪神・淡路大震災では高速道路や鉄道の鋼製橋脚に甚大な被災が生じた。中でも, 維持管理用マンホール部の板パネル座屈や塑性変形が, 被害の引き金になったと思われる橋脚が多数みられる (Photo 1) ことは注目すべきといえる。このように, 有孔補剛板パネルが弱点となり, 崩壊の引き金になるような設計は極力さけるべ

きであるし, また, 構造物全体の強度という観点から, バランスのとれた限界状態設計法の確立が望まれよう。

そこで本研究は, まず終局強度の観点から, 縦補剛材が孔の位置で不連続となる有孔補剛板の圧縮耐荷力の減少をダブリング補強によってどれだけ改善できるかという問題に対して, 有限要素法により解析的検討を行った。

パラメトリック解析は有孔補剛板パネルの形状寸法を一定とし, 以下の3ケースの条件でダブリングプレートの形状と寸法を変化させてその補強効果を調べた。



Photo 1 Buckling of stiffener plate with hole

Case 1 ダブリングプレート外側隅角部の曲率半径Rの 変化が終局強度に及ぼす影響

Case 2 ダブリングプレートの板厚の変化が終局強度に及ぼす影響

Case 3 開孔部の欠損断面積とダブリングプレートの補強断面積を等しくするような条件の下で、ダブリングプレートの幅（圧縮軸直角方向の）と板厚を変化させた場合の終局強度に及ぼす影響

2. 解析方法および解析モデル

2.1 解析条件

解析は、三角形ハイブリッド板要素^[8, 19]を用い、Up-dated-Lagrangian 法^[20, 21]に基づく弾塑性有限変位理論による有限要素解析である。von Mises の降伏条件、および移動硬化則を採用し、降伏進展時における応力・ひずみ関係式は、弾性時における関係式中の縦弾性係数を接線係数に置き換えて評価している。

要素分割と精度については、川井ら²²⁾のモデルと比較した結果、Fig.1の要素分割で十分であることを確認した。

要素分割は、有孔補剛板の対称性を考慮し、Fig.2に示すように全体の1/4とした。板厚方向の層分割は10分割である。この図より補剛材とダブリングプレート以外を全体パネルと呼び、補剛材で区切られたパネルを部分パネルと呼ぶ。また、すべて含んだ全体を補剛板パネルと呼ぶことにする。孔によって不連続になるリブを第1リブ、その隣を第2リブとする。載荷条件は、板の中央面ではなく縦補剛材を考慮した中立軸(中立面)に対して強制変位載荷(一様変位圧縮)とした。境界条件は、全体パネル周辺を単純支持とし、非載荷辺では軸直角方向の面内変位を自由とした。縦補剛材は、載荷辺のみ面外方向の回転を拘束した。また、ダブリングプレートと全体パネルの接合は、ダブリングプレート周辺の開口部周りと外側のいずれれもが全体パネルと接点を共有させて、他の部分については異なる節点番号を与えている。

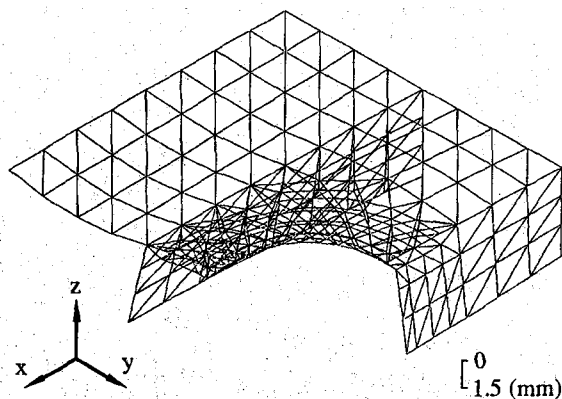


Fig.1 Initial deflection

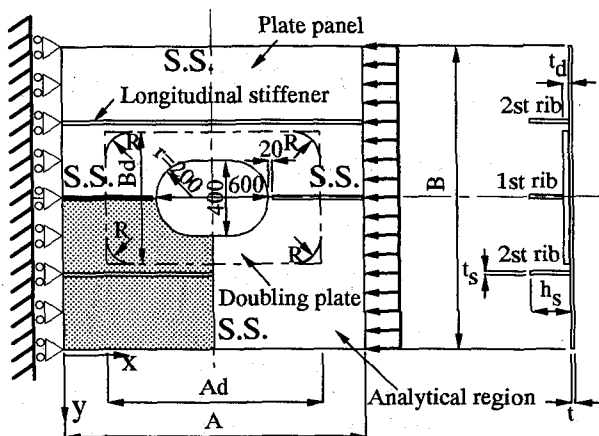


Fig.2 Analytical model

全体パネル、ダブリングプレートおよび縦補剛材の初期たわみは正弦半波で与え、Fig.1に初期たわみを示す。耐荷力に残留応力が大きく影響するのは明らかであるが、有孔補剛板の残留応力そのものが不明確であるので残留応力を考慮していない。

解析における全体パネル，ダブリングプレートおよび縦補剛材の材料定数は，縦弾性係数 $E=206(\text{GPa})$ ，ポアソン比 $\nu=0.3$ ，降伏後の接線弾性係数 E_t は縦弾性係数の $1/50$ ， $E_t=4.1(\text{GPa})$ ，完全弾塑性とした．使用する鋼種は SS400 級として，降伏応力 $\sigma_y=294(\text{MPa})$ とした．

2. 2 解析モデル

解析の全体パネルおよび縦補剛材の形状および板厚に関するパラメータは一定にして、ダブリングプレートのパラメータのみを変化させた。補剛板パネルは道路橋示方書²³⁾に基づいて設計し、解析モデルすべてについて $A \times B \times t = 1600(\text{mm}) \times 1600(\text{mm}) \times 20(\text{mm})$ の正方形補剛板とした。補剛板は Fig.2 のように 3 本配置され、中央の縦補剛材は開孔にともない不連続となっている。縦補剛材必要剛比に対する縦補剛材剛比は奈良らの文献 24) を考慮して $\gamma_g / \gamma_{g, req} = 3.23$ とした。

2. 3 孔の形状

開孔形状は主として Fig.3 に示すような 3 種類が用いられているようである。(a) は阪神高速道路公団, (b) は首都高速道路公団, 名古屋高速道路公社の標準図で, (c) は (b) の使用性を高めたものである。本解析では Fig.3(b) の小判型孔を採用した。

2. 4 ダブリングプレート

ダブリングプレートの寸法は、長さ Ad 、幅 Bd 、板厚 td とし、また、形状は Case 1 では長方形型からいわゆる小判型まで、そのダブリングプレートの外側の隅角部の曲率半径を R とし (Fig.2 参照) その R を変化させた。また、Case 2 および Case 3 では Case 1 の結果を基に

R=120(mm)を用いた。

Case 1 では、ダブリングプレートは長さ $Ad=987(\text{mm})$, 幅 $Bd=787(\text{mm})$, 厚さ $td=30(\text{mm})$ の断面寸法を有し、R を $0(\text{mm})$ から $400(\text{mm})$ まで変化させた。

Case 2 では、ダブリングプレートの形状を一定として板厚 td だけを変化させた。

Case 3 では、板厚 td と幅 Bd の積が開孔による全体パネルの欠損断面積をちょうど補うような条件のもとに td と Bd を変化させて、ダブリングプレートの板厚と全体パネルを覆う面積を変化させた。

3. ダブリングプレート外側隅角部曲率半径 (Case1)

3. 1 解析モデル

ダブリングプレートの R の変化による、補剛板の終局強度、力学特性を解明するとともに、初期たわみの影響についても検討する。Case 1 で用いる補剛板各部の寸法諸元を Table 1 に示す。

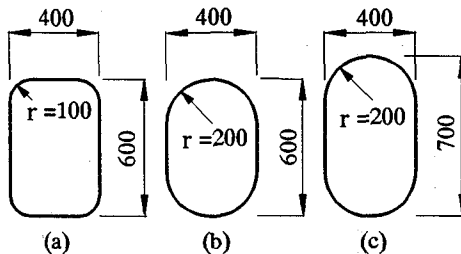


Fig.3 Shape and size of hole (mm)

Table 1 Dimension of analytical model (Case 1)

Plate panel			unit(mm)		
Length	Width	Thickness			
A	B	t			
1600	1600	20			

Longitudinal stiffener		Doubler plate		
Height	Thickness	Length	Width	Thickness
hs	ts	Ad	Bd	td
210	20	987	787	30

Table 2 Relation between analytical model and maximum initial deflection

Radius R(mm)	Initial deflection			
	C1,C2	C1/1000,C2/1000	3C1,3C2	3C1,-3C2
0.0	SP	SP0	SP3	SP3R
0.0	SH	----	----	----
0.0	R1	R10	R13	R13R
40.0	R2	----	----	----
80.0	R3	----	----	----
120.0	R4	----	----	----
160.0	R5	----	----	----
200.0	R6	----	----	----
300.0	R7	----	----	----
393.5	R8	----	----	----

過去の研究から、ダブリングプレートの板厚が全体パネルの板厚の 1.5 倍以上であれば開孔部の応力集中を防ぐことができるとしている²⁵⁾。したがって、Table 1 のようにダブリングプレートの板厚 td を決定した。

解析モデルを Table 2 に示す。表中、SP は無孔補剛板、SH は無補強有孔補剛板である。ダブリング補強モデルは、R1 がダブリングプレートの $R=0(\text{mm})$ であり、R2,R3... となるごとに R が大きくなる。また、C1,C2 は初期たわみの大きさを示し、それぞれ道路橋示方書で規定されている部分パネルおよび補剛板パネルの最大初期たわみを示す、すなわち

$$C1=w/150=(B/4)/150, \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$C2=A/1000. \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

ここで、w : 縦補剛材の間隔、

A : 縦補剛材の長さ、

B : 補剛材の全幅。

SP0 と R10 は、それぞれ $C1/1000$ および $C2/1000$ でほとんど初期たわみのない場合に近いモデル、SP3,R13 はそれぞれ、 $C1,C2$ の 3 倍の初期たわみを与えたモデル、また SP3R,R13R は、SP3,R13 で部分パネルの初期たわみをダブル側と逆方向に与えたモデルである。

3. 2 塑性域の進展

モデル SH,R1,R4,R8 の塑性域進展を Fig.4 ~ Fig.7 に示す。図は各モデルの各荷重段階 ($0.65P^{\text{TH}}$, $0.70P^{\text{TH}}$, $0.75P^{\text{TH}}$, $0.80P^{\text{TH}}$, $0.85P^{\text{TH}}$, 終局強度) における塑性域の進展状況である。ここで、 P^{TH} は無孔補剛板の全断面積を A、降伏応力を σ_y とするとき、 $P^{\text{TH}}=A\sigma_y$ で与えられる荷重値であり、Case 1 では、 $P^{\text{TH}}=13.1(\text{MN})$ となる。なお、これらの図の表示法は降伏したものが除荷しても塗りつぶされているので除荷は表現できていない。今回は塑性域の進展において残留応力を考慮していない。

無補強有孔補剛板モデル SH では、Fig.4 より、補剛板パネルは孔縁の直線部分から曲線部分にかかる部分で応力集中により早い荷重段階で降伏することがわかる。第 1 リブおよび第 2 リブでは、全く塑性域が現れないことから、補剛板は、第 1 リブと第 2 リブに挟まれる孔縁付近の部分パネルに応力が集中した後、局部座屈により崩壊している。

次に、ダブリング補強モデル Fig.5 ~ Fig.7 をみると、すべてのモデルで、孔縁は応力集中により、最も早く降伏する。しかし、補剛板パネルの載荷辺の隅角部から補剛板パネル中央に向かって塑性域が進展していくこと、また、第 2 リブの載荷辺側から中央に向けて塑性域が拡がる。

これらの図から、ダブリングプレートで覆われた部分には、あまり塑性域が拡がっておらず、また、孔縁の応力集中による降伏荷重も大きいことから、ダブリングプレートの補強効果が現れている。

さらに、補剛板パネル上の塑性域の進展をみると、ダブリングプレートのRが小さいと、載荷辺の隅角部と補剛板パネル中心を結ぶ線よりも、補剛板パネルの中心側に入ったところから塑性域が進展するが、Rが大きいと、その範囲が次第に、載荷辺の隅角部と補剛板パネルの中心を結ぶ線のほうに移動する。

これは、ダブリングプレートのRが小さく、ダブリングプレートの圧縮軸直角方向の直線部分が長いと、載荷辺とダブリングプレートとの間の全体パネルに応力が集中し、ダブリングプレートの直線部分に接合する補剛板パネルがまず降伏してから塑性域が進展する。これに対して、Rが大きくなると、載荷辺とダブリングプレートとの間の補剛板パネルに発生する応力が、ダブリングプレート周辺、あるいは縦補剛材（第1リブ）に分散され、この部分の塑性が遅れるためと思われる。

また、これにともない、第2リブの塑性域の進展状態も変わる。ダブリングプレートのRが小さいと、載荷辺とダブリングプレート端辺の範囲で、比較的荷重が大きくなって塑性域が進展する。一方、Rが大きいと、載荷辺側からダブリングプレートの曲線部と圧縮軸方向の直線部との交点の範囲で、比較的荷重が小さい段階で塑性域が進展する。

3. 3 終局強度

解析したモデルの終局強度を Table 3 に示す。また、縦軸に P^{TH} に対する終局強度 P の比 P/P^{TH} 、横軸にダブリング補強モデル R1 ~ R8 のダブリングプレートのRをとった耐力力曲線を Fig.8 に示す。

これらより、モデル R1 ~ R8 は、どれも $0.80P^{TH}$ 以上の終局強度があり、ダブリング補強によって、耐力力が大幅に改善される。しかし、今回の解析では、無孔補剛板モデル SP ほどの終局強度を得ることができなかった。

ダブリング補強モデルのダブリングプレートのRが耐力力に与える影響をみると、 $R=150(\text{mm})$ あたりから終局強度は減少傾向になる。

本解析では、無孔補剛板モデル SP の終局強度以上の耐力力を得ることが可能なダブリング補強モデルは存在しなかった。そこで、比較的終局強度が高く一定に保たれる範囲のダブリングプレートのRを有するモデルとして R4($R=120\text{mm}$) のモデルを選び、これを Case 2 および Case 3 の解析に適用することにした。

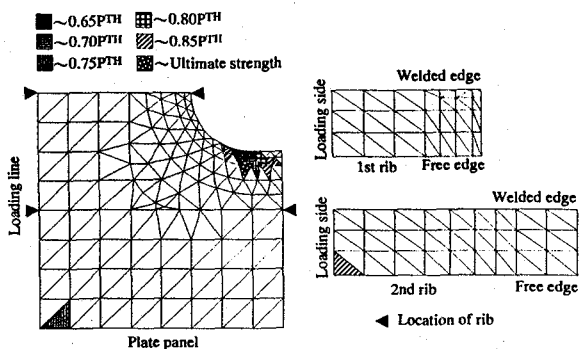


Fig.4 Spread of plasticity of model SH

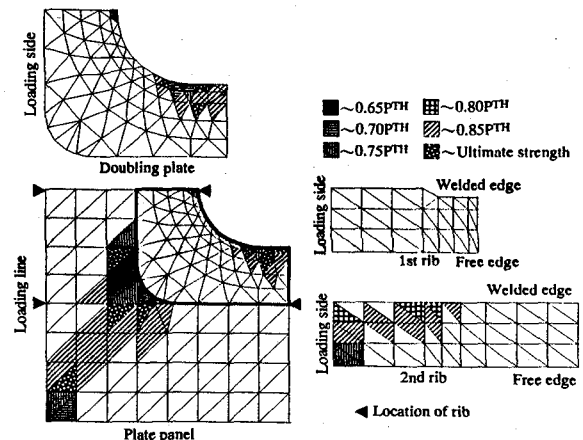


Fig.6 Spread of plasticity of model R4

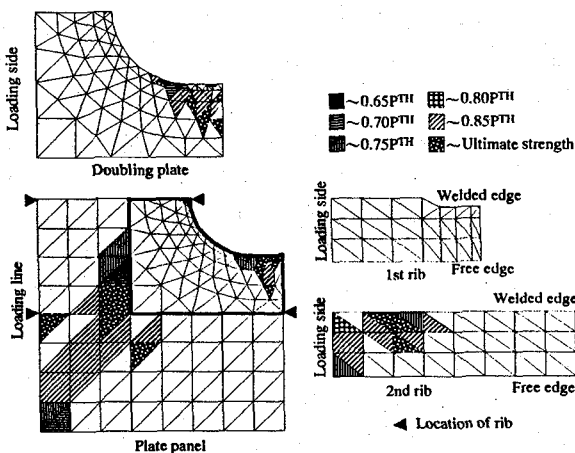


Fig.5 Spread of plasticity of model R1

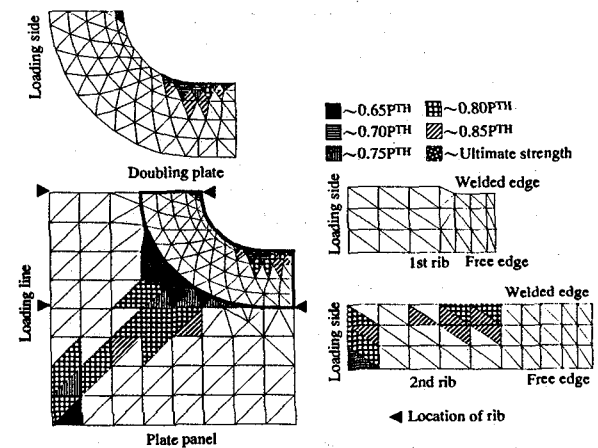


Fig.7 Spread of plasticity of model R8

一方、初期たわみが終局強度へ及ぼす影響を検討すると、Table 3 より、3 倍の初期たわみを与えた無孔補剛板モデル SP3 やダブリング補強モデル R13 などは、耐荷力が大きくなり、部分パネルの初期たわみを逆方向に与えた SP3R, R13R などは、耐荷力が小さくなっている。これは、部分パネルの初期たわみが耐荷力に大きく影響し、全体パネルの初期たわみと合成した初期たわみが、SP3, R13 では打ち消しあい、SP3R, R13R では逆に、足し合わせになるためと考えられる。したがって、初期たわみが道路橋示方書の規定量の 3 倍でも、耐荷力の低下を招く原因とはならないこともある。

4. ダブリングプレートの板厚 (Case 2)

4. 1 解析モデル

Case 2 では、解析する補剛板モデルの寸法諸元を Table 4 に、解析に用いたダブリングプレートの数字を Table 5 に示す。

板厚以外のパラメータはすべて一定とし、ダブリングプレートの $R=120(\text{mm})$ とした。また、ダブリングプレートの圧縮軸直角方向の幅 Bd については、次のように決定した。

いま、Fig.2 に示すように、開孔により全体パネルの 1 部と中央の縦補剛材 1 本分の断面欠損が生じる。ダブリングプレートの板厚 td は、阪神高速道路公団の提案

に従って全体パネルの板厚 t の 1.5 倍を基準と考えると、H5 モデルがそれに当たる。H5 モデルにおいて、ダブリングプレートの断面積と開孔にともなう欠損断面積がちょうど等しくなるようにすると $Bd=78.7(\text{cm})$ となる。

さて、Table 5 において、HSP は縦補剛材の高さ $hs=18(\text{cm})$ の場合の無孔補剛板モデルである。モデル H5 よりも厚い板厚が阪神高速道路公団の基準を満たす。また、この場合、縦補剛材剛比の必要剛比に対する比は $\gamma_2/\gamma_{2,req}=2.14$ である。このとき無孔補剛板モデル HSP の断面積は $A=428(\text{cm}^2)$ であり、 $P^{\text{TH}}=A\sigma_y=12.6(\text{MN})$ である。

4. 2 塑性域の進展

Fig.9, Fig.10 にダブリング補強モデルの塑性域進展状態を H1 と H8 について示す。

これらの図から、孔縁部に応力集中が生じていることがわかる。しかし、孔縁の全体パネルの塑性域進展状態をみると、Fig. 9 のダブリングプレートの板厚が小さいモデル H1 では、比較的早い荷重段階から降伏が始まり、広範囲に塑性域の進展がみられる。これに対して、Fig.10 の板厚が大きいモデル H8 では、ダブリングプレート内の塑性域の範囲はかなり小さく抑えられている。これは、ダブリングプレートの板厚が大きいほど、応力集中を防ぐ意味で、ダブリングプレートの補強効果が高いことを示している。また、図には示していないが、ダブリングプレートが厚いほど終局荷重に至るまでたわみを小さく抑えることができる。

Table 3 Load-carrying capacity of analytical models (Case 1)

Analytical model	Ultimate strength	P/P^{TH}	$R(\text{mm})$
SP	12.70	0.968	----
R1	11.31	0.862	0.0
R2	11.42	0.870	40.0
R3	11.34	0.864	80.0
R4	11.17	0.852	120.0
R5	11.24	0.857	160.0
R6	11.07	0.844	200.0
R7	10.87	0.828	300.0
R8	10.66	0.812	400.0
SH	7.42	0.565	----
R10	11.28	0.859	0.0
R13	11.36	0.866	0.0
R13R	10.84	0.826	0.0
SPO	12.72	0.970	----
SP3	12.89	0.982	----
SP3R	12.21	0.930	----

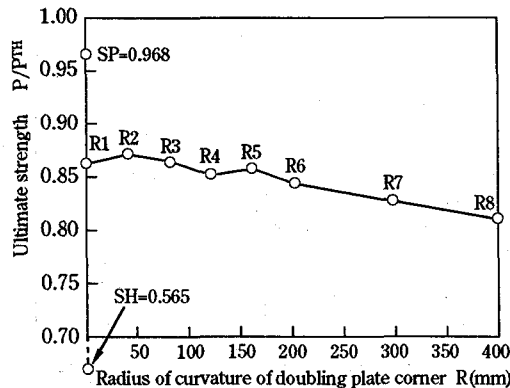


Fig.8 Load-carrying capacity vs radius of doubling plate corner

Table 4 Dimension of analytical model (Case 2)

Plate panel			unit(mm)		
Length	Width	Thickness			
A	B	t			
1600	1600	20			

Longitudinal stiffener		Doubling plate		
Height	Thickness	Length	Width	Thickness
hs	ts	Ad	Bd	td
180	20	987	787	----

Table 5 Relation between analytical model and thickness of doubling plate

Model	Thickness $td(\text{mm})$	td/t
HSP	----	----
H1	10	0.50
H2	15	0.75
H3	20	1.00
H4	25	1.25
H5	30	1.50
H6	35	1.75
H7	40	2.00
H8	45	2.25

また、縦補剛材の塑性域の進展をみると、Fig.9のモデル H1 では、塑性域は第1リブおよび第2リブとも全く発生していない。Fig.10のモデル H8 の第2リブでは、塑性域は載荷辺側から、ダブリングプレートの曲線部分と圧縮軸方向の直線部分が交わる場所まで進展している。第1リブでは孔縁近くに塑性域が現れている。これは、ダブリングプレートの板厚が大きいと、塑性域はそれに接合している縦補剛材に進展しやすくなるためである。

4. 3 終局強度

ダブリングプレートの板厚を変えて得た終局強度をTable 6に示す。これを図にするとFig.11を得る。

Table 6より、ダブリングプレートの形状を全く同じにして板厚のみ変化させていくと、板厚が大きいモデルほど終局強度は大きくなっていることがわかる。しかし、今回用いた程度のダブリングプレート寸法では無孔補剛板と同程度の耐荷力を得ることはできなかった。

Fig.11より、全体パネルの板厚に対するダブリングプレートの板厚 td の比 td/t の変化による終局強度の変化をみると、板厚の増加につれて終局強度は上昇するが、 $td/t=1.6$ くらいからその上昇の度合いは小さくなる。また、極端に td/t を大きくしても、あまり効果はないと考えられる。したがって、阪神高速道路公団の提案するように、板厚に関しては、ダブリングプレートの板厚を全体パネルの板厚の1.5倍程度にしておけばかなりの補強効果が期待できるといえる。

5. ダブリングプレートの幅と板厚 (Case 3)

5. 1 解析モデル

Case 3では、開孔部の欠損断面積とダブリングプレートの補強断面積が等しい条件下でダブリングプレートの幅 Bd と板厚 td の組み合わせの影響について調べた。全体パネルおよび縦補剛材の形状寸法はCase 2と全く同じである。また、ダブリングプレートの $R=120(\text{mm})$ とした。全体パネルと縦補剛材の寸法諸元をTable 7に示す。

解析するモデルをTable 8に示す。表に示した解析モデルはすべて、孔部の欠損断面積とダブリングプレートの補強断面積が等しい。D1は幅 Bd を最も広く取り、板厚 td を最も小さくしたモデルであって、ダブリングプレートで覆う面積が大きい。逆にD7は、幅 Bd が最も小さく板厚 td が最も大きいモデルで、板厚を厚くし、ダブリングプレートで覆う面積を小さくした補強に対応する。最大板厚はCase 2と同じ値とした。

また、SCはD1と同じモデルであるが、縦補剛材がダブリングプレートを通して部分にスカラップを設けたモデルである。スカラップは、Fig.12に示すように縦横 $35(\text{mm}) \times 25(\text{mm})$ の長方形とした²³⁾。

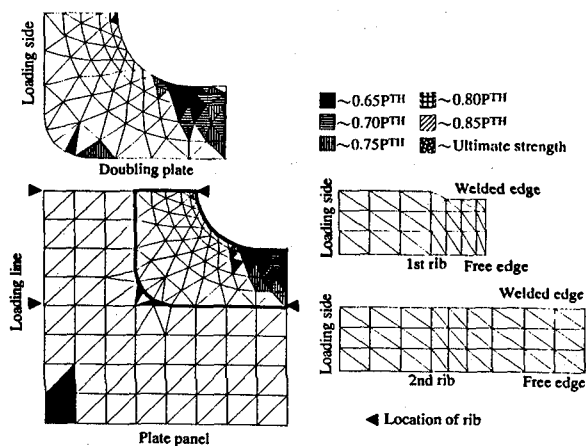


Fig.9 Spread of plasticity of model H1

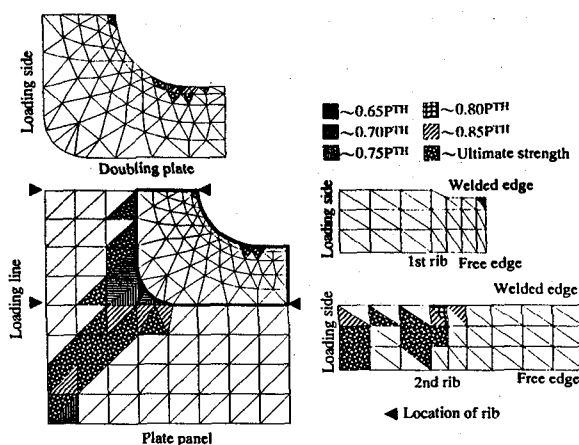


Fig.10 Spread of plasticity of model H8

Table 6 Load-carrying capacity of analytical models (Case 2)

Analytical model	Ultimate strength P(NM)	P/Pth	Thickness td(mm)	td/t
HSP	12.36	0.982	-----	-----
H1	9.29	0.738	10	0.50
H2	10.08	0.800	15	0.75
H3	10.56	0.839	20	1.00
H4	10.79	0.857	25	1.25
H5	10.94	0.869	30	1.50
H6	11.07	0.880	35	1.75
H7	10.88	0.864	40	2.00
H8	11.33	0.900	45	2.25

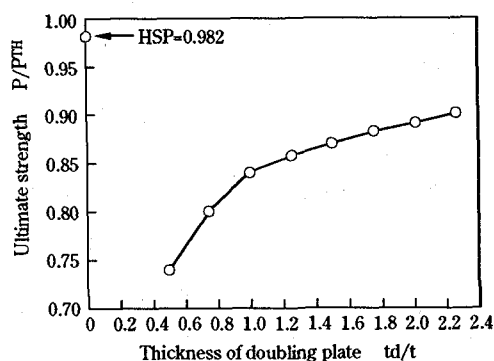


Fig.11 Load-carrying capacity vs thickness of doubling plate

Table 7 Dimension of analytical model (Case 3)

Plate panel			Longitudinal stiffener	
Length	Width	Thickness	Height	Thickness
A	B	t	hs	ts
1600	1600	20	180	20

Table 8 Relation between analytical model and width-thickness ratio of doubling plate

Model	Width Bd(mm)	Length Ad(mm)	Thickness td(mm)	Bd/td
D1	1174	987	15	78.3
D2	980	"	20	49.0
D3	864	"	25	34.6
D4	787	"	30	26.2
D5	732	"	35	20.9
D6	690	"	40	17.3
D7	658	"	45	14.6
SC	1174	"	15	78.3

5. 2 変位および応力性状

ここでは図示しないが、D1 から D7 とダブリングプレートと板厚が大きいほど、たわみは小さくなっており、明らかに、たわみの制限という意味では、板厚を大きくするのが有利である。

Fig.12 にスカラップモデル SC の第 2 リブの荷重一面外たわみ曲線を示す。実際にはスカラップ部には回し溶接があって剛度は多少大きい、図から荷重が大きくなるとスカラップ近傍で面外たわみに不連続性がみられ、その部分が局部座屈しているのがわかる。

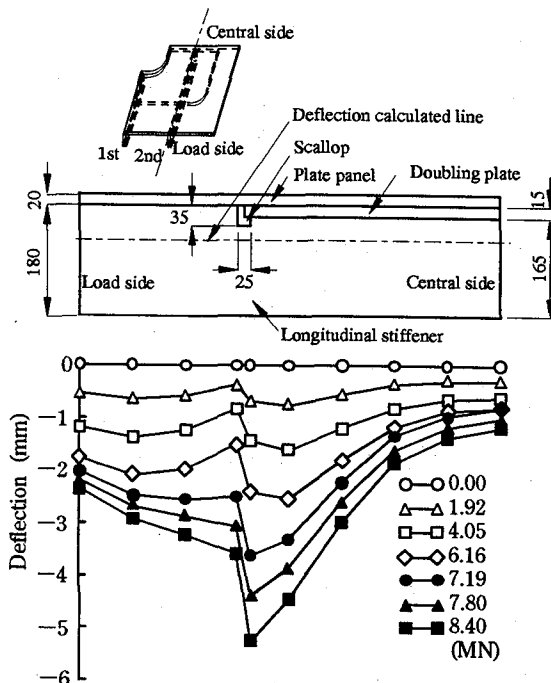


Fig.12 Lateral displacement of the 2nd stiffener with a scallop

ここには図示しないが、孔縁の応力集中は、ダブリングプレートの板厚を大きくすれば小さくなっている。また、第 1 リブをみると、ダブリングプレートの板厚が大きくなれば、それに接合している第 1 リブの強度的役割が増し、応力を多く分担するようになる。スカラップモデル SC をみると、スカラップ近傍の応力集中が顕著であり、この部分の降伏が非常に早い荷重段階で起こっている。したがって、縦補剛材の設計において、終局強度の面から考察すると、スニップを設け溶接にて埋め戻しを行うのが良いと考えられる。

5. 3 塑性域の進展

Fig.13 および Fig.14 に塑性域の進展図 D1,D7 を示す。補剛板の解析モデルの断面寸法は Case 2 と同じであり、 $P^{TH} = A \sigma_y = 12.6(MN)$ である。

これらの塑性域進展状態をみると、スカラップモデル SC を除いて以下のようなことがいえる。

補剛板パネルの塑性域は、まず孔縁付近の全体パネルと載荷辺の隅角部に生じ、続いてダブリングプレートと全体パネルの接合辺（曲線部）の周辺に生じる。そして荷重の増加とともに、載荷辺とダブリングプレートとの間の全体パネルに進展していく。ダブリングプレートの板厚を大きくすると、孔縁の応力集中を完全に防ぐことはできないが、孔縁の塑性域の範囲を小さくできる。同時に降伏を遅らせることができる。ところが、ダブリングプレートと全体パネルの接合辺の塑性域の進展は逆に早くなる。

縦補剛材の全体パネルの塑性域の進展とほぼ同じ荷重段階で始まっている。このため、ダブリングプレートの板厚が小さいモデルでは、塑性域は比較的早い荷重段階で進展していくが、板厚が大きいモデルでは、遅い荷重段階で塑性域が進展していく。一方、第 1 リブをみると、板厚の小さいモデルには塑性域は現れず、板厚が大きいモデル（D5、D6、D7）になると塑性域の進展が先端部にみられる。

ここには図示しないが、スカラップモデルの塑性域の進展をみると、全体パネルの孔縁付近、載荷辺の隅角部、第 2 リブのスカラップ近傍のそれぞれの部分が、ほぼ同時に早い荷重段階で降伏している。そしてそれらはほとんど周辺部に進展していない。この塑性域の進展状態および変位性状、応力性状を考慮すると、スカラップを設けた補剛板では、上記の各部分の応力集中による局部座屈によって崩壊するものと考えられる。

以上のことから、板厚 td を大きくとるほうが、全体パネルおよび縦補剛材への塑性域の進展を遅らせることができること、ダブリングプレートに接合している縦補剛材にもダブリングとほぼ同等に応力が導入され、終局強度の向上が図られると考えられること等の理由により、有利な補強ができるものと思われる。ただし、このとき、ダブリングプレートと全体パネルの接合辺（曲線部）が

早い荷重段階で降伏するため、これによる局部座屈が起こらないような板厚が要求されよう。

5. 4 終局強度

解析したモデルの、終局強度を Table 9 に示す。これより、幅広薄板モデルである D1、D2、D3 などよりも幅狭厚板モデルである D4、D5、D6、D7 などのほうが終局強度が高いことがわかる。ただし、Case 3 の解析においても、無孔補剛板 HSP ほどの耐荷力を得ることができたモデルは存在しなかった。

Fig.15 から、 $Bd \cdot td =$ 一定の条件下で、 Bd と td を変化した場合、既ね、 $Bd/td < 25$ であればかなりの補強効果が期待できることがわかる。ただし、 $Bd/td < 25$ の範囲であっても、 td が極端に大きい場合は、ダブリングプレートと全体パネルの接合辺（曲線部）に応力集中が起こり、この部分が局部座屈することが考えられる。そのため、実際には、 $Bd/td = 25$ 程度で十分であると考えられる。

なお、スカラップモデル SC は終局強度が 8.40(MN) であり、同じダブリングプレートを用いたモデル D1 の

それが 10.44(MN) であるのに比べてもかなり耐荷力が低下する。従って、スカラップはなるべく設けないほうがよい。

6. 結論

本研究では、周辺単純支持の条件下で、ダブリング補強された有孔補剛板に、一様な強制圧縮変位が作用する場合、その圧縮耐荷性性状がダブリングプレートの形状や寸法を変化させることによりどのような影響を受けるのかということについて有限要素法によるパラメトリック解析を行い検討した。その際、以下の 3 つのパラメータを変化させることによる終局挙動の変化を終局強度（耐荷力）について検討した。

Case 1 ダブリングプレートの外側隅角部の曲率半径

Case 2 ダブリングプレートの板厚

Case 3 開孔部の欠損断面積とダブリングプレートの補強断面積を等しくするような条件下のダブリングプレートの圧縮軸直角方向の幅と板厚

以上の解析結果から、以下のことが明らかになった。

(1) 長方形ダブリングプレートの R を大きくしていくと、耐荷力は減少していくが、 $R < 150(\text{mm})$ 程度までであれば補強効果はそれほど変わらない。

(2) 今回の研究に用いた程度の補剛板およびダブリングプレートの断面寸法では、無孔補剛板と同程度まで圧縮耐荷力を向上させることは難しく、その 9 割程度の耐荷力しか得られなかった。

Table 9 Load-carrying capacity of analytical models (Case 3)

Analytical model	Ultimate strength	P/P _{HSP}	Bd/td
HSP	12.36	0.982	-----
D1	10.44	0.829	78.3
D2	10.67	0.847	49.0
D3	10.54	0.837	34.6
D4	10.94	0.869	26.2
D5	11.07	0.879	20.9
D6	11.11	0.882	17.3
D7	11.16	0.886	14.6
SC	8.40	0.667	78.3

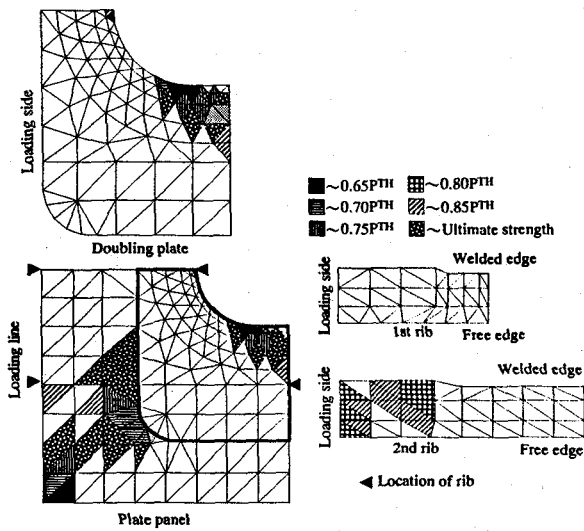


Fig.13 Spread of plasticity of model D1

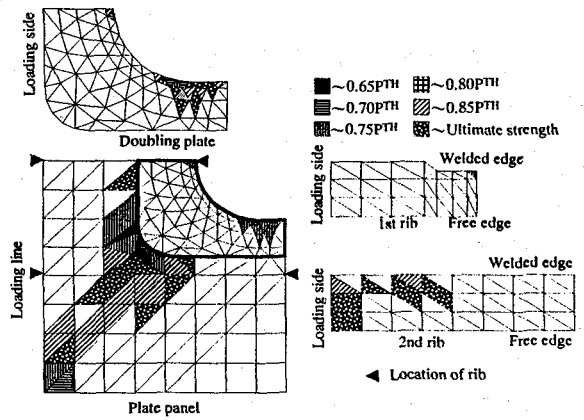


Fig.14 Spread of plasticity of model D7

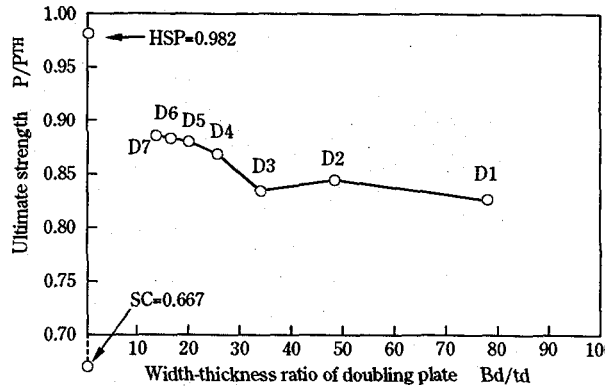


Fig.15 Load-carrying capacity vs width-thickness ratio of doubling plate

(3) ダブリングプレートの板厚 t_d を大きくしていくと、有孔補剛板の圧縮耐力は向上する。ただし、ダブリングプレートの板厚 t_d が全体パネルの板厚 t の 1.5 倍程度以上になれば、それほど補強効果は変わらなくなる。

(4) (3) の場合、ダブリングプレートの板厚 t_d が大きくなると載荷辺とダブリングプレートとの間の全体パネルに降伏あるいは局部座屈が起きやすくなるため、その部分の全体パネルが局部座屈しない程度の板厚を確保しておく必要がある。

(5) 開孔部の欠損断面積とダブリングプレートの補強断面積を等しくするような条件の場合、板厚 t_d を大きくとるほうが補強効果が大きく、圧縮耐力が向上する。その目安としては、 $B_d/t_d=25$ 程度であればよいと思われる。

(6) ダブリングプレートを通ずる部分の縦補剛材に設けられるスカラップにはその部分で局部座屈が起こる可能性が大きい。従って、この種のスカラップはさけるのがある。

今回は残留応力が考慮できませんでしたが、残留応力は耐力に大きく影響するので、残留応力の導入あるいは実験的な検証が今後さらに必要と思われます。

本解析に使用した補強法は、マンホールに蓋をすることが多いことによって多用されるダブリング補強とした。しかし、実際にはスピコットや補剛材の配置などによる補強も考えられる。また、阪神・淡路大震災以後、様々なマンホールの補強案が採用されているが、今後、このような補強法について明らかにしていくつもりである。

参考文献

- 1) 小松・牛尾・北田：補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 255 号，pp.47-61，1976.11.
- 2) 岸田・藤枝・藤井：孔を有する補剛板の圧縮耐力実験，広島大学工学部研究報告，第 39 巻，第 2 号，pp.141-150，1991.3.
- 3) 長野・熊崎：有孔板の座屈強度第 1 報圧縮座屈，石川島播磨技報，第 17 巻，第 4 号，pp.381-385，1977.7.
- 4) 藤井・藤枝・佐藤：圧縮を受ける有孔補剛板の補強と終局挙動，構造工学論文集，Vol.39A，pp.133-142，1993.3.
- 5) 吉浪・大村：実験データより見た補剛板の圧縮耐力について，構造工学論文集，Vol.33A，pp.161-170，1987.3.
- 6) 奈良・小松・北田：連続補剛板の極限圧縮強度特性に関する研究，土木学会論文集，第 392 号，pp.273-280，1988.4.
- 7) 長谷川・長浜・西野：圧縮を受ける補剛された板の座屈強度，土木学会論文報告集，第 236 号，1975.4.
- 8) 福地・河角・田上：初期不整を有する平板構造の最終強度(その 1)，長崎大学工学部研究報告第 11 号，pp.43-50，1978.7.
- 9) 河角・福地・南：初期不整を有する平板構造の最終強度(その 2)有孔平板，長崎大学工学部研究報告第 15 号，pp.47-55，1980.7.
- 10) 清水・吉田：面外初期たわみのある有孔板の大変形解析，構造工学論文集，Vol.38A，1992.3.
- 11) 奈良・出口・小松：ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限強度に関する研究，構造工学論文集，Vol.33A，1987.3.
- 12) 小松・北田：初期不整をもつ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法，土木学会論文報告集，第 302 号，pp.1-13，1980.10.
- 13) 三上・丹羽：設計のための圧縮補剛板の終局強度算定法，構造工学論文集 Vol.36A，1990.3.
- 14) 奈良：縦補剛材で補剛された連続圧縮板の極限強度の評価法，構造工学論文集 Vol.38A，1992.3.
- 15) 長野・熊崎：有孔板の座屈強度，第 2 報，せん断座屈および補強効果，石川島播磨技報，第 18 巻，第 3 号，pp.278-283，1978.5.
- 16) 康井：有角形開孔平板の軸圧縮座屈強度，東海大学紀要・工学部 Vol.23，No.2，pp.115-122，1984.
- 17) 横強度小委員会 WG：開孔板の座屈と補強効果について，日本造船学会誌第 605 号，pp.550-560，1979.11.
- 18) 吉田・雨宮・増田：立体構造解析のための薄板有限要素，土木学会論文報告集，第 211 号，pp.19-28，1973.3.
- 19) 吉田・増田・松田：薄板で構成される立体構造の弾塑性・大変位離散化要素解析法，土木学会論文集，第 288 号，pp.41-55，1979.8.
- 20) 鷺津ら：有限要素法ハンドブック I 基礎編，培風館，1982.9.
- 21) Zienkiewicz, O.C.(吉織・山田監訳)：マトリックス有限要素法 三訂版 培風館，1984.
- 22) 川井：座屈問題解析 コンピュータによる構造工学講座 II-6-B，培風館，1974.
- 23) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・II 鋼橋編，1990.6.
- 24) 奈良・小松・安松・池田：圧縮補剛板の縦補剛材剛比に関する研究，構造工学論文集 Vol.34A，pp.215-220，1988.3.
- 25) 阪神高速道路公団鋼構造検討委員会：鋼構造物設計・施工に関する調査研究業務(その 1)，1982.3.
- 26) 吉浪：補剛板の圧縮強度と設計の合理化に関する研究，広島大学学位論文，1988.

(1996年9月6日受付)