

コンクリートを充填した鋼製横梁のFEMによる終局 ねじり耐力解析

神戸第二建設部 設計課 徳 永 法 夫
神戸第二建設部 設計課 今 田 康 博
神戸第二建設部 設計課 伊 藤 学
神戸第二建設部 設計課 吉 田 高 之

要 旨

筆者らは、5号湾岸線の鋼製橋脚耐震補強工事において耐力不足が明らかになった、ラケット型橋脚の下層横梁のねじり耐力に対する補強として、横梁内部にコンクリートを充填する工法を検討した。本論文では、この横梁の補強検討時に実施した、非線形FEM解析による、ねじり耐力の解析結果について報告する。はじめに、北田他の実験的研究により耐力が明らかになっている矩形断面の縮小単柱模型である供試体の解析により、実験結果に近似した解析条件の検討を行った。次に、この条件に基づいてコンクリート充填補強した横梁実橋脚断面の終局強度解析を行い、実験を行うことなく設計上必要な耐力が得られることを確認した。

キーワード：コンクリート充填断面、終局ねじり耐力、FEM解析、荷重増分法

1. はじめに

鋼断面にコンクリートを充填した合成断面柱は、経済的で、すぐれた変形性能および耐荷力を有する。このため、鋼製橋脚の耐震補強工事では、曲げおよび軸力が作用する脚柱の補強工法として多数採用されている。しかし、ねじりの作用する横梁の補強工法としては、その終局挙動、施工性等が明らかにされていないため、採用されていないのが現状である。

現在のところ、コンクリートを充填した合成断面の終局ねじり耐力に関する研究¹⁾は少なく、矩形の合成断面にねじりが作用した場合の終局強度および挙動を明らかにしたものと、わずかに北田他による実験的研究^{2),3)}がなされているのみである。

この実験的研究で、矩形合成断面のねじり耐力は、サンド・ヒル・アナロジーにより算出した充

填コンクリートの全塑性ねじりモーメントと鋼断面の全塑性モーメントとの累加強度によりほぼ推定できることが明らかにされている。しかし、充填コンクリートが有する耐荷力のメカニズムが理論的に解明されていないため、充填コンクリートを拘束する鋼断面の板厚すなわち剛性と充填コンクリートのねじり耐力との関係等、実工事への適用に際しては、解明すべき問題も残されている。

著者らは、5号湾岸線の鋼製橋脚耐震補強工事において、ラケット型橋脚の下層横梁の検討を実施した。この事例では、橋軸方向地震時に下層横梁のねじり耐力が不足することが明らかになった。横梁のせん断応力度は、局部座屈を考慮した場合で許容応力度の80%、局部座屈を考慮しない場合でも30%超過していた。横梁の補強は、経済性および美観上の優位性から、横梁内部にコンクリートを充填する工法にて検討を実施した。

本論文は、横梁の補強検討時に実施した、非線

形 FEM ねじり耐力の解析結果についてとりまとめたものである。

はじめに、矩形断面の単柱模型(断面内法：15.4 mm×11.4 mm，部材長：44.55 mm)である文献 2) の供試体について荷重増分法による終局強度解析を実施し、実験結果を近似しうる解析条件の検討を行った。同時に、鋼断面の板厚を変化させたモデルについても解析を行い、鋼断面の充填コンクリートを拘束する効果についても検討を加えた。なお文献 2) では、鋼とコンクリートの全塑性モーメントを累加した強度により供試体の耐力をほぼ推定できるとの結論を得ているが、FEM によるパラメトリック解析は実施していない。

累加強度式が適用可能な部材断面寸法、鋼断面の板厚、コンクリート強度等の範囲および関係が不明なため、累加強度式にて補強設計を行った横梁実橋脚合成断面の終局強度解析を行い、設計上必要な耐荷力が得られることを確認した。

2. FEM 解析の概要

2-1 解析手法

解析プログラムは、充填コンクリートを考慮するため、汎用 FEM コードである MSC/NASTRAN を使用し、幾何学的非線形および材料非線形を考慮した 3 次元 FEM 解析とした。

横梁断面の終局強度を追跡するため、荷重載荷は漸増荷重を静的に載荷する荷重増分法を採用した。

2-2 解析モデル

解析モデルの一覧表を表-2. 1 に示す。

・節点数

モデル化の対象	文献 2) 供試体	実橋脚モデル
コンクリート断面	1090	-
鋼箱断面	442	397
合成断面	1135	1090

・使用要素

鋼材要素 : 3次元プレート要素
オフセットビーム要素

コンクリート：3次元ソリッド要素

・要素特性

応力-ひずみ関係は、文献 2) の供試体については実験結果、実橋脚モデルについては道路橋示方書によった。鋼材の材料非線形性はフォン・ミーゼスの降伏条件とした。コンクリートの材料非線形性はドラッグ・プラグ およびフォン・ミーゼスの降伏条件、非線形弾性の 3 種類について検討した。

・解析領域

供試体および横梁より取り出した部分モデルとする。供試体モデルは部材軸方向に断面変化しないため、基部より 1/3 を、実橋脚モデルは図-2. 1 に示す範囲をモデル化した。

・幾何学的非線形

幾何学的非線形は考慮した。

・境界条件

固定端は全節点を固定とした。自由端の鋼部材節点に剛梁要素を接続し、載荷荷重は剛梁要素が集中する節点に作用させた。

供試体モデルにはねじりモーメント、実橋脚モデルにはねじりモーメントのみ、および面内面外の 6 断面力を載荷したケースについて解析した。

・解析モデルケース

文献 2) の供試体(鋼板板厚 $t = 4.5$ mm)について、コンクリート単体、鋼断面、合成断面の 3 ケースを解析した。さらに、鋼板板厚の合成断面の耐力に対する影響を確認するため、鋼断面および合成断面に関しては、鋼板板厚 $t = 2.0$ mm の 2 ケースを追加して解析した。実橋脚断面については、鋼断面および合成断面について解析した。

・鋼板とコンクリートとの付着

コンクリートと鋼断面との接触面は完全に付着するものとし、鋼-コンクリート一体として扱った。

2-3 累加強度式によるねじり耐力

解析対象断面の全塑性ねじりモーメントを累加強度式により計算した結果を表-2. 2 に示す。横梁実断面には 6 断面力が作用するが、ねじりモーメントに対してのみ合成断面で抵抗するもの

表-2.1 解析モデル一覧表

解析モデル		鋼板板厚 t(mm)	コンクリートの材料非線形性のモデル化			載荷荷重		備考
			ドラッグ・プラグ	フォン・ミーゼス	非線形弾性	ねじりモーメントのみ	常時+漸増面外荷重	
文献2)の供試体	鋼単独	4.5	-	-	-	○	-	
	コンクリート単独	-	○	○	○	○	-	
	合成断面	4.5	○	○	○	○	-	
	鋼単独断面	2.0	-	-	-	○	-	板厚変化の効果確認用
	合成断面	2.0	○	○	○	○	-	
実橋脚断面	鋼単独	14.0	-	-	-	○	○	
	合成断面	14.0	○	○	-	-	○	

とし、他の断面力に対しては鋼断面のみで抵抗するものと仮定した。

3. 文献2)の供試体の解析

3-1 解析モデル

参考文献2)で実験結果が得られている供試体

について解析を行った。固定端付近をモデル化し、外周方向の高さ方向に10分割、幅方向に8分割した。また長さ方向は供試体の1/3程度にあたる178.2mmを10分割した。鋼材の応力-ひずみ関係を図-3.1に示す。応力-ひずみ関係は、参考文献2)の実測結果をもとに、初期弾性勾配を考慮して仮定した。

鋼材と同様に、コンクリートの材料定数も文献2)によった。コンクリートの材料非線形性のモデル化は、次の3条件とした。

(1) コンクリートの降伏条件をドラッグ・プラグ材料として取り扱う場合

圧縮強度 $\sigma_{ck} = 20.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 参考文献4) (P.313)より $m = \sigma_{ck} / \sigma_{tk}' = 4$ とする。よって、内部摩擦角： $\phi = 0.646 \text{ rad}$ 、粘着力： $C = 5.00$ の係数を採用した。

(2) コンクリートの降伏条件をフォン・ミーゼスの条件として取り扱う場合

相当応力度 σ_v が 0.98 N/mm^2 を超える場合、コンクリートが降伏条件を満たし非線形性を表わす。

弾塑性解析時の弾性係数およびせん断弾性係数は、その時点での相当応力度から、図-3.3より弾性係数をもとめ、その弾性係数よりせん断弾性係数を求めた。

(3) コンクリートを非線形弾性解析で扱う場合
コンクリートの応力-ひずみ曲線を、図-3.4に示すように圧縮に対しては 20.0 N/mm^2 まで

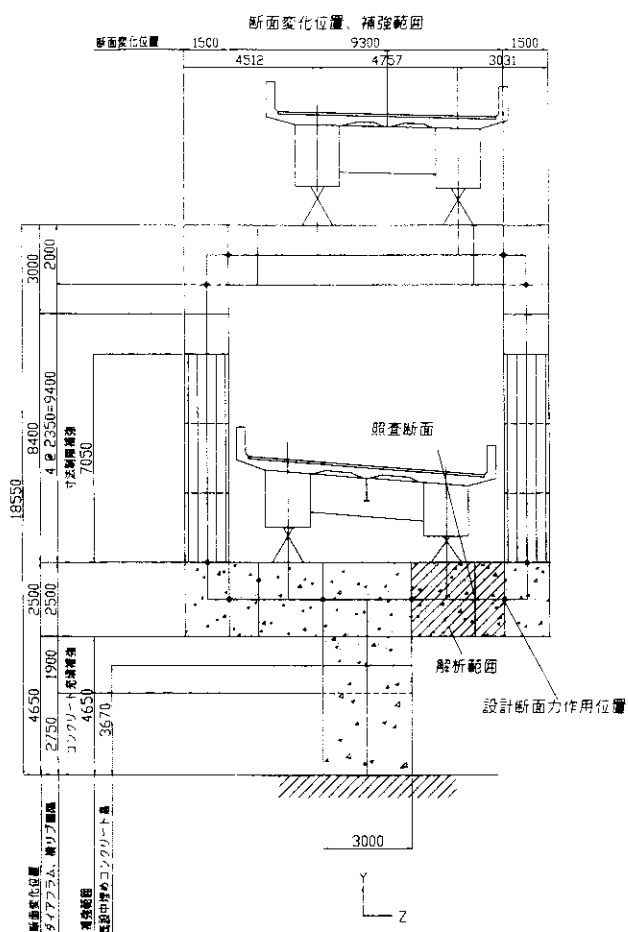


図-2.1 実橋脚モデルの解析範囲

表-2. 2 解析対象断面の全塑性ねじりモーメント

項 目		単位	文献2)の 供試体	実橋脚断面
断面形状			矩形	矩形
鋼材の降伏応力度	σ_{sy}	N/mm ²	274.6	353.0
鋼材のせん断降伏応力度	τ_{sy}	N/mm ²	158.5	203.8
ウェブ内側間隔(短辺)	ac	cm	11.4	200.0
フランジ内側間隔(長辺)	bc	cm	15.4	247.2
ウェブ板厚中心間距離	a	cm	11.85	201.4
フランジ板厚中心間距離	b	cm	15.85	248.6
ウェブ板厚	tw	cm	0.45	1.4
フランジ板厚	tf	cm	0.45	1.4
コンクリートの設計基準強度	σ_{ck}	N/mm ²	20.0	15.7
充填コンクリートのせん断強度	$\tau_{yc} = \sigma_{ck}/2$	N/mm ²	10.0	7.8
鋼材のポアソン比	μ_s		0.294	0.300
コンクリートのポアソン比	μ_c		0.190	0.170
鋼材の弾性係数	E_s	N/mm ²	1.95 E 5	2.06 E 5
コンクリートの弾性係数	E_c	N/mm ²	2.05 E 4	2.06 E 4
鋼材のせん断弾性係数	$G_s = E_s / (2(1 + \mu_s))$	N/mm ²	7.54 E 4	7.94 E 4
コンクリートのせん断弾性係数	$G_c = E_c / (2(1 + \mu_c))$	N/mm ²	8.61 E 3	8.82 E 3
鋼材の純ねじり定数	K_s	cm ⁴	1146	1.45 E 07
コンクリートの純ねじり定数	K_c	cm ⁴	4157	3.37 E 08
合成断面の有効ねじり剛度	$GK = G_s K_s + G_c K_c$	N・cm ²	1.222 E 10	4.127 E 14
鉛直せん断力による鋼断面のせん断応力度	$\tau_v = S_y / A_w$	N/mm ²	0	62.8
鋼断面の全塑性ねじりモーメント	$T_{ps} = 2(\tau_{sy} - \tau_v) ac \cdot bc \cdot t_{min}$	kN・m	26.8	19530
コンクリート断面の全塑性ねじりモーメント	$T_{pc} = ac^2(3bc - ac) \tau_{yc} / 6$	kN・m	7.6	28330
合成断面の全塑性ねじりモーメント	$T_{psc} = T_{ps} + T_{pc}$	kN・m	34.3	47860
合成断面降伏ねじり率	$\phi_{sc} = T_{psc} / GK$	rad/cm	2.810 E-4	1.161 E-5

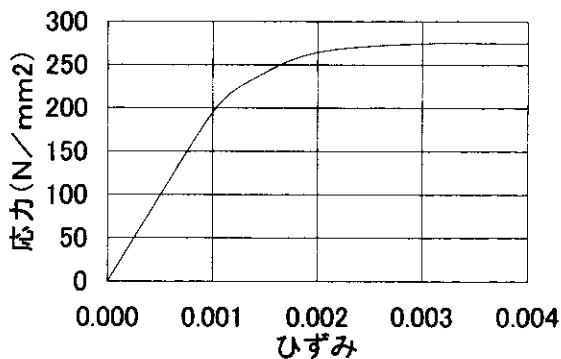


図-3. 1 鋼材の応力-ひずみ曲線

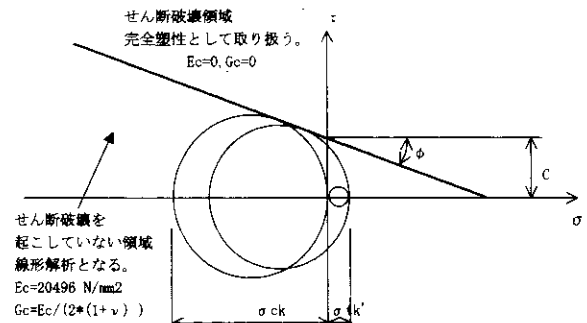


図3. 2 ドラッグ・プラグの降伏条件

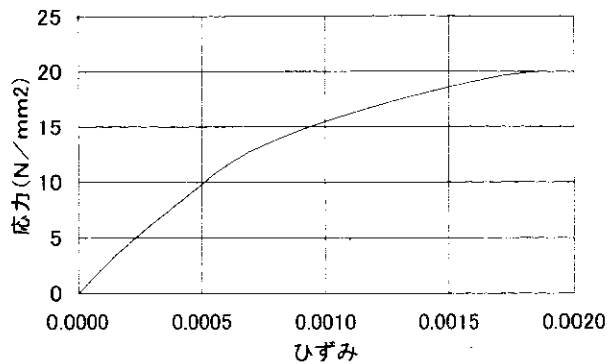


図-3.3 フォン・ミーゼスでのコンクリートの応力-ひずみ曲線

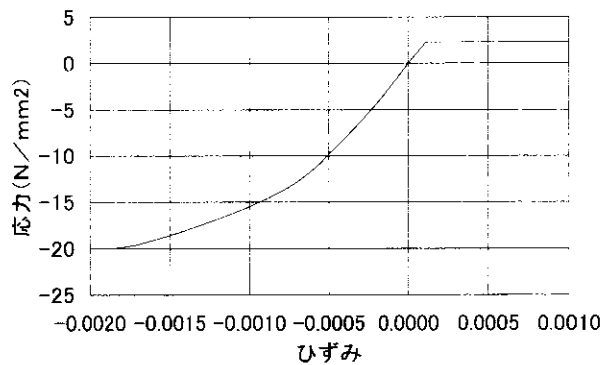


図 3.4 非線形弾性解析でのコンクリートの応力-ひずみ曲線

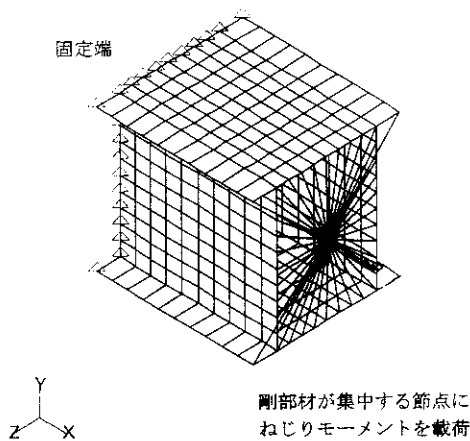


図-3.5 拘束条件

非線形で評価し、引張に対しては 2.28 N/mm^2 を強度の上限値とした。

3-2 荷重載荷

図-3.5に示すように一方の端部を固定した片持ち梁に対して、ねじりモーメントを作用させた。固定端側の節点は6自由度を固定している。自由端側の断面中心に節点を設け、その節点と鋼

材自由端側の節点とを剛部材で結合し、中央節点に作用させた。

コンクリート断面、鋼断面、合成断面の3断面に合成断面の全塑性ねじりモーメント $T_{psc} = 34.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ に相当する荷重を漸増載荷した。

3-3 合成断面のねじり耐力

合成断面のねじりモーメント-ねじり率の関係を、図-3.6~3.8に示す。解析結果は、鋼板厚 4.5 mm のコンクリート充填合成断面の全塑性モーメントで無次元化している。

コンクリートの応力-ひずみ関係および降伏条件の設定方法による供試体合成断面の耐力の差異はつぎのとおりである。

(1) ドラッグ・プラグの降伏条件を採用した場合(図-3.6参照)耐力は、変形が大きくなるとともに累加ねじり耐力を上回り漸増する。これは、コンクリートに鋼断面による拘束効果が生じているためと考えられる。

(2) フォン・ミーゼスの降伏条件を採用した場合(図-3.7参照)、累加強度に近い耐力を示している。但し、変形量が大きくなっても、鋼断面による拘束効果による充填コンクリートの耐力上昇は観られない。本来、等方性延性材料の降伏条件であるフォン・ミーゼスの降伏条件が累加強度による耐力とよく一致する理由は、鋼板に拘束されることにより、コンクリートが延性材料と同様の挙動をすることが考えられる。

(3) 非線形弾性の場合(図-3.8参照)、引張に対する破壊効果が評価されるため、引張破壊によるコンクリートの剛性低下が生じ、累加強度式より低い耐力評価となる。これはFEM解析モデルでは、コンクリートが鋼断面に拘束されていることにより、ひび割れ面の粗骨材がクサビとして働きせん断力が伝達できることを評価していないことが原因である。ひび割れ面に沿ったせん断力の伝達を評価できるモデル化が可能となれば、この応力-ひずみ関係が最も累加強度式を正しく評価できるものと考えられる。

図-3.9は、合成断面における充填コンクリートの耐力 T_{ac} を T_{psc} で無次元化して比較した

ものである。充填コンクリートに作用するねじりモーメント T_{ac} は、
ここに、
次式で計算した。

$$T_{ac} = T_{asc} - T_{as} \quad (\text{式-1})$$

T_{asc} : 合成断面の解析における作用ねじりモーメント

T_{as} : 鋼単独断面の解析における作用ねじりモーメント

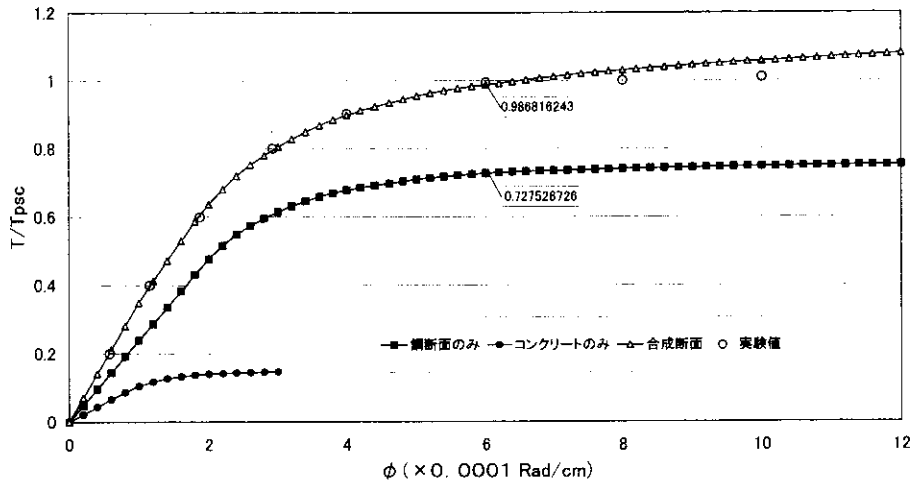


図-3. 6 ねじりモーメント-ねじり率関係 (ドラッグ・プラグ)

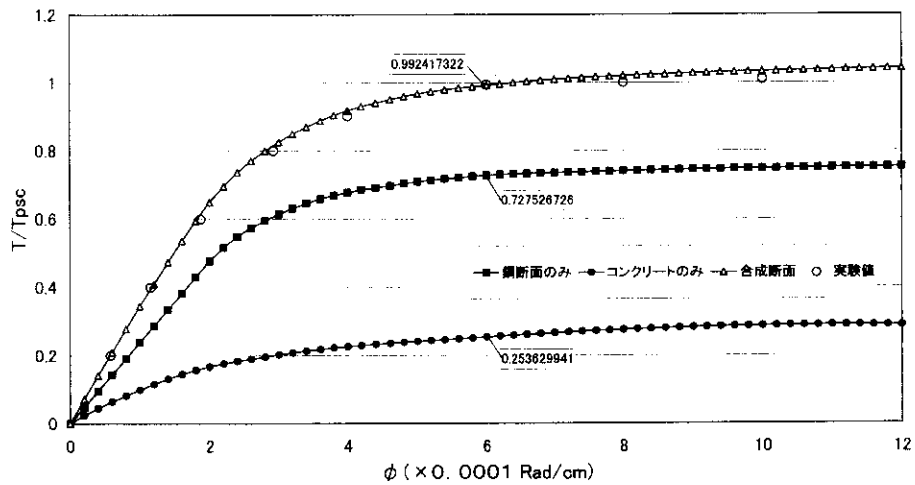


図-3. 7 ねじりモーメント-ねじり率関係 (フォン・ミーゼス)

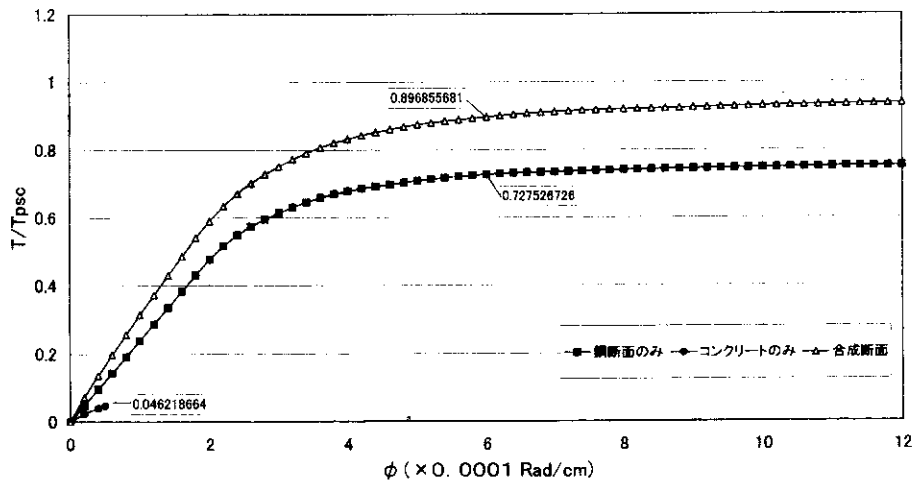


図-3. 8 ねじりモーメント-ねじり率関係 (非線形弾性)

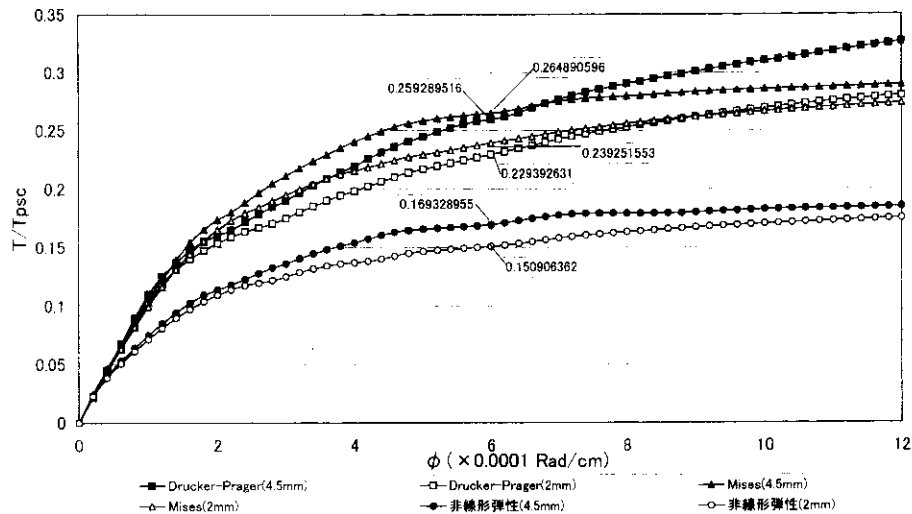


図-3.9 充填コンクリートのねじりモーメント-ねじり率

用ねじりモーメント

鋼断面の板厚 $t=2.0\text{ mm}$ の場合、充填コンクリートの耐力は、いずれの条件の場合も $t=4.5\text{ mm}$ の場合を下まわり、鋼断面によるコンクリートの拘束効果が小さくなるほど、コンクリート耐力も低下する傾向にあることが判明した。

3-4 合成断面の応力度

プレート要素の応力の記号と符号を図-3.10に示す。図-3.11は、充填コンクリートの σ_y (コンクリート表面の垂直応力) を示すが、鋼断面のフランジ面にコンクリートより圧力が作用していることが判る。図-3.12は鋼断面フランジ面の垂直応力度 σ_x を、同じく図-3.13は σ_y を示す。ここで、プレート要素の応力は、表および裏の要素表面応力を平均して計算した、膜応力を示す。図-3.11~図-3.13はいずれも、終局状態での (ねじり率 $\phi=0.0006\text{ rad/cm}$) での応力であり、コンクリートの材料非線形条件はドラッグ・プラグである。鋼断面フランジの応力はコンクリート充填前の鋼断面のみの場合も示している。

部材軸直角方向の応力 σ_x は、鋼断面のみの場合は、フランジは純せん断応力状態となるためほとんど発生していないが、合成断面では、 59 N/mm^2 とかなり高い応力が発生している。これは、充填コンクリートが膨張することあるいは、ずれ

ることを、鋼断面が阻止していることによるものと思われる。この垂直応力により鋼断面の耐力が低下し、鋼断面板厚の薄い場合は、見かけ上の充填コンクリートの耐力が低下するものと考えられる。

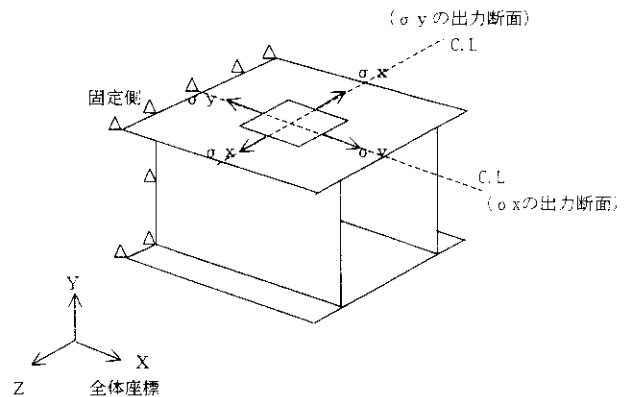


図-3.10 プレート要素の正方向の応力度

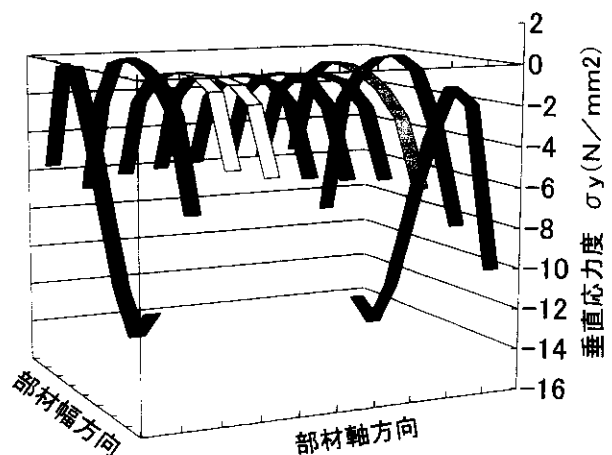


図-3.11 コンクリート表面の σ_y

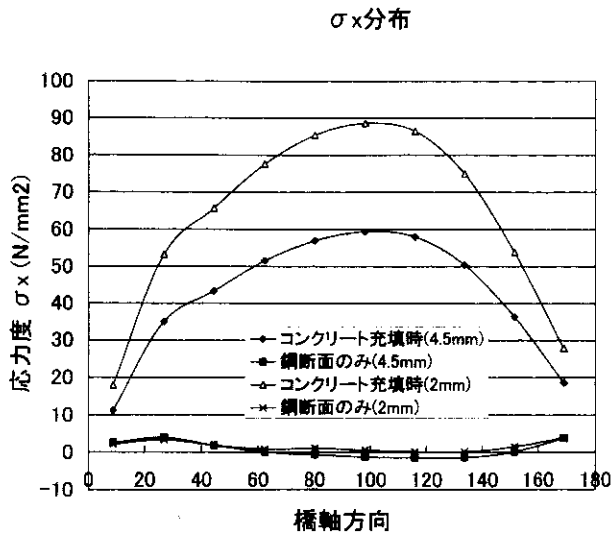


図-3.12 鋼断面 Flg.の垂直応力度 σ_x

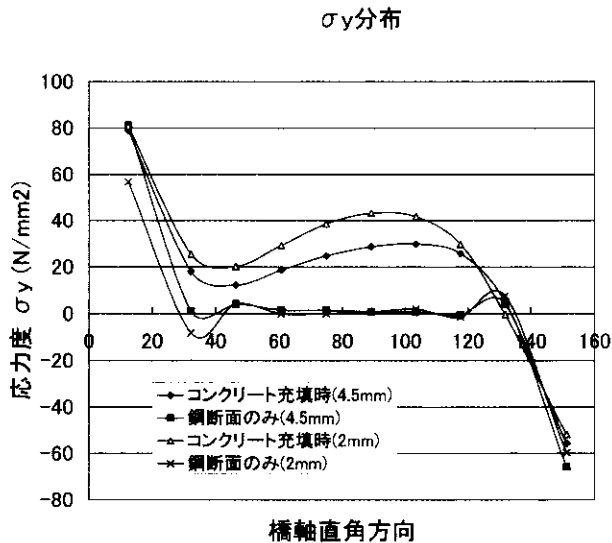


図-3.13 鋼断面 Flg.の垂直応力度 σ_y

4. 横梁実橋断面の解析

4-1 解析モデル

図-2.1で示された解析範囲について、モデル化した。リブは線材のオフセットビーム要素としてモデル化しており、リブに作用する側圧は評価していない。解析領域の横梁鋼断面の要素分割を図-4.1に、断面構成を表-4.1に示す。

鋼、コンクリートとも応力-ひずみ関係は、道路橋示方書⁵⁾によった。鋼材は完全バイリニア型とし、コンクリートの材料非線型性のモデル化は次の2条件とした。

(1) コンクリートの降伏条件をドラッグ・ブラッカ材料として取り扱う場合

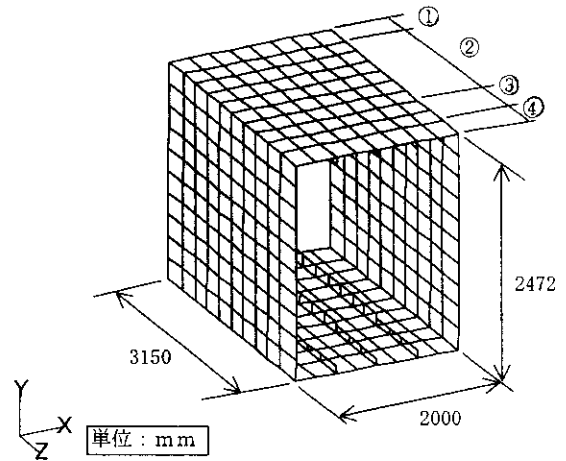


図-4.1 鋼断面のFEMモデル

表-4.1 横梁の断面構成

区間	①	②	③	④	単位
長さ	350	6@300	2@300	400	mm
腹板厚	30	30	14	14	mm
材質	SM 570	SM 570	SM 490 Y	SM 490 Y	
降伏応力	451	451	353	353	N/mm ²
フランジ厚	34	34	14	14	mm
材質	SM 570	SM 570	SM 490 Y	SM 490 Y	
降伏応力	451	451	353	353	N/mm ²

圧縮強度 $\sigma_{ck} = 13.3 \text{ N/mm}^2$ (参考文献 4) (P.313)より $m = \sigma_{ck} / \sigma_{tk}' = 4$ とする。よって、内部摩擦角: $\phi = 0.646 \text{ rad}$, 粘着力: $C = 3.33$ の係数を採用した。

(2) コンクリートの降伏条件をフォン・ミーゼスとして取り扱う場合

4-2 荷重載荷

図-4.2に示すように、一方の端部を固定した片持ち梁に対して、断面力を作用させた。荷重は、ねじりモーメントのみを載荷したケースと、ラーメンの非線形動的解析より得られた横梁端部の断面力を載荷した場合の2ケースを解析した。

(CASE 1)

ねじりモーメントのみ $T = 29420 \text{ kN} \cdot \text{m}$

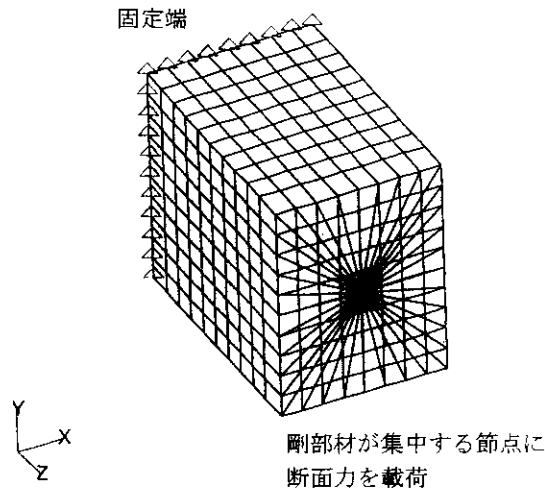


図-4. 2 拘束条件

(CASE-2)

右側横梁端断面力を2段階に分けて載荷した。初めに面内断面力を静的に載荷した後、面外断面力を荷重増分法で載荷した。

・面内断面力

常時面内曲げモーメント $M_y = 7490 \text{ kN} \cdot \text{m}$

常時面内せん断力 $S_y = 4340 \text{ kN}$

・面外断面力

地震時ねじりモーメント $T_d = 30500 \text{ kN} \cdot \text{m}$

地震時面外せん断力 $S_{dz} = 2890 \text{ kN}$

地震時面外曲げモーメント $M_{dz} = 2980 \text{ kN} \cdot \text{m}$

4-3 鋼断面のねじりモーメント-ねじり率関係

実橋モデルの載荷点に $T = 29420 \text{ kN} \cdot \text{m}$ の単純ねじりを載荷した場合の、補強前鋼断面のねじりモーメント-ねじり率関係を図-4. 3に示す。図-4. 3より、載荷荷重の0.959倍すなわち $28210 \text{ kN} \cdot \text{m}$ で板厚14mmの薄板部分が局部座

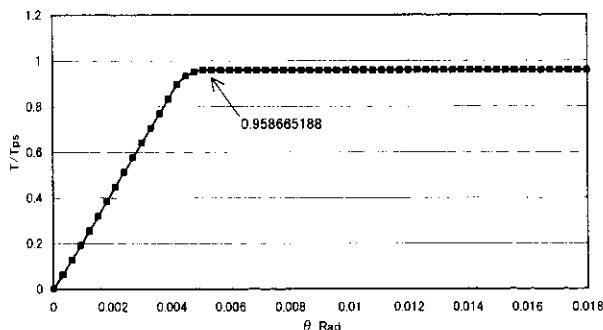


図-4. 3 鋼断面のみのねじりモーメント-ねじり率

屈が発生して照査断面力に到達する以前に終局耐力となることが判明した。

4-4 コンクリート充填補強された横梁の耐力

コンクリート充填補強された横梁の荷重載荷点での回転変形量と耐力の関係を図-4. 4に示す。図-4. 4の縦軸は、載荷荷重を常時荷重から地震時荷重×安全倍率の荷重増分解析を行った結果の安全率を示している。安全率1は常時荷重+地震時荷重が載荷された状態を示す。図-4. 4より、地震時荷重の1.5倍あたりでドラッグ・ブラックおよびフォンミーゼス共、変形が急増している。したがって、コンクリート充填補強により、作用断面力の1.5倍程度のねじり耐力が確保できることが明らかになった。

図4-4で、鋼断面のみの場合は、補強前の鋼断面の解析結果を示すが、作用断面力の0.7倍程度で座屈している。

解析で使用した鋼材およびコンクリートの応力-ひずみ関係は、道示IIIコンクリート橋編⁵⁾(図-2.2.2, 図-2.2.3)を使用しており、コンクリートの強度は $0.85 \sigma_{ck}$ を上限値としていることも考慮すれば、コンクリート充填により橋軸方向地震に十分耐えることのできる補強が可能であると判断できる。

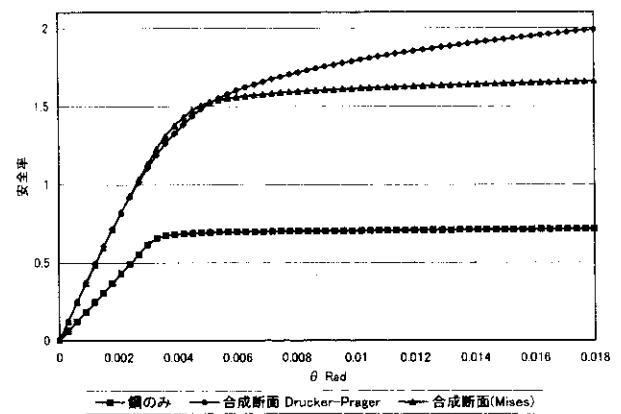


図-4. 4 合成断面横梁の耐力

5. まとめ

本論文では、鋼製箱断面にコンクリートを充填した合成断面の終局ねじり強度が累加強度式によ

り推定できること、および累加強度式により補強設計を行った実橋脚断面の耐力が必要耐力以上となることを明らかにすることを目的として実施した、非線形 FEM 解析による、ねじり耐力の解析結果についてとりまとめた。本研究にて実施した、非線形 FEM 解析およびその結果の検討により得られた結論をまとめると次のようになる。

- (1) 充填コンクリートの材料非線形条件として、等方性材料の降伏条件であるフォンミーゼスの条件とした場合、累加強度式による合成断面のねじり耐力を比較的良く近似できる。
- (2) 鋼断面の板厚を変化させた場合の解析より、板厚が薄い場合、充填コンクリートのねじり耐力が低下する。
- (3) 合成断面では、鋼断面が充填コンクリートを拘束することによるものと考えられる垂直応力が鋼断面に発生し、この結果、累加強度が低下する。
- (4) コンクリート充填補強後の横梁実橋脚断面の終局強度解析より、コンクリート充填補強後は、ラーメンの非線形動的解析から得られた作用断面力の 1.5 倍程度の耐荷力となることが明らかになった。

参考文献

- 1) 合成柱研究会：合成橋脚とその計算例・解説，現代理工学出版，平成 4 年 7 月。
- 2) 北田俊行，中井博，才村幸生，神崎昭雅：コンクリートを充填した鋼製箱形断面部材の終局ねじりモーメントに関する実験的研究，土木学会論文集，1991.10。
- 3) 中井博，北田俊行，吉川紀，村上脩二，桜木洋一：曲げとねじりを受けるコンクリート充填円形断面鋼管の実験的研究，土木学会論文集 I，1999. 1。
- 4) W.F.Chen 著，色部，河角，安達監訳：コンクリート構造物の塑性解析，丸善，昭和 60 年。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，平成 8 年 12 月。