

鋼材付加による鋼トラス部材の耐震補強構造の検討

道菅裕一¹・鈴木政直²・岩本 司³・金治英貞⁴・石橋照久⁵

^{1,2}正会員 工修 石川島播磨重工業株式会社 橋梁事業部 設計部（〒541-0053 大阪市中央区本町4-2-12）

³正会員 株式会社イスマック 関西支店 橋梁技術2部（〒541-0053 大阪市中央区本町4-2-12）

^{4,5}正会員 工修 阪神高速道路公団 大阪建設局建設企画部設計課（〒559-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16）

1. まえがき

鋼上部工において、主部材を構成する鋼板が疲労亀裂・変形・腐食をおこした場合、損傷部位に鋼板を当てがい高力ボルトで接合する方法は、一般的に施工される補修工法である¹⁾。しかしこれらの補修・補強関連の資料は、損傷状況の説明、施工記録、工法の説明にとどまっているものが多く、補修方法の採用理由・細部設計まで言及した物は少ない。

一方、1995年の兵庫県南部地震を契機に耐震設計基準が見直され、それにともない既設橋梁においても耐震補強工事が施工されている。一般的な鋼上部工における耐震補強は、支承取替・耐震連結装置の設置および取替が主な工種である。これは橋梁形式の過半数を占めるプレートガーターの主桁が、地震時に発生する断面力の影響を、支承付近を除いて、直接受けにくいためである。一方、軸力部材で構成されるトラス橋は、地震時に発生する断面力の影響を主部材が直接受けやすいと考えられる。死荷重比率の高い長大橋では、特にその影響は顕著である。したがって、長大トラス橋における耐震設計では必然

的に主部材の耐震補強が必要となる。

この場合、補修工法で事例のある部材断面に当て板を添え、断面増により耐荷力の増大を図る補強方法が有効であると考えられる。本稿では、港大橋耐震補強工事において、当て板による耐震補強を検討したので、本工事の耐震設計方針の概要とともに報告する。

2. 橋梁概要

港大橋は橋長980m（側径間235m＋中央径間510m＋側径間235m）のゲルバートラス橋である。大阪南港と大阪市街を結ぶ4号湾岸線とともに、湾岸線の本線を構成するため、上下2層のダブルデッキとなっている。桁下空間は50m以上の空間が確保され、大型コンテナ船の航行が可能である。死荷重軽減のため、日本で初めて超高張力鋼材70キロ級、80キロ級を本格的に採用し、総重量は約45,000トンとなっている。工事着工は1970年で、工事竣工は1974年である。ゲルバートラス橋としては、世界第3位の規模である。図-1に橋梁一般図を示す。

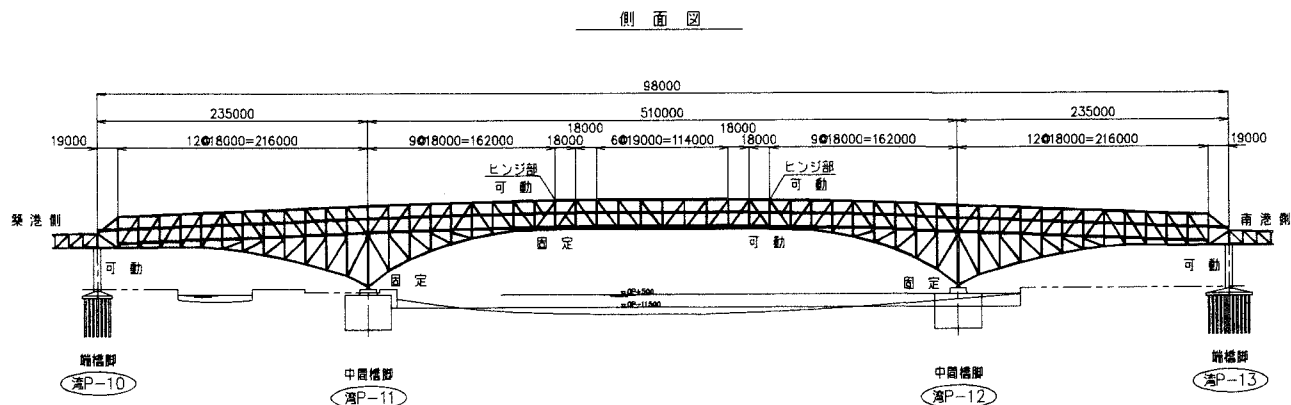


図-1 橋梁一般図

3. 耐震設計方針の概要

(1) 建設当時における耐震設計

ゲルバートラス橋は、長大橋の橋梁形式として使用され、特に地盤強度の関係から、吊り橋のアンカレッジがとれない場合にも採用される。世界の長大ゲルバートラス橋としては、カナダのQuebec橋（549m）、イギリスのForce橋（521m）など500mを超えるものがあるが、耐震上の考慮が払われたものは少ない。

わが国で建設された港大橋は、もちろん耐震上の考慮が払われねばならない。港大橋は、道路橋示方書耐震設計編が出版される以前の設計であるが、その重要性から動的影響を十分考慮された耐震設計がなされている^{2),3)}。本橋の基本震度は0.25と定められているが、一般の耐震設計で行われるように（設計震度×自重）を水平力とする設計では、スパン中央点での水平方向変位は、地震による地動変位よりかなり大きい値となる。これは長周期構造物は地震変位に対して設計すべきである点と矛盾し、動的な振動特性を考慮した設計が必要であることを意味する。

しかし当時の解析能力では、実橋に忠実な動的立体解析モデルを構築することは困難であり、仮にモデル化が可能だったとしても、実際の設計に用いることは非常に煩雑であった。したがって、動的応答解析を行い、震度分布をそれぞれの区間で算出し、再度、静的な解析で断面力を算出する、修正震度法が採用された。振動応答解析については、縮尺の全体模型による振動実験などで、妥当性の確認を行っている。図-2は建設時に用いられた下弦材の設計断面力について死活荷重と地震荷重を比較したものである。地震力により決定されている部材は、支点付近のみであることがわかる。

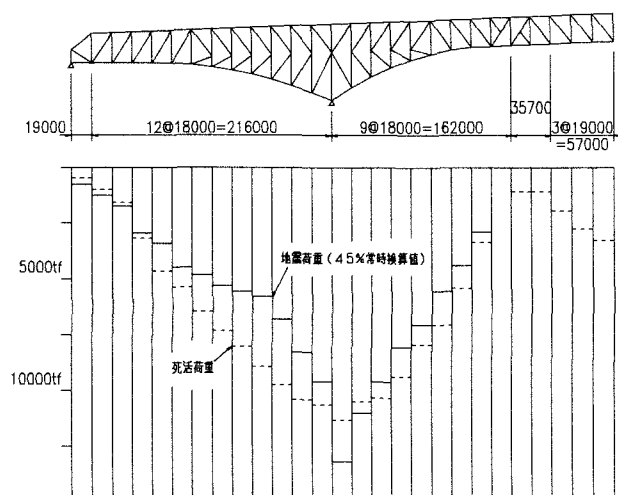


図-2 下弦材の設計に用いられた力

建設当時の耐震設計で用いられた想定地震動の最大加速度は250galであった。しかしながら、1995年の「兵庫県南部地震」では、神戸海洋気象台で最大加速度818galが観測され、港大橋でも床組の支承や、床組間の耐震連結装置に多くの損傷が発生した。このことから、レベル2地震動に対しての耐震補強が急務となっている。

(2) 港大橋耐震補強工事の耐震設計

港大橋の耐震設計に用いるレベル2の設計地震動は、タイプⅠとして南海・東南海地震動、タイプⅡとして上町断層系地震を想定した⁴⁾。特に上町断層系地震においては、橋軸方向地震波・橋軸直角方向地震波・鉛直方向地震波の3種類の時刻歴波形を用いた。通常の動的応答解析では、水平方向地震動は対象構造物に最も影響のある方向にのみ作用させることが一般的である。しかしながら、港大橋の耐震設計では、全ての成分の影響が無視できない場合があるため、3成分同時入力によって解析を行った。また入力地震波は、地震波の到達速度を考慮しP10～P13橋脚において、それぞれ位相差をもって入力している。解析モデルは、港大橋全体及び橋脚をモデル化した。材料特性は、一般部材は弾性体として、塑性化を許容する座屈拘束ブレースのみバイリニア特性としている。解析ソフトはABAQUSを使用し、別途同様の条件で解析されたTDAPⅢによる応答値と比較し、妥当性の確認を行った。以上の方法により、動的解析を行い部材に作用する断面力を算出し、地震時の部材健全性を確認し補強必要箇所を特定した。

(3) 要求性能の設定

地震時のリスクとライフサイクルコストを考慮した合理的な耐震補強を行う上で、対象構造物の要求性能を定めることは、部材照査の基本となる。

表-1 耐震補強の目標

部位	要求機能	要求性能	照査方針
主構 (下弦材・上弦材・主桁斜材・鉛直材)	曲げと圧縮を受ける部材	部材は損傷せず、被災後に補修・補強を必要としない。	弾性要素として発生断面力を算定し、部材としては線形変位することを確認する。
	引張を受ける部材	部材は損傷せず、被災後に補修・補強を必要としない。	弾性要素として発生断面力を算定し、部材としては線形変位することを確認する。
2次部材 (対橋横構など)	曲げと圧縮を受ける部材	構造系の耐力力を保持できる範囲内で部材の降伏や座屈を許容する。	弾性要素として一次照査し、降伏する部材については、非線形要素として応答ひずみを評価する。
	曲げを受ける部材	構造系の耐力力を保持できる範囲内で部材の降伏を許容する。	弾性要素として一次照査し、降伏する部材については、非線形要素として応答ひずみを評価する。

港大橋においては、表-1に示す耐震性能が設定された。ここに主構部材とは、鉛直力である死活荷重

を主に負担する部材とし、上下弦材・斜材・鉛直材等を示す。

主構部材に対しては、若干の塑性化を許容するが、部材の挙動としては、ほぼ弾性であることを期待するため、部材に靱性や塑性変形能力によるエネルギー吸収を目的とする設計とは異なる。

港大橋耐震補強工事の主たる方針は、床組免震化と座屈拘束ブレースで地震応答を低減することである。しかしながら、応答低減対策のみでは全ての部材を許容値内に制御することは困難であり、解析結果の応答値に対して部材照査を実施した結果、発生応力が許容値を超過する部材に対しては必要に応じて部材の補強を行わなければならない。

4. 部材耐荷力

地震時に発生する部材軸方向力と曲げを同時に受けるトラス部材では、応力の照査と安定の照査を行う必要がある。また柱部材の耐荷力は、部材特性の他、作用断面力の構成比率にも影響を受ける。したがって時刻歴で算出される断面力に対して同時性を考慮した設計を行う必要があり、素材特性・部材特性・断面力特性の3つの影響を加味した、耐荷力を表す指標が必要となる。そこで、道路橋示方書⁵⁾に準じて以下に耐荷力を判定する値を設定した。

(1) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

柱部材の軸方向力に対する耐荷力は、素材特性と部材特性の二つの要因が影響する。素材特性は部材を構成する材料の力学的特性に他ならないが、部材特性については様々な因子が付随する。部材特性の代表的な因子としては、次の物があげられる。

- ・ 部材長／部材剛性／部材断面積
- ・ 部材端の支持（固定）条件
- ・ 初期不整／残留応力
- ・ 断面形状／製造過程

したがって、細長比が等しい部材であっても断面形状の違いで部材の耐荷力は異なる。

道路橋示方書ではこれらを勘案し、局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を、圧縮部材の不完全性を考慮した耐荷力曲線に基づいて定めている。この耐荷力曲線は、設計の簡略化を図るため、様々な断面形状の耐荷力曲線の内、ほぼ下限値に相当する曲線としている。

港大橋の部材耐荷力判定では、主構部材は全て箱断面であることを考慮し、より適切な耐荷力判定を行うため、ECCS（ヨーロッパ鋼構造協会）曲線の中

で溶接箱桁断面の耐荷力曲線を採用した。図-3に、それぞれ道路橋示方書とECCS曲線の関係を示す。

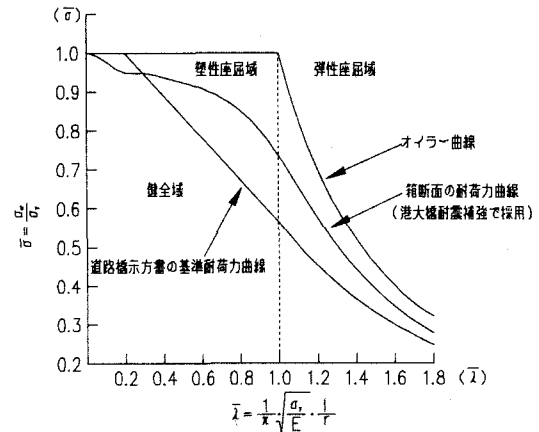


図-3 基準耐荷力曲線

溶接箱桁の基準耐荷力曲線は次に算出される⁶⁾。

($\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0$) の場合、

$$\sigma_{cag} = F_u \times \left\{ 1 - (1 - \phi_c) \times \frac{\bar{\lambda}}{\bar{\lambda}_0} \right\} \quad (\text{式4.1})$$

($\bar{\lambda} > \bar{\lambda}_0$) の場合、

$$\sigma_{cag} = F_u \times \left\{ \frac{\phi_c}{2\bar{\lambda}^2} \times (\beta - \sqrt{\beta^2 - 4\bar{\lambda}^2}) \right\} \quad (\text{式4.2})$$

$$\text{ただし、} \beta = 1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2 \quad (\text{式4.3})$$

ここに、

- σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない軸方向応力度
- F_u : 設計基準降伏応力度
- ϕ_c : 圧縮部材の部材強度係数
(溶接箱桁=0.957)
- λ : 細長比パラメータ
- λ_0 : 限界細長比パラメータ (=0.2)
- α : 初期不整係数 (溶接箱桁=0.089)

(2) 耐荷力の判定式

耐荷力を表す指標は、道路橋示方書の軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査式に準じて設定した。ただし照査対象部材は全て箱断面であるため、横倒れ座屈による耐力の低下は考慮していない。また、局部座屈に対する許容応力の算出は道路橋示方書と同等とするが、安全率は考慮せず $\sigma_{cal} = \sigma_{cr}$ とした。以下に耐荷力の判定式を示す。

(軸方向力が引張の場合)

$$S_{t1} = \frac{\sigma_t + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz}}{\sigma_y} \quad (\text{式4.1})$$

(軸方向力が圧縮の場合)

$$S_{c1} = \frac{\sigma_c}{\sigma_{cag} \cdot \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_y}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_y \cdot \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_y \cdot \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \quad (\text{式4.2})$$

$$S_{c2} = \frac{\sigma_c}{\sigma_{cal}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{cal} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{cal} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \quad (\text{式4.3})$$

5. 補強必要箇所の選定

(1) 耐荷力判定値の許容値

要求性能に相当する、部材縁部の一部塑性を許容し、部材としてはほぼ弾性的な挙動を期待する設計は、発生応力と許容応力の比較では困難である。したがって先に記載した、耐荷力の指標となる判定値に1.0以上の許容値を設定し、判定値の比較を行うことで部材の安定を照査する設計手法とした。

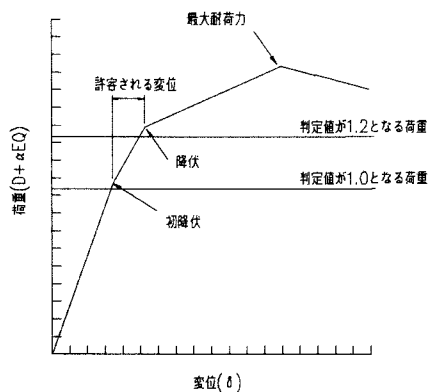


図-4 弾塑性解析による荷重-変位曲線

許容する判定値の算出は、あらかじめ判定値が1.0以上となる部材数種類について弾塑性有限要素解析を実施し、荷重-変位曲線から判断することで行った。表-2に実施した弾塑性有限要素解析のモデルの特徴を示す。図-4は、弾塑性有限要素解析結果の代表例の荷重-変位曲線である。断面力の構成比率や、部材特性にも左右されるが、最大耐荷力における荷重での判定値は1.4~1.6程度であった。

また、ほぼ弾性域と判断される荷重での判定値は全て1.2以上であることが確認されたため、要求性能に相当する判定値を、1.2と設定して、補強必要箇所の選定を行った。

弾塑性有限要素解析は、数種類の断面に対して、断面力の構成比率をパラメトリックに実施したが、ここでは詳しい説明は省略する。

表-2 弾塑性解析モデルの特徴

項目	特徴
材料特性	・降伏点で塑性する
支点条件	・構造（全体骨組による）バネを考慮 ・部材端（ガセット）バネを考慮
初期不整	・部材全体に対してL/2000 ・局部パネルに対してB/150
残留応力	・縦リブ溶接部、ウェブ×フランジ溶接部に考慮

(2) 補強対象部材

時刻歴地震波形を入力波として実施した、動的応答解析にて算出される応答値（断面力）に対して、同時性を考慮した判定値を算出した。その結果判定値が1.2を超過した部材の配置を図-5に示す。部材が変断面の場合は、全ての断面で判定値を算出し断面毎に補強の必要性を判断した。

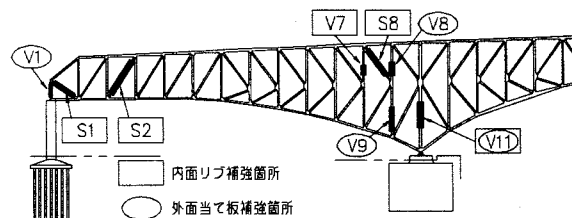


図-5 鉛直材・斜材の部材補強箇所

6. 補強部材の設計

(1) 補強方法の選定

補強方法の選定は、図-6に示すフローにて行った。

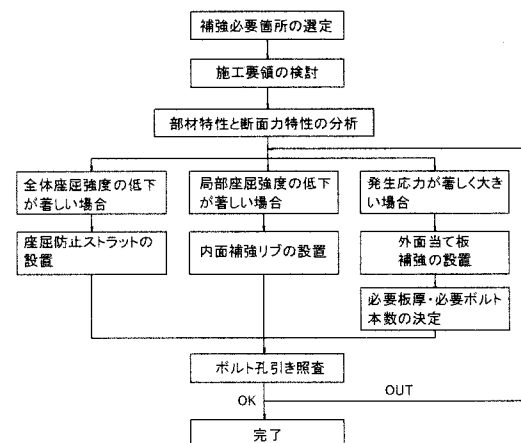


図-6 補強方法の選定フロー

耐荷力の判定値を下げるためには、 σ_{cag} （全体座屈）・ σ_{cal} （局部座屈）で表される部材の耐荷力を向上させる方法と、 $\sigma_c \cdot \sigma_{bcy} \cdot \sigma_{bcz}$ で表される発生応力を低減させる方法がある。どちらが有効であるかは、補強対象部材毎にその部材特性・断面力の構成比率を勘案し決定する必要がある。加えて、補強部材の連続性が確保できる様に既設部材の状況確認

や、施工上の制約を設計段階で十分に検討を行い、補強方法の選定に反映させる必要がある。

部材補強方法には、①内面補強リブ設置による耐力増強と、②外面当て板補強による発生応力のバイパスの、2種類の補強方法を採用した。座屈防止ストラットは、柱部材の全体座屈強度を増加させるため、トラス骨組の中に分格点を設け部材の座屈長を短くする工法である。港大橋でも座屈防止ストラットを採用したが、ここでは詳しい説明は省略する。

表-3 補強必要部材の耐力性状

		S2部材							(応力単位: N/mm ²)		
		部材耐力							発生応力		
		σ_{eog}	σ_{ed}	σ_y	λ	RR	RL	RF	σ_N	σ_{My}	σ_{Mz}
フランジ側(Y軸)		248	174	315	0.73	0.95	-	0.95			
ウェブ側(Z軸)		248	61	315	0.92	1.60	-	1.60	76	1	14

		V8部材							(応力単位: N/mm ²)		
		部材耐力							発生応力		
		σ_{eog}	σ_{ed}	σ_y	λ	RR	RL	RF	σ_N	σ_{My}	σ_{Mz}
フランジ側(Y軸)		223	225	235	0.22	0.54	0.55	0.51			
ウェブ側(Z軸)		223	190	235	0.30	0.69	0.55	0.62	101	264	13

表-3に補強必要箇所の耐力と発生応力を示す。S2部材は、発生応力は低いが局部座屈強度が極端に低いため、ウェブ側の局部座屈強度を向上させる補強が望ましいことがわかる。一方V8部材は、座屈による耐力の低下は無いが発生応力が大きいため、当て板補強による発生応力の低減が必要と判断される。V8における断面力構成を見ると M_y が大きいため、フランジ側の当て板が有効であると判断されるが、事前の施工性の調査でフランジ側に横桁仕口が有り、当て板補強が困難であったため、ウェブ側に当て板を行った。

(2) 内面補強リブの設置

鋼橋の部材は鋼板で構成された薄肉断面部材である。一般に引張応力に対して大きな靱性を発揮する鋼材も、座屈現象においてはそのような特徴を発揮できない。すなわち、圧縮力に対して鋼橋の部材はその断面性能を最大限発揮する以前に、座屈現象により耐力を低下させてしまう。

したが、座屈現象を防止すれば、鋼橋の部材の耐力は増大することになる。この座屈現象の防止を目的として設置する補強が、内面補強リブである。

内面補強リブの設置は、部材を構成する鋼板の局部座屈耐力の増大につながる。ただし、一般的に鋼桁の箱断面の中には横リブ・ダイアフラムが配置されているため、縦方向の連続を図るといわずに構造が複雑となる。したが、内面補強リブは耐荷断面として考慮せず、部材剛度・部材断面積に含め無いものとした。よって内面補強リブでは σ_{ed} のみ

を改善させることとなる。

この補強方法は、既設部材自体の耐力を向上させるため、発生応力を補強部材に伝達させる必要が無い。したが、構造が単純で、取付用の高力ボルト本数が少ない利点がある。引張力にて設計された部材が、地震時にのみ圧縮断面力を受ける場合は、特に内面補強リブが有効である。

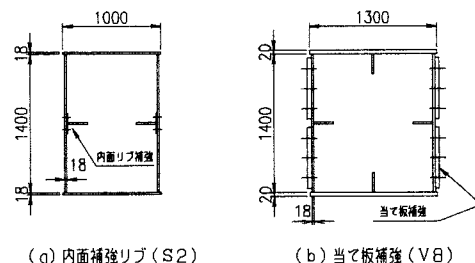


図-7 部材補強方法

(3) 外面当て板補強

地震時に非常に大きい断面力が発生する部材は、既設部材の断面のみで抵抗するには限界がある。これらの部材に対しては、新たに補強部材を添架し、補強部材と既設部材で補完しあって応答値に抵抗させるものとした。このような補強方法では、部材断面に補強板を添え、断面増により部材耐力の増大を図る方法を採用した。図-7にそれぞれ部材補強要領を図示する。

(4) 当て板厚の計算

補強後の応力状態も、要求性能と同等とし、部材縁の一部塑性化を許容することとした。

2軸曲げと軸方向力が同時に作用する場合、塑性域を考慮した断面計算は、相当に複雑な過程が必要となる。また、同じ断面内でも死荷重断面力と地震時断面力を分離して評価する必要がある。再配分を考慮した応力の算出は、より困難となる。

さらに、当て板補強の設計では、その当て板厚を算出することが目的であり、終局耐力や塑性時の変形性能を算出することが目的で無いため、塑性設計は適切でない。したが、当て板補強の設計では、計算が容易である弾性設計法によって、応力計算を行い、補強対象部材の選定で用いた耐力の判定式を採用し、許容される判定値1.2以下となる様にした。

外面当て板補強を施した部材の地震時の挙動は、地震時断面力に対しては、当て板と既設断面の双方で抵抗するが、死荷重に対しては既設断面のみで抵抗する特徴がある。したがって設計時は、地震時断面力により発生する応力と、死荷重断面力により発生する応力を個別に算出し、応力を合成する手法で部材の安全性の確認を行った。発生応力の算出は、

図-8に示す既設母材の部材縁にて行う。

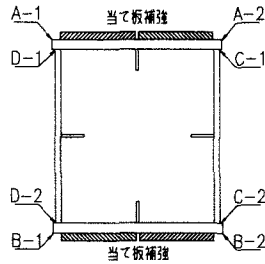


図-8 発生応力の算出箇所

断面に発生する応力（実際の発生応力は部材縁降伏後に再配分を期待するが、ここでは降伏は考えない）は、下記に算出される。

$$\sigma_t = \frac{N_D}{A_1} + \frac{N_{EQ}}{A_2} \quad (\text{式6.1})$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_{yD}}{Z_{y1}} + \frac{M_{yEQ}}{Z_{y2}} \quad (\text{式6.2})$$

$$\sigma_{bz} = \frac{M_{zD}}{Z_{z1}} + \frac{M_{zEQ}}{Z_{z2}} \quad (\text{式6.3})$$

σ_t σ_{by} σ_{bz} : 軸力・曲げモーメントによる発生力
 N_D : 死荷重軸力
 N_{EQ} : 地震時軸力
 M_{yD} M_{zD} : Y・Z軸周りの死荷重曲げモーメント
 M_{yEQ} M_{zEQ} : Y・Z軸周りの地震時曲げモーメント
 A_1 A_2 : 補強前・後の断面積
 Z_{y1} Z_{y2} : Y軸回りの補強前・後の断面係数
 Z_{z1} Z_{z2} : Z軸回りの補強前・後の断面係数

式6.1～6.3で算出される応力により判定値が、1.2以下となる様に、当て板補強の板厚を計算した。

(5) 当て板補強の構造詳細

当て板補強は図-9に示す様に、補強が必要とされる断面の手前に、必要ボルト本数が配列できるだけ延長することとした。

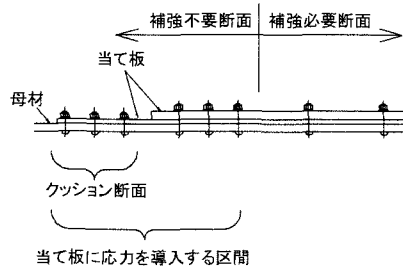


図-9 クッション断面

また当て板補強箇所と非補強箇所にて、応力のスムーズな伝達を期待し、当て板厚は既設母材の板厚以下とした。補強必要板厚が既設母材の板厚以上と

なる場合は、補強必要箇所の外側において、クッション断面部分を置くこととした（図-9）。

既設部材の添接板をまたいで補強もしくは応力の受け渡しが必要な場合は、図-10に示す応力をバイパスするリブを設けた当て板とした。

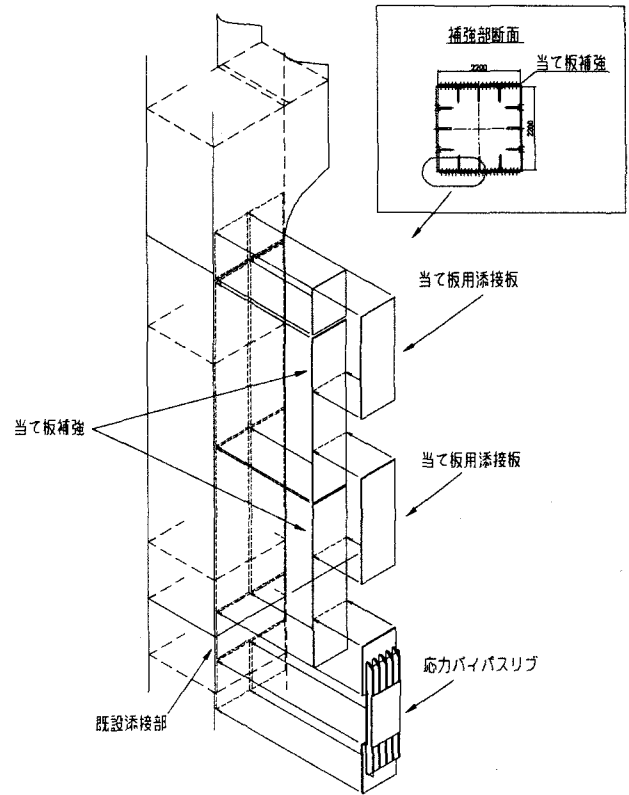


図-10 主塔（V11）における当て板補強の構造図

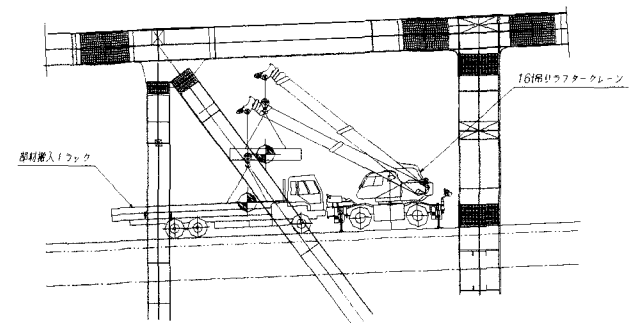


図-11 クレーン架設による障害

橋梁の補修・補強工事では、新橋の架設と異なり様々な制約の下、計画を行う必要がある。港大橋の場合も、部材の搬入・架設は供用中に車線を規制して行うため、次の様な制約を受けた。

- ①片車線を規制して架設を行うため、重機の旋回半径及びアウトリガー寸法に制約を受け、使用重機は最大で16トンラフタークレーンとなる。
- ②上層に、上対傾構があるためクレーンブームを起こすことが困難で、最大吊り荷重が小さくなる。斜材と鉛直材の隙間から部材架設を行うため、部材最大寸法の制約を受ける（図-11）。

上記の制約により補強部材は、最大重量2.0トン、最大部材長は4.5m程度で計画した。したがい、当て板の連続性を確保するため、当て板と同厚の添接板を用いて応力の伝達を行うこととした（図-10）。

7. 補強部材の接合方法

(1) 接合方法の選定

一般に鋼製橋脚の耐震補強ではリブ補強する場合に現場溶接が用いられているが、本橋のように海上部の小断面部材、かつ活荷重の影響を受けやすい上部構造部材の補強という特殊条件を勘案した場合、下記の問題がクローズアップされるため、ここでは高力ボルトによる方法を採用した。

- ① 供用環境下で常時微振動が発生し安定した状態での作業が困難で、品質が作業員の技量に影響する。
- ② 補強対象部材に、溶接性に問題がある材質が含まれている場合がある。溶接による材料の変調が問題となる場合がある。
- ⑥ 微細な溶接欠陥が、今後疲労亀裂を誘発する危険性がある。

また支圧接合を採用する場合は、高力ボルト摩擦接合に比べて許容耐力の増加を図ることが可能であるが、ボルト孔の仕上げ精度をはじめ、施工性や適用箇所に課題が残る他、耐用年数に関しても不明確であるため、高力ボルトによる摩擦接合を採用した。

摩擦接合の特徴は、応力の流れが円滑で、継手の剛性が高いことにある。また、摩擦接合では接触面で応力が伝達され、伝達面積が大きいために、大きな応力集中は起こらない。したがい常時で疲れ強さが高いと同時に、継手の剛性は溶接接合部と同じくらい大きい。これにより既設部材の母材鋼板と、補強部材の当て板鋼板の間での応力伝達メカニズムは支圧接合ほど複雑な検討を要さない利点がある。

(2) 高力ボルトの許容耐力

高力ボルトの許容摩擦耐力は次式で表される。

$$S_f = \frac{1}{\nu} m \mu B_0$$

ここに、M22(S10T)として、

S_f : 許容摩擦耐力 ($S_f=82\text{kN}$)

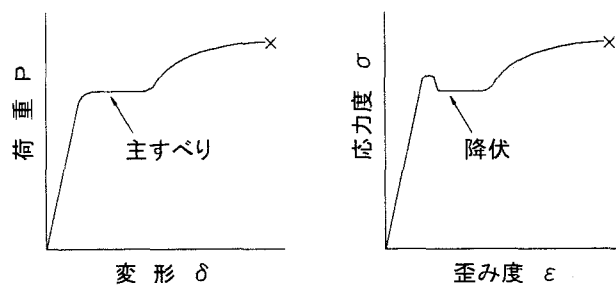
B_0 : 設計ボルト軸力 ($B_0=205\text{kN}$)

ν : すべりに対する安全率 ($\nu=1.0$)

m : 摩擦面の数 ($m=1$ 面)

μ : すべりに対する安全率 ($\mu=0.4$)

図-12に示す様に、高力ボルトの摩擦接合を採用した継手は、主すべり後、ボルトが孔面に接触するようになる。ボルトのせん断による破壊強度はリベットや中ボルトに比べてはるかに大きく、一般にすべりを生じた後もかなり大きな荷重に耐えることができる。したがい、鋼材と同様に高力ボルトに対しても、地震荷重に対して $\nu=1.0$ とした



(a) 高力ボルト継手のP-δ曲線 (b) 鋼材のσ-ε曲線

図-12 高力ボルト摩擦接合の荷重-変形曲線

また一般的に鋼材の降伏点は、基準降伏点より高く、材料としての潜在安全率を有しているが、高力ボルト接合部も導入ボルト軸力、すべり係数に同様な潜在安全率があるため、許容耐力に達すればすべるというものではない。

(3) 必要高力ボルト本数

通常の添接部では、母材が連続していないため、母材に作用する応力は全て添接板に伝達される。したがい添接板に作用する力は明確で、それに必要な高力ボルト本数は、作用力をボルトの許容耐力で除した本数で算出される。

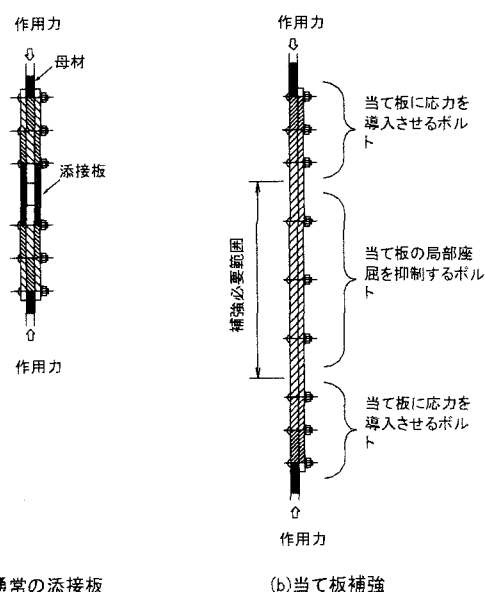


図-13 添接板と当て補強の相違

図-13に示す様に、連続した既設部材に高力ボルト

トで当て板を添架するため、当て板補強板には、母材のひずみにより応力が伝達される。このことから当て板補強は、幾つかのパネを介して力を伝達する支圧接合よりも、高力ボルトの摩擦接合で設計されるべきと言える。また当て板補強を必要とする箇所では、既に当て板自体に、期待する応力が発生しているべきなので、補強必要範囲外で、当て板に応力を導入させるボルトを集中させる構造とした。

図-12に示す様に、主すべり後の挙動が母材の挙動に近似するため、ボルト本数は実応力では無く、当て板単体の全塑性軸力に相当する力で算出することとした。一般的に、すべり荷重と継手母材の降伏点とを一致させる設計が行われた場合には、使用するボルトの強さが大であるため、破断に対してボルトは通常の場合安全であるとされている⁷⁾。したが、当て板に応力を導入させるボルトの本数は次式にて算出される。

$$n \geq \frac{A_g \times \sigma_y}{S_f}$$

ここに、 S_f : 許容摩擦耐力

A_g : 添架する当て板断面積

σ_y : 基準降伏点応力度

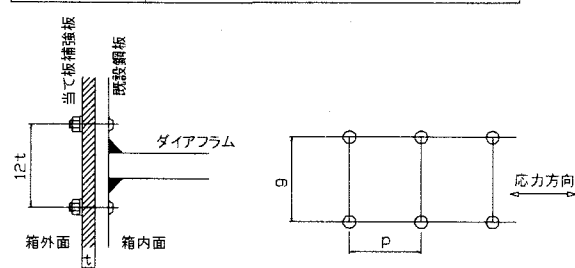
n : 必要ボルト本数

(4) ボルト最大中心間隔

ボルトの中心間隔は、ボルト間の材片が局部座屈することなく、かつ材片の密着性が確保できる寸法以下とするため、基本的に道路橋示方書に準拠した寸法とした。

表-4 最大ボルト中心間隔

M22	最大中心間隔 (mm)
p	12t ただし、150 以下 (やむを得ない場合は、300 以下)
g	24t ただし、300 以下



ピッチが150mm確保出来ない場合

ピッチとゲージ

図-14 ボルトピッチとゲージ

図-14に示す様に、既設部材の内面にダイヤフラムが溶接されている場合は、ボルト最大中心間隔を150mm確保出来ない場合もある。したが、いやむを得ない場合は、300mmまで許容した。ただし、その場

合でも当て板が単体で局部座屈することが無いように12t以下とした。

既設部材に孔明することによる断面欠損を考慮すると、当て板補強の接合に用いる高力ボルト本数は必要最小限に押さえるべきである。したが、表-4の範囲でなるべく大きい値を採用した。

(5) ボルト孔明による断面欠損の照査

高力ボルトを計画する場合、現場での孔明け作業が可能かどうか調査するとともに、孔明けにより断面欠損が生じるので、部材断面に応力上の余裕があるかどうかを照査する必要がある。ボルト孔明による断面欠損の照査は次の要領で行った。

- ①施工途中の安全性を考慮して引張側・圧縮側とも照査する。
- ②許容応力度は、引張側・圧縮側とも上限値を使用する。但し圧縮側は、孔引き前の全断面にて、座屈を考慮して低減された許容応力度を満足することを前提とする。
- ③照査断面は、当て板補強の板厚断面積は考慮しない。但し部材力の一部がボルト群の最外列の位置に至る前に母材から当て板に伝達されていることを考慮し、純断面を1.1倍割増しする。
- ④照査荷重ケースおよび許容応力度の割増しについては、建設当時の設計方針と同等とする。

8. まとめ

本稿では、合理的な耐震補強を実施するために示された、要求性能「部材縁の若干の塑性化を許容しつつ、部材としてはほぼ弾性の挙動を期待する」を満足する設計を、弾性設計法で検討した。

弾性設計法の根拠となる、耐荷力の許容判定値の設定方法については、別途報告するものとする。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋補修便覧, 1979
- 2) 阪神高速道路公団：港大橋工事誌, 土木学会, 1975.3
- 3) 笹戸松二, 松本忠夫, 江見晋, 古池正宏：長大カンチレバートラス橋の地震応答と耐震設計法について, 土木学会論文報告集第212号, 1973.4
- 4) 金治英貞, 高田佳彦, 鈴木直人, 美濃智広, 東谷修, 大濱浩二：長大ゲルバートラス橋の損傷制御耐震補強策と応答低減効果, 土木学会地震工学論文集, 2003.11
- 5) (社) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編, 2002
- 6) 土木学会：鋼構造物設計指針PART-A, 1999
- 7) (社) 鋼材倶楽部, 日本鋼構造協会：鋼構造接合資料集成, 技報堂出版, 1977